

# بررسی رفتار محوری ستون‌های بتنی محصورشده با دولایه‌ی داخلی و خارجی GFRP

اصغر وطنی اسکویی\* (دانشیار)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه تربیت دبیر شهید رجایی

علی مساطن (دانشجوی کارشناسی ارشد)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی، تاکستان

حسن آقابراتی (استادیار)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی، قزوین

مهندسی عمران شریف، (بهار ۱۳۹۸)  
دوری ۲ - ۳۵، شماره ۱/۱، ص. ۱۱۱-۱۱۸، (پادداشت نمی)

استفاده از الیاف FRP باعث افزایش مقاومت و شکل‌پذیری ستون‌های بتنی می‌شود. همچنین در صورت استفاده از لوله‌های ساخته‌شده از الیاف بسپاری GRP، علاوه بر مزایای ذکرشده و کاهش هزینه‌ی قالب‌بندی، امکان حذف میله‌گردهای ستون را نیز برآورده می‌کند. در پژوهش حاضر، با استفاده از روش اجزاء محدود و مدل‌سازی، به بررسی رفتار ستون‌های محصورشده با الیاف GFRP پرداخته شده است. در ابتدا، صحت سنجی مدل‌سازی با استفاده از نتایج مطالعه‌ی آزمایشگاهی انجام و مطابقت بین نتایج آزمایش و مدل‌سازی اجزاء محدود مشاهده، و سپس به بررسی پارامترهای تأثیرگذار در عملکرد ستون‌های محصورشده، همچون مقاومت فشاری بتن، شکل جداره‌های ستون پرداخته شده است. نتایج به‌دست آمده در قالب نمودارهای نیرو-تغییرمکان عمودی و کماتش ستون استخراج و با هم مقایسه شده‌اند. نتایج نشان داده است که تغییرمکان خارج محور ستون با افزایش خروج از مرکزیت مقطع ستون افزایش یافته است.

واژگان کلیدی: ستون بتنی تقویت‌شده، GFRP، روش اجزاء محدود، محصورشدگی، شکل‌پذیری، تغییرمکان محوری.

## ۱. مقدمه

کاهش زمان اجرا و نیز کاهش هزینه‌های بالاسری و اتمام پروژه در زمان کوتاه‌تر است، که به دنبال آن بهره‌برداری زودتر و بازگشت سریع‌تر سرمایه را در پی خواهد داشت. انتخاب سیستم ساختمانی جدید قالب ماندگار FRP در اجرای دال طبقات و نیز عرشه‌ی پل‌ها می‌تواند نسبت به پل‌های رایج مسلح با فولاد، ۵۷٪ نیروی کار را کاهش و نیز راندمان و زمان بتن‌ریزی را ۷۶٪ افزایش دهد.<sup>[۱]</sup>

## ۲. مرور مطالعات انجام‌شده

در سال ۲۰۰۰<sup>[۲]</sup> در بررسی محصورشدگی ستون‌های بتنی با لوله‌های GFRP، ۴۵ ستون بتنی معمولی و پر مقاومت محصورشده با ۵ نوع متفاوت FRP، آزمایش شدند. نتایج به‌دست آمده نشان داد که پوشش تقویتی، به‌طور قابل‌ملاحظه‌ی مقاومت و شکل‌پذیری ستون بتنی را بالا می‌برد و از اتساع جانبی آن جلوگیری می‌کند. همچنین مشخص شد که چسبندگی بین بتن و پوشش، تأثیر قابل‌توجهی در رفتار محصورشدگی ندارد.

عملکرد نمونه‌های بتنی استوانه‌ی با پوشش FRP از جنس‌های گوناگون و ابعاد

امروزه استفاده از مصالح نوین در ساخت سازه‌ها به منظور سبک‌سازی، افزایش کارایی و سرعت اجرا بسیار متداول شده است. در بین مقاطع مرکب، استفاده از مقاطع کامپوزیت بتن - پلیمری در سازه‌ی پل‌ها، اسکله‌ها و ساختمان‌های بلندمرتبه، مزایای قابل توجهی دارد. همچنین استفاده از ستون‌های دوجداره‌ی پلیمری (لوله‌های پلیمری GRP)، مزایایی از قبیل: بی‌نیازی به قالب‌بندی و میله‌گردگداری، اثر محصورکنندگی مناسب پلیمرها، شکل‌پذیری و جذب انرژی بالا، سرعت ساخت و ساز بالا و ظرفیت باربری مناسب خواهد داشت.

یکی از زمان‌برترین فعالیت‌های عملیاتی اجرایی ساختمان‌ها و پل‌ها، قالب‌بندی و قالب‌برداری است که هزینه‌ی نیروی کار و سرمایه‌ی اولیه‌ی زیادی را نیز در بر می‌گیرد. انتخاب سیستم ساخت مناسب می‌تواند منجر به کاهش هزینه‌های حین ساخت، از جمله: هدررفتن مصالح، هزینه‌ی نیروی انسانی، سرمایه‌ی اولیه و تهیه و تدارک مصالح شود که این انتخاب قطعاً همراه با افزایش راندمان و سرعت اجرا،

\* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳۹۴/۱۲/۸، اصلاحیه ۱۳۹۵/۱۰/۲۷، پذیرش ۱۳۹۶/۲/۳۰.

DOI:10.24200/J30.2018.1992.2055

asvatani@gmail.com  
a.mash69@gmail.com  
haghabarati@gmail.com



شکل ۱. ریختن بتن در داخل پروفیل GFRP [۵]

فشاری آن می‌توان با رفتار خطی تقریب زد. این عدد یک مقدار میانگین است و جهت مقاصد طراحی استفاده می‌شود.<sup>[۷]</sup>

گرچه در بیشتر نوشتارها، نقطه‌یی که بتن رفتارکشسان خود را از دست می‌دهد، عددی بین ۳۰ الی ۴۰ درصد مقاومت فشاری گزارش شده است. بتن در فاصله‌ی ۵۰ الی ۷۵ درصد مقاومت فشاری خود دچار ترک‌های ریز می‌شود که مقداری از سختی اولیه‌ی آن کاهش می‌یابد. در برخی مواقع مشاهده شده است که سختی کاهش یافته، اختلاف چندانی با سختی اولیه ندارد و می‌شود همان مدول کشسانی ( $E_c$ ) را در فاصله‌ی مذکور استفاده کرد. بعد از این مرحله، بتن با نشان دادن رفتار غیرکشسان از خود، به شدت تغییر شکل می‌دهد. مقدار بیشینه‌ی مقاومت فشاری که بتن می‌تواند از خود نشان دهد ( $f_c''$ )، حدود ۹۰ الی ۱۰۰ درصد مقاومت ۲۸ روزه‌ی آن ( $f_c'$ ) است. کرنش نظیر نقطه‌ی ذکر شده ( $\epsilon_c$ ) برای بتن با مقاومت معمولی حدود ۰٫۰۰۲ تا ۰٫۰۰۳ تخمین زده می‌شود که از آنجا به بعد منحنی تنش - کرنش به صورت نزولی در می‌آید، تا اینکه گسیختگی در کرنش نهایی ( $\epsilon_{cu}$ ) رخ می‌دهد. مقدار متوسط کرنش نهایی بتن در طراحی حدود ۰٫۰۰۳ فرض می‌شود.

با توجه به توضیحات ذکر شده، می‌توان معادله‌ی رفتاری بتن در حالت فشار را که توسط هاگنستاد ارائه شده است، به صورت رابطه‌ی ۱ نوشت:<sup>[۸]</sup>

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

که در آن  $f_c'' = k_s f_c'$  است و ضریب  $k_s$  را می‌توان برای بتن‌های با مقاومت فشاری استوانه‌یی متفاوت در نظر گرفت.<sup>[۸]</sup> برای  $\epsilon_c$  در بیشتر مراجع رابطه‌ی ۲ پیشنهاد شده است که در آن  $\alpha$  ضریبی است که مقدار آن بین ۱٫۷ الی ۲ متغیر است. هاگنستاد مقدار ۱٫۸ را برای آن در نظر گرفته است ولی مقدار متداول آن ۲ است.<sup>[۸]</sup>

$$\epsilon_c = \alpha \frac{f_c''}{E_c} \quad (2)$$

که در آن،  $E_c$  مدول کشسانی بتن، بسته به نوع بتن، سن بتن، نوع و سرعت بارگذاری، خصوصیات اجزاء بتن و درصد اختلاط متفاوت خواهد بود. ولی روابطی که برای مدول کشسانی بتن ارائه شده است، اغلب تابع وزن مخصوص و مقاومت ۲۸ روزه‌ی آن است (رابطه‌های ۳ و ۴):<sup>[۹]</sup>

$$E_c = 4700 \sqrt{f_c'} \quad (3)$$

$$E_c = 0.043 w_c^{1.5} \sqrt{f_c'} \quad (4)$$

که در آن‌ها، مقاومت ۲۸ روزه‌ی بتن برحسب مگاپاسکال و  $w_c$  وزن مخصوص بتن برای بتن‌های معمولی است.

### ۲.۳. مدل‌های رفتاری بتن در کشش

بتن به تنهایی قابلیت تحمل تنش‌های کششی، همانند مقاومت فشاری را ندارد و مقاومت کششی آن پایین است (حدود ۷ الی ۱۱ درصد مقاومت فشاری بتن) و عموماً برای جبران این مشکل از فولاد استفاده می‌کنند. پاسخ بتن در اثر کشش با آغاز بازشدن و گسترش ترک شروع می‌شود. بنابراین بررسی رفتار بتن نمی‌تواند با توجه به کرنش، کششی باشد و باید ترک بررسی شود. عکس‌العمل بتن تا لحظه‌یی که به مقاومت کششی خود ( $f_{ct}$ ) نرسیده است، به صورت خطی است که همراه با ترک‌های خیلی ریز است. با افزایش بارگذاری، مقاومت به شدت پایین می‌آید و ترک‌ها گسترش می‌یابند، تا اینکه در کرنش نهایی ( $\epsilon_{cr}$ ) گسیخته شود. مقدار کرنش

اتصال‌های مختلف در سال ۲۰۰۱،<sup>[۳]</sup> با استفاده از روش اجزاء محدود و روش‌های عددی بررسی و نتیجه‌گیری شد که ظرفیت باربری بتن محصورشده توسط خواص مکانیکی صفحه‌ی پوشاننده، مانند مدول کشسانی و ضریب پواسون کنترل می‌شود. همچنین یک معادله‌ی تحلیلی برای تخمین توزیع تنش برشی در ماده‌ی چسبیده برای هندسه‌های پوشش متفاوت پیشنهاد شد. در سال ۲۰۰۷،<sup>[۴]</sup> رفتار ستون‌های بتنی مستطیلی تقویت شده با GFRP به صورت آزمایشگاهی بررسی و ۹ نمونه ستون بتنی آزمایش شدند. هدف از انجام پژوهش مذکور، بررسی مؤثر بودن استفاده از مقاوم‌سازی با GFRP برای ستون‌های بتنی مستطیلی و نیز بررسی تأثیر تعداد لایه‌های GFRP در میزان بار نهایی و شکل‌پذیری ستون بتنی محصورشده بوده است. به علاوه تأثیر نسبت ابعاد ستون در محصورشدگی آن مطالعه شد و نتایج نشان داد که طبق انتظار، استفاده از الیاف GFRP باعث افزایش مقاومت فشاری بتن محصورشده می‌شود. با افزایش تعداد لایه‌های GFRP، میزان باربری و شکل‌پذیری بالاتری مشاهده و نتیجه‌گیری شد که نسبت ابعاد سطح مقطع (طول به عرض) ستون مستطیلی، تأثیر قابل ملاحظه‌یی در مؤثر بودن استفاده از دورپیچ GFRP دارد. هر چه این نسبت بالاتر باشد، میزان ظرفیت باربری ستون کمتر خواهد بود.

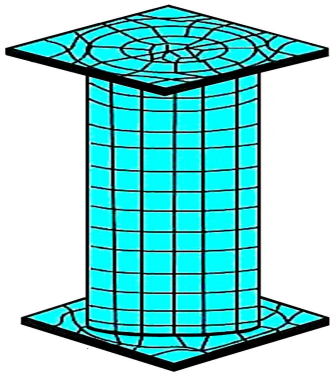
همچنین در سال ۲۰۱۳،<sup>[۵]</sup> رفتار خمشی تیرهای هیبریدی ساخته شده از مقاطع قوطی GFRP که با بتن پر شده بودند، به صورت آزمایشگاهی بررسی شد (شکل ۱). لذا در ابتدا خصوصیات GFRP با انجام آزمایش تعیین و سپس رفتار خمشی تیرهای هیبریدی ساخته شده با پروفیل‌های با شکل‌های گوناگون بررسی شده است. برای افزایش چسبندگی بین بتن و پروفیل GFRP، ذرات ماسه با استفاده از اپوکسی در سطح داخلی پروفیل‌های GFRP چسبانده شدند و نتایج پژوهش مذکور نشان داد که مقاومت خمشی و طاقت شکست (جذب انرژی) تیرهای هیبریدی به طور قابل ملاحظه‌یی افزایش یافته‌اند.

در سال ۲۰۱۵،<sup>[۶]</sup> نیز رفتار فشاری بتن محصورشده با پروفیل GFRP و دورپیچ‌های فولادی به صورت آزمایشگاهی بررسی و تعداد لایه‌های GFRP و نسبت حجمی آرماتور مطالعه شده است. نتایج پژوهش مذکور نشان داد که استفاده از ترکیب GFRP و دورپیچ فولادی به طور قابل ملاحظه‌یی مقاومت فشاری نهایی، ظرفیت اتلاف انرژی و شکل‌پذیری ستون بتنی را افزایش می‌دهد.

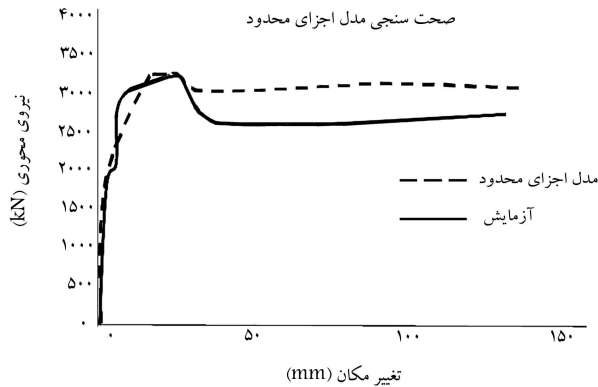
### ۳. مدل‌های رفتاری بتن

#### ۳.۱. مدل‌های رفتاری بتن در فشار

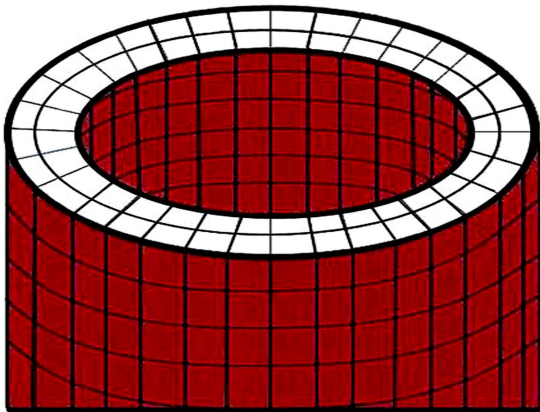
تغییر شکل بتن تحت بارهای محوری توسط بررسی منحنی تنش - کرنش آن مشخص می‌شود. رفتار غیرخطی بتن تحت تنش فشاری با تشکیل تدریجی ترک‌ها شکل می‌گیرد، به طوری که هر چه تنش فشاری افزایش می‌یابد، مقدار ریزترک‌ها نیز افزایش خواهد یافت. با وجود این، رفتار بتن را تا تنش بیشینه‌ی ۵٪ مقاومت



شکل ۲. مدل اجزاء محدود.



شکل ۳. مقایسه‌ی نتایج مدل اجزاء محدود و آزمایش.



شکل ۴. مقطع ستون بتنی مدل‌شده‌ی دو لایه با GFRP در داخل و خارج.

آرماتوری جهت مسلح کردن بتن مدل‌ها استفاده نشده است. صفحه‌ی تکیه‌گاه تمامی نمونه‌ها در هر سه جهت گیردار بود، ولی صفحه‌ی بی که تحت بار محوری بود، فقط در راستای  $x$  و  $z$  مقید بوده و صفحه قابلیت حرکت در راستای  $y$  را داشته است. در شکل ۵، منحنی بار محوری در برابر تغییرمکان عمودی ستون قابل مشاهده است. همان‌طور که انتظار می‌رفت، با افزایش مقاومت فشاری بتن، ظرفیت نهایی ستون افزایش یافته است، که میزان آن با افزایش مقدار مقاومت فشاری متناسب است. نکته‌ی قابل توجه در منحنی‌های مذکور آن است که وقتی مقاومت بتن پایین است، تحلیل به دلیل بروز گسیختگی در لایه‌ی GFRP در تغییرمکان عمود ۳۸ میلی‌متری متوقف شده (شکل ۶) و مود خرابی به صورت بادکردگی خارج از صفحه بوده است که دلیل آن کوتاه بودن طول ستون (۲/۵ متر) بوده است. با افزایش

نهایی حدود  $10\%$  الی  $12\%$  برابر کرنش نظیر مقاومت کشش ( $\epsilon_{cr}$ ) بتن در نظر گرفته می‌شود. همچنین  $\epsilon_{cr}$  حدود  $0.00008$  الی  $0.0001$  تخمین زده می‌شود. در بیشتر پژوهش‌ها، برای قسمت نرم‌شده از یک خط مستقیم یا هیبر بولیک استفاده شده است. به عنوان نمونه، رابطه‌ی ۵ را می‌توان برای المان‌های غشایی استفاده کرد: [۸۷]

$$f_t = f_{ct} \left( \frac{\epsilon_{ct}}{\epsilon_t} \right)^{0.4} \quad (5)$$

که در آن، مقدار ( $f_{ct}$ ) به صورت رابطه‌ی ۶ محاسبه می‌شود:

$$f_{ct} = 0.31 \sqrt{f'_c} \text{ (Mpa)} \quad (6)$$

#### ۴. شبیه‌سازی اجزاء محدود

برای انجام پژوهش حاضر از روش اجزاء محدود و برای ساخت و تحلیل مدل‌ها از نرم‌افزار اجزاء محدود استفاده شده است. برای اطمینان از دقت و صحت پیش‌بینی مدل‌های ساخته‌شده با نرم‌افزار اجزاء محدود، از نتایج یک مطالعه‌ی آزمایشگاهی استفاده شده است. [۱۰] مدل‌های مشابه نمونه‌ی آزمایش‌شده با ابعاد هندسی و مشخصات مصالح کاملاً یکسان ساخته شده‌اند و تحت بارگذاری مشابه آزمایش مدل، تحلیل و نتایج آزمایش با پیش‌بینی‌های حاصل از تحلیل مدل‌ها مقایسه شده است. برای شبیه‌سازی بتن و تقویت از المان‌های جامد سه‌بعدی با ۸ گره استفاده شده است. مدل اجزاء محدود در شکل ۲ ارائه شده است.

#### ۱.۴. بررسی نمونه‌ی آزمایشگاهی

با بررسی نتایج به‌دست آمده از نمونه‌ی آزمایشگاهی که در سال ۲۰۱۵ انجام شده است، نتایج هم‌خوانی مناسبی داشت (شکل ۳). نمونه‌ی انتخاب‌شده برای بررسی، نمونه‌ی ۲۵۰-۳-۴۰۰ CDCS است که طول و قطر آن به ترتیب ۲/۵ متر و ۴۰۰ میلی‌متر، مدول کشسانی بتن ۳۰ مگاپاسکال، ضریب اصطکاک برابر ۰/۱ و ضخامت لایه‌ی تقویتی ۳ میلی‌متر بوده است. [۱۰]

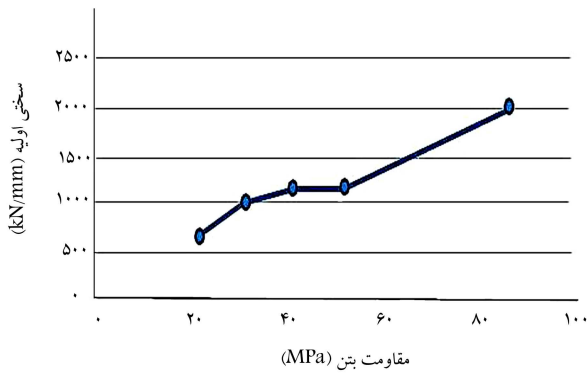
نتایج حاصل از آزمایش و نتایج به‌دست آمده از روش اجزاء محدود در شکل ۳ با هم مقایسه شده‌اند که مشاهده می‌شود در پارامترهای شیب اولیه، مقاومت نهایی، و افت مقاومت، تطابق مناسبی بین مدل آزمایشگاهی و عددی وجود دارد. لذا می‌توان ذکر کرد که نتایج حاصل از مدل‌سازی اجزاء محدود، دقت مناسبی دارند.

#### ۵. بررسی پارامترهای تأثیرگذار در ستون‌های دو جداره‌ی GFRP

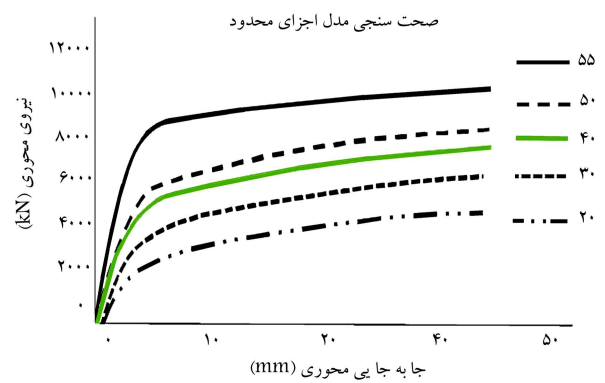
##### ۱.۵. بررسی تأثیر مقاومت فشاری بتن

در بخش حاضر، بتن‌هایی با مقاومت فشاری  $20, 30, 40, 50$  و  $85$  مگاپاسکال استفاده شده‌اند. طول ستون ۲/۵ متر و قطر آن ۴۰ سانتی‌متر، ضخامت لایه‌های GFRP در داخل و خارج ستون دایره‌ی شکل بتنی برابر ۳ میلی‌متر، مدول یانگ  $30 \text{ MPa}$  و ضریب پواسون آن برابر ۰/۱۵ بوده است. ضخامت بتن ۷۷ میلی‌متر در نظر گرفته شده است (در شکل ۴، مقطع ستون مشاهده می‌شود).

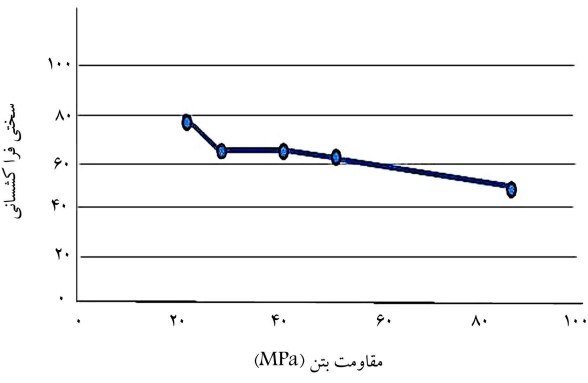
بار وارده بر ستون به صورت گسترده بر روی صفحه‌ی صلب وارد شده است، به طوری که بر روی بتن و GFRP وارد می‌شود و برابر  $5000 \text{ kN}$  است و پیوستگی بتن با الیاف GFRP کامل در نظر گرفته شده است. این تذکر لازم است که از هیچ



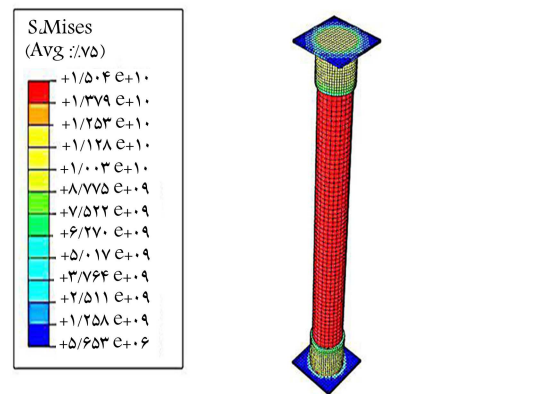
شکل ۷. تغییر سختی اولیه با مقاومت فشاری بتن.



شکل ۵. منحنی نیروی تغییر مکان.



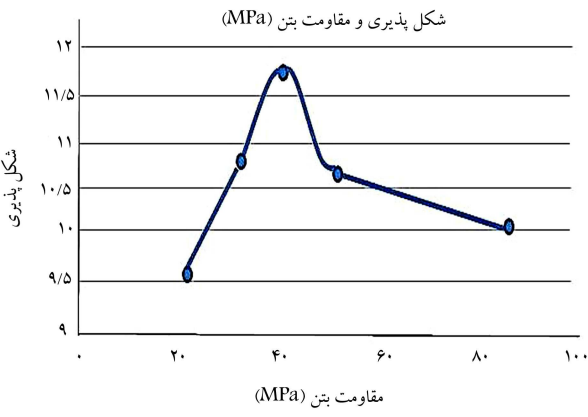
شکل ۸. تغییر شیب ثانویه با مقاومت فشاری بتن.



شکل ۶. رسیدن GFRP به تنش نهایی (۵۵۰۰ مگاپاسکال).

جدول ۱. مشخصات نمونه‌ها با مقاومت‌های مختلف بتن.

مقاومت بتن (MPa)	بیشینه‌ی نیروی قابل تحمل نمونه (kN)	بیشینه‌ی تغییر مکان محوری (mm)	بیشینه‌ی تغییر مکان جانبی (mm)
۲۰	۵۱۰۶	۳۸	۱٫۵
۳۰	۶۰۳۴	۴۳٫۵	۲٫۱۵
۴۰	۶۷۵۴	۴۴٫۶	۱٫۹۸
۵۰	۷۳۲۶	۴۴٫۸	۱٫۹۴
۸۵	۹۷۷۹	۴۶٫۲	۱٫۹۵



شکل ۹. تغییر شکل پذیری (تقسیم تغییر مکان نهایی بر تغییر مکان جاری شدن اولیه) با مقاومت فشاری بتن.

همچنین برای یک نیروی محوری معین و ثابت، افزایش بیشینه‌ی تغییر مکان خارج از صفحه‌ی ستون در بتن با مقاومت کمتر، بیشتر است پس ضرورت محصور کردن بتن مذکور بیشتر می‌شود.

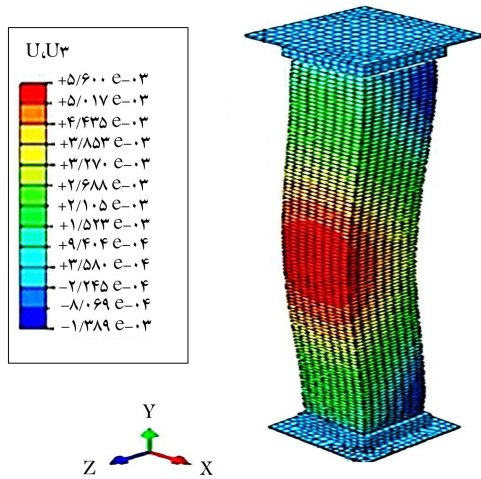
در ستون‌های دوجداره به دلیل خاصیت ترد و شکنندگی ناگهانی بتن، در مقاومت‌های بالا موجب کاهش شکل پذیری نمونه می‌شود و افزایش مقاومت فشاری بتن به هر اندازه برای بالابردن ظرفیت باربری و شکل پذیری (به دلیل وجود بار ناچیز جانبی به میزان  $10^0 \text{ N}$  که به عنوان نقص هندسی وارد شده است) مناسب نیست.<sup>[۱۱]</sup>

در ابتدای بارگذاری، چون ترک در بتن ایجاد نشده است، رابطه‌ی بین تنش و

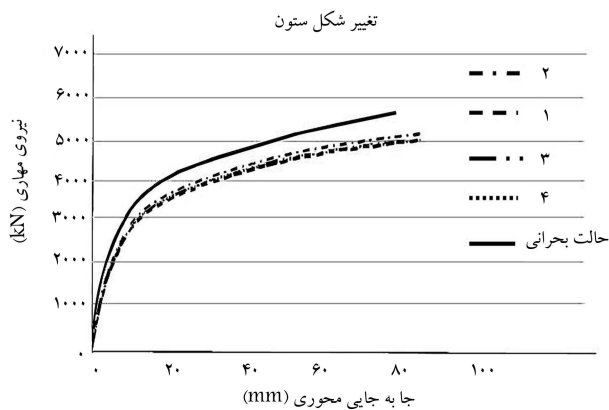
مقاومت بتن و کاهش سهم GFRP در ایجاد محصورشدگی برای بتن آسیب دیده، خرابی در لایه‌ی GFRP دیرتر اتفاق می‌افتد. نتایج حاصل از مدل‌های مربوط به مقاومت بتن در جدول ۱ ارائه شده است.

همان‌طور که انتظار می‌رفت، با افزایش مقاومت فشاری بتن، سختی اولیه و مقاومت نهایی ستون نیز افزایش یافته است (شکل ۷). همچنین با افزایش مقاومت فشاری بتن، شیب قسمت ثانویه‌ی منحنی کاهش یافته است، که دلیل آن کاهش شدیدتر مقاومت بتن در مقاومت‌های بالاتر پس از تنش نهایی بتن است (شکل ۸). با افزایش مدول کشسانی، سختی محوری نیز افزایش می‌یابد، در نتیجه شیب اولیه‌ی نمودار تنش - کرنش با افزایش مقاومت بتن افزایش یافته است (شکل ۷). بیشینه‌ی تغییر مکان خارج از صفحه‌ی ستون به زمان گسیختگی GFRP و به خرد شدن بتن بستگی دارد که مقادیر آن در جدول ۱ ارائه شده است.

همچنین هر چه قدر مقاومت بتن بیشتر می‌شود، رفتار آن ترد تر خواهد شد و از نمودارها واضح است که شکل پذیری آن هم از بتن معمولی کمتر است (شکل ۹).

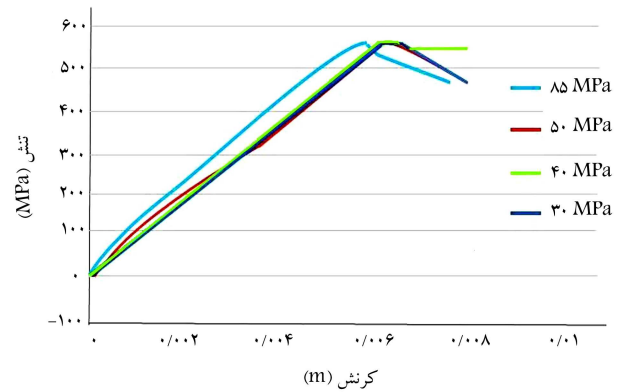


شکل ۱۱. کانتور تغییرمکان خارج از صفحه در جهت z (واحد اعداد موجود در کانتور تغییرمکان متر است).



شکل ۱۲. مقایسه‌ی منحنی نیرو - تغییرمکان نمونه‌ها.

ستون در حالتی که نیرو بدون خروج از مرکزیت اعمال می‌شود، نمودارها بر هم منطبق هستند (شکل ۱۲). دلیل این امر را می‌توان به سختی محوری ستون نسبت داد که چون همه‌ی مقادیر مذکور برای ستون‌ها مساوی هستند، نمودار نیرو - تغییرمکان آن‌ها بر هم منطبق است. فقط در مورد نمونه‌ی پنجم که سطح مقطعی حدود  $1704$  برابر سطح مقطع سایر نمونه‌ها داشته است، منحنی نیرو - تغییرمکان اندکی بالاتر از سایر نمونه‌ها بوده است. که این امر نشان‌دهنده‌ی تأثیر سطح مقطع در شکل نمودار است (شکل ۱۲). جدول ۲ بدان معنی است که هر چه ممان اینرسی مقاطع مرکب بیشتر باشد، در نتیجه از لاغری ستون کاسته می‌شود و این امر باعث کاهش بیشینه‌ی تغییرمکان خارج از صفحه‌ی نمونه‌ها می‌شود. همچنین در نوشتاری در سال (۲۰۱۳)<sup>[۱۲]</sup> در بررسی رفتار ستون‌های مرکب دولایه تحت اثر متقابل نیروی محوری، نتیجه‌گیری شده است که در ستون‌های مرکب دولایه برای سطح مقطع‌هایی برابر، تغییرشکل هندسی مقاطع موجب تغییر زیاد در ظرفیت باربری ستون نمی‌شود. اما در ایده‌آل‌ترین حالت، ستون مرکب دولایه با جداری بیرونی مربع و جداری داخلی گرد، بیشترین ظرفیت باربری نهایی را دارد. همچنین شکل هندسی مقاطع مرکب دولایه، تأثیر فراوانی در شکل‌پذیری ستون‌های مرکب دولایه دارد. ستون‌های مرکب دولایه با مقاطع ترکیبی، شکل‌پذیری بهتری از خود نشان می‌دهند<sup>[۱۳]</sup> که این مطالب با توجه به نتایج به‌دست آمده در جدول ۲ هم‌خوانی دارد. با توجه به بند ۱۲.۱.۲ در آیین‌نامه‌ی ۰۸-۲۸۴۰ ACI<sup>[۱۴]</sup>



شکل ۱۳. منحنی تنش - کرنش در لایه‌ی GFRP بیرونی در نمونه با مقاومت‌های مختلف بتن.

کرنش خطی است و با افزایش بار به مقدار بحرانی تنش و مقاومت بتن می‌رسد که با افزایش کوچکی در مقدار بار، تغییرشکل زیادی در نمونه ایجاد می‌شود که «در بیشتر موارد، معیار مقاومت ماده برای طراحی است». نقطه‌ی اوج منحنی به‌عنوان مقاومت نهایی و آخرین نقطه «تنش شکست» به‌عنوان مقاومت شکست معرفی می‌شود. بعد از نقطه‌ی اوج، نیروی کمتری برای افزایش طول لازم است و در مدت کوتاهی، نمونه دچار شکست می‌شود.

با توجه به شکل ۱۳، هر چه مقاومت نمونه‌ها افزایش یافته است، میزان کرنش، کاهش و میزان تنش، افزایش یافته است. از بررسی میزان تغییرمکان خارج از صفحه‌ی هر کدام از نمونه‌ها، این نتیجه به‌دست آمده است که هر چه میزان تغییرمکان خارج از صفحه‌ی نمونه‌ی بیشتر باشد، میزان کرنش آن نمونه بیشتر است و میزان تنش آن کاهش می‌یابد.

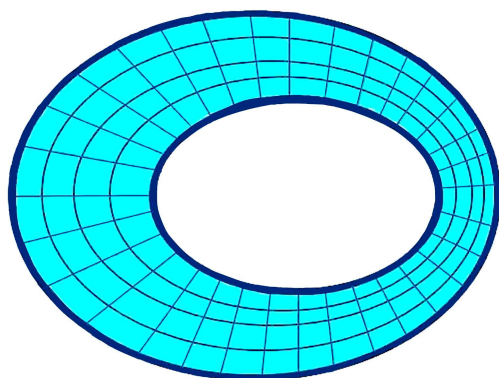
## ۲.۵. اثر شکل داخلی و خارجی مقطع ستون

در بخش کنونی، اثر شکل داخلی و خارجی مقطع ستون بررسی شده است، که شکل مقطع‌های داخلی: مربع، دایره و شش ضلعی و شکل مقطع‌های خارجی: مربع و دایره بوده است. این تذکر لازم است که مساحت قسمت بتنی تمامی نمونه‌ها برابر و معادل  $0.18 m^2$  بوده است. با ترکیب موارد ذکر شده، ۵ نمونه ساخته و تحلیل شدند، که تحت بار محوری اعمال‌شده به‌صورت گسترده و به مقدار  $50000 kN$  قرار گرفتند. طول تمامی نمونه‌ها برابر  $4.75$  متر و مقاومت بتن تمامی نمونه‌ها برابر  $30$  مگاپاسکال، مدول کشسانی GFRP برابر  $30 Gpa$  و ضریب پواسون آن برابر  $0.15$  بود. همچنین صفحه‌ی تکیه‌گاه تمامی نمونه‌ها در هر سه جهت گیردار بوده است، ولی صفحه‌ی که تحت بار محوری قرار داشت، فقط در راستای x و z مقید بود و صفحه قابلیت حرکت در راستای y را داشت.

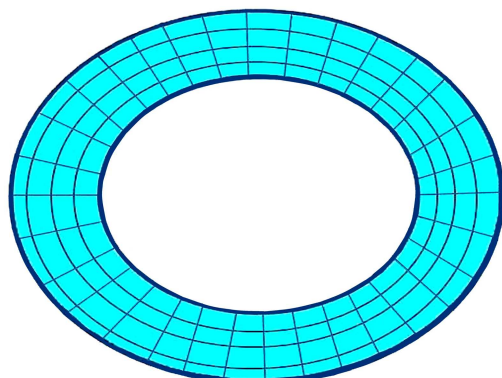
ممان اینرسی ستون با مقطع داخلی دایره و مقطع خارجی مربع با ممان اینرسی  $0.135 m^4$ ، ستون با مقطع داخلی مربع و مقطع خارجی مربع با ممان اینرسی  $0.134 m^4$ ، ستون با مقطع داخلی مربع و مقطع خارجی دایره با ممان اینرسی  $0.12 m^4$ ، ستون با مقطع داخلی دایره و مقطع خارجی دایره دارای با ممان اینرسی  $0.11 m^4$  است. این بدان معنی است که هر چه ممان اینرسی مقاطع مرکب بیشتر باشد، از لاغری ستون کاسته می‌شود و این امر باعث کاهش بیشینه‌ی تغییرمکان خارج از صفحه‌ی نمونه‌ها می‌شود (شکل ۱۱). دلیل تأثیر لاغری در نمونه‌ها وجود بار جانبی ناچیز  $1000 N$  که به‌عنوان Imperfection به‌سازه اعمال شده است. با مقایسه‌ی نتایج حاصل از تحلیل‌ها ملاحظه می‌شود که با تغییرشکل مقطع

جدول ۲. مشخصات نمونه‌ها با شکل مقاطع مختلف.

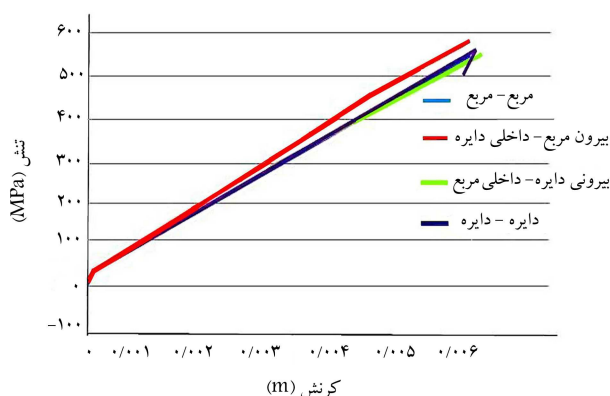
شکل مقطع داخلی/خارجی	میزان خروج از مرکزیت (mm)	بیشینه‌ی نیروی قابل تحمل نمونه (kN)	بیشینه‌ی تغییر مکان محوری (mm)	بیشینه‌ی تغییر مکان جانبی (mm)
دایره/دایره	۰	۶۰۳۴	۴۳٫۵	۱۳٫۹۱
دایره/مربع	۵	۶۰۹۵	۴۲٫۴	۵٫۲۶
مربع/مربع	۱۰	۶۰۸۲	۴۰٫۴	۵٫۶
مربع/دایره	۱۵	۶۰۴۶	۴۰	۹٫۴۲
شش ضلعی/دایره	۲۰	۷۴٫۳	۷٫۸۳	



شکل ۱۴. نمونه بدون خروج از مرکزیت هندسی.



شکل ۱۵. نمونه با خروج از مرکزیت هندسی ۲۰ میلی‌متر.



شکل ۱۳. منحنی تنش-کرنش در لایه‌ی GFRP بیرونی در نمونه با شکل مقاطع مختلف.

بیشینه‌ی تغییر مکان خارج از صفحه در مقاطع مختلف متفاوت است که دلیل آن تفاوت ممان اینرسی مقاطع مختلف است. به‌طور مثال، ممان اینرسی ستون با مقطع داخلی محصورشدگی توسط FRP در مقاطع مربعی یا مستطیلی، باعث افزایش جزئی در مقاومت فشاری بتن می‌شود (شکل ۱۳). با توجه به شکل ۱۳ و بررسی میزان تغییر مکان خارج از صفحه‌ی هر کدام از نمونه‌ها، این نتیجه به‌دست آمد که هر چه میزان تغییر مکان خارج از صفحه‌ی نمونه‌ی بیشتر باشد، میزان کرنش آن نمونه بیشتر بوده و میزان تنش آن کاهش یافته است.

### ۳.۵. اثر خروج از مرکزیت هندسی شکل مقطع

در بخش حاضر، اثر خروج از مرکزیت هندسی مقطع ستون بررسی شده است. طول تمامی نمونه‌ها برابر ۶ متر، مقاومت بتن ۳۰ مگاپاسکال، و بار محوری اعمال شده به‌صورت گسترده و معادل ۵۰۰۰۰ kN بر روی صفحه‌ی صلب وارد شده است. برای تعیین اثر خروج از مرکزیت هندسی ستون، ۵ نمونه در نظر گرفته شده است، که خروج از مرکزیت هندسی دایره‌ی داخلی ستون نسبت به دایره‌ی خارجی در آن‌ها ۰، ۵، ۱۰، ۱۵ و ۲۰ میلی‌متر در نظر گرفته شده است (شکل‌های ۱۴ و ۱۵).

از نتایج جدول ۳ مشاهده می‌شود که با افزایش خروج از مرکزیت هندسی به میزان‌های ذکر شده، در بیشترین حالت فقط ۰٫۰۲٪ از ممان اینرسی کاسته می‌شود. که با توجه به این موضوع انتظار می‌رود که تغییر محسوسی در میزان کماتش خارج از صفحه‌ی ستون مشاهده نشود. همچنین از آنجا که ممان اینرسی مقاطع نزدیک

به هم است (طبق جدول ۳)، پس نمی‌شود انتظار داشت که سختی نمودارها با هم تفاوت داشته باشند.

همچنین با مقایسه‌ی منحنی نیرو - تغییر مکان نمونه‌ها در شکل ۱۶، مشاهده می‌شود که منحنی‌ها بر هم منطبق هستند و تغییر قابل ملاحظه‌ی در رفتار نیرو - تغییر مکان ستون در اثر ایجاد خروج از مرکزیت هندسی در مقطع ستون ایجاد نشده است. دلیل این امر آن است که ایجاد خروج از مرکزیت هندسی باعث ایجاد تفاوت در ممان اینرسی می‌شود، ولی از آنجایی که بار به‌صورت محوری و بدون هیچ‌گونه خروج از مرکزیتی وارد شده است، سختی خمشی بی‌تأثیر است، و این امر باعث ایجاد تفاوت در شیب اولیه و مقاومت نهایی نمونه نمی‌شود.

همچنین با افزایش خروج از مرکزیت هندسی (مطابق جدول ۴)، میزان تغییر مکان خارج از صفحه افزایش می‌یابد. شیب اولیه و شکل پذیری نمونه‌ها با هم برابر است،

جدول ۳. ممان اینرسی مقاطع.

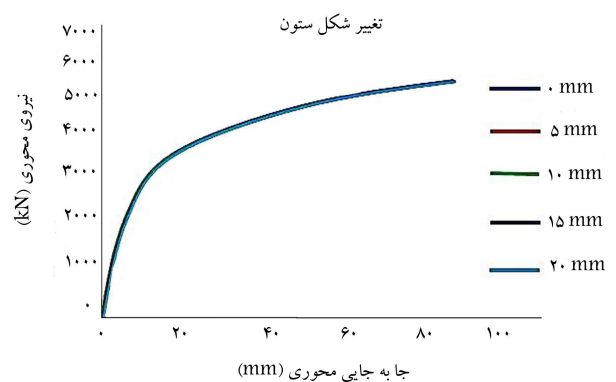
خروج از مرکزیت (mm)	۰	۵	۱۰	۱۵	۲۰
ممان اینرسی ( $MM^4$ )	۱۱۳۶۰۰۰۶۵۰	۱۱۳۵۱۵۸۴۱۹	۱۱۳۲۷۳۲۲۴۰	۱۱۲۸۶۸۸۶۰۶	۱۱۲۳۰۲۷۵۲۰
با خروج از مرکزیت $I$ تقسیم بر خروج $I$ از مرکزیت	۱	۰٫۹۹۹۲۸۸۰۷۲	۰٫۹۹۷۱۵۲۲۸۹	۰٫۹۹۳۵۹۲۶۵	۰٫۹۸۸۶۰۹۱۵۵

جدول ۴. مشخصات نمونه‌های با خروج از مرکزیت هندسی.

میزان خروج از مرکزیت هندسی (mm)	بیشینه‌ی نیروی قابل تحمل نمونه (kN)	بیشینه‌ی تغییر مکان محوری (mm)	جانبی (mm)
۰	۵۷۷۳	۹۲	۲۴
۵	۵۶۷۳	۸۶٫۵۷	۴۱
۱۰	۵۶۴۸	۸۵٫۵	۴۵
۱۵	۵۶۳۳	۸۵٫۱۵	۵۲
۲۰	۵۶۱۵	۸۳٫۹۳	۵۴

تحمل بار و همچنین بیشترین میزان جابه‌جایی محوری را دارد. این موارد با افزایش خروج از مرکزیت لوله‌ها نسبت به هم کاهش می‌یابد. اما از آنجا که سختی محوری در همه‌ی نمونه‌ها ثابت است و به دلیل ناچیز بودن سختی خمشی که به ممان اینرسی مربوط است و از آنجا که ممان اینرسی در مدل‌ها با خروج از مرکزیت‌های مختلف، تفاوت ناچیزی داشته‌اند، پس شیب‌های اولیه و ثانویه نمودارها بر هم منطبق هستند.

بروز خروج از مرکزیت در مقاطع باعث افزایش کرنش در لایه‌ی GFRP و باعث کاهش تنش در همان لایه می‌شود. همچنین از بررسی میزان تغییر مکان خارج از صفحه‌ی هر کدام از نمونه‌ها نتیجه گرفته شده است که هر چه میزان تغییر مکان خارج از صفحه‌ی نمونه‌ی بیشتر باشد، میزان کرنش آن نمونه بیشتر بوده و میزان تنش آن کاهش یافته است.

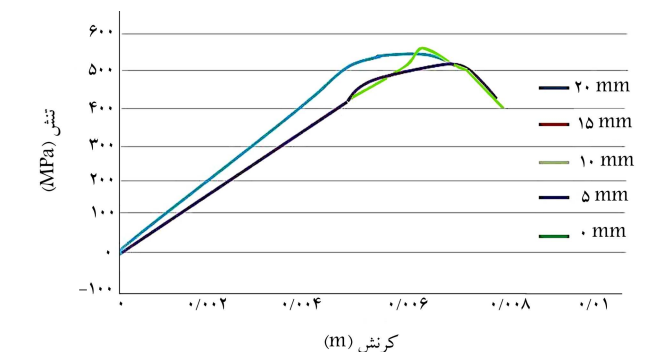


شکل ۱۶. منحنی نیرو - تغییر مکان محوری ستون‌ها.

## ۶. نتیجه‌گیری

استفاده از لوله‌های ساخته شده از الیاف کامپوزیت بسیاری علاوه بر قالب ماندگار می‌تواند میلگردهای طولی و عرضی را حذف کند. مخصوصاً ستون‌های دوجداره‌ی توخالی می‌توانند ظرفیت خمشی مقطع را افزایش دهند. در پژوهش حاضر، در بررسی ستون‌های بتنی محصور شده با الیاف کامپوزیت بسیاری، این نتایج به دست آمده است:

۱. با افزایش مقاومت فشاری بتن، سختی اولیه و مقاومت نهایی ستون نیز افزایش می‌یابد.
۲. با افزایش مقاومت فشاری بتن، شیب قسمت ثانویه‌ی منحنی کاهش می‌یابد.
۳. ایده‌آل‌ترین حالت ستون مرکب دولایه، با جداره‌ی بیرونی مربع و جداره‌ی داخلی دایره‌ی است که بیشترین ظرفیت باربری نهایی را دارد.
۴. در اثر ایجاد خروج از مرکزیت، تغییری در رفتار نیرو - تغییر مکان ستون ایجاد نمی‌شود.
۵. میزان تغییر مکان خارج محور ستون با افزایش خروج از مرکزیت مقطع ستون افزایش یافته است.



شکل ۱۷. منحنی تنش - کرنش در لایه‌ی GFRP بیرونی در نمونه‌های با خروج از مرکزیت.

که نشان می‌دهد خروج از مرکزیت هندسی مقطع ستون به اندازه‌ی که در پژوهش حاضر اعمال شده است، تأثیری در سختی اولیه و مقاومت نهایی و شکل پذیری ستون نداشته است. میزان تغییر مکان خارج محور ستون با افزایش خروج از مرکزیت هندسی مقطع ستون افزایش یافته است که دلیل آن را می‌توان ایجاد لنگر در ستون در اثر وجود خروج از مرکزیت در مقطع ستون دانست. با توجه به شکل ۱۷، نمونه بدون خروج از مرکزیت هندسی بیشترین ظرفیت



## (References) منابع

- Ghanbari, M. and Ravanshadnia, M. "Using of permanent FRP mould in Slab floors and bridge decks with the aim of reinforcement during construction", *2th National Conference on Modern Material in Civil Engineering*, Esfahan-Iran (2014).
- Shahawy, M., Mirmiran, A. and Beitelman, T. "Tests and modeling of carbon-wrapped concrete columns", *Composites: Part B*, **31**(6-7), PP. 471-480 (2000).
- Lau, K.T. and Zhou, L.M. "The Mechanical behavior of composite- wrapped concrete cylinders subjected to uniaxial compression load", *Int. J. of Composite Structures*, **52**(2), pp.189-198 (2001).
- Kumutha, R., Vaidyanathan, M.S. and Palanichamy, M.S. "Behavior of reinforced concrete rectangular column strengthened using GFRP", *Int. J. Cement & Concrete Composites*, **29**(8), pp. 609-615 (2007).
- Aydin, F. and Saribiyik, M. "Investigation of flexural behaviors of hybrid beams formed with GFRP box section and concrete", *Construction and Building Materials*, **41**, pp. 563-569 (2013).
- Huang, L., Sun, X. Yan, L. and et al. "Compressive behavior of concrete confined with GFRP tube sand steel spirals", *Int. J. of Polymers*, **7**, pp. 851-875 (2015).
- Kent, D.C. and Park, R. "Flexural members with confined concrete", *Journal of the Structural Division, Proc. of the American Society of Civil Engineers*, **97**(ST7), pp. 969-1990 (1971).
- Hognestad, E. "A study on combined bending and axial load in reinforced concrete members", Univ. of Illinois Engineering Experiment Station, Univ. of Illinois at Urbana-Champaign, IL, pp. 43-46 (1951).
- ACI 318-11, Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (2011).
- Chen, J., Ni, Y. and Jin, W. "Column tests of dodecagonal section double skin concrete-filled steel tubes", *Thin-Walled Structures*, **88**, pp. 28-40 (2015).
- Abedi, k. "Investigating of structural behavior of CFDT columns filled with concrete", *Int. J. of Civil Engineering*, **44**(5), pp. 635-664 (2011).
- Lotfoallahi yaghin, M.A. "Investigating of CFDT column Under effect of axial force and bending moment", *Int. J. of Modeling in Engineering*, **31**, pp. 15-23 (2013).
- Talaeitaba, S.M., Halabian, M. and Torki, M.E. "Non-linear behavior of FRP-reinforced concrete-filled double-skin tubular columns using finite element analysis", *Thin-Walled Structures*, **95**, pp. 389-407 (2015).
- ACI 440.2R-08, Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures (2008).