

## مقایسه شاخص‌های خسارت در بررسی عملکردی قاب‌های خمشی ویژه بتنی

حسن استادحسین<sup>\*</sup>، مجتبی حنطه<sup>۲</sup>، محسن امیدی آشتیانی نژاد<sup>۳</sup>

۱- استادیار، دانشگاه کاشان، کاشان، ایران

۲- دانشجوی دکتری مهندسی سازه، دانشگاه سمنان، سمنان، ایران

۳- کارشناس ارشد مهندسی سازه، دانشگاه کاشان، کاشان، ایران

### چکیده

به منظور کمی‌سازی خرابی‌های فیزیکی، می‌توان شاخص‌های خسارتی تعریف نمود که متناظر با خرابی‌های ایجاد شده باشند. با دانستن شاخصه‌های خسارت یک سازه، می‌توان علاوه بر داشتن درک صحیح از رفتار آن، نسبت به تعیین خطوط قرمز طراحی اقدام نمود. به عبارت دیگر یافتن شاخص خرابی در یک سازه، باعث می‌شود تا مشخص شود مورد نظر تا چه حد در برابر نیروهای جانبی مانند زلزله پایداری دارد. این موضوع وقتی اهمیت بیشتری می‌یابد که قرار باشد برای یک منطقه برنامه‌های بهسازی ارائه شود. در این پژوهش که هدف آن ارزیابی خسارت تحت زلزله و تعیین عملکرد سازه می‌باشد، شاخص تغییرمکان نسبی جانبی و شاخص قبارا به عنوان شاخص‌های خسارت انتخاب گردیده و تأثیر آن بر روی عملکرد قاب‌های خمشی بتنی دو بعدی با شکل پذیری ویژه طراحی شده بر اساس آیین نامه بتن (ACI 318-14) و استاندارد بارگذاری آمریکا (ASCE 7-10) تحت زلزله، مورد مطالعه قرار گرفته است. در این راستا تعیین سطح عملکرد با شاخص تغییر مکان نسبی جانبی طبقه و شاخص قبارا در کنار خرابی‌های تخمین زده شده در اعضای سازه‌ای در آنالیزهای مختلف قرار داده شده و بین این دو شاخص تناظر برقرار شده است. تحلیل‌های انجام شده نشان می‌دهد که شاخص قبارا همواره محافظه کارانه تر از شاخص تغییر مکان نسبی جانبی طبقه است. اختلاف شدت زلزله‌هایی که سازه را به سطح عملکرد ایمنی جانی می‌رساند در دو شاخص به حدود ۵۰ درصد در ساختمان‌های کوتاه و حدود ۴۰ درصد در ساختمان‌های با ارتفاع متوسط می‌رسد. همچنین اختلاف شدت زلزله‌هایی که سازه را به سطح عملکرد آستانه فروریزش می‌رساند به حدود ۳ درصد در ساختمان‌های کوتاه و حدود ۲۰ درصد در ساختمان‌های با ارتفاع متوسط می‌رسد.

کلمات کلیدی: شاخص‌های خرابی، شاخص خسارت تغییرمکان نسبی جانبی، شاخص خسارت قبارا، سطوح عملکرد، تحلیل دینامیکی افزایشی.

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:			
10.22065/JSCE.2018.134355.1573	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
doi: 10.22065/JSCE.2018.134355.1573	۱۳۹۹/۱۰/۰۱	۱۳۹۹/۱۰/۰۱	۱۳۹۷/۰۹/۰۷	۱۳۹۷/۰۷/۲۶	۱۳۹۷/۰۲/۱۱
حسن استادحسین				*نویسنده مسئول:	
hostad@kashanu.ac.ir				پست الکترونیکی:	

## Comparison of Damage Indexes in Performance Assessment of Special Concrete Moment Resisting Frames

Hassan Ostadhosein<sup>\*1</sup>, Mojtaba Hanteh<sup>2</sup>, Mohsen Omidi Ashtiani Nejad<sup>3</sup>

*1 Department of civil engineering, University of Kashan, Kashan, Iran*

*2 PhD candidate - Structure Engineering, Semnan University, Semnan, Iran*

*3 MSc Structural Engineering, Department of civil engineering, University of Kashan, Kashan, Iran*

### ABSTRACT

*The earthquake is one of the natural disasters that caused the many death. 10,000 people die annually due to earthquake around the world, and this incident has so far caused a lot of economic damages. In the structures review, earthquake damages can be classified into three categories: physical, social, and economical. In order to quantify physical damages, it is possible to introduce damage indexes. By knowing the damages of a structure, in addition to determining a proper understanding, redlines are possible to be designed. In other words, knowing the damage index in a structure makes it possible to determine the structure stability against forces such as earthquakes. This issue becomes more important in retrofitting programmes. In this research, which the purpose is to determine the earthquake damages and structure performance, the Drift and Ghobarah Index are selected as damage Indexes, and the effects on the performance of two-dimensional special concrete moment resisting frames designed with the regulation (ACI 318-14) and the American loading standard (ASCE 7-10) has been investigated. In this regard, performance levels with the Drift index and the Ghobarah index along with the estimated damages have been investigated in different analysis and the correlation between these two Indexes is established. Analyses results show that Ghobara index is more conservative than maximum drift index. Another obtained result is that intensity measure which cause to low rise and medium rise buildings to reach life safety level has about 50% and 40 % differences, respectively, for two assumed indices.*

### ARTICLE INFO

**Receive Date:** 01 June 2018

**Revise Date:** 18 October 2018

**Accept Date:** 28 November 2018

### Keywords:

*Damage Indicators, Drift Damage Index, Ghobarah Damage Index, Performance Levels, Incremental Dynamic Analysis.*

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: 10.22065/JSCE.2018.134355.1573

\*Corresponding author: Hassan Ostadhosein

Email address: hostad@kashanu.ac.ir

## ۱- مقدمه

زلزله یکی از ویرانگرترین حوادث طبیعی می‌باشد که موجب از دست رفتن زندگی و جان انسان‌های بسیاری شده است. به‌طور میانگین سالانه ۱۰۰۰۰ نفر به دلیل زلزله در سرتاسر جهان جان خود را از دست می‌دهند و همچنین این رخداد تاکنون باعث صدمات اقتصادی فراوانی شده است [۱].

مشاهده زیان‌های اقتصادی و اجتماعی طی زلزله‌های سال‌های اخیر که در اثر عدم عملکرد مناسب سازه‌های ساخت بشر ایجاد شده، محققین را بر این باور داشته است تا مطالعات گسترده‌ای را در این زمینه انجام دهند. همچنین پیشرفت روزافزون تکنولوژی و در برداشتن مزایایی همچون امکان کنترل لحظه به لحظه سازه‌های تحت مطالعه و انجام تلاش‌های محاسباتی به شکلی ساده‌تر و سریع‌تر نسبت به گذشته، گرایش به این زمینه تحقیق را بیشتر کرده است. در پی رخداد‌های لرزه‌ای، ساختمان‌هایی که دارای نواقصی در طرح یا اجرای خود بوده‌اند دچار زیان‌های شدیدی شده‌اند. از طرف دیگر وقوع آسیب‌هایی در سازه‌هایی که به طور کامل براساس آیین‌نامه‌ها، طراحی و ساخته شده بودند مشاهده شده است. از این رو بحث طراحی بر اساس عملکرد به وجود آمده است که روشی نوین برای کنترل خرابی بر اساس نیازهای موجود می‌باشد که با تعریف سطوح عملکرد مختلف برای ساختمان، مسیری روشن را در پیش روی کارفرما و طراح گذارده است و از این حیث نسبت به روش‌های معمول آیین‌نامه‌های طراحی که از فرآیند طراحی بر اساس مقاومت بهره می‌برند و سعی دارند به صورت تجویزی برای زلزله طرح به سطح عملکرد مشخصی برسند در حالیکه عملکرد سازه و اجزای آن به طور صریح قابل ارزیابی نمی‌باشند، دارای مزیت بزرگی است.

لحاظ نمودن شاخص‌های خسارت در طراحی در آینده جهت صرفه‌جویی در هزینه‌های ساخت و افزایش بهره‌بری در رفتار سازه دور از ذهن نمی‌باشد. از این رو کنترل سطح خرابی باید هدف اصلی در تمایلات جدید طراحی لرزه‌ای قرار گیرد. در حقیقت روش طراحی بر اساس استفاده از شاخص‌های خسارت توسط میگوئل و اسکار<sup>۱</sup> در سال ۲۰۰۴ میلادی ارائه گردیده است که در آن فرآیند طراحی قاب بتنی با کنترل شاخص‌های خسارت در المان‌های سازه‌ای پیشنهاد شده است. در این روش، مقاومت اجزای سازه‌ای برای برآورده کردن هدف اولیه طراحی که رفتار خطی در حین زلزله‌های متوسط و خرابی قابل تحمل در حین زلزله‌های قوی می‌باشد و بیشینه تغییرمکان جانبی و انرژی پلاستیک مستهلک شده به عنوان پارامترهای طراحی، معرفی می‌شوند [۲].

اندازه‌گیری مقدار خسارت سازه‌ای در حین یک زمین لرزه همیشه یک مبحث چالش برانگیز برای مهندسان سازه بوده است. شاخص‌های خسارت گوناگونی با هدف کمی‌سازی خسارت برای نمونه‌های اصلی و مدل‌های سازه‌ای که تحت بارهای لرزه‌ای قرار می‌گیرند، پیشنهاد شده است. بررسی جامعی از شاخص‌های خسارت موجود توسط ویلیامز<sup>۲</sup>، قبارا<sup>۳</sup> و همکارانش<sup>۴</sup> و پادیا<sup>۵</sup> ارائه گردیده است. این شاخص‌ها توسط پارامترهای گوناگونی مانند تغییرشکل، انرژی، پارامترهای مودال و رفتار خستگی با سیکل پایین بیان می‌گردند [۳-۵].

عملکرد لرزه‌ای مناسب یک سازه مستلزم مکفی بودن مقاومت و ظرفیت تغییرشکل اجزای آن نسبت به بارهای اعمال شده به سازه می‌باشد. جایگزینی پارامتر نیرو با تغییرمکان در اهداف طراحی باعث بوجود آمدن مفهوم جدیدی به نام طراحی بر اساس عملکرد گردید و آنالیز غیرخطی به‌عنوان ابزاری برای ارزیابی سازه در عملکردهای لرزه‌ای شدید مانند ایمنی جانی و آستانه فروریزش بکارگرفته شد [۱].

<sup>1</sup> Miguel and Oscar

<sup>2</sup> Williams

<sup>3</sup> Ghobara and et al.

<sup>4</sup> Ghobara and et al.

<sup>5</sup> Padilla

در این تحقیق خسارت وارد بر ساختمان قاب خمشی بتنی بر مبنای تعاریف گوناگون از شاخص خسارت، در اثر زلزله‌های با شتاب‌نگاشت‌های مختلف و بزرگای متفاوت با روش آنالیز غیرخطی تاریخیچه زمانی مورد بررسی قرار گرفته است و منحنی‌های پیش‌بینی خسارت در سطوح مختلف خطر استخراج شده است.

## ۲- شاخص خسارت

با افزایش اهمیت مهندسی طراحی بر اساس عملکرد، نکته‌ای که باید مورد بررسی واقع گردد معیار پذیرش سطوح عملکرد المان‌های سازه‌ای می‌باشد که توسط آیین‌نامه‌ها بیان می‌شوند. به طور کلی سطوح عملکرد ارائه شده توسط آیین‌نامه‌ها و دستورالعمل‌ها به صورت کیفی بوده است و از این رو باید با بکارگیری روشی این سطوح پیشنهادی را به صورت کمی بیان نمود. تعریف شاخص خسارت این امکان را به ما می‌دهد تا معیار پذیرشی کمی برای سطوح عملکرد پیشنهادی در اختیار داشت. همچنین بسته به نوع سیستم سازه‌ای و مصالح به کار رفته در آن، در اثر زمین لرزه احتمال وقوع مکانیزم‌های خرابی گوناگونی وجود دارد که باید نوع آن تشخیص داده شده و میزان شدت آن به درستی تخمین زده شود. این موضوع با توجه به گرایش روز افزون به روش طراحی بر اساس عملکرد، اهمیت ویژه‌ای می‌یابد. زیرا تعیین رفتار سازه در اثر بارهای لرزه‌ای ارتباط تنگاتنگی با آسیب‌تحمیل شده به آن دارد. با عنایت به این‌که تشخیص میزان خرابی تا حد زیادی تابع معیار و شاخص خسارت است می‌توان نتیجه گرفت که انتخاب صحیح شاخص خسارت در مهندسی طراحی بر اساس عملکرد جایگاه ویژه‌ای دارد. از سوی دیگر، از آنجا که هدف از طراحی بر مبنای عملکرد ارائه طرحی اقتصادی و متناسب با سطح خطر و میزان خرابی قابل قبول از پیش تعیین شده است، دستیابی به هدف مذکور در صورتی امکان‌پذیر است که میزان خرابی هرچه دقیق‌تر تخمین زده شود.

به منظور کمی‌سازی خرابی‌های فیزیکی، می‌توان شاخص‌های خسارتی تعریف نمود که متناظر با خرابی‌های ایجاد شده باشند. در محاسبه شاخص‌های خسارت از پارمترهای سازه‌ای معمول استفاده می‌شود. می‌توان اذعان داشت تاکنون روش‌های متفاوتی برای فراهم نمودن بررسی مطمئن، از حالت خرابی سازه در نظر گرفته شده است.

پیشینه فعالیت در خصوص تعیین شاخص خرابی به سال‌های اول دهه هفتاد میلادی باز می‌گردد. در این زمان مدل‌های غیرخطی برای ارزیابی رفتار ساختمان‌ها در برابر زلزله پیشنهاد گردید. ویتمن<sup>۶</sup> در سال ۱۹۷۲، با ارائه روشی اولین قدم را در این راه برداشت. در روش وی، شدت حرکت زمین با مقیاس مرکالی اصلاح شده و خسارت زمین لرزه به وسیله نسبت هزینه ترمیم و مرمت به هزینه ساخت مجدد بیان شد [۶].

اوکادا و همکاران<sup>۷</sup>، یکی از اولین بررسی‌های پژوهشی را برای ارزیابی ایمنی لرزه‌ای ساختمان‌های بتن مسلح کوتاه و با در نظر گرفتن کاربری آموزشی برای ساختمان ارائه نمودند. در این روش، ابتدا ایمنی یک ساختمان توسط یک روش ساده تحلیلی ارزیابی می‌شود و سپس چنانچه ساختمان الزامات ایمنی را ارضا ننمایند با یک روش تحلیلی دقیق‌تر بررسی می‌شود. این روش، غربالگری نامیده شد و تا جایی که ایمنی سازه مشخص گردد، ادامه می‌یابد [۷]. در سال ۱۹۷۷ یانگ<sup>۸</sup> با تعریف خسارت پذیری موضعی، خسارت پذیری کلی و خسارت پذیری تجمعی، در تعیین آسیب‌پذیری ساختمان‌ها مرحله‌ای نوین را در این زمینه بنا نمود. در روش یانگ برای تعیین میزان ظرفیت انرژی جذب شده در اعضای بتن مسلح تحت اثر بارهای ارتعاشی، شاخص کارایی پیشنهاد گردید. در روش پیشنهادی خسارت فزاینده در هر چرخه بارگذاری به صورت تابعی از نسبت تغییر شکل، بار محوری بیشینه و نسبت دهانه برشی تعریف می‌پذیرد. در سال ۱۹۷۹، پارک<sup>۹</sup> با استفاده از تحلیل غیرخطی سازه‌ها، روشی جدید را ارائه نمود. در این روش برای ساختمان‌ها در ابعاد واقعی دو معیار حدی که عبارتند از ظرفیت تغییرشکل نهایی اعضا و ضرایب تأثیر اهمیت پیشنهاد شدند. همچنین استفاده از اطلاعات تجربی برای آسیب-

<sup>6</sup> Whitman

<sup>7</sup> Okada and et al.

<sup>8</sup> Yang

<sup>9</sup> Park

پذیری ساختمان‌های پیشین و نیز قضاوت مهندسی برای ساختمان‌های جدید در تعیین عملکرد ساختمان پیشنهاد گردیدند. در این مطالعات خسارت‌های سازه‌ای با نسبت تقاضا تحت اثر زمین‌لرزه، به ظرفیت نهایی اعضا تعریف می‌شود [۸].

تحقیقات برای یافتن شاخص خسارت انواع سازه‌ها به خصوص ساختمان‌های فلزی به صورت همزمان در برنامه کاری محققان قرار گرفت. در این راستا در سال ۱۹۸۳، کراوینکلر و همکارانش<sup>۱۰</sup> بر اساس تعداد درجات آزادی یک سازه، رابطه‌ای ساده اما کارآمد را برای محاسبه شاخص خرابی پیشنهاد نمودند. در سال ۱۹۸۸، پاول و الله آبادی روشی برای محاسبه شاخص خرابی بر مبنای مقایسه ظرفیت‌های سازه در هنگام وقوع زلزله‌های مختلف ارائه نمودند. این رابطه در سال ۱۹۹۳ توسط کوزنزا<sup>۱۱</sup> با همان مبنا ولی بر اساس انرژی جذب شده توسط سازه در هنگام جاری شدن فولاد و حد نهایی آن با سیمای کامل‌تری بیان گردید. براین اساس دیگر تنها شکل پذیری، به عنوان پارامتر اصلی ملاک نمی‌باشد، بلکه عوامل دیگری همچون انرژی هیستریزیس<sup>۱۲</sup> نیز در این ارتباط مؤثر است. در سال ۱۹۹۲ این روش با منظور کردن اثر چرخش انتهایی تکمیل گردید [۹].

تحقیقاتی نیز بر روی سازه‌های خاص مانند پل‌ها انجام شده است. از جمله این تحقیقات می‌توان به رابطه ارائه شده توسط یوسامی و کومار<sup>۱۳</sup> در سال ۱۹۹۵ اشاره نمود. این رابطه به صورت مشخص برای پل‌های فلزی و بر اساس حداکثر انرژی جذب شده توسط آن‌ها ارائه گردیده است [۱۰]. در سال ۱۹۹۶، رینهورن<sup>۱۴</sup> رابطه‌ای متفاوت را برای محاسبه شاخص خرابی پیشنهاد نمود. هر چند اجزای این رابطه همانند رابطه پارک-انگ (۱۹۸۵) می‌باشند، اما وارد نمودن عاملی به نام "خستگی" و نتایج حاصل از آن حائز اهمیت می‌باشد [۱۱]. در سال ۱۹۹۹، یک گروه محقق از کشور استرالیا بر اساس هزینه تمام شده یک متر مربع ساختمان در آن کشور و معرفی ضریبی تجربی، مدلی خطی را برای محاسبه شاخص خسارت ارائه نمودند. در ادامه برای تبیین تغییرات به صورت غیرخطی، نتایج بدست آمده در لگاریتم بر مبنای ۲، میزان سنجش خرابی معرفی گردید که برای ارائه یک بررسی کلی از وضعیت سازه بسیار مفید می‌باشد. در همان سال و پس از زلزله شهر چی-چی<sup>۱۵</sup> در تایوان، جان ایچی میکاواشی<sup>۱۶</sup> خرابی‌های تحمیل شده توسط زلزله مذکور را با آسیب‌های ساختمان‌ها در اثر زلزله سال ۱۹۹۵ شهر هیوگوکن و زلزله مهیب کوبه در ژاپن مورد مقایسه قرار داد. از این قیاس یک رابطه جدید در خصوص محاسبه شاخص خرابی مدارس ارائه گردید؛ این رابطه بر اساس یک ثابت تجربی بنا شده است [۱۲].

در سال ۲۰۰۰ میکامی و ایمورا<sup>۱۷</sup> نشان دادند که محل در نظر گرفتن شاخص خرابی در سازه‌ها می‌تواند قبل از تحلیل سازه و پس از تعیین محدودیت‌های سازه‌ای بر مبنای خسارت باشد. این دو محقق با استفاده از رابطه پارک-انگ در محدوده الاستیک و بر مبنای میزان نرمی، رابطه جدیدی را ارائه دادند. این رابطه حداکثر تغییر شکل و مقاومت جاری شدن فولاد مصرفی را مد نظر قرار می‌دهد [۱۳]. در همان سال، ساری و همکارانش<sup>۱۸</sup> بر مبنای اطلاعات اخذ شده از زلزله کشور ترکیه (۱۹۹۹) و با استفاده از پردازش اطلاعات در ۲۰ نقطه از محل زلزله، تحلیل عددی الاستیک و پلاستیک را بر مبنای عملکرد سازه‌ها قرار دادند. رابطه ارائه شده برای تعیین شاخص خرابی طبقه و کلی می‌باشد. ضمن اینکه خود رابطه شاخص طبقه نیز از حاصل جمع شاخص خرابی المان‌های نظیر بدست آمده می‌آید [۱۴].

در سال ۲۰۰۱ هونگ‌لین<sup>۱۹</sup> روشی نوین، برای محاسبه شاخص خرابی ارائه نمود. این روش بر مبنای اطلاعات اخذ شده از سیستم GIS<sup>۲۰</sup> بنا شده است. در این روش ابتدا و قبل از وقوع زلزله ساختمان‌های هر منطقه از نظر اهمیت و از نظر مصالح به کار رفته تقسیم‌بندی شده و در لایه‌های GIS طبقه‌بندی می‌گردند. بنابراین قبل از وقوع زلزله می‌توان شاخص خسارت را به صورت تخمینی، نزدیک به واقعیت

<sup>10</sup> Krawinkler and et al.

<sup>11</sup> Kozenza

<sup>12</sup> Hystersis Energy

<sup>13</sup> Usami and kumar

<sup>14</sup> Reinhorn

<sup>15</sup> Chi-Chi

<sup>16</sup> Miyakoshi

<sup>17</sup> Mikami and Iemura

<sup>18</sup> Sari and et al.

<sup>19</sup> Hung Lin

<sup>20</sup> Geographic Information System

مشخص نمود. این روش گام مهمی بوده تا علاوه بر مدیریت مقاوم سازی منطقه مورد نظر، در صورت وقوع زلزله نیز مدیریت بحران به نحو احسن انجام گیرد. روش نام برده شده به صورت مشخص در زلزله لیجیانگ (کشور چین) استفاده قرار گرفت، به گونه‌ای که نزدیک به ۱۰ ساعت پس از زلزله مذکور کمیته مدیریت بحران بر انجام عملیات نجات نظارت کامل داشت [۱۵]. همچنین در سال ۲۰۰۱ بزرگ نیا و برترو<sup>۲۱</sup> دو شاخص خسارت متمایز از هم را برای سازه ارائه نمودند. این روابط به صورت مشخص بر مبنای طراحی بر اساس عملکرد تدوین شده‌اند. بنابراین حالات حدی سازه را نیز در بر می‌گیرد. در این روش نمودار گسیختگی در چند مرحله به صورت غیرخطی در نظر گرفته شده است و پس از روش‌های مرسوم به محدوده‌های خطی تبدیل گردیده‌اند. بنابراین از دقت بسیار بالایی برخوردار می‌باشد [۱۶].

در سال ۲۰۰۴ پادوپولوس و همکاران<sup>۲۲</sup> با روشی ساده ولی دقیق رابطه‌ای را برای محاسبه شاخص خسارت معرفی نمودند که در مقایسه با روش‌های قبلی علاوه بر سرعت از سهولت نیز برخوردار بود. در سال ۲۰۰۵ کولومبو و نگرو<sup>۲۳</sup> یک رابطه جدید را برای اصلاح روابط قبلی ارائه نمودند. تفاوت عمده این روش با بحث‌های ارائه شده توسط محققان پیشین، استقلال کامل از نوع مصالح بکار رفته در ساختمان می‌باشد. همچنین جونگ و الناشای نیز در همین سال برای اولین بار روشی نوین را ارائه کردند که در آن شاخص خسارت به صورت سه بعدی ارائه می‌شود. این روش علاوه بر تغییرات جانبی، تغییر شکل‌های قائم را نیز به صورت تابعی جزئی از تابع کل در بر می‌گیرد [۱۷].

در سال ۱۹۹۹ قبارا<sup>۲۴</sup> با در نظر گرفتن کارهای اوتانی و همکارانش<sup>۲۵</sup>، شاخص خسارت خود را بر اساس ارزیابی سختی کلی سازه قبل از وقوع زلزله و پس از آن همانند رابطه (۱) ارائه داد. اوتانی و همکارانش که نمونه‌های بتنی را مورد آزمایش قرار داده بودند، مشاهده نمودند که اگر تکرار چرخه بارگذاری منجر به تغییر مکان بیشینه جدیدی شود، سختی عضو در سیکل دوم کمتر از سیکل اول نتیجه خواهد گشت. همچنین اوتانی با تحت آزمایش قرار دادن قاب‌های بتنی مسلح در برابر حرکت زمین که به قدری شدت داشته باشند که موجب تسلیم قاب شوند و بار دیگر تحت حرکت زمین با شدت مشابه قرار گیرند، مشاهده کرد قاب‌ها در هر دو حالت لزوماً حداکثر تغییر مکان نسبی جانبی مشابه را از خود نشان می‌دهند. ولی سختی سازه در ابتدای آزمایش دوم کمتر از حالت ابتدایی سازه بوده است.

$$DI = 1 - \frac{K_{final}}{K_{initial}} \quad (1)$$

در استفاده از شاخص خسارت قبارا (DI) همانند شکل (۱)، سختی سازه مورد بررسی قرار می‌گیرد و برای بدست آوردن آن ابتدا سازه، قبل از اعمال زلزله توسط روش استاتیکی غیرخطی مورد تحلیل قرار می‌گیرد و سختی بدست آمده، سختی آغازی ( $K_{initial}$ ) نامیده می‌شود، سپس پس از اعمال زلزله بار دیگر از تحلیل استاتیکی غیرخطی بهره برده می‌شود و سختی سازه تحت عنوان سختی نهایی ( $K_{final}$ ) بدست می‌آید [۴].

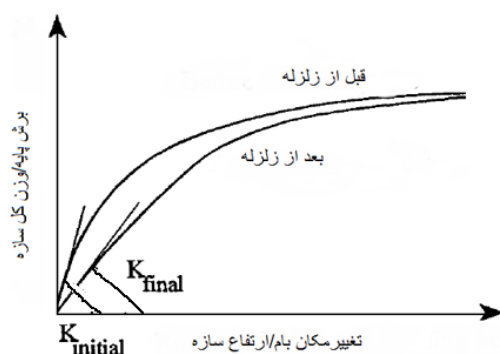
<sup>21</sup> Bozorgnia and Beretero

<sup>22</sup> Papadopoulos and et al.

<sup>23</sup> Colombo and Negro

<sup>24</sup> Ghojarah

<sup>25</sup> Otani and et al.



شکل ۱: سختی سازه قبل و بعد از زلزله [۴].

در نهایت جدول (۱) برای تعیین خرابی سازه تحت این شاخص خسارت ارائه می‌شود.

جدول ۱: کالیبراسیون شاخص خسارت قبارا با سطح خرابی [۴].

مقدار خرابی	شاخص خسارت قبارا
ناچیز	۰ - ۰/۱۵
متوسط (قابل تعمیر)	۰/۱۵ - ۰/۳۰
شدید (غیر قابل تعمیر)	۰/۳۰ - ۰/۸۰
فروشکست	> ۰/۸۰

مقدار تغییر مکان جانبی نیز می‌تواند به عنوان شاخص خسارت قلمداد شود در این رابطه مطالعات زیادی انجام شده است و در

نهایت جدول (۲) که بیانگر ارتباط این شاخص خسارت با سطوح عملکردی می‌باشد، ارائه گردیده است [۱۸].

جدول ۲: ارتباط سطوح عملکردی و شاخص خسارت تغییر مکان جانبی [۱۸].

تغییر مکان جانبی	مقدار خرابی	سطح عملکرد
< ۰/۲	بدون خرابی	قابلیت بهره‌برداری بی وقفه <sup>۲۶</sup>
< ۰/۱۵	قابل تعمیر	متوسط
< ۱/۱۵	غیر قابل تعمیر	ایمنی جانی <sup>۲۷</sup>
< ۲/۱۵	شدید	آستانه فروریزش <sup>۲۸</sup>
> ۲/۱۵	فروریزش	فروشکست

جونگ و الناشی در سال ۲۰۰۶ شاخص خرابی برای لحاظ کردن اثرات سه بعدی رفتار سازه نظیر پیچش تعریف کردند [۲۱].

سلیمانی و اژدری، در سال ۲۰۱۴ در یک مطالعه، همبستگی بین پارامترهای مهم زلزله و میزان خرابی با ملحوظ داشتن شاخص خرابی

<sup>26</sup> Continued Occupancy

<sup>27</sup> Life Safe

<sup>28</sup> Collapse Prevention

پارک آنگ اصلاح شده و شاخص خسارت نسبت خمشی اصلاح شده حداکثر را بررسی نمودند [۲۲]. از مهمترین کاربردهای شاخص خسارت استفاده از آن در مشخص نمودن میزان آسیب در سازه های موجود برای تأیید روش بهسازی است. همچنین در روش های طراحی که مبتنی بر عملکرد هستند، برآورد صحیحی از خسارت برای رسیدن به نتیجه صحیح و واقع بینانه حائز اهمیت است. در تحقیق انجام شده در سال ۲۰۱۷ توسط ضمیرالدین و همکاران علاوه بر جمع بندی شاخص های خسارت معرفی شده توسط محققین مختلف از سال ۱۹۷۱ تا سال ۲۰۰۷، شاخص خسارت کاهش سختی به عنوان شاخص خسارت کاربردی و ساده معرفی شده است [۲۳]. در سال ۲۰۱۸ قره باغی روش طراحی مبتنی بر کنترل خسارت برای طراحی ابنیه در برابر زلزله ارائه داد. در این روش هدف توزیع خسارت یکنواخت در سازه است. معیار خسارت لحاظ شده در این روش طراحی معیار خسارت ترکیبی از شاخص های خسارت محلی و عمومی است [۲۴].

### ۳- آنالیز دینامیکی افزایشی<sup>۲۹</sup> (IDA)

گسترش کاربرد روش تحلیل استاتیکی غیر خطی در طراحی عملکردی سازه ها، باعث به وجود آمدن یک ایده نو در به کارگیری آنالیز دینامیکی تاریخچه زمانی غیر خطی گردیده است. این روش که به عنوان روش تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA) معرفی شده، یک روش پارامتریک می باشد که اخیراً به منظور تخمین عملکرد لرزه ای سازه ها بوجود آمده است. دقیق ترین روش تحلیل غیر خطی در حال حاضر روش دینامیکی تاریخچه زمانی غیر خطی است که به علت ارتباط مستقیم نتایج آن با انتخاب رکورد زمین لرزه چندان مورد توجه قرار نگرفته است.

اساس کار در این روش استفاده از یک رکورد تاریخچه زمانی شتاب است که به عنوان یک بردار در نظر گرفته می شود. به منظور بدست آوردن شتاب نگاشت زمین لرزه های با شدت کمتر یا بیشتر، این بردار را به ضریب مقیاس ضرب می کنیم. این عمل می تواند به صورت مقیاس کردن طیف شتاب الاستیکی بوسیله ضریب باشد. تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA) یا پوش آور<sup>۳۰</sup> دینامیکی، یک تحلیل دینامیکی غیرخطی است که با استفاده از شتابنگاشت های مقیاس شده اندازه خرابی (DM) را برای مقادیر مختلف شدت های زمین لرزه (IM) در اختیار ما قرار می دهد. شدت زمین لرزه می تواند به صورت مختلفی از جمله بیشینه شتاب زمین (PGA)، بیشینه سرعت زمین (PGV) و شتاب طیفی مود اول سازه  $Sa(t_1)$  باشد. اندازه خرابی، متغیر نشان دهنده پاسخ سازه در مقابل زمین لرزه مقیاس شده است که می تواند به صورت مقدار ماکزیمم برش پایه، دوران گرهی سازه، ماکزیمم جابجایی نسبی پشت بام، ماکزیمم جابجایی نسبی بین طبقات به صورت زاویه چرخش طبقه بیان گردد. انتخاب DM مناسب بستگی زیادی به کاربری سازه، نوع سازه و اهمیت آن دارد.

منحنی IDA، ترسیمی است از مقادیر مختلف DMهایی که از آنالیزهای IDA بدست آمده اند در مقابل IMهایی که هر یک از آنها نماینده ای از یک رکورد مقیاس شده زمین لرزه هستند. ساده ترین شکل این منحنی به صورت دو بعدی است. این منحنی ها رفتار سازه را در قسمت خطی، غیر خطی تا فروریزش کامل نمایش می دهد.

یک منحنی IDA ترسیمی از رفتار دینامیکی غیرخطی یک سازه مشخص تحت اثر یک رکورد زمین لرزه مشخص می باشد و به این علت که این منحنی وابستگی زیادی به رکورد زلزله انتخاب شده دارد، به تنهایی نمی تواند رفتار واقعی ساختمان را برای رویدادهای دیگر زمین لرزه پیش بینی کند. بنابراین بایستی تعداد مناسبی از رکوردهای زمین لرزه انتخاب گردد تا بتواند محدوده پاسخ های سازه را پوشش دهد. در مدل سازه ای پژوهش حاضر، ۱۰ شتاب نگاشت زلزله انتخاب و توسط هر شتاب نگاشت ۹ آنالیز دینامیکی غیر خطی صورت گرفته است.

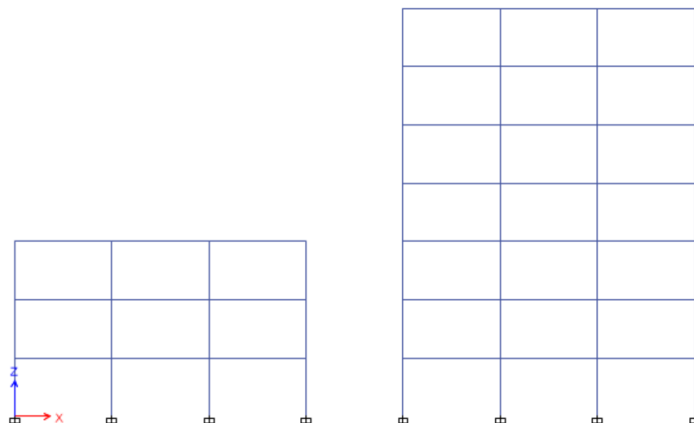
<sup>29</sup> Incremental Dynamic Analysis

<sup>30</sup> Push-Over



## ۴- سازه‌های مورد مطالعه و طراحی آنها

مدل‌های مورد مطالعه به صورت قاب‌هایی دو بعدی از نوع اسکلت بتنی با اتصالات خمشی ویژه دارای ۳ و ۷ طبقه مطابق شکل (۲) می‌باشند.



شکل ۲: پیکربندی قاب‌های خمشی بتنی مورد مطالعه.

- نحوه طراحی آنها بر اساس معیار و ضوابط استاندارد ASCE 7-10 و آیین نامه ACI 318-14 بوده است. فرضیات طراحی که بین دو سازه و در دو مدل قاب خمشی مشترک می‌باشند به صورت ذیل در نظر گرفته شده است [۱۹ و ۲۰].
- ۱- ارتفاع طبقات ۳ متر و پلان مدل‌ها دارای ۳ دهانه در امتداد جهت X که هر کدام به طول ۵ متر می‌باشد. همچنین سقف مدل‌ها نیز به صورت دیافراگم صلب در نظر گرفته شده است.
  - ۲- بار مرده و زنده طبقات بر اساس استاندارد ASCE 7-10 محاسبه شده، به نحوی که بار مرده در طبقات ۲۹۰۰ و در بام ۳۰۰۰ کیلوگرم بر متر طول و بار زنده در طبقات ۱۰۰۰ و در بام ۷۵۰ کیلوگرم بر متر طول در نظر گرفته شده است.
  - ۳- بار تیغه‌های جدا کننده مطابق استاندارد ASCE 7-10 که به عنوان بار زنده تعریف گردیده است، ۳۷۰ کیلوگرم بر متر طول در نظر گرفته شده است و به باید به مقادیر بند قبل در طبقات اضافه گردد.
  - ۴- ساختمان‌ها در تمامی مدل‌ها بر حسب اهمیت در رده ساختمان‌های مسکونی قرار می‌گیرند و ضریب اهمیت آنها، برابر ۱ فرض می‌شود. خاک ساختگاه نیز از رسته D انتخاب شده است که مربوط به خاک سفت می‌باشد.
  - ۵- با توجه به روش استاندارد ASCE 7-10 برای تعیین شتاب طرح و مسائل لرزه‌ای با توجه به منطقه فرض شده از نقشه‌های ارائه شده توسط USGS مقدار پاسخ طیفی پارامتر شتاب در پریودهای کوتاه،  $S_s$  برابر با ۲.۴۴۷ و مقدار پاسخ طیفی پارامتر شتاب در پریود ۱ ثانیه،  $S_1$  برابر با ۰.۸۵۸ در نظر گرفته شده است.
  - ۶- مدل‌ها به نحوی طرح شده‌اند که در ارتفاع و پلان منظم محسوب شوند و همچنین در طراحی مدل‌ها اثر  $P-\Delta$  توسط نرم افزار در نظر گرفته شده است.
  - ۷- اتصال ستون به پی به صورت گیردار فرض شده است.
  - ۸- مقاومت فشاری بتن مصرفی ۲۸ نیوتن بر میلی‌متر مربع می‌باشد.
  - ۹- مقاطع تمام ستون‌ها و تیرها از نوع مستطیلی می‌باشند.

۱۰- مقاومت تسلیم آرماتور مصرفی در مدلسازی ۴۲۱۸ کیلوگرم بر سانتیمترمربع و مقاومت نهایی آن ۶۳۲۷ کیلوگرم بر سانتیمترمربع می‌باشد.

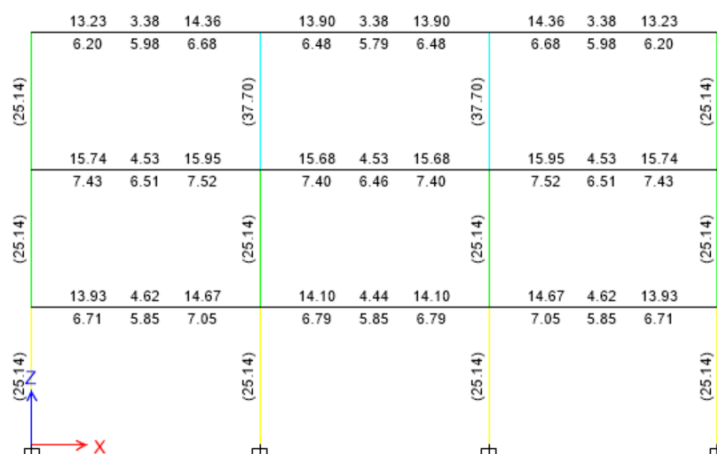
شایان ذکر است در طراحی قاب‌های بتنی خمشی ویژه، کنترل ضابطه‌های برش در ناحیه اتصال و ستون قوی-تیر ضعیف امری ضروری است که به طور کامل در طراحی هر دو قاب ۳ و ۷ طبقه برآورده شده است. در نهایت تغییر مکان نسبی طبقات نیز در هر دو قاب بر اساس استاندارد ASCE کنترل شده‌اند.

برای طراحی قاب ۳ طبقه از مقاطع با ابعاد ذکر شده مطابق با جدول (۳) استفاده شده است.

جدول ۳: مشخصات مقاطع تیر و ستون‌های قاب خمشی ویژه ۳ طبقه بتنی

طبقه	مقاطع ستون‌ها	مقاطع تیرها
۱	500x500	450x450
۲	450x450	400x400
۳	450x450	350x350

نتایج حاصل از طراحی خمشی قاب سه طبقه در شکل (۳) ارائه شده است.



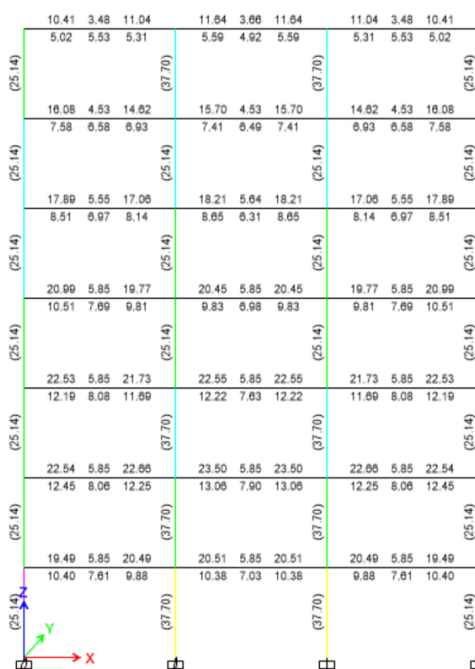
شکل ۳: میزان آرماتور طولی مورد نیاز در تیر و ستون قاب ۳ طبقه برحسب سانتی متر مربع.

برای طراحی قاب ۷ طبقه از مقاطع با ابعاد ذکر شده مطابق با جدول (۴) استفاده شده است.

جدول ۴: مشخصات مقاطع تیر و ستون‌های قاب خمشی ویژه ۷ طبقه بتنی

طبقه	مقاطع ستون ها		مقاطع تیرها	
	ستون‌های کناری (mm)	ستون‌های میانی (mm)	تیرهای کناری (mm)	تیرهای میانی (mm)
۱	500x500	600x600	450x450	450x450
۲	500x500	600x600	400x400	400x400
۳	500x500	600x600	400x400	400x400
۴	500x500	500x500	400x400	400x400
۵	450x450	500x500	400x400	400x400
۶	450x450	450x450	400x400	400x400
۷	450x450	450x450	400x400	400x400

نتایج حاصل از طراحی خمشی قاب هفت طبقه در شکل (۴) ارائه شده است.



شکل ۴: میزان آرماتور طولی مورد نیاز در تیر و ستون قاب ۷ طبقه برحسب سانتی متر مربع.

## ۵- انتخاب شتاب‌نگاشت‌ها و روش مطالعه

در این پژوهش سعی شده است تا رکورد‌های انتخاب شده دارای ملزومات لازم برای انجام تحلیل غیرخطی تاریخچه زمانی و ساختگاه باشند، از این رو این رکوردها از FEMA-695 انتخاب و از سایت PEER<sup>31</sup> استخراج شده اند. بزرگای زلزله بر حسب ریشتر از 6.5 تا 7.6 در نظر گرفته شده است. اطلاعات مربوط به این شتاب‌نگاشت‌ها در جدول (۵) ارائه گردیده است.

برای مقیاس نمودن شتاب‌نگاشت مؤلفه با حداکثر شتاب زمین بیشتر، در نظر گرفته می‌شود و به مقدار 1g مقیاس می‌شود. ذکر این نکته حائز اهمیت می‌باشد که برای حصول نمودار تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA)، نرخ رشد ۰/۲ برای حداکثر شتاب در شتاب‌نگاشت مقیاس شده به صورت جداگانه برای هر تحلیل غیرخطی تاریخچه زمانی لحاظ می‌گردد.

همان‌طور که پیش از این اشاره شد روش تحلیل بکار گرفته شده در این مقاله روش تحلیل دینامیکی افزایشی می‌باشد. انجام این نوع تحلیل برگرفته از انجام چندین تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی می‌باشد. بنا به روش تحقیق می‌توان پارامترهای متفاوتی را برای تشکیل منحنی‌های دینامیکی افزایشی IDA در نظر گرفت. در اینجا بنا به موضوع تحقیق دو شاخص خسارت کلی شامل تغییر مکان جانبی بین طبقه ای و شاخص خرابی قبارا برای تشکیل نمودار IDA در نظر گرفته شده است. همچنین حداکثر شتاب زمین به‌عنوان معیار شدت در منحنی IDA لحاظ گردیده است.

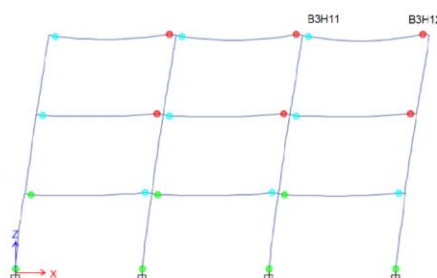
جدول ۵: شتاب‌نگاشت‌های مرتبط با حوزه دور

NO	نام زلزله	نام ایستگاه	سال وقوع	بزرگای حسب ریشتر	نوع گسل	$PGA_{max}(g)$
۱	Northridge	Beverly Hills - Mulhol	1994	6.7	Thrust	0.52
۲	Duzce	Bolu	1999	7.1	Strike-Slip	0.82
۳	Hector Mine	Hector	1999	7.1	Strike-Slip	0.34
۴	Imperial Valley	El Centro Array #11	1979	6.5	Strike-Slip	0.38
۵	Kobe	Nishi-Akashi	1995	6.9	Strike-Slip	0.51
۶	Landers	Coolwater	1992	7.3	Strike-Slip	0.24
۷	Manjil	Abbar	1990	7.4	Strike-Slip	0.51
۸	Superstition Hills	El Centro Imp. Co.	1987	6.5	Strike-Slip	0.36
۹	Chi-Chi	CHY101	1999	7.6	Thrust	0.51
۱۰	San Fernando	LA - Hollywood Stor	1991	6.6	Thrust	0.21

<sup>31</sup> The Pacific Earthquake Engineering Research Center

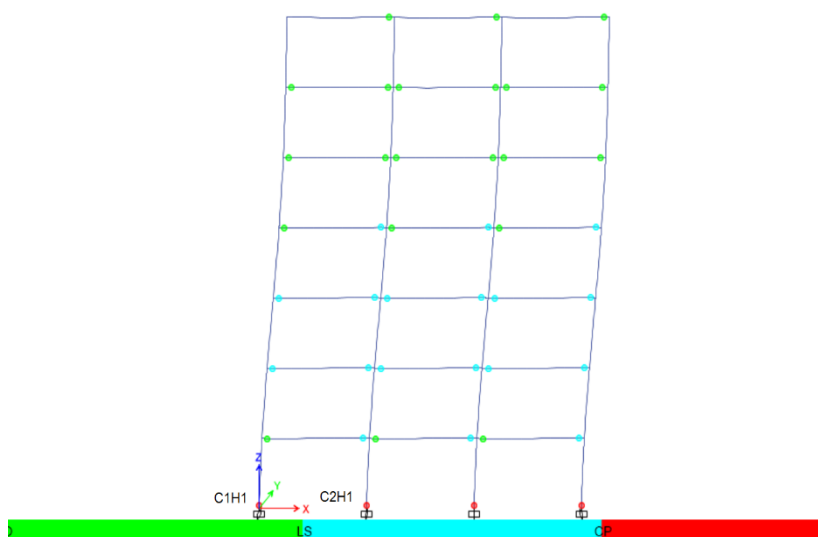
در مورد نحوه انجام تحلیل دینامیکی غیر خطی لازم به ذکر است که ابتدا نتایج حاصل از طراحی و مشخصات مقاطع و میزان آرماتورهای آن ها در گام طراحی با نرم افزار Etabs و براساس آیین نامه ACI مشخص شده و به مقاطع اختصاص داده شده است. لذا نرم افزار قادر است با پیش فرض هایی از رفتار غیرخطی مفاصل بر اساس مراجع معتبر، تحلیل غیرخطی را انجام دهد. نتایج تعداد زیادی تحلیل غیرخطی و تخمین خسارت وارد شده به سازه بر اساس معیار خسارت مفروض در سطوح شدت زلزله های مختلف در مورد مجموعه ای از تحلیل ها در قالب منحنی های IDA ارائه شده است.

در انتهای این بخش نتایج حاصل از تحلیل غیر خطی قاب سه طبقه و هفت طبقه پس از اعمال زلزله Chi-Chi با در نظر گرفتن ترکیب بار ثقلی اول ارائه می گردد.



شکل (۵): سطح عملکرد اعضا بعد از اعمال زلزله حوزه دور Chi-Chi با مقیاس  $g$  ۱.۴ در قاب ۳ طبقه

همانگونه که از شکل (۵) برداشت می شود، در قاب سه طبقه تحت زلزله Chi-Chi با شتاب حداکثر  $1.4g$ ، مشاهده می شود که وضعیت مفاصل پلاستیک از حد آغازین فروریزش فرتر رفته است. وقوع مفاصل با وضعیت بحرانی تر در طبقات بالا نیز در این سازه کوتاه جلب توجه می نماید.

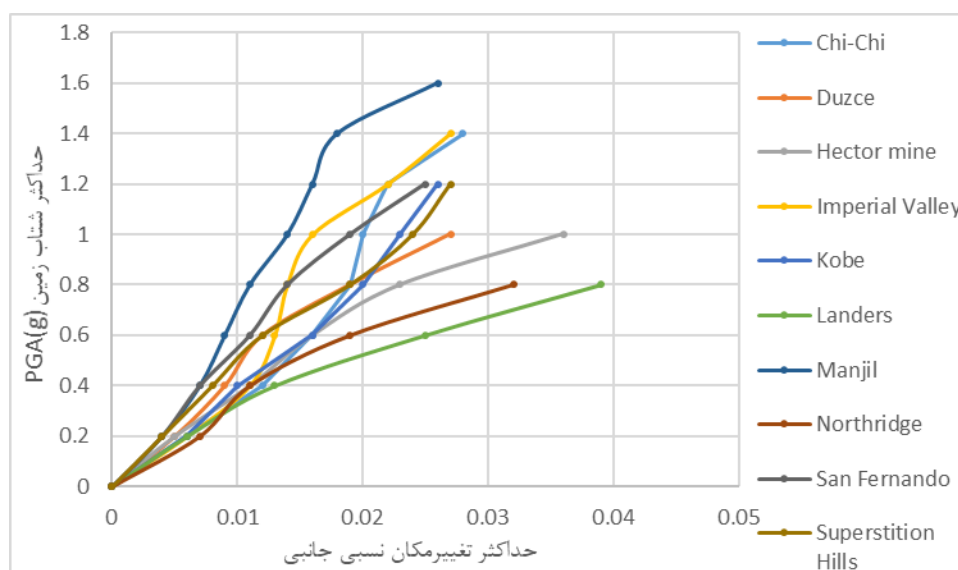


شکل (۶): سطح عملکرد اعضا بعد از اعمال زلزله حوزه دور Chi-Chi با مقیاس  $g$  ۱.۸ در قاب ۷ طبقه

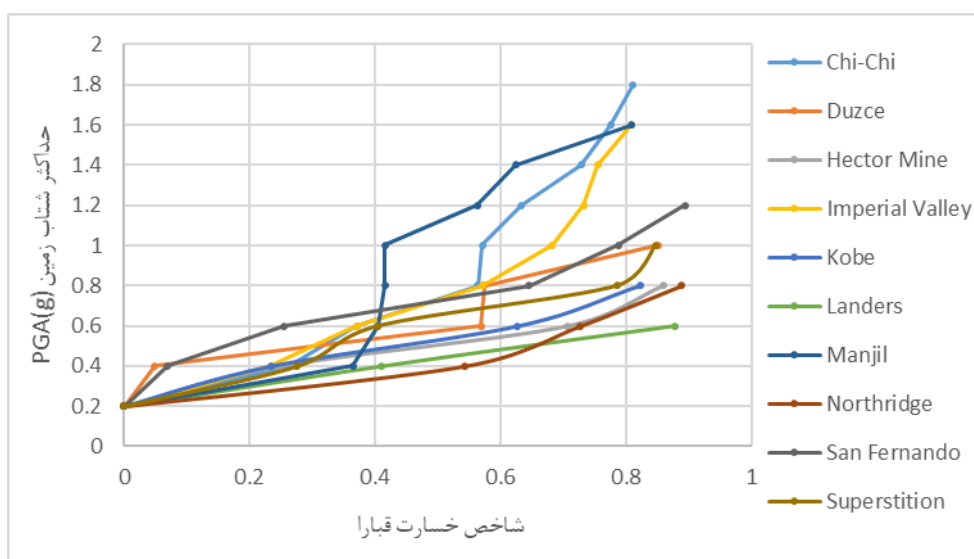
از شکل (۶) واضح است که در قاب سه طبقه تحت زلزله Chi-Chi با شتاب حداکثر 1.8g، مشاهده می شود که وضعیت مفاصل پلاستیک از حد آغازین فروریزش فرتر رفته است. وقوع مفاصل با وضعیت بحرانی تر در طبقات پایین نیز در این سازه که ارتفاع متوسط دارد با آنچه معمولاً در این سازه ها اتفاق می افتد تطابق دارد. در یک مقایسه بین تعداد مفاصل در حد فروریزش در این دو سازه و با در نظر گرفتن شدت زلزله اعمال شده به این دو سازه نتیجه می شود که سازه هفت طبقه نسبت به سه طبقه با در نظر قرار دادن معیار حداکثر شتاب، میزان خرابی کمتری در برابر زلزله Chi-Chi دارد.

## ۶- شاخص خسارت قبارا و حداکثر تغییر مکان نسبی جانبی به عنوان معیار خسارت در تحلیل دینامیکی افزایشی

در این پژوهش، مقدار حداکثر تغییر مکان نسبی جانبی و قبارا به عنوان معیار خسارت در تحلیل دینامیکی افزایشی محاسبه شده است. لازم به ذکر می باشد، معیار شدت و معیار مقیاس در این پژوهش پارامترهایی ثابت می باشند. همچنین مقادیر گزارش شده به عنوان مقدار حداکثر تغییر مکان نسبی جانبی، مقدار بیشینه طی انجام دو تحلیل غیرخطی متناسب با بارگذاری ثقلی پیش فرض (1.2D+L) و 0.9D بوده و حالت بحرانی تر در نظر گرفته شده است. در نهایت برای تطبیق با سطوح عملکردی قبارا و تغییر مکان نسبی باید به ترتیب به جداول ۱ و ۲ مراجعه گردد. در ادامه در اشکال (۷) و (۸) نتایج تحلیل به صورت منحنی های IDA آورده شده است.

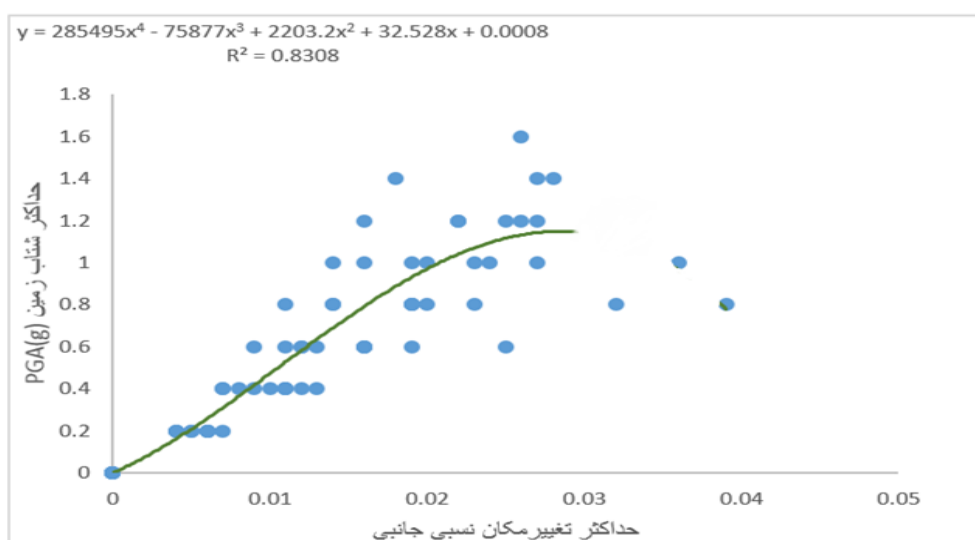


شکل ۷: منحنی های تحلیل دینامیکی افزایشی بر اساس معیار تغییر مکان نسبی طبقه در قاب ۳ طبقه.



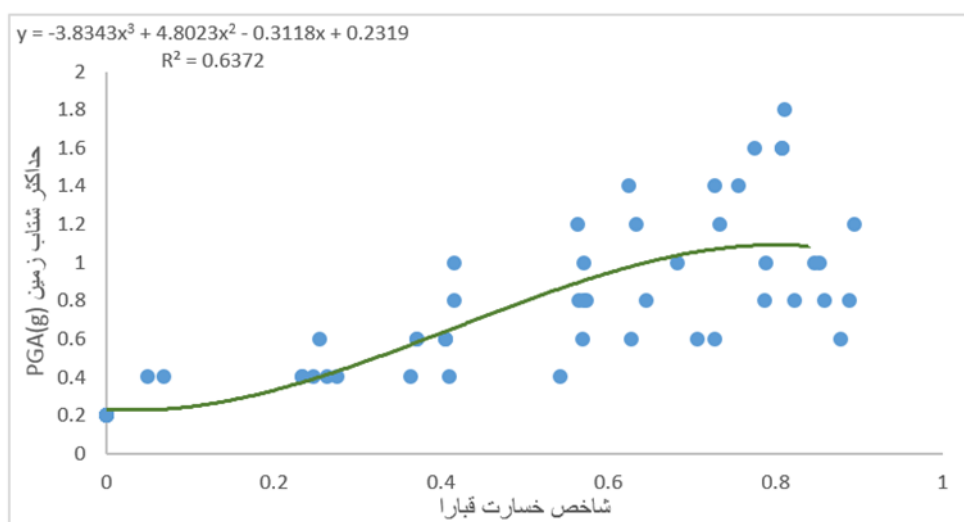
شکل ۸: منحنی‌های تحلیل دینامیکی افزایشی بر اساس معیار شاخص خسارت قبارا در قاب ۳ طبقه.

همان‌طور که از منحنی‌های ارائه شده مشخص است برخی از زلزله‌ها در مقدار شدت کمتری نسبت به دیگری به فراتر از مقدار حداکثر تغییر مکان نسبی جانبی ۲/۵ درصد رسیده‌اند که می‌توان نتیجه گرفت در زلزله‌هایی مانند چی-چی، ایمپریال ولی و منجیل که در مقدار شدت بیشتری به این مقدار حدی رسیده‌اند، به سبب بالا رفتن مقدار شدت، پالس‌های کوچک تا حدی قوی‌تر شده‌اند و سازه را در برابر زلزله به دلیل سخت‌شدگی مجدد مقاوم‌تر نموده‌اند. برای داشتن درک بهتری جهت ارتباط میان معیار شدت و معیار خسارت حداکثر تغییر مکان نسبی جانبی، نموداری در شکل (۹) ارائه شده است که تمامی نقاط تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی برای قاب خمشی ۳ طبقه در آن نمایش داده شده است. این نمودار با تابعی درجه چهارم، بهترین منحنی گذرنده از این نقاط، برازش گشته است. در این حالت متوسط خطا از تابع برازش برابر است با 0.16g و متوسط جذر مجموع مربعات خطا برابر است با 0.21g.



شکل ۹: ارتباط غیرخطی میان حداکثر شتاب زمین و شاخص خرابی حداکثر تغییر مکان نسبی جانبی در قاب ۳ طبقه.

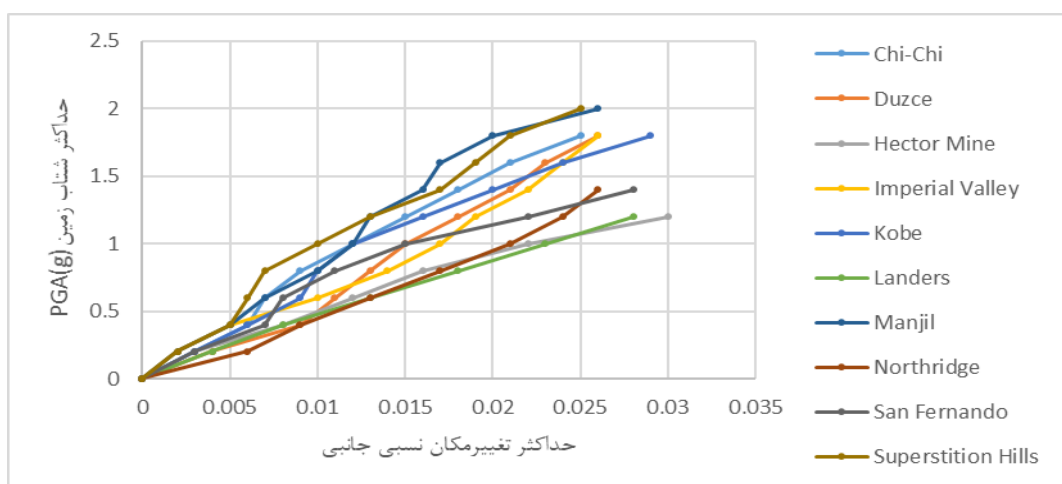
در ادامه با لحاظ نمودن شاخص خسارت قبارا، پس از وارد نمودن بارگذاری ثقلی بحرانی تر و قبل از اعمال شتاب‌نگاشت بر روی قاب، یک تحلیل استاتیکی غیرخطی انجام می‌شود و سختی سازه ثبت می‌گردد. سپس شتاب‌نگاشت به سازه اعمال گردیده و با ایجاد خرابی احتمالی بار دیگر بر روی سازه تحلیل استاتیکی غیرخطی انجام می‌شود و سختی بدست آمده در این حالت با سختی کسب شده در حالت ابتدایی مقایسه می‌گردد. در نهایت شاخص خسارت به کار گرفته شده از رابطه (۱) بدست می‌آید. ذکر این نکته حائز اهمیت است که در تمامی شتاب‌نگاشت‌های این بخش تا معیار مقیاس 0.2g آسیب سازه‌ای بوجود نمی‌آید و سختی آن به مقدار خیلی کمی تغییر یافته است. در نتیجه از این مقدار چشم‌پوشی شده است. برای درک بهتر ارتباط میان معیار شدت و معیار خسارت قبارا نموداری در شکل (۱۰) ارائه گردیده است که تمامی نقاط تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی برای قاب خمشی ۳ طبقه در آن آورده شده است. این نمودار با تابعی درجه سه، بهترین منحنی گذرنده از این نقاط برازش شده است. در این حالت متوسط خطا از تابع برازش برابر است با 0.23g و متوسط جذر مجموع مربعات خطا برابر است با 0.28g.



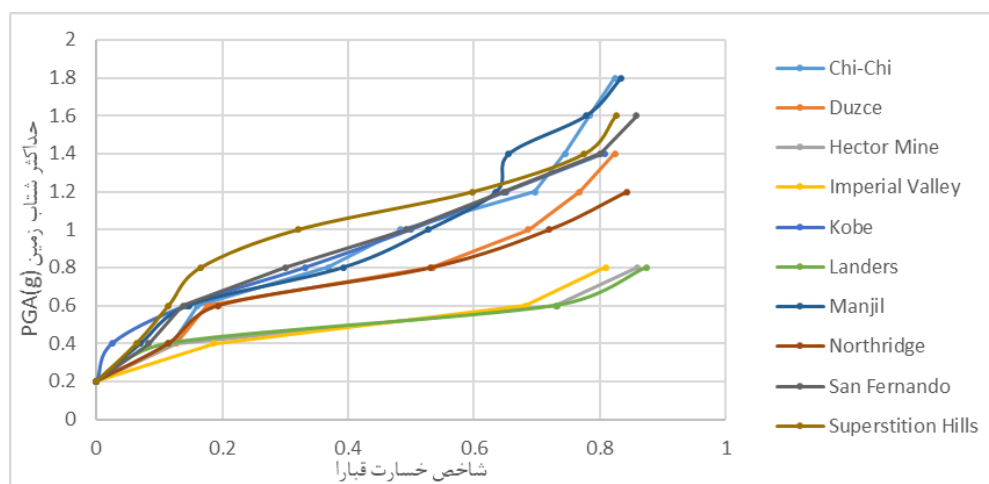
شکل ۱۰: ارتباط غیرخطی میان حداکثر شتاب زمین و شاخص خرابی قبارا در قاب ۳ طبقه.

در ادامه همین مراحل بر قاب ۷ طبقه نیز اعمال شده است و نتایج در اشکال ۱۱ تا ۱۴ نمایش داده شده است.

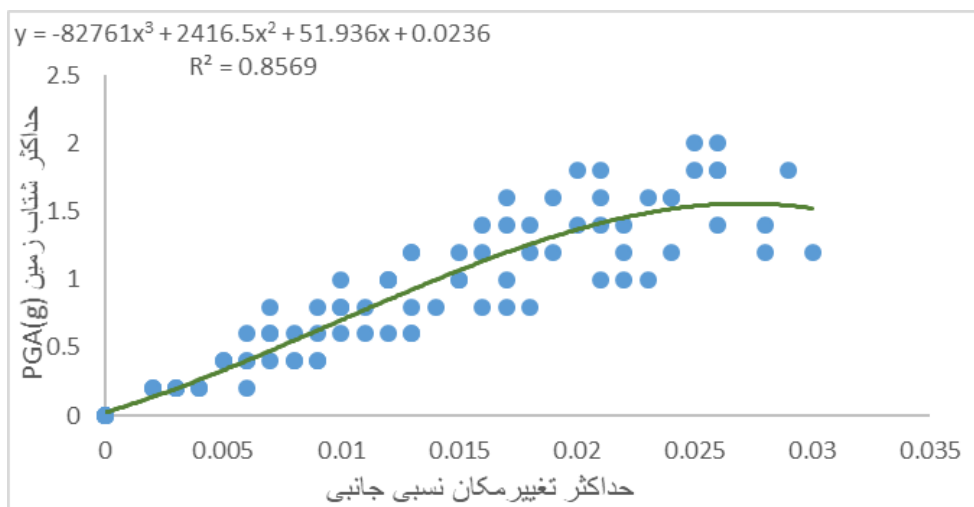




شکل ۱۱: منحنی‌های تحلیل دینامیکی افزایشی بر اساس معیار تغییر مکان نسبی طبقه در قاب ۷ طبقه.

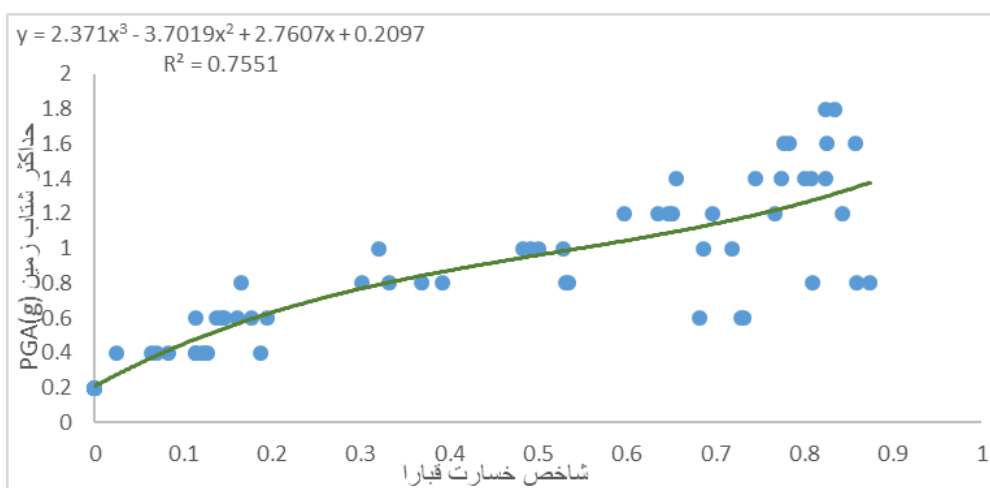


شکل ۱۲: منحنی‌های تحلیل دینامیکی افزایشی بر اساس شاخص خسارت قبارا در قاب ۷ طبقه.



شکل ۱۳: ارتباط غیرخطی میان حداکثر شتاب زمین و شاخص خرابی حداکثر تغییر مکان نسبی جانبی در قاب ۷ طبقه.

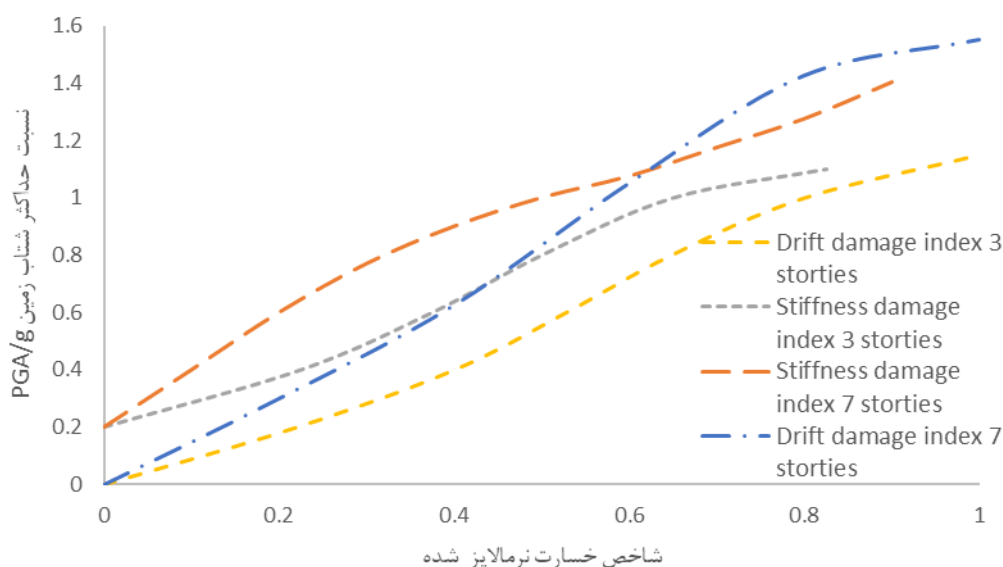
برای قاب هفت طبقه با در نظر گرفتن شاخص خرابی حداکثر تغییر مکان نسبی جانبی، متوسط خطا از تابع برازش برابر است با 0.26g و متوسط جذر مجموع مربعات خطا برابر است با 0.24g و برای همین قاب در صورتی که شاخص خرابی سختی قبارا مد نظر باشد، متوسط خطا از تابع برازش برابر است با 0.13g و متوسط جذر مجموع مربعات خطا برابر است با 0.18g.



شکل ۱۴: ارتباط غیرخطی میان حداکثر شتاب زمین و شاخص خرابی قبارا در قاب ۷ طبقه.

در نهایت برای انجام مقایسه بین شاخص خرابی مبتنی بر کاهش سختی قبارا و همین طور شاخص خرابی تغییر مکان نسبی جانبی، شاخص‌ها در مقیاس صفر تا یک بیان شده اند. برای بیان شاخص خرابی حداکثر تغییر مکان نسبی جانبی در بازه صفر تا یک، بنابر تجربیات ثبت شده در مراجع نظیر FEMA 356 [۲۵] مقدار حداکثر تغییر مکان نسبی جانبی برابر با دو نیم درصد متناظر با خرابی یک لحاظ می شود. نمودارهای خرابی حاصل از برازش برای ساختمان‌های سه طبقه و هفت طبقه در نمودار شکل (۱۵) جمع‌بندی شده است. این نمودارها نشان می‌دهند که ساختمان سه طبقه بر اساس هر دو معیار سختی و تغییر شکل به طور متوسط دچار خرابی بیشتری نسبت

به ساختمان هفت طبقه شده است. همچنین از شکل (۱۵) برداشت می شود که شاخص خسارت تغییر مکان نسبی جانبی در سطوح پایینتر آسیب، میزان خرابی را با محافظه کاری بیشتر اعلام می کند. علاوه بر این در مورد هر دو نوع سازه کوتاه و متوسط و در سطوح خرابی بالاتر هر دو شاخص خرابی سخت و تغییر مکان نسبی جانبی همگرا می شوند. در مورد ساختمان سه طبقه، این همگرایی در سطح خرابی ۸۰ درصد و در مورد ساختمان هفت طبقه همگرایی در سطح خرابی ۶۰ درصد اتفاق افتاده است. از نقطه همگرایی به بعد شاخص خرابی سختی نقش بحرانی تری در اعلام خرابی دارد.



شکل ۱۵: مقایسه شاخص های خسارت نرمالایز شده در برابر زلزله های با شدت های متفاوت برای ساختمان های سه طبقه و هفت طبقه.

## ۷- نتیجه گیری

شاخص های خسارت مختلف را می توان به طور مستقیم وارد نمودار تحلیل دینامیکی افزایشی نمود و اثرات شدت زلزله های مختلف را بر میزان خرابی ایجاد شده پیش بینی نمود. در این پژوهش، نمودارهای دینامیکی افزایشی و نمودارهای ارتباط معیار شدت با معیار خسارت برای قاب های خمشی بتنی ۳ و ۷ طبقه با شکل پذیری ویژه تحت ۱۰ شتاب نگاشت با دو شاخص خسارت کلی شامل شاخص خسارت تغییر مکان جانبی حداکثر و شاخص خسارت قبارا تحت تحلیل دینامیکی افزایشی ارائه گردید.

عمده نتایج حاصل از این پژوهش به صورت ذیل بیان می گردد:

- ۱- قاب ها تحت شاخص خسارت قبارا در معیار شدت های کمتری نسبت به شاخص خسارت حداکثر تغییر مکان نسبی جانبی، به مقادیر حدی خود می رسند و شرایط بحرانی را رقم می زنند.
- ۲- سطوح عملکرد ایمنی جانی و آستانه فروریزش برای سازه ۳ طبقه تحت شتاب نگاشت های حوزه دور با در نظر گرفتن شاخص قبارا بر حسب حداکثر شتاب زمین به ترتیب  $0.47g$  و  $1.09g$  می باشند. این مقادیر با شاخص خسارت حداکثر تغییر مکان جانبی برابر با  $0.74g$  و  $1.12g$  می باشند.
- ۳- سطوح عملکرد ایمنی جانی و آستانه فروریزش برای سازه ۷ طبقه تحت شتاب نگاشت های حوزه دور با در نظر گرفتن شاخص قبارا بر حسب مقادیر حداکثر شتاب زمین به ترتیب  $0.77g$  و  $1.26g$  می باشند. این مقادیر با شاخص خسارت حداکثر تغییر مکان جانبی برابر با  $1.07g$  و  $1.54g$  می باشند.

- ۴- در قاب‌های ۷ طبقه تشکیل مفاصل با حالت بحرانی تر دیرتر از قاب ۳ طبقه رخ می‌دهد. به این شکل که مفاصل پلاستیک در طبقات پایین تر رخ می‌دهند و تشکیل مفاصل پلاستیک در طبقات بالاتر را به تعویق می‌اندازند. در نتیجه این قاب انرژی بیشتری را نسبت به قاب ۳ طبقه مستهلک می‌سازد.
- ۵- با استفاده از برآزش انجام شده بر تحلیل دینامیکی افزایشی می‌توان برای سازه‌های ساخته شده مشابه در یک منطقه و زلزله-های پیش آمده تحت حداکثر شتاب زمین مقدار خرابی‌های وارده را با استفاده از شاخص خسارت برآورد نمود.
- ۶- در ساختمان‌های کوتاه در صورت استفاده از منحنی برآزش، خطای شاخص حداکثر تغییر مکان نسبی طبقه از شاخص سختی قبارا کمتر است و در ساختمان‌های با ارتفاع متوسط خطای شاخص سختی از تغییر مکان کمتر است.

## مراجع

- [1] Naiem, F. (2000). the Seismic design handbook, Van Nostrand.
- [2] Miguel, F.Cruz, Oscar, A.Lopez. (2004). Design of reinforced concrete frames with damage control. Journal of Engineerin Structures. 26, 2037–2045.
- [3] Williams, M.S., Sexsmith, R.G (1995). Seismic damage indices for concrete structures: A state-of-the-art-review. Earthquake Spectra. 11(2), 319–345.
- [4] Ghobarah, A., Abou-Elfath, and Biddah, A. (1999). Response-based damage assessment of structures. Earthquake Engineering and Structural Dynamics. 28, 79–104.
- [5] Mario E., Rodriguez and Daniel Padilla. (2009). A damage index for the Seismic Analysis of reinforced concrete members. Journal of Earthquake Engineering. 13(3), 364-383.
- [6] Whitman, R.V., Hong, J.T., and Reed, J.W. (1973). Damage statistics for high rise buildings.
- [7] Okada, T., Murakami, M., and Seki, M. (1983). Repair and strengthening of reinforced concrete buildings. IABSE Reports. No.46.
- [8] Park, Y.J., Ang, A.H.S., and Wen, Y.K. (1979). Seismic damage analysis of reinforced concrete Building. J. Struct. Eng. III (4), 740 – 757.
- [9] Adlparvar, M.R, Bozorgmehrnia, S., and Vosoughifar, H.R. (1390). Presentation of Seismic Failure Quality Index for Metal Structures. 6th National Congress of Civil Engineering. Semnan, Iran.(in persian)
- [10] Usami, T., Kumar, S. (1998). Inelastic seismic design verification method for steel bridge piers using a damage index based hysteric model. Eng. Structure. 20, 472 – 480.
- [11] Reinhorn, A., Valles, R. (1996). Seismic damageability evaluation of a typical R/C building in the central U.S.. Technical Report NCEER-96-0010, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo.
- [12] Miyakoshi, J., Hayashi, Y. (2000). Correlation of building damage with indices of seismic ground motion intensity during the 1999 Chi-Chi, Taiwan earthquake. International Workshop on Annual Commemoration of Chi-Chi Earthquake Taipei, Taiwan, R.O. C., September 18–20.
- [13] Mikami, T., Iemura, H. (2001). Demand spectra of yield strength and ductility factor to satisfy the required seismic performance objectives. Proceeding of JSCE, No. 689/I- 57, 333– 342.
- [14] Sari, A., Hazirbaba, K. (2000). A correlation study between ground motion parameters and damage during Kocaeli Earthquake.
- [15] Honglin, H., Takashi, O. (2001). Damage and seismic intensity of the 1996 lijiang earthquake, China: A GIS analysis. International Workshop of Lijiang Earthquake, China.
- [16] Bozorgnia, Y., Bertero, V. (2001). Improved shaking and damage parameters for Post- earthquake applications. Proceeding of the SMIP01 Seminar on Utilization on Strong-Motion Data, Los Angeles, California, 1-22.
- [17] Colombo, A., Negro, P. (2005). A damage index of generalised applicability. Engineering Structures. 27, 1164–1174.
- [18] Ghobarah, A. (2001). Performance-based design in earthquake engineering: state of development. 23, 878–884.
- [19] ASCE 7-10. (2010). Minimum design loads for buildings and other structures. American Society of Civil Engineers.
- [20] ACI 318-14. (2014). Building code requirements for structural concrete. Reported by American Concrete Institue.
- [21] Jeong, S., Elnashai, A. S. (2006). New Three-Dimensional Damage Index for RC Buildings with Planar Irregularities, *ASCE, Journal of Structural Engineering*, 132(9), 1482.
- [22] Soleymani, A., Safi, M. (2014) Estimation of Interdependencies between Seismic Parameters and Damage Indices Including the MFDR Model and the Modified Park-Ang Model, *JSEE*, 16(1), 71-79.
- [23] Mohd., Zameeruddin, Mohd., Saleemuddin, Keshav, K., Sangle, (2017). Seismic Damage Assessment of Reinforced Concrete Structure using Non-linear Static Analyses, *KSCE Journal of Civil Engineering*, 21(4), 1319-1330.

[24] Gharehbaghi S., (2018). Damage controlled optimum seismic design of reinforced concrete framed structures, *Structural Engineering and Mechanics*, 65(1) 53-68.

[25] FEMA 356, (2000). Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, prepared by the American Society of Civil Engineers for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C. (FEMA Publication No. 356).