

تأثیر کاهش ارتفاع تیر و مقاومت بتن بر رفتار چرخه ایی اتصالات تیر-ستون بتن آرمه

ابراهیم امامی^{۱*}

محمد کاظم شربتدار^۲

۱- مربی، گروه مهندسی عمران، دانشگاه پیام نور، ایران

۲- دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، ایران

چکیده

اتصالات تیر-ستون بتن آرمه نقاط حساس و کلیدی قاب های خمشی بتن آرمه هستند که نقش انتقال بارهای ثقلی و جانبی را از تیر به ستون بر عهده داشته و در صورت آسیب دیدن در برابر بارهای زلزله موجب تخریب اعضاء و حتی تخریب کلی سازه می شود. این مقاله به بررسی تأثیر کاهش ارتفاع تیر و مقاومت بتن اتصالات تیر-ستون بتن آرمه بر رفتار چرخه ایی آن در برابر بارهای رفت و برگشتی می پردازد. در این راستا دو اتصال تیر-ستون بتن آرمه T- شکل خارجی با مقیاس ۱/۲، اتصال مرجع با ارتفاع تیر و مقاومت بتن استاندارد و نمونه اتصال معیوب با ارتفاع تیر کاهش یافته و بتن ضعیف کم مقاومت، ساخته شده و تحت آزمایش بارگذاری رفت و برگشتی در نوک تیر خود قرار گرفتند.

نتایج و مشاهدات آزمایشگاهی نشان دادند کاهش همزمان ۲۵٪ ارتفاع تیر اتصال و کاهش ۴۵٪ مقاومت بتن، موجب کاهش شدید ۴۵ درصدی سختی متوسط اتصال و افزایش جابجایی نوک تیر اتصال می شود و به ازای یک نیروی معین وارده بر نوک تیر، آسیب های بتن ناحیه چشمه اتصال تحت بارگذاری چرخه ایی در اتصال بتن آرمه معیوب نسبت به اتصال استاندارد به شدت افزایش می یابد. همچنین نتایج آزمایشگاهی حاکی از آن است که حداکثر ظرفیت باربری و جذب انرژی اتصال بتن آرمه معیوب نسبت به اتصال بتن آرمه مرجع به ترتیب حدود ۳۰ و ۶۷ درصد کاهش می یابند.

واژه های کلیدی: اتصالات تیر-ستون، قاب خمشی بتن آرمه، بارگذاری چرخه ایی، رفتار چرخه ایی

۱- مقدمه

هنگامی که قاب های خمشی بتن آرمه (RC) تحت بارهای لرزه ای قرار می گیرند، اتصالات تیر-ستون در آن ها از اجزای کلیدی به شمار می روند که یکپارچگی و پایداری کلی سازه را تضمین می کنند [۱،۲]. بازرسی های زلزله های گذشته قاب های خمشی بتن RC آسیب دیده، نشان داده که در بعضی از موارد تمرکز آسیب ها و خرابی ها در اتصالات تیر-ستون، منجر به ناپایداری جزئی و یا کلی ساختمان می شود [۳-۷]. در این میان اتصالات تیر-ستون RC خارجی دلیل عدم پیوستگی هندسی سازه ای و شرایط محصور شدگی کمتر نسبت به اتصالات تیر-ستون داخلی آسیب پذیرتر عمل کرده اند.

تاکنون در کشور ساختمان های بسیاری با سیستم مقاوم جانبی قاب خمشی RC ساخته شده یا می شوند. بعضی از سازه های قاب خمشی RC موجود، ممکن است با آیین نامه های قدیمی، طراحی و اجرا شده باشند و نیاز به مقاوم سازی داشته باشند اما در عین حال، ممکن است بعضی از این نوع سازه ها صحیح طراحی شده باشند اما در روند اجرا با نواقصی همراه باشند. اجرای ناقص قاب های خمشی RC در گذشته با تیرهای با ارتفاع کاهش یافته (حذف آویز کششی تیر) و یا احیانا بتن ریزی ضعیف سازه به علت سهل انگاری پیمانکاران و مهندسین ناظر ساختمان، دو معضلی است که منجر به ناکارآمدی سیستم در برابر بارهای جانبی و ثقلی می شود.

علت اصلی این که بعضی از پیمانکاران ساختمان تمایل به کاهش ارتفاع تیر یا حذف آویز تیر دارند به دلیل مسایل معماری و یکنواخت کردن ضخامت تیر با سقف بوده و احیانا سهولت اجرای سازه می باشد. باید دقت نمود که کاهش ارتفاع تیرهای قاب های خمشی RC، ضمن منجر شدن به کاهش ظرفیت باربری سازه، باعث کاهش شدید ممان اینرسی مقطع تیرها و سختی قاب ها می گردد و مطابقتا تمایل سازه به تغییر مکان های قائم و جانبی سازه در برابر بارهای ثقلی و لرزه ای افزایش می یابد. افزایش خیز قائم تیرهای قاب RC باعث ترک خوردگی نازک کاری ها در ساختمان شده و همچنین افزایش بیش از حد تغییر مکان جانبی سازه در برابر بارهای زلزله منجر به پدیده برخورد ساختمان با ساختمان های مجاور^۱ می گردد.

اجرای سازه با بتن ریزی ضعیف و کاهش مقاومت بتن نیز منجر به کاهش دوام بتن سازه در برابر عوامل محیطی و کاهش مدول الاستیسیته بتن E_c ، و افزایش انتشار ترک خوردگی بتن سازه در برابر بارهای لرزه ای شده که در نهایت می توان گفت تمام این عوامل منجر به کاهش مقاومت پیوستگی و لغزش بین بتن و آرماتورها، مخصوصا در اتصالات تیر-ستون خارجی می شود. به همین دلیل آیین نامه های طراحی سازه های بتن آرمه از جمله آیین نامه ACI 318-14 [۸] پیشنهاد می دهند که حداقل مقاومت فشاری بتن f'_c برای قاب های بتن آرمه ویژه نباید از ۲۱ مگاپاسکال کمتر باشند. همچنین آیین نامه های امروزی لازم می دانند که آرماتورهای تیر در محل اتصال طوری مهار شوند که تنش در میلگردهای تیر تا حد $f_y/1.25$ برسند.

ظرفیت مقاومت و تغییر شکل اتصال تیر-ستون به سلسه مراتب مقاومت داخلی آن بستگی داشته که معمولا در چارچوب طراحی ظرفیت سازه های RC ارزیابی می گردند [۲].

از آنجا که اتصالات تیر-ستون در قاب های RC از نقاط حساس و کلیدی سازه هستند و نقش مهمی را در انتقال بارهای قائم و لرزه ای ایفا می کنند توجه بیشتری را در بحث طراحی نسبت به نقاط دیگر در این نوع سازه ها می طلبند. در شکل ۱ نیروهای وارد بر اتصالات تیر-ستون خارجی نشان داده شده است.

دو مکانیزمی که در انتقال برش در این اتصالات نقش ایفا می کنند، مکانیزم استرات فشاری بتن^۲ و دیگری عملکرد خرابایی^۳ خاموت ها و آرماتورهای افقی تیر در چشمه اتصال^۴ هستند (شکل ۱). عملکرد هر یک از این دو مکانیزم در انتقال برش اتصال بستگی به شرایط خرابی و آسیب دیدگی اتصال و اعضای مجاور آن دارد.

بر اساس رابطه آورده شده در ACI 352R [۱۰]، برای یک ممان خمشی معین در تیر شکل ۱، با کاهش ارتفاع تیر در اتصال تیر-ستون RC، بازوی نیروهای کششی و فشاری در تیر بتن آرمه کاهش یافته و نیروهای افقی V_{jh} و تنش برشی در ناحیه چشمه اتصال افزایش می یابد (رابطه ۱):

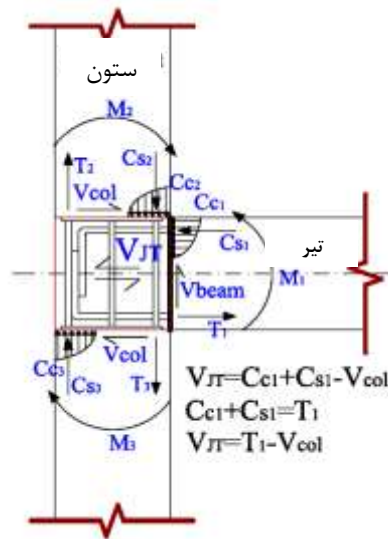
$$V_{jh} = T_1 - V_{col} = \frac{M_b}{Z_b} - V_C \quad (1)$$

¹ Pounding

² Compressive Strut

³ Truss Action

⁴ Panel Zone



شکل ۱- نمایش نیروها و تنش های وارده بر اتصال کناری [۹]

T_1 ، نیروی کششی در آرماتور تیر و V_{col} نیروی برشی در ستون که هر دو بر حسب کیلو نیوتن هستند. همچنین M_b ، ممان خمشی وارد بر تیر در نزدیکی بر اتصال و Z_b ، فاصله بازوهای نیروهای داخلی تیر در وجه ستون می باشد. مطابق ACI 352R [۱۰]، مقاومت برشی اتصال V_n ، با بتن با وزن مخصوص معمولی به مقاومت فشاری بتن، ابعاد اتصال و چگونگی محصور شدگی اعضای قاب بستگی داشته و مطابق رابطه ۲ محاسبه می گردد:

$$V_n = k f_c' A_j \quad (2)$$

که k برای اتصال محدود شده از هر چهار طرف، سه طرف یا دو طرف مخالف هم و حالات دیگر به ترتیب $1/7$ ، $1/2$ و $1/0$ می باشد. f_c' مقاومت فشاری استوانه ای بتن بر حسب مگاپاسکال و A_j مساحت موثر اتصال بر حسب میلی متر مربع است. از سوی دیگر مطابق رابطه ۲، با کاهش مقاومت فشاری بتن f_c' ، مقاومت برشی چشمه اتصال V_n کاهش می یابد. و در صورتی که نیروی برشی اتصال V_{jt} از مقدار مقاومت برشی اتصال V_n بیشتر گردد بتن ناحیه اتصال ترک خورده و ناحیه اتصال خسارت می بیند.

نیاز عملکردی یک اتصال در این است که در ناحیه تقاطع تیرها و ستون ها قادر باشد اعضاء متصل را تا رسیدن به حد ظرفیت نهایی تحمل و توسعه دهد. نیازهای نیرویی بر روی این المان با اندازه محدود (اتصال) علی الخصوص تحت بارهای لرزه ای، بسیار شدید می باشد. اتصالات می بایست مقاومت و سختی کافی جهت مقابله با نیروهای داخلی که از اعضاء قاب منتج می شوند را داشته باشند.

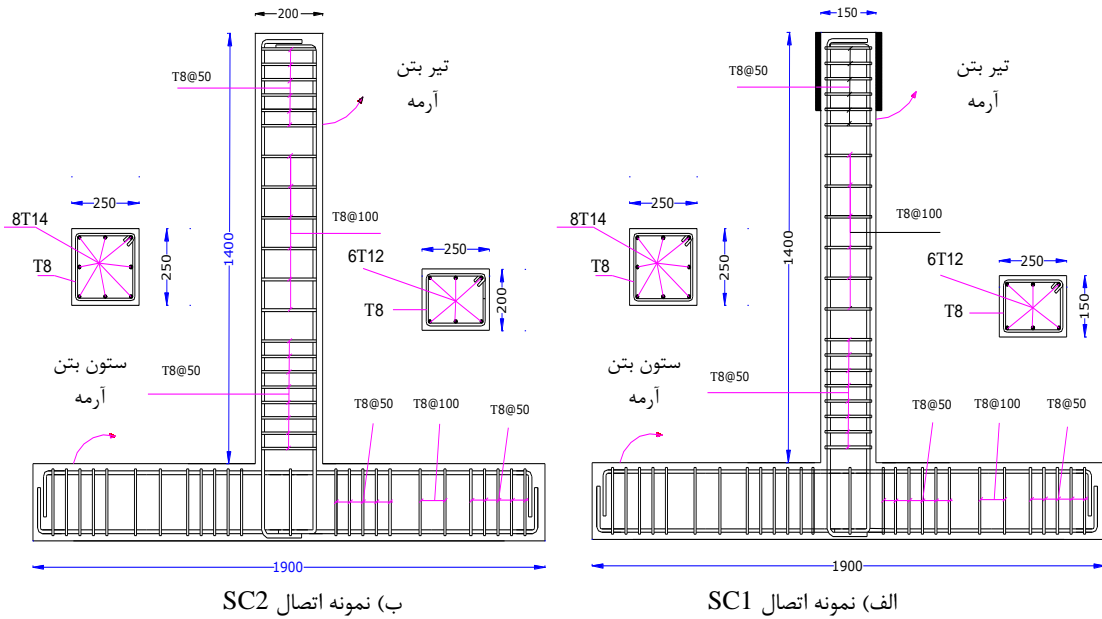
در این راستا جهت بررسی موارد فوق، دو اتصال تیر-ستون RC، که یکی با تیر با ارتفاع کاهش یافته و بتن ضعیف و دیگری بصورت یک اتصال تیر-ستون استاندارد در آزمایشگاه سازه دانشگاه سمنان ساخته شده و مورد آزمایش قرار گرفته است که در ادامه به معرفی برنامه آزمایشگاهی و نتایج آن پرداخته می شود.

۲- برنامه آزمایشگاهی

۲-۱- جزئیات نمونه ها

دو اتصال تیر- ستون بتن آرمه با مقیاس $1/2$ با نام های SC1 و SC2 بتن ریزی و ساخته شده اند. مطابق شکل ۲، اتصالات بتن آرمه متشکل از ستونی با طول 1900 mm و تیری با طول 1400 mm است که یک اتصال کناری را در طبقات میانی یک قاب دو بعدی با چرخش 90° درجه را شبیه سازی می کنند. نمونه SC1 به عنوان نمونه ضعیف دارای تیری با مقطع با عرض 250 mm و ارتفاع کاهش یافته 150 mm و نمونه SC2 نیز به عنوان نمونه کنترلی دارای مقطع تیر با عرض برابر 250 mm و ارتفاع استاندارد 200 mm می باشد. ستون ها در هر دو نمونه با مقطع عرضی $250 \times 250\text{ mm}$ هستند. آرماتورهای طولی ستون در هر دو نمونه $8\phi 14$ و خاموت گذاری آن با در نظر گرفتن ضوابط شکل پذیری آیین نامه بتن از $50\text{ mm} @ \phi 8$ در ناحیه

بحرانی و چشمه اتصال استفاده شده است. آرماتورهای طولی تیرها نیز در هر دو نمونه با آرایش یکسان، $3\phi 12$ در بالا و پایین مقطع با خاموت گذاری مشابه در ناحیه بحرانی $\phi 8 @ 50mm$ ، مطابق شکل ۲ می باشد.



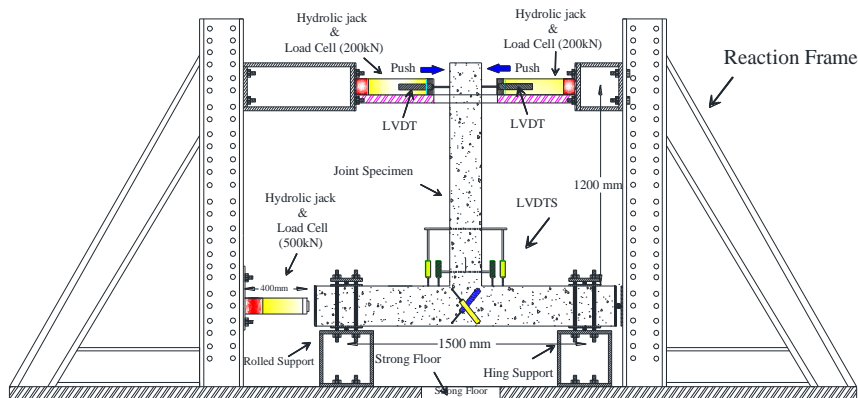
شکل ۲- جزئیات و ابعاد هندسی نمونه ها

۲-۲- خصوصیات مصالح

مقاومت متوسط استوانه ای بتن بکار گرفته شده در ساخت اتصال SC1 و SC2، به ترتیب برابر ۱۶ و ۲۹ مگاپاسکال می باشد. همچنین مقاومت تسلیم آرماتورهای $\phi 8$ ، $\phi 12$ و $\phi 14$ در هر دو نمونه به ترتیب ۳۹۸، ۴۴۴ و ۵۱۰ مگاپاسکال اندازه گیری شدند.

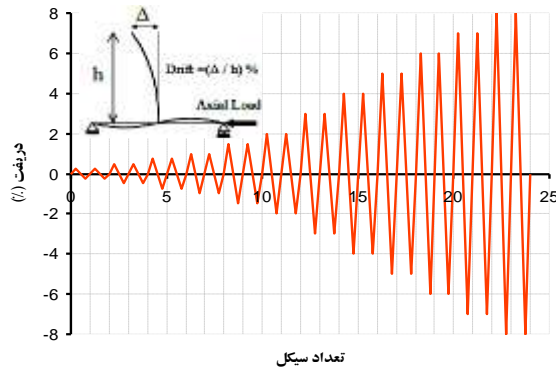
۲-۳- چیدمان آزمایش و تاریخچه بارگذاری

نمای شماتیک چیدمان آزمایش در شکل ۳ نشان داده شده است که شامل نیروی محوری ستون معادل $0.15P_n$ (P_n مقاومت محوری اسمی ستون است) توسط جک هیدرولیکی به آن وارد می شود و دو جک هیدرولیکی دیگر بار P^+ و P^- را به عنوان بار چرخه ایی به نوک تیر وارد می کنند. تکیه گاه های ستون در جهت اعمال نیروی محوری به ستون بصورت غلطکی و طرف دیگر که به قاب فلزی آزمایش تکیه دارد بصورت مفصلی می باشد.



شکل ۳- نمای شماتیک چیدمان آزمایش

تاریخچه بارگذاری آزمایش بصورت کنترل جابجایی در دریفت های ۰/۲۵، ۰/۵، ۰/۷۵، ۱، ۱/۵، ۲، ۳، ۴، ۵، ۶ و ۷٪ طول تیر (از محل بارگذاری چرخه ای تا بر اتصال برابر ۱۲۰۰mm می باشد) بصورت ۱۱ گام دو سیکلی و مجموعاً ۲۲ سیکل بارگذاری چرخه ای مطابق شکل ۴ است.

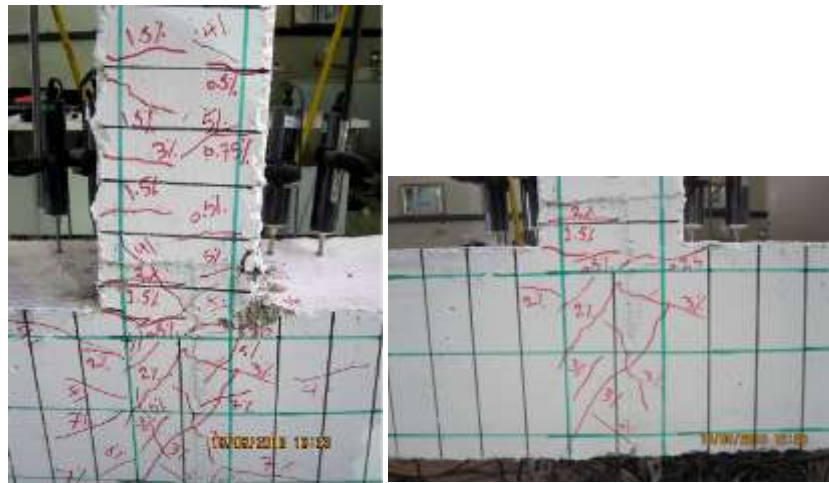


شکل ۴- تاریخچه بارگذاری

۳- مشاهدات و رفتار کلی نمونه ها

الف) نمونه SC1

در این نمونه، اغلب ترک ها بصورت ترک های خمشی در دو طرف بر تیر اتصال نمونه SC1 رخ داده و بروز ترک های X- شکل در ناحیه چشمه اتصال (ناحیه محصور در محل تلاقی تیر و ستون) در تغییر مکان جانبی نسبی ۳٪ شکل می گیرد. در تغییر مکان جانبی ۷٪ پوشش بتن تیر در محل اتصال، تحت بارهای چرخه ای کنده شده و چون چیدمان آزمایشگاهی امکان وارد کردن جابجایی بیشتر در نوک تیر را نمی داد، آزمایش در نهایت با کاهش افت باربری ۱۲ درصدی نمونه به اتمام می رسد (شکل ۵).



الف) ترک X - شکل چشمه اتصال

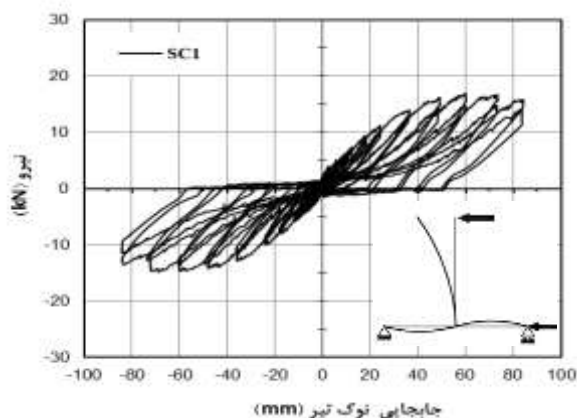
ب) نمونه اتصال SC1 در

شکل ۵- وضعیت اتصال SC1 در دریفت های مختلف

شکل ۶ نمودار هیسترسیس بار - تغییر مکان نوک تیر را نشان می دهد. همانطور که مشاهده می شود این هر یک از حلقه های این نمودار با جمع شدگی^۵ شدید همراه است که نشان از ناکارآمدی این اتصال، در تلف نمودن انرژی ناشی از بارهای چرخه ای

⁵ Pinching

دارد. قرائت کرنش سنج های نصب شده روی آرماتورهای بر اتصال نشان دادند که اولین جاری شدگی این آرماتورها در دررفت تقریباً ۳٪ (جابجایی نوک تیر برابر ۳۶ میلیمتر) و در بار نوک تیر ۱۲/۵ کیلو نیوتن رخ می دهند.



شکل ۶- نمودار هیسترسیس نیرو-جابجایی نوک تیر نمونه SC1

(ب) نمونه SC2

در این نمونه مطابق شکل ۷-الف، در دررفت ۵/۰ تا ۱۰٪ ترک های خمشی و برشی اولیه در طول تیر و در ناحیه بر اتصال تیر-ستون رخ می دهد. با افزایش دررفت، این ترک ها در طول تیر و در ناحیه چشمه اتصال منتشر شده و عمیق تر می شوند. مطابق شکل ۷-ب، در این نمونه نیز همانند اتصال SC1، ترک های قطری برشی X-شکل در دررفت ۳٪ ولی با تحمل بار بیشتر (۶۰ درصد بیشتر) در نوک تیر رخ می دهند. در نهایت در دررفت ۷٪ با عمیق تر شدن ترک های مورب برشی و خمشی در بر اتصال و اطراف چشمه اتصال (مخصوصاً در پشت تیر) آزمایش به اتمام می رسد (شکل ۸).



(ب)



(الف)

شکل ۷- وضعیت تیر و چشمه اتصال نمونه SC2، الف- دررفت ۱٪، ب- دررفت ۳٪



(ب)



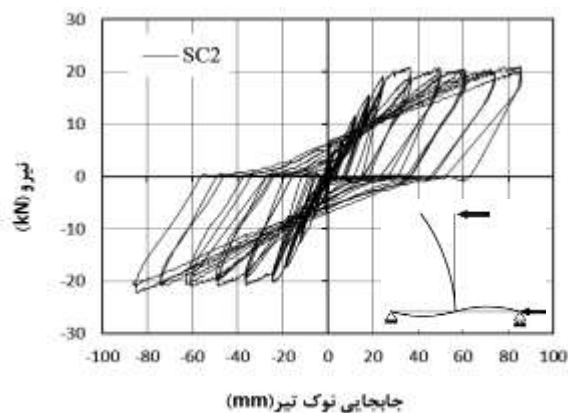
(الف)

شکل ۸- وضعیت تیر و چشمه اتصال نمونه SC2 در پایان آزمایش، الف- جلوی اتصال، ب- پشت تیر اتصال

لازم به ذکر است که در این نمونه بر خلاف نمونه ضعیف SC1، تا پایان آزمایش هیچ افت نیرویی مشاهده نشد و حتی بعضاً افزایش نیرو حاصل از سخت شوندگی کرنش در آرماتورهای تیر مشاهده گردید.

در نمونه SC2 اغلب ترک های تیر برشی - خمشی بودند اما در نمونه SC1 با کاهش ارتفاع تیر و بروز رفتار خمشی از تیر، بعضاً این ترک ها بصورت خمشی ظاهر شدند. همچنین به دلیل ضعیف بودن بتن و لغزش آرماتورهای طولی تیر در ناحیه چشمه اتصال نمونه SC1، عمق ترک ها در این نمونه نسبت به نمونه کنترلی SC2 کمتر بودند ولی از پراکندگی بیشتری برخوردار بودند.

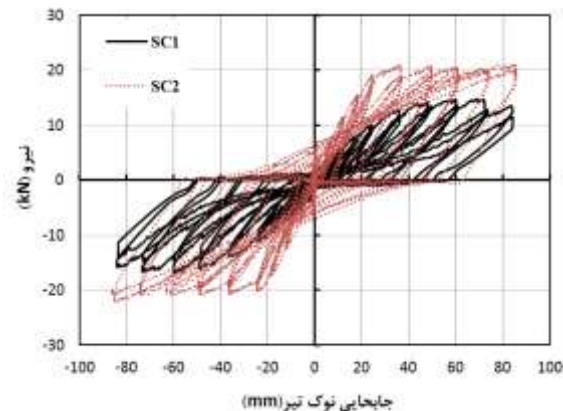
در شکل ۹ نمودار هیسترسیس بار - تغییر مکان نوک تیر نمونه SC2 را نشان می دهد. همانطور که مشاهده می شود این هر یک از حلقه های این نمودار چاق و دوکی شکل بوده و با جمع شدگی نسبتاً کمی همراه است که نشان از کارآمدی این اتصال، در تلف نمودن انرژی ناشی از بارهای چرخه ای دارد. قرائت کرنش سنج های نصب شده روی آرماتورهای بر اتصال نشان دادند که اولین جاری شدگی این آرماتورها در دریفت تقریباً ۰.۱٪ (جابجایی نوک تیر برابر ۱۲ میلیمتر) و در بار نوک تیر ۱۲ کیلو نیوتن رخ می دهند.



شکل ۹- نمودار هیسترسیس نیرو-جابجایی نوک تیر نمونه SC2

با توجه به مطالبی که در مقدمه ذکر گردید می توان به این نتیجه رسید که با کاهش ارتفاع تیر و کاهش مقاومت بتن، در یک نیروی معین در نوک تیر، مقاومت برشی چشمه اتصال کاهش یافته و خسارات بتن افزایش می یابد. این مطلب را می توان با مقایسه اشکال ۵-الف و ۷-الف که اتصال SC1 و SC2 به ترتیب در دریفت ۰.۳٪ و ۰.۱٪، مقدار بار تقریباً ۱۲ کیلو نیوتن را در نوک تیر تحمل می کنند به اثبات رساند.

در شکل ۱۰ نیز نمودار هیسترسیس بار - تغییر مکان نوک تیر دو نمونه SC1 و SC2 با هم مقایسه شده اند. میزان جمع شدگی حلقه های هیسترسیس نمونه ضعیف نسبت به نمونه کنترلی به خوبی مشهود است.



شکل ۱۰ - مقایسه نمودارهای هیسترسیس نیرو-جابجایی نوک تیر اتصالات ضعیف مرجع و کنترلی

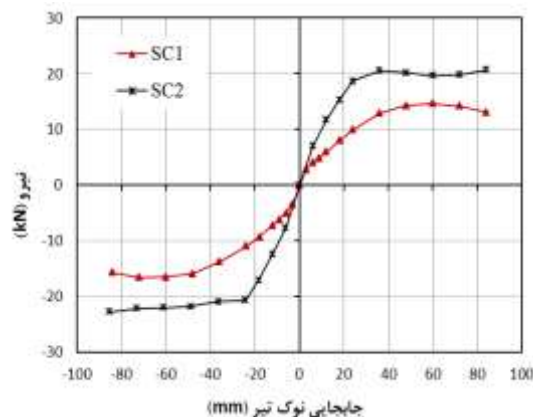
۵- نتایج و بحث

۵-۱- نتایج کلی

جدول ۱ مقاومت حداکثر P_{max} و مقاومت نهایی P_u (متناظر با ماکزیمم تغییر مکان در هنگام شکست) اتصالات تیر-ستون SC1 و SC2 را نشان می دهد. همچنین شکل ۱۱ منحنی پوش هیستریسیس نیرو- جابجایی نوک تیر دو اتصال تیر-ستون آزمایش شده را نشان می دهد. روند نمودارهای پوش شکل ۱۱ نشان می دهد نمونه کنترلی استاندارد SC2 به دلیل دارا بودن سختی بیشتر، در تغییر مکان کمتر و در حدود دررفت ۲٪ به بار حداکثر می رسد و تا پایان آزمایش، بر خلاف اتصال دیگر دارای تیر ضعیف، بدون افت نیرو، ظرفیت باربری از خود نشان می دهد در حالی که در اتصال ضعیف SC1 با تیر دارای ارتفاع کم، در تغییر مکان بیشتر و در حدود دررفت ۵٪ به بار حداکثر می رسد. همچنین در این اتصال، به دلیل ضعف بتن بکار رفته و سرخوردگی مختصر آرماتورهای طولی تیر منجر می گردد بطور متوسط ۱۱٪ افت نیرو رخ دهد که این افت از دررفت ۵ الی ۶٪ آغاز می گردد.

جدول ۱- مقایسه مقاومت نهایی و حداکثر اتصالات تیر-ستون ضعیف و استاندارد

نام اتصال	P_{max}^+ (kN)	P_u^+ (kN)	P_{max}^- (kN)	P_u^- (kN)
SC1	۱۶/۶	۱۵/۶	۱۴/۶۷	۱۳
SC2	۲۰/۵	۲۰/۵	۲۲/۷	۲۲/۷



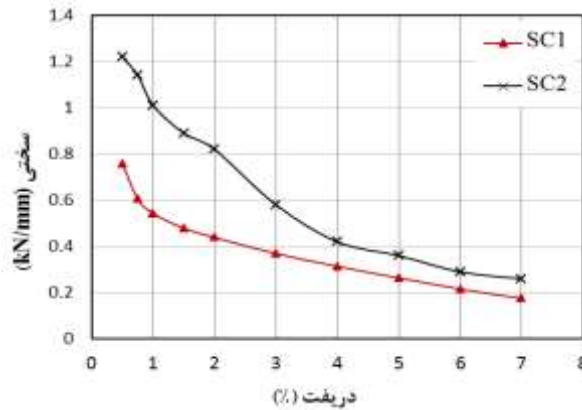
شکل ۱۱- منحنی های پوش نیرو- جابجایی نوک تیر نمونه های آزمایشگاهی

نتایج حاکی از اینست که به ازای یک جابجایی معین نوک تیر، ظرفیت باربری اتصال تیر-ستون SC2 نسبت به اتصال SC1 تا دررفت ۲٪، بطور متوسط حدود دو برابر است که این مقدار در دررفت های بالاتر از ۱/۵ برابر کمتر نیست.

۵-۲- تغییرات سختی و افت آن

شکل ۱۲ میزان تغییرات سختی دو اتصال آزمایش شده ضعیف و استاندارد را در طی بارگذاری جانبی رفت و برگشتی تا انتهای آزمایش نشان می دهد. سختی در هر سیکل بارگذاری را می توان با محاسبه شیب خط واصل نیروی مثبت و منفی حداکثر هر حلقه بدست آورد. جدول ۲ نیز مقادیر سختی اولیه، نهایی و میزان افت سختی اتصالات را نشان می دهد. هر چه میزان آسیب های اتصال بتن آرمه نظیر تعداد و عمق ترک خوردگی های بتن و میزان جاری شدگی و یا احیانا سر خوردگی آرماتورهای طولی تیر در طی بارگذاری رفت و برگشتی بیشتر باشد نرخ تغییرات سختی بیشتر افزایش می یابد. همانطور که از جدول ۲ مشاهده می شود با کاهش ۲۵ درصدی ارتفاع مقطع تیر بتنی و کاهش ۴۵ مقاومت بتن اتصال ضعیف

SC1 نسبت به SC2، سختی اولیه آن تا ۳۷٪ و سختی نهایی آن تا ۳۵٪ کاهش می یابد. البته میزان افت سختی هر دو نمونه اتصال در حدود ۷۸٪ می باشد.



شکل ۱۲- میزان تغییرات سختی نمونه اتصالات آزمایشگاهی

جدول ۲- مقادیر سختی و میزان افت اتصالات بتنی

SC2	SC1	نام اتصال
۱/۲۲	۰/۷۷	سختی اولیه kN/mm
۰/۲۶	۰/۱۷	سختی نهایی kN/mm
۷۹	۷۸	میزان افت سختی (%)

۵-۳- میزان جذب انرژی و شکل پذیری μ

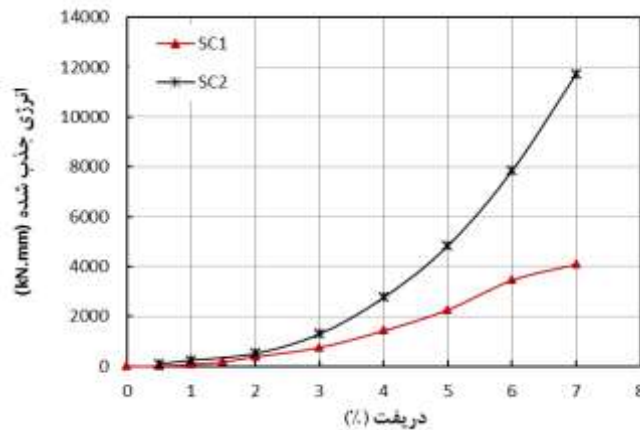
از جمع تجمعی مساحت داخلی حلقه های بسته هیستریسیس در هر تغییر مکان جانبی که نیرو از ۰/۸۵ نیروی حداکثر کمتر نباشد می توان جذب انرژی اتصالات را بدست آورد. شکل ۱۳ میزان جذب انرژی نمونه های آزمایش شده را نشان می دهد. منحنی جذب انرژی نمونه ها بصورت غیر خطی هستند که در اتصال استاندارد نسبت به اتصال ضعیف با افزایش تغییر مکان جانبی، شیب منحنی به شدت افزایش می یابد بطوری که در نمونه ضعیف حتی با کاهش نرخ شیب همراه است.

افزایش قابل توجه ظرفیت باربری و عدم افت آن طی سیکل های بارگذاری چرخه ای و همچنین کاهش جمع شدگی حلقه های هیستریسیس و چاق تر شدن آن ها به علت جاری شدگی زود هنگام آرماتورهای طولی تیر و عدم سر خوردگی آن ها را می توان از عوامل موثر در جذب انرژی بیشتر اتصال استاندارد نسبت به اتصال ضعیف بشمار آورد.

با کاهش ۲۵٪ ارتفاع تیر اتصال و کاهش ۴۵ مقاومت فشاری بتن، میزان جذب انرژی اتصال تحت بارگذاری چرخه ای تا دریافت ۷٪، به یک سوم کاهش می یابد.

میزان شکل پذیری (μ) نمونه ها را می توان از تقسیم تغییر مکان نهایی اتصال Δ_u به تغییر مکان نظیر اولین جاری شدگی آرماتور Δ_y در نمونه یعنی $\left(\frac{\Delta_u}{\Delta_y}\right)$ محاسبه کرد. مقادیر Δ_y برای اتصال SC1 و SC2، بر اساس آن چه که در بخش ۳ گفته شد

به ترتیب برابر ۳۶ و ۱۲ میلی متر می باشد که در این صورت مقدار پارامتر μ برای این اتصالات به ترتیب برابر ۲/۳۳ و ۷/۰ بدست می آید.



شکل ۱۳- میزان جذب انرژی تجمعی نمونه اتصالات آزمایشگاهی

۶- نتیجه گیری

دو نمونه اتصال تیر- ستون بتن آرمه خارجی، شامل یک نمونه اتصال با بتن ضعیف و با تیر ضعیف (ارتفاع کاهش یافته) و دیگری با مقاومت بتن و ارتفاع تیر استاندارد، تحت بارگذاری جانبی چرخه ای در نوک تیر قرار گرفتند. مشاهدات عینی و رفتاری این آزمایشات نشان دادند که کاهش همزمان ۲۵٪ ارتفاع تیر اتصال و کاهش ۴۵٪ مقاومت بتن اتصال :

- ۱- برای یک نیروی معین در نوک تیر، مقاومت برشی چشمه اتصال کاهش یافته و خسارات بتن افزایش می یابد.
- ۲- موجب کاهش ۲۸٪ ظرفیت باربری حداکثر و کاهش ۳۴٪ ظرفیت باربری نهایی اتصال تیر- ستون بتن آرمه می شود. همچنین به ازای یک جابجایی معین نوک تیر، ظرفیت باربری اتصال تیر-ستون را تا نصف کاهش می دهد.
- ۳- باعث کاهش ۳۷٪ سختی اولیه اتصال و کاهش ۳۵٪ سختی نهایی اتصال شده، هر چند میزان درصد افت سختی آن تغییری نمی کند.
- ۴- جذب انرژی اتصال و همچنین شکل پذیری ۱۱٪، به یک سوم کاهش می یابد.

۷- مراجع

- [1] Park R, Paulay T. "Reinforced concrete structures". New York: *John Wiley & Sons*; 1975.
- [2] Paulay T, Priestley MJN. "Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings". New York: *John Wiley & Sons*; 1992.
- [3] Moehle JP, Mahin SA. "Observations on the behavior of reinforced concrete buildings during earthquakes". In: Ghosh SK, editor. *ACI publication SP-127, earthquake-resistant concrete structures: inelastic response and design*; 1991.
- [4] Ghobarah A, Saatcioglu M, Nistor I. "The impact of the 26 December 2004 earthquake and tsunami on structures and infrastructure". *Eng Struct*; 28:312-26, 2006.
- [5] Gur T, Pay AC, Ramirez JA, Sozen MA, Johnson AM, Irfanoglu A, et al. "Performance of school buildings in Turkey during the 1999 Duzce and the 2003 Bingol earthquakes". *Earthq Spectra*; 25:239-56, 2009.
- [6] Zhao B, Taucer F, Rossetto T. "Field investigation on the performance of building structures during the 12 May 2008 Wenchuan earthquake in China". *Eng Struct*; 31:1707-23, 2009.
- [7] Kam WE, Pampanin S, Elwood KJ. "Seismic performance of reinforced concrete buildings in the 22 February Christchurch (Lyttelton) earthquake". *NZ Soc Earthq Eng Bull*; 44, 2011.
- [8] American Concrete Institute (ACI), "Building Code Requirements for Structural Concrete" (*ACI 318R-14*) and commentary. ACI, Detroit, MI, 2014.
- [9] Shafaei J, Hosseini A, Marefat MS, "Seismic retrofit of external RC beam-column joints by joint enlargement using prestressed steel angles", *Engineering Structures*, 81:265-288, 2014.
- [10] ACI-ASCE Committee 352 (ACI 352R-02). "Recommendations for design of beam-column connections in monolithic reinforced concrete structures (*aci 352r-02*)". Farmington Hills, Michigan, USA: American Concrete Institute; 2002.

Influence Reduction of Beam Height and Concrete Strength on Behavior of RC Beam-Column Joints

E. Emami^{1*}, M.K. Sharbatdar²

1- Instructor, Department of Civil Eng, Payame Noor University, Iran

2- Associated Prof, Faculty of Civil Eng, Semnan University, Iran

*Email: emami@se.pnu.ac.ir :

Email: msharbatdar@semnan.ac.ir

Abstract

The RC beam-column joints are the sensitive points in RC moment frames that play key role in transfer of gravity and lateral loads from beam to column and with damaging of those against to seismic loads due to damage of members and collapse of structure finally.

This paper investigates the influence reduction of beam height and concrete strength on cyclic behavior of beam- column joints subject to cyclic loading. Therefore two half scale external RC beam-column joints were constructed, one reference joint with standard beam height and concrete strength and another the deficient joint sample with reduced beam height and low strength concrete that then at tip of beam subjected to cyclic loading.

Experimental results and observations indicated that reduction of the both %25 height of joint beam and %45 concrete strength synchronically, cause to severe reduction %45 of the joint rigidity and increment of displacement of the joint beam tip and per a applied definite cyclic force on beam tip, the concrete damages in panel zone of the deficient RC joint rather than standard joint increase severely. Also, the experimental results show that the peak bearing capacity and energy absorption of the deficient RC joint reduce relative to reference RC joint about 30 and %67 respectively.

Key Words: RC beam-column joint, RC moment frames, Cyclic loading, Cyclic behavior.