

مقایسه رفتار لرزه‌ای ساختمان بلند با سیستم مهاربند همگرا و کماتش تاب در برابر زلزله نزدیک گسل

نوید سیاه پلو^{۱*}، احسان خشوعی^۲

^۱استادیار، گروه عمران، دانشکده تحصیلات تکمیلی، مؤسسه آموزش عالی جهاد دانشگاهی خوزستان، اهواز، ایران، siahpolo@acecr.ac.ir
^۲دانش‌آموخته‌ای کارشناسی‌ارشد، گروه عمران، دانشکده تحصیلات تکمیلی، مؤسسه آموزش عالی جهاد دانشگاهی خوزستان، اهواز، ایران

چکیده

نیاز ساختمان‌های بلند با توسعه روش‌های ساخت به شدت در حال افزایش است. در نتیجه لازم است سیستم‌های مقاوم جانبی مناسب برای این دسته از سازه‌ها پیشنهاد گردد. در این مقاله از دو سیستم ابر مهاربند همگرا و مهاربند کماتش تاب برای قاب‌های ۱۸ و ۳۰ طبقه استفاده شد. سازه‌ها به کمک ضوابط لرزه‌ای طراحی و در برابر ۵۰ شتاب نگاشت نزدیک گسل بروش IDA تحلیل شدند. آنگاه منحنی شکنندگی برای حالت‌های حدی مختلف ترسیم شد. نتایج نشان می‌دهد که شتاب طیفی متناظر با سطوح عملکردی در سیستم SCBF همواره بزرگ‌تر از BRB است. بعلاوه برای احتمال فراگشت ۵۰٪ از یک حالت حدی خسارت، شتاب طیفی سازه SCBF حدوداً ۲ برابر BRB است که این اختلاف با افزایش سطح عملکرد کاهش می‌یابد. در نتیجه پیشنهاد می‌شود استفاده از BRB بعنوان ابر مهاربند با احتیاط همراه باشد.

واژگان کلیدی: مهاربند کماتش تاب، مهاربند همگرا، ابر مهاربند، تحلیل دینامیکی فزاینده، منحنی شکنندگی، زلزله نزدیک گسل

۱- مقدمه

مطالعات اخیر نشان می‌دهد سیستم مهاربندی که عامل کنترل‌کننده ارتعاش در سازه است، عملاً تا قبل از تحریک سازه، به صورت غیرفعال رفتار می‌کند و با شروع تحریک سیستم کنترلی به کار افتاده و عملکرد کنترلی خود (اعم از تغییر سختی، پیروید، میرایی و جرم) را در حین تحریک انجام می‌دهد. از این رو تعیین مکان مناسب مهاربند اهمیت دارد. از طرفی تغییر آرایش مهاربندها باعث تغییر در تنش‌های اعضاء، وزن اسکلت سازه‌ای و تغییر شکل جانبی طبقات سازه می‌گردد. علاوه بر این موارد چیدمان صحیح مهاربندها چیدمانی است که منجر به نیروهای بالا کشنده کمتری در ستون‌های متصل به شالوده گردد (گلوند، نخعی و اکبرپور، ۱۳۹۵).

عملکرد نامطلوب سازه‌های مهاربندی شده سستی طی زلزله‌های گذشته موجب شد محققین تحقیقات گسترده‌ای را جهت برطرف نمودن معایب این سیستم سازه‌ای انجام داده و راه‌حل‌های مختلفی را برای بهبود کارایی آن ارائه نمایند. یکی از ایده‌هایی که توانسته است توجه جامعه مهندسی و محققین را جلب نماید، استفاده از مهاربندهایی است که قابلیت تحمل بار فشاری را تا لحظه رسیدن به حد جاری شدن داشته باشند (راضی، گرامی و وهدانی، ۱۳۹۳).

مهارندهای کمانش تاب به گونه‌ای ساخته می‌شوند که هسته بتواند در راستای طولی، مستقل از مکانیسم جلوگیری از کمانش عمل کرده و تمام نیروی محوری مهاربند، توسط هسته تحمل گردد. با جلوگیری از کمانش هسته، این المان می‌تواند در فشار همانند کشش جاری شده و به این ترتیب توانایی جذب انرژی آن به طور چشمگیری افزایش می‌یابد. رفتار چرخه‌ای مهارندهای متعارف به دلیل کمانش مهاربند در فشار، بسیار نامنظم و ناپایدار بوده و زوال زیادی را در مقاومت نشان می‌دهد. از آنجاکه کمانش مهاربند در فشار عامل اصلی عملکرد نامطلوب مهارندهای متعارف است، مطالعات بسیاری به منظور توسعه مهارندهایی با رفتار الاستوپلاستیک ایده‌آل‌تر صورت گرفته است. مهارندهای کمانش تاب در این راه ایجاد شده و توسعه یافته‌اند. استفاده از مهاربند کمانش تاب به جای مهاربند متعارف، علاوه بر بهبود عملکرد لرزه‌ای سازه، موجب صرفه‌جویی قابل‌ملاحظه‌ای نیز در هزینه ساخت می‌شود. این دو عامل موجب گردیده تمایل به استفاده از این مهاربند در ساخت‌وساز روزبه‌روز افزایش یابد. از این رو مطالعه دقیق‌تر رفتار و عملکرد لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی شده کمانش تاب، از اهمیت زیادی برخوردار است (سلمان پور و اربابی، ۱۳۸۸). Takeuchi و Wada (۲۰۱۸) به بررسی مطالعه طراحی و اجرای مهارندهای کمانش تاب در ساختمان بلند پرداخته‌اند. سال ۱۹۸۹ اولین مهاربند کمانش تاب در ژاپن استفاده شد و با توجه به منحنی هیستریزس پایدار مهاربند کمانش تاب و با عنایت به اینکه مهاربند کمانش تاب توسط آیین‌نامه‌ها به‌عنوان مهاربندی قابل‌قبول به رسمیت شناخته شده است و همچنین روش مدل‌کردن آن‌ها در نرم‌افزارها ممکن شده است، مصرف این نوع مهاربند در بسیاری از کشورها متداول شده است. طرح‌های اولیه مهاربند کمانش تاب در دهه ۱۹۷۰ در ژاپن و هند مطرح شد که عموماً ناموفق بودند تا اینکه در سال ۱۹۸۸ اولین مهاربند قابل‌استفاده توسط Watanabe و همکاران ساخته شد. این مهاربند از یک باکس فلزی مستطیل‌شکل تشکیل شده بود که با ملاط پر شده بود و در تست‌های آزمایشگاهی موفق به تولید منحنی هیستریزس قابل‌قبول شده بود. مهاربند کمانش تاب برای اولین بار در سال ۱۹۸۹ در دو ساختمان اداری ۱۰ و ۱۵ طبقه به کار گرفته شد. در دهه ۱۹۹۰ مهاربند کمانش تاب در بیش از ۱۶۰ ساختمان در ژاپن استفاده شده است. اولین بار در سال ۱۹۹۸ در ایالات متحده آمریکا در ساختمان UC Davis و پس از آن در سال ۲۰۰۰ در ساختمان UC Berkeley و بلافاصله در تعداد زیادی ساختمان در ایالت کالیفرنیا مهاربند کمانش تاب استفاده شد. هرچند مکانیزم عملکرد مهاربند کمانش تاب مشخص و ساده است؛ ولی رفتار صحیح آن با مکانیزم شکست و نحوه کیفیت اجرای آن رابطه مستقیم دارد.

Yakhchalian و همکاران (۲۰۲۰) به ارزیابی ضریب بزرگنمایی تغییرمکان جانبی در قاب‌های فلزی دارای مهاربند کمانش تاب پرداخته‌اند. برای این منظور، شش قاب کوتاه و متوسط ۲، ۴، ۶، ۸، ۱۰ و ۱۲ طبقه دارای مهاربند کمانش تاب در نظر گرفته شده و تحلیل دینامیکی غیرخطی بر روی آن‌ها توسط نرم‌افزار OpenSEES انجام شده است. نتایج نشان می‌دهد که در سازه‌های دارای مهاربند کمانش تاب ضریب بزرگنمایی تغییرمکان جانبی ($C_d=5.0$) که توسط ASCE 7 پیشنهاد شده است، حداکثر رانش درون طبقه‌ای برای زلزله طرح در طبقات پایین، را کمتر از مقادیر واقعی محاسبه می‌کند. در حالی که در طبقات بالای ساختمان‌های متوسط، حداکثر رانش درون طبقه‌ای برای زلزله طرح را به خوبی محاسبه می‌کند. Abedini و همکاران (۲۰۲۰) به بررسی طراحی بهینه قاب‌های فلزی دارای مهاربند کمانش تاب پرداخته‌اند. در تحقیق ایشان از آنالیز تاریخچه زمانی غیرخطی برای بررسی رفتار لرزه‌ای تحت اثر بار جانبی استفاده کرده و عملکرد هدف در بهینه‌سازی به گونه‌ای تعریف شده است که پارامترهای وزن سازه و میزان اتلاف انرژی به طور همزمان بهینه شوند. برای این منظور از نرم‌افزار OpenSEES استفاده شده است. در ادامه دو الگوریتم SSA و ECBO روی دو سازه ۳ و ۶ طبقه با یک دهانه اعمال شده‌اند. نتایج نشان می‌دهد وزن مهاربند کمانش تاب تأثیر کمی بر وزن کل سازه دارد. Tao و همکاران (۲۰۲۰) به مطالعه گونه جدیدی از مهارندهای کمانش تاب پرداخته‌اند. هسته مرکزی مهارندهای کمانش تاب به دلیل عدم ایجاد مقاومت در طول عضو از طرف غلاف خارجی، معمولاً دچار کمانش موضعی می‌شوند. برای از بین بردن این اثر نامطلوب، گونه جدیدی از مهاربند کمانش تاب فولادی پیشنهاد شده است که به جای ملاط پیرامون هسته مقطع آن از اتصال دو پروفیل T فلزی به‌عنوان المان مقاوم ثانویه ساخته شده است.

ابر مهاربند به چپش خاصی از مهاربندها اطلاق می‌شود که با اعضای مورب نوع خاصی از خرابی فضای را تشکیل می‌دهد. ابر مهاربند از روی چنددهانه یا چندطبقه عبور می‌کند و بر روی قاب پیرامونی یا نمای ساختمان نصب می‌شود. مطالعات بی‌شماری در مورد کارایی ابر

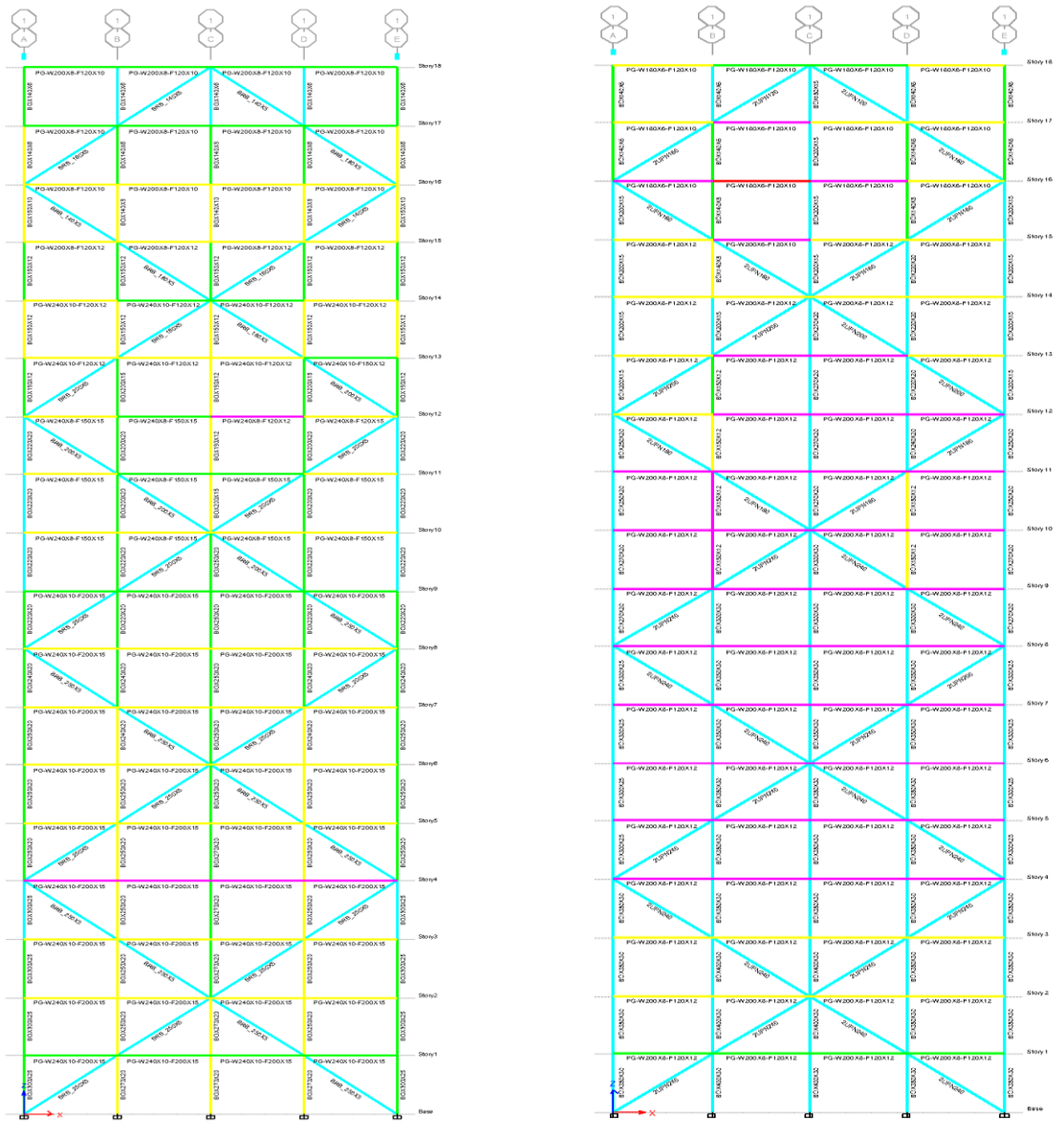
مهاربندها و ابر قابها در ساختمانهای بلند انجام شده است. بررسی و ارزیابی نتایج عملکرد لرزه‌ای ساختمان تایپه ۱۰۱ در شرایط لرزه‌ای مختلف نشان می‌دهد ساختمان‌های بسیار بلند با ابر قاب کاملاً الزامات طراحی را برآورده می‌کنند و می‌توانند تقاضای ایمنی را برآورده کنند. تجزیه و تحلیل‌های انجام شده در خصوص سازه‌های بلند مجهز به ابر مهاربند نشان می‌دهند در چنین سیستم‌هایی ترکیب ابر مهاربند و ابر قاب باعث می‌شود سختی و مقاومت بصورت بهینه ترکیب شوند و ترکیب حاصل، پاسخ لرزه‌ای بسیار مناسبی داشته باشد. Parkash و Jagadeesh (۲۰۱۶) به بررسی پاسخ لرزه‌ای سازه‌های فلزی با ابر مهاربند پرداخته‌اند. در این تحقیق دررفت و جابجایی طبقات و برش پایه برای سه سازه منظم، نامنظم و نامنظم در ارتفاع با ابر مهاربند مقایسه شده‌اند. برای این منظور سه سازه ۱۵ طبقه با اسکلت فلزی و کاربری تجاری انتخاب شده‌اند. نتایج این تحقیق نشان می‌دهد ابر مهاربند تاثیر بسزایی در برابر نیروی زلزله دارد. دررفت و جابجایی طبقات و برش پایه برای سازه نامنظم در ارتفاع دارای ابر مهاربند کمتر از سازه نامنظم در ارتفاع دارای مهاربند متعارف است. دررفت و جابجایی طبقات و برش پایه برای سازه نامنظم در ارتفاع دارای مهاربند متعارف کمتر از سازه منظم فاقد مهاربند است. بیشترین تاثیر حضور ابر مهاربند، کاهش چشمگیر جابجایی طبقات گزارش شده است. Mazloom و Gholipoor (۲۰۱۸) به بررسی پاسخ لرزه‌ای ابر مهاربند کمانش تاب در ساختمان بلند پرداخته‌اند. هدف از انجام این تحقیق بررسی پاسخ لرزه‌ای ساختمان بلند به سه سیستم مقاوم جانبی مهاربندی ضربیدی، مهاربندی کمانش تاب و مهاربندی با ابر مهاربند کمانش تاب می‌باشد. برای این منظور یک ساختمان ۲۰ طبقه تجاری انتخاب شده است. سازه ابتدا با ابر مهاربند کمانش تاب بر اساس آیین‌نامه ANSI/AISC360-16 و ANSI/AISC341-16 طراحی شده‌اند. در مرحله بعد ابر مهاربند کمانش تاب با مهاربند کمانش تاب جایگزین و در نهایت مهاربند کمانش تاب با مهاربند ضربیدی جایگزین شده است. نتایج این تحقیق نشان می‌دهد جابجایی و دررفت طبقات و همچنین نیروی آپ لیفت، در سازه با مهاربندی کمانش تاب به صورت جزئی کمتر از سازه با مهاربندی ابر مهاربند کمانش تاب و به مراتب کمتر از جابجایی و دررفت طبقات در سازه با مهاربندی ضربیدی است. سختی طبقات سازه‌ی با مهاربندی ضربیدی کمترین مقدار و سازه‌ی با مهاربندی کمانش تاب بیشترین مقدار می‌باشد. ضمناً استفاده از مهاربند و ابر مهاربند کمانش تاب صرفه اقتصادی مناسبی دارد. بررسی تاریخچه مطالعات قبل نشان می‌دهد بسط و توسعه منحنی‌های شکنندگی تحت اثر زلزله‌های حوزه نزدیک پالس گونه در ساختمان‌های بلند برای دو نوع سیستم مهاربندی کمانش تاب و ابر مهاربند X معمولی نوآوری اساسی این مقاله می‌باشد. ضمن اینکه با اضافه کردن رکورد زلزله‌های حوزه نزدیک پالس‌گونه و اعمال آن‌ها به سه سازه ۱۸ و ۳۰ طبقه سعی شده است تحقیقی جامع در خصوص مقایسه عملکرد لرزه‌ای غیرخطی این دو نوع سیستم مهاربندی در ساختمان‌های بلند انجام پذیرد.

۲- روش تحقیق

۲-۱- معرفی مدل

در این مقاله مدل‌ها ۱۸ و ۳۰ طبقه به صورت صفحه‌ای (دو بعدی منظم در ارتفاع) و عرض تمامی دهانه‌های قاب ۵ متر (۴ دهانه) و ارتفاع طبقات ۴ متر از نوع قاب خمشی فولادی ویژه به همراه مهاربند همگرا در نظر گرفته شد. مکان سازه در شهر اهواز و کاربری آن مسکونی می‌باشد. جرم کلیه طبقات با هم برابر در نظر گرفته می‌شود. برای محاسبه جرم لرزه‌ای از توصیه‌های موجود در آیین‌نامه‌های لرزه‌ای استفاده شده به نحوی که جرم مرده لرزه‌ای مجموع کل جرم مرده بعلاوه درصدی از جرم زنده طبقه در نظر گرفته می‌شود. درصد مشارکت بار زنده با فرض کاربری مسکونی برای کلیه مدل‌ها و به استناد مقادیر پیشنهاد شده در استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم برابر ۲۰ درصد فرض شد. کلیه مدل‌های مقاله در منطقه با خطر لرزه‌خیزی متوسط مطابق طبقه‌بندی استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم قرار دارند؛ بنابراین خاک محل احداث مطابق طبقه‌بندی استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم از نوع خاک IV در نظر گرفته شد. جهت بارگذاری قاب‌ها از مبحث ۶ مقررات ملی ساختمان (مبحث ۶، ۱۳۹۸) و برای طراحی قاب‌های فولادی در نرم‌افزار ایتبس از ضوابط طراحی لرزه‌ای مندرج AISC341-16 و به روش LRFD با رعایت کلیه جزئیات طراحی لرزه‌ای استفاده شد. برای تحلیل (تحلیل استاتیکی معادل) و طراحی حرفه‌ای ساختمان‌ها از نرم‌افزار ETABS18 استفاده گردید (CSI, 2018). برای تحلیل استاتیکی معادل کلیه قاب‌ها از الگوی بارگذاری جانبی استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم استفاده

می‌شود. اتصال پای ستون به فونداسیون به صورت گیردار و ستون در تمامی طبقات به شکل پیوسته مدل‌سازی شد. جنس فولاد مورد استفاده در مدل‌سازی، ST52 با تنش تسلیم برابر ۳۶۰۰ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع می‌باشد. برای تیرها از مقطع IPE و تیرورق تک و برای ستون‌ها از BOX با رعایت ضوابط فشردگی لرزه‌ای استفاده می‌شود. در تحلیل در برنامه ایتبس، اثرات $P-\delta$ و $P-\Delta$ اعضا در نظر گرفته شد و از اثرات اندرکنش بین خاک و سازه صرف نظر گردید. در این مقاله سیستم قاب خمشی فولادی ویژه + مهاربند همگرا با آرایش ابر مهاربند انتخاب شد. برای محاسبه ضریب برش پایه از ضریب رفتار ۷ استفاده شد. در شکل (۱) مقاطع طراحی شده برای سازه ۱۸ طبقه با مهاربند همگرای ویژه و مهاربند کمانش تاب (در آرایش ابر مهاربند) نمایش داده شده است. برای دریافت اطلاعات بیشتر به مرجع خشوعی (۱۴۰۱) مراجعه شود.



شکل (۱): تنوع مقاطع و نسبت تنش و آرایش ابرمهاربندی در قاب ۱۸ طبقه (مدل‌های SCBF و BRBF)

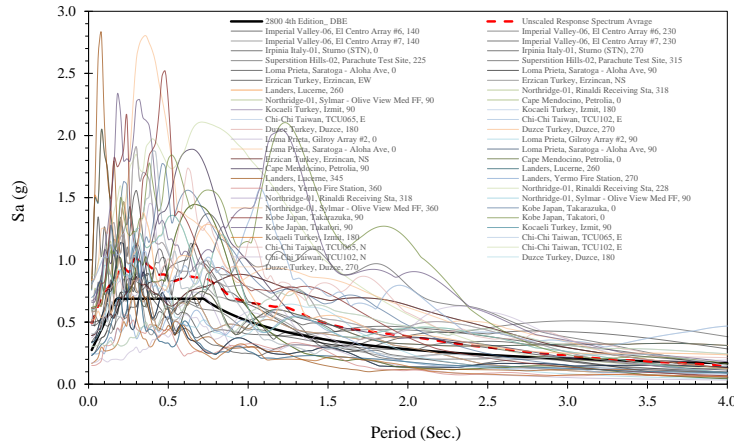
۲-۲- شتاب نگاشت‌ها

مشخصات رکوردهای استفاده شده برای انجام تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی در جدول (۱) نشان داده شده است. جهت تحلیل IDA از ۲۵ رکورد زلزله نزدیک گسل استفاده شد. با توجه به اینکه هر رکورد دارای دو مؤلفه افقی می‌باشد بنابراین در نهایت ۵۰ رکورد به دست آمد و

در تحلیل استفاده شد. جهت به‌دست آوردن مقادیر شتاب طیفی متناظر با زمان تناوب مود اول سازه، ابتدا طیف الاستیک رکوردهای انتخابی ترسیم شد که در شکل (۲) نشان داده شده‌است.

جدول (۱): مشخصات رکوردهای نزدیک گسل

Result ID	Earthquake Name	Station	Year	PGA	Magnitude	Rjb (km)	Rrup (km)	Vs30 (m/sec)
1	"Imperial Valley-06"	EC Country Center FF	1979	0.21	6.53	7.31	7.31	192.05
2	"Imperial Valley-06"	Meloland Geot El Centro Array	1979	0.317	6.53	0.07	0.07	264.57
3	"Imperial Valley-06"	El Centro Array #4	1979	0.483	6.53	4.9	7.05	208.91
4	"Imperial Valley-06"	El Centro Array #5	1979	0.528	6.53	1.76	3.95	205.63
5	"Imperial Valley-06"	El Centro Array #6	1979	0.447	6.53	0	1.35	203.22
6	"Imperial Valley-06"	El Centro Array #7	1979	0.34	6.53	0.56	0.56	210.51
7	"Imperial Valley-06"	El Centro Array #8	1979	0.61	6.53	3.86	3.86	206.08
8	"Imperial Valley-06"	El Centro Differential Array	1979	0.352	6.53	5.09	5.09	202.26
9	"Irpinia_ Italy-01"	Sturno	1980	0.31	6.9	6.78	10.84	382
10	"Morgan Hill"	Coyote Lake Dam – Sowthest Abutment	1984	0.713	6.19	0.18	0.53	561.43
11	"SuperstitLSn Hills-02"	Parachute Test Site	1987	0.431	6.54	0.95	0.95	348.69
12	"Loma Prieta"	Gilorty Array#2	1989	0.369	6.93	10.38	11.07	270.84
13	"Loma Prieta"	Saratoga Ahola Ave	1989	0.514	6.93	7.58	8.5	380.89
14	"Erzican_ Turkey"	Erzican	1992	0.496	6.69	0	4.38	352.05
15	"Cape Mendocino"	Petrolia	1992	0.59	7.01	0	8.18	422.17
16	"Landers"	Lucerne	1992	0.79	7.28	2.19	2.19	1369
17	"Landers"	Yemo Fire Station	1992	0.244	7.28	23.62	23.62	353.63
18	"Northridge-01"	Rinaldi Receiving sta	1994	0.874	6.69	0	6.5	282.25
19	"Northridge-01"	Sylmar – Olive view Med FF	1994	0.6	6.69	1.74	5.3	440.54
20	"Kobe_ Japan"	Takarazuka	1995	0.697	6.9	0	0.27	312
21	"Kobe_ Japan"	Takatori	1995	0.617	6.9	1.46	1.47	256
22	"Kocaeli_ Turkey"	Izmit	1999	0.22	7.51	3.62	7.21	811
23	"Chi-Chi_ Taiwan"	TCU065	1999	0.789	7.62	0.57	0.57	305.85
24	"Chi-Chi_ Taiwan"	TCU102	1999	0.29	7.62	1.49	1.49	714.27
25	"Duzce_ Turkey"	Duzce	1999	0.4	7.14	0	6.58	281.86



شکل (۲): طیف رکوردهای زلزله‌های نزدیک گسل

۲-۳- سطوح عملکردی انتخابی جهت استخراج منحنی‌های IDA

در این پژوهش جابه‌جایی نسبی طبقات یا نسبت تغییر مکان نسبی میان طبقه‌ای به‌عنوان شاخص خرابی انتخاب شده است. در مطالعه حاضر حالات حدی Moderate، Extensive، و Complete طبق آیین‌نامه Hazus-MH MR5 (۲۰۲۰) فرض شده‌اند. حالت حدی Moderate و Extensive به ترتیب متناظر با سطح عملکرد ایمنی جانی (LS) و آستانه فروریزش (CP) هستند. بیشینه جابه‌جایی نسبی برای LS برابر ۱/۵ درصد و برای CP جابه‌جایی نسبی است که در آن، شیب منحنی IDA به ۲۰ درصد شیب اولیه (شیب الاستیک) و یا بیشینه جابه‌جایی نسبی ۴٪ برسد (هر کدام که زودتر رخ دهد). حالت حدی خرابی کامل (C)، فروریزش جانی است و مربوط به ناپایداری دینامیکی (GI) می‌شود که در سازه رخ می‌دهد و آن زمانی اتفاق می‌افتد که منحنی IDA (Vamvatsikos, 2002) به یک خط افقی متمایل شده و هرگونه افزایشی در مقدار IM عملاً باعث پاسخ نامحدود سازه (DM) می‌شود.

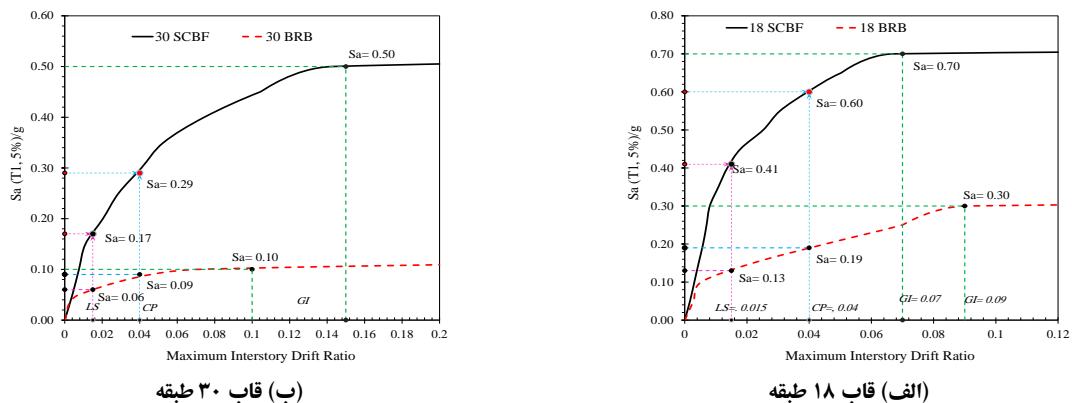
۲-۴- مدل غیرخطی

برای انجام این پژوهش از نرم‌افزار OpenSEES (۲۰۱۱) استفاده شده است. برای کلیه المان‌های فولادی از مصالح فولادی از Steel02 استفاده شد. مقاطع المان‌ها از روش فایبر مدل‌سازی شده‌اند. برای مدل‌سازی کمانش مهاربند همگرا یک پیش‌خیز اولیه در مرکز مهاربند اعمال شده است. ضمناً برای تولید مدل غیرخطی از المان nonlinearBeamColumn استفاده شد. مهاربندها نیز به کمک corotTruss مدل شده‌اند. ضریب استهلاک برای مودها ۵٪ و روش میرایی متناسب رایلی استفاده شد. اثرات P-Delta هم توسط ستون اتکا در نظر گرفته شد. در تحلیل دینامیکی غیرخطی از روش نیومارک از نوع شتاب خطی استفاده شده و برای رهگیری نقاط تحلیل IDA از روش Haunt and Fill کمک گرفته شد. برای تحلیل سازه از تحلیل دینامیکی غیرخطی فزاینده استفاده شده است. در این فرایند حداکثر شتاب طیفی زلزله (SA) اعمال شده به سازه از $0.5S_h$ تا آسیب کامل با گام‌های افزایشی مقیاس شدند. سپس در هر گام منحنی‌های IDA با تحلیل سازه ترسیم گردید. یکی از مهم‌ترین شاخص‌هایی که می‌تواند بیانگر میزان آسیب و ویرانی ساختمان‌ها در زلزله باشد، حداکثر تغییر مکان بین طبقه‌ای است. در ابتدا عملکرد لرزه‌ای قاب‌های این مقاله تحت اثر رکوردهای حوزه نزدیک مورد بررسی قرار می‌گیرند. برای انعکاس عدم قطعیت ذاتی موجود در پدیده زمین‌لرزه، تحلیل دینامیکی غیرخطی روی ۵۰ مؤلفه رکورد ثبت شده در NGA روی قاب‌های مورد مطالعه به‌عمل آمده است تا بتواند باتوجه به IM مطلوب، تمام بازه‌ها از الاستیک خطی تا مرحله غیرخطی و فروریزش کل سازه را در بر بگیرد. قاب‌های مورد مطالعه تحت اثر تمام رکوردهای زلزله از یک ضریب مقیاس کوچک (0.05g) تا ضریب مقیاس متناظر با سطح فروریزش با استفاده از روش IDA تحلیل شده‌اند. پس از اجرای IDA، نتایج حاصل تحت اثر رکوردهای حوزه نزدیک مشخص شده است. خروجی حاصل از تحلیل، در قالب شتاب طیفی مود اول سازه در برابر نسبت دررفت بین طبقه‌ای بیشینه تحت مؤلفه‌های رکوردهای نزدیک گسل به همراه میانه ۵۰ درصد آنها در ادامه نشان داده شده است.

۳- یافته‌ها

۳-۱- منحنی‌های IDA ۵۰ درصد قاب‌های ۱۸ و ۳۰ طبقه

پس از انجام تحلیل دینامیکی فزاینده روی ۵۰ شتاب نگاشت، میانه منحنی IDA در شکل (۳) نشان داده شده است. منحنی توپر مربوط به آرایش SCBF و خط چین مربوط به BRB است. در ادامه مقادیر شتاب طیفی متناظر با دریافت بین طبقه ای برابر با سطوح عملکردی LS، CP و GI با یکدیگر مقایسه می‌شوند. بر اساس شکل (۳-الف)، در قاب ۱۸ طبقه SCBF شتاب طیفی متناظر با سطوح عملکردی LS، CP و GI به ترتیب برابر با $0.41g$ ، $0.06g$ و $0.07g$ به دست آمده است. همین مقادیر در قاب ۳۰ به ترتیب برابر با $0.17g$ ، $0.09g$ و $0.10g$ محاسبه شده‌اند. با مقایسه نتایج به دست آمده در شکل (۳) می‌توان گفت با افزایش ارتفاع سازه در آرایش SCBF شتاب طیفی متناظر با سطوح عملکردی کاهش یافته است. نتایج مشابه برای BRB در دو حالت ۱۸ و ۳۰ طبقه نیز بدست آمده است. ضمناً مقایسه منحنی‌های IDA SCBF و BRB در هر دو مدل ۱۸ و ۳۰ طبقه نشان می‌دهد در سازه مجهز به BRB شیب ورود به مرحله غیرخطی و در نهایت صاف شدن منحنی (ناپایداری دینامیکی) کاهش یافته است. بعلاوه همواره اختلاف قابل توجهی بین شتاب طیفی متناظر با یک سطح عملکردی بین دو آرایش SCBF و BRB دیده می‌شود. به طور نمونه در سطح عملکردی CP، قاب ۳۰ طبقه شتاب طیفی SCBF حدوداً ۵ برابر شتاب طیفی BRB است. این نتیجه نشان می‌دهد که در ابر مهاربند BRB سازه‌ها در شتاب طیفی‌های به مراتب کمتری سطح عملکردی مشخص را تجربه می‌کنند که دلیل آن می‌تواند کاهش درجه نامعینی در BRB نسبت به SCBF باشد.

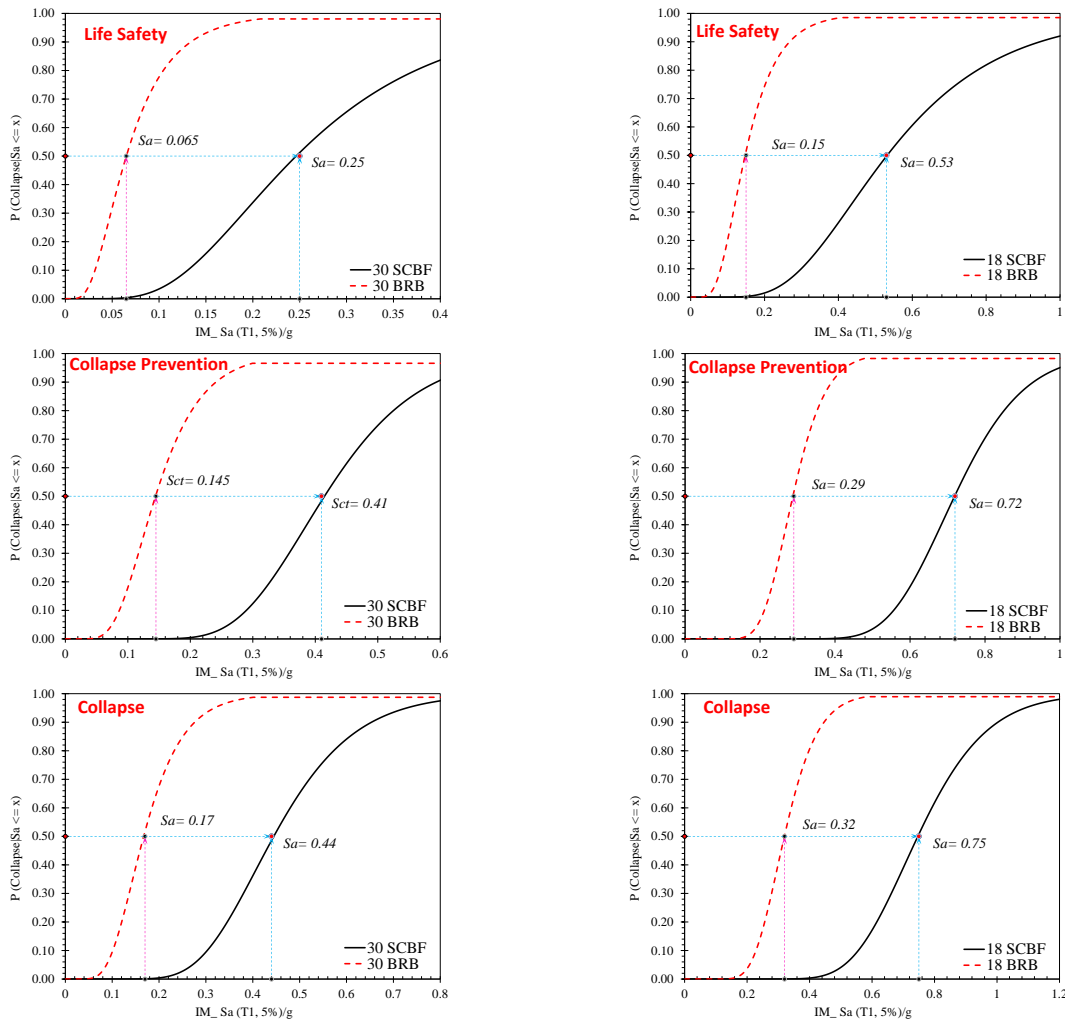


شکل (۳): مقایسه نتایج منحنی‌های IDA قاب ۱۸ و ۳۰ طبقه (مدل‌های SCBF و BRB)

۳-۲- مقایسه منحنی شکنندگی قاب برای سطوح عملکرد مختلف

همان‌گونه که قبلاً گفته شد در این مطالعه از سه حالت حدی (عملکردی) LS، CP و C استفاده شده است. برای آنکه بتوان شتاب طیفی متناظر با یک احتمال فراگشت معین را برای دو سیستم SCBF و BRB مقایسه شود، از احتمال فراگشت ۵۰٪ استفاده شده است. به عبارتی با فرض احتمال فراگشت ۵۰٪ روی محور قائم، خطی به موازات محور افقی ترسیم شده و شتاب طیفی متناظر با هر سطح عملکردی برداشت شده است. در شکل (۴) منحنی شکنندگی برای سه حالت حدی و دو دسته قاب ۱۸ و ۳۰ طبقه ترسیم شده است. در این نمودارها، گراف خط چین مربوط به سیستم BRB و گراف مشکی توپر مربوط به SCBF است. در کلیه سطوح عملکردی، شتاب طیفی متناظر با احتمال فراگشت ۵۰٪ در SCBF به مراتب بزرگ‌تر از BRB است. به طور نمونه در سازه ۳۰ طبقه این نسبت برای سطوح عملکردی LS، CP و C یا GI به ترتیب ۳/۹، ۲/۹ و ۲/۶ برآورد شده است. لازم به ذکر است که برای حالت C، شتاب طیفی محاسبه شده در واقع همان شتاب طیفی متناظر با میانه فروریزش در FEMA P695 می‌باشد. برای آنکه بتوان مقایسه دقیق‌تری بین دو سیستم SCBF و BRB از حیث شتاب طیفی متناظر با ۵۰٪ احتمال فراگشت از یک حالت حدی داشت، جدول (۲) ارائه شده است. همانگونه که از جدول (۲) پیداست اولاً در هر دو مدل ۱۸ و ۳۰

طبقه شتاب طیفی در همه سطوح عملکردی در BRB کمتر از SCBF است. ضمن آنکه با افزایش سطح عملکرد این نسبت بزرگ‌تر می‌شود. ضمن آنکه نسبت‌های بدست آمده در قاب ۱۸ و ۳۰ طبقه تقریباً با هم برابر هستند.



(ب) قاب ۳۰ طبقه

(الف) قاب ۱۸ طبقه

شکل (۴): مقایسه منحنی شکنندگی قاب ۱۸ و ۳۰ طبقه در حالت‌های مختلف و در دو حالت SCBF و BRB

جدول (۲): مقایسه شتاب طیفی متناظر با $P=0.5$ برای قاب ۱۸ و ۳۰ طبقه در حالت‌های مختلف و در دو حالت SCBF و BRB

Model →	18 Story		نسبت شتاب طیفی BRB به SCBF	30 Story		نسبت شتاب طیفی BRB به SCBF
	SCBF	BRB		SCBF	BRB	
LS	0.53	0.15	0.28	0.25	0.06	0.24
CP	0.72	0.29	0.37	0.41	0.15	0.37
C	0.75	0.32	0.43	0.44	0.17	0.39

۴- نتیجه گیری

در این مقاله عملکرد لرزه‌ای سازه فولادی ۱۸ و ۳۰ طبقه (دوبعدی) با قاب خمشی ویژه و مهاربند همگرا با الگوی ابر مهاربند در دو حالت مهاربند معمولی (SCBF) و کماتش‌تاب (BRB) تحت اثر رکوردهای حوزه نزدیک گسل بررسی شده است. بدین منظور سازه‌ها در برابر ۵۰ رکورد نزدیک گسل بروش دینامیکی فزاینده تحلیل شده و میانه دسته منحنی‌های IDA محاسبه شد. در ادامه برای حالت‌های حدی

خسارت مختلف منحنی شکنندگی استخراج شده است. در حوزه فرضیات و محدودیت‌های حاکم بر این پژوهش، نتایج نشان می‌دهد که اولاً شتاب طیفی متناظر با سطوح عملکردی مختلف در SCBF به مراتب بزرگ‌تر از BRB است. این نتیجه برای هر دو قاب ۱۸ و ۳۰ طبقه برقرار است. در نتیجه سیستم BRB در شتاب طیفی کوچک‌تری (و سریع‌تر) به سطح عملکرد انتخابی می‌رسد. نسبت شتاب طیف SCBF به BRB به طور متوسط ۲ برابر محاسبه شده است. ثانیاً برای احتمال فراگشت برابر ۵۰٪، همواره شتاب طیفی SCBF از BRB بزرگ‌تر بوده و این اختلاف تابع سطح عملکردی است که مدنظر قرار می‌گیرد. به عبارت ساده‌تر، برای یک احتمال ثابت، سازه BRB در شتاب طیفی کمتر به سطح عملکرد انتخابی می‌رسد. در توجیه این نتیجه اینکه در BRB هر دو المان کشش و فشار می‌توانند تسلیم شده و در نتیجه نیروی غیرخطی بزرگ‌تری در آرایش مهاربندی به تیرها و ستون‌ها وارد شده و می‌تواند ظرفیت فراگذاشت از حالت حدی خسارت را کاهش دهد. در نتیجه، به‌طور کلی آسیب‌پذیری قاب‌های مهاربندی شده با مهاربند کم‌انرژی نسبت به قاب‌های مهاربندی شده معمولی ۶۰ درصد افزایش یافته است؛ بنابراین با تغییر نوع مهاربند به مهاربند کم‌انرژی سطح اعتماد آستانه فروریزش سازه‌ها کاهش می‌یابد.

۵- مراجع

- آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰). (۱۳۹۴). مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی، تهران، ایران.
- خشوعی، ا. (۱۴۰۱). مقایسه رفتار لرزه‌ای ابر مهاربند X معمولی و ابر مهاربند کم‌انرژی در ساختمان بلند به کمک منحنی‌های شکنندگی تحت اثر زلزله‌های حوزه نزدیک گسل پالس‌گونه. پایان‌نامه کارشناسی ارشد، مؤسسه آموزش عالی جهاددانشگاهی خوزستان، اهواز، ایران.
- گولوند، م. نخعی نژاد، ه. اکبرپورنیک قلب رشتی، ع. (۱۳۹۵). بررسی تاثیر و عملکرد سیستم سازه‌ای ابربادبند با زوایای مختلف نسبت به افق، در سازه‌های بلند و مقایسه‌ی آن با قاب خمشی و سیستم مهاربند معمولی. سومین کنفرانس بناهای بلند.
- راضی، م. گرامی، م. وهدانی، ر. (۱۳۹۶). مقایسه پارامترهای رفتار عملکردی سازه‌های مهاربندی شده کم‌انرژی. نشریه مهندسی عمران و محیط زیست ۴۷(۳)، ۲۳-۳۲.

Abedini, H., Vaez, S. R. H., & Zarrineghbal, A. (2020). Optimum design of buckling-restrained braced frames. *Structures*, 25, 99–112. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2020.03.004>

ANSI/AISC 341-16 (2016) *Seismic provisions for structural steel buildings*. American Institute of Steel Construction, Chicago

ANSI/AISC 360-16 (2016) *Specification for structural steel buildings*. American Institute of Steel Construction, Chicago

CSI (Computers and Structures Inc.). (2018). *Structural and earthquake engineering software, Extended Three-dimensional Analysis of Building Systems (ETABS)*, Version 18, Berkeley.

FEMA P695 (2009) *Quantification of building seismic performance factors*. Federal Emergency Management Agency, Washington, DC

FEMA. FEMA 356: Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings; Federal Emergency Management Agency: Washington, DC, USA, 2000.

Gholipour, M., & Mazloom, M. (2018). Seismic response analysis of mega-scale buckling-restrained bracing systems in tall buildings. *Advances in Computational Design*, 3(1), 17. <https://doi.org/10.12989/acd.2018.3.1.017>

HAZUS MH 4.2. (2020). *Earthquake loss estimation methodology: Technical Manual*, Washington, DC: National Institute of Building for the Federal Emergency Management Agency.

- Jagadeesh, B. N., & Prakash, M. (2016). SEISMIC RESPONSE OF STEEL STRUCTURE WITH MEGA BRACING SYSTEM. In *Zenodo (CERN European Organization for Nuclear Research)*. <https://doi.org/10.5281/zenodo.61476>
- McKenna, F. (2011). OpenSeEs: a framework for earthquake engineering simulation. *Computing in Science and Engineering*, 13(4), 58–66. <https://doi.org/10.1109/mcse.2011.66>
- OpenSEES site Dynamic Analysis of 2-Story Moment Frame, Laura Eads, Stanford University. https://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/DynamicAnalysis_of_2-Story_Moment_Frame
- Standard No. 2800 (2014) *Iranian Code of Practice for Seismic Resistance Design of Buildings*, 4th Edition, Building and Housing Research Center [In Persian]
- Takeuchi T., Wada A. (2018). Review of Buckling-Restrained Brace Design and application to Tall Buildings. *International Journal of High-Rise Buildings*, Vol 7, No 3, 187-195.
- Vamvatsikos D, Cornell CA (2002) *Incremental dynamic analysis*. *Earthq Eng Struct Dyn* 31(3):491–514
- Watanabe A., Hitomi Y., Saeki E., Wada A., & Fujimoto M. (1988). Properties of brace encased in buckling-restraining concrete and steel tube, *Proc. 9WCEE.*, 719–724.
- Yakhchalian, M., Asgarkhani, N., & Yakhchalian, M. (2020). Evaluation of deflection amplification factor for steel buckling restrained braced frames. *Journal of Building Engineering*, 30, 101228. <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2020.101228>