

ارزیابی عملکرد قاب‌های خمشی فولادی ویژه پس کشیده تحت خرابی پیش‌رونده

عباس قاسمی^{۱*}، حمیدرضا متدین^۲

۱- استادیار، گروه عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران مرکزی، تهران

۲- کارشناسی ارشد، گروه عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران مرکزی، تهران

*تهران، صندوق پستی ۱۶۹۹۱-۱۴۶۹۶، abb.ghasemi@iauctb.ac.ir

(تاریخ دریافت: ۱۳۹۷/۱۱/۳۰، تاریخ پذیرش: ۱۳۹۹/۰۲/۱۰)

چکیده

به دلیل عملکرد نامناسب اتصالات خمشی جوشی در زلزله‌های اخیر، جزئیات مختلفی برای اتصالات خمشی به منظور حصول پاسخ شکل پذیر تحت بارگذاری لرزه‌ای پیشنهاد گردید. استفاده از اتصالات پس کشیده در قاب خمشی فولادی راهکاری جهت دستیابی به پاسخ شکل پذیر بوده که روش‌های مختلفی برای این اتصالات توسط محققین ارائه شده است. نتایج بررسی‌های آزمایشگاهی حاکی از مقاومت، سختی و توانایی خود مرکزی مناسب این اتصالات، و ظرفیت اتلاف انرژی بالا در صورت استفاده از سیستم مذکور خواهد بود. در این تحقیق برای بررسی خرابی پیش رونده از سه تیپ سازه با تعداد طبقات ۵، ۱۰، ۱۵، طبقه استفاده شده است. تحلیل غیرخطی سازه‌ها توسط نرم افزار OPENSEES صورت پذیرفته است. نتایج بدست آمده از پژوهش نشان داد که حذف ستون گوشه نسبت به ستون میانی اثرات شدیدتری در سازه ایجاد می‌کند. همچنین با بیشتر شدن تعداد طبقات سازه تغییر مکان قائم اتصال بالای ستون حذف شده کمتر می‌شود و این امر نشان دهنده آن است که باز توزیع نیرو در سازه‌های با تعداد طبقات بیشتر، بهتر صورت می‌گیرد. استفاده از اتصالات پس کشیده منتج به کاهش محسوس جابه جایی قائم در موقعیت ستون حذف شده دارد که میزان کاهش در ستون گوشه حذف شده بیشتر از حالت حذف ستون میانی می‌باشد. این موضوع با توجه به بحرانی تر بودن حذف ستون گوشه به افزایش تاب آوری سازه در برابر خرابی پیش رونده کمک شایانی خواهد نمود. در قاب‌های خمشی ویژه ۵ و ۱۰ طبقه در حالت حذف ستون گوشه میزان چرخش تیر مجاور ستون حذف شده فراتر از چرخش متناظر سطح عملکرد ایمنی جانی بوده در صورتیکه در قاب پس کشیده از میزان حدی سطح عملکرد ایمنی جانی به میزان قابل توجهی کمتر می‌باشد.

واژگان کلیدی

قاب فولادی، پس کشیده، خودمرکزگرا، خرابی پیش‌رونده

Seismic performance evaluation of post-tensioned steel frames against progressive collapse

A. Ghasemi, H. Motedayen

Abstract

Due to the poor performance of welded moment connections in recent earthquakes, various details were proposed for moment connections in order to obtain a ductile response. The use of post-tensioned connections (PTED) in steel moment frames is a solution to achieve a ductile response, and various methods for these connections have been proposed by researchers. The experimental results indicate the strength, stiffness and self-centering ability of these connections and the energy dissipation capacity will increase. The evaluation of the progressive collapse is based on the design and nonlinear response of 5-, 10- and 15- story steel moment frames (MRFs). In order to estimate the seismic response of the MRFs, OpenSees software was used. The Results shown that by using of PTED Connection, the vertical displacement of the top point of removed column are reduced. As the number of stories increased, the vertical displacement of the connection above the removed column will decrease. The mentioned issue is due to the proper force redistribution. The vertical displacement reduction in the elimination of the corner columns is greater than the removal of the middle column. The beam rotation in MRFs and PTED are different from each other. The rotation in MRFs exceeds from the Life safety performance level, while this does not happen for PTED.

Keywords

Steel frames, post-tensioned, self-centering, progressive collapse

پس از زلزله نورتریج و عملکرد نامناسب اتصالات جوشی، محققین جهت حصول یک پاسخ شکل پذیر تحت بارگذاری زلزله جزئیات مختلفی برای اتصالات پیشنهاد نمودند. جلوگیری از گسیختگی جوش و ایجاد تغییر شکل های پلاستیک در تیرها و در ناحیه ای خارج از اتصال تیر به ستون هدف این جزئیات پیشنهادی بود. یکی از این پیشنهادات، استفاده از اتصالات پس کشیده در قاب خمشی فولادی بوده است. نتایج بررسی های آزمایشگاهی حاکی از مقاومت، سختی و توانایی خودمرکزی مناسب این اتصالات، و ظرفیت اتلاف انرژی بالا در صورت استفاده از اتلاف کننده در محل اتصال می باشد. یکی از موضوعات قابل بحث در سال های اخیر، عملکرد اتصالات فولادی و بررسی اثر نوع اتصال بر رفتار تیرها در خرابی پیش رونده می باشد. تلاش های تحقیقاتی زیادی جهت شناخت بهتر رفتار سازه ها در برابر خرابی پیش رونده و همچنین ارائه راهکارهای مستدل برای ارزیابی میزان تاب آوری سازه ها صورت گرفته و با توسعه ی آیین نامه های معتبر طراحی همراه بوده است. *Astaneh-Asl* [۱] ده نمونه آزمایشگاهی ساختمان یک طبقه در مقیاس اصلی را با استفاده از کابل های مورد استفاده در کف تحت آزمایش قرار دادند. نتایج نشان داد که عمل زنجیره ای کابل ها می تواند از نظر کیفی در خرابی پیش رونده کمک شایانی نماید. *Kaewkulchai* و همکارانش [۲] روش تحلیلی خرابی پیش رونده قاب های ساختمانی را ارائه نمودند. خرابی در اعضا زمانی رخ خواهد داد که شاخص آسیب به مقدار یک برسد. *Yin* و *Wang* [۳] روش تحلیلی برای عمل زنجیره ای تیرهای فلزی تحت پیچش و انحنای بزرگ ناشی از آتش ارائه نمودند. *Khandelwal* و همکارانش [۴] به بررسی تاثیر شکل پذیری اتصالات قاب خمشی ویژه بر خرابی پیش رونده پرداختند. *Byfield* و همکارانش [۵] نتیجه گیری نمودند اتصالات صنعتی استاندارد، از شکل پذیری کافی جهت تطبیق با جابجایی های بزرگ عمل زنجیره ای رخ می دهد را دارا نمی باشند. *Marjanshivili* [۶] نشان داد که تحلیل استاتیکی غیرخطی بدلیل حرکت صرفاً قائم مسیر بار ممکن است شکل پذیری بیشتری از خود نشان دهد. *Crawford* [۷] استفاده از برخی اتصالات نظیر ساید پلیت، استفاده از کابل در تیرهای بتنی مسلح، استفاده از سیستم مگاتراس و مگابریس در ساختمان های بلند را جهت جلوگیری از خرابی پیش رونده پیشنهاد نمود. *Suzuki* و همکارانش [۸] استفاده از سیستم هت بریسینگ در بالای ساختمان را جهت جلوگیری از خرابی پیش رونده پیشنهاد دادند. *Hayes* و همکارانش [۹] به بررسی و مقاومت قاب های خمشی

ویژه در قیاس با قاب خمشی معمولی در برابر انفجار و خرابی پیش رونده پرداختند. *Dusenberry* و *Hamburger* [۱۰] روش مبتنی بر تعادل انرژی را در آنالیز خرابی پیش رونده توسعه دادند. *Wibowo* و *Lau* [۱۱] بر اهمیت تاثیر بارهای لرزه ی بر رفتار خرابی پیش رونده سازه تمرکز کردند و به این نتیجه رسیدند که خرابی پیش رونده لرزه ی سازه را می توان از طریق اصلاح روش های متداول، تحلیل نمود. *Powell* [۱۲] جهت تحلیل خرابی پیش رونده از ضریب ضربه ۲ در تحلیل استاتیکی خطی استفاده نمود. *Ruth* و همکارانش [۱۳] نشان دادند ضریب ۱/۵ تأثیر دینامیکی را به خصوص برای قاب های خمشی فولادی بهتر نشان می دهد. *Kim* و همکارانش [۱۴] ظرفیت مقاومت در برابر گسیختگی پیش رونده قاب های خمشی فولادی را با استفاده از روش جایگزین بررسی نمودند و مشاهده گردید که تحلیل دینامیکی غیرخطی منجر به پاسخ های قابل ملاحظه ای در سازه می گردد. *Liu* [۱۵] روش های جلوگیری از خرابی پیش رونده را با تقویت اتصالات تیر به ستون مورد بررسی قرار داد. *Song* و *Sezen* [۱۶] به ارزیابی رفتار یک ساختمان فولادی دارای سیستم قاب خمشی در برابر خرابی پیش رونده با حذف چهار ستون طبقه اول پرداختند. آنها با استفاده از تحلیل استاتیکی و دینامیکی غیرخطی، به مقایسه نتایج حاصل از شبیه سازی عددی و نتایج آزمایشگاهی پرداختند. این تحقیق به منظور شناخت رفتار اتصالات پس کشیده فولادی با نبشی های اتلاف کننده انرژی در بالا و پائین تحت خرابی پیش رونده انجام گردیده است. در این مطالعه سعی می گردد در ابتدا رفتار قاب های خمشی فولادی ویژه با اتصالات صلب تحت خرابی پیش رونده بررسی می شود. سپس تاثیر استفاده از این نوع اتصالات جدید در بهبود عملکرد قاب های خمشی فولادی در برابر خرابی پیش رونده مورد بررسی قرار خواهد گرفت.

۲- روش های تحلیل خرابی پیش رونده

روش اولیه تحلیل که در آئین نامه [۱۷] GSA ارائه شده است، روش استاتیکی خطی می باشد. بدلیل عدم لحاظ اثرات دینامیکی و رفتار غیرخطی مصالح کاربرد روش استاتیکی خطی برای سازه های ساده و کمتر از ۱۰ طبقه محدود می شود. برای تحلیل خرابی پیش رونده، آئین نامه GSA ترکیب بار زیر را در دهانه های مجاور ستون حذف شده اعمال می نماید. برای در نظر گرفتن اثرات دینامیکی از ضریب افزایش دینامیکی ۲ استفاده می شود.

$$Load = 2(DL + 0.25 LL) \quad (1)$$



بارگذاری در سایر دهانه‌ها مطابق ترکیب بار زیر می‌باشد.

$$\text{Load} = (DL + 0.25 LL) \quad (2)$$

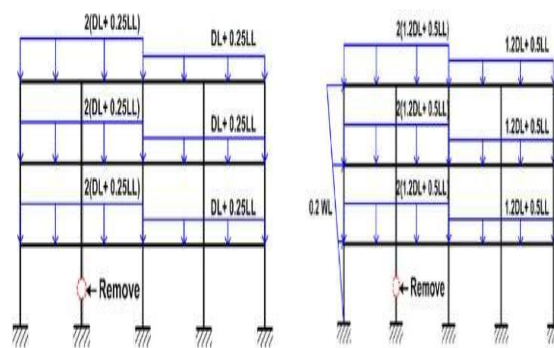
آیین نامه [۱۸] UFC دارای رویکردی مشابه آیین نامه GSA می‌باشد با این تفاوت که ترکیب بارگذاری برای دهانه‌های مجاور ستون حذف شده مطابق رابطه زیر می‌باشد.

$$\text{Load} = [(0.9 \text{ or } 1.2)DL + (0.5 LL \text{ or } 0.2 S)] + 0.2w \quad (3)$$

و برای سایر دهانه‌ها از رابطه (۴) استفاده می‌گردد.

$$\text{Load} = 2[(0.9 \text{ or } 1.2)DL + (0.5 LL \text{ or } 0.2 S)] + 0.2w \quad (4)$$

در روابط فوق DL بار مرده، LL بارزنده، S بار برف و w بار باد می‌باشد (شکل (۱)).



شکل ۱- ترکیب بارگذاری تحلیل استاتیکی مطابق (۲۰۰۳) GSA و (۲۰۰۵) UFC [۱۷ و ۱۸]

با مقایسه مقادیر نیازها در اعضا و اتصالات با مقادیر ظرفیت بحرانی می‌توان به پذیرش یا عدم پذیرش اجزاء سازه ای پی برد.

در روش استاتیکی غیرخطی، رفتار غیرخطی مصالح و رفتار غیرخطی هندسی سازه در نظر گرفته می‌شود. در این روش پس از حذف المان باربر، بار قائم به صورت گام به گام از مقدار صفر افزایش می‌یابد تا زمانی که بار به مقدار حداکثر برسد یا سازه فروریزد. به این روش تحلیل، تحلیل پوش‌دان (Push Down) نیز گفته می‌شود. بار قائم حداقل باید در ۱۰ گام به مقدار نهایی برسد. استفاده از این روش برای محاسبه پتانسیل خرابی پیش‌رونده محافظه کارانه می‌باشد. ترکیبات بارگذاری برای دهانه‌های مجاور ستون حذف شده و سایر دهانه‌ها مطابق روابط فوق الذکر می‌باشد. در تحلیل دینامیکی خطی ترکیب بار ثقلی ارائه شده توسط GSA برای تمامی دهانه‌ها مطابق رابطه (۲) می‌باشد. به این روش تحلیل در آیین نامه UFC اشاره نشده

است. در تحلیل دینامیکی غیرخطی ترکیب بار ثقلی ارائه شده توسط GSA و UFC برای تمامی دهانه‌ها به ترتیب مطابق روابط (۲) و (۴) خواهد بود. در روش مسیر بارجایگزین در دو مورد المان باربر حذف می‌شود. (الف) در سازه‌هایی که المان‌های آن مقاومت کافی را ندارد، المان ناکارآمد باید حذف شود. (ب) برای سازه‌های که برای سطوح محافظت متوسط و بالا طراحی می‌شوند، به منظور کنترل مقاومت خمشی عمل پل زدن بر المان حذف شده، المان‌های خاص جهت حذف مدنظر قرار خواهد گرفت. حذف ستون‌های خارجی نزدیک وسط دهانه کوچک کناری، نزدیک وسط دهانه بزرگ کناری و در گوشه‌های ساختمان به عنوان حداقل گزینه‌های حذف ستون قلمداد می‌گردند. همچنین حذف ستون‌هایی که منتج به تغییر قابل توجه هندسه‌ی ساختمان در پلان گردد نظیر کاهش ناگهانی در اندازه‌ی دهانه و همچنین ستون‌هایی که باربری کمتر دارند نیز مدنظر خواهد بود. برای تشخیص محل ستون‌های بحرانی قضاوت مهندسی به کار برده می‌شود و برای هریک از گزینه‌های حذف ستون، روش مسیر بار جایگزین به صورت جداگانه انجام می‌شود. حذف ستون‌های داخلی برای سازه‌های دارای پارکینگ در طبقه همکف و یا محل‌های عمومی در طبقه همکف ساختمان‌ها، نزدیک وسط دهانه‌های کوچک پلان، نزدیک وسط دهانه‌های بزرگ پلان و در گوشه فضاهای غیرقابل کنترل صورت می‌پذیرد. شایان ذکر است اتصالات در روش مسیر بار جایگزین نباید دچار آسیب گردند.

۳- اتصالات فولادی پس کشیده

بر اساس تحقیقات انجام شده یکی از راه‌کارهای افزایش مقاومت سازه در برابر خرابی پیش‌رونده استفاده از اتصالات پس‌کشیده^۱ می‌باشد که نخستین بار توسط Ricles و همکارانش در سال ۲۰۰۱ میلادی ارائه شد [۱۹]. دو قسمت اصلی اتصالات پس‌کشیده فولادی عبارتند از: (الف) کابل‌های پر مقاومت فولادی پس کشیده که خاصیت خود مرکزی^۲ در اتصال ایجاد می‌نماید و (ب) ابزارهای مستهلک کننده انرژی نصب شده در اتصالات خمشی فولادی پس‌کشیده که از آن جمله می‌توان به میله فولادی تسلیم شده [۲۰]؛ نبشی‌های فوقانی و تحتانی [۱۹] و اعضای اصطکاکی [۲۱] اشاره نمود.

مطابق شکل (۲) و در دیاگرام آزاد جسم، نیروی برشی نبشی کششی (V_a) ممان در نبشی‌های کششی و فشاری (M_a^c و M_a^t) در محل مفصل‌های پلاستیک و نیروی تماسی (C)، در اتصال پس‌کشیده مشارکت دارند. ممان ایجاد شده در اتصال

در رابطه فوق، t ضخامت نبشی (برحسب میلیمتر)، Δ_{gap} میزان بازشدگی در نبشی کششی است، $M_{a,p}$ ظرفیت ممان پلاستیک نبشی و g^2 فاصله بین محور ساق نبشی و لبه مهره پیچ ستونی می‌باشد [۲۲]. لذا نیروی پس‌کشیدگی کلی برابر است با:

$$T_{th} = T_0 + 2d_2 \left(\frac{K_s K_b}{K_s + K_b} \right) \theta_r \quad (10)$$

در این رابطه K_s و K_b سختی محوری (EA/L) کابل‌های پس‌کشیده و تیر، L طول یک دهانه و ضریب ۲ جهت دو اتصال در هر دهانه است. فرض می‌گردد مقادیر A و E و L در تمامی طول کابل‌های پس‌کشیده ثابت هستند [۲۲ و ۲۴]. شیوه جدید طراحی سازه‌ها، طراحی بر اساس عملکرد است. عملکرد لرزه‌ای با توجه به آسیب وارده بر اعضای سازه‌ای و غیر سازه‌ای ناشی از زلزله با شدت‌های متفاوت، تعریف می‌شود. سازه‌های طراحی شده با این روش باید قادر به برآورده کردن عملکردهای مناسب در آیین نامه‌ها، سطوح عملکرد متفاوتی تعریف شده‌اند که در جدول (۱) ارائه شده است. برای طراحی قاب پس‌کشیده دو سطح زلزله طرح (DBE) و بیشینه زلزله محتمل (MCE) برای شدت حرکت زمین در نظر گرفته می‌شود.

جدول ۱- حالات حدی برای اعضای یک قاب پس‌کشیده برای

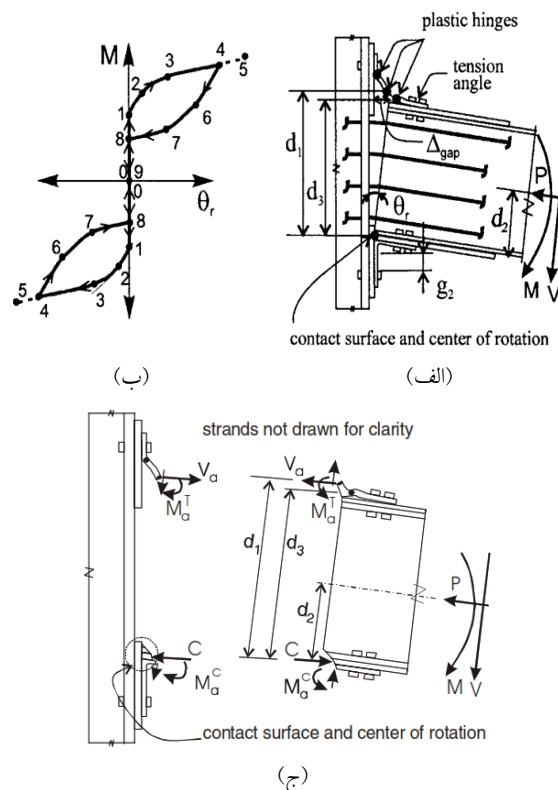
سطوح عملکرد IO و CP [۲۵]

Conform to IO	Do not conform to IO but Conform to CP	Do not conform to CP
- Connection decompression; - Angle yield.	- Collector beam plastic hinge; - Angle fracture; - Panel zone yield; - Column plastic hinge; - Beam strain = $2\epsilon_y$; - Beam bearing yield at column face; - Beam horizontal shear yield in web; - Story drift floor system deformation beyond IO limits.	- Beam local buckling - Strand yield; - Story drift or floor system deformation beyond CP limits.

دو هدف عملکردی می‌بایستی بگونه‌ای باشد که (الف) آسیب سیستم قاب پس‌کشیده تحت DBE می‌بایستی با سطح عملکرد IO مطابقت نماید (ب) آسیب سیستم قاب پس‌کشیده تحت MCE باید با سطح عملکرد CP مطابقت کند.

۳-۱- تقاضا و ظرفیت لرزه‌ای سیستم قاب پس‌کشیده

تقاضای سازه‌ای حداقل مقادیر تغییر شکل‌ها، نیروها و لنگرها در سیستم قاب پس‌کشیده را برای زلزله‌ی سطح DBE و MCE مشخص می‌کنند که در ضوابط طراحی مورد استفاده قرار می‌گیرند. نیاز تغییر مکان بام برای سطوح مختلف شدت زلزله به



شکل ۲- (الف) رابطه ممان - دوران اتصال، (ب) بازشدگی اتصال پس از فشار برداری و (ج) دیگرامر جسم آزاد اتصال پس‌کشیده [۲۲]

پس‌کشیده، از روابط زیر حاصل می‌شود:

$$M = (d_1 - d_2)V_a + Cd_2 + M_a^T + M_a^C \quad (5)$$

$$C = T + F_{fd} + V_a \quad (6)$$

$$M = d_1V_a + (T + F_{fd})d_2 + M_a^T + M_a^C \quad (7)$$

$$M_{a,th} = d_c T_0 / 2 \quad (8)$$

در روابط فوق F_{fd} نیروی محوری اضافه در تیر ناشی از اندرکنش قاب پس‌کشیده با دیافراگم کف، T نیروهای پس‌کشیدگی کابل‌ها و d_c فاصله بین مراکز سطح نواحی تماس بین تیر و ستون می‌باشد.

Garlock و همکارانش [۲۳] در مطالعه آزمایشگاهی نشان دادند که در نبشی‌ها مکانیزمی با سه مفصل پلاستیک مطابق شکل (۲-ب) ایجاد خواهد شد و علاوه بر آن به دلیل سخت شوندگی مصالح و سخت شوندگی هندسی، نبشی‌ها پس از نیرویی که در آنها مکانیزم تسلیم رخ می‌دهد، مقاومت قابل توجهی از خود نشان می‌دهد. معادله (۹) برای تخمین نیروی کششی نبشی، پس از تشکیل مکانیزم در نبشی ارائه شده است:

$$V_a = (1.13 + 0.047\Delta_{gap}) \times (1.35 - 0.027t) \times (2M_{a,p}) / g^2 \quad (9)$$

صورت زیر تخمین زده می‌شود:

$$\Delta_{roof,DBE} = C_{\xi} \times C_T \times R \times \Delta_{el-des} \quad (11)$$

$$\Delta_{roof,MCE} = 1.5 \Delta_{roof,DBE} \quad (12)$$

که R ضریب اصلاح پاسخ، Δ_{el-des} تغییر مکان بام ناشی از تحلیل الاستیک خطی، C_{ξ} ضریب اصلاح میرایی، T_{des} زمان تناوب طراحی، T_1 زمان تناوب واقعی سازه نباشد و C_T ضریب اصلاح زمان تناوب سازه می‌باشد.

$$C_T = \frac{T_{des}}{T_1} \quad (13)$$

$$C_{\theta} = \frac{\theta}{\theta_{roof}} \quad (14)$$

که θ و θ_{roof} به ترتیب نیاز دررفت طبقه و نیاز دررفت بام می‌باشند. براساس مطالعات Rojas و همکارانش [26] مقدار C_{θ} برابر ۱/۵ پیشنهاد شده است. نیاز دررفت طبقه برای سطوح DBE و MCE به صورت زیر به دست می‌آید:

$$\theta_{DBE} = \frac{C_{\theta} \times C_{\xi} \times C_T \times R \times \Delta_{el-des}}{H_f} \quad (15)$$

$$C_{MCE} = 1.5 \theta_{DBE} \quad (16)$$

تیرها، ستون‌ها و چشمه اتصال یک قاب پس‌کشیده تحت زلزله اساساً الاستیک باقی می‌مانند. بنابراین دررفت الاستیک طبقه θ_e باید از دررفت کل طبقه کسر شود.

$$\theta_r = \theta - \theta_e \quad (17)$$

نیاز دررفت نسبی طبقه می‌باشد که برای زلزله سطوح DBE و MCE به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$\theta_{r,DBE} = \theta_{DBE} - \frac{C_{\theta} \times V_{DBE}}{K_{f\Delta} \times H_f} \quad (18)$$

$$C_{r,MCE} = \theta_{MCE} - \frac{C_{\theta} \times V_{MCE}}{K_{f\Delta} \times H_f} \quad (19)$$

سختی اولیه الاستیک قاب است که از تقسیم برش پایه بر تغییر مکان بام به دست می‌آید.

$$V_{DBE} = \Omega_{DBE} V_{des} \quad (20)$$

$$V_{MCE} = \Omega_{MCE} V_{des} \quad (21)$$

Ω_{DBE} و Ω_{MCE} ضرایب افزایش مقاومت برای زلزله ی سطوح DBE و MCE می‌باشند. لنگر اتصال زمانی که نبشی تسلیم می‌شود:

$$M_a = d_2 T_0 + d_1 V_t \left(1 + \frac{(2d_2^2)}{K_{a,i} d_1 d_3} \left(\frac{(k_b k_s)}{(k_b + k_s)} \right) \right) \quad (22)$$

که T_0 ، d_1 ، d_2 ، d_3 ، V_t ، $K_{a,i}$ ، k_b و k_s به ترتیب نیروی

پس‌کشیدگی اولیه کابل‌ها، فاصله مرکز دوران اتصال تا مفصل پلاستیک نبشی، فاصله مرکز دوران اتصال تا خط مرکز دوران اتصال تا خط مرکز نبشی کششی، نیروی تسلیم نبشی، سختی اولیه منحنی نیرو-تغییر مکان نبشی، سختی محوری تیر و سختی محوری کابل‌ها می‌باشند. دوران نسبی اتصال به هنگام گسیختگی نبشی $\Delta_{r,af}$ و دوران نسبی اتصال به هنگام تسلیم کابل‌ها $\theta_{r,s}$ (متناظر نقطه ی ۴ در نمودار شکل (۲-الف) از رابطه زیر بدست می‌آید.

$$\theta_{r,af} = \frac{\Delta_f}{d_3} \quad (23)$$

$$\theta_{r,s} = \frac{N_s(t_y - t_0)}{2d_2} \left(\frac{k_b + k_s}{k_b k_s} \right) \quad (24)$$

Δ_f شکاف در هنگام شکست نبشی، t_y و t_0 به ترتیب نیروی تسلیم و نیروی پس‌کشیدگی اولیه در یک کابل می‌باشند. وقتی θ زیاد شود، کابل‌ها افزایش طول می‌دهند و به حالت حدی بحرانی تسلیم می‌رسند.

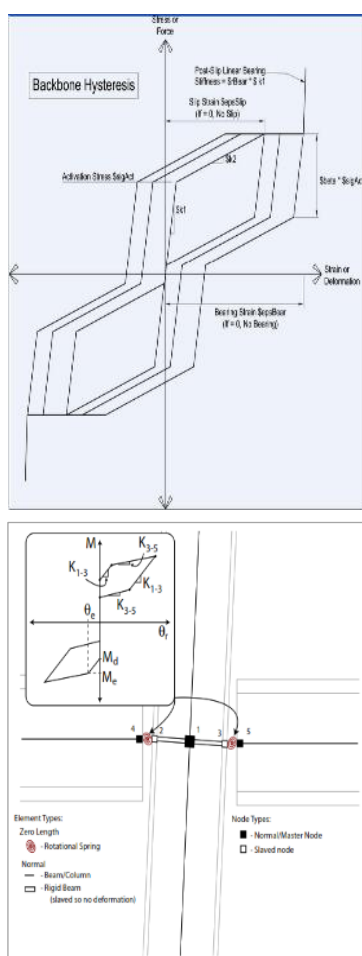
۴- مدل‌سازی قاب‌های مورد مطالعه

برای این تحقیق سه قاب فولادی با تعداد طبقات ۵، ۱۰ و ۱۵ و دارای سه دهانه مورد استفاده قرار گرفته است. ارتفاع طبقات ۳ متر و عرض دهانه‌ها ۷ متر در نظر گرفته شده است. قاب‌ها بر اساس ضوابط لرزه‌ای آیین نامه AISC طراحی و در Opensees مدل شده است. بار مرده طبقات 450 kg/m^2 ، بار مرده بام 550 kg/m^2 ، بار زنده طبقات 200 kg/m^2 و بار زنده بام 150 kg/m^2 در محاسبات منظور شده است. خاک محل تپ C مطابق آیین نامه NEHRP در نظر گرفته شده است. مقاطع تیر و ستون استفاده شده در قاب‌ها در جدول (۲) نشان داده شده است.

۴-۱- مدل‌سازی قاب خمشی ویژه در نرم افزار Opensees

برای تمامی مقاطع فولادی از فولاد با مقاومت تسلیم 2400 kg/cm^2 و مقاومت نهایی 3700 kg/cm^2 و مدول الاستیسیته 2×10^6 با ضریب سخت شوندگی ۰/۰۲ استفاده شده است. رفتار مصالح فولاد به صورت دو خطی معرفی شده که بدین منظور مصالح steel02 به کار رفته است. تمامی مقاطع با استفاده از مقطع فایبر که قادر به در نظر گرفتن اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی به صورت خود کار می‌باشند، ایجاد شده است. برای مدل‌سازی المان‌های تیر و ستون، از المان بر اساس نیرو (NonLinear Beam-Column) استفاده شده است، که دارای ۷ نقطه انتگرال گیری هستند. تمام تحلیل‌های

باگزینه مدل‌سازی لغزش یک فیوز اصطکاکی خارجی (که موجب یک تغییر شکل غیر قابل بازگشت در ناحیه پس از کرنش معرفی شده در مهاربند می‌شود)، استفاده می‌گردد. در واقع فیوز اصطکاکی برای محدود کردن نیروی مهاربند به کار برده می‌شود. گزینه نشیمنگاه^۷ برای مدل‌سازی تقریبی تکیه‌گاه پیچی در مهاربند و یا یک مکانیزم فیوز خارجی کاربرد داشته که موجب افزایش شدید سختی مهاربند می‌شود. از این مصالح در هر گونه سیستمی که رفتار شبه پرچمی دارد می‌توان استفاده کرد. در شکل (۴) رفتار چرخه‌ای این مصالح نشان داده شده است.



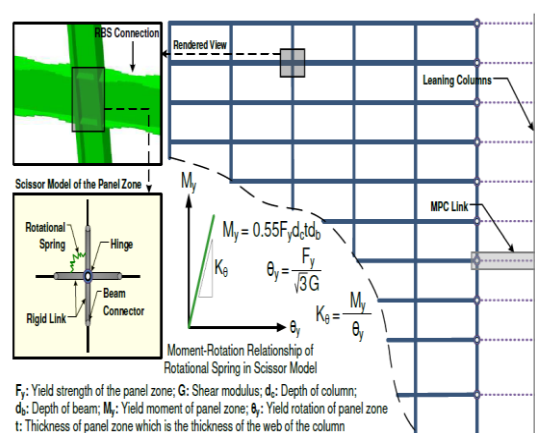
شکل ۴- مدل فنر پیچشی و رفتار مصالح خودمركزگرا [۴۸]

مصالح ElasticMultiLinear برای ایجاد رفتار الاستیک چند خطی کاربرد دارد. رابطه غیر خطی بین تنش و کرنش با استفاده از معرفی یک سری از نقاط میسر می‌شود. رفتار این مصالح غیر خطی ولی الاستیک می‌باشد. سختی اولیه منحنی $M - \theta$ اتصال^۸ (K_{1-3}) ، سختی اتصال پس از تسلیم نبشی (K_{3-5}) و

غیرخطی انجام شده در این تحقیق با گام‌های ۰/۰۱ است. نحوه مدل‌سازی ستون متکی $(P - \Delta)$ ، RBS و مدل‌سازی چشمه اتصال در قاب خمشی ویژه در نرم افزار Opensees در شکل (۳) نشان داده شده است.

جدول ۲- مقاطع تیر و ستون قاب‌های مورد مطالعه

ساختمان	طبقات	ستون‌ها	تیرها
طبقه ۵	۱-۳	W14×132	W16×40
	۴-۵	W14×109	W14×34
طبقه ۱۰	۱-۴	W14×211	W16×45
	۵-۷	W14×176	W16×40
	۸-۱۰	W14×159	W14×34
طبقه ۱۵	۱-۴	W14×257	W16×50
	۵-۸	W14×211	W16×45
	۹-۱۳	W14×176	W14×40



شکل ۳- نحوه مدل‌سازی ستون $P - \Delta$ ، RBS و مدل‌سازی چشمه اتصال در قاب خمشی ویژه در نرم افزار Opensees

۲-۴- مدل‌سازی اتصال پس کشیده

برای مدل‌سازی اتصالات PT از روش پیشنهادی Dobossy و همکارانش [۲۷] استفاده شده است. همان‌طور که در شکل (۳) مشاهده می‌شود، در این روش هر اتصال با یک فنر پیچشی، معادل‌سازی می‌گردد. رفتار برگ شکل اتصال که در شکل (۳) نشان داده شده، با موازی کردن مصالح SelfCentering و صالح ElasticMultiLinear و تخصیص آن به فنر پیچشی مدل شده است. مصالح SelfCentering برای ایجاد مصالح شبه پرچمی^۹ خودمركز به کار می‌رود. از این رو از این مصالح عمدتاً در مدل‌سازی مهاربند‌های مستهلک کننده انرژی خود مرکز^۶ همراه

$$\frac{1}{K_{i,bend}} = \frac{V}{\Delta_{CL}} = \frac{12EI_a}{g^3} - \frac{6EI_a C_\theta}{g^2} \quad (29)$$

$$\frac{1}{K_{i,shear}} = \frac{VI_a}{0.26gt^2} \quad (30)$$

$$C_\theta = \left[\frac{\frac{3}{g^2} \left(1 + 2\frac{e}{g}\right)}{\frac{2}{g} \left(1 + \frac{3}{2}\frac{e}{g}\right) + \frac{2}{L} \left(1 + \frac{3}{2}\frac{e}{L}\right)} \right] \quad (31)$$

که $K_{i,th}$ سختی اولیه نبشی، $K_{i,bend}$ سختی خمشی نبشی، $K_{i,shear}$ سختی برشی نبشی، V نیروی نبشی، Δ_{CL} جابه‌جایی نبشی، E مدول الاستیسیته نبشی، I_a ممان اینرسی نبشی و t ضخامت نبشی است. طبق توصیه $g = g'_1$ ، $L = L'_1$ و $e = t/2$ می‌باشد. نیروی V_c در محل تقاطع سختی اولیه و سختی پس تسلیم در نمودار نیرو-تغییر مکان نبشی منظور می‌گردد و از روابط ذیل حاصل می‌شود.

$$V_c = \frac{1.13V_t K_{i,th}}{K_{i,th} - K_p} \quad (32)$$

$$V_t = (1.35 - 0.027t) \left(\frac{2M_p}{g_2} \right) \quad (33)$$

$$K_p = 0.047V_t \quad (34)$$

که V_t نیروی تسلیم نبشی و M_p ظرفیت خمشی پلاستیک مقطع نبشی است. برای محاسبه نیروی نبشی در شاخه دوم ($V > V_c$) از رابطه زیر استفاده می‌شود:

$$V_c = (1.13 + 0.047\Delta_{CL})V_t \quad (35)$$

در رابطه فوق الذکر Δ_{CL} بر حسب میلی‌متر است.

۴-۳- صحت سنجی مدل تحلیلی اتصال پس‌کشیده

برای مدل‌سازی اتصال پس‌کشیده با کابل‌های PT و نبشی‌های ED از مدل پیشنهادی **Ricles** و همکارانش [۲۹] همانند شکل (۵) استفاده شده است. این شکل یک مدل اجزاء محدود پیشنهادی برای مدل‌سازی یک اتصال داخلی از اتصالات پس‌کشیده را نشان می‌دهد. نمونه اتصالات تحلیل شده در آزمایشگاه توسط **Ricles** و همکارانش، به شکل صلیبی، از دو تیر در دو طرف یک ستون، کابل، نبشی و ورق‌های تقویت‌کننده و پیشانی ساخته شده‌اند، که نمونه‌ای از اتصال داخلی قاب‌ها است. تیرها در انتهای آزاد دارای تکیه‌گاه غلطکی و ستون در پایین دارای تکیه‌گاه مفصلی و در بالا آزاد است تا تغییر مکان جانبی اعمال شود. این شرایط تکیه‌گاهی منطبق بر نقاط عطف تیرها و ستون‌ها (در وسط طول اعضا) در قاب، زیر بار جانبی، است. ارتفاع ستون استفاده شده در نمونه‌های اتصال، برابر ۳۶۵۸ میلی‌متر و طول کل نمونه‌ها، شامل دو تیر و ارتفاع مقطع ستون،

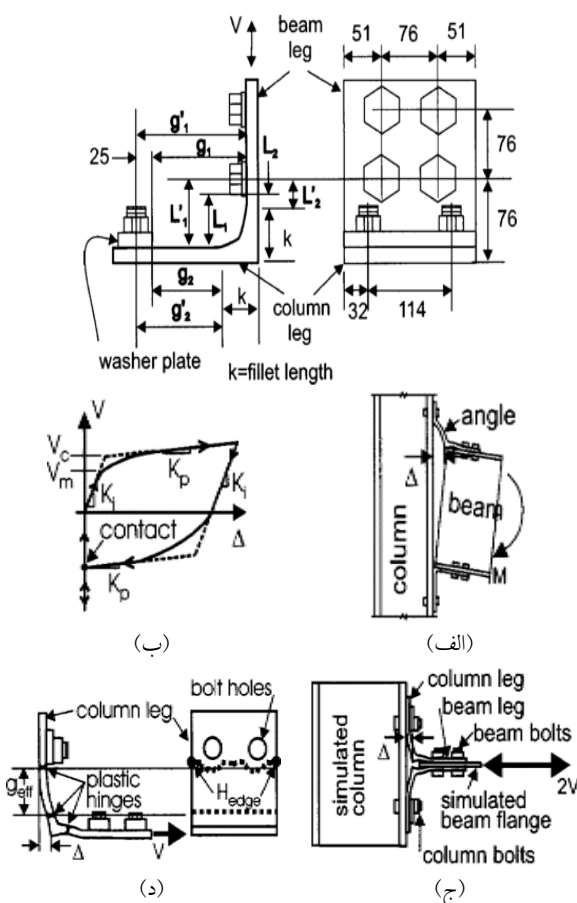
همچنین دوران متناظر با تسلیم در نبشی θ_a برابر است با:

$$K_{1-3} = K_{a,i} d_1 d_3 + 2d_2^2 \left(\frac{k_b k_s}{k_b + k_s} \right) + K_{fd} \quad (25)$$

$$K_{3-5} = K_p d_1 d_3 + 2d_2^2 \left(\frac{k_b k_s}{k_b + k_s} \right) + K_{fd} \quad (26)$$

$$\theta_a = \frac{V_{a,i}}{d_3 K_{a,i}} \quad (27)$$

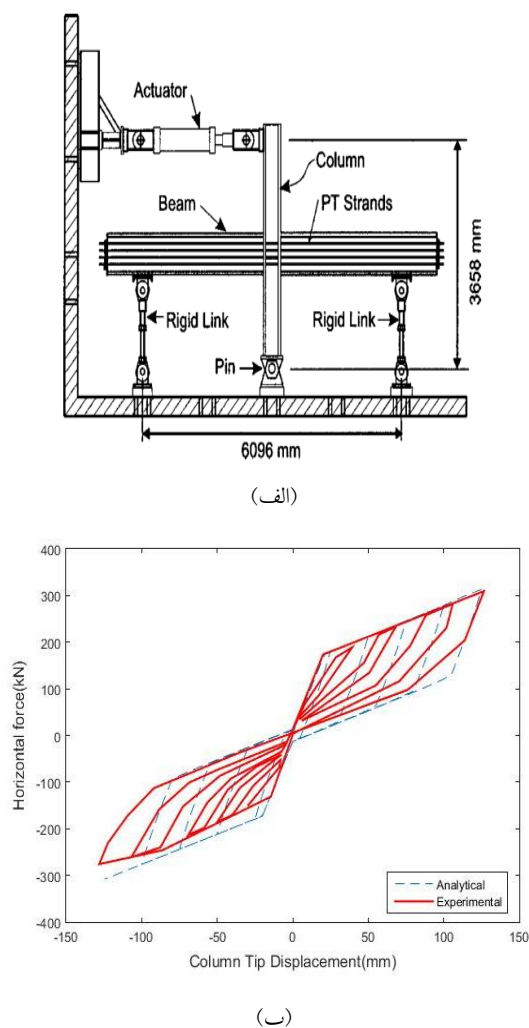
K_{fd} سختی ناشی از دیافراگم طبقه می‌باشد که به دلیل دو بعدی بودن مدل، از سختی ناشی از دیافراگم صرف‌نظر شده است. K_p سختی پس از تسلیم نبشی و $V_{a,i}$ نیروی متناظر با تسلیم نبشی است. **Garlock** [۲۸] رفتار نبشی‌های پیچ شده در اتصال تیر-ستون را به صورت آزمایشگاهی مطابق شکل (۵) مورد مطالعه قرار دادند.



شکل ۵- نبشی اتصال: (الف) نمونه اتصال، (ب) نمودار نیرو-جابه‌جایی، (ج) مدل آزمایشگاهی و (د) محل مفاصل پلاستیک [۲۸]

بر این مبنا مقادیر سختی و مقاومت به شرح ذیل محاسبه می‌گردد.

$$\frac{1}{K_{i,th}} = \frac{1}{K_{a,i}} = \frac{1}{K_{i,bend}} + \frac{1}{K_{i,shear}} \quad (28)$$



شکل ۶- (الف) نمونه آزمایشگاهی (ب) مقایسه نمودار رفتار بار-تغییر مکان تحلیلی با نتایج آزمایشگاهی نمونه PC4 [۲۹]

FEMA معیار ارزیابی بر اساس سطوح عملکرد، θ_y یا دوران تسلیم اجزای سازه‌ای است که برای تیرها بر اساس رابطه (۳۶) بدست می‌آید.

$$\theta_y = \frac{Z_b F_{ye} l_b}{6 E I_b} \quad (36)$$

که Z_b مدول مقطع پلاستیک تیر، E مدول الاستیسیته تیر، F_{ye} تنش تسلیم مورد انتظار، I_b ممان اینرسی تیر و l_b طول تیر می‌باشد. در شکل (۷) دوران انتهای نزدیک تیر مجاور ستون حذف شده در حالت حذف ستون دهانه میانی (سناریو اول) سازه ۵ طبقه و در شکل (۸) دوران انتهای نزدیک تیر در حالت حذف ستون گوشه (سناریو دوم) در دو حالت با اتصالات صلب و پس‌کشیده مقایسه شده است. با توجه به این نمودار می‌توان نتیجه گرفت، پس‌کشیده کردن اتصالات تاثیر بسیار زیادی بر دوران انتهای نزدیک تیر مجاور ستون حذف شده دارد.

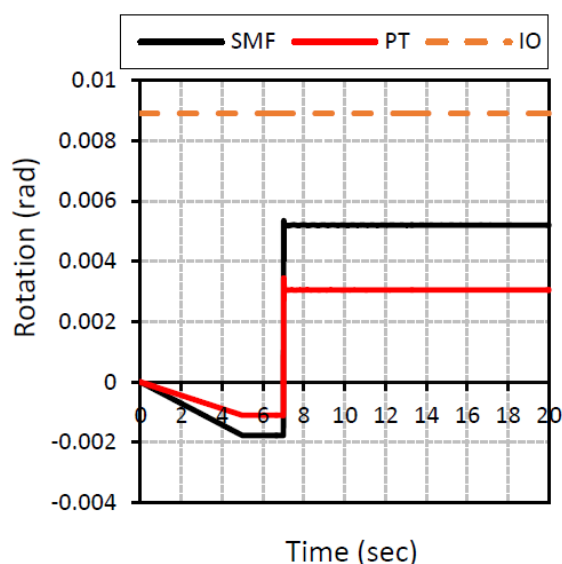
برابر ۶۰۹۶ میلی‌متر است. طرح کلی نمونه ای ساخته شده در آزمایشگاه، در شکل ۶ مشاهده می‌شود. تیرها در فواصل ۱۵۲۰ یک چهارم دارای تکیه گاه جانبی بوده و ستون‌ها نیز در بالا و پایین، دارای تکیه‌گاه جانبی هستند تا از جابجایی خارج از صفحه نمونه‌ها، در حین تحلیل، جلوگیری شود. مقاطع تیر و ستون به ترتیب $W14 \times 311$ و $W24 \times 26$ می‌باشد. هر نمونه اتصال، دارای ۸ کابل که در ۴ تراز و در دو طرف جان تیر دارد تشکیل شده است. سطح مقطع هر کابل ۱۴۰ میلی‌متر مربع است. در این تحقیق نمونه اتصال PC4 طراحی شده توسط Ricles و همکارانش شبیه سازی شده است، در این نمونه از نبشی $L203 \times 203 \times 15/9$ به عنوان اتلاف کننده استفاده شده است. نبشی با یک ردیف پیچ ۲ تایی به بال ستون و با دو ردیف پیچ ۲ تایی به بال تیر متصل شده است. پیچ‌ها به قطر ۲۵ میلی‌متر و از نوع A325 هستند. فاصله مرکز سوراخ ساق نبشی متصل به ستون تا انتهای ماهیچه نبشی، برابر ۶۳/۶ میلی‌متر است.

در آزمایشات و تحلیل‌ها، نوک ستون تحت یک سری سیکل‌های تغییر مکان جانبی مقارن با دامنه افزایشی قرار می‌گیرد. در سیکل‌های اولیه، ممان خمشی کمتر از ممان فشاری بر داری است و در سیکل‌های انتهایی، دریافت قاب به ۳ درصد می‌رسد. همانگونه که از شکل ۵ مشخص است رفتار بار تغییر مکان در اتصال پس‌کشیده دارای سه ناحیه مجزا است. ناحیه اول از زمان آغاز اعمال بار تا مرحله بازشدگی اتصال، ناحیه دوم از بازشدگی اتصال تا تسلیم نبشی‌ها و ناحیه سوم از مرحله تسلیم نبشی‌ها تا قبل از تسلیم کابل‌ها. شکل (۵-ب) بیانگر تطابق مناسب نتایج تحلیلی و آزمایشگاهی می‌باشد.

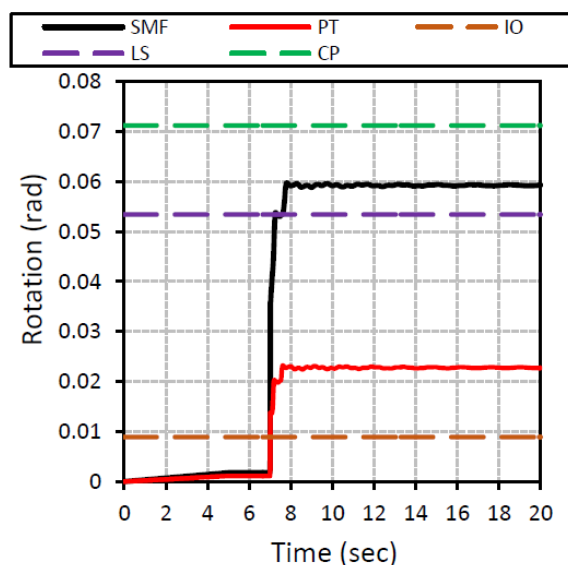
۵- تاثیر پس‌کشیدگی بر خرابی پیش‌رونده قاب‌های خمشی فولادی ویژه

معیار ارزیابی سازه‌ها در برابر خرابی پیش‌رونده طبق آیین نامه‌های UFC و GSA برای تحلیل دینامیکی غیر خطی، دوران مفاصل پلاستیک است، که براساس سه سطح عملکرد طبق نشریه FEMA356 مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. با توجه به اینکه در سازه‌های قاب خمشی فولادی ویژه، تشکیل مفصل پلاستیک تنها در تیرها مجاز است و از آنجایی که سر نزدیک تیر مجاور ستون حذف شده بحرانی‌ترین حالت پس از حذف ستون محسوب می‌شود، بنابراین در این بخش مقادیر دوران مفصل پلاستیک سر نزدیک تیر مجاور ستون حذف شده مورد بررسی قرار می‌گیرد، که مجاز بودن این مقادیر به منزله مقاوم بودن کل سازه در برابر خرابی پیش‌رونده خواهد بود. طبق ضوابط [۳۰]

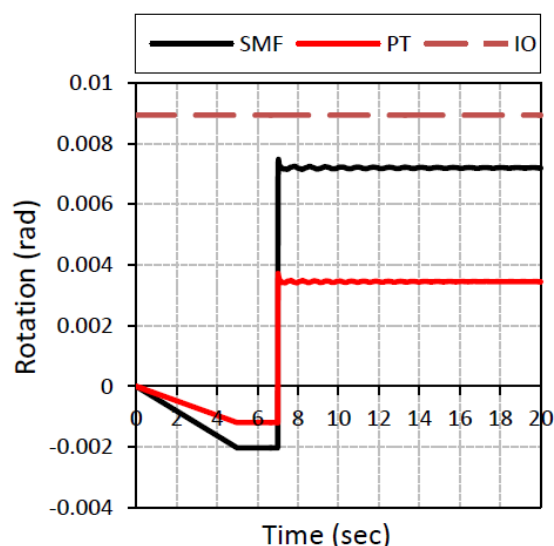
دوم مقادیر چرخش مربوط به قاب خمشی ویژه از حد عملکردی LS فراتر رفته است در حالیکه مقادیر متناظر در قاب پس کشیده از مقادیر عملکردی IO فراتر رفته و از مقادیر عملکردی LS تجاوز نموده است. در شکل های (۹) تا (۱۲) نیز مقادیر دوران در دو سناریوی مورد نظر بررسی گردیدند. نتایج حاصله در سازه های ۱۰ طبقه و ۱۵ طبقه نیز مشابه نتایج سازه ۵ طبقه می باشد.



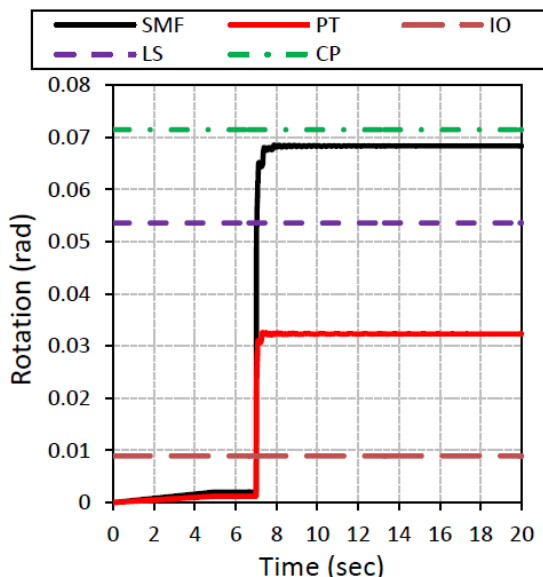
شکل ۹- منحنی مقایسه دوران انتهای نزدیک تیر مجاور ستون حذف شده سازه ۱۰ طبقه (سناریو اول)



شکل ۱۰- منحنی مقایسه دوران انتهای نزدیک تیر مجاور ستون حذف شده سازه ۱۰ طبقه (سناریو دوم)



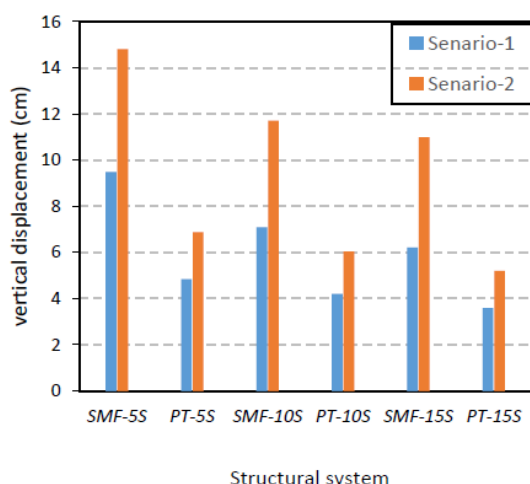
شکل ۷- منحنی مقایسه دوران انتهای نزدیک تیر مجاور ستون حذف شده سازه ۵ طبقه (سناریو اول)



شکل ۸- منحنی مقایسه دوران انتهای نزدیک تیر مجاور ستون حذف شده سازه ۵ طبقه (سناریو دوم)

همانگونه از اشکال مشخص است پس کشیدگی به میزان قابل توجهی بر دوران تیر در مجاورت ستون حذف شده تاثیرگذار میباشد. به نحوی که مقادیر چرخش تیرها در قاب دارای کابل پس کشیدگی کمتر از مقادیر متناظر در قاب خمشی ویژه می باشد. همچنین برای سنایور اول که مربوط به حذف ستون میانی است مقادیر دوران به میزان قابل توجهی کمتر از سناریوی دوم که به مربوط به حذف ستون گوشه است، خواهد بود. در سناریوی

همانگونه که مشهود است میزان کاهش سیستم سازه ای کابل پس کشیده کاملاً ملموس می‌باشد و این کاهش در محدوده ۴۰ تا ۵۵ درصد مشاهده می‌شود.



شکل ۱۲- مقایسه تغییر مکان قائم اتصال بالای ستون حذف شده سازه های مورد مطالعه تحت سناریوهای مختلف

۶- نتیجه گیری

براساس مطالعات صورت گرفته در این تحقیق نتایج به شرح زیر قابل استخراج می‌باشد:

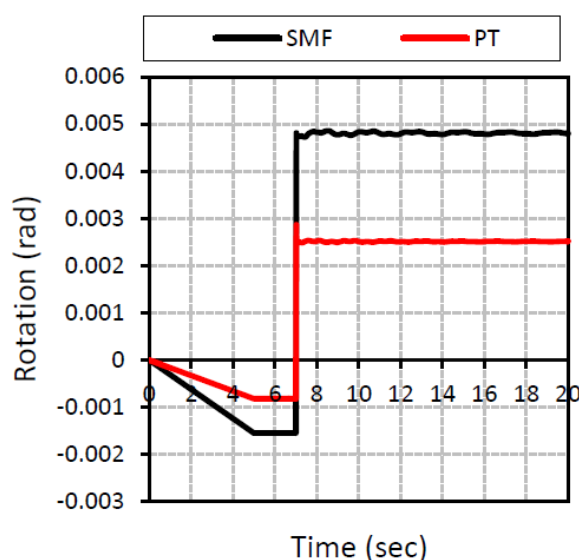
■ با مقایسه دو سناریو مزبور در هر دو قاب پس کشیده و قاب خمشی ویژه می‌توان نتیجه گرفت، حذف ستون گوشه برای هر دو قاب بحرانی‌تر بوده و باز توزیع نیرو در سناریو اول (حذف ستون دهانه میانی) بهتر می‌باشد.

■ با بالاتر رفتن تعداد طبقات سازه مقدار تغییر مکان قائم بالای ستون کاهش می‌یابد.

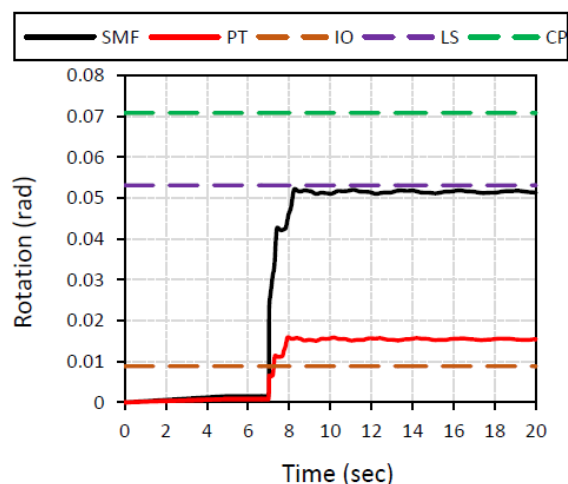
■ استفاده از اتصالات پس کشیده باعث کاهش قابل توجه تغییر مکان قائم اتصال بالای ستون حذف شده نسبت به حالت با اتصالات صلب می‌شود.

■ میزان کاهش تغییر مکان قائم در تمامی سازه‌ها در حالت حذف ستون گوشه بیشتر از حالت حذف ستون میانی است، که با توجه به بحرانی بودن حذف ستون گوشه نسبت به ستون میانی در پدیده خرابی پیش‌رونده، این امر منجر به بهبود سطح عملکردی سازه در برابر خرابی پیش‌رونده می‌شود.

■ دوران تیر مجاور ستون حذف شده در دو قاب خمشی ویژه ۱۰ و ۵ طبقه در حالت حذف ستون گوشه که حالت بحرانی می‌باشد از سطح عملکرد ایمنی جانی (LS) عبور کرده ولی



شکل ۱۱- منحنی مقایسه دوران انتهای نزدیک تیر مجاور ستون حذف شده سازه ۱۵ طبقه (سناریو اول)



شکل ۱۲- منحنی مقایسه دوران انتهای نزدیک تیر مجاور ستون حذف شده سازه ۱۵ طبقه (سناریو دوم)

در اشکال فوق SMF و PT به ترتیب بیانگر قاب خمشی ویژه و قاب پس کشیده می‌باشد. همانگونه که از اشکال مشخص است یکی از مواردی که باعث کاهش جابجایی قائم در سازه های بلند مرتبه شده است اثر نامعینی و بازتوزیع لنگر می‌باشد. این پدیده باعث می‌گردد سازه در بار بزرگتر دچار شکست گردیده و یا به عبارتی مکانیسم خرابی در سازه دیرتر تشکیل گردد. در شکل ۱۳ مقایسه ای بین تغییر مکان قائم در سازه های مختلف صورت پذیرفته و میزان اختلاف جابجایی های قائم ملموس است.



- [13] Ruth, P., Marchand, K.A. and Williamson, E.B. (2006), "Static equivalency in progressive collapse alternative path analysis: Reducing conservatism while retaining structural integrity", *Journal of Performance of Constructed Facilities*, Vol. 20, pp. 349-364.
- [14] Kim, J. and Lim, T. (2009), "Assessment of progressive collapse-resisting capacity of steel moment frames", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 65, pp. 169-179.
- [15] Liu, J.L. (2010), "Preventing progressive collapse through strengthening beam-to-column connection, Part1: Theoretical analysis", *Journal of constructional steel Research*, Vol. 66, pp. 229-237.
- [16] Song, B.I. and Sezen, H. (2013), "Experimental and analytical progressive collapse assessment of a steel frame building", *Engineering Structures*, Vol. 56, pp. 664-672.
- [17] Gsa, U., (2003), *Progressive collapse analysis and design guidelines for new federal office buildings and major modernization projects*, Washington, DC.
- [18] Department of Defense, (2005), *Unified facilities criteria: Design of buildings to resist progressive collapse (UFC 4-023-03)*.
- [19] Ricles, J., Sause, R., Garlock, M. and Zhao, C. (2001), "Posttensioned seismic-resistant connections for steel frames", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 127, pp. 113-121.
- [20] Christopoulos, C., Filiatrault, A., Uang, C. and Folz, B. (2002), "Post-tensioned energy dissipating connections for moment-resisting steel frames", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 128, pp. 1111-1120.
- [21] Rojas, P., Ricles, J. and Sause, R. (2004), "Seismic response and design of posttensioned steel moment resisting frames with friction components", *13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, B.C., Canada. Paper No. 1603.
- [22] Garlock, M.M., Ricles, J.M. and Sause, R. (2005), "Experimental studies of full-scale post-tensioned steel connections", *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 131, pp. 438-448.
- [23] Garlock, M.M., Ricles, J.M. and Sause, R. (2005), "Cyclic load tests and analysis of bolted top-and-seat angle connections", *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 129, pp. 1615-1625.
- [24] Garlock, M.M., Ricles, J.M. and Sause, R. (2004), "Design and behavior of post-tensioned steel moment frames", *13th world conference on Earthquake Engineering*, Canada, pp. 2560-2576.
- [25] Garlock, M.M., Sause, R. and Ricles, J.M. (2007), "Behavior and design of posttensioned steel frame systems", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 133, pp. 389-399.
- [26] Rojas, P., Ricles, J.M. and Sause, R. (2004), "Seismic response and design of post-tensioned steel moment resisting frames with friction components", *13th world conference on Earthquake Engineering*, Canada, pp. 1603-1618.
- [27] Dobosy, M., Garlock, M. and VanMarcke, E. (2006), "Comparison of two self-centering steel moment frame modeling techniques: explicit gap models, and non-linear rotational spring models", *4th international conference on earthquake engineering*, Taipei, Taiwan, pp. 12-13.
- [28] Garlock, M. (2002), "Full-scale testing, seismic analysis,

در قاب پس کشیده از حد سطح عملکرد ایمنی جانی (LS) عبور نکرده و مقدار آن بسیار کمتر از مقدار این سطح عملکرد می باشد و همین تفاوت قابل توجه را نیز در قاب ۱۵ طبقه می توان مشاهده کرد، که بر همین اساس می توان نتیجه گرفت که استفاده از اتصال پس کشیده باعث بهبود عملکرد سازه در خرابی پیش رونده می شود.

۷- مراجع

- [1] Astaneh-Asl, A. (2003), "Progressive collapse prevention in new and existing buildings", In *Proceedings of the 9 Arab Structural Engineering Conference*, Abu Dhabi, UAE; Nov. 29 - Dec. 1, pp. 1001-1008.
- [2] Kaewkulchai, G. and Williamson, E.B. (2004), "Beam element formation and solution procedure for dynamic progressive collapse analysis", *Computers and Structures*, Vol. 82, pp. 639-651.
- [3] Yin, Y.Z. and Wang, Y.C. (2005), "Analysis of catenary action in steel beams using a simplified hand calculation method, Part 1: Theory and validation for uniform temperature distribution", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 61, pp. 183-211.
- [4] Khandelwal, k. and El-Tawis, S. (2007), "Collapse behavior of steel special moment resisting frame connections", *Journal of structural Engineering*, ASCE, Vol. 133, pp. 646-655.
- [5] Byfield, M. and Paramasivam, S. (2007), "Catenary action in steel - framed buildings", *Structures and Buildings*, Vol. 160, pp. 247-257.
- [6] Marjansishvili, S. (2007), "Progressive analysis procedure for progressive collapse", *Journal of Performance of Constructed Facilities*, Vol. 18, pp. 79-85.
- [7] Crawford, J.E. (2002), "Retrofit methods to mitigate progressive collapse the multi hazard mitigation", *Council of the National Institute of Building Sciences, Report on the National Workshop and Recommendations for Future Effort*.
- [8] Suzuki, I., Wada, A., Ohi, k., Sakumoto, Y., Fusimi, M. and Kamura, H. (2003), "Study on high-rise steel building structure that excels in redundancy, Part II evaluation of redundancy considering heat induced by fire and loss of vertical load resistant members", *The Proceedings of the CIB-CTBUH International Conference on Tall Buildings*, pp. 251-259.
- [9] Hayes Jr. J.R., Woodson, S.C., Pekelniky, R.G., Poland, C.D., Corley, W.G. and Sozen, M. (2005), "Can strengthening for earthquake improve blast and progressive collapse resistance?", *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 131, pp. 1157-1177.
- [10] Dusenberry, D.O. and Hamburger, R. (2006), "Practical means for energy-based analyses of disproportionate collapse potential", *ASCE, Journal Performance of Constructed Facilities*, Vol. 20, pp. 336-348.
- [11] Wibowo, H. and Lau, D.T. (2009), "Seismic progressive collapse qualitative point of view", *Civil Engineering Dimension*, Vol. 11, pp. 8-14.
- [12] Powell, G. (2005), "Progressive collapse: Case studies using nonlinear analysis", In *Proceedings of the 2005 Structures Congress*, pp. 1-14.

and design of post-tensioned seismic resistant connections for steel frames", Ph.D.dissertation, Civil and Environmental Engineering Dept., Lehigh Univ., Bethlehem, Pa.

- [29] Ricles, J.M., Sause, R. and Peng, S.W. (2002), "Experimental evaluation of earthquake resistant post-tensioned steel connections", Journal of Structural Engineering, Vol. 128, pp.850-859.
- [30] FEMA. Federal Emergency AgencyWorld Trade Center Building Performance Study, (2002), Data collection, preliminary observation and recommendation, Report: FEMA 403. Washington, D. C.
- [31] Wolsky, M., Ricles, J.M. and Sause, R. (2009), "Experimental study of self-centering beam-column connections with a bottom flange friction device", ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 135, pp. 479-488.
- [32] Tsai, K.C., Chou, C., Lin, L., Chen, C. and Jhang, S. (2008), "Seismic self-centering beam-to-column moment connections using bolted friction devices", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.37, pp. 627-645.
- [33] Chou, C.C. and Chen, J.H. (2010), "Test and analysis of a full-scale post-tensioned RCS frame subassembly", Journal of constructional steel research, Vol. 66, pp. 1354-1365.
- [34] Pirmoz, A. and Liu, M.M., (2016), "Finite element modeling and capacity analysis of post-tensioned steel frames against progressive collapse", Engineering Structures, Vol. 126, pp.446-456.

پی نوشت

- ¹ Post-tensioned steel moment connection
- ² Self-centering
- ³ Design basis earthquake
- ⁴ Maximum considered earthquake
- ⁵ Flag shaped
- ⁶ Self centering energy dissipative (SCED)
- ⁷ Bearing
- ⁸ Post decompression
- ⁹ Post yielding stiffness

