



دانشگاه صنعتی امیرکبیر
(پلی تکنیک تهران)

سال چهل و پنج، شماره ۱، تابستان ۱۳۹۲، صفحه ۸۱ تا ۹۶
Vol. 45, No.1, Summer 2013, pp. 81-96



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

اثر بتن خودتراکم بر رفتار اتصالات خارجی تیر - ستون بتنی

حمید شیرازی^۱، محمدرضا اصفهانی^{۲*}

۱ استادیار دانشکده مهندسی دانشگاه آزاد اسلامی واحد مشهد

۲ استاد دانشکده مهندسی دانشگاه فردوسی مشهد

(دریافت ۱۳۸۹/۶/۳۰، پذیرش ۹۲/۳/۲۹)

چکیده

در این پژوهش، رفتار اتصالات خارجی بتنی ساخته شده از بتن معمولی (NC) و خودتراکم (SCC) مورد بررسی قرار گرفته است. عامل‌های مورد بررسی شامل نوع خم میلگردهای طولی تیر، میلگردهای عرضی هسته اتصال و نوع بتن مصرفی هستند. مطالعه رفتار اتصال تحت اثر عامل‌های مورد نظر در دو بخش آزمایشگاهی و تحلیلی بررسی شده است. در بخش آزمایشگاهی، تعداد ۱۰ نمونه اتصال خارجی بتنی با مقیاس ۱/۲ ساخته شده و تحت اثر نیروی محوری ثابت در ستون و بارگذاری رفت و برگشتی در تیر آزمایش شده است. در بخش تحلیلی، نمونه‌های مورد نظر با استفاده از نرم‌افزار ABAQUS مدل سازی و تحلیل شده اند. ظرفیت‌های به دست آمده از روش تحلیلی برابری خوبی با نتایج آزمایشگاهی دارند. نتایج تحقیق نشان می‌دهد که استفاده از بتن خودتراکم علاوه بر سهولت در اجرا، موجب افزایش کارایی و شکل پذیری اتصال و افزایش چسبندگی بتن با میلگرد می‌شود. برای استفاده از کارایی بتن خودتراکم، اجرای آن در تمام اتصال ضروری نیست و می‌توان از آن فقط در ستون یا در محدوده هسته استفاده نمود. از طرف دیگر، افزایش مقاومت بتن در صورت ثابت بودن درصد آرماتور مقطع می‌تواند موجب تغییر سازوکار شکست اتصال از حالت برشی در هسته به حالت خمشی در تیر شود.

کلمات کلیدی

اتصال خارجی تیر - ستون بتنی، اجزاء محدود، بتن خودتراکم، نمودار هیستریزیس

* نویسنده مسئول وعهده دار مکاتبات Email: Esfahani@um.ac.ir

۱- مقدمه

ساختمان، مجموعه‌ای از اجزای سازه‌ای است که به وسیله اتصالات به یکدیگر پیوند یافته‌اند. اگر اتصال صحیح طراحی نشود، این پیوند به صورت حلقه‌ای ضعیف شده و ایمنی و خدمت‌دهی ساختمان را دچار مخاطره می‌سازد. اتصال تیر-ستون در یک قاب بتنی به‌عنوان یکی از نقاط بحرانی سازه همواره مورد توجه محققین بوده است. مشاهداتی که پس از هر زلزله بر روی سازه‌های آسیب دیده انجام شده است و گستردگی عامل‌های موثر بر رفتار اتصال موجب شده است تا مطالعات و آزمایش‌های بسیاری برای بررسی رفتار اتصال تحت بارهای شبیه‌سازی شده زلزله انجام شود. با افزایش مقاومت بتن در سازه‌های بتن مسلح، ابعاد اعضای سازه‌ای کوچک شده و در نتیجه، تراکم آرماتور در ستون‌ها، دیوارهای برشی و به ویژه در اتصالات بیشتر می‌شود.

بررسی خسارت وارده در اثر زلزله به قاب‌های بتن مسلح بیانگر آن است که حداکثر خسارات وارده به این نوع قاب‌ها در ناحیه اتصال تیر به ستون رخ می‌دهد که خود ناشی از شکل‌پذیری و مقاومت کمتر نسبت به اعضای وارد شده به آن است. یکی از عوامل شکل‌پذیر نبودن اتصال، لغزش میلگردها به علت ناکافی بودن طول مهاری در آنها است. با توجه به ماهیت نوسانی بارهای زلزله، بخش بالایی و پایینی مقطع تیر در ناحیه اتصال به طور متناوب تحت اثر نیروهای کشش و فشار قرار گرفته و کمبود طول مهاری میلگردها موجب کاهش شدید مقاومت پیوستگی بتن با فولاد خواهد شد. از جایی که نیروی کششی میلگرد، حاصل تنش‌های پیوستگی سطح جانبی آن با بتن است، کاهش مقاومت پیوستگی موجب کاهش شدید مقاومت کششی میلگردهای تحتانی تیر و به دنبال آن، افت ظرفیت باربری جانبی کل سازه می‌شود. لغزش میلگردها باعث دوران تیر نسبت به ستون در ناحیه اتصال و کاهش سختی جانبی سازه خواهد شد. اتصال خارجی تیر-ستون فقط هنگامی وظیفه خود را به طور کامل انجام می‌دهد که بتوان از انهدام ناگهانی آن ناشی از بازشدگی ناحیه خم آرماتورها جلوگیری نمود. این نتیجه‌گیری، اهمیت وجود میلگردهای عرضی در ناحیه اتصال را به خوبی نشان می‌دهد. از سوی دیگر، اجرای میلگردهای عرضی در هسته اتصال علاوه بر مشکلات اجرایی، موجب تراکم بالای فولاد در این ناحیه شده و بتن‌ریزی را با مشکل مواجه می‌نماید. به این دلیل تحقیقات زیادی توسط محققین برای افزایش کارایی اتصال با تغییر جزئیات آرماتوربندی یا نوع بتن مصرفی انجام شده است. اثر جزییات آرماتورهای طولی تیر بر رفتار اتصالات خارجی توسط اسکات [۱] بررسی شد. در این تحقیق، سه روش

آرماتورگذاری شامل ایجاد خم در میلگرد کششی تیر به سمت بالا، پایین و حالت U شکل، مورد مطالعه قرار گرفت. سایر عامل‌ها عبارت بودند از عمق تیر، درصد آرماتورهای اصلی تیر و نیروی محوری ستون. پانزده نمونه اتصال خارجی تیر-ستون مورد آزمایش قرار گرفت و کرنش‌های ایجادشده در میلگردهای تیر و ستون به دقت بررسی شد. نتایج آزمایشگاهی نشان دادند، در نمونه‌هایی که در آنها تیرها دارای ۱٪ آرماتور بودند و ستون نیز دارای نیروی فشاری زیاد بود گسیختگی با ایجاد مفصل خمیری در تیر همراه اتفاق افتاد. در نمونه‌هایی که نیروی محوری ستون‌ها کمتر بود حالت گسیختگی به حالت شکست برشی در اتصال تغییر یافت. بنابراین پیشنهاد گردید که رفتار یک اتصال باید متأثر از موقعیت آن در سازه باشد.

عبدالفتاح و وایت [۲] اثر گل‌میخ^۱ را در اتصالات داخلی مورد بررسی قرار دادند. نتیجه کار، نشان از افزایش ظرفیت و شکل‌پذیری نمونه‌ها داشت. هم‌چنین والاس و همکارانش [۳] تعدادی آزمایش بر روی اتصالات خارجی و نیز اتصالات گوشه انجام دادند و نتیجه گرفتند که استفاده از گل‌میخ روشی است که علاوه بر سادگی اجرا در اتصال، گیرداری کافی برای جلوگیری از لغزش میلگردهای تیر ایجاد می‌کند. کنگ و همکارانش [۴] تحقیقات خود را در این زمینه بر روی اتصالات خارجی انجام دادند. آنها اثراتی مانند اندازه، شکل و نحوه اتصال میله‌ها را در اتصال مورد بررسی قرار دادند. نتیجه کار آنها بر روی دو نمونه اتصال خارجی با مقیاس کامل تحت اثر بارهای چرخه‌ای، نشان داد که استفاده از گل‌میخ به جای خم در میلگردهای طولی تیر موجب بهبود رفتار اتصال و قابلیت جذب انرژی بیشتر در آن می‌شود.

برای بررسی اثر انواع بتن در رفتار اتصالات، مطالعات گوناگونی انجام شده است که از آن جمله می‌توان به کاربرد بتن الیافی و بتن سبک اشاره نمود. نخستین تحقیقات موجود در زمینه کاربرد بتن مسلح الیافی^۲ در اتصالات تیر-ستون متعلق به هنگر [۵] است. در این تحقیق، دو اتصال با مقیاس کامل ساخته شد که در اتصال دوم به جای آرماتور برشی در ناحیه اتصال بتن الیافی استفاده شد. نتیجه آزمایش نمونه‌ها تحت بارهای شبه‌استاتیکی نشان داد که نمونه ساخته شده با بتن الیافی دارای ظرفیت خمشی بالاتر، شکل‌پذیری بهتر، سختی بیشتر و فرایند مناسب‌تر در ایجاد خسارت است. هنگر [۵] نتیجه گرفت که بتن الیافی می‌تواند جایگزین قلاب‌ها در ناحیه اتصال شده و موجب کاهش هزینه و سهولت اجرا شود. پس از آن تحقیقات بسیاری توسط محققین متعدد در این زمینه انجام شد که در بیشتر آنها بتن الیافی فقط در ناحیه اتصال و بخش‌های مجاور آن از تیر و ستون اجرا می‌شد.

معمولی، دارای سختی و شکل پذیری بیشتر و قابلیت بهتر در کنترل ترک‌ها است. در این تحقیق سعی شده است تا اثر استفاده از بتن خودتراکم و تفاوت آن با بتن معمولی در اتصالات خارجی تیر-ستون بتنی مورد بررسی قرار گرفته و علاوه بر آن با تغییر جزئیات میلگردهای هسته مانند تغییر شکل و محل خم میلگردهای طولی تیر در محل هسته اتصال و تغییر میلگردهای عرضی هسته، کارایی این نوع بتن در شرایط مختلف آرماتورها نشان داده شود.

۲- برنامه آزمایش

۲-۱- نمونه‌ها

در بخش آزمایشگاهی این تحقیق، تعداد ۱۰ نمونه اتصال خارجی با مقیاس ۱/۲ ساخته شده و مورد آزمایش قرار گرفته است. در پنج عدد از این نمونه‌ها، میلگردهای طولی تیر دارای خم ۹۰ درجه و در پنج نمونه دیگر دارای خم ۱۳۵ درجه در محل اتصال هستند. برای نمونه‌ها از دو نوع بتن معمولی و خودتراکم استفاده شده است. ابعاد نمونه‌ها، نوع بتن مصرفی و نحوه آرماتوربندی آنها در شکل‌های (۱) و (۲) دیده می‌شود.

نمونه‌های آزمایشگاهی به صورت کلی abcd نام‌گذاری شده‌اند. a معرف نحوه بتن‌ریزی اتصال است و شامل حالت‌های A، C و J می‌باشد. A: تمام اتصال از یک نوع بتن (معمولی یا خودتراکم) ساخته شده است؛ C: ستون از بتن خودتراکم و تیر از بتن معمولی ساخته شده است و J: ناحیه هسته از بتن خودتراکم و سایر قسمت‌ها از بتن معمولی ساخته شده‌اند. b معرف نوع بتن است و شامل N: بتن معمولی و S: بتن خودتراکم می‌باشد. C معرف مقاومت فشاری نمونه استاندارد بتن است و شامل 1: $f'_c = 30 \text{ MPa}$ و 2: $f'_c = 45 \text{ MPa}$ می‌باشد. همچنین، d معرف نوع خم میلگردهای طولی تیر است و شامل X: خم ۹۰ درجه و Y: خم ۱۳۵ درجه است.

در نمونه‌های AN2x، AS2x، CS2x، JS2x و AS1x (شکل ۱)، خم فولاد طولی تیر ۹۰ درجه است با این تفاوت که در نمونه AN2x تمام اتصال از بتن معمولی و در نمونه‌های AS2x و AS1x از بتن خودتراکم ساخته شده است. همچنین، در نمونه CS2x، بتن خودتراکم فقط در ستون و در نمونه JS2x فقط در محدوده هسته به کار رفته و در قسمت‌های دیگر اتصال، بتن معمولی وجود دارد.

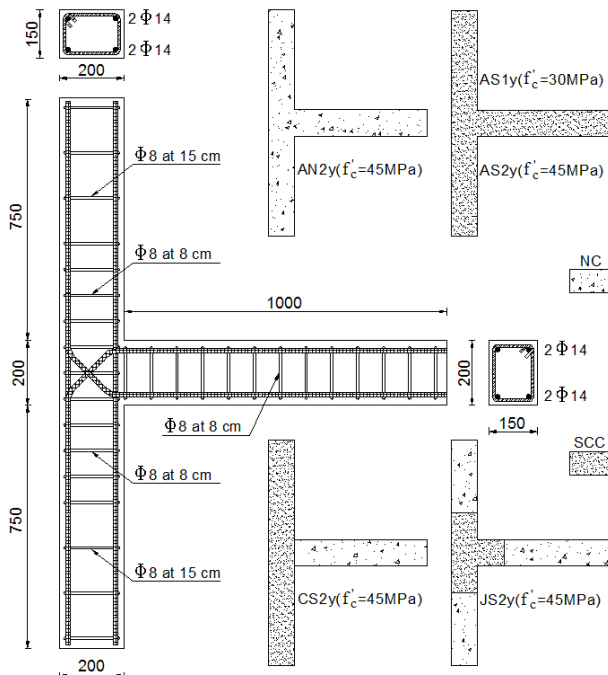
در نمونه‌های AN2y، AS2y، CS2y، JS2y و AS1y (شکل ۲)، خم فولاد طولی تیر ۱۳۵ درجه است با این تفاوت که در نمونه AN2y تمام اتصال از بتن معمولی و در نمونه‌های

برترو و همکارانش [۶] مقایسه‌ای بین کارایی بتن معمولی و بتن سبک در رفتار اتصالات تیر-ستون انجام دادند. عامل اصلی مورد بررسی در این تحقیق آزمایشگاهی، پیوستگی میلگردهای گذرنده از ناحیه اتصال بود. نمونه‌ها تحت بار یکنواخت رفتار مشابهی داشتند اما در بارگذاری چرخشی رفتار نمونه‌های ساخته شده با بتن سبک ضعیف‌تر از بتن معمولی دیده شد. برترو و همکارانش [۶] ابراز داشتند که جابجایی مفصل خمیری در تیر به فاصله دور از وجه ستون می‌تواند در جلوگیری از تسلیم شدن میلگردهای تیر در مجاورت ستون و لغزش آنها در ناحیه اتصال موثر باشد.

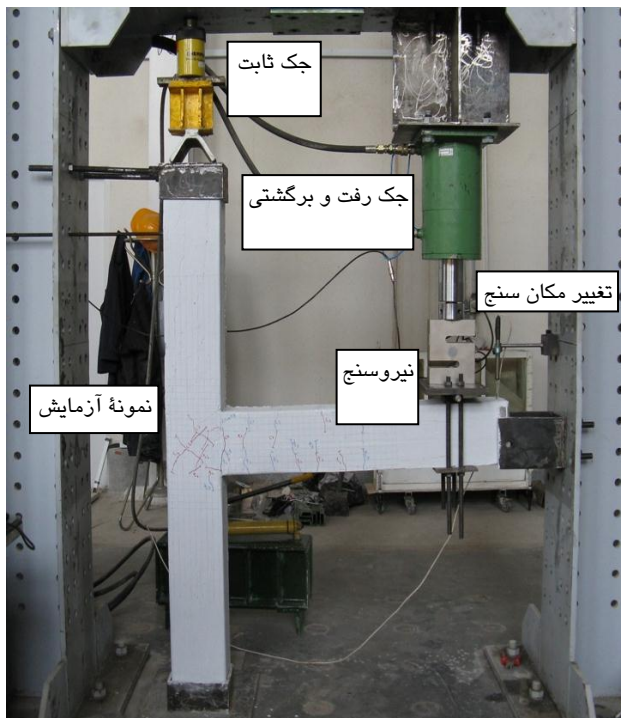
در یک دهه گذشته، بتن خودتراکم^۳ به علت روانی و قابلیت اجرا در نقاط پر آرماتور، کاربرد بیش تری در سازه‌های بتنی پیدا کرده است. این نوع بتن تحت اثر وزن خود و بدون نیاز به لرزش، متراکم شده و روانی آن حتی از بتن با کارایی بالا^۴ نیز بیشتر است. بتن با کارایی بالا دارای دانه‌بندی ریزتری نسبت به بتن خودتراکم بوده و اسلامپ آن نیز بزرگ‌تر است [۷، ۸]. به این دلیل، استفاده از بتن خودتراکم در اعضای پر میلگرد مانند ستون‌ها و اتصالات مناسب است. علاوه بر سادگی اجرا، برخی از مطالعات نشان داده‌اند که پیوستگی بتن خودتراکم با میلگردها و همچنین شکل‌پذیری آن از بتن معمولی بیش‌تر بوده [۹، ۱۰، ۱۱] و در مواردی نیز، سختی، مقاومت و شکل‌پذیری کم‌تری نسبت به بتن معمولی داشته است [۱۰، ۱۲]. برای ایجاد روانی مناسب در بتن خودتراکم لازم است تا درصد وزنی درشت‌دانه‌ها تا حد امکان کاهش داده شود. به طور معمول، وزن درشت‌دانه در SCC در حدود ۷۵۰ تا 850 kg/m^3 است. میزان درشت‌دانه و آب در بتن تازه، اثر زیادی در رفتار بتن پس از سخت شدن دارد زیرا دانه‌ها هنگام تغییر شکل خمیر سیمان با یکدیگر درگیر می‌شوند و در صورت استفاده از آب بیش از حد و کاهش درشت‌دانه، مقاومت بتن کاسته خواهد شد. علاوه بر این، طبق ACI 209 [۱۳] مصرف آب زیاد و درشت‌دانه کم موجب افزایش احتمال خزش و جمع شدگی بتن سخت شده می‌شود.

تحقیقات محدودی بر روی رفتار بتن خودتراکم در اعضای سازه‌ای انجام شده است. چین و همکارانش [۱۴] مقایسه‌ای بین بتن معمولی و خودتراکم در ستونهای بتن مسلح انجام دادند. در این تحقیق تعداد ۱۶ ستون با بتن معمولی و ۱۶ ستون با بتن خودتراکم ساخته و آزمایش شدند. عامل‌های مورد بررسی شامل مقاومت بتن، درصد میلگردهای طولی ستون، مقاومت میلگردهای عرضی و نحوه چیدمان آنها بودند. نتایج آزمایش نشان داد بتن خودتراکم علاوه بر کارایی بهتر نسبت به بتن

چنین برای ثبت تغییر مکان نقطه اعمال بار، از یک تغییر مکان-سنج^۶ که به رایانه نیز متصل است، در انتهای تیر استفاده شده است.



شکل (۲): نمونه‌های با اتصال نوع ۲ (اندازه ۲ ها بر حسب میلیمتر)

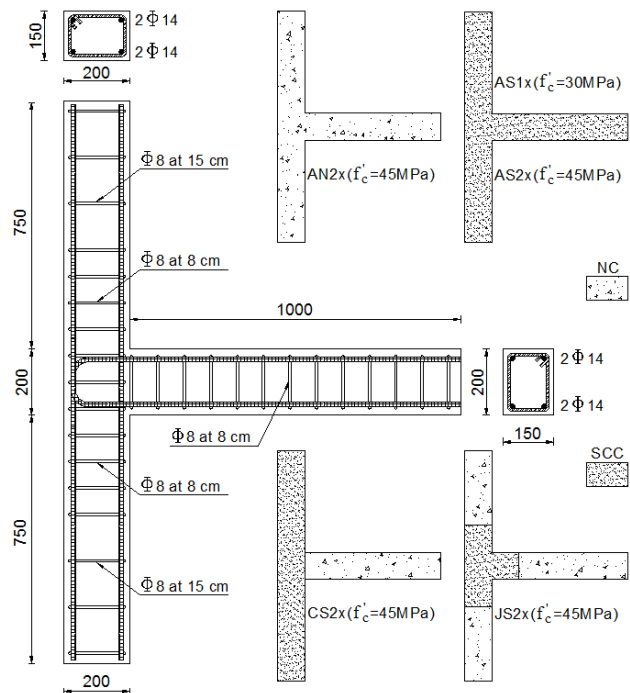


شکل (۳): دستگاه آزمایش

تغییر شکل اعضای یک قاب دوعبدي تحت اثر نیروهای متمرکز جانبی در تراز طبقات به صورتی است که می‌توان در وسط دهانه تیرها و ستونها لنگر خمشی را صفر در نظر گرفت.

AS1y و AS2y از بتن خودتراکم ساخته شده است. همچنین، در نمونه CS2y، بتن خودتراکم فقط در ستون و در نمونه JS2y فقط در محدوده هسته به کار رفته و در قسمت‌های دیگر اتصال، بتن معمولی وجود دارد.

مقاومت بتن معمولی و خودتراکم در کلیه نمونه‌ها به جز AS1y و AS1x که از بتن خودتراکم با مقاومت ۳۰ MPa ساخته شده‌اند، یکسان و برابر با ۴۵ MPa است. همچنین، مقاومت تسلیم میلگردهای طولی و عرضی مورد استفاده، برابر ۴۵۰ MPa اندازه‌گیری شده است.



شکل (۱): نمونه‌های با اتصال نوع ۱ (اندازه ۱ ها بر حسب میلیمتر)

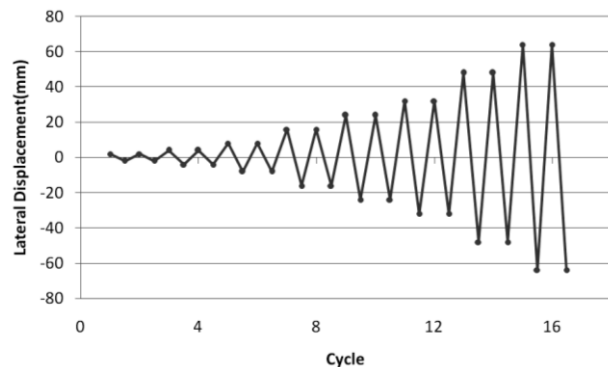
۲-۲- دستگاه آزمایش

شکل (۳) دستگاه آزمایش مورد استفاده را نشان می‌دهد. بارگذاری ستون توسط یک جک هیدرولیکی ثابت با ظرفیت ۱۰۰ kN انجام شده است. هم‌چنین برای اعمال بار رفت و برگشتی در انتهای تیر از یک جک هیدرولیکی با ظرفیت ۶۰۰ kN استفاده می‌شود. مقدار بار وارد بر نمونه توسط یک نیروسنج^۵ S شکل با ظرفیت ۲۰۰ kN که توانایی ثبت نیروی کششی و فشاری را دارد، اندازه‌گیری شده و به سیستم رایانه فرستاده می‌شود. برای حفظ تعادل نمونه، از مهارهای فلزی مناسب در دو انتهای ستون و انتهای تیر استفاده شده است، به‌طوری‌که از حرکت آن در جهت جانبی جلوگیری شده و امکان تغییر شکل نمونه فقط در صفحه اتصال وجود دارد. هم-

۳- نتایج آزمایش

شکل (۵) نمودارهای بار- تغییر مکان نسبی انتهای تیر در تمام نمونه‌ها را نشان می‌دهد. در صورتی که تغییر مکان نقطه اثر بار با δ و فاصله این نقطه تا مرکز ستون با d نشان داده شوند، تغییر مکان نسبی^۷ از رابطه $Drift\ Ratio = \delta/d$ به دست خواهد آمد. در نمودارهای شکل (۵) مقدار تغییر مکان نسبی بر حسب درصد بیان شده است. چنان‌که دیده می‌شود، ظرفیت باربری نهایی در تمام نمونه‌ها در محدوده ۳۰ تا ۴۰ kN بوده و در تغییر مکان نسبی ۲ تا ۵٪ اتفاق می‌افتد. با افزایش چرخه‌های بارگذاری، افت ظرفیت به‌طور نسبی در تمام نمودارها دیده می‌شود. همچنین جمع‌شدگی مرکزی نمودارها، در نمونه‌های دارای خم ۹۰ درجه، از سایر نمونه‌ها کمتر است. جدول (۱) مقادیر بار حداکثر (P_{peak})، بار نظیر تسلیم میلگردهای طولی تیر (P_y)، تغییر مکان‌های نسبی متناظر با آنها (δ_y, δ_{peak}) و همچنین ظرفیت اسمی نمونه‌ها (P_p) بر اساس آیین‌نامه ACI 318 [۱۵] را نشان می‌دهد. مقدار P_y با در دست بودن تغییر مکان نظیر تسلیم میلگردهای طولی تیر (δ_y) و با استفاده از نمودار بار- تغییر مکان نسبی اتصال، قابل محاسبه است. مطابق جدول (۱)، در تمام نمونه‌ها، بار بیشینه از ظرفیت اسمی بیشتر است.

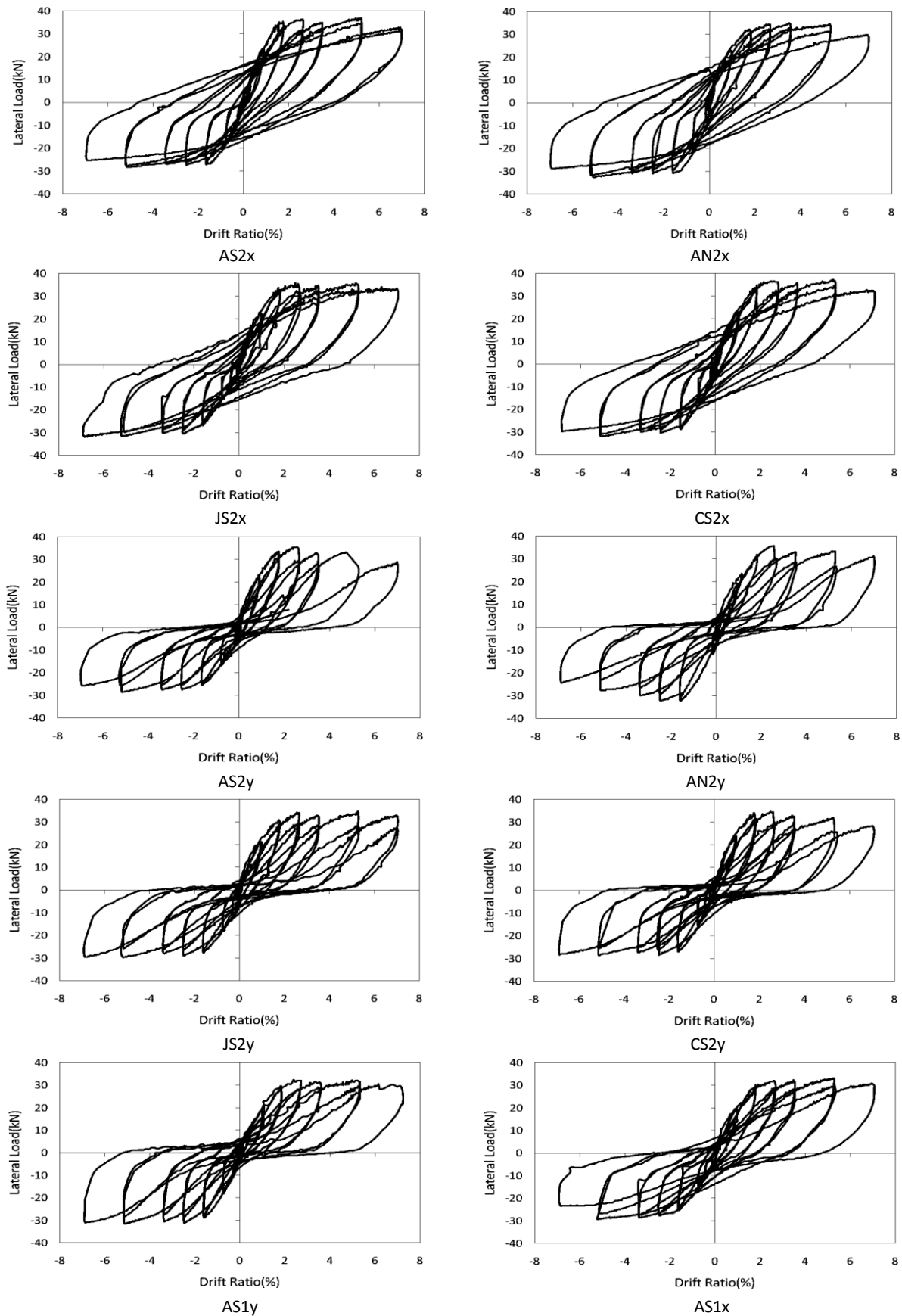
برای صفر شدن لنگر خمشی در این نقاط که همان نقاط انتهایی اعضای اتصال مورد بحث هستند، از میلگردها و صفحات فلزی شیاردار مناسب در دستگاه آزمایش استفاده شده است. برای شبیه‌سازی نیروی زلزله در نمونه‌ها از بارگذاری رفت و برگشتی طبق شکل (۴) استفاده شده است. چرخه‌های اول و دوم بارگذاری بر اساس کنترل نیرو تنظیم شده و مقدار آنها به ترتیب برابر با $0.5P_{cr}$ و P_{cr} است که P_{cr} بار نظیر ترک خوردگی کششی مقطع می‌باشد. هم‌چنین، چرخه‌های بعدی بر اساس کنترل تغییر مکان تنظیم شده‌اند و مقدار آنها به ترتیب برابر با $\delta_y, 2\delta_y, 3\delta_y, 4\delta_y, 6\delta_y$ و $8\delta_y$ است که δ_y تغییر مکان نظیر تسلیم میلگردهای طولی تیر است. برای تعیین δ_y از یک تغییر مکان سنج خارجی با دقت 0.02mm استفاده شده است که به کمک آن، تغییر مکان و کرنش نقاط معین در محل هسته اتصال یا روی مسیر میلگردها اندازه‌گیری می‌شود.



شکل (۴): نمودار بارگذاری

جدول (۱): خلاصه نتایج آزمایش

نمونه*	f'_c (MPa)	P_{peak} (kN)	δ_{peak} (%)	P_y (kN)	δ_y (%)	P_p (ACI) (kN)	$Z = P_{peak} / P_p$
AN2x	۴۵	۳۴/۳	۲/۴۱	۲۱/۰	۰/۸۷	۳۱/۷۵	۱/۰۸
AS2x	۴۵	۳۶/۴	۲/۶۱	۲۲/۹	۰/۸۷	۳۱/۷۵	۱/۱۵
CS2x	۴۵	۳۷/۰	۵/۰۰	۲۲/۳	۰/۹۲	۳۱/۷۵	۱/۱۷
JS2x	۴۵	۳۶/۰	۵/۰۰	۲۰/۸	۰/۹۲	۳۱/۷۵	۱/۱۳
AN2y	۴۵	۳۴/۲	۲/۳۸	۱۹/۲	۰/۸۹	۳۱/۷۵	۱/۰۸
AS2y	۴۵	۳۴/۶	۲/۳۷	۲۱/۹	۰/۸۸	۳۱/۷۵	۱/۰۹
CS2y	۴۵	۳۵/۴	۲/۵۲	۲۱/۲	۰/۹۱	۳۱/۷۵	۱/۱۱
JS2y	۴۵	۳۵/۲	۴/۷۱	۲۲/۰	۰/۹۱	۳۱/۷۵	۱/۱۱
AS1x	۳۰	۳۳/۱	۲/۴۳	۱۸/۷	۰/۸۱	۳۰/۲۹	۱/۰۹
AS1y	۳۰	۳۲/۴	۲/۴۳	۱۷/۱	۰/۸۲	۳۰/۲۹	۱/۰۷



شکل (۵): نمودار بار - تغییر مکان نسبی انتهای تیر

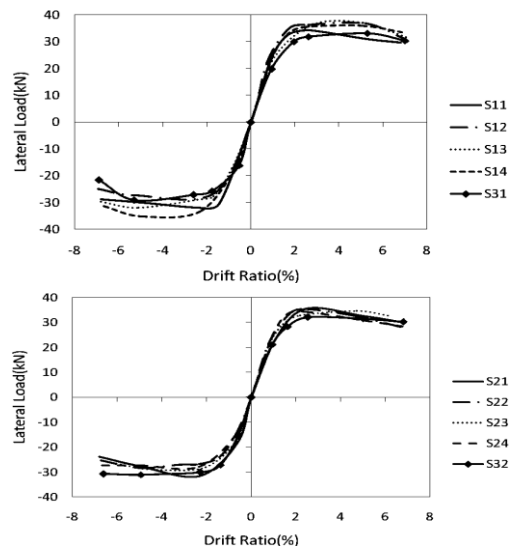
طور کامل از بتن خودتراکم ساخته شده و در دو اتصال CS2x و JS2x به ترتیب، از بتن خودتراکم فقط در ستون و در محدوده هسته استفاده شده است. مقایسه این نمونه‌ها با نمونه AN2x که از بتن معمولی بوده و ظرفیت باربری آن برابر با $34/3 \text{ kN}$ است، نشان می‌دهد که استفاده از بتن خودتراکم به جای بتن معمولی در اتصالات با خم ۹۰ درجه، ظرفیت باربری را در حدود ۶٪ افزایش داده است. این موضوع علاوه بر آنکه نشان از بالاتر بودن ظرفیت اتصالات ساخته شده از بتن خودتراکم دارد، بیانگر این مطلب است که برای استفاده از کارایی بتن خود تراکم، اجرای آن در تمام اتصال ضرورت نداشته و می‌توان آن را فقط در ستون یا محدوده هسته به کار برد. در نمونه‌های دارای خم ۱۳۵ درجه شامل AN2y (NC)، AS2y، CS2y و JS2y (SCC)، تغییر ظرفیت کمتر بوده و از $34/\text{kN}$ برای بتن معمولی به مقدار متوسط $35/0 \text{ kN}$ در بتن خودتراکم افزایش می‌یابد (حدود ۳٪). ظرفیت باربری اتصال به مقاومت بتن مصرفی در نمونه‌ها نیز بستگی دارد. اثر افزایش مقاومت بتن در ظرفیت باربری نمونه‌های دارای خم ۹۰ درجه را می‌توان با توجه به اتصالات AS2x و AS1x که مقدار f'_c در آنها به ترتیب برابر 45 MPa و 30 MPa است بررسی نمود. ظرفیت باربری این نمونه‌ها به ترتیب برابر با $36/4 \text{ kN}$ و $33/1 \text{ kN}$ است که افزایش ظرفیتی در حدود ۱۰٪ در اثر افزایش مقاومت بتن را نشان می‌دهد. به طور مشابه در اتصالات با خم ۱۳۵ درجه، ظرفیت نمونه‌های $AS2y (f'_c = 45 \text{ MPa})$ و $AS1y (f'_c = 30 \text{ MPa})$ به ترتیب برابر با $34/6 \text{ kN}$ و $32/4 \text{ kN}$ است که نشان دهنده ۷٪ افزایش است.

۴-۲- ترک خوردگی

ترک خوردگی در اتصالاتی که در آنها مقاومت بتن پایین است عموماً بصورت قطری در ناحیه هسته بوده و شکست اتصال در حالت برشی اتفاق می‌افتد (نمونه AS1x در شکل ۷). تاثیر مقاومت بتن در رفتار اتصال، پیش از این بررسی شده و دیده شده است که علاوه بر افزایش ظرفیت اتصال و کاهش شکل-پذیری، در مقاومت های بالا، باعث تغییر حالت شکست اتصال از شکست برشی در هسته به شکست خمشی در تیر می‌شود [۱۷]. طبق شکل ۷)، ترک‌ها در نمونه $AS1x (f'_c = 30 \text{ MPa})$ به صورت قطری و در محدوده هسته گسترده شده‌اند، در حالی که در نمونه‌های $AN2x$ ، $AS2x$ ، $CS2x$ و $JS2x (f'_c = 45 \text{ MPa})$ ، ترک‌ها مستقیم بوده و موقعیت آنها در مرز اتصال یا اندکی با فاصله از هسته، در تیر می‌باشد. از سوی دیگر، در اتصالات با خم ۱۳۵ درجه ($AN2y$ ، $AS2y$ ، $CS2y$ ، $JS2y$ و $AS1y$)، بدون توجه به مقاومت بتن، شکل ترک و نحوه گسیختگی نمونه‌ها تا حدی از

شکل (۶) نمودار پوش منحنی‌های بار تغییر مکان نسبی را نشان می‌دهد. آئین نامه ACI 374.1-05 [۱۶] معیار شکست را زمانی که ظرفیت باربری نمونه به ۷۵٪ ظرفیت بیشینه آن برسد، در نظر می‌گیرد و در صورتی کارایی اتصال در برابر بار لرزه‌ای را مطلوب فرض می‌کند که شکست در تغییر مکان نسبی بیشتر از ۳/۵٪ اتفاق افتاده باشد. با توجه به شکل (۶) هیچ یک از نمودارها با خط $0.75 P_{peak}$ برخورد نداشته و از این رو کارایی آنها در حد قابل قبول است.

شکست در نمونه‌هایی که میلگردهای طولی تیر در آنها دارای خم ۹۰ درجه هستند، به طور عمده با گسترش ترک‌های خمشی در تیر صورت می‌گیرد. البته ترک‌های قطری نیز در داخل هسته اتصال به وجود می‌آیند و پس از ایجاد ترک خمشی در تیر، گسترش آنها متوقف می‌شود. از سوی دیگر، در نمونه‌های با خم ۱۳۵ درجه، ترک‌ها در مرز تیر با هسته گسترش یافته و منجر به شکست می‌شوند. در این حالت، ترک‌های قطری در ناحیه هسته ایجاد نشده یا بسیار ناچیز هستند.



شکل (۶): پوش نمودارهای بار- تغییر مکان نسبی انتهای تیر

الگوی ترک خوردگی و شکست اتصال نمونه ها، در شکل

(۷) نمایش داده شده است.

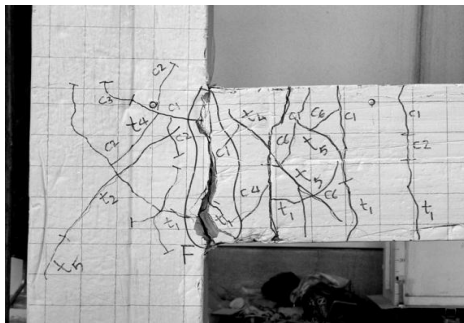
۴- تحلیل نتایج آزمایش

۴-۱- ظرفیت باربری

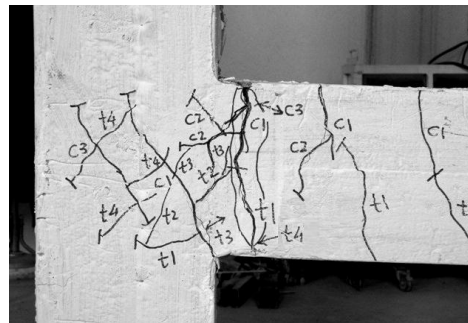
چنان‌که در شکل‌های (۵) و (۶) و جدول (۱) دیده می‌شود، ظرفیت باربری نهایی در نمونه‌ها نزدیک به هم است که با توجه به یکسان بودن میلگردهای تیر در همه نمونه‌ها، منطقی به نظر می‌رسد. ظرفیت بار نمونه‌های $AS2x$ ، $CS2x$ و $JS2x$ از سایر نمونه‌ها بیشتر و به ترتیب برابر با $36/4 \text{ kN}$ ، $37/0 \text{ kN}$ و $36/0 \text{ kN}$ است. در این نمونه‌ها، میلگرد طولی تیر دارای خم ۹۰ درجه است، با این تفاوت که مطابق شکل (۱)، اتصال $AS2x$ به

تبعیت نموده و گسیختگی به داخل ستون نفوذ می‌نماید.

مسیر میلگردهای طولی تیر که در مرکز هسته همرس هستند



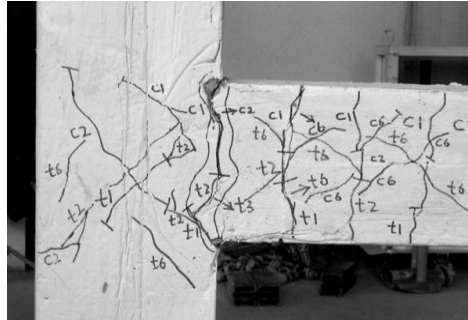
AS2x



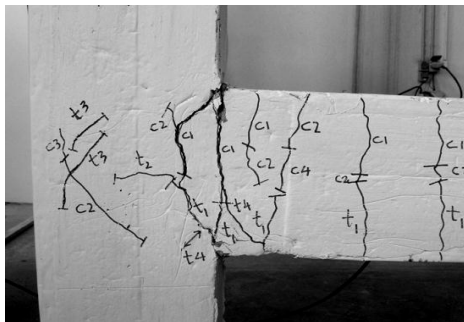
AN2x



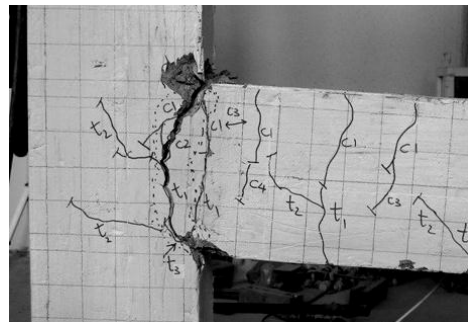
JS2x



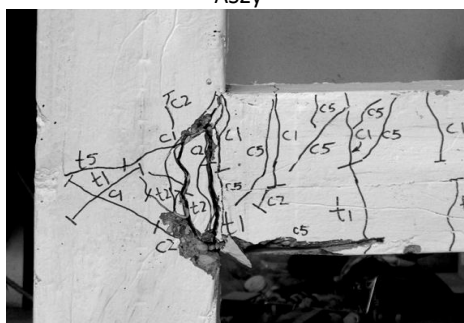
CS2x



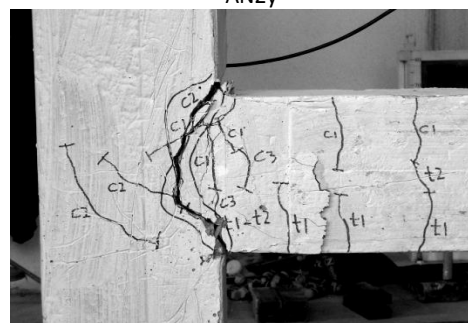
AS2y



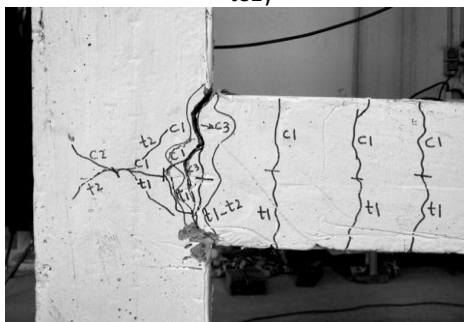
AN2y



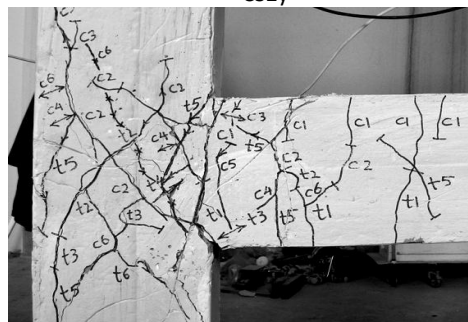
JS2y



CS2y



AS1y



AS1x

شکل (۷): الگوی ترک خوردگی و شکست نمونه‌ها در انتهای آزمایش

برابر بوده و طبق آئین‌نامه ACI [۱۵]، مقدار آن برای $f'_c = 30 \text{ MPa}$ برابر با $M_p = 24/2 \text{ kN-m}$ و برای $f'_c = 45 \text{ MPa}$ برابر با $M_p = 25/4 \text{ kN-m}$ می‌باشد. اگر مقادیر فوق را بر بازوی لنگر ($d=0/8 \text{ m}$) تقسیم نماییم، بار نظیر لنگر پلاستیک تیر به ترتیب برابر با $P_p = 30/29 \text{ kN}$ و $P_p = 31/75 \text{ kN}$ به دست خواهد آمد. این مقادیر در جدول (۱) درج شده و مقدار کارایی هر نمونه نیز در ستون آخر جدول نوشته شده است.

چنان که ملاحظه می‌شود، بیشترین کارایی برابر با $1/17$ بوده و مربوط به اتصال CS2x می‌باشد که در آن، ستون دارای بتن خودتراکم و تیر دارای بتن معمولی است ($f'_c = 45 \text{ MPa}$). میلگردهای طولی تیر در این اتصال دارای خم 90° درجه هستند. همچنین، کمترین کارایی در اتصال AS1y دیده می‌شود که برابر با $1/07$ به دست آمده است. این نمونه از بتن خودتراکم با $f'_c = 30 \text{ MPa}$ ساخته شده و میلگردهای طولی تیر دارای خم 135° درجه هستند. به طور کلی، کاربرد بتن خودتراکم در اتصال موجب افزایش کارایی آن می‌شود. با توجه به جدول (۱)، کارایی در اتصال AN2x با بتن معمولی برابر با $1/08$ و در اتصالات CS2x، AS2x و JS2x که در آنها، تمام یا بخشی از اتصال از بتن خودتراکم ساخته شده است، به طور متوسط برابر با $1/15$ است که افزایشی در حدود 6% را نشان می‌دهد. از جدول (۱) هم-چنین می‌توان دریافت که کارایی در اتصالات با خم 135° درجه (AN2y، AS2y، CS2y و JS2y)، تقریباً به نوع بتن بستگی نداشته و در همه نمونه‌ها کمتر از اتصالات با خم 90° درجه است. متوسط کارایی در نمونه‌های با خم 135° درجه برابر با $1/10$ است که حدود 3% از متوسط کارایی در نمونه‌های با خم 90° درجه ($1/15$) کم‌تر است.

اثر مقاومت بتن بر کارایی اتصال را می‌توان با توجه به نمونه‌های AS1x با $f'_c = 30 \text{ MPa}$ و AS2x با $f'_c = 45 \text{ MPa}$ که هر دو دارای خم 90° درجه هستند مشخص نمود. مقدار کارایی در اتصال AS1x برابر $1/09$ و در نمونه AS2x برابر $1/15$ است و نشان می‌دهد که افزایش مقاومت بتن خودتراکم به اندازه 50% موجب افزایش کارایی به میزان 6% خواهد شد. این موضوع در اتصالات با خم 135° درجه برقرار نیست، چنان‌که در نمونه‌های AS1y و AS2y با $f'_c = 30 \text{ MPa}$ ، مقدار کارایی به ترتیب برابر $1/07$ و $1/09$ است که تقریباً یکسان هستند. در واقع، در اتصالات با خم 135° درجه، مقدار کارایی بیش‌تر متأثر از خم میلگرد طولی تیر است تا مقاومت بتن اتصال.

نکته دیگر آنکه، اندازه‌گیری بازشدگی دهانه ترک‌ها در انتهای چرخه‌های بارگذاری نشان می‌دهد، در نمونه‌هایی که ترک‌ها در محدوده بتن خودتراکم ایجاد شده‌اند (AS1x، AS2x، AS1y، AS2y، JS2x و JS2y)، عرض ترک کمتر از مواردی است که در بتن معمولی دیده می‌شود. عرض ترک‌های ایجاد شده در بتن خودتراکم حدود 85% آنها در بتن معمولی است. این پدیده همانگونه که مورد انتظار نیز بود، بیانگر چسبندگی بیشتر بتن خودتراکم با میلگردها است.

۴-۳- جمع‌شدگی در نمودار بار تغییر مکان

به‌طور کلی تغییر حالت شکست از برشی در هسته اتصال به خمشی در تیر، باعث افزایش شکل‌پذیری اتصال و کاهش جمع‌شدگی مرکزی^۸ در نمودارهای بار-تغییر مکان می‌شود. توجه به شکل (۵) و نمودار نمونه‌های AN2x تا JS2x با $f'_c = 45 \text{ MPa}$ و خم 90° درجه در میلگردهای طولی تیر، نشان می‌دهد که جمع‌شدگی در این اتصالات، از سایر نمونه‌ها کمتر است. در این میان، در نمونه‌های CS2x و JS2x که بخشی از آنها از بتن معمولی و بخش دیگر از بتن خودتراکم است، جمع‌شدگی حلقه‌های نمودار اندکی بیشتر شده است که نشان از جذب انرژی کمتر در این نمونه‌ها دارد. به همین ترتیب، در نمونه AS1x با $f'_c = 30 \text{ MPa}$ ، به علت تغییر حالت گسیختگی و شکست برشی در هسته، جمع‌شدگی نسبت به نمونه‌های AN2x تا JS2x افزایش یافته است (شکل ۷). مقدار جمع‌شدگی نمودار در کلیه نمونه‌های دارای خم 135° درجه (AN2y، AS2y، CS2y، JS2y و AS1y) زیاد بوده و دلیل آن، حالت ترک خوردگی ویژه‌ای است که به علت هم‌رس بودن میلگردهای طولی تیر ایجاد می‌شود.

۴-۴- کارایی

یکی از عامل‌های مهم در بررسی اتصالات، کارایی آنها است. طبق تعریف، کارایی یک اتصال (Z) عبارت است از نسبت لنگر مقاوم نهائی اتصال (M_u) به لنگر پلاستیک تیر (M_p). M_u لنگری است که توسط مجموعه اتصال شامل تیر و ستون تحمل می‌شود و مقدار آن را می‌توان از آزمایش یا تحلیل اجزای محدود به دست آورد. همچنین، M_p همان ظرفیت خمشی مقطع تیر است که با توجه به اصول متعارف تحلیل خمشی تیرها مبتنی بر توزیع غیرخطی تنش و خطی کرنش در ارتفاع مقطع محاسبه می‌شود. از نظر سازه‌ای، اتصالی مطلوب فرض می‌شود که علاوه بر قابلیت دوران مناسب، دارای کارایی 100% یا بیشتر باشد. در این حالت، حتی پس از تشکیل مفصل پلاستیک در تیر، به علت بازتوزیع تنش و لنگر در محل هسته، اتصال توانایی تحمل لنگر بیشتر را دارد. با توجه به یکسان بودن مقطع تیر در نمونه‌های مورد بررسی، لنگر پلاستیک تیر در تمام آنها

۵- تحلیل اجزای محدود

با توجه به رفتار غیرخطی و به نسبت پیچیده مصالح بتنی، دستیابی به یک راه حل تحلیلی که در بر گیرنده عامل‌های متعدد باشد، مشکل و در برخی موارد غیر ممکن است. این موضوع به ویژه در سازه‌های بتن آرمه که در آنها علاوه بر مرکب بودن مقاطع، مسایلی مانند اندرکنش بتن و فولاد نیز وجود دارد، بیش‌تر نمایان می‌شود. به این دلیل، بیش‌تر مطالعات موجود در زمینه سازه‌های بتن مسلح به صورت آزمایشگاهی بوده و بررسی‌های تحلیلی در مقایسه با آنها بسیار اندک هستند. توسعه نرم‌افزارهای اجزای محدود و افزایش توانایی آنها در سالهای اخیر موجب شده است تا کاربرد بیشتری در زمینه‌های تحلیلی سازه‌های بتنی یابند. به کمک این نرم‌افزارها می‌توان علاوه بر دستیابی به سرعت و دقت بیشتر، در زمان و هزینه نیز صرفه‌جویی نمود. همچنین در صورتی که نرم‌افزار مورد استفاده دارای قابلیت تحلیلی مناسب در زمینه مطالعاتی مورد نظر بوده و مدل سازه‌ای به طور صحیح تعریف شود، می‌توان اثر بسیاری از عامل‌های گوناگون که انجام آزمایش در آنها زمان بر و پرهزینه می‌شود را به صورت تحلیلی مورد بررسی قرار داد.

در تحقیق حاضر، نرم‌افزار ABAQUS برای انجام مطالعات تحلیلی اتصالات به کار گرفته شده است. با توجه به وجود بارهای رفت و برگشتی در نمونه‌های مورد نظر، از مدل آسیب‌دیدگی خمیری^۹ در این نرم‌افزار استفاده می‌شود. مدل آسیب دیدگی خمیری یک مدل ترکیبی است که قابلیت در نظر گرفتن هم‌زمان شکست ناشی از فشار و کشش در بتن را دارد. این مدل اولین بار توسط لوبلینر [۱۸] برای تحلیل بتن و سایر مواد نیمه ترد مانند سنگ و سرامیک تحت بارگذاری کلی (یکنواخت، تناوبی و دینامیکی) ارایه و سپس توسط لی و فنوس [۱] اصلاح شد. در نرم‌افزار ABAQUS از المان C3D8R برای مدل سازی مصالح بتن و از المان خرابایی (TRUSS) برای میلگردهای فولادی استفاده شده است.

۵-۱- مدل سازی مصالح بتن

چنان‌که گفته شد، یکی از شرایط دستیابی به پاسخ تحلیلی مناسب در نرم‌افزار مورد استفاده، مدل سازی صحیح شامل معرفی رفتار دقیق مصالح و هندسه سازه است. در مدل آسیب دیدگی خمیری، مهم‌ترین سازوکارهای شکست بتن، ترک خوردگی کششی و خردشدگی فشاری هستند. تابع تسلیم مورد استفاده در این مدل برای حالت تنش تنش صفحه‌ای در شکل (۸) نشان داده شده است. برای معرفی سطح تسلیم در نرم‌افزار ABAQUS، لازم است تا عامل‌های مربوط به آن در برنامه تعریف شوند. این عامل‌ها که در ادامه به طور خلاصه به آنها

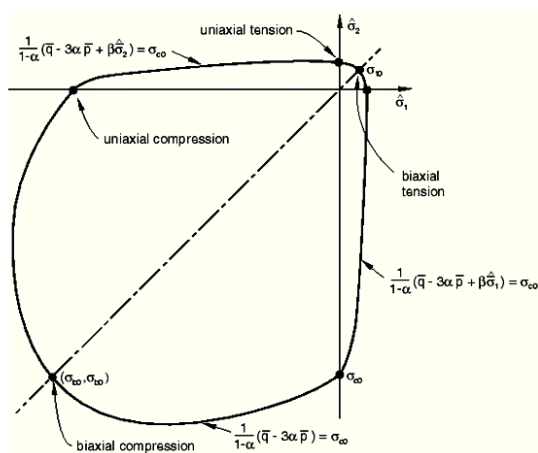
اشاره خواهد شد، برای مشخص شدن تابع تسلیم مورد استفاده در نرم‌افزار ضروری هستند.

نسبت حداکثر تنش فشاری در حالت دو محوره به حداکثر تنش فشاری تک محوره بتن است. این نسبت به صورت پیش‌فرض در برنامه برابر با $1/16$ است و در این تحقیق نیز همین مقدار مورد استفاده قرار گرفته است.

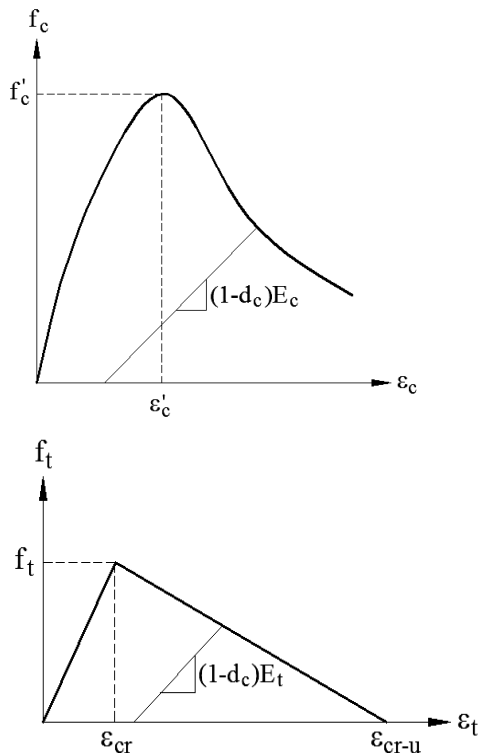
Ψ و ε : در نرم‌افزار ABAQUS برای مدل نمودن خاصیت پلاستیسیته بتن از تابع پتانسیل جریان پلاستیک یا تابع هیپربولیک دراگر-پراگر استفاده می‌شود که به عامل‌های ε (خروج از مرکزیت) و Ψ (زاویه اتساع) وابسته است. در این پژوهش، مقادیر گفته شده به ترتیب برابر با $\varepsilon = 0/1$ و $\Psi = 30$ معرفی شده‌اند. مقادیر کمتر از $0/1$ برای خروج از مرکزیت ممکن است، در شرایطی که محصورشدگی سازه کم است منجر به واگرایی در تحلیل شود. همچنین، سازه‌های با رفتار خمشی، وابستگی چندانی به تغییرات زاویه اتساع ندارند و این عامل، بیشتر در سازه‌های با رفتار محوری موثر است.

K_c : این عامل تعیین کننده شکل مقطع عرضی سطح تسلیم بوده و در بازه $0/5$ تا 1 تغییر می‌نماید. اگر $K_c = 1$ معرفی شود، مقطع عرضی سطح تسلیم به شکل دایره خواهد بود. در این تحقیق، طبق توصیه نرم‌افزار، مقدار $K_c = 2/3$ در نظر گرفته شده است.

ویسکوزیته: برای 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 عامل ویسکوزیته به صورت یک ماده ویسکو پلاستیک در نظر گرفته می‌شود. انتخاب مقدار کم برای این عامل علاوه بر آن که اثری در پاسخ سازه ندارد، به همگرایی در تحلیل کمک می‌نماید. در این پژوهش، مقدار ویسکوزیته برابر با $0/001$ در نظر گرفته شده است.



شکل (۸): سطح شکست بتن در حالت تنش صفحه‌ای [۱۵]



شکل (۹): نمودار تنش- کرنش بتن در فشار و کشش

برای شبیه‌سازی رفتار بتن در کشش، از منحنی دو خطی طبق شکل (۹) استفاده می‌شود. در این شکل، f_t تنش نظیر ترک خوردگی بتن در کشش تک محوری، ϵ_{cr} کرنش نظیر ترک خوردگی بتن در کشش و ϵ_{cr-u} کرنش متناظر با تنش کششی صفر است که به علت باز شدن بیش از حد دهانه ترک حاصل می‌شود. مقادیر این عامل‌ها را می‌توان از روابط (۵) تعیین نمود [۱۵]:

$$\begin{aligned} f_t &= 0.6\sqrt{f'_c} \text{ (MPa)} \\ \epsilon_{cr} &\approx 0.0001 \\ \epsilon_{cr-u} &\approx 10\epsilon_{cr} = 0.001 \end{aligned} \quad (5)$$

ضریب پواسون بتن در تحلیل برابر 0.2 فرض شده است.

۵-۲- مدل سازی مصالح فولاد

رفتار میلگردهای فولادی مطابق شکل (۱۰) بصورت خطی و با سخت‌شوندگی در نظر گرفته می‌شود. این رفتار در فشار و کشش یکسان بوده و مدول الاستیسیته مصالح در باربرداری برابر با مدول الاستیسیته اولیه فرض می‌شود. مقادیر ضریب پواسون و مدول الاستیسیته فولاد در تحلیل به ترتیب برابر با 0.3 و 200000 MPa در نظر گرفته شده است.

شکل (۹) نمودار تنش- کرنش بتن در فشار و کشش را نشان می‌دهد. در آزمایش نمونه‌های استوانه‌ای استاندارد بتن مصرفی، مقادیر مقاومت نمونه استاندارد بتن (f'_c) و کرنش متناظر با آن (ϵ'_c) به دست آمده است. برای رسم منحنی فشاری تنش- کرنش بتن و معرفی آن در نرم‌افزار، به پیشنهاد تورنفلد و تروماسویز [۲۰] از رابطه (۱) استفاده شده است:

$$\frac{f_c}{f'_c} = \frac{\epsilon_c}{\epsilon'_c} \frac{n}{n-1 + \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon'_c}\right)^{nk}} \quad (1)$$

در رابطه (۱)، f_c تنش فشاری، f'_c مقاومت نمونه استوانه‌ای استاندارد بتن، ϵ_c کرنش فشاری و ϵ'_c کرنش متناظر با f'_c است. ضریب n نیز از رابطه (۲) به دست می‌آید:

$$n = 0.8 + \frac{f'_c \text{ (MPa)}}{17} \quad (2)$$

ضریب k در رابطه (۱) مربوط به شاخه نزولی منحنی تنش- کرنش بوده و مقدار آن در شاخه صعودی برابر یک است. مقدار این ضریب با توجه به پیشنهاد کولینز و پوراس [۲۱] و کولینز و میچل [۲۲] از رابطه (۳) قابل محاسبه است:

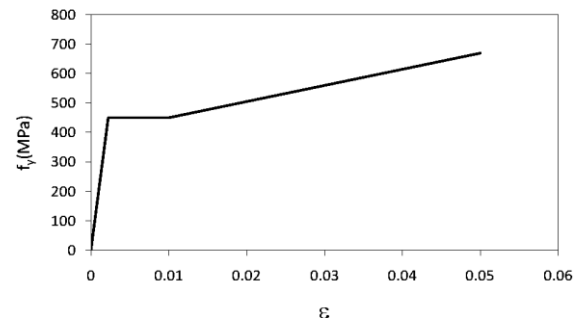
$$k = \begin{cases} 1 & \frac{\epsilon_c}{\epsilon'_c} \leq 1 \\ 0.67 + \frac{f'_c \text{ (MPa)}}{62} & \frac{\epsilon_c}{\epsilon'_c} > 1 \end{cases} \quad (3)$$

عامل‌های d_c و d_t در شکل (۹) عامل‌های خسارت نامیده شده و سختی بتن در نقاط مختلف نمودار تنش- کرنش را معین می‌نمایند. حداکثر این عامل‌ها برابر یک بوده و در صورتی که مقدار آنها صفر فرض شود به معنی آن است که سختی مصالح در چرخه‌های بارگذاری و باربرداری تغییر نمی‌نماید. همچنین مقادیر E_c و E_t در این شکل به ترتیب مدول الاستیسیته بتن در فشار و کشش هستند. مدول الاستیسیته بتن در فشار را می‌توان از رابطه (۴) به دست آورد [۱۵]:

$$E_c = 4700\sqrt{f'_c} \text{ (MPa)} \quad (4)$$

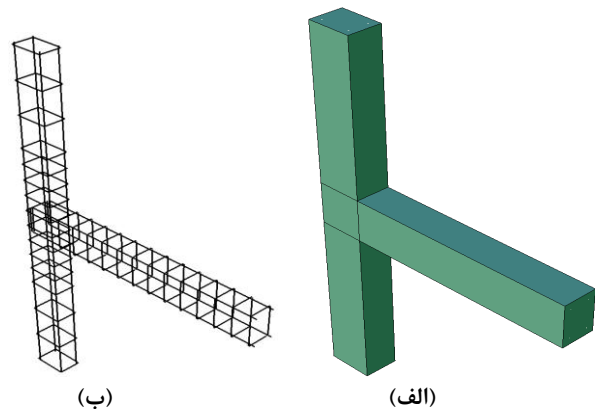
۵-۳- مدل سازی هندسی و تحلیل سازه

شکل (۱۱) مدل سازی سه بعدی اتصالات در نرم افزار ABAQUS را نشان می دهد. برای بتن از المان های غیرخطی سه بعدی و ۸ گرهی همگن C3D8R و برای فولادهای طولی و عرضی از المان های خطی و دو گرهی خربایی (TRUSS) استفاده شده است.



شکل (۱۰): نمودار تنش - کرنش میلگردهای طولی و عرضی

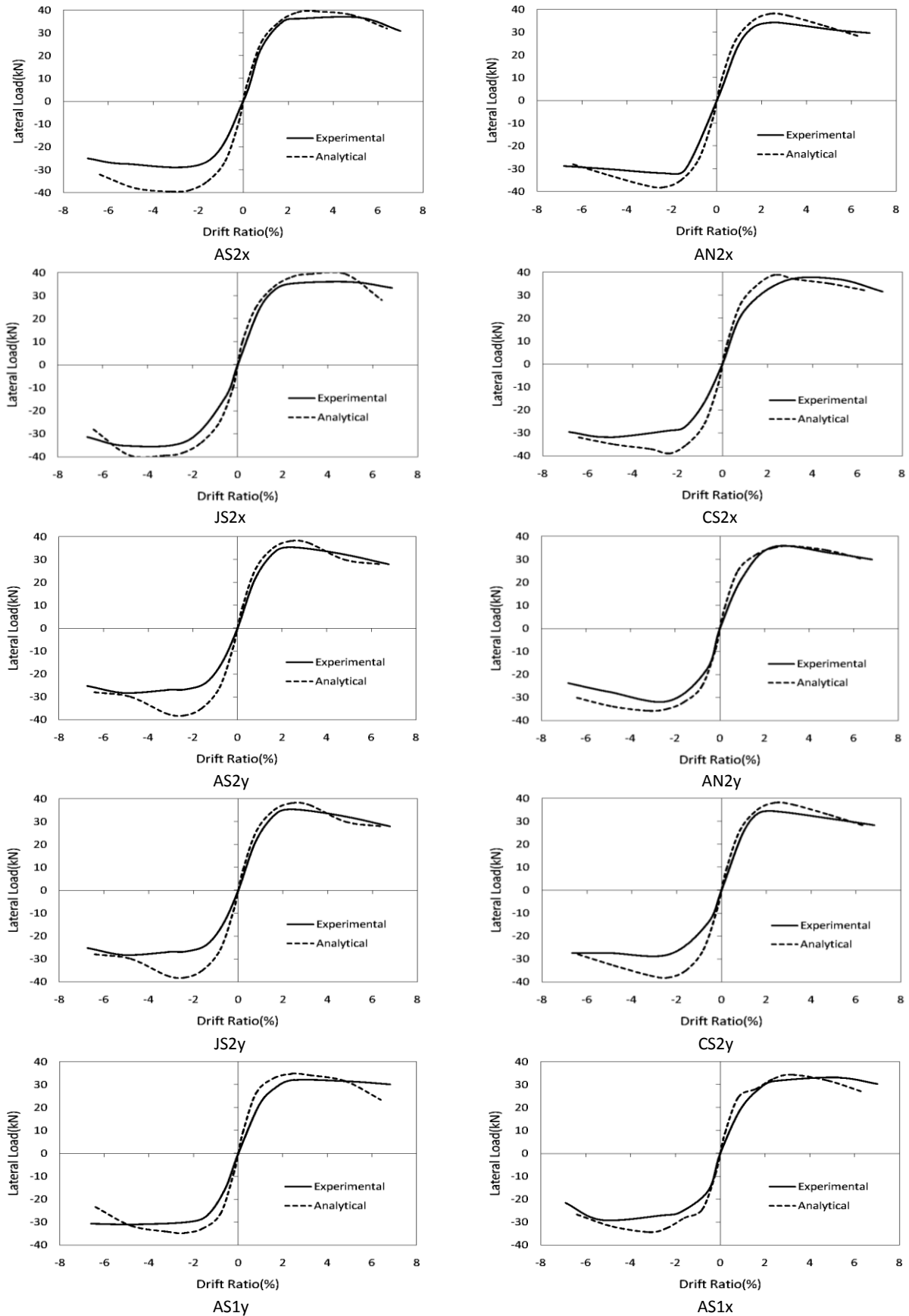
عامل های متعددی در نرم افزار برای مدل بتن مسلح وجود دارد که مقدار آنها با توجه به نوع مدل می تواند در یک دامنه معین تغییر کند و تعیین مقدار مناسب آنها با آزمون و خطا و مقایسه خروجی نرم افزار با نتایج آزمایشگاهی یا نتیجه تحلیل دقیق از روش های دیگر، انجام می شود. به عنوان مثال می توان به نحوه شبکه بندی مدل هندسی یا تعیین مقادیر مناسب عامل های خسارت در مصالح اشاره نمود. در این تحقیق، نتیجه تحلیل مدل مورد نظر، با نتایج آزمایشگاهی نمونه ها مقایسه شده و برای سازگاری پاسخ ها، عامل های گوناگون مدل سازی به نحوی تغییر یافته اند تا شرایط مطلوب حاصل شود. برای دستیابی به اطمینان بیشتر، نمونه های دیگری از اتصالات که در تحقیقات پیشین مورد بررسی قرار گرفته و نتایج تحلیلی یا آزمایشگاهی آنها در دست بوده است [۴،۲۳] نیز به همین شیوه مدل سازی شده که نتیجه این بررسی، سازگاری مطلوب روش به کار گرفته شده را نشان می دهد.



شکل (۱۱): مدل تحلیلی در ABAQUS - (الف): جسم بتنی - (ب): شبکه میلگردها

بارگذاری سازه شامل یک بار ثابت ۶۰ kN در روی ستون و بار چرخه ای مطابق شکل (۴) در انتهای تیر است. در محل اعمال بار از المان های سخت تکیه گاهی استفاده شده است تا از تغییر شکل های موضعی جلوگیری شود. کلیه نمونه ها توسط نرم افزار به صورت رفت و برگشتی تحلیل شده و نمودارهای بار-تغییر مکان انتهای تیر در آنها به دست آمده است. برای مقایسه بهتر این نمودارها با نتایج آزمایشگاهی، منحنی پوش آنها با یکدیگر رسم شده و در شکل (۱۲) نشان داده شده است.

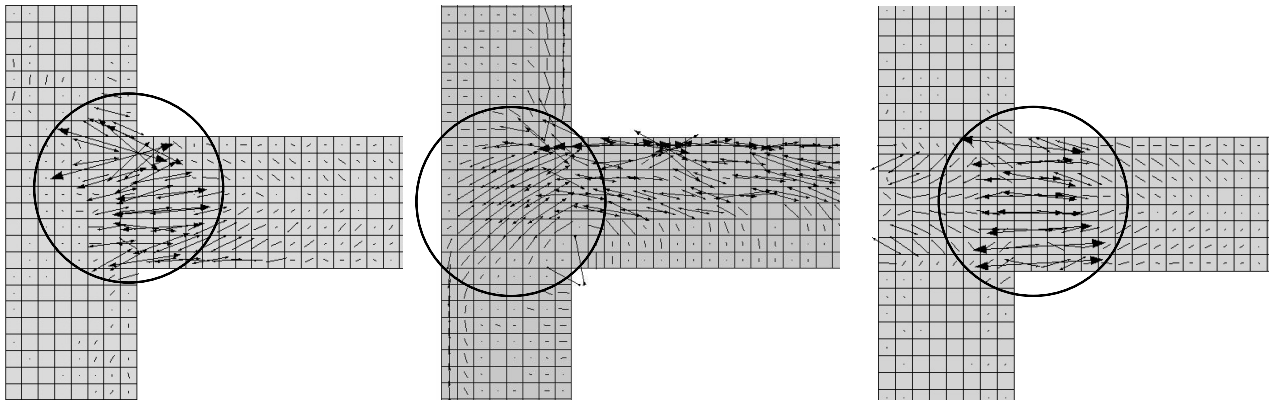
همان گونه که در شکل (۱۲) ملاحظه می شود، نتایج تحلیل و آزمایش، برابری به نسبت خوبی با یکدیگر دارند. ظرفیت نهایی حاصل از تحلیل در بیش تر نمونه ها از ظرفیت به دست آمده در آزمایش بزرگ تر است و این به دلیل ماهیت روش اجزای محدود است که در آن، سختی سازه بیش تر از حد واقعی برآورد می شود. چنان که در بخش (۴-۲) با توجه به نمونه های آزمایشگاهی و نحوه ترک خوردگی اتصالات (شکل ۷) بیان شد، توزیع و گسترش ترک ها به نوع خم میلگردهای طولی تیر وابسته است. این موضوع در طی فرایند تحلیل نمونه ها در نرم افزار نیز شرایط مشابهی دارد به طوری که در نمونه های با خم ۹۰ درجه در میلگردهای طولی تیر (AN2x, AS2x, CS2x و JS2x)، گسترش ترک ها بیشتر بصورت عمودی بوده و در انتهای تیر در مجاورت هسته توزیع می شوند. باید دانست که در این نمونه ها به علت مقاومت به نسبت بالای بتن، حالت شکست از نوع خمشی است و در صورتی که مقاومت بتن کاهش یابد ممکن است حالت برشی شکست حاکم شود که در این صورت ترک ها نیز به صورت مایل در محدوده هسته توزیع خواهند شد. این موضوع نیز در شکل (۱۲) برای نمونه AS1x مشخص شده است. از سوی دیگر، در نمونه های با خم ۱۳۵ درجه (AN2y, AS2y, CS2y, JS2y و AS1y)، ترک های متمرکز در محل اتصال تیر و ستون ایجاد شده و با ادامه بارگذاری، در همان ناحیه گسترش می یابند



شکل (۱۲): مقایسه پوش نمودار تحلیلی و آزمایشگاهی بار- تغییر مکان نسبی انتهای تیر

شده است. بردارهای نشان داده شده، راستای عمود بر ترکها را در حین تحلیل نشان می‌دهند. نحوه توزیع ترکها در شکل (۱۳) و مقایسه آن با نمونه‌های آزمایشگاهی در شکل (۷)، برابری نتایج آزمایش و تحلیل را نشان می‌دهد.

در شکل (۱۳) الگوی ترک خوردگی اتصالات AN2x و AN2y به عنوان نمونه در دو حالت خم ۹۰ درجه و ۱۳۵ درجه برای بتن با مقاومت بالا و اتصال AS1x به عنوان نمونه در حالت خم ۹۰ درجه برای بتن با مقاومت معمولی نمایش داده



نمونه AN2y (خم ۱۳۵ درجه، $f'_c = 45 \text{ MPa}$)

نمونه AS1x (خم ۹۰ درجه، $f'_c = 30 \text{ MPa}$)

نمونه AN2x (خم ۹۰ درجه، $f'_c = 45 \text{ MPa}$)

شکل (۱۳): الگوی ترک خوردگی نمونه‌ها در تحلیل ABAQUS

شکست، کاهش شکل‌پذیری و افزایش جمع‌شدگی حلقه های نمودار چرخه‌ای بار- تغییر مکان می‌شود. در نمونه‌های دارای خم ۱۳۵ درجه، رفتار اتصال متأثر از نوع خم بوده و تغییر نوع بتن از بتن معمولی به خودتراکم، رفتار آن را تغییر نمی‌دهد.

۴- در صورت استفاده از بتن خودتراکم می‌توان این نوع بتن را به جای آن که در همه اتصالات به کار برد، فقط در ستون یا در محدوده هسته مورد استفاده قرار داد. وجود این بتن باعث افزایش شکل‌پذیری و قابلیت جذب انرژی می‌شود. در نمونه‌هایی که بتن خودتراکم فقط در ستون استفاده شده است، انرژی جذب شده از حالتی که تمام نمونه از این بتن ساخته شده باشد کم‌تر است. به همین ترتیب اگر بتن خودتراکم فقط در محدوده هسته اتصال به کار رود، جذب انرژی باز هم کم‌تر می‌شود.

۵- عرض ترک‌هایی که در محدوده بتن خودتراکم به وجود می‌آیند کم‌تر از ترک‌های ایجاد شده در بتن معمولی و در حدود ۸۵٪ آنها هستند. این موضوع نشان دهنده چسبندگی بیشتر بتن خودتراکم با میلگردها نسبت به بتن معمولی است.

۶- تحلیل نمونه‌های مورد بررسی با استفاده از نرم‌افزار اجزای محدود ABAQUS که مدل آسیب‌دیدگی خمیری را برای بتن به کار می‌برد، بیانگر برابری خوب نتایج تحلیلی و آزمایشگاهی است. با استفاده از این مدل می‌توان اثر عامل‌های متعدد که انجام آزمایش در آنها مشکل است را مورد بررسی قرار داد.

۶- نتیجه‌گیری

اثر استفاده از بتن خودتراکم هم‌زمان با تغییر نوع خم میلگردهای طولی تیر در رفتار اتصالات خارجی تیر-ستون بتنی، در دو بخش آزمایشگاهی و تحلیلی مورد بررسی قرار گرفت. در بخش آزمایشگاهی، تعداد ۱۰ نمونه اتصال با مقیاس ۱/۲ ساخته شده و تحت اثر بارهای رفت و برگشتی آزمایش شدند. همچنین، از نرم‌افزار اجزای محدود ABAQUS و مدل آسیب‌دیدگی خمیری استفاده شده و رفتار نمونه‌ها بصورت تحلیلی بررسی شد. نتایج به‌دست آمده از بررسی آزمایشگاهی و تحلیلی نمونه‌ها در این پژوهش را می‌توان به‌صورت زیر خلاصه نمود:

۱- استفاده از بتن خودتراکم علاوه بر سهولت اجرا، باعث افزایش کارایی و ظرفیت باربری اتصال می‌شود. مزیت این بتن در اتصالات با خم ۹۰ درجه بیشتر مشهود است. با توجه به نمونه‌های بررسی شده، در صورت استفاده از بتن خودتراکم، افزایش ظرفیتی در حدود ۸٪ نسبت به بتن معمولی حاصل می‌شود.

۲- افزایش مقاومت بتن اگرچه موجب کاهش شکل‌پذیری اتصال می‌شود اما می‌تواند ظرفیت آن را افزایش داده و گسیختگی را نیز از حالت برشی در هسته اتصال به حالت خمشی در تیر تغییر دهد. رفتار بتن معمولی و بتن خودتراکم در این پدیده یکسان است.

۳- وجود خم ۱۳۵ درجه در میلگردهای طولی تیر در مقایسه با خم ۹۰ درجه در محل اتصال، موجب تغییر حالت

۷- مراجع

- Chen, y. F., "An Investigation on Confinement Behavior of Square Self-CoMPacting Concrete Columns", MS thesis, Department of Civil Engineering, National Taiwan University, Taiwan, 245 p p, 2003. [۱۲]
- ACI Committee 209, "Prediction of Creep, Shrinkage and Temperature Effects in Concrete Structures", Designing for Creep and Shrinkage in Concrete Structures, SP-76, American Concrete Institue, Farmington Hills, MI, pp. 93-300, 2008. [۱۳]
- Chien, H., L., and Chao, L., H., and Shin, P., L., and Chin, H., L., "Self-Cosolidating Concrete Columns under Cocentric Compression", ACI Structural Journal, V.105, No. 4, July-Aug., pp. 425-432, 2008. [۱۴]
- ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete(ACI 318-11) and Commentary (318R-11)", American Concrete Institue, Farmington Hills, Mich, 443pp, 2011. [۱۵]
- ACI Committee 374, "Acceptance criteria for Moment Frames Based on Structural Testing and Commentary(ACI 374.1-05)", American Concrete Institue, Farmington Hills, MI, 9pp, 2005. [۱۶]
- Ehsani, M. R., and Alameddine, F., "Design Recommendations for Type 2 High-Streth Reinforced Concrete Connections", ACI Structural Journal, Vol. 88, No. 3, pp. 277-291, 1991. [۱۷]
- Lubliner, J., J. Oliver, S. Oller, and E. Onate, "A Plastic- Damage Model for Concrete", International Journal of Solids and Structures, vol. 25, pp. 299-329, 1989. [۱۸]
- Lee, J., and G. L. Fenves, "Plastic- Damage Model for Cyclic Loading of Concrete Structures", Journal of Engineering Mechanics, vol. 124, no.8, pp. 892-900, 1998. [۱۹]
- Thorenfeldt, E., and Tromaszcz, A., "Mechanical Properties of High-Strength Concrete and Application in Design", Proceedings of The Symposium Utilization of High-Strength Concrete, Tapir, Trondheim, pp. 149-159, 1987. [۲۰]
- Collins, MP., and Porasz, A., "Shear Design for High-Strength Concrete", CEB Bulletined, Information, No. 193, pp. 77-83, 1989. [۲۱]
- Collins, MP., and Mitchell, D., "Prestressed Concrete Structure", Prentice- Hall Inc; Englewood Cliffs, New Jersey, pp. 766, 1991. [۲۲]
- Li, B., and Tran, T.N., "Seismic Behaviour of Reinforced Concrete Beam-Column Joints with Vertically Distributed Reinforcement", ACI structural Journal, Vol. 106, No. 6, pp. 790-799, 2009. [۲۳]
- Scott, R. H., "The effects of Detailing on RC Beam-Column Connection Behaviour", The Structural Engineer, V. 70, No. 18, pp. 318-324, 1992. [۱]
- Abdel-Fattah, B., and Wight, J.K., "Study of Moving Beam Plastic Hinging Zones for Earthquake-Resistant Design of R/C Buildings", ACI Structural Journal, Vol. 84, No. 1, pp. 31-39, 1987. [۲]
- Wallace, J. W., McConnell, S. W., Gupta, P. and Cote, P. A., "Use of Headed Reinforcement in Beam-Column Joints Subjected to Earthquake Loads", ACI structural Journal, Vol. 95, No. 5, pp. 590-606, 1998. [۳]
- Kang, T.H.K., Sang, S.H., and Choi, D.U., "Bar Pullout Tests and Seismic Tests of Small-Headed Bars in Beam-Column Joints", ACI structural Journal, Vol. 107, No. 1, pp. 32-42, 2010. [۴]
- Henager, C.H., "Steel Fibrous, Ductile Concrete Joint for Seismic-Resistant Structures", Reinforced Concrete Structures in Seismic Zones, SP 53-14, American Concrete Institue, Detroit, pp. 371-386, 1974. [۵]
- Bertero, V.V., Popov, E.P., and Frzani, B., "Seismic Behaviour of Lightweight Concrete Beam-Column Subassemblages", ACI Structural Journal, Vol. 77, No. 7, pp. 44-52, 1980. [۶]
- Lin, C. H.; Lin, S.P.; and Tseng, C. H., "High-Workability Concrete Columns under Concentric Compression", ACI Structural Journal, V.101, No. 1, Jan.-Feb. pp. 85-93, 2004. [۷]
- Lin, C. H. and Lin, S.P., "Flexural Behavior of High-Workability Concrete Columns under Cyclic Loading", ACI Structural Journal, V.102, No. 3, May-June pp. 412-421, 2005. [۸]
- Chan, y.W.; Chen, y. S.; and Liu, y. S., "Development of Bond Strength of Reinforcement Steel in Self-Consolidating Concrete", ACI Structural Journal, V.100, No. 4, July-Aug., pp. 490-498, 2003. [۹]
- Paultre, P.; Khayat, K. H.; Cusson, D.; and Tremblay, S., "Structural Performance of Self-Consolidating Concrete Used in Confined Concrete Column", ACI Structural Journal, V.102, No. 4, July-Aug., pp. 560-568, 2005. [۱۰]
- Esfahani M. R., Lachemi M., and Kianoush M. R., "Top-Bar Effect of Steel Bars in Self-Consolidating Concrete (SCC)", Engineering Structures Journal, Elsevier Sci Ltd, Oxford, England, No. 30, pp.52-60, 2008. [۱۱]

۸- پی نوشت ها

-
- ^۱ Headed Bar
 - ^۲ Fiber Reinforced Concrete
 - ^۳ Self-Compacting Concrete
 - ^۴ High Workability Concrete
 - ^۵ Load cell
 - ^۶ LVDT
 - ^۷ Drift Ratio
 - ^۸ Pinching
 - ^۹ Damaged Plasticity Model