



Advanced Analysis of Concentrically Braced Frames (CBFs) by Energy Approach

Armin Pouya

Ph.D. Student of Civil Engineering, Department of Civil Engineering, Najafabad Branch, Islamic Azad University, Najafabad, Iran.

Mohsen Izadinia*

Assistant Prof. of Civil Engineering, Department of Civil Engineering, Najafabad Branch, Islamic Azad University, Najafabad, Iran.

Parham Memarzadeh

Assistant Prof. of Civil Engineering, Department of Civil Engineering, Najafabad Branch, Islamic Azad University, Najafabad, Iran.

izadinia@iaun.ac.ir

dor: 10.30495/CIVIL.2024.709617

Keywords:

Advanced analysis, Collapse mechanism, Concentrically braced frames, Mainshock-aftershock effects, Energy dissipation modes

Abstract

Advanced analysis refers to a method in which the strength and stability of the system and structural members are recognized in an integrated manner and there is no need to separately check the capacity of the structural members. This approach is a suitable method for evaluating the real behavior of structures and makes structural designers better understand the main characteristics affecting the actual behavior of structures. Undoubtedly, one of the most widely used structural systems in the construction industry is Concentrically braced frames (CBFs). Mainly, these kinds of frames collapse because of a soft story formation in one or more stories in which excessive brace buckling occurs. Using second order inelastic analysis, this study provides an intuitive understanding of the collapse mechanism of CBFs with 6 and 18 stories subjected to mainshock-aftershock sequences. Such understanding will support development of design methods that preclude low-capacity collapse modes specially under multi-shock excitations. This paper assesses the collapse mechanism as a stage in which the imposed seismic energy fails to dissipate and eventually leads to uncontrolled kinetic energy in structure. The investigation focuses on the role and distribution of the various energy measures and different dissipating mechanisms throughout the structures. Collapse mechanism is identified for various combinations of the utilized 32 mainshock-aftershock pairs that are gradually scaled following the incremental dynamic analysis (IDA) process. The distribution of input and dissipated energies along various stories reveals the role of upper stories in damping the imposed energy. Furthermore, the similarity between the height profile of the residual drifts and the story imposed energies highlights the characteristics of the structures in adapting their drift response to a mode with the highest energy absorption.

This work is licensed under a [Creative Commons Attribution-NonCommercial 4.0 International License](https://creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0/)



(این نشریه تحت قانون بین المللی کپی رایت Creative Commons: BY-NC می باشد).

تحلیل پیشرفته قاب‌های مهاربند هم‌محور فولادی با رویکرد انرژی

آرمین پویا

دانشجوی دکتری سازه، گروه مهندسی عمران، واحد نجف‌آباد، دانشگاه آزاد اسلامی، نجف‌آباد، ایران.

محسن ایزدی‌نیا*

استادیار، گروه مهندسی عمران، واحد نجف‌آباد، دانشگاه آزاد اسلامی، نجف‌آباد، ایران.

پرهام معمارزاده

استادیار، گروه مهندسی عمران، واحد نجف‌آباد، دانشگاه آزاد اسلامی، نجف‌آباد، ایران.

Izadinia@iaun.ac.ir

تاریخ پذیرش: ۲۶ فروردین ۱۴۰۲

تاریخ دریافت: ۲۰ دی ۱۴۰۱

چکیده

تحلیل پیشرفته به روشی اطلاق می‌شود که در آن مقاومت و پایداری سیستم و اعضای سازه به صورت یکپارچه تعیین شده و لزومی به بررسی جداگانه ظرفیت اعضای سازه نیست. این روش، ابزار مناسبی برای ارزیابی رفتار واقعی سازه‌ها است و درک طراحان سازه از ویژگی‌های موثر بر رفتار سازه را افزایش می‌دهد. بدون شک یکی از پرکاربردترین سیستم‌های سازه‌ای در صنعت ساختمان قاب‌های مهاربند همگرای فولادی (CBFs) است. فروریزش این نوع قاب‌ها اغلب با تشکیل طبقه نرم در یک یا چند طبقه و کماتش بیش از حد مهاربندها اتفاق می‌افتد. این پژوهش با استفاده از تحلیل غیرالاستیک مرتبه دوم یک درک مستقیم از مکانیسم فروریزش قاب‌های مهاربند همگرای فولادی ۶ و ۱۸ طبقه تحت اثر تحریک‌های لرزه‌اصلی پس‌لرزه ارایه می‌کند. در این مقاله مکانیسم فروریزش قاب‌های مهاربند مرحله‌ای که در آن انرژی لرزه‌ای تحمیلی مستهلک نشده و در ادامه منجر به انرژی جنبشی کنترل نشده می‌شود، مورد ارزیابی قرار گرفته است. تمرکز این تحقیق بر نحوه توزیع و نقش مقادیر مختلف انرژی در المان‌های سازه و تفاوت مکانیسم‌های استهلاک انرژی در همه نقاط سازه است. در این تحقیق، مکانیسم فروریزش سازه برای ۳۲ زوج ترکیب مختلف لرزه‌اصلی - پس‌لرزه در قالب فرآیند تحلیل دینامیکی فراینده (IDAs) به تدریج مقیاس و شناسایی شده است. توزیع انرژی‌های ورودی و میرایی در طبقات مختلف نشان دهنده نقش طبقات فوقانی در کاهش انرژی تحمیلی است. علاوه بر این، شباهت نمودارهای تغییر مکان جانبی باقی‌مانده و انرژی‌های تحمیلی طبقه در ارتفاع به معنی سازگاری پاسخ تغییر مکان جانبی سازه با مدی است که دارای بیشترین سهم در میرایی انرژی است.

کلید واژگان: تحلیل پیشرفته، مکانیسم فروریزش، قاب‌های مهاربند همگرا، مدهای استهلاک انرژی

۱- مقدمه

در قرن بیست و یکم تمدن‌های بشری با تهدیدات اجتماعی و اقتصادی قابل توجهی ناشی از خطرات لرزه‌ای روبرو است که در گذشته ظرفیت آسیب‌زایی خود را به اثبات رسانده است. بر مبنای تخمین یکی از جامع‌ترین پایگاه‌های ثبت رخداد‌های لرزه‌ای جهان از اولین رویدادهای لرزه‌ای ثبت شده تا آوریل سال ۲۰۱۱ حدود ۸/۵ میلیون نفر در اثر زمین‌لرزه جان خود را از دست داده‌اند و تقریباً ۲/۱ تریلیون دلار به اقتصاد جهانی زیان وارد شده است [۱]. در مقایسه با سایر بلایای طبیعی خسارات اقتصادی ناشی از زمین‌لرزه و اثرات ثانویه آن (سونامی، آتش‌سوزی، رانش‌زمین و روانگرایی) حدود ۲۶ درصد از کل زیان‌های اقتصاد جهانی از سال ۱۹۰۰ را شامل می‌شود. علاوه بر این، حدود ۴۰٪ از آمار مرگ و میرهای جمعیت جهان از سال ۱۹۶۰ ناشی از همین حوادث بوده است [۲]. همچنین پژوهشگران آینده‌پژوه براساس گزارش‌های برآورد رشد جمعیت سازمان ملل پیش‌بینی کرده‌اند که در قرن بیست و یکم تلفات زمین‌لرزه هر ساله حداقل به ۱/۷۶ میلیون نفر و بطور میانگین نزدیک به ۲/۵۷ میلیون نفر خواهد رسید [۳]. بنابراین، طراحان سازه بیش از هر چیز بایستی در پی روشی باشند که این تلفات را به حداقل برساند.

تحلیل‌های پیشرفته^۱ به روشی اطلاق می‌شود که در آن مقاومت و پایداری سیستم و اعضای سازه به صورت یکپارچه تعیین شده و لزومی به بررسی جداگانه ظرفیت اعضا نیست. این روش، ابزار مناسبی برای ارزیابی رفتار واقعی سازه‌ها و افزایش درک طراحان سازه از ویژگی‌های موثر بر رفتار سازه است. امروزه با توجه به توسعه سخت‌افزاری و نرم افزاری این امکان وجود دارد که از روش‌های تحلیل مرتبه دوم مفصل پلاستیک برای طراحی مستقیم قاب‌ها استفاده شود. بطور کلی مقاومت سازه‌ها را می‌توان به دو روش تعیین کرد، در روش اول به ارزیابی مقاومت جداگانه اعضای سازه پرداخته می‌شود و در روش دوم، پایداری کلی سازه را در نظر گرفته می‌شود. تحلیل پیشرفته یک رویکرد تحلیلی مستقیم است که با توسعه بیشتر با عنوان تحلیل غیرالاستیک غیرخطی^۲ شناخته می‌شود [۴].

به منظور طراحی ایمن لرزه‌ای قاب‌های فولادی در برابر تحریک‌های ساختگاه لازم است تقاضای لرزه‌ای سیستم‌های سازه‌ای با دقت مناسبی پیش‌بینی شود. در این تحقیق با استفاده از تحلیل غیرالاستیک غیرخطی با بکارگیری معادلات تعادل انرژی سعی در ارزیابی مستقیم و

دقیق رفتار قاب‌های مهاربند همگرای فولادی شده است. براساس معادلات تعادل انرژی بایستی انرژی ورودی ناشی از زمین‌لرزه با مجموعه انرژی‌های جذب و مستهلاک شده سازه برابر شود. بدین جهت، استفاده از رویکرد طراحی مبتنی بر انرژی^۳ می‌تواند موجب توسعه روش‌های طراحی مبتنی بر عملکرد^۴ شود. در این روش با در نظر گرفتن تعادل میان انرژی‌های خارجی و داخلی، یک مکانیسم فروریزش فرضی برای سازه تعیین می‌شود که می‌توان در مقابل سطوح مختلف لرزه‌ای بخوبی عملکردی لرزه‌ای سازه را ارزیابی کرد. براساس معادله ۱، برای ارزیابی مکانیسم فروریزش قاب‌های مهاربند همگرای فولادی بایستی هر سه حالت انرژی داخلی (انرژی کرنشی، ویسکوزیته و هیسترتیک) همراه با انرژی جنبشی محاسبه شود.

$$IE = KE + IVE + SE + HE \quad (1)$$

در طول یک تحریک دینامیکی از معادلات ریاضی برای محاسبه ترم‌های مختلف انرژی استفاده می‌شود. برای بدست آوردن مقادیر لحظه ای انرژی هیسترتیک HE بایستی براساس معادله ۲، مساحت زیر نمودار تنش - کرنش (σ - ϵ) کل پیکره‌ی سازه V استفاده کرد. این معادله صرفاً مفهوم کلی محاسبه انرژی هیسترتیک را بیان می‌کند و شکل دقیق قابل استفاده این معادله باید برای هر سازه با توجه به پیکره‌بندی V آن استخراج شود. به طور مشابه با نگاهی به دیگر اشکال انرژی، انرژی کرنشی SE با پتانسیل برگشت‌پذیری مربوط به تنش‌ها σ و کرنش‌های الاستیک ϵ_e تحمیل شده به کل پیکره سازه V می‌تواند با استفاده از معادله ۳ محاسبه شود. انرژی کرنشی را نیز می‌توان با تقسیم مقدار تنش لحظه‌ای بر مدول الاستیک اولیه E مصالح بدست آورد. براساس معادله ۴ انرژی ویسکوزیته ذاتی IVE نیز مانند انرژی هیسترتیک HE برابر با مساحت زیر نمودار پاسخ $F_d - u$ است که در آن تغییر مکان u و نیروی میرایی $F_d = c\dot{u}$ مربوط به یک نقطه دلخواه در سازه است. انرژی جنبشی KE با توجه به سرعت \dot{u} هر جرم دیفرانسیل dm از جرم کل سازه M با استفاده از معادله ۵ محاسبه می‌شود. در نهایت، می‌توان با استفاده از معادله ۶ انرژی ورودی لرزه‌ای IE را محاسبه کرد. در این معادله $\dot{U}g$ نشان دهنده شتاب اعمالی ساختگاه بر جرم دیفرانسیل dm سازه است که تحت تغییر مکان دیفرانسیل du قرار می‌گیرد.

$$HE = \int_V \sigma d\epsilon dv \quad (2)$$

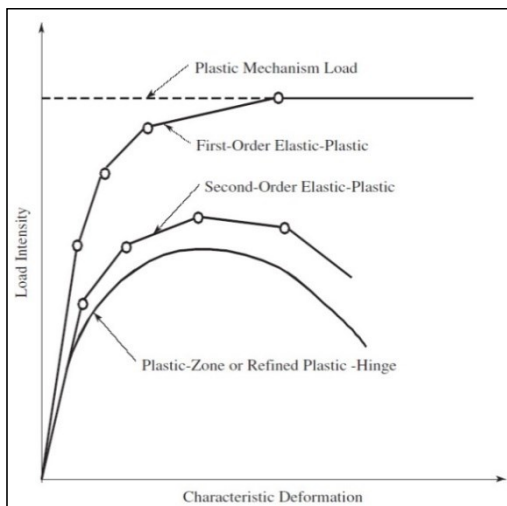
³ Energy-Based design approach

⁴ Performance-Based Design

¹ Advanced analysis

² Nonlinear inelastic analysis

زیادی تقسیم می‌شود [۶]. در این تحقیق برای محاسبه مقادیر انرژی و مدل‌سازی عددی قاب‌های مورد مطالعه از نرم‌افزار OpenSees استفاده شده است. روش مدل‌سازی براساس مقاطع پلاستیسیته گسترده^۴ است که جزئیات آن در ادامه آورده شده است.



شکل ۱- نمودار نیرو- تغییر مکان در تحلیل‌های پلاستیک

قاب‌های مهاربندی همگرای فولادی^۵ از جمله متداول‌ترین سیستم‌های مقاوم در برابر بارهای جانبی است. سیستم مهاربند همگرا به دلیل سختی جانبی زیاد و سازگاری با معماری استفاده بیشتری نسبت به سیستم دیوار برشی در صنعت ساختمان دارد. در مد فروریزش سازه، عملکرد این سیستم وابسته به سختی کمانش فشاری اعضای مهاربند و از دست رفتن ناگهانی مقاومت جانبی است. بطور کلی مکانیسم فروریزش این نوع قاب‌ها در نتیجه تشکیل مکانیسم طبقه نرم^۶ در سازه است. تاکنون تلاش‌های زیادی برای جلوگیری از ایجاد طبقه نرم و خرابی زود هنگام در قاب‌های مهاربند همگرا انجام شده است. از جمله این تحقیقات می‌توان به ابداع مهاربندهای مقاوم در مقابل کمانش^۷ و توسعه یک مکانیسم سیلندر - پیستون^۸ برای خنثی‌سازی کمانش با آزادسازی نیروی فشاری مهاربندها اشاره کرد [۷-۱۱]. همچنین سیستم پشت‌بند

$$SE = \int_V \frac{1}{2} \sigma \varepsilon_e dv = \int_V \frac{1}{2} \sigma \frac{\sigma}{E} dv \quad (3)$$

$$IVE = \int_V c \dot{u} du \quad (4)$$

$$KE = \int_M \frac{1}{2} m (\dot{u})^2 dm \quad (5)$$

$$IE = \int_T \int_M i \ddot{u} \quad (6)$$

به طور کلی در روش‌های طراحی موجود در آیین‌نامه‌های حاضر مانند LRFD برای تحلیل یک سیستم سازه‌ای از تحلیل الاستیک مرتبه اول و تحلیل الاستیک مرتبه دوم استفاده می‌شود. در این روش‌ها، اعضا از سیستم سازه‌ای جدا شده و توسط منحنی‌های مقاومت عضو و معادلات اندرکنش موجود در آیین‌نامه AISC-LRFD طراحی می‌شوند. همچنین، اندرکنش بین سیستم سازه‌ای و اعضای آن از طریق مفهوم ضریب طول موثر لحاظ می‌شود. اغلب آیین‌نامه‌های طراحی سازه موجود براساس فلسفه طراحی در حالت حدی است. وقتی رفتار سازه که طبیعت آن رفتاری غیرخطی و پیچیده است در حالت حدی مقاومت مورد بررسی قرار می‌گیرد، رفتار فروریزشی سازه بسیار مورد اهمیت است. از زمانی که فلسفه طراحی در آیین‌نامه‌ها براساس حالات حدی مد نظر قرار گرفته است، اصول طراحی معمول از مفهوم طراحی به روش قدیمی تنش مجاز تغییر زیادی نکرده است و طراحان همچنان از فلسفه ابتدایی تحلیل خطی الاستیک سازه‌ها استفاده می‌کنند که در آن مقاومت کمانش خمشی اعضا بجای در نظر گرفتن رفتار غیرخطی، براساس طول موثر عضو محاسبه شود. مرجع این نوع رویکرد مفهوم اولین مفصل پلاستیک^۱ است که به درستی نمی‌تواند بیانگر رفتار فروریزشی سازه برای طراحی باشد [۵].

تحلیل‌های پلاستیک مرتبه دوم را می‌توان به دو دسته تقسیم‌بندی کرد: الف) تحلیل ناحیه پلاستیک^۲ و ب) تحلیل مفصل پلاستیک براساس درجه اصلاح‌شدگی^۳. در روش ناحیه پلاستیک از بالاترین درجه اصلاح‌شدگی استفاده می‌شود در حالی که روش مفصل پلاستیک ساده‌سازی‌های قابل توجهی را مجاز می‌داند. در شکل ۱ نمودار نیرو - تغییر مکان انواع تحلیل‌های پلاستیک نشان داده شده است. در تحلیل مرتبه دوم مفصل پلاستیک به روش ناحیه پلاستیک، اعضای قاب به چندین المان محدود تفکیک می‌شود و هر یک از مقاطع المان محدود به فایبرهای

⁵ Centrally braced frames (CBFs)

⁶ Soft-story mechanisms (SSMs)

⁷ Buckling restrained braces (BRBs)

⁸ Piston-cylinder mechanism

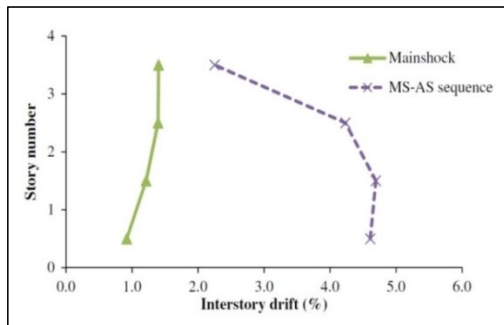
¹ First Plastic Hinge

² Plastic-zone

³ Plastic-hinge based on the degree of refinements

⁴ Distributed plasticity

می‌توانند آسیب‌های شدیدی به سازه‌ها وارد کرده و موجب به خطر افتادن ایمنی جانی ساکنین شود. در شکل بیشینه تغییر مکان نسبی میان طبقه یک ساختمان فولادی تحت لرزه اصلی و توالی لرزه اصلی - پس‌لرزه مقایسه شده است [۱۹]. می‌توان مشاهده کرد که بیشینه تغییر مکان نسبی میان طبقات به طور چشمگیری در توالی لرزه اصلی - پس‌لرزه اصلی افزایش یافته است.



شکل ۲- مقایسه بیشینه تغییر مکان نسبی بین طبقات [۱۹]

در طراحی‌های معمول اثرات لرزه اصلی - پس‌لرزه^۳ در نظر گرفته نمی‌شود. این در حالی است که قطعاً آسیب اولیه سازه ناشی از لرزه اصلی^۴ بر سطح خسارت ناشی از پس‌لرزه^۵ موثر است. از دیدگاه تحلیلی، آسیب اولیه ناشی از لرزه اصلی موجب کاهش سختی و مقاومت اعضای سازه می‌شود. تکرار چرخه‌های بارگذاری حاصل از لرزه اصلی موجب ایجاد ترک‌های میکروسکوپی در مصالح فولادی شده و در نهایت منجر زوال چرخه ای^۶ آلمان سازه‌ای می‌شود. خستگی کم‌چرخه^۷ نام دیگری است که به این زوال چرخه‌ای داده می‌شود. وقتی لرزه اصلی دامنه تغییر مکان قابل توجهی ایجاد می‌کند، اثرات مرتبه دوم به نسبت افزایش می‌یابد که به آن زوال درون چرخه^۸ گفته می‌شود. اثرات زوال‌های کم‌چرخه و درون چرخه بر رفتار جانبی سازه‌ها تحت تحریک‌های لرزه‌ای مختلف توسط ایبرا و همکاران [۲۰] مورد بررسی قرار گرفت.

بررسی عملکرد و رفتار فروریزش سازه‌های مهاربند همگرای ویژه^۹ و تأثیر توالی لرزه اصلی - پس‌لرزه عمدتاً با تعیین شاخص‌های پاسخ سازه

قوی^۱ توسط لی و همکاران [۱۲] ارایه گردید که علاوه بر جلوگیری از کماتش، بصورت موازی با سیستم مهاربندی عمل کرده و با تشکیل یک مکانیسم مقاوم اضافی از ایجاد طبقه نرم جلوگیری می‌کند. در مطالعات دیگر، محققان تلاش کردند با بهینه‌سازی هندسه فضایی اعضای مهاربند، محل قرارگیری و تعداد دهانه‌های مهاربندی شده [۱۳-۱۴] مانع از ایجاد مکانیسم طبقه نرم شوند. پس از آن، استفاده از سیستم‌های استهلاک انرژی که تقاضای تغییر شکل در اعضای مهاربند را کاهش داده و مد شکست طبقه نرم را تغییر می‌دهد، مورد توجه محققان قرار گرفت [۱۵-۱۸].

علیرغم مطالعات مورد اشاره، همچنان نیاز به توسعه روش‌های طراحی و بهبود مد شکست وجود دارد. در این مطالعه تمرکز اصلی بر روی نیازهای طراحی و فهم مستقیم از مکانیسم فروریزش قاب‌های مهاربند همگرای فولادی با استفاده از روش انرژی^۲ است. به عبارت دیگر، این مقاله قصد دارد مکانیسم فروریزش در قاب‌های طراحی شده براساس استانداردهای فعلی را روشن‌تر کرده و راهنمایی برای مطالعات آینده جهت ارتقای عملکرد لرزه‌ای ارایه کند.

تاکنون در علم مهندسی زلزله به اثر پس‌لرزه‌های منجر به فروریزش سازه توجه زیادی نشده است و بیشتر مطالعات و تحلیل‌های لرزه‌ای و احتمالاتی بر زلزله‌های اصلی متمرکز بوده است. این در حالی است که وقوع پس‌لرزه‌های شدید نشان داده است که می‌تواند موجب آسیب بیشتر و حتی فروریزش سازه باقی‌مانده از زلزله اصلی شود. بنابراین اهمیت محاسبه احتمال افزایش آسیب‌پذیری در سازه‌های مهم از جمله سازه‌های خدمات‌رسان پس از وقوع زلزله اصلی همچون بیمارستان‌ها و مراکز آشنشانی و مدیریت بحران، ضرورت بررسی عدم قطعیت‌ها و تحلیل احتمالاتی اثر تحریک پس‌لرزه‌ها را افزایش می‌دهد. در کشور ما بدلیل قرارگیری بر روی کمربند لرزه‌ای اهمیت مطالعه رفتار پس‌لرزه‌ها بیشتر نمایان است.

بطور کلی قدرت تخریب پس‌لرزه‌ها از میزان آسیب‌پذیری سازه در برابر یک زلزله قوی ناشی می‌شود. به عبارت دیگر، خسارات ناشی از لرزه اصلی به اندازه بزرگی پس‌لرزه‌ها تعیین‌کننده آسیب ناشی از پس‌لرزه است. در حقیقت آسیب‌های ناشی از لرزه اصلی زمینه فروریزش سازه در زمان اعمال پس‌لرزه‌ها را فراهم می‌کند. وقتی به سازه تحت لرزه اصلی آسیب جزئی وارد شده یا حتی بدون آسیب باقی‌مانده باشد، پس‌لرزه‌ها

⁵ Aftershock (AS)

⁶ Cyclic deterioration

⁷ Low-cycle fatigue

⁸ In-cycle deterioration

⁹ Special Concentrically Braced Frame (SCBF)

¹ Strong -back system

² Energy-Based Method

³ Mainshock-Aftershock (MS-AS)

⁴ Mainshock (MS)

از جمله: حداکثر تغییر مکان جانبی داخلی طبقه^۱، شتاب کف طبقات، تقاضای نیرو و همچنین تغییر مکان جانبی المان‌های سازه انجام می‌شود. یکی از ویژگی‌های جالب که منجر به درک مستقیم از عملکرد سازه‌ها می‌شود، نقش مکانیسم‌های مختلف استهلاک انرژی در جذب انرژی ورودی لرزه‌ای^۲ است. بررسی دقیق‌تر مشارکت المان‌ها و بخش‌های مختلف سازه در مکانیسم‌های استهلاک انرژی یافته‌های ارزشمندی را نشان می‌دهد. همچنین می‌توان با تشخیص طبقات ضعیف‌تر، برای مقاوم‌سازی سازه در برابر زلزله اقدام کرد. در هنگام زمین‌لرزه انرژی جنبشی زمین^۳ توسط یکی از دو شکل انرژی: انرژی ویسکوزیته ذاتی^۴ و انرژی هیسترتیک^۵ مستهلک می‌شود. این اشکال انرژی در هنگام تحریک زمین‌لرزه سبب استهلاک انرژی انباشته شده می‌شود. بخشی از انرژی ورودی لرزه‌ای که در طول هر مقطع زمانی یک فرآیند تحریک بوسیله انرژی ویسکوزیته ذاتی و انرژی هیسترتیک مستهلک نمی‌شود به دو شکل دیگر انرژی ظاهر می‌شود. این اشکال انرژی شامل: انرژی‌های کرنشی^۶ مرتبط با تغییر شکل سازه و انرژی جنبشی^۷ مرتبط با سرعت پاسخ سازه است.

از دیدگاه ریاضی انرژی‌های کرنشی، هیسترتیک و ویسکوزیته ذاتی حاصل از اعمال نیروهای داخلی بر اعضای متحرک سازه است. برای محاسبه انرژی کرنشی و ویسکوزیته ذاتی، تغییر مکان‌ها براساس جنس فتر (وابسته به سختی) و نیروهای داخلی (وابسته به سرعت) تعیین می‌شود. انرژی هیسترتیک بخشی از انرژی کرنشی است که هنگام آزاد شدن نیروهای داخلی قابلیت بازیافت ندارد. برای محاسبه انرژی هیسترتیک که حاصل از پاسخ نیرو - تغییر مکان‌های غیرالاستیک است، بایستی در مسیر باربرداری کار نیروهای داخلی (براساس جنس فتر) از کار انجام شده در جهت بارگذاری کسر شود. از دیدگاه میکروسکوپی، انرژی کرنشی یک نوع انرژی پتانسیل ذخیره شده در فنرهای فرضی است که نیروهای داخلی و تغییر شکل مولکول‌های تشکیل‌دهنده پیکره سازه را نشان می‌دهد. انرژی ویسکوزیته ذاتی و انرژی هیسترتیک از جمله انرژی‌های برگشت‌ناپذیری هستند که موجب افزایش دمای سازه را می‌شوند و بخش از آن بصورت گرما به محیط تحویل داده می‌شود.

مطالعه حاضر به کاربرد روش انرژی در ارزیابی فروریزش قاب‌های مهاربند همگرای فولادی ۶ و ۱۸ طبقه تحت اثر توالی لرزه‌اصلی - پس لرزه می‌پردازد. مکانیسم‌های مختلف استهلاک انرژی در برابر انرژی جنبشی وارده در مرحله فروریزش مورد مطالعه قرار گرفت و از جدیدترین قابلیت‌های شبیه‌سازی برای مدلسازی فروریزش حاصل از کماتش مهاربندها و تشکیل مکانیسم طبقه نرم استفاده شد. علاوه بر این، با در نظر گرفتن اثرات پی - دلتا پیش‌بینی قابل اعتمادی از ناپایداری دینامیکی سازه ارایه شد. در این تحقیق از روش تحلیل دینامیکی فزاینده چند لرزه ای^۸ [۲۱] برای شناسایی بحرانی‌ترین حالت‌های فروریزش استفاده شده است. در این روش پس‌لرزه‌ها بصورت تدریجی مقیاس و پس از سطوح مشخصی از آسیب لرزه‌اصلی به سازه اعمال گردید. در نهایت، توزیع مقادیر مختلف انرژی در ارتفاع قاب‌ها، سهم هر یک از المان‌های سازه و حالت‌های استهلاک انرژی در سناریوهای مختلف لرزه‌اصلی پس‌لرزه در مراحل بحرانی زمان تحریک تعیین شد. جزئیات بیشتر این روش در بخش‌های بعدی ارایه می‌شود.

۲- روش تحلیل دینامیکی فزاینده چند لرزه‌ای

مکانیسم فروریزش قاب‌های مهاربند همگرای فولادی با مقیاس تدریجی پس‌لرزه‌ها و با وقوع ناپایداری دینامیکی و میل تغییر مکان‌های جانبی به سمت بی‌نهایت تعیین می‌شود. هر پس‌لرزه به صورت بخشی از یک زوج لرزه‌اصلی - پس‌لرزه به سازه‌ها اعمال می‌شود. همچنین برای ایجاد یک سطح آسیب از پیش تعیین شده، لرزه‌اصلی نیز به تدریج مقیاس شده است. لرزه‌اصلی با استفاده از روش پیشنهادی لوکو و کورنل [۲۲] برای یک سطح آسیب از پیش تعیین شده مقیاس می‌شود. همچنین، برای مقیاس کردن پس‌لرزه‌ها و رسیدن سازه به ناپایداری دینامیکی از الگوریتم هانت - فیل^۹ [۲۳] استفاده شده است. هدف اصلی این الگوریتم، تعیین حداقل شدت پس‌لرزه‌ای است که منجر به فروریزش سازه می‌شود. شاخص شدت $Sa(T_1, 5\%)$ ظرفیت سازه را درست قبل از مرحله فروریزش نشان می‌دهد. از پاسخ سازه در این مرحله برای تعیین مکانیسم فروریزش به لحاظ مقادیر انرژی استفاده می‌شود.

⁶ Strain Energy (SE)

⁷ Kinetic Energy (KE)

⁸ Multishock Incremental Dynamic Analysis Method

⁹ Hunt-Fill algorithm

¹ Maximum inter-story drift

² Input Energy (IE)

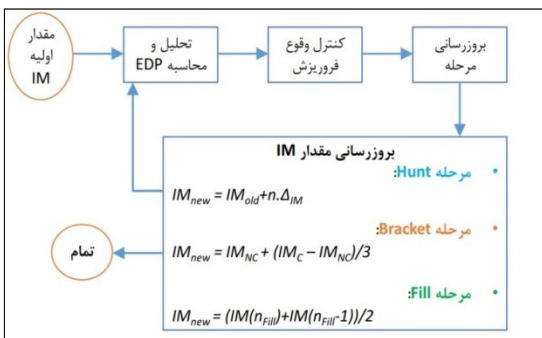
³ Kinetic Energy (KE)

⁴ Inherent Viscous Energy (IVE)

⁵ Hysteretic Energy (HE)

با استفاده از روش پیشنهادی لوکو و کورنل [۲۲]، سطح آسیب لرزه- اصلی با شاخص حداکثر تغییر مکان جانبی کلی^۱ ارزیابی می‌شود. در مطالعات بعدی، تغییر مکان جانبی باقیمانده طبقه^۲ به عنوان اصلی‌ترین شاخص در ارزیابی اثرات آسیب لرزه‌اصلی پیشنهاد گردید. بر همین اساس، در این مطالعه نیز شاخص تغییر مکان باقیمانده طبقه مورد استفاده قرار گرفت. لازم به ذکر است برای رسیدن به سطح آسیب مورد نظر، بایستی ضریب مقیاسی که در هر رکورد لرزه‌اصلی ضرب می‌شود براساس رابطه شدت - خسارت^۳ از قبل تعیین شود. با تعیین این رابطه می‌توان براساس شدت‌های مختلف، ضریب مقیاس را برای سطح آسیب مورد نظر درونیابی کرد. برای شناسایی رابطه شدت خسارت، ابتدا بایستی تحلیل دینامیکی فزاینده با استفاده از لرزه‌اصلی انجام می‌شود.

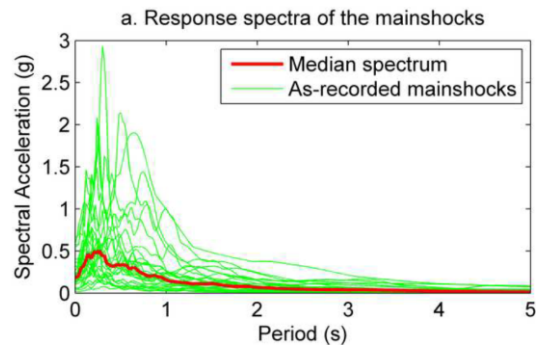
در این مطالعه سطوح مختلف آسیب لرزه‌اصلی برای ارزیابی اثر لرزه اصلی - پس لرزه در نظر گرفته شده است. این مقادیر برای شاخص تغییر مکان نسبی باقی‌مانده کلی^۴ (تغییر شکل دایمی طبقه) برابر ۰/۰۰۵، ۰/۰۰۱ و ۰/۰۱۵ تعیین شده است. براساس نتایج مک‌کورمیک و همکاران [۲۵] سطح حدی برابر $GRD=0/005$ تعیین شده است. با این حال در نشریه FEMA P58 [۲۶] سطح حدی و تغییر مکان نسبی کلی باقی‌مانده فروریزش سازه برابر $GRD=0/015$ و سطح پاسخ میانگین برابر $GRD=0/01$ پیشنهاد شده است. در فرآیند تحلیل دینامیکی فزاینده در هر سطح آسیب از الگوریتم هانت - فیل [۲۷] استفاده شده و اولین پس‌لرزه‌ی مقیاس شده منجر به فروریزش با دقت ۵ درصد محاسبه شده است.



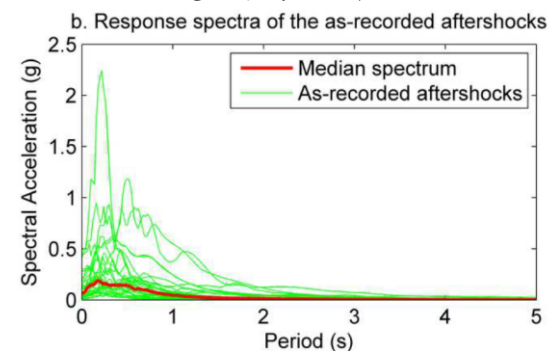
شکل ۴- روند پیاده‌سازی الگوریتم هانت - فیل [۲۷]

⁴ Global residual drift (GRD)

در این تحقیق از ۳۲ زوج رکورد لرزه‌اصلی - پس لرزه‌ی توسعه داده شده توسط هان و همکاران [۲۴] استفاده شده است. رکوردهای لرزه‌اصلی بکار رفته متعلق به زمین لرزه‌ای در غرب ایالات متحده است و رکوردهای پس‌لرزه متعلق به بازه زمانی یک هفته‌ای پس از وقوع لرزه‌اصلی است. فرآیند انتخاب پس‌لرزه‌ها به شرح زیر بوده است: رکوردهای مختلف پس لرزه‌ها با بزرگی‌های مختلف مورد بررسی قرار گرفته و بزرگترین شدت انتخاب شده است. بزرگی رکوردهای لرزه‌اصلی از ۵/۸ تا ۷/۲ ریشتر متغیر است، در حالی که محدوده بزرگی پس‌لرزه‌ها از ۵/۰۱ تا ۶/۷۰ ریشتر است. تمام زمین لرزه‌ها در ایستگاه‌هایی با فاصله‌ی بیش از ۱۰ کیلومتر از گسل ثبت شده است. جزئیات بیشتر در مورد این زوج رکوردها در [۲۴] آورده شده است. طیف رکوردهای لرزه‌اصلی و پس‌لرزه در شکل ارایه شده است.



الف) طیف رکورد لرزه‌اصلی



ب) طیف رکورد پس‌لرزه

شکل ۳- طیف رکورد زلزله [۲۴]

¹ Maximum global drift

² Residual story drift

³ Intensity-damage

آیین نامه‌های روزآمد بکار گرفته شده است. در این بخش جزییاتی در مورد طراحی و مدلسازی این سازه‌ها ارائه می‌شود. در شکل ۵ جزییات پلان و ارتفاع سیستم باربر ثقلی و جانبی نشان داده شده است. دو دهانه مهاربندی شده به صورت متقارن در طرفین محیط پلان قرار دارد تا در برابر بارهای جانبی در هر جهت مقاومت کند. بارهای ثقلی بصورت مستقیم در محل اتصال مهاربندها به قاب اعمال و محاسبه می‌شود. برای این مقصود، فاصله قاب‌های مهاربندی شده و قاب‌های مجاور برابر با طول دهانه مهاربندی شده منظور شده است. با توجه به تقارن پلان، یک دهانه قاب مهاربندی شده می‌تواند نشان دهنده رفتار کل سیستم باربر جانبی سازه باشد. همچنین، موقعیت محیطی سیستم باربر جانبی این امکان را می‌دهد تا رفتار لرزه‌ای در جهت X یا Y با استفاده از یک دهانه مهاربندی شده مدلسازی شود. علاوه بر این، عدم وجود ستون‌هایی که در هر دو جهت X و Y مشارکت کند موجب به حداقل رسیدن نیروی خارج از صفحه ستون‌ها می‌شود. این ویژگی‌ها امکان ارائه دو بعدی سازه با استفاده از یک دهانه قاب مهاربندی شده را فراهم می‌کند. بر همین اساس و به جهت بهره‌وری هر بیشتر تحلیل، پاسخ لرزه‌ای سازه با استفاده از یک قاب مهاربندی دو بعدی محاسبه شده است. جرم لرزه‌ای اختصاص داده شده به این قاب شامل نیمی از جرم پلان محاسبه شده با استفاده از رابطه $1.05DL+0.25LL$ می‌باشد که در استاندارد ASCE 7-16 [۲۹] پیشنهاد شده است. در این معادله DL و LL به ترتیب نشان‌دهنده بارهای مرده و زنده می‌باشد. همچنین بار ثقلی وارده با وجود نیروی لرزه‌ای در این قاب‌ها براساس یکی از ترکیب بارهای ثقلی آیین‌نامه [۲۹] ASCE 7-16 (1.0DL+1.0LL) محاسبه شده است.

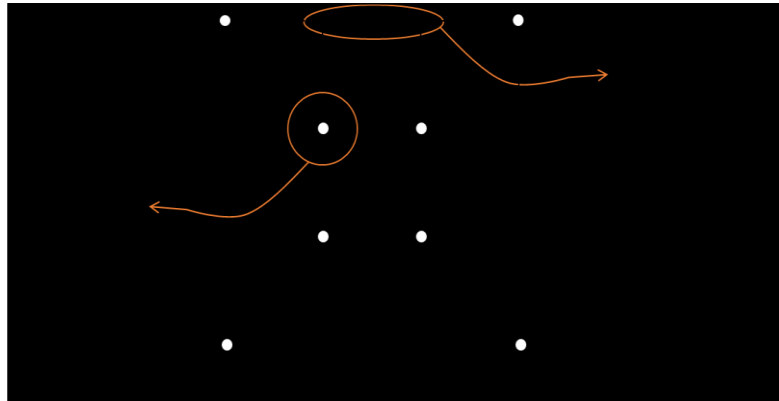
در تحلیل دینامیکی لرزه‌اصلی - پس‌لرزه، لرزه‌اصلی براساس یک تحلیل ارتعاش آزاد با امکان استهلاک کامل پاسخ اعمال شده و مدت زمان این تحلیل با توجه به روش پیشنهادی جلالی و همکاران [۲۸] تعیین شده است. این روش با اصلاح و شخصی‌سازی یکی از دستورات نرم‌افزار OpenSees امکان خواندن پاسخ‌های ضبط شده بدون دخالت در فایل‌های متنی را فراهم می‌کند. دامنه نوسان بوجود آمده با استفاده از این قابلیت در طول یک بازه زمانی تعیین می‌شود. به همین علت تحلیل ارتعاش آزاد با کاهش دامنه نوسان و رسیدن به حد تعیین شده متوقف می‌شود.

تغییر شکل‌های هندسی با وقوع لرزه‌اصلی در سازه بوجود می‌آید. در مرحله بعد با اعمال پس‌لرزه‌ها در جهت‌های صفر و ۱۸۰ درجه به سازه، پاسخ سازه در دو جهت اصلی حاصل می‌شود. به اثر ناشی از جهت پس‌لرزه که منجر به حداکثر پاسخ لرزه‌اصلی می‌شود، اثر قطبی پس‌لرزه^۱ گفته شده و بایستی به عنوان جهت بحرانی مد نظر قرار گیرد. در این تحقیق اثر قطبی پس‌لرزه‌ها در تحلیل به دقت ارزیابی و محاسبه شده است. این فرآیند شامل اعمال پس‌لرزه پس از لرزه‌اصلی بصورت دو بار در هر جهت است. همچنین برای به حداقل رساندن محاسبات در تحلیل دینامیکی فزاینده، این فرآیند فقط برای مقیاس اول پس‌لرزه انجام شده و در طول تکرار تحلیل جهت بحرانی ثابت فرض می‌شود. در ادامه جزییات بیشتری در مورد طراحی و مدلسازی قاب‌های مهاربند همگرای فولادی به روش تحلیل دینامیکی فزاینده چند لرزه‌ای آورده شده است.

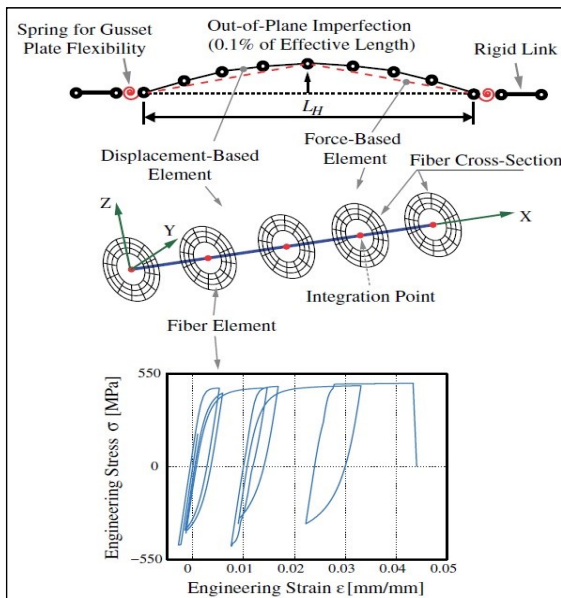
۳- طراحی و مدلسازی

در این مطالعه روش پیشنهادی تحلیل دینامیکی فزاینده لرزه‌اصلی پس‌لرزه‌ی برای قاب مهاربند همگرای ۶ و ۱۸ طبقه طراحی شده براساس

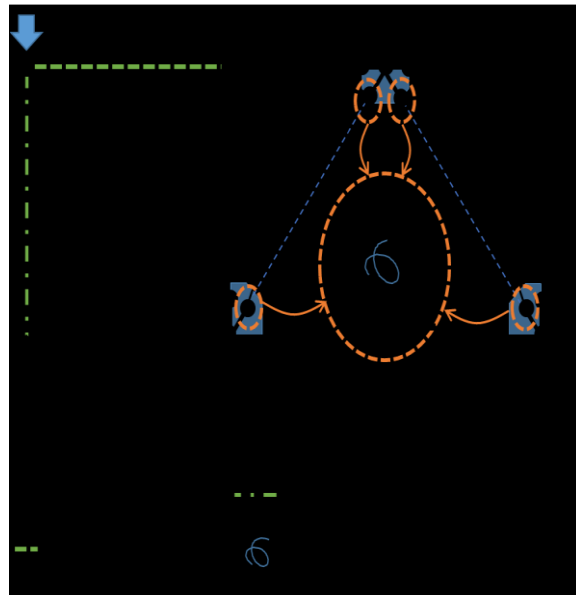
¹ Aftershock polarity effect



شکل ۵- پلان سازه (ب) نمای قاب ۳ طبقه مهاربند همگرا (الف) موقعیت قرارگیری سیستم باربر جانبی



شکل ۷- مدل سازی اجزای مهاربند فولادی در OpenSees [۳۳]



شکل ۶- روش مدل سازی غیرخطی

جدول ۱- ضرایب طراحی لرزه‌ای ASCE 7-16 مورد استفاده در قاب‌های مهاربند همگرا

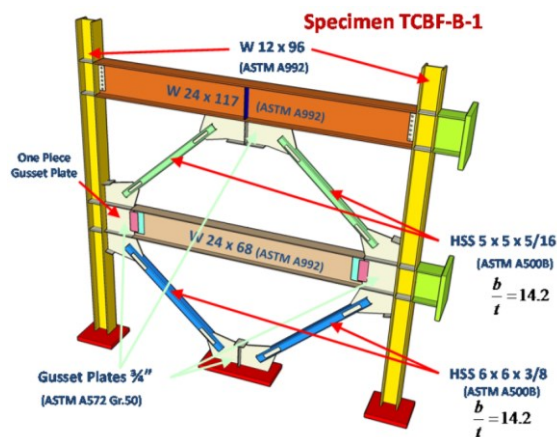
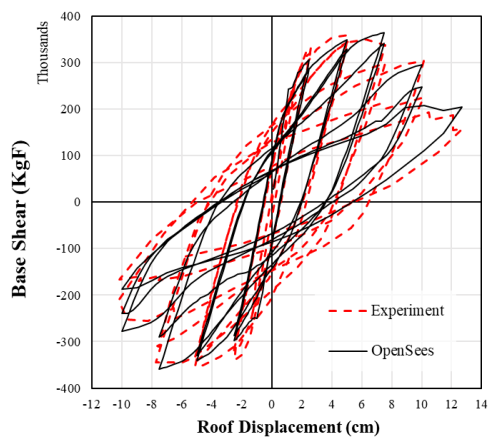
تعداد طبقات	ارتفاع (m)	وزن لرزه‌ای (KN)	ضریب برش پایه طراحی	پریود غالب (sec.)
۶	۲۴	۸۰۰۰	۰/۰۸۳	۰/۷۴
۱۸	۷۲	۲۴۰۰۰	۰/۰۶۷	۱/۶۹

جدول ۲- مقاطع قاب ۶ طبقه مهاربندی همگرا

طبقه	تیر	ستون	مهاربند	لاغری مهاربند
۱-۲	W10X22	W14X176	HSS6X6X5/16	۸۵/۱۸
۳-۴	W10X22	W14X132	HSS5X5X1/2	۱۰۸/۴۶
۵-۶	W10X22	W14X48	HSS5X5X5/16	۱۰۳/۵۲

جدول ۳- مقاطع قاب ۱۸ طبقه مهاربندی همگرا

طبقه	تیر	ستون	مهاربند	لاغری مهاربند
۱-۲	W18X35	W14X873	HSS9X9X1/2	۵۶/۹۵
۳-۴	W18X35	W14X808	HSS8X8X1/2	۶۴/۶۸
۵-۶	W18X35	W14X665	HSS8X8X1/2	۶۴/۶۸
۷-۸	W18X40	W14X550	HSS8X8X1/2	۶۴/۶۸
۹-۱۰	W18X50	W14X398	HSS8X8X1/2	۶۴/۶۸
۱۱-۱۲	W18X119	W14X283	HSS7X7X1/2	۷۴/۷۴
۱۳-۱۴	W18X119	W14X159	HSS6X6X5/8	۹۰/۵۸
۱۵-۱۶	W18X119	W14X132	HSS6X6X3/8	۸۶/۲۱
۱۷-۱۸	W18X86	W14X68	HSS5X5X5/16	۱۰۳/۵۲



(ب) مقایسه بین منحنی‌های هیستریتیک تجربی و منحنی‌های غیرخطی توسعه یافته حاصل از این مطالعه

(الف) جزییات نمونه آزمایش شده

TCBF-B-1 توسط لای و مهین [۳۵]

شکل ۸- واسنجی روش مدلسازی غیرخطی

تنش- کرنش Giuffre-Menegotto-Pinto مدل سازی شده است. علاوه بر این، جهت در نظر گرفتن سخت‌شدگی کرنشی ایزوتروپیک در نرم‌افزار OpenSees از مقطع Steel02 انتخاب شده است.

همچنین از یک رویکرد مبتنی بر فایبر^۵ برای نشان دادن سطح مقطع مهاربند استفاده شده است و با توجه به به شکل مقطع (به عنوان مثال، مقطع توخالی مستطیلی، گرد یا شکل بال پهن) فرآیند گسسته سازی متفاوتی استفاده می‌شود. یک رابطه تنش-کرنش مهندسی تک‌محوری به هر یک از المان‌های فایبر که برای گسسته‌سازی مقطع مهاربند فولادی استفاده می‌شوند، اختصاص داده شده است. برای این منظور از مدل منگوتو- پینتو استفاده شده است. منحنی یکنواخت این مصالح با تعیین تنش تسلیم F_y ، مدول یانگ E ، نسبت کرنش سخت‌شدگی b و سه پارامتر تجربی R_0 ، CR_1 و CR_2 که انتقال حالت الاستیک به پلاستیک را کنترل می‌کند به صورت کامل تعریف شده است. سخت‌شدگی چرخه‌ای مصالح فولادی توسط چهار معیار سخت‌شدگی با عنوان a_1 ، a_2 ، a_3 ، a_4 کنترل می‌شود. لازم به ذکر است تعداد بخش‌ها و فایبرهای مورد نیاز برای مدل‌سازی گسترش پلاستیک‌شدگی مناسب در طول مهاربند بستگی به سطح مقطع مهاربندهای فولادی دارد. شکست ناشی از خستگی کم‌چرخه با استفاده از مدل خستگی مصالح که در نرم‌افزار OpenSees موجود است، مدل‌سازی شده است. این مدل مصالح مبتنی بر یک قانون تجمعی کرنش خطی مطابق با رابطه کافین - منسون^۶ با دامنه لگاریتمی است که در معادله زیر توضیح داده شده است. در این معادله ϵ_0 یکی از معیارهای اصلی در تعیین دامنه کرنش ϵ_i است و چرخه‌ی کاملی که یک عضو بدون آسیب دچار شکست شده را مشخص می‌کند. علاوه بر این، در این معادله m یکی دیگر از معیارهای مصالح است که حساسیت دامنه کرنش تمامی مصالح را به تعداد چرخه‌های شکست N_f مرتبط می‌سازد.

$$\epsilon_i = \epsilon_0 (N_f)^m \quad (7)$$

در حالت سه بعدی بایستی اثر نیروهای $P - \Delta$ در هندسه تغییر شکل یافته قاب‌های مدل‌سازی شده در نظر گرفته شود. این اثر نشان دهنده مقاومت جانبی تقریباً صفر قاب‌های ثقیلی است که بایستی برای حفظ پایداری در مقابل لنگرهای خمشی ناشی از نیروهای $P - \Delta$ به قاب مهاربندی شده تکیه کند. در حالت دو بعدی برای در نظر گرفتن اثر پی- دلتا مجموع بارهای ثقیلی وارد بر ستون‌های نیمی از پلان به یک ستون صلب با تکیه‌گاه مفصلی اعمال می‌شود. همانطور که در شکل ۶ نشان داده شده است، این ستون که ستون متکی^۱ نامیده می‌شود، توسط المان‌های خرپایی صلب افقی به سازه اصلی متصل شده است.

طراحی لرزه‌ای قاب‌ها براساس آیین‌نامه [۲۹] ASCE 7-16 و با فرض مقادیر شتاب طیفی $S_s = 2.29g$ و $S_1 = 0.55g$ به ترتیب در زمان $0.2s$ و $1s$ محاسبه شده است. ضرایب برشی پایه لرزه‌ای با فرض ضریب رفتار $R=6$ و طبقه‌بندی نوع زمین B برای قاب‌های مختلف در جدول ۱ ارایه شده است.

همچنین، مقاطع سازه براساس آیین‌نامه AISC 341-16 [۳۰] تعیین شده و اعضای تیر و ستون در برابر نیروی‌های حاصل از ظرفیت نهایی مهاربندها کنترل شده است. مقاطع طراحی به دست آمده برای قاب‌های مختلف در جدول ۲ و ۳ ارایه شده است.

مدلسازی غیرخطی قاب‌های مهاربند همگرا براساس روش پیشنهادی یوریز و مهین [۳۱] انجام شده است. همانطور که در شکل ۷ نشان داده شده است در این روش، طول اعضای مهاربند به المان‌های زوج تقسیم می‌شود که امکان کماتش عضو مهاربند را فراهم می‌کند. در گام بعد، یک نقص اولیه در مرکز مهاربند به شکل سینوسی به مقدار $0.01L$ اعمال می‌شود. در اینجا L طول آزاد عضو مهاربند است. مهاربند مش‌بندی شده با استفاده از المان‌های کنترل جابجایی پلاستیسیته گسترده^۲ و تبدیل هندسی هم چرخش^۳ مدل‌سازی می‌شود. در تبدیل هندسی هم چرخش اثرات تغییر مکان‌های بزرگ ($P - \Delta$) با صرف هزینه محاسباتی بیشتر و استفاده از دستور انتقال هندسی geomTransf Corotational (که از دستور PDelta پیشرفته‌تر است) در نظر گرفته شده است. مقاطع المان با استفاده از روش فایبر^۴ و مدل

⁵ Fiber based approach

⁶ Coffin-Manson relation

¹ Leaning column

² Displacement-based distributed-plasticity elements

³ Co-rotational geometric transformation

⁴ Fiber method

مدلسازی را تایید می‌کند. لازم به ذکر است که تفاوت‌های جزئی در نتایج پرپوده‌های ارتعاش به دلیل انحنای صلب فرض شده در مدل نرم‌افزاری برای مدلسازی اثر ورق اتصال است. ورق اتصال در مدل طراحی نادیده فرض شده و فقط اندازه مقاطع تیرهای و ستون‌های متقاطع در نظر گرفته شده است. اگرچه در اینجا آورده نشده است اما پرپود ارتعاش مدل OpenSees با مدل طراحی بدون ورق اتصال نیز مقایسه شده و تطابق لازم برای تایید مدل هندسی، خصوصیات مصالح و جرم اختصاص داده شده در مدل OpenSees مشاهده گردید.

جدول ۴- پرپوده‌های ارتعاش مدل اول سازه حاصل از نرم‌افزار OpenSees و

طراحی مدل‌ها

تعداد طبقات	۶	۱۸
پرپود طراحی مدل	۱/۲	۳/۵۸۶
پرپود OpenSees	۱/۰۲۱	۳/۰۶۲

برای ارزیابی مکانیسم رفتاری غیرالاستیک قاب‌های مورد مطالعه در یک تغییر مکان هدف از نسبت حداکثر کرنش‌های محوری مقطع فایبر به کرنش تسلیم مصالح استفاده شده است، این نسبت بخوبی می‌تواند میزان تغییر شکل غیرالاستیک مقطع را نشان دهد. تقاضای شکل‌پذیری بدست آمده برای ۵ نقطه انتگرال‌گیری المان‌ها با حداکثر تقاضای شکل‌پذیری^۳ محاسبه شده هر المان مقایسه شد. علاوه بر این، برای محاسبه حداکثر تقاضای شکل‌پذیری از هر نوع المان موجود در طبقات مختلف در هر طبقه چند نمونه در نظر گرفته شده است. توزیع این مقادیر در ارتفاع قاب مهاربند همگرای ۶ طبقه در شکل ۹ ارائه شده است و برای سایر قاب‌ها به دلیل اختصار حذف شده‌اند. برای این منظور دو تغییر مکان هدف در نظر گرفته شده است که این نقاط شامل نقطه اولین تسلیم قابل توجه و نقطه فروریزش اولیه منحنی پوش‌اور است. مقادیر حداکثر تقاضای شکل‌پذیری تیرها، ستون‌ها و مهاربندهای مربوط به این مراحل در شکل ۹ نشان داده شده است و این مقادیر جهت مقایسه آسان‌تر با نمودار میله‌ای نمایش داده شده است. با توجه شکل می‌توان گفت اولین تسلیم قابل توجه مربوط به شروع کماتش مهاربند واقع در طبقه اول با حداکثر تقاضای

این روش می‌تواند به طور دقیق مقاومت کماتش اعضا را پیش‌بینی کند. اگرچه در این روش، خرابی پس از کماتش مقطع که منجر به قطع چرخه هیسترتیک نیرو - تغییرمکان مهاربند می‌شود برای اعضای با سطح مقطع غیرفشرده شبیه‌سازی نشده است. آوریز [۳۲] یک مدل خستگی کم‌چرخه برای محاسبه گسیختگی مقطع فایبر در چرخه‌های تنش - کرنش متوالی پیشنهاد کرد. برای پیش‌بینی کرنشی که در آن فایبر دچار گسیختگی می‌شود، از یک مدل خستگی براساس یک الگوریتم چرخه‌ای شمارش باران^۱ استفاده شد. کارامندی و همکاران [۳۳] شاخص‌های ارزیابی مدل را برای سازه‌های فلزی با مقاطع توخالی واستنجی کردند. آنها معادلات رگرسیون برای پیش‌بینی این شاخص‌ها با توجه به ابعاد مقاطع و خصوصیات مصالح پیشنهاد کردند. در مطالعه بعدی، هیرو و همکاران [۳۴] یک فنر چرخشی غیرالاستیک در انتهای مهاربند پیشنهاد کردند که شامل تغییر شکل ورق اتصال^۲ نیز می‌شود. در مقاله حاضر از تمامی موارد اشاره شده بالا در مدلسازی اعضای مهاربند استفاده شده است.

۴- صحت‌سنجی

روش مدلسازی انجام شده براساس نتایج آزمایشگاهی یک قاب دو طبقه ساخته شده توسط لای [۳۵] صحت‌سنجی شده است. جزئیات این نمونه آزمایشگاهی و منحنی‌های هیسترتیک عددی و تجربی در شکل ۸ ارائه شده است. تطابق خوب بین این منحنی‌ها خصوصا در چرخه‌های ابتدایی می‌تواند دقت محاسبات و صحت روش مدلسازی انجام شده را تایید کند.

بطور جداگانه رژیم‌های رفتاری خطی و غیرخطی مدلسازی عددی توسعه یافته قاب‌های چند طبقه مهاربند همگرا مورد ارزیابی قرار گرفت. برای صحت‌سنجی دقت مدلسازی به لحاظ سختی الاستیک و خصوصیات جرمی اختصاص داده شده، پرپوده‌های ارتعاش مدل اول سازه حاصل از نرم‌افزار OpenSees و طراحی مدل‌ها در جدول ۴ مقایسه شده است. همچنین، جزئیات مدل طراحی به طور کامل با استفاده از رابط کاربری گرافیکی (که در OpenSees موجود نیست) کنترل شده است. نتیجه این مقایسه صحت مدل هندسی، خصوصیات مصالح و دیگر مقادیر کنترلی موجود در فایل‌های متنی در حوزه رفتاری خطی

³ Maximum ductility demand (MDD)

¹ Rain flow cycle

² Gusset plate

۵- نتایج

تحلیل دینامیکی فزاینده چند لرزه‌ای قاب‌های مدلسازی شده براساس فرآیند پیشنهادی در بخش قبل و روش توضیح داده شده انجام شد. نتایج تحلیل‌ها و مکانیسم‌های شکست حاصل از تحلیل در ادامه ارائه می‌شود.

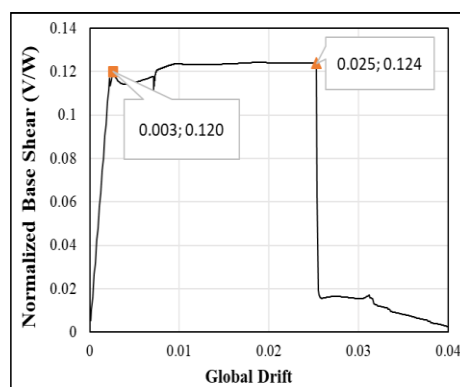
۵-۱- نتایج تحلیل دینامیکی فزاینده

نمودارهای میانه تحلیل دینامیکی فزاینده حاصل از سطوح مختلف آسیب لرزه‌اصلی در شکل ۱۰ نشان داده شده است. در تحلیل‌های دینامیکی معمولاً پاسخ سازه براساس حداکثر تغییر مکان جانبی داخل طبقه رسم می‌شود. مقایسه نمودار تحلیل دینامیکی پس‌لرزه با نمودار لرزه‌اصلی - پس‌لرزه نشان دهنده یک تاخیر اولیه در مقادیر حداکثر تغییر مکان جانبی داخلی طبقه در محور افقی است. این تاخیر را می‌توان به مقادیر شدت در محور عمودی نسبت داد. همچنین حداکثر مقدار تغییر مکان جانبی داخلی طبقه برای شدت‌های کوچک پس‌لرزه‌های در محور افقی، بازتاب دهنده مقدار باقیمانده ناشی از لرزه‌اصلی است. اگرچه این تاخیر اولیه بازتاب حداکثر تغییر مکان جانبی باقی‌مانده طبقات است، اما با مقدار کلی تغییر مکان جانبی باقیمانده در مقیاس‌بندی رکوردهای لرزه‌اصلی متفاوت است.

ناپایداری سازه‌ها همواره در ابتدای منحنی تحلیل فروریزش دینامیکی اتفاق می‌افتد. در شکل ۱۱ نمودار شکنندگی توزیع لوگ نرمال^۱ برای قاب ۶ و ۱۸ طبقه نشان داده شده است. این نمودار احتمال فروریزش سازه تحت پس‌لرزه‌های وارده با شدت‌های مختلف را نشان می‌دهد که در آن ظرفیت فروریزش میانه بر حسب شدت با احتمال فروریزی ۵۰٪ رسم شده است. می‌توان گفت ظرفیت فروریزش میانه با افزایش سطح آسیب اولیه ناشی از لرزه‌اصلی کاهش می‌یابد.

در شکل ۱۲ توزیع میانه حداکثر تغییر مکان جانبی داخلی طبقات را نشان می‌دهد. می‌توان گفت الگوی توزیع تغییر شکل داخلی طبقه تحت اثر آسیب لرزه‌اصلی قرار نگرفته است. علاوه بر این، حداکثر مقدار تغییر مکان جانبی داخلی طبقه در مرحله فروریزش با افزایش سطح لرزه‌اصلی تغییر می‌کند. با توجه به این نتایج، ارتباط میان تغییرات سطوح لرزه‌اصلی و حالت تغییر مکان جانبی باقیمانده کلی طبقه مشخص نیست.

شکل پذیری $MDD=7/142$ است. با افزایش تغییر مکان سقف تا شروع فروریزش سازه مقدار حداکثر تقاضای شکل‌پذیری مهاربند طبقه اول به بیشتر از ۴۰ می‌رسد، در حالی که مهاربندهای طبقه دوم و سوم به ترتیب با مقادیر حداکثر تقاضای شکل‌پذیری حدود $MDD=40$ و $MDD=25$ کمانش می‌کنند. در مورد تیرها می‌توان گفت که رفتار غیرالاستیک فقط در طبقه اول و در مرحله فروریزش اولیه اتفاق می‌افتد و مقدار کمی تغییر شکل پلاستیک نیز در این مرحله برای تیرهای طبقات ۲ و ۳ مشاهده می‌شود. در حالی که سایر تیرها و ستون‌ها در سراسر الگوی بارگذاری جانبی تقریباً الاستیک باقی می‌مانند.



الف) منحنی پوش‌اور قاب مهاربند همگرای ۶ طبقه و حدود تعیین شده تغییر مکان‌های جانبی کلی

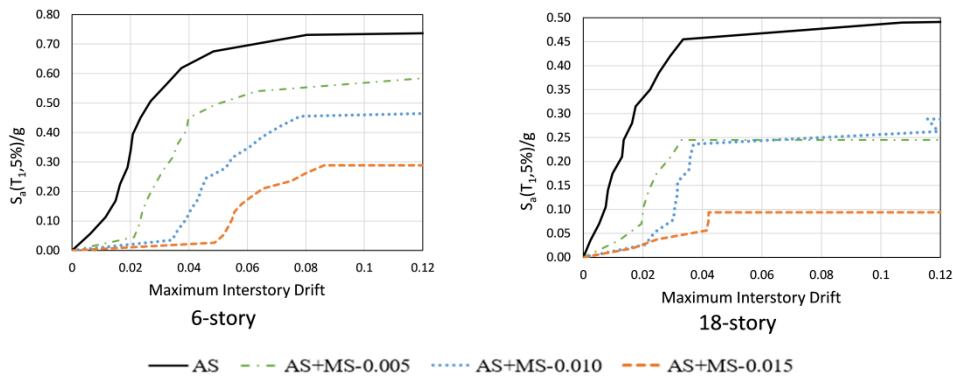
#Story	Beams	Columns	Braces
First Significant Yielding			
6	0.060	0.218	0.301
5	0.163	0.145	0.633
4	0.079	0.169	0.520
3	0.138	0.144	0.719
2	0.102	0.270	1.102
1	0.271	0.266	7.142
Incipient Collapse			
6	0.062	0.221	0.319
5	0.176	0.231	0.676
4	0.104	0.592	4.082
3	1.272	0.831	23.917
2	2.159	0.899	38.589
1	11.192	1.032	42.571

ب) حداکثر مقادیر تقاضای تغییر شکل بدست آمده برای دو حد

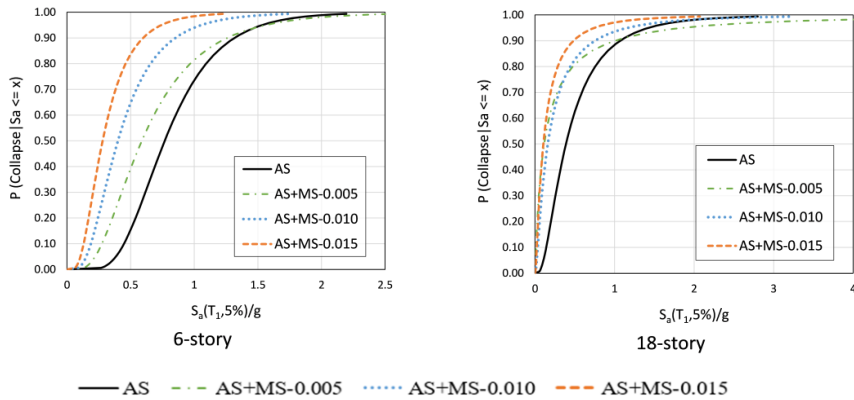
تغییر مکان جانبی در طبقات و اعضای مختلف

شکل ۹- نتایج تحلیل پوش‌اور

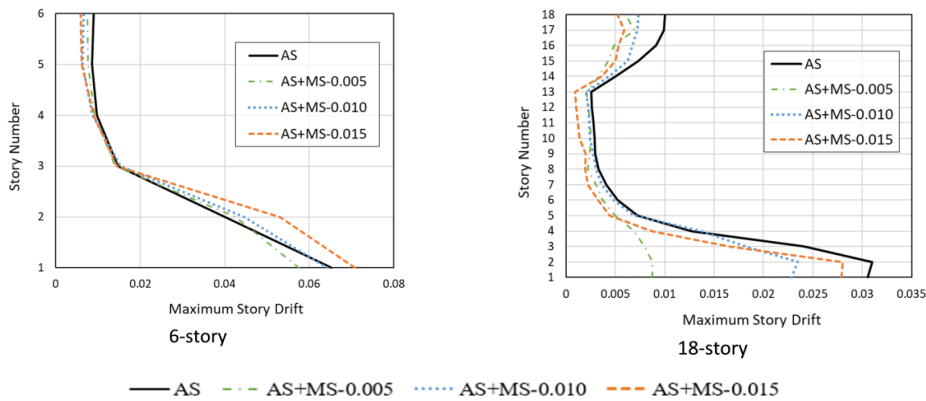
¹ Lognormal fragilities



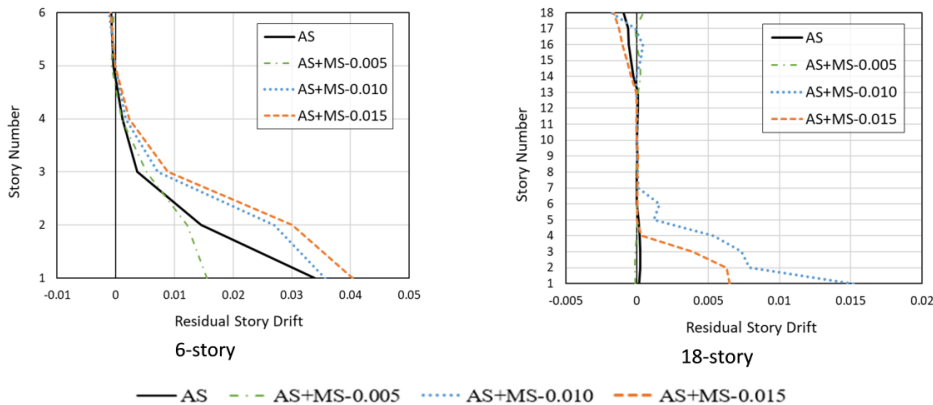
شکل ۱۰- نمودارهای میانه تحلیل دینامیکی فزاینده حاصل از پس‌لرزه‌های مقیاس شده بعد از سطوح مختلف لرزه‌اصلی



شکل ۱۱- منحنی‌های شکنندگی حد فروریزش ناشی از سطوح مختلف لرزه‌اصلی قبل از پس‌لرزه



شکل ۱۲- توزیع میانه حداکثر تغییر مکان جانبی داخلی طبقه در حالت فروریزش ناشی از سطوح مختلف لرزه‌اصلی - پس‌لرزه



شکل ۱۳- توزیع میانه حداکثر تغییر مکان جانبی باقی‌مانده طبقه در حالت فروریزش ناشی از سطوح مختلف لرزه‌اصلی - پس‌لرزه

علاوه بر این، همانطور که در شکل ۱۳ نشان داده شده است ارتباط میان تغییرات سطوح لرزه‌اصلی و توزیع میانه تغییر مکان جانبی باقیمانده طبقه نیز چندان مشخص نیست. این ابهام بدلیل الگوهای پیچیده حاکم بر مکانیسم فروریزش سازه تحت اثر سطوح مختلف لرزه‌اصلی - پس لرزه است.

۲-۵- ارزیابی مکانیسم‌های فروریزش

مکانیسم فروریزش قاب‌های مهاربند همگرا ۶ و ۱۸ طبقه به لحاظ متغیرهای مختلف انرژی مورد ارزیابی قرار گرفت و پس لرزه‌ها در سه زمان تحلیلی به سازه اعمال شد. این زمان‌های تحلیلی با سه مرحله از رفتار سازه مطابقت دارد. این مراحل شامل: حالت‌های باقیمانده، حداکثر تغییر مکان جانبی و حداکثر انرژی جنبشی است. مرحله حالت باقیمانده، مرحله است که انرژی جنبشی سازه کاملاً میرا شده و انرژی داخلی تجمعی در سازه حداکثر است. اگرچه، براساس بسیاری از معیارهای ارزیابی فروریزش، مرحله حداکثر تغییر مکان جانبی به عنوان مرحله بحرانی سازه تعریف می‌شود. مرحله سوم حالت حداکثر انرژی جنبشی است، در این حالت تقاضای استهلاک انرژی ناشی از حرکت ساختمان به حداکثر مقدار رسیده است. برای هر یک از حالت‌های باقیمانده، حداکثر تغییر مکان جانبی و حداکثر انرژی جنبشی، سهم مدهای انرژی داخلی مختلف در استهلاک انرژی ورودی تحمیلی پس لرزه‌ها محاسبه شده است. علاوه بر این، نقش طبقات و آن بخش از انرژی جنبشی که با مکانیسم‌های استهلاک انرژی میرا نمی‌شود، محاسبه شده است.

نحوه توزیع انرژی تجمعی حرکت ساختمان در ارتفاع سازه در هر سه مرحله با توجه به انرژی مستهلاک شده و انرژی جنبشی مورد ارزیابی قرار گرفت. پاسخ سازه در شدتی که منجر به ناپایداری دینامیکی سازه‌ها می‌شود به سمت بی‌نهایت میل کرده و تحلیل قبل از رسیدن به حالت باقیمانده ناتمام می‌ماند. در این مرحله نیز پاسخ بی‌نهایت منجر به مقادیر انرژی بی‌نهایت و ناپایداری سازه می‌شود. لازم به ذکر است، حالت فروریزش سازه در لحظه شروع ناپایداری دینامیکی سازه قابل تشخیص است. به این منظور برای ارزیابی مکانیسم فروریزش با یک حاشیه اطمینان از حداکثر شدت ناپایداری (بزرگتر از 5%) به عنوان معیار فروریزش در نظر گرفته شده است. همچنین مقادیر انرژی محاسبه شده حاصل از مقادیر میانه ۳۲ زوج لرزه‌اصلی - پس لرزه مختلف استفاده شده در این مطالعه است. در اشکال ۱۴ و ۱۵ مقادیر انرژی نرمال شده‌ی قاب های مهاربند همگرای ۶ و ۱۸ طبقه تحت ترکیبات مختلف لرزه‌اصلی پس لرزه نشان داده شده است. برای هر طبقه دو نوار رسم شده است که مقادیر انرژی‌های داخلی و تحمیلی را نشان می‌دهد. انرژی تحمیلی به هر

یک از طبقات، کار انجام شده توسط حرکت ساختمان به جرم آن طبقه را نشان می‌دهد. مقادیر انرژی‌های داخلی و تحمیلی در طبقات سازه برابر نبوده و تنها تعادل انرژی در سطح کلی سازه برقرار است. انرژی کرنشی به دلیل مقادیر اندک آن تقریباً در همه موارد صفر در نظر گرفته شده و از نمودار حذف شده است. همچنین، انرژی میرایی ذاتی به سه بخش تقسیم شده است: کار نیرو میرایی وارد بر گره‌ها که براساس میرایی رایلی^{۴۶} متناسب با جرم گره‌ها محاسبه می‌شود و کار نیروهای میرایی وارد بر تیرها و ستون‌ها که متناسب با سختی اعضا است.

توزیع انرژی وارده در ارتفاع سازه در شکل ۱۴ با صرفنظر از اثرات لرزه‌اصلی و تمرکز بر اثرات لرزه‌های منفرد حاصل از پس لرزه‌ها ارایه شده است. در حالت باقیمانده که انرژی ایجاد شده‌ی کل تحریک را نشان می‌دهد، حدود ۵۰٪ انرژی ورودی به جرم طبقه اول اعمال شده است. این نسبت با حرکت به سمت طبقات فوقانی کاهش یافته و در تراز سقف سازه منفی می‌شود. علامت منفی انرژی تحمیلی به سقف نشان دهنده تغییر مکان در خلاف جهت حرکت ساختمان و طبقات زیرین است که در بخش غالب زمان تحریک اتفاق می‌افتد. از دیدگاه تحلیل دینامیکی، این اختلاف نتیجه ارتعاشات مدهای بالاتر سازه است.

انرژی منفی ورودی را می‌توان به عنوان یک منبع میرایی فرعی^{۴۷} توسط جرم سقف تفسیر کرد. به طور کلی، نقش هر طبقه در استهلاک انرژی ورودی با کسر انرژی تحمیلی از انرژی مستهلاک شده با دو میله مجاور نمایش داده شده است. وقتی انرژی مستهلاک شده در یک طبقه از انرژی ورودی آن بیشتر شود، آن طبقه به عنوان منبع میرایی سازه عمل می‌کند. در این شرایط انرژی مستهلاک نشده سایر طبقات بوسیله منبع میرایی جذب می‌شود. برای ارزیابی دقیق‌تر مکانیسم فروریزش سازه، مفهوم استهلاک انرژی از طریق کار منفی انجام شده توسط جرم‌های موجود در بخش‌های فوقانی سازه بوسیله میراگرهای جرمی تنظیم شونده^{۴۸} در نظر گرفته شده است. این استهلاک انرژی اثر میرایی سقف^{۴۹} نامیده می‌شود. همانطور که انتظار می‌رفت در حالت باقیمانده انرژی‌های جنبشی مشاهده شده صفر است، زیرا لرزش سازه در این حالت متوقف شده است.

با در نظر گرفتن مقادیر انرژی موجود در شرایط حداکثر تغییر مکان جانبی، به طرز بسیار جالبی این مقادیر با مقادیر حالت باقیمانده برابر است. این شباهت زیاد را می‌توان حاصل از چند عامل مهم دانست، که عبارتند از: الف) سرعت در نقاط گره‌ی وقتی به تغییر مکان حداکثر می‌رسد، صفر شده و نوسان در آستانه تغییر جهت قرار می‌گیرد. این اتفاق بطور موقت منجر به یک انرژی جنبشی صفر با خصوصیات حالت باقیمانده می‌شود. ب) مقادیر تجمعی انرژی هیسترتیک و انرژی میرایی ذاتی در حالت

⁴⁸ Tuned mass damper (TMD)

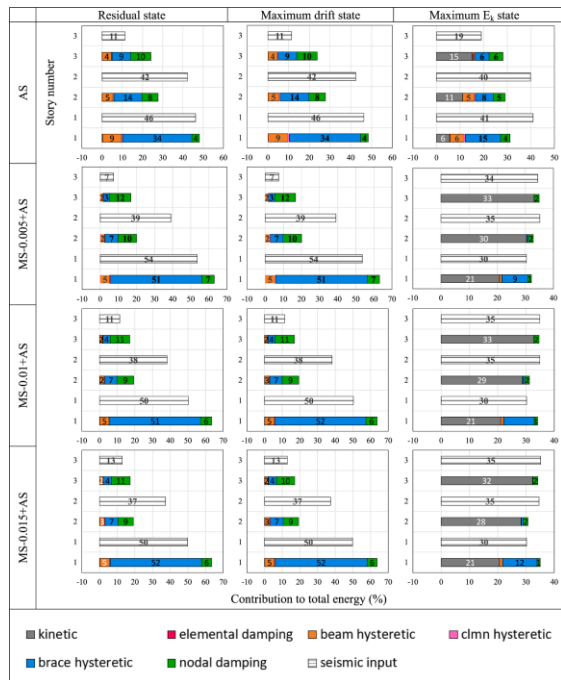
⁴⁹ Roof damping effect

⁴⁶ Rayleigh dampin

⁴⁷ Subsidiary damping



بسته به آسیب اولیه ناشی از لرزه اصلی، الگوی مشابهی برای توزیع انرژی ورودی در طبقات مشاهده می‌شود. همچنین اثر میرایی سقف هنگام تحمیل لرزه اصلی - پس لرزه کمتر می‌شود و ارتعاش معکوس طبقات فوقانی که منجر به مقادیر کار منفی شده دارای اهمیت کمتری است. درصد کل انرژی‌های میرا شده توسط ستون‌ها، تیرها و میرایی ذاتی گرهی به ترتیب حدود ۵۷٪، ۱۰٪ و ۳۳٪ می‌باشد. این نتایج کاهش سهم انرژی میرا شده توسط انرژی هیسترتیک تیرها و افزایش سهم میرایی ذاتی گرهی را نشان می‌دهد. علاوه بر این، وقتی سهم کل انرژی هیسترتیک ستون‌ها ثابت می‌ماند، سهم ستون‌های طبقه اول افزایش می‌یابد. آسیب ناشی از لرزه اصلی موجب کاهش مقاومت تیرها و کاهش سهم انرژی هیسترتیک اعضا می‌شود. سهم کمتر ستون‌های طبقه دوم و سوم نیز باید به اثر مشابه نسبت داد. بنابراین، کاهش قابل توجه مقاومت و ظرفیت استهلاک انرژی ستون‌های طبقه پایه در حالت لرزه اصلی - پس لرزه نسبت به حالت فقط پس لرزه منجر به تمرکز بیشتر انرژی‌های میرا شده در طبقه اول سازه شده است.



شکل ۱۴- توزیع انرژی‌های داخلی و لرزه‌ای تحمیلی در طبقات مختلف قاب ۶ طبقه مهاربندی همگرا تحت سناریوهای مختلف لرزه- اصلی - پس لرزه که منجر به فروریزش سازه

شکل ۱۵ سهم جذب انرژی در قاب ۱۸ طبقه مهاربند همگرا برای طبقات مختلف را نشان می‌دهد. با توجه به نتایج تحلیل مشاهده می‌شود

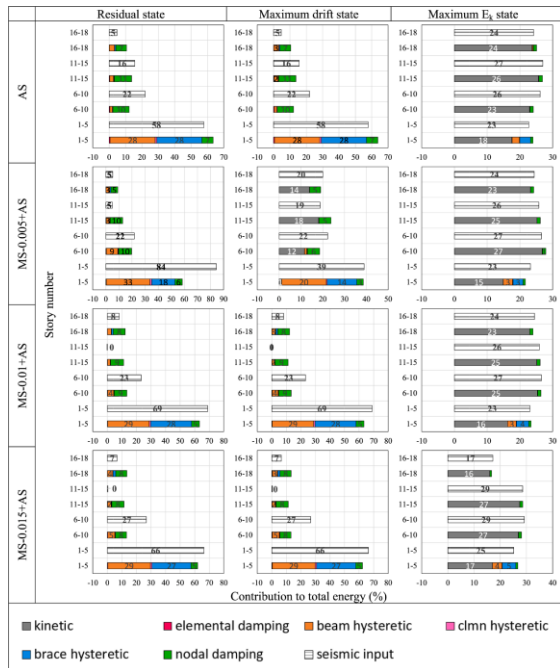
حداکثر تغییر مکان جانبی به بیشترین مقدار خود رسیده و تا حالت باقیمانده افزایش نمی‌یابد، زیرا انرژی میرایی هیسترتیک و انرژی میرایی ذاتی به مقاومت و چرخه تغییر شکل پلاستیکی اعضای سازه وابسته است. از طرف دیگر در مرحله حداکثر تغییر مکان جانبی، آسیب وارده به اعضا به صفر رسیده یا مقاومت آنها به حداقل می‌رسد. چرخه‌های تغییر شکل بعدی به لحاظ بزرگی تغییر شکل پلاستیک، بطور قابل ملاحظه‌ای کوچکتر از چرخه‌های قبلی است.

در شکل ۱۳ الگوی توزیع تغییر مکان‌های باقیمانده با انرژی‌های ورودی در طبقات مختلف قاب‌های ۶ و ۱۸ طبقه مقایسه شده و شباهت‌های قابل توجهی را نشان می‌دهد. توزیع لحظه‌ای^{۵۰} تغییر شکل‌ها حالت باقیمانده از انرژی انباشته^{۵۱} تحمیلی ناشی از حرکت ساختمان پیروی می‌کند. این مشاهدات را می‌توان با ترکیب مقادیر انرژی لحظه‌ای تحمیلی در طول تحلیل از طرف ساختمان توضیح داد. بر همین اساس، این مقدار به عنوان اثر مد غالب انرژی در زمان لرزه در نظر گرفته می‌شود. توزیع تغییر مکان جانبی در طول فرآیند تحلیل دینامیکی، تغییرات زیادی را تجربه می‌کند که با توزیع تغییر مکان جانبی باقیمانده به پایان می‌رسد. شباهت میان توزیع تغییر مکان جانبی و الگوی مد غالب انرژی، یک الگوی تکاملی حاکم بر توزیع تغییر مکان جانبی را نشان می‌دهد که تا بدست آمدن اصلی‌ترین مد سازه ادامه داشته و تا پایان تحریک باقی می‌ماند. به عبارت دیگر، این شباهت نشان می‌دهد وقتی به سازه زمان کافی برای ارتعاش داده شود، در نهایت با مد پاسخ منطبق شده و انرژی ورودی را به مناسب‌ترین روش میرا می‌کند. در حالت حداکثر انرژی جنبشی، انرژی میرا نشده به شکل انرژی جنبشی ظاهر می‌شود که مقدار آن در طبقه پایه حداقل و در وسط ارتفاع قاب حداکثر است. به جز طبقه پایه که دارای حداقل انرژی جنبشی است، نسبت بین انرژی‌های میرا شده و میرا نشده در حالت حداکثر انرژی جنبشی تقریباً برابر است.

در تمام حالت‌های پاسخ سازه، سهم میرایی ذاتی المان‌ها در استهلاک انرژی پس لرزه‌های تحمیلی تقریباً صفر است. باید در نظر داشت که منابع استهلاک انرژی تنها انرژی میرایی ذاتی گره‌ای و انرژی هیسترتیک المان‌ها است. در میان انرژی‌های میراگر، انرژی هیسترتیک ستون مهم‌ترین نقش را دارد و پس از آن بسته به سطح آسیب لرزه‌اصلی در مرتبه‌های بعدی میرایی ذاتی گره یا انرژی هیسترتیک تیر قرار دارد. در حالت باقیمانده کل سهم ستون، تیر و انرژی‌های گره‌ای حاصل از تحریک پس-لرزه به ترتیب برابر ۵۷٪، ۱۹٪ و ۲۴٪ است که میرایی ذاتی گره‌ای نسبت به انرژی هیسترتیک تیرها دارای سهم بیشتری است. در طبقه پایه انرژی مستهلاک شده به حداکثر و انرژی جنبشی دارای کمترین مقدار است.

⁵¹ Cumulative energy

⁵⁰ Instantaneous distribution



شکل ۱۵- توزیع انرژی‌های داخلی و لرزه‌ای تحمیلی در طبقات مختلف قاب‌های ۱۸ طبقه مهاربندی شده تحت سناریوهای مختلف لرزه‌اصلی - پس‌لرزه منجر به فروریزش سازه

۶- نتیجه گیری

در این مطالعه مکانیسم فروریزش قاب‌های مهاربند همگرای ۶ و ۱۸ طبقه به روش انرژی مورد ارزیابی قرار گرفت. قاب‌های مورد بررسی بصورت پیشرفته مدلسازی و تحلیل دینامیکی فزاینده با استفاده از زوج ترکیبات لرزه‌اصلی - پس‌لرزه انجام شد. همچنین در این تحلیل، ناپایداری کلی و آسیب اعضا که منجر به کاهش مقاومت و سختی سازه می‌شود در نظر گرفته شد. فرآیند فروریزش قاب‌ها در طول تحریک در هر سه مرحله: حالت باقیمانده نهایی، حالت حداکثر تغییر مکان جانبی و حالت حداکثر انرژی جنبشی ارزیابی شد. سپس پاسخ سازه تحت اثر انرژی تحمیلی حرکت ساختمان و سهم مکانیسم‌های استهلاك انرژی در طبقات مختلف مورد مطالعه قرار گرفت. با توجه به ارزیابی‌های انجام شده، می‌توان به نتایج زیر اشاره کرد:

(۱) انرژی تحمیلی پس‌لرزه‌ها با حرکت به سمت طبقات فوقانی کاهش یافته و در بسیاری از موارد با مقادیر کاری منفی به صفر می‌رسد. کار منفی یک منبع میرایی فرعی انرژی است که مشابه میراگر جرمی تنظیم شونده عمل کرده و توسط جرم‌های موجود در سقف تامین می‌شود. به دلیل مدهای ارتعاش بالا، این اثر به تغییر مکان‌های منفی طبقات فوقانی نسبت داده می‌شود و در این مطالعه به عنوان اثر میرایی سقف مطرح شده است.

در این قاب نیز انرژی استهلاك طبقات فوقانی از انرژی تحمیلی وارده بیشتر است. درصد جذب کل انرژی توسط ستون‌ها، تیرها و گره‌های سازه ۱۸ طبقه در حالت باقیمانده ناشی از پس‌لرزه به ترتیب ۳۲٪، ۳۱٪، ۳۳٪ است و میرایی ذاتی ستون‌ها نیز سهم کمی در حدود ۴٪ دارد. بنابراین تیرها در قاب‌های ۱۸ طبقه نسبت به قاب‌های ۶ طبقه نقش بیشتری در استهلاك انرژی تحمیلی دارد و دلیل آن می‌تواند مد خمشی حاکم بر پاسخ سازه‌های بلند باشد. معمولاً در سازه‌های کم ارتفاع پاسخ حاکم بر سازه پاسخ برشی است که موجب تقاضای خمشی حداقل در تیرها می‌شود. این المان‌های افقی عمدتاً به عنوان اعضای جمع‌کننده نقش توزیع‌کننده نیروهای جانبی را بین ستون‌های دارند. با افزایش ارتفاع سازه تغییر شکل محوری ستون‌ها که لنگر خمشی مقاوم را تامین می‌کنند، افزایش می‌یابد. این اتفاق منجر به تغییر شکل‌های عرضی و خمشی بزرگ‌تر در تیرها شده و انرژی هیسترتیک میرا شده را افزایش می‌دهد. مشابه قاب ۶ طبقه در قاب ۱۸ طبقه نیز بیشترین سهم انرژی هیسترتیک اعضا در طبقه اول تامین می‌شود.

با افزایش ارتفاع سازه سهم ستون‌ها در استهلاك انرژی کاهش و سهم انرژی هیسترتیک تیرهای افزایش می‌یابد. براساس نتایج حاصل از تحلیل، در قاب ۱۸ طبقه نیز انرژی میرایی ذاتی گرهی سهم ثابت حدود ۳۰٪ دارد که به طور یکنواخت در ارتفاع توزیع شده است و نقش میرایی ذاتی ستون‌ها در جذب انرژی تحمیلی به حدود ۴٪ برای قاب ۱۸ طبقه افزایش یافته است. مکانیسم فروریزش در قاب ۱۸ طبقه تحت تاثیر انرژی تجمعی پس‌لرزه در طبقات پایین سازه قرار دارد که این امر موجب افزایش انرژی جنبشی طبقات پایین سازه در حالت حداکثر انرژی جنبشی در ترکیبات لرزه‌اصلی - پس‌لرزه می‌شود.

[5] Kim S-E, Park M-H, Choi S-H. Direct design of three-dimensional frames using practical advanced analysis. *Engineering Structures*. 2001; 23(11):1491-502.

[6] Chui PP-T, Chan S-L. Second-Order Plastic Analysis of Steel Frames. *Advances in Steel Structures (ICASS'99)*: Elsevier; 1999;151-7.

[7] Fahnestock LA, Ricles JM, Sause R. Experimental evaluation of a large-scale buckling-restrained braced frame, *Journal of structural engineering*. 2007; 133(9):1205-1214.

[8] Golafshani AA, Rahani EK, Tabeshpour MR. A new high performance semi-active bracing system, *Engineering Structures*. 2006; 28(14):1972-1982.

[9] Arzeytoon A, Golafshani AA, Toufigh V, Mohammadi H. Seismic performance of ribbed bracing system in passive control of structures, *Journal of Vibration and Control*. 2017; 23(18) 2926-2941.

[10] Haque ABMR, Alam MS. Hysteretic Behaviour of a Piston Based Self-centering (PBSC) Bracing System Made of Superelastic SMA Bars – A Feasibility Study, *Structures*. 2017; 12: 102-114.

[11] Issa AS, Alam MS. Seismic Performance of a Novel Single and Double Spring-Based Piston Bracing, *Journal of Structural Engineering*. 2019; 145(2): 04018261.

[12] Lai JW, Mahin SA. Strongback System: A Way to Reduce Damage Concentration in Steel-Braced Frames, *J. Struct. Eng.* 2014; 11: 04014223.

[13] Kumar PCA, Sahoo DR, Kumar A. Seismic response of concentrically braced frames with staggered braces in split-x configurations, *Journal of Constructional Steel Research*. 2018; 142: 17-30.

[14] Mashhadiali N, Kheyroddin A. Seismic performance of concentrically braced frame with hexagonal pattern of braces to mitigate soft-story behavior, *Engineering Structures*. 2018; 175: 27-40.

[15] Hu S, Wang W, Qu B. Enhancing seismic performance of tension-only concentrically braced beam-through frames through implementation of rocking cores, *Engineering Structures*. 2018; 169: 68-80.

[16] Hu S, Wang W, Alam MS, Qu B. Improving the Seismic Performance of Beam-through Concentrically Braced Frames Using Energy-absorbing Rocking Core, *Journal of Earthquake Engineering*. 2020; 1-16.

[17] Jalali SA, Amini A, Mansouri I, Hu JW. Seismic Collapse Assessment of Steel Plate Shear Walls Considering the Mainshock-Aftershock Effects, *Journal of Constructional Steel Research*. 2021; 182: 106688.

[18] Salmon J, Agha Beigi H, Christopoulos C. Full-Scale Tests of Gapped-Inclined Bracing System: Seismic Retrofit for Soft-Story Buildings. *Journal of Structural Engineering*. 2019; 145(10): 04019095.

[19] Li Y, Song R, Van De Lindt JW. Collapse fragility of steel structures subjected to earthquake mainshock-aftershock sequences. *Journal of Structural Engineering*. 2014;140(12):04014095.

[20] Ibarra LF, Medina RA, Krawinkler H. Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration. *Earthquake engineering & structural dynamics* 2005; 34(12): 1489-1511.

[21] Luco N, Bazzurro P, Cornell CA. Dynamic versus static computation of the residual capacity of a mainshock-damaged building to withstand an aftershock, in: 13th World conference on earthquake engineering, 2004.

[22] Luco N, Bazzurro P, Cornell CA, editors. Dynamic versus static computation of the residual capacity of a mainshock-damaged building to withstand an aftershock. 13th World conference on earthquake engineering; 2004.

[23] Vamvatsikos D, Cornell CA. Incremental dynamic analysis. 2002;31(3):491-514.

[24] Han R, Li Y, Lindt Jvd. Assessment of Seismic Performance of Buildings with Incorporation of Aftershocks. 2015;29(3):04014088.

- (۲) شباهت نمودار تغییرمکان جانبی باقی‌مانده و انرژی‌های وارده به طبقه در ارتفاع نشان دهنده سازگاری پاسخ تغییر مکان جانبی سازه با مدی است که دارای بیشترین سهم در استهلاک انرژی است.
- (۳) اثر میرایی سقف وقتی تحریک لرزه‌اصلی - پس‌لرزه به سازه وارد می‌شود، کاهش می‌یابد.
- (۴) به طرز شگفت‌انگیزی مقادیر انرژی در حالت باقی‌مانده و حالت حداکثر تغییر مکان جانبی برابر شده است. می‌توان تا حدی این برابری را به سرعت صفر پاسخ غالب سازه در حالت حداکثر تغییر مکان جانبی نسبت داد.
- (۵) با توجه به فروریزش قاب‌های مهاربند همگرا پیش از آنکه انرژی جنبشی به حداکثر مقدار خود برسد، می‌توان نتیجه گرفت که مکانیسم‌های داخلی تقریباً ۵۰٪ از انرژی تحمیلی را میرا می‌کند و باقیمانده به عنوان انرژی جنبشی ظاهر می‌شود.
- (۶) میرایی گره‌ای صرف‌نظر از سطح آسیب لرزه‌اصلی حدود ۲۵٪ تا ۳۰٪ از کل انرژی تحمیلی پس‌لرزه را میرا می‌کند و سهم میرایی ذاتی ستون‌ها به ۱٪ تا ۴٪ محدود می‌شود. همچنین سهم میرایی ذاتی تیرها در استهلاک انرژی نزدیک به صفر است.
- (۷) سهم تیرها در تأمین انرژی هیسترتیک در محدوده ۱۰٪ تا ۳۰٪ درصد است و در جهت عکس ستون‌های سازه تغییر می‌کند.
- (۸) سهم انرژی میرایی بخوبی در قاب‌های مدلسازی شده روشن است. همچنین، آسیب لرزه‌اصلی موجب کاهش مقاومت تیرهای سازه شده و سپس در برابر پس‌لرزه‌ها ستون‌ها سهم بیشتری بر عهده دارند. این اثرات در سازه ۱۸ طبقه منجر به تمرکز انرژی در پایین‌ترین طبقه سازه می‌شود، که عمدتاً به دلیل مقاومت بیشتر اعضا در این طبقات و تخریب کمتر آنها در هنگام تحریک زلزله اصلی است.

مراجع

[1] Daniell J, Vervaeck AJCEL, Research Report: Damaging earthquakes database 2011—the year in review. 2012;1.

[2] Landgraf M, Officer CPJKIoT. Natural disasters since 1900: Over 8 million deaths and 7 trillion US dollars damage. 2016.

[3] Brocher TM, Fuis GS, Filson JR, Haeussler PJ, Holzer TL, Plafker G. The 1964 Great Alaska Earthquake and Tsunamis: A Modern Perspective and Enduring Legacies: Earthquake Science Center, US Geological Survey; 2014.

[4] Kim S-E, Uang C-M, Choi S-H, An K-Y. Practical advanced analysis of steel frames considering lateral-torsional buckling. *Thin-walled structures*. 2006;44(7):709-20.

- [25] McCormick J, Aburano H, Ikenaga M, Nakashima M, editors. Permissible residual deformation levels for building structures considering both safety and human elements. Proceedings of the 14th world conference on earthquake engineering. 2008: Seismological Press Beijing.
- [26] FEMA-P58. Seismic Performance Assessment of Buildings. FEMA. 2012:58.
- [27] Vamvatsikos D, Cornell CA. Incremental dynamic analysis, Earthquake Engineering & Structural Dynamics. 2002; 31(3): 491-514.
- [28] Jalali SA, Darvishan E. Seismic demand assessment of self-centering steel plate shear walls. Journal of Constructional Steel Research. 2019;162:105738.
- [29] ASCE-7, ASCE 7-16, Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures, American Society of Civil Engineers. 2016.
- [30] AISC, ANSI, AISC 341-16: Seismic Provisions for Structural Steel Buildings. 2016: American Institute for Steel Construction, Chicago, IL.
- [31] Uriz, P, Filippou FC, Mahin SA. Model for cyclic inelastic buckling of steel braces. Journal of structural engineering. 2008; 134(4): 619-628.
- [32] Uriz P. Towards earthquake resistant design of concentrically braced steel structures, University of California, Berkeley. 2005.
- [33] Karamanci E, Lignos DG. Computational approach for collapse assessment of concentrically braced frames in seismic regions, Journal of Structural Engineering. 2014; 140(8) A4014019.
- [34] Hsiao PC, Lehman DE, Roeder CW. Improved analytical model for special concentrically braced frames, Journal of Constructional Steel Research. 2012; 73: 80-94.