

اثر آرماتورهای هسته بر شکل پذیری و کارایی اتصال خارجی تیر- ستون بتنی

حمید شیرازی* و محمدرضا اصفهانی**
دانشکده مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد

(دریافت مقاله: ۱۳۸۹/۸/۳ - دریافت نسخه نهایی: ۱۳۹۰/۳/۲۵)

چکیده -

ABAQUS

واژگان کلیدی :

Effect of Joint Reinforcement on Ductility and Performance of Exterior Concrete Beam-Column Joints

H. Shirazi and M. R. Esfahani

Civil Engineering Department, Ferdowsi University of Mashhad

Abstract: Joint shear deficiency in concrete beam-column connections arising from diagonal cracks is one of the main causes of connection failure. This factor, apart from connection damage, results in column deterioration and degradation of structural

** - استاد

* - دانشجوی دکتری

performance. In this paper, an experimental and analytical investigation into the behavior of exterior concrete beam-column joints is carried out. The variables include the type and location of beam longitudinal bar anchorage in joint, longitudinal and transverse reinforcement of column at the joint region, and strength of concrete. In the experimental part, 8 semi-scale exterior beam-column joints are manufactured and subjected to a constant column axial load and beam quasi-static cyclic load. In the analytical part, ABAQUS software is used for modeling and analyzing the test specimens. Based on the results, both experimental and analytical joint capacities are in good agreement. Results show that increasing the concrete strength, in addition to increasing the load capacity, can change the failure mechanism of a connection from shear failure in joint to flexural failure in beam. Also, by making appropriate changes in reinforcement at the joint region, the load capacity, energy dissipation and ductility of connection can be increased

Keywords: Exterior concrete beam-column joints, Finite elements, Cyclic load, Hysteresis diagram, Joint reinforcements.

۱- مقدمه

در سازه‌های بتنی شاید بتوان اتصالات تیر- ستون را مهمترین اعضا در تحمل و انتقال نیروها و نیز ایجاد شکل‌پذیری مناسب سازه در برابر بارهای لرزه‌ای به شمار آورد. عدم شکل‌پذیری مناسب به دلیل کافی نبودن آرماتور برشی در ناحیه اتصال و همچنین ناکافی بودن طول مهاری میلگردهای تیر در این منطقه از دلایل اصلی شکست در اتصالات سازه‌های قدیمی است. در این میان، انهدام ناگهانی در اتصالاتی که ضعیف طراحی شده‌اند- به ویژه اتصالات خارجی- بیشتر اتفاق افتاده و به همین دلیل، این بخش از سازه به عنوان یکی از نقاط بحرانی آن مورد توجه قرار گرفته است. چنانکه گفته شد، تخریب اتصالات عموماً ناشی از کمبود آرماتورهای برشی یا طول مهاری میلگردهای تیر است. این در حالی است که نواقص دیگری همچون کم بودن طول وصله در آرماتورهای طولی ستون و وجود تیر قوی- ستون ضعیف نیز در محل اتصالات موجب کاهش کارایی آنها می‌شود. به این دلیل، تحقیقات متعددی در زمینه بررسی طول مهاری، پیوستگی میلگردها و برش در ناحیه اتصال صورت گرفته است.

نخستین بررسی همه جانبه بر روی رفتار اتصال قابهای بتنی در برابر نیروهای زلزله توسط پارک و پاولی [۱] انجام گرفت و نشان داده شد که عدم وجود یا ناکافی بودن آرماتور عرضی در ناحیه اتصال، تأثیر قابل ملاحظه‌ای در کاهش مقاومت برشی و نیز شکست برشی آن خواهد داشت. بر اساس نظریه پارک و پاولی [۲]، انتقال برش در هسته اتصال، در صورت وجود آرماتورهای برشی افقی و قائم در محل هسته، توسط یک ناحیه

قطری فشاری^۱ و یک مکانیزم خرابایی^۲ انجام می‌گیرد.

ضوابط و معیارهای طراحی اتصالات تیر- ستون بتنی نخستین بار در سال ۱۹۷۶ توسط کمیته مشترک ACI-AISC [۳] ارائه شد. ظرفیت برشی اتصال تابعی از مقاومت برشی بتن و میلگردهای کششی ناحیه اتصال^۳ است. میزان آرماتور عرضی مورد نیاز بر اساس مدل ۴۵ درجه خرابایی تعیین می‌شود. بر اساس پیشنهادهای کنونی کمیته مشترک ACI-AISC [۴]، ظرفیت برشی اتصال باید به طور کامل توسط بتن تامین شود و میلگردهای کششی به منظور محصور کردن^۴ هسته اتصال و ایجاد شکل‌پذیری کافی در آن اجرا می‌شوند.

اخیراً مطالعاتی بر روی رفتار اتصالات تیر- ستون بتنی توسط لیو و پارک [۵ و ۶] انجام شده است. در این مطالعات، با وجود آنکه میلگردهای تیر در داخل هسته اتصال خم داده شده بودند باز هم لغزش در طول مهاری آرماتورها مشاهده شد. در این وضعیت، انتقال نیروی کششی آرماتورها در ناحیه اتصال به جای آنکه توسط یک مکانیزم خرابایی انجام شود، از طریق ناحیه فشاری بتن صورت می‌گیرد. بنابراین می‌توان دریافت که 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 کرد. 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 بتن ریزی را با مشکل مواجه می‌کند. به این دلیل، تحقیقات زیادی توسط محققان به منظور افزایش

کارایی اتصال با تغییر جزئیات آرماتوربندی یا نوع بتن مصرفی صورت گرفته است.

احسانی و آلامدین [۷] به منظور بررسی قابلیت استفاده از معیارهای موجود طراحی اتصالات در نمونه‌های ساخته شده از بتن با مقاومت بالا آزمایشهایی را انجام دادند. پارامترهای مورد بررسی شامل مقاومت فشاری بتن، تنش برشی در اتصال و درصد آرماتور برشی اتصال بودند. در این تحقیق تعداد دوازده نمونه تحت اثر بارهای چرخشی آزمایش شدند. آنها نتیجه گرفتند که معادلات کمیته مشترک ACI-AISC [۳] برای تنش برشی مجاز، در اتصالات دارای بتن مقاومت بالا محافظه کارانه بوده و پیشنهادهای ارائه شده برای محصور کردن اتصال نمی‌تواند در حالت بتن با مقاومت بالا قابل استفاده باشد. پالتر و میشل [۸] مقایسه‌ای بین رفتار اتصالات خارجی ساخته شده از بتن با مقاومت معمولی و بتن با مقاومت بالا انجام دادند. نتیجه آزمایش نشان داد که نمونه‌های ساخته شده از مصالح معمولی دارای شکل پذیری بیشتر نسبت به نمونه‌های دیگر هستند.

عبدالفتاح و وایت [۹] اثر جابه‌جایی مفصل خمیری را با انجام آزمایش بر روی دوازده نمونه با مقیاس کامل از اتصالات داخلی تیر-ستون بررسی کردند. طراحی نمونه‌ها به صورتی بود که حداکثر لنگر قابل تحمل تیر در مجاورت ستون کمتر از ظرفیت خمشی اسمی نقطه ایجاد مفصل خمیری باشد و برای این منظور، میلگردهای میانی تیر در نزدیکی اتصال کاهش داده شد. نتایج آزمایش نشان دهنده جابه‌جایی مفصل خمیری و بهبود رفتار اتصال بود. جو و همکارانش [۱۰] اثر جابه‌جایی مفصل خمیری بر سختی تیر در اتصال تیر-ستون را بررسی کردند. به این منظور چهار اتصال داخلی با مقیاس ۱/۲ و با آرماتورگذاری مختلف ساخته شده و تحت بارگذاری چرخه‌ای آزمایش شدند. در نمونه‌هایی که محل مفصل خمیری جابه‌جا شده بود ترکهای خمشی کمتری در مجاورت ستون مشاهده شد و لغزش پیوستگی میلگردها در ناحیه اتصال نیز کاهش قابل توجهی پیدا کرد.

توسونوس و همکارانش [۱۱] با هدف افزایش کارایی اتصال

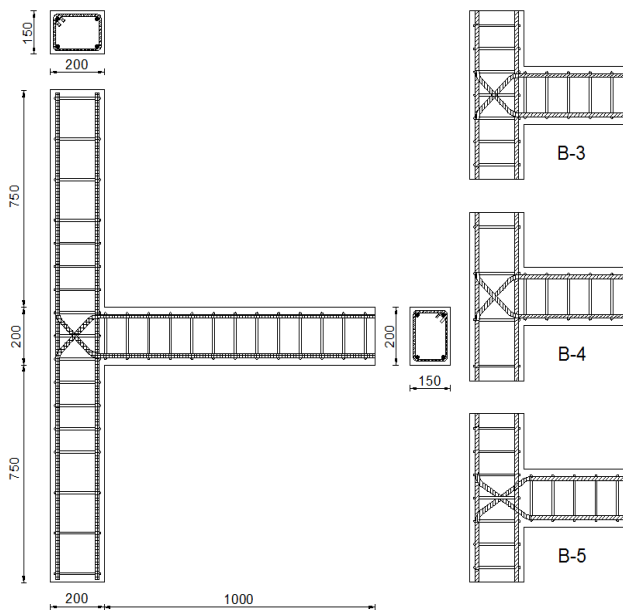
در برابر زلزله آرماتورگذاری با شکل X در ناحیه اتصال را مورد بررسی قرار دادند. آنها نشان دادند که وجود آرماتورهای متقاطع باعث ایجاد مکانیزم جدیدی در انتقال نیروی برشی شده و می‌تواند مقاومت برشی و قابلیت جذب انرژی نمونه‌ها را افزایش دهد.

در مطالعات گذشته، تغییر مکانیزم شکست با افزایش میلگردهای عرضی و یا استفاده از آرماتورهای اضافی مانند آرماتورهای X شکل انجام شده است. بدیهی است که در این حالت، تراکم میلگردها بتن ریزی اتصال را با مشکل مواجه می‌کند. در این تحقیق سعی شده است تا با تغییر شکل و محل خم میلگردهای طولی تیر در محل هسته اتصال، روشی برای تغییر حالت شکست از مود برشی در داخل هسته به مود خمشی در داخل تیر ارائه شود. در واقع هدف آن است تا علاوه بر افزایش شکل پذیری، از تراکم میلگردهای هسته جلوگیری شده و بدون آنکه ظرفیت نهایی اتصال کاهش داشته باشد، کارایی آن نیز حفظ گردد. به این منظور تعداد ۸ نمونه اتصال خارجی تیر-ستون بتنی ساخته شده و آزمایش گردیده‌اند. همچنین، بررسی تحلیلی نمونه‌ها با استفاده از نرم‌افزار ABAQUS انجام شده و با نتایج آزمایشگاهی مقایسه شده است. در اتصالات مورد بررسی، علاوه بر تغییر جزئیات آرماتورهای طولی تیر، میلگردهای طولی و عرضی ستون و نیز مقاومت بتن، تغییر یافته‌اند تا اثر هر یک بر ظرفیت نهایی، شکل پذیری و کارایی اتصال مشخص شود.

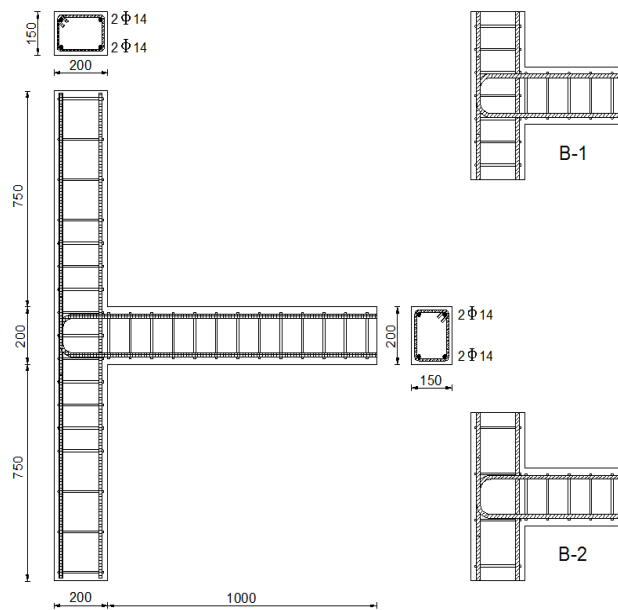
۲- برنامه آزمایش

۲-۱- نمونه‌ها

برنامه آزمایش مورد بررسی، بخشی از مطالعات انجام شده بر روی رفتار اتصالات خارجی تیر-ستون بتنی است. در این بخش، تعداد ۸ نمونه اتصال خارجی با مقیاس ۱/۲ ساخته شده و مورد آزمایش قرار گرفته است. در ۴ عدد از این نمونه‌ها، میلگردهای طولی تیر دارای خم ۹۰ درجه و در ۴ نمونه دیگر دارای خم ۱۳۵ درجه در محل اتصال هستند. برای ساخت



شکل ۲- نمونه‌های دارای خم ۱۳۵ درجه
(اندازه‌ها بر حسب میلیمتر)



شکل ۱- نمونه‌های دارای خم ۹۰ درجه
(اندازه‌ها بر حسب میلیمتر)

در نظر گرفته شده است. در واقع، هدف، تعیین تأثیر میلگردهای عرضی ستون در رفتار اتصال در دو حالت خم میلگردهای طولی تیر است. جزییات میلگردها در وضعیت B-5 و B-3 مشابه است، اما در حالت B-5 محل خم میلگرد طولی از محدوده هسته خارج شده و در انتهای تیر قرار گرفته است. با توجه به احتمال تمرکز تنش در ناحیه خم میلگرد طولی، با این آزمایش می‌توان اثر موقعیت خم را مورد بررسی قرار داد.

جزییات نمونه‌ها، شامل مقادیر آرماتور طولی و عرضی، خصوصیات مصالح بتن و فولاد و وضعیت میلگردهای هسته اتصال در جدول (۱) ارائه شده است. درصد فولاد طولی ستون در نمونه L4B1 برابر ۴٪ و در سایر نمونه‌ها ۲٪ است. همچنین، مقاومت بتن (f'_c) در نمونه‌های H2B1 و H2B3 برابر ۴۵MPa و در سایر نمونه‌ها ۳۰MPa است. اگرچه اثر مقاومت بتن در تحقیقات گذشته بررسی شده است، تأثیر آن در این تحقیق با توجه به تغییر جزییات آرماتورهای هسته نیز مورد بررسی قرار می‌گیرد.

نمونه‌ها از بتن معمولی با دو مقاومت مختلف استفاده شده است. ابعاد نمونه‌ها و نحوه آرماتوربندی آنها در شکل‌های (۱) و (۲) قابل مشاهده‌اند.

نمونه‌های آزمایشگاهی به صورت کلی abc نامگذاری شده‌اند. a معرف مقاومت فشاری نمونه استاندارد بتن است و شامل L: $f'_c = 30 \text{ MPa}$ و H: $f'_c = 45 \text{ MPa}$ است. b معرف درصد میلگرد طولی ستون است و شامل ۲: میلگرد طولی ستون برابر ۲٪ و ۴: میلگرد طولی ستون برابر ۴٪ است. همچنین، c معرف نوع آرماتوربندی هسته اتصال است که شامل B-1 تا B-5 است و در شکل‌های (۱) و (۲) نشان داده شده‌اند.

مطابق شکل‌های (۱) و (۲)، جزییات آرماتوربندی هسته اتصال به ۵ حالت B-1 تا B-5 دسته بندی شده است. در وضعیت‌های B-1 و B-2 میلگردهای طولی تیر دارای خم ۹۰ درجه‌اند با این تفاوت که در حالت B-2 فاصله خاموت‌های ستون در محل هسته برای تعیین میزان تأثیر آنها بر رفتار برشی اتصال، بیشتر در نظر گرفته شده است. در حالت‌های B-3 و B-4 خم فولاد طولی تیر ۱۳۵ درجه است با این تفاوت که در وضعیت B-4 فاصله خاموت‌های ستون در محل هسته بیشتر

جدول ۱- جزییات نمونه‌ها

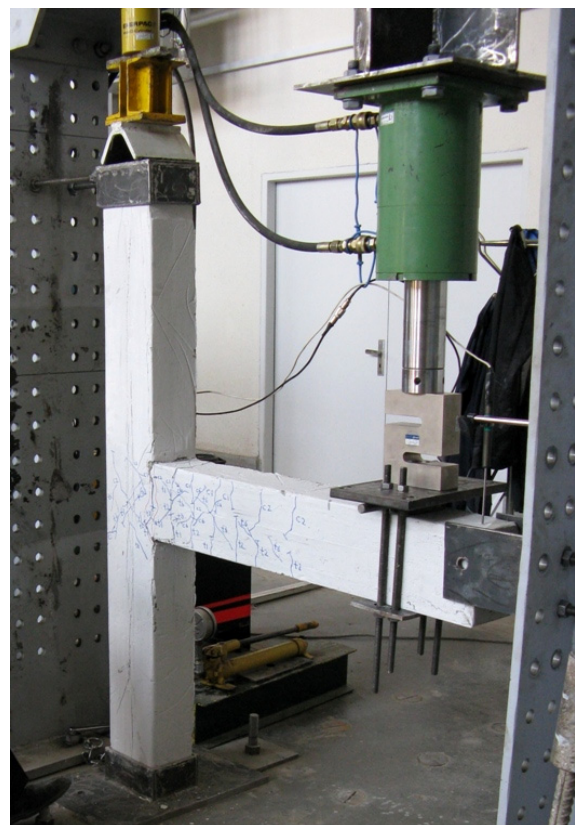
نمونه *	جزییات میلگردها	f'_c (MPa)	فولاد طولی ستون	فولاد طولی تیر (فشاری=کششی)	فولاد عرضی ستون خارج از هسته	فولاد عرضی تیر	فولاد عرضی ستون در محل هسته
L2B1	B-1	۳۰	۲Φ۱۴(%۲)	۲Φ۱۴	Φ۸@۱۵۰	Φ۸@۸۰	Φ۸@۸۰
L2B2	B-2	۳۰	۲Φ۱۴(%۲)	۲Φ۱۴	Φ۸@۱۵۰	Φ۸@۸۰	Φ۸@۱۵۰
L2B3	B-3	۳۰	۲Φ۱۴(%۲)	۲Φ۱۴	Φ۸@۱۵۰	Φ۸@۸۰	Φ۸@۸۰
L2B4	B-4	۳۰	۲Φ۱۴(%۲)	۲Φ۱۴	Φ۸@۱۵۰	Φ۸@۸۰	Φ۸@۱۵۰
L2B5	B-5	۳۰	۲Φ۱۴(%۲)	۲Φ۱۴	Φ۸@۱۵۰	Φ۸@۸۰	Φ۸@۸۰
L4B1	B-1	۳۰	۶Φ۱۴+۶Φ۸(%۴)	۲Φ۱۴	Φ۸@۱۵۰	Φ۸@۸۰	Φ۸@۸۰
H2B1	B-1	۴۵	۲Φ۱۴(%۲)	۲Φ۱۴	Φ۸@۱۵۰	Φ۸@۸۰	Φ۸@۸۰
H2B3	B-3	۴۵	۲Φ۱۴(%۲)	۲Φ۱۴	Φ۸@۱۵۰	Φ۸@۸۰	Φ۸@۸۰

* نمونه‌های آزمایشگاهی به صورت کلی abc نامگذاری شده‌اند. a معرف مقاومت فشاری نمونه استاندارد بتن است و شامل L: $f'_c = 30 \text{ MPa}$ و H: $f'_c = 45 \text{ MPa}$ است. b معرف درصد میلگرد طولی ستون است و شامل 2: میلگرد طولی ستون برابر ۲٪ و 4: میلگرد طولی ستون برابر ۴٪ است. همچنین، c معرف نوع آرماتوربندی هسته اتصال است که شامل B-1 تا B-5 است و در شکلهای (۱) و (۲) نشان داده شده‌اند.

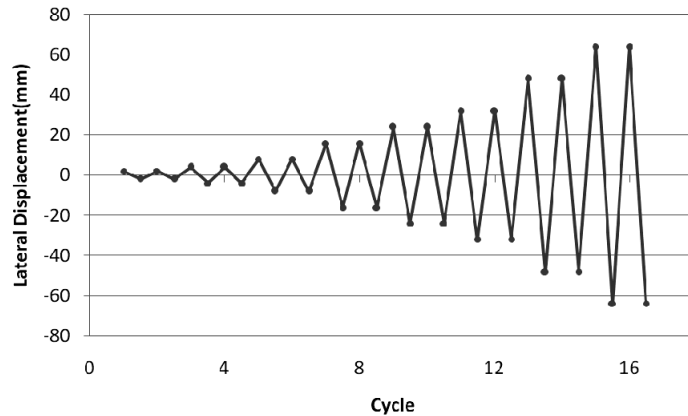
۲-۲- دستگاه آزمایش

دستگاه آزمایش در شکل (۳) نمایش داده شده است. مطابق این شکل، از یک جک هیدرولیکی ثابت با ظرفیت ۱۰۰kN برای اعمال بار محوری ستون و از یک جک هیدرولیکی رفت و برگشتی با ظرفیت ۶۰۰kN برای بارگذاری انتهای تیر استفاده شده است. نمونه بتنی توسط مهارهای مناسب در دو انتهای ستون و انتهای تیر در جهت جانبی نگهداری شده و امکان تغییر شکل آن فقط در صفحه اتصال وجود دارد. یک نیروسنج^۵ S شکل با ظرفیت ۲۰۰kN که توانایی ثبت نیروی کششی و فشاری را داراست، اندازه بار رفت و برگشتی اعمال شده را به سیستم رایانه می‌فرستد. همچنین به منظور ثبت تغییر مکان نقطه اعمال بار، از یک تغییر مکان سنج^۶ که به سیستم رایانه نیز متصل است، در انتهای تیر استفاده شده است.

نقاط انتهایی ستون در واقع نقاط عطف میانی در ستونهای بالا و پایین از قاب بتنی هستند. همچنین، نقطه انتهای تیر، نقطه عطف میانی تیر از قاب بتنی فرض شده است. کلیه این نقاط در اثر بار زلزله مفصلی فرض می‌شوند. به این دلیل، در دستگاه آزمایش به منظور صفر شدن لنگر خمشی، از میلگردها و



شکل ۳- دستگاه آزمایش



شکل ۴- نمودار بارگذاری

شده اتصال تا شکست (E_f) و ضریب شکل پذیری جابه‌جایی نمونه‌ها (μ_d) مشخص شده‌اند. برای تعیین بار نظیر تسلیم میلگردهای طولی تیر از یک تغییر مکان سنج خارجی با دقت 0.02 mm استفاده شده است که به کمک آن، تغییر مکان و کرنش نقاط معین در محل هسته اتصال یا روی مسیر میلگردها اندازه‌گیری می‌شود. به این ترتیب، با در دست بودن تغییر مکان نظیر تسلیم میلگردهای طولی تیر و با استفاده از نمودار بار-تغییر مکان نسبی اتصال می‌توان بار تسلیم (P_y) را محاسبه کرد. مطابق جدول (۲)، در کلیه نمونه‌ها، بار ماکزیمم P_{peak} از ظرفیت اسمی P_p بیشتر شده است.

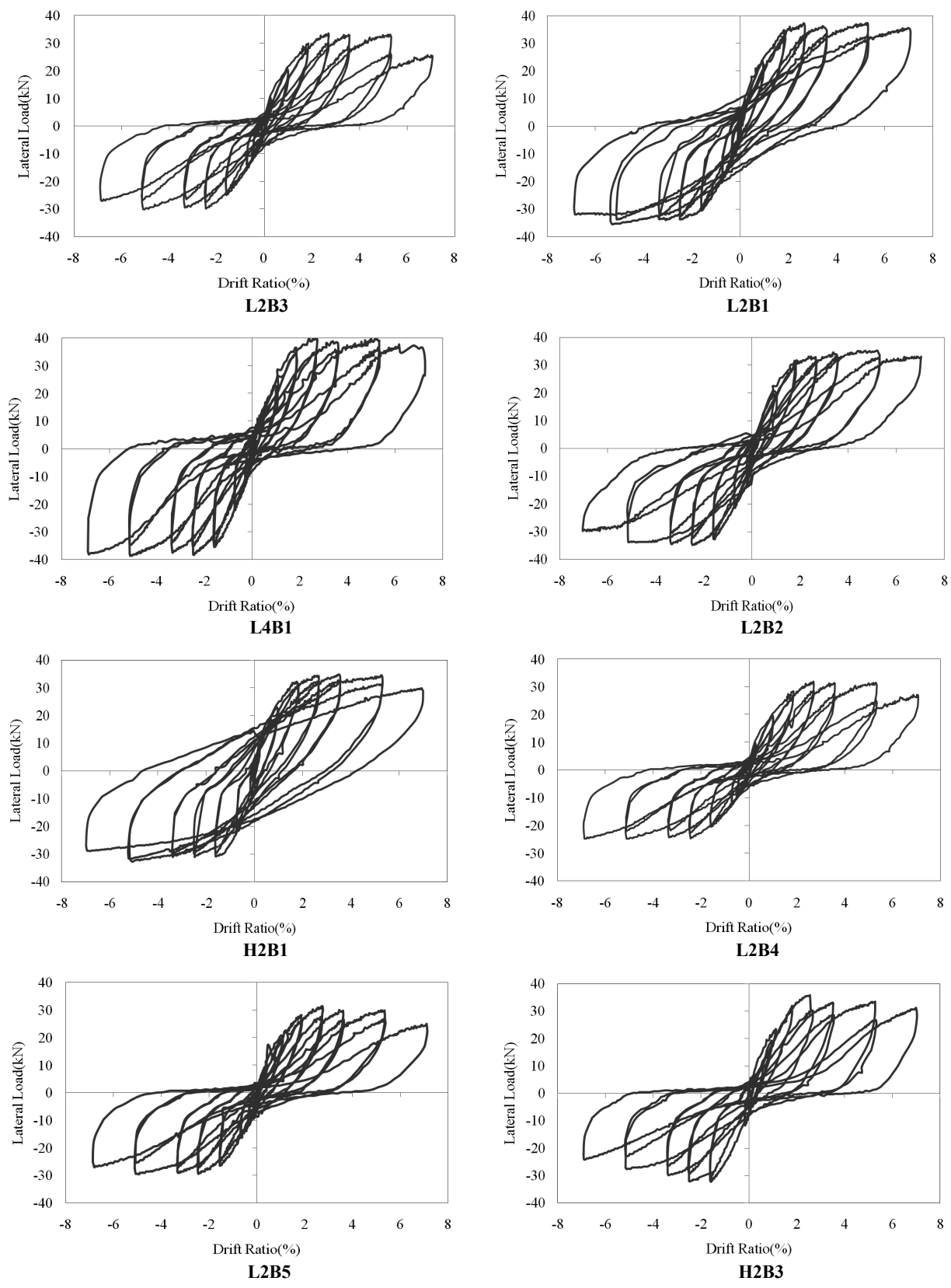
آئین‌نامه ACI 374.1-05 [۱۳] معیار شکست را زمانی که ظرفیت باربری اتصال به $0.75 P_{peak}$ ظرفیت ماکزیمم آن برسد، در نظر می‌گیرد و در صورتی کارایی اتصالات در برابر بار لرزه‌ای را مطلوب فرض می‌کند که شکست در تغییر مکان نسبی بیشتر از $3/5$ اتفاق افتاده باشد. با توجه به شکل (۵)، در تمام نمودارها، مقدار ظرفیت بیشینه در چرخه‌های بارگذاری، با افزایش تغییر مکان نسبی افت ناچیزی داشته و هیچ‌یک از نقاط بیشینه نمودارها، به ویژه در تغییر مکان نسبی کمتر از $3/5$ ، کمتر از $0.75 P_{peak}$ نشده است. از اینرو می‌توان نتیجه گرفت که در کلیه نمونه‌های مورد بررسی، کارایی در حد مطلوب است.

صفحات فلزی شیاردار مناسب استفاده شده است. بارگذاری نمونه‌ها به صورت رفت و برگشتی بوده و بر اساس بار ترک خوردگی بتن و بار نظیر تسلیم میلگردهای طولی تیر تعیین شده است. شکل (۴) نمودار بارگذاری را نشان می‌دهد. چرخه‌های اول و دوم بارگذاری بر اساس کنترل نیرو و چرخه‌های بعدی بر اساس کنترل تغییر مکان تنظیم شده‌اند.

۳- نتایج آزمایش

نمودارهای بار-تغییر مکان نسبی انتهای تیر در نمونه‌ها و برای تمام چرخه‌های بارگذاری، در شکل (۵) نشان داده شده است. تغییر مکان نسبی برابر با نسبت تغییر مکان نقطه اثر بار بر فاصله این نقطه تا مرکز ستون است. چنانکه مشاهده می‌شود، ظرفیت باربری نهایی در تمام نمونه‌ها در محدوده 30 تا 40 kN بوده و در تغییر مکان نسبی 2 تا 3 اتفاق می‌افتد.

با افزایش چرخه‌های بارگذاری، افت ظرفیت به طور نسبی در تمام نمودارها دیده می‌شود. همچنین جمع شدگی مرکزی نمودارها^۷ در نمونه‌های L2B1، L2B2 و H2B1 از سایر نمونه‌ها کمتر است. جدول (۲) 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 آئین‌نامه ACI 318-02 [۱۲] را نشان می‌دهد. در این جدول همچنین، انرژی جذب



شکل ۵- نمودار بار- تغییر مکان نسبی انتهای تیر

جدول ۲- خلاصه نتایج آزمایش

نمونه	P_{peak} (kN)	δ_{peak} (%)	P_y (kN)	δ_y (%)	P_p (ACI) (kN)	$Z = P_{peak} / P_p$	E_f (kN-m)	$\mu_d = \delta_{peak} / \delta_y$
L2B1	۳۴/۲	۲/۵۲	۲۲/۰	۰/۷۸	۳۰/۲۹	۱/۱۳	۲۰/۵	۳/۲۳
L2B2	۳۲/۰	۲/۴۸	۱۸/۵	۰/۷۷	۳۰/۲۹	۱/۰۶	۱۵/۳	۳/۲۲
L2B3	۳۳/۱	۲/۵۷	۱۸/۱	۰/۷۵	۳۰/۲۹	۱/۰۹	۱۳/۹	۳/۴۳
L2B4	۳۱/۷	۲/۷۰	۱۷/۲	۰/۷۴	۳۰/۲۹	۱/۰۵	۱۲/۴	۳/۶۵
L2B5	۳۰/۵	۲/۵۵	۱۸/۰	۰/۸۰	۳۰/۲۹	۱/۰۱	۱۱/۸	۳/۱۹
L4B1	۳۹/۵	۲/۷۰	۱۹/۵	۰/۷۸	۳۰/۲۹	۱/۳۰	۲۳/۳	۳/۴۶
H2B1	۳۶/۹	۲/۴۱	۲۱/۰	۰/۷۸	۳۱/۷۵	۱/۱۶	۲۴/۲	۳/۰۹
H2B3	۳۵/۴	۲/۳۸	۱۹/۲	۰/۸۰	۳۱/۷۵	۱/۱۱	۱۷/۴	۲/۹۸

۴- تحلیل نتایج آزمایش

۴-۱- ظرفیت باربری

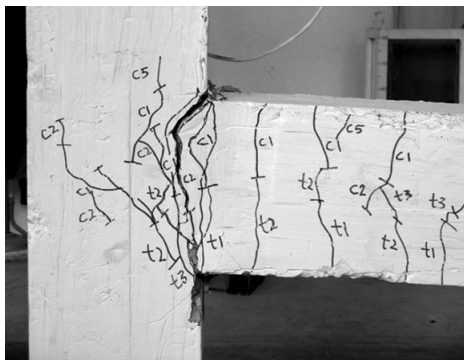
چنان که در شکل (۵) مشاهده می‌شود، ظرفیت باربری نهایی تمام نمونه‌ها به یکدیگر نزدیک است که با توجه به یکسان بودن میلگردهای تیر در همه نمونه‌ها، منطقی به نظر می‌رسد. بیشترین ظرفیت بار، برابر ۳۹/۵kN و مربوط به نمونه L4B1 است که آرماتور طولی ستون در آن، برابر ۰/۴ است. درصد میلگرد طولی ستون در نمونه L2B1 برابر ۰/۲ بوده و ظرفیت باربری آن ۳۴/۲kN است. مقایسه نمونه‌های L2B1 و L4B1 که تفاوت آنها فقط در مقدار میلگرد ستون است نشان می‌دهد، افزایش درصد آرماتور طولی ستون از ۰/۲ به ۰/۴ موجب افزایش ظرفیت باربری اتصال در حدود ۱۵٪ می‌شود.

ظرفیت باربری اتصال به مقاومت بتن مصرفی در نمونه‌ها نیز بستگی دارد. اثر افزایش مقاومت بتن در ظرفیت باربری را می‌توان با توجه به نمونه‌های L2B1 و H2B1 که مقدار f'_c در آنها به ترتیب برابر ۳۰MPa و ۴۵MPa است بررسی کرد. ظرفیت باربری این نمونه‌ها نیز به ترتیب برابر ۳۴/۲ kN و ۳۶/۹kN شده است و نشان از افزایش ظرفیتی در حدود ۸٪ در اثر افزایش مقاومت بتن دارد. از آنجا که مقدار میلگردهای تیر در تمام نمونه‌های مورد بررسی برابر است، امکان تغییر مقاومت

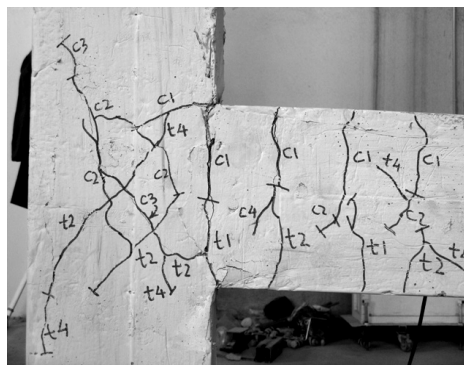
در یک دامنه گسترده وجود نداشته و برای اطمینان از چگونگی رفتار اتصال باید اثر تغییر مقاومت بتن با تغییر درصد میلگردهای طولی تیر و ستون به طور همزمان بررسی شود. تغییر خم میلگردهای طولی از ۹۰ درجه به ۱۳۵ درجه باعث افت اندک ظرفیت باربری می‌شود. بر اساس جدول (۲)، ظرفیت بار در نمونه‌های L2B1 و L2B3 به ترتیب برابر با ۳۴/۲kN و ۳۳/۱ kN و در نمونه‌های H2B1 و H2B3 نیز، به ترتیب برابر با ۳۶/۹ kN و ۳۵/۴ kN است که هر دو حالت، کاهش ظرفیتی در حدود ۰/۴٪ را نشان می‌دهند. به نظر می‌رسد، کاهش سختی دورانی هسته در اتصالات با خم ۱۳۵ درجه نسبت به خم ۹۰ درجه، باعث افت ظرفیت باربری آنها شده است.

۴-۲- ترک خوردگی

یکی از اهداف مهم در طراحی اتصالات بتنی، ایجاد تمهیداتی است که با استفاده از آنها بتوان گسترش ترک در محل هسته اتصال را متوقف کرد. ایجاد ترکهای قطری در هسته علاوه بر کاهش قابل توجه ظرفیت باربری ستون که وظیفه تحمل و انتقال بارهای ثقلی را نیز به عهده دارد، ترمیم سازه را با مشکل جدی مواجه می‌سازد. شکل (۶)، الگوی



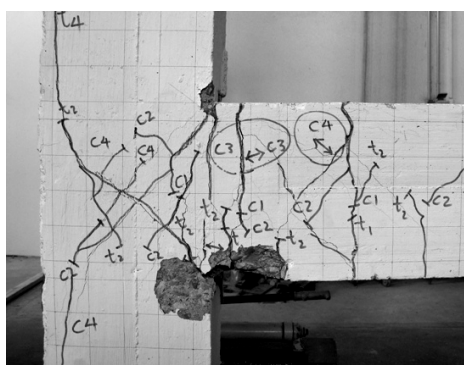
L2B3



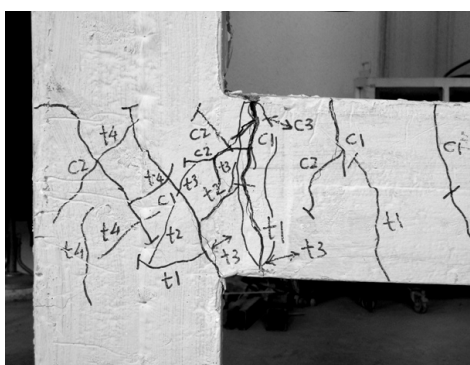
L2B1



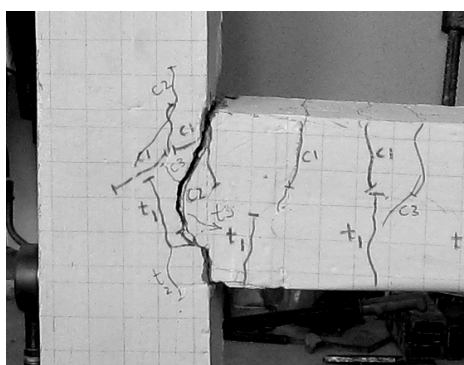
L4B1



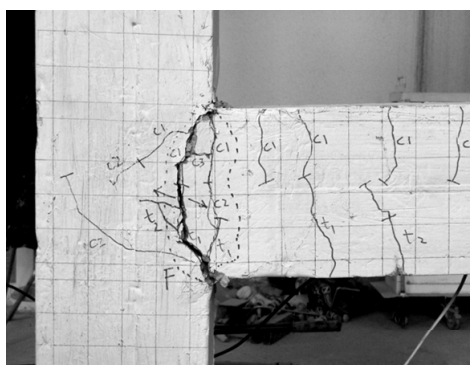
L2B2



H2B1



L2B4



L2B5



H2B3

شکل ۶- الگوی ترک خوردگی و شکست نمونه‌ها در انتهای آزمایش

(۲) با توجه به مقادیر انرژی شکست در نمونه‌های H2B1 ($E_f = 24.2 \text{ kN-m}$) و L2B1 ($E_f = 20.5 \text{ kN-m}$) و همچنین نمونه‌های L2B3 ($E_f = 13.9 \text{ kN-m}$) و H2B3 ($E_f = 17.4 \text{ kN-m}$) مشاهده کرد. آرماتورهای طولی و عرضی ستون نیز در مقدار جمع شدگی نمودار بار تغییر مکان مؤثرند. مطابق شکل (۵)، کاهش خاموت‌های هسته در نمونه L2B2 ($\Phi 8 @ 150 \text{ mm}$) نسبت به نمونه L2B1 ($\Phi 8 @ 80 \text{ mm}$) و به دنبال آن، افزایش قابلیت دوران قابلیت اتصال، جمع شدگی نمودار را کاهش داده است. همچنین، افزایش میلگردهای طولی ستون از ۲٪ در اتصال L2B1 به ۴٪ در اتصال L4B1 موجب کاهش قابلیت دوران اتصال و افزایش جمع شدگی در نمودار بار تغییر مکان و افزایش انرژی شکست شده است. تغییرات جمع شدگی معمولاً در نمونه‌های دارای خم ۹۰ درجه در میلگردهای طولی (L2B1، L2B2، L4B1 و H2B1) بیشتر مشهود است. در کلیه نمونه‌های دارای خم ۱۳۵ درجه، جمع شدگی نمودار بار تغییر مکان زیاد بوده و دلیل آن، تشکیل مود ترک خوردگی ویژه‌ای است که به علت هم‌رس بودن میلگردهای طولی تیر ایجاد می‌شود. این موضوع در اتصالات L2B3، L2B4، L2B5 و H2B3 از شکل (۶) به خوبی دیده می‌شود.

۴-۴- کارایی

یکی از پارامترهای مهم در بررسی اتصالات، کارایی آنهاست. طبق تعریف، کارایی یک اتصال (Z) عبارت است از نسبت لنگر مقاوم نهایی اتصال (M_{II}) به لنگر پلاستیک تیر $M_{II} \cdot (M_p)$ 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 غیر خطی تنش و خطی کرنش در ارتفاع مقطع محاسبه می‌شود. از نظر سازه‌ای، اتصالاتی مطلوب فرض می‌شود که علاوه بر قابلیت دوران مناسب، دارای

ترک خوردگی نمونه‌های مورد بررسی را در انتهای آزمایش نشان می‌دهد. یکی از عوامل مؤثر در چگونگی گسترش ترکها، مقاومت بتن است. تأثیر 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 مقاومتهای بالا، باعث تغییر مود شکست اتصال از شکست برشی در هسته به شکست خمشی در تیر می‌شود [۸]. این مورد در شکل (۶) و در الگوی ترک خوردگی نمونه‌های L2B1 و H2B1 نیز مشاهده می‌شود. گسترش ترکها در اتصال L2B1 که مقاومت آن از H2B1 کمتر است، به صورت قطری و در محدوده هسته اتصال ایجاد شده است، در حالی که در نمونه H2B1 ترکها به صورت خمشی در تیر و در نزدیکی هسته گسترش می‌یابند.

نوع خم میلگردهای طولی تیر نیز عامل مؤثری در نحوه گسترش ترکهاست. شکست در نمونه‌های L2B1، L2B2، L4B1 و H2B1 که میلگردهای طولی تیر در آنها دارای خم ۹۰ درجه هستند، به طور عمده با گسترش ترکهای قطری در ناحیه هسته اتصال صورت می‌گیرد. از سوی دیگر، در نمونه‌های L2B3، L2B4، L2B5 و H2B3 با خم ۱۳۵ درجه، ترکها از هسته خارج شده و به طرف تیر پیش می‌روند.

۴-۳- جمع شدگی نمودار بار تغییر مکان و انرژی جذب شده

به طور کلی تغییر مود شکست از برشی در هسته اتصال به خمشی در تیر، باعث افزایش جذب انرژی اتصال و کاهش جمع شدگی مرکزی در نمودارهای بار-تغییر مکان می‌شود. در نمونه H2B1 که مقاومت بتن از سایر نمونه‌ها بیشتر است، توجه به الگوی ترک خوردگی در شکل (۶) و و نمودار بار تغییر مکان در شکل (۵)، نشان می‌دهد که گسیختگی اتصال از نوع خمشی بوده و مقدار جمع شدگی در نمودار آن، از سایر نمونه‌ها کمتر است. افزایش مقاومت بتن از سویی موجب افزایش انرژی جذب شده در اتصال تا زمان شکست خواهد شد. این موضوع را می‌توان در جدول

کارایی ۱۰٪ 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 برابر بوده و طبق آئین‌نامه [12] ACI مقدار آن برای $f'_c = 30 \text{ MPa}$ برابر $M_p = 24.2 \text{ kN-m}$ و برای $f'_c = 45 \text{ MPa}$ برابر $M_p = 25.4 \text{ kN-m}$ است. اگر مقادیر فوق را بر بازوی لنگر ($d=0.8 \text{ m}$) تقسیم کنیم، بار نظیر لنگر پلاستیک تیر به ترتیب برابر $P_p = 30.29 \text{ kN}$ و $P_p = 31.75 \text{ kN}$ به دست خواهد آمد. این مقادیر در جدول (۲) درج شده و مقدار کارایی هر نمونه نیز در ستون آخر جدول نوشته شده است.

چنانکه از جدول (۲) ملاحظه می‌شود، بیشترین کارایی برابر ۱/۳۰ و مربوط به اتصال L4B1 است که درصد میلگرد طولی ستون در آن، دو برابر اتصالات دیگر است. همچنین، کمترین کارایی در اتصال L2B5 دیده می‌شود که برابر ۱/۰۱ بوده و در آن، میلگرد طولی تیر دارای خم ۱۳۵ درجه و محل خم در خارج از هسته اتصال است. در اتصال L2B3 که مشابه L2B5 بوده و محل خم میلگرد طولی تیر در داخل هسته است، مقدار کارایی برابر ۱/۰۹ است که نسبت به خم خارج هسته، ۸٪ افزایش یافته است.

مطابق جدول (۲)، کارایی در نمونه L2B1 با خم ۹۰ درجه و $f'_c = 30 \text{ MPa}$ برابر ۱/۱۳ و در نمونه H2B1 با $f'_c = 45 \text{ MPa}$ برابر ۱/۱۶ است. بنابراین افزایش مقاومت بتن نیز موجب افزایش کارایی اتصال شده است اما تأثیر آن از میلگرد طولی ستون کمتر است. این موضوع برای اتصالات $L2B3$ $f'_c = 30 \text{ MPa}$ (و کارایی ۱/۱۱) که دارای خم ۱۳۵ درجه هستند نیز صادق است. بنابراین می‌توان نتیجه گرفت که افزایش کارایی اتصال با سختی آن و به ویژه سختی ستون ارتباط مستقیم دارد. از جدول (۲) همچنین می‌توان دریافت که کارایی در اتصال با خم ۱۳۵ درجه، شامل نمونه‌های L2B3 ($Z=1/09$)، L2B4 ($Z=1/05$) و H2B3 ($Z=1/11$) به ترتیب،

کمتر از نمونه‌های نظیر با خم ۹۰ درجه شامل L2B1 ($Z=1/13$)، L2B2 ($Z=1/06$) و H2B1 ($Z=1/16$) است. کاهش میلگردهای عرضی ستون در محل هسته نیز موجب کاهش کارایی می‌شود. کارایی در نمونه L2B1 ($\Phi 8@80\text{mm}$) با خم ۹۰ درجه، از ۱/۱۳ به ۱/۰۶ در نمونه L2B2 ($\Phi 8@150\text{mm}$) کاهش یافته است. این مورد در اتصالات دارای خم ۱۳۵ درجه نیز دیده می‌شود به طوری که مقدار کارایی در نمونه L2B3 ($\Phi 8@80\text{mm}$) از ۱/۰۹ به ۱/۰۵ در نمونه L2B4 ($\Phi 8@150\text{mm}$) رسیده است. در هر دو حالت، حذف نیمی از خاموتها، افت کارایی در حدود ۴٪ را نشان می‌دهد.

۴-۵- شکل پذیری

منظور از شکل پذیری در این تحقیق، شکل پذیری جابه‌جایی است که با معادله $\mu_d = \delta_{peak} / \delta_y$ بیان می‌شود. در این معادله، δ_y و δ_{peak} به ترتیب، تغییر مکان نظیر بار تسلیم میلگردها و تغییر مکان مربوط به حداکثر ظرفیت باربری اتصال هستند [۱۴]. مقادیر ضریب شکل پذیری نمونه‌های مورد بررسی در ستون انتهایی جدول (۲) نشان داده شده‌اند. مطابق جدول (۲)، شکل پذیری در نمونه L2B1 با خم ۹۰ درجه و $f'_c = 30 \text{ MPa}$ برابر ۳/۲۳ و در نمونه H2B1 با $f'_c = 45 \text{ MPa}$ برابر ۳/۰۹ است. بنابراین افزایش مقاومت بتن موجب کاهش شکل پذیری اتصال شده است. این موضوع برای اتصالات L2B3 $f'_c = 30 \text{ MPa}$ (و شکل پذیری ۳/۴۳) و H2B3 $f'_c = 45 \text{ MPa}$ (و شکل پذیری ۲/۹۸) که دارای خم ۱۳۵ درجه هستند نیز صادق است. مقایسه نمونه‌های L2B1 ($\mu_d = 3.23$) و L2B2 ($\mu_d = 3.22$) نشان می‌دهد که کاهش میلگردهای عرضی ستون در محل هسته تأثیر چندانی در شکل پذیری ندارد. بر اساس پیشنهاد کمیته مشترک ACI-ASCE [۴]، خاموتهای موجود در محل هسته اتصال نقشی در مقاومت برشی آن ندارند اما به منظور محصور کردن هسته لازم بوده و موجب افزایش شکل پذیری اتصال می‌شوند. البته این در صورتی است که ضوابط فاصله و مقدار خاموتها

موجب می‌شود تا پیش‌بینی کامل رفتار سازه بدون انجام آزمایش یا تحلیلهای دقیق ممکن نبوده یا بسیار دشوار شود. از سویی، امکان انجام آزمایش و بررسی تغییرات هر پارامتر، عملی است که مستلزم صرف زمان و هزینه زیادی است. در حال حاضر با توجه به وجود روشهای تحلیل اجزای محدود، امکان تحلیل غیر خطی سازه‌ها با دقت قابل قبول و سرعت بیشتر امکانپذیر بوده و به این ترتیب می‌توان مقادیر تنش و تغییر شکل را در بخشهای مختلف سازه‌ای محاسبه کرد.

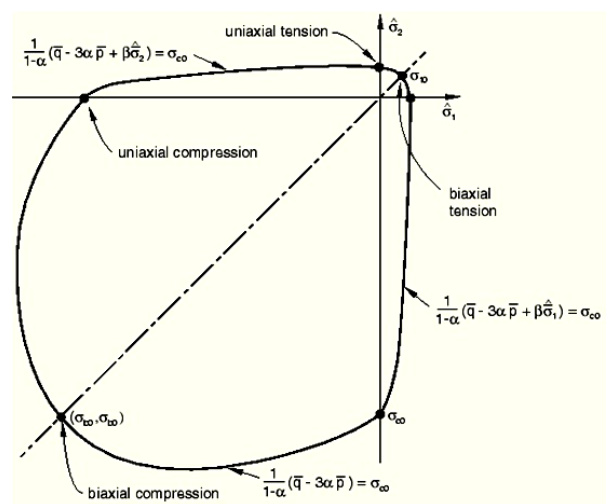
در این بخش، نمونه‌های ساخته شده از اتصالات خارجی که در آزمایشگاه بارگذاری شده‌اند، با استفاده از نرم‌افزار اجزای محدود ABAQUS مدل‌سازی شده و نتیجه تحلیل آنها با نتایج آزمایشگاهی مقایسه شده است. به این منظور از مدل آسیب دیدگی خمیری^۱ استفاده می‌شود. مدل آسیب دیدگی خمیری یک مدل ترکیبی است که همزمان شکست ناشی از فشار و کشش را با تعریف حدود مجاز مناسب برای پارامترهای مختلف هر دو حالت شکست در نظر می‌گیرد. این مدل که اولین بار توسط لوبلینر [۱۵] ارائه شد و سپس توسط لی و فنوس [۱۶] اصلاح شد، برای تحلیل بتن و سایر مواد نیمه ترد مانند سنگ و سرامیک تحت بارگذاری کلی (یکنواخت، تناوبی و دینامیکی) مناسب است.

۶- مدل‌سازی مصالح بتن

در مدل آسیب دیدگی خمیری، مهمترین مکانیزمهای شکست بتن، ترک خوردگی کششی و خردشدگی فشاری‌اند. تابع تسلیم مورد استفاده در این مدل برای حالت تنش صفحه‌ای در شکل (۷) نشان داده شده است. برای معرفی سطح تسلیم در نرم‌افزار ABAQUS، لازم است تا پارامترهای مربوط به آن در برنامه تعریف شوند. این پارامترها که در ادامه به طور خلاصه به آنها اشاره می‌شود برای مشخص شدن تابع تسلیم مورد استفاده در نرم‌افزار ضروری‌اند.

نسبت حداکثر تنش فشاری در حالت دو محوره

به حداکثر تنش فشاری تک محوره بتن. این نسبت به صورت



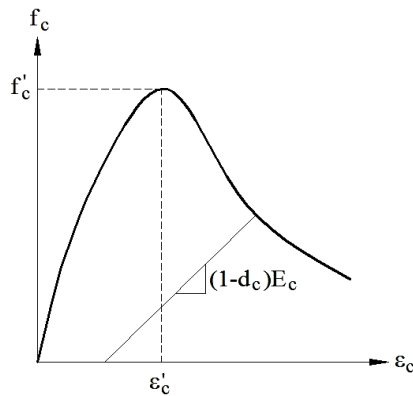
شکل ۷- سطح شکست بتن در حالت تنش صفحه‌ای [۱۵]

رعایت شده باشد. در پیوست این مقاله نمونه‌ای از محاسبات اتصالات ارائه شده است. بر این اساس، فاصله میلگردهای عرضی برای محصور شدگی کافی در هسته باید به $37/5 \text{ mm}$ محدود شود که در این تحقیق به علت کوچک بودن ابعاد نمونه‌های مورد بررسی، امکانپذیر نبوده است. بنابراین به نظر می‌رسد که کاهش اندک شکل‌پذیری در نمونه L2B2 نسبت به L2B1 به آن دلیل است که در هر دو اتصال، فواصل خاموتها بیشتر از حد تعریف شده در آئین‌نامه است.

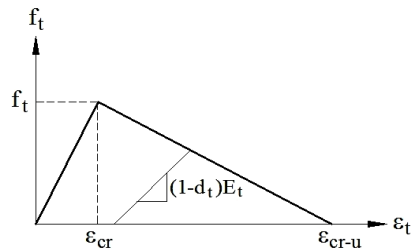
با توجه به دو نمونه $L2B1 (\mu_d = 3.23)$ و $L2B3 (\mu_d = 3.43)$ مشخص می‌شود که تغییر خم میلگردها از 90° درجه به 135° درجه باعث افزایش شکل‌پذیری اتصال می‌شود. این موضوع در نمونه‌های $H2B1 (\mu_d = 3.09)$ و $H2B3 (\mu_d = 2.98)$ برقرار نیست و چنان که ملاحظه می‌گردد، در این نمونه‌ها، شکل‌پذیری اتصالات دارای خم 90° درجه نسبت به شرایط خم 135° درجه بیشتر شده است. این نتیجه نشان می‌دهد که با افزایش مقاومت بتن، حساسیت مقدار شکل‌پذیری نسبت به نوع خم میلگردهای طولی تیر کاهش پیدا می‌کند.

۵- تحلیل اجزای محدود

وجود پارامترهای متعدد و تأثیرگذار در سازه‌های بتنی



(ب)



(الف)

شکل ۸- نمودار تنش - کرنش بتن - (الف) رفتار در کشش - (ب): رفتار در فشار

به همگرایی در تحلیل کمک می‌کند. در این پژوهش، مقدار ویسکوزیته برابر با ۰/۰۰۱ در نظر گرفته شده است.

پس از مشخص شدن پارامترهای مربوط به تابع تسلیم، لازم است تا نمودار تنش - کرنش بتن در فشار و کشش در نرم‌افزار ABAQUS معرفی شود. شکل (۸) نمودارهای مربوطه را نشان می‌دهد. پارامترهای d_c و d_t در این شکل، پارامترهای خسارت نامیده شده و سختی بتن در نقاط مختلف نمودار تنش - کرنش را معین می‌کند. حداکثر این پارامترها 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 نمی‌کند. همچنین، مقادیر E_c و E_t در این شکل به ترتیب مدول الاستیسیته بتن در فشار و کشش‌اند. در این تحقیق، با استفاده از دو پارامتر مقاومت نمونه استاندارد بتن (f'_c) و کرنش متناظر با آن (ϵ'_c) که از آزمایش نمونه‌های استوانه‌ای استاندارد به دست آمده است، و به کمک معادله (۱) منحنی تنش - کرنش بتن تعیین می‌شود [۱۷].

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

در معادله (۱) f_c تنش فشاری، f'_c مقاومت فشاری نمونه استاندارد بتن، ϵ_c کرنش فشاری و ϵ'_c کرنش متناظر با f'_c می‌باشد. ضرایب n و k نیز از روابط (۲) و (۳) قابل محاسبه‌اند [۱۸].

پیش‌فرض در برنامه برابر با ۱/۱۶ است و در این تحقیق نیز همین مقدار مورد استفاده قرار گرفته است.

ϵ و ψ : در نرم‌افزار ABAQUS برای مدل کردن خاصیت پلاستیسیته بتن از تابع پتانسیل جریان پلاستیک یا تابع هیپربولیک دراکر - پراگر استفاده می‌شود که به پارامترهای ϵ (خروج از مرکزیت) و ψ (زاویه اتساع) وابسته است. در این پژوهش، مقادیر مذکور به ترتیب برابر $\epsilon = 0.1$ و $\psi = 30$ معرفی شده‌اند. مقادیر کمتر از ۱/۱۰ برای خروج از مرکزیت ممکن است در شرایطی که محصور شدگی سازه کم است منجر به واگرایی در تحلیل شود. همچنین، سازه‌های با رفتار خمشی وابستگی چندانی به تغییرات زاویه اتساع ندارند و این پارامتر، بیشتر در سازه‌های با رفتار محوری مؤثر است.

K_c : این پارامتر تعیین کننده شکل مقطع عرضی سطح تسلیم بوده و در بازه ۵/۰ تا ۱ تغییر می‌کند. 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: به منظور پرهیز از واگرایی تحلیل که ممکن است در اثر ایجاد ترک یا خرد شدن بتن در مدل به وجود آید، ماده بتن در نرم‌افزار با استفاده از پارامتر ویسکوزیته به صورت یک ماده ویسکو پلاستیک در نظر گرفته می‌شود. انتخاب مقدار کم برای این پارامتر علاوه بر آنکه تأثیری در پاسخ سازه ندارد،

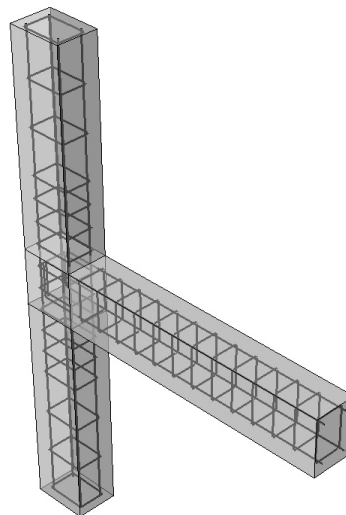
شوندگی در نظر گرفته می‌شود. این رفتار در فشار و کشش یکسان بوده و مدول الاستیسیته مصالح در باربرداری برابر با مدول الاستیسیته اولیه فرض می‌شود. مقادیر ضریب پواسون و مدول الاستیسیته فولاد در تحلیل به ترتیب برابر ۰/۳ و ۲۰۰۰۰۰ MPa در نظر گرفته شده است. همچنین، مقاومت تسلیم میلگردهای طولی و عرضی مورد استفاده در نمونه‌ها به ترتیب برابر با ۴۵۰ MPa و ۴۰۰ MPa است.

۸- مدل‌سازی هندسی و تحلیل سازه

شکل (۹) مدل‌سازی سه بعدی اتصالات در نرم‌افزار ABAQUS را نشان می‌دهد. برای بتن از اجزای غیر خطی سه بعدی و ۸ گرهی همگن C3D8R و برای فولادهای طولی و عرضی از اجزای خطی و دو گرهی جزئیایی استفاده شده است.

پارامترهای متعددی در نرم‌افزار برای مدل بتن مسلح وجود دارد که مقدار آنها با توجه به نوع مدل می‌تواند در یک دامنه معین تغییر کند و تعیین مقدار مناسب آنها با آزمون و خطا و مقایسه خروجی نرم‌افزار با نتایج آزمایشگاهی یا نتیجه تحلیل دقیق از روشهای دیگر، انجام می‌شود. به عنوان مثال می‌توان به نحوه شبکه بندی مدل هندسی، تعیین مقادیر مناسب پارامترهای خسارت در مصالح و ضریب ویسکوزیته اشاره کرد. در این تحقیق، نتیجه تحلیل مدل مورد نظر، با نتایج آزمایشگاهی نمونه‌ها مقایسه شده و برای سازگاری پاسخها، پارامترهای گوناگون مدل‌سازی به نحوی تغییر یافته‌اند تا شرایط مطلوب حاصل شود. برای دستیابی به اطمینان بیشتر، نمونه‌های دیگری از اتصالات که در تحقیقات پیشین مورد بررسی قرار گرفته و نتایج تحلیلی یا آزمایشگاهی آنها در دست بوده است [۲۰] و [۲۱] نیز به همین شیوه مدل‌سازی شده که نتیجه این بررسی، سازگاری مطلوب روش به کار گرفته شده را نشان می‌دهد.

بارگذاری سازه شامل یک بار ثابت ۶۰ kN در روی ستون و بار چرخه‌ای مطابق شکل (۴) در انتهای تیر است. در محل اعمال بار از اجزای سخت تکیه‌گاهی استفاده شده است تا از تغییر شکلهای موضعی جلوگیری شود.



شکل ۹- مدل تحلیلی در ABAQUS

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

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

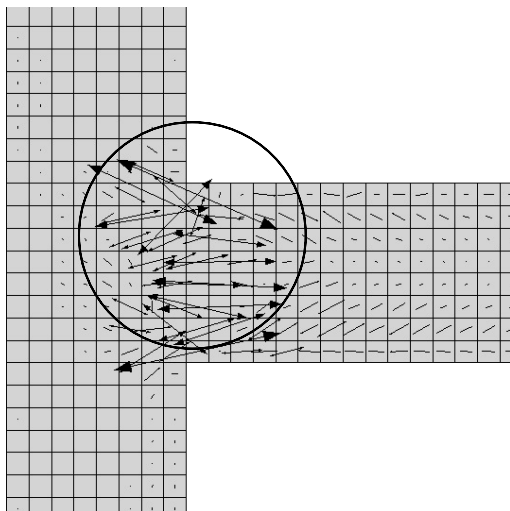
رفتار بتن در کشش به صورت دو خطی فرض می‌شود. در این حالت، منحنی تنش و کرنش بتن به صورت خطی از نقطه (0,0) تا نقطه (ϵ_{cr}, f_t) افزایش یافته و پس از آن با کاهش تنش به نقطه $(\epsilon_{cr-u}, 0)$ باز می‌گردد. f_t تنش نظیر ترک خوردگی بتن در کشش تک محوری، ϵ_{cr} کرنش نظیر ترک خوردگی بتن در کشش و ϵ_{cr-u} کرنش متناظر با تنش کششی صفر است که به علت باز شدن بیش از حد دهانه ترک حاصل می‌شود. مقادیر این پارامترها را می‌توان از معادله (۴) تعیین کرد [۱۲].

$$\begin{aligned} f_t &= 0.6\sqrt{f'_c \text{ (MPa)}} \\ \epsilon_{cr} &\approx 0.0001 \\ \epsilon_{cr-u} &\approx 10\epsilon_{cr} = 0.001 \end{aligned} \quad (4)$$

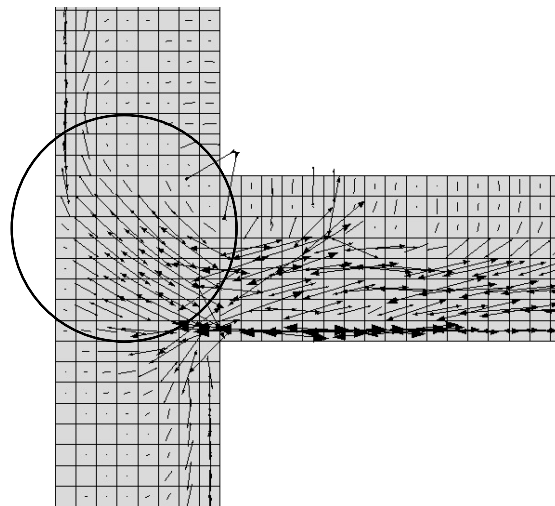
ضریب پواسون بتن در تحلیل برابر ۰/۲ فرض شده است.

۷- مدل‌سازی مصالح فولاد

رفتار میلگردهای فولادی به صورت خطی و بدون سخت



نمونه‌های دارای خم ۱۳۵ درجه (نمونه L2B3)



نمونه‌های دارای خم ۹۰ درجه (نمونه L2B1)

شکل ۱۰- الگوی ترک خوردگی نمونه‌ها در تحلیل ABAQUS

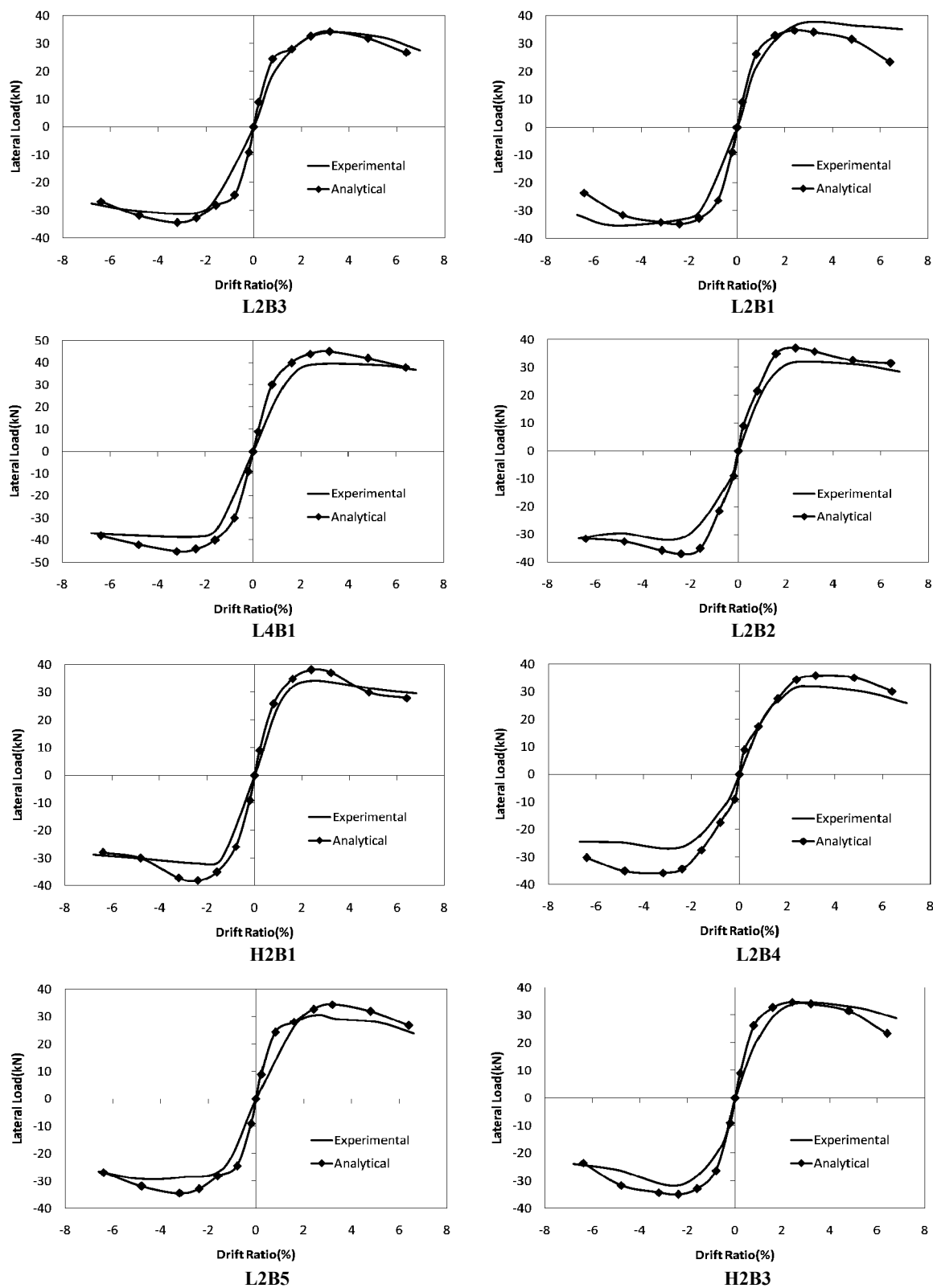
حاصل از تحلیل در بیشتر نمونه‌ها از ظرفیت به دست آمده در آزمایش بزرگتر است و این به دلیل ماهیت روش اجزای محدود است که در آن، سختی سازه بیشتر از حد واقعی برآورد می‌شود.

۹- نتیجه‌گیری

رفتار اتصالات خارجی تیر- ستون بتنی با توجه به نوع خم میلگردهای طولی تیر (۹۰ و ۱۳۵ درجه) در محل هسته اتصال به صورت آزمایشگاهی و تحلیلی مورد بررسی قرار گرفت. علاوه بر تغییر خم میلگرد طولی تیر، تأثیر درصد آرماتور طولی ستون، آرماتور عرضی ستون در محل هسته و موقعیت خم میلگرد طولی تیر در حالت ۱۳۵ درجه در رفتار اتصال مطالعه شد. کلیه نمونه‌ها با استفاده از نرم‌افزار اجزای محدود ABAQUS مدل‌سازی شده و تحت همان بارگذاری چرخه‌ای تحلیل شدند. مقایسه بین نتایج آزمایشگاهی و تحلیلی نشان دهنده مناسب بودن روش تحلیل و قابلیت مدل در بررسی رفتار اتصالات بتن آرمه است. همچنین، انطباق خوبی بین نتایج تحلیلی و آزمایشگاهی مشاهده شد. بر اساس مجموعه این مشاهدات، نتایج به دست آمده از پژوهش را می‌توان به صورت زیر خلاصه کرد.

تحلیل نمونه‌ها نشان می‌دهد که الگوی ترک خوردگی اتصال به نوع خم میلگرد طولی وابسته است. چنان که پیش از این نیز گفته شد، در نمونه‌های با خم ۹۰ درجه در میلگردهای طولی تیر (L2B1, L2B2, L4B1 و H2B1)، گسترش ترک‌ها بیشتر به صورت مایل بوده و در محدوده هسته توزیع می‌شوند. از سوی دیگر، در نمونه‌های با خم ۱۳۵ درجه (L2B3, L2B4, L2B5 و H2B3)، ترک‌های متمرکز در محل اتصال تیر و ستون ایجاد شده و با ادامه بارگذاری، در همان ناحیه گسترش می‌یابند. در شکل (۱۰) الگوی ترک خوردگی اتصالات L2B1 و L2B3 به عنوان نمونه در دو حالت خم ۹۰ درجه و ۱۳۵ درجه نمایش داده شده است. بردارهای نشان داده شده، راستای عمود بر ترک‌ها را در حین تحلیل نشان می‌دهند. نحوه توزیع ترک‌ها در شکل (۱۰) و مقایسه آن با نمونه‌های آزمایشگاهی در شکل (۶)، انطباق نتایج آزمایش و تحلیل را نشان می‌دهد. با تحلیل کلیه نمونه‌ها توسط نرم‌افزار ABAQUS، نمودارهای بار- تغییر مکان انتهای تیر در آنها به دست آمده است. به منظور مقایسه بهتر این نمودارها با نتایج آزمایشگاهی، منحنی پوش آنها با یکدیگر ترسیم شده و در شکل (۱۱) نشان داده شده است.

چنان که از این شکل ملاحظه می‌شود، نتایج تحلیل و آزمایش، تطابق نسبتاً خوبی با یکدیگر دارند. ظرفیت نهایی



شکل ۱۱- مقایسه پوش نمودار تحلیلی و آزمایشگاهی بار- تغییر مکان نسبی انتهای تیر

۱- استفاده از خم ۱۳۵ درجه در میلگردهای طولی تیر در مقایسه با خم ۹۰ درجه در محل اتصال، تغییر قابل توجهی در ظرفیت باربری و کارایی اتصال نشان نمی‌دهد. جمع شدگی حلقه‌های نمودار بار- تغییر مکان در خم ۱۳۵ درجه بیشتر است که بیانگر جذب انرژی کمتر در این نمونه‌هاست. مزیت مهم این نمونه‌ها نسبت به خم ۹۰ درجه، تغییر مود شکست برشی هسته و انتقال ترک به سمت تیر است که موجب کاهش خسارت در ستون و سهولت در امکان ترمیم سازه می‌شود.

۲- افزایش درصد میلگردهای ستون موجب افزایش ظرفیت باربری اتصال و کاهش دوران آن می‌شود. با بررسی تحلیلی اتصال مشاهده می‌شود که تغییر درصد میلگرد طولی ستون از ۲ به ۴٪، به طور متوسط، ۱۵٪ کارایی اتصال را افزایش داده و دوران آن را کاهش می‌دهد.

۳- افزایش مقاومت بتن علاوه بر افزایش کارایی، کاهش شکل‌پذیری و افزایش انرژی جذب شده در اتصال می‌تواند باعث تغییر مود شکست شود. با توجه به بررسی‌های انجام شده، اثر مقاومت در حالت‌های خم ۹۰ و ۱۳۵ درجه تقریباً یکسان است. نتایج نشان می‌دهند که در صورت افزایش مقاومت بتن، خم ۹۰ درجه بهتر از خم ۱۳۵ درجه است زیرا موجب انتقال مود گسیختگی از حالت برشی در هسته

واژه نامه

1. strut
2. truss
3. steel ties
4. confinement

5. load cell
6. LVDT
7. pinching
8. damaged plasticity model

مراجع

1. Park, R., and Paulay, T., *Reinforced Concrete Structures*, John Wiley & Sons, New York, 1975.
2. Park, R., "A Summary of Results of Simulated Seismic Load Tests on Reinforced Concrete Beam-Column Joints, Beams and Columns with Substandard Reinforcing Details," *Journal of Earthquake Engineering*, Vol.6, No. 2, pp. 147-174, 2002.
3. ACI-ASCE, "Recommendations for Design of Beam-Column Joints in Monolithic Reinforced Concrete Structures," Committee report 352, American Concrete Institute, Detroit, Michigan, 19 Pages, 1979
4. ACI-ASCE, "Recommendations for Design of Beam-Column Joints in Monolithic Reinforced Concrete Structures," Committee report 352, American Concrete Institute, Detroit, Michigan, 37 Pages, 2007.

5. Liu, A. and Park, R., : Seismic Behaviour and Retrofit of Pre- 1970's As-Built Exterior Beam-Column Joints Reinforced by Plain Round Bars", Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering, Vol. 34, No.1, pp. 68-81, 2001a,
6. Liu, A. and Park, R., : Seismic Behaviour and Existing Moment- Resisting Frames with Plain Round Reinforcing Bars Designed to Pre- 1970's Codes," *Proceedings of the Twelfth World Conference of Earthquake Engineering*, 12WCEE, New Zealand Society for Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand, Paper 1030, 2001b.
7. Ehsani, M. R., and Alameddine, F., "Design Recommendations for Type 2 High-Strength Reinforced Concrete Connections," *ACI Structural Journal*, Vol. 88, No. 3, pp. 277-291, 1991.
8. Paultre, P., and Mitchell, D., "Seismic Response of High-Strength Concrete Structures," *Proceedings of the Sixth International Symposium on High-Strength High-Performance Concrete*, Leipzig, Germany, pp. 457-471, June 16-20, 2002.
9. 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.
10. Joh, O., Goto, Y., and Shibata, T., "Influence of Transverse Joint and Beam Reinforcement and Relocation of Plastic Hinge Regions on Beam-Column Joint Stiffness Deterioration," Design of Beam-Column Joint for Seismic Resistance, *ACI Special Publication*, SP 123-8, pp. 187-223, 1991.
11. Tosonos, A. G., Tegos, I. A., and Penelis, G. G., "Seismic Resistance of Type 2 Exterior Beam-Column Reinforced with Inclined Bars," *ACI structural Journal*, Vol. 89, No. 1, pp. 3-12, 1992.
12. ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-02) and Commentary (318R-02)", American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich, 443pp, 2002.
13. ACI Committee 374, "Acceptance Criteria for Moment Frames Based on Structural Testing and Commentary (ACI 374.1-05)", American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 9pp, 2005.
14. Hwang, S., Liao, T., Lee, J., Wang, K., and Tsai, H., "Role of Hoops on Shear Strength of Concrete Beam-Column Joints," *ACI structural Journal*, Vol. 102, No. 3, pp. 445-453, 2005.
15. Lubliner, J., Oliver, J. Oller, S. and Onate, E. "A Plastic- Damage Model for Concrete," *International Journal of Solids and Structures*, Vol. 25, pp. 299-329, 1989.
16. Lee, J., and Fenves, G. L. "Plastic- Damage Model for Cyclic Loading of Concrete Structures," *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 124, No.8, pp. 892-900, 1998.
17. Thorenfeldt, E., and Tromaszewicz, 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.
18. Collins, MP., and Porasz, A., "Shear Design for High-Strength Concrete," CEB Bulletin, Information, No. 193, pp. 77-83, 1989.
19. Collins, MP., and Mitchell, D., "Prestressed Concrete Structure," Prentice- Hall Inc; Englewood Cliffs, New Jersey, pp. 766, 1991.
20. 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.
21. Kang, T.H.K., Sang, S.H., and Choi, D.U., 2010, "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.

پیوست: نمونه محاسبات اتصال خارجی تیر- ستون بتنی بر اساس آئین نامه ACI

در این قسمت به عنوان نمونه، محاسبات مربوط به ظرفیت خمشی، برشی و سایر ملزومات اتصال H2B1 بر اساس ضوابط کمیته مشترک ACI-AISC [۳] ارائه می‌شود. در این نمونه، مقاومت بتن $f'_c = 45 \text{ MPa}$ و مقاومت تسلیم میلگردهای طولی و عرضی به ترتیب برابر با $f_y = 440 \text{ MPa}$ و $f_y = 400 \text{ MPa}$ هستند.

- کنترل میلگرد طولی ستون: طبق بند ۱-۹-۱۰ آئین نامه ACI داریم:

$$0.01A_g = 300 < A_{sl} = 616 < 0.08A_g = 2400 \quad \text{O.K.}$$

- کنترل آرماتور عرضی در ناحیه اتصال: میلگردهای عرضی در ناحیه اتصال شامل $\Phi 8 @ 80 \text{ mm}$ است. برای تأمین محصور شدگی کافی هسته اتصال و افزایش قابلیت آن در تحمل بارهای لرزه‌ای و تغییر شکل زیاد باید داشته باشیم:

$$A_{sh} = 100.5 \text{ mm}^2 \geq \begin{cases} 0.3 \frac{s_h b_c'' f'_c}{f_{yh}} \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) = 209 \text{ mm}^2 \\ 0.09 \frac{s_h b_c'' f'_c}{f_{yh}} = 89 \text{ mm}^2 \end{cases} \quad s_h = 80 \text{ mm} \leq \begin{cases} b_c / 4 = 37.5 \text{ mm} \\ 6d_b = 84 \text{ mm} \\ 150 \text{ mm} \end{cases}$$

s_h فواصل خاموتها، b_c'' فاصله پشت تا پشت خاموتها، b_c عرض ستون، d_b قطر کوچکترین میلگرد طولی ستون و f_{yh} مقاومت تسلیم میلگردهای عرضی است. ضوابط میلگردهای عرضی در ناحیه هسته به طور کامل برآورده نشده است، اما با توجه به آنکه برقراری این ضوابط در مقاومت برشی الزامی نبوده و از سوی دیگر با توجه به آنکه به علت کوچک بودن ابعاد نمونه‌ها، اجرای خاموتها با فاصله کم مشکل است، از آن صرف‌نظر شده است.

- کنترل مقاومت برشی ناحیه اتصال: میلگردهای فوقانی تیر عبارت‌اند از $2\Phi 14$. با فرض 20 mm پوشش بتن داریم:

$$d = 200 - 35\text{ mm} = 165\text{ mm}; a = \frac{A_s \alpha f_y}{0.85 f_c' b} = 29.5\text{ mm}; M = A_s \alpha f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 25.4\text{ kN-m}$$

طبق آئین‌نامه، مقدار α در رابطه بالا برای اتصال مورد نظر برابر $1/25$ است. لنگر فوق، ظرفیت خمشی تیر در محل اتصال به هسته یا همان M_p است. اگر این عدد را بر بازوی لنگر ($d=0.8\text{ m}$) تقسیم کنیم، بار نظیر لنگر پلاستیک تیر برابر با $P_p = 31.75\text{ kN}$ به دست خواهد آمد. برش اتصال به ترتیب زیر محاسبه می‌شود:

$$V_{col} = \frac{M}{H} = 14.9\text{ kN}; T_u = A_s \alpha f_y = 169.4\text{ kN}; V_u = T_u - V_{col} = 154.4\text{ kN (joint shear)}$$

با توجه به آنکه اتصال مورد بررسی شرایط محصور شدگی از سه یا چهار طرف را ندارد، ضریب مقاومت برشی آن $\gamma = 12$ خواهد بود. مطابق آئین‌نامه، ضریب γ برای وضعیت محصور شدگی هسته از سه و چهار طرف به ترتیب برابر 15 و 20 است. مقاومت برشی اتصال از رابطه زیر محاسبه می‌شود.

$$\gamma = 12; b_j = b_c = 150\text{ mm}; V_n = 0.083 \gamma \sqrt{f_c'} b_j h_j = 200.4\text{ kN}; \phi V_n = 170.4\text{ kN} > 154.4\text{ kN O.K.}$$

- کنترل کفایت طول مهار مستقیم در میلگردهای دارای خم

مطابق ضوابط آئین‌نامه، برای محاسبه طول مهار مستقیم میلگردهای طولی تیر در اتصال مورد نظر می‌توان نوشت:

$$L_{dh} = \frac{\alpha f_y d_b \text{ (MPa)}}{6.2 \sqrt{f_c'} \text{ (MPa)}} = 185\text{ mm} > \min(8d_b, 150\text{ mm.}) = 112\text{ mm o.k.}$$

با در نظر گرفتن 20 mm پوشش بتن در انتهای ستون، حداقل طول مستقیم برابر 180 mm به دست می‌آید که با اندکی اغماض، قابل قبول است.