



کد مقاله: ۱۵۱-۲

## بررسی رفتار دینامیکی قاب سرد نورد شده فولادی با مهاربند تسمه قطری با استفاده از تحلیل دینامیکی فزاینده

حسین تاجمیر ریاحی<sup>۱</sup>، مهرا ن زینلیان<sup>۲</sup>، مهرا ن عباسی سورشجانی<sup>۳</sup>

۱- عضو هیأت علمی، دانشگاه اصفهان، [tajmir@eng.ui.ac.ir](mailto:tajmir@eng.ui.ac.ir)

۲- عضو هیأت علمی، دانشگاه اصفهان

۳- دانشجوی کارشناسی ارشد، دانشگاه اصفهان

### چکیده

امروزه سازه‌های فولادی سرد نورد شده بدلیل ویژگی‌های خاص خود از جمله سبک وزن بودن و سرعت بالای اجرا، در مناطق مختلف دنیا مورد توجه بسیاری از متخصصان و صنعتگران حوزه ساختمان می‌باشد. با این وجود، بدلیل سابقه کمتر استفاده از این سازه‌ها، هنوز آیین نامه‌ها و دستورالعمل‌های اجرایی فاقد اطلاعات کامل و ضروری در مورد سازه‌های سرد نورد شده فولادی می‌باشند. از اینرو، در این مطالعه به بررسی رفتار دینامیکی قاب سبک فولادی با مهاربندی تسمه قطری از طریق تحلیل دینامیکی فزاینده پرداخته شده است. در این روش با مقیاس کردن رکوردهای زمین لرزه و اعمال آن به سازه، تمام محدوده رفتار سازه از الاستیک تا محدوده غیرخطی و در نهایت فروپاشی مورد بررسی قرار می‌گیرد. مقاومت و تغییر مکان جانبی قاب مورد نظر با استفاده از نرم‌افزار اجزای محدود ANSYS تعیین شده است. برای انجام تحلیل دینامیکی مجموعه‌ای شامل ۲۲ رکورد پیشنهادی آیین نامه FEMA P695 مورد استفاده قرار گرفته است. این کار توسط تحلیل غیر خطی نرم افزار اجزاء محدود OPENSEES انجام شده است. در نهایت طبق روند ارائه شده در آیین نامه FEMA P695 و با استفاده از نمودارهای حاصل از تحلیل دینامیکی فزاینده به بررسی صحت ضریب رفتار لرزه‌ای پیشنهاد شده توسط آیین نامه‌های مختلف برای این نوع سازه‌ها پرداخته شده است.

**کلمات کلیدی:** سازه‌های فولادی سرد نورد شده، تحلیل دینامیکی فزاینده، مهاربند تسمه قطری

## ۱-مقدمه

سازه‌های فولادی سرد نورد شده<sup>۱</sup> از محبوبیت بسیاری در مناطق مختلف دنیا برخوردار است و به عنوان جایگزین مناسبی برای روش‌های سنتی ساخت، جایگاه ویژه‌ای به خود اختصاص داده‌اند. در سال‌های اخیر بسیاری از کشورهای پیشرفته جهان با بهره‌گیری از شیوه‌های نوین ساختمان سازی و ساخت سازه‌های فولادی با مقاطع سرد نورد شده توانسته‌اند از روش طراحی و تولید مکانیزه با بهره‌گیری از تکنولوژی‌های جدید جهت توسعه و انبوه‌سازی استفاده نموده و از مزایای قابل توجه آن بهره‌مند گردند. در این سازه‌ها ستون‌هایی با ضخامت کم و جدار نازک، جایگزین اعضای با وزن بالا و ضخامت زیاد می‌شوند. به طور معمول، برای مهاربندی جانبی از تسمه‌های نازک ضربدری شکل که تنها درکشش کار می‌کنند، استفاده می‌شود (شکل ۱).



شکل ۱: ساختمان فولادی سرد نورد شده با مهاربند تسمه قطری

از جمله موارد حائز اهمیت در مورد طراحی انواع سازه‌ها در مقابل زلزله که بطور مستقیم بر طراحی تمام اجزای سازه‌ای ساختمان از جمله اعضای باربر و اتصالات نقش موثری ایفا می‌کند، مقدار ضریب رفتار سازه (R) می‌باشد. مفهوم ضریب رفتار بر این اساس است که سازه‌هایی که بصورت اصولی طراحی و اجرا شده‌اند دارای رفتار انعطاف پذیر بوده و قادر به تحمل تغییر شکل‌های بالا قبل از گسیختگی نهایی می‌باشند. به عبارت دیگر، مقاومت لرزه‌ای که از آیین‌نامه‌های طراحی بدست می‌آیند عمدتاً از مقاومتی که برای حفظ سازه در محدوده خطی الاستیک در هنگام زلزله لازم است کمتر می‌باشد. نسبت این کاهش مقاومت از حالت خطی سازه به حالت غیر خطی واقعی آن با ضریب R نمایش داده می‌شود.

یکی از مراکز پیشرو تحقیقاتی در زمینه سازه‌های سرد نورد شده موسسه فولاد و آهن آمریکا<sup>۲</sup> AISI می‌باشد. AISI تا کنون مجموعه استانداردهای مختلفی را در زمینه سازه‌های CFS تدوین و منتشر نموده است. از جمله این استانداردها، استاندارد طراحی جانبی [۱] می‌باشد

<sup>۱</sup> Cold Formed Steel (CFS)

<sup>۲</sup> American Iron and Steel Institute

که برای سیستم‌های باربر جانبی: دیوار برشی با ورق فولادی نازک، دیوار برشی با سایر مصالح و بادبند ضربداری فولادی، به ترتیب مقادیر ضریب رفتار ۶، ۲ و ۴ را ارائه نموده است. NEHRP<sup>۱</sup> از جمله دیگر سازمان‌های تحقیقاتی کشور آمریکا است که آیین نامه‌های مختلفی از جمله FEMA 450 [۲] را در زمینه طراحی لرزه‌ای سازه‌ها از جمله سازه‌های CFS منتشر نموده است. این آیین نامه نیز ضریب R را برای سازه‌های سرد نورد شده با سیستم‌های باربر جانبی دیوار برشی فولادی و بادبند ضربداری به ترتیب ۶/۵ و ۴ و در سایر موارد ۳ ارائه نموده است. آیین‌نامه طراحی و اجرای سازه‌های فولادی سرد نورد شده ایران نیز برای قاب‌های فولادی سرد نورد شده با مهاربند تسمه قطری ضریب رفتار ۴ را پیشنهاد داده است [۳].

رشد روز افزون قدرت پردازش کامپیوترها، امکان بالا بردن دقت نتایج تحلیل سازه‌ها را به کمک روش‌های پیچیده‌تر فراهم ساخته است. در نتیجه تحلیل‌ها از حالت استاتیکی خطی به دینامیکی خطی، استاتیکی غیرخطی و سرانجام دینامیکی غیرخطی سوق پیدا کرد. این مطلب توسط آیین‌نامه آژانس مدیریت بحران فدرال ایالات متحده<sup>۲</sup> (FEMA) [۴] با عنوان تحلیل دینامیکی فزاینده<sup>۳</sup> و به منظور تخمین فروریزش کلی مطرح گردیده است. روش تحلیل دینامیکی فزاینده از جدیدترین روش‌ها در مهندسی زلزله براساس عملکرد می‌باشد که رفتار سازه را در طیف وسیعی از شدت‌های مختلف زلزله بیان می‌کند. با توجه به ذات دینامیکی این روش، به طور یقین نتایج این روش در مقایسه با دیگر روش‌های استاتیکی غیرخطی، نتایجی واقعی‌تر از رفتار سازه می‌باشد. این مفهوم که برای اولین بار توسط برترو [۵] معرفی شد توسط محققین مختلفی توسعه داده شد که از میان آنها می‌توان به لوکو و کرنل [۶، ۷]، بازارو و کرنل [۸، ۹]، یون و فاوج [۱۰]، مهانی و دیرلین [۱۱] و سایکاریس و همکاران [۱۲] اشاره کرد.

با توجه به مطالب ذکر شده مشاهده می‌شود که اکثر آیین‌نامه‌ها برای قاب‌های فولادی سرد نورد شده با مهاربند تسمه قطری ضریب رفتار ۴ را پیشنهاد داده‌اند. به همین منظور در این مطالعه به بررسی صحت ضریب رفتار پیشنهاد شده، مطابق روند ارائه شده در آیین‌نامه FEMA P695 [۱۳]، با استفاده از نمودارهای حاصل از تحلیل دینامیکی فزاینده پرداخته شده است.

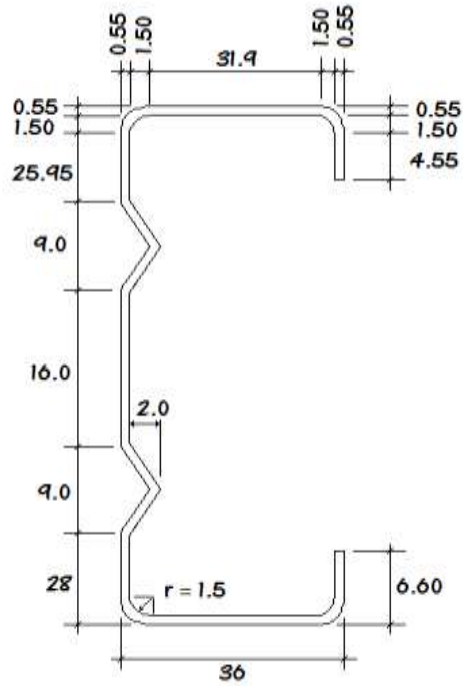
## ۲- معرفی نمونه مورد بررسی

قاب مورد بررسی از مدل آزمایشگاهی زینلیان و رونق [۱۴]، گرفته شده است. برای مدلسازی قاب مورد نظر از ستونچه با مقطع ناودانی (C شکل) به ابعاد ۳۶ × ۹۰ × ۵۵/۵۵ میلیمتر استفاده شده است (شکل ۲). مشخصات مکانیکی ستونچه در جدول ۱ آورده شده است. طول تمام اعضاء قاب ۲۴۰۰ میلیمتر و فاصله بین ستونچه‌ها ۶۰۰ میلیمتر می‌باشد. برای مهاربندی قاب از چهار تسمه‌ی فولادی با مشخصات مکانیکی ذکر شده در جدول ۲، در طرفین قاب که اغلب با پیچ یا پرچ فقط به چهار گوشه‌ی بیرونی قاب مانند ضربدر متصل می‌شوند استفاده شده است. یادآور می‌شود هیچ اتصالی بین تسمه و ستونچه‌های میانی نمی‌باشد. سایر جزئیات هندسی قاب در شکل ۳ نشان داده شده است.

<sup>1</sup> National Earthquake Hazards Reduction Program

<sup>2</sup> Federal Emergency Management Agency

<sup>3</sup> Incremental Dynamic Analysis



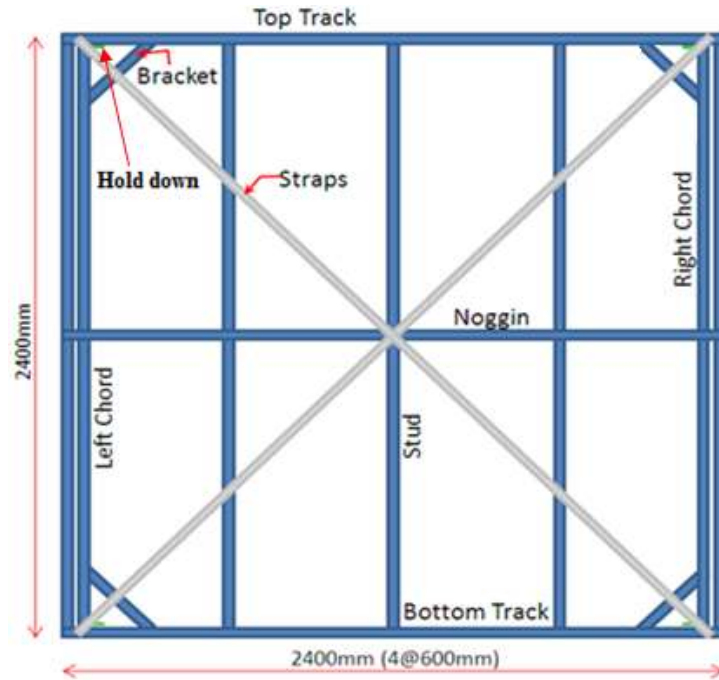
شکل ۲: مشخصات مقطع ستونچه (۰/۵۵ × ۳۶ × ۹۰ میلیمتر) [۱۵]

جدول ۱: مشخصات مکانیکی ستونچه

مقدار	مشخصه	مقدار	مشخصه
۰/۵ درصد	کرنش تسلیم	۵۵۰ مگاپاسکال	مقاومت اسمی
۷۰۰ مگاپاسکال	تنش نهایی $F_u$	۰/۵۵ میلیمتر	ضخامت اسمی
۴ درصد	کرنش نهایی	۲۰۰ گیگاپاسکال	مدول الاستیسیته
۱/۰۴	$\frac{F_u}{F_y}$	۶۷۰ مگاپاسکال	تنش تسلیم $F_y$

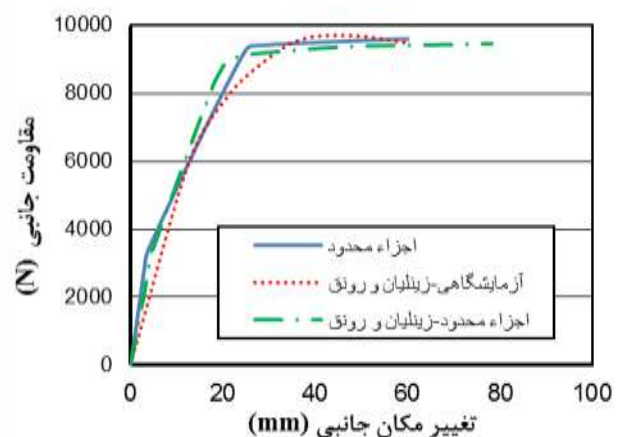
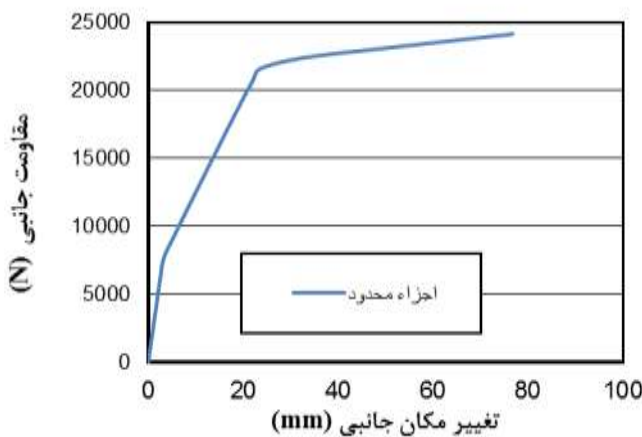
جدول ۲: مشخصات مکانیکی تسمه

مقدار	مشخصه	مقدار	مشخصه
۲۸۰ مگاپاسکال	تنش تسلیم $F_y$	۲۵۰ مگاپاسکال	مقاومت اسمی
۰/۵ درصد	کرنش تسلیم	۳۰ × ۰/۸ میلیمتر	ابعاد
۳۱۴ مگاپاسکال	تنش نهایی $F_u$	۱۶۳ گیگاپاسکال	مدول الاستیسیته



شکل ۳: قاب فولادی سرد نورد شده با مهاربند تسمه قطری [۱۵]

ابتدا قاب با مشخصات ذکر شده در نرم افزار اجزاء محدود ANSYS مدل سازی شده است و نتایج بدست آمده با نتایج آزمایشگاهی زینلیان و رونق صحت سنجی شده است. به منظور افزایش مقاومت جانبی قاب برای استفاده در نرم افزار OPENSEES، ابعاد تسمه به  $45 \times 1/2$  میلیمتر و همچنین ضخامت ستونچه به  $2/5$  میلیمتر افزایش داده شده است. مقایسه منحنی نیرو-تغییر مکان آنالیز اجزاء محدود و نتایج مدل آزمایشگاهی به همراه مدل اجزاء محدود زینلیان و رونق در شکل ۴ و منحنی نیرو-تغییر مکان قاب مدل سازی شده به منظور افزایش مقاومت جانبی در شکل ۵ آورده شده است. همان طور که در شکل ۴ مشاهده می شود، منحنی تحلیل اجزاء محدود با نتایج زینلیان و رونق مطابقت دارد.

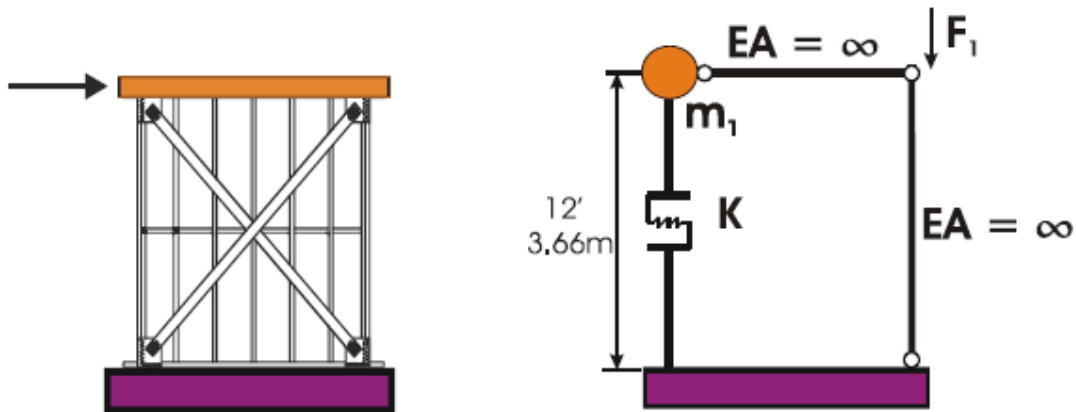


شکل ۵: منحنی نیرو و تغییر مکان- ابعاد تسمه  $45 \times 1/2$  میلیمتر- ضخامت ستونچه  $2/5$  میلیمتر

شکل ۴: صحت سنجی مدل اجزاء محدود با نتایج زینلیان و رونق

### ۳-مدل سازی در نرم افزار OPENSEES

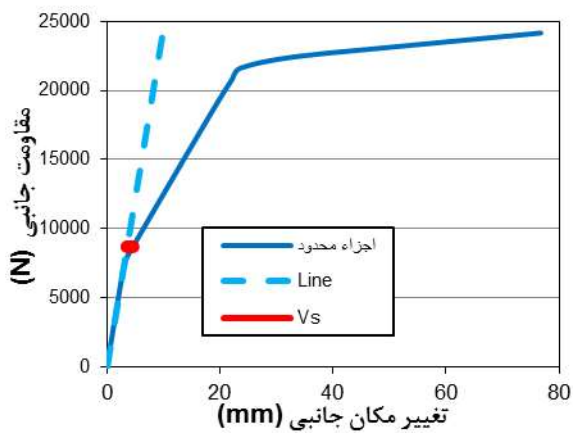
یکی از روش‌های رایج به منظور کاهش حجم محاسبات و در نتیجه صرفه جویی در زمان، ساده سازی سیستم باربر جانبی به سیستم‌های ساده‌تر با یک یا چند درجه آزادی می‌باشد. به همین منظور در این مطالعه جهت انجام تحلیل دینامیکی از یک قاب مفصلی مطابق شکل ۶، استفاده شده است. تمام اعضای این قاب صلب در نظر گرفته شده و سختی آن تنها وابسته به فنر میانی استون سمت چپ می‌باشد. سمت راست نیز به منظور اعمال اثرات بار قائم ( $P-\Delta$ ) تعبیه شده است.



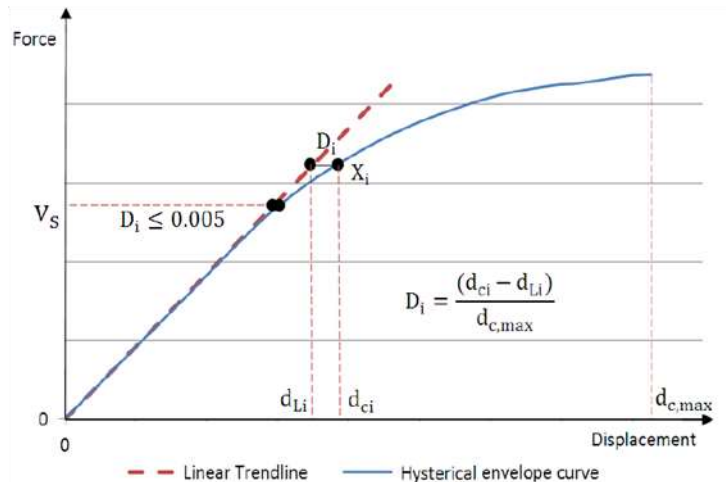
شکل ۶: قاب مدل سازی شده در نرم افزار OPENSEES - معادل مهاربند تسمه قطری

به منظور محاسبه حداکثر جرم قابل تحمل سازه، با فرض اینکه قاب در منطقه لرزه خیزی زیاد قرار دارد و نوع خاک بر اساس آیین نامه ۲۸۰۰، نوع ۳ و ساختمان مسکونی با مساحت ۲۲۰ متر مربع انتخاب شده است، کل وزن سازه با در نظر گرفتن بار مرده به اضافه ۲۰ درصد بار زنده، ۲۹۷ کیلو نیوتن محاسبه می‌شود. با فرضیات مطرح شده و در نظر گرفتن ضریب رفتار لرزه‌ای برابر ۴، همچنین استفاده از روابط موجود در آیین نامه ۲۸۰۰، مقدار برش پایه ۵۵/۶۶ کیلو نیوتن بدست می‌آید. برای تامین این مقدار برش پایه از مهاربند فولادی سرد نورد شده با منحنی نیرو تغییر مکان نشان داده شده در شکل ۵ استفاده شده است.

بر اساس روش پیشنهادی زینلیان و همکاران [۱۶]، مطابق شکل ۷ مقدار نیروی طراحی قاب مورد نظر محاسبه می‌شود که در آن  $D_i$  انحراف دررفت،  $d_{ci}$  دررفت منحنی پوش،  $d_{Li}$  دررفت خط مستقیم فرضی،  $d_{c, max}$  حداکثر جابجایی نسبی قاب مورد مطالعه می‌باشد. برای محاسبه  $V_s$  ابتدا خطی مماس بر قسمت خطی منحنی نیرو-تغییر مکان قاب مورد نظر رسم می‌شود سپس انحراف دررفت مطابق رابطه موجود در شکل ۷ محاسبه می‌شود که در نهایت نقطه معادل انحراف دررفت ۰/۵ درصد، همان  $V_s$  می‌باشد. نیروی طراحی برای قاب مورد مطالعه  $V_s = 7/8521$  کیلو نیوتن محاسبه می‌شود (شکل ۸). از تقسیم برش پایه بر مقدار  $V_s$  تعداد قاب‌های مورد نیاز برای سازه و در نهایت از تقسیم وزن کل سازه بر تعداد قاب‌ها، وزن موثر وارد بر هر قاب بدست می‌آید. در این مطالعه تعداد قاب‌های مهاربندی شده ۸ و وزن موثر وارد بر هر قاب ۳۷/۱۲۵ کیلو نیوتن محاسبه شده است. متذکر می‌شود مقدار نیروی  $F_1$  برای اعمال اثرات بار قائم ( $P-\Delta$ )، از تقسیم وزن سازه به نسبت مساحت باربری هر قاب به مساحت کل سازه محاسبه می‌شود.

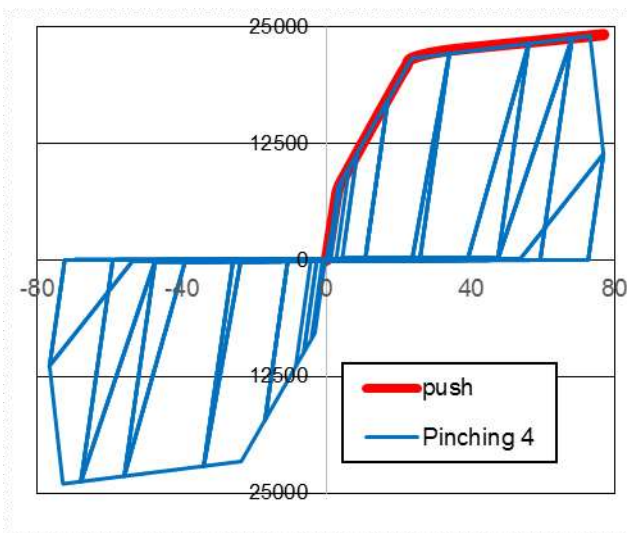


شکل ۸: محاسبه  $V_s$  برای قاب مورد مطالعه

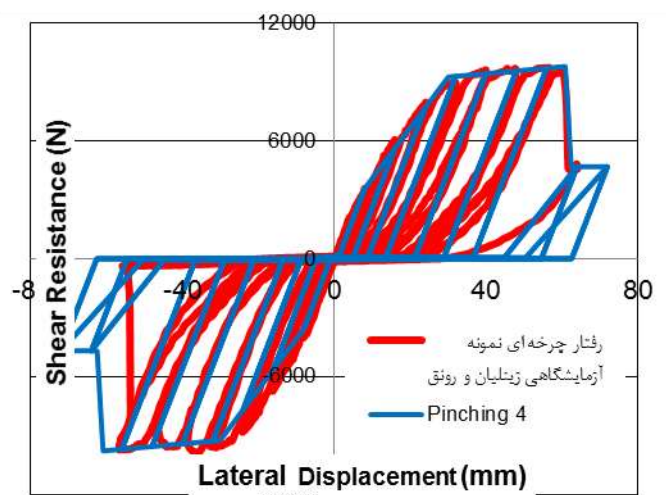


شکل ۷: محاسبه نیروی طراحی مهاربند با استفاده از منحنی نیرو-تغییر مکان [۱۶]

برای معرفی رابطه نیرو-تغییر مکان قاب در نرم افزار OPENSEES، با توجه به مقایسه انجام شده توسط شیفر و همکاران [۱۷]، از میان مدل‌های موجود، مدل غیر خطی Pinching4 مورد استفاده قرار گرفته است. در این مدل با تعریف چهار نقطه اصلی به عنوان نقاط تشکیل دهنده پوش چرخه هیسترسیز و همچنین معرفی پارامترهای مربوط به افت مقاومت و سختی، باعث می‌شود منحنی هیسترسیز قاب و مدل غیر خطی Pinching4 بر هم منطبق شوند. شکل ۹ مقایسه رفتار چرخه‌ای مدل Pinching4 با رفتار چرخه‌ای نمونه آزمایشگاهی زینلیان و رونق را نشان می‌دهد که از هم خوانی قابل قبولی برخوردار است. شکل ۱۰ نیز مدل Pinching4 قاب مورد مطالعه برای معرفی به نرم افزار OPENSEES همراه با منحنی پوش بدست آمده از نرم افزار ANSYS را نشان می‌دهد.



شکل ۱۰: منحنی Push و مدل Pinching4 قاب مورد مطالعه



شکل ۹: مقایسه رفتار چرخه‌ای نمونه آزمایشگاهی با مدل Pinching4

#### ۴- آنالیز دینامیکی فزاینده

تحلیل دینامیکی فزاینده (IDA) یا پوش آور دینامیکی<sup>۱</sup> (DPO) شامل یک مجموعه از تحلیل‌های غیر خطی دینامیکی است که تحت تصاویر مقیاس شده از یک شتاب نگاشت که به طور ایده‌آل انتخاب شده است که سرتاسر محدوده الاستیک تا محدوده غیر خطی و در نهایت فروپاشی سازه را تحت پوشش قرار می‌دهد، صورت می‌پذیرد. به همین منظور ضرایب مقیاس اعمالی به رکوردها و حداکثر دررفت طبقه به ترتیب به عنوان معیار شدت<sup>۲</sup> (IM) و معیار خرابی<sup>۳</sup> (DM) انتخاب شده است. برای انجام تحلیل دینامیکی مجموعه‌ای شامل ۲۲ رکورد پیشنهادی آیین نامه FEMA P695 مطابق جدول ۳ مورد استفاده قرار گرفته است. شکل ۱۱ نیز طیف شتاب نگاشت‌های انتخابی را نشان می‌دهد.

جدول ۳: مجموعه شتاب نگاشت‌های انتخابی [۱۳]

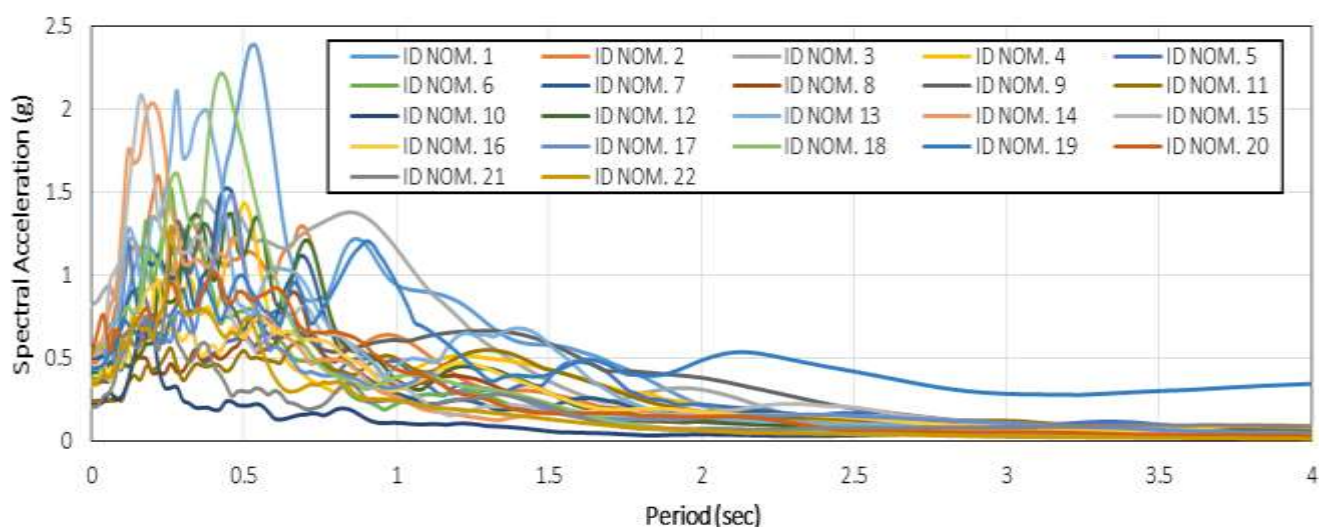
ID NO	File Names	Names OPENSEES	PGA max (g)	PGV max (cm/s)
1	NORTHR/MUL279	NOR279M	0.52	63
2	NORTHR/LOS270	NOR270L	0.48	45
3	DUZCE/BOL090	DUZ090B	0.82	62
4	HECTOR/HEC090	HEC090H	0.34	42
5	IMPVALL/H-DLT352	IMP352D	0.35	33
6	IMPVALL/H-E11230	IMP230E	0.38	42
7	KOBE/NIS090	KOB090N	0.50	37
8	KOBE/SHI000	KOB000S	0.24	38
9	KOCAELI/DZC270	KOC270D	0.36	46
10	KOCAELI/ARC000	KOC000A	0.22	18
11	LANDERS/YER270	LAN270Y	0.24	51
12	LANDERS/CLW-TR	LAN-CTR	0.42	42
13	LOMAP/CAP000	LOM000C	0.53	35
14	LOMAP/G03000	LOM000G	0.56	36
15	MANJIL/ABBAR--L	MAN-ABL	0.51	43
16	SUPERST/B-ICC000	SUP000I	0.36	46
17	SUPERST/B-POE270	SUP270P	0.45	36
18	CAPEMEND/RIO360	CAP360R	0.55	42
19	CHICHI/CHY101-N	CHI101N	0.44	115
20	CHICHI/TCU045-N	CHI045N	0.51	39
21	SFERN/PEL090	SFE090P	0.21	19
22	FRIULI/A-TMZ270	FRI270T	0.35	22

<sup>1</sup> Dynamic Push Over

<sup>2</sup> Intensity Measure

<sup>3</sup> Damage Measure





شکل ۱۱: طیف شتاب نگاشت‌های انتخابی

مطابق روند آیین نامه FEMA P695 برای تحلیل دینامیکی فزاینده برای نرمال کردن رکوردها از رابطه ۱ استفاده شده است. که در این رابطه برای هر رکورد، میانه حداکثر سرعت تمام رکوردها را بر حداکثر سرعت هر رکورد تقسیم کرده، سپس ضریب بدست آمده توسط نرم افزار OPENSEES اعمال می‌شود. در نهایت با توجه به مطالب بیان شده، تحلیل دینامیکی فزاینده برای قاب مورد نظر انجام شده است. نمودارهای حاصل از این تحلیل که بیانگر حداکثر دریفت در برابر ضریب مقیاس می‌باشد، همراه با میانگین نتایج در شکل ۱۲ نشان داده شده است. قابل ذکر است که با توجه به نتایج ولجیو و همکاران [۱۸]، معیار فروریزش دریفت ۶ درصد انتخاب شده است. از نتایج تحلیل دینامیکی مطابق با رابطه ۲ برای تعیین ظرفیت متوسط فروپاشی سازه و محاسبه ضریب حاشیه‌ی فروریزش<sup>۱</sup> CMR استفاده می‌شود. این پارامتر در واقع نشان دهنده‌ی ظرفیت میانه فروریزش سازه ( $S_{CT}$ ) به شتاب طیف  $MCE^2$  ( $S_{MT}$ ) می‌باشد. به عبارت دیگر ( $S_{CT}$ )، به شدت حرکت زمینی گفته می‌شود که در آن نصف رکوردهای دسته باعث فروریزش سازه شوند. همچنین شتاب طیف  $MCE$  ( $S_{MT}$ )، برابر با شتاب به دست آمده از طیف  $MCE$  در دوره تناوب اصلی سازه می‌باشد که با توجه به نرمال سازی انجام شده طبق رابطه ۱، در این مطالعه  $S_{MT}$  برابر یک در نظر گرفته می‌شود. مطابق با رابطه ۳ مقدار  $ACMR^3$  محاسبه می‌شود که  $SSF^4$  با توجه به پریود اول سازه و ضریب شکل پذیری سازه ( $H_T$ ) و جدول موجود در آیین نامه FEMA P695 بدست می‌آید.  $SSF$  برای قاب مورد مطالعه  $1/0.8$  محاسبه شده است.

$$NM_i = \frac{\text{Median}(PGV_{PEER,i})}{PGV_{PEER,i}} \quad (1)$$

$$CMR = \frac{S_{CT}}{S_{MT}} \quad (2)$$

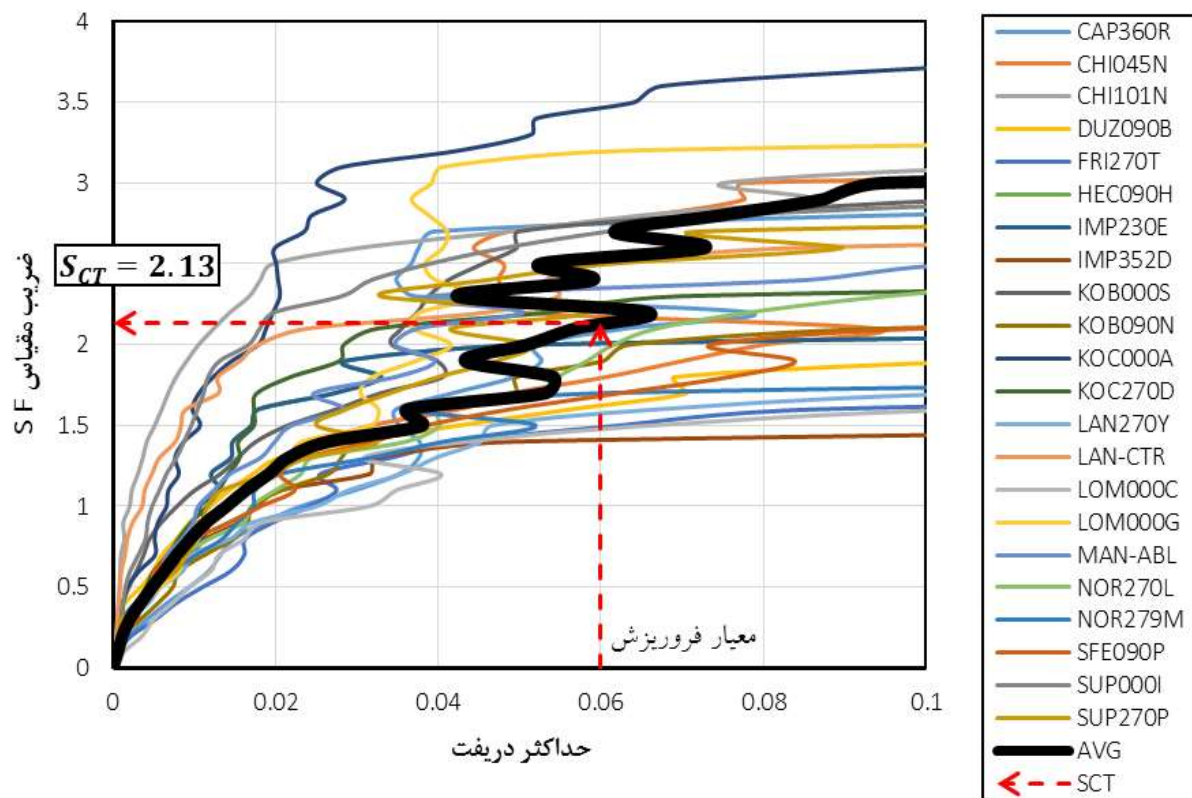
$$ACMR = SSF \times CMR \quad (3)$$

<sup>1</sup> Collapse Margin Ratio

<sup>2</sup> Maximum Considered Earthquake

<sup>3</sup> Adjusted Collapse Margin Ratio

<sup>4</sup> Spectral Shape Factors



شکل ۱۲: نمودارهای حاصل از تحلیل دینامیکی فزاینده

همان طور که در شکل ۱۲ مشاهده می‌شود، با در نظر گرفتن حداکثر دریفت ۶ درصد به عنوان معیار فروریزش،  $S_{CT}$  برابر  $2/13$  بدست می‌آید. با استفاده از روابط ۲ و ۳، ضریب حاشیه‌ی فروریزش  $CMR$  و  $ACMR$  نیز به ترتیب  $2/13$  و  $2/3$  محاسبه می‌شوند. برای مشخص شدن صحت ضریب رفتار لرزه‌ای انتخاب شده، با توجه به مشخصات سازه و مدلسازی انجام شده، آیین نامه FEMA P695 دو پارامتر  $ACMR10\%$  و  $ACMR20\%$  را معرفی می‌کند و شرط صحت ضریب رفتار انتخابی را در رابطه ۴ و ۵ بیان می‌کند. بنابراین در صورتی ضریب رفتار انتخابی صحیح می‌باشد که ابتدا میانگین  $ACMR$  ساختمان‌های یک طبقه، دو طبقه و ... بیشتر از  $ACMR10\%$  شود و مقدار  $ACMR$  هر کدام از ساختمان‌ها از  $ACMR20\%$  نیز بیشتر شود.

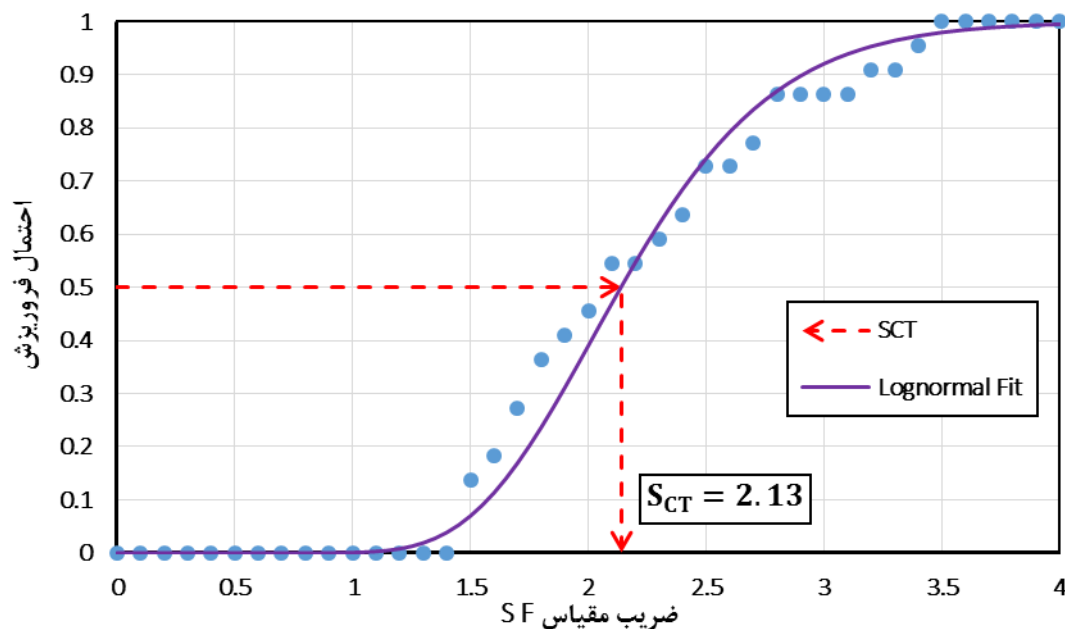
$$\overline{ACMR}_i \geqslant ACMR10\% \quad (4)$$

$$ACMR_i \geqslant ACMR20\% \quad (5)$$

با توجه به اطلاعات موجود در آیین نامه FEMA P695 و همچنین مشخصات مدلسازی قاب مورد مطالعه  $ACMR10\%$  و  $ACMR20\%$  به ترتیب  $1/96$  و  $1/56$  بدست می‌آیند. بنابراین میتوان نتیجه گرفت که ضریب رفتار لرزه‌ای ۴، که برای قاب یک طبقه فولادی سرد نورد شده با مهاربند تسمه قطری که در این مطالعه انتخاب شده است مورد قبول می‌باشد.

## ۵- نمودار شکنندگی

با استفاده از داده‌های فروریزش به دست آمده از نتایج IDA، نمودار شکنندگی فروریزش به عنوان تابع توزیع تجمعی ترسیم می‌شود. این نمودار بیانگر رابطه‌ی شدت حرکت زمین نسبت به احتمال فروریزش سازه می‌باشد. شکل ۱۳ نمودار توزیع تجمعی به دست آمده از برآزش توزیع لوگ نرمال از داده‌های فروریزش بدست آمده از نمودار IDA را نشان می‌دهد. همانطور که مشاهده می‌شود، فروریزش متوسط برابر با شتاب طیفی احتمال ۵۰ درصد در منحنی شکنندگی تعیین می‌شود. از ضریب حاشیه فروریزش CMR می‌توان در یک نگاه به عنوان میزان شتاب طیفی که با افزایش آن در ۵۰ درصد از حرکت‌های زمین به فروریزش برسد، تلقی کرد. فروریزش یک سیستم مقاوم لرزه‌ای و در راستای آن ضریب CMR تحت تاثیر پارامترهای متعددی از قبیل تعدد و عدم قطعیت در حرکت زمین، طراحی و آنالیز سازه می‌باشد. تمامی این پارامترها در نمودار شکنندگی فروریزش سازه که به تشریح احتمال فروریزش سیستم مقاوم لرزه‌ای به عنوان تابعی از شدت حرکت زمین می‌پردازد در نظر گرفته شده است [۱۳].



شکل ۱۳: نمودار شکنندگی

## ۶- نتیجه گیری

از آنجایی که ضریب رفتار لرزه‌ای، نقش مهمی در طراحی انواع سازه‌ها ایفا می‌کند، در این مطالعه به بررسی صحت ضریب رفتار انتخابی برای قاب فولادی سرد نورد شده با مهاربند تسمه قطری ( $R=4$ ) پرداخته شده است. در این مطالعه که مطابق روند آیین نامه FEMA P695 انجام شده است، نتایج تحلیل دینامیکی فزاینده حاکی از آن است که با در نظر گرفتن حداکثر دررفت ۶ درصد به عنوان معیار فروریزش، ظرفیت میانه فروریزش سازه ( $S_{CT}$ ) و همچنین ضریب حاشیه‌ی فروریزش CMR برابر  $2/13$  بدست می‌آید. در نهایت با توجه به مشخصات مدل، با در نظر گرفتن  $SSF=1/08$ ، مقدار ACMR برابر با  $2/3$  محاسبه می‌شود که با مقایسه این مقدار با  $ACMR10\%$  و  $ACMR20\%$  حاصل از آیین نامه این نتیجه حاصل می‌شود که مقدار ضریب رفتار ۴ انتخابی برای قاب فولادی سرد نورد شده با مهاربند تسمه قطری مناسب است.

- [1] AISI, "Standard for cold-formed steel framing - Lateral design". American Iron and Steel Institute, Washington, DC. (2007).
- [2] FEMA-450, "NEHRP recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures - Part 1 Provisions". Building Seismic Safety Council, USA, (2003).
- [3] شریه شماره ۶۱۲، (۱۳۹۱)، آیین نامه طراحی و اجرای سازه های فولادی سرد نورد - بخش سازه، مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی، ایران.
- [4] FEMA, F. "350—Recommended seismic design criteria for new steel moment-frame buildings," USA Federal Emergency Management Agency, 2000.
- [5] Bertero, V. V. "Strength and deformation capacities of buildings under extreme environments," *Structural engineering and structural mechanics*, vol. 53, pp. 29-79, 1977.
- [6] Luco, N and Cornell, C. A. "Effects of random connection fractures on the demands and reliability for a 3-story pre-Northridge SMRF structure," in Proceedings of the 6th US national conference on earthquake engineering, 1998, pp. 1-12.
- [7] Luco, N and Cornell, C. A. "Effects of connection fractures on SMRF seismic drift demands," *Journal of Structural Engineering*, vol. 126, pp. ۱۳۶-۱۲۷, ۲۰۰۰.
- [8] Bazzurro, P. and Cornell, C. A. "Seismic hazard analysis of nonlinear structures. I: Methodology," *Journal of Structural Engineering*, vol. 120, pp. 3320-3344, 1994.
- [9] Bazzurro, P. and Cornell, C. A. "Seismic hazard analysis of nonlinear structures. II: Applications," *Journal of Structural Engineering*, vol. 120, pp. 3345-3365, 1994.
- [10] Yun, S.-Y. Hamburger, R. O. Cornell, C. A. and Foutch, D. A. "Seismic performance evaluation for steel moment frames," *Journal of Structural Engineering*, vol. 128, pp. 534-545, 2002.
- [11] Mehanny, S. S. F. and Deierlein, G. G. "Modeling and assessment of seismic performance of composite frames with reinforced concrete columns and steel beams," Stanford University, 1999.
- [12] Psycharis, I. Papastamatiou, D. and Alexandris, A. "Parametric investigation of the stability of classical columns under harmonic and earthquake excitations," *Earthquake engineering & structural dynamics*, vol. 29, pp. 1093-1109, 2000.
- [13] FEMA, "Quantification of Building Seismic Performance Factors", FEMA P-695, prepared by Applied Technology Council for the Federal Emergency Management Agency, Washington D.C, 2009.
- [14] Zeynalian, M and Ronagh, H. "Experimental study on seismic performance of strap-braced cold-formed steel shear walls," *Advances in Structural Engineering*, vol. 16, pp. 245-258, 2013.
- [15] Zeynalian, M and Ronagh, H. "A numerical study on seismic performance of strap-braced cold-formed steel shear walls," *Thin-Walled Structures*, 2012.
- [16] Zeynalian, M and Ronagh, H. "A numerical study on seismic characteristics of knee-braced cold formed steel shear walls," *Thin-Walled Structures*, vol. 49, pp. 1517-1525, 2011.
- [17] Leng, J. Schafer, B. and Buonopane, S. "Modeling the seismic response of cold-formed steel framed buildings: model development for the CFS-NEES building." presented at the Annual Stability Conference, St. Louis, Missouri, 2013.
- [18] Velchev, K. Comeau, G. Balh, N. and Rogers, C. "Evaluation of the AISI S213 seismic design procedures through testing of strap braced cold-formed steel walls," *Thin-Walled Structures*, vol. 48, pp. 846-856, 2010.