

ارزیابی عملکرد قاب بتنی تقویت شده به وسیله پوشش‌های پلیمری FRP تحت بار سیکلی

محمدزمان کبیر^۱، شهره علاءالدینی^۲، هادی حجابی

۱- استاد دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه امیرکبیر،

۲- دانشجوی کارشناسی ارشد سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه امیرکبیر

۳- دانشجوی دکتری سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه امیرکبیر

mzkabir@aut.ac.ir

تاریخ پذیرش: ۹۳/۰۲/۱۱

تاریخ دریافت: ۹۲/۰۴/۱۸

چکیده- در سال‌های اخیر پژوهش‌های فراوانی در استفاده از کامپوزیت‌های FRP در زمینه مقاوم‌سازی و بهسازی سازه‌های بتنی انجام شده است. با این وجود بیشتر پژوهش‌ها روی اعضای منفرد مانند تیر، ستون، اتصال تیر-ستون انجام شده است. پس، پژوهش در زمینه بررسی رفتار کلی یک قاب بتنی تقویت شده به وسیله الیاف پلیمری در برابر بارهای سیکلی محدود است. قاب‌های بتن آرمه چهارچوب اصلی و برابر سازه‌های بتن آرمه را تشکیل می‌دهند، مقاوم کردن و بهسازی آنها نقش مهمی در مقاوم‌سازی کل سازه ایفا می‌کند. هدف اصلی در این مقاله، بررسی آثار بهسازی با پوشش FRP در پاسخ قاب تحت بارهای سیکلی جانبی با استفاده از نرم افزار المان محدود LS-DYNA است. صحت سنجی نتایج این پژوهش با نتایج تجربی ترمیم قاب‌های بتن آرمه که در سال ۲۰۱۲ و در آزمایشگاه دانشگاه صنعتی امیرکبیر به وسیله نویسندگان اول و سوم انجام شده، صورت گرفته است. همچنین، نمونه‌ها در سه دسته کلی نمونه‌های شاهد، نمونه‌تقویت شده و نمونه‌هایی برای بررسی عوامل موثر در بهبود رفتار قاب تقویت شده، تحت بارگذاری قرار می‌گیرند. اثر پارامترهای مختلف موثر در رفتار قاب بهسازی شده مانند جنس الیاف (کربن یا شیشه)، آرایش تقویت FRP به صورت کمی و کیفی نیز مورد آنالیز قرار گرفته‌اند. نتایج پژوهش‌ها نشان‌دهنده نقش قابل توجه FRP در افزایش مقاومت، سختی و استهلاک انرژی در قاب‌های بهسازی شده است.

کلمات کلیدی: قاب بتنی، بارگذاری سیکلی، مقاوم‌سازی، FRP، المان محدود.

۱- مقدمه

شکل‌پذیری کافی در آنها مطرح شد و آیین‌نامه‌های جدیدی برای طراحی لرزه‌ای سازه‌ها تدوین شدند. با وقوع زلزله‌های مخرب دهه ۹۰ میلادی مانند زلزله ۱۹۹۴ نرتریچ آمریکا و ۱۹۹۵ کوبه، آسیب زیادی به سازه‌ها از جمله سازه‌هایی که طبق آیین‌نامه‌های قدیمی‌تر ساخته شده بودند، وارد آمد.

تا قبل از دهه ۷۰ میلادی سازه‌های بتنی تحت بارهای ثقلی و بدون توجه به بارگذاری لرزه‌ای طراحی شده است. با وقوع زلزله‌های مخرب دهه ۷۰ میلادی مانند زلزله ۱۹۷۱ سنفراندوی کالیفرنیا، بحث طراحی لرزه‌ای سازه‌ها و ایجاد

دینامیکی قرار داشته، مطالعاتی انجام داده‌اند. از مهم‌ترین نتایج مطالعات آنان افزایش ظرفیت باربری و جذب انرژی بدون هیچ‌گونه خسارت بحرانی در ناحیه تقویت شده با FRP را می‌توان اشاره کرد. از دیگر پژوهش‌ها در این زمینه می‌توان به مطالعات زو و همکاران [۱۶] اشاره کرد. در این پژوهش دو نمونه قاب درگاهی با مقیاس ۱:۳ تحت بار سیکلی قرار داده شد. نتایج آزمایش‌های آنها بیانگر افزایش قابل توجه شکل پذیری و مقاومت نمونه تقویت شده نسبت به نمونه کنترل بود.

پس با توجه به پیچیدگی و تنوع مکانیزم خرابی قاب-های بتنی تقویت شده به وسیله ییاف FRP آنالیزهای عددی انجام شده در این زمینه محدود است. در این مقاله قصد بر آن است که ابتدا شرح مختصری از روند پژوهش و نتایج آزمایشگاهی انجام شده که در آزمایشگاه سازه دانشکده مهندسی عمران دانشگاه صنعتی امیرکبیر انجام شده ارائه شود و سپس بخش عمده‌ی مطالعه به شرح آنالیز عددی انجام شده به وسیله نرم افزار المان محدود LS-DYNA پرداخته شود. برای مطالعه در زمینه عددی ابتدا نمونه کنترل سه بعدی مطابق با اطلاعات آزمایشگاهی با نرم افزار المان محدود ساخته شده و پس از کالیبره نمودن نتایج مطالعات پارامتریک در زمینه جنس ییاف، تعداد لایه-ها و نوع آرایش لایه‌ها برای به دست آوردن بهترین روش مقاوم‌سازی و بیان رفتار کلی قاب ارائه شده است.

۲- جزئیات مدل آزمایشگاهی

برای بررسی قاب بتنی، سه نمونه یکی به عنوان نمونه کنترل (F= frame) و دومی (FCLW) به همان مشخصات ولی تقویت شده با ییاف CFRP به صورت ییاف L شکل و حالت دورپیچ (wrap) در اطراف تیر و ستون و ادر پایان مدلی با تقویت U شکل و دورپیچ در اطراف ناحیه اتصال

اتصالات تیر-ستون سازه‌ها، یکی از اعضای بحرانی سازه‌ها است، که طراحی آنها طبق آئین‌نامه‌های قدیمی و در نتیجه کمبود آرماتورگذاری در این نواحی هنگام زلزله شدید موجب خرابی کلی سازه می‌شود. هزینه بالای نوسازی سازه‌هایی که در معرض زلزله‌های متوسط و شدید قرار می‌گیرند و همچنین مراحل قانونی و پروسه اداری آن، سازندگان را بر آن می‌دارد که توجه ویژه‌ای به مقاوم‌سازی سازه‌ها با توجه به آئین‌نامه‌های لرزه‌ای جدید داشته باشند. یکی از روش‌های تقویت و بهسازی که به تازگی مورد توجه قرار گرفته است، استفاده از کامپوزیت‌های الیافی FRP است. استفاده از پوشش‌های FRP برای تقویت هم‌زمان ظرفیت برشی و خمشی اعضای بتنی در دو دهه‌ی اخیر مطرح شده است، که با توجه به سختی‌های روش‌های پیشین مانند افزایش سطح مقطع اتصال با بتن‌ریزی مجدد، محصور کردن ناحیه اتصال با ورق‌های فولادی و غیره و به ویژه با توجه به ملاحظات معماری از جایگاه ویژه‌ای برخوردار است. از مزایای پوشش‌های FRP می‌توان به: مقاومت در برابر خوردگی و فرسودگی، وزن بسیار کم، مقاومت در برابر بارهای متناوب، دینامیکی و تکراری، افزایش رفتار شکل پذیر سازه، رفتار تقریباً یکسان از لحاظ انبساط و انقباض با بتن و صرفه اقتصادی اشاره کرد.

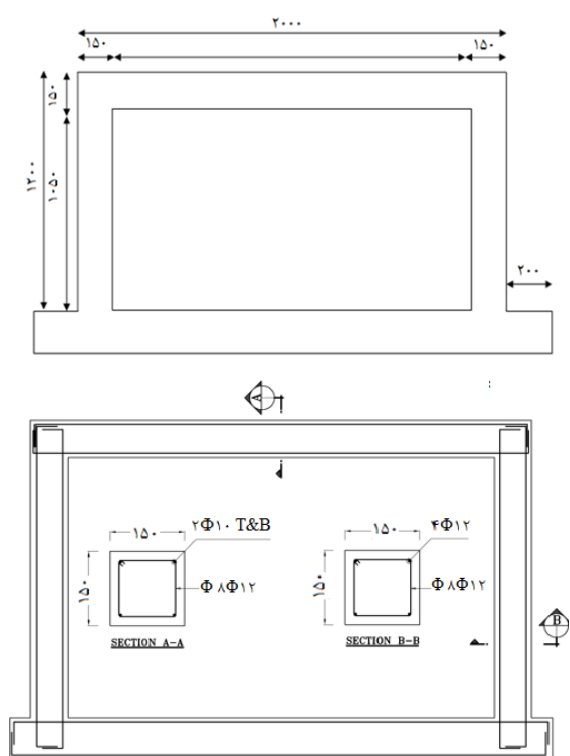
تاکنون آزمایش‌های زیادی در زمینه بررسی رفتار اعضای بتنی به صورت جداگانه مانند تیر، ستون، اتصال با استفاده از پوشش‌های FRP انجام شده است [۱-۱۴]، مجموعه‌ی پژوهش‌های این پژوهشگران چشم‌انداز مناسبی از تقویت اعضای بتنی با استفاده از FRP در پیش‌رو قرار می‌دهد. با این وجود، پژوهش‌های کمی در زمینه بررسی رفتار قاب بتنی وجود دارد. بالسامو و همکاران [۱۵] در زمینه تقویت یک قاب بتنی که اتصالات تیر به ستون آن به وسیله ییاف CFRP دورپیچ شده بود و تحت بار شبه

جدول ۲. مشخصات بتن مصرفی.

بتن مصرفی	مقاومت فشاری (MPa)	مقاومت کششی (MPa)	γ
	۳۰	۲.۹	۰.۲۹



شکل ۱. قالب‌بندی نمونه آزمایشگاهی.



شکل ۲. هندسه و آرماتوربندی قاب آزمایشگاهی.

۳-۲- مشخصات تقویت قاب‌ها

تقویت قاب‌ها با دو رویکرد کلی تقویت خمشی و تقویت برشی قاب انجام شد.

(FCUW) در آزمایشگاه ساخته شده و بعد از اعمال بار سیکلی جانبی بر محور تیر، نتایج به وسیله برنامه المان محدود LS-DYNA ارزیابی می‌شود. شکل ۱ نشانگر مدل قاب ساخته شده در آزمایشگاه است.

۱-۲- ابعاد هندسی مدل آزمایشگاهی

نمونه اصلی قابی به ارتفاع ۳۶۰ سانتیمتر با دهانه ۶۰۰ سانتی‌متر است. قاب در طبقه دوم یک ساختمان ۶ طبقه واقع شده است. ستون‌ها و تیرهای قاب دارای ابعاد ۴۵ در ۴۵ سانتی‌متر بوده و آرماتور ستون‌ها شامل ۸ آرماتور به قطر ۲۵ میلی‌متر و آرماتور تیرها شامل ۳ آرماتور سرتاسری به قطر ۲۲ میلی‌متر در بالا و پایین تیر و تقویت ۲ آرماتور به قطر ۲۲ میلی‌متر در نقاط ابتدایی و انتهایی بالای تیر است. با توجه به انتخاب مقیاس ۱:۳ برای مدل آزمایشگاهی، آرماتورگذاری تیرها و ستون‌ها در شکل ۲ نشان داده شده است.

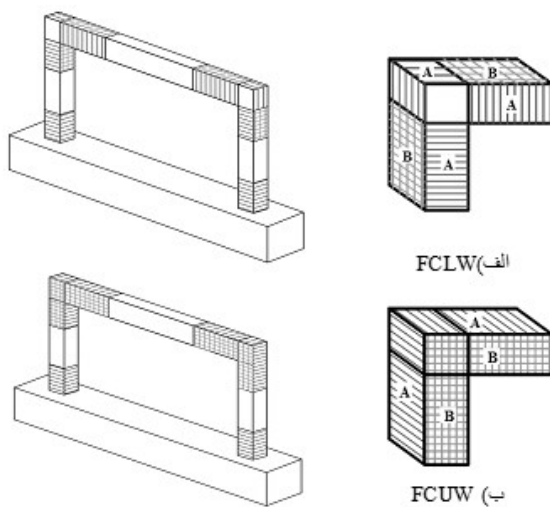
۲-۲- بارگذاری مدل آزمایشگاهی

برای اعمال بار جانبی از یک جک هیدرولیکی ۱۰۰۰ کیلو نیوتنی بر محور تیر استفاده شده است. شکل ۳ و ۴ نمایانگر تجهیزات بارگذاری و پروتکل بارگذاری بار جانبی است. سپس مقطع اتصال تیر به ستون و انتهای ستون قاب به صورت متقارن به وسیله یک لایه الیاف کربنی تقویت شده و دوباره بارگذاری متناوب لرزه‌ای اعمال می‌شود. مشخصات بتن، آرماتور و فولاد مصرفی در جداول ۱ و ۲ ارائه شده است.

جدول ۱. مشخصات آرماتور مصرفی.

فولاد مصرفی	قطر (mm)	نوع فولاد	تنش تسلیم (MPa)
آرماتور طولی تیر	۱۰	s۳۰۰	۳۳۰
آرماتور طولی ستون	۱۲	s۴۴۵	۴۰۰
آرماتور عرضی	۸	s۳۰۰	۳۳۰

قسمت‌ها با یک لایه الیاف تقویت شده‌اند. در نواحی ابتدایی و انتهایی تیر و ستون‌ها، دورپیچی به عرض ۳۰ سانتی‌متر اجرا شد و همچنین در دو مدل در نواحی اتصال ستون به فونداسیون از دورپیچی به طول ۳۰ سانتی‌متر استفاده شده است. مشخصات الیاف مصرفی در جدول ۳ ارائه شده است. ضخامت الیاف مصرفی ۰.۱۶۷ میلی‌متر است.



شکل ۵. مدل‌های تقویت (تک لایه A و دو لایه B=)

جدول ۳. مشخصات الیاف مصرفی.

الیاف مصرفی	E_A	E_B	E_C	ضخامت (mm)
CFRP	۲۳۵۰۰	۱۶۷۸۰	۱۶۷۸۰	۰.۱۶۷
GFRP	۷۰۰۰۰	۱۰۰۰	۱۰۰۰	۰.۱۶۹

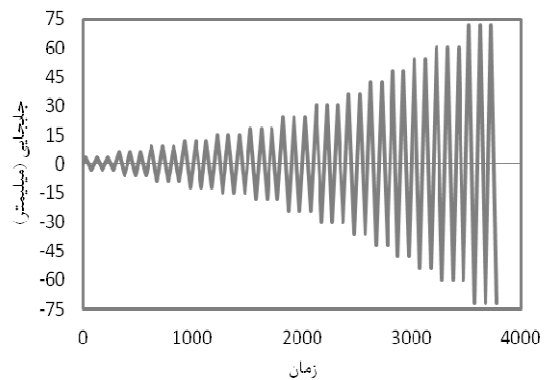
۳- مدل‌سازی

۳-۱- المان‌ها و مدل‌های مورد استفاده در نرم افزار

برای تحلیل عددی غیرخطی، از نرم افزار LS-DYNA استفاده می‌شود. به منظور مدل‌سازی بتن از المان سه بعدی (*MAT_WINFRITH_CONCRETE) استفاده شده است. این مدل ماده بتن یک مدل ترک smeared است که اثر ترک از طریق تغییر دادن ماتریس سختی بررسی می‌شود [۱۷].



شکل ۳. قاب بارگذاری شده.



شکل ۴. پروتکل بارگذاری.

به منظور تقویت خمشی قاب، با توجه به ثابت بودن تراز بار ثقلی، الیاف کربن به صورت L-شکل در بالا و پایین اتصال مطابق شکل ۵-الف نصب شدند. میزان امتداد این الیاف از بر اتصال به اندازه ۲ برابر بعد اتصال در نظر گرفته شد (۳۰ سانتی‌متر). در این نمونه‌ها وجوه ناحیه اتصال فاقد تقویت بود. همان گونه که در شکل ۵-الف نشان داده شده است در نواحی با آرایش شبکه‌ای (۹۰/۰) از دو لایه FRP استفاده شده است و در سایر نواحی یک لایه استفاده شده است. همچنین به منظور تقویت برشی ناحیه اتصال در قاب الیاف کربن به صورت U-شکل مطابق شکل ۵-ب مورد استفاده قرار گرفتند. در شکل ۵-ب نواحی با آرایش شبکه‌ای (۹۰/۰) دارای دو لایه الیاف است و سایر

در این مدل همچنین فرض می شود که برش می تواند از طریق ترک بسته به عرض ترک و اندازه سنگدانه منتقل شود. تنش به صورت تابعی از انرژی شکست و عرض ترک پس از آغاز ترک کششی کاهش می یابد. این مدل از مدل گسیختگی Ottosen و جاری شوندهگی پلاستیک ماده تا تشکیل ۳ ترک عمود در پاسخ به تنش های اصلی کششی استفاده می کند. مدل گسیختگی Ottosen یک مدل با ۴ پارامتر است و به صورت زیر بیان می شود:

در این مدل همچنین فرض می شود که برش می تواند از طریق ترک بسته به عرض ترک و اندازه سنگدانه منتقل شود. تنش به صورت تابعی از انرژی شکست و عرض ترک پس از آغاز ترک کششی کاهش می یابد. این مدل از مدل گسیختگی Ottosen و جاری شوندهگی پلاستیک ماده تا تشکیل ۳ ترک عمود در پاسخ به تنش های اصلی کششی استفاده می کند. مدل گسیختگی Ottosen یک مدل با ۴ پارامتر است و به صورت زیر بیان می شود:

$$F(I_1, J_2, \cos 3\theta) = a \frac{J_2}{(f'_c)^2} + \lambda \frac{\sqrt{J_2}}{f'_c} + b \frac{I_1}{f'_c} - 1 = 0 \quad (1)$$

در این رابطه متغیرهای تانسور تنش به صورت زیر تعریف می شوند.

$$I_1 = \sigma_{kk} = \sigma_{11} + \sigma_{22} + \sigma_{33}$$

$$J_2 = \frac{1}{2} S_{ij} S_{ij} = \frac{1}{3} I_1^2 - I_2 \quad (2)$$

$$\cos 3\theta = \frac{3\sqrt{3}}{2} \frac{J_3}{J_2^{3/2}}$$

این مدلی چند پارامتریست که شامل ثابت های a و b که شکل نصف النهاری سطح تسلیم برشی را کنترل می نماید و پارامتر λ به عنوان تابعی از $\cos 3\theta$ که اتساع سه محوره کششی و فشاری سطوح تسلیم برشی در صفحه π را کنترل می کند. برای مدلسازی مدول مماسی اولیه بتن از رابطه $4700\sqrt{f_c}$ استفاده شده است و انرژی مستهلک شده در باز شدن ترک 0.04 در نظر گرفته شده است. در جدول ۴ مقادیر به کار گرفته شده در نرم افزار به منظور مدل سازی بتن، آرماتور و FRP و المان چسب معرفی شده است. برای مدلسازی آرماتورها از المان هایی با رفتار محوری از نوع پلاستیک-کینماتیک (*MAT_KINEMATIC_PLASTIC) استفاده شده است. این مدل برای سخت شوندهگی پلاستیسیته ایزوتروپیک و کینماتیک یا لحاظ کردن آثار نرخ مناسب است. برای مدلسازی تقویت

$$\left(\frac{\sigma_n}{NFLS}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_s}{SFLS}\right)^2 \geq 1 \quad (3)$$

NFLS = تنش کششی

SFLS = برشی تنش

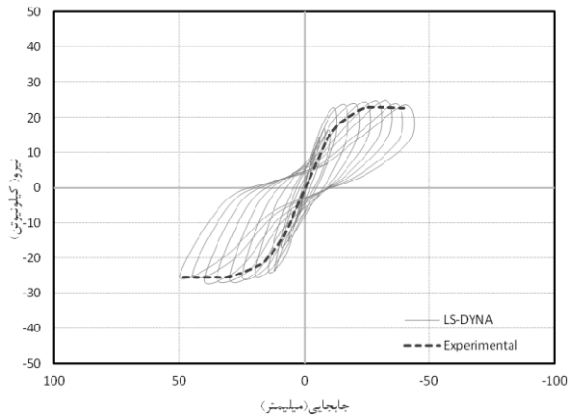
جدول ۴. مشخصات المان های مورد استفاده در نرم افزار.

مصالح	تعاریف	اندیس	مقادیر (SI)
بتن	مدول الاستیسیته	E_c	۲۵.۷(GPa)
	ضریب پواسون	ν	۰.۲۹
	مقاومت فشاری	f_c	۲۰(MPa)
	انرژی شکست	G_f	۴۰(N/m)
	مقاومت کششی	f_t	۲.۹۱(MPa)
فولاد	اندازه ماکزیمم سنگدانه	MAS	۱۲ mm
	مدول الاستیسیته	E_s	۲۰۰(GPa)
	ضریب پواسون	ν	۰.۳
	مقاومت	f_y	عرضی ۲۲۰(MPa) طولی ۴۴۵(MPa)
FRP	مدول الاستیسیته در راستای الیاف	E_1	۲۲۵۰۰(MPa)
	مدول برشی	G_{12}	۸۴۰۰
	ضریب پواسون	ν_{12}	۰.۲۳
	کرنش نهایی	ϵ_f	۰.۰۱۳
	مقاومت نهایی در راستای الیاف	X_T	۲۵۵۰(MPa)
	مقاومت نهایی در راستای عمود	Y_C	۲۵۰(MPa)

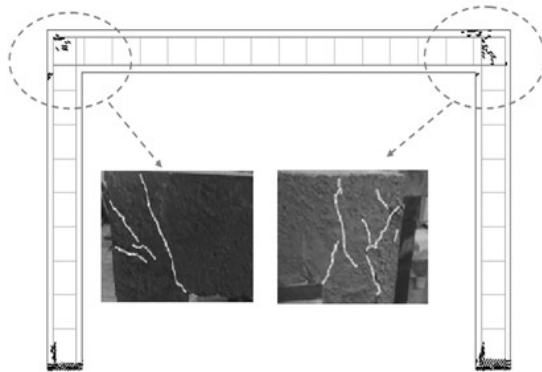
- 1- Longitudinal tensile strength
- 2- Transverse tensile strength
- 3- Transverse compressive strength

۳-۲- مقایسه نتایج آزمایشگاهی و تحلیل عددی

نمونه کنترل F:



شکل ۶. صحت سنجی مدل آزمایشگاهی F و مدل عددی.



شکل ۷. مقایسه مکانیسم خرابی F.

در شکل ۸ نمودارهای پوش مدل آزمایشگاهی و مدل تحلیلی آمده است که نشان دهنده تطابق خوبی است. در شکل ۹ نشان داده شده که علاوه بر نظر کمی (منحنی بار-تغییر مکان) از نظر کیفی (آرایش ترکها) نیز همخوانی مناسبی بین نتایج تحلیل المان محدود و آزمایشگاهی وجود دارد. لازم به ذکر است که اندک تفاوتی در قسمت شیب نقطه تسلیم دو نمودار آزمایشگاهی و تحلیلی مشاهده می-شود که به علت فرضیه‌های مقادیر انرژی شکست به عنوان ورودی نرم افزار و همچنین ترک های ریزی که در نمونه آزمایشگاهی قبل از بارگذاری وجود داشت قابل توجه است. پس، تمرکز بیشتری بر روی صحت سنجی مقاومت

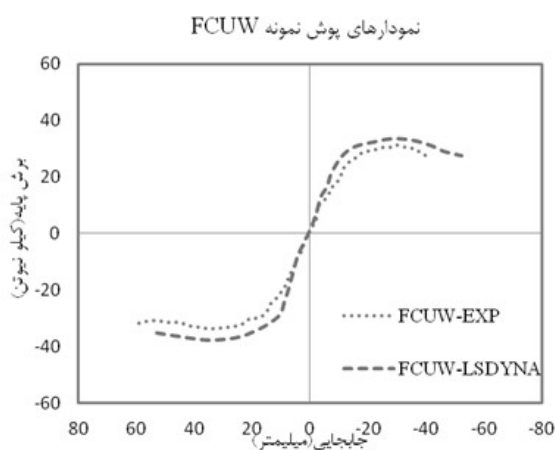
مدل آزمایشگاهی در محیط نرم افزار المان محدود برای صحت سنجی نتایج حاصل آنالیز شد. برای مش بندی پس از بررسی حساسیت نتایج نسبت به مش بندی المانها فواصلی کمتر از طول مشخصه مصالح در نظر گرفته شدند. در شکل ۶ نمودارهای پوش حاصل از آزمایش و هیستریزس حاصل از تحلیل عددی به منظور مقایسه و صحت سنجی مدل دیده می شود. با توجه به منحنی مشاهده می شود که بیشینه بار در کشش به ترتیب ۲۲.۸۰ و ۲۴.۸۶ کیلو نیوتن از آزمایش و تحلیل عددی و در فشار به ترتیب ۲۵.۵۳ و ۲۶.۳۴ کیلو نیوتن از آزمایش و تحلیل عددی است. با توجه به پیچیده بودن تعریف مشخصات بتن در نرم افزار و نوع مش بندی، اختلاف مشاهده شده قابل چشم پوشی است و همچنین مقادیر شیب اولیه، انعطاف پذیری همخوانی مناسبی دارند. در صورتی که مش بندی نمونه قدری ریزتر باشد نتایج حقیقی تری به دست می آید. محل مفصل پلاستیک و در واقع شکست قاب بتنی در نمونه تحلیلی در محل اتصال تیر به ستون و پای ستون است که می توانیم این مکانیزم را در نمونه آزمایشگاهی هم به طور آشکار ببینیم. همان گونه که مشاهده می شود قاب به برش می شکند و طراحی FRP برای تقویت برشی مدنظر باید قرار بگیرد (شکل ۷).

نمونه تقویت شده FCLW:

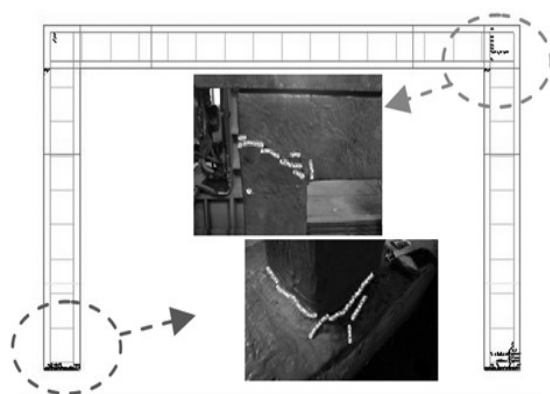
جزئیات نمونه FCLW، که نمونه تقویت شده است، در شکل ۵ آمده است. این قاب با یک لایه کامپوزیت الیافی کربنی به ضخامت ۰/۱۶۷ و به طول ۳۰۰ میلیمتر از بر اتصال تیر و ستون قاب در جان آنها تقویت شده است. این اتصال نیز مانند نمونه F تحت بارگذاری سیکلی مشابه قرار می گیرد. این تقویت L شکل برای مقاوم سازی خمشی

از قسمت ناحیه اتصال به پای ستون منتقل شده است. همچنین در این نمونه نیز اندک تفاوتی در قسمت شیب نقطه تسلیم دو نمودار آزمایشگاهی و تحلیلی مشاهده می‌شود که به علت فرضیه‌های مقادیر انرژی شکست به عنوان ورودی نرم افزار و همچنین ترک‌های ریزی که در نمونه آزمایشگاهی قبل از بارگذاری وجود داشت قابل توجیه است.

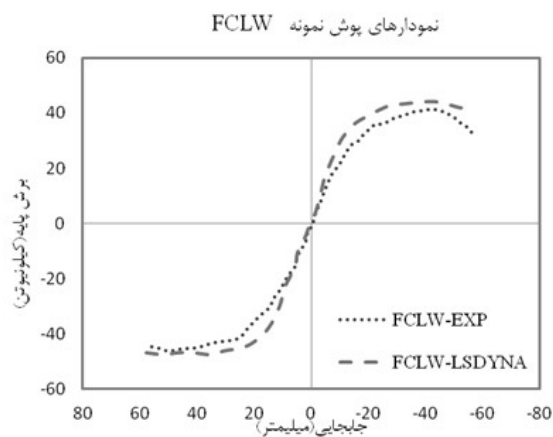
نهایی و رشد ترک‌ها است که نتایج مناسبی را با توجه به پیچیدگی مدل و نوع بارگذاری و در نظر گرفتن خطاهای آزمایشگاهی می‌دهد.



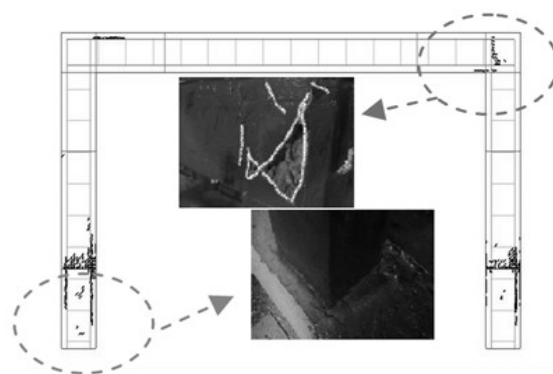
شکل ۱۰. صحت سنجی مدل FCUW.



شکل ۱۱. مقایسه مکانیسم خرابی FCUW.



شکل ۸. صحت سنجی مدل FCLW.



شکل ۹. مقایسه مکانیسم خرابی FCLW.

نمونه تقویت شده FCUW:

این مدل نیز با همان مشخصات مدل FCLW با تفاوت در نوع مقاوم سازی که به صورت خمشی تقویت شده بود مورد تحلیل قرار گرفت. مقایسه نتایج کمی و کیفی به ترتیب در شکل‌های ۱۰ و ۱۱ انجام شده است. در این مدل با توجه به الگوی ترک‌ها همان‌گونه که دیده شد راستای ترک‌ها در محل اتصال تیر به ستون و پای ستون از حالت مایل و برشی به حالت افقی در آمده است و تمرکز ترک‌ها

۳-۳- بررسی پارامترهای موثر در کارایی

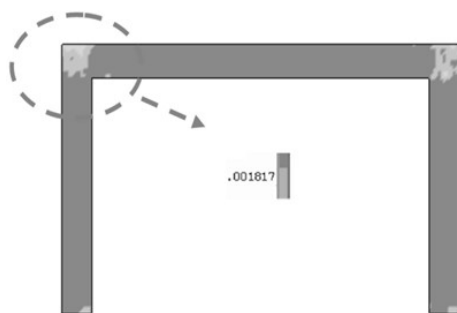
تقویت‌های FRP

در مطالعه آزمایشگاهی محدودیت‌هایی از قبیل هزینه‌های بالای آزمایش‌ها، ظرفیت محدود ادوات بارگذاری،

تقویتی بر رفتار اتصال مورد بررسی قرار می‌گیرد.

۴-۱- بررسی نوع تقویت بر الگوی ترک و مودهای شکست

از منظر مکانیسم شکست می‌توان گفت شکست نمونه کنترل بررسی شده با توجه به منحنی هیستریزیس (شکل ۶) نامتقارن به صورت برشی است زیرا مفصل پلاستیک در ناحیه ناحیه اتصال تشکیل شده است. همچنین همان‌گونه که در شکل ۶ دیده می‌شود منحنی هیستریزیس نمونه اصلی، در مرکز منحنی دارای نازک شدگی خصوصیات منحنی‌های هیستریزیس با شکست برشی است، و حلقه‌های منحنی لاغر بوده که حاکی از اتلاف کم انرژی در این نمونه است. در طی مراحل بارگذاری الگوی ترک‌های ایجاد شده در ناحیه اتصال در نمونه شاهد F، ترک‌های برشی x-شکل در هر دو وجه اتصال و در هر دو ناحیه اتصال تیر به ستون قاب است. این ترک‌های برشی در راستای قطری ایجاد، و به سمت بیرون ناحیه اتصال گسترش یافتند. همچنین ترک‌های افقی در پای ستون در محل اتصال قاب به فونداسیون دیده شد. در قسمت‌های زیادی از هسته اتصال کرنش بتن در حدود $0/0018$ است که نزدیک به کرنش بیشینه بتن است (شکل ۱۲).



شکل ۱۲. منحنی کرنش نمونه کنترل.

نمونه FCLW (لایه کربن به صورت W و L) با الیاف L-

محدودیت در کرنش سنج‌ها و ادوات اندازه‌گیری دیگر وجود دارند که بررسی بسیاری از عوامل را از طریق مطالعات تجربی غیرممکن یا بسیار مشکل می‌کند. پس انجام مطالعات پارامتریک همواره در دستیابی به نتایج بیشتر و بررسی عوامل متعدد مفید و اجتناب‌ناپذیر است. در این قسمت پارامترهای مؤثر در رفتار قاب تقویت‌شده با الیاف FRP بررسی و اثرات تغییرات هر پارامتر در راستای دستیابی به یک آرایش بهینه برای تقویت مورد بررسی قرار گرفته‌اند. برای دستیابی به این آرایش مدل‌هایی با در نظر گرفتن اثر تعداد و ضخامت لایه‌ها (الیاف کربن یا الیاف شیشه) و اثر راستای الیاف مدلسازی شده است. در جدول ۵ مشخصات مدل‌های ساخته شده و تفاوت آنها ذکر شده است.

جدول ۵. مشخصات مدل‌های ساخته شده.

ردیف	نمونه	جنس تقویت	ضخامت لایه‌ها
۱	F	-	-
۲	FCLW	CFRP	۰.۱۶۷
۳	FGLW	GFRP	۰.۱۶۹
۴	FCUW	CFRP	۰.۱۶۷
۵	FGUW	GFRP	۰.۱۶۹
۶	FCLW-0.25	CFRP	۰.۲۵
۷	FCUW-0.25	CFRP	۰.۲۵
۸	FCLW-0.50	CFRP	۰.۵
۹	FCUW-0.50	CFRP	۰.۵
۱۰	FCLW-1	CFRP	۱
۱۱	FCUW-1	CFRP	۱

۴-۲ بررسی نتایج

بررسی نتایج از چند منظر تغییر در مکانیسم خرابی نمونه‌های تقویت شده و تقویت نشده، اختلاف در مقاومت نمونه‌ها با تغییر جنس الیاف و نوع تقویت و همچنین آثار آنها روی شکل‌پذیری اتصال و در پایان اثر تعداد لایه‌های

آمده است. با در نظر گرفتن تفاوت ضخامت موجود بین الیاف کربن و شیشه مصرفی، که لایه‌های FRP قوی‌تری برای الیاف شیشه نسبت به الیاف کربن را در پی داشته است، نتایج تحلیل‌ها نشان می‌دهند الیاف شیشه در زمینه استهلاک انرژی از الیاف کربن مؤثرترند، اما از منظر مقاومت الیاف کربن تا حدودی مؤثرتر از الیاف شیشه است. همچنین در شکل ۱۳ و ۱۴ اثر تعداد لایه‌ها و نوع تقویت آمده است. و در جدول ۸ آثار تعداد لایه و نوع تقویت بر شکل‌پذیری گزارش داده شده است.

همان‌گونه که می‌دانیم، شکل‌پذیری وابسته به دو پارامتر جابه‌جایی نهایی معادل ۰.۸ بار نهایی، Δu و جابه‌جایی مانند تسلیم Δy است که به وسیله‌ی رابطه (۳) بیان می‌شود. برای به دست آوردن مقادیر فوق نیاز به نتایج آزمایشگاهی (منحنی بار- جابه‌جایی) و در صورت نبودن این نتایج می‌توان با تقریب خوبی از نتایج روش عددی استفاده کرد. که در مقاله نیز روش گفته شده شکل‌پذیری گزارش شده است.

$$\mu = \frac{\Delta u}{\Delta y} \quad (3)$$

جدول ۷. نتایج بررسی جنس لایه‌ها.

نمونه	مقادیر نیروی ماکزیمم		درصد اختلاف با نمونه کنترل		درصد شکل‌پذیری	
	pull	push	pull	push	pull	push
F	۲۶.۳۴	۲۴.۸۶	۰	۰	۲.۹۲	۲.۸۷
FCLW	۴۷.۸۴	۴۴.۳۶	۸۱.۶۲	۷۸.۴	۲.۷۵	۲.۲۵
FCUW	۳۵.۹۸	۳۱.۶۴	۳۶.۶	۲۷.۳	۲.۸۸	۲.۰۱
FGLW	۴۱.۲۳	۳۹.۳۶	۵۶.۵	۶۰.۳	۲.۸۰	۲.۲۴
EGUW	۳۱.۷۴	۲۸.۸۰	۱۵.۸	۲۰.۵	۲.۸۳	۲.۲۸

همان‌گونه که در شکل مشخص است افزایش تعداد لایه‌های تقویت بدون تغییر در آرایش آن‌ها باعث افزایش سختی قاب و افزایش در ظرفیت باربری قاب می‌شود.

شکل نصب شده در نواحی داخلی و خارجی اتصالات به صورت خمشی تقویت شده بود. در این نمونه هیچ تقویتی در وجوه کناری اتصال به کار برده نشده بود. مطابق انتظار ترک‌های X-شکل در ناحیه اتصال تشکیل شدند (شکل ۹). نمونه FCUW با الیاف U-شکل در راستای تیر و ستون به صورت برشی تقویت شده بود. در این نمونه‌ها نیز محل تشکیل ترک‌ها ناحیه اتصال و پای ستون بود. تفاوت عمده در این نمونه با نمونه تقویت‌شده با الیاف L-شکل در این بود که در این نمونه ترک‌های ایجاد شده در ناحیه اتصال افقی بوده و در انتهای بالایی ستون تشکیل شده بودند (شکل ۱۱). این ترک‌ها از وجه داخلی اتصال آغاز و تا وسط ناحیه اتصال در وجه بیرونی ستون امتداد یافته‌اند. ترک‌های ایجاد شده در پای ستون راستای افقی دارند.

جدول ۶. مشخصات نمونه‌های مورد مقایسه.

نمونه	مقادیر نیروی ماکزیمم (کیلو نیوتن)		درصد افزایش مقاومت نسبت به نمونه کنترل		انرژی مستهلک شده (ژول)
	pull	push	pull	push	
F	۲۶.۳۴	۲۴.۸۶	-	-	۴۵۹۴.۰۷
FCLW	۴۷.۸۴	۴۴.۳۶	۷۸.۴	۸۱.۶۲	۱۰۰۱۷.۸۱
FCUW	۳۵.۹۸	۳۱.۶۴	۲۷.۳	۳۶.۶	۶۹۵۷.۸۸

۴-۲- بررسی جنس الیاف و تعداد آنها بر رفتار قاب

الیاف FRP موجود به منظور بهسازی سازه‌های بتن مسلح مورد استفاده قرار می‌گیرند دارای ضخامت‌های مختلف است. الیاف CFRP نسبت به الیاف GFRP دارای مدول بالاتر و ضخامت کمتری است. همچنین این الیاف در تعداد لایه‌هایی بیش از یک لایه مورد استفاده قرار می‌گیرند. در این بخش اثر جنس و تعداد لایه‌ها بر رفتار قاب تقویت‌شده مورد بررسی قرار گرفته است. کلیه لایه‌های مورد بررسی در این بخش با زاویه الیاف صفر درجه در نظر گرفته شده‌اند. در جدول ۷ نتایج حاصل از مقدار بار و شکل‌پذیری برای ۶ مدل برای بررسی جنس و نوع تقویت

(جنس شیشه یا کربن) تعداد لایه‌ها به گونه‌ای انتخاب می‌شوند که حاصل ضرب تعداد لایه با احتساب ضخامت لایه در مدول الاستیسیته دو نمونه FCUW، FGUW یکسان شود، باعث افزایش میزان جذب انرژی می‌شود. با توجه به تغییر ضخامت لایه‌ها می‌توان نتیجه گرفت افزایش ضخامت لایه تا حد مشخصی دارای تأثیر مثبت است و با افزایش ضخامت از این حد شکست ترد را در نمونه می‌تواند موجب شود.

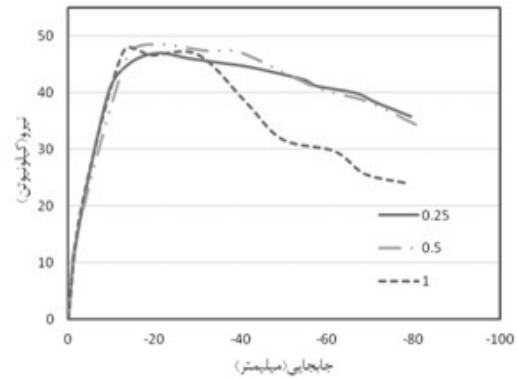
۵- نتیجه گیری

۱. نزدیک بودن نتایج عددی و مشاهده‌ی آزمایشگاهی از مکانیزم‌های شکست و منحنی‌های هیستریزس برای نمونه‌ها قبل و بعد از تقویت با FRP، گویای این واقعیت است که مدل‌سازی عددی می‌تواند به عنوان یک ابزار عملی برای تحلیل و بررسی رفتار سیکلی قاب‌های بتن آرمه و تقویت شده با FRP به کار گرفته شود.

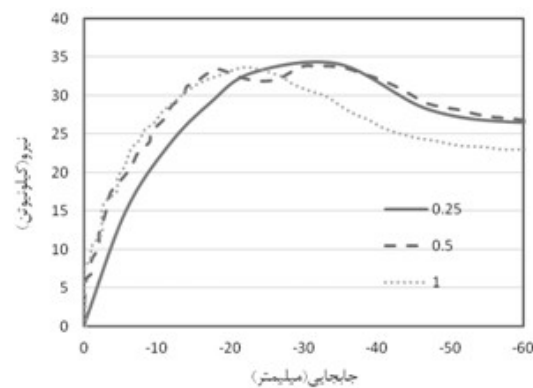
۲. از آنجا که بررسی عملکرد قاب تحت اثر بارهای سیکلی به روش‌های آزمایشگاهی پرهزینه و وقت‌گیر است پس مهندسیین طراح و پژوهشگران می‌توانند از روش اجزای محدود به منظور ارزیابی رفتار سیکلی و استخراج منحنی‌های هیستریزس استفاده کنند که با توجه به هزینه‌ی اندک تحلیل عددی در مقایسه با روش‌های تجربی در مراحل اولیه طراحی اهمیت خواهد داشت.

۳. رفتار قاب بتن آرمه در ناحیه اتصال تیر به ستون بسیار پیچیده بوده و متغیرهای زیادی در تعیین عملکرد و مکانیسم خرابی در نوع تقویت نقش دارند. از جمله این پارامترها می‌توان به تعداد لایه‌های الیاف، جنس الیاف، زاویه قرارگیری آنها اشاره کرد.

۳. هرچند که افزایش تعداد لایه‌های کامپوزیت باعث افزایش ظرفیت باربری اتصال می‌شود اما به دلیل پدیده جداشدگی



شکل ۱۳. منحنی بار-تغییر مکان برای ضخامت‌های مختلف لایه‌های تقویتی L.



شکل ۱۴. منحنی بار-تغییر مکان برای ضخامت‌های مختلف لایه‌های تقویتی U.

جدول ۸. نتایج بررسی تعداد لایه‌ها و نوع تقویت.

نمونه	حداکثر بار (کیلو نیوتن)
F	۲۴.۸۶
FCLW-0.25	۴۶.۹۳
FCUW-0.25	۳۴.۱۱
FCLW-0.5	۴۸.۵۲
FCUW-0.5	۳۳.۸۲
FCLW-1	۴۷.۰۴
FCUW-1	۳۳.۴

افزایش ظرفیت باربری برای تمام نمونه‌ها مشاهده شد. همچنین شکل پذیری نمونه‌های تقویت شده کمتر از حالت بدون تقویت است، ولی مقدار شکل پذیری وابسته به ضخامت لایه بوده و در صورت استفاده از ورق‌های FRP، از

- ورق‌های تقویتی (با توجه به در نظر گرفتن المان TIEBERAK) افزایش بیشتر تعداد لایه‌های ورق تقویتی کارایی لازم را ندارد.
۴. در صورت استفاده از ورق‌های FRP از (جنس شیشه یا کربن) تعداد لایه‌ها به گونه‌ای انتخاب می‌شوند که حاصل-ضرب تعداد لایه، ضخامت لایه. مدول الاستیسیته دو نمونه FCUW,FGUW یکسان شود، باعث افزایش میزان جذب انرژی می‌شود. این امر می‌تواند به دلیل مدول الاستیسیته کمتر ورق‌های شیشه‌ای باشد.
۵. استفاده از دورپیچ ستون به همراه ورقه‌های چسبیده در دوطرف تیر، تأثیر خاصی بر رفتار اتصال نشان نداد.
- ۷- مراجع**
- [1] Wang YC, Hsu K. Design recommendations for the strengthening of reinforced concrete beams with externally bonded composite plates. *Compos Struct* 2009; 88:323–32.
- [2] Al-Amery R, Al-Mahaidi R. Coupled flexural-shear retrofitting of RC beams using CFRP straps. *Compos Struct* 2006; 75:457–64.
- [3] Capozucca R. Static and dynamic response of damaged RC beams strengthened with NSM CFRP rods. *Compos Struct* 2009; 91:237–48.
- [4] Wang WW, Li G. Experimental study and analysis of RC beams strengthened with CFRP laminates under sustaining load. *Int J Solids Struct* 2006; 43:1372–87.
- [5] Hii AKY, Al-Mahaidi R. An experimental and numerical investigation on torsional strengthening of solid and box-section RC beams using CFRP laminates. *Compos Struct* 2006; 75:213–21.
- [6] Gautam BP, Matsumoto T. Shear deformation and interface behaviors of concrete-filled CFRP box beams. *Compos Struct* 2009; 89:20–7.
- [7] Benjeddou O, Ouezdou MB, Bedday A. Damaged RC beams repaired by bonding of CFRP laminates. *Constr Build Mater* 2007; 21(06):1301–10.
- [8] Shin YS, Lee C. Flexural behavior of reinforced concrete beams strengthened with carbon fiber-reinforced polymer laminates at different levels of sustaining load. *ACI Struct J* 2003; 100(02):231–9.
- [9] Shaat A, Fam A. Repair of cracked steel girders connected to concrete slabs using carbon-fiber-reinforced polymer sheets. *J Compos Constr* 2008;12(06):650–9.
- [10] Li A, Assih J, Delmas Y. Shear strengthening of RC beams with externally bonded CFRP sheets. *J Struct Eng* 2001;127(04):374–80.
- [11] Hadi MNS. Comparative study of eccentrically loaded FRP wrapped columns. *Compos Struct* 2006; 74:127–35.
- [12] Promis G, Ferrier E, Hamelin P. Effect of external FRP retrofitting on reinforced concrete short columns for seismic strengthening. *Compos Struct* 2009; 88:367–79.
- [13] Iacobucci RD, Sheikh SA, Bayrak O. Retrofit of square concrete columns with carbon fiber-reinforced polymer for seismic resistance. *ACI Struct J* 2003; 100(06):785–94.
- [14] Ye L, Yue Q, Zhao S, et al. Shear strength of reinforced concrete columns strengthened with carbon-fiber reinforced plastic sheet. *J Struct Eng ASCE* 2002; 128(12):1527–34.
- [15] Balsamo A, Colombo A, Manfredi G, et al. Seismic behavior of a full scale RC frame repaired using CFRP laminates. *Eng Struct* 2005(27):769–80.
- [16] Zhu J., Wang X., Xu Z., Weng C., Experimental study on seismic behavior of RC frames strengthened with CFRP sheets. *Composite Structures* 2011(97):1595–1603.
- [17] Schwer L., An Introduction to the Winfrith Concrete Model, Schwer Engineering & Consulting Services, April 2010.

Performance of fiber reinforced polymers (FRPs) retrofitting used in RC frames

Mohammad.Z Kabir¹, Shohreh Alaedini², Hadi Hejabi³

1- Professor of Department of Civil and Environmental Eng., AmirKabir University of Technology, Tehran, Iran.

2- MSc student of Department of Civil and Environmental Eng., AmirKabir University of Technology, Tehran, Iran.

3- Ph.D candidate of Department of Civil and Environmental Eng., AmirKabir University of Technology, Tehran, Iran.

mzkabir@aut.ac.ir

Abstract:

Many reinforced concrete structures were built prior to establishing of modern standard seismic design code provisions in the mid-70s and some building recently were constructed without adequate considerations for shear-critical capability of structures under seismic loading. External bonding of carbon fiber reinforced polymer (CFRP) composites is now a well-established technique for the strengthening/retrofitting of reinforced concrete (RC) structures. The efficiency of this technique in the RC structures has been studied in the earlier period to great detail. Nevertheless, the seismic performance of RC structures retrofitted using CFRP composites is yet to be scrutinized. Current study investigates the seismic performance of the reinforced concrete (RC) portal frames with emphasizing on the shear failure at beam-column junction. Here the main interest is to focus on ductility and strength assessment of shear-critical parts loaded successively during quakes and possible repair scheme needed. For this purpose existing experimental data of simple portal frame with 1.3 and 0.57 column-to-beam plastic moment and length ratios under cyclic increasing displacement-control protocol up to 7% drift is used primarily. Two types of FRP strengthening schemes, full shaped U Wrap (UW) and partial L shaped Wrap (LW), are used as external bonded sheets. Numerical simulation is conducted using LS-DYNA FE software, and the results in terms of load displacement were validated with the experimentally measurement specimens. Numerical simulation reveals trustable and robust data according to envelope of hysteretic load curves and distributed crack patterns along structure all model categories. Intact specimen has dominant shear fracture and plastic hinge failure in joint and column bases respectively with insufficient energy dissipation and 3.1% ultimate drift. The crack pattern at the critical region in junction panel due to the shear deficient strength was studied in details for both control and retrofitted specimens. In a conducted parametric study, the type of retrofitting, FRP material and number of layers were obtained for better performance of the RC frame subjected to the lateral cyclic loading. In this direction, the overall energy dissipation was calculated. Finally it can be understood, repair the frames with FRP not only can retrieve the damaged frames initial condition, but also can enhance its strength and ductility, which depends on the repair scheme.

Keywords: *reinforced concrete; frame; FRP retrofit; Analytical; cyclic loading.*