



## بررسی مود های گسیختگی اتصالات تیر به ستون در سازه های بتن آرمه به کمک مدلهای نوین

سید محمد صادق سلطانی، حسن حاجی کاظمی  
دانشجوی کارشناسی ارشد سازه، دانشکده مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد  
استاد گروه مهندسی عمران دانشکده مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد

[Engineerss2007@Gmail.com](mailto:Engineerss2007@Gmail.com)  
[hkazemi@um.ac.ir](mailto:hkazemi@um.ac.ir)

### خلاصه

یکی از حساس ترین قسمت های یک سازه اتصالات آن می باشد. عملکرد مناسب اتصالات مختلف یک سازه به خصوص در مواجهه با بارهای ناشی از زلزله تاثیر بسیار زیادی در بالا رفتن میزان جذب و استهلاک انرژی ناشی از نیروهای اعمال شده را خواهد داشت. به همین دلیل شناخت رفتار واقعی اتصالات تحت نیرو های مختلف همواره مورد توجه و تمرکز محققین و پژوهشگران بوده است. یکی از مهمترین انواع اتصالات در سازه های بتن آرمه که مورد بحث ما نیز می باشد، اتصالات تیر به ستون است. در این تحقیق سعی بر این است با بکارگیری مدل های نوینی که اخیرا توسط بعضی از محققین برجسته به منظور بیان رفتار اتصالات تیر به ستون صورت گرفته بتوان به بررسی آنها پرداخته و ظرفیت برشی ناحیه اتصال را به کمک این مدل تعیین کرده و با ظرفیت برآورد شده در نمونه های مشابه آزمایشگاهی مقایسه نمود. در عین حال با در نظر گرفتن اثرات نیروی محوری در تیر های منتهی به ناحیه اتصال به بررسی امکان افزایش ظرفیت برشی ناحیه اتصال می پردازیم.

**کلمات کلیدی: مدل های نوین، نیروی محوری، نیروی چسبندگی، ظرفیت برشی**

### ۱. مقدمه

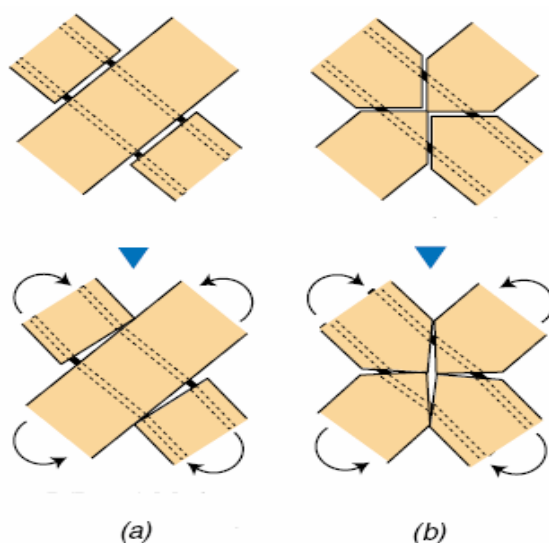
همانطور که اشاره شد یکی از حساسترین نقاط در سازه های بتن آرمه اتصالات آن می باشد. عوامل و محرک های موجود در طبیعت نظیر باد، زلزله و عوامل دیگر یک سازه را تحت تاثیر قرار می دهد و اتصالات به عنوان اجزایی از سازه که با یدی تنش ها و نیروهای ایجاد شده در نقاط مختلف سازه را منتقل کنند حائز اهمیت می شوند. به همین دلیل معمولا در طراحی اتصالات سازه به خصوص اتصالات تیر به ستون که مورد بحث ما نیز می باشد عمدتاً بر مبنای یکپارچگی و حفظ استحکام و بدست آوردن شکل پذیری مناسب در اتصال انجام می شود. همچنین سعی بر این است که اثرات کاهش دهنده سختی اتصال از جمله ترک خوردگی و اثرات کاهش چسبندگی بین میلگردهای طولی تیر و ستون به دلیل از بین رفتن مقاومت مهاری میلگردهای تیر در نظر گرفته شود. به طور کلی فلسفه طراحی اتصالات به منظور جلوگیری از گسیختگی آنها بر مبنای اصل ((تیر ضعیف، ستون قوی)) تعریف می شود. بر مبنای این اصل بایستی تیر ها به گونه ای طراحی شوند که مفاصل پلاستیک ایجاد شده در آنها تا حد امکان از ناحیه اتصال دور شود. بررسی و تحقیق به منظور شناخت هر چه بیشتر از رفتار واقعی اتصالات در سازه های بتن آرمه و در شرایط واقعی همواره مورد توجه محققین و پژوهشگران مختلف بوده است. بدین منظور از گذشته تا به حال تحقیقات گسترده ای در این خصوص انجام شده و هر کدام از محققین از یک یا چند دید به مساله پرداخته اند. دسته ای از تحقیقات انجام شده به خصوص در طی چند سال اخیر به منظور تقویت ناحیه اتصال با استفاده از کامپوزیتهای الیافی FRP می باشد (که در اینجا از وارد شدن به جزئیات آن خودداری می شود). دسته دیگری از این تحقیقات به منظور تهیه و یا برآورد یک مدل ساده و در عین حال جامع در ناحیه اتصال تیر به ستون انجام شده است. در این مدل سعی بر این است که با در نظر گرفتن گزارشات حاصل از مطالعات آزمایشگاهی بر روی نمونه هایی که مورد آزمایش قرار گرفته اند مودهای گسیختگی (احتمالی) در ناحیه اتصال تیر به ستون برآورد شده و بر اساس این برآورد توزیع تنش و نیروی حاصله در هسته اتصال و آرماتورهای موجود در ناحیه اتصال را تشکیل دهند. با برقراری تعادل در هسته اتصال می توان روابط بین این نیروها را بدست آورده و برای نمونه های مشابه آزمایشگاهی آنها را به صورت عددی حل نمود و ظرفیت برشی و خمشی



اتصال را بدست آورد. ایده اولیه این مدل توسط شیوهارا در سال ۲۰۰۱ ارائه شده است. و در آن از هیچ نوع ضریب تجربی یا آزمایشگاهی استفاده نشده است. در این تحقیق با استفاده از مدل اولیه ارائه شده برای اتصال و تعریف چند مود گسیختگی سعی بر این است که با حل همزمان معادلات ناشی از هر مود به صورت عددی و بررسی ظرفیت نهایی اتصال در هر مود و مقایسه با نمونه های آزمایشگاهی مشابه بتوان به میزان تطابق موجود در نتایج حاصل از این مدل با شرایط واقعی دست یافت.

## ۲. فرضیات مربوط به مود های گسیختگی در ناحیه اتصال تیر به ستون

در یک اتصال تیر به ستون دو نوع مود مختلف گسیختگی را می توان در ناحیه اتصال در نظر گرفت. اولین مود گسیختگی که بنام مود تیر (مود B) تعریف می شود در نتیجه ترک خوردگی در پیرامون ناحیه اتصال و در مجاورت تیرها ایجاد می شود و نوع دوم که بنام مود اتصال (مود J) تعریف می شود در نتیجه ترک خوردگی در ناحیه درونی اتصال به صورت قطری بوجود می آید که نمونه های این دو نوع مود گسیختگی در شکل ۱ نشان داده شده است.



شکل ۱ مقاطع بحرانی در دو مود B, J.

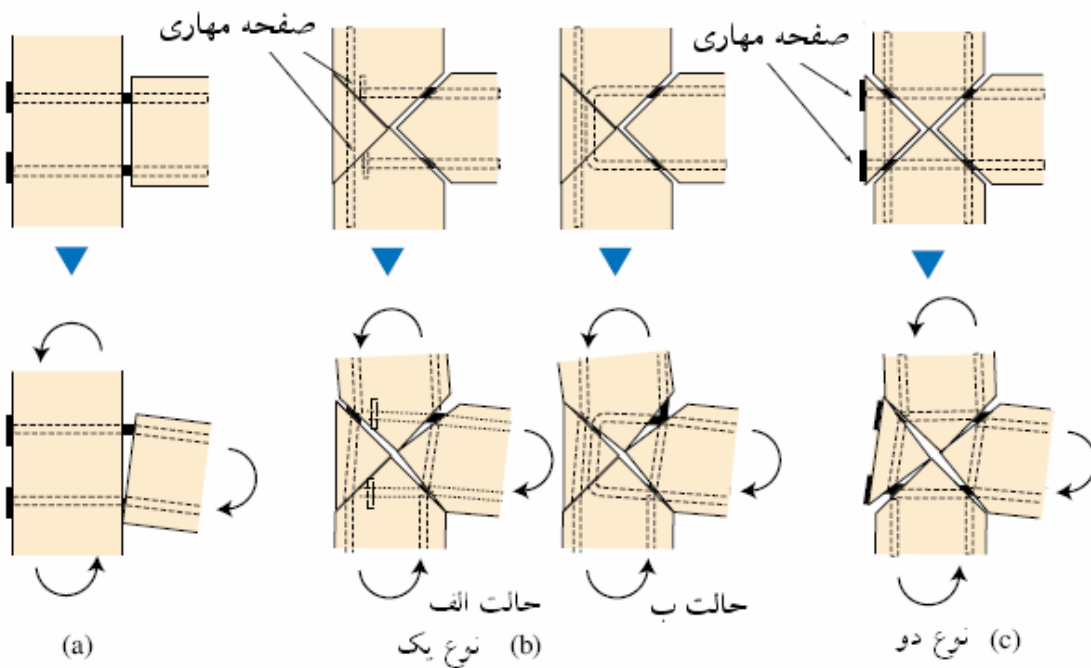
(a) مود تغییر شکل ناشی از ترک خوردگی در انتهای تیر (مود B)

(b) مود تغییر شکل ناشی از ترک های قطری در اتصال (مود J)

حال اگر بخواهیم این خطوط گسیختگی را در اتصال بیرونی (خارجی) تیر به ستون نشان دهیم به صورت شکل ۲ خواهد بود همانطور که در شکل ۲ مشخص است، با توجه به موقعیت قرار گیری صفحات مهار کننده در درون هسته اتصال یا بیرون اتصال مود گسیختگی اتصال به دو نوع ۱ و ۲ تقسیم بندی می شود. از طرف دیگر با توجه به قطع صفحات مهار کننده و یا امتداد آنها به کمک میلگردهای مهار کننده در درون اتصال، مود گسیختگی اتصال به دو نوع الف و ب تقسیم بندی می شود. می توان برای هر کدام از مودهای گسیختگی و در هر حالت آن، معادلات تعادل هر قطعه را تشکیل داد و با حل آنها ظرفیت برشی و خمشی اتصال را بدست آورد که در اینجا و به منظور اختصار تنها معادلات مربوط به مود گسیختگی اتصال نوع ۱ در حالت الف را تشکیل داده و برای یک نمونه مشابه آزمایشگاهی آن را حل می کنیم.

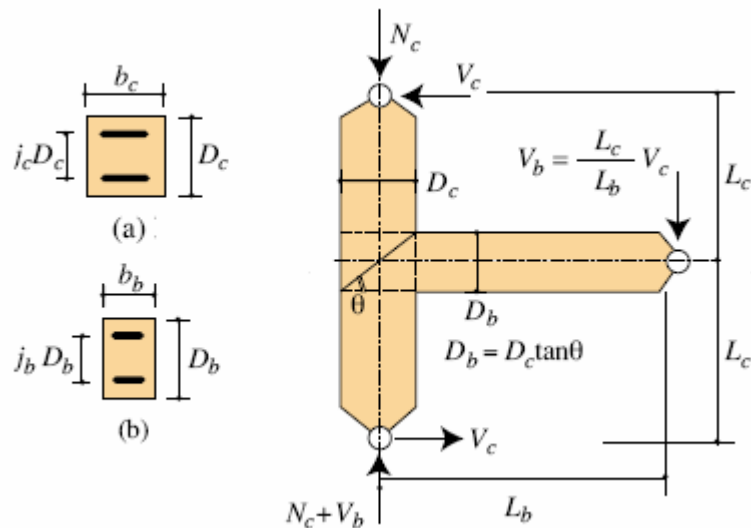
## ۳. نمادگذاری در ناحیه اتصال

یک شمای کلی از ناحیه اتصال را می توان به صورت شکل ۳ نشان داد، همچنین نیروهای داخلی موجود در مود اتصال نوع ۱ در حالت الف به صورت شکل ۴ توزیع شده است.



**شکل ۲ مود های گسیختگی در ناحیه اتصال**

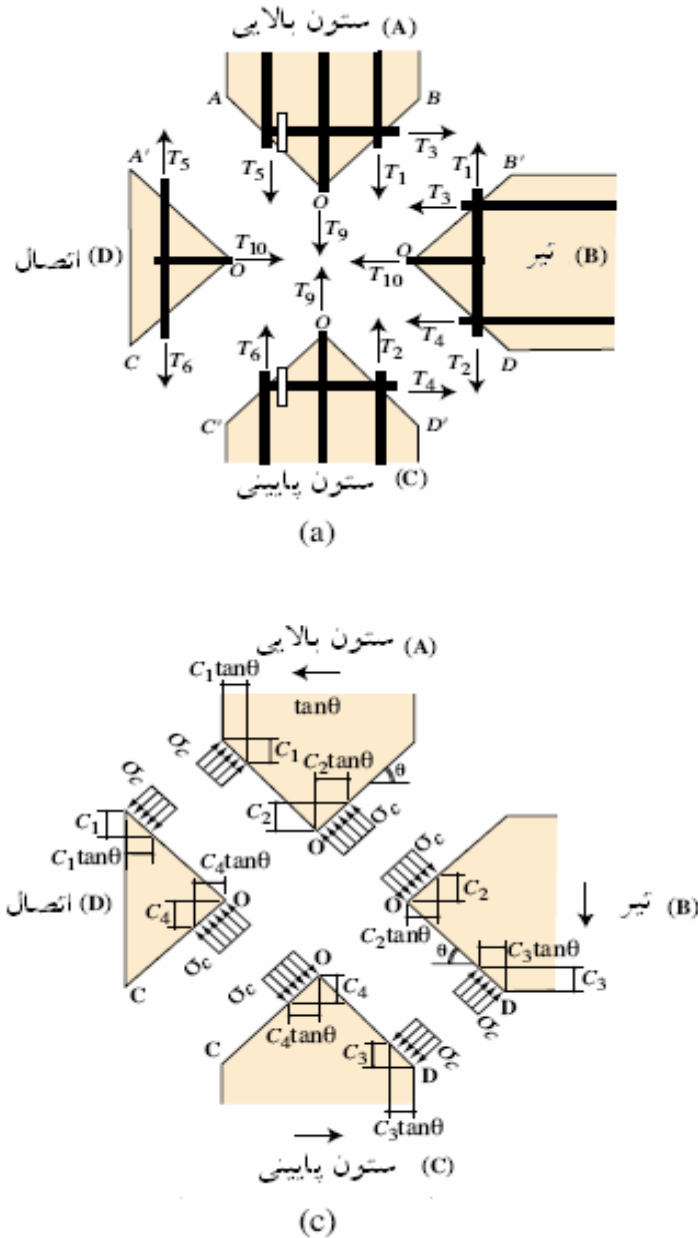
- (a) مود تیر یا B، ترک خوردگی در وجه ستون (پیرامون ناحیه اتصال)  
 (b) ایجاد ترک های مورب و قطری درون ناحیه اتصال نوع یک در دو حالت الف و ب  
 (c) ایجاد ترک های مورب و قطری درون ناحیه اتصال نوع دو



**شکل ۳ شمای کلی ناحیه اتصال تیر به ستون**

مقطع تیر (b) مقطع ستون و (a)

در این مدل  $N_c$  نیروی فشاری ستونها،  $V_c$  برش ستون یا برش طبقه،  $V_b$  برش تیر،  $L_b$  فاصله نقطه اثر تیر از مرکز اتصال و  $L_c$  فاصله نقطه اثر ستون از مرکز اتصال می باشد.



شکل ۴ نمادگذاری نیروهای درونی در مقطع بحرانی در مود اتصال نوع یک  
 (a) نیروهای آرماتورها در مقاطع بحرانی مود اتصال نوع یک در حالت الف  
 (b) نیروهای موجود در بتن در مقطع بحرانی

#### ۴. برقراری معادلات تعادل در مود اتصال نوع یک (حالت الف)

حال بایستی با برقراری تعادل در سه قطعه A, B, C و روابط بین نیروها را بدست آوریم  
 با برقراری تعادل افقی خواهیم داشت :

$$T_3 - C_2 - V_c = 0 \quad (1)$$

$$-T_3 - T_4 - T_{10} + C_2 + C_3 = 0 \quad (2)$$

$$T_4 - C_3 + C_4 + V_c = 0 \quad (3)$$



با برقراری تعادل قائم خواهیم داشت :

$$-T_1 - T_5 - T_9 - N_c + C_2 \tan \theta = 0 \quad (4)$$

$$T_1 - T_2 - \frac{2L_c}{L_b} V_c - C_2 \tan \theta + C_3 \tan \theta = 0 \quad (5)$$

$$T_2 + T_5 + T_9 + N_c + \frac{2L_c}{L_b} V_c - C_3 \tan \theta - C_4 \tan \theta = 0 \quad (6)$$

با لنگر گیری حول نقطه O خواهیم داشت :

$$\frac{J_c D_c}{2} (T_5 - T_1) - \frac{J_b D_b}{2} T_3 + \frac{C^2_2}{2b_c \sigma_c \cos^2 \theta} + V_c L_c = 0 \quad (7)$$

$$\frac{J_b D_b}{2} (T_3 - T_4) + \frac{J_c D_c}{2} (T_1 - T_2) - \frac{C^2_2}{2b_c \sigma_c \cos^2 \theta} + C_3 \tan \theta (D_c - C_3 \frac{\tan \theta}{2b_c \sigma_c \cos^2 \theta}) - 2V_c L_c = 0 \quad (8)$$

$$\frac{J_c D_c}{2} (T_2 - T_6) + \frac{J_b D_b}{2} (T_4 - T_8) + \frac{C^2_4}{2b_c \sigma_c \cos^2 \theta} - C_3 \tan \theta (D_c - C_3 \frac{\tan \theta}{2b_c \sigma_c \cos^2 \theta}) + V_c L_c = 0 \quad (9)$$

در روابط فوق نمادهای  $T_1, T_2, T_3, T_4, T_5, T_6, T_7, T_8$  نیروهای موجود در آرماتورهای طولی گذرنده از ناحیه اتصال است که به صورت کششی فرض می شود. همچنین نمادهای  $C_2, C_3, C_4$  و نیروهای موجود در بتن می باشد و به صورت فشاری فرض می شود و این مقادیر بر ضریب  $b_c D_c \sigma_c$  تقسیم شده است. همچنین می توان در محاسبه میزان حداکثر چسبندگی بین آرماتورها و مقطع بتنی از رابطه ای که لازم در سال ۲۰۰۲ به صورت زیر ارائه کرده استفاده نمود. می توان از این رابطه در محاسبه اختلاف نیرویی بین  $T_1$  و  $T_2$  استفاده نمود.

$$B = T_1 - T_2 \langle B_u = 1.8 \sqrt{\sigma_B} \sum \phi D_b \quad (10)$$

در این رابطه  $\sigma_B$  مقاومت فشاری بتن بر حسب مگا پاسکال،  $\sum \phi$  محیط کلی آرماتورهای طولی در لایه اول تیر جنب ستون،  $D_b$  و  $D_c$  به ترتیب ارتفاع تیر و ارتفاع ستون می باشند.

## ۵. حل عددی یک نمونه اتصال تیر به ستون

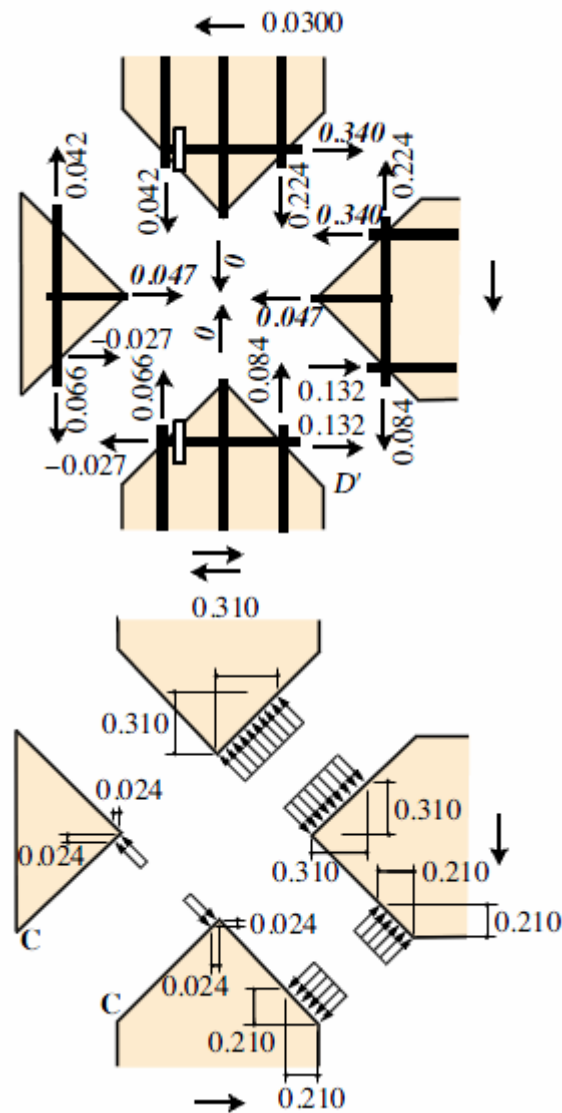
یک نمونه از اتصال تیر به ستون با مشخصات جدول ۱ را در نظر می گیریم و آن را حل می کنیم.

جدول ۱- ابعاد و پارامترهای اتصال تیر به ستون

$D_b = 300mm$	$N_c = 100KN$
$D_c = 300mm$	$\sigma_B = 30MPa$
$L_b = 1500mm$	$p_w = 0.3\%$
$L_c = 1000mm$	$f_y = 300MPa$
$b_b = 250mm$	$\sigma_c = 0.85\% \sigma_B$
$b_c = 300mm$	$j_b = 0.75$
$T_p = 0$	$j_c = 0.75$

در این مرحله به منظور حل معادلات ۱ تا ۱۰، پارامترهای  $T_1, T_2, T_3, T_4, T_5, T_6, T_8, C_2, C_3, C_4$  و  $V_c$  را به عنوان متغیرهای مجهول در نظر گرفته و پارامترهای  $T_3, T_4, T_9$  و  $T_{10}$  را به عنوان متغیرهای معلوم فرض می‌کنیم. فرض می‌کنیم  $T_9 = 0$  بوده و  $T_{10}$  برابر مقاومت تسلیم شدگی آرماتور برشی اتصال است.

با حل معادلات فوق مجهولات مطابق شکل ۵ بدست می‌آید.



شکل ۵ نیروهای محاسبه شده در اتصال نوع ۱ حالت الف

## ۶. بررسی نتایج حاصل از حل عددی

یا مقایسه نمونه ای مشابهی که به صورت آزمایشگاهی توسط محققین (شیوه‌ها ۲۰۰۲) مورد آزمایش قرار گرفته است می‌توان نتایج حاصل از برآورد ظرفیت اتصال را مقایسه نمود. در این مقایسه مشخص شد که مقاومت اتصال در مدل فوق نسبت به نمونه مشابه آزمایشگاهی (با نسبت یکسان در آرماتور برشی اتصال به مقدار  $p_w = 0.3\%$ ) اندکی افزایش می‌یابد. علت این مساله را می‌توان در صرف نظر کردن از تسلیم شدگی زودرس در آرماتور طولی ستون و تاثیر آن در گسیختگی برشی اتصال دانست.



از طرف دیگر نتایج آزمایشات نشان می دهد زمانی که برش طبقه کمتر از میزان محاسبه شده بر اساس تئوری خمش باشد گسیختگی برشی، آرماتور تیر را تسلیم میکند. معمولاً زمانی آرماتورها زود تسلیم می شوند که ظرفیت خمشی ستونها کمتر از ظرفیت خمشی انتهای تیرها باشد. همچنین می توان این نمونه را برای نسبتهای  $p_w = 0.6\%$  و  $p_w = 0.9\%$  نیز محاسبه نمود.

## ۷. نتیجه گیری

در مجموع می توان گفت با افزایش نسبت آرماتور برشی اتصال مقاومت مود اتصال افزایش می یابد و میزان این افزایش در محدوده نسبت  $\frac{T_1}{b_c D_c \sigma_c} = 0.3$  و  $\frac{T_3}{b_c D_c \sigma_c} = 0.3$  می باشد و بعد از گذشتن از این محدوده به علت تسلیم شدگی آرماتورها ظرفیت اتصال کاهش می یابد.

## ۹. مراجع

1. Shiohara, H, (2001), "New model for Shear Failure of R/C Beam-Column Joints," Dept. of Architectural Engineering, The University of Tokyo, Tokyo 113-8656, Japan
2. Shiohara, H, (2003), "New Model For Joint Shear Failure of R/C Exterior Beam Column Joint," The University of Tokyo. 113-8656 Japan
3. Lowes, L.N. and A.Altoontash, (2002). "Modeling The Response of RC Building Beam-Column Joint subjected to Earthquake Loading," Proceedings of the Seventh U.S. National Conference on Earthquake Engineering (7NCEE), July 21-25, 2002, Boston, Massachusetts.
4. Shiohara, H., (2001). "New Model for Shear Failure of RC Interior Beam-Column Connections," Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 127, No. 2, February 2001, 152-160.
5. Hideki Kimura, Taku Kawai, Masayuki Iwata and Tokio Watai, "Experimental study on behavior of R/C External Beam-to-Column Joint under high axial load," Proceedings of AIJ Annual Convention, Vol. C-2, September 1997, pp. 389-390 (in Japanese).