

# تأثیر محصورشدگی اجزای مرزی با کامپوزیت FRP در رفتار دیوار برشی

مریم محمدی انالی \* (دانشجوی کارشناسی ارشد)

داود مستوفی نژاد (استاد)

دانشگاه هندی عمران، دانشگاه صنعتی اصفهان

دیوارهای برشی بتن آرمه رایج ترین سیستم مقاوم در برابر بارهای جانبی در سازه های بلندمرتبه اند. اما آسیب های سازه ای و ضعف آیین نامه های قدیم باعث کارایی نامناسب دیوارهای موجود در برابر زلزله شده است. در سال های اخیر مواد کامپوزیت FRP (پلاستیک مسلح به الیاف) در تقویت اعضای سازه ای کاربردهای بسیاری یافته اند. تحقیقات گذشته نشان می دهد که تاکنون مطالعه ای آزمایشگاهی یا تحلیلی چندانی بر تقویت دیوار برشی بتن آرمه ی لاغر با مواد FRP صورت نگرفته است. در این پژوهش اثر محصورشدگی اجزای مرزی دیوار با مواد FRP بر رفتار دیوار برشی بتن آرمه ی لاغر، با استفاده از روش آنالیز اجزای محدود مورد مطالعه قرار گرفته است. در این تحقیق از روش آنالیز اجزای محدود غیرخطی بتن آرمه و مدل رفتاری پلاستیسیته ی آسیب (Damage Plasticity) برای مدل سازی رفتار بتن استفاده شده است. نتایج حاصله نشان داد که استفاده از ورق های کامپوزیت محصورکننده بر روی جزء مرزی دیوار به افزایش شکل پذیری دیوار می انجامد.

واژگان کلیدی: دیوار برشی، آنالیز اجزای محدود، مدل خمیرسانی آسیب، تقویت، محصورشدگی، کامپوزیت FRP.

m.mohammadi\_a@yahoo.com  
dmostofi@cc.iut.ac.ir

## ۱. مقدمه

«دیوارهای برشی» اعضای اصلی مقاومت در برابر بار جانبی در سازه های بتن آرمه محسوب می شوند.<sup>[۱]</sup> با این وجود بسیاری از دیوارهای برشی بتن آرمه در کشور ما و سایر نقاط دنیا به دلایل متعدد -- نظیر تغییر مازومات آیین نامه های لرزه ای، ضعف در طراحی یا اجرا، گذشت زمان و تأثیر عوامل مخرب محیطی، اجرای وصله ی میلگردها در محل مفصل خمیری، و در مواردی هم اثر خرابی ها و ضعف های ناشی از زلزله های قبلی یا بارهای انفجاری -- نیازمند بهسازی و تقویت اند. در سال های اخیر الیاف FRP کاربردی گسترده و موفقیت آمیز در امر بهبود لرزه ای سازه ها داشته است.<sup>[۱]</sup>

مقاومت عالی این مواد در برابر خوردگی، افزون بر بالا بودن نسبت مقاومت به وزن آنها، باعث شده تا تقویت سازه با این مواد برخلاف روش های سنتی (استفاده از شاتکریت یا فرسمنت و...)، به تغییر خواص دینامیکی سازه ی موجود منجر نشود.<sup>[۲]</sup> تحقیقات پیرامون اعضای بتن آرمه ی تقویت شده با پوشش خارجی FRP بر روی ستون ها و شمع ها بیش تر مورد توجه قرار داشته، اما تأثیر FRP بر ظرفیت تغییر شکل تحت بار افقی کم تر چندان مورد بررسی قرار نگرفته است. دیوارهای بتن آرمه نمونه ای از اعضای هستند که از نظر بهسازی لرزه ای کم تر مورد توجه بوده اند.<sup>[۳]</sup> از طرفی بررسی ادبیات فنی در مورد تقویت دیوارهای برشی بتن آرمه نشان می دهد که تاکنون مطالعات آزمایشگاهی و تحلیلی چندانی در خصوص تقویت دیوار برشی

## ۲. بررسی مطالعات انجام شده در مورد دیوارهای لاغر

در این بخش به ذکر چند مورد از تحقیقات انجام شده در خصوص دیوارهای لاغر تحت بار استاتیکی اکتفا می شود. جامع ترین و گران ترین مطالعه پیرامون دیوارهای لاغر در آزمایشگاه تکنولوژی ساختمان انجمن سیمان پرتلند (PCA)<sup>[۴]</sup> انجام شده است.<sup>[۵]</sup> این تحقیق از سال ۱۹۷۴ شروع شد و تا سال ۱۹۸۳ ادامه یافت و نتایج مهمی نیز در بر داشت.<sup>[۶-۹]</sup> هدف اولیه ی بررسی های انجام شده در PCA، تعیین ظرفیت شکل پذیری، اتلاف انرژی و مقاومت دیوارهای سازه ای به منظور توسعه ی معیارهای طراحی در برابر زلزله بود. به منظور رسیدن به این هدف ۲۲ دیوار با مقیاس ۱:۳ تحت بار برگشتی و یکنواخت آزمایش شدند. پارامترهای کنترل شامل شکل مقطع عرضی دیوار، مقدار میلگرد خمشی اصلی در اجزای مرزی دیوار، مقدار میلگرد عرضی دور میلگردهای خمشی، مقدار میلگرد افقی برشی، فشار محوری،

\* نویسنده مسئول

تاریخ دریافت: ۱۳۸۸/۹/۸، اصلاحیه ۱۳۸۹/۹/۱، پذیرش ۱۳۹۰/۲/۷.

جدول ۱. نمونه‌هایی از آزمایشات گذشته روی دیوارهای برشی با نسبت ارتفاع به طول ۳ و بیش‌تر. [۱۳]

نسبت ارتفاع به طول	شکل مقطع دیوار	تاریخ
۳	مستطیل	۲۰۰۰ [۱۰]
۱۰	مستطیل	۲۰۰۷ [۱۱]
۴	مستطیلی	۱۹۹۵ [۱۲]
۷٫۲	دمبلی	۲۰۰۷ [۱۳]

مقاومت بتن، تاریخچه‌ی بار، استفاده از میلگرد قطری و وصله‌ها بودند. نتایج حاصله حاکی است که تقریباً همه‌ی نمونه‌ها در محدوده‌ی پارامترهای انتخابی از ظرفیت تغییر شکل غیرکشسان خوبی برخوردارند. همه‌ی نمونه‌ها بار را تا تسلیم میلگردهای خمشی تحمل کردند، که منجر به تشکیل مفصل خمیری در پای دیوار شد. ظرفیت تغییر شکل غیرکشسان با دو مود شکست محدود شده بود: ۱. خردشدن بتن جان؛ ۲. ترکیبی از خردشدن بتن جان و شکست برشی ناحیه‌ی فشاری. براساس نتایج آزمایشات PCA، اهمیت تعبیه‌ی مقصورشدگی کافی در جزء مرزی دیوار مورد تأکید است. این فرایند در چهار عملکرد اولیه استفاده می‌شود: افزایش ظرفیت کرنش بتن، حفاظت از میلگرد طولی در برابر کمانش، نگه داشتن بتن بعد از ترک خوردگی، بهبود ظرفیت برشی و سختی.

نمونه‌هایی از نتایج تحقیقات گذشته درخصوص دیوارهای برشی با نسبت ارتفاع به طول ۳ و بیش‌تر در جدول ۱ ارائه شده است. مطالعات متعددی وجود دارد که در این جدول نیامده است، زیرا درمورد دیوارهای چاق انجام شده بودند. بدیهی است شناخت پارامترهای مؤثر بر رفتار دیوار، قبل از پرداختن به مدل‌سازی اجزای محدود، تأثیر زیادی در دقت شبیه‌سازی‌های خواهد داشت.

### ۳. پارامترهای مؤثر بر رفتار دیوار

رفتار کلی دیوار به‌طور قابل توجهی از نسبت ارتفاع به طول آن تأثیر می‌پذیرد. دیوارهای برشی با نسبت ارتفاع به طول کم‌تر از ۳ چاق‌اند، و دیوارهای برشی با نسبت ارتفاع به طول بیش‌تر دیوارهای بلند یا خمشی‌اند. یک دیوار برشی لاغر عملکردی همچون تیر دارد و از نظریه‌ی تیرها پیروی می‌کند. برای دیوار با نسبت ارتفاع به طول کم‌تر از ۱، نظریه‌ی تیر عملی نیست؛ زیرا عمق تیر هم مؤثر می‌شود و رفتار برشی و خمشی دیوار درگیرند. مقاومت خمشی و برشی این دیوارها نیز از تیرهای عمیق پیروی می‌کند. [۱۴] ظرفیت خمشی و شکل‌پذیری دیوار با مقدار و توزیع فولادهای عمودی در دیوار مرتبط است. تمرکز تقویت خمشی در انتهای دیوار در دیوارهای بال‌دار منجر به افزایش ظرفیت خمشی و شکل‌پذیری دیوار می‌شود. [۱۴] نیروهای برشی افقی تحمل‌شده توسط دیوار برشی طریقه‌ی نوعاً در بالای آن، و به دال یا تیر بالانسری اعمال می‌شود. تیر بالانسری نیروهای اعمال‌شده به دیوار را به‌طور یکنواخت در تمام عرض دیوار توزیع می‌کند و امکان توسعه‌ی ترک کششی قطری را کمینه می‌سازد. [۱۴] دیوارها اغلب در معرض بار فشاری محوری و بار برگشتی‌اند. ازجمله اثرات سودمند بار فشاری بر رفتار دیوار می‌توان به افزایش مقاومت برشی، افزایش مقاومت برش لغزشی، کاهش جابه‌جایی افقی و عمودی، و افزایش ظرفیت خمشی اشاره کرد. در حالی‌که اثر بارهای محوری سودمند است، بار جانبی افقی در صفحه‌ی دیوار باعث کاهش مقاومت برشی و فشاری بتن می‌شود. [۱۴]

بررسی‌های صورت‌گرفته درخصوص رفتار دیوار برشی در حالت نهایی و تحت

بارهای دینامیکی ناشی از زلزله، نشان می‌دهد که برای شبیه‌سازی رفتار دیوار برشی بتن آرمه، به‌کارگیری آنالیز غیرخطی و نظریه‌های خمیرسانی ضرورت می‌یابد.

### ۴. مدل خمیرسانی مورد استفاده در نرم‌افزار ABAQUS

مدل خمیرسانی مورد استفاده در نرم‌افزار ABAQUS برای این تحقیق، مدل خمیرسانی آسیب است. تنها تفاوت یک مدل آسیب خمیری و یک مدل خمیرسانی، در نظرگرفتن آسیب است. شکل ۱ متغیر آسیب را در نمودار تنش - کرنش تک‌محوره‌ی بتن نشان می‌دهد. در این شکل،  $d_c$  و  $d_t$  به ترتیب متغیر زوال سختی اسکالر در کشش و فشردن است.  $E_0$  سختی اولیه‌ی بتن است. متغیر زوال سختی اسکالر است و مقدار آن در محدوده‌ی صفر (ماده‌ی آسیب‌ندیده) تا ۱ (ماده‌ی کاملاً آسیب‌دیده) تغییر می‌کند. [۱۵] در مدل‌سازی اجزای محدود نحوه‌ی تعریف خصوصیات رفتاری مواد از اهمیت زیادی برخوردار است. در این قسمت سعی شده تا چگونگی تعریف رفتار ماده‌ی بتن و فولاد به‌اختصار تشریح شود.

#### الف) معرفی ماده‌ی بتن

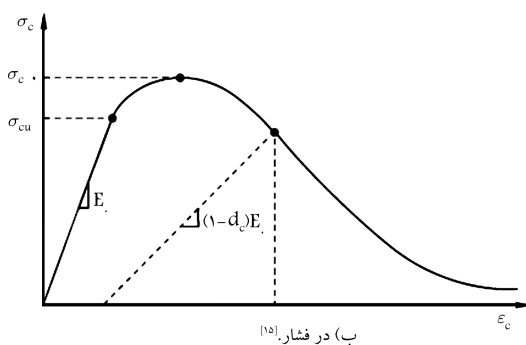
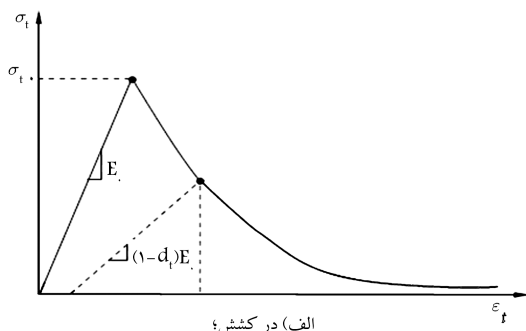
در این مطالعه به‌منظور معرفی رابطه‌ی تنش - کرنش فشاری تک‌محوره‌ی بتن، از رابطه‌ی هاگنستاد اصلاح‌شده استفاده شده است (شکل ۲).

تحقیقات پیشین نشان داده که استفاده از این رابطه منجر به پیش‌بینی بهتری از رفتار بتن می‌شود. روابط ۱ و ۲ معرف شاخه‌ی صعودی این منحنی است. [۱۶]

$$f_c = f_c'' \left[ \frac{\epsilon_c}{\epsilon_0} - \left( \frac{\epsilon_c}{\epsilon_0} \right)^2 \right] \quad (1)$$

$$f_c'' = k_s f_c' \quad (2)$$

در این روابط  $\epsilon_0$  کرنش نظیر تنش بیشینه است که معمولاً از آزمایش به دست می‌آید



شکل ۱. پاسخ تک‌محوره‌ی بتن.

۳DSTRESS معمولی استفاده می‌شود. اتگرال‌گیری عددی این المان به روش گوس انجام می‌پذیرد، و بار به صورت کنترل جابه‌جایی اعمال می‌شود.

### ب) مدل‌سازی فولادها

در نمونه‌های مدل‌سازی شده در بخش‌های بعدی فولادها طوری مدل شده‌اند که در آن‌ها اعضای یک‌بعدی جانمایی دقیقی دارند. برای معرفی قیود بین بتن و فولاد از قید embedded استفاده شده که درجات آزادی المان‌های فولادی را به درجات آزادی المان‌های بتن اطراف آن مقید می‌کند. برای جلوگیری از ناپایداری‌های عددی برای رفتار کاملاً خمیری، مقدار مثبت و کوچکی به عنوان شیب منحنی تنش - کرنش در ناحیه‌ی خمیری تخصیص می‌یابد.<sup>[۱۸]</sup> المان مورد استفاده برای فولادها، المان ۳DTRUSS است. از آنجا که معیار خمیرسانی فولاد معیار فون میسز است و فولادها به صورت عضو خرابا مدل می‌شوند، معرفی منحنی تنش - کرنش تک‌محوره‌ی آن برحسب کرنش غیرکشسان کافی است. در نرم‌افزار ABAQUS مدل‌سازی رفتار بتن و فولاد مستقل از هم انجام شده و سپس برهم‌نهی می‌شوند. اثرات درگیری بین بتن و فولاد از قبیل لغزش مهاری و عمل میخ پرچی فولادها نیز به صورت تقریبی و به وسیله‌ی سخت‌شدگی کششی بتن (که قبلاً تعریف شد) معرفی می‌شوند.

در بخش بعدی دو نمونه دیوار برشی لاغر تحت بار محوری و بار جانبی، با استفاده از مدل خمیرسانی آسیب مدل شده‌اند؛ تا بدین وسیله علاوه بر اطمینان از صحت مدل‌سازی، پارامترهای به کار رفته در شبیه‌سازی نیز کالیبره شوند.

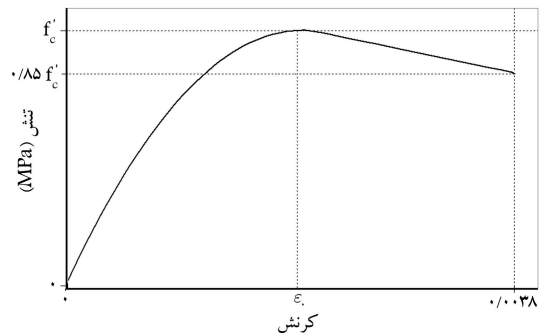
## ۵. بررسی صحت مدل‌سازی و آنالیز غیرخطی

### ۱.۵. دیوار PW

در آزمایش انجام شده درخصوص این دیوار (نمونه‌ی PW)<sup>[۱۳]</sup>، محققین ارتفاع دیوار ۱۲۲۰ میلی‌متر و نسبت ارتفاع به طول آن ۷/۲ در نظر گرفته‌اند. در جدول ۳ خصوصیات مواد مورد استفاده در این آزمایش ارائه شده، و نیز در شکل ۳ مقطع و میلگردگذاری دیوار PW نمایش داده شده است. در شکل ۴ نیز الگوی ترک‌خوردگی دیوار تحت بار برگشتی در آزمایشگاه با نتیجه‌ی تحلیلی مقایسه شده است؛ در شکل ۴ الف نقاط به‌رنگ روشن ترک‌ها را نشان می‌دهند. در این شکل ترک‌های افقی که به تدریج مورب شده‌اند، بیان‌گر رفتار خمشی در نمونه‌ی شبیه‌سازی شده است و نشان می‌دهد که مدل اجزای محدود به خوبی رفتار خمشی دیوار را شبیه‌سازی کرده است. در شکل ۵ نمودار بار - تغییر مکان جانبی برای نمونه‌های تحلیلی و آزمایشگاهی با هم مقایسه شده است. چنان که ملاحظه می‌شود، نتایج مدل‌سازی از دقت بسیار خوبی برخوردار بوده و مدل تحلیلی به خوبی قادر است تمام مراحل رفتار غیرخطی دیوار لاغر را در مرحله‌ی رفتار خطی، رفتار تسلیم میلگردها و سخت‌شدگی فولادها شبیه‌سازی کند.

جدول ۳. خصوصیات مواد به کار رفته در ساخت نمونه‌ی PW

مشخصات بتن	مقاومت بتن (مگاپاسکال) در زمان ساخت نمونه	کرنش بتن در تنش فشاری بیشینه
مشخصات فولاد	مقاومت تسلیم فولاد (مگاپاسکال)	مقاومت کششی نهایی فولاد (مگاپاسکال)
	۴۹	۰/۰۰۲۲
	۴۵۰	۶۵۵



شکل ۲. منحنی هاگنستاد اصلاح شده.<sup>[۱۶]</sup>

جدول ۲. مقادیر  $k_s$ .<sup>[۱۶]</sup>

$f'_c$	۱۵	۲۰	۲۵	۳۰
$k_s$	۱	۰/۹۷	۰/۹۵	۰/۹۳

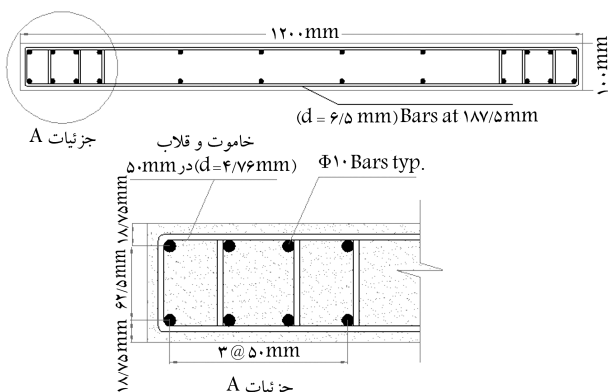
و در غیر این صورت مقدار  $\varepsilon_0 = 0.002$  مقداری منطقی برای بتن‌های معمولی است.<sup>[۱۶]</sup> و  $f'_c$  تنش بیشینه در عضو بتنی است. مقادیر  $k_s$  در جدول ۲ ارائه شده است.<sup>[۱۶]</sup>

مقدار  $k_s$  در مواردی که  $f'_c$  بزرگ‌تر از ۳۵ مگاپاسکال باشد برابر ۰/۹۲ است. شاخه‌ی نزولی منحنی هاگنستاد اصلاح شده خطی است که از نقطه‌ی  $(\varepsilon_0, f'_c)$  تا نقطه‌ی  $(\varepsilon_u, 0.85 f'_c)$  امتداد دارد. مقدار  $\varepsilon_u$  متناظر با کرنش نهایی نظیر شکست فشاری بتن است. در این مطالعه مقدار  $\varepsilon_u$  برای نمونه‌های محصورنشده برابر  $0.0038$ ، و برای نمونه‌ی محصورشده برابر  $0.006$  در نظر گرفته شده است. استفاده از این دو مقدار باعث هم‌گرایی بهتر در آنالیز اجزای محدود می‌شود.

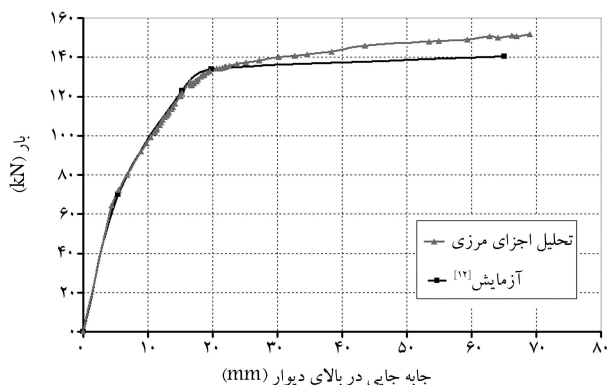
در معرفی رابطه‌ی تنش - کرنش بتن در کشش، باید توجه داشت که وقتی مقطع بتنی ترک می‌خورد تمام تنش‌های کششی در محل ترک‌خوردگی توسط فولاد تحمل می‌شود. بین ترک‌ها، و به خاطر پیوستگی و اتصال بین بتن و فولاد، مقداری از تنش‌های کششی از فولاد به بتن منتقل می‌شود. در نتیجه تنش‌های فولاد در بین ترک‌ها کم‌تر از مقدار آن در محل ترک است، و سختی بتن بین ترک‌ها بیش‌تر از سختی در خود ترک است؛ این پدیده را «سخت‌شدگی کششی ۲» می‌نامند.<sup>[۱۴]</sup> عوامل مؤثر بر سخت‌شدگی کششی عبارت‌اند از: نسبت فولاد و توزیع آن، اندازه‌ی دانه‌ها و اندازه‌ی قطر میلگردها، مقدار محصورکنندگی میلگردها و خصوصیات بتن.<sup>[۱۷]</sup> اثرات سخت‌شدگی کششی توسط رابطه‌ی تنش - کرنش کششی بتن بعد از ایجاد ترک در نظر گرفته می‌شود. در مدل‌سازی‌های انجام‌شده در این مطالعه از مدل متعارفی که توسط دستورالعمل نرم‌افزار معرفی شده، استفاده شده است. این مدل رابطه‌ی بعد از ترک‌خوردگی بتن را به صورت خطی فرض می‌کند که تا کرنش کششی نهایی ۱۰ برابر کرنش ترک‌خوردگی ادامه دارد. یادآور می‌شود که هرچه کرنش نهایی کششی بیش‌تر باشد، به منزله‌ی آن است که از ظرفیت بتن بعد از ترک‌خوردگی بیش‌تر استفاده می‌شود.

یکی از پارامترهای خمیرسانی مهم در ارتباط با هم‌گرایی حل غیرخطی، زاویه‌ی اتساع است و آن، زاویه‌ی بین تنش انحرافی مایسز و فشار هیدروستاتیک در تنش محصورشدگی بالاست.<sup>[۱۵]</sup> برای نمونه‌های تحت خمش با زاویه‌ی اتساع ۳۶ درجه - که نرم‌افزار نیز این مقدار را توصیه می‌کند - نتایج بهتری حاصل می‌شود. اما مقدار این زاویه در رفتار نمونه‌های تحت فشار و محصورشده از اهمیت بیش‌تری برخوردار است.

نرم‌افزار ABAQUS المان خاصی برای بتن ندارد و از المان هشت‌گره‌ی



شکل ۶. مقطع دیوار RW۱ [۱۲].



شکل ۷. مقایسه‌ی نتایج تحلیلی و آزمایشگاهی دیوار RW۱.

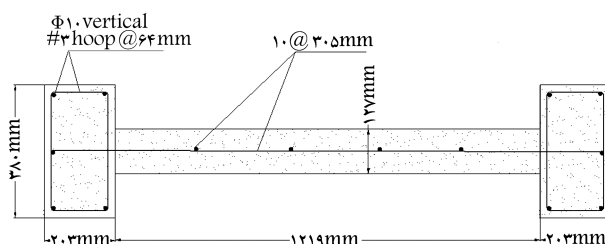
رفتار در ناحیه‌ی خطی، رفتار غیرخطی بتن و سخت‌شدگی فولادها را شبیه‌سازی کرده است.

### ۳.۵. ستون CI۴ در دو حالت بدون تقویت و با تقویت ژاکت FRP

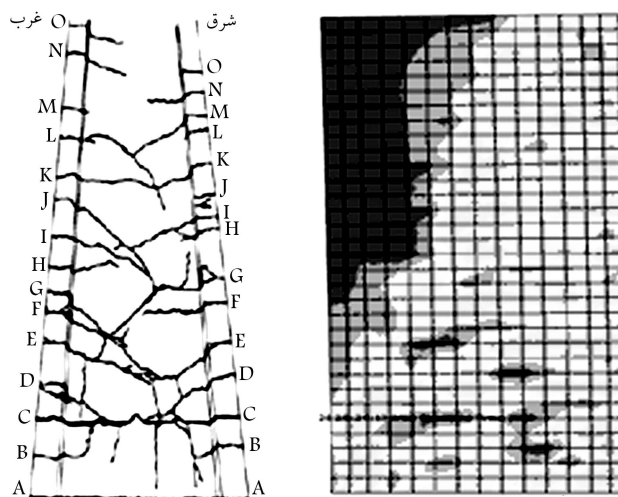
چنان‌که پیش‌تر نیز اشاره شد، در ادبیات فنی مطلبی درمورد تقویت دیوارهای بلندمرتبه‌ی لاغر با مواد کامپوزیت FRP مشاهده نشده است. به‌همین دلیل ابتدا سعی می‌شود ستون مستطیلی تحت بار جانبی و بار محوری را که با FRP تقویت شده، در نرم‌افزار ABAQUS مدل کنیم تا از توانایی شبیه‌سازی محصورشدگی اطمینان حاصل کنیم. بدیهی است انتخاب ستون با مقطع مستطیل و تحت بار جانبی به‌دلیل شباهت به مسئله‌ی اصلی یعنی محصورشدگی اجزای مرزی دیوار است.

این ستون در سال ۱۹۹۴ مورد آزمایش قرار گرفت [۱۹] و نتایج بارگذاری ستون تحت بار برگشتی در دو حالت بدون تقویت (CI۴)، و تقویت شده با ژاکت CFRP، یعنی WI۴، ارائه شده است؛ که در هر دو حالت رفتار آن در نرم‌افزار مدل شده است. شکل ۸ مشخصات هندسی و میلگردگذاری ستون را نشان می‌دهد.

بتن مورد آزمایش از نوع بتن مقاومت بالا با  $f'_c$  برابر ۵۳ مگاپاسکال است. در ساخت نمونه‌ها از فوق‌روان‌کننده استفاده شده و نمونه‌ها به‌مدت ۶۰ روز در شرایط آزمایشگاه نگهداری شده‌اند. فولادها از نوع Grade ۴۰ هستند. همچنین CFRP به کار رفته در این آزمایش دارای سه لایه است که هر یک دارای ضخامت ۰/۱۶ میلی‌متر، مقاومت کششی نهایی ۳۵۰ MPa، مدول کشسانی ۲۳۰ GPa و کرنش نهایی ۰/۱۵ هستند و تا ارتفاع ۵۰ میلی‌متر از پای دیوار امتداد یافته‌اند.

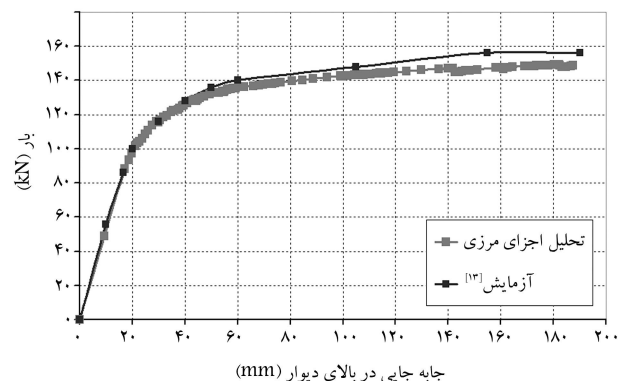


شکل ۳. مقطع دیوار PW [۱۲].



الف) الگوی ترک در پایین دیوار - تحلیلی؛ ب) الگوی ترک در پایین دیوار آزمایشگاهی.

شکل ۴. نحوه‌ی ترک خوردگی پایه‌ی دیوار مورد بررسی.



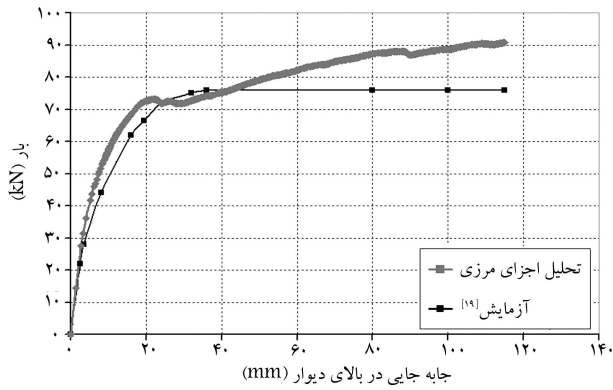
شکل ۵. مقایسه‌ی نتایج تحلیلی و آزمایشگاهی دیوار PW.

### ۲.۵. دیوار RW۱

این دیوار توسط محققین و به‌روش مبتنی بر تغییر مکان طراحی و آزمایش شده است [۱۲]. شکل ۶ مقطع این دیوار را نمایش می‌دهد.

ارتفاع دیوار ۳۶۰۰ میلی‌متر بوده و مقاومت بتن در زمان آنالیز نمونه‌ی RW۱ برابر ۳۱/۶ مگاپاسکال، و مقاومت تسلیم و مقاومت نهایی فولادها به‌ترتیب برابر ۴۲۰ و ۶۰۰ مگاپاسکال بوده است. در شکل ۶ مقطع و فولادگذاری این دیوار نشان داده شده است.

در شکل ۷ منحنی بار - جابه‌جایی برای این دیوار برشی با نتایج آزمایشگاهی مقایسه شده است. چنان‌که ملاحظه می‌شود، نتایج تحلیلی با دقت بسیار خوبی



شکل ۱۰. مقایسه‌ی نتایج تحلیلی و آزمایشگاهی ستون WI4.

دست می‌آید. نمودار بار جانبی در مقابل جابه‌جایی جانبی بالای ستون در نمونه‌ی WI4 در نمودار شکل ۱۰ با نتایج آزمایش مقایسه شده است.

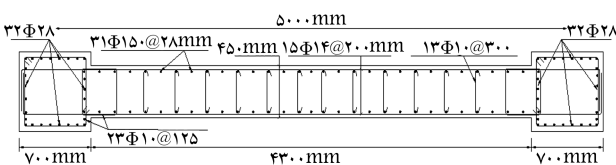
نتایج نشان می‌دهند که مدل آسیب خمیری به خوبی می‌تواند محصورشدگی مقاطع مستطیلی را شبیه‌سازی کند. مود شکست نمونه‌ی تقویت‌شده در مدل اجزای محدود شکست پوشش FRP در کرنشی کم‌تر از نصف کرنش شکست FRP است، که این نتیجه از آزمایش هم گزارش شده است.<sup>[۱۹]</sup>

چنان‌که در شکل ۱۰ نشان داده شده، نمونه‌ی تحلیلی بار نهایی بیش‌تری نسبت به نمونه‌ی آزمایشگاهی دارد. شاید بتوان گفت منبع بروز این خطا رفتار سخت‌شدگی فولادها و مشکلات ناشی از حل عددی است. از آنجا که در شبیه‌سازی نمونه‌ی محصورشده تعریف فشاری اهمیت زیادی دارد و نیز با توجه به حساسیت زیاد مدل به مقادیر این پارامتر، باید گفت مشکلات عددی در حل مسائل محصورشدگی نمود بیش‌تری پیدا می‌کنند. با این حال با چشم‌پوشی از این مقدار خطا و اطمینان از این‌که مدل آسیب خمیری قادر به مدل‌سازی محصورشدگی هست، به مطالعه‌ی اثر تقویت FRP بر روی دیوارها می‌پردازیم.

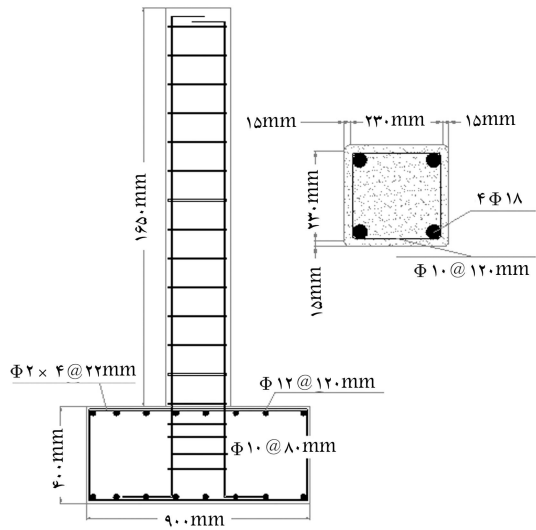
در این نوشتار دو نمونه دیوار برشی مورد بررسی قرار گرفتند که نمونه‌ی اول، دیوار برشی ۱۳ طبقه‌ی از یک مجتمع مسکونی واقع در اصفهان است و با استفاده از آیین‌نامه‌ی ACI318 و به روش مقاومتی طراحی شده و ملزومات آیین‌نامه‌ی بتن ایران (آبا) را هم ارضا می‌کند (شکل ۱۱). این مدل‌سازی با مقیاس یک چهارم انجام شد. نمونه‌ی دوم دیوار آزمایش شده<sup>[۱۲]</sup> به روش مبتنی بر تغییر مکان طراحی شده است. در بخش ۶ پارامترهای مورد مطالعه، شامل بررسی اثر میله‌گردهای عرضی موجود در اجزای مرزی و اعمال تقویت FRP، به‌طور کامل تشریح شده است.

## ۶. مطالعات پارامتری

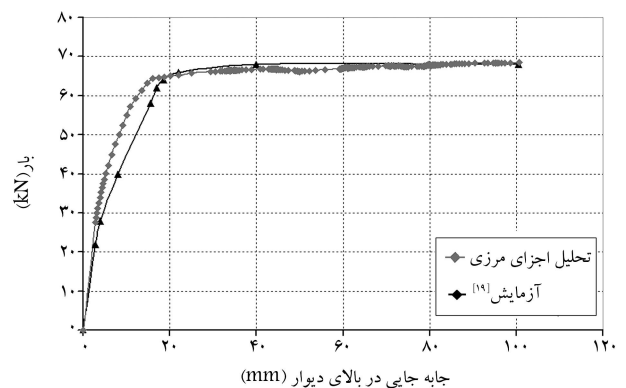
قبل از اعمال تقویت FRP بر روی دیوارها، اثر کاهش میله‌گردهای عرضی در محل اجزای مرزی بر رفتار دیوار مطالعه شده است. بدین‌منظور فاصله‌ی خاموت‌های موجود در اجزای مرزی دیوارها، به ۲ و ۴ برابر مقدار آن در دیوار طرح‌شده براساس



شکل ۱۱. جزئیات مقطع دیوار SH3.



شکل ۸. مشخصات هندسی و میله‌گرداری ستون.<sup>[۱۹]</sup>



شکل ۹. مقایسه‌ی نتایج تحلیلی و آزمایشگاهی ستون CI4.

مود شکست نهایی گسیختگی FRP بوده و بنابراین در مدل نرم‌افزار، بین FRP و بتن چسبندگی کامل در نظر گرفته می‌شود. برای FRP از المان‌های هشت‌گره‌ی ۳DSTRESS با رفتار خطی استفاده شده است. نمودار بار جانبی در مقابل جابه‌جایی جانبی بالای ستون در نمونه‌ی CI4 در شکل ۹ با نتایج آزمایش مقایسه شده است. این نمودارها نشان می‌دهند که نتیجه‌ی به‌دست آمده از نرم‌افزار و نتایج حاصل از آزمایش سازگاری بسیار خوبی دارند.

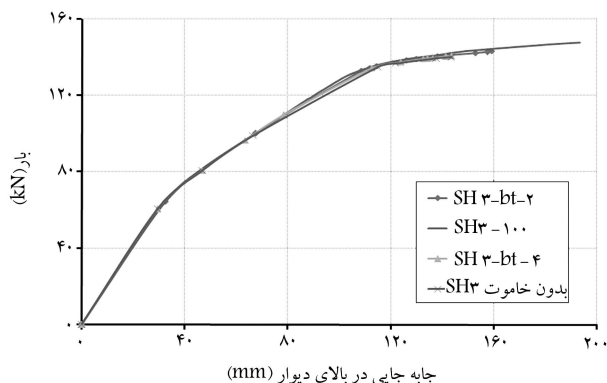
در شبیه‌سازی نمونه‌ی تقویت‌شده‌ی WI4، با توجه به این‌که از مدل «آسیب خمیری» برای بتن استفاده شده است، انتظار می‌رود با دادن رابطه‌ی تنش - کرنش بتن محصورنشده به نرم‌افزار این مدل بتواند محصورشدگی را شبیه‌سازی کند. نکته‌ی حائز اهمیت در تعریف این مدل رفتاری آن است که کرنش نهایی بتن محصورشده در اینجا ۰/۰۱ در نظر گرفته شده است. نکته‌ی مهم دیگر در شبیه‌سازی نمونه‌ی تقویت‌شده، تعریف پارامترهای آسیب فشاری بتن و زاویه‌ی اتساع است. پارامترهای آسیب فشاری بتن در حقیقت معرف کاهش سختی در کرنش فشاری بتن است. در این مطالعه از رابطه‌ی خطی برای تعریف آسیب فشاری استفاده شده است؛ بدین ترتیب که در کرنش بیشینه آسیب فشاری برابر صفر و در کرنش محصورشدگی بتن، پارامتر آسیب فشاری برابر ۰/۸ است.

همچنین بررسی‌ها نشان داد که چنانچه زاویه‌ی اتساع برای نمونه‌های محصورشده کم‌تر از نمونه‌های محصورنشده، و حدوداً برابر ۱۰ در نظر گرفته شود نتایج بهتری به

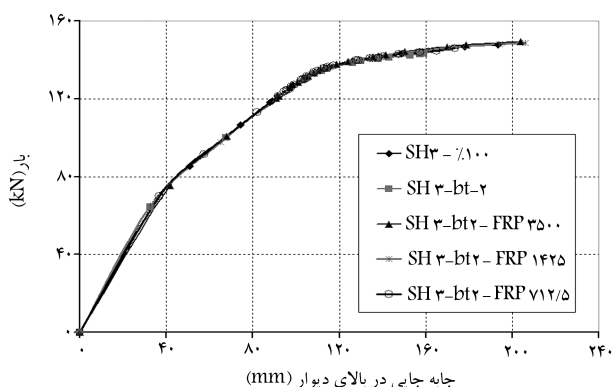
شود که آیا تقویت FRP می‌تواند رفتار دیوار معیوب را به رفتار دیوار طرح شده برطبق آیین‌نامه نزدیک کند یا خیر.

نمونه‌ی دوم دیوار RW-۱۰۰ است که به‌صورت استاندارد و بدون در نظر گرفتن اثر کاهش میلگردهای عرضی موجود در جزء مرزی مورد مطالعه‌ی اثر تقویت قرار گرفته است. پارامترهای مورد بررسی عبارت‌اند از: اثر ارتفاعی از دیوار که در آن جزء مرزی تقویت می‌شود؛ اثر تعداد لایه‌های FRP و مقایسه‌ی رفتار تقویت فقط در جزء مرزی با تقویت تمام طول افقی دیوار است (شکل‌های ۱۴ تا ۱۹).

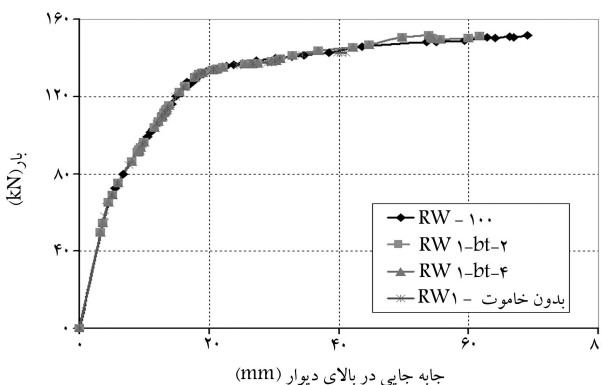
در شکل‌های ۱۴ و ۱۵ اثر ارتفاعی از دیوار که در آن جزء مرزی با پوشش FRP



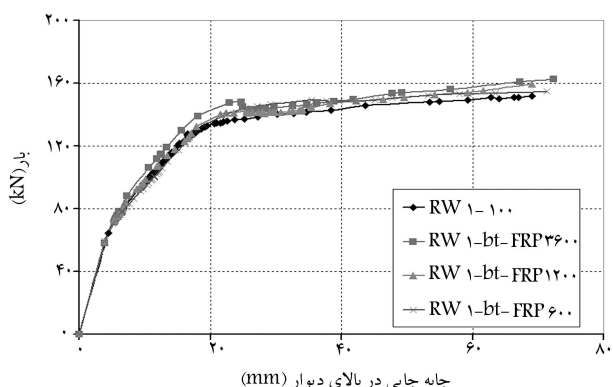
شکل ۱۲. تأثیر کاهش میلگردهای عرضی در اجزای مرزی دیوار SH<sup>۳</sup>.



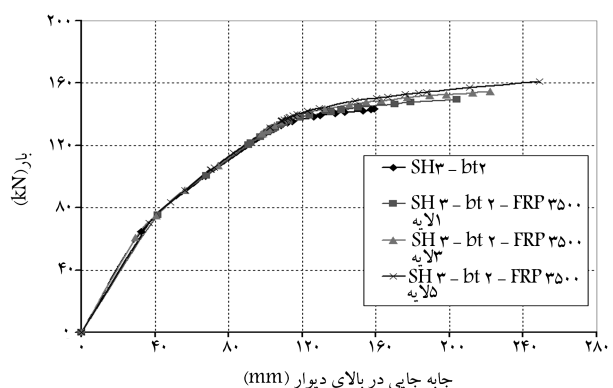
شکل ۱۴. اثر تغییر ارتفاعی از دیوار که مورد تقویت عرضی قرار می‌گیرد (نمونه‌ی SH<sup>۳</sup>-bt<sup>۲</sup>).



شکل ۱۳. تأثیر کاهش میلگردهای عرضی در اجزای مرزی دیوار RW<sup>۱</sup>.



شکل ۱۵. اثر تغییر ارتفاعی از دیوار که مورد تقویت عرضی قرار می‌گیرد (نمونه‌ی RW<sup>۱</sup>-۱۰۰).

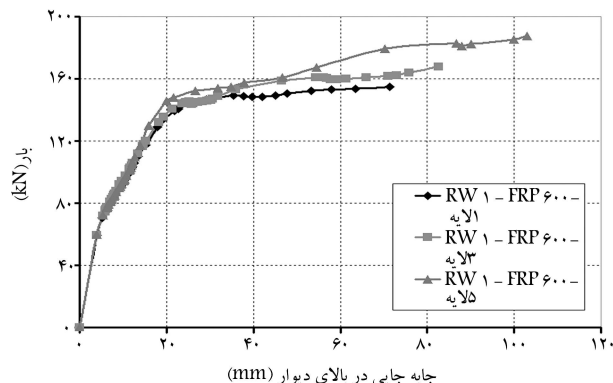
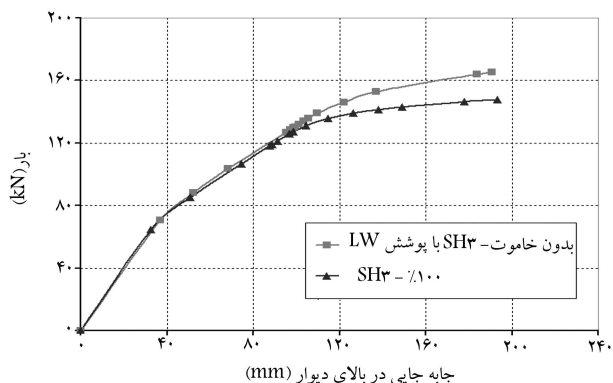


شکل ۱۶. اثر تغییر تعداد لایه‌های FRP در تقویت عرضی اجزای مرزی دیوار SH<sup>۳</sup>-bt-<sup>۲</sup>.

آیین‌نامه افزایش یافته است (شکل‌های ۱۲ و ۱۳). نمونه‌ی SH<sup>۳</sup>-۱۰۰ در شکل ۱۲، معرف نمونه‌ی استاندارد طراحی شده طبق آیین‌نامه است. نمونه‌های SH<sup>۳</sup>-bt-۲ و SH<sup>۳</sup>-bt-۴ به ترتیب دیوارهایی را معرفی می‌کنند که در آن‌ها فاصله‌ی فولادهای عرضی جزء مرزی به ۲ و ۴ برابر مقدار آیین‌نامه‌ی افزایش یافته است. همچنین نمونه‌ی بدون خاموت SH<sup>۳</sup> در شکل ۱۲ نشان‌دهنده‌ی دیواری است که در اجزای مرزی آن از فولاد عرضی استفاده نشده و دارای طرح لرزه‌ی نیست.

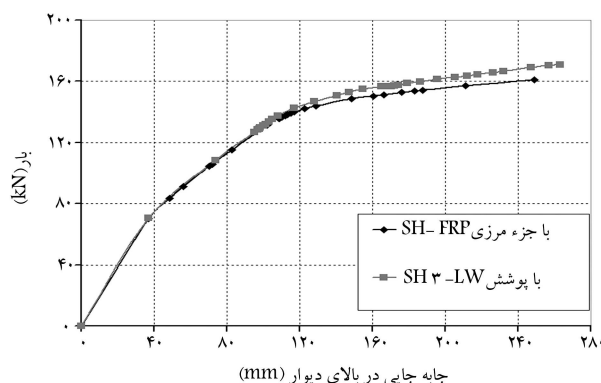
در دیوار RW<sup>۱</sup> نیز نام‌گذاری‌های به ترتیب گفته شده برای دیوار SH<sup>۳</sup> است. شکل‌های ۱۲ و ۱۳ نشان می‌دهند که کاهش میلگردهای عرضی جزء مرزی منجر به کاهش جابه‌جایی دیوار و کاهش ظرفیت شکل‌پذیری آن می‌شود. این کاهش، در حالتی که فاصله‌ی میلگردها دو برابر مقدار آیین‌نامه‌ی باشد برابر ۲۱ درصد برای دیوار SH<sup>۳</sup> و برابر ۱۲ درصد برای دیوار RW<sup>۱</sup> است. در دیوار SH<sup>۳</sup> ملاحظه می‌شود که جابه‌جایی دیوار در حالتی که فاصله‌ی خاموت‌های جزء مرزی به چهار برابر مقدار آیین‌نامه افزایش می‌یابد، تقریباً برابر حالتی است که دیوار طرح لرزه‌ی نداشته باشد (کاهش ۳۵ درصدی جابه‌جایی نهایی نسبت به دیوار استاندارد).

سیس دو نمونه برای مطالعه‌ی اثر تقویت انتخاب شد. نمونه‌ی نخست (SH<sup>۳</sup>-bt-۲) دیواری است که در آن فاصله‌ی میلگردهای عرضی در اجزای مرزی دو برابر مقدار آیین‌نامه‌ی است، و به عبارتی دیواری با ضعف لرزه‌ی است. اشتباه در طراحی یا اجرا و ارضانکردن آیین‌نامه‌های لرزه‌ی جدید -- به خصوص در مناطقی با لرزه‌خیزی بالا -- موقعیت‌هایی هستند که در آن ممکن است میلگردهای دیوار برشی کافی نباشند. همچنین حالتی که دیوار اصلاً طرح لرزه‌ی نداشته باشد و در اجزای مرزی نیز از خاموت استفاده نشده باشد، مورد مطالعه قرار گرفت. نتایج این بررسی، با رفتار دیواری که مطابق آیین‌نامه طراحی شده مقایسه می‌شود تا مشخص



شکل ۱۷. اثر تغییر تعداد لایه‌های FRP در تقویت عرضی اجزای مرزی دیوار RW1-100.

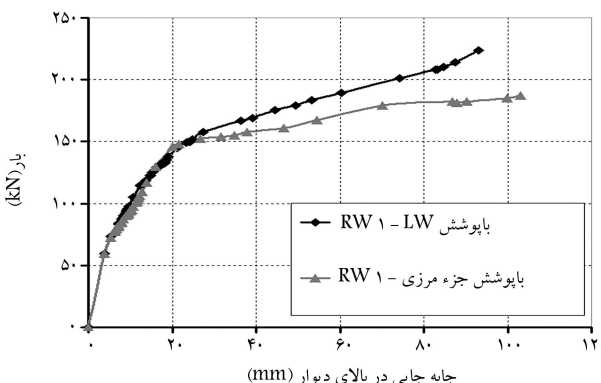
شکل ۲۰. مقایسه‌ی تقویت اجزای مرزی دیوار بدون طرح لرزه‌یی و در حالتی که دور تا دور دیوار با ژاکت FRP محصور شود، با دیوار طرح شده براساس آیین‌نامه (نمونه‌ی 2-SH3-bt).



شکل ۱۸. مقایسه‌ی تقویت اجزای مرزی با حالتی که دور تا دور دیوار با ژاکت FRP محصور شود (نمونه‌ی 2-SH3-bt).

میلی‌متر)، و ارتفاعی برابر ارتفاع مفصل خمیری -- ارتفاعی برابر نصف طول افقی دیوار (۶۰۰ میلی‌متر) -- است. در دیوار RW1 اعمال یک لایه‌ی FRP تأثیر چندانی بر رفتار دیوار ندارد. شاید بتوان یکی از دلایل آن را عدم کسری خاموت در این نمونه و وجود خاموت و محصورشدگی کافی جزء مرزی دانست (شکل ۱۵). برای مطالعه‌ی اثر تعداد لایه‌های FRP بر جزء مرزی تنها ناحیه‌ی مفصل خمیری دیوارها (ارتفاع ۳۵۰ میلی‌متر در دیوار 2-SH3-bt و ارتفاع ۶۰۰ میلی‌متر در دیوار RW1) مورد توجه قرار گرفته است. افزایش تعداد لایه‌های FRP باعث افزایش ظرفیت شکل‌پذیری و نیز تا حدی افزایش باربری دیوارها می‌شود (شکل‌های ۱۶ و ۱۷)، به طوری که اعمال پنج لایه کامپوزیت باعث افزایش ۳۰ درصدی جابه‌جایی در دیوار ضعیف (2-SH3-bt) نسبت به دیوار استاندارد (100-SH3)، و نیز افزایش ۶۷ درصدی جابه‌جایی نسبت به حالت بدون تقویت در نمونه‌ی RW1 می‌شود. در شکل ۱۸، جزء مرزی SH3-FRP نمونه‌یی است که در آن تنها اجزای مرزی دیوار در ناحیه‌ی مفصل خمیری تقویت شده است. همچنین SH3-LW نمونه‌یی است که تمام طول افقی دیوار (LW)، با FRP محصور شده است. در شکل ۱۹ همین مقایسه برای دیوار RW1 انجام شده است. بررسی‌ها نشان می‌دهند که تقویت تمام طول افقی دیوار با دورپیچ FRP نسبت به تقویت تنها اجزای مرزی به افزایش شکل‌پذیری دیوار نخواهد انجامید. با این وجود استفاده از دورپیچ کامپوزیتی دور تا دور دیوار تا حدی ظرفیت باربری را افزایش می‌دهد. این افزایش در نمونه‌ی RW1 بیش‌تر است (حدود ۲۰ درصد).

نمودار شکل ۲۰ دیوار بدون طرح لرزه‌یی را نشان می‌دهد که با دورپیچ پنج‌لایه‌ی FRP تقویت شده است. ملاحظه می‌شود که پوشش FRP می‌تواند جابه‌جایی نهایی دیوار ضعیف را به دیوار استاندارد برساند، و نیز باربری آن را به‌طور قابل ملاحظه‌یی بهبود ببخشد.



شکل ۱۹. مقایسه‌ی تقویت اجزای مرزی با حالتی که دور تا دور دیوار با ژاکت FRP محصور شود (نمونه‌ی 100-RW1).

## ۷. نتیجه‌گیری

در این نوشتار اثر تقویت FRP بر اجزای مرزی دیوار برشی روی رفتار دیوار تحت بار یکنواخت مورد مطالعه قرار گرفت. برخلاف وجود تحقیقاتی در خصوص دیوارهای چاق و دیوارهای لاغر تحت بارهای دینامیکی پیچیده‌ی تاریخی‌های زمانی، تاکنون مطالعه‌یی در خصوص رفتار دیوار لاغر تقویت‌شده تحت بار یکنواخت صورت نگرفته است. نتایج این نوشتار چنین بیان می‌شود:

تقویت می‌شود بررسی شده است. بدین‌منظور در نمونه‌ی 2-SH3-bt ارتفاعی برابر ارتفاع مفصل خمیری (سه طبقه‌ی اول، معادل ۳۵۰ میلی‌متر)، ارتفاعی برابر طول افقی دیوار (۱۴۲۵ میلی‌متر)، و ارتفاعی برابر نصف طول افقی دیوار (۷۱۲/۵ میلی‌متر) با پوشش FRP تقویت شده است. در مورد دیوار ضعیف، 2-SH3-bt، اعمال یک لایه‌ی FRP باعث افزایش جابه‌جایی دیوار و رسیدن آن به دیوار استاندارد می‌شود (شکل ۱۴).

در دیوار RW1 نیز سه ارتفاع مورد تقویت قرار گرفت. این سه ارتفاع شامل تقویت کل ارتفاع دیوار (۳۶۰ میلی‌متر)، ارتفاعی برابر طول افقی دیوار (۱۲۰

- حالت تغییر ارتفاعی از دیوار که محصور می‌شود، چندان مؤثر نبود.
۴. استفاده از تعداد لایه‌های بیش‌تر FRP در ناحیه‌ی مفصل خمیری اثر زیادی بر بهبود رفتار شکل‌پذیر هر دو نمونه داشت. افزایش تعداد لایه‌های FRP ظرفیت باربری نمونه‌ها را اندکی افزایش داد.
  ۵. اعمال پوشش FRP دور تا دور دیوار نسبت به حالتی که تنها اجزای مرزی دیوار محصور شود، در هیچ‌یک از دو نمونه‌ی مورد بررسی تأثیر قابل توجهی بر رفتار دیوار نشان نداد.
  ۶. اعمال پوشش FRP دور تا دور نمونه‌ی بدون طرح لرزه‌یی (SH3-bt)، اثر قابل توجهی بر رفتار دیوار نشان داده، و شکل‌پذیری و ظرفیت حمل بار دیوار را بهبود بخشید.
  ۷. در همه‌ی نمونه‌ها پوشش کامپوزیت بار تسلیم میلگردها را قدری افزایش داد، اما این افزایش به اندازه‌ی افزایش در جابه‌جایی دیوار چشم‌گیر نبود.

۱. مدل آسیب خمیری قادر به شبیه‌سازی رفتار دیوار لاغر تحت بار یک‌نواخت با دقت بالایی است. همچنین این مدل می‌تواند محصورشدگی توسط FRP در مقاطع مستطیلی را شبیه‌سازی کند.
۲. مطالعه‌ی نقش فولادهای عرضی اجزای مرزی بر رفتار دیوار برشی بیان‌گر این مطلب است که این نوع تقویت در شکل‌پذیری دیوار نقش مؤثرتری در مقایسه با ظرفیت حمل بار ایفا می‌کند. کاهش فولادهای عرضی اجزای مرزی منجر به کاهش ظرفیت شکل‌پذیری دیوار می‌شود. این اثر فولادهای عرضی در اجزای مرزی دیوار برشی بیان‌گر اهمیت آن‌ها در رفتار لرزه‌یی دیوار برشی است.
۳. اعمال یک لایه کامپوزیت محصورکننده بر اجزای مرزی دیوار در نمونه‌ی ضعیف اثر چشم‌گیری بر شکل‌پذیری دیوار نشان داد، در حالی‌که در نمونه‌ی RW1 استفاده از یک لایه کامپوزیت اثری بر شکل‌پذیری دیوار ایجاد نکرد. در این

### پانویس

1. Portland cement association (PCA)
2. tension stiffening

### منابع

8. Oesterle, R.G.; Fiorato, A.E. and Corley, W.G. "Reinforcement details for earthquake resistant structural walls", *Concrete International, American Concrete Institute*, **2**(12), pp.55-66 (1980).
9. Aejaz, A. and Wirht, J.K. "R/C structural walls with staggered door openings", *Journal of Structural Engineering, ASCE*, **117**(5), pp. 1514-1531 (1991).
10. Tasnimi, A.A. "Strength and deformation of mid-rise shear walls under load reversal", *Engineering Structures*, **22**, pp. 311-322 (2000).
11. Su, R.K.L. and Wong, S.M. "Seismic behavior of slender reinforced concrete shear wall under high axial load ratio", *Engineering Structures*, **29**, pp. 1957-1965 (2007).
12. Thomsen, J.H. and Wallace, J.W. "Displacement-based design of R/C structural walls: An experimental investigation of walls with rectangular and T shaped cross-section", Report to National Science Foundation, Clarkson University (1995).
13. Perry, A.; Ahmed, M.M. and Bryson, M. "Test of high rise core wall: Effective stiffness for seismic analysis", *ACI Structural Journal*, **104**(5), pp. 549-559 (2007).
14. Ahmed, M.M., *Linear and Nonlinear Flexural Stiffness Models for Concrete Walls in High-Rise Buildings*, Ph.D thesis, University of British Columbia (2000).
15. ABAQUS Inc., ABAQUS/Theory User Manual, Version 6.7 (2007).
۱۶. مستوفی‌نژاد، داود. سازه‌های بتن آرمه - جلد اول، چاپ ۲۲، انتشارات ارکان دانش، (۱۳۹۰).
17. Paulay, T. "Earthquake-resisting shear walls - New Zealand design trends", *ACI Structural Journal*, **77**(3), pp. 144-152 (1980).
18. Horrigmoe, G.; Sather, I. and Sand, B. "Validation of nonlinear finite element modeling of reinforced concrete structures attacked by corrosion", Report of Sustainable Development Global Change and Ecosystems Integrated Project (2007).
19. Hosseini, A.; Khaloo, A.R. and Fadaee, S. "Seismic performance of high-strength concrete square columns confined with carbon fiber reinforced polymers (CFRPs)", *Canadian Journal of Civil Engineering*, **32**(3), (2005).