

مشارکت عملکرد میخ پرچی در مقاومت برشی بتن در تیرهای مسلح به میلگردهای طولی کامپوزیتی - مروری بر تحقیقات گذشته

علی نقیبی

گروه مهندسی عمران، واحد تفت، دانشگاه آزاد اسلامی، تفت، ایران.

محمدرضا جواهری تفتی *

گروه مهندسی عمران، واحد تفت، دانشگاه آزاد اسلامی، تفت، ایران.

گروه مهندسی عمران، واحد یزد، دانشگاه آزاد اسلامی، یزد، ایران

ابوالفضل اسلامی

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه یزد، یزد، ایران.

چکیده

عملکرد میخ پرچی میلگردهای طولی یکی از مکانیزم‌های کلیدی انتقال برش در تیرهای بتن مسلح فاقد خاموت است. هدف این پژوهش، ارزیابی کمی سهم عملکرد میخ پرچی در مقاومت برشی تیرهای مسلح به میلگردهای پلیمری مسلح به الیاف (FRP) و اعتبارسنجی مدل‌های طراحی موجود است. بدین منظور، یک پایگاه داده شامل نتایج آزمایشگاهی ۵۱۰ تیر بتن مسلح به میلگردهای FRP از تحقیقات گذشته جمع‌آوری و با پیش‌بینی آیین‌نامه‌های CSA S806, ACI 440 و مدل‌های تحلیلی ارائه شده در تحقیقات گذشته مقایسه شد. نتایج نشان داد سهم عملکرد میخ پرچی بسته به قطر میلگرد و پوشش بتن، بین ۱۰ تا ۴۰ درصد مقاومت برشی کل متغیر است. ارزیابی مدل‌ها بیانگر آن است که آیین‌نامه CSA S806 با در نظر گرفتن سختی محوری آرماتور، پیش‌بینی دقیق‌تری را با حاشیه ایمنی مناسب ارائه می‌دهد. در مقابل، آیین‌نامه ACI 440.1R-15 ظرفیت برشی را به‌طور محافظه‌کارانه (۲۰ تا ۳۰ درصد کمتر از واقعیت) تخمین می‌زند. همچنین مدل‌های مبتنی بر روش‌های تکاملی (مانند مدل کارا) در مقاومت‌های برشی بالا (بیش از ۴۰۰ کیلونیوتن) دچار خطای بر آورد می‌شوند. نتایج این تحقیق نشان می‌دهد که برای طراحی بهینه، مدل‌هایی که شاخصهای سختی محوری و اندرکنش پوشش بتن را لحاظ می‌کنند، از دقت بالاتری برخوردار هستند.

واژه‌های کلیدی: مقاومت برشی، بتن آرمه، عملکرد میخ پرچی، FRP، ترک برشی، میلگرد طولی

* نویسنده مسئول: MR.Javaheritafti@iau.ac.ir

۱- مقدمه

سازه‌های بتنی مسلح به این نوع میلگردها تحت اثر نیروهای برشی تدوین شده است. به عنوان نمونه، در سال ۲۰۱۲ انجمن بتن کانادا، استاندارد CAN/CSA S806 [۱۹] را برای طراحی و ساخت سازه‌های بتنی مسلح به میلگردهای FRP منتشر کرد. این استاندارد، روابط طراحی برشی و پیچشی را بر اساس ساده‌سازی روش‌های ارائه شده در تحقیق وهیکو و کالینز [۲۰] تدوین کرده است. در این آیین‌نامه، اصلاحاتی در روابط طراحی برشی و پیچشی مربوط به میلگردهای فولادی اعمال شده تا خواص مکانیکی خاص میلگردهای FRP، نظیر مدول الاستیسیته و مقاومت نهایی، لحاظ شود. ارزیابی‌های صورت گرفته از مدل‌های پیشنهادی در CAN/CSA S806 [۱۹] نشان داده‌اند که این روابط ایمنی کافی دارند، اما رویکرد محافظه کارانه‌ای را در پیش گرفته‌اند [۲۱-۲۴]. به طور کلی، سایر مدل‌های موجود برای تعیین مشارکت بتن در تأمین مقاومت برشی مقاطع مسلح به میلگردهای FRP نیز یا بیش از حد محافظه کارانه بوده‌اند یا به دلیل پیچیدگی بالا، کاربرد آسانی در طراحی ندارند [۲۵-۳۱]. از این رو نیاز به توسعه مدل‌های طراحی دقیق تر و عملی تر برای طراحی سازه‌های بتن آرمه مسلح به میلگردهای FRP آشکار می‌گردد.

بر اساس تحقیقات صورت گرفته در زمینه تحلیل و بررسی رفتار برشی تیرهای بتن آرمه، پس از تشکیل ترک‌های مورب در اعضای بدون آرماتور عرضی، نیروی برشی از طریق ترکیبی از پنج مکانیزم توسط بتن منتقل می‌شود [۳۲]. این مکانیزم‌ها عبارت‌اند از:

۱. تنش‌های برشی در بتن فشاری ترک نخورده
۲. قفل و بست سنگ‌دانه‌ها
۳. عملکرد میخ پرچی میلگردهای طولی
۴. عملکرد قوسی
۵. تنش‌های کششی پسماند که از طریق ترک‌ها منتقل می‌شود.

این پنج مکانیزم به طور کلی در قالب یک عبارت جمعی تحت عنوان V_c نشان داده می‌شوند که بیانگر سهم بتن در مقاومت برشی عضو است.

مقاومت برشی مقاطع بتن آرمه بدون آرماتور عرضی همواره یکی از چالش‌های برجسته در تحقیقات گذشته بوده است. روابط ارائه

سازه‌های بتن آرمه مسلح به میلگردهای فولادی در محیط‌های مخرب با محدودیت عمر مفید و هزینه‌های بالای نگهداری مواجه‌اند. یکی از چالش‌های اساسی این سازه‌ها، تخریب زودرس ناشی از خوردگی میلگردهای فولادی است. این مشکل به ویژه در محیط‌هایی که از نمک‌های محلول برای جلوگیری از یخ‌زدگی استفاده می‌شود، مانند عرشه پل‌ها و پارکینگ‌ها، شدت بیشتری دارد [۱].

پلیمرهای تقویت شده با الیاف (FRP) به دلیل مزایایی همچون مقاومت کششی بالا، وزن سبک و دوام، به عنوان جایگزینی مناسب برای میلگردهای فولادی در محیط‌های خورنده شناخته شده‌اند [۲]. این کامپوزیت‌ها از الیاف مختلفی همچون کربن، شیشه، آرامید و بازالت تشکیل شده‌اند که در ماتریس‌های پلیمری مانند وینیل استر، پلی استر و اپوکسی تعبیه می‌شوند [۳-۸]. همچنین، مطالعات اخیر در نشریات داخلی نیز بر ارزیابی عملکرد این مصالح متمرکز بوده است؛ به طوری که مقاومت پیوستگی میلگردهای GFRP در تیرهای بتنی [۹] و همچنین تأثیر شرایط محیطی مخرب بر عملکرد اعضای مقاوم سازی شده با FRP [۱۰] مورد ارزیابی قرار گرفته است. از دیگر ویژگی‌های برجسته کامپوزیت‌های FRP، خنثی بودن آن‌ها در میدان‌های الکتریکی و مغناطیسی است که آن‌ها را به گزینه‌ای ایده آل برای کاربردهایی که در آن‌ها عدم خاصیت مغناطیسی یا خنثی بودن الکتریکی مورد نیاز است، تبدیل می‌کند. به دلیل خواص ذکر شده، کامپوزیت‌های FRP می‌توانند به طور مؤثری مشکلات مرتبط با خوردگی و دوام را در سازه‌های بتن آرمه کاهش دهند.

رفتار برشی تیرهای بتن آرمه بدون آرماتور عرضی تحت تأثیر عواملی مانند محل ترک‌های مایل، زاویه و نحوه انتشار آن‌ها قرار دارد. آرماتورهای طولی، نسبت دهانه به عمق، و مقاومت کششی بتن نیز از عوامل کلیدی تأثیرگذار بر نوع ترک خوردگی و ظرفیت برشی این اعضا هستند [۲].

در سال‌های اخیر، رفتار برشی اعضای بتن آرمه مسلح به میلگردهای FRP مورد توجه گسترده محققان قرار گرفته است [۱۱-۱۸]. بر این اساس، ضوابط آیین‌نامه‌ای مختلفی برای طراحی

¹ Fiber-Reinforced Polymer

شده در آیین نامه های موجود عمدتاً بر پایه ی مطالعات تجربی بنا شده اند [۳۳، ۳۴]. با وجود این که مقاومت برشی تیرهای بتن آرمه مسلح به میلگردهای فولادی تقریباً برای یک قرن مورد مطالعه قرار گرفته است، درک کامل جزئیات رفتار برشی این اعضا همچنان چالش برانگیز باقی مانده است. این چالش در شرایط استفاده از میلگردهای FRP به دلیل ویژگی های خاص این مواد پیچیده تر می شود.

رفتار برشی اعضای بتن آرمه نتیجه ی اندرکنش چندین مکانیسم انتقال نیروی برشی شامل مکانیزم میخ پرچی، قفل و بست سنگ دانه ها، تنش های کششی پسماند در طول منطقه شکست، تنش های انتقال یافته توسط خاموت ها و بتن فشاری ترک نخورده است. تأثیر هر یک از این مکانیسم ها بر مقاومت برشی به عوامل متعددی نظیر هندسه ی نمونه، خواص مکانیکی مصالح، چیدمان میلگردها و شرایط بارگذاری وابسته است. در نبود شناخت کافی از این مکانیسم ها و رابطه ی آن ها با رفتار ترک بحرانی قطری، درک جامع و دقیق از مقاومت برشی تیرهای بتن آرمه محدود خواهد ماند [۳۵-۳۸].

در دهه ۱۹۹۰، طراحی برشی تیرهای بتن آرمه مسلح به میلگردهای FRP بر اساس اصول طراحی تیرهای بتن آرمه با میلگردهای فولادی انجام می شد. اما از آن زمان، تغییرات چشمگیری در آیین نامه های طراحی تیرهای بتن آرمه با میلگردهای فولادی اعمال شده است. همچنین، مطالعات آزمایشگاهی گسترده ای روی تیرهای بتن آرمه مسلح به میلگردهای FRP و بدون آرماتور عرضی انجام شده که نمونه هایی با اشکال مختلف مقطع و تیرهای عمیق را شامل می شود. این تحقیقات گام های مهمی در جهت بهبود درک مکانیزم های انتقال برشی در این اعضا محسوب می شود.

۲- مروری بر مفهوم عملکرد میخ پرچی در تحقیقات گذشته

با وجود مطالعات متعدد در مورد تأثیر نسبت تسلیح، مقاومت فشاری بتن و نوع میلگرد FRP بر مقاومت برشی تیرهای بتن آرمه مسلح به میلگردهای FRP [۴۳، ۴۵-۵۰]، تأثیر این عوامل بر عملکرد میخ پرچی میلگردهای FRP به طور مستقل بررسی نشده است. تحلیل دقیق این مکانیزم در تجزیه و تحلیل اجزای محدود نیز به دلیل پیچیدگی ذاتی آن چالش برانگیز است. برای تحلیل

شده در آیین نامه های موجود عمدتاً بر پایه ی مطالعات تجربی بنا شده اند [۳۳، ۳۴]. با وجود این که مقاومت برشی تیرهای بتن آرمه مسلح به میلگردهای فولادی تقریباً برای یک قرن مورد مطالعه قرار گرفته است، درک کامل جزئیات رفتار برشی این اعضا همچنان چالش برانگیز باقی مانده است. این چالش در شرایط استفاده از میلگردهای FRP به دلیل ویژگی های خاص این مواد پیچیده تر می شود.

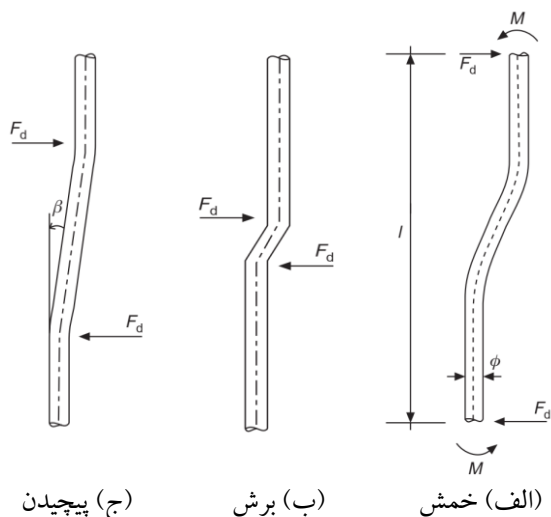
رفتار برشی اعضای بتن آرمه نتیجه ی اندرکنش چندین مکانیسم انتقال نیروی برشی شامل مکانیزم میخ پرچی، قفل و بست سنگ دانه ها، تنش های کششی پسماند در طول منطقه شکست، تنش های انتقال یافته توسط خاموت ها و بتن فشاری ترک نخورده است. تأثیر هر یک از این مکانیسم ها بر مقاومت برشی به عوامل متعددی نظیر هندسه ی نمونه، خواص مکانیکی مصالح، چیدمان میلگردها و شرایط بارگذاری وابسته است. در نبود شناخت کافی از این مکانیسم ها و رابطه ی آن ها با رفتار ترک بحرانی قطری، درک جامع و دقیق از مقاومت برشی تیرهای بتن آرمه محدود خواهد ماند [۳۵-۳۸].

در میان عوامل متعددی که بر مقاومت برشی مقاطع بتن آرمه بدون خاموت تأثیر می گذارند، تأثیر مقاومت فشاری بتن، عملکرد خاموت ها و قفل و بست سنگ دانه ها تا حدودی در تحقیقات پیشین بررسی شده است [۳۹، ۴۰]. با این حال، با وجود اهمیت عملکرد میخ پرچی میلگردهای طولی در انتقال نیروی برشی، این موضوع تاکنون به طور خاص و دقیق مورد مطالعه قرار نگرفته است. این مسئله به ویژه در تیرهای بتن آرمه با آرماتور عرضی کم حائز اهمیت است، چرا که سهم سایر مکانیسم های انتقال برش در این شرایط کاهش می یابد و پس از رسیدن به بار حداکثر، نقش عملکرد میخ پرچی میلگردهای طولی در انتقال نیروی برشی برجسته تر می شود. این عملکرد به طور قابل توجهی به مقاومت برشی پس از اوج گیری بار و همچنین بهبود شکل پذیری برشی اعضای بتن آرمه کمک می کند. با این حال، تعیین سهم دقیق این عملکرد به دلیل تداخل با سایر مکانیسم ها چالشی پیچیده محسوب می شود. همچنین، بررسی این پدیده با توجه به تعامل میان میلگردهای طولی و بتن اطراف ترک ها و دشواری اندازه گیری تنش های موضعی، به تحقیقات دقیق تر نیاز دارد.

نظریات فعلی در زمینه انتقال نیروی برشی در اعضای بتن آرمه

یافته‌ها نشان می‌دهند که درک بهتر از مکانیزم میخ‌پرچی به مطالعات عمیق‌تر و توسعه مدل‌های ساده‌تر و کارآمدتر نیاز دارد تا بتوان این مکانیزم را به‌طور مؤثر در تحلیل‌های سازه‌ای لحاظ کرد. پائولی و همکاران [۶۱] سه مکانیزم متفاوت برای تغییر شکل میلگرد در طول آزاد را مطابق شکل ۲ معرفی کردند:

۱. خمش: در این مکانیزم، تغییر شکل میلگرد ناشی از خمش است که ظرفیت آن با تشکیل لولاهای پلاستیک در میلگرد محدود می‌شود.
۲. برش: انتقال بار در این حالت به دلیل تنش‌های برشی خالص در میلگرد صورت می‌گیرد.
۳. پیچ‌خوردگی: زمانی که بین دو محور میلگرد اصلی جابه‌جایی قابل توجهی رخ دهد، نیروی محوری در بخش انحراف موضعی میلگرد باعث تغییر شکل عمود بر محور آن می‌شود.



شکل ۲- مکانیزم انتقال برش در طول آزاد میلگرد طبق تحقیق پائولی و همکاران [۶۲]

از موارد ذکر شده نتیجه می‌شود که با افزایش قطر میلگرد، مکانیزم خمش به‌عنوان مکانیزم غالب در عملکرد میخ‌پرچی نقش خواهد داشت. دلیل این امر، وابستگی سختی و مقاومت خمشی به توان سوم قطر میلگرد است، درحالی‌که مقاومت در برابر پیچ‌خوردگی و برش تنها با توان دوم قطر متناسب است.

حالت‌های شکست مرتبط با عملکرد میخ‌پرچی در تیرها را می‌توان به دو دسته تقسیم کرد [۴۱، ۶۳]:

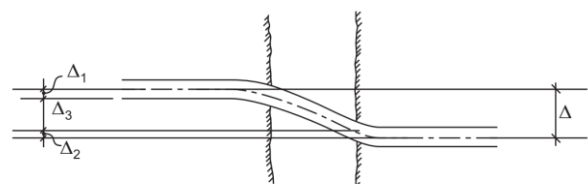
۱. تسلیم میلگرد و خرد شدن بتن زیرین میلگرد طولی: این

جزئیات عملکرد میخ‌پرچی، لازم است که میلگردها، بتن و پیوستگی بین آن‌ها به صورت جداگانه مدل‌سازی شوند که این امر منجر به افزایش تعداد عناصر مدل و پیچیدگی محاسبات می‌شود. افزون بر این، مدل‌سازی جداگانه میلگرد و بتن با روش‌های متداول مدل‌سازی در تحلیل سازه‌های بتن آرمه سازگار نیست.

برای در نظر گرفتن اثر میخ‌پرچی در تحلیل سازه‌های بتن آرمه، استفاده از یک مدل ساده شده که با ترک‌ها و مدل‌های تسلیح سازگار باشد، ضروری است. از آنجا که عملکرد میخ‌پرچی معمولاً در نزدیکی بار نهایی و پس از رسیدن به مقاومت برشی نهایی برجسته می‌شود، بررسی جامع این پدیده نیازمند آزمایش‌های پیشرفته یا تحلیل نظری در محدوده پس از اوج بار است.

عملکرد میخ‌پرچی را می‌توان به صورت ظرفیت میلگردهای طولی برای انتقال نیرو در جهت عمود بر محور آن‌ها تعریف کرد. این مکانیزم با لغزش سطوح ترک آغاز شده و این لغزش توسط میلگردهای متقاطع محدود می‌شود. واکنش متقابل میلگردها و بتن نسبت به این لغزش، عملکرد میخ‌پرچی نامیده می‌شود [۵۱]. در میلگردهای فولادی، ظرفیت باربری میخ‌پرچی عمدتاً از طریق توسعه لولاهای پلاستیک در میلگرد و خردشدگی موضعی بتن حاصل می‌شود [۵۲]. تنش برشی در میلگردهای طولی در اثر این مکانیزم در اطراف ترک‌ها توزیع می‌شود.

از دهه ۱۹۳۰ و با مطالعات فریرگ و همکاران [۵۳] در زمینه پدیده میخ‌پرچی، این موضوع توسط بسیاری از پژوهشگران مورد توجه قرار گرفته است [۵۴-۶۰]. جابه‌جایی ناشی از عملکرد میخ‌پرچی به‌عنوان تغییر شکل بین دو ناحیه غیر تغییر شکل یافته میلگرد در دو طرف ترک یا اتصال تعریف می‌شود (شکل ۱).



شکل ۱- جابه‌جایی میلگرد در معرض نیروی میخ‌پرچی [۶۲]

این جابه‌جایی شامل دو مؤلفه اصلی است: تغییر شکل سازگار میلگرد با بتن اطراف آن ($\Delta_1 + \Delta_2$) و تغییر شکل در طول آزاد میلگرد (Δ_3) [۶۱، ۶۲]. بخش عمده انتقال برش در عملکرد میخ‌پرچی، ناشی از تغییر شکل در طول آزاد میلگرد است. این

$$D_{cr} = \frac{b_n d_b}{n_b} \left(3.25 + \frac{3.79 c_m}{b_n / n_b^2 + d_b} \right) \quad (5)$$

که در آن n_b تعداد میلگردهای یک لایه و c_m حداقل پوشش (سمت یا پایین) است. به عنوان آخرین رابطه پیشنهادی، پاشن و شونوف [۷۰] معادله‌ی زیر را برای تخمین مقاومت میخ پرچی میلگردهای فولادی ارائه داده اند:

$$\frac{1}{\sin\left(\frac{0.91c_1}{c_2}\right)} \cdot \frac{D_{cr}}{f_{cc}^{2/3}} = 190 + 0.23c_2^2 \quad (6)$$

که در آن c_1 پوشش بتنی عمود بر جهت بارگذاری و c_2 پوشش بتنی موازی با جهت بارگذاری است.

در بررسی‌های انجام شده، تنوع عوامل مؤثر بر مقاومت میخ پرچی به خوبی آشکار شده است. با این وجود، قطر میلگرد که تأثیر مستقیمی بر مقاومت میخ پرچی دارد، تنها در برخی روابط پیشنهادی وارد شده است.

مطالعات پائولی و همکاران [۶۲] برای بررسی عملکرد میخ پرچی در اتصالات سازه‌ای، با استفاده از بلوک‌های بتنی صاف متصل به میلگردهای میخ پرچی، انجام شد. این طراحی برای حذف اثر اصطکاک بین سطوح و تمرکز بر عملکرد واقعی میخ پرچی انجام گرفت. بدین منظور میلگردهایی با قطرهای مختلف، ولی با مساحت کل و تنش تسلیم یکسان استفاده شدند و نتایج حاصل به صورت زیر گزارش شدند:

۱. اثر سطح کل میلگرد: نیروی میخ پرچی بیشتر به مساحت کل میلگرد وابسته است تا به قطر آن. این امر نشان می‌دهد که مکانیزم‌های برش و پیچ خوردگی نقش اصلی را در عملکرد میخ پرچی ایفا می‌کنند، در حالی که مکانیزم خمش اولویت کمتری دارد.

۲. عملکرد بهتر میلگردهای نازک‌تر: میلگردهای با قطر کمتر عملکرد بهتری ارائه دادند، زیرا نیاز به طول توسعه اتصال کمتری دارند و تنش‌ها را به طور یکنواخت‌تر در بتن توزیع می‌کنند.

۳. محدودیت در اتکاپذیری میخ پرچی: به دلیل جابه‌جایی‌های زیاد و اثرات نامطلوب آن، عملکرد میخ پرچی نمی‌تواند به عنوان یک مکانیزم برشی کاملاً قابل اتکا در اتصالات سازه‌ای مورد استفاده قرار گیرد.

بر این اساس عملکرد میخ پرچی به عنوان یک مکانیزم مقاومتی

حالت شکست زمانی رخ می‌دهد که ضخامت پوشش بتنی بیش از ۶ تا ۷ برابر قطر میلگرد باشد. در این حالت نسبت تسلیح تأثیر قابل توجهی دارد و در بسیاری از روابط پیشنهادی این عامل مورد تأکید قرار گرفته است. ۲. جداسدگی پوشش بتن: در صورتی که ضخامت پوشش بتنی کمتر از این مقدار باشد، شکست معمولاً به صورت ترک خوردگی طولی یا جداسدگی جانبی پوشش بتن اتفاق می‌افتد. این نوع خرابی به ویژه در تیرهای بتن آرمه با پوشش بتنی نازک شایع است. قطر میلگرد، ضخامت پوشش بتنی، و خواص مکانیکی بتن از عوامل مؤثر در این حالت هستند.

تاکنون نظریه‌های مختلفی برای تحلیل عملکرد عملکرد میخ پرچی و پیش‌بینی مقاومت آن ارائه شده که اغلب بر اساس آزمایش‌های متعدد توسعه یافته‌اند [۶۴]. تفاوت در تعداد و نوع عوامل در نظر گرفته شده در این نظریه‌ها باعث تنوع در روابط پیشنهادی شده است. به عنوان نمونه، کرفیلد و تارستون [۶۵] مقاومت میخ پرچی میلگردهای فولادی را به صورت زیر تخمین زده‌اند:

$$D_{cr} = b \sqrt{f_{cc}} \left(1.3 \left(1 + \frac{180\rho}{\sqrt{f_{cc}}} \right) c + d \right) \frac{1}{\sqrt{x_1/d}} \quad (1)$$

که در آن مقاومت D_{cr} میخ پرچی، ρ درصد آرماتور، c پوشش بتن، b عرض مقطع، d عمق مؤثر، x_1 فاصله ترک مورب از تکیه گاه تیر و f_{cc} مقاومت فشاری بتن است. در تحقیقی دیگر، تیلور [۶۶] رابطه‌ی زیر را برای مقاومت میخ پرچی میلگردهای فولادی پیشنهاد داده است:

$$D_{cr} = 9.1 + 0.0001 \left(\sum (c_s + c_i) \right)^2 f_{ct} \quad (2)$$

که در آن c_s پوشش جانبی، c_i فاصله افقی بین میلگردهای متوالی و f_{ct} مقاومت کششی بتن است. از طرفی دیگر رابطه‌ی پیشنهادی توسط بومان و راش [۶۷] به شرح زیر است:

$$D_{cr} = 1.64 b_n d_b f_{cc}^{1/3} \quad (3)$$

که در آن b_n عرض خالص تیر و d_b قطر میلگرد است. هود و میرزا [۶۸] رابطه‌ی زیر را برای تعیین مقاومت میخ پرچی میلگردهای فولادی پیشنهاد داده اند:

$$D_{cr} = 37 b_n f_{cc}^{1/3} \quad (4)$$

جیمز و همکاران [۶۹] رابطه‌ی زیر را برای اندازه گیری مقاومت میخ پرچی میلگردهای فولادی پیشنهاد کرده اند:

کوچک، سهم قفل و بست سنگ دانه‌ها غالب است [۴۱]. برخی تحقیقات بیانگر آن است که تنها حدود ۱۲ درصد از مقاومت برشی به عملکرد میخ‌پرچی مرتبط است، در حالی که ۸۸ درصد باقی‌مانده به قفل و بست سنگ دانه‌ها اختصاص دارد [۷۲]. این مسأله در حالی است که جیمز و همکاران [۶۳] بر اساس تحقیقات خود سهم بالقوه بیشتری برای عملکرد میخ‌پرچی قائل بوده و اظهار کردند در تیرهای بدون خاموت، مقاومت میخ‌پرچی می‌تواند تا ۲۵ درصد کل برش در هنگام شکست را شامل شود.

با وجود این، برخی محققان نظیر تیلور [۷۳] بر این باورند که می‌توان از در نظر گرفتن عملکرد میخ‌پرچی صرف‌نظر کرد. اما از سوی دیگر، با باز شدن ترک و کاهش اصطکاک، نقش قفل و بست سنگ دانه‌ها کاهش می‌یابد [۵۱]. در این شرایط، عملکرد میخ‌پرچی به دلیل زوال سریع مکانیزم قفل و بست سنگ دانه‌ها بسیار اهمیت پیدا می‌کند و می‌تواند نقشی کلیدی در جلوگیری از شکست لغزشی-برشی ایفا می‌کند. این امر به‌ویژه در طراحی تیرهای بتن آرمه به‌عنوانیک عامل اصلی در مقاومت در برابر تغییر شکل‌های برشی لغزشی حائز اهمیت است [۷۱]. بر این اساس، وینتزلئوس و تاسیوس [۶۴] عملکرد میخ‌پرچی را به‌عنوانیکی از مکانیسم‌های اصلی انتقال برش در تیرهای بتن مسلح می‌دانند.

بر اساس تحقیقات دالاکا [۵۱] و سروشیان و همکاران [۷۱]، مقاومت میخ‌پرچی با افزایش قطر میلگرد به‌طور محسوسی افزایش می‌یابد. سروشیان و همکاران [۷۱] تأکید دارند که قطر میلگرد عامل اصلی در رفتار میخ‌پرچی در برابر هسته بتن است. با این حال، آن‌ها اشاره می‌کنند که پس از ترک خوردگی، میلگردهای با قطر کمتر توانایی بیشتری در حفظ مقاومت خود دارند، در حالی که میلگردهای با قطر بزرگ‌تر عملکرد ضعیف‌تری در حفظ مقاومت نشان می‌دهند. این یافته‌ها با نتایج تحقیقات پائولی و همکاران [۶۲] که در آن مکانیزم‌های برشی و پیچ‌خوردگی (که در میلگردهای کوچک‌تر مشهودتر است) به‌عنوان عوامل اصلی عملکرد میخ‌پرچی نسبت به مکانیزم خمشی شناخته می‌شوند، تطابق بیشتری دارد. اما ارتباط مستقیم عملکرد میخ‌پرچی با نسبت تسلیم، صرف‌نظر از قطر میلگرد، با یافته دیگر پائولی و همکاران [۶۲] مبنی بر افزایش ظرفیت میخ‌پرچی با افزایش قطر در تضاد است. این تناقض، با مقایسه دو مطالعه جیمز و همکاران [۶۳، ۶۹] نیز مشاهده می‌شود که در یک مورد ظرفیت میخ‌پرچی مستقل از قطر میلگرد

قابل‌انکا مطرح گردید که به عوامل متعددی نظیر نوع بتن، درصد آرماتور، و شرایط بارگذاری وابسته است. پائولی و همکاران [۶۲] نتیجه گرفتند که شرایطی که در آن این مکانیزم قابل‌اطمینان باشد، نیازمند مطالعه دقیق‌تر است. همچنین تعیین سهم عملکرد میخ‌پرچی در انتقال نیروهای برشی باید به دقت بررسی گردد. این سهم به‌ویژه در شرایط بارگذاری بحرانی اهمیت پیدا می‌کند و می‌تواند پایداری سازه را تحت تأثیر قرار دهد. به علاوه، از آن‌جا که انتقال نیرو توسط عملکرد میخ‌پرچی تحت تأثیر عواملی مانند شکل‌پذیری مقطع، مقاومت بتن، و نحوه اتصال بهینه می‌شود، شناخت دقیق این فرایند می‌تواند به بهبود طراحی کمک کند.

بر اساس تحقیق سروشیان و همکاران [۷۱]، عملکرد میخ‌پرچی در اتصالات سازه‌ای زمانی که تنش محوری میلگرد به مقادیر نزدیک به تنش تسلیم می‌رسد، به شدت آسیب‌پذیر می‌شود. این یافته‌ها که مربوط به اتصالات سازه‌ای هستند، تأثیر منفی تنش‌های محوری را بر رفتار میخ‌پرچی نشان می‌دهند. با این حال، عملکرد میخ‌پرچی در تیرهای بتن آرمه به‌طور قابل‌توجهی متفاوت است [۴۱، ۶۱]. در میلگردهای تحت کشش، مکانیزم پیچ‌خوردگی عملاً حذف می‌شود و مکانیزم‌های برش و خمشی نقش غالب را ایفا می‌کنند. مکانیزم برشی به‌تنهایی نمی‌تواند عمل کند و همواره به‌طور هم‌زمان مکانیزم خمشی نیز در عملکرد میخ‌پرچی مشارکت دارد. با افزایش قطر میلگرد، تأثیر مکانیزم خمشی به‌طور قابل‌ملاحظه‌ای افزایش یافته و به عامل غالب در مقاومت میخ‌پرچی تبدیل می‌شود. این امر ضرورت بررسی دقیق‌تر تأثیر مکانیزم خمشی در عملکرد میخ‌پرچی را مطرح می‌کند. در نهایت، از میان سه مکانیزم اصلی عملکرد میخ‌پرچی (خمشی، برش و پیچ‌خوردگی)، مکانیزم خمشی به‌عنوان حالت غالب شناخته می‌شود.

برای ارزیابی اهمیت عملکرد میخ‌پرچی در مقاومت برشی تیرهای بتن آرمه، باید سهم این مکانیزم نسبت به دیگر مکانیزم‌های انتقال برش در بتن ترک‌خورده، به‌ویژه قفل و بست سنگ دانه‌ها، مورد توجه قرار گیرد. مطابق یافته‌های والراون [۶۱]، در شرایط عملی، سهم عملکرد میخ‌پرچی در انتقال برش بسیار کمتر از مکانیزم قفل و بست سنگ دانه‌ها است. اگرچه تلاش‌های بسیاری برای جداسازی تأثیر این دو مکانیزم انجام شده است، اما این جداسازی به ندرت به‌طور کامل موفقیت‌آمیز بوده است [۶۲].

مقایسه‌ی نتایج آزمایش‌ها نشان می‌دهد که در عرض ترک‌های

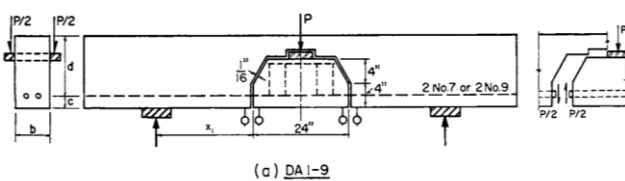
۱. نسبت تسلیح (ρ_f)
۲. عمق مؤثر تیر (d)
۳. نسبت دهانه برشی به عمق (a/d)
۴. مدول الاستیسیته میلگردها (E_f)
۵. مقاومت کششی بتن (براساس مقاومت فشاری) (f_c')
۶. عرض تیر (b)

بر اساس مطالعه احمد و همکاران [۲] نسبت تسلیح نمونه‌ها بین ۰/۰۹ تا ۴ درصد و مقاومت فشاری بتن بین ۲۰ تا ۹۳ مگاپاسکال بوده است. همچنین، نسبت دهانه برشی به عمق (a/d) بین ۰/۶۶ و ۱۶/۲ و عمق مؤثر (d) بین ۷۳ و ۱۱۱۱ میلی‌متر متغیر بود.

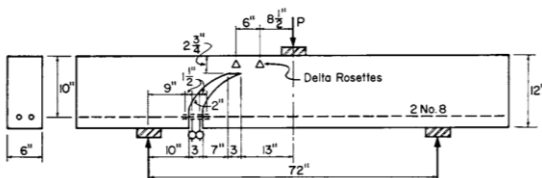
۴- مروری بر تحقیقات آزمایشگاهی مرتبط با مقاومت

میخ پرچی

در پژوهشی که توسط کرفیلد و تارستون [۶۵] انجام شد، نمونه‌هایی با مقطع مستطیلی به ابعاد ۶×۱۲ اینچ (معادل ۱۵۲×۳۰۵ میلی‌متر) به منظور تعیین مقاومت میخ پرچی میلگردهای فولادی در تیرهای بتن آرمه مورد آزمایش قرار گرفتند. این نمونه‌ها بر روی دهانه‌هایی با طول‌های ۴، ۵، ۶ و ۷ فوت (معادل ۱/۲۲، ۱/۵۲، ۱/۸۳ و ۲/۱۳ متر) بارگذاری شدند. تیرهای آزمایش شده شامل آرماتورهای فولادی نمره ۷ (۲۲/۲ میلی‌متر) و ۹ (۲۸/۵ میلی‌متر) بودند. جزئیات دقیق هندسی این نمونه‌ها، به همراه نحوه آرماتورگذاری آن‌ها، در شکل ۳ ارائه شده است.



(a) DA1-9



(b) DA1Q

شکل ۳- ابعاد و ساز و کار آزمایشگاهی استفاده شده در تحقیق کرفیلد و تارستون [۶۵]

کرفیلد و تارستون [۶۵] با آزمایش تیرهایی با ابعاد مختلف و استفاده از بلوک صلب میانی برای حذف اثر قفل و بست

عنوان شده است.

این تفاوت‌های نظری و تجربی بر ضرورت انجام تحقیقات بیشتر برای فهم دقیق تر نقش قطر میلگرد و نسبت تسلیح در مکانیزم‌های عملکرد میخ پرچی تأکید دارند.

۳- اهمیت تحقیق

با وجود تحقیقات گسترده در زمینه رفتار برشی تیرهای بتن آرمه، درک کامل این رفتار هنوز به دلیل تعداد زیاد متغیرهای مؤثر امکان‌پذیر نیست. این متغیرها چالش‌هایی برای مدل‌سازی ایجاد می‌کنند و مانع از در نظر گرفتن دقیق تمام عوامل در تحلیل‌های ساده می‌شوند [۲]. روابط آیین‌نامه‌ای نیز اغلب به جای پیش‌بینی دقیق، مقادیر محافظه‌کارانه‌ای را برای طراحی برشی پیشنهاد می‌دهند که از نظر اقتصادی کارآمد نیست. در این راستا، نیاز به ضوابط طراحی ساده، دقیق، یکپارچه و در عین حال ایمن بیش از پیش احساس می‌شود.

در این تحقیق، مدل‌های ارائه شده در تحقیقات گذشته بر اساس مطالعه احمد و همکاران [۲] برای پیش‌بینی ظرفیت برشی تیرهای بتن آرمه مسلح به میلگردهای طولی FRP بدون آرماتور برشی بررسی شده‌اند. این مدل‌ها بر اساس داده‌های آزمایشگاهی و تحلیل‌های رگرسیونی چندمتغیره و غیرخطی مورد تحلیل قرار گرفته‌اند. اطلاعات گردآوری شده و مدل‌های پیشنهادی می‌توانند در نقش ابزاری مفید برای پیش‌بینی مقاومت برشی و همچنین به عنوان یک پایگاه داده آزمایشگاهی برای تحقیقات آینده مورد استفاده قرار گیرند. پایگاه داده‌ی جمع‌آوری شده شامل اطلاعات مربوط به مقاومت میخ پرچی میلگردها و تأثیر آن بر مقاومت برشی، و همچنین بیش از ۵۰۰ نمونه تیر بتن آرمه مسلح به میلگردهای FRP بدون خاموت است. تمام نمونه‌ها با میلگردهای FRP طولی بدون پیش‌تندگی مسلح شده و فاقد آرماتور برشی بودند. میلگردهای FRP شامل آرامید، بازالت، کربن و شیشه می‌باشند. بارگذاری نمونه‌ها به صورت خمشی سه نقطه‌ای یا چهارنقطه‌ای می‌باشند که بر روی دو تکیه‌گاه ساده قرار گرفتند.

بر اساس نتایج به دست آمده، تمامی نمونه‌ها قبل از رسیدن به ظرفیت خمشی نهایی، دچار شکست برشی شدند. بررسی انتقادی پایگاه داده و تحلیل شاخص‌های مختلف نشان داد که برخی از عوامل تأثیر بیشتری بر مقاومت برشی دارند. این عوامل عبارتند از:

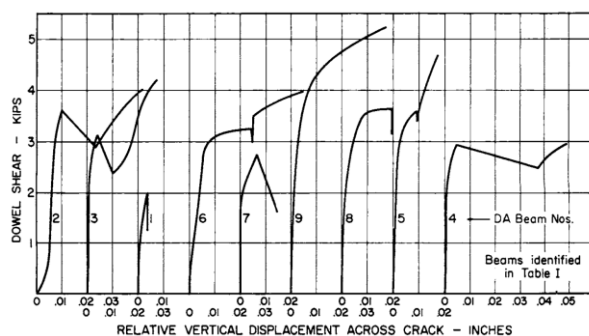
سنگ‌دانه‌ها، نشان دادند که مقاومت میخ‌پرچی در حدود یک‌سوم مقاومت برشی کل است. جدول ۱ جزئیات کامل ساخت نمونه‌های آزمایشی و نتایج سازه‌ای میلگردها و بلوک میانی تحت بارگذاری ارائه کردند.

جدول ۱- مشخصات نمونه‌ها و نتایج آزمایشگاهی تحقیق کرفیلد و تارستون [۶۵]

نمونه	b×h (in)	میلگرد طولی	b' (in)	d (in)	c (in)	x _l (in)	x _l /d	f' _c (psi)	مقاومت میخ‌پرچی (lb)
DA-2	۶×۱۲	۲#۷	۴/۲۵	۱۰/۰۶	۱/۹۴	۱۲	۱/۱۹	۲۶۵۰	۳۵۷۵
DA-3	۶/۱۲×۱۲	۲#۷	۴/۳۸	۱۰/۰۶	۱/۹۴	۱۸	۱/۷۹	۲۶۵۰	۳۱۵۰
DA-1	۶×۱۲	۲#۷	۴/۲۵	۱۰/۰۶	۱/۹۴	۲۴	۲/۳۸	۲۲۹۰	۲۰۰۰
DA-6	۸×۱۲	۲#۷	۶/۲۵	۱۰/۰۶	۱/۹۴	۱۲	۱/۱۹	۲۶۲۰	۳۲۵۰
DA-7	۸/۱۲×۱۲	۲#۷	۶/۳۸	۱۰/۰۶	۱/۹۴	۳۰	۲/۹۸	۲۶۰۰	۲۷۵۰
DA-9	۶×۱۵	۲#۷	۴/۲۵	۱۰/۰۶	۴/۹۴	۱۲	۱/۱۹	۲۳۹۰	۴۵۰۰
DA-8	۶×۱۵	۲#۷	۴/۲۵	۱۰/۰۶	۴/۹۴	۲۴	۲/۳۸	۲۳۹۰	۳۵۰۰
DA-5	۶/۲۵×۱۲	۲#۹	۳/۹۹	۹/۹۴	۲/۰۶	۱۲	۱/۲۱	۲۷۷۰	۳۶۰۰
DA-4	۶×۱۲	۲#۹	۳/۷۵	۹/۹۴	۲/۰۶	۲۴	۲/۴۱	۲۷۷۰	۲۹۵۰

یک اینچ معادل ۲۵/۴ میلی‌متر است. یک psi معادل ۰/۰۰۷ مگاپاسکال است.

۲. اثر مقاومت فشاری بتن بر مقاومت میخ‌پرچی میلگرد مشخص نشده است و نیازمند بررسی‌های تکمیلی است.



شکل ۴- تغییرات بار وارده در برابر جابه‌جایی در آزمایش‌های میخ‌پرچی انجام شده توسط کرفیلد و تارستون [۶۵]

۳. ترک‌های ایجاد شده در سطح میلگردها به تدریج گسترش یافته و در نهایت شکافی به طول کامل تیر و به سمت تکیه‌گاه ایجاد می‌کنند. با توسعه این ترک، جابه‌جایی به سرعت افزایش می‌یابد. ترک‌های افقی در سطح میلگردها که در آزمایش‌های تیر معمولی مشاهده شده‌اند، نشان می‌دهند که انتشار آن‌ها با توزیع مجدد نیروها متوقف می‌شود.

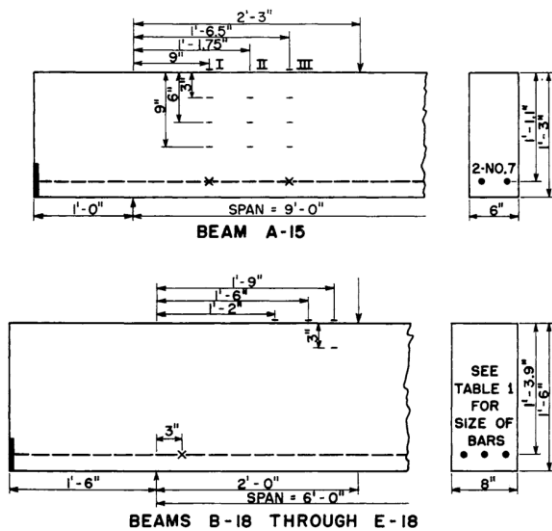
۴. تیرهایی با ابعاد ۱۲×۶ اینچ و دو میلگرد ۷# یا دو میلگرد ۹# و پوشش بتنی ۲ اینچ، مقاومت برشی کلی در حدود

مطابق مشاهدات ارائه شده در شکل ۴، نمودار بار-جابه‌جایی رفتار غیرخطی را نشان می‌دهد که با ترک‌های کوچک در بخش پوشش بتن بر روی میلگردها آغاز می‌شود. افزایش قابل توجه جابه‌جایی یا افت بار زمانی رخ می‌دهد که ترک بزرگی بدون ایجاد شکاف به سمت تکیه‌گاه گسترش می‌یابد. در نمونه‌های DA-9 و DA-8 با پوشش بتنی ۵ اینچی در زیر میلگردها، ترک‌ها کم‌عرض‌تر بوده و به تدریج گسترش پیدا کردند، در حالی که ظرفیت باربری تیر پس از ایجاد اولین ترک و گسترش آن به سمت تکیه‌گاه افزایش یافت. با این حال، به دلیل جابه‌جایی پوشش بتنی در دو طرف ترک، اندازه‌گیری جابه‌جایی سطح زیرین تیر پس از وقوع ترک فاقد اهمیت است و پیش از ایجاد ترک، جابه‌جایی اساساً ناشی از کرنش عمودی در بتن بالای میلگردهاست. برای دقت بیشتر، جابه‌جایی باید با ارجاع به بتن بالای میلگردهای خارج از ناحیه ترک محاسبه شود تا بتوان جابه‌جایی نسبی مرتبط با چرخش در تیرهای معمولی را اندازه‌گیری کرد.

با وجود محدودیت تعداد نمونه‌های آزمایشی در تحقیق کرفیلد و تارستون [۶۵] برای بررسی تمامی متغیرهای مؤثر، می‌توان نتایج کلی زیر را استنتاج کرد:

۱. با افزایش ضخامت پوشش بتنی، مقاومت میخ‌پرچی میلگرد افزایش می‌یابد.

برشی بود (شکل ۵). مشخصات نمونه‌های مورد استفاده در جدول ۲ ارائه شده است.



شکل ۵- جزئیات تیرهای مورد استفاده در تحقیق واتستاین و متی [۷۴]

۹ کیلوپوند را تحت بار متمرکز از خود نشان دادند. در آزمایش‌های تکمیلی، مقاومت میخ‌پرچی میلگردها حدود ۳ کیلوپوند اندازه‌گیری شد که تقریباً یک سوم مقاومت برشی کل است. بنابراین، دوسوم باقی‌مانده توسط بتن فشاری ترک‌نخورده تحمل می‌شود. با این حال، نسبت مؤلفه‌های مؤثر در مقاومت برشی ممکن است برای تیرهای با ابعاد دیگر متفاوت باشد. پس از ترک‌خوردن در امتداد میلگردها، میزان جابه‌جایی تیر افزایش یافته که به نوبه خود باعث چرخش بیشتر در بخش‌های مجاور و افزایش احتمال انتشار ترک‌های بحرانی در ناحیه فشاری می‌شود.

در تحقیق واتستاین و متی [۷۴] کرنش‌های ایجاد شده در بتن و میلگردها با هدف اندازه‌گیری نیروی برشی تحمل شده به‌وسیله میلگردهای طولی عبوری از ترک قطری در تیرهای شکست‌خورده

جدول ۲- مشخصات نمونه‌های آزمایش شده در تحقیق واتستاین و متی [۷۴]

نمونه	تعداد و سایز میلگرد	نسبت تسلیح (%)	تنش تسلیم (psi)	f'_c (psi)	E_c (psi)
A-15	۲#۷	۱/۵۳	-	۳۴۵۰	-
B-18-1	۳#۱۰	۳/۰۵	۳۸۷۰۰	۳۰۸۰	۳/۹×۱۰۶
B-18-2	۳#۱۰	۳/۰۵	۳۸۷۰۰	۳۳۳۰	۴/۲×۱۰۶
C-18-1	۳#۸	۱/۸۵	۷۱۰۰۰	۳۷۱۰	۴/۵×۱۰۶
C-18-2	۳#۸	۱/۸۸	۶۷۵۰۰	۳۸۳۰	۴/۴×۱۰۶
D-18-1	۲#۶ ۱#۷	۱/۱۷	۱۰۴۳۰۰	۳۷۲۰	۳/۴×۱۰۶
D-18-2	۲#۶ ۱#۷	۱/۱۶	۹۵۵۰۰	۳۹۱۰	۳/۸×۱۰۶
E-18-1	۳#۵	۰/۷۵	۹۹۵۰۰	۳۲۵۰	۳/۹×۱۰۶
E-18-2	۳#۵	۰/۷۵	۹۹۵۰۰	۳۸۷۰	۴/۶×۱۰۶

یک اینچ معادل ۲۵/۴ میلی‌متر است. یک psi معادل ۰/۰۰۷ مگاپاسکال است.

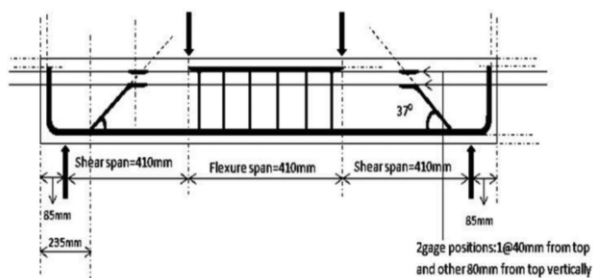
عملکرد میخ‌پرچی در انتقال نیروی برشی در ناحیه ترک‌خورده را فراهم کرد. با فرض اینکه نیروی فشاری C در وسط عمق ناحیه فشاری وارد و نیروی کششی T در O' با استفاده از کرنش سنج تعیین می‌شود، با لنگر گیری حول نقطه O، مقدار V_I برابر با $\frac{V_C - T y}{x}$ به دست می‌آید. رابطه‌ی بین برش منتقل شده توسط عملکرد میخ‌پرچی و برش کل در شکل ۷ غنشان داده شده است.

واتستاین و متی [۷۴] با اندازه‌گیری کرنش‌های ایجاد شده در میلگردهای طولی در نقطه تلاقی میلگرد و ترک قطری کششی، توانستند برش قائم منتقل شده توسط میلگردهای طولی عبوری از ترک را از طریق عملکرد میخ‌پرچی تخمین بزنند. نیروی میخ‌پرچی با بهره‌گیری از معادلات تعادل نیروها، که جزئیات آن در شکل ۶ ارائه شده است، محاسبه شد. این تحلیل امکان بررسی دقیق تأثیر

به طور کلی، مقدار اولیه برش انتقالی برای تیرهای شامل میلگرهای با قطر بزرگتر و نسبت تسلیح بیشتر، بالاتر بود.

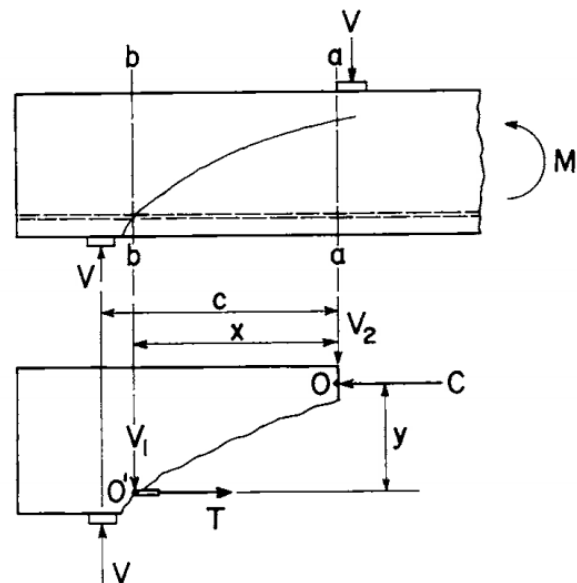
۰/۳۸ تا ۰/۷۴ از کل مقاومت برشی متغیر بود و این مقدار در محدوده ۰/۴۲ تا ۰/۴۶ از حداکثر بار اعمالی مشاهده شد. همچنین، در مراحل اولیه بارگذاری، عملکرد میخ پرچی نقش قابل توجهی ایفا می کند، اما با نزدیک شدن به مرحله شکست، اثر آن کاهش می یابد.

پاندا و گانگولا [۷۵] مقاومت میخ پرچی میلگردهای فولادی را به صورت تحلیلی و آزمایشگاهی مورد بررسی قرار دادند. جدول ۳ جزئیات نمونه های آزمایش شده را ارائه داده است در حالی که روش بارگذاری آن ها در شکل ۸ نشان داده شده است. متغیرهای اصلی شامل پوشش بتن روی میلگرد، مقاومت فشاری بتن، قطر میلگرد و نسبت تسلیح بودند. در تحقیق پاندا و گانگولا [۷۵]، برای حذف تأثیر درگیری مکانیکی سنگ دانه ها، از ورق فلزی استفاده شد. به این ترتیب، مکانیسم مقاومت در برابر برش به دو عامل بتن فشاری ترک نخورده و مقاومت میخ پرچی میلگرد محدود شد. سپس، مقاومت میخ پرچی میلگرد با استفاده از روابط تحلیلی محاسبه و مورد بررسی قرار گرفت.

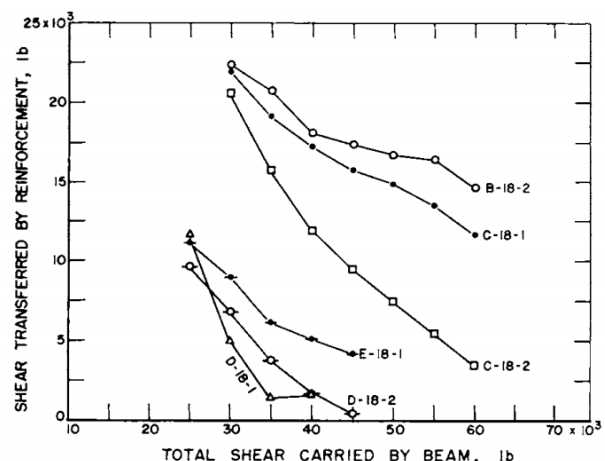


شکل ۸- ساز و کار آزمایشگاهی استفاده شده در تحقیق پاندا و گانگولا [۷۵]

همان طور که در جدول ۴ نشان داده شده است، بر اساس نتایج آزمایش های پاندا و گانگولا [۷۵]، مشخص شد میزان پوشش بتنی روی میلگرد به تنهایی تأثیر زیادی بر نیروی میخ پرچی دارد. اما زمانی که عواملی مانند درصد آرماتور طولی، قطر میلگرد، مقاومت فشاری بتن و میزان پوشش بتنی با هم در نظر گرفته شوند، این تأثیر بیشتر می شود. همچنین اگر قفل و بست سنگ دانه ها وجود نداشته باشد، مقاومت میخ پرچی به طور میانگین حدود ۵۶ درصد از کل مقاومت برشی خواهد بود. در نهایت، نقش میخ پرچی در مقاطع با قابلیت شکل پذیری بیشتر، مؤثرتر است. این مسأله می تواند به دلیل توانایی تغییر شکل بیشتر این مقاطع قبل از شکست باشد.



شکل ۶- دیاگرام آزاد تیر همراه با ترک کششی قطری پیشنهاد شده توسط واتستاین و متی [۷۴]



شکل ۷- برش انتقالی توسط میلگردهای طولی در برابر برش کل در تحقیق واتستاین و متی [۷۴]

بر اساس تحقیق واتستاین و متی [۷۴]، در آزمایش تیرهای بتن آرمه بدون آرماتور برشی تحت بارگذاری خمشی چهار نقطه ای، هنگامی که ترک کششی قطری به نزدیکی لبه بیرونی صفحه بارگذاری می رسد، مشارکت عملکرد میخ پرچی به حداکثر مقدار خود می رسد و سپس به سرعت کاهش می یابد. نتایج نشان داد که نیروی اولیه میخ پرچی برای تیرهایی با میلگردهایی با قطر بزرگتر و نسبت تسلیح بالاتر افزایش می یابد. دامنه نیروی میخ پرچی بین

میلگرد، مقدار الیاف فولادی، و نسبت ابعاد آنها بودند. برای تحلیل رفتار شکاف حاصل از عملکرد میخ پرچی میلگرد، از تکنیک تصویربرداری و پردازش تصویر در برخی نمونه‌ها استفاده شد.

جدول ۴- نتایج آزمایش تحقیق پاندا و گانگولا [۷۵]

نمونه	مقاومت برشی بتن فشاری ترک نخورده (kN)	مقاومت میخ پرچی (kN)
A1	۲۵/۶۳	۲۳/۸۴
B1	۴/۱۵	۲۱/۸۰
A2	۱۵/۸۵	۲۵/۶۵
B2	۱۶/۸۷	۱۵/۸۹
C1	۲/۸۴	۳۹/۱۰
C2	۶/۵۴	۸/۸۱
D1	۲۹/۴۴	۴۶/۴۴
D2	۲۳/۹۴	۲۵/۳۹
G1	۲۱/۲۸	۵۶/۷۰
H1	۴۴/۷۱	۳۵/۸۸
G2	۳۸/۸۷	۳۸/۵۱
H2	۳۷/۲۲	۲۶/۶۸
E1	۳۶/۰۶	۲۳/۸۴
F1	۱۷/۳۰	۲۱/۸۰
E2	۴۰/۹۶	۲۵/۶۵
F2	۲۵/۱۶	۱۵/۸۹
I1	۱۳/۶۷	۳۹/۱۰
I2	۱۳/۳۲	۸/۱۸
I3	۱۳/۹۰	۴۶/۴۴
میانگین	۲۲/۵۰	۲۸/۷۰

حالت شکست همه نمونه‌ها با ایجاد شکاف در بتن همراه بود. شکل ۹ حالت شکست نمونه‌های "D" را در انتهای آزمایش نشان می‌دهد. از مقیاس رنگ، می‌توان مشاهده کرد که بلوک مرکزی نمونه D12.5(1S) چرخش بیشتری را تجربه کرده است. ترک خوردگی در هر دو طرف نمونه‌ها تقریباً هم‌زمان اتفاق افتاد، اما پس از آن مقداری عدم تقارن مشاهده شد.

شکل ۱۰ مقادیر عرض شکاف (WD) را به‌عنوان تابعی از V_d (نیروی میخ پرچی میلگردها) برای نمونه‌های "D" نشان می‌دهد. بر اساس شکل ۱۰ و جدول ۶، برای نمونه‌های بدون الیاف نیروی

جدول ۳- مشخصات نمونه‌های آزمایش شده در تحقیق پاندا و

گانگولا [۷۵]

نمونه	پوشش بتنی (mm)	مقاومت فشاری بتن (MPa)	قطر میلگرد (mm)	نسبت تسلیح (%)
A1	۲۵	۴۹/۹۵	۱۰	۱/۱۶۴
B1	۷۵			
A2	۲۵	۶۸/۷۶		
B2	۷۵			
C1	۲۵	۴۹/۹۵		
C2	۷۵			
D1	۲۵	۶۸/۷۶		
D2	۷۵			
G1	۲۵	۴۹/۹۵	۱۰	۲/۳۲۷
H1	۷۵			
G2	۲۵	۶۸/۷۶		
H2	۷۵			
E1	۲۵	۴۹/۹۵		
F1	۷۵			
E2	۲۵	۶۸/۷۶		
F2	۷۵			
I1				
I2	۵۰	۶۲/۳۹	۱۶	۱/۴۹۰
I3				

این تغییر شکل‌ها باعث افزایش اصطکاک و قفل و بست بین میلگرد و بتن اطراف آن می‌شود. در نتیجه، نیروی میخ پرچی بهتر توزیع شده و مقاومت آن افزایش می‌یابد. در مقابل در مقاطع شکننده پیش از ایجاد تغییر شکل‌های بزرگ دچار شکست می‌شود و فرصت کافی برای فعال شدن مکانیسم میخ پرچی به‌طور کامل وجود ندارد. از این رو، تأثیر میخ پرچی در مقاطع شکل‌پذیر بیشتر نمایان می‌شود. بر این اساس می‌توان نتیجه گرفت که سهم نیروی میخ پرچی برای تیرهای بتن آرمه با مقاومت فشاری بالاتر، کاهش می‌یابد.

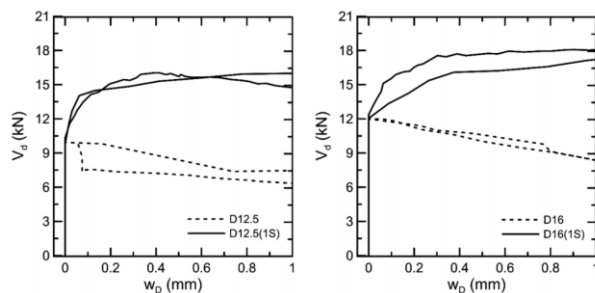
در تحقیقی که توسط رزند و همکاران [۷۶] انجام شد، مقاومت میخ پرچی میلگردهای فولادی در تیرهای بتن آرمه مسلح به الیاف بررسی گردید. مطابق جدول ۵، متغیرهای مورد مطالعه شامل قطر

میخ پرچی حداکثر برابر $V_{d,max}$ برابر نیروی میخ پرچی معادل با ترک خوردگی نمونه ها ($V_{d,cr}$) است.

جدول ۵- جزئیات نمونه های در نظر گرفته شده در تحقیق رزند و همکاران [۷۶]

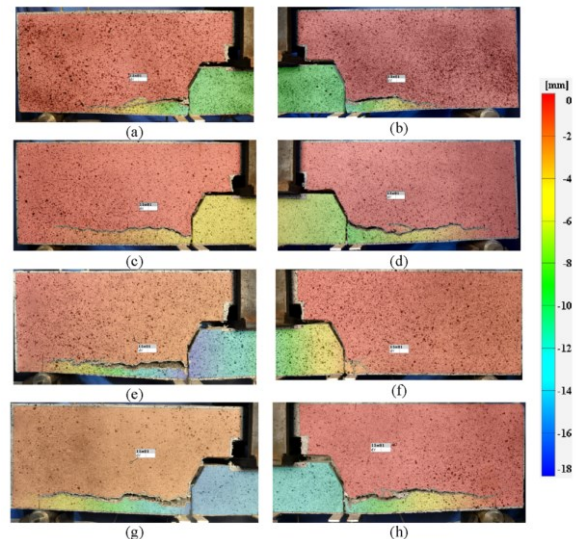
نمونه	قطر (mm)	نسبت الیاف نسبت حجمی	مقاومت فشاری بتن (MPa)	مقاومت کشش برزیلی بتن (MPa)	مقاومت کششی بتن (MPa)	عرض تیر (mm)	پردازش تصویری
12.5	۱۲/۵	-	-	۲/۸۸	-	۱۲۵	-
16	۱۶	-	-	۲/۸۸	-	۱۱۸	-
12.5(0.5S)a	۱۲/۵	۰/۵	S	۳۵/۳	-	۱۲۵	-
12.5(0.5S)b	۱۲/۵	۰/۵	S	۳۵/۳	-	۱۲۵	-
12.5(1S)a	۱۲/۵	۱	S	۴۳/۹	-	۱۲۵	-
12.5(1S)b	۱۲/۵	۱	S	۴۳/۹	-	۱۲۵	-
12.5(1L)a	۱۲/۵	۱	L	۴۰/۰	-	۱۲۵	-
12.5(1L)b	۱۲/۵	۱	L	۴۰/۰	-	۱۲۵	-
16(0.5S)a	۱۶	۰/۵	S	۳۸/۱	-	۱۱۸	-
16(0.5S)b	۱۶	۰/۵	S	۳۸/۱	-	۱۱۸	-
16(1S)a	۱۶	۱	S	۴۰/۸	-	۱۱۸	-
16(1S)b	۱۶	۱	S	۴۰/۸	-	۱۱۸	-
D12.5	۱۲/۵	-	-	۲/۸۸	-	۱۲۵	✓
D16	۱۶	-	-	۲/۸۸	-	۱۱۸	✓
D12.5(1S)	۱۲/۵	۱	S	۳۹/۴	-	۱۲۵	✓
D16(1S)	۱۶	۱	S	۳۹/۴	-	۱۱۸	✓

نمونه های مختلف نشان داده است. بر اساس نتایج به دست آمده، افزودن الیاف موجب بهبود رفتار میخ پرچی میلگردهای فولادی پس از ترک خوردگی شده به طوری که مقاومت میخ پرچی میلگردهای فولادی را تا ۷۰ درصد افزایش داد. با مقایسه ی مقادیر میانگین $V_{d,max}$ و Δ_{max} در نمونه های مسلح به الیاف با نمونه های بدون الیاف با قطر میلگرد یکسان، می توان دریافت که افزایش Δ_{max} بیشتر از $V_{d,max}$ بوده است.



شکل ۱۰- رابطه بین میزان عرض ترک و نیروی میخ پرچی در

نمونه های همراه با پردازش تصویر در تحقیق رزند و همکاران [۷۶]



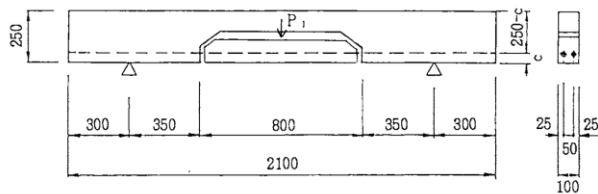
شکل ۹- حالت شکست نمونه های همراه با پردازش تصویر در

تحقیق رزند و همکاران [۷۶]

(a-b) D12.5; (c-d) D16; (e-f) D12.5(1S); (g-h) D16(1S)

همچنین شکل ۱۱ تغییرات مقادیر V_d را در مقابل Δ برای

نوع بارگذاری نمونه‌ها و جدول ۷ خواص مکانیکی میلگردهای مورد استفاده را نشان می‌دهد.

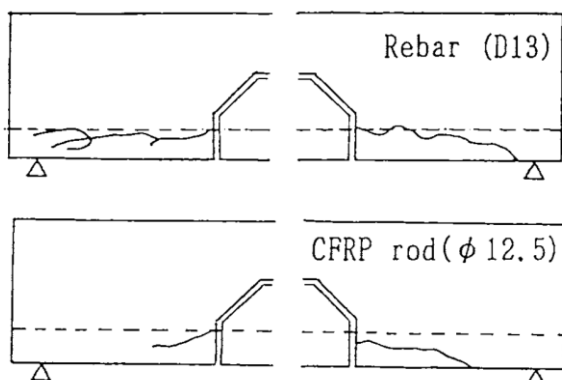


شکل ۱۲- ابعاد و نحوه بارگذاری نمونه‌ها در تحقیق توتوری و واکي [۷۹]

جدول ۷- مشخصات مکانیکی میلگردهای فولادی و CFRP مورد استفاده در تحقیق توتوری و واکي [۷۹]

شماره	نوع تسلیح	سطح مقطع (mm ²)	مدول یانگ (GPa)	سختی خمشی (GPa)
۱	میلگرد فولادی	۱۲۶/۷	۲۰۶	۲۶/۰
۲	میلگرد فولادی	۱۹۸/۶	۲۰۶	۶۴/۶
۳	میلگرد CFRP	۷۶/۰	۱۳۷	۰/۶
۴	میلگرد CFRP	۱۱۳/۶	۱۳۷	۱/۵

الگوهای ترک خوردگی و ظرفیت میخ پرچی به ترتیب در شکل های ۱۳ و ۱۴ نشان داده شده است. ظرفیت میخ پرچی در تیرهای بتن آرمه آزمایش شده حدود یک چهارم مقاومت برشی نهایی تیرها در تحقیق توتوری و واکي [۷۹] به دست آمده است.

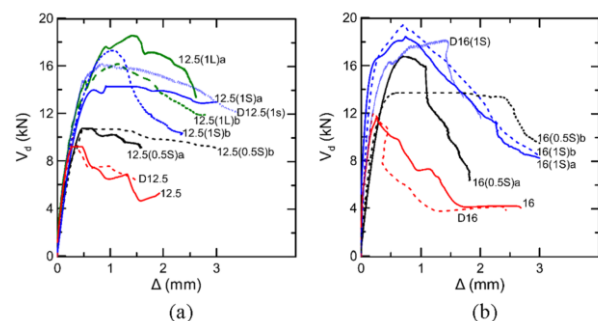


شکل ۱۳- الگوی ترک خوردگی نمونه‌های آزمایش شده در تحقیق توتوری و واکي [۷۹]

با توجه به نوع سازوکار بارگذاری و نمونه‌های ارائه شده در شکل ۱۳، به نظر می‌رسد که سختی خمشی آرماتورهای طولی تأثیر قابل

جدول ۶- نتایج آزمایش بر روی نمونه‌ها در تحقیق رزند و همکاران [۷۶]

نمونه	$V_{d,cr}$ (kN)	$V_{d,max}$ (kN)	Δ_{cr} (mm)	Δ_{max} (mm)
12.5	۹/۳۱	۹/۳۱	۰/۲۹۳	۰/۲۹۳
D12.5	۹/۹۴	۹/۹۴	۰/۲۹۸	۰/۲۹۸
16	۱۱/۵۰	۱۱/۵۰	۰/۲۵۷	۰/۲۵۷
D16	۱۲/۰۰	۱۲/۰۰	۰/۲۱۶	۰/۲۱۶
12.5(0.5S)a	-	۱۰/۸۰	-	۰/۴۹۰
12.5(0.5S)b	-	۱۰/۷۰	-	۰/۵۸۵
12.5(1S)a	-	۱۴/۵۰	-	۰/۹۱۳
12.5(1S)b	-	۱۷/۳۰	-	۱/۰۵۰
D12.5(1S)	۹/۸۱	۱۶/۲۰	۰/۲۳۷	۰/۸۴۶
12.5(1L)a	-	۱۸/۶۰	-	۱/۴۱۰
12.5(1L)b	-	۱۶/۲۰	-	۱/۱۵۰
16(0.5S)a	-	۱۶/۹۰	-	۰/۶۸۴
16(0.5S)b	-	۱۳/۸۰	-	۰/۶۱۳
16(1S)a	-	۱۸/۳۰	-	۰/۷۳۳
16(1S)b	-	۱۹/۳۰	-	۰/۷۴۰
D16(1S)	۱۱/۶۰	۱۸/۲۰	۰/۱۹۶	۱/۹۳۰



شکل ۱۱- نمودار نیروی میخ پرچی در برابر جابجایی برای نمونه های آزمایش شده در تحقیق رزند و همکاران [۷۶]
(a) $\phi = 12.5$ mm; (b) $\phi = 16$ mm

لازم به ذکر است نمودارهای به دست آمده برای نمونه‌های بدون الیاف که در شکل ۱۱ نشان داده شده، با نتایج بومان و راش [۷۷] و تیلور [۷۸] که کاهش ناگهانی مقاومت میخ پرچی را پس از V_d در نظر می‌گیرد، سازگار نیست. توتوری و واکي [۷۹] در تحقیق خود مقاومت میخ پرچی میلگردهای کامپوزیتی مسلح به الیاف کربن^۱ (CFRP) را بررسی کردند. شکل ۱۲ جزئیات هندسی و

^۱ Carbon Fiber-Reinforced Polymer

۵- مقایسه روابط آیین نامه‌ای مقاومت برشی بتن در

تیرهای بتن آرمه مسلح به میلگردهای طولی FRP

میسترتا و همکاران [۸۰] با هدف بررسی رفتار برشی تیرهای بتن آرمه مسلح با میلگردهای GFRP تحقیقی ترکیبی شامل آزمایش‌های تجربی و تحلیل‌های تئوری انجام دادند. این مطالعه به طور خاص روی مقایسه‌ی نتایج آزمایشگاهی با پیش‌بینی‌های سه آیین‌نامه بین‌المللی شامل ACI 440.1R15 [۸۱]، ACI 440.11-22 [۸۲]، AFGC [۸۳] و CNR [۸۴] تمرکز داشت. این تحلیل‌ها نشان دادند که هر سه استاندارد به طور کلی ظرفیت برشی را کمتر از مقدار واقعی پیش‌بینی می‌کنند، اما آیین‌نامه CNR دقت بیشتری نسبت به دو استاندارد دیگر دارد. پیش‌بینی‌های ACI 440.1R15 [۸۱]، ACI 440.11-22 [۸۲] و AFGC [۸۳] از ظرفیت برشی مورد انتظار در حدود ۲۰٪ الی ۳۰٪ کمتر از ظرفیت واقعی بودند؛ در حالی که CNR کمترین میزان اختلاف را نشان داد. در شکل ۱۵، ظرفیت‌های برشی بر اساس استانداردهای ذکر شده، محاسبه شده‌اند. در این شکل، V مقدار برش مورد انتظار، V_c مقاومت برشی بتن و V_f مقاومت برشی ناشی از خاموت FRP است.

احمد و همکاران [۲] در تحقیق خود روابط مختلف آیین‌نامه‌ای و تحقیقات دیگر در زمینه برآورد مقاومت برشی تیرهای بتنی مسلح به میلگردهای طولی FRP بدون خاموت را بررسی و نمودارهای مرتبط در این زمینه را ارائه کردند. نمودارهای ارائه شده در تحقیق آن‌ها به همراه تحلیل‌ها و بررسی مرتبط در ادامه آمده است.

۵-۱- آیین‌نامه CAN/CSA S806 [۱۹]

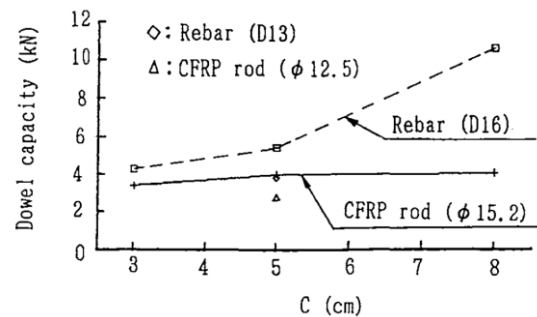
سهم بتن در مقاومت برشی، در CSA-S806 [۱۹]، بر اساس معادله پیشنهاد شده توسط رزاقپور و ایزگور [۸۵]، محاسبه می‌شود. ادعا شده است که تأثیر شاخصهای مهمی را که بر مقاومت برشی اعضای بتن مسلح FRP تأثیر می‌گذارند، در این آیین‌نامه منعکس شده است. رابطه ارائه شده عبارت است از:

$$0.11\sqrt{f'_c}bd \leq V_c = 0.05K_m K_r K_a K_s \sqrt{f'_c}bd \leq 0.22\sqrt{f'_c}bd \quad (7)$$

$$K_m = \sqrt{d/a} \leq 1.0, K_r = 1 + \sqrt[3]{E_f \rho_f}, 1.0 \leq K_a = 2.5 d/a \leq 2.5, K_s = 750/(450 + d) \leq 1$$

شکل ۱۶ رابطه‌ی بین نتایج آزمایشگاهی مقاومت برشی تیرهای بتن مسلح و پیش‌بینی مدل ارائه شده در آیین‌نامه CSA-S806 را نشان می‌دهد.

توجهی بر الگوهای ترک دارد. به‌طور خاص، در صورت استفاده از میلگردهای CFRP، ترک‌ها به تکیه‌گاه تیر نمی‌رسند.

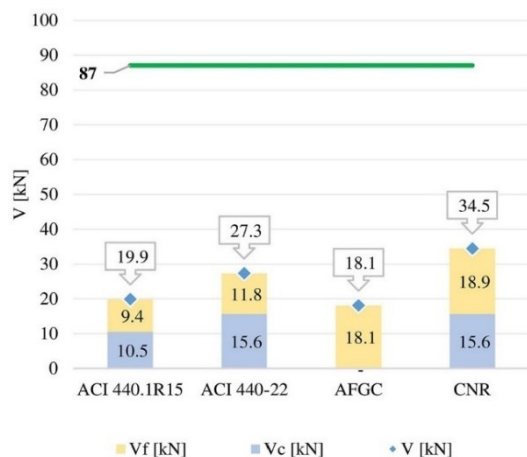


شکل ۱۴- ظرفیت میخ پرچی میلگردهای فولادی و CFRP برابر پوشش بتنی در تحقیق توتوری و واک [۷۹]

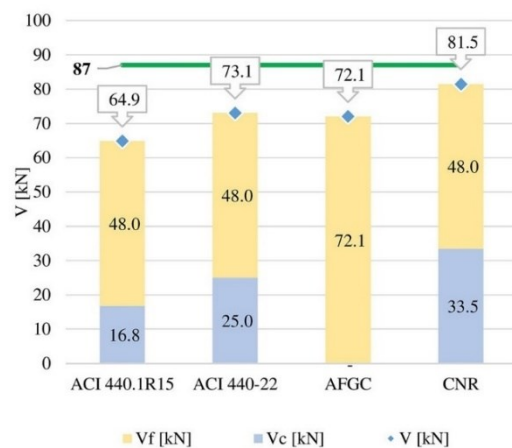
شکل ۱۴ روابط بین ظرفیت میخ پرچی و فاصله مرکز میلگرد طولی تا سطح بتن را نشان می‌دهد. بر اساس نتایج حاصل شده، در صورت استفاده از میلگردهای فولادی، افزایش فاصله مرکز میلگرد از سطح بتن منجر به افزایش مقاومت میخ پرچی می‌شود. اما در میلگردهای CFRP، ظرفیت میخ پرچی تحت تأثیر این فاصله قرار نمی‌گیرد. همچنین، میلگردهای CFRP هیچ‌گونه شکستگی نشان ندادند. برای نمونه‌هایی که فاصله مرکز میلگرد تا سطح بتن کمتر از ۵ سانتی‌متر است، ظرفیت میخ پرچی نمونه‌های ساخته شده با میلگرد CFRP حدود ۷۰ درصد ظرفیت نمونه‌های ساخته شده با میلگرد فولادی است. این نسبت متناسب با ریشه سوم نسبت مدول الاستیسیته میلگردهای CFRP و فولادی استفاده شده در این تحقیق است.

بر اساس تحقیقات صورت گرفته می‌توان نتیجه گرفت که نظریه‌های مختلف در خصوص عملکرد میخ پرچی و عوامل مؤثر بر آن عمدتاً ناشی از تنوع در مشاهدات آزمایشگاهی و تأثیر متغیرهایی مانند مقاومت فشاری بتن است. این مسأله در حالی است که، جداسازی سهم عملکرد میخ پرچی از سایر عوامل مؤثر، نظیر قفل و بست سنگ‌دانه‌ها و بتن فشاری ترک‌نخورده، به دلیل پیچیدگی‌های سازوکار تعامل این عوامل، دشوار است.

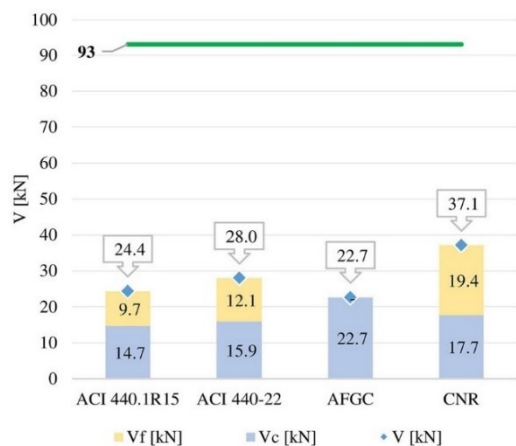
که در آن a دهانه‌ی برشی، b حداقل عرض مؤثر، d عمق مؤثر، f'_c مقاومت فشاری نمونه‌ی استوانه‌ای بتن، E_f مدول الاستیسیته‌ی میلگرد FRP و ρ_f نسبت تسلیح میلگرد هستند.



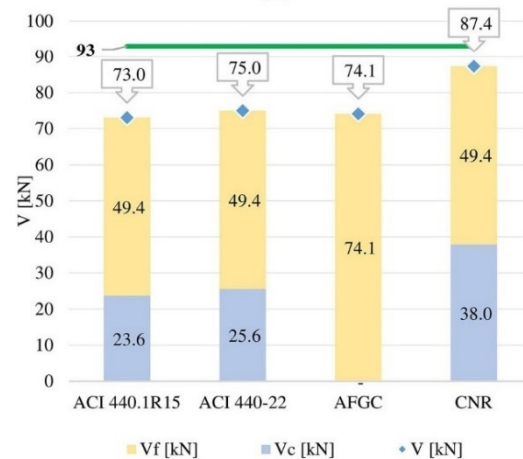
(ب) ظرفیت برشی طراحی تیر تحت مسلح با اعمال ضریب ایمنی



(الف) ظرفیت برشی مورد انتظار تیر تحت مسلح بدون اعمال ضریب ایمنی

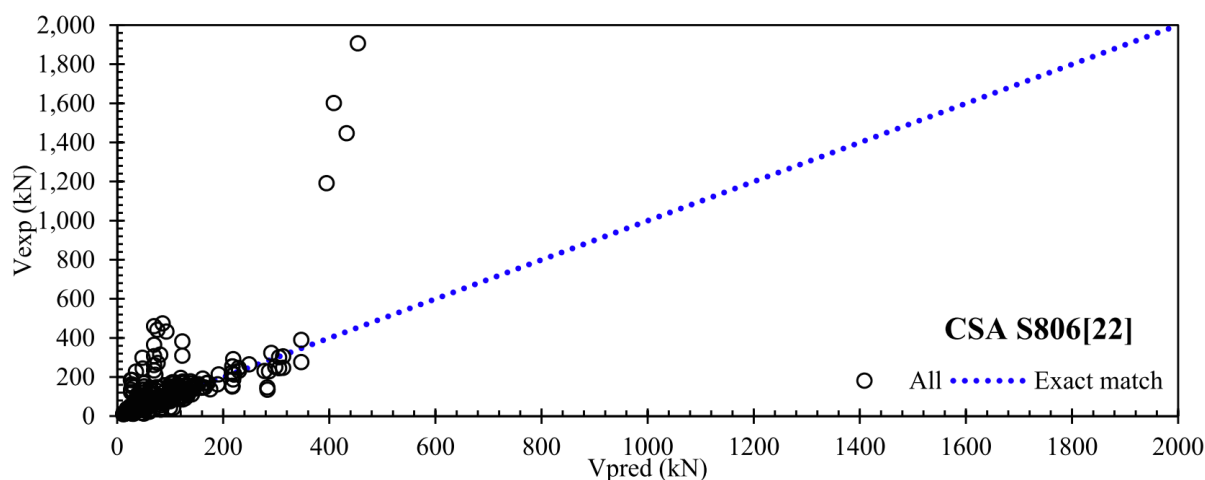


(د) ظرفیت برشی طراحی تیر فوق مسلح با اعمال ضریب ایمنی



(ج) ظرفیت برشی مورد انتظار تیر فوق مسلح بدون اعمال ضریب ایمنی

شکل ۱۵- ظرفیت برشی تیرهای تست شده در تحقیق میستر تا و همکاران [۸۰]. خط سبز نشان دهنده مقدار واقعی مقاومت بر حسب آزمایش است



شکل ۱۶- مقاومت برشی بتن محاسبه شده با استفاده از مدل CAN/CSA S806 [۱۹] و مقادیر آزمایشگاهی [۲]

تیرهای بتنی مسلح به میلگردهای FRP استفاده شود.

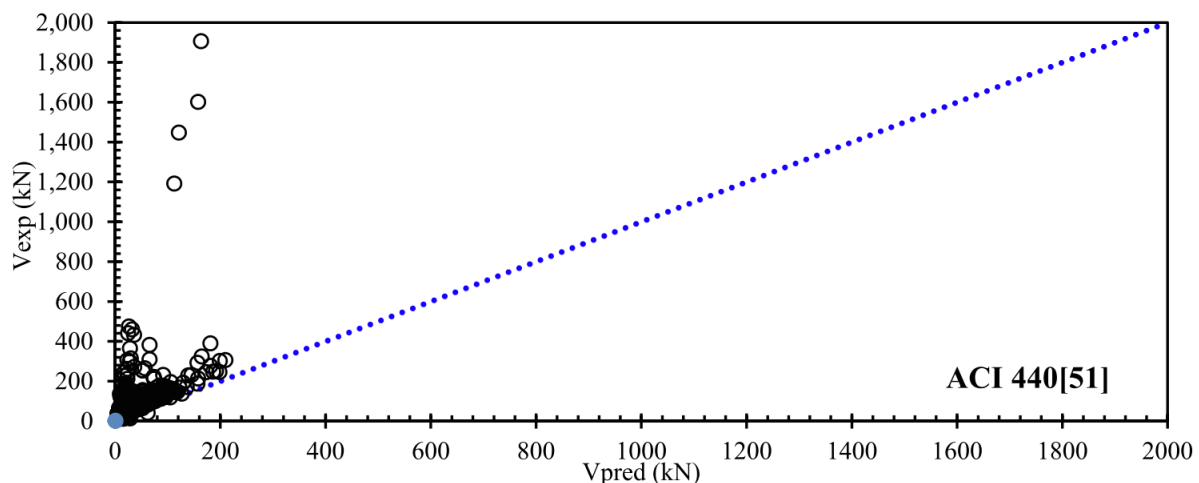
۵-۲- آیین نامه 440.11-15 ACI [۳۲]

روابط طراحی برشی ACI 440 [۳۲] برای محاسبات V_c توسط تورن و فورس [۸۶] به عنوان ویکرد منتشر شده توسط کمیته ACI 318 پیشنهاد شده و به شرح زیر ارائه شده است:

$$V_c = 0.4\sqrt{f'_c}b(kd) \quad (۸)$$

$$k = \sqrt{2\rho_f n_f + (\rho_f n_f)^2} - \rho_f n_f, n_f = E_f/E_s$$

که در آن b حداقل عرض مؤثر، d عمق مؤثر، f'_c مقاومت فشاری نمونه‌ی استوانه‌ای بتن، E_f مدول الاستیسیته‌ی میلگرد FRP، E_s مدول الاستیسیته‌ی میلگرد فولادی و ρ_f نسبت تسلیح میلگردهای FRP هستند. شکل ۱۷ رابطه بین مقاومت برشی بتن به دست آمده از آزمایشات را در مقایسه با پیش‌بینی ACI 440 [۳۲] نشان می‌دهد.



شکل ۱۷- مقاومت برشی بتن محاسبه شده با استفاده از مدل ACI-440 [۳۲] و مقادیر آزمایشگاهی [۲]

نزدیک‌تر به داده‌های آزمایشگاهی هستند. این مدل در پیش‌بینی شرایط استاندارد عملکرد مناسبی دارد و می‌تواند برای سازه‌های متعارف ایمنی بیشتری ارائه دهد. با این حال، در برخی موارد، اصلاحاتی لازم است.

۶- روابط پیشنهادی تخمین مقاومت برشی بتن تیرهای بتنی مسلح به میلگردهای طولی FRP

۶-۱- نه‌دی و همکاران [۲۶]

نه‌دی و همکاران [۲۶] مجموعه‌ای از نتایج آزمایشگاهی ۶۸ تیر بتن مسلح بدون خاموت را از ۵ تحقیق به منظور توسعه رابطه‌ای جهت

آیین نامه CSA-S806، در محدوده مقاومت‌های پایین و متوسط کمتر از ۴۰۰ کیلونیوتن عملکرد خوبی دارد و نقاط زیادی در نزدیکی خط تطابق قرار گرفته‌اند. در مقاومت‌های زیر ۲۰۰ کیلونیوتن، مقاومت محاسبه شده تعدادی از نمونه‌ها محافظه کارانه برآورد شده است. در مقابل، برآورد نسبتاً خوبی در نزدیکی خط تطابق در مقاومت‌های بین ۲۰۰ تا ۴۰۰ کیلونیوتن به دست آمده است. همچنین در مقاومت‌های بالاتر از ۴۰۰ کیلونیوتن، پراکندگی داده‌ها افزایش یافته و بسیاری از نقاط بالای خط تطابق قرار گرفته‌اند که نشان‌دهنده تمایل این مدل به برآورد کم مقاومت در این شرایط است. این مدل با فرضیات محافظه کارانه طراحی شده است و احتمالاً تأثیر برخی شاخصهای غیرخطی مانند رفتار پلاستیک بتن یا میلگرد FRP را ساده‌سازی کرده است. به همین دلیل در مقاومت‌های بالا نمی‌تواند دقت کافی داشته باشد. ولی به صورت محافظه کارانه می‌تواند برای محاسبه مقاومت برشی

دقت این مدل در محدوده مقاومت‌های پایین تا متوسط مشابه CAN/CSA S806 [۱۹]؛ اما با پراکندگی کمتر است که نشان‌دهنده توانایی بهتر در پیش‌بینی مقاومت‌های در این محدوده است.

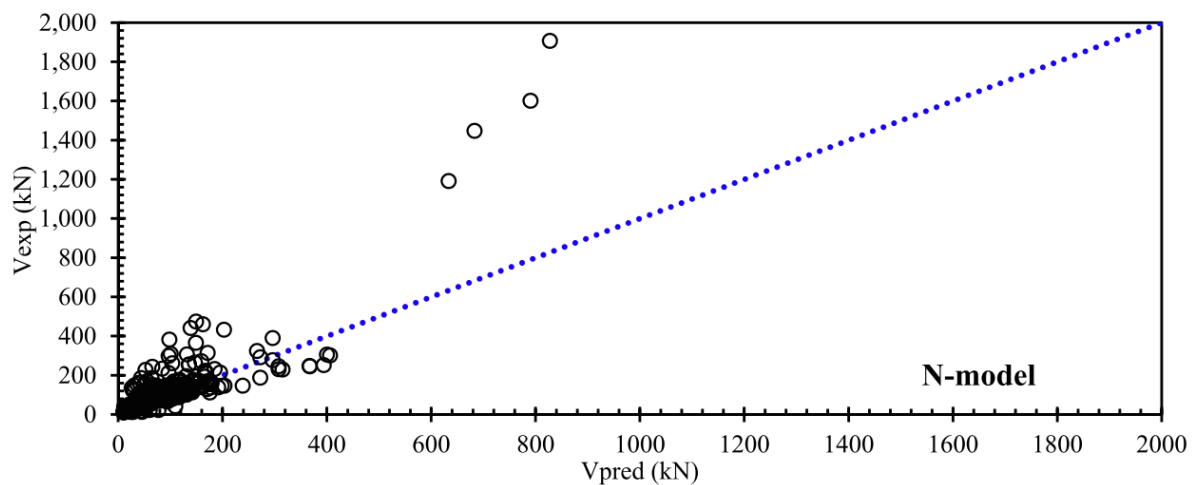
در محدوده مقاومت‌های زیر ۱۰۰ کیلونیوتن، مقادیر محاسبه شده با این مدل تا حدودی محافظه کارانه هستند. لکن در مقاومت‌های بین ۱۰۰ تا ۲۰۰ کیلونیوتن تعداد آن‌ها کاهش یافته و دقت محاسباتی این مدل افزایش می‌یابد. مانند CAN/CSA S806 [۱۹]، تمایل به برآورد مقاومت پایین در مقاومت‌های بالاتر دیده می‌شود، اما داده‌ها نشان می‌دهند که برخی پیش‌بینی‌ها در این مدل

این مدل در محدوده مقاومت‌های پایین کمتر از ۴۰۰ کیلونیوتن محاسبات قابل قبولی را ارائه می‌دهد و نقاط بسیاری در نزدیکی خط تطابق قرار دارند. لکن در محدوده مقاومت‌های بالا بیش از ۴۰۰ کیلونیوتن، پراکندگی داده‌ها افزایش می‌یابد. از طرفی، محافظه کار بودن این مدل نسبت به مدل‌های قبلی CAN/CSA S806 [۱۷] و ACI 440.11-15 [۳۰] کمتر است. این مدل در شرایط پیچیده بهتر عمل کرده و نسبت به رفتار غیرخطی تیرها حساسیت بیشتری دارد. با این حال، برای مقاومت‌های بالاتر از ۴۰۰ کیلونیوتن نیاز به اصلاحات اساسی دارد.

محاسبه مقاومت برشی تیرهای بتن مسلح با میلگردهای طولی FRP با و بدون خاموت گردآوری کردند. بر این اساس، رابطه‌ی زیر را برای محاسبه مقاومت برشی بتن پیشنهاد داده‌اند:

$$V_c = \begin{cases} 2.1 \left(f'_c \cdot \rho_f \frac{E_f d}{E_s a} \right)^{1/3} bd & \text{for } \frac{a}{d} \geq 2.5 \\ 2.1 \left(f'_c \cdot \rho_f \frac{E_f d}{E_s a} \right)^{1/3} bd \times \frac{2.5d}{a} & \text{for } \frac{a}{d} < 2.5 \end{cases} \quad (9)$$

مقادیر پیش‌بینی شده بر اساس مدل فوق در برابر نتایج به دست آمده از تست‌های آزمایشگاهی در شکل ۱۸ نشان داده شده است.



شکل ۱۸- مقاومت برشی بتن محاسبه شده با استفاده از مدل نه‌دی و همکاران [۲۶] و مقادیر آزمایشگاهی [۲]

مدل CAN/CSA S806 [۱۹] دیده شده و برآورد کم مقاومت در این محدوده مشخص است. به نظر می‌رسد در این مدل، شاخصهای مهم‌تری نسبت به سایر مدل‌ها در نظر گرفته، که موجب افزایش دقت این مدل در مقادیر بالای مقاومت بتن شده است.

۳-۶- ماری و همکاران [۳۰]

بر اساس مدل قطری فشاری، ماری [۳۰] رابطه‌ی زیر را برای محاسبه V_c پیشنهاد می‌کند:

$$V_c = \xi \left((1.072 - 0.01n) \frac{c}{d} + 0.036 \right) f_{ct} bd$$

$$\xi = 1.2 - 0.2 \frac{a}{d} \quad (11)$$

$$\frac{c}{d} = n \rho_f \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2n}{\rho_f}} \right)$$

دقت این رابطه در برابر مقادیر اندازه‌گیری شده در آزمایشات در شکل ۲۰ نشان داده شده است.

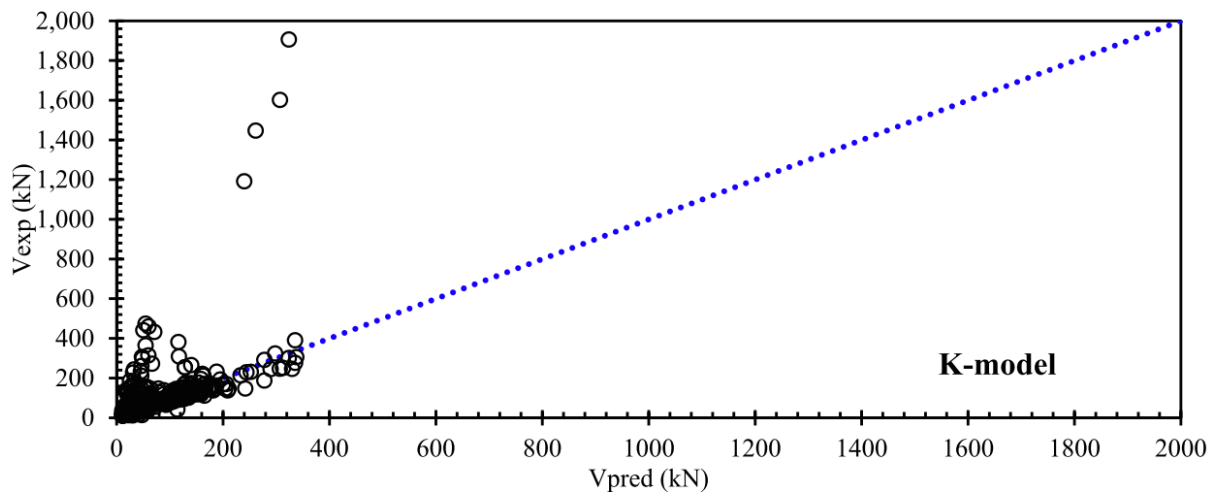
۲-۶- کارا [۸۷]

کارا [۸۷] پایگاه داده‌ای از ۱۱۰ آزمایش انجام شده از ۱۵ تحقیق را به منظور پیش‌بینی مقاومت برشی تیرهای بتن مسلح با میلگردهای طولی FRP و بدون آرماتور عرضی جمع‌آوری کرده و رابطه‌ی زیر را برای V_c پیشنهاد می‌کند:

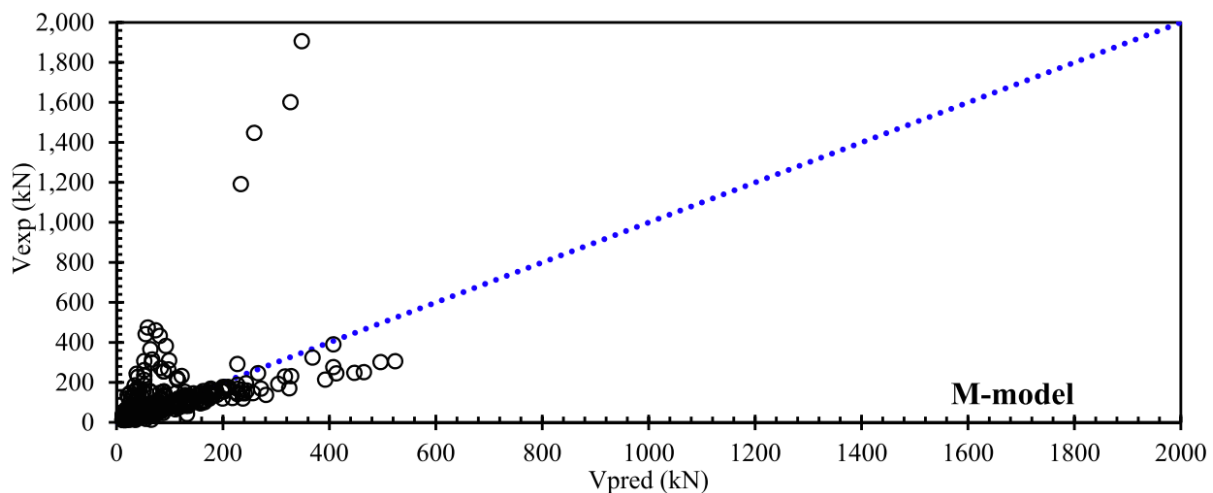
$$V_c = \left(6.8 \sqrt[3]{\frac{d}{a} f'_c \rho_L \frac{E_f}{E_s}} \right)^{1/3} bd \quad (10)$$

همچنین شکل ۱۹ رابطه‌ی بین مقاومت برشی بتن اندازه‌گیری شده به صورت آزمایشگاهی در تحقیقات مختلف و برآورد مدل کارا [۸۷] را برای تیرهای بتن مسلح با FRP بدون خاموت نشان می‌دهد.

این مدل رفتار مشابهی با CAN/CSA S806 [۱۹] در مقاومت‌های پایین دارد. نقاط در نزدیکی خط تطابق به طور متناسب توزیع شده‌اند. در مقاومت‌های بالاتر نیز پراکندگی مشابه



شکل ۱۹- مقاومت برشی بتن اندازه گیری شده با استفاده از مدل کارا [۸۷] برای تیرهای بتن مسلح با میلگردهای FRP و مقادیر آزمایشگاهی [۲]



شکل ۲۰- مقاومت برشی بتن اندازه گیری شده با استفاده از مدل ماری و همکاران [۳۰] و مقادیر آزمایشگاهی [۲]

مقایسه نتایج نشان از عملکرد مناسب این مدل در مقاومت‌های طراحی نیاز به اصلاحات اساسی دارد.

پایین دارد، اما در مقاومت‌های بالاتر پراکندگی داده‌ها افزایش

۶-۴- ژانگ و همکاران [۸۸]

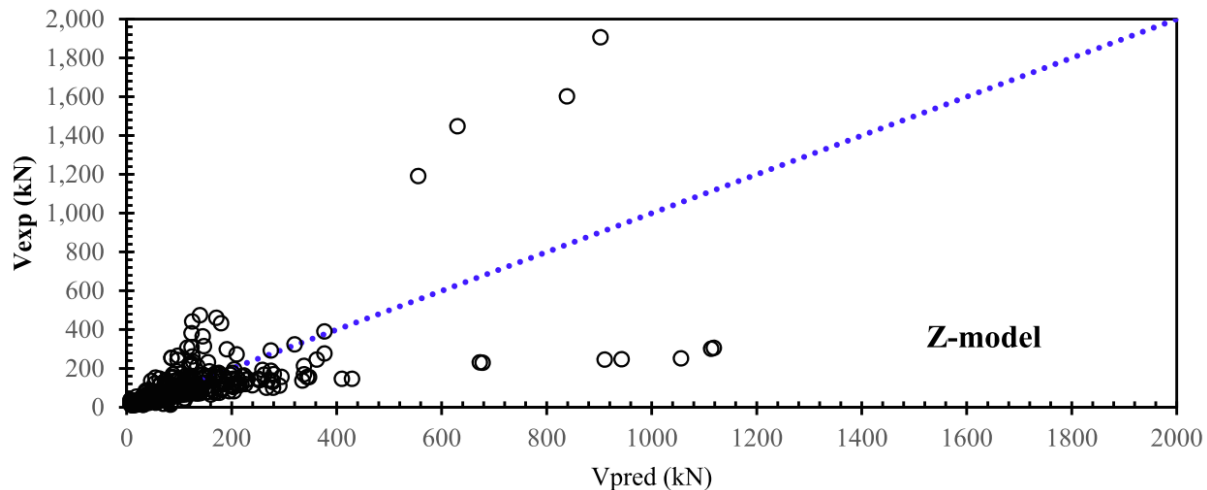
ژانگ و همکاران [۸۸] مدلی ساده شده برای طراحی برشی تیرهای بتن مسلح با میلگردهای طولی FRP پیشنهاد کرده است. بر این اساس، سهم برشی بتن با استفاده از معادله ی زیر محاسبه می‌شود:

می‌باشد. این مدل در مقاومت زیر ۱۰۰ کیلونیوتن تمایل بیشتری به برآورد کم نسبت به سایر مدل‌ها دارد، اما در مقاومت‌های بیشتر از ۱۰۰ کیلونیوتن مقاومت برشی را بیش از مقدار واقعی آن برآورد می‌کند که غیر محافظه کارانه است. این مدل جهت استفاده برای

$$V_c = \begin{cases} 0.347n\rho_f d \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2}{n\rho_f}} \right) f_c'^{0.665} b & \text{for } \frac{a}{d} \geq 3.14 \\ \frac{0.347n\rho_f d \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2}{n\rho_f}} \right) f_c'^{0.665} b}{1 - \frac{Dd}{d - 0.333n\rho_f d} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2}{n\rho_f}} \right)} & \text{for } \frac{a}{d} < 3.14 \end{cases} \quad (12)$$

$$D = \left(-0.227 \left(\frac{a}{d} \right)^2 + 0.66 \left(\frac{a}{d} \right) + 0.157 \right)$$

رابطه‌ی مقاومت برشی بتن اندازه‌گیری شده به صورت آزمایشگاهی در تحقیقات مختلف و محاسبه شده با استفاده از مدل فوق در شکل ۲۱ نشان داده شده است. این مدل در محدوده مقاومت‌های زیر ۱۰۰ کیلونیوتن عملکرد مناسبی دارد. ولی در مقاومت‌های بالا رفتار قابل پیش‌بینی نداشته و موجب نتایج بیشتر یا کمتر از مقادیر آزمایشگاهی شده است. این مسئله ممکن است ناشی از وجود نقص‌هایی در پیش‌بینی رفتار FRP و بتن یا ناشی از ساده‌سازی‌های زیاد روابط باشد.



شکل ۲۱- مقاومت برشی بتن اندازه‌گیری شده با استفاده از مدل ژانگ و همکاران [۸۸] و مقادیر آزمایشگاهی [۲]

۵-۶- ظهیر و نادر [۱۵] در مقاومت برشی تیرهای مسلح به میلگردهای FRP با استفاده از رابطه‌ی زیر محاسبه می‌شود:

$$V_c = A_L E_f \left(\frac{-2.58 + \sqrt{7.18 + \frac{10506(0.15l_b + 0.72c)bf'_c}{A_f E_f}}}{5253} \right) \geq 0.14(0.15l_b + 0.72c)bf'_c \quad (13)$$

همچنین شکل ۲۲ رابطه بین مقاومت برشی بتن اندازه‌گیری شده به صورت آزمایشگاهی در تحقیقات مختلف و مقادیر محاسبه شده با استفاده از مدل ظهیر و نادر [۱۵] را نشان می‌دهد.

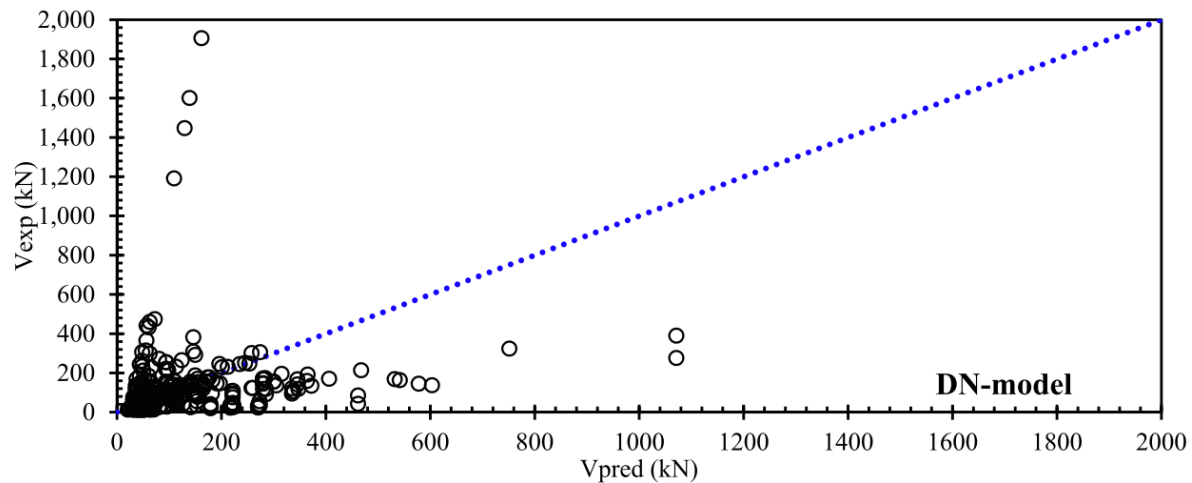
$$V_c = 0.07 \left(\frac{E_f \rho_f b}{f'_c d} \right) \sqrt{f'_c} b d \geq 0.05 \sqrt{f'_c} b d \quad (14)$$

and $\leq 0.3 \sqrt{f'_c} b d$

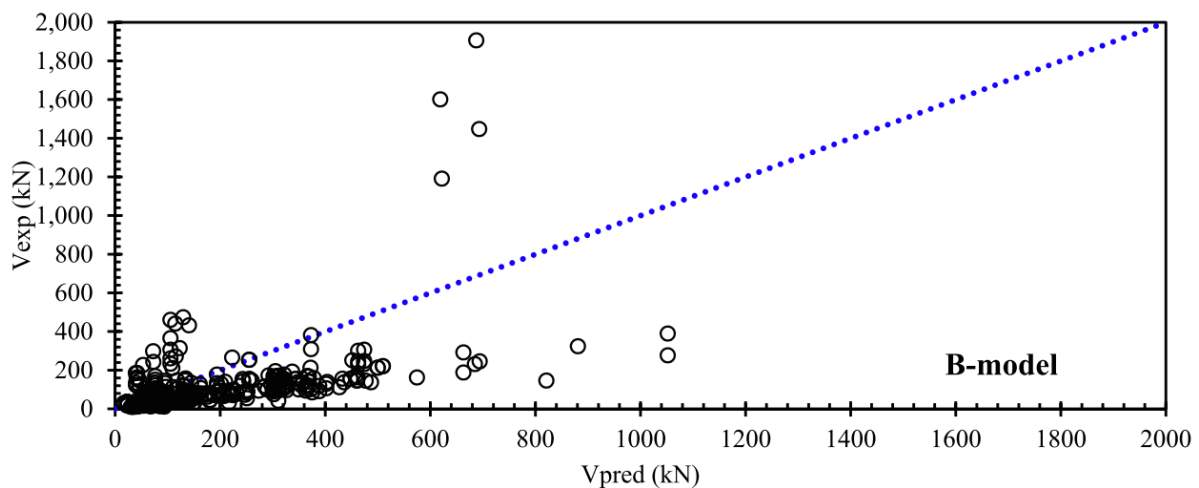
بر این اساس، شکل ۲۳ رابطه‌ی بین مقاومت برشی بتن اندازه‌گیری شده به صورت آزمایشگاهی در تحقیقات مختلف و محاسبه شده با استفاده از مدل باقی و همکاران [۸۹] را نشان می‌دهد. برآوردهای صورت گرفته توسط این مدل، می‌توان نتیجه گرفت که مدل ظهیر و نادر [۱۵] در مقاومت‌های پایین و بالا عملکرد مناسبی ندارد. تعداد زیادی از داده‌ها در تمامی مقاومت‌ها در بالا و پایین خط تطابق و با فاصله قابل توجه هستند. این مسئله نشان دهنده غیر قابل پیش‌بینی بودن روند این مدل برای برآورد مقاومت برشی تیرهای بتنی مسلح به میلگردهای FRP است. این مدل نیاز به بازنگری به منظور لحاظ نمودن رفتار غیرخطی بتن و FRP به طور دقیق‌تر دارد.

۶-۶- باقی و همکاران [۸۹] در مدل ساده شده توسط باقی و همکاران [۸۹]، مقاومت برشی

به منظور جمع‌بندی و مقایسه دقیق‌تر عملکرد مدل‌های بررسی شده یک از مدل‌ها در پیش‌بینی مقاومت برشی (به‌ویژه در ظرفیت‌های در این پژوهش، خلاصه ویژگی‌ها، شاخصهای ورودی و دقت هر بالا) در جدول ۸ ارائه شده است.



شکل ۲۲- مقاومت برشی بتن اندازه‌گیری شده با استفاده از مدل ظهیر و نادر [۱۵] و مقادیر آزمایشگاهی [۲]



شکل ۲۳- مقاومت برشی بتن اندازه‌گیری شده با استفاده از مدل باقی و همکاران [۸۹] و مقادیر آزمایشگاهی [۲]

جدول ۸- مقایسه کیفی عملکرد مدل‌های پیش‌بینی مقاومت برشی بتن در تیرهای مسلح به FRP

نام مدل / آیین‌نامه	رویکرد / شاخصهای اصلی	وضعیت	دقت در مقاومت‌های بالا (>400kN)	توضیحات و ارزیابی نهایی
CSA S806 [۱۹]	سختی محوری ($E_f A_f$)، نسبت دهانه برشی (a/d)	متعادل و ایمن	خطای کم	بهترین انطباق: جامع‌ترین مدل که سختی آرماتور را به خوبی لحاظ می‌کند.
ACI 440 [۳۲]	مقاومت بتن، سطح مقطع	بسیار محافظه‌کارانه	کم‌برآورد (Underestimate)	حدود ۲۰ تا ۳۰ درصد پایین‌تر از واقعیت پیش‌بینی می‌کند (غیراقتصادی).
نهدی و همکاران [۲۶]	الگوریتم ژنتیک (GA)	نسبتاً دقیق	پراکندگی زیاد (Scatter)	در شرایط هندسی پیچیده خوب عمل می‌کند اما در مقادیر بالای نیروهای برشی دچار خطا می‌شود.
کارا [۸۷]	برنامه‌نویسی ژنتیک (GP)	مشابه CSA	کم‌برآورد (Underestimate)	شاخصهای مؤثر را شناسایی کرده اما در مقادیر بالا از دقت کافی برخوردار نیست.
ظهیر و نادر [۱۵]	تئوری میدان فشاری	غیرقابل پیش‌بینی	پراکندگی بسیار زیاد	نیاز به بازنگری اساسی دارد و روند مشخصی را دنبال نمی‌کند.

characterization of glass FRP bars. Composites Part B: Engineering. 2005;36:127-34.

[4] El Refai A, Abed F. Concrete contribution to shear strength of beams reinforced with basalt fiber-reinforced bars. Journal of Composites for Construction. 2016;20:04015082.

[5] Ali AH, Mohamed HM, Benmokrane B, ElSafty A. Theory-based approaches and microstructural analysis to evaluate the service life-retention of stressed carbon fiber composite strands for concrete bridge applications. Composites Part B: Engineering. 2019;165:279-92.

[6] Deifalla A, Hamed M, Saleh A, Ali T. Exploring GFRP bars as reinforcement for rectangular and L-shaped beams subjected to significant torsion: An experimental study. Engineering structures. 2014;59:776-86.

[7] Deifalla A, Khalil MS, Abdelrahman A. Simplified model for the torsional strength of concrete beams with GFRP stirrups. Journal of Composites for Construction. 2015;19:04014032.

[8] Hassan M, Deifalla A. Evaluating the new CAN/CSA-S806-12 torsion provisions for concrete beams with FRP reinforcements. Materials and Structures. 2016;49:2715-29.

[9] Zahmatkesh, A. and Baghban, A., "Evaluation of bond strength of glass fiber-reinforced polymer in concrete beams," Concrete Research, Vol. 16, No. 4, pp. 109-124, 2023.

[10] Malekouti, M. and Esfahani, M.R., "Effect of FRP strengthening sheets in humid environment on flexural behavior of steel reinforced concrete beams under corrosion conditions," Concrete Research, Vol. 16, No. 2, pp. 5-14, 2023.

[11] Deifalla A. Refining the torsion design of fibered concrete beams reinforced with FRP using multi-variable non-linear regression analysis for experimental results. Engineering Structures. 2021;226:111394.

[12] Ali AH, Mohamed HM, Benmokrane B. Shear behavior of circular concrete members reinforced with GFRP bars and spirals at shear span-to-depth ratios between 1.5 and 3.0. Journal of Composites for Construction. 2016;20:04016055.

[13] Ali AH, Mohamed HM, Chaallal O, Benmokrane B, Ghrib F. Shear resistance of RC circular members with FRP discrete hoops versus spirals. Engineering Structures. 2018;174:688-700.

[14] Cholostiakow S, Di Benedetti M, Pilakoutas K, Guadagnini M. Effect of beam depth on shear behavior of FRP RC beams. Journal of Composites for Construction. 2019;23:04018075.

[15] Dhahir MK, Nadir W. A compression field based model to assess the shear strength of concrete beams reinforced with longitudinal FRP bars.

۷- نتیجه گیری

بر اساس تحلیل آماری ۵۱۰ نمونه آزمایشگاهی و مقایسه با آیین‌نامه‌های طراحی، نتایج زیر حاصل شد:

- سهم کمی عملکرد میخ‌پرچی: نتایج نشان داد که عملکرد میخ‌پرچی در تیرهای بدون خاموت، سهمی بین ۱۰ تا ۴۰ درصد از کل مقاومت برشی را بر عهده دارد. این سهم در تیرهای با میلگرد FRP به دلیل مدل دول الاستیسیته پایین‌تر، نسبت به تیرهای فولادی کمتر است، اما با افزایش قطر میلگرد و پوشش بتن، بهبود می‌یابد.

- آیین‌نامه CSA S806 [۱۹]: این آیین‌نامه با لحاظ کردن شاخصهای کلیدی نظیر نسبت دهانه برشی به عمق (a/d) و سختی محوری آرماتور، دقیق‌ترین و منطقی‌ترین پیش‌بینی را ارائه می‌دهد و به عنوان مدل مبنا برای طراحی پیشنهاد می‌شود.

- آیین‌نامه ACI 440 [۳۲]: روابط ACI 440 [۳۲] با نادیده گرفتن برخی مکانیزمهای انتقال نیرو، ظرفیت برشی را به طور میانگین ۲۰ تا ۳۰ درصد کمتر از مقدار واقعی تخمین می‌زنند که منجر به طراحی‌های غیراقتصادی می‌شود.

- اثر مقیاس در مدل‌های عددی: مدل‌های هوشمند (مانند کارا [۸۷] و نه‌دی و همکاران [۲۶]) اگرچه در تیرهای معمولی دقیق هستند، اما در تیرهای با ظرفیت برشی بالا (بیش از ۴۰۰ کیلونیوتن) دچار خطای تخمین شده و نیازمند کالیبراسیون مجدد برای تیرهای عمیق هستند.

بر اساس نتایج این تحقیق، مشارکت عملکرد میخ‌پرچی میلگردهای کامپوزیتی در مقاومت برشی تأمین شده توسط بتن می‌تواند قابل توجه باشد. از این رو لازم است تحقیقات بیشتری به منظور درک صحیح میزان این مشارکت و اصلاح روابط ارائه شده برای پیش‌بینی مقاومت برشی بتن صورت پذیرد.

۸- مراجع

[1] Elgabbas F, Ahmed EA, Benmokrane B. Physical and mechanical characteristics of new basalt-FRP bars for reinforcing concrete structures. Construction and Building Materials. 2015;95:623-35.

[2] Ali AH, Mohamed HM, Chalioris CE, Deifalla A. Evaluating the shear design equations of FRP-reinforced concrete beams without shear reinforcement. Engineering Structures. 2021;235:112017.

[3] Kocaoz S, Samaranayake V, Nanni A. Tensile

reinforcement for concrete structures. *Advances in Engineering Materials, Structures and Systems: Innovations, Mechanics and Applications* Proceedings of the 7th International Conference on Structural Engineering, Mechanics and Computation (SEMC 2019) 2019.

[29] Ferrier E, Confrere A, Michel L, Chanvillard G, Bernardi S. Shear behaviour of new beams made of UHPC concrete and FRP rebar. *Composites Part B: Engineering*. 2016;90:1-13.

[30] Mari A, Cladera A, Oller E, Bairan J. Shear design of FRP reinforced concrete beams without transverse reinforcement. *Composites Part B: Engineering*. 2014;57:228-41.

[31] Oller E, Mari A, Bairan JM, Cladera A. Shear design of reinforced concrete beams with FRP longitudinal and transverse reinforcement. *Composites Part B: Engineering*. 2015;74:104-22.

[32] ACI-440-15. Guide for the design and construction of concrete reinforced with FRP bars, A report by ACI committee 440 Farmington Hills, American Concrete Institute; 2015.

[33] CEN (European Committee for Standardization). Eurocode 2: Design of Concrete Structures Part 1-1: General Rules for Buildings. CEN, Brussels, Belgium; 2014.

[34] ACI (American Concrete Institute). ACI 318-14: Building code requirements for structural concrete and commentary. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, USA; 2014.

[35] Cavagnis F, Ruiz MF, Muttoni A. A mechanical model for failures in shear of members without transverse reinforcement based on development of a critical shear crack. *Engineering Structures*. 2018;157:300-15.

[36] Zarrinpour MR, Chao S-H. Shear Strength Enhancement Mechanisms of Steel Fiber-Reinforced Concrete Slender Beams. *ACI Structural Journal*. 2017;114.

[37] Huber P, Huber T, Kollegger J. Investigation of the shear behavior of RC beams on the basis of measured crack kinematics. *Engineering Structures*. 2016;113:41-58.

[38] Cavagnis F, Fernández Ruiz M, Muttoni A. An analysis of the shear- transfer actions in reinforced concrete members without transverse reinforcement based on refined experimental measurements. *Structural concrete*. 2018;19:49-64.

[39] Huber T, Huber P, Kollegger J. Influence of aggregate interlock on the shear resistance of reinforced concrete beams without stirrups. *Engineering Structures*. 2019;186:26-42.

[40] Shu J, Yu H, Liu G, Yang H, Guo W, Phoon C et al. Proposing an inherently interpretable machine learning model for shear strength prediction of

Construction and Building Materials. 2018;191:736-51.

[16] Alam M, Hussein A. Size effect on shear strength of FRP reinforced concrete beams without stirrups. *Journal of Composites for Construction*. 2013;17:507-16.

[17] Mohamed HM, Ali AH, Benmokrane B. Mechanism of distributed composite GFRP bars in circular concrete members with and without spirals under shear. *Composites Part B: Engineering*. 2019;162:62-72.

[18] Chalioris CE, Zapris AG, Karayannis CG. U-jacketing applications of fiber-reinforced polymers in reinforced concrete T-beams against shear— Tests and design. *Fibers*. 2020;8:13.

[19] CSA (Canadian Standards Association). Design and construction of building structures with fiber reinforced polymers. 2012. CAN/CSA S806-12, Toronto.

[20] Vecchio FJ, Collins MP. The modified compression-field theory for reinforced concrete elements subjected to shear. *ACI J*. 1986;83:219-31.

[21] Bentz EC, Massam L, Collins MP. Shear strength of large concrete members with FRP reinforcement. *Journal of Composites for Construction*. 2010;14:637-46.

[22] Ali AH, Mohamed HM, Benmokrane B. Shear Strength of Circular Concrete Beams Reinforced with Glass Fiber-Reinforced Polymer Bars and Spirals. *ACI Structural Journal*. 2017;114.

[23] Ali AH, Mohamed HM, Benmokrane B, ElSafty A. Effect of applied sustained load and severe environments on durability performance of carbon-fiber composite cables. *Journal of Composite Materials*. 2019;53:677-92.

[24] D'Antino T, Pisani M, Poggi C. Effect of the environment on the performance of GFRP reinforcing bars. *Composites Part B: Engineering*. 2018;141:123-36.

[25] Chen H, Yi W-J, Ma ZJ, Hwang H-J. Modeling of shear mechanisms and strength of concrete deep beams reinforced with FRP bars. *Composite Structures*. 2020;234:111715.

[26] Nehdi M, El Chabib H, Saïd AA. Proposed shear design equations for FRP-reinforced concrete beams based on genetic algorithms approach. *Journal of materials in civil engineering*. 2007;19:1033-42.

[27] Shahnewaz M, Machial R, Alam MS, Rteil A. Optimized shear design equation for slender concrete beams reinforced with FRP bars and stirrups using Genetic Algorithm and reliability analysis. *Engineering Structures*. 2016;107:151-65.

[28] Benmokrane B, Ali A. Review and assessment of various theories for modeling durability of GFRP

- Research Board. National Research Council. 1938:156-7.
- [54] Hofbeck J, Ibrahim I, Mattock AH. Shear transfer in reinforced concrete. Journal Proceedings 1969. p. 119-28.
- [55] Millard S, Johnson R. Shear transfer across cracks in reinforced concrete due to aggregate interlock and to dowel action Shear transfer in cracked reinforced concrete. Magazine of Concrete Research. 1986;38:47-51.
- [56] Vintzeleou E, Tassios T. Behavior of dowels under cyclic deformations. Structural Journal. 1987;84:18-30.
- [57] Wang D, Wu D, He S, Zhou J, Ouyang C. Behavior of post-installed large-diameter anchors in concrete foundations. Construction and Building Materials. 2015;95:124-32.
- [58] Shaheen MA, Tsavdaridis KD, Salem E. Effect of grout properties on shear strength of column base connections: FEA and analytical approach. Engineering Structures. 2017;152:307-19.
- [59] He X, Kwan A. Modeling dowel action of reinforcement bars for finite element analysis of concrete structures. Computers & Structures. 2001;79:595-604.
- [60] Soltani M, Maekawa K. Path-dependent mechanical model for deformed reinforcing bars at RC interface under coupled cyclic shear and pullout tension. Engineering structures. 2008;30:1079-91.
- [61] Walraven JC. Aggregate interlock: a theoretical and experimental analysis. 1980.
- [62] Paulay T, Park R, Phillips M. Horizontal construction joints in cast-in-place reinforced concrete. Special Publication. 1974;42:599-616.
- [63] Jimenez R, White R, Gergely P. Bond and dowel capacities of reinforced concrete. Journal Proceedings 1979. p. 73-92.
- [64] Vintzeleou E, Tassios T. Mathematical models for dowel action under monotonic and cyclic conditions. Magazine of concrete research. 1986;38:13-22.
- [65] Krefeld WJ, Thurston CW. Contribution of longitudinal steel to shear resistance of reinforced concrete beams. Journal Proceedings 1966. p. 325-44.
- [66] Taylor H. Investigation of the dowel shear forces carried by the tensile steel in reinforced concrete beams. 1969.
- [67] Tavió T. MODIFIED FIXED-ANGLE STRUT-AND-TIE MODEL FOR HIGH STRENGTH REINFORCED CONCRETE BEAMS. Journal of Civil Engineering. 2009;29:10-9.
- [68] Houde J, Mirza MS. A finite element analysis of shear strength of reinforced concrete beams reinforced concrete beams with stirrups. Case Studies in Construction Materials. 2024:e03350.
- [41] Walraven JC. Mechanisms of shear transfer in cracks in concrete: A survey of literature. Report Stevin Laboratory, Concrete Structures 5-78-12. 1978.
- [42] Machial R, Alam MS, Rteil A. Revisiting the shear design equations for concrete beams reinforced with FRP rebar and stirrup. Materials and structures. 2012;45:1593-612.
- [43] Tureyen AK, Frosch RJ. Shear tests of FRP-reinforced concrete beams without stirrups. Structural Journal. 2002;99:427-34.
- [44] Hoult N, Sherwood E, Bentz EC, Collins MP. Does the use of FRP reinforcement change the one-way shear behavior of reinforced concrete slabs? Journal of Composites for Construction. 2008;12:125-33.
- [45] El-Sayed A, El-Salakawy E, Benmokrane B. Shear strength of one-way concrete slabs reinforced with fiber-reinforced polymer composite bars. Journal of Composites for Construction. 2005;9:147-57.
- [46] American Concrete Institute (ACI). (2006). "Guide for the design and construction of structural concrete reinforced with FRP bars." ACI 440.1R-06, ACI Committee 440, Detroit.
- [47] El-Sayed AK, El-Salakawy EF, Benmokrane B. Shear strength of FRP-reinforced concrete beams without transverse reinforcement. ACI Materials Journal. 2006;103:235.
- [48] Gross SP, Yost JR, Dinehart DW, Svensen E, Liu N. Shear strength of normal and high strength concrete beams reinforced with GFRP bars. High performance materials in bridges 2003. p. 426-37.
- [49] Razaqpur AG, Isgor BO, Greenaway S, Selley A. Concrete contribution to the shear resistance of fiber reinforced polymer reinforced concrete members. Journal of Composites for Construction. 2004;8:452-60.
- [50] Yost JR, Gross SP, Dinehart DW. Shear strength of normal strength concrete beams reinforced with deformed GFRP bars. Journal of composites for construction. 2001, 268:5-75.
- [51] Dulacska H. Dowel action of reinforcement crossing cracks in concrete. Journal Proceedings 1972. p. 754-7.
- [52] Sørensen JH, Hoang LC, Olesen JF, Fischer G. Testing and modeling dowel and catenary action in rebars crossing shear joints in RC. Engineering Structures. 2017;145:234-45.
- [53] Friberg B, Richart F, Bradbury R. Load and deflection characteristics of dowels in transverse joints of concrete pavements. 18th Highway

- bars. Italian National Research Council (CNR) - Advisory committee on technical recommendations for construction.
- [85] Razaqpur AG, Isgor OB. Proposed shear design method for FRP-reinforced concrete members without stirrups. *ACI Structural Journal*. 2006;103:93.
- [86] Tureyen AK, Frosch RJ. Concrete shear strength: Another perspective. *Structural Journal*. 2003;100:609-15.
- [87] Kara IF. Prediction of shear strength of FRP-reinforced concrete beams without stirrups based on genetic programming. *Advances in Engineering Software*. 2011;42:295-304.
- [88] Zhang T, Oehlers D, Visintin P. Shear strength of FRP RC beams and one-way slabs without stirrups. *Journal of Composites for Construction*. 2014;18:04014007.
- [89] Baghi H, Barros JA, Kaszubska M, Kotynia R. Shear behavior of concrete beams reinforced exclusively with longitudinal glass fiber reinforced polymer bars: Analytical model. *Structural Concrete*. 2018;19:162-73.
- Special Publication. 1974;42:103-28.
- [69] Perez RJ. SHEAR TRANSFER ACROSS CRACKS IN REINFORCED CONCRETE: Cornell University; 1978.
- [70] Paschen H, Schönhoff T. Untersuchungen über in Beton eingelassene Scherbolzen aus Betonstahl. *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton*. 1983:105-49.
- [71] Soroushian P, Obaseki K, Rojas MC, Sim J. Analysis of dowel bars acting against concrete core. *Journal Proceedings* 1986. p. 642-9.
- [72] Eleiott AF. An experimental investigation of shear transfer across cracks in reinforced concrete: Cornell University; 1974.
- [73] Taylor H. Shear stress in reinforced concrete beams without shear reinforcement. *Cement and Concrete Ass. Techn Rep*. 1968.
- [74] Watstein D, Mathey RG. Strains in beams having diagonal cracks. *Journal Proceedings* 1958. p. 717-28.
- [75] Panda SS, Gangolu AR. Study of Dowel Action in Reinforced Concrete Beam by Factorial Design of Experiment. *ACI Structural Journal*. 2017;114.
- [76] de Resende TL, Cardoso DC, Shehata LC. Influence of steel fibers on the dowel action of RC beams without stirrups. *Engineering Structures*. 2020;221:111044.
- [77] Bauman T, Rusch H. Versuche Zum Studium der Verdübelungswirkung der Biegezugbewehrung eines Stahlbetonbalken. *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Bulletin*. 1970.
- [78] Taylor HP. The fundamental behavior of reinforced concrete beams in bending and shear. *Special Publication*. 1974;42:43-78.
- [79] Tottori S, Wakui H. Shear capacity of RC and PC beams using FRP reinforcement. *Special Publication*. 1993;138:615-32.
- [80] Mistretta F, Puppio ML, Camata G, Nanni A. Analytical and experimental shear evaluation of GFRP-reinforced concrete beams. *Materials and Structures*. 2023;56:1 73.
- [81] ACI (American Concrete Institute) (2015) Guide for the design and construction of structural concrete reinforced with FRP bars. ACI, Farmington Hills, MI: ACI.
- [82] ACI (American Concrete Institute) (2022) Building code requirements for structural concrete reinforced with glass fiber-reinforced polymer (GFRP) bars. Farmington Hills, MI: ACI.
- [83] Association Française de Génie Civil (AFGC) Utilisation d'armatures composites (à fibres longues et à matrice organique) pour le béton armé.
- [84] CNR (National Research Council) (2007) Guide for the design and construction of concrete structures reinforced with fiber-reinforced polymer

Dowel action contribution in shear resistance of concrete beams longitudinally reinforced with composite bars- A state-of-the-art review

Ali Naghibi

Department of Civil Engineering, Taft Branch, Islamic Azad University, Taft, Iran.

Mohammadreza Javaheri-Tafti*

Department of Civil Engineering, Yazd Branch, Islamic Azad University, Yazd, Iran.

Abolfazl Eslami

Department of Civil Engineering, Yazd University, Yazd, Iran.

Abstract

Dowel action of longitudinal reinforcement constitutes a key shear transfer mechanism in reinforced concrete beams without transverse reinforcement. This study aims to quantitatively evaluate the contribution of dowel action to the shear strength of concrete beams reinforced with Fiber-Reinforced Polymer (FRP) bars and to validate existing design models. To this end, a comprehensive database comprising experimental results of 510 FRP-reinforced concrete beams was compiled from technical literature and compared with predictions from ACI 440, CSA S806 codes, and analytical models. The results indicate that the contribution of dowel action varies between 10% and 40% of the total shear strength, depending on the bar diameter and concrete cover. Model evaluation demonstrates that the CSA S806 code, by accounting for the axial stiffness of the reinforcement, offers the most accurate prediction with an appropriate safety margin. In contrast, the ACI 440.1R-15 code estimates shear capacity conservatively (20% to 30% lower than actual values). Furthermore, models based on evolutionary methods (such as the Kara model) exhibit estimation errors at high shear strengths (exceeding 400 kN). This research concludes that for optimal design, models that incorporate axial stiffness parameters and concrete cover interaction can be more accurate.

Keywords: Shear strength, Reinforced concrete, Dowel action, FRP, Shear crack, Longitudinal bar.

* Corresponding Author: MR.Javaheritafti@iau.ac.ir

