

# بررسی تأثیر دستک فلزی بر رفتار غیرخطی قاب‌های بتن آرمه به کمک روش المان محدود

ابراهیم امامی<sup>۱</sup>، علی خیرالدین<sup>۲\*</sup>، محمد کاظم شربتدار<sup>۳</sup>

۱- مربی، گروه مهندسی عمران، دانشگاه پیام نور

۲- استاد دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان

۳- دانشیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان

kheyroddin@semnan.ac.ir

تاریخ پذیرش: ۹۲/۰۹/۱۱

تاریخ دریافت: ۹۲/۰۴/۲۷

**چکیده-** به دلایل گوناگون ممکن است سازه‌های موجود نیاز به بهسازی داشته باشند، این بهسازی، شامل احیاسازی سازه‌های آسیب دیده به وسیله‌ی یک زلزله یا عوامل دیگر، یا مقاوم سازی و تقویت یک سازه خسارت ندیده که با آیین‌نامه‌های بارگذاری و طراحی ویرایش قدیم یا حتی بدون کد، طراحی و ساخته شده است، می‌شود؛ پس احیاسازی و مقاوم سازی سازه‌های آسیب پذیر در برابر زلزله امری ضروری است. در این مقاله نتایج روش عددی غیرخطی المان محدود FE یک قاب بتن آرمه معمولی و همچنین قاب‌های تقویت شده با روش پیشنهادی دستک و طوقه فلزی، تحت بار جانبی افزایش یافته نشان داده می‌شود. تأثیر دستک فلزی بر رفتار خطی و غیرخطی قاب بتن آرمه و همچنین افزایش سختی، مقاومت نهایی و میزان جذب انرژی و پارامتر شکل پذیری قاب مورد بحث قرار می‌گیرد. نتایج آزمایشگاهی یک قاب بتن آرمه یک دهانه یک طبقه انتخاب شده و پس از کالیبراسیون مدل عددی و اطمینان از صحت و دقت نتایج، این پارامترها بررسی می‌شوند. نتایج روش عددی المان محدود نشان می‌دهد که استفاده از طوقه و دستک فلزی به صورت فشاری و کششی با مساحت مقطع ۵ تا ۱۰ سانتی‌متر مربع در این قاب، باعث افزایش قابل توجه سختی و مقاومت نهایی و کاهش تغییر مکان نهایی قاب بتن آرمه می‌شود. همچنین دستک با جاری شدگی خود به عنوان سیستم دفاعی اول در برابر بارهای جانبی، می‌تواند مانند فیوزی، جذب انرژی و میزان شکل پذیری آن را افزایش دهد و همچنین تنش‌های ناشی از بار جانبی در محل چشمه اتصال را کاهش داده و مفصل پلاستیک را از چشمه اتصال دور کند.

**واژگان کلیدی:** مقاوم سازی، قاب بتن آرمه، دستک، طوقه فلزی، المان محدود

## ۱- مقدمه

فولادی به صورت داخلی و خارجی، کابل‌های پس تنیده، دیوار برشی، جدا سازه‌های لرزه‌ای، ژاکت‌های فولادی، ورق‌های پوششی کامپوزیتی FRP<sup>۲</sup> و میراگرها اشاره کرد. هریک از این روش‌ها را می‌توان با جداسازی هزینه‌ها،

امروزه روش‌های مختلفی در مقاوم‌سازی موضعی و کلی قاب‌های بتن آرمه<sup>۱</sup> (RCF) کاربرد پیدا کرده‌اند، که می‌توان به طور خلاصه به مهاربندهای هم محور یا برون محور

2- Fiber Reinforced Polymer

1- Reinforced Concrete Frame

برای ارتقاء و بهبود رفتار خطی و غیرخطی قاب‌های بتن آرمه مانند سختی، مقاومت نهایی و شکل پذیری به کار برد. پژوهشگران زیادی روی بهسازی موضعی قاب‌های بتن آرمه با چسباندن ورق‌های فولادی و یا FRP کار کرده‌اند [۱-۲]. روش‌های بهسازی با استفاده از چسباندن ورق‌های فولادی به صورت خارجی به اعضای بتنی به علت سریع بودن اجرا و کمینه خرابی در سازه و افزایش کم در تغییر اندازه مقاطع محبوبیت عامه پسند پیدا کرده است. به هر حال این روش مشکلاتی را از جمله: گسیختگی نامطلوب برشی، سختی در حمل و نقل ورق‌های فولادی با ضخامت بالا، خوردگی فولاد و نیاز به سیستم اتصال لب به لب را دارد، که کارایی آن را محدود کرده است [۳-۵]. مواد FRP، با نسبت بالای مقاومت و سختی به وزن و دارا بودن ماهیت شیمیایی خنثی، پتانسیل خوبی برای بهسازی با دوام و سبک وزن اعضا دارند [۶-۷]. چندین مطالعه در دانشگاه کاردیف در بررسی امکان استفاده از مواد کامپوزیتی و الیاف پلیمری سیمانی با عملکرد بالا (HPFRCC) به عنوان یک ماده توانمند کننده، نتایجی را بیان داشتند [۸-۹]. علایی و کاریه‌الو، بررسی‌های آزمایشگاهی و تئوری روی تیرهای بتن آرمه بهسازی شده با CARDIFRC با شکل‌ها و ضخامت‌های مختلف انجام دادند [۱۰]. ماهر و همکاران هم مواد CARDIFRC را به عنوان مواد بهسازی لرزه‌ای به کار بردند و آن‌ها مقادیر بالای سختی، شکل پذیری و اضافه مقاومت را برای تیرهای بهسازی شده به دست آوردند [۱۱]. به تازگی ین و چین [۱۲] چند اتصال داخلی را با ورق‌های فولادی به روش‌های مختلف به جان تیرهای اتصال نصب کردند و با تعریف ۲ شاخص توان بخشی مقاومت و توان بخشی شکل پذیری، آن‌ها را تحت بارهای سیکلیک بررسی کردند.

پژوهشگران روی مقاوم سازی کلی قاب‌های بتن آرمه کار کرده‌اند. گولی و لی [۱۳] مقاومت لرزه‌ای ساختمان‌های بتن مسلح تقویت شده با بادبند فلزی شکل پذیر را بررسی کردند و به پایداری و وسیع بودن حلقه‌های هیسترسیس و شکل پذیری عالی این نوع قاب بتن آرمه مقاوم سازی شده اشاره کردند. افرادی مانند سکی گوچی و همکاران [۱۴]، دل وال کالدرون و همکاران [۱۵] و بادوکس و جیرسا [۱۶] نمونه‌های عملی بهسازی با استفاده از این روش را گزارش دادند. مسائل معماری و مشکلات ایجاد اتصالات مناسب بین بادبند فلزی و قاب‌های RC از کاستی‌های این روش یاد شده است. در روش بادبندی داخلی مستقیم، قاب فلزی مهاربندی شده داخل قاب RC قرار می‌گیرد که انتقال بار بین بادبند فولادی و قاب بتنی به گونه غیرمستقیم در طول قاب فولادی حاصل می‌شود. تاگاووا [۱۷] و همکاران قاب‌های K بادبندی شده را آزمایش کردند و نتیجه گرفتند که ظرفیت مرکب قاب RC و قاب فولادی دارای بادبندی را می‌توان با جمع ظرفیت‌های مقاومت هر کدام فرض کرد. ماهر و صاحبی یک اتصال مستقیم بین بادبند فلزی و بتنی RC بدون نیاز به واسطه قاب فولادی ارائه کردند [۱۸]. آن‌ها روش بادبند داخلی مستقیم را برای بهسازی ساختمان‌های موجود و همچنین به عنوان یک المان مقاوم برشی در طراحی سازه‌های جدید پیشنهاد دادند. آن‌ها با استفاده از مدل‌های مقیاس شده قاب‌های مقاوم سازی شده با بادبند X که به گونه مستقیم به قاب RC متصل شده بودند دریافتند تا سه برابر می‌توان ظرفیت برشی قاب را بالا برد. ناطق الهی این تکنیک را برای بهسازی یک ساختمان ۸ طبقه موجود استفاده کرد [۱۹]. معصومی و تسنیمی کار آزمایشگاهی بعدی را روی مدل قاب‌های با بادبندی مستقیم انجام دادند و قابلیت کاربرد این روش بهسازی را ثابت کردند [۲۰]. ماهر و همکاران [۲۱-۲۳] کارهای

بارهای چرخه‌ای و آسیب ندیده با استفاده از روش دستک و طوقه فلزی به وسیله‌ی نویسندگان این مقاله انجام گرفته است [۳۱].

یکی از روش‌هایی را که در مقاوم سازی قاب‌های بتن آرمه اتصالات برای بهبود رفتار موضعی و کلی قاب بویژه زمانی که تیر بتنی از نظر تغییر مکان قائم تحت بار ثقلی یا تغییر مکان جانبی قاب تحت بار جانبی دچار مشکل باشد می‌توان پیشنهاد کرد، استفاده از دستک و طوقه فلزی است. اتصالات تیر- ستون بتنی در ناحیه چشمه اتصال<sup>۱</sup> در زلزله‌های اخیر بیشترین خرابی و خسارت را داشته‌اند که این خسارات ناشی از ضعف در اجرای اتصالات بتنی (عدم یا ناکافی بودن خاموت‌های ستون در چشمه اتصال) است و در نتیجه موجب ایجاد مفصل پلاستیک و ضعف برشی در اتصال می‌شود که این روش مقاوم‌سازی پیشنهادی که به صورت عددی انجام می‌شود، بهبود ضعف‌های ذکر شده بالا و ارتقاء رفتار قاب بتنی را بررسی می‌کند. در این روش مقاوم سازی، طوقه‌های فلزی روی تیر و ستون بتن آرمه در فواصل معین از اتصال تیر به ستون قرار گرفته و دستک فلزی، دو طوقه فلزی را به هم متصل می‌کند. کار آزمایشگاهی انجام شده به وسیله‌ی نویسندگان این مقاله، کارآمدی این روش را در بهسازی اتصالات تیر- ستون بتن آرمه آسیب دیده و ندیده تحت بارهای چرخه‌ای نشان داده است. وجود طوقه‌های فلزی متشکل از ۴ ورق L- شکل با اتصالات پیچی اصطکاکی موجب تماس کامل طوقه‌های فلزی با سطح بتن شده و از سرخوردگی طوقه‌ها و تمرکز تنش در محل اتصال با سطح بتن جلوگیری می‌کند [۳۱].

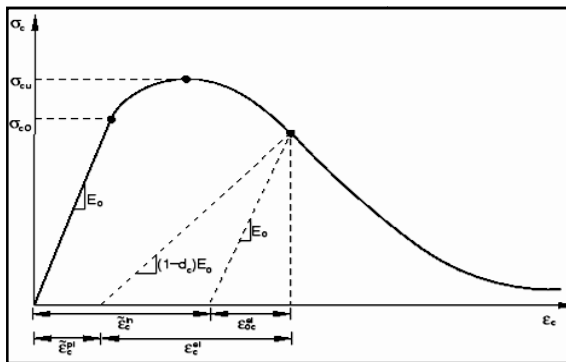
در شکل ۱ کاربرد عملی روش مقاوم سازی با دستک و طوقه فلزی در ساختمانی با سیستم قاب خمشی که دارای تیر

آزمایشگاهی در بررسی پارامترهای عملکرد لرزه‌ای سیستم‌های مختلف قاب-بادبند X و زانویی را با امکان طراحی اساسی برای اتصالات بین بادبند و قاب انجام دادند.

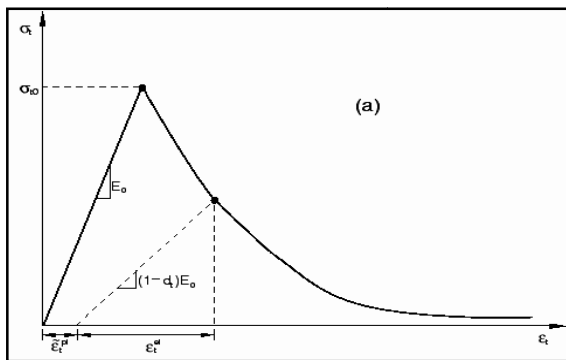
کارهای عددی به وسیله‌ی ابوالفاز و قبارا [۲۴-۲۵] روی بادبندی‌های داخلی مستقیم هم مرکز و برون مرکز در ساختمان‌های RC غیر شکل پذیر انجام شد که عملکرد لرزه‌ای مطلوب این ساختمان‌ها، به هنگام استفاده از بادبند‌های برون مرکز را نشان می‌دهد. پنچیرا و جیرسا [۲۶] پاسخ لرزه‌ای قاب‌های بتن آرمه تقویت شده با بادبند‌های فلزی را بررسی کردند. خیرالدین و شمخالی هم مطالعات تئوریکی روی رفتار قاب‌های بتن آرمه تقویت شده با سیستم دیوار برشی و بادبند فلزی ضربدری و بادبند‌های واگرا انجام دادند [۲۷-۲۸].

پامپانین و همکاران و چن کارهای آزمایشگاهی و عددی را در استفاده از کلمپ فلزی به همراه میله فلزی با سختی محوری متفاوت در بهسازی اتصالات تیر- ستون بتن آرمه و ارتقاء رفتار لرزه‌ای اتصالات بتنی با جزییات ناقص آرماتور گذاری در محل چشمه اتصال تیر - ستون که طبق آیین‌نامه‌های قدیمی روش بار ثقلی<sup>۱</sup> طراحی شده است انجام دادند که این روش با توجه به سختی میله فلزی به گونه مناسبی توانست این نقص را رفع کند و مفصل پلاستیک را به محل خارج ناحیه چشمه اتصال انتقال دهد. اما این روش موجب تمرکز تنش در محل تماس میله و کلمپ با بتن و تخریب شدید بتن و لغزش کلمپ‌ها روی بتن می‌شد [۲۹-۳۰]. در ایران کار پژوهشی در زمینه بهسازی قاب یا اتصالات بتن آرمه به وسیله‌ی دستک و طوقه فلزی انجام نشده است و تنها کار آزمایشگاهی در بهسازی اتصالات تیر- ستون بتن آرمه آسیب دیده در برابر

دستک ها و طوقه ها هم به همین ترتیب مطابق با نمودار تنش کرنش شکل ۲ و به علت ضخامت کم، با المان چهار گرهی shell با نام S4R مدل می شوند و اتصال بین طوقه با بتن و دستک با طوقه نیز توسط قید Tie تعریف می شود. (با توجه به نحوه بستن طوقه فلزی به ستون و مشاهدات کار آزمایشگاهی بهسازی اتصالات تیر-ستون بتن آرمه که توسط نویسندگان این مقاله انجام شده، می توان از لغزش طوقه فلزی روی ستون بتنی چشم پوشی کرد [۳۱]. در این مقاله از مدل پلاستیسیتة خسارت بتن CDP<sup>۱</sup> برای مدل سازی ماده بتن انتخاب شده است. مدل فرضی منحنی پاسخ فشار محوری و کشش بتن بوسیله Damage Plasticity مطابق شکل ۳ می باشد.



الف: مدل فشاری بتن



ب: مدل کششی بتن

شکل (۳) منحنی های پاسخ بتن در بارگذاری تک محوری (الف) در فشار و (ب) در کشش

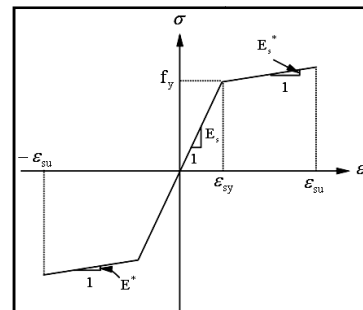
با ارتفاع کاهش یافته (حذف آویز کششی) است و از نظر خیز، شرایط آیین نامه را راضی نمی کند نشان داده شده است.



شکل (۱) کاربرد عملی مقاوم سازی قاب بتن آرمه با دستک و طوقه فلزی

## ۲- مدل سازی عددی با برنامه ABAQUS

ABAQUS [۳۲] یک برنامه شبیه سازی مهندسی قوی بر مبنای روش المان محدود است که تحلیل های غیرخطی را انجام می دهد. در یک تحلیل غیرخطی، ABAQUS به گونه اتوماتیک نمو بار و تلوآنس های همگرایی مناسب را انتخاب کرده و در طول آنالیز به صورت متمادی تنظیم می کند تا اطمینان حاصل شود که دقت حل بالایی حاصل شود. در این مدل سازی، رفتار پلاستیک فولاد با معرفی نقطه تسلیم و سخت شدگی پس از تسلیم فرض شده و آرماتورهای طولی و خاموت ها مانند یک ماده الاستیک با سخت شوندگی کرنش مطابق شکل ۲ و با المان خطی دو گرهی 3D-truss با سه درجه آزادی انتقالی هر گره که T3D2 نامیده می شود، به وسیله قید Embedded Region در بتن دفن می شوند.



شکل (۲) منحنی تنش کرنش تک محوری آرماتورها و طوقه و دستک

### ۳- مشخصات نمونه های آزمایشگاهی جهت کالیبره کردن

یک بررسی آزمایشگاهی برای تایید صحت روش عددی و نگرش بیشتر به ماهیت آیتم های المان محدود در سازه قاب اختیار شده است. مدل آزمایشی که برای مطالعه انتخاب شد قاب مسطحی با مقیاس بزرگ، یک دهانه و یک طبقه بود که توسط آقای کرنستون در سال ۱۹۶۵ در موسسه بتن و سیمان لندن آزمایش شده بود [۳۳]. ابعاد قاب و جزییات آرماتور گذاری مربوطه به ترتیب در شکل ۴ و ۵ داده شده‌اند.

قاب دارای دو تکیه گاه ثابت و دهانه تیر برابر ۳۰۵۰ mm و ارتفاع ستون ها برابر ۱۵۲۴ mm بود. مقطع عرضی قاب بصورت مستطیلی با عمق ۱۵۳ mm و عرض ۱۰۲ mm بود.

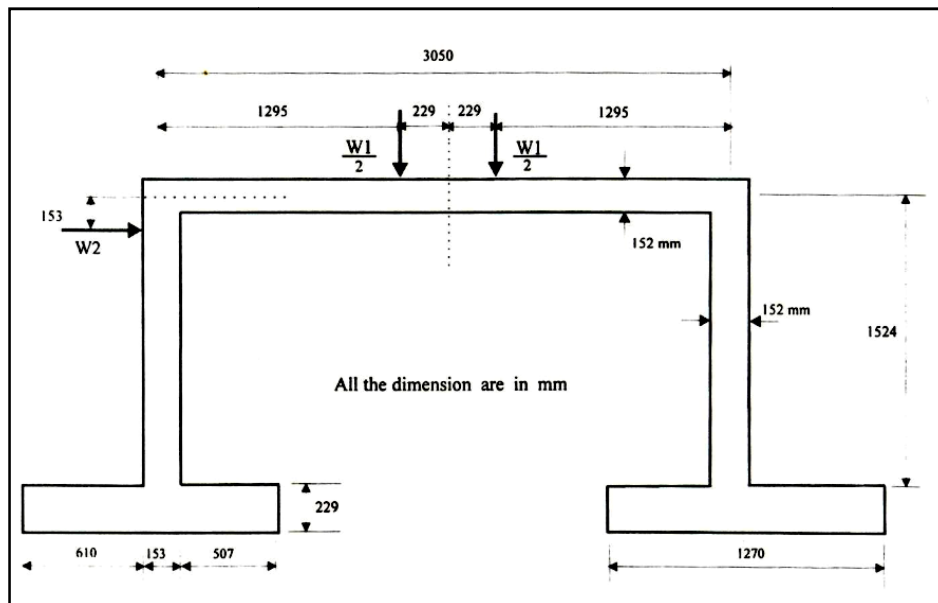
فونداسیون قاب با مقطعی با عرض ۱۰۲ mm و عمق ۲۲۹ mm و طول ۱۲۷۰ mm بود. قاب با یک پایه بتنی پر آرماتور بطور کامل ساخته شده بود.

مطابق شکل ۳ زمانی که نمونه بتنی از هر روی شاخه نرم شدگی کرنش منحنی تنش کرنش باربرداری می شود، پاسخ باربرداری ضعیف می شود: سختی الاستیک مواد رو به خرابی و افت می رود. کاهش سختی الاستیک با دو مقدار خسارت  $d_t$  و  $d_c$  که فرض می شوند توابعی از کرنش پلاستیک باشند تعیین می شوند. مقادیر خسارت می تواند مقداری از صفر، که نشان دهنده مصالح خسارت ندیده است تا مقدار یک که نشان دهنده خسارت کلی مقاومت است باشد. اگر  $E_0$  سختی الاستیک اولیه (خسارت ندیده) مصالح باشد روابط تنش کرنش تحت بارگذاری کشش و فشار تک محوری به ترتیب بصورت روابط (۱) و (۲) هستند:

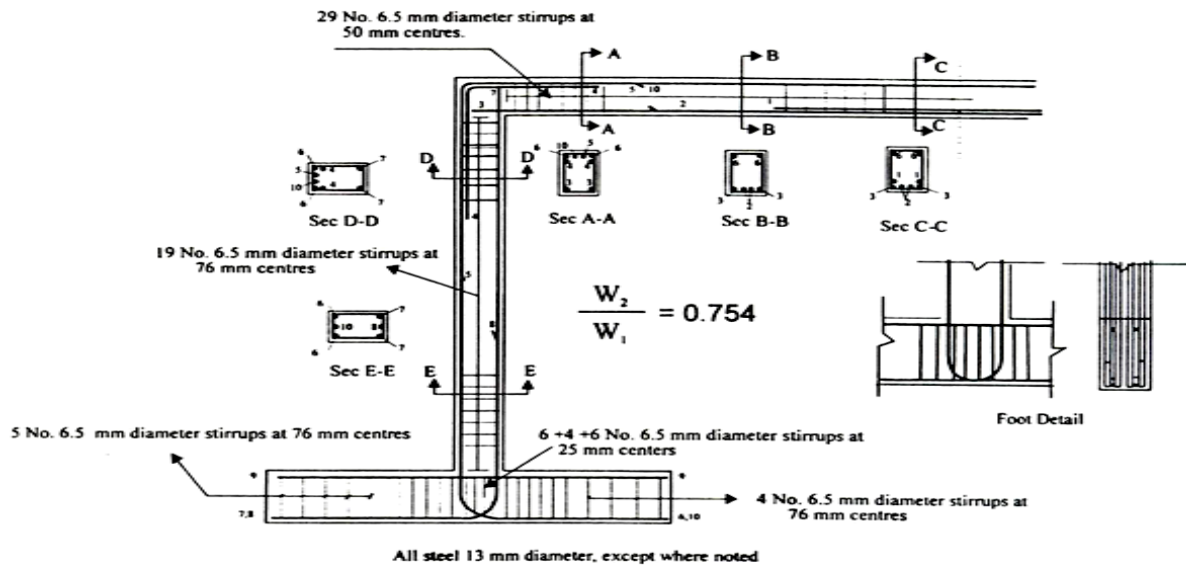
$$\sigma_t = (1 - d_t) E_0 (\varepsilon_t - \tilde{\varepsilon}_t^{pl}) \quad (1)$$

$$\sigma_c = (1 - d_c) E_0 (\varepsilon_c - \tilde{\varepsilon}_c^{pl}) \quad (2)$$

بتن نیز مانند یک ماده با کرنش الاستیک با نرم شوندگی و سخت شوندگی در کشش مانند شکل ۳ و با المان ۸ گرهی 3D-SOLID با سه درجه آزادی انتقالی در هر گره که C3D8R نامیده می شوند مدل می شود.



شکل (۴) جزییات مربوط به ابعاد قاب آزمایشگاهی کرنستون [۳۳].



شکل (۵) جزییات مربوط به آرماتور گذاری قاب آزمایشگاهی کرنستون [۳۳]

مدل شده و پس از مقایسه از نتایج عددی و آزمایشگاهی و اطمینان از مدل المان محدود، مطالعه پارامتریک انجام شده و با اضافه کردن دستک به قاب بتن آرمه، تاثیر مساحت آن مورد بررسی قرار می گیرد. در مدل سازی قاب، بتن با المان های ۷ سانتی متری مش بندی شد و به منظور شبیه سازی شرایط تکیه گاهی روش عددی با آزمایشگاهی، درجات آزادی گره های کناری هر فونداسیون بسته شدند و برای تطبیق شرایط بارگذاری مدل عددی با آزمایشگاهی، گره های لبه سمت راست و چپ قاب در محل چشمه اتصال تحت جابجایی افقی قرار گرفتند و مطابق نمونه آزمایشگاهی تا انتقال هدف ۱۴۵ میلیمتر جابجا شدند.

بمنظور اثبات و تایید صحت نتایج خروجی نرم افزار، مدل تحلیل شده با نتایج حاصل از قاب مدل آزمایشگاهی کالیبره و مقایسه شدند. طبق شکل ۶ مشاهده می شود که تطبیق مناسبی بین نمودار روش عددی با آزمایشگاهی وجود دارد و اختلاف متوسط دو منحنی کمتر از ۱۰ درصد می باشد که نشان از دقت مناسب نرم افزار دارد.

تیر و مقطع گوشه قاب با ۳/۷ درصد آرماتور کششی و ۱/۹ درصد آرماتور فشاری آرماتورگذاری شده اند. پایه قاب به کف قوی آزمایشگاه پیچ شده و تکیه گاه های آن بطور ثابت بسته شدند [۳۳]. خصوصیات مصالح بتن و فولاد نیز به ترتیب در جداول ۱ و ۲ آورده شده اند.

جدول (۱) خواص بتن استفاده شده در قاب آزمایشگاهی

$f'_c$ (MPa)	$E_c$ (MPa)	$f'_t$ (MPa)	$\epsilon_{cr}$	$\epsilon_{cu}^*$	$\nu^*$
۲۸/۵	۲۵۲۷۵	۳/۳	۰/۰۰۰۱۳	۰/۰۰۷	۰/۱۷

جدول (۲) خواص فولاد استفاده شده در قاب آزمایشگاهی

$f_y$ (MPa)	$E_s$ (MPa)	$E_s^*$ (MPa)	$\epsilon_{su}$	$\epsilon_{sy}$	$f_y(\text{stirrups})$ (MPa)
۴۴۰	۲۰۰۰۰۰	۶۲۰۰	۰/۱۵	۰/۰۰۲۲	۳۱۰

\* مقادیر فرض شده در جداول ۱ و ۲

## ۴- اعتبار سنجی نمونه های تحلیل عددی و آزمایشگاهی

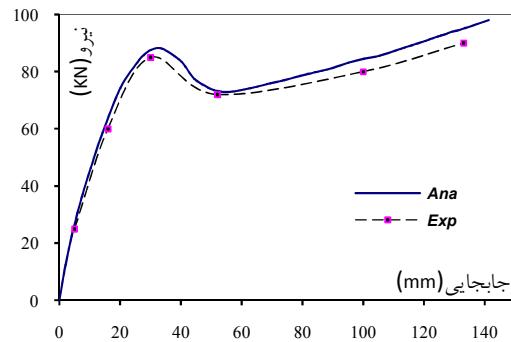
یک قاب بتن آرمه که در آزمایشگاه توسط کرنستون [۳۳] مورد آزمایش قرار گرفته است توسط روش المان محدود

جدول (۳) ابعاد و مشخصات دستک و طوقه فلزی مدل سازی شده

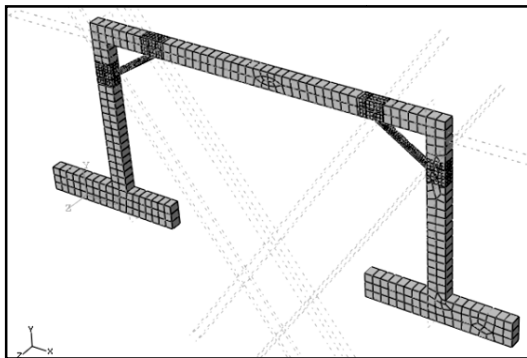
نام نمونه	ابعاد دستک (mm)	مساحت دستک (cm <sup>2</sup> )	ابعاد طوقه فلزی تیر و ستون (mm)	مقاومت تسلیم و نهایی فولاد $kg/cm^2$
SF0	-	-	-	-
SF1	۵۰×۳۰×۳ Box	۵	۱۵۳×۱۰۲×۵ Box (L=200)	Fy = 2400 Fu = 4000
SF2	۵۰×۳۰×۴/۵ Box	۷/۵		
SF3	۵۰×۳۰×۶ Box	۱۰		

در فاصله ۰/۲ ارتفاع ستون (۳۰ سانتیمتر از بر اتصال تیر ستون) و در تیر در فاصله ۰/۱۵ طول تیر (۴۵ سانتیمتری از بر اتصال تیر ستون) می باشد. طول طوقه های تیر و ستون هم ۲۰ سانتیمتر می باشد.

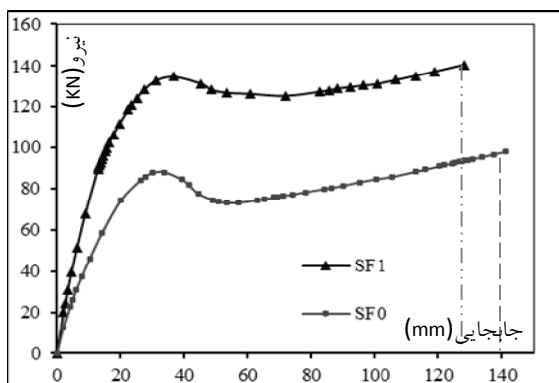
شکل ۸ نمودار بار تغییر مکان دو قاب مرجع SF0 (تقویت نشده) و SF1 (تقویت شده با دستک ۵ سانتیمتر مربع) را نشان می دهد.



شکل (۶) کالیبراسیون مدل قاب تحلیل عددی با آزمایشگاهی کرنستون



شکل (۷) نحوه مقاوم سازی قاب مش بندی شده مدل های عددی



شکل (۸) نمودار نیرو جابجایی قاب SF1 و SF0

## ۵- بحث و بررسی نتایج

برای بررسی اثر دستک و طوقه فلزی بر رفتار قاب بتن آرمه تحت بار جانبی افزاینده<sup>۱</sup>، قاب هایی با انواع مقطع دستک با طوقه فلزی در نرم افزار ABAQUS مدل سازی و تحلیل شده اند که مشخصات فولاد و هندسه آن‌ها مطابق جدول ۳ می باشد.

ضمناً شکل ۷ نحوه مقاوم سازی قاب مش بندی شده مورد نظر با دستک و طوقه فلزی را نشان می دهد. این دستک ها در هر سه نمونه تقویت شده در برابر بارهای جانبی، تحت فشار و کشش قرار می گیرند. تماس بین طوقه های فلزی و بتن با پیوستگی کامل<sup>۲</sup> و بدون لغزش فرض شده است.

در تمام قاب ها جابجایی از سمت چپ به راست صورت می گیرد. محل قرار گیری مرکز طوقه ها در ستون

- 1- Monotonic
- 2- Perfect Bond

سپس تسلیم شدگی آرماتور کششی ستون سمت چپ در تغییر مکان  $61/5\text{mm}$  رخ می‌دهد و سومین جاری شدگی در آرماتورهای کششی سمت راست در جابجایی  $100\text{mm}$  است.

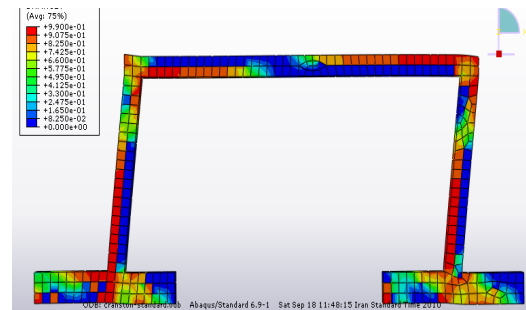
نهایتاً بتن در ستون سمت راست در تغییر مکانی برابر  $145\text{mm}$ ، به کرنش فشاری خرد شدگی ( $\epsilon_{cu} = 0.007$ ) می‌رسد. در این قاب آرماتورهای تیر به حد تسلیم نرسیدند و مفصل پلاستیک در آن‌ها رخ ندادند و مفاصل پلاستیک فقط در ستون‌ها مشاهده شدند. شکل ۹ میزان خسارت فشاری و کششی بتن را در انتهای تحلیل نشان می‌دهد.

همانطور که مشاهده می‌شود بیشترین خسارت فشاری بتن در ناحیه پایین ستون فشاری سمت راست و در محل اتصال با فونداسیون است. بیشترین خسارت کششی هم در وجوه کششی تیر و ستون رخ داده است.

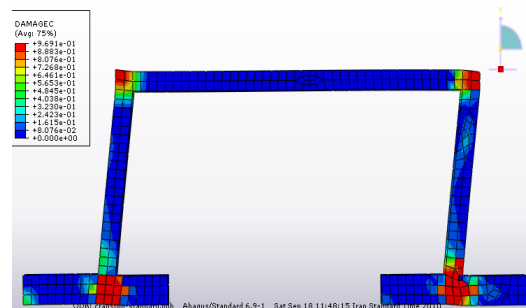
در قاب SF1 که با دستک کششی و فشاری با مساحت ۵ سانتیمتر مربع و طوقه فلزی تقویت شده است، اولین ترک خوردگی بتن در وجه کششی ستون چپ در تغییر مکان  $2\text{mm}$  و در باری برابر ۱۸ کیلو نیوتن رخ می‌دهد و اولین جاری شدگی در سیستم قاب مقاوم سازی شده در دستک‌های کششی و فشاری در تغییر مکان  $15\text{mm}$  بوجود می‌آید. سپس جاری شدگی آرماتورها مانند قاب SF0، برابر جابجایی  $29\text{mm}$  در باری برابر ۱۳۲ کیلو نیوتن و جابجایی بعدی جاری شدن  $33\text{mm}$  در باری برابر ۱۳۵ کیلو نیوتن و سومین جاری شدگی در تغییر مکان  $100\text{mm}$  رخ می‌دهد تا اینکه در نهایت مشابه قاب SF0 بتن فشاری ستون سمت راست در جابجایی  $127/5\text{mm}$  به کرنش نهایی خود می‌رسد. در این قاب محل‌های وقوع مفاصل پلاستیک مشابه قاب SF0 است ولی تنش‌ها در آرماتورهای طولی تیر در بر طوقه نسبت

مشاهده می‌شود که با اضافه شدن دستک و طوقه فلزی به قاب، سختی و مقاومت نهایی آن تا ۴۲ درصد و مساحت زیر منحنی  $P-\Delta$  تا ۲۰ درصد افزایش پیدا می‌کند و در مقابل تغییر مکان نهایی قاب SF1 به اندازه ۲۰ درصد نسبت به قاب SF0 تقلیل می‌یابد. نقاط انتهایی نمودارها معرف جابجایی نظیر قاب هنگام رسیدن کرنش فشاری بتن در ستون تحت فشار به مقدار  $\epsilon_{cu} = 0.007$  است.

در قاب بتن آرمه SF0 که بدون دستک می‌باشد، اولین ترک خوردگی بتن در وجه کششی ستون چپ در جابجایی برابر  $2/5\text{mm}$  و در باری برابر ۱۵ کیلو نیوتن رخ می‌دهد و اولین جاری شدگی آرماتورها مربوط به آرماتور فشاری ستون سمت راست در تغییر مکانی برابر  $37/5\text{mm}$  و در باری برابر ۸۸ کیلو نیوتن می‌باشد (شایان ذکر است بار جاری شدگی  $P_y$ ، همان بار متناظر با تغییر مکان نمودار بار-جابجایی در لحظه‌ای که کرنش آرماتورها به مقدار پلاستیک می‌رسد می‌باشد).



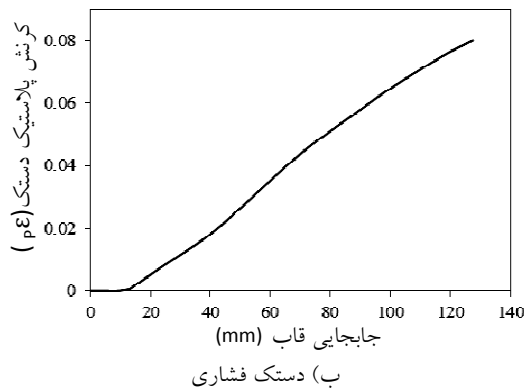
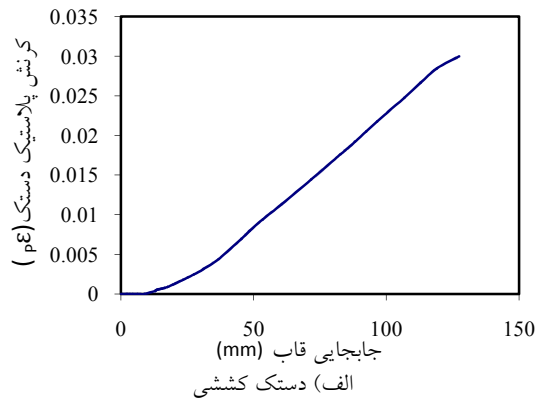
الف - خسارت کششی



ب - خسارت فشاری

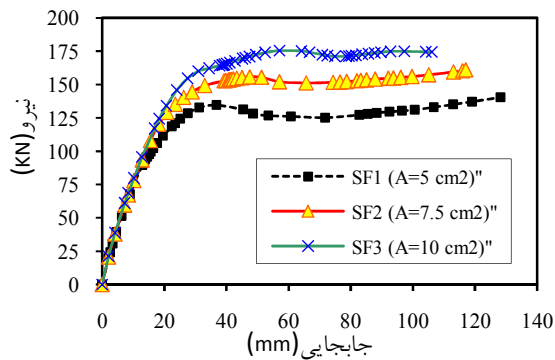
شکل (۹) میزان خسارت بتن در انتهای تحلیل قاب SF0.





شکل (۱۱) نمودارهای کرنش پلاستیک - تغییر مکان قاب SF1

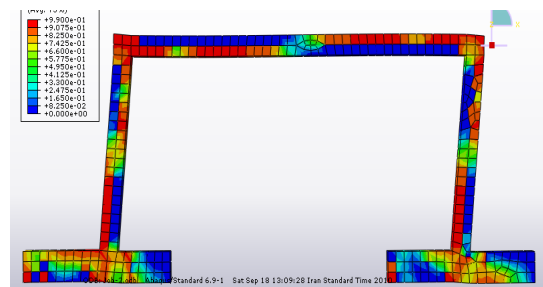
در شکل ۱۲ نمودارهای بار- تغییر مکان قاب های مقاوم سازی شده SF1، SF2، و SF3 با یکدیگر مقایسه شده اند.



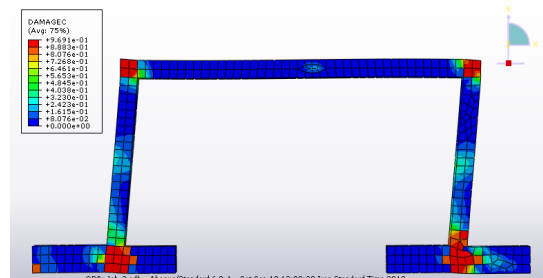
شکل (۱۲) نمودارهای بار تغییر مکان قاب های مقاوم سازی شده

با افزایش پنجاه درصدی مساحت دستک ها بار تسلیم  $P_y$  و بار نهایی  $P_U$  قاب SF2، به ترتیب ۶۱ و ۶۳ درصد نسبت به قاب SF0 و ۸ و ۱۴ درصد نسبت به قاب SF1 افزایش دارد.

به قاب SF0 افزایش یافته و به حد جاری شدن نزدیک می شوند. در این قاب بار تسلیم  $P_y$  و بار نهایی قاب  $P_U$  نسبت به قاب SF0 به ترتیب ۵۰ و ۴۲ درصد افزایش نشان دادند. شکل ۱۰ میزان خسارت فشاری و کششی بتن قاب SF1 را در انتهای تحلیل نشان می دهد. همانطور که ملاحظه می شود خسارت کششی بتن در قاب SF1 در وجوه کششی ستون نسبت به قاب SF0 کاهش یافته و در وجوه کششی تیر اندکی افزایش یافته است که این به علت کاهش نسبی تغییر مکان جانبی قاب SF1 و انتقال نیروها از ستون به داخل تیر بتنی می باشد. در تقویت قاب های SF2 و SF3، سطح مقطع دستک ها به ترتیب ۲/۵ و ۱/۵ برابر دستک در قاب SF1 در نظر گرفته شدند.



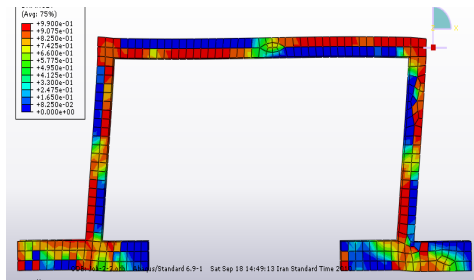
الف - خسارت کششی



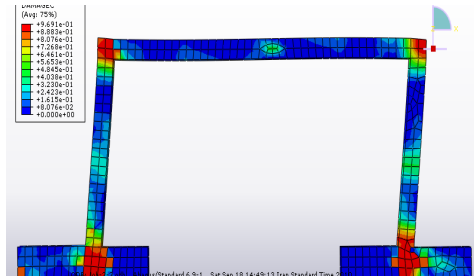
ب- خسارت فشاری

شکل (۱۰) میزان خسارت بتن در انتهای تحلیل قاب SF1.

شکل ۱۱ میزان تغییرات کرنش پلاستیک دستک کششی و فشاری را نسبت به تغییر مکان قاب SF1 نشان می دهد. به علت کمزش موضعی، میزان کرنش دستک فشاری نسبت به دستک کششی در یک جابجایی معین قاب بیشتر است.

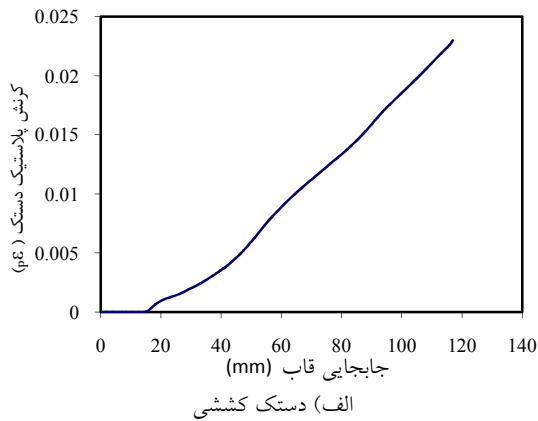


الف- خسارت کششی

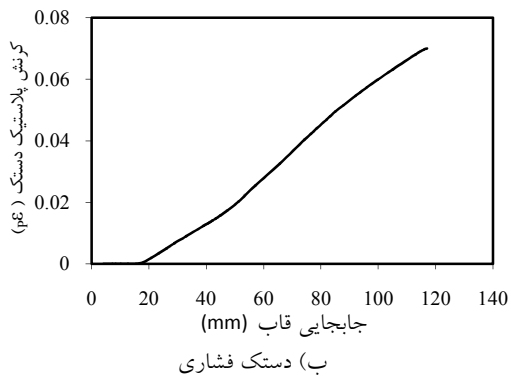


ب- خسارت فشاری

شکل (۱۳) میزان خسارت بتن در انتهای تحلیل SF2.



الف) دستک کششی



ب) دستک فشاری

شکل (۱۴) نمودارهای کرنش پلاستیک - تغییر مکان قاب SF2

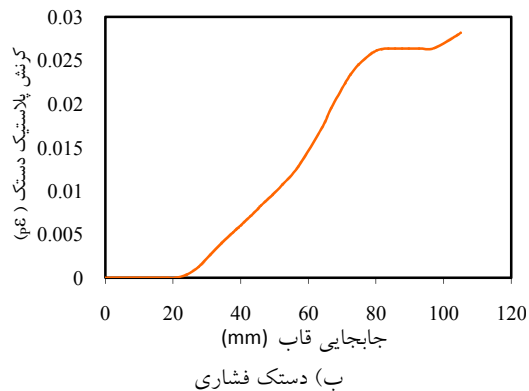
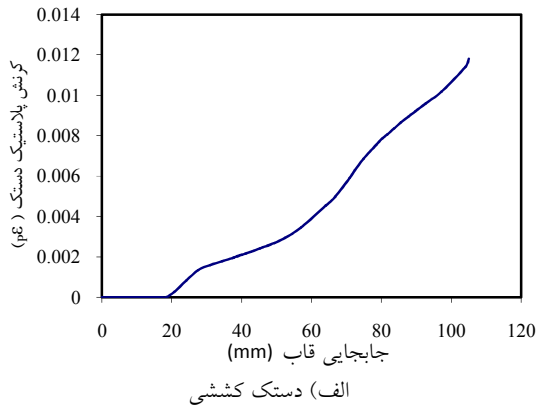
جاری شدگی دستک در قاب SF2 در تغییر مکان  $16/5\text{ mm}$  است که نسبت به قاب SF1، بعلت افزایش سطح مقطع دستک با تاخیر تغییر مکانی همراه است ولی جاری شدگی آرماتورهای ستون زودتر شروع می شود. در این قاب نیز موقعیت و ترتیب جاری شدگی اول و دوم و سوم آرماتورهای ستون مانند قاب SF1 در تغییر مکان های  $27\text{ mm}$ ،  $30\text{ mm}$  و  $84\text{ mm}$  می باشد. تفاوت عمده در جاری شدگی آرماتورهای این قاب، وقوع مفصل پلاستیک در بر طوقه فلزی تیر و در آرماتورهای کششی پایین تیر در سمت چپ قاب است که در  $\Delta_{y1} = 110\text{ mm}$  رخ می دهد که علت این امر، قوی شدن مقطع دستک و افزایش انتقال نیرو از دستک به تیر و ستون و افزایش ممان در مجاورت طوقه فلزی می باشد.

طبق مشاهدات تحلیلی با افزایش یک و نیم برابری سطح مقطع دستک نسبت به قاب SF1، بتن در ناحیه فشاری پای ستون سمت راست زودتر به کرنش نهایی خود می رسد و قاب تغییر مکان کمتری را تحمل می کند یعنی به ۹۱ درصد قاب SF1 و ۸۱ درصد قاب SF0 می رسد که دلیل آن همانطور که در مورد جاری شدن آرماتور در تیرها ذکر شد، افزایش ممان ها در نقاط بحرانی ممان می باشد. شکل ۱۳ نیز میزان خسارت فشاری و کششی بتن قاب SF2 را در انتهای تحلیل نشان می دهد.

خسارت فشاری بتن در پایان تحلیل نسبت به دو قاب قبل مخصوصا در طول میانی تیر و ستون افزایش می یابد. خسارت کششی هم تقریبا مشابه قاب SF1 می باشد.

شکل ۱۴ میزان تغییرات کرنش پلاستیک دستک کششی و فشاری را نسبت به تغییر مکان قاب SF2 نشان می دهد.

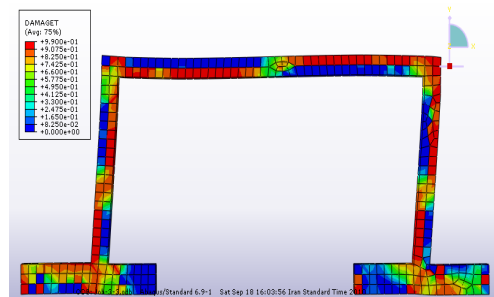
دو قاب دیگر، مفاصل پلاستیکی در تیر در بر طوقه های فلزی در طرفین قاب رخ می دهد که  $\Delta'_{y,1} = 30mm$  جابجایی نظیر جاری شدن آرماتور کششی پایین تیر در بر طوقه سمت چپ قاب،  $\Delta'_{y,2} = 36mm$  جابجایی نظیر جاری شدن آرماتور کششی بالای تیر در بر طوقه سمت راست قاب و در نهایت  $\Delta'_{y,3} = 48mm$  جابجایی نظیر جاری شدن آرماتور فشاری بالای تیر در بر طوقه سمت چپ قاب می باشد. بتن فشاری در قاب SF3 زودتر به کرنش نهایی خود می رسد و تغییر مکان نهایی قاب به  $105mm$  می رسد که این مقدار نسبت به قاب SF0 و SF1، به ترتیب ۲۸ و ۱۸ درصد کاهش نشان می دهد. بار تسلیم  $P_y$  و بار نهایی  $P_U$  قاب SF3، به ترتیب ۷۴ و ۷۹ درصد نسبت به قاب SF0 و ۱۶ و ۲۵ درصد نسبت به قاب SF1 افزایش نشان می دهد.



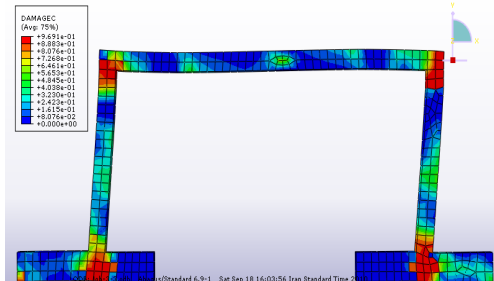
شکل (۱۶) نمودارهای کرنش پلاستیک - تغییر مکان قاب SF3

همانطور که مشاهده می شود در این قاب هم به علت کمناش موضعی، میزان کرنش دستک فشاری نسبت به دستک کششی بیشتر است. در این قاب با افزایش مساحت دستک ها نسبت به قاب SF1 در یک جابجایی معین، میزان هر یک از کرنش های فشاری و کششی دستک ها کمتر می شود.

شکل ۱۵ نیز میزان خسارت فشاری و کششی بتن قاب مقاوم سازی شده SF3 را در انتهای تحلیل نشان می دهد که بیانگر افزایش خسارت فشاری بتن در میانه طول تیر و ستون است و خسارت کششی نیز تقریباً همانند دو قاب مقاوم سازی شده دیگر می باشد.



الف - خسارت کششی



ب - خسارت فشاری

شکل (۱۵) میزان خسارت بتن در انتهای تحلیل قاب SF3.

در قاب SF3 که مساحت دستک فشاری و کششی نسبت به نمونه SF1 دو برابر شده است، جاری شدگی دستک در تغییر مکان  $23/5mm$  رخ می دهد و موقعیت جاری شدگی اول و دوم و سوم همه آرماتور های ستون مطابق قاب های SF1 و SF2 به ترتیب در  $27mm$ ،  $27mm$  و  $81mm$  رخ می دهد. نکته اینکه، با قوی تر شدن مقطع دستک نسبت به

در قاب SF1 و SF2، علیرغم اینکه بتن در ستون فشاری به حد کرنش نهایی خود می رسد، به نظر می رسد سیستم قاب در تغییر مکان نهایی خود هنوز تحمل بار بیشتر را دارد چرا که مفاصل پلاستیک در تیر قاب به طور کامل تشکیل نشده و باز توزیع ممان صورت می گیرد ولی در قاب SF3 با تشکیل شدن کامل مفاصل پلاستیک در ستون‌ها و تیر، ظرفیت باربری قاب افزایش پیدا نکرده و ثابت می ماند.

## ۶- تاثیر افزودن دستک و میزان سطح مقطع

### آن ها بر شکل پذیری $\mu$ قاب بتن آرمه

شکل پذیری قاب ها ( $\mu$ ) بصورت نسبت تغییر مکان نهایی قاب به تغییر مکان متناظر نقطه جاری شدن آرماتورها تعریف می گردد و برای هر قاب تقویت نشده SF0 و سه قاب تقویت شده SF1، SF2، SF3، محاسبه شده که در جدول ۴ آورده شده است. برای قاب های مقاوم سازی شده،  $\Delta_y$  و  $\Delta'_y$  به ترتیب مربوط به تغییر مکان های نظیر جاری شدگی دستک و آرماتورها هستند.

همانطور که مشاهده می شود با افزودن دستک، گرچه میزان تغییر مکان های نهایی آن ها به اندازه ۲۸ درصد کاهش می یابد ولی ضریب شکل پذیری  $\mu$  در مواردی تا ۱۴ درصد افزایش پیدا می کند.

شکل ۱۶ میزان کرنش پلاستیک دستک کششی و فشاری را نسبت به تغییر مکان قاب SF3 نشان می دهد. همانطور که مشاهده می شود در این حالت نیز، میزان تغییرات کرنش دستک فشاری نسبت به دستک کششی بیشتر است. همچنین در این قاب با افزایش مساحت دستک ها نسبت به قاب SF1 و SF2 در یک جابجایی معین، میزان کرنش های فشاری و کششی تقریباً به یک سوم کاهش می یابند.

همانطور که از شکل های ۱۱، ۱۴ و ۱۶ مشخص است دستک های کششی نسبت به دستک های فشاری هر قاب زودتر به مرحله جاری شدن می رسند اما نرخ افزایش کرنش در آن ها نسبت به دستک های فشاری حین جابجایی قاب تا حدود یک سوم می رسد که نشان می دهد در حالت غیر خطی، اعضای فشاری سازه تنش های بیشتری را تحمل می کنند که با افزایش سطح مقطع دستک ها کرنش های فشاری و کششی بدلیل کاهش اثر کماتش موضعی به هم نزدیک می شوند.

همچنین در شکل های ۸ و ۱۲ دیده می شود، سختی مرحله خطی و غیر خطی نمودار بار- تغییر مکان قاب های تقویت شده با دستک بطور قابل ملاحظه نسبت به قاب بدون دستک افزایش می یابد ولی سختی قاب های تقویت شده در مرحله خطی تفاوت چندانی با هم ندارند ولی سختی و میزان مقاومت نهایی آن ها در مرحله غیر خطی افزایش می یابد.

جدول (۴) محاسبه مقدار شکل پذیری قاب های تحلیلی

نام قاب	$\Delta_{cr}$ (mm)	$\Delta_y$ (mm)	$\Delta'_y$ (mm)	$\Delta_u$ (mm)	$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta'_y}$	$P_y$ (KN)	$P_U$ (KN)	افزایش بار تسلیم نسبت به قاب SF0 (%)	افزایش مقاومت نهایی نسبت به قاب SF0 (%)
SF0	۲/۵	-	۳۷/۵	۱۴۵	۳/۸۷	۸۸	۹۸	-	-
SF1	۲	۱۵	۲۹	۱۲۷/۵	۴/۴۰	۱۳۲	۱۴۰	۵۰	۴۲/۹
SF2	۲	۱۶/۵	۲۷	۱۱۷	۴/۳۳	۱۴۲	۱۶۰	۶۱	۶۳/۳
SF3	۲	۲۳/۵	۲۷	۱۰۵	۳/۸۹	۱۵۳	۱۷۵	۷۴	۷۹

۱۰ سانتیمتر مربع، نسبت به قاب مرجع به ترتیب ۲۰، ۲۲ و ۱۸/۵ درصد بیشتر است.

۵- با افزودن دستک های فشاری و کششی فلزی به قاب بتن آرمه، تغییر مکان نهایی قاب های مقاوم سازی شده نسبت به قاب بتن آرمه SF0، تا ۲۸٪ کاهش می یابد.

۶- با افزایش ۵۰ تا ۱۰۰ درصدی سطح مقطع دستک ها نسبت به اولین نمونه تقویت شده، تغییر مکان نهایی قاب ها به ترتیب تا ۸ و ۱۸ درصد کاهش می یابد.

۷- ضریب شکل پذیری  $\mu$  قاب های مقاوم سازی شده با سطح مقطع دستک ۵، ۷/۵ و ۱۰ سانتیمتر مربع، نسبت به قاب مرجع به ترتیب ۱۴، ۱۱/۸ و صفر درصد افزایش دارد و با افزایش سطح مقطع دستک فلزی، تنش های داخلی قاب افزایش یافته و کرنش فشاری بتن ستون ها در جابجایی کمتر به مقدار نهایی خود رسیده و در نتیجه ضریب شکل پذیری  $\mu$  کاهش می یابد.

۸- وجود دستک و طوقه فلزی، درجه نامعینی سازه را افزایش داده و سیستم دستک می تواند به عنوان سیستم دفاعی اول، همچون فیوزی بارهای جانبی و لرزه ای را مستهلک کند.

## ۸- مراجع

- [1] El-Refaie S.A., Ashour A.F. and Garrity S. W. Flexural Capacity of R.C. Beams Strengthened with External Plates. Proceedings of Structural Faults & Repair 99: 8<sup>th</sup> International Conference, London, 1999.
- [2] Nanni A. Concrete Repair with Externally Bonded FRP Reinforcement: Examples from Japan." J. Conc. Int., 97, 1995, 22-26.
- [3] Jones R., Swamy R. N. and Charif A. Plate Separation and Anchorage of Reinforced Concrete Beams Strengthened by Epoxy-bonded Steel Plates, ASCE J. Struct. Eng., No.5, 66(1988) 85-94.

طبق جدول ۴ با افزایش سطح مقطع دستک ها، در تغییر مکان بالاتر قاب، جاری می شوند ولی باعث جاری شدگی سریعتر آرماتورها می شود. در قاب های مقاوم سازی شده، با افزایش ۱۰۰ درصدی سطح مقطع دستک از ۵ به ۱۰ سانتیمتر مربع، ضریب  $\mu$  تا ۱۳ درصد کاهش می یابد و در قاب SF3 و SF0 تقریباً مقدار یکسانی دارند که این روند کاهش به علت کاهش تغییر مکان نهایی  $\Delta u$  قاب است.

## ۷- نتیجه گیری

طبق تحقیقات و تحلیل های انجام شده روی قاب بتن آرمه مرجع انتخاب شده و قاب های مقاوم سازی شده با دستک و طوقه فلزی تحت بار جانبی افزایش یافته، نتایج زیر را می توان بدست آورد:

۱- با افزودن دستک های فشاری و کششی و طوقه فلزی به سیستم قاب بتن آرمه، سختی مرحله رفتار خطی و غیر خطی قاب بطور قابل توجهی افزایش یافته که این افزایش سختی، با افزایش سطح مقطع دستک در قاب های مقاوم سازی شده در مرحله رفتار غیر خطی قاب ها مشهود است.

۲- با افزودن دستک های فشاری و کششی با سطح مقطع قوطی بین ۵ تا ۱۰ سانتی متر مربع به قاب بتن آرمه، مقاومت نهایی قاب های مقاوم سازی شده بین ۴۳ تا ۷۹ درصد افزایش پیدا می کند.

۳- با افزایش ۵۰ درصدی سطح مقطع دستک ها (از ۵ به ۷/۵ سانتی متر مربع)، میزان افزایش بار تسلیم و بار نهایی به ترتیب ۸ و ۱۴ درصد می باشد و با افزایش ۱۰۰ درصدی سطح مقطع دستک ها (از ۵ به ۱۰ سانتی متر مربع)، میزان افزایش بار تسلیم و بار نهایی به ترتیب ۱۶ و ۲۵ درصد می باشد.

۴- میزان جذب انرژی، مساحت زیر منحنی  $P-\Delta$  قاب های مقاوم سازی شده با مساحت مقطع دستک ۵، ۷/۵ و

- [14] Sekiguchi, I. Seismic Strengthening of an Existing Steel Reinforced Concrete City Office Building in Shizuoka, Japan. Proc. 9th World Conf. on Earthquake Engineering, Japan, Vol. III, 1988.
- [15] Del Valle Calderon E, Foutch A. Hjelmstad KD. Figueroa-Gutierrez E. Tena-Colunga A. Seismic Retrofit of a RC building: A Case Study. Proc. of 9th World Conf. on Earthquake Engineering, Japan, 3(1988)451-456.
- [16] Badoux M. Jirsa O. Steel Bracing of RC Frames for Seismic Retrofitting. J. Struc. Engng. ASCE, No. 1, 116(1990)55-74.
- [17] Tagawa Y. Aoki H. Huang T. Masuda H. Experimental Study of New Seismic Strengthening Method for Existing RC structure. 10th World Conf. on Earthquake Engineering, Rotterdam, 1992, 5193-5198.
- [18] Maheri M. R. and Sahebi A. Use of Steel Bracing in Reinforced Concrete Frames, Engineering Structures, No.12, 19(1997)1018-1024.
- [19] Nateghi-Alahi F. Seismic Strengthening of Eight-Story Building Using Steel Braces. Engineering Structures, No. 6, 17(1995) 455-461.
- [20] Tasnimi A. Masoomi A. Evaluation of Response Reinforced Concrete Frames Strengthened with Steel Bracing. Proc. 3rd Int. Conf. on Seism. and Earthq. Engng. Iran, 1990, (in Persian).
- [21] Maheri, M. R. and Akbari, R. Seismic Behaviour Factor, R, for Steel X-Braced and Knee Braced RC Buildings, Engineering Structures, No. 12, 25(2003)1505-1513.
- [22] Maheri M. R., Kousari R. and Razazan M. Pushover tests on steel X-braced and Knee braced RC frames Engineering Structures, No. 13, 25(2003)1697-1705.
- [23] Maheri, M R. and Hadjipour, A. Experimental Investigation and Design of Steel Brace Connection to RC Frame, Engineering Structures, No. 13, 25(2003)1707-1714.
- [24] Abou-Elfath H. Ghobarah A. Behaviour of Reinforced Concrete Frames Rehabilitated with Concentric Steel Bracing. Canadian J. Civ. Eng., 27(2000)433-444.
- [4] Ziraba N., Baluch M. H., Basunbul I. A., Sharif A., Azad A. K. and Al-Sulaimani G J. Guidelines toward the Design of RC Beams with External Plates." ACI Struct. J., No. 6,91(1994) 639-646.
- [5] Hussain M., Sharif A., Basenbul I. A., Baluch M. H. and Al-Sulaimani G. J. Flexural Behaviour of Precracked Reinforced Concrete Beams Strengthened Externally by Steel Plates. ACI Struct. J., No.1, 92(1995)14-22.
- [6] Yagi K., Tanka K. and Otaguro H. Durability of Carbon Fiber Sheet for Repair and Retrofitting. Proceedings of Structural faults & repair – 99:8th International Conference, London, 1999, (CD-Rom).
- [7] Büyükoztürk O. and Hearing B. Failure Behaviour of Precracked Concrete Beams with FRP. ASCE J. Comp. Const., No. 3, 2(1998)138-144.
- [8] Karihaloo B. L., Benson S. D. P., Didiuk P. M., Fraser S. A., Hamill N. and Jenkins T.A. Retrofitting Damaged RC Beams with High-Performance Fiber-Reinforced Concrete. Proc, Concrete Communication Conf, British Cement Association, Birmingham, UK, 2000, 153-164.
- [9] Karihaloo B. L., Alae, F. J. and Benson, S. D. P. A New Technique for Retrofitting Damaged Concrete Structures. Proc. Inst. Civ. Eng., Buildings & Structures, No. 4,152(2002)309-318.
- [10] Alae, F. J. and Karihaloo B. L. Retrofitting of RC Beams with CARDIFRC® ASCE J.Compos. Const., No. 3, 7(2003)174-186.
- [11] Maheri, M. R., Karihaloo, B. and Alae, F. J. Seismic Performance Parameters of RC Beams Retrofitted by CARDIFRC, Engineering Structures, 26, 2004, 2069-2079.
- [12] J.Y.R. Yen, H.K. Chien, Steel Plates Rehabilitated RC Beam-Column Joints Subjected to Vertical Cyclic Loads, Construction and Building Materials, 24 (2010) 332-339.
- [13] Goel, S.C., & Lee, H.S., "Seismic Strengthening of Structures by Ductile Steel Bracing System", Proceeding of Fourth U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Vol.3, Canada, 1992.

- [29] Pampanin, S. Christopoulos, C. & Chen, T.-H., Development and Validation of a Metallic Hunch Retrofit Solution for Existing Under-Designed RC Frame Building. *Earthq. Engng Strct Dy.* 2006, 35:1739-1766.
- [30] Chen, T.-H. Retrofit Strategy of Non-Seismically Designed Fram System. Master Thesis, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, (2006).
- [31] M. Kazem Sharbatdar, A. Kheyroddin, and E. Emami. Cyclic performance of retrofitted reinforced concrete beam-column joints using steel prop, *Construction & Building Materials*, 2012, 36:287-294
- [32] BAQUS/ STANDARD Software, Version 6.9.1. USA (2009).
- [33] Cranston, W.B.,. "A computer Method for Inelastic Analysis of Plane Frames", TRA 386, 1965, Cement and Concrete Association, London.
- [25] Ghobarah A. Abou-Elfath H. Rehabilitation of a Reinforced Concrete Frames Using Eccentric Steel Bracing. *Engineering Structures*, 23(2001)745-755.
- [26] Pincheira, & Jirsa; O., "Seismic Response of RC Retrofitted with Steel Braces or Walls" *Journal of Structural Engineering*, ASCE: August 1995, PP. 1225-1235.
- [۲۷] خیرالدین، علی، استفاده مختلط از دو سیستم دیوار برشی و بادبند فلزی در تقویت ساختمان های بتن آرمه موجود، سومین کنفرانس بین المللی بتن، دانشگاه صنعتی امیر کبیر، شماره مقاله ۳۱۳، اردیبهشت ۱۳۷۹.
- [۲۸] خیرالدین، علی، شمخالی مقدم، علی، بررسی رفتار بادبندهای واگرا در قاب های بتن آرمه موجود، دومین همایش بین المللی ساختمان های بلند، دانشگاه علم و صنعت ایران، ۱۳۸۰، صفحه ۱۴۳-۱۵۲.

# Investigation of Steel Prop Effect on Inelastic Behavior of RC Frames Using FE Method

E. Emami<sup>1</sup>, A. Kheyroddin<sup>2\*</sup>, M.K. Sharbatdar<sup>3</sup>

1- Instructor., Civil Engineering., Department of Civil Eng., Payame Nour University

2- Full Prof., Civil Eng., Faculty of Civil Eng., Semnan University

3- Associate Prof., Civil Eng., Faculty of Civil Eng., Semnan University

kheyroddin@semnan.ac.ir

## Abstract:

It is required to rehabilitate the existing structures due to many reasons including the retrofitting of damaged structures under earthquakes or the need to strengthen or retrofit an undamaged structure designed based on old building codes. So, the rehabilitation and retrofitting of structures against seismic loads is unavoidable. In recent years, different methods such as braced systems, shear wall, energy dissipation systems and dampers, fiber reinforced polymer, high performance fiber reinforced cementitious composites HPFRCC, used for retrofitting of deficient RC frames. Each of these mentioned methods can be used for upgrading and improving of linear and nonlinear behavior of RC frames such as rigidity, ultimate strength and ductility.

In this paper, by proposed technique of steel elements called steel prop and curb, an ordinary reinforced concrete frame are retrofitted. The technique is usable for local and global strengthening of reinforced concrete frames. Therefore it can be inferred that this method is usable for strengthening of deficient frames with reduced height beams that it due to increase of vertical deflection of beam under gravity loads and sometimes increase of the horizontal drift against lateral loads base on provisions of design cods.

The results of a nonlinear finite element analysis of an ordinary reinforced concrete frame and also strengthened frame by steel prop and curb under monotonic lateral load are presented. The effect of different area sections of steel prop on linear and nonlinear behavior of reinforced concrete frame and also increasing the rigidity, ultimate strength, rate of energy absorption and ductility parameter of frame are investigated in this paper. Therefore, the experimental results of an one-bay and one-story reinforced concrete frame are considered for calibrating the numerical results, and then the mentioned parameters have been investigated.

The numerical results showed that by adding steel curb and prop box in both compression and tension position with 5,7.5,10 cm<sup>2</sup> area at an one-bay and one-story reinforced concrete frame, the stiffness of strengthened frame at linear and nonlinear state are increased considerably. Also the ultimate strength and energy absorption of strengthened frames under monotonic load 43 to79% and 18.5 to 22% relative to un- strengthened frame were increased respectively. But in strengthened frame, by increasing of section area of the steel prop, the ultimate displacement and ductility factor  $\mu$  were decreased. Furthermore, with a valid selection of steel prop area section, the yielding of steel prop as a preliminary defensive system against lateral loads increased the energy absorption and ductility and also decreased the stresses in panel zone and finally it changed the place of plastic hinge.

**Keywords:** Rehabilitation, RC Frame, Steel Curb, Prop Box, Finite Element