

## عملکرد الگوهای مختلف نوارهای FRP در تقویت تیر همبند دیوار برشی کوپله

میلاذ سید اسماعیلی

گروه عمران، واحد تهران مرکزی، دانشگاه آزاد اسلامی، تهران، ایران

سهیل منجمی نژاد\*

گروه عمران، واحد تهران مرکزی، دانشگاه آزاد اسلامی، تهران، ایران

منوچهر بهرویان

گروه عمران، واحد تهران مرکزی، دانشگاه آزاد اسلامی، تهران، ایران

Soh.monajeminejad@iauctb.ac.ir

تاریخ دریافت: ۹۷/۱۱/۲۱ تاریخ پذیرش نهایی: ۱۳۹۸/۰۲/۳۱

### چکیده

از مهمترین عوامل نیاز به مقاوم سازی دیوار برشی کوپله کافی نبودن تاب برشی تیر همبند در دیوار برشی کوپله می باشد. برای مقاوم سازی روش های مختلفی وجود دارد که، به علت خصوصیات منحصر به فرد کامپوزیت های FRP، استفاده از آن ها برای بهسازی اعضای بتن آرمه، تبدیل به یکی از متداول ترین روش ها شده است. با توجه به این که قیمت مصالح FRP یکی از عوامل محدودکننده استفاده از آن در بهسازی سازه ها محسوب می شود در این مطالعه با استفاده از روش های عددی و نتایج آزمایشگاهی به کمک نرم افزار اجزاء محدود ABAQUS، ۵ نمونه از آرایش های مختلف FRP که موجب کاهش مصرف FRP در بهسازی لرزه ای دیوار برشی کوپله می شود، معرفی گردید. نتایج بدست آمده از این ۵ نمونه با نمونه مینا که بدون پوشش FRP می باشد و نمونه که همپوشانی کامل FRP دارد، مقایسه گردید و نمونه که به صورت ضربدری می باشد، به عنوان بهترین نمونه انتخاب گردید که این امر سبب کاهش هزینه های بهسازی تیر همبند در دیوار برشی کوپله می گردد.

**کلید واژگان:** بهسازی لرزه ای، دیوار برشی کوپله، تیر همبند، ABAQUS

## ۱- مقدمه

سازه ساختمان‌ها بایستی قادر به تحمل انواع مختلف نیروها از جمله نیروهای جانبی، نظیر نیروهای ناشی از اثر زلزله و باد باشند. از این رو ساختمان بایستی در جهات طولی و عرضی طوری مهار شود که نیروهای جانبی اعمالی در تراز کف را تحمل نماید و نهایتاً به پی ساختمان منتقل کند. برای مهار نیروهای جانبی حاصل از زلزله روش‌های مختلفی وجود دارد. یکی از روش‌های مقابله با نیروی زلزله در ساختمان‌ها استفاده از دیوارهای برشی است که به علت برخورداری از عرض زیاد، مقاومت خمشی و برشی قابل توجهی دارند و به دلیل داشتن سختی نسبتاً زیاد یکی از بهترین روش‌های ممکن برای ایجاد این مقاومت در ساختمان‌های چند طبقه می‌باشند، لذا بررسی دقیق این نوع سیستم و توجه به مقاومت، شکل پذیری، ظرفیت جذب انرژی و حداقل کاهش در سختی و مقاومت ضروری می‌باشد. به علت خصوصیات منحصر به فرد کامپوزیت‌های FRP، استفاده از آن‌ها برای بهسازی اعضای بتن آرمه، تبدیل به یکی از متداول‌ترین روش‌ها شده است [۱].

بطور کلی کلی مقاومت‌سازی سازه‌های بتنی و به طور کل مقاوم‌سازی ساختمان‌ها به منظور تقویت آنها برای تحمل بارهای وارده، بهبود نارسایی‌های ناشی از فرسایش، افزایش شکل‌پذیری سازه یا سایر موارد با استفاده از مصالح مناسب و شیوه‌های اجرایی صحیح انجام می‌گردد. استفاده از مواد کامپوزیت به شکل پلیمرهای مسلح شده با الیاف که به اختصار FRP نامیده می‌شوند به عنوان یک روش مدرن مقاوم‌سازی و جایگزین مصالح سنتی و شیوه‌های موجود شناخته می‌شود. مصالح FRP از ترکیب الیاف و رزین ساخته می‌شوند، در فرایند مقاوم‌سازی از رزین (رزین اپوکسی) برای ایجاد لایه یکپارچه، همچنین چسبیدن سیستم FRP به سطح بتن زیرین و ایجاد پوشش به منظور محافظت مصالح استفاده می‌شود. استفاده از FRP به دلیل وزن کم، سرعت اجرای بالا، مقاومت بالا و عدم ایجاد محدودیت معماری به خصوص در ساختمان‌های بتنی بسیار مورد توجه می‌باشد. به دلیل خصوصیات منحصر به فرد کامپوزیت‌های FRP (Fiber Reinforced Polymer)، استفاده از آن‌ها به صورت میلگردهای درون سطحی و ورق‌های خارجی برای تقویت سازه‌های بتن آرمه، تبدیل به یکی از متداول‌ترین روش‌های مقاوم‌سازی شده است. در همین راستا کامپوزیت‌های FRP از آنجا که بشدت در مقابل خوردگی مقاوم هستند موضوع تحقیقات گسترده‌ای به عنوان یک جانشین مناسب برای فولاد در بتن آرمه شده است. در دهه اخیر مطالعات زیادی در زمینه استفاده از پلیمر تقویت کننده FRP برای تقویت و بهسازی سازه انجام شده است [۲].

## ۲- تقویت دیوار برشی کوبله با FRP

به دلیل اهمیت زیاد دیوارها برشی در جذب و استهلاک انرژی زلزله و تحمل نیروهای جانبی وارد بر سازه از دیرباز متخصصین و محققین توجه خاصی به این عنصر سازه‌ای داشته‌اند و تحقیقات زیادی در مورد آن انجام گرفته است. از آنجا که دیوارهای برشی انواع و حالت‌های مختلفی می‌توانند داشته باشند که هر کدام رفتار متفاوتی دارند، دامنه

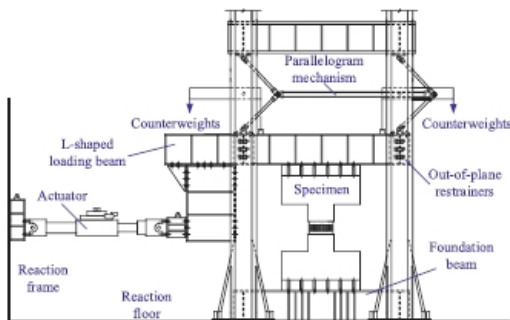
وسعی از تحقیقات در این زمینه وجود دارد. یکی از این حالات وقتی به وجود می‌آید که در طبقات یک دیوار بازشوهایی در محل در و پنجره‌ها تعبیه گردد. لذا بررسی این نوع دیوارها به دلیل وجود بازشوها اهمیت خاصی می‌یابد [۳]. تاریخ مطالعات و تحقیقات روی این نوع دیوار به حدود ۳۰ سال قبل می‌رسد، ولیکن سال‌های متمادی این تحقیقات روی رفتار ارتجاعی آن‌ها متمرکز بوده است و روی رفتار غیرارتجاعی و خواص غیرارتجاعی آن‌ها تحقیقات زیادی صورت نگرفته است. همچنین روش‌های طراحی که اخیراً برای دیوارهای کوبله استفاده می‌شود هم از روش تحلیل ارتجاعی بهره جسته‌اند. در این قسمت به یکسری مطالعات آزمایشگاهی که روی آن نوع دیوارها انجام گرفته، می‌پردازیم.

در سال ۱۹۸۳ آزمایش‌هایی به وسیله شو و همکاران در ژاپن صورت گرفته است. در این آزمایش‌ها اثر سختی تیر همبندها کوبله بر مقاومت و سختی مجموعه دیوار بررسی شده است. برای این منظور آن‌ها دو دیوار برشی کوبله شش طبقه را که دارای ابعادی معادل یک سوم سازه واقعی بودند ساخته و رفتار آن‌ها را تحت اثر بارهای نوسانی بررسی نمودند. در یکی از دیوارها تیر همبندها نسبتاً ضعیف و در دیگری تیر همبندهای قوی‌تری در نظر گرفته شدند. این تیر همبندها با آرمانتورهای خمشی و برشی معمولی مسلح شده بودند. همچنین تیر همبندهای ضعیف و قوی به گونه‌ای طراحی شده بودند که ممان مقاوم حاصل از نیروی محورهای دیوارها به ترتیب برابر با ۱۳ و ۳۰ درصد ظرفیت ممان کل باشد [۴].

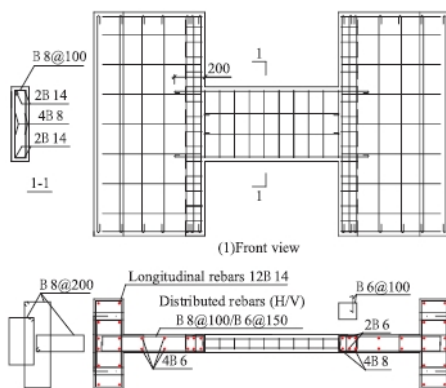
در سال ۲۰۱۵، نرماسیری با همکاری جوشنگ مطالعه‌ای روی تأثیر نوارهای CFRP و چیدمان آن‌ها، از قبیل قائم و مورب، در ناحیه بحرانی برش انجام دادند که تقویت قائم افزایش ۲۵ درصدی و تقویت مورب افزایش ۳۴ درصدی باربری برشی را به همراه داشت [۶].

در سال ۲۰۱۵ مطالعه آزمایشگاهی تو سطا Min و همکاران بر روی بتن مسلح و سیستم‌های دیوار برشی کوبله انجام شد. نتایج این پژوهش نشان داد دیواربرشی کوبله دو نمونه تقریباً نیمی از مقیاس چهار طبقه‌ای به همراه نمونه‌های دیوار برشی در معرض جابجایی عرضی و نیروی فشاری قرار گرفتند. نتایج پژوهش نشان‌دهنده این است که نمونه سنتی فاقد دیواربرشی کوبله دارای ۳ درصد دررفت در طبقات می‌باشد و استفاده از این سیستم دررفت را به ۲ درصد رسانده است [۷].

در سال ۲۰۱۸ مطالعه آزمایشگاهی توسط Xiadong و همکاران بر روی ارزیابی عملکرد لرزه‌ای یک ساختمان بلند مرتبه با دیوار برشی کوبله انجام شد. در سال‌های اخیر، یک نوع جدید از دیوارهای ترکیبی هیبریدی (HCW) که شامل دیوارهای بتنی (RC) و پل‌های متحرک کوبلینگ فولادی (RSCB) است، برای افزایش مقاومت لرزه‌ای ساختمان‌های پررنگ پیشنهاد شده است. نتایج پژوهش نشان‌دهنده این است که HCW ها تأثیر محدودی بر شتاب‌های سطح بالایی دارند و بنابراین هزینه تعمیر و زمان برای قطعات غیر سازه حساس به شتاب هم برای ساختمان HCW و هم برای RCW مشابه است [۸].



شکل ۲- جزئیات بارگذاری و تکیه‌گاهی مدل آزمایشگاهی [۹]



شکل ۳- نمای از میلگردهای طولی و عرضی [۹]

در مدل صحت سنجی مقدار جرم حجمی بتن برابر  $2350 \text{ kg/m}^3$ ، مدول الاستیسیته و ضریب پواسون بتن به ترتیب برابر  $0.15$  و  $32/5 \text{ Gpa}$  در نظر گرفته شد. برای تعیین مدول الاستیسیته بتن از رابطه (۱) بر گرفته از آیین نامه ACI [۱۰] استفاده شده است.

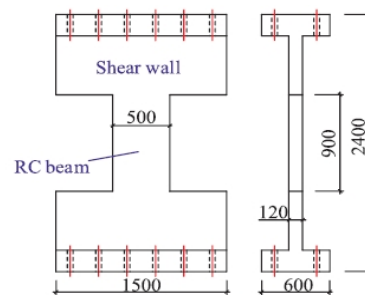
$$Ec = 15000 \sqrt{f'c} \left( \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) \quad (1)$$

ضریب پواسون بتن بین  $0.1$  تا  $0.2$  متغیر است که برابر  $0.15$  در نظر گرفته شد. زاویه اتساع در بتن مسلح در مدل مورد مطالعه  $36^\circ$  در نظر گرفته شد [۱۰]. مدل‌های رفتاری بتن غیر محصور از نوع مدل کنت و پارک (شکل ۴ و ۵) استفاده گردید [۱۱].

قیمت مصالح FRP یکی از عوامل محدودکننده استفاده از آن در بهسازی و مقاوم‌سازی، سازه‌ها محسوب می‌گردد به همین دلیل در این مطالعه سعی بر آن شد تا با پیدا کردن آرایش‌هایی مناسب FRP، میزان استفاده از مصالح FRP و همچنین مقدار زیرسازی لازم برای چسباندن FRP کاهش یابد تا بتوان هزینه‌های بهسازی و مقاوم‌سازی را کاهش داد. همچنین سعی گردید تا آرایش‌هایی از FRP پیشنهاد گردد که مقاومت بیشتری در تیر همبند ایجاد شود. برای این منظور با استفاده از نرم‌افزار اجزاء محدود ABAQUS مدلسازی گردید. برای بررسی دقت مدل‌های اجزاء محدود، بررسی‌های تجربی مطالعه‌های Tao Wang و همکاران در سال ۲۰۱۸ [۹] با مدل‌های مشابه ساخته شده در نرم‌افزار مقایسه گردید. سپس با مدلسازی تیر همبند و تقویت شده و مقایسه عملکرد آنها تحت اثر بارهای خطی، تاثیر آرایش‌های مختلف FRP در بهسازی لرزه‌ای دیوار برشی همبند مورد بررسی قرار گرفت.

### ۳- صحت‌سنجی

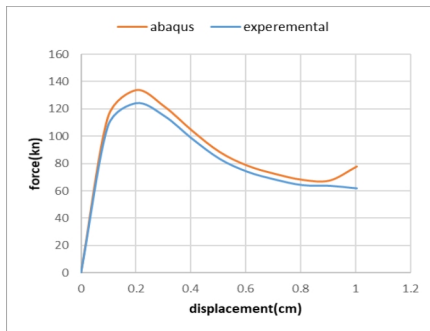
نمونه آزمایشگاهی انتخاب شده برای بررسی عملکرد دیوارهای برشی کوپله و صحت مدل‌سازی شامل یک دیوارهای برشی کوپله است که توسط Tao Wang و همکاران در سال ۲۰۱۸ آزمایش گردید [۹]. جهت مدلسازی از نرم‌افزار اجزاء محدود ABAQUS 2017 استفاده شد. دیوارهای برشی کوپله مورد نظر بتن مسلح می‌باشد که تحت رفت و برگشتی بصورت عمودی و افقی قرار دارد. لازم به ذکر است بتن بکار رفته دارای مقاومت فشاری  $28$  روزه  $26/8 \text{ Mpa}$  می‌باشد. همچنین فولاد بکار رفته در میلگردهای طولی و خاموت‌ها با مدول الاستیسیته  $210 \text{ Gpa}$ ، ضریب پواسون  $0.3$  و مقاومت تسلیم میلگرد عرض خاموت‌ها  $335 \text{ Mpa}$  و مقاومت تسلیم میلگرد طولی  $335 \text{ Mpa}$  می‌باشد. شکل (۳-۱) نمای از مدل و آرایش میلگرد مورد نظر نشان داده شده است.



شکل ۴- جزئیات مقاطع تیر و ستون [۹]

که در این رابطه  $\delta_c$  تنش فشاری  $f'_{co}$  مقاومت فشاری نمونه استوانه‌ای بتن غیر محصور می‌باشد. [۱۰]

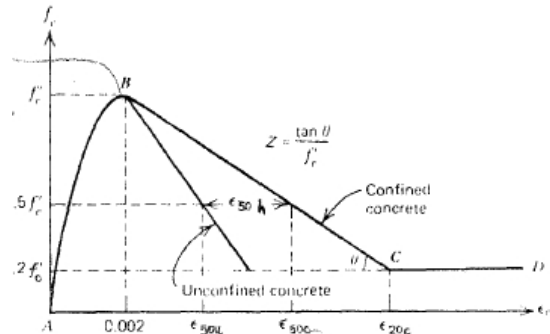
در این مدل خسارت در محل قله منحنی شکل (۵) میزان خسارت برابر صفر و در انتهای آن (با توجه به باقی ماندن ۲۰٪ از مقاومت در کرنش‌های بزرگ میزان خسارت فشاری برابر ۰٫۸ در نظر گرفته شد. لازم بذکر است مقدار پارامتر tension recovery برابر صفر و مقدار compression recovery برابر ۱ در نظر گرفته شد به این معنا که شیب مصالح در فاز فشاری هیچ گونه تاثیری از خسارت‌های قبلی کششی نپذیرفته است. این فرض‌ها با واقعیت تطابق دارد، زیرا در صورت ترک خوردگی، ترک‌ها می‌توانند بسته شوند و همانند حالت قبل از ترک خوردگی تنش‌ها را انتقال دهند. این در حالی است که در صورت خوردگی، مدل رفتار کششی مصالح کاملاً این پدیده را درک کرده و در حافظه خود نگاه می‌دارد. با مدل تهیه شده اتصال مورد بررسی تحلیل شده و نتایج با نتایج آزمایشگاهی مقایسه شدند (شکل ۶). بار نهایی منحنی نیرو و تغییر مکان (شکل ۶) در بررسی‌های آزمایشگاهی ۱۳۴/۳ بدست آمده است. این بار در تحلیل انجام شده ۱۳۳/۷ بدست آمده است. بدین معنی که خطای نتایج عددی در تخمین مقاومت المان کمتر از ۸ درصد نتایج آزمایشگاهی بوده است.



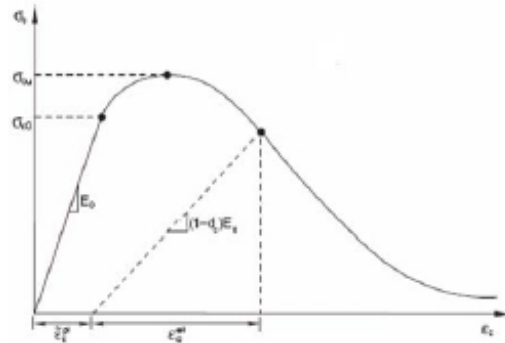
شکل ۶- منحنی نیرو- تغییر مکان نمونه بدست آمده از نتایج آزمایشگاهی و تحلیل‌های عددی

#### ۴-مدل‌های تحلیلی

پس از اطمینان از صحت مدل‌سازی در نرم‌افزار اجزا محدود آباکوس و پی بردن به نکاتی که می‌تواند به روند انجام حل و صحت نتایج تحلیل یک عضو بتن آرمه یا عضو بتن آرمه تقویت شده با FRP تاثیرگذار باشد، برای رسیدن به اهداف این مقاله لازم است مدل‌هایی تعریف و با نرم‌افزار تحلیل شوند. ابتدا مدل مبنا معرفی می‌گردد و سپس ورقه‌های FRP در حالت‌های مختلفی بر روی مدل مبنا در نظر گرفته می‌شوند تا بتوان با حداقل کردن استفاده از FRP بتوان بیشترین تاثیر را در تقویت دیوار برشی کوپله بتنی را داشته باشیم. در ادامه برای هر مدل تاثیرات مورد انتظار و عملکرد پیش بینی شده دیوار برشی کوپله تقویت شده نیز بیان خواهد شد.



شکل ۴- مدل رفتار بتن غیر محصور [۱۱]



شکل ۵- تاثیر خسارت فشاری بر شیب بار برداری در فاز فشاری [۱۱]

در مدل کنت و پارک تنش از رابطه (۲) بدست می‌آید:

$$\partial_c = f'_{co} \left[ 2 \left( \frac{\epsilon_c}{\epsilon'_c} \right) - \left( \frac{\epsilon_c}{\epsilon'_c} \right)^2 \right] \quad (2)$$

که در این رابطه  $\epsilon_c$  کرنش فشاری  $f'_{co}$  و  $\epsilon'_c$  به ترتیب مقاومت فشاری نمونه استوانه‌ای بتن غیر محصور و کرنش متناظر با آن می‌باشد. پارک و پاولی [۱۵] مقدار  $\epsilon'_c$  را حدود ۰٫۰۰۲ گزارش کرده‌اند و در این صحت سنجی این پارامتر برابر ۰٫۰۰۲ در نظر گرفته می‌شود.

پارامتر خسارت فشاری ( $d_c$ ) که برحسب کرنش غیر الاستیک تعریف می‌شود، شیب بار برداری منحنی را کنترل می‌کند. در بتن و مصالح مشابه مانند مصالح بنایی، هرچه کرنش‌های پلاستیک بیشتر شود، شیب بازگشت منحنی به میزان بیشتری از شیب اولیه (مدل الاستیسیته) کاسته می‌شود که این امر ناشی از خسارت ایجاد شده در مصالح ترد می‌باشد. حال آنکه مصالح فلزی غالباً چنین رفتاری از خود بروز نمی‌دهند. به این ترتیب خواهیم داشت

$$\delta_c = (1 - d_c) E_0 (\epsilon_c - \epsilon_c^{~PL}) \quad (3)$$

$$\epsilon_c^{~PL} = (\epsilon_c^{~in} - \frac{1}{(1-d_c)} \frac{\sigma_c}{E_0}) \quad (4)$$

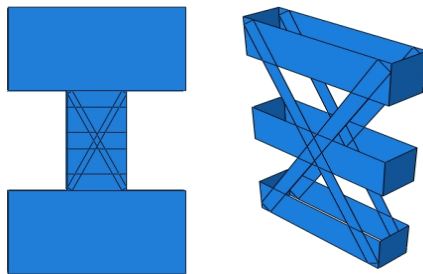
که در این رابطه  $\epsilon_c^{~PL}$  و  $\epsilon_c$  و  $E_0$  و  $d_c$  و  $\epsilon_c^{~in}$  به ترتیب کرنش غیر الاستیک و کرنش فشاری و مدول الاستیسیته و خسارت فشاری و کرنش متناظر با آن و تنش فشاری می‌باشد.

برای محاسبه مقدار  $d_c$  به عنوان پیشنهاد می‌توان از رابطه زیر استفاده نمود.

$$d_c = 1 - \frac{\sigma_c}{f'_{co}} \quad (5)$$

### ث- مدل شماره ۳

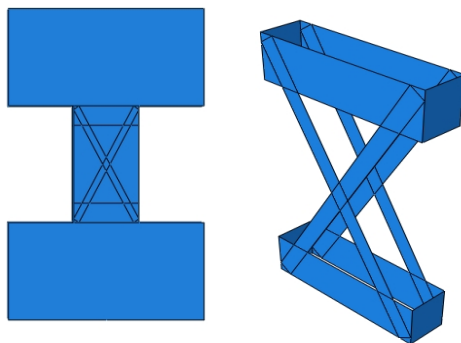
در این مدل همان گونه که در شکل (۱۰) مشاهده می شود طول ناحیه تقویت شده در تیر همبند در ناحیه دیوار برشی کوبله به صورت سه ردیف با عرض ۱۵ سانتی متر و ۴ ردیف در جهت قطری با عرض ۵ سانتی متر می باشد.



شکل ۱۰- نمایی از مدل ۳

### ج- مدل شماره ۴

در این مدل همان گونه که در شکل (۱۱) مشاهده می شود طول ناحیه تقویت شده در تیر همبند در ناحیه دیوار برشی کوبله به صورت دو ردیف با عرض ۱۵ سانتی متر و ۴ ردیف در جهت قطری با عرض ۵ سانتی متر می باشد.



شکل ۱۱- نمایی از مدل ۴

لازم به ذکر است که برای بدست آوردن ضخامت حداقل FRP از رابطه (۶) (C.G. Karayannis, G.M. Sirkelis, 2008) استفاده شد. [۱۱]. (۶)

$$V_i = K\sqrt{f'_c}bd + \frac{A_v f_y d}{s} \cot\theta + t_w E_w \varepsilon_p h c \cot\theta \geq V_D$$

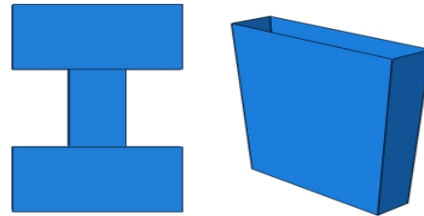
که در آن  $K=0.1$  (در محل مفصل پلاستیک) و  $f'_c=25/4$  Mpa مقاومت بتن، برای اتصال بدون خاموت قسمت دوم تساوی فرمول (۶) برابر صفر  $(\frac{A_v f_y d}{s})$  می باشد.  $\theta$  زاویه نوارهای FRP،  $E_w=243$  Gpa،  $\varepsilon_p$  کرنش مدول الاستیسیته نوارهای FRP،  $t_w$  ضخامت نوارهای FRP،  $h$  ارتفاع اتصال می باشد [۶]. برای مقاومت نهایی نوارهای FRP و  $V_u=330$  KN مقدار ضخامت نوارهای مورد نیاز برابر  $t_w=0.00386$  m در نظر گرفته بدست می آید. چون ضخامت هر ورق  $t=0.00125$  m در نظر گرفته

### الف- مدل مینا

این مدل فاقد هرگونه تقویت با FRP است.

### ب: مدل تقویت با همپوشانی کامل

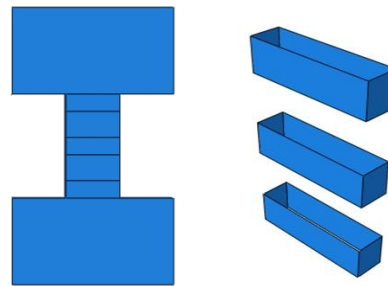
همان گونه که در شکل (۷) مشاهده می شود، در این مدل طول ناحیه تقویت شده در تیر همبند در ناحیه دیوار برشی کوبله به صورت همپوشانی کامل با FRP می باشد.



شکل ۷- نمایی از مدل همپوشانی کامل

### پ- مدل شماره ۱

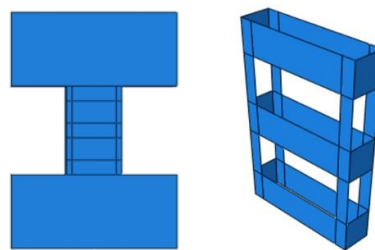
در این مدل همان گونه که در شکل (۸) مشاهده می شود، طول ناحیه تقویت شده در تیر همبند در ناحیه دیوار برشی کوبله به صورت سه ردیف با عرض ۱۵ سانتی متر می باشد.



شکل ۸- نمایی از مدل ۱

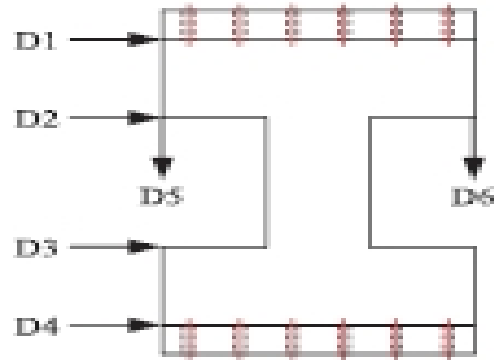
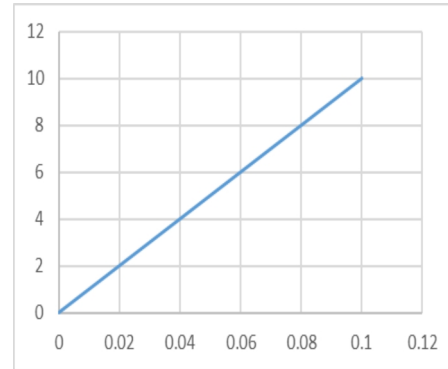
### ت- مدل شماره ۲

در این مدل همان گونه که در شکل (۹) مشاهده می شود، طول ناحیه تقویت شده در تیر همبند در ناحیه دیوار برشی کوبله به صورت سه ردیف با عرض ۱۵ سانتی متر و ۴ ردیف در جهت طولی با عرض ۵ سانتی متر می باشد.



شکل ۹- نمایی از مدل ۲

شد از 4 لایه FRP با ضخامت کل ۰/۰۰۰۵ متر استفاده گردید. بارگذاری مدل‌ها بصورت خطی و شرایط مرزی آنها در شکل (۱۲) نشان داده شده است. این بارگذاری بصورت کنترل شونده با تغییر مکان بوده است.



شکل ۱۲-نمایی از شرایط مرزی و بارگذاری تمامی نمونه‌ها

هزینه‌های استفاده از سیستم FRP شامل دو بخش می‌باشد:

- ۱- حجم مصالح FRP مصرفی
  - ۲- میزان سطح لازم برای آماده‌سازی و چسباندن FRP
- با توجه به این نکته که در اغلب موارد هزینه آماده‌سازی سطح برای استفاده از سیستم FRP بالاتر از قیمت خود سیستم FRP می‌باشد، سعی بر آن شد که علاوه بر استفاده کمتر از لایه‌های FRP سطح کمتری هم برای چسباندن نوارها مورد استفاده قرار گیرد تا هزینه‌های آماده‌سازی سطح کاهش یابد. به منظور بررسی تاثیر عوامل فوق بر رفتار اتصالات با تغییر ضخامت و پهنا نوارها مجموعه مدلهای زیر آماده شد تا با کاهش هزینه بهسازی نحوه تغییر عملکرد آن ارزیابی گردد.

#### ۴-۱ معرفی خروجی‌های مورد نیاز

پس از انجام تحلیل غیر خطی نمونه‌ها، نتایج مختلفی قابل بررسی می‌باشند. برای آنکه صحت یک حل غیر خطی تایید شود، لازم است تمام این نتایج مورد بررسی قرار گیرند.

#### الف- نمودار نیرو و جابجایی

این نمودار مهمترین مساله مورد بررسی در این تحقیق است. در رسم این نمودار نکته حائز اهمیت تعریف جابجایی و نیرو می‌باشد. نیرو محاسبه شده در بر تیر می‌باشد و جابجایی مورد نظر بر سر تیر بصورت بارگذاری چرخه‌ای اعمال می‌گردد. سپس به بررسی نمودار هیستریزس آن‌ها می‌پردازیم.

#### ب- نمودار تغییرات کرنش در آرماتور طولی تیر

از مهمترین عواملی که در ایجاد رفتار نرم یا ترد اتصال اثر می‌گذارد، مقدار کرنش ایجاد شده در آرماتورهای طولی تیر است. به طوری که معمولاً هر چه شرایط ایجاد کرنش بیشتر در آرماتورها فراهم باشد، رفتار حاصل شکل‌پذیرتر است. به همین جهت برای تمام نمونه‌های مورد بررسی در این فصل تغییرات کرنش در آرماتورهای کششی در محل اتصال با تعریف یک set مورد بررسی قرار گرفته است. علاوه بر مقدار کرنش حداکثر، موقعیت ایجاد این کرنش نیز از عواملی است که در شکل‌پذیری اتصال موثر است که در این مورد نیز در بررسی نتایج صحبت شده است.

#### پ- مقادیر تنش ایجاد شده در ورقه‌های FRP

همانگونه که در مورد مدل‌سازی FRP بیان شد، در صورتی که تنش‌های فشاری ایجاد شده در ورقه‌های FRP از مقدار مقاومت فشاری این ورقه‌ها بیشتر شود، باید مدل‌سازی مطابق آنچه تشریح شد اصلاح گردد. بنابراین مقادیر تنش‌های ایجاد شده در المان مربوط به FRP از این جهت دارای اهمیت است. همچنین با وجود آنکه در مدل‌های مورد بررسی، پارگی ورقه‌های FRP بعید به نظر می‌رسد، ولی برای آنکه نسبت به اعداد تنش‌های ایجاد شده در آن‌ها احساس عددی پیدا شود، در این فصل مقادیر تنش برای هر نمونه در آخرین زیر گام بارگذاری مورد بررسی قرار گرفته است.

#### ت: ترک خوردگی و تنش‌های ایجاد شده در المان‌های بتن

تغییر رفتار اتصال تیر همبند به دیوار برشی می‌تواند در مقادیر تنش فشاری ایجاد شده در بتن همراه باشد. همچنین طول ناحیه‌ای از تیر که در آن بتن به حداکثر ظرفیت فشاری خود رسیده (رفتار پلاستیک و تنش‌هایی نزدیک به تنش نهایی پیدا کرده است) از عواملی است که به نظر می‌رسد می‌تواند بر شکل‌پذیری اتصال تیر همبند به دیوار برشی تاثیر گذار باشد.

#### ۴-۳ نتایج نمونه‌ها

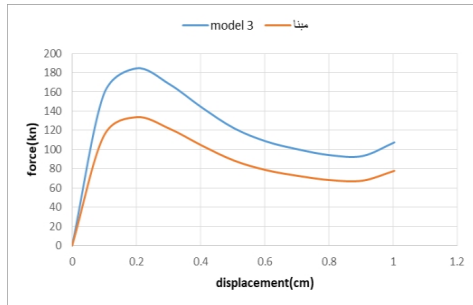
#### الف: مقایسه نمونه مینا با مدل همپوشانی کامل نمودار بار افزون

##### (منحنی نیرو - تغییر مکان)

همانگونه که در شکل (۱۳) مشاهده می‌شود نمودار نیرو - تغییر مکان برای نمونه مینا و مدل همپوشانی کامل با توجه به خروجی‌های نرم‌افزار ارائه شده است. حداکثر نیروی برشی قابل تحمل در نمونه مینا ۱۳۳/۷ KN و در مدل همپوشانی کامل ۱۸۷ KN می‌باشد که در حدود ۴۰ درصد نسبت به نمونه مینا افزایش داشته است.

### ت- مقایسه نمونه مینا با مدل شماره ۳ نمودار بار افزون (منحنی نیرو - تغییر مکان)

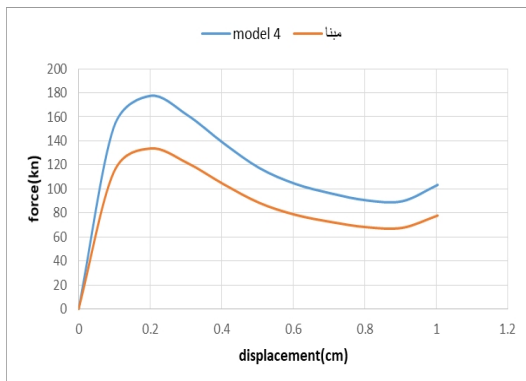
همان گونه که در شکل (۱۶) مشاهده می شود نمودار نیرو - تغییر مکان و نمودار پوش برای نمونه مینا و مدل شماره ۳ با توجه به خروجی های نرم افزار ارائه شده است. حداکثر نیروی برشی قابل تحمل در نمونه مینا  $133/7 \text{ KN}$  و در مدل ۳  $184 \text{ KN}$  می باشد که در حدود ۳۸ درصد نسبت به نمونه مینا افزایش داشته است.



شکل ۱۶- نمودار نیرو-تغییر مکان و مدل شماره ۳

### ث- مقایسه نمونه مینا با مدل شماره ۴ نمودار بار افزون (منحنی نیرو - تغییر مکان)

همان گونه که در شکل (۱۷) مشاهده می شود نمودار نیرو - تغییر مکان و نمودار پوش برای نمونه مینا و مدل شماره ۴ با توجه به خروجی های نرم افزار ارائه شده است. حداکثر نیروی برشی قابل تحمل در نمونه مینا  $133/7 \text{ KN}$  و در مدل ۴  $177 \text{ KN}$  می باشد که در حدود ۳۳ درصد نسبت به نمونه مینا افزایش داشته است.



شکل ۱۷- نمودار نیرو-تغییر مکان و مدل شماره ۴

### ۵- بررسی نتایج

با بررسی خروجی های بدست آمده برای هر یک از نمونه ها نتایج زیر قابل محاسبه می باشند که در اشکال ۱۹ و ۲۰ و ۲۱ و جدول (۱) ارائه شده است.

۱- حداکثر نیروی برشی قابل تحمل برای اتصال

۲- نسبت نیروی برشی اتصال تقویت شده به اتصال مینا

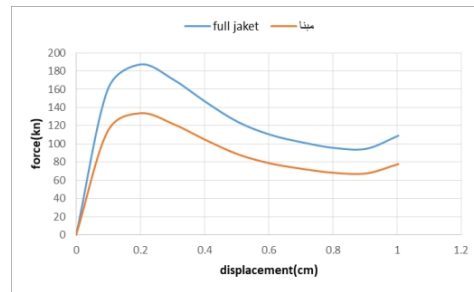
۳- مساحت FRP مصرفی

۴- مساحت زیرسازی لازم برای نصب FRP

۵- نسبت FRP مصرفی اتصال تقویت شده به اتصال همپوشانی شده کامل

۶- کرنش پلاستیک بیشینه اصلی

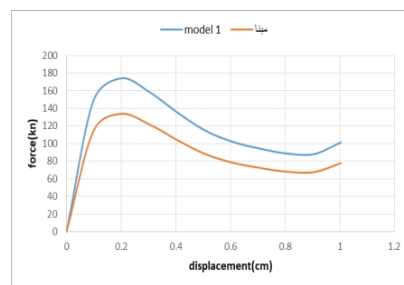
۷- کرنش حداکثر میلگرد طولی اتصال



شکل ۱۳- نمودار نیرو-تغییر مکان و مدل همپوشانی کامل

### ب- مقایسه نمونه مینا با مدل شماره ۱ کامل نمودار بار افزون (منحنی نیرو - تغییر مکان)

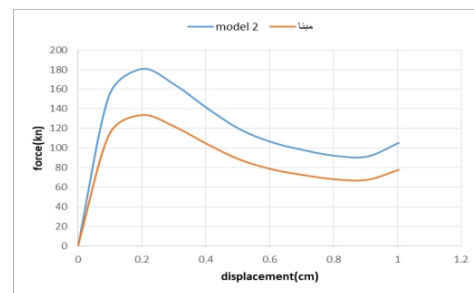
همان گونه که در شکل (۱۴) مشاهده می شود نمودار نیرو - تغییر مکان برای نمونه مینا و مدل شماره ۱ با توجه به خروجی های نرم افزار ارائه شده است. حداکثر نیروی برشی قابل تحمل در نمونه مینا  $133/7 \text{ KN}$  و در مدل ۱  $173 \text{ KN}$  می باشد که در حدود ۳۰ درصد نسبت به نمونه مینا افزایش داشته است.



شکل ۱۴- نمودار نیرو-تغییر مکان و مدل شماره ۱

### پ- مقایسه نمونه مینا با مدل شماره ۲ نمودار بار افزون (منحنی نیرو - تغییر مکان)

همان گونه که در شکل (۱۵) مشاهده می شود نمودار نیرو - تغییر مکان و نمودار پوش برای نمونه مینا و مدل شماره ۲ با توجه به خروجی های نرم افزار ارائه شده است. حداکثر نیروی برشی قابل تحمل در نمونه مینا  $133/7 \text{ KN}$  و در مدل ۲  $180 \text{ KN}$  می باشد که در حدود ۳۰ درصد نسبت به نمونه مینا افزایش داشته است.



شکل ۱۵- نمودار نیرو-تغییر مکان و مدل شماره ۲

اینصورت، افزایش ضخامت موثر تر بوده و دارای صرفه اقتصادی بیشتر است. لازم به ذکر است که افزایش ضخامت ورق باعث افزایش تنش بروی محل اتصال FRP به بتن می‌شود که در صورت بیشتر شدن از مقاومت بتن سطحی در نهایت به جدا شدگی FRP منجر می‌شود اما مهار نوارها در دورپیچهای تیرها و ستونها می‌تواند پس از جدا شدگی نیز تا حد زیادی عملکرد نوارها را حفظ نماید.

### ب: شکل پذیری

شکل پذیری خصوصیتی از سازه است که در آن اعضا در تمام یا قسمتی از طول خود بدون تغییر قابل ملاحظه‌ای در مقاومت قادر به قبول تغییر شکل‌های عمدتاً پلاستیک می‌باشند. در شکل ۱۸ نمودار ایده آل دو خطی معادل برای ارزیابی شاخص شکل پذیری رسم شده است. با ایده آل کردن منحنی رفتار کلی سازه به منحنی‌های معادل دوخطی بصورت الاستیک و پلاستیک کامل ضریب شکل پذیری کلی سازه ( $\mu$ ) از رابطه (۱) بصورت تقسیم تغییر مکان جانبی نسبی حداکثر ( $\Delta_u$ ) به تغییر مکان جانبی نسبی تسلیم ( $\Delta_y$ ) بدست می‌آید. [۱۳] در جدول شماره ۱ و شکل ۱۸ نمودار شکل‌پذیری نمونه مشخص است

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (1)$$

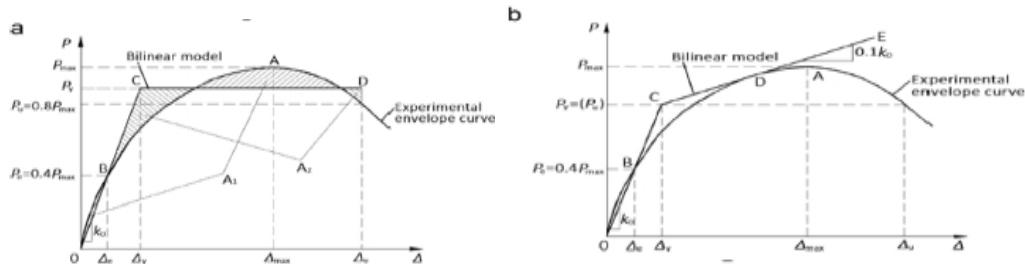
۸- تنش حداکثر ایجاد شده در FRP

همان‌طور که انتظار می‌رفت حد اکثر نیروی قابل تحمل در مدل شماره ۱ به وجود آمده است و بعد از آن در مدل شماره ۲ و مدل شماره ۳ هم در جایگاه سوم می‌باشد در بین نمونه‌ها کرنش پلاستیک بیشینه اصلی توسط نمونه مدل ۴ بخوبی کاسته شده است. اما به دلیل همپوشانی در تیر احتمال تشکیل مفصل پلاستیک در محل اتصال تیر همبند به دیواربرشی وجود ندارد لذا نمونه ۳ با وجود رعایت دور کردن مفصل پلاستیک از اتصال تیر همبند به دیواربرشی ارجح‌تر می‌باشد.

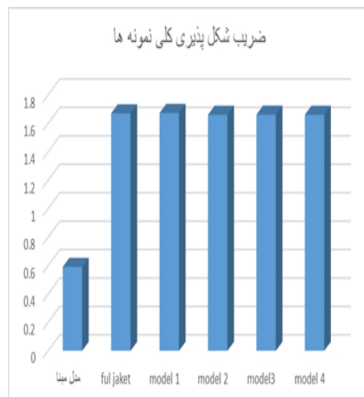
بهترین کرنش می‌گردد هم در مدل شماره ۱ و مدل شماره ۳ اتفاق افتاده به علت همپوشانی کامل که باعث شکل‌پذیری بیشتر می‌شود و بعد از آن در مدل شماره ۲ رخ داده است.

### الف- اتصال و تغییر مکان گسیختگی

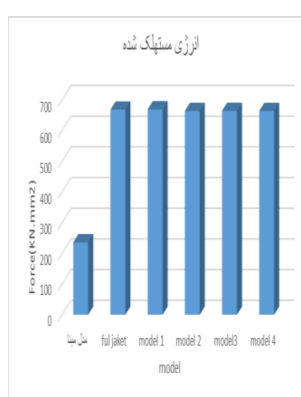
یکی از روش‌های افزایش ظرفیت باربری نمونه، افزایش مساحت ورق‌های FRP تقویتی است. در صورتیکه کیفیت لایه سطحی بتن مناسب بوده و نصب نوارها با کیفیت مناسب صورت گیرد احتمال جداشدگی نوارها کاهش می‌یابد در



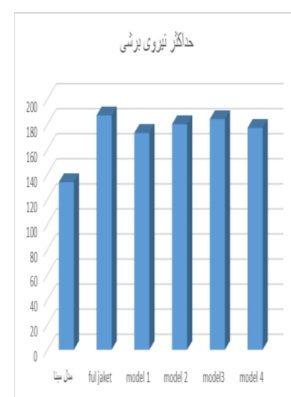
شکل ۱۸- نمایی از تعریف منحنی دوخطی معادل برای ارزیابی شاخص [۱۳]



شکل ۲۱- ضریب شکل‌پذیری نمونه‌ها



شکل ۲۰- (انرژی مستهلک شده) نمونه‌ها



شکل ۱۹- نمودار حداکثر مقاومت



## فصلنامه آنالیز سازه- زلزله دوره ۱۶، شماره ۱، بهار ۱۳۹۸

جدول ۱- نتایج بدست آمده از تحلیل نمونه‌ها

جدول ۲- ضریب شکل‌پذیری و فاکتورهای مربوطه در نمونه‌های تقویت

شده و نمونه مینا

افزایش ضریب شکل پذیری (%)	$\mu = \frac{du}{dy}$	du(mm)	Dy(mm)	نمونه	افزایش بار حداکثر (%)	جابجایی (mm)	حداکثر نیرو برشی (KN)	نمونه
-	۰/۵۹	۳۸	۲/۱	مینا	-	۲/۱	۱۳۳/۷	مینا
۱۸۳	۱/۶۷	۳۷/۹۸	۲/۱	همپوشانی کامل	۴۰	۲/۱	۱۸۷	همپوشانی کامل
۱۸۳/۵	۱/۶۷۳	۳۷/۱۷	۲/۱	۱	۳۰	۲/۱	۱۷۳	۱
۱۸۱/۳	۱/۶۶	۳۷/۵۷	۲/۱	۲	۳۰	۲/۱	۱۸۰	۲
۱۸۱/۳	۱/۶۶۱	۳۷/۵۶	۲/۱	۳	۳۸	۲/۱	۱۸۴	۳
۱۸۱/۳	۱/۶۶	۳۷/۵۸	۲/۱	۴	۳۳	۲/۱	۱۷۷	۴

جدول ۳- نتایج بدست آمده از تحلیل نمونه‌ها

تنش حداکثر ایجاد شده در FRP (Gpa)	گرنش حداکثر میلگرد طولی دیوار برشی کوپله	گرنش پلاستیک بیشینه اصلی	نسبت مصرفی FRP دیوار برشی کوپله تقویت شده به دیوار برشی کوپله همپوشانی شده کامل	جمع FRP و زیرسازی متر مربع	مساحت زیرسازی لازم متر مربع	مساحت مصرفی FRP متر مربع	نسبت نیروی برشی دیوار برشی کوپله تقویت شده به دیوار برشی کوپله مینا	حداکثر نیروی برشی (KN)	نام مدل
-	۰/۰۰۰۷۷۷۴۸	۰/۳۵۸۵	-	-	-	-	۱	۱۳۳/۷	مینا
۰/۷۴۰۲۸۹	۰/۰۰۰۷۶۱۰۹	۰/۸۴۶۱	۱	۱۷/۷۳	۳/۵۴۶	۱۴/۱۸۴	۴۰	۱۸۷	همپوشانی
۰/۴۷۸۹۰۸	۰/۰۰۰۶۴۱۲۴	۰/۵۶۰۷	۰/۱۵۷۳	۲/۷۹	۰/۵۵۸	۲/۲۳۲	۳۰	۱۷۳	۱
۱/۱۹۰۵۳	۰/۰۰۰۶۶۲۱۰	۰/۷۱۷۲	۰/۲۰۸۱	۳/۶۹	۰/۷۳۸	۲/۹۵۲	۳۵	۱۸۰	۲
۰/۹۱۸۱۱۲	۰/۰۰۰۵۸۰۵۴۴	۰/۶۸۰۶	۰/۲۱۲۰	۳/۷۷۵	۰/۷۵۵	۳/۰۲	۳۸	۱۸۴	۳
۰/۸۸۲۹۲۱	۰/۰۰۰۵۷۷۲۲۸	۰/۶۶۰۵	۰/۱۶۰۴	۲/۸۴۴	۰/۵۶۸۸	۲/۲۷۵	۳۳	۱۷۷	۴

## نتیجه گیری

با توجه به مطالب بیان شده و در محدوده بررسی‌های انجام گرفته نتایج زیر قابل بیان می‌باشد:

۱- استفاده از آرایشهای نواری بصورت ضربدری با مهار مناسب در دورپیچهای اطراف تیر همبند می‌تواند روش مناسب در تقویت دیوار برشی کوبله با FRP بوده و می‌تواند جایگزین همپوشانی تقویت دیوار برشی کوبله با همپوشانی کامل با FRP باشد.

۲- افزایش ضخامت نوارها از نظر اقتصادی و مقرون به صرفه‌تر نسبت به افزایش عرض نوارها می‌باشد مشروط به آنکه کیفیت و مقاومت سطحی بتن مناسب بوده و نوارها بخوبی در دورپیچ تیر همبند مهار شوند.

۳- افزایش عرض ورق FRP روی شکل کلی نمودار بار-تغییر مکان نمونه‌ها تاثیر چندانی نمی‌گذارد.

۵- تقویت دیوار برشی کوبله به تنهای با نوارهای FRP مساحت منحنی‌های خطی را افزایش داده و شکل‌پذیری آن را به شکل قابل توجه بهبود می‌دهد.

## ۷-مراجع

۱- نشریه شماره ۳۴۵(۱۳۸۵) سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور فصل دوازده دستور العمل و راهنمای بهسازی سازه‌های بتنی با کامپوزیت FRP.

۲- شکرزاده محمدرضا و عظیمی‌نژاد آرمین و سروقد مقدم عبدالرضا بررسی عملکرد چرخه‌ای قابات بتنی تقویت شده با نوارهای ضربدری FRP آنالیز سازه-زلزله دوره ۱۲ شماره ۴ زمستان ۱۳۹۴ صفحه ۲۹-۴۰.

2- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 440.2R-08: Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures. ACI, Farmington Hills, Michigan, USA, 2008. ACI Committee 440

3-Cao ZL, Hong X. Experimental study of coupled shear wall models with self-control connecting beam on shaking table. J Build Struct 2004;25:51-7. [in Chinese].

4-Miao ZW. Study on energy-based seismic design methodology for reinforced concrete frame-shear wall structures. Beijing, China: Doctoral dissertation to Tsinghua

University; 2009. [in Chinese].

5-International Code Council. 2015 International building code. US; 2015.

6- Tao Wang, Qingxue Shanga, Xiaoting Wangb, Jichao Lia, Zi'ang Kongc" Experimental validation of RC shear wall structures with hybrid coupling beams" Soil Dynamics and Earthquake Engineering 111 (2018) 14-30

7- Min-Yuan Cheng ft, Rijalul Fikri, Cheng-Cheng Chen" Experimental study of reinforced concrete and hybrid coupled shear wall systems:" Engineering Structures 82 (2015) 214-225

8- Xiaodong Jia, Dan Liua, Carlos Molina Huttb. Seismic performance evaluation of a high-rise building with novel hybrid coupled walls"2018 Engineering Structures 169 (2018) 216-225.

9- Tao Wang, Qingxue Shanga, Xiaoting Wangb, Jichao Lia, Zi'ang Kongc" Experimental validation of RC shear wall structures with hybrid coupling beams" Soil Dynamics and Earthquake Engineering 111 (2018) 14-30

10- Teng J, Ma BT, Li WH, Zhang H, Cao DX. Pseudo-static test for coupling beam damper of coupled shear wall structure. J Build Struct 2010;31(12):92-100. [in Chinese].

11- Kent D.C.and Park R.(1971), "Flexural Members With Confind Concrete", Journal Of Structural Division Proceedings of The American Society Of Civil Engineers, VOL.97,NO.ST7.1969-1990

12-Park R. and Paulay T.(1975)Reinforced Concrete Structures,John Wiley and Sons

۱۳- شکرزاده محمدرضا و عظیمی‌نژاد بررسی عملکرد الگوهای مختلف بادبندها در تقویت قاب‌های فولادی سبک (LSF) آنالیز سازه-زلزله دوره ۱۵ شماره ۱ زمستان ۱۳۹۷ صفحه ۱۱-۱

## Strengthening of coupled shear walls using FRP strips and fabrics

Milad Seyed Esmaili

Department of Civil Engineering, Central Tehran Branch, Islamic Azad University, Tehran, Iran

Soheil Monajjeminejad

Department of Civil Engineering, Central Tehran Branch, Islamic Azad University, Tehran, Iran

Manochehr Behroyan

Department of Civil Engineering, Central Tehran Branch, Islamic Azad University, Tehran, Iran

### Abstract:

Due to the fact that many of the existing structures have been in existence for over a decade, retrofitting has become one of the greatest challenges facing structural engineers. There are several methods to retrofit that, due to the unique properties of FRP composites, their use for the repair of reinforced concrete members has become one of the most commonly used methods. One of the most important factors in the need to retrofit the shear wall is the insufficiency of the shear bending of the beam in the shear wall of the cooper. Considering the fact that the price of FRP materials is one of the limiting factors for its use in improving structures, in this study, Numerical and Laboratory Results With the help of ABAQUS Limited Components Software, 5 different FRP derivatives th at reduce the use of FRP in the seismic reconstruction of the coupler shear wall fittings were introduced. The results obtained from these 5 samples were compared with the base model without FRP coating and the sample, which has a complete overlapping of FRP, and the sample, which is multiplied by drowning, was selected as the best sample, which reduces the cost of refinement The connective beam is in the wall of the shear joint.

**Keywords:** seismic reconstruction, copulous shear wall, connector beam, abaqus