

## The effect of concrete strength on the performance of the external concrete beam-to-column joint reinforced by fiber-reinforced-polymers (FRP) using the near-surface-mounted method (NSM)

Maryam Jalaeian-Zaferani <sup>1</sup>, Hashem Shariatmadar <sup>2\*</sup>

1- Ph.D Student, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, Ferdowsi University of Mashhad (FUM), Mashhad, Iran

2- Professor, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, Ferdowsi University of Mashhad (FUM), Mashhad, Iran

### ABSTRACT

Beam-to-column joints in reinforced concrete structures play an essential role in the overall behavior of the structure. Therefore, it seems necessary to strengthen joints that have been damaged over time under various loads or designed only based on gravity loads. Nowadays, shear retrofitting of joints with fiber-reinforced-polymers (FRP) has attracted the attention of researchers. Since the shear force applied to the joint is transferred by the truss mechanism formed by horizontal and vertical bars and also the compressive strength of the concrete, so the concrete of the joint plays the main role in the shear capacity before retrofitting by FRP materials. In this study, 7 reinforced concrete external joint specimens were designed and constructed on a scale of 2/3 and in two concrete compressive strength groups of 30 and 42 MPa. Seismic criteria were not considered in these joints. Two specimens were damaged up to 1.5% drift and the other two specimens up to 3% drift, and then retrofitted with FRP materials by Near Surface Mounted (NSM) method. Of the other three specimens, one with and two without considering seismic criteria as control specimens were subjected to cyclic loading at two levels of concrete strength. The purpose of considering two different levels of concrete strength was to investigate the effect of increasing concrete strength within the normal range of engineering on the performance of the NSM-retrofitted joint. As the results show, damaged retrofitted specimens with concrete compressive strength of 42 MPa were able to increase the bearing capacity of the joint by 12% compared to the seismic control specimen with concrete compressive strength of 30 MPa. Also, the increase in concrete strength by 12 MPa caused a 20, 40, and 65 percent increase in the bearing capacity, hardness, and energy dissipation ability of the NSM retrofitted specimens, respectively.

### ARTICLE INFO

**Receive Date:** 16 February 2023

**Revise Date:** 24 May 2023

**Accept Date:** 16 June 2023

### Keywords:

Reinforced concrete beam to column joint  
NSM method  
concrete compressive strength  
cyclic loading  
damage index

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: <https://doi.org/10.22065/jsce.2023.385104.3033>

\*Corresponding author: Hashem Shariatmadar.

Email address: shariatmadar@um.ac.ir

## تأثیر مقاومت بتن بر عملکرد اتصال خارجی بتن آرمه مقاوم‌سازی شده با پلیمرهای مسلح شده با الیاف (FRP) به روش نصب در نزدیک سطح (NSM)

مریم جلائیان زعفرانی<sup>۱</sup>، هاشم شریعتمدار<sup>۲\*</sup>

۱- دانشجوی دکتری، گروه عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد، مشهد، ایران

۲- استاد، گروه عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد، مشهد، ایران

### چکیده

اتصالات تیر به ستون در سازه‌های بتن‌آرمه نقشی اساسی در رفتار کلی سازه ایفا می‌کنند. بنابراین نیاز به مقاوم‌سازی اتصالاتی که در طول زمان تحت بارگذاری‌های مختلف دچار آسیب شده‌اند و یا تنها بر اساس بارهای ثقلی طراحی شده‌اند، ضروری به نظر می‌رسد. امروزه تقویت برشی اتصالات با پلیمرهای مسلح شده با الیاف (FRP) مورد توجه محققین قرار گرفته است. از آنجا که نیروی برشی وارد شده به اتصال توسط مکانیزم خرابی تشکیل شده توسط میلگردهای افقی و قائم و همچنین نیروی فشاری بتن منتقل می‌شود، قبل از تقویت توسط مصالح FRP بتن اتصال نقش اصلی را در ظرفیت برشی ایفا می‌کند. در این مطالعه ۷ نمونه‌ی اتصال خارجی بتن‌آرمه در مقیاس ۲/۳ و در دو گروه مقاومتی بتن ۳۰ و ۴۲ مگاپاسکال طراحی و ساخته شد. در این اتصالات ضوابط لرزه‌ای در نظر گرفته نشد. دو نمونه تا تغییر مکان نسبی ۱/۵ و دو نمونه‌ی دیگر تا تغییر مکان نسبی ۳ درصد خسارت و سپس با مصالح FRP به روش نصب در نزدیک سطح (NSM) تقویت شدند. از سه نمونه‌ی دیگر، یکی با و دو نمونه بدون در نظر گرفتن ضوابط لرزه‌ای به عنوان نمونه‌های کنترل در دو سطح مقاومتی بتن، تنها تحت بارگذاری چرخه‌ای قرار گرفتند. هدف از در نظر گرفتن دو سطح مقاومت بتن متفاوت، بررسی تأثیر افزایش مقاومت بتن در محدوده‌ی نرمال مهندسی بر عملکرد اتصال مقاوم‌سازی شده به روش NSM بود. مطابق با یافته‌های این پژوهش، نمونه‌های تقویت شده‌ی خسارت دیده با مقاومت فشاری بتن ۴۲ مگاپاسکال توانستند ظرفیت باربری اتصال را تا ۱۲ درصد نسبت به نمونه‌ی کنترل لرزه‌ای با مقاومت فشاری بتن ۳۰ مگاپاسکال افزایش دهند. همچنین افزایش در مقاومت بتن به اندازه‌ی ۱۲ مگاپاسکال، سبب افزایش ۲۰، ۴۰ و ۶۵ درصدی به ترتیب در ظرفیت باربری، سختی و توانایی اتلاف انرژی نمونه‌های تقویت شده به روش NSM شد.

کلمات کلیدی: اتصال تیر به ستون بتن‌آرمه، روش NSM، مقاومت فشاری بتن، بارگذاری چرخه‌ای، شاخص خسارت

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	<a href="https://doi.org/10.22065/jsce.2023.385104.3033">https://doi.org/10.22065/jsce.2023.385104.3033</a>	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	<a href="https://doi.org/10.22065/jsce.2023.385104.3033">10.22065/jsce.2023.385104.3033</a>	۱۴۰۲/۱۲/۲۹	۱۴۰۲/۰۳/۲۶	۱۴۰۲/۰۳/۲۶	۱۴۰۲/۰۳/۰۳	۱۴۰۱/۱۱/۲۷
هاشم شریعتمدار shariatmadar@um.ac.ir					*نویسنده مسئول: پست الکترونیکی:	

## ۱- مقدمه

از اواسط دهه‌ی ۱۹۶۰، آزمایشات تجربی و مطالعات تحلیلی متعددی برای بررسی عملکرد اتصالات تیر به ستون در سازه‌های بتن‌آرمه (RC) تحت بارگذاری جانبی انجام شده است. توجه به مقاوم‌سازی اتصالات و روش‌های موثر برای بالا بردن عملکرد اتصالات نیز مورد توجه محققین قرار گرفته است. از طرفی نقص در طراحی اتصالات در سازه‌هایی که تنها بر مبنای بارهای ثقلی طراحی شده‌اند موجب شده است تا این سازه‌ها در طول زمان و بر اثر زلزله‌های گذشته دچار آسیب شوند. بنابراین برای بالا بردن عملکرد آنها و برطرف کردن نقص‌های موجود، استفاده از روش‌های مقاوم‌سازی مورد توجه قرار گرفته است. یکی از این روش‌ها استفاده از پلیمرهای مسلح شده با الیاف<sup>۱</sup> (FRP) است. این مواد به دلیل نسبت مقاومت به وزن بالا، دوام بالا و راحتی اجرا نسبت به روش‌های سنتی مقاوم‌سازی نظیر استفاده از ژاکت بتنی و فولادی، در بحث مقاوم‌سازی کاربرد بیشتری دارد. از آنجا که رفتار اتصالات تیر به ستون به عنوان یک عضو موثر در رفتار کلی سازه تاثیرگذار است، مطالعات زیادی در رابطه با عوامل موثر در مقاومت برشی چشمه اتصال صورت پذیرفته است. از جمله می‌توان به مطالعه کیم و لافاوا<sup>۲</sup> [۱] بر روی بررسی پارامترهای موثر بر رفتار برشی اتصال در اتصالات دو بعدی اشاره کرد. مطابق مطالعه‌ی آنها، مقاومت فشاری بتن به عنوان موثرترین پارامتر در رفتار تنش و کرنش اتصال و عامل اصلی در مقاومت برشی اتصال بود. وینسنت و ازبکالوقلو<sup>۳</sup> [۲] نیز به بررسی رفتار سلیندرهای بتنی با مقاومت‌های بتن ۳۵، ۴۵ و ۶۵ و ۱۰۰ مگاپاسکال که با CFRP<sup>۴</sup> محصور شده و تحت بارگذاری محوری فشاری قرار گرفته بودند پرداختند. آنها دریافتند که نمونه‌های با مقاومت بتن بالا و فوق بالا رفتار فشاری شکل‌پذیرتری از خود نشان می‌دهند. لی و لیونگ<sup>۵</sup> [۳] با مطالعه بر روی اتصالات میان‌تیر بارگذاری جانبی چرخه‌ای<sup>۶</sup>، دریافتند که هر چه مقاومت بتن افزایش یابد مقاومت اتصال نیز افزایش می‌یابد و در نتیجه می‌توان از میلگردهای با قطر بیشتر جهت تقویت استفاده کرد. موستوفی‌نژاد و حاج رسولیها [۴] با در نظر گرفتن چهار سطح مقاومتی برای تیرهای بتنی (۳۰، ۴۵، ۶۲ و ۷۵ مگاپاسکال)، به بررسی تاثیر افزایش مقاومت فشاری بتن در عملکرد تیرهای بتنی مقاوم‌سازی شده با FRP پرداختند. در مطالعه‌ی آنها، با افزایش مقاومت فشاری بتن عملکرد سیستم تقویت بهتر و پدیده‌ی جداسازی FRP از سطح بتن و گسیختگی آن کمتر شد. ده‌کوردی، موستوفی‌نژاد و علائی [۵] عوامل مختلف از جمله تاثیر افزایش مقاومت فشاری بتن بر روی عملکرد لرزه‌ای اتصالات خارجی بتن‌آرمه را مورد بررسی قرار دادند. آنها دو سطح مقاومتی ۳۰ و ۷۰ مگاپاسکال برای بتن انتخاب کردند که بتن با مقاومت فشاری بالاتر توانست به نحو مطلوب‌تری عملکرد لرزه‌ای اتصال را بهبود بخشد. سبزی و همکاران [۶] نیز دو سطح مقاومت فشاری برای بتن در نظر گرفتند، بتن با مقاومت فشاری نرمال (۲۵ مگاپاسکال) و بتن با مقاومت فشاری بالا (۵۰ مگاپاسکال). سپس تیرهای مقاوم‌سازی شده با FRP را مورد بررسی قرار دادند و مشاهده کردند که تیر با مقاومت بتن بالا ظرفیت باربری بالاتری از خود نشان داد. همان‌طور که مشاهده شد در مطالعاتی که به منظور بررسی تاثیر مقاومت فشاری بتن بر عملکرد اتصالات صورت گرفته بود، نکته قابل توجه در نظر گرفتن بتن‌های با سطوح مقاومتی نرمال، بالا و فوق بالا است. اما در عمل ممکن است علی‌رغم طراحی یک عضو سازه‌ای بتنی با یک سطح مقاومتی مشخص، با شرایطی در کارگاه مواجه شد که مقاومت بتن در محدوده نرمال مهندسی به حد مقاومت طراحی نرسد یا بیشتر شود. در این صورت تاثیر این میزان افزایش یا کاهش در مقاومت بتن در عملکرد عضو سازه‌ای مورد توجه قرار می‌گیرد.

یکی از روش‌های محبوب در تقویت اعضای بتن‌آرمه با مصالح FRP، روش نصب در نزدیک سطح<sup>۷</sup> (NSM) می‌باشد که علاوه بر محدود کردن نقص‌های روش‌های مرسوم قبلی، به دلیل آسانی اجرا مورد توجه واقع شده است. در این روش میلگردهای FRP درون شیارهای از پیش تعیین شده در پوشش بتن قرار گرفته می‌شود و در نتیجه از عوامل محیطی مخرب نیز در امان می‌ماند. برای مثال اکبرزاده بنگر و همکاران [۷] تیرهای عمیق بتن مسلح را با استفاده از مصالح CFRP به دو روش EBR و NSM تقویت کردند و دریافتند

<sup>1</sup> Fiber Reinforced Polymer (FRP)

<sup>2</sup> Kim and Lafave

<sup>3</sup> Vincent and Ozbakkaloglu

<sup>4</sup> Carbon FRP

<sup>5</sup> Li. and Leong

<sup>6</sup> Cyclic Loading

<sup>7</sup> Near Surface Mounted (NSM)

که روش NSM در افزایش ظرفیت باربری و تغییر شکل نهایی تیر نسبت به روش EBR موثرتر بود. در پژوهشی دیگر ونگ و همکاران<sup>۸</sup> [۸] از میلگردهای FRP در محل اتصال خارجی استفاده کردند و با استفاده از این روش توانستند به صورت موثری مفصل پلاستیک را از نزدیکی بر ستون دور کنند و مود شکست را به مود شکست خمشی تغییر دهند. پروتا و همکاران<sup>۹</sup> [۹] نیز با ترکیب روش NSM و دورپیچ FRP در محل اتصال میانی توانستند شکست را از ستون‌ها دور و به ناحیه‌ی اتصال منتقل کنند. شمالی و همکاران [۱۰] با بررسی تحلیلی رفتار تیرهای بتن مسلح که با روش NSM تقویت برشی شدند، دریافتند که با کاهش مقاومت برشی بتن احتمال جداشدگی نوارهای FRP از سطح بتن بیشتر است. الزوبی و همکاران<sup>۱۰</sup> [۱۱] تیرهای بتن مسلح با مقاومت‌های فشاری بتن مختلف (پایین، متوسط و بالا) را با نوارهای CFRP به روش NSM تقویت کردند. مطابق پژوهش آنها، افزایش مقاومت فشاری بتن، سبب کاهش تاثیر روش مقاوم‌سازی NSM بر روی بهبود ظرفیت نهایی تیر شد. با این حال روش مقاوم‌سازی NSM در جلوگیری از پدیده جداشدگی مصالح FRP از سطح بتن موفق بود. هاویله و همکاران<sup>۱۱</sup> [۱۲] نیز تاثیر میلگردهای CFRP به روش NSM را بر روی افزایش مقاومت برشی تیرهای بتن مسلح با عمق‌ها و مقاومت‌های فشاری مختلف بتن مورد بررسی قرار دادند. بر طبق یافته‌های این پژوهش نیز، سهم مقاومت برشی بتن بعد از تقویت تیر به روش NSM، در تیرهای با مقاومت فشاری بتن معمولی نسبت به تیرهای با مقاومت فشاری بتن بالاتر بیشتر بود. با وجود اینکه روش NSM امروزه کاربرد گسترده‌ای یافته و مطالعات زیادی بر روی مقاوم‌سازی اعضای سازه‌ای بتن‌آرمه به این روش انجام شده است، اما در زمینه‌ی ترمیم و تقویت اتصالات خارجی بتن‌آرمه‌ی خسارت دیده به روش NSM مطالعات بسیار محدودی انجام شده است که نیاز به پژوهش بیشتر در این زمینه وجود دارد. در پژوهش حاضر ۷ نمونه‌ی اتصال خارجی بتن‌آرمه در مقیاس ۲/۳ با دو سطح مقاومتی بتن متفاوت اما در محدوده‌ی نرمال مهندسی طراحی و ساخته شد. در گروه اول سه نمونه با سطح مقاومت فشاری بتن ۴۲ مگاپاسکال و در گروه دوم چهار نمونه‌ی دیگر با سطح مقاومت فشاری بتن ۳۰ مگاپاسکال قرار گرفت. از هر گروه دو نمونه با قرارگیری در معرض بارگذاری چرخه‌ای تا تغییر مکان‌های نسبی مشخص خسارت دید. در گروه با مقاومت فشاری بتن ۳۰ مگاپاسکال دو نمونه‌ی کنترل یکی با در نظر گرفتن ضوابط لرزه‌ای در محل چشمه اتصال به عنوان نمونه‌ی کنترل لرزه‌ای<sup>۱۲</sup> (S) و یک نمونه بدون در نظر گرفتن ضوابط لرزه‌ای در محل چشمه اتصال به عنوان نمونه‌ی کنترل غیرلرزه‌ای<sup>۱۳</sup> (NS) باقی ماند. در گروه با مقاومت فشاری بتن ۴۲ مگاپاسکال نیز تنها یک نمونه‌ی کنترل غیرلرزه‌ای (NS) وجود داشت. سپس نمونه‌های خسارت دیده با استفاده از میلگردهایی از جنس پلیمرهای مسلح شده با الیاف شیشه‌ای<sup>۱۴</sup> (GFRP) به روش NSM ترمیم و تقویت شد و در نهایت تا تغییر مکان نسبی ۵ درصد (معادل دو برابر تغییر مکان نسبی مجاز آیین نامه ایران [۱۳])، تحت بارگذاری چرخه‌ای قرار گرفت. هدف اصلی این مطالعه بررسی تاثیر افزایش مقاومت فشاری بتن در محدوده‌ی نرمال مهندسی بر روی عملکرد اتصال ترمیم و تقویت شده با FRP به روش NSM است. نتایج این مطالعه در غالب جدول و منحنی‌های پاسخ ارائه شد و در نهایت مورد ارزیابی و مقایسه قرار گرفت.

## ۲- برنامه آزمایش

### ۲-۱- نمونه‌های آزمایش شده

#### ۲-۱-۱- نمونه‌های غیرلرزه‌ای (NS (Non-Seismic)

نمونه‌های اتصال که در این مقاله استفاده شد مربوط به طبقه‌ی سوم از یک ساختمان پنج طبقه‌ی بتن‌آرمه با سیستم قاب خمشی متوسط بود که برای منطقه با خطر لرزه‌خیزی زیاد مطابق با آیین نامه نهم مقررات ملی ساختمان [۱۴] طراحی شد. ابعاد مقطع

<sup>8</sup> Wang et.al

<sup>9</sup> Prota et.al

<sup>10</sup> Al-zu'bi et.al

<sup>11</sup> Hawileh et.al

<sup>12</sup> Seismic Specimen (S)

<sup>13</sup> Non-Seismic Specimen (NS)

<sup>14</sup> Glass FRP

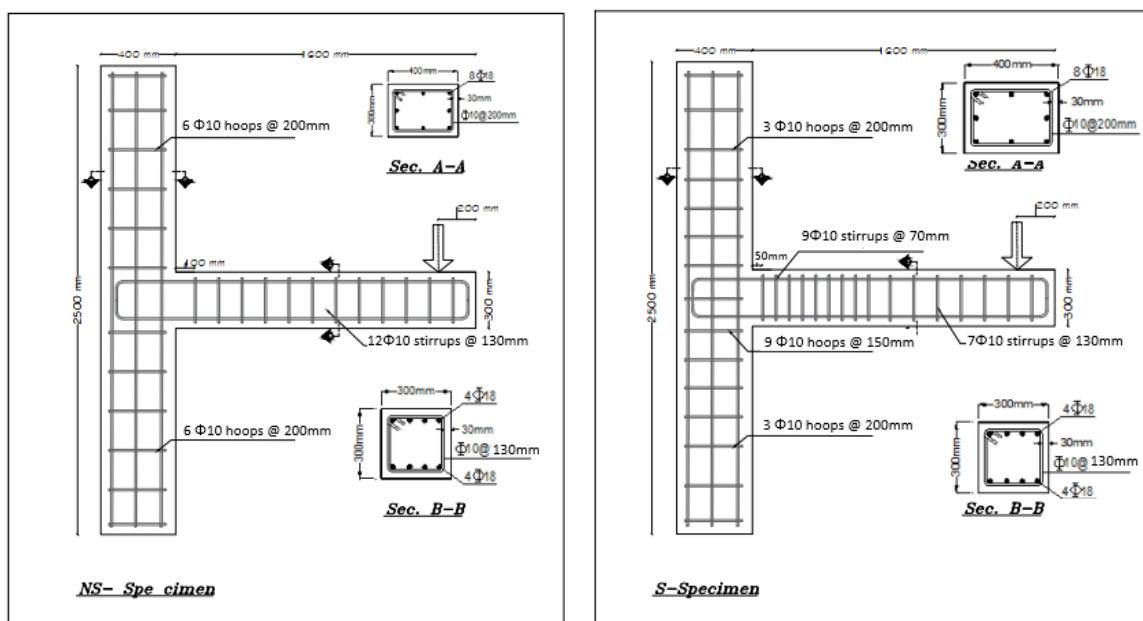
تیر و ستون در مقیاس ۲/۳ به ترتیب ۳۰۰×۳۰۰ و ۴۰۰×۳۰۰ میلی متر بود. طول تیر از وسط دهانه تا کنار ستون ۱۴۰۰ میلی متر و طول ستون از وسط ارتفاع طبقه پایین تا وسط ارتفاع طبقه بالا ۲۵۰۰ میلی متر بود. با در نظر گرفتن شرط تیر ضعیف- ستون قوی، از آرماتورهای طولی ۸Ø۱۸ در ستون و ۸Ø۱۸ در دو ردیف در تیر استفاده شد. آرماتورهای طولی تیر به صورت ۹۰ درجه در داخل اتصال مهار شدند.

از آنجا که این نمونه مبین اتصال غیرلرزه‌ای (NS) می‌باشد، در هسته‌ی این اتصال از هیچ نوع خاموت عرضی محصور کننده استفاده نشد. جزئیات این نمونه‌ی آزمایشگاهی در شکل ۱- الف نشان داده شده است. مطابق شکل از فاصله‌ی ۱۰۰ میلی متری از بر ستون، میلگردهای عرضی Ø۱۰ به فاصله‌های ۱۳۰ میلی متری تا انتهای تیر قرار گرفتند. همچنین میلگردهای عرضی Ø۱۰ در فواصل ۲۰۰ میلی متری همه‌ی ارتفاع ستون به جز ناحیه‌ی اتصال را در بر گرفتند.

از مجموع شش نمونه‌ی غیرلرزه‌ای (NS)، سه نمونه با مقاومت فشاری بتن ۳۰ مگاپاسکال و سه نمونه با مقاومت فشاری بتن ۴۲ مگاپاسکال طراحی و ساخته شد.

### ۲-۱-۲- نمونه لرزه‌ای (Seismic) S

این نمونه تنها به دلیل مقایسه‌ی رفتار لرزه‌ای و غیرلرزه‌ای تحت بار چرخه‌ای آزمایش شد. جزئیات نمونه‌ی آزمایشگاهی S در شکل ۱- ب آمده است. تنها تفاوت این نمونه با نمونه‌ی NS در جزئیات خاموت گذاری بود. خاموت‌های ستون در ناحیه‌ی اتصال و در مناطق بحرانی بالا و پایین اتصال (بر اساس ضوابط آیین نامه نهم مقررات ملی ساختمان [۱۴]) به فاصله‌ی ۱۵۰ میلی متری از هم قرار گرفتند و برای بقیه‌ی ارتفاع ستون این فواصل به ۲۰۰ میلی متر افزایش یافت. فولادهای عرضی تیر (Ø۱۰) از ۵۰ میلی متری بر ستون آغاز و به فواصل ۷۰ میلی متری در طول ۶۰۰ میلی متر (ناحیه بحرانی معادل دو برابر ارتفاع تیر [۱۴]) از بر ستون به سمت وسط تیر ادامه یافت و برای طول باقیمانده‌ی تیر این فواصل به ۱۳۰ میلی متر افزایش پیدا کرد.



NS نمونه (الف)

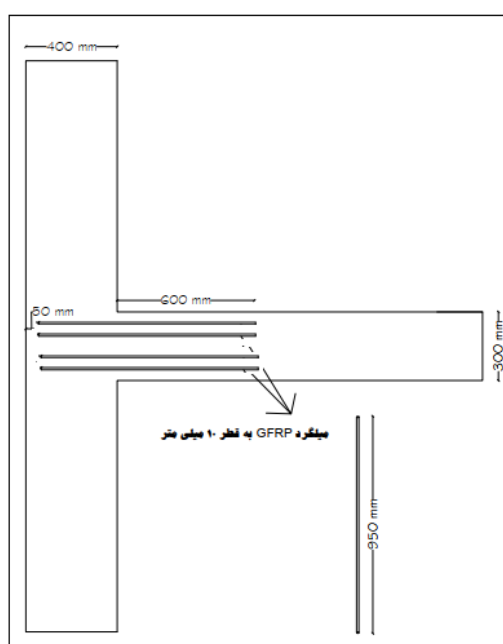
S نمونه (ب)

شکل ۱: ابعاد و جزئیات نمونه‌ها

۳-۱-۲- نمونه‌های غیرلرزه‌ای خسارت دیده‌ی ترمیم شده<sup>۱۵</sup>

از مجموع شش نمونه‌ی NS، چهار نمونه در دو سطح مختلف خسارت دیدند. سطوح مختلف خسارت بر اساس نتایج حاصل از بارگذاری نمونه‌های کنترل و همچنین مطابق با FEMA 356 [۱۵] انتخاب شد. به این شکل که دو نمونه تا تغییرمکان نسبی ۱/۵ درصد و دو نمونه تا تغییرمکان نسبی ۳ درصد به ترتیب مطابق با سطوح عملکرد ایمنی جانی<sup>۱۶</sup> (LS) و حد فروپاشی<sup>۱۷</sup> (CP) تحت بارگذاری چرخه‌ای قرار گرفتند. دو نمونه‌ی دیگر از نمونه‌های غیرلرزه‌ای به همراه تنها نمونه‌ی لرزه‌ای به عنوان نمونه‌های کنترل برای بتن‌های با مقاومت فشاری ۴۲ و ۳۰ مگاپاسکال بدون ایجاد خسارت اولیه تا تغییرمکان نسبی ۵ درصد بارگذاری شدند.

نمونه‌های خسارت دیده با استفاده از مواد مرکب FRP به روش NSM مطابق با شکل ۲ ترمیم و تقویت شدند. در طرح تقویت پیشنهادی (طرح B) از میلگردهای GFRP به قطر ۱۰ میلی‌متر داخل شیارهایی بر روی دو وجه اتصال و در راستای تیر به روش NSM استفاده شد.



شکل ۲: شمایی از طرح تقویت پیشنهادی (طرح B)

## ۴-۱-۲- نحوه نامگذاری نمونه‌های آزمایش شده

در این آزمایش نمونه‌ها به شکل زیر نامگذاری شدند:

تنها نمونه‌ی لرزه‌ای به صورت S-30 نشان داده شد که S به معنای طراحی لرزه‌ای و ۳۰ مقدار مقاومت فشاری بتن نمونه است. همچنین نمونه‌های مقاوم‌سازی شده به صورت NS-A-RX%-B نامگذاری شد که در آن NS به معنای طرح غیرلرزه‌ای، A معرف مقاومت فشاری بتن، X میزان خسارت اولیه و B معرف طرح تقویت NSM می‌باشد. لازم به ذکر است R نشان دهنده نمونه‌ی ترمیم شده است.

<sup>15</sup> Damaged-Repaired & Retrofitted Specimens

<sup>16</sup> Life Safety (LS)

<sup>17</sup> Collapse Prevention (CP)

## ۲-۲- مشخصات مصالح مصرفی

مقاومت فشاری بتن و مقاومت کششی میلگردهای فولادی بر اساس گزارش آزمایش نمونه‌های آزمایشگاهی و همچنین مشخصات میلگردهای GFRP بر اساس گزارش ارائه شده توسط شرکت تولید کننده، در جدول ۱ آمده است. لازم به ذکر است که جهت چسباندن میلگردها داخل شیار، از چسب‌های مخصوص خمیری شکل که دارای دو جزء رزین اپوکسی و سخت کننده به نسبت ۳ به ۱ بود استفاده شد. شکل ۳ نمایی از میلگردهای تقویت GFRP و چسب‌های مورد استفاده جهت نصب به روش NSM را نشان می‌دهد.



شکل ۳: میلگردهای GFRP و چسب مورد استفاده در روش تقویت NSM

## جدول ۱. مشخصات مکانیکی مصالح مصرفی در پژوهش

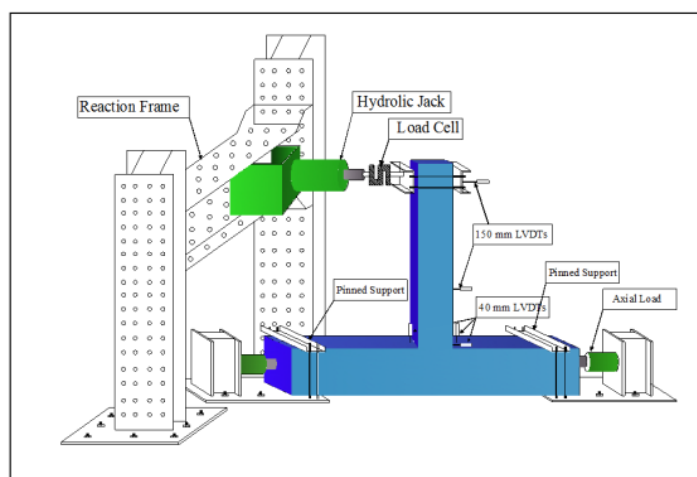
مشخصات کششی میلگردهای فولادی						
قطر میلگرد (mm)			F <sub>y</sub> (MPa)	F <sub>u</sub> (MPa)		
۱۰			۵۱۰	۶۵۱/۷		
۱۸			۵۳۳	۶۹۶		
مقاومت بتن f <sub>c</sub> (MPa)						
NS-42	NS-30	S-30	NS-42-R1.5%-B	NS-42-R3%-B	NS-30-R1.5%-B	NS-30-R3%-B
۴۲/۸	۳۰/۵	۳۰/۴	۳۸/۷	۳۹/۵	۳۰/۱	۲۹/۴
مشخصات میلگرد GFRP						
قطر (mm)	مقاومت تسلیم f <sub>yk</sub> (MPa)	مقاومت کششی نهایی f <sub>tk</sub> (MPa)	مدول الاستیسیته کششی E (MPa)			
۱۰	تسلیم اتفاق نمی‌افتد	≥ ۱۰۰۰	۶۰۰۰			
رزین اپوکسی				QUANTOM® EPR301		

۳-۲- ستاپ آزمایش و تاریخچه بارگذاری<sup>۱۸</sup>

در این آزمایش برای بارگذاری راحت تر و حفظ تعادل نمونه ی آزمایشگاهی، تیر و ستون به اندازه ۹۰ درجه چرخید و بارگذاری بر روی تیر انجام شد. شکل ۴ شرایط تکیه گاهی در دو انتهای ستون و شکل ۵ شرایط آزمایشگاهی و برپایی آزمایش به صورت شماتیک را نشان می دهد. مطابق شکل ۴ نقاط تکیه گاهی در نمونه همان نقاط عطف منحنی لنگر است که بر اثر بارگذاری جانبی بر روی قاب واقعی ایجاد شده است. در این آزمایش از یک جک دستی با ظرفیت ۱۵ تن برای ایجاد نیروی محوری ثابت بر روی ستون و یک جک هیدرولیکی خودکار با ظرفیت ۵۰ تن برای بارگذاری رفت و برگشتی در انتهای تیر استفاده شد.



شکل ۴: نحوه ایجاد تکیه گاه مناسب در دو انتهای ستون

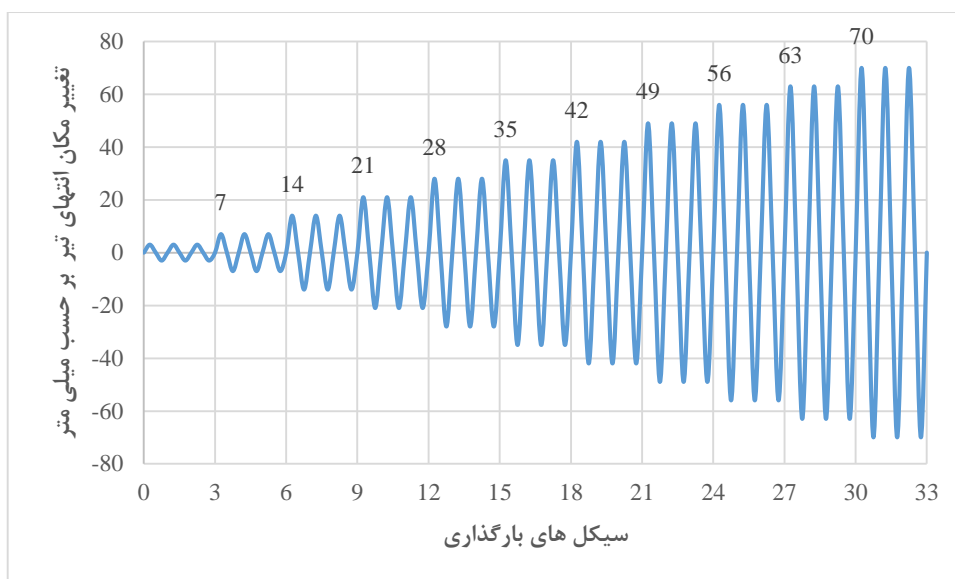


شکل ۵: شرایط آزمایشگاهی و برپایی آزمایش به صورت شماتیک

شکل ۶ بارگذاری در انتهای تیر را نشان می دهد که به صورت رفت و برگشتی تناوبی و در دریفتهای ۰/۵، ۱، ۱/۵، ۲، ۲/۵، ۳، ۳/۵، ۴، ۴/۵ و ۵ درصد به سازه وارد گردید.

<sup>18</sup> Test setup and the applied loading history





شکل ۶: تاریخچه بارگذاری بر اساس سیکل - تغییر مکان

#### ۲-۴- روش آماده سازی نمونه ها

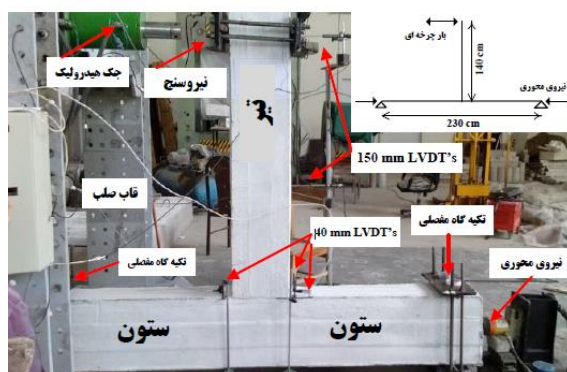
در این آزمایش ترک های ریز ایجاد شده در نمونه های خسارت دیده ابتدا توسط ملات سیمانی و رزین اپوکسی پر شد. برای این کار از تجهیزات تزریق هیدرولیکی استفاده شد و تزریق تا پر شدن کامل ترک ادامه یافت. روش مقاوم سازی نیز بدین صورت بود که ابتدا شیارهایی به عرض و عمق ۲۰ میلی متر در راستای مورد نظر ایجاد شد، سپس این شیارها از چسب مخصوص دو جزئی پر شد و در آخر میلگردهای GFRP با فشار در این شیارها قرار گرفت (شکل ۷). در نهایت آزمایش بر روی نمونه ها پس از گذشت ۷ روز صورت پذیرفت.



شکل ۷: نحوه تقویت نمونه ها به روش NSM

۵-۲- ابزار دقیق و دستیابی به داده‌ها<sup>۱۹</sup>

در این آزمایش از دو نوع تغییرمکان سنج (LVDT) استفاده شد. ۱۵۰ میلی‌متری برای اندازه‌گیری تغییرمکان انتهای تیر در محل بارگذاری جانبی و در ارتفاع ۶۰۰ میلی‌متری تیر از بر ستون برای اندازه‌گیری انحنای تیر استفاده شد. ۴۰ میلی‌متری نیز برای اندازه‌گیری چرخش اتصال در پای تیر و روی ستون در مجاورت اتصال استفاده شد. این تغییرمکان سنج‌ها، توسط کابل به دستگاه ثبت داده‌ها متصل شدند. مقدار بار وارد بر نمونه (نیروی محوری ستون و بار وارده در انتهای تیر) توسط یک نیروسنج S شکل با ظرفیت ۲۰ تن اندازه‌گیری و ثبت شد. برپایی آزمایش به صورت واقعی در شکل ۸ نشان داده شده است.



شکل ۸: شرایط آزمایشگاهی و برپایی آزمایش به صورت واقعی

## ۳- نتایج آزمایش

در این قسمت نتایج آزمایش بر روی نمونه‌های اتصال تیر به ستون ارائه و مورد ارزیابی قرار گرفته است.

۳-۱- نمودارهای چرخه‌ای<sup>۲۱</sup>

نمودارهای چرخه‌ای مربوط به هر نمونه که نشان دهنده تغییرمکان انتهای تیر در مقابل بارگذاری رفت و برگشتی در همان نقطه است در شکل‌های ۹- الف تا چ نشان داده شده است. شکل‌های ۹- الف تا پ که به ترتیب مربوط به نمودارهای چرخه‌ای نمونه‌های کنترل NS-42، NS-30 و S-30 است، نشان می‌دهد در هر سه نمونه‌ی کنترل تا تغییرمکان نسبی ۰/۵ درصد (حد ترک خوردگی)، رفتار نمونه‌ها الاستیک خطی بود. پدیده باریک شونده‌گی<sup>۲۲</sup> نمودار چرخه‌ای که به دلیل باز و بسته شدن ناگهانی ترک‌ها اتفاق می‌افتد در نمونه NS-42 نسبت به نمونه‌های کنترل NS-30 و S-30 کمتر بود. در نمونه NS-30 مقاومت بعد از رسیدن به حداکثر مقدار خود در تغییرمکان نسبی پایین‌تر و با شیب بیشتری نسبت به نمونه‌های کنترل NS-42 و S-30 افت کرد. در نتیجه طول پله خمیری<sup>۲۳</sup> که نشان دهنده شکل‌پذیری است در این نمونه کمتر از دو نمونه کنترل دیگر بود. در واقع دو نمونه‌ی کنترل NS-42 و S-30 از نظر شیب افت مقاومت و طول پله‌ی خمیری، مشابه بودند. در بین سه نمونه کنترل فوق بیشترین ظرفیت باربری مربوط به نمونه‌ی S-30 (۸۵/۶۲ کیلو نیوتن) بود و ظرفیت باربری نمونه‌ی NS-42 نیز به میزان ناچیزی از ظرفیت باربری نمونه‌ی NS-30 بالاتر بود.

<sup>19</sup> Instrumentation and data recording

<sup>20</sup> Linear Variable Differential Transformer (LVDT)

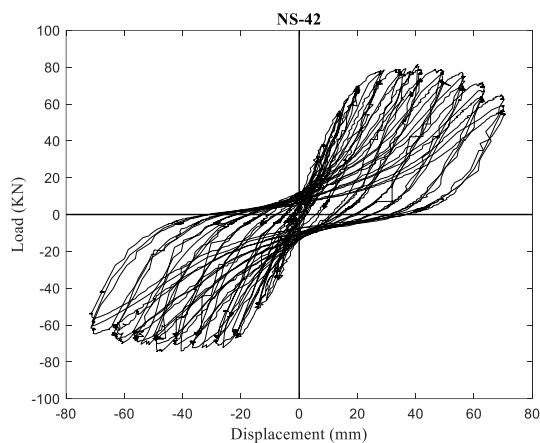
<sup>21</sup> Hysteresis curves

<sup>22</sup> Pinching

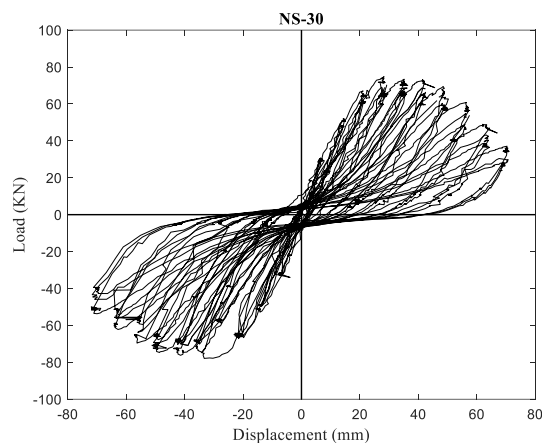
<sup>23</sup> Strength Plateau

شکل‌های ۹-ت و ۹-ث به ترتیب مربوط به نمودار چرخه‌ای نمونه‌های مقاوم‌سازی شده با خسارت اولیه ۱/۵ درصد و مقاومت فشاری بتن ۴۲ و ۳۰ مگاپاسکال است. مقایسه این دو نمودار نشان داد که در نمونه‌ی با مقاومت فشاری بتن بالاتر، حلقه‌های نمودار چرخه‌ای چاق تر و در نتیجه توانایی استهلاک انرژی آن بالاتر بود. همچنین پدیده‌ی باریک شونده‌ی نمودار چرخه‌ای و شیب افت مقاومت در نمونه‌ی با مقاومت فشاری بتن بالاتر بسیار کمتر از نمونه‌ی با مقاومت فشاری پایین تر بود. از نظر ظرفیت باربری نیز نمونه‌ی با مقاومت فشاری بتن ۴۲ مگاپاسکال توانست عملکرد بهتری از نمونه‌ی مشابه با مقاومت فشاری بتن ۳۰ مگاپاسکال داشته باشد (۳۰٪+). همچنین طول پله‌ی خمیری در نمونه‌ی با مقاومت فشاری بتن بالاتر بیشتر بود. نمونه‌ی با خسارت اولیه‌ی ۱/۵ درصد و بتن با مقاومت ۴۲ مگاپاسکال (NS-42-R1.5%-B)، مطابق شکل ۹-ت توانست ظرفیت باربری را نسبت به نمونه کنترل NS-42 (شکل ۹-الف) ۱۶ درصد در کشش و ۳۵ درصد در فشار افزایش دهد. اما با افزایش خسارت اولیه از ۱/۵ به ۳ درصد، طول پله‌ی خمیری کمتر و همچنین شیب افت مقاومت بیشتر شد. همان‌طور که در شکل‌های ۹-ث و ۹-ج مشاهده می‌شود (نمونه‌های NS-30-R1.5%-B و NS-30-R3%-B)، با افزایش خسارت اولیه از ۱/۵ به ۳ درصد، طول پله‌ی خمیری نسبت به نمونه‌ی کنترل NS-30 کاهش و شیب افت مقاومت افزایش یافت.

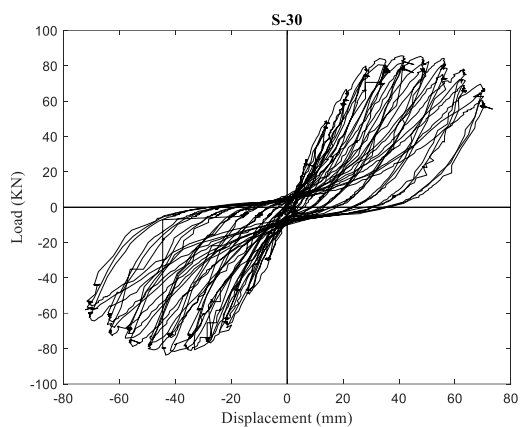
مشاهدات فوق بیان می‌کند علی‌رغم موفقیت روش تقویت NSM در عملکرد اتصال غیرلرزه‌ای که در حد متوسط خسارت دیده، در خسارت‌های اولیه شدیدتر (۳ درصد تغییرمکان نسبی)، نباید از نمونه‌ی تقویت شده انتظار شکل‌پذیری داشت. همچنین نکته‌ی قابل توجه دیگر این است که مطابق شکل ۹-ت، نمونه‌ی با مقاومت فشاری بتن ۴۲ و مقاوم‌سازی شده به روش NSM (NS-42-R1.5%-B) نه تنها توانست ظرفیت باربری و توانایی استهلاک انرژی را نسبت به نمونه‌ی کنترل غیرلرزه‌ای در گروه مقاومت بتن ۴۲ مگاپاسکال (NS-42)، افزایش دهد بلکه نسبت به نمونه‌ی کنترل لرزه‌ای در گروه با مقاومت بتن ۳۰ مگاپاسکال (S-30) هم عملکرد بهتری داشت. این امر نشان می‌دهد که مقاومت فشاری بتن نقش مهمی در عملکرد اتصال دارد؛ به طوری که می‌توان انتظار داشت یک اتصال غیرلرزه‌ای خسارت دیده و مقاوم‌سازی شده با مقاومت فشاری بتن بالاتر (در حد ۱۲ مگاپاسکال) بهتر از یک اتصال لرزه‌ای بدون خسارت اولیه اما با مقاومت فشاری بتن پایین تر رفتار کند.



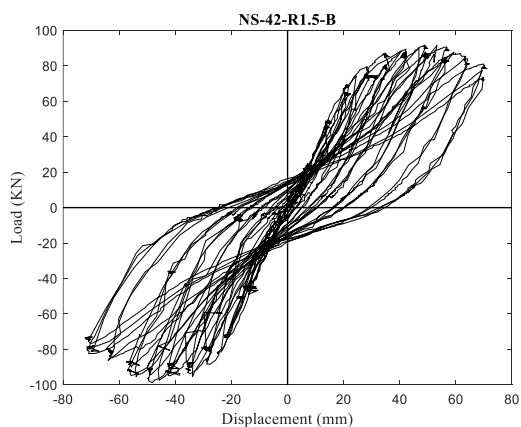
NS-42 (الف)



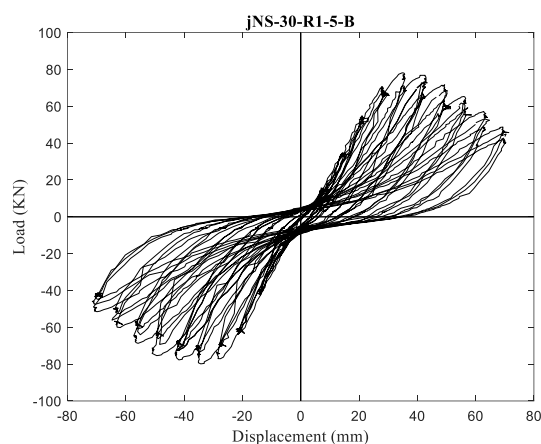
NS-30 (ب)



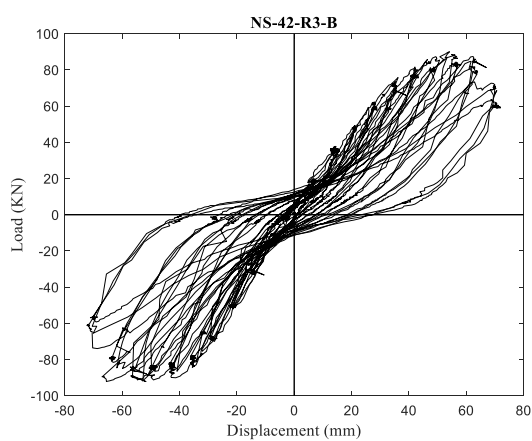
S-30 (پ)



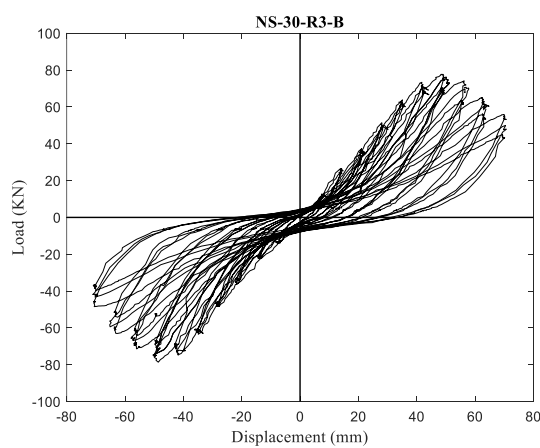
NS-42-R1.5%-B (ت)



NS-30-R1.5%-B (ث)



NS-42-R3%-B (ج)



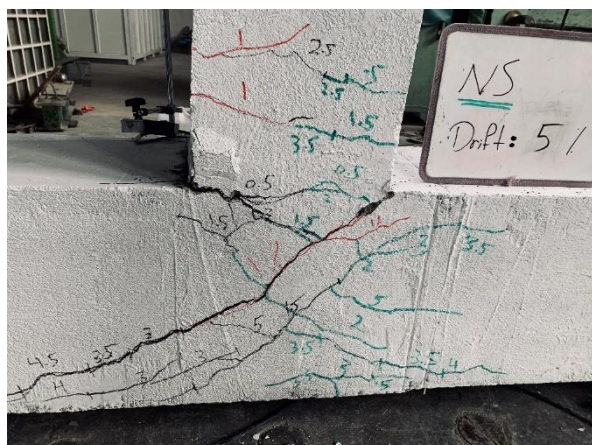
NS-30-R3%-B (چ)

شکل ۹: نمودارهای چرخه‌ای نمونه‌های آزمایشگاهی

۲-۳- چگونگی ترک خوردگی نمونه‌ها<sup>۲۴</sup>

الگوی توزیع ترک در لحظه‌ی شکست برای نمونه‌های آزمایشگاهی در شکل‌های ۱۰-الف تا چ آمده است. در نمونه‌ی کنترل NS-42 مطابق با شکل ۱۰-الف، ترک‌ها از محل اتصال تیر به ستون شروع و به صورت قطری بر روی چشمه‌ی اتصال کشیده شدند. این ترک‌ها در طول مدت بارگذاری عمیق‌تر شدند که این امر به دلیل عدم فولادگذاری عرضی (طرح غیرلرزه‌ای) در ناحیه چشمه‌ی اتصال بود. در انتهای بارگذاری در تغییرمکان نسبی نهایی ۵ درصد، بتن در ناحیه‌ی اتصال تیر به ستون قله کن شد. در مورد نمونه‌های کنترل با مقاومت بتن ۳۰ مگاپاسکال باید گفت که نمونه‌ی NS-30 مطابق شکل ۱۰-ب به دلیل طرح غیرلرزه‌ای نسبت به نمونه‌ی S-30 (شکل ۱۰-پ) دارای ترک‌های قطری بیشتری در محل چشمه‌ی اتصال بود و در نمونه‌ی لرزه‌ای ترک‌های ریزتر با توزیع بیشتر در ناحیه‌ی بحرانی تیر مشاهده شد. با این حال نکته‌ی قابل توجه این بود که در نمونه‌ی کنترل NS-42 (شکل ۱۰-الف) به دلیل بالاتر بودن مقاومت فشاری بتن و در نتیجه بیشتر شدن مقاومت برشی چشمه‌ی اتصال، ترک‌های قطری کمتری حتی نسبت به نمونه‌ی لرزه‌ای S-30 (شکل ۱۰-پ) ایجاد شد؛ بنابراین در لحظه‌ی شکست، چشمه‌ی اتصال آسیب کمتری متحمل شد که این امر به خوبی تاثیر مثبت افزایش مقاومت فشاری بتن را در افزایش مقاومت برشی چشمه‌ی اتصال خاطر نشان می‌کند.

در مورد نمونه‌های خسارت دیده مقاوم‌سازی شده به روش NSM (شکل‌های ۱۰-ت تا چ) مشاهده شد که ترک‌ها از محل اتصال تیر به ستون آغاز شدند و بر روی چشمه‌ی اتصال به صورت قطری ادامه پیدا کردند. در واقع ترک‌های قطری موجود بر روی اتصال علی‌رغم پر کردن با رزین اپوکسی در مرحله‌ی ترمیم، دوباره باز و در نهایت میله‌های GFRP در محل چشمه‌ی اتصال از بتن جدا شدند. همچنین در این روش تقویت، مکانیزم گسیختگی نهایی بیشتر در طول بحرانی ستون متمرکز بود. بنابراین باید گفت روش تقویت NSM سبب شکست ترد نمونه‌ی اتصال شد.



NS-42 (الف)



NS-30 (ب)

<sup>24</sup> Cracking patterns



S-30 (پ)



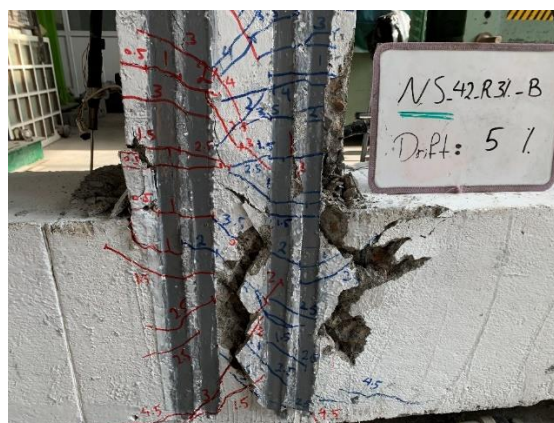
NS-42-R1.5%-B (ت)



NS-30-R1.5%-B (ث)



NS-42-R3%-B (ج)

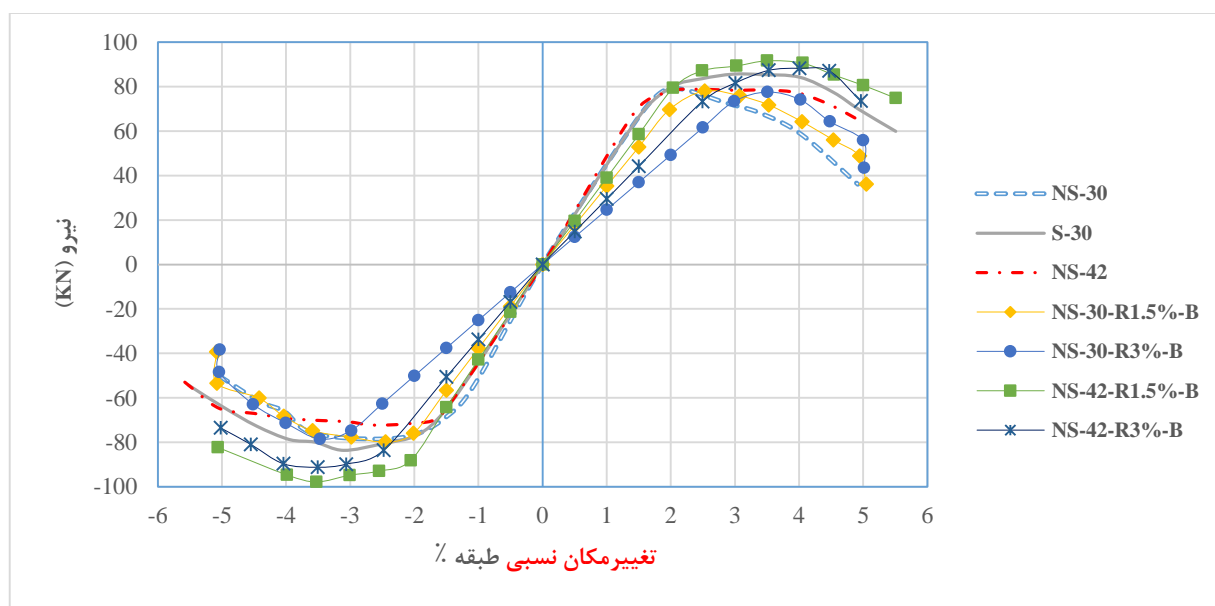


NS-30-R3%-B (ح)

شکل ۱۰: الگوی توریع ترک نمونه‌های آزمایشگاهی

۳-۳- پوش منحنی‌های چرخه‌ای<sup>۲۵</sup>

پوش منحنی‌های چرخه‌ای همه‌ی نمونه‌های آزمایشگاهی در شکل ۱۱ نشان داده شده است. همان‌طور که در این شکل مشاهده شد، نمونه‌ی کنترل S-30 ظرفیت باربری بیشتری نسبت به نمونه‌های کنترل NS-30 و NS-42 از خود نشان داد. شیب اولیه‌ی نمودار که نشان دهنده سختی اولیه‌ی نمونه است در نمونه‌ی کنترل NS-42 به دلیل بالاتر بودن مقاومت فشاری بتن، نسبت به دو نمونه‌ی کنترل دیگر بیشتر بود. در نمونه‌ی کنترل NS-30 مقاومت پس از رسیدن به حداکثر مقدار خود با شیب بیشتری نسبت به نمونه‌های کنترل S-30 و NS-42 افت کرد که نشان دهنده ضعیف بودن مقاومت برشی چشمه‌ی اتصال بود. نکته‌ی جالب توجه این بود که نمونه‌ی خسارت دیده و مقاوم‌سازی شده NS-42-R1.5%-B توانست ظرفیت باربری را به بیش از نمونه‌ی S-30 برساند حال آنکه نمونه‌ی مشابه با ظرفیت بتن ۳۰ مگاپاسکال تنها توانست ظرفیت از دست رفته اتصال را به حد نمونه‌ی کنترل NS-30 برگرداند. شیب اولیه‌ی نمودار نیز در نمونه‌ی NS-42-R1.5%-B بیشتر از نمونه‌ی مشابه با مقاومت فشاری بتن ۳۰ مگاپاسکال بود که نشان دهنده سختی بالاتر این نمونه می‌باشد. با افزایش خسارت اولیه به ۳ درصد، ظرفیت باربری نمونه‌ی با مقاومت فشاری بتن ۴۲ مگاپاسکال نه تنها بیشتر از نمونه‌ی مشابه با مقاومت فشاری بتن ۳۰ مگاپاسکال بود بلکه از نمونه‌ی S-30 نیز فراتر رفت. به طور کلی در نمونه‌های با مقاومت فشاری بتن ۴۲ مگاپاسکال، ظرفیت باربری اتصال پس از رسیدن به حداکثر مقدار خود با شیب ملایم تری نسبت به نمونه‌های مشابه با مقاومت فشاری بتن ۳۰ مگاپاسکال افت کرد. بنابراین باید گفت افزایش مقاومت فشاری بتن در محدوده‌ی نرمال مهندسی توانست تاثیر قابل توجهی در افزایش مقاومت برشی چشمه‌ی اتصال و در نهایت در بهبود عملکرد سیستم تقویت NSM داشته باشد.



شکل ۱۱: پوش منحنی‌های چرخه‌ای نمونه‌های آزمایشگاهی

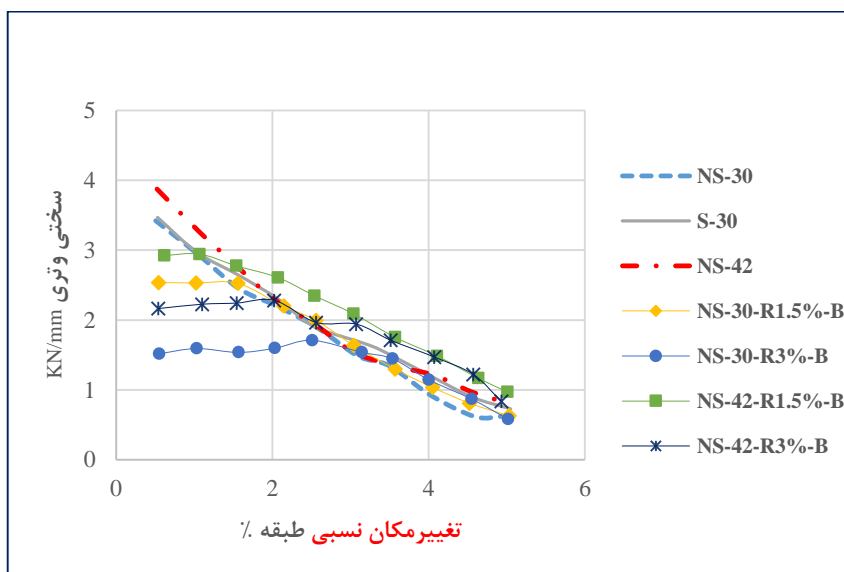
۳-۴- کاهش سختی<sup>۲۶</sup>

نمودار کاهش سختی سکانتی نمونه‌های تقویت شده در شکل ۱۲ نشان داده شده است. سختی سکانتی شیب خطی است که ماکزیمم تغییرمکان نسبی در کشش و فشار در یک حلقه از نمودار چرخه‌ای را به هم وصل می‌کند. همان‌طور که در این شکل مشاهده شد، سختی اولیه‌ی اتصال در نمونه‌ی کنترل با مقاومت فشاری بتن ۴۲ مگاپاسکال به میزان ۱۴ درصد بیشتر از نمونه‌های کنترل با مقاومت فشاری بتن ۳۰ مگاپاسکال بود. با این حال سختی نمونه‌ی کنترل S-30 از تغییرمکان نسبی ۱/۷ درصد به بعد، به بیش از نمونه‌ی NS-42

<sup>25</sup> Envelope of hysteretic curves

<sup>26</sup> Stiffness reduction

رسید. در مورد نمونه‌های خسارت دیده تا تغییر مکان نسبی ۱/۵ درصد باید گفت نمونه‌ی با مقاومت فشاری ۳۰ مگاپاسکال (NS-30-R1.5%-B) دچار افت سختی اولیه به میزان ۲۶ درصد نسبت به نمونه‌ی کنترل S-30 و ۱۴ درصد نسبت به نمونه‌ی مشابه با مقاومت فشاری بتن ۴۲ مگاپاسکال (NS-42-R1.5%-B) شد. با افزایش میزان خسارت به ۳ درصد، نمونه‌های مقاوم‌سازی شده دچار افت سختی اولیه‌ی بیشتری شدند با این حال افت سختی اولیه در نمونه‌ی با مقاومت فشاری بتن ۴۲ مگاپاسکال (NS-42-R3%-B) نسبت به نمونه‌ی مشابه با مقاومت فشاری بتن ۳۰ مگاپاسکال (NS-30-R3%-B) کمتر بود. به طور کلی سیستم تقویت NSM نتوانست افت سختی اولیه در نمونه‌های خسارت دیده را جبران کند اما سبب شد تا سختی اتصال با شیب کمتری کاهش یابد. تاثیر افزایش مقاومت بتن نیز به وضوح در افزایش سختی اتصال و عملکرد بهتر سیستم تقویت در این حالت مشاهده شد.



شکل ۱۲: نمودار کاهش سختی سکانتی نمونه‌های آزمایشگاهی

### ۵-۳- اتلاف انرژی و نسبت میرایی<sup>۲۷</sup>

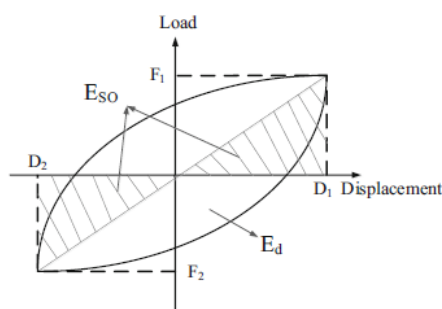
نرخ میرایی در یک عضو مبین توانایی اتلاف انرژی در آن عضو است. این پارامتر بدون بعد از رابطه زیر محاسبه می‌شود [۱۶]:

$$\zeta_{eq} (\%) = \frac{1}{2\pi} \frac{E_D}{E_{so}} \times 100 \quad (1)$$

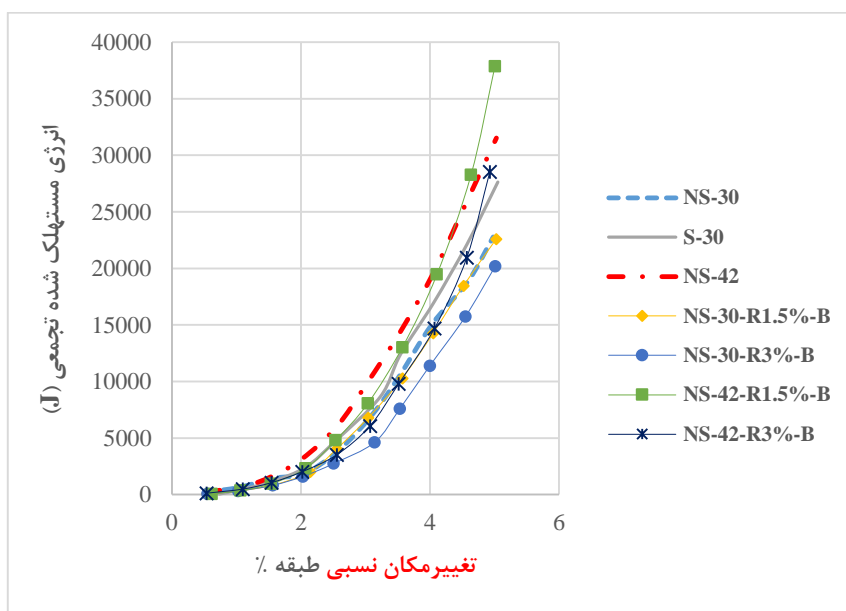
$E_D$  انرژی تلف شده و  $E_{so}$  کل انرژی ذخیره شده در سیستم است که به صورت شماتیک در شکل ۱۳ نشان داده شده است. همان‌طور که در این شکل مشاهده می‌شود، سطح محصور شده توسط یک حلقه از نمودار چرخه‌ای یک عضو در یک سیکل از بارگذاری، مبین انرژی اتلاف شده توسط آن عضو است که برای اعضای سازه‌ای تحت بارگذاری چرخه‌ای یک پارامتر مهم رفتاری به شمار می‌آید. از این رو میزان انرژی اتلاف شده تجمعی توسط اتصالات آزمایش شده در شکل ۱۴ نشان داده شده است.

<sup>27</sup> Energy dissipation and damping ratio





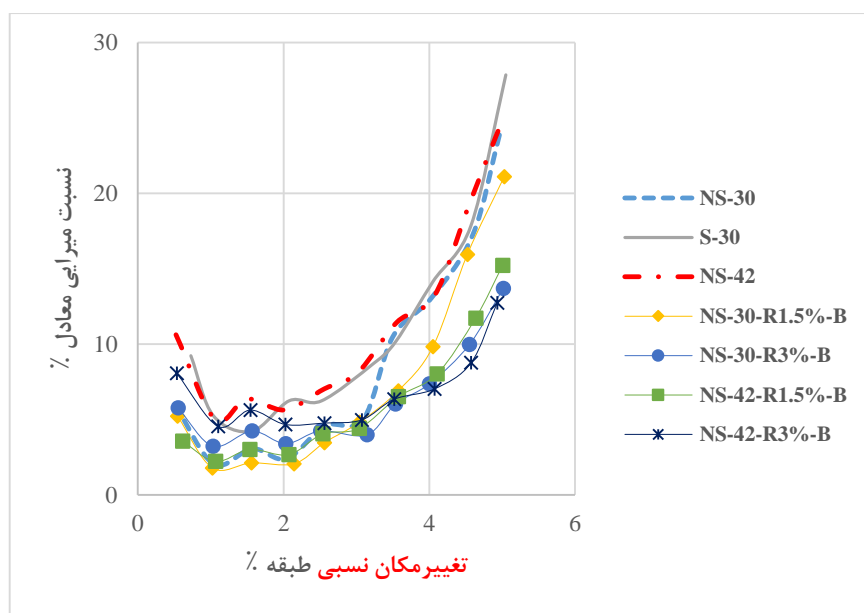
شکل ۱۳: مقادیر  $E_{SO}$  و  $E_D$  به صورت شماتیک



شکل ۱۴: اتلاف انرژی تجمعی توسط نمونه‌های آزمایشگاهی

همان‌طور که در شکل ۱۴ مشاهده می‌شود، توانایی اتلاف انرژی نمونه‌ی کنترل NS-42 از نمونه‌های کنترل NS-30 و S-30 بیشتر است (به ترتیب ۴۱٪ و ۱۷٪). نمونه‌ی خسارت دیده NS-42-R1.5%-B تا تغییرمکان نسبی ۴/۵ درصد نتوانست توانایی اتلاف انرژی اتصال را به حد نمونه‌ی کنترل گروه خود (NS-42) برساند اما توانایی اتلاف انرژی این نمونه تا تغییرمکان نسبی حدود ۳/۵ درصد برابر با نمونه‌ی کنترل S-30 بود و پس از آن، افزایش بیشتری یافت. در مورد نمونه‌ی NS-30-R1.5%-B باید گفت که این نمونه در نهایت نتوانست توانایی اتلاف انرژی اتصال را به حد نمونه‌ی کنترل NS-30 برساند. با افزایش خسارت از ۱/۵ به ۳ درصد توانایی اتلاف انرژی کاهش یافت با این حال برای نمونه‌ی با مقاومت فشاری بتن ۴۲ مگاپاسکال (NS-42-R3%-B) توانایی اتلاف انرژی بیشتر از نمونه‌ی مشابه با مقاومت فشاری بتن کمتر (NS-30-R3%-B) بود. بنابراین باید گفت سیستم تقویت NSM در بازیابی توان استهلاک انرژی اتصال خسارت دیده موفقیت چندانی نداشت اما افزایش مقاومت فشاری بتن اتصال به اندازه ۱۲ مگاپاسکال در بالا بردن توانایی استهلاک انرژی اتصال تاثیرگذار بود.

نسبت میرایی ویسکوز<sup>۲۸</sup> معادل در مقابل تغییرمکان نسبی طبقه نیز در شکل ۱۵ نشان داده شده است. با توجه به این شکل باید گفت نسبت میرایی معادل در نمونه‌ی کنترل NS-42 تقریباً برابر با نمونه‌ی کنترل S-30 و تا تغییرمکان نسبی ۳/۵ درصد حدود سه برابر بزرگتر از نمونه‌ی کنترل NS-30 بود. در نمونه‌ی مقاوم‌سازی شده NS-42-R1.5%-B، نسبت میرایی کمتر از نمونه‌ی کنترل NS-42 بود اما تا تغییرمکان نسبی ۳ درصد نتوانست میرایی را به حد نمونه‌ی کنترل NS-30 برساند. نمونه‌ی مشابه با مقاومت فشاری بتن ۳۰ مگاپاسکال (NS-30-R1.5%-B) نیز نتوانست میرایی از دست رفته اتصال را به حد نمونه‌ی کنترل NS-30 برساند. همچنین با افزایش خسارت، میرایی کاهش بیشتری یافت. بنابراین باید گفت سیستم تقویت NSM در بازایی میرایی از دست رفته‌ی اتصال موفق نبود. با وجود این که افزایش مقاومت فشاری بتن اتصال سبب افزایش میرایی اتصال شد اما در بهبود عملکرد سیستم تقویت تاثیر چندانی نداشت. لازم به ذکر است که افزایش نسبت میرایی (نه میرایی سیستم) به تنهایی نمی‌تواند معیار سنجش بهبود رفتار لرزه‌ای قرار گیرد.



شکل ۱۵: نسبت میرایی ویسکوز معادل برای نمونه‌های آزمایشگاهی

### ۳-۶- شاخص خسارت<sup>۲۹</sup>

شاخص خسارت پارامتر دیگری است که برای مقایسه رفتار نسبی اتصالات در حالت تقویت شده و تقویت نشده استفاده می‌شود. شاخص خسارت پارک و همکاران<sup>۳۰</sup> [۱۷] یکی از رایج ترین شاخص‌های خسارت است که از رابطه‌ی زیر بدست می‌آید:

$$DI = \frac{\delta_M}{\delta_u} + \frac{\beta}{F_y \delta_u} \int dE \quad (2)$$

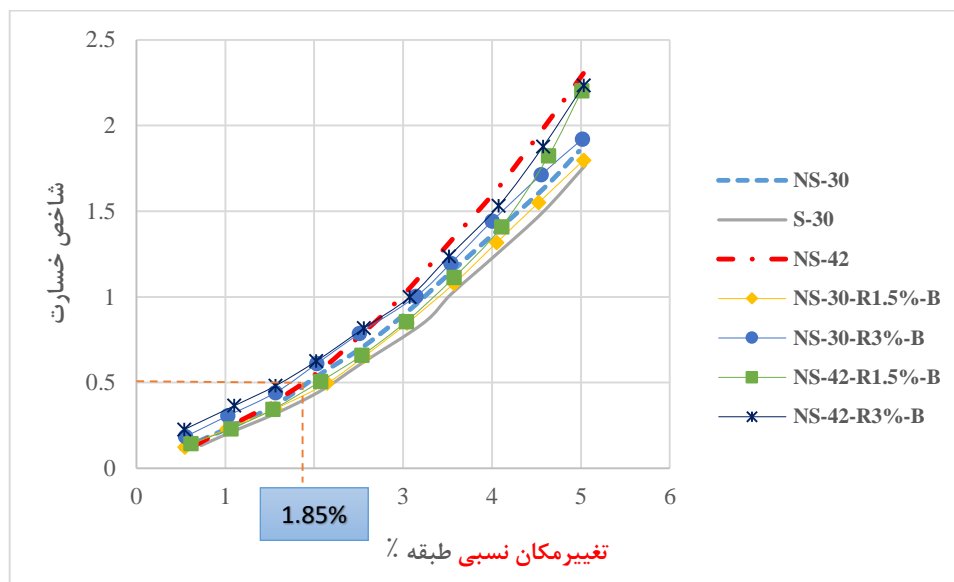
در رابطه فوق  $\delta_M$  بیشترین تغییرمکان در هر سیکل بارگذاری،  $\delta_u$  حداکثر تغییرمکان تحت بار یکنواخت، عبارت انتگرال انرژی تلف شده تحت بارگذاری چرخه‌ای،  $F_y$  مقاومت تسلیم سازه و  $\beta$  فاکتور کاهش مقاومت است ( که در این مطالعه ۰/۱۵ در نظر گرفته شد [۱۸]). همچنین نتایج تحقیقات زلزله‌های گذشته در USA و ژاپن نشان می‌دهد که وقتی  $DI \geq 1$  باشد نشان دهنده‌ی خسارت کامل

<sup>28</sup> viscous damping ratio

<sup>29</sup> Damage Index (DI)

<sup>30</sup> Park et.al

در سازه،  $DI \leq 0.5$  نشان دهنده‌ی خسارت قابل ترمیم در سازه و  $DI \leq 0.2$  نشان دهنده‌ی خسارت قابل چشم پوشی است [۱۸]. روند تغییرات در شاخص خسارت پارک و همکاران برای نمونه‌های کنترل و نمونه‌های ترمیم شده در شکل ۱۶ آمده است.



شکل ۱۶: نمودار شاخص خسارت پارک و همکاران برای نمونه‌های آزمایشگاهی

همان‌طور که در شکل ۱۶ مشاهده شد نمودار شاخص خسارت پارک و همکاران مربوط به نمونه‌ی S-30 از نمودار مربوط به همه نمونه‌های آزمایش شده پایین‌تر بود که نشان دهنده‌ی توانایی نمونه‌ی S-30 در کاهش شاخص خسارت بود. همچنین نمودارهای شاخص خسارت نمونه‌های با خسارت اولیه ۱/۵ درصد در هر دو گروه مقاومتی بتن تقریباً مشابه بود. این شباهت برای نمونه‌های با خسارت اولیه‌ی ۳ درصد نیز مشاهده شد. با در نظر گرفتن  $DI=0.5$  به عنوان شاخص خسارت ترمیم‌پذیر پارک و همکاران و نمودارهای شاخص خسارت نمونه‌های کنترل NS-30 و NS-42، تغییر مکان نسبی ۱/۸۵ درصد به عنوان میزان خسارت قابل تعمیر انتخاب شد.

#### ۴- نتیجه گیری

در این مقاله هدف بررسی تاثیر افزایش مقاومت بتن در محدوده‌ی نرمال مهندسی (مقاومتی که عموماً در پروژه‌های مهندسی استفاده می‌شود) بر عملکرد سیستم تقویت NSM بر روی اتصالات تیر به ستون بتن‌آرمه بود. برای این منظور نمونه‌های اتصال خارجی با خسارت اولیه ۱/۵ و ۳ درصد از دو گروه مقاومتی بتن ۳۰ و ۴۲ مگاپاسکال که به روش NSM تقویت شدند، مورد بررسی قرار گرفتند. بنابراین ۷ نمونه مورد بررسی قرار گرفت. نمونه‌ها شامل دو نمونه‌ی کنترل لرزه‌ای و غیرلرزه‌ای از گروه با مقاومت فشاری بتن ۳۰ و یک نمونه‌ی کنترل غیرلرزه‌ای از گروه مقاومتی بتن ۴۲ مگاپاسکال به همراه نمونه‌های با خسارت اولیه ۱/۵ و ۳ درصد بود که به روش NSM مقاوم‌سازی شدند.

نتایج این بررسی به قرار زیر می‌باشد:

۱- اگرچه نمونه‌ی کنترل لرزه‌ای با مقاومت بتن ۳۰ مگاپاسکال (S-30) ظرفیت باربری بالاتری از نمونه‌های کنترل غیرلرزه‌ای با مقاومت‌های بتن ۳۰ و ۴۲ مگاپاسکال (NS-30 و NS-42) از خود نشان داد اما نمونه‌های تقویت شده با خسارت اولیه ۱/۵ و ۳ درصد و مقاومت بتن ۴۲ مگاپاسکال (NS-42-R1.5%-B و NS-42-R3%-B) توانستند ظرفیت باربری را به ترتیب ۱۲ و ۶ درصد نسبت به نمونه‌ی

کنترل S-30 افزایش دهند. این امر نشان دهنده‌ی تاثیر مثبت افزایش مقاومت بتن در عملکرد سیستم تقویت NSM بود. همچنین افت مقاومت پس از رسیدن ظرفیت باربری اتصال به حداکثر مقدار خود، در نمونه‌های با مقاومت فشاری بتن بالاتر، با شیب ملایم‌تر و در تغییر مکان نسبی بالاتری اتفاق افتاد. بنابراین می‌توان گفت افزایش مقاومت فشاری بتن در محدوده‌ی نرمال مهندسی می‌تواند تاثیر قابل توجهی در افزایش مقاومت برشی چشمه اتصال و در نهایت در بهبود عملکرد سیستم مقاوم‌سازی داشته باشد.

۲- سیستم تقویت NSM نتوانست افت سختی اولیه در نمونه‌های خسارت دیده را جبران کند اما سبب شد تا سختی اتصال با شیب کمتری کاهش یابد. همچنین تاثیر افزایش مقاومت بتن نیز به وضوح در افزایش سختی اتصال و عملکرد بهتر سیستم تقویت در این حالت مشاهده شد؛ به طوری که سختی اولیه‌ی نمونه‌های با خسارت اولیه‌ی ۱/۵ درصد و ۳ درصد و با مقاومت فشاری بتن بالاتر، از نمونه‌های مشابه خود با مقاومت فشاری بتن پایین‌تر به ترتیب ۲۰ و ۴۰ درصد بیشتر شد.

۳- توانایی اتلاف انرژی نمونه‌ی کنترل NS-42 از نمونه‌های کنترل NS-30 و S-30 بیشتر شد (به ترتیب ۴۱٪ + و ۱۷٪ +). همچنین توانایی اتلاف انرژی نمونه‌های تقویت شده با مقاومت فشاری بتن ۴۲ و خسارت اولیه ۱/۵ و ۳ درصد در انتهای بارگذاری از نمونه‌های مشابه با مقاومت فشاری بتن ۳۰ به ترتیب ۶۵ و ۴۵ درصد بیشتر شد، که نشان دهنده‌ی تاثیر مثبت افزایش مقاومت فشاری بتن در محدوده‌ی نرمال مهندسی در توانایی اتلاف انرژی بیشتر سیستم تقویت بود. نسبت میرایی معادل نیز در نمونه‌ی کنترل NS-42 تقریباً برابر با نمونه‌ی کنترل S-30 و تا تغییر مکان نسبی ۳/۵ درصد حدود سه برابر بزرگتر از نمونه‌ی کنترل NS-30 بود. بنابراین اگرچه افزایش مقاومت فشاری بتن اتصال سبب افزایش میرایی اتصال شد اما در بهبود عملکرد سیستم تقویت تاثیر چندانی نداشت.

۴- نمودار شاخص خسارت پارک و همکاران مربوط به نمونه‌ی S-30 از نمودار مربوط به همه نمونه‌های آزمایش شده در این بخش پایین‌تر بود که نشان دهنده‌ی توانایی نمونه‌ی S-30 در کاهش شاخص خسارت بود. همچنین نمودارهای شاخص خسارت نمونه‌های با خسارت اولیه یکسان در هر دو گروه مقاومتی بتن تقریباً مشابه بود. با در نظر گرفتن  $DI=0.5$  به عنوان شاخص خسارت ترمیم پذیر پارک و همکاران و نمودارهای شاخص خسارت نمونه‌های کنترل NS-30 و NS-42، تغییر مکان نسبی ۱/۸۵ درصد به عنوان میزان خسارت قابل تعمیر در هر دو گروه مقاومتی بتن انتخاب شد.

اگرچه شواهد زیادی در رابطه با تاثیر بتن پر مقاومت بر افزایش مقاومت برشی چشمه‌ی اتصال وجود دارد، اما این پژوهش نشان داد که افزایش مقاومت بتن در محدوده‌ی نرمال مهندسی (بتن رده ۳۰ تا ۴۰) نیز می‌تواند بر عملکرد سیستم تقویت در یک اتصال غیرلرزه‌ای و دارای خسارت اولیه چنان اثر کند که رفتاری بهتر از یک اتصال لرزه‌ای اما با مقاومت بتن پایین‌تر از خود نشان دهد. همچنین پیشنهاد می‌شود از بتن‌های با مقاومت بالا و بتن‌های خود متراکم نیز در محل اتصالات خارجی به منظور ارزیابی عملکرد اتصال استفاده شود.

## مراجع

- [1] Kim, J. & LaFave, J. M. (2007). Key influence parameters for the joint shear behaviour of reinforced concrete (RC) beam-column connections. *Engineering structures*, 29(10), 2523-2539.
- [2] Vincent, T. & Ozbakkaloglu, T. (2013). Influence of concrete strength and confinement method on axial compressive behavior of FRP confined high-and ultra high-strength concrete. *Composites Part B: Engineering*, 50, 413-428.
- [3] Li, B. & Leong, C. L. (2015). Experimental and numerical investigations of the seismic behavior of high-strength concrete beam-column joints with column axial load. *Structural Engineering*, 141(9), 04014220.
- [4] Mostofinejad, D. & Hajrasouliha, M. J. (2013). Effect of concrete strength and groove dimension on performance of grooving method to postpone debonding of FRP sheets in strengthened concrete beams. *IJST, Transactions of Civil Engineering*, 37, 219-232.
- [5] Alavi-Dehkordi, S., Mostofinejad, D. & Alaee, P. (2019). Effects of high-strength reinforcing bars and concrete on seismic behavior of RC beam-column joints. *Engineering Structures*, 183, 702-719.

- [6] Sabzi, J., Esfahani, M. R., Ozbakkaloglu, T. & Farahi, B. (2020). Effect of concrete strength and longitudinal reinforcement arrangement on the performance of reinforced concrete beams strengthened using EBR and EBROG methods. *Engineering Structures*, 205, 110072.
- [7] Akbarzadeh Bengar, H., Ahmadnezhad, M., Noroozi, M. (2018). Experimental Investigations of RC Deep Beams Strengthened in Shear using NSM CFRP System. *Journal of Structural and Construction Engineering*, 153-171.
- [8] Wang, G. L., Dai, J. G. & Bai, Y. L. (2019). Seismic retrofit of exterior RC beam-column joints with bonded CFRP reinforcement: An experimental study. *Composite Structures*, 224, 111018.
- [9] Prota, A., Nanni, A., Manfredi, G. & Cosenza, E. (2004). Selective upgrade of underdesigned reinforced concrete beam-column joints using carbon fiber-reinforced polymers. *Structural Journal*, 101(5), 699-707.
- [10] Shomali, A., Mostofinejad, D., & Esfahani, M. R. (2020). Experimental and numerical investigation of shear performance of RC beams strengthened with FRP using grooving method. *Journal of Building Engineering*, 31, 101409.
- [11] Al-zu'bi, H., Abdel-Jaber, M. T., & Katkhuda, H. (2022). Flexural strengthening of reinforced concrete beams with variable compressive strength using near-surface mounted carbon-fiber-reinforced polymer strips [NSM-CFRP]. *Fibers*, 10(10), 86.
- [12] Hawileh, R. A., Saleh, R. B., Saqan, E. I., & Abdalla, J. A. (2022). Contribution of Longitudinal NSM-CFRP Bars on the Shear Strength of RC Beams with Varying Depths and Concrete Strengths. *Journal of Composites for Construction*, 26(3), 04022025.
- [13] Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings, standard no. 2800 (2005) *Building and Housing Research Center (BHRC)*, Tehran, Iran.
- [14] Iranian code, (2009). *Design and implementation of reinforced concrete buildings (Topic 9)*. Tehran, Iran.
- [15] FEMA356, American Society of Civil Engineers, (2000) *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings: rehabilitation requirements*. Washington.
- [16] Chopra AK (2007). *Dynamics of structures, theory and applications to earthquake engineering*, 4th edn. Pearson Prentice Hall, Upper Saddle River.
- [17] Park, Y. J., Ang, A. H. & Wen, Y. K. (1987). Damage-limiting aseismic design of buildings. *Earthquake spectra*, 3(1), 1-26.
- [18] Zamani Beydokhti, E. & Shariatmadar, H. (2016). Strengthening and rehabilitation of exterior RC beam-column joints using carbon-FRP jacketing. *Materials and Structures*, 49, 5067-5083.