

بررسی رفتار خمشی عرشه‌ها و تیرهای پل‌های بتنی مسلح شده با میلگردهای طولی غیر فولادی الیافی پلیمری FRP

محمد کاظم شربتدار*، دانشیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان

محسن باروح، کارشناس ارشد سازه و دانش‌آموخته دانشگاه سمنان

Email: msharbatdar@semnan.ac.ir

دریافت: ۹۶/۰۵/۱۲ - پذیرش: ۹۶/۱۰/۲۰

چکیده

سال‌هاست که از میلگردهای فولادی برای تسلیح اعضای سازه‌های بتنی استفاده می‌شود. اگرچه فولاد، کاربری مناسبی از خود نشان داده، اما در شرایط محیطی مهاجم، زوال سازه‌هایی مانند پایه‌ها یا عرشه‌های پل‌های بتن مسلح، به دلیل خوردگی فولاد، اتفاق می‌افتد. لذا، بهره‌گیری از آرماتورهای FRP راه مناسبی در حل این معضل شناخته شده زیرا این مصالح در محیط‌های اسیدی، پایایی و دوام خوبی از خود نشان می‌دهند. تأثیر پارامترهای مختلف، از جمله مدول الاستیسیته، مقطع و درصد آرماتورهای کششی FRP بر ظرفیت، جابه‌جایی و لنگر نهایی و رفتار خمشی عرشه‌ها و تیرهای پل‌های مسلح به صورت عددی در این مقاله بررسی شده است. به این منظور، رفتار ۱۸ تیر با میلگردهای FRP به روش المان محدود شبیه‌سازی و تحلیل شده و تأثیر عوامل ذکر شده بر میلگردهای FRP بررسی گشته است. نتایج نشان داد که به طور میانگین، در تیرهای مسلح به میلگردهای FRP، با افزایش ۷۳/۶۲ درصدی میزان آرماتور کششی مقطع، بار نهایی نیز افزایش ۱۶/۴۵ درصدی و با افزایش ۳۵/۳ درصدی مدول الاستیسیته آرماتور کششی مقطع، بار نهایی افزایش ۹/۷۵ درصدی اتفاق می‌افتد. بنابراین، با کاربرد میله‌های FRP بجای میلگرد متداول فلزی در اعضای بتنی پل‌ها، علاوه بر محافظت در مقابل زوال احتمالی، باعث افزایش ظرفیت تیرهای بتنی می‌شود.

واژه‌های کلیدی: تیر پل بتن مسلح، دوام، مدل‌سازی عددی، میلگردهای FRP، مقاومت خمشی

۱. مقدمه

مکانیزم‌های خرابی نظیر خوردگی فولاد محافظت نماید و تاکنون بسیاری از سازه‌های بتن آرمه همچون عرشه و پایه‌های پل‌ها در اثر تماس و مجاورت با سولفات‌ها، کلرورها و سایر عوامل خورنده دچار آسیب جدی گردیده‌اند (مستوفی نژاد، ۱۳۸۶). لذا، رفع عیب

بتن آرمه پُر مصرف‌ترین ماده در ساخت سازه‌ها محسوب می‌شود. با این حال، حتی بتن با کیفیت مناسب نیز همیشه نمی‌تواند سازه‌های بتنی را در برابر

غیرایزوتروپیک می‌باشند و عواملی چون نوع و حجم فیبر و رزین، جهت فیبرها و کنترل کیفی در خلال تولید، نقش اساسی در خصوصیات مکانیکی FRP دارند (صدر ممتازی، ۱۳۸۲). نتایج آزمایش‌ها نشان‌دهنده این است که تنش تسلیم میلگردهای FRP حداقل ۶۶۰ و حداکثر ۳۰۰۰ مگاپاسکال می‌باشد و مقاومت شکست اندازه‌های مختلف میلگرد براساس قطر میلگرد به طور معکوس تغییر می‌کند (یاماساکی، ۱۹۹۲). لذا، به عنوان یک گزینه مناسب برای جانشین با میلگردهای فولادی است، به-خصوص اینکه در سازه‌های بندری، ساحلی و دریایی، و پل‌ها در مقابل خوردگی و جذب رطوبت و خستگی و حتی خزش مقاوم است (احسانی و همکاران، ۱۹۹۶؛ مارتین، ۱۹۹۶؛ چهر و همکاران، ۱۹۹۴؛ مالیک، ۱۹۸۸). FRP از لحاظ تکنیک کاربردی بسیار فراتر از سازه‌های رایج در پل‌سازی است و البته در این بین، موانع مالی نیز بدون توجه به پتانسیل هزینه دوره زندگی به چشم می‌آیند (داروین و همکاران، ۱۹۹۶). آئین‌نامه‌های مختلفی ارائه شده تا مراحل طراحی و تغییرشکل‌ناپذیری بتن‌های مسلح با FRP را توجیه کنند. به‌طوری که باید دقت شود که رفتار ترد آرماتورهای FRP، چنانچه آرماتور گسیخته شود، عضو دچار انهدام ناگهانی خواهد شد (صدر ممتازی، ۱۳۸۲). وقتی یک تیر مسلح شده با FRP تحت لنگر خمشی می‌شکند، شکست ناشی از خرد شدن بتن در فشار یا شکست کششی (پارگی) ماده مسلح کننده محتمل بخصوص در پل‌ها است (CSA، ۲۰۰۲؛ JSCE، ۱۹۹۷). رفتار خمشی تیرها و اتصالات بتنی تیر-ستون مسلح با میلگردهای FRP به‌طور گسترده انجام شده تا رفتار خطی میلگردها در سازه‌های بتنی با رفتار غیر خطی بررسی گردد (حسب‌الله، ۲۰۰۹؛ اوه و همکاران، ۲۰۱۱) و نتایج تحقیقات گسترده در کنفرانس‌ها و در کتب متعدد ارائه گردیده‌اند (یه و همکاران، ۲۰۱۱). گرچه تیرهای بتنی مسلح به FRP دارای شکل‌پذیری کمی هستند، ولی

خوردگی و زنگ زدن فولاد با تکنیک‌های مختلفی مانند حفاظت کاتدی و فولاد اپوکسی به‌طور کامل رفع نشده و استفاده از کامپوزیت‌های FRP با ترکیب رزین و الیاف به جای فولاد مورد توجه قرار گرفته است (موسوی، ۱۳۹۰). در ژاپن، سازه‌های بسیاری از قبیل راه‌آهن و بزرگراه‌ها در سواحل احداث شده‌اند و به شدت در معرض خوردگی قرار دارند (یوموتو، ۲۰۰۱). در سازه‌های دریایی، سازه پارکینگ‌ها، عرشه‌های پل‌ها، ساخت بزرگراه‌هایی که شدیداً تحت تأثیر عوامل محیطی هستند، استفاده از کامپوزیت توصیه می‌شود. لذا، استفاده از FRP در بسیاری از موارد، بخصوص در پل‌ها، مقرون به صرفه به نظر می‌رسد (بدارد، ۱۹۹۲؛ سعادت منش، ۱۹۹۱). هم‌اکنون بسیاری از سازه‌های بنا شده در محیط‌های خورنده مناطق مختلف کشور ایران همچون پل‌های دریاچه ارومیه و یا ساختمان‌های جنوب کشور دچار معضل خوردگی هستند (حمید، ۱۹۹۵؛ علی و همکاران، ۱۹۹۶). گزارش شده که احیای مجدد زیرساخت‌های فرسوده در کشور کانادا، ۴۹ میلیارد دلار سرمایه می‌خواهد، هزینه بازسازی یا تعمیر پارکینگ‌ها، به تنهایی ۴ تا ۶ میلیارد دلار کانادا تخمین زده شده و سالانه بین ۱۵۰ تا ۲۰۰ دهانه در آمریکا تخریب می‌گردد (مفتی، ۲۰۰۱). الیاف شیشه، کربن و بعضاً آرامید استفاده می‌شود و الیاف شیشه به علت قیمت بسیار مناسب، رایج‌ترین و پرمصرف‌ترین نوع الیاف مورد استفاده در صنعت ساختمان است (رزاق‌پور، ۱۹۹۳؛ مینیسوکو، ۱۹۹۲).

رفتار مکانیکی میلگردهای FRP با میلگردهای فولادی تفاوت دارد. لذا، نحوه طراحی سازه‌های بتنی با استفاده از میلگردهای FRP دارای تغییراتی نسبت به میلگردهای فولادی می‌باشد (حاجی هاشمی و همکاران، ۱۳۸۵). میلگردهای FRP مصالح

به‌عنوان یکی از گزینه‌های مناسب در سال‌های اخیر مطرح شده و انتظار می‌رود که به‌کارگیری این میلگردها در کشور ایران هم توسعه یابد. لذا، در این مقاله، رفتار عرشه‌ها و تیرهای بتنی ساخته شده با میلگردهای FRP در پل‌ها با استفاده از نرم‌افزار المان محدود بررسی شده تا کاربرد این مصالح در صنعت ساخت و ساز پل‌ها توسعه یابد. با توجه به این که اطلاعات مربوط به مطالعات آزمایشگاهی جهت کنترل صحت مدل‌سازی رفتار المان تیرها در آنالیز اجزای محدود ضروری بوده، لذا نتایج مدل‌سازی عددی تیرهای ساخته شده با میلگرد FRP به صورت سه‌بعدی در نرم‌افزار اجزای محدود ABAQUS v6.11 با نتایج نمونه‌های آزمایشگاهی ارائه شده در متون مرجع اعتبارسنجی شده است و با تغییر پارامترهای مؤثر مانند مدول الاستیسیته، درصد میلگردهای طولی، نحوه خاموت‌گذاری و نوع بارگذاری به بررسی بیشتر تیرها پرداخته شده است.

۳. مدل‌سازی و اعتبارسنجی المان محدود

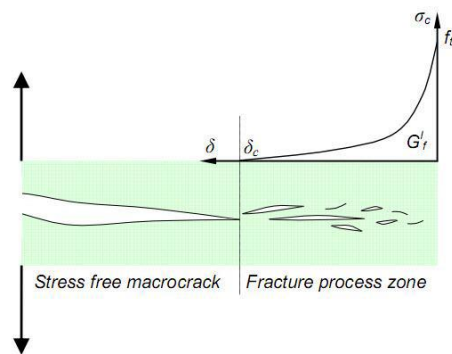
در این مقاله، از برنامه المان محدود ABAQUS (هیپیت، ۱۹۹۷) که براساس مسائل غیر خطی بنا شده و مدل آسیب دیدگی پلاستیک برای شبیه‌سازی رفتار بتن استفاده شده است. در این مدل، فرض می‌شود که خردشدگی فشاری بتن و ترک خوردگی آن مکانیزم‌های اصلی شکست می‌باشند. بنا به گفته ورمر (۱۹۸۴) مقدار زاویه انبساط برشی ψ تابع پلاستیک دراگر-پراگر برای بتن ۱۲ درجه می‌باشد و از رابطه تنش-کرنش بتن هوگنستاد مطابق شکل ۱ (کورونودو و همکاران، ۱۹۷۶؛ هیلبرورگ و همکاران، ۱۹۷۶) و رفتار کششی مطابق منحنی نرم‌شدگی کشش-بازشدگی شکل ۲ استفاده گردیده است. شکست انرژی توسط هیلبربرگ پیشنهاد شده و به صورت مقدار انرژی لازم برای شروع، گسترش و شکست کامل ترک در واحد سطح می‌باشد و مطابق شکل ۳ به صورت دیاگرام تنش-

تعریف به‌کار رفته در سازه‌های بتنی معمولی برای این سازه‌ها هم می‌تواند استفاده شود (نامان و جونگ، ۱۹۹۵؛ کوین و بارتلت، ۱۹۸۲). رشید و همکاران (۲۰۰۵) برای محاسبه کل انرژی، نقطه متناظر با ۸۰ درصد حداکثر بار نهایی منحنی بار-تغییر مکان را به عنوان نقطه پایانی نمودار انتخاب کردند و سطح زیر این منحنی تا این نقطه را محاسبه نمودند و موارد مشابه دیگر انجام شده است (اسپادیا، ۱۹۹۷؛ السید و همکاران، ۱۹۹۹). در آئین‌نامه ACI 318 (۱۹۹۹) و آئین‌نامه بتن ایران (۱۳۸۳) نیز به ترتیب عرض مجاز ترک برای تیرهای مسلح شده با فولاد ۰/۴ و ۰/۳۵ میلی‌متر می‌باشد. رزاق‌پور و همکاران (۲۰۰۰) با استفاده از عرض مجاز ترک، خیز ماکزیمم را برای پنج حالت بارگذاری و شرایط تکیه‌گاهی معمول تیرهای مسلح شده با میلگردهای FRP رابطه‌سازی کردند. موتا و همکاران (۲۰۰۶) تحقیق آماری گسترده‌ای در مورد کارایی روش‌های گوناگون در تخمین خیز انجام دادند. نتایج نشان می‌دهد که روابط یاست (۲۰۰۳) و آئین‌نامه آمریکا ACI 440 (۲۰۱۵) و فاضا (۱۹۹۲) نسبت به تغییرات مدول الاستیسیته حساسیت کمتری دارند. براساس نتایج به‌دست آمده برای اعضای مسلح شده با میلگردهای GFRP، روش یاست (۲۰۰۳) برای $\rho_f < \rho_{fb}$ و روابط بنموکران (۱۹۹۶a,b) و روابط ACI 440.1R برای مقادیر $\rho_{fb} > \rho_f$ دقت خوبی دارند. باریش و همکاران (۲۰۰۹) نیز اثر عمق مؤثر و نسبت آرماتور را در رفتار خمشی تیرهای مسلح شده با GFRP توسط ۱۲ نمونه تیر آزمایشگاهی بررسی کردند.

۲. اهمیت و ضرورت تحقیق

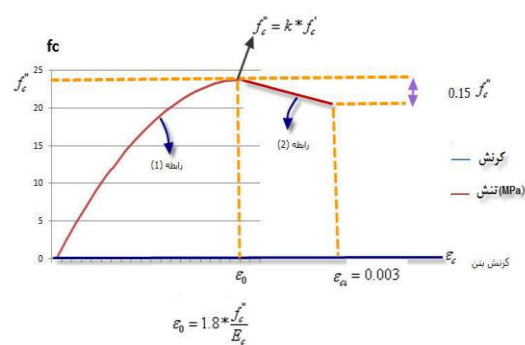
عرشه‌ها و تیرهای پل‌های بتنی به‌عنوان سازه‌های زیرساخت بسیار مهم در طول عمر خود باید در مقابل عوامل جوی مخرب مانند پدیده خوردگی میلگرد یا خستگی مقاوم باشند که استفاده از میلگردهای FRP

تا نتیجه توزیع تنش به طرز مناسبی در آنالیز سه بعدی به دست آید. از المان تیر و یا خرپا جهت معرفی آرماتور استفاده شده و آرماتورها در المان های پیوسته (به صورت میزبان) ادغام می شوند. با آرماتورهای ادغام شده فرض می شود که پیوستگی کامل فقط در نقاط گره المان معرف میلگرد و با المان میزبان وجود دارد و چسبندگی کامل بین بتن و میلگردها فرض می گردد.

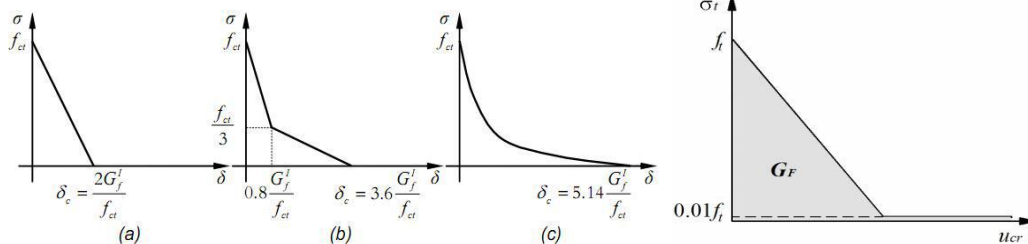


شکل ۲. انرژی شکست در نمودار تنش - تغییر مکان ترک

تغییر مکان ترک نشان داده شده است. مقدار انرژی شکست بین ۴۰ نیوتن بر متر برای بتن با مقاومت کم تا ۲۱۰ نیوتن بر متر برای بتن با مقاومت زیاد متغیر است. شکل ۴ نیز حالت های کلی منحنی نرم شوندگی را نشان می دهند. برای ساخت نمونه های بتنی از مدل های سه بعدی به طور کامل استفاده شده و جهت مش بندی، بتن به المان های آجری شکل (صلب توپر) تقسیم شده



شکل ۱. منحنی کلی تنش - کرنش بتن در فشار



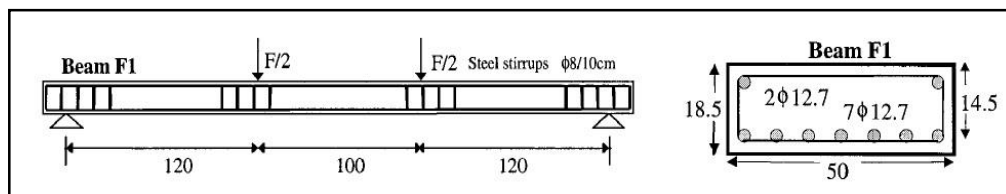
شکل ۳. نمودار تنش - تغییر مکان ترک برای G_F شکل ۴. منحنی نرم شوندگی بتن: الف) تقریب خطی، ب) تقریب دوخطی و

ج) کلی

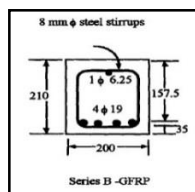
کوچک کردن المان مش بندی تغییری در نتایج ایجاد نمی شود. در هر دو نمونه مورد بررسی، از آئین نامه ACI 440.1R و رابطه (۱) برای محاسبه ρ_b استفاده شده است:

$$\rho_b = \frac{0.85\beta f_c}{0.67f_{fu}} \cdot \frac{\epsilon_{cu}E_f}{\epsilon_{cu}E_f + 0.67f_{fu}} \quad (1)$$

برای اعتبارسنجی مدل های مورد بررسی برای تیرهای ساخته شده با میلگردهای FRP، از دو نمونه آزمایشگاهی F1 و B مطابق مشخصات جدول ۱ و شکل های ۵ و ۶ استفاده شده که ρ_f و ρ_b درصد آرماتورهای کششی و فشاری تیرها می باشند (پسی و همکاران، ۲۰۰۰؛ السید، ۱۹۹۸). در تحلیل عددی، معیار شکست، رسیدن بتن به کرنش ۰/۰۳۵ می باشد. مش بندی تا اندازه ای کوچک شده است که دیگر با عوض و



شکل ۵. جزئیات ساختار نمونه F1



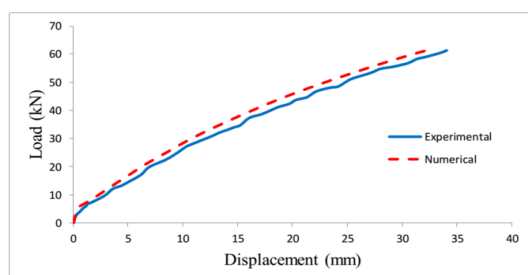
شکل ۶. جزئیات مقطع نمونه B

جدول ۱. مشخصات مدل‌های آزمایشگاهی مرجع برای تیر

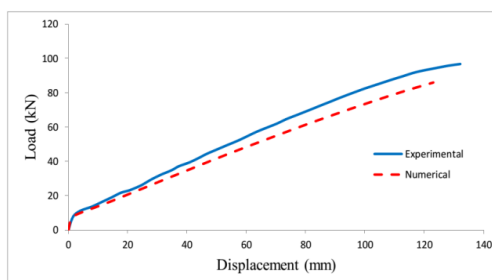
ردیف	تیر	H (m) ارتفاع	B (m) عرض	L (m) طول	ρ_f	ρ'_f	ρ_b	f_c (MPa)	$E_f E_f$ (GPa)
۱	F1	۰/۱۸۵	۰/۵	۳/۴	۰/۰۰۹۵۹	۰/۰۰۲۷۴	۰/۰۲۰۱	۳۰	۴۲
۲	B	۰/۲۱	۰/۲	۲/۵	۰/۰۲۷	۰/۰۰۰۷۳	۰/۰۱۲۴	۳۰	۴۷

میلی‌متر و مقاومت جاری شدن ۴۰۰ مگاپاسکال در بالا و چهار آرماتور طولی کششی با قطر ۱۹ میلی‌متر، مقاومت نهایی ۷۰۰ مگاپاسکال در پایین از نوع GFRP و آرماتورهای عرضی به قطر ۸ میلی‌متر بود. شکل ۸، نمودار نیرو- تغییر مکان حاصل از آنالیز عددی و نتایج آزمایشگاهی را نشان می‌دهد. همانطور که مشاهده می‌شود، منحنی نتایج عددی دارای شیبی نزدیک به نتایج آزمایشگاهی است. اختلاف حداکثر جابه‌جایی بین دو نمونه ۳/۸۶ درصد می‌باشد. این اختلاف در مورد حداکثر بار ۱/۴۹ درصد می‌باشد. در این نمونه، منحنی تحلیلی با اختلاف کمی بالاتر از منحنی آزمایشگاهی قرار گرفت.

تیر F1 دارای دو آرماتور طولی فشاری فلزی به قطر ۱۲/۷ میلی‌متر و مقاومت جاری شدن ۴۰۰ مگاپاسکال در بالا و هفت آرماتور طولی کششی با قطر ۱۲/۷ میلی‌متر و مقاومت نهایی ۶۳۰ مگاپاسکال در پایین از نوع GFRP و آرماتورهای عرضی به قطر ۸ میلی‌متر بود. شکل ۷، نمودارهای نیرو- تغییر مکان حاصل از آنالیز عددی و نتایج آزمایشگاهی را نشان می‌دهد. همانطور که مشاهده می‌شود، منحنی نتایج عددی دارای شیبی نزدیک به نتایج آزمایشگاهی است و درصد اختلاف حداکثر جابه‌جایی و حداکثر بار بین دو نمونه ۶/۸۸ و ۱۱/۱۶ درصد می‌باشد. تیر بتنی B هم دارای یک آرماتور طولی فلزی فشاری به قطر ۶/۲۵



شکل ۸. نمودار نیرو- تغییر مکان نمونه B



شکل ۷. نمودار نیرو- تغییر مکان نمونه F1

۴. مدل های عددی تیرهای جدید

پس از واستجی مدل های عددی، نمونه های جدید عددی شامل ۱۴ عدد تیر برای پل ها مطابق جدول ۲ در سه دسته تعریف گردید. به طوری که تیرهای پل ها می-توانند به صورت درجا با ارتفاع زیاد و یا پیش ساخته با ارتفاع کم اجرا گردند. نوع بارگذاری گسترده یا متمرکز کامیون تأثیری در رفتار نهایی تیرها ندارد. در دسته اول، میزان تأثیر ابعاد مقطع (نسبت H/B) و میزان آرماتور کششی مقطع (ρ) بر نحوه شکست المان در سه مدل بررسی و نمودار $H/B - \rho$ ترسیم می شود تا کنترل شکست در ابعاد مختلف مورد بررسی قرار گیرد. در

دسته دوم، تأثیر میزان آرماتور کششی مقطع (ρ) بر میزان مقاومت خمشی تیر و تأثیر آن بر مقدار بار نهایی شکست (P_u) بررسی و نمودار $P_u - \rho$ ترسیم می گردد. در دسته سوم نیز میزان تأثیر تغییرات مدول الاستیسیته آرماتورهای کششی (E_f) بر رفتار خمشی المان بررسی و نمودار ΔP - ترسیم می گردد. در نامگذاری نمونه ها، حرف B به معنی تیر، حرف G به معنی دسته مورد بررسی، اعداد ۱ و ۲ و ۳ به معنی قرار داشتن نمونه مورد بررسی در دسته های مورد نظر و در نهایت، عدد آخر، شماره نمونه در دسته مورد نظر می باشد.

جدول ۲- مشخصات نمونه های عددی تیر

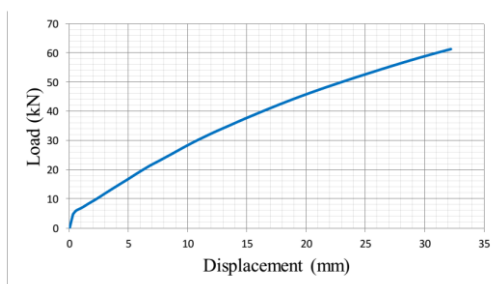
ردیف	نام نمونه	H (mm)	B (mm)	L (mm)	f_c (MPa)	H/B	تعداد و قطر آرماتور	ρ_f	E_f (GPa)
۱	BG1.1	۱۸۵	۵۰۰	۳۴۰۰	۳۰	۰/۳۷	7φ12.7	۰/۰۰۰۹۵	۴۲
۲	BG1.2	۲۱۰	۲۰۰	۲۵۰۰	۳۱	۱/۰۵	4φ19	۰/۰۰۲۷	۴۷
۳	BG1.3	۲۶۰	۲۰۰	۲۵۰۰	۳۱	۱/۳۰	4φ12.7	۰/۰۰۰۹۷	۴۷
۴	BG2.1	۱۸۵	۵۰۰	۳۴۰۰	۳۰	۰/۳۷	7φ12.7	۰/۰۰۰۹۶	۴۲
۵	BG2.2	۱۸۵	۵۰۰	۳۴۰۰	۳۰	۰/۳۷	7φ19	۰/۰۰۲۱۵	۴۲
۶	BG2.3	۱۸۵	۵۰۰	۳۴۰۰	۳۰	۰/۳۷	7φ21	۰/۰۰۲۶	۴۲
۷	BG2.7	۲۱۰	۲۰۰	۲۵۰۰	۳۱	۱/۰۵	3φ12.7	۰/۰۰۰۹	۴۷
۸	BG2.8	۲۱۰	۲۰۰	۲۵۰۰	۳۱	۱/۰۵	6φ12.7	۰/۰۰۱۸	۴۷
۹	BG2.9	۲۱۰	۲۰۰	۲۵۰۰	۳۱	۱/۰۵	4φ19	۰/۰۰۲۷	۴۷
۱۰	BG3.1	۱۸۵	۵۰۰	۳۴۰۰	۳۰	۰/۳۷	7φ12.7	۰/۰۰۰۹۵	۳۰
۱۱	BG3.2	۱۸۵	۵۰۰	۳۴۰۰	۳۰	۰/۳۷	7φ12.7	۰/۰۰۰۹۵	۴۲
۱۲	BG3.3	۱۸۵	۵۰۰	۳۴۰۰	۳۰	۰/۳۷	7φ12.7	۰/۰۰۰۹۵	۶۲
۱۳	BG3.4	۱۸۵	۵۰۰	۳۴۰۰	۳۰	۰/۳۷	7φ12.7	۰/۰۰۰۹۵	۸۰
۱۴	BG3.5	۱۸۵	۵۰۰	۳۴۰۰	۳۰	۰/۳۷	7φ12.7	۰/۰۰۰۹۵	۱۰۰

۵. تجزیه و تحلیل نتایج

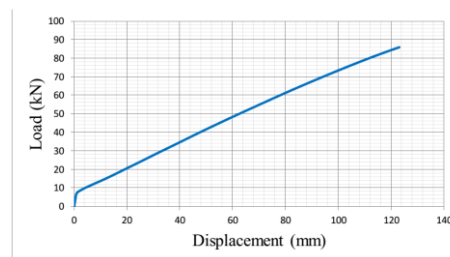
هدف اصلی در کلیه حالات بررسی میزان اثربخشی پارامترهای اصلی همچون مقدار آرماتور کششی، نسبت عرض به ارتفاع مقطع (H/B) و همچنین تأثیر مدول الاستیسیته بر نوع شکست المان‌ها، میزان تغییر مکان و بار نهایی شکست (P_U) و به طور کلی تأثیرگذاری این عوامل بر مقاومت خمشی تیرهای مورد نظر در ساخت پل‌ها می‌باشد.

۵-۱. منحنی بار- تغییر مکان تیرها

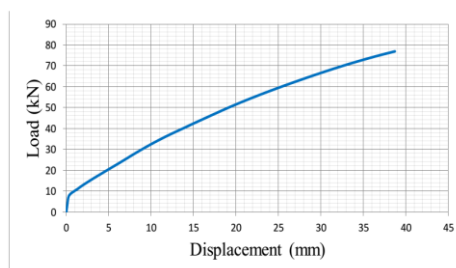
شکل ۹، نمودارهای بار- تغییر مکان سه مدل BG1.1 تا BG1.3 دسته اول را نشان می‌دهد. پارامترهای مورد بررسی در تحلیل نمونه‌های دسته اول در جدول ۳ نشان داده شده است تا کنترل شکست با توجه به تغییرات ابعاد و میزان آرماتور کششی بررسی گردد. همانطور که در نمودار شکل ۹ مشاهده می‌شود، نمونه‌های BG1.1، BG1.2 و BG1.3 به ترتیب بارهای ۸۶، ۶۱/۴ و ۷۷ کیلونیوتن و جابه‌جایی‌های حداکثر ۱۲۳/۰۴، ۳۲/۲۱ و ۳۸/۷۱ را تحمل کردند.



ب- نمونه BG1.2



الف- نمونه BG1.1



ج- نمونه BG1.3

شکل ۹. نمودار بار- تغییر مکان نمونه دسته اول

جدول ۳- پارامترهای مورد بررسی تیر در دسته اول

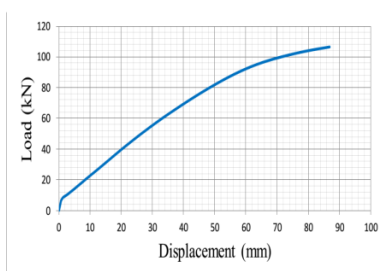
ردیف	نام نمونه	H/B	ρ	ρ_b	$\frac{\rho}{\rho_b}$	P_u (kN)
۱	BG1.1	۰/۳۷	۰/۰۰۰۹۵	۰/۰۲	۰/۴۸	۸۶
۲	BG1.2	۱/۰۵	۰/۰۰۲۷	۰/۰۱۲	۲/۱۸	۶۱/۴
۳	BG1.3	۱/۳۰	۰/۰۰۰۹۷	۰/۰۱۲	۰/۰۷۹	۷۷

نمونه‌ها را نشان می‌دهد. نمونه‌های BG2.1، BG2.2 و BG2.3 به ترتیب بارهای ۸۶، ۱۰۶/۶ و ۱۱۱/۹۷ کیلونیوتن و جابه‌جایی‌های حداکثر ۱۲۳/۰۴، ۹۱/۴۶ و ۸۶/۷۸ میلی‌متر و نمونه‌های BG2.7، BG2.8 و BG2.9 به ترتیب بارهای ۵۵/۸، ۷۱/۸۱ و ۸۰/۴۳ کیلونیوتن و جابه‌جایی‌های حداکثر ۶۶/۱۱، ۵۳/۸۳ و ۵۸/۷۴ میلی‌متر را تحمل کردند.

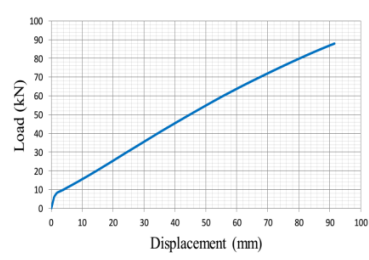
شش نمونه BG2.1 تا BG2.3 و BG2.7 تا BG2.9 با پارامترهای جدول ۴ در دسته دوم برای تأثیر تغییرات میزان آرماتور کششی مقطع (ρ) بر میزان مقاومت خمشی تیر و تأثیر آن بر مقدار بار نهایی شکست (P_u) بررسی گردیدند و برای محاسبه ρ_b تمامی نمونه‌ها از فرمول (۱) استفاده شد. مدل‌های BG2.1 تا BG2.3 مشابه مدل F1 بوده و درصد آرماتور کششی آن‌ها تغییر داده شده است. شکل ۱۰، نمودار بار- تغییر مکان این

جدول ۴- پارامترهای مورد بررسی تیر در دسته دوم

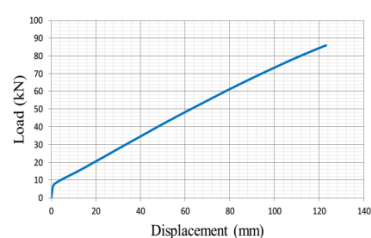
ردیف	نام نمونه	ρ	ρ_b	$\frac{\rho}{\rho_b}$	P_u (kN)
۱	BG2.1	۰/۰۰۰۹۵	۰/۰۲	۰/۴۷۷	۸۶
۲	BG2.2	۰/۰۲۰۱	۰/۰۲	۱/۰۶۷	۱۰۶/۶
۳	BG2.3	۰/۰۲۶	۰/۰۲	۱/۳۰۴	۱۱۱/۹۷
۴	BG2.7	۰/۰۰۹	۰/۰۱۲	۰/۷۳	۵۵/۸۰
۵	BG2.8	۰/۰۱۸	۰/۰۱۲	۱/۴۵۹	۷۱/۸۱
۶	BG2.9	۰/۰۲۷	۰/۰۱۲	۲/۱۷۸	۸۰/۴۳



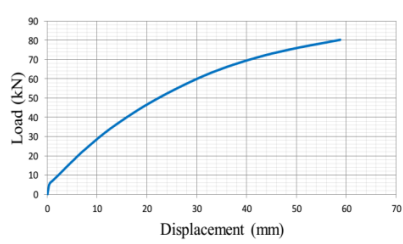
ج- نمونه BG2.3



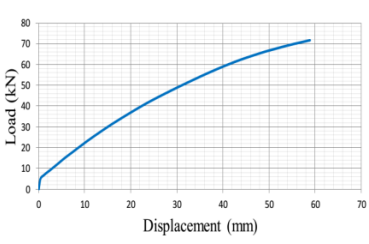
ب- نمونه BG2.2



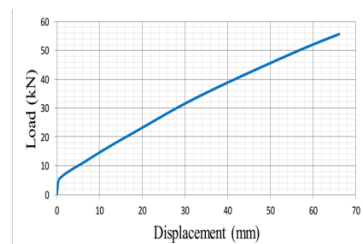
الف- نمونه BG2.1



ز- نمونه BG2.9



ه- نمونه BG2.8



د- نمونه BG2.7

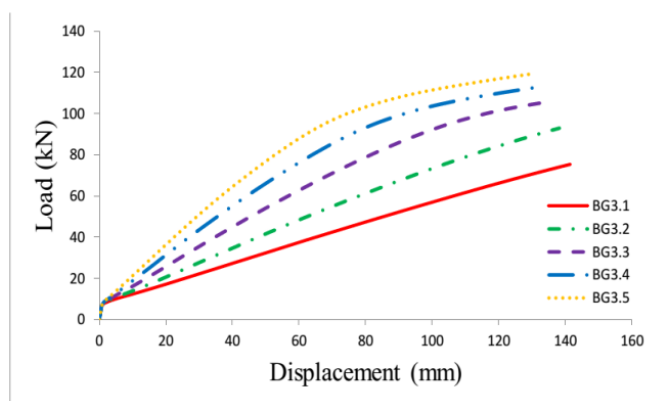
شکل ۱۰. نمودار بار- تغییر مکان نمونه دسته دوم

BG3.3, BG3.4 و BG3.5 به ترتیب بارهای ۷۵/۴، ۹۲/۹، ۱۱۱/۹۷، ۱۱۲/۶ و ۱۱۹/۳ کیلونیوتن و جابه-جایی‌های حداکثر ۱/۱۴، ۱/۱۳۸، ۱/۱۳۳، ۱/۱۳۰ و ۱۲۹/۵ میلی‌متر را تحمل کردند و نمونه‌های با مدول الاستیسیته بسیار کم دارای رفتار خطی بودند.

نمونه‌های BG3.1 تا BG3.5 در دسته سوم مطابق جدول ۵ برای بررسی میزان تأثیر تغییرات مدول الاستیسیته آرماتورهای کششی (E_f) بر رفتار خمشی المان داده شده‌اند. شکل ۱۱ نمودار بار- تغییر مکان این نمونه‌ها را نشان می‌دهد که نمونه‌های BG3.1، BG3.2،

جدول ۵- پارامترهای مورد بررسی تیر در دسته سوم

ردیف	نام نمونه	H (mm)	B (mm)	E_f (GPa)	Pu (kN)
۱	BG3.1	۱۸۵	۵۰۰	۳۰	۸۳
۲	BG3.2	۱۸۵	۵۰۰	۴۲	۹۲/۹۶
۳	BG3.3	۱۸۵	۵۰۰	۶۰	۱۰۵/۵۱
۴	BG3.4	۱۸۵	۵۰۰	۸۰	۱۱۳/۴۲
۵	BG3.5	۱۸۵	۵۰۰	۱۰۰	۱۲۰/۲۳

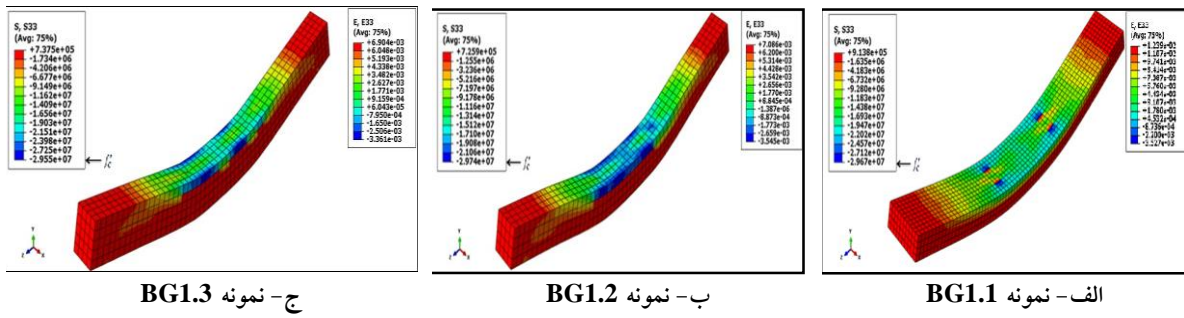


شکل ۱۱. نمودار بار- تغییر مکان نمونه‌های تیر در دسته سوم

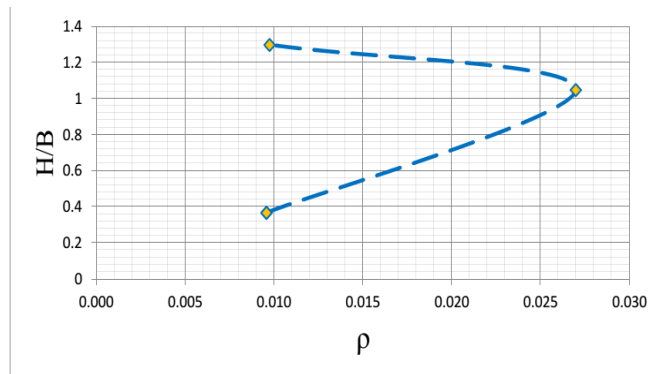
احتمال دارد کرنش واقعی شکست بیشتر از این مقدار باشد. از شکل ۱۲ مشاهده می‌شود که این سه نمونه در زمانی که به بار نهایی خود می‌رسند تنش فشاری نمونه‌ها به مقدار ۲۹/۷۶، ۲۹/۷۴ و ۲۹/۵۵ مگاپاسگال می‌رسد که از تنش نهایی متناظرشان در فرضیات که برابر ۳۰، ۳۱ و ۳۱ مگاپاسگال بود کمتر بودند و اختلاف بسیار جزئی را نشان می‌دهند.

۲-۵. توزیع تنش نمونه‌ها

شکل ۱۲ توزیع تنش روی نمونه‌های دسته اول BG1.1، BG1.2 و BG1.3 را در لحظه شکست و شکل ۱۳ نیز نمودار ρ -H/B را نشان می‌دهد. به طوری که همه نمونه‌ها به کرنش نهایی تئوری که مطابق آئین‌نامه‌ها برابر ۰/۰۳۵ به عنوان لحظه شکست بود رسیدند. این البته به معنی شکست نهایی نیست زیرا در مواردی



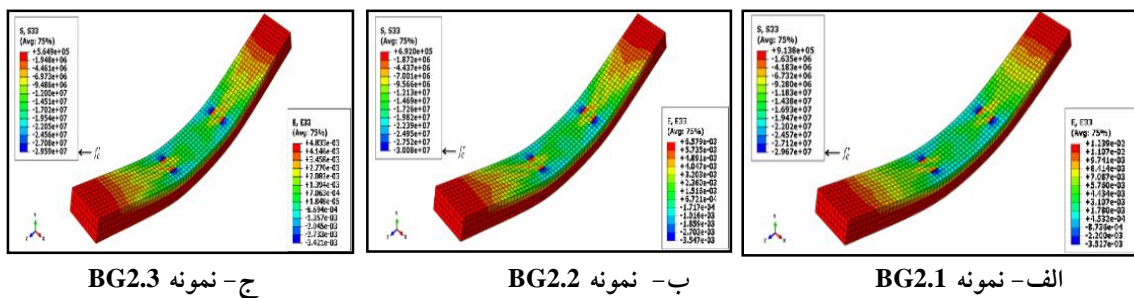
شکل ۱۲. توزیع تنش در لحظه شکست نمونه‌های دسته اول

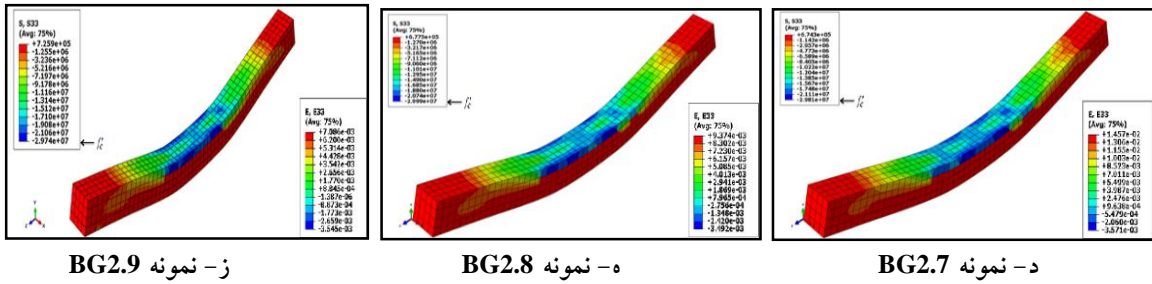


شکل ۱۳. نمودار ρ -H/B نمونه‌های تیر در دسته اول

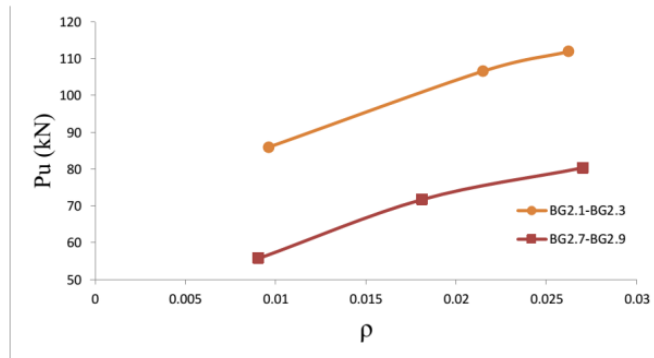
همچنین، نمونه‌های دسته دوم BG2.1, BG2.2 و BG2.3 و همچنین BG2.7, BG2.8 و BG2.9 مطابق شکل ۱۴ (نحوه توزیع تنش در لحظه شکست) به کرنش نهایی ۰/۰۰۳۵ که لحظه شکست بود رسیدند. مشاهده می‌شود که این نمونه‌ها در زمانی که به بار نهایی خود می‌رسند تنش فشاری نمونه‌ها به مقدار

۲۹/۷۴ مگاپاسگال می‌رسد که از تنش نهایی متناظرشان در فرضیات (۳۰ مگاپاسگال) کمتر بودند. همانطور که در نمودار ρ - P_u شکل ۱۵ مشاهده می‌شود در مدل‌های مورد بررسی در هر دسته، افزایش میزان آرماتور کششی مقطع، تأثیر محسوسی بر افزایش بار نهایی وارد بر المان را نشان می‌دهد





شکل ۱۴. توزیع تنش در لحظه شکست نمونه‌های دسته دوم



شکل ۱۵. نمودار $P_u - \rho$ نمونه‌های تیر در دسته دوم

۰/۰۰۳۵ رسیده و شکست اتفاق می‌افتد. بررسی‌ها در دسته اول نشان داد که در نمونه‌های BG1.1 و BG1.3 پارگی میلگرد و در نمونه BG1.2 شکست بتن اتفاق افتاد و تغییرات نسبت ابعاد مقطع، نمی‌تواند تأثیر مستقیم بر مقاومت و بار نهایی داشته باشد چرا که در یک نسبت یکسان، اما با ابعاد مختلف، درصد آرماتور مقطع متفاوت خواهد بود و بدیهی است که رفتار المان نیز متفاوت می‌باشد. به طور کلی، تغییر در بعد مقطع بسیار مؤثرتر از تغییر در نسبت ابعاد بر رفتار و مقاومت المان خواهد بود. از تحلیل ۶ نمونه تیر در دسته دوم (نمونه‌های BG2.1 تا BG2.9) از دو مدل مرجع (F1 و B) مشاهده شد که افزایش مقدار آرماتور کششی مقطع (ρ) باعث افزایش مقدار بار نهایی نمونه می‌شود و در این نمونه‌ها مقدار آرماتور کششی مقطع (ρ) در بعضی نمونه‌ها کمتر و در بعضی بیشتر از ρ_b می‌باشد.

جدول ۶ میزان تغییرات مقدار آرماتورهای کششی مقطع و میزان تأثیرگذاری بر افزایش بار نهایی شکست را نشان می‌دهد. در بررسی سه نمونه اول جدول ۶، دیده

کرنش نهایی نمونه‌های BG3.1 تا BG3.5 در دسته سوم مطابق شکل ۱۶ به ۰/۰۰۳۵ که لحظه شکست بود رسید و مشاهده می‌شود که این سه نمونه در زمانی که به بار نهایی خود می‌رسند تنش فشاری نمونه‌ها به مقدار ۲۹/۵۹، ۲۹/۶۷، ۳۰/۰۵، ۲۹/۹۶ و ۲۹/۵ مگاپاسکال می‌رسد که از تنش نهایی متناظرشان در فرضیات (۳۱ مگاپاسکال) در سه نمونه اول و ۳۰ مگاپاسکال در دو نمونه بعدی، کمتر بود. مشاهده می‌شود که با افزایش مدول الاستیسیته باعث می‌شود به نمونه برای رسیدن به کرنش نهایی بتن (یعنی ۰۰۳۵) بار بیشتری را اعمال نمود. به علت سخت‌تر شدن مدل، نمونه جابه‌جایی کمتری انجام می‌دهد و شیب نمودار افزایش می‌یابد.

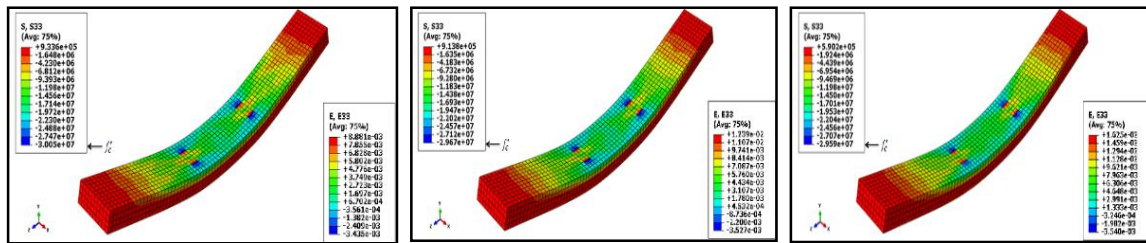
۳-۵. بررسی اثر متغیرها

اگر $\rho < \rho_b$ باشد، پارگی میلگرد قبل از شکست بتن و رسیدن به کرنش ۰/۰۰۳۵ در المان اتفاق می‌افتد و اگر $\rho > \rho_b$ باشد قبل از پارگی میلگردها، بتن به کرنش

بررسی رفتار خمشی عرشه ها و تیرهای پل های بتنی مسلح شده با میلگردهای طولی غیر فولادی الیافی پلیمری FRP

نسبت به نمونه BG2.2، ۲۲/۱۳ درصد افزایش داشته است که این عمل باعث افزایش ۵ درصدی بار نهایی شده است.

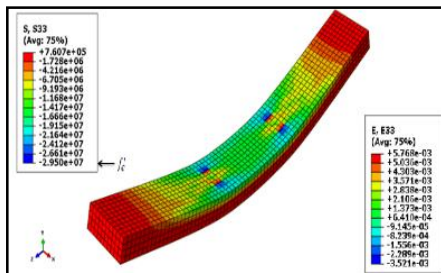
می شود که در ابتدا با افزایش ۱۲۴/۰۱ درصدی میزان آرماتور کششی مقطع در نمونه BG2.2 نسبت به نمونه BG2.1، افزایش ۲۴ درصدی در بار نهایی المان اتفاق می افتد. در نمونه BG2.3 میزان آرماتور کششی مقطع



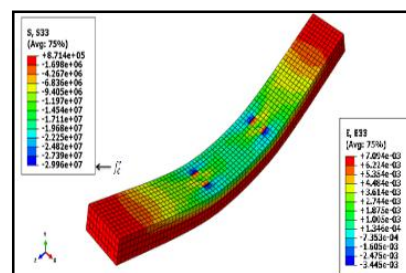
ج- نمونه BG3.3

ب- نمونه BG3.2

الف- نمونه BG3.1



ه- نمونه BG3.5



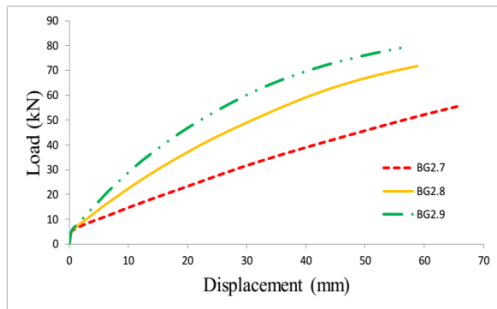
د- نمونه BG3.4

شکل ۱۶- توزیع تنش در لحظه شکست نمونه های دسته دوم

جدول ۶- نتایج مربوط به دسته دوم تیرها

ردیف	نام نمونه	ρ	ρ_b	$\frac{\rho}{\rho_b}$	P_u (kN)	درصد افزایش ρ	درصد افزایش P_u
۱	BG2.1	۰/۰۰۹۶	۰/۰۲۰۱	۰/۴۷۷	۸۶	-----	-----
۲	BG2.2	۰/۰۲۱۴	۰/۰۲۰۱	۱/۰۶۷	۱۰۶/۶	۱۲۴/۰۱	۲۴
۳	BG2.3	۰/۰۲۶۲	۰/۰۲۰۱	۱/۳۰۴	۱۱۱/۹۷	۲۲/۱۳	۵
۴	BG2.7	۰/۰۰۹	۰/۰۱۲۴	۰/۷۳	۵۵/۸۰	-----	-----
۵	BG2.8	۰/۰۱۸۱	۰/۰۱۲۴	۱/۴۵۹	۷۱/۸۱	۱۰۰/۲۲	۲۸/۷
۶	BG2.9	۰/۰۲۷	۰/۰۱۲۴	۲/۱۷۸	۸۰/۴۳	۴۹/۱۷	۱۲

نهایی شده است. شکل ۱۸ نمودار سه نمونه سوم را نشان می‌دهد تا تفاوت این سه در میزان بار نهایی، جا-به‌جایی، رفتار الاستیک و رفتار پلاستیک مشخص و قابل مقایسه باشد. دیده می‌شود که هرچه میزان آرماتورهای کششی مقطع افزایش می‌یابد، جا-به‌جایی نمونه کاهش و بار نهایی افزایش می‌یابد. در نمونه اول، نمودار با شیب ثابت و به صورت مستقیم می‌باشد. در حالی که دو نمونه دوم و سوم به صورت منحنی در آمده‌اند. اگر نمونه BG2.3 نسبت به حالت اولیه یعنی نمونه BG2.1 مقایسه شود دیده می‌شود که میزان آرماتور کششی مقطع ۱۷۳/۵۹ درصد افزایش داشته است که این افزایش منجر به افزایش ۳۰/۲ درصدی بار نهایی شده است. به طور میانگین، در سه نمونه اول، افزایش ۷۳/۰۷ درصدی میزان آرماتور کششی مقطع باعث افزایش ۱۴/۵ درصدی بار نهایی در المان می‌شود.

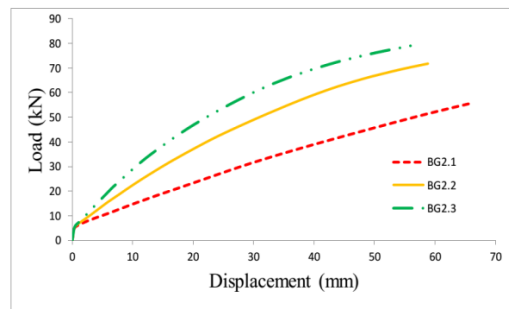


شکل ۱۸. نمودار نمونه‌های BG2.7, BG2.8 و BG2.9

شوند، می‌توان این طور بیان نمود که به ازای افزایش ۷۳/۶۲ درصدی میزان آرماتور کششی مقطع، بار نهایی افزایش ۱۶/۴۵ درصدی را نشان می‌دهد. طبق آئین‌نامه ACI440 تنش در میلگردهای FRP از معادله (۲) استفاده می‌شود:

$$f_f = \sqrt{\frac{(E_f \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0.85 \beta_1 \hat{f}_c}{\rho_f} E_f \varepsilon_{cu} - 0.5 E_f \varepsilon_{cu}} \leq f_{fu} \quad (2)$$

شکل ۱۷، نمودار سه نمونه اول را نشان می‌دهد تا تفاوت این سه در میزان بار نهایی، جا-به‌جایی، رفتار الاستیک و رفتار پلاستیک مشخص و قابل مقایسه باشد. با مشاهده نمودارهای شکل ۱۷، دیده می‌شود که هرچه میزان آرماتورهای کششی مقطع افزایش می‌یابد، جا-به‌جایی نمونه کاهش و بار نهایی افزایش می‌یابد. در دو نمونه اول و دوم، نمودار با شیب ثابت و به صورت مستقیم می‌باشد. اما قسمتی از نمونه سوم به صورت منحنی در آمده است. در بررسی سه نمونه دوم جدول ۶، دیده می‌شود که در ابتدا افزایش ۱۰۰/۲۲ درصدی میزان آرماتور کششی مقطع در نمونه BG2.8 نسبت به نمونه BG2.7 افزایش ۲۸/۷ درصدی بار نهایی در المان اتفاق می‌افتد. در نمونه BG2.9 میزان آرماتور کششی مقطع نسبت به نمونه BG2.8، ۴۹/۱۷ درصد افزایش داشته است. این عمل باعث افزایش ۱۲ درصدی بار



شکل ۱۷. نمودار نمونه‌های BG2.1, BG2.2 و BG2.3

اگر نمونه BG2.9 نسبت به حالت اولیه یعنی نمونه BG2.7 مقایسه شود دیده می‌شود که میزان آرماتور کششی مقطع ۱۹۸/۶۷ درصد افزایش داشته است که این افزایش منجر به افزایش ۴۴/۶۸ درصدی بار نهایی شده است. به طور میانگین، در سه نمونه سوم، افزایش ۷۴/۷ درصدی میزان آرماتور کششی مقطع باعث افزایش ۲۰/۳۵ درصدی بار نهایی در المان می‌شود. به طور کلی، در نهایت، اگر همه ۹ مدل با هم بررسی

بیان نمود که به طور میانگین، نتایج حاصل از معادلات با نتایج حاصل از مدل سازی ۲۳/۶ درصد اختلاف دارد. به عبارتی، ضریب اصلاحی برای نتایج به دست آمده که با نام β_{1p} معرفی می گردد، برابر است با ۱/۲۴، که با در نظر گرفتن ۱۰ درصد ضریب اطمینان، این ضریب ۱/۱۴ در نظر گرفته می شود.

همچنین برای محاسبه لنگر در المان های بتنی مسلح شده با میلگردهای FRP از معادله (۳) استفاده می شود:

$$M_u \leq \phi \cdot M_n$$

$$M_n = \rho_f f_f \left(1 - 0.59 \frac{\rho_f f_f}{f_c}\right) b d^2 \quad (3)$$

جدول ۷ نتایج تئوری و مدل سازی دسته دوم تیرها و میزان اختلاف آن ها را نشان می دهد. می توان این طور

جدول ۷- مقایسه نتایج تئوری و نتایج حاصل از مدل سازی دسته دوم تیرها

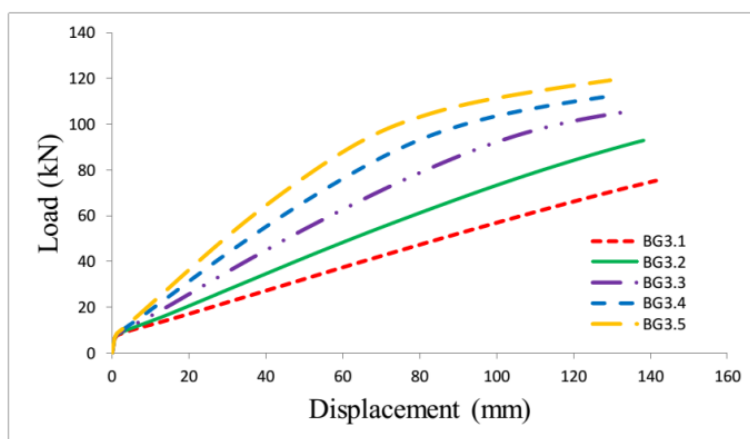
ردیف	نام نمونه	ρ	ρ_b	$\frac{\rho}{\rho_b}$	M (kN.m) تئوری	P_u (kN) تئوری	P_u (kN) تحلیلی	درصد اختلاف
۱	BG2.1	۰/۰۰۹۶	۰/۰۲۰۱	۰/۴۷۷	۷۲/۴۷	۵۳/۶۸	۸۶	۳۷/۵۸
۲	BG2.2	۰/۰۲۱۴	۰/۰۲۰۱	۱/۰۶۷	۱۱۴/۸۹	۸۵/۱۱	۱۰۶/۶	۲۰/۱۹
۳	BG2.3	۰/۰۲۶۲	۰/۰۲۰۱	۱/۳۰۴	۱۰۶/۵۸	۷۸/۹۵	۱۱۱/۹۷	۲۹/۴۹
۴	BG2.7	۰/۰۰۹	۰/۰۱۲۴	۰/۷۳	۶۱/۹۴	۴۵/۸۸	۵۵/۸۰	۱۷/۷۸
۵	BG2.8	۰/۰۱۸۱	۰/۰۱۲۴	۱/۴۵۹	۸۳/۰۵	۶۱/۵۲	۷۱/۸۱	۱۴/۳۳
۶	BG2.9	۰/۰۲۷	۰/۰۱۲۴	۲/۱۷۸	۸۵/۶۷	۶۳/۴۶	۸۰/۴۳	۲۱/۱۱

باعث افزایش ۷/۵ درصدی بار نهایی می شود. در نمونه BG3.5 افزایش مدول الاستیسیته نسبت به نمونه BG3.4، ۲۵ درصد بوده است که افزایش ۶ درصدی بار نهایی را به دنبال داشته است. اگر بخواهیم این نتایج به دست آمده در نمونه های BG3.2 تا BG3.5 را نسبت به حالت اولیه یعنی نمونه BG3.1 بسنجیم می توان اینطور بیان نمود که مدول الاستیسیته آرماتورهای کششی مقطع نمونه های BG3.2 تا BG3.5، به ترتیب ۴۰، ۱۰۰، ۱۶۶/۶۷ و ۲۳۳/۳۳ درصد نسبت به مدول الاستیسیته نمونه BG3.1 افزایش پیدا کرده است که این امر منجر به افزایش بار نهایی المان به میزان ۱۲، ۲۷/۱۲، ۳۶/۶۵ و ۴۴/۸۶ درصدی نسبت به مدل BG3.1 می شود. شکل ۱۹ نمودار نمونه های دسته سوم را نشان می دهد.

پنج نمونه تیر در دسته سوم (نمونه های BG3.1 تا BG3.5) از مدل مرجع F1 استفاده شده و مورد تحلیل و آنالیز قرار گرفت تا میزان تأثیر افزایش مدول الاستیسیته آرماتورهای کششی بر میزان بار نهایی مشخص گردد و نتایج در جدول ۸ داده شده اند. در مقایسه نمونه BG3.2 با نمونه BG3.1 دیده می شود که با افزایش ۴۰ درصدی مدول الاستیسیته آرماتورهای کششی مقطع، بار نهایی المان به میزان ۱۲ درصد افزایش یافته است و نمونه BG3.3 نسبت به نمونه BG3.2 دارای افزایش ۴۲/۸۶ درصدی مدول الاستیسیته آرماتورهای کششی مقطع می باشد که این امر منجر به افزایش ۱۳/۵ درصدی بار نهایی شده است. این مقایسه برای نمونه BG3.4 نسبت به نمونه BG3.3 نشان می دهد که افزایش ۳۳/۳۳ درصدی مدول الاستیسیته

جدول ۸- نتایج مربوط به دسته سوم تیرها

ردیف	نام نمونه	H (mm)	B (mm)	E_f (Pa)	Pu (kN)	درصد افزایش E_f	درصد افزایش Pu
۱	BG3.1	۱۸۵	۵۰۰	3.00E+10	۸۳	-----	-----
۲	BG3.2	۱۸۵	۵۰۰	4.20E+10	۹۲/۹۶	۴۰	۱۲
۳	BG3.3	۱۸۵	۵۰۰	6.00E+10	۱۰۵/۵۱	۴۲/۸۶	۱۳/۵
۴	BG3.4	۱۸۵	۵۰۰	8.00E+10	۱۱۳/۴۲	۳۳/۳۳	۷/۵
۵	BG3.5	۱۸۵	۵۰۰	1.00E+11	۱۲۰/۲۳	۲۵	۶



شکل ۱۹. نمودار نمونه‌های دسته سوم

میلگرد رابطه مستقیم دارد و بدیهی است که افزایش مدول الاستیسیته میلگرد باعث افزایش تنش شده و چون مقطع ثابت می‌باشد در نتیجه بار وارده افزایش می‌یابد. جدول ۹ نتایج حاصل از معادله فوق و نتایج به دست آمده از مدل سازی صورت گرفته را مقایسه می‌کند. می‌توان این طور بیان نمود که به طور میانگین نتایج حاصل از معادلات با نتایج حاصل از مدل سازی $27/4$ درصد اختلاف دارد. ضریب اصلاحی β_{1E} برابر است با $1/27$ ، که با در نظر گرفتن 10 درصد ضریب اطمینان، این ضریب $1/17$ در نظر گرفته می‌شود.

با توجه به شکل ۱۹، نمودار نمونه اول و دوم با شیب ثابت و سه نمونه دیگر به صورت منحنی در آمده است. کاهش جابه‌جایی و افزایش بار نهایی نیز به صورت محسوس اتفاق افتاده است. به طور کلی، می‌توان این طور بیان نمود که با بررسی ۵ مدل ساخته شده، به طور میانگین با افزایش $35/3$ درصدی مدول الاستیسیته آرماتورهای کششی مقطع، در المان افزایش $9/75$ درصدی بار نهایی اتفاق می‌افتد. به عبارتی، مدل مقاومت بیشتری از خود نشان می‌دهد. بدیهی است که با افزایش مدول الاستیسیته که منجر به افزایش بار نهایی و سختی المان شده است، نمونه جابه‌جایی کمتری را انجام دهد. می‌توان گفت که مدول الاستیسیته با تنش در

جدول ۹- مقایسه نتایج تئوری و نتایج حاصل از مدل سازی دسته سوم تیرها

ردیف	نام نمونه	H (mm)	B (mm)	E_f (GPa)	P_u (kN) تئوری	تحلیلی P_u (kN)	درصد اختلاف
۱	BG3.1	۱۸۵	۵۰۰	۳۰	۵۸/۸۴	۸۳	۲۹/۱۱
۲	BG3.2	۱۸۵	۵۰۰	۴۲	۷۲/۴۷	۹۲/۹۶	۲۲/۰۴
۳	BG3.3	۱۸۵	۵۰۰	۶۰	۷۷/۲۶	۱۰۵/۵۱	۲۶/۷۸
۴	BG3.4	۱۸۵	۵۰۰	۸۰	۸۰/۵۹	۱۱۳/۴۲	۲۸/۹۵
۵	BG3.5	۱۸۵	۵۰۰	۱۰۰	۸۳/۷۴	۱۲۰/۲۳	۳۰/۳۵

۶. نتیجه گیری

- برای همه نمونه‌ها، به ازای افزایش ۷۳/۶۲ درصدی میزان آرماتور کششی مقطع، بار نهایی افزایش ۱۶/۴۵ درصدی را نشان می‌دهد. این نکته اهمیت و تأثیرگذاری پارامتر مقدار آرماتورهای کششی مقطع (ρ) را نشان می‌دهد.

- با افزایش مدول الاستیسیته آرماتورهای کششی مقطع مدل سخت تر شده و بار نهایی افزایش و جابه‌جایی نهایی کاهش می‌یابد. لذا، نتایج نشان داد که برای رسیدن به یک جابه‌جایی خاص با افزایش مدول الاستیسیته آرماتور کششی مقطع به بار بیشتری نیاز است. به طور میانگین، با افزایش ۳۵/۳ درصدی مدول الاستیسیته آرماتورهای کششی مقطع، در المان افزایش ۹/۷۵ درصدی بار نهایی اتفاق افتاد.

- پس از بررسی تمامی نمونه‌های تیر، می‌توان ضریب افزایشی را برای محاسبه لنگر در تیرهای مسلح به میلگرد FRP با استفاده از فرمول‌های آئین‌نامه‌های سازه‌های بتنی مسلح به میلگردهای فلزی و با توجه به تغییرات مقدار آرماتورهای کششی و مدول الاستیسیته آرماتورهای کششی مقطع برابر ۱/۲۴ و ۱/۲۷ می‌باشند

مدل سازی عددی نمونه‌های آزمایشگاهی تیر بتن پل‌ها مسلح شده با میلگردهای FRP برای بررسی رفتار خمشی جهت اعتبارسنجی انجام و سپس ۱۸ عدد تیر جدید به صورت عددی در نظر گرفته شدند که پس از بررسی جامع، نتایج زیر حاصل گردید:

- تغییرات نسبت ابعاد مقطع نمی‌تواند تأثیر مستقیم بر مقاومت و بار نهایی داشته باشد. زیرا با تغییر این نسبت، درصد آرماتور مقطع و رفتار المان متفاوت است. ولی تغییر در بُعد مقطع مؤثرتر از تغییر در نسبت ابعاد بر مقاومت خواهد بود.

- افزایش مقدار آرماتور کششی با مقطع ثابت باعث افزایش سختی و نهایتاً ظرفیت نهایی قبل از رسیدن به شکست می‌شود. به‌طور میانگین، افزایش ۷۳/۰۷ درصدی میزان آرماتور کششی مقطع، باعث افزایش ۱۴/۵ درصدی بار نهایی در نمونه‌های F1 و در نمونه‌های مدل B به طور میانگین افزایش ۷۴/۷ درصدی میزان آرماتور کششی مقطع باعث افزایش ۲۰/۳۵ درصدی بار نهایی می‌شود.

که با در نظر گرفتن ۱۰ درصد ضریب اطمینان، برابر
 ۱/۱۷ و ۱/۱۴ پیشنهاد می‌شوند.
 - با بررسی جامع، نتایج نشان داد که کاربرد میلگردهای
 FRP در تیرهای بتنی در پل‌های جاده‌ها یا راه‌آهن،
 علاوه بر افزایش دوام و کاهش هزینه‌های درازمدت،
 باعث بهبود رفتار خمشی و تغییر از حالت نسبتاً خطی
 به غیر خطی و افزایش ظرفیت خواهد شد.

۷. مراجع

- حاجی هاشمی، ع.، مستوفی نژاد، د. و ازهری، م. ۱۳۸۵. "مقاوم سازی سازه‌های بتن آرمه با استفاده از مصالح پیش‌تنیده FRP به روش نصب در نزدیک سطح (NSM)". همایش تکنولوژی‌های نوین بهسازی لرزه‌ای.
- صدر ممتازی، ع. ۱۳۸۲. "خصوصیات و ضوابط طرح و تقویت سازه‌های بتنی با مصالح کامپوزیتی FRP". دهمین کنفرانس دانشجویی مهندسی عمران، دانشگاه امیرکبیر، تهران.
- مبحث نهم مقررات ملی ساختمان ایران. ۱۳۸۳. "معاونت امور فنی، دفتر تدوین ضوابط و معیارهای فنی". سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور، تهران.
- مستوفی نژاد، د. ۱۳۸۶. "کاربرد کامپوزیت‌های FRP در سازه‌های بتن آرمه و بررسی دوام آن‌ها". فصل‌نامه انجمن بتن ایران.
- موسوی، ر. ۱۳۹۰. "بررسی سختی و خیز تیرهای مسلح شده با میلگرد FRP به کمک آزمایش مودال و الگوریتم ژنتیک". رساله دکتری، دانشگاه فردوسی مشهد.
- Ali, M. G., Dannish, S. A. and Al-Hussaini, A. 1996. "Strength and durability of concrete structures in Bahrain". *Concrete Int.*, 18(7): 39-45.
- Alsayed, S. H. 1998. "Flexural behavior of concrete beams reinforced with GFRP bars". *Cement Concrete Compos.*, 20(7): 1-11.
- Alsayed, S. H. and Alhozaimy, A. M. 1999. "Ductility of concrete beams reinforced with FR bars and steel fibers". *SAGE, J. Compos. Mater.*, 33(19): 1792-1806.
- American Concrete Institute (ACI). 1999. "Building code requirements for reinforced concrete and commentary". ACI 318R-99, ACI Committee 318, Farmington Hills, Michigan.
- American Concrete Institute (ACI). 2015. "Guide for design and construction of structural concrete reinforced with FRP bars". ACI 440-1R-15, Farmington Hills, Michigan.
- Barris, C., Torres, L., Turon, A., Baena, M. and Catalan, A. 2009. "An experimental study of the flexural behavior of GFRP RC beams and comparison with prediction models". *Compos. Struct.*, 91: 286-295.
- Bedard, C. 1992. "Composite reinforcing bars: Assessing their use in concrete". *Concrete Int.*, 14: 55-59.
- Benmokrane, B., Chaallal, O. and Masmoudi, R. 1996a. "Flexural response of concrete beams reinforced with FRP reinforcing bar". *ACI Struct. J.*, 91(2): 46-55.
- Benmokrane, B., Tighiouart, B. and Chaallal, O. 1996b. "Bond strength and load distribution of composite GFRP reinforcing bars in concrete". *ACI Mater. J.* 93(3): 246-252.
- Canadian Standard Association (CSA). 2002. "Design and construction of building components with fiber-reinforced polymers". *Concrete Design Handbook, CSA-S806-02*, Toronto, Ontario, Canada, 177 p.
- Char, M. S., Saadatmanesh, H. and Ehsani, M. R. 1994. "Concrete girders externally prestressed with composite plates". *PCI J.*, 39(3): 40-51.
- Cohn, M. Z. and Bartlett, M. 1982. "Computer-simulated flexural tests of partially prestressed concrete sections". *ASCE, J. Struct. Div.*, 108 (12): 2747-2765.
- Coronado, C. and Lopez, M. M. 2006. "Sensitivity analysis of concrete beams strengthened with FRP laminates". *Cement Concrete Compos.*, 28: 102-114.
- Darwin, D., Zuo, J., Tholen, M. and Idun, E. 1996. "Development length criteria for conventional and high relative rib area reinforcing bars". *ACI Struct. J.*, 30: 722-730.

- Ehsani, M. R., Saadatmanesh, H. and Tao, S. 1993. "Bond of GFRP rebars to ordinary- strength concrete". Fiber-Reinforced-Plastic Reinforcement for Concrete Structures, International Symposium, ACI-SP-138, pp. 333-346.
- Faza, S. S. and Ganga Rao, H. V. S. 1992. "Pre- and post-cracking deflection behavior of concrete beams reinforced by fiber reinforced plastic rebars". Proceedings of 11th International Conference on the Use of Advanced Composite Materials in Bridges and Structures, (ACMBS I), Montreal, Canada, pp. 151-160.
- Hamid, A. A. 1995. "Improving structural concrete durability in the Arabian Gulf". Concrete Int., 17(7): 32-35.
- Hasaballa, M. H. 2009. "Seismic behavior of exterior GFRP reinforced concrete beam-column joints". MSc. Thesis, University of Manitoban, Canada.
- Hibbitt, K. and Sorensen, I. 1997. "ABAQUS Standard User Manual". Version 5.6, Pub. HKS Inc., Rhode Island, New York.
- Hillerborg, A., Modeer, M. and Petersson, P. E. 1976. "Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements". Cement Concrete Res., 6: 773-782.
- Japan Society of Civil Engineers (JSCE). 1997. "Recommendation for design and construction of concrete structures using continuous fiber reinforced materials". Concrete Eng. Series, No. 23, 325 p.
- Mallick, P. K. 1988. "Fiber reinforced composites", Marcel Dekker, Inc., New York.
- Martin, P. and Roderick, H. 1996. "Fiber reinforced plastic standards for the offshore industry". SAMPE J., 32(6): 37-41.
- Minosaku, K. 1992. "Using FRP materials in prestressed concrete structures". Concrete Int., 14(8): 41-45.
- Mota, C., Almar, S. and Svecova, D. 2006. "Critical review of deflection formulas for FRP-RC members". ASCE, J. Compos. Constr., 10(3): 183-194.
- Mufti, A. A. 2001. "FRP composites in civil engineering". Vol. 1, a model specification for FRP composites for civil engineering structures.
- Naaman, A. E. and Jeong, S. M. 1995. "Structural ductility of concrete beams prestressed with FRP tendons". Non-metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, Proceedings of the Second International RILEM Symposium (FRPRCS-2), London, pp. 379-386.
- Oh, H., Sim, J., Kang, T. and Kwon, H. 2011. "An experimental study on the flexural bonding characteristic of a concrete beam reinforced with a GFRP rebar". KSCE J. Civ. Eng., 15(7): 1245-1251.
- Pecce, M., Manfredi, G. and Cosenza, E. 2000. "Experimental response and code models of GFRP RC beams in bending". ASCE, J. Compos. Constr., 4(4).
- Rasheed, H. A., Nayal, R. and Melhem, H. 2004. "Response prediction of concrete beams reinforced with FRP bars". Compos. Struct., 65: 193-204.
- Razaqpur, A. G. and Kashef, A. H. 1993, "State-of-the-art on fiber reinforced plastics for buildings". Institute for Research in Construction, National Research Council of Canada, Carleton University, Ottawa.
- Razaqpur, A. G., Svecova, D. and Cheung, M. S. 2000. "Rational method for calculating deflection of fiber reinforced polymer reinforced beams". ACI Struct. J., 97(1): 175-184.
- Saadatmanesh, H. and Ehsani, M. R. 1991. "RC beams strengthened with GFRP plates, I: Experimental study". ASCE, J. Struct. Eng., 117(11): 3417-3433.
- Spadea, G., Bencardino, F. and Swamy, R. N. 1997. "Strengthening and upgrading structures with bonded CFRP sheets design aspects for structural integrity". Non-metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, Proceedings of the Third International RILEM Symposium (FRPRCS-3), Japan, pp. 379-386.
- Uomoto, T. 2001. "FRP composites in civil engineering". Vol. 1, Proceedings of the International Conference on FRP composites in Civil Engineering, Elsevier.
- Vemer, P. A. and De Borst, R. 1984. "Non-associated plasticity for soils, concrete and rock". Delft, Herson.
- Yamasaki, Y., Masuda, Y., Tanano, H. and Shimizu, A. 1993. "Fundamental properties of continuous fiber bars". Fiber-Reinforced-Plastic Reinforcement for Concrete Structures, International Symposium, ACI-SP-138, pp. 715-730.
- Ye, L., Feng, P. and Yue, Q. 2010. "Advances in FRP composites in civil engineering". Springer, New York, 951 p.
- Yost, J. R., Gross, S.P. and Dinehart, D.W. 2003. "Effective moment of inertia for glass fiber-reinforced polymer-reinforced concrete beams". ACI Struct. J., 100(6): 732-739.