



نشریه مهندسی عمران فردوسی

فصلنامه علمی

شماره پیاپی ۵۱

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

نیما آرمیون نژاد - حسین پهلوان - محمد شامخی امیری

- ۲۳ بهبود رفتار لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی همگرا با استفاده
از یک میراگر حلقه‌ای نوین

یاشار بخشایش - فرشته امامی

- ۴۵ تأثیر خاکستر باگاس و الیاف پلی‌پروپیلن بر عملکرد
مکانیکی بتن و پیش‌بینی آن با یادگیری ماشین

دانیال نصر - رضوان باباگلی - نادر دهاقین

- ۷۵ اثر بیشینه شتاب زلزله بر کنترل فازی نیمه‌فعال سازه با
میراگر مایع تنظیم شونده

جواد هاشمی - حامد عنایتی

- ۹۷ مطالعه آزمایشگاهی ظرفیت باربری معادل بستر رسی
به‌سازی شده با ستون سنگی

کریم بهاری امینه - سید محمد علی صدرالدینی - محمد هادی علیزاده
الیزبی

- ۱۱۵ ارزیابی آزمایشگاهی اتصالات تیر ستون گوشه تحت
بارگذاری جانبی یک‌جهته و دوجته

سید احمد نظامی - احمد شوشتری - جلیل شفائی

سردبیر: محمدرضا اصفهانی

مدیر مسئول: فریدون ایرانی

صاحب امتیاز: دانشگاه فردوسی مشهد

هیئت تحریریه:

دکتر محمدرضا اصفهانی	استاد، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران
دکتر کاظم بدو	استاد، دانشگاه ارومیه، دانشکده مهندسی
دکتر جعفر بلوری بزاز	دانشیار، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران
دکتر احمد پویا	استاد، Ecole des Ponts Paris tech
دکتر سید محمود حسینی	استاد، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران
دکتر ناصر حافظی مقدس	استاد، دانشگاه فردوسی مشهد، دانشکده علوم پایه
دکتر سیداحسان سیدی حسینی نیا	دانشیار، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران
دکتر شهناز دانش	دانشیار، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه عمران
دکتر غلامرضا رخشنده رو	استاد، دانشگاه شیراز، دانشکده راه و ساختمان
دکتر محمدحسین سبط	استاد، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، دانشکده مهندسی عمران
دکتر فرزاد شهابیان مقدم	استاد، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران
دکتر امیر کاووسی	استاد، دانشگاه تربیت مدرس، دانشکده مهندسی، گروه راه و ترابری
دکترحسین گنجی دوست	استاد، دانشگاه تربیت مدرس، دانشکده مهندسی، گروه راه و ترابری
دکتر محمود فغفور مغربی	استاد، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران
دکتر فریدون مقدس نژاد	استاد، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، دانشکده مهندسی عمران
دکتر ابوالفضل محمدزاده مقدم	دانشیار، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران
دکتر محمدرضا کیانوش	استاد، University of Ryerson

مسئول دفتر نشریه: تکتّم هوشمند

ویراستار ادبی: الهام دهقان

ویرایش و صفحه آرایی: سیده عاطفه نوعی باغبان- تکتّم هوشمند

<http://www.srlst.com>

این نشریه در کتابخانه منطقه‌ای علوم و تکنولوژی شیراز (ISC) نمایه می‌شود.

نشانی: مشهد- دفتر نشریه - دانشکده مهندسی - دانشگاه فردوسی مشهد - صندوق پستی: ۹۱۷۷۵-۱۱۱۱

وب سایت: <http://civil-ferdowsi.um.ac.ir> پست الکترونیکی: civil-ferdowsi@um.ac.ir شماره تلفن: ۰۵۱۳۸۸۰۶۰۲۴

چاپ: چاپخانه دانشگاه فردوسی مشهد

فهرست مطالب

- ۱ 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 - حسین پهلوان - محمد شامخی امیری
- ۲۳ بهبود رفتار لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی همگرا با استفاده از یک میراگر حلقه‌ای نوین
یاشار بخشایش - فرشته امامی
- ۴۵ تأثیر خاکستر باگاس و الیاف پلی پروپیلن بر عملکرد مکانیکی بتن و پیش‌بینی آن با یادگیری ماشین
دانیال نصر - رضوان باباگلی - نادر دهاقین
- ۷۵ اثر بیشینه شتاب زلزله بر کنترل فازی نیمه‌فعال سازه با میراگر مایع تنظیم شونده
جواد هاشمی - حامد عنایتی
- ۹۷ مطالعه آزمایشگاهی ظرفیت باربری معادل بستر رسی به‌سازی شده با ستون سنگی
کریم بهاری امینه - سید محمد علی صدرالدینی - محمد هادی علیزاده الیزیی
- ۱۱۵ ارزیابی آزمایشگاهی اتصالات تیر ستون گوشه تحت بارگذاری جانبی یک‌جهته و دوجته
سید احمد نظامی - احمد شوشتری - جلیل شفاثی



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 Amiri³

DOI: [10.22067/jfcee.2025.90819.1330](https://doi.org/10.22067/jfcee.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.

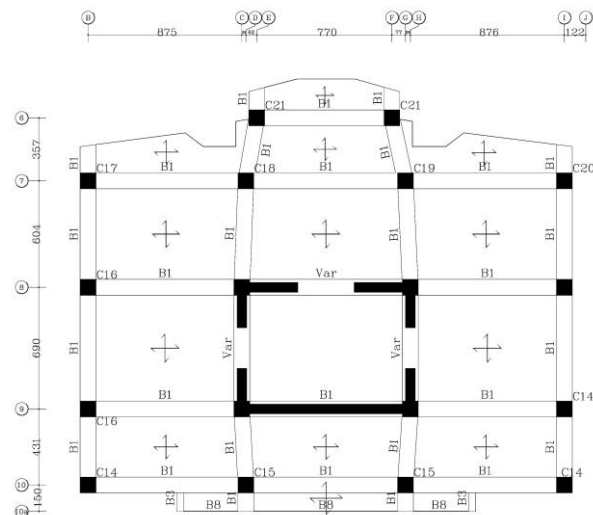


Fig1. Typical Floor Plan of the Modeled Structure

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/jfcej.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 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.

واژه‌های کلیدی ساختمان بلندمرتبه، زلزله‌های زمان تناوب 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

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

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.



شکل ۱ نمودار گردش روند تحقیق

تاریخچه

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 کمانش 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 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 مؤثر 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.

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

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.

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 پی‌ود 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.

تاوکاکی 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

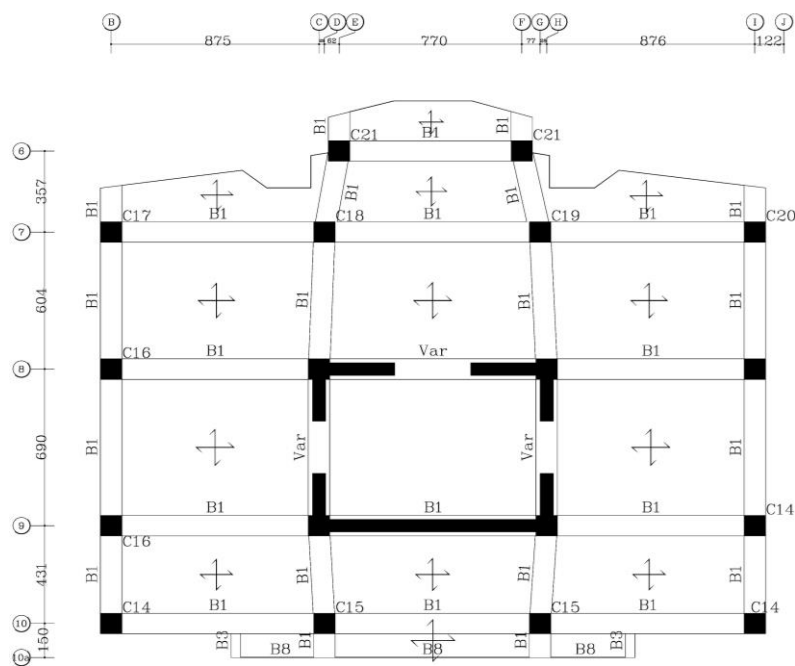
محل احداث تپ III فرض شده است. مقاومت فشاری بتن f'_c

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 $f_y = 400$ 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.

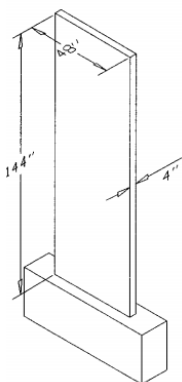
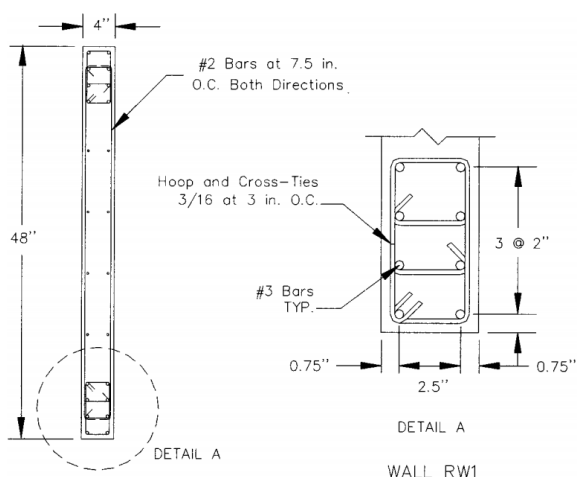


شکل ۲ پلان تپ طبقات سازه مدل شده

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] 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

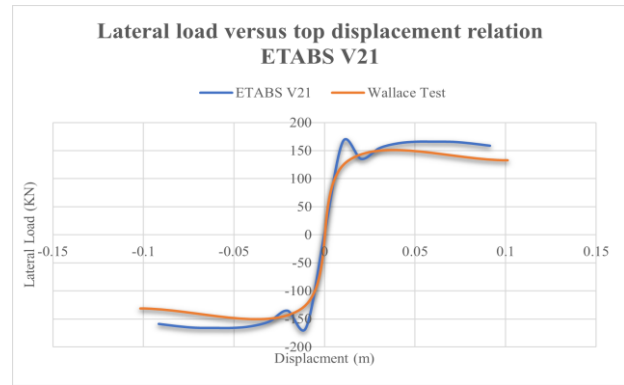
در مرحله اول ساختمان با روش تحلیل دینامیکی طیفی خطی تحلیل و طراحی می شود و ابعاد و مشخصات اعضای سازه تعیین می گردد. سازه به صورت ارتجاعی رفتار می کند و نیازی به مدل سازی غیرخطی نیست. برای ساختمان بلند، سختی و مقاومت به گونه ای تعیین می شود که عملکرد استفاده بی وقفه (IO) را به طور ضمنی ارضا کند. تحلیل 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. 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 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

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 فراارتجاعی 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

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.

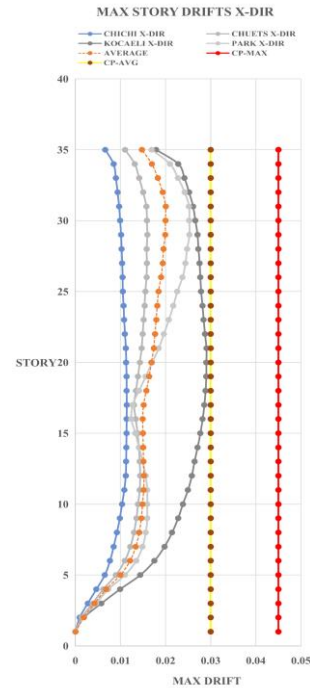
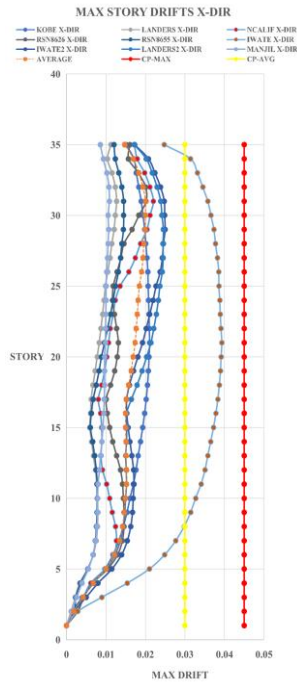
جدول ۶ مشخصات شتاب‌نگاشت زلزله‌های انتخاب شده در این مطالعه

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

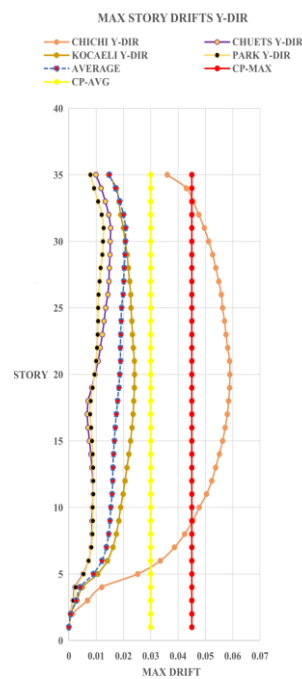
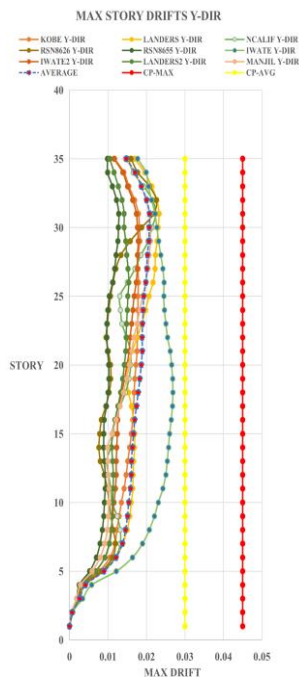
دستورالعمل TBI2017 حدود مجاز تغییر مکان جانبی نسبی پیشینه را با صرف نظر از روش تحلیل در هر مکان از طبقه در امتداد هر یک از دو محور اصلی ساختمان برای میانگین همه

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

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



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

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

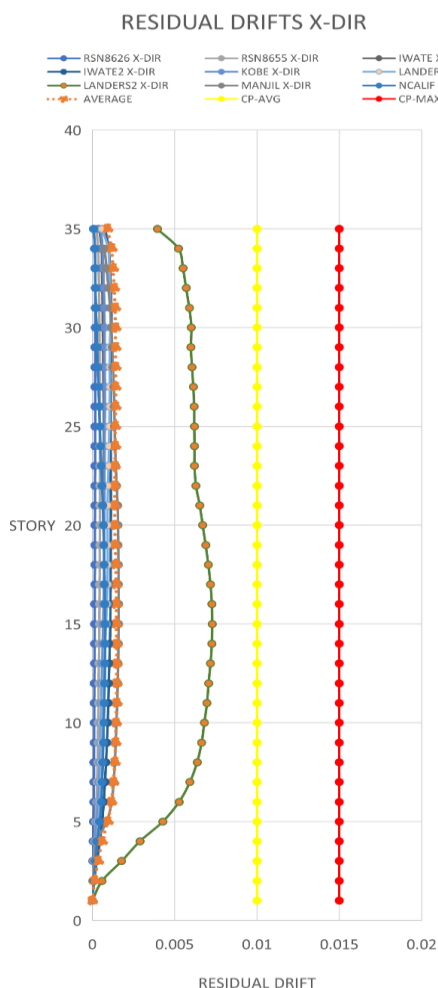
اصلی ساختمان برای میانگین همه رکوردهای زلزله به ۱ درصد و برای هر رکورد زلزله به ۱/۵ درصد در هر طبقه محدود کرده است. در شکل‌های (۹) تا (۱۲) تغییر مکان جانبی نسبی ماندگار طبقات برای سازه مورد مطالعه ارائه شده است.

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 ۹٪ و در جهت Y حدود ۳۳٪ افزایش یافته است.

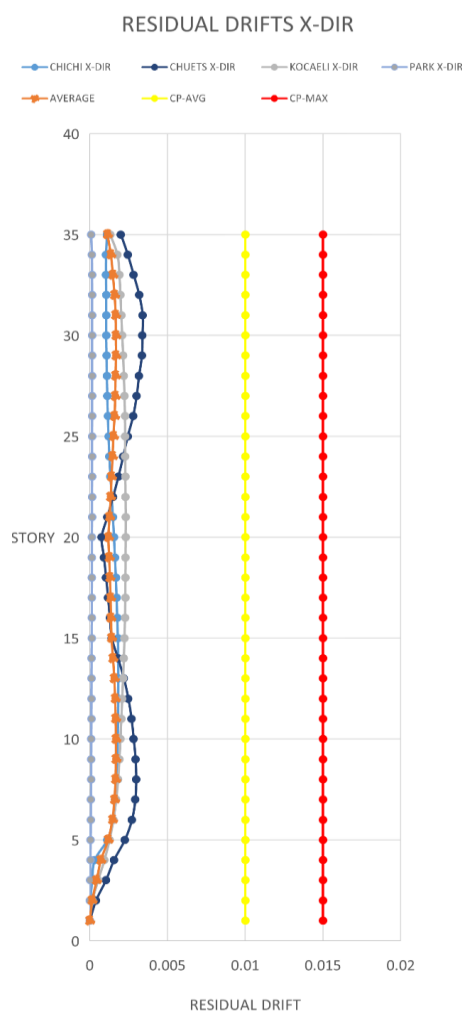
همان طور که در شکل‌های (۵) تا (۸) مشاهده می‌شود در همه رکوردها به جز رکورد زلزله Chichi در جهت Y سازه مقادیر دریافت حداکثر در محدوده مجاز قرار دارد. همچنین مقادیر تغییر مکان جانبی نسبی حداکثر برای زلزله‌های با زمان تناوب بلند نسبت به زلزله‌های با زمان تناوب کوتاه در سازه مورد مطالعه به طور میانگین در جهت X حدود ۴٪ و در جهت Y حدود ۵۲٪ افزایش یافته است.

کنترل تغییر مکان جانبی نسبی ماندگار

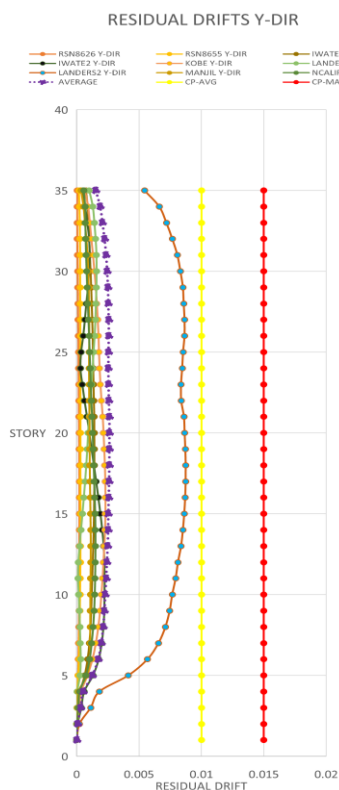
دستورالعمل TBI2017 حدود مجاز تغییر مکان جانبی نسبی ماندگار را در هر مکان از طبقه در امتداد هر یک از دو محور



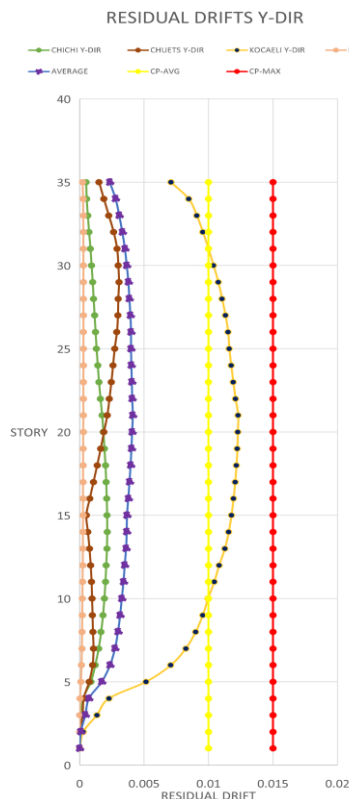
شکل ۱۰ تغییر مکان جانبی نسبی ماندگار طبقات تحت رکوردهای زمان تناوب کوتاه در جهت X



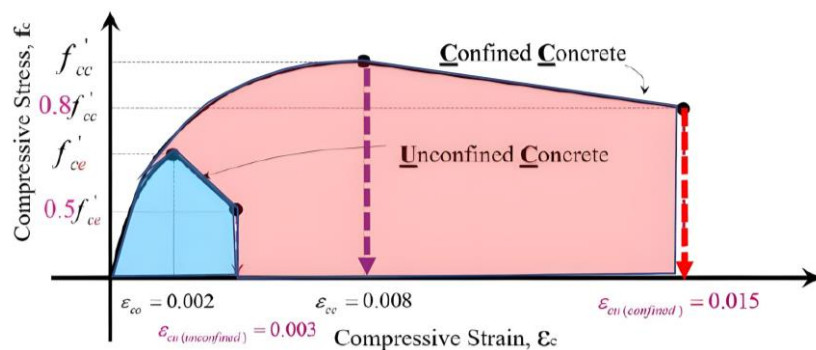
شکل ۹ تغییر مکان جانبی نسبی ماندگار طبقات تحت رکوردهای زمان تناوب بلند در جهت X



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



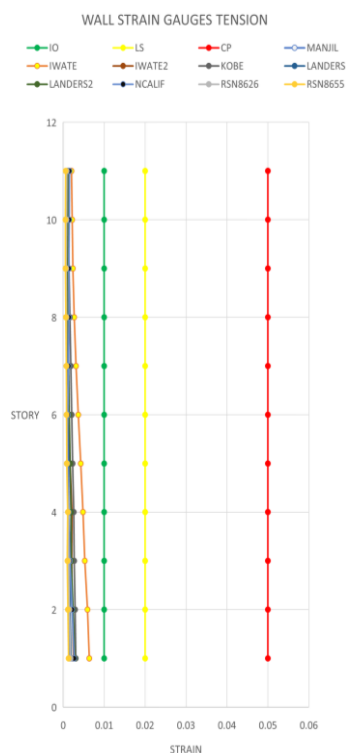
شکل ۱۳ کرنش بتن محصور شده طبق مدل ACI318

شده است.

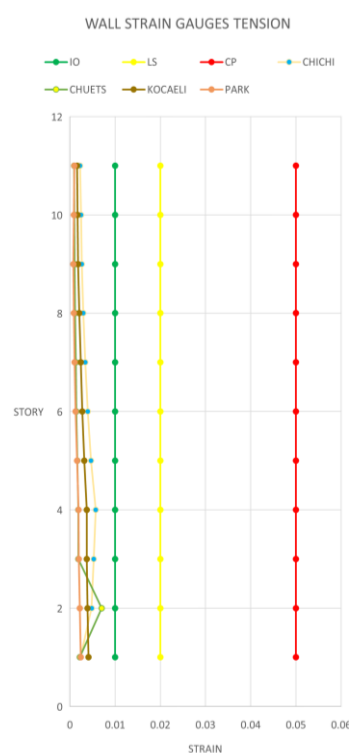
طبق شکل (۱۴) تا (۱۷) کرنش فشاری و کششی نظیر هیچ یک از رکوردهای زلزله سطح عملکرد CP را رد نکرده است. همان طور که مشاهده می شود مقادیر کرنش های فشاری بتن دیوارها برای زلزله های با زمان تناوب بلند نسبت به زلزله های با زمان تناوب کوتاه در سازه مورد مطالعه به طور میانگین حدود ۸۳٪ است و کرنش های کششی آرماتورهای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

کنترل کرنش سنج ها از طریق نمودار

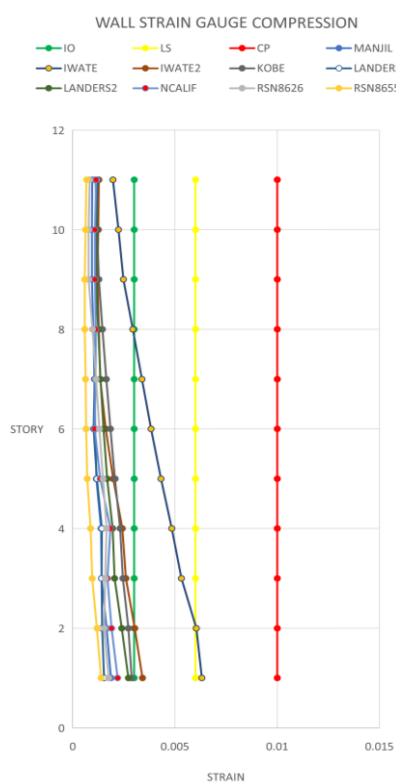
حالت حدی CP برای کرنش بتن دیوار برشی: طبق مدل بتن محصور شده ACI318، عناصر مرزی ویژه در کرنش ۰،۰۰۸ به حداکثر تنش قابل تحمل خود می رسند؛ بنابراین مقدار ۸۰ درصد حداکثر مقدار تنش، که کرنش فشاری $0.015\delta u$ می باشد (شکل ۱۳)، به عنوان معیار پذیرش بتن محصور شده دیوار برای سطح عملکرد CP در نظر گرفته می شود.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



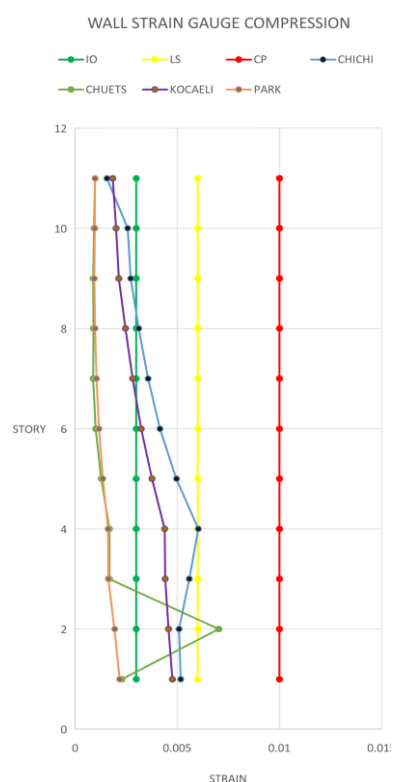
شکل ۱۵ کرنش کششی آرماتورهای دیوار برشی برای رکوردهای زمان تناوب کوتاه



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



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

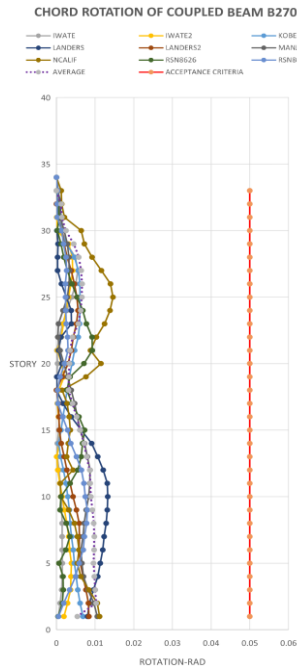


شکل ۱۶ کرنش فشاری بتن دیوار برشی برای رکوردهای زمان تناوب بلند

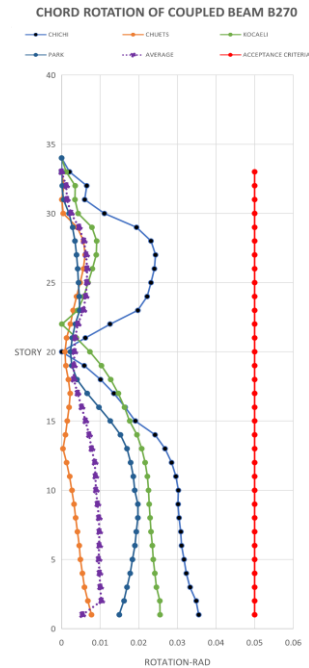
بر پایداری و ایمنی ساختمان تأثیر می‌گذارد. مقادیر مجاز چرخش نسبی مفاصل تیرهای همبند طبق دستورالعمل TBI2017 برابر با ۰,۰۵ رادیان می‌باشد. در شکل‌های (۱۸) تا (۲۳) چرخش نسبی مفاصل تیرهای همبند برای دیوارهای برشی ارائه شده است.

کنترل CHORD ROTATION

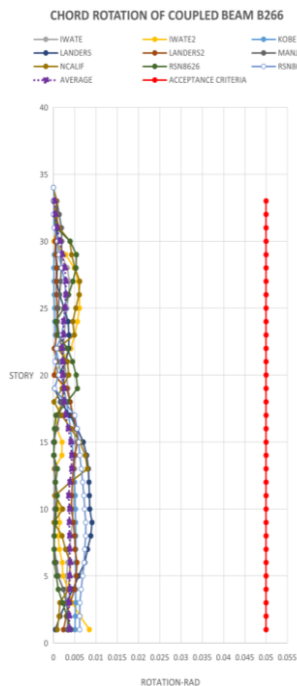
کنترل چرخش نسبی مفاصل تیرهای همبند، به تغییر زاویه‌ای که بین ابتدا و انتهای یک تیر همبند رخ می‌دهد گفته می‌شود. این چرخش‌ها می‌توانند در اثر نیروهای لرزه‌ای یا بارهای دیگر ایجاد شوند و می‌توانند به تغییر شکل‌های فرارترجایی منجر شوند که



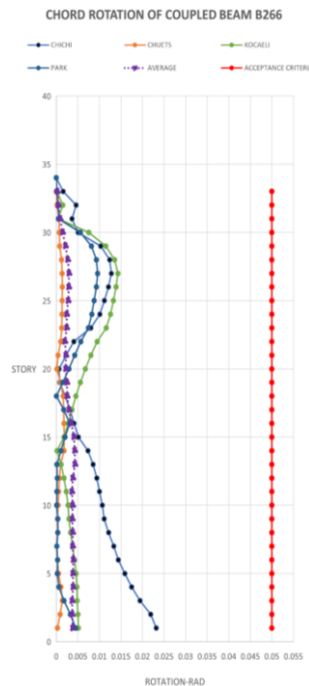
شکل ۱۹ کنترل Chord Rotation تیر همبند جهت شرقی پلان برای رکوردهای زمان تناوب کوتاه



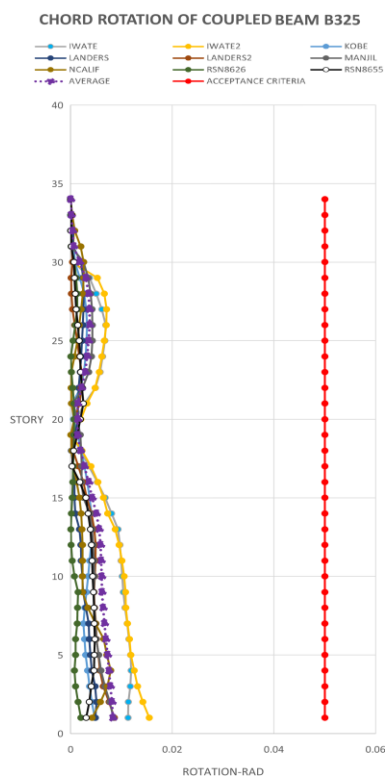
شکل ۱۸ کنترل Chord Rotation تیر همبند جهت شرقی پلان برای رکوردهای زمان تناوب بلند



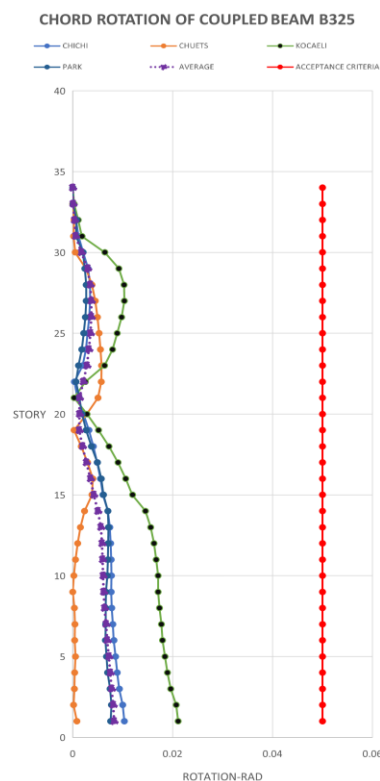
شکل ۲۱ کنترل Chord Rotation تیر همبند جهت غربی پلان برای رکوردهای زمان تناوب کوتاه



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

طبق شکل‌های (۱۸) تا (۲۳) کنترل Chord Rotation انجام شده روی تیرهای همبند سازه مورد مطالعه 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.

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 نبوده است. مقادیر DCR برای زلزله‌های با تناوب بلند نسبت به زلزله‌های با زمان تناوب کوتاه در ستون‌ها به طور میانگین ۳۹٪ افزایش یافته است.

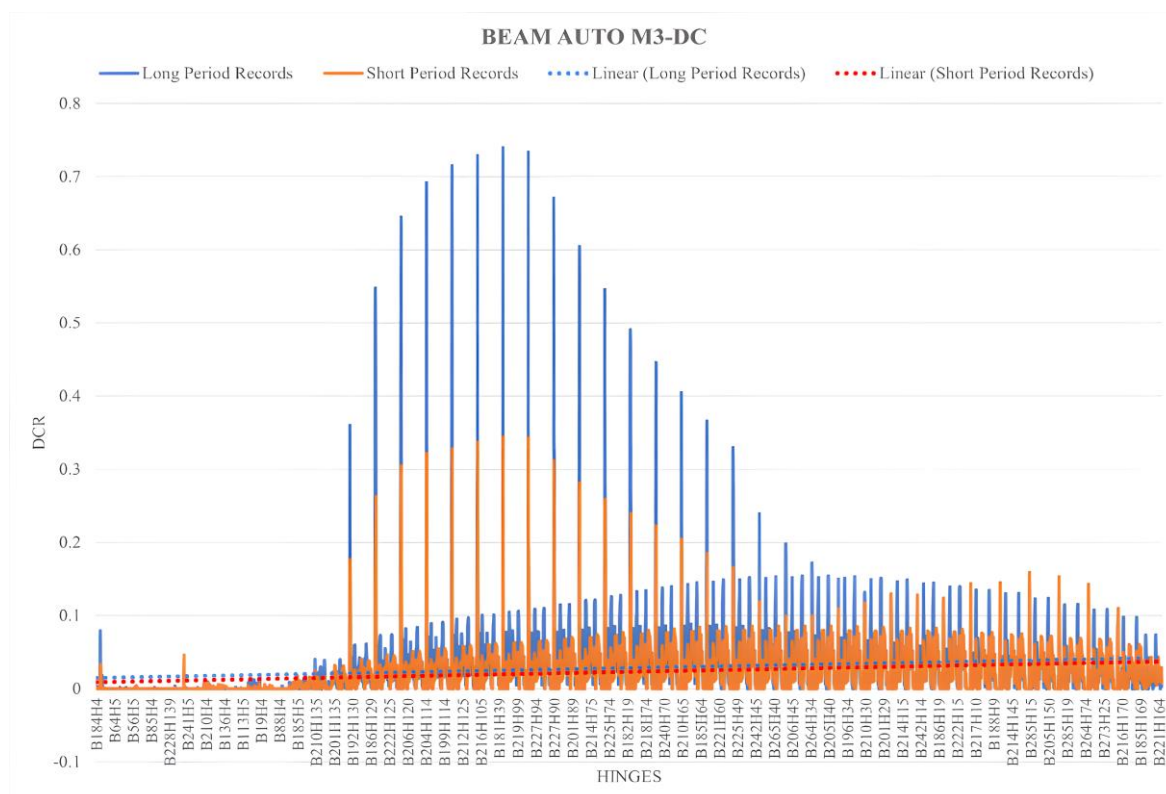
نتایج DCR مفصل فراررتجاعی ستون‌ها برای تلاش $V2(FC)$ طبق شکل (۲۷) کنترل DCR مفصل فراررتجاعی ستون‌ها برای تلاش $V2(FC)$ برای زلزله‌های با تناوب کوتاه، بیشتر از ۱ بوده و سطح عملکرد CP را رد کرده است. مقادیر DCR برای زلزله‌های با زمان تناوب بلند نسبت به زلزله‌های با تناوب کوتاه در ستون‌ها به طور میانگین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

طبق شکل‌های (۱۸) تا (۲۳) کنترل Chord Rotation انجام شده روی تیرهای همبند سازه مورد مطالعه سطح عملکرد CP را پاسخگو نبوده است. همان طور 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 ۴۲٪، ۳۹٪ و ۲۷٪ افزایش یافته است.

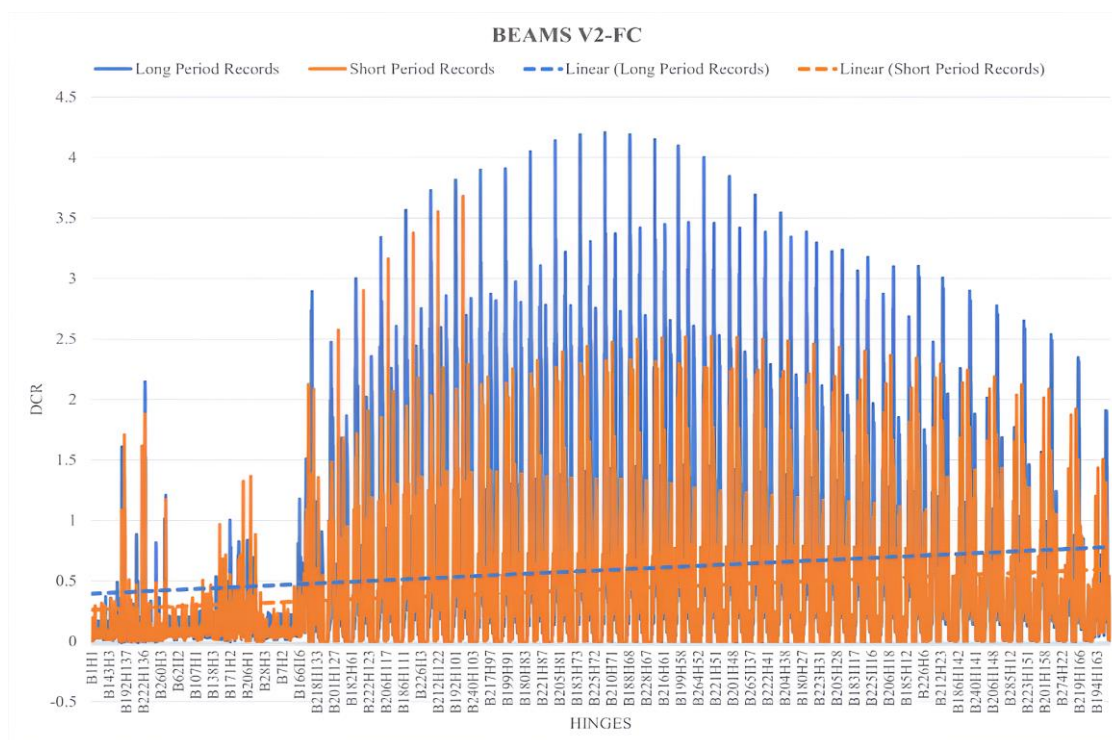
نتایج DCR مفصل فراررتجاعی و فایبرهای اعضا برای سطح عملکرد CP

نتایج DCR مفصل فراررتجاعی تیرها برای تلاش $M3(DC)$ طبق شکل (۲۴) DCR مفصل فراررتجاعی تیرها برای تلاش $M3(DC)$ کوچک‌تر از ۱ بوده و سطح عملکرد CP را پاسخگو نبوده 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.

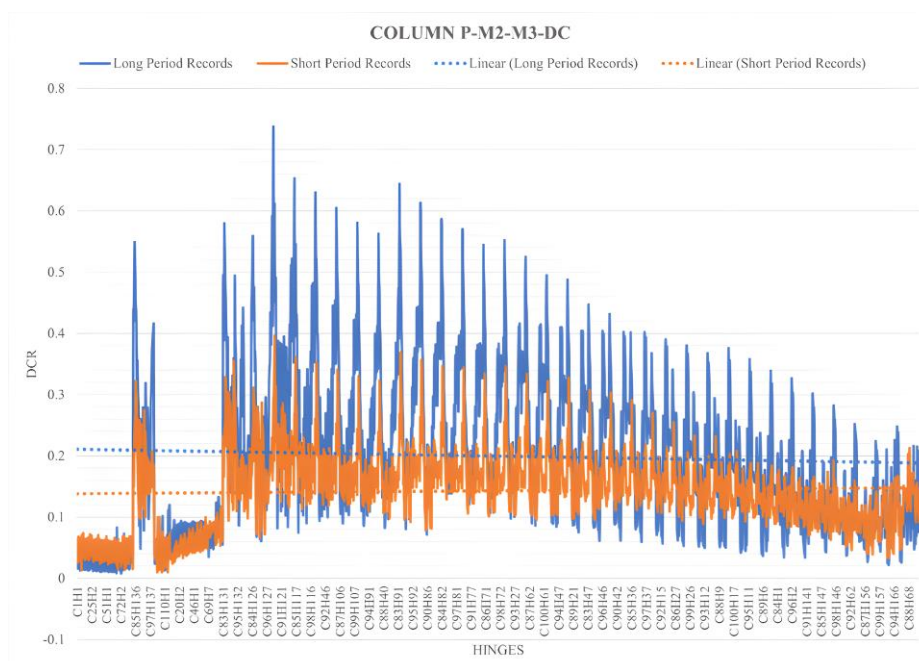
نتایج DCR مفصل فراررتجاعی تیرها برای تلاش $V2(FC)$ طبق شکل (۲۵) کنترل DCR مفصل پلاستیک تیرها برای تلاش



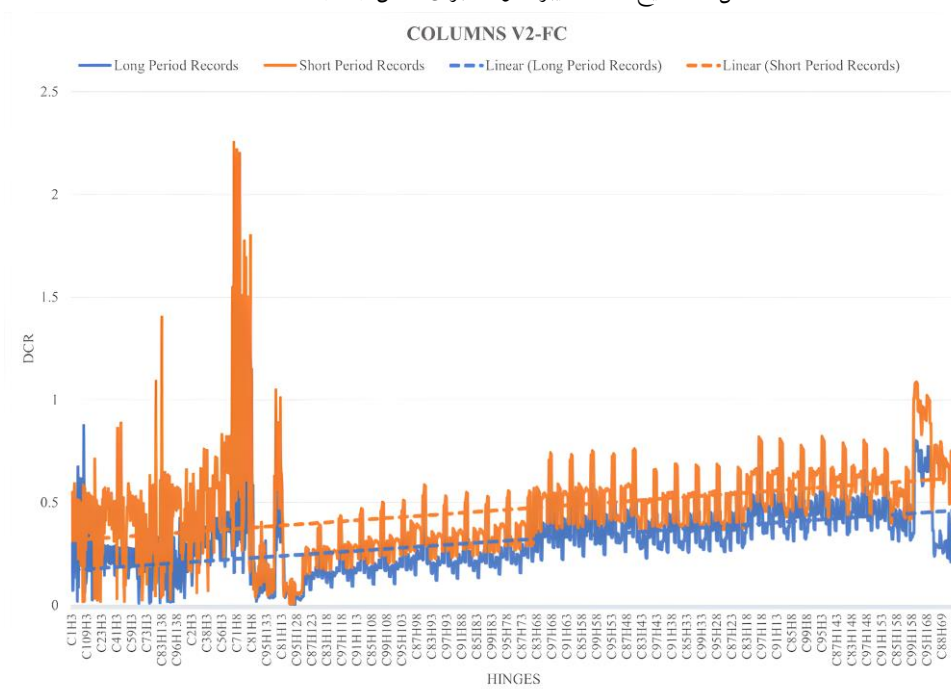
شکل ۲۴ نتایج DCR مفصل فرا ارتجاعی تیرها برای تلاش M3(DC)



شکل ۲۵ نتایج DCR مفصل فرا ارتجاعی تیرها برای تلاش V2(FC)



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

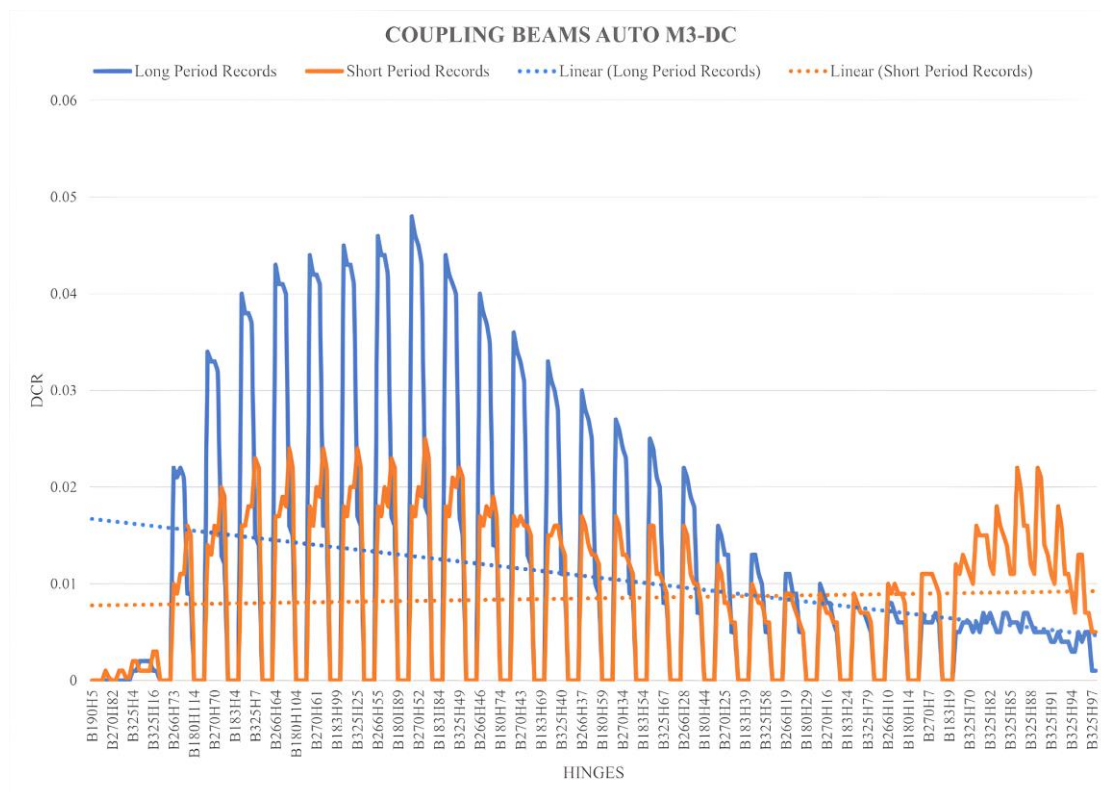


شکل ۲۷ نتایج DCR مفاصل فراارتجاعی ستون‌ها برای تلاش V2(FC)

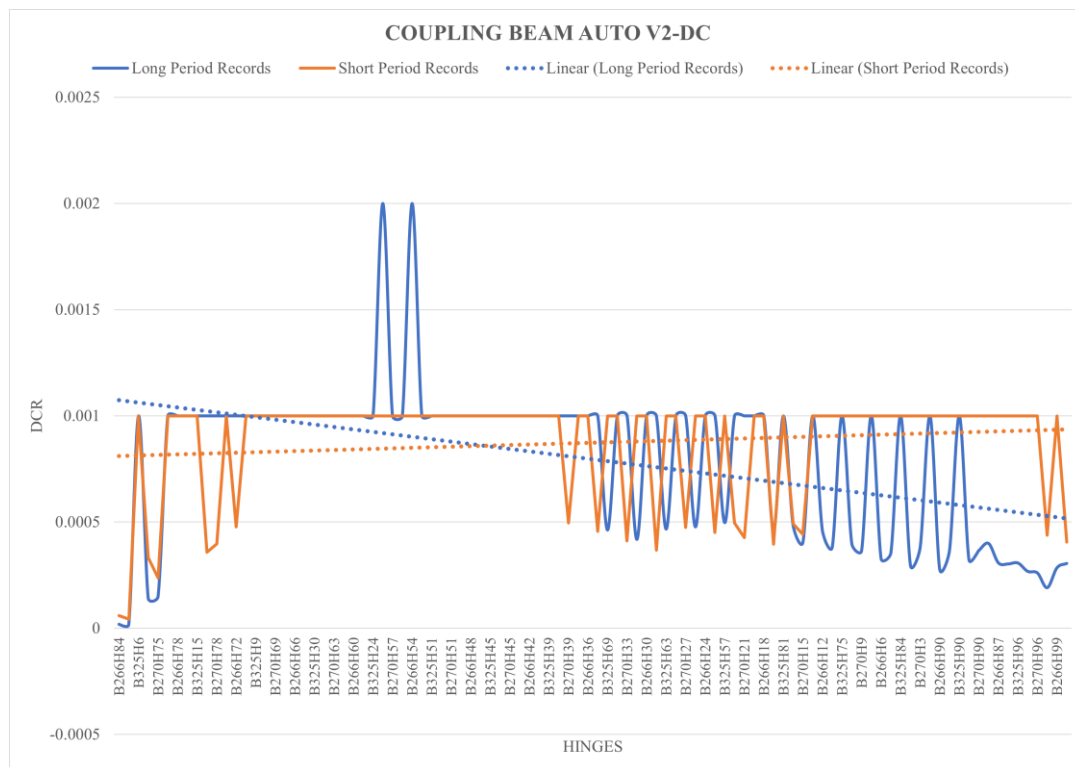
نتایج DCR مفاصل فراارتجاعی تیرهای همبند برای تلاش M3(DC)

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.

نتایج DCR مفاصل فراارتجاعی 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.



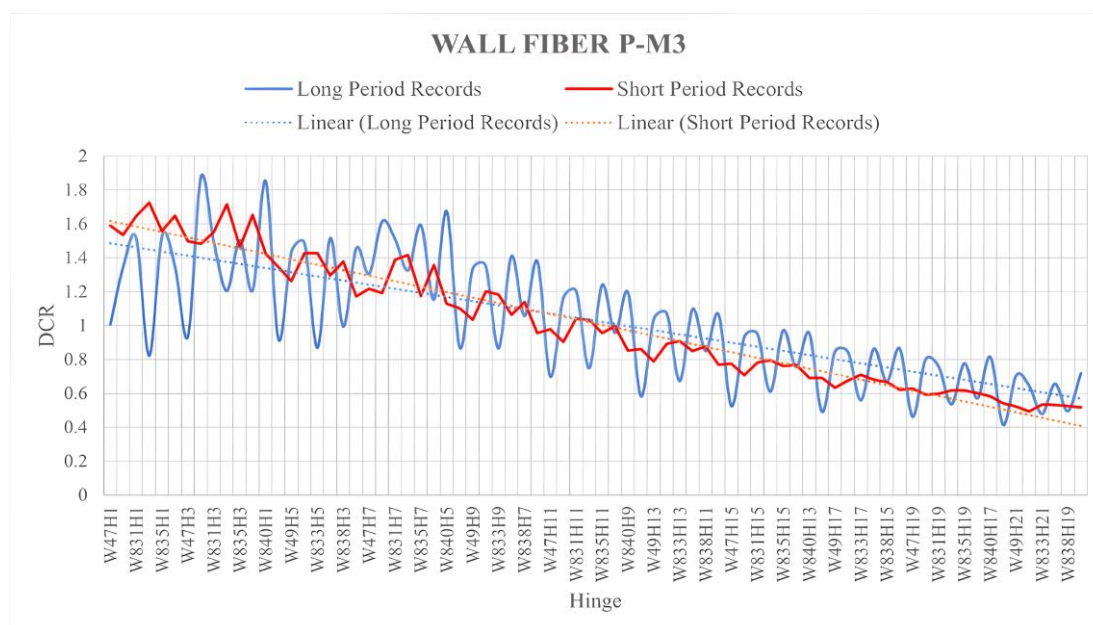
شکل ۲۸ نتایج DCR مفاصل فراارتجاعی تیرهای همبند برای تلاش M3(DC)



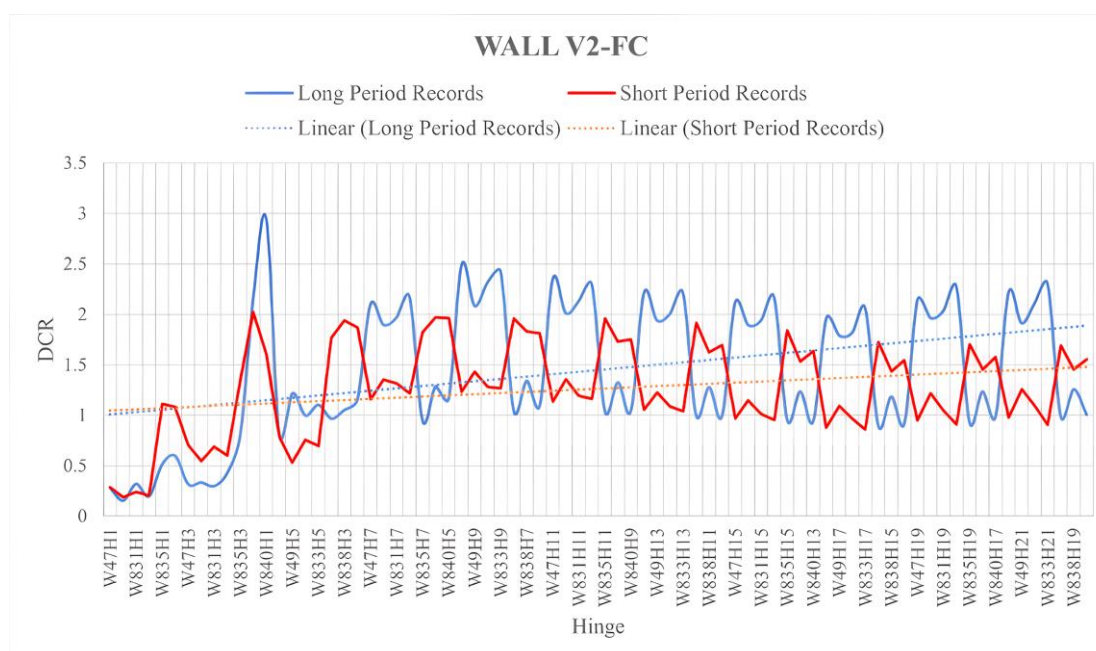
شکل ۲۹ نتایج DCR مفاصل فراارتجاعی تیرهای همبند برای تلاش V2(DC)

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

با توجه 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 جوابگوی 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 را با نتایج پیشنهادی توسط دستورالعمل TBI2017 نشان دهند.

سپاسگزاری

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))



Ferdowsi Civil Engineering

<https://civil-ferdowsi.um.ac.ir>



Iranian
Concrete
Institute



Pavement
Engineering
Association of
Iran

Enhancing the Seismic Behavior of Concentrically Braced Frames Using an Innovative Steel Ring Damper

Research Article

Yashar Bakhshayesh¹, Fereshteh Emami² 

DOI: [10.22067/jfcej.2025.88926.1314](https://doi.org/10.22067/jfcej.2025.88926.1314)

1. Introduction

Following the Northridge earthquake (1994), many moment connections in steel structures designed according to the codes of the time suffered severe damage. Extensive studies have been performed to develop new connections with significant plastic behavior, such as: Reduced Beam Section (RBS) connections and End-Plate connections. However, the stringent design criteria for these connections have raised doubts within the engineering community regarding the widespread use of these systems. Also, since the seismic performance of these connections relies on the plastic rotation capacity of beam, repairing damaged structures requires considerable effort and cost after severe earthquakes.

To overcome these problems, energy dissipative systems have been employed to control of damage in the structures. Energy dissipative devices are installed on the structure to increase damping, stiffness and strength. In addition to desirable seismic performance of a structure, ease of implementation and economic consideration are other important parameters that must be regarded. The primary reason for using energy-dissipating devices in a structure is to dissipate the input seismic energy, thus minimizing damage to structural members. Metallic dampers are the most widely used type of energy-dissipating devices. The energy dissipation mechanism of all metallic dampers is based on nonlinear deformations of metallic materials, and they are generally employed to improve the behavior of concentrically braced frames.

2. Finite-Element (FE) modeling

In this section, details of modeling of FE specimens in Abaqus software are presented. A 3D solid element

(C3D8R) 8-node linear brick element with reduced integration was employed for meshing of the specimens additionally, the fineness of the mesh was investigated to determine an optimal mesh that provides accurate results with reduced computational time. The steel material was modeled based on the von Mises yield criterion and kinematic hardening. Steel with a yield stress of 305 MPa and an ultimate stress of 480 MPa was used for the specimens. Furthermore, a bilinear stress-strain curve for the steel was defined with an elastic modulus of 210 GPa and a Poisson's ratio of 0.3. The specimens were analyzed using General Static Analysis.

3. Results and discussion

Fig. 1 shows the cyclic response of the numerical models. The obtained results indicate that the proposed damper exhibits a stable hysteresis curve without any strength or stiffness degradation, which it can be used as a ductile fuse. Also, Fig. 1 compares the hysteresis curves of the proposed damper with those of a conventional ring damper. As shown, the proposed damper developed fuller hysteresis loops than the traditional ring damper. It should be noted that the asymmetric behavior of the damper in tensile region is due to its difference behavior under tension and compression. The ring damper behavior can be considered similar to a column, where its tensile capacity exceeds its compressive capacity.

* Manuscript received 2024 July 14, Revised 2025 March 11, Accepted 2025 May 12.

¹ Ph. D student, Department of civil engineering, Science and Research Branch, Islamic Azad University, Tehran, .

² Corresponding author, Assistant Professor, Department of civil engineering, Science and Research Branch, Islamic Azad University, Tehran, Iran. **Email:** f-emami@srbiau.ac.ir

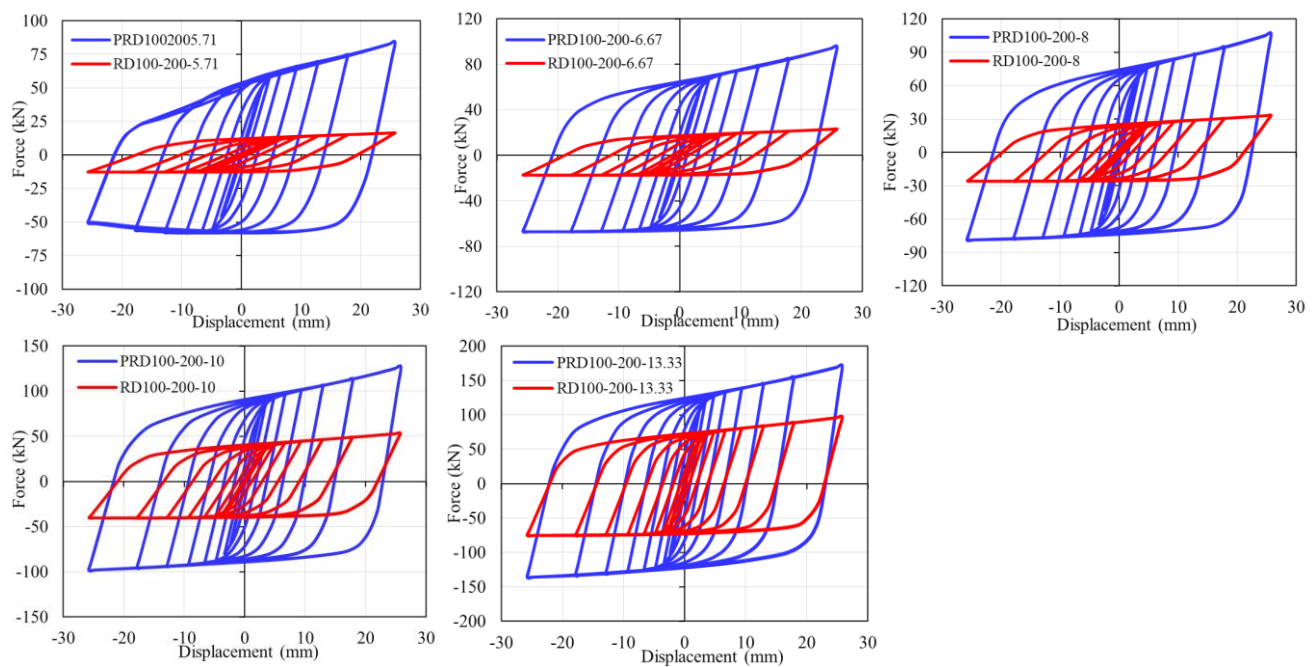


Fig. 1. Hysteresis curve of the proposed damper.

4. Conclusion

This study introduces a novel ring damper to enhance the performance of Concentrically Braced Frames (CBFs). The proposed damper offers ease of fabrication and post-earthquake replacement. First, an experimental model of the ring damper was validated in ABAQUS software to verify its numerical accuracy. Subsequently, a parametric study was conducted on the proposed damper, and its behavior was compared with that of a conventional ring damper. Finally, a numerical investigation was performed to evaluate the impact of the proposed damper on CBFs. The main conclusions are as follows:

1. The proposed damper exhibits stable hysteresis curves with no stiffness or strength degradation. Compared to the conventional ring damper, it develops fuller hysteresis loops, resulting in an average 3.7-fold increase in energy dissipation and 4.3-fold improvement in stiffness.
2. As expected, the diagonal brace model demonstrated poor performance under compressive loads due to brace buckling. In contrast, the braced frame equipped with the proposed damper exhibited symmetric tensile-compressive behavior, significantly enhancing the hysteresis response of the concentrically braced system.
3. The proposed damper improves the energy dissipation capacity of the concentrically braced frame by approximately 28%. Analysis of the Von Mises stress criterion revealed that most brace elements remained elastic, while damage was concentrated in the damper plates. This confirms that the damper acts as a structural fuse.



بهبود رفتار لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی همگرا با استفاده از یک میراگر حلقه‌ای نوین*

مقاله پژوهشی



فرشته امامی^(۲)

یاشار بخشایش^(۱)

DOI: 10.22067/jfpei.2025.88926.1314

چکیده اگر چه مهاربندهای همگرا سختی و مقاومت بالایی دارند، به دلیل کماتش عضو مهاربندی تحت بارهای چرخه‌ای، ظرفیت اتلاف انرژی و شکل‌پذیری نامطلوبی دارند. یکی از راهکارهای مناسب برای بهبود رفتار مهاربندها استفاده از میراگرهای فولادی است. بنابراین، در این مقاله، یک میراگر حلقه‌ای فولادی نوین با هدف بهبود عملکرد میراگر حلقه‌ای معمول معرفی می‌شود. به منظور مطالعه رفتار میراگر پیشنهادی ابتدا صحت‌سنجی نمونه آزمایشگاهی انجام شد و سپس رفتار چرخه‌ای میراگر پیشنهادی با استفاده از نرم‌افزار آباکوس بررسی شد. نتایج پاسخ چرخه‌ای نشان می‌دهد که میراگر پیشنهادی دارای منحنی چرخه‌ای پایدار، متقارن و بدون کاهش ناگهانی سختی و مقاومت است. بنابراین می‌توان از آن به عنوان یک عضو شکل‌پذیر استفاده شود. همچنین در مقایسه با میراگر حلقه‌ای معمول، اتلاف انرژی و سختی میراگر پیشنهادی به طور میانگین به ترتیب ۳٫۷ و ۴٫۳ برابر بیشتر است. برای غلبه بر مشکلات مهاربندهای همگرا، میراگر پیشنهادی به مهاربند قطری متصل شد. نتایج نشان می‌دهد که میراگر پیشنهادی با داشتن رفتار چرخه‌ای پایدار و متقارن موجب بهبود منحنی چرخه‌ای مهاربند همگرا شده است و با متمرکز کردن عمده آسیب می‌تواند نقش یک فیوز سازه‌ای را ایفا کند. در نهایت یک تحلیل تاریخچه‌زمانی غیرخطی جهت مقایسه قاب مهاربندی همگرا با و بدون میراگر انجام شد. نتایج نشان می‌دهد میراگر پیشنهادی می‌تواند حداکثر برش پایه را به طور میانگین در حدود ۹۴ درصد کاهش دهد. همچنین اضافه کردن میراگر پیشنهادی به قاب مهاربندی همگرا، دررفت برخی طبقات را کاهش می‌دهد.

واژه‌های کلیدی قاب مهاربندی همگرا، میراگر فولادی، رفتار چرخه‌ای، تحلیل چرخه‌ای.

Enhancing The Seismic Behavior of Concentrically Braced Frames Using An Innovative Steel Ring Damper

Yashar Bakhshayesh

Fereshteh Emami

Abstract Although concentric braces have high stiffness and strength, they develop undesirable energy dissipation capacity and ductility due to the bracing member buckling under cyclic loading. Using steel dampers is one of the appropriate methods to improve the braces behavior. Therefore, in this paper, an innovative steel ring damper is introduced with the aim of improving the performance of conventional ring dampers. In order to study the behavior of the proposed damper, first the verification of the experimental specimen was performed, and then the hysteretic behavior of the proposed damper was investigated using Abaqus software. The hysteresis curve results demonstrate that the proposed damper has a stable and symmetric hysteresis curve without stiffness and strength degradation. Therefore, it can be used as a ductile member. Also, in comparison with the conventional ring damper, the energy dissipation and stiffness of the proposed damper are on average 3.7 and 4.3 times greater, respectively. To overcome the disadvantages of concentric braces, the proposed damper was installed on the diagonal brace. The results indicate that the proposed damper, with its stable and symmetric hysteretic behavior, has enhanced the hysteresis curve of the concentric braces and can play a role of a structural fuse due to the concentration of most of the damage. Finally, a nonlinear time-history analysis was conducted to compare the concentrically braced frame with and without a damper. The results show that the proposed damper can decrease the maximum base shear about 94% on average. Also, adding the proposed damper to the concentrically braced frame decreases the story drift of some stories.

Key Words Concentrically Braced Frame, Steel Damper, Hysteretic Behavior, Cyclic Analysis.

* تاریخ دریافت مقاله ۱۴۰۳/۴/۲۴ و تاریخ پذیرش آن ۱۴۰۴/۲/۲۲ می‌باشد.

(۱) دانشجوی دکتری، گروه مهندسی عمران، واحد علوم تحقیقات، دانشگاه آزاد اسلامی، تهران.

(۲) نویسنده مسئول، استادیار گروه سازه و زلزله، گروه مهندسی عمران، واحد علوم و تحقیقات، دانشگاه آزاد اسلامی، تهران.

Email: f-emami@srbiau.ac.ir

مقدمه

پس از زلزله نورتریج (۱۹۹۴) بسیاری از اتصالات خمشی سازه‌های فولادی که بر اساس آیین‌نامه‌های وقت طراحی شده بودند متحمل خسارات شدیدی شدند. مطالعات گسترده‌ای برای توسعه اتصالات جدید انجام شده است که دارای رفتار غیرارتجاعی قابل توجهی هستند؛ مانند اتصالات با مقطع تیر کاهش یافته (RBS) [1-3] و فلنجی (End-Plate) [4,5]. با این حال معیارهای طراحی سخت‌گیرانه این اتصالات تردیدهایی را برای جامعه مهندسی در مورد استفاده گسترده از این سیستم‌ها به وجود آورده است [6]. همچنین به علت اینکه عملکرد لرزه‌ای این اتصالات بر اساس ظرفیت دوران پلاستیک تیر و ستون می‌باشد، تعمیر سازه آسیب دیده پس از زلزله‌های شدید نیازمند تلاش و هزینه زیادی است [7,8].

برای غلبه بر انواع این مشکلات، سیستم‌های اتلاف کننده انرژی برای کنترل آسیب در سازه‌ها مورد استفاده قرار گرفته‌اند [9,10]. ابزارهای اتلاف کننده انرژی به منظور افزایش میرایی، سختی و مقاومت سازه بر روی سیستم سازه نصب می‌شوند. علاوه بر عملکرد لرزه‌ای مطلوب یک سیستم در برابر بارهای اعمالی، سهولت اجرا و ملاحظات اقتصادی مسائل مهم دیگری هستند که باید برای کارایی مناسب یک سیستم در نظر گرفته شوند. دلیل اصلی برای استفاده از ابزارهای اتلاف کننده انرژی در یک سازه، اتلاف انرژی ورودی تحریک زلزله است. از این رو می‌توان آسیب وارده به اعضای سازه‌ای را به حداقل رساند. میراگرهای فلزی پرکاربردترین نوع ابزارهای اتلاف کننده انرژی هستند. مکانیزم اتلاف انرژی تمام میراگرهای فلزی بر اساس تغییر شکل‌های غیرخطی مواد فلزی می‌باشد و عمدتاً برای بهبود رفتار قاب‌های مهاربندی همگرا استفاده می‌شوند.

قاب‌های مهاربندی همگرا از جمله سیستم‌های رایج باربر جانبی در سازه‌های فولادی هستند. سختی الاستیک و مقاومت بالا یکی از مزایای قاب‌های مهاربندی همگرا است؛ با این وجود، یکی از معایب آن‌ها، شکل‌پذیری و ظرفیت اتلاف انرژی پایین آن‌ها در اثر کماتش عضو تحت بارگذاری فشاری است [11-13]. میراگرهای فلزی متعددی برای بهبود رفتار چرخه‌ای قاب‌های مهاربندی همگرا پیشنهاد شده است. از جمله میراگرهای ADAS [14-16]، TADAS [17,18] که انرژی لرزه‌ای را از طریق تسلیم خمشی ورق‌ها تلف می‌کنند. مهاربندهای

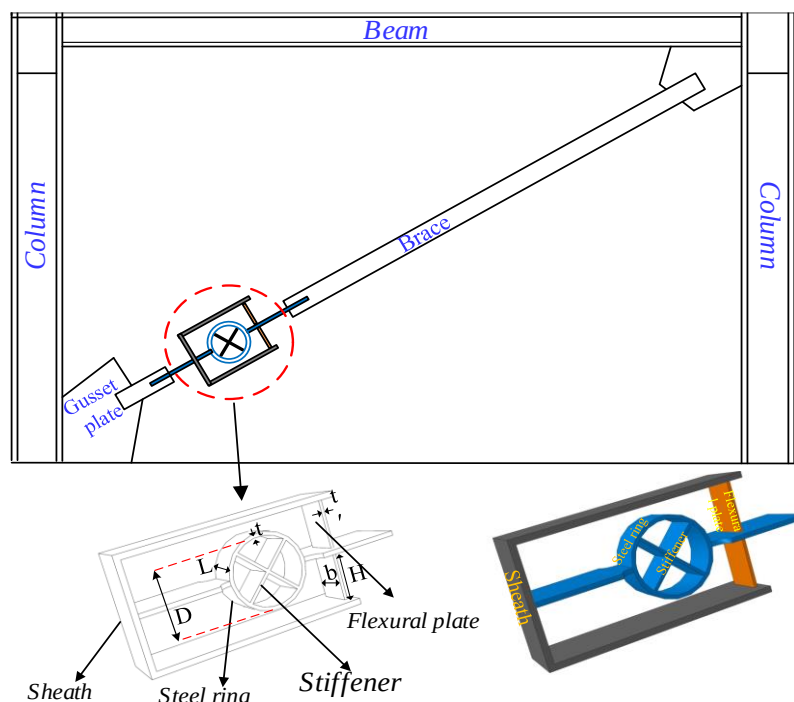
کمانش تاب (BRBs) به منظور حل مشکلات مهاربندهای همگرا معرفی شدند [19-21]. مهاربند کمانش تاب از یک هسته مرکزی و غلاف پیرامونی تشکیل شده است. هسته مرکزی از طریق تسلیم محوری وظیفه اتلاف انرژی لرزه‌ای را بر عهده دارد و غلاف پیرامونی از کمانش هسته مرکزی جلوگیری می‌کند. اگر چه مهاربندهای کمانش تاب رفتار چرخه‌ای پایدار و مقارنی دارند و ضعف‌های مهاربندهای متداول را بر طرف می‌کند، با این وجود استفاده از آن‌ها در ساختمان‌های متداول به دلیل هزینه بالا و مشکلات ساخت و اجرا توجه اقتصادی ندارد. میراگر حلقه‌ای نوع دیگری از میراگرهای فلزی است که همانند میراگر ADAS از طریق تغییر شکل‌های خمشی انرژی لرزه‌ای را اتلاف می‌کند [22]. عباس‌نیا و همکاران [22] برای اولین بار میراگر حلقه‌ای را معرفی کردند. نتایج مطالعه آزمایشگاهی آن‌ها نشان داد که میراگر حلقه‌ای در قاب مهاربندی همگرا از کمانش مهاربند جلوگیری می‌کند و انرژی لرزه‌ای را تلف می‌کند [22]. بزاز و همکاران [23] به صورت عددی رفتار میراگر حلقه‌ای در قاب مهاربندی دروازه‌ای را بررسی کردند. آزندریانی و همکاران [24] به صورت عددی و پارامتریک رفتار میراگر حلقه‌ای را بررسی کردند و روابط لازم برای طراحی آن را ارائه کردند. همچنین در مطالعه‌ای دیگر، آزندریانی و همکاران [25] یک میراگر دوحلقه‌ای جدید را معرفی کردند. آن‌ها یافتند که میراگر پیشنهادی رفتار چرخه‌ای و ظرفیت اتلاف انرژی میراگر حلقه‌ای معمول را بهبود می‌بخشد. معتمدی و همکاران [26] استفاده از میراگر حلقه‌ای در قاب مهاربندی X شکل را پیشنهاد کردند [26]. نتایج نشان داد که سیستم پیشنهادی می‌تواند شکل‌پذیری قاب مهاربندی را تقویت کند. احتشامی و همکاران [27] یک میراگر نوین را به منظور استفاده در سیستم مهاربندی معرفی کردند. سیستم پیشنهادی شامل چندین مقطع U شکل فولادی و مکعب‌های لاستیکی بود که به ترتیب نقش اتلاف کننده انرژی و فراهم کننده سختی پس از تسلیم را داشتند [27]. مطالعات متعددی با استفاده از سیستم مهاربندی شورون و میراگر برشی به منظور بهبود رفتار مهاربندهای همگرا انجام شده است [28-32]. میراگر برشی به طور متداول از یک جان برشی (وظیفه اتلاف انرژی) و دو ورق بال (جهت حفظ پایداری ورق جان) تشکیل شده است.

عمده تفاوت میراگر پیشنهادی با میراگر حلقه‌ای معمول، وجود دو ورق خمشی است که باعث بهبود عملکرد لرزه‌ای میراگر می‌شود. نمای شماتیک میراگر در قاب مهاربندی همگرا و جزئیات میراگر در شکل (۱) نشان داده شده است. جدار محاط کننده سهمی در تحمل نیروی اعمالی ندارد. با این وجود، از آنجایی که به ورق گاست متصل می‌شود، شرایط مرزی مقید در برابر جابه‌جایی را برای حلقه فولادی و ورق‌های خمشی ایجاد می‌کند. انتظار می‌رود حلقه فولادی، صفحات خمشی و سخت‌کننده‌ها در برابر بار اعمالی مقاومت نشان دهند. همان طور که در شکل (۱) نشان داده شده است، میراگر معرفی شده برای ساخت و نصب آسان است. از آنجایی که این میراگر را می‌توان در خارج از محل ساختمان بدون نیاز به متخصصان ماهر ساخت و سپس در محل نصب کرد، می‌توان جوش‌های سر بالا را حذف کرد و زمان ساخت و اجرا را کاهش داد. این مزایا باعث می‌شود این میراگر اقتصادی باشد. علاوه بر این، محدود کردن تسلیم در میراگر پیشنهادی منجر به تمرکز آسیب در میراگر می‌شود و اعضای سازه‌ای خارج از میراگر الاستیک باقی خواهند ماند. این موضوع باعث کاهش هزینه‌های تعمیر پس از زلزله‌های شدید می‌شود.

اگر چه میراگرها و مهاربند‌های متنوعی به منظور رفع نواقص سیستم مهاربندی همگرا توسعه داده شده‌اند، با این حال دارای مشکلاتی همچون هزینه ساخت بالا، سختی اجرا و سختی تعویض پس از زلزله هستند. از این رو در این مقاله، یک میراگر حلقه‌ای جدید معرفی می‌شود که دارای ساختی آسان است و به راحتی پس از زلزله‌های شدید جایگزین می‌شود. همچنین میراگر پیشنهادی ویژگی‌هایی مانند رفتار پایدار و ظرفیت اتلاف انرژی مطلوب دارد. در ابتدا یک نمونه آزمایشگاهی صحت‌سنجی شد و یک مطالعه عددی بر روی میراگر پیشنهادی انجام شد. در نهایت به منظور بررسی اثر میراگر بر رفتار قاب مهاربندی همگرا، دو قاب مهاربندی همگرا با و بدون میراگر تحت تحلیل تاریخچه‌زمانی غیرخطی قرار گرفتند. در ادامه به معرفی این میراگر و ارائه نتایج به دست آمده از مطالعه عددی انجام شده در این مقاله پرداخته شده است.

معرفی میراگر پیشنهادی هندسه میراگر

اجزای میراگر پیشنهادی شامل یک حلقه فولادی با سخت کننده و دو ورق خمشی است که به وسیله یک جدار محاط می‌شود.



شکل ۱ جزئیات میراگر پیشنهادی

روش طراحی

میراگر پیشنهادی برای جذب و اتلاف انرژی هنگام ورود به منطقه غیرخطی طراحی می‌شود. از سوی دیگر، سیستم متشکل از میراگر و مهاربند قطری باید طوری باشد که تسلیم میراگر، حالت حاکم بر رفتار سیستم باشد. بنابراین میراگر باید به گونه‌ای طراحی شود که شکل‌پذیری و مقاومت خوبی داشته باشد. بر اساس مطالعه آندریانی و همکاران [24] مقاومت تسلیم حلقه فولادی برابر خواهد بود با:

$$P_{Ring} = \frac{8M_p}{D} \quad (1)$$

که در آن M_p و D به ترتیب لنگر پلاستیک و قطر حلقه فولادی می‌باشد.

با فرض آنکه مفاصل پلاستیک در دو انتهای ورق‌های خمشی تشکیل می‌شود، مقاومت ورق‌های خمشی برابر است با [33]:

$$P_{Plate} = \frac{2bt^2F_y}{2H} \quad (2)$$

که در آن b عرض ورق‌های خمشی، t ضخامت ورق، H ارتفاع ورق و F_y تنش تسلیم ورق‌ها می‌باشد.

در نهایت مقاومت نهایی میراگر پیشنهادی برابر است با:

$$P_F = P_{Ring} + P_{plate} \quad (3)$$

برای اینکه تسلیم میراگر پیشنهادی قبل از کمانش عضو مهاربندی رخ دهد، باید مهاربند بر اساس ظرفیت واقعی میراگر طراحی شود تا الاستیک باقی بماند. بدین منظور باید رابطه زیر محقق گردد:

$$P_F \leq \Phi P_n \quad (4)$$

که در آن P_F مقاومت میراگر بر اساس معادله (۳) و P_n مقاومت فشاری اسمی اعضای فشاری و Φ ضریب کاهش مقاومت فشاری مطابق با AISC360-16 [34] می‌باشد.

مطالعه عددی

مدل‌سازی المان محدود

در این بخش، جزئیات مدل‌سازی المان محدود نمونه‌ها در نرم‌افزار آباکوس [35] ارائه شده است. به منظور شب‌بندی دقیق این نمونه‌ها، از المان Solid سه‌بعدی (C3D8R) که یک المان مکعبی هشت‌گره‌ای خطی با انتگرال کاهش یافته است، استفاده

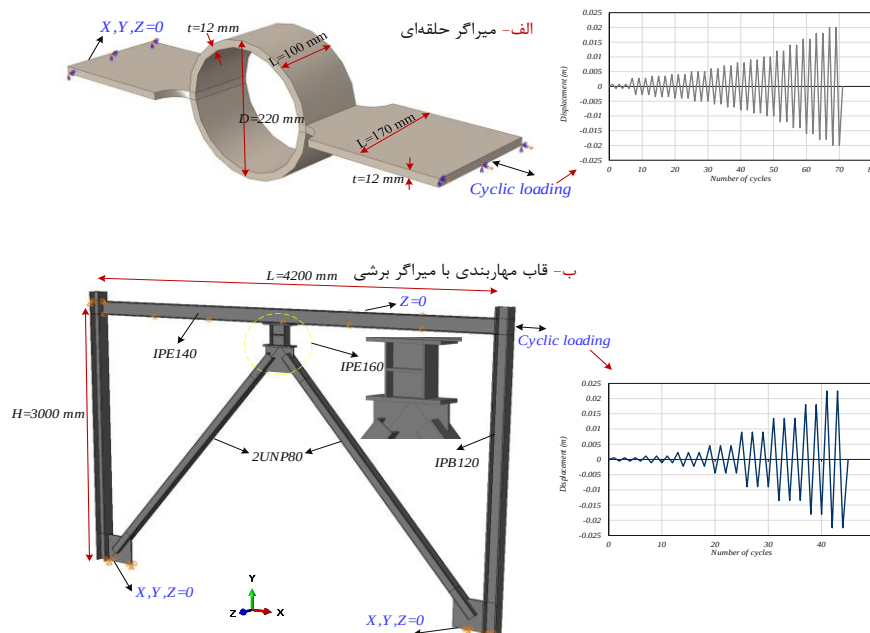
شد [35]. همچنین، میزان ریز بودن المان‌ها نیز برای تعیین یک مش بهینه که نتایج دقیق را با زمان محاسباتی کمتر فراهم می‌کند، مورد بررسی قرار گرفت. مصالح فولاد بر اساس معیار تسلیم وون مایسز و سخت‌شوندگی کینماتیک مدل‌سازی شد [35]. از فولاد با تنش تسلیم ۳۰۵ MPa و تنش نهایی ۴۸۰ MPa برای نمونه‌های مطابق با مطالعه عباس‌نیا و همکاران [22] استفاده شد. علاوه بر این، منحنی تنش - کرنش فولاد دوخطی با مدول الاستیسیته ۲۱۰ GPa و نسبت پواسن ۰/۳ تعریف شد. برای تحلیل نمونه‌ها از تحلیل استاتیک جنرال (General Static) استفاده شد [35]. همچنین به منظور در نظر گرفتن امکان رفتار غیرخطی و احتمال تغییر شکل‌های بزرگ، غیرخطی‌های هندسی در نظر گرفته شد [35]. به منظور وقوع کمانش به ویژه در مدل‌های مهاربند، نقص اولیه در مدل‌سازی در نظر گرفته شد. بدین منظور، ابتدا یک تحلیل الاستیک کمانش انجام شد و سپس مود اول هر نمونه در نظر گرفته شد [35].

صحت‌سنجی مدل‌های المان محدود

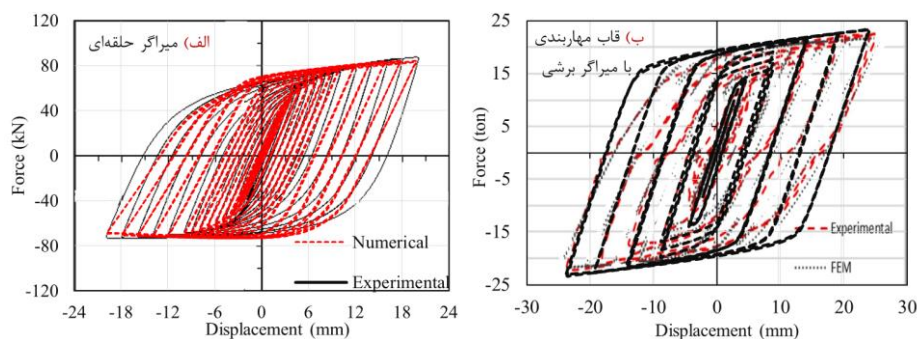
در این بخش، صحت‌سنجی نتایج آزمایشگاهی برای ارزیابی دقت مدل‌های المان محدود میراگر پیشنهادی انجام می‌شود. نمونه CT20 از میراگرهای حلقه‌ای آزمایش شده توسط عباس‌نیا و همکاران [22] و نمونه SPS1 از قاب‌های مهاربندی با میراگر برشی مطالعه زهرایی [30] برای تأیید نتایج مدل‌سازی المان محدود تحت بارگذاری چرخه‌ای انتخاب شدند. جزئیات هندسی، شرایط مرزی و پروتکل بارگذاری نمونه‌ها در شکل (۲) آورده شده‌اند. به طور مثال در نمونه میراگر حلقه‌ای، مطابق با شرایط آزمایشگاه یک انتهای میراگر در برابر جابه‌جایی مقید شد و به انتهای دیگر آن بارگذاری اعمال شد [22]. شکل (۳) پاسخ چرخه‌ای نمونه‌های آزمایشگاهی و عددی را مقایسه می‌کند. همان‌طور که نشان داده شده است، نمونه عددی با دقت مناسبی رفتار نمونه آزمایشگاهی را پیش‌بینی کرده است. مطالعات گذشته پیشنهاد کرده‌اند که کرنش پلاستیک معادل (PEEQ) برای ارزیابی آسیب نمونه‌های آزمایشگاهی مناسب است [24,25]. از این رو در این مطالعه، کرنش پلاستیک معادل (PEEQ) به منظور بررسی نواحی شکست در مدل‌های عددی استفاده شد [35]. در شکل (۴) حالت شکست مدل المان محدود و نمونه آزمایشگاهی [22] مقایسه شده است. همان

دست آمده از مدل سازی المان محدود با نتایج آزمایشگاهی دارای تطابق خوبی هستند. بنابراین مدل های المان محدود برای شبیه سازی رفتار چرخه ای میراگر پیشنهادی قابل اعتماد هستند.

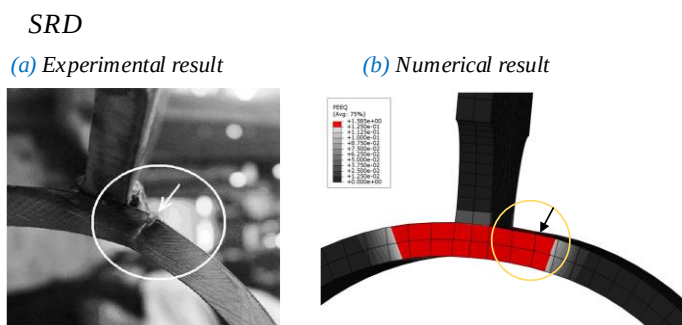
طور که در شکل (۴) نشان داده شده است، بیشترین کرنش پلاستیک معادل (PEEQ) در ناحیه هایی رخ داد که با نواحی شکست آزمایش سازگار است. پاسخ چرخه ای و تغییر شکل به



شکل ۲ جزئیات هندسی، شرایط مرزی و پروتکل بارگذاری نمونه های آزمایشگاهی: (الف) میراگر حلقه ای [22] و (ب) قاب مهاربندی با میراگر برشی [30]



شکل ۳ مقایسه نمودار چرخه ای نمونه های آزمایشگاهی و عددی: (الف) میراگر حلقه ای [22] و (ب) قاب مهاربندی با میراگر برشی [30]

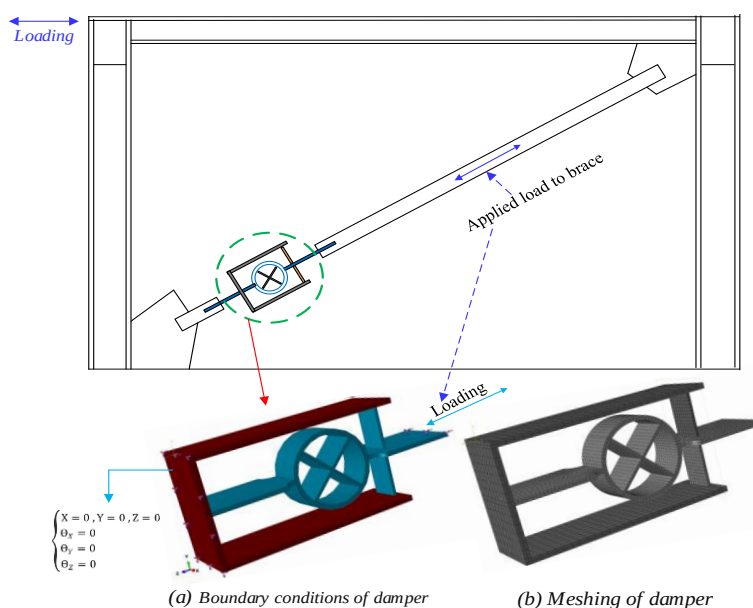


شکل ۴ مقایسه نواحی آسیب نمونه آزمایشگاهی [22] و عددی

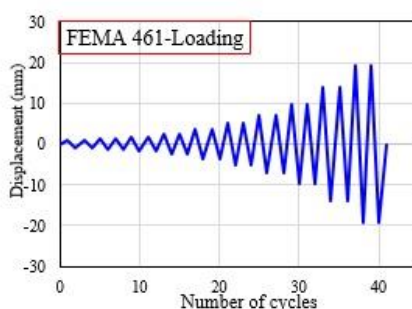
جزئیات مدل‌های عددی

میراگر حلقه‌ای معمول RD نام‌گذاری شد. همچنین اعداد آورده شده بعد از RD و PRD به ترتیب معرف طول حلقه میراگر (L)، قطر حلقه میراگر (D) و نسبت قطر به ضخامت حلقه (D/t) می‌باشد (شکل ۱). لازم به ذکر است بقیه پارامترها در بخش ۲،۲ معرفی شدند. مبنای انتخاب ابعاد حلقه فولادی بر اساس مطالعه گذشته بود [22,24]. به طور مثال، قطر و طول حلقه فولادی مشابه نمونه آزمایشگاهی صحت‌سنجی شده در بخش ۳،۲ می‌باشد. همچنین به منظور ملاحظات معماری، ارتفاع ورق‌های خمشی به گونه‌ای انتخاب شدند که منجر به ارتفاع زیاد جدار نشود. بنابراین، ارتفاع جدار نباید تفاوت چندانی با قطر حلقه داشته باشد. بدین منظور جدار از هر طرف (بالا و پایین) در حدود ۳ سانتی‌متر با حلقه فولادی فاصله داشت. همچنین فرض می‌شود که عرض ورق‌های خمشی برابر طول حلقه فولادی است.

این بخش به معرفی جزئیات مدل‌سازی عددی و نمونه‌های مطالعه پارامتریک می‌پردازد. شکل (۵) مش‌بندی مدل المان محدود میراگر پیشنهادی را نشان می‌دهد. همچنین در شکل (۵) شرایط مرزی و محل بارگذاری چرخه‌ای نشان داده شده است. شرایط مرزی برای حالتی که میراگر در قاب مهاربندی قرار دارد اعمال شد. بدین منظور صفحه جدار محاط‌کننده میراگر در برابر جابه‌جایی و دوران محدود شد. علاوه بر این، بارگذاری بر روی ورق اتصال به مهاربند اعمال شد. بارگذاری چرخه‌ای از نوع جابه‌جایی بر اساس پروتکل بارگذاری FEMA-461 [36] به نمونه‌ها اعمال شد (شکل ۶). حداکثر جابه‌جایی اعمالی به نمونه‌ها مطابق با مطالعه آندریانی و همکاران [24]، $0.13D$ در نظر گرفته شد. مشخصات مدل‌های عددی در جدول (۱) آورده شده است. از نام‌های مخفف برای نام‌گذاری نمونه‌ها استفاده شد. به طوری که نمونه میراگر حلقه‌ای پیشنهادی PRD و



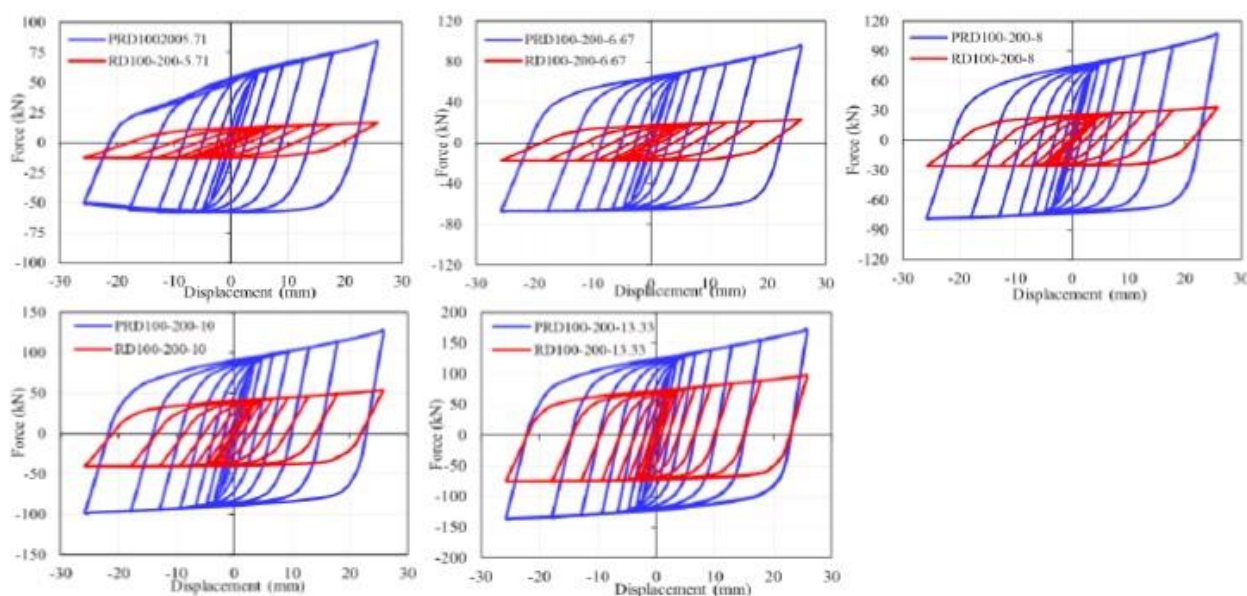
شکل ۵ مش‌بندی و شرایط مرزی مدل عددی میراگر پیشنهادی



شکل ۶ پروتکل بارگذاری FEMA-461 [36]

جدول ۱ ابعاد مدل‌های عددی

نمونه‌ها	ابعاد میراگر حلقه‌ای پیشنهادی (mm)							نمونه‌ها	ابعاد میراگر حلقه‌ای معمول			
	L	D	t	D/t	H	b	t'		L	D	t	D/t
PRD100-200-5.71	100	200	5.71	35	129	100	8	RD100-200-5.71	100	200	5.71	35
PRD100-200-6.67	100	200	6.67	30	129	100	8	RD100-200-6.67	100	200	6.67	30
PRD100-200-8	100	200	8	25	129	100	8	RD100-200-8	100	200	8	25
PRD100-200-10	100	200	10	20	129	100	8	RD100-200-10	100	200	10	20
PRD100-200-13.33	100	200	13.33	15	129	100	8	RD100-200-13.33	100	200	13.33	15

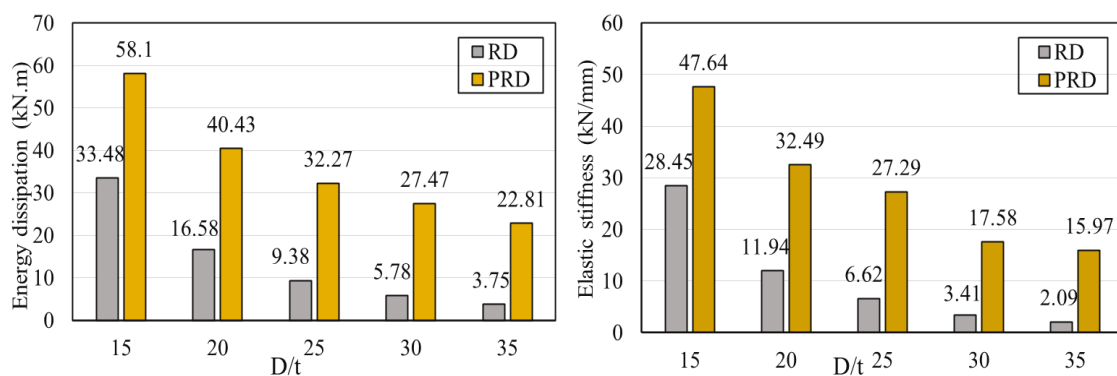


شکل ۷ منحنی چرخه‌ای میراگر پیشنهادی

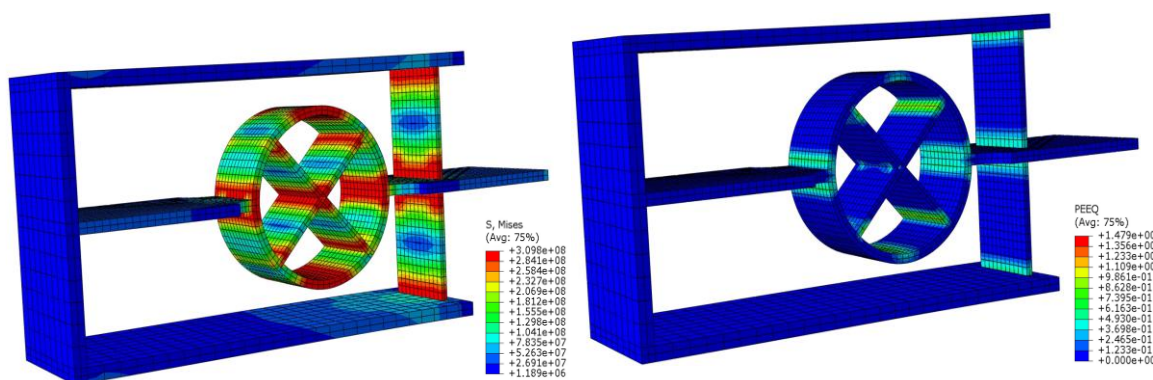
تحلیل و بررسی نتایج رفتار چرخه‌ای

شکل (۷) پاسخ چرخه‌ای مدل‌های عددی را نشان می‌دهد. نتایج حاصل از منحنی چرخه‌ای نشان می‌دهد که میراگر پیشنهادی دارای منحنی‌های چرخه‌ای پایدار، بدون هیچ کاهش ناگهانی سختی و مقاومت هستند. بنابراین می‌توان از میراگر پیشنهادی به عنوان یک فیوز شکل‌پذیر استفاده کرد. همچنین در شکل (۷) مقایسه بین منحنی چرخه‌ای میراگر پیشنهادی و میراگر حلقه‌ای معمول آورده شده است. همان طور که مشاهده می‌شود، میراگر پیشنهادی دارای حلقه‌های چرخه‌ای چاق‌تری نسبت به میراگر معمول است و باعث افزایش سختی و مقاومت میراگر شده است. لازم به ذکر است که رفتار غیرمقارن میراگر در ناحیه کششی، به علت تفاوت رفتاری حلقه فولادی در

کشش و فشار است [24,25]. رفتار حلقه فولادی را می‌توان با مشابه یک ستون در نظر گرفت که ظرفیت کششی آن بیشتر از ظرفیت فشاری است [24,25]. در شکل (۸) ظرفیت اتلاف انرژی و سختی دو میراگر آورده شده است. مطابق شکل، میراگر پیشنهادی به طور میانگین باعث افزایش ۳٫۷ برابر اتلاف انرژی و ۴٫۳ برابر سختی نسبت به میراگر حلقه‌ای معمول شده است. لازم به ذکر است که در هر دو نوع میراگر، با افزایش نسبت D/t اتلاف انرژی و سختی کاهش می‌یابد. کانتور تنش و ن مایسز و کرنش پلاستیک معادل PEEQ میراگر پیشنهادی در شکل (۹) نشان داده شده است. مطابق انتظار حلقه فولادی و ورق‌های خمشی وارد ناحیه پلاستیک شده‌اند و هیچ رفتار غیرخطی در جداره و ورق‌های اتصال مشاهده نشد.



شکل ۸ ظرفیت اتلاف انرژی و سختی الاستیک میراگر پیشنهادی



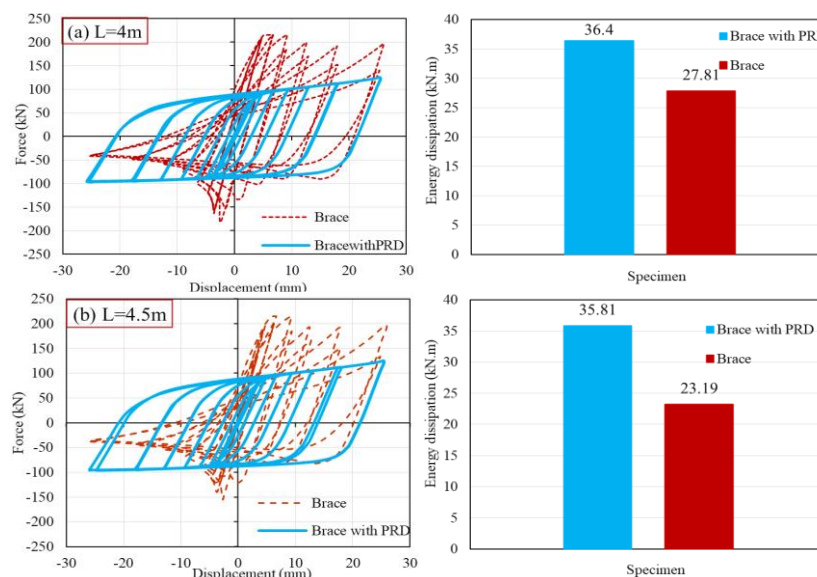
شکل ۹ کانتور تنش مایسز (Pa) میراگر پیشنهادی

غیرشکل‌پذیر مهاربند همگرا است. اما بر خلاف مهاربندهای همگرا، مهاربندهای مجهز شده به میراگر پیشنهادی با داشتن حلقه‌های چرخه‌ای پایدار و رفتار متقارن در کشش و فشار، دارای رفتاری شکل‌پذیر است.

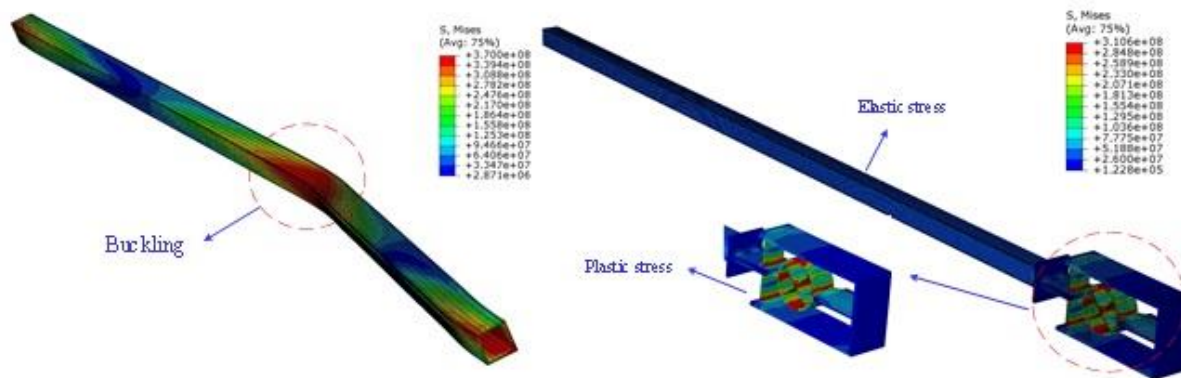
شکل (۱۱) توزیع تنش مایسز و تغییر شکل مدل‌های مهاربند در انتهای بارگذاری چرخه‌ای را نشان می‌دهد. همان‌طور که نشان داده شده است، در مدل مهاربند قطری اثر المان‌ها دچار تسلیم شده‌اند و تمرکز تنش در ناحیه کماتش کرده مهاربند مشاهده می‌شود. با این حال، در مدل مهاربند با میراگر، میراگر حلقه‌ای از کماتش مهاربند جلوگیری می‌کند و عمده تسلیم در ورق‌های میراگر دیده می‌شود. به عبارت دیگر مهاربند در طی بارگذاری چرخه‌ای الاستیک باقی می‌ماند و میراگر پیشنهادی با متمرکز کردن عمده آسیب می‌تواند به عنوان فیوز سازه‌ای عمل کند.

بهبود رفتار مهاربند همگرا

در این قسمت به منظور بررسی تأثیر میراگر پیشنهادی بر روی رفتار مهاربندهای همگرا یک مطالعه عددی انجام شده است. بدین منظور مدل‌های مورد مطالعه تحت بارگذاری چرخه‌ای مطابق با پروتکل بارگذاری ذکر شده در بخش ۳،۳ قرار گرفتند. لازم به ذکر است که جزئیات مدل‌سازی مهاربندها مطابق با بخش ۳،۱ می‌باشد. به منظور مقایسه مهاربندها، از مقطع باکس با عرض ۶۰ میلی‌متر و ضخامت ۴ میلی‌متر به طول‌های ۴ متر و ۴،۵ متر برای مدل‌سازی مهاربندها استفاده شد. در شکل (۱۰) منحنی چرخه‌ای نمونه مهاربند با میراگر با نمونه مهاربند قطری مقایسه شده است. مطابق شکل (۱۰) قابلیت ارزشمند میراگر پیشنهادی برای تقویت منحنی چرخه‌ای مهاربندهای همگرا نشان داده شده است. بررسی حلقه‌های پاسخ چرخه‌ای نمونه‌های مهاربند قطری نشان دهنده عدم تقارن در رفتار کششی و فشاری به علت کماتش مهاربند است که تصدیق کننده رفتار



شکل ۱۰ مقایسه منحنی هیستریزیس مهاربند قطری با و بدون میراگر پیشنهادی



شکل ۱۱ مقایسه تنش‌ها و تغییر شکل مهاربند قطری با و بدون میراگر پیشنهادی

اثرات غیرخطی، از مفاصل متمرکز مطابق با نشریه FEMA-356 [39] استفاده شد. همچنین برای مدل‌سازی غیرخطی میراگر از المان غیرخطی لینک استفاده شد [38]. شکل (۱۳) قاب مدل‌سازی شده با المان لینک را نشان می‌دهد [38]. به منظور اطمینان از نتایج حاصل از نرم‌افزار SAP2000، یک مدل از میراگر در نرم‌افزار فوق مدل‌سازی گردید و نتایج آن با نرم‌افزار آباکوس مقایسه شد. شکل (۱۴) مقایسه منحنی هیستریزیس بین دو نرم‌افزار را نشان می‌دهد. مطابق شکل، دو منحنی دارای تطابق مناسبی هستند. تفاوت جزئی بین پاسخ‌ها را می‌توان به رویکرد متفاوت دو نرم‌افزار در مدل‌سازی نسبت داد. مطالعات متعددی از رکوردهای پیشنهادی FEMA-P695 به منظور انجام تحلیل‌های لرزه‌ای استفاده کرده‌اند [40-42]. از این رو، برای انتخاب رکوردهای زلزله در این مطالعه، از رکوردهای پیشنهادی حوزه دور FEMA-P695 [43] استفاده

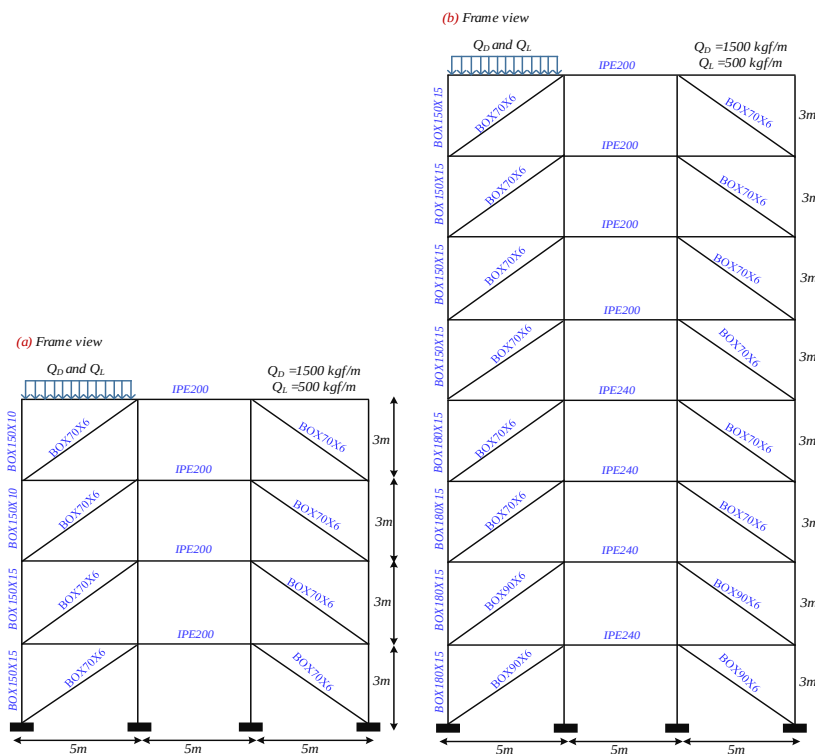
تحلیل تاریخیچه‌زمانی غیرخطی

به منظور بررسی اثر میراگر پیشنهادی بر روی رفتار قاب‌های مهاربندی همگرا، دو قاب ۴ طبقه و ۸ طبقه انتخاب شدند. قاب انتخابی دارای سه دهانه به طول ۴ متر و ارتفاع طبقات ۳ متر است. شکل (۱۲) قاب مهاربندی را نشان می‌دهد. فرض شده است که قاب انتخابی در منطقه‌ای با لرزه‌خیزی بالا و خاک نوع ۲ مطابق با ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ [37] قرار گرفته است. به منظور طراحی این قاب از آیین‌نامه AISC360-16 [34] استفاده شد. بارگذاری شامل بار مرده 1500 kgf/m و بار زنده 500 kgf/m می‌باشد. مشخصات مقاطع دو قاب در شکل (۱۲) آورده شده است. لازم به ذکر است اتصال تیر به ستون به صورت مفصلی در نظر گرفته شده است.

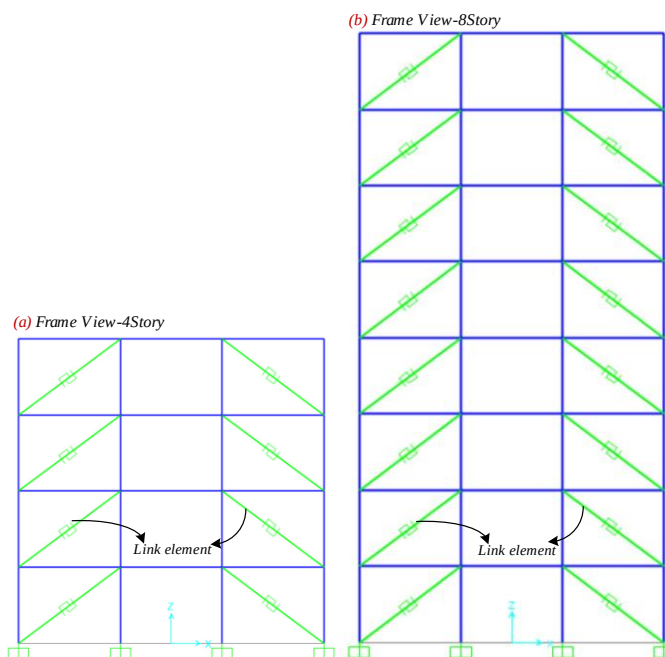
به منظور انجام تحلیل تاریخیچه‌زمانی غیرخطی از نرم‌افزار SAP2000 [38] استفاده شده است. به منظور در نظر گرفتن

طیف میانگین رکوردها با طیف طرح آیین‌نامه مقایسه گردید و ضرایب مقیاس به دست آمد. ضریب مقیاس زلزله‌ها در جدول (۳) آورده شده است. همچنین شکل (۱۵) طیف شتاب رکوردها و طیف طراحی آیین‌نامه را نشان می‌دهد.

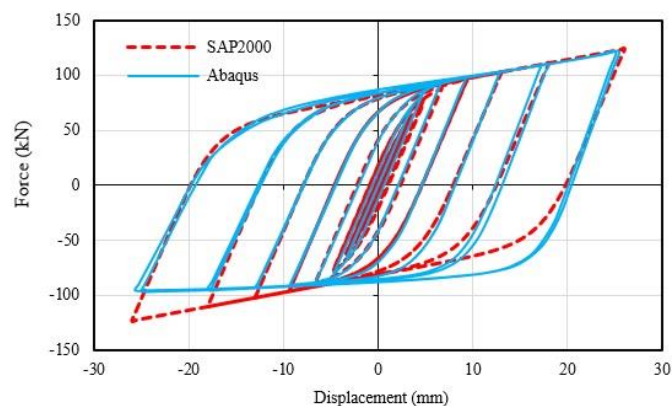
شد. مشخصات رکوردهای انتخابی در جدول (۲) آورده شده است. رکوردهای انتخابی مطابق با استاندارد ۲۸۰۰ [37] مقیاس شدند. به دلیل تحلیل دوبعدی قاب‌ها، در هر زلزله انتخابی از مؤلفه افقی با حداکثر شتاب بزرگ‌تر استفاده شد [37]. سپس



شکل ۱۲ نمای قاب مهاربندی همگرا و مشخصات مقاطع



شکل ۱۳ قاب مهاربندی با میراگر مدل‌سازی شده با المان لینک



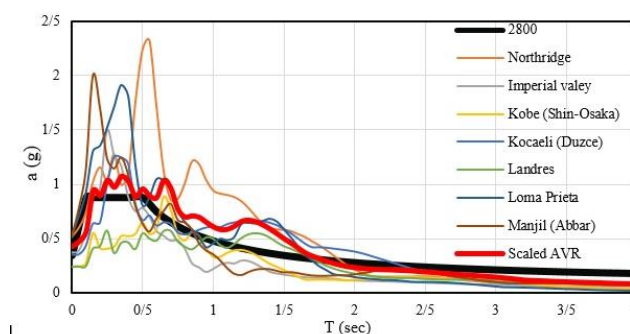
شکل ۱۴ مقایسه منحنی هیستریزیس نرم افزار سپ (SAP2000) و آباکوس (Abaqus)

جدول ۲ اطلاعات رکوردهای انتخابی

نام زلزله و سال وقوع	ایستگاه	PGA (g)	بزرگا (Mw)
Imperial Valley, 1979	El Centro Array	0/38	6/7
Kobe (Japan), 1995	Shin-Osaka	0/24	6/9
Loma Prieta, 1989	Capitola	0/53	6/9
Landers, 1992	Yermo Fire Station	0/25	7/3
Kocaeli (Turkey), 1999	Duzce	0/36	7/5
Northridge, 1994	Beverly hills	0/52	6/7
Manjil, 1990	Abbar	0/51	7/4

جدول ۳ ضریب مقیاس رکوردهای زلزله

	قاب ۴ طبقه	قاب ۸ طبقه
نام زلزله	ضریب مقیاس	ضریب مقیاس
Imperial Valley, 1979	0/69	0/58
Kobe (Japan), 1995	3/24	2/13
Loma Prieta, 1989	0/86	0/61
Landers, 1992	3/5	2/36
Kocaeli (Turkey), 1999	0/71	0/82
Northridge, 1994	0/31	0/42
Manjil, 1990	0/45	0/57

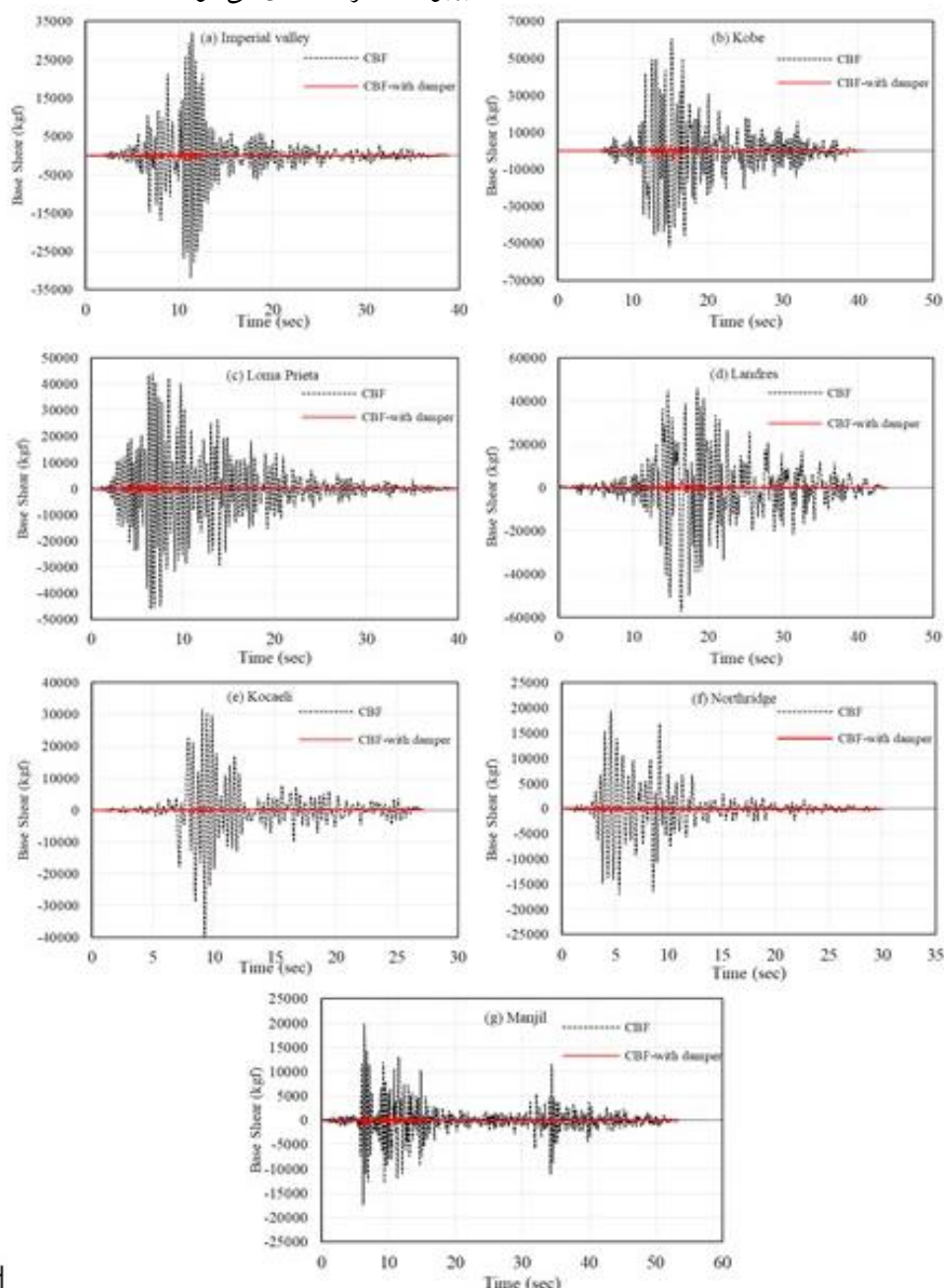


شکل ۱۵ طیف شتاب رکوردهای انتخابی و آیین نامه

نتایج تحلیل تاریخچه‌زمانی غیرخطی

مطابق جدول (۴) بیشینه برش پایه قاب ۴ طبقه در رکوردهای مختلف زلزله بین ۹۱ تا ۹۷ درصد کاهش پیدا کرده است (حدود ۹۵ درصد میانگین). همچنین مطابق جدول (۵) بیشینه برش پایه قاب ۸ طبقه در رکوردهای مختلف زلزله بین ۸۴ تا ۹۲ درصد کاهش پیدا کرده است (۸۸ درصد میانگین). می‌توان نتیجه گرفت که میراگر پیشنهادی برش پایه قاب مهاربندی ۴ طبقه را بیشتر کاهش داده است. در نهایت مجهز کردن قاب مهاربندی همگرا به میراگر پیشنهادی منجر به کاهش برش پایه و بهبود عملکرد سازه‌ای می‌شود.

پس از انجام تحلیل تاریخچه‌زمانی غیرخطی، تاریخچه برش پایه تحت زلزله‌های مختلف برای قاب مهاربندی همگرا بدون میراگر و با میراگر استخراج گردید. شکل (۱۶) مقایسه تاریخچه‌زمانی برش پایه در دو قاب مهاربندی ۴ طبقه را نشان می‌دهد. مطابق شکل، با اضافه شدن میراگر به قاب مهاربندی، تاریخچه برش پایه به شکل چشم‌گیری کاهش پیدا می‌کند. به منظور مقایسه بهتر، بیشینه برش پایه قاب مهاربندی همگرای ۴ و ۸ طبقه به ترتیب در جدول (۴) و (۵) نشان داده شده است.



شکل ۱۶ مقایسه تاریخچه برش پایه قاب مهاربندی همگرای ۴ طبقه با و بدون میراگر

جدول ۴ بیشینه برش پایه قاب ۴ طبقه

زلزله	قاب مهاربندی همگرا (kgf)	قاب مهاربندی همگرا مجهز به میراگر پیشنهادی (kgf)	(%) کاهش
Imperial Valley	32156	1431	95/55
Kobe	60767	5012	91/75
Loma Prieta	46132	2101	95/45
Landers	57257	3665	93/59
Kocaeli	42715	1265	97/04
Northridge	19422	623	96/79
Manjil	19851	1324	94/34
Average	39757	2174	94/93

جدول ۵ بیشینه برش پایه قاب ۸ طبقه

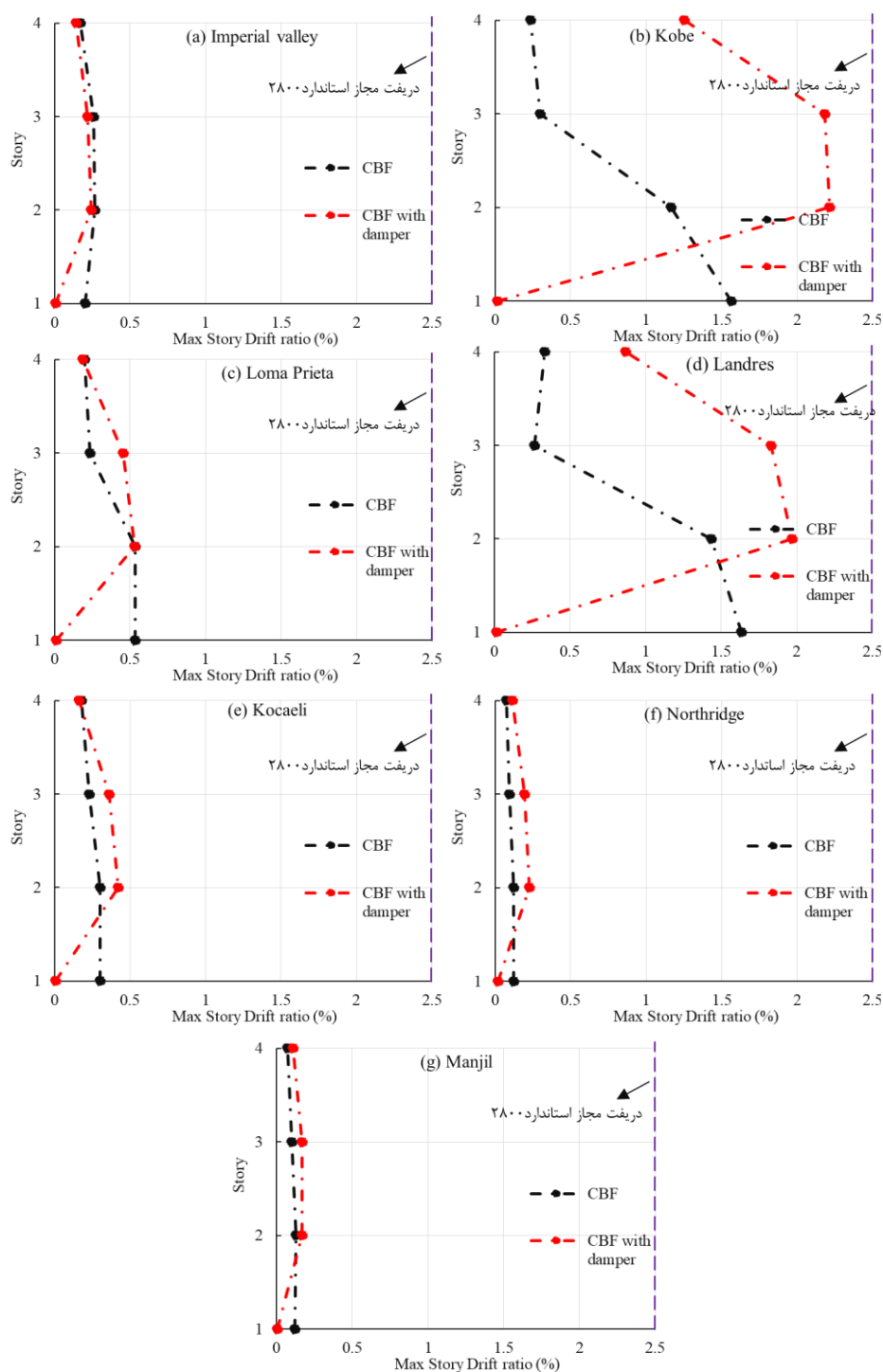
زلزله	قاب مهاربندی همگرا (kgf)	قاب مهاربندی همگرا مجهز به میراگر پیشنهادی (kgf)	(%) کاهش
Imperial Valley	35296	3282	90/70
Kobe	83646	9094	89/13
Loma Prieta	54675	4280	92/17
Landers	85231	12940	84/82
Kocaeli	49280	6159	87/50
Northridge	34033	5504	83/83
Manjil	34267	3852	88/76
Average	53775	444	88/13

جدول ۶ حداکثر تغییر مکان بام قاب ۴ طبقه

زلزله	قاب مهاربندی همگرا (m)	قاب مهاربندی همگرا مجهز به میراگر پیشنهادی (m)	(%) تغییرات
Imperial Valley	0/027	0/0184	-31/85
Kobe	0/098	0/17	+73/47
Loma Prieta	0/045	0/0355	-21/11
Landers	0/11	0/1405	+27/73
Kocaeli	0/0305	0/0286	-6/23
Northridge	0/0125	0/0166	+32/80
Manjil	0/0127	0/0137	+7/87
Average	0/048	0/0605	+11/81

جدول ۷ حداکثر تغییر مکان بام قاب ۸ طبقه

زلزله	قاب مهاربندی همگرا (m)	قاب مهاربندی همگرا مجهز به میراگر پیشنهادی (m)	(%) تغییرات
Imperial Valley	0/0408	0/0394	-3/43
Kobe	0/1995	0/1954	-2/06
Loma Prieta	0/0792	0/0603	-23/86
Landers	0/1613	0/3125	+93/74
Kocaeli	0/0729	0/1085	+48/83
Northridge	0/051	0/0923	+80/98
Manjil	0/0459	0/056	+22/01
Average	0/093	0/123	+30/89



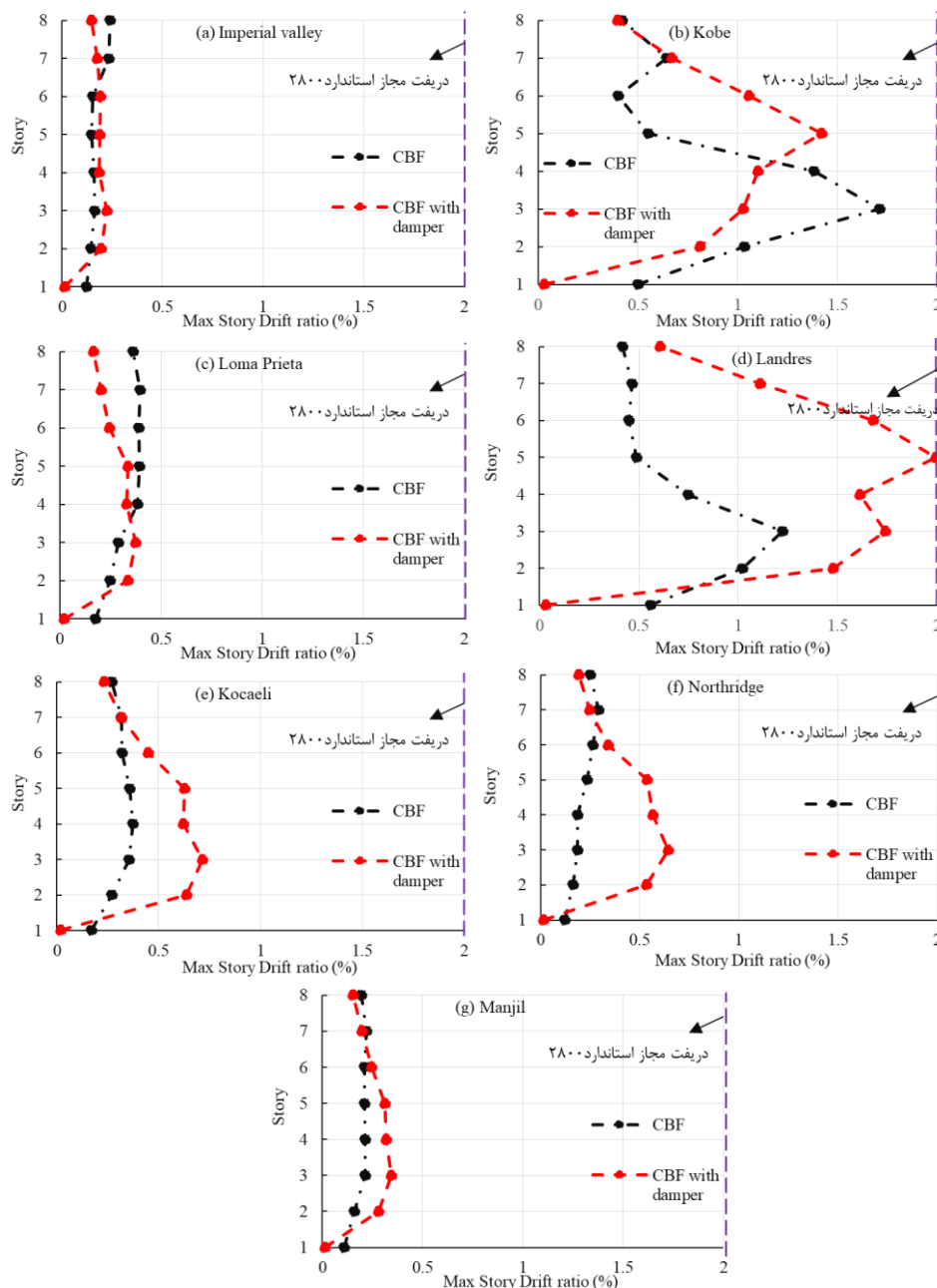
شکل ۱۷ مقایسه دریفت طبقات قاب مهاربندی همگرای ۴ طبقه با و بدون میراگر

سختی جانبی قاب مهاربندی با اضافه کردن میراگر نسبت داد. با این حال حداکثر تغییر مکان بام در برخی زلزله‌ها با اضافه کردن میراگر کاهش اندکی داشته است. با اضافه کردن میراگر پیشنهادی به قاب مهاربندی همگرا، حداکثر تغییر مکان بام به صورت میانگین در قاب ۴ طبقه ۱۱/۸۱ درصد و در قاب ۸ طبقه ۳۰/۸۹ درصد افزایش داشته است.

حداکثر تغییر مکان بام قاب مهاربندی همگرا با و بدون میراگر تحت رکوردهای زلزله استخراج گردید. جدول (۶) و (۷) به ترتیب مقادیر حداکثر تغییر مکان بام را برای قاب ۴ طبقه و ۸ طبقه نشان می‌دهند. مطابق انتظار با اضافه کردن میراگر به قاب مهاربندی، حداکثر تغییر مکان بام برای اکثر رکوردهای زلزله افزایش یافته است. علت این افزایش را می‌توان به کاهش

۲۸۰۰ [37] در تمامی رکوردها کمتر بوده است. مقدار دررفت مجاز استاندارد ۲۸۰۰ برای قاب ۴ طبقه و ۸ طبقه به ترتیب برابر با ۲/۵ و ۲ درصد می‌باشد [37]. در نهایت می‌توان نتیجه گرفت اگر چه اضافه کردن میراگر پیشنهادی باعث افزایش دررفت در برخی طبقات شده است، ولی همچنان دررفت حاصله بسیار کمتر از دررفت مجاز آیین‌نامه است.

مقدار دررفت طبقات قاب مهاربندی همگرا با و بدون میراگر تحت رکوردهای زلزله محاسبه گردید. شکل (۱۷) و (۱۸) حداکثر دررفت هر طبقه را برای قاب ۴ طبقه و ۸ طبقه نشان می‌دهند. همان طور که نشان داده شده است، با اضافه کردن میراگر به قاب مهاربندی حداکثر دررفت در برخی طبقات کاهش و در برخی دیگر افزایش یافته است. همان طور که ذکر گردید علت این افزایش به دلیل کاهش سختی قاب مهاربندی بعد از مجهز شدن به میراگر است که منجر به افزایش جابه‌جایی می‌شود. با این حال حداکثر دررفت از مقدار مجاز آیین‌نامه



شکل ۱۸ مقایسه دررفت طبقات قاب مهاربندی همگرای ۸ طبقه با و بدون میراگر

نتیجه گیری

در این تحقیق به منظور بهبود رفتار مهاربندهای همگرا یک میراگر حلقه‌ای جدید معرفی شده است. این میراگر دارای سهولت ساخت و تعویض پس از زلزله می‌باشد. ابتدا یک مدل آزمایشگاهی از میراگر حلقه‌ای به منظور تأیید نتایج، در نرم‌افزار آباکوس صحت‌سنجی شد. سپس یک مطالعه پارامتریک بر روی میراگر پیشنهادی انجام شد و رفتار آن با میراگر حلقه‌ای معمول مقایسه شد. در نهایت به منظور بررسی تأثیر میراگر پیشنهادی بر روی رفتار مهاربندهای همگرا یک مطالعه عددی انجام شد و نتایج زیر به دست آمد:

۱. نمونه میراگر پیشنهادی دارای پاسخ چرخه‌ای پایدار، بدون کاهش سختی و مقاومت است. میراگر پیشنهادی نسبت به میراگر حلقه‌ای معمول دارای حلقه‌های چرخه‌ای چاق‌تری است. میراگر پیشنهادی به طور میانگین باعث افزایش $3/7$ برابر اتلاف انرژی و $4/3$ برابر سختی نسبت به میراگر حلقه‌ای معمول شده است.

۲. مطابق انتظار، منحنی چرخه‌ای مدل مهاربند قطری تحت بارهای فشاری عملکرد خوبی نداشت که علت آن کماتش مهاربند در این مدل بوده است. اما بر خلاف مدل ذکر شده، در مدل مهاربند با میراگر، میراگر پیشنهادی با رفتار متقارن در کشش و فشار، موجب تقویت منحنی چرخه‌ای مهاربندهای همگرا شده است.

۳. با استفاده از میراگر پیشنهادی، اتلاف انرژی مهاربند همگرا حدوداً 28% بهبود می‌یابد. همچنین بررسی شاخص معیار مایسز نشان داد که اکثر المان‌های مهاربند از حالت الاستیک خارج شدند. با این حال در مدل‌های مهاربند با میراگر، خسارت در ورق‌های میراگر متمرکز شده است و مهاربند الاستیک باقی مانده است. این موضوع تأیید می‌کند که میراگر پیشنهادی با متمرکز کردن عمده آسیب می‌تواند نقش فیوز سازه‌ای را ایفا کند.

مراجع

- [1] J. Jin and S. El-Tawil, "Seismic performance of steel frames with reduced beam section connections," *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 61, no. 4, pp. 453–471, 2005. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2004.10.006>
- [2] S. M. Zahrai, S. R. Mirghaderi, and A. Saleh, "Tubular Web Reduced Beam Section (TW-RBS) connection, a numerical and experimental study and result comparison," *Steel and Composite Structures: An International Journal*, vol. 23, no. 5, pp. 571–

۴. تحلیل تاریخچه‌زمانی غیرخطی نشان می‌دهد، مجهز کردن قاب مهاربندی همگرا به میراگر پیشنهادی، بیشینه برش پایه را به طور چشم‌گیری کاهش می‌دهد. مقدار متوسط کاهش برش پایه در قاب ۴ طبقه در حدود ۹۴ درصد و در قاب ۸ طبقه در حدود ۸۸ درصد می‌باشد. بنابراین میراگر رفتار لرزه‌ای قاب مهاربندی همگرا را بهبود می‌بخشد.

۵. مطابق انتظار در قاب‌های مهاربندی مجهز به میراگر، حداکثر تغییر مکان بام برای اکثر رکوردهای زلزله افزایش یافت. علت این افزایش را می‌توان به کاهش سختی جانبی قاب مهاربندی مجهز به میراگر نسبت داد. با این حال حداکثر تغییر مکان بام در برخی زلزله‌ها با اضافه کردن میراگر کاهش اندکی داشته است. حداکثر تغییر مکان بام در قاب ۴ طبقه به طور میانگین $11/81$ درصد و در قاب ۸ طبقه $30/89$ درصد افزایش یافته است.

۶. با اضافه کردن میراگر به قاب مهاربندی همگرا حداکثر دررفت در برخی طبقات کاهش و در برخی دیگر افزایش یافته است. با این حال حداکثر دررفت از مقدار مجاز استاندارد 2800 در تمام نتایج رکوردها کمتر بوده است. اگر چه اضافه کردن میراگر پیشنهادی باعث افزایش دررفت در برخی طبقات شده است، ولی همچنان دررفت حاصله بسیار کمتر از دررفت مجاز استاندارد 2800 می‌باشد.

واژه‌نامه

Abaqus software	نرم‌افزار آباکوس
General static analyses	تحلیل استاتیکی جنرال
Kinematic hardening	سخت‌شوندگی کینماتیکی
Solid element	المان سالید

سپاسگزاری

- 583, 2017. <https://doi.org/10.12989/scs.2017.23.5.571>
- [3] A. Saleh, S. R. Mirghaderi, and S. M. Zahrai, "Cyclic testing of tubular web RBS connections in deep beams," *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 117, pp. 214–226, 2016. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2015.10.020>
- [4] G. Shi, Y. Shi, Y. Wang, and M. A. Bradford, "Numerical simulation of steel pretensioned bolted end-plate connections of different types and details," *Engineering Structures*, vol. 30, no. 10, pp. 2677–2686, 2008. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2008.02.013>
- [5] A. M. G. Coelho and F. S. Bijlaard, "Experimental behaviour of high strength steel end-plate connections," *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 63, no. 9, pp. 1228–1240, 2007. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2006.11.010>
- [6] M. Shariati, M. M. Tahir, T. C. Wee, S. N. R. Shah, A. Jalali, and M. Khorami, "Experimental investigations on monotonic and cyclic behavior of steel pallet rack connections," *Engineering Failure Analysis*, vol. 85, pp. 149–166, 2018. <https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2017.08.014>
- [7] S. H. Oh, Y. J. Kim, and H. S. Ryu, "Seismic performance of steel structures with slit dampers," *Engineering Structures*, vol. 31, no. 9, pp. 1997–2008, 2009. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2009.03.003>
- [8] S. L. Mahyari, H. T. Riahi, and M. Hashemi, "Investigating the analytical and experimental performance of a pure torsional yielding damper," *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 161, pp. 385–399, 2019. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2019.07.010>
- [9] G. Housner, L. A. Bergman, T. K. Caughey, A. G. Chassiakos, R. O. Claus, S. F. Masri, R. E. Skelton, T. T. Soong, B. F. Spencer, and J. T. Yao, "Structural control: past, present, and future," *Journal of Engineering Mechanics*, vol. 123, no. 9, pp. 897–971, 1997. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(1997\)123:9\(897\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(1997)123:9(897))
- [10] Soong, T.T. and Dargush, G.F., 1997. *Passive energy dissipation systems in structural engineering*. Wiley.
- [11] R. Sabelli, S. Mahin, and C. Chang, "Seismic demands on steel braced frame buildings with buckling-restrained braces," *Engineering Structures*, vol. 25, no. 5, pp. 655–666, 2003. [https://doi.org/10.1016/S0141-0296\(02\)00175-X](https://doi.org/10.1016/S0141-0296(02)00175-X)
- [12] M. Razavi and M. Sheidaii, "A comparative study on seismic performance of zipper and special chevron braced frames," *Ferdowsi Civil Engineering*, vol. 25, no. 1, pp. 59–72, 2014.
- [13] A. Asghari, "Evaluating the ductility of X-braced frames which are braced in two middle adjacent spans," *Ferdowsi Civil Engineering*, vol. 27, no. 2, pp. 57–74, 2016.
- [14] M. Khazaei, "Investigation on dynamics nonlinear analysis of steel frames with steel dampers," *Procedia Engineering*, vol. 54, pp. 401–412, 2013. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2013.03.036>
- [15] C. Xia and R. D. Hanson, "Influence of ADAS element parameters on building seismic response," *Journal of Structural Engineering*, vol. 118, no. 7, pp. 1903–1918, 1992. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1992\)118:7\(1903\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1992)118:7(1903))
- [16] M. G. Gray, C. Christopoulos, and J. A. Packer, "Cast steel yielding brace system for concentrically braced frames: Concept development and experimental validations," *Journal of Structural Engineering*, vol. 140, no. 4, p. 04013095, 2014. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0000910](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000910)
- [17] M. Mahmoudi and M. G. Abdi, "Evaluating response modification factors of TADAS frames," *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 71, pp. 162–170, 2012. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2011.10.015>

- [18] M. TahamouliRoudsari, M. B. Eslamimanesh, A. R. Entezari, O. Noori, and M. Torkaman, "Experimental assessment of retrofitting RC moment resisting frames with ADAS and TADAS yielding dampers," *Structures*, vol. 14, pp. 75–87, 2018. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2018.02.005>
- [19] A. Maurya, M. R. Eatherton, R. Matsui, and S. H. Florig, "Experimental investigation of miniature buckling restrained braces for use as structural fuses," *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 127, pp. 54–65, 2016. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2016.07.019>
- [20] M. Ebadi Jamkhaneh, A. Homaioon Ebrahimi, and M. Shokri Amiri, "Seismic performance of steel-braced frames with an all-steel buckling restrained brace," *Practice Periodical on Structural Design and Construction*, vol. 23, no. 3, p. 04018016, 2018. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)SC.1943-5576.000038](https://doi.org/10.1061/(ASCE)SC.1943-5576.000038)
- [21] M. Iwata, T. Kato, and A. Wada, "Buckling-restrained braces as hysteretic dampers," in *STESSA 2000: Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas*, CRC Press, 2021, pp. 33–38.
- [22] R. Abbasnia, M. G. Vetr, R. Ahmadi, and M. A. Kafi, "An analytical and experimental study on the ductility of steel rings," *Sharif Journal of Civil Engineering*, vol. 25, no. 51.1, pp. 41–48, 2009.
- [23] M. Bazzaz, Z. Andalib, A. Kheyroddin, and M. A. Kafi, "Numerical comparison of the seismic performance of steel rings in off-centre bracing system and diagonal bracing system," *Journal of Steel and Composite Structures*, vol. 19, no. 4, pp. 917–937, 2015. <https://doi.org/10.12989/scs.2015.19.4.917>
- [24] M. G. Azandariani, H. Abdolmaleki, and A. G. Azandariani, "Numerical and analytical investigation of cyclic behavior of steel ring dampers (SRDs)," *Thin-Walled Structures*, vol. 151, p. 106751, 2020. <https://doi.org/10.1016/j.tws.2020.106751>
- [25] M. G. Azandariani, A. M. Roustaei, E. Usefvand, H. Abdolmaleki, and A. G. Azandariani, "Improved seismic behavior and performance of energy-absorbing systems constructed with steel rings," *Structures*, vol. 29, pp. 534–548, 2021. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2020.11.041>
- [26] M. Motamedi, M. Hafezi, and M. Yekrangnia, "Analytical study of steel ring connections as hysteretic metallic damper," in *Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering (WCEE)*, Lisbon, Portugal, 2012.
- [27] M. E. Moeini, S. A. Razavi, M. Yekrangnia, and A. Khaloo, "Numerical study on an innovative elastomeric- steel cushion damper," *ce/papers*, vol. 4, no. 2–4, pp. 1719–1724, 2021. <https://doi.org/10.1002/cepa.1478>
- [28] M. A. Shayanfar, M. A. Barkhordari, and A. R. Rezaeian, "Experimental study of cyclic behavior of composite vertical shear link in eccentrically braced frames," *Steel & Composite Structures*, vol. 12, no. 1, pp. 13–29, 2012. <https://doi.org/10.12989/scs.2011.12.1.013>
- [29] M. A. Shayanfar, A. R. Rezaeian, and A. Zanganeh, "Seismic performance of eccentrically braced frame with vertical link using PBPD method," *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, vol. 23, no. 1, pp. 1–21, 2014. <https://doi.org/10.1002/tal.1015>
- [30] S. M. Zahrai, "Cyclic testing of chevron braced steel frames with IPE shear panels," *Steel and Composite Structures*, vol. 19, no. 5, pp. 1167–1184, 2015. <https://doi.org/10.12989/scs.2015.19.5.1167>
- [31] S. M. Zahrai and A. K. Vosooq, "Study of an innovative two-stage control system: Chevron knee bracing & shear panel in series connection," *Structural Engineering and Mechanics*, vol. 47, no. 6, pp. 881–898, 2013. <https://doi.org/10.12989/sem.2013.47.6.881>

- [32] S. M. Zahrai and A. Moslehi Tabar, "Analytical study on cyclic behavior of chevron braced frames with shear panel system considering post-yield deformation," *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 40, no. 7, pp. 633–643, 2013. <https://doi.org/10.1139/cjce-2012-0430>
- [33] A. M. Roustaei, M. G. Azandariani, M. A. S. Ardakani, and S. Shoja, "Cyclic behavior of an energy dissipation system with the vertical steel panel flexural-yielding dampers," *Structures*, vol. 45, pp. 629–644, 2022. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2022.09.047>
- [34] ANSI/AISC 360–16, Specification for Structural Steel Buildings, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, 2016.
- [35] Abaqus F.E.A., Analysis User's Manual 6.14, Dassault Systèmes Simulia Corp., Providence, RI, 2011.
- [36] Federal Emergency Management Agency, Interim Testing Protocols for Determining the Seismic Performance Characteristics of Structural and Nonstructural Components, FEMA Report 461, Washington, DC, 2007.
- [37] Iranian Standard 2800, Regulations for the Design of Buildings Against Earthquakes, 4th edition, Institute of Standards and Industrial Research of Iran (ISIRI), 2014.
- [38] CSI, Analysis Reference Manual for SAP2000, ETABS, SAFE, and CSIBridge, Computers and Structures, Inc., Berkeley, CA, USA, 2015.
- [39] Federal Emergency Management Agency, Pre-standard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA 356, Washington, DC, 2000.
- [40] H. Ghadimi Moghadam, F. Emami, and M. R. Mansoori, "Seismic evaluation of multi-span reinforced concrete bridges with ultra high-performance concrete piers using fragility curves," *Ferdowsi Civil Engineering*, vol. 37, no. 1, pp. 45–70, 2024. <https://doi.org/10.22067/jfcei.2024.84877.1261>
- [41] E. Mohammadi Dehcheshmeh and V. Broujerdian, "Investigation of the behavior of self-centering base- and double-rocking walls subjected to far-field and near-field earthquakes," *Ferdowsi Civil Engineering*, vol. 34, no. 1, pp. 53–76, 2021. <https://doi.org/10.22067/jfcei.2021.68094.1008>
- [42] F. Tafreshi, E. Rajabi, and Y. Golestani, "Seismic evaluation of steel frames with dual linked-column-frame under successive earthquakes," *Ferdowsi Civil Engineering*, vol. 38, no. 2, pp. 1–30, 2025. <https://doi.org/10.22067/jfcei.2025.90190.1324>
- [43] Federal Emergency Management Agency, *Quantification of Building Seismic Performance Factors*, FEMA P695, Washington, DC, 2009.



Ferdowsi
University of
Mashhad

Ferdowsi Civil Engineering

<https://civil-ferdowsi.um.ac.ir>



Iranian
Concrete
Institute



Pavement
Engineering
Association of
Iran

The Effect of Bagasse Ash and Polypropylene Fibers on the Mechanical Performance of Concrete and its Prediction Using Machine Learning*

Research Article

Danial Nasr¹, Rezvan Babagoli² , Nader Dahaghin³

DOI: [10.22067/jfcei.2025.92575.1351](https://doi.org/10.22067/jfcei.2025.92575.1351)

1. Introduction

The energy crisis and shortage of raw materials have forced researchers in this field to think of solutions for the optimal use of energy and raw materials. In the construction industry, one of the most widely used materials is cement, which consumes a lot of energy to produce. One of the ways to save energy in the construction industry is to replace cement with materials such as pozzolans with hydraulic properties and secondary cementitious properties. In addition, the use of pozzolans also improves many of the engineering properties and durability of hardened concrete and saves on the consumption of raw materials such as lime, which is used in large quantities in cement production. The increasing need for cement and its application in different regions, which must have unique properties, and saving energy consumption, necessitates the investigation and research into additives and their replacement with cement.

In the past, natural pozzolan was used in cement and concrete products. Today, mineral additives have also found a special place in the concrete industry, and a part of the concrete or cement materials that are consumed contains natural and synthetic pozzolan. Our country also has a high potential for the production of pozzolanic concrete, with its natural pozzolan resources and the production of synthetic pozzolans. The development of this important industry requires comprehensive cooperation between industries and researchers. The concrete industry depends on Portland cement as a binding material. The production of Portland cement is accompanied by problems such as the consumption of limestone, the consumption of fossil fuels, the relatively high cost of production, the increase in carbon dioxide production, and environmental pollution. In view of these issues, scientists are looking for an alternative to cement to reduce cement consumption and improve the mechanical properties and durability of concrete. These alternative materials include natural and synthetic pozzolans. Many

properties of concrete are improved by the use of pozzolanic materials. Some of these effects are due to physical properties, including particle size and shape, and others are due to chemical interactions of the pozzolan with cement. The behavior of fresh concrete and the degree of hydration of Portland cement can be considered physical properties that depend on the size of the pozzolan particles. The strength and permeability of hardened concrete, resistance to thermal cracking, alkali reaction of the aggregates, and sulfate damage are important properties that result from the chemical interactions of the pozzolan with cement.

2. Research method

In this study, polypropylene fibers with amounts of (0, 1, 3 and 5 percent) and bagasse ash with amounts of (0, 10, 20, 30, 40 and 50 percent) were used to replace the weight percentage of cement and superplasticizer was used at the rate of 2.5 percent of binder (cementitious materials). Also, the strength and durability of green concrete containing the above additives were investigated at the ages of 28 and 90 days. According to the assumptions, a total of 100 samples were made and subjected to compressive strength, flexural strength, water absorption and permeability tests. First, the amount of material used in each design is calculated and measured and then the design development begins. Dry materials; sand and cement are added to the mixer and mixed for 1 minute. Then water is slowly added to the mixer and the materials are mixed for another 4 minutes. Immediately after the work was completed, the slump test was performed and the results were recorded. At all stages, sampling was performed according to the ASTM C31 standard. The concrete molds were first lubricated with appropriate mold oil, and after the concrete was mixed, the concrete was poured into the molds in 3 stages and compacted. To evaluate the mechanical properties and durability of different green concrete designs, after making the concrete and performing tests related to fresh concrete,

* Manuscript received 2025 March 10, Revised 2025 April 6, accepted 2025 May 17.

¹ Corresponding author: Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Isf.C., Islamic Azad University, Isfahan, Iran. Email: danialnasr@iau.ac.ir

² Assistant Professor, Faculty of Civil Engineering, University of Science and Technology of Mazandaran, Behshahr, Iran.

³ MSc. Student, Department of Civil Engineering, Isf.C., Islamic Azad University, Isfahan, Iran.

cubic samples with dimensions of $10 \times 10 \times 10$ cm³ were made to test the compressive strength and water absorption percentage, rectangular samples with dimensions of $50 \times 10 \times 10$ cm³ to test the flexural strength, and cylindrical samples with dimensions of 20×10 cm² to test the permeability. Figure 5 shows the concrete samples after being made in the knowledge-based laboratory and transferred to the laboratory of Isfahan Islamic Azad University.

3. Conclusion

The compressive strength test of the samples after curing under standard conditions was evaluated using a hydraulic jack at a constant speed of 0.3 MPa/s. In general, if polypropylene fibers and bagasse ash are used in green concrete simultaneously, the design (CP3B20), i.e. adding 3% polypropylene fibers and 20% bagasse ash, can have the best performance in terms of compressive strength among the tested designs. The flexural strength test of the samples after curing under standard conditions was evaluated using a hydraulic jack at a constant speed of 0.9 MPa/s. In general, if polypropylene fibers and bagasse ash are used in green concrete simultaneously, the design (CP3B20), i.e. adding 3% polypropylene fibers and 20% bagasse ash, can have the best performance in terms of flexural strength among the tested designs.

To evaluate water absorption, dry weight and wet weight with dry surface (SSD) of the samples were measured. In general, if polypropylene fibers and bagasse ash are used in green concrete simultaneously, the design (CP3B20), i.e. adding 3% polypropylene fibers and 20% bagasse ash, can have the best performance in terms of water absorption among the tested designs.

The test to determine the chloride ion penetration by the (RCPT) method was carried out at the age of 90 days according to the standard. In general, if polypropylene fibers and bagasse ash are used in green concrete simultaneously, the design (CP3B20), i.e. adding 3% polypropylene fibers and 20% bagasse ash, can have the best performance in terms of permeability among the tested designs.



تأثیر خاکستر باگاس و الیاف پلی پروپیلن بر عملکرد مکانیکی بتن و پیش‌بینی آن با یادگیری ماشین*

مقاله پژوهشی

نادر دهاقین^(۳)

رضوان باباگلی^(۲)

دانیال نصر^(۱)

DOI: 10.22067/jfeci.2025.92575.1351

چکیده در این پژوهش از الیاف پلی پروپیلن با مقادیر ۰، ۱، ۳ و ۵ درصد و خاکستر باگاس با مقادیر ۰، ۱۰، ۲۰، ۳۰، ۴۰ و ۵۰ درصد جایگزین سیمان و از فوق روان کننده به میزان ۲/۵ درصد مواد سیمانی استفاده شد. همچنین مقاومت و دوام بتن حاوی افزودنی‌های فوق در سنین ۲۸ و ۹۰ روزه مورد بررسی قرار گرفت. همچنین، این پژوهش به بررسی کاربرد مدل‌های یادگیری ماشین، شامل CatBoost، LightGBM و یک مدل ترکیبی Ensemble، برای پیش‌بینی مقاومت فشاری و خمشی بتن مسلح به الیاف و باگاس اختصاص دارد. نتایج به دست آمده نشان داد که در صورت استفاده از الیاف پلی پروپیلن و خاکستر باگاس در بتن به صورت همزمان، طرح (CP3B20) یعنی افزودن ۳ درصد الیاف پلی پروپیلن و ۲۰ درصد خاکستر باگاس می‌تواند بهترین عملکرد را از لحاظ مقاومت فشاری به میزان ۴۱/۷ مگاپاسکال در برابر مقاومت فشاری طرح شاهد به میزان ۳۲ مگاپاسکال، مقاومت خمشی به میزان ۱۴/۹ مگاپاسکال در برابر مقاومت خمشی طرح شاهد به میزان ۵ مگاپاسکال، جذب آب به میزان ۰/۹ درصد در برابر جذب آب طرح شاهد به میزان ۵ درصد و نفوذپذیری به میزان ۳۲۰ کلومب در برابر نفوذپذیری طرح شاهد به میزان ۳۱۴۹ کلومب، در میان طرح‌های مورد آزمایش داشته باشد. نتایج نشان داد که مدل Ensemble با R^2 معادل ۰،۸۵-۰،۹۰ برای مقاومت فشاری و ۰،۹۲ برای مقاومت خمشی، و RMSE به ترتیب ۱،۵۰-۲،۰۰ MPa و ۰،۶۵-۱،۱۰ MPa، دقت قابل توجهی ارائه می‌دهد.

واژه‌های کلیدی ملات، زل میکروسیلیس، پودر سرامیک ضایعاتی، مقاومت مکانیکی، دوام بتن.

Investigating the Strength and Durability of Green Concrete Containing Bagasse Ash and Polypropylene Fibers

Danial Nasr

Rezvan Babagoli

Nader Dahaghin

Abstract Concrete is considered as a composite building material and is widely used in structures, so its mechanical properties and durability are always of interest to civil engineers. Various pozzolanic materials such as microsilica, fly ash and other industrial slags have been used in various researches to improve concrete properties and also reduce cement consumption in order to reduce costs, reduce energy and reduce environmental pollutants caused by cement production. In this research, specifically, from bagasse ash with the aim of reducing the environmental pollution caused by the production of cement through the emission of carbon dioxide gas and from polypropylene fibers with the aim of reducing shrinkage and also controlling deep and surface cracks in The final volume of concrete after hardening was used to improve the mechanical properties and durability of the concrete mixture. For this purpose of the research, polypropylene fibers with amounts (0, 1, 3 and 5%) and bagasse ash with amounts (0, 10, 20, 30, 40 and 50%) replaced the weight percentage of cement and super lubricant to 2.5% binder (cement material) was used. Also, the strength and durability of green concrete containing the above additives at the ages of 28 and 90 days were investigated. According to the assumptions, a total of 100 samples were made and tested for compressive strength, bending strength, water absorption and permeability. The obtained results showed that if polypropylene fibers and bagasse ash are used in green concrete at the same time, the design (CP3B20) i.e. adding 3% polypropylene fibers and 20% bagasse ash can be the best performance. in terms of compressive strength of 41.7 MPa against the compressive strength of the Shahid design of 32 MPa, bending strength of 14.9 MPa against the bending strength of the Shahid design of 5 MPa, water absorption at the rate of 0.9% in It has 5 percent water absorption of the control design and 320 coulomb permeability compared to the control design permeability of 3149 coulombs among the tested designs.

Key words Green Concrete, Polypropylene Fibers, Bagasse Ash, Resistance, Durability.

* تاریخ دریافت مقاله ۱۴۰۳/۱۲/۲۰ و تاریخ پذیرش آن ۱۴۰۴/۴/۲۷ می‌باشد.

(۱) نویسنده مسئول: استادیار، گروه مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی، واحد اصفهان (خوراسگان)، اصفهان، ایران.

Email: danialnasr@iau.ac.ir

(۲) استادیار، گروه مهندسی عمران، دانشگاه علم و فناوری مازندران، بهشهر، ایران.

(۳) دانشجوی کارشناسی ارشد، گروه مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی، واحد اصفهان (خوراسگان)، اصفهان، ایران.

مقدمه

بحران انرژی و کمبود مواد اولیه، پژوهشگران این عرصه را به اندیشیدن راهکارهایی در جهت مصرف بهینه انرژی و مواد اولیه، واداشته است. در صنعت ساختمان، یکی از پرکاربردترین مصالح، سیمان است که انرژی زیادی صرف تولید آن می‌گردد. یکی از راه‌هایی که به صرفه‌جویی در مصرف انرژی در صنعت ساختمان منتهی می‌گردد، جایگزین کردن سیمان با مصالحی نظیر پوزولان-ها با خواص هیدرولیکی و خاصیت سیمانی ثانویه می‌باشد. به علاوه، استفاده از پوزولان‌ها بسیاری از خواص مهندسی و پایایی بتن‌های سخت‌شده را نیز بهبود می‌بخشد و سبب صرفه‌جویی در مصرف مواد اولیه‌ای نظیر آهک نیز می‌شود که در تولید سیمان به مقدار زیادی مورد مصرف است. نیاز روزافزون به سیمان و کاربرد آن در مناطق مختلف که باید دارای خصوصیات منحصر به فردی باشد و صرفه‌جویی در مصرف انرژی، باعث لزوم بررسی و تحقیق در مواد افزودنی و جایگزینی آن با سیمان می‌شود [1].

در گذشته، پوزولان طبیعی در محصولات سیمانی و بتنی مورد استفاده قرار می‌گرفت. امروزه نیز مواد افزودنی معدنی، جایگاه ویژه‌ای در صنعت بتن پیدا کرده است و بخشی از مواد سیمانی و یا بتنی که به مصرف می‌رسد حاوی پوزولان طبیعی و مصنوعی است. کشور ما نیز با وجود منابع پوزولان طبیعی و همچنین تولید پوزولان‌های مصنوعی، پتانسیل بالایی برای تولید بتن‌های پوزولانی دارد. برای توسعه این صنعت مهم، نیاز به همکاری همه‌جانبه صنایع و پژوهشگران هست. صنعت بتن به سیمان پرتلند به عنوان ماده چسباننده وابسته است. تولید سیمان پرتلند با مشکلاتی همراه است؛ مانند مصرف سنگ آهک، مصرف سوخت‌های فسیلی، هزینه نسبتاً بالای تولید، افزایش تولید دی‌اکسید کربن، آلودگی محیط زیست. با توجه به این موارد، دانشمندان در جستجوی یافتن جایگزینی برای سیمان هستند تا ضمن کاهش مصرف سیمان، خواص مکانیکی و دوام بتن را بهبود بخشند. از جمله این مواد جایگزین، پوزولان‌های طبیعی و مصنوعی هستند. بسیاری از خواص بتن، بر اثر استفاده از مواد پوزولانی بهبود می‌یابد. بعضی از این آثار ناشی از خواص فیزیکی، شامل ریز بودن و شکل ذرات و بقیه ناشی از فعل و انفعالات شیمیایی پوزولان با سیمان است. رفتار بتن تازه و درجه

هیدراتاسیون سیمان پرتلند را می‌توان از خواص فیزیکی دانست که به اندازه ذرات پوزولان وابسته است. مقاومت و نفوذپذیری بتن سخت‌شده، مقاومت در مقابل بروز ترک‌خوردگی حرارتی، واکنش قلیایی دانه‌ها و خرابی سولفاتی از خواص مهمی است که از فعل و انفعالات شیمیایی پوزولان با سیمان ناشی می‌شود [2]. استفاده وسیع از پوزولان طبیعی به عنوان جایگزین سیمان در کاربردهای مختلف، به دلیل صرفه اقتصادی، کاهش حرارت‌زایی بتن، کاهش نفوذپذیری و افزایش مقاومت شیمیایی است. هر چند ممکن است کاهش مقاومت در سنین اولیه را در پی داشته باشد. موضوع دیگری که در سال‌های اخیر ذهن محققان این عرصه را به خود مشغول کرده است، بحث پایایی بتن‌ها در شرایط سخت محیطی می‌باشد. سازه‌های ساخته‌شده با بتن معمولی، عموماً دارای عملکرد مناسبی در شرایط سخت محیطی و عوامل مهاجم نیستند. راهکار پیشنهادی، استفاده از سیمان‌های آمیخته است. امروزه، تولید سیمان‌های آمیخته با استفاده از پوزولان‌های مختلف بسیار گسترش پیدا کرده است. تحقیقات نشان می‌دهند که کارخانه‌های تولید کننده سیمان، مسئول انتشار حدود ۷ درصد از کل دی‌اکسید کربن وارد شده به اتمسفر کره زمین می‌باشند. سیمان‌های آمیخته چندین دهه است که مورد استفاده قرار گرفته‌اند. در جریان تولید سیمان، از مرحله استخراج سنگ آهک از معدن تا مرحله بسته‌بندی، میزان انرژی زیادی مصرف می‌گردد، که با استفاده از سیمان آمیخته می‌توان در مصرف انرژی صرفه‌جویی کرد و تولید گاز دی‌اکسید کربن را کاهش داد [3].

پوزولان‌ها، مواد سیلیسی یا سیلیسی - آلومیناتی هستند که به خودی خود خاصیت سیمانی (چسبندگی) ندارند ولی پس از آسیاب شدن و وارد شدن به سیمان، در مجاورت رطوبت، با هیدروکسید کلسیم واکنش شیمیایی می‌دهند و ترکیباتی با مواد سیمانی (ژل سیلیکاتی و...) به وجود می‌آورند. پوزولان‌ها انواع مختلفی دارند و به طور کلی به دو دسته طبیعی و مصنوعی طبقه‌بندی می‌گردند. تمام پوزولان‌های طبیعی غیر از خاک‌های دیاتومه، از سنگ‌ها و کانی‌های آتش‌فشانی سرچشمه گرفته‌اند [4]. بر اساس تحقیقات انجام گرفته‌شده، پوزولان‌ها در آزمایش‌های فشاری دارای رفتار یکسانی هستند؛ به طوری که با اضافه کردن مقداری مشخص از هر پوزولان در مخلوط، حداکثر مقاومت فشاری به دست می‌آید و بعد از آن با افزایش درصد

بتن، معایب استفاده از آن در مخلوط بتنی شامل ۱) شکننده بودن، ۲) هادی الکتریکی، ۳) کرنش کم در شکست و ۴) قیمت بالا می باشد [5]. از خاکستر باگاس به منظور رفع این مشکلات و کاهش مصرف سیمان در بتن به دلیل اثرات زیست محیطی بسیار مخربی که دارد، استفاده خواهد شد.

باگاس محصول فرعی فرایند تولید شکر از نیشکر است. وقتی ساقه های نیشکر خرد می شوند، ماده خشک و کاغذی به نام باگاس باقی می ماند. البته ماده مشابهی به نام باگاس آگاو وجود دارد که از گیاه آگاو به دست می آید. باگاس نیشکر در تولید کاغذ و خمیر کاغذ، مصالح ساختمانی و سوخت استفاده می شود. سوختی که سازگار با محیط زیست است و در تولید انرژی، گرما و برق قابل استفاده است. استفاده از ضایعات کشاورزی و صنعتی همچون خاکستر باگاس در بتن به عنوان جایگزین بخشی از سیمان، علاوه بر کاهش هزینه های بتن و بهبود خواص آن، با هدف کاهش آلودگی محیط زیست در دنیا انجام می گیرد [6]. علی رغم استفاده های زیاد از باگاس در صنعت، مقدار زیادی از آن به صورت ضایعات کشاورزی باقی می ماند که علاوه بر آلودگی محیط زیست، هزینه های زیادی برای سامان دهی به این حجم انبوه باگاس تحمیل می شود [7].

بتن یکی از مصالح ساختمانی مرکب و با کاربرد بسیار زیاد در سازه ها محسوب می شود، لذا خواص مکانیکی و دوام آن همواره مورد توجه مهندسان عمران است. در تحقیقات مختلف برای بهبود خواص بتن و همچنین کاهش مصرف سیمان به منظور کاهش هزینه ها، کاهش انرژی و کاهش آلاینده های زیست محیطی ناشی از تولید سیمان، از مواد پوزولانی مختلف مانند میکروسیلیس، خاکستر بادی و دیگر سرباره های صنعتی استفاده شده است. در این تحقیق به طور خاص از خاکستر باگاس با هدف کاهش آلودگی محیط زیست ناشی از تولید سیمان به واسطه انتشار گاز دی اکسید کربن و از الیاف پلی پروپیلن با هدف کاهش انقباض و همچنین کنترل ترک های عمیق و سطحی در حجم نهایی بتن پس از سخت شدن در جهت بهبود خواص مکانیکی و دوام مخلوط بتنی، استفاده شده است.

همتی و همکاران [1]، در پژوهشی تأثیر طول و ترکیب الیاف بر مقاومت فشاری و خمشی بتن را بررسی کردند. در این مقاله، ۱۵ طرح اختلاط بتن در قالب ۹۰ نمونه مکعبی به ابعاد ۱۵×۱۵×۱۵ سانتی متر برای انجام آزمایش مقاومت فشاری و ۴۲

پوزولان در مخلوط، مقدار مقاومت افت می کند. همچنین پوزولان ها می توانند آب انداختگی، جدایش و تورق در بتن تازه را کاهش دهند و با همگن کردن مخلوط بتن باعث سهولت در پمپ کردن بتن شوند. به علاوه اینکه، پوزولان ها می توانند با هیدروکسید کلسیم موجود در سیمان ترکیب شوند و احتمال واکنش های قلیایی در بتن و یا تشکیل اترینگایت را بسیار کاهش دهند و باعث کاهش نفوذپذیری، بهبود مقاومت و افزایش دوام بتن سخت شده مخصوصاً در مقابل واکنش قلیایی - سنگدانه شود. رشد روزافزون صنعت ساخت و ساز در ایران از یک طرف و نیاز به ساخت بتن هایی که بتوانند در مقابل محیط های مهاجم و شرایط نسبتاً عادی مقاومت و دوام کافی را دارا باشند از طرف دیگر، باعث می شود که جایگزینی پوزولانی همچون خاکستر باگاس به جای بخشی از سیمان، نسبت به پوزولان هایی مانند میکروسیلیس و خاکستر بادی که یا کمیاب بوده و یا دارای هزینه بیشتری هستند، اهمیت پیدا کند. همچنین حضور الیاف در بتن، سبب کاهش انقباض و کنترل ترک های عمیق و سطحی در حجم نهایی بتن می گردد. لذا استفاده از الیافی همچون پلی پروپیلن در بتن می تواند سبب بهبود مقاومت، دوام و کارایی آن گردد.

الیاف پلی پروپیلن نوعی الیاف تقویتی بتن است. یک ترکیب پلیمری از الیاف های پلاستیکی است که به عنوان یک تقویت کننده ثانویه در حجم نهایی بتن استفاده می شود. حضور الیاف پلی پروپیلن در بتن به کاهش انقباض و همچنین کنترل ترک های عمیق و سطحی در حجم نهایی بتن پس از سخت شدن کمک می کند. به کارگیری الیاف پلی پروپیلن در بتن هیچ تأثیری در نحوه ساختن آن ندارد و باعث تغییر در روش اختلاط مصالح مقدماتی بتن نمی شود. کاربرد عمده الیاف پلی پروپیلن در بتن، تقویت و مسلح کردن بتن از طریق افزایش مقاومت خمشی، کششی، برشی و سایش در بتن است؛ همچنین این الیاف، جمع - شدگی ناشی از تنش های حرارتی را نیز کاهش می دهد و وظیفه کنترل توسعه ترک های عرضی را نیز بر عهده دارد. الیاف پلی - پروپیلن به عنوان ترک گیر بتن شناخته می شود. الیاف پلی پروپیلن به شکل مؤثر و کاملاً یکپارچه در حجم کلی بتن توزیع می شود و این حضور همگن در سراسر ساختار بتن مانع از گسترش ترک ها به واسطه از هم گسیختگی سنگدانه ها و ملات سیمان خواهد شد [5].

از طرفی، در کنار مزیت های استفاده از الیاف پلی پروپیلن در

نمونه به ابعاد $15 \times 15 \times 60$ سانتی‌متر برای انجام آزمایش مقاومت خمشی ساخته شده است. ۳ طرح اختلاط به عنوان مرجع با ۳ نسبت آب به سیمان ($0/29$ ، $0/34$ و $0/39$) بدون الیاف و با الیاف با ۳ طول مختلف الیاف پلی پروپیلن به ترتیب با طول‌های (۶، ۱۲ و ۱۸) میلی‌متر ساخته شد. یک طرح اختلاط با الیاف فلزی قلاب‌دار به طول ۴۰ میلی‌متر و نیز طرح اختلاطی دیگر با ترکیب الیاف فلزی قلاب‌دار به طول ۴۰ میلی‌متر و الیاف پلی پروپیلن به طول ۱۲ میلی‌متر مورد بررسی قرار گرفتند. بالاترین مقاومت فشاری ۲۸ روزه مربوط به نمونه‌های دارای الیاف ترکیبی با مقاومت $76/16$ مگاپاسکال بود که $16/3$ درصد نسبت به نمونه مرجع افزایش داشت. نمونه بتن دارای الیاف فلزی با مقاومت خمشی $16/1$ مگاپاسکال، بالاترین مقاومت را در بین تمامی طرح‌های اختلاط بتن این تحقیق دارد و نسبت به نمونه بدون الیاف، ۶۰ درصد افزایش مقاومت خمشی را نشان می‌دهد.

مختاری و فاطمیان [2] در پژوهشی آزمایشگاهی تأثیر الیاف پلی پروپیلن و میکروسیلیس را بر خصوصیات مکانیکی بتن مورد مطالعه قرار دادند. در این مقاله با هدف بررسی تأثیر به کارگیری میکروسیلیس با درصدهای ۳، ۵ و ۷، الیاف پلی پروپیلن با درصدهای $0/04$ ، $0/06$ و $0/08$ و نیز مخلوط همزمان این دو افزودنی بر روی مقاومت فشاری و مقاومت کششی بتن، ۴۰ نمونه آزمایشگاهی ساخته شد. نتایج نشان داد که در آزمایش مقاومت فشاری نمونه‌های ۷ روزه، نمونه‌های دارای میکروسیلیس افزایش ۳۷ درصدی، نمونه‌های دارای الیاف پلی پروپیلن افزایش ۱۷ درصدی و نمونه‌های دارای مخلوط همزمان میکروسیلیس و الیاف پلی پروپیلن، افزایش ۲۶ درصدی نسبت به نمونه مرجع داشتند. همچنین در آزمایش مقاومت فشاری نمونه‌های ۲۸ و ۹۰ روزه، نمونه‌های دارای مخلوط میکروسیلیس و الیاف پلی پروپیلن به ترتیب افزایش ۸ درصدی و ۶ درصدی نسبت به نمونه مرجع داشتند. در آزمایش مقاومت کششی، تمامی نمونه‌های ۷ روزه دارای مقاومت پایین‌تری در حدود ۹ درصد نسبت به نمونه مرجع بودند؛ در حالی که در نمونه‌های ۲۸ روزه شامل ۳ درصد میکروسیلیس و $0/04$ درصد پلی پروپیلن، مقاومت کششی به میزان ۵ درصد نسبت به نمونه مرجع افزایش داشت. در نمونه‌های ۹۰ روزه نیز به طور میانگین افزایش ۸ درصدی مقاومت کششی حاصل گردید.

الیاف پلی پروپیلن و پلی وینیل الکل در ساختار بتن پلیمری بررسی شد و میزان مقاومت فشاری، خمشی و تنش - کرنش مورد بررسی قرار گرفت. همچنین نمونه‌های ساخته شده توسط دستگاه SEM، مورد ارزیابی واقع شدند. مطالعه بر روی ۴ گروه بتن پلیمری حاوی رزین اپوکسی ۱۲ درصد، با افزودن الیاف با درصدهای $0/5$ ، ۱، ۲ و $2/5$ نسبت به وزن رزین برای هر دو نوع الیاف پلی پروپیلن و پلی وینیل الکل، انجام گرفت. نمونه‌های ساخته شده در این پژوهش شامل نمونه 50×50 میلی‌متر مربوط به آزمایش مقاومت فشاری و تنش - کرنش و نمونه منشوری 50×300 میلی‌متر مربوط به آزمایش مقاومت خمشی می‌باشد. با توجه به نتایج حاصل شده، هر چه میزان درصد الیاف پلی پروپیلن در بتن‌های پلیمری افزایش یابد، میزان مقاومت نیز افزایش پیدا می‌کند و روند صعودی را در مقایسه با بتن شاهد از خود نشان می‌دهد؛ اما در مقابل هر چه میزان درصد الیاف پلی وینیل الکل افزایش یابد، مقاومت با روندی نزولی همراه می‌شود. بنابراین از این پژوهش می‌توان نتیجه گرفت که درصد بهینه برای پلی وینیل الکل در بتن پلیمری، $0/5$ درصد وزنی رزین و برای الیاف پلی پروپیلن $2/5$ درصد می‌باشد. همچنین نتایج میکروسکوپ الکترونی روبشی نشان داد که به طور کلی هر دو الیاف مورد استفاده پس از تحمل بارگذاری کششی، از ماتریس پلیمری جدا نشده و پیوندی قوی با فاز پلیمری برقرار کرده است؛ اما به دلیل پراکندگی مناسب الیاف پلی پروپیلن در بتن پلیمری و بالطبع ایجاد پیوند مطلوب با رزین، خصوصیات مکانیکی بتن به طور چشم‌گیری بهبود می‌یابد.

ماگلاد و همکاران [8] در سال ۲۰۲۳ در پژوهشی خواص مهندسی بتن با مقاومت بالای حاوی باگاس نیشکر و خاکستر ساقه ذرت را مورد بررسی قرار دادند. کشورها از مشکلات رشد خاکستر پسماند کشاورزی رنج می‌برند. این مقاله تحقیقاتی استفاده از خاکستر پسماند کشاورزی را به عنوان یک جایگزین جزئی به جای سیمان برای تولید بتن با مقاومت بالا مورد مطالعه قرار می‌دهد. این مقاله همچنین تأثیر استفاده از خاکستر باگاس نیشکر و خاکستر ساقه ذرت را بر روی خواص بتن با مقاومت بالا بررسی می‌کند. بقایای فرایند احتراق ضایعات کشاورزی به عنوان یک ماده پوزولانی و یک جایگزین جزئی به جای سیمان برای تولید بتن با مقاومت فوق‌العاده بالا مورد استفاده قرار می‌گیرد. نرخ جایگزینی جرمی سیمان توسط خاکستر باگاس نیشکر، ۱۰، ۲۰ و ۳۰ درصد بود، در حالی که نرخ جرمی سیمان توسط خاکستر ساقه ذرت، ۲، ۴، ۶ و ۸ درصد بود. اثرات خاکستر

موسوی و جواهری [3] در پژوهشی به بررسی مقاومت فشاری و خمشی بتن‌های پلیمری حاوی الیاف پلی وینیل الکل و پلی پروپیلن بر پایه رزین اپوکسی پرداختند. در این پژوهش تأثیر

فولادی قلاب‌دار و الیاف شیشه در جایگزینی بهینه خاکستر باگاس در بتن پرداخته شده است. نمونه‌های بتن خاکستر باگاس برای عیار M30 با درصد جایگزینی ۵، ۱۰، ۱۵ و ۲۰ ریخته‌گری شدند. نتایج آزمایش نشان داده است که خواص مکانیکی تا ۱۰ درصد جایگزینی BA بهبود یافته و در نتیجه شروع به کاهش کرده است. افزایش بهینه مقاومت کششی، خمشی، فشاری و شکافی به ترتیب ۶/۵، ۱۳/۰۹ و ۸/۱۳ درصد برای نمونه BA10 پس از ۲۸ روز تعیین شد. با افزودن الیاف فولادی قلاب‌دار، استحکام بهینه برای نمونه BASF-C با افزایش مقاومت کششی، خمشی، فشاری و شکافی به ترتیب ۸/۸۹، ۱۸/۴۴ و ۱۸/۸ درصد به دست می‌آید. با این حال، حداکثر استحکام با الیاف شیشه برای BAGF-C با افزایش مقاومت کششی، خمشی، فشاری و شکافی به ترتیب ۸/۱۲، ۱۴/۲۹ و ۱۰/۰۳ درصد به دست آمد. کارایی با افزایش نسبت خاکستر باگاس در مخلوط کاهش یافت. بتن خاکستر باگاس را می‌توان با نسبت بهینه ۱ درصد الیاف فولادی یا ۱/۵ درصد الیاف شیشه در جایگزینی ۱۰ درصد خاکستر باگاس توسعه داد.

دیهان و همکاران [11] در پژوهشی به ارزیابی خواص مکانیکی بتن تولید شده با خاکستر بادی، خاکستر باگاس و الیاف موز پرداختند. بتن به دلیل خواص مقاومتی و همچنین دوامش، پویاترین ماده مهندسی در صنعت ساختمان است. مصرف مواد خام نه تنها منابع طبیعی را تحلیل می‌برد، بلکه باعث افزایش مواد سمی در محیط زیست توسط صنایع ساختمانی می‌شود. محصولات جایگزین تا حدودی محیط زیست و منابع طبیعی را نجات می‌دهند. در همین زمینه، برخی از ترکیبات معمول مخلوط بتن با ضایعات صنعتی/طبیعی مانند خاکستر بادی، خاکستر باگاس نیشکر و الیاف موز جایگزین می‌شود. نمونه‌ها با ترکیبات مختلف با استفاده از درصد جایگزینی متفاوت سیمان و ماسه تهیه شدند. بنابراین، مخلوط بتن با استفاده از خاکستر بادی (جایگزینی ۲۰ درصد سیمان) و جایگزینی جزیی ماسه با ضایعات صنعتی یعنی خاکستر باگاس نیشکر (جایگزینی ۰، ۱۰ و ۲۰ درصد ماسه) با افزودن الیاف موز (۰، ۲/۵ و ۵ درصد) ایجاد می‌شود. نمونه‌ها با مخلوط بتن استاندارد تحت مقاومت فشاری مشخصه و مقاومت خمشی ارزیابی و مقایسه شدند. جایگزینی جزیی با ۱۰ درصد خاکستر باگاس بهترین ترکیب است که خواص مکانیکی بهتری را به همراه دارد.

با توجه به بیان مسئله و پیشینه تحقیق حاضر، تحقیقات گسترده‌ای در جهت تولید بتن دوست‌دار محیط زیست (بتن سبز)

تفاله نیشکر و خاکستر ساقه ذرت بر کارایی، استحکام فشاری، استحکام کششی شکافی، مقاومت خمشی و مدول الاستیسیته بر خواص بتن با مقاومت فوق‌العاده بالا مورد بررسی قرار گرفت. علاوه بر این، اثرات خاکستر تفاله نیشکر و خاکستر ساقه ذرت بر مقاومت به نفوذ یون کلرید و جذب آب و نفوذپذیری در بتن با مقاومت فوق‌العاده بالا مورد بررسی قرار گرفت. بررسی‌ها نتایج چشم‌گیری را نشان داد؛ یعنی تولید بتن با مقاومت فوق‌العاده بالا با مقاومت فشاری و خمشی مربوطه بیش از ۲۰۵ و ۲۷ مگاپاسکال، زمانی امکان‌پذیر است که جایگزینی ۲۴ درصد جرم سیمان توسط خاکستر پسماند کشاورزی (۴ درصد ذرت و ۲۰ درصد باگاس) در سن تست ۲۸ روزه انجام شود. کمترین نفوذپذیری با جایگزینی ۳۸ درصد جرم سیمان توسط خاکستر پسماند کشاورزی (۸ درصد ذرت و ۳۰ درصد باگاس) به ترتیب ۱۴۰ کلومب و ۰/۹۵ سانتی‌متر بر ثانیه برای نفوذپذیری کلرید و آب به دست می‌آید.

اکبر و همکاران [9]، در پژوهشی ملات ژئوپلیمری مهندسی‌شده مبتنی بر خاکستر باگاس نیشکر حاوی الیاف پروپیلن را مورد بررسی قرار دادند. اخیراً تولید ژئوپلیمر سبک وزن از ضایعات، مورد توجه جدی برای ساخت‌وساز ساختمان‌های پایدار و سبز قرار گرفته است؛ اما خمش کمتر و استحکام کششی کاربرد گسترده‌تر آن را در صنعت ساختمان محدود می‌کند. این مطالعه به منظور تهیه خاکستر باگاس نیشکر مبتنی بر ژئوپلیمر تقویت شده با الیاف پلی‌پروپیلن انجام شد. خواص فیزیکی و مکانیکی ژئوپلیمرها با درصدهای مختلف الیاف پلی‌پروپیلن از طریق آزمایش‌ها مورد ارزیابی قرار گرفت و به تفصیل مورد بحث قرار گرفت. افزودن الیاف پلی‌پروپیلن منجر به افزایش استحکام خمشی و کششی شد. نتایج نشان می‌دهد که محدود کردن محتوای الیاف پلی‌پروپیلن به ۱ درصد، نه تنها خواص خمشی را بهبود می‌بخشد، بلکه با ارائه ریزساختار متراکم‌تر، مقاومت فشاری را نیز افزایش می‌دهد. این مطالعه نتیجه‌گیری می‌کند که استفاده از کامپوزیت خاکستر باگاس تقویت شده با الیاف پلی‌پروپیلن می‌تواند راه‌هایی جایگزین برای دستیابی به پایداری با استفاده از زباله‌هایی که عمدتاً باعث تخریب محیط زیست در طول دفن زباله می‌شوند، فراهم کند.

کومار و گوپتا [10] در پژوهشی به بررسی اثر خاکستر باگاس، الیاف فولادی قلاب‌دار و الیاف شیشه بر خواص مکانیکی بتن پرداختند. در کار حاضر به بررسی خواص مکانیکی بتن در اثر جایگزینی جزیی سیمان با خاکستر باگاس و گنجاندن الیاف

مصالح و روش تحقیق

شن

شن مورد استفاده در این تحقیق از نوع شکسته است و در ساخت مخلوط از ۲ تیپ سنگدانه ۵-۱۲ و ۱۲-۱۹ استفاده شده است. در جدول (۱) و شکل (۱)، مشخصات سنگدانه‌ها و منحنی دانه‌بندی شن آورده شده است.

ماسه

ماسه مورد استفاده در این تحقیق از نوع شکسته، دارای حداکثر اندازه ۵ میلی‌متر و میزان جذب آب ۱/۱۵ درصد می‌باشد که در جدول (۲) و شکل (۲) دانه‌بندی ماسه و منحنی دانه‌بندی ماسه آورده شده است.

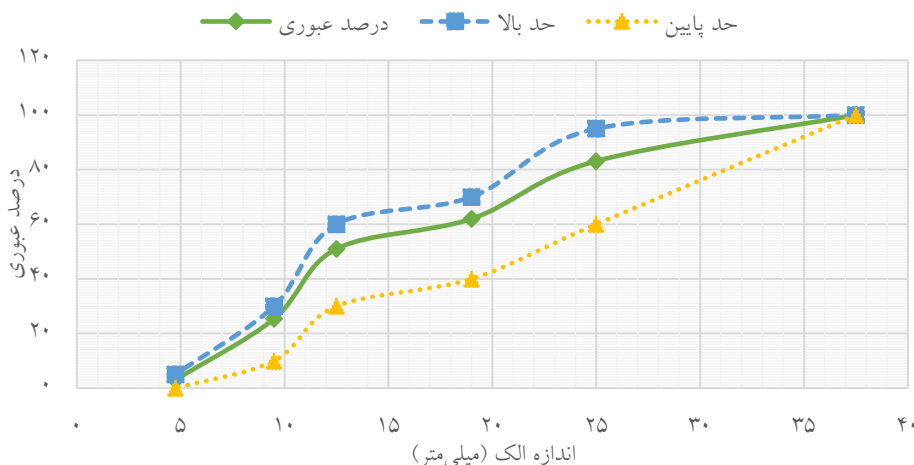
سیمان

سیمان مورد استفاده در این تحقیق، سیمان تیپ ۲ از کارخانه سیمان اردستان می‌باشد. مشخصات شیمیایی و فیزیکی سیمان مصرفی در جدول‌های (۳) و (۴) آورده شده است.

صورت گرفته است. در این تحقیقات از موادی همچون سرباره کوره آهن‌گدازی، دوده سیلیس، میکروسیلیس، خاکستر باگاس، الیاف فولاد، الیاف کربن، الیاف شیشه، الیاف پلی پروپیلن و... استفاده شده است، اما به طور خاص بررسی اثر استفاده همزمان از الیاف پلی پروپیلن به منظور کنترل ترک‌های سطحی و عمقی بتن و همچنین خاکستر باگاس به منظور کاهش آلودگی محیط زیست ناشی از تولید سیمان صورت پذیرفته است لذا در پژوهش حاضر به این مهم پرداخته شده است. بنابراین، با وجود پتانسیل بالای پوزولان‌ها مانند خاکستر باگاس و الیاف پلی پروپیلن در کاهش اثرات زیست‌محیطی تولید سیمان و بهبود خواص مکانیکی بتن [1,12]، بهینه‌سازی ترکیب‌ها و پیش‌بینی دقیق خواص همچنان چالش برانگیز است. این پژوهش با بهره‌گیری از مدل‌های پیشرفته یادگیری ماشین (CatBoost، Ensemble و LightGBM) به تحلیل داده‌های مقاومت فشاری و خمشی می‌پردازد تا رویکردی داده‌محور برای طراحی بتن سبز ارائه دهد. هدف، توسعه مدل‌هایی با دقت بالا برای پیش‌بینی رفتار بتن مسلح به فیبر و باگاس در شرایط مختلف پخت (۲۸ و ۹۰ روز) است.

جدول ۱ مشخصات سنگدانه‌ها

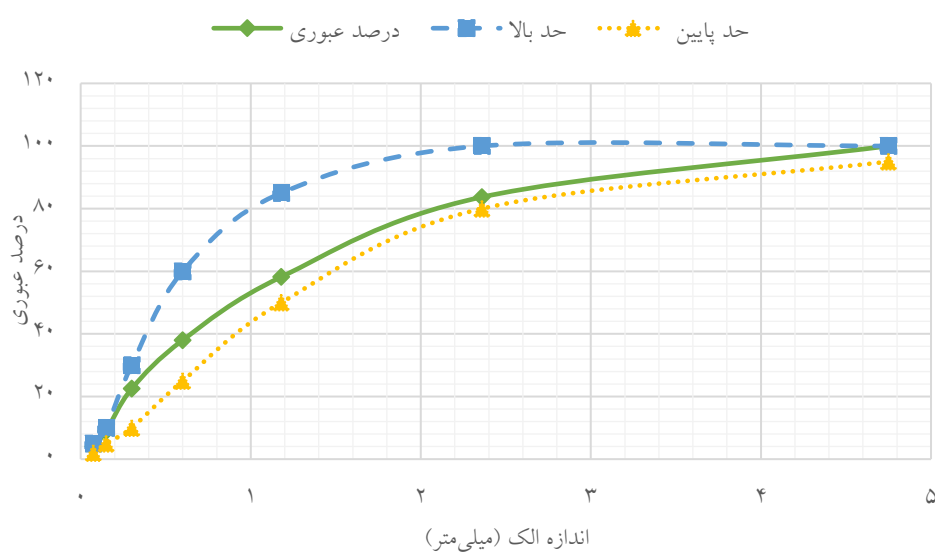
قطر الک	درصد عبوری	حد بالا	حد پایین	وزن مخصوص ظاهری	وزن مخصوص واقعی
۳۷/۵۰	۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰	۱/۵۵	۲/۸۰
۲۵	۸۳/۱۰	۹۵	۶۰		
۱۹	۶۲	۷۰	۴۰		
۱۲/۵۰	۵۱	۶۰	۳۰		
۹/۵۰	۲۵/۴۰	۳۰	۱۰		
۴/۷۵	۳	۵	۰		



شکل ۱ منحنی دانه‌بندی شن

جدول ۲ دانه‌بندی ماسه

قطر الک	درصد عبوری	حد بالا	حد پایین	وزن مخصوص ظاهری	وزن مخصوص واقعی
۴/۷۵	۱۰۰	۱۰۰	۹۵	۲/۷۱	۲/۶۳
۲/۳۶	۸۳/۷۰	۱۰۰	۸۰		
۱/۱۸	۵۸/۲۰	۸۵	۵۰		
۰/۶۰	۳۸	۶۰	۲۵		
۰/۳۰	۲۲/۵۰	۳۰	۱۰		
۰/۱۵	۹	۱۰	۵		
۰/۰۷۵	۴	۵	۲		



شکل ۲ منحنی دانه‌بندی ماسه

جدول ۳ مشخصات شیمیایی سیمان تیپ ۲ اردستان (ISIRI 389)

پارامتر شیمیایی	مقدار
SiO ₂	۲۲/۰۰ ± ۰/۴۰
Al ₂ O ₃	۵/۰۰ ± ۰/۳۰
Fe ₂ O ₃	۳/۸۲ ± ۰/۲۰
CaO	۶۴/۰۰ ± ۰/۵۰
MgO	۱/۹۰ ± ۰/۲۰
SO ₃	۱/۵۰ ± ۰/۲۰
K ₂ O	۰/۴۹ ± ۰/۲۰
Na ₂ O	۰/۲۵ ± ۰/۱۵
Cl	۰/۰۱۹ ± ۰/۰۰۱
L.O.I	۱/۰۰ ± ۰/۲۰
L.S.F	۹۱/۰۰ ± ۱/۰۰
C ₃ A	۶/۵۰ ± ۱/۰۰
CaO Free	۱/۲۰ ± ۰/۲۰

جدول ۴ مشخصات فیزیکی سیمان تیپ ۲ اردستان (ISIRI 389)

پارامتر فیزیکی	بلین (Cm^2/gr)	گیرش اولیه (دقیقه)	گیرش نهایی (دقیقه)	مقاومت فشاری (Kg/Cm^2)			انبساط اتوکلاو (%)
				۳ روزه	۷ روزه	۲۸ روزه	
مقدار	3000 ± 50	95 ± 5	150 ± 10	≥ 170	≥ 275	≥ 370	$0.14 \pm$

الیاف پلی پروپیلن

مشخصات فیزیکی، مکانیکی و نمونه الیاف مصرفی در تحقیق حاضر در جدول (۵) و شکل (۳) آورده شده است.

مشخصات فیزیکی ژل میکروسلیس الیاف‌دار در جدول (۵) آمده است. شکل (۲) ژل میکروسلیس مورد استفاده را نشان می‌دهد.

جدول ۵ مشخصات فیزیکی و مکانیکی الیاف پلی پروپیلن

پارامتر فیزیکی	جنس	طول	ضخامت	رنگ	وزن مخصوص
مقدار	PP (پلی پروپیلن)	۶ تا ۱۸ (mm)	۳ تا ۶ (Denier)	سفید	0.91 (gr/Cm^3)
مقاومت کششی		میزان ازدیاد طول		دمای ذوب	
۴۰۰ (MPa)		۸۰ درصد		165°C	



شکل ۳ نمونه الیاف پلی پروپیلن مصرفی



شکل ۴ نمونه افزودنی باگاس مصرفی (خشک سوخته نشده و خشک خاکستر شده)

خاکستر باگاس

باگاس دارای ۴۹ درصد رطوبت، ۴۸ درصد فیبر و ۲/۳۰ درصد قند است. این مقدار قند بسیار مهم است چرا که باعث می‌شود پروسه تخمیر به راحتی آغاز شود. قدرت جذب آب باگاس بسیار بالاست. نیتروژن باگاس کم و تقریباً برابر ۰/۱۷ درصد است. از

آب

آب مصرفی در مخلوط باید عاری از هر گونه املاح، اسیدها، روغن‌ها و مواد آلی صدمه زننده به ساختار مخلوط باشد. در این راستا باید از تمیز و صاف بودن آب مصرفی در ساخت مخلوط اطمینان یافت در غیر این صورت آب‌های آلوده به مواد ذکر شده موجب صدمه زدن به مخلوط و یا آرماتورها خواهد شد. محدوده pH آب مصرفی در این تحقیق بین ۵ الی ۸/۵ بود.

فوق روان کننده

یکی از افزودنی‌های قدرتمند بتن، فوق روان کننده می‌باشد که بر پایه نفتالین سولفات است و در ساخت انواع بتن مورد استفاده قرار می‌گیرد. در این روش گیرش و ساخت بتن با کاهش نسبت سیمان و آب و افزایش سایر مقاومت‌های اولیه، فرموله می‌شود. طبق استانداردهای جهانی، افزودن فوق روان کننده بتن یا به کاهش شدید آب اطلاق می‌شود یا این عمل بدون تغییر در اسلامپ و روانی، مقدار مخلوط آب را به اندازه چشم‌گیری

کاهش می‌دهد یا میزان اسلامپ یا جریان روانی را افزایش می‌دهد. از خواص دیگر فوق روان کننده بتن در ایجاد خاصیت دیرگیری یا گیرش بتن و تغییر حالت بتن از حالت خمیری به سخت می‌توان تعریف کرد.

طرح اختلاط

در این پژوهش از الیاف پلی‌پروپیلن با مقادیر ۰، ۱، ۳ و ۵ درصد و خاکستر باگاس با مقادیر ۰، ۱۰، ۲۰، ۳۰، ۴۰ و ۵۰ درصد جایگزین درصد وزنی سیمان و از فوق روان کننده به میزان ۲/۵ درصد بایندر (مواد سیمانی) استفاده شده است. همچنین مقاومت دوام بتن سبز حاوی افزودنی‌های فوق در سنین ۲۸ و ۹۰ روزه مورد بررسی قرار گرفت. باتوجه به مفروضات، در کل تعداد ۱۰۰ عدد نمونه ساخته شد و مورد آزمایش‌های مقاومت فشاری، مقاومت خمشی، جذب آب و نفوذپذیری قرار گرفت. در جدول (۶) طرح اختلاط بتن سبز حاوی الیاف پلی-پروپیلن و خاکستر باگاس به همراه طرح شاهد آورده شده است.

جدول ۶ طرح اختلاط

طرح	آب kg/m ³	سیمان kg/m ³	ماسه kg/m ³	شن kg/m ³	الیاف پلی‌پروپیلن (%)	الیاف پلی‌پروپیلن kg/m ³	نسبت آب به مواد سیمانی	خاکستر باگاس (%) kg/m ³	فوق روان کننده (%)
شاهد	۲۲۰/۵	۴۹۰	۸۷۷	۹۵۲	۰	۰	۰/۴۵	۰ (۰٪)	۲
CP ₁ B ₁₀	۲۲۰/۵	۴۳۶/۱	۸۷۷	۹۵۲	۱	۴/۹	۰/۴۵	۴۹ (۱۰٪)	۲
CP ₃ B ₁₀	۲۲۰/۵	۴۲۶/۳	۸۷۷	۹۵۲	۳	۱۴/۷	۰/۴۶	۴۹ (۱۰٪)	۲
CP ₅ B ₁₀	۲۲۰/۵	۴۱۶/۵	۸۷۷	۹۵۲	۵	۲۴/۵	۰/۴۷	۴۹ (۱۰٪)	۲
CP ₁ B ₂₀	۲۲۰/۵	۳۸۷/۱	۸۷۷	۹۵۲	۱	۴/۹	۰/۴۵	۹۸ (۲۰٪)	۲
CP ₃ B ₂₀	۲۲۰/۵	۳۷۷/۳	۸۷۷	۹۵۲	۳	۱۴/۷	۰/۴۶	۹۸ (۲۰٪)	۲
CP ₅ B ₂₀	۲۲۰/۵	۳۶۷/۵	۸۷۷	۹۵۲	۵	۲۴/۵	۰/۴۷	۹۸ (۲۰٪)	۲
CP ₁ B ₃₀	۲۲۰/۵	۳۳۸/۱	۸۷۷	۹۵۲	۱	۴/۹	۰/۴۵	۱۴۷ (۳۰٪)	۲
CP ₃ B ₃₀	۲۲۰/۵	۳۲۸/۳	۸۷۷	۹۵۲	۳	۱۴/۷	۰/۴۶	۱۴۷ (۳۰٪)	۲
CP ₅ B ₃₀	۲۲۰/۵	۳۱۸/۵	۸۷۷	۹۵۲	۵	۲۴/۵	۰/۴۷	۱۴۷ (۳۰٪)	۲
CP ₁ B ₄₀	۲۲۰/۵	۲۸۹/۱	۸۷۷	۹۵۲	۱	۴/۹	۰/۴۵	۱۹۶ (۴۰٪)	۲
CP ₃ B ₄₀	۲۲۰/۵	۲۷۹/۳	۸۷۷	۹۵۲	۳	۱۴/۷	۰/۴۶	۱۹۶ (۴۰٪)	۲
CP ₅ B ₄₀	۲۲۰/۵	۲۶۹/۵	۸۷۷	۹۵۲	۵	۲۴/۵	۰/۴۷	۱۹۶ (۴۰٪)	۲
CP ₁ B ₅₀	۲۲۰/۵	۲۴۰/۱	۸۷۷	۹۵۲	۱	۴/۹	۰/۴۵	۲۴۵ (۵۰٪)	۲
CP ₃ B ₅₀	۲۲۰/۵	۲۳۰/۳	۸۷۷	۹۵۲	۳	۱۴/۷	۰/۴۶	۲۴۵ (۵۰٪)	۲
CP ₅ B ₅₀	۲۲۰/۵	۲۲۰/۵	۸۷۷	۹۵۲	۵	۲۴/۵	۰/۴۷	۲۴۵ (۵۰٪)	۲

عمل‌آوری نمونه‌ها

پس از ۲۴ ساعت، قالب‌ها باز شدند و نمونه‌ها شماره‌گذاری شدند. نمونه‌ها در مخازن تصفیه آب آهک‌دار قرار گرفتند و تا زمان آزمایش (۲۸ و ۹۰ روز) پردازش شدند. پس از پردازش، نمونه‌ها از آب خارج شدند و سطح خارجی آن‌ها خشک شد. در نهایت، نمونه‌ها برای انجام تست‌های مربوطه مورد ارزیابی قرار گرفتند.

برنامه آزمایشگاهی

کارایی (اسلامپ)

پس از ساخت هر طرح، اسلامپ آن اندازه‌گیری شد و در صورت مطلوب بودن، برای انجام تست‌های مقاومت فشاری، خمشی، جذب آب و نفوذپذیری مورد استفاده قرار گرفتند. با توجه به جدول (۶) طرح اختلاط، طرح‌های CP5B30، CP3B30، CP5B40، CP3B40 و CP5B50 به دلیل نداشتن کارایی مناسب مورد آزمایش قرار نگرفتند.

مقاومت فشاری و خمشی

به منظور انجام آزمایش‌ها مقاومت فشاری و خمشی مطابق با استاندارد ASTM C39 نمونه‌ها پس از ساخت و عمل‌آوری به مدت ۲۸ و ۹۰ روز در حوضچه آب آهک‌دار قرار می‌گیرند. بر این اساس در شکل‌های (۶) و (۷) به ترتیب نحوه انجام آزمایش مقاومت فشاری و خمشی نمونه‌های بتن سبز حاوی الیاف پلی پروپیلن و خاکستر باگاس با استفاده از جک هیدرولیکی نشان داده شده است.



شکل ۶ آزمایش مقاومت فشاری نمونه‌های بتن سبز حاوی الیاف پلی -

پروپیلن و خاکستر باگاس با استفاده از جک هیدرولیکی

آماده‌سازی نمونه‌ها

ابتدا مقدار ماده مورد استفاده در هر طرح محاسبه و اندازه‌گیری می‌شود و سپس توسعه طرح آغاز می‌گردد. مواد خشک، ماسه و سیمان به مخلوط‌کن اضافه می‌گردد و به مدت ۱ دقیقه با هم مخلوط می‌شوند. سپس آب به آرامی به مخلوط‌کن اضافه می‌شود و ۴ دقیقه دیگر مواد مخلوط می‌گردند. بلافاصله پس از اتمام کار، تست اسلامپ انجام می‌شود و نتایج ثبت می‌گردد. در تمامی مراحل، نمونه‌گیری بر اساس استاندارد ASTM C31 انجام می‌شود. قالب‌های بتنی ابتدا با روغن قالب مناسب روغن‌کاری می‌شوند و پس از اتمام اختلاط بتن، بتن در ۳ مرحله در قالب‌ها ریخته و متراکم می‌گردد.

برای ارزیابی مشخصات مکانیکی و دوام طرح‌های مختلف بتن سبز، پس از ساخت بتن و انجام آزمایش‌های مرتبط با بتن تازه، نمونه‌های مکعبی با ابعاد $10 \times 10 \times 10$ سانتی‌متر مکعب جهت آزمایش مقاومت فشاری و درصد جذب آب، نمونه‌هایی با ابعاد مستطیلی $10 \times 10 \times 50$ سانتی‌متر مکعبی برای آزمایش مقاومت خمشی و نمونه‌هایی با ابعاد استوانه‌ای 10×20 سانتی‌متر مربعی برای آزمایش نفوذپذیری، ساخته شدند. در شکل (۵) نمونه‌های بتنی پس از ساخت در آزمایشگاه دانش‌بنیان و انتقال به آزمایشگاه دانشگاه آزاد اسلامی اصفهان نشان داده شده است.



شکل ۵ نمونه‌های بتنی پس از ساخت

مکعبی پس از ۲۸ و ۹۰ روز عمل‌آوری، پس از خروج از حوضچه، آماده آزمایش هستند. ابتدا نمونه‌ها به مدت ۲۴ ساعت در آن در دمای 10.5 ± 5 درجه سانتی‌گراد نگهداری شدند و پس از خارج شدن از آن و سرد شدن، نمونه‌ها وزن شدند و در آب آهک‌دار قرار گرفتند. پس از ۲۴ ساعت نمونه‌ها از آب خارج شدند و روی سطح خشک وزن شدند.

با توجه به نتایج حاصل از آزمایش و تفاضل‌های وزن خشک و مرطوب، درصد جذب آب نمونه‌ها با استفاده از رابطه (۱) محاسبه می‌گردد:

$$\text{درصد جذب آب} = \frac{m - m_0}{m_0} \times 100 \quad (1)$$

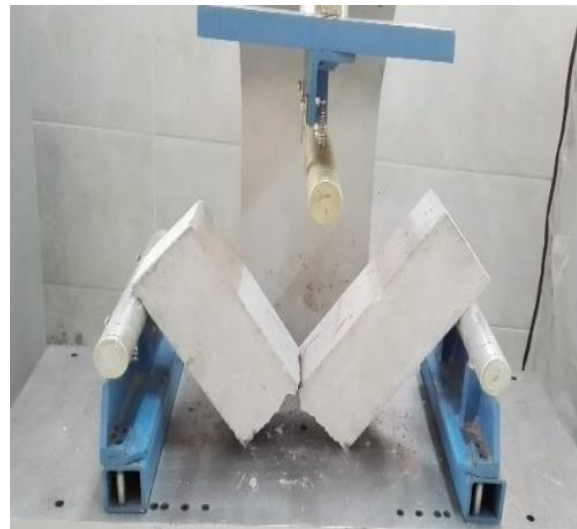
m : وزن نمونه مرطوب

m_0 : وزن نمونه خشک

نفوذپذیری (RCPT)

نفوذپذیری طبق استاندارد ASTM C1202 انجام شد. در این روش میزان کل بار الکتریکی عبوری از نمونه‌های بتنی اشباع به قطر ۱۰ و ضخامت ۱۰ سانتی‌متر در طول ۶ ساعت تحت اختلاف پتانسیل ۶۰ ولت، اندازه‌گیری شد. نمونه‌های بتنی از یک وجه با محلول NaCl و از وجه دیگر با محلول NaOH در تماس قرار گرفتند و با ایجاد اختلاف پتانسیل، جریان الکتریکی از نمونه‌ها عبور کردند و یون‌ها به درون بتن رانده شدند.

در این تحقیق آزمایش در سنین ۲۸ و ۹۰ روز انجام شد. برای هر طرح اختلاط، ۲ عدد نمونه استوانه‌ای به ضخامت ۱۰ سانتی‌متر از نمونه‌های بتنی 10×20 سانتی‌متری برش داده شد. بعد از آماده‌سازی، نمونه‌ها درون سلول‌های آزمایش قرار داده شدند. در انتها، جریان ثابتی با اعمال ۶۰ ولت اختلاف پتانسیل از نمونه‌ها عبور داده شد و بعد از ۶ ساعت، میزان کل بار الکتریکی عبوری از نمونه‌ها به‌دست آمد. بر اساس جدول (۷) می‌توان مقاومت بتن در برابر نفوذپذیری کلرید را تعیین کرد. در شکل (۸) دستگاه آزمایش نفوذپذیری نشان داده شده است.



شکل ۷ آزمایش مقاومت خمشی نمونه‌های بتن سبز حاوی الیاف پلی-پروپیلن و خاکستر باگاس با استفاده از جک هیدرولیکی

جذب آب

جذب آب یکی از ویژگی‌های یک مخلوط است و ویژگی‌های ریزساختار آن را از نظر حفره‌ها و پیوستگی مشخص می‌کند. طبق استاندارد ASTM C642، جذب آب طولانی مدت مورد ارزیابی قرار گرفت. نتایج این آزمایش ارتباط مستقیمی با منافذ موجود در مخلوط دارد، بنابراین هر چه تعداد منافذ بیشتر باشد، آب بیشتری نفوذ خواهد کرد. برای انجام این آزمایش نمونه‌های

جدول ۷ تفسیر نفوذپذیری (RCPT)

بار الکتریکی عبور کرده (کلومب)	۴۰۰۰ <	۲۰۰۰-۴۰۰۰	۱۰۰۰-۲۰۰۰	۱۰۰-۱۰۰۰	۱۰۰ <
نفوذپذیری یون کلرید	زیاد	متوسط	کم	خیلی کم	قابل اغماض



شکل ۸ آزمایش نفوذپذیری (RCPT)

$$y = \sum_{k=1}^K T_k(x; \theta_k) \quad (۲)$$

مدل LightGBM

مدل LightGBM یک الگوریتم بوستینگ مبتنی بر درخت با کارایی بالا، برای پیش‌بینی مقاومت فشاری ملات به کار گرفته شد که بر سرعت پردازش و دقت $R^2 \approx 0.97$ تأکید دارد. در این مدل با استفاده از روش رشد برگ‌محور (leaf-wise) و تنظیم پارامترهایی نظیر تعداد برگ‌ها (num_leaves)، عمق بیشینه (max_depth) و حداقل نمونه‌های هر برگ (min_child_samples)، به تحلیل داده‌ها پرداخته شد. بهینه‌سازی با Optuna و اعتبارسنجی متقاطع انجام شد تا از تعمیم‌پذیری مدل اطمینان حاصل شود. رابطه پیش‌بینی به صورت زیر است:

$$y = \sum_{m=1}^M \eta \cdot h_m(x) \quad (۳)$$

که $h_m(x)$ خروجی درخت m ام، η نرخ یادگیری و $x=[M,C,t]$ بردار ورودی‌هاست. این مدل نشان داد که زمان

مدل‌های پیش‌بینی عملکرد

مدل CatBoost

مدل CatBoost به عنوان یک الگوریتم مبتنی بر گرادینت بوستینگ برای پیش‌بینی مقاومت فشاری ملات حاوی ژل میکروسیلیس (M)، پودر سرامیک ضایعاتی (C) و زمان عمل‌آوری (t) استفاده شد. این مدل با توانایی مدیریت داده‌های عددی و تعاملات غیرخطی بین متغیرها، به طور خاص برای داده‌های محدود آزمایشگاهی مناسب است. بهینه‌سازی پارامترها شامل تعداد تکرارها (iterations)، نرخ یادگیری (learning_rate) و عمق درخت‌ها (depth) با استفاده از Optuna انجام شد و با دقت بالایی ($R^2 \approx 0.98$) به دست آمد. تابع پیش‌بینی به صورت مجموع خروجی درخت‌های تصمیم‌گیری تعریف می‌شود:

که در آن T_k نشان دهنده درخت تصمیم‌گیری k ام، θ_k پارامترهای مربوطه و $x=[M,C,t]$ بردار ویژگی‌هاست. این مدل با کاهش بیش‌برازش (overfitting) از طریق تنظیم پارامترهایی مانند L2 regularization توانست اثرات مثبت ۱۰٪ ژل میکروسیلیس و ۱۰۰٪ پودر سرامیک را به خوبی پیش‌بینی کند.

نتایج و تحلیل آزمایش‌ها مقاومت فشاری

آزمایش مقاومت فشاری نمونه‌ها پس از عمل‌آوری در شرایط استاندارد، با استفاده از جک هیدرولیکی و با سرعت ثابت ۰/۳ مگاپاسکال بر ثانیه مورد ارزیابی قرار گرفت. نتایج به‌دست آمده از آزمایش مقاومت فشاری ۲۸ و ۹۰ روزه در شکل‌های (۹) تا (۱۱) آمده است.

با توجه به شکل‌های (۹) تا (۱۱) که تغییرات مقاومت فشاری ۲۸ و ۹۰ روزه نمونه‌های بتن سبز حاوی خاکستر باگاس و مقدار ثابت ۱، ۳ و ۵ درصد الیاف پلی‌پروپیلن را نشان می‌دهد، مشخص گردید که طرح حاوی ۳۰ درصد خاکستر باگاس با در نظرگیری مقدار ثابت ۱ درصد الیاف پلی‌پروپیلن، طرح حاوی ۲۰ درصد خاکستر باگاس با در نظرگیری مقدار ثابت ۳ درصد الیاف پلی‌پروپیلن و طرح حاوی ۲۰ درصد خاکستر باگاس با در نظرگیری مقدار ثابت ۵ درصد الیاف پلی‌پروپیلن دارای بالاترین مقادیر مقاومت فشاری به ترتیب برابر ۳۸/۱، ۴۱/۷ و ۳۹/۵ مگاپاسکال بوده‌اند. مقاومت فشاری طرح شاهد ۳۲ مگاپاسکال بوده است.

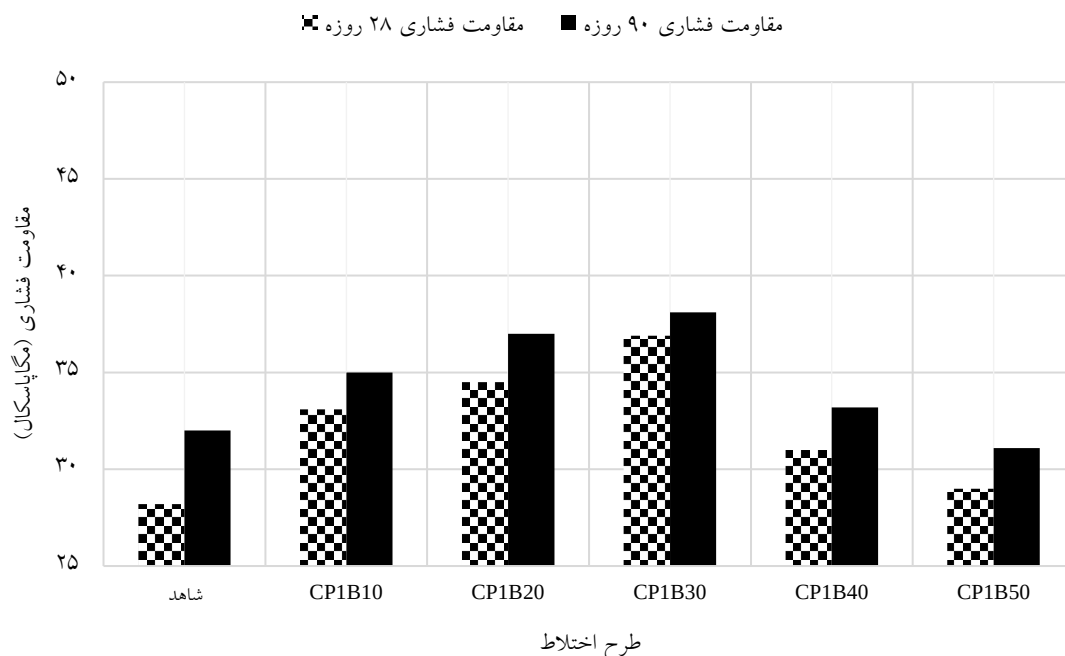
عمل‌آوری تأثیر غالب‌تری نسبت به درصد مواد دارد و برای کاربردهای عملی در بهینه‌سازی ملات بسیار مناسب است.

مدل ترکیبی (VotingRegressor)

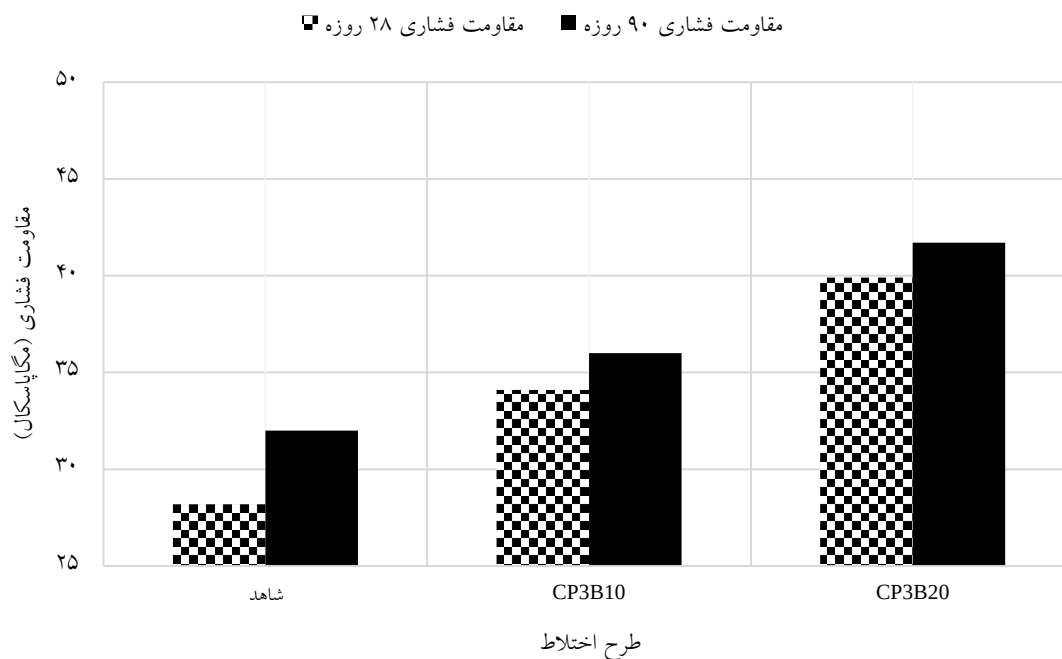
مدل ترکیبی VotingRegressor با هدف بهبود دقت پیش‌بینی مقاومت فشاری از طریق ترکیب وزن‌دار مدل‌های CatBoost (وزن ۰/۶) و LightGBM (وزن ۰/۴) طراحی شد و بهترین عملکرد را با $R^2 \approx 0.99$ ، $R^2 \approx 0.99$ ارائه داد. این رویکرد با بهره‌گیری از نقاط قوت هر دو مدل، خطاها را کاهش داد و پایداری پیش‌بینی‌ها را افزایش داد. داده‌های آموزشی شامل درصد ژل میکروسیلیس، پودر سرامیک و زمان عمل‌آوری بودند که پس از استانداردسازی وارد مدل شدند. تابع پیش‌بینی ترکیبی به صورت میانگین وزن‌دار تعریف می‌شود:

$$y_{\text{ensemble}} = \omega_1 \cdot y_{\text{CatBoost}} + \omega_2 \cdot y_{\text{LightGBM}} \quad (4)$$

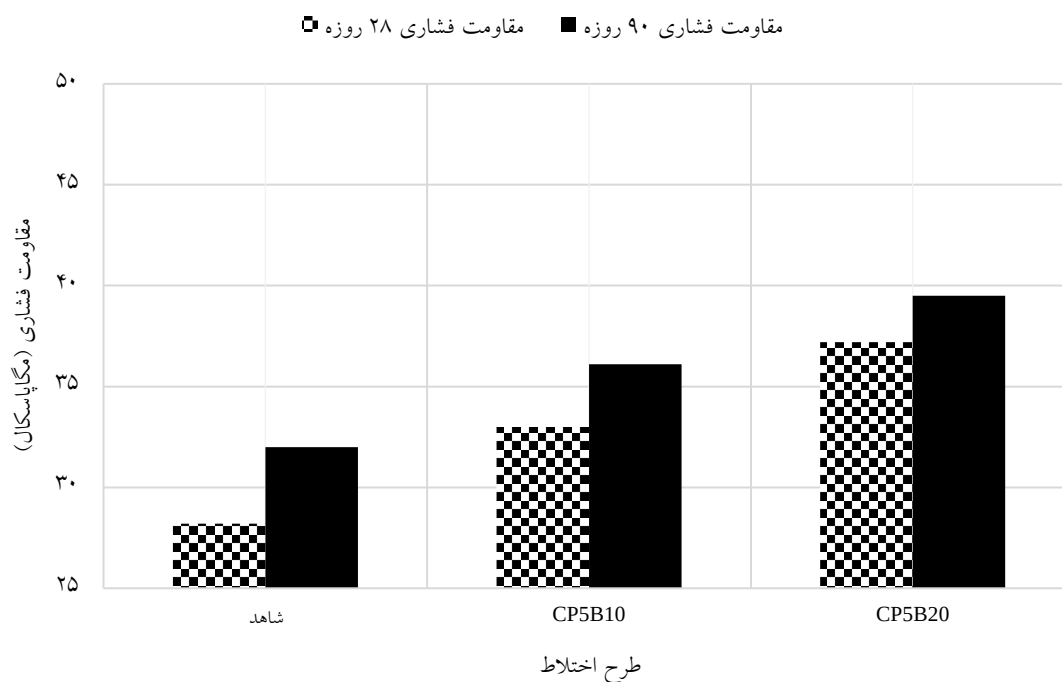
که $w_1=0.6$ و $w_2=0.4$ وزن‌ها و y_{CatBoost} ، y_{LightGBM} پیش‌بینی‌های مدل‌های پایه هستند. این مدل با تأیید ترکیب بهینه (۱۰٪ ژل میکروسیلیس و ۱۰۰٪ پودر سرامیک) ابزاری قدرتمند برای طراحی ملات‌های پایدار فراهم کرد.



شکل ۹ تغییرات مقاومت فشاری ۲۸ و ۹۰ روزه نمونه‌های بتن سبز حاوی خاکستر باگاس و مقدار ثابت ۱ درصد الیاف پلی‌پروپیلن



شکل ۱۰ تغییرات مقاومت فشاری ۲۸ و ۹۰ روزه نمونه‌های بتن سبز حاوی خاکستر باگاس و مقدار ثابت ۳ درصد الیاف پلی پروپیلن



شکل ۱۱ تغییرات مقاومت فشاری ۲۸ و ۹۰ روزه نمونه‌های بتن سبز حاوی خاکستر باگاس و مقدار ثابت ۵ درصد الیاف پلی پروپیلن

درصد خاکستر باگاس با در نظرگیری مقدار ثابت ۳ درصد الیاف پلی پروپیلن و طرح حاوی ۲۰ درصد خاکستر باگاس با در نظرگیری مقدار ثابت ۵ درصد الیاف پلی پروپیلن دارای بالاترین مقادیر مقاومت خمشی به ترتیب برابر ۱۳/۱، ۱۴/۹ و ۱۳/۸ مگاپاسکال بوده‌اند. مقاومت خمشی طرح شاهد ۵ مگاپاسکال بوده است.

در حالت کلی، در صورت استفاده از الیاف پلی پروپیلن و خاکستر باگاس در بتن سبز به صورت همزمان، طرح (CP₃B₂₀) یعنی افزودن ۳ درصد الیاف پلی پروپیلن و ۲۰ درصد خاکستر باگاس می‌تواند بهترین عملکرد را از لحاظ مقاومت خمشی در میان طرح‌های مورد آزمایش داشته باشد.

جذب آب

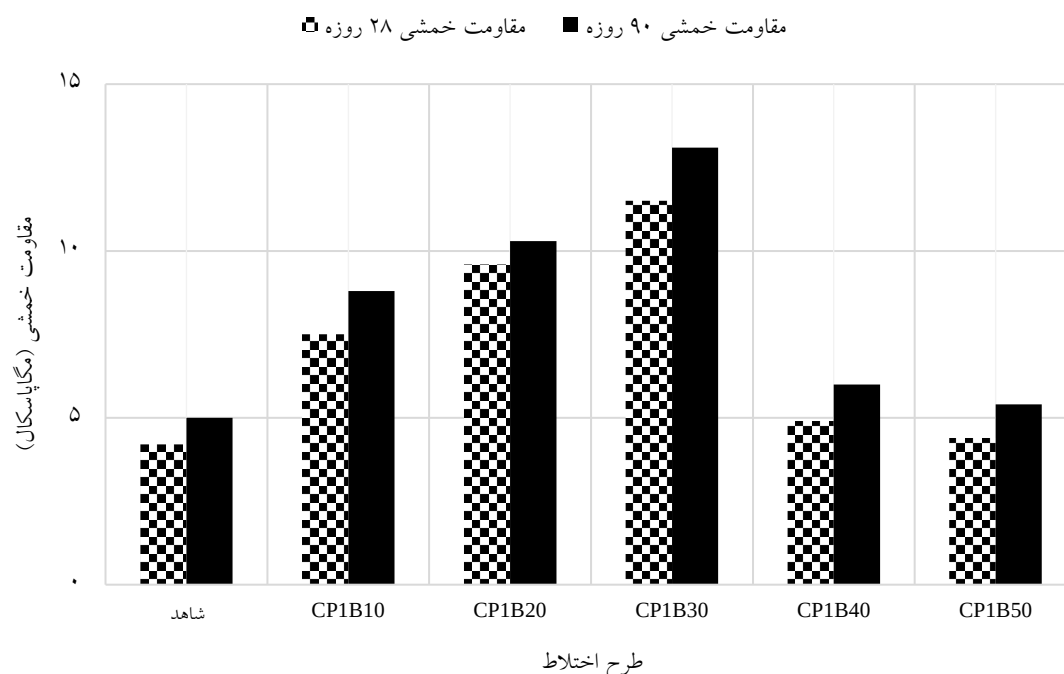
جهت ارزیابی جذب آب، وزن خشک و وزن مرطوب با سطح خشک (SSD) نمونه‌ها اندازه‌گیری شد. نتایج به دست آمده از آزمایش جذب آب ۲۸ و ۹۰ روزه در شکل‌های (۱۵) تا (۱۷) آمده است.

در حالت کلی، در صورت استفاده از الیاف پلی پروپیلن و خاکستر باگاس در بتن سبز به صورت همزمان، طرح (CP₃B₂₀) یعنی افزودن ۳ درصد الیاف پلی پروپیلن و ۲۰ درصد خاکستر باگاس می‌تواند بهترین عملکرد را از لحاظ مقاومت فشاری در میان طرح‌های مورد آزمایش داشته باشد.

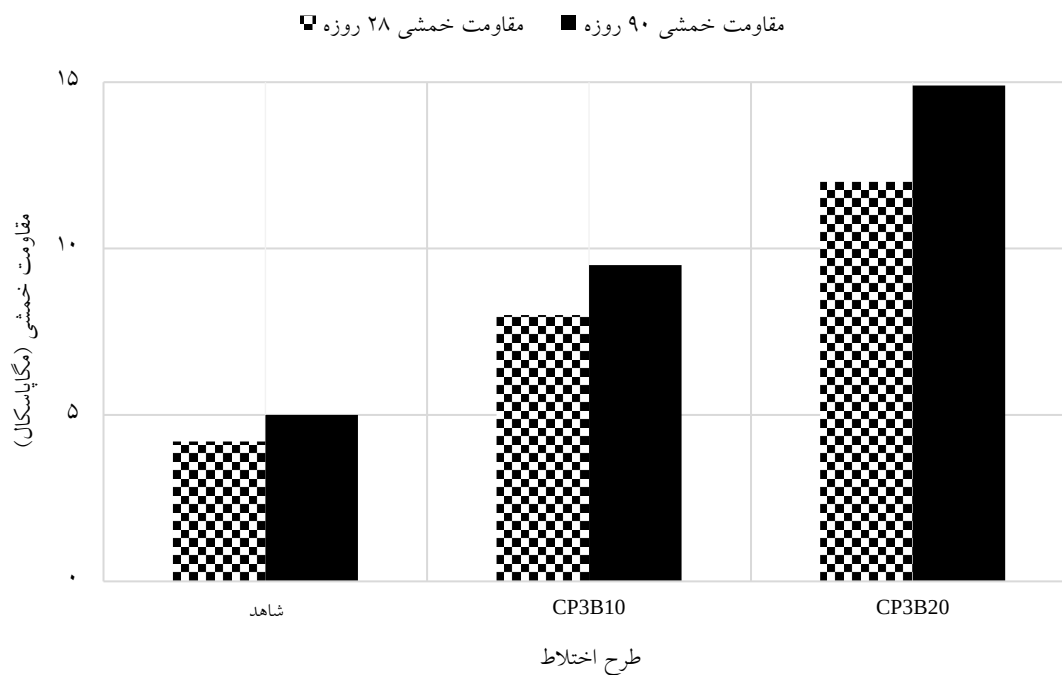
مقاومت خمشی

آزمایش مقاومت خمشی نمونه‌ها پس از عمل‌آوری در شرایط استاندارد، با استفاده از جک هیدرولیکی و با سرعت ثابت ۰/۹ مگاپاسکال بر ثانیه مورد ارزیابی قرار گرفت. نتایج به دست آمده از آزمایش مقاومت خمشی ۲۸ و ۹۰ روزه در شکل‌های (۱۲) تا (۱۴) آمده است.

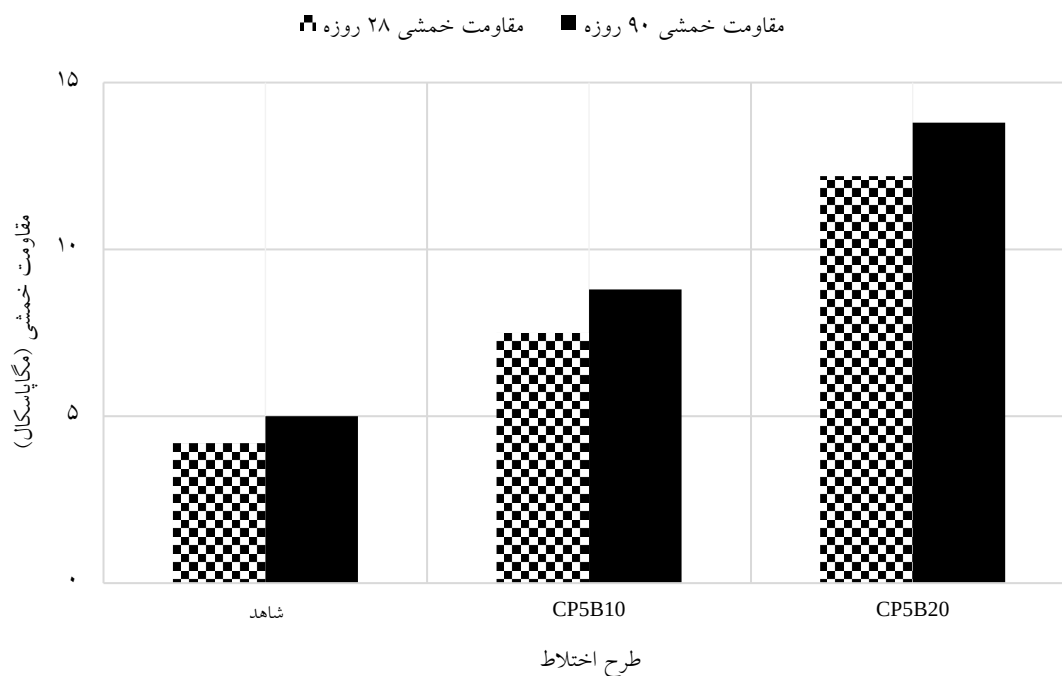
با توجه به شکل‌های (۱۲) تا (۱۴) که تغییرات مقاومت خمشی ۲۸ و ۹۰ روزه نمونه‌های بتن سبز حاوی خاکستر باگاس و مقدار ثابت ۱، ۳ و ۵ درصد الیاف پلی پروپیلن را نشان می‌دهد، مشخص گردید که طرح حاوی ۳۰ درصد خاکستر باگاس با در نظرگیری مقدار ثابت ۱ درصد الیاف پلی پروپیلن، طرح حاوی ۲۰



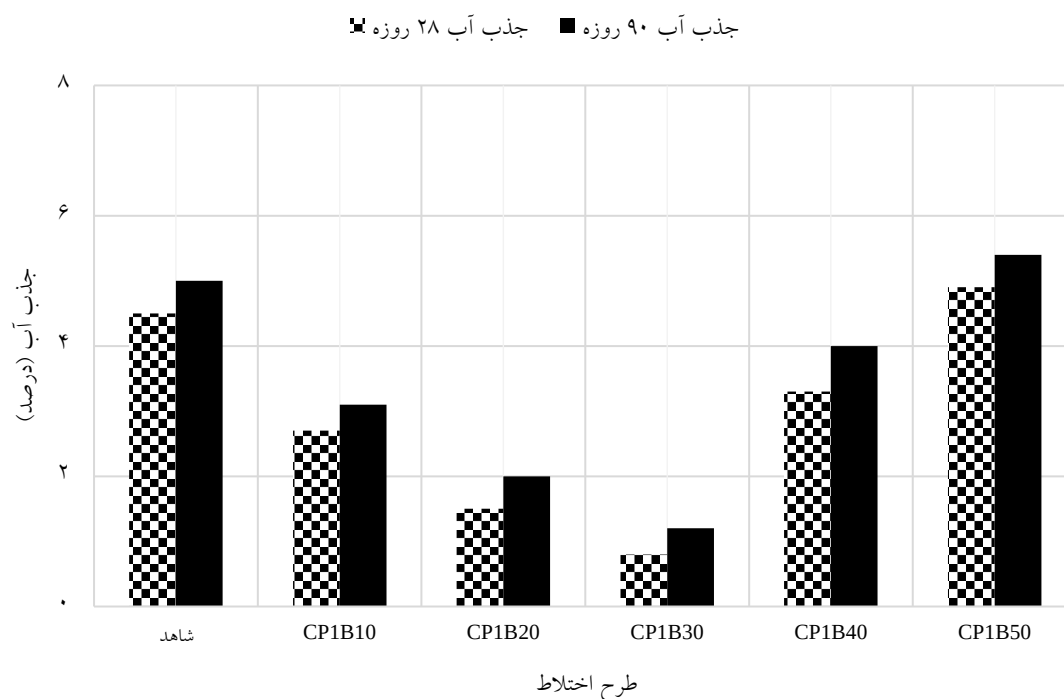
شکل ۱۲ تغییرات مقاومت خمشی ۲۸ و ۹۰ روزه نمونه‌های بتن سبز حاوی خاکستر باگاس و مقدار ثابت ۱ درصد الیاف پلی پروپیلن



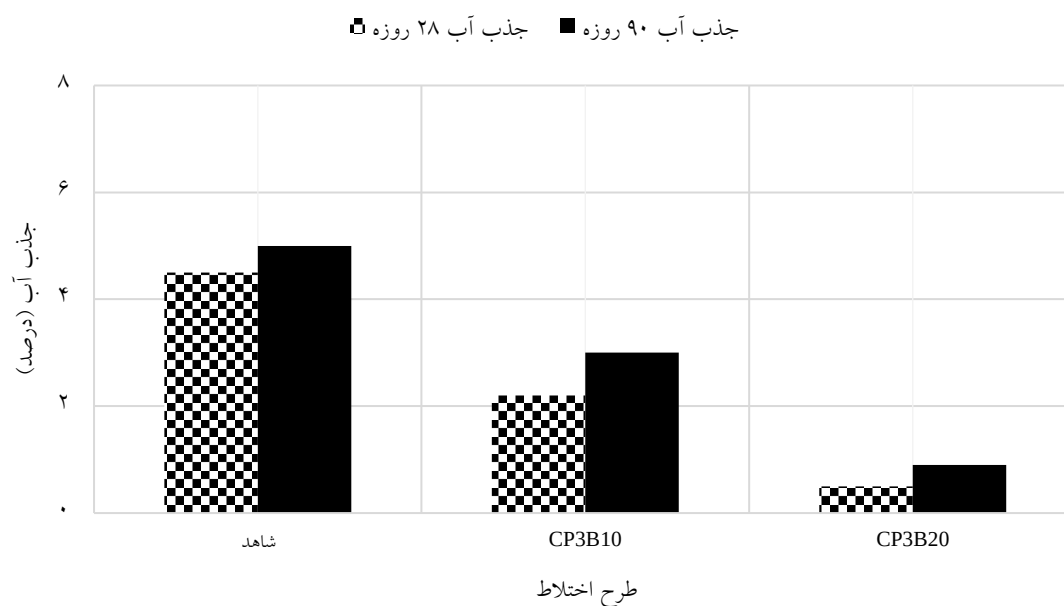
شکل ۱۳ تغییرات مقاومت خمشی ۲۸ و ۹۰ روزه نمونه‌های بتن سبز حاوی خاکستر باگاس و مقدار ثابت ۳ درصد الیاف پلی پروپیلن



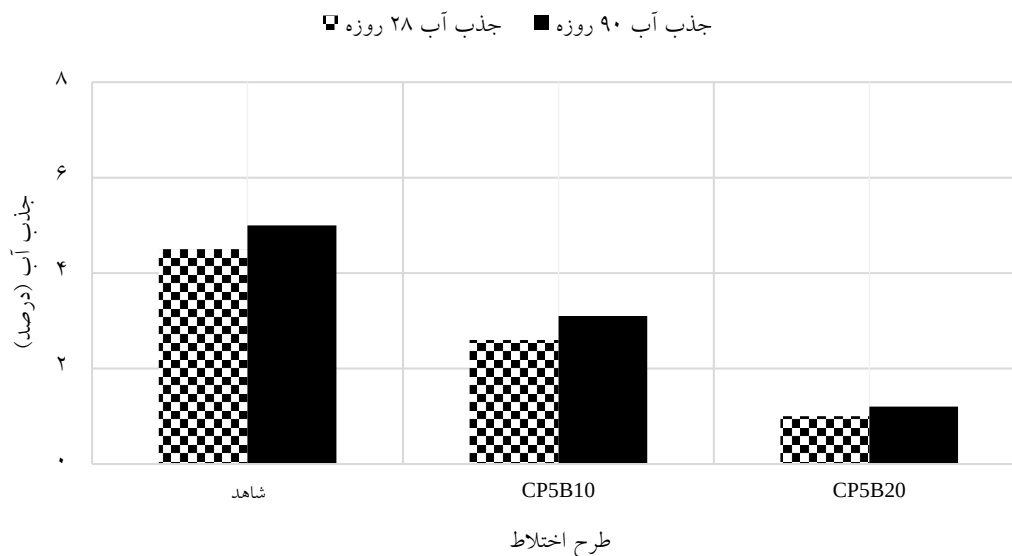
شکل ۱۴ تغییرات مقاومت خمشی ۲۸ و ۹۰ روزه نمونه‌های بتن سبز حاوی خاکستر باگاس و مقدار ثابت ۵ درصد الیاف پلی پروپیلن



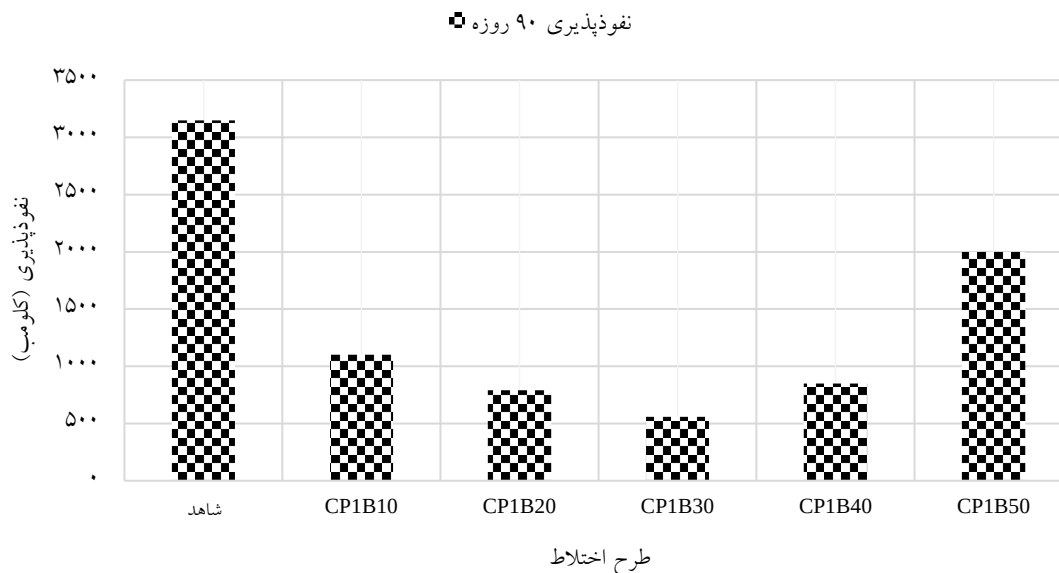
شکل ۱۵ تغییرات جذب آب ۲۸ و ۹۰ روزه نمونه‌های بتن سبز حاوی خاکستر باگاس و مقدار ثابت ۱ درصد الیاف پلی‌پروپیلن



شکل ۱۶ تغییرات جذب آب ۲۸ و ۹۰ روزه نمونه‌های بتن سبز حاوی خاکستر باگاس و مقدار ثابت ۳ درصد الیاف پلی‌پروپیلن



شکل ۱۷ تغییرات جذب آب ۲۸ و ۹۰ روزه نمونه‌های بتن سبز حاوی خاکستر باگاس و مقدار ثابت ۵ درصد الیاف پلی پروپیلن



شکل ۱۸ تغییرات نفوذپذیری ۹۰ روزه نمونه‌های بتن سبز حاوی خاکستر باگاس و مقدار ثابت ۱ درصد الیاف پلی پروپیلن

جذب آب به ترتیب برابر $1/2$ ، $0/9$ و $1/2$ درصد بوده‌اند. جذب آب طرح شاهد ۵ درصد بوده است.

در حالت کلی، در صورت استفاده از الیاف پلی پروپیلن و خاکستر باگاس در بتن سبز به صورت همزمان، طرح (CP_3B_{20}) یعنی افزودن ۳ درصد الیاف پلی پروپیلن و ۲۰ درصد خاکستر باگاس می‌تواند بهترین عملکرد را از لحاظ جذب آب در میان طرح‌های مورد آزمایش داشته باشد.

با توجه به شکل‌های (۱۵) تا (۱۷) که تغییرات جذب آب ۲۸ و ۹۰ روزه نمونه‌های بتن سبز حاوی خاکستر باگاس و مقدار ثابت ۱، ۳ و ۵ درصد الیاف پلی پروپیلن را نشان می‌دهد، مشخص گردید که طرح حاوی ۳۰ درصد خاکستر باگاس با در نظرگیری مقدار ثابت ۱ درصد الیاف پلی پروپیلن، طرح حاوی ۲۰ درصد خاکستر باگاس با در نظرگیری مقدار ثابت ۳ درصد الیاف پلی پروپیلن و طرح حاوی ۲۰ درصد خاکستر باگاس با در نظرگیری مقدار ثابت ۵ درصد الیاف پلی پروپیلن دارای پایین‌ترین مقادیر

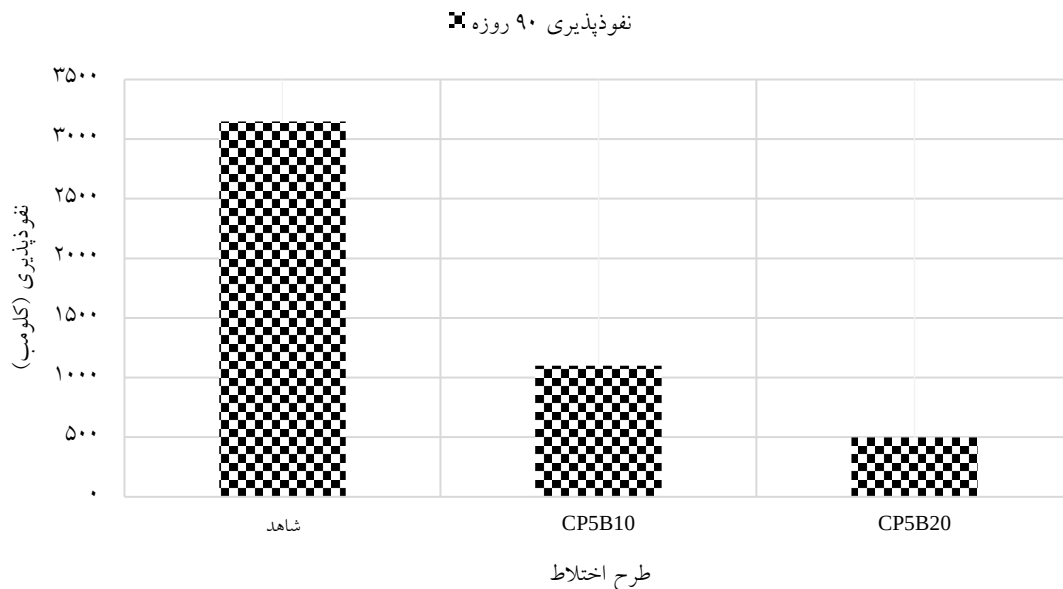
نفوذپذیری

استاندارد انجام گرفت و نتایج آن مطابق با شکل‌های (۱۸) تا (۲۰) ارائه شد.

از آنجایی که بسته به نوع بتن و روش عمل‌آوری آن، سن نمونه می‌تواند تأثیر قابل توجهی بر روی نتایج داشته باشد، آزمایش تعیین نفوذ یون کلر به روش (RCPT) در سن ۹۰ روزه طبق



شکل ۱۹ تغییرات نفوذپذیری ۹۰ روزه نمونه‌های بتن سبز حاوی خاکستر باگاس و مقدار ثابت ۳ درصد الیاف پلی‌پروپیلن



شکل ۲۰ تغییرات نفوذپذیری ۹۰ روزه نمونه‌های بتن سبز حاوی خاکستر باگاس و مقدار ثابت ۵ درصد الیاف پلی‌پروپیلن

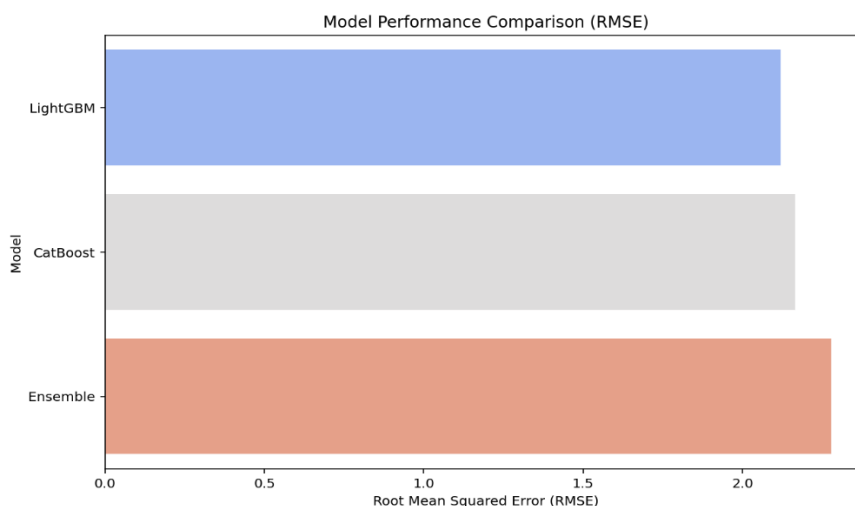
نشان می‌دهد که مقادیر RMSE در محدوده $1/5$ تا $2/00$ مگاپاسکال قرار دارند و عملکرد پیش‌بینی مشابهی را منعکس می‌کنند. مدل LightGBM با RMSE تقریبی $1/8$ تا $2/00$ مگاپاسکال، تعمیم‌پذیری خوبی را نشان می‌دهد، اما ممکن است به دلیل ساختار بهینه‌سازی محدود و تنظیم ناکافی هایپارامترها، فیت ناکافی روی الگوهای پیچیده داشته باشد. مدل CatBoost با RMSE در محدوده $1/5$ تا $1/7$ مگاپاسکال، بهبود نسبی دارد که به مدیریت پیشرفته ویژگی‌ها، منظم‌سازی قوی و استفاده از گرادینت‌های متوازن در الگوریتم آن نسبت داده می‌شود. مدل Ensemble با ترکیب CatBoost و LightGBM و وزن‌های بهینه‌شده $(w_1 \approx 0/5)$ ، $(w_2 \approx 0/5)$ ، RMSE مشابه CatBoost $1/5$ تا $1/7$ مگاپاسکال دارد که نشان دهنده بهبود ناچیز است و احتمالاً به دلیل همبستگی بالای پیش‌بینی‌های پایه یا عدم تناسب وزن‌دهی است. این نتایج، محدودیت‌های موجود در تنوع داده‌ها و پیچیدگی مدل‌ها را برجسته می‌کند و لزوم بهینه‌سازی وزن‌ها یا ادغام الگوریتم‌های متنوع‌تر را برای کاهش RMSE به زیر $1/00$ مگاپاسکال نشان می‌دهد، که با استانداردهای مهندسی سازه همراستا است.

با توجه به شکل‌های (۱۸) تا (۲۰) که تغییرات نفوذپذیری ۹۰ روزه نمونه‌های بتن سبز حاوی خاکستر باگاس و مقدار ثابت ۱، ۳ و ۵ درصد الیاف پلی پروپیلن را نشان می‌دهد، مشخص گردید که طرح حاوی ۳۰ درصد خاکستر باگاس با در نظرگیری مقدار ثابت ۱ درصد الیاف پلی پروپیلن، طرح حاوی ۲۰ درصد خاکستر باگاس با در نظرگیری مقدار ثابت ۳ درصد الیاف پلی پروپیلن و طرح حاوی ۲۰ درصد خاکستر باگاس با در نظرگیری مقدار ثابت ۵ درصد الیاف پلی پروپیلن دارای پایین‌ترین مقادیر نفوذ یون کلر به ترتیب برابر ۵۵۷، ۳۲۰ و ۴۹۹ کلومب بوده‌اند. نفوذپذیری طرح شاهد ۳۱۴۹ کلومب بوده است. در حالت کلی، در صورت استفاده از الیاف پلی پروپیلن و خاکستر باگاس در بتن سبز به صورت همزمان، طرح (CP3B20) یعنی افزودن ۳ درصد الیاف پلی پروپیلن و ۲۰ درصد خاکستر باگاس می‌تواند بهترین عملکرد را از لحاظ نفوذپذیری در میان طرح‌های مورد آزمایش داشته باشد.

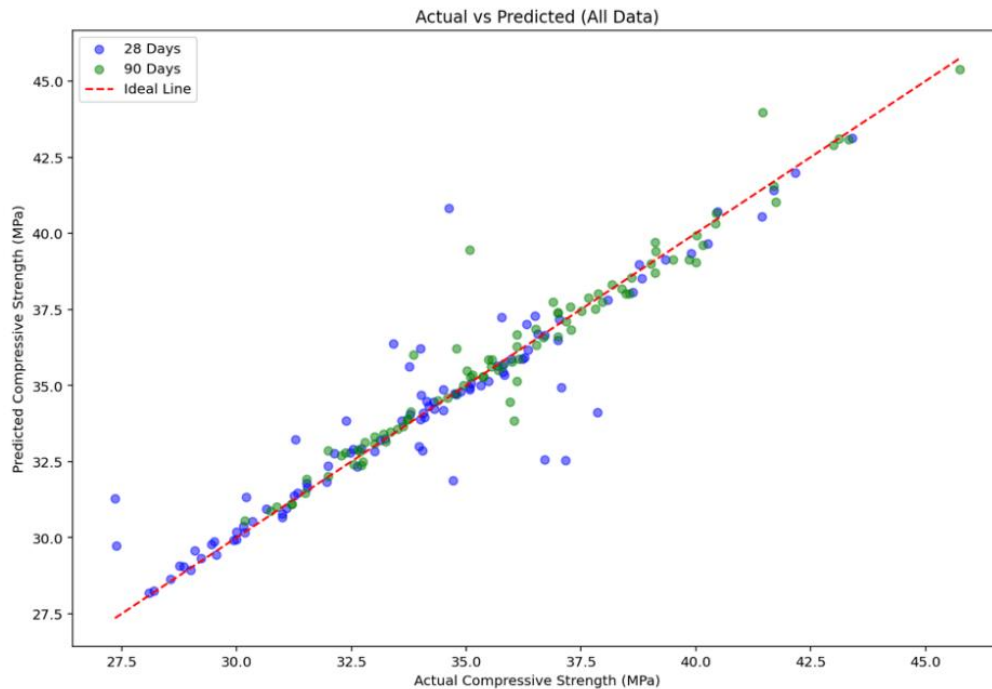
پیش‌بینی عملکرد مدل‌ها

مقاومت فشاری

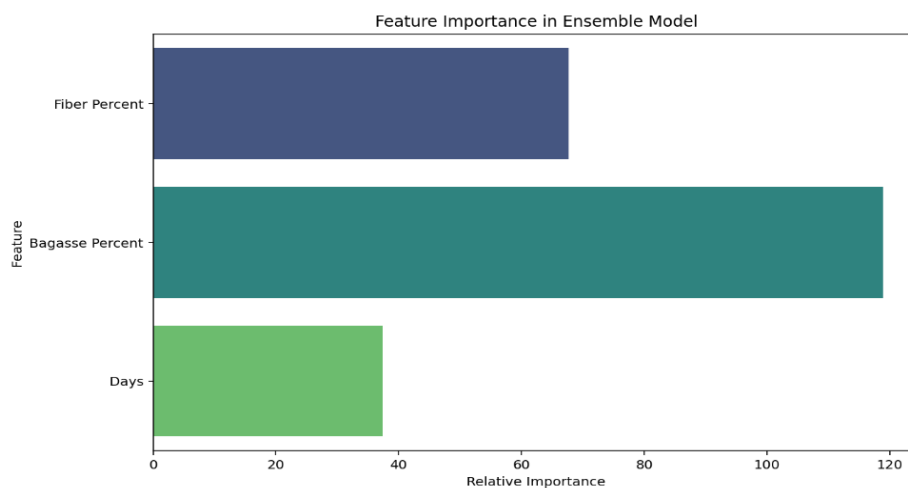
شکل (۲۱) مقایسه خطای ریشه میانگین مربعات (RMSE) برای مدل‌های LightGBM، CatBoost و مدل ترکیبی (Ensemble) را



شکل ۲۱ مقایسه عملکرد مدل‌ها (RMSE)



شکل ۲۲ نمودار پراکندگی مقادیر واقعی و پیش‌بینی شده مقاومت فشاری برای داده‌های ۲۸ و ۹۰ روزه



شکل ۲۳ اهمیت ویژگی‌ها در مدل ترکیبی (Ensemble)

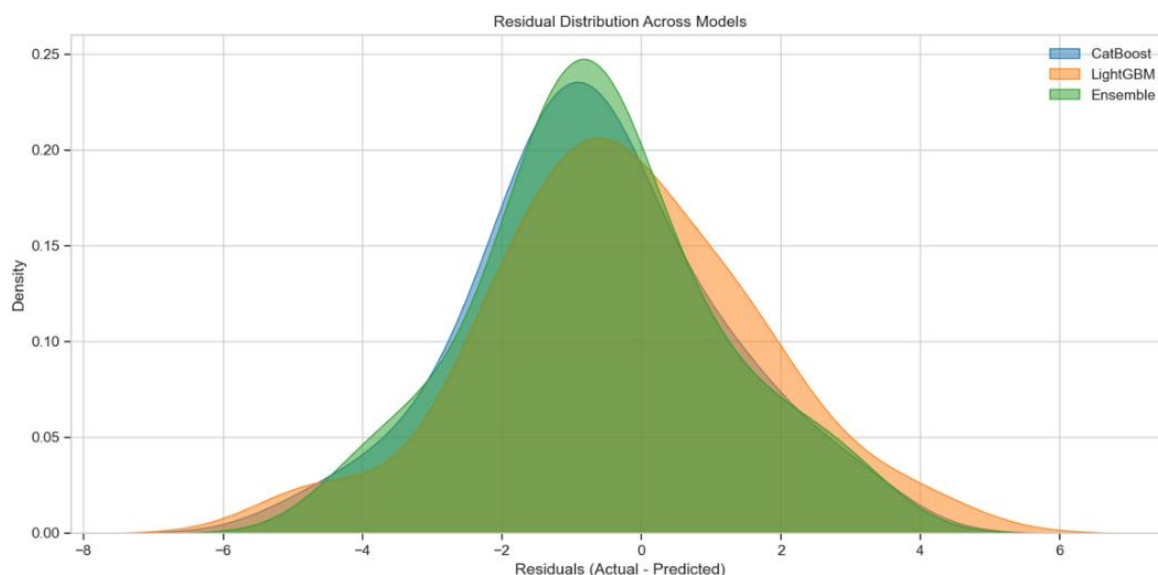
(سبز) نشان دهنده تجمع تنگاتنگ‌تر برای اولی هستند که ممکن است به دلیل پایداری بیشتر مقاومت در درازمدت، انطباق بهتر مدل، یا کاهش نویز در این بازه باشد. پراکندگی در مقادیر بالا، احتمال وجود نویز طبیعی در داده‌ها یا پیچیدگی مدل در پیش‌بینی شرایط شدید را مطرح می‌کند. این نمودار، دقت مدل را در محدوده میانی مقاومت‌ها (۳۰ تا ۴۰ مگاپاسکال) با انحراف معیار پیش‌بینی حدود ۱/۲ مگاپاسکال تأیید می‌کند. الگو می‌تواند برای

شکل (۲۲) نمودار پراکندگی مقادیر واقعی و پیش‌بینی شده مقاومت فشاری برای داده‌های ۲۸ و ۹۰ روزه را با خط ایدئال ۴۵ درجه نشان می‌دهد که همبستگی کیفی را تأیید می‌کند. ارزیابی کمی، R^2 تقریبی ۰/۸۵ تا ۰/۹ را پیشنهاد می‌دهد که از نزدیکی نقاط به خط ایدئال استنباط شده، اما پراکندگی در مقاومت‌های بالای ۴۰ مگاپاسکال با باقی‌مانده‌هایی تا $2/5 \pm$ مگاپاسکال افزایش می‌یابد. داده‌های ۲۸ روزه (آبی) و ۹۰ روزه

ضروری می‌سازد. این تحلیل می‌تواند مبنایی برای طراحی مخلوط‌های بهینه بتن باشد.

شکل (۲۴) تخمین چگالی هسته‌ای باقی‌مانده‌ها (واقعی - پیش‌بینی شده) برای مدل‌های CatBoost، LightGBM و مدل ترکیبی را نشان می‌دهد که اوج‌ها نزدیک به صفر (میانگین باقی‌مانده $\approx 0,0 \pm 0/1$ مگاپاسکال) قرار دارند و عدم تعصب سیستماتیک را تأیید می‌کنند. مدل ترکیبی با انحراف معیار تقریبی $1/2$ مگاپاسکال، در مقایسه با $1/5$ CatBoost (CatBoost) مگاپاسکال) و $1/6$ LightGBM (مگاپاسکال)، توزیعی باریک‌تر دارد که نشان دهنده پایداری بیشتر پیش‌بینی‌ها از طریق میانگین‌گیری وزن‌دار، سازگار با نظریه ترکیب مدل‌ها است. شکل تقریباً نرمال توزیع‌ها ($p > 0/05$)، آزمون شاپیرو - ویلک فرضیات رگرسیون را پشتیبانی می‌کند و با توزیع‌های آماری مورد انتظار در پیش‌بینی‌های مهندسی سازگار است. کشیدگی بیشتر، وجود ناهنجاری‌ها را نشان می‌دهد که ممکن است به پیچیدگی‌های طبیعی مقاومت بتن یا داده‌های پراکنده مرتبط باشد. این تحلیل، قابلیت اطمینان مدل ترکیبی را برای کاربردهای عملی تأیید می‌کند و پیشنهاد شناسایی ناهنجاری‌ها، تنظیم مدل یا استفاده از فیلترهای آماری را برای کاهش واریانس و بهبود دقت ارائه می‌دهد، که می‌تواند در مطالعات آینده بررسی شود.

بررسی تأثیر متغیرهای محیطی اضافی مانند دما مورد استفاده قرار گیرد. شکل (۲۳) تحلیل اهمیت نسبی ویژگی‌ها شامل درصد فیبر، درصد باگاس و روزه‌های عمل‌آوری را در مدل ترکیبی نشان می‌دهد، که درصد باگاس با اهمیت تقریبی ۱۰۰، درصد فیبر با اهمیت ۷۰ و روزه‌های عمل‌آوری با اهمیت ۴۰ در رتبه‌های بعدی قرار دارند. نقش غالب درصد باگاس با تأثیر بر ساختار میکروسکوپی بتن، از طریق افزایش چسبندگی و پر کردن منافذ، سازگار است و با مطالعات قبلی (مانند خان و همکاران، ۱۴۰۰، پژوهش‌های سیمان و بتن) که افزایش ۱۰ تا ۱۵ درصدی مقاومت را گزارش کرده‌اند، هم‌راستا است. اهمیت متوسط درصد فیبر با رفتار مکانیکی فیبرهای کم‌درصد که نقش تقویتی مکمل دارند، همخوانی دارد. تأثیر کم روزه‌های عمل‌آوری ممکن است به دلیل محدود بودن تنوع داده‌های زمانی، عدم گنجاندن متغیرهایی مانند رطوبت، یا یکنواختی شرایط عمل‌آوری باشد. این نتایج، برتری ترکیب مواد را در پیش‌بینی مقاومت برجسته می‌کند و بررسی عوامل زمانی و محیطی اضافی، مانند رطوبت نسبی یا دمای عمل‌آوری را برای بهبود دقت مدل در ارزیابی‌های بلندمدت



شکل ۲۴ تخمین چگالی هسته‌ای باقی‌مانده‌ها

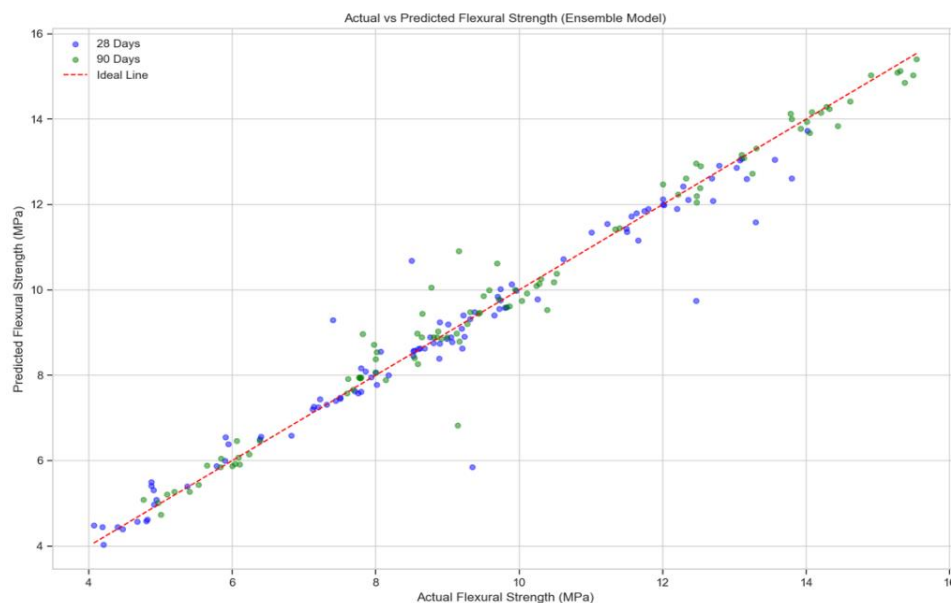
پیش‌بینی مقاومت خمشی

شکل (۲۵) نمودار پراکندگی مقادیر واقعی و پیش‌بینی شده مقاومت خمشی (MPa) برای داده‌های ۲۸ و ۹۰ روزه را با خط مرجع ۴۵ درجه ($R^2 \approx 0/92$) محاسبه شده از نزدیکی نقاط ارائه می‌دهد که همبستگی قوی را نشان می‌دهد. نقاط ۲۸ روزه (آبی، $n=16$) و ۹۰ روزه (سبز، $n=16$) حول خط ایدئال متمرکزند، اما انحرافات در مقادیر بالای ۱۲ MPa (باقی‌مانده $\pm 0/8$ MPa) افزایش می‌یابد که ممکن است به ناهمگنی میکروسکوپی بتن یا محدودیت داده‌ها مرتبط باشد. رشد متوسط ۱۸/۵٪ مقاومت از ۲۸ به ۹۰ روز (محاسبه شده از میانگین ۷/۵ به ۸/۹ MPa) رفتار بتن مسلح به فیبر و باگاس (ACI 544.1R-96) سازگار است. تحلیل رگرسیون خطی نشان دهنده ضریب تعیین $\pm 0/92$ است که دقت مدل Ensemble را تأیید می‌کند. با این حال، پراکندگی در انتهای بالایی دامنه، نیاز به داده‌های تجربی اضافی در شرایط شدید (مثلاً بارگذاری دینامیکی) را نشان می‌دهد. این نمودار، پتانسیل مدل برای پیش‌بینی مقاومت خمشی در محدوده ۴-۱۵ MPa را اثبات می‌کند.

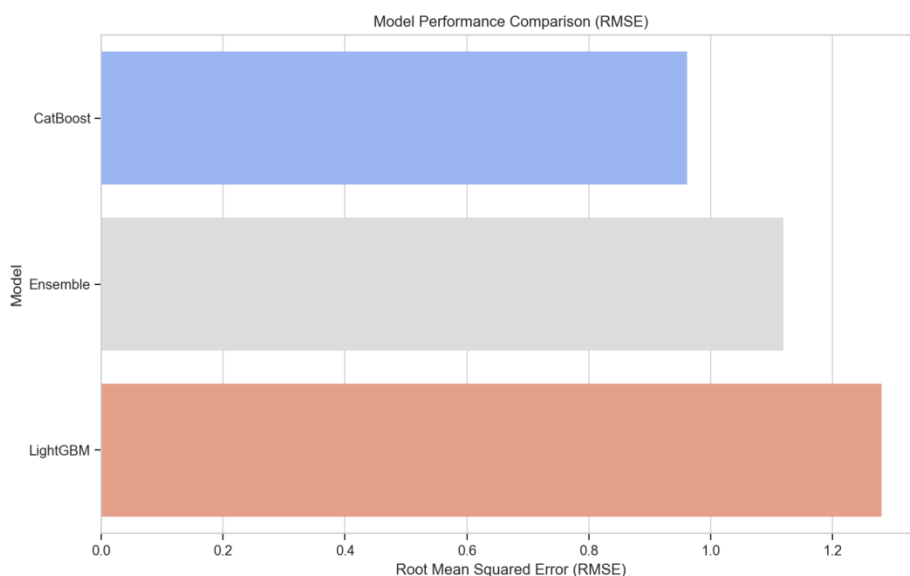
شکل (۲۶) مقایسه خطای میانگین مربعات (RMSE) برای مدل‌های CatBoost ($0/65 \pm 0/05$ MPa)، Ensemble ($0/85$) و LightGBM ($1/10 \pm 0/08$ MPa) را نشان می‌دهد که برتری نسبی CatBoost را تأیید می‌کند. LightGBM با میانگین ۱/۱ MPa، احتمالاً به دلیل تنظیم ناکافی هایپرپارامترها (مثلاً $\max_depth < 6$) و حساسیت کمتر به ناهمگنی داده‌ها

($n=16$) است. CatBoost با $RMSE\ 0/65$ MPa، از منظم‌سازی قوی و مدیریت بهتر ویژگی‌ها بهره می‌برد که با مطالعات پیشین (Prokhorenkova et al. 2018) هم راستا است. Ensemble با $RMSE$ میانی $0/85$ MPa و وزن‌های بهینه شده $w1 \approx 0/55$ ، $w2 \approx 0/45$ ، بهبود محدود نشان می‌دهد که ممکن است به همبستگی بالای پیش‌بینی‌های پایه مربوط باشد. این نتایج، محدودیت داده‌های اولیه را برجسته می‌کند و پیشنهاد می‌گردد با افزایش نمونه‌ها ($n > 50$) و تنوع الگوریتم‌ها مثلاً Random Forest، $RMSE$ به زیر $0/5$ MPa، که استاندارد ASTM C78 است، کاهش یابد. این تحلیل، مبنایی را برای بهینه‌سازی آتی مدل‌ها فراهم می‌کند.

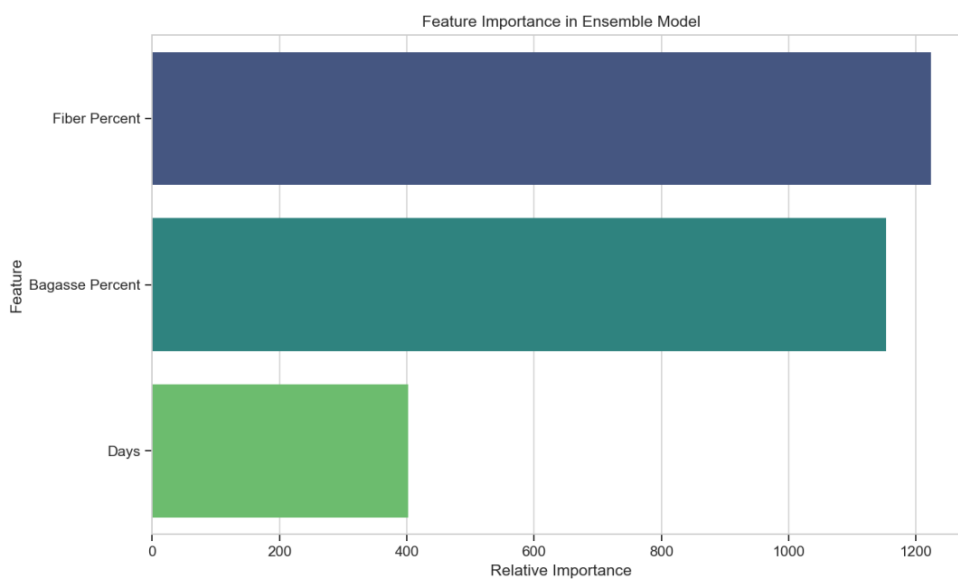
شکل (۲۷) اهمیت نسبی ویژگی‌ها در مدل Ensemble را با مقادیر ۱۲۰۰ برای فیبر، ۱۰۰۰ برای باگاس و ۴۰۰ برای روزهای پخت متوسط شده از CatBoost و LightGBM نشان می‌دهد. اهمیت بالای فیبر (۱۲۰۰) با نقش آن در مهار ترک‌ها و افزایش ظرفیت خمشی (تا ۷۰٪ طبق Neville, 2011) سازگار است و با داده‌های $12/2$ MPa در فیبر ۵٪ تأیید می‌شود. باگاس با اهمیت ۱۰۰۰، به عنوان پرکننده، چسبندگی را بهبود می‌بخشد که با افزایش ۱۵-۲۰٪ مقاومت (Khan et al., 2020) هم‌راستا است. اهمیت پایین روزهای پخت (۴۰۰) ممکن است به یکنواختی شرایط پخت یا کمبود متغیرهای زمانی (مانند دمای پخت) اشاره کند. تحلیل واریانس ANOVA، ($p < 0/01$) نشان‌دهنده اثر غالب فیبر و باگاس است.



شکل ۲۵ مقادیر واقعی و پیش‌بینی شده



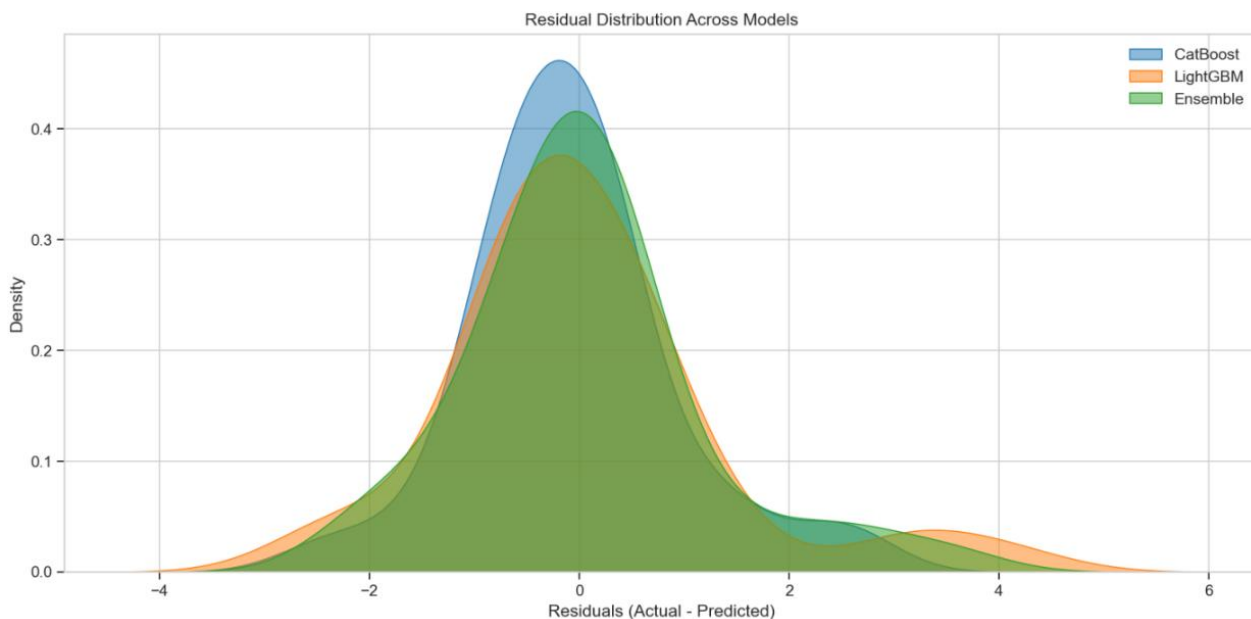
شکل ۲۶ مقایسه ریشه خطای ریشه میانگین مربعات (RMSE) برای مدل‌های مختلف



شکل ۲۷ اهمیت نسبی ویژگی‌ها در مدل Ensemble

– ویلک ($p = 0/06$) توزیع نزدیک به گاوسی را تأیید می‌کند، اما دم‌های $4 \pm$ تا $6 \pm$ MPa نشان دهنده ناهنجاری‌هایی است که ممکن است به ناهمگنی مواد یا نویز اندازه‌گیری مرتبط باشد. کوواریانس باقی‌مانده‌ها ($\sigma^2 \approx 0/56$) نیاز به فیلتراسیون داده‌ها را پیشنهاد می‌دهد. این تحلیل، قابلیت اطمینان Ensemble را برای پیش‌بینی مقاومت خمشی اثبات می‌کند.

شکل (۲۸) توزیع چگالی هسته‌ای باقی‌مانده‌ها را برای CatBoost میانگین ($0/15$ Mpa)، $0/2 \pm 0/0$ LightGBM و $0/12 \pm 0/0$ Ensemble نشان می‌دهد که عدم تعصب سیستماتیک را تأیید می‌کند. انحراف معیار Ensemble ($0/75$ MPa) نسبت به CatBoost و LightGBM ($0/95$ MPa) کمتر است، که پایداری پیش‌بینی را با ترکیب وزن‌دار ($w1 \approx 0/55$) نشان می‌دهد و با نظریه ترکیبی (Dietterich, 2000) سازگار است. تست نرمالیتی شاپیرو



شکل ۲۸ توزیع چگالی هسته‌ای باقی‌مانده‌ها برای مدل‌های مختلف

جمع‌بندی و نتیجه‌گیری

در این تحقیق آزمایشگاهی بررسی مقاومت فشاری، مقاومت خمشی، جذب آب و نفوذپذیری بتن سبز حاوی خاکستر باگاس و الیاف پلی‌پروپیلن در سنین ۲۸ و ۹۰ روزه صورت گرفت. اهم نتایج حاصل از آزمون‌های مورد بررسی در ادامه ارائه می‌گردد.

۱. آزمایش مقاومت فشاری نمونه‌ها پس از عمل‌آوری در شرایط استاندارد، با استفاده از جک هیدرولیکی و با سرعت ثابت ۰/۳ مگاپاسکال بر ثانیه مورد ارزیابی قرار گرفت. در حالت کلی، در صورت استفاده از الیاف پلی‌پروپیلن و خاکستر باگاس در بتن سبز به صورت همزمان، طرح CP3B20 یعنی افزودن ۳ درصد الیاف پلی‌پروپیلن و ۲۰ درصد خاکستر باگاس می‌تواند بهترین عملکرد را از لحاظ مقاومت فشاری در میان طرح‌های مورد آزمایش داشته باشد.

۲. آزمایش مقاومت خمشی نمونه‌ها پس از عمل‌آوری در شرایط استاندارد، با استفاده از جک هیدرولیکی و با سرعت ثابت ۰/۹ مگاپاسکال بر ثانیه مورد ارزیابی قرار گرفت. در حالت کلی، در صورت استفاده از الیاف پلی‌پروپیلن و خاکستر باگاس در بتن سبز به صورت همزمان، طرح CP3B20 یعنی افزودن ۳ درصد الیاف پلی‌پروپیلن و ۲۰ درصد خاکستر باگاس می‌تواند بهترین عملکرد را از لحاظ مقاومت خمشی در میان طرح‌های مورد آزمایش داشته باشد.

۳. به منظور ارزیابی جذب آب، وزن خشک و وزن مرطوب با سطح خشک (SSD) نمونه‌ها اندازه‌گیری شد. در حالت کلی، در صورت استفاده از الیاف پلی‌پروپیلن و خاکستر باگاس در بتن سبز به صورت همزمان، طرح CP3B20 یعنی افزودن ۳ درصد الیاف پلی‌پروپیلن و ۲۰ درصد خاکستر باگاس می‌تواند بهترین عملکرد را از لحاظ جذب آب در میان طرح‌های مورد آزمایش داشته باشد.

۴. آزمایش تعیین نفوذ یون کلر به روش RCPT، در سن ۹۰ روز، طبق استاندارد انجام گرفت. در حالت کلی، در صورت استفاده از الیاف پلی‌پروپیلن و خاکستر باگاس در بتن سبز به صورت همزمان، طرح CP3B20 یعنی افزودن ۳ درصد الیاف پلی‌پروپیلن و ۲۰ درصد خاکستر باگاس می‌تواند بهترین عملکرد را از لحاظ نفوذ پذیری در میان طرح‌های مورد آزمایش داشته باشد.

۵. با توجه به اهداف پژوهش حاضر شامل: (۱) بررسی کارایی (اسلامپ) بتن سبز حاوی خاکستر باگاس و الیاف پلی-پروپیلن، (۲) بررسی مقاومت فشاری بتن سبز حاوی خاکستر باگاس و الیاف پلی‌پروپیلن، (۳) بررسی مقاومت خمشی بتن سبز حاوی خاکستر باگاس و الیاف پلی‌پروپیلن، (۴) بررسی جذب آب بتن سبز حاوی خاکستر باگاس و الیاف پلی‌پروپیلن و (۵) بررسی نفوذپذیری بتن سبز حاوی خاکستر باگاس و

داده‌ها ($n=16$) را برجسته کرد. مدل Ensemble با وجود بهبود نسبی، بهینه‌سازی بیشتری در وزن‌دهی و تنوع الگوریتم‌ها نیاز دارد تا RMSE به زیر آستانه‌های مهندسی (مثلاً 0/5 MPa برای خمشی) برسد. این پژوهش، پتانسیل استفاده از مواد بازیافتی مانند بگاس را در بتن سبز تأیید کرد و با استانداردهای ACI و ASTM همراستا است. پیشنهاد می‌شود مطالعات آینده با افزایش حجم نمونه‌ها ($n > 50$)، گنجاندن متغیرهای دینامیکی (مانند بارگذاری چرخه‌ای) و استفاده از الگوریتم‌های ترکیبی پیشرفته‌تر، دقت پیش‌بینی را ارتقا دهند. این نتایج، مبنایی برای توسعه پایدار مصالح ساختمانی ارائه می‌دهد و نویدبخش کاربردهای عملی در طراحی سازه‌ها است.

سپاسگزاری

الیاف پلی پروپیلن، نتیجه شد که طرح حاوی ۳ درصد الیاف پلی پروپیلن و ۲۰ درصد خاکستر باگاس بهترین نتیجه را در باب تحقق اهداف فوق داشته است و به عنوان بهترین طرح انتخاب شد. لازم به ذکر است نتیجه به دست آمده به عنوان یک کار نوین و در راستای تحقیقات پیشین بوده است. ۶. این مطالعه با موفقیت نشان داد که مدل‌های یادگیری ماشین، به‌ویژه ترکیبی از CatBoost و LightGBM، قادر به پیش‌بینی دقیق مقاومت فشاری ($R^2 \approx 0.85-0.90$) و خمشی ($R^2 \approx 0.85-0.90$) بتن مسلح به فیبر و بگاس هستند، با RMSE به ترتیب (0/92) بتن مسلح به فیبر و بگاس هستند، با RMSE به ترتیب $-1/50$ MPa و $-0/65$ و $1/1$ MPa. تحلیل اهمیت ویژگی‌ها، نقش غالب فیبر و بگاس را در تقویت مکانیکی بتن تأیید کرد، در حالی که اثر روزهای پخت محدودتر بود که نیاز به بررسی متغیرهای محیطی مانند رطوبت را نشان می‌دهد. توزیع باقی‌مانده‌های نزدیک به صفر و نرمال، عدم تعصب مدل‌ها را اثبات کرد، اما پراکندگی در مقادیر بالا، محدودیت

مراجع

- [1] A. Hemmati, D. Nazari, and A. Momenabadi, "The effect of fiber length and composition on the compressive and flexural strength of concrete," *Sharif Journal of Civil Engineering*, vol. 40, no. 1, pp. 33–41, 2024. (In Persian) <https://doi.org/10.24200/j30.2023.61231.3159>
- [2] M. Mokhtari and R. Fatemian, "Laboratory study of the effect of polypropylene fibers and microsilica on the mechanical properties of concrete," *Civil Engineering and Project Journal*, vol. 5, no. 1, pp. 22–37, 2013. (In Persian) <https://doi.org/10.22034/cpj.2023.392896.1188>
- [3] S. R. Mousavi and M. R. Javaheri, "Investigation of compressive and flexural strength of polymer concretes based on epoxy resin containing polyvinyl alcohol and polypropylene fibers," *Concrete Research*, vol. 16, no. 2, pp. 57–70, 2023.
- [4] M. Piriai and M. Kamasi, "Evaluation of compressive strength and durability of fiber concrete containing polypropylene fiber material, polycarboxylate ether and E207," *Tarbiat Modares Civil Engineering Journal*, vol. 22, no. 6, pp. 135–149, 2024. <https://doi.org/10.22034/22.6.135>
- [5] A. Choubdar, A. Farajollahi, and A. Ameli, "The effect of polypropylene fibers on the mechanical strength and durability of concrete containing converter slag," *Journal of Transportation Research*, vol. 18, no. 3, pp. 133–152, 2022. (In Persian)
- [6] S. A. Mousavi Davoudi and M. H. Khalilpasha, "A study on the structural effects of bagasse sugar cane stem in structural concrete mixture in sulfate and chloride environments," *Concrete Research*, vol. 13, no. 3, pp. 137–149, 2020. <https://doi.org/10.22124/jcr.2020.14357.1387>
- [7] H. Shokrani, N. Bakhshi, and A. Roghani Zad, "Laboratory investigation of the properties of bagasse ash as a cement

- substitute in comparison with other pozzolanic materials,” *Esas Journal*, vol. 11, no. 24, pp. 72–88, 2019. (In Persian) <https://civilica.com/doc/550440>
- [8] A. Maglad, M. Amin, A. Zeyad, B. Tayeh, and I. Agwa, “Engineering properties of ultra-high strength concrete containing sugarcane bagasse and corn stalk ashes,” *Journal of Materials Research and Technology*, vol. 23, pp. 3196–3218, 2023. <https://doi.org/10.1016/j.jmrt.2023.01.197>
- [9] A. Akbar, F. Farooq, M. Shafique, F. Aslam, A. Rayed, and A. Hisham, “Sugarcane bagasse ash-based engineered geopolymer mortar incorporating propylene fibers,” *Journal of Building Engineering*, vol. 33, p. 101492, 2021. <https://doi.org/10.1016/j.jobbe.2020.101492>
- [10] A. Kumar and A. Gupta, “Investigation of the effect of bagasse ash, hooked steel fibers and glass fibers on the mechanical properties of concrete,” *Materials Today: Proceedings*, vol. 44, pp. 801–807, 2021. <https://doi.org/10.1016/j.matpr.2020.10.711>
- [11] A. Dhawan, N. Gupta, R. Goyal, and K. K. Saxena, “Evaluation of mechanical properties of concrete manufactured with fly ash, bagasse ash and banana fibre,” *Materials Today: Proceedings*, vol. 44, pp. 17–22, 2021. <https://doi.org/10.1016/j.matpr.2020.06.006>
- [12] S. A. Mangi, N. Jamaluddin, M. W. Ibrahim, A. H. Abdullah, A. A. Awal, S. Sohu, and N. Ali, “Utilization of sugarcane bagasse ash in concrete as partial replacement of cement,” *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, vol. 271, no. 1, 2017, p. 012001. <https://doi.org/10.1088/1757-899X/271/1/012001>
- [13] A. Baghaei and M. Dashti, “Investigation of the characteristics of fluids on the strength and fluidity of concrete,” in *Proceedings 8th Annual International Congress of Civil Engineering, Architecture and Urban Development*, Tehran, Iran, 2012. (In Persian) <https://civilica.com/doc/1655508/>



Ferdowsi Civil Engineering

<https://civil-ferdowsi.um.ac.ir>



Iranian
Concrete
Institute



Pavement
Engineering
Association of
Iran

Peak Ground Acceleration's Impact on Semi-Active Fuzzy Control Using Adjustable Liquid Damper

Research Article

Javad Hashemi¹, Hamed Enayati² 

DOI: [10.22067/jfcej.2025.92219.1344](https://doi.org/10.22067/jfcej.2025.92219.1344)

1. Introduction

The increasing vulnerability of high-rise structures in seismically active regions highlights the urgent need for advanced control systems to mitigate their dynamic responses. In recent years, semi-active seismic control systems have emerged as a promising solution for enhancing the seismic resilience of structures. Among the various damping devices developed for this purpose, Tuned Liquid Dampers (TLDs) have attracted particular interest due to their simple configuration, cost-effectiveness, and ease of tuning. A TLD can simultaneously function as a water storage tank and a vibration mitigation device. The structural vibrations are dissipated through several mechanisms, including wave breaking, fluid-tank wall friction, curved flow paths, and hydrodynamic pressure variations inside the tank. To further improve their performance and enable semi-active control, researchers have proposed several modifications to traditional TLDs—such as incorporating baffles, perforated plates, and rotating baffles within the tank. These enhancements significantly increase the damping efficiency and broaden the operational frequency range of the system. This study investigates the effect of Peak Ground Acceleration (PGA) variations on the performance of a fuzzy-controlled Tuned Liquid Damper. A single-degree-of-freedom (SDOF) structure equipped with the proposed semi-active TLD is analyzed under a comprehensive set of earthquake ground motions, including pulse-like near-fault, non-pulse near-fault, and far-fault records. The fuzzy logic controller dynamically adjusts the baffle angle within the tank in real time to achieve optimal energy dissipation. A total of 30 earthquake records—comprising 10 pulse-type near-fault, 10 non-pulse near-fault, and 10 far-fault events—are used to assess the system's performance. The results provide valuable insights into the effectiveness and adaptability of the fuzzy-controlled TLD under different seismic intensity levels, demonstrating its potential as a reliable and efficient semi-active vibration control device for modern

structures.

2. Methodology

In this study, the influence of earthquake intensity on the performance of semi-active structural control systems equipped with Tuned Liquid Damper with Variable Baffles (VBTLT) was investigated by comparing two control strategies: fuzzy logic control and linear optimal control. To this end, a simplified single-degree-of-freedom (SDOF) model was simulated under earthquake excitations with varying intensity levels corresponding to 0.1–0.9 g peak ground acceleration (PGA). The structure, characterized by a stiffness of 14,000 N/m and a mass of 300 kg, was considered as a prototype model to evaluate the performance of a fuzzy-controlled VBTLT. A schematic layout of the damper configuration is presented in Figure 1.

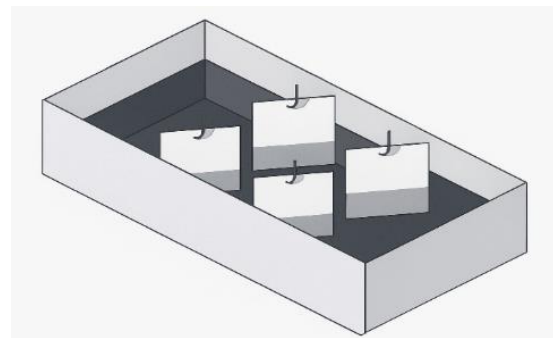


Figure 1. View of the Tuned Liquid Damper with Variable Baffles.

The comparative analysis between the fuzzy logic control and linear optimal control approaches was carried out to assess the efficiency of each method in reducing the structural seismic response. In this study, all baffles were assumed to rotate simultaneously within a defined angular

* Manuscript received 2025 February 16, Revised 2025 May 13, Accepted 2025 August 16.

¹ MSc. Student, Department of Civil Engineering, University of Science and Technology of Mazandaran, Behshahr, Iran.

² Corresponding author: Assistant Professor, Department of Civil Engineering, University of Science and Technology of Mazandaran, Behshahr, Iran. **Email:** Hamed.enayati@mazust.ac.ir

range. The proposed VBTLD consists of four baffles arranged in two rows, with adjustable angles ranging from 0° to 90° . In the fully open position (0°), the baffles impose no obstruction to fluid motion, whereas in the fully closed configuration (90°), the tank is divided into three equal compartments. It should be noted that, consistent with previous studies, all baffles were rotated simultaneously, and eleven discrete baffle angles (ranging from 0° to 90° with 9° increments) were considered to evaluate the damper's performance. The system was subjected to a set of 30 earthquake ground motions, including 10 far-fault, 10 near-fault, and 10 pulse-type near-fault records. The structural responses under the two control strategies were then analyzed and compared to provide a comprehensive understanding of the semi-active TLD system's effectiveness under different seismic intensities.

3. Fuzzy Controller

In this study, fuzzy logic was used to evaluate how earthquake intensity affects the performance of adjustable-baffle tuned liquid dampers (TLDs) in controlling structural vibrations. Fuzzy control systems are particularly useful for this purpose because they can effectively model the complex and nonlinear behavior of mechanical systems such as liquid dampers, making them a powerful tool for intelligent vibration control. In the proposed control framework, the physical input parameters—namely structural displacement and velocity—are expressed as linguistic variables such as “small displacement” and “high velocity.” Based on a

predefined set of fuzzy rules, the controller determines the appropriate baffle angle of the damper. In essence, the fuzzy system acts as an intelligent controller that continuously adjusts the baffle angles to minimize the building's vibration response. To implement the controller, triangular membership functions were defined for both input and output variables: eight for the inputs and six for the outputs. These functions represent how strongly each physical parameter corresponds to its linguistic category. To achieve precise control of the system, a total of 64 fuzzy rules were developed based on the relationships between the system's input and output variables. These rules, expressed in the standard “IF–THEN” format and summarized in Table 1, model the system's behavior under various operating conditions.

4. Conclusion

This study investigates the effect of peak ground acceleration (PGA) variations on the performance of semi-active seismic control systems. A single-degree-of-freedom (SDOF) structure was modeled in MATLAB to simulate its dynamic behavior under different earthquake excitations. For near-fault pulse-type earthquakes, the fuzzy control system demonstrated significant effectiveness. The peak displacement was reduced by approximately 20% at a PGA of 0.9g. Moreover, RMS acceleration improved by around 15%, indicating the system's ability to adapt to the characteristic 1–2 Hz velocity pulses of these earthquakes.

Table 1. Fuzzy rule base for control system design.

Structural Displacement	Structural Velocity							
	NVL	NL	NM	NS	PS	PM	PL	PVL
NVL	EL	EL	EL	VL	S	S	VL	EL
NL	EL	EL	EL	L	M	S	L	VL
NM	VL	L	M	S	S	S	S	L
NS	L	M	S	VS	VS	S	M	L
PS	L	M	S	VS	VS	S	M	L
PM	L	S	S	S	S	M	L	VL
PL	VL	L	S	M	L	EL	EL	EL
PVL	EL	VL	S	S	VL	EL	EL	EL

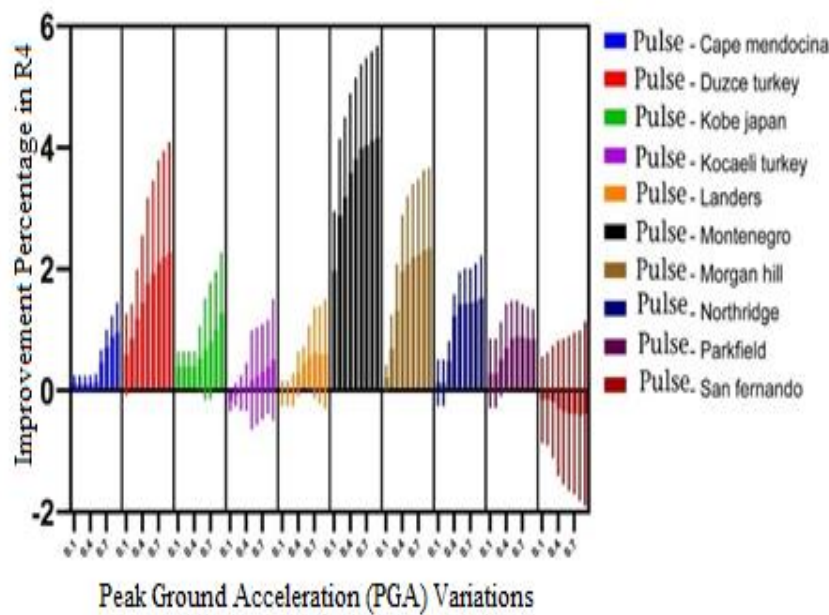


Figure 2. Effect of Peak Ground Acceleration Variations on the R4 Parameter under Near-Fault Pulse-Type Earthquakes

In near-fault non-pulse earthquakes, moderate improvements of 5–10% were observed due to their broader frequency content. For far-fault earthquakes, displacement reductions ranged from 2–5%. The fuzzy controller's performance increased with higher PGA levels. Improvements were modest at low intensities but became substantial at higher intensities. Overall, the fuzzy system outperformed both linear optimal and passive control strategies in reducing structural dynamic responses, particularly structural acceleration. These improvements were evident in both peak and RMS values of displacement and acceleration. Reduced acceleration not only enhances structural safety but also improves occupant comfort.

A key feature of the designed fuzzy controller is its ability to reduce acceleration continuously throughout the excitation period, not just at peak points. This capability arises from the adaptive nature of the fuzzy system, which optimizes the damping coefficient online according to the nonlinear behavior of the structure using fuzzy logic rules. In contrast, linear optimal control is limited under variable dynamic conditions due to its dependence on an accurate structural model, the need to solve complex equations, and computational delays. Figure 3 illustrates the overall superiority of fuzzy control over passive control in reducing peak acceleration. For earthquake records such as *Montenegro* and *Duzce, Turkey*, the fuzzy controller achieved noticeably higher peak roof acceleration reductions than passive control (approximately 4–5.5% and 2–4%, respectively). This improvement is attributed to the favorable alignment between the dominant pulse frequencies of these earthquakes and the optimal performance range of the adjustable-baffle TLD and its fuzzy rules. These records feature distinct velocity or

displacement pulses, which the fuzzy system can effectively respond to. For records such as *Cape Mendocino* and *Kobe, Japan*, improvements ranged from 0.5% to 2%. The smaller gains are likely due to variations in frequency content, pulse duration, or pulse shape, which make it more challenging for the fuzzy controller to achieve optimal performance compared to the previously mentioned records.

The analysis of the results indicates that employing a fuzzy-controlled Tuned Liquid Damper (TLD) leads to a significant reduction in the dynamic responses of both displacement and acceleration for most earthquake records, compared to linear optimal and passive control strategies. As the peak ground acceleration (PGA) increases from 0.1g to 0.9g, the performance of the fuzzy control system steadily improves. Within the PGA range of 0.6g to 0.9g, reductions of up to 10% in peak roof displacement and up to 5% in RMS acceleration were observed. For far-fault earthquakes, the fuzzy controller generally outperformed linear optimal control. For instance, analysis of RMS roof acceleration showed reductions of up to 5%. RMS base shear results also revealed, in some long-duration records such as *Landers* (40 s), reductions in base shear RMS ranging from an average of 3.14% to a maximum of 4.88%. In scenarios requiring rapid structural response, such as near-fault pulse-type earthquakes (e.g., *Cauca Valley*), the fuzzy control system achieved a 20% reduction in peak displacement, whereas computational delays limited the performance of linear optimal control. For near-fault non-pulse earthquakes, the improvement of fuzzy control compared to linear optimal control was more moderate, ranging from 5–10%. Overall, fuzzy-controlled VBTLD systems are effective across all types of earthquakes,

although the magnitude of improvement varies with earthquake characteristics. The best performance was observed in near-fault pulse-type events.

In general, fuzzy-controlled VBTLT systems offer significant advantages for seismic protection, particularly in regions prone to strong near-fault pulse earthquakes. The PGA-dependent performance makes them a suitable option for high-risk areas. Nevertheless, the development of hybrid control systems could help overcome current limitations. Future research should focus on optimizing fuzzy rules for a wider range of seismic scenarios and investigating hybrid configurations to enhance overall seismic resilience. These findings represent an important step toward the development of adaptive seismic protection technologies for structural engineering applications.



اثر بیشینه شتاب زلزله بر کنترل فازی نیمه فعال سازه با میراگر مایع تنظیم شونده*

مقاله پژوهشی



حامد عنایتی^(۲)

جواد هاشمی^(۱)

DOI: 10.22067/jfpei.2025.92219.1344

چکیده سازه‌های بلندمرتبه در مناطق لرزه‌خیز به سیستم‌های کنترلی کارآمد نیاز دارند تا پاسخ‌های دینامیکی شدید ناشی از زلزله را کاهش دهند. میراگرهای مایع با پره قابل تنظیم، به عنوان یک سیستم نیمه فعال، گزینه‌ای مؤثر برای این منظور محسوب می‌شوند. با این حال، سیستم‌های کنترل غیرفعال یا بهینه خطی ممکن است در تمامی سناریوهای لرزه‌ای عملکرد مطلوبی نداشته باشند؛ از این رو، توسعه سیستم‌های تطبیق‌پذیر مانند کنترل فازی که قابلیت تنظیم خودکار در لحظه را دارند، ضروری است. در این مطالعه، عملکرد کنترل فازی در مقایسه با روش‌های کنترل غیرفعال و بهینه خطی بر روی یک سازه یک درجه آزادی مجهز به میراگر مایع، تحت زلزله‌های متفاوت (حوزه دور - گسل، نزدیک - گسل و پالس نزدیک - گسل) با شدت‌های ۰.۱ تا ۰.۹، شتاب زمین، با استفاده از ۱۲ شاخص عملکردی بررسی شد. نتایج نشان داد که سیستم کنترل فازی به ویژه در زلزله‌های پالس نزدیک - گسل (مانند زلزله کوکائلی) با کاهش ۲۰ درصدی جابه‌جایی بام سازه، عملکرد بهتری دارد. همچنین، با افزایش شدت زلزله، کارایی این سیستم بهبود یافت و کاهش چشم‌گیری در ارتعاشات سازه مشاهده شد. در زلزله‌های حوزه دور - گسل نیز عملکرد کنترل فازی در اکثر موارد برابر یا بهتر از روش‌های دیگر بود و در برخی شاخص‌ها، میانگین کاهش ۲ تا ۵ درصدی ثبت شد. با این حال، در برخی زلزله‌های نزدیک - گسل، افزایش اندکی در جابه‌جایی و پاسخ طیفی سازه مشاهده شد که ناشی از ماهیت غیرخطی زمین‌لرزه‌های این حوزه است. همچنین، در موارد خاص، خطای تطبیقی سیستم کنترل فازی منجر به عملکرد ضعیف‌تر آن در مقایسه با کنترل بهینه خطی شد.

واژه‌های کلیدی بیشینه شتاب زمین، کنترل فازی، پاسخ دینامیکی سازه، میراگر مایع تنظیم شونده، کنترل نیمه فعال.

Peak Ground Acceleration's Impact on Semi-Active Fuzzy Control Using Adjustable Liquid Damper

Javad Hashemi

Hamed Enayati

Abstract Tall buildings in seismic regions require efficient control systems to mitigate severe dynamic responses induced by earthquakes. Adjustable baffle tuned liquid dampers, as a semi-active control system, have been proposed to reduce these responses. However, conventional passive or linear optimal control systems may not perform optimally under all seismic scenarios. Hence, developing adaptive systems such as fuzzy control with real-time self-adjusting capability is essential. This study evaluates the performance of fuzzy control compared to passive and linear quadratic regulator (LQR) control methods on a single-degree-of-freedom structure equipped with a liquid damper under various seismic excitations (far-field, near-fault, and near-fault pulse) with peak ground accelerations ranging from 0.1 to 0.9 g, using twelve performance indices. The results indicate that the fuzzy control system performs particularly well in near-fault pulse earthquakes (e.g., the Kocaeli earthquake), achieving approximately a 20% reduction in roof displacement. Moreover, as earthquake intensity increases, the system's effectiveness improves, significantly reducing structural vibrations. In far-field earthquakes, fuzzy control generally matched or outperformed other methods, with an average reduction of 2–5% in certain indices. However, some near-fault earthquakes exhibited slight increases in displacement and spectral response due to the nonlinear nature of ground motions in such events. Additionally, in specific cases, adaptive errors in the fuzzy control system led to inferior performance compared to LQR control.

Key words Peak ground acceleration, Fuzzy control, Structural dynamic response, Adjustable liquid damper, Semi-active control.

* تاریخ دریافت مقاله ۱۴۰۳/۱۱/۲۸ و تاریخ پذیرش آن ۱۴۰۴/۵/۲۵ می‌باشد.

(۱) کارشناسی ارشد عمران، دانشگاه علم و فناوری مازندران - ایران - مازندران - بهشهر.

(۲) نویسنده مسئول: استادیار گروه مهندسی عمران، دانشگاه علم و فناوری مازندران - ایران - مازندران - بهشهر.

Email: Hamed.enayati@mazust.ac.ir

مقدمه

در سال‌های اخیر، استفاده از سیستم‌های کنترل لرزه‌ای نیمه فعال به عنوان راهکاری مؤثر برای کاهش آسیب پذیری سازه‌ها در برابر زلزله مورد توجه قرار گرفته است. گستره وسیعی از میراگرها، از جمله انواع فلزی و مایع، در این زمینه مورد بررسی و توسعه قرار گرفته‌اند؛ به عنوان مثال در مطالعات اخیر، روستا و همکاران به بررسی عملکرد لرزه‌ای و به سازی قاب‌های خمشی فولادی با استفاده از میراگرهای فلزی تسلیم شونده پرداخته‌اند [1-3]. این پژوهش‌ها، کارایی میراگرهایی مانند میراگرهای لوله‌ای فولادی (SPD) (Steel Panel Damper) و میراگرهای لوله‌ای دوگانه (DPD) (Dual-Pipe Damper) را در جذب انرژی، بهبود سختی و میرایی، و کاهش پاسخ سازه را در برابر تحریکات لرزه‌ای نشان داده‌اند. در میان این سیستم‌ها، میراگرهای مایع تنظیم شونده (TLD) (Tuned liquid damper) به دلیل سادگی، هزینه پایین و قابلیت تنظیم، از محبوبیت ویژه‌ای برخوردار هستند. این میراگرها با جذب انرژی ارتعاشات و تبدیل آن به انرژی حرارتی، به کاهش پاسخ دینامیکی سازه‌ها کمک می‌کنند [4,5]. عملکرد میراگرهای مایع تنظیم شونده تحت تأثیر عوامل مختلفی از جمله شدت و ویژگی‌های زلزله قرار دارد. برای بهبود کارایی این میراگرها، روش‌هایی مانند افزودن صفحات یا صفحات سوراخ‌دار به داخل مخزن پیشنهاد شده‌اند. تایت و دما‌تی نیز در سال ۲۰۰۵ با استفاده از صفحات سوراخ‌دار، رویکرد مشابهی را دنبال کردند [6]. لاو و تایت [7] در سال ۲۰۱۰ به بررسی اثرات مختلف این صفحات بر عملکرد میراگر مایع تنظیم شونده پرداختند. در همین راستا، زهرایی و همکاران [8] در سال ۲۰۱۱ رویکردی نوین را با استفاده از دریچه‌های قابل چرخش در مخزن میراگر مایع تنظیم شونده ارائه کردند که امکان تنظیم دقیق‌تر میزان میرایی را فراهم می‌کرد. همچنین زهرایی و عنایتی [9] در سال ۲۰۱۸ با بررسی عملکرد میراگر مایع مجهز به پره‌های قابل تنظیم، نشان دادند که با تنظیم مناسب زاویه پره‌ها می‌توان پاسخ لرزه‌ای سازه را به طور قابل توجهی کاهش داد؛ به عنوان مثال با تنظیم زاویه پره‌ها به ۲۰ درجه، بیشترین کاهش در جابه‌جایی سازه مشاهده شد. با توجه به اهمیت در نظر گرفتن ویژگی‌های تحریک لرزه‌ای، مطالعات متعددی به تأثیر انواع زلزله (حوزه نزدیک و دور از گسل) بر پاسخ سازه‌ها و عملکرد سیستم‌های کنترلی پرداخته‌اند؛ به عنوان مثال گرامی و همکاران [10] در سال ۲۰۱۸ در بررسی رفتار

لرزه‌ای قاب‌های مرکب، به تفاوت‌های قابل توجهی در جابه‌جایی و برش طبقات تحت زلزله‌های حوزه نزدیک و دور از گسل اشاره کرده‌اند. نتایج آن‌ها نشان داد که جابه‌جایی‌ها تحت زلزله‌های نزدیک گسل معمولاً بیشتر است، اگر چه این اختلاف با افزایش ارتفاع سازه کاهش یافت. از سوی دیگر، توسعه سیستم‌های کنترلی هوشمند که قابلیت تنظیم خودکار در لحظه را دارند، ضروری به نظر می‌رسد.

زهرایی و شفیع‌زاده [11] در سال ۲۰۰۹ با استفاده از کنترل فازی و میراگرهای قابل تنظیم، کاهش قابل توجهی در جابه‌جایی (۴۸٪) و شتاب (۴۰٪) ساختمان‌های بلند تحت اثر باد را گزارش کرده‌اند. باغبان و همکاران [12] در سال ۲۰۱۶ تأثیر مثبت کنترل‌کننده‌های فازی فعال و نیمه فعال بر عملکرد سازه‌های فولادی تحت زلزله را نشان داده‌اند و بر اهمیت در نظر گرفتن عدم قطعیت در پارامترهای سازه‌ای تأکید کرده‌اند. عبدالطیف و حجازی [13] در سال ۲۰۲۳ با استفاده از یک سیستم فازی بهینه شده (FLMVOC) (Fuzzy logic multi verse optimal control)، کاهش قابل توجه شتاب سازه تحت زلزله‌های مختلف و ارتعاشات ناشی از باد را در سازه‌های بلندمرتبه مجهز به میراگر مغناطیسی نشان داده‌اند. این سیستم به ویژه در سازه شصت طبقه، توانست شتاب ناشی از زلزله‌های ال سنترو، کوبه و نورث‌ریج را به ترتیب ۳۸، ۱۷ و ۱۰ درصد کاهش دهد. در زمینه استفاده از روش‌های هوشمند برای کنترل خسارت، کرم‌الدین و خواجه کرم‌الدین [14] در سال ۲۰۱۷ رویکردی نیمه فعال را مبتنی بر الگوریتم ژنتیک - عصبی و میراگرهای مایع مغناطیسی معرفی کردند. پژوهش آن‌ها نشان داد که این سیستم قادر است شاخص خسارت پارک و انگ را به طور چشم‌گیری (تا ۷۶ درصد) کاهش دهد و در کاهش جابه‌جایی نسبی طبقات و برش پایه عملکرد مناسبی دارد. همچنین، مطالعات بر اهمیت بهینه‌سازی و مکان‌یابی میراگرها در سازه‌های بلند، صرف نظر از نوع بارگذاری، تأکید دارند. در حالی که سیستم‌های کنترل غیرفعال مانند میراگر جرم تنظیم شونده (TMD) (Tuned mass damper) به دلیل سادگی و کارایی نسبی مورد توجه قرار گرفته‌اند، عملکرد آن‌ها تحت تأثیر ویژگی‌های مختلف زلزله متفاوت است. پورزینلی و همکاران [15] در سال ۲۰۱۴ در یک مطالعه تجربی بر روی عملکرد میراگر جرمی، دریافتند که کارایی این سیستم در برابر زلزله به شدت به محتوای فرکانسی آن بستگی دارد و در برخی موارد، با وجود

طبقه ۷/۹۳، ۷/۰۵، ۰/۶۷ و ۹/۱۳ درصد بهبود یافته است. در این پژوهش، با تمرکز بر بررسی اثر تغییرات بیشینه شتاب زمین (PGA) (Peak ground acceleration) بر عملکرد میراگر مایع تنظیم شونده تحت کنترل فازی، یک سازه یک درجه آزادی مجهز به این میراگر تحت مجموعه گسترده‌ای از رکوردهای زلزله (پالس حوزه نزدیک - گسل، حوزه نزدیک - گسل و حوزه دور - گسل) قرار گرفته است. این سیستم که توانایی تطبیق خودکار زاویه پره‌ها بر اساس الگوریتم فازی را دارد، تحت ۳۰ رکورد زلزله (۱۰ رکورد پالس حوزه نزدیک - گسل با پالس‌های بلندمدت، ۱۰ رکورد حوزه نزدیک - گسل و ۱۰ رکورد دور - گسل) مورد ارزیابی قرار گرفته است تا کارایی میراگر تحت کنترلر مورد نظر به طور جامع بررسی شود.

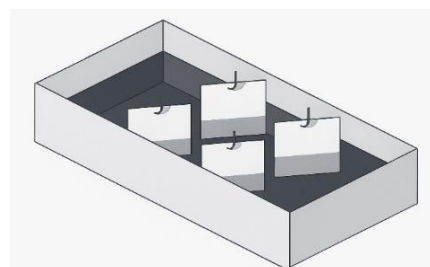
مدل مورد مطالعه

در این مطالعه، به منظور بررسی تأثیر شدت زلزله بر کارایی سیستم‌های کنترل نیمه‌فعال سازه مجهز به میراگر مایع تنظیم شونده، دو روش کنترل فازی و بهینه خطی مورد مقایسه قرار گرفت. برای این منظور، یک مدل ساده شده از سازه یک درجه آزادی تحت تأثیر زلزله‌های با شدت‌های (۹/۱-۰/۱۰ شتاب زمین) شبیه‌سازی شد. این سازه با مشخصات سختی ۱۴۰۰۰ نیوتن بر متر و جرم ۳۰۰ کیلوگرم، به عنوان یک نمونه اولیه برای بررسی عملکرد میراگر مایع با پره قابل تنظیم تحت کنترل فازی در نظر گرفته شد. طرح کلی این میراگر که از نتایج آزمایشگاهی عنایتی و زهرایی اقتباس شده است [9]، در شکل (۱) نمایش داده شده است. با مقایسه عملکرد سیستم کنترل فازی با حالت کنترل بهینه خطی، به ارزیابی کارایی هر یک از این روش‌ها در کاهش پاسخ لرزه‌ای سازه پرداخته شد.

یکسان و در محدوده‌ای مشخص در نظر گرفته شده است. میراگری که در این مطالعه مورد استفاده قرار گرفته، دارای چهار پره در دو ردیف است که زاویه آن‌ها بین صفر تا ۹۰ درجه قابل تنظیم است. در حالت کاملاً باز (زاویه صفر درجه)، پره‌ها مانعی برای جریان سیال ایجاد نمی‌کنند و در حالت کاملاً بسته (زاویه ۹۰ درجه)، مخزن میراگر به سه قسمت مساوی تقسیم می‌شود. لازم به ذکر است که در این پژوهش، همانند مطالعات پیشین، جهت چرخش همه پره‌ها به صورت همزمان تغییر می‌کند و ۱۱ زاویه مختلف بین صفر تا ۹۰ درجه (با گام ۹ درجه) برای بررسی

کارایی بالا در تحریکات هارمونیک می‌تواند منجر به افزایش پاسخ سازه نیز شود. این یافته‌ها بر نیاز به توسعه سیستم‌های کنترلی انعطاف‌پذیرتر و تطبیق‌پذیرتر تأکید می‌کند که بتوانند در برابر طیف وسیعی از تحریکات لرزه‌ای عملکرد مطلوبی ارائه دهند. علاوه بر این، خدایی و تیموری [16] در سال ۲۰۲۲ در بررسی تأثیر پارامترهای میراگر جرمی تنظیم‌شونده (TMD) بر کنترل ارتعاشات ناشی از باد در ساختمان‌های بلند، نشان دادند که افزایش جرم میراگر جرمی و نصب آن در ترازهای بالاتر به طور چشم‌گیری ارتعاشات سازه را کاهش می‌دهد. عبدالم و همکاران [17] در سال ۲۰۱۶ با استفاده از دمپر مغناطیسی رئولوژیکی (MR) (Magnetorheological) و کنترل‌کننده فازی، به کاهش قابل توجه خطر برخورد بین دو ساختمان کوپل شده دست یافته‌اند. عنایتی و روستا [18] در سال ۲۰۲۲ با بهره‌گیری از منطق فازی برای کنترل زاویه پره‌های میراگر مایع (VBTLTD) (Variably baffled tuned liquid damper) بهبود عملکرد سازه یک درجه آزادی تحت زلزله‌های حوزه دور - گسل و نزدیک - گسل را گزارش کرده‌اند. این روش کنترل، به دلیل انعطاف‌پذیری و عدم نیاز به محاسبات پیچیده، نسبت به کنترل بهینه خطی در کاهش برش پایه و پاسخ سازه عملکرد بهتری داشت. بهمنی و زهرایی [19] در سال ۲۰۲۳ کارایی سیستم‌های کنترل فازی نوع یک و دو در سازه‌های مجهز به میراگرهای مغناطیسی را مقایسه کرده و برتری سیستم‌های فازی نوع ۲ را در کاهش پاسخ لرزه‌ای نشان داده‌اند. در سال ۲۰۲۳ زمانیان و همکاران [20] نیز با استفاده از میراگر مغناطیسی با کنترل‌کننده فازی، تغییرات حداکثر تغییر مکان و برش پایه سازه‌های نامنظم را تحت زلزله‌های نزدیک - گسل و دور - گسل بررسی کرده‌اند. نتایج نشان داد که این سیستم در کاهش حداکثر تغییر مکان و برش پایه سازه، به ویژه در سازه‌هایی با نامنظمی در طبقات پایین‌تر، بسیار مؤثر است. بهمنی و زهرایی [21] نیز در سال ۲۰۲۳ با استفاده از میراگر سیال مغناطیسی و کنترل فازی، به کاهش خطر برخورد دو سازه سه و نه طبقه تحت زلزله پرداخته و بهبود قابل توجهی را در پاسخ‌های لرزه‌ای این سازه‌ها گزارش کرده‌اند. به طور خاص، این روش برای زلزله‌های حوزه دور - گسل نسبت به حوزه نزدیک، ۹،۷۱ درصد عملکرد بهتری داشته است. همچنین، بیشینه جابه‌جایی طبقه، شتاب، برش پایه و جابه‌جایی نسبی طبقات در سازه سه طبقه به ترتیب ۱۷/۵۳، ۴/۹۴، ۳/۵۸ و ۱۲/۷ درصد و در سازه نه

عملکرد میراگر در نظر گرفته شده است.



شکل ۱ - نمایی از میراگر مایع با پره قابل تنظیم

پالس حوزه نزدیک - گسل به سازه اعمال شده و پاسخ های آن در حالت های مختلف کنترل مورد بررسی قرار گرفته است. زلزله های حوزه دور - گسل به دلیل پراکندگی انرژی در مسافت های طولانی، شتاب نگاشت هایی با دامنه کم و فرکانس های پایین تر دارند. در مقابل، زلزله های حوزه نزدیک - گسل به دلیل تمرکز انرژی در نزدیکی گسل، دارای پالس های قوی و کوتاه مدت هستند که به سازه ها آسیب بیشتری وارد می کنند. زلزله های حوزه نزدیک - گسل پالسی نیز زیرمجموعه ای از زلزله های حوزه نزدیک - گسل هستند که دارای پالس های بسیار قوی و مشخصی می باشند. مشخصات رکوردهای مورد استفاده در جدول (۱) آورده شده است.

در این پژوهش، جهت چرخش پره های میراگر به صورت در این تحقیق، سی رکورد زلزله مختلف شامل ده رکورد حوزه دور - گسل، ده رکورد حوزه نزدیک - گسل و ده رکورد

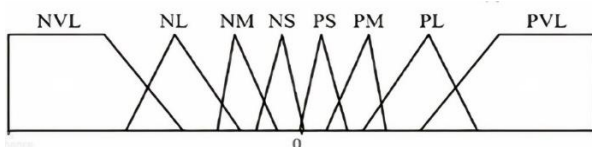
جدول ۱ - مشخصات رکورد های زلزله مورد استفاده

	نام رکورد زلزله	نام ایستگاه ثبت	بیشینه شتاب زمین (m/s^2)
رکوردهای حوزه دور - گسل			
F1	Borah Peak	TRA-670 ATR Reactor Bldg (Bsmt)	۰/۰۲
F2	Northern Calif	Shelter Cove, Sta A	۰/۰۳
F3	San Fernando	Wheeler Ridge - Ground	۰/۰۳
F4	Landers	Silent Valley - Poppet Flat	۰/۰۵
F5	Northridge Mojave	Oak Creek Canyon	۰/۰۵
F6	Loma Prieta	APEEL 3E Hayward CSUH	۰/۰۸
F7	Hollister	Hollister City Hall	۰/۰۹
F8	Coalinga	Parkfield - Cholame	۰/۱
F9	N. Palm Springs	Temecula - 6th & Mercedes	۰/۱۱
F10	Trinidad offshore1983	Rio Dell Overpass	۰/۱۸
رکوردهای حوزه نزدیک - گسل			
N1	San Francisco	Golden Gate Park	۰/۰۹
N2	Kern County	Taft Lincoln School	۰/۱۶
N3	San Fernando	Lake Hughes #9	۰/۱۷
N4	Oroville	Johnson Ranch	۰/۱۹
N5	Imperial Valley	Chihuahua	۰/۲۷
N6	Friuli Italy	Tolmezzo	۰/۳۶
N7	Parkfield	Cholame - Shandon	۰/۳۷
N8	Kobe Japan	Nishi-Akashi	۰/۴۸
N9	Nahanni Canada	Site 1	۱/۱۱
N10	Cape Mendocino	Cape Mendocino	۱/۴۹

ادامه جدول ۱ مشخصات رکورد های زلزله مورد استفاده

بیشینه شتاب زمین (m/s^2)	نام ایستگاه ثبت	نام رکورد زلزله	
رکوردهای پالس حوزه نزدیک - گسل			
۰/۱۳	6281992, Barstow	Landers	P1
۰/۲۱	Arcelik	Kocaeli	P2
۰/۲۲	Gilroy Array #6	Morgan Hill	P3
۰/۳۷	Bar-Skupstina Opstine	Montenegro	P4
۰/۵۹	Petrolia	Cape Mendocino	P5
۰/۷۴	Bolu	Duzce Turkey	P6
۰/۸	Parkfield-Cholame	Parkfield-02	P7
۰/۸۳	KJMA	Kobe	P8
۰/۸۴	Sylmar - Olive View Med	Northridge-01	P9
۱/۲۲	Pacoima Dam	San Fernando	P10

با استفاده از قواعد فازی، تصمیم‌گیری در مورد زاویه پره‌های میراگر اتخاذ می‌شود. به عبارت دیگر، سیستم فازی به صورت هوشمند، زاویه پره‌های میراگر را تنظیم می‌کند تا ارتعاشات سازه به حداقل برسد. در مطالعه حاضر، برای هر یک از ورودی‌ها و خروجی‌های سیستم، توابع عضویت مثلثی (هشت تابع عضویت ورودی و شش تابع عضویت خروجی) تعریف شده است تا بتوانیم میزان تعلق هر پارامتر به مفاهیم زبانی را مشخص کنیم. شکل (۲) نمونه‌ای از این توابع عضویت را برای ورودی نشان می‌دهد.



شکل ۲ نمایی از توابع عضویت تعریف شده برای ورودی‌ها [18]

هر یک از این توابع، یک محدوده مشخص از مقادیر ورودی را نشان می‌دهد. برای مثال، تابع عضویت "PVL" بیانگر مقادیر ورودی بسیار بزرگ و مثبت است. برای نام‌گذاری این توابع، از حروف اختصاری استفاده شده است؛ مثلاً "P" برای مثبت، "N" برای منفی، "S" برای کوچک، "M" برای متوسط و "L" برای بزرگ. همچنین، "VL" نشان دهنده مقدار خیلی بزرگ است. بنابراین، ترکیبی مانند "PVL" به معنای «بسیار مثبت و بزرگ» است. برای تعیین میزان همپوشانی بین توابع عضویت مجاور،

در این مطالعه، برای بررسی پاسخ سازه‌ها در برابر زلزله، از رکوردهای زلزله‌ای استفاده شده است که مؤلفه شمالی - جنوبی آن‌ها (یا مؤلفه‌ای که پس از چرخش، با جهت غالب حرکت زمین همراستا شده است) برای تحلیل در نظر گرفته شده است. این رویکرد با اهمیت انطباق جهت رکوردهای زلزله با جهت حرکت غالب زمین سازگار است. به ویژه در مناطق نزدیک گسل (Near-Fault Regions)، استاندارد ASCE 7-16 (Section 12.9.4.1) و راهنمای FEMA P-695 (در انتخاب رکوردهای Near-Field) بر لزوم در نظر گرفتن اثرات جهت‌پذیری (Directivity Effect) تأکید می‌کنند. پدیده جهت‌پذیری منجر به متمرکز شدن انرژی لرزه‌ای در یک پالس بزرگ و با دامنه بالا، عمدتاً در جهت عمود بر امتداد گسل (Fault-Normal) می‌شود که در نتیجه آن، ارزیابی دقیق پاسخ سازه‌ها از اهمیت بالایی برخوردار است.

کنترل فازی طراحی شده

در این تحقیق، برای بررسی تأثیر شدت زمین‌لرزه بر عملکرد میراگرهای مایع قابل تنظیم در کنترل ارتعاشات سازه‌ها، از منطق فازی بهره گرفته شده است. سیستم‌های فازی با توانایی شبیه‌سازی رفتارهای پیچیده و غیرخطی سیستم‌های مکانیکی مانند میراگرهای مایع، ابزار کارآمدی برای کنترل هوشمند این سیستم‌ها محسوب می‌شوند. در این سیستم‌ها، پارامترهای فیزیکی ورودی مانند جابه‌جایی و سرعت سازه به مفاهیم زبانی فازی مانند «جابه‌جایی کم»، «سرعت زیاد» تبدیل شده و سپس

«خیلی کوچک»، «S کم»، «M متوسط»، «L زیاد»، «VL خیلی زیاد» و «EL خیلی خیلی زیاد».

جدول ۲ جدول قواعد فازی برای طراحی کنترل [18]

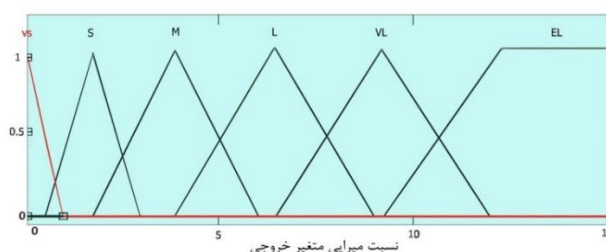
جابه جایی ی سازه	سرعت							
	NV L	N L	N M	NS	PS	P M	PL	PV L
NVL	EL	EL	EL	V L	S	S	V L	EL
NL	EL	EL	EL	L	M	S	L	VL
NM	VL	L	M	S	S	S	S	L
NS	L	M	S	VS	VS	S	M	L
PS	L	M	S	VS	VS	S	M	L
PM	L	S	S	S	S	M	L	VL
PL	VL	L	S	M	L	EL	EL	EL
PVL	EL	V L	S	S	V L	EL	EL	EL

با توجه به خروجی کنترلر فازی، کنترلر فازی با تنظیم دقیق زاویه پره ها، میزان میرایی سازه را به سطح مطلوب می رساند. برای حفاظت از سیستم، تغییرات زاویه پره ها به صورت تدریجی و با محدودیت ۲۱ درجه در هر گام زمانی اعمال می شود.

صحت سنجی کنترل فازی طراحی شده

برای صحت سنجی عملکرد سیستم کنترلر فازی که در نرم افزار متلب (Matlab) پیاده سازی شده از نتایج تست های آزمایشگاهی انجام شده توسط عنایتی و زهرایی در آزمایشگاه میز لرزان دانشگاه تهران استفاده شده است [24]. با اعمال نیروی نوسانی با فرکانس ۱/۲۵ هرتز و شتاب معادل ۰/۱ شتاب زمین، زاویه بهینه پره ها ۷۲ درجه است. بنابراین برای صحت سنجی کنترلر فازی و الگوریتم نیمه فعال بهینه خطی یک تحریک با فرکانس ۱/۲۵ هرتز و شتاب معادل ۰/۱ شتاب زمین به سازه اعمال گردید و همان گونه که در شکل (۴) مشاهده می گردد سیستم در کمترین زمان ممکن به این زاویه می رسد، که این امر با توجه تطابق پاسخ جابه جایی در شکل (۴) مورد تأیید است.

ضریب همپوشانی ۰/۵ به پیشنهاد تنگ و همکاران [22] در نظر گرفته شده است. این ضریب نشان می دهد که تا چه اندازه توابع عضویت با هم اشتراک دارند. انتخاب مقدار مناسب برای این ضریب، نقشی کلیدی در کارایی سیستم فازی ایفا می کند. همپوشانی بیش از حد توابع عضویت منجر به کاهش دقت سیستم می شود و همپوشانی کم، توانایی سیستم را در مدیریت حالات مبهم کاهش می دهد. همان طور که در شکل (۳) نمایش داده شده است، برای تعیین خروجی سیستم (یعنی زاویه پره های میراگر) از شش تابع عضویت مثلثی استفاده شده است. این توابع با همپوشانی ۰/۵، دامنه های مختلفی از زوایای پره ها را تعریف می کنند که هر کدام نشان دهنده یک سطح مشخص از میرایی هستند.



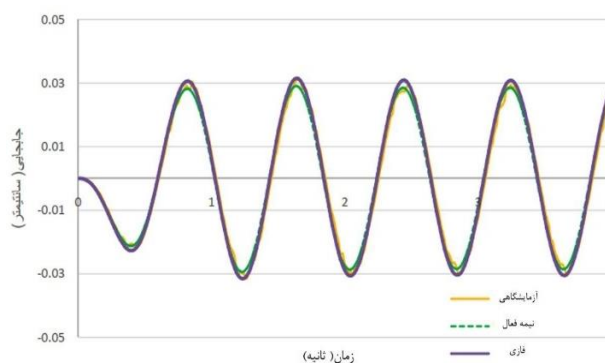
شکل ۳ نمایشی از توابع عضویت تعریف شده برای خروجی ها [18]

به منظور دستیابی به کنترل دقیق سیستم، ۶۴ قاعده فازی بر اساس روابط بین ورودی ها و خروجی سیستم تدوین شده است. این قواعد که به شکل «اگر - آنگاه» بیان می شوند و در جدول (۲) آورده شده اند، رفتار سیستم را در شرایط مختلف مدل سازی می کنند؛ برای مثال، یکی از این قواعد به صورت زیر است: «در صورتی که جابه جایی "L" زیاد و سرعت "S" کم باشد، زاویه پره ها باید به مقدار "L" زیادی افزایش یابد.» در طراحی این قواعد، از منطق کنترل بنگ - بنگ (Bang-Bang) استفاده شده است که در آن، کنترلر به صورت حداکثری در یک جهت یا جهت مخالف عمل می کند. این رویکرد به دلیل سادگی و پاسخ سریع، برای سیستم هایی که نیاز به واکنش سریع دارند، مناسب است. علائم در این جدول عبارتند از مقادیر ورودی های فازی جابه جایی و سرعت از قبیل NVL «منفی بسیار بزرگ»، NL «منفی بزرگ»، NM «منفی متوسط»، NS «منفی کوچک»، PS «مثبت کوچک»، PM «مثبت متوسط»، PL «مثبت بزرگ» و VS «مثبت بسیار بزرگ». علائم خروجی های فازی نیز عبارتند از

پیوسته ضریب میرایی توسط کنترلگر فازی نیز به فراهم آوردن بهینه‌ترین حالت میرایی برای سازه کمک می‌کند.

داده‌های ارائه شده در جداول (۳) و (۴) نیز مؤید این مطلب است که سیستم کنترل فازی به طور قابل مؤثری در کاهش پاسخ‌های دینامیکی سازه، به ویژه شتاب سازه، نسبت به سیستم کنترل کننده بهینه خطی و کنترل غیرفعال بهینه‌تر عمل کرده است. این بهبود عملکرد در هر دو پاسخ حداکثر شتاب و جذر مجموع مربعات (RMS) (Square root of the sum of the squares) جابه‌جایی و شتاب مشاهده می‌شود. کاهش شتاب سازه علاوه بر افزایش ایمنی، به بهبود آسایش ساکنان نیز کمک می‌کند. ویژگی بارز سیستم کنترل فازی طراحی شده، کاهش شتاب نه تنها در نقاط بیشینه پاسخ، بلکه در کل بازه زمانی تحریک است. این ویژگی از ماهیت تطبیقی و انعطاف‌پذیر کنترلگر فازی نشئت می‌گیرد، که با استفاده از قوانین منطق فازی، ضریب میرایی را به صورت آنالین و متناسب با تغییرات غیرخطی سیستم بهینه می‌کند. در مقابل، کنترل بهینه خطی به دلیل وابستگی به مدل دقیق سازه، نیاز به حل معادلات پیچیده، و تأخیر محاسباتی، در شرایط دینامیکی متغیر با محدودیت مواجه است.

در این بخش، به منظور انجام یک تحلیل جامع از عملکرد نسبی سیستم‌های کنترل فازی، بهینه خطی و غیرفعال، مجموعه‌ای شامل ۱۲ پارامتر کمی تعریف گردید. این پارامترها که با نمادهای R1 تا R12 مشخص شده‌اند، به منظور ارزیابی درصد بهبود در پارامترهای پاسخ دینامیکی کلیدی سازه، از جمله شتاب، جابه‌جایی و برش پایه، در نظر گرفته شده‌اند. همچنین، برای تجزیه و تحلیل آماری داده‌ها، از آزمون واریانس دوطرفه (Two-way ANOVA) با بهره‌گیری از نرم‌افزار گراف‌پد پریزم (GraphPad Prism) استفاده شده است. جدول (۵) تعاریف دقیق این شاخص‌های عملکرد را ارائه می‌دهد.



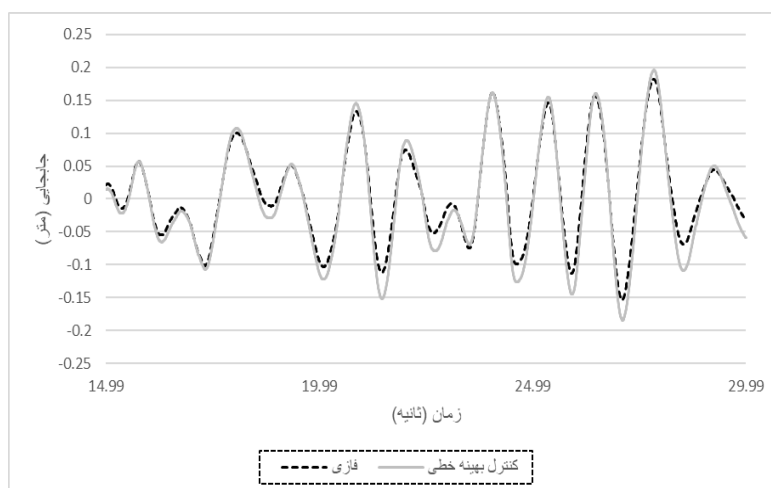
شکل ۴ نتایج پاسخ جابه‌جایی سازه مدل شده یک درجه آزادی به منظور صحت‌سنجی

نتایج

در این پژوهش، به بررسی تأثیر تغییرات پارامتر بیشینه شتاب زمین بر عملکرد سیستم‌های کنترل نیمه‌فعال لرزه‌ای پرداخته شد. در این راستا، شتاب‌نگاشت‌های زلزله با اعمال ضرایب مقیاس کننده مبتنی بر بیشینه شتاب زمین در بازه ۰/۱ تا ۰/۹ شتاب زمین، به صورت گام به گام اصلاح شدند. این فرایند، ارزیابی جامع‌تری از تأثیر سطوح مختلف شدت زلزله بر پاسخ دینامیکی سازه‌های مجهز به سیستم‌های کنترل نیمه‌فعال را امکان‌پذیر کرد.

برای مدل‌سازی رفتار دینامیکی سازه، یک سیستم تک درجه آزادی در نرم‌افزار متلب پیاده‌سازی شد. پارامترهای این مدل شامل جرم، سختی، میرایی سازه و مشخصات میراگر مایع تنظیم شونده تحت کنترل فازی بودند. با اعمال شتاب‌نگاشت‌های مقیاس‌بندی شده به این مدل، پاسخ‌های دینامیکی سازه، شامل جابه‌جایی و شتاب در بام سازه، تحت سه سناریوی کنترل فازی، کنترل کننده بهینه خطی (LQR) (Linear quadratic regulator) و سیستم غیرفعال محاسبه و با یکدیگر مقایسه شدند.

نتایج حاصل از تحلیل پاسخ‌های سازه تحت رکورد زلزله حوزه نزدیک - گسل ناهانی در شکل (۵) نشان می‌دهد که کنترل فازی منجر به کاهش جابه‌جایی سازه در بازه زمانی ۱۵ تا ۳۰ ثانیه شده است. این کاهش به ویژه در پیک پاسخ‌ها محسوس است. این بهبود عملکرد ناشی از مکانیزم هوشمند کنترل فازی است که با چرخش بهینه پره‌های میراگر، تلاطم سیال را افزایش داده و در نتیجه انرژی ورودی به سازه را جذب می‌کند. تنظیم



شکل ۵ بزرگ‌نمایی تاریخچه زمانی پاسخ جابه‌جایی سازه در ثانیه ۱۵ الی ۳۰ تحت زلزله حوزه نزدیک - گسل ناهانی در کنترل فازی و بهینه خطی

جدول ۳ درصد بهبود پاسخ شتاب سازه تحت زلزله پالس حوزه نزدیک - گسل کوکائلی در کنترل فازی و کنترل بهینه خطی

	شتاب فازی (m/s^2)	شتاب غیرفعال (m/s^2)	درصد بهبود (%)
حداکثر	۲/۴۴۹۳	۲/۴۶۸۱	۰/۷۶
جذر مجموع مربعات	۰/۲۹۲۰۲۵	۰/۳۰۰۵۸۴	۲/۸۵

جدول ۴ درصد بهبود پاسخ جابه‌جایی سازه تحت زلزله پالس حوزه نزدیک - گسل کوکائلی در کنترل فازی و کنترل غیرفعال

	جابه‌جایی فازی (m)	جابه‌جایی غیرفعال (m)	درصد بهبود (%)
حداکثر	۰/۰۴۹۶	۰/۰۵۰۵	۱/۸۶
جذر مجموع مربعات	۰/۰۰۹۸۹۷	۰/۰۰۹۹۰۰	۰/۰۳

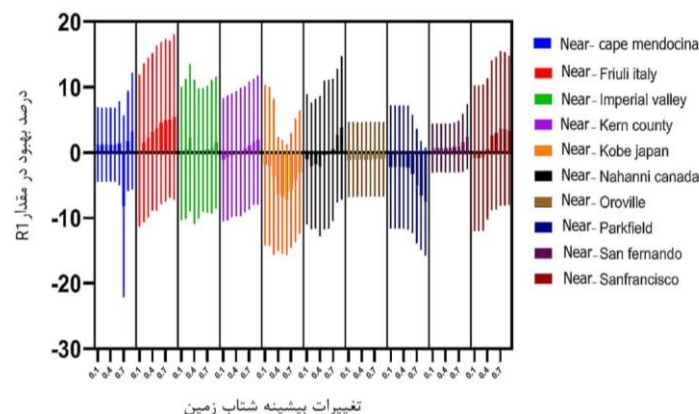
جدول ۵ تعریف پارامترهای R1 تا R12

نام پارامتر	تعریف بر مبنای درصد بهبود
R1	بیشینه جابه‌جایی بام سازه در کنترل فازی نسبت به کنترل بهینه خطی
R2	بیشینه جابه‌جایی بام سازه در کنترل فازی نسبت به کنترل غیرفعال
R3	بیشینه شتاب بام سازه در کنترل فازی نسبت به کنترل بهینه خطی
R4	بیشینه شتاب بام سازه در کنترل فازی نسبت به کنترل غیرفعال
R5	بیشینه برش پایه سازه در کنترل فازی نسبت به کنترل بهینه خطی
R6	بیشینه برش پایه سازه در کنترل فازی نسبت به کنترل غیرفعال
R7	جذر مجموع مربعات جابه‌جایی بام سازه در کنترل فازی نسبت به کنترل بهینه خطی
R8	جذر مجموع مربعات جابه‌جایی بام سازه در کنترل فازی نسبت به کنترل غیرفعال
R9	جذر مجموع مربعات شتاب بام سازه در کنترل فازی نسبت به کنترل بهینه خطی
R10	جذر مجموع مربعات شتاب بام سازه در کنترل فازی نسبت به کنترل غیرفعال
R11	جذر مجموع مربعات برش پایه سازه در کنترل فازی نسبت به کنترل بهینه خطی
R12	جذر مجموع مربعات برش پایه سازه در کنترل فازی نسبت به کنترل غیرفعال

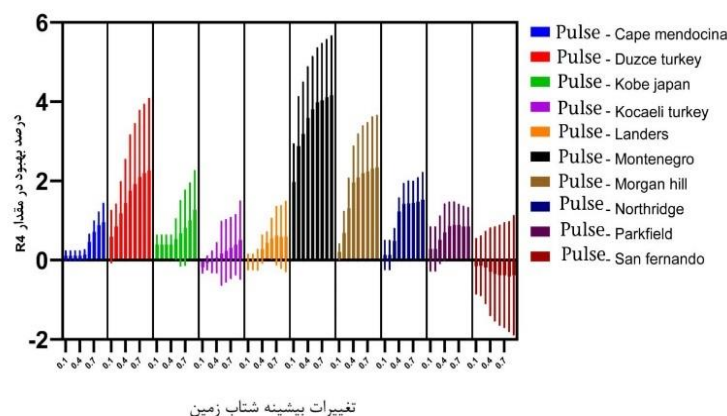
رکوردهایی مانند "Cape Mendocina" و "Kobe Japan"، درصد بهبود در محدوده ۵٪ تا ۲٪ قرار دارد. این تفاوت در کارایی می‌تواند به تغییرات در محتوای فرکانسی، مدت زمان پالس، یا شکل پالس در این زلزله‌ها نسبت داده شود که ممکن است بهینه‌سازی عملکرد کنترل فازی را نسبت به رکوردهای ذکر شده در بالا کمی دشوارتر کند. در برخی رکوردهای خاص نظیر "San fernando"، به ویژه در بیشینه شتاب‌های بالاتر (مثلاً $g \cdot 7$ به بعد)، شاخص R_4 مقادیر منفی (مثلاً حدود ۱٪ تا ۲٪) را نشان می‌دهد. این پدیده می‌تواند ناشی از عواملی مانند تشدید برخی مودهای ارتعاشی در برخی فرکانس‌ها و شدت‌های خاص، اشباع عملکرد میراگر یا کنترلگر در شدت‌های بسیار بالا (بیشینه شتاب‌های نزدیک به $g \cdot 9$) و اثرات غیرخطی پیچیده در زلزله‌های شدید باشد. این سیستم، به دلیل قابلیت انطباق خودکار، در اکثر سناریوها عملکرد بهبود یافته‌ای را ارائه می‌دهد و با افزایش شدت زلزله، کارایی آن نیز افزایش می‌یابد.

نتایج مربوط به کاهش بیشینه جابه‌جایی بام سازه (شاخص R_1) تحت رکوردهای زلزله حوزه نزدیک — گسل در شکل (۶) نشان می‌دهد، که با افزایش PGA، بهبود عملکرد سیستم کنترل فازی نسبت به کنترل بهینه خطی عموماً روند صعودی دارد. این امر ناشی از توانایی سیستم در انطباق دینامیکی با تغییرات پاسخ سازه تحت شدت‌های مختلف زلزله است.

شکل (۷) برتری عمومی کنترل فازی بر سیستم غیرفعال را در کاهش مقدار بیشینه شتاب نشان می‌دهد. در رکوردهایی مانند "Montenegro" و "Duzce turkey"، درصد بهبود R_4 به وضوح بالاتر است (به ترتیب در حدود ۴٪ تا ۵٫۵٪ و ۲٪ تا ۴٪). این بهبود به همپوشانی مطلوب ویژگی‌های فرکانسی پالس غالب این زلزله‌ها با محدوده عملکرد بهینه میراگر مایع تنظیم شونده و قوانین فازی آن اشاره دارد. این رکوردهای دارای پالس‌های مشخص سرعت یا جابه‌جایی هستند که سیستم کنترل فازی می‌تواند به طور مؤثرتری به آن‌ها واکنش نشان دهد. در



شکل ۶ اثر تغییرات بیشینه شتاب زمین بر پارامتر R_1 در زلزله‌های غیر پالس حوزه نزدیک - گسل

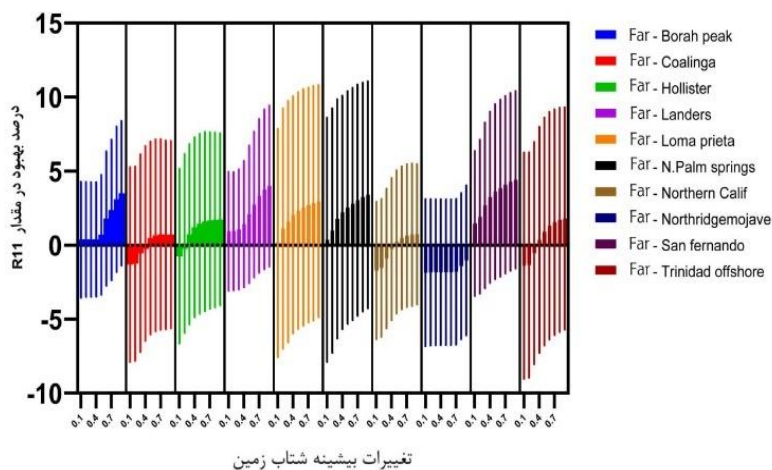


شکل ۷ اثر تغییرات بیشینه شتاب زمین بر پارامتر R_4 در زلزله‌های غیر پالس حوزه نزدیک - گسل

و "Northern calif"، عملکرد بهتری از خود نشان می دهد که علت آن خطای ناشی از تخمین های فازی در شرایط کم تحرک (بیشینه شتاب های پایین تر) است.

بررسی تأثیر تغییرات بیشینه شتاب زمین بر کاهش بیشینه جابه جایی بام سازه در کنترل فازی نسبت به حالت غیر فعال در رکوردهای زلزله حوزه دور - گسل (R2) در جدول (۶) نشان می دهد، مقادیر این شاخص در بیشتر موارد بین صفر و یک است و حاکی از کاهش جابه جایی توسط کنترل فازی است. همچنین در شتاب های زیاد، با افزایش انرژی ورودی به سازه، سیستم کنترل فازی با بهینه سازی توزیع و جریان سیال در میراگر مایع، عملکرد بهتری در جذب و میرایی انرژی ارتعاشی از خود نشان می دهد.

شکل (۸) درصد بهبود شاخص R11 (جذر مجموع مربعات برش پایه در کنترل فازی نسبت به کنترل بهینه خطی) را تحت رکوردهای مختلف زلزله های حوزه دور - گسل نشان می دهد. کنترل فازی در مواجهه با تحریکات لرزه ای غیر خطی و سطوح بالای بیشینه شتاب عملکردی پایدارتر و مؤثرتر نسبت به کنترل بهینه خطی نشان می دهد که ناشی از توانایی تطابق ذاتی کنترل فازی در مواجهه با تغییرات دینامیکی لحظه ای سیستم است. این موضوع به طور خاص در سطوح بیشینه شتاب $g \geq 0.5$ به بالا به صورت منسجم در اغلب نواحی دیده می شود. در مقابل در سطوح پایین تر بیشینه شتاب که پاسخ سازه عمدتاً در ناحیه خطی است، کنترل بهینه خطی به واسطه تنظیم بهینه پره ها بر مبنای مدل دقیق خطی، در برخی از رکوردها نظیر "Trinidad offshore"



شکل ۸ اثر تغییرات بیشینه شتاب زمین بر پارامتر R11 در زلزله های حوزه دور - گسل

جدول ۶ اثر تغییرات بیشینه شتاب زمین بر پارامتر R2 در زلزله های حوزه دور - گسل

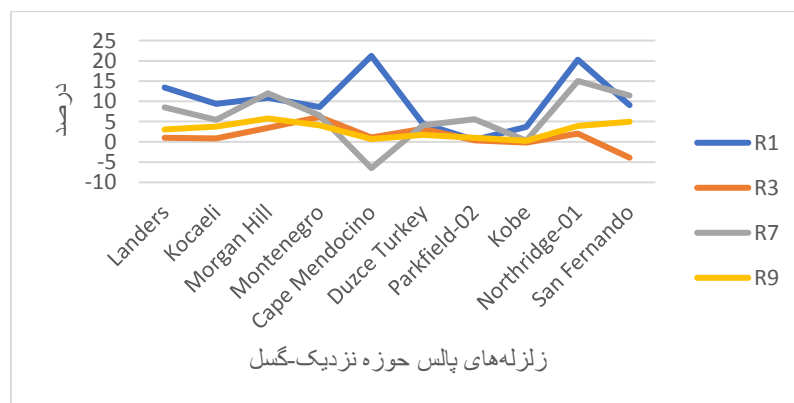
	انحراف معیار (%)	میانگین (%)	حداکثر (%)	میانه (%)	حداقل (%)
Borah peak	۲/۹۷	۲/۸۲	۸/۵۶	۲/۱۵	-۰/۶۱
Hollister	۱/۷	۳/۰۲	۵/۷۳	۳/۹۴	-۰/۸
Landers	۴/۴۱	۴/۰۱	۹/۳۳	۴/۹۳	-۲/۸۴
Loma prieta	۳/۵۲	۲/۰۸	۸/۷۸	۱/۶۵	-۲/۴
Northern Calif	۱/۸۲	۰/۷۱	۴/۱۶	۰/۷۸	-۲/۲۹
Northridge mojave	۳/۵	۲/۸۲	۶/۷۱	۴/۳۵	-۳/۳۲
San Fernando	۲/۹۷	۲/۸۲	۸/۵۶	۲/۱۵	-۰/۶۱

عملکرد لرزه‌ای را بهبود بخشیده‌اند. این بهبود به ویژه در پارامترهای مربوط به جذر مجموع مربعات جابه‌جایی و شتاب بام (R7 و R9) مشهود و پیوسته است؛ به عنوان مثال بهبود عملکرد تا ۱۰ درصد در شاخص‌های R7 و R9 را برای رکوردهای کپ مندوکینو (با پالس پیش‌رونده به اندازه ۱/۲ متر) و دوزجه ترکیه (دارای شتاب عمودی برابر ۰٫۶ شتاب زمین) از خود نشان داده‌اند. با این حال، در برخی دیگر از زلزله‌ها، میزان بهبود کمتر است و حتی در مواردی، عملکرد سیستم کنترل خطی بهتر از سیستم کنترل فازی بوده است؛ به عنوان مثال در زلزله لندرز با مدت تحریک طولانی (۴۰ ثانیه)، سیستم کنترل فازی در شاخص R7 عملکرد ضعیف‌تری نسبت به سیستم کنترل بهینه خطی داشته است که علت آن بهینه‌سازی مبتنی بر مدل خطی سازه در این شرایط است.

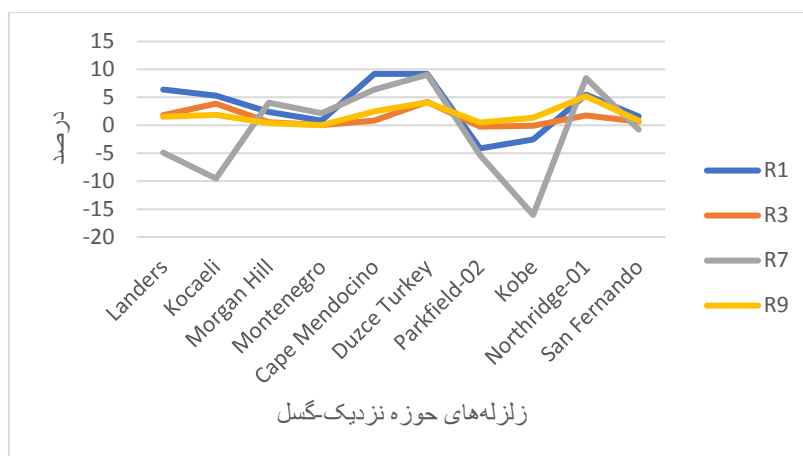
شکل (۱۱) بیانگر آن است که سیستم کنترل فازی در برخی از شاخص‌های عملکرد، بهبودهایی را نسبت به سیستم کنترل بهینه خطی نشان می‌دهد. با این حال، در تعداد اندکی از رکوردها، در شاخص R7 (جذر مجموع مربعات جابه‌جایی بام سازه)، عملکرد سیستم کنترل فازی در زلزله‌های حوزه دور - گسل به طور قابل توجهی ضعیف‌تر از سیستم کنترل بهینه خطی است. این چالش از انباشت خطای تطبیق (adaptation drift) در سیستم فازی طی بازه‌های زمانی طولانی (بیش از ۶۰ ثانیه) ناشی می‌شود. با این وجود، در سایر شاخص‌های عملکرد مانند R1 و R9، سیستم کنترل فازی همچنان بهبودهایی را نسبت به سیستم کنترل بهینه خطی نشان می‌دهد. این امر نشان می‌دهد که سیستم کنترل فازی همچنان می‌تواند در کاهش جابه‌جایی سازه و بهبود پایداری آن در برابر زلزله‌های حوزه دور - گسل نیز مؤثر باشد.

شکل‌های (۹) تا (۱۱) روند کاهش پاسخ جابه‌جایی و شتاب در رکوردهای مختلف را نشان می‌دهد. در این نمودارها، عملکرد سیستم فازی پیشنهادی با کنترل بهینه خطی در شتاب بیشینه زمین ثابت برابر ۰/۸ برای رکوردهای زلزله در منابع مختلف مقایسه شده است. مقایسه کلی عملکرد سیستم‌ها در شکل (۹) نشان می‌دهد که کنترل فازی با بهره‌گیری از مکانیزم تطبیقی مبتنی بر قوانین اگر - آنگاه و تنظیم آنالین ضریب میرایی، بهبود قابل توجهی در کاهش پاسخ‌های سازه ایجاد می‌کند. این بهبود در شاخص‌های مختلفی از جمله بیشینه جابه‌جایی بام (R1)، بیشینه شتاب بام (R3)، جذر مجموع مربعات جابه‌جایی (R7) و شتاب بام (R9) قابل مشاهده است. به عنوان نمونه، بهبودی معادل ۲۰ درصد در شاخص بیشینه جابه‌جایی بام و ۱۵ درصد در شاخص جذر مجموع مربعات جابه‌جایی (R7) برای رکورد نورث‌ریج حاصل کرده است. این عملکرد موفق ناشی از تطابق پویای سیستم فازی با پالس‌های سرعت با دامنه ۸۰ سانتی‌متر بر ثانیه و مدت زمان ۱-۲ ثانیه در این رکورد است که موجب تحریک رفتار غیرخطی سازه می‌شود. در مقابل، در رکورد کوبه با شتاب اوج برابر ۰/۸ شتاب زمین و محتوای فرکانسی گسترده (۰/۵ تا ۱۰ هرتز)، بهبود شاخص‌ها به ۳-۵ درصد محدود شد. این امر نشان دهنده تأثیر مؤلفه‌های فرکانسی بالا بر کاهش کارایی قوانین فازی در شناسایی الگوی غالب ارتعاش است. در مقابل، تأخیر زمانی در محاسبات کنترلگر بهینه خطی می‌تواند بر عملکرد آن تأثیر منفی بگذارد. این موضوع به ویژه در زلزله‌های حوزه نزدیک - گسل که نیاز به واکنش سریع سیستم کنترل دارند، می‌تواند مشکل‌ساز باشد.

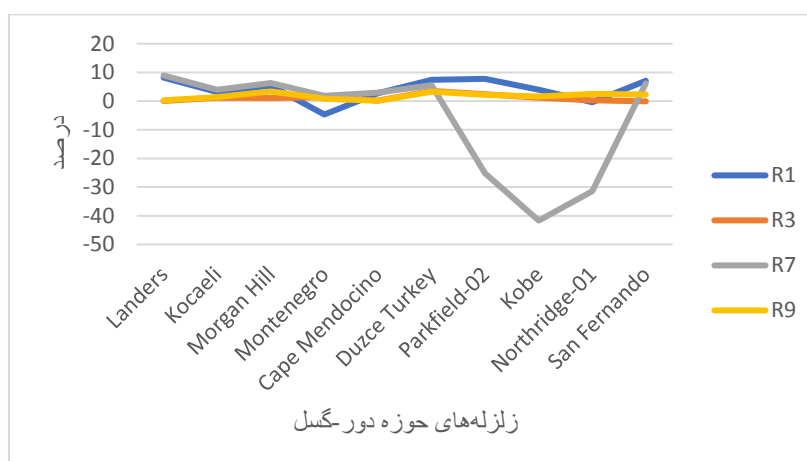
شکل (۱۰) حاکی از آن است که در برخی از زلزله‌های با منشأ نزدیک به گسل، سیستم‌های کنترل فازی به طور مؤثری



شکل ۹ درصد تغییرات پارامترهای R1، R3، R7 و R9 در کنترل فازی نسبت به کنترل بهینه خطی در زلزله‌های پالس حوزه نزدیک - گسل



شکل ۱۰ درصد تغییرات پارامترهای R1, R3, R7 و R9 در کنترل فازي نسبت به کنترل بهینه خطی در زلزله‌های حوزه نزدیک - گسل



شکل ۱۱ درصد تغییرات پارامترهای R1, R3, R7 و R9 در کنترل فازي نسبت به کنترل بهینه خطی در زلزله‌های حوزه دور - گسل

غالب ۱-۵ هرتز)، کاهش شاخص‌ها به ۱۰ درصد برای R1 و ۵ درصد برای R3 محدود می‌شود که علت آن فقدان مؤلفه‌های انرژی متمرکز برای فعال‌سازی بهینه قوانین فازي است. در زلزله‌های حوزه دور - گسل نیز (با فرکانس غالب ۰/۱-۰/۵ هرتز و مدت تحریک ۶۰+ ثانیه)، اگر چه سیستم فازي در شاخص R1 کاهش ۱۰ درصدی و در R9 کاهش ۳ درصدی ایجاد می‌کند، اما در شاخص R7 در تعداد کمی از رکوردها با افزایش خطا نسبت به کنترل بهینه خطی مواجه است.

شکل (۱۲) تأثیر تغییرات بیشینه شتاب زمین بر درصد میانگین بهبود شاخص‌های R3 (بیشینه شتاب بام) و R9 (جذر مجموع مربعات شتاب بام) را در مقایسه با کنترل بهینه خطی و تحت انواع زلزله (پالس حوزه نزدیک - گسل، حوزه نزدیک -

نتایج تجمیعی شکل‌های (۹) تا (۱۱) نشان می‌دهد عملکرد سیستم کنترل فازي به طور معناداری تحت تأثیر ماهیت منشأ زلزله قرار دارد. در زلزله‌های پالس حوزه نزدیک - گسل مانند کواکالی (با پالس شبه‌ایستای ۱,۵ ثانیه‌ای و محتوای فرکانسی ۰/۵-۲ هرتز)، این سیستم با کاهش تا ۲۰ درصد در شاخص R1 (بیشینه جابه‌جایی بام) و تا ۱۵ درصد در جذر مجموع مربعات جابه‌جایی (R7)، حداکثر کارایی خود را نشان داد. این موفقیت ناشی از همپوشانی باند فرکانسی سیستم فازي (۰/۵-۲ هرتز) با مؤلفه‌های غالب پالس‌های نزدیک - گسل و توانایی آن در تنظیم میرایی طی ۰/۱ ثانیه برای مقابله با نیروهای ضربه‌ای (Impulsive Forces) تا ۱/۲ برابر شتاب زمین است. در مقابل، در زلزله‌های غیرپالس حوزه نزدیک - گسل (با شتاب یکنواخت و فرکانس

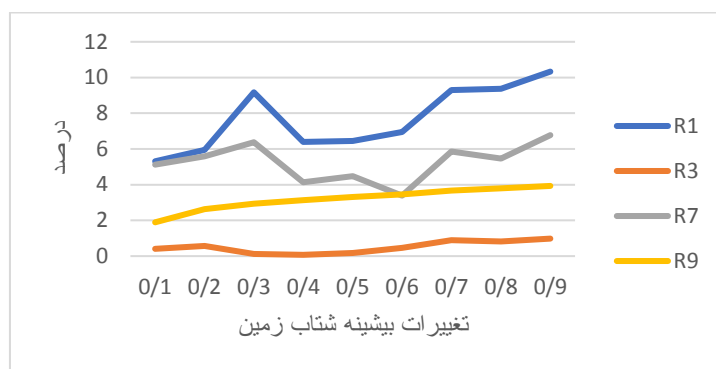
می‌دهد. این موضوع نشان می‌دهد سیستم پیشنهادی علاوه بر کاهش پیک‌های شتاب (ایمنی سازه)، کاهش R_9 نشان‌دهنده میرایی مؤثرتر و پایدارتر در طول زمان تحریک است که به بهبود آسایش ساکنان و کاهش آسیب‌های غیرسازه‌ای کمک می‌کند.

شکل (۱۳) تأثیر تغییرات بیشینه شتاب را بر درصد بهبود عملکرد پارامترهای R_1 ، R_3 ، R_7 و R_9 تحت کنترل فازای در مقایسه با کنترل بهینه خطی در زلزله پالس حوزه نزدیک - گسل کوکائلی نشان می‌دهد. همان طور که در نمودار مشخص است، با افزایش بیشینه شتاب زمین، شاهد بهبود عملکرد سیستم پیشنهادی (کنترل فازای) هستیم. این بهبود در مقادیر جذر مجموع مربعات شتاب و جابه‌جایی به طور پیوسته با افزایش بیشینه شتاب مشاهده می‌شود. به طور خاص، در بیشینه شتاب‌های پایین (مانند $0/1$ تا $0/3$ شتاب زمین)، کنترل فازای بهبود نسبتاً کمی (کمتر از ۲ درصد) در مقایسه با کنترل بهینه خطی ارائه می‌دهد. با این حال، با افزایش بیشینه شتاب، این بهبود چشم‌گیرتر می‌شود؛ برای مثال در بیشینه شتاب زمین برابر با $0/9$ ، مقدار بیشینه جابه‌جایی با استفاده از کنترل فازای بیش از ۱۰ درصد نسبت به کنترل بهینه خطی کاهش می‌یابد. این نشان می‌دهد که سیستم کنترل فازای با افزایش شدت زلزله، عملکرد بهتری از خود نشان می‌دهد و قادر به کاهش مؤثرتر پاسخ‌های سازه است. این روند در سایر رکوردها نیز مشاهده شد.

گسل و حوزه دور - گسل) در پرپود $1/3$ ثانیه به تصویر می‌کشد. نمودار به وضوح برتری سیستم کنترل فازای را در کاهش هر دو شاخص R_3 و R_9 نسبت به کنترل بهینه خطی در تمام سناریوهای زلزله نشان می‌دهد که بیانگر توانمندی ذاتی کنترل فازای در مدیریت پاسخ‌های دینامیکی پیچیده سازه است. بالاترین درصد بهبود در هر دو شاخص R_3 و R_9 مربوط به زلزله‌های پالس حوزه نزدیک - گسل (خط سبز) است. ماهیت این زلزله‌ها با پالس‌های سرعت با دامنه بزرگ، موجب تحریک شدید رفتار غیرخطی سازه می‌شوند و کنترل فازای به دلیل قابلیت تنظیم آنالین میرایی و تطبیق با تغییرات ناگهانی، در این شرایط بهینه‌ترین جذب انرژی را فراهم می‌آورد. بهبود عملکرد در دسته‌های زلزله‌های حوزه نزدیک - گسل (خط آبی) و حوزه دور - گسل (خط نارنجی) نیز مشهود است، اما مقادیر آن به ترتیب کاهشی است. این تفاوت می‌تواند ناشی از ویژگی‌های فرکانسی متفاوت و عدم وجود پالس‌های غالب مشخص در زلزله‌های غیرپالس باشد که می‌تواند منجر به فعال‌سازی کمتر بهینه قوانین فازای شود. با این حال، حتی در زلزله‌های دور - گسل، سیستم فازای همچنان بر کنترل بهینه خطی ارجحیت دارد. یک نکته حائز اهمیت، افزایش درصد بهبود با افزایش بیشینه شتاب در تمام سناریوهای زلزله است. این روند صعودی، انطباق‌پذیری بالای سیستم فازای در مواجهه با تحریکات لرزه‌ای شدید را تأیید می‌کند. همچنین شاخص R_9 (جذر مجموع مربعات شتاب) به طور کلی درصد بهبود بالاتری نسبت به R_3 (بیشینه شتاب) نشان



شکل ۱۲ ارزیابی اثر کنترل فازای در مقایسه با کنترل بهینه خطی بر بیشینه و جذر مجموع مربعات شتاب تحت تأثیر انواع زلزله در پرپود $1/3$ ثانیه



شکل ۱۳ اثر تغییرات بیشینه شتاب زمین بر بهبود عملکرد کنترل فازی در زلزله پالس حوزه نزدیک - گسل کوکائلی

نتیجه گیری

در این پژوهش، عملکرد میراگر مایع تنظیم شونده با پره های قابل چرخش تحت کنترل فازی در کاهش پاسخ دینامیکی یک سیستم تک درجه آزادی مورد تحلیل و بررسی قرار گرفت. به منظور شبیه سازی شرایط مختلف زلزله، سازه مجهز به میراگر تحت تأثیر طیف گسترده ای از شتاب نگاشت های زلزله با منشأ های متفاوت (حوزه دور - گسل، نزدیک - گسل و پالس نزدیک - گسل) قرار گرفت. با اعمال مقیاس بندی بر روی شتاب نگاشت ها در بازه ۰/۱ تا ۰/۹ برابر بیشینه شتاب زمین (PGA)، تأثیر شدت زمین لرزه بر کارایی سیستم کنترل فازی ارزیابی شد. در نهایت، نتایج حاصل از کنترل فازی با دو روش مرسوم کنترل بهینه خطی (LQR) و کنترل غیرفعال، با استفاده از دوازده شاخص عملکردی (R1- R12) و تحلیل آماری مبتنی بر آزمون واریانس دوسویه (Two-way ANOVA) مقایسه گردید.

تحلیل نتایج نشان داد که به کارگیری سیستم کنترل فازی در میراگر مایع، منجر به کاهش محسوس پاسخ های دینامیکی جابه جایی و شتاب سازه در اکثر سناریو های زلزله نسبت به روش های کنترل بهینه خطی و غیرفعال می شود. با افزایش بیشینه شتاب از ۰/۱ شتاب زمین به ۰/۹ شتاب زمین، عملکرد سیستم کنترل فازی به طور پیوسته بهبود یافت. در سطوح پایین بیشینه شتاب زمین (۰/۱ تا ۰/۳ شتاب زمین)، بهبود عملکرد نسبت به کنترل بهینه خطی کمتر از ۲ درصد بود؛ اما در سطوح بالاتر (۰/۶ تا ۰/۹ شتاب زمین)، کاهش بیشینه جابه جایی بام تا ۱۰ درصد و کاهش جذر مجموع مربعات شتاب تا ۵ درصد مشاهده شد. برای نمونه، در رکورد کوکائلی (با بیشینه شتاب زمین برابر ۰/۹ شتاب زمین)، کاهش ۱۰ درصدی در بیشینه جابه جایی نسبت به کنترل

بهینه خطی ثبت گردید. همچنین در رکورد کوبه با محتوای فرکانسی گسترده (۰/۵ تا ۱۰ هرتز)، سیستم کنترل فازی به دلیل محدودیت در شناسایی الگوی غالب ارتعاش، بهبود شاخص ها را به ۳ تا ۵ درصد محدود کرد.

با این حال، در زلزله های نزدیک به گسل، علی رغم بهبود قابل توجه در برخی پاسخ ها، در تعدادی از موارد افزایش اندک جابه جایی و پاسخ طیفی مشاهده شد. در زلزله های دور - گسل از گسل نیز، به استثنای موارد خاصی در شاخص های R1، R2، R3، R7 و تمامی رکوردهای شاخص R8 که عملکرد کنترل فازی کمتر مطلوب بود، در سایر شاخص های عملکردی، این روش همپراز یا حتی برتر از روش های دیگر عمل کرد. برای مثال، در شاخص R10، کاهش میانگین جذر مجموع مربعات شتاب در محدوده ۲ تا ۵ درصد ثبت شد. بررسی شاخص R12 نیز نشان داد در برخی رکوردها مانند لندرز با مدت تحریک طولانی (۴۰ ثانیه)، کاهش جذر مجموع مربعات برش پایه (میانگین ۳/۱۴ درصد و حداکثر ۴/۸۸ درصد) حاصل شده است. با این حال، در همین رکورد، سیستم کنترل فازی به دلیل انباشت خطای تطبیقی در شاخص R7، عملکردی ۵ درصد ضعیف تر نسبت به کنترل بهینه خطی نشان داد. در شرایطی مانند زلزله های پالس حوزه نزدیک - گسل (مانند کوکائلی) که نیازمند واکنش سریع هستند، کنترل فازی به دلیل عدم وابستگی به مدل خطی و محاسبات آنالین، کاهش ۲۰ درصدی در بیشینه جابه جایی (R1) ایجاد کرد؛ در حالی که تأخیر محاسباتی کنترل بهینه خطی منجر به عملکرد ضعیف تر آن شد.

کنترل فازی در زلزله های پالس حوزه نزدیک - گسل (مانند زلزله کوکائلی) بهترین عملکرد را داشته است و کاهشی حدود

مزایای کنترل فازی و کنترل بهینه خطی می‌تواند راهکاری امیدوارکننده برای پژوهش‌های آتی باشد.

واژه‌نامه

Peak Ground Acceleration (PGA)	بیشینه شتاب زمین
Fuzzy Logic Control	کنترل فازی
Structural Dynamic Response	پاسخ دینامیکی سازه
Tuned Liquid Damper (TLD)	میراگر مایع تنظیم شونده
Semi-Active Control	کنترل نیمه‌فعال
Near-Fault Earthquakes	زلزله‌های حوزه نزدیک - گسل
Far-Field Earthquakes	زلزله‌های حوزه دور - گسل
Linear Quadratic Regulator (LQR)	کنترل کننده بهینه خطی
Passive Control	کنترل غیرفعال
Bang-Bang Control	کنترل بنگ - بنگ
Root Mean Square (RMS)	جذر مجموع مربعات
Two-Way ANOVA	آزمون واریانس دوسویه
GraphPad Prism	نرم افزار گراف پد پریزم
Adaptation Drift	خطای تطبیقی
Impulsive Forces	نیروهای ضربه ای

سپاسگزاری

۲۰ درصدی در جابه‌جایی بام سازه مشاهده شد. این بهبود ناشی از توانایی سیستم فازی در تطبیق سریع با پالس‌های قوی و کوتاه‌مدت این نوع زلزله‌ها است. در زلزله‌های حوزه دور - گسل، کنترل فازی در اکثر موارد عملکردی برابر یا بهتر از روش‌های دیگر داشت، اما در برخی موارد (مانند رکورد لندرز) به دلیل انباشت خطای تطبیقی، عملکرد آن ضعیف‌تر بود. در زلزله‌های غیرپالس حوزه نزدیک - گسل، بهبود عملکرد کنترل فازی نسبت به کنترل بهینه خطی محدودتر بود (حدود ۵-۱۰ درصد). در نهایت کنترل فازی در تمام انواع زلزله‌ها مؤثر است، اما میزان بهبود آن بسته به نوع زلزله متفاوت است. بهترین عملکرد در زلزله‌های پالس حوزه نزدیک - گسل مشاهده شد.

در مجموع، نتایج این پژوهش پتانسیل بالای سیستم‌های کنترل فازی را در ارتقای عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها، به ویژه در زلزله‌های شدید (با بیشینه شتاب زمین بزرگ‌تر از ۰/۶ شتاب زمین) و پالس حوزه نزدیک - گسل (مانند کوکائلی و کپ مندوکیو) با کاهش تا ۲۰ درصدی پاسخ‌های دینامیکی، تأیید می‌کند. با این حال، عملکرد این سیستم در زلزله‌های حوزه دور - گسل با مدت تحریک طولانی (مانند لندرز) و فرکانس‌های غالب بالا (مانند کوبه) نیازمند بهینه‌سازی قوانین فازی برای کاهش خطاهای تطبیقی و بهبود شناسایی الگوی ارتعاش است. همچنین، استفاده از روش‌های ترکیبی (هیبریدی) برای ادغام

مراجع

- [1] A. M. Rousta, S. Shoja, and M. Amin Safaei Ardakani, "Investigating Cyclic and Pushover Performance of Different Metallic Yielding Dampers," *Journal of Rehabilitation in Civil Engineering*, vol. 11, no. 3, pp. 122–143, 2023. <https://doi.org/10.22075/jrce.2022.26848.1639>
- [2] A. M. Rousta, "Seismic retrofitting of steel moment-resisting frames (SMRFs) using steel pipe dampers," *Structural Engineering and Mechanics*, vol. 87, no. 1, pp. 69–84, 2023. <https://doi.org/10.12989/sem.2023.87.1.069>
- [3] A. M. Rousta, M. Amin Safaei Ardakani, and S. Shoja, "Numerical and analytical investigation of seismic performance of steel dampers with different heights and shapes," *Journal of Structural and Construction Engineering*, vol. 9, no. 3, pp. 208–227, 2022. (In Persian) <https://doi.org/10.22065/jsce.2021.270979.2352>
- [4] R. A. Ibrahim and S. Barr, "Autoparametric resonance in a structure containing a liquid, Part I: two mode interaction," *Journal of Sound and Vibration*, vol. 42, no. 2, pp. 159–179, 1975. [https://doi.org/10.1016/0022-460X\(75\)90213-8](https://doi.org/10.1016/0022-460X(75)90213-8)

- [5] R. A. Ibrahim and S. Barr, "Autoparametric resonance in a structure containing a liquid, Part II: three mode interaction," *Journal of Sound and Vibration*, vol. 42, no. 2, pp. 181–200, 1975. [https://doi.org/10.1016/0022-460X\(75\)90214-X](https://doi.org/10.1016/0022-460X(75)90214-X)
- [6] M. J. Tait, A. A. El Damatty, N. Isyumov, and M. R. Siddique, "Numerical flow models to simulate tuned liquid dampers (TLD) with slat screens," *Journal of Fluids and Structures*, vol. 20, no. 8, pp. 1007–1023, 2005. <https://doi.org/10.1016/j.jfluidstructs.2005.04.004>
- [7] J. S. Love and M. J. Tait, "Nonlinear simulation of a tuned liquid damper with damping screens using a modal expansion technique," *Journal of Fluids and Structures*, vol. 26, no. 7-8, pp. 1058–1077, 2010. <https://doi.org/10.1016/j.jfluidstructs.2010.07.004>
- [8] S. M. Zahrai, S. Abbasi, B. Samali, and Z. Vrcelj, "Experimental investigation of utilizing TLD with baffles in a scaled down 5-story benchmark building," *Journal of Fluids and Structures*, vol. 28, pp. 194–210, 2011. <https://doi.org/10.1016/j.jfluidstructs.2011.08.016>
- [9] S. M. Zahrai and H. Enayati, "Tuned Liquid Damper with Rotatable Baffles to Control a 5-Story Structure Model under Near and Far-Field Earthquakes," *Bulletin of Earthquake Science and Engineering*, vol. 5, no. 2, pp. 139–147, 2018.
- [10] M. Gerami, A. Kheyroddin, and F. Khorasani, "Seismic Assessment of RCS Moment Frames under Near Fault Earthquakes," *Journal of Civil Engineering Ferdowsi*, vol. 31, no. 2, pp. 1–23, 2018. (In Persian). <https://doi.org/10.22067/civil.v31i1.54383>
- [11] S. M. Zahrai and A. Shafieezadeh, "Semi-active control of the wind-excited benchmark tall building using a fuzzy controller," *Iranian Journal of Science & Technology*, vol. 33, no. 1, pp. 1–18, Jan. 2009.
- [12] A. Baghban, A. Karamodin, and H. Haji Kazemi, "The effect of fuzzy controller on damage of steel structure considering structural uncertainties," *Scientia Iranica, Transactions A: Civil Engineering*, vol. 23, no. 6, pp. 2441–2450, 2016. <https://doi.org/10.24200/sci.2016.2303>
- [13] W. S. Abdulateef and F. Hejazi, "Fuzzy logic based adaptive vibration control system for structures subjected to seismic and wind loads," *Structures*, vol. 55, pp. 1507–1531, 2023. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2023.06.108>
- [14] A. Karamoddin and S. Khajeh Karamoddin, "Structural Damage Control Using Neuro-GA Algorithm," *Journal of Civil Engineering Ferdowsi*, vol. 29, no. 1, pp. 1–17, 2017. (In Persian) <https://doi.org/10.22067/civil.v29i1.33759>
- [15] S. Pourzineli, N. A. Fallah, and M. Akbari Aghbalagh, "Experimental Analysis of the TMD Control of Building Vibrations against Earthquake Excitations," *Journal of Civil Engineering Ferdowsi*, vol. 25, no. 2, pp. 147–158, 2014. (In Persian)
- [16] N. Khodaei and H. Teymouri, "Investigating the Impacts of the Mass and the Installation Height of TMD System on the Wind-Induced Vibration Control of Tall Buildings," *Journal of Civil Engineering Ferdowsi*, vol. 35, no. 4, pp. 55–70, 2022. (In Persian) <https://doi.org/10.22067/jfeci.2022.70265.1039>
- [17] M. Abdeddaim, A. Ounis, N. Djedoui, and M. K. Shrimali, "Reduction of pounding between buildings using fuzzy controller," *Asian Journal of Civil Engineering*, vol. 17, no. 7, pp. 985–1005, 2016.

- [18] H. Enayati and A. M. Roustaei, "The investigation of the effect of earthquake type on the structures behavior with Tuned Liquid Damper with Variable Baffles under Semi-Active Control," *Journal of Structural and Construction Engineering (JSCE)*, vol. 8, no. 4, pp. 77–92, 2022. <https://doi.org/10.22065/jsce.2020.172223.1786>
- [19] M. Bahmaei and S. M. Zahrai, "Effect of selecting different membership functions on semi-active fuzzy control of adjacent buildings with MR damper," *Amirkabir Journal of Civil Engineering*, vol. 54, no. 12, pp. 4709–4728, 2023. <https://doi.org/10.22060/ceej.2022.21185.7644>
- [20] M. R. Zamanian, A. Kheyroldin, and A. R. Mortezaei, "Seismic response control of uncertainty stiffness structures subjected to near and far field earthquakes using fuzzy controlled magnetorheological dampers," *Amirkabir Journal of Civil Engineering*, vol. 54, no. 1, pp. 191–208, 2022. <https://doi.org/10.22060/ceej.2021.18497.6880>
- [21] M. Bahmai and S. M. Zahrai, "Fuzzy semi-active control of coupled adjacent structures with magneto-rheological damper under near-field and far-field earthquakes," *Modares Civil Engineering Journal*, vol. 22, no. 6, 2023. <https://doi.org/10.22034/22.6.95>
- [22] T. L. Teng, C. P. Peng, and C. Chuang, "A study on the application of fuzzy theory to structural active control," *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, vol. 189, pp. 439–448, 2000. [https://doi.org/10.1016/S0045-7825\(99\)00300-X](https://doi.org/10.1016/S0045-7825(99)00300-X)
- [23] H. Enayati and S. M. Zahrai, "A variably baffled tuned liquid damper to reduce seismic response of a five-storey building," *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Structures and Buildings*, vol. 171, no. 4, pp. 306–315, 2018. <https://doi.org/10.1680/jstbu.16.00034>
- [24] S. M. Zahrai and H. Enayati, "Semi-Active Control of a SDOF Structure Using Tuned Liquid Damper with Variable Baffles," *Journal of Structure & Steel*, vol. 11, no. 21, pp. 69–80, 2017.



Ferdowsi Civil Engineering

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

Laboratory Assessment of the Equivalent Bearing Capacity of Clay Bed Improved with Stone Columns

Research Article

Karim Bahari Amineh¹ , Seyyed Mohammad Ali Sadreddini², Mohammad Hadi Alizadeh Elizei³DOI: [10.22067/jfcej.2025.92285.1346](https://doi.org/10.22067/jfcej.2025.92285.1346)

1- Introduction

Over the past few decades, construction on loose and problematic soils has posed significant challenges for geotechnical engineers. Among the methods to improve these soils, stone columns are notable, involving the replacement of weak soil portions with granular columns. This research investigates the enhancement of loose clay beds of classes CL and CH using sand columns.

Unreinforced soil samples and those improved with a group of seven stone columns (30 mm diameter, arranged in a triangular pattern) were tested using a large-scale direct shear apparatus. Equivalent shear strength parameters were determined, and bearing capacity values were calculated. The shear tests employed the Fast method.

The effects of variables such as the type of surrounding soil, the number of layers in stone column construction, and the orientation of the limited stone columns (apex/base in triangular arrangement) on shear strength parameters and bearing capacity were evaluated. Results indicated that improving clay soils with stone columns significantly increased the bearing capacity of loose soils. The experimental findings showed that the execution method of stone columns greatly influences their load-bearing capacity. Moreover, improving CL clay soil with stone columns enhanced the bearing capacity more effectively than CH clay soil, indicating higher efficiency of this method in stiffer clay soils.

2- Materials and Methods

The clay subsoil consisted of two types as shown in Figure 1 of soft clay (USCS CL and CH) and a sandy soil for columns. The soil was prepared at optimum moisture and compacted in a 304×304×151 mm shear box. Table 1 lists the properties of the materials. Seven sand columns (30 mm diameter each) were installed in a triangular pattern in the clay matrix. Column construction varied from 1 to 3 lift layers to control uniformity of compaction.

3- Results and Discussion

Soft, problematic clays pose significant challenges for construction due to low strength and high compressibility. One effective improvement method is the employ stone columns, which replace weak clay with compacted granular columns. Stone columns increase lateral confinement, bearing capacity, and accelerate consolidation of saturated clays. This study examines how groups of stone columns affect the undrained bearing capacity of soft clay beds (USCS CL and CH). Large-scale direct shear tests were conducted on unreinforced clay samples and samples improved with triangular groups of seven stone columns. The tests evaluated equivalent shear strength parameters and bearing capacity.

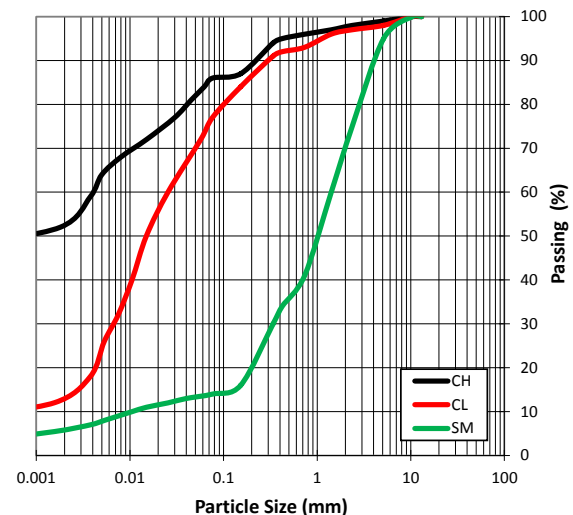


Figure 1: Particle Size Distribution Graph of soils in the study

* Manuscript received 2025 February 22, Revised 2025 March 11, Accepted 2025 May 31.

¹ Corresponding Author, Ph.D. Student, Dept. of Civil Engineering, Islamic Azad University, Roudehen Branch, Iran.
Email: karimbahari.kb@gmail.com

² Assistant Professor, Dept. of Civil Engineering, Islamic Azad University, Eslamshahr Branch, Iran.

³ Assistant Professor, Dept. of Civil Engineering, Islamic Azad University, Roudehen Branch, Iran.

Table 1: Properties of materials

Classification*	ω_{opt}	γ_{dmax} gr/cm ³	G _s	ω	PI	PL	LL	Materials
CH	19.42	1.571	2.78	16.49	27	24	51	Clay#1
CL	15.56	1.632	2.72	12.51	12	19	31	Clay#2
SM	11.62	1.81	2.66	9.54	---	NPL	---	Sand

* according to Unified soil classification system

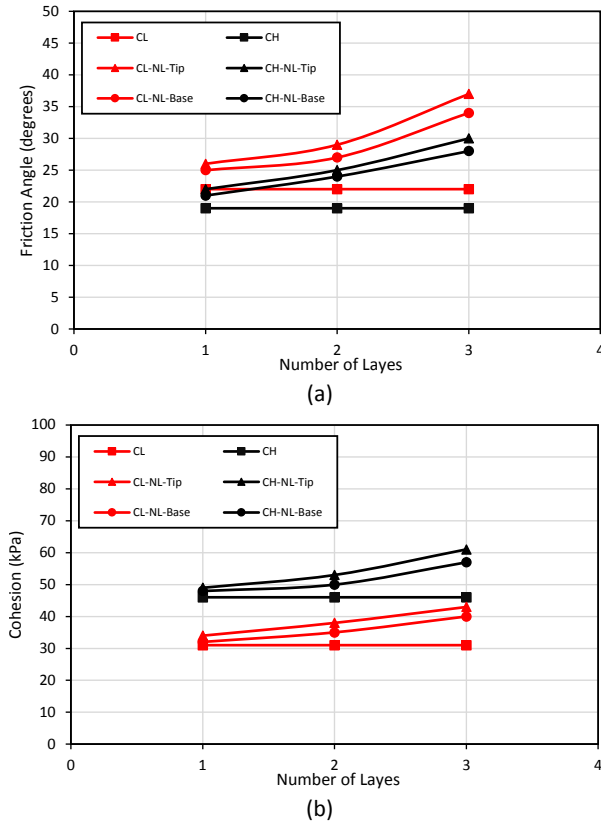


Figure 2: Variation of a) Internal Friction and b) Equivalent cohesion of reinforced and unreinforced bed using stone column

The large scale direct shear tests showed that stone columns significantly increased peak shear strength of the clay. Regardless of normal stress or number of column layers, all improved samples achieved higher peak shear stress than the corresponding untreated clay as shown in Figure 2 and 3. Increasing the number of column lifts produced higher shear strength due to better lateral confinement. Orientation also had a notable effect: loading from the triangular apex produced higher shear strength than loading from the base.

Equivalent undrained shear parameters (cohesion c' and friction angle ϕ') were computed from the shear tests as shown in Figure 2. Both parameters increased in the column-improved samples relative to the native clay, especially in CL soil. The bearing capacity calculated using these parameters showed improvements of up to 571% in CL soil and 245% in CH soil (Figure 3).

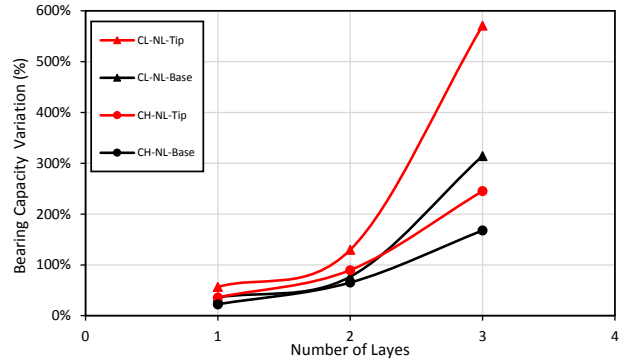


Figure 3: Variation of calculated bearing capacity based on internal friction and cohesion derived from direct shear tests

4- Conclusions

Group arrangements of stone columns can dramatically enhance the undrained strength and bearing capacity of soft clays. The improvement was much greater for CL clay than CH clay due to its higher stiffness and confining effect. Uniform construction with multiple layers resulted in better compaction and higher strength. These results confirm the effectiveness of properly-installed stone column groups for soft clay improvement.



مطالعه آزمایشگاهی ظرفیت باربری معادل بستر رسی به‌سازی شده با ستون سنگی*

مقاله پژوهشی

کریم بهاری امینه^(۱)  سید محمد علی صدرالدینی^(۲) محمد هادی علیزاده الیزی^(۳)

DOI: 10.22067/jfpei.2025.92285.1346

چکیده در چند دهه اخیر، ساخت‌وساز بر روی خاک‌های سست و مسئله‌دار، چالش‌ها و مشکلات زیادی را پیش‌روی مهندسان ژئوتکنیک قرار داده است. در این میان، روش‌های متعددی برای به‌سازی این خاک‌ها مورد استفاده قرار گرفته است. از جمله این روش‌ها، استفاده از ستون سنگی است که با حذف بخشی از خاک ضعیف و جایگزینی آن با ستون‌های خاک دانه‌ای صورت می‌گیرد. در این تحقیق، به‌سازی بستر رسی سست از دو طبقه CL و CH، با ستون‌های سنگی مورد بررسی قرار گرفته است. بدین منظور، نمونه‌های به‌سازی نشده و به‌سازی شده با گروه ستون سنگی، شامل ۷ ستون با قطر ۳۰ میلی‌متر و چیدمان مثلثی، در دستگاه برش مستقیم بزرگ مقیاس مورد آزمایش قرار گرفته و پارامترهای مقاومت برشی معادل و مقادیر ظرفیت باربری تعیین شده‌اند. آزمایش برش با استفاده از روش سریع انجام شده است. همچنین تأثیر متغیرهایی چون نوع خاک پیرامونی، تعداد لایه‌های ساخت ستون سنگی و راستای چینش ستون‌های سنگی محدود با چیدمان مثلثی (رأس/قاعده) بر پارامترهای مقاومت برشی و ظرفیت باربری مورد ارزیابی قرار گرفته است. بر اساس نتایج حاصل، به‌سازی خاک رسی با استفاده از روش گروه ستون سنگی موجب افزایش قابل توجه ظرفیت باربری خاک‌های سست شده است. نتایج آزمایش انجام شده نشان داد کیفیت ستون سنگی اهمیت زیادی در توان باربری آن دارد. علاوه بر این به‌سازی خاک رسی CL نسبت به به‌سازی خاک CH به روش ستون سنگی می‌تواند توان باربری بستر را بیشتر افزایش دهد که بیانگر کارایی بیشتر این روش به‌سازی در خاک‌های رسی سخت‌تر است.

واژه‌های کلیدی بستر رسی، ستون سنگی، برش مستقیم بزرگ مقیاس، مقاومت برشی، ظرفیت باربری.

Laboratory Investigation of the Equivalent Bearing Capacity of Clay Bed Improved with Stone Columns

Karim Bahari Amineh Seyyed Mohammad Ali Sadreddini Mohammad Hadi Alizadeh Elizei

Abstract Over the past few decades, construction on loose and problematic soils has posed significant challenges for geotechnical engineers. Among the methods to improve these soils, stone columns are notable, involving the replacement of weak soil portions with granular columns. This research investigates the enhancement of loose clay beds of classes CL and CH using sand columns. Unreinforced soil samples and those improved with a group of seven stone columns (30 mm diameter, arranged in a triangular pattern) were tested using a large-scale direct shear apparatus. Equivalent shear strength parameters were determined, and bearing capacity values were calculated. The shear tests employed the Fast method. The effects of variables such as the type of surrounding soil, the number of layers in stone column construction, and the orientation of the limited stone columns (apex/base in triangular arrangement) on shear strength parameters and bearing capacity were evaluated. Results indicated that improving clay soils with stone columns significantly increased the bearing capacity of loose soils. The experimental findings showed that the execution method of stone columns greatly influences their load-bearing capacity. Moreover, improving CL clay soil with stone columns enhanced the bearing capacity more effectively than CH clay soil, indicating higher efficiency of this method in stiffer clay soils.

Key words Clayey bed, Sand column, Large-scale direct shear Test, Shear strength parameters, Bearing capacity.

* تاریخ دریافت مقاله ۱۴۰۳/۱۲/۴ و تاریخ پذیرش آن ۱۴۰۴/۳/۱۰ می‌باشد.

(۱) دانشجوی دکتری مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی واحد رودهن.

(۲) نویسنده مسئول، استادیار گروه مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی واحد اسلامشهر.

(۳) استادیار گروه مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی واحد رودهن.

مقدمه

برخی از خاک‌ها، به علت مشخصات فنی نامطلوب و یا دارا بودن مقادیر قابل توجهی رس یا لای، برای عملیات عمرانی نامرغوب محسوب می‌شوند. این گونه خاک‌ها به دلیل حساسیت و ناپایداری در برابر رطوبت، مقاومت کم و تراکم‌پذیری، مشکلات فراوانی را از نظر فنی و اقتصادی ایجاد می‌کنند. چنانچه مسیر یک راه از مناطقی که دارای خاک‌های نامرغوب باشد، عبور کند، طرح و اجرای زیرسازی و روسازی، مستلزم استفاده از لایه‌هایی با مصالح متفاوت و ضخیم خواهد بود. این امر باعث مصرف مقادیر قابل توجه مصالح، افزایش هزینه‌های عملیاتی و طولانی شدن زمان اجرای پروژه می‌شود. در این موارد اغلب اقدام به تغییر مسیر راه یا تعویض خاک می‌گردد. هرگاه به عللی، امکان تغییر مسیر و یا تعویض خاک نباشد و یا اینکه هزینه تعویض خاک مقرون به صرفه نباشد، باید روش اصلاح و به سازی خاک مورد بررسی قرار گیرد تا چنانچه از نظر اقتصادی و فنی قابل توجیه باشد، به انجام آن مبادرت گردد [1,35]. در این میان، اجرای ستون‌های سنگی، به عنوان روشی مؤثر، اقتصادی و سازگار با محیط زیست، دارای قابلیت به سازی زمین‌های متشکل از خاک‌های چسبنده و غیرچسبنده سست می‌باشد [2,38]. این ستون‌ها، به علت کارایی مناسب یکی از متداول‌ترین روش‌های اصلاح خاک هستند. استفاده از این ستون‌ها، موجب افزایش ظرفیت باربری خاک‌های نرم و سست شده و نشست آن‌ها را در اثر بارهای وارده کاهش می‌دهند. در خاک‌های رسی اشباع، این ستون‌ها به عنوان زهکش عمل کرده و باعث کاهش زمان تحکیم می‌شوند [3] و [37-40]. برخی از روش‌های اصلی اجرایی این ستون‌ها که در شرایط مختلف سایت‌ها قابل اعمال می‌باشند، شامل روش جایگزینی - ارتعاشی (Vibro-Replacement) یا روش تر، روش جابه‌جایی - ارتعاشی (Vibro-Displacement) یا روش خشک، روش ستون سنگی کوبشی (Rammed stone column)، شمع‌های متراکم ماسه‌ای (Compacted sandy pile)، روش چرخشی - جابه‌جایی (Rotary Displacement or Rotocolumn Method) و روش ستون سنگی صلب (Rigid Stone Column) می‌باشد.

ستون‌های سنگی، اولین بار توسط مورآو (Moreau) و همکاران در کشور فرانسه و به منظور تقویت پی با اهداف نظامی

به کار گرفته شدند که این اقدام، کاهش نشست و افزایش قابل توجه ظرفیت باربری را به دنبال داشت. سپس کاربرد این روش در کشورهای صنعتی گسترش یافت و فرایندهای اجرای آن بهبود بخشیده شد. قبل از سال ۱۷۹۱، اغلب تحقیقات در زمینه ستون سنگی، محدود به کارهای تجربی بود. سال ۱۷۹۱، اولین بررسی آزمایشگاهی بر روی ستون سنگی انجام گرفت که دلیل شکست ستون سنگی، انبساط جانبی در قسمت بالای ستون گزارش شد و بر این اساس، مفهوم سلول واحد، برای پیش‌بینی ظرفیت باربری ستون‌های سنگی ارائه گردید [4]. در ایران، استفاده از ستون سنگی برای نخستین بار با استفاده از روش کوبیدنی اجرا شد و از سال ۱۳۸۳، تکنیک‌های ارتعاشی ساخت ستون‌های سنگی در ایران مورد استفاده قرار گرفت [2].

ظرفیت باربری ستون سنگی، به عواملی نسبت داده می‌شود که عبارتند از ویژگی‌های اصطکاکی ستون، چسبندگی و ویژگی‌های اصطکاکی خاک‌های اطراف ستون، انعطاف‌پذیری یا صلبیت فونداسیون برای انتقال تنش‌ها به خاک به سازی شده و همچنین، مقدار فشار جانبی توسعه یافته در توده خاک اطراف و اعمال آن به کناره‌های ستون سنگی، به علت اندرکنش بین عناصر مختلف در سیستم. ستون سنگی، ظرفیت محوری خود را از فشار منفعل توسعه یافته در خاک، ناشی از اثر شکم‌دادگی ستون و افزایش مقاومت در برابر تغییر شکل جانبی تحت سربار به دست می‌آورد [5]. شکست ستون‌های سنگی، به صورت انبساط جانبی، شکست برش (ستون، پانچ و کلی)، خمش و کمانش مشاهده شده است [6]. عملکرد خاک مسلح شده با ستون سنگی نیز، به پارامترهای مختلفی بستگی دارد. به منظور درک و پیش‌بینی رفتار ستون‌های سنگی، مطالعات بسیاری بر اساس مدل‌سازی فیزیکی، تجزیه و تحلیل ریاضی و آزمون‌های آزمایشگاهی انجام شده‌اند که در ادامه به برخی از این مطالعات اشاره می‌گردد.

ازاگاندی و کالومبا (Aza-Gnandji & Kalumba) [7]، با بررسی عددی و انجام آزمایش به این نتیجه رسیدند که هنگام تغییر قطر ستون در خاک پایه به میزان ۱/۵، ۲ و ۳ برابر قطر اولیه ستون، ظرفیت باربری، تقریباً به میزان ۲، ۴ و ۱۰ برابر مقاومت اولیه افزایش می‌یابد. فولادی [8]، با بررسی تأثیر ستون سنگی بر ظرفیت باربری خاک دریافت که در مدل‌های با مقیاس خیلی کوچک، تشابه لازم بین نمونه‌های آزمایشگاهی و واقعی وجود ندارد و نمی‌توان از نتایج مدل‌های خیلی کوچک استفاده کرد.

کیلوپاسکال)، نسبت ناحیه اصلاح شده (۱۴٪ و ۲۶٪) و قطر ستون‌های سنگی (۳۷۰۵ و ۵۱ میلی‌متر) را بر رفتار خاک نرم تحلیل کردند. نتایج نشان داد افزودن ستون‌های سنگی منجر به افزایش قابل توجه مقاومت برشی زهکشی نشده و سختی نمونه ها می‌شود، به طوری با افزایش قطر ستون و فشار دورگیر، تنش انحرافی نهایی نمونه‌ها روند صعودی داشت. همچنین مشخص شد اختلاف بین نتایج آزمایشگاهی و روابط تحلیلی موجود (مانند روش همگن‌سازی خطی) در خاک‌های با مقاومت برشی پایین بیشتر است، که بیانگر نیاز به اصلاح این روابط با در نظر گرفتن اثرات تمرکز تنش در خاک‌های بسیار نرم است.

حمزه، محمد و بن‌یوسف (Hamzh; Mohamad & Bin Yusof) [14] با مقایسه بین شکل‌های یکنواخت و غیریکنواخت ستون برای تعیین طرح بهینه ستون، دو تحلیل اجزای محدود دوبعدی با استفاده از نرم‌افزار Plaxis انجام داده‌اند. به طور کلی، روش مورد استفاده در این پژوهش (قطر بزرگ‌تر در بالا و قطر کوچک‌تر در پایین ستون)، استفاده از حجم کمتر مصالح سنگی و در نتیجه، هزینه کمتر و دستیابی به سطحی از ظرفیت باربری مشابه ستون استاندارد را امکان‌پذیر می‌سازد. در پژوهش صورت گرفته توسط الوایلی، فتاح و القیاسی (Al-Waily; Fattah & Al-Qaisi) [15] گزارش شده است که نسبت تمرکز تنش (نسبت تنش اعمال شده بر روی ستون‌های سنگی، به تنش اعمال شده بر روی خاک مجاور ستون) و ظرفیت باربری خاک به‌سازی شده با ستون سنگی (مقدار نشست تحت تنش اعمال شده)، با افزایش مقاومت برشی زهکشی نشده (C_u)، تعداد ستون‌های سنگی (N_s) و نسبت L/D (قطر/طول) افزایش می‌یابد. نتایج پژوهش هاتف، نبی‌پور و صدر [16]، برای بررسی اثرات طول محصورشدگی (نصف طول ستون و طول کامل ستون) و نوع مصالح سنگی بر ظرفیت باربری یک ستون سنگی منفرد مدفون در هر دو بستر رسی و ماسه‌ای، نشان دهنده بهبود مشخص ظرفیت باربری با محصور شدن نصف طول ستون بوده‌اند. همچنین، برای مصالح با اندازه کوچک‌تر، محصور کردن ستون‌های سنگی، بهبود بیشتری نسبت به مصالح درشت‌تر ایجاد می‌کند. از سوی دیگر، با توجه به نتایج آزمایش‌ها، محصور کردن ستون‌ها در بستر رسی، تأثیرگذارتر از ماسه است.

غفار پور و همکاران [34] به بررسی تأثیر عواملی همچون شکل و هندسه ستون‌های سنگی، آرایش ستون‌های سنگی و

پژوهش انجام شده توسط مختاری [9] نشان داده است که افزایش قطر، ارتفاع، تعداد، سختی و زاویه اصطکاک داخلی ستون‌ها، افزایش درصد ناحیه اصلاح شده و کاهش عرض پی، تأثیر افزایشی بر ظرفیت باربری خاک دارند. مرادی (۲۰۱۶) [10] با بررسی تأثیر افزایش قطر و تغییر چیدمان ستون‌های سنگی، نوع خاک پیرامونی ستون سنگی و درصد رطوبت خاک پیرامونی بر ظرفیت باربری خاک رس، بیشترین افزایش ظرفیت باربری را برای نمونه‌های متشکل از خاک رس و ستون‌های سنگی دارای قطر ۷ سانتی‌متر، با چیدمان مثلثی و رطوبت خاک پیرامونی معادل دو درصد کمتر از رطوبت بهینه گزارش کرده که نسبت به ظرفیت باربری خاک‌های CL و CH پیرامونی شاهد، به ترتیب، افزایشی به میزان ۵/۵ برابر و ۴/۳ برابر حاصل شده است. کردگار [11] در مطالعه خود برای مدل کردن اثر استفاده از ستون سنگی بر ظرفیت باربری خاک‌های رسی، از برنامه اجزای محدود PLAXIS استفاده کرده است. بر اساس نتایج، تأثیر طول ستون سنگی و سختی پوشش آن‌ها بر ظرفیت باربری، نسبت به سایر عوامل، بیشتر قابل توجه است و باید در تحلیل و طراحی جامع سیستم خاک - سازه در نظر گرفته شود.

در پژوهش انجام شده توسط حنا، خلیفه و عبدالرحمان (Hanna; Khalifa & Abdel Rahman) [12] برای بررسی عملکرد خاک رس مسلح شده با ستون‌های سنگی منفرد و گروهی، یک روش آزمایشگاهی جدید با لحاظ نمودن اثر انرژی تراکم مورد استفاده در طول فرایند نصب ستون سنگی، همچنین، اثر فاصله بین ستون‌های سنگی بر مقاومت برشی خاک مسلح شده ارائه شده است. اصلانی، نظری افشار و گنجیان [13] یک مطالعه آزمایشگاهی برای بررسی مقاومت برشی بستر ماسه مسلح شده با ستون سنگی، با انجام آزمایش برش مستقیم بزرگ‌مقیاس و تغییر چیدمان ستون‌های سنگی انجام داده‌اند. با توجه به نتایج حاصل، بیشترین افزایش در مقادیر مقاومت برشی و سختی، برای چیدمان مربعی ستون‌های سنگی و حداقل افزایش، برای ستون‌های سنگی منفرد مشاهده شده است.

نظری افشار و همکاران [17] در تحقیقات خود در خصوص بررسی مقاومت برشی معادل خاک‌های چسبنده به‌سازی شده با ستون‌های سنگی، با استفاده از دستگاه سه محوری و نمونه‌های آزمایشگاهی با قطر ۱۰۰ و ۲۰۰ میلی‌متر، مطالعاتی انجام دادند. ایشان تأثیر پارامترهایی همچون فشار دورگیر (۵۰، ۱۰۰ و ۲۰۰

ستون‌ها (D: قطر ستون) پیشنهاد شده است. از سوی دیگر، ظرفیت باربری ستون سنگی، با افزایش زاویه اصطکاک داخلی مصالح ستون و قطر ستون سنگی افزایش یافته است. کاظم‌زاده، زاد و یزدی [21] پژوهشی با هدف بررسی و کنترل میزان نشست و پایداری بستر رس نرم و خاکیز راه آهن تحت عبور قطار پرسرعت انجام داده‌اند. بر اساس نتایج، کاهش نشست کل و افزایش ظرفیت باربری ستون، وابسته به ارتفاع ستون سنگی بوده و قطر ستون سنگی بر منطقه تحت تأثیر ستون سنگی تأثیرگذار است. همچنین افزایش سختی ژئوگرید، موجب کاهش نشست کل و نشست نامتقارن و کاهش طول محصورشدگی ستون سنگی توسط ژئوگرید، منجر به افزایش نشست کل و نشست نامتقارن شده است. در مطالعه بزاززادگان، گنجیان و نظری افشار [22] اثر استفاده از ستون سنگی واقع بر بستر ماسه‌ای اشباع حاوی لنز ضعیف با استفاده از نرم افزار آباکوس مورد بررسی قرار گرفته است. نتایج حاصل نشان داده‌اند که در شرایط وجود لنز ضعیف، تغییر طول ستون سنگی غیرمسلح، تأثیر چندانی بر وقوع مود گسیختگی شکم‌دادگی و باربری آن نداشته و کاهش عمق قرارگیری لنز ضعیف، اثرات شکم‌دادگی ستون را افزایش می‌دهد. برخی مطالعات آزمایشگاهی انجام شده شامل ساخت مدل‌های فیزیکی و آزمایش‌های آزمایشگاهی پر هزینه مانند سانتیفیوژ بوده است. امیر افشاری و قنبری [23] با استفاده از مدل‌های سانتیفیوژی ژئوتکنیکی، به بررسی عملکرد پی‌های حلقوی تقویت شده با ستون‌های سنگی بر روی لایه‌های خاک سست پرداختند. نتایج آن‌ها نشان می‌دهد که به کارگیری ستون‌های سنگی با نسبت طول به قطر ۸ و آرایش حلقوی، موجب افزایش ظرفیت باربری به میزان ۲٫۸ برابر و افزایش مقادیر ضریب واکنش زیرسطحی (ks) و مدول یانگ (E) به میزان حدود ۳٫۴ برابر نسبت به حالت بدون تقویت می‌شود. برخی محققان نیز به کاربرد ژئوستتیک‌ها در ساخت ستون سنگی پرداخته‌اند. فن و ناصری [24] به بررسی عملکرد ستون‌های سنگی محصور در ژئوتکستایل عمودی (VGESC) و ستون‌های سنگی تقویت شده با پوشش‌های ژئوتکستایل افقی (HGCRSC) در شیب شنی کرمانشاه ایران می‌پردازد. نتایج آزمایشگاهی و تحلیل‌های عددی سه بعدی نشان می‌دهد که ستون‌های محصور در ژئوتکستایل موجب افزایش ۶۲ درصدی ظرفیت باربری و تغییر حالت شکست از برشی به خمشی می‌شوند VGESC.

مشخصات فنی مصالح استفاده شده در ساخت ستون‌های سنگی با استفاده از روش‌های عددی اجزای محدود بر روی بیش از ۱۵۰ مدل پرداخته‌اند. مطالعه آن‌ها نشان داد که استفاده از ستون‌های سنگی تأثیر بسیار زیاد و قابل توجهی بر افزایش ظرفیت باربری خاک‌های سست دارد و نیز می‌تواند باعث کاهش نشست شود.

در پژوهش انجام شده توسط حداد و شاهوردی [18] عملکرد ستون سنگی شناور ساخته شده با سنگدانه‌های بازیافتی و سنگدانه طبیعی، با انجام آزمایش بارگذاری محوری کوچک‌مقیاس مورد مقایسه قرار گرفته است. با توجه به یافته‌ها، ظرفیت باربری بستر رس مسلح به ستون شناور پر شده با خرده آجر یا خرده بتن، تقریباً ۵ برابر ظرفیت باربری بستر رسی بدون سنگ بوده است. همچنین، ستون‌های سنگی شناور ساخته شده از یک نوع سنگدانه، عملکرد به مراتب بهتری نسبت به ستون سنگی ساخته شده از ترکیب چند نوع مصالح بازیافتی با یکدیگر یا ترکیب مصالح بازیافتی با سنگدانه طبیعی داشته‌اند.

مهران نیا و همکاران [40] با استفاده از مدل‌سازی آزمایشگاهی تأثیر مشخصات هندسی ستون‌های سنگی بر ظرفیت باربری خاک‌های سست را مورد بررسی قرار دادند. نتایج مطالعه بزرگ مقیاس آن‌ها نشان داد با استفاده از ستون‌های سنگی دارای غلاف ژئوتکستایل ظرفیت باربری خاک سست و نسبت تمرکز تنش به طرز قابل توجهی افزایش می‌یابد.

در مطالعه صورت گرفته توسط ژو و همکاران (Xu et al.) [19] اثرات ابعاد، طول و پارامترهای اصلی مرتبط با ستون سنگی بر رفتار تنش - کرنش ستون‌های سنگی محصور شده با ژئوگرید و ستون‌های غیرمسلح (محصور نشده) مورد بررسی قرار گرفته و نتایج آزمایشگاهی، با نتایج حاصل از نرم افزار Plaxis مقایسه شده‌اند. نتایج حاصل نشان داده‌اند که وجود ستون‌های سنگی، موجب افزایش ظرفیت باربری خاک نرم، حداقل به میزان ۲ برابر شده و حتی با وجود کوتاه بودن طول، نشست‌های تفاضلی و کل را کاهش داده‌اند.

ساکسنا و روی (Saxena & Roy) [20] گزارش کرده‌اند که ظرفیت باربری ستون سنگی، عمدتاً به زاویه اصطکاک داخلی مصالح ستون، قطر ستون سنگی، طول ستون سنگی، فاصله بین ستون‌های سنگی و چسبندگی زهکشی نشده خاک اطراف ستون سنگی بستگی دارد. در این مطالعه، فاصله بیش از 2D برای

تأثیرات بهتری نسبت به HGCRSC دارد.

یکی از روش‌های به‌سازی بستر دایک‌ها و دستک‌های رسوب‌گیر در سواحل که در برخی نواحی شامل خاک رسی با خصوصیات مکانیکی متنوع می‌باشد روش ستون‌های ماسه‌ای، شنی و سنگی است. این روش امکان کاهش پتانسیل روانگرایی را دارد و حتی در صورت اجرا با الگوی مشخص مقاومت جانبی محدودی را در برابر پدیده گسترش جانبی فراهم می‌کند. با توجه به عرض کم دستک‌های رسوب‌گیر، عمدتاً اجرای روش‌های فوق با تعداد کم در مقطع عرضی مورد نیاز است. با نگاهی به پژوهش‌ها و مطالعات صورت گرفته [35-40]، می‌توان دریافت که در گذشته بررسی‌های عددی و آزمایشگاهی برای تعیین ظرفیت باربری بستر سست مسلح شده با ستون‌های سنگی انجام شده است. در این مطالعات، تأثیر عوامل مختلف بر ظرفیت باربری مورد ارزیابی قرار گرفته، اما تأثیر عواملی چون نوع خاک پیرامونی، تعداد لایه‌های ساخت ستون سنگی که بیانگر نحوه اجرا و یکنواختی تراکم در ستون‌ها می‌باشد و یا راستای چینش ستون‌ها نسبت به جهت بارگذاری در خصوص گروه ستون سنگی محدود (تعداد کم ستون‌ها)، چندان مورد توجه قرار نگرفته است. با توجه به اهمیت انرژی تراکم در طول فرایند ساخت ستون سنگی و مرتبط بودن میزان تراکم و یکنواختی تراکم در طول هر ستون با تعداد لایه‌های ساخت ستون سنگی، همچنین اهمیت ویژگی‌های خاک سست پیرامون ستون‌های سنگی بر عملکرد این ستون‌ها، در پژوهش حاضر، خاک رس پیرامونی سست از دو طبقه مختلف با استفاده از ستون‌های سنگی مسلح شده و رفتار نمونه‌های متشکل از خاک پیرامونی و ستون سنگی، با تغییر راستای بارگذاری نسبت به چیدمان مثلثی و تعداد لایه‌های ساخت ستون سنگی، در دستگاه برش مستقیم بزرگ‌مقیاس با هدف بررسی مقاومت برشی معادل و عملکرد این روش به‌سازی مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. دستگاه آزمایش برش مستقیم بزرگ‌مقیاس با توجه به امکان اعمال تنش قائم یکنواخت و ایجاد صفحه برش برآورد مقاومت برشی گروه ستون سنگی را در شرایط کنترل شده آزمایشگاهی میسر می‌کند. از انجام آزمایش‌های مذکور، پارامترهای مقاومت برشی معادل که بیانگر عملکرد خاک رس مسلح شده با ستون سنگی است و ظرفیت باربری معادل کل مجموعه ارزیابی و مقایسه می‌گردد.

دستگاه آزمایش

در این مطالعه از دستگاه برش مستقیم بزرگ‌مقیاس، مطابق استاندارد ASTM D3080 [25] به روش سریع، بر روی خاک با رطوبتی معادل رطوبت بهینه استفاده شده است. در روش آزمایش UU، به نمونه اجازه زهکشی داده نمی‌شود و این موضوع، در پروژه‌های عمرانی در مواردی مانند بالادست سازه‌های هیدرولیکی، فشارهای جانبی خاک در سازه‌های نگهبان، سازه‌ها در مناطق زلزله‌خیز و... که سرعت اعمال فشار وارده قابل ملاحظه است، مصداق دارد.

مصلح مورد استفاده

در این تحقیق، دو نوع خاک رس به عنوان خاک پیرامونی ستون‌های سنگی و یک نوع خاک ماسه برای ساخت ستون سنگی مورد استفاده قرار گرفته است. نوع و ابعاد مصلح خاک پیرامونی با توجه به نوع خاک معمول موجود در بنادر و سواحل که نیازمند به‌سازی هستند و نوع و ابعاد مصلح ستون‌ها با توجه به خصوصیات مصلح معمول در ساخت ستون‌های شنی و ماسه‌ای انتخاب گردید. خاک‌های مذکور، تحت آزمایش دانه‌بندی با روش الک (استاندارد ASTM-D422 [26])، آزمایش هیدرومتری مصلح با روش رسوب‌سنجی (استاندارد ASTM-D422)، آزمایش تعیین حدود آتربرگ (استاندارد ASTM-D4318 [27])، آزمایش تعیین درصد رطوبت طبیعی مصلح (استاندارد ASTM-D2216 [26])، آزمایش تعیین چگالی ذرات جامد توده خاک (G_s) (استاندارد ASTM-D854 [29]) و آزمایش تراکم به روش پراکتور استاندارد (استاندارد ASTM-D698 [30]) قرار گرفته‌اند. مشخصات مصلح مورد استفاده در جدول (۱) آزمایش‌ها و استانداردهای ارزیابی در جدول (۲) و نمودار دانه‌بندی آن‌ها در شکل (۱) نمایش داده شده است. مطابق سیستم طبقه‌بندی متحد (استاندارد ASTM-D2487 [31])، خاک‌های مورد استفاده در این تحقیق از طبقه CH (رس با خاصیت خمیری زیاد، همراه با ماسه)، طبقه CL (رس با خاصیت خمیری کم، همراه با ماسه) و خاک ماسه از طبقه SM (ماسه لای‌دار) بوده‌اند. لازم به ذکر است در جدول (۱) LL حد روانی، PL حد خمیری، PI شاخص خمیری، ω درصد رطوبت نمونه‌سازی، G_s چگالی ویژه دانه‌های خاک، γ_{dmax} وزن مخصوص خشک حداکثر، ω_{opt} درصد رطوبت بهینه است.

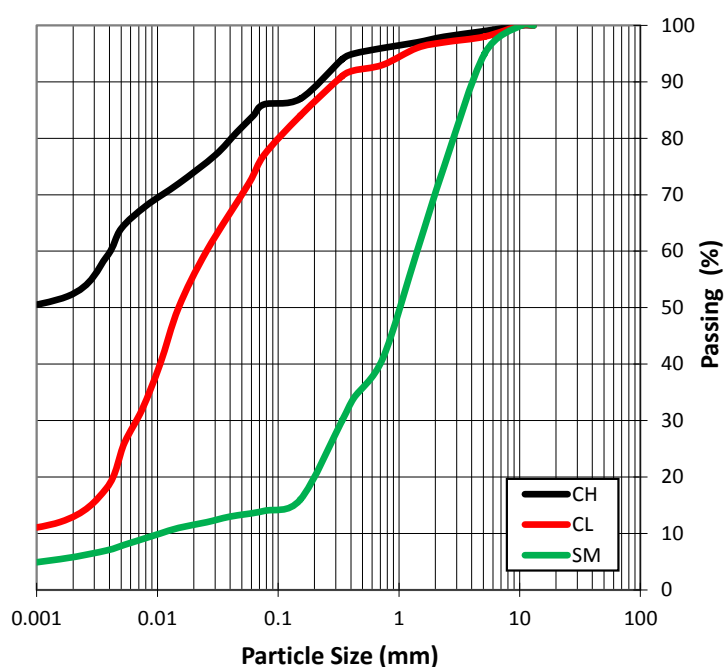
جدول ۱ مشخصات مصالح خاکی مورد استفاده

Classification*	opt ω	γ_{dmax} gr/cm ³	GS	ω	PI	PL	LL	Materials
CH	19.42	1.571	2.78	16.49	27	24	51	Clay#1
CL	15.56	1.632	2.72	12.51	12	19	31	Clay#2
SM	11.62	1.81	2.66	9.54	---	NPL	---	Sand

* according to Unified soil classification system

جدول ۲ آزمایش انجام شده و استانداردها

Standard Code	Test	#
ASTM-D422	آزمایش دانه بندی با روش الک [25]	1
ASTM-D422	آزمایش هیدرومتری مصالح با روش رسوب سنجی [25]	2
ASTM-D4318	آزمایش تعیین حدود آتربرگ [27]	3
ASTM-D2216	آزمایش تعیین درصد رطوبت طبیعی مصالح [28]	4
ASTM-D854	آزمایش تعیین چگالی ذرات جامد توده خاک (Gs) [29]	5
ASTM-D698	آزمایش تراکم به روش پراکتور استاندارد [30]	6
ASTM-D3080	آزمایش برش مستقیم خاک [25]	7



شکل ۱ منحنی دانه بندی مصالح رسی نوع ۱ و ۲ و مصالح ماسه ای

جدول ۳ جدول برنامه آزمایش های انجام شده شامل مشخصات نمونه ها

Title	Surrounding Soil type	Loading Position	Stone column Preparation Layer
CL-1L-Tip	CL	Tip	1
CL-2L-Tip			2
CL-3L-Tip			3
CL-1L-Base		Base	1
CL-2L- Base			2
CL-3L- Base			3
CH-1L-Tip	CH	Tip	1
CH -2L-Tip			2
CH -3L-Tip			3
CH -1L-Base		Base	1
CH -2L- Base			2
CH -3L- Base			3

*SM Soil Column with 70 mm diameter and Triangle arrangement,

**Surrounding soil has been prepared with optimum moisture content

روش انجام آزمایش

در این تحقیق، ابتدا آزمایش های اولیه ای، به منظور بررسی اثر پارامترهای متغیر تعریف شده، شامل نوع خاک پیرامونی، تعداد لایه های ساخت ستون سنگی و بارگذاری در راستای چینش از رأس یا قاعده در چیدمان مثلثی، بر پارامترهای مقاومت برشی و ظرفیت باربری خاک رس سست به سازی شده با ستون سنگی انجام گردید. سپس بر اساس نتایج آن آزمایش ها (موضوع این مطالعه) نمونه های مکعبی ساخته شد و تحت آزمایش برش مستقیم بزرگ مقیاس تحت تنش های نرمال ۵۰، ۱۰۰ و ۲۰۰ کیلو پاسکال قرار گرفت. نمونه ها، دارای ابعاد 30.4×30.4 میلی متر و ارتفاع ۱۵۱ میلی متر، متشکل از خاک رس سست پیرامونی از طبقه CL یا CH و گروه ستون سنگی (۷ ستون با قطر ۳۰ میلی متر) بوده اند. ستون های سنگی در ۱ تا ۳ لایه ساخته شده و تحت بارگذاری در راستای چینش از رأس یا قاعده در چیدمان مثلثی قرار گرفته اند.

در این تحقیق، علاوه بر نمونه های شاهد، در مجموع، ۱۲ مجموعه نمونه مرکب برای آزمایش با دستگاه برش مستقیم بزرگ مقیاس ساخته شد. برنامه آزمایش های انجام شده در این

مطالعه و مشخصات نمونه های مرکب ساخته شده، در جدول (۳) ارائه گردیده است.

در آزمایش انجام شده، فشار وارد بر نمونه ها تا مرحله گسیختگی ادامه یافته است. سرعت بارگذاری نمونه ها در فاز گسیختگی، به میزان ۱ میلی متر بر دقیقه انتخاب گردید و گسیختگی تا کرنش ۲۰ درصد ادامه یافت. دلیل انتخاب تعداد ۷ ستون با قطر ۳۰ میلی متر و چیدمان مثلثی برای ستون های سنگی مورد آزمایش در دستگاه برش مستقیم در این تحقیق، استفاده از نتیجه حاصل از مطالعه انجام شده توسط مرادی [10] بوده که طبق نتایج آزمایش های انجام شده در تحقیق وی، در این مطالعه با توجه به ابعاد جعبه برش، تعداد ۷ ستون با قطر ۷۰ میلی متر و با چیدمان مثلثی، به صورت بهینه انتخاب شده است.

نحوه ساخت نمونه ها

ابتدا کل جعبه دستگاه آزمایش برش مستقیم بزرگ مقیاس با ابعاد $151 \times 30.4 \times 30.4$ میلی متر، با خاک رس پیرامونی مورد استفاده از نوع CL یا CH، در سه لایه حدود ۵۰ میلی متری پر شده و با اضافه نمودن رطوبت تا مقدار رطوبت بهینه و رسیدن به وزن

قاعده (Base) در دستگاه برش قرار داده شد تا تأثیر جهت چینش گروه ستونها نیز مطالعه گردد.

نتایج و بحث و بررسی

نتایج کلی آزمایش

با استفاده از نتایج آزمایش‌های برش مستقیم شامل ترسیم نمودارهای تغییرات تنش برشی - جابه‌جایی افقی و نمودارهای تغییرات تنش برشی - تنش نرمال، پارامترهای معادل مقاومت برشی کل و در نهایت، مقادیر ظرفیت باربری پی متکی بر آن بستر، تعیین گردید. در جدول (۴) خلاصه نتایج آزمایش‌های انجام شده نشان داده شده است. مقادیر ظرفیت باربری برای نمونه‌های مختلف، بر اساس نتایج حاصل از آزمایش برش مستقیم، مطابق فرمول هانسن (رابطه ۱) محاسبه شده است.

$$q_u = (0.5\gamma B N_\gamma S_\gamma) + (\bar{P}_0 N_q S_q) + (C N_c S_c) \quad (1)$$

د. رابطه فوق:

q: ظرفیت باربری نهایی خاک کف پی

۲: چسبندگی خاک

۳: فشار سربار، برابر γD_f (۷، وزن مخصوص خاک اطراف پی)

I: عمق مدفون پی

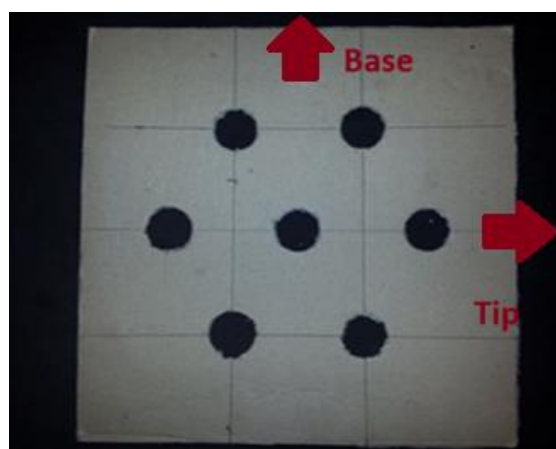
۴: عرض پی

$N_c, N_q, N_\gamma, S_c, S_q, S_\gamma$ ضرایب ظرفیت باربری [30]

۵: محاسبه سبب ظرفیت باربری از رابطه فوق، عمق مدفون

پی (D_f) برابر یک و عرض پی (B) برابر ۵ متر فرض شده است.

مخصوص خشک حداکثر، خاک متراکم می‌گردد. سپس، شابلون ساخته شده برای استقرار ۷ ستون سنگی با قطر ۳۰ میلی‌متر و چیدمان مثلثی، بر روی جعبه پر شده از خاک رس قرار گرفته و لوله‌های فولادی برنده نازک به عمق ۱۵۱ میلی‌متر، در خاک رس درون جعبه با انرژی کوبشی فرو رانده می‌شوند. پس از کوبیدن تعداد لوله‌های مورد نیاز در چیدمان مثلثی ستون‌های سنگی، با استفاده از اوگر (Auger)، تمام مصالح داخل لوله‌ها تخلیه می‌شوند. هم‌اکنون، شرایط برای ساخت و استقرار ستون‌های سنگی آماده است. مصالح ستون سنگی (ماسه از طبقه SM)، با رطوبت معادل رطوبت بهینه، در تعداد لایه‌های مختلف (۱، ۲ و ۳) داخل لوله‌ها قرار می‌گیرد، به طوری که پس از ریختن هر لایه، مصالح با چکش مخصوص تا رسیدن به وزن مخصوص خشک حداکثر کوبیده می‌شود و با هر بار کوبیدن، لوله جدار تا تراز مشخصی بالا آورده می‌شود و تا زمانی که کل لوله خارج شود، این روند ادامه می‌یابد. بدین ترتیب، نمونه‌های مرکب (خاک سست پیرامونی + ستون سنگی) ساخته می‌شوند. شابلون مورد استفاده برای نصب ستون‌های سنگی در جعبه برش مستقیم، در شکل (۲) نشان داده شده است. جهت نصب ستون‌های سنگی در جعبه دستگاه برش مستقیم، از الگوی مثلثی استفاده شده است. الگوی مثلثی، شامل ۷ ستون سنگی بوده که در دایره‌ای با قطر معادل $D_e = 1.05S$ که در آن، S فاصله مرکز به مرکز ستون‌های سنگی است، قرار داده می‌شوند. این دایره، شامل ستون‌های سنگی و خاک اطراف آنها است. در این مطالعه شابلون در دو جهت رأس (Tip) و



شکل ۲ شابلون مورد استفاده برای نصب ستون سنگی در جعبه برش

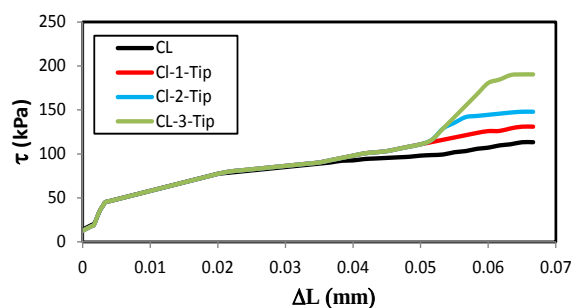
جدول ۴ خلاصه نتایج آزمایش برش مستقیم برای خاک‌های پیرامونی شاهد و نمونه‌های مرکب

مشخصات نمونه	ω_{opt} (%)	γ_{dmax} (kN/m ³)	σ_v (kPa)	τ_{max} (kPa)	C (kPa)	ϕ (°)	q_u (kPa)
CL	15.56	16.32	50 100 200	113.3	31	22	384
CL-1L-Tip	15.56	16.32		131	34	26	602
CL-2L-Tip	15.56	16.32		148.1	38	29	882
CL-3L-Tip	15.56	16.32		190.5	48	37	2576
CL-1L-Base	15.56	16.32		126.2	32	25	523
CL-2L-Base	15.56	16.32		135.2	35	27	679
CL-3L-Base	15.56	16.32		173	40	34	1591
CH	19.42	15.71		115.1	46	19	400
CH-1L-Tip	19.42	15.71		128.5	49	22	544
CH-2L-Tip	19.42	15.71		145.2	53	25	759
CH-3L-Tip	19.42	15.71		178.5	61	30	1381
CH-1L-Base	19.42	15.71		126.5	48	21	490
CH-2L-Base	19.42	15.71		139.1	50	24	661
CH-3L-Base	19.42	15.71		164.1	57	28	1071

بررسی رفتار تنش برشی - جابه‌جایی

نتایج نشان می‌دهد افزایش تنش نرمال از ۵۰ به ۱۰۰ و ۲۰۰ کیلوپاسکال سبب افزایش تنش برشی می‌گردد که قابل انتظار است. به عنوان نمونه نمودارهای تنش برشی - جابه‌جایی افقی، برای نمونه‌های حاوی خاک‌های CL و CH مسلح شده با ستون سنگی و غیرمسلح در دو حالت بارگذاری در راستای چینش از رأس و قاعده، با تنش نرمال ۲۰۰ کیلوپاسکال در شکل (۳) نشان داده شده است. با توجه به شکل (۳) مشاهده می‌گردد، صرف نظر از مقدار تنش نرمال اعمال شده و تعداد لایه‌های ساخت ستون سنگی و محل بارگذاری آن‌ها در چیدمان مثلثی، به‌سازی خاک پیرامونی رسی با ستون سنگی، موجب افزایش تنش برشی گسیختگی و در نتیجه، افزایش مقاومت نمونه به‌سازی شده با ستون سنگی، در مقایسه با خاک به‌سازی نشده می‌گردد.

نتایج نشان می‌دهد در خاک CL و CH، صرف نظر از مقدار تنش نرمال، با افزایش تعداد لایه‌های آماده‌سازی ستون سنگی، مقاومت برشی افزایش یافته است. این موضوع به سبب افزایش یکنواختی تراکم و بهبود عملکرد ستون سنگی می‌باشد. نتایج نشان می‌دهد، خاک پیرامونی CL با توجه به سختی بیشتر نسبت به خاک CH محصورشدگی بیشتری در ستون سنگی ایجاد می‌کند لذا دانه‌های ماسه در کرنش برشی کوچک‌تری بسیج شده و با ایجاد قفل و بست مقاومت برشی کل را افزایش می‌دهد. علاوه



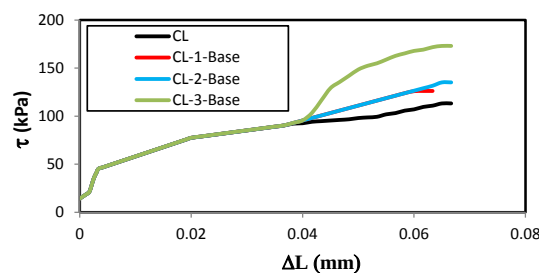
(الف)

ظرفیت باربری معادل پی متکی بر بستر محاسبه شده و به منظور ارزیابی عملکرد روش به‌سازی مورد استفاده قرار می‌گیرد.

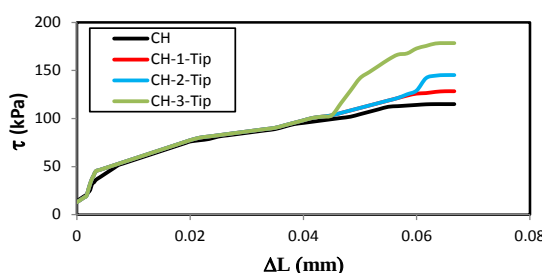
در شکل (۴) تغییرات چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی معادل بستر مسلح نشده و مسلح شده با گروه ستون سنگی و بارگذاری در راستای چینش از رأس و قاعده بر حسب تعداد لایه‌های آماده‌سازی ستون‌های سنگی، نشان داده شده است. نتایج نشان می‌دهد، بازای تعداد لایه ثابت ساخت ستون سنگی و بارگذاری در راستای چینش یکسان (راستای رأس و قاعده)، در هر دو دسته نمونه‌های مسلح شده شامل خاک پیرامونی CL و CH، مقدار چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی معادل نسبت به مقادیر آن در نمونه‌های مسلح نشده افزایش یافته است. این افزایش با بیشتر شدن تعداد لایه‌های آماده‌سازی ستون‌های سنگی بیشتر می‌شود. علاوه بر این نتایج نشان می‌دهد در حالت بارگذاری در راستای چینش از رأس، مقدار چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی معادل بزرگ‌تری نسبت به حالت بارگذاری در راستای چینش از قاعده به ازای هر تعداد لایه‌های آماده‌سازی و یا هر نوع خاک پیرامونی، که در این مطالعه بررسی شده است، حاصل می‌گردد.

علاوه بر این نتایج نشان می‌دهد، با به‌سازی خاک با استفاده از گروه ستون سنگی، میزان افزایش چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی معادل در نمونه‌های با خاک پیرامونی CL بیشتر از نمونه‌های با خاک پیرامونی CH بوده است. بیشترین میزان افزایش زاویه اصطکاک داخلی معادل نمونه‌های به‌سازی شده حاوی خاک‌های پیرامونی CL و CH، نسبت به مقدار متناظر آن در نمونه‌های به‌سازی نشده، به ترتیب، ۶۸،۲ درصد و ۵۷،۹ درصد و بیشترین میزان افزایش چسبندگی داخلی معادل نمونه‌های به‌سازی شده حاوی خاک‌های پیرامونی CL و CH، نسبت به مقدار متناظر آن در نمونه‌های به‌سازی نشده، به ترتیب، ۳۸،۷۱ درصد و ۳۲،۶۱ درصد بوده است. این موضوع بیانگر کارایی بیشتر ستون سنگی در خاک‌هایی با سختی بستر می‌باشد که می‌توانند محصورشدگی بیشتری را برای هر ستون تأمین کنند.

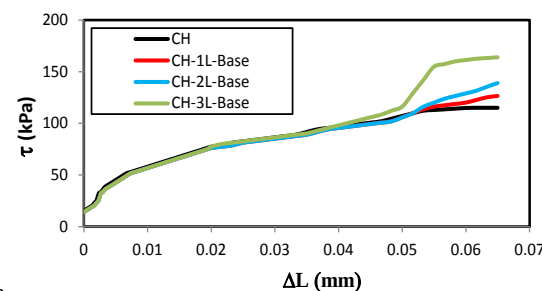
به طور کلی، تکنیک به‌سازی خاک به واسطه ستون سنگی، شامل حذف بخشی از خاک سست پیرامونی و جایگزین نمودن آن با ستون‌های ماسه‌ای متراکم می‌باشد. در این مطالعه، ستون‌های ساخته شده به طور کامل در لایه خاک سست نفوذ کرده‌اند و بر کف سخت جعبه دستگاه آزمایش برش متکی شده است. وجود



(ب)



(ج)



(د)

شکل ۳ تغییرات تنش برشی - جابه‌جایی افقی تحت تنش نرمال ۲۰۰ کیلوپاسکال برای نمونه‌ها: الف) غیر مسلح و مسلح شده خاک CL با گروه ستون سنگی آماده شده در ۱ تا ۳ لایه و بارگذاری در راستای چینش از رأس، ب) قاعده، ج) غیر مسلح و مسلح شده خاک CH با گروه ستون سنگی آماده شده در ۱ تا ۳ لایه و بارگذاری در راستای چینش از راس و د) قاعده

بررسی خصوصیات مقاومت برشی معادل

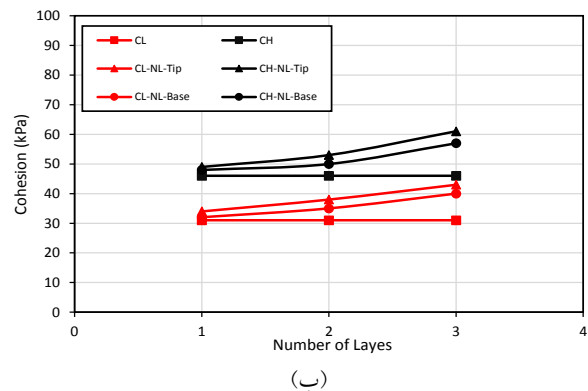
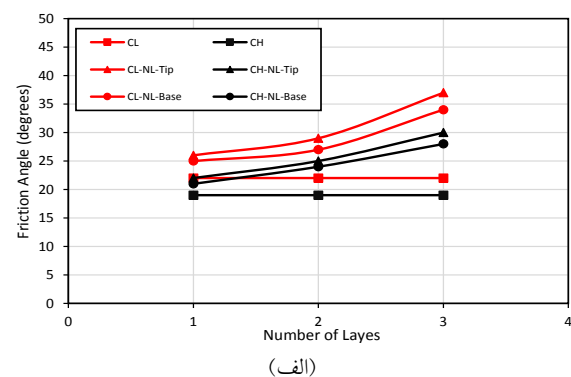
مقادیر پارامترهای مقاومت برشی معادل به دست آمده از آزمایش برش مستقیم، برای خاک‌های پیرامونی CL و CH و نمونه‌های مرکب متشکل از خاک‌های مذکور و ستون‌های سنگی، همچنین، میزان تغییرات این پارامترها در نمونه‌های مرکب، نسبت به مقدار مربوطه در خاک پیرامونی، در جدول (۳) ارائه گردیده است. این مقادیر بیانگر عملکرد کلی توده خاک مسلح شده است و می‌تواند معیاری برای برآورد ظرفیت باربری پی متکی بر این خاک ارائه کند. در نهایت بر اساس مقادیر معادل به دست آمده

گروه ستون سنگی با بارگذاری در راستای چینش از رأس و قاعده بر حسب تعداد لایه‌های آماده‌سازی ستون‌ها نشان داده شده است. مشاهده می‌گردد، صرف نظر از تعداد لایه‌های ساخت و بارگذاری در هر راستای چینش از ستون سنگی، به‌سازی خاک با گروه ستون سنگی، موجب افزایش ظرفیت باربری نسبت به خاک غیرمسلح شده است. از سوی دیگر، به ازای هر تعداد لایه ساخت ثابت و بارگذاری در هر راستای چینش از ستون‌ها، میزان افزایش ظرفیت باربری در تمام نمونه‌های مرکب با خاک پیرامونی CL در مقایسه با میزان افزایش ظرفیت باربری در تمام نمونه‌های مرکب با خاک پیرامونی CH بیشتر بوده است. بیشترین میزان افزایش ظرفیت باربری نمونه‌های مرکب متشکل از خاک‌های پیرامونی CL و CH و ستون‌های سنگی، نسبت به مقدار متناظر آن در خاک پیرامونی به ترتیب ۵۷۱ درصد و ۲۴۵ بوده است که بیانگر عملکرد بهتر خاک CL در تأمین محصورشدگی ستون‌های سنگی می‌باشد. علاوه بر این نتایج نشان می‌دهد که آماده‌سازی ستون‌های سنگی در تعداد لایه‌های بیشتر به سبب ایجاد یکنواختی در تراکم خاک هر ستون، موجب افزایش ظرفیت باربری معادل کل شده است. به طور کلی، افزایش ظرفیت باربری در به‌سازی خاک سست با ستون سنگی، ناشی از عوامل زیر است:

۱. ویژگی‌های اصطکاکی مصالح ستون سنگی
۲. چسبندگی و ویژگی‌های اصطکاکی بین خاک پیرامونی و ستون سنگی
۳. فشردگی و چگالش خاک سست پیرامونی، در اثر نصب ستون سنگی
۴. تغییر خصوصیات خاک پیرامونی و تنش‌های موجود در توده خاک، به واسطه قرارگیری مصالح سخت‌تر ستون سنگی در خاک رس پیرامونی
۵. نوع عملکرد ستون سنگی

بر اساس مطالعات گذشته، مقاومت خاک به‌سازی شده با استفاده از ستون‌های سنگی، از اندرکنش بین خاک و ستون تأمین می‌شود که این اندرکنش، از فشار جانبی ایجاد شده در توده خاک اطراف نشئت گرفته و بر قسمت‌های جانبی ستون سنگی اعمال می‌شود [31]. در این مطالعه، ظرفیت باربری نهایی در نمونه‌های مسلح شده با خاک پیرامونی CL، نسبت به ظرفیت باربری نهایی نمونه مسلح شده مشابه با خاک پیرامونی CH بیشتر بوده است.

این ستون‌های سخت، منجر به ایجاد توده خاک ترکیبی، شامل خاک سست و جسم سخت ستون می‌شود که در مقایسه با خاک سست به‌سازی نشده، دارای سختی، تراکم و مقاومت برشی بالایی می‌باشد. افزایش چسبندگی معادل نمونه‌های مرکب نسبت به خاک پیرامونی را می‌توان به تراکم، انسجام و مقاومت برشی بالای توده ترکیبی تشکیل شده نسبت داد. یکی از دلایل افزایش مقاومت برشی در چیدمان مثلثی، افزایش فشار محصورکنندگی اعمال شده توسط ستون‌های سنگی به خاک بین این ستون‌ها است. در مطالعات گذشته نیز نتایج مشابهی مشاهده شده است [13].



شکل ۴ تغییرات (الف) زاویه اصطکاک داخلی و (ب) چسبندگی معادل بستر مسلح نشده و مسلح شده با گروه ستون سنگی و بارگذاری در راستای چینش از رأس و قاعده بر حسب تعداد لایه‌های آماده‌سازی ستون‌های سنگی

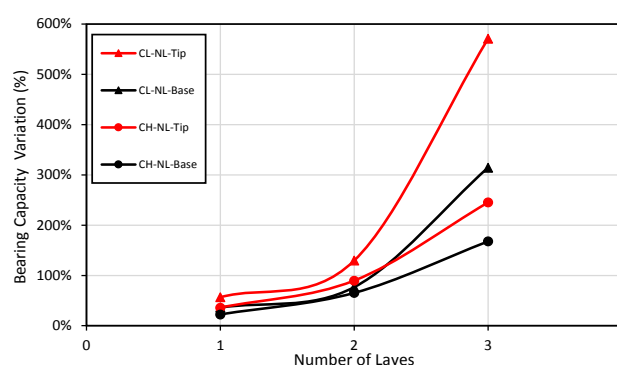
بررسی ظرفیت باربری پی متکی بر بستر

در شکل (۵) تغییرات ظرفیت‌های باربری محاسبه شده بر اساس مقادیر چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی معادل به دست آمده از آزمایش برش مستقیم نمونه‌های مسلح نشده و مسلح شده با

بزرگ مقیاس استفاده شد. به طور کلی تأثیر عواملی مانند نوع خاک پیرامونی ستون سنگی، تعداد لایه های خاک جهت آماده سازی ستون ها و راستای بارگذاری نسبت به جهت چینش گروه مورد بررسی قرار گرفت. نتایج نشان داد که استفاده از روش به سازی گروه ستون سنگی می تواند باربری خاک های رسی را به طور قابل توجهی افزایش دهد. کارایی این روش در خاک های CL بیشتر از خاک های CH است. این موضوع می تواند ناشی از سختی بیشتر خاک CL و در نتیجه ایجاد محصورکنندگی بیشتر برای ستون شنی باشد که به کمک غلاف محصور نشده است. علاوه بر این نتایج نشان داده نحوه اجرای ستون سنگی و یکنواختی تراکم ماسه درون آن می تواند تأثیر معنی داری بر کارایی این روش به سازی داشته باشد. در فرایند اجرای ستون سنگی هر چقدر تعداد لایه هایی که طی آن مصالح درون ستون ریخته و متراکم می گردد بیشتر باشد تراکم یکنواخت تری در مصالح ستون ایجاد می گردد و در نتیجه قفل و بست دانه های خاک درون ستون با یکدیگر بیشتر شده و مقاومت برشی مصالح افزایش می یابد. همچنین نتایج آزمایش نشان داد، حداقل جابه جایی مورد نیاز جهت بسیج نیروی پیسیو جهت کارایی به سازی به روش ستون سنگی مورد نیاز است، در خاک CL کمتر از خاک CH می باشد. همچنین این مقدار با افزایش تعداد لایه های اجرای ستون سنگی و یکنواخت تر شدن تراکم درون ستون ها کاهش می یابد. این موضوع بیانگر اهمیت تراکم و فشار محصورشدگی در مصالح ستون سنگی می باشد که پیشتر به آن اشاره گردید. با افزایش تراکم و محصورشدگی مصالح دانه ای درون ستون ها، جابه جایی کمتری جهت قفل و بست دانه های مصالح و ایجاد نیروی مقاوم مورد نیاز است. علاوه بر این مطالعه حاضر نشان داد در اجرای محدود گروه ستون سنگی با آرایش مثلثی، راستای قرارگیری الگوی ستون ها نسبت به جهت بار می تواند بر ظرفیت باربری نهایی اثرگذار باشد. هر چند در صورت افزایش تعداد ستون های سنگی و گسترده تر شدن پلان به نحوی که راستای قاعده از رأس قابل تفکیک نباشد، جهت بارگذاری نسبت به راستای چینش تأثیر محسوسی نخواهد داشت.

در این تحقیق از سه نوع خاک مشخص، یک ابعاد مشخص ستون، یک ابعاد مشخص جعبه آزمایش و دستگاه آزمایش برش مستقیم استفاده شده است. نتایج به دست آمده محدود به مصالح روش آزمایش و ابعاد هندسی مورد بررسی است. نتایج به دست

دلیل این امر را می توان در عملکرد مصالح دانه ای ستون ها جستجو کرد. مقامت برشی مصالح دانه ای ستون سنگی تحت تأثیر فشار همه جانبه ایجاد شده در آن قرارداد با افزایش فشار همه جانبه و تنش نرمال در مصالح دانه ای قفل و بست دانه ها بیشتر شده و مقاومت برشی کل افزایش می یابد. در صورتی که خاک پیرامونی تراکم بیشتری داشته باشد توانایی بیشتری در محصور کردن دانه ها دارد و در نتیجه می تواند فشار همه جانبه بیشتری در مصالح دانه ای به ازای هر مقدار تنش سربار یکسان (در این مطالعه تنش نرمال آزمایش برش مستقیم) ایجاد کند.



شکل ۵ تغییرات ظرفیت های باربری محاسبه شده بر اساس مقادیر چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی معادل به دست آمده از آزمایش برش مستقیم نمونه های مسلح نشده و مسلح شده با گروه ستون سنگی و بارگذاری در راستای چینش از رأس و قاعده بر حسب تعداد لایه های آماده سازی ستون های سنگی

علاوه بر این لازم به ذکر است که بر اساس مطالعات قبلی انجام شده [8]، در ساخت ستون سنگی، به طور معمول، ۱۵ تا ۳۵ درصد از حجم خاک ضعیف با مصالح ستون سنگی جایگزین می شود. لذا، با رعایت محدوده درصد بهینه اشغال حجم ستون های سنگی در خاک های نرم رسی، ستون های سنگی موجب بهبود ظرفیت باربری خاک نرم می شوند که در مورد ستون های سنگی نصب شده در خاک سست پیرامونی در این تحقیق، درصد اشغال حجم ستون های سنگی در جعبه برش، معادل ۲۹/۹۲ درصد بوده که در محدوده درصد بهینه اشغال مذکور قرار دارد.

نتیجه گیری

در این مطالعه تأثیر به سازی دو نوع خاک رسی با استفاده از گروه ستون سنگی بررسی گردید. به این منظور از دستگاه برش مستقیم

Liquid Limit (LL)	LL حد روانی	آمده در این مطالعه صرفاً در خصوص مقاومت برشی معتبر بوده
Plastic Limit (PL)	PL حد خمیری	و ممکن است قابل تعمیم به نشست و تحکیم خاک به سازی
Plasticity Index (PI)	PI شاخص خمیری	شده نباشد. همچنین نتایج این مطالعه تفاوت راستای سطح
Moisture content (ω)	ω درصد رطوبت نمونه سازی	گسیختگی نسبت به امتداد ستون‌های شنی در برش مستقیم
Specific gravity (Gs)	Gs چگالی ویژه	نسبت به شرایط واقعی در زیر پی را در نظر نمی‌گیرد و مطالعه
γ_{dmax}	γ_{dmax} وزن مخصوص خشک حداکثر	عملکرد روش به‌سازی را از نظر تغییر شکل و تحکیم ارزیابی
Maximum dry unit weight (γ_{dmax})		نمی‌کند. لکن نتایج این تحقیق می‌تواند مورد توجه محققان در
ω_{opt}	ω_{opt} درصد رطوبت بهینه	زمینه‌های مطالعاتی مشابه با شرایط محیطی متفاوت مانند دانسته
Optimum moisture content (ω_{opt})		درصد رطوبت جنس مصالح و ابعاد مختلف قرارگیرد و به درک
Normal stress	تنش نرمال	گسترده‌تر و عمیق‌تری از موضوع به‌سازی خاک به روش
Shear stress	تنش برشی	ستون‌های سنگی و ماسه‌ای منتج گردد.
Cohesion	چسبندگی	
Internal friction angle	زاویه اصطکاک داخلی	واژه نامه
Ultimate bearing capacity (q_u)	ظرفیت باربری نهایی	دستگاه برش مستقیم بزرگ‌مقیاس
	ضرایب ظرفیت باربری	Large-scale direct shear apparatus
Bearing capacity factors		روش سریع
		CL and CH soils خاک‌های CL و CH
		SM soil خاک ماسه‌ای از طبقه SM
		UU test method روش UU
		Unified Soil Classification System سیستم طبقه‌بندی متحد

سپاسگزاری

مراجع

- [1] Management and Planning Organization of Iran, Guidelines for the Stabilization of Embankment and Pavement Layers (Publication No. 268), Tehran, Iran, 2003.
- [2] S. Tabarsaz and A. Soroush, "Numerical Analysis of Ground Reinforced with a Stone Column Group," *Modares Civil Engineering Journal (MCEJ)*, vol. 10, no. 2, pp. 27–37, 2010.
- [3] M. R. Malekpoor and Gh. R. Poorebrahimi, "Experimental and Numerical Modeling of Soft Soil Improvement using Compacted Lime Mortar Columns," *Modares Civil Engineering Journal (MCEJ)*, vol. 14, no. 2, pp. 129–141, 2014.
- [4] S. Ghafarpour Jahromi, S. Ghorban Beigi, and M. Yaghoubi, "Investigation of Failure Mechanism in Ground Improved with Group of Stone Columns," in *Proceedings 1st National Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Shahid Rajaee Teacher Training University, Tehran, Iran, 2014. <https://civilica.com/doc/332722>
- [5] M. Mokhtari and B. Kalantari, "Soft Soil Stabilization Using Stone Columns—A Review," *Electronic Journal of Geotechnical Engineering (EJGE)*, vol. 17, no. J, pp. 1459–1466, 2012.
- [6] S. Ghaffarpour Jahromi, S. Gharbanbeygi, and M. Yaghoubi, "Evaluation of Distinct Factor Affecting the Bearing

- Capacity in Ground Improvement with Stone Column Group," *Ferdowsi Civil Engineering*, vol. 32, no. 1, pp. 137–150, 2019. <https://doi.org/10.22067/civil.v32i1.61713>
- [7] R. Aza-Gnandji and D. Kalumba, "Experimental and Numerical Analyses of the Behavior of Rammed Stone Columns Installed in a South African Soft Soil," *International Journal of Engineering Science and Innovative Technology*, vol. 3, no. 6, pp. 477–499, 2014.
- [8] A. Fouladi, The Effect of Stone Columns on Bearing Capacity of Soil , M.Sc. thesis, Shahid Bahonar University, Kerman, Iran, 2013.
- [9] M. Mokhtari, Numerical Analysis of the Effect of Stone Column Groups on Bearing Capacity of Clay Soils in Hormozgan Province , M.Sc. thesis, University of Hormozgan, Iran, 2014.
- [10] D. Moradi Kholaki, Determining the Effect of Diameter and Arrangement of Stone Columns on Mechanical Parameters of Clay Reinforced with Stone Column Groups , M.Sc. thesis, Islamic Azad University, Central Tehran Branch, 2016.
- [11] H. Kardgar, "Investigation of the Bearing Capacity of Foundations on Encased Stone Columns Using Finite Element Method," *International Journal of Integrated Engineering*, vol. 10, no. 1, 2018.
- [12] A. Hanna, M. Khalifa, and M. A. Rahman, "Experimental investigation on stone columns in cohesive soil," in *Proceeding International Congress and Exhibition: Sustainable Civil Infrastructures – Innovative Infrastructure Geotechnology*, Cham, Switzerland: Springer International Publishing, 2018, pp. 171–181.
- [13] M. Aslani, J. Nazariafshar, and N. Ganjian, "Experimental Investigation of Equivalent Shear Strength of Loose Sand Reinforced with Stone Column," *Journal of Engineering Geology*, vol. 13, no. 3, pp. 1–5, 2019. <http://dx.doi.org/10.18869/acadpub.jeg.13.3.365>
- [14] A. Hamzh, H. Mohamad, and M. F. Bin Yusof, "The Effect of Stone Column Geometry on Soft Soil Bearing Capacity," *International Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 16, no. 2, pp. 200–210, 2019. <https://doi.org/10.1080/19386362.2019.1666557>
- [15] M. J. M. Al-Waily, M. Y. Fattah, and M. S. Al-Qaisi, "Experimental and statistical study on single and groups of stone columns," *Key Engineering Materials*, vol. 857, pp. 399–408, 2020. <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/KEM.857.399>
- [16] N. Hataf, N. Nabipour, and A. Sadr, "Experimental and Numerical Study on the Bearing Capacity of Encased Stone Columns," *International Journal of Geo-Engineering*, vol. 11, no. 1, 2020. <https://doi.org/10.1186/s40703-020-00111-6>
- [17] J. Nazariafshar, M. Aslani, and N. Mehrannia, "Experimental Study on Equivalent Shear Strength of Cohesive Soils Improved with Stone Columns by Triaxial Testing," *Amirkabir Journal of Civil Engineering*, vol. 52, no. 9, pp. 2191–2210, 2020.
- [18] A. Haddad and M. Shahverdi, "Experimental study of the performance of floating stone columns filled with recycled materials," *Sharif Journal of Civil Engineering*, vol. 36.2, no. 3.1, pp. 131–139, 2020.

- [19] F. Xu, H. Moayed, L. K. Foong, M. Jamali Moghadam, and M. Zangeneh, "Laboratory and Numerical Analysis of Geogrid Encased Stone Columns," *Measurement*, vol. 169, 2021. <https://doi.org/10.1016/j.measurement.2020.108369>
- [20] S. Saxena and L. B. Roy, "The Effect of Geometric Parameters on the Strength of Stone Columns," *Engineering, Technology & Applied Science Research*, vol. 12, no. 4, pp. 9028–9033, 2022. <https://doi.org/10.48084/etasr.5138>
- [21] M. Kazemzadeh, A. Zad, and M. Yazdi, "Numerical Modeling of Improvement of Soft Soil with Stone Columns under High-Speed Train Crossing," *Civil Infrastructure Researches*, vol. 7, no. 2, pp. 157–168, 2022. <https://doi.org/10.22091/cer.2021.7397.1304>
- [22] N. Bazazzadegan, N. Ganjian, and J. Nazariafshar, "Effect of Soft Lens on the Behavior of Ordinary and Reinforced Stone Columns Located in Saturated Sandy Bed," *Amirkabir Journal of Civil Engineering*, vol. 55, no. 2, pp. 11–11, 2023. <https://doi.org/10.22060/ceej.2023.21390.7711>
- [23] S. Amirafshari and A. Ghanbari, "A Geotechnical Centrifuge Study on the Bearing Capacity of Ring Foundations Reinforced by Stone Columns," *International Journal of Geomechanics*, vol. 25, no. 1, p.04024321, 2025. <https://doi.org/10.1061/IJGNAI.GMENG-9948>
- [24] G. Fan, M. Nasiri, and E. Amiri, "Stabilized Slope Using Stone Columns Reinforced with Geotextile Encasement and Laminated Coatings: A Case Study," *Natural Hazards Review*, vol. 26, no. 2, 2025. <https://doi.org/10.1061/NHREFO.NHENG-2143>
- [25] ASTM-D3080, Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils under Consolidated Drained Conditions, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2004.
- [26] ASTM-D422, Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2007.
- [27] ASTM-D4318, Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2010.
- [28] ASTM-D2216, Standard Test Method for Laboratory Determination of Water (Moisture) Content of Soil and Rock by Mass, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2010.
- [29] ASTM-D854, Standard Test Methods for Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2014.
- [30] ASTM-D698, Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Standard Effort, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2012.
- [31] ASTM-D2487, Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System), ASTM International, West Conshohocken, PA, 2010.
- [32] Ministry of Roads and Urban Development, National Building Code of Iran, Part 7: Foundation, Iran Development Publisher, Tehran, 2013.
- [33] S. F. Kwa, E. S. Kolosov, and M. Y. Fattah, "Ground Improvement Using Stone Column Construction Encased with Geogrid," *Construction of Unique Buildings and Structures*, no. 3(66), pp. 49–59, 2018. <https://doi.org/10.18720/CUBS.66.5>

- [34] A. Shakibi Nezhad, S. Gholipour, and M. Makarchian, "Investigation of Shear Behavior of Stone Columns in Sandy Bed," *Ferdowsi Civil Engineering*, vol. 38, no. 1, 2024. <https://doi.org/10.22067/jfcei.2024.90055.1323>
- [35] M. Hajiazizi and M. Nasiri, "Experimental and Numerical Investigation on Stability of Reinforced Sandy Slope Using Reinforced Stone Column with Horizontally Laminated Geotextile Disks," *Ferdowsi Civil Engineering*, vol. 32, no. 1, pp. 55–72, 2019. <https://doi.org/10.22067/civil.v32i1.62412>
- [36] N. Pishvaei, M. Jiryaee Sharahi, and M. Amelsakhi, "Laboratory Investigation on Stabilization of Clay with Calcium Lignosulfonate and Polyethylene Fibers under Wetting and Drying Cycles," *Ferdowsi Civil Engineering*, vol. 36, no. 1, pp. 85–96, 2023. <https://doi.org/10.22067/jfcei.2023.74674.1112>
- [37] A. Negahdar, S. Yadegari, and S. Houshmandi, "Investigation of Creep Behavior of the Clay Soil in the Laboratory Condition," *Ferdowsi Civil Engineering*, vol. 28, no. 1, pp. 1–12, 2016. <https://doi.org/10.22067/civil.v28i1.34947>
- [38] K. Mehrshahi and H. Alielahi, "Estimating the Geotechnical Design Parameters of Improved Soil by Preloading Method Using Instrumentation Results and Numerical Approach – A Case Study," *Ferdowsi Civil Engineering*, vol. 30, no. 1, pp. 13–30, 2018. <https://doi.org/10.22067/civil.v1i30.52137>
- [39] N. Mehrannia, J. Nazariafshar, and F. Kalantary, "Experimental Investigation on the Effect of Geometry and Reinforced Floating Stone Columns on Bearing Capacity," *Ferdowsi Civil Engineering*, vol. 31, no. 2, pp. 74–88, 2018. <https://doi.org/10.22067/civil.v31i2.57449>
- [40] J. Bolouri-Bazaz, A. Mollahasani, and S. M. Hosseini, "A Comparative Study on Determination Soil Deformation Modulus Using In-Situ and Laboratory Plate Load Tests," *Ferdowsi Civil Engineering*, vol. 22, no. 1, pp. 45–62, 2011. <https://doi.org/10.22067/civil.v22i1.9033>

Experimental investigation of Corner RC Beam-Column Joints Subjected to Unidirectional and Bidirectional Lateral Loading

Research Article

S Ahmad Nezami¹, Ahmad Shooshtari² , Jalil Shafaei³DOI: [10.22067/JFCEI.2025.93466.1356](https://doi.org/10.22067/JFCEI.2025.93466.1356)

1. Introduction

The joints located at the corner of the building and at the intersection of two seismic resistance systems have a transverse beam. The presence of the transverse beam has exposed the substructure of the joint to three-dimensional and asymmetric conditions. During earthquake, the corner beam-column joints are affected by bidirectional loading. A significant part of the seismic performance of the main direction of the frame is affected by the loading in the orthogonal direction and bidirectional interactions in the joint area. The interactions created in the strain-rupture plane of the joint area and the bending cracks formed in both beams due to the transverse beam loading lead to a history of damage and capacity deterioration when the required ductility is achieved in the direction of the main beam. This situation, along with other issues such as low confinement and severe changes in the column axial force due to the overturning moment, reminds us of the critical conditions and importance of the seismic requirements of corner joints.

In the present study, using experimental specimens, the seismic performance of the joint substructure in the main direction under the influence of bidirectional loading with ratios of 100:50 and 100:100 was creatively evaluated. The presence of seismic and non-seismic details at two normal and extreme levels has led to a complete understanding of the behavior of the substructure under the influence of bidirectional loading. Several parameters such as cyclic response, failure mode, force capacity, strength decay, stiffness, dissipated energy and damage index were investigated. The effect of loading and damage caused in the orthogonal direction of the frame on the joint performance in the main direction becomes important. Also, an innovative upper limit of bidirectional loading is followed using a reciprocating jack. In the present study, three types of corner joints with seismic and non-seismic details are first evaluated under unidirectional loading. Then, in three other similar specimens, loading in the principal direction is initiated when the loading on the transverse beam has been partially applied. Finally, in

three final similar specimens, loading in the principal direction is initiated when the loading on the transverse beam has been fully applied. Thus, the damage history during loading in the orthogonal direction is evaluated in the principal direction of the frame.

2. Experimental program

The three-dimensional joint substructure under study is shown in Figure 1. The fabricated reinforced concrete corner joints have a transverse beam extending to the bending inflection point. Corner joint C1, with seismic code ACI318-19 criteria and details, was considered as a standard example. The non-seismic corner joints, in terms of seismic weaknesses, were followed at two levels, normal and acute. At the normal level, the stirrups of column in the joint area are not extended, C2, and at the acute level, in addition to the lack of extension of the stirrups of column in the joint area, the longitudinal beam reinforcements in the joint area are not sufficiently restrained, C3.

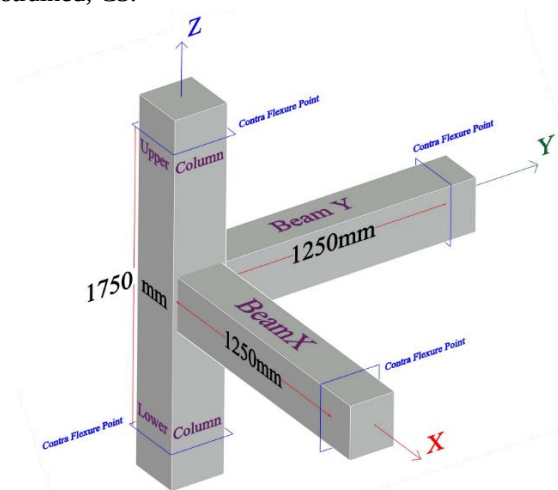


Fig. 1. Schematic of the beam-column corner joint along with the distances of the contra flexure points and the principal directions.

* Manuscript received 2025 May 11, Revised 2025 June 29, Accepted 2025 July 26.

¹ Ph.D.Candidate, Department of Civil Engineering, Ferdowsi University of Mashhad, Mashhad, Iran.

² Corresponding Author: Associate Professor, Department of Civil Engineering, Ferdowsi University of Mashhad, Mashhad, Iran.

Email: ashoosht@um.ac.ir

³ Associate professor, Faculty of civil Engineering, Shahrood University of Technology, Shahrood, Iran.

According to Figure 2, the column was set up horizontally and the actuator head was applied at the bending point of the beam in a lateral and articulated manner with the ability to change the slope. As can be seen in Figure 3, in all tests, the beam in question is placed vertically for load application and the perpendicular beam remains horizontal. In two-way loading, the transverse beam is first placed vertically and after the transverse beam is loaded, the specimen is rotated to place the main beam in the actuator jack location.

3. Experimental results

The force-displacement envelope curves of all specimens are shown in Figure 4. The corner joint with seismic details under unidirectional loading due to the confinement of the transverse beam (without damage history), the force interactions between the two perpendicular beams in the joint area, and the strain hardening of the steel, in response to the maximum tolerable force, resulted in a 12% increase in the joint force capacity response compared to the predicted bending capacity of the beam. In addition, after a relative displacement of 4.5%, due to the dominance of the shear failure of the joint area over the full realization of the bending failure mechanism in the beam, the force response decreased. Overall, according to the ACI 374.1 standard, the level of expectations for acceptance of the specimen was passed. The present specimen under limited bidirectional loading was able to change the failure mechanism from the combined bending mechanism of the beam-shear joint with the dominance of brittle shear failure to the desired bending mechanism in the beam compared to the unidirectional loading condition. It also

performed 50% better in cyclic strength degradation than C1-UL and C1-Full BL based on 3.5% relative displacement. Under severe bidirectional loading, compared to when loading was applied in one direction, there was a 24% reduction in the maximum force response, a 55% reduction in initial stiffness, a 40% reduction in effective stiffness at 1.75% relative displacement, a 30% reduction in ductility, and a 33% reduction in energy dissipation capacity.

In the conventional seismically vulnerable corner joint (C2) under unidirectional loading until the maximum force was reached, the behavior of the specimen was similar to that of the C1-UL specimen. The weakness of the shear strength in the joint area (along with the presence of the transverse beam) caused a severe drop in force with continued loading. Under limited bidirectional loading, due to the lack of consideration of seismic details and the concentration of damage in the joint area under the influence of bidirectional loading, the joint behavior has deviated from the elastic and integral state to such an extent that the longitudinal bars of the buried beam in the joint area have slipped. However, after 4.5% relative displacement, the rate of force loss and capacity deterioration of the specimen was lower than that of the one-way loading condition.

In the acute seismically vulnerable corner joint (C3) under limited bidirectional loading, it was observed that bidirectional loading had a destructive effect on the continuity between the shortened longitudinal reinforcement of the beam and the concrete in the joint area.

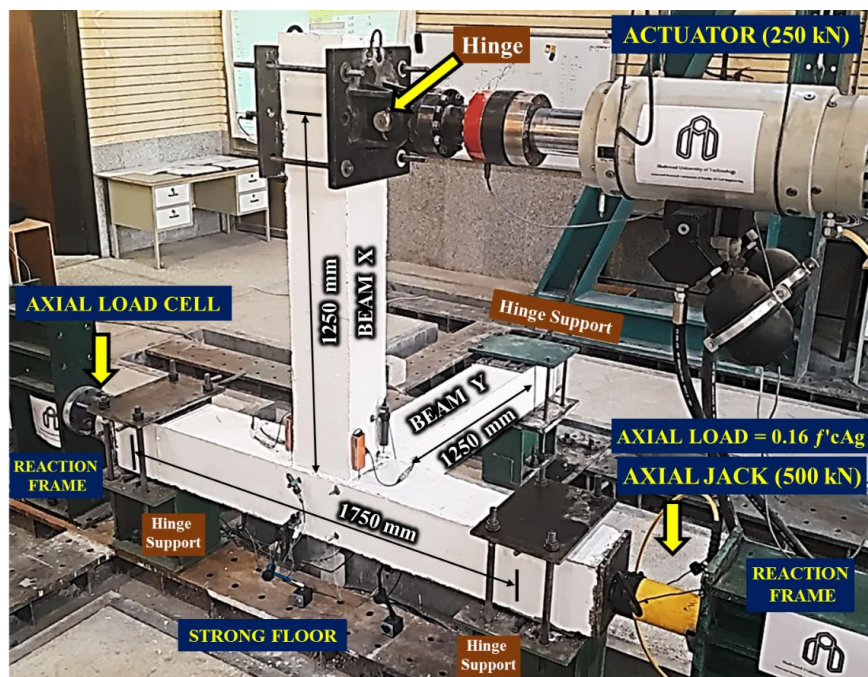


Fig. 2. Overview of test setup.

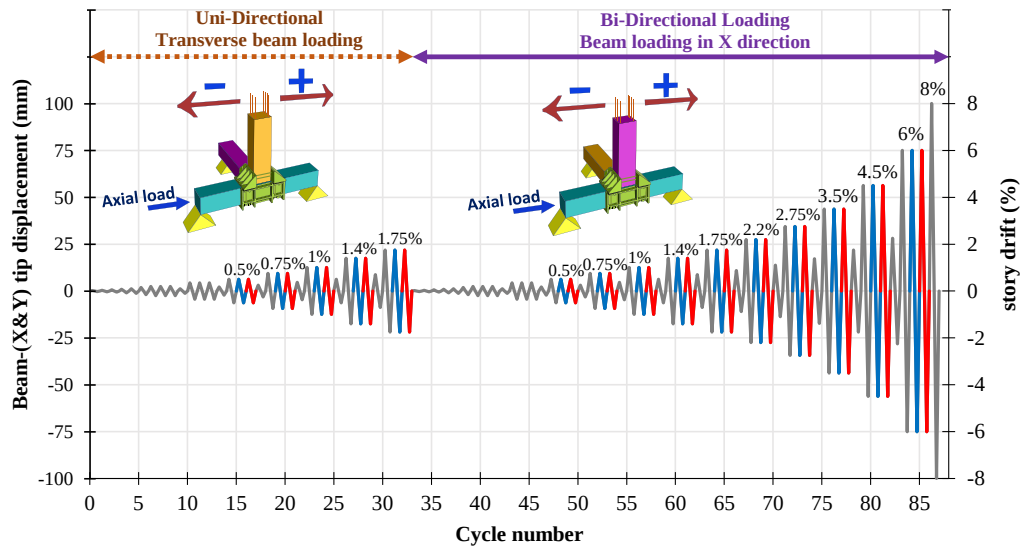


Fig. 3. Lateral cyclic bidirectional loading protocol.

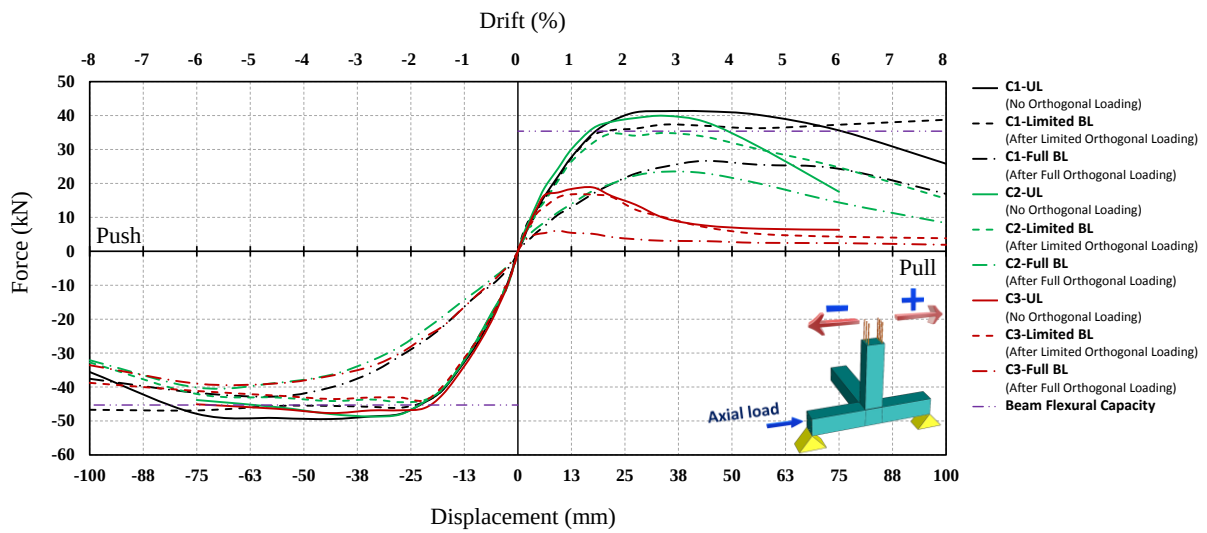


Fig. 4. Comparison of force-displacement envelope curves of the control specimens.

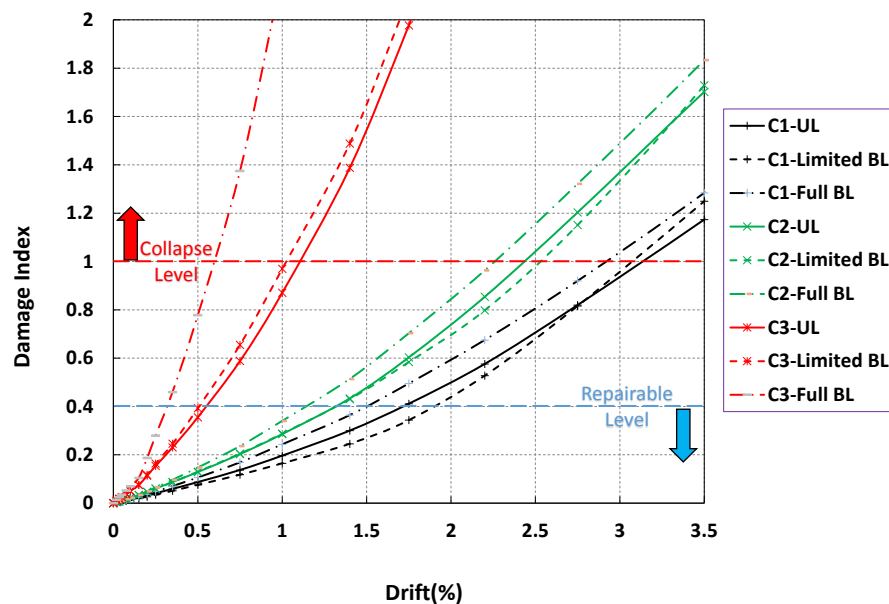


Fig. 5. Compression of damage index for all specimens.

Based on the damage index, Figure 5, on average for all three specimens C1, C2, and C3, at least 20% of the desired relative displacement value to enter the irreparable and severe damage ranges has been reduced due to severe bidirectional loading

4. Conclusions

Based on the results obtained; by applying half of the required ductility of the main direction in the orthogonal direction, the seismic performance of the frame in the main direction changes due to the entry of the corner joint area space into bidirectional interactions. On average, in the joints under study under limited bidirectional loading, the maximum tolerable force of the specimen decreases by 10% compared to the unidirectional loading. If the bidirectional loading is applied in equal proportions in the two orthogonal directions, not only does it reduce the force capacity of the corner joints by 32% on average, but also the initial stiffness of the specimen, the effective stiffness at relative displacement by 1.75%, the energy dissipation capacity and the ductility decrease by 54%, 40%, 35% and 23% compared to the unidirectional loading condition, respectively.



ارزیابی آزمایشگاهی اتصالات تیر ستون گوشه تحت بارگذاری جانبی یک جهته و دو جهته*

مقاله پژوهشی

جلیل شافعی^(۳)



احمد شوشتری^(۲)

سید احمد نظامی^(۱)

DOI: 10.22067/JFCEI.2025.93466.1356

چکیده مهم‌ترین جنبه پایداری ساختمان‌های بتن‌آرمه در برابر تحرکات جانبی ناشی از زلزله، حفظ رفتار الاستیک ناحیه اتصال می‌باشد. لذا مهم‌ترین وظیفه در سیستم مقاوم لرزه‌ای قاب خمشی بر عهده اتصالات تیر ستون می‌باشد. در سیستم قاب خمشی، اتصالات گوشه متأثر از بارگذاری دو جهته در زمان ارتعاش ناشی از زمین‌لرزه قرار دارند. در این پژوهش به ارزیابی آزمایشگاهی رفتار لرزه‌ای زیرسازه اتصال گوشه تحت تأثیر بارگذاری دو جهته پرداخته شده است. اتصالات نامتقارن مورد مطالعه، شامل سه دسته است: (۱) دارای جزئیات لرزه‌ای مطابق با استاندارد ۱۹-۳۱۸ ACI^(۲) بدون جزئیات لرزه‌ای به علت حذف تنگ ستون در ناحیه اتصال و (۳) دارای ضعف دسته دوم و همچنین عدم تأمین گیرداری کافی آرماتورهای طولی تیر در ناحیه اتصال. با اعمال نیمی از شکل پذیری مورد تقاضای جهت اصلی در سمت متعامد، عملکرد لرزه‌ای جهت اصلی قاب به دلیل ورود فضای ناحیه اتصال گوشه به تعاملات دو جهته، تغییر می‌کند. به طور متوسط در اتصالات مورد بررسی تحت بارگذاری دو جهته محدود، حداکثر نیروی قابل تحمل نمونه، ۱۰٪ نسبت به بارگذاری یک جهته، کاهش می‌یابد. چنانچه بارگذاری دو جهته با نسبت برابر در دو جهت متعامد قرار بگیرد، نه تنها از ظرفیت نیروی اتصالات گوشه به طور متوسط ۳۲٪ می‌کاهد بلکه سختی اولیه نمونه، سختی مؤثر در جابه‌جایی نسبی ۱،۷۵٪، ظرفیت اتلاف انرژی و شکل پذیری نسبت به حالت بارگذاری یک جهته به ترتیب ۵۴٪، ۴۰٪، ۳۵٪ و ۲۳٪ کاهش می‌یابد.

واژه‌های کلیدی اتصالات تیر ستون، ساختمان‌های بتن مسلح، بارگذاری جانبی دو جهته، اتصال گوشه، ارزیابی آزمایشگاهی.

Experimental investigation of Corner RC Beam-Column Joints Subjected to Unidirectional and Bidirectional Lateral Loading

S Ahmad Nezami

Ahmad Shooshtari

Jalil Shafaei

Abstract The most important aspect of the stability of reinforced-concrete (RC) buildings against lateral movements caused by earthquakes is maintaining the elastic behavior of the joint area. Therefore, the most important task in the seismic resistant system of the moment frame is the beam-column joints. In the moment frame system, corner joints are affected by bi-directional loading during earthquake. In this research, the seismic behavior of the corner joint substructure under the influence of bi-directional loading is evaluated experimentally. The studied asymmetrical joints include three categories: 1-with seismic details according to the ACI318-19 standard, 2-without seismic details, due to the absence of transverse reinforcement in the joint area and 3- Has second-class weakness and also insufficient bond length of the beam bottom bars in the joint area. By applying half of the demand ductility of the primary direction in the orthogonal direction, the seismic performance of the frame in the primary direction changes due to the entry of the corner joint area space into bidirectional interactions. On average, in the joints under the studied joints under limited bidirectional loading, the maximum force that can be tolerated by the specimen is reduced by 10% compared to the unidirectional loading. If the bidirectional loading is applied in equal proportions in two orthogonal directions, not only does it reduce the force capacity of the corner joints by an average of 32%, but also the initial stiffness of the specimen, the effective stiffness in drift by 1.75%, the energy dissipation capacity and the ductility are reduced by 54%, 40%, 35% and 23%, respectively, compared to the unidirectional loading condition.

Key words Beam-Column Joints, Reinforced Concrete Structures, Bidirectional Lateral Loading, Corner Joint, Experimental Evaluation.

* تاریخ دریافت مقاله ۱۴۰۴/۰۲/۲۱ و تاریخ پذیرش آن ۱۴۰۴/۰۵/۰۴ می‌باشد.

(۱) دانشجوی دکتری سازه، دانشکده مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد، مشهد.

(۲) نویسنده مسئول، دانشیار، گروه مهندسی عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد، مشهد.

(۳) دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شاهرود، شاهرود.

مقدمه

مهم‌ترین وظیفه در سیستم مقاوم لرزه‌ای قاب‌خمش بر عهده اتصالات تیر به ستون می‌باشد. حفظ رفتار الاستیک ناحیه اتصال در حین انتقال جابه‌جایی‌های مورد تقاضا در تیر و ستون، از مهم‌ترین ملزومات برای تحقق رفتار شکل‌پذیر قاب و پایداری ساختمان بتن‌آرمه در برابر تحرکات جانبی ناشی از زلزله می‌باشد [1-5]. اتصالات قرار گرفته در گوشه ساختمان و در محل تقاطع دو سیستم مقاوم لرزه‌ای، از یک تیر عرضی برخوردار است. وجود تیر عرضی، زیر سازه اتصال را با شرایط سه‌بعدی و نامتقارن مواجه کرده است. در زمان ارتعاش ناشی از زلزله، اتصالات تیر ستون گوشه تحت تأثیر بارگذاری دوجته قرار می‌گیرند [6]. بخش قابل توجهی از عملکرد لرزه‌ای جهت اصلی قاب تحت تأثیر بارگذاری در سمت متعامد و تعاملات دوجته در ناحیه اتصال، قرار می‌گیرد. اندرکنش‌های ایجاد شده در صفحه کرنش‌گسیختگی ناحیه اتصال و ترک‌های خمشی تشکیل شده در هر دو تیر بر اثر بارگذاری تیر عرضی، منجر به سابقه آسیب و زوال ظرفیت در زمان تحقق شکل‌پذیری مورد تقاضا در راستای تیر اصلی می‌شود [7,8]. وضعیتی که در کنار مسائل دیگری نظیر محصورشدگی کم و تغییرات شدید نیرو محوری ستون به دلیل لنگر واژگونی، شرایط بحرانی و اهمیت نیازهای لرزه‌ای اتصالات گوشه را یادآور می‌شود. همچنین در صورتی که جزئیات لرزه‌ای به طور کامل در اتصالات گوشه پیاده‌سازی نشده باشد، تأثیرپذیری ضعف لرزه‌ای بر عملکرد ناقص قاب‌خمش، تشدید می‌گردد.

در سالیان گذشته، محققان مختلفی مانند تاپکو [9]، سانچز [10]، حاج رسولی‌ها و مستوفی‌نژاد [11,12] برای ارزیابی تأثیر محصورکنندگی تیر عرضی در اتصال مستعد آسیب لرزه‌ای گوشه، فرض ساده‌اندیشانه‌ای در ارزیابی آزمایشگاهی مرتکب شده‌اند. آن‌ها فرض کردند در طول بارگذاری جانبی در جهت اصلی اتصال، تیر عرضی در اتصالات گوشه مشابه سایر اتصالات تیر ستون، ترک می‌خورد و از مشارکت تیر عرضی در تعاملات دوجته اتصال صرف نظر کردند. به عبارتی حضور تیرهای متعامد در نمونه‌های تجربی یا به صورت کوتاه شده (Stub) یا به صورت کامل ادامه یافته تا نقطه عطف‌خمش لحاظ گردید. در سال‌های بعد فایده و بشا [13,14] سعی کردند با گیردار کردن تیر فرعی در نقطه عطف‌خمش، پاسخ اتصال را مقداری تحت تأثیر

تعاملات دو جهته قرار بدهند. اما همچنان به علت محدودیت‌های آزمایشگاهی و یا فرض‌های ساده‌اندیشانه در بسیاری از تحقیقات انجام گرفته در زمینه ارزیابی اتصالات نامتقارن، حد تشخیص تأثیر تعامل دوجته اتصال از دست رفته است. هان و لی [15] اتصالات لرزه‌ای گوشه بتن‌آرمه را تحت بارگذاری یک‌جهته و دوجته مورد بررسی قرار دادند. در نمونه دارای جزئیات لرزه‌ای مشاهده گردید که تحت بارگذاری یک‌جهته همان طور که انتظار بود، مکانیزم مطلوب خمشی در تیر تشکیل شد؛ اما نمونه مشابه، تحت بارگذاری دوجته، به صورت برشی در اتصال شکست. الگوی بارگذاری دو جهته اعمال شده برای اتصالات نامتقارن گوشه در تحقیقات مارچسلا و موسیسا [16] و کیتاما و همکاران [7] نیازمند اعمال بارگذاری جانبی رفت و برگشتی با استفاده از دو جک می‌باشد؛ ولی در پژوهش حاضر با استفاده از تغییر موقعیت نمونه در فرایند بارگذاری، مانع محدودیت جک رفع شده است و به صورت هدفمند تأثیر بارگذاری تیر عرضی در عملکرد جهت اصلی اتصال دنبال شده است.

در تحقیق حاضر، ارزیابی رفتار لرزه‌ای زیرسازه اتصال گوشه در جهت اصلی تحت تأثیر بارگذاری در جهت متعامد و با الگوی طراحی تیر ضعیف - ستون قوی مورد بررسی قرار می‌گیرد. نمونه‌های آزمایشگاهی مورد بررسی بر اساس جزئیات لرزه‌ای و غیرلرزه‌ای متداول در کشور ایران به سه دسته تقسیم می‌گردد: (۱) دارای جزئیات لرزه‌ای مطابق با استاندارد ACI318-19، (۲) عدم رعایت جزئیات لرزه‌ای به علت حذف تنگ ستون در ناحیه اتصال و (۳) علاوه بر ضعف کافی نبودن استحکام برشی اتصال، آرماتورهای طولی پایین تیر در ناحیه اتصال از گیرداری کافی برخوردار نیستند.

در پژوهش حاضر، با استفاده از نمونه‌های تجربی، به صورت خلاصه، عملکرد لرزه‌ای زیرسازه اتصال در جهت اصلی تحت تأثیر بارگذاری دوجته با نسبت‌های ۵۰:۱۰۰ و ۱۰۰:۱۰۰ مورد ارزیابی قرار گرفت. وجود جزئیات لرزه‌ای و غیرلرزه‌ای در دو سطح معمولی و حاد منجر به شناخت کاملی از رفتار زیرسازه تحت تأثیر بارگذاری دوجته شده است. پارامترهای متعددی نظیر پاسخ چرخه‌ای، مود شکست، ظرفیت نیرویی، زوال مقاومت، سختی، انرژی تلف شده و شاخص خسارت مورد بررسی قرار گرفت.

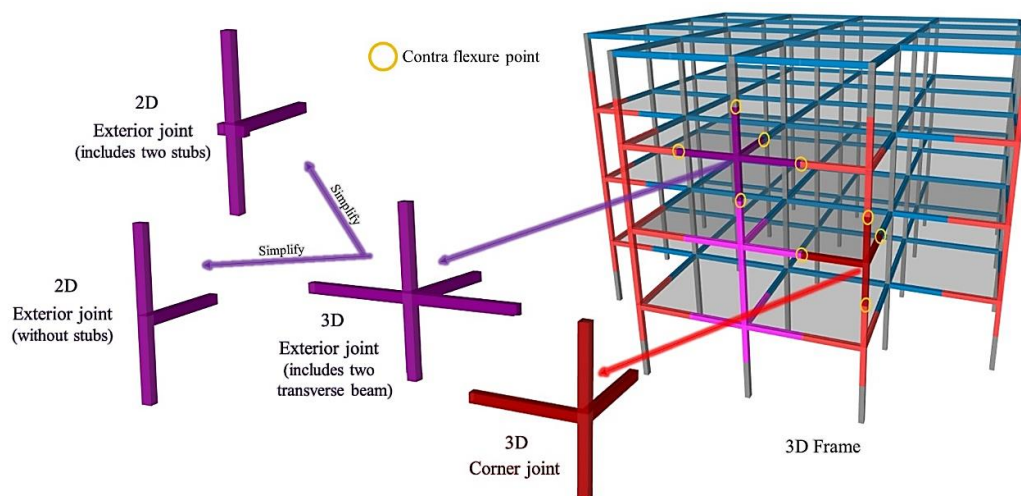
کناری و داخلی غالباً با پیکربندی متقارن در پلان مواجه هستند. در این حالت تیرهای عرضی در قاب خمشی متعامد در زمان ارتعاش در جهت موازی با یک قاب، تنها نقش محصورکنندگی اتصال را دارند و در کنار پیوستگی دال متقارن، از باز شدن ترک‌های قطری در صفحه دستک فشاری ناحیه اتصال جلوگیری به عمل می‌آورند. در این حالت فرض می‌گردد تیر عرضی از بر اتصال ترک می‌خورد و مشارکت محصورکنندگی آن به صورت تیر کوتاه شده (Stub) در نظر گرفته می‌شود [17]. در اکثر تحقیقات، از اثر محافظه‌کارانه تیر عرضی کاملاً صرف نظر می‌گردد و قاب یا زیرسازه اتصال به صورت دوبعدی مورد بررسی قرار می‌گیرد؛ اما شرایط در مورد یک اتصال نامتقارن قرار گرفته در گوشه ساختمان، موضوعی متفاوت می‌باشد. در صورت وجود سیستم مقاوم لرزه‌ای در هر دو جهت اصلی ساختمان، دیگر نمی‌توان از تأثیر بارگذاری تیر عرضی برای اتصال گوشه چشم‌پوشی کرد. در یک ساختمان سه‌بعدی تحت اثر زلزله با توجه به فاصله مرکز جرم از مرکز سختی و وجود کوچک‌ترین عدم تقارن اعضا و سیستم‌ها و یا وجود اختلاف زاویه در جهت تکان‌های لرزه‌ای وارد شده نسبت به جهت‌های اصلی قاب‌ها، قطعاً برای هر یک از دو جهت اتصال گوشه، نیروی جانبی (برش طبقه) وارد خواهد شد. ورود تقاضاهای تنشی در هر دو جهت، نسبت مشارکت اعضای هر دو جهت در توزیع نیرو و مسیر رشد ترک‌های خمشی در تیر و دال، اهمیت نگرش متفاوت در روش ارزیابی اتصالات تیر ستون گوشه را گوشزد می‌کند.

شناخت رفتار اتصالات تیرستون نامتقارن به دلیل ایجاد تعاملات صورت گرفته در دو راستای اصلی قاب در زمان تحرکات جانبی ناشی از زلزله مبنای اصلی تحقیق حاضر می‌باشد. تأثیر بارگذاری و آسیب‌های ایجاد شده در جهت متعامد قاب، بر عملکرد اتصال در جهت اصلی، اهمیت پیدا می‌کند. همچنین به صورت نوآورانه و با استفاده از یک جک رفت و برگشتی حد بالایی از بارگذاری دوجته دنبال می‌شود. بررسی تأثیر بارگذاری دوجته در نمونه‌های دارای ضعف‌های لرزه‌ای رایج، زمینه تکمیلی برای تحقیقات مرتبط با مقاوم‌سازی اتصالات گوشه تحت تأثیر بارگذاری دوجته شمرده می‌شود. در تحقیق حاضر ابتدا سه نوع اتصالات گوشه دارای جزئیات لرزه‌ای و غیر لرزه‌ای تحت بارگذاری یک‌جهته مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. سپس در سه نمونه نظیر دیگر زمانی بارگذاری در جهت اصلی آغاز می‌شود که بارگذاری روی تیر عرضی به صورت محدود سپری شده باشد. در نهایت در سه نمونه نظیر نهایی، زمانی بارگذاری در جهت اصلی شروع می‌گردد که بارگذاری در تیر عرضی به صورت کامل اعمال شده باشد. بدین ترتیب سابقه آسیب در طی بارگذاری در جهت متعامد، در جهت اصلی قاب ارزیابی می‌گردد.

اتصالات کناری و گوشه تیر به ستون

موقعیت و هندسه

در شکل ۱ دو نوع اتصال کناری و گوشه تیر به ستون در موقعیت‌های مختلف ساختمان نشان داده شده است. اتصالات



شکل ۱ اتصالات تیر ستون گوشه و کناری در موقعیت‌های مختلف سازه

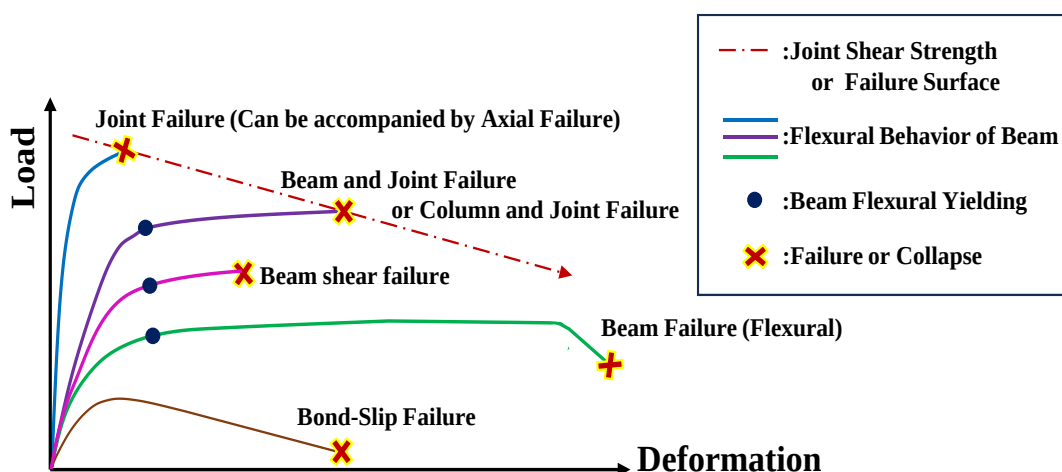
مودهای گسیختگی اتصال

با توجه به ماهیت رفتاری اتصالات در سازه‌های بتن‌آرمه، گسیختگی زیرسازه اتصال اغلب به صورت ترکیبی از مودهای گسیختگی مختلف خمشی، برشی و پیچشی برای هر جزء اصلی تیر، ستون و ناحیه مشترک اتفاق می‌افتد. با توجه به (۰) مودهای گسیختگی محتمل یک زیرسازه اتصال به قرار زیر تقسیم می‌گردد:

۱. گسیختگی برشی ناحیه اتصال
 ۲. گسیختگی محوری ستون در ناحیه اتصال همراه با گسیختگی برشی ناحیه اتصال (نادر) [18]
 ۳. گسیختگی خمشی تیر اصلی همراه با گسیختگی ناحیه اتصال
 ۴. گسیختگی خمشی ستون همراه با گسیختگی ناحیه اتصال
 ۵. گسیختگی خمشی تیر اصلی و ستون همراه با گسیختگی ناحیه اتصال
 ۶. گسیختگی برشی تیر اصلی
 ۷. گسیختگی خمشی تیر اصلی (مکانیزم مطلوب)
 ۸. گسیختگی پیوستگی آرماتورهای طولی تیر اصلی در ناحیه اتصال
- در اتصالات آسیب‌پذیر لرزه‌ای مورد بررسی به دلیل رعایت الگوی تیر ضعیف ستون قوی، تنها مودهای گسیختگی (۱)، (۳) و (۸) محتمل می‌باشد. در گسیختگی برشی اتصال (۱)، گره

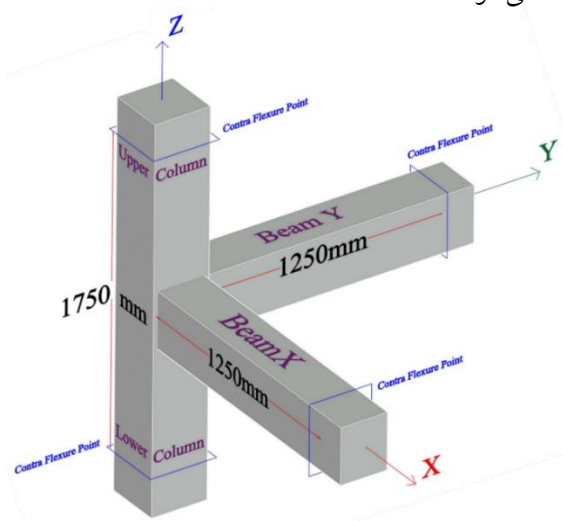
اتصال نسبت به تیر و ستون به عنوان ضعیف‌ترین حلقه در انتقال بارهای مورد تقاضا رفتار می‌کند. بنابراین قبل از جاری شدن میلگردهای طولی در المان‌های متصل و بدون ایجاد شکل‌پذیری قابل توجه، ناحیه اتصال در برش خالص گسیخته می‌شود. حالت (۳) مخصوص الگوی طراحی تیر ضعیف - ستون قوی می‌باشد. چنانچه تیر در نقش خمشی ورود کند و ناحیه اتصال توان تحمل برش‌های ایجاد شده را نداشته باشد؛ مود گسیختگی ترکیبی ایجاد می‌شود. به دلیل جاری شدن بخشی یا تمام آرماتورهای طولی تیر، ظرفیت شکل‌پذیری، مقداری نسبت به مود گسیختگی (۱) بهبود پیدا می‌کند. در این حالت ظرفیت برشی اتصال، تعیین‌کننده وضعیت فروپاشی زیرسازه اتصال خواهد بود.

گسیختگی پیوستگی آرماتورهای طولی تیر اصلی در ناحیه اتصال (۸)، مخصوص نمونه‌های C3 در نظر گرفته می‌شود. زمانی که نیروی برشی مماسی اطراف پل اتصال از نیروی پیوند ایجاد شده در طول کوتاه مهار آرماتور طولی تیر فراتر برود؛ آرماتور طولی دچار لغزش‌های کلی می‌گردد. مکانیزم مطلوب در اتصال دارای جزئیات لرزه‌ای، گسیختگی خمشی تیر اصلی، حالت (۷) می‌باشد ولی احتمال وقوع حالت ترکیبی (۳) نیز وجود دارد. در پژوهش حاضر به حالت ترکیبی شکست برشی اتصال و تشکیل مفصل پلاستیک در تیر اصلی پرداخته می‌شود.



شکل ۲ طبقه‌بندی انواع مود شکست در اتصالات تیر ستون بتن‌آرمه

بشود. بر این اساس محل بارگذاری و تکیه‌گاه‌ها در محل صحیح می‌تواند قرار بگیرد. در هر دو تیر فاصله نقطه عطف خمشی تا ستون ۱۲۵۰ میلی‌متر به دست می‌آید و این مقدار برای ستون بالا و پایین مقدار ۷۵۰ میلی‌متر می‌باشد. تیر عرضی (تیر Y) به علت مسائل اجرایی نسبت به تیر اصلی به اندازه قطر آرماتور طولی تیر اختلاف سطح دارد. جهت X-Z به عنوان جهت اصلی در نظر گرفته می‌شود.



شکل ۳ شماتیک اتصال گوشه تیر به ستون به همراه فواصل نقاط عطف خمشی و جهات اصلی

جزئیات آرماتورگذاری و نمای واقعی نمونه اتصال گوشه C1، نمونه C2 و نمونه C3 بر اساس اطلاعات ساختمان مرجع، به ترتیب در ۰) و ۰) مشخص شده است. جزئیات آرماتورگذاری تیر عرضی مشابه تیر اصلی در نظر گرفته شد و طول مهار ناکافی آرماتورهای تحتانی تیرهای اتصال C3 در ناحیه اتصال ۹۵ میلی‌متر لحاظ گردید.

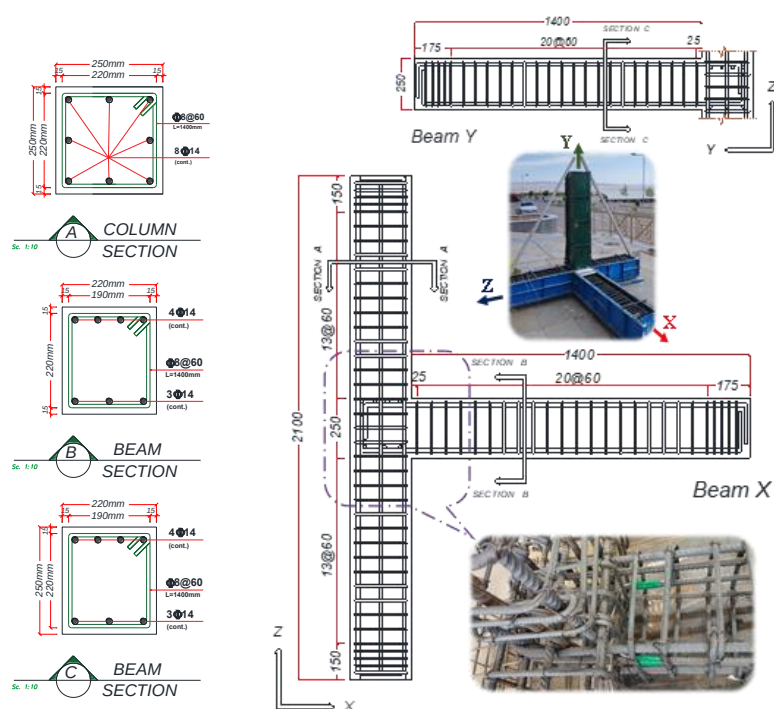
در تمامی نمونه‌های مورد استفاده در پژوهش شرح داده شده است. حالت‌های مختلف بارگذاری (یک‌جهته، دوجته با نسبت ۱۰۰:۵۰ و دوجته با نسبت ۱۰۰:۱۰۰) منجر به گسترش نمونه از سه مورد C1، C2 و C3 به ۹ مورد شده است. در نام‌گذاری اختصاری نمونه‌ها کلمه UL بیانگر بارگذاری یک‌جهته Uni-Directional Loading می‌باشد. بدین صورت کلمه BL به معنی بارگذاری دوجته Bi-Directional Loading و عبارات Limited و Full سطح بارگذاری محدود (۱,۷۵٪) و کامل (۶٪) دامنه جابه‌جایی اعمال شده به تیر عرضی را مشخص می‌کند.

برنامه آزمایشگاهی معرفی نمونه‌های آزمایشگاهی

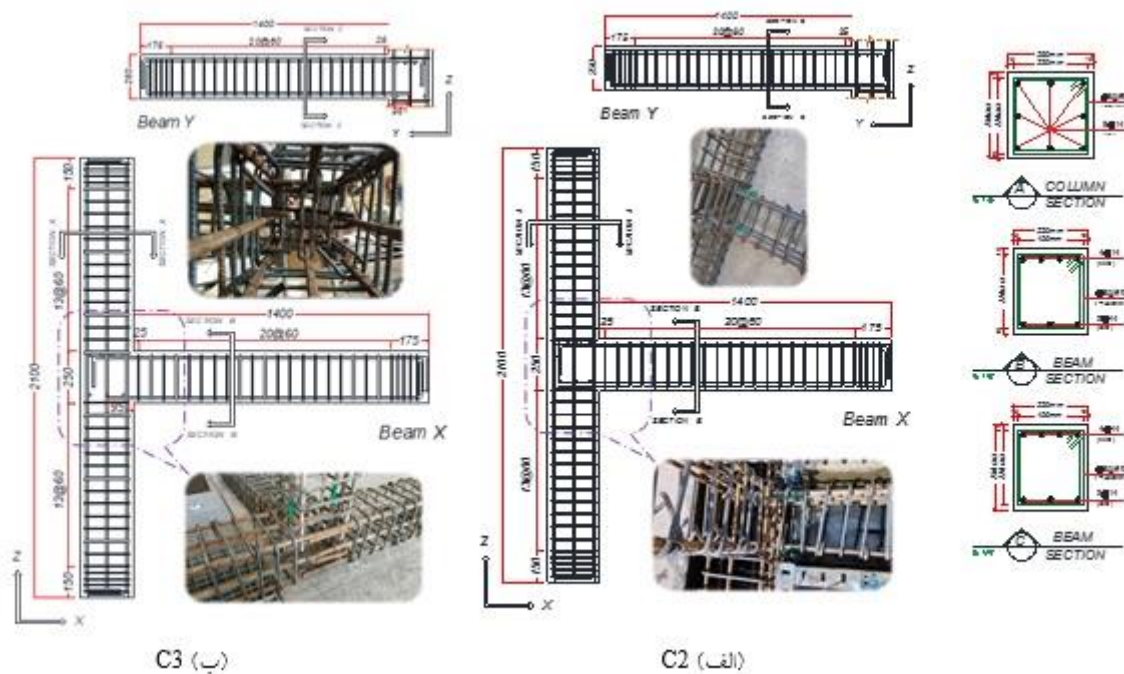
یک ساختمان بتن‌آرمه پنج طبقه طراحی و ساخته شده در اواخر دهه ۱۹۷۰ ایران به عنوان ساختمان مرجع انتخاب گردید. سیستم مقاوم در برابر بارهای جانبی در دو طرف پلان از نوع قاب خمشی با ارتفاع طبقات ۳,۵ متر و طول دهانه‌های ۵ متر شناسایی شد. جزئیات لرزه‌ای این قاب‌ها معمولاً معیوب می‌باشد و در برابر تکان‌های جانبی زمین، کاملاً آسیب‌پذیر و با وضعیت نگران کننده‌ای مواجه است. برای جزئیات آرماتورگذاری و مشخصات سازه‌ای ساختمان مرجع از اطلاعات جمع‌آوری شده توسط معرفت و همکاران [19] استفاده گردید. بر اساس اطلاعات به دست آمده، ساختمان موجود با ابعاد نامناسب ستون در ناحیه اتصال مواجه نبوده است. زیرسازه اتصال مورد بررسی از طبقه دوم در نظر گرفته شد و به علت رفع محدودیت جک بارگذاری و مسائل ایمنی از مقیاس ۱:۲ استفاده شد. همچنین به منظور تطبیق رفتار خمشی تیر آزمایشگاهی و تیر واقعی و همسان‌سازی مقاومت برشی اتصال، درصد آرماتورهای طولی بدون تغییر باقی ماند. الگوی طراحی تیر ضعیف - ستون قوی بر مبنای مقاومت خمشی ستون‌های متصل به گره اتصال و مقاومت خمشی تیرهای متصل به آن تأیید می‌شود [5].

اتصالات گوشه بتن‌آرمه ساخته شده دارای یک تیر عرضی ادامه یافته تا نقطه عطف خمشی می‌باشد. اتصال گوشه C1 دارای ضوابط و جزئیات لرزه‌ای کد ACI318-19 به عنوان نمونه استاندارد لحاظ گردید. اتصالات گوشه مستعد آسیب، از نظر ضعف‌های لرزه‌ای، در دو سطح معمولی و حاد بر اساس جزئیات غیرلرزه‌ای متداول دنبال شده است. در سطح معمولی، تنگ‌های ستون در ناحیه اتصال امتداد نیافته است، C2 و در سطح حاد علاوه بر عدم امتداد تنگ‌های ستون در ناحیه مشترک، آرماتورهای طولی تیر در ناحیه اتصال از گیرداری کافی برخوردار نیستند، C3.

شماتیک اتصالات سه‌بعدی قرار گرفته در گوشه ساختمان، در ۰) مشخص می‌گردد. به منظور ایجاد شرایط مرزی منطبق بر واقعیت می‌بایست طول تیرها و ستون‌ها به اندازه نصف صفحه‌های اتصال به جک بزرگ‌تر از طول اعضا تا محل نقطه عطف لنگر ایجاد شده تحت بار جانبی طبقات در نظر گرفته



شکل ۴ ابعاد و جزئیات آرماتورگذاری اتصال گوشه لرزه‌ای C1 (ابعاد به میلی‌متر)



شکل ۵ ابعاد و جزئیات آرماتورگذاری اتصال گوشه مستعد آسیب لرزه‌ای C2 و C3 (ابعاد به میلی‌متر)

جدول ۱ دسته‌بندی نمونه‌ها تحت بارگذاری یک‌جهته و دو‌جهته

شماره	کد نمونه	جزئیات لرزه‌ای	نوع بارگذاری	حداکثر جابه‌جایی نسبی در تیر اصلی عرضی	حداکثر جابه‌جایی نسبی در تیر اصلی
۱	C1-UL (No Orthogonal Loading)	دارای جزئیات لرزه‌ای (C1)	یک‌جهته	—	۸ %
۲	C1-Limited BL (After Limited Orthogonal Loading)	دارای جزئیات لرزه‌ای (C1)	دو‌جهته	۱,۷۵ %	۸ %
۳	C1-Full BL (After Full Orthogonal Loading)	دارای جزئیات لرزه‌ای (C1)	دو‌جهته	۶ %	۸ %
۴	C2-UL (No Orthogonal Loading)	بدون جزئیات لرزه‌ای در سطح معمولی (C2)	یک‌جهته	—	۸ %
۵	C2-Limited BL (After Limited Orthogonal Loading)	بدون جزئیات لرزه‌ای در سطح معمولی (C2)	دو‌جهته	۱,۷۵ %	۸ %
۶	C2-Full BL (After Full Orthogonal Loading)	بدون جزئیات لرزه‌ای در سطح معمولی (C2)	دو‌جهته	۶ %	۸ %
۷	C3-UL (No Orthogonal Loading)	بدون جزئیات لرزه‌ای در سطح حاد (C3)	یک‌جهته	—	۸ %
۸	C3-Limited BL (After Limited Orthogonal Loading)	بدون جزئیات لرزه‌ای در سطح حاد (C3)	دو‌جهته	۱,۷۵ %	۸ %
۹	C3-Full BL (After Full Orthogonal Loading)	بدون جزئیات لرزه‌ای در سطح حاد (C3)	دو‌جهته	۶ %	۸ %

جدول ۲ خواص مکانیکی بتن و فولاد نمونه‌ها

مصالح	نمونه	مقاومت فشاری استوانه (MPa)	مقاومت کششی استوانه (MPa)	مدول الاستیسیته (MPa)
بتن	C1-UL & C1-Full BL	۲۵,۵۲	۳,۱	۲۳۷۴۳
	C1-Limited BL	۲۴,۹۳	۳,۱	۲۳۴۶۷
	C2-UL & C2-Full BL	۲۵,۷۸	۳,۱	۲۳۸۶۳
	C2-Limited BL	۲۴,۶۱	۳,۱	۲۳۳۱۶
	C3-UL & C3-Full BL	۲۳,۸۴	۳	۲۲۹۴۸
	C3-Limited BL	۲۶,۱۴	۳,۱	۲۴۰۳۰
آرماتورها	سایز	مقاومت تسلیم (MPa)	مقاومت نهایی (MPa)	کرنش تسلیم (%) کرنش نهایی (%)
	Φ14	۴۹۰	۶۴۰	۰,۲۵ ۱۵
	Φ8	۳۶۰	۵۲۰	۰,۱۸ ۲۵

مشخصات مصالح

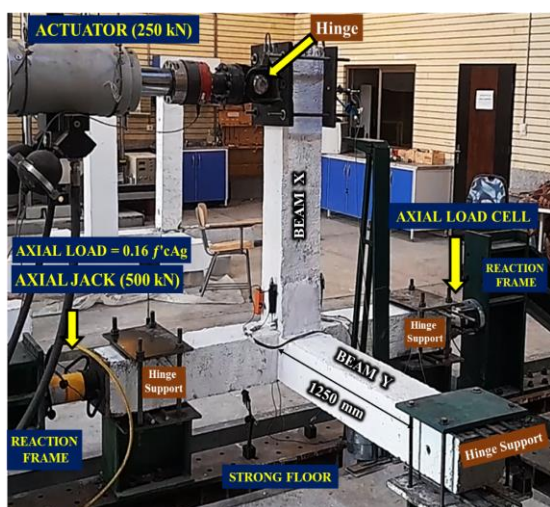
(۲) مشخص شده است. مقاومت بتن بر اساس میانگین مقاومت فشاری سه نمونه استوانه‌ای در روز آزمایش به دست می‌آید. مدول الاستیسیته از رابطه آیین‌نامه [20] ACI318-19 برابر (MPa) $E_c = 4700\sqrt{f'_c}$ تعیین می‌گردد. مشخصات مکانیکی آرماتورهای نمونه‌ها در جدول (۲) بر اساس میانگین تست سه آزمون ثبت شد. برای مدول یانگ از مقدار متعارف ($E_s = 2 \times 10^5$ MPa) در نظر گرفته شد.

بتن ساخته شده برای تمام نمونه‌های آزمایشی دارای وزن معمولی و مقاومت فشاری بتن ۲۸ روزه ۲۵ مگاپاسکال و اسلامپ ۹۰ میلی‌متر، با حداکثر اندازه سنگدانه ۱۹ میلی‌متر به دست آمد. هر نمونه کامل به عنوان یک عنصر منفرد به صورت افقی روی کف آزمایشگاه ساخته شد و به مدت هفت روز رطوبت موجود کنترل گردید. مشخصات مکانیکی بتن به کار رفته در نمونه‌ها در جدول

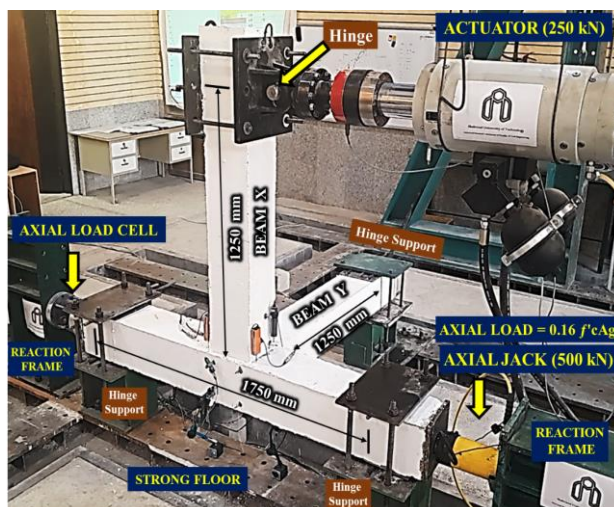
برپایش آزمایش

همان طور که در (*) مشاهده می‌گردد، در تمامی تست‌ها تیر مورد نظر برای اعمال بار به صورت قائم قرار می‌گیرد و تیر متعامد به صورت افقی باقی می‌ماند. برای شبیه‌سازی مهار انتهایی تیر متعامد در نقطه عطف از تکیه‌گاه مفصلی با جزئیات نشان داده شده در (*) استفاده گردید. در بارگذاری دوجبهه ابتدا تیر عرضی به صورت قائم قرار می‌گیرد و بعد تکمیل بارگذاری تیر عرضی، نمونه برای قرارگیری تیر اصلی در محل جک اکچویاتور دوران می‌یابد.

در (*) نمای سه‌بعدی واقعی از برپایش آزمایشگاهی اتصال گوشه نشان داده شده است. با توجه به نیروی محوری ۲۳۰ کیلونیوتن در ستون (۱۶٪ ظرفیت محوری ستون) و موارد ایمنی، ستون به صورت افقی برپایش گردید. سر جک (اکچویاتور) در محل نقطه عطف خمشی تیر به صورت جانبی و مفصلی با قابلیت تغییر شیب اعمال شد. دو انتهای ستون در نقاط عطف خمشی به صورت مفصلی در نظر گرفته شد.

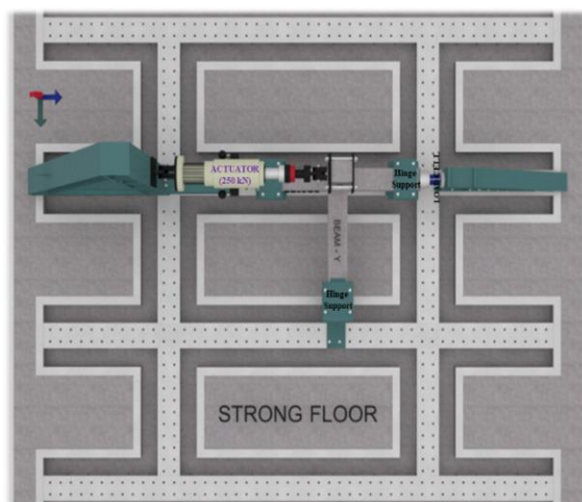


(ب)



(الف)

شکل ۶ نمای برپایش اتصال گوشه به همراه جزئیات: (الف) نمای جلو راست و (ب) نمای پشت چپ



(ب)



(الف)

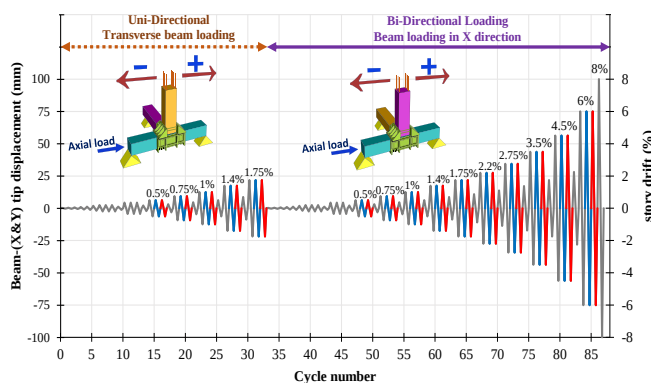
شکل ۷ شماتیک برپایش آزمایش: (الف) نمای پشت راست و (ب) نمای بالا

پروتکل بارگذاری

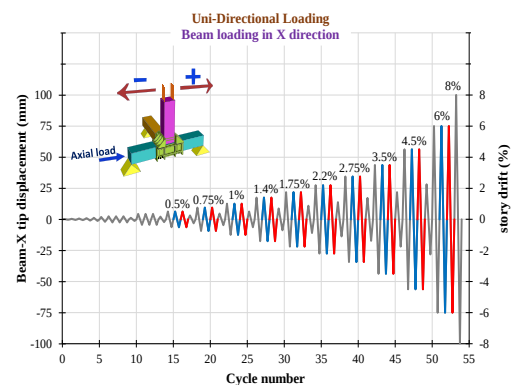
پس از اعمال بار محوری ثابت به انتهای ستون، بارگذاری چرخه‌ای جانبی کم‌سرعت با دامنه‌های فزاینده در بالای تیر در حالت کنترل شده جابه‌جایی برای بررسی رفتار چرخه‌ای اتصال تیر - ستون اعمال شد. روش بارگذاری برای همه نمونه‌ها بر اساس معیارهای پذیرش مشخص شده توسط کمیته شماره ۳۷۴ انجمن بتن آمریکا [21] در سال ۲۰۰۵ در نظر گرفته شد. همان طور که در پروتکل بارگذاری چرخه‌ای شبه استاتیک ارائه شده (در ۰) مشهود است؛ به منظور در نظر گرفتن اثرات زوال درون‌سیکلی و خستگی کم‌دامنه (Low Cycle Fatigue) در هر سیکل سه بار تکرار صورت می‌گیرد. سپس یک سیکل با نصف دامنه هدف قبلی انجام می‌گردد. افزایش تدریجی دامنه تغییر شکل‌ها به گونه‌ای رقم می‌خورد که نرخ انرژی ذخیره شده نمونه

در مقایسه با آنچه در زلزله واقعی رخ می‌دهد، اختلاف کمتری پیدا کند و امکان وقوع شکست‌های ترد را در عمل ممکن سازد. این افزایش دامنه به گونه‌ای تنظیم می‌گردد که کمتر از ۱,۲۵ برابر و بیشتر از ۱,۵ برابر دامنه پیشین نباشد [21].

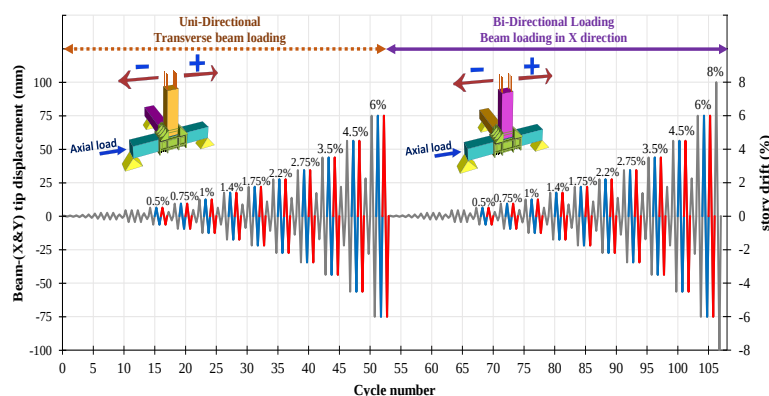
بارگذاری آزمایش از جابه‌جایی نسبی ۰,۰۲٪ آغاز می‌شود و با شش تک‌سیکل در محدوده الاستیک نمونه با دامنه‌های ۰,۰۲٪، ۰,۰۳۵٪، ۰,۰۵٪، ۰,۰۷۵٪، ۰,۱٪ و ۰,۱۵٪ پیشروی دامنه به جابه‌جایی نسبی ۰,۲٪ می‌رسد. سپس سیزده سیکل با دامنه‌های افزایشی سه بار تکرار ۰,۲٪، ۰,۳۵٪، ۰,۵٪، ۰,۷۵٪، ۱٪، ۱,۴٪، ۱,۷۵٪، ۲,۲٪، ۲,۷۵٪، ۳,۵٪، ۴,۵٪، ۶٪ و ۸٪ جابه‌جایی نسبی به تیر X اعمال می‌گردد (البته برای جابه‌جایی نسبی ۸٪ از تکرار سیکل‌ها صرف نظر شد).



(ب)



(الف)



(ج)

شکل ۸ الگوی بارگذاری چرخه‌ای جانبی: (الف) یک‌جهته، (ب) دوجته حد میانه و (ج) دوجته با نسبت یکسان

بررسی و مقایسه نتایج آزمایشگاهی

رفتار هیستریزیس و مود شکست نمونه‌های C1

پاسخ هیستریزیس به دست آمده از آزمایش، نتیجه کلیدی برای ارزیابی رفتار لرزه‌ای نمونه‌های مختلف می‌باشد. پاسخ چرخه‌ای نیرو - جابه‌جایی نسبی نه تنها ظرفیت‌های مختلف نمونه را تعیین می‌کند، بلکه تغییرات سختی، شکل‌پذیری و قابلیت اتلاف انرژی را نیز ارائه می‌کند.

در (۰ و ۰) به ترتیب، پاسخ چرخه‌ای به دست آمده از نتایج آزمایشگاهی و الگوی ترک‌خوردگی نمونه‌های لرزه‌ای C1 مشاهده می‌گردد. همچنین در (۰) منحنی‌های پوش نیرو - جابه‌جایی تمام نمونه‌ها به منظور مقایسه بهتر مشخص شده است. اتصال گوشه دارای جزئیات لرزه‌ای مطابق با ACI318-19 تحت بارگذاری یک‌جهته (C1-UL) در سمت کشش و فشار به ترتیب اوج نیرو تا ۴۱٫۳ و ۵۰ کیلونیوتن در جابه‌جایی‌های نسبی ۲٫۲٪ رسیده است. به علت محصورکنندگی تیر عرضی و تعاملات دوجته صورت گرفته در ناحیه اتصال، حداکثر نیروی قابل تحمل نمونه ۱۲ درصد نسبت به سطح ظرفیت خمشی تیر افزایش یافته است. ظرفیت خمشی تیر در سمت کشش ۴۴٫۳ کیلونیوتن متر (معادل ۳۵٫۴ کیلونیوتن نیرو) و در سمت فشار ۵۶٫۶ کیلو نیوتن متر (معادل ۴۵٫۳ کیلونیوتن نیرو) محاسبه می‌گردد. بعد از تحقق اوج بار، ظرفیت نیرو تا جابه‌جایی نسبی ۴٫۵٪ حفظ شده است. سپس به علت گسترش خرابی در ناحیه اتصال، افت نیرو ۳۰ درصدی نسبت به جابه‌جایی نسبی ۸٪ رخ داده است.

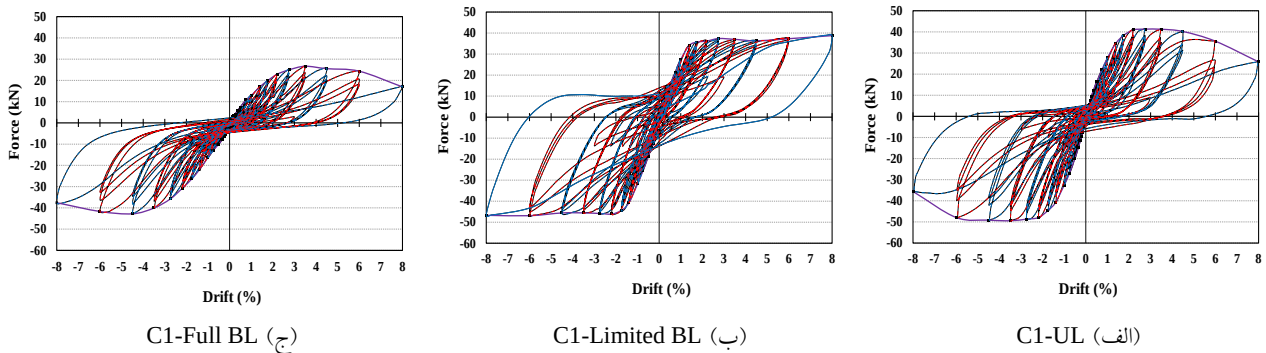
حضور تیر عرضی (بارگذاری نشده)، به خودی خود ظرفیت برشی اتصال را افزایش می‌دهد و استحکام برشی کافی در جلوگیری از باز نشدن و عمیق نشدن ترک‌های قطری ناحیه اتصال تا جابه‌جایی نسبی ۴٫۵٪ موفق عمل کرده است؛ ولی افزایش ظرفیت برشی اتفاق افتاده با تمرکز آسیب در ناحیه اتصال همراه است. رفتار غیرالاستیک ناحیه اتصال بعد از جابه‌جایی نسبی ۱٫۷۵٪ از توسعه کرنش پلاستیک آرماتورهای طولی تیر جلوگیری به عمل آورده است. بدین ترتیب قبل از تحقق کامل مکانیزم مطلوب گسیختگی خمشی در تیر، شکست برشی ناحیه اتصال در جابه‌جایی‌های نسبی ۶٪ و ۸٪ غالب شده است. در هر صورت با توجه به الگوی ترک در (۰-الف) و تأیید جاری‌شدگی میلگرد تیر توسط کرنش‌سنج‌ها، گسیختگی ترکیبی، برشی اتصال - خمشی تیر تأیید می‌شود. بعد از جابه‌جایی نسبی ۴٫۵٪

ترک‌های شکل گرفته در ناحیه اتصال تحت بارگذاری یک‌جهته بیشتر و گسترش یافته‌تر از نمونه تحت بارگذاری دوجته محدود (C1-Limited BL) می‌باشد.

بر خلاف نمونه C1-UL، در نمونه نظیر، تحت بارگذاری دوجته محدود (C1-Limited BL) به طور کامل مفصل پلاستیک در تیر تشکیل شده است. با اینکه در جابه‌جایی‌های نسبی بالا ترک در ناحیه اتصال پدید آمده است اما در نهایت رفتار پلاستیک فولاد آرماتورهای تیر، تعیین‌کننده رفتار کلی اتصال بوده است. جذب انرژی مناسب فولاد نسبت به زوال یکپارچگی بتن منجر به لاغرشدگی کمتر نمونه C1-Limited BL نسبت به نمونه C1-UL شده است. تأثیر بارگذاری محدود تیر عرضی منجر به ایجاد ترک در تیر عرضی شده است و این سابقه آسیب در زمان بارگذاری در جهت اصلی، منجر به کم شدن تأثیر محصورکنندگی تیر عرضی و تعاملات دوجته در ناحیه اتصال شده است و رفتار شبیه به اتصال دوبعدی کناری (Exterior) در چرخه‌های هیستریزیس پدیدار شده است. افزایش ظرفیت نیرو بعد از جابه‌جایی نسبی ۴٫۵٪ از اضافه مقاومت ناشی از سخت‌شدگی کرنشی آرماتور با تکیه بر رفتار صلب اتصال تأیید می‌شود. در (۰-ب) رفتار خمشی غالب شده تیر در جابه‌جایی‌های نسبی بالا به خوبی نشان داده شده است. بر اساس داده‌های جدول (۳) ملاحظه می‌گردد، اتصال گوشه تحت بارگذاری دوجته محدود (C1-Limited BL) نسبت به نمونه مشابه، تحت بارگذاری یک‌جهته (C1-UL)، به علت تأثیر بارگذاری جهت متعامد، منجر به کاهش ۹ درصدی حداکثر نیروی قابل تحمل نمونه گردیده است.

در صورت بارگذاری کامل تیر عرضی، به علت ماهیت بارگذاری یک‌جهته آن و وجود تنگ کافی در ناحیه اتصال، همان طور که درباره نمونه C1-UL پرداخته شد، آسیب در ناحیه اتصال غالب می‌شود و صفحه کرنش گسیختگی متناظر با جهت متعامد به طور بحرانی تشکیل می‌گردد. اکنون با شروع بارگذاری جهت اصلی حادث‌ترین تأثیر بارگذاری تیر عرضی آغاز می‌شود. کاهش شدید سختی اولیه، ظرفیت نیرویی و لاغرشدگی شدید از موارد قابل شناسایی در چرخه‌های نیرو - جابه‌جایی می‌باشد. در این حالت با وجود استحکام برشی در ناحیه اتصال، گسترش خرابی از ناحیه اتصال آغاز و پایان می‌یابد و جاری‌شدگی در آرماتورهای طولی تیر به هیچ عنوان تحقق نمی‌یابد. به عبارتی حد بحرانی از تأثیر بارگذاری تیر عرضی در دسترس قرار گرفت.

اتصال گوشه تحت بارگذاری دوجته شدید (C1-Full BL) درصد کاهش ظرفیت حداکثر نیروی قابل تحمل نمونه و ۵۵ نسبت به نمونه مشابه، تحت بارگذاری یک‌جته (C1-UL)، به ۲۴ درصد کاهش سختی اولیه منتج شده است.



شکل ۹ پاسخ هیستریزس نیرو - جابه‌جایی نسبی نمونه‌های C1 به همراه پوش حاصل از آن

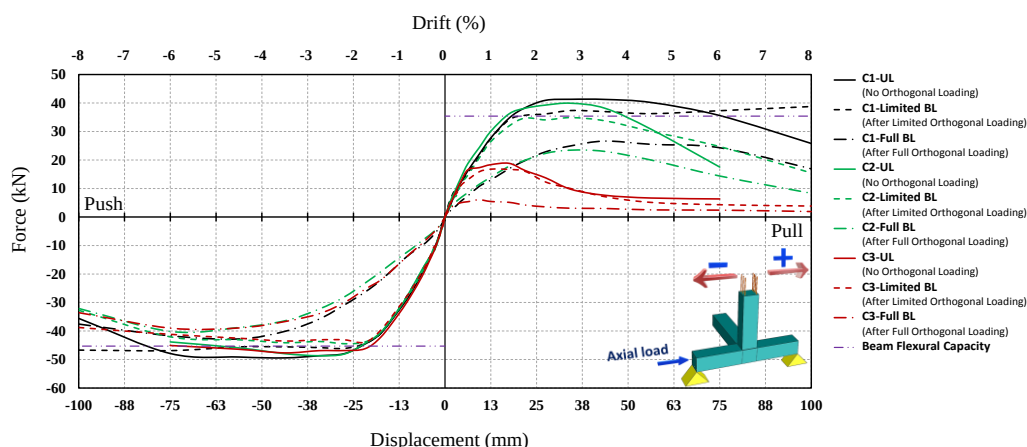


جابه‌جایی نسبی ۱٫۷۵٪

جابه‌جایی نسبی ۳٫۵٪

جابه‌جایی نسبی ۸٪

شکل ۱۰ رشد ترک‌ها و پیشرفت خرابی نمونه‌های C1 در جابه‌جایی نسبی ۱٫۷۵٪، ۳٫۵٪ و در انتهای تست



شکل ۱۱ مقایسه پوش حاصل از پاسخ چرخه‌ای نیرو - جابه‌جایی تمام نمونه‌ها

جدول ۳ نیروی حداکثر آزمایش و شکل‌پذیری در جهت کشش (مثبت) و فشار (منفی)

ID	Peak Load (kN)		Displacement at yield point (mm)		Displacement at 20% drop of peak load (mm)		Ductility factor		Lowest ductility factor
	Pull (+)	Push (-)	Pull (+)	Push (-)	Pull (+)	Push (-)	Pull (+)	Push (-)	
C1-UL	41.3	49.4	20	20.9	75	77.5	3.8	3.7	3.7
C1-Limited BL	36	46.8	17.5	20	100	100	5.7	5	5
C1-Full BL	26.6	42.8	30	38.4	87.5	100	2.9	2.6	2.6
C2-UL	39.9	48.7	17.5	20	50	75	2.9	3.75	2.9
C2-Limited BL	35.2	44.5	18.4	18.4	50	75	2.7	4	2.7
C2-Full BL	23.4	40.1	21.6	40	62.5	93.8	2.9	2.3	2.3
C3-UL	18.8	46	8	19.6	20	75	2.5	3.8	2.5
C3-Limited BL	16.8	43.9	8	18.5	20	100	2.5	5.4	2.5
C3-Full BL	6	39	5	35	12.5	100	2.5	2.9	2.5

مشابه نمونه لرزه‌ای (C1-UL) عمل کرده است. به عبارتی حضور تیر عرضی با ایجاد محصورکنندگی و تعاملات دوجته، از تأثیرگذاری استحکام برشی ناشی از تنگ ستون در ناحیه اتصال تا جابه‌جایی نسبی ۲٫۷۵٪ کاسته است. اما بعد از جابه‌جایی نسبی ۲٫۷۵٪ ضعف استحکام برشی باعث گسترش و عمیق شدن سریع ترک‌های قطری ناحیه اتصال می‌شود. بر این اساس شدت افت نیرو و ماهیت ترد آسیب در پاسخ‌ها مشهود است.

در زمان بارگذاری در جهت اصلی نمونه C2-Limited BL، به علت سابقه بارگذاری در جهت متعامد، مشابه آنچه در نمونه C1-Limited BL رخ داد، ترک‌خوردگی تیر عرضی منجر به کاهش تأثیر مثبت تیر عرضی در ظرفیت برشی اتصال شده است؛ لذا سطح نیروی قابل تحمل نمونه تحت بارگذاری دوجته محدود از نمونه مشابه تحت بارگذاری یک‌جهته ۱۰ درصد، کمتر است. با توجه به ۰ - ب) مشاهده می‌گردد که به دلیل عدم رعایت جزئیات لرزه‌ای در ناحیه اتصال و تجربه تشکیل صفحه کرنش

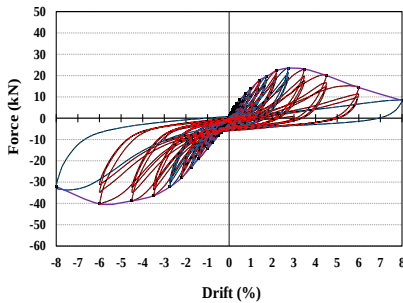
بر اساس داده‌های جدول (۳) تأثیر بارگذاری محدود تیر عرضی در زمان ارزیابی نمونه C1-Limited BL در جهت اصلی نسبت به حالت بدون بارگذاری تیر عرضی منجر به افزایش ۳۵٪ شکل‌پذیری گردید. در حالی که بارگذاری دوجته شدید نسبت به حالت بارگذاری یک‌جهته، ۳۰٪ با کاهش شکل‌پذیری همراه بوده است. تغییر معکوس شکل‌پذیری در حالت‌های مختلف بارگذاری تأیید‌کننده تغییر رفتار و مکانیزم شکست در نمونه‌های لرزه‌ای گوشه تحت حالت بارگذاری دوجته محدود شده نسبت به بارگذاری یک‌جهته می‌باشد.

رفتار هیستریزس و مود شکست نمونه‌های C2

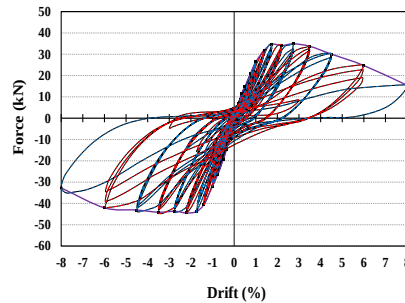
در ۰) پاسخ چرخه‌ای نتایج آزمایشگاهی نمونه‌های مستعد آسیب لرزه‌ای C2 مشاهده می‌گردد. همچنین ۰) الگوی ترک‌خوردگی نمونه‌های آسیب‌پذیر C2 قابل ملاحظه می‌باشد. نمونه C2 تحت بارگذاری یک‌جهته (C2-UL) تا جابه‌جایی نسبی ۲٫۷۵٪ درصد

دچار لغزش شده‌اند و تغییر شکل غیرخمشی تیر در جابه‌جایی نسبی ۸٪ به طور واضح نمایان شده است.

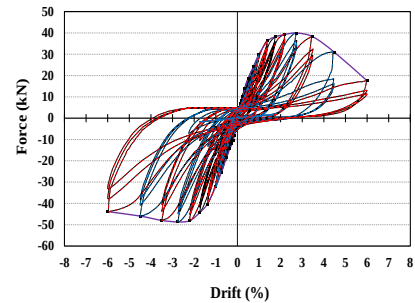
گسیختگی در هر دو جهت ناحیه اتصال (تحت بارگذاری دوجته)، رفتار اتصال به حدی از حالت الاستیک و یکپارچگی خارج شده است که میلگردهای طولی تیر مدفون در ناحیه اتصال



C2-Full BL (ج)

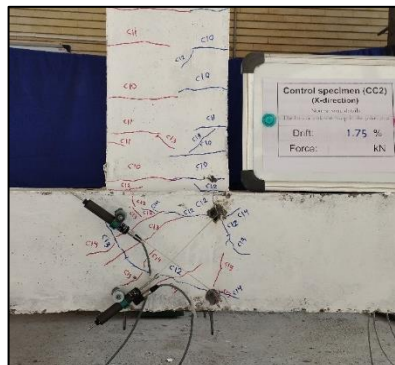


C2-Limited BL (ب)

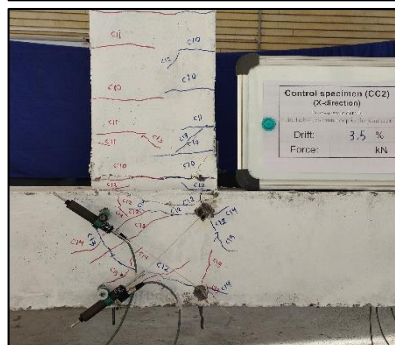


C2-UL (الف)

شکل ۱۲ پاسخ هیستریزس نیرو - جابه‌جایی نسبی نمونه‌های C2 به همراه پوش حاصل از آن



جابه‌جایی نسبی ۱٫۷۵٪



جابه‌جایی نسبی ۳٫۵٪



جابه‌جایی نسبی ۸٪ یا بیشتر

C2-Full BL (ج)

C2-Limited BL (ب)

C2-UL (الف)

شکل ۱۳ رشد ترک‌ها و پیشرفت خرابی نمونه‌های C2 در جابه‌جایی نسبی ۱٫۷۵٪، ۳٫۵٪ و در انتهای تست

سمت کشش به دلیل حضور تیر عرضی نخواهد بود. اما در سمت فشار نمونه C3-UL همانند نمونه C2-UL، میلگردهای تحت کشش تیر در اتصال قفل باقی ماند و جذب انرژی هیستریزس در نمونه پدید آمد.

ماهیت بارگذاری با نسبت ۱۰۰:۵۰ در نمونه آسیب‌پذیر C3 منجر به لغزش پیوند میلگردهای طولی هر دو تیر در زمان بارگذاری مربوط به خود شده است. لذا در زمان پیشرفت بارگذاری جهت اصلی، بر اثر ترک‌های عمیق با زاویه کم، قسمتی از اتصال در نزدیکی هر دو تیر جدا گردید (۰-ب). حداکثر پاسخ نیرو در نمونه C3-Limited BL نسبت به نمونه C3-UL، در سمت کشش و فشار به ترتیب ۱۰٪ و ۸٪ کاهش یافته است.

رفتار نمونه تحت بارگذاری دوجته شدید C3-Full BL از همان جابه‌جایی‌های نسبی اولیه به صورت مومسان عمل می‌کند. کاهش سختی اولیه نسبت به حالت بارگذاری یک‌جهته در سمت کشش و فشار به ترتیب، ۴۸٪ و ۵۴٪ گزارش می‌شود. آسیب‌های وارد شده به اتصال در بارگذاری جهت متعامد، نه‌تنها موجب کاهش شدید ظرفیت برشی شده است بلکه از نیروی پیوستگی بین میلگردهای مثبت تیر و بتن در ناحیه اتصال کاسته شده است. بارگذاری دوجته شدید در نمونه آسیب‌پذیر C3 نسبت به قرارگیری در شرایط بارگذاری یک‌جهته توانست تا ۴۳ درصد کاهش ظرفیت نیرو را تجربه کند.

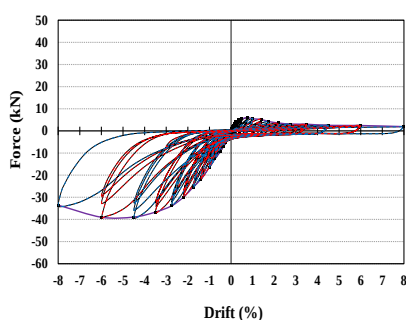
با توجه به ۰-ج و ۰-و) بارگذاری دوجته تحت شدیدترین حالت C2-Full BL، موجب کاهش ۳۰ درصد حداکثر نیروی قابل تحمل و ۵۶ درصد سختی اولیه نمونه نسبت به نمونه مشابه تحت بارگذاری یک‌جهته شده است. عملکرد نامطلوب شکست ترد ناحیه اتصال در حالی که ترک‌های بسیار جزئی در تیرهای اصلی و عرضی تجربه شده است، در هر دو جهت ارزیابی گزارش می‌شود.

بر اساس جدول (۳) شکل‌پذیری نمونه C2-Limited BL و نمونه C2-Full BL نسبت به نمونه C2-UL به ترتیب ۷٪ و ۲۰٪ کاهش یافت.

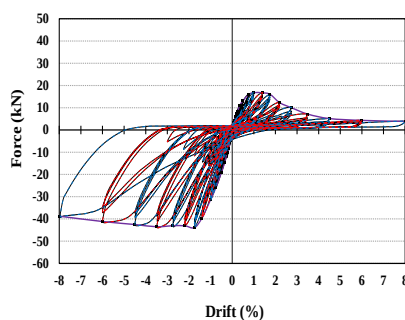
رفتار هیستریزس و مود شکست

نمونه‌های C3

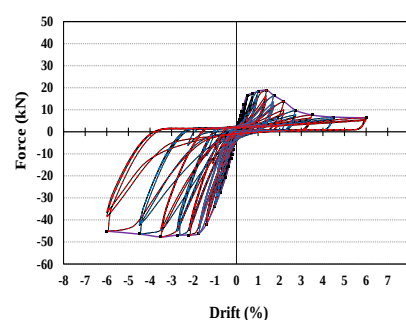
پاسخ‌های چرخه‌ای نتایج آزمایشگاهی نمونه‌های مستعد آسیب لرزه‌ای C3 در ۰- مشاهده می‌گردد. در سمت مثبت نمودارها مربوط به زمانی است که میلگردهای مثبت تیر تحت کشش قرار می‌گیرند. همان‌طور که مشخص هست رفتار اتصال در سمت کشش، به دلیل لغزش آرماتورهای طولی تیر در ناحیه اتصال، پاسخ نمونه با کاهش شدید ظرفیت نیرو و شکل‌پذیری مواجه شده است. همچنین پر واضح است که تیر عرضی تأثیری در غالب رفتار گسیختگی پیوستگی آرماتورهای طولی تیر در ناحیه اتصال نداشته است. لذا فرصتی برای افزایش ظرفیت برشی در



C3-Full BL (ج)



C3-Limited BL (ب)



C3-UL (الف)

شکل ۱۴ پاسخ هیستریزس نیرو - جابه‌جایی نسبی نمونه‌های C3 به همراه پوش حاصل از آن



C3-Full BL (ج)

C3-Limited BL (ب)

C3-UL (الف)

شکل ۱۵ رشد ترک‌ها و پیشرفت خرابی نمونه‌های C3 در جابه‌جایی نسبی ۱.۷۵٪، ۳.۵٪ و در انتهای تست

ظرفیت اتلاف انرژی

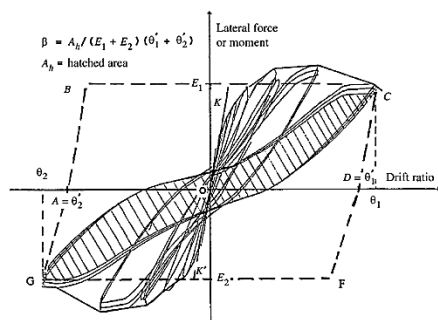
ظرفیت انرژی تلف شده به حداکثر انرژی جذب شده ناشی از فروریزش تدریجی یا سریع، توسط یک سازه اشاره دارد. مساحت موجود در هر چرخه کامل هیستریزس نشان دهنده اتلاف انرژی در طول روند بارگذاری می‌باشد. در ۰ و ۰ به ترتیب انرژی تلف شده تجمعی و انرژی تلف شده در هر چرخه را تا جابه‌جایی نسبی ۶٪ برای تمامی نمونه‌ها نشان می‌دهد.

بیشترین اتلاف انرژی مربوط به نمونه C1-Limited BL می‌باشد به طوری که مقدار انرژی تجمعی و انرژی تلف شده در چرخه ۴.۵٪ به ترتیب ۱۹۰۰۰ و ۲۵۵۰ کیلو نیوتن میلی‌متر

می‌رسد. مقادیر به دست آمده گویای افزایش ۴۵ درصدی ظرفیت اتلاف انرژی نمونه C1-Limited BL نسبت به نمونه C1-UL می‌باشد. افزایش به علت تحقق مکانیزم مفصل پلاستیک در تیر می‌باشد. لذا تغییر مکانیزم خمشی در تیر به مکانیزم ترکیبی خمشی تیر - برشی اتصال با غالب شدن شکست ترد برشی به واسطه بارگذاری دوجته محدود شده نمایان است.

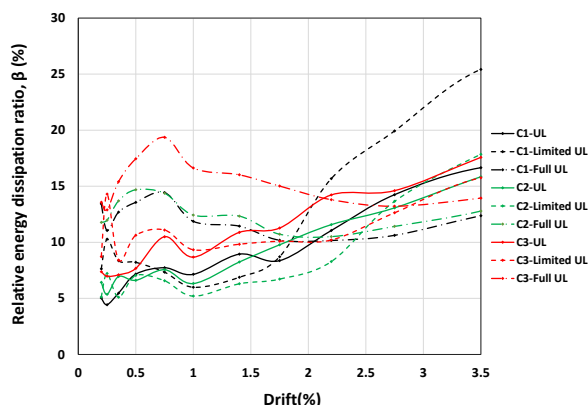
ظرفیت اتلاف انرژی نمونه C2-Limited BL نسبت به نمونه C2-UL تا جابه‌جایی نسبی ۴.۵٪ به دلیل تأثیر آسیب تیر عرضی در ماهیت دوجته بودن کاهش یافته است. اما ظرفیت اتلاف انرژی بعد از جابه‌جایی نسبی ۴.۵٪ با افزایش همراه بوده است؛

برای کنترل پذیرش نتایج آزمایشگاهی نمونه‌ها از کد ACI 374.1 [21] استفاده شده است. بر طبق (*) مقدار به دست آمده نسبت اتلاف انرژی واقعی به ایدئال β ، در طول پاسخ چرخه سوم جابه‌جایی نسبی ۳٫۵٪ می‌بایست بزرگ‌تر مساوی ۱۲٫۵٪ باشد. همان‌طور که در (*) پیداست، تمامی نمونه‌ها در جابه‌جایی نسبی ۳٫۵٪ از مقدار مجاز بزرگ‌ترند و قابل قبول چرخه‌های به دست آمده هستند.



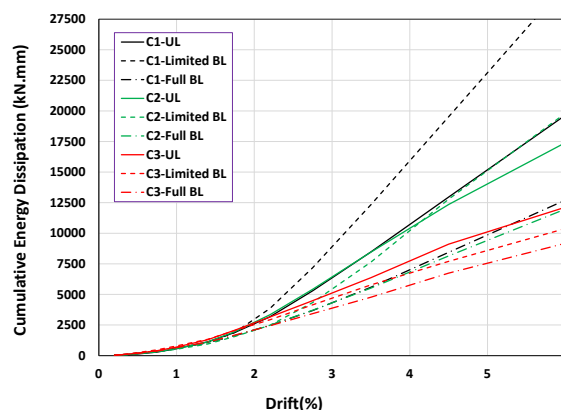
شکل ۱۸ تعریف نسبت اتلاف انرژی نسبی [21]

نمونه‌های تحت بارگذاری دو جهته شدید بعد از جابه‌جایی نسبی ۰٫۷۵٪ پرش کاهنده داشتند و از عملکرد ایدئال فاصله گرفتند. بر طبق نتایج بارگذاری دوجهته محدود نسبت به بارگذاری یک‌جهته (در جابه‌جایی نسبی ۳٫۵٪) توانسته نمونه لرزه‌ای C1 و نمونه غیرلرزه‌ای C2 را به ترتیب ۵۰٪ و ۹٪ به ایدئال سیستم جاذب انرژی نزدیک کرده باشد. اما برای نمونه غیرلرزه‌ای C3 تأثیر مخرب ۸٪ داشته است.

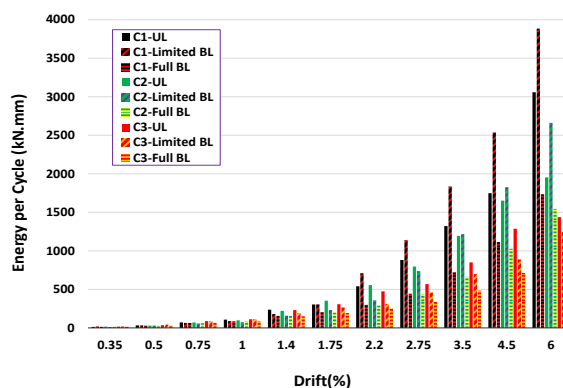


شکل ۱۹ اتلاف انرژی نسبی

بدین علت می‌باشد که نمونه C2-UL همان‌طور که قبل‌تر پرداخته شد به دلیل تمرکز آسیب در ناحیه اتصال بعد از تحمل نیروی افزایش یافته به علت حضور تیر عرضی آسیب ندیده، با زوال ظرفیت شدیدتری نسبت به C2-Limited BL همراه بوده است.

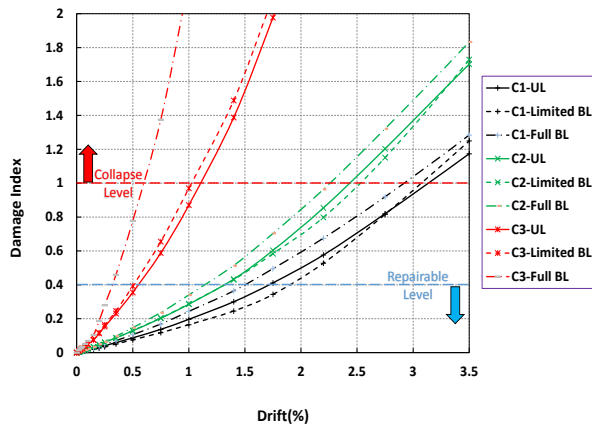


شکل ۱۶ انرژی تجمعی

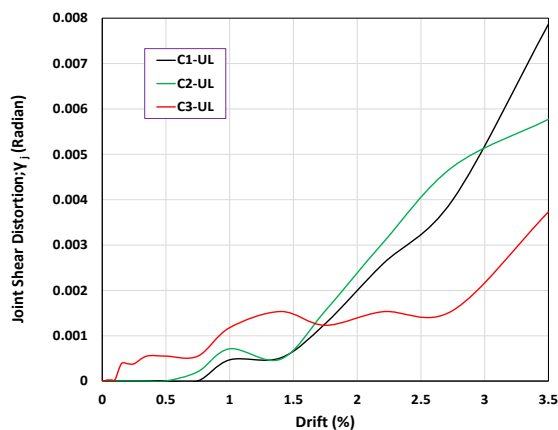


شکل ۱۷ انرژی تلف شده در هر چرخه

بارگذاری دوجهته محدود در نمونه C3 تأثیر مسلمی در ظرفیت اتلاف انرژی به دلیل شکست زودهنگام لغزش پیوند آرماتور طولی در ناحیه اتصال گذاشته است. در زمان ارزیابی نمونه C3-Limited BL لغزش آرماتور طولی مثبت تیر عرضی منجر به کاهش نیروی پیوند در انتهای آرماتورهای طولی مثبت تیر اصلی شده است. لذا تأثیر سابقه آسیب در نمونه C3-Limited BL نسبت به C3-UL منجر به کاهش ۲۰ درصدی ظرفیت اتلاف انرژی می‌شود. بارگذاری دوجهته شدید نسبت به بارگذاری یک‌جهته در نمونه‌های لرزه‌ای (C1)، غیرلرزه‌ای معمولی (C2)، غیرلرزه‌ای حاد (C3) به ترتیب ۳۳٪، ۳۵٪ و ۳۷٪ با کاهش ظرفیت اتلاف انرژی همراه بوده است.



شکل ۲۰ مقایسه نمونه‌ها از نظر شاخص خسارت



شکل ۲۱ دوران در ناحیه اتصال در جابه‌جایی‌های نسبی مختلف

زوال سختی

روند تبدیل سختی از محدوده الاستیک اولیه به حالت مومسان (در ۰) برای تمامی اتصالات گوشه مشاهده می‌گردد. عدم تقارن در سمت مثبت و منفی جابه‌جایی، به دلیل اختلاف در ظرفیت نیروی نمونه‌ها خصوصاً اتصالات C3، کاملاً مشخص است. کاهش سختی به واسطه نوع بارگذاری یک‌جهته و دوجته به صورت تفکیک شده در نمونه‌های C1، C2 و C3 (در ۰) ترسیم گردید. روند تغییرات سختی در نمونه‌های تحت بارگذاری دوجته محدود در مقایسه با نمونه‌ها تحت بارگذاری یک‌جهته، تفاوت قابل توجهی نگذاشته است. در حالی که همان طور که قبل‌تر کمی‌سازی شد، بارگذاری دو جهته شدید تأثیر مخرب شدیدی در پارامتر سختی داشته است.

شاخص خسارت

شاخص خسارت پارک و انگ [22] یکی از ارزش‌ترین معیارها برای معنا و مفهوم دادن به رفتارهای غیرخطی نمونه تحت آزمایش می‌باشد. کمی‌سازی صورت گرفته توسط رابطه (۱) برای تمامی نمونه‌ها (در ۰) به نمایش در آمده است. رابطه (۱) ترکیب خطی آسیب ناشی از تقاضای شکل‌پذیری بیش از ظرفیت و آسیب ناشی از چرخه‌های تکرار شونده بارگذاری می‌باشد.

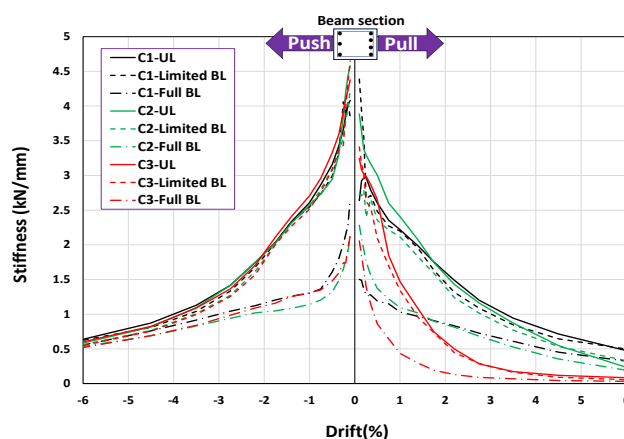
$$\text{Damage} = \frac{\delta_{\max}}{\delta_{\text{ult}}} + 0.25 \frac{E_H}{F_y \cdot \delta_{\text{ult}}} \quad (1)$$

که در اینجا $\delta_{\max}$ حداکثر جابه‌جایی اتفاق افتاده می‌باشد. δ_{ult} ظرفیت جابه‌جایی نمونه در بارگذاری یکنواخت استاتیکی، F_y نیروی جاری شدن نمونه بر اساس پاسخ به دست آمده از نمونه مورد بررسی، E_H انرژی هیسترزیس به صورت تجمعی تا لحظه مورد بررسی، در نظر گرفته می‌شود. با توجه به ۰) نمونه‌های لرزه‌ای C1 تحت بارگذاری یک‌جهته و دو جهته از جابه‌جایی نسبی ۱٫۷۵٪ وارد محدوده غیر قابل تعمیر شده‌اند و بعد از جابه‌جایی نسبی ۳٫۵٪ وارد محدوده خرابی گسترده (شاخص خسارت بیشتر از یک) شده است. در حالی که برای نمونه غیرلرزه‌ای C2 ورود به محدوده غیر قابل تعمیر و محدوده خرابی گسترده به ترتیب به جابه‌جایی نسبی ۱٫۴٪ و ۲٫۷۵٪ کاهش یافته است. همچنین در نمونه غیرلرزه‌ای C3 در جابه‌جایی نسبی ۰٫۵٪ آسیب عمده به نمونه وارد شده است و بعد از جابه‌جایی نسبی ۱٪ آسیب شدید فائق آمده است. به طور متوسط برای هر سه نمونه با شرایط مختلف لرزه‌ای و غیرلرزه‌ای در اثر بارگذاری دوجته شدید، حداقل ۲۰٪ از مقدار جابه‌جایی نسبی مورد نظر برای ورود به محدوده‌های خرابی‌های غیرقابل تعمیر و خرابی‌های شدید کاسته شده است.

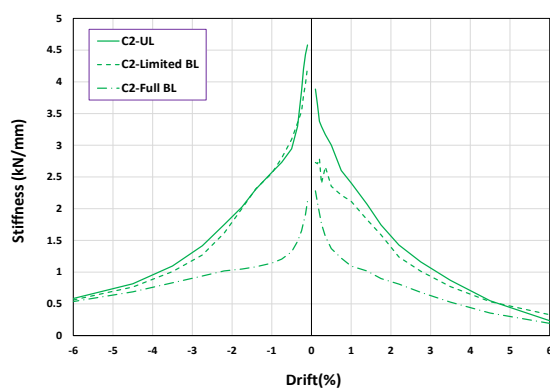
در ۰) بر اساس داده‌های جابه‌جایی‌سنج‌های قرار گرفته در روی ناحیه اتصال، مقدار دوران ناحیه اتصال به صورت پوش در جابه‌جایی‌های نسبی مختلف رسم شده است. مشاهده می‌گردد که لحظه شروع تغییر شکل یا به عبارتی لحظه ترک‌خوردگی در نمونه لرزه‌ای C1-UL از جابه‌جایی نسبی ۰٫۷۵٪ گزارش می‌شود و این مقدار در نمونه C2-UL به ۰٫۵٪ و همچنین در نمونه C3-UL به کوچک‌تر از ۰٫۵٪ کاهش یافته است.

بنابراین تحقق مکانیزم مطلوب جذب انرژی در این نمونه، مجدد تأیید می‌شود.

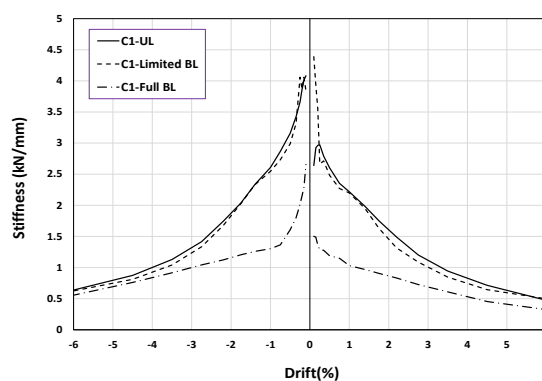
در صورت مقایسه سختی در چرخه‌های تکرار برای نمونه C1^۰ در دسترس قرار می‌گیرد. از مقایسه سه نمونه C1 تحت شرایط بارگذاری مختلف، ملاحظه می‌گردد که زوال درون‌سیکلی در نمونه C1-Limited BL به حداقل رسیده است.



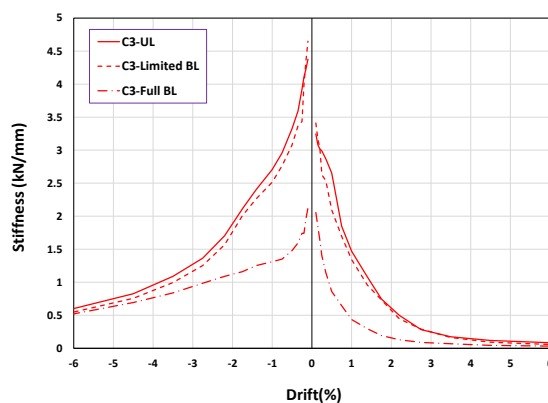
شکل ۲۲ مقایسه سختی نمونه‌ها در جابه‌جایی‌های نسبی مختلف



(ب)

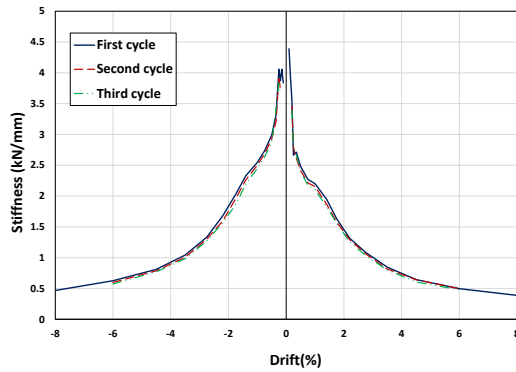


(الف)

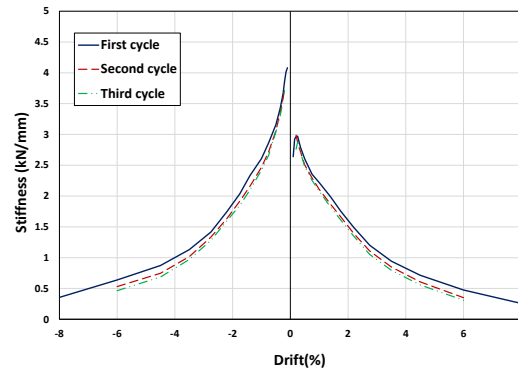


(ج)

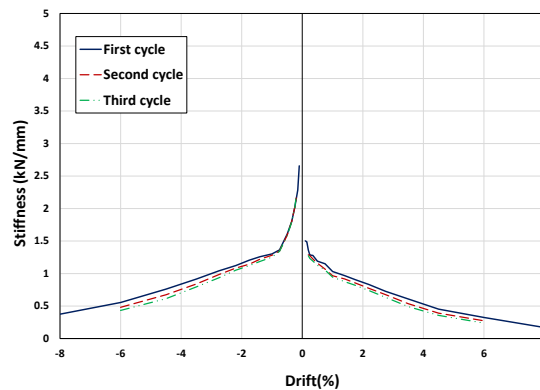
شکل ۲۳ سختی نمونه‌های؛ (الف) C1، (ب) C2 و (ج) C3



(ب)



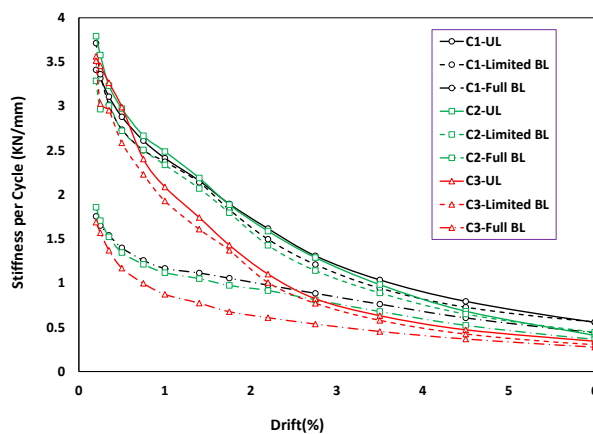
(الف)



(ج)

شکل ۲۴ زوال سختی درون سیکلی نمونه‌های: (الف) C1-UL، (ب) C1-Limited BL و (ج) C1-Full BL

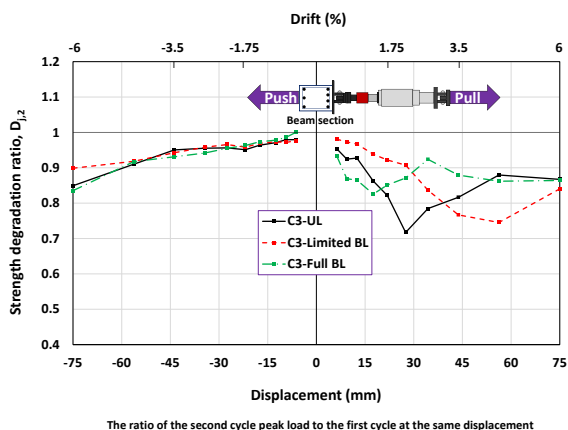
بارگذاری یک‌جهته و دو جهته محدود با شیب یکسانی همراه بوده است. در نمونه‌های تحت بارگذاری دوجهته شدید، زوال سختی با شدت کمتری همراه بوده است. بدان علت که پیک سختی قابل دستیابی نمونه به علت آسیب در جهت متعامد، شدیداً کاهش یافته است.



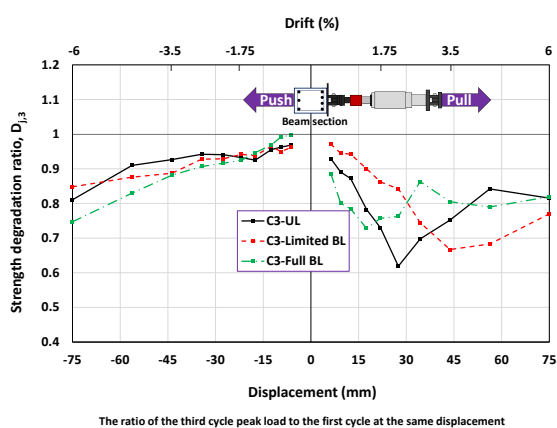
شکل ۲۵ مقایسه سختی مؤثر چرخه‌ای نمونه‌ها

در صورت در نظر گرفتن مقدار سختی بر اساس پیک دامنه‌های مثبت و منفی یک چرخه کامل، مقدار سختی مؤثر هر چرخه (چرخه اول) مطابق (*) به دست می‌آید. همان طور که مشخص هست سختی مؤثر نمونه‌های C1 و C2 تحت بارگذاری یک‌جهته و دوجهته محدود در یک سطح نزدیک به هم به صورت برتر از بقیه قرار دارد. چنانچه جابه‌جایی نسبی ۱٫۷۵٪ ملاک قرار بگیرد؛ ملاحظه می‌گردد که بارگذاری دوجهته شدید در تمامی نمونه‌ها نسبت به دیگر حالات بارگذاری، موجب کاهش ۴۰٪ سختی مؤثر در چرخه شده است.

در صورتی که مقدار سختی مؤثر هر نمونه نسبت به چرخه در دامنه قبلی سنجیده شود و در یک محیط نرمالایز شده نسبت به هم قرار بگیرد، (*) در دسترس قرار می‌گیرد. هر چه تغییرات به یک نزدیک باشد نشان دهنده کمتر بودن شدت نرخ زوال سختی می‌باشد. چنانچه تغییرات زوال سختی بعد از جابه‌جایی نسبی ۱٪ مد نظر قرار بگیرد، نرخ زوال سختی در تمام نمونه‌ها تحت



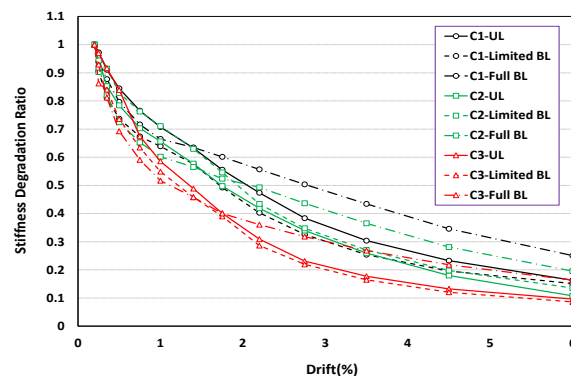
(الف)



(ب)

کل ۲۸ زوال مقاومت نمونه‌های C3: (الف) نسبت چرخه دوم به چرخه اول و (ب) نسبت چرخه سوم به چرخه اول

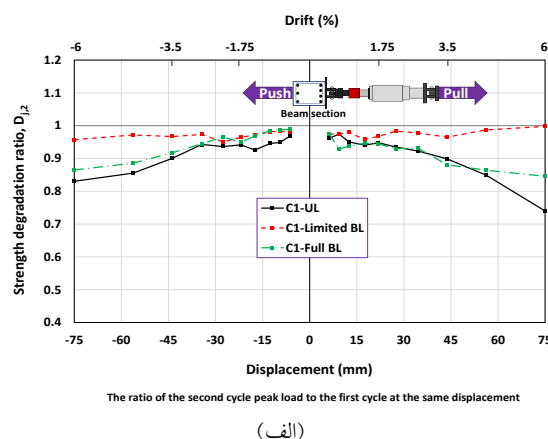
زوال مقاومت درون‌سیکلی در نمونه‌های لرزه‌ای C1-UL و C1-Full BL نزدیک به هم بوده است. فاصله زیاد مقادیر به دست آمده از مقدار یک، برای هر دو نمونه، به مکانیزم آسیب از منشأ بازشدگی ترک‌ها تازه ظهور کرده اشاره دارد. در حالی که زوال مقاومت در نمونه C1-Limited BL به مقادیر کمتر از ۰٫۹ محدود باقی ماند و برای مثال در جابه‌جایی نسبی ۳٫۵٪، نسبت زوال مقاومت درون‌سیکلی، ۵۰٪ بهتر از دو نمونه اخیر (C1-UL و C1-Full BL) گردید. همان‌طور که قبل‌تر توضیح داده شد، علت در آن است که در نمونه C1-Limited BL اثرات ناشی از حضور تیر عرضی به دلیل ترک‌خوردگی در لبه اتصال تیر عرضی به ستون، به طور قابل توجهی کاهش یافته است. به همین علت غالب شدن مکانیزم خمشی مفصل پلاستیک در تیر با توجه به پارامترها و



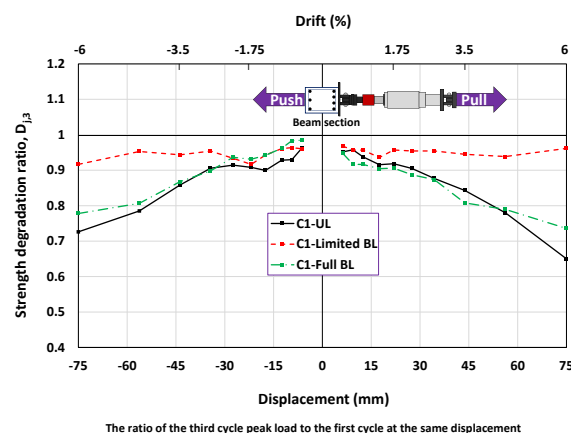
شکل ۲۶ نسبت زوال سختی (نرمالایز شده)

زوال مقاومت

نسبت حداکثر پاسخ نیرو در چرخه دوم نسبت به چرخه اول و همچنین چرخه سوم نسبت به چرخه اول، بیانگر زوال درون‌سیکلی مقاومت می‌باشد. زوال‌های مقاومت درون‌سیکلی نمونه‌های C1 و C3 به ترتیب در ۰ و ۰ به نمایش در آمده است.



(الف)



(ب)

شکل ۲۷ زوال مقاومت نمونه‌های C1: (الف) نسبت چرخه دوم به چرخه اول و (ب) نسبت چرخه سوم به چرخه اول

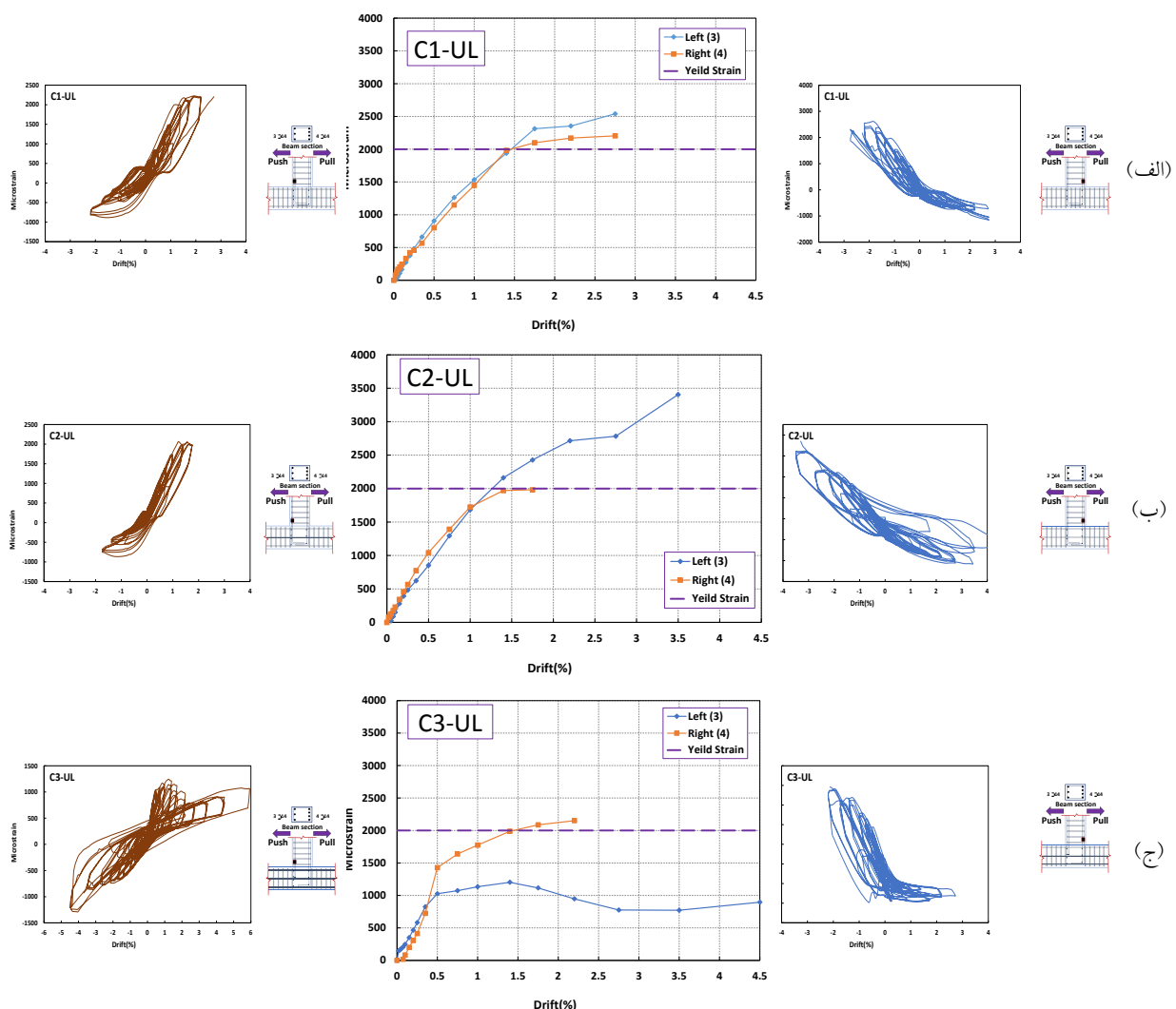
موارد مختلف بررسی شده به چشم می‌خورد.

زوال مقاومت درون‌سیکلی در سمت فشار نمونه‌های C3 یکسان عمل کرده است. در نتیجه حالت بارگذاری تأثیر مستقیمی در زوال مقاومت درون‌سیکلی ندارد بلکه نوع شکست و گسترش آسیب نمونه عامل تأثیرگذار در زوال مقاومت درون‌سیکلی می‌باشد.

کرنش در آرماتورهای تیر

اطلاعات به دست آمده از کرنش‌سنج‌های نصب شده بر روی

آرماتورهای طولی تیر در نزدیکی ناحیه اتصال در (*) در نظر گرفته شده‌است. مقادیر کرنش در سمت کشش نمونه نسبت به سمت فشار نمونه به علت نسبت ۳ به ۴ در تعداد آرماتور تحت کشش، بالاتر بوده است. در تمام نمونه‌ها به جز آرماتورهای لغزیده در نمونه C3 و نمونه‌های قرار گرفته تحت بارگذاری دوجبهه شدید، در جابه‌جایی نسبی ۱,۴٪ به مقدار تسلیم کرنشی رسیده است. در کل به علت عدم انطباق دقیق موقعیت کرنش‌سنج نسبت به محل حداکثر کشیدگی تارهای آرماتور و به‌کارگیری کرنش‌سنج‌های خطی، از تفسیر بیشتر نتایج پرهیز می‌شود.



شکل ۲۹ کرنش آرماتورهای طولی تیر در لبه ستون: (الف) C1-UL، (ب) C2-UL و (ج) C3-UL

نتیجه‌گیری

در پژوهش حاضر اتصالات تیر ستون گوشه بتن‌آرمه دارای جزئیات لرزه‌ای و غیرلرزه‌ای متداول تحت بارگذاری یک‌جهته و دوجهته به صورت آزمایشگاهی ارزیابی گردید. بر اساس دسته‌بندی نمونه‌ها برپایه جزئیات لرزه‌ای، نتایج به دست آمده گزارش می‌شود:

اتصالات گوشه دارای جزئیات لرزه‌ای:

۱. اتصال گوشه دارای جزئیات لرزه‌ای تحت بارگذاری یک‌جهته، C1-UL به علت محصورکنندگی تیر عرضی (بدون سابقه آسیب‌دیدگی)، تعاملات نیرویی صورت گرفته بین دو تیر متعامد در ناحیه اتصال و سخت‌شدگی کرنشی فولاد، در پاسخ نیروی حداکثر قابل تحمل (جابه‌جایی نسبی متناظر ۲،۲٪) منجر به افزایش ۱۲ درصدی پاسخ ظرفیت نیروی اتصال نسبت به ظرفیت خمشی پیش‌بینی‌شده تیر گردید. علاوه بر این بعد از جابه‌جایی نسبی ۴،۵٪ به علت غالب شدن شکست برشی ناحیه اتصال بر تحقق کامل مکانیزم گسیختگی خمشی در تیر، پاسخ نیرو با افت مواجه شد. در مجموع طبق استاندارد ACI 374.1 سطح انتظارات برای پذیرش نمونه پاس گردید.

۲. اتصال گوشه لرزه‌ای تحت بارگذاری دوجهته محدود (با نسبت بارگذاری ۱۰۰:۵۰)، C1-Limited BL نسبت به زمانی که بارگذاری در یک جهت اعمال شود، ۹٪ کاهش پاسخ حداکثر نیروی قابل تحمل، ۳۵٪ افزایش شکل‌پذیری و ۴۵٪ افزایش ظرفیت اتلاف انرژی همراه بوده است. در پاسخ هیستریزیس نمونه هیچ گونه افت نیرو مشاهده نشد و بالاترین ظرفیت اتلاف انرژی به دست آمده از تمام نمونه‌ها، متعلق به نمونه C1-Limited BL می‌باشد. بنابراین نوع شکست خمشی در تیر به طور کامل تحقق یافت. در نمونه حاضر، بارگذاری دوجهته محدود شده توانست نسبت به حالت بارگذاری یک‌جهته، مکانیزم شکست را از مکانیزم ترکیبی خمشی تیر - برشی اتصال با غالب شدن شکست ترد برشی به مکانیزم مطلوب خمشی در تیر تغییر دهد. همچنین ۵۰٪ عملکرد بهتری در زوال مقاومت درون سیکلی نسبت به C1-UL و C1-Full BL بر اساس جابه‌جایی نسبی ۳،۵٪ داشته است.

۳. اتصال گوشه لرزه‌ای تحت بارگذاری دوجهته شدید (با نسبت بارگذاری ۱۰۰:۱۰۰)، C1-Full BL نسبت به زمانی که بارگذاری در یک جهت اعمال شود، ۲۴٪ کاهش پاسخ حداکثر نیروی قابل تحمل، ۵۵٪ کاهش سختی اولیه، ۴۰٪ کاهش

سختی مؤثر در جابه‌جایی نسبی ۱،۷۵٪، ۳۰٪ کاهش شکل‌پذیری و ۳۳٪ کاهش ظرفیت اتلاف انرژی در پی داشت.

اتصالات گوشه مستعد آسیب از منشأ حذف تنگ ستون در ناحیه اتصال:

۱. در اتصال گوشه آسیب‌پذیر لرزه‌ای معمولی (C2) تحت بارگذاری یک‌جهته، C2-UL تا زمان رسیدن به حداکثر نیرو، رفتار نمونه شبیه به نمونه C1-UL می‌باشد. ضعف استحکام برشی در ناحیه اتصال (به همراه حضور تیر عرضی)، باعث شدت افت نیرو در ادامه بارگذاری شده است. ظرفیت اتلاف انرژی نمونه و انرژی تلف شده در چرخه با جابه‌جایی نسبی ۶٪ نسبت به نمونه C1-UL به ترتیب، ۱۱٪ و ۳۶٪ کاهش یافت.

۲. اتصال گوشه آسیب‌پذیر لرزه‌ای معمولی تحت بارگذاری دوجهته محدود (با نسبت بارگذاری ۱۰۰:۵۰)، C2-Limited BL نسبت به زمانی که بارگذاری در یک جهت اعمال شود، ۱۰٪ کاهش پاسخ حداکثر نیروی قابل تحمل و ۷٪ کاهش شکل‌پذیری همراه گردید. در پاسخ هیستریزیس نمونه، به دلیل عدم رعایت جزئیات لرزه‌ای و تمرکز آسیب در ناحیه اتصال تحت تأثیر بارگذاری دوجهته، رفتار اتصال به‌حدی از حالت الاستیک و یکپارچگی خارج شده است که میلگردهای طولی تیر مدفون در ناحیه اتصال دچار لغزش شدند. ولی بعد از جابه‌جایی نسبی ۴،۵٪ نرخ افت نیرو و زوال ظرفیت نمونه نسبت به قرارگیری در وضعیت بارگذاری یک‌جهته کمتر بوده است.

۳. اتصال گوشه آسیب‌پذیر لرزه‌ای معمولی تحت بارگذاری دوجهته شدید (با نسبت بارگذاری ۱۰۰:۱۰۰)، C2-Full BL نسبت به زمانی که بارگذاری در یک جهت اعمال شود، ۳۰٪ کاهش پاسخ حداکثر نیروی قابل تحمل، ۵۶٪ کاهش سختی اولیه، ۴۰٪ کاهش سختی مؤثر در جابه‌جایی نسبی ۱،۷۵٪، ۲۰٪ کاهش شکل‌پذیری و ۳۵٪ کاهش ظرفیت اتلاف انرژی در پی داشت.

اتصالات گوشه مستعد آسیب لرزه‌ای حاد:

۱. در اتصال گوشه آسیب‌پذیر لرزه‌ای حاد (C3) تحت بارگذاری یک‌جهته، C3-UL به علت ضعف گیرداری آرماتورهای ردیف پایین تیر در ناحیه اتصال، منجر به کاهش ۵۴٪ ظرفیت نیرو در سمت کشش و کاهش ۳۲٪ ظرفیت شکل‌پذیری نسبت به

۳. اتصال گوشه آسیب‌پذیر لرزه‌ای حاد تحت بارگذاری دوجبهه شدید (با نسبت بارگذاری ۱۰۰:۱۰۰)، C3-Full BL، نسبت به زمانی که بارگذاری در یک جهت اعمال شود، ۴۳٪ کاهش پاسخ حداکثر نیروی قابل تحمل، ۵۲٪ کاهش سختی اولیه، ۴۰٪ کاهش سختی مؤثر در جابه‌جایی نسبی ۱،۷۵٪، ۲۰٪ کاهش شکل‌پذیری و ۳۷٪ کاهش ظرفیت اتلاف انرژی در پی داشت.

بر اساس شاخص خسارت، به طور متوسط برای هر سه نمونه C1، C2 و C3 در اثر بارگذاری دوجبهه شدید، حداقل ۲۰٪ از مقدار جابه‌جایی نسبی مورد نظر برای ورود به محدوده‌های خرابی‌های غیرقابل تعمیر و خرابی‌های شدید، کاسته شده است.

سپاسگزاری

نمونه C1-UL گردید. در نمونه حاضر، تیر عرضی تأثیری در غالب رفتار گسیختگی پیوستگی آرماتورهای طولی تیر در ناحیه اتصال نداشته است.

۲. اتصال گوشه آسیب‌پذیر لرزه‌ای حاد تحت بارگذاری دوجبهه محدود (با نسبت بارگذاری ۱۰۰:۵۰)، C3-Limited BL، نسبت به زمانی که بارگذاری در یک جهت اعمال شود، ۹٪ کاهش پاسخ حداکثر نیروی قابل تحمل، ۷٪ کاهش شکل‌پذیری، ۲۰٪ کاهش ظرفیت اتلاف انرژی همراه گردید. با توجه به پاسخ هیت‌ریزس نمونه، ملاحظه گردید که بارگذاری دوجبهه، تأثیر مخربی در پیوستگی بین آرماتورهای کوتاه شده طولی تیر با بتن ناحیه اتصال گذاشته است. همچنین نتیجه گرفته شد که بارگذاری دوجبهه، تأثیر مستقیمی در زوال درون سیکلی مقاومت نداشته است بلکه نوع شکست و گسترش آسیب نمونه عامل تأثیرگذار در زوال مقاومت درون سیکلی می‌باشد.

مراجع

- [1] D. Guan, C. Jiang, Z. Guo and H. Ge, "Development and seismic behavior of precast concrete beam-to-column connections," *Earthquake Engineering*, vol. 22, no. 2, pp. 234-256, 2018. <https://doi.org/10.1080/13632469.2016.1217807>
- [2] S. A. Nezami and J. Shafaei, "Analytical modeling of rehabilitated beam-column connections with non-seismic details using joint enlargement and post-tensioned," *Civil and Environmental Engineering*, vol. 54, no. 117, pp. 37-53, 2025. <https://doi.org/10.22034/CEEJ.2024.58965.2298>
- [3] S. A. Nezami and J. Shafaei, "Non-linear strut and tie modelling approach of retrofitted reinforced concrete beam column joint by prestress joint enlargement," *Ferdowsi Civil Engineering*, vol. 37, no. 3, pp. 13-40, 2024. <https://doi.org/10.22067/jfeci.2024.85341.1271>
- [4] N. D. Hadi, N. H. A. Hamid, I. F. Azmi, R. Hassan, Y. Sutopo, B. Chao and N. A. Zainuddin, "Comparison of seismic response corner beam-column joint with and without fuse bars under in-plane lateral cyclic loading," *Solids and Structures*, vol. 19, no. 1, 2022. <https://doi.org/10.1590/1679-78256581>
- [5] J. Shafaei and S. A. Nezami, "Effect of different size of joint enlargement on seismic behavior of gravity load designed RC beam-column connections," *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, vol. 28, no. 14, pp. 1653-1680, 2019. <https://doi.org/10.1002/tal.1653>
- [6] V. Mahadik and A. Sharma, "Bidirectional loading history for seismic testing of 3D frame joints," *CivilEng*, vol. 2, no. 2, pp. 349-369, 2021. <https://doi.org/10.3390/civileng2020019>
- [7] K. Kitayama and H. Katae, "Earthquake resistance of reinforced concrete corner beam-column joints with different column axial loads under bi-directional lateral loading," *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, vol. 50, no. 4, pp. 527-536, 2017. <https://doi.org/10.5459/bnzsee.50.4.527-536>
- [8] S. Park and K. M. Mosalam, "Experimental investigation of nonductile RC corner beam-column joints with floor

- slabs,” *Structural Engineering*, vo. 139, no. 1, pp. 1-14, 2013. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0000591](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000591)
- [9] I. Topcu, “Experimental research on seismic retrofitting of R/C corner beam-column-slab joints upgraded with CFRP sheets,” M.S. thesis, Bogaziçi University, İstanbul, Turkey, 2008.
- [10] V. M. Sanchez, B. Lloyd, W. M. Hassan and J. P. Moehle, “Evaluation of non-ductile reinforced concrete building corner joint experiencing early column failure,” presented at Pacific Earthquake Engineering Centre, University of California, Berkeley, 2009.
- [11] D. Mostofinejad and M. Hajrasouliha, “3D beam-column corner joints retrofitted with X-shaped FRP sheets attached via the EBROG technique,” *Engineering Structures*, vol. 183, no. 1, pp. 987-998, 2019. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.01.038>
- [12] M. Hajrasouliha and D. Mostofinejad, “Effect of lateral beam on the seismic behavior of corner RC beam-column joints under cyclic reversal loading,” *Environmental and Civil Engineering*, vol. 25, no. 12, pp. 2146-2160, 2019. <https://doi.org/10.1080/19648189.2019.1618738>
- [13] S. Fayed, A. G. Asran and H. H. El-Esnawi, “An experimental and numerical study on behaviour of reinforced concrete corner beam-column joint,” *Innovative Infrastructure Solutions*, vol. 8, no. 41, pp. 64-92, 2023. <https://doi.org/10.1007/s41062-022-01000-w>
- [14] A. M. Basha and S. Fayed, “Behavior of RC eccentric corner beam-column joint under cyclic loading: An experimental work,” *Civil Engineering*, vol. 5, no. 2, pp. 295-308, 2019. <http://dx.doi.org/10.28991/cej-2019-03091245>
- [15] S. W. Han and C. S. Lee, “Cyclic behavior of RC OMF beam-corner column joints under unidirectional and bidirectional loadings,” *Engineering Structures*, vol. 224, pp. 111-123, 2020. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.111304>
- [16] A. Marchisella and G. Muciaccia, “Bi-axially loaded RC beam-column joints and haunch retrofit,” *Bulletin of Earthquake Engineering*, vol. 22, no. 6, pp. 3125-3167, 2024. <https://doi.org/10.1007/s10518-024-01881-5>
- [17] R. Park and T. Paulay, *Reinforced concrete structures*. John Wiley & Sons New York, 1991.
- [18] W.M. Hassan and J. P. Moehle, “Experimental assessment of seismic vulnerability of corner beam-column joints in older concrete buildings,” In *Proceedings 15th World Conference Earthquake Eng*, Lisbon, Portugal, 2012.
- [19] M.S. Marefat, M. Khanmohammadi, M.K. Bahrani and A. Goli, “Experimental assessment of reinforced concrete columns with deficient seismic details under cyclic load”, *Advances in Structural Engineering*, vol. 9, no. 3, pp. 337-347, 2006. <https://doi.org/10.1260/136943306777641959>
- [20] ACI Committee 318-19, *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19) and Commentary (ACI 318R-19)*. American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, USA, 2019.
- [21] ACI-374.1-05, *Acceptance criteria for moment frames based on structural testing and commentary*. American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, USA, 2005.
- [22] Y.J. Park and A.H. Ang, “Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete,” *Journal of Structural Engineering*, vol. 111, no. 4, pp. 722-739, 1985. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1985\)111:4\(722\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1985)111:4(722))

CONTENTS

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	1
Nima Armion Nejad - Hossein Pahlavan - Mohammad Shamkhi Amiri	
Enhancing the Seismic Behavior of Concentrically Braced Frames Using an Innovative Steel Ring Damper	23
Yashar Bakhshayesh - Fereshteh Emami	
Investigating the Strength and Durability of Green Concrete Containing Bagasse Ash and Polypropylene Fibers	45
Danial Nasr - Rezvan Babagoli - Nader Dahaghin	
Peak Ground Acceleration's Impact on Semi-Active Fuzzy Control Using Adjustable Liquid Damper	75
Javad Hashemi - Hamed Enayati	
Laboratory Investigation of the Equivalent Bearing Capacity of Clay Bed Improved with Stone Columns	97
Karim Bahari Amineh - Seyyed Mohammad Ali Sadreddini - Mohammad Hadi Alizadeh Elizei	
Experimental investigation of Corner RC Beam-Column Joints Subjected to Unidirectional and Bidirectional Lateral Loading	115
S Ahmad Nezami - Ahmad Shooshtari - Jalil Shafaei	



**JOURNAL OF
CIVIL ENGINEERING
FERDOWSI UNIVERSITY OF MASHHAD**

ISSN 2008-7454

General Director: F. Irani
Editor-Chief: M. R. Esfahani
Published: Ferdowsi University of Mashhad

Editorial Board:

M. Reza Esfahani	Professor, Ferdowsi University of Mashhad
K. badv	Professor, Urmia University
J. Bolouri Bazaz	Associate Professor, Ferdowsi University of Mashhad
A. Pouya	Professor, Ecole des Ponts Paris tech
S. M. Hosseini	Professor, Ferdowsi University of Mashhad
N. Hafezi Moghaddas	Professor, Ferdowsi University of Mashhad
E. Seyedi Hosseinia	Associate Professor, Ferdowsi University of Mashhad
Sh. Danesh	Associate Professor, Ferdowsi University of Mashhad
Gh. Rakhshandehro	Professor, Shiraz University
M. H. Sebt	Professor, Amirkabir University of Technology
F. Shahabian Moghadam	Professor, Ferdowsi University of Mashhad
A. Kavussi	Professor, Tarbiat Modares University
H. Ganji Doost	Professor, Tarbiat Modares University
M. Faghfour Maghrebi	Professor, Ferdowsi University of Mashhad
F. Moghadas Nejad	Professor, Amirkabir University of Technology
A. Mohammadzadeh Moghaddam	Associate Professor, Ferdowsi University of Mashhad
M. Kianoush	Professor, University of Ryerson

Text Editor: M. Dehghan

Administrative Director: T. Hooshmand

Typist: A. Noie – T. Hooshmand

Journal of Civil Engineering

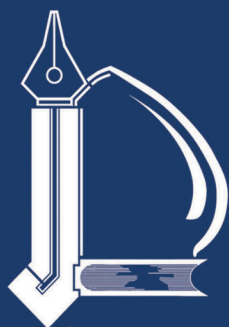
Department of Civil Engineering, Ferdowsi University of Mashhad.

P. O. Box. 91775-1111, Mashhad, I.R.IRAN

Tel: +98 51 38806024; **Email:** civil-ferdowsi@um.ac.ir

Web site: <http://civil-ferdowsi.um.ac.ir>

ISSN 2783-2805



*Ferdowsi University
of Mashhad*

Journal of Ferdowsi Civil Engineering

Serial No. 51

- | | |
|---|-----|
| 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 | 1 |
| Nima Armion Nejad - Hossein Pahlavan
Mohammad Shamkhi Amiri | |
| Enhancing the Seismic Behavior of Concentrically Braced Frames Using an Innovative Steel Ring Damper | 23 |
| Yashar Bakhshayesh - Fereshteh Emami | |
| Investigating the Strength and Durability of Green Concrete Containing Bagasse Ash and Polypropylene Fibers | 45 |
| Danial Nasr - Rezvan Babagoli - Nader Dahaghin | |
| Peak Ground Acceleration's Impact on Semi-Active Fuzzy Control Using Adjustable Liquid Damper | 75 |
| Javad Hashemi - Hamed Enayati | |
| Laboratory Investigation of the Equivalent Bearing Capacity of Clay Bed Improved with Stone Columns | 97 |
| Karim Bahari Amineh – S. Mohammad Ali Sadreddini
Mohammad Hadi Alizadeh Elizei | |
| Experimental investigation of Corner RC Beam-Column Joints Subjected to Unidirectional and Bidirectional Lateral Loading | 115 |
| S Ahmad Nezami - Ahmad Shooshtari - Jalil Shafaei | |

Vol. 38, No. 3
Autumn, 2025