

Probabilistic Assessment of Seismic Collapse Capacity of 3D Steel Moment-Resisting Frame Structures

Abbasali Sadeghi¹, Seyede Vahide Hashemi² and Kourosh Mehdizadeh³

1- Ph.D. Candidate, Department of Civil Engineering, Mashhad Branch, Islamic Azad University, Mashhad, Iran

2- Ph.D. Candidate, Department of Civil Engineering, University of Sistan and Baluchestan, Zahedan, Iran

3- Department of Civil Engineering, Garmsar Branch, Islamic Azad University, Garmsar, Iran

ABSTRACT

Accurate determination of the collapse moment of structures by nonlinear analyses is one of the major challenges for engineers in the seismic design of buildings. Although, structural damage can be assessed at various levels, the collapse of buildings is one of the worst events in the construction industry where casualties reach their maximum. In this research, 3D steel moment-resisting frame structures with 4, 8 and 12-story with special ductility have been subjected to nonlinear analysis including nonlinear static analysis, incremental nonlinear dynamic analysis and finally to investigate their collapse capacity, the fragility curves were used and earthquakes were considered according to FEMA P695 instruction including a pair of 22 far fault records, 14 near fault records with pulse and 14 near fault records without pulse. The models are 3D structures designed in ETABS 2016 software. The design of the structures and their seismic criteria control are based on fully validated according to standard 2800 Fourth Edition. Nonlinear structural models are also created in 3D state in OpenSees2.5.0 software. The effect of stiffness and strength deterioration is considered based on the results of the experimental models and the collapse capacity of the three-dimensional structures of the special steel moment-resisting frame is investigated probabilistically. The results show that the collapse capacity of 4, 8 and 12-story structures is the highest under far fault earthquakes and the lowest under near fault earthquakes without pulse and among the low-rise structures, The 4-story has less collapse capacity. For example, in the 4-story structure, the structural collapse capacity at statistical level 84% under near fault with and without pulse and far fault ground motions is 3.21 g, 3.61 g and 4.14 g, respectively.

ARTICLE INFO

Receive Date: 17 February 2020

Revise Date: 20 July 2020

Accept Date: 27 July 2020

Keywords:

Collapse Capacity
Steel Moment-Resisting Frame
Special Ductility
3D Incremental Dynamic
Analysis
FEMA P695 Instruction
Fragility Curve
Stiffness & Strength
Deterioration

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: <https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2020.220306.2083>

*Corresponding author: Kourosh Mehdizadeh.

Email address: ko_ma751@mail.um.ac.ir

بررسی احتمالاتی ظرفیت فروریزش لرزه‌ای سازه‌های سہ بعدی قاب خمشی فولادی

عباسعلی صادقی^۱، سیده وحیده هاشمی^۲ و کوروش مهدی‌زاده^۳

۱- دانشجوی دکتری تخصصی، گروه عمران، واحد مشهد، دانشگاه آزاد اسلامی، مشهد، ایران

۲- دانشجوی دکتری تخصصی، گروه عمران، دانشگاه سیستان و بلوچستان، زاهدان، ایران

۳- گروه عمران، واحد گرمسار، دانشگاه آزاد اسلامی، گرمسار، ایران

چکیده

تعیین دقیق لحظه‌ی فروریزش سازه‌ها به‌واسطه‌ی تحلیل‌های غیرخطی یکی از چالش‌های مهم مهندسی در طرح لرزه‌ای ساختمان‌ها می‌باشد. اگرچه آسیب‌های سازه‌ای در سطوح مختلف قابل ارزیابی هستند، اما فروریزش ساختمان‌ها از جمله رخداد‌های ناگوار در صنعت ساخت‌وساز محسوب می‌گردد که در آن تلفات به بیشترین مقدار ممکن خود می‌رسد. در این تحقیق، سازه‌های قاب خمشی فولادی سہ بعدی با شکل‌پذیری ویژه ۴، ۸ و ۱۲ طبقه تحت تحلیل‌های غیرخطی موردنظر شامل تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی بار افزون و دینامیکی غیرخطی افزایشی قرار گرفته و در نهایت به‌منظور بررسی ظرفیت فروریزش آن‌ها از منحنی‌های شکست استفاده شده است. زلزله‌های موردنظر نیز بر اساس دستورالعمل FEMA P695 شامل ۲۲ زوج رکورد دور از گسل، ۱۴ زوج رکورد نزدیک گسل بدون پالس و ۱۴ زوج شتاب‌نگاشت نزدیک گسل با پالس در نظر گرفته شده‌اند. مدل‌ها به‌صورت سہ بعدی در نرم‌افزار ETABS 2016 طراحی شده‌اند و کنترل ضوابط لرزه‌ای آن‌ها بر اساس آیین‌نامه‌های معتبر و استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم به‌طور کامل صورت گرفته است. مدل‌های غیرخطی سازه‌ها نیز به‌صورت سہ بعدی در نرم‌افزار OpenSees 2.5.0 ایجاد شده‌اند. اثر زوال سختی و مقاومت المان‌های سازه نیز بر اساس نتایج مدل‌های آزمایشگاهی لحاظ شده و ظرفیت فروریزش سازه‌های سہ بعدی قاب خمشی فولادی ویژه به‌صورت احتمالاتی بررسی گردیده است. نتایج نشان می‌دهد که ظرفیت فروریزش سازه‌های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه تحت زلزله‌های دور از گسل بیشترین و تحت زلزله‌های نزدیک گسل با پالس کمترین است و در بین آن‌ها سازه‌ی کوتاه مرتبه‌ی ۴ طبقه، ظرفیت فروریزش کمتری دارد. برای مثال ظرفیت فروریزش سازه‌ی ۴ طبقه در سطح آماری ۸۴ درصد، تحت زلزله‌های نزدیک گسل با پالس، بدون پالس و دور از گسل به ترتیب ۳/۲۱ g، ۳/۶۱ g و ۴/۱۴ g می‌باشد.

کلمات کلیدی: ظرفیت فروریزش، قاب خمشی فولادی، شکل‌پذیری ویژه، سہ بعدی، تحلیل دینامیکی افزایشی، دستورالعمل FEMA P695، منحنی شکست، زوال سختی و مقاومت.

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2020.220306.2083	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	10.22065/jsce.2020.220306.2083	۱۴۰۰/۰۷/۳۰	۱۳۹۹/۰۵/۰۶	۱۳۹۹/۰۵/۰۶	۱۳۹۹/۰۴/۳۰	۱۳۹۸/۱۱/۲۸
کوروش مهدی‌زاده				*نویسنده مسئول:		
ko_ma751@mail.um.ac.ir				پست الکترونیکی:		

۱- مقدمه

با توجه به امکان رخداد زلزله‌های قدرتمند در کشورمان، موضوع تحلیل لرزه‌ای سازه‌ها همواره چالش مهمی برای مهندسی و پژوهشگران سازه و زلزله بوده است. در این راستا تعریف روش‌های مختلف تحلیل در آیین‌نامه‌ها و پژوهش‌ها همواره این سؤال را در ذهن تداعی کرده است که کدام روش جهت طراحی، ایمن‌تر و مقرون به صرفه‌تر می‌باشد. برای محاسبه‌ی پاسخ‌های لرزه‌ای می‌توان از تحلیل‌های خطی و یا غیرخطی استفاده نمود. منظور از روش‌های خطی، تحلیل سازه با در نظر گرفتن رفتار ارتجاعی اجزاء آن می‌باشد. روش‌های تحلیل خطی زمانی مناسب هستند که در هنگام زلزله رفتار اجزاء سازه در محدوده‌ی خطی قرار داشته باشد و یا تعداد کمی از اجزاء آن از حیطه‌ی خطی خارج شوند. از جمله روش‌های تحلیل خطی می‌توان به تحلیل‌های استاتیکی خطی، دینامیکی خطی و شبه دینامیکی یا طیفی اشاره کرد. روش‌های تحلیل غیرخطی جهت ارزیابی رفتار سازه‌ها قابل‌اعتمادتر و با رفتار واقعی مصالح سازگارترند. روش‌های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی مانند تحلیل استاتیکی غیرخطی بار افزون^۱، تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی^۲ و افزایشی^۳ در رفتار سنجی سازه‌ها کاربرد بیشتری دارند. با ورود المان‌های سازه به حیطه‌ی غیرخطی، جابه‌جایی‌ها نسبت به نیروها توصیف بهتری از پاسخ سازه ارائه می‌دهند و با محدود کردن تغییر مکان‌ها به جای نیروها، سطح تخریب سازه‌ها به‌طور مؤثری کنترل می‌شود. تغییر نگرش طراحی از طراحی بر اساس نیرو به سطح عملکرد سازه، فلسفه‌ی جدیدی در طراحی سازه‌ها تحت عنوان طراحی بر اساس عملکرد^۴ ایجاد کرده است. در بحث طراحی بر اساس عملکرد انتظار این است که سازه‌ها تحت اثر زلزله‌های با شدت‌های متفاوت، عملکردهای مختلفی از خود نشان دهد، در سطوح عملکرد آستانه‌ی فروریزش و ایمنی جانی سازه وارد مرحله‌ی غیرخطی شود و آسیب‌پذیری توسط ظرفیت تغییر شکل غیرخطی المان‌های سازه‌ای و غیر سازه‌ای کنترل شود. روش‌های پیشنهادی اکثر آیین‌نامه‌ها، تحلیل‌های خطی بر اساس کنترل نیرو می‌باشد [۱].

بررسی ظرفیت فروریزش^۵ سازه‌ها تحت اثر زلزله‌هایی با ماهیت‌های مختلف یکی از چالش‌های مهم مهندسی سازه و زلزله می‌باشد. اگرچه آسیب‌های سازه‌ای در سطوح مختلف قابل ارزیابی هستند، اما فروریزش ساختمان‌ها از جمله رخداد‌های ناگوار در صنعت ساخت‌وساز محسوب می‌گردد که در آن تلفات جانی و مالی به بیشترین مقدار ممکن خود می‌رسد. فروریزش ساختمان‌ها تحت زلزله به‌صورت فروریزش‌های موضعی^۶ و کلی^۷ نمایان می‌شود. در فروریزش موضعی معمولاً یک یا چند عضو باربر ثقلی سازه به دلیل آسیب از سیستم حذف و بخشی از سازه دچار فروریزش می‌شود. فروریزش موضعی می‌تواند به دلیل انتقال خسارت از المانی به المان دیگر تمام سازه را در برگیرد [۲]. در فروریزش کلی تمام سازه قابلیت بهره‌برداری خود را از دست می‌دهد. فروریزش تدریجی^۸ نوعی از فروریزش کلی می‌باشد که جابجایی نسبی یک یا چند طبقه نسبت به سایر طبقات به‌اندازه‌ای بزرگ می‌شود که تحت اثر لنگر ثانویه ناشی از وزن ساختمان (اثر $P - \Delta$)، سازه عملاً قادر به بازگشت به حالت تعادل خود نخواهد بود و فروریزش کلی رخ خواهد داد. طی سالیان گذشته روش‌ها و نگرش‌های مختلفی جهت مطالعه در زمینه‌ی فروریزش سازه‌ها ارائه شده است. در پژوهش‌های گذشته مدل‌های اتلاف انرژی دقیق و مبتنی بر پژوهش‌های آزمایشگاهی ارائه نشده بود و بیشتر مطالعات مبتنی بر تحلیل مدل‌های ساده‌ی یک یا چند درجه‌ی آزاد بوده است. آدم و همکاران [۳]، اثر $P - \Delta$ را بر فروریزش سازه‌های چند درجه‌ی آزاد از طریق تبدیل آن‌ها به سازه‌ی یک درجه‌ی آزاد معادل بررسی کردند. میراندا و آکار [۴]، بدون در نظر گرفتن مدل‌های کاهندگی مقاومت المان‌های سازه‌ای، ناپایداری دینامیکی سیستم‌های ساده‌ی سازه‌ای را مورد بررسی قرار دادند. ویلیامسون [۵]، با در نظر گرفتن اثر $P - \Delta$ ، آسیب وارد بر سیستم‌های سازه‌ای را تحت زلزله بررسی کردند. برنال [۶، و ۸]، ناپایداری دینامیکی قاب‌های خمشی دو بعدی را تحت زلزله بررسی نمود. تحقیق جدیدتر برنال و همکاران [۹] مربوط به

¹ Nonlinear Static Pushover Analysis

² Nonlinear Dynamic Time History Analysis

³ Incremental Nonlinear Dynamic Analysis

⁴ Performance-based Design

⁵ Collapse Capacity

⁶ Local Collapse

⁷ Global Collapse

⁸ Sidesway Collapse

ناپایداری سیستم‌های سازه‌ای تحت زلزله‌های نزدیک گسل و با ارائه‌ی طیف‌های فروریزش بوده است. در دو دهه‌ی اخیر به‌منظور در نظر گرفتن فاکتورهای مؤثر بر فروریزش لرزه‌ای سازه‌ها، تلاش برای در نظر گرفتن مدل‌های کاهندگی مقاومت و سختی المان‌ها متمرکز بوده است. رهنما و کراوینکلر [۱۰]، اصول کاهندگی مقاومت المان‌ها تحت بار چرخه‌ای را توسعه داده‌اند. سانگ و پینچریا [۱۱]، بدون در نظر گرفتن تبدیلات غیرخطی هندسی، اثر کاهندگی مقاومت و سختی را بر جابجایی غیرخطی پیشینه‌ی سیستم‌های یک درجه آزاد مورد پژوهش قرار دادند. ایبارا و همکاران [۱۲]، روشی جهت ارزیابی فروریزش سیستم‌های سازه‌ای با در نظر گرفتن اثر توأم $P - \Delta$ و کاهندگی مقاومت و سختی المان‌ها پیشنهاد کردند. ایبارا و کراوینکلر [۱۳]، منحنی‌های شکست را برای سیستم‌های یک و چند درجه آزاد توسعه دادند و روشی برای محاسبه میانگین سالانه فروریزش ارائه دادند. در زمینه‌ی روش‌های مبتنی بر تحلیل دینامیکی افزایشی جهت ارزیابی ظرفیت فروریزش سازه‌ها می‌توان به مطالعات وامواستیکوس و کروئل، ایبارا و همکاران، و زارعیان و کراوینکلر اشاره کرد [۱۴، ۱۵ و ۱۶]. پژوهش‌های آزمایشگاهی و ارائه مدل‌های مبتنی بر نتایج آزمایشگاهی همواره جایگاه مهمی در پیش‌بینی و ارزیابی دقیق‌تر خسارت سازه‌ها تحت زلزله داشته است. کاتو و همکاران [۱۷]، سعی نمودند به‌صورت تحلیلی فروریزش مدل‌های ساده‌ای را که توسط میز لرزه آزمایش شده بودند را پیش‌بینی نمایند. در این تحقیق فقط اثر پی دلتا در نظر گرفته شده است و از اثر کاهندگی مقاومت اعضا صرف‌نظر شده است. رادجرز و مهین [۱۸]، رفتار قاب خمشی فولادی با یک دهانه و دو طبقه با مقیاس یک سوم را توسط میز لرزه بررسی کردند و امکان شکست اتصالات تیر به ستون را بررسی و شبیه‌سازی‌های عددی را ارزیابی نمودند. از مهم‌ترین آزمایش‌ها لرزه‌ای انجام شده می‌توان به مطالعات کاسای و همکاران، تادا و همکاران و سوویتا و همکاران با میز لرزه‌ای *E-Defence* ژاپن اشاره نمود [۱۹، ۲۰ و ۲۱]. این پژوهش‌ها مربوط به فروریزش مدلی با مقیاس کامل یک ساختمان ۴ طبقه فولادی بود. هدف از این مطالعات توسعه‌ی توانایی‌های روش‌های تحلیلی برای شبیه‌سازی مدل‌های سازه‌ای و گسترش اطلاعات جهت کنترل فروریزش سازه‌های فولادی بوده است. لیگنوس و کراوینکلر [۲۲ و ۲۳] داده‌ای برای مدل‌سازی المان‌های فولادی بر اساس مدل سه خطی (*IMK*)^۹ پیشنهادی ایبارا و همکاران ارائه کردند که قابل دسترسی و استفاده می‌باشد. لیگنوس و کراوینکلر [۲۴]، پارامترهای کاهندگی مربوط به مدل اصلاح‌شده‌ی (*IMK*) را برای ستون‌های قوطی فولادی (*HSS*) و تحت نیروهای محوری مختلف ارائه کرده‌اند. فرشته‌نژاد و همکاران [۲۵] روشی نوین بر اساس تئوری خمیری سازه‌ها ارائه کردند. در این روش تحلیل استاتیکی غیرخطی بار افزون جهت پیش‌بینی مکانیسم محتمل خرابی سازه به کار می‌رود و تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی افزایشی جهت تعیین شدت لرزه‌ای متناظر با شکل‌گیری مکانیسم‌های از پیش تعیین‌شده مورد استفاده قرار می‌گیرند. تحقیق مذکور با انجام تحلیل‌های متعدد عددی و لحاظ نمودن عدم قطعیت در پارامترهای مدل‌سازی و ظرفیت اجزای سازه‌ای، به این نتیجه رسیدند که مکانیسم فروریزش سازه عمدتاً تابعی از مشخصات سازه است و محل تشکیل مفاصل پلاستیک تحت بارهای مختلف لرزه‌ای مشابه است. البته روند و ترتیب شکل‌گیری مفاصل سازه تحت رکوردهای مختلف متفاوت می‌باشد، اما نهایتاً مکانیسم‌های نهایی فروریزش تحت رکوردهای مختلف زلزله مطابق آن است که تحلیل استاتیکی غیرخطی بار افزون، آن را پیش‌بینی می‌کند. نذری و کن [۲۶]، به بررسی عملکرد قاب‌های خمشی فولادی با استفاده از تحلیل‌های غیرخطی استاتیکی و دینامیکی پرداخته‌اند. به‌منظور بررسی دینامیکی سازه‌های ۳، ۶ و ۹ طبقه از ۱۴ رکورد نزدیک و دور از گسل استفاده شده است. نتایج تحقیق مذکور نشان می‌دهد که زلزله‌های دور از گسل بیشتر از زلزله‌های نزدیک به گسل باعث خرابی شده‌اند و سطوح عملکردی با استفاده از تحلیل‌های غیرخطی بار افزون تعیین شده است. الکادی و لیگنوس [۲۷]، تأثیر سیستم‌های قابی ثقیلی را بر روی ظرفیت و اضافه مقاومت فروریزش سازه‌های فولادی با قاب‌های محیطی خمشی ویژه بررسی کردند. مهدی‌زاده و کرم‌الدین [۲۸]، نقش شکل‌پذیری در ظرفیت فروریزش قاب‌های خمشی فولادی ۵ طبقه را به‌صورت احتمالاتی بررسی کردند. نتایج ظرفیت فروریزش بالاتر قاب خمشی فولادی ویژه را نسبت به قاب‌های خمشی متوسط و معمولی نشان داد و اینکه به ازای شتاب‌های طیفی فروریزش مختلف، کاربرد قاب خمشی ویژه به‌جای قاب خمشی متوسط و معمولی می‌تواند به ترتیب تا ۳۰ و ۵۰ درصد احتمال فروریزش را کاهش دهد. مهدی‌زاده و همکاران [۲۹]، نیز امکان رخداد گسیختگی پیش‌رونده در اثر حذف ستون‌های کناری و میانی سه قاب ۵ طبقه قاب خمشی فولادی بر اساس دستورالعمل‌های *GSA*^{۱۰} و *UFC*^{۱۱} را مورد بررسی قرار

⁹ Ibara Medina Krawinkler

¹⁰ The General Services Administration

¹¹ The Unified Facilities Criteria

دادند. آن‌ها با تعریف مفاصل پلاستیک متمرکز در انتهای المان‌ها و با استفاده از پارامترهای کاهش دهنده مقاومت و سختی حاصل از مطالعات آزمایشگاهی سایر محققین، رفتار دینامیکی غیر خطی قاب‌ها در اثر حذف ستون را بررسی کردند. نتایج نشان داد که امکان آسیب قاب‌های خمشی فولادی ویژه بیش از قاب‌های خمشی متوسط و معمولی می‌باشد. مهدی زاده و همکاران [۳۰]، تأثیر عدم قطعیت پارامترهای مدل ایبارا-مدینا-کراوینکلر بر ظرفیت فروریزش لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی را مورد بررسی قرار دادند. اثر کاهش دهنده مقاومت و سختی المان‌های سازه را بر اساس مدل رفتاری ایبارا-مدینا-کراوینکلر اعمال کردند. آن‌ها تحلیل‌های دینامیکی افزایشی و منحنی‌های شکست ظرفیت‌های فروریزش را با در نظر گرفتن عدم قطعیت در لنگر تسلیم و لنگر اوج المان‌ها و ظرفیت دوران نهایی المان‌ها توسعه دادند. نتایج نشان می‌دهد، بین پارامترهای مورد بررسی، عدم قطعیت در پارامتر لنگر اوج بیشترین تأثیر را بر ظرفیت فروریزش سازه می‌گذارد و عدم قطعیت ظرفیت دوران نهایی نیز در مقایسه با پارامترهای دیگر نقش کمتری در ظرفیت فروریزش سازه دارد. صابری و همکاران [۳۱] عملکرد قاب‌های خمشی فولادی ۳، ۶ و ۹ طبقه را توسط تحلیل‌های غیرخطی استاتیکی بار افزون و دینامیکی افزایشی (IDA) مورد ارزیابی قرار داده‌اند. از تحلیل‌های غیرخطی بار افزون با سه الگوی مختلف بار جانبی به منظور تعیین موقعیت محتمل مفاصل پلاستیک در لحظه‌ی فروریزش استفاده کردند تا بتوانند با بهره‌گیری از آن‌ها، مکانیسم‌های خرابی محتمل قاب‌های مذکور را مشخص نموده و از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی افزایشی به منظور ارزیابی شدت‌های لرزه‌ای متناظر با شکل‌گیری هر یک از مکانیسم‌های خرابی استفاده کنند.

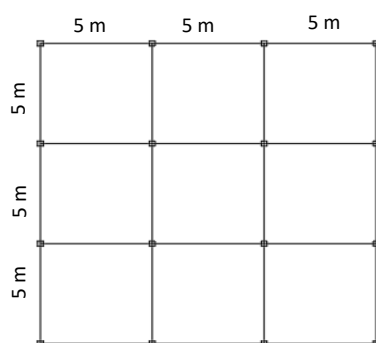
در این تحقیق به عنوان نوآوری، تأثیر ارتفاع بر ظرفیت فروریزش سازه‌های سه‌بعدی قاب خمشی فولادی با شکل‌پذیری ویژه با در نظر گرفتن زوال سختی و مقاومت^{۱۲} در مصالح تحت اثر زلزله‌هایی با ماهیت‌های مختلف بررسی شده است. قاب‌های خمشی فولادی ویژه تغییر شکل‌های غیر ارتجاعی بزرگ‌تری تحت بارهای جانبی و زلزله تحمل می‌کنند و ائتلاف انرژی بیشتری در مقایسه با دو سیستم دیگر قاب خمشی معمولی و متوسط دارند. با توجه به اینکه اجرای سازه‌های فولادی با سیستم قاب خمشی در کشورمان رایج می‌باشد، بررسی و مقایسه‌ی احتمالاتی رفتار آن‌ها بر اساس روابط کاهش دهنده قابل اطمینان بر اساس پژوهش‌های آزمایشگاهی و با در نظر گرفتن زلزله‌های مناسب در سازه‌های سه‌بعدی با ارتفاع مختلف می‌تواند نگرشی نو نسبت به رفتار این سیستم ایجاد نماید. در این تحقیق، مدل‌های سازه‌ای به صورت سه‌بعدی بر اساس روابط کاهش دهنده حاصل از نتایج آزمایشگاهی ایجاد شده است. زلزله‌های مورد نظر شامل ۵۰ زوج شتاب‌نگاشت (۱۰۰ رکورد) دور از گسل، نزدیک به گسل بدون پالس و با پالس مطابق دستورالعمل FEMA P 695 [۳۲] انتخاب شده است.

۲- مدل سازی سازه‌های مورد نظر

در این مطالعه، سازه‌های فولادی ۴، ۸ و ۱۲ طبقه با سیستم قاب خمشی ویژه (معادل شکل‌پذیری زیاد) در پهنه‌ی خطرپذیری خیلی زیاد بر روی خاک نوع II بر اساس آیین‌نامه‌های داخلی (مبحث ششم و دهم مقررات ملی) و استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم طراحی گردیده‌اند [۳۳، ۳۴ و ۳۵]. تعداد دهانه‌ها در هر طرف سه، عرض دهانه‌ها ۵ متر و ارتفاع طبقات نیز ۳ متر در نظر گرفته شد. بار مرده‌ی طبقات ۶۰۰ کیلوگرم بر مترمربع و بار زنده‌ی طبقات و بام به ترتیب ۲۰۰ و ۱۵۰ کیلوگرم بر مترمربع لحاظ گردید. تنش تسلیم فولاد ۲۷۵ مگاپاسکال و مدل الاستیسیته آن ۲۰۰۰۰۰ مگاپاسکال لحاظ شد. ضوابط مربوط به چشمه‌ی اتصال قاب‌های خمشی ویژه و متوسط کنترل شد و ضوابط مربوط به برقراری اصل ستون قوی-تیر ضعیف در قاب خمشی ویژه بررسی گردید. شکل (۱) پلان سازه‌های مورد بررسی را نشان می‌دهد. مدل‌سازی سازه‌ها به صورت سه‌بعدی در نرم‌افزار ETABS 2016 انجام گرفته [۳۶] و در نهایت تحلیل‌های غیرخطی مدل‌ها نیز در نرم‌افزار OpenSees 2.5.0 صورت پذیرفته است [۳۷]. جدول (۱) مقاطع طراحی‌شده‌ی تیرها و ستون‌های قاب‌های سه سازه مورد نظر را ارائه می‌دهد. نحوه‌ی در نظر گرفتن کاهش سختی و مقاومت المان‌های تیر و ستون به هنگام اعمال بارهای رفت و برگشتی یکی از چالش‌های اساسی محققین در زمینه‌ی فروریزش سازه‌ها تحت زلزله بوده است. در این راستا مدل اصلاح‌شده‌ی IMK در بسیاری از پژوهش‌های مربوطه استفاده شده است. با توجه به آزمایش‌های مختلف برای تیرهای H و ستون‌های HSS توسط لیگنوس و کراوینکلر، روابطی مبتنی بر نتایج آزمایشگاهی برای پارامترهای این مدل ارائه شده است [۲۳، ۲۴ و ۳۸]. شکل (۲) مدل سه خطی اصلاح‌شده‌ی IMK را نشان می‌دهد. بر اساس منابع مذکور، K_e سختی ارتجاعی، θ_y چرخش تسلیم، M_y ممان تسلیم، M_c ممان اوج، θ_c

¹² Stiffness and Strength Deterioration

چرخش اوج، θ_p ظرفیت چرخش پلاستیک، θ_{pc} ظرفیت چرخش پلاستیک پس از نقطه‌ی اوج و θ_u چرخش نهایی می‌باشد. در این تحقیق مطابق شکل (۳)، مدل‌های مورد نظر با فنرهای پلاستیک معرفی شده در المان‌های تیر، ستون و چشمه‌ی اتصال در دو انتهای المان‌های تیر، ستون و یک گوشه‌ی چشمه‌ی اتصال از فنرهای پیچشی به منظور لحاظ کردن رفتار پلاستیسیته‌ی متمرکز استفاده گردید و خود المان‌ها با رفتار ارتجاعی مدل شدند. مقدار چرخش نهایی نیز بر اساس مطالعات آزمایشگاهی منابع مذکور مقدار ۰/۰۶ پیشنهاد شده است [۲۳، ۲۴ و ۳۸]. به فنرهای پیچشی تیرها و ستون‌ها رفتار مدل اصلاح شده‌ی *IMK* با پارامترهای مراجع فوق اختصاص یافت. چشمه‌ی اتصال نیز بر اساس مطالعه‌ی گوپتا و کراوینکلر، مطابق روابط (۱) الی (۴) مدل سازی گردید [۳۹]. مدل مشابه سه خطی چشمه‌ی اتصال در دستورالعمل *FEMA P 695* نیز پیشنهاد شده است [۳۲]. شکل (۴) رفتار سه خطی چشمه‌ی اتصال را بر اساس روابط پیشنهادی نشان می‌دهد.

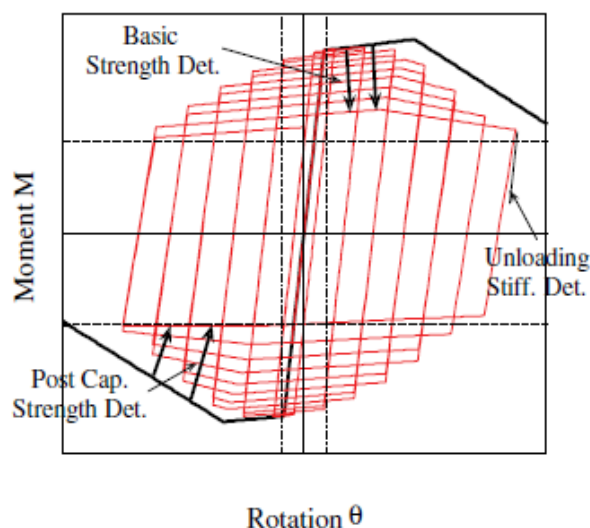
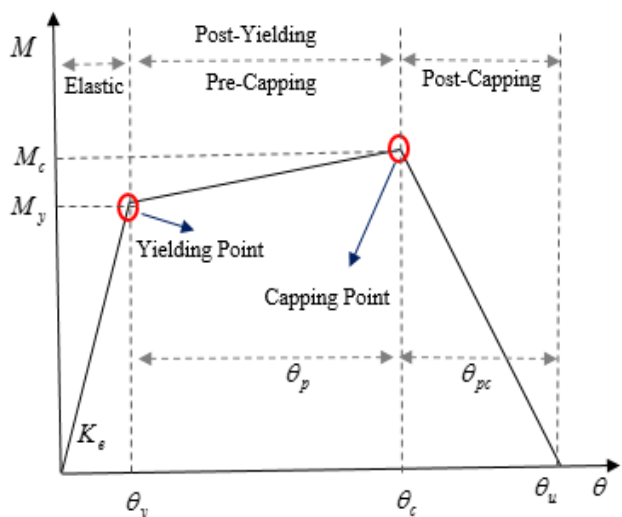


شکل ۱: پلان مشترک سازه‌های مورد مطالعه

جدول ۱: مقاطع طراحی شده ی تیرها و ستون های کلیه ی سازه های مورد نظر

طبقه ۴		طبقه ۸		طبقه ۱۲	
طبقه اول	تیر W 16x36 ستون HSS300x300x15	طبقه اول	تیر W 16x40 ستون HSS 350x350x15	طبقه اول	تیر W 18x50 ستون HSS 350x350x20
طبقه دوم	تیر W 16x36 ستون HSS300x300x15	طبقه دوم	تیر W 16x40 ستون HSS 350x350x15	طبقه دوم	تیر W 18x50 ستون HSS 350x350x20
طبقه سوم	تیر W 16x36 ستون HSS300x300x15	طبقه سوم	تیر W 16x36 ستون HSS 350x350x15	طبقه سوم	تیر W 18x50 ستون HSS 350x350x20
طبقه چهارم	تیر W 14x30 ستون HSS250x250x15	طبقه چهارم	تیر W 16x36 ستون HSS 350x350x12	طبقه چهارم	تیر W 16x45 ستون HSS 350x350x20
		طبقه پنجم	تیر W 16x36 ستون HSS 350x350x12	طبقه پنجم	تیر W 16x45 ستون HSS 350x350x15
		طبقه ششم	تیر W 16x30 ستون HSS 350x350x12	طبقه ششم	تیر W 16x45 ستون HSS 350x350x15
		طبقه هفتم	تیر W 16x30 ستون HSS 300x300x10	طبقه هفتم	تیر W 16x45 ستون HSS 350x350x15
		طبقه هشتم	تیر W 16x30 ستون HSS 300x300x10	طبقه هشتم	تیر W 16x40 ستون HSS 350x350x12
				طبقه نهم	تیر W 16x40 ستون HSS 350x350x12
				طبقه دهم	تیر W 16x36 ستون HSS 350x350x12
				طبقه یازدهم	تیر W 16x36 ستون HSS 300x300x10

تیر W 14x30
 طبقه دوازدهم
 ستون HSS 300x300x10



شکل ۲: منحنی کاهندگی سه خطی و هیستریزیس بر اساس مدل اصلاح شده IMK [۲۲ و ۱۵]

$$V_y = 0.55 F_y d_c t_p \quad (۱)$$

$$V_p = V_y \left(1 + \frac{3b_c t_{cf}^2}{d_b d_c t_p} \right) \quad (۲)$$

$$\gamma_y = \frac{F_y}{\sqrt{3G}} \quad (۳)$$

$$\gamma_p = 4\gamma_y \quad (۴)$$

در روابط (۱) الی (۴) تنش تسلیم فولاد، d_c عمق ستون، b_c پهناى بال ستون، t_p ضخامت جان، t_{cf} ضخامت بال ستون، G مدول برشی، V نیروی برشی و γ تغییر شکل برشی می‌باشد. سایر پارامترها در شکل (۴) مشخص شده‌اند. α پارامتر سخت شدگی کرنشی است که مقدار آن در این تحقیق ۳ درصد لحاظ گردید [۳۹]. مطابق منابع [۲۳ و ۳۸]، پارامترهای مدل کاهندگی تیرهای H با ارتفاع کمتر از ۵۳۳ میلی‌متر نیز مطابق روابط (۵) الی (۷) می‌باشد.

$$\theta_p = 0.0865 \left(\frac{h}{t_w} \right)^{-0.365} \left(\frac{b_f}{2t_f} \right)^{-0.140} \left(\frac{L}{d} \right)^{0.340} \left(\frac{C_{1Unit}d}{533} \right)^{-0.721} \left(\frac{C_{2Unit}F_y}{355} \right)^{-0.230} \quad (۵)$$

$$\theta_{pc} = 5.63 \left(\frac{h}{t_w} \right)^{-0.565} \left(\frac{b_f}{2t_f} \right)^{-0.800} \left(\frac{C_{1Unit}d}{533} \right)^{-0.280} \left(\frac{C_{2Unit} \cdot F_y}{355} \right)^{-0.430} \quad (۶)$$

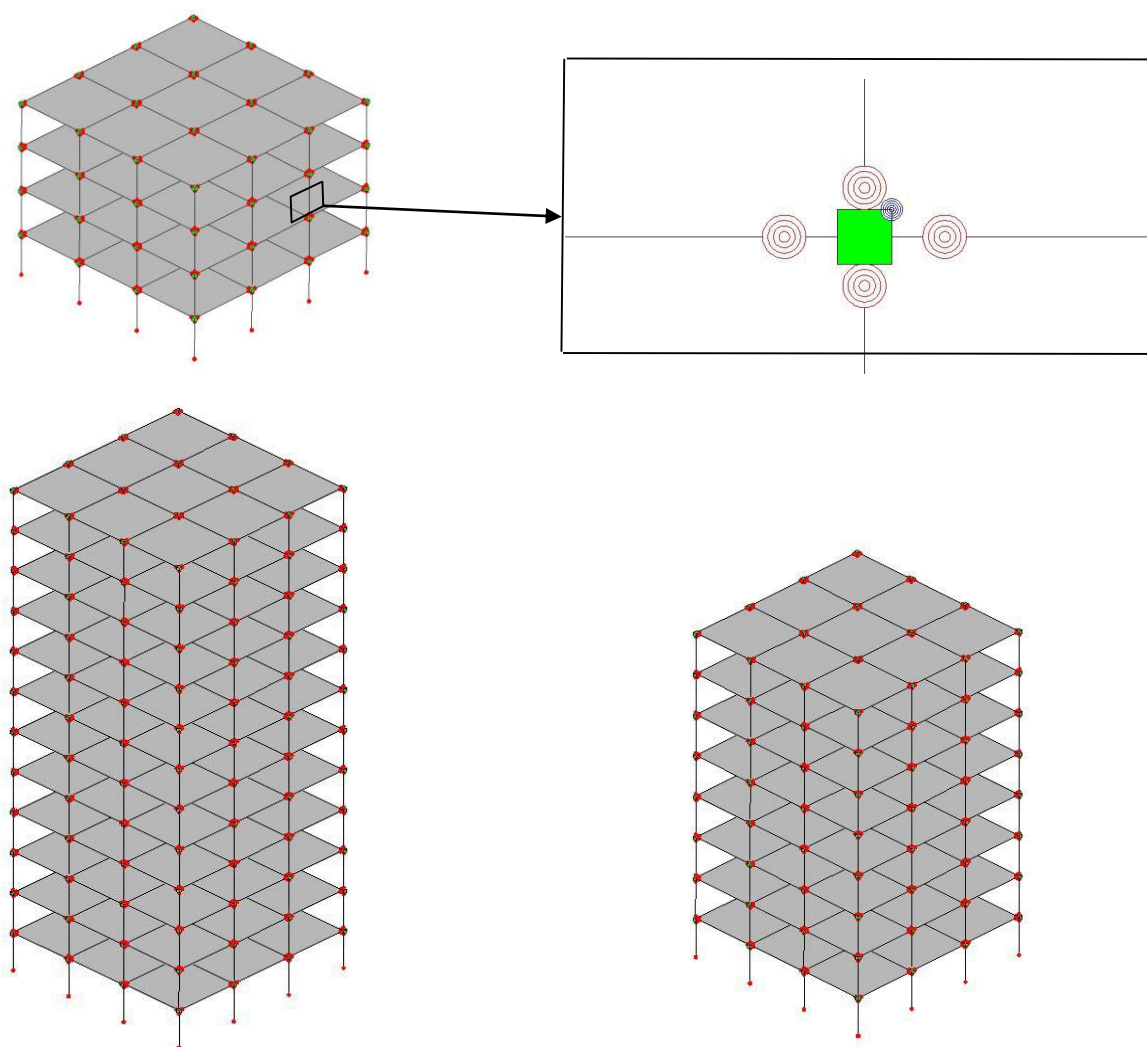
$$\Lambda = \frac{Et}{My} = 495 \left(\frac{h}{t_w} \right)^{-1.34} \left(\frac{b_f}{2t_f} \right)^{-0.595} \left(\frac{C_{2Unit}F_y}{355} \right)^{-0.360} \quad (۷)$$

همچنین مطابق مرجع [۲۴]، برای ستون‌های HSS روابط (۸) الی (۱۰) ارائه شده است.

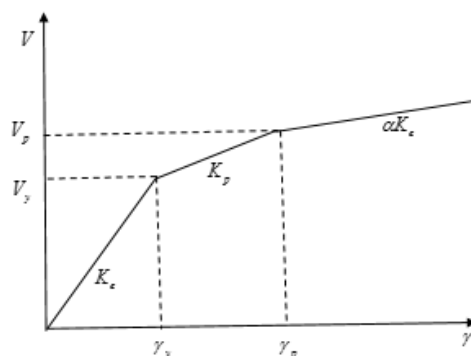
$$\theta_p = 0.614 \left(\frac{D}{t}\right)^{-1.05} \left(1 - \frac{N}{N_y}\right)^{1.18} \left(\frac{CF_y}{380}\right)^{-0.11} \quad (۸)$$

$$\theta_{pc} = 13.82 \left(\frac{D}{t}\right)^{-1.22} \left(1 - \frac{N}{N_y}\right)^{3.04} \left(\frac{CF_y}{380}\right)^{-0.15} \quad (۹)$$

$$\Lambda = \frac{E_t}{M_y} = 3012 \left(\frac{D}{t}\right)^{-2.49} \left(1 - \frac{N}{N_y}\right)^{3.51} \left(\frac{CF_y}{380}\right)^{-0.20} \quad (۱۰)$$



شکل ۳: مدل‌های مورد نظر با فنرهای پلاستیک معرفی شده در المان‌های تیر، ستون و چشمه‌ی اتصال



شکل ۴: رفتار سه خطی چشمه‌ی اتصال [۳۸]

در روابط (۱) الی (۱۰)، L طول المان، t_f ضخامت جان، d ارتفاع مقطع، h عمق جان، b_f پهنای جان، t_w ضخامت جان، N نیروی محوری ستون و N_y نیروی محوری تسلیم ستون می‌باشد. C, C_{1unit}, C_{2unit} پارامترهای تبدیل واحد هستند و در صورتی که ابعاد پارامترها بر حسب mm و MPa باشند مقادیر آنها برابر با یک خواهد بود. پارامتر D بعد ستون و t ضخامت ستون می‌باشد. E_t ظرفیت اتلاف انرژی هیستریزس المان، M_y لنگر تسلیم المان و Λ ظرفیت دوران تجمعی المان می‌باشد. مطابق مطالعه‌ی لیگنوس و کراوینکلر در روابط پیشنهادی ستون‌های HSS ، مقدار تنش تسلیم $275 \text{ Mpa} \leq F_y \leq 500 \text{ Mpa}$ و $18 \leq \frac{D}{t} \leq 100$ بوده است [۳۸].

۳- معرفی زلزله‌های مورد نظر

به منظور انجام تحلیل‌های دینامیکی افزایشی از زلزله‌های دستورالعمل $FEMA P 695$ استفاده شده است [۳۲]. این دستورالعمل ارزیابی احتمالاتی ظرفیت فروریزش سازه‌ها را در بر می‌گیرد. در این دستورالعمل مجموعه‌ای از ۵۰ زوج شتاب‌نگاشت (۱۰۰ رکورد) دور از گسل، نزدیک به گسل بدون پالس و با پالس با بزرگی بین ۶/۵ تا ۷/۶ در مقیاس ریشتر ارائه شده است. در این دستورالعمل، ۲۲ زوج زلزله‌ی دور از گسل که فاصله‌ی آنها بیش از ۱۰ کیلومتری گسل می‌باشد و همچنین ۱۴ زوج زلزله‌ی نزدیک گسل بدون پالس و ۱۴ زوج زلزله‌ی نزدیک گسل با پالس با فاصله‌ی کم‌تر از ۱۰ کیلومتر پیشنهاد شده است. مطابق این دستورالعمل رکوردها شامل زمین‌لرزه‌هایی هستند که در محل‌هایی با سنگ نرم (خاک نوع C) یا خاک سخت (خاک نوع D) ثبت شده‌اند و رکوردهای ثبت شده روی خاک نرم (خاک نوع E) یا محل‌های در معرض رانش زمین (خاک نوع F) پیشنهاد نشده است. تعداد نسبتاً کمی رکوردهای زمین‌لرزه برای محل‌های نوع B (سنگ) موجود است. زلزله‌های مذکور از سایت $PEER$ [۴۰] استخراج و سپس با استفاده از نرم‌افزار $SeismoSignal$ [۴۱] پردازش شده‌اند. مطابق دستورالعمل $FEMA P 695$ ، به منظور کاهش پراکندگی نتایج، این شتاب‌نگاشت‌ها ابتدا نسبت به سرعت حداکثر شتاب‌نگاشت (PGV) مقیاس شده‌اند. همچنین در تحقیق حاضر شتاب طیفی همه‌ی رکوردها در پیوند مد اول سازه، $S_a(T_1, 5\%)$ به عدد یک مقیاس گردیده‌اند. در این مطالعه، هر سازه‌ی مورد مطالعه ۱۰۰ بار (معادل ۵۰ زوج شتاب‌نگاشت ارائه شده) تحت تحلیل‌های دینامیکی افزایشی قرار گرفته و برای هر تحلیل، مقدار ظرفیت فروریزش به دست آمده است. جدول (۲) مشخصات زلزله‌های دور از گسل و نزدیک گسل با پالس و بدون پالس را نشان می‌دهد. سایر اطلاعات تکمیلی در خصوص زلزله‌ها در دستورالعمل $FEMA P 695$ ارائه شده است.

جدول ۲: زلزله‌های مورد نظر در تحلیل دینامیکی افزایشی بر اساس دستورالعمل FEMA P 695 [۳۲]

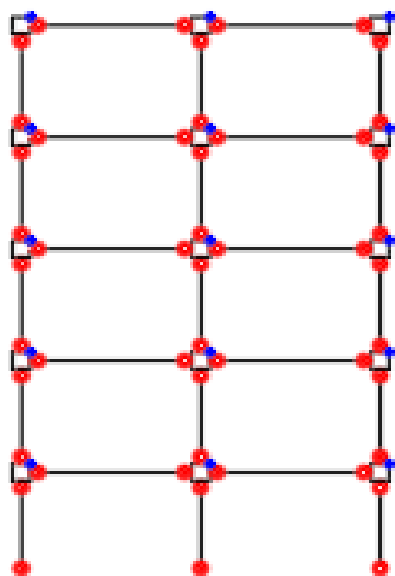
شماره	بزرگی (M)	سال وقوع	زلزله	ایستگاه زلزله
زلزله‌های دور از گسل				
۱	۶٫۷	۱۹۹۴	Northridge	Beverly Hills-Mulhol
۲	۶٫۷	۱۹۹۴	Northridge	Canyon Country-WLC
۳	۷٫۱	۱۹۹۹	Duzce. Turkey	Bolu
۴	۷٫۱	۱۹۹۹	Hector Mine	Hector
۵	۶٫۵	۱۹۷۹	Imperial Valley	Delta
۶	۶٫۵	۱۹۷۹	Imperial Valley	El Santro Array #11
۷	۶٫۹	۱۹۹۵	Kobe. Japan	Nishi-Akashi
۸	۶٫۹	۱۹۹۵	Kobe. Japan	Shin-Osaka
۹	۷٫۹	۱۹۹۹	Kocaeli. Turkey	Duzce
۱۰	۷٫۵	۱۹۹۹	Kocaeli. Turkey	Arcelik
۱۱	۷٫۳	۱۹۹۲	Landers	Yermo Fire Station
۱۲	۷٫۳	۱۹۹۲	Landers	Cool water
۱۳	۶٫۹	۱۹۸۹	Loma Prieta	Capitola
۱۴	۶٫۹	۱۹۸۹	Loma Prieta	Gilroy Array #3
۱۵	۷٫۴	۱۹۹۰	Manjil. Iran	Abbar
۱۶	۶٫۵	۱۹۸۷	Superstation Hills	El Centro Imp. Co
۱۷	۶٫۵	۱۹۸۷	Superstation Hills	Poe Road (temp)
۱۸	۷٫۰	۱۹۹۲	Cape Mendocino	Rio Dell Overpass
۱۹	۷٫۶	۱۹۹۹	Chi-Chi. Taiwan	CHY 101
۲۰	۷٫۶	۱۹۹۹	Chi-Chi. Taiwan	TCU 045

۲۱	۶,۶	۱۹۷۱	San Fernando	LA - Hollywood Store
۲۲	۶,۵	۱۹۷۶	Friuli. Italy	Tolmezzo
زلزله‌های نزدیک گسل بدون پالس				
۲۳	۶,۸	۱۹۸۶	Gazli. USSR	Karakyr
۲۴	۶,۵	۱۹۷۹	Imperial Valley-06	Bonds Korner
۲۵	۶,۵	۱۹۷۹	Imperial Valley-06	Chihuahua
۲۶	۶,۸	۱۹۸۵	Nahanni. Canada	Site 1
۲۷	۶,۸	۱۹۸۵	Nahanni. Canada	Site 2
۲۸	۶,۹	۱۹۸۹	Loma Prieta	BRAN
۲۹	۶,۹	۱۹۸۹	Loma Prieta	Corralitos
۳۰	۷,۰	۱۹۹۲	Cape Mendocino	Cape Mendocino
۳۱	۶,۷	۱۹۹۴	Northridge-01	LA - Sepulveda VA
۳۲	۶,۷	۱۹۹۴	Northridge-01	Northridge-Saticoy
۳۳	۷,۵	۱۹۹۹	Kocaeli. Turkey	Yarimca
۳۴	۷,۶	۱۹۹۹	Chi-Chi. Taiwan	TCU067
۳۵	۷,۶	۱۹۹۹	Chi-Chi. Taiwan	TCU084
۳۶	۷,۹	۲۰۰۲	Denali. Alaska	TAPS Pump Sta.#11
زلزله‌های نزدیک گسل با پالس				
۳۷	۶,۵	۱۹۷۹	Imperial Valley-06	El Santro Array #6
۳۸	۶,۵	۱۹۷۹	Imperial Valley-06	El Santro Array #7
۳۹	۶,۹	۱۹۸۰	Irpinia. Italy-01	Starno
۴۰	۶,۵	۱۹۸۷	Superstation Hills-02	Parachute Test Site
۴۱	۶,۹	۱۹۸۹	Loma Prieta	Saratoga-Aloha
۴۲	۶,۷	۱۹۹۲	Erzincan. Turkey	Erzincan

۴۳	۷,۰	۱۹۹۲	Cape Mendocino	Petrolia
۴۴	۷,۳	۱۹۹۲	Landers	Lucerne
۴۵	۶,۷	۱۹۹۴	Northridge-01	Rinaldi Receiving Station
۴۶	۶,۷	۱۹۹۴	Northridge-01	Sylmar-Olive View
۴۷	۷,۵	۱۹۹۹	Kocaeli, Turkey	Izmir
۴۸	۷,۶	۱۹۹۹	Chi-Chi, Taiwan	TCU065
۴۹	۷,۶	۱۹۹۹	Chi-Chi, Taiwan	TCU102
۵۰	۷,۱	۱۹۹۹	Duzce, Turkey	Duzce

۴- صحت سنجی مدل سازی

سوویتا و همکاران یک سازه‌ی فولادی ۴ طبقه با ابعاد واقعی را در میز لرزه‌ی مرکز دفاعی ژاپن تحت شتاب‌نگاشت زلزله قرار دادند و رفتار آن را در مرحله‌ی فروریزش مطالعه کردند [۲۱]. این سازه بر اساس آیین‌نامه‌ها و مقررات لرزه‌ای کشور ژاپن در آن زمان طراحی شده بود. تمام مشخصات مربوط به مقاطع و مصالح این سازه در منبع [۲۱] آمده است. شکل (۵) نمای کلی سازه‌ی موردنظر را نشان می‌دهد. برای اعمال بار لرزه‌ای به سازه‌ی فوق از زلزله‌ی ثبت‌شده‌ی *Kobe* در ایستگاه *Takatori* استفاده شده است که مؤلفه‌های این زلزله به سازه فوق اعمال و در نتیجه فروریزش سازه به علت فروریزش تدریجی در طبقه‌ی اول گزارش شده است. در مدل رایانه‌ای صحت-سنجی تحقیق حاضر نیز از فنرهای پیچشی پلاستیک در المان‌ها و چشمه‌های اتصال استفاده شد و از اثر دال بر تیرها و ستون‌ها صرف‌نظر گردید. این قاب در نرم‌افزار *OpenSees 2.5.0* مدل‌سازی و تحت زلزله‌ی راستای شرقی- غربی (*EW*) زلزله‌ی *Kobe* ایستگاه *Takatori* قرار گرفت. مطابق مرجع موردنظر، زلزله‌ها در ۴ سطح ۲۰٪، ۴۰٪، ۶۰٪ و ۱۰۰٪ شتاب، به سازه اعمال و بیشترین گریز طبقه‌ی (نسبت جابجایی نسبی طبقه بر ارتفاع طبقه) سازه با نتایج آزمایشگاهی مقایسه شد. نتایج به‌دست‌آمده در این تحقیق نیز مطابقت خوبی با نتایج آزمایشگاهی داشت.

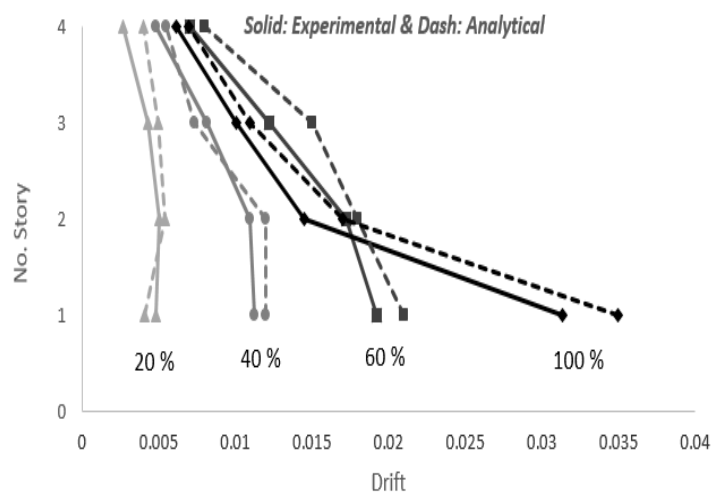


(ب)



(الف)

شکل ۵: پیکر بندی سازه: الف) مدل آزمایشگاهی با مقیاس واقعی در میز لرزه‌ای مرکز دفاعی ژاپن [۲۱] و ب) قاب دو دهانه‌ی مدل سازی شده جهت صحت سنجی



شکل ۶: نتایج آزمایشگاهی و تحلیلی مدل‌های سازه‌ی مورد نظر تحت زلزله‌ی Kobe

۵- نتایج تحلیل‌ها

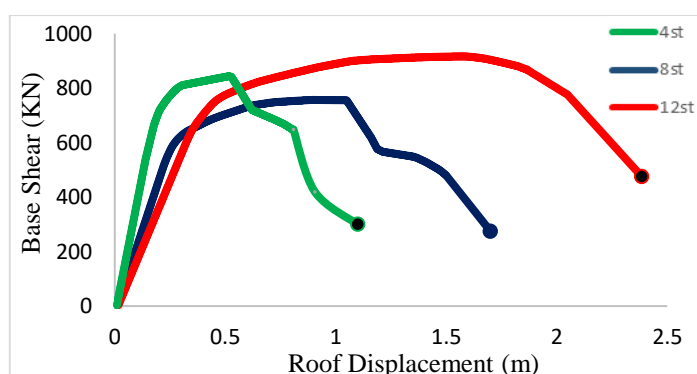
به منظور ارزیابی عملکرد سازه‌ها تحت بار جانبی، ابتدا تحلیل استاتیکی غیرخطی (بار جانبی افزایشی استاتیکی) هر سه سازه انجام گردید. مطابق (NIST, 2011) و تحقیق زرگر و مدینا در سال ۲۰۱۴ جهت انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی سازه‌ها از پیش بارگذاری $1.05D + 0.25L$ استفاده گردید که D و L بارهای مرده و زنده می‌باشند [۴۲ و ۴۳]. رابطه‌ی (۱۱) به منظور محاسبه نیروی محوری ستون‌ها پیشنهاد شده است [۴۲ و ۴۳].

$$P_r = P_{grav} + 0.5P_{E,max} \quad (11)$$

در رابطه‌ی فوق P_r نیروی محوری کل ستون، P_{grav} نیروی محوری ستون‌ها ناشی از بارهای ثقیلی و $P_{E,max}$ بیشترین نیروی محوری ستون‌ها تحت اثر تحلیل استاتیکی غیرخطی بار افزون می‌باشد.

۵-۱- نتایج تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی بار افزون سازه‌ها

مطابق شکل (۷) منحنی‌های بار افزون سازه‌های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه نشان داده شده است. نمودارهای ذیل نتیجه‌ی تحلیل استاتیکی غیرخطی سازه‌های سه‌بعدی مذکور می‌باشد. الگوی بارگذاری بر اساس شکل مد اول سازه بوده است و پیش بارگذاری ثقیلی بر اساس ترکیب بارهای نشریه‌ی ۳۶۰ بهسازی اعمال شده است [۴۴]. مطابق نمودارهای این شکل افت مقاومت سازه‌ها بر اساس مدل رفتاری سه خطی ایبارا-مدینا-کراوینکلر اعمال شده است.



شکل ۷: نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی بار افزون سازه‌های قاب خمشی ویژه ۴، ۸ و ۱۲ طبقه

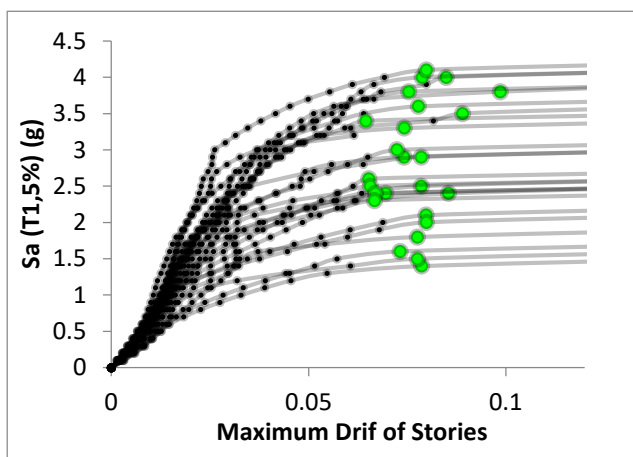
در شکل (۷) نقطه‌ی انتهایی نمودارها نشان‌دهنده‌ی واگرایی در تحلیل و به عبارتی معادل فروریزش سازه‌ها تحت بارگذاری جانبی استاتیکی نموی می‌باشد. ملاحظه می‌گردد که مقاومت جانبی سازه‌ی ۱۲ طبقه بزرگ‌تر از سایر سازه‌ها می‌باشد. سختی اولیه‌ی سازه ۴ طبقه نیز در قیاس با سازه‌های دیگر بیشتر است.

۵-۲- نتایج تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی افزایشی

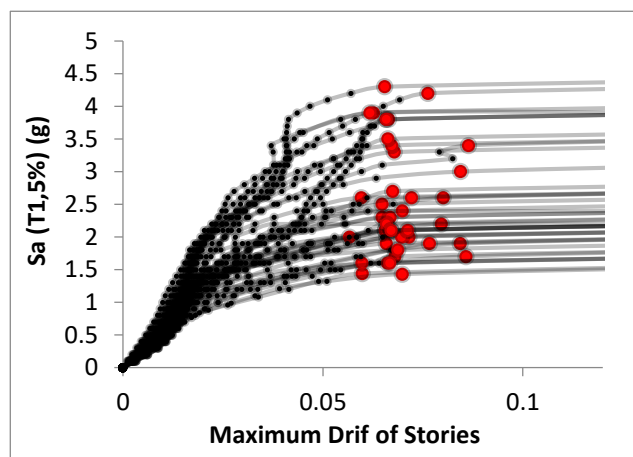
۵-۲-۱- نتایج تحلیل‌های دینامیکی افزایشی سازه‌ی ۴ طبقه

تحلیل‌های دینامیکی نموی (IDA) با گام‌های افزایشی و یکسان یک‌دهم انجام شده است. تحلیل‌ها تا فروریزش سازه ۴ طبقه پیش برده شده است. بدین منظور ۲۲ زوج رکورد دور از گسل (۴۴ شتاب‌نگاشت)، ۱۴ زوج رکورد نزدیک گسل بدون پالس (۲۸ زوج

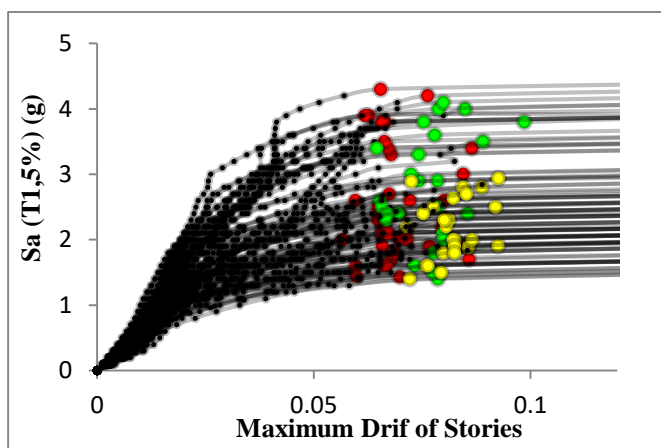
شتاب‌نگاشت) و ۱۴ زوج رکورد نزدیک گسل با پالس (۲۸ زوج شتاب‌نگاشت) بر سازه‌ی مورد نظر اعمال شده است و منحنی‌های IDA آن‌ها به دست آمده است. شکل‌های (۸) الی (۱۰) به ترتیب منحنی‌های IDA سازه‌ی ۴ طبقه را تحت زلزله‌های دور از گسل، زلزله‌های نزدیک گسل بدون پالس و زلزله‌های نزدیک گسل با پالس نشان می‌دهند. شکل (۱۱) نیز منحنی‌های IDA را برای همه‌ی ۱۰۰ شتاب‌نگاشت دستورالعمل $FEMA P 695$ ارائه می‌دهد. لازم به ذکر است محور افقی این نمودارها دریافت حداکثر طبقات سازه و محور عمودی شتاب طیفی مد اول سازه و با میرایی ۵ درصد تحت زلزله‌های مورد نظر می‌باشد.



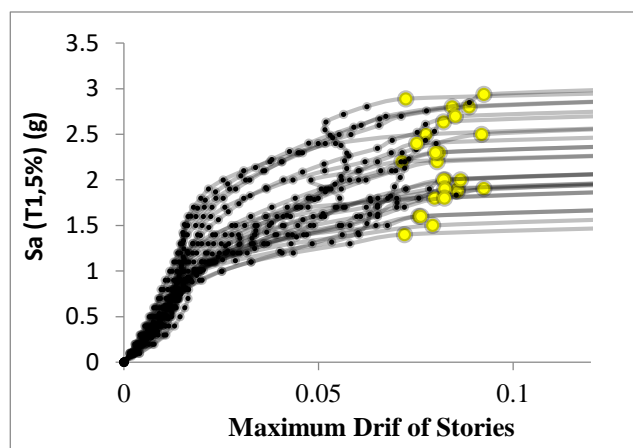
شکل ۹: نتایج تحلیل‌های IDA سازه‌ی ۴ طبقه تحت ۲۸ شتاب‌نگاشت نزدیک گسل بدون پالس



شکل ۸: نتایج تحلیل‌های IDA سازه‌ی ۴ طبقه تحت ۴۴ شتاب‌نگاشت دور از گسل



شکل ۱۱: نتایج تحلیل‌های IDA سازه‌ی ۴ طبقه تحت ۱۰۰ شتاب‌نگاشت دستورالعمل $FEMA P 695$



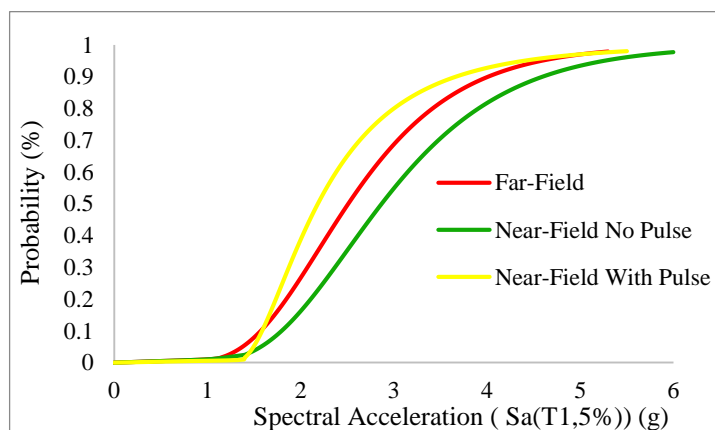
شکل ۱۰: نتایج تحلیل‌های IDA سازه‌ی ۴ طبقه تحت ۲۸ شتاب‌نگاشت نزدیک گسل با پالس

برای تولید منحنی‌های شکست بر اساس نتایج حاصل از تحلیل‌های دینامیکی افزایشی، از روش‌های آماری استفاده شده است. هدف استخراج منحنی‌های شکست برای سطح فروریزش و تفسیر احتمالاتی و مقایسه‌ی ظرفیت فروریزش سازه‌های مورد نظر بوده است. برای شرایط فوق منحنی‌های شکست بر اساس رابطه‌ی (۱۲) به دست آمده است [۱۳]:

$$Fragility(x) = P[S_a \geq S_{a,c} | S_a = x] = P[S_{a,c} \leq x] \quad (12)$$

تابع $Fragility(x)$ مقدار عددی منحنی شکست فروریزش به ازای شتاب طیفی X می‌باشد. S_a شتاب طیفی و $S_{a,c}$ ظرفیت فروریزش سازه می‌باشد. $P[S_{a,c} \leq x]$ احتمال فراگذشت شتاب طیفی X از ظرفیت فروریزش سازه می‌باشد. منحنی شکست می‌تواند به‌عنوان تابع توزیع تجمعی^{۱۳} (CDF) شتاب‌های فروریزش تحلیل‌های دینامیکی افزایشی تحت زلزله‌های مختلف نیز برآورد گردد [۱۳].

مطابق شکل (۱۲) منحنی‌های شکست مربوط به ظرفیت فروریزش سازه‌ی ۴ طبقه تحت هر گروه از زلزله‌ها ارائه شده است. مطابق شکل ذیل ملاحظه می‌گردد که به ازای شتاب‌های طیفی مختلف، احتمال فروریزش تحت زلزله‌های نزدیک گسل با پالس بیشتر و تحت زلزله‌های نزدیک گسل بدون پالس کمتر است. ظرفیت فروریزش تحت زلزله‌های دور از گسل بین دو گروه دیگر قرار دارد.



شکل ۱۲: منحنی‌های شکست ظرفیت فروریزش سازه‌ی ۴ طبقه تحت سه گروه زلزله

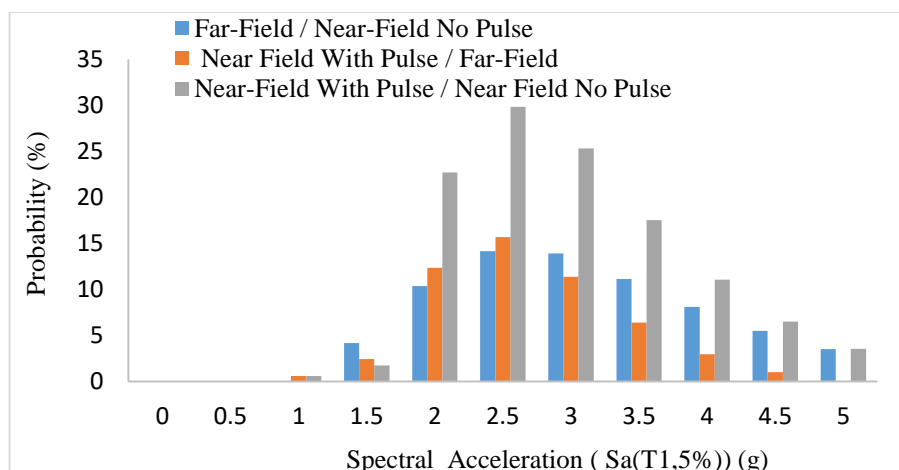
منحنی‌های شکست را می‌توان برای سطوح احتمال ۱۶٪، ۵۰٪ و ۸۴٪ (معادل $Z=1$ و $Z=0$ و $Z=-1$ در توزیع لوگ نرمال) خلاصه نمود که این روش در پژوهش‌های مختلف مانند گزارش *PEER* رایج می‌باشد [۱۳]. در نتیجه به منظور ارائه‌ی نتایج عددی شکل (۱۲)، ظرفیت فروریزش سازه‌ی ۴ طبقه به ازای سطوح احتمال ۱۶٪، ۵۰٪ و ۸۴٪ داده‌ها، در جدول (۳) ارائه شده است.

جدول ۳: ظرفیت فروریزش سازه‌ی ۴ طبقه تحت سه گروه زلزله در سطوح احتمالاتی مختلف

درصد	دور از گسل (g)	نزدیک گسل بدون پالس (g)	نزدیک گسل با پالس (g)
۱۶٪	۱/۹۹	۱/۷۴	۱/۶۷
۵۰٪	۲/۸۷	۲/۵۱	۲/۱۸
۸۴٪	۴/۱۴	۳/۶۱	۳/۲۱

مطابق این جدول، به‌عنوان نمونه، در سطح احتمالاتی ۵۰٪، ظرفیت فروریزش تحت زلزله‌های نزدیک گسل بدون پالس ۱۵٫۱٪ بیشتر از زلزله‌های نزدیک گسل با پالس می‌باشد. همچنین در همین سطح احتمالاتی ظرفیت فروریزش تحت زلزله‌های دور از گسل ۳۱٫۶٪ بزرگ‌تر از زلزله‌های نزدیک گسل با پالس می‌باشد. با محاسبه‌ی اختلاف منحنی‌های شکست می‌توان تفسیر متفاوتی از نتایج را به دست آورد. مطابق شکل (۱۳) اختلاف منحنی‌های شکست سازه‌ی ۴ طبقه در سه گروه زلزله به‌صورت دوجه‌دو مقایسه و بررسی شده است.

^{۱۳} Cumulative Distribution Function

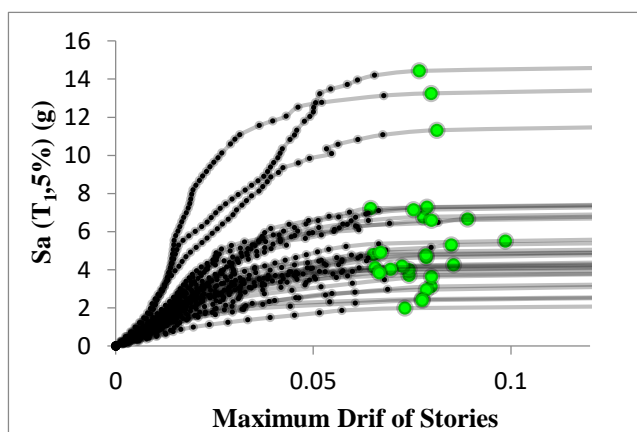


شکل ۱۳: مقایسه‌ی میزان افزایش احتمال فروریزش سازه‌ی ۴ طبقه تحت سه گروه زلزله و مقایسه‌ی آن‌ها با هم

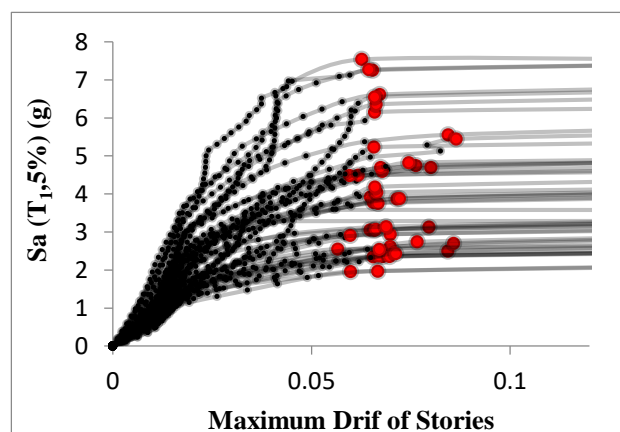
مطابق شکل (۱۳) اعمال رکوردهای نزدیک گسل با پالس در مقایسه با زلزله‌های دور از گسل بیشترین افزایش احتمال فروریزش را داشته است. به‌عنوان نمونه شتاب طیفی $2.5g$ زلزله‌های نزدیک گسل با پالس در حدود 30% احتمال فروریزش را نسبت به زلزله‌های دور از گسل افزایش داده است. به‌آرامی همین مقدار شتاب طیفی زلزله‌های نزدیک گسل با پالس در حدود 16% احتمال فروریزش را نسبت به زلزله‌های نزدیک گسل بدون پالس افزایش داده است. در مقایسه‌ی دیگر شتاب طیفی $2.5g$ زلزله‌های نزدیک گسل بدون پالس در حدود 15% احتمال فروریزش را نسبت به زلزله‌های دور از گسل افزایش داده‌اند. با توجه به شکل (۱۳) مشخص است که میزان کاهش یا افزایش احتمال فروریزش در مقایسه‌ی گروه‌های مختلف زلزله به‌شتاب طیفی فروریزش بستگی دارد. بیشترین اختلاف عملکرد قاب تحت زلزله‌ها در حدود شتاب طیفی $2.5g$ می‌باشد و با کاهش یا افزایش شتاب طیفی نقش ماهیت زلزله‌ها کمرنگ‌تر می‌شود.

۵-۲-۲- نتایج تحلیل‌های دینامیکی افزایشی سازه‌ی ۸ طبقه

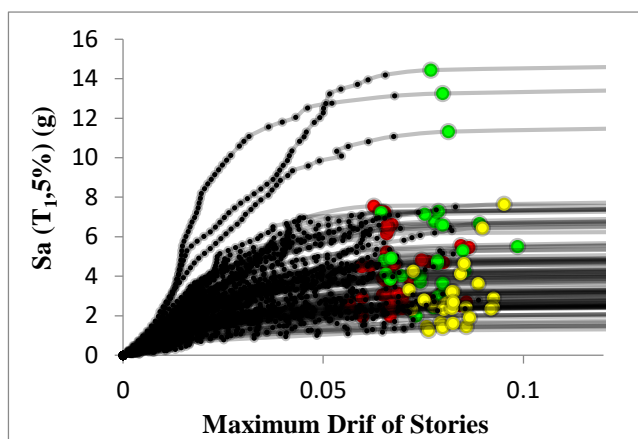
شکل‌های (۱۴) الی (۱۶) به‌ترتیب منحنی‌های *IDA* سازه‌ی ۸ طبقه تحت زلزله‌های دور از گسل، نزدیک گسل بدون پالس و نزدیک گسل با پالس را نمایش می‌دهند. شکل (۱۷) نیز منحنی‌های *IDA* را برای همه‌ی ۱۰۰ شتاب‌نگاشت دستورالعمل *FEMA P 695* ارائه می‌دهد. لازم به ذکر است محور افقی این نمودارها دریافت حداکثر طبقات سازه و محور عمودی شتاب طیفی مد اول سازه و با میرایی ۵ درصد تحت زلزله‌های موردنظر می‌باشد. ظرفیت فروریزش سازه‌ی ۸ طبقه در این شکل‌ها با نقاط رنگی نمایش داده شده است.



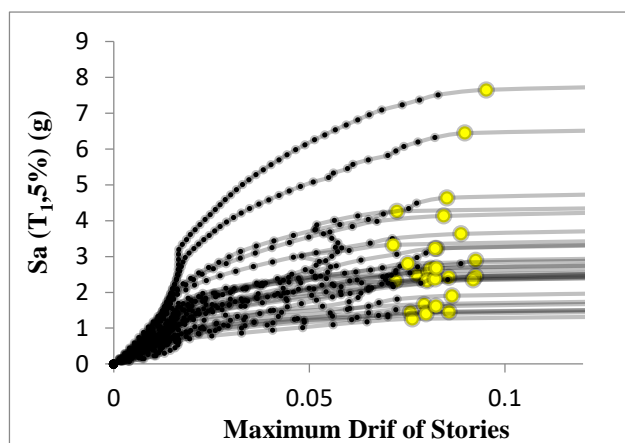
شکل ۱۵: منحنی‌های *IDA* سازه‌ی ۸ طبقه تحت زلزله‌های نزدیک گسل بدون پالس



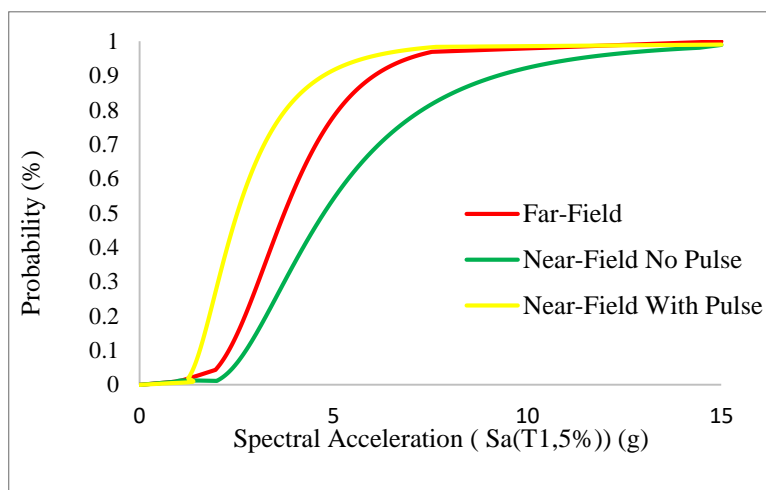
شکل ۱۴: منحنی‌های *IDA* سازه‌ی ۸ طبقه تحت زلزله‌های دور از گسل



شکل ۱۷: منحنی‌های IDA سازه‌ی ۸ طبقه تحت ۱۰۰ رکورد دستورات عمل FEMA P695



شکل ۱۶: منحنی‌های IDA سازه‌ی ۸ طبقه تحت زلزله‌های نزدیک گسل با پالس



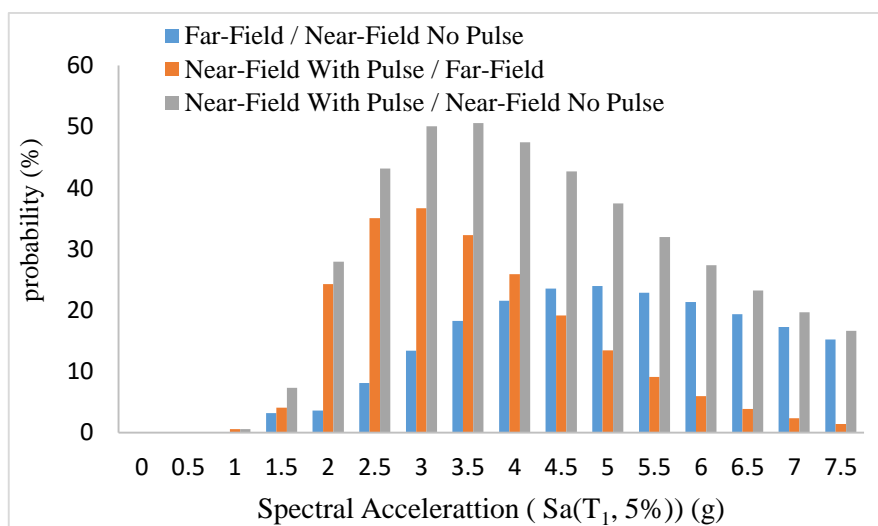
شکل ۱۸: منحنی‌های شکست ظرفیت فروریزش سازه‌ی ۸ طبقه تحت سه گروه زلزله

مطابق شکل (۱۸) شتاب طیفی موردنظر احتمال رخداد فروریزش تحت زلزله‌های نزدیک گسل با پالس حداکثر و تحت زلزله‌های دور از گسل حداقل است. به‌منظور ارائه‌ی نتایج کمی منحنی‌های شکست جدول (۴) ارائه شده است. مطابق این جدول به‌عنوان نمونه سطح احتمالاتی ۱۶٪ شتاب طیفی فروریزش سازه‌ی ۸ طبقه تحت زلزله‌های نزدیک گسل بدون پالس ۳،۵۰٪ بزرگ‌تر از شتاب طیفی متناظر زلزله‌های نزدیک گسل با پالس می‌باشد. همچنین شتاب طیفی فروریزش تحت زلزله‌های دور از گسل ۱،۸۰٪ بیش از زلزله‌های نزدیک گسل با پالس می‌باشد. به عبارتی می‌توان گفت پتانسیل و احتمال فروریزش سازه ۸ طبقه تحت زلزله‌های نزدیک گسل با پالس تحت شتاب‌های طیفی فروریزش یکسان، بزرگ‌تر می‌باشد.

جدول ۴: ظرفیت فروریزش سازه‌ی ۸ طبقه تحت سه گروه زلزله در سطوح احتمالاتی مختلف

درصد	دور از گسل (g)	نزدیک گسل بدون پالس (g)	نزدیک گسل با پالس (g)
٪۱۶	۳/۰۸	۲/۵۷	۱/۷۱
٪۵۰	۴/۷۷	۳/۷۳	۲/۵۲
٪۸۴	۷/۹۱	۵/۴۴	۴/۰۸

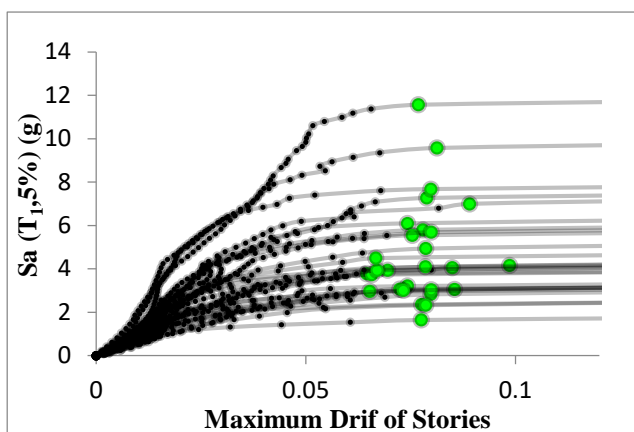
مطابق شکل (۱۹) میزان افزایش احتمال فروریزش سازه‌ی ۸ طبقه تحت سه گروه زلزله دوبه دو مقایسه شده است. ملاحظه می‌شود که در مقایسه‌ی زلزله‌های نزدیک گسل با پالس و دور از گسل حداکثر اختلاف حدود ٪۴۸ می‌باشد. به عبارتی اعمال رکوردهای نزدیک گسل با پالس ٪۴۸ احتمال فروریزش را افزایش می‌دهد. این مقدار وابسته به شتاب طیفی فروریزش می‌باشد و در حدود ۳ تا ۳٫۵ g به دست آمده است. سایر مقایسه‌ها را می‌توان از شکل ذیل ارزیابی نمود.



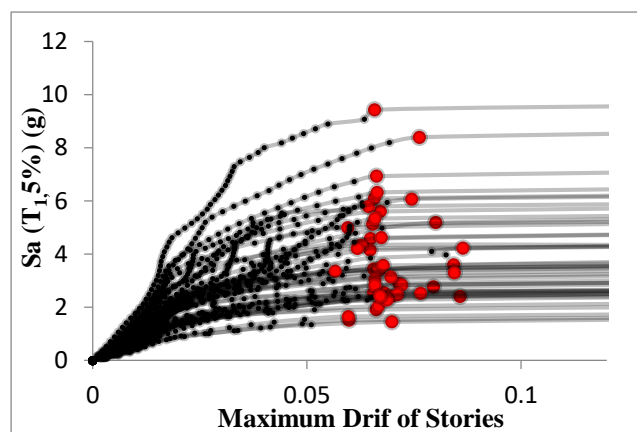
شکل ۱۹: مقایسه‌ی میزان افزایش احتمال فروریزش سازه‌ی ۸ طبقه تحت سه گروه زلزله و مقایسه‌ی آن‌ها با هم

۵-۲-۳- نتایج تحلیل‌های دینامیکی افزایشی سازه‌ی ۱۲ طبقه

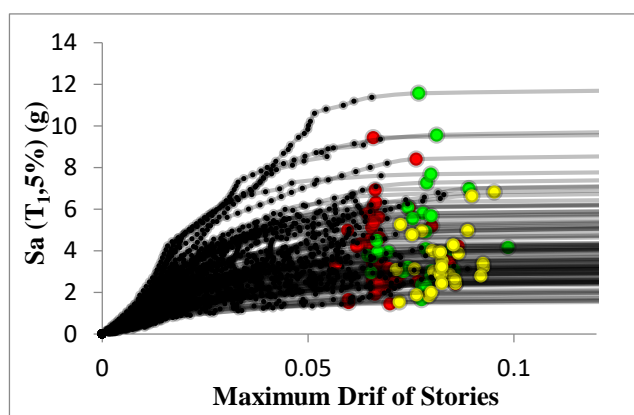
نتایج حاصل از تحلیل‌های دینامیکی افزایشی برای سازه‌ی ۱۲ طبقه تحت زلزله‌های دور از گسل، نزدیک گسل بدون پالس و نزدیک گسل با پالس به ترتیب در شکل‌های (۲۰) الی (۲۲) ارائه شده است.



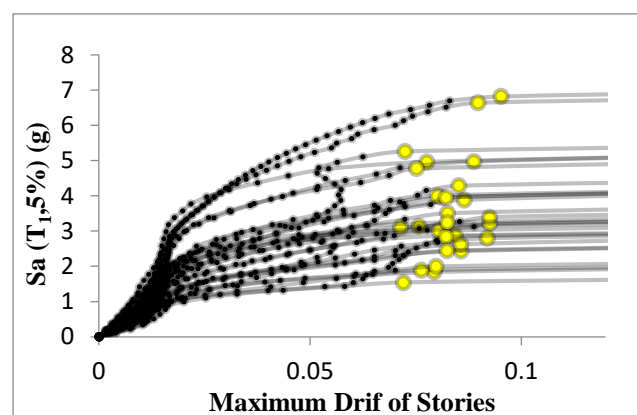
شکل ۲۱: منحنی‌های *IDA* سازه‌ی ۱۲ طبقه تحت زلزله‌های نزدیک گسل بدون پالس



شکل ۲۰: منحنی‌های *IDA* سازه‌ی ۱۲ طبقه تحت زلزله‌های دور از گسل

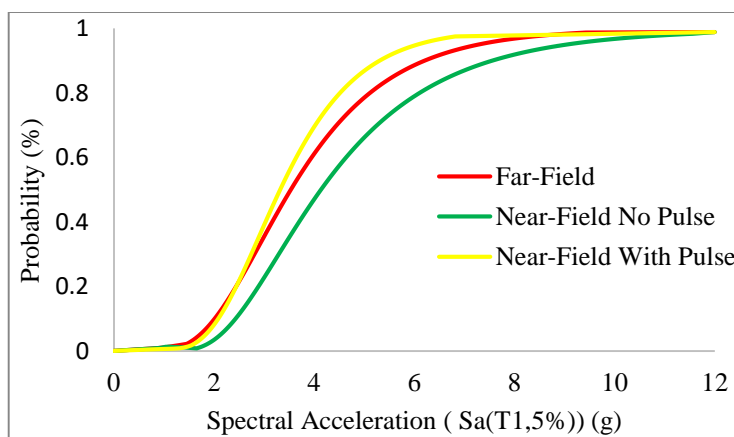


شکل ۲۳: منحنی‌های *IDA* سازه‌ی ۱۲ طبقه تحت ۱۰۰ رکورد دستورالعمل FEMA P695



شکل ۲۲: منحنی‌های *IDA* سازه‌ی ۱۲ طبقه تحت زلزله‌های نزدیک گسل با پالس

منحنی‌های شکست مربوط به ظرفیت‌های فروریزش سازه‌ی ۱۲ طبقه تحت ۱۰۰ شتاب‌نگاشت مطابق شکل (۲۴) ارائه شده است. ملاحظه می‌شود که همانند سایر سازه‌ها زلزله‌های نزدیک گسل با پالس شرایط بحرانی‌تر را برای سازه ایجاد کرده است، البته نتایج مربوط به زلزله‌های نزدیک گسل بدون پالس نسبتاً اختلاف کمتری را با نتایج زلزله‌های نزدیک گسل با پالس دارند.



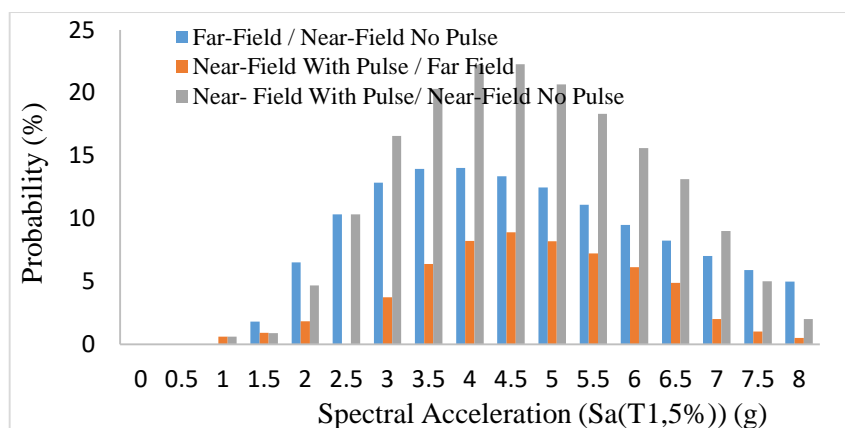
شکل ۲۴: منحنی‌های شکست ظرفیت فروریزش سازه‌ی ۱۲ طبقه تحت سه گروه زلزله

مطابق جدول (۵)، ظرفیت‌های فروریزش سازه‌ی ۱۲ طبقه برای سه گروه زلزله در سه سطح احتمالاتی ارائه شده است. به عنوان نمونه در سطح ۰.۸۴٪ ظرفیت فروریزش قاب موردنظر تحت زلزله‌های نزدیک گسل بدون پالس ۰.۱۴،۴٪ بیش از زلزله‌های دور از گسل می‌باشد. در همین سطح احتمال، ظرفیت فروریزش تحت زلزله‌های دور از گسل ۰.۳۷،۴٪ بیش از زلزله‌های با پالس می‌باشد.

جدول ۵: ظرفیت فروریزش سازه‌ی ۱۲ طبقه تحت سه گروه زلزله در سطوح احتمالاتی مختلف

درصد	دور از گسل (g)	نزدیک گسل بدون پالس (g)	نزدیک گسل با پالس (g)
۰.۱۶٪	۲/۷۲	۲/۲۸	۲/۳۱
۰.۵۰٪	۴/۱۵	۳/۵۴	۳/۳۲
۰.۸۴٪	۶/۵۷	۵/۴۷	۴/۷۸

مطابق شکل (۲۵)، در مقایسه‌ی دوبه‌دوی زلزله‌ها و در بازه‌ی ۳،۵g تا ۵،۵g، بیشترین اختلاف ظرفیت‌های فروریزش بین پاسخ قاب ملاحظه می‌شود. ملاحظه می‌گردد زلزله‌های نزدیک گسل با پالس در این بازه تا ۲۳ درصد در مقایسه با زلزله‌های دور از گسل احتمال فروریزش را افزایش داده‌اند. زلزله‌های نزدیک گسل بدون پالس در مقایسه با زلزله‌های دور از گسل تا ۱۳ درصد و زلزله‌های نزدیک گسل با پالس در مقایسه با زلزله‌های نزدیک گسل بدون پالس در حدود ۹ درصد احتمال فروریزش را افزایش می‌دهند.



شکل ۲۵: مقایسه‌ی میزان افزایش احتمال فروریزش سازه‌ی ۸ طبقه تحت سه گروه زلزله و مقایسه‌ی آن‌ها با هم

۶- نتیجه‌گیری

در این تحقیق، سازه‌های قاب خمشی فولادی با شکل‌پذیری ویژه با تعداد طبقات ۴، ۸ و ۱۲ در نظر گرفته شده است. سازه‌های سه‌بعدی ابتدا در نرم‌افزار *ETABS 2016* طراحی شده‌اند سپس کنترل سازه‌ها بر اساس آیین‌نامه‌های داخلی و استاندارد لرزه‌ای ۲۸۰۰ ویرایش چهارم صورت گرفته است. مدل‌های غیرخطی سازه‌های سه‌بعدی در نرم‌افزار *OpenSees 2.5.0* شبیه‌سازی شده‌اند. در مدل‌سازی رفتار غیرخطی المان‌های سازه‌ها از نتایج مطالعات آزمایشگاهی مراجع معتبر بهره گرفته شده است. در مدل‌سازی، فرضیات ساده‌کننده‌ای در نظر گرفته نشده است. تحلیل‌های موردنظر شامل تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی بار افزون، تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی افزایشی *IDA* می‌باشد و سپس به منظور تفسیر احتمالاتی نتایج، منحنی‌های شکست توسعه داده شده‌اند. مدل‌های رفتار غیرخطی به فنرهای دورانی پلاستیک در دو انتهای المان‌های تیر و ستون اختصاص یافته است. زلزله‌های موردنظر بر اساس دستورالعمل *FEMA P 695* شامل ۲۲ زوج رکورد دور از گسل، ۱۴ زوج رکورد نزدیک گسل بدون پالس و ۱۴ زوج رکورد نزدیک گسل با پالس در نظر گرفته شده است. با بررسی نتایج ارائه شده موارد زیر قابل ذکر است:

- با توجه به صحت‌سنجی انجام شده که یک مدل آزمایشگاهی سه‌بعدی بر روی میز لرزه‌ی موسسه‌ی *E-Defense* ژاپن بوده است، نتیجه‌ی حاصل نشان داد که مدل‌های ایجاد شده قابل اعتماد بوده و نتایج حاصل از تحلیل‌ها، نتایج نسبتاً دقیق و قابل اطمینانی می‌باشند.
- با توجه به تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی بار افزون سازه‌های قاب خمشی فولادی با شکل‌پذیری ویژه ۴، ۸ و ۱۲ طبقه نیز، شکل‌پذیری بیشتری برای قاب ۱۲ طبقه حاصل شد. در محاسبه‌ی شکل‌پذیری، جابجایی نهایی (در ۸۰ درصد مقاومت جانبی) بر جابجایی انتهایی رفتار خطی در مدل دوخطی ارائه شده تقسیم می‌شود.
- آزمون آماری *P-Value* در مورد نتایج ظرفیت‌های فروریزش نشان می‌دهد که نتایج حاصل با توزیع لوگ نرمال مطابقت بهتری در مقایسه با توزیع نرمال دارند، لذا جهت توسعه‌ی منحنی‌های شکست از توزیع لوگ نرمال داده‌های شتاب‌های طیفی استفاده گردیده است.
- با انجام تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی افزایشی *IDA* سازه‌های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه تحت ۱۰۰ رکورد دستورالعمل *FEMA P 695* و توسعه منحنی‌های شکست مربوط به ظرفیت فروریزش آن‌ها تحت زلزله‌های دور از گسل و نزدیک گسل با و بدون پالس مشخص گردید که به ازای شتاب‌های طیفی مختلف، احتمال فروریزش تدریجی پیش‌رونده تحت زلزله‌های نزدیک گسل با پالس بیش از زلزله‌های دور از گسل می‌باشد. احتمال فروریزش این سازه‌ها تحت زلزله‌های نزدیک گسل بدون پالس کمتر از زلزله‌های نزدیک گسل با پالس و بیشتر از زلزله‌های دور از گسل بوده است. در مورد این سازه‌ها ظرفیت فروریزش تحت زلزله‌های دور از گسل از زلزله‌های نزدیک گسل با و بدون پالس بیشتر بوده است. به‌عنوان نمونه در مورد سازه‌ی ۴ طبقه، در سطح احتمالاتی ۵۰٪،

ظرفیت فروریزش تحت زلزله‌های دور از گسل ۱،۱۵٪ بیشتر از زلزله‌های نزدیک گسل با پالس می‌باشد. همچنین در همین سطح احتمالاتی، ظرفیت فروریزش تحت زلزله‌های نزدیک گسل بدون پالس ۳۱،۶٪ بزرگ‌تر از زلزله‌های نزدیک گسل با پالس به‌دست‌آمده است.

- بررسی نقش ارتفاع سازه بر ظرفیت‌های فروریزش لرزه‌ای نشان می‌دهد که در سطح ۵۰ درصد، ظرفیت فروریزش قاب‌های ۸ و ۱۲ طبقه تفاوت زیادی ندارد ولی ظرفیت فروریزش قاب ۴ طبقه کمتر است. در سطوح ۱۶ و ۸۴ درصد نیز ظرفیت فروریزش قاب‌های ۸ و ۱۲ طبقه تفاوت زیادی ندارند ولی در هر دو سطح فوق و به‌خصوص در سطح ۸۴ درصد، ظرفیت فروریزش قاب ۴ طبقه به‌مراتب کمتر است ظرفیت فروریزش سازه‌ی ۴ طبقه در سطح ۸۴ درصد، تحت زلزله‌های نزدیک گسل با پالس، بدون پالس و دور از گسل به ترتیب $g/3/21$ ، $g/3/61$ و $g/4/14$ می‌باشد. به عبارتی سازه‌ی کوتاه مرتبه در سطوح مختلف شتاب‌های طیفی، ظرفیت فروریزش کمتری داشته است و سازه‌های میان و بلند مرتبه ظرفیت فروریزش بیش‌تری داشته‌اند.

- نتایج نشان می‌دهد که به ازای شتاب‌های طیفی مختلف، احتمال فروریزش سازه‌های قاب خمشی مختلف تحت زلزله‌های نزدیک گسل با پالس بیشتر و تحت زلزله‌های دور از گسل کمتر است و همچنین احتمال فروریزش سازه‌های مذکور تحت زلزله‌های نزدیک گسل بدون پالس بین مقادیر احتمال خرابی دو گروه زلزله‌های نزدیک گسل با پالس و دور از گسل می‌باشد.

مراجع

- [1] Liu, Y., Xu, L. and Grierson, D. E. (2003). Performance of buildings under abnormal loading. *In Proceedings of the Response of Structures to Extreme Loading Conference*, Toronto, Canada.
- [2] Kaewkulchai, G. and Williamson, E.B. (2003). Progressive collapse behaviour of planar frame structures. *In Proceedings of the Response of Structures to Extreme Loading Conference*, Toronto, Canada.
- [3] Adam, C., Ibarra, L. F. and Krawinkler, H. (2004). "Evaluation of P-delta effects in non-deteriorating MDOF structures from equivalent SDOF systems," *Proc., 13th World Conf. on Earthquake Engineering*, Vancouver, B.C., Canada, Paper No. 3407.
- [4] Miranda, E. and Akkar, D. (2003). Dynamic instability of simple structural systems. *Journal of Structural Engineering*, 129 (12), pages 1722-1726.
- [5] Williamson, E.B. (2003). Evaluation of damage and P-D effects for systems under earthquake excitation. *Journal of Structural Engineering*, 129(8), pages 1036-1046.
- [6] Bernal, D. (1987). Amplification factors for inelastic dynamic P-Delta effects in earthquake analysis. *Journal of Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 15(5), pages 635-651.
- [7] Bernal, D. (1992). Instability of buildings subjected to earthquakes. *Journal of Structural Engineering*, 118(8), pages 2239-2260.
- [8] Bernal, D. (1998). Instability of buildings during seismic response. *Journal of Engineering Structures*, 20, 4-6, pages 496-502.
- [9] Bernal, D., Nasser, A. and Bulut, Y. (2006). Instability inducing potential of near fault ground motions. *SMIP 06 Seminar Proceedings*, pages 41-62.
- [10] Rahnama, M. and Krawinkler, H. (1993). *Effect of soft soils and hysteresis models on seismic design spectra*. John A. Blume Earthquake Engineering Research Centre Report No. 108, Department of Civil Engineering, Stanford University.
- [11] Song, J. and Pincheira, J. (2000). Spectral displacement demands of stiffness and strength degrading systems. *Earthquake Spectra*, 16(4), pages 817-851.
- [12] Ibarra, L., Medina, R. and Krawinkler, H. (2002). Collapse assessment of deteriorating SDOF systems. *Proceedings of the 12th European Conference on Earthquake Engineering*, London, UK, Paper 665, Elsevier Science Ltd.
- [13] Ibarra, L. F. and Krawinkler, H., (2005). *Global collapse of frame structures under seismic excitations*. Report No. PEER 2005/06, Pacific Earthquake Engineering Research Centre, University of California at Berkeley, Berkeley, California.

- [14] Vamvatsikos, D. and Cornell, C.A., (2002). Incremental dynamic analysis. *Journal of Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31(3), 491-514.
- [15] Ibarra L. F., Medina R. A. and Krawinkler H., (2005). Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 34(12), pages. 1489-1511.
- [16] Zareian, F. and Krawinkler, H. (2007). Assessment of probability of collapse and design for collapse safety. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 36(13), 1901-1914.
- [17] Kato, B., Akiyama, H., Suzuki, H., and Fukuzawa, Y. (1973). Dynamic collapse tests of steel structural models. *5th World Conf. on Earthquake Engineering*, Rome.
- [18] Rodgers, J. and Mahin, S. (2006). Effects of Connection Fractures on Global Behaviour of Steel Moment Frames Subjected to Earthquakes. *Journal of Structural Engineering*, (ASCE), Vol. 132, No. 1, pages. 78-88.
- [19] Kasai, K., Ooki, Y., Motoyui, S., Takeuchi, T. and Sato, E. (2007). E-Defence tests on full-scale steel buildings: Part 1- Experiments using dampers and isolators," *Proc. Structural Congress, ASCE*, Long Beach, 247-17.
- [20] Tada, M., Ohsaki, M., Yamada, S., Motoyui, S. and Kasai, K. (2007). E-Defence tests on full-scale steel buildings: Part 3 – Analytical simulation of collapse. *Proc. Structures Congress 2007, ASCE*, Long Beach, 247-19.
- [21] Suita, K., Yamada, S., Tada, M. Kasai, K. Matsuoka, Y. and Sato, E. (2007), "E-Defence tests on full-scale steel buildings: Part 2 – Collapse experiments on moment frames," *Proc. Structures Congress 2007, ASCE*, Long Beach, 247-18.
- [22] Lignos, D.G. and Krawinkler, H. (2009). *Side-sway collapse of deteriorating structural systems under seismic excitations*. Report no. TB 172. Stanford (CA): John A. Blume Earthquake Engineering Research Centre. Department of Civil and Environmental Engineering, Stanford University, 1-12.
- [23] Lignos, D.G. and Krawinkler, H. (2011). Deterioration modelling of steel components in support of collapse prediction of steel moment frames under earthquake loading, *Journal of Structural Engineering*, 137 (11), 1291-1302.
- [24] Lignos, D.G. and Krawinkler, H. (2010). A steel database for component deterioration of tubular hollow square steel columns under varying axial load for collapse assessment of steel structures under earthquakes. *In Proceedings of the 7th International Conference on Urban Earthquake Engineering (7CUEE)*, Tokyo, Japan.
- [25] E. Fereshtehnejad, M. Banazadeh and A. Shafieezadeh, (2016). System reliability-based seismic collapse assessment of steel moment frames using incremental dynamic analysis and Bayesian probability network, *Engineering Structures*, 118, 274-286.
- [26] F.M. Nazri, P.Y. Ken, (2014). Seismic performance of moment resisting steel frame subjected to earthquake excitations. *Front. Struct. Civ. Eng.* 8, 19-25.
- [27] A. Elkady, and D. G. Lignos, (2017). Full-Scale Cyclic Testing of Deep Slender Wide-Flange Steel Beam-Columns under Unidirectional and Bidirectional Lateral Drift Demands. *16th World Conference on Earthquake Engineering (16WCEE)*, Santiago, Chile, num. 944.
- [28] Mehdizadeh, K., Karamodin, A., (2017). Probabilistic Assessment of Sidesway Collapse of Steel Moment Frames (Ordinary, Intermediate and Special) under Earthquake. *Journal of Structural and Construction Engineering*, Volume 4, No. 3, pages 129-147.
- [29] Mehdizadeh, K., Karamodin, A., (2017). Evaluation the Possibility of the Occurrence of Progressive Collapse in Steel Moment Frames (Ordinary, Intermediate and Special) Due to Sudden Column Removal. *Journal of Structural and Construction Engineering*, Volume 5, No. 3, pages 85-105.
- [30] Mehdizadeh, K., Karamodin, A., (2018). Investigation of the Effect of Uncertainty of the Ibarra-Medina-Krawinkler Model Parameters on Seismic Collapse Capacity in Steel Moment Resisting Frames. *Journal of Structural and Construction Engineering*, Volume 6, No. 2, pages 45-62.
- [31] Saberi, V., Saberi, H., Sadeghi, A., (2020). Collapse Assessment of Steel Moment Frames Based on Development of Plastic Hinges, *Journal of Science and Technology*, (In Persian).
- [32] FEMA P 695. (2009). *Quantification of Building Seismic Performance Factors*. Washington, D.C. Federal Emergency Management Agency, USA.

- [33] INBC. (2013). *Design and Construction of Steel Structures*. Tehran: Ministry of Housing and Urban Development, Iranian National Building Code, Part 10. (In Persian).
- [34] INBC. (2013). *Design Loads for Buildings*. Tehran: Ministry of Housing and Urban Development, Iranian National Building Code, Part 6. (In Persian).
- [35] BHRC. (2014). *Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings*. Tehran: Building and Housing Research Centre, Standard No. 2800. (In Persian).
- [36] Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M. H. and Fenves, G. L. (2006). *OpenSees Command Language Manual*. <http://OpenSEES.Berkeley.edu/OPENSEES/manuals/user manual/OpenSees Command Language Manual June 2006.pdf>.
- [37] Habibullah, A. (1997). *ETABS-Three Dimensional Analysis of Building Systems*. Manual. Computers and Structures Inc. Berkeley, California.
- [38] Lignos, D.G. and Krawinkler, H. (2007). A database in support of modelling of component deterioration for collapse prediction of steel frame structures. *In Proceeding of the ASCE Structures Congress*, Long Beach CA, SEI institute.
- [39] Gupta, A. and Krawinkler, H. (1999). *Seismic Demands for Performance Evaluation of Steel Moment Resisting Frame Structures*. Technical Report 132, The John A. Blume Earthquake Engineering Research Centre, Department of Civil Engineering, Stanford University, Stanford, CA. <http://server2.docfoc.com/uploads/Z2015/12/26/JWVv1cW5w9/b9e07b8eadbb3936bc52f79b7df20534.pdf>
- [40] PEER Ground Motion Database, Pacific Earthquake Engineering Research Centre, Web Site: http://peer.berkeley.edu/peer_grouNd_motioN_database
- [41] *SeismoSignal*, (2018). Constitutes a simple, yet efficient, package for the processing of strong-motion data.
- [42] NIST. (2011) Research Plan for the Study of Seismic Behaviour and Design of Deep, Slender Wide Flange Structural Steel Beam-Column Member, *NIST GCR 11-917-13*; prepared by the NEHRP Consultants Joint Venture, a partnership of the Applied Technology Council and the Consortium of Universities for Research in Earthquake Engineering for the National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, Maryland.
- [43] Zargar, S. and Medina, R.A. (2014). Hybrid Simulation of an Exterior Steel Column in a 20-Story Moment Resisting Frame. *In Proceedings of the Second European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*, Istanbul, AUG 25-29.
- [44] Commentary of Instruction for seismic Rehabilitation of Existing Buildings NO: 360.