

## ارزیابی آسیب پذیری لرزه‌ای ساختمان‌های بتنی منظم و نامنظم با استفاده از منحنی های خرابی

پدرام امیدیان<sup>۱</sup>، حمید صفاری<sup>۲\*</sup>

۱- کارشناس ارشد مهندسی زلزله، دانشکده مهندسی عمران، آب و محیط زیست، دانشگاه شهید بهشتی، تهران، ایران

۲- استادیار، دانشکده مهندسی عمران، آب و محیط زیست، دانشگاه شهید بهشتی، تهران، ایران

### چکیده

از مسائل اساسی در طراحی لرزه ای ساختمان‌ها بحث پیکربندی مناسب پلان آنها جهت جلوگیری از افزایش لنگرهای پیچشی تحمیلی به علت نامنظمی سازه می باشد. امروزه استفاده از پلان های نامنظم در سازه ها بدلیل دارا بودن شکل خاص و ظاهر زیبا رو به افزایش است. وجود نامنظمی در سازه ها به خصوص در هنگام وقوع زلزله، باعث ایجاد پیچش در سازه شده که منجر به تشدید تغییرمکان ها و نیروهای لرزه ای وارد بر سازه می گردد. در این تحقیق، رفتار لرزه ای ساختمان های بتنی منظم و نامنظم در پلان با تعداد طبقات ۳، ۶ و ۹ طبقه تحت ده رکورد تاریخچه شتاب حرکت زمین با استفاده از تحلیل دینامیکی فزاینده مورد ارزیابی قرار گرفته است. در این راستا شاخص های تغییرمکان جانبی نسبی حداکثر، تغییرمکان جانبی نسبی پسماند، ضریب رفتار و برش پایه مورد مقایسه قرار گرفته اند. همچنین منحنی های خرابی با استفاده از حالات حدی مختلف خرابی سازه بتنی طبق دستورالعمل HAZUS در دو حالت سازه منظم و نامنظم بررسی شده اند. نتایج بیانگر آن است که با افزایش نامنظمی پیچشی، تغییرمکان جانبی نسبی حداکثر سازه و تغییرمکان جانبی نسبی پسماند سازه افزایش می یابد. ضریب رفتار سازه نیز با نامنظم شدن سازه کاهش می یابد. همچنین با افزایش تعداد طبقات و میزان نامنظمی، درصد خرابی در سازه افزایش می یابد. از این رو طرح سازه های نامنظم در پلان تا حد امکان توصیه نمی گردد.

کلمات کلیدی: سازه بتنی نامنظم، تحلیل دینامیکی فزاینده، تغییر مکان نسبی حداکثر، تغییر مکان نسبی پسماند، برش پایه، ضریب رفتار، منحنی خرابی

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	10.22065/jsce.2017.84305.1168	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	http://dx.doi.org/10.22065/jsce.2017.84305.1168	۱۳۹۷/۰۸/۳۰	۱۳۹۶/۰۶/۰۳	۱۳۹۶/۰۶/۰۳	۱۳۹۶/۰۵/۱۵	۱۳۹۶/۰۲/۱۶
				*نویسنده مسئول:		
				پست الکترونیکی:		
				حمید صفاری		
				h_saffari@sbu.ac.ir		

## Seismic vulnerability assessment of regular and irregular concrete structures using fragility curves

Pedram Omidian<sup>1</sup>, Hamid Saffari<sup>2\*</sup>

1. M.Sc. in Civil-Earthquake Engineering, University of Shahid Beheshti, Tehran, Iran
2. Assistant Professor, University of Shahid Beheshti, Faculty of Water and Environmental Engineering, Tehran, Iran

### ABSTRACT

One of the basic problems in seismic design of buildings is appropriate configuration of their plans to prevent an increase in torsional moments due to irregularity. Nowadays, usage of irregular plans because of having a specific plan and beautiful appearance is increasing. The existence of irregularities in the structure during an earthquake causes torsion of structure, which leads to the intensification of seismic displacements and forces on structure. In this study, the seismic behavior of regular and irregular reinforced concrete structure with the number 3, 6 and 9 stories under ten records for incremental dynamic analysis have been evaluated. To this purpose, indexes such as maximum drift, residual drift, base shear and response modification factor have been compared. Fragility curves, using the threshold of damage state of RC structure according to HAZUS in both regular and irregular structures have been investigated. The results indicated that by increasing irregularity, maximum drift, residual drift base shear and probability of damage are increased. The response modification factor is also reduced as irregularity increases. Furthermore, by increasing the number of stories and rate of irregularity, the damage percentage of structure is increased. Therefore, design of irregular structures in plan is not recommended as much as possible.

### ARTICLE INFO

Received: 06/05/2017  
Revised: 06/08/2017  
Accepted: 25/08/2017

### Keywords:

Irregular RC structure  
IDA  
Maximum drift  
Residual drift  
Base shear  
Response modification factor  
Fragility curves

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi:10.22065/jsce.2017.84305.1168

\*Corresponding author: hamid.saffari.  
Email address: h\_saffari@sbu.ac.ir

## ۱- مقدمه

سازه‌های بتنی به دلیل تغییرشکل‌های جانبی زیاد در نواحی با خطر لرزه‌ای زیاد، مستعد خرابی و آسیب‌های شدید و فروپاشی می‌باشند. در حال حاضر، آیین نامه‌های طراحی لرزه‌ای، بر این نکته تاکید دارند که سازه‌های بتنی مقاوم در برابر زلزله باید با بکار بردن جزئیات مناسب آرماتورگذاری در نواحی بحرانی، رفتار شکل پذیر از خود نشان داده تا از رفتار الاستیک سازه تحت زلزله های متوسط اطمینان حاصل شود. البته ساخت سازه‌هایی که بتوانند در برابر زلزله‌های قوی، همچنان به صورت الاستیک عمل کنند، هزینه بر و غیر اقتصادی است. در طراحی لرزه‌ای نوین سازه‌های بتن مسلح، انتظار میرود که سازه تحت اثر زلزله های طراحی وارد ناحیه غیر خطی شود. در این حالت، انرژی ورودی لرزه‌ای به علت تشکیل مفاصل پلاستیک که ناشی از جاری شدن میلگردهای فولادی و خردشدگی بتن در نواحی محصور نشده می‌باشد، مستهلک می‌گردد. همچنین تحت زلزله‌های شدید، سازه های بتن مسلح وارد ناحیه غیرخطی شده که منجر به وقوع جابجایی‌های پسماند در آنها شده که عموماً غیر قابل ترمیم باشد. از دیدگاه مهندسی سازه، محل قرارگیری اجزاء سازه‌ای و نحوه توزیع جرم در ساختمان، پیکربندی هر ساختمان را تشکیل می‌دهد و این پیکر بندی تعیین کننده نحوه توزیع و گسترش نیروهای زلزله و بازتاب های دینامیکی آن می‌باشد. طبق آیین نامه ۲۸۰۰ ویرایش ۴، سازه های نامنظم پیچشی به دودسته، نامنظم پیچشی زیاد و شدید تقسیم بندی می‌شوند، به طوری که چنانچه نسبت حداکثر تغییر مکان طبقه به میانگین تغییرمکان دو انتهای سازه در آن طبقه بیش از  $1/20$  باشد، سازه دارای نامنظمی زیاد بوده و چنانچه این نسبت بیش از  $1/40$  گردد، سازه دارای نامنظمی شدید می‌باشد. افزایش نامنظمی پیچشی سازه منجر به افزایش تغییرمکان ها و به تبع آن افزایش تلاش‌های داخلی المان های باربرجانبی شده که باعث تسلیم و خرابی آنها می‌گردد. به همین دلیل لازم است در طراحی آنها ضوابط بیشتری اعمال گردد تا بتوانند سطوح عملکرد لرزه‌ای مختلف را طبق آیین نامه‌ها ارضاء نمایند.

وظیفه در یک مطالعه تئوری، مدل های 15 طبقه ساختمان هایی که نامنظمی جرم و سختی در نقاط مختلف آن ایجاد شده بود را مورد مطالعه قرار داد. با توجه به حدود تعیین شده توسط آیین نامه ۲۸۰۰، ایران ویرایش سوم، برای سازه های منظم و نامنظم، آنالیز دینامیکی و استاتیکی بر روی هر یک از مدل‌های منتخب انجام گرفت و بازتاب های دینامیکی و نیروهای سازه با هم مقایسه گردید، نتایج بدست آمده تاثیر چشمگیر نامنظمی بر رفتار لرزه ای سازه ها را نشان داد [۱]. در سال ۱۹۹۶ توسط سروقد مقدم و تی-سو با تحلیلی به روش بار افزون بر روی سازه‌های بتنی انجام شد. در این روش از دو آنالیز بار افزون سه بعدی استفاده گردید که در آنالیز اول نقطه عملکرد بدست آمد و در آنالیز دوم سطح عملکرد و ویرانی‌های سازه مورد بررسی قرار گرفت [۲]. سروقد مقدم و تی-سو در سال ۲۰۰۰ روش اصلاح شده‌ای راجعت اعمال اثرات پیچشی در ساختمان‌های نامنظم معرفی نمودند. در روش اصلاح شده تغییرمکان هدف به وسیله تحلیل خطی به دست آمد که برای المان‌های مقاوم تغییرمکان های متفاوت حاصل گردید. بنابراین تعداد زیادی تغییر مکان هدف برای المان ها حاصل شدند و در نتیجه، نیروهای اعمالی با توجه به آنالیز طیفی مشخص گردیدند تا بتواند اثرات مودهای بالاتر را در نظر بگیرند. پس از مشخص شدن تغییر مکان هدف و شکل نیرو، آنالیز دوبعدی بار افزون برای المان های انتخاب شده انجام شد. آنها سه مدل قاب خمشی ساده، سازه عقب نشسته و سیستم دیوار قاب را مورد بررسی و آزمایش قرار دادند. برای انجام آنالیز از ۱۰ زلزله مصنوعی شبیه طیف نیومارک هال استفاده گردید. نتایج بیانگر همگرایی مناسبی با نتایج تاریخیچه زمانی بود ولیکن برای دو سازه دیگر، جوابها همگرایی مناسبی نداشتند. اگرچه در این روش توزیع نیرو با توزیع مثلی متفاوت است ولی این توزیع در هنگام پوش سازه‌ها ثابت فرض می‌شود و از تغییرات صرف نظر می‌شود. همچنین در این پژوهش اثرات تحریکات لرزه‌ای همزمان در دو جهت نیز مطرح نشده است [۳].

در سال ۲۰۰۲، فجفر و کیلار روش N2 را برای سازه های نامتقارن فرمول بندی نمودند. روش N2 اصلاح شده شامل دو آنالیز بار افزون سه بعدی است که نیرو در مرکز جرم وارد می‌گردد. تغییر مکان هدف به طور جداگانه در دو جهت به دست آمده و سپس مشخصه مورد مطالعه (تغییر مکان یا شکل پذیری) بوسیله روش SRSS ترکیب می‌شوند. در تحقیق نامبرده اگرچه نتایج به دست آمده پراکندگی زیاد با آنالیز دینامیکی داشته اند، اما پیش بینی پاسخ سازه در این روش مطلوب بوده است. باید افزود در مواردی که عدم تقارن در سازه زیاد باشد، از این روش نمی‌توان استفاده نمود [۴]. ایمانی در سال ۱۳۹۳ در یک مطالعه تئوری سه نوع سازه نامنظم در مقایسه با سازه منظم نه طبقه که دارای شش دهانه چهارمتری در راستای طولی و عرضی بودند، را مورد بررسی قرار داد. سازه نامنظم اول، با حذف دو دهانه از طبقه نهم و سازه نامنظم دوم با حذف دو دهانه از طبقه نهم و یک دهانه از طبقه هشتم و نه‌ایتا سازه نامنظم سوم با حذف دو دهانه از طبقات هشتم و نهم که

متعامد بر یکدیگر بودند، مدلسازی شدند. مدل ها تحت تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی قرار گرفتند و نتایج حاصل از تحلیل سازه ها با یکدیگر مقایسه گردیدند. سپس در جهت بهبود و ایده آل سازی رفتار سازه های نامنظم از چیدمان دیوار برشی استفاده گردید که پس از مقایسه نتایج، چیدمان ایده آل دیواربرشی بدست آمد. نتایج نشان داد، افزودن دیوار برشی به میزان قابل توجهی رفتار سازه نامنظم را بهبود بخشیده و رفتار این سازه ها را به رفتار سازه منظم مینا نزدیکتر می نماید [۵]. در یک مطالعه عددی توسط هاشمی، عملکرد ساختمان های بتنی با قاب خمشی متوسط گسترش یافته در پلان و ارتفاع، با استفاده از تحلیل های بار افزون و تاریخچه زمانی، در محدوده غیرخطی مورد بررسی قرار گرفت [۶].

در این مقاله ساختمان های بتن مسلح کوتاه، متوسط و بلند مرتبه که در دو حالت منظم و نامنظمی پیچشی زیاد مورد بررسی ارزیابی قرار گرفته است. همچنین توابع شکنندگی خسارت در دو حالت منظم، با نامنظمی پیچشی زیاد بطور جداگانه محاسبه و ارائه شده است. همچنین، پارامترهای تغییر مکان جانبی نسبی حداکثر، تغییر مکان جانبی نسبی پسماند و برش پایه نیز مقایسه شده است.

## ۲- مدلسازی

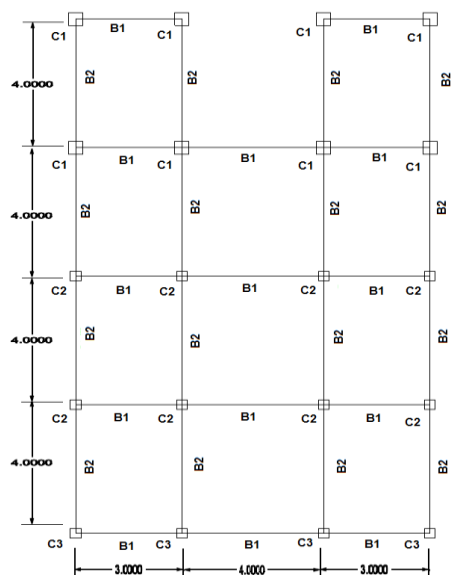
در این تحقیق از سازه با تعداد طبقات ۳، ۶ و ۹ قاب خمشی بتن مسلح که نماینده ساختمان های کوتاه تا بلند مطابق با تعاریف HAZUS-MH MR5 [۷] مطابق جدول ۱ بهره گرفته شده است. دلیل استفاده از ارتفاع های متفاوت، بررسی رفتار انواع سازه ها در برابر زلزله های متفاوت می باشد. همچنین به منظور بررسی اثرات نامنظمی، ساختمان ها در دو حالت منظم و نامنظم در پلان بررسی شده اند.

جدول ۱: طبقه بندی انواع قاب خمشی بتن مسلح مطابق با آیین نامه HAZUS-MH MR5 [۷]

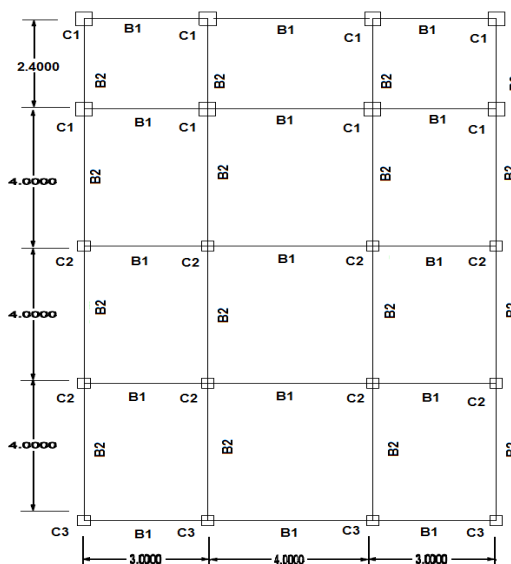
ارتفاع		نوع سازه	
مرتبه ساختمان	نوع		
مرتبه	تعداد طبقات	طبقات	ارتفاع (متر)
کوتاه مرتبه	۱-۳	۲	۶،۵
میان مرتبه	۴-۷	۵	۱۵،۵
بلند مرتبه	۸+	۱۲	۳۶،۵

قاب خمشی بتن مسلح

سازه منظم و نامنظم داری مساحت یکسان و جرم برابر و ارتفاع طبقات ۳،۲ متر می باشد. بارگذاری لرزه ای بر اساس ویرایش چهارم آیین نامه ۲۸۰۰ ایران [۸] انجام شده و طراحی اعضای بتنی مطابق مبحث نهم مقررات ملی ایران [۹] می باشد. بتن بکار رفته از رده C250 با مقاومت ۲۸ روزه برابر  $250\text{kg/cm}^2$  و میلگردهای مصرفی از نوع AIII با تنش حد تسلیم  $f_y=4000\text{kg/cm}^2$  و تنش حد گسیختگی  $f_u=6000\text{kg/cm}^2$  می باشد ابعاد مقاطع برای عضوهای ساختمان بتن مسلح فولادی و میلگردهای طولی و عرضی آنها بر اساس نیازهای برشی و خمشی محاسبه گردید. در شکل ۱ پلان های مورد در این پژوهش نشان داده است.



ب) پلان ساختمان با نامنظمی پیشگی زیاد



الف) پلان ساختمان منظم

شکل ۱: پلان ساختمان‌های استفاده شده در تحقیق

در این مقاله مطابق با شکل ۱، ساختمان منظم به نام (Regular) و ساختمان نامنظم با درجه نامنظمی زیاد پیشگی، نامنظم (Irregular1) نامیده می‌شود. در شکل‌های ۲ و ۳ ابعاد مقاطع و ارماتورهای ساختمان سه طبقه نشان داده شده‌اند.

	B1		B2	
	در ناحیه مفصل پلاستیک	سایر نواحی	در ناحیه مفصل پلاستیک	سایر نواحی
طبقه سوم				
طبقه دوم				
طبقه اول				

شکل ۳: مقاطع تیرها در ساختمان سه طبقه

	C1	C2	C3
طبقه سوم			
طبقه دوم			
طبقه اول			

شکل ۲: مقاطع ستون‌ها در ساختمان سه طبقه

در شکل‌های ۴ و ۵ ابعاد مقاطع و ارماتورهای به کار رفته در ساختمان شش طبقه نشان داده شده است.

	B1		B2	
	در ناحیه مفصل بالشیك	سایر نواحی	در ناحیه مفصل بالشیك	سایر نواحی
طبقه ششم				
طبقه پنجم				
طبقه چهارم				
طبقه سوم				
طبقه دوم				
طبقه اول				

شکل ۵: مقاطع تیرها در ساختمان شش طبقه

	C1	C2	C3
طبقه ششم			
طبقه پنجم			
طبقه چهارم			
طبقه سوم			
طبقه دوم			
طبقه اول			

شکل ۴: مقاطع ستون‌ها در ساختمان شش طبقه

همچنین در شکل‌های ۶ و ۷ ابعاد مقاطع و ارماتورهای به کار رفته در ساختمان ۹ طبقه ارائه گردیده است.

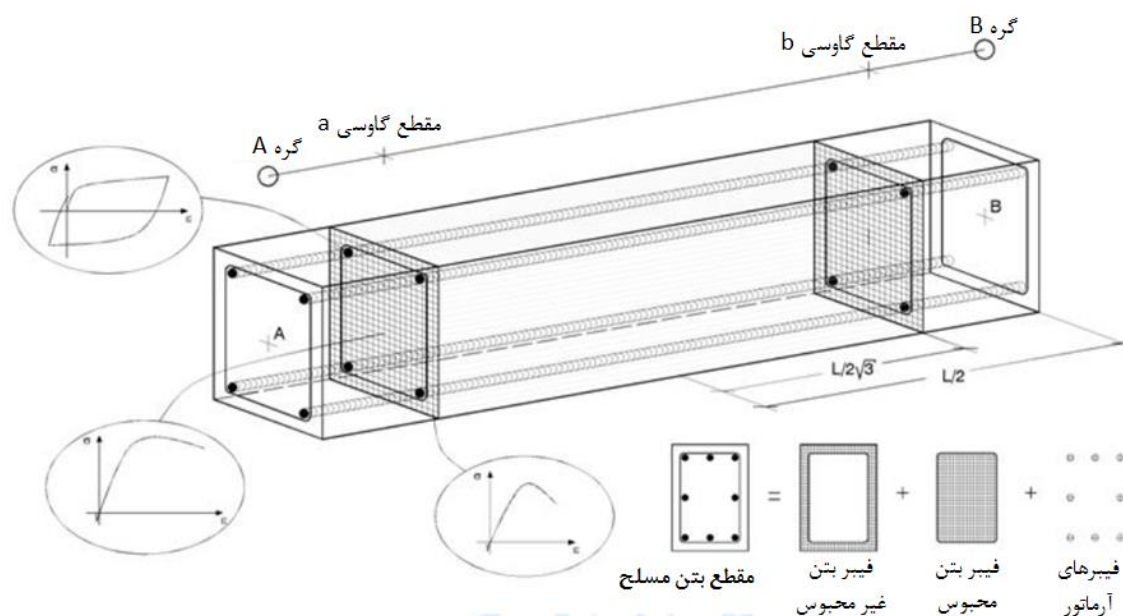
طبقه	B1		B2	
	در ناحیه مفصل بالستیک	سایر نواحی	در ناحیه مفصل بالستیک	سایر نواحی
طبقه نهم				
طبقه هشتم				
طبقه هفتم				
طبقه ششم				
طبقه پنجم				
طبقه چهارم				
طبقه سوم				
طبقه دوم				
طبقه اول				

شکل ۷: مقاطع تیرها در ساختمان نه طبقه

طبقه	C1	C2	C3
طبقه نهم			
طبقه هشتم			
طبقه هفتم			
طبقه ششم			
طبقه پنجم			
طبقه چهارم			
طبقه سوم			
طبقه دوم			
طبقه اول			

شکل ۶: مقاطع ستون‌ها در ساختمان نه طبقه

در این مطالعه از روش تحلیل دینامیکی غیرخطی افزایشی به کمک نرم افزار اجزاء محدود SEISMOSTRUCT نسخه ۷,۰,۲ بهره گرفته شده است [۱۰]. این بسته نرم افزاری از مجموعه نرم افزارهای شرکت Seismosoft می باشد که یکی از قویترین و جدیدترین نرم افزارها در بخش تحلیل سازه های مهندسی سازه و زلزله است. این نرم افزار با چندین مدل مختلف صحت سنجی گردیده و دقت نتایج آن بسیار به محاسبات دستی و نتایج آزمایشگاهی نزدیک می باشد. در برنامه اجزاء محدود SEISMOSTRUCT به منظور تخمین صحیح از توزیع آسیب در عضو باید نحوه توزیع خاصیت غیرالاستیک در طول عضو و در مقاطع عرضی عضو به گونه ای صحیح تخمین زده شود. برای این منظور سطح مقطع عضو به تعداد مشخصی فیبر (۲۰۰ عدد برای یک تحلیل معمول و ۴۰۰ عدد برای تحلیل مقاطع پیچیده) تقسیم می گردد. که این تقسیم بندی فیبر در تمام طول عضو رعایت شده است. سپس منحنی تنش- کرنش مقطعی عضو از طریق اندرکنش منحنی تنش کرنش غیر خطی فیبرهای مجزا به دست می آید. به عنوان مثال یک تیر بتن مسلح (شکل ۸) را به صورت زیر می توان تفکیک کرد و برای هر قسمت تفکیکی تعدادی فیبر در نظر گرفته شود در شکل ۸ ترسیمی از نحوه استفاده از المان های فیبری را که در نرم افزار مورد استفاده قرار می گیرد را نشان داده شده است.

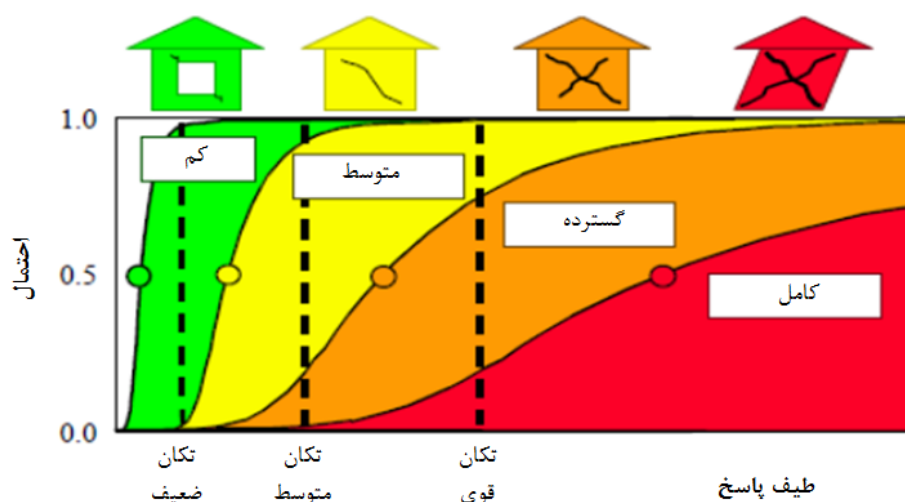


شکل ۸: ترسیمی از نحوه استفاده از المان های فیبری را که در نرم افزار SEISMOSTRUCT [۱۰]

### ۳- انتخاب شاخص خرابی و آستانه های مختلف خرابی

تعاریف مختلفی برای انواع حالات خرابی وجود دارد و چندین نوع شاخص خرابی در مطالعات گذشته استفاده شده است. به عنوان مثال، نسبت شکل پذیری توسط شینوزوکا [۱۱] تغییر شکل نسبی طبقات توسط دیموا [۱۲] و شاخص خرابی پارک و انگ توسط هوانگ، سینگال و کریم [۱۳] استفاده شده است. از میان شاخص های استفاده شده، تغییر مکان نسبی طبقات، که به دلیل معنی فیزیکی آن میتواند ارتباط بهتری با میزان خرابی سازه ها برقرار نماید، انتخاب شده است [۱۴]. اگرچه نوع شاخص و نیز آستانه خرابی در روش برآورد منحنی شکنندگی تفاوتی ندارد، ولی در این بخش، از شاخص مرتبط تری با نوع خرابی سازه استفاده شده است. آستانه مختلف شاخص خسارت با توجه به نوع خرابی سازه ها تعیین می شود. میزان آستانه خرابی این شاخص را میتوان به راحتی در آزمایشگاه و برای هر نوع سازه تعیین نمود. در این پژوهش حالات خرابی ساختمان ها مطابق با HAZUS-MH MR5 [۷] انتخاب گردیده است. در این دستورات عمل احتمال وقوع چهار نوع حالت خرابی در سازه مطابق شکل ۹ و جدول ۲ تعریف شده است [۷].





شکل ۹: شکل شماتیک از منحنی‌های خرابی برای حدود خرابی کم، متوسط، گسترده و کامل [۷]

جدول ۲: آستانه تغییر شکل نسبی طبقات متناظر با خرابی‌های مختلف بر اساس آیین نامه HAZUS-MH MR5 [۷]

آستانه خرابی بر اساس تغییر مکان نسبی بین طبقات				نوع سازه
کامل	گسترده	متوسط	کم	
۰,۰۸۰۰	۰,۰۳۰۰	۰,۰۱۰۰	۰,۰۰۵	قاب خمشی بتن مسلح کوتاه مرتبه
۰,۰۵۳۳	۰,۰۲۰۰	۰,۰۰۶۷	۰,۰۰۳۳	قاب خمشی بتن مسلح میان مرتبه
۰,۰۴۰۰	۰,۰۱۵۰	۰,۰۰۵۰	۰,۰۰۲۵	خمشی بتن مسلح بلند مرتبه

شرح تفصیلی حالات خرابی عبارت است از:

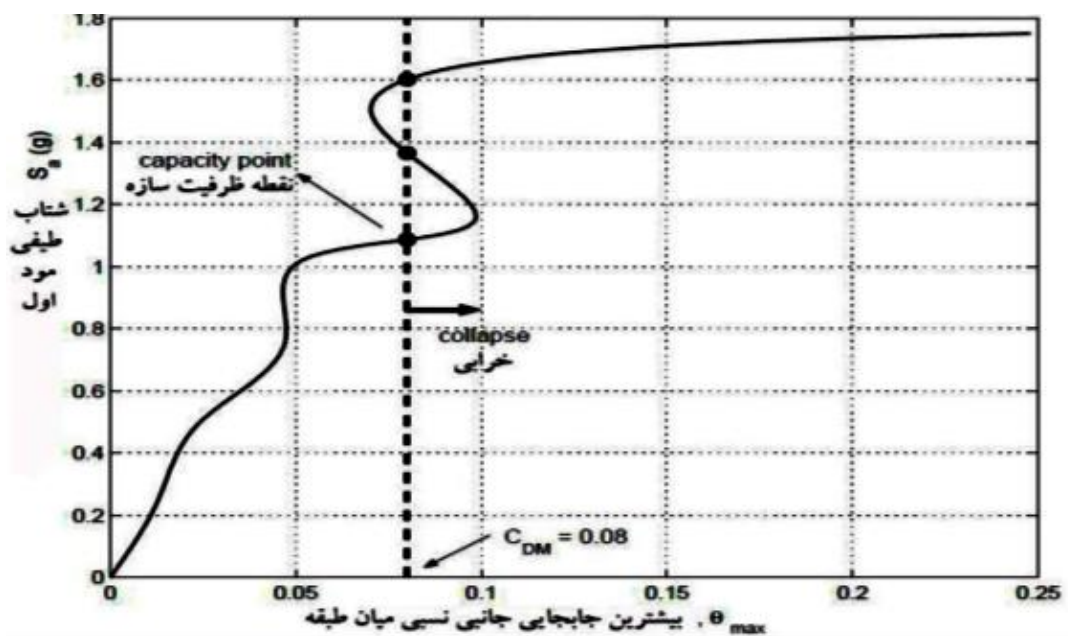
- خسارت کم (Slight): در خرابی کم، آسیب‌های بسیار ناچیزی به اجزای غیر سازه‌ای وارد می‌شود و اجزای سازه‌ای بدون آسیب باقی می‌مانند.
- خسارت متوسط (Moderate): در خرابی متوسط، اجزای سازه‌ای آسیب جزئی می‌بینند و اجزای غیر سازه‌ای، آسیب زیاد متحمل می‌شوند.
- خسارت شدید (Extensive): در خرابی وسیع، خرابی اجزای سازه‌ای بسیار زیاد و اجزای غیر سازه‌ای خراب کامل شده‌اند.
- خسارت کامل (Complete): در حالت خرابی کامل، سازه یا خراب می‌شود و یا در آستانه خرابی است.

#### ۴- تحلیل خرابی سازه در سطوح مختلف لرزه‌ای با استفاده از تحلیل دینامیکی افزایشی

روش تحلیل دینامیکی افزایشی [۱۵] برای اولین بار در سال ۲۰۰۰ توسط پروفیسور کرنل در دانشگاه استنفورد مطرح شد و در سال ۲۰۰۲ در طی پروژه دکترای وامواتسیکوس به راهنمایی پروفیسور کرنل برای یک ساختمان ۲۰ طبقه تحت بررسی قرار گرفت. در واقع تحلیل دینامیکی افزایشی یک تحلیل دینامیکی غیرخطی است که به کمک آن می‌توان مقدار خسارت وارد به سازه را بر حسب شدت تحریک زلزله‌ای وارده شده، مشخص نمود. همانطور که پیشتر اشاره گردید، شاخص ارزیابی خرابی ساختمان بتنی مطابق دستورالعمل HAZUS-MH MR5 تغییر مکان جانبی نسبی انتخاب گردیده است. از این رو، تغییر مکان جانبی نسبی مدل‌های معرفی شده در سطوح مختلف لرزه ای باید

محاسبه گردد. یکی از آنالیزهای موثر برای برآورد تقاضای لرزه ای و ظرفیت سازه ها تحلیل دینامیکی افزایشی می باشد. این روش برای تعیین ظرفیت فروریزش کلی توسط FEMA پایه گذاری شد [۱۶ و ۱۷] و در آن شتاب نگاشت اعمال شده به سازه با مقیاس به مقادیر مختلف از ناچیز به زیاد در تحلیل های متوالی افزایش داده شده و مقادیر حداکثر تغییرمکان جانبی نسبی برای هر سطح شتاب رسم گردیده و یک منحنی پوش دینامیکی برای هر رکورد تولید می شود.

در این مطالعه جهت انجام تحلیل دینامیکی افزایشی، از تعداد ۱۰ رکورد مطابق جدول ۳ استفاده شده است. ابتدا رکوردها به شتاب حداکثر ۱g نرمال شده و سپس در گام های زمانی به فاصله ۰/۱g از مقدار ۰,۱ تا حداکثر ۳g مقیاس شده اند. همچنین حداکثر تغییرمکان جانبی نسبی طبقات به عنوان شاخص خرابی و ماکزیمم شتاب زلزله (PGA) به عنوان شاخص شدت جنبش زلزله در نظر گرفته شده و منحنی پاسخ سازه در برابر شدت لرزه ای رسم شده است. با استفاده از نتایج دینامیکی افزایشی و رسم منحنی های حداکثر تغییرمکان جانبی نسبی بین طبقات-حداکثر شتاب، حد ناپایداری در بعضی رکوردهای زلزله مشاهده شد. حد ناپایداری یکی از حالت های رسیدن به ناحیه صاف در منحنی و مشاهده ای انحنای رو به بالا در منحنی حداکثر جابجایی نسبی بین طبقات- حداکثر شتاب تعریف شد (شکل ۱۰).



شکل ۱۰: تعیین حالت های حدی بر اساس منحنی های IDA [۱۸]

## ۵- روش تعیین ضریب رفتار

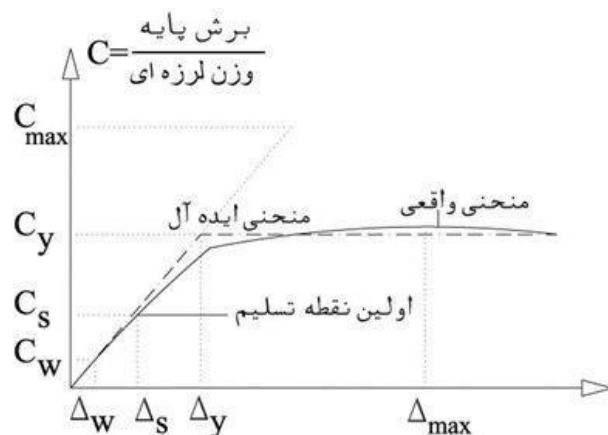
به طور کلی ضریب رفتار سازه ها ( $R$ ) بیانگر ماکزیمم نیروی جانبی سازه در حالت الاستیک ( $V_C$ ) به نیروی طراحی ( $V_W$ ) و بیانگر شکل پذیری و مقاومت سازه در حالت غیرخطی می باشد. محققان مختلفی در خصوص تعیین ضریب رفتار فعالیت کرده اند که در بین آن ها یوانگ به تعریف ضریب کاهش نیروی زلزله در اثر شکل پذیری ( $R_\mu$ ) و ضریب اضافه مقاومت ( $\Omega_0$ ) و ضریب اضافه مقاومت ( $Y$ ) اقدام نموده است (رابطه ۱).

$$R = \frac{V_{eu}}{V_y} \times \frac{V_y}{V_s} \times \frac{V_s}{V_w} = R_\mu \Omega_0 Y \quad (1)$$

رابطه فوق مربوط مربوط به آیین نامه هایی است که از روش تنش مجاز برای طراحی استفاده می کنند و در روش طراحی مقاومت نهایی ضریب تنش مجاز ( $Y$ ) از رابطه فوق حذف میگردد.

$$R = \frac{V_{eu}}{V_y} \times \frac{V_y}{V_s} = R_\mu \Omega_0 \quad (2)$$

در این روش برای معرفی مفهوم ضریب رفتار و محاسبه پارامترهای موثر بر آن، رابطه نیرو-تغییر مکان (منحنی ظرفیت سازه) برای یک قاب مورد بررسی قرار می‌گیرد. رابطه ای را می‌توان با استفاده از یک تحلیل استاتیکی غیر خطی به صورت نمودار دو خطی ایده آل نمود و نمودار الاستوپلاست ایده آل سازه را نشان داد و مولفه های ضریب رفتار را مشخص کرد (شکل ۱۱).



شکل ۱۱: نمودار ظرفیت سازه

#### ۵-۱- ضریب کاهش نیرو بر اثر شکل پذیری

نیومارک و هال، رابطه زیر را برای تعیین ( $R_\mu$ ) برای سیستم‌های ارتجاعی-خمیری یک درجه آزادی پیشنهاد نموده‌اند [۱۹]:

$$R_\mu = 1 \quad T < 0.03 \text{ sec} \quad (3)$$

$$R_\mu = \sqrt{\mu} - 1 \quad 0.12 < T < 0.5 \text{ sec} \quad (4)$$

$$R_\mu = \mu \quad T > 1 \text{ sec} \quad (5)$$

باید افزود این ضریب بوسیله کراولینگر و نصر، میراندا و برترو و ویدیک و همکاران فرموله شده است که هرکدام مقدار متفاوتی را بدست می‌دهد. بنابراین در این تحقیق مقدار ضریب کاهش بر اثر شکل پذیری برای هر مدل، براساس روش نیومارک و هال محاسبه می‌شود.

#### ۵-۲- ضریب مقاومت افزون

اضافه مقاومت ( $\Omega_0$ ) سازه مقاومتی است که سازه بعد از تشکیل اولین لولای خمیری در اعضا تا مرحله مکانیزم ناپایداری سازه از خود نشان می‌دهد. این ضریب مطابق رابطه ۶ تعریف می‌گردد.

$$\Omega_0 = \frac{V_y}{V_s} = \frac{\Delta_y}{\Delta_s} \quad (6)$$

#### ۶- شتابنگاشت‌های انتخاب شده در تحلیل‌های IDA

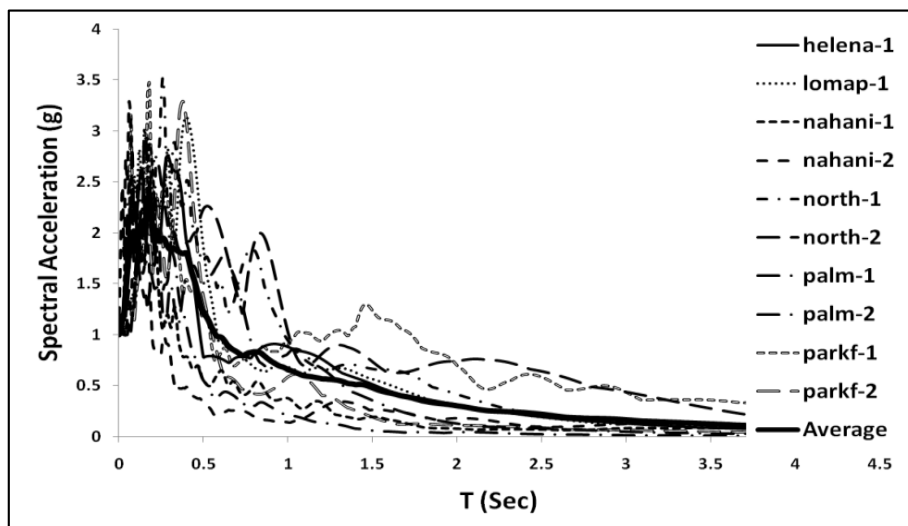
یکی از مهمترین عوامل در تحلیل دینامیکی فزاینده، تعیین رکوردهای وارد بر سازه می‌باشد زیرا نتایج بدست آمده از تحلیل تا حد زیادی تاثیر پذیر از رکوردهای وارد بر سازه می‌باشند. انتخاب نوع رکورد یک موضوع سلیقه ای نیست، زیرا این موضوع باید بیانگر تمامی حالات رفتاری سازه شامل الاستیک، پلاستیک و کامل باشد. نکته ی دیگری که می‌بایست به آن توجه داشت، تعداد مناسب رکوردهاست، به این علت که تعداد کم رکوردهای زلزله نمی‌تواند بیانگر پاسخ کاملی از سازه باشد و همچنین تعداد زیاد شتاب نگاشت‌های انتخابی موجب خواهد شد که زمان بسیار زیادی گرفته شود. با توجه به توصیه Shome and Cornell تعداد ۱۰ تا ۲۰ رکورد دقت قابل قبولی در برآورد

تقاضای لرزه‌ای می‌دهند [۲۰]. FEMA-P695 برای آنالیزهای دینامیکی غیرخطی فزاینده مجموعه‌ای از رکورد‌های زلزله را معرفی کرده است که این مجموعه رکورد شامل ۲۲ رخداد زلزله در طول سال‌های ۱۹۷۱ تا ۱۹۹۹ می‌باشد [۲۱]. تعداد ۱۰ شتاب نگاشت انتخابی از بانک اطلاعاتی PEER انتخاب شده اند که در جدول ۳ نشان داده شده‌اند [۲۲].

جدول ۳: مشخصات شتاب نگاشت‌های مورد استفاده در این پژوهش

رکورد	نام زلزله	سال	ایستگاه	بزرگای زلزله ( $M_w$ )	فاصله (کیلومتر)	نوع گسل
۱	Helena	۱۹۳۵	Carroll College	۶٫۱	۳٫۵	راستا لغز
۲	Loma Prieta	۱۹۸۹	Gilroy –Gavilan Coll	۶٫۹	۹٫۲	معکوس
۳	Nahanni	۱۹۸۵	Site 1	۶٫۸	۲٫۵	معکوس
۴	Nahanni	۱۹۸۵	Site 3	۶٫۸	۵	معکوس
۵	Northridge	۱۹۹۴	Castaic – Old Ridge Route	۶٫۷	۲۰٫۱۱	معکوس
۶	Northridge	۱۹۹۴	Sylmar – Olive View Med FF	۶٫۷	۱٫۷	معکوس
۷	N.Palm Springs	۱۹۸۶	Cranston Forest Station	۶٫۱	۲۷٫۲	معکوس
۸	N.Palm Springs	۱۹۸۶	Hurkey Creek Park	۶٫۱	۲۹٫۵	معکوس
۹	Parkfield	۱۹۶۶	Cholame –Shandon Array	۶٫۲	۱۷٫۶	راستا لغز
۱۰	Parkfield	۱۹۶۶	Temblor pre-1969	۶٫۲	۱۶٫۹	راستا لغز

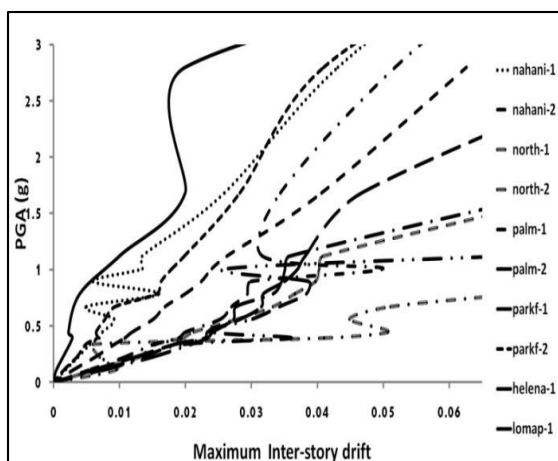
در شکل ۱۲ نمودار طیف‌های پاسخ مقیاس شده زلزله‌های مورد استفاده در این پژوهش نشان داده شده است.



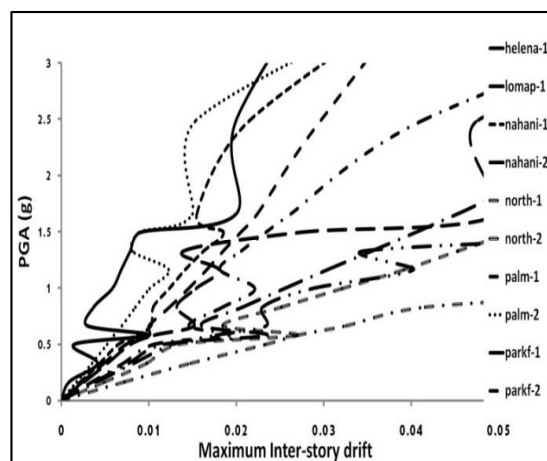
شکل ۱۲: طیف پاسخ زلزله‌های انتخابی

## ۷- نتایج تحلیل دینامیکی غیر خطی فزاینده

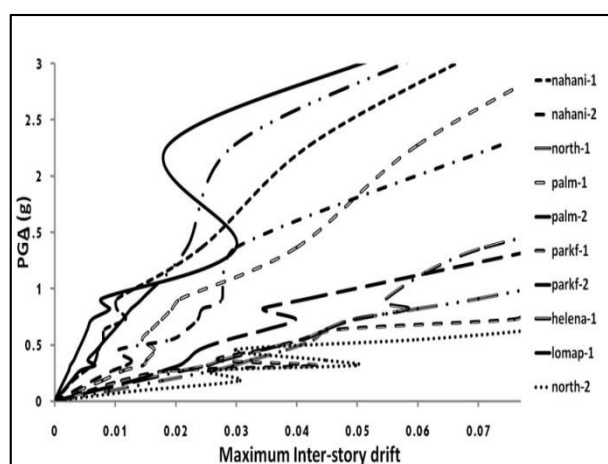
در این بخش خروجی مقدار تغییر مکان جانبی نسبی ماکزیمم سازه‌های ۳، ۶ و ۹ طبقه در سطوح مختلف PGA تحت ۱۰ شتاب‌نگاشت و برای ساختمان کوتاه تا بلند مرتبه در حالت منظم ارائه گردیده است. در شکل ۱۳ جهت اختصار منحنی‌های IDA برای سازه منظم آورده شده است.



(ب)



(الف)



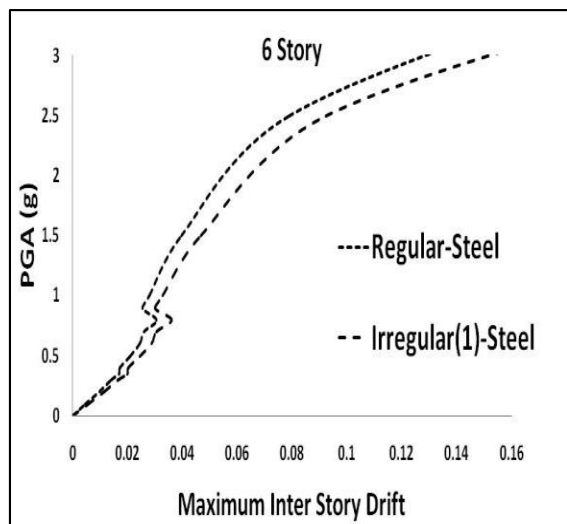
(ج)

شکل ۱۳: منحنی‌های IDA برای حالت منظم. الف-سازه سه طبقه ب-سازه شش طبقه ج-سازه نه طبقه

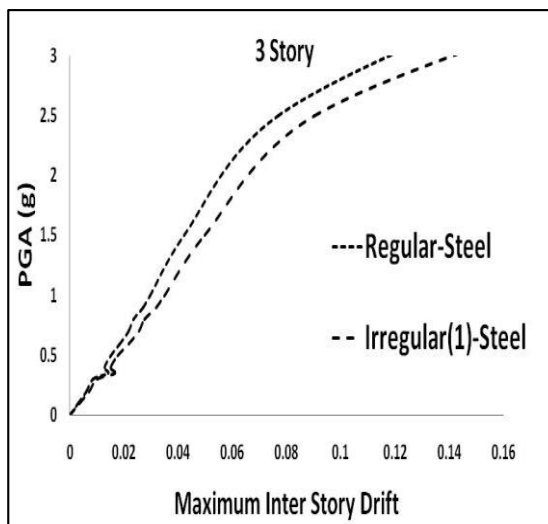
به کمک منحنی‌های IDA میزان حد تسلیم، آستانه فروریزش و ناپایداری ساختمان‌ها مشخص می‌گردد. همانطور که در شکل ۱۰ مشاهده می‌گردد ساختمان‌ها ابتدا رفتار الاستیک داشته سپس وارد ناحیه غیرالاستیک می‌شوند و تا فروریزش و ناپایداری پیش می‌روند. در مرحله فروریزش سازه مقاومتی نداشته و با افزایش اندک پارامتر شدت لرزه‌ای دچار افزایش ناگهانی و قابل ملاحظه در میزان تغییر مکان می‌گردد. اولین نقطه تغییر شیب منحنی‌ها حد تسلیم سازه در نظر گرفته شده است. بر اساس FEMA آخرین نقطه در منحنی که شیب آن ۲۰٪ شیب الاستیک باشد به عنوان آستانه فروریزش در نظر گرفته می‌شود [۱۶ و ۱۷]. با توجه به متفاوت بودن محتوای فرکانسی زلزله‌های انتخابی، مقادیر سطوح تحریک برای رسیدن به ناپایداری در مدل برای هر رکورد زلزله متفاوت می‌باشد. از این رو با توجه به تحلیل‌های انجام گرفته برای بعضی زلزله‌ها حالت ناپایداری مشاهده نشده است. همچنین با توجه به نتایج به دست آمده مشاهده می‌شود که با افزایش ارتفاع، مقدار حداکثر جابه‌جایی بین طبقات افزایش خواهد یافت.

## ۱-۷ تغییر مکان نسبی حداکثر

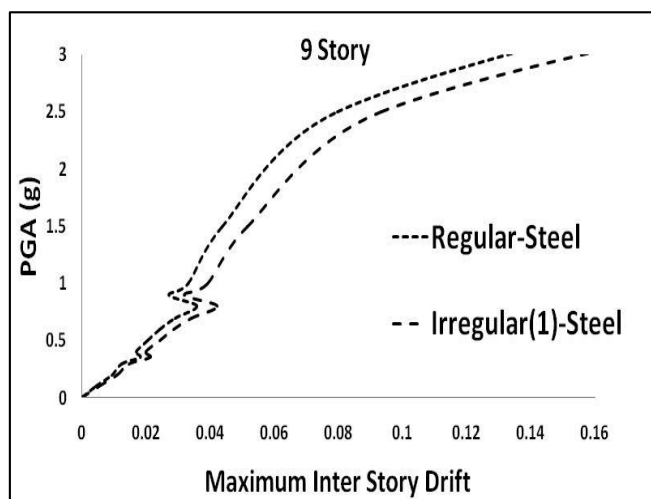
به منظور بررسی اثرات منظمی و نامنظمی در پلان، تحلیل‌ها در دو حالت منظم، نامنظمی زیاد پیش‌پیشی انجام گرفت. متوسط نتایج تغییر مکان جانبی نسبی در ده رکورد به ازای حالت منظم و نامنظم بشرح زیر برای سازه‌های ۳، ۶ و ۹ طبقه در شکل ۱۴ آورده شده است.



(ب)



(الف)



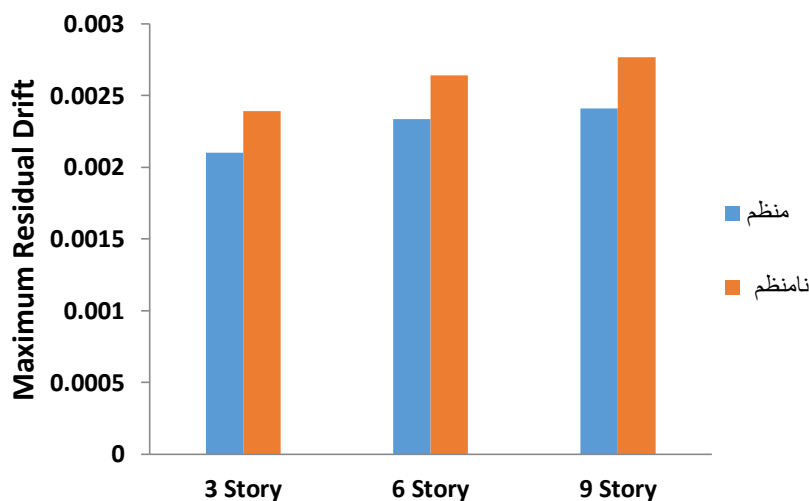
(ج)

شکل ۱۴: میانگین منحنی‌های IDA برای حالت منظم. الف-سازه سه طبقه ب-سازه شش طبقه ج-سازه نه طبقه

در ساختمانهای منظم، ساختمانهای ۶ و ۹ طبقه، به ترتیب ۱۱٫۶٪ و ۱۷٫۵٪ افزایش تغییر مکان جانبی نسبی نسبت به ساختمان ۳ طبقه داشته‌اند در ساختمانهای نامنظم (۱) ساختمانهای ۶ و ۹ طبقه، به ترتیب ۱۲٫۵٪ و ۱۸٫۷٪ افزایش تغییر مکان جانبی نسبی نسبت به ساختمان ۳ طبقه داشته‌اند. همچنین برای مقایسه حالت منظمی و نامنظمی می‌توان اظهار داشت که تغییر مکان جانبی نسبی حداکثر در ساختمانهای نامنظم (۱) نسبت به منظم برای سازه ۳ طبقه ۱۵٪، برای سازه ۶ طبقه ۱۶٪ برابر و برای سازه ۹ طبقه ۱۸٪ بیشتر شده است.

## ۲-۷ تغییرمکان جانبی نسبی پسماند

در این پژوهش جهت مقایسه بیشتر رفتار ساختمانهای با درجه نامنظمی مختلف، تغییرمکان جانبی نسبی های پسماند سازه تحت اثر تمامی زلزله های انتخابی (مقیاس شده به  $0.35g$ ) محاسبه و در شکل ۱۵ ارائه شده است.

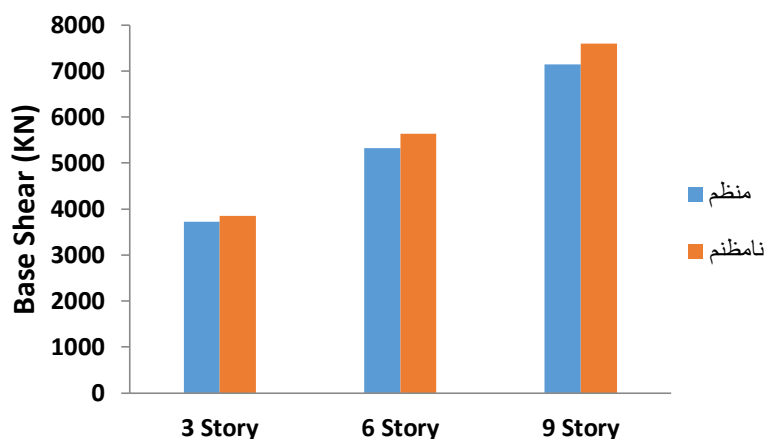


شکل ۱۵: میانگین حداکثر تغییرمکان جانبی نسبی پسماند بر اساس زلزله های انتخابی در شتاب  $0.35g$

با توجه به نتایج به دست آمده اظهار داشت که در حالت منظم مقدار تغییرمکان جانبی نسبی پسماند با افزایش درجه نامنظمی افزایش می یابد. با افزایش درجه نامنظمی در حالت منظم تغییرمکان جانبی نسبی پسماند سازه ۹ و ۶ طبقه نسبت به سازه ۳ طبقه به ترتیب ۱۱٪ و ۱۴٫۶٪ افزایش یافته که همین همین نتایج برای سازه نامنظم به ترتیب برابر ۱۳٫۲٪ و ۱۵٫۷٪ می باشد. همچنین مقدار تغییرمکان جانبی نسبی پسماند سازه نامنظم نسبت به منظم برای سازه های ۳، ۶ و ۹ طبقه به ترتیب ۱۲٫۷٪، ۱۲٫۹٪ و ۱۳٫۳٪ افزایش یافته است.

## ۳-۷ برش پایه

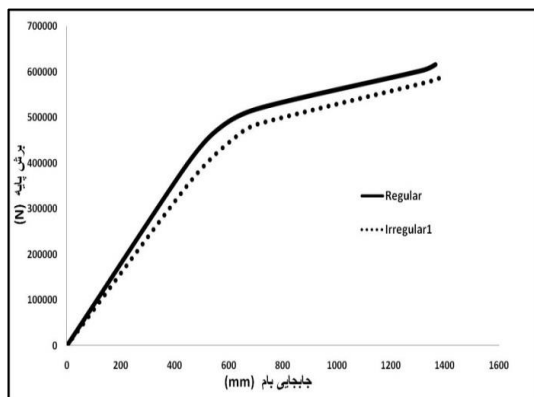
در شکل ۱۶ میانگین برش پایه در ساختمان سه طبقه تحت اثر تمامی زلزله های انتخابی (مقیاس شده به  $0.35g$ ) را در ساختمان سه، شش و نه طبقه نشان می دهد. برش پایه سازه منظم ۹ و ۶ طبقه نسبت به سازه ۳ طبقه به ترتیب ۱٫۴۳ و ۱٫۹۲ برابر می شود که همین نتایج برای سازه نامنظم به ترتیب ۱٫۴۶ و ۱٫۹۷ برابر می باشد. همچنین مقدار برش پایه سازه نامنظم نسبت به منظم برای سازه های ۳، ۶ و ۹ طبقه به ترتیب ۳٫۵٪، ۵٫۷٪ و ۶٫۲٪ افزایش یافته است.



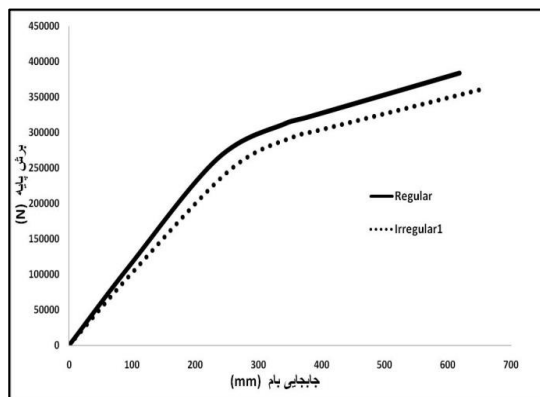
شکل ۱۶: میانگین برش پایه سازه ها در شتاب  $0.35g$

## ۸- محاسبه ضریب رفتار سازه‌ها

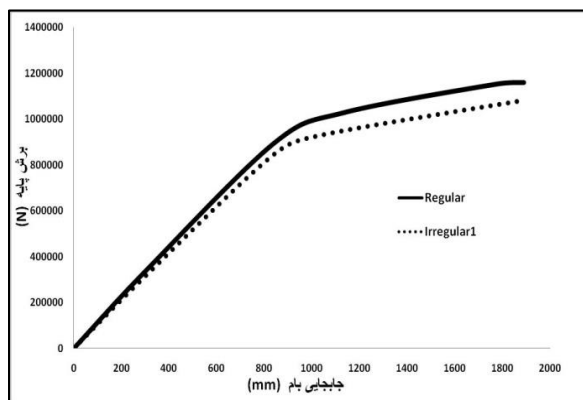
در شکل ۱۷ منحنی ظرفیت ساختمان‌های منظم و نامنظم زیاد پیچشی مقایسه شده‌اند. بدین منظور از آنالیز استاتیکی غیرخطی استفاده شده است. نتایج به دست آمده از منحنی‌های ظرفیت ساختمان‌ها نشان می‌دهد که اولاً با افزایش ارتفاع سازه از ضریب رفتار ساختمان کاسته می‌شود و ثانیاً با نامنظم شدن ساختمان ضریب رفتار نیز کاهش می‌یابد.



(ب)



(الف)

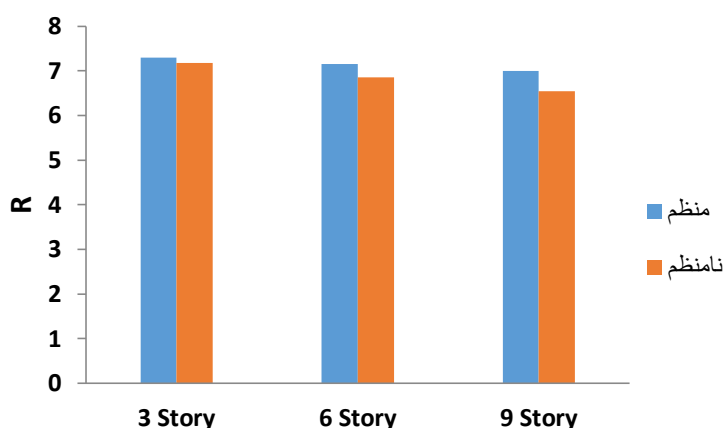


(ج)

شکل ۱۷: منحنی ظرفیت ساختمان‌های منظم و نامنظم زیاد پیچشی. الف-سازه سه طبقه ب-سازه شش طبقه ج-سازه نه طبقه

در شکل ۱۸ مقادیر به دست آمده ضریب رفتار ساختمان‌ها بتنی منظم و نامنظم کوتاه تا بلند مرتبه ارائه شده است.





شکل ۱۸: ضریب رفتار ساختمان‌ها منظم و نامنظم زیاد پیچشی با تعداد طبقات مختلف

بر اساس نتایج بدست آمده در ساختمان کوتاه مرتبه با نامنظم شدن ساختمان ۲٪ ضریب رفتار کاهش می‌یابد. همچنین در ساختمان‌های متوسط و بلند مرتبه با تغییر پلان از منظم به نامنظم ضریب رفتار به ترتیب ۴٫۲٪ و ۶٫۴٪ کاهش یافته است. همچنین با افزایش تعداد طبقات از ۳ به ۶ و ۹ به ترتیب در حالت منظم ضریب رفتار ساختمان ۳٪ و ۵٪ کاهش یافته و در حالت نامنظم ضریب رفتار به ترتیب ۵٪ و ۹٪ تقلیل یافته است.

#### ۹- منحنی‌های آسیب پذیری ساختمان‌های در حالات منظم و نامنظم

منحنی شکنندگی، احتمال افزایش میزان خسارت از میزان مشخص شده در سطوح مختلف از جنبشهای لرزه‌ای زمین است. از دیدگاه ریاضی شکنندگی ساختمان به صورت احتمال بروز خرابی در ساختمان بر اثر یک زلزله خاص با شدت زو براساس خسارت  $i$  مطابق رابطه ۷ تعریف می‌شود:

$$F_{ij} = \text{prob}(D \geq d_i | IM) \quad (7)$$

در رابطه فوق  $F_{ij}$  تابع شکنندگی،  $IM$  پارامتر اندازه گیری شدت زلزله است. این مقیاس حتی میتواند متفاوت باشد، مانند بیشینه شتاب زمین (PGA)، بیشینه سرعت زمین (PGV)، بیشینه تغییرمکان زمین (PGD)، شتاب طیفی (Sa) و غیره،  $D$  میزان خرابی در سازه بر اثر وقوع این رخدادها تصادفی (برای مثال تغییرمکان نسبی طبقات)،  $d_i$  میزان خرابی مشخصی از سازه است که به آن خرابی حالت  $i$  گفته میشود. این خرابی به صورت کیفی بیان واز نظر کمی با شاخص‌های متفاوتی مانند شکل پذیری سازه، تغییرمکان نسبی و شاخص خرابی پارک وانگ اندازه گیری میشود.

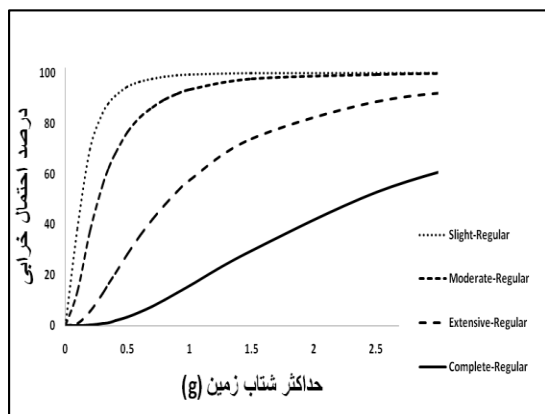
بر اساس مطالعات صورت گرفته مشاهده گردید که توزیع لگاریتم نرمال، توزیع مناسب تری برای بیان این توزیع هاست. مناسب بودن این توزیع در مطالعات گذشته محققان دیگر از جمله جلایر و بیکر و همکاران نیز مورد تأکید قرار گرفته است [۲۳ و ۲۴]. به منظور ارزیابی احتمال خرابی در هر شدت از زلزله، میزان پارامترهای توزیع احتمالاتی در هر شدت از زلزله، بر اساس برآزش توزیع لگاریتم نرمال به داده‌ها به دست آمده است. حال میتوان احتمال افزایش شاخص از مقادیر مختلف را با استفاده از رابطه (۷) به دست آورد. با توجه به استفاده از توزیع لگاریتم نرمال این رابطه به صورت رابطه (۸) بازنویسی شده است.

$$P(d > D_i | I) = 1 - P(d \leq D_i | I) = 1 - \Phi \left( \frac{1}{\beta} \ln \left( \frac{ISD_i}{ISD_{im}} \right) \right) \quad (8)$$

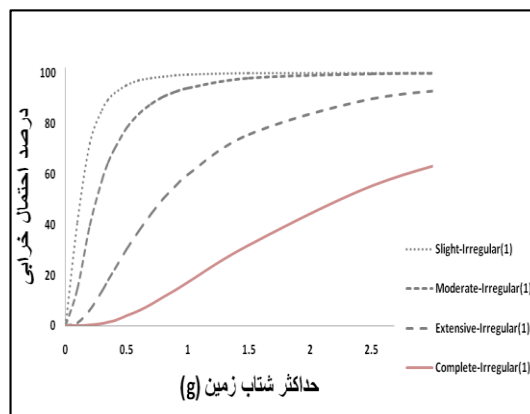
این رابطه برای چهار حالت خرابی (کم، متوسط، زیاد و کامل) و برای مقادیر مختلف بزرگای زمین لرزه برآورد شده است. تابع شکنندگی توسط برازش تابع توزیع تجمعی لگاریتم نرمال که با نتایج عددی به دست آمده، حاصل میشود:

$$P(D > d_i | Sa) = \phi \left( \frac{1}{\beta_i} \ln \left( \frac{Sa}{Sa_i} \right) \right) \quad (9)$$

در این رابطه،  $P(D > d_i | Sa)$  احتمال افزایش خرابی  $d_i$  بوده،  $Sa$  پارامتر حرکت زمین (حداکثر شتاب زمین)،  $Sa_i$  مقدار میانگین و  $\beta_i$  انحراف معیار تابع لگاریتم نرمال آن برای حالت خرابی  $i$  ام است. توابع برازش شده با اطلاعات به دست آمده برای سازه های مورد بررسی محاسبه و در شکل ۱۹ برای منحنی های شکنندگی ساختمان ۳ طبقه منظم و نامنظم زیاد پیچشی نشان داده شده است.



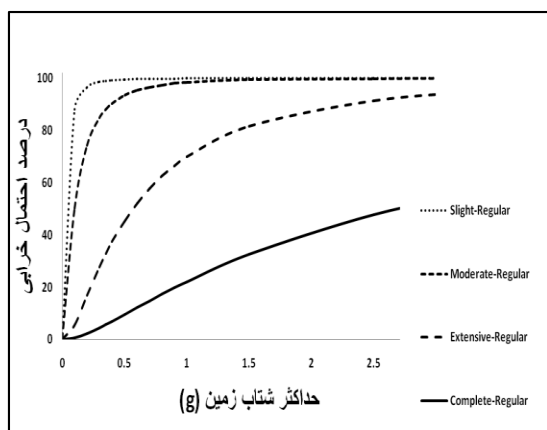
ب) ساختمان منظم



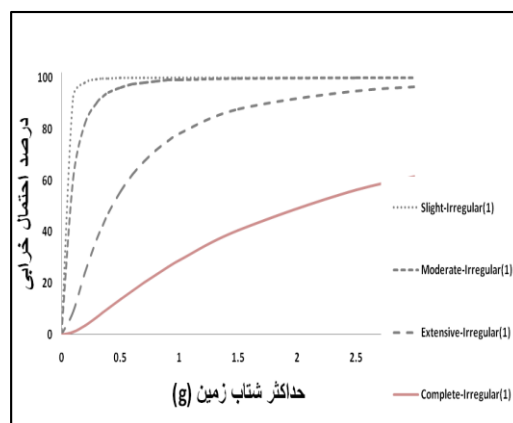
الف) ساختمان نامنظم

شکل ۱۹: منحنی های خرابی ساختمان سه طبقه

احتمال خرابی در در سازه بتن آرمه با افزایش نامنظمی افزایش پیدا میکند. در ساختمان سه طبقه با افزایش در جه نامنظمی احتمال خرابی به طور متوسط ۵٪ افزایش پیدا میکند. افزایش درصد خرابی با افزایش نامنظمی برای حد خرابی کم برابر ۳٪، حد خرابی متوسط برابر ۴٪ و حد خرابی گسترده و کامل به ترتیب برابر ۵٫۵٪ و ۷٫۵٪ می باشد. همچنین احتمال خرابی برای ساختمان ۶ طبقه با افزایش نامنظمی در حدود ۷٪ افزایش پیدا میکند (شکل ۲۰). احتمال خرابی در سطوح مختلف متفاوت بوده و برای حالات خرابی کم، متوسط، گسترده و کامل به ترتیب برابر ۴٫۵٪، ۶٪، ۸٫۵٪ و ۱۱٪ است.



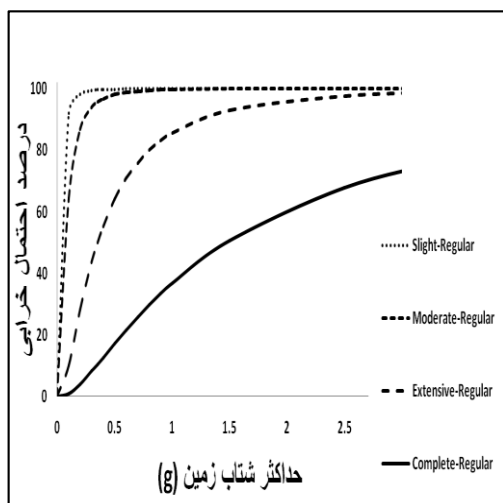
ب) ساختمان منظم



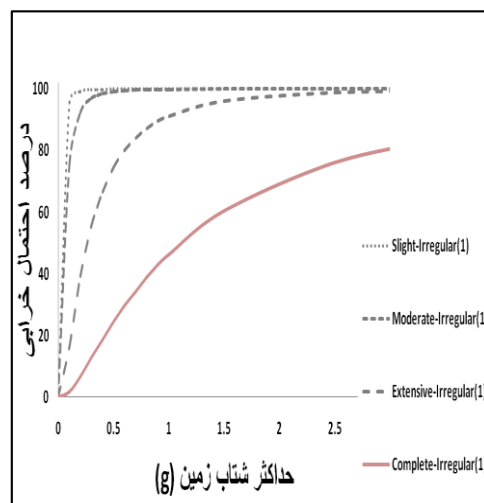
الف) ساختمان نامنظم

شکل ۲۰: منحنی‌های خرابی ساختمان شش طبقه

در ساختمان ۹ طبقه با افزایش درجه نامنظمی احتمال خرابی به طور متوسط ۹٫۵٪ افزایش پیدا میکند. افزایش درصد خرابی با افزایش نامنظمی برای حد خرابی کم برابر ۶٫۵٪، حد خرابی متوسط برابر ۷٫۵٪ و حد خرابی گسترده و کامل به ترتیب برابر ۱۰٪ و ۱۴٪ می باشد. منحنی‌های شکنندگی ساختمان‌های منظم و نامنظم در شکل ۲۱ ارایه شده اند.



ب) ساختمان منظم



الف) ساختمان نامنظم

شکل ۲۱: منحنی‌های خرابی ساختمان نه طبقه

با توجه به منحنی‌های خرابی بدست آمده و شکل‌های ۸، ۹ و ۱۰ احتمال خرابی با افزایش تعداد طبقات افزایش می یابد. احتمال خرابی بر اساس منحنی‌های شکنندگی رسم شده در ساختمان بتن مسلح فولادی منظم با افزایش طبقات از ۳ به ۶ و ۹ به ترتیب ۱٫۸۷ و ۲٫۴۵ برابر می‌گردد. این در حالی است که در ساختمان نامنظم با افزایش تعداد طبقات از ۳ به ۶ طبقه احتمال خرابی ۱٫۹۳ برابر و با افزایش تعداد طبقات از ۳ به ۹ احتمال خرابی ۲٫۴۹ برابر می شود.

## ۱۰- نتیجه گیری

در این تحقیق ابتدا ساختمانهای بتن مسلح با تعداد طبقات ۳، ۶ و ۹ قاب خمشی که نماینده ساختمان های کوتاه تا بلند هستند، مدلسازی شده و سپس دو حالت منظم و نامنظمی زیاد در پلان مورد بررسی قرار گرفته اند. به منظور انجام تحلیل دینامیکی فزاینده غیر خطی تعداد ۱۰ رکورد زلزله از زلزله های تاثیرگذار انتخاب گردیدند. به عنوان خروجی لرزه ای، شاخص های برش پایه، تغییر مکان نسبی حداکثر، تغییرمکان جانبی نسبی پسماند، و منحنی های خرابی مدلها مورد بررسی قرار گرفت. در بحث ماکزیمم تغییرمکان جانبی نسبی می توان دریافت که با افزایش درجه نامنظمی سازه مقدار تغییرمکان جانبی نسبی نیز بیشتر میگردد و با افزایش تعداد طبقات سازه در حالت نامنظم، افزایش بیشتری در مقدار تغییر مکان نسبی سازه مشاهده می گردد. در رابطه با تغییرمکان جانبی نسبی پسماند می توان دریافت که افزایش درجه نامنظمی سازه مقدار تغییرمکان جانبی نسبی پسماند رشد قابل توجه ای دارد و با افزایش تعداد طبقات مقدار تغییرمکان جانبی نسبی پسماند سازه نیز بیشتر می گردد. ضریب رفتار ساختمانها نیز با افزایش ارتفاع سازه و نیز نامنظم شدن آن کاهش می یابد. در بحث منحنی های شکنندگی و احتمال خرابی مشاهده گردید که احتمال خرابی با افزایش درجه نامنظمی بیشتر می شود و نیز هرچه ارتفاع سازه بیشتر گردد احتمال خرابی نیز افزایش خواهد یافت.

## مراجع

- [۱] وظیفه، شاپور، (۱۳۹۱)، بررسی عملکرد لرزه ای سازه های نامنظم بتنی با عقب رفتگی نامتقارن در ارتفاع، پایان نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران مرکزی، دانشکده فنی.
- [2] Moghadam, A. S. and Tso, W. K. (1996). "Damage assessment of eccentric multistory building using 3D Pushover analysis, in proceedings." World Conference On Earthquake Engineering, 11th, Acapulco, PP. 997.
- [3] Moghadam, A. S. and Tso, W. K. (2000). "Push over analysis for asymmetric and set-back multistory building, in proceedings." World Conference On Earthquake Engineering, 12th, Acapulco, PP. 1093.
- [4] Kilar, V. and Fajfar, P. (2002). "Simplified nonlinear seismic analysis of asymmetric multistory building, in proceeding." European Conference on Earthquake Engineering, 12th Upper Hutt, PP. 1093
- [۵] ایمانی، آرش، (۱۳۹۳)، ارزیابی ضوابط منظم و نامنظمی آئین نامه ۲۸۰۰ برای ساختمانهای بتن مسلح، پایان نامه کارشناسی ارشد، وزارت علوم تحقیقات و فناوری، دانشگاه تبریز، دانشکده عمران.
- [۶] هاشمی، رضا، (۱۳۹۳)، اثر نامنظمی های ایجاد شده در ارتفاع و پلان بر رفتار لرزه ای ساختمان بتنی منظم، پایان نامه کارشناسی ارشد، وزارت علوم تحقیقات و فناوری، دانشگاه علم و فرهنگ، دانشکده مهندسی عمران.
- [7] HAZUS (1999). Earthquake loss estimation methodology-Technical manual, Federal Emergency Management Agency and National Institute of Building Science.
- [۸] مقررات ملی ساختمان ایران. مبحث نهم. طراحی و اجرای ساختمان های بتن آرمه، وزارت مسکن و شهرسازی، معاونت امور و مسکن و ساختمان، دفتر امور مقررات ملی، (۱۳۹۲)
- [۹] آیین نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله. استاندارد ۲۸۰۰ زلزله، مرکز تحقیقات و مسکن وزارت شهرسازی، ویرایش چهارم، (۱۳۹۲)
- [10] SeismoSoft (2013). SeismoStruct – A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures, (online): Available from URL: [www.seismosoft.com](http://www.seismosoft.com)
- [11] Shinozoka, M., Feng, M.Q., Lee, J., and Naganuma, T. (2000). Statistical analysis of fragility curves, Engineering Mechanics, 126(12), p. 1224-1231.
- [12] Dimova, S.I. and Hirata, K. (2000). Simplified seismic fragility analysis of structures with two types of friction devices. J. of Earthquake engineering and structural dynamics, 29, p. 1153-1175.
- [13] Karim, K.R. and Yamazaki, F. (2003). A simplified method of constructing fragility curves for highway bridges. J. earthquake engineering and structural dynamics, (32), p. 1603-1626.
- [14] Porter, K.A. (2000). Assembly-based vulnerability of buildings and its use in seismic performance evaluation and risk-management decision-making. PhD thesis Civil and Environmental Engineering
- [15] Mehanny, S.S.F., and Deierlein, G.G., (2001), "Seismic collapse assessment of composite RCS moment frames," Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 127(9).
- [16] FEMA.-350, "Recommended seismic design criteria for new steel moment-frame buildings", Prepared by SAC Joint Venture for Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., (2000).

- [17] FEMA-351, "Recommended Seismic Evaluation and Upgrade Criteria for Existing Welded Steel Moment-Frame Buildings", prepared by the SAC Joint Venture for Federal Emergency Management Agency, Washington D.C., (2000).
- [18] Vamvatsikos, D. and Cornell, C.A. "Incremental Dynamic Analysis, Earthquake Engineering and Structural dynamics, the Joun Blume Erathquake Engineering center, Report NO.151, 31(2002) 491-514.
- [19] Newmark, N.M., Hall, J.W, "Procedures and criteria for earthquake resistant design", In Building practice for disaster mitigation. Building science series, vol. 45. National Bureau of Standards;. P. 94–103,( 1973).
- [20] Shome, N., Cornel, CA. (1999). *Probabilistic seismic demand analysis of nonlinear structures*. Ph.D. dissertation, Stanford University.
- [21] FEMA, P.,695 (2009). Quantification of Building Seismic Performance Factors. FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY, Washington DC.
- [22] Pacific Earthquake Engineering Reasearch center (PEER) online strong motion database, <http://peer.berkeley.edu/smcat/search.html>
- [23] Baker, J.W. and Cornell, C.A. (2005). A *vectorvalued ground motion intensity measure consisting of spectral acceleration and epsilon*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, p. 1193-1217.
- [24] Jalayer, F. (2003). *Direct Probabilistic Seismic Analysis: implementing non-linear dynamic assessments*. Ph.D. thesis, Stanford University