

# ارزیابی عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌های بلندمرتبه موجود با سیستم قاب - هسته بتن آرمه ویژه طبق ضوابط دستورالعمل TBI-2017 تحت رکوردهای زمان تناوب بلند زلزله

نیما آرمیون نژاد<sup>۱</sup>، حسین پهلوان<sup>۲</sup>، محمد شامخی امیری<sup>۳</sup>

۱- دانشجوی کارشناسی ارشد زلزله، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شاهرود، شاهرود، ایران، nanpsf@gmail.com

۲- استادیار مهندسی زلزله، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شاهرود، شاهرود، ایران، pahlavan@shahroodut.ac.ir

۳- استادیار مهندسی زلزله، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شاهرود، شاهرود، ایران، shamekhi@shahroodut.ac.ir

## چکیده

با افزایش ارتفاع ساختمان زمان تناوب سازه افزایش می‌یابد و زمانی که زلزله‌ای با زمان تناوب بلند رخ دهد، می‌تواند به راحتی باعث اثرات تشدید و تخریب‌های جدی بر روی سازه‌های با تناوب زیاد شود. به دلیل اهمیت موضوع، لازم است قبل از وقوع چنین پدیده‌هایی ارزیابی دقیقی انجام شود.

یک نمونه ساختمان بلند بتن آرمه موجود با تعداد طبقات ۳۵ طبقه در منطقه با خطر نسبی زیاد و خاک نوع III با سیستم قاب-هسته بتن آرمه ویژه که براساس استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم و ACI318-14 طراحی شده در نرم افزار ETABS V21 مدلسازی ۳ بعدی کامل می‌شود. براساس ضوابط دستورالعمل‌های TBI 2017 تحلیل دینامیکی غیرخطی انجام شده و معیارهای پذیرش روش عملکردی که در بعضی موارد معیارهای جدیدتری در قیاس با ASCE41-17 هستند، بررسی می‌شوند. این دستورالعمل، که به‌طور ویژه برای ساختمان‌های بلند تدوین شده است، ضوابط جدید و سخت‌گیرانه‌ای را برای طراحی لرزه‌ای این سازه‌ها در نظر می‌گیرد؛ ضوابطی که در آیین‌نامه‌های تجویزی مانند استاندارد ۲۸۰۰ ایران وجود ندارند. از جمله این موارد می‌توان به کنترل دررفت ماندگار سازه و کنترل برای زلزله سطح MCE اشاره کرد. ضمناً برای بررسی اثر زلزله زمان تناوب بلند تحلیل‌ها برای دو دسته رکوردهای زمان تناوب کوتاه و بلند به صورت متفاوت انجام خواهد گرفت.

نتایج نشان می‌دهد در سازه مورد مطالعه، دررفت حداکثر و دررفت ماندگار در زلزله‌های با دوره تناوب بلند نسبت به زلزله‌های با دوره تناوب کوتاه به ترتیب ۵۲٪ و ۳۳٪ افزایش یافته‌اند. همچنین، کرنش فشاری بتن دیوارها و کرنش کششی آرماتورهای دیوار برشی در همین شرایط به ترتیب ۸۳٪ و ۴۵٪ افزایش داشته‌اند.

## کلمات کلیدی

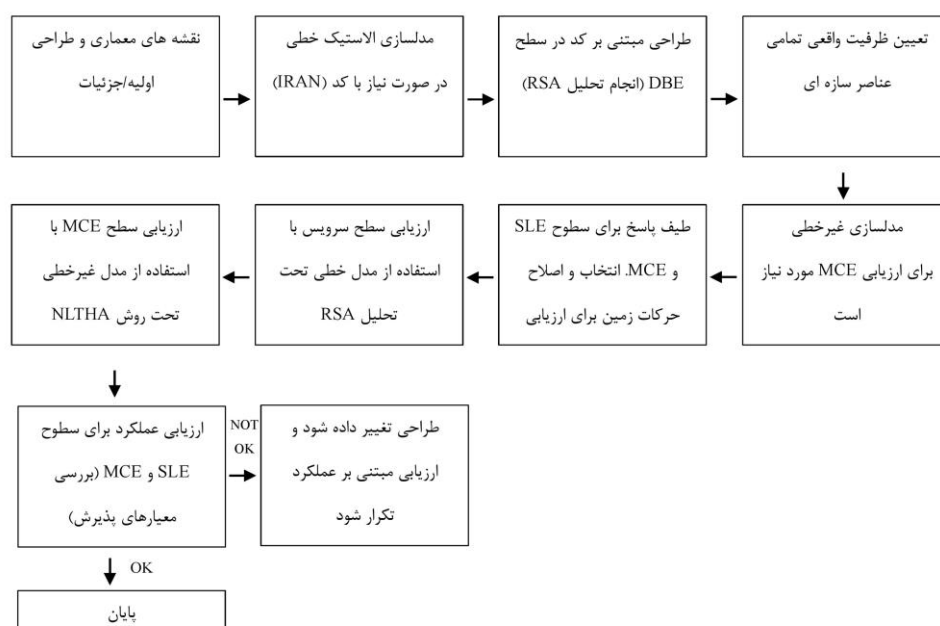
ساختمان بلندمرتبه، زلزله‌های زمان تناوب بلند، سیستم قاب - هسته بتن آرمه ویژه، عملکرد لرزه‌ای، نرم افزار ETABS V21

## ۱- مقدمه

با رشد سریع جمعیت و محدودیت زمین‌های شهری، ساخت سازه‌های بلندمرتبه در نزدیکی گسل‌های فعال شهرهای بزرگ افزایش یافته است. علاقه به ساخت آسمان‌خراش‌ها نیز باعث شده این ساختمان‌ها به جزء اساسی چشم‌انداز بسیاری از شهرهای بزرگ تبدیل شوند. یکی از مهم‌ترین چالش‌های مهندسان عمران، ایجاد سازه‌هایی مقاوم در برابر زلزله و سایر تحریکات جانبی است. این چالش با افزایش ارتفاع ساختمان پیچیده‌تر و حیاتی‌تر می‌شود.

روش‌های طراحی لرزه‌ای سنتی معمولاً تغییر شکل اعضای سازه‌ای آسیب‌دیده را دست‌کم می‌گیرند. به همین دلیل، روش طراحی لرزه‌ای مبتنی بر عملکرد که بر تغییر از «مقاومت» به «عملکرد» تأکید دارد، مورد توجه قرار گرفته است. با افزایش ارتفاع سازه، زمان تناوب طبیعی ساختمان افزایش یافته و احتمال وقوع تشدید بیشتر می‌شود که این پدیده می‌تواند نیروی وارد بر سازه را به شدت افزایش دهد.

در تحقیقات اخیر، زلزله‌هایی با زمان تناوب متوسط بیشتر از یک، زلزله‌های زمان تناوب بلند نامیده می‌شوند. از آنجاکه ساختمان‌های بلندمرتبه دارای زمان تناوب طبیعی بیشتر از یک هستند، زلزله‌های با زمان تناوب بلند می‌توانند آسیب‌پذیری این ساختمان‌ها را افزایش دهند. زمان تناوب زلزله به همراه پارامترهایی مانند دامنه و مدت تداوم از مهم‌ترین مشخصه‌های یک زلزله هستند که در تخمین خسارت وارد بر سازه‌ها مورد استفاده قرار می‌گیرند. به‌طور مشخص، نوآوری این پژوهش بررسی عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌های بلند بتن‌آرمه‌ای است که بر اساس آیین‌نامه‌های تجویزی طراحی شده‌اند، درحالی‌که نگرانی جدی در مورد عملکرد لرزه‌ای آن‌ها وجود دارد. شکل ۱ نمودار گردش روند تحقیق در این مطالعه را نشان می‌دهد.



شکل ۱. نمودار گردش روند تحقیق

## ۲- تاریخچه

اکباس و تزکان (۱۹۹۵)؛ با بررسی آیین‌نامه‌های طراحی ساختمان در برابر زلزله از کشورهای مختلف بر اهمیت محدود کردن تغییر مکان جانبی نسبی طبقات در تضمین ایمنی در هنگام زلزله و انعطاف‌پذیری ساختمان‌های بلند تأکید می‌کند. اگرچه مقاومت، شکل‌پذیری و سختی سازه بسیار مهم هستند، توانایی محدود کردن جابه‌جایی‌های نسبی طبقات به همان اندازه در کاهش آسیب‌های سازه‌ای و غیرسازه‌ای حیاتی است. در این مقاله معیارهای تغییر مکان و شاخص کنترل آسیب در محاسبات طراحی برای مدیریت دقیق آسیب، به‌ویژه برای عناصر غیرسازه‌ای، تأکید شد. هدف از این اقدامات حصول اطمینان از اینکه ساختمان‌های بلند می‌توانند در برابر نیروهای لرزه‌ای مقاومت کنند در عین حال که خطر آسیب به اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای به حداقل برسد. [۱]

لی (۲۰۰۱)؛ یک مدل تحلیلی ابتکاری برای تحلیل کمانش صفحات خمشی-برشی با تمرکز بر مدل‌سازی ساختمان‌های بلند با دیوارهای برشی لاغر ارائه می‌کند. معادله دیفرانسیل حاکم برای چنین دیوارهایی بدست آمده و از طریق تبدیل‌ها و روابط مناسب برای توزیع سختی در امتداد ارتفاع دیوار، به شکل تحلیلی ساده قابل حل می‌شود. این مطالعه نشان می‌دهد که یک صفحه خمشی-برشی با شرایط انتهایی آزاد در جهت طولی می‌تواند به عنوان یک نوار خمشی برای تحلیل کمانش، با شرایط مرزی یکسان، ساده‌سازی شود. متناوباً، اگر انتهای طولی آزاد نباشند، صفحه را می‌توان به عنوان یک میله خمشی روی یک پایه ارتجاعی با مدول پی وابسته به سختی برشی عرضی و شرایط مرزی انتهایی در نظر گرفت. علاوه بر این، یک مثال عددی نشان می‌دهد که یک صفحه خمشی-برشی چند مرحله‌ای با گام‌های متغیر توزیع سختی، می‌تواند به طور موثر به عنوان یک صفحه خمشی-برشی یک مرحله‌ای با سختی متغیر پیوسته برای تحلیل کمانش در نظر گرفته شود. این مطالعه نتیجه می‌گیرد که روش‌های پیشنهادی برای پیاده‌سازی ساده و بسیار کارآمد هستند و روش‌های ارزشمندی را برای طراحی و تحلیل سازه‌های بلند ارائه می‌دهند. [۲]

شن و همکاران (۲۰۱۹)؛ با توجه به اینکه شیوه‌های طراحی لرزه‌ای سازه فعلی عموماً فقط اثرات زلزله اصلی را در نظر می‌گیرند و سوابق تاریخی نشان می‌دهد که زمین لرزه‌های قوی معمولاً با پس لرزه‌هایی با حداکثر شتاب زمین همراه است و آسیب‌های سازه‌ای ناشی از زلزله اصلی می‌تواند توسط پس لرزه‌ها تشدید شود که خود می‌تواند منجر به فرو ریختن سازه شود، عملکرد ساختمان‌هایی با سیستم سازه‌ای قاب-هسته که در معرض حرکات متوالی زمین پس لرزه اصلی و پس لرزه قرار می‌گیرند، را به طور کامل بررسی کرده است. [۳]

موهو و همکاران (۲۰۲۰)؛ بیان کرد که یک روش طراحی لرزه‌ای مبتنی بر عملکرد نیاز دارد که سازه‌های طراحی شده در برابر زلزله، تحت مقادیر مختلف نیروی وارد شده، تغییر شکل هدف مشخصی را بپذیرد تا علاوه بر ایمنی، آسیب هم کنترل شود. از آنجایی که آسیب ارتباط تنگاتنگی با جابه‌جایی‌های ناشی از لرزش زمین دارد، با کنترل آنها در طول طراحی لرزه‌ای، آسیب وارده به سازه نیز کنترل می‌شود. [۴]

ستار و همکاران (۲۰۲۱)؛ مقایسه‌ای بین آیین‌نامه‌های جدید طراحی لرزه‌ای مبتنی بر عملکرد، TBI, ASCE/SEI 41 و LATBSDC برای سازه‌های بتن مسلح را ارائه کرده است. این مقاله تفاوت‌های سه دستورالعمل را از لحاظ هدف توسعه، توصیه‌های مدل‌سازی و تحلیل و معیارهای پذیرش بررسی کرده است. [۵]

یونگ چون (۲۰۰۷)؛ با استفاده از روش تحلیل ساده شده Push-over، تأثیر نسبت سختی را بر رفتار دینامیکی، نیروی داخلی و تغییر شکل ساختار دیواره مرکزی قاب SRC-RC مطالعه کرد. نتایج نشان داد که تناوب سازه با کاهش نسبت سختی قاب به هسته تیوب کاهش یافت به جز زمانی که نسبت سختی سازه به وزن آن کم است، دوره تناوب سازه افزایش پیدا می‌کند. [۶]

آریگا و همکاران (۲۰۰۶)؛ رفتار ساختمان‌های بلندمرتبه دارای جداساز لرزه‌ای پایه ساختمان در برابر تشدید ایجاد شده تحت حرکات زمینی بلندمدت را مورد مطالعه قرار دادند. نتایج نشان داد که استفاده از این نوع جداساز لرزه‌ای برای جلوگیری از بروز تشدید در سازه هنگامی که زمین‌لرزه‌های با فرکانس پایین رخ می‌دهد، مؤثر است. درحالی‌که در برابر زمین‌لرزه‌های با بسامد بالا، استفاده از جداسازهای لرزه‌ای نامؤثر و خطرناک است. [۷]

کازوکی کوکستو (۲۰۰۸)؛ لرزه‌شناسی حرکت زمین با زمان تناوب بلند در حوزه دور و نزدیک را مورد بررسی قرارداد. [۸]  
تاکاواکی و همکاران (۲۰۱۳)؛ ویژگی‌های پارامتری بسامد غالب، مدت و دامنه حرکت زمین با دوره تناوب بلند را مورد مطالعه قرار داد و تأثیر حرکت زمین با دوره تناوب بلند را بر طراحی ساختمان‌های بلند بررسی کرد. [۹]

هو و همکاران (۲۰۱۷)؛ حرکت زمین با تناوب بلند و تاثیر آن بر پاسخ لرزه ای ساختمان های بلندمرتبه را شبیه سازی کرد و به این نتیجه دست یافت که حرکت های زمین با تناوب زیاد بر ساختمان های بلندمرتبه تأثیر زیادی دارد، به ویژه ساختمان هایی که در رسوبات عمیق خاک قرار دارند، زیرا اثر خاک نرم امواج بلند مدت را تا حد زیادی تقویت می کند و منجر به افزایش تغییر شکل های ساختمان های بلند می شود. [۱۰]

اوه و همکاران (۲۰۲۰)؛ ویژگی های حرکات زمین با دوره تناوب بلند گسل حوزه دور را مورد مطالعه قرار داد و توزیع آسیب ساختمان ها را ارزیابی کرد. نتایج نشان داد که با افزایش دوره تناوب غالب حرکت زمین، روند توزیع آسیب مدل تحلیل در طبقه پایینی متمرکز شده و با افزایش دوره تناوب طبیعی پایه ساختمان، روند توزیع آسیب در طبقات بالاتر متمرکز می شود. [۱۱]

وانگ و همکاران (۲۰۲۱)؛ برای سه نوع حرکت زمین که شامل حرکات زمین معمولی، حرکات زمین با تناوب بلند هارمونیک حوزه دور، و حرکات زمین نوع تکان نزدیک به گسل، ۱۰ رکورد حرکت زمین برای هر نوع حرکت زمین انتخاب کرد و ویژگی ها و طیف پاسخ آنها را به صورت مدون بررسی کرد. [۱۲]

قلهکی، اصغری تکدام (۲۰۱۵)؛ رفتار ساختمان های کوتاه، متوسط و بلند با دیوار برشی فولادی نازک و اتصالات صلب تیر به ستون، تحت زلزله های نزدیک و دور از گسل را بررسی کردند. تحلیل ها به روش دینامیکی غیرخطی انجام شده و نتایج با یکدیگر مقایسه گردیده اند. یافته ها نشان می دهند که در ساختمان های کوتاه و متوسط (با دوره تناوب کمتر از ۰٫۶۷ ثانیه)، زلزله های دور از گسل تأثیر بیشتری بر پارامترهای پاسخ سازه دارند و این تأثیر بین ۱۱٪ تا ۳۷٪ بیشتر از زلزله های نزدیک گسل است. در مقابل، در ساختمان های بلند (با دوره تناوب بیش از ۰٫۶۷ ثانیه)، زلزله های نزدیک گسل اثر قابل توجه تری دارند و پارامترهای پاسخ سازه را حدود ۴۶٪ تا ۶۰٪ بیشتر از زلزله های دور از گسل تحت تأثیر قرار می دهند. [۱۳]

رزاز، شریعتمدار (۱۳۹۴)؛ مدل های اجزای محدود از دیوارهای برشی دو ساختمان ۱۰ و ۲۰ طبقه با استفاده از نرم افزار Abaqus ساخته و تحلیل غیرخطی تاریخچه زمانی تحت اثر دو زوج رکورد دور و نزدیک گسل بر روی آن ها انجام دادند. نتایج حاصل از این تحلیل ها نشان می دهد که نیازهای سازه ای در نواحی نزدیک گسل به طور قابل توجهی بیشتر از نواحی دور از گسل است. همچنین، افزایش ارتفاع تیر کوپله و پیروید طبیعی سازه منجر به کاهش اثرات زلزله های نزدیک گسل و در نتیجه کاهش خسارات وارده می شود. این یافته ها بر اهمیت در نظر گرفتن اثرات زلزله های میدان نزدیک در طراحی و تحلیل سازه های دارای دیوارهای برشی کوپله تأکید دارد و می تواند در بهبود روش های طراحی و کاهش خطرات ناشی از زلزله های نزدیک گسل مؤثر باشد. [۱۴]

مرتضایی، خیرالدین (۱۳۹۳)؛ این مقاله به بررسی روش های غیرخطی و تفاوت های موجود بین روش های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی برای تخمین نیازهای لرزه ای می پردازد. مقایسه نتایج حاصل از روش بار افزون با نتایج تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی نشان می دهد که روش های بار افزون در سطوح فوقانی سازه نیازهای لرزه ای را در حد پایین تری تخمین می زنند. این امر اهمیت ارتباط مشارکت مدهای بالاتر را در سازه های میان مرتبه و بلندمرتبه مشخص می نماید. [۱۵]

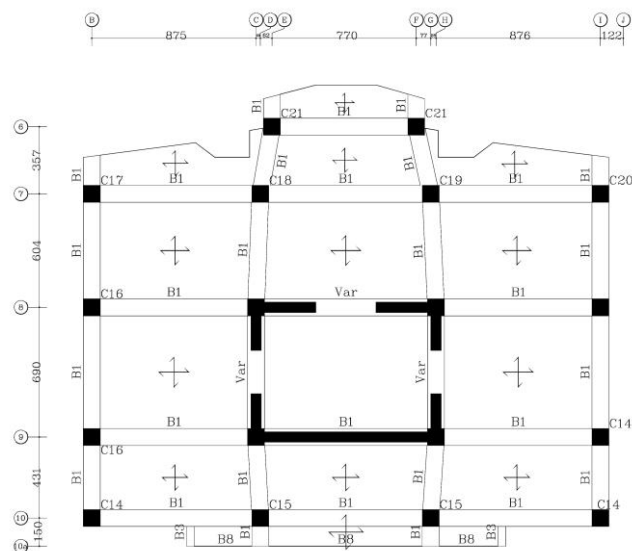
جین و همکاران (۲۰۲۳)؛ این مقاله رفتار لرزه ای و فروپاشی ساختمان های بلند فولادی تحت زلزله های با دوره تناوب طولانی (LPGMs) را بررسی می کند. با استفاده از آزمایشات میز لرزه ای و مدل سازی عددی، تأثیر تخریب اتصالات تیر-ستون و شکست خستگی بر کاهش سختی و مقاومت سازه ارزیابی شده است. نتایج نشان می دهند که زلزله های طولانی مدت می توانند ریسک فروپاشی سازه بلند را افزایش دهند. همچنین، یک مدل عددی برای شبیه سازی رفتار واقعی این ساختمان ها ارائه شده است. [۱۶]

### ۳-روش تحقیق

#### ۳-۱-مشخصات سازه موجود

در این مطالعه، یک ساختمان بلندمرتبه بتن آرمه موجود، با ارتفاع ۲۱۲٫۲ متر و ۳۵ طبقه، مورد بررسی قرار گرفته است. سیستم سازه ای به کاررفته در این ساختمان از نوع دوگانه و شامل قاب های خمشی بتنی و دیوارهای برشی است. ساختمان بر اساس آیین نامه های ACI318-14 و استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم طراحی شده است. مشخصات مدل استفاده شده به شرح زیر است:

سازه در منطقه با خطر نسبی زیاد طراحی شده است. خاک محل احداث تپ III فرض شده است. مقاومت فشاری بتن  $f'_c$  برای تیرها، ستون‌ها و دیوارهای برشی سازه در تمام طبقات ۳۵ مگاپاسکال در نظر گرفته شده است. آرماتورهای طولی و عرضی از نوع AIII با تنش تسلیم  $f_y = 400$  مگاپاسکال استفاده شده‌اند. سقف طبقات به صورت دال دو طرفه و دیافراگم کف هر طبقه به صورت صلب فرض شده است. شکل ۲ پلان معماری سازه مورد مطالعه را نشان می‌دهد. مشخصات ابعادی اعضای سازه در جدول ۱ تا ۴ آمده است.



شکل ۲. پلان تپ طبقات سازه مدل شده

جدول ۱. ابعاد ستون‌ها

| Story | Column Sections |           |           |            |           |           |           |           |
|-------|-----------------|-----------|-----------|------------|-----------|-----------|-----------|-----------|
|       | C14             | C15       | C16       | C17        | C18       | C19       | C20       | C21       |
| 1-10  | C90-40T25       | C90-56T25 | C90-40T25 | C90-40 T25 | C90-40T25 | C90-40T25 | C90-40T25 | C90-40T25 |
| 11-15 | C80-40T25       | C90-48T25 | C80-40T25 | C80-40T25  | C80-40T25 | C80-40T25 | C80-40T25 | C80-40T25 |
| 16-18 | C80-20T25       | C80-32T25 | C80-20T25 | C80-20T25  | C80-20T25 | C80-20T25 | C80-20T25 | C80-24T25 |
| 19-25 | C80-20T25       | C80-20T25 | C80-20T25 | C80-20T25  | C80-20T25 | C80-20T25 | C80-20T25 | C80-20T25 |
| 26-35 | C80-12T25       | C80-12T25 | C80-12T25 | C80-12T25  | C80-12T25 | C80-12T25 | C80-12T25 | C80-12T25 |

جدول ۵. مقادیر زمان تناوب سازه استخراج  
جدول ۴. ابعاد تیرها  
شده در مدل های خطی و غیر خطی

| Beam Lable | Beam Section |
|------------|--------------|
| B1         | 90x60        |
| B2         | 80x60        |
| B3         | 40x40        |
| B4         | 40x60        |
| B5         | 90x50        |
| B6         | 40x60        |
| B7         | 80x100       |
| B8         | 100x100      |
| B9         | 80x90        |

جدول ۳. ابعاد تیرهای همبند

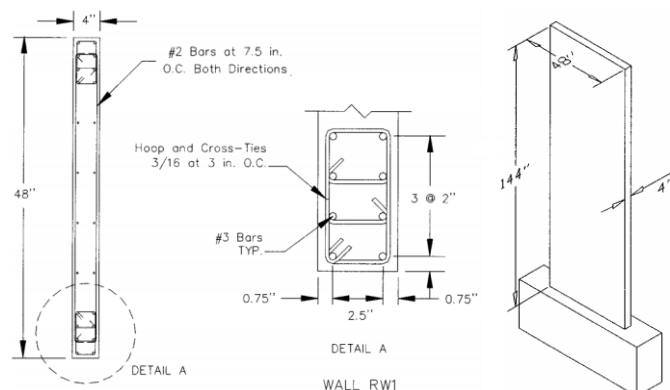
| Story | Spandrel Lable | Section |
|-------|----------------|---------|
| 1     | SP1            | 55x110  |
| 3-4   | SP2            | 55x300  |
| 5-20  | SP3            | 55x104  |
| 21-25 | SP4            | 50x130  |
| 26-28 | SP5            | 40x130  |
| 29-30 | SP6            | 30x130  |
| 31-34 | SP7            | 20x130  |

جدول ۲. ضخامت دیوار برشی در طبقات

| Wall.1 |                           |
|--------|---------------------------|
| Story  | Shear Wall Thickness (cm) |
| 1-20   | 55                        |
| 21-25  | 50                        |
| 26-28  | 40                        |
| 29-30  | 30                        |
| 31-34  | 20                        |

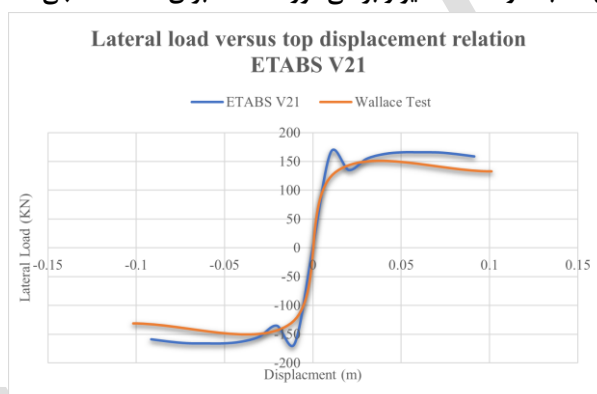
### ۳-۲- صحت سنجی

برای اطمینان از دقت مدل سازی و اعتبار نتایج این مطالعه که با استفاده از نرم افزار ETABS انجام شده، دو روند بررسی شده است. ابتدا، به منظور صحت سنجی، زمان تناوب سازه به عنوان یکی از معیارهای وابسته به مدل سازه در دو مدل ایجاد شده خطی و غیر خطی در نرم افزار ETABS مقایسه گردید. نتایج موجود (جدول ۱) نشان دهنده مقادیر زمان تناوب این مدل ها است. اختلاف ناچیز بین زمان تناوب ها نشان دهنده همخوانی بالای مدل های سازه در نرم افزار است. از این رو، نتایج به دست آمده از تحلیل های انجام شده معتبر و قابل اطمینان می باشد. علاوه بر این، جهت بررسی صحت مدل سازی، در این مطالعه مقادیر منحنی رفتاری برای یک دیوار برشی که در آزمایشگاه بررسی شده، در نرم افزار ETABS V21 مدل سازی، طراحی و تحلیل شده و مورد ارزیابی قرار گرفته است. این دیوار برشی (شکل ۳) با مطالعه آزمایشگاهی انجام شده توسط John Thomsen و John Wallace [۱۷] در سال ۲۰۰۴ که برای کمیته محققین آیین نامه ASCE ارائه شده بود، مقایسه شده است. مدل نرم افزاری بادقت و با در نظر گرفتن زوال مقاومت و سختی، به گونه ای طراحی و مدل سازی شده که به طور دقیق با مدل آزمایشگاهی مطابقت داشته باشد. منحنی رفتاری این مدل نیز از طریق تحلیل استاتیکی غیر خطی به دست آمده است. همان طور که در مقایسه منحنی رفتاری دیوار برشی حاصل از نتایج آزمایشگاهی و منحنی رفتاری دیوار برشی حاصل از نتایج نرم افزار ETABS (شکل ۴) مشاهده می شود، مقدار متوسط خطای محاسباتی حدود ۱۰ درصد بوده که در محدوده قابل قبول قرار دارد.



| ETABS V21 Linear Model |              | ETABS V21 Nonlinear Model |              |
|------------------------|--------------|---------------------------|--------------|
| Mode Number            | Period (Sec) | Mode Number               | Period (Sec) |
| 1                      | 4.496        | 1                         | 4.325        |
| 2                      | 4.447        | 2                         | 4.043        |
| 3                      | 1.713        | 3                         | 2.624        |
| 4                      | 1.028        | 4                         | 1.195        |
| 5                      | 0.978        | 5                         | 1.073        |
| 6                      | 0.515        | 6                         | 0.849        |
| 7                      | 0.441        | 7                         | 0.584        |
| 8                      | 0.406        | 8                         | 0.562        |
| 9                      | 0.338        | 9                         | 0.432        |
| 10                     | 0.268        | 10                        | 0.385        |
| 11                     | 0.251        | 11                        | 0.374        |
| 12                     | 0.226        | 12                        | 0.295        |
| 13                     | 0.193        | 13                        | 0.276        |
| 14                     | 0.187        | 14                        | 0.266        |
| 15                     | 0.172        | 15                        | 0.235        |
| 16                     | 0.159        | 16                        | 0.216        |
| 17                     | 0.149        | 17                        | 0.196        |
| 18                     | 0.143        | 18                        | 0.194        |
| 19                     | 0.138        | 19                        | 0.178        |
| 20                     | 0.124        | 20                        | 0.167        |
| 21                     | 0.122        | 21                        | 0.156        |
| 22                     | 0.114        | 22                        | 0.151        |
| 23                     | 0.106        | 23                        | 0.145        |
| 24                     | 0.103        | 24                        | 0.131        |
| 25                     | 0.095        | 25                        | 0.13         |
| 26                     | 0.093        | 26                        | 0.125        |
| 27                     | 0.086        | 27                        | 0.113        |

شکل ۳. ابعاد و هندسه دیوار برشی مورد مطالعه برای صحت سنجی



#### ۴-مدل سازی و تحلیل ها

در مرحله اول ساختمان با روش تحلیل دینامیکی طیفی خطی تحلیل و طراحی می شود و ابعاد و مشخصات اعضای سازه تعیین می گردد. سازه به صورت ارتجاعی رفتار می کند و نیازی به مدل سازی غیرخطی نیست. برای ساختمان بلند، سختی و مقاومت به گونه ای تعیین می شود که عملکرد استفاده بی وقفه (IO) را ضمنی ارضا کند. تحلیل نسبت نیرو به ظرفیت (DCR) انجام می شود تا نیروها و تغییر شکل ها کنترل شوند، به امید اینکه در تحلیل دینامیکی غیرخطی برای زلزله های بیشینه در نظر گرفته شده (MCE) معیارهای پیشگیری از فروریزش (CP) را پاسخگو باشند

##### ۴-۱-روش تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی

تحلیل تاریخچه زمانی دینامیکی غیرخطی یک تکنیک محاسباتی پیچیده است که در مهندسی سازه برای شبیه سازی و پیش بینی رفتار سازه های تحت بارهای دینامیکی در طول زمان استفاده می شود. برخلاف روش های تحلیل خطی که روابط بین بارهای اعمال شده و پاسخ سازه را خطی فرض می کنند، تحلیل تاریخچه زمانی دینامیکی غیرخطی رفتار غیرخطی را هم در خواص مواد و هم در هندسه سازه در نظر می گیرد.

غیرخطی بودن مصالح به رفتار غیرخطی مواد تحت بار، مانند بتن در حال ترک خوردگی یا تسلیم فولاد اشاره دارد. مدل های مواد برای ثبت این ویژگی های غیرخطی، با در نظر گرفتن عواملی مانند سخت شدن کرنش، نرم شدن، و پسماند استفاده می شوند. تغییر شکل ها و چرخش های بزرگ در سازه ها می تواند منجر به غیرخطی شدن هندسی شود. این اثرات در سازه های تحت بارگذاری دینامیکی قابل توجه می شود. تحلیل تاریخچه زمانی دینامیکی غیرخطی انواع مختلفی از بارهای دینامیکی را در نظر می گیرد، از جمله

حرکات زمین‌لرزه‌ای، بارهای انفجار، ارتعاشات ناشی از ماشین‌آلات. این بارها معمولاً توسط تاریخچه‌های زمانی نشان داده می‌شوند که تغییرات آنها را در طول زمان توصیف می‌کند.

#### ۲-۴- معیارهای انتخاب رکورد زلزله

یکی از موضوعات حساس و مهم در تحلیل سازه‌هاست. این انتخاب تأثیر قابل توجهی بر نتایج نهایی دارد، زیرا نتایج تحلیل به شدت وابسته به رکوردهای زلزله مورد استفاده هستند. بنابراین، ضروری است که رکوردهای انتخاب شده تمامی حالات رفتاری سازه را، از رفتار ارتجاعی و فرارترجاعی تا خرابی کامل، پوشش دهند. با توجه به این موارد و به منظور تأمین الزامات دستورالعمل TBI2017، حداقل ۱۱ جفت شتاب‌نگاشت شامل یک مجموعه رکورد با زمان تناوب غالب بلند و یک مجموعه با زمان تناوب غالب کوتاه انتخاب شده‌اند. در طراحی ساختمان‌های بلند، رکوردهای با زمان تناوب غالب بلند اهمیت بیشتری دارند؛ از این رو، رکوردهای انتخابی باید دارای چنین ویژگی‌ای باشند (یعنی زمان تناوب غالب آنها بیش از ۱ ثانیه باشد). مجموعه انتخاب شده، مطابق با جدول ۶، شامل ۱۳ رکورد زلزله است که بر اساس معیارهای تعیین شده در دستورالعمل TBI2017 انتخاب شده‌اند. این رکوردها از پایگاه PEER، بر مبنای طیف ویژه ساختگاه سازه مورد مطالعه و با دوره بازگشت ۲۴۷۵ سال، برای دستیابی به زلزله سطح خطر MCER مقیاس شده‌اند.

جدول ۶. مشخصات شتاب نگاشت زلزله های انتخاب شده در این مطالعه

| Record Sequence Number | Earthquake Name     | Earthquake Name ETABS | Station Name                      | Year | Magnitude | Mechanism   | Rjb (km) | Rrup (km) | Vs30 (m/sec) | Lowest Useable Frequency (Hz) | Predominant Period (sec) | PGA (g) |
|------------------------|---------------------|-----------------------|-----------------------------------|------|-----------|-------------|----------|-----------|--------------|-------------------------------|--------------------------|---------|
| 35                     | "Northern Calif-06" | Ncalif                | "Hollister City Hall"             | 1967 | 5.2       | Strike Slip | 37.11    | 37.69     | 198.77       | 0.375                         | 0.62                     | 0.057   |
| 850                    | "Landers"           | Landers               | "Desert Hot Springs"              | 1992 | 7.28      | Strike Slip | 21.78    | 21.78     | 359          | 0.07                          | 0.36                     | 0.596   |
| 1100                   | "Kobe_Japan"        | Kobe                  | "Abeno"                           | 1995 | 6.9       | Strike Slip | 24.85    | 24.85     | 256          | 0.025                         | 0.38                     | 0.609   |
| 1174                   | "Kocaeli_Turkey"    | Kocaeli               | "Tosya"                           | 1999 | 7.51      | Strike Slip | 256.55   | 256.94    | 361.8        | 0.0375                        | 1.62                     | 0.040   |
| 1637                   | "Manjil_Iran"       | Manjil                | "Rudsar"                          | 1990 | 7.37      | Strike Slip | 63.96    | 64.47     | 242.05       | 0.25                          | 0.28                     | 0.318   |
| 2459                   | "Chi-Chi_Taiwan-03" | ChiChi                | "CHY026"                          | 1999 | 6.2       | Reverse     | 38.3     | 38.88     | 226.01       | 0.07                          | 2.54                     | 0.272   |
| 3757                   | "Landers"           | Landers2              | "North Palm Springs Fire Sta #36" | 1992 | 7.28      | Strike Slip | 26.95    | 26.95     | 367.84       | 0.1125                        | 0.24                     | 0.438   |
| 4857                   | "Chuetsu-oki_Japan" | Chuets                | "Kamo Kouiti Town"                | 2007 | 6.8       | Reverse     | 29.15    | 33.86     | 366.23       | 0.25                          | 1.06                     | 0.272   |
| 5745                   | "Iwate_Japan"       | Iwate                 | "YMT002"                          | 2008 | 6.9       | Reverse     | 36.92    | 38.91     | 365.59       | 0.025                         | 0.1                      | 0.440   |
| 5784                   | "Iwate_Japan"       | Iwate2                | "Sake City"                       | 2008 | 6.9       | Reverse     | 35.11    | 35.12     | 303.6        | 0.05                          | 0.88                     | 0.652   |
| 8487                   | "Parkfield-02_CA"   | Park                  | "Monarch Peak"                    | 2004 | 6         | Strike Slip | 29.31    | 29.43     | 308          | 0.0875                        | 0.96                     | 0.108   |
| 8626                   | "40204628"          | RSN8626               | "Livermore; Fire Station 6"       | 2007 | 5.45      | Strike Slip | 26.06    | 26.62     | 282.81       | 0.3125                        | 0.5                      | 0.050   |
| 8655                   | "40204628"          | RSN8655               | "Mt View Fire Sta 5"              | 2007 | 5.45      | Strike Slip | 25.15    | 25.51     | 258.1        | 0.175                         | 0.22                     | 0.064   |

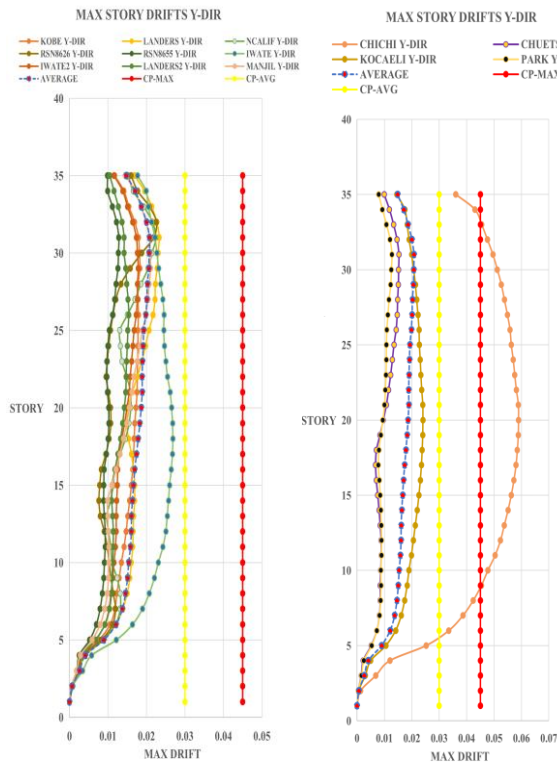


## ۵- منحنی‌های تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی

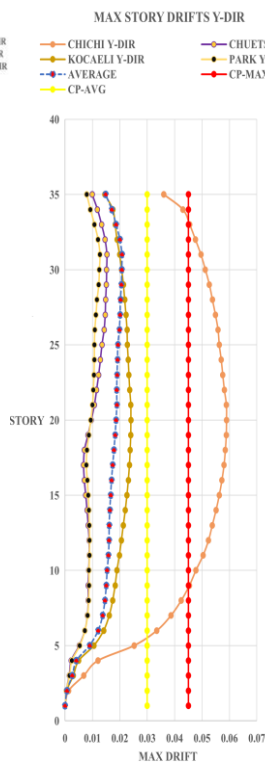
در این بخش، با استفاده از نتایج تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی در نرم‌افزار ETABS V21، معیارهای پذیرش عملکردی سازه بلند مورد مطالعه طبق ضوابط دستورالعمل TBI2017 مورد بررسی قرار می‌گیرد.

### ۵-۱- کنترل تغییر مکان جانبی نسبی بیشینه طبقه

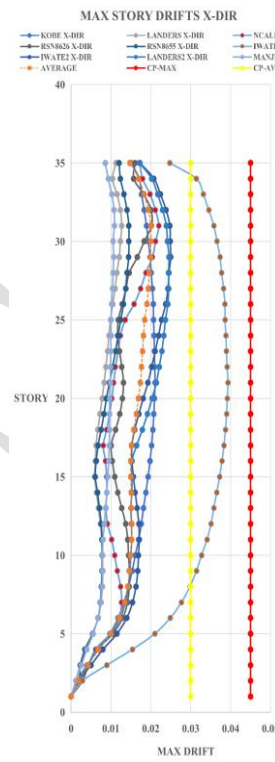
دستورالعمل TBI2017 حدود مجاز تغییر مکان جانبی نسبی بیشینه را با صرف نظر از روش تحلیل در هر مکان از طبقه در امتداد هر یک از دو محور اصلی ساختمان برای میانگین همه رکوردهای زلزله به ۳ درصد و برای هر رکورد زلزله به ۴/۵ درصد در هر طبقه محدود کرده است تا ایمنی سازه‌ها تضمین شود. در شکل‌های ۵ تا ۸ تغییر مکان جانبی نسبی بیشینه طبقه برای سازه مورد مطالعه ارائه شده است.



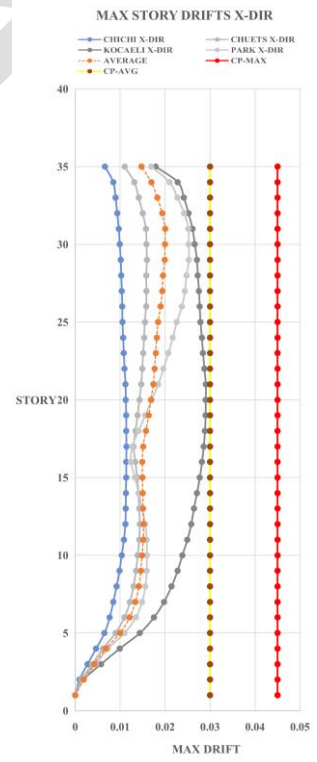
شکل ۸. تغییر مکان جانبی نسبی‌های حداکثر طبقه تحت رکوردهای زمان تناوب کوتاه در جهت Y



شکل ۷. تغییر مکان جانبی نسبی‌های حداکثر طبقه تحت رکوردهای زمان تناوب بلند در جهت Y



شکل ۶. تغییر مکان جانبی نسبی‌های حداکثر طبقه تحت رکوردهای زمان تناوب کوتاه در جهت X

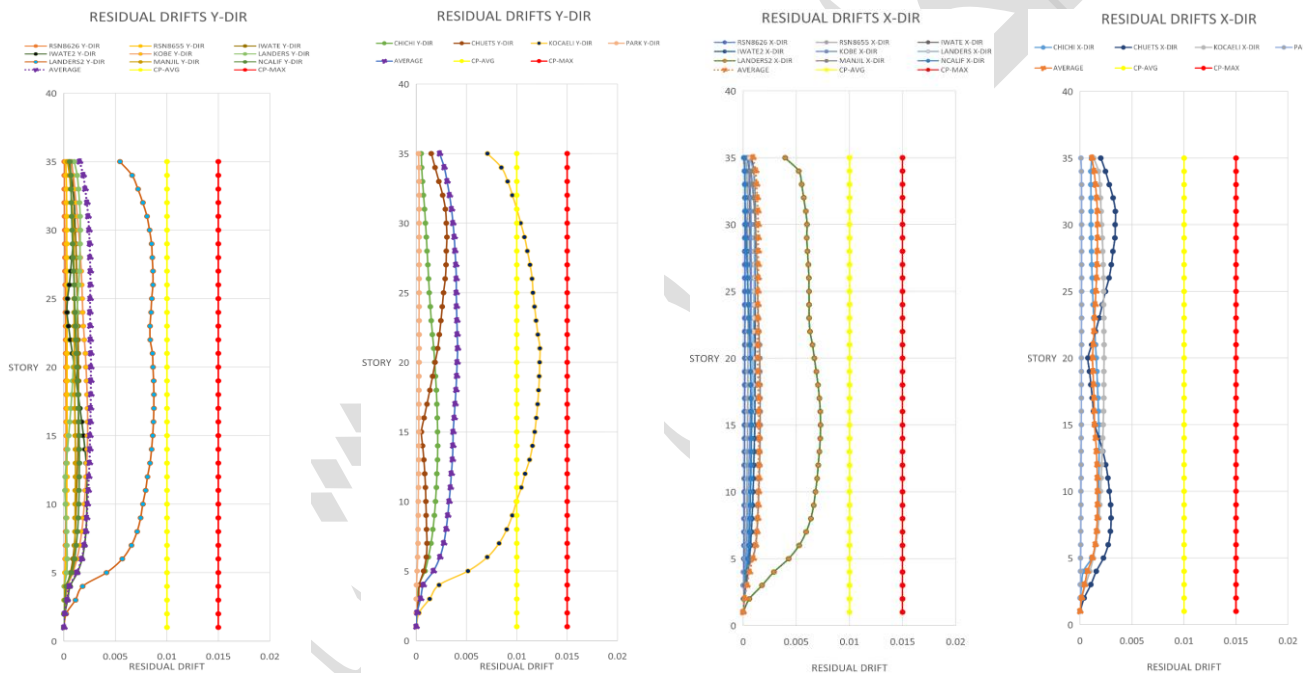


شکل ۵. تغییر مکان جانبی نسبی‌های حداکثر طبقه تحت رکوردهای زمان تناوب بلند در جهت X

همان‌طور که در شکل‌های ۵ تا ۸ مشاهده می‌شود در همه رکوردها به جز رکورد زلزله Chichi در جهت Y سازه مقادیر دریافت حداکثر در محدوده مجاز قرار دارد. همچنین مقادیر تغییر مکان جانبی نسبی حداکثر برای زلزله‌های با زمان تناوب بلند نسبت به زلزله‌های با زمان تناوب کوتاه در سازه مورد مطالعه به طور میانگین در جهت X حدود ۰.۴٪ و در جهت Y حدود ۰.۵۲٪ افزایش یافته است.

## ۵-۲- کنترل تغییرمکان جانبی نسبی ماندگار

دستورالعمل TBI2017 حدود مجاز تغییرمکان جانبی نسبی ماندگار را در هر مکان از طبقه در امتداد هر یک از دو محور اصلی ساختمان برای میانگین همه رکوردهای زلزله به ۱ درصد و برای هر رکورد زلزله به ۱/۵ درصد در هر طبقه محدود کرده است. در شکل های ۹ تا ۱۲ تغییرمکان جانبی نسبی ماندگار طبقات برای سازه مورد مطالعه ارائه شده است. همان طور که (در شکل های ۹ تا ۱۲) دیده می شود تمام رکورد های زلزله، معیار های پذیرش تغییرمکان جانبی نسبی ماندگار را جوابگو هستند. همانطور که مشاهده می شود مقادیر تغییرمکان جانبی نسبی ماندگار برای زلزله های با زمان تناوب بلند نسبت به زلزله های با زمان تناوب کوتاه در سازه مورد مطالعه به طور میانگین در جهت X حدود ۰.۹٪ و در جهت Y حدود ۰.۳۳٪ افزایش یافته است.



شکل ۱۲. تغییرمکان جانبی نسبی ماندگار طبقات تحت رکوردهای زمان تناوب کوتاه در جهت Y

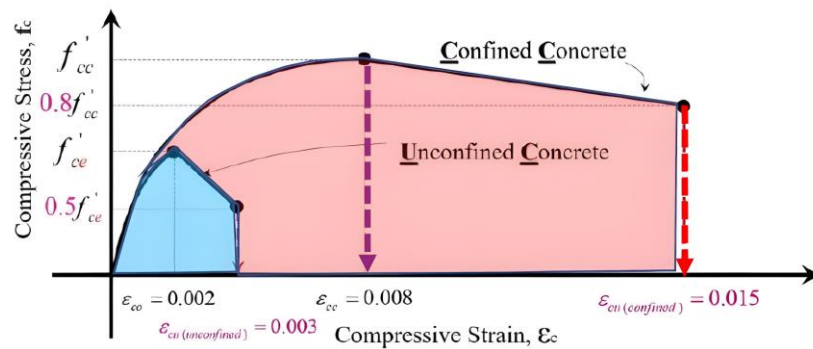
شکل ۱۱. تغییرمکان جانبی نسبی ماندگار طبقات تحت رکوردهای زمان تناوب بلند در جهت Y

شکل ۱۰. تغییرمکان جانبی نسبی ماندگار طبقات تحت رکوردهای زمان تناوب کوتاه در جهت X

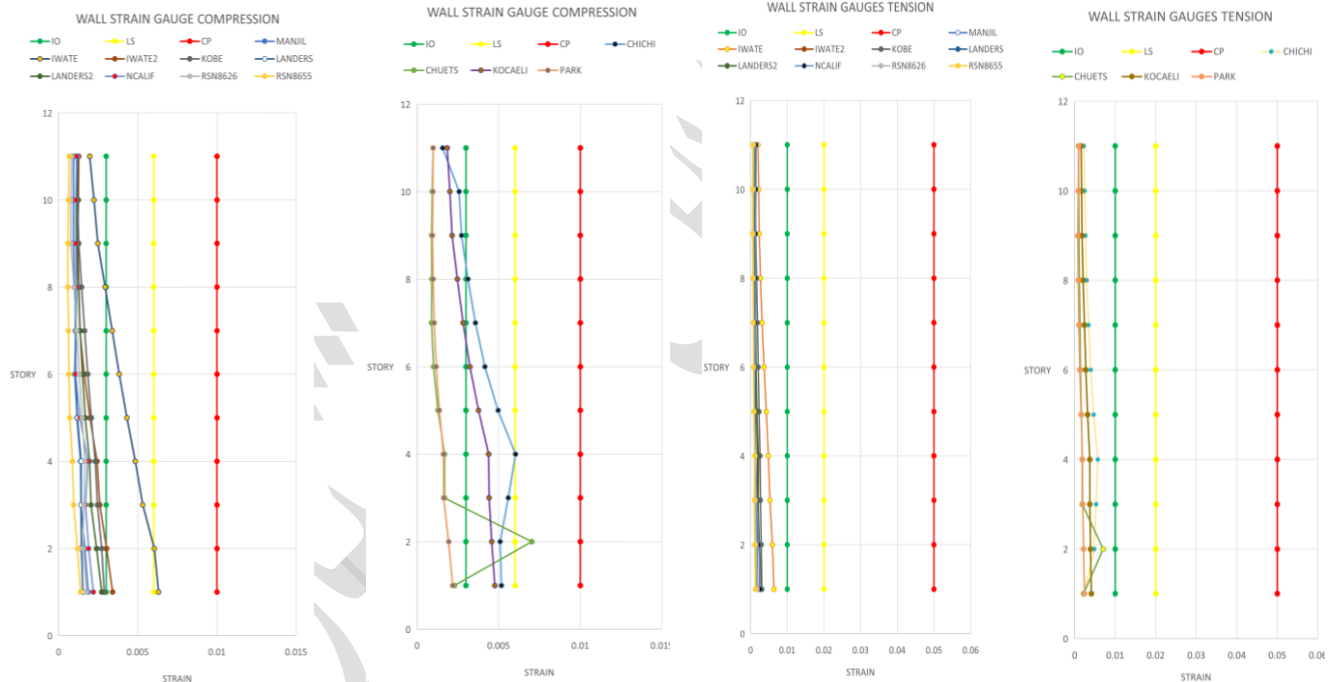
شکل ۹. تغییرمکان جانبی نسبی ماندگار طبقات تحت رکوردهای زمان تناوب بلند در جهت X

### ۵-۳- کنترل کرنش سنج ها از طریق نمودار

حالت حدی CP برای کرنش بتن دیوار برشی: طبق مدل بتن محصور شده ACI318، عناصر مرزی ویژه در کرنش  $0.008$  به حداکثر تنش قابل تحمل خود می رسد. بنابراین مقدار  $80\%$  درصد حداکثر مقدار تنش را که کرنش فشاری که  $0.015\delta u$  می باشد (شکل ۱۳) به عنوان معیار پذیرش بتن محصور شده دیوار برای سطح عملکرد CP در نظر گرفته می شود. در شکل های ۱۴ تا ۱۷ مقادیر کرنش سنج های دیوار برشی سازه مورد مطالعه ارائه شده است.



شکل ۱۳. کرنش بتن محصور شده طبق مدل ACI318



شکل ۱۷. کرنش فشاری بتن دیوار برشی برای رکوردهای زمان تناوب کوتاه

شکل ۱۶. کرنش فشاری بتن دیوار برشی برای رکوردهای زمان تناوب بلند

شکل ۱۵. کرنش کششی آرماتورهای دیوار برشی برای رکوردهای زمان تناوب کوتاه

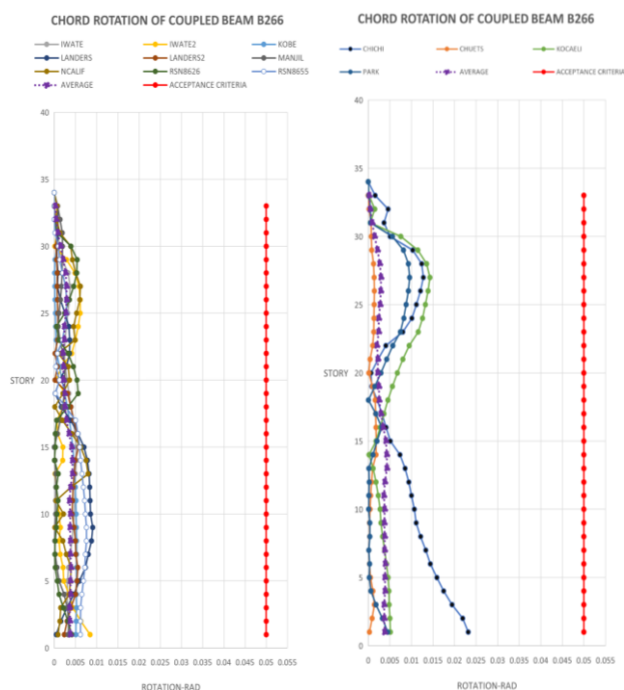
شکل ۱۴. کرنش کششی آرماتورهای دیوار برشی برای رکوردهای زمان تناوب بلند

طبق شکل ۱۴ تا ۱۷ کرنش فشاری و کششی نظیر هیچ یک از رکورد های زلزله سطح عملکرد CP را رد نکرده است. همانطور که مشاهده می شود مقادیر کرنش های فشاری بتن دیوارها برای زلزله های با زمان تناوب بلند نسبت به زلزله های با زمان تناوب کوتاه در

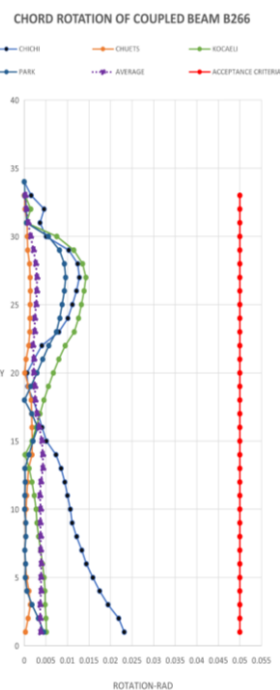
سازه مورد مطالعه به طور میانگین حدود ۸۳٪ و کرنش های کششی آرماتور های دیوار برشی به طور میانگین حدود ۴۵٪ افزایش یافته است.

#### ۵-۴- کنترل CHORD ROTATION

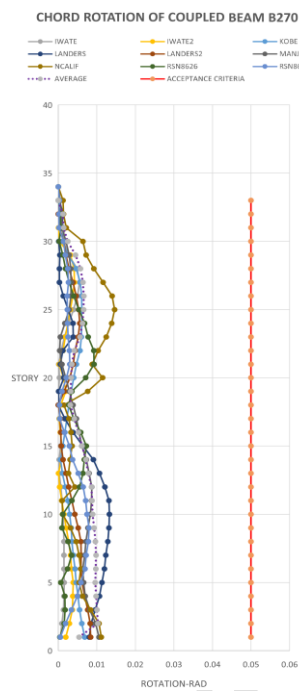
کنترل چرخش نسبی مفاصل تیرهای همبند، به تغییر زاویه ای که بین ابتدا و انتهای یک تیر همبند رخ می دهد، گفته می شود. این چرخش ها می توانند در اثر نیروهای لرزه ای یا بارهای دیگر ایجاد شوند و می توانند به تغییر شکل های فرار تجمعی منجر شوند که بر پایداری و ایمنی ساختمان تأثیر می گذارد. مقادیر مجاز چرخش نسبی مفاصل تیرهای همبند طبق دستورالعمل TBI2017 برابر با ۰٫۰۵ رادیان می باشد. در شکل های ۱۸ تا ۲۳ چرخش نسبی مفاصل تیرهای همبند برای دیوارهای برشی ارائه شده است.



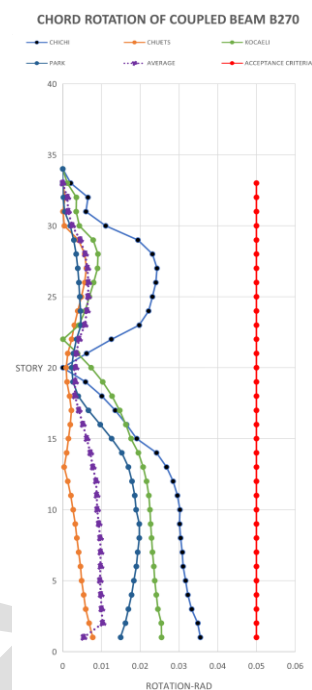
شکل ۲۱. کنترل Chord Rotation تیر همبند جهت غربی پلان برای رکوردهای زمان تناوب کوتاه



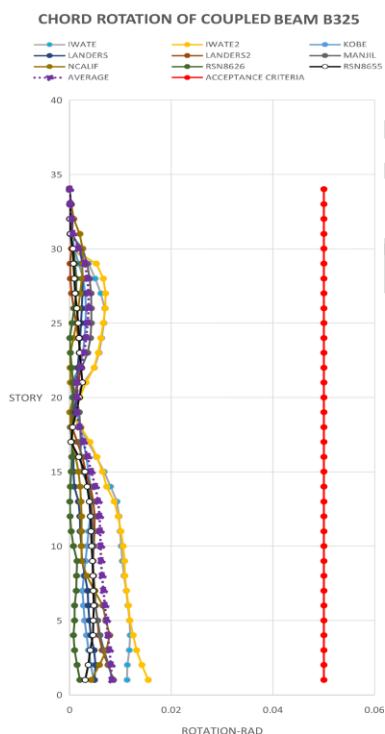
شکل ۲۰. کنترل Chord Rotation تیر همبند جهت غربی پلان برای رکوردهای زمان تناوب بلند



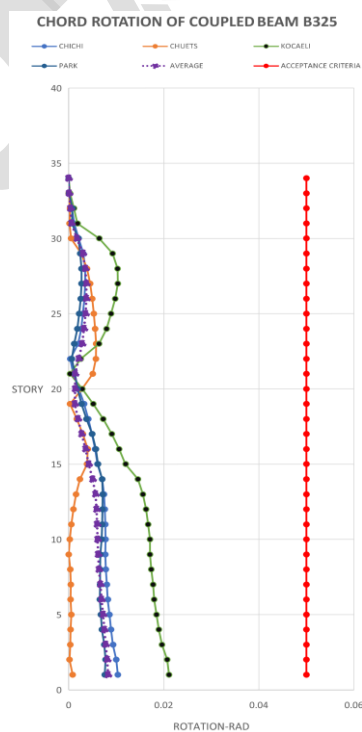
شکل ۱۹. کنترل Chord Rotation تیر همبند جهت شرقی پلان برای رکوردهای زمان تناوب کوتاه



شکل ۱۸. کنترل Chord Rotation تیر همبند جهت شرقی پلان برای رکوردهای زمان تناوب بلند



شکل ۲۳. کنترل Chord Rotation تیر همبند جهت شمالی پلان برای رکوردهای زمان تناوب کوتاه



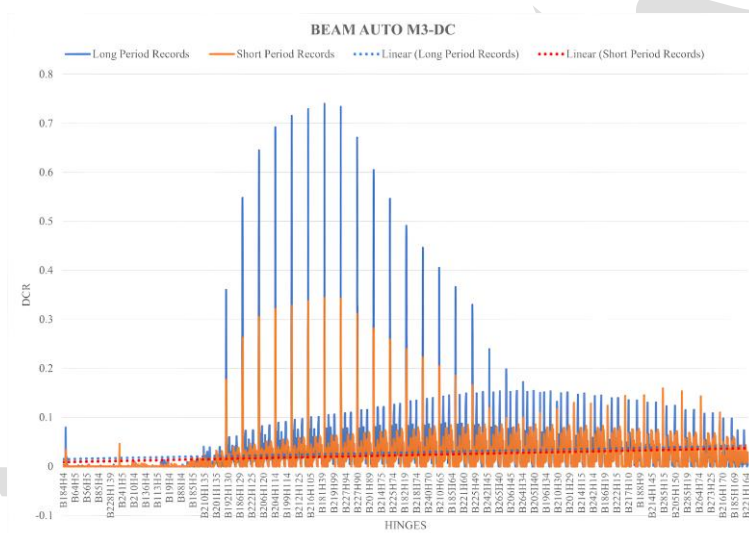
شکل ۲۲. کنترل Chord Rotation تیر همبند جهت شمالی پلان برای رکوردهای زمان تناوب بلند

طبق شکل‌های ۱۸ تا ۲۳، کنترل Chord Rotation انجام شده روی تیرهای همبند سازه مورد مطالعه سطح عملکرد CP را پاسخگو بوده است. همانطور که مشاهده می‌شود مقادیر Chord Rotation برای زلزله‌های با زمان تناوب بلند نسبت به زلزله‌های با زمان تناوب کوتاه در سازه مورد مطالعه در تیرهای B266، B270 و B322 به طور میانگین به ترتیب ۳۹٪، ۴۲٪ و ۲۷٪ افزایش یافته است.

#### ۵-۵- نتایج DCR مفاصل فرار تجمعی و فایبرهای اعضا برای سطح عملکرد CP

##### ۵-۵-۱- نتایج DCR مفاصل فرار تجمعی تیرها برای تلاش M3(DC)

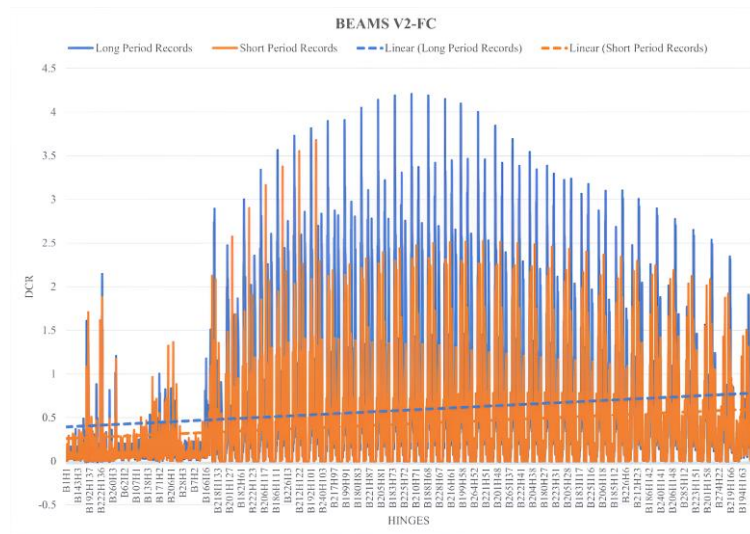
طبق شکل ۲۴، DCR مفاصل فرار تجمعی تیرها برای تلاش M3(DC)، کوچکتر از ۱ بوده و سطح عملکرد CP را پاسخگو بوده است. مقادیر DCR برای زلزله‌های با زمان تناوب بلند نسبت به زلزله‌های با زمان تناوب کوتاه در تیرها به طور میانگین ۲۰٪ افزایش یافته است.



شکل ۲۴. نتایج DCR مفاصل فرار تجمعی تیرها برای تلاش M3(DC)

##### ۵-۵-۲- نتایج DCR مفاصل فرار تجمعی تیرها برای تلاش V2(FC)

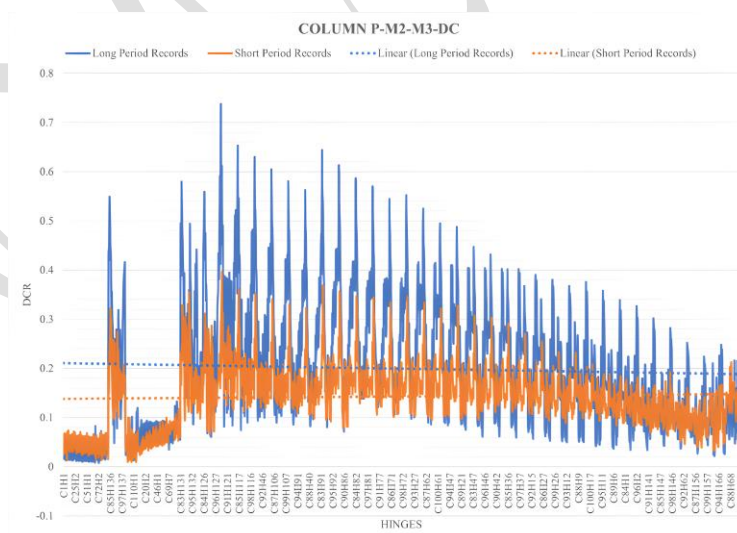
طبق شکل ۲۵، کنترل DCR مفاصل پلاستیک تیرها برای تلاش V2(FC)، بزرگتر از ۱ بوده و سطح عملکرد CP را پاسخگو نبوده است. مقادیر DCR برای زلزله‌های با تناوب بلند نسبت به زلزله‌های با زمان تناوب کوتاه در تیرها به طور میانگین ۱۰٪ افزایش یافته است.



شکل ۲۵. نتایج DCR مفصل فرار تجمعی تیرها برای تلاش V2(FC)

#### ۵-۳-۵ نتایج DCR فایبر ستون‌ها برای تلاش P-M2-M3(DC)

طبق شکل ۲۶، کنترل DCR فایبر ستون‌ها برای تلاش P-M2-M3(DC)، کوچکتر از ۱ بوده و سطح عملکرد CP را پاسخگو بوده است. مقادیر DCR برای زلزله‌های با تناوب بلند نسبت به زلزله‌های با زمان تناوب کوتاه در ستون‌ها به طور میانگین ۳۹٪ افزایش یافته است.

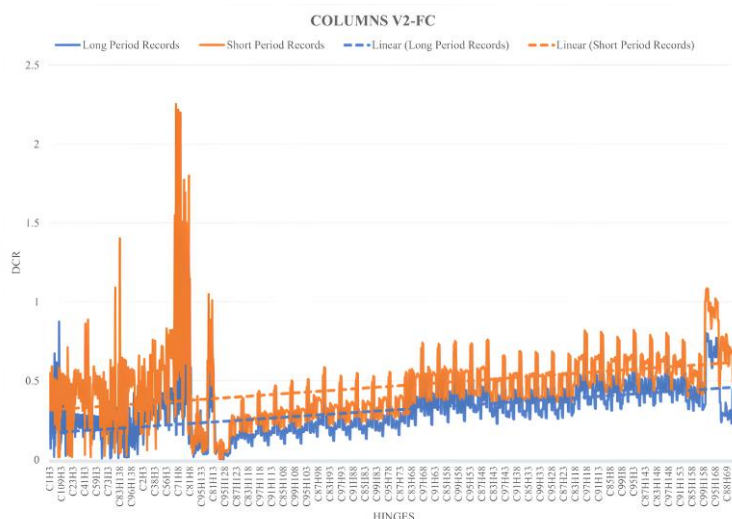


شکل ۲۶. نتایج DCR فایبر ستون‌ها برای تلاش P-M2-M3(DC)



#### ۵-۴-۵ نتایج DCR مفاصل فرار تجمعی ستون‌ها برای تلاش V2(FC)

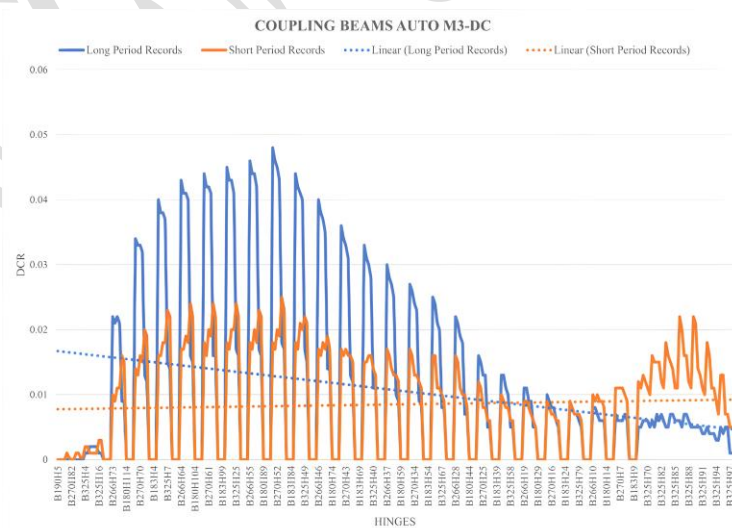
طبق شکل ۲۷، کنترل DCR مفاصل فرار تجمعی ستون‌ها برای تلاش V2(FC)، برای زلزله‌های با تناوب کوتاه، بیشتر از ۱ بوده و سطح عملکرد CP را رد کرده است. مقادیر DCR برای زلزله‌های با زمان تناوب بلند نسبت به زلزله‌های با تناوب کوتاه در ستون‌ها به طور میانگین ۳۲٪ کاهش یافته است.



شکل ۲۷. نتایج DCR مفاصل فرار تجمعی ستون‌ها برای تلاش V2(FC)

#### ۵-۵-۵ نتایج DCR مفاصل فرار تجمعی تیرهای همبند برای تلاش M3(DC)

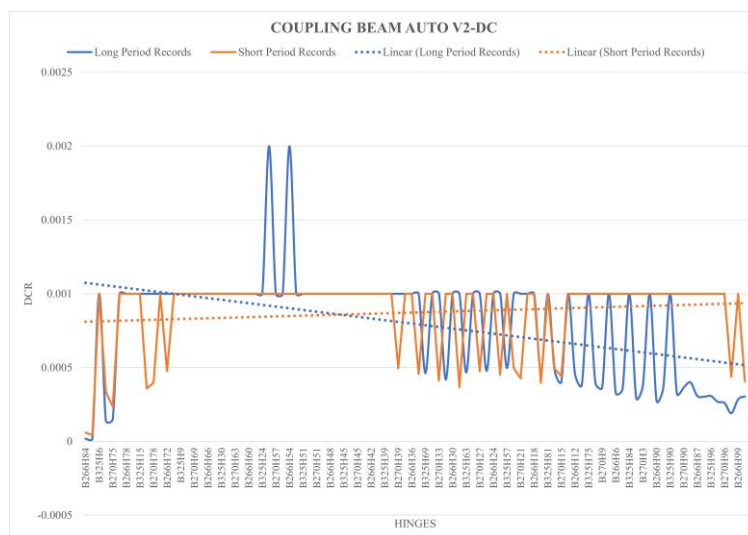
طبق شکل ۲۸، کنترل DCR تیرهای همبند برای تلاش M3(DC)، کمتر از ۱ بوده و سطح عملکرد CP را پاسخگو است. مقادیر DCR برای زلزله‌های با تناوب بلند نسبت به زلزله‌های با زمان تناوب کوتاه در تیرهای همبند به طور میانگین ۲۱٪ کاهش یافته است.



شکل ۲۸. نتایج DCR مفاصل فرار تجمعی تیرهای همبند برای تلاش M3(DC)

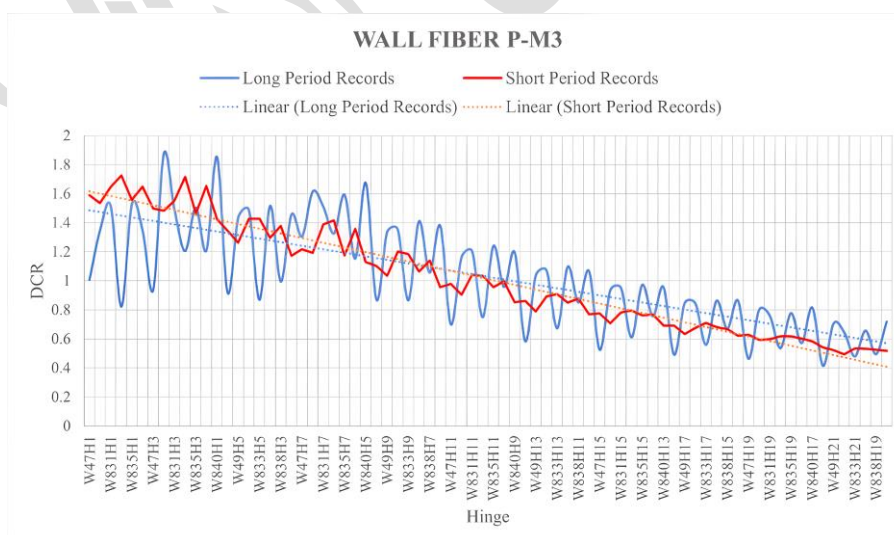


۵-۶-نتایج DCR مفاصل فرار تجمعی تیرهای همبند برای تلاش V2(DC)  
 طبق شکل ۲۹، کنترل DCR تیرهای همبند برای تلاش V2(DC)، کمتر از ۱ بوده و سطح عملکرد CP را پاسخگو است. مقادیر DCR برای زلزله های با زمان تناوب بلند نسبت به زلزله های با زمان تناوب کوتاه در تیرهای همبند به طور میانگین ۱۰٪ کاهش یافته است.



شکل ۲۹. نتایج DCR مفاصل فرار تجمعی تیرهای همبند برای تلاش V2(DC)

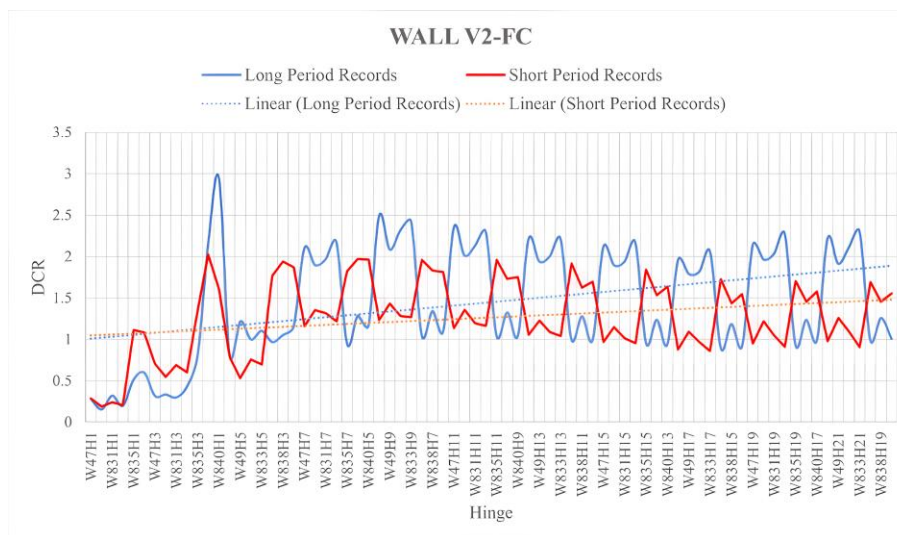
۵-۷-نتایج DCR فایبر دیوارهای برشی برای تلاش P-M3(DC)  
 طبق شکل ۳۰، کنترل DCR فایبر دیوارهای برشی برای تلاش P-M3(DC)، بیشتر از ۱ بوده و سطح عملکرد CP را رد است. مقادیر DCR برای زلزله های با پریود بلند نسبت به زلزله های با پریود کوتاه در دیوارهای برشی به طور میانگین ۲٪ افزایش یافته است.



شکل ۳۰. نتایج DCR فایبر دیوارهای برشی برای تلاش P-M3(DC)

#### ۵-۵-۸- نتایج DCR مفصل دیوارهای برشی برای تلاش V2(FC)

طبق شکل ۳۱، کنترل DCR مفصل دیوارهای برشی برای تلاش V2(FC)، بیشتر از ۱ بوده و سطح عملکرد CP را رد است. مقادیر DCR برای زلزله های با پریود بلند نسبت به زلزله های با پریود کوتاه در دیوارهای برشی به طور میانگین ۱۳٪ افزایش یافته است.



شکل ۳۱. نتایج DCR مفصل دیوارهای برشی برای تلاش V2(FC)

#### ۶- نتیجه گیری

باتوجه به نتایج این مطالعه، می توان نتیجه گیری کرد که رفتار سازه بلند با سیستم دوگانه بتن آرمه تحت شتاب نگاشت های زمان تناوب بلند نسبت به شتاب نگاشت های زمان تناوب کوتاه به علت وقوع پدیده تشدید بحرانی تر است. سازه بلند موجود طراحی شده با آیین نامه های تجویزی ایران معیارهای پذیرش عملکردی دستورالعمل TBI2017 را در برخی موارد ارضا نمی کند. مواردی مثل برش در تیرها و ستون ها و دیوارهای برشی و همچنین اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی در دیوارهای برشی از جمله مواردی هستند که در این مطالعه جوابگو معیارهای پذیرش نبوده اند. در پایان باید توجه داشت که نتایج به دست آمده از این پژوهش، به دلیل انجام تحلیل ها و بررسی ها بر روی یک مدل سازه ای خاص، قابلیت تعمیم به انواع دیگر سازه ها را ندارند. این نتایج مختص این سازه با شرایط محیطی محل ساخت و همچنین شرایط سازه ای هستند. با این وجود، این نتایج می توانند نمونه ای از اختلاف عملکرد سازه بلند طراحی شده با آیین نامه های تجویزی و طراحی بر اساس عملکرد در هنگام وقوع زلزله، با نتایج پیشنهادی توسط دستورالعمل TBI2017 را نشان دهند.

#### مراجع

- [۱] Sindel, Z., R. Akbaş, and S.S. Tezcan, *Drift control and damage in tall buildings*. Engineering structures, 1996. 18(12): p. 957-966.
- [۲] Li, Q., et al., *Full scale measurements of wind effects on tall buildings*. Journal of wind engineering and industrial aerodynamics, 1998. 74: p. 741-750.

- [۳] Shen, J., et al., *Nonlinear dynamic analysis of frame-core tube building under seismic sequential ground motions by a supercomputer*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2019. 124: p. 86-97.
- [۴] Muho, E.V., J. Qian, and D.E. Beskos, *Modal behavior factors for the performance-based seismic design of R/C wall-frame dual systems and infilled-MRFs*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2020. 129.
- [۵] Sattar, S., et al., *Implementing the performance-based seismic design for new reinforced concrete structures: Comparison among ASCE/SEI 41, TBI, and LATBSDC*. Earthquake Spectra, 2021. 37(3): p. 2150-2173.
- [۶] Yong, C., Effect of rigidity ratio and height-width ratio on seismic behavior of hybrid structure of SRC frame & RC core-wall by analysis of push-over method. Xi'an University of Science and Technology Master's thesis, Xi'an, 2007.
- [۷] Ariga, T., Y. Kanno, and I. Takewaki, *Resonant behaviour of base-isolated high-rise buildings under long-period ground motions*. The Structural Design of Tall and Special Buildings, 2006. 15(3): p. 325-338.
- [۸] Koketsu, K. and H. Miyake, *A seismological overview of long-period ground motion*. Journal of Seismology, 2008. 12: p. 133-143.
- [۹] Takewaki, I., K. Fujita, and S. Yoshitomi, *Uncertainties in long-period ground motion and its impact on building structural design: case study of the 2011 Tohoku (Japan) earthquake*. Engineering Structures, 2013. 49: p. 119-134.
- [۱۰] Hu, R., Y.L. Xu, and X. Zhao, *Long-period ground motion simulation and its impact on seismic response of high-rise buildings*. Journal of Earthquake Engineering, 2018. 22(7): p. 1285-1315.
- [۱۱] Oh, S.-H. and J.-C. Kim, *Evaluation of the damage distribution of buildings considering the characteristics of far-fault long-period ground motions*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2020. 133: p. 106103.
- [۱۲] Wang, X., Shahzad, M. M., & Wang, T. (2021, February). *Research on dynamic response characteristics and control effect of mega-sub controlled structural system under long-period ground motions*. In Structures (Vol. 29, pp. 225-234). Elsevier.

[۱۳] قلهکی، ا. تکدام، بررسی رفتار دینامیکی غیرخطی دیوار برشی فولادی با ورق نازک دارای اتصال تیر به ستون صلب تحت نگاشت های دور و نزدیک گسل. مهندسی عمران فردوسی، ۲۰۱۵، ۲۶(۱): 63-84.

[۱۴] سیدمصطفی، ر.؛ ش.م. هاشم، بررسی رفتار دیوارهای برشی کوپل تحت اثر زلزله های میدان نزدیک.

[۱۵] علیرضا، م. ؛ خ. علي، تأثير مدهاي بالاتر در تحليل بارافزون ساختمان هاي بتن آرمه تحت اثر زمين لرزه هاي نزديك گسل.

[۱۶] Jin, J., T. Nagae, and Y.-L. Chung, Seismic and collapse behavior of existing high-rise steel buildings under long-period earthquakes. *Journal of Constructional Steel Research*, 2023. 211: p. 108151

[۱۷] Thomsen IV, J.H. and J.W. Wallace, Displacement-based design of slender reinforced concrete structural walls—experimental verification. *Journal of structural engineering*, 2004. 130(4): p. 618 630.

# **Evaluation of the seismic performance of existing high-rise buildings with a special reinforced concrete frame-core system according to TBI-2017 guidelines under long period earthquake records**

**Nima Armion Nejad<sup>1</sup>, Hossein Pahlavan<sup>2</sup>, Mohammad Shamekhi Amiri<sup>3</sup>**

<sup>1</sup>Master's student in Civil-Earthquake Engineering, Shahrood University of Technology

<sup>2</sup>Assistant Professor, Shahrood University of Technology

<sup>3</sup>Assistant Professor, Shahrood University of Technology

## **ABSTRACT**

As the height of the building increases, the structural rotation increases and with the rotation time increases, it can easily cause damage and cause serious damage to the rotating structures. For the important reason of the matter, it is necessary to make a careful assessment before carrying out such phenomena. An existing reinforced concrete high-rise building example with a number of floors of 35 floors in a soil area with high relative risk and type III with a special reinforced concrete frame-core system designed in the 4th edition and ACI318-14 is completed in the 3D modeling software ETABS V21. TBI 2017 guidelines Nonlinear dynamic analysis is performed and the performance acceptance methods which are in some cases newer indicators compared to ASCE41-17 are implemented. This guideline, which is specially made for tall buildings, considers a new and strict design for the design of these structures. Criteria that are not present in the prescriptive regulations such as the Iranian Standard 2800. These include permanent drift control of the structure and earthquake control at the MCE level.

The results show that in the studied structure, machine drift and permanent drift have increased by 52% and 33%, respectively, in earthquakes with a long period compared to earthquakes with a short period. Also, the compressive strain of the concrete of the walls and the tensile strain of the reinforcement of the shear wall have increased by 83% and 45%, respectively, under the same conditions.

## **KEYWORDS**

High-rise building, Long period earthquakes, Special reinforced concrete core-frame system, Seismic performance, ETABS V21 software