




Ferdowsi Civil Engineering

<https://civil-ferdowsi.um.ac.ir>
Iranian
Concrete
InstitutePavement
Engineering
Association of
Iran

Seismic Performance Evaluation of Existing High-Rise Buildings with Special Reinforced Concrete Frame-Core Systems According to TBI-2017 Guidelines under Long-Period Earthquake Records*

Research Article

Nima Armion Nejad¹, Hossein Pahlavan² , Mohammad Shamkhi Amiri³DOI: [10.22067/jfcei.2025.90819.1330](https://doi.org/10.22067/jfcei.2025.90819.1330)

1. Introduction

Traditional seismic design methods often underestimate the deformation demands in damaged structural members. As a result, performance-based seismic design - which emphasizes "performance" rather than merely "strength" - has attracted considerable interest. With increasing building height comes a longer natural period, heightening the risk of resonance and amplification effects that can significantly intensify seismic forces.

Recent research classifies earthquakes with a predominant period exceeding one second as long-period earthquakes. Since high-rise buildings typically possess natural periods greater than one second, they are particularly susceptible to such seismic events. Alongside amplitude and duration, the period of ground motion is a key parameter in estimating potential structural damage.

This study presents a novel evaluation of the seismic performance of a high-rise reinforced concrete building designed based on prescriptive code requirements, highlighting concerns about the seismic resilience of such structures under long-period ground motions.

2. Building Specifications

The case study focuses on an existing 35-story reinforced concrete high-rise building with an overall height of 212.2 meters. The structural system consists of a dual configuration comprising reinforced concrete moment-resisting frames and shear walls. The building was originally designed in accordance with ACI 318-14 and the 4th Edition of Iran's Standard 2800.

Key modeling assumptions and material properties are as follows:

Seismic zone: Located in a region with high seismic hazard.

Soil type: Classified as Type III.

Concrete compressive strength: 35 MPa for all beams, columns, and shear walls throughout the building.

Reinforcement steel: Grade AIII with a yield strength of 400 MPa.

Floor system: Two-way slab system with each story modeled as a rigid diaphragm.

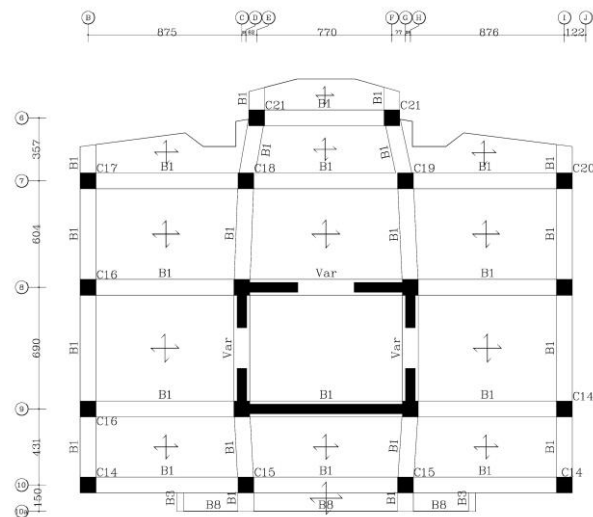


Fig1. Typical Floor Plan of the Modeled Structure

3. Modeling and Analysis

The initial analysis and design of the building are carried out using linear spectral dynamic analysis, which enables determination of member sizes and properties without the need for nonlinear modeling at this stage. In tall buildings, stiffness and strength are typically proportioned to

* Manuscript received 2024 November 17, Revised 2025 March 16, Accepted 2025 May 12.

¹ M.Sc. Student in Earthquake Engineering, Department of Civil Engineering, Shahrood University of Technology, Shahrood, Iran.

² Corresponding Author, Assistant Professor of Earthquake Engineering, Department of Civil Engineering, Shahrood University of Technology, Shahrood, Iran . **Email:** Pahlavan@shahroodut.ac.ir

³ Assistant Professor of Earthquake Engineering, Department of Civil Engineering, Shahrood University of Technology, Shahrood, Iran.

implicitly meet the Immediate Occupancy (IO) performance objectives.

Subsequently, a Demand-to-Capacity Ratio (DCR) analysis is conducted to verify force and deformation demands. This step ensures that the structural components comply with Collapse Prevention (CP) criteria when subjected to Maximum Considered Earthquake (MCE) level ground motions in the nonlinear dynamic analysis phase.

5. Results

The nonlinear dynamic analysis yielded the following key findings regarding the building's seismic performance:

Interstory Drift: Drift values remained within acceptable limits for all ground motions, except for the Chichi earthquake in the Y direction. Compared to short-period earthquakes, maximum drift increased by approximately 4% in the X direction and 52% in the Y direction under long-period motions.

Residual Drift: Acceptance criteria for residual drift were satisfied for all records. However, average residual drift increased by 9% in the X direction and 33% in the Y direction for long-period earthquakes.

Material Strains: No exceedance of Collapse Prevention (CP) strain limits was observed. On average, concrete compressive strains in shear walls increased by approximately 83%, while reinforcement tensile strains increased by 45% under long-period records.

Coupling Beams: Chord rotation of coupling beams remained within CP performance limits, with an average increase of 36% under long-period excitations.

Beam Behavior:

Plastic hinge Demand-to-Capacity Ratio (DCR) for flexure (M3(DC)) remained below 1, indicating CP compliance, with a 20% increase under long-period records.

Shear DCR (V2(FC)) for beams exceeded 1, failing CP criteria, with a 10% increase under long-period motions.

Column Behavior:

Axial-moment interaction DCR (P-M2-M3(DC)) for column fibers stayed below 1, maintaining CP compliance, with a 39% increase for long-period earthquakes.

Shear DCR (V2(FC)) for column plastic hinges exceeded 1 under short-period excitations but decreased by 32% under long-period records.

Coupling Beam DCRs: Moment (M3(DC)) and shear (V2(DC)) DCRs remained below 1, satisfying CP criteria, with reductions of 21% and 10%, respectively, for long-period earthquakes.

Shear Wall Performance:

Axial-moment DCR (P-M3(DC)) for shear wall fibers and shear DCR (V2(FC)) at wall joints exceeded 1, failing CP requirements. These values increased by 2% and 13%, respectively, under long-period ground motions.

6. Conclusion

The findings of this study indicate that the seismic response of reinforced concrete high-rise buildings with dual systems becomes significantly more critical under long-period earthquake ground motions, primarily due to resonance effects, compared to short-period events.

The evaluated high-rise building, originally designed based on prescriptive provisions of Iranian codes, does not fully satisfy several performance acceptance criteria outlined in TBI 2017. Key deficiencies were observed in shear demands of beams, columns, and shear walls, as well as in axial-moment interaction capacities of shear walls.

Although these observations are case-specific, they underscore the gap between traditional code-based design approaches and the more stringent expectations of performance-based seismic design, particularly under major seismic events as defined by TBI 2017.



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

مقاله پژوهشی

نیما آرمیون نژاد^(۱) حسین پهلوان^(۲) محمد شامخی امیری^(۳)

DOI: 10.22067/jfpei.2025.90819.1330

چکیده با افزایش ارتفاع ساختمان، زمان تناوب سازه افزایش می‌یابد. وقتی زلزله‌ای با زمان تناوب بلند رخ دهد، این امر می‌تواند به راحتی باعث تشدید اثرات زلزله و تخریب‌های جدی بر روی سازه شود. به دلیل اهمیت موضوع، لازم است قبل از وقوع چنین پدیده‌هایی ارزیابی دقیقی انجام شود. یک نمونه ساختمان بلند بتن آرمه با تعداد ۳۵ طبقه در منطقه‌ای با خطر نسبی زیاد و خاک نوع III با سیستم قاب - هسته بتن آرمه ویژه که بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم و ACI318-14 طراحی شده است در نرم‌افزار ETABS V21 مدل‌سازی سه‌بعدی کامل می‌شود. بر اساس ضوابط دستورالعمل‌های TBI 2017 تحلیل دینامیکی غیرخطی انجام می‌شود و معیارهای پذیرش روش عملکردی که در بعضی موارد معیارهای جدیدتری در قیاس با ASCE41-17 هستند نیز بررسی می‌شوند. این دستورالعمل، که به طور 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 زمان‌تناوب بلند، تحلیل‌ها برای دو دسته رکوردهای زمان‌تناوب 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.

واژه‌های کلیدی ساختمان بلندمرتبه، زلزله‌های زمان‌تناوب بلند، سیستم قاب - هسته بتن آرمه ویژه، عملکرد لرزه‌ای، نرم‌افزار ETABS V21

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

N. A. Nejad H. Pahlavan M. Shamekhi Amiri

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.

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

* تاریخ دریافت مقاله ۱۴۰۳/۸/۲۷ و تاریخ پذیرش آن ۱۴۰۴/۲/۲۲ می‌باشد.

(۱) دانشجوی کارشناسی ارشد زلزله، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شاهرود، شاهرود.

(۲) نویسنده مسئول، استادیار مهندسی زلزله، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شاهرود، شاهرود.

(۳) استادیار مهندسی زلزله، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شاهرود، شاهرود.

مقدمه

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 آنجا که 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. به طور مشخص، نوآوری این پژوهش بررسی عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌های بلند بتن‌آرمه‌ای است که بر اساس آیین‌نامه‌های تجویزی طراحی شده‌اند، در حالی که نگرانی جدی در مورد عملکرد لرزه‌ای آن‌ها وجود دارد. شکل (۱) نمودار گردش روند تحقیق در این مطالعه را نشان می‌دهد.

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 می‌یابد و



شکل ۱ نمودار گردش روند تحقیق

تاریخچه

تاریخی نشان می‌دهد که زمین لرزه‌های قوی معمولاً با پس‌لرزه‌هایی با حداکثر شتاب زمین همراه است و آسیب‌های سازه‌ای ناشی از زلزله اصلی می‌تواند توسط پس‌لرزه‌ها تشدید شود که خود می‌تواند منجر به فروریختن سازه شود، شن و همکاران عملکرد ساختمان‌هایی را با سیستم سازه‌ای قاب - هسته که در معرض حرکات متوالی زمین پس‌لرزه اصلی و پس‌لرزه قرار می‌گیرند، به طور کامل بررسی کرده‌اند [3].

موهو و همکاران [4] بیان کردند 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 بپذیرند 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 وارد به سازه نیز کنترل می‌شود.

ستار و همکاران [5] مقایسه‌ای را بین آیین‌نامه‌های جدید طراحی لرزه‌ای مبتنی بر عملکرد ASCE/SEI 41، TBI و LATBSDC برای سازه‌های بتن مسلح ارائه کرده‌اند. این مقاله تفاوت‌های سه دستورالعمل را از لحاظ هدف توسعه، توصیه‌های مدل‌سازی و تحلیل و معیارهای پذیرش بررسی کرده است.

یونگ چون [6] 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 می‌یابد به جز در زمانی که نسبت سختی سازه به وزن آن کم است که در این صورت، دوره تناوب سازه افزایش پیدا می‌کند.

آریگا و همکاران [7] رفتار ساختمان‌های بلندمرتبه دارای جداساز لرزه‌ای پایه ساختمان را در برابر تشدید ایجاد شده تحت حرکات زمینی بلندمدت 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. در حالی که در برابر زمین‌لرزه‌های با بسامد بالا، استفاده از جداسازهای لرزه‌ای نامؤثر و خطرناک است.

کازوکی کوکستو [8] لرزه‌شناسی حرکت زمین با زمان تناوب بلند در حوزه دور و نزدیک را مورد بررسی قرار داد.

اکباس و تزکان [1] 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 می‌کنند. اگر چه 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، به ویژه برای عناصر غیرسازه‌ای، تأکید شده است. هدف از این اقدامات حصول اطمینان از این است که ساختمان‌های بلند می‌توانند در برابر نیروهای لرزه‌ای مقاومت کنند در عین حالی که خطر آسیب به اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای به حداقل برسد.

لی [2] یک مدل تحلیلی ابتکاری برای تحلیل کماتش صفحات خمشی - برشی با تمرکز بر مدل‌سازی ساختمان‌های بلند با دیوارهای برشی لاغر ارائه می‌کند. معادله دیفرانسیل حاکم برای چنین دیوارهایی به دست 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 کماتش، 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 مؤثر به عنوان یک صفحه خمشی - برشی یک مرحله‌ای با سختی متغیر پیوسته برای تحلیل کماتش 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.

با توجه به اینکه شیوه‌های فعلی برای طراحی لرزه‌ای سازه عموماً فقط اثرات زلزله اصلی را در نظر می‌گیرند و سوابق

دور از گسل تحت تأثیر قرار می‌دهند.

رزاز، شریعتمدار [14] مدل‌های اجزای محدود از دیوارهای برشی دو ساختمان ۱۰ و ۲۰ طبقه را با استفاده از نرم‌افزار Abaqus ساختند و تحلیل غیرخطی تاریخچه زمانی تحت اثر دو زوج رکورد دور و نزدیک گسل را بر روی آن‌ها انجام دادند. نتایج حاصل از این تحلیل‌ها نشان می‌دهد که نیازهای سازه‌ای 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 زلزله‌های نزدیک گسل و در نتیجه کاهش خسارات وارد می‌شود. این یافته‌ها بر اهمیت در نظر گرفتن اثرات زلزله‌های میدان نزدیک در طراحی و تحلیل سازه‌های دارای دیوارهای برشی کوپله تأکید دارد و می‌تواند در بهبود روش‌های طراحی و کاهش خطرات ناشی از زلزله‌های نزدیک گسل مؤثر باشد.

مرتضایی، خیرالدین [15] این مقاله به بررسی روش‌های غیرخطی و تفاوت‌های موجود بین روش‌های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی برای تخمین نیازهای لرزه‌ای می‌پردازد. مقایسه نتایج حاصل از روش بار افزون با نتایج تحلیل تاریخچه‌زمانی غیرخطی نشان می‌دهد که روش‌های بار افزون در سطوح فوقانی سازه نیازهای لرزه‌ای را در حد پایین‌تری تخمین می‌زنند. این امر اهمیت ارتباط مشارکت مدهای بالاتر را در سازه‌های میان مرتبه و بلندمرتبه مشخص می‌کند.

در مقاله جین و همکاران [16] رفتار لرزه‌ای و فروپاشی ساختمان‌های بلند فولادی تحت زلزله‌های با دوره تناوب طولانی (LPGMs) بررسی شده است. با استفاده از آزمایش‌های میز لرزه‌ای و مدل‌سازی عددی، تأثیر تخریب اتصالات تیر - ستون و شکست خستگی بر کاهش سختی و مقاومت سازه ارزیابی شده است. نتایج نشان می‌دهند که زلزله‌های طولانی مدت می‌توانند ریسک فروپاشی سازه بلند را افزایش دهند. همچنین، یک مدل عددی برای شبیه‌سازی رفتار واقعی این ساختمان‌ها ارائه شده است.

تاوکای و همکاران [9] ویژگی‌های پارامتری بسامد غالب، مدت و دامنه حرکت زمین با دوره تناوب بلند را مورد مطالعه قرار دادند و تأثیر حرکت زمین با دوره تناوب بلند را بر طراحی ساختمان‌های بلند بررسی کردند.

هو و همکاران [10] حرکت زمین با تناوب بلند و تأثیر آن بر پاسخ لرزه‌ای ساختمان‌های بلندمرتبه را شبیه‌سازی کرد و به این نتیجه دست یافت که حرکت‌های زمین با تناوب زیاد بر ساختمان‌های بلندمرتبه تأثیر زیادی دارد، به ویژه ساختمان‌هایی که در رسوبات عمیق خاک قرار دارند، زیرا اثر خاک نرم امواج بلند مدت را تا حد زیادی تقویت می‌کند و منجر به افزایش تغییر شکل‌های ساختمان‌های بلند می‌شود.

اوه و همکاران [11] ویژگی‌های حرکات زمین با دوره تناوب بلند گسل حوزه دور را مورد مطالعه قرار داد و توزیع آسیب ساختمان‌ها را ارزیابی کرد. نتایج نشان داد که با افزایش دوره تناوب غالب حرکت زمین، روند توزیع آسیب مدل تحلیل در طبقه پایینی متمرکز می‌شود و با افزایش دوره تناوب طبیعی پایه ساختمان، روند توزیع آسیب در طبقات بالاتر متمرکز می‌شود.

وانگ و همکاران [12] 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 ویژگی‌ها و طیف پاسخ آن‌ها را به صورت مدون بررسی کرد.

قلهکی [13]، اصغری تکدام رفتار ساختمان‌های کوتاه، متوسط و بلند با دیوار برشی فولادی نازک و اتصالات صلب تیر به ستون، تحت زلزله‌های نزدیک و دور از گسل را بررسی کردند. تحلیل‌ها به روش دینامیکی غیرخطی انجام شده و نتایج با یکدیگر مقایسه گردیده‌اند. یافته‌ها نشان می‌دهند که در ساختمان‌های کوتاه و متوسط (با دوره تناوب کمتر از ۰٫۶۷ ثانیه)، زلزله‌های دور از گسل تأثیر بیشتری بر پارامترهای پاسخ سازه دارند و این تأثیر بین ۱۱٪ تا ۳۷٪ بیشتر از زلزله‌های نزدیک گسل است. در مقابل، در ساختمان‌های بلند (با دوره تناوب بیش از ۰٫۶۷ ثانیه)، زلزله‌های نزدیک گسل اثر قابل توجه‌تری دارند و پارامترهای پاسخ سازه را حدود ۴۶٪ تا ۶۰٪ بیشتر از زلزله‌های

روش تحقیق

مشخصات سازه موجود

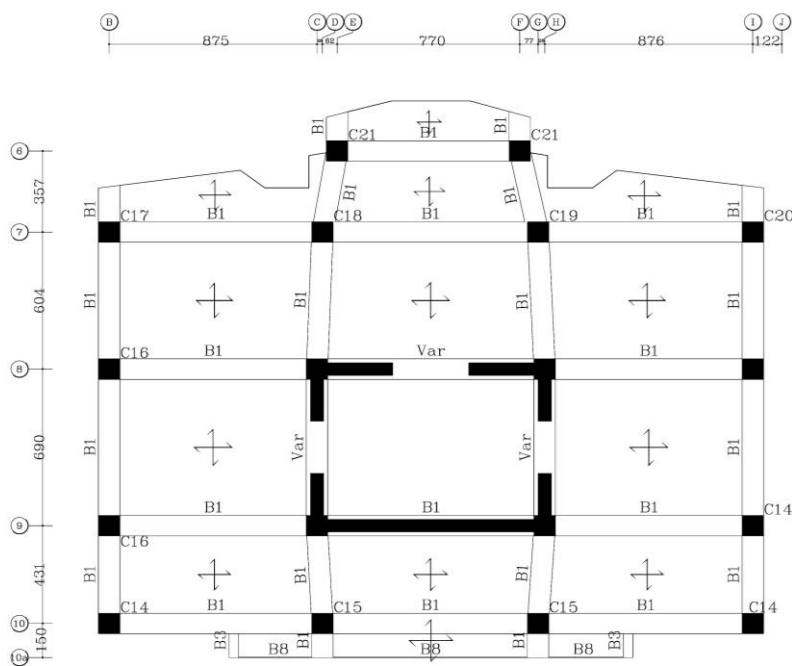
در این مطالعه، یک ساختمان بلندمرتبه بتن آرمه موجود، با ارتفاع ۲۱۲٫۲ متر و ۳۵ طبقه، مورد بررسی قرار گرفته است. سیستم سازه‌ای به کار رفته در این ساختمان از نوع دوگانه و شامل قاب‌های خمشی بتنی و دیوارهای برشی است.

ساختمان بر اساس آیین‌نامه‌های 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. از آرماتورهای طولی و عرضی از نوع AIII با تنش تسلیم $400 f_y$ مگاپاسکال استفاده شده است. سقف طبقات به صورت دال دوطرفه 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.

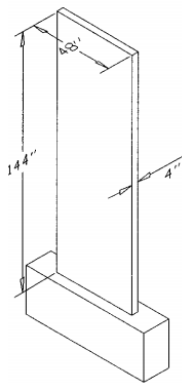
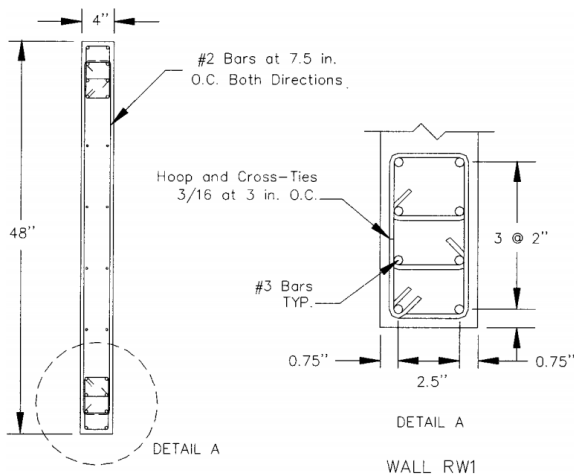


شکل ۲ پلان تپ طبقات سازه مدل شده

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

این، به منظور بررسی صحت مدل‌سازی، در این مطالعه مقادیر منحنی رفتاری برای یک دیوار برشی که در آزمایشگاه بررسی شده، در نرم‌افزار ETABS V21 مدل‌سازی، طراحی و تحلیل شده و مورد ارزیابی قرار گرفته است. این دیوار برشی (شکل ۳) با مطالعه آزمایشگاهی انجام شده توسط John Thomsen و [17] و John Wallace در سال ۲۰۰۴ که برای کمیته محققان آیین‌نامه ASCE ارائه شده بود، مقایسه شده است. مدل نرم‌افزاری با دقت و با در نظر گرفتن زوال مقاومت و سختی، به گونه‌ای طراحی و مدل‌سازی شده که به طور دقیق با مدل آزمایشگاهی مطابقت داشته باشد. منحنی رفتاری این مدل نیز از طریق تحلیل استاتیکی غیرخطی 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 نرم‌افزار ETABS (شکل ۴) مشاهده می‌شود، مقدار متوسط خطای محاسباتی حدود ۱۰ درصد بوده که در محدوده قابل قبول قرار دارد.



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

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

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 ۴ ابعاد تیرها

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

صحت‌سنجی

برای اطمینان از دقت مدل‌سازی و اعتبار نتایج این مطالعه که با استفاده از نرم‌افزار ETABS انجام شده، دو روند بررسی شده است. ابتدا، به منظور صحت‌سنجی، زمان تناوب سازه به عنوان یکی از معیارهای وابسته به مدل سازه در دو مدل ایجادشده خطی و غیرخطی در نرم‌افزار ETABS مقایسه گردید. نتایج موجود (جدول ۵) نشان دهنده مقادیر زمان تناوب این مدل‌ها است. اختلاف ناچیز بین زمان تناوب‌ها نشان دهنده هم‌خوانی بالای مدل‌های سازه در نرم‌افزار است. از این رو، نتایج به دست آمده از تحلیل‌های انجام شده معتبر و قابل اطمینان می‌باشد. علاوه بر

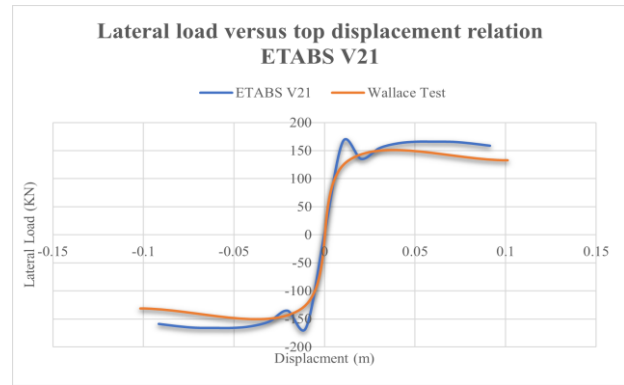
مدل سازی و تحلیل ها

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 به طور ضمنی ارضا کند. تحلیل نسبت نیرو به ظرفیت (DCR) انجام می شود تا نیروها و تغییر شکل ها کنترل شوند و امید است که در تحلیل دینامیکی غیرخطی برای زلزله های پیشینه در نظر گرفته شده (MCE) معیارهای پیشگیری از فروریزش (CP) را پاسخگو باشند.

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. بر خلاف 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 زمین لرزه ای، بارهای انفجار، ارتعاشات ناشی از ماشین آلات. این بارها معمولاً توسط تاریخچه های زمانی نشان داده می شوند که تغییرات آن ها را در طول زمان توصیف می کند.



شکل ۴ منحنی رفتاری حاصل از مدل سازی در نرم افزار ETABS V21 و مدل سازی آزمایشگاهی

جدول ۵ مقادیر زمان تناوب سازه استخراج شده در مدل های خطی و غیرخطی

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

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.

منحنی‌های تحلیل تاریخچه‌زمانی غیرخطی

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

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 فراررتجاعی 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 این ویژگی باشند که زمان

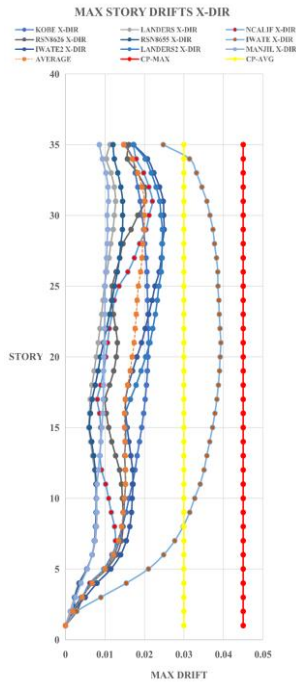
جدول ۶ مشخصات شتاب‌نگاشت زلزله‌های انتخاب شده در این مطالعه

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

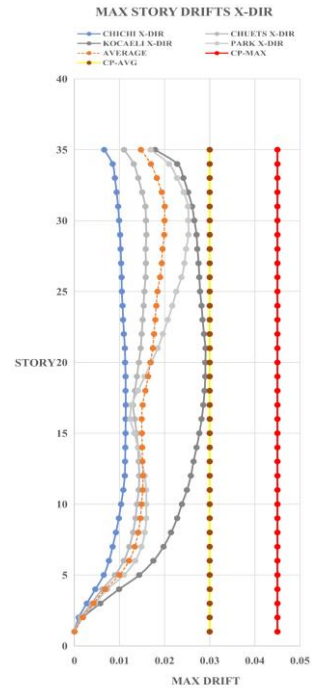
کنترل تغییر مکان جانبی نسبی پیشینه طبقه

دستورالعمل TBI2017 حدود مجاز تغییر مکان جانبی نسبی پیشینه را با صرف نظر از روش تحلیل در هر مکان از طبقه در امتداد هر یک از دو محور اصلی ساختمان برای میانگین همه

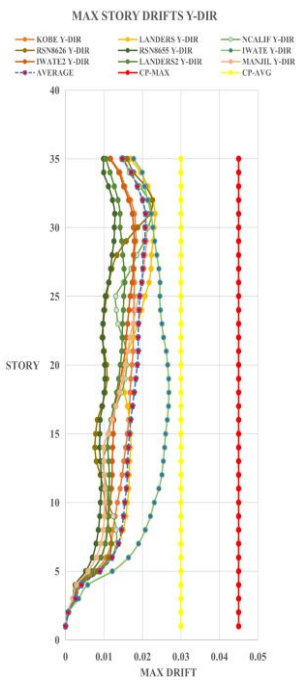
رکوردهای زلزله به ۳ درصد و برای هر رکورد زلزله به ۴/۵ درصد در هر طبقه محدود کرده است تا ایمنی سازه‌ها تضمین شود. در شکل‌های (۵) تا (۸) تغییر مکان جانبی نسبی پیشینه طبقه برای سازه مورد مطالعه ارائه شده است.



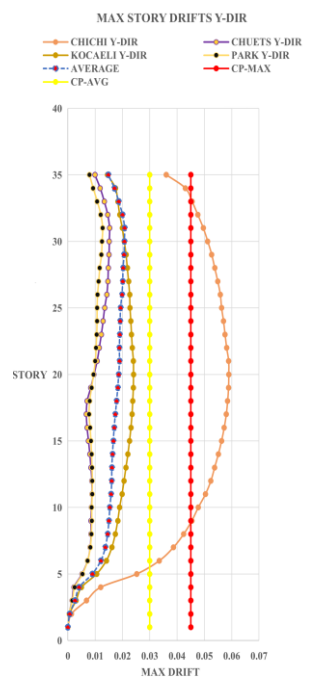
شکل ۶ تغییر مکان جانبی نسبی‌های حداکثر طبقه تحت رکوردهای زمان تناوب کوتاه در جهت X



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



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

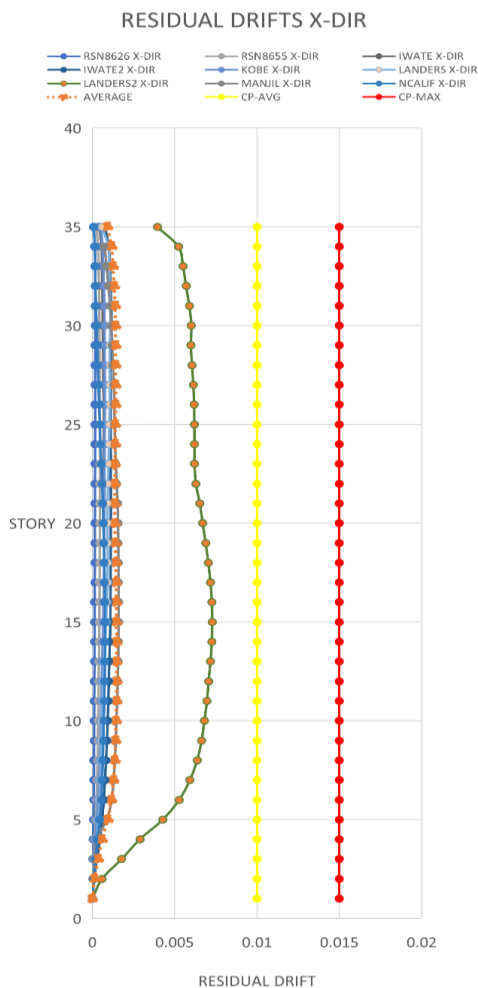
همان طور که در شکل‌های (۵) تا (۸) مشاهده می‌شود در همه رکوردها به جز رکورد زلزله Chichi در جهت Y سازه مقادیر دریافت حداکثر در محدوده مجاز قرار دارد. همچنین مقادیر تغییر مکان جانبی نسبی حداکثر برای زلزله‌های با زمان تناوب بلند نسبت به زلزله‌های با زمان تناوب کوتاه در سازه مورد مطالعه به طور میانگین در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

اصولی 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 شکل‌های (۹) تا (۱۲) تغییر مکان جانبی نسبی ماندگار طبقات برای سازه مورد مطالعه ارائه شده است.

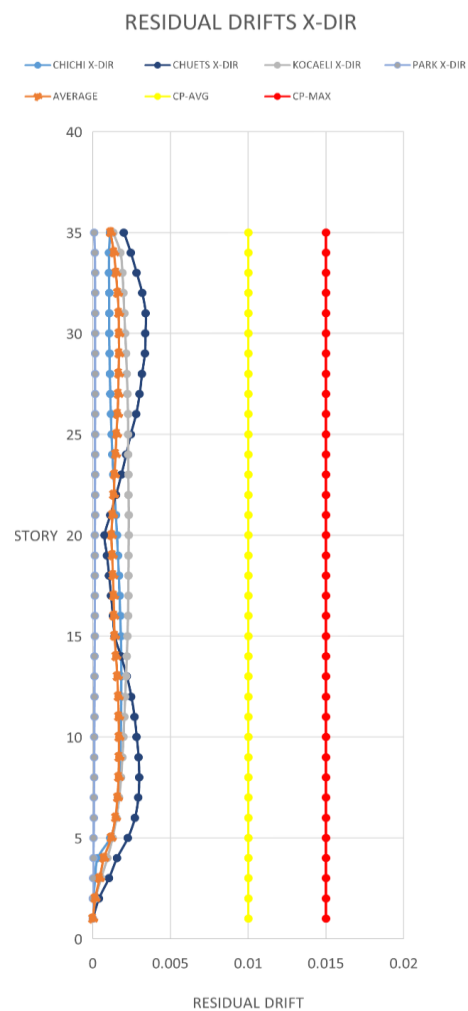
همان طور که در شکل‌های (۹) تا (۱۲) دیده می‌شود تمام رکوردهای زلزله، معیارهای پذیرش تغییر مکان جانبی نسبی ماندگار را جوابگو هستند. همان طور که مشاهده می‌شود مقادیر تغییر مکان جانبی نسبی ماندگار برای زلزله‌های با زمان تناوب بلند نسبت به زلزله‌های با زمان تناوب کوتاه در سازه مورد مطالعه به طور میانگین در جهت X حدود ۰.۹٪ و در جهت Y حدود ۰.۳۳٪ افزایش یافته است.

کنترل تغییر مکان جانبی نسبی ماندگار

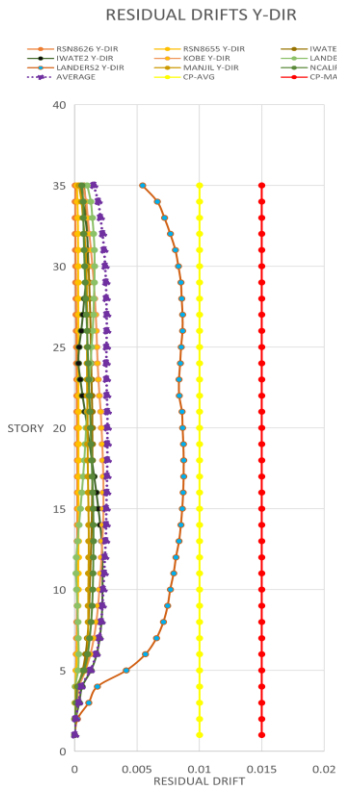
دستورالعمل TBI2017 حدود مجاز تغییر مکان جانبی نسبی ماندگار را در هر مکان از طبقه در امتداد هر یک از دو محور



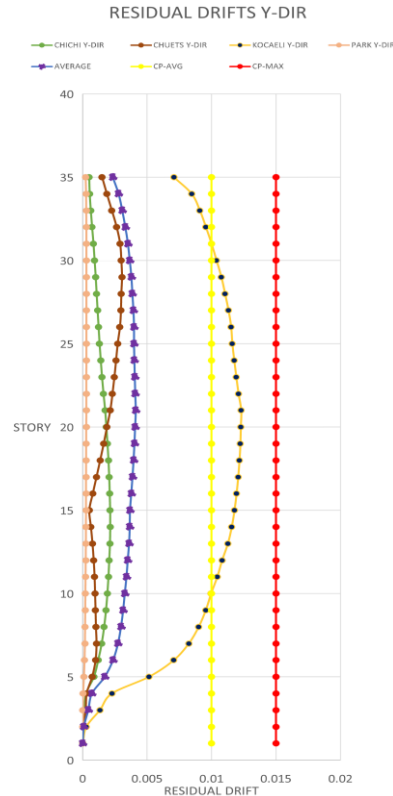
شکل ۱۰ تغییر مکان جانبی نسبی ماندگار طبقات تحت رکوردهای زمان تناوب کوتاه در جهت X



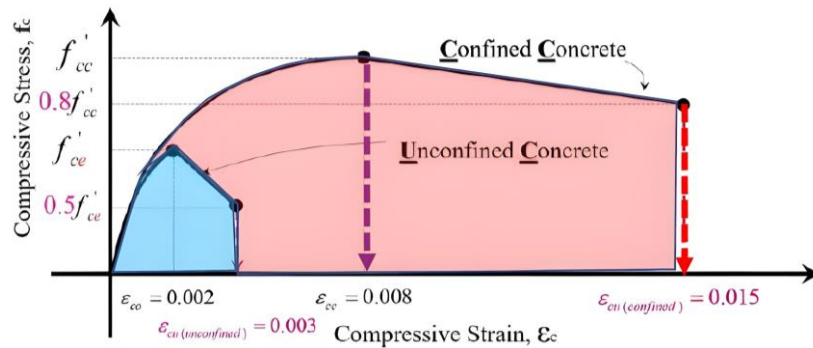
شکل ۹ تغییر مکان جانبی نسبی ماندگار طبقات تحت رکوردهای زمان تناوب بلند در جهت X



شکل ۱۲ تغییر مکان جانبی نسبی ماندگار طبقات تحت رکوردهای زمان تناوب کوتاه در جهت Y



شکل ۱۱ تغییر مکان جانبی نسبی ماندگار طبقات تحت رکوردهای زمان تناوب بلند در جهت Y



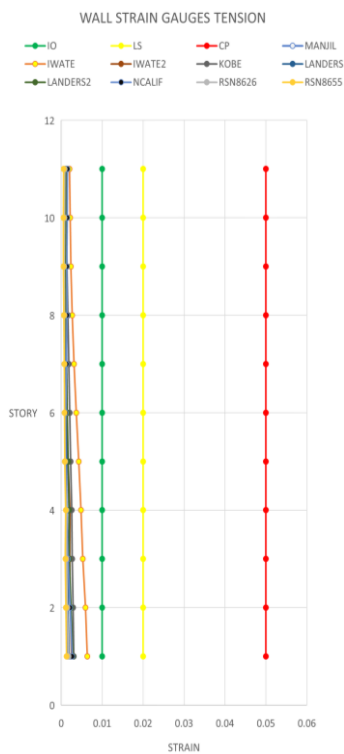
شکل ۱۳ کرنش بتن محصور شده طبق مدل ACI318

شده است.

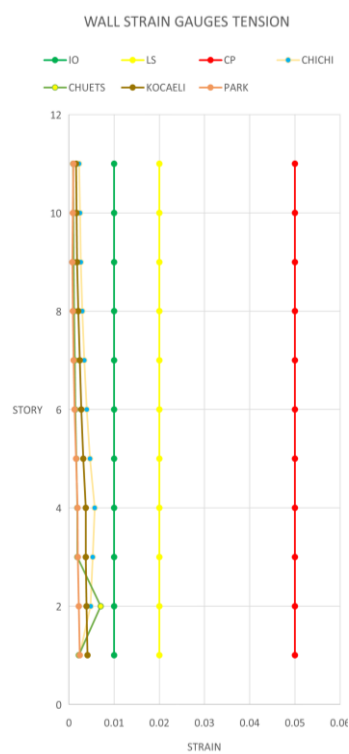
طبق شکل (۱۴) تا (۱۷) کرنش فشاری و کششی نظیر هیچ یک از رکوردهای زلزله سطح عملکرد CP را رد نکرده است. همان طور که مشاهده می شود مقادیر کرنش های فشاری بتن دیوارها برای زلزله های با زمان تناوب بلند نسبت به زلزله های با زمان تناوب کوتاه در سازه مورد مطالعه به طور میانگین حدود ۸۳٪ است و کرنش های کششی آرماتورهای دیوار برشی به طور میانگین حدود ۴۵٪ افزایش یافته است.

کنترل کرنش سنجها از طریق نمودار

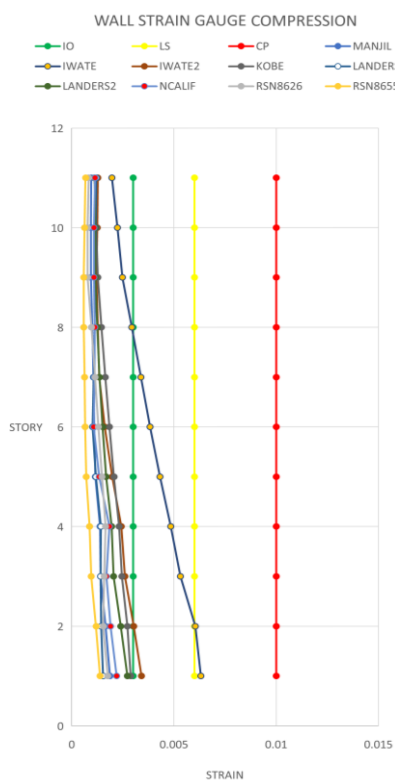
حالت حدی CP برای کرنش بتن دیوار برشی: طبق مدل بتن محصور شده ACI318، عناصر مرزی ویژه در کرنش ۰،۰۰۸ به حداکثر تنش قابل تحمل خود می رسند؛ بنابراین مقدار ۸۰ درصد حداکثر مقدار تنش، که کرنش فشاری $0.015\delta u$ می باشد (شکل ۱۳)، به عنوان معیار پذیرش بتن محصور شده دیوار برای سطح عملکرد CP در نظر گرفته می شود. در شکل های (۱۴) تا (۱۷) مقادیر کرنش سنج های دیوار برشی سازه مورد مطالعه ارائه



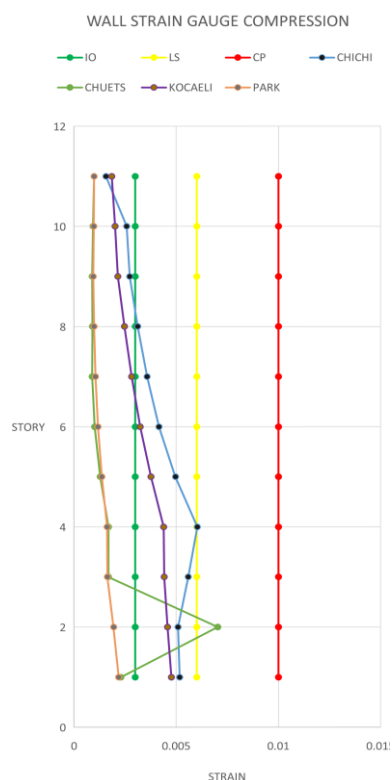
شکل ۱۵ کرنش کششی آرماتورهای دیوار برشی برای رکوردهای زمان تناوب کوتاه



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



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

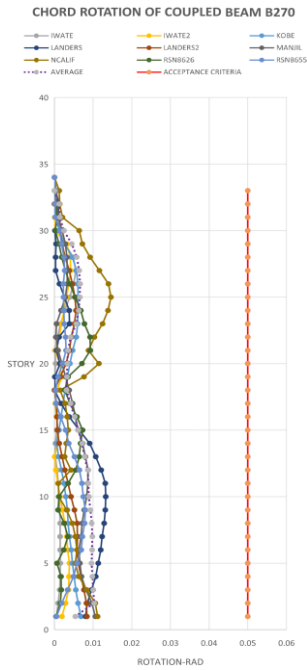


شکل ۱۶ کرنش فشاری بتن دیوار برشی برای رکوردهای زمان تناوب بلند

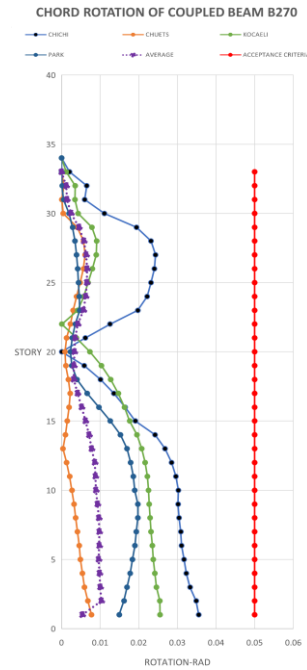
بر پایداری و ایمنی ساختمان تأثیر می‌گذارد. مقادیر مجاز چرخش نسبی مفاصل تیرهای همبند طبق دستورالعمل TBI2017 برابر با ۰,۰۵ رادیان می‌باشد. در شکل‌های (۱۸) تا (۲۳) چرخش نسبی مفاصل تیرهای همبند برای دیوارهای برشی ارائه شده است.

کنترل CHORD ROTATION

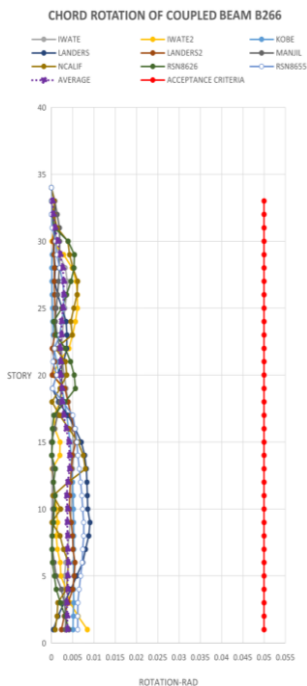
کنترل چرخش نسبی مفاصل تیرهای همبند، به تغییر زاویه‌ای که بین ابتدا و انتهای یک تیر همبند رخ می‌دهد گفته می‌شود. این چرخش‌ها می‌توانند در اثر نیروهای لرزه‌ای یا بارهای دیگر ایجاد شوند و می‌توانند به تغییر شکل‌های فرارترجایی منجر شوند که



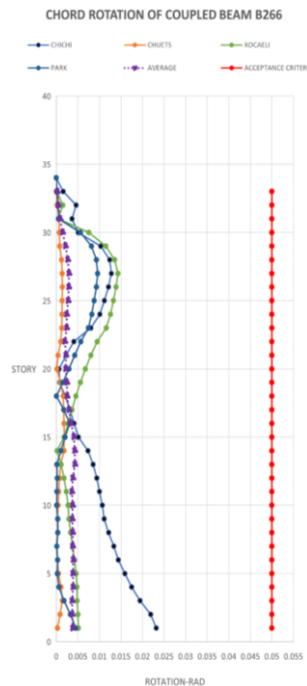
شکل ۱۹ کنترل Chord Rotation تیر همبند جهت شرقی پلان برای رکوردهای زمان تناوب کوتاه



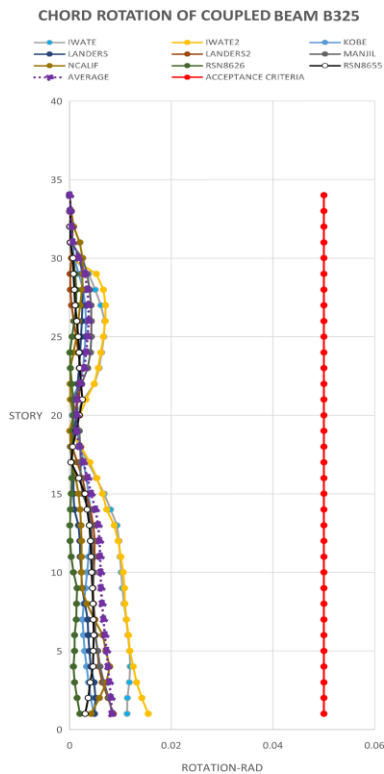
شکل ۱۸ کنترل Chord Rotation تیر همبند جهت شرقی پلان برای رکوردهای زمان تناوب بلند



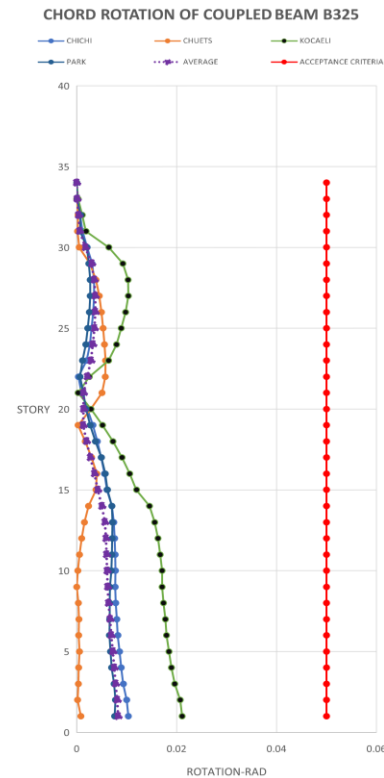
شکل ۲۱ کنترل Chord Rotation تیر همبند جهت غربی پلان برای رکوردهای زمان تناوب کوتاه



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



شکل 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

شکل ۲۳ (۱۸) تا (۲۳) کنترل Chord Rotation طبق شکل‌های 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 B322 و B270، B266 به طور میانگین به ترتیب ۰/۳۹، ۰/۴۲ و ۰/۲۷ افزایش یافته است.

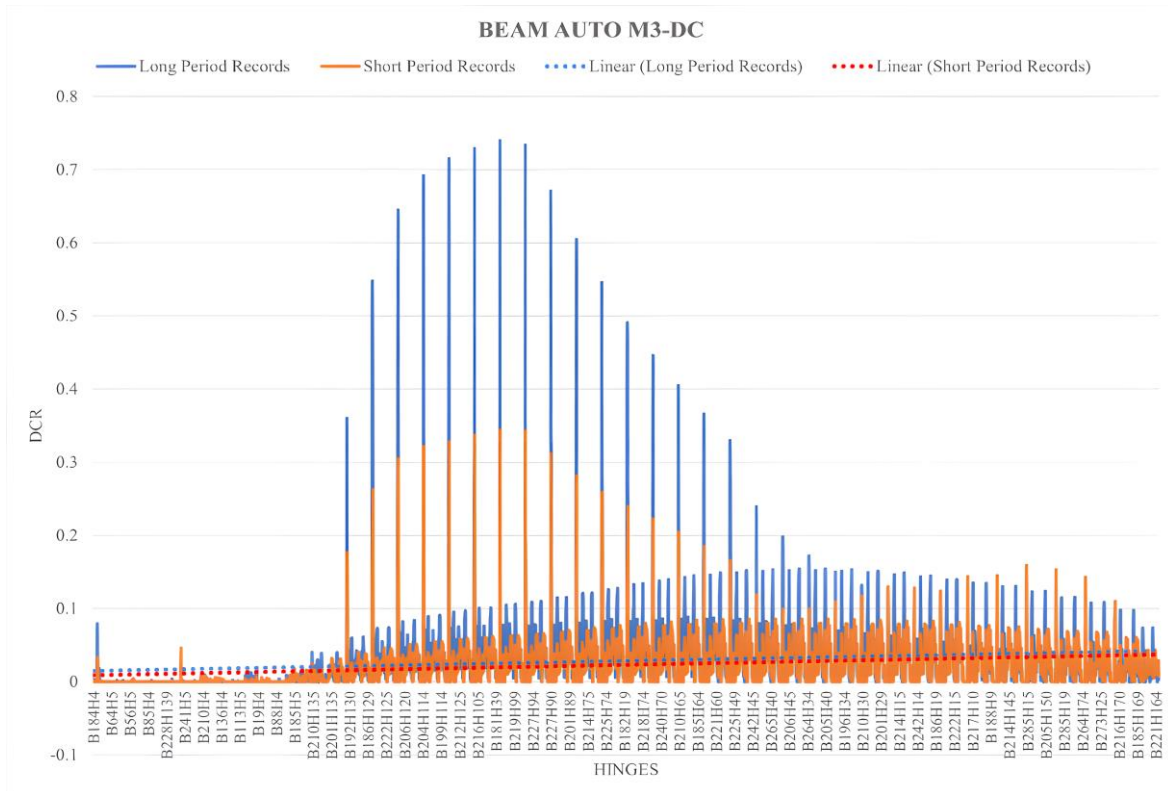
نتایج DCR فایبر ستون‌ها برای تلاش P-M2-M3(DC) طبق شکل (۲۶) کنترل DCR فایبر ستون‌ها برای تلاش P-M2-M3(DC) کوچک‌تر از ۱ بوده و سطح عملکرد CP را پاسخگو بوده است. مقادیر DCR برای زلزله‌های با تناوب بلند نسبت به زلزله‌های با زمان تناوب کوتاه در ستون‌ها به طور میانگین ۰/۳۹ افزایش یافته است.

نتایج DCR مفاصل فرارترجاعی ستون‌ها برای تلاش V2(FC) طبق شکل (۲۷) کنترل DCR مفاصل فرارترجاعی 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 ۰/۳۲ کاهش یافته است.

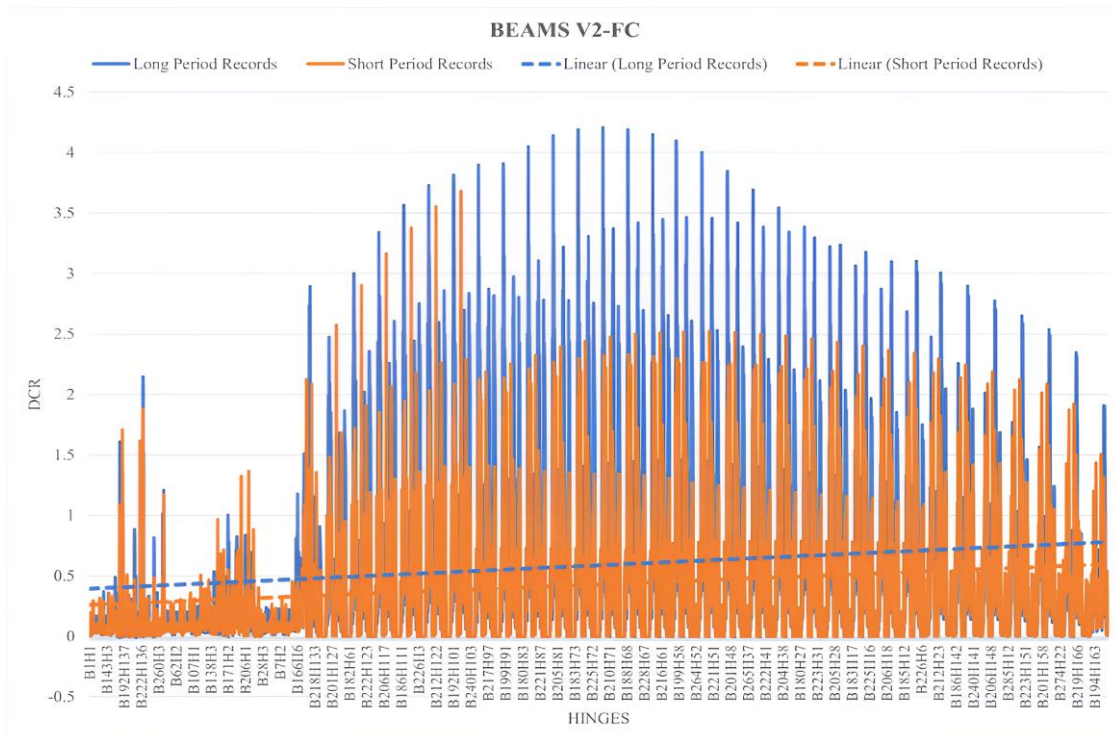
نتایج DCR مفاصل فرارترجاعی و فایبرهای اعضا برای سطح عملکرد CP

نتایج DCR مفاصل فرارترجاعی تیرها برای تلاش M3(DC) طبق شکل (۲۴) مفاصل فرارترجاعی 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 ۰/۲۰ افزایش یافته است.

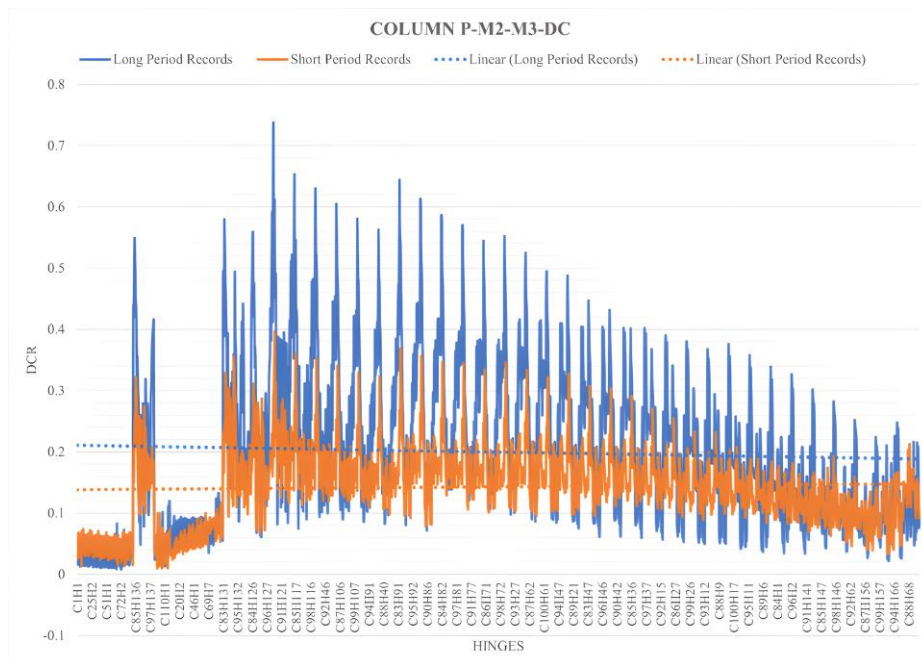
نتایج DCR مفاصل فرارترجاعی تیرها برای تلاش V2(FC) طبق شکل (۲۵) کنترل DCR مفاصل پلاستیک تیرها برای تلاش



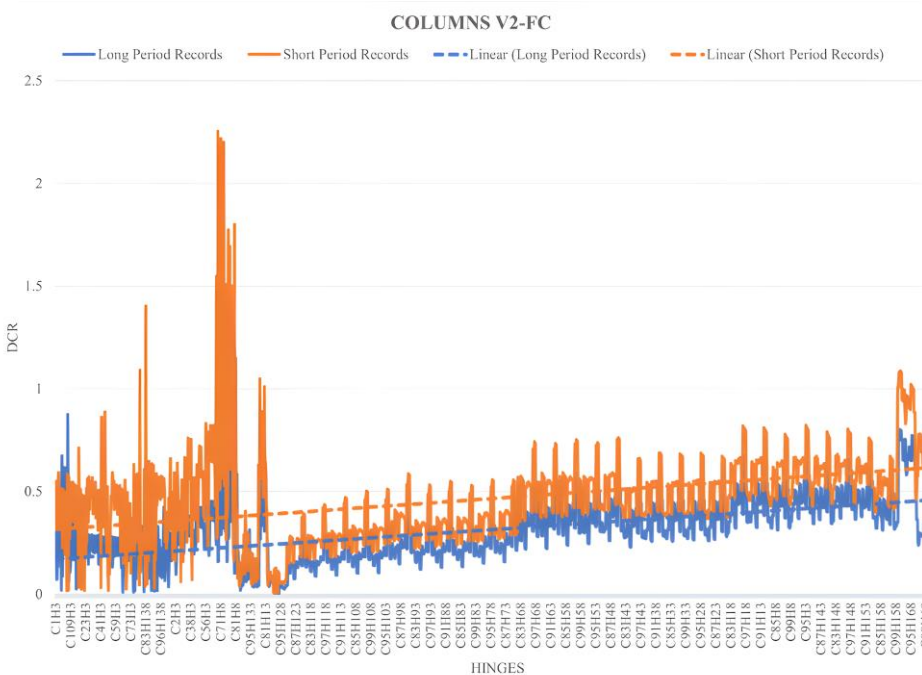
شکل ۲۴ نتایج DCR مفاصل فرارترجاعی تیرها برای تلاش M3(DC)



شکل ۲۵ نتایج DCR مفاصل فرارترجاعی تیرها برای تلاش V2(FC)



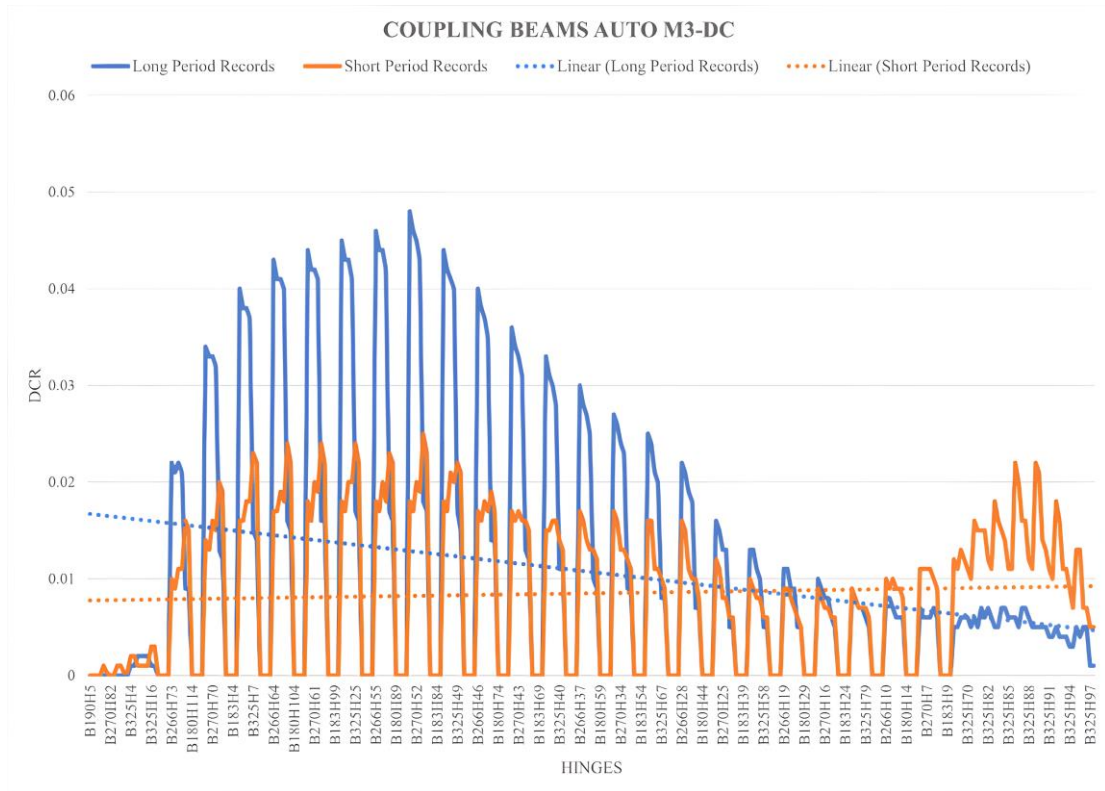
شکل ۲۶ نتایج DCR فایبر ستون‌ها برای تلاش P-M2-M3(DC)



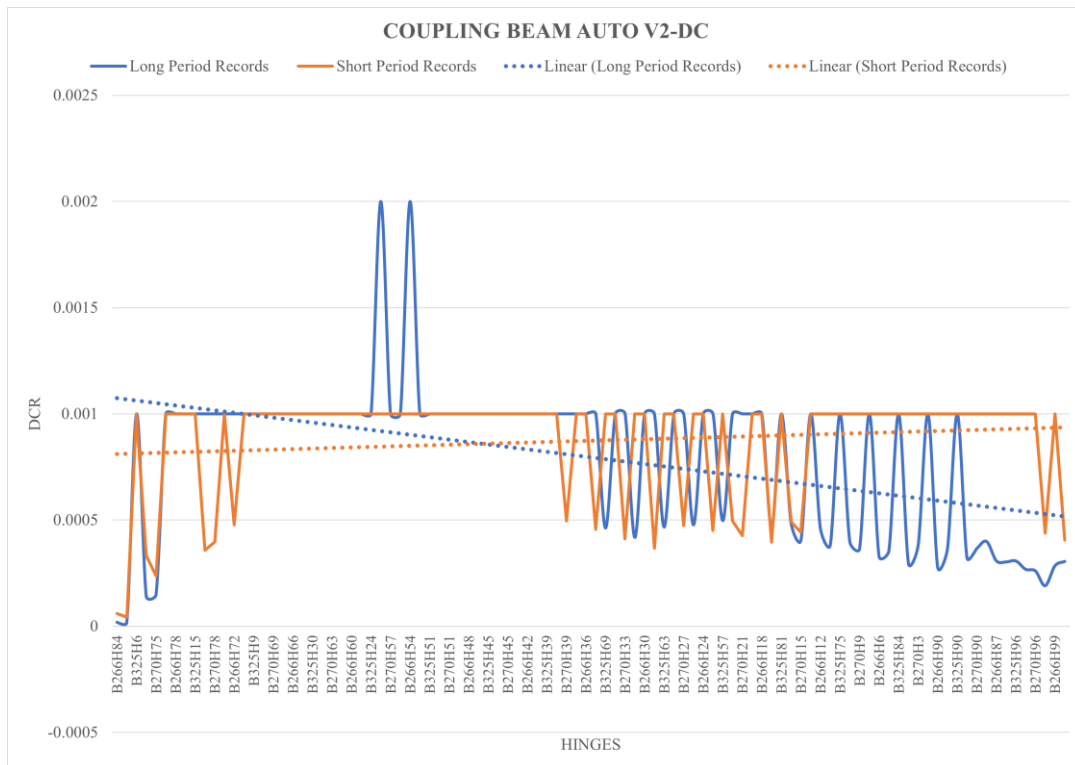
شکل ۲۷ نتایج DCR مفاصل فراررتجاعی ستون‌ها برای تلاش V2(FC)

نتایج DCR مفاصل فراررتجاعی 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 زلزله‌های با زمان تناوب بلند نسبت به زلزله‌های با زمان تناوب کوتاه در تیرهای همبند به طور میانگین ۱۰٪ کاهش یافته است.

نتایج DCR مفاصل فراررتجاعی 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.



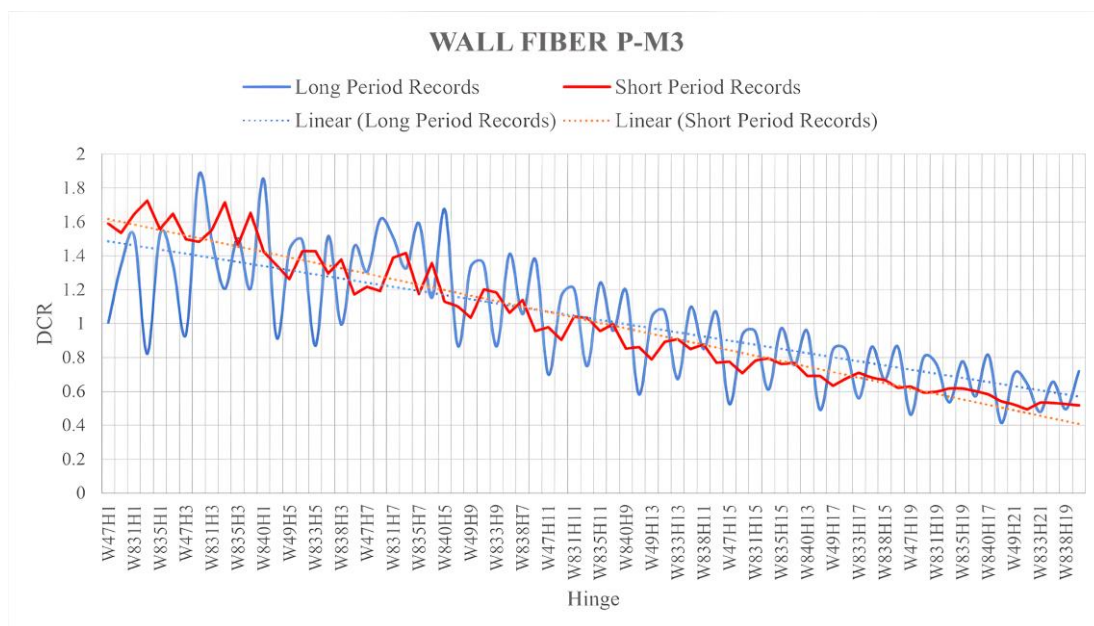
شکل ۲۸ نتایج DCR مفاصل فرار تجمعی تیرهای همبند برای تلاش M3(DC)



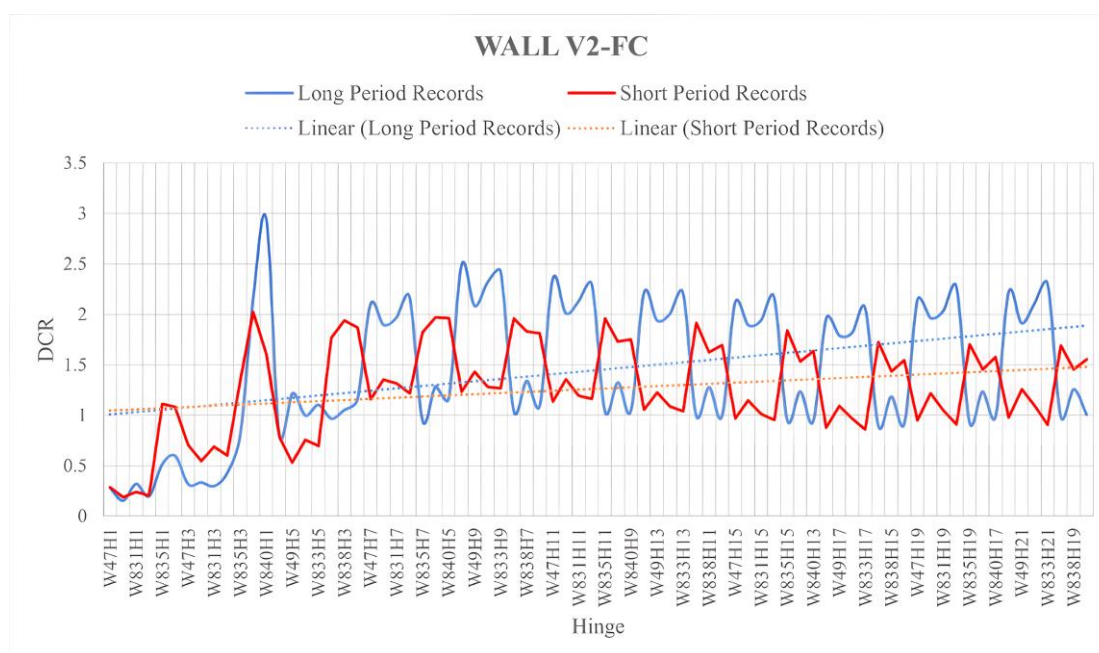
شکل ۲۹ نتایج DCR مفاصل فرار تجمعی تیرهای همبند برای تلاش V2(DC)

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 کرده است. مقادیر DCR برای زلزله‌های با پریود بلند نسبت به زلزله‌های با پریود کوتاه در دیوارهای برشی به طور میانگین ۱۳٪ افزایش یافته است.

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 کرده است. مقادیر DCR برای زلزله‌های با پریود بلند نسبت به زلزله‌های با پریود کوتاه در دیوارهای برشی به طور میانگین ۲٪ افزایش یافته است.



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



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

نتیجه گیری

تحلیل‌ها و بررسی‌ها بر روی یک مدل سازه‌ای خاص، قابلیت تعمیم به انواع دیگر سازه‌ها را ندارند. این نتایج مختص این سازه با شرایط محیطی محل ساخت و همچنین شرایط سازه‌ای هستند؛ با این وجود، این نتایج می‌توانند نمونه‌ای از اختلاف عملکرد سازه بلند طراحی شده با آیین‌نامه‌های تجویزی و طراحی بر اساس عملکرد در هنگام وقوع زلزله را با نتایج پیشنهادی توسط دستورالعمل TBI2017 نشان دهند.

با توجه به نتایج این مطالعه، می‌توان نتیجه‌گیری کرد که رفتار سازه بلند با سیستم دوگانه بتن‌آرمه تحت شتاب‌نگاشت‌های زمان‌تناوب بلند نسبت به شتاب‌نگاشت‌های زمان‌تناوب کوتاه به علت وقوع پدیده تشدید بحرانی‌تر است.

سازه بلند موجود طراحی شده با آیین‌نامه‌های تجویزی ایران معیارهای پذیرش عملکردی دستورالعمل TBI2017 را در برخی موارد ارضا نمی‌کند. مواردی مثل برش در تیرها و ستون‌ها و دیوارهای برشی و همچنین اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی در دیوارهای برشی از جمله مواردی هستند که در این مطالعه جوابگوی معیارهای پذیرش نبوده‌اند. در پایان باید توجه داشت که نتایج به دست آمده از این پژوهش، به دلیل انجام

مراجع

- [1] Z. Sindel, R. Akbaş, and S. S. Tezcan, "Drift control and damage in tall buildings," *Engineering Structures*, vol. 18, no. 12, pp. 957–966, 1996. [https://doi.org/10.1016/0141-0296\(95\)00215-4](https://doi.org/10.1016/0141-0296(95)00215-4)
- [2] Q. S. Li, J. Q. Fang, A. P. Jeary, and C. K. Wong, "Full scale measurements of wind effects on tall buildings," *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, vol. 74, pp. 741–750, 1998. [https://doi.org/10.1016/S0167-6105\(98\)00067-1](https://doi.org/10.1016/S0167-6105(98)00067-1)
- [3] J. Shen, X. Ren, Y. Zhang, and J. Chen, "Nonlinear dynamic analysis of frame-core tube building under seismic sequential ground motions by a supercomputer," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 124, pp. 86–97, 2019. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2019.05.036>
- [4] E. V. Muho, 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*, vol. 129, 2020. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2019.02.016>
- [5] S. Sattar, A. Hulse, G. Hagen, F. Naeim, and S. McCabe, "Implementing the performance-based seismic design for new reinforced concrete structures: Comparison among ASCE/SEI 41, TBI, and LATBSDC," *Earthquake Spectra*, vol. 37, no. 3, pp. 2150–2173, 2021. <https://doi.org/10.1177/8755293020981968>
- [6] 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" Master's thesis, Xi'an University of Science and Technology, Xi'an, 2007.
- [7] T. Ariga, 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*, vol. 15, no. 3, pp. 325–338, 2006. <https://doi.org/10.1002/tal.298>
- [8] K. Koketsu and H. Miyake, "A seismological overview of long-period ground motion," *Journal of Seismology*, vol. 12, no. 2, pp. 133–143, 2008. <https://doi.org/10.1007/s10950-007-9080-0>

- [9] I. Takewaki, 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*, vol. 49, pp. 119–134, 2013. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2012.10.038>
- [10] R. P. Hu, 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*, vol. 22, no. 7, pp. 1285–1315, 2018. <https://doi.org/10.1080/13632469.2017.1286617>
- [11] S. H. Oh 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*, vol. 133, p. 106103, 2020. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2020.106103>
- [12] X. Wang, X. A. Zhang, M. M. Shahzad, and T. Wang, "Research on dynamic response characteristics and control effect of mega-sub controlled structural system under long-period ground motions," *Structures*, vol. 29, pp. 225–234, 2021. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2020.11.044>
- [13] M. Gholhaki and H. Asghari Takdam, "Investigation on nonlinear dynamic behavior of thin steel plate shear walls with rigid beam to column connections under far and near fault earthquakes," *Ferdowsi Civil Engineering*, vol. 26, no. 1, pp. 63–84, 2015. <https://doi.org/10.22067/civil.v26i1.44041>
- [14] S. M. Razzaz and H. Shariatmadar, "Evaluation of coupled-shear walls subjected to near-field earthquakes," *Journal of Ferdowsi Civil Engineering*, vol. 27, no. 1, pp. 1–16, 2016. <https://doi.org/10.22067/civil.v27i1.54279>
- [15] A. Mortezaei and A. Kheyroddin, "Higher mode effects in the pushover analysis of RC buildings subjected to the near-fault ground motions," *Journal of Structural Engineering and Geotechnics*, vol. 25, no. 2, pp. 1–12, 2014. <https://doi.org/10.22067/civil.v25i2.40587>
- [16] J. Jin, 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*, vol. 211, p. 108151, 2023. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2023.108151>
- [17] J. H. Thomsen IV and J. W. Wallace, "Displacement-based design of slender reinforced concrete structural walls—experimental verification," *Journal of Structural Engineering*, vol. 130, no. 4, pp. 618–630, 2004. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2004\)130:4\(618\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2004)130:4(618))