

ارزیابی قاب‌های بتن مسلح دارای بادبند X شکل فولادی و X شکل بتن مسلح مقاوم‌سازی شده با الیاف پلیمری کربن تحت اثر بارگذاری چرخه‌ای

محمد پاسالاری

دانشجوی کارشناسی ارشد، گروه عمران، واحد بندرعباس، دانشگاه آزاد اسلامی، بندرعباس، ایران.

احمد رهبر رنجی*

دانشیار، دانشکده مهندسی دریا، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، تهران، ایران

rahbar@aut.ac.ir

تاریخ دریافت: ۹۶/۰۱/۲۵ تاریخ پذیرش نهایی: ۹۶/۰۳/۰۵

چکیده:

انتخاب نوع سامانه مقاوم در برابر نیروهای جانبی بستگی به ترکیب بارگذاری، چگونگی رفتار سازه، نحوه هدایت بارهای ثقلی به پایه و طرح معماری دارد. به علاوه انتخاب نوع سامانه مقاوم در برابر بارهای جانبی علاوه بر موارد فوق بستگی به ابعاد هندسی سازه محدودیت‌های آیین نامه‌ای، مقدار نیروی جانبی، حداکثر تغییر مکان و غیره دارد. امروزه استفاده از قاب‌های دوگانه بتنی، در بسیاری از سازه‌های مدرن از جمله ساختمان‌های بلند مرتبه و مقاوم سازی ساختمان‌ها بسیار متداول شده است. در این تحقیق به بررسی قاب‌های بتن مسلح دارای بادبند X شکل فولادی و بادبند X شکل بتن مسلح مقاوم‌سازی شده با الیاف پلیمری تحت اثر بارگذاری لرزه‌ای پرداخته شده است. در ابتدا قاب بتن مسلح در ۳ حالت قاب خمشی بتن مسلح، قاب خمشی بتن مسلح به همراه بادبند X شکل بتنی و قاب خمشی بتن مسلح به همراه بادبند X شکل فولادی که قبلاً توسط حداد و همکاران^۱ (۲۰۱۵) آزمایش شده بود در نرم‌افزار اجزای محدود آباکوس مدل‌سازی و تحلیل شد و نتایج حاصل از تحلیل عددی و مطالعه آزمایشگاهی با هم مقایسه شدند. نتایج حاصله تطابق نسبتاً خوبی با هم داشتند. در نهایت پس از صحت‌سنجی نرم‌افزار اجزای آباکوس به بررسی نحوه مناسب آرایش مقاوم‌سازی با الیاف پلیمری کربن پرداخته و نمودارهای هیستریزس بار-جابجایی، پوش بار-جابجایی و بار نهایی برای نمونه‌های پیشنهادی با یکدیگر مقایسه گردید.

کلید واژگان: تحلیل عددی، بارگذاری لرزه‌ای، بادبند X، قاب بتن مسلح.

^۱ Hadad, S.H. et. al.

۱- مقدمه

این نوع بهسازی مورد توجه قرار گیرند. بررسی زلزله‌های گذشته در کشور نشان داده که بسیاری از ساختمان‌های بتن‌آرمه در برابر زلزله مقاومت کافی را ندارند. روش‌های مختلفی برای تقویت سازه بتن‌آرمه وجود دارد از جمله: دیوار برشی و بادبند فلزی و یا بتنی، ورق پوش کردن، پس‌تندگی و میان‌قاب‌ها، که در بین این روش‌ها استفاده از بادبند فلزی متداول‌تر است و گاه‌ا قاب خمشی به همراه دیواربرشی و بادبند فلزی به کار می‌رود. با افزایش مساحت بادبند مهار نیروی برشی توسط قاب کاهش پیدا می‌کند و بعد از حد مشخصی نقش خاصی در جذب نیروی برشی زلزله ندارد، پس بررسی رفتار سازه‌ها ضروری است. رفتار بادبند و قاب در طبقات پایین تقریباً مشابه بوده و جذب برش زلزله توسط هر یک در طبقات پایین و میانی تقریباً برابر است [۲]. آلتین و همکارانش (۲۰۱۳) به بررسی آزمایشگاهی ۵ نمونه قاب بتن مسلح دارای دیوار برشی بتن مسلح تقویت شده با الیاف کربن تحت اثر بارگذاری چرخه ای پرداختند. در این مطالعه آزمایشگاهی تمام نمونه‌ها دارای ابعاد $1500 \times 1000 \times 100$ می‌باشند که از این ۵ نمونه، ۴ نمونه تقویت شده با الیاف کربن با آرایش‌های متفاوت و یک نمونه مرجع می‌باشد. در نهایت نمودارهای نیروی جانبی-جابجایی، نیروی جانبی-کرنش آرماتورها برای ۵ نمونه بررسی شدند [۳]. معصومی و ابرسان (۲۰۱۳) به بررسی آزمایشگاهی و بررسی عددی رفتار قاب‌های بتن مسلح و قاب‌های بتن مسلح دارای بادبند ضربدری با مقطع باکس 20×20 سانتی‌متر پرداختند. بارگذاری اعمال شده به قاب بتن مسلح بصورت جانبی و بصورت چرخه ای به بالای قاب اعمال شد. تحلیل عددی انجام شده با نرم افزار انسیس انجام شده است و جهت مدلسازی از المان‌های Solid65، Solid45 و Link8 استفاده شده است. در نهایت نمودارهای حاصل از تحلیل عددی با مطالعه آزمایشگاهی با یکدیگر مقایسه شدند [۴]. ماهری و یزدانی (۲۰۱۶) به بررسی رفتار اتصال بادبند فولادی و قاب بتن مسلح به روش بار گسترده پرداختند. در این مطالعه ۳ نمونه اتصال را در دو حالت عددی و آزمایشگاهی با هم مقایسه کردند [۵]. سوکاری و همکارانش (۲۰۱۳)، به بررسی و مطالعه آزمایشگاهی بر روی قاب‌های بتن مسلح و مقاوم‌سازی شده با دیوارهای برشی بتنی تحت بار چرخه‌ای و لنگر خمشی پرداختند [۶]. تنا کلونگا و نانگالاسما هراندز (۲۰۱۵) به بررسی رفتار قاب‌های بتن مسلح خمشی دارای بادبند ۸ فولادی به همراه میراگر پرداختند. در این مطالعه ساختمان ۵، ۱۰، ۱۵، ۲۰ و ۲۵ طبقه با پلان منظم در نرم‌افزار اجزای محدود مدلسازی شد و در نهایت به بررسی رفتار این قاب‌ها پرداخته شد [۷].

لرزه‌خیزی کشور ایران و اهمیت طراحی مقاوم سازه‌ها در برابر نیروهای جانبی از اموری حیاتی برای آینده و توسعه ایرانی پایدار است. طراحان کشور همیشه با نیروهای ثقلی و نحوه طراحی مقاوم برای این چنین نیروهای آشنایی کافی داشته و بخوبی این امر را بجا آورده‌اند. آثار تاریخی حاکی از سابقه‌ی دیرینه سازندگان ایرانی در این عرصه می‌باشد. در سال‌های اخیر با توجه به توسعه شهرها و ترقی ساخت و ساز در هر گوشه از کشور، لزوم توجه به مساله زلزله در ساختمان‌های بلندمرتبه اهمیت دادن به نیروی باد را برای طراحان مسئله‌ای جدی ساخته است. به منظور مهار نیروی جانبی از انواع مختلف سامانه‌های باربر جانبی استفاده می‌شود که هر یک دارای ویژگی‌هایی است [۱]. انتخاب نوع سامانه مقاوم در برابر نیروهای جانبی بستگی به ترکیب بارگذاری، چگونگی رفتار سازه، نحوه هدایت بارهای ثقلی به پایه و طرح معماری دارد. به علاوه انتخاب نوع سامانه مقاوم در برابر بارهای جانبی علاوه بر موارد فوق بستگی به ابعاد هندسی سازه محدودیت‌های آیین‌نامه‌ای، مقدار نیروی جانبی، حداکثر تغییرمکان و غیره دارد. امروزه استفاده از دیوارهای برشی بتنی، دیوارهای برشی فولادی و بادبندهای فولادی و بتنی در بسیاری از سازه‌های مدرن از جمله ساختمان‌های بلندمرتبه و مقاوم سازی ساختمان‌ها بسیار متداول شده است. تیر و ستون‌های سازه بتنی قابلیت تحمل بارهای ثقلی را داشته اما تحت بارهای لرزه‌ای آسیب‌پذیراند بنابراین اضافه نمودن بادبند باعث جذب نیروی جانبی لرزه‌ای توسط این بادبندها شده و از اعمال نیروها و تغییر شکل‌های لرزه‌ای به تیرها و ستون‌ها جلوگیری می‌نماید. در نتیجه اضافه نمودن تنها دو یا چهار بادبند باعث کاهش آسیب‌پذیری تمامی تیرها و ستون‌ها می‌گردد. البته باید توجه داشت که بعلت سختی زیاد بادبندها، معمولاً نیروهای زیادی در فونداسیون زیر آن‌ها ایجاد می‌گردد که مقابله با آن‌ها مستلزم تقویت شدید فونداسیون موجود می‌باشد [۲]. اتصال بادبند به سازه باید به نحوی باشد که بتواند نیروی طبقه را به بادبند منتقل نماید تا بادبند بتواند نیروی زلزله را به خود جذب کند و با سختی خود تغییر شکل‌های جانبی ساختمان را کاهش دهد. برای این منظور باید اتصالات مناسبی توسط کاشت بولت بین بادبند و تیر و ستون برقرار گردد. اضافه نمودن مهاربند فولادی برای مقاوم‌سازی سازه بتنی، افزایش سختی، کاهش نیاز به شکل‌پذیری و افزایش مقاومت برشی سیستم را به همراه خواهد داشت. عموماً استفاده از سیستم‌های مهاربندی و اگر (EBF) در ساختمان‌های بتنی به دلیل پرهزینه بودن و مشکلات موجود در اجرا و تأمین جزییات تیر پیوند مرسوم نمی‌باشد اما انواع سیستم‌های مهاربندی همگرا می‌توانند در

⁴ El-Sokkary H. & et.al.

⁵ Tena-Colunga A., Nanguillasmu-Hernandez H.J.

¹ Altin S. & et.al.

² Massumi A., Absalan M.

³ Maheri M.R., Yazdani S.

۲- المان C3D8R

نرم افزار آباکوس از یک المان سه بعدی، C3D8R (از دسته المان های Solid)، برای تحلیل رفتار غیرخطی مصالح ترد نظیر بتن استفاده می کند. این المان سه بعدی و هشت گره ای است. این المان از نوع Solid برای تحلیل تنش یا تغییر مکان است [۸ و ۹].

۳- المان T3D2

با توجه به زمان بسیار زیاد تحلیل در مدل های سه بعدی، مدل های دو بعدی می تواند در کاربرد مناسب خودش بسیار دقیق و مقرون به صرفه باشد. این روش علاوه بر کاهش تعداد المان ها و زمان تحلیل جوابی مناسب و دقیق به دست می دهد. المان خریایی یکی از المان های سازه ای معمول قابل استفاده در نرم افزار آباکوس می باشد. المان خریا عضوی است دو نیرویی که نیروها فقط در گره های آن اعمال شده و این گره ها تنها دارای درجه آزادی انتقالی می باشند. این المان -ها فقط دارای مقاومت محوری می باشند. در این المان ها فقط گره ها نیرو را انتقال می دهند و لذا المان های خریا مقاومت خمشی و برشی از خود نشان نمی دهند. در واقع المان های خریا اعضای سازه ای هستند که فقط نیروی محوری را انتقال داده و ممان و برش را انتقال نمی دهند. از این المان ها برای مدل های اعضای سازه ای که تحت نیروهای محوری کششی یا فشاری قرار دارند استفاده می شود [۸ و ۹].

۴- المان S4R

برنامه المان محدود آباکوس قادر است که برای آنالیزهای مدل هایی با ساختار مرکب استفاده شود. در واقع توسط این برنامه می توان مدل هایی با ترکیب مواد مختلف ایجاد نمود و نیز می توان با استفاده از توانایی های این برنامه رفتاری مناسب در قسمت مرزی بین دو ماده برقرار کرد. المان پوسته چهار گره ای چند منظوره قابلیت کاهش دادن نقاط انتگرال گیری برای به حداقل رساندن محاسبات و در نتیجه کاهش زمان آنالیز را دارا می باشد. از آنجایی که اثر برش عرضی در این المان لحاظ شده است، می توان برای مدل های با ساختار باریک و ضخیم استفاده نمود. در این مطالعه از S4R که از المان های Shell است، برای مش بندی FRP استفاده شده است [۸ و ۹].

۵- رفتار بتن

به منظور معرفی رابطه تنش- کرنش فشاری تک محوره بتن، از رابطه هاگستاد اصلاح شده استفاده شده است. روابط زیر معرف شاخه صعودی این منحنی تنش- کرنش است [۱۰].

(۱)

$$f_c = f''_c \left[\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_0} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^2 \right]$$

(۲)

$$f''_c = k_s \times f'_c$$

در این روابط ε_0 کرنش نظیر تنش بیشینه است که معمولاً از آزمایش به دست می آید. و در غیر این صورت مقدار $\varepsilon_0 = 0.002$ مقداری منطقی برای بتن های معمولی است و f''_c تنش بیشینه در عضو بتنی است. مقادیر k_s در جدول زیر ارائه شده است. مقدار k_s در مواردی که f'_c بزرگتر از ۳۵ مگاپاسکال باشد برابر ۰.۹۲ است. شاخه نزولی منحنی هاگستاد اصلاح شده خطی است که از نقطه ای $(\varepsilon_0, 0.85f''_c)$ امتداد دارد. مقدار ε_{u0} متناظر با کرنش نهایی نظیر شکست فشاری بتن است [۱۰].

جدول ۱- مقادیر k_s (مگا پاسکال)

f'_c	۱۵	۲۰	۲۵	۳۰
k_s	۱	۰.۹۷	۰.۹۵	۰.۹۳

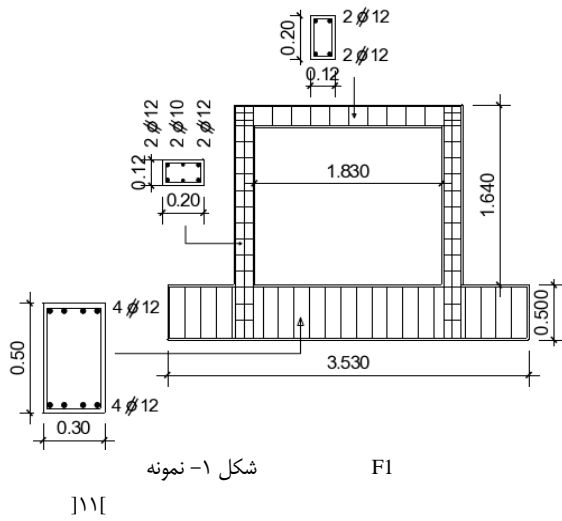
۶- نمونه های مورد بررسی

در این تحقیق در مجموع ۹ نمونه بررسی گردید. در ابتدا قاب بتن مسلح در ۳ حالت قاب خمشی بتن مسلح، قاب خمشی بتن مسلح بهمراه بادبند X شکل فولادی که قبلاً توسط حداد و همکاران^۲ (۲۰۱۵) آزمایش شده بود در نرم افزار اجزای محدود آباکوس مدل سازی و تحلیل شد و نتایج حاصل از تحلیل عددی و مطالعه آزمایشگاهی با هم مقایسه شدند. در نهایت پس از صحت سنجی نرم افزار اجزای محدود آباکوس به بررسی نحوه مناسب آرایش مقاومت سازی با الیاف پلیمری کربن در دو حالت دورپیچ کامل و بصورت نوارهای با عرض ۱۰۰ میلی متر و فواصل خالص بین نوارها ۱۰۰ میلی متر پرداخته شد. محل قرارگیری الیاف پلیمری کربن نیز در حالت اول بصورت قرارگیری بر روی تیر و ستون و در حالت دوم بصورت قرارگیری بر روی تمام قسمت قاب می باشد. مشخصات کلیه ستون های بررسی شده در جدول (۲) آورده شده است [۱۱]. مقاومت فشاری ۲۸ روزه بتن در کلیه نمونه ها ۲۲ مگاپاسکال در نظر گرفته شده است.

² Hadad, S.H. et. al.¹Hognestad

جدول ۲- مشخصات نمونه ها

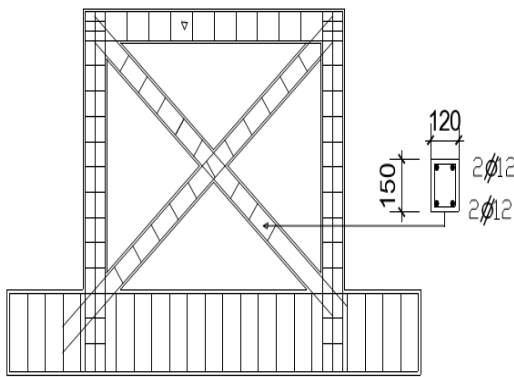
نام نمونه	نوع آرایش یایف پلیمری	محل قرارگیری یایف	مهاربند
F1	---	---	---
F2	---	---	بتن مسلح
F2-1	بصورت نوارهایی با عرض ۱۰۰ میلی متر و فاصله بین نوارها ۱۰۰ میلی متر دور تا دور ستون	ستون	بتن مسلح
F2-2	بصورت نوارهایی با عرض ۱۰۰ میلی متر و فاصله بین نوارها ۱۰۰ میلی متر دور تا دور ستون	تیر	بتن مسلح
F2-3	بصورت نوارهایی با عرض ۱۰۰ میلی متر و فاصله بین نوارها ۱۰۰ میلی متر دور تا دور ستون	تیر و ستون	بتن مسلح
F2-4	بصورت نوارهایی با عرض ۱۰۰ میلی متر و فاصله بین نوارها ۱۰۰ میلی متر دور تا دور ستون	تیر و ستون و مهاربند	بتن مسلح
F2-5	دورپیچ کامل	تیر و ستون	بتن مسلح
F2-6	دورپیچ کامل	تیر و ستون و مهاربند	بتن مسلح
F3	---	---	فولادی



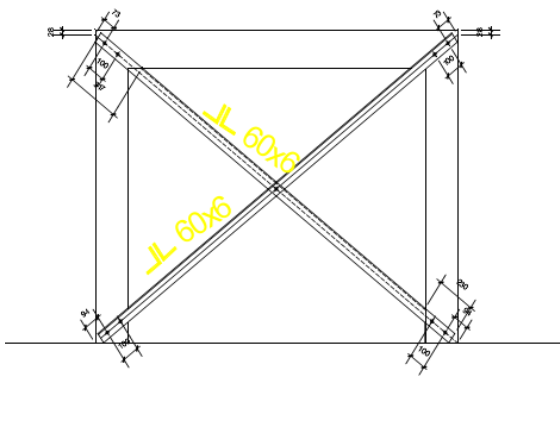
شکل ۱- نمونه

F1

[۱۱]

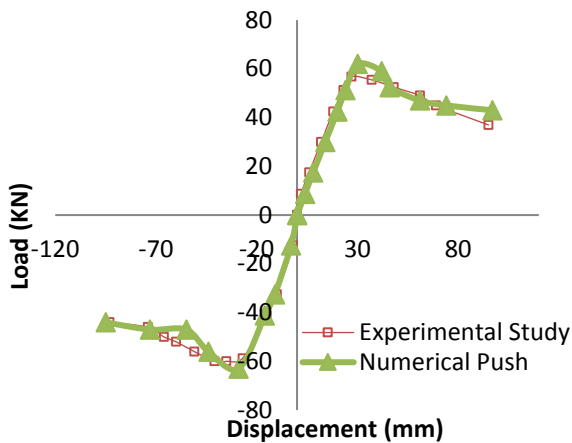


شکل ۲- نمونه F2 [۱۱]



شکل ۳- نمونه F3 [۱۱]

کلیه نمونه‌ها دارای سطح مقطع مستطیلی با ابعاد 200×120 میلی‌متر برای تیر و ستون و ابعاد 150×120 میلی‌متر برای مهاربند بتن مسلح می‌باشد. همچنین در نمونه‌های F3 که از مهاربند فولادی استفاده شده است، سطح مقطع مهاربند ۲ عدد نبشی $60 \times 60 \times 6$ میلی‌متر بصورت پشت به پشت است. در نام‌گذاری نمونه‌ها حرف اول F از مخفف کلمه Frame به معنای قاب گرفته شده است. حرف دوم اعداد ۱، ۲ و ۳ می‌باشد که عدد ۱ حالت اول یعنی قاب بدون مهاربند جانبی، عدد ۲ حالت دوم یعنی قاب با مهاربند جانبی بتن مسلح و عدد ۳ حالت سوم یعنی قاب با مهاربند جانبی فولادی را نشان می‌دهد. در اشکال (۱) تا (۳) نحوه آرماتورگذاری را در نمونه‌های F1، F2 و F3 نشان داده شده است.



شکل ۶- مقایسه منحنی پوش بار-جابجایی حاصل از مطالعه عددی در مقایسه با پوش بار-جابجایی حاصل از مطالعه آزمایشگاهی نمونه F1

۶- انتخاب ابعاد المان‌ها

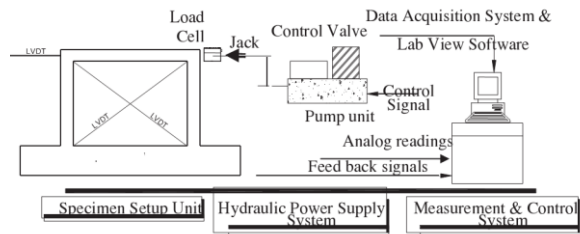
در جدول (۳) مقایسه بین بار نهایی قاب F1 با ابعاد المان متفاوت بصورت مربعی در مقایسه با نتایج مطالعه آزمایشگاهی آورده شده است. لازم به ذکر است که در صورتی که ابعاد المان را کوچکتر از ۲۵ میلی‌متر در نظر بگیریم زمان تحلیل خیلی طولانی می‌شود. و با توجه به نزدیک بودن نتایج حاصل از تحلیل عددی با ابعاد المان ۲۵×۲۵ میلی‌متر و ۱۵×۱۵ میلی‌متر ابعاد المان ۲۵×۲۵ میلی‌متر را به عنوان ابعاد مشخص می‌کنیم.

جدول ۳- مقایسه بار نهایی قاب F1 با ابعاد المان متفاوت

element size	Pu(push) (kN)	Pu(pull) (kN)	$P_{u-push-Numerical}$	$P_{u-pull-Numerical}$
			$P_{u-push-experimental}$	$P_{u-pull-experimental}$
15X15	۶۰/۹	۶۲/۸۵	۱/۰۷۳	۱/۰۴۷
25X25	۶۲/۱	۶۳/۳۱	۱/۰۹۴	۱/۰۵۵
50X50	۷۱/۳	۷۲/۴۵	۱/۲۵۶	۱/۲
75X75	۸۵/۵	۸۹/۹۷	۱/۵	۱/۴۹
Experimental result	۵۶/۷۵	۶۰	---	---

همانطور که از جدول (۳) مشخص است نمونه F1 با ابعاد المان ۲۵×۲۵ میلی‌متر بترتیب در حالت رفت و برگشت قاب ۹/۴٪ و ۵/۵٪ درصد نتایج حاصل از تحلیل عددی از نتایج حاصل از مطالعه آزمایشگاهی بیشتر است. در شکل (۷) مقایسه منحنی پوش بار-جابجایی حاصل از مطالعه عددی با ابعاد المان متفاوت در مقایسه با پوش بار-جابجایی حاصل از مطالعه آزمایشگاهی نمونه F1 آورده شده است.

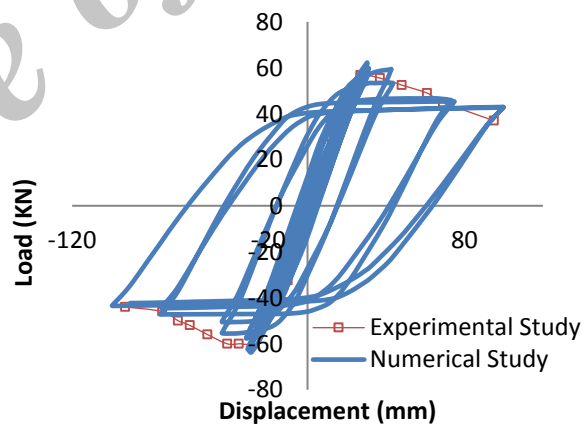
همانطور که در شکل زیر نشان داده شده است بارگذاری بصورت کنترل جابجایی در محل نشان داده شده در شکل (۴) بر روی قاب اعمال گردید.



شکل ۴- دستگاه آزمایش و نحوه اعمال بارگذاری جانبی [۱۱]

۵- بررسی رفتار قاب F1

در شکل (۵) و (۶) بترتیب منحنی هیستریزس بار-جابجایی حاصل از مطالعه عددی در مقایسه با پوش بار-جابجایی حاصل از مطالعه آزمایشگاهی نمونه F1 و مقایسه منحنی پوش بار-جابجایی حاصل از مطالعه عددی در مقایسه با پوش بار-جابجایی حاصل از مطالعه آزمایشگاهی نمونه F1 نشان داده شده است. همانطور که مشخص است نتایج حاصل از تحلیل عددی تطابق نسبتاً خوبی با نتایج حاصل از مطالعه آزمایشگاهی دارد.

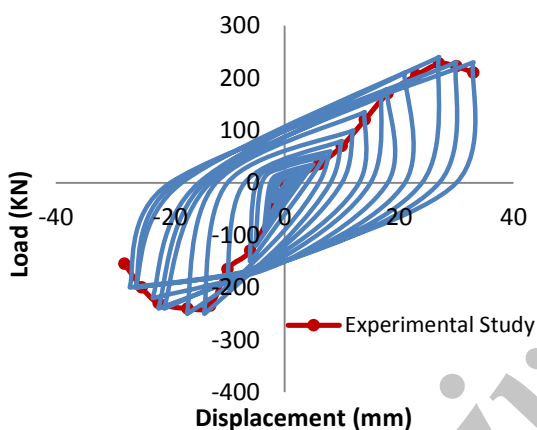


شکل ۵- مقایسه منحنی هیستریزس بار-جابجایی حاصل از مطالعه عددی در مقایسه با پوش بار-جابجایی حاصل از مطالعه آزمایشگاهی نمونه F1

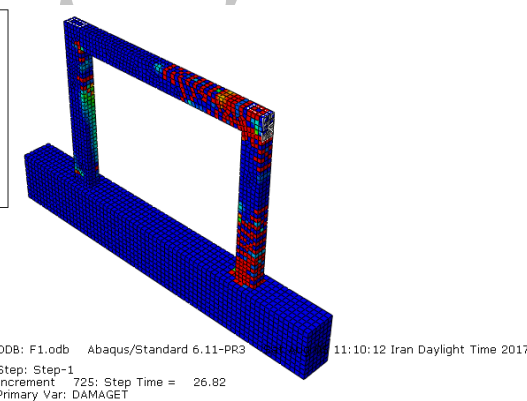
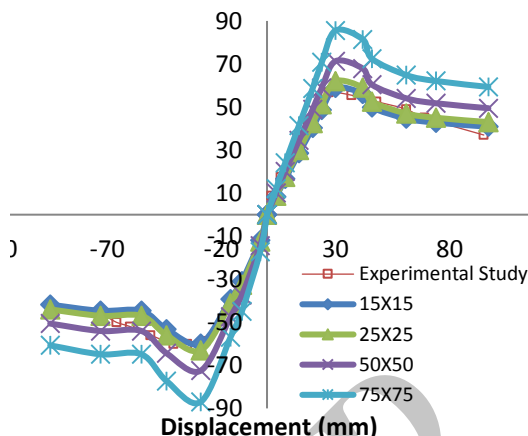
همانطور که از اشکال (۸) و (۹) مشخص است ترک از پای ستون و محل اتصال تیر به ستون در نمونه قاب بتن مسلح در حال گسترش است.

۷- بررسی رفتار قاب F2

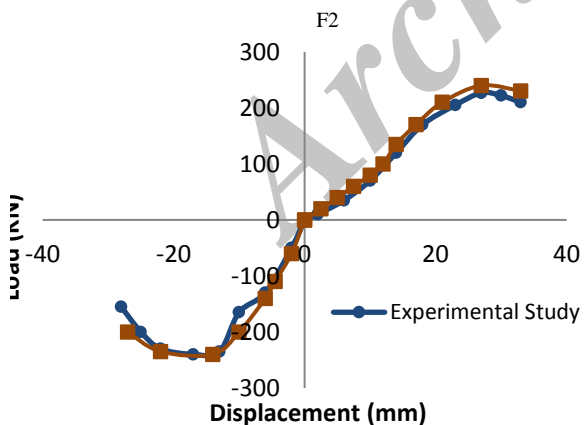
در شکل (۱۰) و (۱۱) بترتیب منحنی هیستریزس بار-جابجایی حاصل از مطالعه عددی در مقایسه با پوش بار-جابجایی حاصل از مطالعه آزمایشگاهی نمونه F2 و مقایسه منحنی پوش بار-جابجایی حاصل از مطالعه عددی در مقایسه با پوش بار-جابجایی حاصل از مطالعه آزمایشگاهی نمونه F2 نشان داده شده است. همانطور که مشخص است نتایج حاصل از تحلیل عددی تطابق نسبتاً خوبی با نتایج حاصل از مطالعه آزمایشگاهی دارد.



شکل ۷- مقایسه منحنی پوش بار-جابجایی حاصل از مطالعه عددی با ابعاد امان متفاوت در مقایسه با پوش بار-جابجایی حاصل از مطالعه آزمایشگاهی نمونه F1



شکل ۸- ترک خوردگی در نمونه F1 حاصل از مطالعه عددی

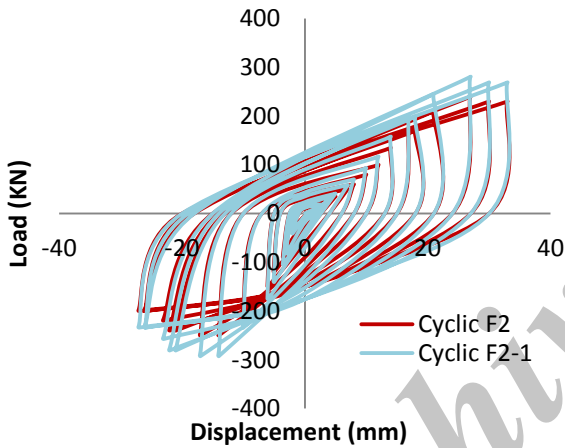


شکل ۱۰- مقایسه منحنی پوش بار-جابجایی حاصل از مطالعه عددی در مقایسه با پوش بار-جابجایی حاصل از مطالعه آزمایشگاهی نمونه F2

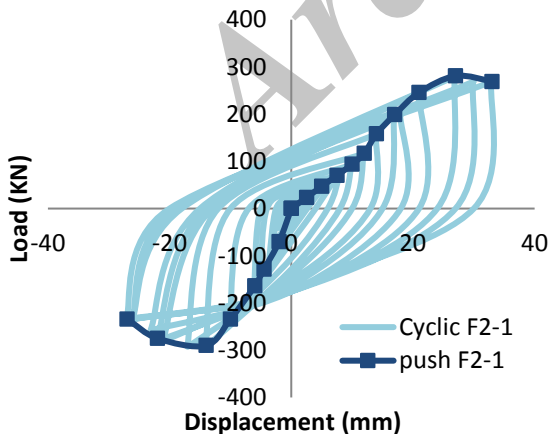


شکل ۹- ترک خوردگی در نمونه F1 حاصل از مطالعه آزمایشگاهی [۱۱]

است. نمودار هیستریزیس چون از جنس بار-جابجایی است، هرچه سطح زیر نمودار هیستریزیس بیشتر باشد انرژی که سازه جذب می کند، بیشتر است پس میزان شکل پذیری سازه بیشتر است. در نمودار هیستریزیس تقارن نشان دهنده یکسان بودن رفتار نسبت به زلزله است. هرچه عضو لاغرتر باشد سطح زیر نمودار کمتر است و در تعداد سیکل کمتری گسیخته می شود. همچنین هرچه نمودار هیستریزیس تقارن بیشتری داشته باشد یعنی هرچه شکل حلزون متقارن تر باشد عملکرد بهتری در برابر زلزله دارد. در اشکال (۱۴) تا (۳۱) مقایسه منحنی هیستریزیس بار-جابجایی و پوش بار-جابجایی حاصل از مطالعه عددی نمونه های پیشنهادی، مقایسه منحنی هیستریزیس بار-جابجایی نمونه F2 در مقایسه با منحنی هیستریزیس بار-جابجایی نمونه های پیشنهادی و مقایسه منحنی پوش بار-جابجایی نمونه F2 در مقایسه با منحنی پوش بار-جابجایی نمونه های پیشنهادی آورده شده است.



شکل ۱۴- مقایسه منحنی هیستریزیس بار-جابجایی نمونه F2 در مقایسه با منحنی هیستریزیس بار-جابجایی نمونه F2-1



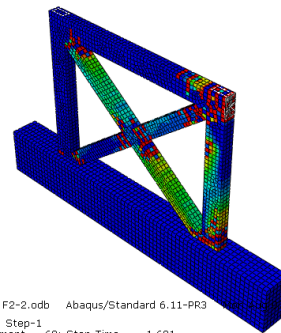
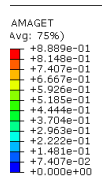
شکل ۱۵- مقایسه منحنی هیستریزیس بار-جابجایی و پوش بار-جابجایی نمونه F2-1

جدول ۴- بار نهایی حاصل از مطالعه عددی در مقایسه با مطالعه

آزمایشگاهی نمونه F2

نام نمونه	Pu(push) (kN)	Pu(pull) (kN)
معالله عددی نمونه F2	۲۴۰/۳	۲۴۱/۱۲
معالله آزمایشگاهی نمونه F2	۲۲۲	۲۳۹
$\frac{P_{u-Numerical}}{P_{u-experimental}}$	۱/۰۸۲	۱/۰۰۹

همانطور که از جدول (۴) مشخص است نمونه F2 با ابعاد المان ۲۵×۲۵ میلی متر بترتیب در حالت رفت و برگشت قاب ۸/۲٪ و ۰/۹٪ درصد نتایج حاصل از تحلیل عددی از نتایج حاصل از مطالعه آزمایشگاهی بیشتر است.



ODB: F2-2.odb Abaqus/Standard 6.11-PR3 10:18:33 Iran Daylight Time 2017
Step: Step-1
Increment: 60: Step Time = 1.681
Primary Var: DAMAGET

شکل ۱۲- ترک خوردگی در نمونه F2 حاصل از مطالعه عددی



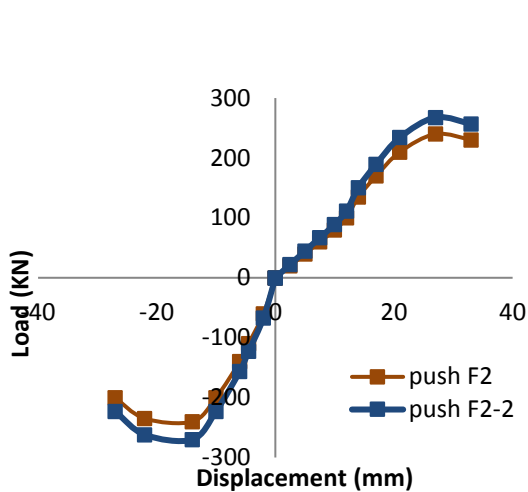
شکل ۱۳- ترک خوردگی در نمونه F2 حاصل از مطالعه آزمایشگاهی [۱۱]

همانطور که از اشکال (۱۲) و (۱۳) مشخص است ترک از محل ستون و مهاربند و محل اتصال در نمونه قاب بتن مسلح در حال گسترش است.

۸- بررسی رفتار نمونه های پیشنهادی در حالت مقاوم سازی

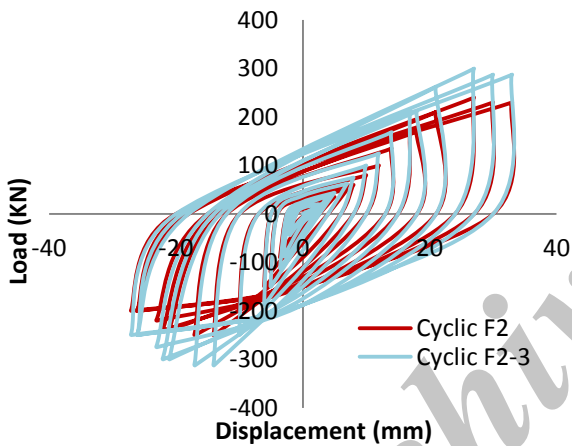
نمونه F2

با توجه به اینکه بار اعمال شده به سازه به صورت رفت و برگشتی می باشد، نمودار بار جابجایی بصورت هیستریزیس (همان حلزونی)



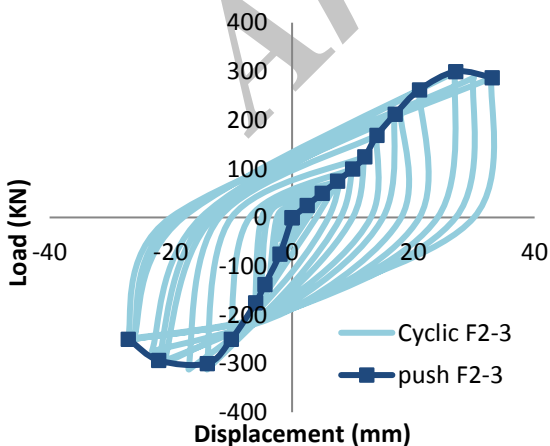
شکل ۱۹- مقایسه منحنی پوش بار-جابجایی نمونه F2 در مقایسه با

منحنی پوش بار-جابجایی نمونه F2-2



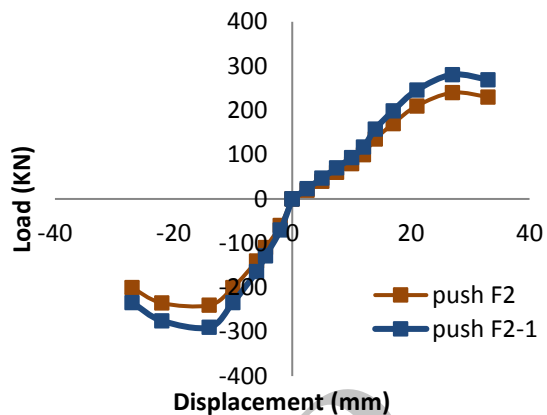
شکل ۲۰- مقایسه منحنی هیستریزس بار-جابجایی نمونه F2 در مقایسه

با منحنی هیستریزس بار-جابجایی نمونه F2-3



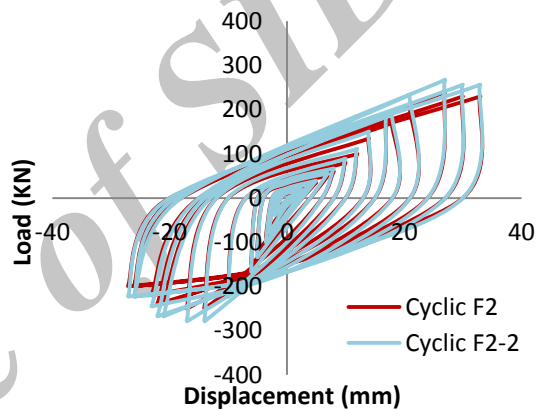
شکل ۲۱- مقایسه منحنی هیستریزس بار-جابجایی و پوش بار-جابجایی

نمونه F2-3



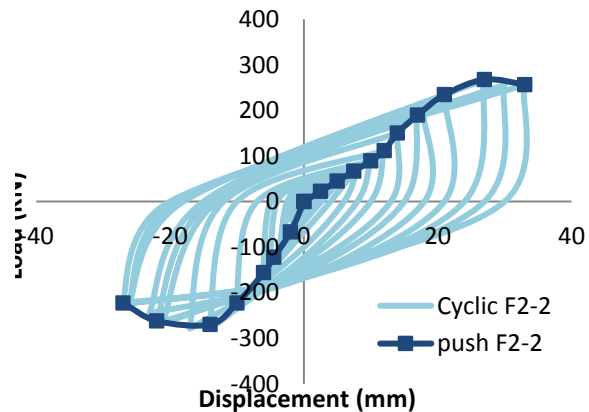
شکل ۱۶- مقایسه منحنی پوش بار-جابجایی نمونه F2 در مقایسه با

منحنی پوش بار-جابجایی نمونه F2-1



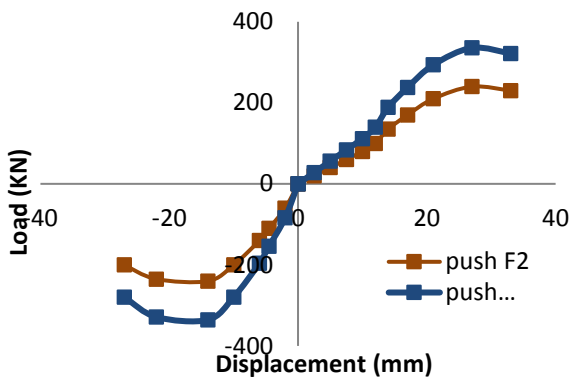
شکل ۱۷- مقایسه منحنی هیستریزس بار-جابجایی نمونه F2 در مقایسه

با منحنی هیستریزس بار-جابجایی نمونه F2-2

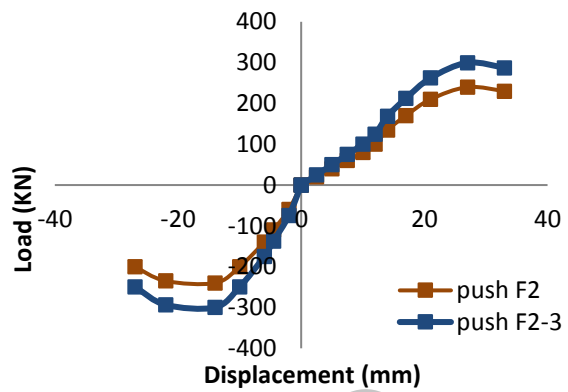


شکل ۱۸- مقایسه منحنی هیستریزس بار-جابجایی و پوش بار-جابجایی

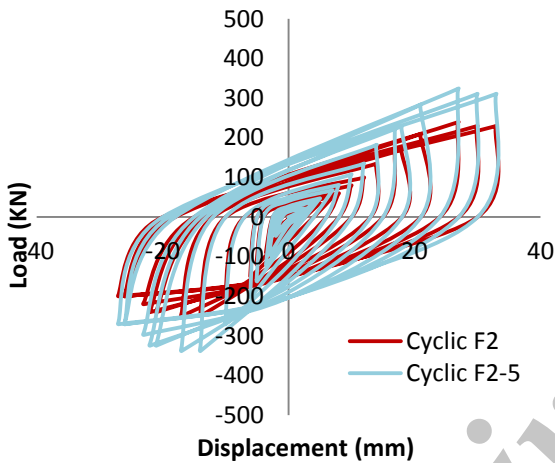
نمونه F2-2



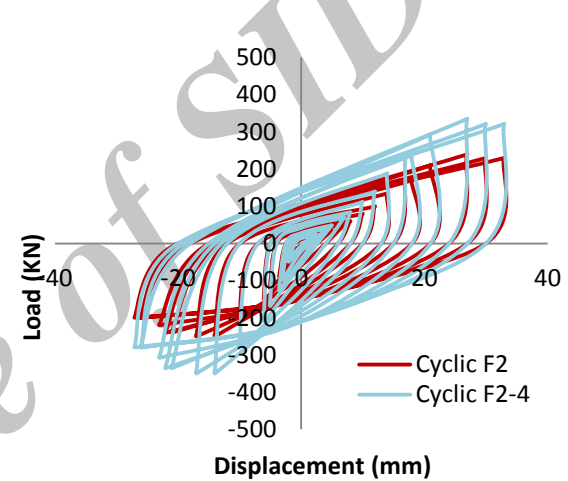
شکل ۲۵- مقایسه منحنی پوش بار-جابجایی نمونه F2 در مقایسه با منحنی پوش بار-جابجایی نمونه F2-4



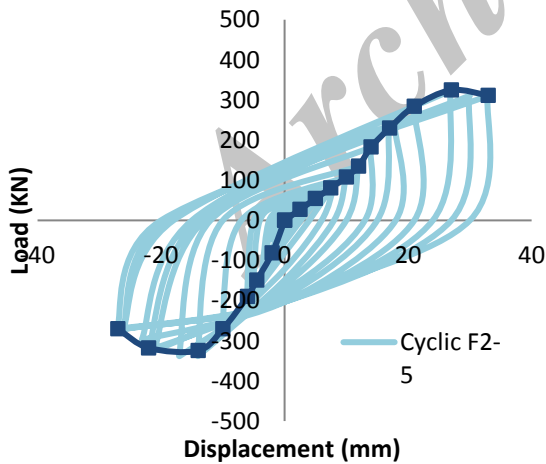
شکل ۲۲- مقایسه منحنی پوش بار-جابجایی نمونه F2 در مقایسه با منحنی پوش بار-جابجایی نمونه F2-3



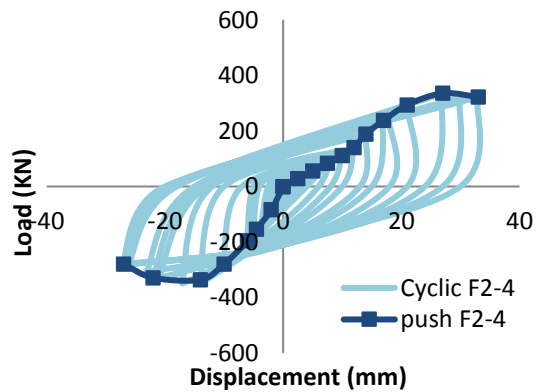
شکل ۲۶- مقایسه منحنی هیستریزس بار-جابجایی نمونه F2 در مقایسه با منحنی هیستریزس بار-جابجایی نمونه F2-5



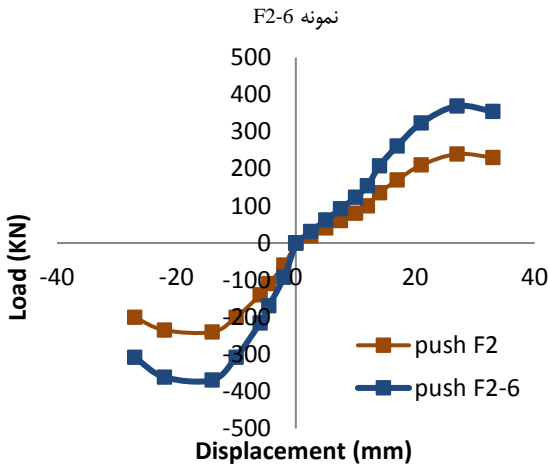
شکل ۲۳- مقایسه منحنی هیستریزس بار-جابجایی نمونه F2 در مقایسه با منحنی هیستریزس بار-جابجایی نمونه F2-4



شکل ۲۷- مقایسه منحنی هیستریزس بار-جابجایی و پوش بار-جابجایی نمونه F2-5



شکل ۲۴- مقایسه منحنی هیستریزس بار-جابجایی و پوش بار-جابجایی نمونه F2-4



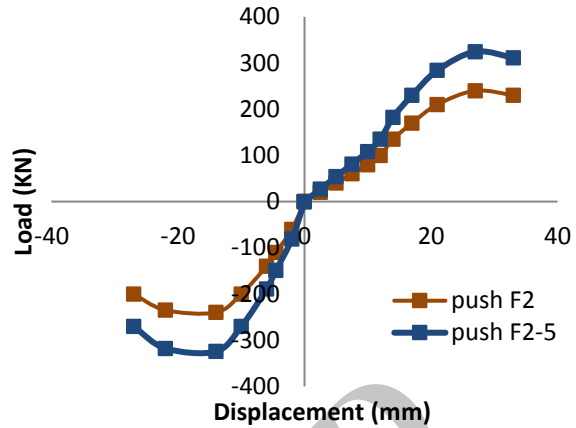
شکل ۳۱- مقایسه منحنی پوش بار-جابجایی نمونه F2 در مقایسه با منحنی پوش بار-جابجایی نمونه F2-6

جدول ۵- بار نهایی حاصل از مطالعه عددی و مطالعه آزمایشگاهی نمونه F2 و نمونه‌های مقاوم‌سازی شده

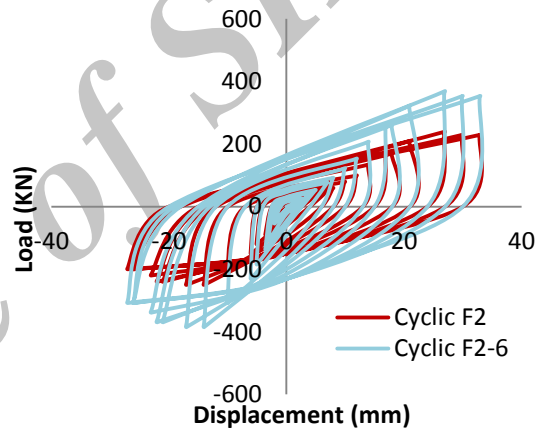
نام نمونه	Pu(push) (kN)	Pu(pull) (kN)
معالله آزمایشگاهی نمونه F2	۲۲۲	۲۳۹
F2	۲۴۰/۳	۲۴۱/۱۲
F2-1	۲۸۰/۷۷	۲۹۰
F2-2	۲۶۷/۶۷	۲۷۵/۱
F2-3	۲۹۹/۷۳	۳۰۵/۴۶
F2-4	۳۳۵/۶	۳۴۲/۷۶
F2-5	۳۲۴/۵۶	۳۳۷/۵
F2-6	۳۶۹/۵۲	۳۷۷/۲۲

جدول ۶- مقایسه بار نهایی حاصل از مطالعه عددی و مطالعه آزمایشگاهی نمونه F2

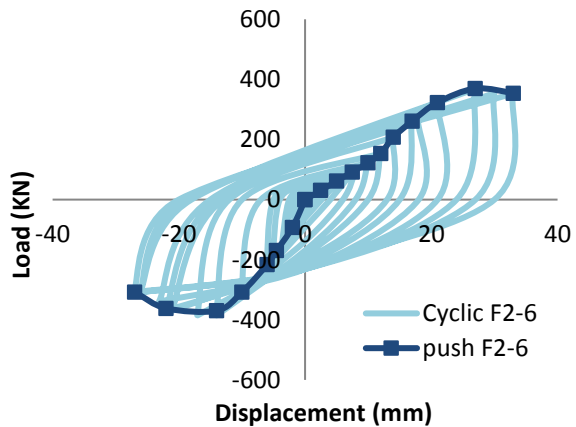
نام نمونه	P _{u-push}	P _{u-pull}
	P _{u-push-F2-Numerical}	P _{u-pull-F2-Numerical}
معالله آزمایشگاهی نمونه F2	۰/۹۲۳	۰/۹۹
F2	۱	۱
F2-1	۱/۱۶۸	۱/۲
F2-2	۱/۱۱۳	۱/۱۴
F2-3	۱/۲۴	۱/۲۶
F2-4	۱/۳۹	۱/۴۲
F2-5	۱/۳۵	۱/۴
F2-6	۱/۵۳	۱/۵۶



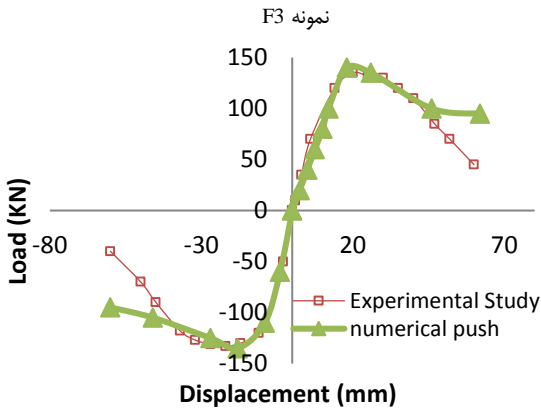
شکل ۲۸- مقایسه منحنی پوش بار-جابجایی نمونه F2 در مقایسه با منحنی پوش بار-جابجایی نمونه F2-5



شکل ۲۹- مقایسه منحنی هیستریزس بار-جابجایی نمونه F2 در مقایسه با منحنی هیستریزس بار-جابجایی نمونه F2-6



شکل ۳۰- مقایسه منحنی هیستریزس بار-جابجایی و پوش بار-جابجایی



شکل ۳۳-مقایسه منحنی پوش بار-جابجایی حاصل از مطالعه عددی در مقایسه با پوش بار-جابجایی حاصل از مطالعه آزمایشگاهی نمونه F3

جدول ۶- بار نهایی حاصل از مطالعه عددی در مقایسه با مطالعه آزمایشگاهی نمونه F3

نام نمونه	Pu(push) (kN)	Pu(pull) (kN)
معالله عددی نمونه F3	۱۴۰/۳۲	۱۳۶/۹
معالله آزمایشگاهی نمونه F3	۱۳۵	۱۳۳
$\frac{P_{u-Numerical}}{P_{u-experimental}}$	۱/۰۳۹	۱/۰۳

همانطور که از جدول (۶) مشخص است نمونه F3 با ابعاد المان ۲۵×۲۵ میلی‌متر بترتیب در حالت رفت و برگشت قاب ۳/۹٪ و ۳٪ درصد نتایج حاصل از تحلیل عددی از نتایج حاصل از مطالعه آزمایشگاهی بیشتر است. در جدول (۷) مقایسه بار نهایی و جابجایی متناظر با بار نهایی نمونه‌های F2 و F3 حاصل از مطالعه عددی آورده شده است.

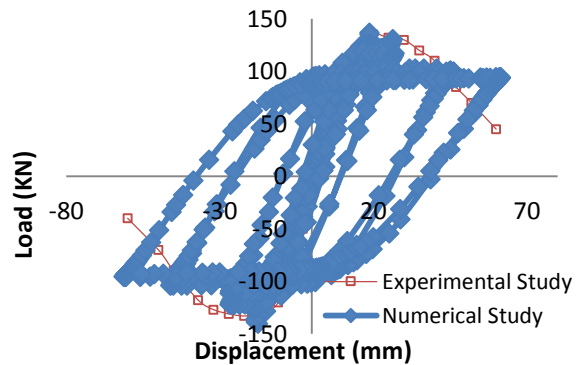
جدول ۷- مقایسه بار نهایی و جابجایی متناظر با بار نهایی نمونه‌های F2 و F3 حاصل از مطالعه عددی

نام نمونه	Pu(push) (kN)	Pu(pull) (kN)	جابجایی متناظر با بار نهایی در حالت رفت قاب	جابجایی متناظر با بار نهایی در حالت برگشت قاب
معالله عددی نمونه F2	۲۴۰/۳	۲۴۱/۱۲	۲۷	۱۴
معالله عددی نمونه F3	۱۴۰/۳۲	۱۳۶/۹	۱۸	۱۸
$\frac{P_{u-F2}}{P_{u-F3}}$	۱/۷۱	۱/۷۶	۱/۵	۰/۷۸

با توجه به نتایج جدول (۵) و (۶) در نمونه F2-1 که بصورت نوارهایی با عرض ۱۰۰ میلی‌متر و فواصل خالص ۱۰۰ میلی‌متر از یکدیگر بر روی ستون قاب نسبت به نمونه مقاوم‌سازی شده است، بار نهایی حداکثر ۲۰٪ افزایش یافته است، در نمونه F2-2 که بصورت نوارهایی با عرض ۱۰۰ میلی‌متر و فواصل خالص ۱۰۰ میلی‌متر از یکدیگر بر روی تیر قاب نسبت به نمونه مقاوم‌سازی شده است، بار نهایی حداکثر ۱۴٪ افزایش یافته است، در نمونه F2-3 که بصورت نوارهایی با عرض ۱۰۰ میلی‌متر و فواصل خالص ۱۰۰ میلی‌متر از یکدیگر بر روی تیر و ستون قاب نسبت به نمونه مقاوم‌سازی شده است، بار نهایی حداکثر ۲۶٪ افزایش یافته است، در نمونه F2-4 که بصورت نوارهایی با عرض ۱۰۰ میلی‌متر و فواصل خالص ۱۰۰ میلی‌متر از یکدیگر بر روی تیر، ستون و مهاربند بتن مسلح قاب نسبت به نمونه مقاوم‌سازی شده است، بار نهایی حداکثر ۴۲٪ افزایش یافته است، در نمونه F2-5 که بصورت دورپیچ کامل بر روی تیر و ستون قاب نسبت به نمونه مقاوم‌سازی شده است، بار نهایی حداکثر ۴۰٪ افزایش یافته است و در نمونه F2-6 که بصورت دورپیچ کامل بر روی تیر، ستون و مهاربند بتن مسلح قاب نسبت به نمونه مقاوم‌سازی شده است، بار نهایی حداکثر ۵۶٪ افزایش یافته است.

۹- بررسی رفتار قاب F3

در شکل (۳۲) و (۳۳) بترتیب منحنی هیستریزس بار-جابجایی حاصل از مطالعه عددی در مقایسه با پوش بار-جابجایی حاصل از مطالعه آزمایشگاهی نمونه F3 و مقایسه منحنی پوش بار-جابجایی حاصل از مطالعه عددی در مقایسه با پوش بار-جابجایی حاصل از مطالعه آزمایشگاهی نمونه F3 نشان داده شده است. نتایج حاصل از تحلیل عددی تطابق نسبتاً خوبی با نتایج حاصل از مطالعه آزمایشگاهی دارد.



شکل ۳۲-مقایسه منحنی هیستریزس بار-جابجایی حاصل از مطالعه عددی در مقایسه با پوش بار-جابجایی حاصل از مطالعه آزمایشگاهی

moment resisting RC braced frames with metallic fuses", Engineering Structures 95, 2015, 138–153.

[8] Abaqus Analysis User's Manual, Version 6.10, 2010.

[9] ساعدی داریان، امیر، بهرامپور، ح.، عربزاده، ح.، "راهنمای جامع نرم‌افزار Abaqus"، نشر انگیزه، چاپ اول، ۱۳۹۰.

[10] Bashar S., Ean L.W., Khandaker M.A.H.), 2013, "CFRP Composites for Strengthening of Reinforced Concrete Walls with Openings ". Journal of Engineering Research and Applications (IJERA), 1841-1852.

[11] Hadad H.S., Metwally I.M., El-Betar S., " Cyclic behavior of braced concrete frames: Experimental investigation and numerical simulation", Housing and Building National Research Center, 2015.

۱۰- نتیجه گیری

- ۱- بار نهایی به دست آمده از تحلیل عددی نسبت به نتایج آزمایشگاهی دارای تطابق نسبتاً خوبی برای کلیه قاب‌ها می‌باشد.
- ۲- نتایج عددی نشان داد که استفاده از مواد FRP سبب افزایش مقاومت نهایی و جابجایی مربوطه در قاب‌های تقویت شده در مقایسه با قاب‌های تقویت نشده می‌گردد.
- ۳- حل‌های عددی نشان می‌دهد که نحوه قرار گیری الیاف تاثیر زیادی در افزایش مقاومت نهایی و جابجایی مربوطه دارد.
- ۴- سطح زیر نمودار هیستریزس نمونه F2-6 بیشتر از نمونه F2-4 است، بنابراین انرژی که سازه F2-6 جذب می‌کند، بیشتر است پس میزان شکل‌پذیری سازه F2-6 بیشتر است.
- ۵- الیاف پلیمری باعث عدم رشد و گسترش ترک می‌شوند.
- ۶- نمونه F1 با ابعاد المان ۲۵×۲۵ میلی‌متر بترتیب در حالت رفت و برگشت قاب ۹/۴٪ و ۵/۵٪ درصد نتایج حاصل از تحلیل عددی از نتایج حاصل از مطالعه آزمایشگاهی بیشتر است.
- ۷- ترک در نمونه F1 از پای ستون و محل اتصال تیر به ستون در نمونه قاب بتن مسلح در حال گسترش است.
- ۸- نمونه F2 با ابعاد المان ۲۵×۲۵ میلی‌متر بترتیب در حالت رفت و برگشت قاب ۸/۲٪ و ۰/۹٪ درصد نتایج حاصل از تحلیل عددی از نتایج حاصل از مطالعه آزمایشگاهی بیشتر است.
- ۹- الیاف پلیمری کرین بخصوص در حالت دورپیچ کامل بیشترین تاثیر را در ظرفیت نهایی دارد.

۱۱- منابع و مراجع

- [1] خسرو برگی، ۱۳۸۴، اصول مهندسی زلزله، دانشگاه تهران، جلد اول.
- [2] رسولی زاده، فضل اله، فلاح، احمد علی، تاثیر بادبند فلزی در سازه های بتنی، اولین همایش ملی زلزله شناسی و مهندسی زلزله، ۱۳۹۳.
- [3] Altin S., Anil O., Koprman Y., Emin M. "Hysteretic behavior of RC shearwalls strengthened with CFRP strips". Composites, 2013, 44, 321-329.
- [4] Massumi A., Absalan M., " Interaction between bracing system and moment resisting frame in braced RC frames", archives of civil and mechanical engineering 13, 2013, 260–268.
- [5] Maheri M.R., Yazdani S., "Design of steel brace connection to an RC frame using Uniform Force Method", Journal of Constructional Steel Research 116, 2016, 131–140.
- [6] Sokkary H., Galal K., ASCE M., "Seismic Behavior of RC Shear Walls Strengthened With Fiber-Reinforced Polymer", Journal of Composites for Construction, 2013, 603-613.
- [7] Tena-Colunga A., Nangullasmu-Hernandez H.J., " Assessment of seismic design parameters of

Evaluation of Reinforced Concrete Frames with Steel & Concrete X-Shape Brace Strengthened with CFRP under Cyclic Loads

Mohammad Pasalari

Graduate Student, Department of Civil Engineering, Bandar Abbas Branch, Islamic Azad University, Bandar Abbas, Iran.

Ahmad Rahbar Ranji

Associate Professor of the Faculty of Engineering, Amir Kabir University of Technology.
pasalarimohammad1@gmail.com

Abstract:

The choice of lateral forces resistance system type depends on the composition of the loading, structural behavior, gravity loads transition to the base, architectural design, geometric dimensions, building code restrictions, the amount of lateral forces, the maximum displacement and, etc. Today, the use of concrete dual frames has become very common in many modern structures, including high-rise buildings and building retrofitting. In this study, RC frames with X-shaped steel braces and Concrete X-Shape braces Strengthened with CFRP under Cyclic seismic loading have been investigated. Initially an RC frame in 3 manners such as RC frame, RC frame with concrete X-shaped braces and RC frame with X-shaped steel braces previously tested by Haddad et al. (2015) modeled and analyzed in ABACUS finite element software. Then the results of numerical analysis and laboratory study were compared. The results were fairly well-matched. Finally, after verification of the ABACUS software results, the proper composition of the carbon fiber reinforced polymer (CFRP) retrofitting was studied, and the load-displacement hysteresis diagrams, load-displacement and final load ratios for the proposed samples were compared.

Keywords: Numerical analyze, CFRP, RC frame, X shaped brace, seismic loading