

## An Experimental Investigation into the Effects of Splice Length on the Seismic Performance of RC Shear Wall Boundary Elements Reinforced with S500 Rebars

Ramin Mozaffari<sup>1</sup>, Saeed Tariverdilo<sup>2\*</sup>, Changiz Gheytratmand<sup>3</sup>, Mojtaba Razavi<sup>4</sup>

1- PhD Student, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, Urmia University, Urmia, Iran

2- Professor, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, Urmia University, Urmia, Iran

3- Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, Urmia University, Urmia, Iran

4- Postdoctoral Researcher, Department of Civil Engineering, University of Tabriz, Tabriz, Iran

### ABSTRACT

Recent earthquakes have revealed the vulnerability of reinforced concrete shear walls with low reinforcement ratios, where common failure mechanisms such as fracture of reinforcement and out-of-plane buckling in boundary elements have been frequently observed. In response to this challenge, reputable codes such as ACI 318 and NZS 3101 have increased the minimum longitudinal reinforcement ratio in boundary elements in their recent editions. However, the effect of splice length on the behavior of these elements has not yet been comprehensively studied. The present research investigates the experimental effect of splice length and reinforcement type on the failure mechanisms of boundary elements. The experimental program included five specimens with different splice lengths, three of which were subjected to monotonic loading and two to cyclic loading. The results indicate that in monotonic loading tests, reinforcement fracture occurred at the foundation interface in two specimens and only at the end of the splice in one specimen. The occurrence of fracture at the end of the splice led to an approximately 30% reduction in the axial deformation capacity of the boundary element. The absence of reinforcement fracture at the end of the splice in two specimens indicates that the splice effect was not activated in these two tests. In contrast, in both specimens tested under cyclic loading, failure occurred at the end of the splice, and the reduction in axial deformation capacity was even greater. The results demonstrate the detrimental effect of splices on the axial deformation capacity of boundary elements and further indicate that evaluating the effect of splices through monotonic loading tests leads to misleading results.

### ARTICLE INFO

Receive Date: 02 July 2025

Revise Date: 27 August 2025

Accept Date: 15 September 2025

### Keywords:

Boundary Elements  
Concrete Shear Walls  
Lap Splice Length  
Rebar Fracture  
Seismic Performance

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: 10.22065/jsce.2025.543966.3811

\*Corresponding author: Saeed Tariverdilo

Email address: s.tariverdilo@urmia.ac.ir

## بررسی آزمایشگاهی اثر طول وصله بر عملکرد لرزه‌ای المان‌های مرزی دیوار برشی بتن آرمه مسلح شده با میلگردهای S500

رامین مظفری<sup>۱</sup>، سعید تاروردیلو<sup>۲\*</sup>، چنگیز غیرتمند<sup>۳</sup>، مجتبی رضوی<sup>۴</sup>

۱- دانشجوی دکتری، دانشگاه ارومیه، ارومیه، ایران

۲- استاد، دانشگاه ارومیه، ارومیه، ایران

۳- استادیار، دانشگاه ارومیه، ارومیه، ایران

۴- پژوهشگر پسادکتری، دانشگاه تبریز، تبریز، ایران

### چکیده

زلزله‌های اخیر، آسیب‌پذیری دیوارهای برشی بتن آرمه با تراکم کم آرماتور را آشکار ساخته‌اند؛ به طوری که مکانیزم‌های شکست رایجی نظیر گسیختگی آرماتورها و کمانش خارج از صفحه در المان‌های مرزی به کرات مشاهده شده است. در پاسخ به این چالش، آیین‌نامه‌های معتبری نظیر *ACI 318* و *NZS 3101* در نسخه‌های اخیر، نسبت حداقل آرماتور طولی در المان‌های مرزی را افزایش داده‌اند. با این وجود، تأثیر طول وصله بر رفتار این المان‌ها هنوز به طور جامع مورد مطالعه قرار نگرفته است. پژوهش حاضر به بررسی آزمایشگاهی اثر طول وصله و نوع آرماتور بر مکانیزم‌های شکست المان‌های مرزی می‌پردازد. برنامه آزمایشی شامل پنج نمونه با طول وصله متفاوت بود که سه نمونه تحت بارگذاری یکنوا و دو نمونه تحت بارگذاری چرخه‌ای قرار گرفتند. نتایج موید آن است که در آزمایشات تحت بار یکنوا در دو نمونه گسیختگی آرماتور در بر فونداسیون و تنها در یک نمونه در انتهای وصله رخ داده و وقوع گسیختگی در انتهای وصله منجر به کاهش حدود ۳۰ درصدی ظرفیت تغییرشکل محوری المان مرزی شده است. عدم گسیختگی آرماتور در انتهای وصله در دو نمونه نشانگر فعال نشدن اثر وصله در این دو آزمایش است. این در حالیست که در هر دو نمونه آزمایش شده تحت بار چرخه‌ای شکست در انتهای وصله رخ داده و کاهش ظرفیت تغییرشکل محوری باز هم بیشتر است. نتایج نشانگر اثر مخرب وصله روی ظرفیت تغییرشکل محوری المان‌های مرزی بوده و در ضمن نشان می‌دهد که ارزیابی اثر وصله با انجام آزمایش تحت بارگذاری یکنوا منجر به نتایج گمراه‌کننده‌ای می‌گردد.

کلمات کلیدی: المان مرزی، دیوار برشی بتنی، طول وصله، گسیختگی آرماتور، عملکرد لرزه‌ای.

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	10.22065/jsce.2025.543966.3811	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	10.22065/jsce.2025.543966.3811	۱۴۰۵/۰۲/۳۱	۱۴۰۴/۰۶/۲۴	۱۴۰۴/۰۶/۲۴	۱۴۰۴/۰۶/۰۵	۱۴۰۴/۰۴/۱۱
				*نویسنده مسئول:		
				سعید تاروردیلو		
				s.tarverdilo@urmia.ac.ir		
				پست الکترونیکی:		

## ۱- مقدمه

دیوارهای سازه‌ای از کارآمدترین سیستم‌ها برای مقابله با بارهای جانبی محسوب می‌شوند و معمولاً جهت تحمل تمام یا بخش عمده بارهای جانبی سازه مورد استفاده قرار می‌گیرند. در صورتی که این بارها ناشی از زلزله باشند، ماهیت دینامیکی خواهند داشت و در نتیجه ظرفیت جذب و اتلاف انرژی و همچنین توان تغییرشکل المان‌های مقاوم در برابر آن‌ها از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است. در میان انواع دیوارها، دیوارهای برشی سهم عمده‌ای از جذب نیروهای جانبی و برش‌های ناشی از آن را بر عهده دارند. استفاده از دیوارهای برشی در ساختمان‌ها مزایایی همچون افزایش سختی کلی سازه، بهبود ضریب ایمنی در برابر شکست و ریزش، کاهش خسارت به اجزای غیرسازه‌ای و کنترل تغییر مکان‌های جانبی را به همراه دارد. بر این اساس، عملکرد صحیح این عناصر برای ایمنی لرزه‌ای سازه‌ها نقشی تعیین‌کننده دارد.

با وجود وابستگی گسترده به سیستم‌های دیوار برشی، هنوز چالش‌های متعددی در توسعه روش‌های طراحی لرزه‌ای مبتنی بر عملکرد این دیوارها باقی مانده است. مهندسان در حال حاضر برای شبیه‌سازی رفتار دیوارها با استفاده از مدل‌های عددی خطی و غیرخطی یا پیش‌بینی مکانیزم‌های خرابی، با محدودیت منابع مواجه‌اند. از جمله مسائل اصلی در این زمینه می‌توان به پیچیدگی سه‌بعدی رفتار لرزه‌ای دیوارهای مدرن، اثر تغییرشکل‌های پایه و اندرکنش خاک-سازه، کمبود آزمایش‌های تجربی جامع با شرایط مرزی و بارگذاری متفاوت، و فقدان داده‌های کافی برای توسعه مدل‌های مبتنی بر عملکرد اشاره کرد.

یکی از عوامل تأثیرگذار بر رفتار لرزه‌ای دیوارهای برشی بتن‌آرمه، وصله‌های پوششی آرماتورهای طولی است. تحقیقات نشان داده‌اند که وجود وصله می‌تواند شکل‌پذیری دیوار را کاهش داده و طول مفصل پلاستیک را محدود کند. به همین دلیل، آیین‌نامه ACI 318-19 استفاده از وصله پوششی در نواحی مستعد تشکیل مفصل پلاستیک را ممنوع کرده است. با این حال، به دلیل نبود رویکرد صریح ظرفیت‌محور در طراحی دیوارهای برشی در آیین‌نامه‌های متداول، تغییرشکل‌های غیرخطی می‌توانند در ارتفاع‌های مختلف دیوار رخ دهند. این موضوع ضرورت بررسی دقیق‌تر نقش وصله‌ها بر مکانیزم‌های تغییرشکل و خرابی دیوارهای برشی را برجسته می‌سازد.

باید توجه داشت که برخلاف ستون‌ها که بیشینه لنگر عمدتاً در پای عضو متمرکز است، در دیوارهای برشی به دلیل گرادبان کوچک لنگر، محل ترک‌خوردگی اولیه به‌سادگی قابل پیش‌بینی نیست و غالباً در ضعیف‌ترین مقطع شکل می‌گیرد. این امر احتمال لغزش آرماتور در محل وصله را افزایش داده و منجر به تغییر الگوی شکست نسبت به تیرها و ستون‌ها می‌شود. در نتیجه، وجود وصله پوششی می‌تواند مقاومت جانبی، سختی و ظرفیت شکل‌پذیری دیوارهای برشی را به‌طور جدی تحت تأثیر قرار دهد.

طول وصله مهار<sup>۱</sup>، به طولی اطلاق می‌شود که در آن دو آرماتور با یکدیگر وصله می‌شوند. این مقدار اهمیت بسیاری در طراحی و تحلیل سازه‌های بتنی دارد، به‌ویژه در دیوارهای برشی بتنی که تحت اثر بارهای لرزه‌ای قرار دارند. وصله صحیح آرماتورها نقش مهمی در انتقال بار بین مقاطع مختلف دارد و از شکست‌های ناخواسته در سازه جلوگیری می‌کند. در آیین‌نامه ACI 318-19، که یکی از معتبرترین استانداردها در طراحی و ساخت سازه‌های بتنی است، دستورالعمل‌های دقیقی برای تعیین طول وصله مهار به‌ویژه در نواحی بحرانی و غیر بحرانی ارائه شده است. طبق بند ۱۸.۱۰.۶.۳ این آیین‌نامه در نواحی بحرانی دیوارهای برشی بتنی، وصله همپوشانی آرماتورها ممنوع است. این نواحی شامل مناطقی هستند که تغییرات پلاستیک می‌تواند در آنها رخ دهد، مانند ناحیه انتهایی دیوار که در معرض تنش‌های کششی و فشاری قرار دارد. در این نواحی، استفاده از وصله همپوشانی می‌تواند باعث ضعف در اتصال آرماتورها شود و به عملکرد ضعیف دیوار منجر گردد. در چنین مناطقی، باید از روش‌های مهار مکانیکی مانند کوپلرها و یا وصله جوشی استفاده شود که مقاومت بالاتری در برابر بارهای لرزه‌ای و کششی دارند [۱، ۲]. در نواحی غیر بحرانی دیوارهای برشی بتنی، استفاده از وصله همپوشانی مجاز است. طول وصله مهار در این نواحی طبق فرمول زیر محاسبه می‌شود:

$$l_{sp} = \max(l_d, 30 \Phi) \quad (1)$$

که در آن  $l_{sp}$  طول توسعه آرماتور است که به ویژگی‌های فولاد و بتن و شرایط محیطی بستگی دارد و  $\Phi$  قطر آرماتور هست. این فرمول به‌طور کلی برای آرماتورهایی که قطر آن‌ها بزرگ‌تر از ۳۵ میلی‌متر است نیز قابل استفاده است. این دستورالعمل بر اساس تجربه و تحقیق در خصوص عملکرد سازه‌های بتنی در برابر بارهای دینامیکی و لرزه‌ای تدوین شده است [۱، ۳]. لازم به توضیح است که در نواحی دیوار که

<sup>۱</sup> Lap Splice Length

احتمال تغییر شکل پلاستیک وجود دارد، مانند نواحی انتهایی دیوارهای برشی بتنی، طول توسعه آرماتور باید ۱/۲۵ برابر مقدار معمول محاسبه شود. این ضریب افزایش به منظور جبران اثرات ناشی از تنش‌های بالاتر در این نواحی و اطمینان از عملکرد بهینه آرماتور در برابر بارهای بزرگتر طراحی شده است. این افزایش ضریب در این نواحی به‌ویژه برای دیوارهای برشی کم‌آرماتور که مقاومت کمتری دارند و بارهای نسبتاً بیشتری در آنها ایجاد می‌شود، بسیار حیاتی است. همچنین برای دیوارهای برشی کم‌آرماتور، که نسبت فولاد به بتن در آنها کمتر است و استفاده از وصله همپوشانی در نواحی بحرانی ممکن است باعث کاهش عملکرد لرزه‌ای و افزایش احتمال شکست در ناحیه وصله گردد، استاندارد ACI 318-19 برای آرماتورهایی که دارای قطر بزرگ‌تر از ۴۵ میلی‌متر هستند نیز، استفاده از وصله مکانیکی یا جوشی را توصیه می‌کند. در مورد طول وصله مهاری، استاندارد ۲۸۰۰ و مبحث نهم مقررات ملی ساختمان مشابه استاندارد ACI 318-19 عمل می‌کند [۴، ۵].

در جدول ۱ برای آرماتور طولی دو کلاس A و B در نظر گرفته شده است. کلاس‌های A و B در آیین‌نامه ACI 318-19 اشاره به دو نوع آرماتور می‌باشد که از نظر ویژگی‌های کششی و مقاومت در برابر تغییر شکل‌های پلاستیک تفاوت دارند. آرماتورهای از نوع کلاس A آرماتورهایی هستند که به‌طور معمول برای استفاده در سازه‌های بتنی معمولی در نظر گرفته می‌شوند. این آرماتورها معمولاً از نوع آرماتورهای آج‌دار با مقاومت تسلیم ۴۲۰ مگاپاسکال (Grade 60) یا معادل آن هستند. در این آرماتورها، مقاومت به کشش و همچنین تغییرات پلاستیک معمولی است و برای کاربردهای استاندارد در نظر گرفته می‌شوند. ضریب وصله برای آرماتورهای کلاس A در فرمول‌های مربوطه ۱/۰ است. در مقابل، آرماتورهای کلاس B معمولاً آرماتورهایی هستند که از نوع مقاوم‌تر بوده و توانایی تحمل تنش‌های بالاتر را دارند. این آرماتورها به‌طور خاص در نواحی با بارگذاری بالا یا در نواحی بحرانی مانند نواحی تغییر شکل پلاستیک در دیوارهای برشی و دیگر اعضای سازه‌ای استفاده می‌شوند. آرماتورهای کلاس B معمولاً از نوع آرماتورهای با مقاومت تسلیم بالاتر مانند Grade 75 و یا Grade 80 هستند. ضریب وصله برای این آرماتورها ۱/۳ است که نشان دهنده نیاز به طول وصله بیشتر می‌باشد.

بر همین اساس، هدف اصلی این پژوهش بررسی اثر طول وصله پوششی بر رفتار المان‌های مرزی دیوارهای برشی بتن‌آرمه با آرماتور طولی کم، می‌باشد. در این مطالعه آزمایشگاهی، نمونه‌هایی با طول‌های وصله متفاوت تحت بارگذاری‌های استاتیکی و دینامیکی مورد آزمایش قرار گرفته‌اند تا شواهد تجربی لازم برای ارزیابی نقش وصله در شکل‌پذیری و تقاضای کرنش المان‌های مرزی فراهم گردد. نتایج این تحقیق می‌تواند به بهبود درک رفتار وصله در دیوارهای برشی بتن‌آرمه و ارتقای ضوابط طراحی لرزه‌ای در آیین‌نامه‌های آتی کمک نماید.

جدول ۱: طول وصله مهاری در استانداردهای بتن ایران و آمریکا

آیین‌نامه	فرمول طول وصله مهاری	توضیحات
مبحث نهم ایران	$l_{sp} = \max(l_d, 30 \Phi)$	حداقل طول وصله باید حداقل ۳۰ برابر قطر آرماتور طولی و بیشتر از ۳۰۰ میلی‌متر باشد.
آمریکا (ACI 318-19)	$l_{sp} = \gamma_{splice} \times l_d$	طول وصله برابر است با ضریب وصله ( $\gamma_{splice}$ ) ضرب در طول توسعه آرماتور ( $l_d$ ). برای کلاس A، $\gamma_{splice} = 1.0$ و برای کلاس B، $\gamma_{splice} = 1.3$ است.

## ۲- پیشینه تحقیق

عملکرد لرزه‌ای دیوارهای برشی بتن‌آرمه (RC) به‌طور اساسی تحت تأثیر رفتار المان‌های مرزی (BEs) قرار دارد. در سال‌های اخیر، مطالعات متعددی بر روی جزئیات و همچنین بکارگیری مصالح پیشرفته به منظور ارتقای شکل‌پذیری، مقاومت و تاب‌آوری کلی این اجزا انجام گرفته است. بخش قابل توجهی از این پژوهش‌ها به بررسی سیستم‌های مدولار، بتن‌های پیشرفته، پلیمرهای تقویت‌شده با الیاف و سامانه‌های مرکب فولاد - بتن به‌عنوان رویکردهای بالقوه برای بهبود عملکرد المان‌های مرزی پرداخته‌اند.

در زمینه سیستم‌های دیوار برشی مدولار، بای و همکاران [۶، ۷] آزمایش‌های تمام‌مقیاسی بر روی دیوارهای برشی بتن‌آرمه مدولار با اتصالات مرزی نوین تحت فشار محوری انجام دادند. نتایج تحقیق آنها نشان داد که اتصالات بهبودیافته موجب افزایش سختی، مقاومت

فشاری و شکل‌پذیری دیوار برشی می‌گردد و همچنین باعث توزیع یکنواخت تنش و ایمنی بیشتر در ساخت و سازه‌های مدولار می‌شود. به طور مشابه، چن و همکاران [۸] کارایی موثر حلقه‌های هم‌پوشان U-شکل را در المان‌های مرزی پیش‌ساخته نشان دادند. در یک تحقیق دیگر، هو و همکاران [۹] یک سیستم دیوار پیش‌ساخته‌ای را همراه با اتصالات بتن فوق‌پرتوان (UHPC<sup>2</sup>) توسعه دادند که منجر به بهبود مقاومت لرزه‌ای و همچنین کاهش ترک‌خوردگی در محل اتصالات گردید.

اخیراً بکارگیری سیستم UHPC در المان‌های مرزی توجه گسترده‌ای را به خود جلب کرده است. در این زمینه، دینگ و همکاران [۱۰] دیوارهای برشی بتن‌آرمه همراه با ستون‌های مرزی UHPC را به صورت تجربی مورد ارزیابی قرار دادند. نتایج این تحقیق نشان داد که استفاده از این سیستم‌ها باعث بهبود مقاومت خمشی، شکل‌پذیری و کنترل ترک در دیوارها می‌گردد. تحقیقات مشابه در این زمینه [۱۱] نقش این سیستم‌ها در ارتقای ظرفیت اتلاف انرژی و همچنین تأخیر در وقوع شکست ترد را تأیید می‌کند. همچنین، ترکیب این سیستم‌ها با آرماتورهای پلیمری بازالت (BFRP) که به دلیل سبکی و مقاومت در برابر خوردگی از ویژگی‌های برجسته‌ای برخوردارند، به عنوان جایگزینی مناسب برای آرماتورهای متداول معرفی شده است.

علاوه بر این، سیستم‌های مرکب محصورشده نیز به‌عنوان رویکردی دیگر مورد توجه پژوهشگران قرار گرفته است. چن و همکاران [۱۲] و لی و همکاران [۱۳] به بررسی رفتار مرزهای بتن محصور پیش‌ساخته پرداختند و افزایش قابل‌توجهی در مقاومت جانبی و شکل‌پذیری، به‌ویژه در دیوارهای برشی با بال کوتاه، گزارش دادند. لین و همکاران [۱۴] مزایای ستون‌های انتهایی مرکب را در بهبود پایداری چرخه‌های هیستریزس تأیید نمودند. ما و همکاران [۱۵] نیز به بررسی ستون‌های انتهایی مجهز به صفحات فولادی تعبیه‌شده پرداختند و بهبود در مقاومت و ظرفیت تغییرشکل آنها را در کاربردهای ساختمان‌های بلندمرتبه نشان دادند. همچنین، داو و همکاران [۱۶] و یو و همکاران [۱۷] المان‌های مرزی پر شده با بتن و لوله‌ی فولادی (CFST) را مورد مطالعه قرار دادند که این مطالعات منجر به دستیابی به افزایش چشمگیری در سختی، شکل‌پذیری و مقاومت لرزه‌ای گردید.

سایر تحقیقات نیز سیستم‌های مختلط فولاد-بتن و راهکارهای نوین مسلح‌سازی را بررسی کرده‌اند. کوشیه-اوتاکوما و همکاران [۱۸] با استفاده از تحلیل‌های آزمایشگاهی و عددی بر روی دیوارهای برشی فولاد-بتن، نشان دادند که استفاده از مرزهای فولادی موجب بهبود قابل‌توجه شکل‌پذیری و ظرفیت جذب انرژی این سیستم‌ها می‌شود. مو و همکاران [۱۹] نیز کارایی قاب‌های مرزی فولادی را در دیوارهای برشی T شکل تأیید نمودند. در همین راستا، دینگ و همکاران [۲۰] از الگوریتم‌های یادگیری ماشین برای پیش‌بینی نیاز به آرماتورهای عرضی در المان‌های مرزی بهره‌گرفتند و ابزاری نوین را برای بهینه‌سازی طراحی سازه ارائه کردند.

مطالعات بنیادی نیز درک عمیق‌تری از اثر بار محوری، جدایش آرماتور و نوع آرماتور فراهم کرده‌اند. شریفی و همکاران [۲۱] نشان دادند که تنش‌های محوری بالا موجب تسریع کمانش و کاهش ظرفیت دررفت می‌شوند. در مقابل، شریف‌زاده و تارپوردیلو [۲۲] اثبات کردند که جدایش آرماتور می‌تواند کمانش را به تأخیر بیندازد، اگرچه این روش با کاهش سختی سازه همراه است. همچنین، پوراکیب و تارپوردیلو [۲۳] تأثیر نوع آرماتور را بررسی نموده و دریافتند که آرماتورهای آجدار در مقایسه با آرماتورهای ساده، از نظر مقاومت و ظرفیت اتلاف انرژی عملکرد برتری دارند. مقالات کلاسیک و دستورالعمل‌های طراحی پیشین [۲۴-۲۹] پایه‌های تحلیلی و مفهومی اساسی را برای الزامات آیین‌نامه‌های مدرن فراهم کرده‌اند. این مبانی به‌ویژه در زمینه‌های کلیدی همچون محصورسازی بتن، ظرفیت دررفت و رفتار لولای پلاستیک، همچنان معیارهای طراحی معاصر را تحت تأثیر قرار می‌دهند.

در مجموع، مرور ادبیات نشان می‌دهد که پیشرفت‌های چشمگیری در توسعه‌ی جزئیات نوآورانه‌ی المان‌های مرزی، مصالح پیشرفته‌ای نظیر بتن فوق‌پرتوان (UHPC) و سیستم‌های هیبریدی مسلح‌سازی حاصل شده است. با این حال، همچنان چالش‌هایی در زمینه‌ی ایجاد تعادل میان تمرکز کرنش، شکل‌پذیری و مقاومت در برابر کمانش خارج از صفحه در دیوارهای با آرماتوربندی سبک باقی مانده است. پژوهش حاضر با تکیه بر این یافته‌ها، به بررسی نقش نوع آرماتور و طول وصله در رفتار ترک‌خوردگی، توزیع کرنش و مکانیزم‌های ناپایداری المان‌های مرزی بتن‌آرمه تحت بارگذاری‌های یکنوا و چرخه‌ای می‌پردازد.

<sup>2</sup> Ultra-High-Performance Concrete

## ۳- روش تحقیق

برخلاف تیرها و ستون‌ها، دیوارهای برشی در امتداد ارتفاع خود دارای گرا دیان لنگر نسبتاً کوچکی هستند و المان‌های مرزی در ناحیه بحرانی عمدتاً تحت بار محوری یکنوا قرار می‌گیرند [۳۰]. این شرایط، استفاده از بارگذاری تک‌محوره در مطالعات مربوط به المان‌های مرزی را توجیه می‌کند؛ رویکردی که پیش‌تر نیز توسط پژوهشگرانی همچون روسو و همکاران [۳۱] و هارو و همکاران [۳۲] به کار گرفته شده است.

در این مطالعه، پنج آزمایش شامل سه آزمایش مونوتونیک (یکنوا) و دو آزمایش چرخه‌ای طراحی و اجرا گردید (جدول ۲). تمامی آزمایش‌ها با به‌کارگیری یک جک یونیورسال ۱۰۰۰ کیلو نیوتنی در آزمایشگاه تحقیقات زیرساخت‌های دانشگاه ارومیه انجام پذیرفت. ویژگی‌های نمونه‌های مورد مطالعه در جدول ۱ ارائه شده، در حالی که طرح آزمایش و آرایش تجهیزات اندازه‌گیری در شکل ۱ نمایش داده شده است. به منظور سنجش تغییر شکل‌های محوری، از مبدل‌های خطی تفاضلی جابجایی (LVDT) و کرنش‌سنج‌های جابجایی نصب شده در راستای محوری نمونه‌ها استفاده شد.

در آزمایش‌های چرخه‌ای، از یک پروتکل بارگذاری نامتقارن مبتنی بر مطالعات هیلسون و همکاران [۳۳] و روسو و همکاران [۳۱] استفاده شد. با توجه به وجود بار محوری تقریباً ثابت و گرا دیان لنگر جزئی در پای دیوار، پروتکل بارگذاری به‌گونه‌ای طراحی شد که بار محوری رفت و برگشتی بر روی نمونه‌ها اعمال گردد. این پروتکل به صورت یکسان بر کلیه نمونه‌ها اجرا شد. در دیوارهای برشی با درصد آرماتور طولی کم در المان‌های مرزی، شکست معمولاً به صورت کماتش کلی این المان‌ها رخ می‌دهد که دلیل اصلی آن تشکیل و گسترش ترک‌های کششی است. بر این اساس، برای ارزیابی رفتار المان‌های مرزی با آرماتورگذاری کم، از بارگذاری نامتقارن و عمدتاً کششی استفاده می‌شود (شکل ۲). در این پروتکل، تاریخچه بارگذاری ابتدا به صورت متقارن اعمال شد تا رسیدن کرنش فشاری به مقدار  $0.003$ ، پس از آن، پروتکل به حالت نامتقارن تغییر یافت که در آن کرنش فشاری حداکثری ثابت نگه داشته شد، در حالی که کرنش کششی حداکثری به تدریج افزایش یافت. مشخصات مکانیکی آرماتورهای تقویتی و بتن مورد استفاده در نمونه‌ها در جدول ۳ ارائه شده است.

جدول ۲: مشخصات و جزئیات نمونه‌های مورد آزمایش

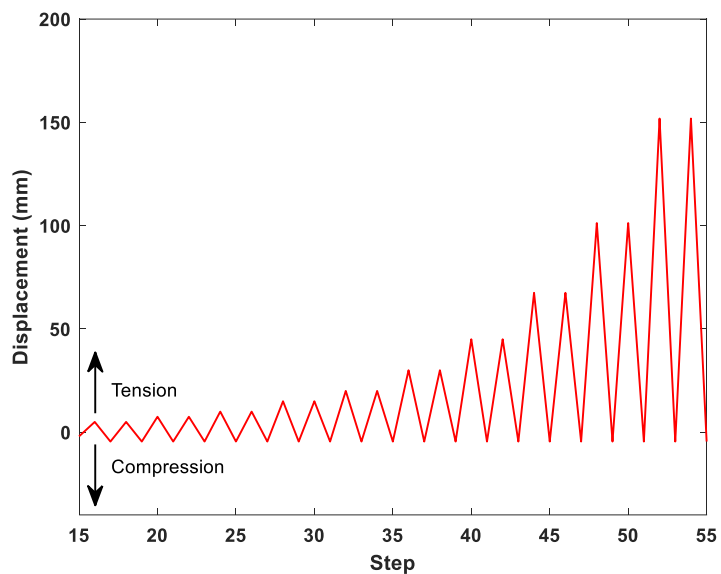
Sample ID	Testing Protocol	Dim. (mm)	Lap-Splice(mm)	Long.Bar	Rein.Ratio(%)	Trans.Rein.
Sp1	Monotonic Loading	150×150×1000	30	T10	0.349	T6@70
Sp2	Monotonic Loading	150×150×1000	40	T10	0.349	T6@70
Sp3	Monotonic Loading	150×150×1000	50	T10	0.349	T6@70
Sp4	Cyclic Loading	150×150×1000	40	T10	0.349	T6@70
Sp5	Cyclic Loading	150×150×1000	50	T10	0.349	T6@70

جدول ۳: مشخصات مکانیکی مصالح میلگرد و بتن مورد استفاده

مشخصات مصالح	مصالح
میلگرد (S500)	تنش تسلیم اسمی $(f_y) = 500 \text{ MPa}$
	مقاومت کششی $(f_u) = 550 \text{ MPa}$
بتن	مقاومت فشاری نمونه ۲۸ روزه $(f_c') = 30 \text{ MPa}$



شکل ۱: نحوه آرماتور بندی و جزئیات نمونه‌ها.

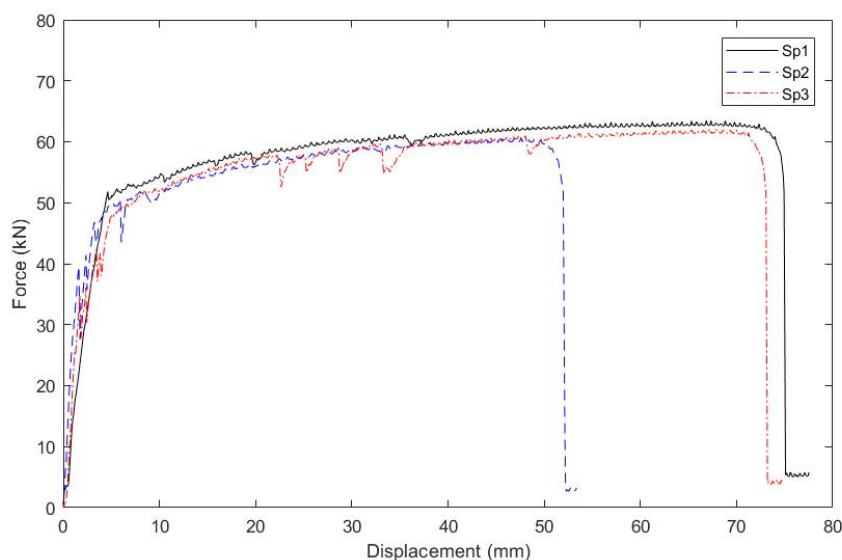


شکل ۲: پروتکل بارگذاری چرخه ای.

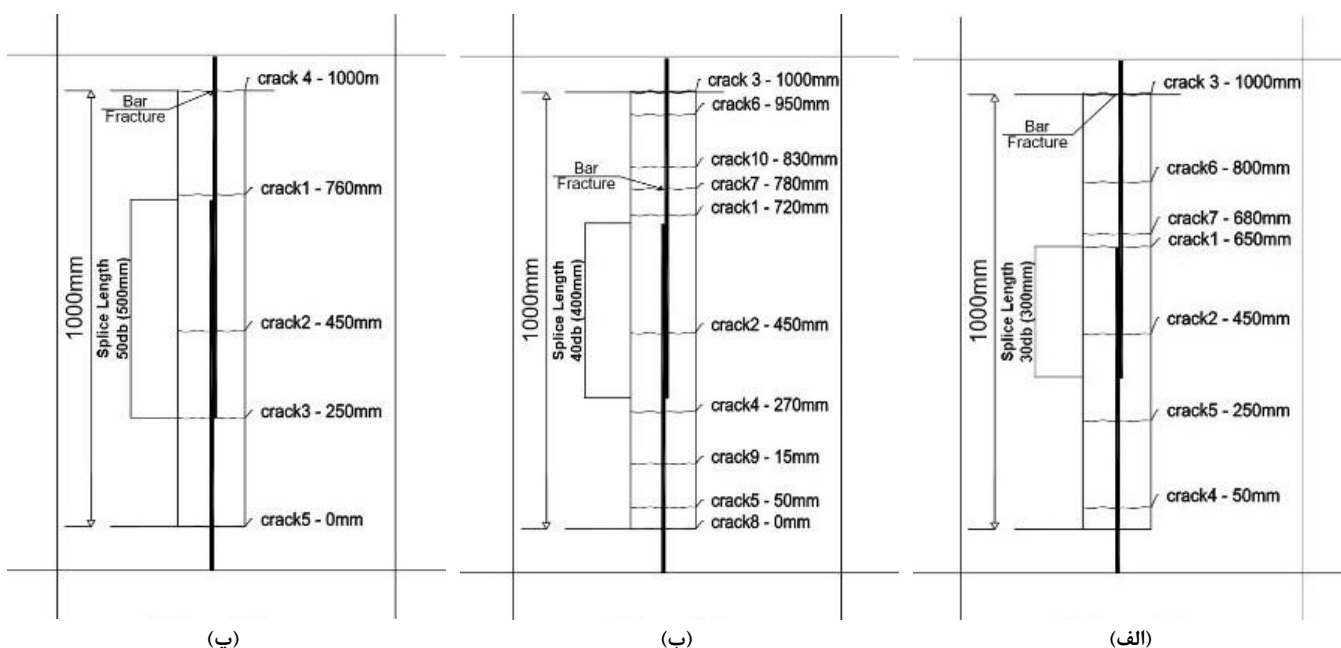
#### ۴- تجزیه و تحلیل نتایج

۴-۱ نتایج حاصل از آزمایش‌های بارگذاری یکنوا

آزمایش‌های بارگذاری یکنوا بر روی سه نمونه المان مرزی با عناوین Sp1، Sp2 و Sp3 انجام پذیرفت. منحنی‌های نیرو-جابجایی این نمونه‌ها در شکل ۳ ترسیم شده و الگوهای ترک خوردگی به همراه محل گسیختگی آرماتورهای طولی در شکل ۴ ارائه شده‌اند. علاوه بر این، جدول ۴ توالی تشکیل ترک‌ها و عرض نهایی آن‌ها را در پایان آزمایش نشان می‌دهد. همچنین، مساحت زیر منحنی‌های نیرو-جابجایی که معیاری از میزان جذب انرژی است، برای هر سه نمونه محاسبه و در جدول ۵ ارائه شده است. همان‌طور که از داده‌های این جدول مشهود است، نمونه Sp2 در تغییرشکل‌هایی به مراتب کمتر دچار گسیختگی شده که این مسئله به جذب انرژی پایین‌تر آن نیز منجر شده است. تمرکز عرض ترک در ناحیه انتهایی وصله به جای محل اتکاء نمونه بر فونداسیون، موجب ایجاد ترک‌های ثانویه بیشتر در فاصله بین انتهایی وصله و فونداسیون شده است. همان‌گونه که در ادامه توضیح داده خواهد شد، این پدیده با ایجاد طلب کرنش زیاد در آرماتورهای طولی در انتهایی وصله منجر به شکست نمونه در تغییرشکل کمتر شده است.



شکل ۳: نمودار نیرو-جابجایی نمونه‌های تست شده با بارگذاری یکنوا.



شکل ۴: توزیع ترک در نمونه‌های بارگذاری شده تحت بار یکنوا: (الف) مدل Sp1، (ب) مدل Sp2 و (پ) مدل Sp3.

جدول ۴: ترتیب تشکیل و عرض ترک‌ها برای نمونه‌های Sp1 تا Sp3

نمونه Sp3		نمونه Sp2		نمونه Sp1		شماره ترک
عرض ترک (mm)	موقعیت ترک (mm)	عرض ترک (mm)	موقعیت ترک (mm)	عرض ترک (mm)	موقعیت ترک (mm)	
۱۲	۷۶۰	۱۰	۷۲۰	۱۱	۶۵۰	۱
۳	۴۵۰	۰	۴۵۰	۱	۴۵۰	۲
۱۰	۲۵۰	۷	۱۰۰۰	۳۱	۱۰۰۰	۳
۳۷	۱۰۰۰	۵	۲۷۰	۸	۵۰	۴
۱۲	۰	۸	۵۰	۱۶	۲۵۰	۵
-	-	۶	۹۵۰	۸	۸۰۰	۶
-	-	۱۵	۷۸۰	۱	۶۸۰	۷
-	-	۱	۰	-	-	۸
-	-	۰	۱۵	-	-	۹
-	-	۰	۸۳۰	-	-	۱۰

جدول ۵: سطح زیر نمودار نیرو جابجایی بر حسب KN.m

نام نمونه	سطح زیر نمودار نیرو-جابجایی
Sp1	۴/۳
Sp2	۳/۰
Sp3	۴/۲

با استناد به شکل ۴ و جدول ۴، مشاهده می‌شود که در هر سه نمونه، گسیختگی آرماتور در محل‌هایی با بیشترین عرض ترک رخ داده که منطبق بر نقاط حداکثر طلب کرنشی در آرماتور است. در نمونه‌های Sp1 و Sp3، شکست در ناحیه اتصال به فونداسیون فوقانی اتفاق افتاده، حال آنکه در نمونه Sp2، گسیختگی در مجاورت انتهای وصله مشاهده شده است. در نمونه‌های Sp1 و Sp3، شکست در ناحیه اتصال به فونداسیون رخ داده است. در این منطقه، پدیده نفوذ کرنش به داخل فونداسیون باعث کاهش کرنش موضعی در آرماتور شده است. در مقابل، در نمونه Sp2، شکست در انتهای وصله اتفاق افتاده است، ناحیه‌ای که به طور طبیعی مستعد تمرکز کرنش است و اثر نفوذ کرنش در آن بسیار محدود می‌باشد. این شرایط موجب شده است که نمونه Sp2 در مقایسه با دو نمونه دیگر، تحت تغییرشکل بسیار کمتری دچار گسیختگی شود. به منظور تبیین دقیق‌تر این رفتار، در ادامه، طلب کرنش اعمال شده بر آرماتور در محل گسیختگی با استفاده از روابط حاکم بر نفوذ کرنش در فونداسیون (برای نمونه‌های Sp1 و Sp3) و نفوذ کرنش در مجاورت ترک (برای نمونه Sp2) محاسبه خواهد شد.

رابطه موجود برای محاسبه نفوذ کرنشی در فونداسیون مبتنی بر رابطه پیشنهادی پاولی و پرستلی [۳۴]، مطابق رابطه زیر محاسبه می‌شود.

$$l_{spf} = 0.022f_y d_b \quad (2)$$

که در آن  $l_{spf}$  طول نفوذ کرنشی در فونداسیون،  $f_y$  تنش تسلیم بر حسب MPa و  $d_b$  قطر میلگرد طولی بر حسب mm است. برای آرماتور طولی مورد نظر این طول ۱۱۰ میلی‌متر محاسبه می‌شود. بر اساس پژوهش پاتل و همکاران [۳۵] که بر مبنای آزمایش‌های انجام‌شده بر روی میلگردها تحت کشش محوری صورت گرفته، حد پایین طول نفوذ کرنشی معادل دو برابر قطر میلگرد برآورد شده است. با اعمال این رابطه به نمونه‌های مورد مطالعه در این مقاله، طول نفوذ کرنشی برابر با ۲۰ میلی‌متر به دست می‌آید.

جدول ۶ مقادیر کرنش موضعی اعمال شده بر آرماتور طولی در محل گسیختگی را برای سه نمونه ارائه می‌دهد. همان طور که مشاهده می‌شود، مقدار طلب کرنش در نمونه Sp2 به طور قابل توجهی بیشتر از دو نمونه دیگر است که دلیل شکست زودهنگام این نمونه در تغییر شکل‌های کمتر را توجیه می‌کند. به عبارت دیگر، در نمونه‌های Sp1 و Sp3، اثر وصله در کاهش شکل پذیری به دلیل وقوع ترک‌های گسترده در ناحیه اتصال به فونداسیون مشهود نیست؛ در حالی که نمونه Sp2 به وضوح تأثیر منفی وصله بر کاهش شکل پذیری المان مرزی را نشان می‌دهد. همان گونه که در بخش بعدی نشان داده خواهد شد، بارگذاری چرخه‌ای قادر است به خوبی اثر مخرب وصله بر شکل پذیری را آشکار کند، در حالی که بارگذاری یکنوا ممکن است به نتایج گمراه کننده‌ای منجر شود.

جدول ۶: محاسبه طلب کرنشی محلی آرماتور طولی در محل گسیختگی برای نمونه‌های Sp1 تا Sp3

نمونه	شماره ترک	عرض ترک (mm)	طول نفوذ کرنشی	طلب کرنشی
Sp1	۳	۳۱	۱۱۰	۰/۲۸
Sp2	۷	۱۵	۲۰	۰/۷۵
Sp3	۴	۳۷	۱۱۰	۰/۳۴

#### ۴-۲ نتایج حاصل از آزمایش‌های بارگذاری چرخه‌ای

در این بخش، رفتار نمونه‌های Sp4 و Sp5 تحت بارگذاری چرخه‌ای مورد بررسی قرار می‌گیرد. به عنوان مثال، فرآیند بارگذاری نمونه Sp4 تا نقطه شکست در شکل ۵ نمایش داده شده است. عملکرد این دو نمونه که به ترتیب دارای طول وصله‌ای معادل ۴۰ و ۵۰ برابر قطر آرماتور طولی هستند، تحت بارگذاری چرخه‌ای در شکل ۶ ارائه شده است. همچنین، الگوی ترک خوردگی ایجاد شده در نمونه‌ها در شکل ۷ قابل مشاهده است. همان طور که از این نمودارها برمی‌آید، هر دو نمونه در تغییر شکل‌هایی کمتر حتی از نمونه Sp2 دچار گسیختگی شده‌اند. علت این پدیده در ادامه تشریح خواهد شد.

شکست المان مرزی تحت بارگذاری چرخه‌ای عمدتاً به دو صورت رخ می‌دهد [۳۶]:

- شکست فشاری بتن: در این حالت، فروریزی بتن در مراحل پایانی آزمایش مشاهده می‌شود. این نوع شکست معمولاً در مواردی اتفاق می‌افتد که درصد آرماتور طولی در المان مرزی نسبتاً زیاد باشد.
- کمناش کلی نمونه: در این مکانیسم، تشکیل و گسترش ترک‌های کششی و افزایش عرض آن‌ها منجر به ناپایداری نمونه تحت بار فشاری و در نهایت کمناش کلی می‌گردد. بر اساس مطالعات پاولی و پرستلی [۳۴]، آغاز فرآیند کمناش با حداکثر کرنش کششی قابل تحمل توسط نمونه ارتباط مستقیم دارد. این نوع شکست معمولاً در نمونه‌هایی با میزان آرماتور طولی کم مشاهده می‌شود.

با توجه به درصد پایین آرماتور طولی در نمونه‌ها، مکانیسم شکست حاکم، کمناش کلی نمونه در مرحله نهایی آزمایش است. تشکیل ترک‌های کششی و گسترش آن‌ها موجب ایجاد خمش در نمونه تحت بار فشاری می‌شود. این پدیده باعث می‌شود که در محل ترک، آرماتورهای طولی علاوه بر کرنش محوری، تحت کرنش خمشی نیز قرار گیرند. این ترکیب بارگذاری، کرنش غیرخطی طلب اعمال شده بر آرماتور را افزایش داده و منجر به شکست آن در اثر خستگی با سیکل پائین (low-cycle fatigue) در تغییر شکل‌های نسبتاً کم می‌گردد. در مقابل، مکانیزم خستگی با سیکل پائین در نمونه‌های تحت بارگذاری یکنوا فعال نمی‌شود. این تفاوت رفتاری توضیح می‌دهد که چرا ظرفیت تغییر شکل نمونه‌های تحت بارگذاری چرخه‌ای حتی از نمونه Sp2 نیز کمتر است. همچنین، کاهش محسوس در میزان جذب انرژی برای المان‌های مرزی آزمایش شده تحت بارگذاری چرخه‌ای در جدول ۷ قابل مشاهده است.

وقوع ترک خوردگی گسترده‌تر در نمونه، باعث کاهش چشمگیر سختی خمشی، افزایش تغییر شکل جانبی تحت بار فشاری و در نتیجه تشدید کرنش خمشی اعمال شده بر آرماتورهای طولی می‌شود. این فرآیند در نهایت منجر به گسیختگی آرماتور در تغییر شکل‌های محوری کم‌تر می‌گردد. این مکانیسم توضیح می‌دهد که چرا ظرفیت تغییر شکل نمونه Sp5 نسبت به نمونه Sp4 کاهش یافته است.



(پ)



(ب)



(الف)



(ج)

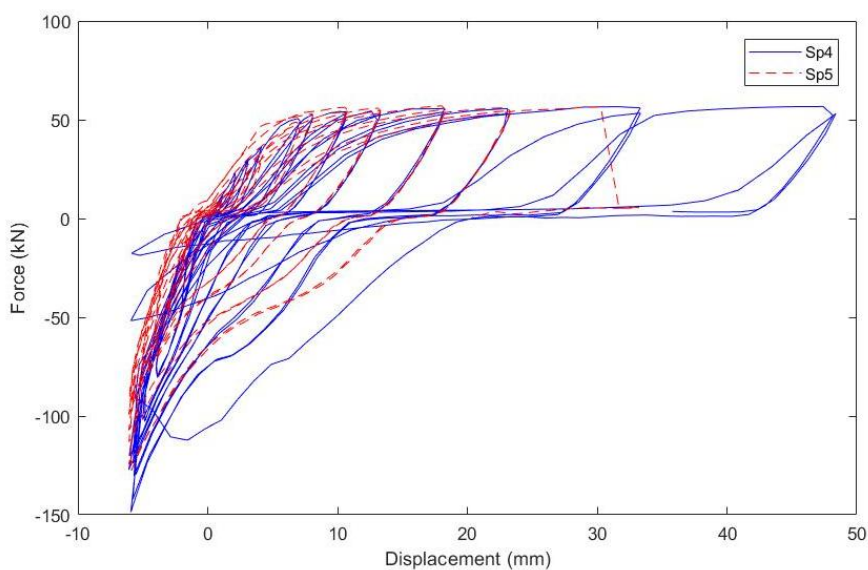


(ث)

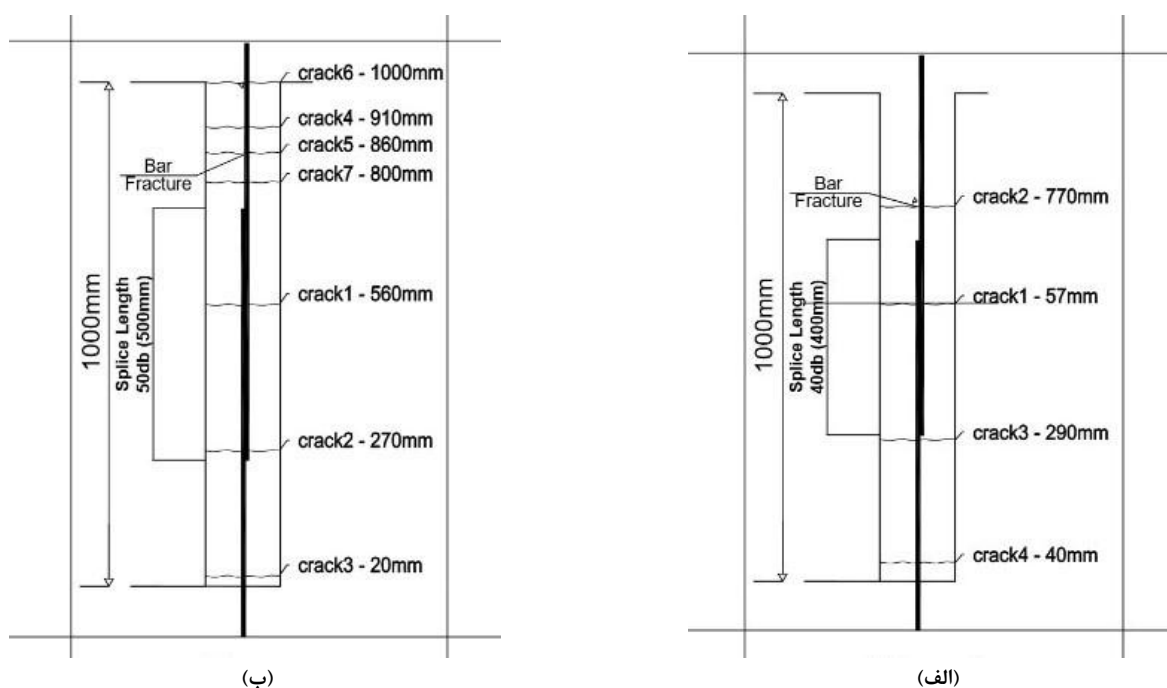


(ت)

شکل ۵: از شروع بارگذاری تا شکست نمونه Sp4 به ترتیب از شکل (الف) تا (ج).



شکل ۶: نمودار نیرو-جابجایی نمونه‌های آزمایش شده با بارگذاری چرخه‌ای.



شکل ۷: توزیع ترک در نمونه‌های بارگذاری شده تحت بار چرخه‌ای: (الف) مدل Sp4 و (ب) مدل Sp5

جدول ۷: سطح زیر نمودار نیرو جابجایی بر حسب KN.m

نام نمونه	سطح زیر نمودار نیرو-جابجایی
Sp4	۲/۵
Sp5	۱/۶

## ۵- نتیجه گیری

- این مطالعه به روش آزمایشگاهی، تأثیر وصله و طول آن را بر رفتار المان‌های مرزی در دیوارهای برشی بتن آرمه با تراکم آرماتور کم، تحت بارگذاری‌های یکنوا و چرخه‌ای مورد بررسی قرار داده است. مهم‌ترین یافته‌های تحقیق حاضر را می‌توان به شرح زیر خلاصه کرد:
- در حالی که در تمام نمونه‌های تحت بارگذاری چرخه‌ای، گسیختگی آرماتور طولی در انتهای وصله رخ داده است (نمونه‌های Sp4 و Sp5)، تنها در برخی از نمونه‌ها (نمونه Sp2) تحت بارگذاری یکنوا شکست در انتهای وصله مشاهده شد و در نمونه‌های دیگر (Sp1 و Sp3) گسیختگی در بر فونداسیون اتفاق افتاده است.
  - در نمونه‌هایی که شکست در انتهای وصله رخ داده، کاهش قابل توجهی در ظرفیت تغییرشکل محوری مشاهده شده است (بیش از ۳۰ درصد کاهش). این کاهش در نمونه‌های تحت بارگذاری چرخه‌ای حتی بیشتر بوده است.
  - این آزمایش‌ها تأیید می‌کنند که بارگذاری یکنوا برای ارزیابی عملکرد المان‌های مرزی با آرماتور طولی وصله‌شده مناسب نیست و می‌تواند به نتایج گمراه‌کننده‌ای در مورد ظرفیت تغییرشکل محوری این المان‌ها منجر شود.

## سپاسگزاری

نویسندگان این مقاله از همکاری مرکز مهندسی زیرساخت و مدیریت بحران دانشگاه ارومیه در مراحل مختلف انجام کار قدردانی می‌نمایند.

## ۵-مراجع

- [1] ACI A (2019) 318-19 & ACI 318R-19: *Building code requirements for structural concrete and commentary*. American Concrete Institute: Farmington Hills, MI, USA.
- [2] Moehle JP, Ghodsi T, Hooper JD, Fields DC, Gedhada R (2011) Seismic design of cast-in-place concrete special structural walls and coupling beams. *NEHRP Seismic Design Technical Brief*. 6.
- [3] Federal Emergency Management A. FEMA P-751, *NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures*. Washington, D.C.: National Institute of Building Sciences.
- [4] Institute for Research on H, Construction. *Standard 2800: Seismic Design of Buildings*. 4th ed. Tehran, Iran: Iranian Ministry of Roads and Urban Development.
- [5] Ministry of R, Urban D. Chapter 9: *Design and Construction of Concrete Structures*. Iranian National Building Code. Tehran, Iran: Iran Building Code Center; p. 59-61.
- [6] Bai J, Yang B, Xie B, Yang J (2024) Design and experimental study on RC modular superimposed shear wall boundary elements with new inter-module connections. *Journal of Building Engineering*. 95:110193.
- [7] Bai J, Yang B, Deng Z, Yang J (2025) Design and axial compression tests on RC modular superimposed shear wall boundary elements with efficient inter-module connectors. *Structural Concrete*.
- [8] Chen F, Yu Z, Yu Y, Li Z, Cheng S, Zhang G, et al. (2024) Experimental investigation of seismic performance of precast concrete shear walls with overlapping U-bar loop connections. *Scientific Reports*. 14(1):26240.
- [9] Hu X, Xue W, Lv Y (2024) Seismic behavior of a new type of precast concrete shear wall using UHPC connections at boundary elements. *Engineering Structures*. 302:117468.
- [10] Ding Y, Zhou Z, Wei Y, Zhou S (2024) Experimental study and efficient shear-flexure interaction model of reinforced concrete shear walls with UHPC boundary columns. *Case Studies in Construction Materials*. 20:e03059.
- [11] Yao Y, Zhou B, Wei X, Zhai W, Shi L, Ding X, et al. (2024) Seismic behavior of composite shear walls with post-casting UHPC boundary elements and CRB600H steel bars. *Journal of Building Engineering*. 97:110871.
- [12] Chen P, Wang W, Cai W, Li J, Ma J. Seismic behavior of innovative reinforced concrete composite shear wall with PEC boundary columns. *Structures: Elsevier*; p. 107306.
- [13] Li B-S, Zhang K, Zhou W, Chen M, Liu X-C, Zhao G-T (2024) Synergistic working performance of PEC hidden columns and RC composite short-limb shear walls. *Journal of Constructional Steel Research*. 217:108676.

- [14] Lin G, Ma K, Xing G, Cheng J, Cao X (2024) Experimental study on seismic performance of composite shear walls with end columns. *Journal of Constructional Steel Research*. 223:109093.
- [15] Ma K, Lin G, Xing G, Liao T. Seismic performance of composite shear walls with end columns and built-in steel plate. *Structures*: Elsevier; p. 108069.
- [16] Dou L, Huang Z, Liu Y, Wang Y, Zhao L (2024) Experimental Investigation on the Seismic Performance of Novel Prefabricated Composite RC Shear Walls with Concrete-Filled Steel Tube Frame. *Buildings*. 14(9):2673.
- [17] You P, Li L, Qin Y, Wang Y, Yang Q, Zhang J (2024) Shear bearing capacity calculation of low-rise SFRC shear wall with CFST columns based on simplified softened strut and tie model. *Frontiers in Materials*. 10:1298812.
- [18] Quishpe-Otacoma C, Tello-Ayala K, Málaga-Chuquitaype C, García-Troncoso N (2024) Experimental and numerical cyclic response of mixed steel-concrete shear walls. *Frontiers in Built Environment*. 10:1435899.
- [19] Mo X, Yuan Z, Jia Y, Lu L, Wei X, Ke N (2024) An Experimental and Numerical Parametric Study on a Novel T-Shaped Steel-Concrete Composite Shear Wall. *Buildings*. 14(7):2148.
- [20] Ding J, Li J, Xiao C, Qiao B (2024) Machine Learning Prediction Model for Boundary Transverse Reinforcement of Shear Walls. *Buildings*. 14(2):427.
- [21] Sharifi S, Tariverdilo S, Gheyretmand C (2022) Investigating the seismic response of RC structural walls. *International Journal of Engineering (IJE)*. 33(6):1094-104.
- [22] Hossein Sharifzadeh A, Tariverdilo S (2020) Effect of Debonding of Rebars on the Seismic Response of Boundary Elements of Lightly Reinforced Shear Walls. *Journal of Rehabilitation in Civil Engineering*. 8(4):61-72.
- [23] Pourakbar MA, Tariverdilo S (2020) Effect of Deformed and Plain Rebars on the Behavior of Lightly Reinforced Boundary Elements. *Journal of Rehabilitation in Civil Engineering*. 8(3):60-71.
- [24] Abdullah S, Wallace J. Axial collapse of RC structural walls and wall piers. *Proceedings of the 17th World Conference on Earthquake Engineering (17WCEE)*. Sendai, Japan.
- [25] Massone LM, Sayre BL, Wallace JW (2017) Load-deformation responses of slender structural steel reinforced concrete walls. *Engineering Structures*. 140:77-88.
- [26] KAWASHIMA K, HOSOIRI K, SHOJI G, SAKAI J-i (2001) Effect of unbonding of main reinforcements at plastic hinge region for enhancing ductility of reinforced concrete bridge columns. *Doboku Gakkai Ronbunshu*. (689):45-64.
- [27] Priestley MN, Seible F, Calvi GM. (1996) Seismic design and retrofit of bridges. John Wiley & Sons.
- [28] Paulay T, Priestley MN. (1992) Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings. Wiley New York.
- [29] Standards New Z. NZS 3101 (2006) *Concrete structures standard*. Amendment 3 ed. Wellington, New Zealand: Standards New Zealand.
- [30] Patel V, Van B, Henry R, Clifton G (2015) Effect of reinforcing steel bond on the cracking behaviour of lightly reinforced concrete members. *Construction and Building Materials*. 96:238-47.
- [31] Rosso A, Jiménez-Roa LA, De Almeida JP, Zuniga APG, Blandón CA, Bonett RL, et al. (2018) Cyclic tensile-compressive tests on thin concrete boundary elements with a single layer of reinforcement prone to out-of-plane instability. *Bulletin of Earthquake Engineering*. 16(2):859-87.
- [32] Haro AG, Kowalsky M, Chai Y, Lucier GW (2018) Boundary elements of special reinforced concrete walls tested under different loading paths. *Earthquake Spectra*. 34(3):1267-88.
- [33] Hilson C, Segura C, Wallace J. (2014) Experimental study of longitudinal reinforcement buckling in reinforced concrete structural wall boundary elements. *Tenth US National Conference on Earthquake Engineering*.
- [34] Paulay T, Priestley MJN. (1992) Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings. John Wiley and Sons.
- [35] Patel VJ, Van BC, Henry RS, Clifton GC (2015) Effect of reinforcing steel bond on the cracking behavior of lightly reinforced concrete members. *Construction and Building Materials*. 96(2):238-47. 10.1016/j.conbuildmat.
- [36] Mohle J. (2015) *Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings*. McGraw-Hill Education.