

ارزیابی ضریب کاهش شکل پذیری مهاربندهای همگرا و به شکل ۸

اباذر اصغری^{*۱}

۱- استادیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی ارومیه، ارومیه، ایران

چکیده

در این تحقیق تلاش شده است ضریب کاهش شکل پذیری قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای به شکل ۸ معمولی و ویژه، مورد ارزیابی قرار گیرد. براساس نتایج به دست آمده از این تحقیق حداکثر ارتفاع مجاز قاب‌های مهاربندی شده معمولی با مهاربندهای به شکل ۸ می‌تواند از مقدار مورد نظر آئین نامه ASCE7 (۱۰/۷ متر) بیشتر در نظر گرفته شود. نتایج این بررسی نشان می‌دهد که ارتفاع قاب‌های مهاربندی شده معمولی با مهاربندهای به شکل ۸ می‌تواند تا شش طبقه (حدوداً ۲۰ متر) افزایش یابد. به لحاظ میزان مصالح مصرفی، قاب‌های مهاربندی شده ویژه با مهاربندهای به شکل ۸ نسبت به قاب‌های مهاربندی شده معمولی با مهاربندهای به شکل ۸ به ترتیب برای قاب‌های از یک تا شانزده طبقه، صفر الی ۳۰ درصد مقرون به صرفه تر است. مطابق نتایج این تحقیق، ضریب رفتار پیشنهاد شده در پیش نویس ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ ایران ($R=5.5$) برای قاب‌های مهاربندی شده همگرای ویژه منطقی تر از ضریب رفتار پیش بینی شده در آئین نامه ASCE7 ($R=6$) هست. متأسفانه در قاب‌های مهاربندی شده ویژه با مهاربندهای به شکل ۸ در قاب‌های حدوداً بالای دوازده طبقه شکل پذیری مورد نیاز تأمین نمی‌شود. براساس نتایج به دست آمده از این تحقیق برای قاب‌های بالای دوازده طبقه باید از ضریب رفتار کمتری استفاده شود. همچنین در قاب‌های بالای دوازده طبقه سازه عموماً تغییر مکان هدف را تجربه نمی‌نماید و قبل از رسیدن به آن به حالت مکانیزم رسیده و فرومی‌ریزد و این مسئله نشان دهنده لزوم تجدیدنظر در ارائه ضریب رفتار قاب‌های بالای دوازده طبقه از این نوع قاب‌های ساختمانی را تأیید می‌نماید.

کلمات کلیدی: شکل پذیری، ضریب کاهش شکل پذیری، مهاربندهای شورن، تحلیل پوش اور، تغییر مکان هدف

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:			
10.22065/JSCE.2018.109599.1402	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
doi: 10.22065/JSCE.2018.109599.1402	۱۳۹۸/۰۶/۰۱	۱۳۹۷/۰۱/۲۲	۱۳۹۷/۰۱/۲۲	۱۳۹۶/۱۲/۱۶	۱۳۹۶/۰۹/۱۵
			اباذر اصغری		*نویسنده مسئول:
			a.asghari@uut.ac.ir		پست الکترونیکی:

Ductility Evaluation of Inverted V-Bracing and Concentrically Bracing Systems

Abazar Asghari^{1*}

1- Assistant professor, Faculty of Civil Engineering, Urmia University of Technology, Urmia, Iran

ABSTRACT

The current design philosophy for buildings located in zones with high seismic risks is that the buildings must have sufficient strength and stiffness to remain elastic and serviceable under moderate but frequently occurring earthquakes and to have sufficient ductility to prevent collapse under extreme earthquake loading. Conventional structural steel framing systems such as moment resisting frames (MRFs), concentrically braced frames (CBFs), and eccentrically braced frames (EBFs), are extensively used in seismically active areas. Each of the previously mentioned structural systems has different advantages and disadvantages. In this study, response modification factor of ordinary inverted V-braced frames and specially inverted V-braced frames are evaluated, result confirm that the proposed height for buildings with ordinary inverted braced frames in the ASCE7, can be increased up to 10.7 meter. In addition, results indicate that by using ordinary inverted V-bracing systems in buildings their height can be increased up to 6 stories or 20 meters. Using special inverted V-braced systems can have saving about 0 to 30 percent on used materials for frames from 1 story to 16 stories. According to the results of this study, the response modification factor proposed by Iranian seismic design code (2800 standard fourth edition), ($R=5.5$), is more logical than the one which is proposed by ASCE7, ($R=6$). Unfortunately, in special inverted V-braced frames, and when the story of the frames increases up to 12 stories, expected ductility demand cannot be achieved, so as a result, for frames that are more than 12 stories tall, lower response modification factor should be used. In addition, frames taller than 12 story height don't experience specified target displacement and collapse before getting to preferred mechanism. This phenomenon shows the necessity of using different response modification factor for frames taller than 12 stories.

ARTICLE INFO

Received: 06/12/2017

Revised: 07/03/2018

Accepted: 11/04/2018

Keywords:

Ductility,
Ductility reduction factor,
Concentrically V-braced
frame,
Pushover analysis,
Target displacement.

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: 10.22065/JSCE.2018.109599.1402

*Corresponding author: Abazar Asghari
Email address: a.asghari@uut.ac.ir

۱- مقدمه

باور عمومی اکثر آیین‌نامه نویسان در برابر زلزله آن است که، اگر طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله‌های شدید به گونه‌ای باشد که رفتار سازه در محدوده الاستیک نگه‌داشته شود، با وجود اینکه سازه در برابر زلزله می‌تواند عملکرد مطلوبی داشته باشد، لیکن طرح حاصله به یک طرح غیراقتصادی منتهی می‌شود. به همین دلیل در اکثر آیین‌نامه‌های زلزله، در زلزله‌های شدید ورود رفتار سازه به مرحله غیرالاستیک امری منطقی و ضروری فرض شده است و متخصصین معتقدند که اگر یک سازه ساختمانی که به‌طور صحیح طراحی شده باشد، در صورتی که قادر باشد در اثر تکان‌های شدید در محدوده غیرالاستیک تغییرمکان دهد، می‌تواند مقدار زیادی انرژی را مستهلک نموده و اهداف موردنظر را تأمین نماید. ورود رفتار سازه به مرحله غیرالاستیک مفهومش این است که در چنین مواقعی نیروی زلزله حقیقتاً دارای یک کمیت مشخصی نخواهد بود و این نیروی اسمی عملاً بیشتر به تغییرشکل‌های تحمل‌شده توسط سازه بستگی خواهد داشت.

راه‌حل عمومی برای بررسی رفتار غیرالاستیک سیستم‌های سازه‌ای، تحلیل دینامیکی غیرخطی آن‌هاست. ولی از آنجاکه این گونه تحلیل‌ها نسبتاً پیچیده، زمان‌گیر و مستلزم صرف هزینه‌های بسیار زیاد بوده و تفسیر نتایج به‌دست‌آمده از این گونه تحلیل‌ها مستلزم داشتن دانش نسبتاً بالائی است، لذا توانایی یک سیستم سازه‌ای به‌منظور عمل در محدوده غیرالاستیک در آیین‌نامه‌های زلزله از طریق معرفی یک ضریب کاهشدهنده ($1/R$) که در آن R به ضریب رفتار ساختمان معروف است) برای نیروی زلزله در تحلیل‌های الاستیک صورت می‌گیرد. معایب استفاده از تحلیل الاستیک براساس نیروی کاهش‌یافته با ضریب $1/R$ در آن است که اولاً تخمین مقاومت واقعی سازه امکان‌پذیر نیست، به‌عبارت‌دیگر مقایسه R واقعی طرح با R پیشنهادشده در آیین‌نامه برای طراح امکان‌پذیر نیست، ثانیاً مقادیر تغییرمکان‌های غیرالاستیک را نمی‌توان با یک تحلیل الاستیک برآورد نمود.

در تحقیق حاضر تلاش می‌شود ابتدا با استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی ضریب کاهش شکل‌پذیری قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای به شکل ۸ مورد ارزیابی قرار گیرد، سپس مقدار ضریب کاهش شکل‌پذیری به‌دست‌آمده از تحلیل استاتیکی غیرخطی با ضریب کاهش شکل‌پذیری موردنیاز مقایسه گردیده و در پایان به این پرسش پاسخ داده شود که آیا این نوع قاب‌ها شکل‌پذیری موردنظر آیین‌نامه‌ها را تأمین می‌کنند یا نه؟ و برای بهبود رفتار این گونه سیستم‌های سازه‌ای چه راهکارهایی باید اندیشیده شود.

۲- قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای به شکل ۸

قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای همگرا یکی از قدیمی‌ترین سیستم‌های سازه‌ای به شمار می‌رود که از گذشته نسبتاً دور موردتوجه مهندسان طراح قرار گرفته است. یکی از نگرانی‌های اصلی در این گونه سیستم‌های سازه‌ای کمناش اعضای مهاربندی در هنگام زلزله و در نتیجه کاهش شکل‌پذیری این گونه سیستم‌های سازه‌ای است [۱ و ۲]. در سال‌های اخیر برای جلوگیری از کمناش اعضای مهاربندی و نیز افزایش شکل‌پذیری این گونه سیستم‌های سازه‌ای مطالعات گسترده‌ای صورت گرفته است. یانگ و ناکاشیما در مطالعات خود نشان دادند که استفاده از مهاربندهای همگرای کمناش‌ناپذیر می‌تواند رفتار چرخه‌ای این گونه سیستم‌های سازه‌ای را بهبود بخشیده و نتیجتاً شکل‌پذیری آن‌ها را افزایش دهد [۳]. مفید و لطف‌الهی نیز در مطالعات خود نشان دادند که استفاده از مهاربندهای زانویی در صورتی که سایر اعضا برای نیروی نظیر تسلیم برشی اعضای زانویی طراحی شوند، به‌واسطه تغییرشکل‌های غیرالاستیک اعضای زانویی از کمناش مهاربندها جلوگیری شده و بخش زیادی از انرژی ناشی از زلزله مستهلک می‌شود [۴].

همگام با نتایج به‌دست‌آمده از تحقیقات صورت‌گرفته بر روی این گونه سیستم‌های سازه‌ای، آیین‌نامه‌های طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله نیز تلاش نموده‌اند تا حدودی ضعف‌های این گونه سیستم‌های سازه‌ای را پوشش دهند. به همین منظور ویرایش چهارم مبحث دهم مقررات ملی ساختمان و نیز آیین‌نامه AISC341-10 ضمن معرفی قاب‌های مهاربندی‌شده همگرای معمولی و ویژه، برای هرکدام از آن‌ها الزامات خاصی ارائه نموده‌اند [۵ و ۶]. مطابق این آیین‌نامه‌ها برای طراحی لرزه‌ای اعضای قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای همگرای معمولی و به شکل ۸ رعایت ضوابط زیر الزامی است:

الف) تیرهای دهانه‌های مهاربندی‌شده باید قادر به تحمل نیروهای قائم حاصل از ترکیب بارهای ثقلی بدون حضور مهاربندها باشند.

ب) تیرهای دهانه‌های مهاربندی شده و اتصالات آن‌ها به ستون باید قادر به تحمل نیروهای نامتعادل ناشی از زلزله در ترکیب با بارهای ثقلی ضریب‌دار باشند. برای منظور کردن اثر توزیع نامتعادل نیروهای مهاربندهای کششی و فشاری، تیرهای دهانه‌های مهاربندی شده باید با در نظر گرفتن تعادل استاتیکی بارهای ثقلی ضریب‌دار که با نیروی زلزله ترکیب می‌شوند و اثرات لرزه‌ای ناشی از نیروهای زیر در مهاربندها محاسبه شوند:

• نیروی لرزه‌ای مهاربند کششی کمترین دو مقدار $R_y F_y A_g$ و نیروی کششی ناشی از ترکیبات بار زلزله تشدید یافته و نیروی لرزه‌ای مهاربند فشاری برابر $0.3 P_n$.

همچنین در قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای ۸ ویژه، مقاومت‌های طراحی تیرها و ستون‌ها نباید از نیروهای ناشی از تحلیل‌های زیر کوچک‌تر در نظر گرفته شوند:

پ) تحلیلی که در آن فرض می‌شود نیروی مهاربندهای کششی برابر $R_y F_y A_g$ و نیروی مهاربندهای فشاری برابر $1/4 F_{cre} A_g$ است.

ت) تحلیلی که در آن فرض می‌شود نیروی مهاربندهای کششی برابر $R_y F_y A_g$ و نیروی مهاربندهای فشاری برابر $0.3 \times 1/4 F_{cre} A_g$ است.

در تحلیل‌های فوق: $R_y F_y A_g$: نیروی مورد انتظار مهاربندهای کششی، P_n : مقاومت فشاری اسمی مهاربند فشاری، $1/4 F_{cre} A_g$: نیروی مورد انتظار مهاربندهای فشاری، A_g : سطح مقطع کلی عضو مهاربندی، F_y : تنش تسلیم تعیین شده فولاد، R_y : نسبت تنش تسلیم مورد انتظار فولاد به حداقل تنش تسلیم تعیین شده به منظور در نظر گرفتن افزایش مقاومت مورد نیاز، F_{cre} : تنش فشاری مورد انتظار ناشی از کمانش و $R_y F_y$: تنش تسلیم مورد انتظار فولاد و برابر $R_y F_y$.

۳- معرفی قاب‌های مورد مطالعه

در این تحقیق برای ارزیابی ضریب کاهش شکل‌پذیری قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای شورن و به شکل ۸، از ۱۶ قاب ساختمانی یک تا ۱۶ طبقه استفاده شده است (شکل ۱). فرضیات به کاررفته در تحلیل و طراحی این قاب‌ها عبارت‌اند از:

- تعداد دهانه قاب‌ها ۴، طول دهانه‌ها برابر ۵ متر، ارتفاع طبقات برابر ۳/۴ متر فرض شده است.
- بار مرده و زنده وارد بر تیرها به ترتیب برابر ۲/۸ و ۰/۶ تن بر متر طول فرض شده است.
- بارگذاری زلزله مطابق استاندارد ۲۸۰۰ ایران (ویرایش سوم) صورت گرفته است، با این تفاوت که برای تخمین ضریب رفتار قاب از آئین نامه بارگذاری آمریکا (ASCE7) و ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ ایران بهره برده شده است. سایر پارامترهای مرتبط با بارگذاری زلزله این قاب‌ها به شرح زیر در نظر گرفته شده است [۷ و ۸]:

$$V = \frac{ABI}{R} W \quad \text{برش پایه:} \quad (1)$$

$$A = 0.35 \quad \text{پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد:} \quad (2)$$

$$S = 1.5 \text{ و } T_0 = 0.1, T_s = 0.5 \quad \text{خاک نوع ۲:} \quad (3)$$

$$I = 1 \quad \text{ساختمان با اهمیت متوسط:} \quad (4)$$

$$\begin{cases} B = 1 + S(T/T_0) & 0 \leq T \leq T_0 \\ B = 1 + S & T_0 \leq T \leq T_s \\ B = (1 + S)(T_s/T)^{2/3} & T \geq T_s \end{cases} \quad (5)$$

$$T = \min(1.25 \times 0.05H^{3/4} \text{ و } T_{analyse}) \quad (6)$$

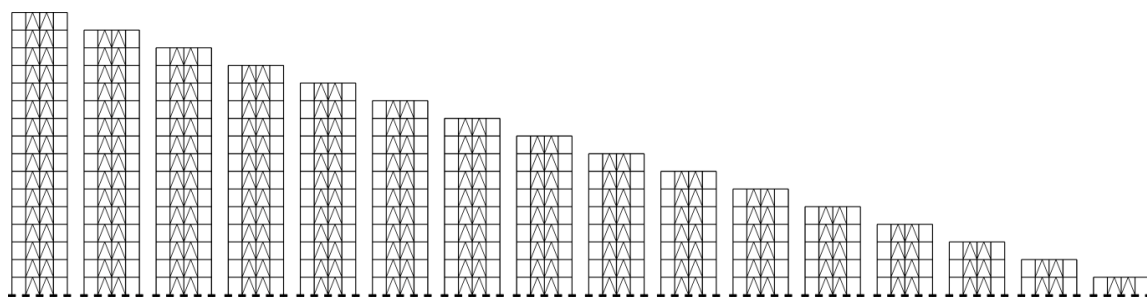
$$R = 3.25 \quad \text{برای قاب‌های با مهاربندهای همگرای معمولی:} \quad (7)$$

$$R = 5.5 \quad \text{برای قاب‌های با مهاربندهای همگرای ویژه:} \quad (8)$$

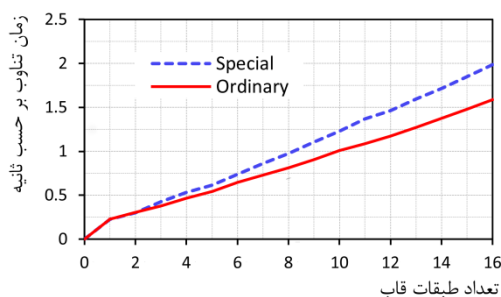
- فرض شده است این قاب‌ها جزء سیستم باربر جانبی یک ساختمان سه‌بعدی بوده و وزن مؤثر لرزه‌ای آن‌ها چهار برابر وزن بارهای مرده و زنده وارد بر آن‌ها است.

• تحلیل و طراحی قاب‌ها به کمک نرم‌افزار ETABS صورت گرفته است [۹].

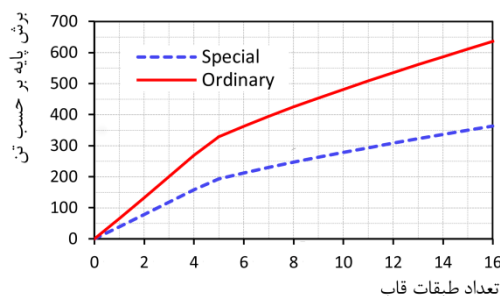
- طراحی قاب‌ها و براساس روش ضرایب بار و مقاومت (LRFD) صورت گرفته است [۱۰].
- برای تأمین الزامات پایداری، از روش تحلیل مستقیم استفاده شده است.
- شانزده قاب ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای به شکل ۸، براساس ضریب رفتار ۳/۲۵ و با رعایت الزامات لرزه‌ای عنوان شده در بخش ۲، طوری طراحی شده‌اند که نسبت ظرفیت به تقاضا در کلیه اعضا مساوی یا کوچک‌تر از یک باشد. رعایت ضابطه تکمیلی ارائه شده در بخش ۲ برای ۱۶ قاب ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای شورن ویژه و به شکل ۸، بدین طریق صورت گرفته است که پس از آنکه سازه براساس آئین‌نامه‌های بارگذاری زلزله با ضریب رفتار ۵/۵، طراحی گردیدند، ابتدا مهاربندها از مدل حذف گردیده و برای جلوگیری از ناپایداری سیستم، کف‌های سازه در برابر حرکت جانبی مقید گردیده‌اند. سپس با اعمال نیروهای لرزه‌ای ارائه شده در بخش ۲ در راستای امتداد مهاربندهای کششی و فشاری، قاب‌ها در حضور بارهای ثقلی ضریب‌دار تحلیل و طراحی مجدد قرار گرفته‌اند [۱۵]. در شکل (۲) برخی از پاسخ‌های الاستیک (نظیر برش پایه، زمان تناوب اصلی، تغییرمکان جانبی حداکثر و وزن اسکلت) قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای شورن و به شکل ۸ و با شکل‌پذیری معمولی و ویژه نمایش داده شده است. همان‌گونه که از نمودارهای شکل (۲) مشاهده می‌شود، در قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای به شکل ۸ معمولی برش پایه حدوداً به نسبت ۵/۵ به ۳/۲۵ یعنی حدوداً ۱/۷ برابر برش پایه در قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای به شکل ۸ ویژه است.



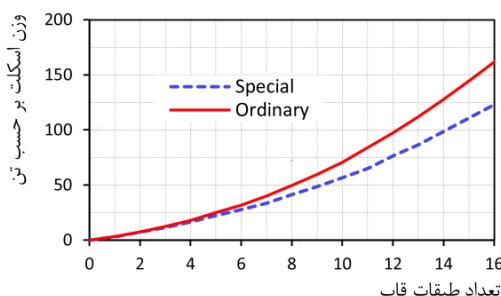
شکل ۱: قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای شورن و به شکل ۸



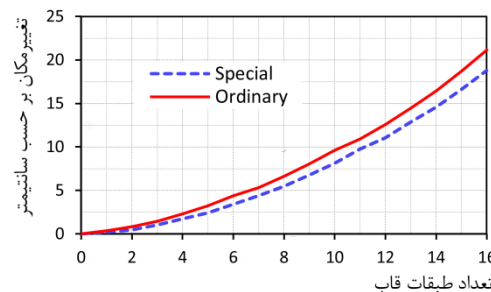
(ب) منحنی زمان تناوب طبیعی برحسب تعداد طبقات



(الف) منحنی برش پایه برحسب تعداد طبقات



(ت) منحنی وزن اسکلت برحسب تعداد طبقات



(پ) منحنی تغییرمکان جانبی حداکثر برحسب تعداد طبقات

شکل ۲: مقایسه برش پایه، زمان تناوب اصلی، تغییرمکان جانبی حداکثر و وزن اسکلت قاب‌های با مهاربندهای به شکل ۸ معمولی و ویژه

باید توجه داشت که بیشتر بودن برش پایه در قاب‌های مهاربندی شده معمولی به این معنا نیست که وزن اسکلت و تغییرمکان جانبی حداکثر نیز حدوداً به همین میزان باهم اختلاف خواهند داشت، زیرا در قاب‌های مهاربندی شده ویژه رعایت الزامات تکمیلی لرزه‌ای معادل افزایش هدفدار برش پایه است.

مطابق نمودارهای شکل (۲)، تأمین الزامات لرزه‌ای در قاب‌های با مهاربند‌های به شکل ۸ ویژه موجب نشده است که وزن اسکلت و تغییرمکان جانبی حداکثر از وزن اسکلت و تغییرمکان جانبی حداکثر قاب‌های با مهاربند‌های به شکل ۸ معمولی فراتر رود. به عبارت دیگر می‌توان گفت که در قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربند‌های به شکل ۸ ویژه، وزن اسکلت و تغییرمکان جانبی حداکثر همواره کوچک‌تر از وزن اسکلت و تغییرمکان جانبی قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربند‌های معمولی است. این اختلاف در قاب‌های کوتاه مرتبه بسیار کم ولی در قاب‌های بلندمرتبه بیشتر می‌شود، به طوری که در قاب شانزده طبقه میزان صرفه‌جوئی به حدود ۳۰ درصد می‌رسد.

نکته دیگری که از نمودارهای شکل (۲) مشاهده می‌شود این است که زمان تناوب اصلی قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربند‌های ۸ ویژه همواره بزرگ‌تر از زمان تناوب طبیعی قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربند‌های ۸ معمولی است. به عبارت دیگر قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربند‌های ۸ ویژه همواره انعطاف‌پذیرتر از قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربند‌های ۸ معمولی است. لازم به ذکر است که علی‌رغم انعطاف‌پذیر بودن قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربند‌های ۸ ویژه نسبت به قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربند‌های ۸ معمولی، تغییرمکان جانبی حداکثر قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربند‌های ۸ ویژه همواره کمتر از تغییرمکان جانبی حداکثر قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربند‌های ۸ معمولی است و دلیل آن تأثیرگذاری بیشتر افزایش برش پایه در قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربند‌های ۸ معمولی نسبت به قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربند‌های ۸ ویژه است.

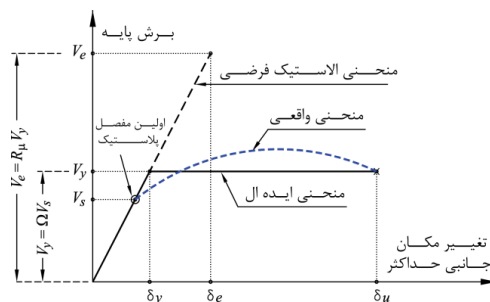
بعد از ارزیابی برخی از پاسخ‌های الاستیک قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربند‌های ۸، اکنون نوبت به پاسخ به این پرسش رسیده است که کدام یک از سیستم‌های سازه‌ای قاب ساختمانی ساده توأم با مهاربند‌های ۸ معمولی و ویژه شکل‌پذیری پیشنهاد شده در آئین‌نامه‌های طراحی را بهتر تأمین می‌کنند. در بخش‌های بعدی این تحقیق به این موضوع پرداخته خواهد شد.

۴- ضریب کاهش شکل‌پذیری و مطالعات گذشته

روش‌های محاسبه سازه‌های مقاوم در برابر زلزله با قبول این اصل که سازه در زلزله‌های شدید تحت اثر تنش‌ها و تغییرشکل‌های بالای حد الاستیک قرار می‌گیرد، قابلیت تغییرشکلی را که در منطقه غیرالاستیک وجود دارد، معیار شکل‌پذیری قرار داده و آن را با ضریب شکل‌پذیری μ بیان می‌نمایند که برحسب تعریف عبارت است از نسبت تغییرشکل حداکثر قابل استفاده (بدون خرابی) به تغییرشکل نظیر تسلیم یا جاری شدن.

$$\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y} \quad (9)$$

در اکثر آئین‌نامه‌های زلزله، ضریب R به‌عنوان ضریب رفتار ساختمان نام‌گذاری شده و دربرگیرنده آثار عواملی از قبیل درجه نامعینی، اضافه‌مقاومت موجود و شکل‌پذیری در سازه است. تأثیر این عوامل در پاسخ عمومی سازه به همراه پاسخ الاستیک فرضی به‌طور ترسیمی در شکل (۳) برای سازه‌هایی که براساس روش‌های حدی نهایی طراحی می‌شوند، نمایش داده شده است.



شکل ۳: پاسخ غیرالاستیک و پاسخ الاستیک فرضی

مطابق شکل (۳) مقدار ضریب رفتار از رابطه زیر تعیین می‌گردد:

$$R = \Omega R_{\mu} \quad (10)$$

که در آن: Ω = ضریب اضافه مقاومت و مطابق رابطه (۱۱) عبارت است از نسبت نیروی متناظر با حد تسلیم کلی سازه در هنگام تشکیل مکانیزم (یا نیرویی متناظر با تغییر مکان هدف) به نیروی متناظر با تشکیل اولین مفصل پلاستیک.

$$\Omega = \frac{V_y}{V_s} \quad (11)$$

این ضریب به عوامل گوناگونی بستگی دارد و مقدار آن در مبحث دهم مقررات ملی ساختمان و نیز در آئین نامه ASCE7 برای قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای همگرا برابر ۲ فرض شده است.

R_{μ} = ضریب کاهش شکل پذیری. مطابق شکل (۳) ضریب کاهش شکل پذیری عبارت است از نسبت نیروی نهایی وارد بر سازه در صورتی که رفتار سازه الاستیک فرض شود به نیروی متناظر با حد تسلیم کلی سازه در هنگام تشکیل مکانیزم (یا نیرویی متناظر با تغییر مکان هدف).

$$R_{\mu} = \frac{V_e}{V_y} \quad (12)$$

در صورتی که ضریب اضافه مقاومت قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای ۸ برابر ۲ فرض شود، آنگاه حداقل ضریب کاهش شکل پذیری مورد نیاز در این نوع قاب‌های ساختمانی به شرح زیر تعیین می‌گردد:

الف) برای قاب‌های توأم با مهاربندهای ۸ معمولی:

$$R = 3.25 \Rightarrow R_{\mu} \geq \frac{3.25}{2} \Rightarrow R_{\mu} \geq 1.625 \quad (13)$$

ب) برای قاب‌های توأم با مهاربندهای ۸ ویژه:

$$R = 5.5 \Rightarrow R_{\mu} \geq \frac{5.5}{2} \Rightarrow R_{\mu} \geq 2.75 \quad (14)$$

بر اساس آئین نامه فیما [۱۰] ۳۵۶، روش تحلیل استاتیکی غیرخطی یا پش‌اور یکی از روش‌های قابل قبول برای برآورد میزان ضریب کاهش شکل پذیری است. بر اساس این روش محققین مختلف روابط مختلفی را برای برآورد میزان ضریب کاهش شکل پذیری ارائه نموده‌اند که ذیلاً به چند نمونه از آن‌ها پرداخته می‌شود.

۱) روش مبتنی بر مفهوم تساوی تغییر مکان‌ها و مفهوم تساوی سطح زیر منحنی نیرو-تغییر مکان [۱۱]:

بر اساس این روش سیستم‌های سازه‌ایی که دارای زمان تناوب طبیعی بزرگی هستند (مثلاً بیش از یک ثانیه)، تغییر مکان حداکثر نظیر حالت الاستیک فرضی با تغییر مکان حداکثر نظیر حالت غیرالاستیک اختلاف اندکی باهم دارند و برای این‌گونه سیستم‌های سازه‌ای بر اساس این روش مقدار ضریب کاهش شکل پذیری از رابطه زیر تعیین می‌گردد:

$$R_{\mu} = \mu \quad (15)$$

همچنین سازه‌هایی که دارای زمان تناوب طبیعی نسبتاً کوچکی هستند (مثلاً کوچک‌تر از ۰/۵ ثانیه)، بر اساس تساوی سطح زیر منحنی نیرو-تغییر شکل در حالت‌های الاستیک فرضی و غیرالاستیک و با فرض رفتار ایده‌ال الاستوپلاستیک کامل، از رابطه زیر تعیین می‌گردد:

$$R_{\mu} = \sqrt{(2\mu - 1)} \quad (16)$$

۲) روش «نیومارک و هال» [۱۲ و ۱۳]: فلسفه روش ارائه شده توسط نیومارک و هال مشابه فلسفه تساوی تغییر مکان‌ها و مفهوم تساوی سطح زیر منحنی‌های نیرو-تغییر مکان در حالت‌های الاستیک فرضی و غیرالاستیک بوده با این تفاوت که برای زمان‌های تناوب اصلی بین حدوداً ۰/۵ و ۱/۰ ثانیه روابط مفصل تری ارائه شده است.

۳) روش «میراندا و برترو» [۱۴ و ۱۵]: مطابق این روش مقدار ضریب کاهش شکل پذیری از رابطه زیر تعیین می‌گردد:

$$R_{\mu} = \frac{\mu-1}{\Phi} + 1 \geq 1 \quad (17)$$

که در آن مقدار ضریب Φ برای زمین‌های مشابه با زمین نوع دو استاندارد ۲۸۰۰ ایران از رابطه زیر تعیین می‌گردد:

$$\Phi = 1 + \frac{1}{12T - \mu T} - \frac{2}{5T} e^{-2(\ln(T) - 0.2)^2} \quad (18)$$

در رابطه فوق T_g زمان تناوب غالب زلزله است.

مطابق آئین‌نامه فیما ۳۵۶ برای برآورد مقدار R_{μ} بایستی تغییرمکان هدف محاسبه و براساس آن منحنی ظرفیت دوخطی گردد و براساس پارامترهای به‌دست‌آمده از منحنی دوخطی ضریب R_{μ} محاسبه گردد. بر طبق تعریف، تغییرمکان هدف حداکثر تغییرمکان جانبی است که ممکن است ساختمان طی یک زلزله تجربه نماید. مطابق آئین‌نامه فیما ۳۵۶ مقدار تغییرمکان هدف ساختمان‌های طراحی‌شده یا مقاوم‌سازی‌شده از رابطه زیر تعیین می‌گردد [۱۶]:

$$\delta_t = C_0 C_1 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (19)$$

که در آن:

C_0 = ضریب اصلاح برای ارتباط تغییرمکان طیفی سیستم یک درجه آزادی به تغییرمکان بام سیستم چند درجه آزادی بوده و از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$C_0 = \phi_{1,r} \frac{\sum_{i=1}^n W_i \phi_{1,i}}{\sum_{i=1}^n W_i \phi_{1,i}^2} \quad (20)$$

W_i = وزن مؤثر لرزه‌ای

$\phi_{1,i}$ = مؤلفه بردار شکل مود اول در تراز i

C_1 = ضریب اصلاح برای تبدیل تغییرمکان‌های محاسبه‌شده از پاسخ خطی الاستیک به حداکثر تغییرمکان‌های غیرالاستیک مورد انتظار سازه است. مقدار این ضریب از روابط زیر محاسبه می‌شود:

$$T_e \geq T_s \Rightarrow C_1 = 1 \quad (21)$$

$$T_e < T_s \Rightarrow C_1 = [1 + (R_d - 1)T_s / T_e] / R_d \quad (22)$$

T_e = زمان تناوب مؤثر ساختمان مطابق رابطه زیر:

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (23)$$

T_i = زمان تناوب اصلی الاستیک

K_i = شیب خط مماس بر منحنی ظرفیت در مبدأ (سختی جانبی الاستیک سازه)

K_e = سختی جانبی مؤثر سازه

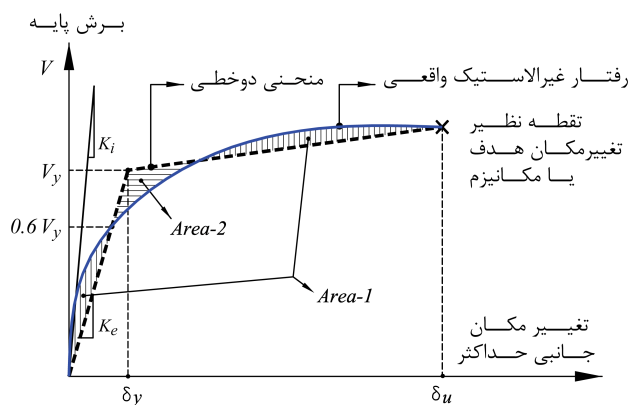
T_s = پارامتر نوع خاک

R_d = نسبت مقاومت که مقدار آن از رابطه زیر تعیین می‌گردد:

$$R_d = \frac{S_a W}{V_y} \quad (24)$$

S_a = شتاب طیفی به ازای زمان تناوب اصلی مؤثر

برای محاسبه تغییر مکان هدف با استفاده از رابطه (۱۹)، منحنی ظرفیت (منحنی برش پایه-تغییر مکان جانبی) باید تبدیل به منحنی دوخطی گردد تا برش پایه جاری شدن مؤثر سازه (V_y) و تغییر مکان نظیر آن (δ_y) تعیین و از این مقادیر برای محاسبه زمان تناوب مؤثر (T_e) استفاده شود. دوخطی کردن منحنی ظرفیت مطابق شکل (۴) به نحوی صورت می‌پذیرد که خط اول از نقطه شروع با شیبی برابر با سختی جانبی مؤثر (K_e) رسم می‌گردد. سختی جانبی مؤثر برابر سختی سکانت محاسبه شده در برش پایه نظیر ۰.۶۰٪ برش پایه جاری شدن مؤثر سازه (V_y) است. برش پایه جاری شدن مؤثر سازه (V_y) نباید از حداکثر برش پایه در نقاط مختلف ظرفیت بیشتر باشد. خط دوم نماینده شیب مثبت بعد از جاری شدن سازه است که از نقطه‌ای به مختصات (δ_u و V_u) و نقطه‌ای روی خط اول چنان ترسیم می‌شود که سطح زیر مدل رفتار دوخطی برابر سطح زیر منحنی غیرخطی تا نقطه (δ_u و V_u) باشد. روی منحنی ظرفیت سازه در تغییر مکان هدف یا تغییر مکان نظیر تشکیل مکانیزم، هر کدام که کمتر باشد، قرار دارد.



شکل ۴: نحوه دوخطی کردن منحنی ظرفیت

اگرچه ظاهراً به نظر می‌رسد که دوخطی کردن منحنی ظرفیت بایستی براساس روش آزمون و خطا صورت پذیرد، لیکن به دلیل آنکه در حداقل دو مفصل پلاستیک در سازه، رفتار سازه خطی فرض می‌شود، از این رو می‌توان از حل بسته مقدار V_y و δ_y و نتیجتاً شکل منحنی را تعیین نمود. در این تحقیق این عملیات از طریق تهیه یک نرم‌افزار کوچک صورت گرفته است.

یکی از گام‌های مهم دیگر در تحلیل پوش‌اور اختصاص رابطه نیرو-تغییر شکل به اعضای سازه است. اساساً رفتار غیرالاستیک هر عضو و یا رابطه نیرو-تغییر شکل باید از طریق نتایج آزمایشگاهی تعیین شود. لیکن در آئین‌نامه فیما ۳۵۶ قید شده است که به‌جای انجام مطالعات آزمایشگاهی می‌توان از روابط معیار پذیرش ایمنی جانی برای تعیین ظرفیت تغییر شکل اعضا استفاده نمود. در این تحقیق برای مدل‌سازی رابطه غیرالاستیک نیرو-تغییر شکل اعضا از روابط مندرج در آئین‌نامه فیما ۳۵۶ بهره برده شده است.

نحوه مدل‌سازی رابطه غیرالاستیک نیرو-تغییر شکل در اکثر نرم‌افزارها بدین گونه است که فرض می‌شود تغییر شکل غیرالاستیک اعضا در مفاصل پلاستیک متمرکز می‌شوند و رفتار سایر نقاط اعضا الاستیک باقی می‌ماند. در اعضای خمشی (نظیر تیرها و ستون‌ها) مفاصل پلاستیک عموماً به ابتدا و انتهای عضو یا به محل‌هایی که نیروهای متمرکز اعمال می‌شوند، اختصاص داده می‌شوند که می‌توانند از نوع M ، V و اندرکنش $P-M$ باشد. در اعضای محوری نظیر مهاربندها و نیز ستون‌هایی که دارای رفتار محوری هستند، این مفاصل پلاستیک می‌تواند فقط از نوع P اختیار شده و به وسط اعضا اختصاص یابد.

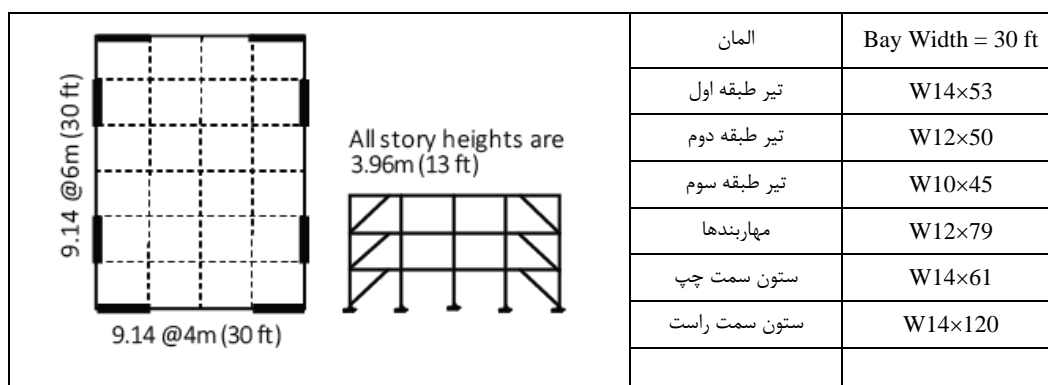
در ابتدای این بخش به روش‌های مختلف محاسبه ضریب کاهش شکل‌پذیری پرداخته شد. هر کدام از این روش‌ها دارای معایب و مزایایی هستند. به‌عنوان مثال استفاده از رابطه (۱۵) برای محاسبه ضریب کاهش شکل‌پذیری سازه‌هایی قابل کاربرد است که دارای زمان تناوب بیش از یک ثانیه و رابطه (۱۶) برای سازه‌هایی قابل کاربرد است که دارای زمان تناوب کمتر از ۰/۵ ثانیه هستند. همچنین استفاده از رابطه (۱۷) برای محاسبه ضریب کاهش شکل‌پذیری کلیه قاب‌های ساختمانی مجاز است.

از آنجائی که زمان تناوب سازه‌های مورد بررسی در این تحقیق اکثراً بین ۰/۵ تا یک ثانیه هستند، لذا محاسبه ضریب کاهش شکل‌پذیری این سازه‌ها با استفاده از روابط (۱۵) و (۱۶) توصیه نمی‌شود. امروزه محاسبه ضریب کاهش شکل‌پذیری براساس هر کدام از

روش‌های «نیومارک و هال» و «میراندا و برترو» مورد تأیید متخصصان بوده، لیکن به دلیل برخورداری روش «میراندا و برترو» از اقبال عمومی بیشتر نزد محققان، در این تحقیق برای محاسبه ضریب کاهش شکل‌پذیری از روش «میراندا و برترو» استفاده شده است.

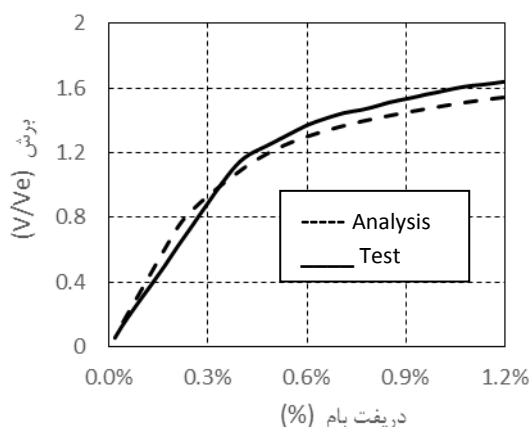
۵- تحلیل پوش‌اور و محاسبه ضریب کاهش شکل‌پذیری قاب‌های مورد مطالعه

در این تحقیق جمعاً ۳۲ قاب ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای همگرای به شکل ۸، مورد تحلیل و طراحی و نهایتاً تحلیل استاتیکی غیرخطی (پوش‌اور) گردیده‌اند. از این ۳۲ قاب ۱۶‌تای آن‌ها مربوط به قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای به شکل ۸ معمولی از یک تا ۱۶ طبقه و ۱۶‌تای دیگر آن‌ها مربوط به قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای به شکل ۸ ویژه از یک تا ۱۶ طبقه است. پس از انجام تحلیل پوش‌اور، منحنی‌های ظرفیت قاب‌ها براساس تغییرمکان هدف مربوط به هر قاب دوخطی گردیده‌اند و سپس براساس پارامترهای به‌دست‌آمده از منحنی دوخطی و با استفاده از روش «میراندا و برترو» مقدار ضریب کاهش شکل‌پذیری قاب‌ها یعنی ضریب R_{μ} محاسبه شده است. اما به‌منظور انجام تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی قابل‌اطمینان، صحت‌سنجی مدل‌های تحلیلی بسیار ضروری است. جهت کنترل صحت مدل‌سازی، یک نمونه از قاب مهاربندی مورد مطالعه توسط پرینز [۱۷] انتخاب شده است. مشخصات هندسی و ابعاد مقاطع مورد استفاده این قاب در شکل (۵) نشان داده شده است.



شکل ۵: پلان و نمای قاب مورد نظر برای صحت‌سنجی [۱۷]

برای مدل‌سازی رفتار غیرخطی تیرها، ستون‌ها و مهاربندها از مصالح دوخطی با ۲ درصد سخت‌شدگی کینماتیک و بدون سخت‌شدگی ایزوتروپیک استفاده شده است. در شکل (۶) نتایج تحلیل پوش‌اور و نتایج آزمایش نشان داده شده است. همان‌گونه از این شکل مشاهده می‌شود، نتایج حاصل از تحلیل پوش‌اور مطابقت قابل‌قبولی با نمودار حاصل از مطالعه پرینز دارد و صحت مدل‌سازی تأیید می‌شود.



شکل ۶: نمودار پوش‌اور برای صحت‌سنجی مدل‌سازی

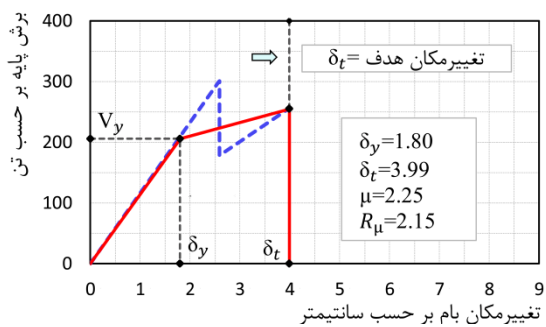
در جدول (۱) پارامترهای لرزه‌ای مربوط به منحنی‌های ظرفیت و در شکل (۷) منحنی‌های ظرفیت شانزده قاب ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای ۸ معمولی نمایش داده شده است. همچنین در جدول (۲) پارامترهای لرزه‌ای مربوط به منحنی‌های ظرفیت و در شکل (۸) منحنی‌های ظرفیت شانزده قاب ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای ۸ ویژه نمایش داده شده است.

جدول ۱: پارامترهای مربوط به منحنی ظرفیت ۱۶ قاب ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای همگرای معمولی به شکل ۸

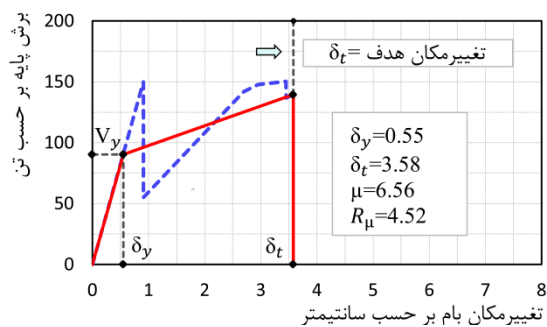
تعداد طبقات قاب	T_e (s)	C_0	C_1	S_a	δ_t (cm)	δ_y (cm)	V_y (ton)	V_u (ton)	μ	Φ	R_μ (Miranda)
یک طبقه	۰/۲۲۶	۱/۰۰	۲/۱۲	۰/۸۷۵	۲/۳۵	۰/۰۹	۱۶/۶۶	۹۲/۳	> ۷	-	> ۷
دو طبقه	۰/۳۰۳	۱/۱۹	۱/۵۱	۰/۸۷۵	۳/۵۸	۰/۵۵	۹۰/۳	۱۳۹/۵	۶/۵۶	۱/۵۸	۴/۵۲
سه طبقه	۰/۳۷۷	۱/۲۸	۱/۲۸	۰/۸۷۵	۳/۳۶	۰/۶۹	۹۶/۰	۱۹۶/۳	۴/۸۹	۱/۳۱	۳/۹۸
چهار طبقه	۰/۴۶۴	۱/۳۴	۱/۰۶	۰/۸۷۵	۳/۹۹	۱/۸۰	۲۰۵/۸	۲۵۵/۱	۲/۲۵	۱/۰۹	۲/۱۵
پنج طبقه	۰/۵۴۱	۱/۳۷	۱/۰۰	۰/۸۳۰	۵/۲۵	۲/۵۲	۲۵۵/۹	۳۰۵/۸	۲/۰۸	۰/۹۹	۲/۰۹
شش طبقه	۰/۶۴۸	۱/۴۰	۱/۰۰	۰/۷۳۶	۵/۶۲	۳/۴۸	۲۸۷/۳	۳۱۹/۸	۱/۶۲	۰/۸۷	۱/۷۱
هفت طبقه	۰/۷۲۷	۱/۴۲	۱/۰۰	۰/۶۸۲	۶/۴۰	۴/۳۹	۳۲۴/۰	۳۴۴/۶	۱/۴۶	۰/۸۱	۱/۵۷
هشت طبقه	۰/۸۱۰	۱/۴۵	۱/۰۰	۰/۶۳۴	۸/۳۴	۶/۱۹	۳۹۶/۵	۴۰۶/۱	۱/۳۵	۰/۷۶	۱/۴۶
نه طبقه	۰/۹۰۷	۱/۴۷	۱/۰۰	۰/۵۸۸	۱۱/۳۸	۶/۸۸	۳۸۸/۰	۴۱۱/۱	۱/۶۵	۰/۷۴	۱/۸۸
ده طبقه	۱/۰۰۷	۱/۴۸	۱/۰۰	۰/۵۴۹	۱۴/۸۵	۷/۴۰	۳۷۱/۳	۴۲۷/۱	۲/۰۱	۰/۷۳	۲/۳۸
یازده طبقه	۱/۰۸۳	۱/۴۹	۱/۰۰	۰/۵۲۳	۱۴/۲۴	۸/۸۳	۴۱۱/۱	۴۶۷/۶	۱/۶۱	۰/۷۳	۱/۸۴
دوازده طبقه	۱/۱۷۳	۱/۵۱	۱/۰۰	۰/۴۹۶	۱۵/۹۵	۱۰/۹۴	۴۶۵/۹	۵۱۹/۰	۱/۴۶	۰/۷۴	۱/۶۲
سیزده طبقه	۱/۲۷۳	۱/۵۲	۱/۰۰	۰/۴۶۹	۱۷/۸۵	۱۲/۷۶	۴۹۵/۰	۵۴۵/۰	۱/۴۰	۰/۷۶	۱/۵۳
چهارده طبقه	۱/۳۷۳	۱/۵۳	۱/۰۰	۰/۴۴۶	۱۹/۸۴	۱۴/۸۷	۵۲۹/۶	۵۷۱/۴	۱/۳۳	۰/۷۸	۱/۴۲
پانزده طبقه	۱/۴۷۸	۱/۵۴	۱/۰۰	۰/۴۲۵	۲۲/۰۷	۱۷/۲۶	۵۶۴/۶	۵۹۷/۴	۱/۲۸	۰/۸۱	۱/۳۵
شانزده طبقه	۱/۵۸۷	۱/۵۴	۱/۰۰	۰/۴۰۵	۲۱/۰۳	۲۰/۹۴	۶۲۹/۳	۵۷۷/۹	۱/۰۰	۰/۸۴	۱/۰۰

جدول ۲: پارامترهای مربوط به منحنی ظرفیت ۱۶ قاب ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای همگرای ویژه به شکل ۸

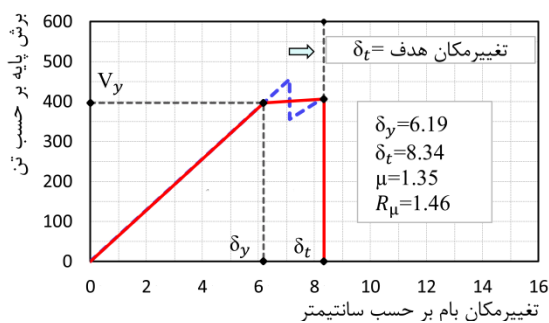
تعداد طبقات قاب	T_e (s)	C_0	C_1	S_a	δ_t (cm)	δ_y (cm)	V_y (ton)	V_u (ton)	μ	Φ	R_μ (Miranda)
یک طبقه	۰/۲۲۶	۱/۰۰	۲/۱۲	۰/۸۷۵	۲/۳۵	۰/۰۹	۱۶/۶۶	۹۲/۳	> ۷	-	> ۷
دو طبقه	۰/۳۰۰	۱/۱۸	۱/۵۳	۰/۸۷۵	۳/۵۳	۰/۵۲	۸۷/۸	۱۵۷/۱	۶/۸۵	۱/۶۲	۴/۶۱
سه طبقه	۰/۴۲۶	۱/۲۵	۱/۱۵	۰/۸۷۵	۵/۶۷	۰/۸۰	۹۱/۴	۱۵۹/۸	۷/۱۲	۱/۳۸	۵/۴۴
چهار طبقه	۰/۵۳۲	۱/۳۰	۱/۰۰	۰/۸۴۰	۷/۶۸	۱/۲۱	۱۰۹/۹	۱۸۴/۳	۶/۳۵	۱/۱۴	۵/۶۸
پنج طبقه	۰/۶۱۳	۱/۳۵	۱/۰۰	۰/۷۶۴	۹/۶۳	۲/۱۷	۱۷۳/۰	۲۲۳/۱	۴/۴۴	۰/۹۶	۴/۵۷
شش طبقه	۰/۷۳۸	۱/۴۱	۱/۰۰	۰/۶۷۵	۱۲/۸۸	۳/۱۷	۱۹۷/۴	۲۵۴/۳	۴/۰۷	۰/۸۴	۴/۶۳
هفت طبقه	۰/۸۶۰	۱/۴۳	۱/۰۰	۰/۶۱۰	۱۶/۰۳	۴/۳۱	۲۲۵/۵	۲۸۹/۷	۳/۷۲	۰/۷۸	۴/۵۰
هشت طبقه	۰/۹۷۴	۱/۴۲	۱/۰۰	۰/۵۶۱	۱۸/۷۸	۵/۵۲	۲۵۰/۱	۲۵۸/۸	۳/۴۰	۰/۷۵	۴/۲۱
نه طبقه	۱/۱۰۵	۱/۴۴	۱/۰۰	۰/۵۱۶	۲۲/۵۴	۶/۲۷	۲۴۴/۲	۲۵۹/۰	۳/۵۹	۰/۷۵	۴/۴۴
ده طبقه	۱/۲۲۹	۱/۴۵	۱/۰۰	۰/۴۸۰	۲۳/۹۹	۷/۱۲	۲۴۴/۵	۲۶۵/۶	۳/۳۷	۰/۷۷	۴/۰۸
یازده طبقه	۱/۳۶۸	۱/۴۶	۱/۰۰	۰/۴۴۷	۳۰/۳۵	۸/۱۹	۲۴۶/۳	۲۶۷/۳	۳/۷۱	۰/۸۰	۴/۳۷
دوازده طبقه	۱/۴۶۳	۱/۴۷	۱/۰۰	۰/۴۲۸	۳۱/۸۲	۱۰/۲۰	۲۸۴/۳	۳۰۹/۴	۳/۱۲	۰/۸۲	۳/۵۸
سیزده طبقه	۱/۵۹۵	۱/۴۹	۱/۰۰	۰/۴۰۴	۳۰/۶۵	۱۱/۸۷	۲۹۷/۷	۳۱۷/۱	۲/۵۸	۰/۸۵	۲/۸۶
چهارده طبقه	۱/۷۱۴	۱/۴۹	۱/۰۰	۰/۳۸۵	۳۱/۳۸	۱۳/۴۹	۳۱۱/۵	۳۲۸/۴	۲/۳۳	۰/۸۷	۲/۵۲
پانزده طبقه	۱/۸۴۹	۱/۵۰	۱/۰۰	۰/۳۶۶	۴۰/۳۷	۱۵/۸۹	۳۳۴/۹	۲۹۵/۳	۲/۵۴	۰/۹۰	۲/۷۰
شانزده طبقه	۱/۹۸۵	۱/۵۱	۱/۰۰	۰/۳۴۹	۲۸/۸۱	۱۵/۲۶	۲۹۵/۰	۲۹۵/۵	۱/۸۹	۰/۹۲	۱/۹۶



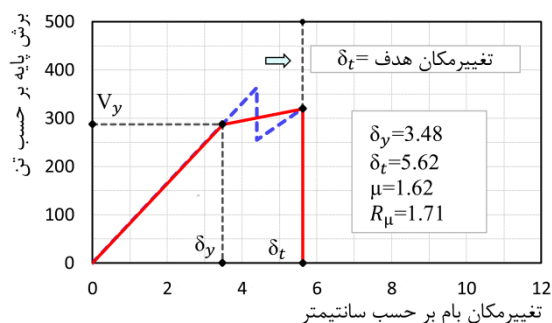
۱-۷- قاب دو طبقه با مهاربندهای ۸ معمولی



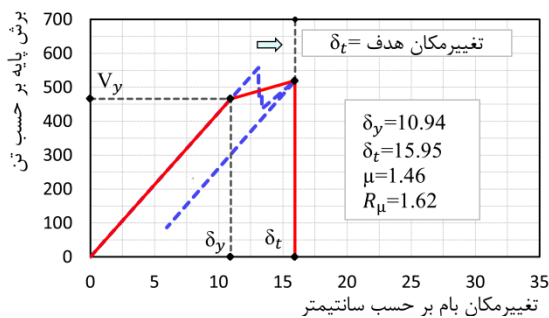
۲-۷- قاب چهار طبقه با مهاربندهای ۸ معمولی



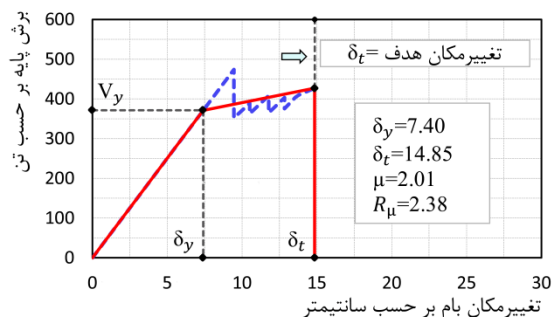
۳-۷- قاب هشت طبقه با مهاربندهای ۸ معمولی



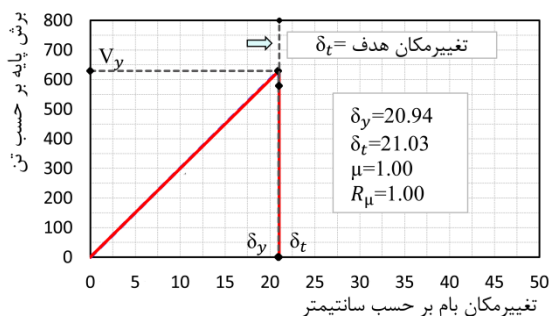
۴-۷- قاب شش طبقه با مهاربندهای ۸ معمولی



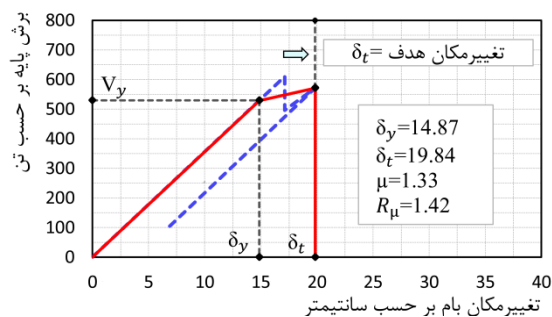
۵-۷- قاب دوازده طبقه با مهاربندهای ۸ معمولی



۶-۷- قاب ده طبقه با مهاربندهای ۸ معمولی

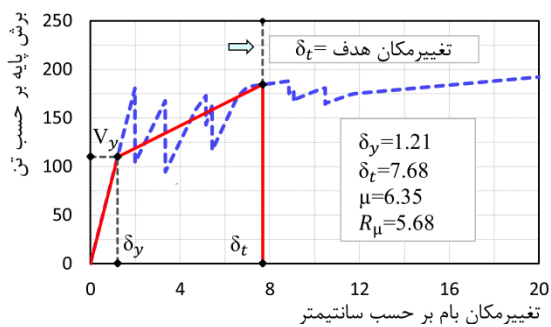


۷-۷- قاب شانزده طبقه با مهاربندهای ۸ معمولی

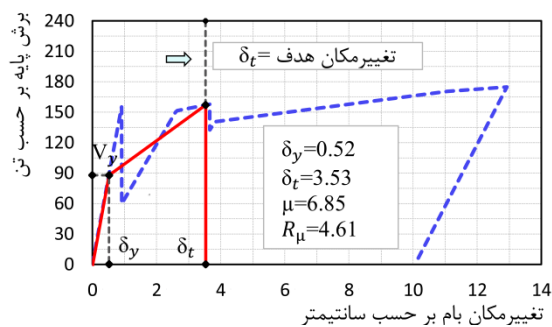


۸-۷- قاب چهارده طبقه با مهاربندهای ۸ معمولی

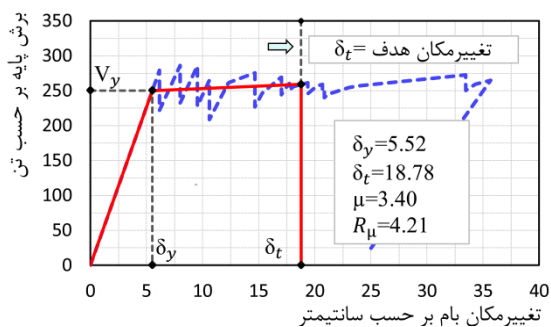
شکل ۷: منحنی ظرفیت هشت قاب ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای ۸ و با شکل پذیری معمولی



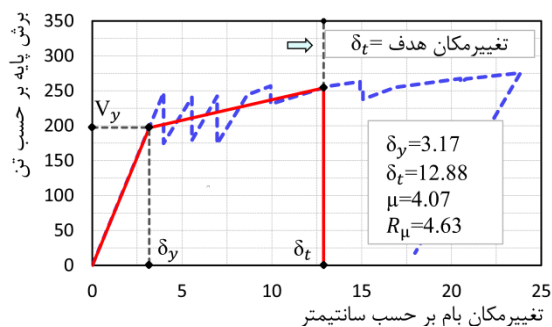
۸-۲- قاب چهار طبقه با مهاربندهای ۸ ویژه



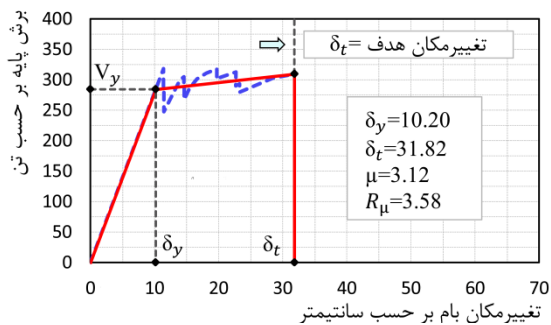
۸-۱- قاب دو طبقه با مهاربندهای ۸ ویژه



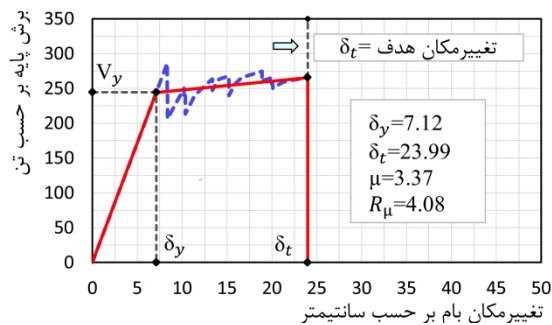
۸-۴- قاب هشت طبقه با مهاربندهای ۸ ویژه



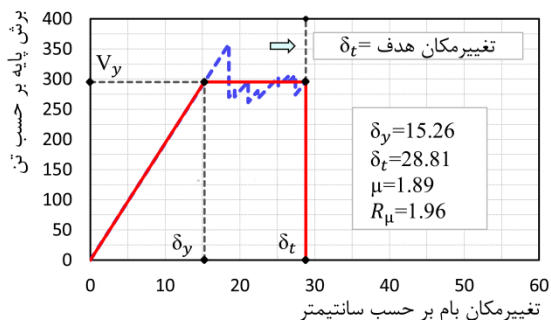
۸-۳- قاب شش طبقه با مهاربندهای ۸ ویژه



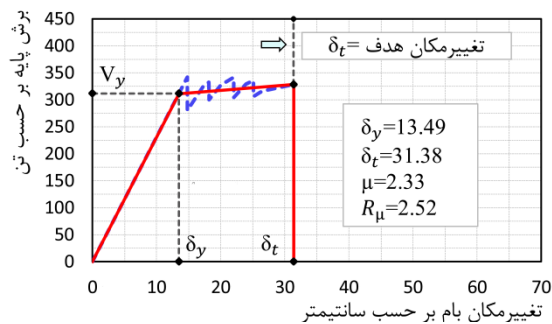
۸-۶- قاب دوازده طبقه با مهاربندهای ۸ ویژه



۸-۵- قاب ده طبقه با مهاربندهای ۸ ویژه



۸-۸- قاب شانزده طبقه با مهاربندهای ۸ ویژه



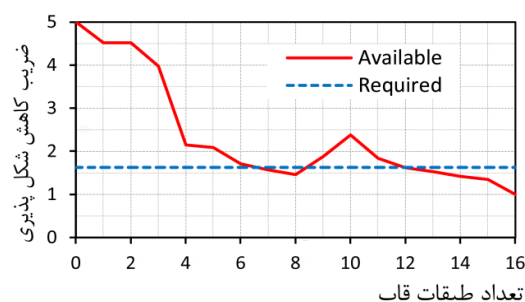
۸-۷- قاب چهارده طبقه با مهاربندهای ۸ ویژه

شکل ۸: منحنی ظرفیت هشت قاب ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای ۸ و با شکل پذیری ویژه

۶- بحث و بررسی

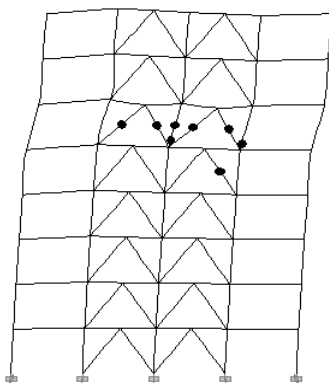
۶-۱- قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای همگرای معمولی به شکل ۸

مطابق مقادیر جدول (۱)، ضریب کاهش شکل‌پذیری ۱۶ قاب ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای همگرای معمولی و به شکل ۸ از ۱/۰۰ تا حدوداً ۴/۵۰ متغیر است. همان‌گونه که از شکل (۹) مشاهده می‌شود، این‌گونه سیستم‌های سازه‌ای برای قاب‌های مهاربندی‌شده تا شش طبقه ضریب کاهش شکل‌پذیری موجود از ضریب کاهش شکل‌پذیری موردنیاز ($ASCE7: R_{\mu} \geq 3.25/2 = 1.625$) بیشتر بوده و برای قاب‌های تا شش طبقه از منظر شکل‌پذیری ضعف عمده‌ای مشاهده نگردید و این موضوع محدودیت ذکرشده در آئین‌نامه‌های طراحی برای حداکثر ارتفاع این‌گونه سیستم‌های سازه‌ای را (که حدوداً ۱۰/۷ متر است) توجیه می‌نماید.



شکل ۹: مقایسه ضریب کاهش شکل‌پذیری موجود با موردنیاز ۱۶ قاب مهاربندی‌شده معمولی به شکل ۸

ضعف عمده‌ای که در این‌گونه قاب‌های ساختمانی مشاهده گردید، این بود که مطابق منحنی‌های ظرفیت نشان داده‌شده در شکل (۷) اکثر این نوع قاب‌های مهاربندی‌شده نمی‌توانند تغییرمکان هدف موردنظر آئین‌نامه‌ها را تجربه نمایند و مشابه مکانیزم خرابی نشان داده‌شده در شکل (۱۰) برای قاب هشت طبقه، قبل از رسیدن به تغییرمکان هدف، سازه به حالت مکانیزم آبی رسیده و فرومی‌ریزد، ولی باین‌وجود به دلیل بالاتر بودن سطح مقاومت طراحی این نوع قاب‌های مهاربندی‌شده، شکل‌پذیری موردنیاز برای قاب‌های مهاربندی‌شده تا شش طبقه تأمین می‌شود.



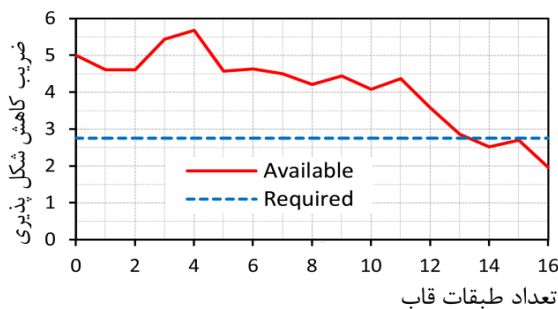
شکل ۱۰: مکانیزم خرابی قاب مهاربندی‌شده معمولی هشت طبقه و با مهاربندهای به شکل ۸

۶-۲- قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای همگرای ویژه به شکل ۸

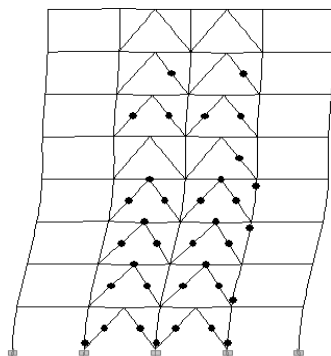
مطابق مقادیر ارائه‌شده در جدول (۲)، مقدار ضریب کاهش شکل‌پذیری ۱۶ قاب ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای ویژه ۸ و ویژه، از ۱/۹۶ تا حدوداً ۵/۷۰ متغیر است. مطابق شکل (۱۱) در صورتی که ارزیابی ضریب کاهش شکل‌پذیری موردنیاز مطابق آئین‌نامه ASCE7 منظور باشد ($R_{\mu} \geq 6/2 = 3$)، چهار تا از این شانزده قاب شکل‌پذیری موردنیاز را تأمین نکرده است. البته چون این قاب‌ها براساس $R = 5/5$ طراحی شده‌اند، ممکن است وضع از این نیز بدتر شود. اما اگر ارزیابی شکل‌پذیری موردنیاز این نوع قاب‌ها مطابق پیش‌نویس ویرایش چهارم

استاندارد ۲۸۰۰ ایران موردنظر باشد ($R_{\mu} \geq 5.5/2=2.75$)، سه تا از این قاب‌های مهاربندی شده شکل‌پذیری موردنیاز را تأمین نکرده است. با توجه به اینکه این نوع قاب‌ها براساس ظرفیت محوری مهاربندها طراحی شده‌اند، برای قاب‌های زیر ۱۲ طبقه هم ضریب کاهش شکل‌پذیری به نحو احسن تأمین می‌شود و هم مکانیزم خرابی آن‌ها (که یک نمونه از آن‌ها در شکل ۱۲ نمایش داده شده است) نسبت به مهاربندهای با شکل‌پذیری معمولی بهبود یافته است.

بنابراین می‌توان گفت که ضریب رفتار پیشنهادشده در پیش‌نویس ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ ایران برای قاب‌های مهاربندی شده ویژه منطقی‌تر از مقدار پیشنهادشده در آئین‌نامه ASCE7 است، زیرا در قاب‌های بالاتر از حدوداً دوازده طبقه شکل‌پذیری موردنظر آئین‌نامه ASCE7 تأمین نمی‌شود.



شکل ۱۱: مقایسه ضریب کاهش شکل‌پذیری موجود با موردنیاز ۱۶ قاب مهاربندی شده ویژه به شکل ۸



شکل ۱۲: مکانیزم خرابی قاب مهاربندی شده ویژه هشت طبقه و با مهاربندهای به شکل ۸

ضرایب کاهش شکل‌پذیری به دست آمده از این تحقیق برای شانزده قاب ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای ۸ ویژه نشان می‌دهد که در قاب‌های بالای دوازده طبقه افت محسوسی در ضریب کاهش شکل‌پذیری به وجود می‌آید و در آن‌ها قاب نمی‌تواند تغییر مکان هدف را تجربه نموده و قبل از رسیدن به آن به حالت مکانیزم می‌رسد. برای حل این ضعف در این نوع قاب‌ها می‌توان برای آن‌ها براساس تعداد طبقات دو نوع ضریب رفتار پیشنهاد نمود. به‌طور مثال می‌توان برای قاب‌های بالای دوازده طبقه ضریب رفتار را کمتر از ۵/۵ در نظر گرفت.

۷- نتیجه‌گیری

نتایج به دست آمده از تحلیل، طراحی و تحلیل استاتیکی غیرخطی شانزده قاب ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای همگرای معمولی و به شکل ۸ نشان می‌دهد که:

- در این‌گونه سیستم‌های سازه‌ای برای قاب‌های تا شش طبقه ضریب کاهش شکل‌پذیری موجود از ضریب کاهش شکل‌پذیری موردنیاز ($ASCE7: R_{\mu} \geq 3.25/2=1.625$) بیشتر بوده و برای این قاب‌ها از منظر شکل‌پذیری ضعف عمده‌ای مشاهده نگردید و این موضوع محدودیت ذکر شده در آئین‌نامه‌های طراحی برای حداکثر ارتفاع این‌گونه قاب‌ها را (که حدوداً ۱۰/۷ متر است) توجیه می‌نماید.
- حداکثر ارتفاع مجاز این نوع قاب‌های مهاربندی شده می‌تواند از مقدار موردنظر آئین‌نامه ASCE7 یعنی حدوداً ۱۰/۷ متر بیشتر در نظر گرفته شود.

۳) مطابق منحنی‌های ظرفیت تهیه شده در این تحقیق، در اکثر مواقع این نوع قاب‌های مهاربندی شده تغییر مکان هدف را تجربه نمی‌نمایند و قبل از رسیدن به آن به حالت مکانیزم می‌رسند، ولی باین وجود به خاطر بالاتر بودن سطح مقاومت آن‌ها، شکل پذیری مورد نیاز تأمین می‌شود.

همچنین نتایج به دست آمده از تحلیل، طراحی و تحلیل استاتیکی غیرخطی شانزده قاب ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای همگرای ویژه و به شکل ۸ نشان می‌دهد که:

۱) به لحاظ میزان مصالح مصرفی، این نوع قاب‌های مهاربندی شده ویژه نسبت به قاب‌های مهاربندی شده همگرای معمولی به ترتیب برای قاب‌های از یک تا شانزده طبقه، صفر الی ۳۰ درصد مقرون به صرفه تر است.

۲) مطابق نتایج این تحقیق، ضریب رفتار پیشنهاد شده در پیش نویس ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ ایران ($R=5.5$) برای قاب‌های مهاربندی شده همگرای ویژه منطقی تر از ضریب رفتار پیش بینی شده در آئین نامه ASCE7 ($R=6$) است.

۳) متأسفانه در این نوع سیستم‌های سازه‌ای در قاب‌های حدوداً بالای دوازده طبقه شکل پذیری مورد نیاز تأمین نمی‌شود. براساس نتایج به دست آمده از این تحقیق برای قاب‌های بالای دوازده طبقه باید از ضریب رفتار کمتری استفاده شود.

۴) در قاب‌های بالای دوازده طبقه سازه عموماً تغییر مکان هدف را تجربه نمی‌نماید و قبل از رسیدن به آن به حالت مکانیزم رسیده و فرومی‌ریزد و این مسئله نشان دهنده لزوم تجدیدنظر در ارائه ضریب رفتار قاب‌های بالای دوازده طبقه از این نوع قاب‌ها را تأیید می‌نماید.

مراجع

- [1] Uriz, P., Filippou, F.C. and Mahin, S. A. (2008), *Model for cyclic inelastic buckling of steel braces*, J. Struct. Eng., 134(4): 619–628.
- [2] Uriz, P. and Mahin, S.A. (2008), *Toward earthquake-resistant design of concentrically braced steel-frame structures*. PEER-2008/08, Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER), Univ. of California, Berkeley, Berkeley, CA; 2008.
- [3] Uang, C.M. and Nakashima, M. (2004), *Steel buckling-restrained frames*. *Earthquake engineering: From engineering seismology to performance-based engineering*, Y. Bozorgnia and V.V. Bertero, eds, CRC Press, Boca Raton, FL.
- [4] Mofid, M., Lotfollahi, M. (2006), *on the characteristics of new ductile knee bracing systems*. Journal of Constructional Steel Research, 62:271–281.
- [5] MHUD. Iranian National Building Code, Part 10, (2013), *Steel Structure Design*. Tehran (Iran): Ministry of Housing and Urban Development.
- [6] American Institute of steel construction (AISC341), (2010), *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*.
- [7] American Society of Civil Engineers (ASCE7), (2010), *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*, pp.7.
- [8] BHRC. Iranian Code of Practice for seismic Resistant Design of Buildings: *Standard No. 2800 (3rd Edition)*, (2005), Building and Housing Research Center.
- [9] ETABS, (1995), *Integrated building design software*, nonlinear version 9.7.3, Berkeley; (California), USA: Inc.
- [10] American Institute of steel construction (AISC360-2010), *Specification for structural steel buildings*.
- [11] Balendra, T. and Huang, X. (2003), *Overstrength and Ductility Factors for Steel Frames Designed According to BS 5950*, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 129, No.8.
- [12] Newmark, N.M. and Hall, W.J., (1973), *Seismic Design Criteria for Nuclear Reactor Facilities*, Rep. No. 46, Building Practices for Disaster Mitigation, National Bureau of Standards, U.S. Department of Commerce.
- [13] Newmark N.M. and Hall W.J., (1982), *EERI Monograph Series, Earthquake Spectra and Design*, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, California.
- [14] Miranda, E., (1993), *Site-Dependent Strength Reduction Factors*, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 119, No.12.
- [15] Miranda E. and Bertero V.V., (1994), *Evaluation of Strength Reduction Factors for Earthquake-Resistant Design*, Earthquake Spectra, Vol. 10, No.2.
- [16] Federal Emergency Management Agency (FEMA), (2000), *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, (FEMA 356), Washington, DC.
- [17] Prinz, G.S., (2010), *using buckling-restrained braces in eccentric configurations*, Brigham Young University.