

## بررسی رفتار غیر خطی قاب‌های بتن مسلح مقاوم‌سازی شده به کمک طوقه و دستک فولادی در اتصال و تقویت تیر و ستون

علی خلیلی<sup>۱</sup>، علی خیرالدین<sup>۲</sup>، محمد کاظم شربتدار<sup>۳</sup>، احمد فراهانی<sup>۴\*</sup>

اطلاعات مقاله	چکیده
دریافت مقاله: ۱۳۹۲/۱۰/۱۹	
پذیرش مقاله: ۱۳۹۳/۰۸/۰۵	
<b>واژگان کلیدی:</b>	
قاب بتن مسلح،	یکی از روش‌های مورد استفاده برای مقاوم‌سازی قاب‌های بتن مسلح، استفاده از طوقه و دستک فولادی در اتصال به تنهایی و یا ترکیب آن با تقویت تیرها به وسیله ورق‌های فولادی و زره‌پوش کردن ستون با پروفیل و ورق‌های فولادی می‌باشد. در این مقاله پس از مدل‌سازی و صحت‌سنجی عملکرد مدل، به بررسی رفتار قاب‌های بتن مسلح مقاوم‌سازی شده با این روش، پرداخته شده است. به این منظور، یک قاب بتن مسلح در ۴ حالت کلی (دستک و طوقه، دستک و طوقه به همراه ورق تقویتی بین دو طوقه‌ی تیر، دستک و طوقه به همراه زره‌پوش کردن ستون در ناحیه پایین طوقه ستون و ترکیب سه حالت قبلی) و سه مساحت مختلف برای دستک، مقاوم‌سازی شده است. نتایج این مطالعه حاکی از این بود که به‌کارگیری دستک و طوقه، سختی و مقاومت قاب را افزایش چشم‌گیری می‌دهد. اگر دستک و طوقه با زره‌پوش کردن ستون برای مقاوم‌سازی قاب مورد استفاده قرار گیرد، افزایش مقاومت قاب تا بیش از ۳/۳ برابر حالت معمولی می‌شود. اضافه کردن ورق تقویتی تیر به سیستم طوقه و دستک موجب زودتر جاری شدن دستک کششی و کماتش زود هنگام دستک فشاری نسبت به حالت‌های بدون ورق تقویتی ما بین دو طوقه تیر می‌شود.
اتصال تیر-ستون، مقاوم‌سازی، دستک و طوقه فولادی، ورق‌های تقویتی، زره‌پوش فولادی.	

### ۱- مقدمه

مقررات آیین‌نامه‌ای در این زمینه می‌شود که ممکن است موجب بروز ترک و گسترش تعداد و عرض آن در حالت سرویس شود. همچنین با توجه به اهمیت چشمه اتصال به عنوان یکی از نواحی مهم سازه، کاهش ارتفاع تیر باعث کاهش سطح مشترک تیر و ستون و ضعف برشی چشمه اتصال و در نهایت ضعف کلی سازه در زلزله می‌شود. در سالیان اخیر، برای حل دو مشکل ابتدایی در قاب‌های بتن مسلح از روش‌های مختلفی نظیر انواع سیستم‌های مهاربندی [۱] و [۲] و دیوارهای برشی و بنایی [۳] و [۴] استفاده شده است. همچنین برای رفع مشکل سوم از روش‌های دیگری همچون استفاده از ورق‌های FRP در

کنترل تغییر مکان جانبی قاب، خیز تیر و برش در چشمه اتصال سه مشکل عمده در قاب‌های خمشی بتن مسلح می‌باشند. با حذف آویز تیر که موجب کاهش ارتفاع تیر می‌شود این مشکلات، بیشتر خودنمایی می‌کند و علاوه بر آن، این کاهش ارتفاع باعث افزایش خیز تیر و عدم رعایت

\* پست الکترونیک نویسنده مسئول: a.farahani<sup>۲</sup>@gmail.com

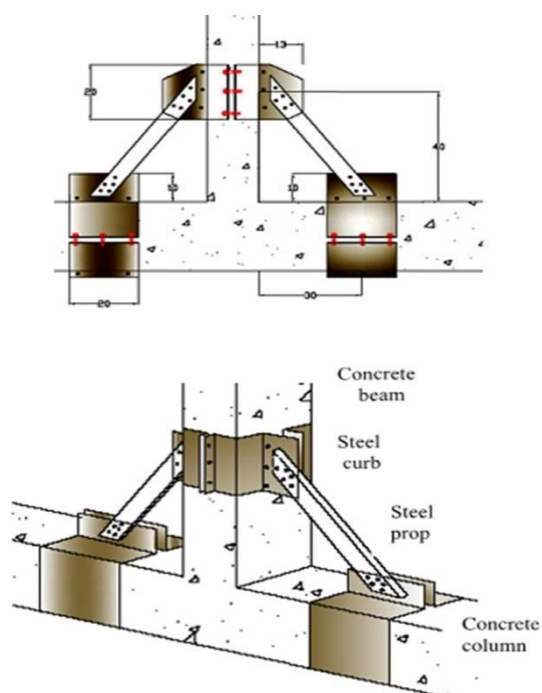
۱. کارشناس ارشد مهندسی سازه، دانشگاه سمنان

۲. استاد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان

۳. دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان

۴. عضو هیئت علمی دانشگاه صنعتی خاتم‌الانبیاء (ص) بهبهان

شربتدار، خیرالدین و امامی با استفاده از طوقه و دستک فولادی به بهسازی اتصالاتی پرداختند که بر اثر حذف قسمتی از ارتفاع تیر دچار نقص مقاومتی شده‌اند [۱۴-۱۳]. در این مطالعه ابتدا با ساخت دو نمونه اتصال با مقیاس ۱/۲ با ارتفاع تیرهای (۱۵ و ۲۰ سانتی‌متری) به بررسی اثر کاهش ارتفاع تیر بر روی مقاومت سختی و جذب انرژی و سپس با به‌کارگیری روش معرفی‌شده، به بهسازی اتصالات مذکور بعد از آزمایش و بارگذاری اولیه پرداخته شد.

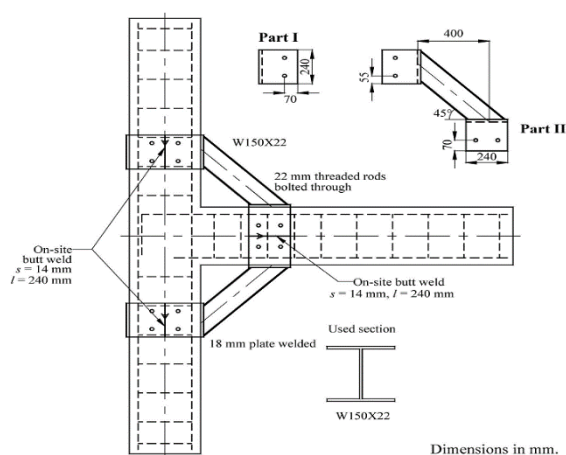


شکل ۲- نمای دوبعدی، سه بعدی و تصویر مدل آزمایشگاهی نحوه بکارگیری طوقه و دستک [۱۳]

نتایج این بهسازی حاکی از افزایش مقاومت، شکل‌پذیری موضعی، جذب انرژی و کاهش میزان افت سختی و باریک

محل اتصال [۵-۸]، اضافه کردن زره فولادی یا بتنی در محل اتصال [۹-۱۰] جهت مقاوم‌سازی بهره‌گیری شده است. یکی از روش‌های مورد استفاده برای حل سه مشکل ذکرشده در بالا استفاده از سیستم طوقه و دستک فلزی، به صورت تنها و یا ترکیب آن با سیستم‌های دیگر می‌باشد. سیستم طوقه و دستک فولادی در سال ۱۳۸۹ به وسیله خیرالدین ثبت اختراع گردید [۱۱]. ایده اصلی این روش استفاده از یک عضو فشاری بوده که با ایجاد بازوی مقاوم و کاهش طول تیر، هم میزان لنگر وارده بر تیر و هم برش ناحیه چشمه اتصال را کاهش دهد و خرابی‌های ناحیه چشمه اتصال را به ناحیه بالای طوقه تیر منتقل کند.

سعید و نهدی این روش را تحت عنوان سیستم بادبند موضعی، برای مقاوم‌سازی اتصالات بتن مسلح بررسی نمودند [۱۲]. آن‌ها به ساخت دو نمونه بتن مسلح پرداخته که یکی از نمونه‌ها را به عنوان نمونه مرجع و دیگری را به عنوان نمونه بهسازی شده تحت بارگذاری رفت و برگشتی شبه استاتیکی قرار داده، به بررسی و مقایسه رفتار آن‌ها با یکدیگر پرداختند. مطالعات آن‌ها نشان‌دهنده بهبود عملکرد کلی اتصال بهسازی شده نسبت به اتصال مرجع بود (شکل ۱).



شکل ۱- سیستم مهاربندی موضعی به کمک دستک

فولادی [۱۲]

می‌تواند انواع گوناگونی از شبیه‌سازی‌های استاتیکی (خطی و غیرخطی) و دینامیکی (خطی و غیرخطی) را انجام دهد [۱۶].

## ۲-۱- تعیین مشخصات مصالح

با توجه به اینکه در این بررسی دو نوع مصالح بتن و فولاد مورد استفاده قرار گرفته است که برای مدل کردن خصوصیات هر کدام، از مدل رفتاری مخصوص آن ماده بهره برده و به تعریف پارامترهای مربوط به هر مدل پرداخته شده است. برای تعریف مشخصات ارتجاعی مصالح از مواد ایزوتروپیک که ضریب ارتجاعی آن‌ها در تمام جهات یکسان می‌باشد استفاده گردیده است.

### ۲-۱-۱- بتن

برای مدل‌سازی بتن در نرم‌افزار ABAQUS، با توجه به رفتار ترد و شکننده آن، از گزینه‌ای به عنوان Concrete Damage Plasticity استفاده می‌شود. در این گزینه امکان وارد نمودن نقاط مختلف منحنی تنش-کرنش بتن در کشش و فشار وجود دارد [۱۵].

در این نرم‌افزار دو مکانیزم برای انهدام بتن پیش‌بینی شده است. مکانیزم اول، ترک‌خوردگی تحت کشش است و مکانیزم دوم، خردشدگی تحت فشار می‌باشد. منحنی‌های تنش-کرنش بتن معمولی به شرح ذیل و با پارامترهای اشاره‌شده تعریف می‌گردد.

منحنی تنش-کرنش بتن تحت کشش از یک رابطه خطی تا رسیدن به تنش  $\sigma_{t0}$  (مقاومت کششی نهایی) پیروی می‌کند. از این نقطه به بعد با شروع ترک‌خوردگی‌ها در بتن، شاخه نرم شونده منحنی آغاز می‌گردد که با موضعی شدن تنش‌ها و افزایش عرض ترک در یک صفحه همراه است (شکل ۳) [۱۵].

شدگی حلقه‌های هیستریزس بوده است. از دیگر نتایج این مطالعه می‌توان به جابه‌جایی مفصل پلاستیک در تیر بتن مسلح از بر اتصال تیر به ستون به بر بالای طوقه تیر اشاره کرد [۱۳].

در بررسی‌ها و مقالات گذشته که در زمینه مقاوم‌سازی قاب بتن مسلح به وسیله سیستم طوقه و دستک انجام شده است، یکی از مهم‌ترین کمبودها این است که در این بررسی‌ها تنها اتصال مورد مطالعه واقع شده است. لذا در این مقاله برای رفع این کمبود، یک قاب بتن مسلح مورد مقاوم‌سازی و بررسی قرار گرفته است.

در مقاله حاضر، سیستم قاب خمشی بتنی، در ابتدا به وسیله طوقه و دستک تنها تقویت گردیده و نتایج این شیوه مقاوم‌سازی در رفتار غیرخطی قاب، مورد بررسی قرار گرفته است. سپس این سیستم در ترکیب با سیستم تقویت تیرها به وسیله ورق‌های فولادی و نیز زره‌پوش کردن ستون با پروفیل و ورق‌های فولادی مورد مطالعه قرار گرفته است. در این راستا و برای بررسی اثر سیستم مقاوم‌سازی به وسیله طوقه و دستک فولادی تنها و در ترکیب با سیستم تقویت تیرها به وسیله ورق‌های فولادی و زره‌پوش کردن ستون با پروفیل و ورق‌های فولادی، به صورت موضعی و کلی، پس از مدل‌سازی و صحت‌سنجی عملکرد نرم‌افزار ABAQUS در این مدل‌سازی‌ها، به مطالعه عددی عملکرد قاب‌های بتن مسلح مقاوم‌سازی شده با این روش پرداخته شده است.

## ۲- مدل‌سازی رفتار غیرخطی بتن و فولاد

### در نرم‌افزار اجزای محدود ABAQUS

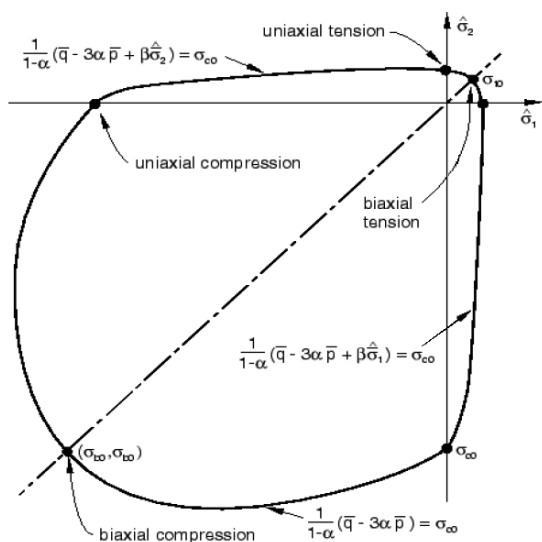
ABAQUS/CAE به عنوان یک رابط گرافیکی کاربر در بسته نرم‌افزاری ABAQUS گنجانده شده است. با استفاده از این نرم‌افزار می‌توان مدل هندسی قطعه را گسسته‌سازی کرد و خواص مواد آن را تعیین و شرایط مرزی و بارهای اعمالی را مشخص نمود. این نرم‌افزار

مربوط به تنش و کرنش بتن به صورت زیر نوشته می‌شود.

$$\sigma_t = (1 - d_t)E_o (\varepsilon_t - \varepsilon_t^{pl}) \quad (1)$$

$$\sigma_c = (1 - d_c)E_o (\varepsilon_c - \varepsilon_c^{pl}) \quad (2)$$

که در آن  $d_t$  آسیب کششی،  $d_c$  آسیب فشاری،  $\varepsilon_t$  کرنش کششی،  $\varepsilon_c$  کرنش فشاری،  $\varepsilon_t^{pl}$  کرنش پلاستیک کششی و  $\varepsilon_c^{pl}$  کرنش پلاستیک فشاری،  $\sigma_t$  تنش کششی و  $\sigma_c$  تنش فشاری هستند. برای مدل‌سازی آسیب دیدگی خمیری بتن، مهم‌ترین مکانیزم‌های شکست، ترک خوردگی کششی و خردشدگی فشاری هستند. تابع تسلیم مورد استفاده در این مورد برای حالت تنش صفحه‌ای در شکل ۵ نشان داده شده است.

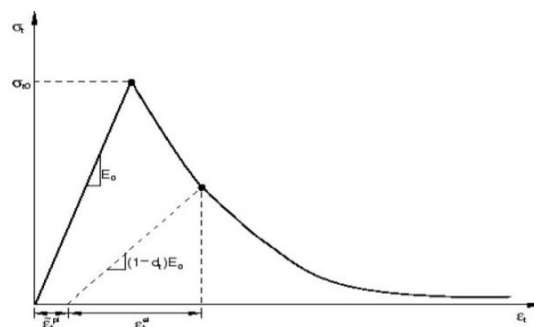


شکل ۵- سطح شکست بتن در حالت تنش صفحه‌ای [۱۵]

برای معرفی سطح تسلیم در نرم‌افزار ABAQUS لازم است تا پارامترهای مربوط به آن در برنامه تعریف شوند. در اینجا لازم است تا به این پارامترها به طور خلاصه اشاره شود [۱۷].

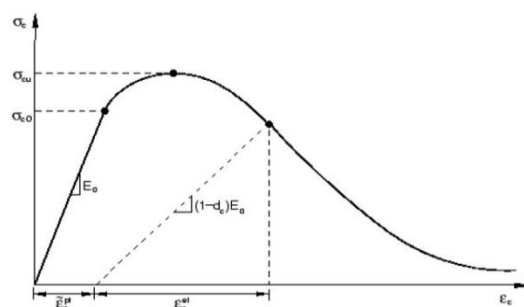
$f_{b0} / f_{co}$ : نسبت حداکثر تنش فشاری، در حالت دو محوره به حداکثر تنش فشاری تک محوره [۱۷].

$\varepsilon$  و  $\psi$ : در نرم‌افزار ABAQUS برای مدل کردن خاصیت پلاستیسیته بتن از تابع پتانسیل جریان پلاستیک یا تابع



شکل ۳- منحنی تنش-کرنش بتن معمولی تحت کشش [۱۵]

منحنی تنش-کرنش بتن تحت فشار، تا رسیدن به تنش  $\sigma_{T0}$  (تسلیم اولیه) از یک رابطه خطی تبعیت می‌کند. سپس مرحله غیرخطی و افزایش منحنی شروع می‌شود و تا نقطه مربوط به تنش  $\sigma_{cu}$  (تنش نهایی) ادامه می‌یابد که همان نقطه مقاومت فشاری بتن است. از این نقطه به بعد شاخه نرم شونده منحنی آغاز و بتن تحت فشار، خرد می‌گردد (شکل ۴) [۱۵].



شکل ۴- منحنی تنش-کرنش بتن معمولی تحت فشار [۱۵]

پارامترهای  $d_t$  و  $d_c$  پارامترهای هستند که کاهش سختی بتن را بر اثر باربرداری در شاخه نرم شونده که بر اثر ترک خوردگی و یا انهدام بخشی از بتن اتفاق می‌افتد، نشان می‌دهند. در هنگام باربرداری نمونه‌های بتنی که در نمودارهای شکل‌های ۳ و ۴ با خط‌چین نشان داده شده است، این کاهش در سختی (ضریب ارتجاعی) بتن، رخ می‌دهد. این دو پارامتر مقادیری بین ۰ و ۱ دارند که نشان‌دهنده بتن بدون خسارت و ۱ بیانگر از دست رفتن تمام مقاومت بتن می‌باشد.  $E_0$  نیز نشان‌دهنده ضریب ارتجاعی بتن قبل از تحمل خسارات است [۱۵]. معادلات

که شامل قانون سخت شوندهگی سینماتیک هستند، با لحاظ کردن اثر بوشینگر، برای فلزات مناسب هستند [۱۵].

از آنجایی که مصالح مورد استفاده فولاد می‌باشد از معیار فون-مایسز برای گسیختگی استفاده می‌شود. این معیار که بر اساس انرژی اعوجاجی است، مناسب‌ترین معیار برای مصالح انعطاف‌پذیر مانند فولاد می‌باشد. در این معیار با توجه به این که تنش برشی موجب جاری شدن مصالح انعطاف‌پذیر می‌شود، آن بخش از انرژی کرنشی که ناشی از تلاش‌هایی است که موجب تغییر شکل برشی المان یا همان اعوجاج می‌شود با انرژی کرنشی المان به هنگام جاری شدن تحت کشش ساده مقایسه می‌گردد. رابطه متناظر با این معیار را در حالت تنش صفحه‌ای به شکل زیر می‌توان بیان کرد [۱۵].

$$\sigma_x^2 - \sigma_x \sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2 \leq \sigma_{yield}^2 \quad (3)$$

در رابطه فوق  $\sigma_x$  تنش نرمال در راستای  $x$ ،  $\sigma_y$  تنش نرمال در راستای  $y$ ،  $\tau_{xy}$  تنش برشی در صفحه  $xy$  و  $\sigma_{yield}$  تنش تسلیم فولاد می‌باشد. منحنی تنش-کرنش استفاده‌شده برای میلگردها و ورق‌ها و پروفیل‌های فولادی نیز به صورت دو خطی می‌باشد.

برای مدل‌سازی میلگردها از المان Truss استفاده‌شده است که المانی دو گرهی با قابلیت مدل‌سازی رفتار غیرخطی فولاد است.

### ۳- صحت سنجی عملکرد نرم‌افزار

برای بررسی صحت عملکرد المان‌ها و مدل‌های رفتاری موجود در نرم‌افزار، مدل آزمایشگاهی یک قاب بتن مسلح که توسط همتی (۱۳۹۱) در آزمایشگاه سازه دانشگاه سمنان آزمایش‌شده است [۱۸]، انتخاب‌شده و با مدل سازی آن، به صحت سنجی عملکرد نرم‌افزار در این مورد

هیبربولیک دراکر-پراگر استفاده می‌شود که به پارامترهای  $\epsilon$  (خروج از مرکزیت) و  $\psi$  (زاویه اتساع) وابسته است [۱۷].  $k_c$ : این پارامتر تعیین‌کننده شکل مقطع عرضی سطح تسلیم است که توصیه نرم‌افزار برای این متغیر عدد ۰/۶۶۶۷ است [۱۷].

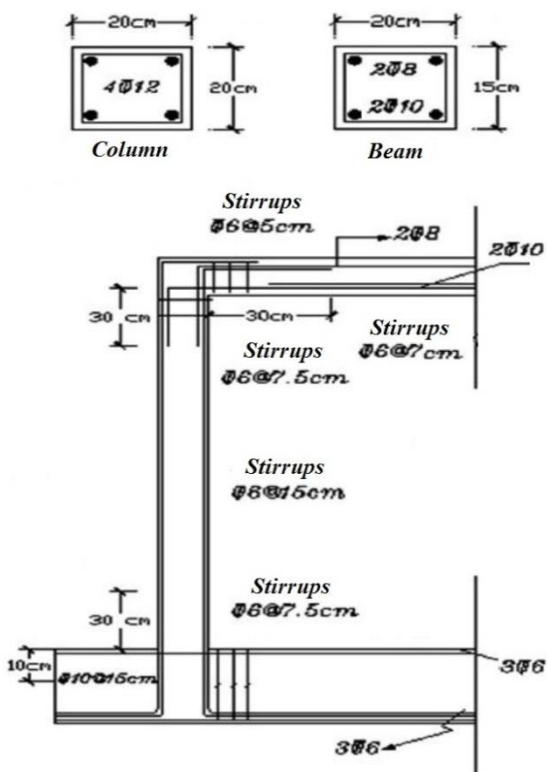
ویسکوزیته (v): به منظور پرهیز از واگرایی تحلیل، که ممکن است در اثر ایجاد ترک یا خرد شدن بتن در مدل به وجود آید، ماده بتن در نرم‌افزار با استفاده از پارامتر ویسکوزیته به صورت یک ماده ویسکوپلاستیک در نظر گرفته می‌شود. انتخاب مقدار کم این پارامتر علاوه بر اینکه تأثیری در پاسخ سازه ندارد به همگرایی در تحلیل نیز کمک می‌کند [۱۷].

برای مدل‌سازی بتن از المان Solid و برای مدل‌سازی فولاد از المان Truss استفاده می‌شود. همچنین برای مدل‌سازی طوقه و دستک و ورق‌های خارجی فولادی از المان Shell بهره برده شده است. در این تحقیق از المان مکعبی ۲۰ گرهی Solid استفاده می‌شود. هر گره در این المان دارای ۶ درجه آزادی شامل ۳ درجه آزادی انتقالی و ۳ درجه آزادی دورانی است.

### ۲-۱-۲- فولاد

میزان ضریب ارتجاعی برای فولاد مصرفی ۲۰۰ گیگا پاسگال و ضریب پواسون ۰/۳ در نظر گرفته شده است. برای تعریف مشخصات پلاستیسیته مصالح از منحنی دو خطی تنش-کرنش فولاد با میزان سخت شوندهگی نیم درصد استفاده‌شده است. مصالح تعریف‌شده دارای قابلیت سخت شوندهگی سینماتیک می‌باشند [۱۵].

در قانون سخت شوندهگی سینماتیک فرض می‌شود که در طول تغییرشکل‌های پلاستیک، سطح بارگذاری بدون چرخش همانند یک جسم صلب در فضای تنش با حفظ اندازه و نوع سطح اولیه تسلیم، منتقل می‌شود. به این معنا که تغییرشکل‌های پلاستیک اولیه در یک جهت، مقاومت ماده را برای تغییرشکل‌های پلاستیک ثانویه در جهت مخالف کاهش می‌دهد. بنابراین مدل‌های پلاستیسیته‌ای



شکل ۶- جزئیات مربوط به قاب آزمایشگاهی همتی [۱۸]

جدول ۳- پارامترهای تعریف‌شده برای سطح شکست صفحه‌ای بتن، در مدل عددی (اجزای محدود)

ویسکوزیته	$k_c$	$\epsilon$	$\Psi$	$f_{b0}/f_{c0}$
۰/۰۰۲۴	۰/۶۶۶۷	۰/۱	۵۶	۱/۱۶

پرداخته شده است. جزئیات این مدل آزمایشگاهی در شکل ۶ نشان داده شده است.

خصوصیات بتن و فولاد مورد استفاده در این اتصالات، به ترتیب در جدول‌های ۱ و ۲ ارائه شده‌اند. در جدول ۲،  $E_s^t$  مدول مماسی (یا ضریب ارتجاعی مصالح در سخت شدگی مجدد) می‌باشد.

تنش جاری‌شدگی دستک‌ها، طوقه‌ها و تمامی ورق‌های به‌کاربرده شده برابر با ۳۰۰ مگاپاسکال بوده و نیز ضریب ارتجاعی آن‌ها برابر با ۲۰۰ گیگاپاسکال در نظر گرفته شده است.

مدل نهایی قاب، که در نرم‌افزار مدل‌سازی شده است، در شکل ۷ ارائه گردیده است. در این شکل نحوه مقاوم‌سازی با استفاده از این روش، محل قرارگیری دستک‌ها و نیز طوقه‌ها به خوبی مشخص است. در این شکل محل تغییر بار نیز مشخص گردیده‌است. همچنین محل قرائت تغییر مکان نیز به موازات همین نقطه، و در سوی دیگر قاب می‌باشد.

برای کالیبره کردن قاب مذکور از مش‌بندی‌های متفاوتی استفاده شد. در نهایت با مش‌های به ابعاد ۶۰ در ۶۰ میلی‌متر جواب مطلوب حاصل گردید. منحنی نیرو-تغییرمکان جانبی این قاب و نتایج عددی آن در شکل ۷ مشاهده می‌شود.

در جدول ۳ مقادیر مورد استفاده در مدل‌سازی بتن موجود در این مسئله ارائه شده‌اند.

جدول ۱- خواص بتن استفاده‌شده در مدل‌های عددی بر اساس مدل آزمایشگاهی همتی [۱۸]

ضریب پواسون ( $\nu$ )	$E_c$ (MPa)	$f_c'$ (MPa)
۰/۲	۳۰۰۰۰	۳۴/۴۹

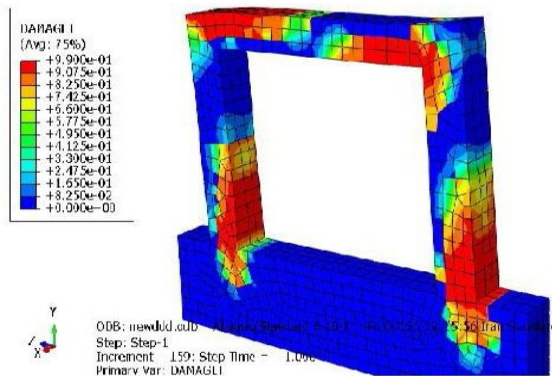
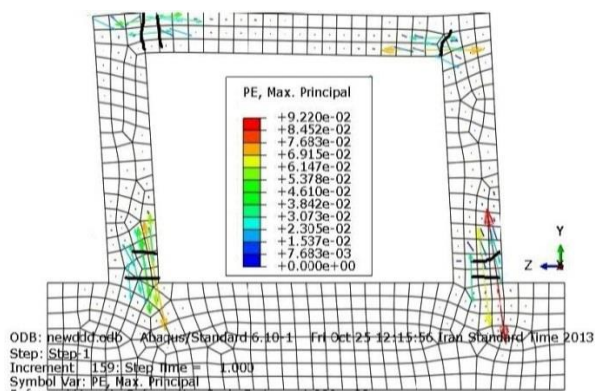
جدول ۲- خواص میلگردهای استفاده‌شده در مدل‌های عددی بر اساس مدل آزمایش‌شده توسط همتی [۱۸]

ضریب پواسون ( $\nu$ )	$E_s^t$ (MPa)	$E_s$ (MPa)	$\epsilon_y$	$\epsilon_u$	$f_y$ (MPa)
۰/۳	۶۲۰۰	$2.0 \times 10^3$	۰/۰۰۲	۰/۱۵	۴۰۰

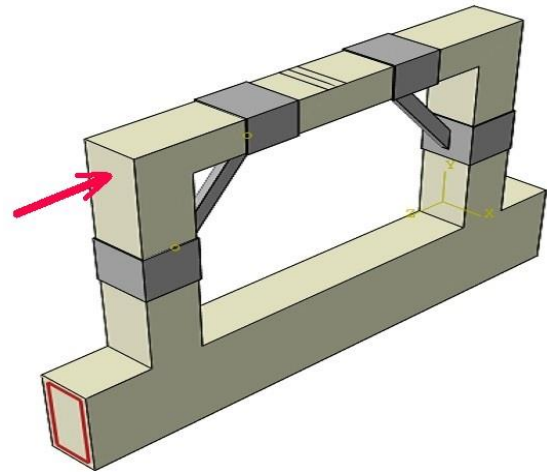
۱۱ به خوبی نمایش داده شده‌اند. راستای ترک‌ها نیز به وسیله خطوط سیاه رنگ عمود بر راستای فلش‌ها مشخص شده‌اند.



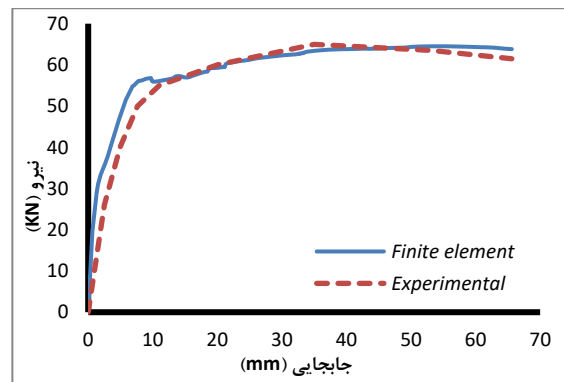
شکل ۸- نمایش آسیب کششی بتن و محل ترک‌ها در قاب [۱۸]



شکل ۹- محل ترک‌ها و بیشینه کرنش‌های پلاستیک و آسیب کششی در بتن



شکل ۷- تصویر قابی که در نرم‌افزار مدل‌سازی شده و محل اثر نیروی جانبی



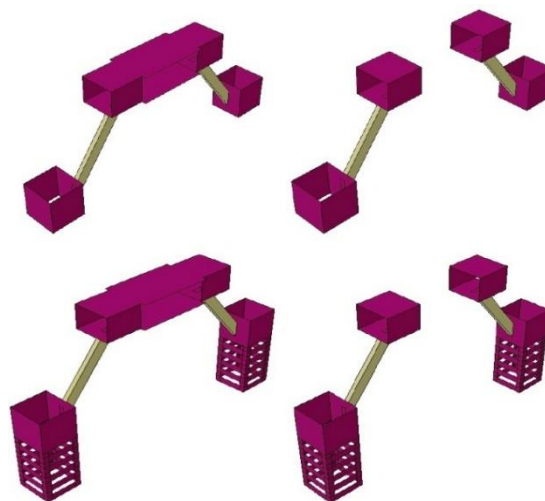
شکل ۷- صحت‌سنجی مدل عددی (اجزای محدود) با مدل آزمایشگاهی

با بررسی وضعیت قاب در تغییرمکان نهایی در دو حالت آزمایشگاهی و عددی، می‌توان به خوبی محل تشکیل ترک‌ها و مفاصل پلاستیک را مورد بررسی قرار داد. در شکل ۹ پیش‌بینی محل مفاصل و بیشینه کرنش‌های پلاستیک و آسیب‌های کششی در مدل عددی به خوبی مشخص است. این نتایج انطباق قابل قبولی با نتایج آزمایشگاهی (شکل ۸) دارند.

در شکل ۱۰، راستای فلش‌ها نشان‌دهنده جهت بیشینه کرنش‌های پلاستیک در بتن می‌باشد. جهت آن‌ها مشخص‌کننده کششی و یا فشاری بودن کرنش‌های پلاستیک است. بنابراین جهت و راستای ترک‌ها عمود بر راستای کرنش‌های کششی پلاستیک می‌باشد که در شکل

استفاده در قسمت پایین ستون به ابعاد  $30 \times 30 \times 5$  میلی‌متر در نظر گرفته شده‌اند. همچنین ورق‌های که بین این نبشی‌ها قرار می‌گیرند دارای ابعاد  $200 \times 40 \times 5$  میلی‌متر می‌باشند. فاصله مرکز به مرکز ورق‌های به کار برده شده در ستون برابر با  $70$  میلی‌متر می‌باشد و این فاصله به نحوی انتخاب شده است که از کمانش طول آزاد نبشی‌ها جلوگیری کند. طول طوقه‌های تیر و ستون نیز برابر با  $200$  میلی‌متر می‌باشد. همچنین فاصله مرکز طوقه‌ها تا لبه تیر و ستون به ترتیب برابر  $300$  و  $400$  میلی‌متر می‌باشند. شایان ذکر است برای تعریف ارتباط بین ورق‌های فولادی و بتن از قید Tie در نرم‌افزار استفاده شده است بنابراین فرض می‌شود لغزشی بین ورق‌های فولادی و بتن وجود ندارد. اتصال فونداسیون به کف نیز به صورت گیردار می‌باشد.

برای نام‌گذاری نمونه‌ها از این روش استفاده شده است که اگر مقاوم‌سازی قاب به صورت شامل طوقه و دستک فولادی تنها باشد، به صورت P-C نام‌گذاری شده است. سپس به سطح مقطع دستک اشاره می‌شود. به عنوان مثال منظور از P-C-3,5 این است که این اتصال به وسیله دستک و طوقه مقاوم‌سازی شده و سطح مقطع دستک برابر با  $3/5$  سانتی‌متر مربع می‌باشد. اگر مقاوم‌سازی قاب به صورت طوقه و دستک به همراه ورق تقویتی میان دو طوقه تیر، انجام شده باشد ابتدا از عبارت P-C-B استفاده می‌شود. در اینجا حرف B به کاربرد ورق تقویتی تیر اشاره دارد. سپس به سطح مقطع دستک اشاره می‌شود. مانند P-C-B-3,5.



شکل ۱۰- چهار حالت کلی مقاوم‌سازی قاب بتن مسلح

#### ۴- مدل‌سازی و بررسی نتایج

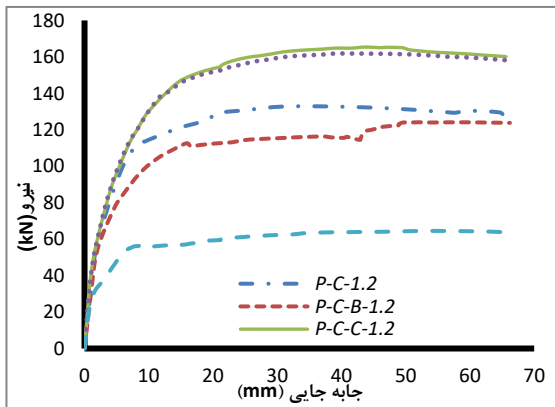
در این بررسی و به منظور مطالعه اثر طوقه و دستک، ورق‌های تقویتی تیر و زره‌پوش کردن ستون با فولاد تحت بار جانبی فزاینده، دوازده عدد قاب در ۴ حالت کلی؛ شامل استفاده از طوقه و دستک فولادی، طوقه و دستک به همراه ورق تقویتی میان دو طوقه تیر، طوقه و دستک به همراه زره‌پوش پایین طوقه ستون و حالت کلی، شامل تمامی موارد ذکر شده (دستک و طوقه، ورق تقویتی تیر بین طوقه‌های تیر و زره‌پوش قسمت پایینی طوقه‌های ستون)، به وسیله نرم‌افزار ABAQUS مدل‌سازی و تحلیل شده‌اند. در شکل ۱۰ چهار حالت کلی ذکر شده در بالا نمایش داده شده‌اند. لازم به ذکر است ۳ مساحت مختلف برای دستک مورد استفاده قرار گرفته شده است. در نتیجه جمعاً ۱۲ قاب مدل‌سازی و تحلیل شده‌اند. مشخصات هندسی دستک‌ها در جدول ۴ ارائه شده است. ورق مورد استفاده بین طوقه‌های تیر به ابعاد  $400 \times 250 \times 5$  میلی‌متر می‌باشد. همچنین نبشی‌های مورد

جدول ۴- مشخصات هندسی دستک‌ها

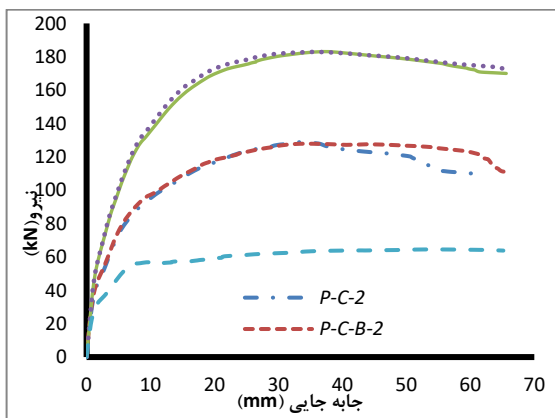
شماره	شکل هندسه مقطع دستک	طول دستک (mm)	سطح مقطع (cm <sup>2</sup> )
۱	BOX 20×10×2	۵۰۰	۱/۲
۲	BOX 30×20×2	۵۰۰	۲
۳	BOX 60×30×2	۵۰۰	۳/۵



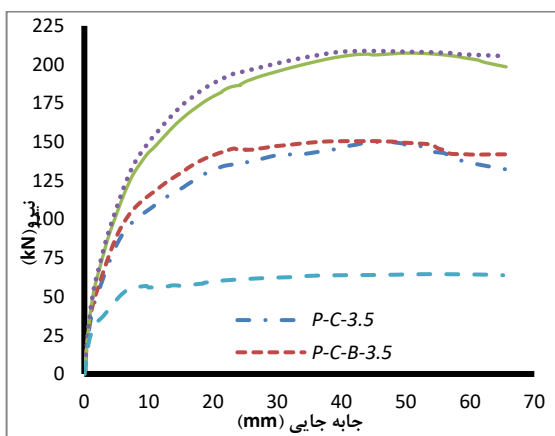
دستک به ترتیب ۱/۲، ۲ و ۳/۵ سانتی‌متر مربع باهم مقایسه شده‌اند.



شکل ۱۲- نمودار تغییرمکان- نیرو قاب معمولی و قاب‌های مقاوم‌سازی شده با مساحت دستک ۱/۲ سانتی‌متر مربع



شکل ۱۳- نمودار تغییرمکان- نیرو قاب معمولی و قاب‌های مقاوم‌سازی شده با مساحت دستک ۲ سانتی‌متر مربع



شکل ۱۴- نمودار تغییرمکان- نیرو قاب معمولی و قاب‌های مقاوم‌سازی شده با مساحت دستک ۳/۵ سانتی‌متر مربع

اگر نحوه مقاوم‌سازی استفاده‌شده برای قاب به صورت طوقه و دستک به همراه زره‌پوش پایین طوقه ستون باشد ابتدا از عبارت P-C-C، استفاده شده است. که در آن حرف C نشان‌دهنده زره‌پوش کردن ستون می‌باشد. سپس به سطح مقطع دستک اشاره می‌شود. به عنوان مثال P-C-C-۳،۵. و در نهایت اگر مقاوم‌سازی به صورت کلی صورت گرفته باشد در ابتدا حرف T (با توجه به به‌کارگیری همه موارد قبلی) و سپس به مساحت دستک اشاره می‌شود. مثلاً T-۳،۵. نرم‌افزار ABAQUS حل مسائل را با فرض پیوستگی مواد انجام می‌دهد. در نتیجه در طی تحلیل به وسیله نرم‌افزار، المان‌هایی که دچار تخریب کامل می‌شوند از گردونه مسئله حذف نمی‌گردند و در ماتریس سختی تأثیر گذارند. بنابراین در این مسائل که به صورت استاتیکی بار افزون حل می‌شوند پاسخ‌های نرم‌افزار عموماً صعودی و یا یکنواخت بوده، کمتر دچار افت معنادار (که ناشی از غلبه اثرات غیرخطی هندسی بر اثرات غیرخطی مصالح می‌باشد) می‌شوند. به همین دلیل تشخیص لحظه انهدام مدل، بر خلاف شرایط آزمایشگاهی، در نرم‌افزار کاری غیرممکن می‌نماید. با توجه به این مطالب در مطالعات عددی به صورت دقیق به محاسبه ضریب شکل‌پذیری نمی‌توان پرداخت. اما این امکان وجود دارد که با در نظر گرفتن تغییرشکل نهایی مشترک برای همه مدل‌های عددی، بر اساس حداکثر تغییرمکان اعمالی در آزمایشگاه، و مقایسه نتایج حاصل از آن‌ها با یکدیگر دید کلی خوبی نسبت به تأثیر تغییرات اعمالی به مدل بدست آوریم. بنابراین در این تحقیق به تمامی نمونه‌ها، تغییرمکانی برابر با تغییرمکان نهایی قاب آزمایشگاهی، یعنی ۶۵/۶۱ میلی‌متر، اعمال شده و سپس با بدست آوردن تغییرمکان متناسب با اولین جاری‌شدگی میلگردهای طولی ستون به عنوان  $\Delta_y$  به بررسی تأثیر این روش پیشنهادی مقاوم‌سازی بر رفتار آن‌ها پرداخته شده است.

در شکل‌های ۱۲ تا ۱۴ نمودار بار-تغییرمکان قاب معمولی و قاب‌های P-C، P-C-B، P-C-C و T با مساحت‌های

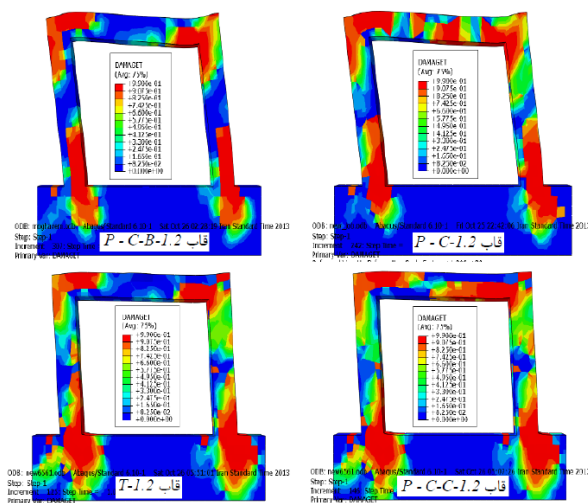
جدول ۳، شامل اطلاعاتی از قبیل تغییرمکان‌های نظیر جاری‌شدگی میلگرد طولی ( $\Delta_y$ ) و ضریب شکل‌پذیری می‌باشد. منظور از ضریب شکل‌پذیری در این مقاله ضریب شکل‌پذیری تغییرمکان ( $\mu$ ) می‌باشد که به صورت نسبت تغییرمکان نهایی قاب ( $\Delta_{II}$ ) به تغییرمکان تسلیم قاب ( $\Delta_y$ ) تعریف می‌گردد. همچنین در این مقاله برای محاسبه  $\Delta_y$  تغییرمکان قاب، متناظر با جاری شدن اولین آرماتور طولی ستون در نظر گرفته شده است و تغییر مکان نهایی قاب برابر با تغییرمکان متناظر با ۱۵ درصد افت در مقاومت حداکثر قاب و یا ۶۵/۶۱ میلی‌متر (هرکدام زودتر رخ دهد) در نظر گرفته شده است.

همان‌گونه که در این جدول (جدول ۳) مشاهده می‌شود با اضافه کردن دستک و طوقه به قاب معمولی، شکل‌پذیری آن به شدت افزایش می‌یابد. دلیل آن کاهش تغییرمکان جاری‌شدگی است. در حالت کلی و حالت زره‌پوش کردن ستون، شکل‌پذیری با افزایش مواجه می‌شود که دلیل آن کم شدن تغییرمکان جاری‌شدگی نسبت به قاب‌های مقاوم‌سازی شده با دستک خالی و دستک و ورق تقویتی تیر می‌باشد.

جدول ۳- شکل‌پذیری قاب‌های مقاوم‌سازی شده با دستک

نام قاب	$\Delta_y$ (mm)	$\Delta_{II}$ (mm)	$\mu$
Ordinary Frame	۷۲۶	۶۵/۶۱	۹/۰۳
P-C-1.2	۴/۹۱	۶۵/۶۱	۱۳/۳۵
P-C-B-1.2	۳/۷۷	۶۵/۶۱	۱۷/۳۹
P-C-C-1.2	۴/۰۶	۶۵/۶۱	۱۶/۱۴
T-1.2	۳/۲۹	۶۵/۶۱	۱۹/۹۲
P-C-2	۴/۵۴	۶۱/۵۹	۱۳/۵۶
P-C-B-2	۳/۹	۶۵/۶۱	۱۶/۹
P-C-C-2	۳/۷۲	۶۵/۶۱	۱۷/۶
T-2	۳/۷۰	۶۵/۶۱	۱۷/۶۹
P-C-3.5	۴/۱۴	۶۵/۶۱	۱۵/۸۴
P-C-B-3.5	۳/۹۸	۶۵/۶۱	۱۶/۴۴
P-C-C-3.5	۳/۶۲	۶۵/۶۱	۱۸/۱۱
T-3.5	۴/۵۵	۶۵/۶۱	۱۴/۴

همان‌گونه که در شکل‌های ۱۲ تا ۱۴ مشاهده می‌شود، سختی نمونه‌های مقاوم‌سازی شده نسبت به نمونه معمولی افزایش چشم‌گیری داشته است. مقاومت نمونه‌های مقاوم‌سازی در قاب‌های مختلف تا بیش از ۲ برابر در قاب‌های با مساحت دستک ۱/۲ سانتی‌متر مربع، ۲/۶۶ برابر در قاب‌های با مساحت دستک ۲ سانتی‌متر مربع و ۳/۳ برابر در قاب‌های با مساحت دستک ۳/۵ سانتی‌متر مربع، افزایش یافته‌اند. شکل ۱۱ نحوه توزیع آسیب کششی بتن را در قاب‌های با مساحت دستک ۱/۲ سانتی‌متر مربع نشان می‌دهد.



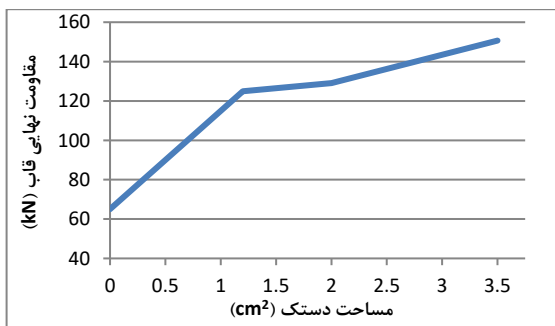
شکل ۱۱- مقایسه آسیب کششی قاب‌ها در حالات مختلف مقاوم‌سازی با دستک با مساحت ۱/۲ سانتی‌متر مربع

با توجه به شکل ۱۵ می‌توان گفت که با زره‌پوش کردن قسمت انتهایی ستون اتفاقی که رخ می‌دهد این است که آسیب بتن در طول ستون کاسته می‌شود و این آسیب به پی قاب منتقل می‌شود. همچنین با به‌کارگیری ورق تقویتی تیر، علاوه بر زره‌پوش کردن ستون، آسیب بتن در ناحیه تیر نیز کاسته می‌شود و مفصل در بر اتصال تیر به ستون رخ می‌دهد. همچنین در این مدل طول جاری‌شدگی پای ستون‌ها کاسته شده است و ادامه میل‌گردهای ستون در داخل پی دچار جاری‌شدگی شده‌اند.

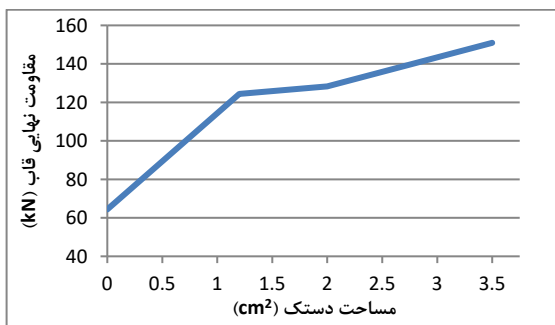
برداشت کرد که در هنگام استفاده از ورق تقویتی در تیرها، دستک‌ها نقشی شبیه فیوز را در این قاب‌ها بر عهده می‌گیرند.

در واقع وجود و یا عدم وجود ورق‌های تقویتی تیر تأثیر چندانی در مقاومت نهایی قاب ندارد و تأثیر آن در جاری شدن و کمانش پلاستیک دستک‌ها و مکانیزم انتقال بار از طریق دستک‌ها می‌باشد.

شکل‌های ۱۶ تا ۱۹ نشان‌دهنده همین واقعیت می‌باشد. اما افزایش مساحت دستک موجب افزایش حداکثر مقاومت قاب می‌شود.



شکل ۱۲- مقاومت حداکثر قاب بر حسب مساحت دستک در حالت مقاوم‌سازی P-C



شکل ۱۳- مقاومت حداکثر قاب بر حسب مساحت دستک در حالت مقاوم‌سازی P-C-B

تغییرمکان متناظر کمانش دستک فشاری در قاب‌های مختلف، در جدول ۶ ارائه شده است.

جدول ۶- بار متناظر کمانش پلاستیک دستک‌های فشاری و تغییرمکان متناظر

نام قاب	$\Delta_{cr}$ (mm)	$P_{frame}$ (kN)
Ordinary Frame	.	.
P-C-1.2	۱۵/۸۷	۱۱۲/۶۱
P-C-B-1.2	۹/۸۷	۱۲۷/۵۸
P-C-C-1.2	۱۷/۸	۱۴۹/۸
T-1.2	۱۱/۷۷	۱۳۸/۳۵
P-C-2	۳۴/۲۸	۱۲۸/۸۸
P-C-B-2	۲۹/۹۲	۱۲۶/۶
P-C-C-2	۳۶/۲۴	۱۸۲/۹۷
T-2	۳۱/۹۲	۱۸۲/۳۷
P-C-3.5	۵۲/۷۳	۱۴۶/۸۸
P-C-B-3.5	۳۰/۹۵	۱۴۷/۷
P-C-C-3.5	۵۶/۹۸	۲۰۵/۷۴
T-3.5	۴۶/۲۰	۲۰۸/۶۷

با به‌کارگیری ورق‌های تقویتی تیر کمانش پلاستیک دستک‌های فشاری در تغییرمکان کمتری رخ می‌دهد. این موضوع نشان‌دهنده این است که به‌کارگیری این ورق‌ها باعث می‌شوند که در زمان زلزله بار بیشتری در ابتدا زلزله به این دستک‌ها نسبت به سایر حالت‌های مقاوم‌سازی وارد شود. در نتیجه طی بارهای رفت و برگشتی زلزله دستک‌ها ابتدا جاری شده، سپس دچار کمانش و به عنوان خط اول دفاع عمل کنند و با تجربه کرنش‌های بالا، باعث جذب انرژی بیشتر شوند. این نکته بدان معناست که دستک‌ها در قاب‌های دارای ورق‌های تقویتی در تیرها، زودتر وارد مرحله پلاستیک و جذب انرژی می‌گردند. همچنین می‌توان گفت که در این حالت دستک‌ها زودتر به مرحله خرابی می‌رسند.

یکی از مباحث نوین برای کنترل خرابی در سازه، تحت اثر بارهای لرزه‌ای، این است که اجازه رخداد خرابی در محل و یا المان خاصی از سازه داده شود. اگر این خرابی پیش از خرابی در دیگر المان‌ها رخ دهد، این المان نقش فیوز را برای دیگر بخش‌های سازه ایفا خواهد نمود. می‌توان چنین

#### ۴- نتیجه‌گیری

در این مقاله به بررسی اثر مقاوم‌سازی قاب‌های خمشی بتن مسلح به وسیله طوقه و دستک فولادی و ترکیب آن با زره‌پوش‌های خارجی فولادی در حالت‌های مختلف پرداختیم. طبق تحلیل‌های انجام‌شده بر روی قاب بتن مسلح انتخاب‌شده تحت بار افزایشی توسط نرم‌افزار اجزاء محدود ABAQUS، نتایج زیر را می‌توان به دست آورد.

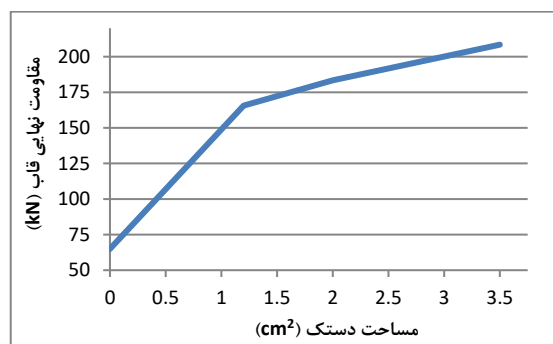
۱- سختی نمونه‌های مقاوم‌سازی شده نسبت به نمونه معمولی افزایش چشم‌گیری داشته است و مقاومت نمونه‌های مقاوم‌سازی شده تا قریب به  $\frac{3}{3}$  برابر افزایش یافته‌اند.

۲- با زره‌پوش کردن قسمت انتهایی ستون آسیب بتن در طول ستون کاسته و این آسیب به پی قاب منتقل می‌شود. همچنین با به‌کارگیری ورق تقویتی تیر، علاوه بر زره‌پوش کردن ستون، آسیب بتن در ناحیه تیر نیز کاسته می‌شود.

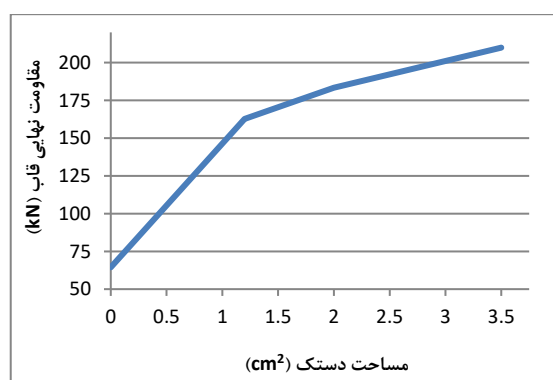
۳- وجود و یا عدم وجود ورق‌های تقویتی تیر تأثیر چندانی در مقاومت نهایی قاب ندارد و تأثیر آن در جاری شدن و کماتش پلاستیک دستک‌ها و مکانیزم انتقال بار از طریق دستک‌ها می‌باشد. همچنین به‌کارگیری ورق تقویتی تیر تغییرمکان متناظر با کماتش دستک‌های فشاری را تا ۴۶ درصد کاهش می‌دهد.

۴- با بکار بردن ورق‌های تقویتی تیر به همراه دستک و طوقه و افزایش مساحت دستک‌ها، تغییرمکان جاری‌شدگی میلگردها افزایش می‌یابد. حال آنکه با به‌کارگیری دستک و طوقه تنها و یا زره‌پوش کردن ستون همراه با به‌کارگیری دستک و طوقه، هرچه مقدار مساحت دستک افزایش می‌یابد تغییرمکان جاری‌شدگی میلگردها کاهش می‌یابد.

#### ۵- مراجع



شکل ۱۴- مقاومت حداکثر قاب بر حسب مساحت دستک در حالت مقاوم‌سازی P-C-C



شکل ۱۵- مقاومت حداکثر قاب بر حسب مساحت دستک در حالت مقاوم‌سازی T

همان‌گونه که در شکل‌های ۱۶ تا ۱۹ مشاهده می‌شود در حالت مقاوم‌سازی P-C حداکثر مقاومت قاب نسبت به حالت معمولی تا  $\frac{2}{33}$  برابر افزایش می‌یابد. همچنین در حالت مقاوم‌سازی P-C-B این افزایش برابر  $\frac{2}{32}$  می‌باشد. اما در حالت مقاوم‌سازی P-C-C و T حداکثر مقاومت قاب نسبت به حالت معمولی به ترتیب  $\frac{3}{21}$  و  $\frac{3}{2}$  برابر افزایش می‌یابد.

چنانکه دیده می‌شود، استفاده از ورق تقویتی در تیرها اثر چندانی در افزایش مقاومت نهایی قاب ندارد (شکل‌های ۱۶ و ۱۷ را باهم و شکل‌های ۱۸ و ۱۹ را باهم مقایسه نمایید). با توجه با اینکه در قاب‌های دارای ورق تقویتی در تیرها، کرنش دستک‌ها در جابجایی کم‌تری رخ می‌دهد ولی مقاومت نهایی قاب تغییر زیادی نمی‌کند، نقش فیوز مانند دستک‌ها در این قاب‌ها پررنگ‌تر می‌شود.

- [۱] خیرالدین، ع.، (۱۳۸۲). بررسی رفتار ساختمان‌های بتن‌آرمه تقویت‌شده به کمک بادبند فلزی. مجله دانشکده مهندسی دانشگاه فردوسی مشهد. سال ۱۵، شماره اول.
- [۲] Maheri, M.R., and Sahebi, A., (۱۹۹۷). "Use of Steel Bracing in Reinforced Concrete Frames", Engineering Structures, No.12, 19 - 1018-1024.
- [3] Kheyroddin, A., Naderpour, H., (2008). "Nonlinear Finite Element Analysis of Composite RC Shear Walls" Iranian Journal of Science - Technology ,Transaction B, Engineering ,Vol32 ,No B2 ,April 2008 ,p p 79-89.
- [4] Ichinose, T., (1991). "Interaction between Bond at Beam Bars and Shear Reinforcement in RC Interior Joints", Design of Beam-Column Joints for Seismic Resistance, SP-123, American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 1991, pp. 379-400.
- [5] Mortezaei, A., Kheyroddin, A., Ronagh H.R., (2010). "Seismic Evaluation of FRP – Strengthened RC Buildings Subjected To Near-Fault Ground Motions Having Fling Step". Journal of Composite Structures, Pub Online 27April 2010.
- [6] Sharbatdar, M.K., and Fakharifar, M., (2009). "The Finite Element Analysis of RC Joints Strengthened with External FRP Composites" 3rd International Conference on Concrete and Development, Building and Housing Research Center.
- [7] Naderpour, H., Kheyroddin, A., Ghodrati Amiri, G., Hoseini Vaez, S.R. (2009). "Investigation of the Seismic Behavior of FRP-Strengthened RC Frames". 9th International Symposium on Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for Concrete Structures, Four Points Darling Harbour, Sydney, Australia, July 13–15.
- [8] Antonopoulos, C. P., and Triantafillou, T. C., (2002). "Analysis of FRP-Strengthened RC Beam-Column Joints", ASCE Journal of Composites for Construction, Vol. 6, No. 1, February 2002, pp. 41-51.
- [9] Alcocer, S. M., and Jirsa, J. O., (1993). "Strength of Reinforced Concrete Frame Connections Rehabilitated by Jacketing", ACI Structural Journal, Vol. 90, No. 3, May-June 1993, pp.249-261.
- [10] Ghobarah, A.; Aziz, T. S.; and Biddah, A., (1997). "Rehabilitation of Reinforced Concrete Frame Connections Using Corrugated Steel Jacketing", ACI Structural Journal, Vol.4, No. 3, May-June 1997, pp. 283-294.
- [۱۱] خیرالدین، ع. (۱۳۸۹). ثبت اختراع با عنوان ساخت طوقه و دستک فلزی برای مقاوم‌سازی ساختمان‌های بتنی به شماره ثبت ۳۸۹۱۱۰۷۸۵ (پارک علم و فناوری دانشگاه سمنان) در تاریخ ۱۳۸۹/۱۱/۲۰
- [12] Said, A., Nehdi, M., (2008) "Rehabilitation of RC frame joints using local steel bracing, Structure and Infrastructure Engineering". Maintenance, Management, Life-Cycle Design and Performance, 4:6, 431-447.
- [13] Sharbatdar, M.K., Kheyroddin, A., Emami, E. (2012). "Cyclic performance of retrofitted reinforced concrete beam-column joints using steel prop" Construction and Building Materials 36 (2012) 287–294.
- [14] Sharbatdar, M.K., Kheyroddin, A., Emami, E. (2012). "Experimental seismic investigation of composite RC-diagonal steel prop joints". 15<sup>th</sup> WCEE, Lisbon, Portugal.
- [15] ABAQUS/STANDARD Software Help, Version 6.10.1.USA (2010).
- [۱۶] تابش پور، م.ر. (۱۳۹۰). تحلیل غیر خطی سازه‌ها، انتشارات فدک اساتیس، ویرایش اول.

[۱۷] شیرازی، ح. اصفهانی، م.ر. (۱۳۹۰). اثر آماتورهای هسته بر شکل‌پذیری و کارایی اتصال خارجی تیر-ستون بتنی. روش‌های عددی در مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد. شماره ۲، صفحات ۱۲۲ و ۱۲۳.

[۱۸] همتی، ع. (۱۳۹۲). پایان‌نامه دکتری مهندسی سازه با عنوان بررسی رفتار خمشی تیرها و قاب‌های بتن مسلح کامپوزیتی الیافی توانمند. دانشگاه سمنان.