

نشریه مهندسی سازه و ساخت (علمی - پژوهشی)

www.jsce.ir

بررسی تاثیر عدم قطعیت پارامترهای مدل ایبار - مدینا - کراوینکلر بر ظرفیت فروریزش لرزه ای قاب های خمشی فولادی

کوروش مهدی زاده^۱، عباس کرم الدین^{۲*}

۱- دانشجوی دکتری مهندسی سازه، دانشکده فنی مهندسی، گروه مهندسی عمران، دانشگاه فردوسی مشهد، مشهد، ایران

۲- استادیار، دانشکده فنی مهندسی، گروه مهندسی عمران، دانشگاه فردوسی مشهد، مشهد، ایران

چکیده

گرچه فروریزش کلی ساختمان ها تحت زلزله کمتر اتفاق می افتد اما رخداد این حادثه در دهه های اخیر و امکان تکرار آن در آینده، تحقیق در این زمینه را اجتناب ناپذیر نموده است. مطالعات عددی و آزمایشگاهی مختلفی در زمینه ی فروریزش لرزه ای سازه ها صورت گرفته است. از رایج ترین مدل‌هایی که زوال مقاومت و سختی المانهای سازه تحت زلزله را در نظر می گیرد، مدل رفتاری سه خطی ایبار-مدینا- کراوینکلر می باشد که در مورد سازه های فولادی، پارامترهای آن توسط محققین دیگر با انجام تعداد زیاد تستهای اتصالات آزمایشگاهی ارائه شده است. مدل‌های رفتاری حاصل از تستهای آزمایشگاهی معمولاً با برازش یک مدل ریاضی همراه است و خطاهای زیادی دارد، به عبارتی وجود عدم قطعیت در مدل های رفتاری آزمایشگاهی از چالش های اساسی کاربرد عملی آنهاست. در این تحقیق یک سازه ی ۵ طبقه ی فولادی با سیستم های قاب خمشی متوسط مطابق ضوابط آئین نامه های داخلی طراحی شده است. اثر کاهندگی مقاومت و سختی المانهای سازه بر اساس مدل رفتاری ایبار-مدینا-کراوینکلر اعمال شده است. تحلیل های دینامیکی افزایشی تحت ۵۰ زوج شتابنگاشت پیشنهادی دستورالعمل FEMA P 695 انجام شده است و منحنی های شکنندگی ظرفیت های فروریزش با در نظر گرفتن عدم قطعیت در لنگر تسلیم و لنگر اوج المانها و ظرفیت دوران نهائی المانها توسعه داده شده است. نتایج نشان می دهد، بین پارامترهای مورد بررسی، عدم قطعیت در پارامتر لنگر اوج بیشترین تاثیر را بر ظرفیت فروریزش سازه می گذارد و می تواند تا ۱۹٫۲ درصد می تواند احتمال فروریزش را تغییر دهد. عدم قطعیت ظرفیت دوران نهائی نیز در مقایسه با پارامترهای دیگر نقش کمتری در ظرفیت فروریزش سازه داشته است و تا ۵٫۲ درصد احتمال فروریزش را تغییر داده است.

کلمات کلیدی: عدم قطعیت، قاب خمشی فولادی، کاهندگی، ظرفیت فروریزش، دستورالعمل FEMA P 695، منحنی شکنندگی، لنگر تسلیم، لنگر اوج، ظرفیت دوران

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:			
10.22065/JSCE.2018.102244.1360	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
doi: 10.22065/JSCE.2018.102244.1360	۱۳۹۸/۰۶/۰۱	۱۳۹۶/۱۲/۰۶	۱۳۹۶/۱۲/۰۶	۱۳۹۶/۱۱/۱۵	۱۳۹۶/۰۸/۰۵
			عباس کرم الدین	*نویسنده مسئول:	
			a-karam@um.ac.ir	پست الکترونیکی:	

Investigation of the Effect of Uncertainty of the Ibarra-Madina-Krawinkler Model Parameters on Seismic Collapse Capacity in Steel Moment Resisting Frames

Kourosh Mehdizadeh¹, Abbas Karamodin^{2*}

1- Ph.D. Candidate in Structural Engineering, Faculty of Engineering, Department of Civil Engineering, Ferdowsi University of Mashhad, Mashhad, Iran

2- Assistant Professor, Faculty of Engineering, Department of Civil Engineering, Ferdowsi University of Mashhad, Mashhad, Iran

ABSTRACT

Although the total collapse of buildings under earthquake occurs less but the incidence in recent decades and the possibility of its re-occurrence in the future has made research inevitable in this field. Several numerical and laboratory studies have been carried out on the seismic collapse of the structures. The most common model considering the strength and stiffness deterioration of the structural elements under earthquake is the Ibarra-Madina-Krawinkler three-linear behavioral model that in the case of steel structures, its parameters is presented via performing a large number of laboratory connection tests by the other researchers. The behavioral models resulted from laboratory tests are usually accompanied by a fitting mathematical model with many errors, i.e., the existence of uncertainty in laboratory behavior models is the fundamental challenge of their practical application. In this research, a 5-story steel structure has been designed with intermediate moment resisting frame in accordance with the internal codes. The effect of strength and stiffness deterioration of structural elements is performed based on the Ibarra-Madina-Krawinkler behavioral model. Incremental dynamic analysis was carried out under the proposed 50 pairs of earthquake records proposing FEMA P 695 instruction and the fragility curves of its collapse capacities have been developed considering the uncertainty in the yielding moment and the capping moment of the elements and the ultimate rotation capacity of the elements. The results show that among the studied parameters, the uncertainty in the capping moment parameter has the greatest effect on structural collapse capacity and it can change to 19.2% the collapse probability. Uncertainty of the ultimate rotation capacity compared to the other parameters played a small role in structural collapse capacity and has changed the collapse probability up to 5.2 %.

ARTICLE INFO

Received: 27/10/2017

Revised: 04/02/2018

Accepted: 25/02/2018

Keywords:

Steel moment frame,
Uncertainty,
Deteriorating,
Collapse capacity,
FEMA P 695,
Fragility curve,
Yielding moment,
Capping moment,
Ultimate rotation capacity.

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: 10.22065/JSCE.2018.102244.1360

*Corresponding author: Abbas Karamodin

Email address: a-karam@um.ac.ir

۱- مقدمه

همواره امکان وقوع رخدادهای لرزه ای مخرب، محققین مربوطه را وادار به تحقیق و ارائه ی راهکارهایی جهت پیشگیری از صدمات مختلف در آن زمینه می نماید. فروریزش لرزه ای ساختمانها گرچه اتفاقی با دوره ی بازگشت بالاست، اما امکان ایجاد تلفات جانی و مالی فراوان، کنترل این پدیده را به یکی از چالش های مهم مهندسی سازه و زلزله تبدیل نموده است. به طور کلی فروریزش ساختمانها تحت زلزله به صورتهای فروریزش های موضعی (Local Collapse) و کلی (Global Collapse) مطرح است. در فروریزش موضعی معمولاً یک یا چند عضو باربر ثقلی سازه به دلیل آسیب از سیستم حذف و بخشی از سازه دچار فروریزش می شود [۲۰۱]. در فروریزش کلی تمام سازه قابلیت بهره برداری خود را از دست می دهد. فروریزش پیشرونده ی لرزه ای (Side-Sway Collapse) نوعی از فروریزش کلی می باشد که جابجائی نسبی یک یا چند طبقه نسبت به سایر طبقات به اندازه ای بزرگ می شود که تحت اثر لنگر ثانویه ی ناشی از وزن ساختمان (اثر $P - \Delta$)، سازه عملاً قادر به بازگشت به حالت تعادل خود نخواهد بود و فروریزش کلی سازه رخ خواهد داد. در تحقیقات گذشته مدل‌های اتلاف انرژی دقیق و مبتنی بر کارهای آزمایشگاهی ارائه نشده بود و بیشتر تحقیقات مبتنی بر تحلیلهای مدل‌های ساده ی یک یا چند درجه ی آزاد بوده است. کاتو و همکاران در سال ۱۹۷۳ سعی نمودند به صورت تحلیلی فروریزش مدل های ساده ای را که توسط میز لرزه آزمایش شده بودند را پیش بینی نمایند [۳]. در این تحقیق فقط اثر پی دلتا در نظر گرفته شده است و از اثر کاهندگی مقاومت اعضا صرف نظر شده است. برنال در سالهای ۱۹۸۷، ۱۹۹۲ و ۱۹۹۸، ناپایداری دینامیکی قابهای خمشی دو بعدی را تحت زلزله بررسی نمود [۴، ۵ و ۶]. رهنما و کراوینکلر در سال ۱۹۹۳ اصول کاهندگی مقاومت المانها تحت بار سیکلی را توسعه دادند [۷]. در سال ۲۰۰۰ سانگ و پینچریا بدون در نظر گرفتن تبدیلات غیر خطی هندسی، اثر کاهندگی مقاومت وسختی را بر جابجائی غیر خطی بیشینه ی سیستمهای یک درجه آزاد بررسی کردند [۸]. ایبارا و همکاران در سال ۲۰۰۲ روشی جهت ارزیابی فروریزش سیستمهای سازه ای با در نظر گرفتن اثر توام $P - \Delta$ و کاهندگی مقاومت و سختی المانها پیشنهاد کردند [۹]. در زمینه ی روشهای مبتنی بر تحلیل دینامیکی افزاینده (Incremental Dynamic Analysis) جهت ارزیابی ظرفیت فروریزش سازه های توان به مطالعات و امواستیکوس و کروئل در سال ۲۰۰۲، ایبارا و همکاران در سال ۲۰۰۵ و زارعیان و کراوینکلر در سال ۲۰۰۷ اشاره کرد [۱۰، ۱۱ و ۱۲]. ویلیامسون در سال ۲۰۰۳ با در نظر گرفتن اثر $P - \Delta$ ، آسیب وارد بر سیستمهای سازه ای را تحت زلزله بررسی کردند [۱۳]. در سال ۲۰۰۳ میراندا و آکار بدون در نظر گرفتن مدل‌های کاهندگی مقاومت المانهای سازه ای، ناپایداری دینامیکی سیستم های ساده ی سازه ای را بررسی کردند [۱۴]. آدام و همکاران در سال ۲۰۰۴ اثر $P - \Delta$ را بر فروریزش سازه های چند درجه آزاد از طریق تبدیل آنها به سازه ی یک درجه آزاد معادل بررسی کردند [۱۵]. ایبارا و کراوینکلر در سال ۲۰۰۵ منحنی های شکنندگی را برای سیستم های یک و چند درجه آزادی توسعه دادند و روشی برای محاسبه میانگین سالانه فروریزش ارائه دادند [۱۶]. تحقیق جدیدتر برنال و همکاران در سال ۲۰۰۶ مربوط به ناپایداری سیستم های سازه ای تحت زلزله های نزدیک گسل و با ارائه ی طیف های فروریزش بوده است [۱۷]. رادجرز و مهین در سال ۲۰۰۶ 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 شبیه سازی های عددی را ارزیابی نمودند [۱۸]. از مهمترین آزمایشات لرزه ای انجام شده می توان به تحقیقات کاسای و همکاران در سال ۲۰۰۷، تادا و همکاران در سال ۲۰۰۷ و سوویتا و همکاران در سال ۲۰۰۷ با میز لرزه ای E-Defence ژاپن اشاره نمود [۱۹، ۲۰ و ۲۱]. این تحقیقات مربوط به فروریزش مدلی با مقیاس کامل یک ساختمان ۴ طبقه ی فولادی بود. هدف از این مطالعات توسعه ی توانائی های روشهای تحلیلی برای شبیه سازی مدل های سازه ای و گسترش اطلاعات جهت کنترل فروریزش سازه های فولادی بوده است. لیگنوس و کراوینکلر در سال ۲۰۰۹ و ۲۰۱۱ پایگاه داده ای برای مدل سازی المانهای فولادی بر اساس مدل سه خطی ایبارا-مدینا-کراوینکلر (IMK) (ایبارا و همکاران در سال ۲۰۰۲) پیشنهاد دادند [۲۲، ۲۳ و ۲۴]. لیگنوس و کراوینکلر در سال ۲۰۱۰ پارامترهای کاهندگی مربوط به مدل اصلاح شده ی IMK را برای ستونهای قوطی فولادی^۲ (HSS) و تحت نیروهای محوری مختلف ارائه کرده اند [۲۴]. در مطالعاتی جدیدتر، دومیزیو و همکاران در سال ۲۰۱۵ فروریزش سازه های یک درجه آزاد را تحت زلزله های نزدیک گسل بررسی کردند. در این مطالعه نتایج تحلیلی و آزمایشگاهی مقایسه گردید و نقش اثر پی دلتا در رخداد این حادثه ارائه شد [۲۵]. الکادی و لیگنوس در سال ۲۰۱۵ تاثیر سیستم های قابی ثقلی را بر

¹Ibara Medina Krawinler²Hollow Square Section

روی ظرفیت و اضافه مقاومت فروریزش سازه های فولادی با قابهای محیطی خمشی ویژه بررسی کردند [۲۶]. ایدس و همکاران در سال ۲۰۱۵، معیار شتاب طیفی میانگین را برای ارزیابی ریسک فروریزش سازه ها تحت تاثیر زلزله ارائه کردند [۲۷]. بای و همکاران در سال ۲۰۱۶، ظرفیت فروریزش قابهای خمشی فولادی را با در نظر گرفتن اثر کاهندگی تحت تکانه های با پریود بلند زمین مطالعه نمودند [۲۸]. الکادی و لیگنوس در سال ۲۰۱۷ یک پایگاه داده برای رفتار هیستریزس ۴۰ ستون فولادی با مقطعی عمیق و با بالهای پهن را در مقیاس واقعی ارائه دادند، در این تحقیق شرایط پایداری این ستونها تحت بار سیکلی بررسی شده است [۲۹]. سوزوکی و لیگنوس در سال ۲۰۱۷ رفتار ستونهای فولادی در سطح فروریزش را به عنوان بخشی از ساختمانهای فولادی بررسی کردند [۳۰].

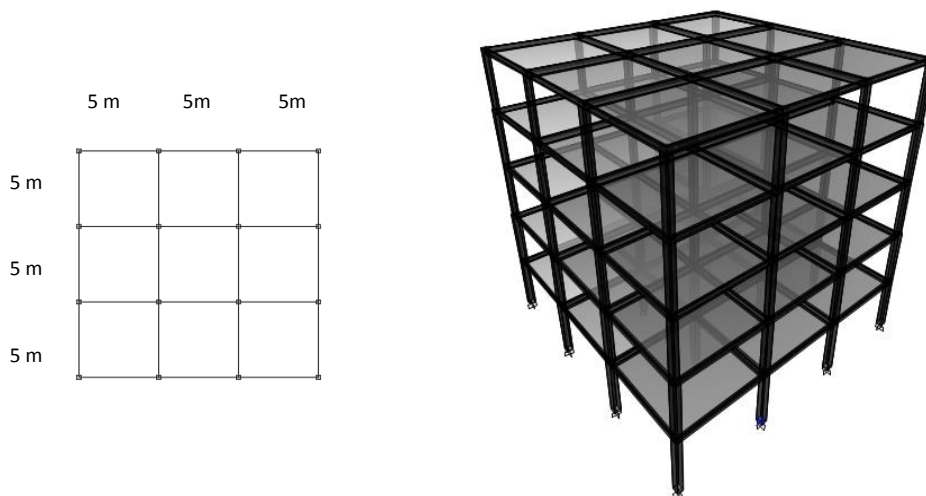
در این تحقیق تاثیر عدم قطعیت پارامترهای مختلف مدل ۳ خطی ایبارا-مدینا-کراوینکلر سازگار شده با المانهای تیر و ستون فولادی (لیگنوس و کراوینکلر در سالهای ۲۰۱۰، ۲۰۰۹ و ۲۰۱۱) بررسی شده است. در این مدل افت و زوال مقاومت المانهای سازه تحت بارهای رفت و برگشتی و زلزله در نظر گرفته شده است. بررسی عدم قطعیت پارامترهای مدل های تجربی موضوعی است که کمتر بدان توجه شده است و در مورد روابط آزمایشگاهی مدل لیگنوس و کراوینکلر (۲۰۰۹، ۲۰۱۰ و ۲۰۱۱) تحقیق مشابهی صورت نگرفته است. در این راستا براساس روش به کار گرفته شده در گزارش ایبار و کراوینکلر در سال ۲۰۰۵، از توزیع نرمال با سه سطح توزیع ۱۶٪، ۵۰٪ و ۸۴٪ برای مدل سازی عدم قطعیت سه پارامتر لنگر تسلیم المانها، لنگر اوج المانها و دوران نهائی در ارزیابی ظرفیت فروریزش قاب میانی سازه ۵ طبقه استفاده شده است. تحلیل های مورد نظر شامل آنالیزهای دینامیکی غیرخطی افزاینده تحت ۲۲ زوج شتابنگاشت (۴۴ رکورد) دور از گسل و ۱۴ زوج شتابنگاشت نزدیک گسل بدون پالس (۲۸ رکورد) و ۱۴ شتابنگاشت نزدیک گسل با پالس (۲۸ رکورد) دستورالعمل FEMA P 695 می باشد [۳۱].

۲- ارائه ی مدل ها و زلزله های مورد نظر

در این مطالعه یک سازه ی فولادی ۵ طبقه با سیستم قاب خمشی متوسط و بر اساس آئین نامه ی داخلی (مبحث ششم و دهم مقررات ملی) و استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم طراحی گردید [۳۲، ۳۳ و ۳۴]. تعداد دهانه ها در هر طرف سه، عرض دهانه ها ۵ متر و ارتفاع طبقات نیز ۳ متر در نظر گرفته شد. بار مرده ی طبقات ۶۰۰ کیلوگرم بر متر مربع و بار زنده ی طبقات و بام به ترتیب ۲۰۰ و ۱۵۰ کیلوگرم بر متر مربع لحاظ گردید. تنش تسلیم فولاد ۲۷۵ مگاپاسکال و مدل الاستیسیته آن ۲۰۰۰۰۰ مگاپاسکال لحاظ شد. ضوابط مربوط به چشمه ی اتصال قاب های خمشی متوسط کنترل شده است. شکل ۱ نمای سه بعدی سازه و پلان آن را نشان می دهد. به منظور انجام تحلیل ها، یک قاب میانی از سازه ی مورد نظر استخراج شده است. جدول ۱ مقاطع طراحی شده ی تیرها و ستونهای این قاب را نشان می دهد.

به منظور اعمال کاهش سختی و مقاومت المانهای تیر و ستون به هنگام اعمال بارهای رفت و برگشتی، از مدل اصلاح شده ی ایبارا-مدینا-کراوینکلر IMK استفاده شده است. با توجه به آزمایش های مختلف برای تیرهای H و ستونهای HSS توسط لیگنوس و کراوینکلر، روابطی مبتنی بر نتایج آزمایشگاهی برای پارامترهای این مدل ارائه شده است [۲۲، ۲۳، ۲۴ و ۳۵]. شکل ۲ مدل سه خطی اصلاح شده ی IMK را نشان می دهد. بر اساس منابع مذکور، K_E سختی ارتجاعی، θ_y چرخش تسلیم، M_y ممان تسلیم، M_c ممان اوج، θ_c چرخش اوج، θ_p ظرفیت چرخش پلاستیک، θ_{pc} ظرفیت چرخش پلاستیک پس از نقطه ی اوج و θ_u چرخش نهائی می باشد. در این تحقیق مطابق شکل ۳، با استخراج قاب میانی سازه ی مورد نظر، مدل این قاب در نرم افزار OpenSSES 2.5.0³ انجام شده است [۳۶]. بدین منظور در دو انتهای المانهای تیر، ستون و یک گوشه ی چشمه ی اتصال از فنرهای پیچشی به منظور لحاظ کردن رفتار پلاستیک متمرکز استفاده شده است و خود المانها با رفتار ارتجاعی مدل شده اند. مقدار چرخش نهائی نیز بر اساس مطالعات آزمایشگاهی منابع مذکور مقدار ۰,۰۶ پیشنهاد شده است [۲۵ و ۲۶]. به فنرهای پیچشی تیرها و ستونها رفتار مدل اصلاح شده ی IMK با پارامترهای مراجع فوق اختصاص یافته است. چشمه ی اتصال نیز بر اساس مطالعه ی گوپتا و کراوینکلر، مطابق روابط ۱ الی ۴ مدلسازی شده است [۳۷]. مدل مشابه سه خطی چشمه ی اتصال در دستورالعمل FEMA P 695 نیز پیشنهاد شده است [۳۱]. شکل ۴ رفتار سه خطی چشمه اتصال را بر اساس روابط پیشنهادی نشان می دهد.

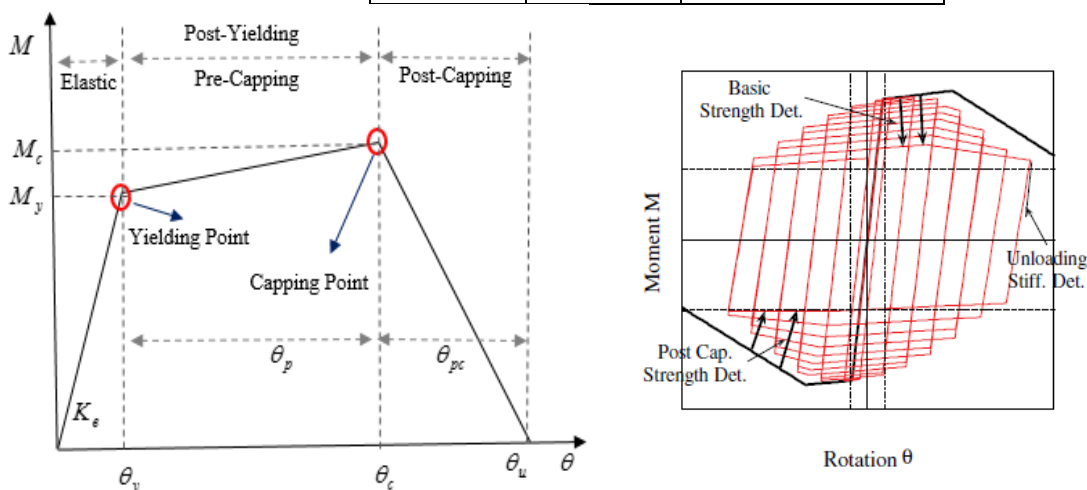
³Open System for Earthquake Engineering Simulation



شکل ۱: نمای سه بعدی و پلان سازه ی فولادی ۵ طبقه مورد نظر

جدول ۱: مقاطع طراحی تیرها و ستونهای قاب میانی سازه های مورد نظر

موقعیت و نوع المانها		IMF
طبقه اول	تیر	IPE400
	ستون	HSS 300x300x12
طبقه دوم	تیر	IPE400
	ستون	HSS 300x300x12
طبقه سوم	تیر	IPE400
	ستون	HSS 280x280x12
طبقه چهارم	تیر	IPE360
	ستون	HSS 260x260x12
طبقه پنجم	تیر	IPE360
	ستون	HSS 260x260x12



شکل ۲: نمودار کاهندگی سه خطی و هیستریزیس بر اساس مدل اصلاح شده ی IMK [۲۴و۱۶]

$$V_y = 0.55 F_y d_c t_p$$

(۱)

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

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

$$\gamma_p = 4\gamma_y \quad (4)$$

در روابط فوق F_y تنش تسلیم فولاد، d_c عمق ستون، b_c پهناي بال ستون، t_p ضخامت جان، t_{cf} ضخامت بال ستون، G مدول برشی، V نیروی برشی و γ تغییر شکل برشی می باشد. سایر پارامترها در شکل ۴ مشخص شده اند. پارامتر سخت شدگی کرنشی است که مقدار آن در این تحقیق ۳ درصد لحاظ گردید [۳۷]. مطابق منابع [۲۴ و ۳۸]، پارامترهای مدل کاهندگی تیر های H با ارتفاع کمتر از ۵۳۳ میلیمتر نیز مطابق روابط ۵ الی ۷ می باشد.

$$\theta_p = 0.0865 \left(\frac{h}{t_w} \right)^{-0.365} \left(\frac{b_f}{2t_f} \right)^{-0.140} \left(\frac{L}{d} \right)^{0.340} \left(\frac{C_{1Unit} d}{533} \right)^{-0.721} \left(\frac{C_{2Unit} F_y}{355} \right)^{-0.230} \quad (5)$$

$$\theta_{pc} = 5.63 \left(\frac{h}{t_w} \right)^{-0.565} \left(\frac{b_f}{2t_f} \right)^{-0.800} \left(\frac{C_{1Unit} d}{533} \right)^{-0.280} \left(\frac{C_{2Unit} F_y}{355} \right)^{-0.430} \quad (6)$$

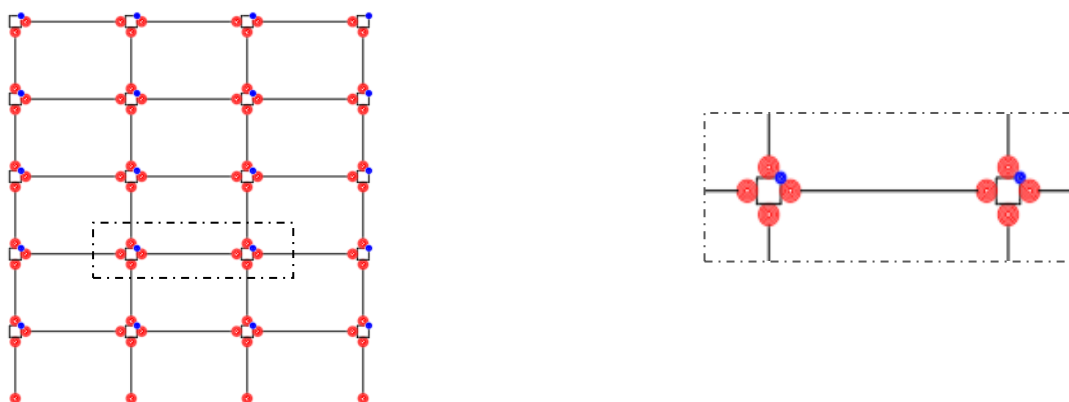
$$\Lambda = \frac{Et}{My} = 495 \left(\frac{h}{t_w} \right)^{-1.34} \left(\frac{b_f}{2t_f} \right)^{-0.595} \left(\frac{C_{2Unit} F_y}{355} \right)^{-0.360} \quad (7)$$

همچنین مطابق مرجع [۲۴]، برای ستون های HSS روابط ۸ الی ۱۰ ارائه شده است.

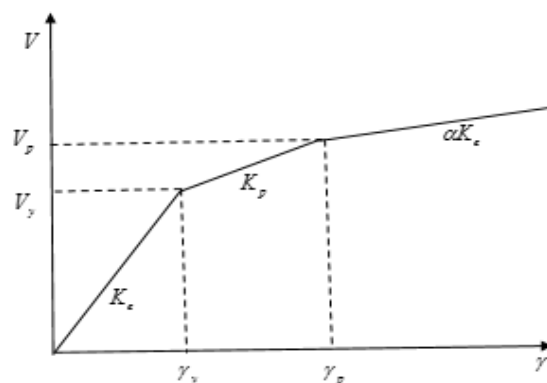
$$\theta_p = 0.614 \left(\frac{D}{t} \right)^{-1.05} \left(1 - \frac{N}{N_y} \right)^{1.18} \left(\frac{C F_y}{380} \right)^{-0.11} \quad (8)$$

$$\theta_{pc} = 13.82 \left(\frac{D}{t} \right)^{-1.22} \left(1 - \frac{N}{N_y} \right)^{3.04} \left(\frac{C F_y}{380} \right)^{-0.15} \quad (9)$$

$$\Lambda = \frac{E_t}{M_y} = 3012 \left(\frac{D}{t} \right)^{-2.49} \left(1 - \frac{N}{N_y} \right)^{3.51} \left(\frac{C F_y}{380} \right)^{-0.20} \quad (10)$$



شکل ۳: مدل قاب میانی سازه ی مورد نظر با فنرهای پلاستیک معرفی شده در المانهای تیر ، ستون و چشمه ی اتصال



شکل ۴: رفتار سه خطی چشمه اتصال [۳۷]

در روابط فوق 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 می باشد. پارامترهای تبدیل واحد هستند و در صورتی که ابعاد پارامترها بر حسب MPa و mm باشند مقادیر آنها برابر با یک خواهد بود. پارامتر D بعد ستون و t ضخامت ستون می باشد. ظرفیت اتلاف انرژی هیسترتیک المان، M_y لنگر تسلیم المان و Λ ظرفیت دوران تجمعی المان می باشد. مطابق مطالعه ی 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].

به منظور انجام تحلیل‌های دینامیکی افزایشنده از زلزله های دور از گسل و نزدیک گسل FEMA P 695 استفاده شد. در این دستورالعمل زلزله های دور از گسل شامل ۲۲ زوج زلزله ی دور از گسل که بزرگی آنها بین ۶٫۵ تا ۷٫۶ در مقیاس ریشتر با فاصله ی بیش از ۱۰ کیلومتری گسل می باشد. زلزله های نزدیک گسل نیز شامل ۱۴ زوج شتابنگاشت بدون پالس و ۱۴ زوج شتابنگاشت با پالس می باشد. مطابق FEMA P 695، به منظور کاهش پراکندگی نتایج، این شتابنگاشتها ابتدا نسبت به سرعت حداکثر شتابنگاشت^۴ (PGV) مقیاس شده اند. همچنین در این تحقیق شتاب طیفی همه ی رکوردها در پرپود مود اول سازه، $S_a(T_1, 5\%)$ ، به عدد یک مقیاس شده است. جدول ۲ مشخصات زلزله های دور از گسل و نزدیک گسل با پالس و بدون پالس را نشان می دهد. در این جدول ضرایب مقیاس نهائی اعمال شده به شتابنگاشتهای مورد نظر ارائه شده است. این ضرایب بدون اعمال شتاب جاذبه (g)، مقدار شتاب طیفی زلزله ها در پرپود تجربی مود اول سازه را به عدد واحد مقیاس می کنند. مطابق جدول ۲ دو مولفه ی افقی زلزله ها با علائم L و T نمایش داده شده اند.

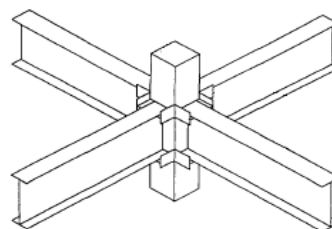
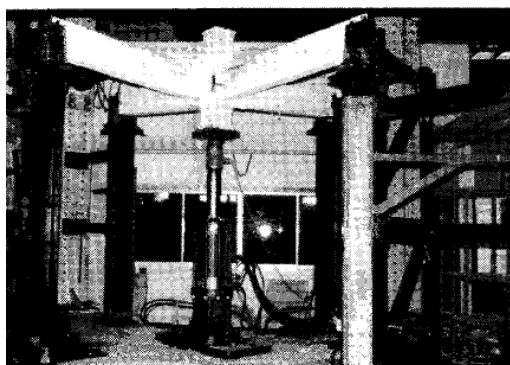
۳- صحت سنجی مدل سازی

شانموگام و تینگ^۵ در سال ۱۹۹۵ رفتار یک اتصال تیر به ستون فولادی را تحت بار سیکلی بررسی کردند [۳۹]. در این اتصال ۴ تیر با مقطع I به ستون مرکزی HSS متصل شده است. تیرها دارای طول ۱٫۵ متر و طول ستون نیز ۱ متر بوده است. تیرها در هر چهار طرف توسط سخت کننده های T شکل به ستون میانی جوش داده شده بودند. در این تحقیق مدل آزمایشگاهی 4TC1 به منظور شبیه سازی رایانه ای توسط نرم افزار OpenSEES 2.5.0^۶ انتخاب شده است. شکل ۵ مدل اتصال مورد نظر و دستگاه آزمایش را نشان می دهد. جدول ۳ و ۴ جزئیات اتصال و ویژگیهای مصالح را نشان می دهد. به منظور مدلسازی تیرها از المانهای الاستیک با فنرهای متمرکز پلاستیک در دو انتها استفاده شده است. مصالح اختصاص یافته به فنرها مدل سه خطی IMK^۷ بوده است. با توجه به تقارن اتصال، از مدل دوبعدی آن استفاده شده است و در انتها بار وارده دو برابر شده است. شکل ۶ مدل رایانه ای و نتیجه ی حاصل از صحت سنجی را نشان می دهد. همانطور که ملاحظه می گردد نتایج این تحقیق تطابق خوبی با مطالعه ی مرجع دارد.

^۴Peak Ground Velocity

^۵Shanmugam and Ting

^۶Open System for Earthquake Engineering Simulation



شکل ۵: دستگاه آزمایش و نمونه ی مورد نظر جهت صحت سنجی در این مطالعه [۳۹]

جدول ۲: زلزله های مورد نظر در تحلیل دینامیکی افزاینده با ضرایب مقیاس نهائی اعمال شده [۳۱]

شماره	بزرگی (M)	سال وقوع	زلزله	ایستگاه زلزله	ضرایب مقیاس نهائی	
					مولفه T	مولفه L
زلزله های دور از گسل						
۱	۶٫۷	۱۹۹۴	Northridge	Beverly Hills-Mulhol	۱٫۱۳	۱٫۱۵
۲	۶٫۷	۱۹۹۴	Northridge	Canyon Country-WLC	۱٫۶۱	۱٫۰۹
۳	۷٫۱	۱۹۹۹	Duzce, Turkey	Bolu	۱٫۰۹	۰٫۷۵
۴	۷٫۱	۱۹۹۹	Hector Mine	Hector	۳٫۱۱	۳٫۰۱
۵	۶٫۵	۱۹۷۹	Imperial Valley	Delta	۱٫۸۶	۱٫۹۰
۶	۶٫۵	۱۹۷۹	Imperial Valley	El Santro Array #11	۲٫۷۵	۲٫۰۳
۷	۶٫۹	۱۹۹۵	Kobe, Japan	Nishi-Akashi	۱٫۵۵	۱٫۶۵
۸	۶٫۹	۱۹۹۵	Kobe, Japan	Shin-Osaka	۱٫۹۱	۱٫۶۷
۹	۷٫۹	۱۹۹۹	Kocaeli, Turkey	Duzce	۲٫۰۴	۱٫۸۰
۱۰	۷٫۵	۱۹۹۹	Kocaeli, Turkey	Arcelik	۶٫۳۵	۵٫۲۷
۱۱	۷٫۳	۱۹۹۲	Landers	Yermo Fire Station	۲٫۱۴	۳٫۹۹
۱۲	۷٫۳	۱۹۹۲	Landers	Coolwater	۲٫۶۰	۱٫۰۸
۱۳	۶٫۹	۱۹۸۹	Loma Prieta	Capitola	۱٫۳۴	۱٫۲۴
۱۴	۶٫۹	۱۹۸۹	Loma Prieta	Gilroy Array #3	۲٫۰۲	۳٫۱۲
۱۵	۷٫۴	۱۹۹۰	Manjil, Iran	Abbar	۱٫۵۲	۱٫۶۶
۱۶	۶٫۵	۱۹۸۷	Superstation Hills	El Centro Imp. Co	۱٫۶۴	۴٫۸۲
۱۷	۶٫۵	۱۹۸۷	Superstation Hills	Poe Road (temp)	۲٫۵۱	۲٫۹۲
۱۸	۷٫۰	۱۹۹۲	Cape Mendocino	Rio Dell Overpass	۱٫۶۱	۲٫۲۶
۱۹	۷٫۶	۱۹۹۹	Chi-Chi, Taiwan	CHY 101	۱٫۷۰	۱٫۲۳
۲۰	۷٫۶	۱۹۹۹	Chi-Chi, Taiwan	TCU 045	۲٫۰۰	۱٫۵۲
۲۱	۶٫۶	۱۹۷۱	San Fernando	LA - Hollywood Stor	۴٫۴۸	۶٫۶۸
۲۲	۶٫۵	۱۹۷۶	Friuli, Italy	Tolmezzo	۲٫۸۰	۱٫۵۹
زلزله های نزدیک گسل بدون پالس						
۲۳	۶٫۸	۱۹۸۶	Gazli, USSR	Karakyr	۱٫۰۱	۱٫۳۶
۲۴	۶٫۵	۱۹۷۹	Imperial Valley-06	Bonds Korner	۱٫۰۰	۱٫۱۰
۲۵	۶٫۵	۱۹۷۹	Imperial Valley-06	Chihuahua	۲٫۰۸	۱٫۲۷
۲۶	۶٫۸	۱۹۸۵	Nahanni, Canada	Site 1	۲٫۱۹	۱٫۳۸
۲۷	۶٫۸	۱۹۸۵	Nahanni, Canada	Site 2	۳٫۶۳	۲٫۰۴
۲۸	۶٫۹	۱۹۸۹	Loma Prieta	BRAN	۰٫۹۱	۱٫۳۶
۲۹	۶٫۹	۱۹۸۹	Loma Prieta	Corralitos	۱٫۰۴	۰٫۷۳
۳۰	۷٫۰	۱۹۹۲	Cape Mendocino	Cape Mendocino	۰٫۹۸	۲٫۵۸
۳۱	۶٫۷	۱۹۹۴	Northridge-01	LA - Sepulveda VA	۰٫۶۰	۰٫۶۹
۳۲	۶٫۷	۱۹۹۴	Northridge-01	Northridge-Saticoy	۲٫۱۴	۰٫۸۹
۳۳	۷٫۵	۱۹۹۹	Kocaeli, Turkey	Yarimca	۱٫۵۴	۱٫۵۳
۳۴	۷٫۶	۱۹۹۹	Chi-Chi, Taiwan	TCU067	۰٫۹۰	۱٫۳۲
۳۵	۷٫۶	۱۹۹۹	Chi-Chi, Taiwan	TCU084	۰٫۴۰	۰٫۸۵
۳۶	۷٫۹	۲۰۰۲	Denali, Alaska	TAPS Pump Sta.#11	۱٫۰۷	۱٫۸۳

ادامه جدول (۲):

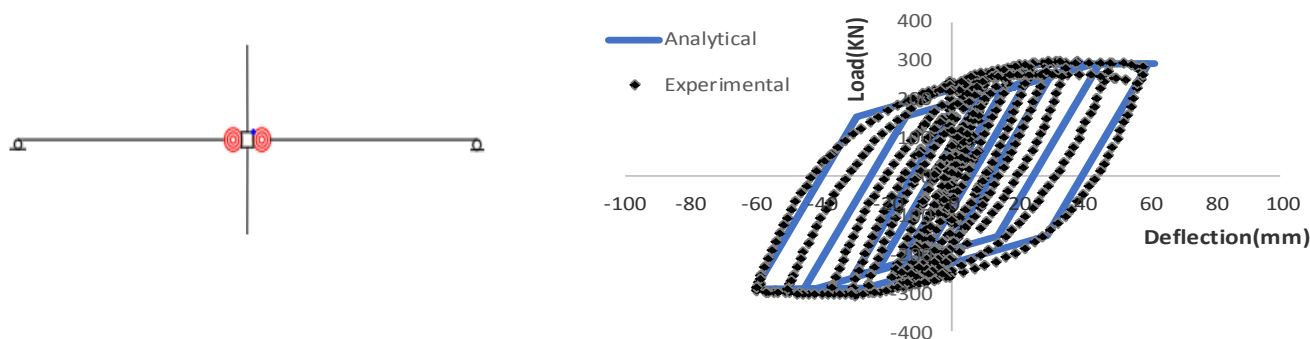
شماره	بزرگی (M)	سال وقوع	زلزله	ایستگاه زلزله	ضرایب مقیاس نهائی
زلزله های نزدیک گسل با پالس					
۳۷	۶.۵	۱۹۷۹	Imperial Valley-06	El Santro Array #6	۱.۲۶
۳۸	۶.۵	۱۹۷۹	Imperial Valley-06	El Santro Array #7	۱.۳۱
۳۹	۶.۹	۱۹۸۰	Irpinia, Italy-01	Sturno	۲.۷۴
۴۰	۶.۵	۱۹۸۷	Superstation Hills-02	Parachute Test Site	۱.۰۲
۴۱	۶.۹	۱۹۸۹	Loma Prieta	Saratoga-Aloha	۲.۰۹
۴۲	۶.۷	۱۹۹۲	Erzincan, Turkey	Erzincan	۱.۱۵
۴۳	۷.۰	۱۹۹۲	Cape Mendocino	Petrolia	۰.۷۲
۴۴	۷.۳	۱۹۹۲	Landers	Lucerne	۱.۳۷
۴۵	۶.۷	۱۹۹۴	Northridge-01	Rinaldi Receiving Station	۰.۴۸
۴۶	۶.۷	۱۹۹۴	Northridge-01	Sylmar-Olive View	۱.۰۶
۴۷	۷.۵	۱۹۹۹	Kocaeli, Turkey	Izmit	۳.۷۸
۴۸	۷.۶	۱۹۹۹	Chi-Chi, Taiwan	TCU065	۰.۹۴
۴۹	۷.۶	۱۹۹۹	Chi-Chi, Taiwan	TCU102	۱.۲۳
۵۰	۷.۱	۱۹۹۹	Duzce, Turkey	Duzce	۰.۹۷

جدول ۳: مشخصات هندسی اتصال مورد نظر [۳۹]

نمونه	ابعاد ستون (میلیمتر)	ابعاد تیر (میلیمتر)	ابعاد سخت کننده (میلیمتر) ۲۰۰ میلی متر طول
4CT1	۲۰۰×۲۰۰×۱۲	۲۵۴×۱۰۲×۲۲,۳۲	۱۲۷×۷۶

جدول ۴: مشخصات مصالح فولادی اجزای مختلف اتصال مورد نظر [۳۹]

نمونه ی مورد آزمایش	مدول یانگ	
	نیوتن بر میلیمتر مربع (× ۱۰۰۰)	نیوتن بر میلیمتر مربع
ستون	۲۰۰	۳۰۳
بال تیرها	۲۰۰	۳۰۲
جان تیرها	۲۰۰	۳۱۲
بال سخت کننده	۲۰۰	۲۷۹
جان سخت کننده	۲۰۰	۲۸۵



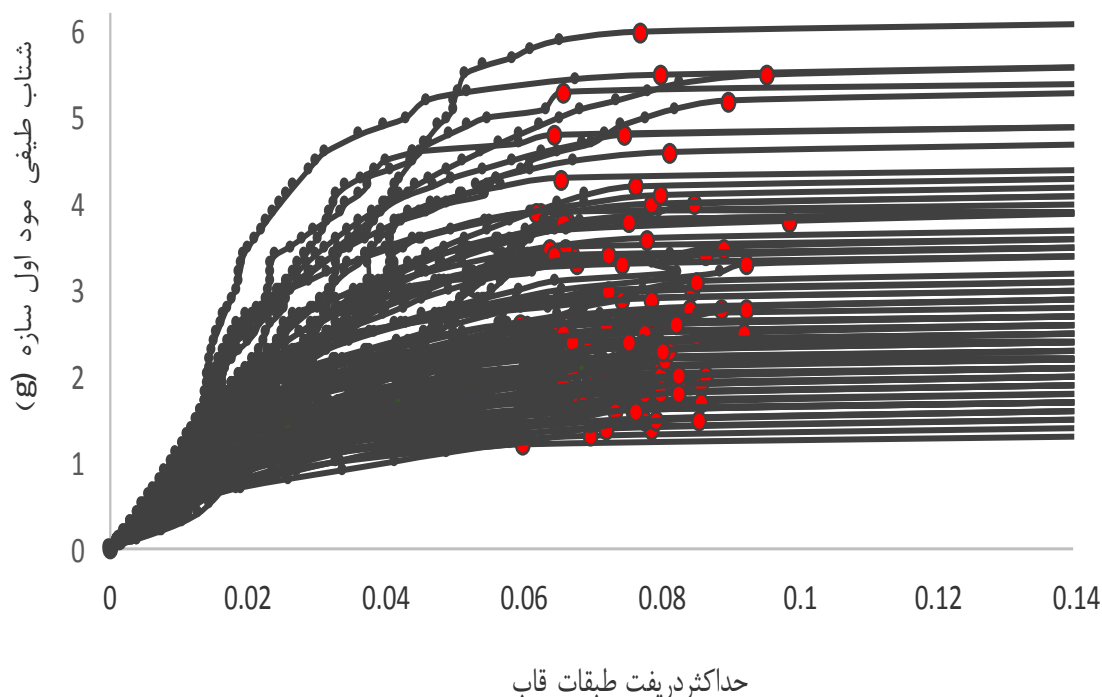
شکل ۶: مدل شبیه سازی شده ی رایانه ای و نتیجه ی صحت سنجی

۴- نتایج تحلیل

به منظور بررسی نقش عدم قطعیت پارامترهای مختلف مدل IMK ، ابتدا تحلیل های دینامیکی غیر خطی افزایشدهنده ی قاب میانی سازه ی ۵ طبقه تحت ۱۰۰ شتابنگاشت دور از گسل و نزدیک گسل (با پالس و بدون پالس) انجام شده است. این تحلیل ها توسط نرم افزار $2.5.00OpenSEES$ و برای هر شتابنگاشت با گام های شتاب طیفی ۰,۱ اعمال شده است. ظرفیت فروریزش هر قاب بزرگترین شتاب طیفی است که قاب تحمل نموده است. شکل ۷ منحنی های تحلیل های دینامیکی افزایشدهنده ی قاب مورد نظر را نشان می دهد. ظرفیتهای فروریزش قاب تحت هر زلزله با نقاط رنگی نشان داده شده است. بیشترین و کمترین ظرفیت فروریزش سازه به ترتیب $6,0g$ و $1,3g$ بدست آمده است. برای تولید منحنی های شکست ظرفیتهای فروریزش، از روشهای آماری و بر اساس رابطه ی ۱۱ استفاده شده است [۱۶]:

$$Fragility(x) = P[S_a \geq S_{a,c} | S_a = x] = P[S_{a,c} \leq x] \quad (11)$$

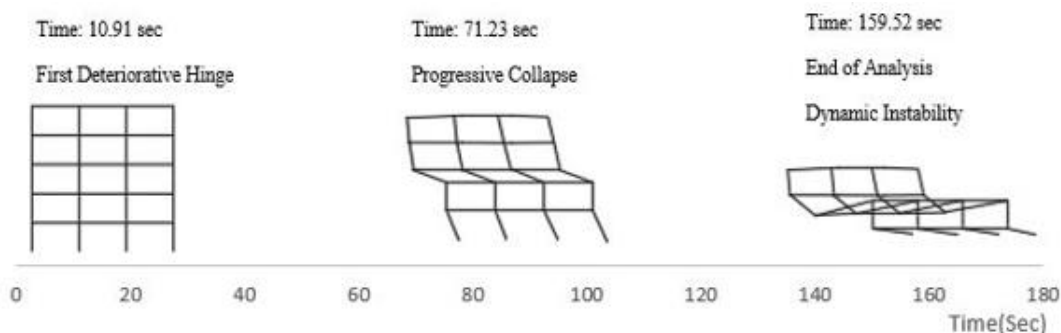
$Fragility(x)$ ، مقدار عددی منحنی شکست فروریزش به ازای شتاب طیفی x می باشد. S_a شتاب طیفی و $S_{a,c}$ ظرفیت فروریزش سازه می باشد. $P[S_{a,c} \leq x]$ احتمال فراگذشت شتاب طیفی x از ظرفیت فروریزش سازه می باشد. منحنی شکست می تواند به عنوان تابع توزیع تجمعی $(CDF)^y$ شتاب های فروریزش تحلیل های دینامیکی غیر خطی افزایشدهنده تحت زلزله های مختلف نیز برآورد گردد [۱۶].



شکل ۷: نتایج تحلیل دینامیکی افزایشدهنده ی قاب خمشی ۵ طبقه بر اساس پارامترهای پیشنهادی مدل لیگنوس و کراوینکلر (۲۰۰۹ و ۲۰۱۱)

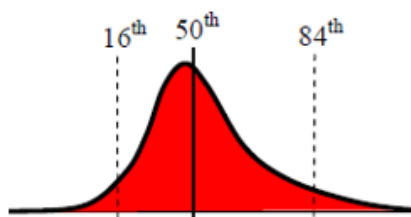
مطابق شکل ۸ فروریزش پیشرونده ی قاب خمشی مورد نظر تحت زلزله ی Northridge BeverlyHills 1994 به ازای یک گام پس از ظرفیت فروریزش قاب ارائه شده است. این شکل مدت زمان فروریزش را از زمان تشکیل اولین مفصل پلاستیک با لنگر خمشی بیش از لنگر اوج را تا زمان واگرائی در تحلیل نشان می دهد.

⁷Cumulative Distribution Function



شکل ۸: فروریزش پیشرونده ی قاب خمشی مورد نظر تحت زلزله ی Northridge BeverlyHills 1994

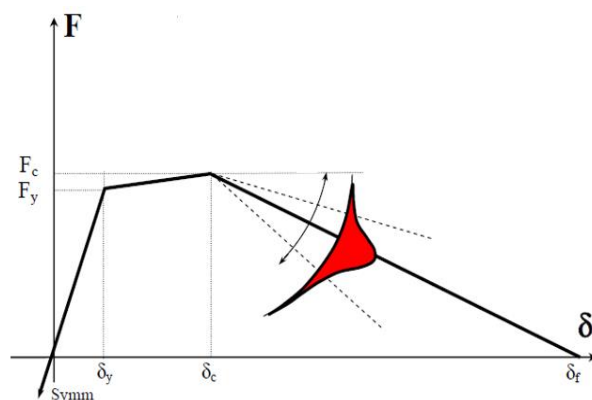
با توجه به تجربی و آزمایشگاهی بودن معادلات ارزیابی رفتار لیگنوس و کراوینکلر (۲۰۰۹ و ۲۰۱۱) که روابطی مبتنی بر تحلیل های آماری و برازش منحنی ها بوده اند، طبیعتاً بررسی عدم قطعیت های پارامترهای مختلف این روابط ضروری می باشد. در ادامه تاثیر اعمال عدم قطعیت پارامترهای لنگر تسلیم، لنگر اوج و دوران نهائی بر ظرفیت فروریزش لرزه ای قاب بررسی می شود. مطابق شکل ۹ و براساس گزارش ایبارا و کراوینکلر در سال ۲۰۰۵، عدم قطعیت پارامترهای مختلف با در نظر گرفتن یک توزیع نرمال برای آن متغیر بیان شده است. مطابق این شکل برای ارزیابی اثر عدم قطعیت پارامترهای مختلف سه سطح توزیع آماری ۱۶٪، ۵۰٪ و ۸۴٪ آن پارامتر تعریف شده است.



شکل ۹: توزیع نرمال شتابیکی برازش شده به پارامترهای مختلف مدل رفتاری سه خطی لیگنوس و همکاران [۱۳]

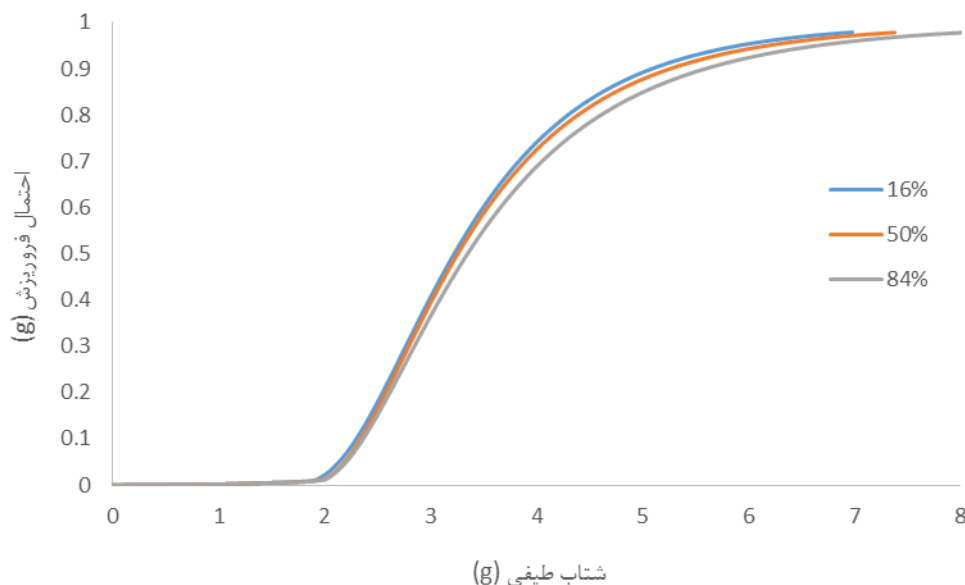
۴-۱- ظرفیت دوران نهائی (θ_u)

با اعمال ۱۰۰ شتابنگاشت پیشنهادی دستورالعمل FEMA P 695 به قاب خمشی ۵ طبقه، در سه سطح مختلف دوران نهائی (۱۶٪، ۵۰٪ و ۸۶٪)، کلاً ۳۰۰ تحلیل دینامیکی افزاینده جهت ارزیابی عدم قطعیت پارامتر دوران نهائی انجام شده است. شکل ۱۰ نحوه در نظر گرفتن عدم قطعیت دوران نهائی را در سه سطح مختلف نشان می دهد.



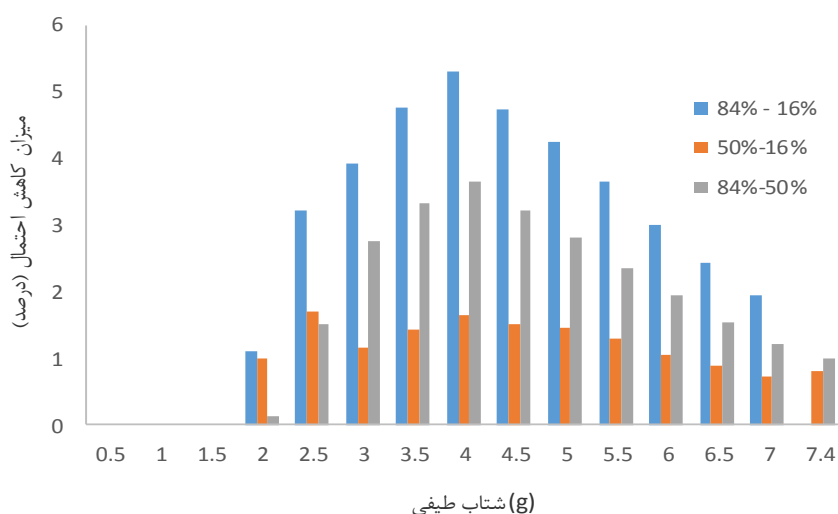
شکل ۱۰: نحوه ی اعمال توزیع نرمال به پارامتر ظرفیت دوران نهائی المانها در مدل رفتاری سه خطی [۱۳]

شکل ۱۱ منحنی های شکنندگی ظرفیت فروریزش قاب مورد نظر را در سه سطح معرفی شده نشان می دهد. ملاحظه می شود به ازای شتابهای طیفی برابر، سطح ۱۶ درصد داده ها احتمال فروریزش بزرگتری ایجاد می کند و کمترین احتمال فروریزش مربوط به سطح ۸۴ درصد داده ها می باشد.



شکل ۱۱: منحنی های شکنندگی ظرفیت فروریزش قاب خمشی متوسط ۵ طبقه در سطوح مختلف عدم قطعیت ظرفیت دوران نهائی

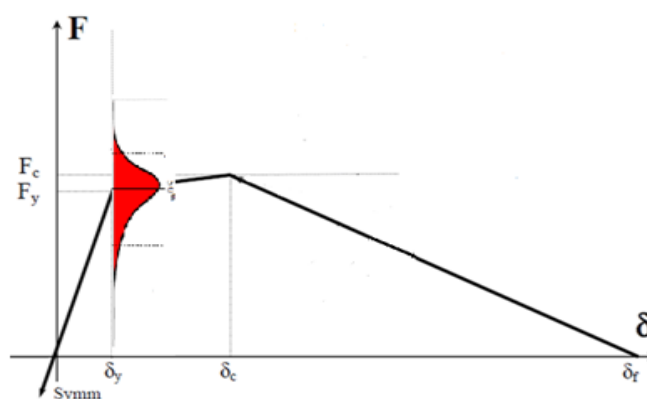
شکل ۱۲ میزان کاهش احتمال فروریزش قاب مورد نظر را به ازای سه سطح مختلف دوران نهائی نشان می دهد. مطابق این شکل به ازای شتاب طیفی ۳g الی ۵g بیشترین حساسیت به عدم قطعیت دوران نهائی المانها مشاهده می گردد. به عنوان نمونه در بازه ی ۳,۵g الی ۴,۵g در نظر گرفتن سطح ۸۴٪ دوران نهائی در مقایسه با سطح ۱۶٪، احتمال فروریزش را تا ۵,۲ درصد کاهش می دهد. همچنین در نظر گرفتن سطح ۸۴ درصد دوران نهائی در مقایسه با سطح ۵۰٪، احتمال فروریزش را تا ۳,۷ درصد کاهش می دهد. اعمال سطح ۵۰ درصد مقدار دوران نهائی در مقایسه با سطح ۱۶٪، احتمال فروریزش را ۱,۷ درصد کاهش داده است.



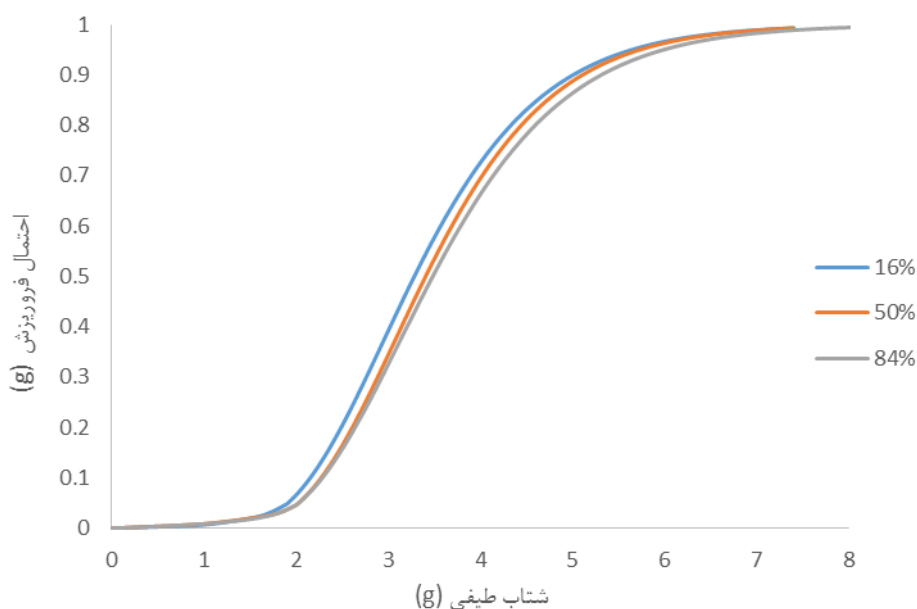
شکل ۱۲: میزان کاهش احتمال فروریزش در مقایسه سطوح مختلف عدم قطعیت ظرفیت دوران نهائی

۲-۴- لنگر تسلیم (M_y)

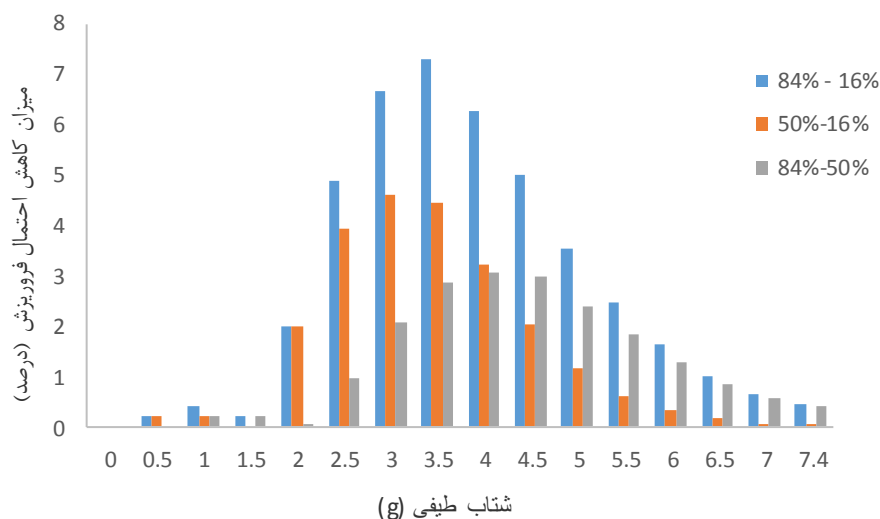
مطابق شکل ۱۳ نحوه ی اعمال عدم قطعیت لنگر تسلیم المانها نمایش داده شده است. سه سطح ۱۶٪، ۵۰٪ و ۸۴٪ توزیع نرمال جهت ارزیابی عدم قطعیت لنگر تسلیم استفاده شده است. شکل ۱۴ منحنی های شکنندگی ظرفیت های فروریزش قاب خمشی متوسط ۵ طبقه را در سه سطح مختلف لنگر تسلیم نشان می دهد. شکل ۱۵ میزان کاهش احتمال فروریزش را در مقایسه دو بدوی سطوح مختلف لنگر تسلیم نشان می دهد. ملاحظه می گردد در بازه ی ۳g الی ۴g، بیشترین کاهش احتمال فروریزش با در نظر گرفتن سطوح ۸۴٪ لنگر تسلیم به جای ۱۶٪، ۸۴٪ در مقایسه با ۵۰٪ و ۵۰٪ در مقایسه با ۱۶٪ بدست آمده است. بیشترین کاهش احتمال فروریزش در بازه های فوق به ترتیب ۳٪، ۷٪، ۳۰٪ و ۴۶٪ بوده است.



شکل ۱۳: نحوه ی اعمال توزیع نرمال به پارامتر لنگر تسلیم در مدل رفتاری سه خطی



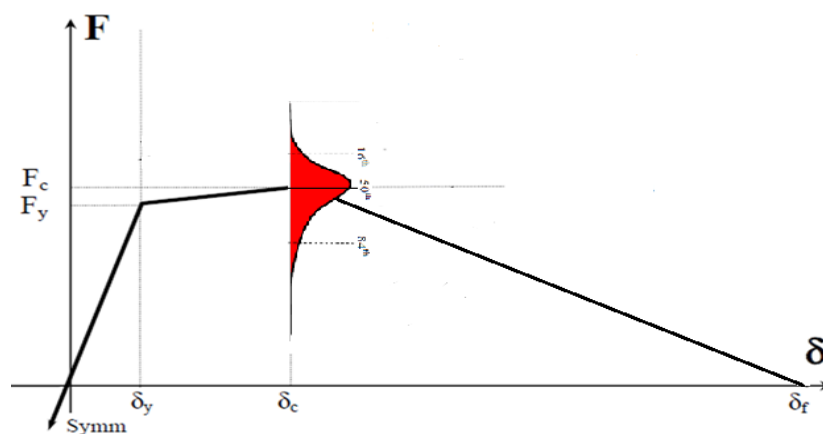
شکل ۱۴: منحنی های شکنندگی ظرفیت فروریزش قاب خمشی متوسط ۵ طبقه در سطوح مختلف عدم قطعیت لنگر تسلیم



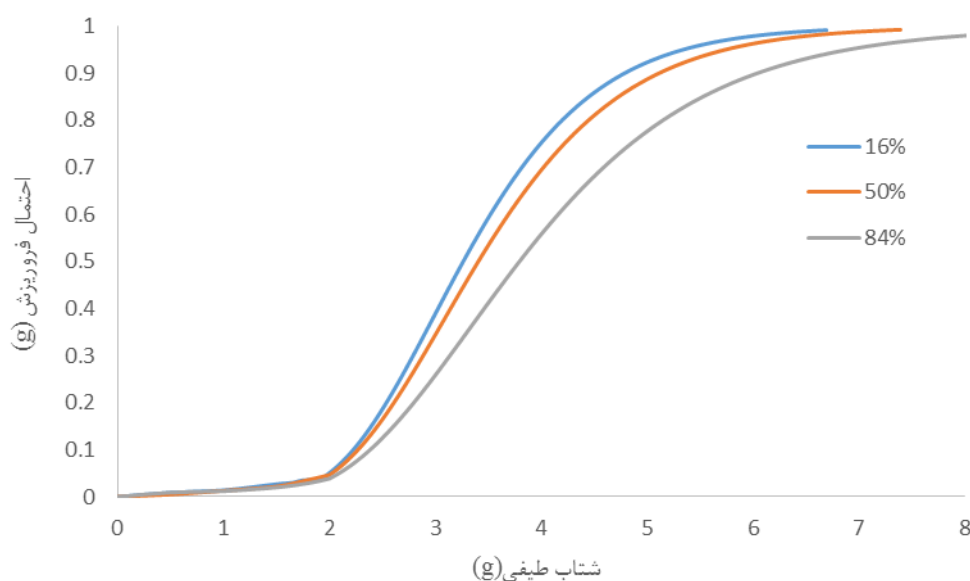
شکل ۱۵: میزان کاهش احتمال فروریزش در مقایسه دو بدوی سطوح مختلف عدم قطعیت لنگر تسلیم

۳-۴- لنگر اوج (M_c)

شکل ۱۶ نحوه ی اعمال عدم قطعیت لنگر اوج را نشان می دهد. سه سطح ۱۶٪، ۵۰٪ و ۸۴٪ در توزیع نرمال مورد نظر جهت ارزیابی عدم قطعیت لنگر اوج استفاده شده است. شکل ۱۷ منحنی های شکنندگی ظرفیت های فروریزش را در سه سطح مختلف لنگر اوج نشان می دهد.

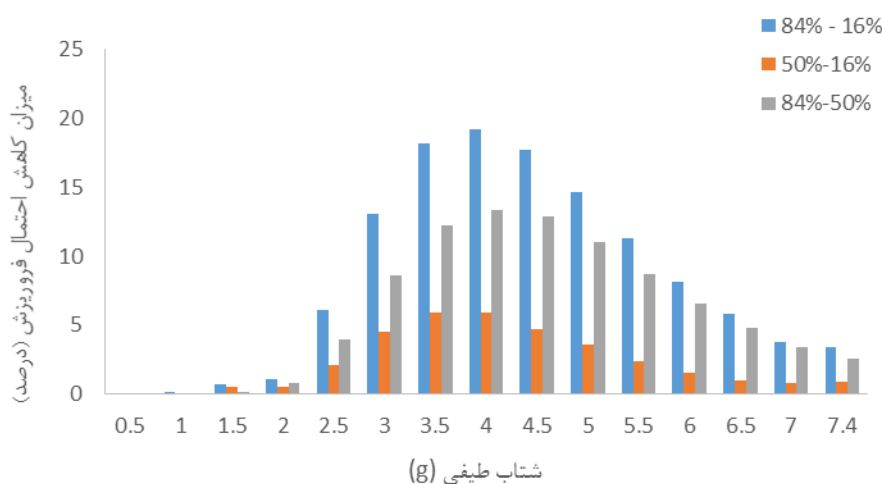


شکل ۱۶: نحوه ی اعمال توزیع نرمال به پارامتر لنگر اوج در مدل رفتاری سه خطی



شکل ۱۷: منحنی های شکنندگی ظرفیت فروریزش قاب خمشی متوسط ۵ طبقه در سطوح مختلف عدم قطعیت لنگر اوج

شکل ۱۸ میزان کاهش احتمال فروریزش را در مقایسه دو بدوی سطوح مختلف لنگر تسلیم نشان می دهد. ملاحظه می گردد در بازه ی ۳,۵g الی ۴,۵g، بیشترین کاهش احتمال فروریزش ملاحظه می گردد. بیشترین کاهش احتمال فروریزش در بازه ی فوق ۱۸,۲٪ و در مقایسه سطوح ۸۴٪ و ۱۶٪ بوده است. ملاحظه می گردد که بین پارامترهای مورد بررسی عدم قطعیت پارامتر لنگر اوج بیشترین تاثیر را در ظرفیت فروریزش قاب داشته است. عدم قطعیت ظرفیت دوران نهائی در مقایسه با دو پارامتر دیگر تاثیر کمتری در ظرفیت فروریزش قاب داشته است.



شکل ۱۸: میزان کاهش احتمال فروریزش در مقایسه دو بدوی سطوح مختلف عدم قطعیت لنگر اوج

مطابق جدول ۵ خلاصه ی نتایج تغییر احتمال فروریزش قاب با اعمال عدم قطعیت پارامترهای مختلف ارائه شده است. مطابق این جدول به عنوان نمونه عبارت ۱۶-۵۰ به معنی در نظر گرفتن سطح ۵۰ درصد داده های ۱۶ درصد می باشد. ملاحظه می شود که بیشترین تغییرات احتمال فروریزش مربوط به پارامتر لنگر اوج می باشد. کمترین حساسیت نتایج ظرفیت فروریزش سازه نیز به دوران نهائی المانهای سازه می باشد. مطابق این جدول در نظر گرفتن سطح ۸۴ درصد لنگر اوج، تا ۱۹,۲ درصد احتمال فروریزش را کاهش می دهد.

جدول ۵: خلاصه ی نتایج میزان کاهش احتمال فروریزش قاب (درصد) با اعمال عدم قطعیت پارامترهای مختلف تحت ۱۰۰ شتابنگاشت دستورالعمل FEMA P 695

مقایسه ی سطوح توزیع داده ها	ظرفیت دوران نهائی (θ_u)	لنگر تسلیم (M_y)	لنگر اوج (M_c)
۵۰-۱۶	۱,۷	۴,۶	۵,۹
۸۴-۵۰	۳,۷	۳,۰	۱۳,۳
۸۴-۱۶	۵,۲	۷,۳	۱۹,۲

۵- نتیجه گیری

در این مطالعه سازه ی فولادی ۵ طبقه با سیستم قاب خمشی متوسط مطابق آئین نامه های داخلی طراحی گردید. با استخراج قاب میانی سازه، مدل غیر خطی قاب در نرم افزار OpenSees 2.5.0 ایجاد شد. در انتهای المانها از مفاصل متمرکز پلاستیک استفاده گردید. پارامترهای کاهندگی مقاومت و سختی المانها بر اساس تحقیقات لیگنوس و کراوینکلر و بر اساس مدل ایبارا-مدینا-کراوینکلر در نظر گرفته شد. چشمه های اتصال نیز با فنر پیچشی با مدل رفتاری گوپتا-کراوینکلر مدلسازی شد. با اعمال ۱۰۰ رکورد (۵۰ زوج شتابنگاشت) پیشنهادی دستورالعمل FEMA P 695 و انجام تحلیل های دینامیکی افزایشی، منحنی شکنندگی ظرفیت های فروریزش استخراج گردید. در ادامه با اعمال عدم قطعیت پارامترهای لنگر تسلیم، لنگر اوج و دوران نهائی المانها و تعریف توزیع نرمال به این پارامترها، منحنی های شکنندگی سطوح ۱۶٪، ۵۰٪ و ۸۴٪ داده ها توسعه داده شد. بر اساس نتایج حاصل از منحنی های شکنندگی، میزان تغییر احتمال فروریزش قاب به ازای مقادیر مختلف ظرفیت فروریزش ارزیابی گردید. با بررسی نتایج ارائه شده می توان نتایج حاصل را به طور خلاصه ارائه نمود:

- نتایج حاصل از شبیه سازی رایانه ای مدل آزمایشگاهی نشان داد که نتایج تحلیل ها از دقت و اعتبار خوبی برخوردار است.
- با توجه به منحنی های تحلیل های دینامیکی افزایشی قاب بر اساس ۱۰۰ شتابنگاشت دستورالعمل FEMA P 695، ملاحظه گردید که بزرگترین ظرفیت فروریزش قاب (بر اساس شتاب طیفی مود اول) $6,0g$ و کمترین ظرفیت فروریزش $1,3g$ می باشد. نتایج حاصل ظرفیتهای فروریزش بیان کننده ی پراکندگی زیاد نتایج و وابستگی ظرفیت فروریزش سازه به نوع شتابنگاشت و ویژگیهای آنها بود.
- در مورد عدم قطعیت ظرفیت دوران نهائی المانها، مطابق نتایج بدست آمده به ازای شتاب طیفی $3g$ الی $5g$ بیشترین نقش تغییر مقادیر دوران نهائی المانها مشاهده گردید. به عنوان نمونه در حدود شتاب طیفی $4g$ ، در نظر گرفتن سطح 84% دوران نهائی در توزیع نرمال تعریف شده ی این پارامتر در مقایسه با سطح 16% ، احتمال فروریزش تا $5,2$ درصد کاهش نشان داد. اعمال سطح 84 درصد دوران نهائی در مقایسه با سطح 50% ، احتمال فروریزش را تا $3,7$ درصد کاهش داد. مقدار کاهش احتمال فروریزش در مقایسه ی سطح 50 درصد با 16 درصد، $1,7$ درصد بدست آمد.
- در مورد عدم قطعیت لنگر تسلیم، با مقایسه دو به دوی سطوح مختلف لنگر تسلیم ملاحظه گردید که در بازه ی $3g$ الی $4g$ بیشترین تغییرات احتمال فروریزش وجود دارد. با در نظر گرفتن سطح 84% لنگر تسلیم به جای 16% ، 84% در مقایسه با 50% و 50% در مقایسه با 16% بیشترین کاهش احتمال فروریزش به ترتیب $7,3$ ، $3,0$ و $4,6$ درصد بدست آمد.
- در مورد پارامتر لنگر اوج، در بازه ی $3,5g$ الی $4,5g$ ، بیشترین تغییرات احتمال فروریزش ملاحظه گردید. بیشترین کاهش احتمال فروریزش در بازه ی فوق $19,2\%$ و در مقایسه ی سطوح 84% و 16% بوده است.
- بین پارامترهای مورد بررسی عدم قطعیت، پارامتر لنگر اوج بیشترین تاثیر را در ظرفیت فروریزش قاب داشته است. عدم قطعیت ظرفیت دوران نهائی در مقایسه با دو پارامتر دیگر تاثیر کمتری در ظرفیت فروریزش قاب داشته است.

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] Kato, B., Akiyama, H., Suzuki, H., and Fukuzawa, Y. (1973). Dynamic collapse tests of steel structural models. *5th World Conf. on Earthquake Engineering*, Rome.
- [4] 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.
- [5] Bernal, D. (1992). Instability of buildings subjected to earthquakes. *Journal of Structural Engineering*, 118(8), pages 2239-2260.
- [6] Bernal, D. (1998). Instability of buildings during seismic response. *Journal of Engineering Structures*, 20, 4-6, pages 496-502.
- [7] 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.
- [8] Song, J. and Pincheira, J. (2000). Spectral displacement demands of stiffness and strength degrading systems. *Earthquake Spectra*, 16(4), pages 817-851.
- [9] 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.
- [10] Vamvatsikos, D. and Cornell, C.A., (2002). Incremental dynamic analysis. *Journal of Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31(3), 491-514.
- [11] 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.
- [12] 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.
- [13] 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.
- [14] Miranda, E. and Akkar, D. (2003), Dynamic instability of simple structural systems. *Journal of Structural Engineering*, 129 (12), pages 1722-1726.
- [15] 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.
- [16] 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.
- [17] Bernal, D., Nasser, A. and Bulut, Y. (2006). Instability inducing potential of near fault ground motions. *SMIP 06 Seminar Proceedings*, pages 41-62.
- [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 2007, 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] Domizio, M., Ambrosini, D., Curadelli, O. (2015). Experimental and numerical analysis to collapse of a framed structure subjected to seismic loading. *Journal of Engineering Structures*, Volume 82, 22-32.

- [26] Elkady, A. and Lignos, D.G. (2015). Effect of gravity framing on the overstrength and collapse capacity of steel frame buildings with perimeter special moment frames, *Journal of Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Volume 44, Issue 8, 1289–1307.
- [27] Eads, L., Miranda L. E, Lignos, D.G. (2015). Average spectral acceleration as an intensity measure for collapse risk assessment, *Journal of Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Volume 44, Issue 12, 2057–2073.
- [28] Bai, Y., Shi, Y., Deng, K. (2016). Collapse analysis of high-rise steel moment frames incorporating deterioration effects of column axial force – bending moment interaction. *Journal of Engineering Structures*, Volume 127, 402-415.
- [29] Elkady, A. and Lignos, D.G. (2017). Stability Requirements of Deep Steel Wide-Flange Columns under Cyclic Loading. *In. Proceedings of the Annual Stability Conference Structural Stability Research Council (SSRC). Annual Stability Conference Structural Stability Research Council, San Antonio, Texas, USA, March 22-24.*
- [30] Suzuki, Y., Lignos, D.G. (2017). Collapse Behaviour of Steel Columns as Part of Steel Frame Buildings: Experiments and Numerical Models. *In Proceedings of the 16th World Conference on Earthquake Engineering (16WCEE), 1032.*
- [31] FEMA P695. (2009). *Quantification of Building Seismic Performance Factors*. Washington, D.C. Federal Emergency Management Agency, USA.
- [32] INBC. (2013). *Design and Construction of Steel Structures*. Tehran: Ministry of Housing and Urban Development, Iranian National Building Code, Part 10. (In Persian).
- [33] INBC.(2013). *Design Loads for Buildings*. Tehran: Ministry of Housing and Urban Development, Iranian National Building Code, Part 6. (In Persian).
- [34] BHRC. (2014). *Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings*. Tehran: Building and Housing Research Centre, Standard No. 2800. (In Persian).
- [35] 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.
- [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](http://OpenSEES.Berkeley.edu/OPENSEES/manuals/user_manual/OpenSEES_Command_Language_Manual_June_2006.pdf).
- [37] 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>
- [38] Lignos, D.G. and Krawinkler, H. (2012). Development and Utilization of Structural Component Databases for Performance-Based Earthquake Engineering. *Journal of Structural Engineering*, 139 (8), 1382-1394.
- [39] Shanmugam, N. E., Ting, L. C. (1995). Welded interior box-column to I-beam connections. *Journal of structural engineering*, 824-830.