



دانشگاه صنعتی امیرکبیر
(پلی تکنیک تهران)

دوره چهل و هفت، شماره ۱، تابستان ۱۳۹۴، صفحه ۱ تا ۱۱
Vol. 47, No. 1, Summer 2015, pp. 1- 11



نشریه علمی - پژوهشی امیرکبیر (مهندسی عمران و محیط زیست)
Amirkabir Journal of Science & Research (Civil & Environmental Engineering)
(AJSR - CEE)

بررسی تجربی و عددی بعضی متغیرهای تأثیرگذار بر عملکرد اتصال تیر به ستون کناری بتن مسلح و مقایسه آن با موارد آیین‌نامه‌ای

اصغر وطنی اسکویی^{*۱}

۱- دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تربیت دبیر شهید رجایی، تهران، ایران

(دریافت ۱۳۸۹/۱۲/۷، پذیرش ۱۳۹۳/۶/۲۲)

چکیده

اتصال تیر به ستون یکی از مهمترین قسمت‌های سازه‌های بتنی مسلح است و هنگام رخداد زلزله باید آخرین عضو سازه‌ای باشد که آسیب می‌بیند. در مقاله حاضر اتصال تیر به ستون کناری متعلق به یک ساختمان پنج طبقه به عنوان نمونه انتخاب شده است. نمونه اتصال انتخاب شده در آزمایشگاه تحت بارهای چرخه‌ای قرار گرفته است. مدل عددی شبیه نمونه‌ای که آزمایش شده تهیه شده است. در مدل عددی با اعمال دو مقدار نیروی محوری متفاوت ($0.1f_c'A_g$ و $0.25f_c'A_g$) سیستم تحت تحلیل غیر خطی عددی قرار گرفته و مقادیر بدست آمده از تحلیل با نتایج حاصل از آزمایش اصلاح و مقایسه شده است. با توجه به نتایج به دست آمده، نیروی محوری باعث افزایش مقاومت فشاری بتن و در نتیجه افزایش مقاومت برشی اتصال می‌شود. استفاده از تیرهای عرضی در مدل عددی، علاوه بر محصورشدگی بتن گره اتصال، به علت سختی پیچشی تیرهای عرضی باعث افزایش سختی سیستم و کاهش تغییر مکانهای ابتدای تیر تحت بارهای یکسان در مقایسه با نمونه‌های دیگر شده است. وجود تیرهای عرضی و نیروی محوری باعث افزایش ضریب برشی در اتصال تیر به ستون می‌شود نتایج بدست آمده برای ضریب برشی در این مقاله با مقادیر ارائه شده در آیین‌نامه‌های طراحی سازه‌های بتنی مسلح مقایسه شده است. نتایج تحلیل نشان می‌دهد که انتخاب یک مقدار جهت سختی مؤثر عضو ترک خورده در سازه بتنی مسلح بدون لحاظ کردن شکل پذیری سیستم و متعاقب آن اهداف عملکردی در گره اتصال منطقی به نظر نمی‌رسد.

کلمات کلیدی

اتصالات تیر - ستون، بتن آرمه، مدلسازی غیر خطی، تیر عرضی، زلزله.

* نویسنده مسئول و عهده دار مکاتبات Email: asvatani@gmail.com

۱- مقدمه

مطالعات و تحقیقاتی که در طی سالهای اخیر در مورد سازه های آسیب دیده ناشی از زلزله انجام شده، همگی تأکید بر اهمیت و نقش مهم اتصالات تیر به ستون در ایمنی ساختمانها قبل و بعد از رخداد زلزله را دارند [۱، ۲، ۳، ۴]. مشاهده ساختمانهای آسیب دیده بر اثر زلزله نشان می دهد که تحت بارهای لرزه ای، اتصالات تیر به ستون که طبق معیارهای آیین نامه های نسل قدیم طراحی و اجرا شده اند، جزء آسیب پذیرترین اعضای سازه ای بوده و نیاز به توجه بیشتری در مقاوم سازی و بهسازی دارند. اهمیت عملکرد اتصال تیر به ستون باعث شده که اخیراً در بعضی آیین نامه ها، طراحی آنها مورد توجه و دقت بیشتری قرار گیرد [۵].

با توجه به مزیت استفاده از قاب خمشی که امکان ایجاد فضاهای بزرگ را می دهد، استفاده از قاب خمشی نسبت به دیگر سیستم های مقاوم در برابر تلاشهای ناشی از زلزله از طرف طراحان ساختمان ترجیح داده می شود.

عوامل زیادی در عملکرد لرزه ای یک اتصال تیر به ستون بتنی مسلح مؤثرند؛ مانند نیروی محوری، میلگردهای داخلی گره اتصال، تیرهای عرضی، مقاومت بتن، پارامترهای هندسی، تسلیح جانبی، ضخامت بتن سقف و خروج از مرکزیت تیر نسبت به ستون [۳].

اولین مطالعه مکتوب عملکردی اتصال تیر به ستون بتنی توسط هانسن و کونر در آزمایشگاه انجمن سیمان پرتلند (PCA) انجام شد [۶]. از آن زمان، این موضوع توسط محققین در کشورهای زیادی مورد بررسی قرار گرفت. اگرچه اهداف این تحقیقات متفاوت بودند، اما تأکید اصلی این مطالعات بررسی رفتار اتصال و ایجاد رفتار شکل پذیر در بارگذاربهای چرخه ای بود [۳]. نتیجه این تحقیقات منجر به تدوین اولین آیین نامه برای طراحی اتصالات بتن مسلح گردید. کمیته ACI-ASCE 352 اولین توصیه های طراحی را در سال 1976 انتشار داد. همزمان، توصیه های متعددی توسط آئین نامه های مختلف توسعه یافت، اما این توصیه ها و قوانین در عمل با یکدیگر اختلافاتی داشتند. در سالهای بعد تحقیقات بیشتر محققین [۷ و ۸] منجر به اصلاح توصیه نامه کمیته ACI-ASCE-352 شد که در سال های ۱۹۸۵ و 1991 تا 2002 [۹، ۱۰، ۵] به صورت ویرایش های جدید منتشر شد. در سالهای اخیر، با توسعه استفاده از بتن های با مقاومت بالا، بتن الیافی و بتن خود متراکم، تحقیقات در این زمینه بر روی بررسی عملکرد اتصالات ساخته شده با مصالح فوق متمرکز شده است [۱۱-۱۷].

در تحلیل و طراحی اتصالات، ابهامات زیادی وجود دارد. تأثیر پارامترهای مختلف در عملکرد و شکل پذیری اتصالات هنوز به طور کامل مورد بررسی قرار نگرفته است. محققین در طول سالیان متمادی بین دهه های اخیر تلاشهای زیادی در تبیین عملکرد اتصالات انجام دادند [۱۸ و ۱۹]. در بین این تحقیقات، مطالعات انجام شده در زمینه اتصال کناری تیر به ستون از اهمیت خاصی برخوردار است؛ به طوری که بیش از نیمی از تحقیقات بر روی بررسی رفتار این گونه اتصال متمرکز شده است. این توجه خاص بدلیل هندسه خاص این اتصال و دریافت سهم بیشتری از بار جانبی نسبت به اتصال داخلی است [۷]. در اتصال کناری بدلیل آنکه تنها یک تیر به ستون متصل شده است، ستون و گره اتصال کناری تحت تلاشهای ایجاد شده آسیب پذیرتر از اتصال داخلی که تیر از هر دو طرف به ستون متصل می شود است. تاکنون، تحقیقات متعددی بر روی رفتار اتصالات کناری انجام شده است [۴، ۲۰، ۲۱، ۲۲، ۲۳]. اما اکثر این تحقیقات، تنها محدود به مطالعات آزمایشگاهی که هر کدام تعداد محدودی اتصال را مورد بررسی قرار داده اند می باشد. از طرفی به دلیل بروز مشکلات خاصی در زمینه تحلیل های غیرخطی اجزاء محدود خصوصاً در زمینه مسائل بتن مسلح، از قبیل مدل کردن معیار شکست بتن، مدل کردن لغزش میلگردها، ترک خوردگی و شکست بتن و همچنین طولانی بودن زمان تحلیل، کمتر مطالعه جامع و فراگیری [۲۲، ۲۴، ۲۵] در زمینه رفتار اتصالات بتن مسلح به صورت تحلیلی با ابزار و اجزاء محدود، به چشم می خورد.

۲- معرفی مدل آزمایشگاهی

۲-۱-۱- ابعاد نمونه ها

اتصال تیر به ستون استفاده شده در این تحقیق از تحلیل یک ساختمان پنج طبقه بدست آمده است. مقطع ستون ۳۵۰×۳۵۰ mm و ارتفاع 2860mm می باشد. تیر با مقطع ۴۰۰×۳۵۰ mm و طول 1780 mm می باشد. نقطه عطف طبقه تحت بار جانبی، وسط ستون طبقات می باشد. آرماتور اصلی تیر 8Φ18 و در ستون نیز 12Φ18 می باشد. آرماتورگذاری عرضی در کل تیر و ستون به گونه ای است که ضوابط نسل جدید آئین نامه را برآورده سازد (شکل ۱) [۵، ۹].

توسط رافائل [۲۶] برای این نوع بتن مقدار 4 MPa در نظر گرفته شد.

جدول (۲) - مشخصات مکانیکی نمونه بتن استفاده شده در اتصال

وزن نمونه (kg)	نیروی گسیختگی (kN)	مقاومت فشاری (N/mm^2)
12.54	425	24
12.77	373	21
13.02	445	25
12.80	470	26

ضریب پواسون بکار رفته در فولاد 0.3 و ضریب الاستیسیته میلگردها قبل از جاری شدن 210000 MPa و بعد از جاری شدن 42000 MPa در نظر گرفته شده است. این مقادیر با سعی و خطا و بر مبنای یکسان بودن سختی اولیه دو نمونه تحلیلی و آزمایشگاهی بدست آمده است.

۳- انجام آزمایش

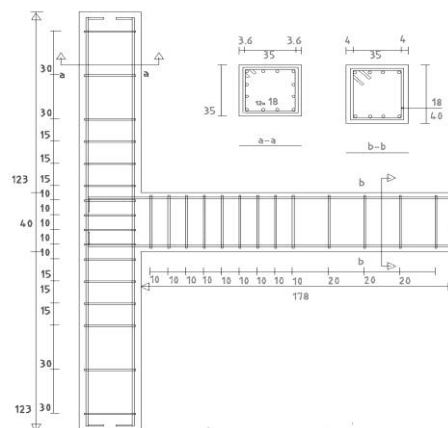
طبق معیار آبا [۲۷] و مبحث نهم مقررات ملی [۲۸] در صورتیکه مقدار بار محوری اعمال شده بر ستون کمتر از $A_g F_c$ باشد عضو را تحت خمش می توان فرض کرد. در آزمایش انجام شده بر روی اتصال تیر به ستون به غیر از وزن خود ستون هیچ نیروی محوری به ستون اعمال نشده است.

طول و ارتفاع ستون و نوع تکیه گاهها بر مبنای اینکه نقطه عطف ستون (محلی که در هنگام رخداد زلزله لنگر آن قسمت صفر است) در وسط ارتفاع طبقه می باشد، انتخاب شده است. بنابراین برای برآورده کردن این شرط، در ابتدا و انتها ستون از تکیه گاههای مفصلی استفاده شده است (شکل ۲). نحوه برپایی انجام آزمایش و چیدمان ابزار اندازه گیری به ترتیب در شکل های (۳) و (۴) داده شده است.



شکل (۲) - اتصال مفصلی ابتدا و انتهای ستون

شکل (۱) - نحوه آرماتورگذاری و هندسه مدل آزمایشگاهی (ابعاد به سانتی متر)



۲-۲- مشخصات مصالح

۱-۲-۲- مشخصات فولاد بکار رفته

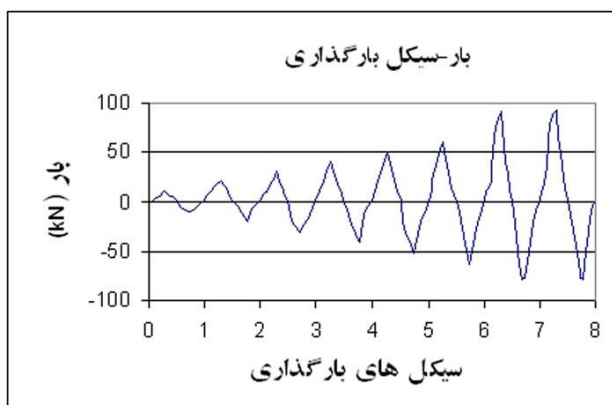
برای تعیین ویژگی های میلگرد بکار رفته، آزمایش کشش بر روی نمونه ها انجام شد که نتایج آن در جدول (۱) آورده شده است.

جدول (۱) - مشخصات میلگرد بکار رفته

قطر میلگرد	F_u (MPa)	F_y (MPa)	ϵ_{u} (%)
18	507.64	420.48	0.13
18	513.76	429.15	0.125
10	489.29	293.57	0.142
10	452.59	280.32	0.14

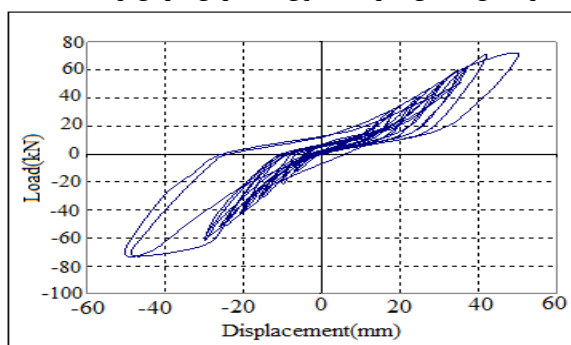
۲-۲-۲- مشخصات بتن بکار رفته

در هنگام ساخت نمونه آزمایشگاهی اتصال و در زمان بتن‌ریزی، چهار عدد نمونه بتن استوانه ای با ابعاد $150 \times 300 \text{ mm}$ تهیه شد. بتن‌ریزی نمونه ها در سه مرحله صورت گرفت. در روز آزمایش نمونه اتصال، نمونه های بتنی نیز مورد آزمایش قرار گرفتند تا مقاومت بتن استفاده شده نیز بدست آید. مقاومت فشاری بتن استوانه ای بکار رفته در جدول (۲) ارائه شده است. در مدل عددی مشخصات بکار رفته برای بتن و فولاد مقادیری است که در نمونه های آزمایشگاهی مورد استفاده قرار گرفته است. ضریب پواسون بکار رفته در نمونه بتنی 0.22 و مقاومت کششی بتن با توجه به نتایج آزمایش های انجام شده



شکل (۵)- بار اعمال شده به نمونه آزمایشی

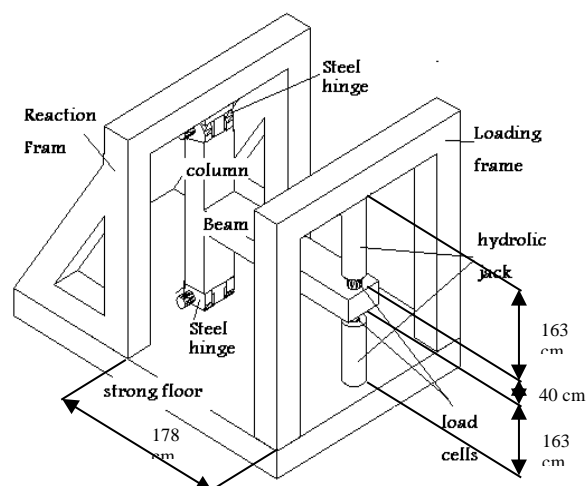
منحنی مقادیر حداکثر بار- تغییر مکان (در ابتدای تیر (محل بارگذاری) نیز در شکل (۶) داده شده است. اولین ترک در محل اتصال تیر به ستون در بار 1800kgf در قسمت زیرین در فاصله حدود 30cm از انتهای اتصال تیر به ستون (۰/۷۵ d- با دایره در شکل (۷) نشان داده شده است) رخ داد. این مقدار معادل حدود ۲۹٪ ظرفیت عضو می باشد (شکل ۷). در انتهای بارگذاری ترک ها در محل اتصال تیر به ستون بیشترین عرض را داشت.



شکل (۶)- منحنی بار-تغییر مکان در نمونه آزمایشی

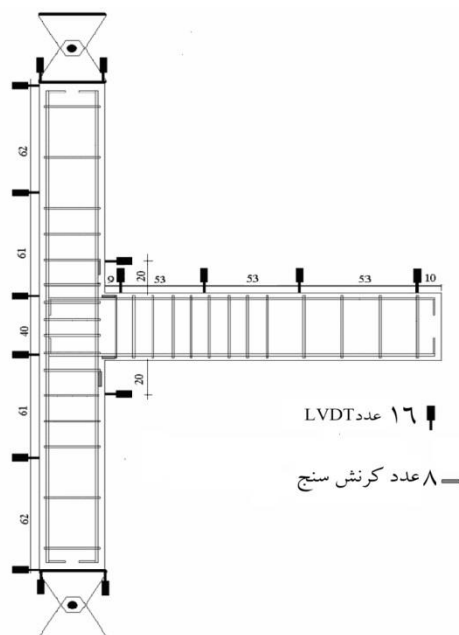


شکل (۷)- محل وقوع اولین ترک خوردگی (گام سوم)



شکل (۳)- نحوه چیدمان ابزار، ادوات و برپایی آزمایش

نمونه آزمایشی تحت بارگذاری چرخه ای قرار گرفت. بارگذاری رفت و برگشتی بوسیله جک های بارگذاری که در پایین و بالا ابتدای تیر قرار داده شده بود، انجام گرفت.



شکل (۴)- نحوه چیدمان آلات و ادوات ثبت تغییر مکانها و کرنش های میلگرد نمونه آزمایشی

بار وارده به دو صورت کنترل نیرو (حدود ۵ تن- تا سیکل ۱۱ جاری شدن اولین میلگرد طولی تیر) و کنترل تغییر مکان (بعد از سیکل ۱۱) انجام گرفت که روند بارگذاری به صورت شکل ۵ می باشد. بار گذاری در نمونه تا حدی که نمونه به حداکثر مقاومت خود برسد اعمال گردید.

۴- تحلیل رایانه ای مدل آزمایشگاهی

۴-۱- طریقه مدلسازی بتن و میلگرد

برای مدلسازی و تحلیل نمونه از نرم افزار انسیس^۱ استفاده شده است [۲۹]. از المان Solid 65 که قابلیت مدلسازی ترک خوردگی و خوردشدگی بتن را است، استفاده گردید. در این المان قابلیت معرفی فولاد در سه جهت بصورت درصدی از حجم بتن وجود دارد، بنابراین آرماتورهای عرضی در مدل‌های یاد شده بصورت درصد حجمی بتن معرفی شده اند ولی برای آرماتورهای طولی که از اهمیت بیشتری برخوردارند، در این تحقیق بجای استفاده از المان Link8 احجام کوچکتری در محل تمرکز فولادهای طولی تعریف شدند و آرماتورهای طولی به این احجام اختصاص داده شد. این احجام در قسمت میلگرد های فشاری و کششی که مساحت آن برابر مساحت میلگردهای فشاری و کششی و طول آنها به اندازه طول میلگردها انتخاب گردید. بدینوسیله حجم میلگردهای طولی مساوی حجم المان سه بعدی معرفی گردید. نحوه قرار گیری این احجام با توجه به مش انتخاب شده طوری تنظیم شده است که مساوی فاصله بین میلگردهای فشاری و کششی باشد. پیوستگی بین بتن و میلگرد معرفی شده حجمی بصورت کامل در نظر گرفته شده است.

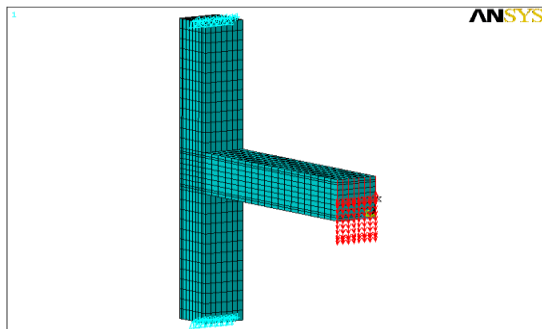
۴-۲- معیار شکست مورد استفاده برای بتن

به دلیل اینکه رفتار بتن مسلح در واقعیت با ترک خوردگی و خرد شدگی و تغییرشکلهای پلاستیک همراه است، در این حالت دو پارامتر مقاومت کششی و فشاری در بتن برای تشکیل و تعریف سطح شکست لازم است. برای بررسی رفتار چند محوره بتن در این مقاله، معیار ویلیام- وارنک بکار برده شده است. در روند بارگذاری و تحلیل چرخه‌ای در یک المان، ترک خوردگی رخ می دهد. مقاومت کششی و مدول الاستیسیته بتن در راستای عمود بر ترک صفر منظور شده ولی در سیکل و گام بارگذاری بعدی که عضو تحت تنش های فشاری قرار می گیرد سیستم مشخصات اصلی تا خرد شدگی و لهیدگی را دارد.

۴-۲-۱- شبکه بندی

طریقه شبکه‌بندی نمونه اصلی در شکل (۸) ارائه شده است. در بالا و پایین تیر یک لایه بتن بدون فولاد به ضخامت 3 cm و عرضی معادل عرض تیر که بیانگر پوشش بتن می باشد قرار داده شد. بعد از آن یک لایه به ضخامت 2 cm و عرض معادل عرض تیر برای معرفی فولادهای طولی تیر در بالا و پایین در نظر گرفته شده است. در نهایت لایه میانی با ضخامت 25cm و

عرض معادل عرض تیر است که میلگردهای جانبی (برشی) در این ناحیه معرفی شده اند. در مورد ستون نیز میلگردهای طولی بصورت مجزا و در محلهای خود با حجمهای جداگانه تعریف شده اند ولی میلگردهای عرضی ستون در حجم میانی در تحلیل ها قسمت فوقانی و تحتانی ستون به صورت مفصلی معرفی شده اند.



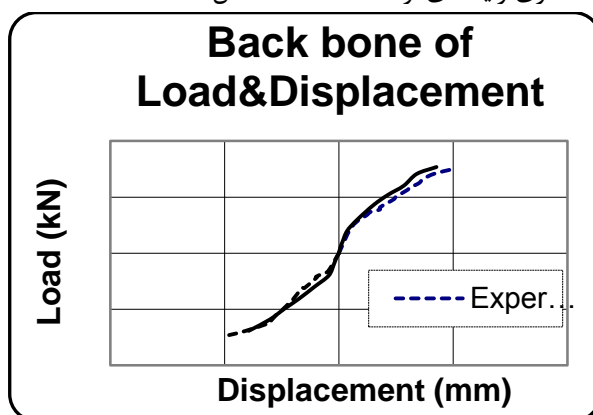
شکل (۸) - نمای سه بعدی نمونه اصلی

۴-۲-۲- بارگذاری

بارگذاری به صورت گام به گام و به صورت رفت و برگشتی تا مقاومت نهایی اعمال شده است. محل اعمال بار در گره های انتهای تیر بود. برای جلوگیری از تمرکز تنش در یک المان و گره، بار وارده در تعداد مشخصی گره (۸۸ گره) در انتهای تیر اعمال شده است. گامهای بارگذاری شبیه نمونه آزمایشگاهی انتخاب شد.

۵- بررسی نتایج حاصل از مدل آزمایشگاهی و مدل های تحلیلی

در این قسمت ابتدا منحنی های ماکزیمم نیرو- جابجایی^۲ در نمونه آزمایشگاهی و نمونه تحلیلی برای مقایسه و بررسی درستی مدلسازی رایانه ای ارائه شده است (شکل ۹).



شکل (۹) - مقایسه منحنی ماکزیمم نیرو - جابجایی نمونه آزمایشگاهی و نمونه اصلی

σ_n اگر در نمونه مورد آزمون بار محوری (P) نیز در نظر گرفته شود تنش ناشی از بار محوری بدست می آید. با توجه به تنش های اصلی؛

$$\sigma_{1,2} = \frac{-\sigma_n}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_n}{2}\right)^2 + v_j^2} \quad (2)$$

مقدار تنش کششی و متعاقب آن تنش برشی

$$\left(\sigma_t + \frac{\sigma_n}{2}\right)^2 = \left(\frac{\sigma_n}{2}\right)^2 + v_{jh}^2 \quad (3)$$

$$v_{jh} = \sqrt{\sigma_t^2 + \sigma_t \sigma_n} = \sigma_t \sqrt{1 + \frac{\sigma_n}{\sigma_t}} \quad (4)$$

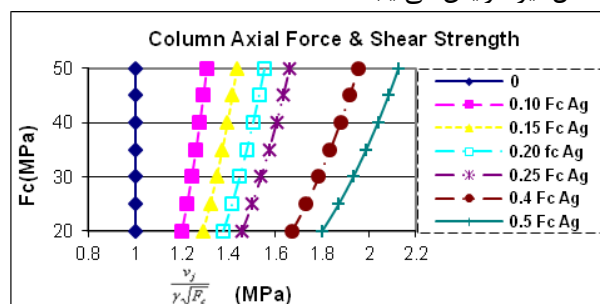
بدست خواهد آمد با فرض $\sigma_t = \gamma \sqrt{f'_c}$ رابطه (4) به صورت زیر تبدیل خواهد شد:

$$v_{jh} = \gamma \sqrt{f'_c} \sqrt{1 + \frac{\sigma_n}{\gamma \sqrt{f'_c}}} \quad (5)$$

با قرار دادن $\sigma_N = \frac{P}{b_j h_c}$ در رابطه (5) مقدار تنش برشی اتصال v_{jh} مساوی با معادله (6) خواهد شد.

$$v_{jh} = \gamma \sqrt{f'_c} \sqrt{1 + \frac{P}{b_j h_c \gamma \sqrt{f'_c}}} \quad (6)$$

با توجه به روابط فوق وجود نیروی محوری باعث افزایش مقاومت برشی اتصال خواهد شد. در نتیجه ترک قطری در گره اتصال به تاخیر خواهد افتاد. تغییرات رابطه (6) با توجه به مقدار نیروی محوری ستون نسبت به مقاومت بتن در شکل (10) نشان داده شده است. در شکل (10) با افزایش مقدار نیروی محوری ستون و همچنین افزایش مقاومت فشاری بتن، تنش برشی اتصال نیز افزایش می یابد.



شکل (10) - تغییرات تنش برش نسبت به مقاومت فشاری بتن و نیروی محوری ستون

همانطور که در شکل (9) نیز مشاهده می شود، منحنی های نمونه آزمایشگاهی و نمونه تحلیلی از ابتدای بارگذاری با اندکی اختلاف دارای رفتار یکسانی هستند. این مشابهت تا حد فاصل بین نیروهای 5000~6000Kgf ادامه دارد که در این نقطه یک شکست و یا تغییر در سختی و مدول الاستیسیته در منحنی مربوط به نمونه آزمایشگاهی رخ می دهد که در منحنی مربوط به نمونه تحلیلی دیده نمی شود. شکست منحنی مربوط به نمونه آزمایشگاهی علاوه بر جاری شدن میلگرد و خرد شدگی بتن، به عواملی همچون لغزش آرماتورهای داخل هسته اتصال و از بین رفتن چسبندگی و اصطکاک بین فولاد و بتن می تواند رخ دهد. بعلت اینکه در مدل اجزای محدود فولاد بصورت درصد حجمی از بتن و دارای پیوستگی کامل با بتن در محلهای مشخص معرفی شده است، این پدیده در مدل عددی اتفاق نمی افتد و منحنی مربوط به این مدل تا زمان جاری شدن فولاد با شیب تقریباً ثابتی بالا می رود.

اینک با اطمینان از درستی مدلسازی رایانه ای به مقایسه نتایج حاصل از نمونه اصلی و دیگر پارامترهای تاثیر گذار پرداخته شده است

5-1- بررسی تاثیر بارگذاری محوری بر روی عملکرد مقاومت برشی اتصال

یکی از مهمترین پارامترهای تاثیر گذار بر عملکرد اتصال، تنش برشی در هسته اتصال می باشد. پانتلیدیس و همکاران (Pantelides al [4] مقدار γ ضریب برش ($v_j = \gamma \sqrt{f'_c}$) تحت بار محوری $0.1 A_g f'_c$ را بین 11/5 الی 13/4 (Psi) ارائه نموده اند. تحت بار محوری $0.25 A_g f'_c$ مقدار γ بین 13 الی 13/8 (Psi) تغییر کرده است. ولی نمونه ای که تحت باری محوری $0.25 A_g f'_c$ قرار گرفته مقدار جذب انرژی آن (حدود 20٪) کمتر از نمونه ای است که بار محوری $0.1 A_g f'_c$ را تحمل کرده است.

تنش برشی از رابطه (1) بدست می آید:

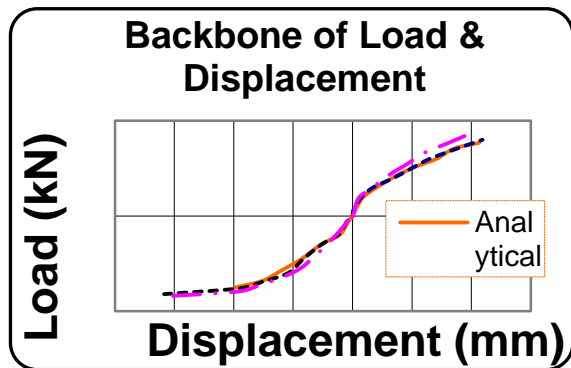
$$v_j = \frac{V_j}{b_j h} \quad (1)$$

که در آن b_j برابر است با عرض موثر گره اتصال که از روابط زیر بدست می آید:

$$b_j = b_c \quad \text{or} \quad (b_w + 0.5h_c) \text{ باشد، } b_c \geq b_w$$

$$b_j = b_w \quad \text{or} \quad (b_c + 0.5h_c) \text{ باشد، } b_c \leq b_w$$

که در این مقاله $b_w = b_c$ است (b_w : عرض تیر، b_c : عرض ستون، h_c : ضخامت سطح مقطع ستون می باشد).



شکل (۱۲) - مقایسه منحنی‌های نیرو - جابجایی نمونه‌های تحلیلی بدون بار محوری و با بار محوری $0.1f'_c A_g$ و $0.25f'_c A_g$

با مقایسه منحنی‌ها در شکل (۱۲) در نمونه‌هایی که بر آن نیروی محوری اعمال شده است تحت نیروهای معادل، تغییر مکانهای کمتری نسبت به نمونه‌هایی که بر آن بار محوری اعمال نشده بوجود آمده است. این کاهش تغییر مکان با افزایش نیروی محوری ستون همچنان ادامه دارد.

حداکثر بار قابل تحمل در نمونه‌ای که تحت بار محوری قرار گرفت نسبت به نمونه‌ای که در آن بار محوری به سیستم اعمال نشده است، افزایش داشته است. بار مقاوم نهایی برای نمونه اصلی تحت تغییر مکان مثبت 7535 Kg (74/92 kN) می باشد. در صورتیکه برای نمونه‌های شامل نیروی محوری $0.1f'_c A_g$ در تغییر مکانهای مثبت 7848 Kg (76/99 kN) و تحت بار محوری $0.25f'_c A_g$ مقدار 8044 Kg (78/92 kN) بدست آمده است. در کل با افزایش نیروی محوری ستون، سختی اتصال به آرامی افزایش می یابد. با توجه به اینکه مدل کامپیوتری تا مرحله خرد شدگی کامل بتن پیش نرفته است، کاهش مقاومت ستون به علت کمناش میلگردها مشاهده نمی شود. این مورد با افزایش نیروی محوری در محدوده خرد شدگی بتن رویت می شود که مورد فوق در آزمایش‌ها انجام گرفته توسط برس و همکاران (Beres, A. et al) [۳۰] نیز ذکر شده است.

۵-۲- تأثیر تیر جانبی بر عملکرد اتصال

افزودن تیر عرضی باعث تغییر در مکانیزم عملکردی اتصال کناری می شود. در این مقاله ابعاد تیر جانبی $400 \times 350 \text{ mm}$ و طول تیرهای عرضی که در دو طرف گره اتصال قرار دارند برابر با 1780 mm می باشد. مشخصات مکانیکی و میلگرد گذاری در تیرهای عرضی شبیه تیر اصلی می باشد (شکل ۱۳). منحنی ماکزیمم نیرو-جابجایی تحت سیکلهای بارگذاری در نمونه اصلی و نمونه با تیر جانبی در شکل (۱۴) دیده می شود.

در نمونه بدون بار محوری، با توجه به رابطه فوق می توان گفت

$$\sigma_t = \nu_j \quad \nu_j = \gamma \sqrt{f'_c} \quad (7)$$

بنابراین آبا (آیین نامه بتن ایران) [۲۷] و مبحث نهم مقررات ملی [۲۸] مقدار برش تحمل شده توسط بتن را به صورت رابطه (۸) ارائه داده است:

$$\nu_c = 0.2\phi \sqrt{f'_c} \quad (8)$$

که تأثیر نیروی محوری در آن لحاظ نشده است.

در رابطه‌های داده شده (۷) و (۸) ترک قطری در گره اتصال با زاویه ۴۵ درجه رخ می دهد.

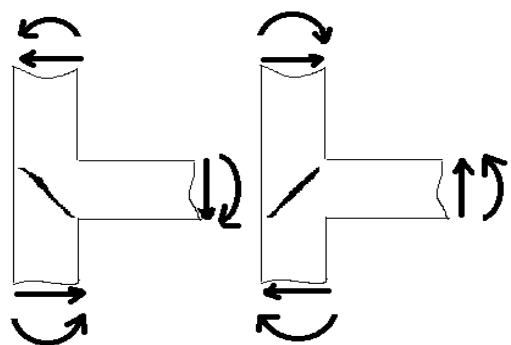
$$(9)$$

$$\tan 2\phi = \frac{\nu_j}{\sigma_n}, \sigma_n = 0.2, \phi = \frac{\pi}{2}, \phi = 45$$

نحوه ترک خوردگی و آسیب در اتصال کناری در شکل (۱۱) نشان داده شده است.

۵-۱-۱- بررسی تحلیلی نیروی محوری بر عملکرد اتصال

با توجه به همخوانی نتایج بدست آمده از مدل آزمایشگاهی و رایانه ای، نمونه کامپیوتری را تحت مقادیر بارهای محوری متفاوت قرار داده و منحنی‌های مقادیر ماکزیمم نیرو - جابجایی نمونه‌های تحت ترکیب بدون بار محوری، $0.1f'_c A_g$ و $0.25f'_c A_g$ و بارگذاری رفت و برگشتی در شکل (۱۲) ارائه شده است.

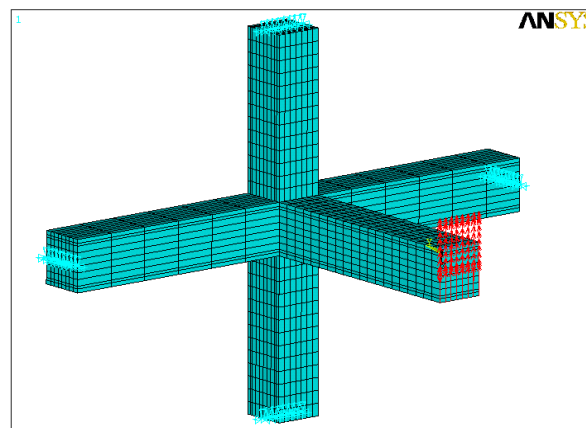


شکل (۱۱) - ترک و آسیب ایجاد شده در اتصال کناری

ادامه تحلیل نیست. این مورد در نمونه های دیگری که ترک عرض عضو را در بر می گیرد نیز رخ می دهد.

مقدار بار مقاوم نهایی برای نمونه اصلی تحت تغییر مکان مثبت 7535 Kg می باشد در صورتیکه در نمونه با تیر جانبی مقدار بار نهایی در همان راستا 8829kgf می باشد. این نشان از افزایش مقاومت ۱۷ درصدی نمونه با تیر جانبی نسبت به نمونه بدون تیر جانبی دارد.

در تمامی نمونه ها، اولین ترک خوردگی در سیکل سوم و در تیر رخ داده است. این مورد بیانگر این واقعیت است که نیروی محوری و تیرهای عرضی نقش چندانی در محل و شماره سیکل



شکل (۱۳) - نمای سه بعدی نمونه با تیرهای عرضی

اولین ترک خوردگی ندارد. محل وقوع ترک در محلی حدود $h \sim 1/\delta h$ (ارتفاع تیر) از بر ستون وجود آمده است.

۶- مقایسه عامل مقاومت برشی در نمونه ها

با توجه به اینکه در اکثر آیین نامه ها [۵،۹،۱۰] مقدار تنش برشی، مقداری برابر $\gamma \sqrt{f'_c}$ می باشد در این مقاله مقایسه ای بین مقادیر γ (فاکتور مقاومت برشی) از آزمایش و آنالیزهای انجام گرفته صورت پذیرفته است. در نهایت به بررسی تنش برشی اتصال و مقایسه نتایج بدست آمده با مقادیر پیشنهادی چند آیین نامه مختلف در این زمینه پرداخته است:

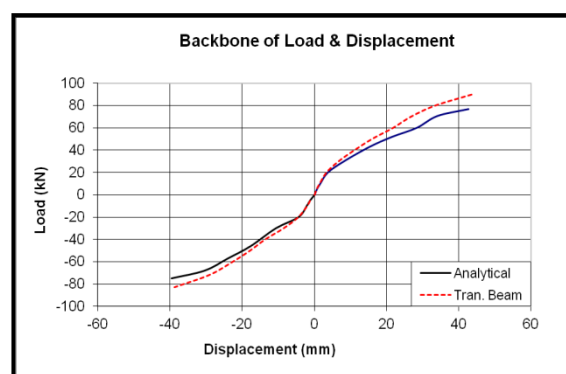
FEMA-355 [۳۱] فاکتور مقاومت برشی را بصورت زیر برای نمونه بدون تیر جانبی و با تیر جانبی ارائه شده است:

اتصال تیر به ستون بدون تیر جانبی $\gamma = 0.083 \times 6 = 0.498 MPa$
 اتصال تیر به ستون با تیر جانبی $\gamma = 0.083 \times 8 = 0.664 MPa$

در ACI 352 [9] پارامتر تاثیر تنش های محوری در مقاومت برشی گره اتصال لحاظ شده بود ولی در سالهای اخیر در این آیین نامه نقش نیروهای محوری وجود ندارد، بنابراین آیین نامه ACI 352 R-02 [۵] فاکتور مقاومت برشی را بصورت زیر محاسبه می کند:

برای نمونه کناری بدون تیر عرضی $\gamma = 0.083 \times 15 = 1.245 MPa$
 برای نمونه کناری با تیرهای عرضی $\gamma = 0.083 \times 12 = 0.996 MPa$

مقدار ارائه شده در استاندارد نیوزلند (NZS 3101-1995) [۳۲] برای تنش برشی گره اتصال، پارامترهایی همچون مقاومت فشاری بتن، مساحت میلگردهای تیر، خاموت های مورد استفاده در گره اتصال و نیروی محوری ستون تاثیر گذار می باشد و با توجه به عوامل تاثیر گذار رابطه های زیر ارائه شده است.



شکل (۱۴) = مقایسه منحنی ماکزیمم نیرو - جابجایی نمونه اصلی و نمونه همراه با تیرهای عرضی

با توجه به سختی پیچشی تیر جانبی که کمک به سختی خمشی تیر بارگذاری شده می کند و همچنین خاصیت محصور شدگی تیرهای عرضی، سختی اتصال افزایش یافته است. در نیروهای اعمالی یکسان جابجایی انتهای تیر محصور شده با تیر جانبی در مقایسه با نمونه شاهد، در نمونه با تیر جانبی کمتر از نمونه اصلی می باشد که این اختلاف در جابجایی انتهای تیر با افزایش بار، بوضوح دیده می شود. این مورد تا زمانیکه تیرهای عرضی ترک نخورده و آسیب ندیده وجود دارد، زیرا بعد از ترک خوردگی و خرد شدگی بتن، نه تنها سختی پیچشی تیرهای عرضی و تاثیر آن در سختی خمشی سیستم کمتر شده بلکه نقش محصور شدگی بتن توسط تیرهای عرضی نیز کم رنگ تر می شود. موارد فوق را در نمونه های تحلیلی صورت گرفته نمی توان کاملاً بدست آورد. چون در برنامه کامپیوتری بر اثر رشد ترک در طول عضو و قرار گیری سختی معادل صفر در سیستم، هنگامیکه ترانهاده ماتریس سختی قرار است بدست آید از تقسیم عدد بر مقادیر صفر جوابی معادل بی نهایت بدست خواهد آمد که امکان

ارائه شده است:

(۱۰)

$$v_{jh} = \frac{f'_c}{6\alpha_j} \frac{f_{yh,h} A_{sh,h}}{f_{yh} A_s}$$

(۱۱)

$$\alpha_j = 1.4 - 1.6 \frac{\sigma_a}{f'_c} \geq \frac{1}{15} \frac{f'_c A_g}{f_{yh} A_s}$$

$$v_r = v_c + v_s \leq 5v_c = 5 \times 0.2 \times \Phi_c \sqrt{f'_c} = 0.6 \sqrt{f'_c} \quad (۱۳)$$

نتایج حاصل در این مقاله با معیارهای آیین نامه های ذکر شده در جدول شماره (۳) ارائه شده است. همانگونه که از مقادیر ارائه شده در جدول مشخص است، مقدار ارائه شده در آیین نامه بتن ایران [۲۷] و مبحث نهم مقررات ملی [۲۸] کمی از مقدار پیشنهادی FEMA 356 بیشتر می باشد. گرچه در FEMA 356 [۳۱] ضریبی همچون ۱/۵ برای تبدیل مشخصات کرانه پایین به مشخصات مورد نظر وجود دارد.

ACI 352 R-02 [۵] مقادیر محافظه‌کارانه‌تری نسبت به آیین‌نامه FEMA 356 [۳۰] ارائه کرده است و اختلاف بین این دو مرجع در حدود ۲ برابر می‌باشد.

نتایج بدست آمده از تحلیل با مقادیر پیشنهادی توسط آبا [۲۷] و مبحث نهم [۲۸] بجز حالتی که بار محوری در اتصال اعمال شده است، بیشتر می باشد. ولی تمامی مقادیر بدست آمده از مقادیر پیشنهادی توسط ACI 352 R-02 [۵] کمتر ولی از مقادیر پیشنهادی توسط FEMA356 [۳۱] بیشتر می باشد. در مقایسه مقادیر تحلیل با مقادیر ارائه شده توسط استاندارد نیوزلند (NZS 3101-1995) [۳۲] مقادیر تحلیل به حداقل مقادیر ارائه شده توسط استاندارد فوق الذکر نزدیکتر است.

۷- مقایسه سختی سیستم در حالت های مختلف

سختی سیستم در هر گام بارگذاری با توجه به منحنی حداکثری که از نقاط حداکثر منحنی رفت و برگشتی عبور کرده، بدست می آید. با توجه به اینکه نمونه تحلیلی بر مبنای یکسان بودن سختی اولیه نمونه تحلیلی با سعی و خطا، مساوی سختی نمونه آزمایشگاهی انتخاب شده است، در ابتدا بارگذاری، بین سختی نمونه تحلیلی و نمونه آزمایشگاهی همخوانی وجود دارد. ولی بعد از ترک خوردگی مقدار کاهش در سختی نمونه تحلیلی نسبت به نمونه آزمایشگاهی به عللی همچون مدل نکردن کاهش پیوستگی میلگرد و بتن، ریخته شدن پوشش بتن و غیره کمتر بوده است.

مقادیر پیشنهادی NZS 3101-1995	مقادیر پیشنهادی FEMA-356 (اعداد داخل پارانترز با در نظر گرفتن ضریب 1.5)		مقادیر پیشنهادی ی توسط ACI 352R 02	مقادیر حداکثر پیشنهادی دی توسط آبا مبحث نهم	مقدار بدست آمده در این تحقیق	فاکتور مقاومت برشی (γ) $v_j = \gamma \sqrt{f'_c}$
	حداکثر	حداقل				
۰/۹۷۹	۰/۶۸	۰/۴۹۸ (۰/۶۰۹)	۰/۹۹۶	۰/۶	۰/۷۴	نمونه آزمایشگاهی
۰/۹۷۹	۰/۶۸	۰/۴۹۸ (۰/۶۰۹)	۰/۹۹۶	۰/۶	۰/۶۲	نمونه تحلیلی (شبه نمونه آزمایشگاهی)
۰/۹۷۹	۰/۶۸	۰/۴۹۸ (۰/۶۰۹)	۰/۹۹۶	۰/۷۲	۰/۶۴	نمونه تحلیلی با بار محوری معادل $0.1 f'_c A_g$
۰/۹۷۹	۰/۶۸	۰/۴۹۸ (۰/۶۰۹)	۰/۹۹۶	۰/۹	۰/۶۸	نمونه تحلیلی با بار محوری معادل $0.25 f'_c A_g$
۰/۹۷۹	۰/۶۸	۰/۶۶۴ (۰/۸۱۲)	۱/۲۴۵	۰/۶	۰/۷۳	نمونه تحلیلی با تیرهای عرضی

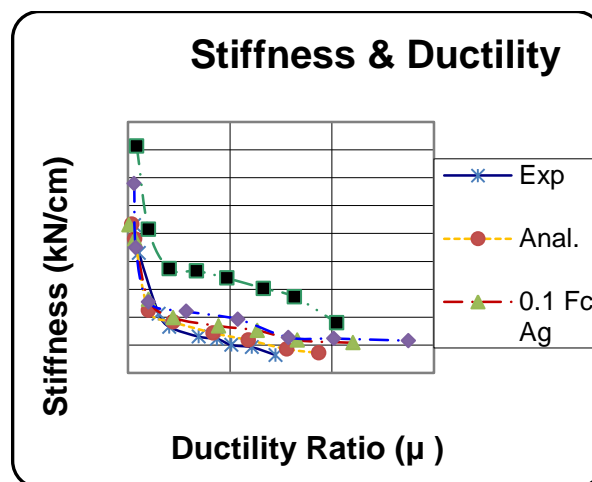
جدول (۲)-مقایسه پارامترهای بدست آمده از این تحلیل با مقادیر ارائه شده در آیین نامه ها

در رابطه های فوق f'_c مقاومت فشاری بتن، $F_{yh,h}$: مقاومت کششی خاموت ها، $A_{sh,h}$: مساحت خاموت افقی، A_s : مساحت میلگردهای بالا و پایین تیر (هر کدام بیشتر است)، σ_a تنش های ناشی از بار محوری ستون می باشد. که در هر حال باید تنش برشی ایجاد شده در گره اتصال بین مقادیر زیر باید باشد.

$$0.14 f'_c \leq v_{jh} \leq 0.20 f'_c \quad (۱۲)$$

گرچه آیین نامه بتن ایران (آبا) [۲۷] و مبحث نهم مقررات ملی [۲۸] معیاری برای طراحی گره اتصال بطور مشخص ارائه نکرده است ولی مقدار برش قابل تحمل توسط اعضای سازه های بتن مسلح را حاصل جمعی از برش قابل تحمل توسط بتن و میلگرد های برشی اعلام کرده است که به صورت رابطه (۱۳)

گردد. با توجه به بررسی وضعیت ترک در اتصال تیرهای عرضی از ایجاد شکست در هسته اتصال جلوگیری می کنند. افزایش نیروی محوری باعث افزایش سختی اتصال در محدوده الاستیک و افزایش بار مقاوم نهایی اتصال می شود. انتخاب یک مقدار ثابت برای سختی سیستم ترک خورده بدون در نظر گرفتن مقدار شکل پذیری معقولانه به نظر نمی رسد. لازم است مقدار سختی مؤثر سیستم با در نظر گرفتن شکل پذیری سیستم و با حد سرویس دهی و سطح عملکرد سیستم انتخاب شود. بطوریکه سختی مؤثر سیستم در شکل پذیری تغییر مکانی $\mu_{\Delta} = 5$ ، 20٪ سختی اولیه سیستم می باشد.



شکل (۱۵) - کاهش مقدار سختی سیستم بر حسب مقادیر شکل پذیری

۹- مراجع

- [۱] Kim, J. and LaFave, J. M., "Joint Shear Behavior of Reinforced Concrete Beam Column Connections subjected to Seismic Lateral Loading", NSEL Report Series, Report No. NSEL020, November, 2009.
- [۲] Park, R., "A Static-Force Based Procedure for the Seismic Assessment of Existing Reinforced Concrete Moment Resisting Frames", Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, Vol.30, No.3, September 1997.
- [۳] وطنی اسکویی، اصغر، "مطالعه عملکرد لرزه ای اتصال تیر به ستون کناری بتن مسلح"، دومین کنفرانس بین المللی بتن و توسعه، تهران، ایران، اردیبهشت ۱۳۸۴.
- [۴] Pantelides, C.P., Clyde, C. and Reaveley, L.D., "Performance-Based Evaluation of R/C building Exterior Joints for Seismic Excitation" Earthquake Spectra, Vol. 18, No. 3, 2002.
- [۵] ACI-ASCE Committee 352. Recommendations for Design of Beam-Column Joints in Monolithic Reinforced Concrete Structures, June 2002.
- [۶] Hanson, N.W., Conner, H.W., "Seismic Resistance of Reinforced Concrete Beam-Column Joints", Journal of Structural Division, ASCE, V. 93, ST. 5, Oct 1967.
- [۷] Ehsani, M. R. and Wight, J. K., "Exterior Reinforced Concrete Beam to Column Connection Subjected to Earthquake-Type Loading", ACI journal, pp. 402- 499, 1985.
- [۸] Durrani, A. J., and Wight, J. K., "Experimental and Analytical Study of Internal Beam to Column Connections Subjected to Reversed Cyclic Loadings", Report No. UMEE 82R3, Department of Civil Engineering, University of

نیروی محوری کم $0.1f_c'Ag$ تاثیر زیادی بر روی سختی سیستم ندارد ولی در نیروی محوری $0.25f_c'Ag$ سختی اولیه سیستم نسبت به حالت بار محوری کم و بدون بار محوری دارای افزایش می باشد، ولی بعد از شکل پذیری تغییر مکانی (μ_{Δ}) حدود 2.5 سیستم دچار کاهش بیشتری نسبت به نمونه های دیگر شده است. این مورد می تواند با خرد شدگی بیشتر و کماتش میلگردهای طولی بیان شود. گرچه در تمامی نمونه های انجام شده سختی نمونه ها تا شکل پذیری تغییر مکانی حدود $\mu_{\Delta} = 2.5$ یک سیر نزولی سریع را داشته اند و بعد از آن، مقدار کاهش در سختی زیاد نیست (شکل ۱۵) همانگونه که قبلا تخمین زده می شد نمونه با تیرهای جانبی در تمامی مراحل بارگذاری در این مقاله سختی بیشتری نسبت به دیگر نمونه ها دارد.

۸- نتیجه گیری

با انجام آزمایش اتصال تیر به ستون کناری و مقایسه نتایج بدست آمده با نتایج دیگر محققین مشخص است که مقادیر ارائه شده در ACI 352 R-02 [۵] محافظه کارانه تر از مقادیر دیگر آیین نامه ها می باشد. در رابطه های ارائه شده در این مقاله، تاثیر نیروهای محوری بررسی شده است ولی تغییرات در مقادیر نیروهای محوری در مقاومت برشی و سختی اتصال به اندازه مقاومت فشاری بتن نمی باشد. تیر های عرضی بر مقاومت برشی و سختی اتصال بیشتر از مقدار نیروی محوری، تاثیرگذار می باشد. وجود تیرهای عرضی باعث کاهش تغییر مکان انتهای آزاد تیر (افزایش سختی اتصال) و افزایش بار مقاوم نهایی می شود. وجود تیر های جانبی (عرضی) بدون بارگذاری مستقیم بر آنها، باعث بهبود رفتار کلی اتصال می

- [۲۰] Megget, L.M., "Cyclic Behavior for Exterior Reinforced Concrete Beam-Column Joints", Bull. N.Z. Nat. Soc. Earth. Eng., 7 (1), 1974.
- [۲۱] Pantazopoulou, S.J. and Bonacci, J.F., "Consideration of Questions about Beam-Column Joints", ACI, Structural Journal, 89(1), 1992.
- [۲۲] Tsouros, A.G., Tegos, I.A. and Penelis, G.G., "Influence of Axial Force Variation on the Seismic Behavior of Exterior Beam-Column Joints", Euro. Earthquake Eng. 3, 1995.
- [۲۳] Baglin, P.S. and Scott, R.H., "Finite Element Modeling of Reinforced Concrete Beam-column Connection", ACI, Structural Journal, V. 97, No. 6, 2000.
- [۲۴] Hegger, J., Shrif, A. and Roeser, W., "Nonlinear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Beam-column Connection", ACI, Structural Journal, V. 101, No. 5, 2005.
- [۲۵] مستوفی نژاد، داود و سبحانی، جعفر، "مطالعه رفتاری و طبقه بندی اتصالات بتن آرمه در بار نهایی"، نشریه دانشکده فنی، جلد ۳۷، شماره ۲، شهریور ۱۳۸۲.
- [۲۶] Raphael, B.P., "Tensile Strength of Concrete", ACI, Structural Journal, 1984.
- [۲۷] "سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور"، آیین نامه بتن ایران (آبا) "تجدید نظر اول - نشریه شماره ۱۲۰-۱۳۸۲.
- [۲۸] دفتر امور مقررات ملی ساختمان، "مبحث نهم - طرح و اجرای ساختمان های بتن آرمه"، ۱۳۸۸.
- [۲۹] ANSYS, ANSYS User's Manual, Revision 5.4, ANSYS, Inc., Canonsburg, Pennsylvania, 1996.
- [۳۱] Beres, A., Pessiki, S.P., White, R.N. and Gergely, P., "The Seismic Behavior of Gravity Load Designed RC Beam to Column Connection", Earthquake Spectra, Vol. 12, No. 2, 1996.
- [۳۲] ASCE, "Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings", FEMA 356, Washington D.C., 2000.
- [۳۳] NZS 3101: Part 1: 1995, "Concrete structures Standard", New Zealand, 1995.
- [۹] Michigan, Ann Arbor, Mich., 275, 1982.
- [۹] ACI-ASCE Committee 352, "Recommendations for Design of Beam Column Joints in Monolithic Reinforced Concrete Structures", ACI Journal, Vol. 82, No. 3, pp. 266- 283, May- June 1985.
- [۱۰] ACI-ASCE Committee 352, Recommendations for design of Beam-Column Joints in Monolithic Reinforced Concrete Structures, ACI 352R- 91, Re-approved, 1997.
- [۱۱] مقصودی، علی اکبر، "تحلیل شکل پذیری محل اتصال در اعضا ساخته شده از بتن خود متراکم (SCC)"، مجله تحقیقات بتن - زمستان ۸۷، شماره ۲، ص ۹۰-۱۸، ۱۳۸۷.
- [۱۲] مقصودی، علی اکبر، محمدی ینگچه، مسعود، "مفصل پلاستیک در تیر- ستونهای بتن مسلح با بتن خود متراکم مقاومت بالا (SCHSC)"، چهارمین کنگره ملی مهندسی عمران، دانشگاه تهران، اردیبهشت ۱۳۸۷.
- [۱۳] Ha, G. J., Kim, J. K. and Chung L., "Response of Reinforced High-Strength Concrete Beam-Column Joints Under Load Reversals", Magazine of Concrete Research, Vol. 44, No. 160, pp. 175- 184, 1992.
- [۱۴] مقصودی، علی اکبر، فرخ قاطع، حمید و اکبرزاده بنگر، حبیب، "شکل پذیری و حالت نهایی محل اتصال دراعضای ساخته شده از بتن خود تراکم (SCC)"، اولین همایش بین المللی مقاوم سازی لرزه ای، تبریز، ایران، ۱۳۸۵.
- [۱۵] مقصودی، علی اکبر و مستی، کامران، "شکل پذیری و طول (قطر) مفصل در اتصال های بتن ارمه با بتن خود تراکم (SCC) و مدل اجزای محدود"، مهندسی عمران شریف، دوره ۲-۲۶، شماره ۱، خرداد ۱۳۸۹.
- [۱۶] Ganesan, N., Indira P.V. and Abraham, R., "Steel Fiber Reinforced High Performance Concrete Beam-Column Joints Subjected to Cyclic Loading", ISET Journal of Earthquake Technology, Vol. 44, No. 3- 4, pp. 445- 456, Sept. Dec, 2007
- [۱۷] Shannag, M.J., Abu-Dyaa, N. and Abu-Farsakh, G., "Lateral Load Response of High Performance Fiber Reinforced Concrete Beam-Column Joints", Construction and Building Materials, Vol. 19, No. 7, pp. 500- 508, 2005.
- [۱۸] Brooke, N. J., Megget, L. M., and Ingham, J. M., "Bond Performance of Interior Beam-Column Joints with High-Strength Reinforcement", ACI Structural Journal, V. 103, No. 4, July- August 2006.
- [۱۹] Kim, J. and LaFave, J. M., "Key influence parameters for the joint shear behaviour of reinforced concrete (RC) beam-column connections", Engineering Structures 29, pp. 2523- 2539, 2007.

۱۰- زیر نویس ها

۱ ANSYS
 ۲ Backbone