

ارزیابی کاربرد مهاربندهای فولادی همگرا، واگرا و کمانش گریز در بهسازی لرزه ای قاب های خمشی فولادی

مرتضی رئیسی دهکردی^{۱*}، مرتضی علیزاده اسفیوخی^۲، مهدی اقبالی^۳

اطلاعات مقاله	چکیده
دریافت مقاله: ۱۳۹۳/۰۴/۱۱ پذیرش مقاله: ۱۳۹۳/۰۸/۱۱	
واژگان کلیدی: بهسازی لرزه ای، قاب خمشی فولادی، مهاربند فولادی کمانش گریز، تحلیل استاتیکی غیرخطی.	<p>بسیاری از ساختمان های موجود در کشور براساس ضوابط ویرایش اول استاندارد ۲۸۰۰ طراحی و ساخته شده اند. افزایش دانش مهندسی زلزله و اعمال تغییرات در ضوابط آیین نامه های طراحی و ارزیابی لرزه ای در سال های اخیر باعث گردیده است که سازه های موجود در تامین نیازهای لرزه ای دارای ضعف های موضعی یا کلی باشند؛ بنابراین شناسایی و بکارگیری روش های مناسب برای بهسازی لرزه ای سازه های موجود و تامین سطوح عملکرد طراحی سازه ها ضروری است. در این پژوهش، رفتار لرزه ای غیرخطی ۶ مدل ساختمان فولادی با سیستم قاب خمشی ۴، ۸ و ۱۲ طبقه طراحی شده بر اساس ضوابط ویرایش اول استاندارد ۲۸۰۰ و نشریه ۵۱۹، با استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی بررسی شده است. نتایج ارزیابی نشان می دهد که قاب های خمشی فولادی موجود که بر اساس ویرایش اول استاندارد ۲۸۰۰ طراحی و ساخته شده اند نیازهای سختی و شکل پذیری ضوابط ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰ و FEMA ۳۵۶ را تامین نمی نمایند و نیازمند بهسازی هستند. بهسازی این قاب ها با مهاربندهای فولادی همگرا باعث افزایش سختی و کاهش تغییر مکان های جانبی شده ولی به دلیل کمانش مهاربند فشاری، سازه ها دچار افت ناگهانی مقاومت گردیده و رفتار شکل پذیری نداشته اند. در استفاده از مهاربندهای واگرا به علت تمرکز تغییر شکل های پلاستیک در تیرهای پیوند و حالت الاستیک مهاربندها رفتار سازه در مقایسه با روش بهسازی با مهاربندهای همگرا، دارای شکل پذیری بیشتری است. کاربرد مهاربندهای کمانش گریز فولادی به علت عدم کمانش مهاربندهای فشاری و تسلیم در کشش باعث افزایش سختی، مقاومت و شکل پذیری سازه نسبت به مهاربندهای همگرا شده است و سطح عملکرد سازه بهبود یافته است.</p>

۱- مقدمه

* پست الکترونیک نویسنده مسئول: mraissi@iust.ac.ir

^۱ استادیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران

^۲ کارشناسی ارشد مهندسی عمران - سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران، صندوق پستی ۱۶۳-۱۶۷۶۵، نارمک، تهران ۱۶۸۴۶۱۳۱۱۴، ایران

^۳ دانشجوی دکتری مهندسی عمران - سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران، صندوق پستی ۱۶۳-۱۶۷۶۵، نارمک، تهران ۱۶۸۴۶۱۳۱۱۴، ایران

در مهاربندهای هم محور مرسوم به دلیل کمانش مهاربند، استهلاک مناسب انرژی القایی زلزله صورت نمی‌گیرد و بنابراین این مهاربندها رفتار نامتقارنی در کشش و فشار از خود نشان می‌دهند. مهاربندهای کمانش گریز نقاط ضعف مهاربندهای هم محور مرسوم را با جاری شدن مهاربندها در کشش و فشار بدون وقوع کمانش اصلاح می‌نمایند. از این رو می‌توان دلیل گسترش این مهاربندها در دهه‌ی اخیر را رفتار مناسب لرزه‌ای و جزئیات اجرایی نسبتاً ساده آنها بیان نمود.

جلوگیری از کمانش مهاربند با هدف فراهم نمودن تسلیم فشاری برای اولین بار، حدود ۳۰ پیش و توسط Benne Sirdhar برای جلوگیری از کمانش ستون‌ها و افزایش باربری آنها در هندوستان مورد بررسی قرار گرفت [۵]. پس از آن، تحقیقاتی بر روی مهاربندهای کمانش گریز در سال ۱۹۸۰ در ژاپن انجام شد؛ و در سال ۲۰۰۰ در آمریکا این نوع مهاربندها به صورت عملی مورد استفاده قرار گرفتند و کاربرد آنها به سرعت گسترش یافت [۶]. Clerk در سال ۱۹۹۹ [۷] تقاضای لرزه‌ای این مهاربندها را با آزمایش‌های گسترده مورد مطالعه قرار داد و نشان داد که این مهاربندها دارای منحنی رفتاری متقارن و پایداری هستند و برای اولین بار روشی برای طراحی ساختمان‌ها با استفاده از سیستم مهاربندی کمانش گریز ارائه نمود. Inoue در سال ۲۰۰۱ [۸] دو آزمایش بر روی رفتار این مهاربندها با هدف بررسی کمانش مهاربند و منظور نمودن سختی مهاربند در قاب در معرض بار زلزله انجام داد و مهاربندهای کمانش گریز را به عنوان میراگرهای هیستریزیس معرفی نمود تا طراح بتواند بدون در نظر گرفتن رفتار پیچیده کمانشی این مهاربندها، سختی، مقاومت و اتلاف انرژی این مهاربندها را به راحتی کنترل نماید. Black و همکارانش در سال ۲۰۰۲، [۹] آزمایش‌هایی را روی سیستم مهاربندی کمانش گریز انجام دادند و با مقایسه منحنی چرخه‌ای با نتایج آزمایشگاهی نتیجه گرفتند که منحنی چرخه‌ای

با گسترش دانش مهندسی زلزله ضوابط استانداردها و آیین‌نامه‌های ساختمانی در سال‌های اخیر تغییرات زیادی داشته‌اند و طراحی عملکردی بر مبنای تغییر شکل همانند روش طراحی بر اساس نیرو برای اجزای مختلف سازه‌ای و غیرسازه‌ای ارائه شده است. بنابراین براساس ضوابط جدید ممکن است سازه‌های موجود دارای ضعف‌های کلی و موضعی در تامین نیاز نیروهای وارد بر ساختمان باشند. در داخل کشور نیز تعداد زیادی از ساختمان‌های موجود براساس ضوابط طراحی ویرایش اول استاندارد ۲۸۰۰ [۱] مصوب سال ۱۳۶۶ طراحی و اجرا شده‌اند و بنابراین این ساختمان‌ها بر اساس ضوابط جدید استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش سوم) [۲] و آیین‌نامه‌های بهسازی لرزه‌ای مانند FEMA ۳۵۶ [۳] ممکن است توانایی تامین نیازهای لرزه‌-ای سازه را نداشته باشند و در نتیجه نیازمند بهسازی خواهند بود. بنابراین بکارگیری روش‌های مناسب برای بهسازی لرزه‌ای سازه‌های موجود و تامین ایمنی جانی ساکنین آنها ضرورت دارد.

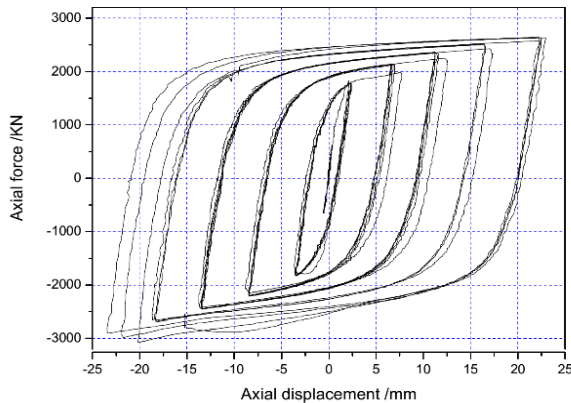
نتایج این پژوهش بر روی قاب‌های خمشی فولادی طراحی شده بر اساس ویرایش اول استاندارد ۲۸۰۰، نشان دهنده ضعف عملکردی این قاب‌ها در تامین شکل پذیری کافی براساس FEMA ۳۵۶ [۳] و استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش سوم [۲] در «سطح خطر ۱» و «سطح خطر ۲» بوده است. به منظور بهبود رفتار لرزه‌ای و بهسازی این قاب‌ها سه روش استفاده از مهاربندهای فولادی همگرای ضربدری (CBF^1)، مهاربندهای واگرا (EBF^2) و مهاربندهای کمانش گریز ($BRBF^3$) پیشنهاد شده و مورد ارزیابی قرار گرفته است. مهاربندهای کمانش گریز به عنوان سیستم جدیدی از مهاربندهای هم محور در بسیاری از کشورهای جهان از جمله ژاپن و آمریکا مورد استفاده قرار گرفته است و در بسیاری از آیین‌نامه‌های معتبر ساختمانی مانند آیین‌نامه طراحی سازه‌های فولادی آمریکا [۴] ضوابط مربوط به طراحی این مهاربندها ارائه شده است.

^۱ Eccentrically Braced Frames

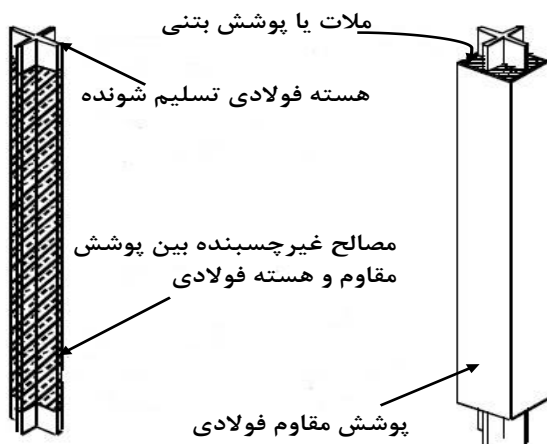
^۲ Buckling- Restrained Braced Frame

^۳ Concentrically Braced Frames

- هسته ضد کمانش فولادی با بتن مسلح پیرامونی یا اعضای دیگر
- هسته ضد کمانش فولادی با پوشش مقاوم فولادی (مهاربند کمانش گریز فولادی) (شکل ۳)



شکل ۱- منحنی چرخه‌ای مهاربندهای کمانش گریز فولادی براساس نتایج آزمایشگاهی [۱۴]



شکل ۲- اجزای تشکیل دهنده مهاربندهای کمانش گریز با هسته فولادی و ملات یا بتن و پوشش مقاوم [۱۶]

مهاربندهای کمانش گریز، متقارن، پایدار و گسترده است. Tembaba و همکارانش در سال ۲۰۰۴ [۱۰] بار کمانشی موثر مهاربندهای کمانش گریز را با در نظر گرفتن سختی و اثر اتصالات انتهایی مطالعه نمودند. Qiang و همکارانش در سال ۲۰۰۵ [۱۱] نمونه‌های کاربردی استفاده از این سیستم سازه‌ای بررسی نمودند. Takeushi و همکارانش در سال ۲۰۰۵ [۱۲] کمانش موضعی مهاربندهای کمانش گریز را تحقیق نمودند. در سال ۲۰۰۶ برای اولین بار کاربرد مهاربندهای کمانش گریز ساخته شده از فولاد^۱ (هسته ضد کمانش فولادی با پوشش مقاوم فولادی) مطرح شد و رفتار چرخه‌ای این مهاربندها به صورت آزمایشگاهی توسط Trembly و همکارانش مورد مطالعه قرار گرفت. نتایج بدست آمده بیانگر عملکرد مناسب این نوع مهاربندها در صورت کمینه نمودن فاصله بین هسته کمانش گریز و پوشش مقاوم بود [۱۳]. Ma و همکارانش در سال ۲۰۰۸ [۱۴] آزمایش‌هایی را بر روی رفتار لرزه‌ای مهاربندهای کمانش گریز فولادی با مقیاس واقعی انجام دادند، مطابق شکل (۱)، نتایج این آزمایش‌ها نشان‌دهنده استهلاک انرژی مناسب، رفتار چرخه‌ای پایدار و سیکل‌های مناسب در صورت استفاده از جوش در هسته جاری شونده بود. مطالعات آزمایشگاهی بر روی رفتار لرزه‌ای مهاربندهای کمانش گریز فولادی توسط Eryasar و همکاران در سال ۲۰۱۰ صورت گرفت که نشانگر رفتار چرخه‌ای پایدار برای نمونه‌های آزمایشگاهی بود و همچنین نشان داده شد که نحوه آرایش پیکربندی مهاربندهای کمانش گریز در تسلیم هسته فولادی تاثیرگذار است [۸ و ۱۵].

مهاربندهای کمانش گریز مطابق تحقیقات انجام شده [۸] و [۱۳-۱۵] براساس مصالح پوشش مقاوم خارجی به سه نوع طبقه بندی می شوند:

- هسته ضد کمانش فولادی با ملات یا بتن و پوشش مقاوم فولادی (شکل ۲)

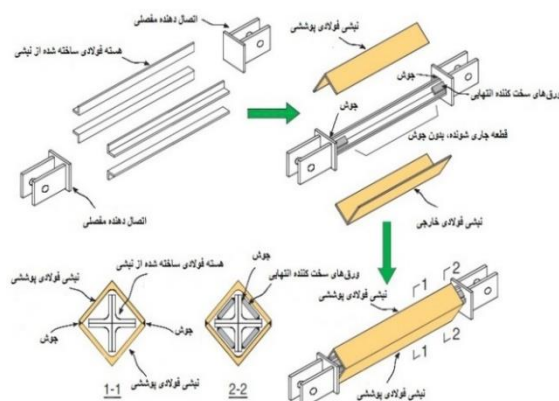
^۱ All-steel Buckling- Restrained Braced Frame

باشند. این مهاربندها رفتار یکسان در کشش و فشار از خود بروز می‌دهند. همچنین تحقیقات [۸] و [۱۳-۱۵] نشان می‌دهد که مهاربندهای کمانش گریز فولادی مانند سایر مهاربندهای کمانش گریز علاوه بر سختی مناسب، از شکل-پذیری بالایی برخوردارند و قابلیت جذب و استهلاک انرژی بالایی دارند.

در این پژوهش کاربرد مهاربندهای فولادی همگرا (CBF)، واگرا (EBF) و کمانش گریز (BRB) به منظور بهسازی لرزه ای ساختمان های فولادی با سیستم قاب خمشی مورد بررسی قرار گرفته است. مهاربندهای های همگرا و واگرا به دلیل گستردگی استفاده از آنها مورد توجه قرار گرفته اند و از مهاربندهای کمانش گریز فولادی به عنوان گونه‌ای نوین از مهاربندهای فولادی و همچنین پیشنهادات محققان مختلف استفاده شده است. ساختمان‌های فولادی با سیستم باربر جانبی قاب خمشی فولادی متوسط بر اساس بارگذاری ثقلی نشریه ۵۱۹ و بارگذاری جانبی ویرایش اول استاندارد ۲۸۰۰ و بدون در نظر گرفتن ضوابط لرزه ای (مبحث دهم مقررات ملی ساختمان- ویرایش ۱۳۹۲) طراحی شده‌اند و سپس بر اساس ضوابط ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰ و FEMA^{۳۵۶} مورد ارزیابی قرار گرفته‌اند. به منظور بهبود عملکرد لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی از مهاربندهای فولادی مختلف به طور جداگانه استفاده شده و تاثیر استفاده از هر نوع مهاربند بر رفتار لرزه ای موضعی و کلی سازه ها بررسی و ارائه شده است.

۲- مشخصات مدل ها

برای انجام این پژوهش از مدل‌های قاب خمشی فولادی متوسط طراحی شده بر اساس ویرایش اول استاندارد ۲۸۰۰ [۱] در ساختمان‌های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه به دو صورت منظم و نامنظم در پلان و ارتفاع استفاده شده است. براساس ضوابط ویرایش اول استاندارد ۲۸۰۰ [۱] کاربری ساختمان‌ها اداری با اهمیت متوسط ($I=1.0$)، نوع خاک ساختگاه III با خطر نسبی زلزله خیلی زیاد ($A=0.35g$)



شکل ۳- مهاربند کمانش گریز فولادی با نبشی فولادی (ABRB^۱) هسته ضد کمانش فولادی با پوشش مقاوم فولادی (مهاربند کمانش گریز فولادی) [۱۷]

رایج‌ترین نوع مهاربندهای کمانش گریز، هسته ضد کمانش فولادی محاط شده توسط ملات یا بتن با پوشش فولادی است که هسته فولادی آن توسط ماده‌ای غیر چسبنده از ملات جدا شده است و بنابراین این گونه مهاربندها به عنوان مهاربندهای کمانش گریز غیرچسبنده^۲ نامیده شده اند. در سال‌های اخیر استفاده از مهاربندهای کمانش گریز فولادی -که مصالح کلیه اجزای آنها از فولاد می باشند- به دلیل مزایای فراوان آنها گسترش یافته است. اجزا و عملکرد این نوع مهاربندهای کمانش گریز مشابه مهاربندهای کمانش گریز غیرچسبنده است و تنها تفاوت آنها در مصالح مورد استفاده در پوشش پیرامونی می‌باشد. به دلیل استفاده از اجزای فولادی در مهاربندهای کمانش گریز فولادی، نیازی به استفاده از ملات یا بتن و ماده غیر چسبنده وجود ندارد. از مزایای این نوع مهاربندها سبک‌تر بودن، سهولت در ساخت، کنترل کیفیت راحت‌تر، قابلیت تعمیر پس از زلزله و صرفه‌جویی در زمان و هزینه ساخت آن می‌باشد. آزمایش‌های مختلف انجام شده در مورد رفتار چرخه‌ای این مهاربندها [۸] و [۱۳-۱۵] بیانگر این موضوع است که مهاربندهای کمانش گریز فولادی همانند سایر مهاربندهای کمانش گریز با پوشش مقاوم فولادی و ملات و یا بتن مسلح پیرامونی دارای رفتار چرخه‌ای پایدار و قابل برگشتی می

^۲ Unbonded Buckling-restrained brace

^۱ Angle Steel Buckling-restrained Brace

مقاومسازی، طرح تقویت این سازه‌ها با استفاده از انواع مهاربندهای هم محور برون محور و کمانش‌گریز بررسی شده است.

در جداول (۱) و (۲) مشخصات و تعداد مقاطع مورد استفاده در تیر و ستون مدل‌ها نشان داده شده است و در شکل (۴) و (۵) پلان و یک نمونه از نمای محور ۱ مدل منظم و نامنظم ساختمان ۸ طبقه مورد مطالعه نشان داده شده است.

و سیستم باربر جانبی ساختمان‌ها در هر دو جهت قاب خمشی متوسط با ضریب رفتار ۶ در نظر گرفته شده است. ارتفاع تمامی طبقات به طور یکسان و برابر ۳/۲۰ متر می‌باشد. فولاد مصرفی از نوع فولاد نرمه ساختمانی (ST۳۷) و بتن مصرفی در سقف‌ها بتن با مقاومت مشخصه ۲۱۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع می‌باشد. بارگذاری ثقیل براساس نشریه ۵۱۹ و بارگذاری جانبی براساس ویرایش اول استاندارد ۲۸۰۰ انجام شده است.

ارزیابی آسیب‌پذیری این سازه‌ها بر اساس نشریه FEMA۳۵۶ [۳] انجام شده است و در صورت نیاز به

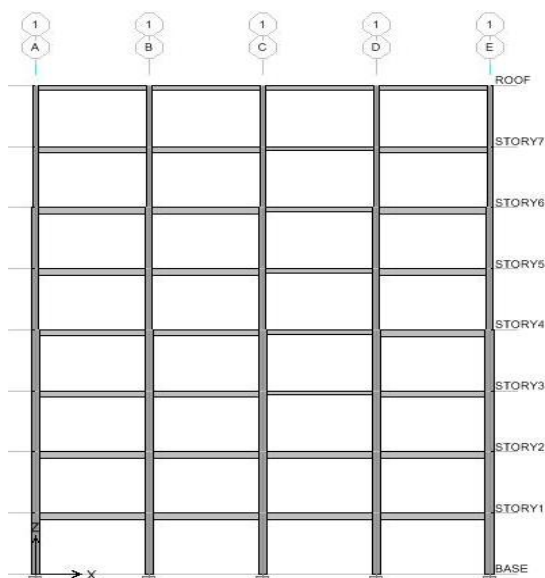
جدول ۱- مشخصات و تعداد مقاطع مورد استفاده در تیر و ستون‌ها در ساختمان‌های ۴ و ۸ طبقه منظم و نامنظم

تعداد کل مقاطع		مقطع مورد استفاده	اعضای اصلی	ساختمان‌ها
نامنظم	منظم			
50	50	BOX25X25X1.5	ستون	ساختمان ۴ طبقه
42	50	BOX30X30X1.5		
4	7	IPE200	تیر	
25	27	IPE270		
115	126	PG30X0.8F20X1.5		
75	75	BOX25X25X1.5	ستون	ساختمان ۸ طبقه
92	100	BOX40X40X2		
63	75	BOX30X30X2		
42	50	BOX45X45X2		
7	11	IPE220	تیر	
28	35	IPE270		
189	225	PG33X0.8F20X1.5		
200	209	PG34X1F20X2		

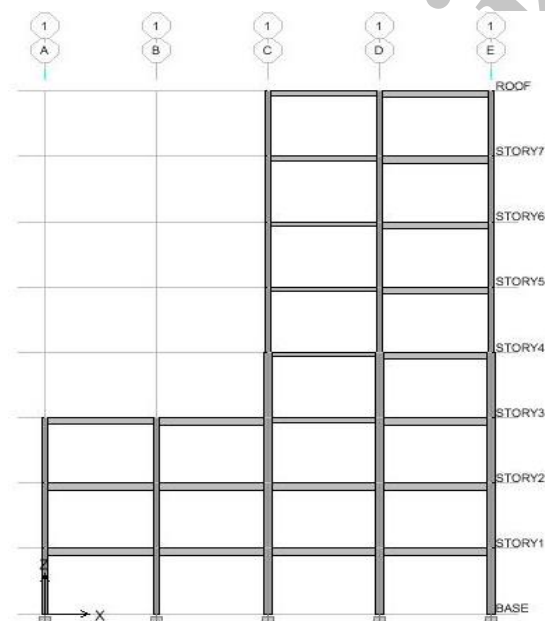
جدول ۲- مشخصات و تعداد مقاطع مورد استفاده در تیر و ستون‌ها در ساختمان ۱۲ طبقه منظم و نامنظم

تعداد کل مقاطع		مقطع مورد استفاده	اعضای اصلی	ساختمان‌ها
نامنظم	منظم			
42	50	BOX25X25X1.5	ستون	ساختمان ۱۲ طبقه
84	100	BOX40X40X1.5		
54	50	BOX30X30X1.5		
13	19	IPE220	تیر	
27	33	IPE270		
227	254	PG33X0.8F20X1.5		
13	14	PG34X1F20X2		

L۲ سطح خطر زلزله یک یا دو و CBF، EBF و BRBF طرح تقویت مورد استفاده در سازه می‌باشد. به عنوان مثال MN+L۱+CBF معرف قاب خمشی متوسط فولادی نامنظم ۴ طبقه در سطح خطر یک و تقویت شده با سیستم مهاربند هم محور می باشد.

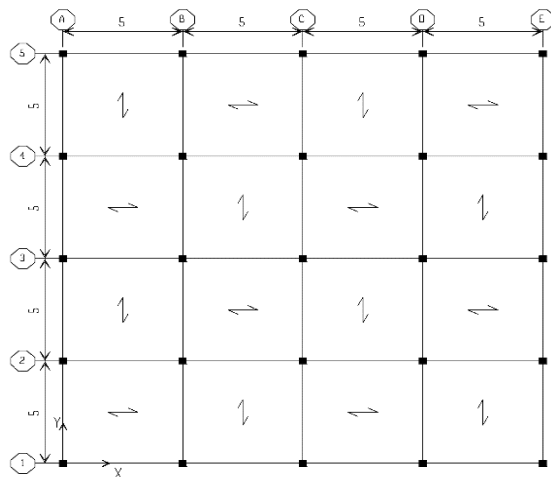


الف - مدل منظم

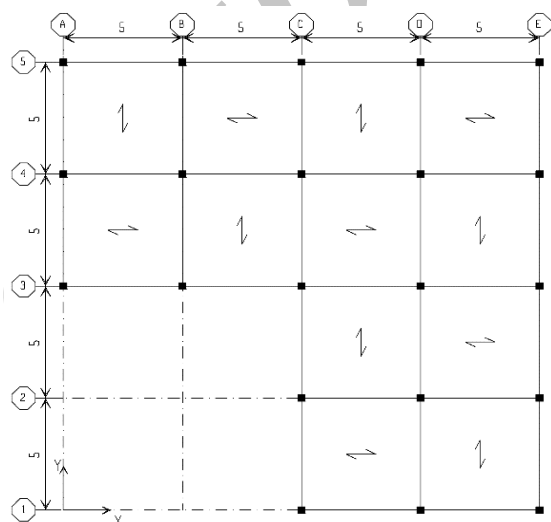


ب- مدل نامنظم

شکل ۵- نمای محورها ۱ مدل های منظم و نامنظم ساختمان های ۸ طبقه مورد مطالعه



شکل ۴- الف



شکل ۴- ب

شکل ۴- پلان ساختمان‌های مورد مطالعه (الف) منظم (ب) نامنظم

به منظور رعایت اختصار از نامگذاری مدل‌ها به صورت ذیل استفاده شده است.

$$"M" \left\{ \begin{matrix} N \\ or \\ L \end{matrix} \right\} \left\{ \begin{matrix} 4 \\ or \\ 8 \\ or \\ 12 \end{matrix} \right\} \left\{ \begin{matrix} L1 \\ or \\ L2 \end{matrix} \right\} "+" \left\{ \begin{matrix} CBF \\ or \\ EBF \\ or \\ BRBF \end{matrix} \right\}$$

در این عبارت M بیانگر قاب خمشی متوسط فولادی، R قاب منظم یا N نامنظم، ۴، ۸ یا ۱۲ تعداد طبقات، L۱ و

۳- روش تحقیق

برای ارزیابی آسیب‌پذیری و تقویت نمونه‌ها از تحلیل استاتیکی غیرخطی (تحلیل بارافزون) استفاده شده است. در این تحلیل، افزایش بار جانبی تا رسیدن تغییر مکان نقطه معینی (نقطه کنترل) به مقدار مشخصی (تغییر مکان هدف) یا بیشتر از آن انجام می‌شود. در هنگام افزایش بار جانبی تغییر شکل‌ها و نیروهای داخلی به طور مداوم و پیوسته تحت نظر قرار می‌گیرند. این روش مشابه روش تحلیل استاتیکی خطی است با این تفاوت که، رفتار غیرخطی هر یک از اعضا و اجزای سازه در تحلیل وارد می‌گردد و اثر زلزله به جای اعمال بار مشخص، بر حسب تغییر شکل برآورد می‌گردد [۱۸].

۳-۱- نقطه کنترل

مطابق با تفسیر دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود [۱۸] نقطه‌ی عملکرد بیانگر شرایطی است که در آن، ظرفیت سازه‌ای با نیاز لرزه‌ای تحمیل‌شده به سازه در اثر یک زمین‌لرزه مشخص، برابر باشد. مرکز جرم بام به عنوان نقطه کنترل تغییر مکان سازه انتخاب می‌گردد. بدین معنی که در هنگام تحلیل سازه تغییر شکل‌ها این نقطه از سازه مورد بررسی قرار می‌گیرد و منحنی ظرفیت براساس جابجایی این نقطه ترسیم می‌گردد.

۳-۲- تغییر مکان هدف

جابجایی متناظر با نقطه کنترل براساس نشریه FEMA ۳۵۶ [۳] تغییر مکان هدف^۱ و در آیین‌نامه ATC-۴۰ جابجایی تقاضا^۲ نامیده شده است. در تعریف تغییر مکان هدف پارامترهای مختلفی موثرند مانند، سطح عملکرد مورد انتظار از سازه و سطح خطر زلزله. در واقع تغییر مکان هدف بیانگر هدف بهسازی (بهسازی مبنا) است. روشی که برای به دست آوردن تغییر مکان هدف در نشریه FEMA ۳۵۶ [۳] مورد استفاده قرار می‌گیرد به روش

ضرایب جابجایی^۳ معروف است. در آیین‌نامه ATC-۴۰

جابجایی تقاضا به روش طیف ظرفیت^۴ تعیین می‌گردد.

در نشریه FEMA ۳۵۶ [۳] تغییر مکان هدف برابر است با:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (1)$$

در این رابطه:

T_e : زمان تناوب اصلی موثر سازه در جهت مورد بررسی

است که براساس مدل دو خطی از رابطه (۲) به دست می‌آید.

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{k_i}{k_e}} \quad (2)$$

T_i : زمان تناوب اصلی ساختمان با فرض رفتار خطی در جهت مورد بررسی

k_i : سختی جانبی الاستیک ساختمان در جهت مورد

بررسی

k_e : سختی موثر سازه که برابر با شیب اولیه منحنی دو خطی نیرو- تغییر مکان است.

C_0 : جابجایی طیفی الاستیک سیستم یک درجه آزادی را به بیشینه جابجایی بام ربط می‌دهد.

C_1 : ضریب اصلاح برای تبدیل تغییر مکان‌های محاسبه‌شده از پاسخ خطی الاستیک به بیشینه تغییر مکان‌های غیر الاستیک مورد انتظار سازه

C_2 : مربوط به اثرات کاهش سختی، مقاومت و باریک شدگی در منحنی چرخه‌ای اعضای سازه‌ای است. این ضریب که بیانگر سطح عملکردی سازه است با توجه به زمان تناوب خاک نوع ۳ ($T_s=0.7$) و زمان تناوب سازه محاسبه می‌گردد.

C_3 : ضریبی است که اثرات مربوط به پدیده $P-\Delta$ را در نظر می‌گیرد. با توجه به محاسبات اثر $P-\Delta$ این ضریب برابر ۱ در نظر گرفته شد.

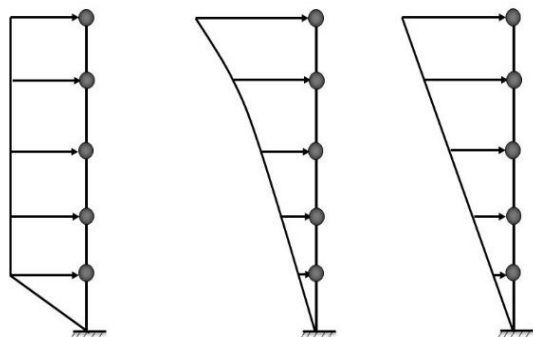
^۳ Displacement coefficient Method

^۴ Capacity Spectrum Method

^۱ Target Displacement

^۲ Demand Displacement

ب-۲ توزیع متغیر که در آن توزیع بار جانبی بر حسب وضعیت رفتار غیرخطی مدل سازه در هر گام افزایش بار با استفاده از یک روش معتبر تغییر داده می‌شود [۳].



الف- توزیع مثلثی ب- توزیع متناسب با مدهای بالا ج- توزیع یکنواخت

شکل (۶) حالت‌های توزیع بار جانبی [۱۸]

در کلیه مدل‌های مورد مطالعه مطابق نشریه FEMA ۳۵۶ [۳] از الگوی توزیع بار جانبی نوع اول و دوم استفاده شده است. نتایج بدست آمده نشانگر ایجاد وضعیت بحرانی در اعضای سازه‌ای در صورت استفاده از الگوی توزیع بار مثلثی بوده است بنابراین در این پژوهش نتایج مربوط به این الگوی بار جانبی ارائه شده است.

۳-۴- هدف بهسازی

در تمامی نمونه‌های مورد مطالعه، هدف بهسازی مبنا و در نتیجه حفظ ایمنی جانی ساکنان مورد نظر بوده است. به عبارت دیگر با تامین بهسازی مبنا هدف ارتقاء عملکرد ساختمان به حداقل‌های مورد قبول آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰) [۲] بوده است.

۳-۵- سطح عملکرد و سطوح خطر زلزله

هر سطح عملکرد نشان‌دهنده‌ی حداکثر خرابی مورد انتظار سازه است، به طوری که اگر خرابی از این حد افزایش پیدا کند، سطح عملکرد سازه تغییر پیدا خواهد نمود. در FEMA ۳۵۶ [۳]، کل ساختمان به دو گروه اجزای سازه‌ای و اجزای غیر سازه‌ای تقسیم‌بندی شده و وضعیت کلیه‌ی

S_a: شتاب طیفی الاستیک که در سطح خطر ۲، ۱/۵ برابر سطح خطر یک منظور شده است و T_e: زمان تناوب اصلی موثر سازه در امتداد مورد بررسی.

۳-۳- الگوی بار جانبی

توزیع بار جانبی بر مدل سازه باید تا حد امکان شبیه به آنچه که در هنگام زلزله رخ خواهد داد، باشد و حالت‌های بحرانی تغییر شکل و نیروهای داخلی را در اعضا ایجاد نماید (شکل ۶). به همین جهت بر اساس FEMA ۳۵۶ [۳] باید حداقل دو نوع توزیع بار جانبی به شرح زیر، بر روی سازه اعمال شود:

الف- توزیع نوع اول

به عنوان توزیع نوع اول باید بار جانبی به یکی از سه روش زیر محاسبه و بر مدل سازه اعمال شود. برای سازه‌هایی که دارای زمان تناوب بزرگ‌تر از یک ثانیه هستند فقط می‌توان از روش سوم این توزیع بار استفاده نمود [۳].

الف-۱ توزیع متناسب با توزیع بار جانبی در روش استاتیکی خطی، زمانی می‌توان از این نوع توزیع استفاده نمود که حداقل ۷۵٪ جرم سازه در مد اول مرتعش گردد. در صورت انتخاب این توزیع، توزیع نوع دوم باید از نوع یکنواخت انتخاب شود.

الف-۲ توزیع متناسب با شکل مد اول ارتعاش در جهت مورد نظر، از این توزیع زمانی می‌توان استفاده نمود که حداقل ۷۵٪ جرم سازه در این مد مشارکت کند.

الف-۳ توزیع متناسب با نیروی جانبی حاصل از تحلیل دینامیکی خطی طیفی، برای این منظور تعداد مدهای ارتعاش باید چنان انتخاب شود که حداقل ۹۰٪ جرم سازه در تحلیل مشارکت کند [۳].

ب- توزیع نوع دوم

به عنوان توزیع نوع دوم باید بار جانبی به یکی از دو روش زیر محاسبه و بر مدل سازه اعمال شود.
ب-۱ توزیع یکنواخت که در آن بار جانبی متناسب با وزن هر طبقه محاسبه می‌شود.

به منظور مدلسازی رفتار غیرخطی اعضا از تعریف مفاصل پلاستیک بر اساس نوع تلاش اعضای سازه و بر اساس ضوابط FEMA^{۳۵۶} [۳] استفاده شده است.

معیارهای پذیرش و پارامترهای مدل‌سازی مهاربندهای کمانش‌گریز در برخی از آیین‌نامه‌های بهسازی لرزه‌ای نظیر ASCE^{۴۱-۰۶} [۲۰] ارائه شده است. این آیین‌نامه برای تحلیل‌های خطی از ضریب تعدیل m برای انطباق رفتار خطی و غیرخطی سازه استفاده می‌نماید. این ضریب برای مهاربندهای کمانش‌گریز همانند مهاربندهای هم‌محور با شکل‌پذیری متوسط در کشش و فشار یکسان تعریف می‌شود. آیین‌نامه ASCE^{۴۱-۰۶}، استفاده از معیارهای پذیرش اعضای غیر اصلی را با پوش نمودار هیستریزیس کامل مجاز می‌داند. استفاده از معیارهای پذیرش غیرخطی برای مهاربند در کشش بر اساس این آیین‌نامه و برای سطح عملکرد قابلیت استفاده بدون وقفه (IO)، ایمنی جانی (LS) و آستانه فروریزش (CP) به ترتیب به $0.25\Delta_y$ ، $0.11\Delta_y$ و $1.3\Delta_y$ محدود شده است. براساس نتایج آزمایشگاهی شرکت معتبر Nippon Steel طراح و مجری مهاربندهای کمانش-گریز در ژاپن [۲۱] و همچنین نتایج تحقیقات Fahnestock و همکاران [۲۲] می‌توان حداکثر ظرفیت شکل‌پذیری مهاربندهای کمانش‌گریز را بیشتر از ۲۰ برابر ظرفیت تغییر شکل تسلیم آنها ($20\Delta_y$) در نظر گرفت؛ همچنین بر اساس تحقیقات انجام شده در دانشگاه واشنگتن [۲۲] معیارهای پذیرش مهاربندهای کمانش‌گریز در کشش بر اساس ASCE^{۴۱-۰۶} و داده‌های Nippon Steel همانند جدول ۴ قابل استفاده خواهد بود [۲۲]. پارامترهای مدلسازی و معیارهای پذیرش مربوط به مهاربندهای برون‌محور، تیرهای فولادی و مهاربندهای هم‌محور مطابق FEMA^{۳۵۶} [۳] در جدول (۵) تا (۷) ارائه شده است.

اجزای سازه‌ای و غیر سازه‌ای در تعریف هر سطوح عملکردی تاثیر گذار بوده‌اند.

بنا به تعریف تراز زلزله یا سطح خطر برابر با میزان احتمال وقوع زلزله‌ای با احتمال رویداد سالیانه در یک بازه زمانی مشخص (طول عمر مفید ساختمان) است. احتمال رویداد سطوح مختلف زلزله در FEMA^{۳۵۶} [۳] به صورت ذیل ارائه شده است:

- سطح خطر-۱: این سطح خطر براساس ۱۰٪ احتمال زلزله در ۵۰ سال که معادل دوره بازگشت ۴۷۵ سال است، تعیین می‌شود. این سطح خطر در استاندارد ۲۸۰۰ ایران زلزله طرح (DBE) نامیده می‌شود.
- سطح خطر-۲: این سطح خطر براساس ۲٪ احتمال زلزله در ۵۰ سال که معادل دوره بازگشت ۲۴۷۵ سال است، تعیین می‌شود. این سطح خطر در استاندارد ۲۸۰۰ ایران بیشینه زلزله طرح^۲ (MCE) نامیده می‌شود.
- سطح خطر انتخابی (زلزله با هر احتمال رویداد در ۵۰ سال): این سطح خطر در موارد خاص و با ملاحظات ویژه مناسب است.

در این تحقیق از دو سطح خطر ۱ و ۲ برای انتخاب طیف طرح و تحلیل لرزه‌ای سازه‌های مورد مطالعه استفاده شده است. در ارزیابی مدل‌های اولیه (قبل از ارائه طرح‌های تقویت) از سطح خطر ۲ و در تحلیل لرزه‌ای سازه‌ها (بعد از ارائه طرح‌های تقویت) از سطح خطر ۱ استفاده شده است. برای این منظور از طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰ به عنوان سطح خطر ۱ و برای بدست آوردن طیف پاسخ سطح خطر ۲ مطابق استاندارد ASCE^{۰۷-۱۰} [۱۹] از ۱/۵ برابر طیف طرح ساختگاه در سطح خطر ۱ استفاده شده است.

۳-۶- پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش

^۲Maximum Credible Earthquake (MCE)

^۱Design Base Earthquake (DBE)

جدول ۴- معیارهای پذیرش در روش های غیرخطی مهاربندهای کمانش گریز [۲۰] و [۲۱]

معیارهای پذیرش		سطوح عملکرد
Nippon Steel	ASCE 41-06	
$5\Delta_y$	$0.25\Delta_y$	قابلیت استفاده بدون وقفه (IO)
$15\Delta_y$	$11\Delta_y$	ایمنی جانی (LS)
$20\Delta_y$	$13\Delta_y$	آستانه فروریزش (CP)

جدول ۵- پارامترهای مدل سازی و معیارهای پذیرش مهاربند برون محور (تیر پیوند EBF) [۳]

معیارهای پذیرش				پارامترهای مدل سازی				جزء/تلاش
اعضای غیر اصلی		اعضای اصلی		کلیه اعضا	نسبت تنش پسماند	زاویه چرخش خمیری		
CP	LS	CP	LS	IO	c	b	a	
۰.۱۶	۰.۱۴	۰.۱۴	۰.۱۱	۰.۰۰۵	۰.۸	۰.۱۷	۰.۱۵	$e \leq (16M_{CE}/V_{CE})$
همانند مقادیر تیرها در خمش (جدول ۶)								$e \geq (2.6M_{CE}/V_{CE})$
با استفاده از درون یابی خطی								$(2.6M_{CE}/V_{CE}) < e < (16M_{CE}/V_{CE})$

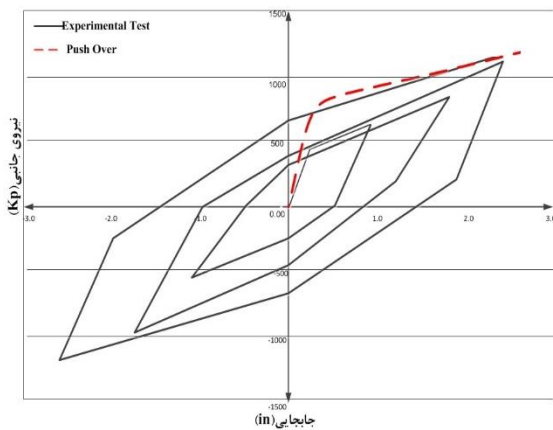
جدول ۶- پارامترهای مدل سازی و معیارهای پذیرش تیرهای فولادی در خمش (تیرها - در خمش) [۳]

معیارهای پذیرش				پارامترهای مدل سازی				جزء/تلاش
اعضای غیر اصلی		اعضای اصلی		کلیه اعضا	نسبت تنش پسماند	زاویه چرخش خمیری		
CP	LS	CP	LS	IO	c	b	a	
$11\theta_y$	$9\theta_y$	$8\theta_y$	$6\theta_y$	θ_y	۰.۶	$11\theta_y$	$9\theta_y$	$h/t_w \leq 3185/(\sqrt{F_{ye}})$ & $b_f/2t_f \leq 420/(\sqrt{F_{ye}})$
$4\theta_y$	$3\theta_y$	$3\theta_y$	$2\theta_y$	$0.25\theta_y$	۰.۲	$6\theta_y$	$4\theta_y$	$h/t_w \geq 5365/(\sqrt{F_{ye}})$ OR $b_f/2t_f \leq 545/(\sqrt{F_{ye}})$
با استفاده از درون یابی خطی و کوچک ترین مقدار حاصل								مقادیر دیگر $b_f/2t_f$ یا h/t_w

جدول ۷- پارامترهای مدل سازی و معیارهای پذیرش مهاربند هم محور و تیر و ستون متصل به آنها [۳]

معیارهای پذیرش				پارامترهای مدل سازی				جزء/تلاش
اعضای غیر اصلی		اعضای اصلی		کلیه اعضا	نسبت تنش پسماند	زاویه چرخش خمیری		
CP	LS	CP	LS	IO	c	b	a	
$7\Delta_T$	$6\Delta_T$	$5\Delta_T$	$3\Delta_T$	$0.25\Delta_T$	۱.۰	$7\Delta_T$	$5\Delta_T$	تیر و ستون در کشش
$7\Delta_C$	$6\Delta_C$	$6\Delta_C$	$4\Delta_C$	$0.25\Delta_C$	۰.۲	$7\Delta_C$	$0.5\Delta_C$	مهاربند فشاری
$13\Delta_T$	$11\Delta_T$	$9\Delta_T$	$7\Delta_T$	$0.25\Delta_T$	۰.۸	$14\Delta_T$	$11\Delta_T$	مهاربند کششی

استفاده قرار گرفته است [۲۳]. در این پژوهش، مدل سازه بر اساس مدل آزمایشگاهی Rutherford و Chekene طراحی شده و مفاصل پلاستیک و معیارهای پذیرش براساس جدول ۴ (بخش ۳-۶) و نتایج آزمایشگاهی ارائه شده توسط شرکت Nippon Steel به اعضای سازه اختصاص داده شده است و از تحلیل استاتیکی غیرخطی برای ارزیابی رفتار مدل‌ها استفاده شده است. برای بررسی صحت مدل‌سازی یک چهارم منحنی چرخه‌ای حاصل از آزمایشات [۲۳] با منحنی پوش آور حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی مانند شکل (۸) استفاده شده است. نتایج نمودار نشان دهنده وجود تطابق قابل قبول بین نتایج مدل‌سازی و آزمایشگاهی است.



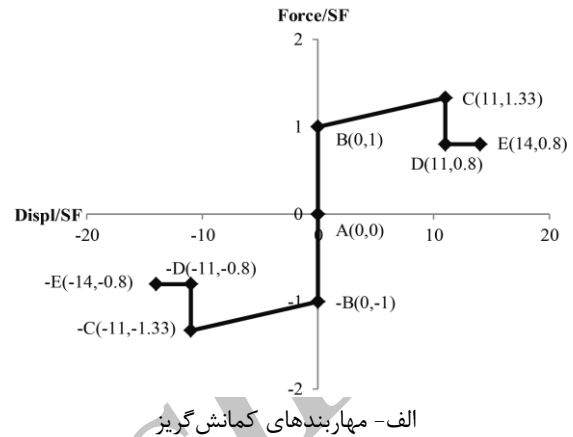
شکل ۸- صحت سنجی بین نتایج مدل‌سازی و آزمایشگاهی

۸-۳- شاخص رفتار غیرخطی (N_{bf})

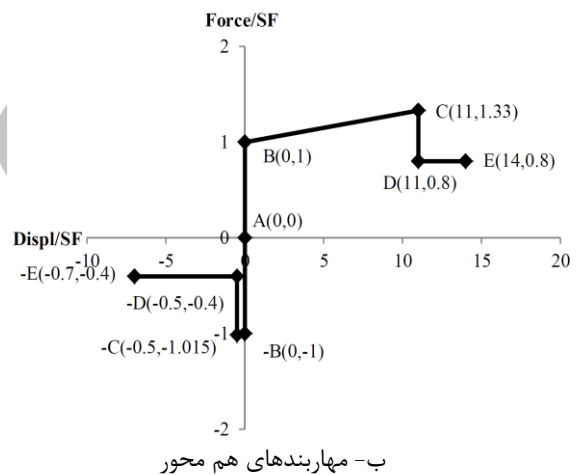
به منظور بررسی کامل رفتار غیرخطی نمونه‌ها و همچنین جهت ایجاد امکان مقایسه رفتار سازه‌های مختلف با یکدیگر، با در نظر گیری رفتار کلیه مفاصل نمونه مورد بررسی، شاخص رفتار غیرخطی N_{bf}^۱ براساس نمودار رفتار اعضا برای سطوح عملکرد مختلف مطابق شکل (۹) و به صورت رابطه ۳ پیشنهاد شده است [۲۴]:

$$N_{bf} = \left[\frac{n_{(A-B)} \times 1 + n_{(B-IO)} \times 1 + n_{(IO-LS)} \times 3 + n_{(LS-CP)} \times 6 + n_{(CP-C)} \times 9}{n_{TOTAL}} \right] \quad (3)$$

با توجه به پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش ارائه شده در جداول (۵) تا (۷) نحوه مدل‌سازی مهاربندهای کمانش‌گریز و هم محور در شکل (۷) نشان داده شده است.



الف- مهاربندهای کمانش‌گریز



ب- مهاربندهای هم محور

شکل (۷)- نحوه مدل‌سازی مهاربندها

۳-۷- صحت سنجی

به منظور بررسی صحت مدل‌سازی و تعریف پارامترهای مدل‌سازی در تحلیل غیرخطی از مقایسه نتایج مدل‌سازی این پژوهش با داده‌های آزمایشگاهی Rutherford و Chekene [۲۳] استفاده شده است. در تحقیقات آزمایشگاهی Rutherford و Chekene به منظور ارزیابی صحت نتایج طراحی مهاربندهای کمانش‌گریز برای ساختمان‌های واقعی سه قاب ساختمانی با مقیاس واقعی با سیستم مهاربند کمانش‌گریز تحت بارگذاری تناوبی مورد

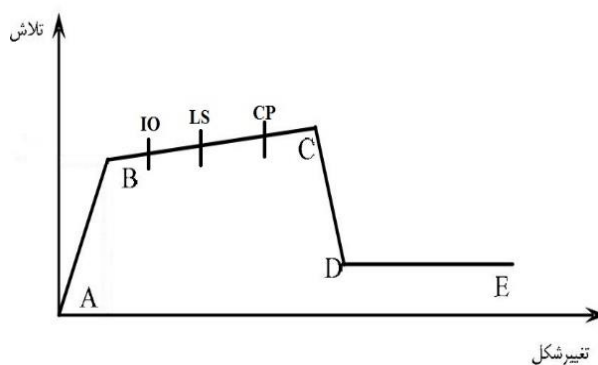
^۱ Nonlinear behavior factor

براساس ضوابط ویرایش سوم مشاهده گردید که نسبت تنش ها در بسیاری از اعضای سازه بیشتر از ظرفیت سازه است. به عنوان مثال در سازه ۴ طبقه، بیشترین نسبت تنش در ستون ها برابر $1/39$ و در تیرها برابر $1/28$ می باشد و نسبت تنش در 25% تیرها و 54% ستون های سازه بیش تر از مقدار یک بدست آمده است؛ بنابراین اعضای این سازه ها براساس ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش سوم مقاومت قابل قبولی نداشته اند.

کنترل معیار سختی در محدوده الاستیک بر اساس تغییر مکان نسبی (گریز یا دریفت)^۱ مجاز طبقات بررسی می شود. با توجه به نتایج بدست آمده مقدار گریز طبقات سازه منظم و نامنظم بیشتر از مقدار مجاز براساس ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰ می باشد؛ بنابراین اعضای این سازه ها براساس ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش معیار سختی را نیز برآورده نمی نمایند.

در محدوده رفتار غیرخطی این سازه ها از تحلیل استاتیکی غیرخطی بهره گرفته شده است. نتایج تحلیل نشان می دهد که آسیب پذیری قاب های خمشی منظم در پلان و ارتفاع بیشتر به صورت موضعی است و اکثر مفاصل تشکیل شده در ستون های طبقات اول و برخی از ستون های طبقات میانی از سطح عملکرد مورد نظر (ایمنی جانی) تجاوز نموده اند. در قاب های خمشی نامنظم میزان آسیب پذیری بیشتر است و علاوه بر تمامی مفاصل پلاستیک تشکیل شده در ستون های طبقه اول برخی مفاصل پلاستیک تشکیل شده ستون های طبقات بالایی و برخی از تیرها دارای میزان چرخشی بیشتر از معیارهای پذیرش سطح عملکرد ایمنی جانی بوده اند بنابراین سطح عملکرد ایمنی جانی را نقض نموده اند. برای سطح خطر زلزله ۲، ساختمان های منظم و نامنظم ۱۲ طبقه دچار گسیختگی شده اند و سطح عملکرد ایمنی جانی تامین نشده است.

به منظور ارزیابی دقیق تر، در شکل ۱۰ مقدار شاخص N_{bf} در تغییر مکان هدف برای نمونه های مختلف مورد بررسی و مقایسه قرار گرفته است. همچنین به عنوان نمونه وضعیت



شکل ۹- نمودار رفتار اعضا و محدوده رفتاری آن

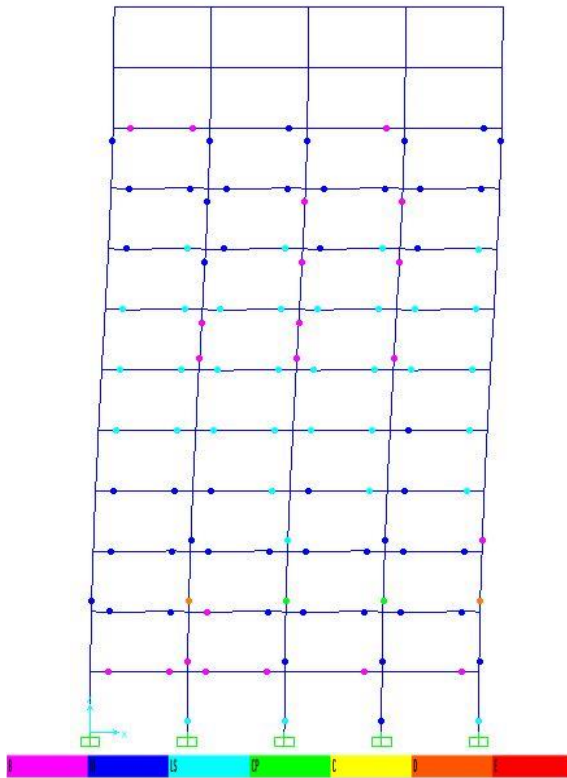
در این رابطه n_{x-y} نشان دهنده کل مفاصل موجود در هر یک از نواحی مشخص شده محدوده هر سطح عملکرد می باشد و Π_{TOTAL} تعداد کل مفاصل پلاستیک تشکیل شده است. این شاخص نشان دهنده میانگین وزنی از تعداد مفاصل پلاستیک در سطوح عملکرد مختلف و اهمیت رفتار آنها می باشد و روند تغییرات غیرخطی سازه را در طول بارگذاری به صورت کمی با مقادیری بین ۰ تا ۹ ارائه می نماید. افزایش مقدار N_{bf} بیانگر ورود بیشتر سازه مورد بررسی به ناحیه غیرخطی است.

۴- ارزیابی لرزه ای قاب های خمشی طراحی شده بر اساس ویرایش اول استاندارد ۲۸۰۰

به منظور ارزیابی لرزه ای سازه های موجود، مدل های سه بعدی این سازه ها تحت اثر بارگذاری ثقلی براساس استاندارد ۵۱۹ و زلزله طرح استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش اول، تحلیل و طراحی شده است. در محدوده رفتار الاستیک این سازه ها، می توان معیار مقاومت و سختی را مورد بررسی قرار داد.

براساس ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ ضریب برش پایه (C) بدست آمده بر اساس ویرایش سوم برای سازه ۴، ۸ و ۱۲ طبقه بیشتر از ویرایش اول استاندارد ۲۸۰۰ می باشد. با تغییر ضریب زلزله از استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش اول به ویرایش سوم در مدل های سازه های مورد بررسی و طراحی

^۱Story Drift

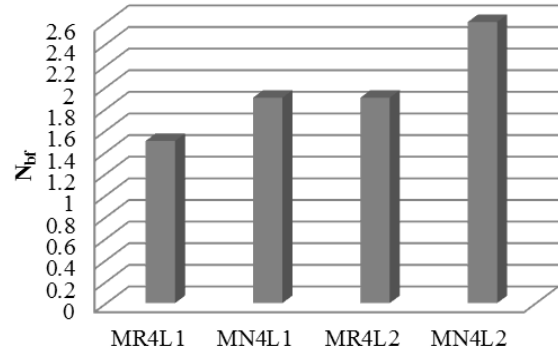


شکل ۱۱- محل و وضعیت تشکیل مفاصل پلاستیک در قاب محور ۴ در مدل MN^{۱۲}L^۱ برای ترکیب بار $E_g + E_x + 0.2E_y$

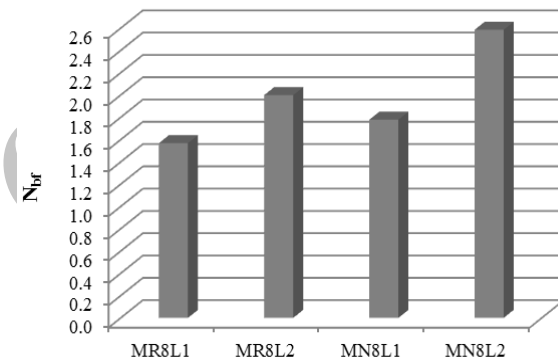
همان طور که در نمودار شکل ۱۰ مشاهده می‌شود، ساختمان‌های نامنظم در مقایسه با سازه‌های منظم بیشتر وارد ناحیه غیرخطی می‌شوند و دارای مقادیر شاخص N_{bf} بزرگتری نسبت به سازه‌های منظم می‌باشند. همچنین ورود سازه‌های نمونه به ناحیه غیرخطی در سطح خطر ۲ بیشتر از سطح خطر ۱ است. بیش‌ترین شاخص N_{bf} مربوط به نمونه نامنظم در سطح خطر ۲ است. اکثر نمونه‌ها در سطح خطر ۲ دچار گسیختگی شده‌اند، به همین دلیل تعداد مفاصل فراتر از آستانه فروریزش و شاخص N_{bf} افزایش شدیدی نسبت به سازه‌های موجود در سطح خطر ۱ داشته‌اند. بنابراین می‌توان نتیجه گرفت که شاخص N_{bf} رابطه مستقیمی با تغییر مکان هدف دارد یا به عبارت دیگر، تغییر مکان هدف بزرگتر نشان‌دهنده رفتار غیرخطی بیشتر سازه است.

۵- ارزیابی لرزه ای و مقایسه طرح مقاوم سازی مدل ها

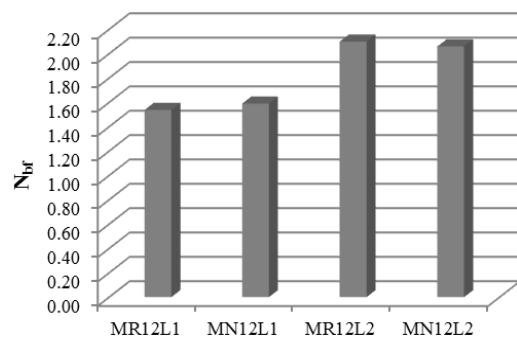
تشکیل مفاصل پلاستیک با الگوی بار جانبی مثلثی در راستای X و در گام تغییر مکان هدف در شکل ۱۱، برای قاب محور ۴ در مدل ۱۲ طبقه نشان داده شده است.



الف- شاخص N_{bf} ساختمان‌های نمونه ۴ طبقه

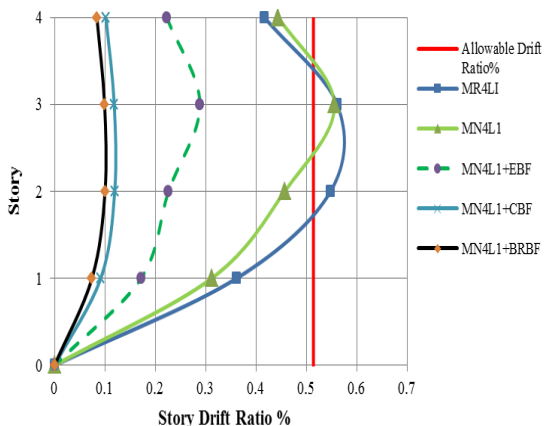


ب- شاخص N_{bf} ساختمان‌های نمونه ۸ طبقه

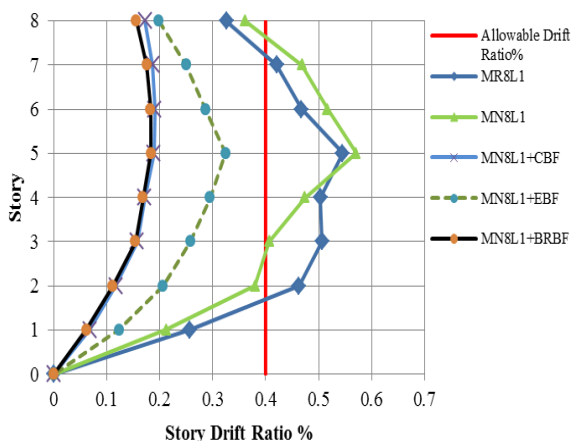


ج- شاخص N_{bf} ساختمان‌های نمونه ۱۲ طبقه
شکل ۱۰- مقایسه شاخص N_{bf} در ساختمان‌های نمونه

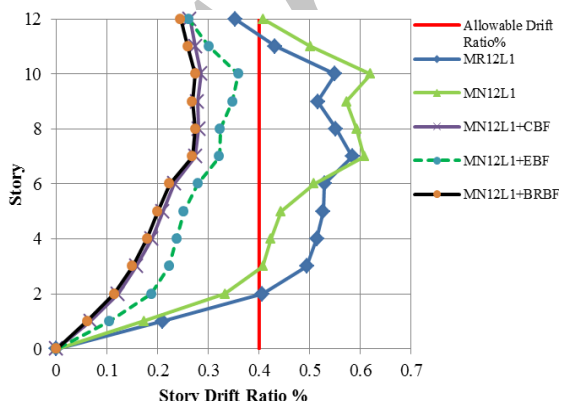
شکل ۱۲- پلان ساختمان‌های نمونه و محل استقرار مهارندها در طرح‌های تقویت



الف- مقدار تغییر مکان نسبی طبقات نمونه ۴ طبقه



ب- مقدار تغییر مکان نسبی طبقات نمونه ۸ طبقه

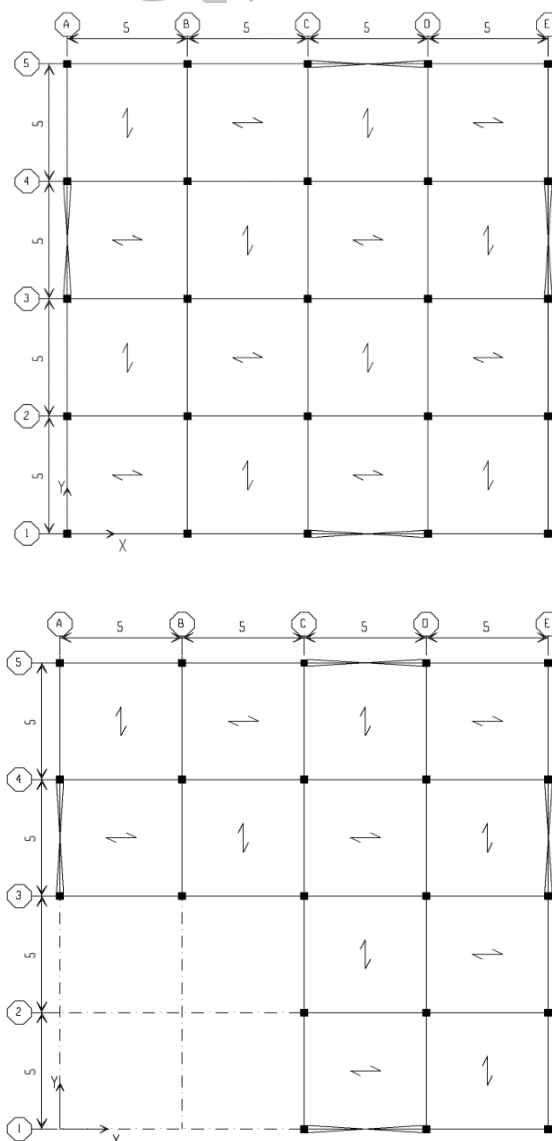


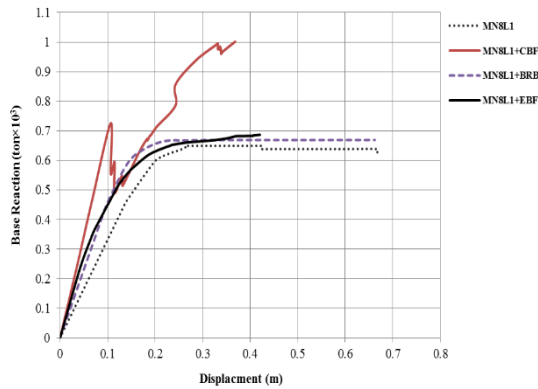
ج- مقدار تغییر مکان نسبی طبقات نمونه ۱۲ طبقه

شکل ۱۳- مقایسه مقدار تغییر مکان نسبی طبقات با مقدار مجاز در نمونه‌ها

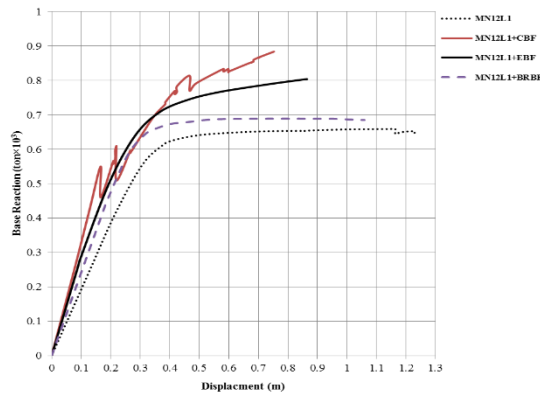
کنترل معیار سختی با تغییر مکان نسبی مجاز طبقات بررسی می‌شود. سازه‌های مورد مطالعه بدون طرح تقویت از سختی کافی برخوردار نبودند و تغییر مکان نسبی آنها فراتر از محدوده مجاز بوده است. به منظور تقویت این سازه‌ها استفاده از مهارندهای هم محور، برون محور و کمانش گریز مورد بررسی قرار گرفته است. به منظور ایجاد کمترین نامنظمی، مهارندها در تمامی مدل‌ها در دهانه‌های مشابه و تا حد امکان به صورت متقارن (شکل ۱۲) جانمایی شده اند.

پس از اضافه نمودن مهارندهای همگرای ضربدری، برون محور و کمانش گریز به سازه، تغییر مکان سازه با مقدار مجاز ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰ مطابق نتایج شکل ۱۳ مقایسه شده است.





ب- منحنی ظرفیت نمونه ۸ طبقه



ج- منحنی ظرفیت نمونه ۱۲ طبقه

شکل ۱۴- مقایسه منحنی ظرفیت نمونه‌های تحت الگوی

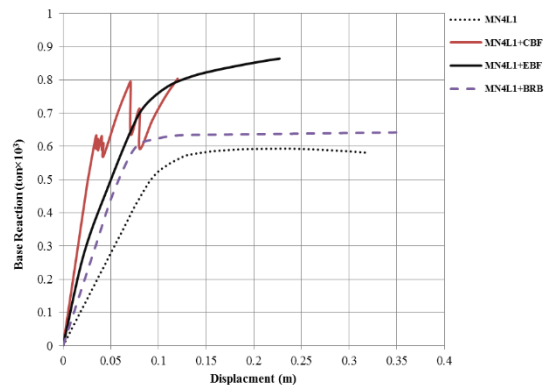
بارگذاری مثلثی $0.3E_Y + 0.1E_X + 0.1E_G$

در نمونه‌های تقویت‌شده با مهاربند همگرا (CBF)، مفاصل پلاستیک در ستون‌های اطراف دهانه‌های مهاربندی متمرکز شده‌اند. برخی از ستون‌های طبقه اول و برخی از مهاربندهای طبقات اول از سطح عملکرد ایمنی جانی تجاوز نموده‌اند. تیرهای تمامی طبقات دارای سطح عملکرد ایمنی جانی (LS) بوده‌اند. به دلیل کماتش مهاربندهای فشاری، منحنی ظرفیت این نمونه‌ها دارای رفتار نامتقارنی در کشش و فشار بوده‌اند و پس از کماتش مهاربند، افت شدید سختی در منحنی ظرفیت سازه مشاهده گردیده است.

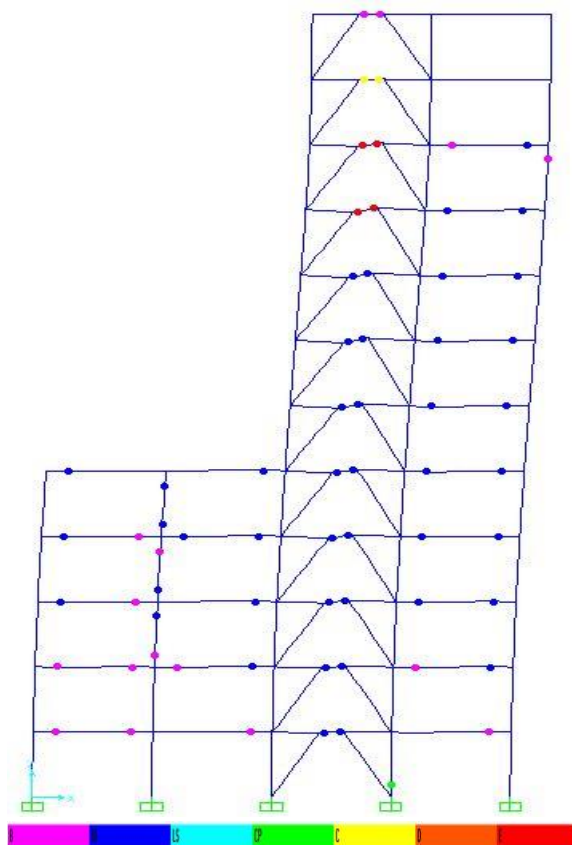
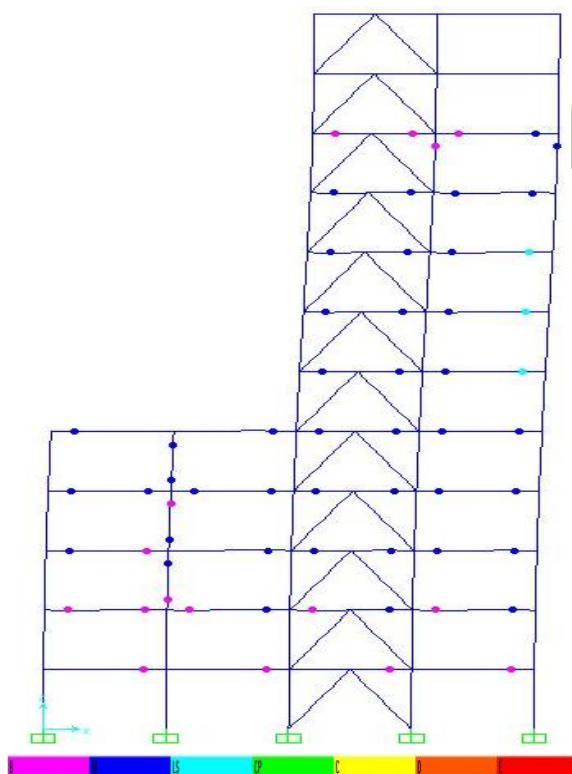
در نمونه‌های تقویت‌شده با مهاربندهای کماتش گریز فولادی (BRBF) هیچ‌گونه مفصلی در مهاربندها ایجاد نشده است و کلیه تیرهای طبقات دارای سطح عملکرد ایمنی جانی (LS) بوده‌اند. همچنین بعد از انجام تحلیل‌ها مشخص شده است که تعداد اندکی از ستون‌های طبقه اول در نمونه‌ها و تعداد اندکی از ستون‌ها و تیرهای طبقات

با توجه به نتایج نمودارهای شکل ۱۳ در کلیه طرح‌های مقاوم سازی تغییرمکان نسبی طبقات بسیار کمتر از مقدار مجاز استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش سوم بوده‌اند و مدل‌های مقاوم سازی شده با مهاربندهای کماتش گریز در کلیه نمونه‌ها دارای کمترین مقدار تغییر مکان بوده‌اند.

با انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی و مشاهده وضعیت و تعداد مفاصل پلاستیک تشکیل شده در هر یک از اعضا تحت الگوی بارهای یکنواخت و مثلثی مشخص شد که میزان چرخش مفاصل پلاستیک تشکیل شده در الگوی بار مثلثی فراتر از معیار پذیرش در سطح عملکرد ایمنی جانی بوده‌اند و در برخی موارد چرخش اعضا از میزان مورد قبول در سطح عملکرد آستانه فروریزش نیز بیشتر بوده است، همچنین تعداد مفاصل پلاستیک خارج از سطح عملکرد در این الگوی بار بیشتر از الگوی بار یکنواخت بوده است، بنابراین الگوی بار مثلثی وضعیت بحرانی تری در سازه ایجاد نموده است. همانطور که در نتایج نمودارهای شکل ۱۴ نشان داده شده است، با توجه به کماتش مهاربندهای همگرا و رفتار نامتقارن این نوع مهاربندها در کشش و فشار، کاهش شدیدی در سختی سازه در منحنی ظرفیت سازه به وقوع پیوسته است. همچنین منحنی ظرفیت نمونه‌های تقویت‌شده با مهاربندهای کماتش گریز و واگرا در مقایسه با منحنی ظرفیت سازه‌های تقویت‌شده با مهاربندهای همگرا پایدارتر و بدون افت ناگهانی مقاومت و سختی بوده‌اند.



الف- منحنی ظرفیت نمونه ۴ طبقه

الف- نمونه $MN^1 \cdot 2L^1 + EBF$ ب- نمونه $MN^1 \cdot 2L^1 + BRBF$

شکل ۱۵- محل و وضعیت تشکیل مفاصل پلاستیک در قاب

محور ۵ تحت الگوی بار مثلثی $Q_G^1 + E_X + 0.3E_Y$

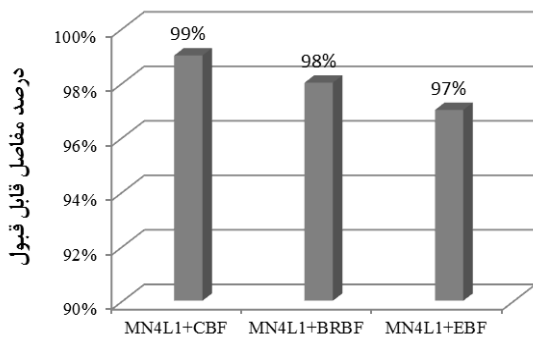
میانی در سازه ۱۲ طبقه نیاز به بهسازی موضعی دارند. این نمونه دارای منحنی ظرفیت منظم و متقارن در کشش و فشار در مقایسه با نمونه‌های تقویت‌شده با مهاربند همگرا (CBF) بوده اند. همچنین تعداد مفاصل پلاستیک که در سطح عملکرد مورد انتظار (ایمنی جانی) قرار دارند افزایش یافته است و این مفاصل در کلیه طبقات پخش شده اند (شکل ۱۵).

در نمونه‌های تقویت‌شده با مهاربندهای واگرا (EBF) هیچ‌گونه مفصلی در مهاربندها ایجاد نشده است و کلیه تیرهای طبقات دارای سطح عملکرد ایمنی جانی (LS) بوده اند و مفاصل پلاستیک در تیرهای پیوند متمرکز شده‌اند و تعداد اندکی از ستون‌های طبقه اول و تیرهای پیوند در طبقات فوقانی سازه نیاز به بهسازی موضعی داشته‌اند. این مدل‌ها دارای منحنی ظرفیت منظم و متقارن در کشش و فشار می‌باشند. به عنوان نمونه در شکل (۱۵) وضعیت تشکیل مفاصل پلاستیک در حالت بار افزون با الگوی بار جانبی مثلثی در راستای X و در گام تغییر مکان هدف، برای قاب محور ۵ در مدل ۱۲ طبقه با دو نوع طرح تقویت مهاربندهای واگرا و کمانش گریز فولادی نشان داده شده است.

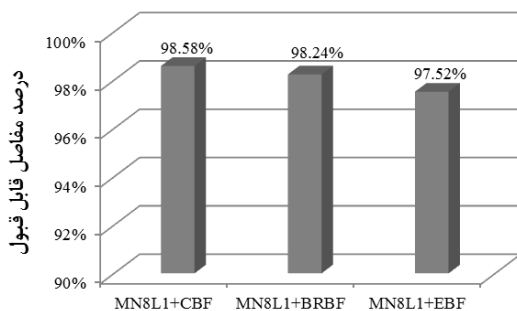
ج- شاخص N_{bf} نمونه ۱۲ طبقه

شکل ۱۶- مقایسه شاخص N_{bf} در نمونه‌های تقویت‌شده

با توجه به نمودارهای شکل ۱۷، درصد قابل توجهی از مفاصل تشکیل شده در کلیه طرح‌های تقویت‌شده در سطح عملکرد مورد انتظار قرار دارند. همچنین مقایسه‌ای بین مفاصل قابل قبول در سطح عملکرد مورد انتظار (LS) صورت گرفته است. با توجه به این نمودارها، تعداد مفاصل قابل قبول در طرح‌های تقویت با مهاربندهای همگرا در ساختمان‌های ۴ و ۸ طبقه بیش‌ترین مقدار را نسبت به کل مفاصل تشکیل شده در مدل‌های تقویت شده با مهاربند همگرا داشته‌اند و در نمونه ۱۲ طبقه در طرح‌های تقویت با مهاربندهای واگرا بیش‌ترین تعداد مفاصل قابل قبول را نسبت به کل مفاصل تشکیل شده در سازه با طرح تقویت با مهاربند واگرا (۹۹٪/۰۳) بدست آمده است. این نتایج نشان‌دهنده آن است که در سازه‌های بلندمرتبه استفاده از مهاربندهای واگرا و کمانش‌گریز کارایی بهتری دارد [۲۵].

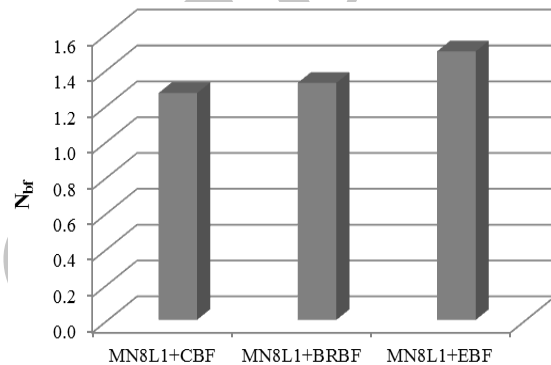


الف- درصد مفاصل قابل قبول نمونه ۴ طبقه

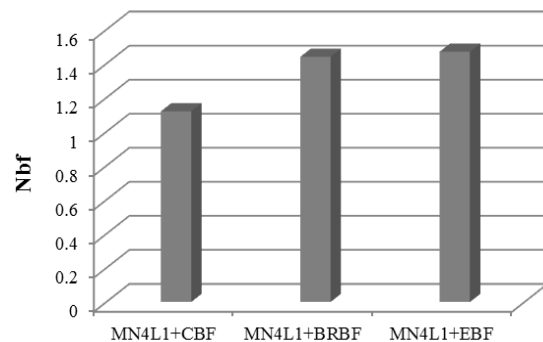


ب- درصد مفاصل قابل قبول نمونه ۸ طبقه

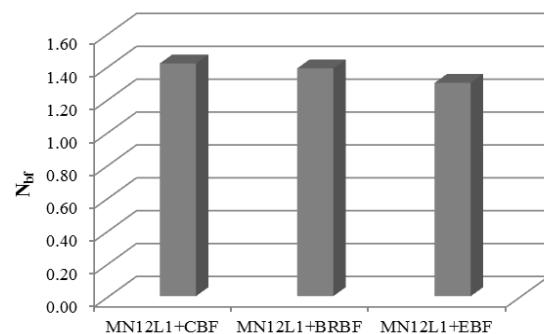
همان طور که در نمودارهای شکل ۱۶ مشاهده می‌شود، نمونه‌های تقویت‌شده با مهاربند واگرا در مقایسه با مهاربند کمانش‌گریز و هم محور دارای شاخص N_{bf} بزرگ‌تری است؛ بنابراین ورود این سازه‌ها به ناحیه غیرخطی بیشتر از سازه نمونه با مهاربند همگرا است، در نمونه ۱۲ طبقه به دلیل افزایش تعداد مفاصل پلاستیک متجاوز از سطح عملکرد ایمنی جانی در مهاربندها و ستون‌های اطراف آنها در مدل تقویت‌شده با مهاربند همگرا شاخص N_{bf} بزرگ‌تری نسبت به نمونه تقویت‌شده با مهاربند کمانش‌گریز و واگرا بدست آمده است.



الف- شاخص N_{bf} نمونه ۴ طبقه



ب- شاخص N_{bf} نمونه ۸ طبقه

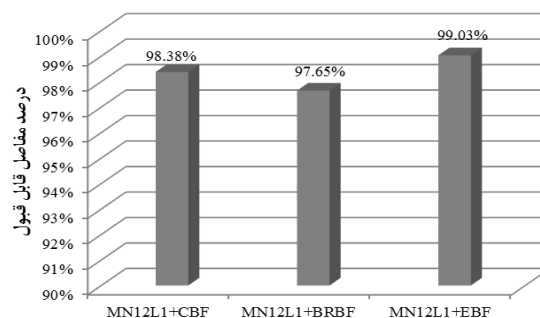


عملکرد سازه ها می‌گردد. بنابراین در روش تقویت با مهاربندی های هم محور، اکثر مفاصل پلاستیک تشکیل شده در تیرها و ستون‌ها در سطح عملکرد مورد نظر (ایمنی جانی) قرار گرفته اند و سازه ها تحت سطح خطر ۱ عملکرد لرزه‌ای قابل قبولی داشته اند به طوری که در بیشتر مدل ها بیشترین درصد مفاصلی که در سطح عملکرد مورد انتظار قرار گرفته اند در این طرح تقویت مشاهده شده اند.

از طرف دیگر، در طرح تقویت با مهاربندی های همگرا در مهاربندهای فشاری فشاری مفاصل پلاستیک خارج از سطح عملکرد ایجاد می‌شوند که بیانگر کمانش این مهاربندها در فشار می‌باشند، به همین دلیل در منحنی ظرفیت طرح‌های تقویت با این نوع مهاربند پرش‌هایی مشاهده شده است که بیانگر افت مقاومت ناگهانی پس از کمانش مهاربند فشاری بوده اند. همچنین در طرح‌های تقویت‌شده با این مهاربند تمرکز مفاصل پلاستیک در ستون‌های اطراف مهاربند به خصوص در طبقات پایینی مشاهده شده است و این ستون‌ها نیز نیازمند بهسازی بوده اند.

۵- در حالت تقویت سازه ها با مهاربندهای فولادی واگرا، سختی سازه در مقایسه با مهاربندهای همگرا کمتر بوده، ولی به دلیل تمرکز مفاصل پلاستیک در تیرهای پیوند، مهاربندها دچار کمانش نشده اند و در حالت الاستیک باقی مانده اند. بنابراین ساختمان‌های تقویت‌شده با مهاربندهای واگرا دچار افت مقاومت ناگهانی در منحنی ظرفیت نگردیده اند و مهاربندها رفتار متقارن‌تر و پایدارتری نسبت به مهاربندهای همگرا نشان داده اند.

۶- در حالت تقویت سازه ها با مهاربندهای کمانش گریز، سازه ها دارای سختی قابل قبولی بوده اند و مهاربندها در مقایسه با مهاربندهای همگرا دچار کمانش نگردیده اند. ساختمان‌های تقویت‌شده با این مهاربندها دارای منحنی ظرفیت متقارن و پایداری می‌باشند و سطح عملکرد قابل قبولی دارند. در نتیجه طرح تقویت با مهاربندهای کمانش گریز، معایب مهاربندهای همگرا را برطرف نموده و از سختی و شکل‌پذیری قابل قبولی برخوردار است.



ج- درصد مفاصل قابل قبول نمونه ۱۲ طبقه

شکل ۱۷- مقایسه درصد مفاصل قابل قبول در سطح عملکرد مورد انتظار

۶- نتیجه‌گیری

در این پژوهش با بهره‌گیری از تحلیل استاتیکی غیرخطی، آسیب‌پذیری و طرح تقویت قاب‌های خمشی فولادی طراحی شده براساس استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش ۱ مورد ارزیابی و مقایسه قرار گرفته و نتایج ذیل بدست آمده است:

۱- ارزیابی لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی طراحی شده براساس ویرایش اول استاندارد ۲۸۰۰ نشان می‌دهد که براساس FEMA ۳۵۶ و ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰ این قاب‌ها نیازهای لرزه‌ای را براساس ضوابط این آیین‌نامه‌ها تامین نمی‌نمایند بنابراین در «سطح خطر ۱» ضعیف می‌باشند.

۲- ارزیابی لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی طراحی شده براساس ویرایش اول استاندارد ۲۸۰۰ نشان می‌دهد که براساس نشریه FEMA ۳۵۶ و ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰ در «سطح خطر ۲» آسیب‌پذیرند و نیازمند بهسازی می‌باشند.

۳- قاب‌های خمشی فولادی نامنظم که براساس ویرایش اول استاندارد ۲۸۰۰ طراحی و اجرا شده‌اند در مقایسه با قاب‌های خمشی منظم ویرایش اول استاندارد ۲۸۰۰، آسیب‌پذیرترند و نیازمند بهسازی می‌باشند. آسیب‌پذیری این سازه‌ها در طبقات پایین و طبقات میانی بیشتر است.

۴- با افزودن مهاربندهای هم محور، سختی سازه‌ها افزایش قابل توجهی پیدا می‌نماید و در محدوده الاستیک نیز تغییر مکان سازه‌ها به شدت کاهش می‌یابد و باعث بهبود سطح

۷- با مقایسه طرح‌های تقویت ساختمان‌های چهار، هشت و دوازده طبقه با استفاده از مهاربندهای واگرا و کمانش و گریز مشاهده شده است که این طرح‌ها در ساختمان‌های بلندمرتبه کارایی بهتری داشته‌اند.

۷- مراجع

- [1] Iranian Building Codes and Standards. (1987), "Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings, Standard No.2800," (1st Edition), Building and Housing Research Center, BHRC-PN S253.Tehran, Iran.
- [2] Iranian Building Codes and Standards. (2005), "Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings, Standard No.2800," (3rd Edition), Building and Housing Research Center, BHRC-PN S253.Tehran, Iran.
- [3] Council, B. S. S. (2000). Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings, FEMA-356. Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
- [۴] Seismic, A. I. S. C. (۲۰۱۰). Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, (ANSI/AISC ۳۴۱-۱۰).
- [5] Watanabe, A., Hitomi, Y., Saeki, E., Wada, A., & Fujimoto, M. (1988, August). Properties of brace encased in buckling-restraining concrete and steel tube. In Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering (Vol. 4, pp. 719-724).
- [6] Fahnestock, L. A., Sause, R., & Ricles, J. M. (2003). Analytical and experimental studies on buckling restrained braced composite frames. In Proc. of the international workshop on steel and concrete composite construction (pp. ۱۷۷-۱۸۸).
- [7] Clark, P., Aiken, I., Kasai, K., Ko, E., & Kimura, I. (1999, June). Design procedures for buildings incorporating hysteretic damping devices. In Proceedings ۱۸th annual convention (pp. ۳۵۵-۳۷۱).
- [8] Inoue, K., Sawaizumi, S., & Higashibata, Y. (2001). Stiffening requirements for unbonded braces encased in concrete panels. Journal of structural engineering, 127(6), 712-719.
- [9] Black, C. J., Makris, N., & Aiken, I. D. (2002). Component Testing, Stability Analysis, and Characterization of Buckling-restrained Unbonded Braces (TM). Pacific Earthquake Engineering Research Center.
- [10] Tembata, H., Koetaka, Y., & Inoue, K. (2004). Out-of-plane buckling load of buckling-restrained braces including brace joints. Journal of Structural and Construction Engineering, (581), 127-134.
- [11] Xie, Q. (2005). State of the art of buckling-restrained braces in Asia. Journal of Constructional Steel Research, 61(6), 727-748.
- [12] Takeuchi, T., Suzuki, K., Marukawa, T., Kimura, Y., Ogawa, T., Sugiyama, T., & Kato, S. (2005). Performance of compressive tube members with buckling restrained composed of mortar in-filled steel tube. Journal of Structure and Construction Engineering, AIJ, 590, 71-8.
- [13] Clark, P., Aiken, I., Kasai, K., Ko, E., & Kimura, I. (1999, June). Design procedures for buildings incorporating hysteretic damping devices. In Proceedings 68th annual convention (pp. 355-371).
- [14] W. B. Ma N, Zhao JX, Li H, Ou JP, Yang WB. , (2008, October), Full scale test of all-steel buckling restrained braces, In Proceeding of the 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China.
- [15] Zhao, J., Wu, B., & Ou, J. (2014). A practical and unified global stability design method of buckling-restrained braces: Discussion on pinned connections. Journal of Constructional Steel Research, 95, 106-115.
- [16] Bozorgnia, Y., & Bertero, V. V. (Eds.). (2004). Earthquake engineering: from engineering seismology to performance-based engineering. CRC press.
- [17] Zhao, J., Wu, B., & Ou, J. (2011). A novel type of angle steel buckling-restrained brace: Cyclic behavior and failure mechanism. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 40(10), 1083-1102.
- [18] Office of Deputy for Strategic Supervision, Bureau of Technical Execution, System, "Commentary of Instruction for seismic Rehabilitation of Existing Buildings", (2009), NO: 361, Islamic Republic of Iran, Vice Presidency for Strategic Planning and Supervision, Tehran.

- [19] American Society of Civil Engineers & Structural Engineering Institute, (2010), Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, ASCE Standard ASCE/SEI 7-10, ASCE Publications.
- [20] ASCE/SEI Seismic Rehabilitation Standards Committee, (2007), "Seismic Rehabilitation of Existing Buildings (ASCE/SEI 41-06), American Society of Civil Engineers, Reston, VA, US.
- [۲۱] Nippon Steel Engineering Unbonded Brace Design Information Packet (۲۰۰۶)
- [22] Burkholder, M. C. (2012). Performance Based Analysis of a Steel Braced Frame Building With Buckling Restrained Braces.
- [23] López, W. A., Gwie, D. S., Saunders, M., & Lauck, T. W. (2002). Lessons learned from large-scale tests of unbonded braced frame subassemblage. In Proc. 71st Annual Convention of SEAOC (pp. 171-183).
- [24] Sanaei, A.M., (2012). Seismic Analysis of Plan Irregular Structures, In Proc. 9th International Congress on Civil Engineering.
- [25] Alizadeh, M.,(2013). *Evaluation and Comparison the Seismic Behavior of Rehabilitation Steel Structures with CBF, EBF and BRBF Braced Systems*. M.Sc. Thesis, Iran University of Science and Technology.

Archive of SID