

Improving response of low-rise asymmetric buildings with self-centering controlled rocking steel braced-frames through proper plan distribution of strength

M. Hafezi¹, A. Aziminejad², M.R. Mansoori^{*3}, M.Hosseini⁴, A.S. Moghadam⁵

1- Ph.D. Candidate, Science and Research Branch, Islamic Azad University, Tehran, Iran,

2- Assistant Professor, Science and Research Branch, Islamic Azad University, Tehran, Iran,

3- Assistant Professor, Science and Research Branch, Islamic Azad University, Tehran, Iran,

4-Professor, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, Eastern Mediterranean University (EMU),
Famagusta, Mersin 10, Turkey,

5-Associate Professor, International Institute of Earthquake Engineering and Seismology (IIEES), Tehran, Iran,

ABSTRACT

Self-centering controlled rocking steel braced-frame (SC-CR SBF) is an innovative seismic resistant system that reduces structural earthquake damages compared with conventional structural systems. In addition, the self-centering behaviour could reduce or eliminate building residual deformation and simplify the required repair after an earthquake. These benefits make this system an ideal alternative for conventional lateral force resisting systems such as moment-resisting frames or shear walls. Along with this issue, asymmetric structures are more vulnerable to earthquake excitations and require special seismic design considerations. Therefore, in this study, it is tried to improve the seismic behaviour of asymmetric SC-CR-SBF systems with proper distribution of strength. In this regard, the behaviour of low-rise uni-directional mass asymmetric SC-CR-SBF buildings is studied under bi-directional horizontal ground motions using OpenSEES software. The results show that the appropriate distribution of the strength of SC-CR SBFs in the plan reduced adverse torsional effects and based on these distributions, the proper configuration of mass and strength centers is introduced. Finally based on the results with appropriate arrangement of the centers, the maximum drift of the asymmetric structure decreases as much as roughly 14%. In other words, the maximum drift of the asymmetric SC-CR-SBF buildings of this study are acceptably close to the symmetric case.

ARTICLE INFO

Receive Date: 25 January 2022

Revise Date: 22 July 2022

Accept Date: 10 August 2022

Keywords:

*strength center eccentricity
mass center eccentricity
self-centering controlled
rocking steel braced-frame
(SC-CR SBF)
Seismic response*

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: <https://doi.org/10.22065/jsce.2022.326435.2710>

*Corresponding author: Mohammad Reza Mansoori

Email address: m.mansoori@srbiau.ac.ir

بهبود پاسخ ساختمان نامتقارن کوتاه مرتبه با سیستم قاب فولادی مهاربندی مرکزگرای گهواره‌ای از طریق توزیع مناسب مقاومت در پلان

مریم حافظی^۱، آرمین عظیمی نژاد^۲، محمدرضا منصور^{۳*}، محمود حسینی^۴، عبدالرضا سروقدمقدم^۵

۱- دانشجوی دکتری، دانشگاه آزاد واحد علوم تحقیقات، تهران، ایران

۲- استادیار، دانشگاه آزاد واحد علوم تحقیقات، تهران، ایران

۳- استادیار، دانشگاه آزاد واحد علوم تحقیقات، تهران، ایران

۴- استاد، دانشگاه مدیترانه شرقی، فاماگوستا، ترکیه

۵- دانشیار، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی، تهران، ایران

چکیده

سیستم قاب فولادی مهاربندی شده مرکزگرا با حرکت گهواره‌ای کنترل شده در مقایسه با سیستم‌های مرسوم قادر به کاهش خرابی در برابر زلزله می‌باشد. همچنین رفتار مرکزگرایی‌شان باعث کاهش تغییر شکل ماندگار در سازه و سهولت تعمیر سازه پس از زلزله می‌باشد. این مزایا باعث می‌شود این سیستم جایگزین مناسب سیستم‌های مقاوم لرزه‌ای متداول از جمله قاب خمشی و دیوار برشی گردد. سازه‌های نامتقارن در برابر زلزله آسیب پذیرتر می‌باشند، لذا لازم است ملاحظات ویژه‌ای برای این نوع سیستم‌ها در نظر گرفته شود. توزیع مناسب سختی و مقاومت در پلان سازه‌های نامتقارن جرمی با سیستم مرکزگرا می‌تواند باعث بهبود پاسخ سیستم‌های نامتقارن باشد. در این مقاله ساختمان کوتاه مرتبه نامتقارن جرمی یک جهت با استفاده از نرم‌افزار اپنسیس مدل‌سازی و تحت زمین‌لرزه‌های دوجبهته تحلیل گردیده است. موقعیت نسبی مراکز مقاومت و جرم از پارامترهای تأثیرگذار بر پاسخ لرزه‌ای ساختمان می‌باشد. نتایج نشان می‌دهند توزیع مناسب مقاومت سیستم قاب فولادی مرکزگرا با حرکت گهواره‌ای و موقعیت مناسب مراکز جرم و مقاومت می‌تواند باعث کاهش پاسخ پیچشی ساختمان نامتقارن گردد. در نهایت با آرایش مناسب مراکز پاسخ بیشینه جابجایی نسبی ساختمان نامتقارن حدود ۱۴٪ کاهش می‌یابد و یا به بیانی دیگر پاسخ بیشینه جابجایی نسبی ساختمان نامتقارن با سیستم^۱ SC-CR SBF به ساختمان متقارن مشابه به حد مطلوبی نزدیک می‌شود.

کلمات کلیدی: نامتقارن در پلان، خروج از مرکزیت مقاومتی، خروج از مرکزیت جرمی، قاب فولادی مهاربندی شده مرکزگرا با حرکت گهواره‌ای کنترل شده، پاسخ لرزه‌ای

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	https://doi.org/10.22065/jsce.2022.326435.2710	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	10.22065/jsce.2022.326435.2710	۱۴۰۲/۰۳/۳۱	۱۴۰۱/۰۵/۱۹	۱۴۰۱/۰۵/۱۹	۱۴۰۱/۰۴/۱۳	۱۴۰۰/۱۱/۰۵
محمدرضا منصور m.mansoori@srbiau.ac.ir					*نویسنده مسئول: پست الکترونیکی:	

¹ Self-Centering Controlled-Rocking Steel- Braced Frames

۱- مقدمه

سیستم‌های مقاوم لرزه‌ای مرسوم با تغییر شکل غیر الاستیک در اعضای اولیه سازه انرژی زلزله را مستهلک کرده و از سازه در برابر فروپاشی محافظت می‌کنند. در صورتی که الزامات آیین‌نامه‌های ساختمانی جاری معمولاً در نظر دارد ایمنی کافی تأمین شود. الزامات آیین‌نامه‌ای بر مقاومت جانبی و شکل‌پذیری تمرکز دارند که به صورت صریح مقدار خرابی اجزای سازه‌ای و خرابی اجزای غیر سازه‌ای را کنترل نمی‌کنند. در نتیجه خرابی لرزه‌ای در اعضای اولیه سازه از جمله باندبندها و دیوارها و تیر و ستون‌ها و اتصالات ایجاد می‌شود و تغییر شکل پسماند در اجزای سازه به وجود می‌آید که تعمیر بعد زلزله بزرگ سخت می‌باشد و از نظر مالی هزینه بالایی دارد. در سال‌های اخیر به وجود آمدن سامانه‌های نوین برای مقاوم‌سازی ساختمان‌های جدید در برابر بارهای جانبی، به خصوص زلزله، باعث ایجاد تحولی بزرگ در بخش مقاوم‌سازی سازه‌ها گردیده است. از جمله سامانه‌های نوین، سیستم گهواره‌ای در این خصوص تعریف شده که در آن تغییر شکل غیر الاستیک در فیوزهای شکل‌پذیر که قابل تعویض هستند متمرکز می‌شود؛ و مرکزگرایی سیستم گهواره‌ای باعث می‌شود ساختمان به صورت عمودی قرار بگیرد و تغییر شکل پسماند را عملاً حذف می‌کند. [۱] سیستم گهواره‌ای قاب فولادی مهاربندی مرکزگرا، یک قاب فولادی سخت با مکانیسم گهواره‌ای می‌باشد که ضرورتاً اعضای قاب به غیر از المان‌های استهلاک انرژی تعویض‌پذیر آن، الاستیک باقی می‌مانند. این سیستم از خرابی بزرگ سازه‌ای و تغییر شکل پسماند در هنگامی که سازه در معرض زلزله سخت و شدید جلوگیری می‌کند. فیوزهای شکل‌پذیر که در این نوع سیستم استفاده شده است، فیوز پروانه‌ای شکل است که آزمایش‌های آن در دانشگاه استنفورد انجام گرفته است [۲].

از طرفی امروزه طراحی و احداث سازه‌های نامتقارن و نامنظم به لحاظ جذابیت‌های معماری و ملزومات کاربری سازه غیرقابل اجتناب بوده و از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است. لذا لازم است در این نوع سازه‌ها، جهت حداقل کردن پاسخ لرزه‌ای تدابیر ویژه اندیشیده شود. توزیع مناسب مقاومت در پلان سازه‌هایی با سیستم مرکز گرمی تواند در رفع مشکلات ناشی از نامتقارنی در این گونه سیستم‌های نامتقارن مؤثر باشد.

ایثرتون و همکارانش ۲۰۰۸ و ۲۰۱۴ در تحقیق خود به بررسی کاهش خسارات لرزه‌ای به وسیله سیستم قاب فولادی مهاربندی شده مرکزگرا با حرکت گهواره‌ای کنترل شده پرداخته‌اند. آن‌ها نشان دادند استفاده از سیستم گهواره‌ای باعث برطرف کردن تغییر مکان‌های ماندگار و متمرکز کردن آسیب‌های ایجاد شده در فیوزهای قابل تعویض می‌شود. سیستم حرکت گهواره‌ای کارکرد مؤثر خود را که باعث تمرکز انرژی اتلاف شده و هدایت خسارات ایجاد شده در فیوزهای قابل تعویض می‌باشد، به خوبی نشان داده است. آزمایش‌ها، قابلیت دوام سیستم حرکت گهواره‌ای و جمع‌آوری اطلاعات مورد نیاز برای ارائه ضوابط طراحی و مقدار انرژی اتلاف شده را نشان می‌دهد. [۱ و ۳]

این نوع سیستم پیشنهاد شده حرکت گهواره‌ای دارای سه قسمت اصلی می‌باشد: ۱- قاب فولادی مهاربندی شده که همواره در حالت الاستیک باقی مانده اما به تکیه‌گاه مقید نشده تا سازه بتواند از روی تکیه‌گاه خود جهت ایجاد حرکت گهواره‌ای بلند شود ولی پایه ستون‌ها در برابر حرکت افقی مقید شده‌اند. ۲- کابل‌های قائم پس کشیده که تا نصف مقاومت خود کشیده می‌شوند و اجازه می‌دهد به کابل‌ها که در هنگام انجام حرکت گهواره‌ای یک بازه‌ای در ناحیه الاستیک خود داشته باشند که سازه را از بالاترین تراز ارتفاعی به شالوده متصل می‌سازد که این کابل‌ها باعث برگشت سازه به حالت اولیه خودش در هنگام انجام حرکت گهواره‌ای می‌گردد. ۳- فیوزهای سازه‌ای پروانه‌ای قابل تعویض که انرژی ورودی زلزله را در اثر انجام حرکت گهواره‌ای سازه در اثر تغییر شکل‌های غیر ارتجاعی برشی در خود تلف می‌کند و به طور کارآمدی نیروی پخش شده به مابقی قاب را محدود می‌کنند. [۱]

Steele و Wiebe در سال ۲۰۱۶، با در نظر داشتن مطالعات پیشین در خصوص سیستم قاب فولادی مهاربندی شده مرکزگرا با حرکت گهواره‌ای کنترل شده (CRSBFs^۲)، دو روش طراحی ظرفیت برای قاب‌های سیستم CRSBFs ارائه دادند. روش اول بر اساس رفتار دینامیکی سیستم با حرکت گهواره‌ای می‌باشد و روش دوم، روش استاتیکی معادل که بر اساس تئوری توزیع نیروی جانبی با در نظر

² controlled rocking steel braced frames

گرفتن اثر موده‌های بالاتر به سیستم گهواره‌ای می‌باشد. نشان دادند که این دو روش به علت در نظر گرفتن موده‌های بالاتر، دقیق‌تر و کاربردی‌تر از روش‌های پیشین می‌باشند. [۵]

Wiebe و Mottier در سال ۲۰۱۹ بر روی ساختمان با سیستم قاب مهاربندی با حرکت گهواره‌ای کنترل‌شده ثقلی که دارای مهاربندهای chevron و سیستم استهلاک انرژی می‌باشند، مطالعاتی انجام داده‌اند. عملکرد این نوع سیستم مقاوم با ساختمان دارای سیستم قاب مهاربندی با حرکت گهواره‌ای کنترل‌شده دارای مهار پیش‌تنیده مقایسه گردید. نتایج نشان دادند که ساختمان با سیستم قاب مهاربندی با حرکت گهواره‌ای کنترل‌شده ثقلی (G-CRBFs) نیاز به تعداد بیشتری قاب مقاوم جانبی در یک سطح خطر لرزه‌ای به نسبت ساختمان با سیستم قاب مهاربندی مرکزگرا با حرکت گهواره‌ای (CRSBFs) دارد ولی همین امر باعث کاهش جابجایی نسبی طبقه در سیستم قاب مهاربندی با حرکت گهواره‌ای کنترل‌شده ثقلی می‌گردد. به‌طور کلی، نتایج نشان می‌دهد که هر دو نوع سیستم قاب مهاربندی گهواره‌ای، راهکاری مؤثر برای مقاومت در برابر بارهای لرزه‌ای بدون خرابی سازه‌ای و دارای قابلیت تعمیر پذیری می‌باشند. [۶]

عملکرد سیستم گهواره‌ای را در سازه‌های بلندتر توسط Wiebe and Christopoulos 2009 ارائه گردیده است. این محققین ایجاد چندین حرکت گهواره‌ای در ارتفاع را پیشنهاد داده‌اند. [۷]

پویا رضوان و Yunfeng Zhang در سال ۲۰۲۲ سیستم مرکزگرا با قاب مهاربندی شده واگرا با یک تیر پیوندی گهواره‌ای کشویی (SCEBF-SRL^۴) ارائه داده‌اند. میراگرهای هیسترتیک قابل تعویض RHD^۵ به‌عنوان دستگاه فیوز لرزه‌ای برای اتلاف انرژی در این نوع سیستم مرکزگرا با حرکت گهواره‌ای نوین استفاده گردیده است. نتایج تحلیل‌ها نشان می‌دهد در این سیستم نوین پاسخ جابجایی نسبی طبقه بهبود یافته است و مقادیرش به زیر ۱٫۴٪ رسیده است. [۸]

محمدجواد ابراهیمی و همکاران در سال ۲۰۲۲ یک سیستم قاب مهاربندی شده دو هسته‌ای گهواره‌ای با فیوزهای کم‌انرژی (SCRDC-BRF^۶) را پیشنهاد می‌کند. سیستم پیشنهادی ضمن بهبود انعطاف‌پذیری لرزه‌ای، از شکست طبقه نرم در قاب‌های مهاربندی شده فولادی جلوگیری می‌کند. سیستم گهواره‌ای پیشنهادی نیازی به بلند شدگی و جدا شدن ستون از فونداسیون ندارد و در نتیجه در طراحی المان‌های قاب سازه نیاز به تشدید تقاضا نمی‌باشد و المان‌ها دارای مقاطع مناسب‌تر می‌باشند. در مقاله مذکور روش طراحی نیز برای سیستم مذکور ارائه داده است. [۹]

تحقیقات گذشته حاکی از آن است که سازه‌های نامتقارن در پلان دارای رفتار و پاسخ‌های پیچیده‌تر نسبت به سازه‌های متقارن هستند و وجود پیچش در چنین ساختمان‌هایی می‌تواند یکی از عوامل اساسی خرابی در سازه‌ها تلقی گردد. نامتقارنی در سازه‌ها ممکن است به سبب توزیع غیریکنواخت جرم، سختی و مقاومت در ارتفاع و پلان سازه ایجاد گردد. نامتقارنی به سبب فاصله بین مراکز جرم (CM) و سختی (CR) موسوم به خروج از مرکزیت سختی (er) و یا در اثر فاصله بین مراکز جرم (CM) و مقاومت (CV) موسوم به خروج از مرکزیت مقاومت (ev) در سازه اتفاق می‌افتد.

Tso و Sadek در سال ۱۹۸۹ نشان دادند با توجه به همبستگی نامناسب بین پاسخ غیرخطی پیچشی و خروج از مرکزیت‌های مبتنی بر توزیع نامتقارن سختی، استفاده از پارامتر خروج از مرکزیت مقاومت به‌جای خروج از مرکزیت سختی مناسب‌تر می‌باشد. به‌این‌علت که خروج از مرکزیت مقاومت بر اساس توزیع مقاومت المان‌ها مورد محاسبه قرار می‌گیرد و این امر باعث ارتباط و همبستگی مناسب‌تری با پاسخ غیرخطی سازه می‌گردد. [۱۰]

Tso و Myslimaj در سال ۲۰۰۱، با توجه به وابسته بودن توزیع سختی به توزیع مقاومت در بخش عمده‌ای از المان‌های سازه‌ای، به بررسی تأثیر نحوه توزیع مکان حد جاری شدن و توزیع سختی در پاسخ پیچشی سازه‌ها پرداختند. با بررسی مدل سازه‌ای ساده

³ gravity-controlled rocking braced frames

⁴ self-centering eccentric braced frame system with a sliding rocking link beam

⁵ Replaceable hysteretic dampers

⁶ self-centering rocking dual-core braced frame system with buckling-restrained fuses

و با تغییر توزیع مقاومت سازه، به این نتیجه رسیدند که همواره فاصله مرکز سختی از مرکز مقاومت ثابت بوده و این فاصله حدوداً برابر با فاصله مرکز جاری شدن سازه از مرکز جرم می‌باشد. سپس با بررسی پاسخ سازه به این نتیجه رسیدند که رفتار پیچشی مناسب زمانی اتفاق می‌افتد که مرکز سختی و مرکز مقاومت در دو سمت مرکز جرم قرار داشته باشند و این مدل را مدل بالانس نام‌گذاری کردند. [۱۱]

منصوری و مقدم در سال ۲۰۰۸، توزیع مناسب میراگرهای ویسکوز جهت کنترل پاسخ سازه نامتقارن مورد بررسی قرار دادند. در این تحقیق قاب یک طبقه با خروج از مرکزیت‌های مختلف سختی، مقاومت و میرایی در یک‌جهت، تحت تحلیل مودال و تاریخچه زمانی غیرخطی قرار گرفته‌اند. توزیع مناسب میرایی جهت کنترل پاسخ‌های جابجایی جانبی، چرخش دیافراگم و شتاب افقی دیافراگم پیشنهاد گردید. برای مقادیر کوچک خروج از مرکزیت سختی، اگر مرکز میرایی در سمت مقابل مرکز سختی به نسبت مرکز جرم قرار بگیرد و مقدار خروج از مرکزیت سختی برابر خروج از مرکزیت میرایی باشد، پاسخ جابجایی جانبی، چرخش دیافراگم و شتاب جانبی به صورت مؤثر کنترل می‌گردد. [۱۲]

عظیمی نژاد و مقدم در سال ۲۰۱۰ پاسخ غیرخطی هفت مدل سازه بتنی یک طبقه با دیوار برشی با خروج از مرکزیت یک‌طرفه جرم، با خروج از مرکزیت سختی و خروج از مرکزیت مقاومت را با پاسخ سازه متقارن مقایسه کردند. آن‌ها پس از بررسی پارامترهای تغییر مکان نسبی طبقه، نیاز شکل‌پذیری، چرخش دیافراگم و چرخش پلاستیک مفاصل نتیجه گرفتند که آرایش مناسب بستگی به پارامتر پاسخ مورد نظر دارد و نشان دادند مدلی که در آن مرکز جرم بین مراکز مقاومت و سختی و نزدیک به مرکز مقاومت قرار می‌گیرد در بیشتر پارامترها پاسخ مناسبی نشان می‌دهد. [۱۳]

Georgoussis و همکارانش در سال ۲۰۱۸، برای ساختمان‌های نامتقارن با خروج از مرکزیت جرمی، یک‌رود طراحی سازه ارائه دادند که باعث می‌گردد پاسخ پیچشی ساختمان نامتقارن با خروج از مرکزیت جرمی حداقل گردد. در صورتی که رویکرد آیین‌نامه‌ها برای ساختمان نامتقارن با خروج از مرکزیت جرمی، مدل‌سازی سه‌بعدی و اعمال خروج از مرکزیت جرمی و در نهایت تحلیل و طراحی سازه می‌باشد. آن‌ها ساختمان‌های نامتقارن چندطبقه که در همه آن‌ها مرکز جرم در یک سمت سطح طبقات قرار داشت را مورد بررسی قرار دادند و نشان دادند پاسخ پیچشی ساختمان‌هایی که با روند طراحی کاربردی ارائه‌شده، طراحی گردیده‌اند دارای حداقل می‌باشند. [۱۴]

Georgoussis و همکارانش در سال ۲۰۱۹ اثر خروج از مرکزیت جرمی بر پاسخ غیر الاستیک پیچشی ساختمان نامتقارن جرمی که در معرض زمین‌لرزه یک جهته می‌باشد را مورد بررسی قرار دادند. با توجه به اینکه آیین‌نامه‌ها توصیه می‌کنند که هرگونه خروج از مرکزیت جرمی را با جابجایی مرکز جرم در تحلیل سه‌بعدی استاتیکی و دینامیکی لحاظ گردد، آن‌ها نشان دادند خروج از مرکزیت تصادفی جرمی بر پاسخ پیچشی غیر الاستیک تغییر خاصی ایجاد نمی‌کند مشروط به اینکه اولاً پیکربندی سازه بر اساس پاسخ تغییر مکان در سطح الاستیک طراحی گردیده باشند و ثانیاً مقاومت هر یک از المان‌های مقاوم جانبی بر اساس تحلیل استاتیکی خطی تحت بار جانبی از نوع تغییر مکان بر اساس مود لرزه‌ای شبیه‌سازی شده است، محاسبه گردد. [۱۵]

در این مقاله برای بهبود پاسخ ساختمان نامتقارن با سیستم قاب فولادی مهاربندی مرکزگرا گهواره‌ای، ملاحظات ویژه‌ای برای آرایش مراکز در نظر گرفته شده است. سیستم قاب فولادی مهاربندی مرکزگرا گهواره‌ای دارای منحنی هیستریزیس پرچمی می‌باشد، که مشخصه این نوع سیستم‌ها می‌باشد. توزیع مناسب مقاومت در پلان سازه‌های نامتقارن جرمی با سیستم مرکزگرا می‌تواند باعث بهبود پاسخ سیستم‌های نامتقارن باشد. در این مقاله از این نوع سیستم مرکزگرای گهواره‌ای نوین که دارای نمودار هیستریزیس پرچمی که ناشی از رفتار فیوز و استرنده به صورت موازی می‌باشد، در ساختمان نامتقارن جهت کنترل پاسخ مورد استفاده قرار گرفته است. در تحقیقات تا کنون از سیستم‌های دیوار برشی و غیره که دارای رفتار دو خطی می‌باشند در ساختمان نامتقارن جهت کنترل پاسخ استفاده شده است. در مقاله حاضر ابتدا مدل کامپیوتری دوبعدی با نرم‌افزار اپنسیس مدل‌سازی شده است و با مدل آزمایشگاهی ایثرتون که در دانشگاه الینویز آزمایش‌ها آن‌ها انجام گرفته است، صحت سنجی گردیده است. [۱۶] سپس برای بررسی رفتار ساختمان نامتقارن از مدل‌هایی با خروج از مرکزیت جرمی سه‌بعدی با یک دیافراگم در تراز بام دارای سیستم قاب فولادی مرکزگرا با حرکت گهواره‌ای کنترل شده (SC-CR-SBF) استفاده شده است. مدل ساختمان نامتقارن با خروج از مرکزیت جرمی یک‌طرفه به مقدار ۱۰٪ و ۲۰٪ مورد مطالعه قرار گرفت. در

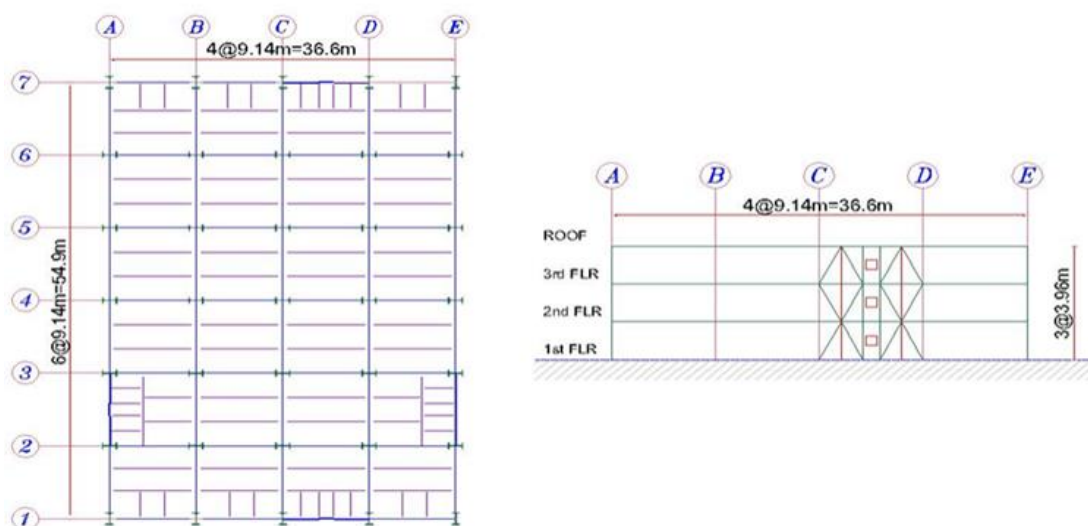
ساختمان‌های مذکور با توزیع مختلف مقاومت، فواصل مختلف مراکز جرم (CM) و مقاومت (CV) موسوم به خروج از مرکزیت مقاومت (ev) در سازه بررسی شدند. با توزیع مختلف مقاومت در قاب‌های عمود بر جهت خروج از مرکزیت جرمی آرایش‌های مختلف مراکز جرم و مقاومت ایجاد شده است. لازم به ذکر است که مقاومت کل در مدل ساختمان‌های نامتقارن ثابت و برابر مقاومت کل در مدل ساختمان متقارن مشابه می‌باشد. بر روی مدل ساختمان نامتقارن با سیستم SC-CR-SBF با آرایش مختلف مراکز جرم و مقاومت، تحت اثر ۲۲ رکورد افقی دموؤلفه‌ای استاندارد حوزه دور پیشنهاد شده در FEMA P695، تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی انجام شد. [۱۷] نسبت پاسخ ساختمان نامتقارن تحت ۲۲ رکورد استاندارد در حالت‌های مختلف آرایش مراکز جرم و مقاومت، به پاسخ ساختمان متقارن مشابه تحت ۲۲ رکورد استاندارد تحت عنوان فاکتور نسبت پاسخ (RRF^y) محاسبه می‌گردد. جهت به دست آوردن مدل با رفتار مناسب فاکتور نسبت پاسخ جابجایی نسبی بام، دوران دیافراگم بام، شتاب بیشینه بام و برش پایه محاسبه و مورد بررسی قرار گرفت. در ساختمان نامتقارن جرمی با سیستم SC-CR SBF با توزیع مناسب مقاومت در پلان اثر نامطلوب پاسخ پیچشی ساختمان را می‌توان تا حد بسیار زیادی تعدیل نمود و پاسخ ساختمان نامتقارن را به پاسخ ساختمان متقارن نزدیک نمود.

۲- روش تحقیق

۲-۱ مشخصات عمومی مدل ساختمان

ساختمان سه طبقه با سیستم قاب فولادی مرکزگرا با حرکت گهواره‌ای کنترل شده (SC-CR SBF) با پیکربندی قاب دویل گهواره‌ای که فیوزها در بین دو قاب قرار گرفته است می‌باشد. این ساختمان بر اساس پلان ساختمان سه طبقه SAC که در سال ۱۹۹۹ ارائه شده می‌باشد. [۱۸]

پلان طبقات دارای ۴ دهانه در ۶ دهانه به طول ۹/۱۴ متر و ارتفاع طبقه ۳/۹۶ متر می‌باشد. در هر جهت دو المان با حرکت گهواره‌ای کنترل شده قرار دارد. جرم و بار ثقلی بر اساس اطلاعات ساختمان پروژه فولادی SAC می‌باشد. مشخصات هندسی این مدل در شکل ۱ ارائه گردیده است.

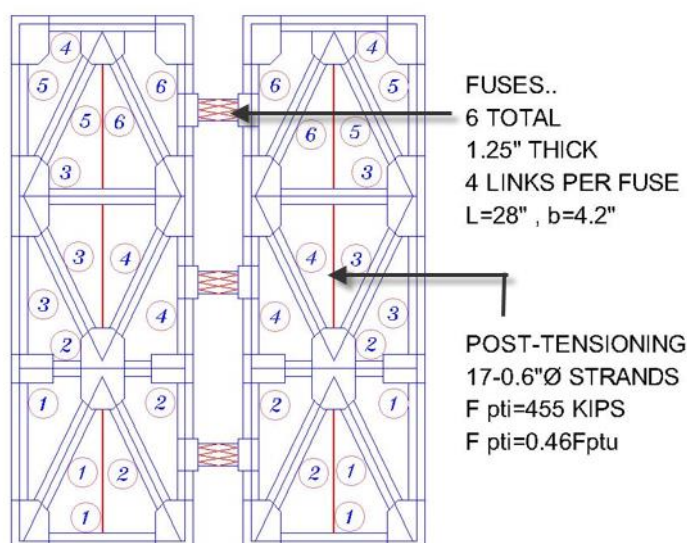


شکل ۱: پلان و برش ساختمان استفاده شده در تحقیق [۱۴]

⁷ Response Ratio Factor

جرم و بار ثقلی طبقات بر اساس ساختمان سه طبقه پروژه فولادی SAC به ترتیب $955/5 \text{ kN-sec}^2/\text{m}$ و 12350 kN و جرم و بار ثقلی بام به ترتیب $1033 \text{ kN-sec}^2/\text{m}$ و 11300 kN می باشد. [۱۸]

مشخصات قاب مهاربندی فولادی با حرکت گهواره‌ای کنترل شده با نمودار هیستریزیس پرچمی که در شکل ۲ ارائه شده است، بر اساس مدل با نسبت دهانه قاب گهواره‌ای $A/B=2/5$ و فیوزهایی با نسبت طول به ضخامت و یا لاغری $L/t=22/4$ می باشد. ممان واژگونی بر اساس ضریب زلزله برابر $0/125$ برای هر قاب به مقدار 16900 کیلو نیوتن-متر می باشد. طراحی سیستم با توجه به قواعد طراحی بر پایه عملکرد مورد انتظار می باشد. با در نظر گرفتن تناسب بین نیروی پیش تنیدگی استرند و ظرفیت فیوز طراحی گردیده است؛ و با در نظر گرفتن سه توزیع مختلف با جانی اعضای قاب طراحی گردیده و در این تحقیق از قاب طراحی شده توسط Eatherton استفاده گردیده است که در شکل زیر آمده است. [۱۹]



شکل ۲: قاب مهاربندی فولادی با حرکت گهواره‌ای کنترل شده [۱۹]

جدول (۶-۳) مقاطع قاب مهاربندی فولادی با حرکت گهواره‌ای کنترل شده

مقاطع تیرها، ستون‌ها و بادبندها			
no.	Beam	Column	Bracing
1	W14X30	W14X90	W14X90
2	W14X34	W14X233	W14X74
3	W14X30	W14X90	W14X68
4	W14X38	W14X233	W14X82
5		W14X90	W14X99
6		W14X233	W14X90

مقدار ممان اینرسی چرخشی که در پاسخ ساختمان‌های پیچشی تأثیرگذار می‌باشد با توجه به حالت خروج از مرکزیت ۰٪ و ۱۰٪ و ۲۰٪ با روابط ارائه‌شده توسط منصورى و مقدم محاسبه گردیده است. [۲۰]

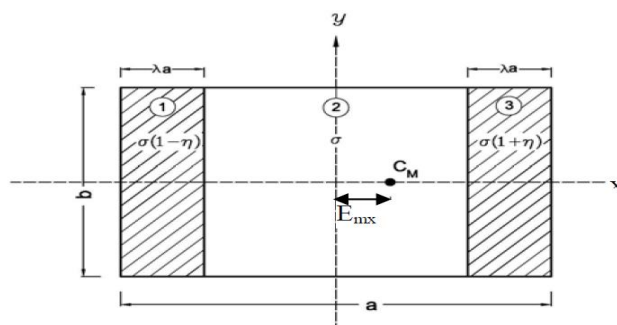
مدل‌های نامتقارن جرمی ارائه‌شده در این تحقیق، از طریق جابجایی مرکز جرم (CM) نسبت به مرکز سطح دیافراگم (GC) در جهت دلخواه ایجاد گردیده است. فاصله مرکز جرم تا مرکز سطح برابر خروج از مرکزیت جرمی (E_m) می‌باشد. در این روش دیافراگم مانند یک صفحه با چگالی جرمی در نظر گرفته شده است. مدل نامتقارن جرمی در جهت a با افزایش چگالی جرمی در یک قسمت از دیافراگم در یک سمت آن و کاهش چگالی جرمی در قسمت مشابه در سمت دیگر دیافراگم ایجاد شده است، مانند آنچه در شکل (۳) ارائه گردیده است. در این شکل مقدار چگالی قسمت با پهنا λa در سمت چپ دیافراگم به $(1-\eta)$ تبدیل شده است، در حالی که مقدار چگالی قسمت مشابه در سمت راست به $(1+\eta)$ تبدیل گردیده است. با این تغییرات در چگالی جرمی دیافراگم خروج از مرکزیت جرمی و یا نامتقارنی جرمی ایجاد شده است. [۲۰]

مقدار حداکثر خروج از مرکزیت زمانی است که $\eta = 1$ و $\lambda = 0.5$ و در نتیجه $e_{mx} = 0.25$ می‌باشد. ممان اینرسی جرمی برای دیافراگم مستطیلی با توجه به موقعیت مرکز جرم برای سیستم متقارن و نامتقارن با روابط زیر به دست می‌آید. [۲۰]

$$e_{mx} = \frac{E_{mx}}{a} = \eta\lambda(1-\lambda) \quad (0 < \lambda < 0.5, -1 < \eta < 1) \quad (1)$$

$$I_{sym} = m \frac{(a^2 + b^2)}{12} = \sigma \cdot ab \frac{(a^2 + b^2)}{12} \quad (2)$$

$$I_{asym} = m\lambda \left(1 - \frac{e_{mx}}{\lambda(1-\lambda)}\right) \left[\frac{(\lambda^2 a^2 + b^2)}{12} + \left(\frac{a}{2} - \frac{\lambda a}{2} + ae_{mx}\right)^2 \right] + m(1-2\lambda) \left[\frac{(a-2\lambda a)^2 + b^2}{12} + a^2 e_{mx}^2 \right] + m\lambda \left(1 + \frac{e_{mx}}{\lambda(1-\lambda)}\right) \left[\frac{(\lambda^2 a^2 + b^2)}{12} + \left(\frac{a}{2} - \frac{\lambda a}{2} - ae_{mx}\right)^2 \right] \quad (3)$$



شکل ۳: روش ایجاد خروج از مرکزیت جرمی یک جهته [۱۶]

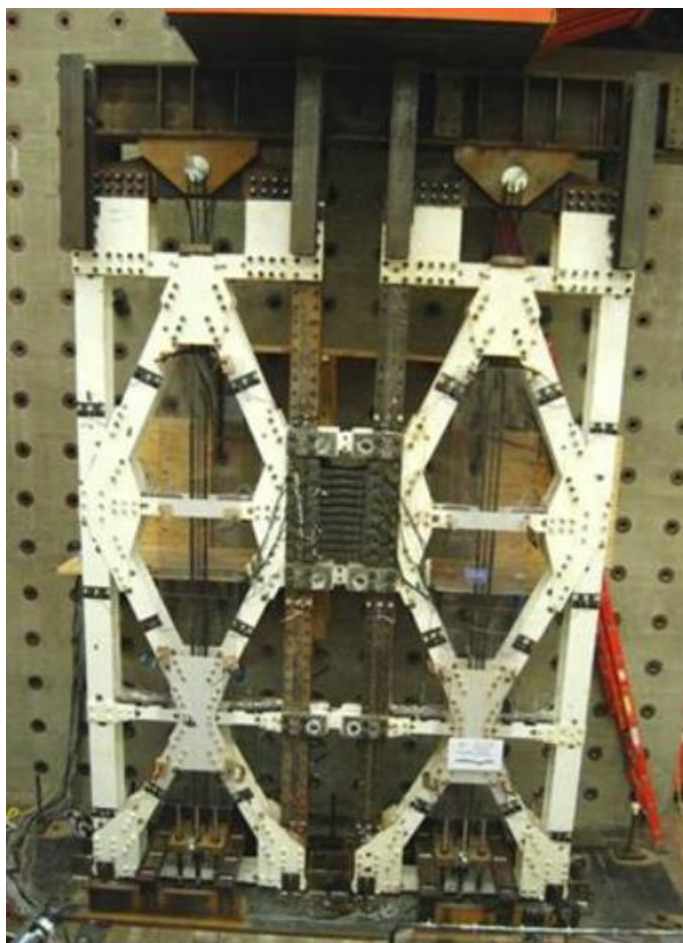
مقدار ممان اینرسی چرخشی ساختمان نامتقارن با خروج از مرکزیت جرمی ۰٪ و ۱۰٪ و ۲۰٪ با روابط ارائه‌شده توسط منصورى و مقدم محاسبه گردیده و مقادیر در جدول ۱ ارائه شده است. [۲۰]

جدول ۱: ممان اینرسی جرمی محاسبه شده مدل سازه‌ای

		em=0%	em=10%	em=20%
Im (kg-m ²)	floor	3.46e8	3.17e8	2.31e8
	roof	3.74e8	3.43e8	2.49e8

۲-۲ مدل سازی و اعتبار سنجی مدل

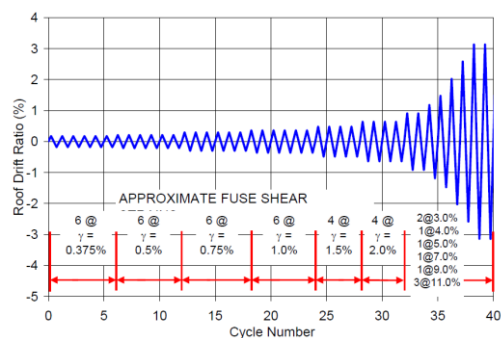
مدل کامپیوتری دوبعدی با نرم افزار OpenSEES مدل سازی می گردد و با مدل آزمایشگاهی ایترتون که در دانشگاه الینویز آزمایش ها آن ها انجام گرفته است (SpecimenA2)، صحت سنجی می گردد. نمونه آزمایشگاهی در شکل ۴ ارائه گردیده است. [۱۹]



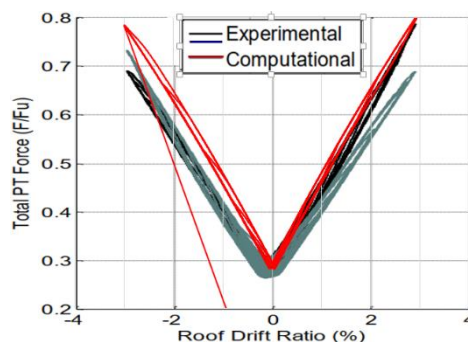
شکل ۴: نمونه آزمایشگاهی A2 [۱۹]

نمونه A2 شامل قاب دابل مرکزگرا با حرکت گهواره‌ای کنترل شده می باشد که دارای دو فیوز بین دو قاب در تراز طبقه دوم می باشد. [۵] فیوزها دارای ضخامت ۱۵٫۹ میلی متر می باشند ظرفیت فیوز $V_{fp} = 0.8 \text{ kN}$ می باشد. مشخصات فیوز بر اساس نتایج آزمایش‌های انجام شده توسط Deierlein و همکاران در سال ۲۰۱۰ می باشد. [۲] مهارهای پیش تنیده شامل ۸ عدد استرند به قطر ۱۲٫۷

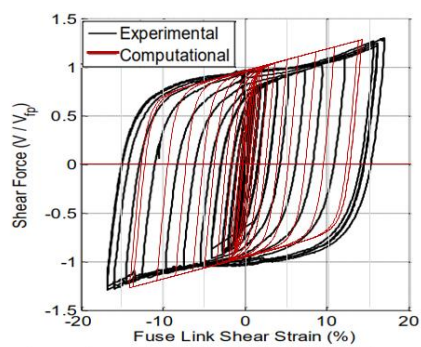
میلی‌متر می‌باشند. استرندها تا ۲۹٪ مقاومت نهایی پیش‌تنیده شده‌اند و دارای نیروی پیش‌تنیدگی برابر 421.7kN می‌باشند. [۱۹] برای صحت‌سنجی کردن رفتار مدل لازم است رفتار فیوز و مهار پیش‌تنیده و در نهایت رفتار هیستریزس کلی قاب با نتایج آزمایشگاهی تحت پروتکل بارگذاری مشخص مقایسه می‌شوند. نتایج مذکور در شکل ۵ ارائه شده است.



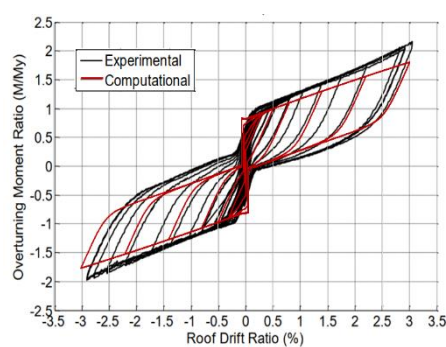
(الف)



(ب)



(ج)



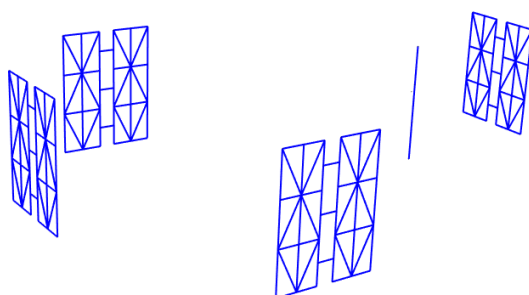
(د)

شکل ۵: صحت‌سنجی مدل کامپیوتری نمونه A2 (الف) پروتکل بارگذاری (ب) صحت‌سنجی رفتار استرندها (ج) صحت‌سنجی رفتار فیوز (د) صحت‌سنجی نمودار هیستریزس رفتار کلی قاب

۲-۳ مدل سازه‌ای و تحلیل‌های انجام‌شده بر روی مدل

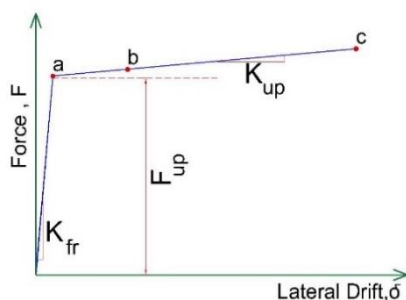
مدل سه‌بعدی کامپیوتری توسط نرم‌افزار اپنسیس مدل‌سازی گردیده است. [۱۶] سیستم کلی سازه قاب ساده با سیستم قاب مهاربندی مرکزگرا با حرکت گهواره‌ای کنترل‌شده با یک دیافراگم در تراز بام می‌باشد. برای مدل‌سازی قاب ساده، ستون‌میان‌ی که معادل تمام ستون‌های ساختمان می‌باشد، مدل‌سازی گردیده است که در شکل ۶ ارائه شده است. ستون‌میان‌ی در محل مرکز جرم قرار می‌گیرد. سیستم قاب فولادی مرکزگرا با حرکت گهواره‌ای از سه المان قاب فولادی و استرندها پیش‌تنیده و فیوز تشکیل شده است. فرضیات مدل‌سازی مطابق با مدل‌سازی Eatherton در سال ۲۰۱۰ می‌باشد. اعضای قاب از جمله تیرها، ستون‌ها و بادبندها با توجه به نتایج ارائه‌شده توسط Eatherton، به‌صورت الاستیک باقی می‌مانند. لذا این اعضا با المان دارای رفتار الاستیک در نرم‌افزار اپنسیس به نام

elasticBeamcolumn مدل شده‌اند. مصالح این المان‌ها فولاد با مدول الاستیسیته $2.039e11$ نیوتن بر متر مربع می‌باشد. [۱۹] اتصالات قاب مهاربند فولادی مرکزگرا با حرکت گهواره‌ای به صورت گیردار می‌باشد، به جز استرندها که دارای اتصال مفصلی می‌باشند. [۱۹] پای ستون‌های سیستم قاب مهاربندی مرکزگرا با حرکت گهواره‌ای کنترل شده به المان gap element متصل می‌باشند که دارای سختی فشاری با مقدار زیاد و فاقد سختی کششی می‌باشند و همین امر امکان حرکت گهواره‌ای را در سیستم ایجاد می‌کند. استرندها با المان Truss با مصالح steel02 با نیروی پیش تنیدگی 2026kN که تنها درکشش کار می‌کنند، مطابق با مقدار طراحی شده مدل‌سازی گردیده‌اند. استرندها دارای سطح مقطع (A_{pt}) 2380 میلی‌متر مربع و مدول الاستیسیته 202 GPa می‌باشند. فیوزها با لینک غیرخطی دوخطی و مصالح steel02 با مقاومت برشی (V_{fp}) 280kN و سختی اولیه 38.29Kn/mm و سختی ثانویه 1.313kN/mm مدل شده‌اند... برای در نظر گرفتن اثر $P-\Delta$ ستون میانی در محل مرکز جرم مدل گردیده و بار ثقلی و جرم سازه در هر تراز بر روی آن قرار گرفته است.

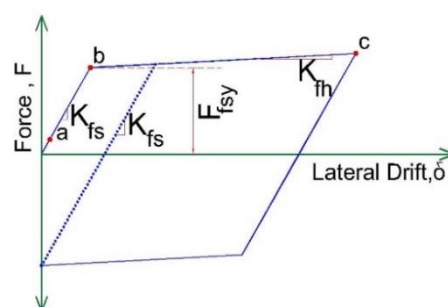


شکل ۶: مدل سه‌بعدی با ستون میانی

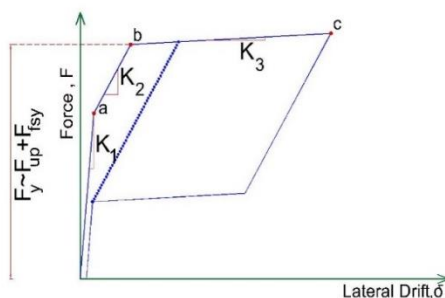
رفتار سیستم قاب مهاربندی مرکزگرا با حرکت گهواره‌ای کنترل شده، متشکل از عملکرد قاب-استرندها و فیوز می‌باشد. رفتار ایده آل غیرخطی الاستیک نیرو-تغییر مکان قاب-استرندها در شکل (الف-الف) نشان داده شده است. K_{fr} سختی الاستیک قاب تا قبل از بلند شدن قاب می‌باشد. وقتی قاب دچار بلند شدگی می‌شود استرندها به صورت الاستیک دچار تغییر طول می‌شود و همین امر باعث ایجاد سختی K_{up} می‌شود. سیستم فیوز در شکل (الف-ب) نشان داده شده است. رفتار فیوز رفتار هیستریزس خطی سخت شونده بدون زوال می‌باشد. سختی اولیه فیوز برابر K_{fs} و سختی ثانویه فیوز K_{fn} می‌باشد. وقتی که این دو مؤلفه به صورت موازی باهم ترکیب می‌شوند نتیجه پاسخ نیرو-تغییر مکان در نمودار (الف-ج) ارائه شده است. این رفتار پرچمی هیستریزس از مشخصات سیستم‌های مرکزگرا می‌باشد.



(الف) رفتار قاب و استرندها



(ب) رفتار سیستم با فیوز



(ج) پاسخ کلی سیستم

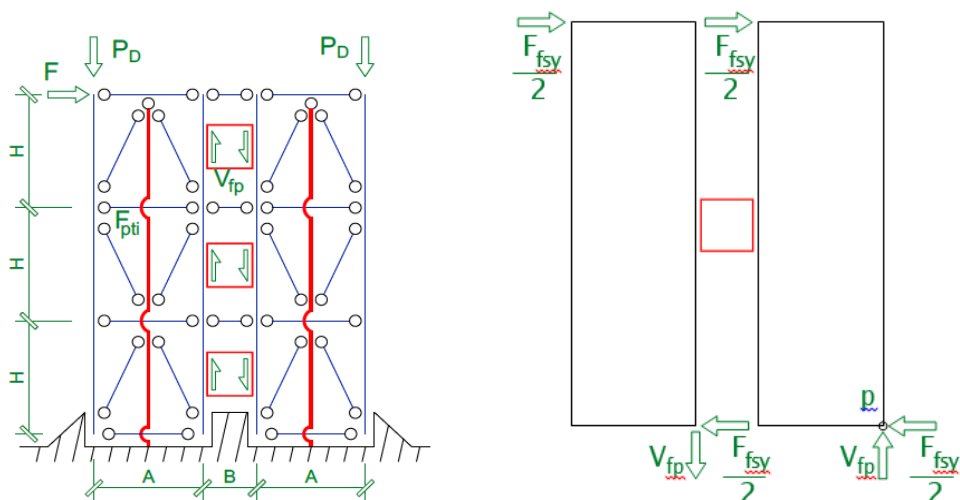
شکل ۷: (الف) پاسخ قاب گهواره‌ای با استرنند پیش‌تنیده، (ب) رفتار سیستم با فیوز تنها، (ج) پاسخ کلی سیستم [۱۸]

نمودار هیستریزیس پرچمی دارای سه سختی K_1, K_2, K_3 می‌باشد. K_1 سختی اولیه قاب که ناشی از سختی الاستیک قاب است به‌اضافه سختی اولیه فیوز K_{fs} می‌باشد. سختی اولیه فیوز به نسبت سختی اولیه قاب مقدارش کوچک است. K_2 در اصل مجموع سختی قاب بعد بلند شدن (K_{up}) و سختی اولیه فیوز (K_{fs}) و K_3 مجموع سختی قاب بعد بلند شدن (K_{up}) و سختی ثانویه فیوز (K_{fh}) می‌باشد. بعد از اولین بلند شدگی، سختی K_1 و K_2 تبدیل به یک شاخه شده که به‌صورت نقطه‌چین در شکل (ج-۷) نشان داده شده است.

مقاومت سیستم مقدار نیرو در نقطه b است که برابر F_y می‌باشد. مقدار آن برابر است با مقدار نیرویی که باعث جاری شدن فیوز به‌اضافه نیروی بلند کننده قاب می‌باشد. سختی الاستیک سیستم تقریباً برابر سختی قاب بعد بلند شدن (K_{up}) به‌اضافه سختی اولیه فیوز (K_{fs}) می‌باشد. روابط مربوط به محاسبه سختی قاب بعد بلند شدن و نیروی بلند کننده قاب (F_{up}) و نیرویی که باعث تسلیم فیوز می‌شود (F_{fsy}) توسط Eatherton ارائه گردیده است. [۱۹]

نیروی بلند کننده قاب (F_{up}) از رابطه (۴) به دست می‌آید. نیروی بلند کننده قاب (F_{up}) تابعی از نیروی پیش‌تنیدگی اولیه (F_{pti})، عرض دهانه قاب و H ارتفاع قاب می‌باشد که در شکل ۸ نشان داده شده است و همچنین تعداد قاب‌های با حرکت گهواره‌ای در یک دهانه (N_{frames}) و تعداد طبقات (N_{floor}) می‌باشد. [۱۹]

$$F_{up} = \frac{F_{pti} \cdot A N_{frames}}{2 N_{floors} H} \quad (۴)$$



شکل ۸: هندسه مدل و تعریف متغیرها برای پیکربندی قاب دابل [۱۵]

سختی قاب بعد از بلند شدن (K_{up}) از رابطه (۵) به دست می‌آید. سختی قاب بعد از بلند شدن (K_{up}) تابعی از مدول الاستیسیته (E_{pti}) سطح مقطع استرنند (A_{pti}) ، عرض دهانه قاب و H ارتفاع قاب می‌باشد که در شکل ۸ نشان داده شده است و همچنین تعداد قاب‌های با حرکت گهواره‌ای در یک دهانه (N_{frames}) و تعداد طبقات (N_{floor}) می‌باشد. [۱۹]

$$K_{up} = \frac{EA_{pt} A^2 N_{frames}}{4N_{floors} H^3} \quad (5)$$

نیروی که در تراز بام اعمال می‌شود و باعث جاری شدن فیوز می‌گردد (F_{fsy}) می‌باشد که از رابطه (۶) به دست می‌آید. این نیرو تابعی از نیروی تسلیم برشی فیوز (V_{fp}) ، عرض دهانه قاب و H ارتفاع قاب می‌باشد که در شکل ۸ نشان داده شده است و همچنین تعداد قاب‌های با حرکت گهواره‌ای در یک دهانه (N_{frames}) و تعداد طبقات (N_{floor}) می‌باشد. [۱۹]

$$F_{fsy} = \frac{V_{fp} (A+B)}{N_{floors} H} \quad (6)$$

مقاومت سیستم مرکزگرا با حرکت گهواره‌ای تابعی از ظرفیت فیوز، نیروی پیش تنیدگی استرنند و هندسه قاب می‌باشد مقدار آن برابر است با مقدار نیرویی که باعث جاری شدن فیوز به اضافه نیروی بلند کننده قاب می‌باشد. مقاومت در اصل نقطه‌ای است که قاب بلند شده و فیوز شروع به جاری شدن می‌کند. سختی سیستم مرکزگرا با حرکت گهواره‌ای تابعی از سختی استرنند (EA_{pt}) ، هندسه قاب و سختی اولیه فیوز می‌باشد. سختی الاستیک سیستم مرکزگرا برابر سختی قاب بعد بلند شدن (K_{up}) به اضافه سختی اولیه فیوز (K_{fs}) می‌باشد.

لذا با توجه به روابط ارائه شده، مقاومت سیستم مرکزگرا با حرکت گهواره‌ای (F_{SC-CR}) از رابطه ۷ و سختی سیستم مرکزگرا با حرکت گهواره‌ای (K_{SC-CR}) از رابطه ۸ محاسبه می‌گردد.

$$F_y = F_{up} + F_{fsy} \quad (7)$$

$$K_2 = K_{up} + K_{fs} \quad (8)$$

بنابراین مقاومت سیستم تابعی از ظرفیت فیوز و نیروی پیش تنیدگی می‌باشد. مقاومت سیستم در اصل نقطه‌ای است که قاب بلند شده و فیوز شروع به جاری شدن می‌کند. این نقطه بر روی نمودار هیستریزس سیستم نقطه b می‌باشد. حال با اعمال ضرایب α_1 و α_2 در ظرفیت فیوز و نیروی پیش تنیدگی قاب‌های گهواره‌ای در یک‌جهت، فواصل مختلفی برای مرکز مقاومت تا مرکز جرم ایجاد می‌شود. لازم به ذکر است با توجه به اینکه می‌بایست تناسب بین مقدار نیروی پیش تنیدگی و ظرفیت فیوز با توجه به اصول طراحی برقرار باشد، قاب‌های گهواره‌ای در هر سمت پلان در یک‌جهت، هم‌مقدار ظرفیت فیوز و نیروی پیش تنیدگی با یک ضریب α ثابت افزایش و یا کاهش پیدا می‌کنند. این‌گونه تناسب لازم که از ضوابط طراحی در این نوع سیستم‌ها می‌باشد رعایت گشته و آرایش مختلف مراکز ایجاد می‌شود. [۱۹]

با توجه به اینکه مجموع ظرفیت در هر جهت ثابت می‌باشد و تنها با اعمال ضرایب α توزیع آن‌ها متغیر هست و همچنین در هر سمت پلان با یک ضریب ثابت ظرفیت فیوز و نیروی پیش تنیدگی تغییر می‌کند لذا تناسب بین فیوز و استرند در این توزیع مقاومت رعایت می‌گردد و مجموع مقاومت سیستم در هر جهت تغییر نکرده و تنها توزیع مقاومت تغییر کرده است. با توجه به توزیع مقاومت مرکز مقاومت (C_v) در فواصل مختلف از مرکز جرم (C_m) قرار می‌گیرد. فاصله مرکز مقاومت تا مرکز جرم به‌صورت درصدی از بعد پلان که در آن جهت خروج از مرکزیت جرمی دارد با e_v مشخص می‌شود. در این مقاله ابتدا با در نظر گرفتن آرایش مراکز مدل ساختمان نامتقارن جرمی، در اصل مقادیر خروج از مرکزیت مقاومت (ev) مشخص می‌باشد. با داشتن مقادیر مذکور و با توجه به اینکه مجموع مقاومت در هر امتداد ثابت می‌باشد، توزیع مقاومت و یا به بیانی دیگر ضرایب α_1 و α_2 با رابطه ۹ محاسبه می‌گردند.

$$\alpha_1 = \frac{2}{B} \left(\frac{B}{2} + e_m + ev \right), \alpha_1 + \alpha_2 = 2 \quad (9)$$

سپس سازه با فواصل مختلف مرکز مقاومت از مرکز جرم تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی شده و پاسخ بیشینه جابجایی نسبی بام سازه نامتقارن به نسبت پاسخ بیشینه جابجایی نسبی بام سازه بدون خروج از مرکزیت جرمی مورد ارزیابی قرار می‌گیرد.

برای انجام تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی از ۲۲ رکورد استاندارد دومؤلفه‌ای Fema P695 استفاده گردیده است. برای مقیاس کردن رکوردهای مذکور از روش پیشنهادی Fema P695 استفاده شده است. برای مقیاس کردن سطح خطر ۲٪ در ۵۰ سال ((MCE و بر اساس طیف شتاب در زمان تناوب غالب سازه محاسبه گردیده است. رکوردها بر اساس پریود سازه و جدول ارائه شده در Fema P695 مقیاس گردیده است. در این مقاله چون از 22 رکورد Fema P695 برای تحلیل‌ها استفاده شده است لذا از جدول Fema P695 A3 برای مقیاس نمودن رکوردها استفاده گردیده است. [۱۷] زمان تناوب غالب سازه سه طبقه غیرخطی بر اساس کار Eatherton برابر ۱ ثانیه در نظر گرفته شده تا اثر غیرخطی شدن سیستم لحاظ شود بر این اساس مقدار ضریب مقیاس ۲٫۵۹ محاسبه شده است. [۱۹]

جدول ۲: لیست زمین لرزه دو جهته Fema P695

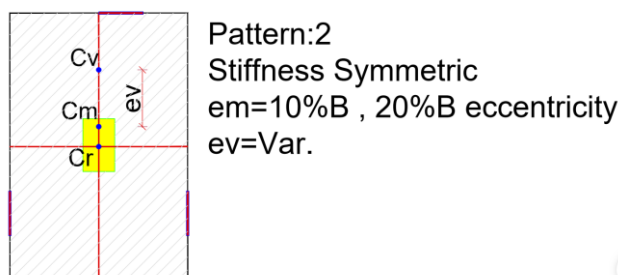
Components IDs according to PEER NGA database								
ID (No)	Record ID	Year	Component 1	Component 2	PGA(g) component 1	PGA(g) component 2	PGV1	PGV2
1	953	1994	NORTHR/MUL279	NORTHR/MUL009	0.42	0.52	59	63
2	960	1994	NORTH/LOS000	NORTH/LOS270	0.41	0.48	43	45
3	1602	1999	DUZCE/BOL000	DUZCE/BOL090	0.73	0.82	56	62
4	1787	1999	HECTOR/HEC000	HECTOR/HEC090	0.27	0.34	29	42
5	169	1979	IMPVALL/H-DLT262	IMPVALL/H-DLT352	0.24	0.35	26	33
6	174	1979	IMPVALL/H-E11140	IMPVALL/H-E11230	0.36	0.38	69	42
7	1111	1995	KOBE/NIS000	KOBE/NIS090	0.51	0.5	38	37
8	1116	1995	KOBE/SHI000	KOBE/SHI090	0.24	0.21	38	28
9	1158	1999	KOCAELI/DZC180	KOCAELI/DZC270	0.31	0.36	118	93
10	1148	1999	KOCAELI/ARC000	KOCAELI/ARC090	0.22	0.15	35	79
11	900	1992	LANDERS/YER270	LANDERS/YER360	0.24	0.15	26	15
12	848	1992	LANDERS/CLW-LN	LANDERS/CLW-TR	0.29	0.42	103	169
13	752	1989	LOMAP/CAP000	LOMAP/CAP090	0.53	0.44	70	58
14	767	1989	LOMAP/G03000	LOMAP/G03090	0.56	0.37	72	89
15	1633	1990	MANJIL/ABBAR...L	MANJIL/ABBAR...T	0.51	0.5	26	21
16	721	1987	SUPERST/B-ICC000	SUPERST/B-ICC090	0.36	0.26	93	82
17	725	1987	SUPERST/B-POE270	SUPERST/B-POE360	0.45	0.3	36	33
18	829	1992	CAPEHEND/RIO270	CAPEHEND/RIO360	0.39	0.55	22	21
19	1244	1999	CHICHI/CHY101-E	CHICHI/CHY101-N	0.44	0.35	230	141
20	1485	1999	CHICHI/TCU045-E	CHICHI/TCU045-N	0.51	0.47	78	73
21	68	1971	SFERN/PEL090	SFERN/PEL180	0.21	0.17	19	15
22	125	1976	FRIULI/A-TMZ000	FRIULI/A-TMZ270	0.35	0.32	44	62

ابتدا سازه با خروج از مرکزیت صفر تحت ۲۲ رکورد دومؤلفه‌ای Fema p695 تحلیل غیرخطی تاریخچه زمانی گردیده و میانگین پاسخ بیشینه تغییر مکان نسبی ساختمان در دو جهت X و Y محاسبه شده است. سپس سازه با خروج از مرکزیت جرمی ۱۰٪ و ۲۰٪ مدل گردیده است. برای هر حالت خروج از مرکزیت جرمی حالت‌های مختلف توزیع مقاومت بر اساس فواصل مختلف مرکز مقاومت از مرکز جرم در نظر گرفته شده و تحلیل گردیده است.

۳- نتایج و بحث و مقایسه

با مقایسه پاسخ سازه در حالت با خروج از مرکزیت با فواصل و آرایش‌های مختلف مرکز مقاومت و مرکز جرم با توجه به نتایج تحلیل بهترین آرایش مراکز بر اساس نزدیک بودن پاسخ سازه نامتقارن به سازه متقارن مشخص می‌گردد. برای ارزیابی پاسخ ساختمان نسبت پاسخ‌های تغییر مکان نسبی و برش پایه در جهت X و Y به پاسخ ساختمان متقارن مشابه تحت عنوان فاکتور نسبت پاسخ نام‌گذاری می‌گردد. نسبت پاسخ میانگین بیشینه جابجایی نسبی کلی سازه تحت ۲۲ رکورد در حالت نامتقارن به پاسخ میانگین بیشینه جابجایی نسبی کلی سازه تحت ۲۲ رکورد در حالت متقارن به صورت مختصر $RRFD$ نامیده می‌شود و همچنین نسبت پاسخ میانگین برش پایه بیشینه سازه در حالت نامتقارن به پاسخ میانگین برش پایه بیشینه سازه در جهت X, Y تحت ۲۲ رکورد به صورت مختصر $RRFBSHX, RRFBSHY$ نامیده می‌شود. نسبت پاسخ میانگین شتاب بیشینه کلی سازه تحت ۲۲ رکورد در حالت نامتقارن به پاسخ میانگین بیشینه جابجایی نسبی کلی سازه تحت ۲۲ رکورد در حالت متقارن به صورت مختصر $RRFA$ نامیده می‌شود. پاسخ میانگین چرخش ماکزیمم بام به صورت مطلق می‌باشد و $RMAX$ نام‌گذاری گردیده است. با توجه به نتایج تحلیل بهترین آرایش مراکز بر اساس نزدیک بودن پاسخ سازه نامتقارن به سازه متقارن و یا نزدیک شدن مقدار فاکتور نسبت پاسخ به عدد ۱ مشخص می‌گردد.

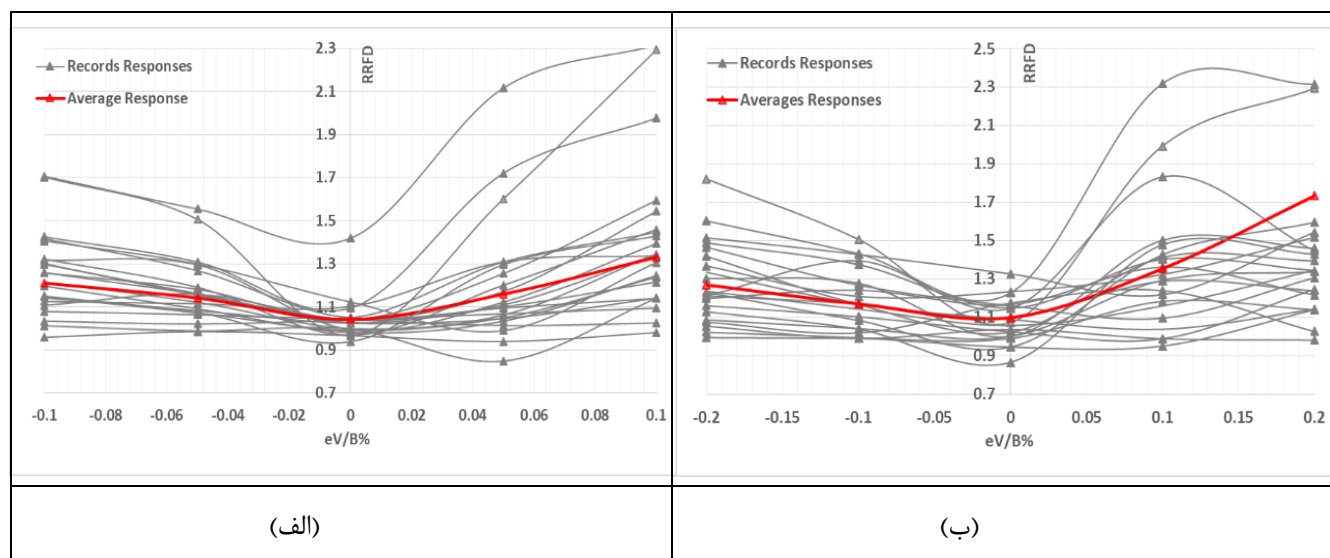
مدل با توزیع مقاومت نامتقارن در شکل ۹ ارائه گردیده است. جهت بررسی اثر توزیع مقاومت بر ساختمان نامتقارن با خروج از مرکزیت جرمی ۱۰٪ و ۲۰٪ تحت ۲۲ رکورد دومؤلفه‌ای Fema p695 و در سطح خطر ۲٪ در ۵۰ سال (MCE) تحلیل غیرخطی تاریخچه زمانی گردیده و فاکتور نسبت پاسخ محاسبه گردیده است.



شکل ۹: مدل با توزیع مقاومت نامتقارن و توزیع سختی متقارن

فکتور نسبت میانگین پاسخ ماکزیمم بام (RRFA,RRFD) و میانگین چرخش بیشینه (RMAX) محاسبه می‌گردد و همچنین نسبت میانگین پاسخ ماکزیمم برش پایه در جهت X و Y مدل‌های نامتقارن نسبت به این حالت متقارن (RRFBSHX,RRFBSHY) مورد بررسی قرار می‌گیرد.

سازه با خروج از مرکزیت جرمی ۱۰٪ و ۲۰٪ و حالت‌های مختلف مرکز مقاومت تحت ۲۲ رکورد دومؤلفه‌ای استاندارد Fema P695 تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی شده و پاسخ میانگین بیشینه جابجایی نسبی کلی سازه تحت ۲۲ رکورد در حالت نامتقارن به پاسخ میانگین جابجایی نسبی بیشینه کلی سازه تحت ۲۲ رکورد در حالت متقارن برحسب فاصله مرکز جرم از مرکز مقاومت در شکل ۱۰ ارائه گردیده است.



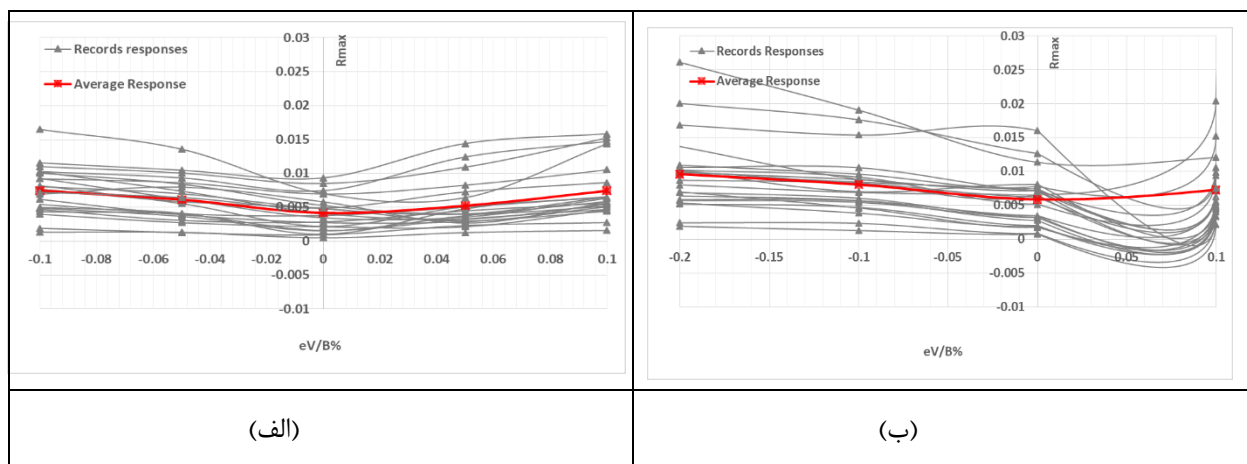
شکل ۱۰: نسبت میانگین پاسخ ماکزیمم تغییر مکان نسبی (RRFD) ساختمان نامتقارن در جهت X (الف) با خروج از مرکزیت جرمی ۱۰٪ (ب) با خروج از مرکزیت جرمی ۲۰٪

در سازه نامتقارن با خروج از مرکزیت جرمی ۱۰٪ در صورتی که توزیع سختی و مقاومت متقارن باشد، یعنی مرکز مقاومت و مرکز سختی در مرکز سطح قرار بگیرند، فکتور نسبت پاسخ جابجایی نسبی ماکزیمم بام (RRFD) در جهت X ۱/۲۱ می‌باشد. حداقل فکتور (RRFD) در این حالت زمانی است که مرکز مقاومت بر روی مرکز جرم قرار گرفته باشد و مقدار فکتور (RRFD) ۱/۰۴ می‌باشد.

در سازه نامتقارن با ۲۰٪ خروج از مرکزیت جرمی، در صورتی که توزیع سختی و مقاومت متقارن باشد، یعنی مرکز مقاومت و مرکز سختی در مرکز سطح قرار بگیرند، فکتور نسبت پاسخ جابجایی نسبی ماکزیمم بام (RRFD) در جهت X ۱/۲۷ می‌باشد. حداقل فکتور (RRFD) در این حالت زمانی است که مرکز مقاومت بر روی مرکز جرم قرار گرفته باشد و مقدار فکتور (RRFD) ۱/۰۹ می‌باشد.

RRFD درحالی که سازه دارای توزیع متقارن سختی و مقاومت دارد با حداقل مقادیر فاکتور نسبت پاسخ جابجایی نسبی ماکزیمم بام (RRFD) سازه درحالی که توزیع سختی متقارن و توزیع مقاومت نامتقارن است مقایسه گردیده است. تنها با توزیع مناسب مقاومت RRFD در جهت X در حالت با خروج از مرکزیت ۱۰٪ و ۲۰٪ به مقدار ۱۴٪ کاهش می یابد و این حالت زمانی است که در مدل با توزیع سختی متقارن، مرکز مقاومت منطبق بر مرکز جرم سازه قرار دارد.

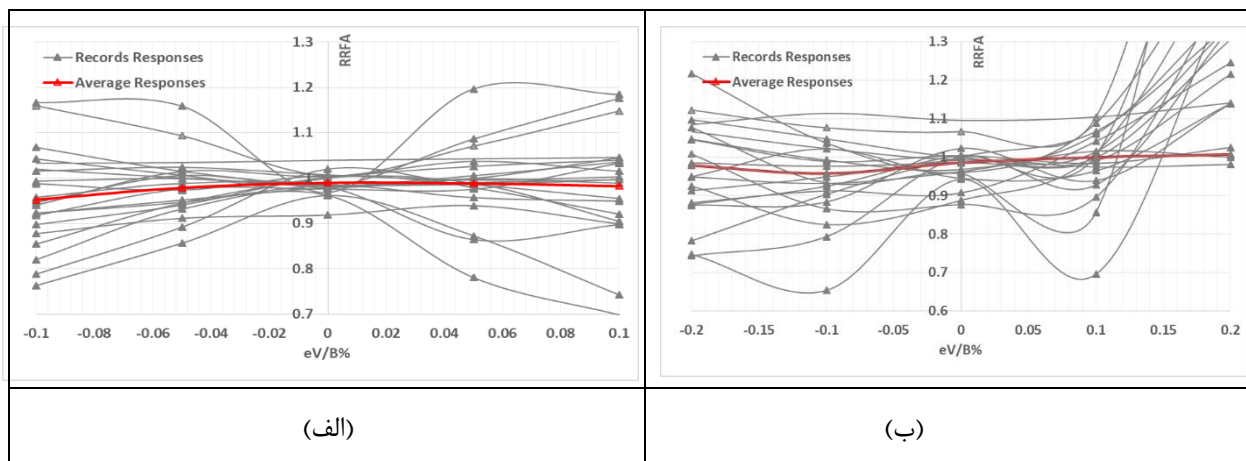
پاسخ چرخش ماکزیمم بام (RMAX) ساختمان نامتقارن با خروج از مرکزیت جرمی ۱۰٪ و ۲۰٪ در موقعیت های مختلف مرکز مقاومت محاسبه گردیده و نتایج در شکل ۱۱ ارائه گردیده است.



شکل ۱۱: میانگین پاسخ ماکزیمم چرخش ساختمان نامتقارن در جهت X (الف) با خروج از مرکزیت جرمی ۱۰٪ (ب) با خروج از مرکزیت جرمی ۲۰٪

حداقل پاسخ چرخش ماکزیمم بام (RMAX) در مدل با توزیع سختی متقارن زمانی است که مرکز مقاومت منطبق بر مرکز جرم باشند و این مقدار برای حالت سازه نامتقارن با خروج از مرکزیت جرمی ۱۰٪ و ۲۰٪ به ترتیب ۰/۰۰۴ و ۰/۰۰۵۸ می باشد.

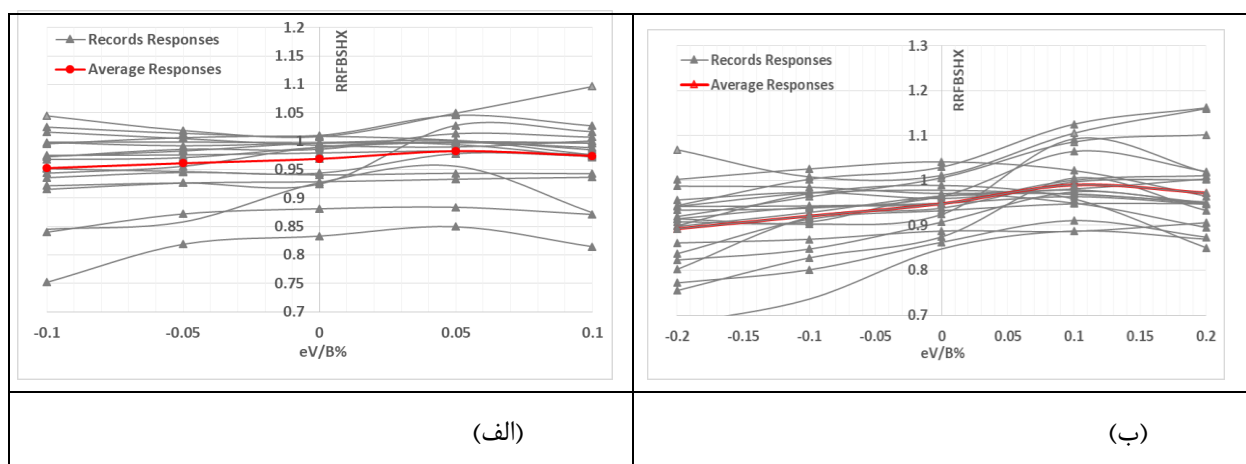
فاکتور نسبت پاسخ شتاب ماکزیمم بام (RRFA) ساختمان نامتقارن با خروج از مرکزیت جرمی ۱۰٪ و ۲۰٪ در موقعیت های مختلف مرکز مقاومت محاسبه گردیده و نتایج در شکل ۱۲ ارائه گردیده است.



شکل ۱۲: نسبت میانگین پاسخ ماکزیمم شتاب (RRFA) ساختمان نامتقارن در جهت X (الف) با خروج از مرکزیت جرمی ۱۰٪ (ب) با خروج از مرکزیت جرمی ۲۰٪.

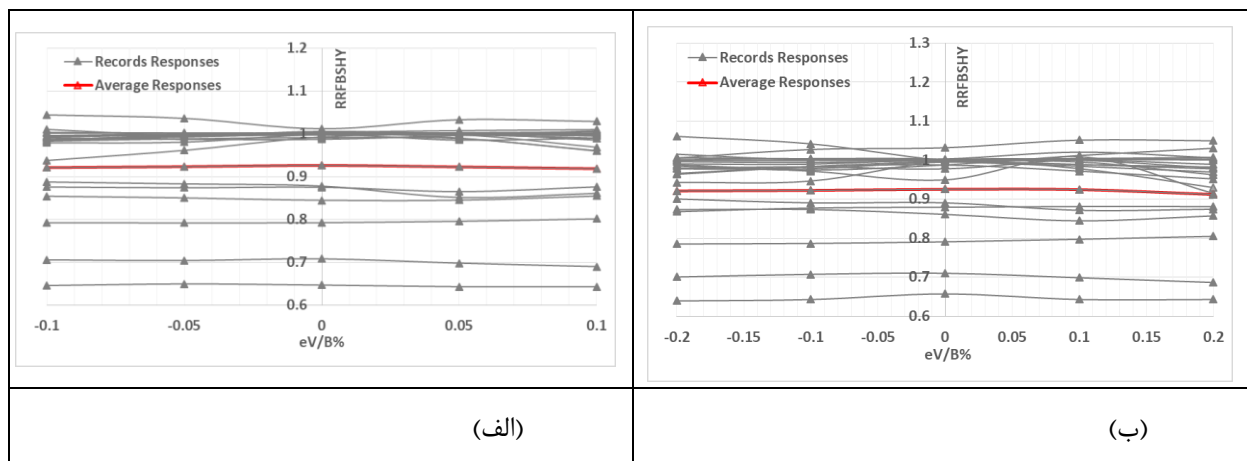
حداقل فاکتور نسبت پاسخ شتاب ماکزیمم بام (RRFA) زمانی است که مرکز مقاومت منطبق بر مرکز جرم باشند و این مقدار برای حالت سازه نامتقارن با الگوی مرکز سختی متقارن با خروج از مرکزیت جرمی ۱۰٪ و ۲۰٪ به مقدار ۰٫۹۸ می‌باشد. در این حالت که مرکز مقاومت منطبق بر مرکز جرم باشد.

فاکتور نسبت پاسخ برش پایه در جهت X و Y (RRFBShX) و (RRFBShY) در ساختمان نامتقارن جرمی با الگوی سختی متقارن، با خروج از مرکزیت جرمی ۱۰٪ و ۲۰٪ در موقعیت‌های مختلف مرکز مقاومت محاسبه گردیده و نتایج در شکل ۱۳ و شکل ۱۴ ارائه گردیده است.



شکل ۱۳: نسبت میانگین پاسخ ماکزیمم برش پایه در جهت X (RRFBShX) ساختمان نامتقارن در جهت X (الف) با خروج از مرکزیت جرمی ۱۰٪ (ب) با خروج از مرکزیت جرمی ۲۰٪.

در سازه نامتقارن با خروج از مرکزیت جرمی ۱۰٪ فاکتور نسبت پاسخ برش پایه در جهت X و Y (RRFBShX) و (RRFBShY) به ترتیب ۰٫۹۷٪ و ۰٫۹۳٪ در حالی که به ترتیب مرکز مقاومت در $0.1B$ و $-0.1B$ می‌باشد.



شکل ۱۴: نسبت میانگین پاسخ ماکزیمم برش پایه در جهت Y (RRFBSHY) ساختمان نامتقارن در جهت X (الف) با خروج از مرکزیت جرمی ۱۰٪ (ب) با خروج از مرکزیت جرمی ۲۰٪

در سازه نامتقارن با خروج از مرکزیت جرمی ۲۰٪ فاکتور نسبت پاسخ برش پایه در جهت X و Y (RRFBSHX) و (RRFBSHY) به ترتیب ۹۵٪ و ۹۳٪ و درحالی که به ترتیب مرکز مقاومت در ۲۰٪B و ۲۰٪B می باشد.

فاکتور نسبت پاسخ برش پایه در جهت X و Y (RRFBSHX) و (RRFBSHY) در ساختمان نامتقارن جرمی، با خروج از مرکزیت جرمی ۱۰٪ و ۲۰٪ در موقعیت‌های مختلف مرکز مقاومت محاسبه گردیده و تمامی نتایج کوچک‌تر از یک می باشند. با داشتن آرایش مناسب مراکز و یا به بیانی دیگر، با داشتن فاصله مناسب مرکز مقاومت از مرکز جرم و توزیع مناسب مقاومت در هر جهت پلان، طراحی سیستم قاب فولادی مهاربندی با حرکت گهواره‌ای کنترل شده و طراحی متناسب فیوزها و استرندهای سیستم انجام می پذیرد.

۴- نتیجه گیری

با توزیع مناسب مقاومت سیستم گهواره‌ای مرکزگرا با رعایت تناسب بین ظرفیت فیوز و نیروی پیش تنیدگی می توان پاسخ سازه پیچشی با سیستم قاب فولادی مهاربندی با حرکت گهواره‌ای کنترل شده را تا حد مطلوبی به پاسخ سازه متقارن با سیستم قاب فولادی مهاربندی با حرکت گهواره‌ای کنترل شده نزدیک کرد.

- در سازه نامتقارن با خروج از مرکزیت جرمی ۱۰٪ در صورتی که توزیع مقاومت متقارن باشد، فاکتور نسبت پاسخ بیشینه جابجایی نسبی بام در جهت X ۱/۲۱ می باشد و حداقل فاکتور (RRFD) در این حالت زمانی است که مرکز مقاومت بر روی مرکز جرم قرار گرفته باشد و مقدار فاکتور (RRFD) ۱/۰۴ می باشد.

- در سازه نامتقارن با ۲۰٪ خروج از مرکزیت جرمی، در صورتی که مقاومت متقارن باشد، فاکتور نسبت پاسخ بیشینه جابجایی نسبی بام در جهت X ۱/۲۷ می باشد و حداقل فاکتور (RRFD) در این حالت زمانی است که مرکز مقاومت بر روی مرکز جرم قرار گرفته باشد و مقدار فاکتور (RRFD) ۱/۰۹ می باشد.

- تنها با توزیع مناسب مقاومت RRFD در جهت X در حالت با خروج از مرکزیت ۱۰٪ و ۲۰٪ به مقدار ۱۴٪ کاهش می یابد و این حالت زمانی است که مرکز مقاومت منطبق بر مرکز جرم سازه قرار دارد.

در سازه نامتقارن با خروج از مرکزیت جرمی ۱۰٪ فاکتور نسبت پاسخ برش پایه در جهت X و Y به ترتیب ۹۷٪ و ۹۳٪ و درحالی که به ترتیب مرکز مقاومت در ۱۰٪B و ۱۰٪B می باشد.

در سازه نامتقارن با خروج از مرکزیت جرمی ۲۰٪ فاکتور نسبت پاسخ برش پایه در جهت X و Y به ترتیب ۹۵٪ و ۹۳٪ و درحالی که به ترتیب مرکز مقاومت در ۲۰٪-B و ۲۰٪B می باشد.

فاکتور نسبت پاسخ برش پایه در جهت X و Y در ساختمان نامتقارن جرمی، با خروج از مرکزیت جرمی ۱۰٪ و ۲۰٪ در موقعیت های مختلف مرکز مقاومت محاسبه گردیده و تمامی نتایج کوچک تر از یک می باشند.

- با داشتن آرایش مناسب مرکز مقاومت و مرکز جرم و توزیع مقاومت مناسب، طراحی متناسب فیوزها و استرندهای سیستم قاب فولادی مهاربندی با حرکت گهواره ای کنترل شده انجام می پذیرد.

References:

- [1] Eatherton.M.R, J.F. Hajjar, G.G.Deierlein, H.Krawinkler, S.Billington, X.Ma. (2008) Controlled Rocking of Steel-Framed Building with Replaceable Energy-Dissipating Fuses. The 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China, 2008. (pp. 12-17).
- [2]Ma, X. Borchers, E. Peña, A. Krawinkler, H. and Deierlein, G. (2010). Design and behavior of steel shear plates with openings as energy dissipating fuses, Blume Earthquake Engineering Center, TR 173, StanfordUniv. Stanford, CA.
- [3]Eatherton M.R. Ma X, Krawinkler H, Mar D, Billington S. Hajjar JF, Deierlein GG. (2014). Design concepts for controlled rocking of self - centering steel - braced frames. *Journal of Structural Engineering* 140 (11): 195 - 203.
- [4]Ma, X. Krawinkler, H. and Deierlein, G. G. (2011)."Seismic design and behavior of self - centering braced frame with controlled rocking and energy dissipating fuses". Rep. No. 174, The John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford Univ. Stanford, CA.
- [5] Steele, T. C. & Wiebe, L. D. (2016). Dynamic and equivalent static procedures for capacity design of controlled rocking steel braced frames. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 45(14), 2349-2369.
- [6] Mottier P, Wiebe L, Steele T, Tremblay R, Rogers C. (2019). Performance evaluation of gravity-controlled rocking braced frames for low-rise steel buildings. *12th Canadian Conference on Earthquake Engineering*, Quebec City, June 17-20
- [7]Wiebe, L. and Christopoulos, C. (2009). "Mitigation of higher mode effects in base-rocking systems by using multiple rocking sections". *J. Earthquake Eng.*, 13(S1), 83–108.
- [8] Pooya Rezvan, Yunfeng Zhang. (2022). Nonlinear seismic performance study of D-type self-centering eccentric braced frames with sliding rocking link beams. *Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics* Volume 51, Issue 925 July 2022.
- [9] Mohammad Javad Ebrahimi Majumerd, Esmaeil Mohammadi Dehcheshmeh, Vahid Broujerdian, Saber Moradi. (2022). Self-centering rocking dual-core braced frames with buckling-restrained fuses. *Journal of Constructional Steel Research* Volume 194, July 2022, 107322
- [10] Sadek, A. W. and Tso, W. K. (1989) "Strength eccentricity concept for inelastic analysis of asymmetric structures", *Engineering Structures* 11, 189–194.
- [11] Myslimaj, B. and Tso, W. K. (2002) "A strength distribution criterion for minimizing torsional response of asymmetric wall-type systems", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 31, 99–120.
- [12] Mansoori MR, Moghadam AS (2008). Effect of damper distribution in controlling multiple torsional response parameters of asymmetric structures. *Proceedings of the 14th World Conference, Earthq. Eng.*
- [13] Aziminejad, A. & Moghadam, A. S. (2010). Fragility-based performance evaluation of asymmetric single-story buildings in near field and far field earthquakes. *Journal of Earthquake Engineering*, 14(6), 789-816.
- [14]Georgoussis GK, Mamou A. (2018). The effect of mass eccentricity on the torsional response of building structures. *Structural Engineering and Mechanics*. 2018 Jan 1; 67(7):671-82.
- [15] Georgoussis GK, Mamou A. (2019). Mass eccentricity effects on the torsional response of inelastic buildings. *Vibro engineering PROCEDIA*. 2019 Apr 25; 23:66-71.
- [16]OpenSees. 2011. Open system for earthquake engineering simulation, Pacific Earthquake Engineering research Center, University of California. [http:// opensees. berkeley. edu](http://opensees.berkeley.edu) (5 February 2011).

- [17] FEMA. (2009). Quantification of Building Seismic Performance Factors, FEMA P695 Prepared by. Applied Technology Council for the Federal Emergency Management Agency: Redwood City, California, USA.
- [18] Gupta, A. and Krawinkler, H. (1999) Seismic Demands for Performance Evaluation of Steel Moment Resisting Frame Structures, *John A. Blume Earthquake Engineering Center Report* Number 132.
- [19] Eatherton, M. R. and Hajjar, J. F. (2010). "Large - Scale cyclic and hybrid simulation testing and development of a controlled - rocking steel building system with replaceable fuses." *Rep. No. NSEL - 025*, Newmark Structural Engineering Laboratory Report Series, Univ. of Illinois at Urbana - Champaign, Urbana, IL.
- [20] Mansoori MR, Moghadam AS. (2014). Controlling torsional responses of structures under one and two directional excitations using dampers. In *Second European conference on earthquake engineering and seismology 2014* Aug 25.