



ارزیابی لرزه‌ای قاب‌های مجهز به مهاربند کمانش تاب طول کوتاه به روش زمان دوام

میلاذ احتشامی معینی^۱، سید علی رضوی طباطبائی^{۲*}

چکیده

قابهای مهاربند کمانش تاب توجه زیادی را به عنوان سیستم مقاوم لرزه‌ای برای مقابله با زمین لرزه‌ها به خود جلب کرده‌اند. اما این سیستم به دلیل برخی نقاط ضعف در رفتار لرزه‌ای یک سیستم ایده آل نیست. در این پژوهش تاب آوری لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی شده با مهاربند کمانش تاب در دو حالت طول کوتاه و طول بلند مورد بررسی قرار گرفته و همچنین پاسخ لرزه‌ای آنها با سیستم دوگانه مهاربند کمانش تاب - قاب خمشی ویژه (BRBF-SMRF) مقایسه گردید. علاوه بر این، اثر گیرداری اتصال تیر دهانه مهاربندی نیز در نظر گرفته شد. بدین منظور دو ساختمان 4 و 9 طبقه با سیستمهای مذکور و در دو حالت قطری و شورون طراحی گردید. در این تحقیق، تحلیل‌های غیرخطی دینامیک روی 4 ساختمان انجام شده است که شامل ساختمان‌های 4، 7، 9 و 12 طبقه با مهاربندهای BRB رایج و با طول هسته کاهش یافته در هر دو شکل مورب و ضربدری می‌باشد. دو طول هسته، شامل 20٪ و 40٪ از کل طول مهاربند، برای RL-BRBs انتخاب شدند. اتصال‌های تیرهای دهانه مهاربند به ستون در دو صورت مفصلی و گیردار در نظر گرفته شدند. برای ارزیابی بهتر تفاوت در رویکرد طراحی، یک ساختمان دوگانه SMRF-BRBF در 4 طبقه نیز در مطالعات موردی در نظر گرفته شد. نتایج تحلیلی نشان می‌دهند که در RL-BRBFs ضریب رفتار افزایشی معادل حدودا 30٪ در سطح DBE داشته و به مقداری حدود 4.24 رسیده است (در BRBFs با اتصالات تیرهای دهانه ممهارندی گیردار)، درحالی‌که در سطح MCE این افزایش در ضریب رفتار در حدود 66٪ دیده شده است.

واژگان کلیدی:

مهاربند کمانش تاب، پارامترهای پاسخ لرزه‌ای، روش زمان دوام، تحلیل تاریخیچه زمانی

1. دانشجوی دکتری سازه، دپارتمان مهندسی عمران دانشگاه علم و فرهنگ، تهران، ایران

2. استادیار، دپارتمان مهندسی عمران دانشگاه علم و فرهنگ، تهران، ایران arazavi@usc.ac.ir



دوازدهمین کنفرانس ملی سازه و فولاد و اولین کنفرانس ملی نوردکاران فولادی 20 تا 22 آذرماه 1402 - هتل المپیک - تهران

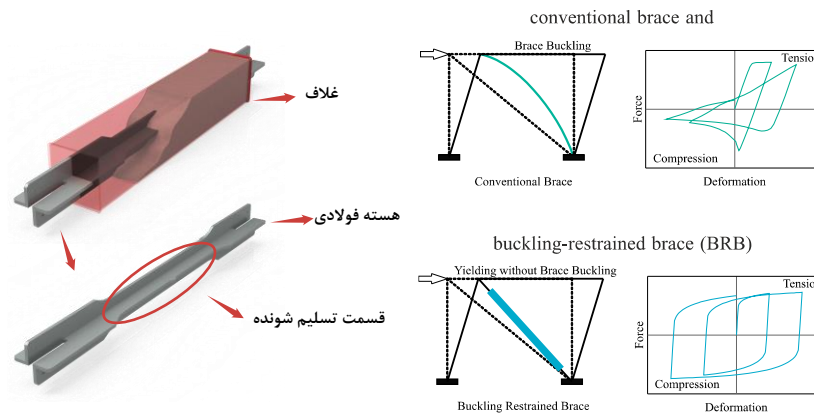


مقدمه

یکی از اولین ایده‌هایی که توانست منجر به ایجاد مهاربند کمانش تاب (BRB) شود، در سال 1972 توسط تاکدا و همکارانش مطرح شد [1]. هدف آنها بهبود رفتار پس کمانشی مقاطع H شکل فولادی، از طریق محدود کردن و مقید کردن این مقاطع با محصور کردن هسته فولاد در بتن غیر مسلح بوده که در درنهایت بهبود قابل توجهی در رفتار چرخه‌ای مهاربند ایجاد کردند. با این وجود، به دلیل غیر مسلح بودن بتن و عدم وجود مکانیزم جدا کننده، با خسارات شدیدی مواجه شد. مهاربند کمانش تاب عملاً یک نسخه بهبود یافته از مهاربند معمولی است که دیگر به دلیل نیروی فشاری محوری از کمانش مبتلا نمی‌شود [2]. شکل 1 اجزای مهاربند کمانش تاب و مقایسه رفتار آن با مهاربند معمولی را نشان می‌دهد. پژوهش‌های بعدی توسط محققان، دستورالعمل‌هایی برای طراحی سازه‌های مجهز به این نوع مهاربندها ارائه کردند. وادا و همکاران، اولین مهاربند کمانش تاب را تولید کردند و آن را در ساختمان شرکت نیپون استیل به کار گرفتند، بعد از آزمون‌های کنترل کیفی و آزمایشگاهی [3]. همچنین با پیشرفت تحقیقات و تکامل این نوع مهاربند، استفاده از آن به عنوان گزینه‌ای مناسب برای مقاوم سازی سازه‌های مختلف نه تنها در ساخته شدن، بلکه به عنوان راه کاری برای بهبود ظرفیت نهایی سازه‌های موجود نیز توجه‌ای جلب کرد [4 و 5]. با افزایش تحقیقات و تکامل این نوع مهاربند، محققان از استفاده از مهاربند با طول هسته کوتاه به عنوان یک روش برای افزایش سختی بهره‌مند شدند [6]. این موضوع باعث کاهش دررفت‌های ناشی از زلزله می‌شود. همچنین، فاینشتاک و همکاران از اتصالات گیردار در دهانه مهاربندی در قاب مجهز به کمانش تاب به عنوان یک گزینه مفید برای بهبود ظرفیت نهایی سیستم استفاده کردند [7]. گرچه سیستم مهاربندی کمانش تاب نسخه بهبود یافته‌ای از مهاربندهای معمولی است، اما تحقیقات نشان داده است که این سیستم نیز ممکن است کمبودهایی داشته باشد و در برخی موارد به نیازهای سازه پاسخگویی نکند [8]. به همین دلیل، محققان پارامترهای موثر در فرو ریزش سازه‌های مجهز به مهاربند کمانش تاب را تحت تحلیل تاریخیچه زمانی زلزله بررسی کرده و از عوامل موثر در فرو ریزش، به عنوان مثال، استفاده از محور ضعیف ستون دهانه مهاربندی را مورد بررسی قرار داده و استفاده از سیستم دوگانه را به عنوان یک راهکار موثر برای کنترل پایداری و افزایش ظرفیت نهایی سازه پیشنهاد دادند [9-11]. ایده استفاده از مهاربند کمانش تاب با طول هسته کوتاه به عنوان یک راهکار برای افزایش سختی پلاستیک سیستم، اولین بار در سال 2001 مطرح شد [10]. این معرفی منجر به انجام تحقیقات گسترده‌تر در زمینه رفتار سازه‌های مجهز به این نوع سیستم مهاربندی شد [12-13]. رفتار بهبود یافته سازه‌های مهاربندی کمانش تاب منجر به ورود این سیستم‌ها به عنوان یک سیستم مقاوم جانبی شناخته شده در آئین نامه‌های مطرح بین‌المللی نیز گردید [14-16]. شمای کلی مهاربند کمانش تاب در حالت‌های طول کوتاه و معمولی در (شکل 3) نمایانگر شده است.



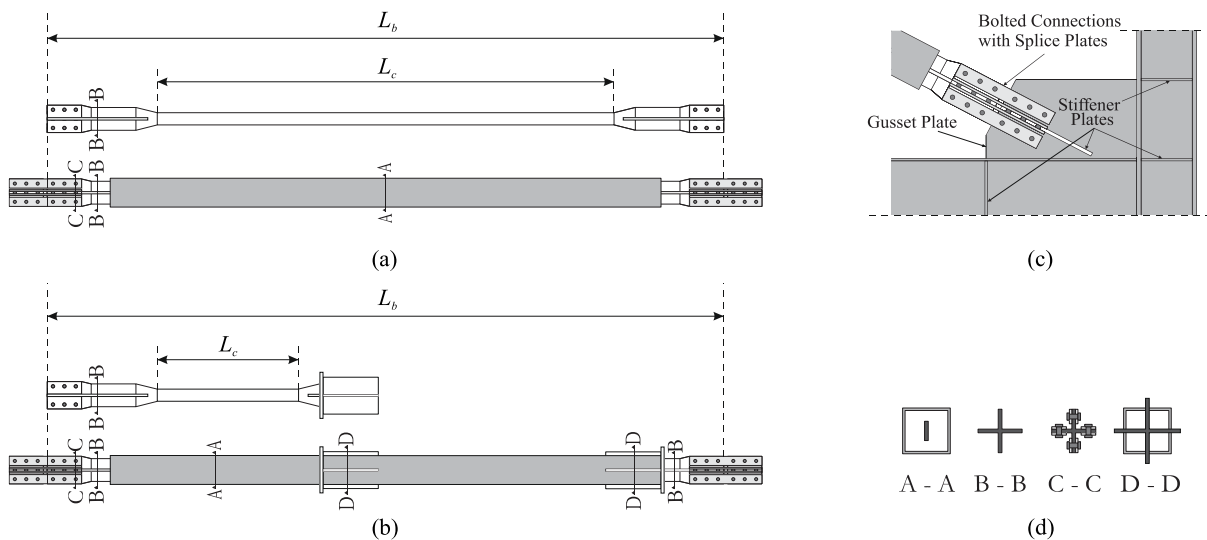
دوازدهمین کنفرانس ملی سازه و فولاد و اولین کنفرانس ملی نوردکاران فولادی 20 تا 22 آذرماه 1402 - هتل المپیک - تهران



شکل 1- مقایسه رفتار مهاربند معمولی و مهاربند کمانش تاب (سمت راست)، نمای مهاربند کمانش تاب و اجزای آن (سمت چپ)



شکل 2- اولین سازه های مجهز به مهاربند کمانش تاب، ساختمان دانشکده علوم کشاورزی دانشگاه کالیفرنیا دیویس آمریکا (1999) (شکل راست)، دفتر مرکزی شرکت نیپون استیل ژاپن (1987) (شکل چپ).



شکل 3- مهاربند کمانش تاب، مهاربند کمانش تاب معمولی (a)، مهاربند کمانش تاب طول کوتاه (b)، جزئیات اتصال گاست (c)، مقاطع (d)

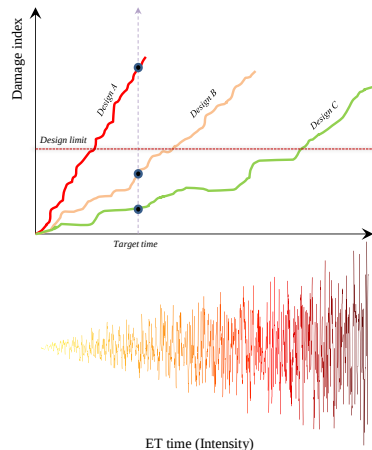


دوازدهمین کنفرانس ملی سازه و فولاد و اولین کنفرانس ملی نوردکاران فولادی 20 تا 22 آذرماه 1402 - هتل المپیک - تهران

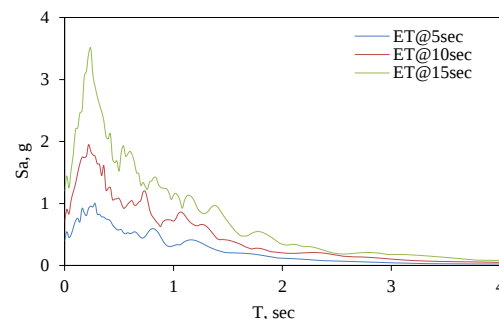


روش زمان دوام

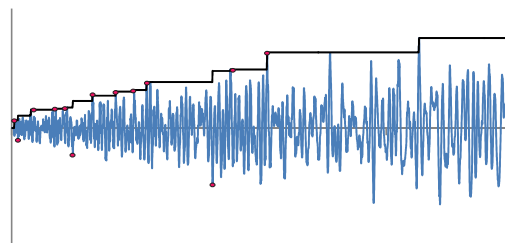
روش زمان دوام برای نخستین بار توسط استکانچی و همکاران ارائه شد [17]. در روش زمان دوام سازه تحت یک تحریک دینامیکی فزاینده قرار می‌گیرد و حداکثر مقادیر پارامترهای پاسخ نسبت به زمان (حداکثر قدر مطلق پاسخ از شروع تا زمان مورد نظر) تعیین می‌شود [17]. این پارامترهای پاسخ ممکن است به نیازهای خاص مرتبط با ارزیابی و طراحی بستگی داشته باشند و شامل یک یا مجموعه‌ای از معیارهای عملکرد می‌شوند. پارامترهای ساده مانند تغییرات مکان، نیروها، تنش‌ها یا پاسخ‌های غیرخطی مانند دوران پلاستیک ممکن است با توجه به مسئله مورد استفاده قرار گیرند. با توجه به کاربرد گسترده پارامترهای پاسخ در تفسیر نتایج، مفهوم "شاخص خرابی" به عنوان یک عنوان عمومی برای اشاره به این پارامترها استفاده می‌شود. در بسیاری از موارد، این شاخص خرابی به معنای پارامترهای ساده‌ای مانند نسبت تنش یا نسبت تغییر مکان موجود به مقدار مجاز تعبیه شده خواهد بود. تصاویری از روابط زمان رکورد زمان دوام در شتاب و مفهوم رفتاری و در نتیجه آن نحوه استخراج نمودار منتج از تحلیل در شکل 4 الی 6 ارائه شده است. نکته حائز اهمیت این است در این روش با انجام یک تحلیل در یک رکورد و تنها یکبار سازه تحت شدت‌های مختلفی از زلزله قرار گرفته که طیف وسیعی از خروجی‌ها را در اختیار مهندسین خواهد گذاشت (البته در اکثر تحلیل‌ها منجمله این تحلیل از 3 رکورد استفاده می‌شود). پیش از این حصول چنین نتایجی تنها با انجام تحلیل IDA امکان پذیر بوده که می‌بایست تعداد قابل توجهی رکورد زلزله هر کدام به دفعات در شدت‌های مختلفی از زلزله مورد بررسی قرار گیرند. بنابراین روش ETM نتایجی گسترده و با کاهش هزینه‌های محاسباتی در اختیار مهندسین و محققین قرار خواهد داد.



شکل 5- شماتیک پاسخ فزاینده شتاب نسبت به زمان [17]



شکل 4- رابطه بین زمان رکورد زمان دوام و شتاب [17]



شکل 6- نحوه استخراج نمودار پاسخ زمان دوام [17]



دوازدهمین کنفرانس ملی سازه و فولاد
و اولین کنفرانس ملی نوردکاران فولادی
20 تا 22 آذرماه 1402 - هتل المپیک - تهران



سازه های بررسی شده

در راستای بررسی رفتار مهاربند کمانش تاب طول کوتاه دو ساختمان 4 و 7 و 9 و 12 طبقه در نظر گرفته شد. پلان و شمای کلی ساختمانها در شکل 7 نمایش داده شده است. سازه ها طبق دستورالعمل جامعه مهندسی عمران ایالات متحده آمریکا (ASCE 7-16) طراحی شدند [14]. مهاربندها در دو الگوی قطری و شورون در راستاهای متعامد در نظر گرفته شدند. طول هسته (RL-BRB) ها معادل 20٪ طول هسته مهاربند کمانش تاب طول بلند ($L_c=0.2L$) در نظر گرفته شد. اتصالات دهانه مهاربندی در دو حالت گیردار و مفصلی فرش شد.

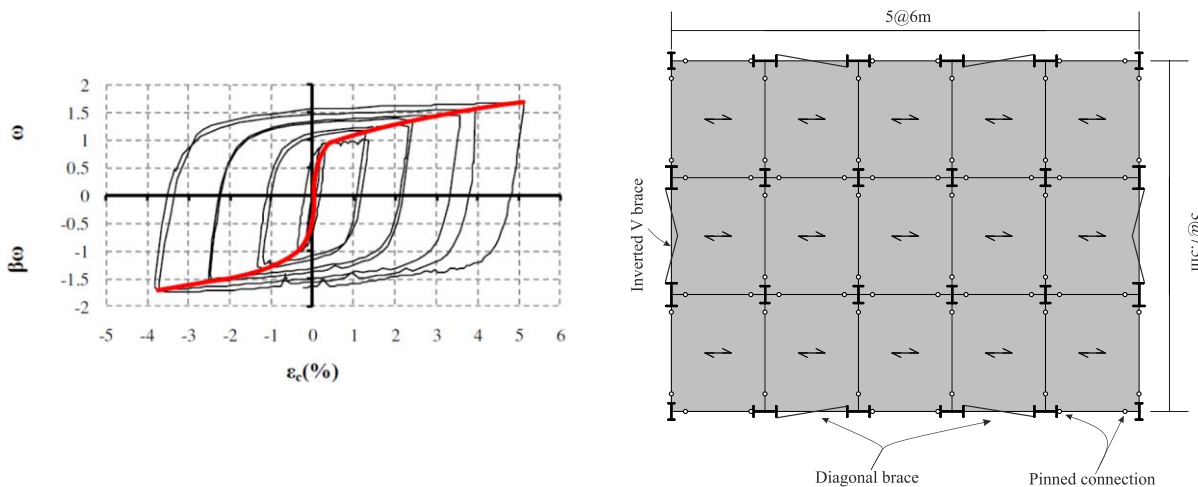
یک قاب قطری در ساختمان 4 طبقه به صورت سیستم دوگانه از مهاربند کمانش تاب - قاب خمشی ویژه طراحی شد به نحوی که قاب خمشی توانایی تحمل 25٪ برش پایه را داشته باشد. در مجموع 17 سازه مهاربندی کمانش تاب طراحی و تحلیل شد. شتاب مبنای طرح 0.4 g و خاک محل احداث سازه ها معادل تیپ III در نظر گرفته شد. فولاد هسته مهاربند و سایر اعضا به ترتیب مقاومت تسلیم 260 و 345 مگاپاسکال فرض شد. بار مرده گسترده طبقات مرده و زنده به ترتیب 350 و 250 کیلوگرم بر متر مربع و بار زنده گسترده طبقات مرده و زنده به ترتیب 300 و 100 کیلوگرم بر متر مربع اتخاذ و به سازه اعمال گردید. روند طراحی اعضاء به سه گام کلی زیر تقسیم می شود:

- 1- اعضای تغییرمکان کنترل برای زلزله کاهش یافته طراحی می شوند سپس تعیین سطح مقطع هسته مهاربندها صورت می پذیرد.
 - 2- اعضای نیروکنترل بر اساس نیروی مورد انتظار ناشی از تسلیم مهاربند ها محاسبه می شوند.
 - 4- طراحی قسمت الاستیک مهاربند بر اساس روند طراحی خاص این نوع المان انجام شده است.
- ضریب اضافه نیرو برای فشار و کشش مهاربند کمانش تاب طبق نمودار اسخراج شده از نمونه آزمایشگاهی (رضوی و همکاران) که در شکل 8 نمایش داده شده محاسبه گردیده است. همچنین نیروهای مورد انتظار برای المانهای نیرو کنترل همانند تیرها و ستونها براساس شکل 9 محاسبه شد. دستورالعمل طراحی AISC 360-16 و AISC 41-16 برای محاسبات و بدست آوردن مقاطع سازه استفاده شد [15 و 16].

سازه های مذکور سپس در نرم افزار اجزا محدود مدل شده به نحوی که تیرهای دهانه قاب خمشی با مفصل خمشی متمرکز و ستون ها نیز با مفصل با در نظر گرفتن اندر کش خمشی-محوری در دو سمت خود مدل شدند و المان خرپا برای مدلسازی هسته مهاربند کمان شتاب منظور گردید. اثر گاست با لحاظ کردن طول الاستیک به دو ابتدای المان خرپای استفاده شده به عنوان هسته مهاربند منظور گردید.

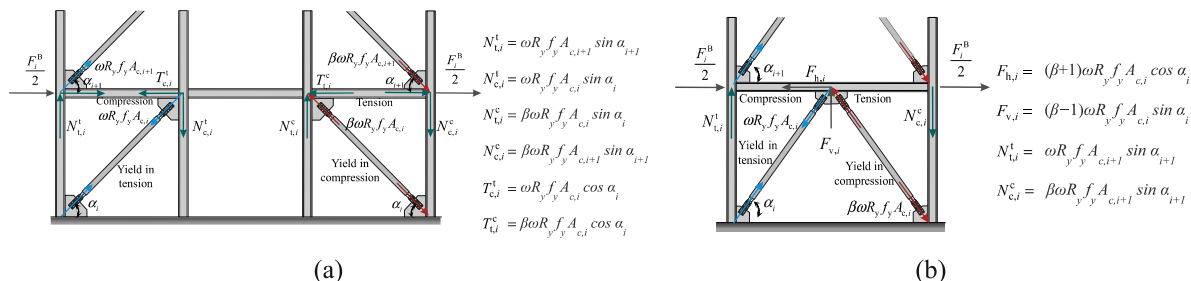


دوازدهمین کنفرانس ملی سازه و فولاد و اولین کنفرانس ملی نوردکاران فولادی 20 تا 22 آذرماه 1402 - هتل المپیک - تهران



شکل 8- نمودار بک بن استخراج شده از نمونه آزمایشگاهی [10]

شکل 7- پلان و نمای سه بعدی سازه های بررسی شده



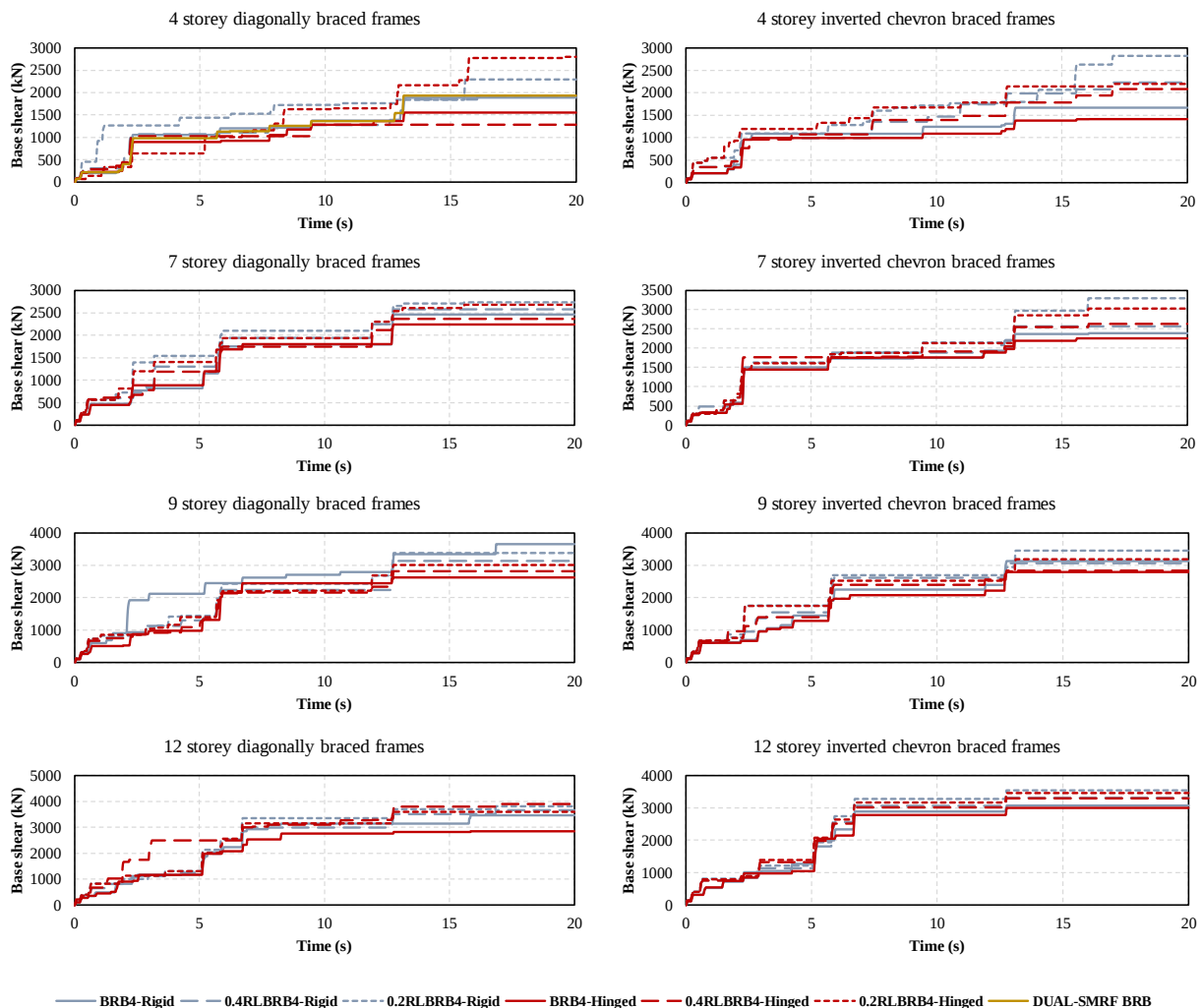
شکل 9- روند محاسبه نیروهای مورد انتظار، قاب مهاربندی قطری (a)، قاب مهاربندی شورون (b)

نتایج تحلیل های غیر خطی تاریخچه زمانی

در شکل 10، نمودارهای زمان دوام سازه های مورد بررسی رسم شده اند. این نمودارها نشان می دهند که سختی پس از تسلیم مهاربندهای کماتش تاب با طول کوتاه به طور چشمگیری بالاتر از مهاربندهای با طول بلند است. ظرفیت قاب های مجهز به مهاربند کماتش تاب با طول کوتاه به طور واضح بیشتر از مهاربندهای با طول بلند است. سختی پس از تسلیم مهاربندهای با طول بلند با وجود تیرهای دهانه مهاربندی مفصلی کمی است. با وجود ظرفیت بیشتر در قاب های مجهز به تیرهای گیردار، افت مقاومت در این قاب ها زودتر شروع می شود. این امر به دلیل ورود همزمان تأثیر قاب و مهاربندی و وارد شدن ستون ها به محدوده پلاستیک است. افت مقاومت به دلیل اثر دو عامل P-Delta و مدل رفتاری تنزک مقاومت برای تیر و ستون است. افزایش ظرفیت قاب دوگانه نسبت به سیستم مهاربندی با تیر گیردار چندان قابل توجه نیست.



دوازدهمین کنفرانس ملی سازه و فولاد و اولین کنفرانس ملی نوردکاران فولادی 20 تا 22 آذرماه 1402 - هتل المپیک - تهران



شکل 10- نمودارهای زمان دوام برشی پایه به زمان برای سازه های تحلیل شده

با توجه به نمودارهای مستخرج از تحلیل زمان دوام نمودارهای پاسخ لرزه ای استخراج شده اند به نحوی که پاسخ نیرویی سازه تقسیم بر نیروی برش پایه ی نظیر اولین تسلیم برابر با اضافه مقاومت (Ω) در لحظه مورد نظر و جابجایی بام نظیر در هر لحظه در ساختمان الاستیک (سازه ها یکبار مجزا با الاستیک در نظر گرفتن تمام المانها تحلیل شدند) به جابجایی بام در ساختمان اصلی در لحظه ی تسلیم برابر با ضریب کاهش شکل پذیری (μ) منظور گردیده است. از حاصل ضرب ضریب اضافه مقاومت در ضریب کاهش شکل پذیری ضریب رفتار پاسخ لرزه ای بدست می آید. همانطور که مشاهده می شود، کاهش طول هسته در مهاربندهای کمانش تاب (BRBs) منجر به افزایش تقاضای نیروی جانبی شده است. این افزایش در تقاضا به طور قابل توجهی در سازه های بلندتر کمتر دیده می شود. پارامترهای پاسخ به دست آمده بر اساس روش ETM که پیش تر تشریح شده، در مقابل شدت لرزه (زمان ضبط ETM در ثانیه) در شکل 11 نمایش داده شده اند. مقادیر کمی شده پارامترها برای دو سطح لرزه، یعنی، زلزله DBE با احتمال فراگذشت 10٪ در 50 سال (دوره بازگشت 475 سال) و زلزله MCE با احتمال فراگذشت 2٪ در 50 سال (دوره بازگشت 2475



دوازدهمین کنفرانس ملی سازه و فولاد
و اولین کنفرانس ملی نوردکاران فولادی
20 تا 22 آذرماه 1402 - هتل المپیک - تهران



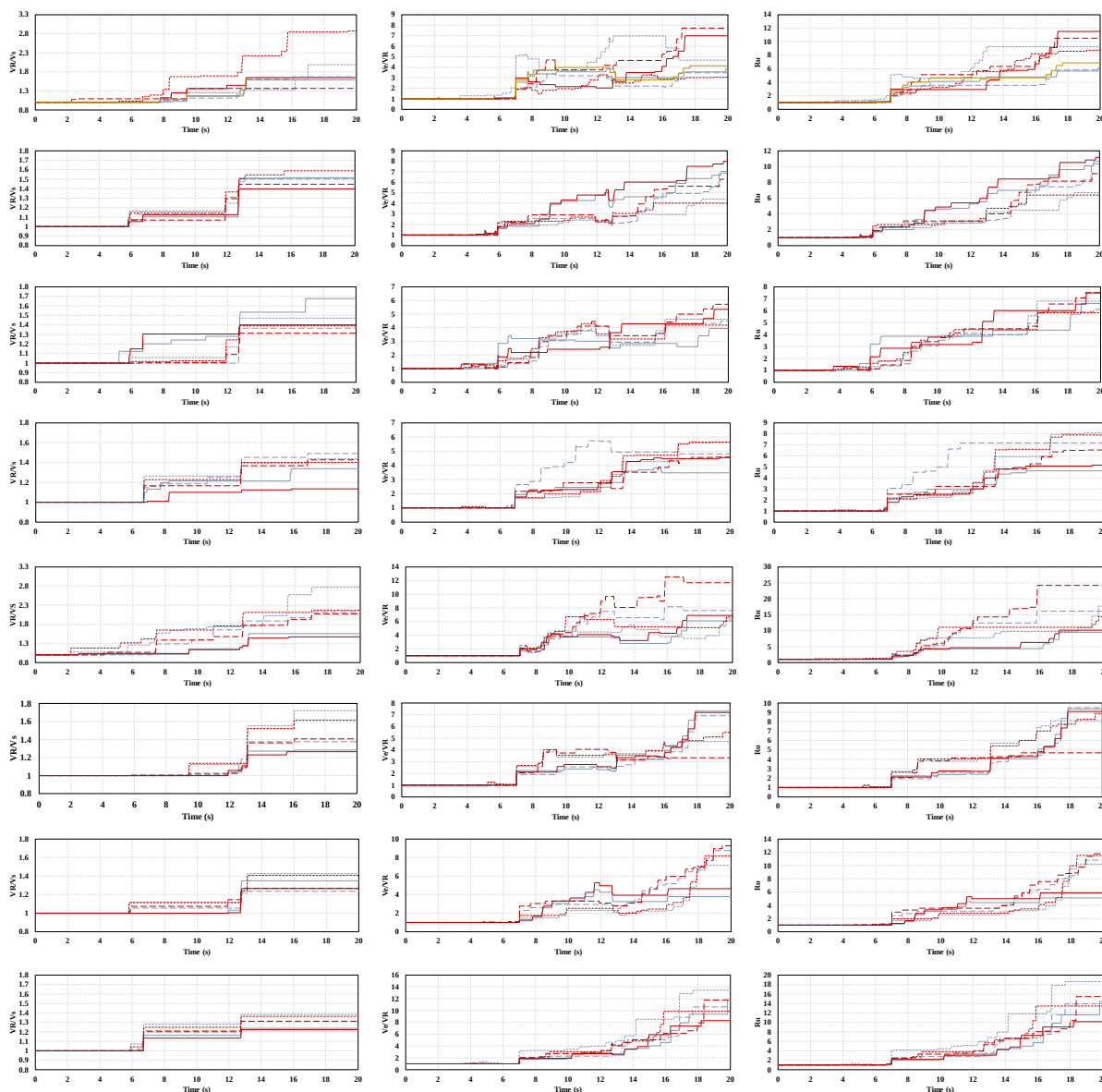
سال) در جدول 1 گزارش شده‌اند. ضرایب اضافه مقاومت (Ω) در سطح DBE به عنوان میانگین 1.14، 1.16 و 1.28 در BRBFs با تیرهای دهانه مهاربندی مفصلی و 1.13، 1.14 و 1.24 در BRBFs برای تیرهای با اتصال گیردار محاسبه شدند. این مقادیر به ترتیب برابر با 1.34، 1.40 و 1.73 برای تیرهای مفصل و 1.41، 1.47 و 1.71 در تیرهای با اتصالات گیردار در سطح MCE محاسبه شدند. متوسط مقدار ضریب کاهش شکل پذیری از 2.87 در BRBF با تیرهای دهانه مهاربندی مفصلی به 3.27 در BRBF با تیرهای با اتصال گیردار در سطح DBE لرزه افزایش یافته است. در نتیجه، در سطح MCE، ضریب کاهش شکل پذیری از متوسط 3.41 در BRBF های معمولی به 4.55 در BRBF های با طول هسته 0.2 افزایش یافته است. در نهایت، مقادیر متوسط برای ضرایب رفتار پاسخ لرزه ای نیز به طور قابل توجهی در BRBF های با طول هسته افزایش یافته است؛ گزارش میانگین پارامترهای پاسخ لرزه ای استخراج شده از تحلیل ها در جدول 1 ببینید. نتایج نشان می‌دهند که در BRB های با طول هسته 40٪ و 20٪، عملکرد نزدیکی وجود دارد؛ بنابراین، 40٪ از کل طول مهاربند به عنوان گذینه ای که شکل پذیری بیشتری تامین می‌کند می‌تواند به عنوان بهترین طول هسته در نظر گرفته شود، زیرا با کاهش طول هسته، ظرفیت کماتش نهایی کاهش می‌یابد.

جدول 1- پارامترهای پاسخ لرزه ای

	DBE						MCE					
	Ω		R_{μ}		R		Ω		R_{μ}		R	
	hinged	fixed	hinged	fixed	hinged	fixed	hinged	fixed	hinged	fixed	hinged	fixed
BRB	1.14	1.13	2.87	3.06	3.25	3.46	1.34	1.41	4.49	3.41	5.99	4.78
0.4 BRB	1.16	1.14	3.37	3.08	3.94	3.54	1.40	1.47	4.83	4.15	7.03	6.17
0.2 BRB	1.28	1.24	3.24	3.27	4.24	4.13	1.73	1.71	3.87	4.55	6.69	7.93



دوازدهمین کنفرانس ملی سازه و فولاد و اولین کنفرانس ملی نوردکاران فولادی 20 تا 22 آذرماه 1402 - هتل المپیک - تهران



شکل 11- نمودارهای پارامترهای پاسخ لرزه ای به زمان برای سازه های تحلیل شده

نتایج

در این پژوهش 49 سازه تحت رکوردهای تاریخیچه زمانی آنلیز شده و اثر طولهای مختلف در مهاربند کمانش تاب، همچنین اثر گیرداری اتصالات تیر دهانه مهاربندی و در نظ گرفتن ضوابط دوگانه در طراحی را مورد ارزیابی قرارده و اهم نتایج در ادامه ارائه شده است:

- نتایج تحلیل های ETM الگوی در افزایش ضریب اضافه مقاومت (Ω) در قاب های مهاربندی با مهاربند کمانش تاب با طول هسته کاهش یافته نشان دادند؛ با این حال شکل پذیری نهایی BRBs سستی بیشتر از مهاربندهای کمانش تاب سستی است، اما با



دوازدهمین کنفرانس ملی سازه و فولاد
و اولین کنفرانس ملی نوردکاران فولادی
20 تا 22 آذرماه 1402 - هتل المپیک - تهران



این وجود نتایج آنالیز روش زمان دوام گویای تقاضای به مراتب کمتر شکل پذیری است که نشان از عدم وقوع مشکل در اثر کاهش شکل پذیری در کاهش طول هسته می باشد.

• ضرایب رفتار (R) منتج شده از تحلیل‌های ETM نشان دادند که در RL-BRBs این ضرایب در مقایسه با BRB های رایج افزایش داشته، به نحوی که مقادیری حدود 3.25 در BRBF سنتی و 4.24 در RL-BRB با 20٪ از طول هسته به عنوان بخش تسلیم شونده در سطح DBE حاصل شده است؛ مقادیر بدست آمده در مرحله MCE برابر با 4.78 تا 7.93 بودند.

• RL-BRB ها با طول هسته برابر 20٪ و 40٪ از طول مهاربند در برخی موارد عملکرد مشابهی را نشان دادند. این پدیده نشان دهنده این است که رفتار در این دامنه بهینه است؛ به عبارت دیگر، با توجه رفتار تقریباً یکسان ولی در عین حال شکل پذیری بالاتر در طول هسته بیشتر، طول معادل 40٪ میتواند گزینۀ ایده آل باشد.

این تحقیق به منظور ارتقاء ایمنی سازه‌های مجهز به مهاربند کمانش مورد بررسی قرار گرفته است. رفتار سازه در جهت بهبود ایمنی، کاهش هزینه، و افزایش سهولت اجرا مورد ارزیابی قرار گرفته است. با این وجود، توصیه می‌شود که موارد زیر نیز برای بررسی بیشتر مدنظر قرار گیرند: استفاده از مدل سه‌بعدی برای در نظر گرفتن تأثیر ستون‌های ثقلی و پیچش میان طبقات در تحلیل‌های غیرخطی تدوین مدل رفتاری جدید برای مقاومت خمشی به منظور در نظر گرفتن اندرکنش نیروی محوری و لنگر در تحلیل‌ها. اعمال مداخله دقیق‌تر در عملکرد قاب در دهانه مهاربندی، برآورد دقیق‌تر تقاضای نیروی محوری و لنگر در ستون مهاربندی، و همچنین لحاظ کردن وجود ورق اتصال مهاربندی با استحکام مناسب؛ این امور نیازمند تحقیقات بیشتر برای طراحی ظرفیتی و قابل تعویض هستند.

مراجع

- [1] Watanabe A. Hitomi Y. Saeki E. Wada A. Fujimoto M. (1998), "Properties of brace encased in buckling-restraining concrete and steel tube", Proceedings of the 9th World Conference on Earthquake Engineering. Tokyo-Kyoto, Japan.
- [2] Uang C.M. Nakashima M. Bozorgnia Y. Vitelmo V.B. (2004), "Earthquake Engineering: From Engineering Seismology to Performance-Based Engineering", First edition, Chapter 16.
- [3] Wada A. Connor J. Kawai H. Iwata M. Watanabe A. (1992), "Damage tolerant structures", Proceedings of the 5th U.S.-Japan Workshop on the Improvement of Structural Design and Construction Practices. San Diego, CA, Applied Technology Council, ATC-15-4, pp. 27-39.
- [4] Brown A.P. Aiken I.D. Jafarazadeh F.J. (2001), "Buckling restrained braces provide the key to the seismic retrofit of the Wallace F. Bennett Federal Building", Modern Steel Construction, August, pp. 29-37.
- [5] Tremblay R. Degrange G. Blouin J. (1999), "Seismic rehabilitation of a four-story building with a stiffened bracing system", Proceedings of the 8th Canadian Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada, pp. 549-554.



دوازدهمین کنفرانس ملی سازه و فولاد
و اولین کنفرانس ملی نوردکاران فولادی
20 تا 22 آذرماه 1402 - هتل المپیک - تهران



- [6] Tremblay R. Poncet, L. Bolduc, P. Neville, R. DeVall R. (2004), "Testing and design of buckling restrained braces for Canadian application", Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, Paper no. 2893.
- [7] Fahnstock L. A Sause Richard & Ricles, James M (2007). "Seismic response and performance of buckling-restrained braced frames", Journal of Structural Engineering 133, no. 9, pp. 1195-1204.
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2007\)133:9\(1195\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2007)133:9(1195))
- [8] Mezrouq S. Tremblay R. (2006), "Seismic design of dual concentrically braced steel frames for stable seismic performance for multi-story buildings", Proceedings of the 8th U.S. National Conference on Earthquake Engineering April 18-22, San Francisco, California, USA, paper NO. 1909.
- [9] Mehdipanah A. Mirghaderi S.R. Razavi S.A. (2014), "Seismic performance of stiffness-based designed buckling-restrained braced frame and special moment-resisting frame dual systems", Structure and Infrastructure Engineering 12, no. 8, pp. 918-935. <http://dx.doi.org/10.1080/15732479.2015.1071854>
- [10] Razavi S.A. Shemshadian M.E.; Mirghaderi S.R. Ahlehagh S. (2011), "Seismic design of buckling restrained braced frames with reduced core length", Proceedings of Structural Engineering World Congress. Italy.
- [11] Zaruma S. Fahnstock L.A. (2018), "Assessment of design parameters influencing seismic collapse performance of buckling-restrained braced frames", Soil Dynamics and Earthquake Engineering 113, pp. 35-46. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2018.05.021>
- [12] Razavi S.A. Mirghaderi S.R. and Hosseini A. (2014), "Experimental and numerical developing of reduced length buck-ling-restrained braces", Engineering Structures 77, pp. 144-160.
<http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.07.034>
- [13] Fanaie N. Afsar Dizaj. E. (2014), "Response modification factor of the frames braced with reduced yielding segment BRB", Structural Engineering and Mechanics 50, no. 1, pp. 1-17.
<http://dx.doi.org/10.12989/sem.2014.50.1.001>
- [14] ASCE/SEI 7-16. (2016), "Minimum design loads for buildings and other structures", American Society of Civil Engineers. Reston, VA, USA.
- [15] ANSI/AISC, 360-16. (2016), "Specification for structural steel buildings", American Institute of Steel Construction. American Institute of Steel Construction. Chicago Illinois.
- [16] ANSI/AISC 341-16. (2016), "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings", American Institute of Steel Construction. Chicago Illinois.
- [17] Estekanchi, H. E; Vafai, A.; Valamanesh, V.; Mirzaee, A.; Nozari, A. and Bazmuneh A. (2011), "Recent Advances in Seismic Assessment of Structures by Endurance Time Method", Proceedings of a U.S.-Iran-Turkey Seismic Workshop - Seismic Risk Management in Urban Areas; PEER report 2011/07, December 14-16, 2010, Istanbul, Turkey; pp 289-301