

Seismic Assessment of Corrugated Steel Shear Walls with Different Configurations Based on Fragility Curves

Azadeh Forotani¹, Azita Asadi^{2*}, Hamed Tajammolian²

1- MSC Graduate, Civil Engineering Department, Yazd University, Yazd, Iran
2- Assistant Professor, Civil Engineering Department, Yazd University, Yazd, Iran

ABSTRACT

In this paper, seismic behavior of corrugated steel shear walls arranged in different configurations is studied using fragility curves. Due to the advantages of steel shear walls, the use of this system has been of interest to the executives and designers and its use as a lateral resisting system in practical projects is rapidly expanding. Therefore, consideration of the unknown aspects of this system is important. In the present study, the effect of configuration of corrugated steel shear wall with cold rolled steel in structures with 3, 5 and 7 stories have been investigated. The number of bays in the direction of the shear wall is five, in the first type arrangement, the walls were in the first and the end of the bays, in the second type arrangement of the walls in the middle bays and in the third type arrangement, in the two spans of the first and the end they are staggered. For modelling the behavior of corrugated steel shear walls, previous experimental results have been used. Using static nonlinear analysis and increasing dynamic analysis, Fragility curves, which play an important role in assessing the seismic damage of buildings, are presented for these frames. The results of this study show that in type 2 layouts, the median intensity is higher than the two other arrangements in the structures with different stories. In addition, the corrugated shear walls in low-rise structures are more effective in decreasing the probability of failure subjected to far field earthquakes.

ARTICLE INFO

Receive Date: 22 October 2019
Revise Date: 07 April 2020
Accept Date: 01 May 2020

Keywords:

*Corrugated Steel Plate Shear Walls
Cold Rolled
Fragility Curve
Pushover
Incremental Dynamic Analysis*

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: <https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2020.206152.1982>

*Corresponding author: Azita Asadi
Email address: aasadi@yazd.ac.ir

بررسی لرزه‌ای چیدمان دیوار برشی فولادی موج‌دار با استفاده از منحنی‌های شکنندگی

آزاده فروتنی^۱، آریتا اسعدی^{۲*}، حامد تجملیان^۳

۱- کارشناسی ارشد، دانشگاه یزد، یزد، ایران

۲- استادیار، دانشگاه یزد، یزد، ایران

۳- استادیار، دانشگاه یزد، یزد، ایران

چکیده

در این مطالعه به بررسی اثر چیدمان دیوار برشی فولادی موج‌دار سرد نورد شده با استفاده از منحنی شکنندگی پرداخته شده است. با توجه به مزایای دیوار برشی فولادی استفاده از این سیستم مورد توجه مجریان و طراحان قرار گرفته است و استفاده از آن به عنوان سیستم باربر جانبی در پروژه‌های عملی به سرعت در حال گسترش است. لذا بررسی جنبه‌های مجهول این سیستم حائز اهمیت است. در تحقیق حاضر، تأثیر چیدمان دیوار برشی فولادی موج‌دار با فولاد سرد نورد شده در سازه‌های ۳، ۵ و ۷ طبقه بررسی شده است. تعداد دهانه‌های موجود در راستای دیوار برشی، پنج دهانه بوده که در چیدمان نوع اول، دیوارها در دهانه‌های ابتدا و انتها قرار داشته‌اند، در چیدمان نوع دوم دیوارها در دهانه‌های میانی و در چیدمان نوع سوم، در دو دهانه ابتدا و انتها بصورت شطرنجی مدل‌سازی شده‌اند. برای مدل‌سازی رفتار دیوار برشی فولادی موج‌دار از نتایج آزمایشگاهی قبلی استفاده شده است. با استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی و تحلیل دینامیکی فزاینده، منحنی‌های شکنندگی که نقش مهمی در ارزیابی خسارت لرزه‌ای ساختمان‌ها دارند، برای این قاب‌ها ارائه شده است. نتایج بدست آمده از این تحقیق نشان می‌دهد، در چیدمان‌های نوع دوم میانه شدت شتاب طیفی متناظر با سطوح خرابی، نسبت به دو نوع چیدمان دیگر در تمام سازه‌ها بیشتر بوده است. همچنین استفاده از دیوار برشی فولادی موج‌دار سرد نورد شده در سازه‌های کوتاه مرتبه تأثیر بیشتری در کاهش احتمال خرابی در زلزله‌های حوزه دور داشته است.

کلمات کلیدی: دیوار برشی فولادی موج‌دار، سرد نورد شده، منحنی شکنندگی، تحلیل پوش‌اور، تحلیل دینامیکی غیرخطی فزاینده

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2020.206152.1982	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	10.22065/jsce.2020.206152.1982	۱۴۰۰/۱۰/۳۰	۱۳۹۹/۰۲/۱۲	۱۳۹۹/۰۲/۱۲	۱۳۹۹/۰۱/۱۹	۱۳۹۸/۰۷/۳۰
				*نویسنده مسئول:		
				آریتا اسعدی		
				پست الکترونیکی:		
				aasadi@yazd.ac.ir		

۱- مقدمه

دیوار برشی فولادی (SPSW)^۱ یک سیستم مقاوم جانبی است که بطور معمول در طراحی و مقاوم سازی سازه‌ها مورد استفاده قرار می‌گیرد. رفتار هیسترتیک و قابلیت جذب انرژی دیوار برشی فولادی، آن را بعنوان المان مقاوم در برابر زلزله برای استفاده در سیستم‌های سازه‌ای کوتاه تا بلند مرتبه مناسب قرار داده است. ملاحظات سازه‌ای و اقتصادی باعث طراحی دیواربرشی فولادی با سخت کننده یا بدون سخت کننده و همچنین نازک یا ضخیم بودن صفحه پرکننده می‌باشد. رفتار سازه‌ای و عملکرد لرزه‌ای این سیستم به طور مستقیم تحت تاثیر ویژگی‌های هندسی و مواد ورق‌ها به عنوان اولین مولفه مقاوم در برابر نیروی جانبی است [۱]. دیوار برشی فولادی سیستمی است که از یک صفحه فولادی، دو ستون مرزی و تیرهای افقی طبقه تشکیل می‌شود. با توجه به عملکرد اعضای مختلف دیوار، می‌توان گفت که صفحه فولادی و دو ستون مرزی دیوار، تشکیل یک تیر ورق عمودی را می‌دهند که ستون‌های دیوار نقش بال و صفحه فولادی نقش جان آن را دارا می‌باشند [۲]. از مزایای سیستم دیوار برشی فولادی می‌توان به قابلیت اجرای بازشو، بکارگیری راحت در مقاوم‌سازی ساختمانهای قدیمی، وزن سبک در مقایسه با دیوارهای برشی بتن‌آرمه، سرعت اجرا و کنترل بالا، فضای اشغال شده حداقل و تعویض راحت در صورت خسارت وارده به پانل‌های برشی در اثر زلزله اشاره نمود. انعطاف‌پذیری بیشتر نسبت به دیوار برشی بتنی و نیروی فشاری اولیه اضافی در صفحه فولادی که ممکن است باعث تاخیر در روند توسعه میدان تنش شود از جمله معایب این سیستم هستند [۳ و ۴].

بسیاری از محققان رفتار دیوار برشی فولادی را همانند یک تیر ورق تصور می‌کنند که در آن، ستون‌ها همانند بال‌های تیروورق و تیرها همانند سخت کننده‌ها عمل می‌کنند. این ایده با انتشار گزارش آستانه اصل [۵] در دانشگاه برکلی در سال ۲۰۰۲ مورد تأیید بسیاری از محققان قرار گرفت و سر منشا بسیاری از تحقیقاتی قرار گرفت که بر مبنای این فرض استوار شدند. پس از معرفی رفتار دیوار برشی فولادی همانند رفتار تیر ورق، برمن^۲ و بورونو^۳ در سال ۲۰۰۴ مقاله‌ای تحت عنوان "دیوار برشی فولادی، تیر ورق نیست" را منتشر نمود تا نشان دهد که شباهت بین دیوار برشی فولادی و تیروورق صرفاً جنبه ظاهری دارد و رفتار آنها بسیار با هم متفاوت است [۶]. از سال ۲۰۰۴ به بعد اکثر محققان از این ایده تبعیت می‌کنند و با شناخت رفتار پس کمانشی دیوار برشی فولادی، شباهت تیر ورق و دیوار برشی فولادی را صرفاً شباهت ظاهری در نظر می‌گیرند. دیوار برشی فولادی بارهای اعمال شده را به صورت کشش در قطر اصلی (و فشار جزئی در قطر دیگر) تحمل می‌کند. مقاومت ناچیز قطر فشاری باعث می‌شود که ورق تحت بارهای کم کمانش کند و پس از کمانش به واسطه رفتار پس کمانش بارهای جانبی را تحمل خواهد کرد. پس از اینکه در اثر کمانش برشی ورق فولادی، تغییر شکل در ورق رخ داد، در ورق تنشی به وجود می‌آید که تمایل به برگرداندن ورق به حالت پایدار دارد. با افزایش بار، تقریباً سطح وسیعی از ورق تسلیم شده و در میدان کشش قطری مشارکت می‌کند. [۷ و ۸]. روش استفاده از مقاومت پس کمانش و یک رویکرد روشمند برای تجزیه و تحلیل دیوار برشی فولادی برای اولین بار در سال ۱۹۸۳ توسط توربورن و همکاران^۴ پیشنهاد شد. این پژوهشگران، یک مدل تحلیلی با نام مدل نواری^۵ گسترش یافته را در زمینه‌ی تحلیل دیوار برشی فولادی پیشنهاد نمودند. در این مدل ورق فولادی با نوارهای کششی قطری با زاویه یکسان جایگزین می‌شود [۹].

بعد از پیشنهاد روش نواری توسط توربورن و همکاران، محققانی چون تیملر^۶ و کالاک^۷ در سال ۱۹۸۳ دو نمونه‌ی آزمایشی تمام مقیاس یک طبقه‌ی یک دهانه با دیوارهای برشی فولادی را برای ارزیابی روش ارائه شده، مورد مطالعه قرار دادند [۱۰]. آستانه اصل در سالهای ۲۰۰۰ تا ۲۰۰۲ مطالعات جامعی را بر روی دیوارهای برشی فولادی و مرکب انجام داد. این محقق، مدهای گسیختگی شکل پذیر و

¹ Steel Plate Shear Wall

² Berman

³ Bruneau

⁴ Thorburn et al.

⁵ Strip Model

⁶ Timler

⁷ Kulak

ترد را برای دیوار برشی فولاد، ارائه نمود که بطور وسیعی در میان مهندسان سازه گسترش پیدا کرده است. همچنین وی استفاده از معادله طراحی تیرورق‌ها را برای طراحی صفحات دیوار برشی فولادی سخت نشده به صورت محافظه کارانه معتبر دانست [۳ و ۵].

اخوان سیگاری و همکاران در سال ۱۳۹۵ مطالعه‌ای شامل سه بخش اصلی مطالعات آزمایشگاهی، تحلیل اجزای محدود و ارائه روابط طراحی بر روی رفتار دیوارهای برشی فولادی تقویت شده با سخت کننده‌های قطری انجام دادند. نتایج مطالعات آزمایشگاهی نشان داد که نمونه‌های سخت شده انرژی کمتری نسبت به نمونه سخت نشده مستهلک می‌کند. مقادیر شکل پذیری، ضریب اضافه مقاومت و ضریب رفتار برای سیستم‌های سخت شده به ترتیب برابر $۴/۵$ ، $۲/۰$ و $۵/۷$ و برای سیستم سخت نشده به ترتیب برابر با $۸/۰$ ، $۱/۸$ و $۷/۰$ بدست آمد که نشان می‌دهد استفاده از سخت کننده‌ها قابلیت شکل پذیری سیستم را کاهش داده است. [۱۱].

لامان و همکاران^۸ در سال ۲۰۱۵ یک مطالعه عددی پارامتری برای مقایسه دیوار برشی فولادی موج‌دار و دیوار برشی ساده با و بدون بازشو انجام دادند. نتایج این مطالعه نشان می‌دهد که استفاده از دیوار برشی فولادی موج‌دار دوزنقه ای سختی جانبی اولیه، جذب انرژی و انعطاف پذیری را افزایش می‌دهد، در حالی که مقاومت نهایی را کاهش می‌دهد. به علاوه، دیوار برشی فولادی موج‌دار مقاومت نهایی و نقطه تخریب را نسبت به دیوار برشی ساده سخت نشده به تعویق می‌اندازد که یک ویژگی مطلوب برای مقاومت لرزه‌ای است. وجود بازشو در دیوار برشی فولادی ساده باعث افت ۵۰ درصدی سختی می‌شود، با این حال، وجود بازشو در دیوار برشی فولادی موج‌دار متناظر باعث کاهش سختی ناچیز می‌شود [۱۲].

امامی و همکاران در سال ۲۰۱۳ بر روی رفتار سیکیلی دیوار برشی فولادی دوزنقه‌ای و همچنین دیوار برشی فولادی سخت نشده تحقیق نمودند. این مطالعه تجربی برای مقایسه سختی، نسبت انعطاف پذیری، ظرفیت جذب انرژی سه نوع دیوار برشی مختلف شامل دیوار برشی سخت نشده، دیوار برشی موج‌دار دوزنقه‌ای عمودی و دیوار برشی موج‌دار دوزنقه‌ای افقی انجام شد. نتایج نشان می‌دهد که اگر چه مقاومت نهایی نمونه سخت نشده تقریباً ۱۷ درصد نسبت به نمونه‌های موج‌دار بزرگ‌تر است، ظرفیت جذب انرژی، نسبت انعطاف پذیری و سختی اولیه نمونه‌های موج‌دار تقریباً ۵۲، ۴۰ و ۲۰ درصد در مقایسه با نمونه سخت نشده بیشتر است [۱۳].

ورما^۹ و ساهو^{۱۰} در سال ۲۰۱۷ به بررسی دیوار برشی فولادی با چیدمان شطرنجی برای رسیدن به یک مکانیسم تسلیم مطلوب پرداختند. نیروی محوری زیاد در اعضای مرزی قائم باعث نیاز به مقاطع نسبتاً قوی‌تر در طبقات پایین‌تر دیوار برشی فولادی می‌شود که منجر به ایجاد توزیع غیر یکنواخت تغییرمکان نسبی بین طبقه‌ای در ارتفاع می‌شود و ممکن است از حد مجاز قابل قبول عبور کند. شطرنجی چیدن دیوار برشی تقاضای نیروی محوری را کاهش می‌دهد و باعث اطمینان از توزیع بهتر تغییرمکان نسبی بین طبقه‌ای و بهبود جذب انرژی می‌شود [۱۴].

بورونو و برمن در سال ۲۰۰۵ طراحی اولیه، راه اندازی آزمایشی و نتایج تجربی از سه نمونه دیوار برشی سرد نورد شده را توصیف کردند. در این پژوهش، نمونه‌های اولیه دیوار برشی فولادی سرد نورد شده برای مقاوم سازی یک ساختمان بیمارستان در منطقه با خطر لرزه‌خیزی بالا و با تاکید بر کاهش تأثیر آن‌ها بر روی قاب موجود طراحی شده است. بر اساس تجربه نمونه‌های ساخته شده با ورق‌های سرد نورد شده موج‌دار به شکل‌پذیری و جذب انرژی قابل توجهی با ایجاد حداقل تقاضا برای قاب موجود اطراف رسیده‌اند. همچنین نتایج تجربی و نتایج تحلیل پوش اور مدل نواری با استفاده از تحلیل کامپیوتری مقایسه شده و تطابق قابل قبولی از آنها بدست آمده است [۱۵].

وای و همکاران^{۱۱} [۱۶] سیستم سرد نورد شده در دیوار برشی فولادی را برای مقابله با نیروی زلزله پیشنهاد کردند. کالیبراسیون پارامترهای مدل تحلیل غیرخطی به داده‌های تجربی با استفاده از الگوریتم‌های ژنتیک انجام شده است. هدف از این پژوهش ارزیابی

⁸ Laman et al.

⁹ Verma

¹⁰ Sahoo

¹¹ Vigh et al.

پارامترهای عملکرد لرزه‌ای کلی مانند ضریب پاسخ سیستم تازه توسعه یافته از طریق تجزیه و تحلیل فروپاشی ساختمان‌های الگوی نمونه اولیه بوده است. آزمایش‌های چرخه‌ای در پانل‌های موج‌دار مستطیلی، که تقریباً $1/2$ متر عرض در $2/5$ متر ارتفاع اندازه‌گیری شده، توسط وای و همکارانش در دانشگاه کالیفرنیا، برکلی انجام شده است (شکل ۱). ۴۴ نمونه دیوار برشی مورد آزمایش قرار گرفتند و نتایج حاصل از نمونه‌های آزمایشگاهی برای ساخت مدل عددی دیوار در نرم افزار OpenSees استفاده شده است. در مدل عددی پیشنهاد شده رفتار المان دیواربرشی همانند یک خرابی دوبعدی در نظر گرفته شده است [۱۶ و ۱۷].

ژائو و همکاران^{۱۲} [۱۸] به مقایسه رفتار چرخه‌ای دیوار برشی فولادی موج‌دار و ساده سخت نشده پرداختند. دیوار برشی موج‌دار با عمق موج زیاد سختی جانبی، مقاومت جانبی و جذب انرژی بالاتری نسبت به دیوار برشی ساده دارد در حالیکه دیوار برشی فولادی با عمق موج کم سختی جانبی و انعطاف‌پذیری بالاتر اما مقاومت کمتری نسبت به دیوار برشی ساده دارد. برای تمامی موارد نمودار چرخه‌ای پایدار بدون اثر کاهنده می باشد. دیوارهای برشی موج دار حساسیت کمتری نسبت به تغییر المان‌های مرزی و بارهای ثقلی دارند [۱۸].

اشرفی و همکاران در سال ۲۰۱۸ به ارزیابی موقعیت ورق فولادی و تأثیر پارامترهای هندسی شامل طول موج و عمق موج در دیوار برشی فولادی بر ظرفیت نهایی برشی پرداختند. برای این منظور از نرم افزار المان محدود ABAQUS استفاده شد. سرانجام مشاهده شد که اگر امواج با تیرها هم جهت شوند، ظرفیت دیوار برشی فولادی افزایش می‌یابد. همچنین مقاومت دیوار برشی فولادی با کاهش طول موج و افزایش عمق موج افزایش می‌یابد [۱۹].

تاکنون تحقیقات جامعی بر روی دیوار برشی فولادی انجام شده است و اغلب تحقیقات حاکی از تصدیق این سیستم به عنوان یک سیستم باربر جانبی کارا و موفق است و قطعاً در سال‌های آینده استفاده از آن در پروژه‌های عمرانی دنیا و ایران به شدت گسترش خواهد یافت. برخلاف دیوارهای با ورق صاف تحلیل‌های کمی بر روی دیوار برشی‌های موج دار از نوع سرد نورد شده انجام شده است. بخصوص این‌که بررسی این دیوارها از دیدگاه احتمالاتی جای کار زیادی دارد. در پژوهش حاضر، به بررسی چیدمان‌های مختلف دیوار برشی از دیدگاه احتمالاتی پرداخته شده است. برای این کار سه نوع چیدمان دیوار در سه سازه با تعداد طبقات ۳، ۵ و ۷ طراحی و مطابق با دستورالعمل آیین‌نامه FEMA P-695 [۲۰] تحلیل استاتیکی غیرخطی^{۱۳} و تحلیل دینامیکی غیرخطی فزاینده^{۱۴} (IDA) بر روی آنها انجام شده است. سپس با ترسیم منحنی‌های شکنندگی و محاسبه ضرایب حاشیه ایمنی فروریزش و احتمال خرابی، کاربرد موثر این سیستم در مقابل زلزله ارزیابی و مقایسه شده است.



شکل ۱: مطالعه آزمایشگاهی دیوار برشی فولادی سرد نورد شده [۱۶].

¹² Zhao et al.

¹³ Push Over

¹⁴ Incremental Dynamic Analysis

۲- دیدگاه آیین نامه‌ای

مرکز تحقیقات مهندسی زلزله اقیانوس آرام^{۱۵} (PEER) برای چندین سال بر روی توسعه روش‌ها، دانش و ابزار ارزیابی عملکرد لرزه‌ای جامع از ساختمان‌ها و پل‌ها متمرکز شده است. در روش ارائه شده در این مرکز با ارزیابی عدم قطعیت‌های مهم سیستم امکان توصیف و مدیریت ریسک مهندسی یا در گام‌های بعدی، ریسک اقتصادی و اجتماعی خرابی و فروپاشی سازه فراهم می‌آید. بر اساس این رویکرد یک هدف عملکردی را می‌توان با اندازه‌گیری شاخص‌های مشخصی بصورت کمی بیان نمود. برای انجام این کمی سازی، برداری از پارامترهای تقاضای مهندسی^{۱۶} (EDP) تعریف گردیده که معمولاً با انواع تحلیل‌های غیرخطی سازه بدست می‌آیند. سپس با مقایسه بردار تقاضای مهندسی با مقادیر حدی خرابی^{۱۷} (DM) متناظر که متناسب با سطح عملکرد مورد نظر تعیین می‌شود احتمال وقوع سطح عملکردی خاص مورد بررسی قرار می‌گیرد [۲۱].

در این پژوهش چهار سطح خرابی^{۱۸} (DS) متفاوت، بر اساس دستورالعمل فنی HAZUS تعریف شده است. این چهار سطح شامل سطح خرابی خفیف، متوسط، گسترده و فروریزش می‌باشند. لازم به ذکر است در این مطالعه، برای اجزاء غیر سازه‌ای صرفاً پارامتر شتاب و برای اجزاء سازه‌ای تغییرمکان نسبی بین طبقه‌ای بین طبقات به عنوان پارامتر موثر در نظر گرفته شده است. مقادیر حدی این پارامترها برای سازه‌های فولادی دارای دیوار برشی در جدول ۱ ارائه شده است. لازم به ذکر است مقادیر تغییرمکان نسبی بین طبقه‌ای ارائه شده در این جدول مختص سازه‌های کوتاه مرتبه (۱ تا ۳ طبقه) بوده و لازم است در سازه‌های میان مرتبه (۴ تا ۷ طبقه) در ضریب ۰/۶۷ و برای سازه‌های بلند مرتبه (۸ طبقه و بیشتر) در ۰/۵ ضرب شود [۲۲].

جدول ۱: مقادیر حدی شتاب و تغییرمکان نسبی بین طبقه‌ای برای سطوح خرابی مختلف [۲۲].

سطح خرابی	DS1	DS2	DS3	DS4
حداکثر شتاب طبقه	0.3g	0.6g	1.2g	2.4g
حداکثر تغییرمکان نسبی بین طبقه‌ای	0.005	0.008	0.02	0.05

ارزیابی احتمال خرابی سازه در سطح فروریزش مطابق آیین نامه FEMA P-695 صورت گرفته که در این آیین‌نامه تنها پارامتر موثر تغییرمکان نسبی بین طبقه‌ای بین طبقات سازه است. در ارزیابی احتمال فروریزش بر اساس آیین نامه FEMA P-695 بر خلاف روش HAZUS لازم است تمامی عدم قطعیت‌های محتمل در سازه مدنظر قرار گیرد. این عدم قطعیت‌ها به ۴ دسته یعنی عدم قطعیت رکورد به رکورد زلزله، عدم قطعیت طراحی، عدم قطعیت خصوصیات مصالح و عدم قطعیت مدلسازی تقسیم می‌شوند. عدم قطعیت زلزله حاصل از تفاوت‌های موجود بین رکوردهای مختلف از جمله بزرگا و محتوای فرکانسی هر رکورد می‌باشد. این مقدار که در آیین نامه به میزان ۰/۲-۰/۴ پیشنهاد گردیده را می‌توان با در نظر گرفتن رکوردهای متعدد زلزله و ترسیم نمودارهای آنالیز بار دینامیکی فزاینده تعیین نمود [۲۰]. در این مطالعه برای در نظر گرفتن عدم قطعیت‌های حاصل از رکوردهای زلزله، ۴۴ رکورد مختلف برگرفته از ۲۲ زوج رکورد حوزه دور FEMA P-695 که در جدول ۲ نشان داده شده انتخاب گردیده است.

¹⁵Pacific Earthquake Engineering Research Center¹⁶Engineering Demand Parameters¹⁷Damage Measure¹⁸Damage State

جدول ۲: رکوردهای زلزله حوزه دور FEMA P-695 [۱۸]

No	Record	Station	Soil Type	Mw	Max. PGA (g)	Max. PGV (cm/s)
1	Northridge-01	Canyon Country-WLC	D	6.7	0.52	63
2	Northridge-01	Beverly Hills-Mulhol	D	6.7	0.48	45
3	Duzce	Bolu	D	7.1	0.82	62
4	Hector Mine	Hector	C	7.1	0.34	42
5	Imperial Valley-06	Delta	D	6.5	0.35	33
6	Imperial Valley-06	Elcentro Array #11	D	6.5	0.38	42
7	Kobe	Nishi-Akashi	C	6.9	0.51	37
8	Kobe	Shin-Osaka	D	6.9	0.24	38
9	Kocaeli, Turkey	Duzce	D	7.5	0.36	59
10	Kocaeli, Turkey	Arcelik	C	7.5	0.22	40
11	Landers	Yermo Fire Station	D	7.3	0.24	52
12	Landers	Cool Water	D	7.3	0.42	42
13	Loma Prieta	Capitola	D	6.9	0.53	35
14	Loma Prieta	Gilory Array #3	D	6.9	0.56	45
15	Manjil, Iran	Abbar	C	7.4	0.51	54
16	Superstition Hills	El Centro Imp. Co.	D	6.5	0.36	46
17	Superstition Hills	Poe Road (temp.)	D	6.5	0.45	36
18	Cape Mendocino	Rio Dell Overpass	D	7	0.55	44
19	Chi-Chi, Taiwan	CHY101	D	7.6	0.44	115
20	Chi-Chi, Taiwan	TCU045	C	7.6	0.51	39
21	San Fernando	LA- Hollywood Stor	D	6.6	0.21	19
22	Friuli, Italy	Tolmezzo	C	6.5	0.35	31

عدم قطعیت مربوط به ملزومات طراحی از آن جهت لحاظ می‌شود که بتواند سازه را در مقابل مدهای شکست غیر قابل پیش بینی محافظت کند. این نوع عدم قطعیت بر اساس نیازهای موجود در طراحی هر نوع سازه و بصورت کیفی تعیین می‌شود. عدم قطعیت مصالح به واسطه ثابت نبودن خصوصیات آزمایشگاهی مصالح مختلف به میان می‌آید و عدم قطعیت مربوط به مدلسازی بستگی به کیفیت مدل تحلیلی مورد استفاده و توانایی آن در پیش بینی دقیق پاسخ‌های سازه مربوط می‌شود. مقادیر این سه عدم قطعیت که بصورت کیفی و از طریق جدول ارائه شده در FEMA P-695 استخراج می‌شود بین ۰/۱ تا ۰/۵ متغیر است. همچنین اثر این عدم قطعیت‌ها بوسیله روابط ارائه شده در آیین نامه، در منحنی شکست مدل‌های مورد نظر دیده خواهد شد [۲۰].

برای انجام تحلیل دینامیکی فزاینده ابتدا باید پارامتری مناسب برای انعکاس شدت لرزه‌ای انتخاب شود. پارامتر نشانگر شدت لرزه‌ای^{۱۹} (IM) در این پژوهش شتاب طیفی متناظر با مود اول هر سازه می‌باشد. لازم به ذکر است جهت انجام آنالیز فزاینده از الگوریتم Hunt & Fill پیشنهاد شده توسط وامواتسیکوس و کرنل^{۲۰} استفاده شده است که در مقایسه با انجام این تحلیل بصورت عادی صرفه جویی زمانی قابل توجهی را باعث می‌گردد [۲۳].

پس از انجام تحلیل دینامیکی فزاینده و بدست آوردن منحنی شکنندگی، با استفاده از روابط (۱) و (۲) منحنی شکنندگی تصحیح می‌گردد تا اثر عدم قطعیت‌های چهارگانه ذکر شده در بالا در آن لحاظ شود [۲۰]:

$$S_{CT} = \hat{S}_{CT} \lambda_{TOT} \quad (1)$$

¹⁹ Intensity Measure²⁰ Vamvatsikos & Cornell

$$\beta_{TOT} = \sqrt{\beta_{RTR}^2 + \beta_{DR}^2 + \beta_{TD}^2 + \beta_{MDL}^2} \quad (2)$$

در این روابط S_{CT} و \hat{S}_{CT} منحنی شکنندگی بعد و قبل از تصحیح هستند. همچنین λ_{TOT} یک توزیع لگ نرمال با میانه ۱ و انحراف معیار β_{TOT} است که علاوه بر آن مقادیر β_{RTR} ، β_{DR} ، β_{TD} ، β_{MDL} به ترتیب عدم قطعیت‌های رکوردهای زلزله، طراحی، خصوصیات مصالح و مدل سازی می‌باشند. بطور خلاصه می‌توان چنین بیان نمود که در این قسمت نمودار توزیع احتمال تجمعی (CFD) ^{۲۱} لگ نرمال با یک منحنی لگ نرمال تصحیح شده که دارای میانگین و میانه (مقدار شدتی که احتمال وقوع آن ۵۰ درصد است) ثابتی است جایگزین می‌گردد. تنها تفاوت این منحنی با منحنی قبلی استفاده از عدم قطعیت کلی بدست آمده از رابطه (۲) است که جایگزین انحراف معیار توزیع قبلی می‌گردد. بر مبنای منحنی تصحیح شده، احتمال وقوع فروریزش (Pf) در هر مدل قابل محاسبه است. میانگین نتایج احتمال فروریزش برای هریک از سازه‌های مورد بررسی تحت زلزله حداکثر محتمل ^{۲۲} (MCE) نباید از ۱۰ درصد تجاوز کند [۲۰].

برای بیان بهتر احتمال خرابی سازه‌های متفاوت دارای دیوار برشی از مفهوم نسبت حاشیه ایمنی فروریزش ^{۲۳} (CMR) که در دستورالعمل FEMA P-695 ارائه شده استفاده کرده‌ایم. این نسبت که مطابق رابطه (۳) محاسبه می‌گردد ارتباط بین میانه شدت لرزه‌ای در سطح خرابی فروریزش (S_{CT}) و شتاب طیفی MCE مربوط به پیوند مد اصلی سازه (SMT) را نشان می‌دهد که هر چه این نسبت بزرگتر باشد سازه مورد نظر از ایمنی بالاتری برخوردار است. همچنین لازم است تا ضریب CMR با توجه به رابطه (۴) تصحیح شود و اثر ضریب شکل طیفی سازه ^{۲۴} (SSF) تعیین گردد [۲۰].

$$CMR = \hat{S}_{CT}/S_{MT} \quad (3)$$

$$ACMR = CMR * SSF \quad (4)$$

لازم بذکر است که ضریب SSF خود تابعی از ضریب اضافه مقاومت و شکل پذیری سازه است که با استفاده از آنالیز استاتیکی غیرخطی و مطابق دستورالعمل ارائه شده در FEMA P-695 بدست می‌آید [۲۰].

۳- طراحی و مدل سازی قاب‌ها

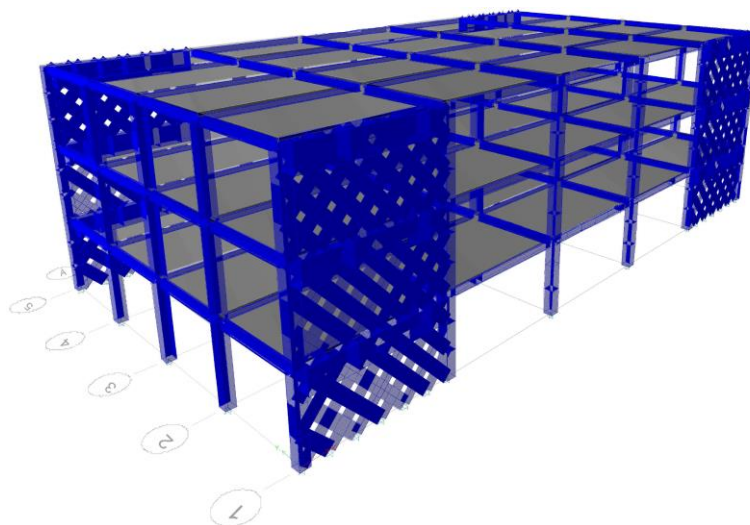
برای مقایسه چیدمان دیوار برشی فولادی، در ابتدا یک طراحی اولیه در نرم افزار Etabs 2015 انجام شده است [۲۴]. سازه‌های مورد مطالعه از نوع فولادی و سیستم سازه در یک جهت قاب خمشی و در یک جهت قاب مفصلی با دیوار برشی فولادی می‌باشد (شکل ۲). تعداد طبقات سازه‌ها ۳، ۵ و ۷ طبقه می‌باشد. پنج دهانه‌ی ۶ متری در جهت طولی و چهار دهانه‌ی ۴ متری در جهت عرضی در نظر گرفته شده است. نوع سقف‌ها، تیرچه بلوک و به ضخامت ۳۰ سانتی متر می‌باشد. جهت تیرریزی بر روی قاب خمشی بوده و همچنین ارتفاع هر طبقه ۳/۲ متر در نظر گرفته شده است. طراحی مطابق مبحث دهم مقررات ملی ایران [۲۵] صورت گرفته و مقاطع تیرها برای تعداد طبقات ۳، ۵ و ۷ به ترتیب IPE270، 2IPE270 و 2IPE360 بدست آمده است. همچنین مقاطع ستون‌ها برای این سازه‌ها به ترتیب BOX400×400×20، BOX450×450×25 و BOX500×500×30 می‌باشد.

²¹ Cumulative Density Function

²² Maximum Considered Earthquake

²³ Collapse Margin Ration

²⁴ Spectral Shape Factor



شکل ۲: مدل سه بعدی اولیه سازه در نرم افزار Etabs.

محل سازه در شهر اصفهان و با کاربری مسکونی در نظر گرفته شده است. زمین ساختگاه از نوع II بوده و بارهای وارده به سازه مطابق با مبحث ششم مقررات ملی ساختمان [۲۶]، در نظر گرفته شده است. بار مرده طبقات برابر $5/2$ کیلونیوتن بر مترمربع و بار زنده طبقات برای کاربری مسکونی برابر ۲ و برای بام برابر $1/5$ کیلونیوتن بر متر مربع لحاظ شده و ضریب زلزله طبق آیین نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله استاندارد ۲۸۰۰ [۲۷] بدست آمده است.

دیوارهای برشی بکار رفته در دو قاب پیرامونی سازه در جهت طولی، با توجه به نیروی مورد نیاز در تحلیل سازه از جدول ۳ که مطابق طراحی وای و همکاران [۱۶] بوده اقتباس شده است. در این جدول ضخامت و سایر مشخصات هندسی دیوار به همراه مقاومت برشی آن که طبق آزمایش بدست آمده درج شده است. همچنین جدول ۴ نحوه بکارگیری این نوع دیوارها را در طبقات سازه‌های ۳، ۵ و ۷ طبقه نشان داده است.

برای بررسی اثر چیدمان‌های مختلف دیوار برشی بر رفتار احتمالاتی قاب، سه نوع چیدمان مورد بررسی قرار گرفته است. در چیدمان اول دیوارها در دهانه‌های پیرامونی قاب قرار داشته و در چیدمان دوم دیوارها به دهانه‌های داخلی منتقل شده‌اند. چیدمان سوم اختصاص به چیدمان شطرنجی دیوارها در قاب‌های کنار هم داشته است. انواع چیدمان بکار گرفته شده در سازه‌های ۳، ۵ و ۷ طبقه در شکل ۳ قابل مشاهده است.

جهت مدل‌سازی و انجام تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی و دینامیکی افزایشی در این مطالعه از نرم افزار OpenSees ویرایش 2.5.0 استفاده شده است [۲۸]. این نرم افزار که از محصولات دانشگاه برکلی کالیفرنیا است، یکی از قویترین نرم افزارهای موجود برای انجام تحلیل‌های غیرخطی و دینامیکی می‌باشد. کتابخانه OpenSees مجموعه ای عظیم از المان‌های مورد استفاده معمول دارد و همچنین این امکان را برای کاربر فراهم می‌کند که المان‌های مختلف را برحسب نیاز بوجود آورد.

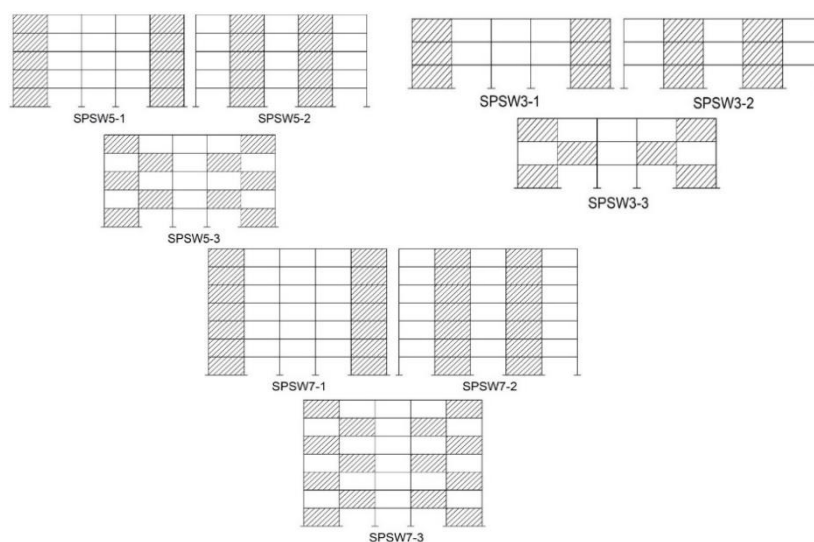
جدول ۳: مشخصات گروه‌های مختلف دیوار برشی بر اساس نتایج آزمایشگاهی [۱۶]

نوع دیوار	ضخامت صفحه (mm)	سایز بیچ (mm)	اندازه گل میخ (mm)	فاصله بست (mm)	مقاومت نهایی (kN/m)	مقاومت طراحی LRFD (kN/m)
۱	۲۲	۱۲	۲۰	۱۵۲/۴	۱۷/۱	۹/۶
۲	۲۲	۱۲	۱۸	۱۵۲/۴	۲۲/۰	۱۲/۳
۳	۲۲	۱۲	۱۶	۱۵۲/۴	۲۶/۸	۱۴/۴

جدول ۴: مشخصات انواع مختلف دیوار برشی در طبقات مختلف سازه‌های ۳، ۵ و ۷ طبقه

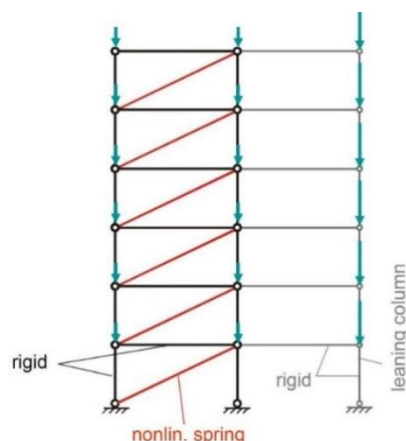
نوع دیوار برشی	تعداد طبقات	نوع دیوار برشی	تعداد طبقات	
۱	۳	۱	۷	
۱		۲		
۲		۳		
۲	۵	۱		۲
۳		۱		۳
۳		۲		۳
۳		۳		۳
-		۳		-

برای صرفه‌جویی در زمان تحلیل، قاب‌های پیرامونی سازه که دارای دیوار برشی بوده بصورت دو بعدی مدل شده و برای انتقال جرم قاب‌های حذف شده به مدل دو بعدی از مفهوم ستون تکیه کننده^{۲۵} استفاده شده است. همانگونه که در شکل ۴ نشان داده می‌شود، مطابق مدل‌سازی وای و همکاران [۱۶]، دیوار برشی به وسیله یک المان خرپایی دو بعدی مدل‌سازی شده است. در این مدل عضو قطری بصورت یک فنر غیرخطی می‌باشد، که برای شبیه سازی رفتار غیر خطی صفحه دیوار برشی کالیبره شده است. این المان خرپایی با یک مدل رفتاری کاهنده^{۲۶} مدل شده که برای مدل‌سازی رفتار آن دو مدل رفتاری از نوع ایبارا مدینا کراوینکلر^{۲۷} [۲۹] با رفتار کاهنده با هم موازی شده که در بخش بعد به آن اشاره خواهد شد. در مدل بکار رفته تیرها از نوع المان خرپا با انتهای مفصلی مدل می‌شوند و نقش قابل ملاحظه‌ای در سختی جانبی مدل قاب ایفا نمی‌کنند. ستون‌ها نیز دارای انتهای مفصلی با المان خرپا هستند. تیرها و ستون‌ها بصورت صلب در نظر گرفته شده‌اند. بطور کلی در این تحقیق رفتار همه المان‌ها بجز دیوار برشی فولادی بصورت الاستیک می‌باشد. ستون تکیه کننده نیز از نوع المان خرپایی بوده و برای محاسبه بارهای عمودی که بطور مستقیم به دهانه دیوار برشی وارد نمی‌شود بکار رفته است. در این مدل‌سازی جرم‌ها تنها به گره‌ها اعمال شده‌اند.



شکل ۳: چیدمان دیوارها در قاب‌های سه، پنج و هفت طبقه.

²⁵ Leaning Column²⁶ Pinching Material²⁷ Ibarra-Medina-Krawinkler



شکل ۴: مدل شماتیک از قاب با دیوار برشی [۱۶].

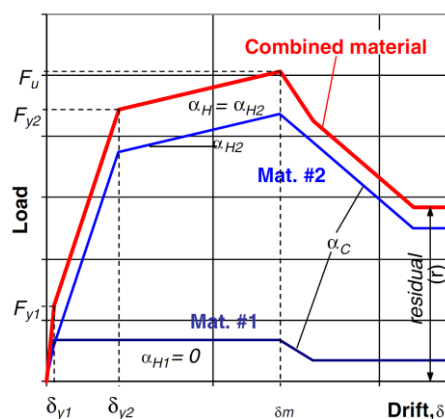
۴- تصدیق مدل سازی عددی

دقت مدل سازی و محاسبات صورت گرفته در مدل ها، از طریق مقایسه مدل سازی با داده های آزمایشگاهی و مدل سازی شده انجام شده در نرم افزار OpenSees در مطالعات استوژادینویچ^{۲۸} و تیپینگ^{۲۹} [۱۷] صورت گرفته است. در مطالعات مورد استناد، سیستم فولادی سبک سرد نورد شده در دیوار برشی فولادی برای استفاده در سازه های مسکونی و تجاری با ارتفاع متوسط برای مقابله با نیروی زلزله پیشنهاد شده است. یک نمونه از این دیوار برشی که در شکل ۱ نشان داده شده با ابعاد تقریبی ۱/۲ متر عرض و ۲/۵ متر ارتفاع مورد آزمایش قرار گرفته است.

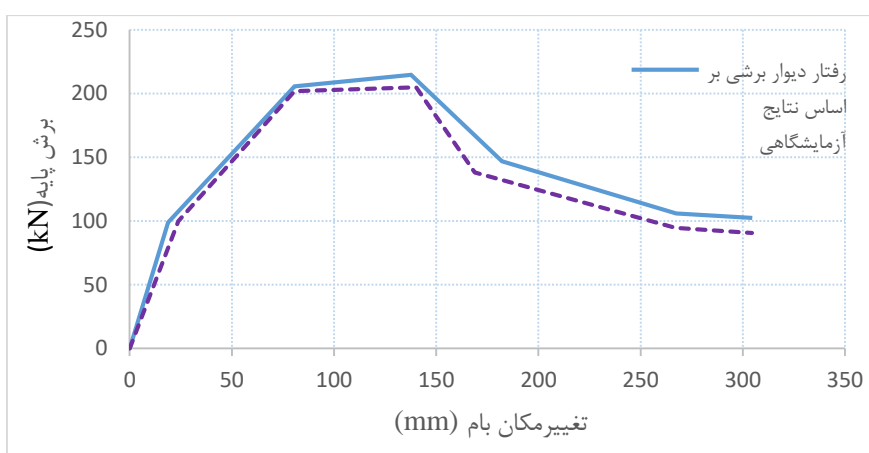
برای شبیه سازی منحنی تغییرمکان عادی و چرخه های دیوار از المان های خرپایی قطری غیرخطی در نرم افزار OpenSees بهره گرفته شده است. مشخصات این المان از طریق مدل سازی المان محدود تعیین و با داده های آزمایشگاهی کالیبره شده است. در مدل های دیوار ایجاد شده، منحنی نیرو تغییرمکان عادی توسط منحنی استحکام نشان داده شده و پارامترهای زوال و بارگذاری چرخه ای برای زوال دادن منحنی نیرو تغییرمکان عادی برای نشان دادن پاسخ هیستریتیک چرخه استفاده می شوند. این روش مدل سازی تضمین می کند که می توان از این مدل برای نشان دادن رفتار هیستریتیک تحت سابقه های مختلف بارگذاری استفاده کرد. نتایج آزمایش نشان می دهد که رفتار دیوار از آن ابتدا غیرخطی است. به منظور مدل سازی این رفتار، دو مدل رفتاری (مدل رفتاری مشخص شده شماره ۱ و مدل رفتاری مشخص شده شماره ۲) به طور موازی برای نشان دادن منحنی نیرو تغییرمکان عادی، که منجر به یک بخش کوتاه و شیب دار اولیه می شود، ترکیب می شوند. برای شبیه سازی رفتار سختی و زوال چرخه ای، مدل ایبارا-مدینا-کراوینکلر [۲۹] مورد استفاده قرار گرفته است. شکل ۵ نشان دهنده نحوه مدل سازی صورت گرفته در مطالعه مرجع [۱۶ و ۱۷] است. در این مطالعه نیز مدل سازی دیوار برشی مطابق شکل ۴ در نرم افزار OpenSees انجام شده است. بعنوان نمونه نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی برای دیوار برشی شماره ۱ از جدول ۳ در شکل ۶ نشان داده شده است. همانگونه که مشاهده می گردد نتایج بدست آمده انطباق قابل قبولی (اختلاف کمتر از ۱۰ درصد) با نمونه آزمایشگاهی دارد.

²⁸ Stojadinovic

²⁹ Tipping



شکل ۵: دو مدل رفتاری ترکیب شده برای نشان دادن منحنی نیرو تغییر مکان عادی دیوار برشی سبک سرد نورد شده [۱۶].



شکل ۶: تصدیق مدل سازی دیوار برشی فولادی در OpenSees در مقایسه با نمودار پوش اور حاصل از تست آزمایشگاهی.

۵- بحث و بررسی نتایج

۵-۱- تحلیل استاتیکی غیرخطی

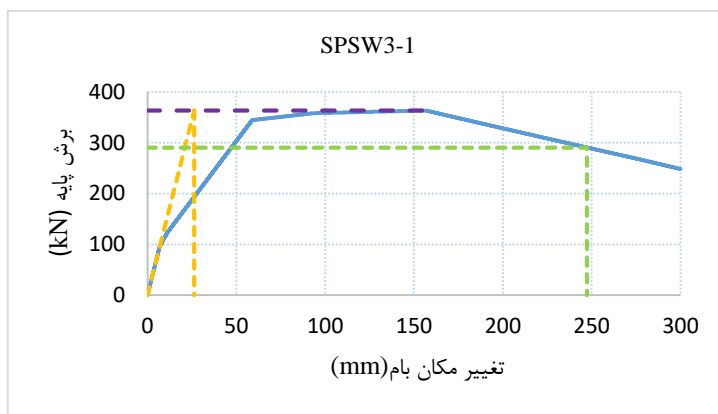
نمودار بار- تغییر مکان حاوی اطلاعات ارزشمندی در خصوص رفتار لرزه‌ای هر سازه است. پارامترهای مهم لرزه‌ای هر سازه را می‌توان از ساده سازی این نمودارها محاسبه نمود. همچنین با مشاهده نمودار بار- تغییر مکان می‌توان رفتار کلی سازه را استنباط نمود. در این پژوهش به منظور تشریح و همچنین برای ترسیم یک ایده کلی از مکانیزم خرابی دیوار برشی تحلیل استاتیکی غیرخطی انجام شده است. روش انجام این تحلیل کنترل شونده توسط تغییر مکان^{۳۰} بوده و الگوی بار مثلثی در ارتفاع سازه مورد استفاده قرار گرفته است. این الگو مطابق تحقیقات استوچادینویچ^{۳۱} و تیپینگ^{۳۲} [۱۷] انتخاب شده است. علاوه بر این الگوی بارگذاری پیشنهادی FEMA P-695 یعنی بارگذاری جانبی مودال نیز بررسی شده که به نتایج مشابهی منجر گردیده است. یکی از گره‌های واقع در سطح بام به عنوان گره کنترل تعیین شده است. یک نمودار پوش اور معمولی که تغییرات برش پایه بر حسب تغییر مکان سقف را نشان می‌دهد، منحنی ظرفیت نامیده می‌شود.

³⁰ Displacement Control

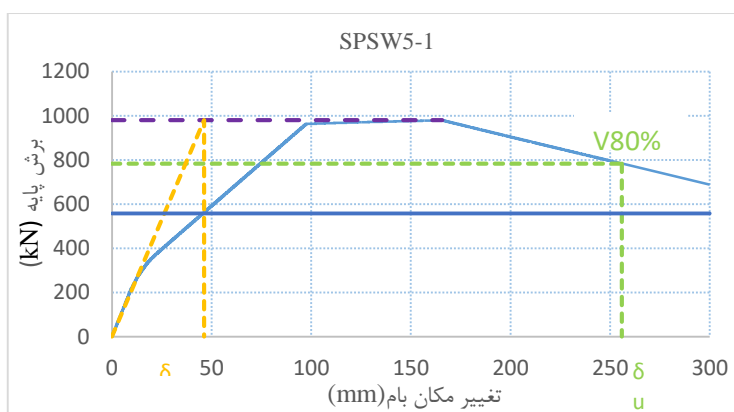
³¹ Stojadinovic

³² Tipping

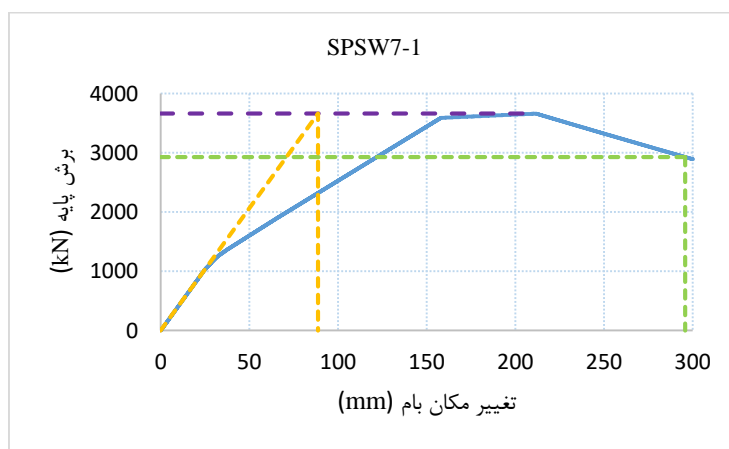
در شکل‌های ۷ تا ۹ به ترتیب نمودار بار-تغییر مکان حاصل از تحلیل پوش‌اور مربوط به مدل‌های دارای چیدمان‌های SPSW3-1، SPSW5-1 و SPSW7-1 نشان داده شده است. از این نمودارها برای بدست آوردن ضریب اضافه مقاومت (Ω) و شکل پذیری (μ_e) سازه در جدول ۷ استفاده شده است. همچنین لازم بذکر است با توجه به ثابت بودن سختی جانبی سازه‌های دارای چیدمان مختلف دیوار برشی در شکل ۳، نمودارهای بدست آمده در این قسمت تا حد زیادی شبیه به یکدیگر بوده که برای رعایت اختصار سایر نمودارها ارائه نشده است.



شکل ۷: نمودار بار-تغییر مکان سازه ۳ طبقه با دیوار نوع SPSW3-1



شکل ۸: نمودار بار-تغییر مکان سازه ۵ طبقه با دیوار نوع SPSW5-1

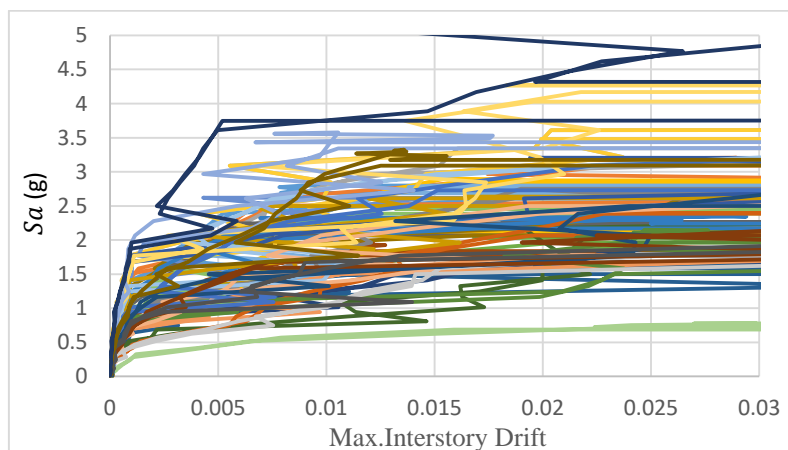


شکل ۹: نمودار بار-تغییر مکان سازه ۷ طبقه با دیوار نوع SPSW7-1

۵-۲- تحلیل دینامیکی غیرخطی فزاینده (IDA)

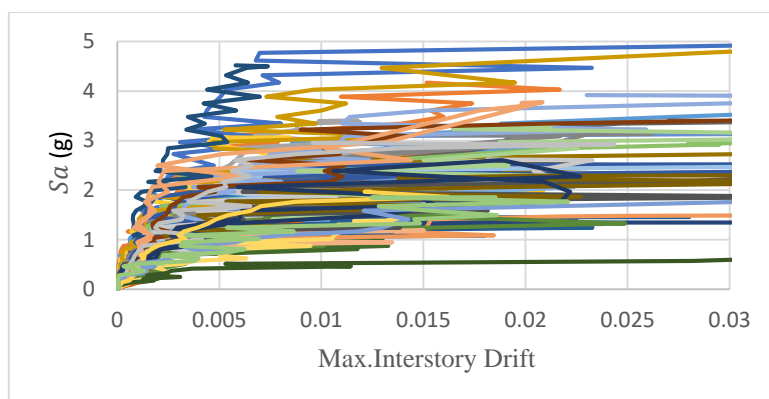
در ادامه به انجام تحلیل IDA بر روی سازه‌های مورد مطالعه پرداخته شده است. در این مطالعه همانگونه که قبلاً بیان شد به منظور انعکاس هرچه بهتر پاسخ سازه، از حداکثر نسبت تغییرمکان نسبی بین طبقه‌ای و برای نشان دان خرابی‌های غیرسازه‌ای از شتاب طبقه به عنوان معیار شدت خرابی در سازه‌های مورد بررسی استفاده شده است. همچنین شتاب طیفی مد اول سازه (Sa) با میرایی ۵ درصد بعنوان IM مورد استفاده قرار گرفته است. نمونه‌ای از نمودارهای حاصل از تحلیل IDA برای سازه‌های ۳، ۵ و ۷ طبقه با چیدمان نوع ۱ در برابر ۴۴ رکورد حوزه نزدیک جدول ۲ در شکل‌های ۱۰ تا ۱۲ نشان داده شده است. نمودارهای ارائه شده برحسب پارامتر تقاضای مهندسی دریافت بدست آمده بدیهی است که همین نمودارها برحسب شتاب طبقه قابل رسم است که بعلت رعایت اختصار ارائه نشده است.

قبل از انجام آنالیز IDA ابتدا رکوردها مطابق روش گفته شده در FEMA P-695 مقیاس شدند. به این ترتیب که ابتدا هر رکورد به حداکثر سرعت رکورد خود^{۳۳} (PGV) نرمال شده و سپس میانه شتاب طیفی رکوردها در زمان تناوب مود اول سازه به شتاب طیفی استاندارد ASCE7.10 در همان زمان تناوب منطبق گردیده است. پس از انجام آنالیز فزاینده برای هر مدل احتمال وقوع هر یک از سطوح خرابی در مقابل تغییرات شدت لرزه‌ای محاسبه گردیده است و بصورت منحنی شکنندگی نشان داده شده است. نحوه تعیین احتمال وقوع هر سطح خرابی بدین صورت بدست آمده که به‌ازای هر سطح Sa تعداد زلزله‌هایی که وارد سطح خرابی مورد نظر گردیده‌اند تعیین شده است. معیار وقوع هر سطح خرابی به صورت رسیدن حداکثر تغییرمکان نسبی بین طبقه‌ای یا شتاب حداکثر به مقادیر حدی نشان داده شده در جدول ۱ بوده است. پس از آن احتمال وقوع خرابی بصورت تعداد زلزله‌های وارد شده به سطح خرابی تقسیم بر تعداد کل رکوردهای زلزله (۴۴ رکورد) محاسبه گردیده است، برای راحتی مقایسه منحنی تجمعی احتمال با توزیع لگ‌نرمالی که دارای میانگین، انحراف معیار و میانه برابر با توزیع اصلی بوده بر نتایج منطبق شده است. در شکل ۱۳ نتایج بدست آمده از آنالیز IDA سطوح خرابی ۱ تا ۴ برای سازه ۵ طبقه با چیدمان نوع اول رسم شده است.

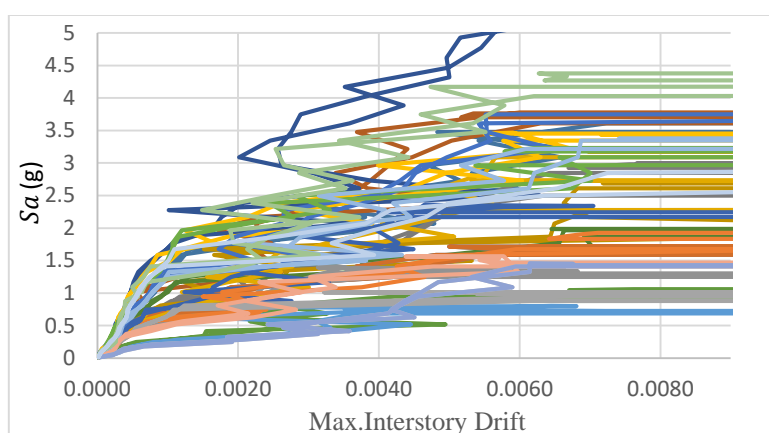


شکل ۱۰: آنالیز IDA برای SPSW3-1 و شدت لرزه‌ای شتاب طیفی متناظر با زمان تناوب مود اول سازه به‌ازای حداکثر تغییرمکان نسبی بین طبقه‌ای.

³³ Peak Ground Velocity



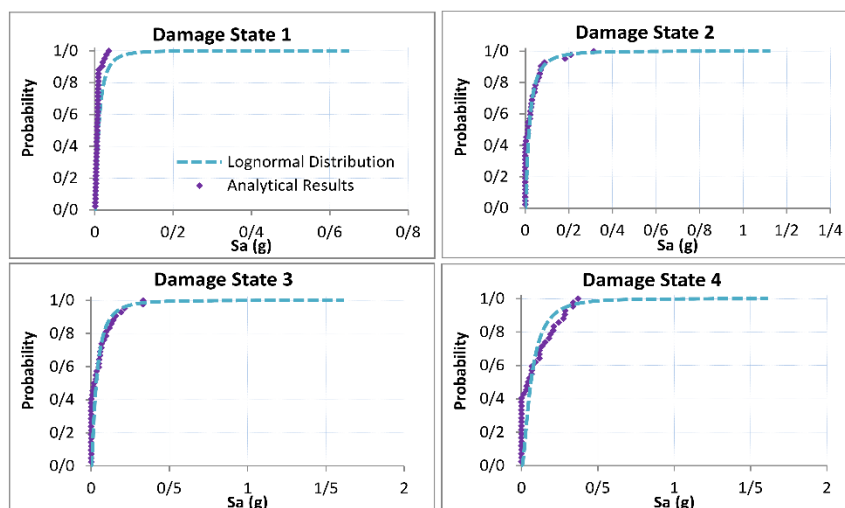
شکل ۱۱: آنالیز IDA برای SPSW5-1 و شدت لرزه ای شتاب طیفی متناظر با زمان تناوب مود اول سازه به ازای حداکثر تغییر مکان نسبی بین طبقه‌ای.



شکل ۱۲: آنالیز IDA برای SPSW7-1 و شدت لرزه ای شتاب طیفی متناظر با زمان تناوب مود اول سازه به ازای حداکثر تغییر مکان نسبی بین طبقه‌ای.

جدول ۵ مقادیر میانگین (μ) انحراف معیار (σ) و میانه ($Sa-50\%$) را برای توزیع‌های لگ نرمال تمامی چیدمان‌ها نشان می‌دهد. مقدار میانه توزیع به عنوان شدت لرزه‌ای که احتمال وقوع آن در هر سطح خرابی ۵۰ درصد است از جمله پارامترهایی است که در محاسبات مربوط به احتمال خرابی در FEMA مورد استفاده قرار می‌گیرد. به این علت در کنار میانگین و انحراف معیار توزیع‌های بدست آمده به آن نیز پرداخته شده است [20]. همانگونه که در این جدول مشخص است با تغییر از سطوح خرابی خفیف به سمت سطوح خرابی شدید و فروریزش، مقادیر میانگین و میانه Sa نیز افزایش می‌یابد. همچنین با بزرگتر شدن شدت خرابی پراکندگی نتایج حول نقطه میانگین نیز افزایش یافته است. مقایسه ردیف‌های مربوط به یک طبقه در جدول ۵ گویای این واقعیت است که در چیدمان‌های نوع ۲ مقدار میانه شدت طیفی خرابی نسبت به دو نوع چیدمان دیگر در تعداد طبقات مختلف بیشتر بوده است. ستون‌های کناری سهم جذب انرژی بیشتری نسبت به ستون‌های میانی دارند، هنگامی که دیوار برشی در دهانه‌های ابتدا و انتهای قاب قرار می‌گیرد سهم انرژی زیادی هم به ستون و هم به دیوار برشی وارد می‌شود. وجود دیوار برشی در دهانه‌های دوم و سوم باعث می‌شود فاصله بین دیوار برشی به هم نزدیک‌تر شده و سازه بصورت متعادل‌تری نیروی زلزله را تحمل کند.

مقایسه دیگری که می‌توان در جدول ۵ انجام داد، احتمال وقوع خرابی بین سازه‌های دارای دیوار برشی با تعداد طبقات مختلف است. همانگونه که مشخص است با افزایش تعداد طبقات خرابی در شتاب طیفی کمتری اتفاق افتاده است. مهمترین دلیل این امر غالب شدن شتاب کف در طبقات بالاتر است. بررسی نتایج نحوه وقوع خرابی نشان می‌دهد در سازه‌های ۵ و ۷ طبقه در اکثر زلزله‌ها شتاب طبقه باعث ورود به سطح خرابی مورد نظر بوده در حالی که در سازه ۳ طبقه اغلب تغییر مکان نسبی بین طبقه‌ای طبقات باعث خرابی شده است.



شکل ۱۳: منحنی شکنندگی سطوح خرابی مختلف بازای مقدار Sa در سازه ۵ طبقه با چیدمان 1-SPSW5.

جدول ۵: مشخصات آماری توزیع احتمال لگ نرمال برای سطوح خرابی مختلف (مقادیر بر حسب g)

SPSW	DS	1	2	3	4
3-1	μ (Mean)	0.0234	0.0484	0.228	0.757
	σ (Std. deviation)	0.000733	0.00272	0.118	0.593
	Sa-50% (Median)	0.0152	0.0330	0.127	0.531
3-2	μ (Mean)	0.315	0.606	1.026	1.448
	σ (Std. deviation)	0.0288	0.075	0.273	0.434
	Sa-50% (Median)	0.278	0.552	0.915	1.318
3-3	μ (Mean)	0.00631	0.141	0.246	0.784
	σ (Std. deviation)	0.0000268	0.0692	0.156	1.0526
	Sa-50% (Median)	0.00488	0.0669	0.130	0.476
5-1	μ (Mean)	0.0168	0.0357	0.0579	0.0965
	σ (Std. deviation)	0.000587	0.00397	0.00702	0.0133
	Sa-50% (Median)	0.00957	0.0176	0.0329	0.0619
5-2	μ (Mean)	0.0521	0.0733	0.0876	0.106
	σ (Std. deviation)	0.00592	0.0109	0.0139	0.0173
	Sa-50% (Median)	0.0292	0.0421	0.0522	0.0661
5-3	μ (Mean)	0.0142	0.0175	0.0298	0.0343
	σ (Std. deviation)	0.000378	0.000684	0.00378	0.0046
	Sa-50% (Median)	0.00838	0.00971	0.013	0.0155
7-1	μ (Mean)	0.00539	0.00727	0.0105	0.0162
	σ (Std. deviation)	0.000556	0.00167	0.00287	0.00522
	Sa-50% (Median)	0.00583	0.00801	0.00992	0.0145
7-2	μ (Mean)	0.00919	0.0112	0.0140	0.0182
	σ (Std. deviation)	0.00564	0.00686	0.00821	0.0108
	Sa-50% (Median)	0.00783	0.00958	0.0120	0.0156
7-3	μ (Mean)	0.00498	0.00601	0.00831	0.0123
	σ (Std. deviation)	0.000351	0.000523	0.00173	0.00227
	Sa-50% (Median)	0.00541	0.00612	0.00824	0.00983

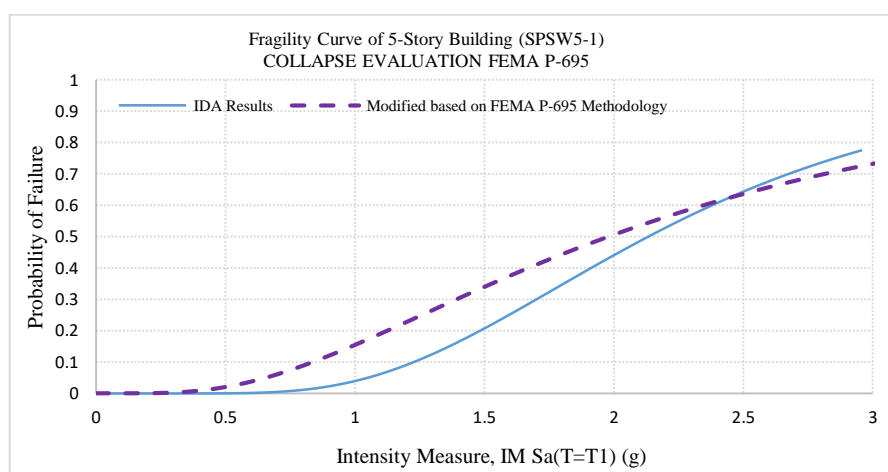
۵-۳- رویکرد احتمالاتی FEMA P-695

پس از بدست آوردن منحنی شکنندگی نوبت به تصحیح آن مطابق روش FEMA P-695 می‌رسد. در این روش فقط به سطح خرابی چهارم یعنی آستانه فروریزش پرداخته شده و معیار خرابی تنها مقادیر تغییر مکان نسبی بین طبقه‌ای است که نشانگر خرابی‌های سازه‌ای می باشد. در این پژوهش مقدار عدم قطعیت رکوردهای زلزله بنا به توصیه FEMA مساوی با انحراف معیار توزیع‌های لگ نرمال بدست آمده از آنالیز IDA فرض شده است که با مقادیر متداول در آیین نامه (بین ۰/۲ تا ۰/۴) مطابقت دارد. عدم قطعیت طراحی، خصوصیات مصالح و مدل‌سازی نیز بنا به توصیه همین آیین نامه به ترتیب ۰/۲، ۰/۴ و ۰/۴ در نظر گرفته شده است [20]. سپس با استفاده از روابط (۱) و (۲) که در فصل دوم اشاره شد منحنی شکنندگی سطح خرابی چهارم تصحیح شده است. نتایج این تصحیح برای سازه ۵ طبقه با چیدمان‌های مختلف دیوار برشی در شکل‌های ۱۴ تا ۱۶ ارائه شده است. اختلاف شکل‌های ۱۳ و ۱۴ به دلیل تفاوت بین روش FEMA و روش HAZUS می‌باشد، در روش FEMA از معیار دریافت به تنهایی در تعیین رسیدن سازه به سطح خطر فروریزش استفاده می‌شود، در حالیکه در روش HAZUS از دو معیار دریافت و شتاب استفاده می‌شود.

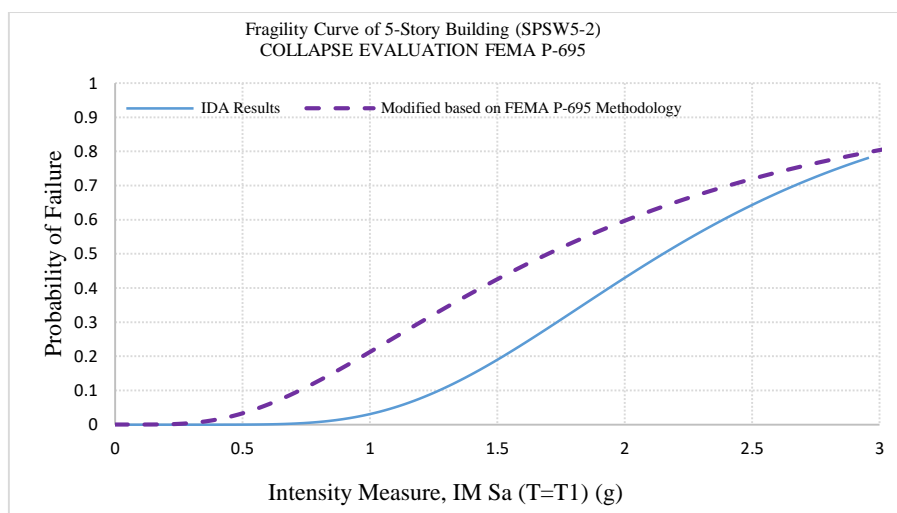
بر مبنای منحنی شکنندگی تصحیح شده، احتمال وقوع فروریزش (P_f) در هر مدل قابل محاسبه است. لام به یادآوری است که این احتمال برای شدت لرزه‌ای (S_a) متناظر با زمان تناوب مود اول هر چیدمان که از طیف MCE آیین نامه ASCE 7-2010 [30] بدست آمده محاسبه گردیده است. احتمال فروریزش برای مدل‌های مورد استفاده در این تحقیق، در جدول ۶ ارائه گردیده است. از آنجایی که پیرو مود اول سازه برای چیدمان‌های مختلف دیوار برشی در یک طبقه اختلاف کمی دارند، در این جدول فقط مقادیر (P_f) متناظر برای طبقات مختلف بدون توجه به چیدمان نشان داده شده است. همانگونه که مشخص است با افزایش تعداد طبقات سازه احتمال فروریزش نیز افزایش یافته است که نشانه موثر بودن دیوار برشی فولادی سرد نورد شده در سازه‌های کوتاه مرتبه است.

جدول ۶: مقادیر احتمال فروریزش (P_f) برای سازه‌های با تعداد طبقات مختلف

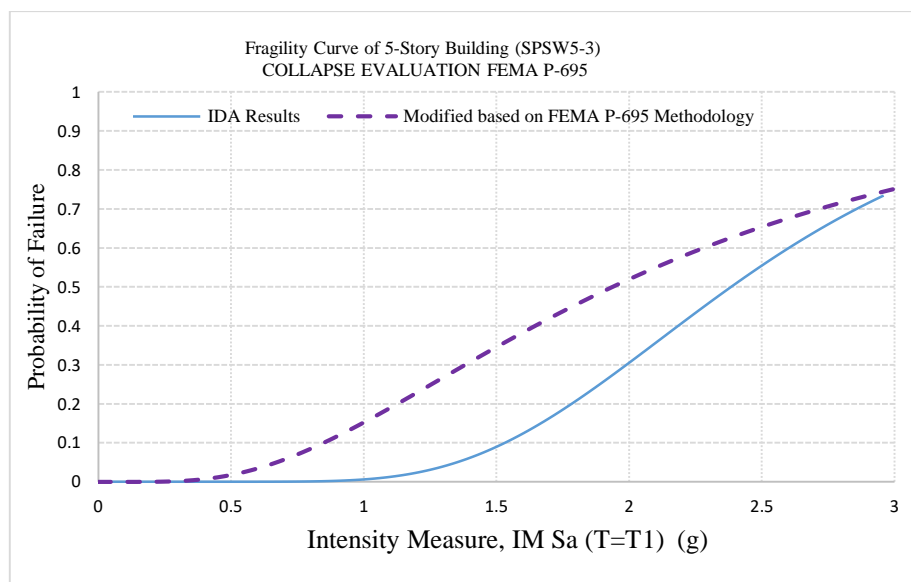
تعداد طبقات	احتمال وقوع فروریزش (P_f)
۳	۰/۰۹۳
۵	۰/۱۲
۷	۰/۲



شکل ۱۴: منحنی شکنندگی و تصحیح آن مطابق FEMA P-695 برای سازه ۵ طبقه با چیدمان دیوار SPSW5-1.



شکل ۱۵: منحنی شکنندگی و تصحیح آن مطابق FEMA P-695 برای سازه ۵ طبقه با چیدمان دیوار SPSW5-2.



شکل ۱۶: منحنی شکنندگی و تصحیح آن مطابق FEMA P-695 برای سازه ۵ طبقه با چیدمان دیوار SPSW5-3.

همچنین برای توضیح بهتر نتایج در مورد میانگین و میانه شتاب طیفی متناظر با سطوح خرابی برای چیدمان‌های مختلف دیوار برشی فولادی، از مفهوم نسبت حاشیه ایمنی فروریزش (CMR) و حاشیه ایمنی فروریزش تنظیم شده (ACMR) که در دستورالعمل FEMA P-695 ارائه شده استفاده شده است. این نسبت‌ها که مطابق روابط ۳ و ۴ بخش دوم محاسبه می‌گردد در جدول ۷ ارائه گردیده است. همچنین در این جدول مقادیر اضافه مقاومت، شکل‌پذیری و ضریب شکل طیفی نیز ارائه گردیده است. علاوه بر آن مقدار ACMR بدست آمده در جدول با مقدار حدی پیشنهاد شده در FEMA P-695 مقایسه گشته که حکایت از مناسب بودن طراحی سازه‌های دارای دیوار برشی دارد. در این جدول همانگونه که انتظار می‌رود حاشیه ایمنی سازه‌های کوتاه مرتبه بیش از سازه‌های بلندتر است. همچنین چیدمان نوع ۱ دیوار برشی که در آن دیوارها در دو انتهای قاب قرار گرفته‌اند، بیشترین حاشیه ایمنی را ایجاد کرده است.

جدول ۷: بررسی مقادیر احتمالاتی بدست آمده از تحلیل و مقایسه با مقادیر مجاز FEMA P-695 برای سازه مسکونی

تعداد طبقات	نوع چیدمان	Ω	μ_c	SSF	\hat{S}_{CT}	CMR	ACMR	ACMR قابل قبول	قابل قبول
۳	۱-۳	2/09	9/4	1/14	2/12	2/14	2/44	<	1/73
	۲-۳	2/09	9/52	1/14	2/05	2/067	2/35	<	1/73
	۳-۳	2/09	9/36	1/14	2/02	2/036	2/32	<	1/73
۵	۱-۵	2/24	5/53	1/117	1/99	2/01	2/24	<	1/73
	۲-۵	2/24	5/56	1/118	1/8	1/81	2/02	<	1/73
	۳-۵	2/24	6/07	1/12	1/96	1/976	2/21	<	1/73
۷	۱-۷	4/3	3/30	۱/۰۸۵	1/79	1/80	1/95	<	1/73
	۲-۷	4/3	3/45	1/085	1/72	1/73	1/88	<	1/73
	۳-۷	4/3	3/52	۱/۰۸۵	1/71	1/72	1/86	<	1/73

۶- نتیجه گیری

تحقیق حاضر اثر چیدمان‌های مختلف دیوار برشی در قاب‌های ۳، ۵ و ۷ طبقه را مورد بررسی قرار داده است. در این تحقیق آنالیز استاتیکی غیرخطی و تحلیل دینامیکی فزاینده با استفاده از مدل‌سازی قاب دو بعدی در نرم افزار OpenSees صورت گرفته و منحنی‌های نیرو-تغییر مکان و شکنندگی برای قاب‌های مختلف بدست آمده است. با توجه به تجزیه و تحلیل اطلاعات بدست آمده از نمودارها می‌توان به نتایج زیر اشاره نمود:

- در چیدمان‌های نوع ۲ که دیوارها بصورت یکنواخت در دهانه‌های داخلی متمرکز بوده‌اند، مقدار میانه شتاب طیفی فروریزش نسبت به دو نوع چیدمان دیگر در تعداد طبقات مختلف بیشتر بوده است. ستون‌های کناری سهم جذب انرژی بیشتری نسبت به ستون‌های میانی دارند، هنگامی که دیوار برشی در دهانه‌های ابتدا و انتهای قاب قرار می‌گیرد سهم انرژی زیادی هم به ستون و هم به دیوار برشی وارد می‌شود. وجود دیوار برشی در دهانه‌های دوم و سوم باعث می‌شود فاصله بین دیوار برشی‌ها به هم نزدیک‌تر شده و سازه بصورت متعادل تری نیروی زلزله را تحمل کند. البته برای بررسی نقش ستونها در چیدمان دیوار برشی نیاز به تحقیقات بیشتر با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی آنها وجود دارد.
- مقادیر حاشیه ایمنی فروریزش در تمام چیدمان‌ها تقریباً بهم نزدیک بوده است. هر چند چیدمان نوع ۱ یعنی حالت قرارگیری دیوار در دهانه‌های کناری قاب حاشیه بهتری را نسبت به چیدمان دیوارهای داخل قاب و چیدمان شطرنجی داشته است.
- با تغییر از سطوح خرابی خفیف به سمت سطوح خرابی شدید و فروریزش، مقادیر میانه شتاب طیفی متناظر با سطح خرابی نیز افزایش می‌یابد. همچنین با بزرگ‌تر شدن شدت خرابی، پراکندگی نتایج حول نقطه میانگین نیز افزایش یافته است.
- با توجه به مقادیر بدست آمده از احتمال فروریزش در تعداد طبقات مختلف، هرچه تعداد طبقات مدل‌های مورد بررسی در این تحقیق بیشتر می‌شود، احتمال فروریزش افزایش یافته و حاشیه ایمنی فروریزش کاهش می‌یابد.

مراجع

- [1] Bahrebar, M. and Kabir, M. and Zirakian, T. and Hajsadeghi, M. and Lim, J. (2016). Structural Performance Assessment of Trapezoidally-Corrugated and Centrally-Perforated Steel Plate Shear Walls. *Journal of Constructional Steel Research*, 122, 584-594.
- [2] Wang, M. and Borello, D. and Fahnestock, A. (2017). Boundary Frame Contribution in Coupled and Uncoupled Steel Plate Shear Walls. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 46(14), 2355-2380.

- [3] Astaneh-Asl, A. (2001). Seismic Behavior and Design of Composite Shear Walls, *Steel TIPS Report*, Moraga: Structural Steel Educational Council.
- [4] Jalali, S. and Banazadeh, M. (2016). Development of a New Deteriorating Hysteresis Model for Seismic Collapse Assessment of Thin Steel Plate Shear Walls. *Thin-walled structures*, 106, 244-257.
- [5] Astaneh-Asl, A. and Zhao, Q. (2001). *Cyclic Behavior of Traditional and an Innovative Composite Shear Wall*. UCB-Steel-01/2002, Department of Civil and Env. Engineering, University of California, Berkeley.
- [6] Berman, J. and Bruneau, M. Steel Plate Shear Walls are Not Plate Girders. *Engineering Journal*, 41(3), 95-106.
- [7] Bruneau, M. and Berman, J. and Lopez-Garcia D. and Vian, D. (2005). Steel Plate Shear Wall Buildings. *Design Requirements and Research*. Montreal, Canada: *Proceedings of 2005 North American Steel Construction Conference*.
- [8] Driver, R. Driver, G. Kulak, Elwi, A. Kennedy, D. (1998). FE and Simplified Models of a Steel Plate Shear Wall. *ASCE Journal of Structural Engineering*, 124(2), 121-130.
- [9] Thorburn, L. Kulak, G. (1983). Montgomery Analysis of Steel Plate Shear Walls, *Structural Engineering Report*, Canada: University of Alberta.
- [10] Timler, P. Kulak, G. (1983). Experimental Study of Steel Plate Shear Walls. *Structural Engineering Report*, 114.
- [11] Akhavan Sigari Yazd, M. and Joghataie, M. and Attari, A. (2016). [Analysis and Design Recommendations for Diagonally Stiffened Steel Plate Shear Walls](#). *Thin-Walled Structures*, 103, 72-80.
- [12] Farzampour, A. and Laman, J. and Mofid, M. (2015). Behavior Prediction of Corrugated Steel Plate Shear Walls with Openings. *Journal of Constructional Steel Research*, 114, 258-268.
- [13] Emami, F. and Mofid, M. and Vafai, A. (2013). Experimental Study on Cyclic Behavior of Trapezoidally Corrugated Steel, *Engineering Structures*, 48, 750-762.
- [14] Verma, A. and Sahoo, D. (2017). Seismic Design Procedure for Staggered Steel Plate Shear Wall. *International Conference of Earthquake Engineering and Structural Dynamics*.
- [15] Berman, J. and Bruneau, M. (2005). Experimental Investigation of Light-Gauge Steel Plate Shear Wall. *Journal of Structural Engineering*, 131(2), 259-269.
- [16] Vigh, L. and Deierlein, G. and Miranda, E. and Liel, A. and Tipping, S. (2013). Seismic Performance Assessment of Steel Corrugated Shear Wall System Using Non-Linear Analysis. *Journal of Constructional Steel Research*, 85, 48-59
- [17] Stojadinovic, B. and Tipping, S. (2007). Structural Testing of Corrugated Sheet Shear Walls. *Research report*. Berkeley: University of California.
- [18] QiuHong, Z. and Junhao, S. and Yanan, L. and Zhongxian L. (2017). Cyclic analyses of corrugated steel plate shear walls. *Struct Design Tall Spec Build*. <http://wileyonlinelibrary.com/journal/tal>.
- [19] Ashrafi, H. and Beiranvand, P. and Pouraminian, M. and Moayeri, M. (2018). Examining the Impact of Sheet Placement and Changes in Waves Characteristics on Behavior of Wavy Steel Shear Wall, *Case Studies in Construction Materials*, <https://doi.org/10.1016/j.cscm.2018.e00180>.
- [20] FEMA P-695. (2009). *Quantification of Building System Performance and Response Parameters*.
- [21] Ranf, R. and Eberhard, M. and Berry, M. (2001). *Damage to Bridges during the 2001 Nisqually Earthquake*. University of California, Berkeley: Pacific Earthquake Engineering Research Center.
- [22] HAZUS. (2003). *Multi-Hazard Loss Estimation Methodology Earthquake Model*, Washington, D.C: Department of Homeland Security Emergency Preparedness and Response Directorate FEMA Mitigation Division.
- [23] Vamvatsikos, D. Cornell, C. (2002). Incremental Dynamic Analysis, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31(3), 491-514.
- [24] Computers and Structures Inc. Etabs (2015): Integrated Analysis, *Design and Drafting of Building Systems*, <http://www.csiamerica.com>.
- [25] National Building Regulations, (1392). *Part 10: Design and Construction of Steel Structures*. Tehran: IRI Ministry of Roads and Urban Development.
- [26] National Building Regulations, (1392). Part 6: Design Loads for Buildings. Tehran: IRI Ministry of Roads and Urban Development.
- [27] Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings. (1392). Standard No. 2800, Tehran: Building and Housing Research Center.
- [28] PEER, (2008). *Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees)*. development platform by the Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER), <http://opensees.berkeley.edu>.
- [29] Ibarra, L., Medina, R. and Krawinkler, H. (2005). Hysteretic Models that Incorporate Strength and Stiffness Deterioration, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 34(12), 1489-1511
- [30] ASCE 7-10. (2010). Minimum Design Loads for Building and Other Structures. ASCE/SEI 7-10, Reston, VA, USA: American Society of Civil Engineers.