

ارائه اتصال مکانیکی جدید برای مقاوم‌سازی ستون‌های بتن مسلح با مواد کامپوزیتی

نویسنده مهدوی^۱، عباسعلی تسنیمی^{۲*}

۱- دانشجوی دکتری پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله

۲- استاد گروه مهندسی سازه، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس

Tasnimi@modares.ac.ir*

تاریخ پذیرش: [۱۳۹۴/۱۲/۲۰]

تاریخ دریافت: [۱۳۹۴/۸/۱۹]

چکیده

پژوهش‌های انجام شده روی پل‌های بتن مسلح آسیب دیده در زلزله‌های گذشته، موبد این مطلب است که اصلی‌ترین دلیل فروپاشی این نوع سازه‌ها خرابی در ستون‌های ضعیف بوده است. با اینکه مقاوم‌سازی ستون‌های بتنی مسلح با الیاف FRP در تقویت برشی و محوری ستون‌ها نقش زیادی دارد با این حال در بالا بردن ظرفیت خمشی این اعضا تأثیر زیادی نداشته است. با این وجود با ادامه پژوهش‌ها تاکنون روش‌های مختلفی برای بالا بردن ظرفیت خمشی ستون‌های بتن مسلح با الیاف FRP پیشنهاد شده است. بر اساس بررسی‌های انجام گرفته روش‌های ارائه شده دارای مشکلات مختلفی است که از جمله آنها می‌توان به دشواری اجرا، هزینه بالا، سرعت پایین عملیات اجرایی و عدم اطمینان از عملکرد اشاره نمود. در این پژوهش یک اتصال جدید مکانیکی برای افزایش ظرفیت خمشی ستون‌های بتن مسلح مقاوم سازی شده با الیاف FRP پیشنهاد شده است. اتصال مکانیکی ارائه شده ضمن آسانی اجرا و هزینه کم، در زمانی کوتاه قابل اجرا است. به منظور ارزیابی رفتار اتصال پیشنهادی ابتدا با استفاده از نتایج آزمایشگاه، یک مدل ستون بتن مسلح در نرم‌افزار اجزاء محدود ABAQUSE مدل‌سازی و راستی آزمایی شده است. سپس دو حالت مختلف متداول نصب لایه‌های طولی CFRP در مقایسه با اتصال مکانیکی پیشنهادی مطالعه شده است. بر اساس نتایج به دست آمده اتصال مکانیکی پیشنهادی موجب بهبود ظرفیت خمشی ستون می‌شود. علاوه بر آن کاربرد مواد کامپوزیتی همراه با اتصال ارائه شده، رفتار کلی المان تقویت شده را ارتقاء داده و موجب ایجاد خرابی نرم در ستون بتن مسلح می‌شود.

واژگان کلیدی: بتن مسلح، ستونهای پل، تقویت خمشی، الیاف CFRP، اتصال مکانیکی

۱- مقدمه

پلیمری پیش تنیده [۶] روش‌های جدیدی است که برای بهسازی و مقاوم‌سازی ستون‌های بتن مسلح در سال‌های اخیر معرفی شده و مطالعات روی این روش‌ها همچنان ادامه دارد. الیاف پلیمری به عنوان یکی از مصالح جدید در مقاوم‌سازی ستون‌های بتن مسلح در دهه‌های اخیر مورد توجه قرار گرفته است. با این حال مشکلاتی که در استفاده و اجرای این مصالح وجود دارد محدودیت‌هایی را ایجاد کرده است. یکی از اساسی‌ترین مشکلات، جداشدگی لایه^۱ FRP از سطح بتنی است که می‌تواند رفتار کلی عضو را تحت تأثیر قرار دهد [۷]. به همین دلیل یافتن راهکارهایی که بتوان از پیوستگی این لایه‌ها با بتن سطحی اطمینان حاصل نمود می‌تواند دلیل استفاده هرچه بهتر و

ستون‌ها به عنوان اعضای کلیدی مقاوم در مقابل زمین لرزه محسوب می‌شوند. به همین دلیل برای ارتقاء رفتار لرزه‌ای سازه اولین و مهمترین گام مقاوم سازی و بهسازی ستونهای سازه است. با اینکه روش‌های مختلفی برای مقاوم‌سازی ستون بتن مسلح در پژوهش‌های مختلف پیشنهاد شده با این حال معایب و مشکلاتی که در هر یک از این روش‌ها وجود دارد باعث شده تا پژوهشگران به دنبال یافتن راهکارهای جدید و فکرهای نو برای از بین بردن این مشکلات باشند [۱]. روش‌هایی از جمله میلگرد گذاری در سطح نزدیک [۲ و ۳]، ایجاد پیش تنیدگی در ستون‌های بتن مسلح [۴]، کاشت ورق‌های پلیمری [۵] و استفاده از الیاف

۲- بررسی نظری مسئله

مقاومت خمشی نظری ستون مقاوم سازی شده به وسیله‌ی لایه‌های FRP طولی بر اساس دیاگرام کرنش و معادل سازی نیروهای داخلی به دست می‌آید. شکل (۲) پایه تحلیلی این روش را نشان می‌دهد.

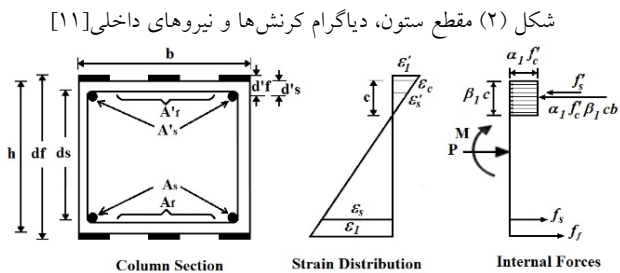


Fig. 2. Column Section, Strain Diagram and Internal Forces [11]

این روش بر اساس تکرار پایه‌گذاری شده است. در ابتدا کرنش بتن در لحظه خرابی فرض می‌شود و به کمک این فرض تار خشی برای ستون محاسبه می‌شود. همچنین در این روش فرضیات زیر برقرار است:

- ۱- کرنش در طول ستون به صورت خطی تغییر می‌یابد.
- ۲- مقطع ستون ترک نخورده است.
- ۳- چسبندگی میلگردهای فولادی به بتن و همچنین نوارهای FRP به بتن در حد ایده‌آلی ایجاد شده است.
- ۴- کرنش در شکست فشاری برای بتن 0.003 است.
- ۵- رابطه بین تنش و کرنش برای بتن بر اساس رابطه ACI318-05 در نظر گرفته شده است.

۶- رفتار تنش-کرنش در مصالح FRP به صورت کاملاً الاستیک و خطی در نظر گرفته شده در حالی که رفتار مصالح بتن الاستوپلاستیک است.

با استفاده از فرضیات بالا برای محاسبه ظرفیت خمشی ستون بتن مسلح مقاوم سازی شده به کمک الیاف FRP طولی خواهیم داشت: [۱۱]

$$a = \beta_1 c \quad (۱)$$

که در آن c بعد فشاری در نمودار کرنشها و مقدار β_1 از رابطه (۲) بدست می‌آید.

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \left[\frac{f'_c - 4000}{1000} \right] \quad 0.65 \leq 0.85 \quad (۲)$$

موثرتر از این مصالح را فراهم آورد.

برای تقویت ستون‌های بتن مسلح در بیشتر موارد الیاف FRP به روش دورپیچی مورد استفاده قرار گرفته‌اند. [۸، ۹ و ۱۰]. با اینکه این روش در تقویت برشی، محوری و شکل پذیری ستون نقش موثری دارد لیکن تاثیر چندانی روی افزایش ظرفیت خمشی ستون نخواهد داشت. شکل (۱) منحنی اندرکنش ستون تقویت شده به کمک دورپیچ FRP را نشان می‌دهد. همان‌گونه که مشاهده می‌شود دورپیچی ستون تاثیری بر بالابردن مقاومت خمشی ستون ندارد. این موضوع در بهسازی و مقاوم‌سازی ستون‌های بتن مسلح پل‌ها اهمیت دوچندان دارد زیرا به دلیل سیستم سازه‌ای پل‌ها و همچنین ارتفاع زیاد ستون‌ها معمولاً لنگرهای خمشی داخلی بزرگی در این المان‌ها ایجاد می‌شود.

شکل (۱) منحنی اندرکنش ستون تقویت شده با دورپیچی FRP

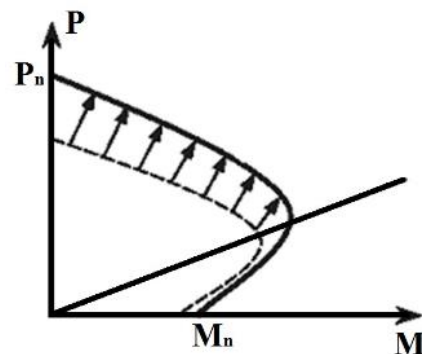


Fig. 1. Interaction curve of column reinforced using FRP wrapping

به منظور افزایش مقاومت خمشی در پایه‌های پل‌ها با استفاده از الیاف پلیمری، تاکنون پژوهشگران روش‌های مختلفی را ارائه نموده‌اند. هر کدام از روش‌های ارائه شده دارای نقاط قوت و ضعف و مشکلاتی است. روش مطلوب باید ضمن افزایش مقاومت خمشی ستون‌ها، به سهولت قابل اجرا بوده و هزینه چندانی نیز نداشته باشد. با این وجود پس از مطالعات فراوان، یک اتصال مکانیکی جدید پیشنهاد شد. به منظور ارزیابی اتصال پیشنهادی، نتایج تحلیلی حاصل از اتصال پیشنهادی با نتایج تحلیلی سه نمونه دیگر مقایسه شد. بررسی‌های انجام شده نشان می‌دهد که اتصال مکانیکی پیشنهادی ضمن بهبود مقاومت خمشی ستون، عملکرد لرزه‌ای ستون را به صورت چشمگیری ارتقاء می‌دهد.

در سال‌های اخیر استفاده از اتصالات مکانیکی (MF)^۱ به عنوان یک راه حل مناسب برای اتصال مناسب لایه FRP و عضو بتنی مورد توجه قرار گرفته است. این روش به ویژه در مواردی که سرعت در انجام عملیات مورد نظر باشد، بسیار قابل توجه بوده و می‌توان با سرعت بسیار بالایی عملیات مقاوم سازی و اتصال بین لایه FRP و عضو بتنی را به انجام رساند. [۱۲-۱۵]. همچنین در سال‌های اخیر پیش تنیده کردن الیاف پلیمری به کمک این اتصالات نیز مطرح شده است [۱۶].

بر اساس بررسی‌های به عمل آمده سیستم‌های مختلف اتصال مانند استفاده از بولت‌ها و یا صفحات فولادی با اشکال مختلف از جمله صفحات U شکل در اتصالات مکانیکی در پژوهش‌های مختلف مطالعه و آزمایش شده که نتایج بسیار مطلوبی به دست آمده است. همچنین برخی از پژوهشگران استفاده از سیستم‌های اتصال U شکل و L شکل و زره پوشهای فولادی را در روش مقاوم سازی به کمک CFRP ها و چسب اپوکسی برای جلوگیری از جدا شدن زود هنگام لایه‌های FRP از سطح بتنی مورد آزمایش قرار داده‌اند [۱۷-۲۲].

با عنایت به مشکلات اتصالاتی که تاکنون به وسیله‌ی پژوهشگران ارائه شده است در این پژوهش یک اتصال مکانیکی جدید پیشنهاد شده است. به عبارت دیگر راهکاری برای ایجاد اتصال مناسب بین لایه FRP و سطح بتنی به کمک اتصالات مکانیکی در ستون‌های بتنی تقویت شده به کمک الیاف پلیمری ارائه شده است. اتصال مکانیکی پیشنهادی علاوه بر از بین بردن مشکل جداشدگی لایه FRP از سطح بتنی، اتصال مناسبی مابین لایه FRP و فونداسیون ایجاد می‌نماید و می‌تواند به عنوان راهکاری برای افزایش ظرفیت خمشی ستون استفاده شود.

۳-۱- اتصال مکانیکی پیشنهادی

بدون مقید شدن FRP در محل اتصال، این لایه‌ها با افزایش نیرو از سطح بتن بلند می‌شوند، بدون اینکه عملکرد مطلوبی داشته باشند. در حالی که اتصال مکانیکی پیشنهادی موجب مقید نمودن لایه‌های FRP در محل اتصال شده و انتظار می‌رود موجب

مقدار کرنش در لایه FRP و همچنین میلگردهای طولی به کمک سازگاری کرنش‌ها در دیاگرام کرنش به دست می‌آید. با محاسبه نیروهای داخلی و ایجاد رابطه تعادل بین نیروها مقدار عمق تار خشی (c) به دست می‌آید. چنانچه هماهنگی دو مقدار فرض شده در ابتدای مسئله و مقدار به دست آید، محاسبات پایان می‌پذیرد در غیر این صورت همین مراحل با مقدار فرضی جدید دوباره تکرار می‌شود.

مقدار مقاومت خمشی مقطع ستون مقاوم سازی شده با FRP از رابطه (۳) به دست می‌آید.

$$M = \alpha_1 f'_c \beta_1 c b \left(\frac{h}{2} - \frac{\beta_1 c}{2} \right) + A'_s f'_s \left(\frac{h}{2} - d'_s \right) + A_s f_s \left(d_s - \frac{h}{2} \right) + A_n f_n \left(d_n - \frac{h}{2} \right) \quad (3)$$

شایان ذکر است در این معادله برای FRP در حالت فشاری مانند آنچه که در واقعیت اتفاق می‌افتد هیچگونه مقاومتی در نظر گرفته نمی‌شود.

۳- اتصالات مکانیکی

بر خلاف مزیت‌های فراوان الیاف FRP، یک سازه مقاوم سازی شده به وسیله لایه‌های FRP می‌تواند قبل از موعد پیش‌بینی شده و با جدا شدن FRP از سطح بتنی عضو به صورت ترد و بدون داشتن شکل پذیری لازم از بین برود. بنابراین دیگر عضو مقاوم سازی شده نمی‌تواند به مقاومت نهایی خود برسد. به طور معمول ترک‌های خمشی و خمشی-برشی که در عضو بتنی پدید می‌آید موجب جدا شدن لایه FRP از عضو بتنی می‌شود و این امر خود موجب جدا شدن کامل لایه FRP در آن قسمت از سطح بتنی مورد نظر می‌شود. این پدیده به عنوان یکی از مشکلات اساسی در استفاده از این الیاف در مقاوم سازی اعضای بتن مسلح است. هنگامی که جدا شدن FRP از سطح بتن صورت می‌گیرد دیگر بتن و خود الیاف به مقاومت‌های پیش‌بینی شده در طراحی نرسیده و عضو مورد نظر در مقابل نیروها بسیار ضعیف رفتار می‌کند. بنابراین عملاً آنچه که در بخش نظری در مورد افزایش مقاومت خمشی ستون بتنی برآورد شد، قابل دستیابی نخواهد بود.

$$T_{BOLT} = T_{FRP} + \frac{1}{2} \times q_{PLATE} \times L_{PLATE} \rightarrow$$

$$T_{BOLT} =$$

$$(1 + 1/2 \times \frac{2 \times T_{FRP} \times (L_{P1} + d_b/2)}{(\frac{2}{3} \times L_{P2} + \frac{d_b}{2}) \times L_{P2}} \cdot L_{PLATE}) \times T_{FRP} \quad (۸)$$

برای به دست آوردن ظرفیت اتصال و طراحی می‌توان از نیروی کششی FRP شروع کرد با در نظر گرفتن نیروی کششی مجاز برای لایه‌های FRP مقدار نیروی فشاری زیری نبشی به دست می‌آید و طراحی طول و ضخامت نبشی انجام می‌شود.

۴- مدلسازی عددی

۴-۱- فرضیات مدلسازی

بررسی رفتار سازه‌های مرکب به دلیل رفتارهای غیرهمسان، غیرهمگن و غیرخطی آنها بسیار دشوار است. بنابراین برای انجام چنین بررسی پیچیده‌ای، استفاده از برنامه‌های آنالیز عددی جامع با قابلیت‌های بالا مورد نیاز است. در این مقاله از نرم-افزار ABAQUSE نگارش ۳، ۶، ۱۱، ۲۳ [۲۳] استفاده شده است. فرضیات ساده کننده که برای مدل عددی در نظر گرفته شده است، عبارتند از:

- ۱- از لایه چسبنده در مدل ستون‌های بتنی تقویت شده چشم‌پوشی شده است.
- ۲- برای مدل کردن رفتار واقعی بتن از مدل پلاستیسیته آسیب دیده استفاده شده است.

۴-۲- خواص مصالح

۴-۲-۱- بتن

تعیین رفتار غیرخطی بتن مهمترین مرحله در مدلسازی عددی سازه‌های بتن مسلح است. در نرم‌افزار اجزاء محدود ABAQUS رفتار غیرخطی مصالح ترد را می‌توان به سه روش شامل مدل ترک پخشی، مدل شکست ترد و مدل پلاستیک آسیب دیده معرفی نمود [۲۴]. مدل خسارت پلاستیسیته بتن تنها مدلی است که در هر دو تحلیل استاتیکی و دینامیکی قابل استفاده است. در این مدل فرض بر این است که ترک کششی و خردشدگی فشاری دو جنبه اصلی سازوکار گسیختگی بتن است. این مدل تعمیم یافته معیار دراگر- پراگر (۱۹۵۲) [۲۴] است. این معیار یک

تقویت عملکرد لایه‌های FRP شود. جزئیات اجرایی این اتصال در شکل (۳) نشان داده شده است.

شکل (۳) دتایل اجرایی اتصال مکانیکی پیشنهادی

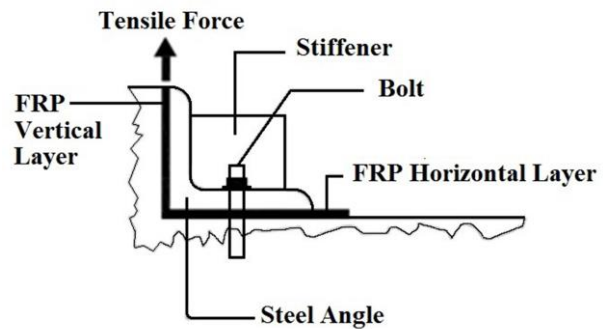


Fig. 3. suggested mechanical connection detail

با بررسی نیروها در عملکرد این سیستم به این نتیجه می‌توان رسید که نیروی کششی بوجود آمده در FRP قائم متصل به ستون موجب می‌شود تا حول محور بولت کاشته شده لنگر ایجاد شود. به این ترتیب برای مقابله با این لنگر لازم است در قسمتی از طول نبشی که بعد از بولت قرار گرفته است نیروی فشاری ایجاد شود. بنابراین طراحی نبشی بر اساس این معیار در نظر گرفته شده است. دیاگرام نیروها در شکل (۴) نشان داده شده است.

شکل (۴) دیاگرام نیروهای داخلی در اتصال مکانیکی پیشنهادی

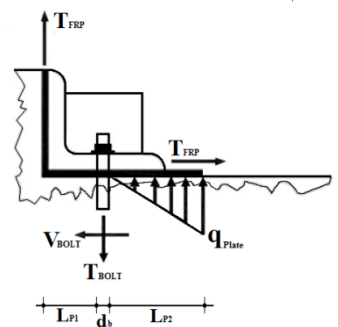


Fig. 4. Internal forces of suggested mechanical connection

با استفاده از دیاگرام نیروها خواهیم داشت:

$$V_{BOLT} = \tau_{FRP} \quad (۴)$$

$$T_{BOLT} = T_{FRP} + 1/2 q_{PLATE} \cdot L_{PLATE} \quad (۵)$$

$$T_{FRP} \times (L_{P1} + d_b/2) = 1/2 q_{PLATE} \times L_{P2} \times \left(\frac{2}{3} \times L_{P2} + d_b/2\right) \quad (۶)$$

$$q_{PLATE} = \frac{2 \times T_{FRP} \times (L_{P1} + d_b/2)}{(\frac{2}{3} \times L_{P2} + d_b/2) \times L_{P2}} \quad (۷)$$

در این مدل کاهش مقاومت از تنش نهایی σ_t به $0.8\sigma_t$ کاهش پیدا می‌کند. برای به دست آوردن بیشینه تنش کششی اگر نتایج آزمایشگاهی حاصل از شکافت استوانه و یا کشش مستقیم در دسترس نباشد می‌توان از رابطه (۱۱) استفاده نمود.

$$\sigma_t = 0.3\sigma_c^{2/3} \quad (11)$$

نمودار تنش- کرنش فشاری بتن مطابق با شکل (۷) در نظر گرفته شده است. این منحنی با استفاده از روابط پس خرابی بتنی که در معرض فشار تک محوری قرار گرفته است، محاسبه می‌شود. برای معرفی این نمودار ابتدا باید پارامترهای σ_c ، $\varepsilon_{c_{in}}$ ، d_c را که به ترتیب بیانگر بیشینه تنش فشاری، کرنش غیرالاستیک و پارامتر خرابی بتن است، مشخص نمود.

شکل (۷) نمودار تنش- کرنش فشاری بتن [۲۵]

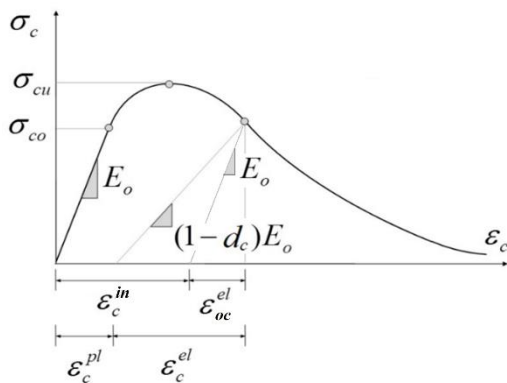


Fig. 7. Concrete stress-strain relationships in compression

کرنش غیرالاستیک از رابطه (۱۱) بدست می‌آید:

$$\varepsilon_c^{in} = \varepsilon_c - \varepsilon_c^{el} \quad (11)$$

در این رابطه ε_c بیانگر کرنش الاستیک کلی است و مقدار در این رابطه نشان دهنده کرنش الاستیک مصالح آسیب ندیده است. همچنین کرنش پلاستیک از رابطه (۱۲) محاسبه می‌شود. پارامتر خرابی فشاری (d_c)، برابر با نسبت $\varepsilon_{c_{in}}$ به کرنش فشاری کلی است.

$$\varepsilon_c^{pl} = \varepsilon_c^{in} - \frac{d_c}{1-d_c} \frac{\sigma_c}{E_0} \quad (12)$$

در این پژوهش برای تعیین نمودار تنش-کرنش فشاری بتن از مدل پیشنهادی Hsu & Hsu استفاده شده است [۲۷]. این مدل برای بتن‌های با مقاومت فشاری بیشینه ۶۲ مگاپاسکال قابل استفاده است. در این مدل مقادیر تنش‌های فشاری از $0.5\sigma_{cu}$ در

سطح شکست مخروطی دارد و یکی از تئوری‌های قوی در مدل سازی شکست بتن مسلح است.

در مدل پلاستیسیته آسیب دیده بتن، نمودار تنش-کرنش کششی بتن مطابق با شکل (۵) در نظر گرفته می‌شود. این روابط با در نظر گرفتن سخت‌شوندگی کششی و نرم‌شوندگی کششی و اندرکنش بین میلگردها و بتن معرفی شده است. برای تعیین این نمودار باید پارامترهای σ_t ، ε_t^{ck} ، σ_t ، E_0 را که به ترتیب بیانگر مدول الاستیسیته، مقاومت کششی، کرنش شکست و پارامتر خرابی است را مشخص نمود. کرنش شکست از رابطه (۹) به دست می‌آید:

$$\varepsilon_t^{ck} = \varepsilon_t - \varepsilon_{0t}^{el} \quad (9)$$

که در این رابطه ε_t کرنش کششی کلی است و ε_{0t}^{el} کرنش الاستیک مصالح آسیب ندیده از رابطه (۱۰) به دست می‌آید.

$$\varepsilon_{0t}^{el} = \frac{\sigma_t}{E_0} \quad (10)$$

شکل (۵) رابطه تنش-کرنش کششی بتن [۲۵]

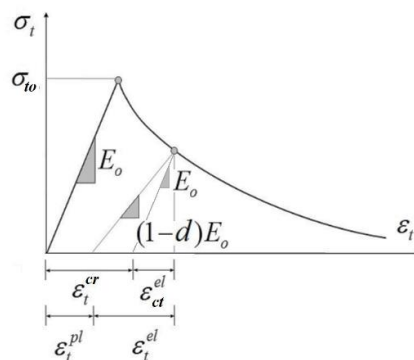


Fig. 5. Concrete stress-strain relationships in tension [25]

در معرفی مدل پلاستیسیته آسیب دیده بتن در این پژوهش از مدل Rasheed و Nayal [۲۶] برای تعیین نمودار تنش کرنش استفاده شده است.

شکل (۶) مدل سخت‌شوندگی کششی Nayal و Rasheed [۲۶]

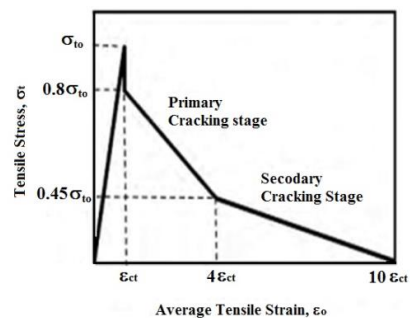


Fig. 6. The tension stiffening model, Nayal & Rasheed [26]

و عرض ۳۰ سانتی متر طراحی شده است. در قسمت فوقانی ستون یک بلوک بتنی به ابعاد ۳۰×۳۰×۵۰ سانتی متر برای اعمال نیروی قائم و جانبی وجود دارد. شکل (۸) ابعاد هندسی این مدل را نشان می‌دهد.

شکل (۸) ابعاد ستون آزمایش شده در مرجع [۲۸]

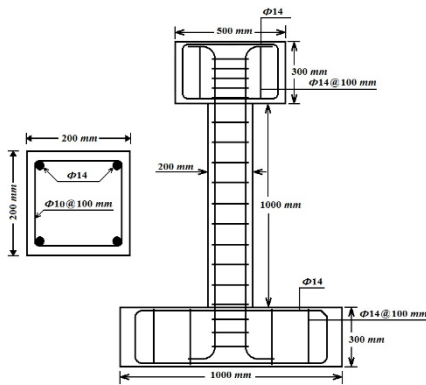


Fig. 8. Concrete column specimen tested in [28]

بتن استفاده شده در نمونه‌های آزمایشگاهی مرجع [۲۸] دارای مقاومت مشخصه ۲۳/۳ مگاپاسکال است و میلگردهای طولی و عرضی به کار رفته در مقطع به ترتیب از نوع AIII با مقاومت تسلیم ۳۰۰ مگاپاسکال و از نوع AII با مقاومت تسلیم ۴۰۰ مگاپاسکال است. در جدول (۱) مشخصات مصالح به کار رفته در این آزمایش مشخص شده است.

جدول (۱) مشخصات مصالح [۲۸]

Composite Type	Design Thickness (mm)	Design Diameter (mm)	Tensile Strength (MPa)	Tensile Modulus (GPa)	Ultimate Strain(%)
CFRP Sheet	0.176	-	3800	240	1.55
NSM Rod	-	10	760	40.8	1.6
Epoxy Mortar	-	-	27.6	3	1
Epoxy Resin	-	-	54	3	2.5

Table 1. Material properties

نمونه آزمایشگاهی تحت بار ثابت محوری فشاری برابر با ۲۰ تن (برابر با ۰/۲۵ درصد ظرفیت فشاری ستون) و بار سیکلی جانبی افزایشی به صورت تغییر مکان قرار داشته است. برای وارد کردن بار سیکلی جانبی ابتدا ستون (تغییر مکانی که در آن اولین آرماتور کششی جاری می‌شود) محاسبه شده و سپس سیکل‌های بار جانبی به صورت افزایشی با گام‌های وارد شده‌اند. در شکل (۹) بارگذاری وارد بر این ستون نشان داده شده است.

شاخه صعودی تا $\sigma_{cu} 0/3$ در شاخه نزولی محاسبه می‌شود. تنش فشاری در این مدل از رابطه (۱۳) به دست می‌آید.

$$\sigma_c = \left(\frac{\beta \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_0} \right)}{\beta - 1 + \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_0} \right) \beta} \right) \sigma_{cu} \quad (13)$$

$$\beta = \frac{1}{1 - \left[\frac{\sigma_{cu}}{\epsilon_0 E_0} \right]}$$

$$\epsilon_0 = 8.9 \times 10^{-5} \sigma_{cu} + 2.114 \times 10^{-3}$$

$$E_0 = 1.2431 \times 10^2 \sigma_{cu} + 3.28312 \times 10^3$$

۴-۲-۲- فولاد

به منظور مدل‌سازی آرماتورهای فولادی در مدل اجزاء محدود فرض می‌شود که رفتار فولاد در کشش و فشار الاستیک - پلاستیک کامل باشد.

۴-۲-۳- الیاف پلیمری CFRP^۱

الیاف پلیمری جزء مصالحی است که ویژگی‌های آنها در همه جهات یکسان نیست در این پژوهش پیوند کامل بین مصالح فرض شده است. با فرض اینکه چسب اپوکسی موجب چسبیدن کامل لایه‌های کامپوزیتی به بتن می‌شود، نقاط مختلف الیاف با المان بتن به یکدیگر بسته می‌شوند. به عبارت دیگر هر دو المان در مرز تماسی خود دارای یک تنش و کرنش خواهند بود.

۴-۳- مدل کالیبراسیون

برای کنترل نتایج مطالعات عددی و اطمینان از درستی نتایج لازم است تا مدل راستی آزمایی ایجاد شود و نتایج آن با نتایج به دست آمده از آزمایشگاه هماهنگی داده شود. به همین منظور ستون بتن مسلح آزمایش شده در مرجع [۲۸] که در سال ۲۰۱۰ در آزمایشگاه پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله انجام گرفته است در نرم افزار ABAQUS مدل‌سازی شده و نتایج مدل آزمایشگاهی و مدل عددی با یکدیگر مقایسه شده است. این نمونه یک ستون بتن مسلح مستطیل شکل است. نمونه با ارتفاع ۱۰۰ سانتی متر و ابعاد ۲۰ در ۲۰ سانتی متر است که جهت امکان اتصال آن به قاب در قسمت تحتانی آن یک المان بتن مسلح به صورت فونداسیون به طول ۱۰۰ سانتی متر و ارتفاع

شکل (۱۱) نمودار نیرو-تغییرشکل نمونه‌های آزمایشگاهی [۲۸] و مقایسه منحنی نیرو-تغییرمکان جانبی نمونه شاهد

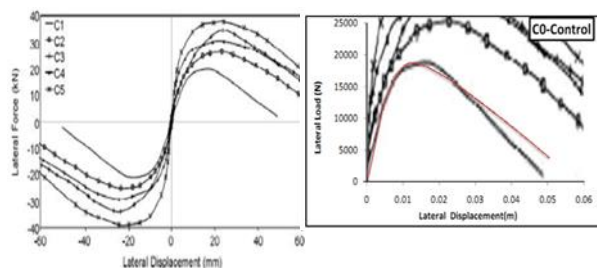


Fig. 11. Calibration of Load-displacement relationships of tested specimens in [28]

البته در این شکل ملاحظه می‌شود که منحنی برش پایه - تغییرمکان در نمونه آزمایشگاهی و تحلیلی تا حدود ۷۰ درصد جابه‌جایی ماکزیمم کاملاً بر هم هماهنگ و اختلاف دو منحنی در مرحله غیرخطی و قبل از شکست افزایش می‌یابد. دلایلی از جمله تفاوت در رفتار مصالح در آزمایشگاه، اثر برخی از پدیده‌ها از جمله لغزش میلگردها در بتن که در مطالعات عددی به طور معمول در نظر گرفته نمی‌شود، ناهمگن بودن مصالحی مانند بتن که در مطالعات عددی معمولاً همگن و با خاصیت مشابه در تمام نقاط در نظر گرفته می‌شود و بسیاری موارد دیگر می‌تواند دلایلی برای این تفاوت باشد.

۵- بررسی عملکرد ستون‌های تقویت شده به کمک الیاف پلیمری و اتصال مکانیکی

اگر فرض شود که به منظور افزایش مقاومت خمشی، لایه‌های FRP به صورت طولی روی ستون نصب شده‌اند، در صورتی مقاومت خمشی ستون افزایش می‌یابد که نیروهای ایجاد شده در لایه‌های FRP از محل اتصال ستون به فونداسیون منتقل شوند. بنابراین اتصال ستون به فونداسیون باید در نظر گرفته شود تا نیروهای بوجود آمده در لایه‌های FRP به فونداسیون انتقال یابد. با این وجود چنانچه افزایش مقاومت خمشی در ستون مطلوب باشد، طراحی FRP به مقاومت سیستم مقید کننده بستگی پیدا می‌کند. به عبارت دیگر هدف از طراحی سیستم مقید سازی FRP، طراحی سیستمی است که بتوان به کمک آن نیروهای قائم موجود در لایه‌های FRP را به حداکثر رساند. به همین دلیل طراحی و اجرای جزئیات مورد نظر از اهمیت خاصی برخوردار

شکل (۹) بارگذاری سیکلیک [۲۸]

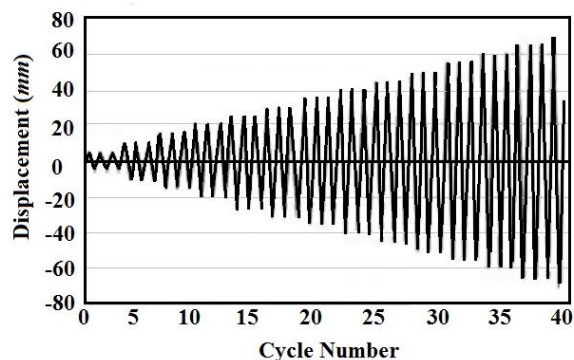
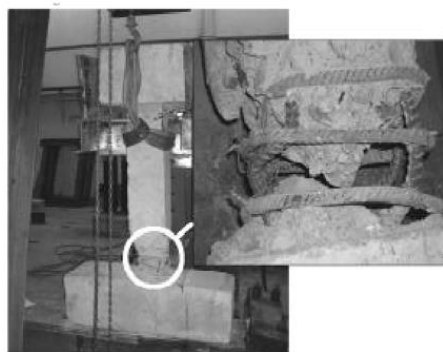


Fig. 9. Cyclic loading pattern

در مدلسازی در نرم افزار ABAQUS سعی شده است تا مدل نرم‌افزاری مشابه با مدل آزمایشگاهی ساخته شود به همین دلیل بار جانبی از نوع تغییرمکان به بالای سرستون وارد شده و شرایط گیرداری برای فونداسیون در نظر گرفته شده است.

شکل (۱۰) نمونه C1 از آزمایش‌های مرجع [۲۸]



(a) C1

Fig. 10. C1 specimen tested in [28]

پس از مدلسازی ستون بتن مسلح توصیف شده در نرم‌افزار ABAQUS و تحلیل آن برای بررسی و مقایسه نتایج به دست آمده و اطمینان از درستی عملکرد مدل، منحنی نیرو-تغییرشکل ارائه شده در این مقاله در کنار منحنی به دست آمده از مطالعات تحلیلی ترسیم شده است.

همان‌گونه که مشاهده می‌شود انطباق بسیار خوبی بین نتایج مدل عددی و مدل آزمایشگاهی وجود دارد. البته خطای قابل قبولی در میزان بار نهایی و تغییرشکل نهایی دیده می‌شود. در حدود ۲٪ اختلاف در مقدار بار نهایی و ۴٪ اختلاف در مقدار بیشینه تغییرشکل نهایی مشاهده می‌شود.

خمشی ستون تقویت شده با الیاف طولی پلیمری است لیکن بدون مقید شدن FRP در محل اتصال، در بیشتر موارد این لایه‌ها با افزایش نیرو از سطح بتن بلند می‌شود و خرابی ستون مطلوب نخواهد بود. با این حال در این مدلسازی فرض بر این است که چسب اپوکسی بر اساس فرضیات طراحی رفتار مناسبی داشته باشد و لغزش الیاف از روی بتن به کمک این چسب تحمل شود.

شکل (۱۲) مدل اجزاء محدود و منحنی نیرو-تغییر مکان جانبی ستون تقویت شده با الیاف طولی CFRP

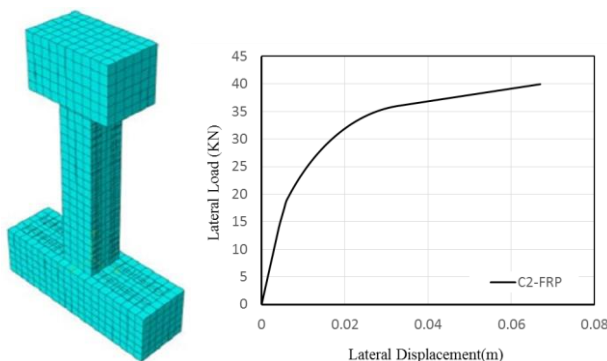


Fig. 12. Finite Element model and Load-displacement relationships of column reinforced using longitudinal FRP layers

۵-۲- بررسی رفتار ستون تقویت شده با الیاف CFRP طولی و

دورپیچ CFRP

در این مرحله در نظر گرفته شده که ستون مورد نظر با لایه‌های طولی CFRP تقویت شده است. بر اساس این مطلب که می‌توان به کمک لایه‌های افقی الیاف پلیمری، لایه‌های طولی را مهار نمود در این مدل به کمک دورپیچ CFRP در محل مفصل پلاستیک در پای ستون و محل اتصال تیر به ستون، مهار لایه‌های طولی الیاف پلیمری که برای تقویت خمشی ستون بتنی به کار گرفته شده، انجام گرفته است تا رفتار ستون در این حالت نیز بررسی شود. ارتفاع دورپیچ به کار گرفته شده برابر با طول مفصل پلاستیک در نظر گرفته شده است. شکل (۱۳) مدل اجزاء محدود این ستون را نشان می‌دهد.

همان‌گونه که پیش بینی می‌شود با اینکه مقدار مقاومت خمشی افزایش یافته و ستون نیروی جانبی بیشتری را به سبب مهار FRP نسبت به ستون تقویت نشده تحمل می‌نماید با این حال

است. در این پژوهش یک اتصال مکانیکی جدید در محل اتصال ستون به فونداسیون پیشنهاد شده است. جزئیات پیشنهادی که از نبشی همراه با بولت تشکیل شده، بسیار ساده بوده و ضمن در نظر گرفتن مسائل اقتصادی، با سرعت بسیار مطلوبی قابلیت اجرا دارد. بر اساس بررسی‌های انجام شده اتصال مکانیکی پیشنهادی موجب بالابردن ظرفیت خمشی و تغییر مکان جانبی نهایی ستون می‌شود. ضمناً استفاده از جزئیات پیشنهادی، ارتقاء عملکرد کلی ستون تقویت شده با FRP و ایجاد تغییرات مطلوب در مود شکست کلی ستون را به همراه دارد. برای مطالعه و ارزیابی اثر دتایل اتصال ابداعی بر رفتار کلی ستون بتنی تقویت شده، سه مدل عددی با ویژگی‌های مشابه در نرم افزار ABAQUS مدلسازی و تحلیل غیرخطی روی آنها انجام شده است.

۱- ستون تقویت شده با الیاف CFRP طولی

۲- ستون تقویت شده با الیاف CFRP طولی و دورپیچ بتن در ابتدا و انتهای ستون بتنی

۳- ستون تقویت شده با الیاف CFRP طولی و اتصال مکانیکی ابداعی

۵-۱- بررسی رفتار ستون تقویت شده با الیاف CFRP طولی

در اولین مدل عددی، ستون بتنی مورد نظر در بخش قبل با همان ابعاد و مشخصات با استفاده از دو لایه CFRP به عرض ۷ سانتی‌متر و در دو لایه ۰/۱۷۶ میلی‌متری در هر سمت تقویت شده است، لایه‌های طولی CFRP تا روی سطح فونداسیون بتنی امتداد یافته است. مشخصات CFRP به کار گرفته شده در جدول (۲) مشخص شده است.

جدول (۲) مشخصات CFRP

CFRP	Tensile Strength (MPa)	3800
	Modulus of Elasticity (GPa)	240
	Strain at Ultimate State (%)	1.5
	Thickness (mm)	0.176

Table 2. CFRP properties

در شکل (۱۲) مدل اجزاء محدود و منحنی نیرو-تغییر مکان جانبی این ستون را نشان داده شده است.

با اینکه مدلسازی عددی در حالت ایده‌ال نشانگر افزایش ظرفیت

و به فونداسیون متصل می شود. جنس نبشی استفاده شده فولادی و از نوع ST37 است. تنش تسلیم این فولاد ۲۴۰۰ و تنش نهایی آن ۳۶۰۰ کیلوگرم بر سانتی مترمربع در نظر گرفته شده است. مدول الاستیسیته فولاد 2×10^6 کیلوگرم بر سانتی مترمربع در محاسبات وارد شده است. شکل (۱۴) مدل اجزاء محدودی و منحنی نیرو-تغییر مکان جانبی این ستون را نشان می دهد.

شکل (۱۴) مدل اجزاء محدودی ستون بتنی تقویت شده با CFRP طولی و اتصال مکانیکی و منحنی نیرو-تغییر مکان جانبی

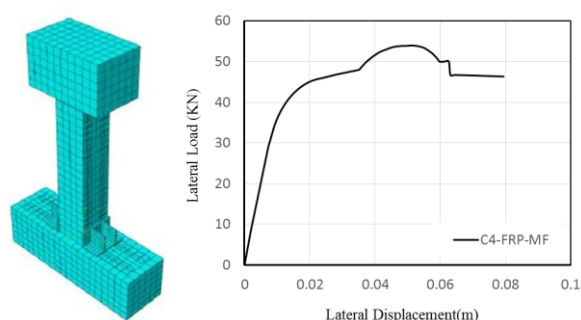


Fig. 14. Finite Element model and Load-displacement relationships of column reinforced using longitudinal FRP layers and mechanical connection

همان گونه که مشاهده می شود علاوه بر تغییر در مود خرابی ستون بتنی تقویت شده، مقادیر ظرفیت خمشی ستون ارتقاء و تغییر مکان جانبی کلی آن نیز افزایش یافته است.

۴-۵- مقایسه نتایج مدلسازی عددی

مدل های ایجاد شده به شرح ذیل است:

۱- مدل ستون کنترلی بدون تقویت (C1-Control)

۲- مدل ستون تقویت شده با لایه های طولی CFRP (C2-FRP)

(FRP)

۳- مدل ستون تقویت شده با لایه های طولی CFRP و دورپیچ

CFRP در ابتدا و انتهای ستون (C3-FRP-H)

۴- مدل ستون تقویت شده با لایه های طولی CFRP و اتصال

مکانیکی (C4-FRP-MP)

(در شکل ۱۵) منحنی نیرو-تغییر مکان جانبی ستون های C2-FRP

(ستون تقویت شده با FRP طولی) و C3-FRP-H (ستون تقویت

شده با FRP طولی و دورپیچ در ابتدا و انتهای ستون) مورد

رفتار این ستون نیز از نظر عملکرد مطلوب نیست و خرابی به یکباره اتفاق می افتد.

شکل (۱۳) مدل اجزاء محدودی و منحنی نیرو-تغییر مکان جانبی ستون تقویت

شده با الیاف طولی CFRP و دورپیچ در ابتدا و انتهای ستون

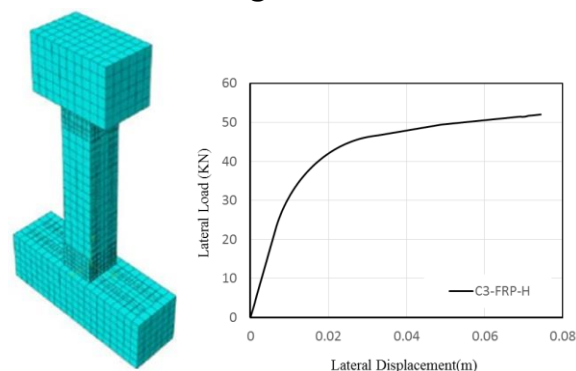


Fig. 13. Finite Element model and Load-displacement relationships of column reinforced using longitudinal FRP layers and wrapping in both ends

۳-۵- بررسی رفتار ستون تقویت شده با الیاف CFRP طولی و

اتصال مکانیکی

پس از انجام مطالعات فراوان و بررسی های جامع و با عنایت به مشکلاتی که در اتصالات موجود مشاهده شده است، اتصال مکانیکی جدیدی به وسیله نویسنده پیشنهاد شده است. این جزئیات جدید به منظور مقید کردن CFRP در محل اتصال ستون به فونداسیون ارائه شده است. برای پیشنهاد این اتصال مکانیکی پیش فرض های زیر در نظر گرفته شده اند.

۱- مصالح استفاده شده برای مقاوم سازی در دسترس بوده و در حداقل مدت زمان قابل اجرا باشد.

۲- به گونه ای باشد که با بهسازی ستون، افزایش مقاومت خمشی ستون امکان پذیر شود.

۳- تغییر چندانی در هزینه عملیات اجرایی نداشته باشد.

با عنایت به موارد گفته شده و پس از انجام پژوهش ها و مدلسازی و بررسی چندین اتصال مکانیکی در پایان یک اتصال نوین مکانیکی پیشنهاد شد. این اتصال از نبشی و بولت تشکیل شده است. با این وجود مصالح مورد نیاز برای اجرای اتصال پیشنهادی در دسترس بوده و ضمن سهولت اجرا، هزینه چندانی را در بر نخواهد داشت. در جزئیات ارائه شده، پس از اجرای ورق های CFRP، نبشی و بولت روی ورق های CFRP نصب شده

شکل (۱۶) منحنی نیرو-تغییر مکان جانبی ستون تقویت شده با FRP طولی و اتصال مکانیکی و ستون تقویت شده با FRP طولی و FRP دورپیچ

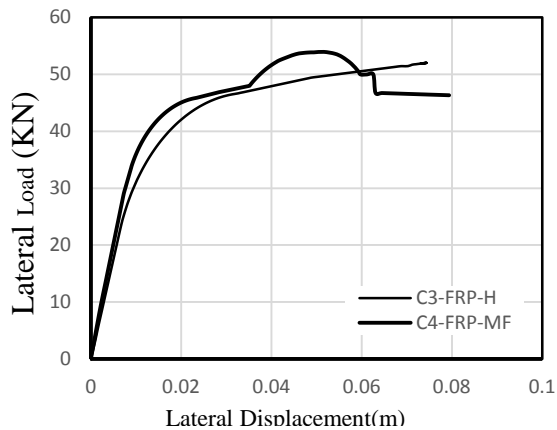


Fig. 16. Load-displacement relationships of columns reinforced using longitudinal FRP layers and mechanical connection

بر خلاف رفتار ترد ستون تقویت شده با لایه‌های طولی FRP، با به کار بردن اتصال مکانیکی در محل اتصال ستون به فونداسیون علاوه بر اطمینان از رفتار لایه‌های طولی FRP، رفتار نرمتر ستون مشاهده می‌شود. پله‌های به وجود آمده در منحنی نیرو-تغییر شکل جانبی، خرابی نرم ستون تقویت شده با FRP طولی و اتصال مکانیکی را نشان می‌دهد که از نظر عملکرد لرزه‌ای بسیار مطلوب است. علاوه بر این با بررسی تنش‌های موجود آمده در دو ستون C2-FRP و ستون C4-FRP-MF مشاهده می‌شود که به کارگیری اتصال مکانیکی موجب تغییر محل تنش ماکزیمم در لایه‌های طولی FRP می‌شود.

شکل‌های (۱۷ و ۱۸) محل تنش بیشینه در دو ستون C2-FRP و ستون C4-FRP-MF را نشان می‌دهد. همان‌گونه که مشاهده می‌شود با به کارگیری اتصال مکانیکی پیشنهادی تنش بیشینه از محل تمرکز تنش در نقطه اتصال ستون به فونداسیون به قسمتهای میانی لایه افقی تغییر محل داده است. این موضوع موید این مطلب است که اتصال مکانیکی به کارگرفته شده موجب پخش تنش در محل اتصال ستون به فونداسیون می‌شود و تمرکز تنش در این نقطه را از بین می‌برد. توجه به این نکته لازم است که با گسیختگی FRP یا بلندشدگی آن در محل اتصال ستون به فونداسیون، مهار لایه‌های طولی از بین می‌رود و این الیاف دیگر هیچ تاثیری در مقاومت خمشی ستون نخواهند داشت. بر اساس آنچه از تحلیل‌های انجام شده به دست می‌آید

مقایسه قرار گرفته‌اند. همان‌گونه که مشاهده می‌شود وجود دورپیچی در محل مفصل پلاستیک تا حدودی به دلیل مهار نمودن FRP طولی و ایجاد محصورشدگی در محل مفصل پلاستیک، موجب افزایش مقدار ظرفیت خمشی ستون بتنی C3-FRP-H در مقایسه با C2-FRP شده است. با این حال در این حالت عملکرد ستون تقویت شده مناسب نیست و مود شکست ستون تغییر نمی‌نماید.

شکل (۱۵) منحنی نیرو-تغییر مکان جانبی ستون تقویت شده با FRP طولی و ستون تقویت شده با FRP طولی و FRP دورپیچ

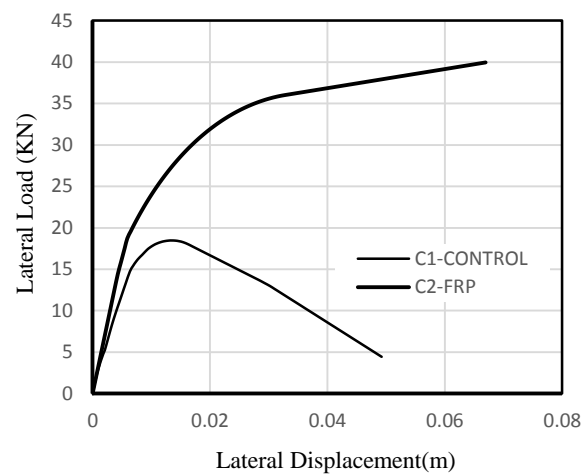


Fig. 15. Load-displacement relationships of columns reinforced using longitudinal FRP layers and wrapping in both ends

شکل (۱۶) منحنی نیرو-تغییر شکل جانبی ستون C3-FRP-H (ستون تقویت شده با FRP طولی و FRP دورپیچ در ابتدا و انتهای ستون) و ستون C4-FRP-MF (ستون تقویت شده با CFRP طولی و اتصال مکانیکی) را نشان می‌دهد. همان‌گونه که مشاهده می‌شود با اینکه تفاوت محسوسی در مقادیر بیشینه نیروی جانبی مشاهده نمی‌شود و تنها در حدود ۵٪ در مقادیر بیشینه جابه‌جایی جانبی تفاوت وجود دارد، با این حال مود شکست در حالتی که FRP طولی به کمک لایه‌های دورپیچ در بالا و پایین مهار شده است به یکباره و آنی است. این عملکرد ستون به عنوان عملکرد مطلوب در برابر نیروی لرزه‌ای محسوب نمی‌شود. در حالی که در حالتی که FRP طولی به کمک اتصال مکانیکی فولادی مهار شده است ستون بتنی تقویت شده رفتار نرم‌تری از خود نشان می‌دهد.

یکی از مزایای مهم اتصال مکانیکی پیشنهادی جلوگیری از این پدیده است.

۵-۵- نتیجه گیری

در این مطالعه به منظور ارزیابی و مطالعه اتصال مکانیکی پیشنهاد شده در مجموع چهار مدل اجزاء محدود در نرم افزار آباکوس مدل سازی شده و منحنی های نیرو-تغییر شکل جانبی این ستون ها در مقابل نیروی جانبی مورد بررسی قرار گرفته است تا بتوان عملکرد اتصال نوین پیشنهاد شده را بررسی نمود.

با بررسی و ارزیابی نتایج به دست آمده از تحلیل های انجام شده مشخص می شود که به کارگیری اتصالات مکانیکی در بالا بردن مقاومت خمشی ستون های بتنی مسلح نقش موثری دارد. نتایج تحلیل های انجام شده بیانگر این مطلب است که علاوه بر اینکه اتصال مکانیکی طراحی شده می تواند در مهار نمودن طولی موثر باشد و ظرفیت خمشی ستون را بالا ببرد در بهبود عملکرد کلی ستون و جلوگیری از خرابی آنی نیز می تواند موثر باشد.

همچنین با مقایسه ستون هایی که دارای دورپیچ در محل مفصل پلاستیک بوده اند مشاهده می شود که دورپیچی ستون در محل مفصل پلاستیک تا حدودی مقدار ظرفیت خمشی را بالا می برد. با این حال نمی تواند رفتار کلی ستون تقویت شده با FRP طولی را بهبود بخشد و در این حالت نیز مود خرابی به صورت آنی است. در حالی که بهترین رفتار در مقابل نیروی جانبی در ستون تقویت شده به کمک الیاف طولی FRP که با استفاده از اتصال مکانیکی نوین پیشنهاد شده مقید شده، مشاهده می شود.

References

- [1]H. Sezen, E. Miller, Retrofit of Circular Reinforced Concrete Columns using FRP, Steel and Concrete Jackets, Ohio State University, Columbus, Ohio, 2007.
- [2]Liu-Zhen Yao and Gang Wu, Fiber-Element Modeling for Seismic Performance of Square RC Bridge Columns Retrofitted with NSM BFRP Bars and/or BFRP Sheet Confinement, Journal of Composites for Construction, 10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000652, 2016.
- [3]Xian Li, Seismic retrofitting of rectangular reinforced concrete columns using fiber composites for enhanced flexural strength, Journal of Reinforced Plastics and Composites, vol. 32 no. 9 619-630, 2013.
- [4]Zhiguo Sun et al., Experimental and numerical investigations on the seismic behavior of bridge piers with vertical unbonded prestressing strands, Bulletin of Earthquake Engineering, Volume 14, Issue 2, pp 501-527, 2016.
- [5] Yang Y. et al., Emergency repair of an RC bridge column with fractured bars using externally bonded prefabricated thin CFRP laminates and CFRP strips, Composite Structures, Volume 133, Pages 727-738, 2015.
- [6]Michels J. et al., Prestressed FRP Systems, Design

۶- مراجع

شکل (۱۷) تنش های بوجود آمده در ستون C2-FRP

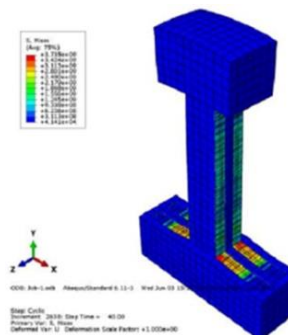


Fig. 17. Stress pattern in C2-FRP

در شکل (۱۹) منحنی نیرو-تغییر مکان جانبی ستون C1 ، ستون C2-FRP، ستون C3-FRP-H و ستون C4-FRP-MF نشان داده شده است

شکل (۱۸) تنش های بوجود آمده در ستون C4-FRP-MF

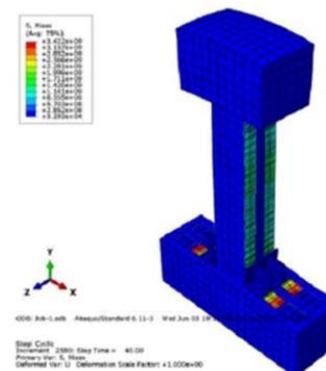


Fig. 18. Stress pattern in C4-FRP-MF

شکل (۱۹) منحنی های نیروی جانبی-تغییر مکان جانبی

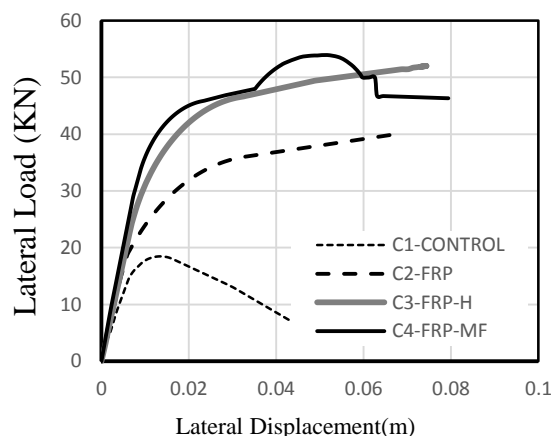


Fig. 19. Lateral Load-Displacement curves of columns

- [18]M. Z. Jumaat, M. M. Rahman and M. A. Rahman , Review on bonding techniques of CFRP in strengthening concrete structures, *International Journal of the Physical Sciences* Vol. 6(15), pp. 3567-3575, 2011.
- [19]Lehman, D.E., Gookin, S.E., Nacamuli, A.M., & Moehle, J.P., Repair of earthquake-damaged bridge columns.ACI Structural Journal, 98(2), 233-242,2001.
- [20]Ceroni F. ,Experimental performances of RC beams strengthenedwith FRP material. *Constr. Build. Mater.*, 24: 1547-1559,2010.
- [21]Xiong GJ, Jiang X, Liu JW, Chen L. , A way for preventing tension delamination of concrete cover in midspan of FRP strengthened beams. *Constr. Build. Mater.*, 21: 402-408 ,2007.
- [22]Aram MR, Czaderski C, Motavalli M., Debonding failure modes of flexural FRP-strengthened RC beams.*Compos. Part B: Eng.*, 39:826-841, 2008.
- [23]Abaqus Analysis User's Manual 6.11.3 DassaultSystemes Simulia Corp., Providence, RI, USA
- [24]Wahalathantri, B.L., Thambiratnam, D.P., Chan, T.H.T., & Fawzia, S., A material model forflexural crack simulation in reinforced concrete elements using ABAQUS. In *Proceedings of the FirstInternational Conference on Engineering, Designing and Developing the Built Environment forSustainable Wellbeing*, Queensland University of Technology, Brisbane, Qld, pp. 260-264,2011.
- [25]Lignola G.P. RC hollow members confined with FRP : Experimental behavior and numerical modeling, Ph.D. Thesis,Universityof Napoli, 2012.
- [26]Nayal, R., & Rasheed, H.A,Tension Stiffening Model for Concrete Beams Reinforced with Steel and FRP Bars. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 18(6), 831-841, 2006,
- [27]Hsu, L.S., & Hsu, C.-T.T. Complete stress-strain behavior of high - strength concrete under compression. *Magazine of Concrete Research*, 46(169), 301-312, 1994.
- [28] DaneshF. &Sarafranz M.Experimental Study on Flexural Strengtheningof RC Columns with Near SurfaceMounted FRP Bars, *JSEE Journal*, Spring and Summer 2010, Vol. 12, No. 1 & 2
- Procedures for the Use of Composites in Strengthening of Reinforced Concrete Structures,Volume19,pp263-301,2015.
- [7]Brown et al., *Fiber-Reinforced Polymer Reinforcement for Concrete Structures*,10th International Symposium, American Concrete Institute, SP275,2007.
- [8]Masoud Motavalli and Christoph Czaderski.FRP Composites for Retrofitting ofExisting Civil Structures in Europe:State-of-the-Art Review, Empa, Swiss Federal Laboratoriesfor Materials Testingand Research, Switzerland, 2007.
- [9]Jacques E. et al., GFRP-Retrofitted Reinforced Concrete Columns Subjected to Simulated Blast Loading, *J. Struct. Eng*, Vol. 141, Issue 11, 2015.
- [10]P. Paultre et al., Behavior of Circular Reinforced-Concrete Columns Confined with Carbon Fiber-Reinforced Polymers under Cyclic Flexure and Constant Axial Load, *J. Compos. Constr.* 10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000624, 2015.
- [11]Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures.Reported by ACI Committee 440.
- [12]M. Z. Jumaat and A. Alam ,Experimental and numerical analysis of end anchored steel plate and CFRP laminate flexurally strengthened reinforced concrete (r. c.) beams, *International Journal of the Physical Sciences* Vol. 5 (2), pp. 132-144, 2010.
- [13] Arora, D., "Rapid Strengthening of Reinforced Concrete Bridge with Mechanically Fastened Fiber-Reinforced Polymer Strips," M.Sc. Thesis, University of Wisconsin – Madison, 353 pp,2003.
- [14] Rizzo, A., "Application of Mechanically Fastened FRP (MF-FRP) Pre-cured Laminates in Off- System Bridges," M.Sc. Thesis, University of Missouri-Rolla, 285 pp,2005.
- [15] Rizzo, A., Galati, N., Nanni, A., and Bank, L.C., "Strengthening Concrete Structures with Mechanically Fastened Pultruded Strips," *COMPOSITES* 2005, Columbus, Ohio USA, 15 pp,2005b.
- [16] Michels J., Martinelli E., Czaderski C. and Motavalli M.,Prestressed CFRP Strips with Gradient Anchorage for Structural Concrete Retrofitting: Experiments and Numerical Modeling,*Polymers*, 6, 114-131;2014.
- [17]A. J. Lamanna, L. C. Bank, and D. W. Scott ,Flexural Strengthening of Reinforced Concrete Beams Using Fasteners and Fiber-Reinforced Polymer Strips, *ACI Structural Journal*, V. 98, No. 3, 2001.

New Mechanical Connection for Retrofitting the Concrete Piers of Bridges with Composite Materials

Mahdavi N.¹, Tasnimi A.^{2*}

1- PhD. Student, Earthquake Engineering, International Institute of Earthquake Engineering and Seismology

2- Prof., Earthquake Engineering Department, Faculty of Civil and Environmental Eng., Tarbiat Modarres University

TASNIMI@modares.ac.ir

Abstract:

Studies on reinforced concrete bridges -damaged in past earthquakes- confirm that weak piers are the main reason for the collapse of these structures. Retrofitting concrete piers with FRP layers plays an important role in enhancing axial and shear strength. Conversely, it may have no significant effect on raising the flexural capacity of such members. Various methods have been suggested for increasing the bending capacity of reinforced concrete piers; however, each method may confront with important shortcomings such as difficulty in implementation, high cost, low operation speed, and uncertainty of performance. A new mechanical connection is proposed in this study in order to enhance the bending strength of reinforced concrete piers which are to be retrofitted by FRP layers. The proposed detail is easy to perform and cost effective. Meanwhile, it can be applied in a short time. In addition, the suggested mechanical connection develops proper interaction between the FRP layer and face of the concrete column which eliminates the detachment of these two. To assess the proposed mechanical connection, an experimentally evaluated RC column –already built and tested at IIEES in 2007- was modeled by the aid of ABAQUS software. The numerical model is firstly validated for the main specifications of the column. Later on, available retrofitting patterns were simulated. The patterns include the application of longitudinal FRP layers which are accompanied by two other options, first: use of transverse FRP layers at the location of flexural plastic hinge, and second: application of the proposed mechanical connection. Preparing 4 finite element models, force-deformation behavior of the retrofitted concrete columns is evaluated under vertical and lateral loading. According to the results, an increase in flexural capacity is reported for the model which is retrofitted only with the longitudinal FRP layers. In addition, force-deformation curves show partial raise in the flexural capacity of the column which is wrapped in the plastic hinge location. However, linear elastic behavior of FRP material will result in sudden failure for the two mentioned models. According to the results, the general behavior of the concrete columns retrofitted with longitudinal FRP layers (with or without transverse FRP layers) will not be improved efficiently and the failure damages will still occur immediately.

Based on the observation, the best behavior is recognized in the concrete column retrofitted with longitudinal FRP layers using the proposed mechanical connection. In this case, flexural strength of the column is increased and its force-deformation curve implies that the proposed mechanical connection can inhibit the efficiency of longitudinal FRP layers and enhance the flexural capacity of the column. Moreover, the proposed connection detail improves the overall performance of concrete columns which are retrofitted by FRP layers and prevents instantaneous failure damages.

Keywords: Reinforced Concrete, Bridge Piers, Flexural Rehabilitation, FRP Layers, Mechanical Fasteners.