

## ارزیابی سازه‌های قاب خمشی فولادی دارای کابل‌های پیش‌تنیده در برابر توالی‌های لرزه‌ای دور از گسل

مهران اخوان سلماسی<sup>۱</sup>، محسن گرامی<sup>۲\*</sup>، امیرمهدی حیدری تفرشی<sup>۳</sup>

۱- فوق‌لیسانس سازه، دانشگاه آزاد اسلامی- واحد دامغان، ایران

۲- دانشیار<sup>\*</sup>، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، ایران

۳- دانشجوی دکتری، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، ایران

### چکیده

به منظور جلوگیری از گسیختگی جوش اتصال بال تیر و جان ستون در اتصالات خمشی، راهکارهای مختلفی از سوی محققین ارائه گردیده است. استفاده از اتصالات پس‌کشیده یکی از راهکارهای ارائه گردیده در راستای کاهش آسیب‌های ایجاد گردیده در اتصالات قاب‌های خمشی فولادی می‌باشد. اتصال مذکور شامل کابل‌های فولادی با مقاومت بالا می‌باشد که به موازات بال تیر و از میان ستون عبور و در وجه خارجی بال ستون مهار می‌گردند. نیروی پس‌کشیدگی کابل‌های فولادی، موجب فشرده شدن بال تیر بر روی بال ستون می‌شود که این امر منجر به ایجاد ممان مقاوم اتصال در برابر بارهای بهره‌برداری می‌گردد. ممان مقاوم ایجاد گردیده باعث ایجاد نیروی بازگرداننده‌ای می‌شود که موجب حفظ قابلیت خودشاقولی قاب می‌گردد. از سوی دیگر زلزله‌های متوالی می‌تواند موجب آسیب‌هایی به سازه‌های فولادی گردد که این امر در پژوهش‌هایی توسط محققین مورد بررسی قرار گرفته است. جابجایی نسبی پسماند طبقات ایجاد گردیده در اثر لرزش اولیه سازه‌ها، موجب افزایش آسیب‌پذیری سازه در برابر لرزه‌های آتی می‌گردد. به همین دلیل کاهش پارامتر مذکور، موجب بهبود رفتار سازه در برابر توالی لرزه‌ای می‌گردد. در این مطالعه عملکرد قاب‌های پنج، هشت و دوازده طبقه، در دو حالت با اتصالات صلب خمشی جوشی و اتصالات پس‌کشیده، تحت اثر رکورد‌های متوالی دور از گسل مورد ارزیابی قرار گرفته است. نتایج بدست آمده نشان می‌دهد که بیشترین مقادیر تغییر مکان‌های نسبی پسماند طبقات در قاب‌های با اتصالات پیش‌تنیده مورد ارزیابی در این پژوهش، حدود چهل درصد نسبت به قاب‌های با اتصالات خمشی ساده کاهش یافته است. با توجه به کاهش مقادیر تغییر مکان نسبی پسماند طبقات در سازه‌های مذکور، استفاده از اتصال پس‌کشیده منجر به بهبود رفتار لرزه‌ای در مقایسه با قاب‌های خمشی با اتصالات صلب جوشی در برابر توالی لرزه‌ای گردیده است.

کلمات کلیدی: جداگرهای اصطکاکی، زلزله حوزه نزدیک، دریافت سازه، شتاب بام، جابجایی جداگر، برش پایه

شناسه دیجیتال:	سابقه مقاله:				
	دریافت	بازنگری	پذیرش	انتشار آنلاین	چاپ
10.22065/jsce.2018.101782.1350	۱۳۹۶/۰۷/۲۹	۱۳۹۶/۱۲/۰۸	۱۳۹۷/۰۲/۱۴	۱۳۹۷/۰۲/۱۴	۱۳۹۸/۰۶/۱۰
doi: https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2018.101782.1350					

\*نویسنده مسئول: محسن گرامی

# Comparison of the behavior of isolated structures mounted on different types of friction isolators subjected to near-field earthquakes

Mehran Akhavan Salmassi<sup>1</sup> Mohsen Gerami<sup>2</sup> Amirmahdi Heidari Tafreshi<sup>3</sup>

1 Islamic Azad University- Damghan Branch

2 Associate Professor, Faculty of Civil Engineering, Semnan University, Semnan, Iran

3 Semnan University

## ABSTRACT

*Different solutions have been proposed by researchers in order to prevent the breakdown in welded connections between beam flange and column web, using moment connections. The use of post tensioned connections is one of the proposed solutions to reduce the damage in steel moment frame connections. The connection is used for high-resistant steel cables, which are in parallel with the beam flange and pass through the column and are anchored in the outer side of the column flange. The post tensioned force of steel cables causes the beam flange to be compressed against the column flange, which results in a connection resistance moment against the exploited loads. The resistance moment creates a restoring force that maintains the self-centering behavior of the frame. On the other hand, sequential earthquakes can cause damage to the steel structures, which has been investigated by some researchers. Residual relative displacement of the floors caused by the initial vibration of the structures, increases the vulnerability of the structure to the future earthquakes. Therefore, the reduction of this parameter improves the behavior of the structure against seismic sequence. In this study, the performance of five-, eight- and twelve-story frames has been evaluated in two cases of flexural rigid welded-connections and post tensioned connections under the influence of sequential records away from the fault. The results show that the maximum residual relative displacements of floors in the frames with post tensioned connection were reduced by about forty percent compared to frames with simple moment connections. Due to the decrease in the residual relative displacement of the floors in the said structures, the use of a post tensioned connection has led to the improvement of seismic behavior in comparison with moment frames with rigid welded connections against seismic sequence.*

## ARTICLE INFO

**Receive Date:** 21 October 2017

**Revise Date:** 27 February 2018

**Accept Date:** 04 May 2018

### Keywords:

*post tension connections, self-sufficiency, steel bending frame, Far fault, Incremental non-linear dynamic analysis*

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: 10.22065/jsce.2018.101782.1350

\*Corresponding author: Mohsen Gerami

Email address: mgerami@semnan.ac.ir

## ۱- مقدمه

رفتار ضعیف قاب‌های خمشی فولادی در زلزله نورتریج در سال ۱۹۹۴ منجر به گسیختگی‌های غیرمنتظره در اتصال تیر به ستون گردید. به عنوان جایگزین اتصالات جوشی، در سال ۲۰۰۰، Ricles و همکاران اتصالات پس کشیده با نبشی فوقانی و تحتانی و در سال ۲۰۰۲، Christopoulos و همکاران اتصالات پس کشیده با میلگردهای اتلاف‌کننده انرژی را برای استفاده در قاب‌های خمشی فولادی پیشنهاد کردند. اتصال خمشی پس کشیده فولادی، شامل ابزارهای اتلاف انرژی و کابل‌های با مقاومت بالاست. این کابل‌ها، موازی با تیر گذرانده شده و در خارج از اتصال مهار می‌شوند. کابل‌ها، بال‌های تیر را به بال ستون فشرده می‌سازند تا در برابر ممان مقاومت نمایند، در حالی که ابزارهای اتلاف انرژی و اصطکاک در فصل مشترک تیر و ستون در مقابل برش مقاومت می‌کنند. بال‌های تیر با استفاده از ورق‌های تقویتی به منظور کنترل تسلیم تیر تقویت شده‌اند. همچنین ورق‌های لایه بین بال‌های تیر و بال ستون به نحوی قرار داده می‌شوند که فقط بال‌های تیر و ورق‌های تقویتی با ستون در تماس باشند [۱][۲].

این اتصالات بسته به نوع ابزار اتلاف انرژی به اتصالات پس کشیده با نبشی فوقانی و تحتانی، اتصالات پس کشیده با میلگردهای تلف‌کننده انرژی، اتصالات پس کشیده با ابزارهای اصطکاک و اتصالات پس کشیده با ورق‌های با مقطع کاهش یافته تقسیم می‌شوند. مهم‌ترین مزایای این اتصالات عبارتند از:

- \* به جوش کارگاهی نیاز ندارند.
- \* ساخت اتصال براساس مصالح و مهارت‌های متداول است.
- \* اتصال، سختی اولیه‌ای مشابه با اتصالات خمشی جوشی دارد.
- \* اتصال، خود شاقول<sup>۱</sup> و فاقد تغییر شکل‌های ماندگار است.
- \* تیرها و ستون‌ها اساساً در حالت الاستیک باقی می‌مانند در حالی که تغییر شکل‌های غیرالاستیک و اتلاف انرژی در ابزارهای فوقانی و تحتانی ایجاد می‌گردد.

\* اتصال دارای چندین کابل پس کشیده است که در صورت گسیختگی یک یا چند کابل، کارکرد آن ادامه می‌یابد [۱].

در سال ۲۰۱۷ چپو و همکارانش بر روی رفتار تناوبی اتصالات پس کشیده تیر ستون با کاهش طول کابل‌ها پرداختند که با استفاده از دانش پس کشیدگی در اتصالات تیر ستون می‌تواند قدرت بازگشت به مرکزیت و کاهش تغییر شکل را بهبود بخشد. [۳]

و همچنین در مورد توالی‌های لرزه‌ای تحقیقات بسیاری منجمله موارد ذیل انجام پذیرفته است:

نتایج تحقیقات آن‌ها نشان داد که تکرار وقایع لرزه‌ای در یک زمان کوتاه به صورت پشت سرهم، یک انباشتگی خسارت را به وجود می‌آورد و پیشنهاد دادند جهت لحاظ نمودن اثرات زلزله‌های متوالی در طراحی سازه‌ها، از ضریب رفتار کوچکتری نسبت به ضریب رفتارهای ارائه شده در آیین‌نامه‌های طراحی استفاده شود. [۴] به صورت کلی، توالی‌های لرزه‌ای نزدیک گسل و دور گسل، نیازهای شکل‌پذیری را در مقایسه با زلزله‌های منفرد، افزایش داده و منجر به خسارات سازه‌ای بیشتری می‌شوند. [۵]

هدف از پژوهش حاضر، ارزیابی سازه‌های قاب خمشی فولادی دارای کابل‌های پیش‌تنیده در برابر توالی‌های لرزه‌ای دور از گسل می‌باشد که از نرم‌افزار opensees جهت تحلیل دینامیکی غیرخطی فزاینده قاب‌های ۵، ۸ و ۱۲ طبقه در دو حالت قاب خمشی با اتصالات صلب ساده و اتصالات دارای کابل‌های پیش‌تنیده استفاده گردیده است.

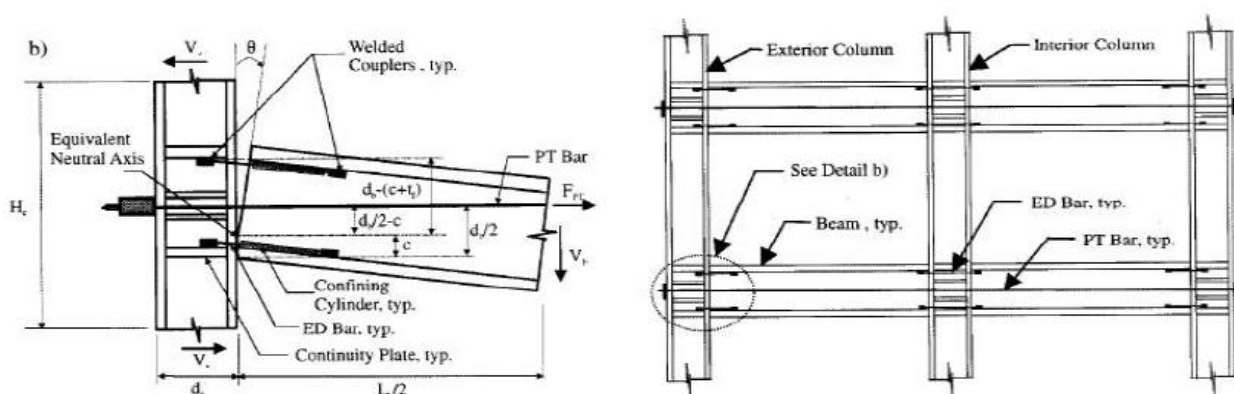
## ۲- بررسی رفتار اتصالات پیش‌تنیده

در سال ۲۰۰۲، کریستوپولوس و همکارانش به منظور توسعه بیشتر سازه‌های فولادی پس کشیده، اتصال خمشی مقاوم براساس مفاهیم اتصالات بتنی پیش‌ساخته را پیشنهاد کردند. این اتصال ترکیبی از میلگردهای فولادی با مقاومت بالا و میلگردهای اتلاف‌کننده انرژی است. جزئیات قاب و اتصال پس کشیده اتلاف‌کننده انرژی<sup>۲</sup> در شکل (۱) نشان داده شده است. نیروی پس کشیدگی FPT به وسیله دو

1 - Self Center

2 - Post Tensioned Energy Dissipate (PTED)

میلگرد با مقاومت بالا که در وسط ارتفاع تیر قرار می‌گیرند، ایجاد می‌شود. ۴ میلگرد اتلاف‌کننده انرژی<sup>۳</sup> که در داخل سیلندرهای فولادی محصور شده‌اند، به صورت متقارن در بالا و پایین اتصال قرار می‌گیرند تا به اتلاف انرژی تحت بارگذاری چرخه‌ای بپردازند. این میلگردهای اتلاف‌کننده انرژی در داخل لوله‌های جفت‌کننده که به وجه داخلی بال‌های تیر و ورق‌های پیوستگی در ستون جوش شده‌اند، رزوه می‌گردند. تعدادی سوراخ در بال‌های ستون برای عبور میلگردهای اتلاف‌کننده انرژی و پس‌کشیده (پیش‌تنیده) ایجاد می‌شود. به جهت جلوگیری از کماتش میلگردهای اتلاف‌کننده انرژی در فشار و تحت بارگذاری چرخه‌ای، از یک سری سیلندرهای فولادی محصورکننده که به وجه داخلی بال‌های تیر جوش می‌شوند، استفاده می‌شود. میلگردهای اتلاف‌کننده انرژی در ابتدای امر فاقد تنش هستند، زیرا پس از اعمال نیروی پس‌کشیدگی در اتصال قرار می‌گیرند. برای اتصالات داخلی تیر به ستون، میلگردهای پس‌کشیده از ستون‌های داخلی عبور کرده و در انتهای ستون‌های خارجی مهار می‌شوند. این اتصال متکی بر نیروی پس‌کشیدگی است تا تماس بین تیر و ستون به خوبی صورت گیرد. عمل الاستیک غیرخطی در این اتصال با ایجاد بازشدگی در سطح مشترک تیر و ستون در شکل (۱-ب) آغاز شده و عملکرد غیرالاستیک نیز از طریق تسلیم میلگردهای اتلاف‌کننده انرژی انجام می‌شود [۶] و [۷].



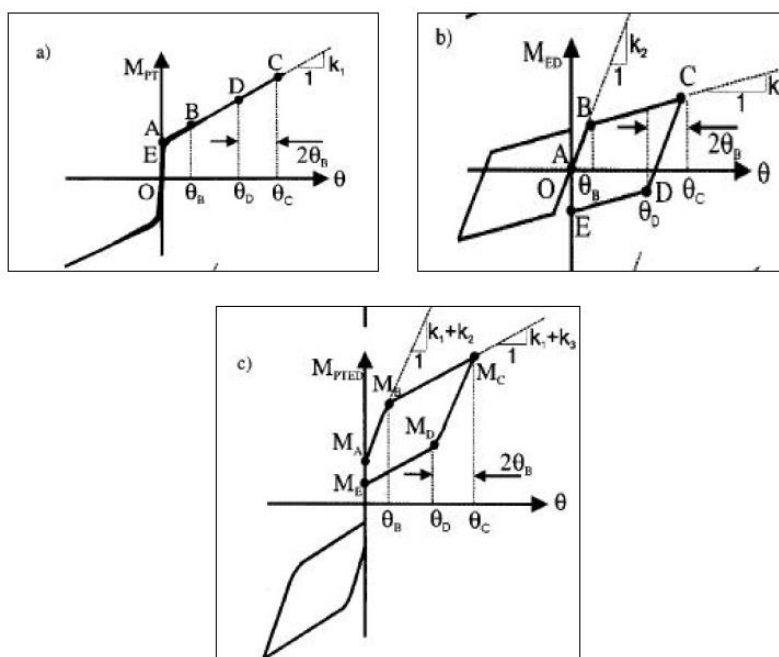
شکل ۱: جزئیات پیشنهادی توسط کریستوپولوس و همکاران (الف) قاب فولادی با اتصالات پس‌کشیده اتلاف‌کننده انرژی (ب) دیاگرام جسم آزاد از یک اتصال پس‌کشیده خارجی [۶]

### الف - رفتار خمشی اتصالات پس‌کشیده اتلاف‌کننده انرژی

تحت اثر بارگذاری چرخه‌ای، رابطه ممان- دوران ( $M-\theta_r$ ) در سطح مشترک تیر و ستون برای میلگردهای پس‌کشیده، میلگردهای اتلاف‌کننده انرژی و ترکیبی از آن‌ها در شکل (۲) نشان داده شده است ممان کل در اتصال PTED از مجموع ممان ایجاد شده توسط میلگردهای پس‌کشیده (MPT) و میلگردهای اتلاف‌کننده انرژی (MED) به دست می‌آید که برابر است با:

$$M_{PTED} = M_{PT} + M_{ED} \quad (1-2)$$

<sup>3</sup> - Energy Dissipate(ED bar)



شکل ۲: رفتار هیستریزیس ایده آل شده‌ی اتصالات پس کشیده اتلاف کننده انرژی (الف) مشارکت میلگردهای پس کشیدگی (ب) مشارکت میلگردهای تلف کننده انرژی (ج) رابطه ممان - دوران اتصال پس کشیده تلف کننده انرژی [۶]

این ترکیب روابط ممان - دوران، یک رفتار هیستریزیس به صورت پرچم را در شکل (۲-ج) نشان می‌دهد که در آن، در حالی که سیستم قابلیت خود شاقولی خود را حفظ می‌کند، به اتلاف انرژی نیز می‌پردازد. زمانی که یک ممان منفی در فصل مشترک تیر و ستون ایجاد شود، تا زمانی که تماس کامل بین تیر و ستون برقرار باشد، اتصال PTED به صورت الاستیک رفتار می‌کند. تا این مرحله، نیروی پس کشیدگی (PT) برای حفظ تماس کامل بین تیر و ستون کافی است. بنابراین بین نقطه O تا A در شکل (۲) بازشدگی در محل درز رخ نمی‌دهد [۶].

نیروی PT کنترل مقدار ممان خمشی  $M_A$  را که پس از آن بازشدگی درز بین تیر و ستون صورت می‌گیرد را انجام می‌دهد. در زمانی که مقدار ممان خمشی به  $M_A$  می‌رسد، درز باز شده و سختی دورانی اتصال PTED به وسیله سختی الاستیک دو میلگرد فوقانی و تحتانی اتلاف کننده انرژی و میلگردهای پس کشیدگی، تأمین می‌شود (از نقطه A تا نقطه B در شکل (۲)). در این حالت رفتار اتلاف کننده به دلیل بازشدگی، رفتار الاستیک غیرخطی می‌باشد. این رفتار الاستیک غیرخطی ادامه خواهد داشت تا زمانی که مقدار ممان خمشی به میزان  $M_B$  برسد. این ممان مربوط به ظرفیت تسلیم کششی میلگردهای ED است و با معادله زیر تعریف می‌شود:

$$M_B = M_A + (k_1 + k_2) \theta_B \quad (2-2)$$

در این رابطه  $k_1$  سختی دورانی الاستیک میلگردهای PT،  $k_2$  سختی دورانی الاستیک میلگردهای اتلاف کننده انرژی فوقانی و  $\theta_B$  دورانی می‌باشد که در آن تسلیم کششی میلگردهای اتلاف کننده فوقانی آغاز می‌گردد. در ادامه بارگذاری، سختی دورانی اتصال پس کشیده با سختی الاستیک کابل‌های پس کشیده و سختی پس از تسلیم میلگردهای اتلاف کننده انرژی تأمین می‌شود (از نقطه B تا نقطه C در شکل (۲)). در این مرحله نیز رفتار اتلاف کننده به دلیل ادامه بازشدگی در سطح مشترک تیر و ستون، رفتار الاستیک غیرخطی است. این رفتار تا زمان به وقوع پیوستن حداکثر دوران در هر چرخه ( $\theta_C$ )، صورت خواهد گرفت. مقدار ممان در این نقطه از رابطه (۲-۳) به دست می‌آید:

$$M_C = M_B + (k_1 + k_3)(\theta_C - \theta_B) \quad (2-3)$$

در این رابطه مقدار  $k_3$  سختی دورانی میلگردهای اتلاف کننده انرژی پس از تسلیم شدن آن‌هاست. با تغییر جهت خمش، اتصال PTED تا مرحله رسیدن به ظرفیت تسلیم فشاری میلگردهای فوقانی اتلاف کننده انرژی (از نقطه C تا نقطه D در شکل (۲))، رفتار الاستیک غیرخطی بروز می‌دهد. در این نقطه، دوران اتصال ( $\theta_D$ ) و ممان اتصال ( $M_D$ ) از روابط زیر محاسبه می‌شوند:

$$\theta_D = \theta_C - 2\theta_B \quad (4-2)$$

$$M_D = M_C - (k_1 + k_2)(2\theta_B) \quad (5-2)$$

قابل توجه است که بروز رفتار الاستیک غیرخطی فقط در صورتی امکان پذیر است که از کمانش میلگردهای اتلاف کننده فوقانی در فشار جلوگیری به عمل آمده باشد. در طی تسلیم فشاری میلگردهای فوقانی تلف کننده انرژی، تا زمان برقراری مجدد تماس کامل بین تیر و ستون (از نقطه D تا نقطه E در شکل (۲))، اتصال PTED، سختی الاستیک غیرخطی از خود نشان می دهد. ممان خمشی مربوطه از رابطه زیر به دست می آید:

$$M_E = M_D - (k_1 + k_3) \theta_D = M_D - (k_1 + k_3)(\theta_C - 2\theta_B) \quad (6-2)$$

همان طور که در شکل (۲) مشخص شده است، رفتار اتصال PTED در نیم سیکل مخالف مثبت بارگذاری، که در آن تسلیم کششی و فشاری میلگردهای تحتانی تلف کننده انرژی صورت می گیرد، متقارن می باشد.

### ب- رفتار برشی اتصالات پس کشیده اتلاف کننده انرژی

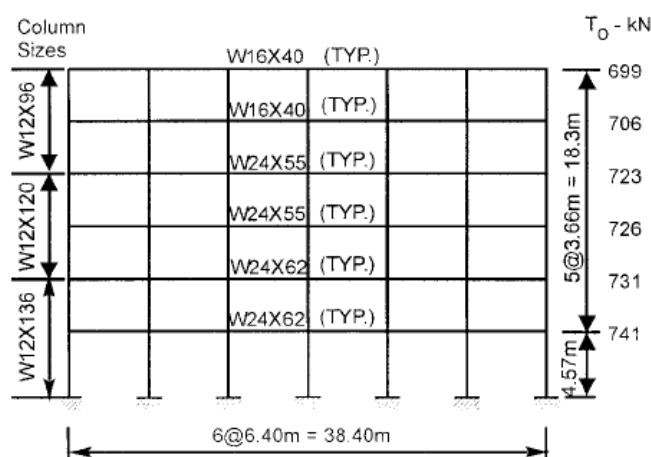
در صورت اعمال یک نیروی پس کشیدگی مناسب، هیچ گونه اتصال برشی فیزیکی میان تیر و ستون نیاز نخواهد بود. انتقال برشی را می توان به وسیله اصطکاک کولمب در فصل مشترک تیر به ستون، به اندازه کافی تأمین نمود. آماده سازی سطوح تماس با روش سندبلاست کردن آنها، ضریب اصطکاک دو سطح را به میزان زیادی افزایش می دهد. تا وقتی که تداخلی در خصوصیات ممان- دوران اتصال PTED به وجود نیاید، می توان از روش های دیگری نیز برای انتقال برش استفاده نمود. این روش ها می تواند شامل قطعات انتقال دهنده برش با شکاف های افقی که به جان تیر متصل می گردند و یا نبشی های نشیمن انعطاف پذیری باشند که قادرند بدون افزایش ظرفیت ممان، تغییر شکل بدهند [۶] و [۸].

### ۳- مدل سازی اتصالات پیش تنیده

جهت انجام مدل سازی اتصالات پیش تنیده در نرم افزار opensees در مصالح تیر ستون از مصالح فولادی 02 STEEL با سخت شونده گی ایزوتروپیک به کار می رود [۹]. و مصالح کابل از نوع مصالح الاستیک که این دستور برای تعریف مصالح تک محوری الاستیک مورد استفاده قرار می گیرد. و همچنین در مصالح میراکننده ها از مصالح الاستیک که در این جا هم مصالح مورد استفاده الاستیک انتخاب می شود با این تفاوت که در فرمان Uniaxial Material Elastic پارامتری بنام تانژانت میرائی ( $\beta$ ) می باشد. و در بازشدگی اتصال به دلیل بازشدگی در اتصال جهت مدل سازی این ناحیه از فرمان این دستور بیانگر Zero length یا همان المان با طول صفر استفاده می شود که وابستگی مرتبط با درجات آزادی نیز بوسیله فرمان Equal DOF اعمال می شود. که در این فرمان یک گره جزء گره مرجع می باشد و سایر گره ها به گره مرجع وابسته می گردد.

### ۴- بررسی و صحت سنجی

در مورد بررسی صحت مدلسازی انجام شده توسط نرم افزار Opensees تحقیقی که توسط ریکلز و همکاران [۱۰] انجام شده است، پرداخته می شود که در این مقاله به تحلیل قاب ۶ طبقه ۶ دهانه با اتصالات خمشی ویژه که در طراحی از نرم افزار DRAIN-2DX استفاده نموده است و نوع خاک D و تیر و ستون به ترتیب از نوع A36، A572-Gr50 می باشد. بارهای مرده و زنده طبقات به ترتیب 4.9 kpa، 2.40 kpa و در بام بارهای مرده و زنده به ترتیب 4.79 kpa، 0.96 kpa در نظر گرفته شده است.



شکل ۳: قاب خمشی ۶ طبقه ۶ دهانه

جهت انجام صحت سنجی مطابق تحقیق انجام شده سازه مورد نظر تحت اثر رکورد سنترو<sup>۵</sup> ۱۹۴۰ قرار گرفته است زلزله سنترو یکی از مشهورترین زلزله‌های جهان می‌باشد که رفتار سازه‌های آسیب دیده در این زلزله برای مهندسين زلزله دارای اهمیت زیادی است. این زلزله در تاریخ ۱۹۷۹/۱۰/۱۵ با بزرگی ۶/۵ ریشتر در کشور آمریکا رخ داده است که مشخصات آن به شرح ذیل می‌باشد. در جدول زیر نتایج تحلیل تاریخچه زمانی قاب تحت زمین لرزه سنترو ۱۹۴۰ با نرم افزار Opensees صورت گرفته، که نتایج آن در جدول (۱) بیان شده است.

جدول ۱: نتایج صحت سنجی

Ground Motion	Maximum Roof Displacement (mm)
El Centro	Welded Connections
Article Analysis	234
Verify Analysis	179

در جدول (۱) جابجایی بیشینه بام در دو حالت مدل سازی انجام شده و مقاله ملاحظه می‌گردد که با تقریب مناسب حاصل گردیده است.

## ۵- رکوردهای متوالی زمین لرزه در حوزه دور از گسل

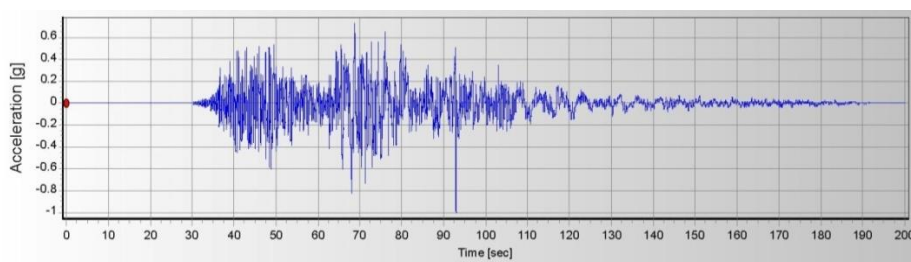
جهت تولید رکوردهای متوالی از سه رکورد مطابق جدول شماره (۲) استفاده گردیده است:

جدول ۲: مشخصات رکوردها

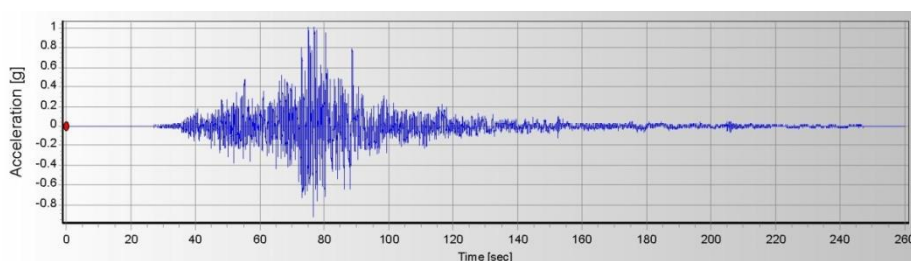
ID No.	Earthquake			Station Name	NEHRP Class	PGA max (g)	d (km)
	M	Name	Year				
R <sub>1</sub>	7.2	El Mayor- Cucpah	2010	Riito	D	0.39	13.71
R <sub>2</sub>	7.2	El Mayor- Cucpah	2010	Michoacan De Ocampo	D	0.538	16.0
R <sub>3</sub>	6.9	Loma prieta	1997	Gilro Array #4	D	0.419	14.34

<sup>5</sup> - El Centrol

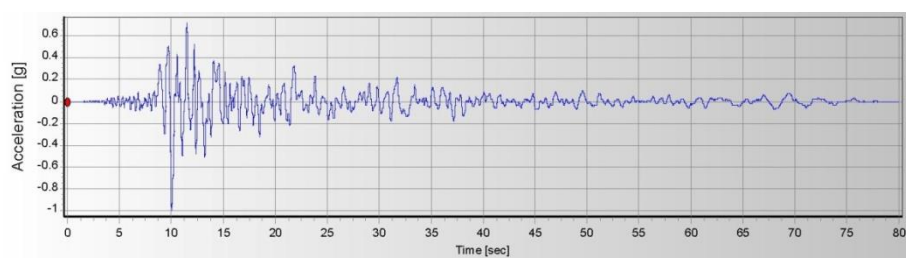
همانطور که ملاحظه می‌گردد به لحاظ نوع خاک و حوزه دور از گسل کلیه رکوردها دارای شرایط یکسان می‌باشند.



شکل ۴: تاریخچه زمانی زمین‌لرزه المیور PGA0.538



شکل ۵: تاریخچه زمانی زمین‌لرزه المیور PGA0.39



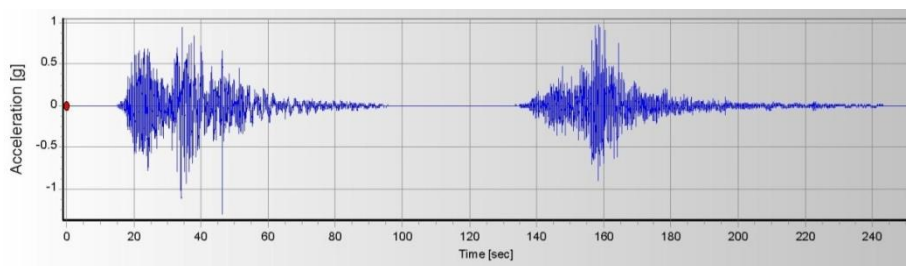
شکل ۶: تاریخچه زمانی زمین‌لرزه لوماپریتا PGA0.419

باتوجه به رکوردهای منفرد جدول (۲) جهت اعمال رکوردهای متوالی به سازه مطابق جدول (۳) رکوردهای متوالی ترکیبی با فاصله زمانی ۲۰ ثانیه تولید می‌گردد.

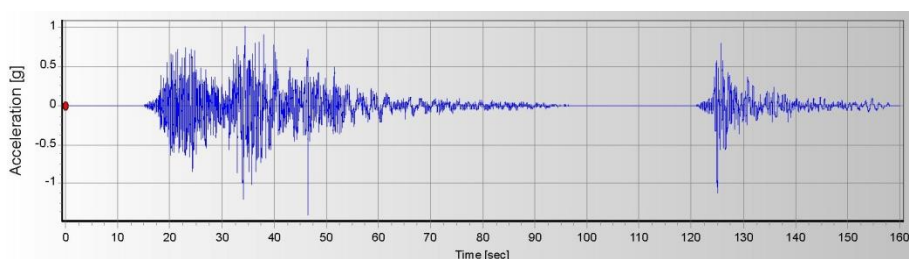
جدول ۳: رکوردهای ترکیبی

ID No.	Combined Details	Total Time (s)
Combinedrecordser1	$R_2 + R_1$	249.99
Combinedrecordser2	$R_2 + R_3$	159.985
Combinedrecordser3	$R_1 + R_3$	189.985

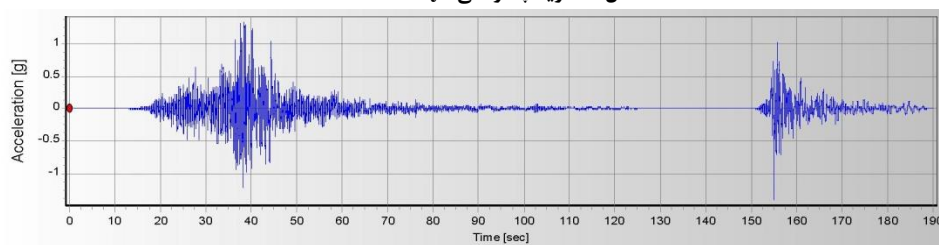




شکل ۷: تاریخچه زمانی Combinedrecordser1



شکل ۸: تاریخچه زمانی Combinedrecordser2



شکل ۹: تاریخچه زمانی Combinedrecordser3

## ۶- معرفی سازه‌های مورد مطالعه

جهت ارزیابی سیستم قاب خمشی فولادی با کابل‌های پیش‌تنیده و قاب خمشی فولادی به صورت دوبعدی با سه تیپ ۵، ۸ و ۱۲ طبقه استفاده می‌شود که به ترتیب به منظور کوتاه‌مرتبه، میان‌مرتبه و بلندمرتبه مورد استفاده قرار خواهد گرفت.

جدول ۴: تیپ‌بندی طبقات قاب صلب خمشی

Lable	Description	Range	
		Name	Stories
SM <sub>1</sub> L		Low-Rise	5
SM <sub>1</sub> M	Steal Moment Frame	Mid-Rise	8
SM <sub>1</sub> H		High-Rise	12

جدول ۵: تیپ‌بندی طبقات قاب صلب خمشی با اتصالات کابل‌های پیش‌تنیده

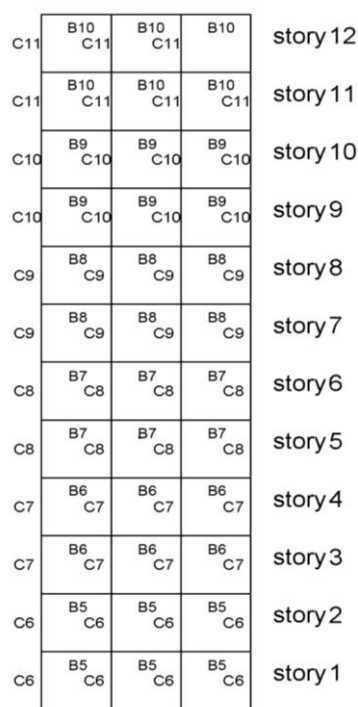
Lable	Description	Range	
		Name	Stories
SPT <sub>1</sub> L		Low-Rise	5
SPT <sub>2</sub> M	Steel Post tensioned Frame	Mid-Rise	8
SPT <sub>3</sub> H		High-Rise	12

مدل‌های انتخاب شده، ساختمان ۵، ۸ و ۱۲ طبقه، دارای مشخصات زیر است:

خاک محل سازه نوع D و یا نوع III مطابق دسته‌بندی آیین‌نامه ۲۸۰۰ ویرایش چهارم در نظر گرفته شده است. قاب‌ها به صورت دویعدی و قاب خارجی در نظر گرفته شده است. سازه در جهت X دارای ۳ دهانه ۵ متری است و ارتفاع طبقات ۴/۵ متر می‌باشد. سازه در دو حالت قاب خمشی ویژه و قاب خمشی با کابل‌های پیش‌تنیده که هر کدام در حالت‌های ۵، ۸ و ۱۲ طبقه‌بندی شده است. عرض بارگیر در قاب ۲/۵ متر فرض شده است. سقف از نوع تیرچه بلوک فرض شده است. محل اتصال ستون به زمین گیردار فرض شده است. اعضای تیر و ستون A 572 – Gr 42 در نظر گرفته شده است. مدول یانگ برای کابل‌های  $E_{Cable}=400000000 \text{ kg/cm}^2$  می‌باشد. مدول یانگ برای میراکنده‌ها  $E_{dambar}= 80389018 \text{ kg/cm}^2$  در نظر گرفته شده است. اتلاف انرژی در میراکنده‌ها ۰/۸ در نظر گرفته شده است. مقدار تنش تسلیم  $f_y = 3000 \text{ kg/cm}^2$  است. بارمرده  $540 \text{ kg/cm}^2$  و بار زنده  $200 \text{ kg/cm}^2$  می‌باشد. ابعاد و مقاطع طراحی شده مطابق جداول ۶ الی ۸ و اشکال ۱۰ تا ۱۲ می‌باشد.

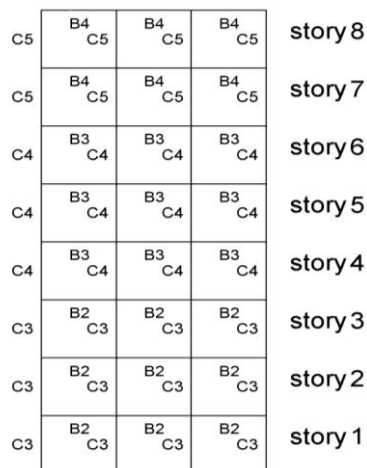
جدول ۶: مقاطع تیر و ستون در نرم‌افزار ETABS

ردیف	تیر	ستون
۱	W <sub>16×26</sub>	W <sub>21×57</sub>
۲	W <sub>40×183</sub>	W <sub>16×31</sub>
۳	W <sub>36×150</sub>	W <sub>14×605</sub>
۴	W <sub>27×94</sub>	W <sub>14×550</sub>
۵	W <sub>27×307</sub>	W <sub>14×398</sub>
۶	W <sub>24×335</sub>	W <sub>36×650</sub>
۷	W <sub>24×279</sub>	W <sub>36×527</sub>
۸	W <sub>24×250</sub>	W <sub>36×393</sub>
۹	W <sub>24×229</sub>	W <sub>36×328</sub>
۱۰	W <sub>24×207</sub>	W <sub>36×245</sub>
۱۱	-	W <sub>36×210</sub>



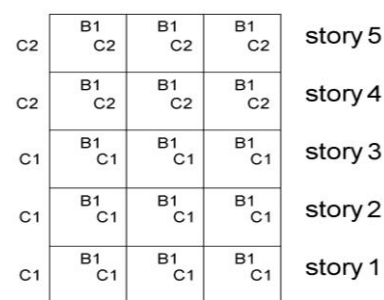
Section Type  
12 stories

شکل ۱۲: تیپ‌بندی تیر و ستون قاب ۱۲ طبقه



Section Type  
8 stories

شکل ۱۱: تیپ‌بندی تیر و ستون قاب ۸ طبقه



Section Type  
5 stories

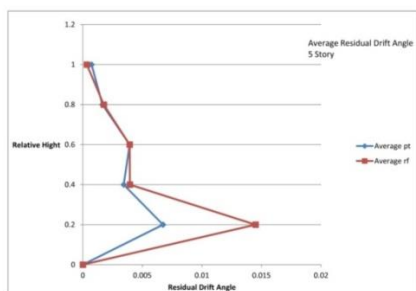
شکل ۱۰: تیپ‌بندی تیر و ستون قاب ۵ طبقه

## ۷- نتایج تحلیل غیرخطی فزاینده

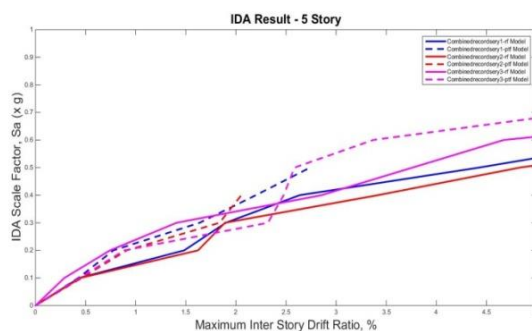
جهت انجام تحلیل غیرخطی فزاینده سه رکورد متوالی  $Combinedrecordser_1$ ،  $Combinedrecordser_2$  و  $Combinedrecordser_3$  را به قاب‌های ۵، ۸ و ۱۲ طبقه با اتصالات خمشی ساده و اتصالات پیش‌تنیده قرار گرفته است که نتایج به شرح ذیل می‌باشد.

### الف - بررسی اشکال تحلیل غیرخطی فزاینده

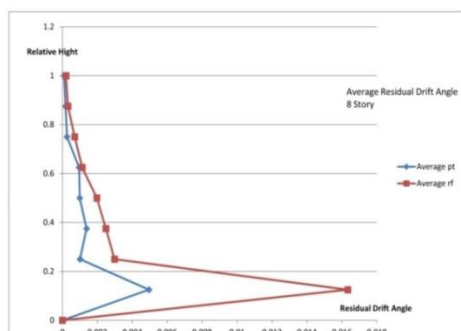
در شکل (۱۳-۱۸) نمودارهای IDA و میانگین زاویه دررفت پس‌ماند مربوط به قاب‌های ۵، ۸ و ۱۲ طبقه با اتصالات خمشی ساده (rf) و قاب خمشی اتصالات پیش‌تنیده (pt) مشاهده می‌گردد که در ابتدای نمودارهای IDA یک ناحیه الاستیک وجود دارد که به صورت خط صاف بوده و تا بخشی از منحنی IDA به صورت فصل مشترک همه منحنی‌ها می‌باشد که پس از این ناحیه رفتار غیرخطی در منحنی‌ها با خروج از حالت خط صاف نمایان می‌گردد.



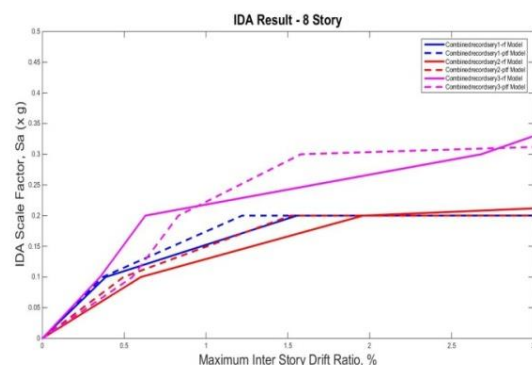
شکل ۱۴: نمودار میانگین زاویه دررفت پسماند ۵ طبقه



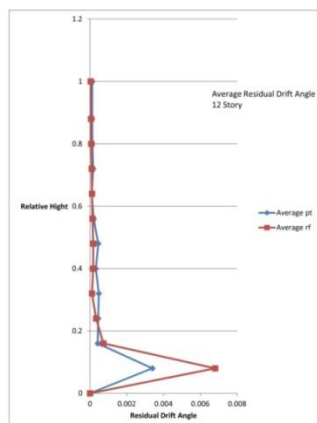
شکل ۱۳: IDA ۵ طبقه



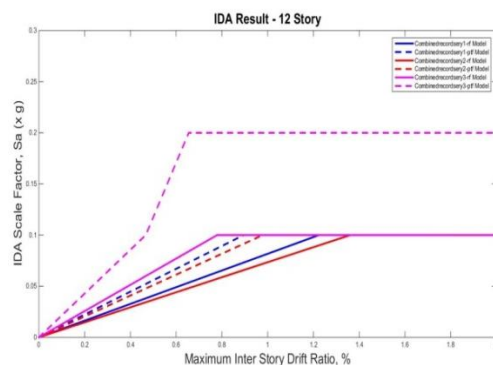
شکل ۱۶: میانگین زاویه دررفت پسماند قاب ۸ طبقه



شکل ۱۵: IDA ۸ طبقه



شکل ۱۸: میانگین زاویه دررفت پسماند در قاب ۱۲ طبقه



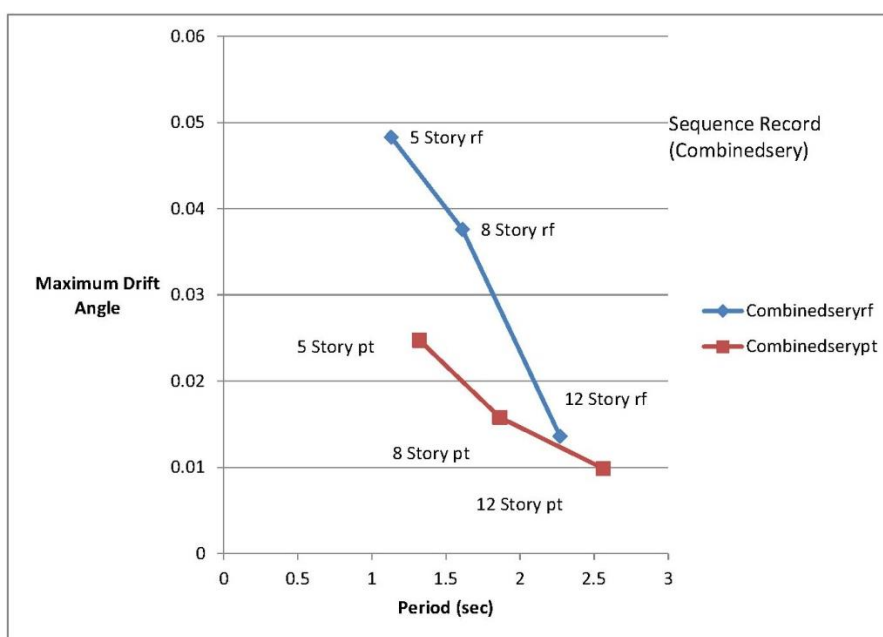
شکل ۱۷: IDA قاب ۱۲ طبقه

از سوی دیگر باتوجه به شکل‌های IDA ملاحظه می‌گردد اشکال با اتصالات پیش‌تنیده که عموماً در بالای اشکال با اتصالات ساده خمشی قرار گرفته‌اند و میزان دررفت‌های کمتری نسبت به اتصالات خمشی ساده مشاهده می‌گردد در قاب‌های ۵، ۸ و ۱۲ طبقه به ترتیب در شتاب‌های  $0.1g-0.2g$ ،  $0.2g-0.4g$  و  $0.4g-0.7g$  به مرحله واژگونی می‌رسند که گویای کاهش عملکرد سازه با افزایش ارتفاع می‌باشند و از سوی دیگر در اشکال میانگین زاویه دررفت پیشینه در قاب‌های ۵، ۸ و ۱۲ طبقه در مقادیر میانگین زاویه دررفت پیشینه در قاب‌های با اتصالات پیش‌تنیده به ترتیب  $۰.۴۶\%$ ،  $۰.۳۰\%$  و  $۰.۴۹\%$  در قاب‌های با اتصالات خمشی ساده می‌باشد. همچنین در شکل‌های میانگین زاویه دررفت پس‌ماند در حالت اتصالات پیش‌تنیده کمتر از اتصالات خمشی ساده می‌باشد که البته با افزایش ارتفاع نسبی این اختلاف

کاهش می‌یابد که بیانگر عملکرد مناسب‌تر قاب‌های خمشی با اتصالات پیش‌تنیده نسبت به قاب‌های خمشی با اتصالات ساده ملاحظه می‌گردد.

### ب - شکل زمان تناوب - زاویه دریفت بیشینه

جهت بررسی و مقایسه عملکرد قاب‌های ۵، ۸ و ۱۲ طبقه در دو حالت قاب صلب خمشی با اتصالات ساده و قاب صلب خمشی با اتصالات پیش‌تنیده می‌توان از شکل زمان تناوب - زاویه دریفت بیشینه استفاده نمود که مطابق شکل (۱۹) می‌باشد.



شکل ۱۹: زمان تناوب - زاویه دریفت بیشینه در قاب‌های ۵، ۸ و ۱۲ طبقه با اتصالات پیش‌تنیده و اتصالات خمشی ساده

در شکل ۱۹، زمان تناوب براساس زاویه دریفت بیشینه در قاب‌های ۵، ۸ و ۱۲ طبقه در دو حالت اتصالات صلب خمشی ساده و پیش‌تنیده مشخص شده است که با توجه به زمان تناوب بیشتر در قاب‌های با اتصالات پیش‌تنیده زاویه دریفت‌های بیشینه کمتری نسبت به قاب صلب با اتصالات خمشی ساده ملاحظه می‌گردد.

## ۸- نتیجه‌گیری

از بررسی‌های انجام شده بر روی سازه‌های مورد مطالعه موارد زیر نتیجه می‌گردد:

الف- در قاب‌های فولادی با اتصالات پیش‌تنیده عملکرد مناسب‌تری نسبت به قاب‌های خمشی با اتصالات ساده (جوشی) ملاحظه می‌گردد.

ب- با توجه به بیشتر بودن زمان تناوب قاب با اتصالات پیش‌تنیده مقادیر کمتر ماکزیمم دریفت نسبت به قاب خمشی با اتصالات ساده ملاحظه می‌گردد که بیانگر عملکرد مناسب‌تر اتصالات پیش‌تنیده در قاب خمشی فلزی تحت توالی لرزه‌ای در حوزه دور از گسل می‌باشد.

و سایر نتایج به شرح ذیل می‌باشد:

• در قاب‌های ۵ طبقه با اتصالات پیش‌تنیده تحت رکوردهای متوالی دریفت‌های پسماند ۳۳٪ کمتر از قاب ۵ طبقه با اتصالات خمشی ساده است.

- در قاب‌های ۸ طبقه با اتصالات پیش‌تنیده تحت رکوردهای متوالی دررفت‌های پسماند ۶۲٪ کمتر از قاب ۸ طبقه با اتصالات خمشی ساده است.
- در قاب‌های ۱۲ طبقه با اتصالات پیش‌تنیده تحت توالی لرزه‌ای زاویه دررفت پسماند ۲۷٪ کمتر از قاب‌های ۱۲ طبقه تحت توالی لرزه‌ای با اتصال خمشی ساده می‌باشد.
- قاب‌های ۵ طبقه با اتصالات صلب خمشی ساده تحت توالی لرزه‌ای با زمان تناوب سازه کمتر زاویه دررفت بیشینه آن ۴۸٪ بیشتر از قاب خمشی ۵ طبقه با اتصالات قاب خمشی پیش‌تنیده است.
- قاب‌های ۸ طبقه با اتصالات صلب خمشی ساده تحت توالی لرزه‌ای با زمان تناوب کمتر زاویه دررفت بیشینه ۵۸٪ بیشتر از قاب خمشی ۸ طبقه با اتصالات قاب خمشی پیش‌تنیده است.
- قاب‌های ۱۲ طبقه با اتصالات صلب خمشی تحت توالی لرزه‌ای با زمان تناوب کمتر، زاویه دررفت ۲۷٪ بیشتر از قاب خمشی ۱۲ طبقه با اتصالات قاب خمشی پیش‌تنیده است.

## منابع

- [1] Khatami M., 1387. *Effective of New Post Tensioned Connections Subjected to Seismic Behaviour Steel Moment Frames Dissertation*, PhD student, Semnan university.
- [2] Gerami M., Khatami M. 1390. *Steel Moment Seismic Performance Comparison with Symmetric and Asymmetric Friction Post Tensioned Connections*, Civil Engineering National Congress 6<sup>th</sup>, Semnan, Semnan university, page1.
- [3] Chowdury Md, Rahmzadeh A, Moradi S, Alam S, Sharia Alam M. 2017. *Cyclic Behavior of Post Tensioned Steel Beam Column Connections with Reduced Length Strands*.
- [4] Amadio C, Fragiacomio M, Macorini L. 2004. *Seismic response of steel frames under repeated earthquake ground motions*, *Engineering Structures*, 26, 2021-2035.
- [5] George D. Hatzigeorgiou. 2010. *Ductility demand spectra for multiple near- and far- fault earthquakes*. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 30, 170-183.
- [6] Christopoulos C., Filiatrault A, Folz B. February 2002. *Seismic Response of Self-Centering Hysteretic SDOF Systems*, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*.
- [7] Chou C.C., Chen J.H., Chen Y.C, Tasi K.C. February 2006. *Evaluating Performance of Post-tensioned Steel Connections with Strands and Reduced Flange Plates*, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*.
- [8] Hyung Joon Kim, Christopoulos C. 2008. *Numerical Models and Ductile Ultimate Deformation Response of Post-Tensioned Self-Centering Moment Connections*, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*.
- [9] Mazzoni, S; McKenna, F; Scott, MH; Fenves, G.L; & Jeremic B. 2007. *OpenSees Command Language Manua*.
- [10] Ricles J.M., Sause R., Garlock M. M. 2001. *Post Tensioned Moment Connections for Seismic Resistant Steel Frames*. *Journal of Structural Engineering*, No2.