

## مقاوم‌سازی خمشی ستون‌های بتن مسلح قدیمی با میلگردهای GFRP یا فولادی کارگذاری شده در نزدیک سطح

علی سینی \*

دانشکده مهندسی عمران، دانشکده فنی، دانشگاه تهران  
عبدالله حسینی  
دانشکده مهندسی عمران، دانشکده فنی، دانشگاه تهران  
محمدصادق معرفت  
دانشکده مهندسی عمران، دانشکده فنی، دانشگاه تهران  
محمد خانمحمدی  
دانشکده مهندسی عمران، دانشکده فنی، دانشگاه تهران

### چکیده

ساختمان‌های بتن مسلح قدیمی که قبل از دهه ۱۹۷۰ ساخته شده‌اند، غالباً بر مبنای بارهای ثقلی طراحی شده‌اند و فاقد جزئیات لرزه‌ای هستند. در این ساختمان‌ها معمولاً اصل ستون قوی-تیر ضعیف رعایت نشده است و به سبب احتمال وقوع طبقه نرم، در مقابل بارهای لرزه‌ای آسیب‌پذیر می‌باشند. بر این اساس مقاوم‌سازی خمشی ستون‌ها به عنوان یکی از اولویت‌های بهسازی لرزه‌ای این ساختمان‌ها مطرح است. در این پژوهش مقاوم‌سازی خمشی ستون‌های بتن مسلح قدیمی با میلگردهای ساده فاقد جزئیات لرزه‌ای به روش تسلیح‌گذاری در نزدیک سطح (NSM) به صورت آزمایشگاهی مورد بررسی قرار گرفت. شش نمونه ستون با مقیاس نیم شامل دو نمونه کنترلی و چهار نمونه تقویت شده به روش NSM با میلگردهای GFRP و فولادی تحت اثر بار محوری ثابت و بار جانبی افزایش شدند و اثر روش مقاوم‌سازی و مصالح تقویتی مختلف مورد بررسی قرار گرفت. مقاومت خمشی و ظرفیت استهلاک انرژی ستون‌های تقویت شده با میلگردهای GFRP نسبت به ستون‌های کنترلی متناظر به طور متوسط به ترتیب ۶۲٪ و ۴۶٪ افزایش پیدا کرد، ولی میرایی هیستریزس معادل این ستون‌ها افزایش چندانی نداشت. همچنین مقاومت خمشی، ظرفیت استهلاک انرژی و میرایی هیستریزس معادل ستون‌های تقویت شده با میلگردهای فولادی نسبت به ستون‌های کنترلی متناظر به طور متوسط به ترتیب ۸۶٪، ۱۹۷٪ و ۱۰۴٪ افزایش یافت. نتایج نشان می‌دهد که روش NSM به طور قابل ملاحظه‌ای باعث افزایش مقاومت خمشی و بهبود پارامترهای لرزه‌ای ستون‌ها می‌گردد، به خصوص اگر از میلگرد فولادی به عنوان تسلیح تقویتی استفاده شود.

واژه‌های کلیدی: ستون بتن مسلح قدیمی، میلگرد ساده، تسلیح‌گذاری در نزدیک سطح، تقویت خمشی، بهسازی لرزه‌ای.

\* نویسنده مسئول: aliseifi@ut.ac.ir

## ۱- مقدمه

سطح<sup>۵</sup> (NSM) [۲۳-۲۷] پیشنهاد شده است. پوشش بتنی به دلیل بزرگ شدن ابعاد مقطع و پوشش فولادی به دلیل مشکلات اجرایی، موردنظر نیستند. دورپیچ ستون با مصالح FRP، باعث افزایش مقاومت فشاری بتن و ظرفیت شکل پذیری ستون می شود ولی تاثیر چندانی در افزایش ظرفیت خمشی آن به ویژه در ستون های بتن مسلح با میلگردهای ساده ندارد [۱۴ و ۱۸]. نصب نوارهای FRP بر روی سطح در صورت عدم مهار نوارها در داخل تکیه گاه در افزایش مقاومت خمشی ستون تاثیر چندانی ندارد [۲۶] و از طرفی به سبب امکان جداشدگی تسلیح از روی سطح، کارایی بالایی ندارند [۲۴]. روش تسلیح گذاری در نزدیک سطح (NSM) به سبب حداقل اشغال فضا، عدم افزایش ابعاد مقطع، انتقال مناسب تنش های کششی از بتن به تسلیح کارگذاری شده و سادگی اجرا به عنوان یک روش اجرایی و کارآمد برای تقویت خمشی ستون های بتن مسلح در این پژوهش موردنظر قرار گرفت. قرارگیری مصالح تقویتی در داخل شیارها در روش NSM سبب کاهش امکان جداشدگی و محافظت از تسلیح تقویتی در برابر حریق، ضربه، عوامل محیطی و عملیات خرابکارانه می شود [۲۸]. با توجه به اینکه ستون های بتن مسلح قدیمی دارای کاستی های متعددی هستند، دورپیچ FRP در پای ستون ها برای بهبود عملکرد لرزه ای آنها اجرا گردید. دورپیچ FRP باعث جلوگیری از کمانش زود هنگام تسلیح NSM، امکان توسعه تنش در تسلیح NSM و استفاده بهتر از ظرفیت مصالح تقویتی می گردد [۲۴ و ۲۶].

در این پژوهش تاثیر روش NSM در تقویت خمشی و بهبود رفتار لرزه ای ستون های بتن مسلح قدیمی به صورت آزمایشگاهی مورد بررسی قرار گرفت. در پژوهش های انجام شده در این زمینه غالباً از مصالح FRP به عنوان تسلیح NSM استفاده شده بود که این مصالح در ایران به راحتی در دسترس نمی باشد و دارای قیمت بالایی است، لذا در این مطالعه از میلگردهای فولادی ساخت ایران به عنوان مصالح تقویتی استفاده گردید و رفتار نمونه ها با نمونه های تقویت شده با میلگردهای GFRP مقایسه شد. در ادامه مشاهدات آزمایشگاهی و نتایج به دست آمده ارائه می گردد.

ساختمان های بتن مسلح قدیمی به ویژه ساختمان هایی که قبل از دهه ۱۹۷۰ ساخته شده اند، عمدتاً برای بارهای ثقلی طراحی شده اند و به دلیل نداشتن جزئیات لرزه ای، در برابر بارهای لرزه ای آسیب پذیر می باشند [۲۰]. از مهم ترین مشکلات و کاستی های رایج ساختمان های بتن مسلح قدیمی می توان به استفاده از بتن های با مقاومت پایین، استفاده از میلگردهای ساده (فاقد آج) به عنوان تسلیح سازه ای، میزان کم میلگردهای طولی، چیدمان نامناسب میلگردهای طولی و عرضی، محصورشدگی نامناسب مقاطع به ویژه در موقعیت های دارای پتانسیل تشکیل مفصل پلاستیک، استفاده از خاموت های باز، طول مهاری و طول وصله ناکافی، عدم رعایت تناسب هندسی بین تیرها و ستون ها (اصل ستون قوی-تیر ضعیف)، عدم وجود جزئیات مناسب در خم و قلاب میلگردها و عدم اجرای میلگرد عرضی در اتصالات اشاره نمود [۴-۲].

استفاده از میلگردهای ساده در ساختمان های بتنی که پیش از دهه ۱۹۷۰ ساخته شده اند، در اروپا، آسیا و اقیانوسیه رایج بوده است [۱]. با توجه به آسیب پذیری ساختمان های بتن مسلح با میلگردهای ساده و لزوم ارزیابی و بهسازی لرزه ای این ساختمان ها، در دهه های اخیر پژوهش هایی در زمینه بررسی رفتار اجزای این ساختمان ها اعم از ستون [۵-۸]، تیر [۹] و اتصالات تیر-ستون [۱۰-۱۲] انجام شده است.

به دلیل طراحی ثقلی و عدم برقراری اصل ستون قوی-تیر ضعیف در اکثر ساختمان های بتن مسلح قدیمی، رفتار کلی سازه تا حد زیادی متاثر از رفتار ستون ها است و احتمال رخداد خرابی در آنها و ایجاد طبقه نرم وجود دارد [۴ و ۱۳]، لذا رفع ایرادات موجود و مقاوم سازی خمشی ستون ها یکی از اولویت های بهسازی لرزه ای ساختمان های قابی می باشد. روش های مختلفی در ادبیات فنی برای مقاوم سازی خمشی ستون های بتنی اعم از پوشش<sup>۱</sup> بتنی [۱۷-۱۴]، پوشش فولادی [۱۷-۱۵]، پوشش الیاف مسلح پلیمری<sup>۲</sup> (FRP) [۱۸-۱۴]، استفاده از صفحات کامپوزیت سیمانی مسلح با الیاف توانمند<sup>۳</sup> (HPFRCC) [۳ و ۱۹ و ۲۰]، چسباندن نوارهای FRP در روی عضو<sup>۴</sup> (EBR) [۲۱ و ۲۲] و تسلیح گذاری در نزدیک

<sup>4</sup> Externally bonded reinforced (EBR) FRP strips

<sup>5</sup> Near surface mounted (NSM)

<sup>1</sup> Jacket

<sup>2</sup> Fiber reinforced polymer (FRP)

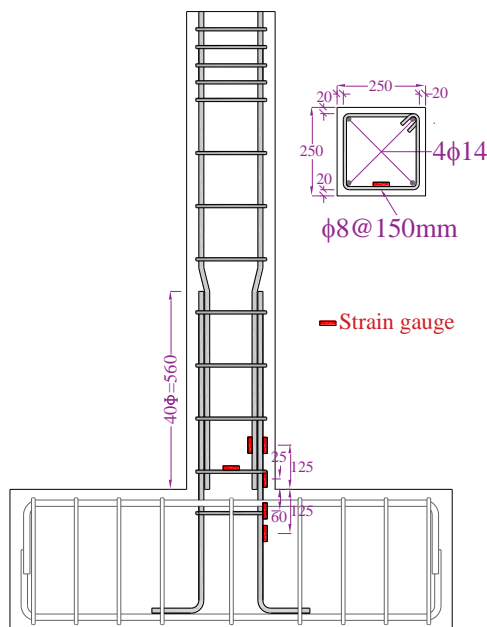
<sup>3</sup> High performance fiber reinforced cementitious composite (HPFRCC)

## ۲- برنامه آزمایشگاهی

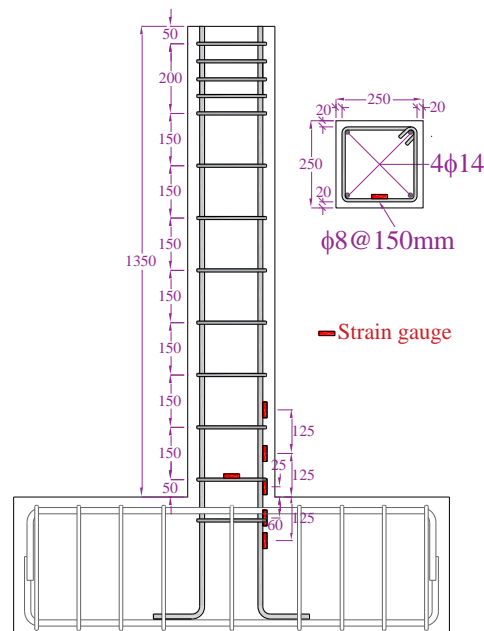
محوری و نیروی جانبی اعمال می‌گردد، فواصل میلگردهای عرضی به جهت پرهیز از ایجاد خسارت‌های موضعی کمتر اجرا شد.

مقدار میلگردهای عرضی مقطع به اندازه‌ای است که مقاومت برشی ستون‌ها کافی می‌باشد و بر این اساس رفتار نمونه‌ها با خمش کنترل می‌شود و انتظار وقوع خرابی برشی وجود ندارد. در آیین‌نامه‌ها و مراجع قدیمی، ضوابط زیادی برای تعیین طول وصله و تنش پیوستگی وجود نداشت و غالباً طول وصله با روابط ساده‌ای و فقط با کنترل تنش پیوستگی تعیین می‌گردید. تنش مجاز پیوستگی بین بتن و فولاد برای میلگردهای ساده معادل  $f_c/0.4$  بود [۲۹] که بر این اساس، طول وصله همپوشانی برای فولاد نرمه برابر  $40d_b$  می‌گردد. ابعاد و جزئیات میلگردگذاری نمونه‌های آزمایشگاهی در شکل ۱ آمده است. نمونه‌های تقویت شده شامل دو نمونه تقویت شده با میلگردهایی از جنس GFRP و همچنین دو نمونه تقویت شده با میلگردهای فولادی می‌باشد که از پسوند G و S برای نمونه‌های تقویت شده استفاده گردید. در کلیه نمونه‌های تقویت شده، سه لایه دورپیچ CFRP به ارتفاع ۵۰۰ میلی‌متر در پای نمونه‌ها اجرا شد و برای پر کردن شیارهای NSM از بتونه اپوکسی استفاده گردید.

نمونه‌های آزمایشگاهی از یک سازه بتنی قابی سه طبقه که دارای ارتفاع طبقه ۵ متر و طول دهانه ۸ متر می‌باشد، با فرض نقطه عطف در وسط ارتفاع ستون استخراج گردید. مقاومت متوسط بتن ۲۵ مگاپاسکال و میلگردهای طولی و عرضی از نوع میلگرد ساده و فولاد نرمه است. جزئیات میلگردگذاری نمونه‌ها بر مبنای سازه‌های بتن مسلح ساخته شده قبل از دهه ۱۹۷۰ در ایران می‌باشد. شش نمونه ستون با مقیاس نیم مطابق جدول ۱ در آزمایشگاه سازه دانشگاه تهران ساخته شد و تحت بار محوری ثابت و بار جانبی افزایش یافته شبیه استاتیکی مورد آزمایش قرار گرفت. دو نمونه‌ی کنترلی بدون تقویت شامل نمونه فاقد وصله‌ی میلگردهای طولی<sup>۱</sup> (WO) و نمونه دارای وصله همپوشانی میلگردهای طولی<sup>۲</sup> (WL) می‌باشند. نمونه‌ها دارای مقطع مربعی به ابعاد ۲۵۰ میلی‌متر و ارتفاع ۱۳۵۰ میلی‌متر بودند و بار جانبی در تراز ۱۲۵۰ میلی‌متری از روی پایه به نمونه‌ها اعمال گردید. میلگردهای طولی و عرضی نمونه‌ها از نوع میلگرد ساده و فولاد نرمه بود. در رویه‌های مهندسی قدیم، فاصله خاموت‌ها در ستون در حدود ۱۰ تا ۱۲ برابر قطر میلگرد طولی بوده است که بر این اساس خاموت‌ها به فواصل یکسان ۱۵۰ میلی‌متر در نظر گرفته شد. در بالای نمونه که نیروی



(ب) نمونه دارای وصله همپوشانی میلگردهای طولی (WL)



(الف) نمونه فاقد وصله میلگردهای طولی (WO)

شکل ۱- ابعاد و جزئیات میلگردگذاری نمونه‌های آزمایشگاهی و موقعیت کرنش‌سنج‌ها (کلیه ابعاد بر حسب میلی‌متر هستند)

<sup>2</sup> With lap splices (WL)

<sup>1</sup> Without lap splice (WO)

جدول ۱- مشخصات نمونه‌های آزمایشگاهی

گروه بندی	نام نمونه	مقاومت فشاری بتن (مگاپاسکال)	وضعیت وصله میلگردهای طولی	تسلیح NSM	دورپیچ پای ستون
نمونه‌های کنترلی	WO	۲۵/۵۵	فاقد وصله	---	---
	WL	۲۵/۶۰	دارای وصله (40db)	---	---
نمونه‌های تقویت شده با میلگردهای GFRP	WOG	۲۵/۱۲	فاقد وصله	۴ عدد میلگرد GFRP به قطر ۱۰ میلی‌متر	۳ لایه دورپیچ CFRP به ارتفاع ۵۰۰ میلی‌متر
	WLG	۲۵/۷۵	دارای وصله (40db)	۴ عدد میلگرد GFRP به قطر ۱۰ میلی‌متر	۳ لایه دورپیچ CFRP به ارتفاع ۵۰۰ میلی‌متر
نمونه‌های تقویت شده با میلگردهای فولادی	WOS	۲۴/۰۴	فاقد وصله	۴ عدد میلگرد فولادی به قطر ۱۲ میلی‌متر	۳ لایه دورپیچ CFRP به ارتفاع ۵۰۰ میلی‌متر
	WLS	۲۴/۸۷	دارای وصله (40db)	۴ عدد میلگرد فولادی به قطر ۱۲ میلی‌متر	۳ لایه دورپیچ CFRP به ارتفاع ۵۰۰ میلی‌متر

## ۲-۱- ساخت نمونه‌ها و مراحل مقاوم‌سازی

تامین پیوستگی تسلیح NSM، باید حداقل بعد شیار در هر راستا معادل ۱/۵ برابر قطر میلگرد NSM باشد و حداقل فاصله‌ی خالص بین شیارها باید بزرگتر از دو برابر عمق شیار باشد تا از تداخل محدوده‌های کششی اطراف تسلیح NSM جلوگیری شود [۲۸]. طول کاشت تسلیح NSM باید به مقداری باشد که تا حد مقاومت کششی آنها، شکست و یا لغزشی در محل اتصال به پایه رخ ندهد [۳۰]. طول کاشت بر مبنای مشخصات مصالح ۱۰۰ میلی‌متر به دست آمد که با در نظر گرفتن ضریب اطمینان برابر ۲۰۰ میلی‌متر اجرا گردید.

با بررسی مستندات و مطالعات انجام شده روی ساختمان‌های بتن مسلح قدیمی، مقاومت بتن و مشخصات میلگردها تعیین گردید و سعی شد از مصالح با مشخصات مشابه برای ساخت نمونه‌ها استفاده گردد. معمولاً در هنگام اجرای ستون‌های بتنی، یک اتصال سرد<sup>۱</sup> بین شالوده و ستون به دلیل بتن‌ریزی با فاصله زمانی ایجاد می‌گردد. به منظور مشابهت با اجرای واقعی، بتن‌ریزی نمونه‌ها در دو مرحله مجزا از هم، ابتدا پایه و سپس ستون صورت گرفت.

برای مقاوم‌سازی خمشی دو نمونه، از چهار عدد میلگرد GFRP به قطر ۱۰ میلی‌متر و برای دو نمونه دیگر از چهار عدد میلگرد فولادی آج‌دار به قطر ۱۲ میلی‌متر استفاده گردید. مقدار تسلیح NSM از جنس GFRP و فولاد به نحوی انتخاب گردید که مقاومت کششی میلگردهای GFRP با مقاومت جاری شدن میلگردهای فولادی تقریباً برابر باشند تا امکان مقایسه نتایج وجود داشته باشد. دورپیچ پای ستون‌های تقویت شده با الیاف FRP باعث جلوگیری از کماتش زودهنگام تسلیح NSM کارگذاری شده، امکان توسعه تنش در تسلیح NSM و استفاده بهتر از ظرفیت مصالح تقویتی، محصورشدگی بتن ستون، افزایش شکل‌پذیری و میزان استهلاک انرژی ستون می‌گردد [۲۴ و ۳۱].

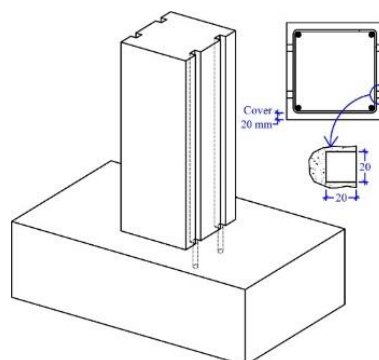
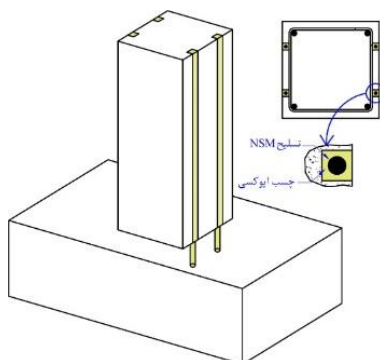
مراحل تقویت خمشی ستون‌های بتن مسلح به روش NSM شامل ایجاد شیارهایی داخل پوشش بتن بدون آسیب به میلگردهای عرضی موجود، ایجاد سوراخ در راستای شیارها در پایه به عمق و قطر لازم جهت کاشت تسلیح NSM (شکل ۲-الف)، تمیز کردن شیارها و سوراخ‌ها با برس سیمی و فشار هوا، مهار تسلیح NSM در پایه، پر کردن شیارها با چسب اپوکسی، قرار دادن تسلیح NSM داخل شیارها و صاف کردن روی شیارها (شکل ۲-ب) می‌باشد [۲۸]. برای اجرای دورپیچ FRP در پای نمونه‌های تقویت شده، ابتدا سطح ستون با سنگ دستی تمیز شده و گوشه‌های تیز ستون به شعاع موردنظر برداشته می‌شود تا کارایی دورپیچ CFRP افزایش یابد (شکل ۲-پ). سپس دورپیچ FRP در روی نمونه نصب می‌شود (شکل ۲-ت). برای

<sup>1</sup> Cold joint

## ۲-۲- مشخصات مصالح

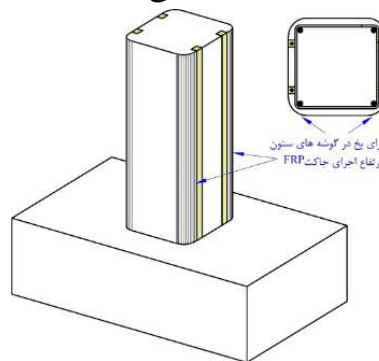
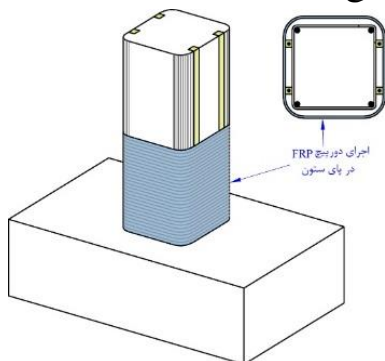
نمونه ها از بتن با وزن مخصوص معمولی و مقاومت فشاری هدف ۲۵ مگاپاسکال و اسلامپ ۸۰ میلی متر و حداکثر اندازه سنگدانه برابر ۱۵ میلی متر ساخته شدند که مقاومت فشاری متوسط بتن نمونه ها در روز آزمایش در جدول ۱ آمده است. مشخصات مکانیکی میلگردهای فولادی در جدول ۲، میلگرد GFRP در جدول ۳ و پارچه های CFRP در جدول ۴ ارائه شده است.

در این پژوهش، از سه لایه دورپیچ CFRP به ارتفاع ۵۰۰ میلی متر (معادل دو برابر بعد مقطع) استفاده شد. دورپیچ با فاصله ۵ میلی متر از روی پایه اجرا گردید. با توجه به اینکه تجهیزات اتصال به جک افقی در ناحیه ۲۰۰ میلی متر بالای ستون بسته می شود که ممکن است باعث درگیر شدن تسلیح NSM و انحراف نتایج گردد، لذا تقویت NSM در این ناحیه امتداد داده نشد. جزئیات تقویت نمونه ها در شکل ۳ نشان داده شده است.



(ب) مهار تسلیح NSM در پایه و در داخل شیارها با چسب اپوکسی

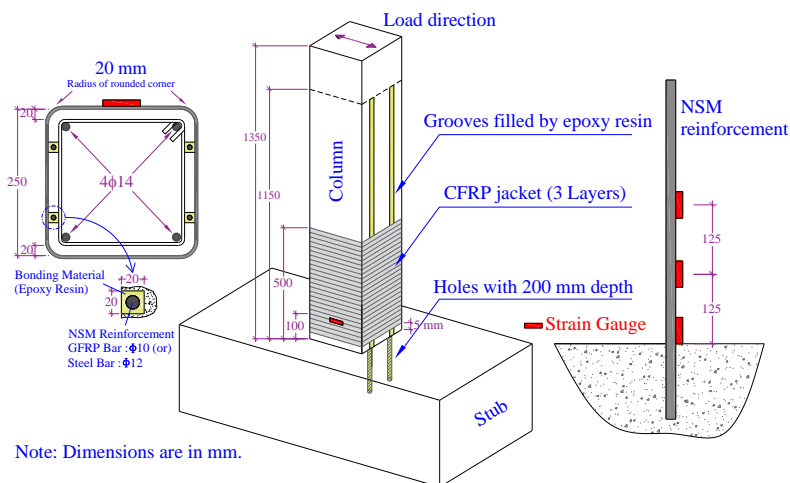
(الف) ایجاد شیارها روی ستون و سوراخ کردن پایه در امتداد شیارها



(ت) اجرای دورپیچ FRP با مشخصات موردنظر روی ستون

(پ) تمیز کردن سطح ستون و ایجاد بیخ در گوشه های تیز ستون

شکل ۲- مراحل تقویت خمشی ستون ها به روش NSM و اجرای دورپیچ FRP



شکل ۳- جزئیات نمونه های تقویت شده به روش NSM و موقعیت کرنش سنج های نصب شده روی آنها

جدول ۲- مشخصات مکانیکی میلگردهای فولادی

کرنش نهایی $\epsilon_u$ (%)	کرنش تسلیم $\epsilon_y$ (%)	تنش گسیختگی $f_u$ (MPa)	تنش تسلیم $f_y$ (MPa)	کاربرد	شکل ظاهری	قطر میلگرد (mm)
۳۹	۰/۱۷	۴۳۹	۳۳۱	میلگرد عرضی	ساده	۸
۳۷	۰/۱۶	۴۶۳	۳۲۸	میلگرد طولی	ساده	۱۴
۲۵	۰/۲۵	۶۳۸	۴۹۴	تسلیح NSM	آج‌دار	۱۲

جدول ۳- مشخصات مکانیکی میلگردهای GFRP

کرنش نهایی $\epsilon_u$ (%)	ضریب کشسانی E (GPa)	مقاومت کششی نهایی $f_u$ (MPa)	سطح مقطع (mm <sup>2</sup> )	شکل ظاهری	نوع مصالح	قطر میلگرد (mm)
۲/۰۹	۴۳	۸۴۹	۸۴/۳۲	ماسه پوش	GFRP	۱۰

جدول ۴- مشخصات فیزیکی و مکانیکی پارچه CFRP

کرنش نهایی $\epsilon_u$ (%)	ضریب کشسانی E (GPa)	مقاومت کششی نهایی $f_u$ (MPa)	ضخامت (mm/ply)	عرض پارچه (mm)	وزن واحد سطح (gr/m <sup>2</sup> )	نام تجاری
۱/۷۲	۲۴۰	۴۱۱۶	۰/۱۷۶	۵۰۸	۳۰۰	C300

تغییر مکان‌های نسبی ۰/۲، ۰/۵ و ۰/۸ درصد دو سیکل و در تغییر مکان‌های بزرگتر، سه سیکل تکرار در نظر گرفته شد.

### ۳- مشاهدات آزمایشگاهی

مشاهدات آزمایشگاهی نمونه‌ها شامل نحوه گسترش ترک‌ها، خسارت‌ها و مکانیزم‌های ایجاد شده در سه بخش نمونه‌های کنترلی، نمونه‌های تقویت شده با میلگردهای GFRP و نمونه‌های تقویت شده با میلگردهای فولادی ارائه می‌گردد.

#### ۳-۱- نمونه‌های کنترلی

اولین ترک در پای نمونه‌ها در تغییر مکان نسبی ۰/۵ درصد ظاهر گردید. ترک‌هایی در ارتفاع نمونه‌های WO در تغییر مکان نسبی ۰/۸ درصد و در نمونه WL در تغییر مکان نسبی ۱ درصد گسترش یافت. در تغییر مکان نسبی ۲ درصد، ریز ترک‌های عمودی که نشانه شروع خرد شدگی بتن می‌باشد، در پای نمونه‌ها ظاهر گشت. به دلیل عدم رخداد پدیده جدیدی در نمونه‌ها، آزمایش نمونه‌ها در تغییر مکان نسبی ۶ درصد متوقف شد. وضعیت نمونه‌ها در تغییر مکان‌های مختلف در شکل ۵ نشان داده شده است. نمونه‌ها

#### ۳-۲- برپایش آزمایش و روند بارگذاری نمونه‌ها

مطابق برپایش آزمایش در شکل ۴-الف، نیروی محوری ثابت معادل  $0.15f_c A_g$  توسط یک عملگر<sup>۱</sup> نیرو کنترل و بار جانبی چرخه‌ای شبه استاتیکی توسط یک عملگر جابجایی کنترل به بالای نمونه اعمال گردید. نیروی عملگرها در مراحل مختلف بارگذاری توسط نیروسنج<sup>۲</sup> موجود در جلوی هر عملگر گزارش و ثبت شد. برای اندازه‌گیری کرنش موجود در نمونه‌ها، تعدادی کرنش‌سنج<sup>۳</sup> مطابق شکل ۱ روی میلگردهای ساده طولی و عرضی و مطابق شکل ۳ روی تسلیح NSM و دورپیچ CFRP نصب گردید. در این مطالعه از کرنش‌سنج‌های ۱۰ میلی‌متری روی میلگردها و از کرنش‌سنج‌های ۴۰ میلی‌متری روی دورپیچ CFRP استفاده شد. جهت اعمال بار جانبی و گزارش مشاهدات در پژوهش‌های آزمایشگاهی معمولاً از پارامتر بدون بعد تغییر مکان نسبی<sup>۴</sup> استفاده می‌شود که مطابق رابطه ۱ بر اساس نسبت تغییر مکان جانبی ( $\Delta$ ) به ارتفاع نمونه (L) تعریف می‌گردد.

$$Drift\ ratio = \frac{\Delta}{L} \times 100 \quad (1)$$

روند بارگذاری جانبی برای تمامی نمونه‌ها مطابق شکل ۴-ب بر اساس ACI 374.2R-13 [۳۲] تعریف شد که در

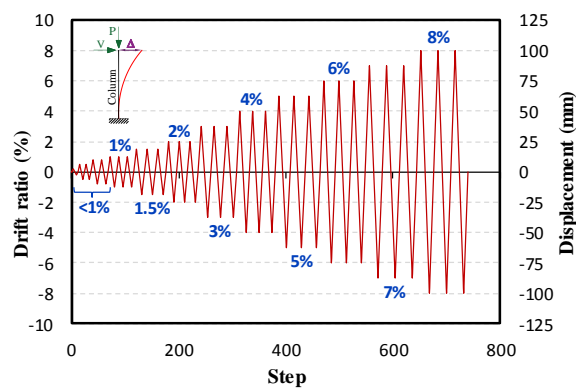
<sup>3</sup> Strain gauge

<sup>4</sup> Drift ratio

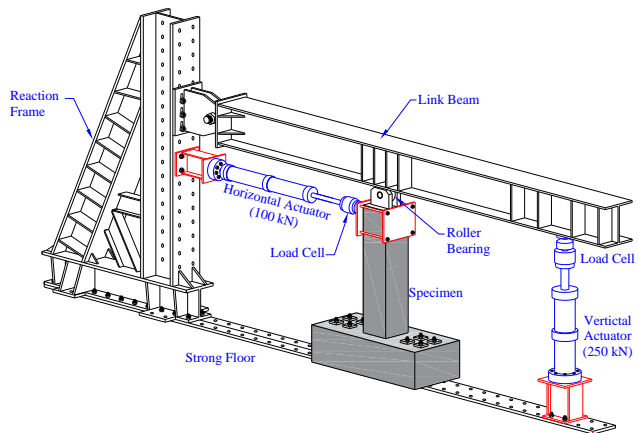
<sup>1</sup> Actuator

<sup>2</sup> Load cell

دارای الگوی ترک خوردگی مشابهی هستند و فقط ترک های خمشی محدودی در ارتفاع آنها مشاهده می شود. با توجه به غالب بودن مود شبه گهواره ای<sup>۱</sup> و حرکت دورانی زیاد پای ستون، بتن دو طرف ستون در سیکل های متعدد رفت و برگشت خرد گردید و مطابق شکل ۵-پ، یک مفصل فیزیکی در پای ستون شکل گرفت.

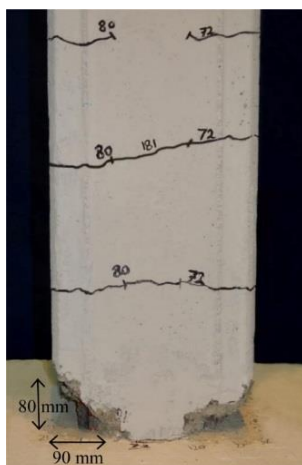


(ب) روند بارگذاری جانبی



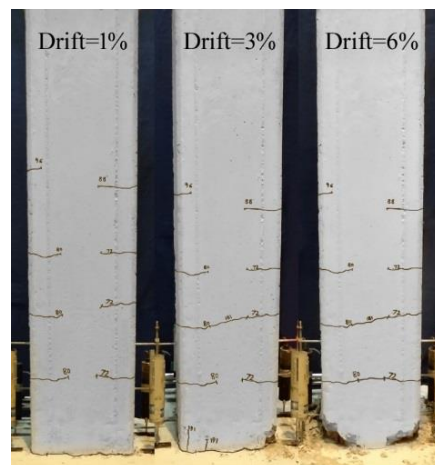
(الف) برپایش آزمایشگاهی

شکل ۴- برپایش آزمایشگاهی و روند بارگذاری جانبی

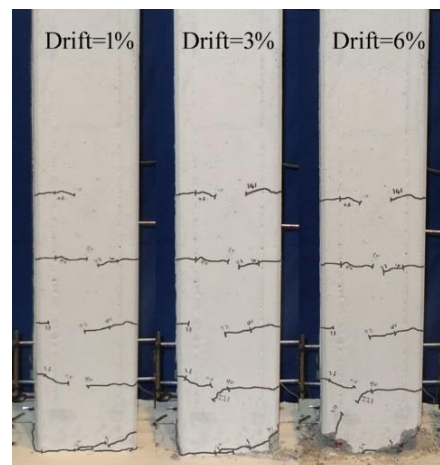


(پ) مفصل فیزیکی در پای

نمونه ها



(ب) نمونه WL



(الف) نمونه WO

شکل ۵- وضعیت نمونه های کنترلی در تغییر مکان های نسبی مختلف

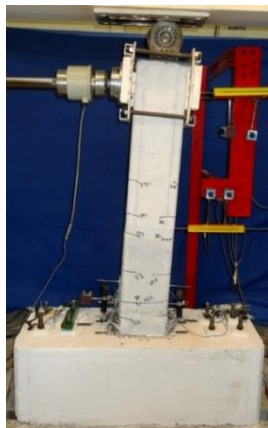
**۲-۳- نمونه های تقویت شده با میلگردهای GFRP**  
اولین ترک در پای نمونه ها در تغییر مکان نسبی ۰/۸ درصد ظاهر گردید. ترک هایی در ارتفاع نمونه WOG در تغییر مکان نسبی ۱/۵ درصد و در نمونه WLG در تغییر مکان نسبی ۱ درصد شکل گرفت. ترک هایی در بالای دورپیچ ستون در تغییر مکان های بیشتر از ۲ درصد گسترش یافت. تا قبل از شکست میلگردهای تقویتی، ستون دارای انحنا بود و ترک های خمشی و خمشی-برشی در ارتفاع نمونه و در بالای دورپیچ گسترش یافتند. اولین شکست

بر اساس اطلاعات ثبت شده از کرنش سنج ها، کرنش در میلگردهای طولی نمونه WO در تراز تقریبی پایه در تغییر مکان نسبی ۱ درصد به کرنش جاری رسید. حداکثر کرنش در میلگردهای طولی نمونه WL در حدود نصف کرنش جاری شدن بود. با توجه به نصب یک کرنش سنج در روی اولین خاموت ستون نمونه های کنترلی، مقادیر کرنش کم بود و حداکثر به حدود ۵۰۰ میکروکرنش رسید که به دلیل فعال بودن مود شبه گهواره ای و تاثیر کم مود خمشی-برشی می باشد.

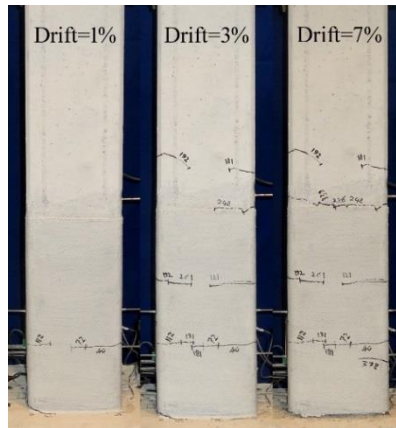
<sup>۱</sup> Quasi-rocking mode

خرید شد و میلگردهای GFRP در همان ناحیه شکستند. کرنش سنج‌های نصب شده روی میلگردهای GFRP رفتار تقریباً خطی این میلگردها را گزارش داد و در تغییر مکان نسبی ۵ درصد، کرنش متوسط در میلگردهای کشتی در تراز نزدیک به تراز پایه در حدود ۱ درصد شد که پس از آن، میلگردهای GFRP شکستند. به دلیل محصورشدگی مناسب مقطع و عدم کمانش میلگردهای GFRP، این میلگردها توانستند کرنش‌های کشتی زیادی را تحمل نمایند. در روی دورپیچ CFRP نمونه‌ها، یک کرنش سنج ۴۰ میلی‌متری در تراز ۱۰۰ میلی‌متر از تراز پایه نصب شده بود که حداکثر کرنش ایجاد شده در دورپیچ را در نمونه‌های مختلف در حدود ۲۰۰ میکروکرنش گزارش کرد.

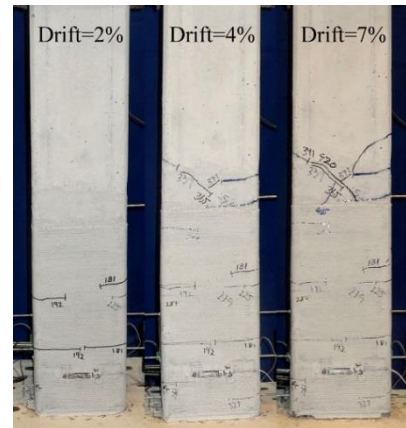
میلگردهای GFRP در نمونه‌ها در تغییر مکان نسبی ۵ درصد مشاهده شد. پس از شکست تسلیم NSM و کاهش مقاومت جانبی، انحنای موجود در ستون مطابق شکل ۶-پ از بین رفت و ترک‌های موجود در ارتفاع ستون بسته شد و منشأ اصلی تغییر شکل ستون در ترک پای ستون متمرکز گردید. در این وضعیت، حرکت ستون به صورت جسم صلب در آمد و مود شبه گهواره‌ای فعال شد. آزمایش‌ها تا تغییر مکان نسبی ۷ درصد انجام شد. شکل ۶ وضعیت نمونه‌های تقویت شده با میلگردهای GFRP را در تغییر مکان‌های مختلف نشان می‌دهد. در پایان آزمایش‌ها، وضعیت ظاهری نمونه‌ها سالم بود و هیچ گونه تورم یا جدایشی در دورپیچ CFRP مشاهده نگردید. فقط بتن در ناحیه ۵ میلی‌متر پای ستون



(پ) وضعیت نمونه‌ها در پایان آزمایش



(ب) نمونه WLG



(الف) نمونه WOG

شکل ۶- وضعیت نمونه‌های تقویت شده به روش NSM با میلگردهای GFRP در تغییر مکان‌های نسبی مختلف

صاف شدن میلگردهای فولادی تقویتی، شکست اولین میلگرد فولادی در نمونه‌های WOS در تغییر مکان نسبی ۶ درصد و در نمونه WLS در تغییر مکان نسبی ۷ درصد به سبب خستگی کم چرخه‌ای<sup>۱</sup> رخ داد. پس از شکست میلگردهای تقویتی، انحنای موجود در ستون مشابه شکل ۶-پ از بین رفت و مود شبه گهواره‌ای فعال گردید. آزمایش‌ها در تغییر مکان نسبی ۸ درصد متوقف شد. شکل ۷ وضعیت نمونه‌های تقویت شده با میلگردهای فولادی را در تغییر مکان‌های مختلف نشان می‌دهد. کلیه ترک‌های ایجاد شده در ارتفاع نمونه‌ها خمشی بودند. مطابق شکل ۷-پ، ارتفاع متوسط ناحیه گسیختگی دورپیچ در پایان آزمایش نمونه‌ها در حدود ۱۲۰ میلی‌متر معادل نصف بعد ستون و یا ۱۰ برابر قطر

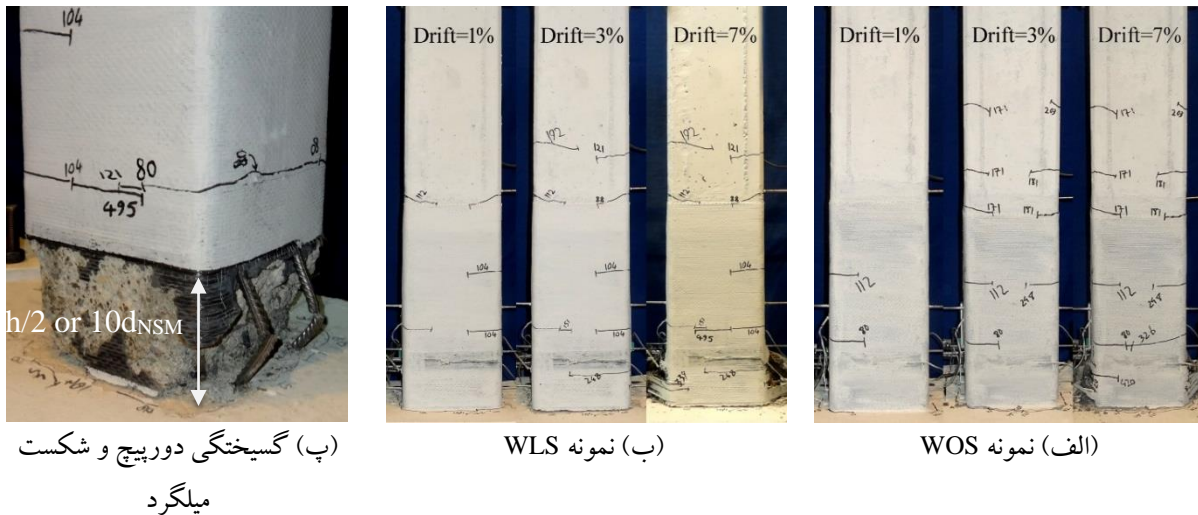
**۳-۳- نمونه‌های تقویت شده با میلگردهای فولادی**  
اولین ترک در پای نمونه‌ها در تغییر مکان نسبی ۰/۸ درصد ظاهر گردید. ترک‌هایی در ارتفاع نمونه‌ها و در بالای دورپیچ در تغییر مکان نسبی ۱ درصد شکل گرفت. ترک‌ها در بالای دورپیچ در مقایسه با نمونه‌های تقویت شده با میلگردهای GFRP خیلی گسترش نیافت. در تغییر مکان نسبی ۵ درصد، دورپیچ پای نمونه‌ها در سمت میلگردهای فشاری متورم شد و گسیختگی در دورپیچ مشاهده گردید. تورم دورپیچ ناشی از کمانش میلگردهای فولادی تقویتی و فشار جانبی هسته بتنی در وجهی که تحت فشار است، می‌باشد. کمانش میلگردها فولادی باعث افت درون سیکلی در چرخه‌های هیستریزس گردید. پس از سیکل‌های متعدد کمانش و

<sup>۱</sup> Low cycle fatigue



میلگردهای فولادی تقویتی بود. بتن در این ناحیه خرد شد. کرنش سنج های نصب شده روی میلگردهای فولادی تقویتی در تراز نزدیک به پایه نشان داد که آنها در تغییر مکان نسبی بین ۱ تا ۱/۵ درصد جاری شدند. جاری شدن در طول این میلگردها گسترش یافت و کرنش سنج های نصب شده در ارتفاع  $h/2$  نیز جاری شدن آنها را گزارش کردند. کرنش سنج های نصب شده در

ارتفاع  $h$ ، مقادیر نزدیکی را به کرنش جاری شدن ارائه دادند. میلگردهای فولادی به سبب کماتش و صاف شدن های مکرر، مطابق شکل ۷-پ اغلب از محل وسط خم شکستند. کرنش سنج ۴۰ میلی متری نصب شده در روی دورپیچ CFRP، حداکثر کرنش ایجاد شده در دورپیچ را در نمونه های مختلف در حدود ۳۵۰ میکروکرنش گزارش کرد.



شکل ۷- وضعیت نمونه های تقویت شده به روش NSM با میلگردهای فولادی در تغییر مکان های نسبی مختلف

ستون های تقویت شده با میلگردهای فولادی، ضمن افزایش قابل توجه مقاومت، سطح حلقه های هیستریزس به دلیل تغییر مود رفتاری و رفتار شکل پذیر مصالح فولاد افزایش قابل توجهی یافت. در جدول ۵ نتایج کلیدی حاصل از آزمایش نمونه ها ارائه شده است. مقاومت ستون های تقویت شده به روش NSM افزایش قابل ملاحظه ای داشته است، به نحوی که میزان افزایش مقاومت خمشی نمونه های WOG و WLG نسبت به نمونه کنترلی متناظر به ترتیب ۵۵ و ۶۸ درصد و برای نمونه های WOS و WLS نسبت به نمونه کنترلی متناظر به ترتیب ۷۲ و ۱۰۰ درصد می باشد. میزان افزایش مقاومت نمونه های تقویت شده دارای وصله میلگردهای طولی از نمونه فاقد وصله بیشتر است که نشان دهنده تاثیر بیشتر روش مقاوم سازی روی نمونه های دارای وصله میلگردهای طولی می باشد. به دلیل وجود وصله و لغزش میلگردهای طولی نسبت به هم، حداکثر نیروی نمونه کنترلی دارای وصله WL نسبت به نمونه کنترلی فاقد وصله WO به میزان ۱۶ درصد کمتر بود.

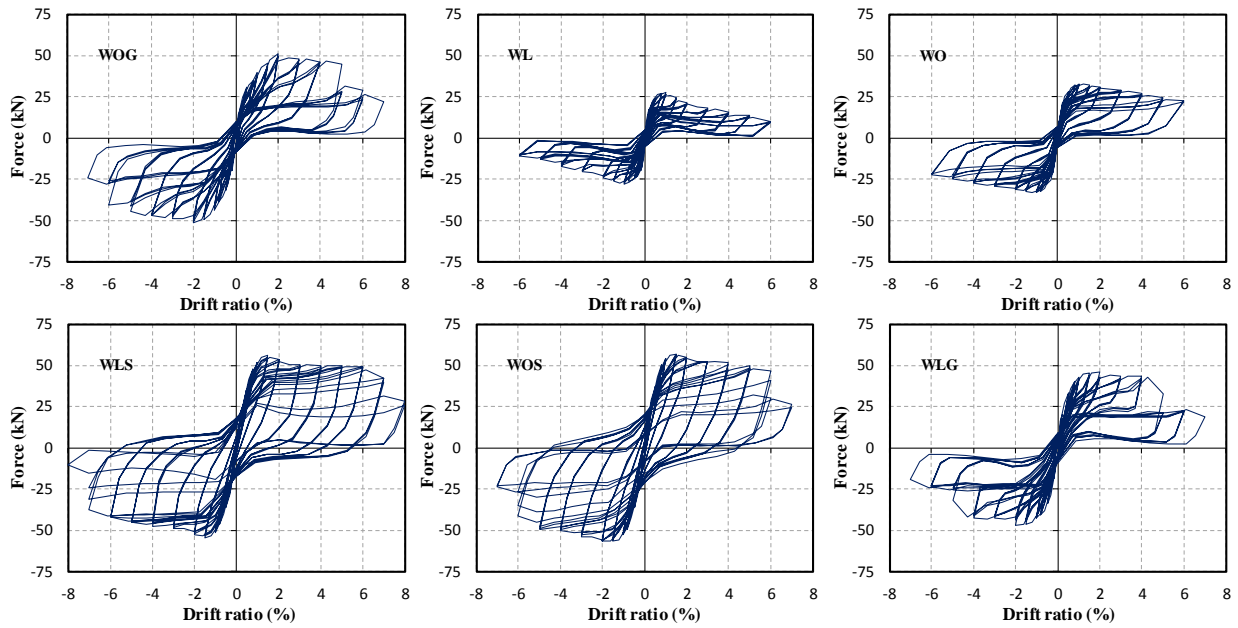
#### ۴- پردازش و بررسی نتایج

در این قسمت، بر اساس نتایج آزمایشگاهی نمونه های کنترلی و تقویت شده، تاثیر روش تقویت روی پارامترهای مقاومت، شکل پذیری، سختی، استهلاک انرژی، میرایی هیستریزس معادل و شاخص خسارت مورد ارزیابی قرار می گیرد.

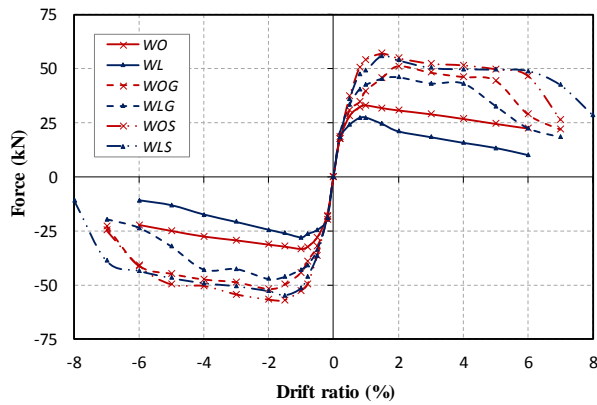
#### ۴-۱- منحنی های نیرو-جابجایی و نتایج کلیدی

منحنی های هیستریزس نیرو-جابجایی نمونه ها حاصل از نتایج آزمایشگاهی در شکل ۸ آمده است. منحنی پوش پاسخ نمونه ها بر اساس آیین نامه ASCE/SEI 41-13 [۳۳] از اتصال نقاط دارای بیشترین تغییر مکان در اولین سیکل هر دامنه استخراج و در شکل ۹ ارائه شده است. نمونه های کنترلی دارای حلقه های هیستریزس پرچمی شکل با باریک شدن<sup>۱</sup> زیاد می باشند که به سبب لغزش میلگردهای ساده است. منحنی های هیستریزس نمونه های تقویت شده با میلگردهای GFRP، دارای باریک شدن زیاد است که به علت رفتار الاستیک خطی مصالح GFRP می باشد. در

<sup>۱</sup> Pinching



شکل ۸- پاسخ نیرو-جابجایی نمونه‌ها تحت بار جانبی چرخه‌ای



شکل ۹- پوش پاسخ نمونه‌ها

جدول ۵- نتایج کلیدی آزمایش نمونه‌ها

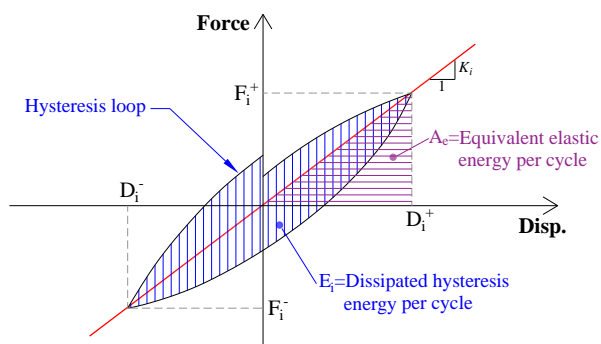
حالت خرابی	تغییر مکان نسبی متناظر شکست NSM		افزایش مقاومت $F_{max}/F_{max,control}$			تغییر مکان نسبی در حداکثر نیرو (%)		حداکثر نیرو $F_{max}$ (kN)		نمونه
	کشش	فشار	متوسط	کشش	فشار	کشش	فشار	کشش	فشار	
مود شبه گهواره‌ای	--	--	۱/۰۰	۱/۰۰	۱/۰۰	۱/۰	-۱/۰	۳۳/۰۰	-۳۳/۳۰	WO
مود شبه گهواره‌ای	--	--	۱/۰۰	۱/۰۰	۱/۰۰	۱/۰	-۱/۰	۲۷/۵۰	-۲۷/۹۰	WL
شکست میلگردهای GFRP	۵/۰	-۶/۰	۱/۵۵	۱/۵۵	۱/۵۶	۲/۰	-۲/۰	۵۱/۲۰	-۵۱/۸۰	WOG
شکست میلگردهای GFRP	۵/۰	-۵/۰	۱/۶۸	۱/۶۸	۱/۶۹	۲/۰	-۲/۰	۴۶/۱۰	-۴۷/۲۰	WLG
گیسختگی دورپیچ CFRP و شکست میلگردهای فولادی	۶/۰	-۶/۰	۱/۷۲	۱/۷۳	۱/۷۱	۱/۵	-۱/۵	۵۷/۲۰	-۵۶/۹۰	WOS
گیسختگی دورپیچ CFRP و شکست میلگردهای فولادی	۷/۰	-۷/۰	۲/۰۰	۲/۰۴	۱/۹۶	۱/۵	-۱/۵	۵۶/۰۰	-۵۴/۷۰	WLS

## ۴-۲- ظرفیت شکل پذیری

ظرفیت شکل‌پذیری نمونه‌های تقویت شده WOS و WOG نسبت به نمونه کنترلی WO به ترتیب به میزان ۱۸ و ۵ درصد کاهش داشت که به دلیل افزایش جابجایی تسلیم و تغییر مود رفتاری از شبه گهواره‌ای به خمشی-برشی می‌باشد. ظرفیت باربری نمونه کنترلی WL بعد از رسیدن به حداکثر نیرو به دلیل لغزش میلگردهای طولی در محل وصله به سرعت افت کرد و شکل‌پذیری این نمونه ۳۲ درصد کمتر از نمونه کنترلی فاقد وصله WO می‌باشد. با تقویت نمونه‌های دارای وصله، شکل‌پذیری نمونه‌های تقویت شده WLG و WLS نسبت به نمونه کنترلی WL به ترتیب به میزان ۱۵ و ۴۲ درصد افزایش یافت.

## ۴-۳- سختی سکانتی

سختی سکانتی به صورت شیب خط واصل بین نقطه بار حداکثر در تغییر مکان‌های مثبت و منفی برای هر سیکل مطابق شکل ۱۱ می‌باشد و با استفاده از رابطه ۳ تعیین می‌گردد. بر این اساس، سختی سکانتی نمونه‌های آزمایشگاهی تحت بار چرخه‌ای افزایش یافته در تغییر مکان‌های نسبی مختلف استخراج و در شکل ۱۲ ارائه شده است.



شکل ۱۱- سختی سکانتی و انرژی مستهلک شده در هر چرخه

هیستریزس [۳۷]

$$K_i = \frac{F_{mi}}{D_{mi}}$$

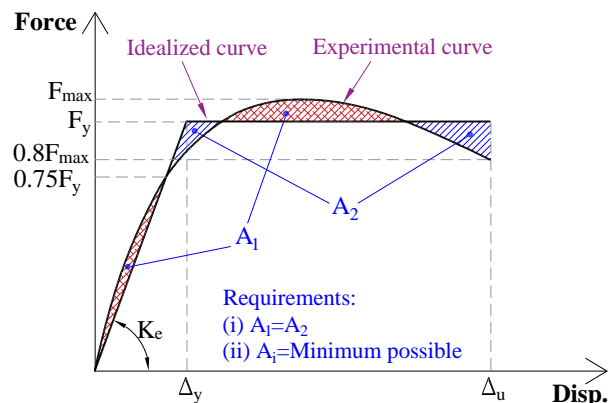
$$F_{mi} = \frac{1}{2}(|F_i^+| + |F_i^-|) \quad (3)$$

$$D_{mi} = \frac{1}{2}(|D_i^+| + |D_i^-|)$$

در این روابط  $K_i$  سختی سکانتی،  $F_{mi}$  و  $D_{mi}$  به ترتیب متوسط حداکثر نیرو و متوسط حداکثر جابجایی،  $F_i^+$  و  $D_i^+$  حداکثر نیرو

ظرفیت شکل‌پذیری بر اساس نسبت جابجایی نهایی ( $\Delta_u$ ) به جابجایی تسلیم ( $\Delta_y$ ) تعریف و با استفاده از رابطه ۲ محاسبه می‌شود. برای محاسبه ظرفیت شکل‌پذیری، لازم است پوش پاسخ نیرو-جابجایی اعضای بتنی به صورت دو خطی ایده‌آل شود. روش‌های مختلفی برای ایده‌آل‌سازی منحنی پوش و تخمین جابجایی تسلیم وجود دارد [۳۳-۳۶] که در این مطالعه از روش پاولی و پریستلی<sup>۱</sup> [۳۵] مطابق شکل ۱۰ استفاده گردید. جابجایی نهایی نمونه معادل حداقل مقدار جابجایی متناظر با نقطه شکست یا جابجایی که در آن مقدار نیرو نسبت به حداکثر نیرو ۲۰ درصد افت می‌کند، در نظر گرفته می‌شود [۳۵]. ظرفیت شکل‌پذیری نمونه‌های آزمایشگاهی استخراج و در جدول ۶ ارائه شده است.

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (2)$$



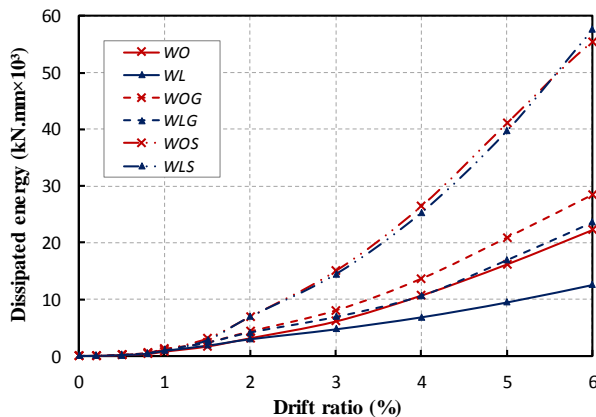
شکل ۱۰- منحنی دو خطی ایده‌آل اجزای بتن مسلح [۳۵]

جدول ۶- ظرفیت شکل‌پذیری نمونه‌ها

ظرفیت شکل پذیری	$\Delta_u$ (mm)	$\Delta_y$ (mm)	نمونه
۷/۸۳	۵۴	۶/۹	WO
۵/۳۵	۳۰	۵/۶	WL
۶/۴۲	۷۲	۱۱/۲	WOG
۶/۱۶	۶۱	۹/۹	WLG
۷/۴۳	۷۵	۱۰/۱	WOS
۷/۶۰	۷۷	۱۰/۱	WLS

<sup>1</sup> Paulay and Priestley

هیستریزیس، مقادیر رشد کرد و رفتار نمونه‌های مختلف از هم تفکیک شد.



شکل ۱۳- انرژی مستهلک شده تجمعی نمونه‌ها

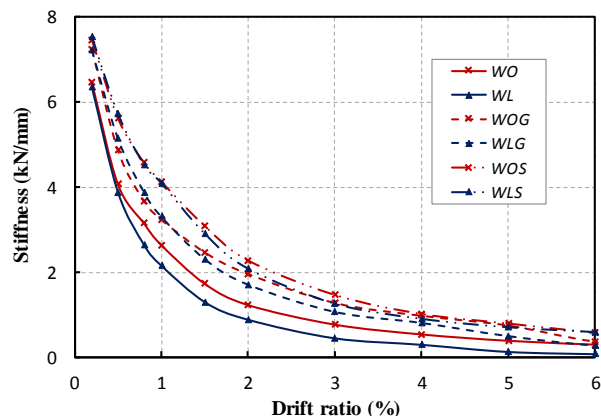
کمترین میزان استهلاک انرژی مربوط به نمونه کنترلی دارای وصله و بیشترین میزان استهلاک انرژی مربوط به نمونه‌های تقویت شده با میلگردهای فولادی می‌باشد. میزان انرژی مستهلک شده در نمونه‌های تقویت شده با میلگردهای فولادی در تغییر مکان‌های نسبی یکسان تقریباً با هم برابر است که نشان دهنده تاثیر اندک وصله در میزان استهلاک انرژی این نمونه‌ها می‌باشد. ظرفیت استهلاک انرژی نمونه کنترلی فاقد وصله نسبت به نمونه کنترلی دارای وصله بیشتر است. میزان انرژی مستهلک شده تجمعی نمونه‌های تقویت شده با میلگردهای GFRP نسبت به نمونه‌های کنترلی متناظر به طور متوسط در تغییر مکان‌های نسبی ۲، ۴ و ۶ درصد به ترتیب ۳۸، ۴۲ و ۵۸ درصد افزایش و در نمونه‌های تقویت شده با میلگردهای فولادی نسبت به نمونه‌های کنترلی متناظر به طور متوسط در تغییر مکان‌های نسبی ۲، ۴ و ۶ درصد به ترتیب ۱۲۸، ۲۰۹ و ۲۵۵ درصد افزایش داشت. از مقایسه نتایج فوق مشاهده می‌شود نمونه‌های تقویت شده با میلگردهای فولادی دارای ظرفیت استهلاک انرژی بیشتری نسبت به نمونه‌های تقویت شده با میلگردهای GFRP می‌باشند که به دلیل رفتار شکل پذیر مصالح فولادی و امکان گسترش رفتارهای غیرخطی است.

#### ۴-۵- میرایی هیستریزیس معادل

میرایی هیستریزیس معادل نشان دهنده مقدار انرژی هیستریزیس مستهلک شده در یک چرخه بارگذاری به انرژی مستهلک شده الاستیک معادل است و مطابق شکل ۱۱ با استفاده از رابطه ۴

و جابجایی در جهت مثبت و  $F_i^-$  و  $D_i^-$  حداکثر نیرو و جابجایی در جهت منفی در چرخه  $i$  ام می‌باشد.

بر اساس شکل ۱۲، نمو کاهش سختی نمونه‌ها تا تغییر مکان نسبی ۱ درصد خیلی زیاد است که به سبب گسترش ترک‌ها و شروع رفتارهای غیرخطی می‌باشد. کمترین مقادیر سختی متعلق به نمونه کنترلی دارای وصله می‌باشد. سختی نمونه‌های تقویت شده با میلگردهای GFRP تا تغییر مکان نسبی ۱ درصد تقریباً با هم برابر است و با شروع لغزش میلگردهای طولی نمونه‌های دارای وصله، سختی نمونه دارای وصله با نمو بیشتری کاهش می‌یابد. بیشترین میزان سختی متعلق به نمونه‌های تقویت شده با میلگردهای فولادی است. افزایش سختی ستون‌ها سبب کاهش تغییر مکان جانبی و کاهش صدمات به اجزای غیرسازه‌ای در هنگام رخداد زلزله می‌گردد. افزایش سختی نمونه‌های تقویت شده اگر چه سبب افزایش تقاضای لرزه‌ای می‌شود، اما به دلیل افزایش قابل توجه مقاومت این ستون‌ها مشکلی ایجاد نمی‌کند.



شکل ۱۲- سختی سکانتی نمونه‌ها

#### ۴-۴- ظرفیت استهلاک انرژی

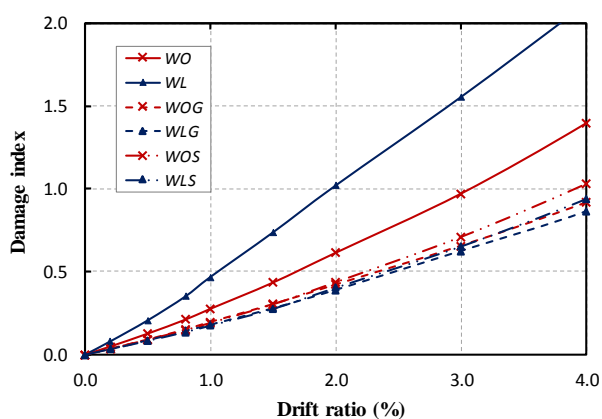
انرژی مستهلک شده تجمعی در نمونه‌ها تحت بار چرخه‌ای از مجموع سطح داخل حلقه‌های هیستریزیس مطابق شکل ۱۱ در تغییر مکان‌های نسبی مختلف محاسبه می‌شود و نشان دهنده ظرفیت استهلاک انرژی عضو می‌باشد. این نتایج برای نمونه‌های مختلف در شکل ۱۳ ارائه شده است. بر اساس شکل ۱۳، نمونه‌ها تا تغییر مکان نسبی ۱ درصد دارای ظرفیت استهلاک انرژی کمی هستند و تقریباً مقادیر بهم نزدیک است؛ در تغییر مکان‌های نسبی بالاتر با گسترش رفتارهای غیرخطی و افزایش سطح چرخه‌های

#### ۴-۶- شاخص خسارت

شاخص خسارت پارامتری است که برای ارزیابی کمی خسارت‌های وارده به اعضای بتنی به کار می‌رود و روش‌های متعددی برای محاسبه آن پیشنهاد شده است. شاخص خسارت پارک و انگ<sup>۱</sup> [۳۸] میزان خسارت را از ترکیب خطی جابجایی نهایی و انرژی مستهلک شده با استفاده از رابطه ۵ ارزیابی می‌کند و به دلیل سادگی و انطباق مناسب با نتایج آزمایشگاهی کاربرد فراوانی دارد، لذا در این مطالعه مدنظر قرار گرفت.

$$DI = \frac{\delta_{\max}}{\delta_u} + \frac{\beta}{Q_y \cdot \delta_u} \int dE \quad (5)$$

در این رابطه  $\delta_{\max}$  حداکثر جابجایی در هر گام بارگذاری،  $\delta_u$  ظرفیت جابجایی نهایی تحت بارگذاری بکنواخت می‌باشد که می‌توان از روابط تجربی آن را تعیین نمود [۳۹ و ۸]،  $\beta$  پارامتری است که وابسته به نیروی برشی، نیروی محوری و مقدار میلگردهای طولی و عرضی می‌باشد،  $Q_y$  مقاومت تسلیم و  $dE$  انرژی مستهلک شده است. مقادیر پارامترهای  $\delta_{\max}$  و  $Q_y$  و  $dE$  از نتایج آزمایشگاهی نمونه‌ها به دست می‌آید. جابجایی نهایی ( $\delta_u$ ) حاصل از آزمایش برابر جابجایی متناظر نقطه‌ای است که نیرو نسبت به حداکثر نیرو به میزان ۲۰ درصد افت می‌کند. شاخص خسارت نمونه‌ها در تغییر مکان‌های نسبی مختلف استخراج و در شکل ۱۵ ارائه شده است.



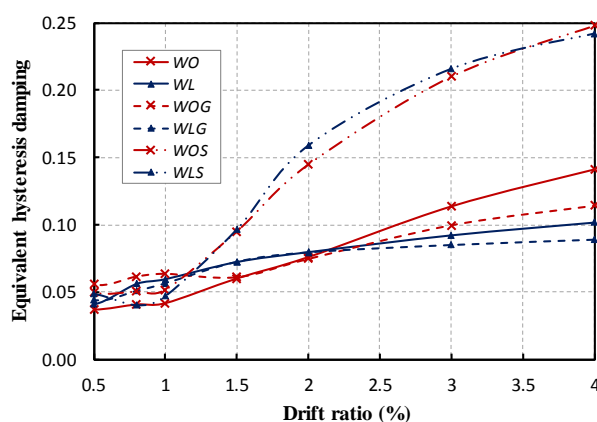
شکل ۱۵- شاخص خسارت نمونه‌ها

مطابق شکل ۱۵، بیشترین میزان شاخص خسارت متعلق به نمونه‌های کنترلی و کمترین مقادیر شاخص خسارت مربوط به نمونه تقویت شده WLG می‌باشد. شاخص خسارت نمونه‌های تقویت شده

تعریف می‌شود [۳۷]. برای محاسبه میرایی هیستریزس معادل بر مبنای نسبت شکل‌پذیری روابط متعددی در ادبیات فنی وجود دارد [۸]. میرایی هیستریزس معادل نمونه‌ها در تغییر مکان‌های نسبی مختلف استخراج و در شکل ۱۴ ارائه شده است.

$$\xi_{eqi} = \frac{E_i}{2\pi F_{mi} D_{mi}} = \frac{E_i}{4\pi A_e} \quad (4)$$

در این رابطه  $D_{mi}$  و  $F_{mi}$  به ترتیب متوسط حداکثر نیرو و متوسط حداکثر جابجایی در چرخه  $i$ ،  $E_i$  میزان انرژی مستهلک شده در چرخه  $i$  و  $A_e$  انرژی کرنشی ذخیره شده در یک سیستم الاستیک خطی معادل در حالت استاتیکی می‌باشد.



شکل ۱۴- میرایی هیستریزس معادل نمونه‌ها

مطابق شکل ۱۴، میرایی هیستریزس معادل نمونه‌ها تا تغییر مکان نسبی ۱ درصد در حدود ۰/۰۵ می‌باشد که همان مقدار میرایی ویسکوز است و بعد از آن با توسعه رفتارهای غیرخطی و افزایش سطح حلقه‌های هیستریزس، مقادیر میرایی افزایش یافت. میرایی هیستریزس معادل ستون‌های تقویت شده با میلگردهای فولادی نسبت به سایر نمونه‌ها افزایش قابل ملاحظه‌ای داشت، به گونه‌ای که میرایی هیستریزس نمونه WOS نسبت به نمونه کنترلی متناظر در تغییر مکان‌های نسبی ۲، ۳ و ۴ درصد به ترتیب حدود ۹۰، ۸۵ و ۷۶ درصد افزایش و در نمونه WLS نسبت به نمونه کنترلی متناظر در تغییر مکان‌های نسبی ۲، ۳ و ۴ درصد به ترتیب حدود ۱۰۰، ۱۳۴ و ۱۳۸ درصد افزایش یافت. تقویت ستون‌ها با میلگردهای GFRP تاثیر چندانی روی میرایی هیستریزس معادل نداشت و در مواردی سبب کاهش آن نیز گردید که به علت رفتار الاستیک و غیرشکل‌پذیر میلگردهای تقویتی GFRP می‌باشد.

<sup>1</sup> Park and Ang damage index

- نسبت به نمونه‌های کنترلی کاهش محسوسی دارد، به گونه‌ای که شاخص خسارت نمونه‌های تقویت شده WOG و WLW نسبت به نمونه‌های کنترلی متناظر به طور متوسط در تغییر مکان‌های نسبی مختلف به ترتیب ۳۰ و ۶۰ درصد کاهش و همچنین شاخص خسارت نمونه WOS و WLS نسبت به نمونه‌های کنترلی متناظر به طور متوسط به ترتیب ۲۵ و ۵۴ درصد کاهش داشت. نتایج فوق نشان می‌دهد که نمونه‌های تقویت شده با میلگردهای GFRP متحمل خسارت کمتری شدند که مشاهدات آزمایشگاهی نیز آن را تصدیق نمود. کاهش شاخص خسارت در نمونه‌های تقویت شده دارای وصله نسبت به نمونه تقویت شده فاقد وصله بیشتر است که نشان دهنده تاثیر بیشتر روش مقاوم‌سازی روی نمونه‌های دارای وصله میلگردهای طولی می‌باشد.

#### ۵- نتیجه‌گیری

- در این پژوهش، مقاوم‌سازی خمشی ستون‌های بتن مسلح قدیمی به روش تسلیح‌گذاری در نزدیک سطح (NSM) با میلگردهای GFRP و فولادی به صورت آزمایشگاهی مورد بررسی قرار گرفت. شش نمونه ستون با مقیاس نیم تحت بار محوری ثابت معادل  $0.15fcAg$  و بار جانبی چرخه‌ای افزایش شد. نمونه‌ها شامل دو نمونه کنترلی، دو نمونه تقویت شده با میلگردهای GFRP و دو نمونه تقویت شده با میلگردهای فولادی ساخت ایران بود. پارامترهای اصلی لرزه‌ای شامل مقاومت، شکل‌پذیری، سختی، ظرفیت استهلاک انرژی، میرایی هیستریزس و شاخص خسارت برای نمونه‌های مختلف استخراج و با هم مقایسه گردید. نتایج مهم به صورت خلاصه در ادامه ارائه می‌شود:
- تقویت خمشی ستون‌ها به روش تسلیح‌گذاری در نزدیک سطح (NSM) باعث افزایش مقاومت آنها گردید، به گونه‌ای که افزایش مقاومت خمشی ستون‌های تقویت شده با میلگردهای GFRP و فولادی نسبت به ستون‌های کنترلی به طور متوسط به ترتیب ۶۲٪ و ۸۶٪ بود.
  - در نمونه‌های تقویت شده با میلگردهای GFRP، میلگردهای GFRP کمانش نکردند و در کرنش حدود ۱ درصد شکستند. در این نمونه‌ها هیچ صدمه‌ای در دورپیچ‌ها مشاهده نگردید و فقط بتن در ناحیه ۵ میلی‌متر پای ستون خرد شد.
- در نمونه‌های تقویت شده با میلگردهای فولادی، کمترین سختی متعلق به نمونه کنترلی دارای وصله و بیشترین سختی متعلق به نمونه‌های تقویت شده با میلگردهای فولادی بود. افزایش سختی نمونه‌های تقویت شده سبب کاهش تغییر مکان جانبی و کاهش صدمات به اجزای غیرسازه‌ای تحت اثر زلزله می‌گردد.
  - کمترین ظرفیت استهلاک انرژی مربوط به نمونه کنترلی دارای وصله و بیشترین مقادیر مربوط به نمونه‌های تقویت شده با میلگردهای فولادی بود. میزان افزایش ظرفیت استهلاک انرژی ستون‌های تقویت شده با میلگردهای GFRP و فولادی نسبت به ستون‌های کنترلی به طور متوسط به ترتیب برابر ۴۶٪ و ۱۹۷٪ بود.
  - میرایی هیستریزس معادل نمونه‌های تقویت شده با میلگردهای فولادی نسبت به نمونه‌های کنترلی افزایش قابل ملاحظه‌ای داشت. تقویت ستون‌ها با میلگردهای GFRP تاثیر چندانی در میرایی هیستریزس معادل نداشت و بعضا سبب کاهش نیز گردید.
  - شاخص خسارت ستون‌های تقویت شده کاهش محسوسی داشت، به گونه‌ای که شاخص خسارت ستون‌های تقویت شده با میلگردهای GFRP و فولادی نسبت به ستون‌های کنترلی به طور متوسط به ترتیب ۴۵٪ و ۳۹٪ کاهش یافت.
  - استفاده از میلگردهای فولادی در مقایسه با میلگردهای GFRP به عنوان تسلیح NSM باعث افزایش بیشتر مقاومت جانبی و بهبود پارامترهای لرزه‌ای ستون‌های تقویت شده گردید. از طرفی میلگردهای فولادی از نظر اقتصادی به صرفه‌تر بوده و به راحتی در دسترس می‌باشند.

#### تقدیر و تشکر

نویسندگان از دانشکده مهندسی عمران دانشگاه تهران و حمایت شرکت مقاوم‌سازان پایون و صنایع فروآلیاژ ایران (ازنا) به سبب

beam-column joints with plain bars. *ACI Struct J* 2013;110:137–48.

[12]. De Risi MT, Ricci P, Verderame GM. Modelling exterior unreinforced beam-column joints in seismic analysis of non-ductile RC frames. *Earthq Eng Struct Dyn Eng Struct Dyn* 2016;44.

[13]. Calvi GM, Magenes G, Pampanin S. Experimental test on a three storey RC frame designed for gravity only. 12th Eur. Conf. Earthq. Eng., London: 2002.

[14]. Bousias SN, Spathis A-L, Fardis MN. Seismic retrofitting of columns with lap spliced smooth bars through FRP or concrete jackets. *J Earthq Eng* 2007;11:653–74.

[15]. Fukuyama K, Higashibata Y, Miyauchi Y. Studies on repair and strengthening methods of damaged reinforced concrete columns. *Cem Concr Compos* 2000;22:81–8.

[16]. Ma C-K, Apandi NM, Sofrie CSY, Ng JH, Lo WH, Awang AZ, et al. Repair and rehabilitation of concrete structures using confinement: A review. *Constr Build Mater* 2017;133:502–15.

[17]. Truong GT, Kim J, Choi K. Seismic performance of reinforced concrete columns retrofitted by various methods. *Eng Struct* 2017;134:217–35.

[18]. Yalcin C, Kaya O, Sinangil M. Seismic retrofitting of R/C columns having plain rebars using CFRP sheets for improved strength and ductility. *Constr Build Mater* 2008;22:295–307.

[19]. Cho C, Kim Y, Feo L, Hui D. Cyclic responses of reinforced concrete composite columns strengthened in the plastic hinge region by HPFRC mortar. *Compos Struct* 2012;94:2246–53.

[20]. Li X, Wang J, Bao Y, Chen G. Cyclic behavior of damaged reinforced concrete columns repaired with high-performance fiber-reinforced cementitious composite. *Eng Struct* 2017;136:26–35.

[21]. Goksu C, Polat A, Ilki A. Attempt for seismic retrofit of existing substandard RC members under reversed cyclic flexural effects. *J Compos Constr* 2012;16:286–99.

[22]. Vrettos I, Kefala E, Triantafillou TC. Innovative flexural strengthening of reinforced concrete columns using carbon-fiber anchors. *ACI Struct J* 2013;110:63–70.

[23]. Barros JAO, Varma RK, Sena-Cruz JM, Azevedo AFM. Near surface mounted CFRP strips for the flexural strengthening of RC columns: Experimental and numerical research. *Eng Struct* 2008;30:3412–25.

[24]. Bournas DA, Triantafillou TC. Flexural strengthening of reinforced concrete columns with near-surface-mounted FRP or stainless steel. *ACI*

تأمین بخشی از مصالح مصرفی در این پروژه پژوهشی تشکر می‌کنند. همچنین از کارشناسان آزمایشگاه سازه دانشگاه تهران، مهندس حمید زارع و مهندس داود رحمانی به واسطه پشتیبانی‌های فنی و نقش آنها در انجام آزمایش‌ها صمیمانه قدردانی می‌گردد.

## ۶- مراجع

[1]. Arani KK, Marefat MS, Amrollahi A, Khanmohammadi M. Experimental seismic evaluation of old concrete columns reinforced by plain bars. *Struct Des Tall Spec Build* 2010;24.

[2]. Adibi M, Marefat MS, Esmaeily A, Arani KK, Esmaeily A. Seismic retrofit of external concrete beam-column joints reinforced by plain bars using steel angles prestressed by cross ties. *Eng Struct* 2017;148:813–28.

[3]. Ilki A, Demir C, Bedirhanoglu I, Kumbasar N. Seismic retrofit of brittle and low strength RC columns using fiber reinforced polymer and cementitious composites. *Adv Struct Eng* 2009;12:325–47.

[4]. Seifi A, Hosseini A, Marefat MS, Zareian MS. Improving seismic performance of old-type RC frames using NSM technique and FRP jackets. *Eng Struct* 2017;147:705–23.

[5]. Verderame GM, Fabbrocino G, Manfredi G. Seismic response of R.C. columns with smooth reinforcement. Part I: Monotonic tests. *Eng Struct* 2008;30:2277–88.

[6]. Verderame GM, Fabbrocino G, Manfredi G. Seismic response of R.C. columns with smooth reinforcement. Part II: Cyclic tests. *Eng Struct* 2008;30:2289–300.

[7]. Di Ludovico M, Verderame GM, Prota A, Manfredi G, Cosenza E. Experimental behavior of nonconforming RC columns with plain bars under constant axial load and biaxial bending. *J Struct Eng ASCE* 2013;139:897–914.

[8]. Melo J, Varum H, Rossetto T. Experimental cyclic behaviour of RC columns with plain bars and proposal for Eurocode 8 formula improvement. *Eng Struct* 2015;88:22–36.

[9]. Marefat MS, Hassanzadeh Shirazi SM, Rostamshirazi R, Khanmohammadi M. Cyclic response of concrete beams reinforced by plain bars. *J Earthq Eng* 2009;13:463–81.

[10]. Pampanin S, Bolognini D, Pavese A. Performance-based seismic retrofit strategy for existing reinforced concrete frame systems using fiber-reinforced polymer composites. *J Compos Constr* 2007;11:211–26.

[11]. Fernandes C, Melo J, Varum H, Costa A. Cyclic behavior of substandard reinforced concrete

- [38]. Park Y, Alfredo H, Ang F. Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete. *ASCE J Struct Eng* 1985;111:722–39.
- [39]. CEN. Eurocode 8: design of structures for earthquake resistance-part 3: assessment and retrofitting of buildings. Brussels, Belgium: Comité Européen de Normalisation; 2005.
- [25]. El-Maaddawy T, El-Dieb AS. Near-Surface-Mounted composite system for repair and strengthening of reinforced concrete columns subjected to axial load and biaxial bending. *J Compos Constr* 2011;15:602–14.
- [26]. Sarafraz ME, Danesh F. New technique for flexural strengthening of RC columns with NSM FRP bars. *Mag Concr Res* 2012;64:151–61.
- [27]. Ding L, Wu G, Yang S, Wu Z. Performance advancement of RC columns by applying basalt FRP composites with NSM and confinement system. *J Earthq Tsunami* 2013;7:20.
- [28]. ACI Committee 440. Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures (ACI 440.2R-08). Farmington Hills, Michigan: American Concrete Institute (ACI); 2008.
- [29]. American Society of Civil Engineers, American Society for Testing Materials, American Railway Engineering Association, American Concrete Institute, Portland Cement Association. Progress report of the joint committee on standard specifications for concrete and reinforced concrete. Philadelphia: 1921.
- [30]. Kim SJ, Smith ST. Pullout Strength Models for FRP Anchors in Uncracked Concrete. *J Compos Constr* 2010;14:406–14.
- [31]. Seible BF, Priestley MJN, Hegemier GA, Innamorato D. Seismic retrofit of RC columns with continuous carbon fiber jackets. *J Compos Constr* 1997;1:52–62.
- [32]. ACI Committee 374. Guide for testing reinforced concrete structural elements under slowly applied simulated seismic loads (ACI 374.2R-13). Farmington Hills, Michigan: American Concrete Institute (ACI); 2013.
- [33]. ASCE/SEI 41-13. Seismic evaluation and retrofit of existing buildings. Reston, Virginia: American Society of Civil Engineers (ASCE); 2014.
- [34]. Park R. Evaluation of Ductility of Structures and Structural Assemblages from Laboratory Testing. *Bull NZ Natl Soc Earthq Eng* 1989;22:155–66.
- [35]. Paulay T, Priestley MJN. Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings. New York: John Wiley & Sons, Inc.; 1992.
- [36]. FEMA 356. Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. Washington, DC: Federal Emergency Management Agency (FEMA); 2000.
- [37]. Priestley MJN, Seible F, Calvi GM. Seismic design and retrofit of bridges. New York, USA: John Wiley & Sons, Inc.; 1996.



## Flexural strengthening of old-type RC columns with near surface mounted GFRP or steel bars

Ali Seifi \*

School of Civil Engineering, College of Engineering, University of Tehran  
Abdollah Hosseini

School of Civil Engineering, College of Engineering, University of Tehran  
Mohammad Sadegh Marefat

School of Civil Engineering, College of Engineering, University of Tehran  
Mohammad Khanmohammadi

School of Civil Engineering, College of Engineering, University of Tehran

### Abstract

The old-type RC buildings constructed before 1970s are mostly designed according to gravity loads and lack seismic detailing. In these buildings, the strong column-weak beam concept is not usually observed, and due to the probability of soft-storey event, they are vulnerable to seismic loads. Therefore, the flexural strengthening of the columns is proposed as one of the top priorities in seismic retrofitting of these buildings. This paper experimentally studies the flexural strengthening of old-type RC columns with near surface mounted (NSM) technique. Six half-scale columns, including two control columns and four columns strengthened via NSM method with GFRP and steel bars, were tested under constant axial load and increasing lateral load; the effect of strengthening method and materials were also investigated. The mean flexural strength and energy dissipation capacity of the strengthened columns with GFRP bars increased respectively by 62% and 46% compared to corresponding control columns; but the equivalent hysteresis damping of these columns did not have a substantial increase. In addition, the mean flexural strength, energy dissipation capacity, and equivalent hysteresis damping of the strengthened columns with steel bars increased respectively by 86%, 197%, and 104% compared to the corresponding control columns. The results indicate that NSM technique remarkably increases the flexural strength and improves the seismic parameters of columns, especially when steel bar are used as NSM reinforcement.

**Keywords:** Old-type reinforced concrete column; plain bar; near surface mounted (NSM); flexural strengthening; seismic retrofitting.

---

\* Corresponding Author: aliseifi@ut.ac.ir

