

# مقاوم سازی اتصالات تیر به ستون بتنی به کمک صفحات فلزی محصور کننده

## تحت بارهای لرزه‌ای

دریافت مقاله: ۱۵-۰۶-۱۳۹۶

پذیرش مقاله: ۲۲-۱۰-۱۳۹۷

محمد کاظم شربتدار (نویسنده مسئول)  
دانشیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان

ابوالفضل نریمانی

کارشناس ارشد سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان  
عده دار مکاتبات: msharbatdar@semnan.ac.ir

چکیده:

عملکرد سازه‌های بتنی مسلح بطور چشمگیری، وابسته به نحوه اجرای اتصال شکل پذیر با فلسفه ستون قوی - تیر ضعیف و اعضای متصل به آن مانند تیر و ستون است لذا در مواردی که اتصال فاقد شکل پذیری، مقاومت یا سختی کافی باشد، لازم است تا اقدامی جهت بهسازی آن انجام پذیرد. در مقاله حاضر، استفاده از صفحات فلزی محصورکننده برای بهبود خواص مکانیکی اتصالات تحت اثر بارهای محوری و چرخه ای رفت و برگشتی، با استفاده از روش اجزای محدود با متغیرهایی نظیر ضخامت ورق دور تیر، ستون و بارمحوری در نرم افزار اجزای محدود ABAQUS مورد بررسی قرار گرفته است. نتایج متعدد نشان دهنده تأثیر مثبت بکارگیری صفحات فولادی برای مقاوم سازی اتصالات تیر به ستون بتنی دارد و حتی بدون در نظر گرفتن بار محوری، استفاده از ورق فولادی (جکتنینگ) سبب افزایش سختی مماسی و ظرفیت نهایی اتصال می شود که البته افزایش در سختی بیش از افزایش ظرفیت نهایی است. در موارد وجود بار محوری بالا، افزایشی که در ظرفیت نهایی اتصال مشاهده می شود بیشتر از افزایش سختی است و در مواردی بسته به اندازه بار محوری، ورق فولادی (جکتنینگ) می تواند تا ۷ برابر ظرفیت اتصال را افزایش دهد. ضمناً ظرفیت و شکل پذیری را به حالت بهتر با بار محور متوسط بر گردانده شده است. واژه کلیدی: اتصالات، سازه های بتن مسلح، صفحه فلزی محصور کننده، روش اجزا محدود، بهسازی.

مطالعه حاضر به بررسی بهسازی اتصالات تیر به ستون بتنی مستطیل شکل به کمک صفحات فلزی محصورکننده دورستون، تیر یا هر دو المان می‌پردازد. از مزیت‌هایی که صفحه فولادی نسبت به پوشش بتنی مسلح دارد می‌توان به هزینه و زحمت کمتر و نیز نیاز کمتر به تغییر در وضعیت موجود اشاره کرد [۱]. همچنین افزایش سختی و مقاومت نهایی و قابلیت توسعه‌های بعدی نظیر افزودن بادبند نسبت به سیستم نبشی و نوارهای فولادی و نیز ورق‌های FRP مزیت ایجاد می‌کند. زلزله‌های مهم پیشین نظیر زلزله ۱۹۷۱ سن فرناندو [۲] و زلزله ۱۹۸۹ لوماپریتا [۳] باعث وارد شدن آسیب فراوانی به سازه‌های موجود گردیدند. درس‌های گرفته شده از زلزله‌های پیشین موجب بازنگری اساسی در آیین‌نامه‌های ساختمانی سازه‌های جدید شد. بهسازی لرزه‌ای سازه‌ها می‌تواند مقاوم سازی سازه برای بهبود عملکرد در برابر زلزله‌های بعدی یا تعمیر سازه بعد از آسیب دیدن آن تحت اثر زلزله باشد. برای توسعه یک روش مقاوم سازی، شناخت آسیب‌های متداول و مکانیزم‌های خرابی محتمل در المان‌های سازه‌ای و هم‌چنین رفتار و انتظارات از یک اتصال خوب ضروری است. شکست‌های ترد پیش‌بینی نشده اتصالات خمشی تیر و ستون در اثر زلزله، بطور جدی روش‌های طراحی گذشته را زیر سؤال برده و این خود نشان دهنده اهمیت مقاوم‌سازی اتصالات خصوصاً مقاوم‌سازی لرزه‌ای آن‌ها می‌باشد. مشکل عمده‌ای که اتصال تیر به ستون را از سایر اتصالات (دیوار به سقف، ستون به دال و غیره) متمایز می‌کند، این است که ناحیه تقاطع تیر به ستون کوچک است و تعبیه حجم زیاد آرماتور مشکل می‌باشد؛ لذا در طراحی یک اتصال باید نکات مهمی مانند شکل پذیری، استهلاک انرژی، محدودیت عرض ترک و میزان تغییرمکان و سهولت‌های اجرایی آرماتورگذاری را مد نظر قرار داد و در طرح ساختمان‌ها در برابر زلزله اصل بر این است که سازه طوری طرح و ساخته شود که بتواند در برابر زلزله‌های متوسط بدون آسیب دیدگی مقاومت کند؛ در برابر زلزله‌های شدیدی که برای عمر مفید آن پیش‌بینی می‌شود، بدون آسیب دیدگی جدی مقاومت کرده، و در برابر زلزله‌های شدید غیر عادی، سازه دچار تخریب کلی نشود [۴-۵]. اولین مطالعات رفتاری اتصالات توسط هانسن و کونر در آزمایشگاه‌های انجمن سیمان پرتلند (PCA) انجام گرفته است نتیجه این تحقیقات منجر به تدوین آیین‌نامه برای طراحی اتصالات بتن آرمه و همچنین ACI-ASCE 352 شد [۶]. در سازه‌های بتنی مسلح پیش‌ساخته، بر خلاف سازه‌های بتنی مسلح معمولی، گاهی اتصالات مفصلی طرح و اجرا می‌گردند. در آنالیز سازه‌های یکپارچه، اغلب فرض بر این است که اتصال به اندازه کافی جهت انتقال ممان‌ها و برش‌های بوجود آمده در اثر بارهای اعمالی به سازه، مقاوم و قوی هست و لذا اعضای متصل به یکدیگر در ناحیه اتصال چرخش یکسانی دارند [۷]. در قاب‌های بتن مسلح مسطح از نظر تعداد اعضای متصل بهم می‌توان اتصالات را به انواع دو عضوی یا گوشه، اتصالات سه عضوی یا خارجی و اتصالات چهار عضوی یا میانی تقسیم نمود [۸]. شکل پذیری قاب‌های بتن مسلح بصورت نسبت تغییر مکان نهایی انتهای قاب به تغییر مکان شکل زیاد منهدم می‌گردد. در حالی که در یک عضو شکل پذیر بعد از تسلیم، تغییر مکان، افزایش یافته و بعد از ایجاد تغییر مکان نسبتاً زیاد انهدام صورت می‌گیرد [۱۰].

عوامل موثر در شکل پذیری یک عضو عبارتند از مقدار فولاد عضو تحت خمش، مقاومت بتن مصرف شده، مقاومت فولاد مصرف شده، شکل مقطع عرضی عضو تحت خمش، بار محوری فشاری، و مقدار آرماتورهای عرضی (خاموت‌ها) استفاده شده در عضو تحت خمش است لذا اتصالات سازه‌های بتنی بارهای وارد شده به اتصال را به سه صورت مکانیزم برش تیر، مکانیزم خرابی ۴۵ درجه، مکانیزم استرات فشاری انتقال می‌دهند [۱۱]. برای تامین شکل پذیری قاب و تشکیل لولاهای پلاستیکی و داشتن فلسفه ثنوری تیر ضعیف - ستون قوی در اثر بارهای متناوب، در محاسبه نیروهای اتصال ضریب  $\alpha$  برای تنش تسلیم آرماتورهای برابر ۱/۲۵ در نظر گرفته می‌شود. بر اساس آزمایشات انجام شده توسط ژانگ و جیرسا آرماتورهای عرضی ضرورتاً باعث افزایش مقاومت برشی اتصال نمی‌گردد با این حال باید یک مقدار مینیمم

آرما توری عرضی جهت محبوس نمودن هسته بتن در اتصال فراهم شود [۱۰]. آبا مدل تحلیلی خود را، مدل Strut یا همان قطری فشاری در نظر گرفته است. واکنش درونی تیرهای طرفین در محل اتصال به ترتیب عبارتند از نیروی کششی، فشاری و برشی که در شکل نشان داده شده اند [۹]. طراحی هسته اتصال درمبحث نهم مقررات ملی، معمولاً بر مبنای عدم شکست آن انجام می‌شود. نتایج آزمایشگاهی اتصالات غیر شکل پذیر [۴] همانند مشاهدات عینی در طی زلزله-های اخیر [۱۲ و ۱۳] آسیب پذیری لرزه‌ای اتصالات را بیش از پیش نشان می‌دهد. برای بهسازی یا مقاوم‌سازی این اتصالات، روش‌های متعددی پیشنهاد شده است که از آن جمله می‌توان به استفاده از جکت فولادی دور ستون، اتصال یا تیر، جکت بتنی مسلح یا FRP اشاره نمود. همچنین با سیستم‌های کاهش ظرفیت تقاضای سازه نظیر استفاده از میراگرها و یا جداسازی لرزه‌ای می‌توان عملکرد اتصالات را بهبود بخشید. همچنین در برخی منابع، با ضعیف کردن قسمتی از تیر، از خرابی ستون جلوگیری شده است، از آنجایی که سختی محوری جاکت‌های فولادی موجود کم است، وقتی جاکت در جهت محوری تحت فشار قرار گیرد، انبساط جانبی نخواهد داشت. لذا هنگامی که یک جاکت فولادی موجود، با بتن پر شود و تحت فشار محوری قرار گیرد، اثر محصور شدگی جانبی فقط در مراحل ابتدایی بارگذاری و زمانی که بتن به صورت ارتجاعی رفتار می‌کند، ایجاد می‌شود. در نتیجه، تنش محصورکننده بتن که توسط این جاکت به وجود می‌آید، تابعی از مقاومت تسلیم ورق، ضخامت ورق و نیز عمق قله تا قله موج ورق خواهد بود [۱۴]. اجرای جاکت‌های بتن آرمه بر روی اتصالات آسیب دیده، سریع‌ترین روش برای تقویت آنهاست [۱۵]. مقایسه عملکرد نمونه‌های تقویت نشده با نمونه‌های تقویت شده، نشان می‌دهد که جاکت‌های GFRP قادر به افزایش مقاومت برشی اتصال و بهبود وضعیت شکل پذیری آن هستند و تکنیک‌هایی که توسط محقق فوق‌الذکر و با هدف ارتقاء ظرفیت برشی اتصالات پیشنهاد شده است در حذف و یا به تاخیر انداختن مود گسیختگی برشی موثر هستند و می‌توانند باعث انتقال مود گسیختگی به مود خمیری شدن خمشی تیر شوند [۱۶]. گینور، استفاده از میانقاب‌های بتنی را برای بهبود مقاومت جانبی قاب‌های بتنی آزمایش کرده است [۷]. آلکاتر و جیرسا اثر جکتینگ بتنی را بر روی بهبود خواص اتصالات بتنی بررسی کردند [۱۷]. در این زمینه همچنین می‌توان به کار ارزشمند کیتایاما و همکاران اشاره نمود که به صورتی منسجم، نحوه طراحی اتصالات و بررسی تجربی رفتار اتصالات را مورد بررسی قرار داده‌اند [۱۸]. در زمینه بارگذاری چرخه‌ای کارهای بسیاری انجام گرفته است از آن جمله می‌توان به کار کوسوها را و همکاران اشاره کرد [۱۹]. هم‌چنین پس از زلزله لوماپریتا، برنامه‌های تحقیقاتی قابل توجهی توسط اداره راه و ترابری کالیفرنیا برای بهبود و مقاوم سازی پل‌ها در محدوده کالیفرنیا انجام گردید [۲۰]. والوان استفاده از نبشی‌های گوشه و نوارهای فولادی را در ستون-ها با طول وصله ناکافی بررسی نموده است [۲۱]. یوشیمور و همکاران اثر جکتینگ فولادی را بر بهبود ظرفیت برشی ستون‌های کوتاه با استفاده از صفحات فولادی جوش داده شده بررسی کرده‌اند [۲۲]. اشرف بید و همکاران، ۶ نمونه اتصال تیر به ستون را در مقیاس ۱/۳ را با متغیرهایی نظیر مقدار آرما توره‌های عرضی ستون و اتصال، ضخامت صفحه فولادی و جکتینگ ستون تنها با تیر و ستون به صورت توأم تست کردند و نتیجه گرفتند که جکتینگ فولادی رفتار برشی را به رفتار خمشی تبدیل کرده و توانایی جذب انرژی را بیشتری می‌کند و راه حل مناسبی برای مقاوم سازی اتصالات است [۲۳].

## ۲- نرم افزار مورد استفاده

روش استفاده شده اجزاء محدود آباکوس ABAQUS به عنوان یکی از قدرتمندترین و متداول‌ترین روش‌ها می‌باشد و باید تعریف مناسبی از مصالح و فرضیات در نظر گرفته شود. برای حالت خطی مدل رفتاری بتن، ایزوتروپیک بودن فرض مناسبی است که دو پارامتر مدول الاستیسته (E) و ضریب پواسون (U) برای بیان رفتار بتن در حالت الاستیک لازم است. در حالت غیرخطی، از مدل رفتاری آسیب خمیری بتن استفاده می‌شود که مناسب‌ترین مدل برای شبیه سازی رفتار بتن تحت اثر بارگذاری چرخه‌ای است. پارامترهای CDP در چهار بخش روابط بین تنش و کرنش، مکانیزم

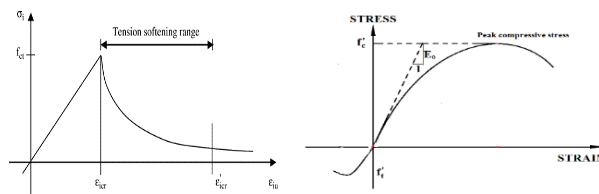
خرابی هنگام بارگذاری چرخه‌ای، معیار تسلیم، و ویسکوپلاستیسیته بتن می باشد. روابط بین تنش و کرنش برای تنش موثر از رابطه ۱ بدست می‌آید:

$$\bar{\sigma}_t = \frac{\sigma_t}{(1-d_t)} = E_0(\varepsilon_t - \bar{\xi}_t^{pl}) \quad (1)$$

در صورتی که  $E_0$  مدول الاستیسیته اولیه مصالح باشد [۲۴]. ترک‌های کششی در جهت عمود بر جهت بارگذاری ایجاد می‌گردد و گسترش ترک‌ها در نهایت باعث کاهش سطح مقطع بارگیر المان شده در نتیجه تنش موثر را بالا می‌برد. در مورد نیروی فشاری این اثر کمتر به چشم می‌خورد زیرا که ترک‌ها در جهت موازی با بار تشکیل می‌شود. در هر حال افزایش قابل توجه بار فشاری و خردشدگی، باربری مقطع نیز به طرز چشم‌گیری کاهش می‌یابد. مدول الاستیسیته بتن بر اساس آیین نامه ACI 318، برای بتن با وزن معمولی، رابطه فوق به صورت ساده  $E_c = 4700\sqrt{f'_c}$  بیان می‌شود البته به مدول الاستیسیته سنگدانه‌ها حساس می‌باشد و ممکن است نسبت به مقدار تعیین شده فوق تفاوت داشته باشد که دامنه تغییرات مقادیر واقعی معمولاً بین ۰/۸ تا ۱/۲ تعیین شده بوسیله رابطه فوق می‌باشد [۲۵]. ضریب پواسون بتن در محدوده ۰/۱ تا ۰/۳ قرار دارد و بر اساس مطالعات صورت گرفته توسط پنگاش می‌توان ضریب پواسون را برای بتن ۰/۲ فرض کرد [۲۴]. در منحنی تنش-کرنش بتن تحت فشار تک محوره در شکل ۱-الف مشاهده می‌شود که تغییر شکل بتن تحت تنش فشاری تک محوره به صورت غیر خطی است و پس از رسیدن بتن به مقاومت فشاری حداکثر  $f'_c$ ، بتن می‌تواند تحت بارهای کمتر، تغییر شکل‌های بیشتری را تحمل کند بدون آنکه منهدم شود. این وضعیت شرایط رفتار نرم‌تری را برای بتن در محدوده بارهای حداکثر و نزدیک به شرایط شکست نهایی فراهم می‌آورد. کرنش نظیر تنش حداکثر  $f'_c$  که با  $\varepsilon_0$  نمایش داده می‌شود که برای بتن‌های با مقاومت معمولی حدود ۰/۰۰۲ در نظر گرفته می‌شود. کرنش نهایی نظیر شکست فشاری بتن که با  $\varepsilon_{cu}$  نمایش داده می‌شود، برای انواع بتن بیشتر از ۰/۰۰۳ خواهد بود. شایان ذکر است با افزایش مقاومت فشاری بتن، کرنش نهایی شکست کاهش یافته و به عبارت دیگر، رفتار بتن تحت فشار، ترد می‌شود [۲۶]. مدل هوگنستاد طبق رابطه ۲ جهت بیان روابط تنش کرنش برای بتن معمولی محصور نشده استفاده گردیده است.

$$\sigma = f'_c \left[ 2 \frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} - \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \right)^2 \right]; \quad \varepsilon \leq \varepsilon_0 \quad \sigma = \frac{f'_c(\varepsilon_u - 0.85 \varepsilon_0 - 0.15 \varepsilon)}{\varepsilon_u - \varepsilon_0}; \quad \varepsilon > \varepsilon_0 \quad (2)$$

بر اساس مطالعات شاه و همکاران [۲۷] مقاومت کششی بتن معمولاً ۸ تا ۱۵ درصد مقاومت فشاری آن است. مقاومت کششی بتن را می‌توان با آزمایش کشش مستقیم، آزمایش شکافت نمونه یا استوانه‌ای، و آزمایش خمشی کششی بدست آورد که در تحقیق حاضر، مقاومت کششی بتن از روی نتایج آزمایشگاهی کیتایاما [۱۸] استخراج شده و در نمودار تنش-کرنش به صورت دوخطی مثالی ارائه گردیده است. شکل کلی رفتار کششی بتن در شکل ۱-ب نشان داده شده است.

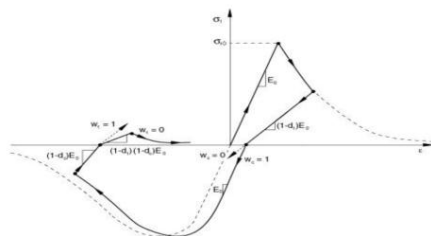


الف- فشار تک محوری      ب- کشش تک محوره

شکل ۱- منحنی تنش-کرنش بتن [۲۴]

مکانیزم خرابی هنگام بارگذاری چرخه‌ای، فرآیند پیچیده‌ای است که شامل باز و بسته شدن ریز ترک‌هایی است که قبلاً تشکیل است که جنبه مهمی از رفتار بتن تحت اثر بار چرخه‌ای به حساب می‌آید و بیشتر هنگام گذر از بار کششی به فشاری می‌گردد که باعث بسته شدن ترک‌ها و بازیابی سختی فشاری می‌شود. مدل CDP بر پایه این فرض

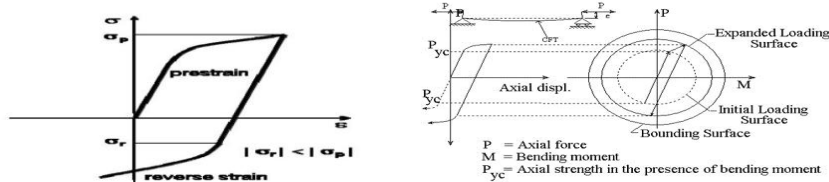
استوار است که کاهش مدول الاستیسیته مصالح به صورت تابعی از پارامتر  $d$  به صورت  $E = (1 - D)E_0$  باشد. ضرایب لازم جزء خواص مصالح به شمار می‌آید و بازیابی سختی مصالح را هنگام تغییر جهت از فشار به کشش و بر عکس را بیان می‌کند که این پارامترها در شکل ۲ نشان داده شده است. تابع سطح مدل CDP بوسیله لوبینر و همکاران ارائه شده و بعدها توسط لی و فنوس بازنگری شده که تابع تسلیم با رابطه ۳ بیان گردیده و از معیار تسلیم دراکر پراگر استفاده می‌شود.



شکل ۲- تاثیر پارامترهای موثر  $W_c$  و  $W_t$  در رفتار خرابی بارگذاری چرخه‌ای

$$F(\bar{\sigma}, \xi^{pl}) = \frac{1}{1-\alpha} (\bar{q} - 3\alpha\bar{p} + \beta(\xi^{pl})(\hat{\sigma}) - \gamma(\hat{\sigma})) \leq 0 \quad (3)$$

وارد کردن ویسکوپلاستیسیته در پارامترها به مصالح اجازه می‌دهد که تنش‌های خارج از محدوده منحنی تسلیم را نیز تحمل کند. معیار معقول پارامتر ویسکوزیته برای رسیدن به جواب واقعی به صورت  $t/\mu \rightarrow \infty$  می‌باشد که  $t$  زمان وارد شدن بار و  $\mu$  پارامتر ویسکوزیته را نشان می‌دهد. سه نوع فولاد در این تحقیق برای میلگردهای طولی، خاموت‌ها و نیز صفحات فولادی محصورکننده اتصال استفاده شده است که خصوصیات مصالح فولاد در نرم افزار آباکوس مورد بررسی قرار می‌گیرد. تحت اثر بارهای یکنواخت، مدل‌های سخت شوندهگی ایزوتروپیک و کینماتیک رفتار یکسان از خود نشان می‌دهد ولی در مورد بارهایی که تغییر جهت می‌دهد (مانند بارهای چرخه‌ای) این موضوع صادق نیست و باید نوع سخت شوندهگی برای رسیدن به جواب دقیق مشخص گردد. سخت شوندهگی ایزوتروپیک، با افزایش کرنش پلاستیک، افزایش مقاومت مصالح را در پی دارد که شکل ۳ نشان دهنده این خاصیت است [۲۸-۲۹]. سخت شوندهگی کینماتیکی، در رفتار مصالح اثر بوشینگر (شکل ۳) را در نظر می‌گیرد. در این نوع سخت شوندهگی، رویه تسلیم در جهت کرنش پلاستیک می‌تواند بدون تغییر حجم و فرم حرکت کند. هر دو مدل سخت شوندهگی، وجود کرنش پلاستیک را بر روی مسیرها پیش بینی می‌کند. در هر دو مدل، بار برداری به سمت در حالت الاستیک انجام می‌پذیرد. رفتار مصالح، حالتی بین این دو نوع سخت شوندهگی ایزوتروپیک و کینماتیک می‌باشد.

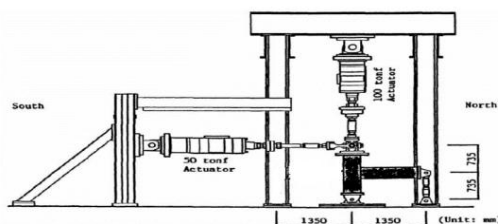


شکل ۳- سخت شوندهگی ایزوتروپیک و اثر بوشینگر [۲۹]

### ۳- مدل‌سازی و بررسی صحت آن

مزیت کارهای آزمایشگاهی، واقع‌گرایانه بودن و ساده‌سازی‌های مربوط به مدل‌های ریاضی است و این نمونه‌ها می‌توانند نماینده یک مدل واقعی باشند. عیب بزرگ این روش در وقت‌گیر بودن و هزینه‌بر بودن آن است. لذا از شبیه‌سازی آنها بوسیله اجزاء محدود و شبیه‌سازی شرایط آزمایش برای بدست آوردن جواب مناسب استفاده می‌شود لذا

مدل سازی عددی باید بوسیله نتایج آزمایشگاهی صحت سنجی گردد. به همین منظور، در این مقاله از نتایج آزمایشگاهی کیتایاما برای صحت سنجی مدل استفاده شده است [۱۸]. نمونه آزمایشگاهی مربوطه متشکل از یک اتصال به صورت شکل ۴ است که اندازه ستون و تیر چشمه اتصال یکسان و به ترتیب ۷۳۵ میلی متر برای ستون و ۱۳۳۵۰ میلی متر برای تیر است [۱۸-۱۹ و ۳۰]. ابعاد تیر ۳۰ در ارتفاع ۲۰ و ستون‌ها ۳۰×۳۰ سانتی متر هستند. آرماتورهای بالایی تیرها از ۱۲ میلگرد نمره ۱۰ با درصد آرماتور ۱/۵۹ و برای آرماتورهای زیرین، درصد ۰/۷۹ به کار رفته است. تنش تسلیم میلگردهای طولی برابر ۳۲۶۰ و برای خاموت‌ها، (D6 2) در هر ۵ سانتی متر با ۳۳۰۰ کیلوگرم بر سانتی متر به کار رفته است. در مورد ستون‌ها (D13 16) با تنش تسلیم ۴۳۰۰ کیلوگرم بر سانتی متر مربع معادل ۲/۲۶ در سطح ستون و برای خاموت‌ها از (D6 4) در هر ۵ سانتی متر با تنش تسلیمی معادل ۳۳۰۰ کیلوگرم بر سانتی متر مربع دارد. در چشمه اتصال نیز ۳ خاموت تیر به کار رفته است. طبق آزمایشات انجام گرفته، مقاومت مشخصه بتن ۲۶۱ کیلوگرم بر سانتی متر مربع در فشار و ۲۵ کیلوگرم بر سانتی متر در کشش به دست آمده است که در فرآیند مدل سازی، این مقادیر وارد شده است.

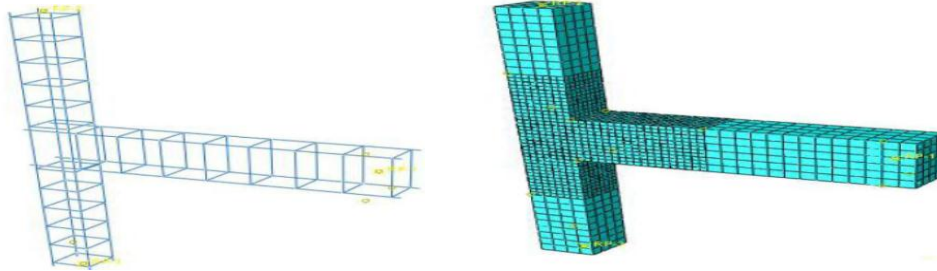


شکل ۴- مشخصات نمونه آزمایشگاهی و دستگاه آزمایش [۱۸]

بار قائم اعمالی روی ستون برابر ۱۸ تن نیرو می‌باشد که تنش برابر ۲۰ کیلوگرم بر سانتی متر مربع می‌دهد یعنی کمتر از ۸ درصد ظرفیت محوری ستون. تیرها در دو جهت اعمال جابجایی می‌توانند حرکت داشته باشند ولی در برابر حرکت قائم و خارج از صفحه مقیدند. قسمت فوقانی ستون می‌تواند در جهت افقی و قائم حرکت داشته باشد و قسمت تحتانی ستون مانند یک اتصال مفصلی عمل می‌کند. به طور کلی از سه نوع المان برای مصالح استفاده شده در نرم افزار به کار رفته است. برای بتن از المان‌های سه بعدی خطی C3D8R (المان ۳ بعدی ۸ گرهی با ۳ درجه آزادی انتقال گره)، برای میلگردهای طولی و خاموت از المان خرابایی ۳ بعدی (به دلیل تغییر طول محوری میلگردها)، و صفحات فولادی نیز از المان‌های S4R (المان صفحه‌ای) استفاده شده است. برای معرفی پارامترهای نرم افزار، مدول الاستیسته ۲۳ گیگاپاسکال و ضریب پواسون ۰/۲ برای قسمت الاستیک بتن وارد گردیده و در مورد پارامترهای CDP نیز زاویه اتساع، ۱۵ درجه، خروج از مرکزیت ۰/۱، ضریب K برابر ۰/۶۶۶۷ در نظر گرفته شده است [۳۱]. برای تعریف فولاد، از ۴ نوع مصالح مختلف شامل ۲ نوع آرماتور طولی، ۱ نوع خاموت و مصالح فولادی استفاده گردیده است که در جدول ۱ این مقادیر ذکر شده اند. برای مدل سازی صفحات فلزی محصور کننده مطابق با نمونه آزمایشگاهی معرفی شده از ورق‌های به ضخامت ۰.۳ میلی متر در تیر و ستون و با طول ۱ متر استفاده شده است که میزان  $\rho$  به کار رفته در نمونه مدل شده به ترتیب برای تیر و ستون مقاوم شده با صفحه فلزی محصورکننده برابر با ۴.۸۲ و ۳.۸۸ می‌باشد. برای شبیه سازی صفحات تکیه گاهی، در بالا و پایین ستون، صفحات صلبی تعریف شده است که مدل سازی با فرض عدم لغزش بین فولاد و بتن انجام پذیرفته است و در هیچ کدام از مدل‌ها، لغزشی بین میلگرد و بتن و یا بتن و صفحه فولادی مشاهده نمی‌گردد. در شکل ۵ نحوه مش بندی با تعداد ۳۰۰۰ المان و آرماتورگذاری را در مدل انجام شده نشان می‌دهد.

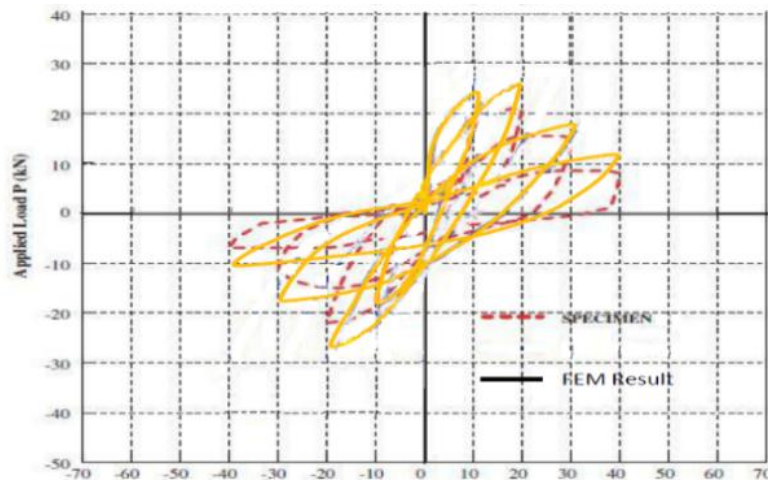
جدول ۱- مشخصات فولادهای استفاده شده در مدل سازی

D6	D10	D13	Jacket	نام مصالح
193	193	193	199	مدول الاستیسیته E (GPa)
0.3	0.3	0.3	0.3	ضریب پواسون $\nu$
360	387	440	241	تنش تسلیم $\sigma_y$ (MPa)
500	620	620	414	تنش نهایی $\sigma_u$ (MPa)
3.6	3.9	4.4	2.4	تنش حد نهایی کشش $\sigma_{elong}$ (MPa)
0.0200	0.0100	0.0100	0.0188	کرنش پله تسلیم $\epsilon_{sh}$
0.1200	0.0900	0.0900	0.1390	کرنش نهایی $\epsilon_u$
0.140	0.108	0.108	0.200	کرنش حد ازدیاد طول $\epsilon_{elong}$

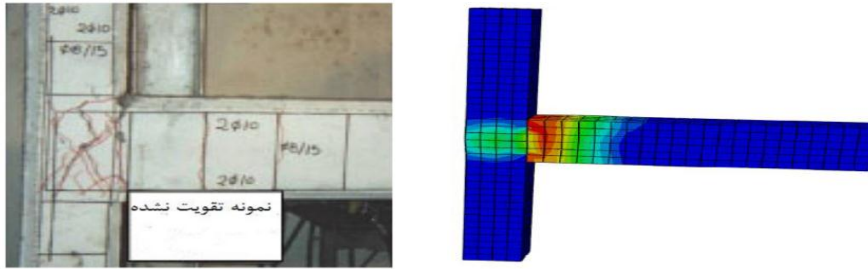


شکل ۵- مش بندی و آرماتور بندی مدل اتصال

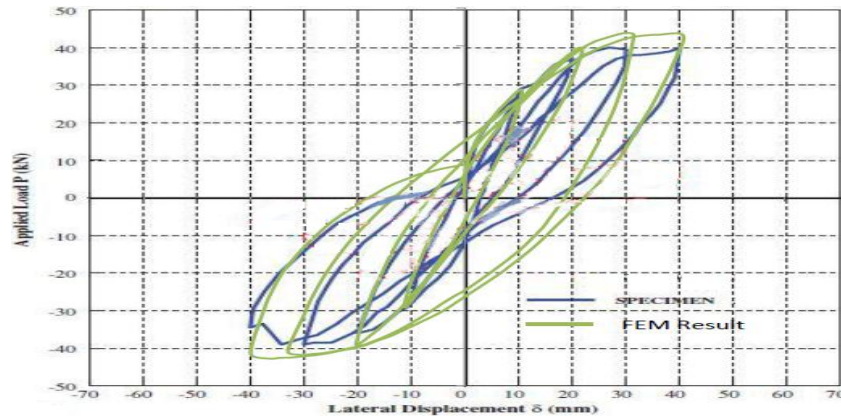
نمودار چرخه‌ای نیرو-تغییر مکان نمونه عددی و آزمایشگاهی تقویت نشده در شکل ۶ نشان داده شده است که مقایسه جواب‌ها نشان می‌دهد مدل عددی ساخته شده اتصال جواب نسبتاً قابل قبولی ارائه می‌کند و برای پیش بینی نتایج می‌تواند مورد اعتماد باشد. ضمناً مقایسه آسیب وارده به دو نمونه در حالت تقویت نشده در شکل ۷ دیده می‌شود. ضمناً مدل عددی نمونه محصور شده با صفحات فلزی محصور کننده نیز ساخته شد و نمودار عددی بار-تغییر مکان را با مدل آزمایشگاهی در شکل ۸ مقایسه گردید و مشاهده شد که مدل FEM مورد استفاده در این تحقیق می‌تواند با تقریب نسبتاً خوبی رفتار اتصال مدل سازی شده را پیش بینی کند. ضمناً الگوی ترک خوردگی و خرابی نمونه تقویت شده در حالت عددی و آزمایشگاهی نیز در شکل ۹ داده شده است که نشان از دقت مناسب مدل پیشنهادی می‌باشد.



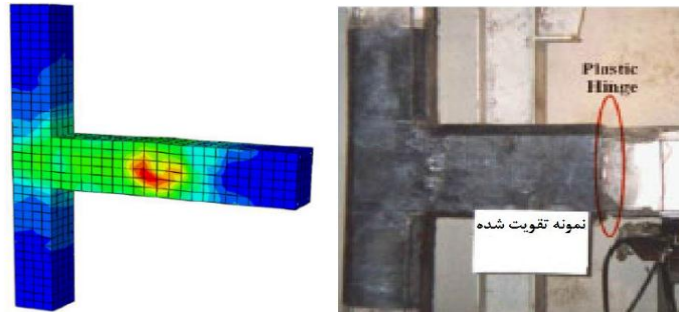
شکل ۶- مقایسه دو جواب حاصل با یکدیگر برای نمونه تقویت نشده



شکل ۷- آسیب وارده بر مدل عددی و آزمایشگاهی تقویت نشده



شکل ۸- مقایسه نمودار بار-تغییر مکان عددی و آزمایشگاهی نمونه تقویت شده با صفحات فلزی



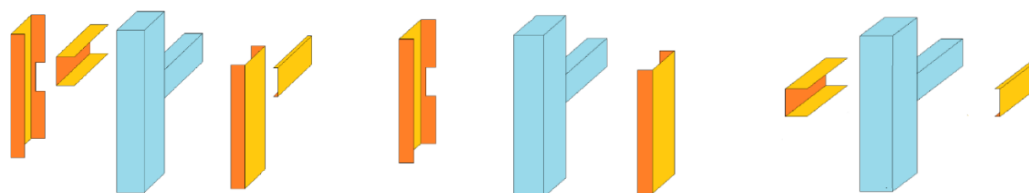
شکل ۹- مدل خرابی مدل عددی و اتصال آزمایشگاهی نمونه تقویت شده با صفحات فولادی

#### ۴- نمونه های عددی اتصال تقویت شده

از مدل اجزاء محدود صحت سنجی شده برای تعریف و تحلیل نمونه های جدید عددی استفاده می شود و هندسه و مصالح این مدل تغییراتی ندارد و مطالعه پارامتریک به صورت بی بعد کردن متغیرها می باشد. بنابراین متغیرهای اصلی در این مدل سازی عبارتند از ضخامت صفحه محصورکننده ستون و تیر و نیز مقدار نسبت بار محوری ستون. با تغییر این متغیرها و ایده آل کردن منحنی با یک منحنی دو خطی، مقدار تغییر در سختی، مقاومت، سختی ثانویه و اتلاف انرژی اتصال بدست می آید و این مقادیر با هم مقایسه می شوند. چیدمان غلاف بندی با صفحات فولادی در اعضا بتنی، متفاوت است بطوری که در برخی مدل ها، فقط ستون و در بعضی نمونه ها فقط تیر ولی در اکثر نمونه ها هم تیر و ستون غلاف بندی مطابق شکل ۱۰ شده اند و در ۳ نمونه کنترلی هیچ غلاف بندی وجود ندارد. صفحات



فولادی بصورت المان پوسته ۴ گرهی با تغییر شکل محدود تعریف می شوند و طول ورق در همه یکسان و برابر ۱۰۰ سانتی متر یعنی کمی بالاتر از حداقل آن (۱/۶ ارتفاع ستون یا ۱۸ اینچ معادل ۴۵ سانتی متر) انتخاب شده است و مقادیر کرنش‌های ناشی از خمش برای اکثر المان‌ها بر مبنای تقریبی تئوری کوتر- سندرز است [۳۲].



ج- کل اتصال

ب- ستون‌ها و چشمه اتصال

الف- تیرها

شکل ۱۰- چیدمان غلاف بندی تیر و ستون اتصال بتنی با صفحات فولادی

ورق محصورکننده تیرها به ضخامت‌های به ترتیب برابر ۰، ۳، ۶، ۱۰، ۲۰ و ۳۰ میلی متر و طول کل یک متر هستند که نسبت سطح ورق به مساحت تیر برابر ۰.۳۸، ۰.۷۵، ۱.۲۱، ۱.۲۱، ۲.۱۴، ۳.۵۶ می باشند. ورق محصورکننده ستون‌ها و چشمه اتصال هم دارای ضخامت‌های مشابه ولی با طول کل ۱/۲ متر هستند که نسبت سطح ورق به مساحت ستون برابر ۰.۳۸، ۰.۷۵، ۱.۲۱، ۱.۲۱، ۲.۱۴، ۳.۵۶ می باشند. ضمناً ۳ نسبت بار محوری به بارمحوری اسمی نهایی برابر ۰.۱، ۰.۳، ۰.۵ و ۰.۸ انتخاب شدند. لذا ۱۰۸ نمونه عددی با سه متغیر ضخامت ورق‌های فولادی تیر و ستون و درصد بارمحوری و همچنین چیدمان ورق‌ها در نظر گرفته شده اند. مدل‌ها به وسیله ترکیبی از حروف و اعداد که با خط فاصله از هم جدا شده‌اند از هم متمایز می‌گردند، به عنوان مثال، C-6-10-P1 نشان دهنده اتصالی است که تیرهای آن با ورق‌های به ضخامت ۶ میلی متر و ستون با ورق ۱۰ میلی متر محصور شده و نیروی محوری در سطح P1، P2، و P3 به ترتیب ۰/۱، ۰/۳ و ۰/۵ است.

##### ۵- تجزیه و تحلیل نتایج و بررسی پارامترهای موثر

در این بخش اثر متغیرهای گوناگون بر منحنی تغییر مکان- برش، سختی اولیه و ثانویه اتصال، تغییر در برش تسلیم و برش نهایی اتصال و انرژی مستهلک شده در طی فرآیند بارگذاری بررسی شده است. در تجزیه و تحلیل نتایج جداول و نمودارهای مربوطه را در دو قسمت، یکی حالتی که ضخامت ورق تیر ثابت باشد و صفحه ستون متغیر باشد و دیگری در حالتی که صفحه ستون ثابت و صفحه تیر متغیر باشد آورده شده است. در جدول ۲ نتایج اولیه آنالیزها آورده شده است که در این جداول، سختی‌های مماسی ( $k_{tan}$ )، برش تسلیم ( $F_{yz}$ ) و برش نهایی ( $F_{uz}$ ) ستون‌ها با هم مقایسه گردیده‌اند. با مشاهده مقادیر داده شده در حالات مختلف جدول ۲ براساس تغییرات در ضخامت ورق‌های تیر و ستون و اتصال و میزان تغییرات در درصد بار محوری، نتایج مختلفی حاصل می‌گردد. نتایج تحلیل نشان‌دهنده بهبود قابل ملاحظه سختی مماسی اتصال است که حتی در حالت عدم وجود صفحه تیر با افزایش ضخامت صفحه ستون میزان سختی مماسی اتصال افزایش می‌یابد و هرچقدر میزان ضخامت صفحه ستون بیشتر باشد موجب افزایش مقاومت تسلیم و مقاومت برشی و میزان سختی مماسی می‌شود. ضمناً افزایش سختی مماسی ارتباطی با میزان بار محوری اعمالی ندارد به عبارت دیگر سختی مماسی مستقل از بار محوری بوده چرا که سختی مماسی مقوله‌ای هندسی است که ارتباطی با بار محوری ندارد. به عنوان مثال برای نمونه C-0-3 در هر سه حالت بار محوری کم، متوسط و زیاد میزان افزایش سختی مماسی نسبت به نمونه شاهد C-0-0 مقدار ۸ درصد است. همچنین در حالت داشتن ضخامت کم برای صفحه ستون، با افزایش میزان بار محوری میزان مقاومت برشی اتصال

افزایش می‌یابد ولی میزان مقاومت تسلیم آن با افزایش بار محوری کاهش می‌یابد در حالی که در حالت داشتن ضخامت زیاد برای صفحه ستون، مقاومت برشی و مقاومت تسلیم در حالت بار محوری کم و متوسط تغییر چندانی با هم ندارند اما در مورد حالت بار محوری زیاد، این دو پارامتر شدیداً افزایش می‌یابند. در مواردی که ضخامت صفحه ستون زیاد است و بار محوری نیز زیاد است بیشترین تاثیر در مورد افزایش مقاومت تسلیم و مقاومت برشی را خواهیم داشت بطوریکه حتی این میزان افزایش به 3.55 برابر نیز رسیده است.

### جدول ۲- نتایج کلی برای مدل‌های تیر با انواع صفحات تقویت

ج- صفحه تیر ۶ میلی متری

P/P <sub>0</sub>	NAME	k <sub>tan</sub> (kN/mm)	k <sub>j/k</sub>	F <sub>yj</sub> (kN)	F <sub>yj</sub> /F <sub>y</sub>	F <sub>uj</sub> (kN)	F <sub>uj</sub> /F <sub>u</sub>
0.1	C-6-0	2.93	1.33	11.67	1.17	11.67	0.84
0.1	C-6-3	3.35	1.52	14.44	1.44	16.24	1.17
0.1	C-6-6	3.60	1.64	15.93	1.59	20.32	1.46
0.1	C-6-10	3.80	1.73	17.12	1.71	23.63	1.70
0.1	C-6-20	4.13	1.88	19.09	1.91	27.65	1.99
0.1	C-6-30	4.39	2.00	20.83	2.08	31.05	2.23
0.3	C-6-0	2.96	1.34	11.74	1.23	16.15	1.14
0.3	C-6-3	3.40	1.54	13.69	1.44	17.93	1.26
0.3	C-6-6	3.64	1.65	15.66	1.65	21.32	1.50
0.3	C-6-10	3.83	1.74	17.23	1.81	24.36	1.71
0.3	C-6-20	4.15	1.88	19.17	2.02	30.05	2.11
0.3	C-6-30	4.37	1.98	20.75	2.18	32.16	2.26
0.5	C-6-0	2.69	1.37	-	-	5.89	1.20
0.5	C-6-3	340	1.57	-	-	6.96	1.42
0.5	C-6-6	3.65	1.68	-	-	9.16	1.87
0.5	C-6-10	3.84	1.77	-	-	14.32	2.93
0.5	C-6-20	4.15	1.91	-	-	17.89	3.66
0.5	C-6-30	4.38	2.02	-	-	29.45	6.02

ب- صفحه تیر ۳ میلی متری

P/P <sub>0</sub>	NAME	k <sub>tan</sub> (kN/mm)	k <sub>j/k</sub>	F <sub>yj</sub> (kN)	F <sub>yj</sub> /F <sub>y</sub>	F <sub>uj</sub> (kN)	F <sub>uj</sub> /F <sub>u</sub>
0.1	C-3-0	2.70	1.23	11.50	1.15	11.87	0.85
0.1	C-3-3	3.04	1.39	13.62	1.36	16.80	1.21
0.1	C-3-6	3.22	1.46	14.52	1.45	19.47	1.40
0.1	C-3-10	3.38	1.54	15.26	1.53	21.59	1.55
0.1	C-3-20	3.62	1.65	16.76	1.68	24.24	1.74
0.1	C-3-30	3.79	1.73	17.97	1.80	27.40	1.97
0.3	C-3-0	3.72	1.23	11.36	1.19	15.95	1.12
0.3	C-3-3	3.06	1.39	12.72	1.34	17.46	1.23
0.3	C-3-6	3.24	1.47	13.97	1.47	19.66	1.38
0.3	C-3-10	3.40	1.54	15.14	1.59	21.68	1.53
0.3	C-3-20	3.63	1.65	16.60	1.75	26.12	1.84
0.3	C-3-30	3.80	1.72	17.71	1.86	28.11	1.98
0.5	C-3-0	2.71	1.25	5.58	1.23	5.60	1.14
0.5	C-3-3	3.05	1.41	6.46	1.42	6.46	1.32
0.5	C-3-6	3.23	1.49	7.86	1.73	8.63	1.76
0.5	C-3-10	3.39	1.56	12.79	2.81	12.79	2.61
0.5	C-3-20	3.61	1.67	15.62	3.44	15.62	3.19
0.5	C-3-30	3.79	1.75	17.10	3.76	24.70	5.05

الف- بدون صفحه

P/P <sub>0</sub>	NAME	k <sub>tan</sub> (kN/mm)	k <sub>j/k</sub>	F <sub>yj</sub> (kN)	F <sub>yj</sub> /F <sub>y</sub>	F <sub>uj</sub> (kN)	F <sub>uj</sub> /F <sub>u</sub>
0.1	C-0-0	2.20	1.00	10.00	1.00	13.91	1.00
0.1	C-0-3	2.37	1.08	10.80	1.08	15.42	1.11
0.1	C-0-6	2.45	1.12	11.06	1.11	16.33	1.17
0.1	C-0-10	2.55	1.16	11.45	1.14	17.45	1.25
0.1	C-0-20	2.63	1.20	11.93	1.19	19.05	1.37
0.1	C-0-30	2.72	1.24	11.29	1.23	20.09	1.44
0.3	C-0-0	2.21	1.00	9.51	1.00	14.21	1.00
0.3	C-0-3	2.37	1.08	9.90	1.09	14.34	1.01
0.3	C-0-6	2.46	1.11	10.54	1.11	14.97	1.05
0.3	C-0-10	2.54	1.15	11.05	1.16	16.28	1.15
0.3	C-0-20	2.66	1.21	11.64	1.22	19.38	1.36
0.3	C-0-30	2.71	1.23	11.97	1.26	20.31	1.43
0.5	C-0-0	2.17	1.00	4.55	1.00	4.89	1.00
0.5	C-0-3	2.35	1.08	5.11	1.12	5.11	1.04
0.5	C-0-6	2.44	1.13	7.09	1.56	7.09	1.45
0.5	C-0-10	2.54	1.17	9.55	2.10	9.55	2.89
0.5	C-0-20	2.64	1.22	10	2.38	14.12	2.95
0.5	C-0-30	2.71	1.25	11.45	2.52	16.85	3.55

د- صفحه تیر ۳۰ میلی متری

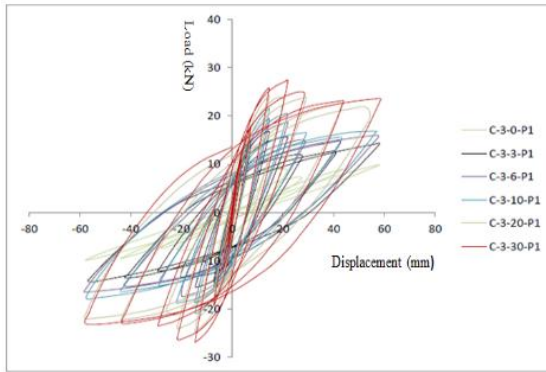
P/P <sub>0</sub>	NAME	k <sub>tan</sub> (kN/mm)	k <sub>j/k</sub>	F <sub>yj</sub> (kN)	F <sub>yj</sub> /F <sub>y</sub>	F <sub>uj</sub> (kN)	F <sub>uj</sub> /F <sub>u</sub>
0.1	C-30-0	3.43	1.56	8.62	0.86	11.35	0.82
0.1	C-30-3	4.08	1.86	10.46	1.05	14.67	1.05
0.1	C-30-6	4.48	2.04	17.65	1.76	19.68	1.41
0.1	C-30-10	4.92	2.24	20.70	2.07	25.98	1.87
0.1	C-30-20	5.64	2.57	25.43	2.54	34.15	2.45
0.1	C-30-30	6.08	2.77	27.29	2.74	35.52	2.55
0.3	C-30-0	3.49	1.58	12.83	1.35	14.46	1.16
0.3	C-30-3	4.12	1.87	14.97	1.57	17.80	1.25
0.3	C-30-6	4.53	2.05	17.65	1.86	22.04	1.55
0.3	C-30-10	4.98	2.26	21.04	2.21	27.15	1.91
0.3	C-30-20	5.68	2.57	25.54	2.69	35.08	2.47
0.3	C-30-30	6.08	2.76	27.38	2.88	35.80	2.52
0.5	C-30-0	3.48	1.61	-	-	6.33	1.29
0.5	C-30-3	4.11	1.90	-	-	7.57	1.55
0.5	C-30-6	4.52	2.09	-	-	9.83	2.01
0.5	C-30-10	4.97	2.29	-	-	16.75	3.42
0.5	C-30-20	5.66	2.61	-	-	30.70	6.27
0.5	C-30-30	6.08	2.81	-	-	34.62	7.07

ه- صفحه تیر ۲۰ میلی متری

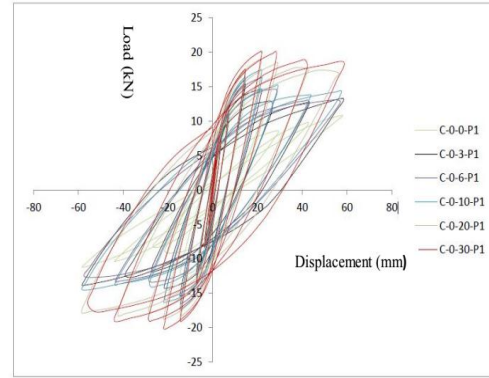
P/P <sub>0</sub>	NAME	k <sub>tan</sub> (kN/mm)	k <sub>j/k</sub>	F <sub>yj</sub> (kN)	F <sub>yj</sub> /F <sub>y</sub>	F <sub>uj</sub> (kN)	F <sub>uj</sub> /F <sub>u</sub>
0.1	C-20-0	3.31	1.51	8.54	0.85	11.47	0.82
0.1	C-20-3	3.91	1.78	14.76	1.48	15.08	1.08
0.1	C-20-6	4.30	1.96	14.78	1.75	19.95	1.43
0.1	C-20-10	4.69	2.13	20.11	2.01	26.17	1.88
0.1	C-20-20	5.30	2.41	23.92	2.39	33.13	2.38
0.1	C-20-30	5.65	2.57	25.92	2.59	34.99	2.52
0.3	C-20-0	3.38	1.53	8.31	0.87	16.47	1.16
0.3	C-20-3	3.97	1.80	14.69	1.54	17.96	1.26
0.3	C-20-6	4.33	1.96	17.43	1.83	22.12	1.56
0.3	C-20-10	4.73	2.15	20.45	2.15	27.19	1.91
0.3	C-20-20	5.33	2.42	24.15	2.54	34.30	2.41
0.3	C-20-30	5.67	2.57	25.90	2.72	35.58	2.50
0.5	C-20-0	3.38	1.56	-	-	6.27	1.28
0.5	C-20-3	3.97	1.83	-	-	7.54	1.52
0.5	C-20-6	4.35	2.01	-	-	9.66	1.97
0.5	C-20-10	4.74	2.19	-	-	16.35	3.34
0.5	C-20-20	5.32	2.45	-	-	22.94	4.69
0.5	C-20-30	5.69	2.63	-	-	34.30	7.01

د- صفحه تیر ۱۰ میلی متری

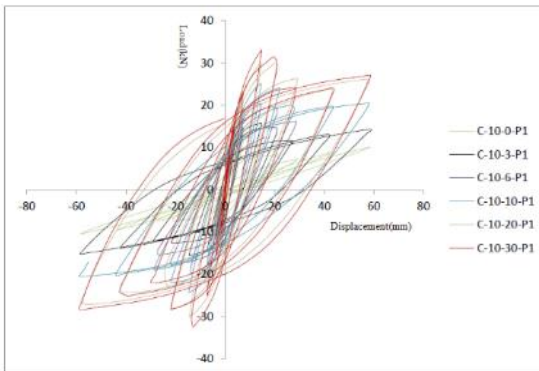
P/P <sub>0</sub>	NAME	k <sub>tan</sub> (kN/mm)	k <sub>j/k</sub>	F <sub>yj</sub> (kN)	F <sub>yj</sub> /F <sub>y</sub>	F <sub>uj</sub> (kN)	F <sub>uj</sub> /F <sub>u</sub>
0.1	C-10-0	3.09	1.41	11.65	1.17	11.65	0.84
0.1	C-10-3	3.59	1.63	14.68	1.47	15.66	1.13
0.1	C-10-6	3.90	1.77	16.87	1.69	20.37	1.46
0.1	C-10-10	4.18	1.90	18.63	1.86	25.15	1.81
0.1	C-10-20	4.61	2.10	21.21	2.12	29.97	2.15
0.1	C-10-30	4.88	2.22	22.98	2.30	32.90	2.37
0.3	C-10-0	3.15	1.43	12.19	1.28	16.25	1.14
0.3	C-10-3	3.64	1.65	14.23	1.50	18.00	1.27
0.3	C-10-6	3.95	1.79	16.63	1.75	21.99	1.55
0.3	C-10-10	4.23	1.92	18.91	1.99	26.17	1.84
0.3	C-10-20	4.64	2.10	21.22	2.23	31.10	2.19
0.3	C-10-30	4.90	2.22	23.05	2.42	33.16	2.33
0.5	C-10-0	3.15	1.45	-	-	6.05	1.24
0.5	C-10-3	3.66	1.69	-	-	7.25	1.48
0.5	C-10-6	3.98	1.84	-	-	9.30	1.90
0.5	C-10-10	4.24	1.96	-	-	15.44	3.15
0.5	C-10-20	4.64	2.14	-	-	26.43	5.40
0.5	C-10-30	4.89	2.26	-	-	31.80	6.50



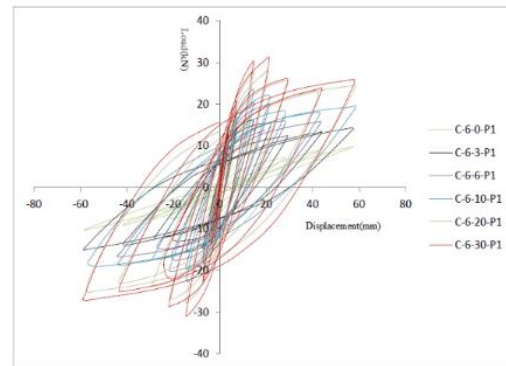
ب- صفحه ۳ میلی متری



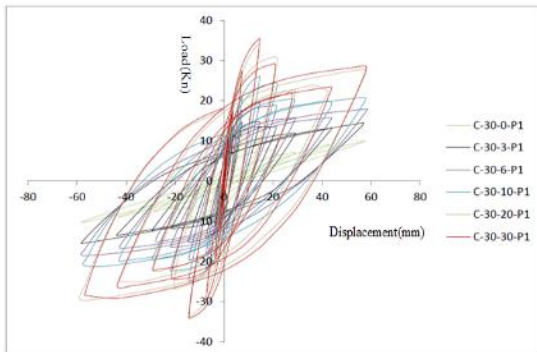
الف- بدون صفحه تیر



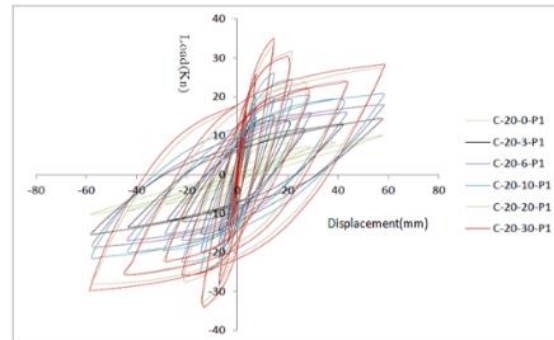
د- صفحه ۱۰ میلی متری



ج- صفحه ۶ میلی متری

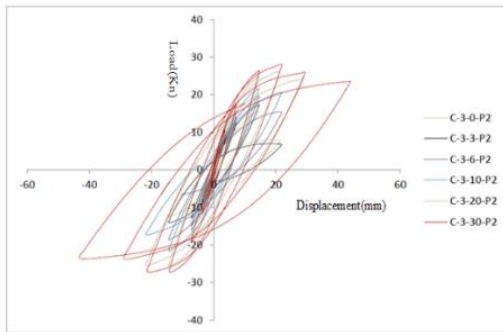


ه- صفحه ۲۰ میلی متری و- صفحه ۳۰ میلی متری

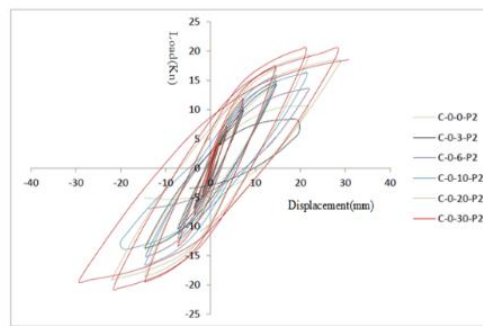


شکل ۱۱- نمودار هیستریزس اتصالات با ضخامت متغیر صفحه تیر با بار محوری  $P/P_0 = 0.1$

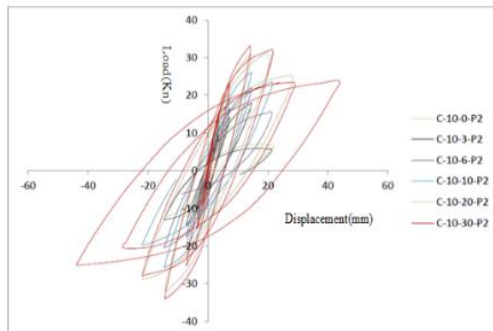
در حالتی که فقط از صفحه تیر و بدون صفحه ستون استفاده شود در حالت بار محوری کم با کاهش مقاومت نهایی اتصال مواجه هستیم که این حالت نشان دهنده انتقال مفصل پلاستیک از تیر به ستون است زیرا با اعمال تغییر شکل‌ها، به دلیل صلبیت تیر نسبت به ستون، بیشتر دوران‌های ناشی از تغییر شکل به ستون می‌رسد و بعد از رسیدن ستون به ظرفیت خود اتصال جوابگو نیست. در حالتی که فقط از صفحه تیر و بدون صفحه ستون استفاده شود در حالت بار محوری متوسط و زیاد بر خلاف حالت قبل با افزایش مقاومت نهایی اتصال مواجه هستیم و هر چقدر که میزان بار محوری بیشتر باشد مقاومت نهایی اتصال نیز افزایش می‌یابد. به عبارت دیگر در مورد جدول فوق که از صفحه ستون به تنهایی و ضخامت کم استفاده شود پدیده تیر ضعیف-ستون قوی فقط در حالتی که بار محوری کم است نقض می‌شود و در حالت بار محوری کم است که مفصل پلاستیک تشکیل می‌شود.



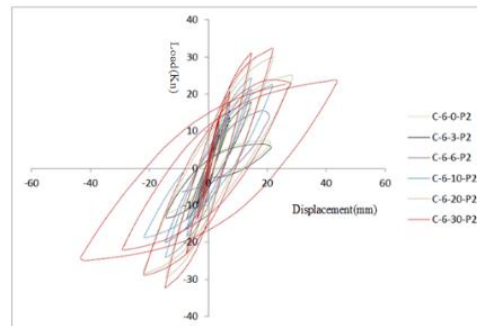
ب- صفحه ۳ میلی متری



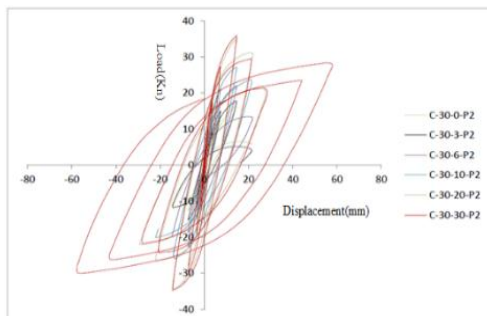
الف- بدون صفحه تیر



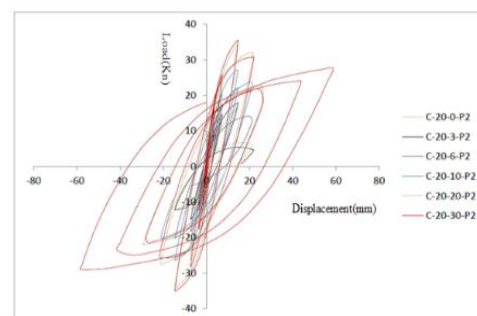
د- صفحه ۱۰ میلی متری



ج- صفحه ۶ میلی متری



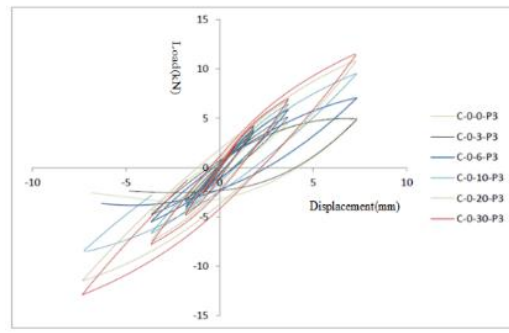
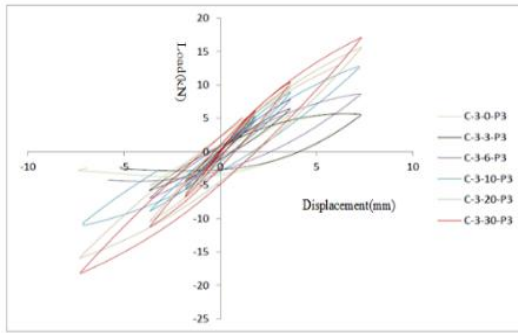
و- صفحه ۳۰ میلی متری



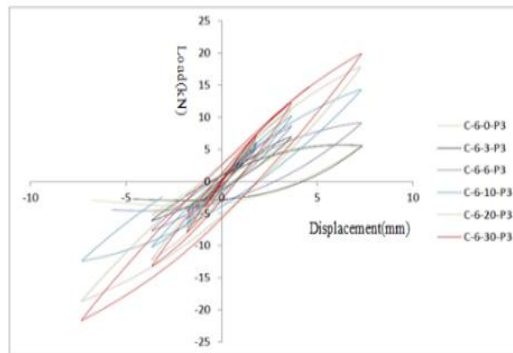
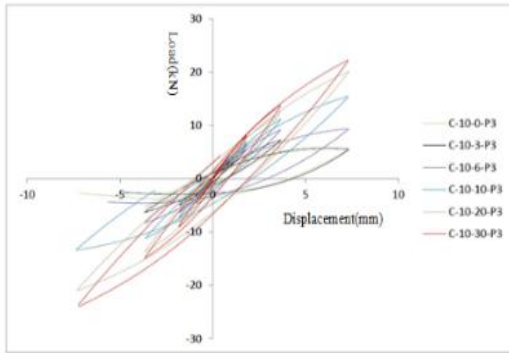
ه- صفحه ۲۰ میلی متری

شکل ۱۲- نمودار هیستریزاس اتصال با ضخامت متغیر صفحه تیر با بار محوری  $P/P_0 = 0.3$

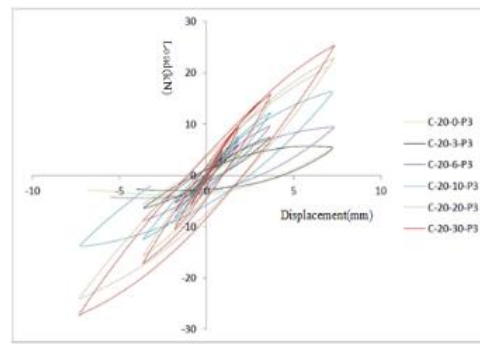
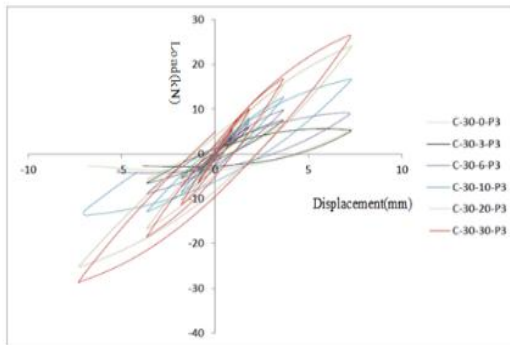
افزایش بار محوری تا حدود زیادی ظرفیت مقطع را بهبود می‌بخشد، اما نتایج جدول نشان می‌دهد که افزایش بی‌رویه بار محوری می‌تواند باعث ناپایداری مقطع شود و به خرد شدگی آن منجر شود. به همین دلیل است که در نشریه ۳۶۰ (دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود) معیارهای پذیرش برای اعضای با بار محور بالا، محافظه کارانه تر از اعضای مشابه و با بار محوری کمتر در نظر گرفته شده است. پس از بررسی نتایج پارامتریک حاصله و مقایسه نتایج جدول ۲ در حالات مختلف لازم است تا نتایج فوق بصورت نمودار در آمده تا درک بهتری صورت گیرد. جداول قبل به این صورت بود که در بارهای محوری کم، متوسط و زیاد در هر جدول ضخامت صفحه تیر ثابت و ضخامت صفحه ستون را افزایش می‌دادیم و سپس به مقایسه پارامتریک نتایج می‌پرداختیم. اما در ادامه نمودارها را برای یکبار در حالتی که ضخامت صفحه تیر ثابت باشد بار دیگر صفحه ستون، دسته بندی نموده‌ایم.



الف - بدون صفحه تیر      ب - صفحه ۳ میلی متری



ج - صفحه ۶ میلی متری      د - صفحه ۱۰ میلی متری

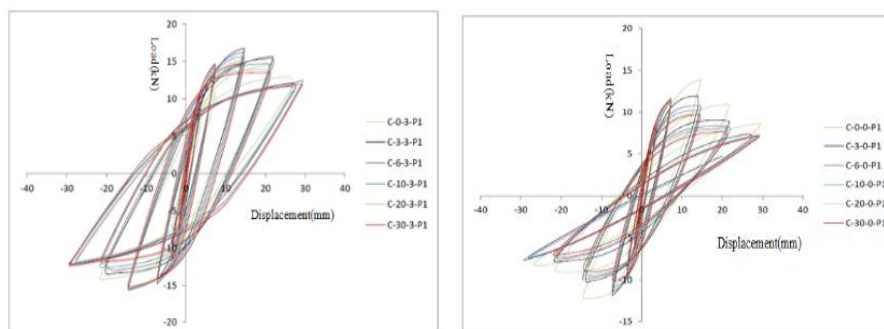


ه - صفحه ۲۰ میلی متری      و - صفحه ۳۰ میلی متری

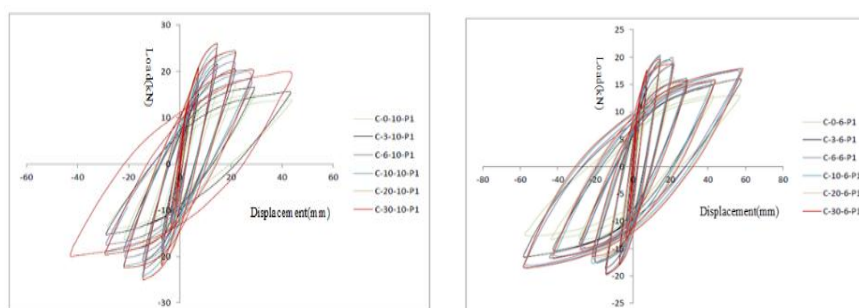
شکل ۱۳- نمودار هیستریزس اتصالات با ضخامت متغیر صفحه تیر با بار محوری  $P/P_0 = 0.5$

برای بررسی تاثیر ضخامت ورق تقویتی فولادی اطراف ستون، در دیاگرام‌های شکل ۱۱ تا شکل ۱۳، اتصالات با ضخامت ورق تیر و نسبت بار محوری یکسان با ورق ستون متفاوت در سه حالت متفاوت نسبت درصدی بار محوری با هم مقایسه گردیده‌اند. محور افقی نشان دهنده جابجایی بالای ستون بر حسب میلی متر و محور قائم برش اتصال را بر حسب کیلو نیوتن نشان می‌دهد. نمودار الف حالتی را نشان می‌دهد که تنها از صفحه ستون به تنهایی و بدون صفحه تیر استفاده شده است. همانطور که از نمودار مشخص است هرچه قدر میزان ضخامت ورق تقویتی ستون افزایش یابد، میزان تغییر مکان آن کاهش می‌یابد. به عبارت دیگر از نتایج این نمودار با نتایج جدول ۲ می‌توان دریافت که استفاده از ورق تقویتی در ستون به تنهایی موجب افزایش سختی و به تبع آن کاهش تغییر مکان اتصال گردیده است. در نمودار ب نیز نکته قبلی در مورد کاهش تغییر مکان اتصال در اثر افزایش ضخامت ورق تقویتی ستون و به تبع آن افزایش سختی صادق است که در سایر نمودارها نیز صادق است. برای بررسی تاثیر ورق تقویتی در اطراف تیر، در دیاگرام‌های شکل ۱۴ تا شکل ۱۶، اتصالات با ضخامت ورق ستون و نسبت بار محوری یکسان با

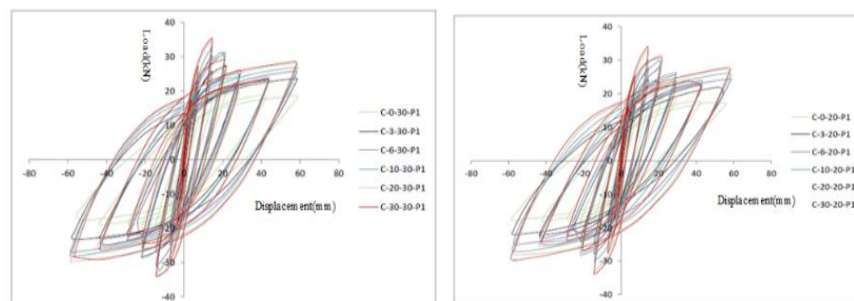
ورق تیر ضخامت متفاوت با هم مقایسه شده اند. محور افقی نشان دهنده جابجایی بالای ستون بر حسب میلی متر و محور قائم برش اتصال را بر حسب کیلو نیوتن نشان می‌دهد.



الف - بدون صفحه ستون      ب - صفحه ۳ میلی متری



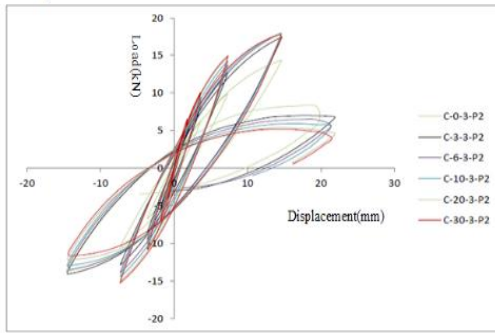
ج - صفحه ۶ میلی متری      د - صفحه ۱۰ میلی متری



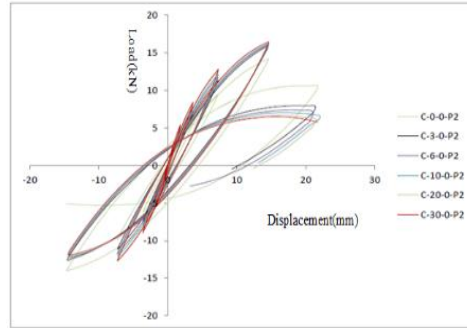
و - صفحه ۳۰ میلی متری      ه - صفحه ۲۰ میلی متری

شکل ۱۴ - نمودار هیستریزس اتصالات با ضخامت متغیر صفحه ستون با بار محوری  $P/P_0 = 0.1$

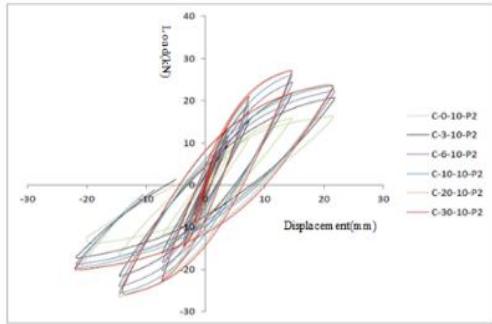
نمودارها حالتی را نشان می‌دهد که تنها از صفحه تیر به تنهایی و بدون صفحه ستون استفاده شده است. همانطور که از نمودار مشخص است هرچه قدر میزان ضخامت ورق تقویتی تیر افزایش یابد، میزان تغییر مکان آن کاهش می‌یابد. به عبارت دیگر از نتایج این نمودار با نتایج جدول ۲ می‌توان دریافت که استفاده از ورق تقویتی در تیر به تنهایی موجب افزایش سختی و به تبع آن کاهش تغییر مکان اتصال گردیده است. این نتایج با فرمول مربوط به رابطه نیرو و تغییر مکان تطابق دارد. نکته ای که در این مورد قابل توجه است و از توجه همزمان به جداول و نمودارها قابل ارزیابی است این است که در صورتی که از یک ضخامت ورق به تنهایی یکبار در تیر و بار دیگر در ستون استفاده شود (برای مثال حالات ۹۱ و ۱۸ را در نظر بگیرید) تاثیر استفاده از ورق تقویتی تنها در ستون در افزایش سختی و کاهش تغییر مکان به مراتب بیشتر از حالتی است که از همان ضخامت ورق تقویتی در تیر استفاده شود. در مورد سایر نمودارها ها نیز نتایج مشابهی بدست می‌آید.



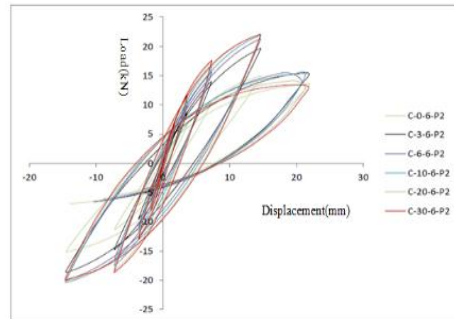
ب- صفحه ۳ میلی متری



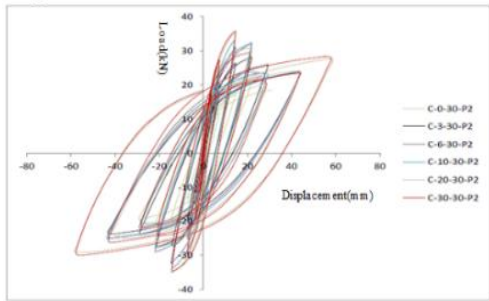
الف- بدون صفحه ستون



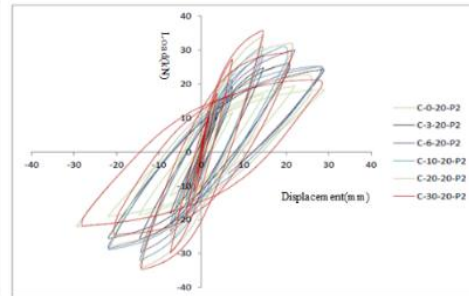
د- صفحه ۱۰ میلی متری



ج- صفحه ۶ میلی متری

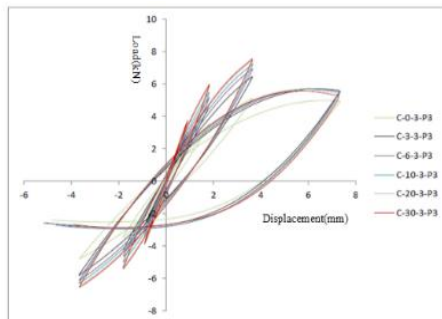


و- صفحه ۳۰ میلی متری

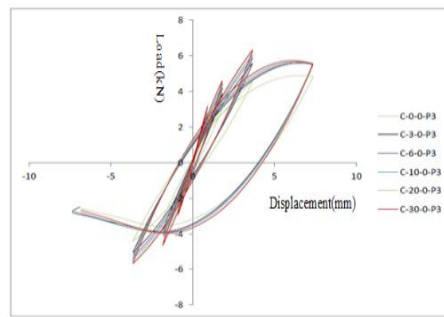


ه- صفحه ۲۰ میلی متری

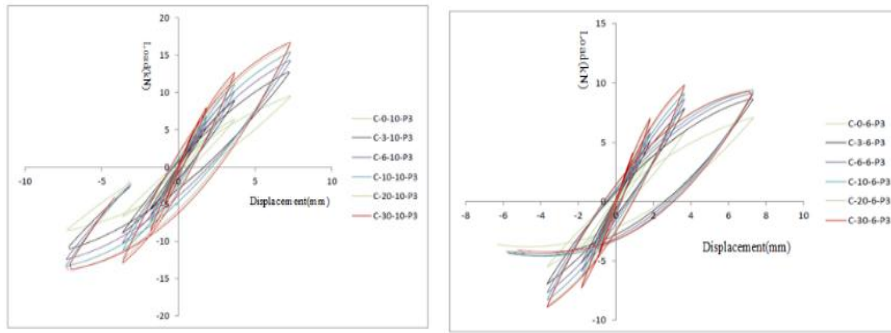
شکل ۱۵- نمودار هیستریزس اتصالات با ضخامت متغیر صفحه ستون با بار محوری  $P/P_0 = 0.3$



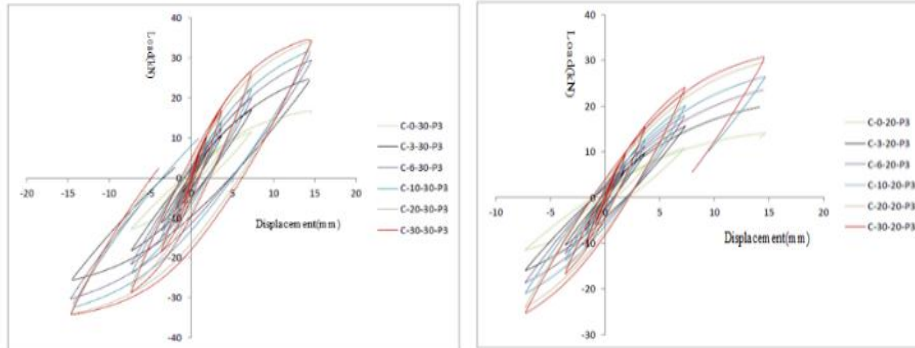
ب- صفحه ۳ میلی متری



الف- بدون صفحه ستون



ج- صفحه ۶ میلی متری      د- صفحه ۱۰ میلی متری



ه- صفحه ۲۰ میلی متری      و- صفحه ۳۰ میلی متری

شکل ۱۶- نمودار هیستریزس اتصالات با ضخامت متغیر صفحه ستون با بار محوری  $P/P_0 = 0.5$

## ۶- نتیجه گیری

- پس از بررسی کلی تحلیل عددی ۱۰۸ نمونه اتصالات تقویت شده با ورق های فولادی، نتایج به صورت زیر قابل بیان است:
- با افزایش ضخامت جکت دور ستون، باربری مقطع نیز افزایش می یابد. این افزایش بستگی به ضخامت جکت تیر و درصد بار محوری ستون دارد و طیف وسیعی را از ۵ تا ۶۰ درصد در بر می گیرد.
  - در ضخامت های کم جکت ستون، افزایش ظرفیت با افزایش بار محوری بیشتر می شود و در ضخامت های متوسط و زیاد تفاوت چندانی بین بار محوری کم و متوسط دیده نمی شود ولی اختلاف فاحش در بارهای محوری بالا با سایر بارها است که در برخی مدل ها دیده شده است حتی تا بیش از ۶ برابر ظرفیت مقطع افزایش پیدا می کند.
  - با اینکه بار محوری، ظرفیت مقطع را بهبود می بخشد، افزایش بی رویه آن نیز می تواند باعث ناپایداری مقطع باشد و به خردشدگی آن کمک کند.
  - با اعمال تغییر شکل ها، به دلیل صلبیت تیر نسبت به ستون، بیشتر دوران های ناشی از تغییر شکل به ستون می رسد و بعد از رسیدن ستون به ظرفیت خود، اتصال جوابگو نیست و با کاهش مقاومت در مدل های با بار محوری کم و بدون جکتینگ ستون، انتقال مفصل پلاستیک از تیر به ستون است.
  - جکتینگ فولادی، تاثیر بیشتری روی اتصالات با بار محوری زیاد دارد تا مدل های دارای بار کم؛ گر چه تاثیر این روش ها روی نمونه های با بار کم نیز زیاد است.
  - بدون توجه به اندازه بار محوری، جکتینگ سبب افزایش سختی مماسی اتصال می شود و این افزایش سختی در اکثر موارد بیش از افزایش ظرفیت نهایی اتصال است. ولی در موارد بار محوری بالا، افزایشی که در ظرفیت نهایی اتصال مشاهده می شود بیشتر از افزایش سختی است.



- بسته به اندازه بار محوری، جکتینگ می‌تواند تا ۷ برابر ظرفیت اتصال را افزایش دهد و برای اتصالات با نیروی محوری بالا، ظرفیت و شکل پذیری را به حالت بهتر، یعنی حالتی که بار محوری متوسط است بر می‌گرداند.

## ۷- مراجع

- [1]. Riyadsaid, A., "Seismic Retrofit of Non-Ductile Reinforced Concrete Column Using Rectangular Steel Jackets", The University of Texas at Austin. 1994. PhD Dissertation.
- [2]. Fung, G.G., et al., et al, "Field Investigation of Bridge Damage in the Sa? Fernando Earthquak", Bridge Department, Division of Highway, California Department of Transportation.
- [3]. "Performance of Structures During the Loma Prieta Earthquake of October 17,1989", National Institute of Standards and Technology. s.l.: NIST Publication 778, 1990.
- [4]. Park,R., "A summary of result of simulated seismic load tests on reinforced concrete beam-column joints, beams and columns with substandard reinforcing details", Journal of Earthquake Eng, Vol. 6, pp. 147-174.
- [5]. Unjoh, S. and Kawashima, K., " Seismic Inspection and Seismic Strengthening of Reinforced Concrete Bridge Piers", Madrid, Spain : International Association For Earthquake Engineering, 1992. Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering. Vol. 9, pp. 5279-5284.
- [6]. Pampanin, D. "R.C. Exterior Beam-Column Joints",2010. 2010 NZSEE Conference.
- [7]. New Zealand Engineer Mission to Padang, Indonesia", [Online] 2010. <http://db.nzsee.org.nz/EqPadang.xml>.
- [۸]. مستوفی نژاد، داود و سبحانی، جعفر " مطالعه رفتاری و طبقه بندی اتصالات بتن آرمه در بارنهایی "، نشریه دانشکده فنی، جلد ۳۷، شماره ۲، سال ۸۲.
- [۹]. مقررات ملی ساختمان، مبحث نهم، طرح و اجرای ساختمان‌های بتن آرمه، ۱۳۹۲.
- [۱۰]. فلاح، مرتضی. " رفتار اتصالات نوین در قاب‌های بتن مسلح تحت بار لرزه‌ای ". پایان نامه کارشناسی ارشد، ۱۳۹۰.
- [۱۱]. وکیلی، زهرا. " بررسی مودهای گسیختگی اتصال تیر به ستون در سازه‌های بتن مسلح با نرم‌افزار ABAQUS ". ششمین کنگره ملی مهندسی عمران، سمنان، اردیبهشت ۱۳۹۰.
- [12]. Wu, C., Chai, J.F., Lin, C,CJ., Lin, F.R., "Reconnaissance report of 0512 China Wenchuan Earthquake on schools, hospitals and residential buildings", Beijing, China : s.n., 2008. Proc. of 14th World Conf on Earthquake Eng.
- [13]. Hall, JF., "Northridge Earthquake Reconnaissance Report", 11, 1996, Earthquake Spectra, Vol1.
- [14]. Yoshimura, K., Kikuchi, K., Kuroki, M., "Seismic Shear Strengthening Method for Existing Reinforced Concrete Short Columns". Hong Kong: s.n., 1991. Proceedings of the ACI International Conference on Evaluation and Rehabilitation of Concrete Structures and Innovations in Design. pp. 1065-1079.
- [۱۵]. نشریه شماره ۵۲۴، معاونت نظارت راهبردی رییس جمهور، دفتر نظام فنی اجرایی، " راهنمای روش‌ها و شیوه‌های بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود و جزئیات اجرایی "، ۱۳۸۸.
- [۱۶]. رهایی، علیرضا. "تقویت اجزای بتنی با استفاده از الیاف پلیمری مرکب (FRP)". سومین کنفرانس ملی عمران.
- [17]. Gaynor, P.J, "The Effect of Openings on the Cyclic Behavior of Reinforced Concrete Shear Walls", The University of Texas at Austin. 1988. Master of Science Thesis.
- [18]. Fumio, K., Keiko, A., "Tests of Reinforced Concrete Interior Beam-Column Joint Subassemblage With Eccentric Beams", Vancouver : s.n., 2004. 13th World Conference on Earthquake Engineering.
- [19]. Bouadi, A., Engelhardt, M.D. and Jirsa, J.O. and Kreger, M.E, "Use of Eccentric Steel Bracing for Strengthening of R/C Frames", Irvine, CA : The American Society of Civil Engineers, 1993. Proceeding of the Structures Congress. pp. 307-312.

- بسته به اندازه بار محوری، جکتینگ می‌تواند تا ۷ برابر ظرفیت اتصال را افزایش دهد و برای اتصالات با نیروی محوری بالا، ظرفیت و شکل پذیری را به حالت بهتر، یعنی حالتی که بار محوری متوسط است بر می‌گرداند.

## ۷- مراجع

- [1]. Riyadsaid, A., "Seismic Retrofit of Non-Ductile Reinforced Concrete Column Using Rectangular Steel Jackets", The University of Texas at Austin. 1994. PhD Dissertation.
- [2]. Fung, G.G., et al., et al, "Field Investigation of Bridge Damage in the Sa? Fernando Earthquak", Bridge Department, Division of Highway, California Department of Transportation.
- [3]. "Performance of Structures During the Loma Prieta Earthquake of October 17,1989", National Institute of Standards and Technology. s.l.: NIST Publication 778, 1990.
- [4]. Park,R., "A summary of result of simulated seismic load tests on reinforced concrete beam-column joints, beams and columns with substandard reinforcing details", Journal of Earthquake Eng, Vol. 6, pp. 147-174.
- [5]. Unjoh, S. and Kawashima, K., " Seismic Inspection and Seismic Strengthening of Reinforced Concrete Bridge Piers", Madrid, Spain : International Association For Earthquake Engineering, 1992. Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering. Vol. 9, pp. 5279-5284.
- [6]. Pampanin, D. "R.C. Exterior Beam-Column Joints",2010. 2010 NZSEE Conference.
- [7]. New Zealand Engineer Mission to Padang, Indonesia", [Online] 2010. <http://db.nzsee.org.nz/EqPadang.xml>.
- [۸]. مستوفی نژاد، داود و سبحانی، جعفر " مطالعه رفتاری و طبقه بندی اتصالات بتن آرمه در بارنهایی "، نشریه دانشکده فنی، جلد ۳۷، شماره ۲، سال ۸۲.
- [۹]. مقررات ملی ساختمان، مبحث نهم، طرح و اجرای ساختمان‌های بتن آرمه، ۱۳۹۲.
- [۱۰]. فلاح، مرتضی. " رفتار اتصالات نوین در قاب‌های بتن مسلح تحت بار لرزه‌ای". پایان نامه کارشناسی ارشد، ۱۳۹۰.
- [۱۱]. وکیلی، زهرا. " بررسی مودهای گسیختگی اتصال تیر به ستون در سازه‌های بتن مسلح با نرم‌افزار ABAQUS". ششمین کنگره ملی مهندسی عمران، سمنان، اردیبهشت ۱۳۹۰.
- [12]. Wu, C., Chai, J.F., Lin, C,CJ., Lin, F.R., "Reconnaissance report of 0512 China Wenchuan Earthquake on schools, hospitals and residential buildings", Beijing, China : s.n., 2008. Proc. of 14th World Conf on Earthquake Eng.
- [13]. Hall, JF., "Northridge Earthquake Reconnaissance Report", 11, 1996, Earthquake Spectra, Vol1.
- [14]. Yoshimura, K., Kikuchi, K., Kuroki, M., "Seismic Shear Strengthening Method for Existing Reinforced Concrete Short Columns". Hong Kong: s.n., 1991. Proceedings of the ACI International Conference on Evaluation and Rehabilitation of Concrete Structures and Innovations in Design. pp. 1065-1079.
- [۱۵]. نشریه شماره ۵۲۴، معاونت نظارت راهبردی رییس جمهور، دفتر نظام فنی اجرایی، " راهنمای روش‌ها و شیوه‌های بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود و جزئیات اجرایی "، ۱۳۸۸.
- [۱۶]. رهایی، علیرضا. "تقویت اجزای بتنی با استفاده از الیاف پلیمری مرکب (FRP)". سومین کنفرانس ملی عمران.
- [17]. Gaynor, P.J, "The Effect of Openings on the Cyclic Behavior of Reinforced Concrete Shear Walls", The University of Texas at Austin. 1988. Master of Science Thesis.
- [18]. Fumio, K., Keiko, A., "Tests of Reinforced Concrete Interior Beam-Column Joint Subassemblage With Eccentric Beams", Vancouver : s.n., 2004. 13th World Conference on Earthquake Engineering.
- [19]. Bouadi, A., Engelhardt, M.D. and Jirsa, J.O. and Kreger, M.E, "Use of Eccentric Steel Bracing for Strengthening of R/C Frames", Irvine, CA : The American Society of Civil Engineers, 1993. Proceeding of the Structures Congress. pp. 307-312.

- [20]. Kitayama, K., "Development of Design Criteria For Interior Beam-Column Joint.", "American Concrete Institute, 1991, ACI SP-123 Design of Beam-Column Joints for Seismic Resistance, pp. 97-123.
- [21]. Chai, Y.H. and Priestley, M.J. and Seible, F., "Retrofit of Bridge Columns for Enhanced Seismic Performance. Tsukuba ", Japan: s.n., 1990. Proceedings of the U.S.-Japan Workshop on Seismic Retrofit of Bridge.
- [22]. Yoshimura, K. and Kikuchi, K. and Kuroki, M., "Seismic Shear Strengthening Method for Existing Reinforced Concrete Short Columns". Hong Kong: s.n., 1991. Proceedings of the ACI International Conference on Evaluation and Rehabilitation of Concrete Structures and Innovations in Design. pp. 1065-1079.
- [23]. Ashraf Biddah, A. Ghobarah, and Tarek S. Aziz., " Upgrading of Non-ductile Reinforced Convert Frame Connections "., ASCE, August 1997, Journal of Structural Engineering, Vol. 123.
- [24]. Building Code Requirements For Structural Concrete (ACI 318-02) And Commentary (ACI 318R-02).
- [25]. Lee, J., and G. L. Fenves., "Elastic-Damage Model for Cyclic Loading of Concrete Structures", journal of Engineering Mechanics, 1998, Vol. 124, pp. 892-900.
- [26]. Shah. S.P., Swartz. S.E., and C. Ouyang. "Fracture Mechanics of Concrete. New York ", John Wiley and Sons, 1995.
- [27]. Bangash, M., " Concrete and Concrete Structures, Numerical Modeling and Application. London ": Elsevier Science Direct Publishers Ltd, 1989.
- [28]. Kent, D.C., and R. ,Park., " Flexural Members with Confined Concrete "., 1971, Journal of the Structural Division "., ASCE, Vol. 97, pp. 1969-1990.
- [29]. Socie, D. F. and Marquis, G. B., " Multiaxial Fatigue. Warrendale ".,: Society of Automotive Engineers, 2000.
- [30]. Matthies, H., and G. Strang., "The Solution of Nonlinear Finite Element Equations "., 1979, International Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol. 14, pp. 1613-1626.
- [31]. Pampanin, S., "Effect of Axial Load Variation on the Retrofit of Exterior Reinforced Concrete Beam-Column Joints "., 2010. 2010 NZSEE. pp. 42-52.
- [32]. ABAQUS Verification Manual 6.9.1.

# Upgrading of RC Beam-Column Connections with Steel Jacketing under Seismic Loads

*Mohammad Kazem Sharbatdar \**

*Associate Professor, Civil Engineering faculty, Semnan University, corresponding Author  
msharbatdar@semnan.ac.ir*

*Aboulfazl Narimani*

*M.Sc, Structural, Civil Engineering faculty, Semnan University*

## **Abstract:**

*Performance of reinforced concrete frames is highly depended on detailing of the ductile connections based on the philosophy of strong column-weak beam. There are several methods for seismic upgrading of connections. In this paper, using steel jacketing for seismic upgrading of Concrete Beam-Column connections subjected to constant axial and cyclic loads has been investigated using finite element method. Some experimental results are used to verify the finite element approach. Analyses are then conducted on main models upgraded with steel jackets in beam, column or both using parameters like beam jacket thickness, column jacket thickness and axial load ratio. The results are compared and the suitable model is proposed. Based on different analysis for the considered samples, several results obtained. Analysis result shows the positive impact of the use of steel jacketing for upgrading of Concrete Beam-Column connections. From these results, it can be noted that, regardless of the size of the axial load, using a steel plate increased the tangential rigidity of connection. And this increasing of rigidity in most cases is more than of increasing of final capacity of the connection. But in the case of high axial loads, the increase that can be seen in the final capacity of the connection is further of rigidity increasing. Also, depending on the size of the axial load, steel plate can increase the capacity of connection up to 7 time, and the capacity and ductility of connections was returned to better state with the average axial load.*

**Keywords:***Beam-Column connections, Reinforced Concrete structures, Steel jacketing, Nonlinear Finite Element Method, Upgrading.*

# تأثیر مواد پلیمری بر برخی پارامترهای دوام مخلوط‌های پایه سیمان آلومینات کلسیم

دریافت مقاله: ۱۷-۰۳-۱۳۹۶

پذیرش مقاله: ۲۲-۱۰-۱۳۹۷

علی سعیدی کیا

کارشناس ارشد مهندسی عمران-سازه، دانشگاه تحصیلات تکمیلی صنعتی و فناوری پیشرفته، کرمان  
Saidikia1993@yahoo.com

سید حسام مدنی (نوسینده مسئول)

دانشیار دانشکده عمران و نقشه برداری، دانشگاه تحصیلات تکمیلی صنعتی و فناوری پیشرفته، کرمان h.madani@kgut.ac.ir

چکیده:

یکی از مسائل مهم پیرامون مخلوط‌های پایه سیمانی، پایایی (دوام) این مخلوط‌ها در برابر شرایط آسیب رسان محیطی از قبیل خوردگی‌های ناشی از حملات کلرایدی و سولفاتی این مخلوط‌ها می‌باشد، که هر یک به نحوی می‌تواند بر زوال ساختار مخلوط‌های پایه سیمانی موثر بوده و استفاده و کاربرد آنها را تحت تاثیر قرار دهد. در این مطالعه آزمایشگاهی به بررسی و ارزیابی عملکرد دونوع ماده پلیمری اتیلن وینیل استات و پلی وینیل استات بر خواص دوام مخلوط‌های پایه سیمان آلومینات کلسیمی پرداخته شده است. آزمایش‌های انجام گرفته شامل مقاومت فشاری، میزان منافذ قابل نفوذ، مقادیر نفوذ موئینه آب، ضریب مهاجرت تسریع شده یون کلراید و مقاومت فشاری مخلوط‌های در معرض اسیدسولفوریک بوده اند. نتایج نشان دهنده آن است که مواد پلیمری اتیلن وینیل استات و پلی وینیل استات سبب کاهش در نفوذپذیری آب و یون کلراید در مخلوط‌های پایه سیمانی شده و اتیلن وینیل استات عملکرد مطلوب تری در مقایسه با پلی وینیل استات در این خواص داشته است. این پلیمرها سبب کاهش در مقاومت فشاری شدند که این کاهش در سنین پایین مشهود می‌باشد، لیکن در اثر گذشت زمان این ضعف در مقاومت فشاری نمونه‌ها حتی در درصدهای بالای مصرفی (۲۵٪) تقلیل یافته است.

کلمات کلیدی: سیمان آلومینات کلسیم، پلیمر، اتیلن وینیل استات، پلی وینیل استات، دوام

- [20]. Kitayama, K., "Development of Design Criteria For Interior Beam-Column Joint.", "American Concrete Institute, 1991, ACI SP-123 Design of Beam-Column Joints for Seismic Resistance, pp. 97-123.
- [21]. Chai, Y.H. and Priestley, M.J. and Seible, F., "Retrofit of Bridge Columns for Enhanced Seismic Performance. Tsukuba ", Japan: s.n., 1990. Proceedings of the U.S.-Japan Workshop on Seismic Retrofit of Bridge.
- [22]. Yoshimura, K. and Kikuchi, K. and Kuroki, M., "Seismic Shear Strengthening Method for Existing Reinforced Concrete Short Columns". Hong Kong: s.n., 1991. Proceedings of the ACI International Conference on Evaluation and Rehabilitation of Concrete Structures and Innovations in Design. pp. 1065-1079.
- [23]. Ashraf Biddah, A. Ghobarah, and Tarek S. Aziz., " Upgrading of Non-ductile Reinforced Convert Frame Connections "., ASCE, August 1997, Journal of Structural Engineering, Vol. 123.
- [24]. Building Code Requirements For Structural Concrete (ACI 318-02) And Commentary (ACI 318R-02).
- [25]. Lee, J., and G. L. Fenves., "Elastic-Damage Model for Cyclic Loading of Concrete Structures", journal of Engineering Mechanics, 1998, Vol. 124, pp. 892-900.
- [26]. Shah. S.P., Swartz. S.E., and C. Ouyang. "Fracture Mechanics of Concrete. New York ", John Wiley and Sons, 1995.
- [27]. Bangash, M., " Concrete and Concrete Structures, Numerical Modeling and Application. London ": Elsevier Science Direct Publishers Ltd, 1989.
- [28]. Kent, D.C., and R. ,Park., " Flexural Members with Confined Concrete "., 1971, Journal of the Structural Division "., ASCE, Vol. 97, pp. 1969-1990.
- [29]. Socie, D. F. and Marquis, G. B., " Multiaxial Fatigue. Warrendale ".: Society of Automotive Engineers, 2000.
- [30]. Matthies, H., and G. Strang., "The Solution of Nonlinear Finite Element Equations "., 1979, International Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol. 14, pp. 1613-1626.
- [31]. Pampanin, S., "Effect of Axial Load Variation on the Retrofit of Exterior Reinforced Concrete Beam-Column Joints "., 2010. 2010 NZSEE. pp. 42-52.
- [32]. ABAQUS Verification Manual 6.9.1.

# Upgrading of RC Beam-Column Connections with Steel Jacketing under Seismic Loads

*Mohammad Kazem Sharbatdar \**

*Associate Professor, Civil Engineering faculty, Semnan University, corresponding Author  
msharbatdar@semnan.ac.ir*

*Aboulfazl Narimani*

*M.Sc, Structural, Civil Engineering faculty, Semnan University*

## **Abstract:**

*Performance of reinforced concrete frames is highly depended on detailing of the ductile connections based on the philosophy of strong column-weak beam. There are several methods for seismic upgrading of connections. In this paper, using steel jacketing for seismic upgrading of Concrete Beam-Column connections subjected to constant axial and cyclic loads has been investigated using finite element method. Some experimental results are used to verify the finite element approach. Analyses are then conducted on main models upgraded with steel jackets in beam, column or both using parameters like beam jacket thickness, column jacket thickness and axial load ratio. The results are compared and the suitable model is proposed. Based on different analysis for the considered samples, several results obtained. Analysis result shows the positive impact of the use of steel jacketing for upgrading of Concrete Beam-Column connections. From these results, it can be noted that, regardless of the size of the axial load, using a steel plate increased the tangential rigidity of connection. And this increasing of rigidity in most cases is more than of increasing of final capacity of the connection. But in the case of high axial loads, the increase that can be seen in the final capacity of the connection is further of rigidity increasing. Also, depending on the size of the axial load, steel plate can increase the capacity of connection up to 7 time, and the capacity and ductility of connections was returned to better state with the average axial load.*

**Keywords:***Beam-Column connections, Reinforced Concrete structures, Steel jacketing, Nonlinear Finite Element Method, Upgrading.*