

بررسی تاثیر طول تیر پیوند بر رفتار لرزه ای قاب های فولادی ساده میان مرتبه مهاربندی شده واگرا تحت زلزله های حوزه نزدیک گسل

امیررضا سلیمی^۱، عباس حق الهی^{۲*}

۱- کارشناس ارشد، مهندسی عمران-سازه، دانشگاه تربیت دبیر شهید رجایی، تهران

۲- استادیار، مهندسی عمران، دانشگاه تربیت دبیر شهید رجایی، تهران

* تهران، صندوق پستی ۱۶۳-۱۶۷۸۵، haghollahi@sru.ac.ir

(تاریخ دریافت: ۱۳۹۸/۱۲/۲۸، تاریخ پذیرش: ۱۳۹۹/۰۲/۱۰)

چکیده

مهاربندهای واگرا از جمله سیستم های مقاوم در برابر بار جانبی هستند که به دلیل رفتار غیرالاستیک تیر پیوند، از شکل پذیری بالا و سختی مناسبی برخوردار هستند. سازه های شهری عمدتاً در رده سازه های میان مرتبه قرار دارند. در این رده از سازه ها انتقال نیرو به صورت برش و خمش می باشد و به عبارتی هر دو عامل بر رفتار سازه حاکم است. نگاشت های نزدیک گسل دارای مدت زمان موثر کمتری نسبت به نگاشت های دور از گسل هستند و یک یا چند پالس ضربه ای با دامنه بزرگ و دوره تناوب زیاد دارند. در این مقاله به بررسی رفتار لرزه ای این قاب ها تحت زلزله های نزدیک گسل با توجه به در نظر گرفتن تغییر طول تیر پیوند به کمک نرم افزار المان محدود ABAQUS و Perform 3D پرداخته شده است. برای این منظور قاب های فولادی ساختمان به صورت دو بعدی با ۷ طبقه مدل گردیده و برای هر یک ۳ طول تیر پیوند (۲/۸ و ۱/۹ و $e/e_{crit}=1$) مختلف با رفتارهای مختلف تیر پیوند در نظر گرفته شد. در نهایت، با مقایسه نتایج تأثیر طول تیر پیوند بر رفتار نهایی قاب ها با محتوای فرکانسی خاص زلزله ها بررسی های مقتضی انجام گردید که نشان داد با افزایش طول تیر پیوند پارامترهایی از قبیل سختی و مقاومت تیر پیوند تحت بارگذاری سیکلی متقارن کاهش یافته است و پارامترهایی از قبیل بیشینه برش و شتاب طبقات در زلزله های نزدیک گسل برای قاب های ۷ طبقه کاهش و همچنین بیشینه تغییر مکان جانبی نسبی قاب ها نیز افزایش یافته است. به علاوه میانگین انرژی غیرالاستیک مستهلک شده کل توسط تیرهای پیوند با افزایش طول تیر پیوند کاهش پیدا کرده است.

واژگان کلیدی

رفتار لرزه ای، قاب مهاربندی شده واگرا، تیر پیوند، میان مرتبه، زلزله نزدیک گسل

Investigation of the link beam length effect on seismic behavior of mid-rise eccentric braced simple steel frames under near-fault earthquakes

A.R. Salimi, A. Haghollahi

Abstract

Eccentric braces are lateral load-resistant systems that have high plasticity and suitable stiffness due to the inelastic behavior of the link beam. Urban structures are mainly in the category of mid-rise structures. In this category of structures, the force transmission is in the form of shear and bending, and both factors govern the behavior of the structure. Near-fault records have a less effective duration than far-fault records and have one or more long-range impact pulses and high periodicity. In this article, the seismic behavior of these frames under near-fault earthquakes is investigated with the variation of link beam length with the help of the ABAQUS finite element method and Perform 3D software. For this purpose, two dimensional models of EBF with 7-story and considering 3 different eccentricity/length ratio of (1, 1.9 and 2.8) for each frame with different behaviors of link beam are modeled. Finally, by comparing the effect of link beam length on the final behavior of the frames with earthquakes specific frequency content, it's resulted that by increasing link beam length parameters such as stiffness and strength of link beam under symmetric cyclic load are reduced and parameters such as maximum shear and acceleration of stories in near-fault earthquakes for 7-story frames are decreased and also maximum drift of the frames are proliferated. In addition, the average of total dissipated inelastic energy decreased with the increasing of the link beam length.

Keywords

Seismic behavior, Eccentric braced frame, Link beam, Mid-rise, Near-fault earthquake

استفاده از قاب‌های مهاربندی شده واگرا به عنوان یکی از سیستم‌های مقاوم لرزه‌ای در چند دهه اخیر مورد توجه قرار گرفته است. این قاب‌ها رفتاری ترکیبی از قاب‌های مهاربندی شده همگرا و قاب‌های خمشی را ارائه کرده که می‌توانند به صورت موثر در کنترل رفتار لرزه‌ای سازه‌ها مورد استفاده قرار گیرند. سختی زیاد این قاب‌ها نسبت به قاب‌های خمشی می‌تواند به خوبی تغییر مکان‌های ایجاد شده در سازه را کنترل کرده و از افزایش آن به صورت موثر جلوگیری کند.

به این ترتیب خسارت‌های ناشی از آسیب به اجزای غیر باربر سازه که معمولاً ضعیف و ترد هستند، ممانعت خواهد شد. از طرف دیگر برای رسیدن به عملکرد لرزه‌ای مناسب در زلزله‌های قوی، داشتن شرایطی از قبیل شکل پذیری مناسب برای کنترل رفتار پایدار لرزه‌ای سازه ضروری است. آزمایش‌های انجام شده بر روی این قاب‌ها موید رفتار مناسب این قاب‌ها در برابر بارهای چرخه‌ای است. رفتار و هندسه این قاب‌ها تا حدود زیادی وابسته به عضو تیر پیوند است. این عضو نقشی کلیدی در رفتار این قاب‌ها دارد و با تغییر در آن می‌توان شرایط کاملاً متفاوتی را برای این قاب‌ها ایجاد کرد. این قسمت از قاب در برابر بارهای ناشی از زلزله مقاومت کرده و شرایط لازم برای پایداری سازه را تامین می‌کند. عامل اساسی در تعیین رفتار این قاب‌ها طول تیر پیوند مورد استفاده در آنها است. بر مبنای طول تیر پیوند سه حالت برشی، خمشی و میانی برای این قاب‌ها ایجاد شده که رفتار متفاوتی را در برابر بارهای لرزه‌ای نشان می‌دهد [۱].

استفاده از این سیستم‌ها در ابتدای دهه ۷۰ میلادی در کشور ژاپن آغاز شد و با تحقیقات پایه‌ای در آن زمان به کار رفت. تحقیقات انجام گرفته توسط پوپوف و همکاران او در اواخر دهه ۷۰ و دهه ۸۰ میلادی موید مزیت‌های فراوان قاب‌های مهاربندی واگرا بود که استفاده از این سیستم باربر جانبی لرزه‌ای را در آمریکا متداول کرد. تحقیقات پوپوف در مقالات متعددی منتشر شد که پس از آن به عنوان پایه و اساس کار بسیاری از محققین در این حوزه قرار گرفت. بعدها با تکامل روش‌ها و آزمایش‌های صورت گرفته بر روی این قاب‌ها مزایا و معایب این قاب‌ها بیشتر مشخص شد. در اولین دوره تحقیقات انجام شده توسط پوپوف نشان داد که سیستم‌های قاب خمشی دارای شکل پذیری مناسب و سختی ناکافی در برابر بارهای جانبی بوده، اما افت باربری در آنها در قبال بارهای چرخه‌ای کم است و در تعداد سیکل‌های بارگذاری زیادی باربری خود را از دست

می‌دهند اما سیستم‌های قاب مهاربندی شده همگرا دارای سختی مناسبی بوده ولی شکل پذیری کمی دارند و به سرعت مقاومت خود را در برابر بارهای چرخه‌ای از دست می‌دهند. بنابراین سیستم مناسبی که بتواند مزایای هر دو سیستم را داشته باشد، تحت عنوان قاب‌های مهاربندی شده واگرا معرفی شد. در تحقیقات بعدی انجام شده انواع تیر پیوند مورد بررسی قرار گرفت و شرایط مرزی استفاده از آنها تعیین شد. بر این مبنای نوع تیر پیوند مورد مطالعه قرار گرفت که عبارتند از: (۱) تیرهای با مفصل پلاستیک برشی (۲) تیرهای با یک مفصل پلاستیک خمشی (۳) تیرهای با دو مفصل پلاستیک خمشی [۲].

سازه‌های شهری عمدتاً در رده میان مرتبه قرار گرفته‌اند که در سازه‌های میان مرتبه بحث تشدید زلزله مهم است. طبق استاندارد ۲۸۰۰ در انواع دسته بندی خاک‌ها حوزه تشدید در جایی که ضریب بازتاب (B) بیشترین مقدار را داشته باشد اتفاق می‌افتد که سازه‌های میان مرتبه عمدتاً در این حوزه قرار دارند. در سازه‌های کوتاه مرتبه به علت ارتفاع کم، انتقال نیرو به صورت برش در ارتفاع ساختمان اتفاق افتاده که مثلی شکل است و در حقیقت برش بر رفتار سازه حاکم است. در مقابل سازه‌های بلند مرتبه به علت ارتفاع سازه و لنگر واژگونی پای سازه، خمش در رفتار سازه حاکم است. سازه‌های میان مرتبه حد وسط می‌باشند، یعنی ترکیب برش و خمش در انتقال نیروها و همچنین بر رفتار سازه حاکم است. عامل مهم دیگر رفتار سازه‌ها در برابر زلزله است که در سازه‌های کوتاه مرتبه، عامل حاکم بر طراحی و مدل سازی اعضا، مقاومت و در سازه‌های بلند مرتبه سختی می‌باشد. در سازه میان مرتبه هر دو عامل سختی و مقاومت بر رفتار سازه‌ها در برابر زلزله و طراحی و مدل سازی اعضا تأثیرگذارند [۳].

با توجه به تحقیقات انجام شده بر روی رکوردهای ثبت شده ناشی از جنبش قوی زمین در نزدیکی گسل و تأثیر این نوع رکوردها بر روی سازه‌های مختلف، نیاز توجه به این رکوردها و آثار آن بر روی سازه‌ها، در دو دهه اخیر اهمیت تحقیق بیشتری را به خود جلب نموده است. تحقیقات انجام گرفته در این زمینه عمدتاً به دو دسته تقسیم می‌گردند. دسته اول مجموعه تحقیقاتی است که بر روی رکوردهای ثبت شده ناشی از جنبش قوی زمین در نزدیکی گسل و مشخصات و پارامترهای مختلف مربوط به رکوردهای نزدیک گسل انجام گرفته است که اطلاعات دقیقی را جهت بررسی رفتار سازه‌ها تحت این رکوردها در اختیار محققین و دانشمندان قرار می‌دهد. دسته دوم مجموعه تحقیقاتی است که مربوط به بررسی رفتار سازه‌های



مختلف تحت اثر رکوردهای نزدیک گسل می‌باشد. مشخصات زلزله‌های نزدیک گسل به دلیل خواص امواج برشی و تجمع آثار این امواج در جلوی مسیر گسیختگی، تفاوت‌هایی با مشخصات زلزله‌های دور از گسل دارند. وجود حرکت پالس گونه با پیوند بلند در ابتدای رکوردها، بزرگتر بودن مولفه عمود بر جهت گسل نسبت به مولفه موازی گسل، تجمع انرژی و انتقال آن در مدت زمان کوتاه، اعمال نیروی ضربه گونه بر سازه‌های موجود در مسیر پیشرو گسیختگی، نسبت بیشینه سرعت به بیشینه شتاب بالا و وجود بیشینه شتاب، سرعت و جابه‌جایی از تفاوت‌های حائز اهمیت رکوردهای نزدیک گسل هستند [۴].

طراحی و اجرای این نوع مهاربندها از اهمیت بالایی برخوردار است و عدم آشنایی با نحوه طراحی این سیستم نتیجه نامناسب در عملکرد آن دارد. در این مقاله سعی در بررسی تأثیرات طول‌های مختلف تیر پیوند بر روی رفتار سازه‌ها تحت شباهنگاشت‌های نزدیک گسل و ملاحظه تغییرات بیشینه تغییرمکان جانبی نسبی قاب، بیشینه برش طبقات، بیشینه شتاب و جذب انرژی بوده است.

در تحقیق انجام شده توسط **Hjelmstad** و **Popov** در سال ۱۹۸۴، رفتار چرخه‌ای تیرهای پیوند بررسی شد. بر این اساس تعدادی نمونه در آزمایشگاه ساخته شد و تحت اثر بارهای چرخه‌ای مورد مطالعه قرار گرفت. در مرحله اول نمودارهای هیستریزس این اعضا به دست آمد. مقایسه بین این نمودارها رفتار انواع مختلف این تیرها را نشان می‌داد، که بعدها ملاک دسته بندی انواع تیر پیوند قرار گرفت. نتایج ابتدایی آزمایش حاکی از رفتار مطلوب چرخه‌ای این تیرها تحت اثر بارهای رفت و برگشتی بود. انرژی جذب شده توسط این اعضا نیز موید رفتار این تیرها برای کنترل لرزه‌ای سازه به شمار می‌رفت [۵].

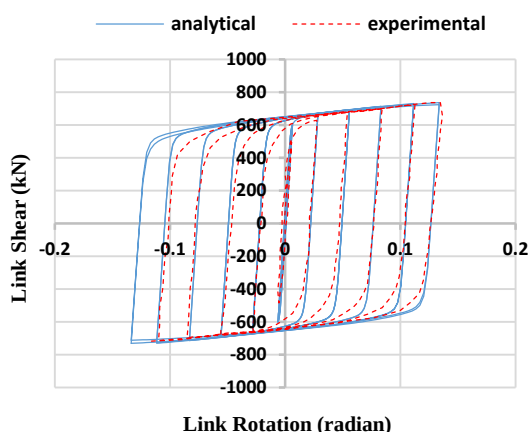
در تحقیق صورت گرفته توسط **Ramadan** و **Ghobarah** که در سال ۱۹۹۰ منتشر شد اثر نیروی محوری بر عملکرد تیرهای پیوند مورد مطالعه قرار گرفت. در این تحقیق به صورت گسترده از نتایج تحقیقات پوپوف استفاده و نتایج حاصل با این تحقیقات مقایسه شده است. یکی از بررسی‌های صورت گرفته در این مدل تحلیلی اجزای محدود، تحلیل اثر بارهای محوری به صورت چرخه‌ای بر رفتار تیرهای پیوند بوده است. نتایج حاصل از مدل ساده اجزای محدود نشان می‌داد که با افزایش بارهای محوری بر روی تیر پیوند نیروی قابل تحمل و شکل پذیری قاب‌ها کاهش می‌یافت [۶].

در تحقیق انجام شده توسط **Bosco** و **Rossi** در سال ۲۰۰۹،

به بررسی رفتار لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی شده و اگر پرداخته شده است. در این تحقیق ابتدا به بررسی کلی سازه‌های دارای این سیستم مقاوم جانبی و ویژگی‌های لرزه‌ای آن‌ها پرداخته شده و در مرحله بعد با استفاده از روابط آیین نامه‌ای تعداد ۱۰ مدل قاب با نسبت‌های مختلف تیر پیوند در نرم افزار **DRAIN** ساخته و مورد تحلیل قرار گرفتند. در مرحله بعد نتایج حاصل از تحلیل، مورد بررسی قرار گرفت. در مرحله نخست تأثیر مقاومت افزون عضو پیوند برشی بر رفتار سازه بررسی و در مرحله بعد متغیری به عنوان ضریب توزیع آسیب در این قاب‌ها به صورت $DDC_i = \left(\frac{1}{n_s - 1} \left(\sum_{j=1}^{n_s} \frac{\Delta u_j}{\Delta u_{lim}^j} \right) \right) / \left(\frac{\Delta u_i}{\Delta u_{lim}^i} \right)$ تعریف شده است. در مرحله بعد به اندازه گیری این ضریب در قاب‌های مورد تحلیل اختصاص یافته و تأثیر این پارامتر بر رفتار سازه‌ها بررسی شده است. در مرحله آخر نیز یک رابطه برای پیش بینی حداکثر چرخش پلاستیک سازه بر اساس مقاومت افزون و شرایط مقطع تیر پیوند ارائه گردیده است [۷].

در تحقیق صورت گرفته توسط **Yigitsoy** و همکارانش که در سال ۲۰۱۴ منتشر شد، پایداری تیرهای پیوند در قاب‌های مهاربندی شده و اگر مورد بررسی قرار گرفت. بر اساس نتایج به دست آمده مشخص شد پایداری تیر پیوند در حالت برشی-خمشی و خمشی بسیار حیاتی است. در این شرایط به دلیل عملکرد تیر پیوند مقدار زیادی از نیروی برشی و لنگر خمشی در ناحیه خارج از تیر پیوند ایجاد می‌شود که به شدت فرض رفتار الاستیک برای این قسمت از تیر را با تردید مواجه می‌کند. در نهایت مشخص شد اضافه مقاومت ایجاد شده در تیرها به عنوان یک متغیر کلیدی در طراحی و کنترل پایداری این قاب‌ها دخالت می‌کند که در صورت توجه به آن می‌توان از عملکرد پایدار تیر در ناحیه خارج از پیوند اطمینان حاصل کرد [۸].

تحقیقی در سال ۲۰۱۶ توسط جک بووکامپ و محمد قاسم وتر انجام شد که در این تحقیق محققان امکان ارائه مدل تحلیلی برای پاسخ چرخه‌ای غیر خطی قاب‌های مهاربندی و اگر با پیوندهای برشی قائم (**V-EBF**) را مورد بررسی قرار دادند. در این مقاله به شرح مطالعه تحلیلی و آزمایشگاهی سیستم (**V-EBF**) پرداخته شده است. نتایج آزمایشگاهی نشان داد که مقاومت برشی نهایی پیوند قائم بیش از دو برابر مقاومت تسلیم است. در مدل تحلیلی، استفاده از سخت شوندگی کینماتیک-ایزوتروپیک برای برش و فقط سخت شوندگی کینماتیک برای لنگر، نتایج دقیق با حد بالا برای سطح تسلیم شدگی به پیوند قائم را ارائه داد. مدل تحلیلی باید قادر باشد تا پاسخ چرخه‌ای المان پلاستیک شده را در محاسبات وارد کند. در بخش‌های



شکل ۱- مقایسه بین نتایج حاصل از آزمایش و مدل سازی انجام شده

Badarloo تحلیل شده است. در این مقاله رفتار دینامیکی غیرخطی قاب‌های فولادی واگرا تحت تأثیر زلزله‌های دور و نزدیک گسل مورد بررسی قرار گرفته است. برای این منظور قاب‌های فولادی ساختمان به صورت دو بعدی با تعداد طبقات ۶، ۳ و ۱۲ مدل گردیده و برای هر یک ۳ طول تیر پیوند ($e/e_{crit}=0/5, 0/7$ و $0/9$) مختلف در نظر گرفته شده است.

طراحی قاب‌ها بر این اساس بوده است که در تیرهای پیوند مفصل برشی تشکیل شود. رفتار دینامیکی غیرخطی قاب‌های واگرا تحت اثر ۴ زوج رکورد دور و نزدیک گسل تحلیل گردیده است. جهت بررسی منحنی هیستریزیس کل سازه، یک نمونه قاب ۶ طبقه با طول تیر پیوند $0/7e$ در نرم افزار PERFORM [۱۳] با توجه به مقاطع ذکر شده در مقاله به طور کامل مدل سازی شد. برای نمونه قاب تحت زلزله نزدیک گسل CHI-CHI مورد تحلیل تاریخچه زمانی قرار گرفت. شکل (۲) نتایج حاصل از تحلیل صورت گرفته توسط محققین و شکل (۳) نتایج حاصل از تحلیل قاب مورد نظر توسط نگارنده را نشان می‌دهد [۱۴]. همان طور که در شکل (۲) و (۳) نیز دیده می‌شود انطباق بسیار مناسبی بین نتایج حاصل دیده می‌شود که نشان دهنده صحت مدل به کار رفته در کار تحلیلی است.

۳- نمونه‌های مورد مطالعه

۳-۱- مشخصات هندسی قاب و مقاطع مورد استفاده در مدل در ابتدا یک قاب ۷ طبقه ساده همانند شکل (۴) شامل سه دهانه به اندازه ۵ متر و ارتفاع هر طبقه ۳/۲ متر در نرم افزار ETABS [۱۵] مدل سازی شد. از آنجایی که در پژوهش حاضر

قبلی متذکر شده است که، رفتار غیر خطی EBF^۱ به عضو پیوند برشی منحصر می‌شود. بنابراین یک مدل دقیق از عضو پیوند برشی برای تحلیل‌های عددی، که باید قادر به در نظر گرفتن ظرفیت‌های برشی و لنگر با سخت شوندگی کرنشی در هر مرحله از بارگذاری باشند، مورد نیاز است. از آنجایی که پیوندهای فعال در معرض نیروهای برشی ولنگرهای خمشی بزرگی می‌باشند، لذا فرمول بندی مرتبط باید شامل تأثیرات برش و لنگر بر روی حالت‌های خطی و غیر خطی باشد [۹].

۲- صحت سنجی

۲-۱- صحت سنجی در نرم افزار ABAQUS

به منظور صحت مدل سازی در مراحل بعدی یک نمونه کار آزمایشگاهی صورت گرفته توسط Bruneau و Bermana [۱۰] انتخاب شد و پس از ساخت مدل‌ها، توسط نرم افزار مورد تحلیل قرار گرفت. به منظور بررسی رفتار این قاب‌ها از روش اجزای محدود غیرخطی استفاده شده است. استفاده از این روش امکان بررسی دقیق به صورت کلی و جزئی قسمت‌های مختلف قاب را در نقاط مختلف فراهم می‌نماید. برای مدل سازی اجزای محدود از نرم افزار ABAQUS استفاده شده است [۱۱].

این نرم افزار امکان در نظر گرفتن رفتار کاملاً الاستوپلاستیک مصالح فولاد را دارا می‌باشد. نوع المان به کار رفته در مدل سازی اجزا از نوع S4R بوده است. این نوع المان به صورت چهار گره‌ای دو انحنایی با انتگرال گیری کاهش یافته است. هر گره از این المان دارای ۳ درجه آزادی دورانی و ۳ درجه آزادی انتقالی است. همچنین شرایط این المان بر اساس رفتار کاملاً الاستوپلاستیک فولاد است که شرایط مناسب را جهت مدل سازی مناسب رفتار تیر پیوند مهیا می‌سازد. بارگذاری مورد نظر بر اساس پروتکل ATC-24 [۱۲] و بر اساس تغییر مکان تسلیم تیر پیوند صورت گرفته است. پس از پایان تحلیل، نتایج حاصل از آزمایش و نمونه نرم افزاری مقایسه شد. شکل (۱) انطباق نتایج حاصل از آزمایش و مدل سازی اجزای محدود مورد استفاده توسط این محققین را نشان می‌دهد.

۲-۲- صحت سنجی در نرم افزار PERFORM

به منظور صحت مدل سازی در مراحل بعدی یک نمونه کار تحلیلی انتخاب شده و پس از ساخت مدل‌ها توسط نرم افزار مورد تحلیل قرار گرفت. نمونه مورد نظر توسط Daneshjoo و

جدول ۲- نتایج طراحی قاب واگرا ۷ طبقه

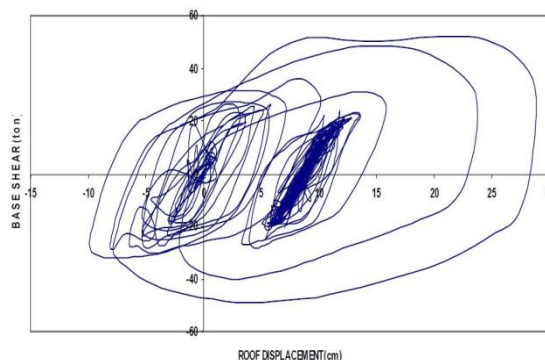
ردیف	المان	نوع مقطع
۱	تیرهای خارج پیوند طبقات	IPE200,IPE220,IPE240
۲	تیرهای دهانه‌های کناری (دهانه‌های بادنبدی نشده)	IPE300
۳	ستون‌های میانی طبقات	HE200B
۴	ستون‌های کناری طبقات	HE160B
۵	بادبندهای طبقات	BOX 120×120×10
۶	تیر پیوند طبقات ۱ تا ۳	IPE240
۷	تیر پیوند طبقات ۴ و ۵	IPE220
۸	تیر پیوند طبقات ۶ و ۷	IPE200

مرجع طراحی در این نرم افزار، آیین نامه AISC 360-10 بوده است. مقاطع طراحی شده برای تیر پیوند شامل سه پروفیل I شکل نورد شده شامل IPE200، IPE220 و IPE240 بود. طول اولیه در نظر گرفته شده برای تیرهای پیوند قبل از طراحی دارای نسبت مرتبط با طول‌های محاسبه شده برای مقاطع تیر پیوند پس از طراحی بود. همان‌طور که قبلاً ذکر آن رفت طبق بند ت ۵-۳-۱ تفسیر نشریه ۳۶۰ [۱۹] سه دسته رفتار تیر پیوند یعنی برشی، خمشی و برشی-خمشی برای هر تیر پیوند قابل تعریف است.

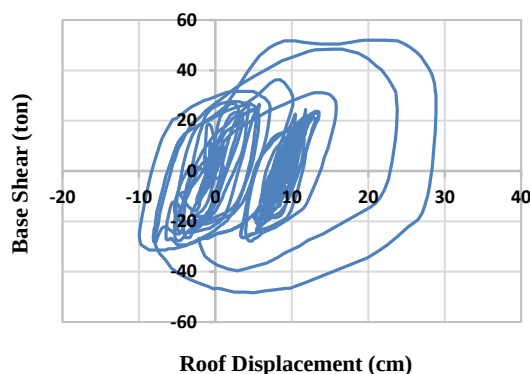
تیر پیوند برشی با طول $e \leq 1.6M_p/V_p$ رفتار برشی داشته و نیروی برشی بسیار بزرگ و لنگر کمتری را انتقال می‌دهد، در حالی که باید قادر به حمل چرخش غیرارتجاعی به بزرگی 0.08 رادیان باشد. در مقابل تیر پیوند خمشی با طول $e \geq 2.6M_p/V_p$ رفتار خمشی داشته و لنگر بسیار بزرگ و برش کمتری را منتقل می‌کند، در حالی که باید قادر به تحمل چرخش غیر ارتجاعی به بزرگی 0.02 رادیان باشد. برای حالتی که طول تیر پیوند بین این دو مقدار باشد، رفتار تیر پیوند برشی-خمشی خواهد بود. سیستم در نظر گرفته شده برای قاب مدل سازی شده، سیستم قاب مهاربندی واگرای ویژه بود. همچنین مشخصات فولاد استفاده شده برای المان‌های سازه‌ای، از نوع فولاد ساختمانی ST37 بوده که در جدول (۳) و مشخصات بارگذاری در جدول (۴) آورده شده است.

مشخصات تیر پیوند: مطابق ضوابط مبحث دهم مقررات ملی ساختمانی ایران مهم ترین عامل در طراحی قاب‌های مهاربندی شده واگرا تیر پیوند و مشخصات مربوط به آن است

BASE SHEAR VS ROOF DISPLACEMENT (6S-7E-CHI-CHI NEAR)



شکل ۲- نتایج حاصل از تحلیل قاب مورد نظر توسط محققین [۱۴]

Base Shear Vs Roof Displacement
(6S-7E-CHI-CHI Near)


شکل ۳- نتایج حاصل از تحلیل قاب مورد نظر توسط نگارنده

ارتفاع ساختمان از تراز پایه کمتر از ۵۰ متر بوده، بنابراین تحت تحلیل استاتیکی معادل قرار گرفته است. به منظور تعیین ضریب زلزله سازه مطابق استاندارد ۲۸۰۰ [۱۶]، فرضیات زیر در نظر گرفته شده است: ساختمان سازه با خطر نسبی بسیار زیاد بوده و تیپ خاک آن از نوع ۲ بوده است. مشخصات لرزه‌ای تحلیل استاتیکی معادل طبق استاندارد ۲۸۰۰ مطابق جدول (۱) می‌باشد. طراحی قاب طبق ضوابط مبحث دهم مقررات ملی ساختمانی ایران (ویرایش ۹۲) [۱۷] برای اعضا صورت پذیرفت که در جدول (۲) نشان داده شده است.

جدول ۱- مشخصات لرزه‌ای تحلیل استاتیکی معادل طبق

آیین نامه ۲۸۰۰

تعداد طبقات	A	T	I	R	B	C
۷	۰/۳۵	۰/۸۲۶	۱	۷	۱/۶۰۸	۰/۰۸۰۴

جدول ۳- مشخصات فولاد ساختمانی St37

مدول الاستیسیته (مگاپاسکال)	نسبت پواسون	تنش تسلیم (مگاپاسکال)	تنش نهایی (مگاپاسکال)
۲۱۰۰۰	۰/۳	۲۴۰	۳۶۰

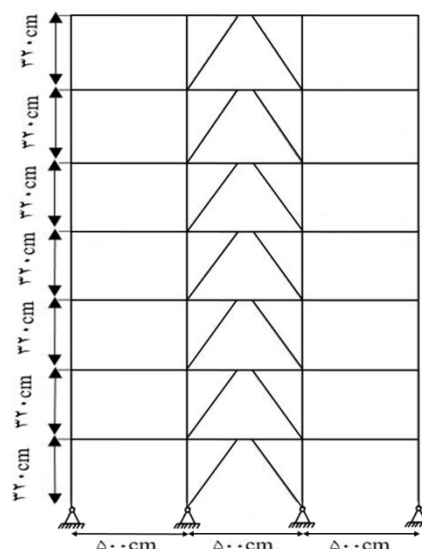
جدول ۴- مشخصات بارگذاری

نوع بار	طبقه ۱ تا ۶	طبقه ۷
DEAD (N/mm)	۱۲/۹۴۵	۱۰/۸۱۷
LIVE (N/mm)	۷/۳۵۵	۳/۶۷۷

که باید به صورت دقیق رعایت شوند. این مقاطع همچنین باید شرایط مقطع فشرده لرزه‌ای را دارا باشند به گونه‌ای که رابطه $b/t \geq 0.3\sqrt{E/F_y}$ برای بال و رابطه $2.45\sqrt{E/F_y}(1 - 0.93Ca)$ برای جان این نوع از مقاطع را ارضا کنند. به همین منظور تمام مقاطع استفاده شده برای تیر پیوند شرایط گفته شده را ارضا کرده‌اند.

مشخصات تیر درخارج از ناحیه پیوند: به منظور حفظ یکپارچگی تیر و انتقال صحیح لنگر و برش بین تیر پیوند و ناحیه خارج از آن، برای تیر این قاب‌ها در ناحیه خارج تیر پیوند از همان مقاطع تیر پیوند استفاده شده است.

مشخصات ستون: برای ستون‌ها از مقاطع ذکر شده در جدول (۲) استفاده شده است تا شرایط فشرده‌گی لرزه‌ای لحاظ شود. در شکل (۴) به دلیل ساده بودن قاب، اتصال تیر به ستون به صورت مفصلی در نظر گرفته شده است.



شکل ۴- هندسه قاب دو بعدی سه دهانه

مقاطع بادبند: برای مقاطع بادبند از مقطع BOX120×120×10 استفاده شده است تا شرایط لرزه‌ای را داشته باشد.

۳-۲- مدل سازی تیر پیوند در نرم افزار ABAQUS

با توجه به این که تیرهای پیوند اعضای شکل پذیر در قاب‌های مهاربندی شده و اگر هستند و تاثیر زیادی بر روی رفتار و عملکرد لرزه‌ای سازه دارند، رفتار غیر خطی آنها تحت بارگذاری سیکلی متقارن مورد بررسی قرار گرفته است. تیرهای پیوند با رفتارهای متفاوت در نرم افزار اجزای محدود تحلیل غیر خطی شدند. بر اساس ضرایبی از M_P/V_P طول‌های تیر پیوند با رفتارهای متفاوت در نظر گرفته شد. براساس رابطه $e \leq 1.6M_P/V_P$ که مربوط به ناحیه رفتار برشی تیر پیوند هست، سه دسته تیر پیوند (e ، $1/3e$ و $1/6e$) و طبق رابطه $e \geq 2.6M_P/V_P$ که مربوط به ناحیه رفتار خمشی تیر پیوند هست، دو دسته تیر پیوند ($2/8e$ و $3/1e$) در نظر گرفته شد. برای ناحیه بین $1/6$ تا $2/6$ سه دسته تیر پیوند ($1/9e$ ، $2/2e$ و $2/5e$) با رفتار برشی-خمشی برای مقاطع IPE 200، IPE 220 و IPE 240 محاسبه و مد نظر قرار گرفت. طول تیر پیوند (e) بر اساس رابطه زیر بوده است:

$$e = \frac{M_P}{V_P} \quad (1)$$

که در آن M_P ظرفیت خمش پلاستیک و V_P ظرفیت برش پلاستیک می‌باشد. ظرفیت خمش پلاستیک از رابطه زیر به دست آمد:

$$M_P = F_y \times z \quad (2)$$

که در آن F_y تنش تسلیم مصالح و z اساس مقطع پلاستیک می‌باشد.

ظرفیت برش پلاستیک و مساحت جان تیر پیوند از دو رابطه زیر حاصل شده است:

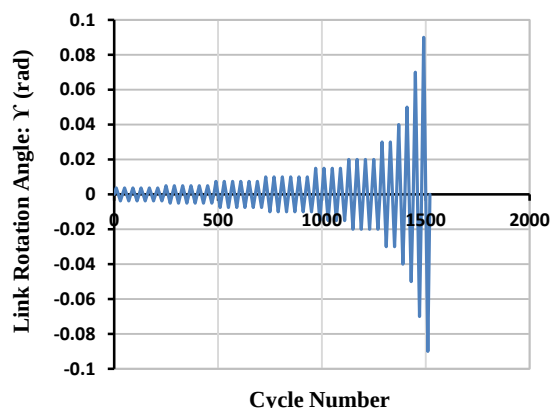
$$V_P = 0.6F_y \times A_{IW} \quad (3)$$

$$A_{IW} = (d - 2t_f)t_w \quad (4)$$

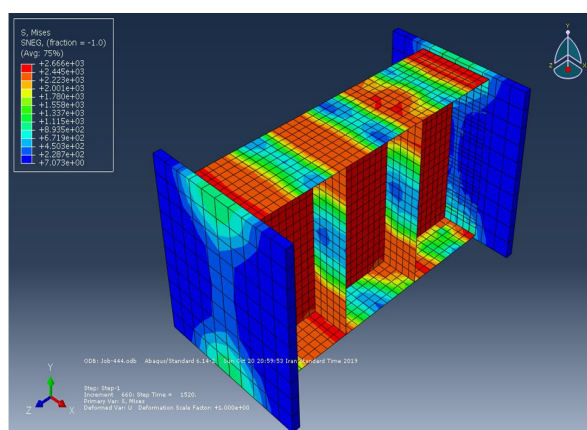
که در آن A_{IW} مساحت جان تیر پیوند برای مقاطع I شکل، d ارتفاع جان تیر پیوند، t_w ضخامت جان تیر پیوند و t_f ضخامت بال تیر پیوند می‌باشد.

بر اساس ضرایب در نظر گرفته شده هر سه دسته رفتار برای تیرهای پیوند در نظر گرفته شد. جهت توزیع بهتر تنش در تیر پیوند از دو صفحه انتهایی استفاده شد. به این منظور از

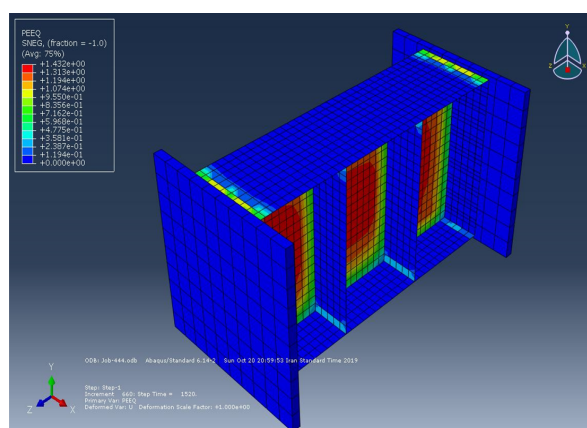
همین صورت انجام شده است و نتایج در جدول (۵) آورده شده است.



شکل ۶- بارگذاری چرخه‌ای تیر پیوند [۲۱]



شکل ۷- پیکره تنش ایجاد شده در نمونه $e = 350 \text{ mm}$



شکل ۸- پیکره کرنش پلاستیک ایجاد شده در نمونه $e = 350 \text{ mm}$

شکل (۷) پیکره تنش ایجاد شده در تیر پیوند با رفتار برشی و مقطع IPE200 در پایان بارگذاری را بر روی این نمونه نشان

قید اتصال کامل^۲ برای اتصال تیر پیوند به صفحات انتهایی استفاده شده است. این صفحات دارای ضخامت ۱ سانتی متر و ارتفاع کل برابر با مقاطع تیر پیوند بودند. مشخصات مورد نظر برای مصالح در نرم افزار ABAQUS مطابق جدول (۳) در نظر گرفته شد. برای طول‌های کوتاه تیر پیوند رفتار برشی (نیروی برشی تعیین‌کننده‌ی شکست و تسلیم شدن تیر می‌باشد) و برای تیرهای بلند رفتار خمشی (لنگر خمشی تعیین‌کننده‌ی شکست و تسلیم شدن تیر می‌باشد) و برای طول‌های متوسط رفتار برشی - خمشی (ترکیبی از دو رفتار) تعیین کننده شکست در تیر پیوند است. به طور معمول نحوه شکست در تیر پیوند برشی، کماتش برشی غیر الاستیک در جان تیر و نحوه شکست در تیر پیوند خمشی، کماتش بال و کماتش جانبی- پیچشی می‌باشد. برای به تأخیر انداختن شکست در تیر پیوند، از سخت‌کننده‌هایی که با فواصل مشخص در جان تیر قرار گرفته و به بال و جان جوش شده، مورد استفاده قرار گرفته است. طبق آیین نامه مبحث دهم مقررات ملی ساختمان در هر دو نوع رابط برشی و خمشی از مقاطع فشرده استفاده شده است. در دو سمت تیر پیوند به جهت اعمال شرایط مرزی، RP-A و RP-B کوپل شده به صفحات تعریف شد. شرایط مرزی تعریف شده در شکل (۵) نمایش داده شده است.

$$DOF_{RP-A} = \begin{cases} U_1 \neq 0 \\ U_2 = 0 \\ U_3 \neq 0 \\ R_1 = 0 \\ R_2 = 0 \\ R_3 = 0 \end{cases} \quad \text{RP-A} \quad \text{RP-B} \quad DOF_{RP-B} = \begin{cases} U_1 = 0 \\ U_2 = 0 \\ U_3 = 0 \\ R_1 = 0 \\ R_2 = 0 \\ R_3 = 0 \end{cases}$$

شکل ۵- شرایط مرزی تیر پیوند [۲۰]

شرایط مرزی اعمال شده برای تیر پیوند به مانند تیر پیوند طره بوده است. طبق ضوابط لرزه‌ای آیین نامه AISC 2016 [۲۱] پروتکل بارگذاری برای RP-A اعمال شده است. مقدار U_1 (جابجایی در راستای افقی) به مانند شرایط مرزی در نظر گرفته شده برای شبیه سازی نمونه‌های آزمایشگاهی، مخالف صفر در نظر گرفته شد. نمودار بارگذاری چرخه‌ای در شکل (۶) ارائه شده است.

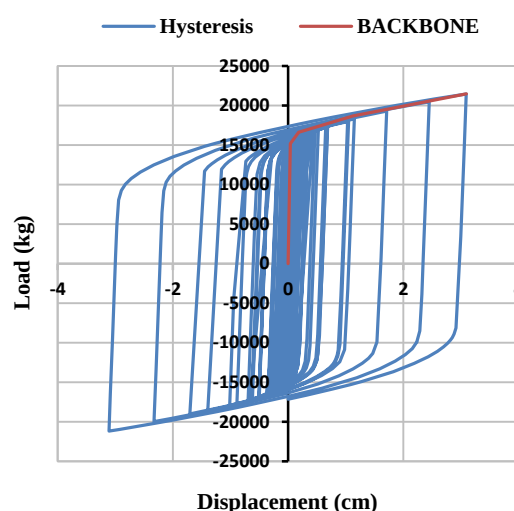
برای نمونه برای تیر پیوند با رفتار برشی (۱e) پیکره تنش، پیکره کرنش پلاستیک، منحنی هیستریزس و Backbone تحت بار چرخه‌ای به ترتیب در اشکال (۷) تا (۹) آمده است. بررسی سایر تیرهای پیوند با طول‌های مختلف و رفتارهای متفاوت به

همان طور که در شکل (۹) نیز دیده می‌شود به علت بارگذاری انجام گرفته حلقه‌هایی پایدار از مقاومت هیستریزس در تیر پیوند ایجاد شده است که نشان دهنده رفتار مناسب این تیر پیوند با مقطع IPE200 در برابر بارهای وارده است. محور افقی بیانگر جابه‌جایی یک سر تیر پیوند در راستای قائم و محور عمودی نیروی وارده که از نوع برش بوده است. بزرگی سطح زیر نمودار نشان دهنده‌ی این است که عضو شکل پذیرتر بوده و قابلیت جذب انرژی بیشتری داشته است. بر این اساس مقاومت نهایی این تیر پیوند در تغییر مکان نهایی ۳۱/۱ میلی متر برابر با ۲۱۴۶۵/۶ کیلوگرم به دست آمده است. خروجی‌های به دست آمده از منحنی هیستریزس و Backbone نشان دهنده آن است که تا تغییر مکان ۰/۳۸ میلی متر، رفتار تیر پیوند خطی بوده و پس از آن وارد ناحیه غیرخطی شده است. با توجه به شکل (۹) سختی الاستیک تیر پیوند ۳۹۳۸۸۷ کیلوگرم بر سانتی متر است.

جدول ۵- نتایج حاصل از تحلیل تیرهای پیوند با طول‌های متفاوت تحت بار سیکلی متقارن

تعداد طبقات	نوع مقطع	رفتار تیر پیوند	مقاومت نهایی (kg)	سختی الاستیک (kg/cm)
۷	IPE200	برشی (۱e)	۲۱۴۶۵/۶	۳۹۳۸۸۷
		برشی-خمشی (۱/۹e)	۱۷۵۲۸/۸	۶۷۹۵۷/۸۳
		خمشی (۲/۸e)	۶۱۷۴/۲۹	۱۰۲۷۱/۱۵
۷	IPE220	برشی (۱e)	۲۴۵۱۶/۶	۴۶۶۰۷۲/۳
		برشی-خمشی (۱/۹e)	۲۰۱۳۳	۶۵۲۲۳/۳۵
		خمشی (۲/۸e)	۱۴۴۹۲/۲	۳۴۴۰۷/۰۹
۷	IPE240	برشی (۱e)	۲۸۷۷۱/۷	۵۵۶۱۷۸/۱
		برشی-خمشی (۱/۹e)	۲۲۴۵۳/۷	۷۶۱۵۹/۶۲
		خمشی (۲/۸e)	۱۶۰۰۹	۳۶۳۱۵/۸۶

می‌دهد. بر این اساس بیشترین مقدار تنش فون میسز ۲۶۶۶ کیلوگرم بر سانتی مترمربع می‌باشد. در این نمونه پیکره تنش تقریباً متقارن شکل گرفته است. بیشترین تنش‌ها در طول تیر پیوند، در قسمت جان با توجه به بیشینه بودن برش در کل طول تیر پیوند رخ داده است. سایر نقاط تیر پیوند از جمله دو انتهای تیر پیوند با توجه به تاثیر کمتر بیشینه لنگر خمشی نیز متحمل تنش شده‌اند. با توجه به رفتار برشی تیر پیوند و اینکه نیروی برشی تعیین‌کننده‌ی شکست و تسلیم شدن تیر پیوند است، سخت کننده‌ها نیز برای متعادل سازی تنش و جلوگیری از کماتش برشی غیرالاستیک جان تیر پیوند وارد عمل و متحمل تنش شده‌اند. پیش بینی می‌شود تیر پیوند و به خصوص جان آن برای تحمل نیروها موثر بوده و در اثر گسیختگی از بین خواهد رفت.

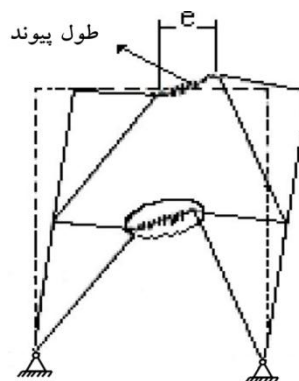


شکل ۹- نمودار هیستریزس و Backbone حاصل از تحلیل در نمونه $e = 350 \text{ mm}$

با توجه به شکل (۸) مقدار ماکزیمم کرنش پلاستیک معادل برای مقطع IPE200 برابر با ۱/۴۳۲ است. برخی از نواحی انتهایی تیر پیوند و در قسمت بال متصل به صفحات انتهایی، وارد ناحیه پلاستیک شده‌اند همچنین قسمت‌های جان تیر پیوند به دلیل رفتار برشی تیر پیوند وارد ناحیه غیر خطی برای جذب انرژی ناشی از زلزله شده‌اند. پیکره کرنش پلاستیک معادل نشان داده شده بدین معنا است که، ناحیه‌ای که مقدار بیشتر از صفر را داشته است تسلیم شده و وارد ناحیه پلاستیک شده است. سایر نقاط تیر پیوند از میزان صفر عبور نکرده‌اند، به نقطه تسلیم نرسیده‌اند و وارد ناحیه پلاستیک نشده‌اند.

۳-۳- مدل سازی قاب‌ها در نرم افزار PERFORM

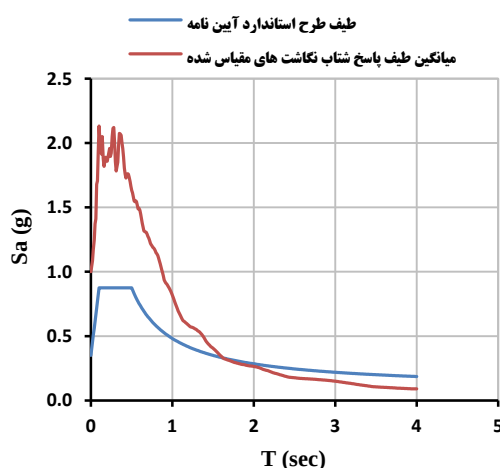
به منظور ارزیابی رفتار غیر خطی قاب مهاربندی شده واگرا تحت زلزله، از نرم افزار PERFORM استفاده شده است که قابلیت بسیار خوبی در این زمینه دارد. بدین منظور قاب‌های ۷ طبقه ساده با سه دهانه در این نرم افزار مدل سازی شدند. هندسه نقاط ابتدایی از قبیل نقاط برخورد تیر به ستون و نقاط اتصال مهاربند به تیر پیوند از نرم افزار ETABS استخراج شده و وارد نرم افزار PERFORM شدند. تعریف دیافراگم^۳ برای نقاط و اختصاص آن به تمامی گره‌ها انجام شد. در مدل سازی اجزای تیر پیوند و غیر پیوند از المان نوع (Beam)، برای ستون از المان نوع (Column) و المانی که برای مهاربندها در نظر گرفته شد از نوع (Simple Bar) بود. مفاصل پلاستیک تنها برای ناحیه تیر پیوند تعریف شده‌اند و سایر اعضا در ناحیه خطی در نظر گرفته شده‌اند. مفصل پلاستیک برشی تعریف شده برای تیر پیوند از نوع Shear Hinge Plastic Strain Type و مفصل پلاستیک خمشی از نوع Fema Beam Steel Type بوده است. مفاصل پلاستیک تعریف شده برای تحلیل غیر خطی، در محل ماکزیم تلاش داخلی تعریف شده‌اند. در حالت برشی، با توجه به ثابت بودن و ماکزیم بودن برش در طول تیر پیوند، مفصل برشی در وسط تیر تعریف و در حالت خمشی در دو انتها و در حالت برشی - خمشی مفصل پلاستیک خمشی در دو انتها تعریف شد و با توجه به اینکه نرم افزار اجازه تعریف Shear Hinge بین دو Fema Beam را نمی‌دهد و برای آن که توزیع برش دچار مشکل نشود مفاصل پلاستیک برش نیز در دو انتها تعریف شدند. برای مهاربند در قسمت اجزای مرکب و بخش الاستیک Linear Elastic Bar انتخاب شد. تمامی مقادیر مورد نیاز برای اعمال در نرم افزار طبق نشریه ۳۶۰ بوده است. بارگذاری ثقلی انجام شده برای قاب‌ها طبق جدول (۴) انجام شد. شکل (۱۰) نحوه شکست در طول‌های پیوند را نشان می‌دهد.



شکل ۱۰- نحوه ایجاد شکست در طول‌های پیوند

۴- شتاب نگاشت‌های زلزله‌های نزدیک گسل

۷ شتابنگاشت نزدیک گسل انتخاب شدند [۲۲] که همه رکوردهای مورد بررسی در خاک نوع ۲ (بر اساس تقسیم بندی استاندارد ۲۸۰۰ ایران) ثبت، که این شتابنگاشت‌ها به همراه مشخصاتشان در جدول (۶) ارائه شده‌اند. شتابنگاشت‌های مذکور برای استفاده در تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی بر اساس روش ارائه شده در استاندارد ۲۸۰۰ مقیاس گردیدند. مقدار ضریب مقیاس ۰/۷۱۶ بدست آمد. طبق استاندارد ۲۸۰۰ در مواردی که تحلیل سازه به صورت دو بعدی انجام می‌شود، طیف مولفه بزرگتر شتابنگاشت باید با طیف استاندارد مقایسه گردد. همچنین در محدوده ۰/۲T تا ۱/۵T، مقدار طیف مولفه بزرگتر شتابنگاشت نباید از طیف طرح استاندارد (ABI) کمتر شود. رعایت این نکته در شکل (۱۱) برای میانگین ۷ زلزله نشان داده شده است.



شکل ۱۱- طیف جذر مجموع مربعات و طرح استاندارد

۵- نتایج حاصل

۵-۱- بررسی تغییر مکان نسبی طبقات

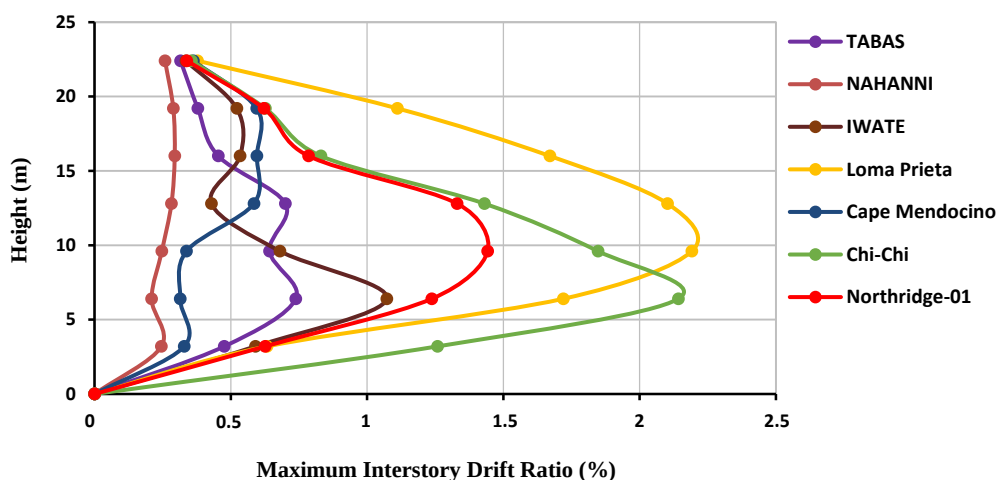
تغییر مکان نسبی طبقات^۴ از موارد مهم و حساس در ارزیابی سطح عملکرد سازه‌ها می‌باشد زیرا میزان آسیب‌های وارده به اجزای سازه‌ای و غیر سازه‌ای در هر طبقه ارتباط مستقیمی با میزان تغییر مکان جانبی نسبی آن طبقه دارد. لذا این پارامتر را می‌توان به عنوان شاخص خرابی در نظر گرفت. نتایج تغییر مکان نسبی طبقات برای قاب‌های ۷ طبقه با رفتارهای متفاوت تیر پیوند در نظر گرفته شده، استخراج گردیده و نمودار تغییر مکان آن‌ها در ارتفاع برای ۷ زلزله حوزه نزدیک گسل ترسیم گردیده‌اند. اشکال (۱۲) الی (۱۴) این نمودارها را نشان می‌دهند.

با ۲/۱۹٪، ۲/۵۷٪ و ۳/۰۸٪ بوده است که نشان دهنده نیاز تغییرمکانی بیشتر در قاب‌ها با تیر پیوند (کوتاه، متوسط و بلند) تحت رکوردهای حوزه نزدیک گسل می‌باشد. با افزایش طول تیر پیوند پریود سازه افزایش و قاب نرم‌تر شده است.

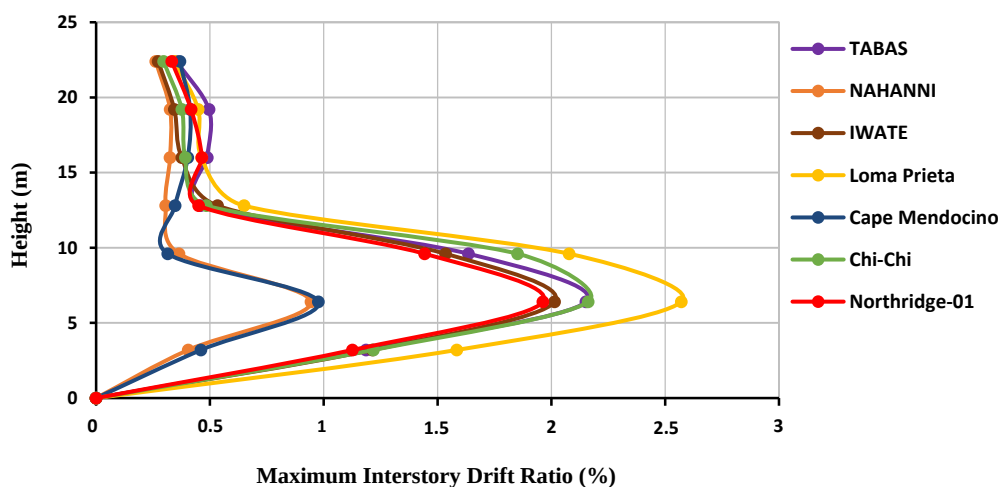
نتایج بیشینه تغییرمکان قاب‌ها تحت زلزله‌های گوناگون حوزه نزدیک گسل در جداول (۷) الی (۹) نمایش داده شده است. با توجه به نتایج ارائه شده در این جداول مشخص است که ماکزیمم تغییرمکان نسبی در رکوردهای نزدیک گسل برای قاب‌های ۷ طبقه با افزایش طول تیر پیوند به ترتیب برابر

جدول ۶- مشخصات شتابنگاشت‌های مورد بررسی

شماره	زلزله	کشور	سال	مکانیزم	بزرگی	ایستگاه	Rjb(km)	Vs30 (m/sec)
۱	Tabas	ایران	۱۹۷۸	Reverse	۷/۳۵	Dayhook	۰	۴۷۱/۵۳
۲	Nahanni	کانادا	۱۹۸۵	Reverse	۶/۷۶	Site 1	۲/۴۸	۶۰۵/۰۴
۳	Loma Prieta	امریکا	۱۹۸۹	Reverse Oblique	۶/۹۳	BRAN	۳/۸۵	۴۷۶/۵۴
۴	Cape Mendocino	امریکا	۱۹۹۲	Reverse	۷/۰۱	Cape Mendocino	۰	۵۶۷/۷۸
۵	Northridge-01	امریکا	۱۹۹۴	Reverse	۶/۶۹	Simi Valley - Katherine Rd	۰	۵۵۷/۴۲
۶	Chi-Chi	تایوان	۱۹۹۹	Reverse Oblique	۷/۶۲	CHY028	۳/۱۲	۵۴۲/۶۱
۷	Iwate	ژاپن	۲۰۰۸	Reverse	۶/۹	MYGH02	۵/۰۹	۳۹۸/۵۹

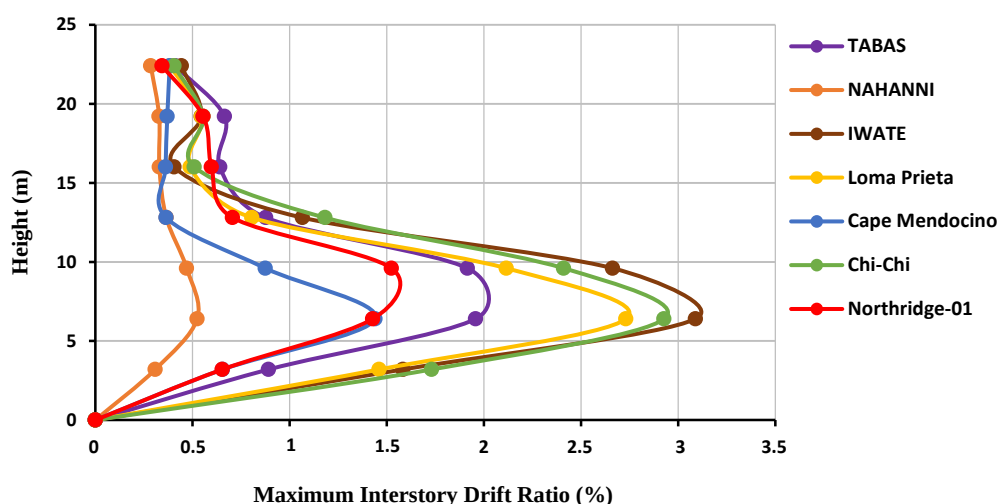


شکل ۱۲- نمودار حداکثر جابجایی نسبی طبقات قاب با تیر پیوند (۱e)



شکل ۱۳- نمودار حداکثر جابجایی نسبی طبقات قاب با تیر پیوند (۱/۹e)





شکل ۱۴- نمودار حداکثر جابجایی نسبی طبقات قاب با تیر پیوند (۲/۸e)

جدول ۷- ماکزیمم تغییر مکان نسبی قاب ۷ طبقه با رفتار برشی تیر پیوند (۱e)

Northridge	Chi-Chi	Cape Mendocino	Loma Prieta	IWATE	NAHANNI	TABAS	
۱/۴۴	۲/۱۴	۰/۵۹۶	۲/۱۹	۱/۰۷	۰/۲۹۴	۰/۷۳۸	Max. Drift (%)
۳	۲	۵	۳	۲	۵	۲	No. Story

جدول ۸- ماکزیمم تغییر مکان نسبی قاب ۷ طبقه با رفتار برشی - خمشی تیر پیوند (۱/۹e)

Northridge	Chi-Chi	Cape Mendocino	Loma Prieta	IWATE	NAHANNI	TABAS	
۱/۹۶	۲/۱۶	۰/۹۷	۲/۵۷	۲/۰۱	۰/۹۴	۲/۱۵	Max. Drift (%)
۲	۲	۲	۲	۲	۲	۲	No. Story

جدول ۹- ماکزیمم تغییر مکان نسبی قاب ۷ طبقه با رفتار خمشی تیر پیوند (۲/۸e)

Northridge	Chi-Chi	Cape Mendocino	Loma Prieta	IWATE	NAHANNI	TABAS	
۱/۵۲	۲/۹۲	۱/۴۴	۲/۷۳	۳/۰۸	۰/۵۲	۱/۹۵	Max. Drift (%)
۳	۲	۲	۲	۲	۲	۲	No. Story

زلزله خاص دریافت کرده و هر سازه‌ای نسبت به این رکوردها یک پاسخ متفاوتی را نشان می‌دهد. بدین علت است که تحلیل غیرخطی تاریخچه زمانی، تحلیلی دقیق‌تر نسبت به سایر روش‌ها است.

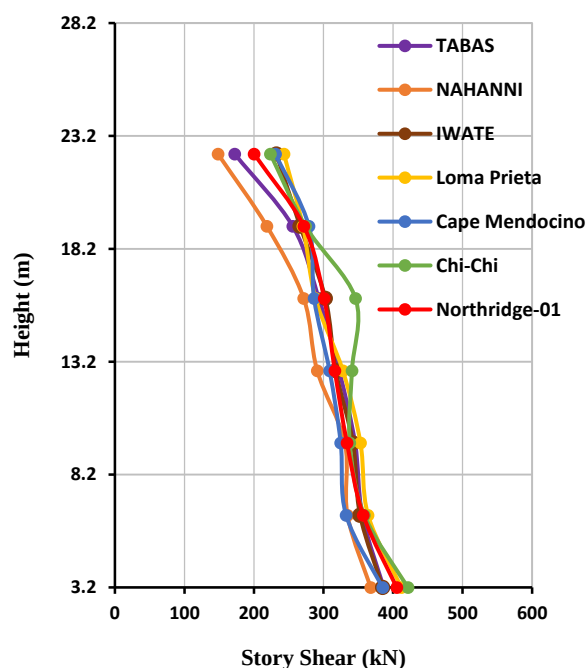
۲-۵- بررسی برش طبقات

برای بررسی برش طبقات در قاب‌ها با رفتارهای متفاوت از ۷ زلزله حوزه نزدیک گسل استفاده شده است. مقدار بیشینه برش طبقات با توجه به برش پایه، در تمامی نمونه‌ها طبقه اول اتفاق افتاده است. نمودار بیشینه برش طبقات در ارتفاع برای ۷ زلزله حوزه نزدیک گسل ترسیم گردیده‌اند. اشکال (۱۵) الی (۱۷) این

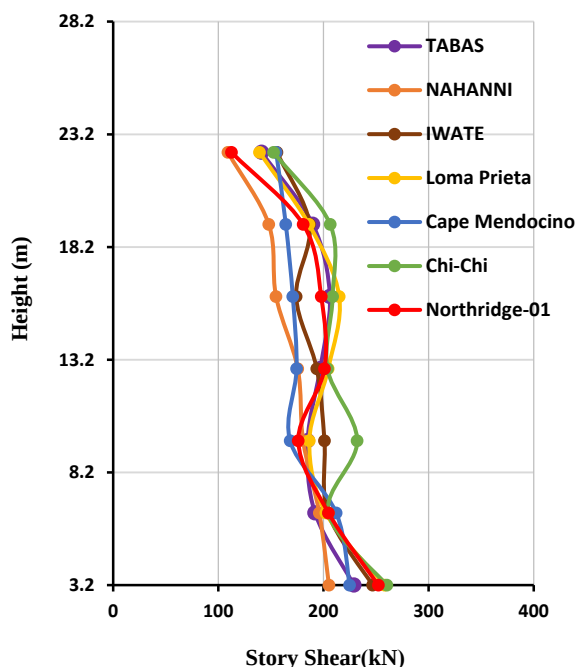
بنابراین در بعضی موارد که مقدار بیشینه تغییر مکان جانبی قاب با افزایش طول تیر پیوند کمتر شده است باید توجه داشت که علی‌رغم کاهش بیشینه تغییر مکان جانبی قاب با افزایش طول تیر پیوند در بعضی موارد، بررسی سطح عملکرد تیر پیوند در این موارد و سنجش آن توسط معیارهای پذیرش آیین نامه ضروری است اما آن چیزی که مشخص است با افزایش طول تیر پیوند عملکرد مهاربند و اگر تضعیف می‌شود. علاوه بر این‌ها با تغییر پریرود سازه با توجه به این که هر زلزله محتوای فرکانسی خاص خود را دارد، سازه آن دسته از فرکانس‌های زلزله را که کوچکتر و مساوی فرکانس سازه است، دریافت و مابقی را فیلتر می‌کند. بنابراین هر سازه محتوای فرکانسی متفاوتی را از یک

سیر نزولی پیدا کرده است. علت این امر آن است که با افزایش طول تیر پیوند سختی سیستم کاهش پیدا کرده و سازه برای رسیدن به یک تغییر مکان مشخص به نیروی کمتری نیاز دارد.

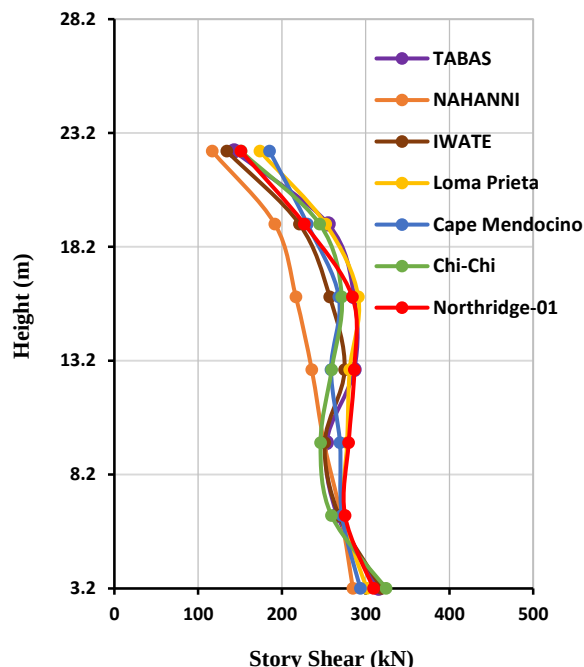
نمودارها را نشان می‌دهند. از این نمودارها نتیجه می‌شود که بیشینه برش در رکوردهای نزدیک گسل برای قاب‌های ۷ طبقه با افزایش طول تیر پیوند و تغییر رفتار آن از برش به سمت خمش



شکل ۱۵- نمودار حداکثر برش طبقات قاب با تیر پیوند (۱/۹e)



شکل ۱۷- نمودار حداکثر برش طبقات قاب با تیر پیوند (۲/۸e)



شکل ۱۶- نمودار حداکثر برش طبقات قاب با تیر پیوند (۱/۹e)

نتایج بیشینه برش طبقات قاب‌ها تحت زلزله‌های حوزه نزدیک گسل در جداول (۱۰) الی (۱۲) نمایش داده شده است. با توجه به نتایج ارائه شده در این جداول مشخص است که ماکزیمم برش طبقات در ۷ رکورد نزدیک گسل برای قاب‌های ۷ طبقه با افزایش طول تیر پیوند به ترتیب برابر با ۴۲۱/۵۳،

۲۶۰/۲۷ و ۳۲۴/۳۵ کیلونیوتن بوده است. با افزایش طول تیر پیوند شتاب سازه کمتر شده و میزان برش پایه کاهش پیدا کرده است. علاوه بر این، هر سازه محتوای فرکانسی متفاوتی را از یک زلزله خاص دریافت می‌کند و هر سازه‌ای نسبت به این رکوردها یک پاسخ متفاوتی را نشان می‌دهد.

جدول ۱۰- ماکزیمم برش قاب ۷ طبقه با رفتار برشی تیر پیوند (۱e)

Northridge	Chi-Chi	Cape Mendocino	Loma Prieta	IWATE	NAHANNI	TABAS	
۴۰۵/۴۵	۴۲۱/۵۳	۳۸۵/۱۵	۴۱۲/۱۸	۳۸۵/۲۹	۳۶۷/۹۹	۳۸۶/۶۵	Max. Shear (kN)
۱	۱	۱	۱	۱	۱	۱	No. Story

جدول ۱۱- ماکزیمم برش قاب ۷ طبقه با رفتار برشی - خمشی تیر پیوند (۱/۹e)

Northridge	Chi-Chi	Cape Mendocino	Loma Prieta	IWATE	NAHANNI	TABAS	
۳۰۹/۳۴	۳۲۴/۳۵	۲۹۳/۷۲	۳۰۱/۳۱	۳۱۹/۰۱	۲۸۴/۷۳	۳۱۵/۶۳	Max. Shear (kN)
۱	۱	۱	۱	۱	۱	۱	No. Story

جدول ۱۲- ماکزیمم برش قاب ۷ طبقه با رفتار خمشی تیر پیوند (۲/۹e)

Northridge	Chi-Chi	Cape Mendocino	Loma Prieta	IWATE	NAHANNI	TABAS	
۲۵۲/۱۹	۲۶۰/۲۷	۲۲۴/۷۷	۲۵۸/۲۲	۲۴۶/۷۹	۲۰۵/۱۴	۲۲۹/۱۴	Max. Shear (kN)
۱	۱	۱	۱	۱	۱	۱	No. Story

۳-۵- بررسی شتاب طبقات قاب

جهت بررسی بیشینه شتاب طبقات قاب‌ها با طول‌های متفاوت تیر پیوند، از ۷ رکورد حوزه نزدیک گسل استفاده شده است. بیشینه شتاب در رکوردهای نزدیک گسل برای قاب‌های ۷ طبقه، با افزایش طول تیر پیوند بر حسب g به ترتیب برابر با ۱/۴۰۹، ۱/۰۹ و ۱/۰۴ بوده است که نشان دهنده کاهش شتاب با تغییر رفتار تیر پیوند از برش به سمت خمش، با توجه به کاهش سختی سازه با افزایش طول تیر پیوند و محتوای فرکانسی زلزله بوده است. اشکال (۱۸) الی (۲۰) و جداول (۱۳) الی (۱۵) نتایج این نمونه‌ها را نشان می‌دهند.

۴-۵- بررسی جذب انرژی قاب‌ها

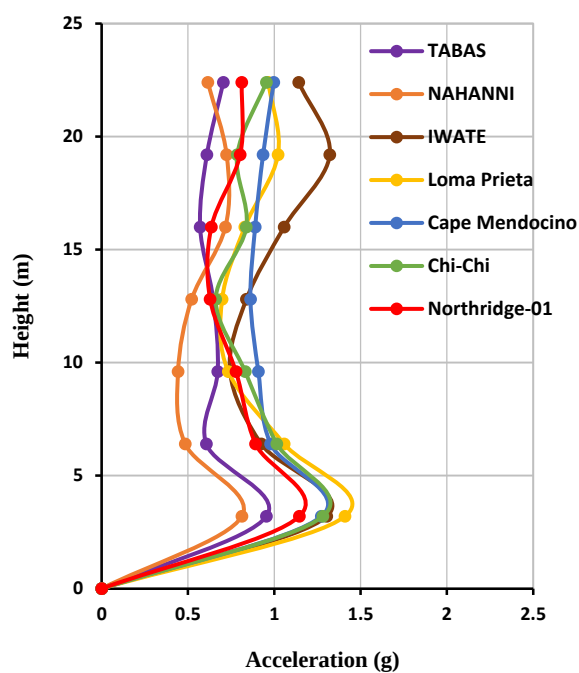
با توجه به قابلیتی که در نرم افزار Perform وجود دارد امکان مشاهده انرژی جذب شده و مستهلک شده توسط سازه قابل مشاهده است. کل توزیع انرژی در سازه شامل انرژی جنبشی، انرژی پتانسیل، انرژی ناشی از میرایی مودال و انرژی ناشی از شکل پذیری سازه و پلاستیسیتیه شدن آن توسط تیرهای پیوند می‌باشد. نتایج حاکی از آن بوده است که بیشترین مقدار شکل پذیری در سازه توسط تیرهای پیوند طبقات پایین بوده و عملاً

تیرهای پیوند طبقات بالاتر نقش بسیار کمی در جذب انرژی و شکل پذیری سازه داشته‌اند و در بعضی موارد وارد عمل نشده‌اند. جدول (۱۶) انرژی غیرخطی مستهلک شده توسط تیرهای پیوند را نشان می‌دهد.

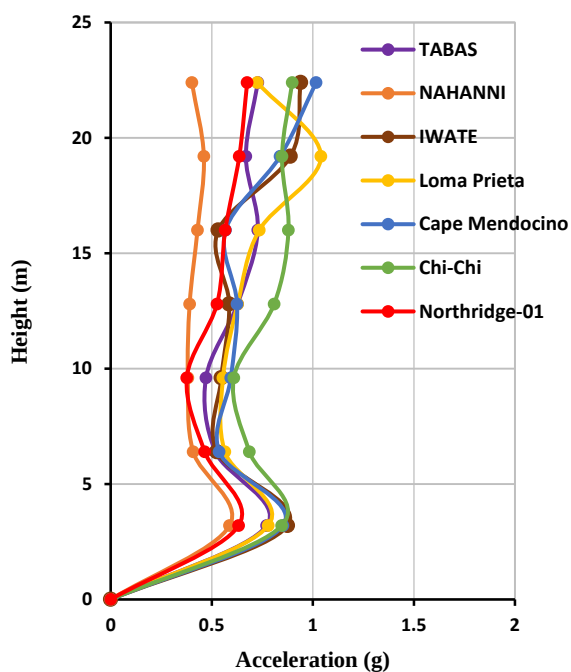
با توجه به این جدول، قابل ملاحظه است که مقدار میانگین جذب و استهلاک انرژی برای هر ۷ زلزله با افزایش طول تیر پیوند کاهش پیدا کرده است. برای نمونه نمودار بالانس انرژی تحت زلزله‌ی طبرس در شکل (۲۱) برای رفتار برشی تیر پیوند نمایش داده شده است. همچنین برای نمونه انرژی مستهلک شده توسط پلاستیسیتیه شدن تیرهای پیوند برشی در اشکال (۲۲) الی (۲۴) برای زلزله نورث‌ریج نمایش داده شده است که به ترتیب برای IPE240، IPE220 و IPE200 برابر با ۷۴۸۰۳، ۲۹۷۹۰ و ۲۶۷۱ ژول است که نشان دهنده کاهش جذب انرژی توسط تیرهای پیوند طبقات بالاتر است.

در شکل (۲۱) درصد انرژی‌های مختلف در سازه قابل ملاحظه است. محور افقی زمان (ثانیه) و محور قائم درصد ماکزیمم انرژی می‌باشد. مقدار ماکزیمم انرژی جذب شده توسط کل سازه ۱۵۵۴۳۵ ژول است.

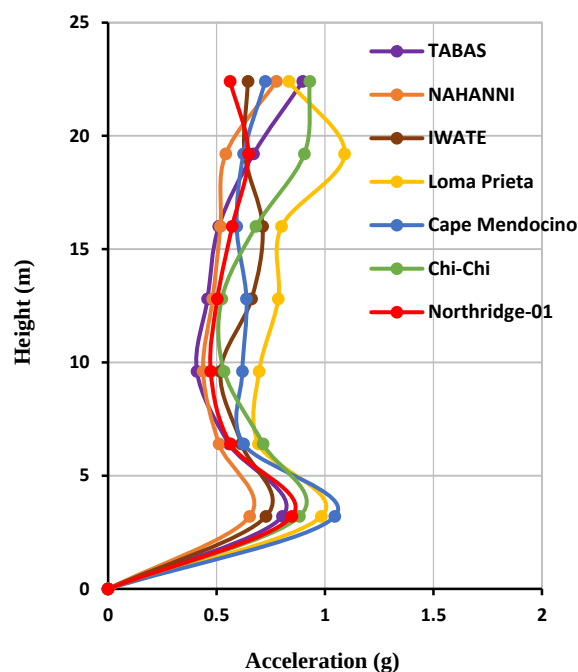




شکل ۱۸- نمودار بیشینه شتاب طبقات قاب با تیر پیوند (۱۸e)



شکل ۱۹- نمودار بیشینه شتاب طبقات قاب با تیر پیوند (۱۹e)



شکل ۲۰- نمودار بیشینه شتاب طبقات قاب با تیر پیوند (۲۰e)

جدول ۱۳- ماکزیمم شتاب قاب ۷ طبقه با رفتار برشی تیر پیوند (۱۳e)

Northridge	Chi-Chi	Cape Mendocino	Loma Prieta	IWATE	NAHANNI	TABAS	
۱/۱۴۵	۱/۲۸۱	۱/۲۷۲	۱/۴۰۹	۱/۳۲۱	۰/۸۱۲	۰/۹۵۴	Acceleration (g)
۱	۱	۱	۱	۶	۱	۱	No. Story

جدول ۱۴- ماکزیمم شتاب قاب ۷ طبقه با رفتار برشی - خمشی تیر پیوند (۱/۹e)

Northridge	Chi-Chi	Cape Mendocino	Loma Prieta	IWATE	NAHANNI	TABAS	Acceleration (g)
۰/۸۴۷	۰/۹۲۹	۱/۰۴۵	۱/۰۹	۰/۷۲۸	۰/۷۷۵	۰/۸۹۷	
۱	۷	۱	۶	۱	۷	۷	No. Story

جدول ۱۵- ماکزیمم شتاب قاب ۷ طبقه با رفتار برشی - خمشی تیر پیوند (۲/۸e)

Northridge	Chi-Chi	Cape Mendocino	Loma Prieta	IWATE	NAHANNI	TABAS	Acceleration (g)
۰/۶۷۵	۰/۸۹۸	۱/۰۱۶	۱/۰۴	۰/۹۳۹	۰/۵۸۷	۰/۷۷۱	
۷	۷	۷	۶	۷	۱	۱	No. Story

جدول ۱۶- انرژی غیرخطی تلف شده در قاب‌ها توسط تیرهای پیوند

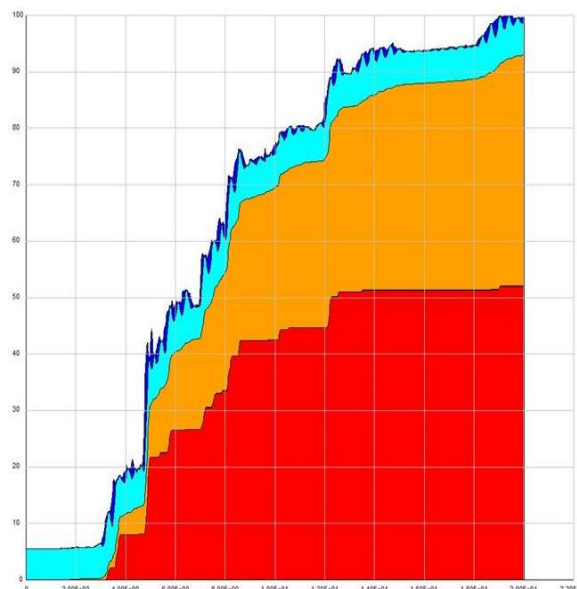
Average (J)	Northridge	Chi-Chi	Cape Mendocino	Loma Prieta	IWATE	NAHANNI	TABAS	
۸۹۶۷۰	۱۰۷۲۶۵	۱۶۷۲۳۲	۱۸۱۰۳	۱۷۷۷۶۵	۷۰۴۰۱	۶۰۸۱	۸۰۸۴۴	۱e
۷۰۴۳۵	۶۷۰۰۵	۱۲۲۲۵۹	۱۵۶۸۶	۱۱۲۶۴۸	۵۶۱۶۴	۱۹۲۷۰	۱۰۰۰۱۸	۱/۹e
۶۱۵۸۱	۵۶۰۱۶	۱۰۴۸۰۳	۱۳۹۹۶	۸۶۱۰۹	۸۱۴۴۸	۵۶۹۱	۸۳۰۰۹	۲/۸e

طبق شکل (۲۱) در ابتدا یک انرژی کرنشی تحت اثر تغییر شکل ناشی از بار ثقل در سازه ایجاد شده است که همانند شکل در شروع نمودار فقط انرژی کرنشی وجود داشته است. پس از وارد شدن نیروی زلزله، انرژی جنبشی وارد عمل شده و از یک جایی به بعد میرایی مودال و انرژی غیر خطی تلف شده توسط تیرهای پیوند نیز وارد عمل شده‌اند که تیرهای پیوند تا یک مقداری انرژی را میرا کرده‌اند و از آن به بعد این مقدار دیگر بیشتر نشده و میرایی مودال نقش بیشتری را ایفا کرده و مقدار آن بیشتر شده است.

در شکل (۲۲) مقدار انرژی غیرخطی مستهلک شده توسط IPE240 برابر با ۷۴۸۰۳ ژول است. ناحیه قرمز رنگ کل انرژی جذب شده توسط تیرهای پیوند طبقات است که ناحیه زرد رنگ سهم IPE240 است.

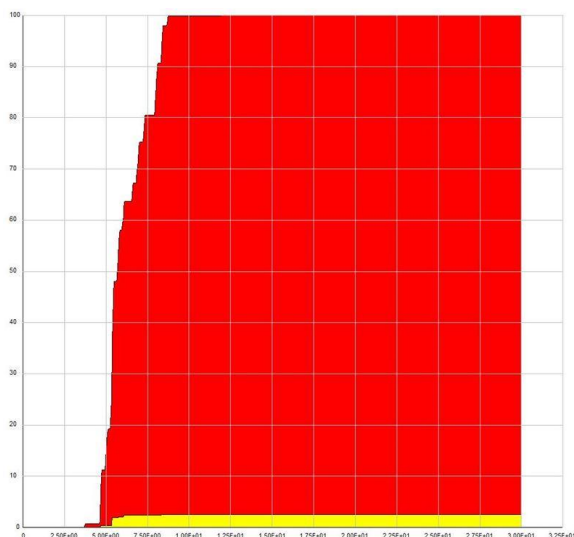
در شکل (۲۳) مقدار انرژی غیرخطی مستهلک شده توسط IPE220 برابر با ۲۹۷۹۰ ژول است. ناحیه قرمز رنگ کل انرژی جذب شده توسط تیرهای پیوند طبقات است که ناحیه زرد رنگ سهم IPE220 است.

در شکل (۲۴) مقدار انرژی غیرخطی مستهلک شده توسط IPE200 برابر با ۲۶۷۱ ژول است. ناحیه قرمز رنگ کل انرژی جذب شده توسط تیرهای پیوند طبقات است که ناحیه زرد رنگ سهم IPE200 است.



شکل ۲۱- نمودار بالانس انرژی تحت زلزله ی طبس با تیر پیوند (۱e)

ناحیه آبی رنگ بیانگر انرژی جنبشی^۵، ناحیه آبی فیروزه‌ای بیانگر انرژی کرنشی^۶، ناحیه نارنجی بیانگر میرایی مودال^۷ و ناحیه قرمز رنگ انرژی غیرخطی تلف شده^۸ توسط تیرهای پیوند است. نواحی ترسیم شده بر روی یکدیگر قرار دارند که ناحیه انرژی جنبشی پشت تمامی نمودارها قرار دارد که با قرار دادن نشانگر موس بر روی هر ناحیه درصدی از ماکزیمم انرژی کل سازه در آن زمان قابل ملاحظه است.



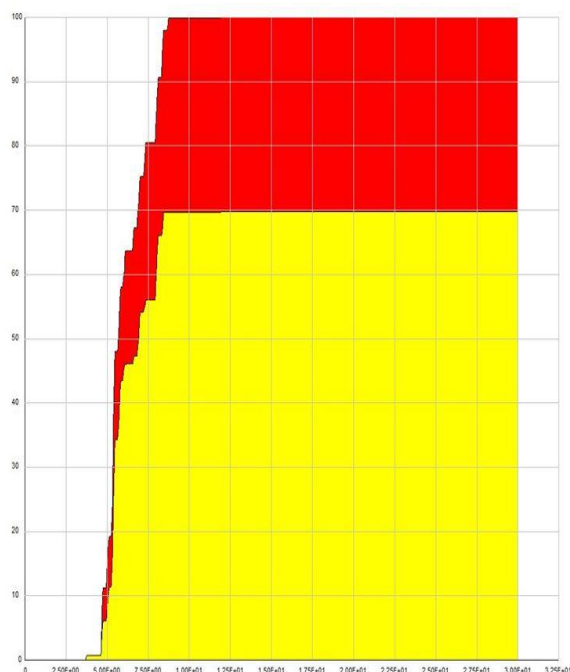
شکل ۲۴- نمودار مقدار انرژی غیرخطی تلف شده در قاب توسط تیر پیوند با مقطع IPE200

جدول ۱۷- مشخصات پریودی قاب‌های مورد بررسی

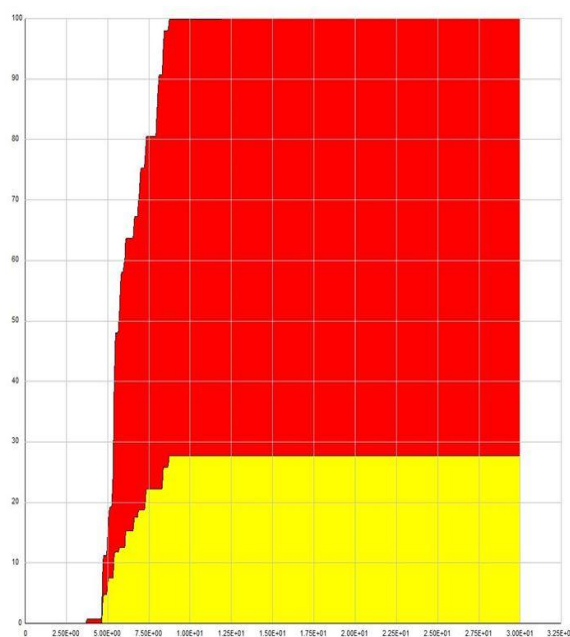
تعداد طبقات	طول تیر پیوند	دوره تناوب (T_1)	ضریب مشارکت جرمی مود اول
۷	۱e	۰/۶۸۳	۷۳/۹۸٪
	۱/۹e	۰/۸۶۲۲	۷۸/۸۴٪
	۲/۸e	۱/۰۸۴	۸۱/۲۳٪

۵-۶- بررسی طیف های فوریه

هدف از بررسی طیف‌های فوریه توجه مواردی از قبیل بیشینه برش و تغییر مکان جانبی نسبی طبقات قاب است که برای بعضی از زلزله‌ها و در بعضی مواقع با افزایش طول تیر پیوند مقادیر آن‌ها کاهش یا افزایش پیدا کرده است. هر شتابنگاشت زلزله محتوای فرکانسی خاص خود را دارد. فرکانس غالب زلزله فرکانسی است که در آن بیشترین انرژی به سازه منتقل شده و بالاترین دامنه را دارد. هر شتابنگاشت زلزله مخصوصاً شتابنگاشت‌های زلزله‌های حوزه نزدیک گسل ممکن است چند نقطه ماکزیمم در طیف فوریه خود داشته باشند که پریود سازه ممکن است نسبت به هر یک از آن‌ها دور یا نزدیک باشد اما برای انتخاب، بیشترین دامنه به عنوان فرکانس غالب مد نظر قرار داده شده است. در کل اگر پریود سازه به پریود غالب زلزله نزدیک باشد، روند افزایشی منطقی و اگر از آن دور باشد روند کاهشی منطقی بوده است. مقادیر پریود غالب زلزله‌ها در جدول (۱۸) و طیف فوریه دو زلزله ایوانه و طیس در اشکال



شکل ۲۵- نمودار مقدار انرژی غیرخطی تلف شده در قاب توسط تیر پیوند با مقطع IPE240



شکل ۲۶- نمودار مقدار انرژی غیرخطی تلف شده در قاب توسط تیر پیوند با مقطع IPE220

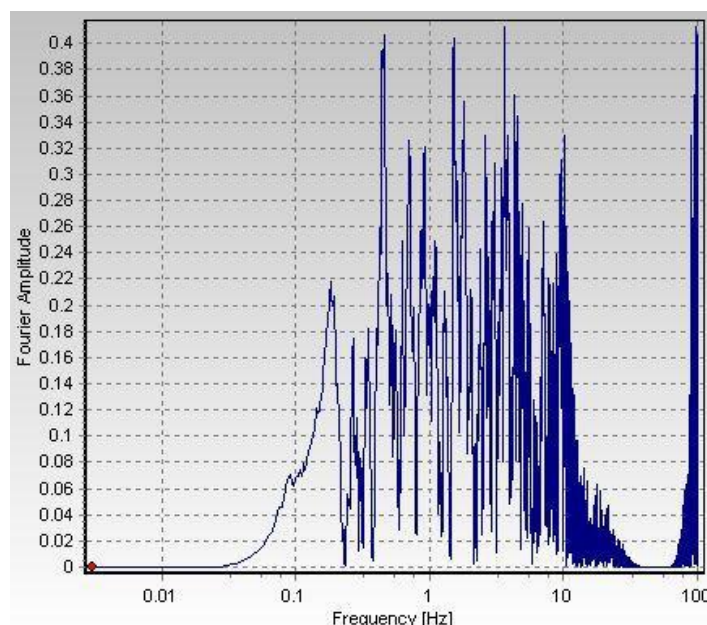
۵-۵- بررسی نتایج حاصل از تحلیل مودال

قاب‌ها برای طول متفاوت تیر پیوند تحلیل مودال شده‌اند که مشخصات پریودی این قاب‌ها در جدول (۱۷) ارائه شده است.

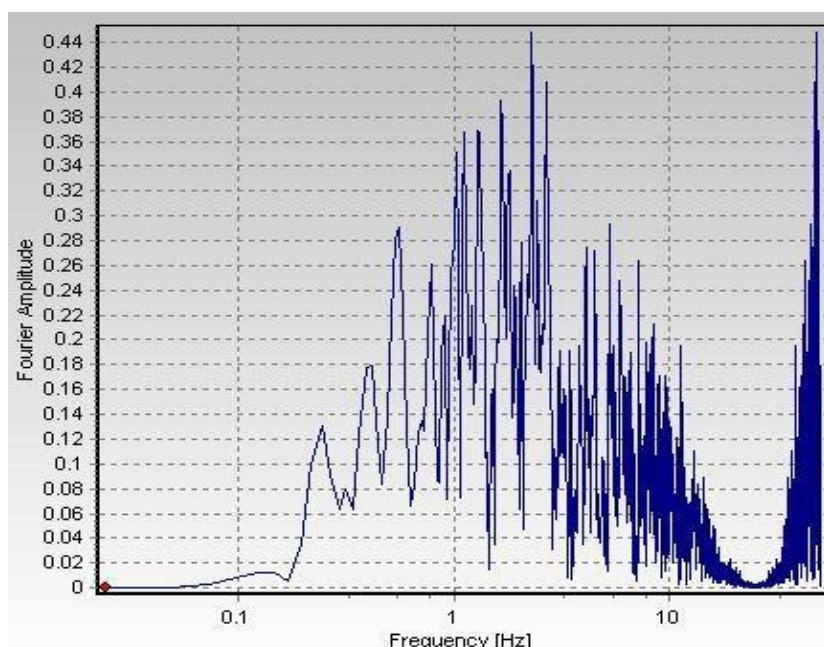
(۲۵) و (۲۶) نشان داده شده است.

جدول ۱۸- پریود غالب ۷ شتابنگاشت زلزله حوزه نزدیک گسل

Northridge	Chi-Chi	Cape Mendocino	Loma Prieta	IWATE	NAHANNI	TABAS	T (sec)
۴/۰۸۳	۵/۲۷۷	۱/۷۹۸	۳/۰۲۶	۲/۸۸۰	۱/۸۹۱	۰/۱۳۱	



شکل ۲۵- طیف فوری زلزله ایوانه



شکل ۲۶- طیف فوری زلزله طبس

۶- نتیجه گیری

۱- نتایج این تحقیق نشان می‌دهد که با توجه به مشخصات ویژه رکوردهای نزدیک گسل، سازه‌ها رفتار متفاوتی را تحت اثر این رکوردها از خود نشان می‌دهند. هرچند نتایج عددی بدست آمده در این تحقیق کاملاً به مشخصات قاب‌های طراحی شده و رکوردها و سایر عوامل از جمله شرایط ساختگاهی سایت بستگی دارد ولی با این وجود به طور کل می‌توان این نتیجه را که سازه‌ها تحت اثر این رکوردها رفتار متفاوتی دارند را قبول نمود.

۲- نتایج نشان دادند که منحنی‌های هیستریزس با تغییر رفتار تیر پیوند از برش به سمت خمش افت مقاومت و سختی پیدا کرده‌اند و سطح زیر نمودارهای هیستریزس که نشان دهنده انرژی جذب و مستهلک شده توسط عضو می‌باشد، کاهش پیدا کرده است. طبق منحنی هیستریزس با مقطع IPE220، تیر پیوند با رفتار برشی (۱e) نسبت به حالت برشی-خمشی (۱/۹e) کاهش مقاومت ۱۷/۸۸ درصدی را داشته که میزان قابل توجهی است. همچنین در مقایسه مقاومت تیر پیوند با رفتار برشی-خمشی با تیر پیوند با رفتار خمشی (۲/۸e) نیز میزان کاهش مقاومت ۲۸/۰۱ درصد بوده است. در نتیجه میزان مقاومت تیر پیوند و به تبع آن قاب، با افزایش طول تیر پیوند کاهش پیدا کرده است.

۳- با افزایش طول تیر پیوند سختی الاستیک تیر پیوند و به تبع آن سختی قاب کاهش پیدا کرده است. مطابق Backbone تیر پیوند با مقطع IPE200 و رفتار برشی (۱e)، سختی الاستیک در مقایسه با تیر پیوند با رفتار برشی-خمشی (۱/۹e)، کاهش ۵/۸ برابری ایجاد شده است که مقدار قابل توجهی است. همچنین مقایسه سختی تیر پیوند برشی-خمشی با تیر پیوندی که رفتار خمشی (۲/۸e) دارد کاهش سختی به میزان ۶/۶۱ برابر بوده است. در نتیجه با افزایش طول تیر پیوند سختی آن به مراتب کمتر شده است.

۴- نیاز تغییر مکانی رکوردهای نزدیک گسل برای قاب‌ها با افزایش طول تیر پیوند متفاوت بوده است. ماکزیمم تغییر مکان نسبی در رکوردهای نزدیک گسل برای قاب‌های ۷ طبقه از برشی (۱e) به برشی-خمشی (۱/۹e) و از برشی-خمشی به خمشی (۲/۸e) به ترتیب ۱۷/۳۵ و ۲۰/۱۹ درصد افزایش داشته است.

۵- با بررسی بیشینه شتاب قاب‌ها نتایج حاکی از آن بوده است که بیشینه شتاب در رکوردهای نزدیک گسل برای قاب‌های ۷

طبقه از برشی (۱e) به برشی-خمشی (۱/۹e) کاهش ۲۲/۶۴ درصدی و از برشی-خمشی به خمشی (۲/۸e) کاهش ۴/۵۸ درصدی پیدا کرده است.

۶- بیشینه برش طبقات در رکوردهای نزدیک گسل برای قاب‌های ۷ طبقه و تغییر رفتار تیر پیوند از برش به سمت خمش سیر نزولی پیدا کرده است. که این کاهش با تغییر رفتار از برشی (۱e) به برشی-خمشی (۱/۹e) برابر با ۲۳/۰۵ درصد و با تغییر رفتار از برشی-خمشی به خمشی (۲/۸e) کاهش ۱۹/۷۵ درصد را داشته است که علت این امر آن است که با افزایش طول تیر پیوند سختی سیستم کاهش پیدا کرده و سازه برای رسیدن به یک تغییر مکان مشخص به نیروی کمتری نیاز دارد. کاهش سختی سازه نیز نتیجه افزایش طول تیر پیوند و تبدیل تیر پیوند برشی به تیر پیوند خمشی است.

۷- بررسی مقدار میانگین جذب انرژی مستهلک شده برای ۷ زلزله حوزه نزدیک به طور کامل نشان دهنده آن بود که با افزایش طول تیر پیوند میزان جذب انرژی زلزله و مستهلک کردن آن توسط این سیستم کاهش پیدا کرده است. میزان این کاهش از برشی (۱e) به برشی-خمشی (۱/۹e) ۲۱/۴۵ درصد و از برشی-خمشی به خمشی (۲/۸e) ۱۲/۵۷ درصد بوده است.

۸- به عنوان یک نتیجه گیری کلی می‌توان اذعان داشت که استفاده از مهارندهای واگرا چنانچه طول تیر پیوند بلند باشد، شدیداً باعث افت پارامترهای مهم سازه‌ای از قبیل سختی و مقاومت در سازه می‌شود و از این رو اکیداً توصیه می‌شود طول تیر پیوند محدود به دامنه برش خالص تا خمش خالص گردد.

۷- مراجع

- [1] Azhari, M. and Mir Ghaderi, R. (2013), "Design of steel structures" Fourth ed., Arkan Danesh, Isfahan, pp.691-706.
- [2] Popov, E. (1983), "Recent researches on eccentrically braced frames", Engineering Structure, Vol.5, pp.3-9.
- [3] Stafford Smith, B. and Coull, A. (1991), "Tall building structures: Analysis and design", First ed., Wiley-Interscience, New York City, pp.19-23 and 403-407.
- [4] F.Hall, J. (1995), "Parameter study of the response of moment resisting steel frame building to near source ground motion", (FEMA), Report No. EERI 95-08.
- [5] Hjeltnstad, K.D. and Popov, E. (1984), "Characteristics of eccentrically braced frames", Journal of Structural Engineering, Vol. 110, pp. 340-353.
- [6] Ghobarah, A. and Ramadan, T. (1990), "Effect of axial force on the performance of links in eccentrically braced frames", Journal of Structural Engineering, Vol. 12, pp. 106-113.
- [7] Bosco, M. and Rossi, P.P. (2009), "Seismic behavior of eccentrically braced frames", Engineering Structures, Vol. 31, pp. 664-674.



- [15] ETABS (2016), Computers and structures, Inc., Berkeley, California.
- [16] Standard No. 2800 (Ed.) (2014) Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings (IS 2800-14), Building and Housing Research Centre, Tehran, Iran.
- [17] Regulations, I.N.B. (2013), Design and implement of steel buildings, Ministry of Rood & Urban Development (In Persian).
- [18] AISC (2010), Specification for structural steel buildings, American Institute of Steel Construction.
- [19] Instruction for seismic rehabilitation of existing buildings (Guide 360) (2006) management and planning organization of Iran, Iran.
- [20] Della Corte, G., D'Aniello, M. and Landolfo, R. (2013), "Analytical and numerical study of plastic overstrength of shear links", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 82, pp. 19-32.
- [21] AISC (2016), Seismic provisions of structural steel buildings, American Institute of Steel Construction.
- [22] FEMA-P695, (2009), Quantification of building seismic performance factors, Washington, DC: Federal Emergency Management Agency.
- [8] Yigitsoy, G., Topkaya, C. and Okazaki, T. (2014), "Stability of beams in steel eccentrically braced frames", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 96, pp. 14-25.
- [9] Bouwkampa, J., Vetr, M.G. and Ghamari, A. (2016), "An analytical model for inelastic cyclic response of eccentrically braced frame with vertical shear link (V-EBF)", Case Studies in Structural Engineering, Vol. 6 , pp. 31-44.
- [10] Bermana, J.W. and Bruneaub, M. (2007), "Experimental and analytical investigation of tubular links for eccentrically braced frames", Engineering Structures, Vol 29, pp. 1929-1938.
- [11] Abaqus analysis user's manual version 6.14., (2014), Dassault systemes simulia.: Providence, RI, USA.
- [12] ATC-24, (1992), Guidelines for cyclic seismic testing of components of steel structures for buildings, ATC-24, Applied Technology Council, Redwood City, CA.
- [13] CSI User Guide for PERFORM-3D (2018) Computers and structures, INC., Berkeley, California, USA.
- [14] Daneshjoo, F. and Badarloo, B (2008), "Nonlinear dynamic behavior of eccentric braced steel frames under the near-fault earthquakes", Iranian Steel Structures Association, Vol. 4, pp. 4-11.

پی نوشت

¹ Eccentric braced frame² Tie³ Slaving⁴ Drift⁵ Kinetic energy⁶ Strain energy⁷ Modal damping energy⁸ Dissipated inelastic energy