

Experimental evaluation of nonlinear behavior of unreinforced masonry (URM) walls retrofitted using center-core technique

Ali Shahri¹, Ali Massumi^{2*}, Masoud Soltani³, Peyman Homami⁴

1- Ph.D. Candidate. Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, Kharazmi University, Tehran, Iran.

2- Professor. Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, Kharazmi University, Tehran, Iran.

3- Associate Professor. Faculty of Civil & Environmental Engineering, Tarbiat Modares University, Tehran, Iran.

4- Assistant Professor. Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, Kharazmi University, Tehran, Iran.

ABSTRACT

Earthquake vulnerability is the major weakness of unreinforced masonry structures. Various methods have so far been proposed to strengthen such structures against earthquakes. The recommended procedures are not especially suitable for this type of structures that are meanwhile historically and culturally valuable. One of the adequately suitable methods of retrofitting of this particular type of structures is the center-core technique; based on which the façade of buildings with no change whatsoever. Scantly little studies have so far been conducted on structural retrofitting and the essential research carried out in this area has focused on the study of masonry piers. In this study, the in-plane nonlinear behavior of two full scale unreinforced masonry wall specimens, retrofitted with three and five reinforced cores, were tested under experimental cyclic loading; and their related hysteresis force-displacement, envelop force-displacement (backbone curve), energy dissipation and secant stiffness degradation curves, were plotted. Using envelop curves, ductility and effective stiffness parameters of each of the two specimens were extracted and the results were compared with those of the reference non-retrofitted wall specimen. The outcome results revealed that this method has led to 42% increase in ultimate strength and a 55% increase in ductility of the three-core specimens compared to 84% increase in the ultimate strength and 236% rise in ductility of the five-core sample. Also, the reinforced samples' effective stiffness raised significantly as compared to the non-retrofitted specimen. Failure and damage patterns of the strengthened specimens showed that their failure modes, compared to the non-retrofitted reference specimen, have converted from diagonal to combination of diagonal and sliding failure mode.

ARTICLE INFO

Receive Date: 18 October 2019

Revise Date: 24 April 2020

Accept Date: 03 May 2020

Keywords:

Historical buildings
URM
Cyclic behavior
Retrofitting
Center-core technique
Ductility

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: <https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2020.204810.1976>

*Corresponding author: Ali Massumi.
Email address: massumi@khu.ac.ir

ارزیابی آزمایشگاهی رفتار غیرخطی دیوارهای بنایی غیر مسلح مقاومسازی شده به روش تسلیح مغزه

علی شهری^۱، علی معصومی^{۲*}، مسعود سلطانی محمدی^۳، پیمان همای^۴

۱- دانشجوی دکتری مهندسی عمران-سازه، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه خوارزمی، تهران، ایران

۲- استاد مهندسی سازه، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه خوارزمی، تهران، ایران

۳- دانشیار مهندسی سازه، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس، تهران، ایران

۴- استادیار مهندسی سازه، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه خوارزمی، تهران، ایران

چکیده

آسیب پذیری در برابر زلزله، ضعف عمده سازه‌های مصالح بنایی غیرمسلح است. تاکنون روش‌های مختلفی برای مقاومسازی این سازه‌ها در برابر زلزله ارائه شده است که برای سازه‌هایی از این نوع و در عین حال دارای ارزش تاریخی و فرهنگی، مناسب نیستند. یکی از روش‌های مناسب مقاومسازی این نوع خاص از سازه‌ها، روش تسلیح مغزه است که در آن ظاهر بنا دستخوش هیچ‌گونه تغییری نمی‌شود. تاکنون مطالعات اندکی در مورد این روش مقاومسازی انجام شده و عمده تحقیقات صورت گرفته در این زمینه معطوف به مطالعه پایه‌های آجری بوده است. در این تحقیق، رفتار غیرخطی درون صفحه‌ای دو نمونه دیوار مصالح بنایی غیرمسلح با اندازه واقعی که با سه و پنج هسته مسلح، مقاومسازی شده‌اند، تحت بارگذاری چرخه‌ای، مورد بررسی آزمایشگاهی قرار گرفت و منحنی‌های هیستریزیس نیرو- تغییر مکان، پوش نیرو- تغییر مکان، اتلاف انرژی و زوال سختی سکانتی نمونه‌ها ترسیم گردید. با استفاده از منحنی پوش، پارامترهای شکل پذیری و سختی مؤثر هر یک از نمونه‌ها استخراج شد و نتایج، با نمونه دیوار مقاومسازی نشده مرجع، مورد مقایسه قرار گرفت. نتایج نشان داد که این روش مقاومسازی، موجب افزایش ۴۲ درصدی مقاومت نهایی و ۵۵ درصدی شکل پذیری در نمونه سه‌هسته‌ای و افزایش ۸۴ درصدی مقاومت نهایی و ۲۳۶ درصدی شکل پذیری در نمونه پنج‌هسته‌ای شده است. همچنین سختی مؤثر نمونه‌های مقاومسازی شده، افزایش چشمگیری نسبت به نمونه مقاومسازی نشده، داشته است. الگوهای خرابی نمونه‌های مقاومسازی شده نشان داد که مود خرابی آنها نسبت به نمونه مقاومسازی نشده مرجع، از شکست قطری به مود ترکیبی شکست قطری و لغزش تبدیل شده است.

کلمات کلیدی: بناهای تاریخی، مصالح بنایی، رفتار چرخه‌ای، مقاومسازی، تسلیح مغزه، شکل پذیری

| شناسه دیجیتال: | | سابقه مقاله: | | | | |
|----------------|---|--------------|---------------|------------------|------------|------------|
| doi: | https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2020.204810.1976 | چاپ | انتشار آنلاین | پذیرش | بازنگری | دریافت |
| | 10.22065/jsce.2020.204810.1976 | ۱۴۰۰/۰۶/۳۱ | ۱۳۹۹/۰۲/۱۴ | ۱۳۹۹/۰۲/۱۴ | ۱۳۹۹/۰۲/۰۵ | ۱۳۹۸/۰۷/۲۶ |
| | | | | *نویسنده مسئول: | | |
| | | | | علی معصومی | | |
| | | | | massumi@khu.ac.i | | |
| | | | | پست الکترونیکی: | | |

۱- مقدمه

سازه‌های مصالح بنایی غیرمسلح غالباً در زمره سازه‌های آسیب‌پذیر در برابر زلزله قرار می‌گیرند از این‌رو مقاوم‌سازی آنها همواره مورد توجه محققین بوده است. با توجه به قدمت و ارزش تاریخی و فرهنگی بسیاری از بناهای ساخته شده با این مصالح، همواره ارائه یک روش مقاوم‌سازی که در آن فرآیند بهسازی لرزه‌ای با کمترین خسارت به شکل ظاهری بنا، همراه بوده و اصالت آن را حفظ نماید، دارای اهمیت فراوانی است. در بین روش‌های مختلف مقاوم‌سازی این ساختمان‌ها، روش تسلیح مغزه، تغییرات ظاهری بنا را منتفی می‌سازد، از این‌رو می‌تواند مورد توجه جدی قرار گیرد. تحقیقات گذشته نشان می‌دهند که مودهای خرابی سازه‌های بنایی، عمدتاً از نوع جداشدگی واحدهای مصالح بنایی از یکدیگر و از ملات است و کمتر اتفاق می‌افتد که یک سازه بنایی توسط خردشدگی اجزای آن دچار فروریزش شود [۱]. لذا یک روش مناسب برای مقاوم‌سازی این ساختمان‌ها روشی است که در آن با ایجاد محصورشدگی، انسجام کلی دیوار بهبود یابد. روش تسلیح مغزه دارای این ویژگی بسیار مهم است که با ایجاد هسته‌های مسلح، محصورشدگی نسبی مناسبی فراهم می‌شود. عدم تخریب در حین فرآیند مقاوم‌سازی و استمرار سرویس‌دهی ساختمان، مزیت مهم دیگر این روش مقاوم‌سازی است. در این روش سوراخ‌کاری‌هایی عمودی به قطر ۵۰ تا ۱۵۰ میلی‌متر در دیوار مصالح بنایی از تراز فوقانی تا شالوده انجام می‌شود؛ سپس با آرماتورگذاری در این سوراخ‌ها و تزریق گروت، شرایط برای بهبود عملکرد لرزه‌ای آن فراهم می‌شود.

روش تسلیح مغزه از حدود دهه هشتاد میلادی مورد توجه قرار گرفته است. اولین بار پلکنیک و همکاران [۲]، به بررسی رفتار نمونه‌های مقاوم‌سازی شده با روش تسلیح مغزه پرداختند. آنها با انجام آزمایش بر روی یک نمونه کوچک منشوری ساخته شده از مصالح بنایی آجری، نتیجه گرفتند که این روش مقاوم‌سازی، مقاومت خمشی و برشی پایه^۱ مصالح بنایی را بهبود می‌بخشد. بریپولز [۳، ۴] با معرفی این روش مقاوم‌سازی، نتیجه‌گیری کرد که روش تسلیح مغزه موجب بهبود عملکرد برشی درون صفحه‌ای و خمشی خارج از صفحه دیوار بنایی می‌شود. سومرز و همکاران [۵] عملکرد ساختمان‌های مصالح بنایی غیر مسلح مقاوم‌سازی شده با این روش و روش‌های دیگر در زلزله لس‌آنجلس را مورد بررسی قرار دادند. آنها در مطالعه خود چهار ساختمان بنایی غیرمسلح را که قبل از زلزله ۱۹۹۴ نورتریج با روش‌های متنوع بر اساس دستورالعمل دیویژن ۸۸ [۶] مقاوم‌سازی شده بودند، مورد ارزیابی قرار دادند. از ساختمان‌های مورد ارزیابی، مقاوم‌سازی دو ساختمان به روش تسلیح مغزه انجام شده بود. نتایج مطالعه، موید عملکرد مناسب این روش مقاوم‌سازی بود. تولز و همکاران [۷، ۸] تعداد نه نمونه از اتاقک‌های با مصالح خشتی را با روش تسلیح مغزه و روش‌های دیگر، مقاوم سازی نموده و روی میز لرزان مورد آزمون قرار دادند. تعداد دو نمونه به روش تسلیح مغزه مقاوم‌سازی شده بود. آنها با پایش دقیق رفتار نمونه‌ها، گزارشی مفصل از آزمایش‌های خود ارائه دادند. آنها نتیجه گرفتند که از مقاوم‌سازی با روش تسلیح مغزه برای مواردی که عملیات مقاوم‌سازی نمی‌بایست منجر به آسیب ظاهری دیوار و المان‌های تزئینی روی آن شود، می‌تواند بدون آسیب عمده به ظاهر بنا، استفاده شود. در دستورالعمل FEMA 273 [۹] روش تسلیح مغزه تحت عنوان «هسته‌های تسلیح شده» به عنوان یکی از روش‌های بهسازی لرزه‌ای معرفی شده است. الگودی و همکاران [۱۰]، با معرفی مزایای روش تسلیح مغزه، رفتار دیوار مقاوم سازی شده با این روش را در قالب افزایش سختی و شکل‌پذیری قابل توجه نسبت به دیوار مقاوم سازی نشده‌ی شاهد به نمایش در آورده و مزایا و معایب آن را برشمردند. اسمیت و ردمن [۱۱] در مطالعه خود تحت عنوان «مروری بر روش‌های مقاوم‌سازی سازه‌های بنایی غیرمسلح» روش تسلیح مغزه را به عنوان یکی از روش‌های مقاوم‌سازی در حال پژوهش معرفی کرده‌اند. لانیوسچی [۱۲]، با معرفی روش تسلیح مغزه، صرفاً به مزایا و معایب این روش مقاوم سازی برای سازه‌های بنایی پرداخته است. همچنین محققان دیگری با انجام آزمایش بر روی پایه‌های مقاوم‌سازی شده با روش تسلیح مغزه، رفتار آنها را مورد بررسی قرار دادند. آنها پایه‌های آجری مقاوم‌سازی شده را تحت بارگذاری چرخه‌ای قرار داده و منحنی هیستریزس نمونه‌ها را استخراج نمودند [۱۳]، [۱۴]. همان‌گونه که ملاحظه می‌شود مطالعات انجام شده در زمینه این روش مقاوم‌سازی، به مطالعه پایه‌های مصالح بنایی با مود غالب خمشی محدود بوده است و تاکنون مطالعه نسبتاً کاملی در مورد رفتار غیرخطی دیوارهای فاقد بازشو با مود غالب برشی انجام نشده است. بنابراین مطالعه رفتار برشی دیوارهای فاقد بازشو، که با روش تسلیح مغزه مقاوم‌سازی می‌شوند؛ کاملاً ضروری است زیرا یک ساختمان مصالح بنایی متشکل از المان‌های پایه و دیوار کامل است و مطالعه پایه به تنهایی کفایت نمی‌کند. همچنین در مطالعات قبلی، در مورد

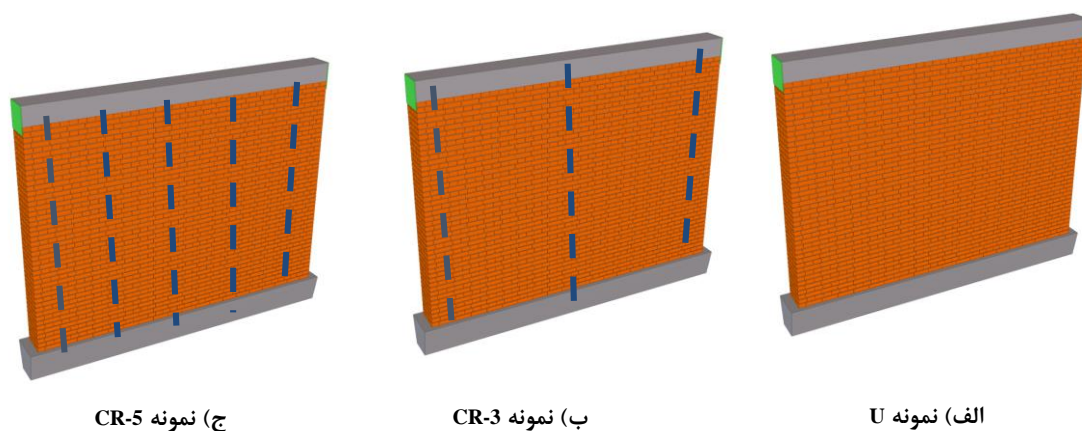
¹ pier

پارامتر تعداد هسته‌های مقاوم، مطالعه‌ای صورت نگرفته است. بر این اساس در مطالعه حاضر، به منظور بررسی رفتار غالب برشی درون صفحه‌ای دیوار فاقد بازشو که با روش تسلیح مغزه مقاوم‌سازی شده است؛ دو دیوار غیرلاغر (با ارتفاع کمتر از طول)، انتخاب شده است. لازم به ذکر است مطابق دستورالعمل FEMA 274 [۱۵] رفتار غالب در دیوارهای مصالح بنایی غیرلاغر، برشی است. همچنین به منظور بررسی پارامتر تعداد هسته‌های مقاوم، یکی از دیوارها با سه هسته و دیگری با پنج هسته مسلح گردیدند. دیوارهای یاد شده در آزمایشگاه تحت بار رفت و برگشتی فزاینده قرار گرفته و منحنی‌های هیستریزس مربوطه ترسیم گردیدند. سپس با استخراج پارامترهای مقاومت، شکل‌پذیری، سختی موثر، سختی سکانتی و اتلاف انرژی، نسبت به مقایسه رفتار دیوارهای مقاوم‌سازی شده با یکدیگر و همچنین با نمونه مقاوم‌سازی نشده آن (نمونه مرجع)، که هم‌زمان با این تحقیق، توسط شابدین و همکاران [۱۶] مطالعه شده است؛ اقدام گردید.

۲- مشخصات نمونه‌های مورد آزمایش

۲-۱- ابعاد هندسی نمونه‌ها

دو نمونه دیوار آجری غیرمسلح تمام مقیاس، با طول، ارتفاع و ضخامت به ترتیب ۴۲۵۰، ۳۰۰۰ و ۳۵۰ میلیمتر برای آزمایش ساخته شد. چگونگی جزئیات تعیین این ابعاد در مطالعه شابدین و همکاران [۱۶] آورده شده است. در یکی از دیوارها از سه هسته و در دیگری از پنج هسته مسلح برای مقاوم‌سازی آنها استفاده شده است. دیوار آجری مبنای این مطالعه نیز، دیواری است دارای ابعاد و مشخصات مکانیکی یکسان با نمونه‌های آزمایشی ولی مقاوم‌سازی نشده که در مرجع اخیر، هم‌زمان با این تحقیق، مورد مطالعه قرار گرفته است. در این مطالعه دیوار آجری غیرمسلح مبنای، به نام U نام‌گذاری گردید که همان نمونه مقاوم‌سازی نشده UW_{4.25} در مرجع اخیر است. دیوارهای مقاوم‌سازی شده به نام CR-3 و CR-5 نام‌گذاری شده‌اند که به ترتیب معرف دیوارهای مقاوم‌سازی شده به روش تسلیح مغزه با سه و پنج هسته مسلح هستند. نمایی از شکل شماتیک نمونه‌ها در شکل ۱ نشان داده شده است.



شکل ۱: شماتیک نمونه‌های آزمایشگاهی

۲-۲- مشخصات مصالح

دیوارهای بنایی از آجرهای فشاری رسی به ابعاد ۵۵×۱۱۰×۲۲۰ میلیمتر با ملات متشکل از سیمان پرتلند و ماسه به نسبت حجمی ۱ به ۵ و نسبت آب به سیمان برابر با ۰/۵ ساخته شده‌اند. لازم به ذکر است به دلیل لزوم مقایسه عملکرد نمونه‌های مورد آزمایش با نمونه مرجع، مصالح مورد استفاده در ساخت نمونه‌های مورد آزمایش از منابع یکسان با نمونه مرجع تامین گردیده‌اند. آزمایش‌های مشخصات مکانیکی مصالح مصرفی شامل مقاومت‌های فشاری آجر و ملات، مقاومت برشی ملات، ضریب اصطکاک داخلی، مقاومت فشاری منشور بنایی، مقاومت کششی میلگردها و مقاومت فشاری گروت سیمانی براساس استانداردهای مربوطه انجام گردیده‌اند. مشخصات

مکانیکی مصالح مصرفی که از نتایج این آزمایش‌ها به دست آمده‌اند؛ در جدول ۱ ارائه شده است. در شکل ۲ برخی تصاویر از این آزمایش‌ها ارائه شده است.



(ب)



(الف)



(د)



(ج)

شکل ۲: آزمایش‌های تعیین مشخصات مکانیکی مصالح. الف) مقاومت فشاری واحد مصالح بنایی، ب) مقاومت کششی واحد مصالح بنایی (قطری)، ج) ضریب اصطکاک داخلی و د) مقاومت برشی ملات.

جدول ۱: مشخصات مصالح

| نوع آزمایش | تعداد نمونه | مقدار |
|------------------------------|-------------|-----------------------|
| مقاومت فشاری آجر [۱۷] | ۶ | ۱۶/۶ ± ۱/۴۹ مگاپاسکال |
| مقاومت فشاری ملات [۱۸] | ۶ | ۸/۶ ± ۰/۵۲ مگاپاسکال |
| مقاومت برشی ملات [۱۹] | ۵ | ۰/۲۲ ± ۰/۰۲ مگاپاسکال |
| ضریب اصطکاک داخلی [۱۹] | ۵ | ۰/۵ ± ۰/۰۰۵ |
| مقاومت فشاری منشور آجری [۲۰] | ۵ | ۷/۲ ± ۰/۲۲ مگاپاسکال |
| مقاومت فشاری گروت [۱۸] | ۴ | ۵۹ ± ۰/۲۶ مگاپاسکال |
| مقاومت کششی میلگرد [۲۱] | ۴ | ۴۹۰ ± ۲/۶ مگاپاسکال |

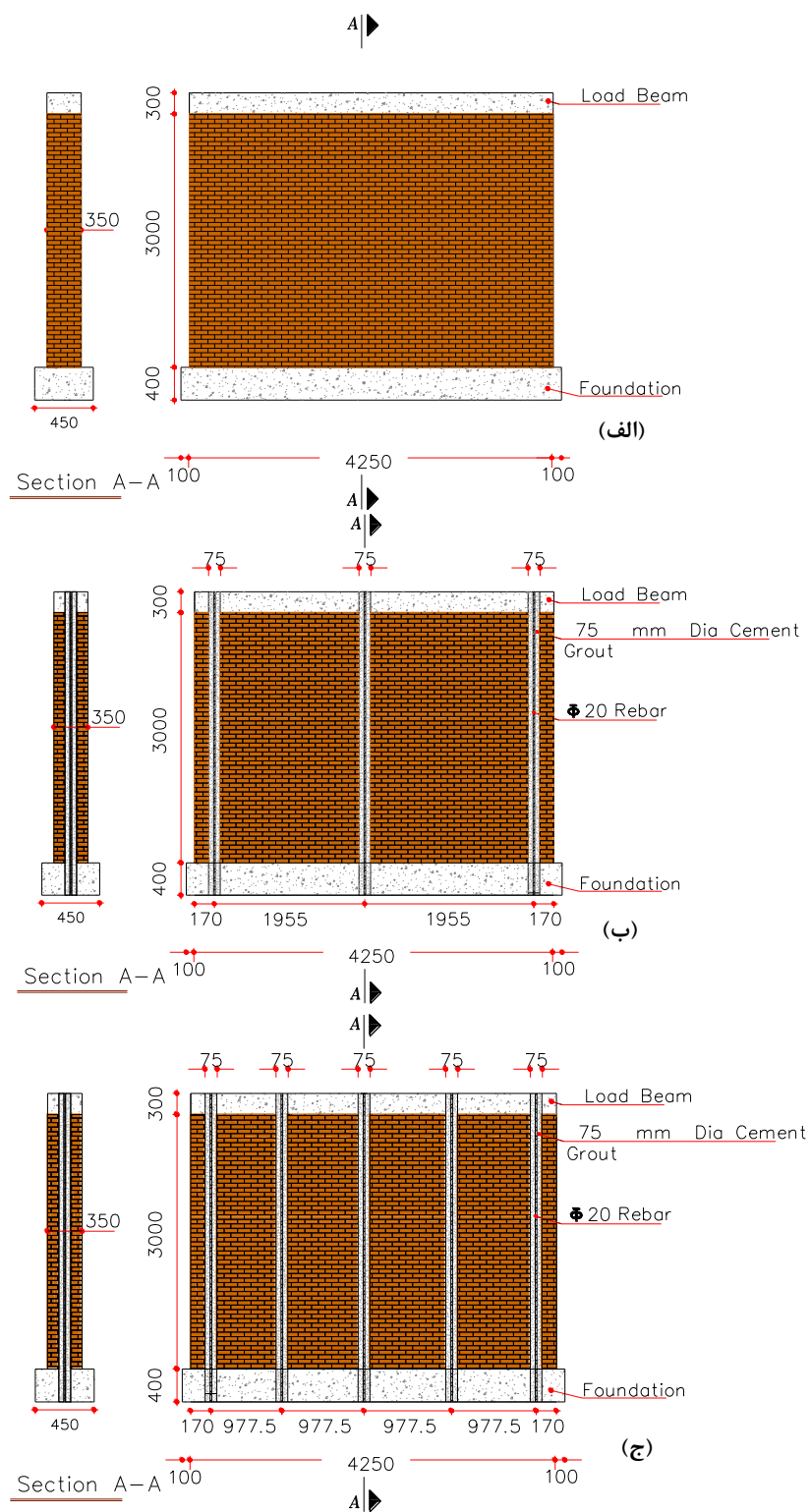
۳-۲- فرآیند عملیاتی تسلیح مغزه

عملیات سوراخ کاری عمودی دیوارها به قطر ۷۵ میلیمتر بر روی محور مرکزی آنها توسط دستگاه حفاری روتاری^۲ انجام گردیده است. سوراخها از روی تراز فوقانی دیوار تا کف شالوده امتداد یافته است؛ سپس تسلیح با میلگرد به قطر ۲۰ میلیمتر انجام و سوراخها توسط گروت سیمانی پر شده‌اند. مبنای انتخاب فاصله هسته‌ها، قطر سوراخها و قطرمیلگردهای تسلیح، رعایت ضوابط مندرج در FEMA 547 [۲۲] است که در آن فاصله هسته‌های مسلح تا ۳۰۰۰ میلیمتر، مطلوب لحاظ شده است. همچنین قطر سوراخها در این مرجع، از ۷۵ تا ۱۵۰ میلیمتر و قطرمیلگردهای تسلیح نیز از ۱۶ تا ۲۵ تجویز گردیده است. در شکل ۳ عملیات سوراخ کاری در یکی از نمونه‌ها نمایش داده شده است. همچنین در شکل ۴ ابعاد و مشخصات نمونه مرجع و موقعیت سوراخها در نمونه‌های مورد آزمایش، نمایش داده شده‌اند.



شکل ۳: عملیات حفر محل مغزه‌ها

² Rotary



شکل ۴: ابعاد نمونه‌ها و جزئیات هسته‌های مسلح. الف) نمونه مرجع، ب) نمونه CR-3 و ج) نمونه CR-5 (ابعاد به میلیمتر است).

۳- سیستم برپایی آزمایش

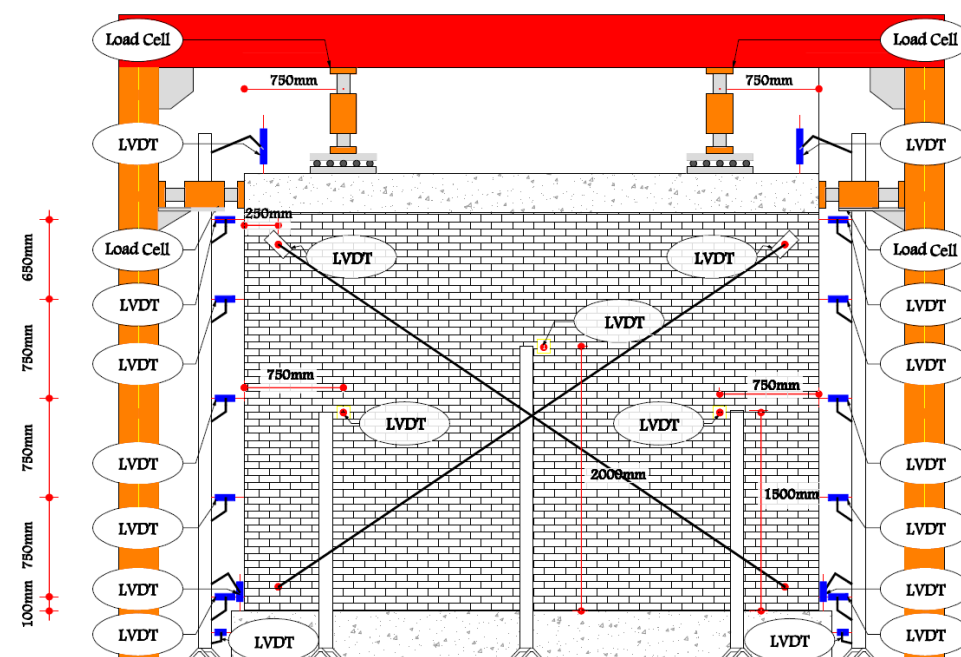
۳-۱- تجهیزات آزمایش و ابزار اندازه گیری

هدف از آزمایش‌ها، تعیین آزمایشگاهی نمودار نیرو- تغییرمکان دو نمونه دیوار بنایی غیرمسلح مقاوم‌سازی شده به روش تسلیح مغزه است. بنابراین برای انجام آزمایش، یک مجموعه ابزار که توانایی تولید نیروی جانبی فزاینده رفت و برگشتی روی نمونه و به صورت هم‌زمان اندازه‌گیری جابه‌جایی‌ها را داشته باشد؛ مورد نیاز است که برای این منظور، یک دستگاه آزمایش مطابق شرایط ذیل، تدارک دیده شده است.

- برای اعمال بارهای ثقلی روی دیوار، از دو جک هیدرولیکی استاتیکی با پمپ برقی قابل کنترل واقع بر بالای نمونه با توانایی اعمال ۷۵ کیلو نیوتن توسط هریک از آنها، استفاده شده است.
- در محل اعمال بار ثقلی توسط جک‌ها، از یک سیستم غلطکی استفاده شده است به گونه‌ای که امکان حرکت افقی نمونه را به راحتی فراهم سازد.
- برای اعمال نیروی جانبی رفت و برگشتی درون صفحه‌ای به دیوار، از دو جک هیدرولیکی استاتیکی با پمپ برقی قابل کنترل واقع در دو طرف بالای دیوار استفاده شده است.
- برای اندازه‌گیری تغییرمکان‌ها در نقاط و جهات مورد نظر از ۲۱ تغییرمکان‌سنج الکترونیکی^۳ در نقاط مختلف استفاده شده است. ۱۲ تغییرمکان‌سنج در ارتفاع‌های مختلف، تغییرمکان‌های درون صفحه‌ای افقی، ۲ تغییرمکان‌سنج تغییرمکان‌های قطری، ۳ تغییرمکان‌سنج تغییرمکان‌های خارج از صفحه و ۴ تغییرمکان‌سنج بلندشدگی دیوار و فنداسیون را اندازه‌گیری کرده‌اند.
- اطلاعات تغییرمکانی و نیرویی آزمایش، توسط یک دستگاه ثبت‌کننده داده‌ها^۴ ذخیره شده است. شکل ۵ سیستم ابزاربندی و بارگذاری نمونه‌ها را نشان می‌دهد.

^۳ Linear Variable Differential Transformer (LVDT)

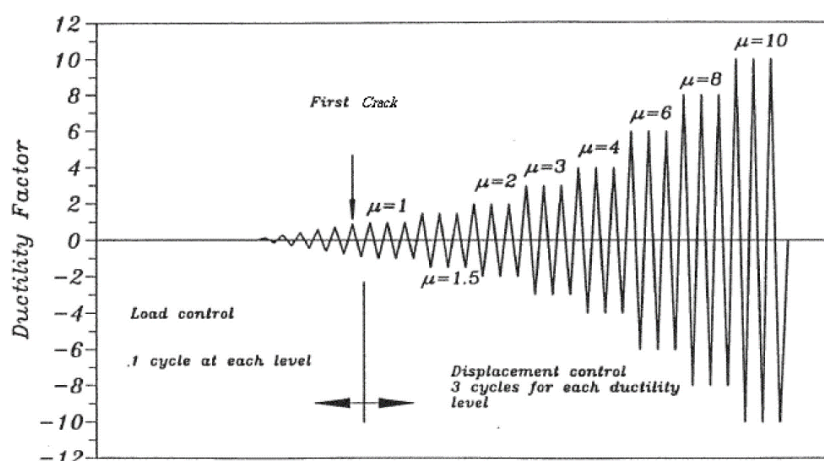
^۴ Data Logger



شکل ۵: سیستم ابزاربندی و بارگذاری نمونه‌ها

۳-۲- بارگذاری فزاینده جانبی

در هر سیکل بارگذاری که شامل بارگذاری رفت، باربرداری رفت، بارگذاری برگشت و باربرداری برگشت است، اطلاعات توسط دستگاه ثبت اطلاعات ذخیره گردیده است. در این تحقیق، بارگذاری رفت و برگشت مطابق با پروتکل بارگذاری معرفی شده برای سازه‌های بنایی (دستورالعمل AC 125 [۲۳]) در دو مرحله صورت می‌پذیرد؛ در مرحله اول بارگذاری رفت و برگشت تا قبل از شروع مرحله ترک‌خوردگی به صورت کنترل‌شونده توسط نیرو ادامه می‌یابد. در انتخاب گام‌های بارگذاری سعی گردیده است که این گام‌ها به اندازه‌ی کافی کوچک انتخاب شوند تا در ثبت تغییرمکان‌ها و نیروهای وارد شده به نمونه، اطلاعاتی از دست نرود؛ در عین حال کوچکی این گام‌ها باید به مقداری باشد که انجام آزمایش به کندی صورت نپذیرد؛ از این‌رو در مرحله کنترل‌شونده توسط نیرو، افزایش نیروی جانبی وارده بر نمونه‌ها در هر گام بارگذاری به مقدار ۲۰ کیلو نیوتن بوده است. در مرحله دوم بارگذاری، اعمال بار رفت و برگشت به صورت کنترل‌شونده توسط تغییرمکان انجام شده است در اولین گام از این مرحله، تغییرمکانی به میزان تغییرمکان تسلیم به نمونه اعمال گردیده است. در سیکل‌های بعدی نمونه‌های تغییر مکانی مربوط به هر مرحله، با اعمال ضرایبی بزرگ‌تر از یک به تغییرمکان تسلیم، μ ، مطابق با پروتکل بارگذاری ذکر شده به دست می‌آید (شکل ۶). اعمال تغییرمکان‌ها در این مرحله می‌بایست به صورت سیکل‌های رفت و برگشت ۳ تایی باشد؛ بدین معنی که نمونه مورد آزمایش، هر تغییرمکان اختیار شده را سه بار تجربه می‌کند؛ سپس با اعمال نمو جابه‌جایی، سیکل‌های سه‌تایی رفت و برگشتی، تکرار می‌شود و این شرایط تا انتهای گسیختگی کامل یا افت ۲۰ درصدی مقاومت بیشینه نمونه، ادامه می‌یابد.



شکل ۶: پروتکل بارگذاری رفت و برگشتی درون صفحه‌ای [۲۳]

۴- مشاهدات و تفسیر نتایج

تغییرات نیرویی و تغییرمکانی نمونه‌ها در شروع ترک خوردگی، حداکثر مقاومت، لحظه خرابی، الگوهای توسعه ترک و مودهای خرابی، از اهم موارد مشاهده شده است و همچنین استخراج منحنی‌های هیستریزیس، منحنی‌های پوش، سختی موثر، تغییرات سختی سکانتی، شکل پذیری و تغییرات میرایی هیستریزیس نمونه‌ها از اهم نتایج بوده که به شرح ذیل برای هر یک از نمونه‌ها ارائه می‌گردند.

۴-۱- نمونه دیوار CR-3

در این نمونه شروع ترک خوردگی دیوار در محدوده دو انتهای آن در ۵ رج پایینی رخ داد که در سیکل ۲۱ با نیرو و جابه‌جایی به ترتیب برابر ۳۴۰ کیلونیوتن و ۳ میلی‌متر (تغییر مکان نسبی ۰/۱ درصد) بوده است. می‌توان گفت وجود مغزه مسلح می‌آنی، مانع شروع ترک خوردگی در مرکز دیوار گردیده است. ترک‌ها در دو انتهای دیوار با طول ناچیز و به صورت معدود و پراکنده تا انتهای سیکل ۲۶ متناظر با نیرو و جابه‌جایی به ترتیب ۳۱۶ کیلونیوتن و ۴/۵ میلی‌متر ایجاد شدند و با تداوم بارگذاری، این ترک‌ها در طرفین دیوار به صورت تقریباً متقارن و به شکل قطری گسترش یافتند که به نظر می‌رسد به دلیل تعداد ناکافی و فاصله نسبتاً زیاد هسته‌ها، دیوار به دو پانل با رفتار مجزا تقسیم شده باشد. در سیکل ۲۷، اولین ترک مایل پلکانی در وسط طول دیوار و در نیمه فوقانی آن ایجاد شد. در سیکل ۲۸ متناظر با نیرو و تغییرمکان به ترتیب برابر ۳۴۸ کیلونیوتن و ۶ میلی‌متر، ترک‌های پراکنده ریز و با طول ناچیز، مشابه ترک‌های ریز در دو انتهای دیوار در مرکز پانل‌ها به صورت قطری ایجاد شدند (این نیرو، متناظر با مقاومت پیشینه برشی دیوار بوده که در بارگذاری رفت این سیکل حاصل شد). در این سیکل همچنین تعداد ترک‌های ریز در دو انتهای دیوار و در نیمه تحتانی آن که در سیکل‌های اولیه ایجاد شده بودند، افزایش یافتند. روند گسترش این ترک‌ها در هر دو پانل تا سیکل ۳۴ متناظر با نیرو و جابه‌جایی به ترتیب ۳۴۴ کیلونیوتن و ۱۰ میلی‌متر ادامه یافت؛ تا اینکه به علت شکست برشی هسته مسلح مرکزی، ترک‌های قطری در دو پانل به یکدیگر پیوسته و ترک‌های قطری سراسری را تشکیل دادند. در سیکل ۳۵، با عریض تر شدن ترک‌های ضربدری کامل شده در سیکل‌های قبل، مقاومت نمونه کاهش یافت. مراحل مختلف ترک خوردگی دیوار در شکل ۷ قابل مشاهده است. همان‌گونه که ملاحظه می‌شود؛ مود شکست نمونه از نوع برشی-لغزشی بصورت ترک‌های پلکانی است. لازم به توضیح است که به لحاظ عدم افت ۲۰ درصدی مقاومت نمونه، ادامه آزمایش مجاز بوده لیکن به دلیل تغییر شکل قابل توجه در پنجه دیوار و نگرانی از خرابی و آوار شدن موضعی دیوار بر روی ابزار و وسایل آزمایشگاه، آزمایش متوقف گردید.



(الف)



(ب)

شکل ۷: مراحل خرابی نمونه CR-3. الف) شروع ترک خوردگی، ب) ایجاد ترک‌های قطری در پانل‌های مجزا، ج) خرابی پنجه دیوار و د) حالت خرابی دیوار در انتهای آزمایش.



(ج)



(د)

شکل ۷ - ادامه: مراحل خرابی نمونه CR-3. الف) شروع ترک خوردگی، ب) ایجاد ترک‌های قطری در پانل‌های مجزا، ج) خرابی پنجه دیوار و د) حالت خرابی دیوار در انتهای آزمایش.

۲-۴- نمونه دیوار CR-5

در این نمونه، شروع ترک خوردگی دیوار در سیکل ۱۸ متناظر با نیرو و تغییرمکان به ترتیب ۲۸۸ کیلونیوتن و ۱/۹۶ میلیمتر (معادل تغییرمکان نسبی ۰/۰۶۷ درصد) بود که ترک‌های قطری پلکانی رویت شد. این ترک‌های پلکانی در نیمه تحتانی دیوار در دو جهت بارگذاری ایجاد شدند و تا سیکل ۲۲ متناظر با نیرو و تغییرمکان به ترتیب ۳۷۲ کیلونیوتن و ۸/۲۵ میلیمتر گسترش یافتند. در سیکل ۲۳ متناظر با نیرو و تغییرمکان به ترتیب ۲۸۸ کیلونیوتن و ۸/۲۵ میلیمتر، بلندشدگی در سمت چپ پای دیوار رخ داد. به نظر می‌رسد که جدایش مغزه مسلح سمت چپ از شالوده، سبب این بلندشدگی باشد. به این دلیل، رفتار نمونه در دو جهت بارگذاری اندکی متفاوت گردید و در جهت بارگذاری منفی (از راست به چپ)، نمونه روند افزایش مقاومت خود را در سیکل‌های بعدی نیز حفظ نمود. بر خلاف نمونه قبلی که در آن دیوار توسط مغزه‌های مسلح به ۲ پانل مجزا تبدیل شده بود و ترک‌ها در وجه خارجی پانل‌ها تجمع یافته بودند، در این دیوار،

مشابه دیواری یکپارچه، ترک‌ها بصورت قطری-پلکانی، سراسر طول دیوار را در بر گرفتند. در این نمونه بر خلاف نمونه CR-3، ترک‌های پراکنده و با طول کم، چندان مشاهده نگردید و ترک‌ها بصورت متمرکز و با طول قابل ملاحظه ایجاد شدند. در سیکل ۲۴ متناظر با نیرو و تغییرمکان به ترتیب ۴۰۰ کیلونیوتن و ۱۱ میلی‌متر، ترک‌های قطری-پلکانی بصورت ضربدری تمامی طول و ارتفاع دیوار را در بر گرفتند. در سیکل ۲۵ متناظر با نیرو و تغییرمکان به ترتیب ۳۲۸ کیلونیوتن و ۱۱ میلی‌متر، بلندشدگی دیوار که در سیکل ۲۳ شروع گردید؛ تشدید شد و نیمی از طول دیوار در پای آن را تحت تاثیر قرار داد و به این ترتیب، حداقل ۲ مغزه سمت چپ، از شالوده جدا شدند. در سیکل ۲۹، میزان بلندشدگی پای دیوار به ۱۴/۷ میلی‌متر رسید. بیشینه مقاومت نیرویی دیوار در سیکل ۳۳ برگشت رخ داد که متناظر با نیرو و تغییرمکان به ترتیب ۵۰۲ کیلونیوتن و ۲۷/۵ میلی‌متر بود. در ادامه در سیکل ۳۴، ترک‌های قطری ضربدری عریض‌تر شده و ترک‌های موازی قطری دیگری ایجاد گردید. روند گسترش و تشدید ترک‌ها تا سیکل ۳۷ متناظر با نیرو و تغییرمکان به ترتیب ۳۵۹ کیلونیوتن و ۳۵ میلی‌متر ادامه یافت که سبب کاهش قابل ملاحظه در ظرفیت نیرویی دیوار شد. در این سیکل، تنش‌های خمشی قابل ملاحظه ایجاد شده، سبب خردشدگی پنجه دیوار گردید. در سیکل ۳۹ متناظر با نیرو و تغییرمکان به ترتیب ۳۳۴ کیلونیوتن و ۶۶ میلی‌متر، بازشدگی و طول ترک‌ها و خردشدگی‌ها در دیوار بسیار زیاد بود؛ به طوری که ترک اصلی قطری در دیوار، عرضی برابر ۶۰ میلی‌متر را تجربه کرد. با کاهش قابل ملاحظه در ظرفیت نیرویی نمونه، آزمایش در این مرحله متوقف شد. مراحل مختلف ترک‌خوردگی نمونه در شکل ۸ قابل مشاهده است. همان‌گونه که مشاهده می‌شود؛ در این نمونه، مود شکست، ترکیبی از شکست قطری، لغزش و نیز شکست برشی ناشی از بلندشدگی پای دیوار و در عین حال خردشدگی پنجه بوده است.



(الف)



(ب)

شکل ۸: مراحل خرابی نمونه CR-5. الف) شروع ترک خوردگی، ب) بلندشدگی پای دیوار و جداسدگی هسته مسلح از شالوده، ج) خرابی پنجه دیوار و د) حالت خرابی دیوار در انتهای آزمایش.



(ج)

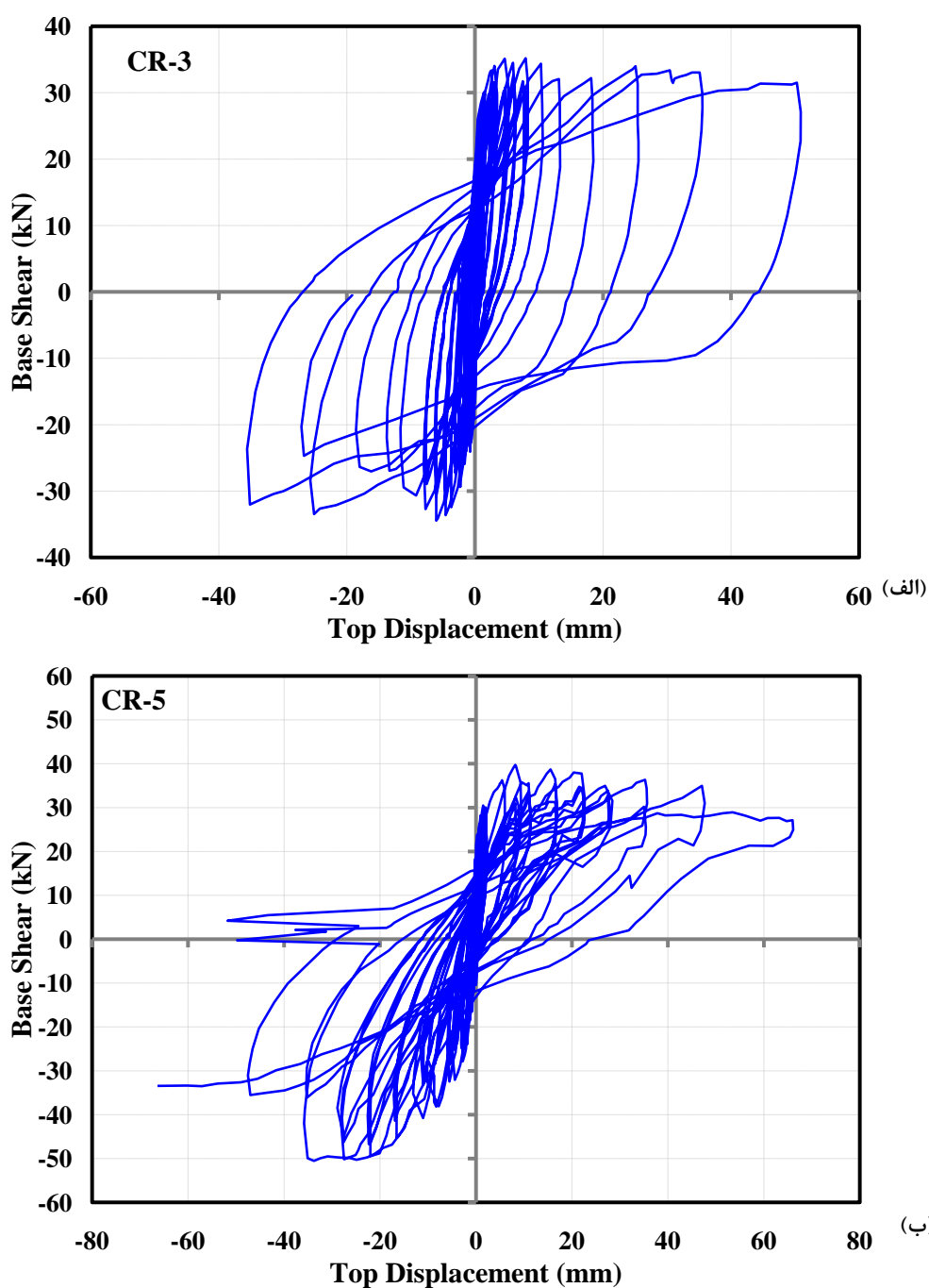


(د)

شکل ۸ - ادامه: مراحل خرابی نمونه CR-5. الف) شروع ترک خوردگی، ب) بلندشدگی پای دیوار و جداسدگی هسته مسلح از شالوده، ج) خرابی پنجه دیوار و د) حالت خرابی دیوار در انتهای آزمایش.

۳-۴- نمودار ظرفیت نمونه‌ها

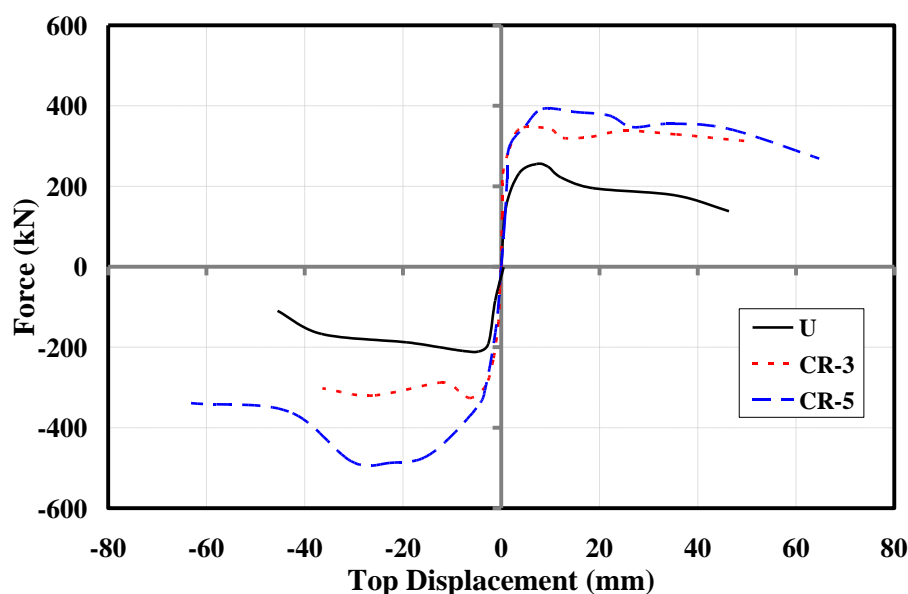
نمودار رفتار هیستریزس نمونه‌های آزمایش‌شده (CR-3 و CR-5) در شکل ۹ نشان داده شده است. این نمودار از اتصال نقاط با مختصات نیرو- تغییرمکان‌های متناظر، مربوط به محل‌های اعمال بار چرخه‌ای به نمونه در نقاط فوقانی دو سمت دیوار، (Top Displacement)، حاصل می‌شود.



شکل ۹: نمودار هیستریزیس نیرو-جابجایی نمونه‌ها. الف) نمونه CR-3، ب) نمونه CR-5

نمودار ظرفیت (منحنی پوش)^۵ هموار شده، از اتصال نقاط بیشینه اولین سیکل بارگذاری از دسته سیکل‌های سه‌تایی در هر نمو (increment) جابه‌جائی به دست می‌آید [۲۴]. نمودار پوش مستخرج از منحنی‌های هیستریزیس نمونه‌ها در شکل ۱۰ و در مقایسه با نمودار پوش نمونه مرجع U [۱۶] نمایش داده شده است. از این نمودار می‌توان پارامترهایی مانند ضریب شکل‌پذیری و سختی موثر را استخراج نمود.

⁵ Backbone curve

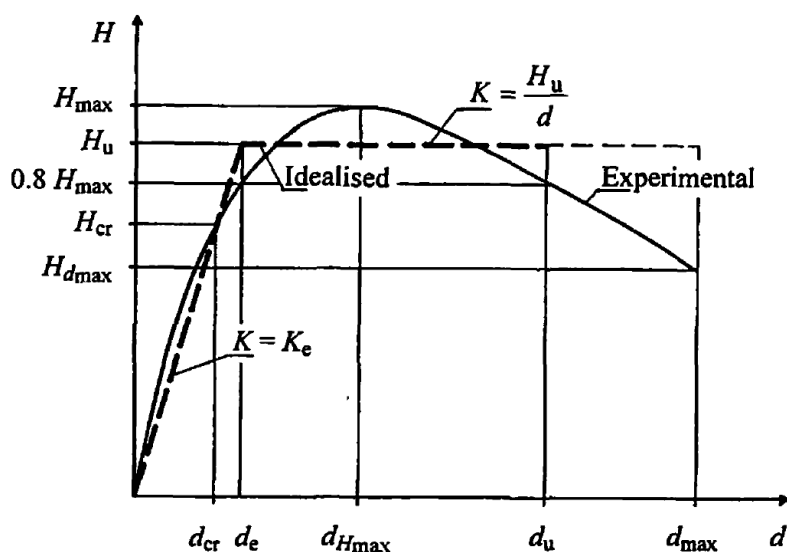


شکل ۱۰: نمودار ظرفیت (پوش) نمونه‌های مقاوم‌سازی شده در مقایسه با نمودار ظرفیت نمونه مرجع

همان‌طور که ملاحظه می‌شود، سختی اولیه نمونه‌ها به یکدیگر نزدیک است در عین حال مقاومت نمونه CR-5 از نمونه CR-3 بیشتر است. همچنین مقاومت نمونه CR-3 از نمونه مرجع U بیشتر بوده که بیانگر تاثیر وجود و تعداد هسته‌های مسلح در بهبود عملکرد نمونه‌ها از نقطه نظر مقاومتی است. همچنین شکل کلی نمودارها مشابه هم است؛ با این حال تنها در صورتی در مورد ضرایب شکل‌پذیری نمونه‌ها می‌توان اظهار نظر نمود که این نمودارها بصورت دوخطی استاندارد درآیند. محاسبات پارامترهای مورد نیاز برای تعیین شکل‌پذیری نمونه‌ها بر مبنای روش دوخطی سازی تومازویچ [۲۵] مطابق شکل ۱۱ انجام و در جدول ۲ ارائه شده است. در این روش، برای ایده‌آل سازی پوش نمونه آزمایشگاهی، ابتدا سه حالت حدی در نظر گرفته می‌شود.

- حد ترک‌خوردگی؛ این حد با تشکیل اولین ترک‌های قابل توجه در نمونه که با تغییر شیب پوش همراه است معرفی می‌شود. جابه‌جایی و مقاومت نمونه در این حد، به ترتیب d_{cr} و H_{cr} نامیده می‌شوند.
- حد حداکثر مقاومت نمونه؛ این حد توسط حداکثر مقاومتی که توسط نمونه حین آزمایش تجربه می‌شود، H_{max} ، تعیین گردیده و جابه‌جایی نظیر آن d_{Hmax} است.
- حد حالت نهایی؛ این حد به وسیله حداکثر جابه‌جایی تجربه شده توسط نمونه، d_{max} ، تعریف شده و مقاومت مربوطه نظیر آن H_{dmax} است.

شیب اولیه پوش ایده‌آل شده برابر نسبت مقاومت به جابه‌جایی دیوار در حد ترک‌خوردگی ($K_e = H_{cr}/d_{cr}$) تعریف می‌شود که به آن سختی موثر دیوار گفته می‌شود. مقاومت نهایی پوش ایده‌آل شده H_u با برابر قرار دادن مساحت‌های زیر منحنی‌های واقعی و ایده‌آل، تعیین می‌شود. همان‌گونه که در جدول ۲ نشان داده شده است؛ شکل‌پذیری نمونه CR-5 از نمونه CR-3 بیشتر است زیرا افزایش تعداد هسته‌های مسلح همان‌گونه که در جدول ۲ مشاهده می‌شود، موجب افزایش قابل توجه مقدار تغییر مکان نهایی، d_u ، شده است. بنابراین ملاحظه می‌شود تاثیر تعداد هسته‌های مسلح بیش از آنکه در مقاومت نهایی نمونه‌ها خود را آشکار سازد، در شکل‌پذیری نمونه‌ها بروز کرده است. همچنین مطابق انتظار، شکل‌پذیری هر دو نمونه با هسته‌های مسلح بیشتر از شکل‌پذیری نمونه مرجع U است.



شکل ۱۱: دو خطی سازی ایده آل پوش نیرو- جابه جایی [۲۵]

جدول ۲: پارامترهای استخراج شده از منحنی های پوش نیرو- جابه جایی

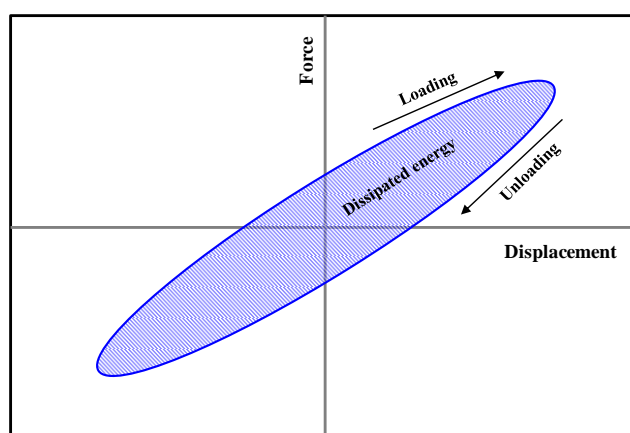
| $K_e \times 10^4$ (kN/m) | | H_{max} (kN) | | d_{Hmax} (mm) | | Ductility (d_u/d_e) | | d_u (mm) | | d_e (mm) | | نمونه |
|-----------------------------|-----|-------------------|------|--------------------|-----|-------------------------|------|------------|------|---------------|-----|-------|
| + | - | + | - | + | - | + | - | + | - | + | - | |
| ۱/۳ | ۱/۰ | ۲۵/۹ | ۲۱/۶ | ۶/۳ | ۷/۸ | ۳/۷ | ۳/۲ | ۱۳/۳ | ۸/۳ | ۳/۶ | ۲/۶ | U |
| ۲/۳ | ۱/۴ | ۳۴/۷ | ۳۲/۶ | ۴/۶ | ۶/۲ | ۶/۶ | ۴/۱ | ۱۱/۹ | ۹/۰ | ۱/۸ | ۲/۲ | CR-3 |
| ۱/۸ | ۱/۵ | ۳۹/۳ | ۴۸/۳ | ۸/۴ | ۹/۰ | ۱۲/۹ | ۱۰/۳ | ۲۴/۵ | ۲۳/۷ | ۱/۹ | ۲/۳ | CR-5 |

* علامت های - و + جهت اعمال بار را به ترتیب از سمت راست و چپ نشان می دهند.

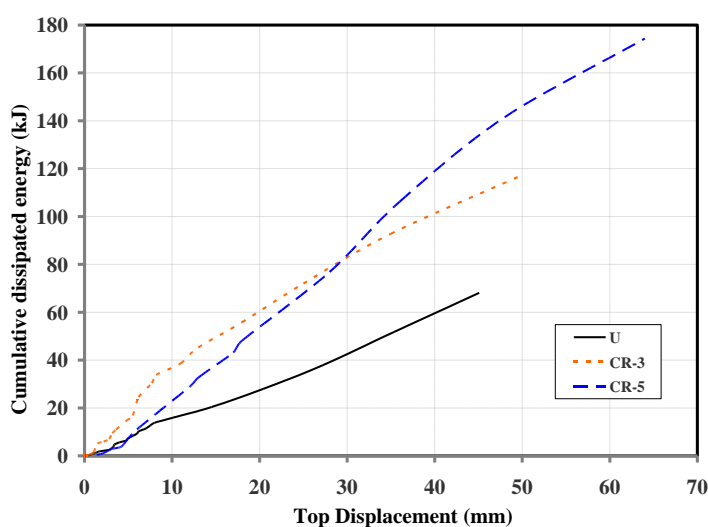
۴-۴- اتلاف انرژی

توانمندی یک سازه در جذب و اتلاف انرژی، تحت بارهای سیکلی مانند زلزله دارای اهمیت زیادی است. اتلاف انرژی در یک المان سازه ای و طی یک سیکل کامل بارگذاری رفت و برگشت، معادل مساحت محصور توسط حلقه بارگذاری هیستریزس نیرو- جابه جایی در آن سیکل است (شکل ۱۲). با استفاده از پاسخ نمونه ها تحت بارهای فزاینده رفت و برگشتی، اتلاف انرژی تجمعی آنها محاسبه و در شکل ۱۳ نمایش داده شده است. اتلاف انرژی در یک نمونه دیوار مصالح بنایی به عوامل اصطکاک در امتداد درزه ها و ترک های موجود، تشکیل ترک های جدید، خرد شدن واحدهای مصالح بنایی و در صورت تسلیح آن، جاری شدن فولاد و گسیختگی آن، بستگی دارد [۱۶]. در مطالعه حاضر، مطابق مشاهدات، برای هیچ یک از نمونه ها حین عملیات بارگذاری فزاینده، جاری شدن یا گسیختگی آرماتور و یا خردشدگی آجر، رخ نداد و اتلاف انرژی به طور عمده می تواند وابسته به تشکیل و گسترش ترک ها حین بارگذاری نمونه ها باشد. در نمونه CR-3 همان گونه که پیش تر گفته شد ترک های قطری در دو پانل مجاور (با مرز هسته های مسلح) تشکیل و گسترش یافت و طول مجموع این ترک ها از طول مجموع ترک های نمونه مرجع U که در آن نمونه، ترک ها به صورت قطری سراسری، چهار گوشه دیوار را به هم متصل می کند؛ بیشتر است. بنابراین همان طور که در شکل ۱۳ مشاهده می شود؛ انتظار می رود اتلاف انرژی نمونه CR-3 از نمونه U، بیشتر باشد. در نمونه CR-5، به دلیل وجود هسته های مسلح متوالی و با فاصله اندک از یکدیگر، ترک های قطری پانلی شبیه نمونه CR-3، مجال تشکیل و گسترش، نیافته به گونه ای که تغییر شکل دیوار تقریباً مانند یک صفحه یکپارچه و صلب بوده و در یکی از گام های بارگذاری، با جداسدگی هسته های سمت

چپ از شالوده، تغییر شکلی مانند حالت گهواره‌ای^۶ (موید جابه‌جایی نسبتاً صلب) در دیوار مشاهده می‌شود. این وضعیت تا جابه‌جایی نسبی حدود یک درصد ادامه می‌یابد. بنابراین انتظار می‌رود در این محدوده، اتلاف انرژی نمونه CR-5 از نمونه CR-3 کمتر باشد. با ادامه بارگذاری و توسعه خرابی و تشکیل ترک‌های قطری سراسری و تجربه جابه‌جایی‌های بزرگ‌تر توسط نمونه CR-5، اتلاف انرژی این نمونه از نمونه CR-3 پیشی می‌گیرد.



شکل ۱۲: اتلاف انرژی در یک سیکل کامل بارگذاری



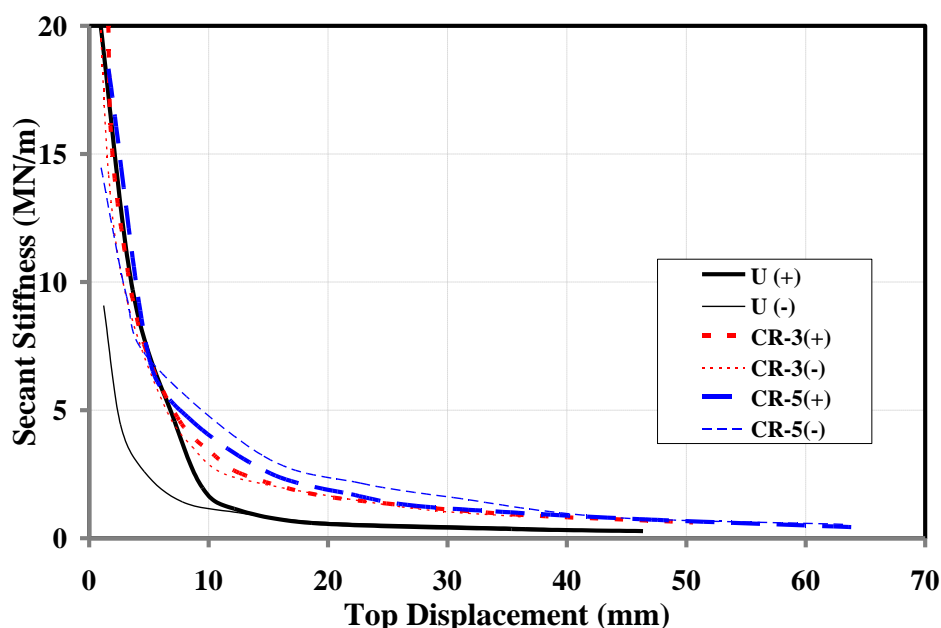
شکل ۱۳: اتلاف انرژی تجمعی نمونه‌ها در مقایسه با نمونه مرجع

۴-۵- تغییرات سختی سکانتی

سختی سکانتی K_s پارامتری مهم، در تحلیل غیرخطی است. این نوع سختی وابسته به جابه‌جایی و شرایط اولیه سازه است. سختی سکانتی در محاسبه نیروهای باقیمانده در سازه مورد استفاده قرار می‌گیرد [۲۶]. بنابراین نمودار تغییرات سختی سکانتی نشان‌دهنده

^۶ Rocking

روند زوال سختی و به تبع آن، زوال مقاومت، در خلال تاریخچه بارگذاری است. در بارگذاری‌های چرخه‌ای، سختی سکانتی برای هر سیکل بارگذاری، شیب خط واصل نقاط بیشینه نیروی مثبت و منفی در آن سیکل است [۱۶]. بر این اساس، نمودار تغییرات سختی سکانتی نمونه‌ها استخراج و در شکل ۱۴ نمایش داده شده است. همان‌گونه که ملاحظه می‌گردد، سختی سکانتی در تغییر مکان‌های اولیه کوچک، دچار زوال قابل ملاحظه‌ای شده و در ادامه، با شیبی ملایم روند نزولی خود را ادامه می‌دهد. این روند، مشابه نمودارهای استخراج شده در مطالعه هاچ و همکاران است [۲۷]. همچنین می‌توان مشاهده نمود که با مقاوم‌سازی نمونه‌ها از شدت زوال سختی کاسته شده و افزایش تعداد هسته‌های مسلح نیز موجب کاهش شدت زوال سختی می‌شود.



شکل ۱۴: نمودار تغییرات سختی سکانتی نمونه‌ها

۵- جمع‌بندی و نتیجه‌گیری

در این مقاله عملکرد غیرخطی دیوارهای مصالح بنایی غیر مسلح مقاوم‌سازی شده به روش تسلیح مغزه تحت بارگذاری چرخه‌ای، مورد مطالعه آزمایشگاهی قرار گرفته است. تعداد هسته‌های مسلح دیوار یکی از پارامترهای اصلی مورد بررسی در این مطالعه بوده است. بدین منظور دو نمونه دیوار مصالح بنایی غیرمسلح با ابعاد واقعی ساخته شد. یکی از دیوارها با سه هسته مسلح و نمونه دیگر با پنج هسته مسلح مقاوم‌سازی شد. سپس این نمونه‌ها در آزمایشگاه تحت بارگذاری درون صفحه‌ای چرخه‌ای قرار گرفتند. رفتار غیرخطی این نمونه‌ها با یکدیگر و نیز با نمونه مرجع [۱۶] که مشابه نمونه مقاوم‌سازی نشده مطالعه حاضر است؛ مورد مقایسه قرار گرفت. نتایج مهم این مطالعه به شرح ذیل است.

۱- شکل‌پذیری هر دو نمونه با هسته‌های مسلح از شکل‌پذیری نمونه مرجع، بیشتر بود؛ شکل‌پذیری نمونه‌های با سه و پنج هسته مسلح به ترتیب با افزایش ۵۵ و ۲۳۶ درصدی نسبت به نمونه مرجع همراه است. افزایش مقاومت نهایی نمونه‌های مقاوم‌سازی شده با ۳ و ۵ هسته مسلح نسبت به نمونه مرجع به ترتیب ۴۲ و ۸۴ درصد است. نتایج نشان می‌دهند که وجود و تعداد هسته‌های مسلح، تاثیر مهمی روی شکل‌پذیری دیوارها دارد ولی به همین نسبت چنان تاثیری روی مقاومت نهایی نمونه‌ها ندارد. این برخلاف مطالعات قبل در مقاوم‌سازی پایه‌ها با استفاده از تکنیک تسلیح مغزه است که در آن، تاثیر قابل توجه این تکنیک روی مقاومت نهایی نمونه و تاثیر اندک

روی شکل پذیری، نتیجه گیری شده بود؛ و نتایج این مطالعه بیانگر تفاوت اساسی رفتار غیرخطی پایه با دیوار، در این روش مقاوم سازی است.

۲- این روش مقاوم سازی باعث افزایش سختی موثر نمونه ها نسبت به نمونه مرجع گردید. لیکن به دلیل جداسدگی هسته مسلح از شالوده در سمت چپ نمونه با پنج هسته حین آزمایش، افزایش سختی این نمونه نسبت به نمونه مرجع از نمونه سه هسته ای کمتر است. همچنین به دلیل این جداسدگی، کاهش مقاومت قابل توجهی در مرحله بارگذاری رفت نمونه نسبت به بارگذاری برگشت آن مشاهده می شود. این امر نشان دهنده اهمیت و تاثیر مهار هسته های مسلح در شالوده بر مقدار سختی و مقاومت نمونه است.

۳- مقاوم سازی به روش تسلیح مغزه با سه و پنج هسته، موجب افزایش اتلاف انرژی نسبت به نمونه مرجع گردید. همچنین تا جابه جایی نسبی حدود یک درصد، اتلاف انرژی نمونه CR-3 از CR-5 بیشتر است.

۴- این روش مقاوم سازی موجب گردید که مود خرابی دیوار بنایی غیرمسلح از شکست قطری به مود ترکیبی شکست قطری و لغزش، در هر دو نمونه مقاوم سازی شده، تبدیل شود.

۵- با مقاوم سازی نمونه ها از شدت زوال سختی کاسته شده و افزایش تعداد هسته های مسلح نیز موجب کاهش شدت زوال سختی می شود. ذکر این نکته ضروری است که تمرکز این مطالعه، بررسی رفتار غیرخطی دیوارهای مصالح بنایی است و مکمل آن، مطالعات بیشتر در این زمینه بر روی سازه های مصالح بنایی در حالت سه بعدی است.

سپاسگزاری

نویسندگان این مقاله، مراتب سپاسگزاری خود را از سازمان نوسازی، توسعه و تجهیز مدارس کشور و همچنین مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی به دلیل حمایت از این تحقیق، ابراز می نمایند.

مراجع

- [1] Lourenço, P. B. (2001). Analysis of historical constructions: From thrust-lines to advanced simulations. *Historical constructions*, pp.91-116.
- [2] Plecnik, J. Cousins, T. and O'Conner, E. (1986). Strengthening of unreinforced masonry buildings. *Journal of Structural Engineering*, 112(5), pp.1070-1087.
- [3] Breiholz, D. C. (1992). Centercore seismic hazard reduction system for urm buildings. In: *Proceedings of Tenth World Conference on Earthquake Engineering*. Madrid: Balkema, pp.5395-5399.
- [4] Breiholz, D. C. (1993). Centercore strengthening system for seismic hazard reduction of unreinforced masonry bearing wall buildings. In: *Symposium on Structural Engineering in Natural Hazards Mitigation*. Irvine: ASCE, pp.319-324.
- [5] Somers, P. Campi, D. Holmes, W. Kehoe, B. E. Klingner, R. E. Lizundia, B. and Schmid, B. (1996). Unreinforced masonry buildings. *Earthquake Spectra*, 12(S1), pp.195-217.
- [6] City of Los Angeles. (1985). *Division 88: Earthquake Hazard Reduction in Existing Buildings*. City of Los Angeles Building Code. Los Angeles, California.
- [7] Tolles, E. L. Kimbro, E. E. Webster, F. A. and Ginell, W. S. (2000). *Seismic stabilization of historic adobe structures*. Los Angeles: The Getty Conservation Institute.
- [8] Ginell, W. S. and Tolles, E. L. (2000). Seismic Stabilization of Historic Adobe Structures. *Journal of the American Institute for Conservation*, 39(1), pp.147-163.
- [9] Federal Emergency Management Agency (FEMA). (1997). *NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. FEMA 273, Washington, D.C.
- [10] ElGawady, M. Lestuzzi, P. and Badoux, M. (2004). A review of conventional seismic retrofitting techniques for URM. In: *13th international brick and block masonry conference*. Amsterdam.

- [11] Smith, A. and Redman, T. (2009). A critical review of retrofitting methods for unreinforced masonry structures. In: *EWB-UK research conference*. The Royal Academy of Engineering.
- [12] Lanivski, C. E. (2012). State of the Art for Strengthening Masonry with Fibre Reinforced Polymers. *Bulletin of the Polytechnic Institute of Jassy - CONSTRUCTIONS. ARCHITECTURE Section*, 58(2), pp.97-114.
- [13] Abrams, D. Smith, T. Lynch, J. and Franklin, S. (2007). Effectiveness of rehabilitation on seismic behavior of masonry piers. *Journal of Structural Engineering*, 133(1), pp.32-43.
- [14] Nikooravesh, M. and Soltani, M. (2018). Behavior of unreinforced masonry piers strengthened using centercore method; experimental investigation. *Construction and Building Materials*, 189, pp.236-244.
- [15] Federal Emergency Management Agency (FEMA). (1997). *NEHRP Commentary on the Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. FEMA 274, Washington, D.C.
- [16] Shabdin, M. Khajeh Ahmad Attari, N. and Zargarani, M. (2019). Experimental study on seismic behavior of Un-Reinforced Masonry (URM) brick walls strengthened with shotcrete. *Journal of Earthquake Engineering*, [online], pp.1-27. Available at: <https://doi.org/10.1080/13632469.2019.1577763> [Accessed 01. Mar. 2019].
- [17] American Society for Testing and Materials (ASTM). (2002). *Standard Test Methods for Sampling and Testing Brick and Structural Clay Tile*. ASTM C-67-00, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2002.
- [18] American Society for Testing and Materials (ASTM). (2001). *Standard Test Methods for Compressive Strength of Hydraulic Cement Mortars (Using 2-in. or [50-mm] Cube Specimens)*. ASTM C109/C109M-99, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2001.
- [19] Harris, H. G. and Sabnis, G. M. (1999). *Structural Modeling and Experimental Techniques*. New York, NY: CRC Press.
- [20] American Society for Testing and Materials (ASTM). (2002). *Standard Test Method for Compressive Strength of Masonry Prisms*. ASTM C1314-02a, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2002.
- [21] Iranian National Standardization Organization (INSO). (2013). *Hot-rolled steel bars for reinforcement of concrete – Specification and test methods*. INSO 3132, 2nd.Revision, Iran.
- [22] Federal Emergency Management Agency (FEMA). (2006). *Techniques for the Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*. FEMA 547, Washington, D.C.
- [23] International Code Council-Evaluation Service (ICC-ES). (2003). *Acceptance criteria for concrete and reinforced and unreinforced masonry strengthening using fiber-reinforced polymer (FRP) composite systems*. AC125.
- [24] American Society of Civil Engineers (ASCE). (2014). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. ASCE 41-13, Reston, Virginia.
- [25] Tomaževič, M. (1999). *Earthquake-resistant design of masonry buildings*. London: Imperial College Press, pp.116-118.
- [26] Vatani Oskouie, A. and Havarani, A. (2016). Investigation of Utilizing a Secant Stiffness Matrix for 2D Nonlinear Shape Optimization and Sensitivity Analysis. *Civil Engineering Infrastructures Journal*, 49(2), pp.347-359.
- [27] Haach, V. G. Vasconcelos, G. and Lourenço, P. B. (2010). Experimental Analysis of Reinforced Concrete Block Masonry Walls Subjected to In-Plane Cyclic Loading. *Journal of structural engineering*, 136(4), pp.452-462.