

محاسبه ضریب رفتار قاب های دارای مهاربندهای کمانش تاب با استفاده از تحلیل دینامیکی افزایشی

نادر فنائی^۱، ابراهیم افسردیزج^۲، مهدی فرحانی نژاد^۳، بهزاد قهرمانپورسومایی^۴

۱- استادیار دانشکده عمران دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی

۲- کارشناس ارشد سازه دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی

۳- کارشناس ارشد سازه دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی

۴- کارشناس ارشد سازه دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی

Ebrahim_Afsar@live.com

خلاصه

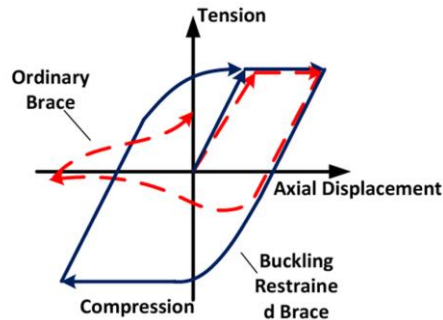
در این مطالعه به تعیین ضریب رفتار و ضریب اضافه مقاومت سیستم مهاربندی کمانش تاب و بررسی نتایج آن پرداخته شده است. برای این منظور از تحلیل های استاتیکی غیر خطی و دینامیکی خطی و دینامیکی افزایشی، IDA، تحت ۱۷ رکورد مهم زلزله های دنیا از جمله دو زلزله مهم ایران (طیس و بم) استفاده شده است و مطالعه روی قاب های ۳، ۶، ۹ و ۱۲ طبقه با پیکربندی شورون معکوس و با استفاده از نرم افزار Opensees انجام شده است..

کلمات کلیدی: مهاربند کمانش تاب ، تحلیل دینامیکی افزایشی ، ضریب رفتار، ضریب اضافه مقاومت.

۱. مقدمه

قاب های مهاربندی شده با مهاربندهای همگرا از جمله سیستم های باربر جانبی هستند که استفاده از آن ها متداول است. این قاب ها در برابر نیروهای زلزله عملکرد مناسبی از خود نشان نمی دهند. علت این رفتار نامناسب، کمانش مهاربند در نیروهای فشاری بزرگ است. از این رو این مهاربندها دارای رفتار هیستریزس نامتقارن و افت مقاومت تحت بارهای سیکلیک می شوند و در نتیجه سازه قابلیت جذب انرژی را از دست داده و منهدم می شود [۱ و ۲]. لذا با جلوگیری از کمانش مهاربند، امکان تسلیم فشاری آن فراهم می گردد. مهاربند های مقاوم در برابر کمانش در حقیقت نوع جدیدی از مهاربندی های هم مرکز هستند که در مقابل کمانش محافظت شده اند. در نتیجه این مهاربند دارای منحنی هیستریزس نسبتاً متقارن و رفتار یکسان در کشش و فشار است. ایده مهاربند مقاوم در برابر کمانش در اواسط دهه ۷۰ در ژاپن شکل گرفت. انواع مختلفی از BRB در فاصله سال های ۱۹۸۰ تا ۱۹۹۰ در ژاپن ساخته شد. در ۱۹۹۸ این فن آوری به ایالات متحده آمریکا انتقال یافت و از سال ۲۰۰۰ به عنوان یک عضو موثر لرزه بر مورد استفاده قرار گرفت [۳]. با وجود توسعه اشکال مختلف از BRB همه ی آن ها دارای مفاهیم مشترکی هستند. ویژگی اصلی تمام آن ها محصور سازی هسته فولادی توسط یک مکانیزم خارجی برای جلوگیری از وقوع کمانش است. عمومی ترین شکل BRB شامل یک هسته فولادی است که درون یک غلاف فلزی قرار می گیرد. فضای خالی بین هسته و غلاف توسط یک ماده پر کننده مناسب مانند ملات پر می شود. قبل از ریختن ملات یک ماده لغزنده با یک گپ هوای کوچک بین هسته فولادی و ملات فراهم می شود. این ماده و همچنین گپ هوا، جهت جلوگیری از انتقال نیروی محوری از هسته مهاربندی به غلاف و ملات تعبیه می شود. در حقیقت غلاف فولادی و ملات فقط نقش جلوگیری از کمانش مهاربند را بر عهده دارد و تحمل نیروی محوری بر عهده هسته فولادی است [۴]. یکی از مهمترین پارامترهای لرزه ای در طراحی سازه ها، مقدار ضریب رفتار سازه ها می باشد که در حقیقت بیانگر توانایی سیستم سازه ای در جذب و استهلاک انرژی ناشی از زلزله و ایجاد تغییر شکل های فرا ارتجاعی بدون فروریزش کلی سازه می باشد. همچنین اثرات زلزله های مختلف بر سازه های طراحی شده و بررسی سطوح عملکردی سازه ها و میزان آسیب های وارده به سازه مطابق تعاریف آیین نامه ها، از موضوعات جالب توجه می باشد، چرا که نتیجه طراحی سیستم سازه ای مورد بررسی و در نهایت عملکرد سازه در برابر زلزله های مختلف را بر اساس آخرین آیین

نامه های تدوین شده آشکار می سازد و کفایت یا عدم کفایت ضوابط موجود برای طراحی لرزه ای آن سیستم خاص را مورد ارزیابی قرار می دهد. روش های مختلفی برای محاسبه ضریب رفتار سازه ها و نیز ارزیابی عملکرد لرزه ای آن ها موجود است؛ از آن میان می توان به روش تحلیل استاتیکی غیر خطی اشاره کرد که به عنوان روشی مقبول در دستورالعمل بهسازی لرزه ای ساختمان های موجود کشور ایران نیز معرفی شده است. ولی به علت اهمیت بررسی دقیق رفتار سازه لازم است تا بار زلزله به صورت دینامیکی (و نه استاتیکی) در تحلیل عملکرد ساختمان لحاظ گردد. از این رو در مطالعه حاضر از روش تحلیل دینامیکی افزایشی به عنوان روشی جدید و معتبر، در بررسی عملکرد سازه های مهاربندی شده استفاده شده است. این روش نوپا با در نظر گرفتن رکورد های مختلف شتاب، عملکرد سازه را از حالت الاستیک کامل تا خرابی کامل مورد بررسی قرار می دهد و نتایج حاصل از آن می تواند در تعیین پارامترهای لرزه ای سازه ها و نیز بهسازی لرزه ای سازه های موجود مورد استفاده قرار گیرد.



شکل ۱- مقایسه رفتار چرخه ای بادبند کمانش تاب با بادبند هم مرکز معمولی [۵]

۲. ضوابط آیین نامه AISC Seismic Provisions 2005

این آیین نامه تصریح می کند که ضرایب طرح لرزه ای قید شده در این بخش برای قاب های مهاربندی شده با بادبند های کمانش تاب به صورت ضوابط آیین نامه ای قابل اعمال نبوده و تنها در جایی که آیین نامه اجرایی قابل اعمال وجود نداشته باشد بایستی استفاده گردد و در صورت پیشنهادی می باشد.

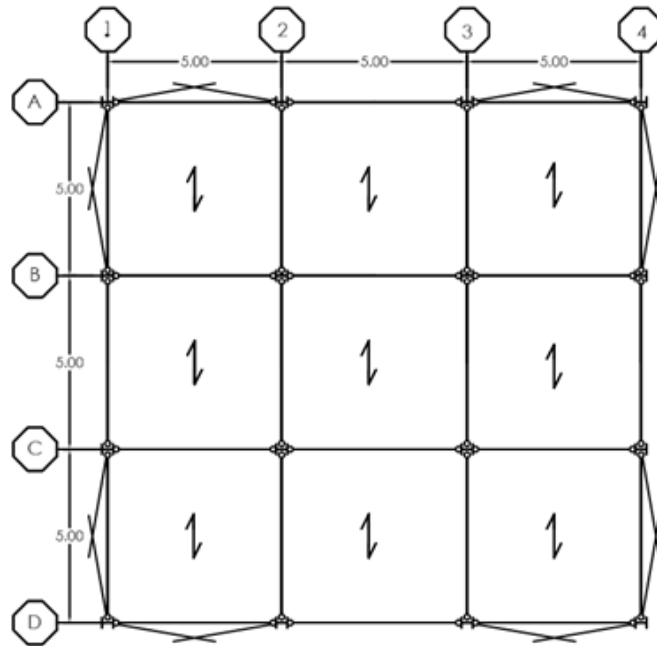
جدول ۱- ضرایب طراحی و پارامترهای لرزه ای BRFB

Basic Seismic Load Resisting System	Response Modification Coefficient R	System Overstrength Factor Ω_o	Deflection Amplification Factor C_d	Height Limit (ft)			
				Seismic Design Category			
				B & C	D	E	F
Building Frame Systems							
Buckling-Restrained Braced Frames, non-moment-resisting beam-column connections	7	2	5½	NL	160	160	100
Special Plate Shear Walls	7	2	6	NL	160	160	100
Buckling-Restrained Braced Frames, moment-resisting beam-column connections	8	2½	5	NL	160	160	100
Dual Systems with Special Moment Frames Capable of Resisting at Least 25% of the Prescribed Seismic Forces							
Buckling-Restrained Braced Frame	8	2½	5	NL	NL	NL	NL
Special Plate Shear Walls	8	2½	6½	NL	NL	NL	NL

همان گونه که ملاحظه می شود این آیین نامه برای سیستم بادبند کمانش تاب به همراه اتصال ساده تیر به ستون ضریب رفتار ۷، ضریب اضافه مقاومت ۲ و ضریب تشدید تغییر مکان ۵/۵ را پیشنهاد می کند و همچنین برای سیستم بادبند کمانش تاب به همراه اتصال گیردار تیر به ستون ضریب رفتار ۸، ضریب اضافه مقاومت ۲/۵ و ضریب تشدید تغییر مکان ۵ را پیشنهاد می کند [۶].

۳. معرفی ساختمان های مورد مطالعه

در این مطالعه سازه های مورد بررسی شامل سازه های ۳، ۶، ۹ و ۱۲ طبقه است که به صورت سه بعدی و روی خاک نوع II طراحی و سپس مورد ارزیابی و تحلیل قرار گرفته اند. همچنین از مهارندهای شورون معکوس (هشتی) که از پر کاربرد ترین نوع مهاربندی BRB می باشد استفاده شده است. پلان قاب های سه بعدی در Error! Reference source not found. نشان داده شده است. در این قاب ها ارتفاع طبقات ۳ متر و طول هر دهانه ۵ متر لحاظ شده است. قاب ها دارای ۳ دهانه بوده که دو دهانه کناری در کل ارتفاع قاب دارای مهاربند می باشد. همچنین لازم به ذکر است که کلیه اتصالات تیر به ستون و مهاربند به محل اتصال تیر و ستون، مطابق عرف قاب های مهاربندی شده مفصلی می باشد.



شکل ۲- پلان سازه ها و محل قرار گیری مهاربندها

بار مرده ناشی از سقف و پارتیشن بندی داخلی برای طبقات 600 kg/m^2 و برای بام 550 kg/m^2 در نظر گرفته شده است. همچنین با توجه به مسکونی بودن کاربری ساختمان، بار زنده طبقات برابر 200 kg/m^2 و برای بام برابر 150 kg/m^2 در نظر گرفته شده است. برای قاب های کناری علاوه بر بار مرده طبقات، بار مرده ناشی از دیوار های پیرامونی 320 kg/m^2 با احتساب ۳۰٪ باز شو در نظر گرفته شده است. محل قرار گیری سازه های مورد بررسی شهر تهران فرض شده است که با توجه به قرار گیری تهران در پهنه خطر نسبی خیلی زیاد، شتاب مبنای طرح، $A = 0.35g$ می باشد و با توجه به کاربری مسکونی ساختمان، ضریب اهمیت ساختمان $I = 1$ در نظر گرفته شده است. ضریب رفتار اولیه جهت طراحی سازه ها با توجه به مقادیر پیشنهادی آیین نامه AISC Seismic Provisions 2005، معادل $R = 7$ فرض شده است.

۴. فرضیات مدل سازی در نرم افزار Opensees

تحلیل دینامیکی انجام شده بر روی مدل فرض شده در نرم افزار مذکور بر روی قاب های دو بعدی استخراج شده از هر یک از سازه های سه بعدی مفروض انجام گرفته است. از این رو قاب واقع در محور A، پلان هر یک از ساختمان های سه بعدی استخراج شده و در نرم افزار OpenSees مدل سازی شده است. برای تطبیق رفتار مدل قاب دو بعدی در نرم افزار OpenSees با مدل سه بعدی طراحی شده، فرضیاتی برای اعضا، مقاطع و مصالح در نظر گرفته شده است که در ادامه بیان می گردد.

برای مدل سازی المان های تیر و ستون، از المان تیرستون غیرخطی و سطح مقطع رشته ای استفاده شده است. همچنین رفتار این المان ها با استفاده از مصالح دو خطی Steel02 مدل سازی شده است. با توجه به این که مصالح فولادی مورد نظر در این مطالعه برای تیر ها و ستون ها، فولاد ساختمانی

ASTM A992، در نظر گرفته شده است، تنش تسلیم و مدول الاستیسیته این مصالح به ترتیب 50ksi و 29000ksi و شیب ناحیه غیر الاستیک ۱ درصد شیب ناحیه الاستیک در نظر گرفته شده است؛ برای تامین شرایط بروز رفتار غیر خطی هندسی در ستون ها، در وسط طول هر یک از این اعضا به مقدار یک هزارم طول المان، خروج از مرکزیت لحاظ شده است. این عمل علاوه بر لحاظ کردن خطای ساخت، امکان کماتش ستون را در اثر بارهای محوری فراهم می سازد. با توجه به این که در مهارندهای کماتش تاب متداول قسمت اعظمی از طول کل مهاربند را قسمت تسلیم شونده هسته تشکیل می دهد، لذا این مهاربند با استفاده از یک المان معادل که سطح مقطع آن همان سطح مقطع هسته تسلیم شونده است جایگزین گردید. بدین منظور مدول الاستیک مصالح این المان $1/4$ برابر شد [۷] تا سختی معادلی با مهاربند مد نظر داشته باشد. همچنین از المان خرپایی Corotational Truss (Element) که المانی دوسر مفصل است برای مدل سازی این المان معادل استفاده شده است. همچنین رفتار این المان با استفاده از مصالح دو خطی Steel102 مدل سازی شده است. مصالح فولادی مورد نظر در این مطالعه برای BRB، فولاد ساختمانی ASTM A36، در نظر گرفته شده است، تنش تسلیم و مدول الاستیسیته ای مصالح به ترتیب 36ksi و 40600ksi و شیب ناحیه غیر الاستیک ۱ درصد شیب ناحیه الاستیک در نظر گرفته شده است. با توجه به تقارن سازه در پلان و اینکه قاب دو بعدی نصف سختی جانبی سازه سه بعدی طراحی شده را در یک جهت تأمین می نماید، نیمی از جرم سازه سه بعدی شامل جرم اعضای سازه ای و همچنین بارهای مرده و 20% از بارهای زنده (مطابق استاندارد ۲۸۰۰) که متعلق به قاب واقع در محور A می باشد از مدل ETABS برای هر طبقه استخراج شده و چون نرم افزار OpenSees ماتریس جرم را براساس جرم متمرکز در نظر می گیرد، جرم های محاسبه شده به صورت متمرکز در گره های انتهایی هر المان ستون قرار داده شده اند. همچنین جهت در نظر گرفتن میرایی در تحلیل های دینامیکی غیر خطی از تعریف میرایی رایلی استفاده گردیده است.

۵. کاربرد روش تحلیل دینامیکی افزایشی در تعیین ضریب رفتار

در این بخش از نتایج تحلیل دینامیکی غیر خطی و نیز تحلیل دینامیکی خطی برای محاسبه ضریب رفتار استفاده شده است و دو ضریب شکل پذیری R_{μ} و اضافه مقاومت R_S ، محاسبه شده اند. محاسبه ضریب اضافه مقاومت با استفاده از روش استاتیکی غیرخطی دارای محدودیت هایی از جمله الگوی بارگذاری جانبی می باشد، از طرف دیگر پدیده مقاومت افزون در هنگام بروز زلزله اهمیت می یابد و هر قاب تحت تأثیر زلزله های مختلف اضافه مقاومتی متفاوت از خود نشان می دهند. در نتیجه می توان با استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی افزایشی ضریب اضافه مقاومت را محاسبه نمود. در این روش که توسط موافای و الناشای [۸] ابداع شده است برای بدست آوردن ماکزیمم برش پایه از تحلیل دینامیکی غیرخطی افزایشی استفاده می شود و نسبت برش پایه نهایی، $V_{b(Dyn,u)}$ ، به برش پایه معادل اولین جاری شدگی، $V_{b(Dyn,y)}$ ، به عنوان ضریب اضافه مقاومت معرفی می گردد. اما این روش با توجه به نتایج بدست آمده در مرجع [۹] به صورت زیر اصلاح شده است:

$$R_S = \frac{V_{b(Dyn,u)}}{V_{b(St,y)}} \quad (1)$$

یعنی ضریب اضافه مقاومت برابر نسبت برش پایه دینامیکی که منجر به تشکیل مکانیزم (ناپایداری) در سازه می شود به برش پایه استاتیکی معادل تشکیل اولین مفصل پلاستیک در سازه می باشد. برای بدست آوردن $V_{b(Dyn,u)}$ ، شتاب طیفی (معیار شدت لرزه ای استفاده شده در این مطالعه) رکورد زلزله استفاده شده را تا مرحله ای که در سازه مکانیزم (ناپایداری) به وجود آید و یا به حد خرابی مورد نظر در سازه برسیم، افزایش می دهیم. شتاب طیفی ای را که منجر به تشکیل مکانیزم و یا رسیدن به حد خرابی مورد نظر شده است به عنوان حد نهایی پذیرفته و برش پایه معادل آن را بدست می آوریم. همچنین با آنالیز دینامیکی سازه با فرض رفتار الاستیک آن تحت همین شتاب طیفی، ماکزیمم برش پایه خطی، $V_{b(Dyn,e)}$ محاسبه می گردد. در این روش ضریب شکل پذیری، به طور مستقیم و با استفاده از نتایج آنالیز دینامیکی افزایشی و نیز یک آنالیز دینامیکی خطی مطابق رابطه (۲) بدست می آید:

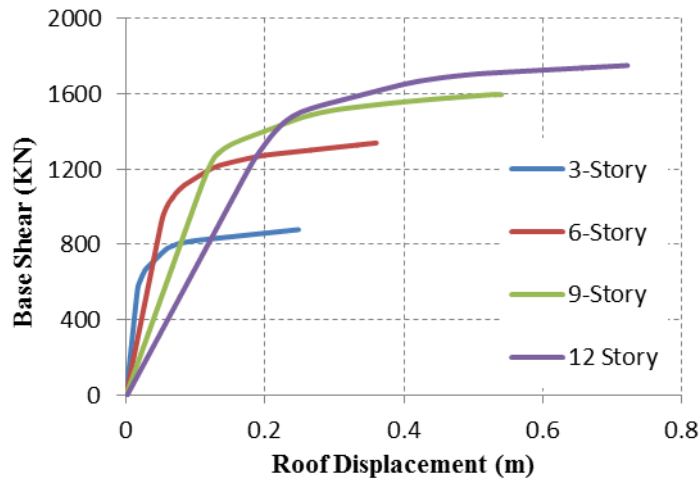
$$R_{\mu} = \frac{V_{b(Dyn,e)}}{V_{b(Dyn,u)}} \quad (2)$$

با توجه به مطالب ذکر شده در بخش های پیشین و نیز روابط (۱) و (۲)، مقدار ضریب رفتار هر یک از قاب های مورد بررسی تحت هر کدام از رکوردهای زلزله از روابط زیر محاسبه می گردد:

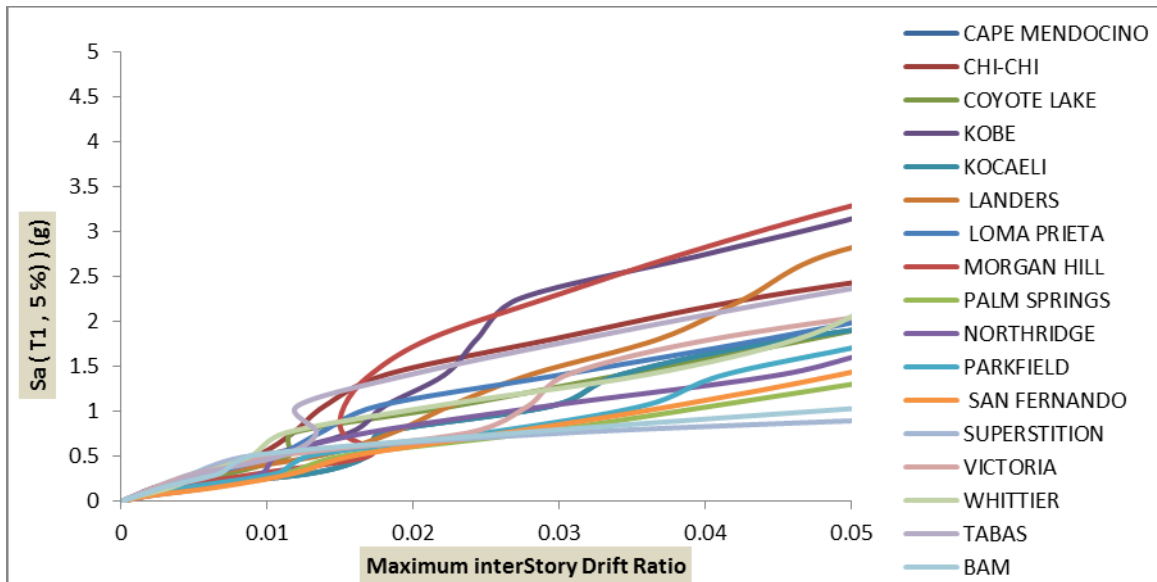
$$R_{LRFD} = R_{\mu} \times R_S \quad (3)$$

$$R_{ASD} = R_{\mu} \times R_S \times Y \quad (4)$$

در روابط بالا، Y ضریب تنش مجاز می باشد که برابر $1/44$ در نظر گرفته شده است. [۱۰]
در شکل های زیر نتایج حاصل از تحلیل استاتیکی غیر خطی و نیز دسته منحنی های IDA مربوط به قاب ۶ طبقه به عنوان نمونه آورده شده است.



شکل ۳- منحنی های برش پایه-تغییر مکان بام حاصل از تحلیل استاتیکی غیر خطی مدل های مورد بررسی



شکل ۴- دسته منحنی IDA برای قاب ۶ طبقه با مهاربندی هشتی BRB [۱۱]

با توجه به مطالب ذکر شده در بخش های پیشین و نیز روابط (۳) و (۴)، مقادیر ضریب رفتار، ضریب اضافه مقاومت و ضریب شکل پذیری برای هر یک از قاب های مورد بررسی در جداول ۲ الی ۵ آورده شده است.



جدول ۲- ضرایب اضافه مقاومت، شکل پذیری و ضریب رفتار قاب ۳ طبقه با مهاربند هشتی BRB

Records	DM Max Drift	IM Sa(T 1.5%)	V _b (Dyn,u) (KN)	V _b (St,y) (KN)	V _b (Dyn,e) (KN)	R _S	R _μ	R _{LRFD}	R _{ASD}
Cape Mendocino	0.025	2.17	905.71	571.82	9039.93	1.58	9.98	15.81	22.77
Chi-Chi, Taiwan	0.025	1.69	746.01		1196.29	1.30	1.60	2.09	3.01
Coyote Lake	0.025	0.72	933.65		3676.62	1.63	3.94	6.43	9.26
Kobe	0.025	2.27	920.09		2831.55	1.61	3.08	4.95	7.13
Kocaeli, Turkey	0.025	0.47	880.08		2853.25	1.54	3.24	4.99	7.19
Landers	0.025	1.05	898.21		3007.29	1.57	3.35	5.26	7.57
Loma Prieta	0.025	1.67	917.80		4372.68	1.61	4.76	7.65	11.01
Morgan Hill	0.025	1.00	918.93		13084.76	1.61	14.24	22.88	32.95
N. Palm Springs	0.025	0.86	927.06		6140.86	1.62	6.62	10.74	15.46
Northridge	0.025	0.89	899.85		4015.92	1.57	4.46	7.02	10.11
Parkfield	0.025	1.00	910.96		10752.48	1.59	11.80	18.80	27.08
San Fernando	0.025	0.30	926.37		6349.25	1.62	6.85	11.10	15.99
Superstition Hills	0.025	0.87	926.74		1960.26	1.62	2.12	3.43	4.94
Victoria, Mexico	0.025	1.00	881.60		4085.47	1.54	4.63	7.14	10.29
Whittier Narrows	0.025	0.59	935.04		8783.18	1.64	9.39	15.36	22.12
Tabas	0.025	1.57	896.56		4833.23	1.57	5.39	8.45	12.17
Bam	0.025	0.81	924.51		1747.95	1.62	1.89	3.06	4.40
Average							1.58	5.73	9.13
σ						0.07	3.55	5.74	8.26
C.V.						0.05	0.62	0.63	0.63

جدول ۳- ضرایب اضافه مقاومت، شکل پذیری و ضریب رفتار قاب ۶ طبقه با مهاربند هشتی BRB

Record	DM Max Drift	IM Sa(T 1.5%)	V _b (Dyn,u) (KN)	V _b (St,y) (KN)	V _b (Dyn,e) (KN)	R _S	R _μ	R _{LRFD}	R _{ASD}
Cape Mendocino	0.02	0.42	1404.06	940.45	4531.08	1.49	3.23	4.82	6.94
Chi-Chi, Taiwan	0.02	2.60	1090.82		2850.57	1.16	2.61	3.03	4.36
Coyote Lake	0.02	0.81	1379.79		3711.21	1.47	2.69	3.95	5.68
Kobe	0.02	1.87	1315.96		4826.90	1.40	3.67	5.13	7.39
Kocaeli, Turkey	0.02	0.34	1425.87		3981.61	1.52	2.79	4.23	6.10
Landers	0.02	0.76	1268.20		4477.16	1.35	3.53	4.76	6.86
Loma Prieta	0.02	0.74	1396.06		6456.08	1.48	4.62	6.86	9.89
Morgan Hill	0.02	0.30	1400.90		8696.02	1.49	6.21	9.25	13.32
N. Palm Springs	0.02	0.34	1399.78		4151.87	1.49	2.97	4.41	6.36
Northridge	0.02	0.48	1341.51		5303.26	1.43	3.95	5.64	8.12
Parkfield	0.02	0.15	1403.28		4045.78	1.49	2.88	4.30	6.19
San Fernando	0.02	0.13	1402.13		5120.06	1.49	3.65	5.44	7.84
Superstition Hills	0.02	0.99	1397.99		3447.11	1.49	2.47	3.67	5.28
Victoria, Mexico	0.02	0.45	1318.31		2885.55	1.40	2.19	3.07	4.42
Whittier Narrows	0.02	0.29	1410.81		5086.17	1.50	3.61	5.41	7.79
Tabas	0.02	1.52	1352.64		6328.34	1.44	4.68	6.73	9.69
Bam	0.02	1.05	1379.38		2646.23	1.47	1.92	2.81	4.05
Average							1.44	3.39	4.91
σ						0.08	1.03	1.57	2.26
C.V.						0.06	0.30	0.32	0.32

جدول ۴- ضرایب اضافه مقاومت، شکل پذیری و ضریب رفتار قاب ۹ طبقه با مهاربند هشتی BRB

Records	DM Max Drift	IM Sa(T1,5%)	V _{b(Dyn,u)} (KN)	V _{b(St,y)} (KN)	V _{b(Dyn,e)} (KN)	R _S	R _μ	R _{LRFD}	R _{ASD}
Cape Mendocino	0.02	0.33	1732.86	1174.91	6867.13	1.47	3.96	5.84	8.42
Chi-Chi, Taiwan	0.02	1.50	1153.43		1169.04	0.98	1.01	1.00	1.43
Coyote Lake	0.02	0.37	1593.31		5807.23	1.36	3.64	4.94	7.12
Kobe	0.02	0.85	1561.94		4329.07	1.33	2.77	3.68	5.31
Kocaeli, Turkey	0.02	0.34	1594.91		3797.00	1.36	2.38	3.23	4.65
Landers	0.02	0.45	1508.19		2977.46	1.28	1.97	2.53	3.65
Loma Prieta	0.02	0.25	1443.92		2825.93	1.23	1.96	2.41	3.46
Morgan Hill	0.02	0.10	1751.98		6936.66	1.49	3.96	5.90	8.50
N. Palm Springs	0.02	0.22	1658.95		5891.07	1.41	3.55	5.01	7.22
Northridge	0.02	0.30	1655.80		4217.79	1.41	2.55	3.59	5.17
Parkfield	0.02	0.14	1507.57		9858.89	1.28	6.54	8.39	12.08
San Fernando	0.02	0.08	1745.34		6411.93	1.49	3.67	5.46	7.86
Superstition Hills	0.02	0.99	1596.17		3698.40	1.36	2.32	3.15	4.53
Victoria, Mexico	0.02	0.51	1531.32		4226.42	1.30	2.76	3.60	5.18
Whittier Narrows	0.02	0.16	1727.09		5718.15	1.47	3.31	4.87	7.01
Tabas	0.02	0.90	1688.44		4922.19	1.44	2.92	4.19	6.03
Bam	0.02		1634.99		4828.56	1.39	2.95	4.11	5.92
Average							1.36	3.07	4.23
σ						0.12	1.16	1.64	2.36
C.V.						0.09	0.38	0.39	0.39

جدول ۵- ضرایب اضافه مقاومت، شکل پذیری و ضریب رفتار قاب ۱۲ طبقه با مهاربند هشتی BRB

Records	DM Max Drift	IM Sa(T1,5%)	V _{b(Dyn,u)} (KN)	V _{b(St,y)} (KN)	V _{b(Dyn,e)} (KN)	R _S	R _μ	R _{LRFD}	R _{ASD}
Cape Mendocino	0.02	0.11	1889.37	1220.85	10038.53	1.55	5.31	8.22	11.84
Chi-Chi, Taiwan	0.02	0.75	1112.17		1120.37	0.91	1.01	0.92	1.32
Coyote Lake	0.02	0.19	1547.98		2617.71	1.27	1.69	2.14	3.09
Kobe	0.02	0.55	1633.10		2778.82	1.34	1.70	2.28	3.28
Kocaeli, Turkey	0.02	0.27	1467.50		1541.00	1.20	1.05	1.26	1.82
Landers	0.02	0.19	1634.75		2921.19	1.34	1.79	2.39	3.45
Loma Prieta	0.02	0.19	1880.58		5521.58	1.54	2.94	4.52	6.51
Morgan Hill	0.02	0.07	1972.23		10639.70	1.62	5.39	8.72	12.55
N. Palm Springs	0.02	0.12	1968.76		7415.39	1.61	3.77	6.07	8.75
Northridge	0.02	0.26	1846.75		3785.72	1.51	2.05	3.10	4.47
Parkfield	0.02	0.04	1763.53		3841.32	1.44	2.18	3.15	4.53
San Fernando	0.02	0.04	2079.89		6041.66	1.70	2.90	4.95	7.13
Superstition Hills	0.02	0.96	1701.23		4215.32	1.39	2.48	3.45	4.97
Victoria, Mexico	0.02	0.19	1643.57		4379.13	1.35	2.66	3.59	5.17
Whittier Narrows	0.02	0.07	1918.66		6444.79	1.57	3.36	5.28	7.60
Tabas	0.02	0.48	1820.03		3929.12	1.49	2.16	3.22	4.63
Bam	0.02	0.86	1667.99		3626.06	1.37	2.17	2.97	4.28
Average							1.42	2.62	3.90
σ						0.18	1.22	2.12	3.06
C.V.						0.13	0.47	0.55	0.55

۶. نتیجه گیری

قبل از انجام عمل میانگین گیری می بایست داده هایی را که دارای پراکندگی زیاد می باشند برای رسیدن به جواب دقیق تر و دارای عمومیت بیشتر، از دامنه نتایج حذف نمود. برای این امر، نتایج ماکزیمم و مینیمم را از دامنه نتایجی که ضریب تغییرات آنها نسبتاً زیاد است حذف نموده و عمل میانگین گیری مجدداً صورت گرفت. با توجه به مطالعه صورت گرفته روی سیستم قاب فولادی ساده با مهاربندی کمانش تاب، برخی از دستاورد های این مطالعه به شرح زیر می باشد:

- ۱- مقادیر بدست آمده ضریب رفتار، ضریب اضافه مقاومت و ضریب شکل پذیری در طراحی به روش تنش مجاز برای سیستم مهاربند کمانش تاب مرسوم به شکل شورون معکوس به ترتیب $۷/۷۵$ ، $۱/۴۷$ و $۳/۵۹$ می باشد.
- ۲- می توان گفت که ضرایب رفتار بدست آمده در این تحقیق با ضریب رفتار پیشنهادی آیین نامه AISC برای قاب های مهاربندی شده با مهاربندهای کمانش تاب و با اتصال ساده تیر به ستون تطابق نسبی دارد.
- ۳- مقدار محاسبه شده ضریب اضافه مقاومت برای سیستم مهاربندی کمانش تاب برای قاب های مختلف و تحت اثر رکوردهای زلزله مختلف، از مقدار پیشنهادی استاندارد ۲۸۰۰ ایران و نیز میثت دهم مقررات ملی ساختمان ایران (عدد ۲)، کمتر می باشد.
- ۴- به طور کلی با افزایش ارتفاع سازه ها، مقادیر ضریب رفتار کاهش می یابد که علت این امر کاهش ضریب شکل پذیری سازه ها ناشی از کاهش سختی و ملایم تر شدن شیب ناحیه الاستیک منحنی رفتاری سازه ها می باشد.

۷. مراجع

۱. سید مصطفی شارع، منصور قلعه نوی، ناصر شایختی؛ «برسی پارامترهای لرزه ای قاب های مهاربندی شده مقاوم در برابر کمانش (BRBF)»، اولین کنفرانس بین المللی مقاوم سازی لرزه ای، تبریز، ۱۳۸۷.
۲. عسگریان بهروز، امیرحساری ناصر، مقایسه رفتار هیستریزس سازه های مهاربندی معمولی و کمانش تاب؛ هفتمین کنگره ی بین المللی مهندسی عمران، تهران، ۱۳۸۵.
۳. شارع سید مصطفی؛ «مهاربند مقاوم در برابر کمانش، رویکردی نوین در ساخت سازه های مقاوم در برابر زلزله»؛ چهاردهمین کنفرانس دانشجویان مهندسی عمران سراسر کشور، دانشگاه سمنان ۱۳۸۷.
4. Chia-Ming Uang, Masayoshi Nakashima; "steel buckling-restrained braced frames" in Bozorgnia, Bertero (op.cit.), CRC, 2004.
5. M.E. shemshadin, S.A. Razavi, S.R. Mirghaderi, A. Hosseini, M. Khanmohammdi "The Advantages of Reducing The Length of Yielding Segment in Seismic Performance of buckling Restrained Braced Frames"; sixth international conference of seismology and earthquake engineering, 2011
6. "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings" Approved by the AISC Committee on Specifications and issued by the AISC Board of Directors.
7. Lopez, W.A., Sabelli, R. (2004) "Seismic Design of Buckling-Restrained Braced Frames", Steel Tips.
8. Mwafy, A.M; Elnashai, A.S; "Calibration of Force Reduction Factors of RC Buildings", Journal of Earthquake Engineering, Vol.6, P.239-273, 2002.
۹. معصومی، علی؛ "تعیین ضریب رفتار قابهای خمشی بتن مسلح با تاکید بر مقاومت افزون و درجه نامعینی"، رساله دوره دکتری مهندسی سازه، دانشکده فنی و مهندسی دانشگاه تربیت مدرس، ۱۳۸۲.
۱۰. عزت شعار ثانوی، ساسان؛ "ارزیابی عملکرد لرزه ای قاب های با مهاربند دروازه ای"، پایان نامه کارشناسی ارشد به راهنمایی دکتر نادر فنائی، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی، ۱۳۹۰.



هفتمین کنگره ملی مهندسی عمران، دانشکده مهندسی شهید نیکبخت، زاهدان
۱۷ و ۱۸ اردیبهشت ماه ۱۳۹۲



۱. ابراهیم افسردیزج؛ "مقایسه عملکرد لرزه ای مهارندهای کماتش تاب معمولی و مهارندهای کماتش تاب بهینه شده"، پایان نامه کارشناسی ارشد به راهنمایی دکتر نادر فنائی، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی، ۱۳۹۱.