

مطالعه‌ای بر مشخصات فیوزهای پیرامونی استفاده شده در ساختمان‌های تعمیرپذیر فولادی با حرکت الاکلنگی تحت اثر زلزله‌های حوزه نزدیک

حسین کاظمی فرد

دانشجوی دکتری، گروه مهندسی سازه، دانشگاه آزاد اسلامی واحد علوم
و تحقیقات، تهران، ایران

محمود حسینی (نویسنده مسئول)

دانشیار، پژوهشکده مهندسی سازه، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و
مهندسی زلزله، تهران، ایران، hosseini@iiees.ac.ir

مسعود نکویی

استادیار، گروه مهندسی سازه، دانشگاه آزاد اسلامی واحد علوم و
تحقیقات، تهران، ایران

بهرخ حسینی هاشمی

دانشیار، پژوهشکده مهندسی سازه، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و
مهندسی زلزله، تهران، ایران

چکیده

از فیوزهای سازه‌ای و سیستم الاکلنگی جهت کاهش پاسخ ساختمان در مقابل زلزله و هدایت آسیب استفاده می‌شود. در این سیستم ستون‌های ساختمان حذف شده و به جای آنها در مرکز از یک تکیه‌گاه و در پیرامون ساختمان از فیوزهای سازه‌ای غیرخطی استفاده می‌شود. هدف اصلی از ایجاد این سیستم این است که هنگام زلزله اجزای سازه‌ای به صورت الاستیک باقی مانده و تغییر شکل‌های غیرخطی در فیوزهای سازه‌ای پیرامونی به وجود آید که پس از زلزله می‌توان در مدت زمان کوتاه و با هزینه کمتری نسبت به هزینه ساخت کل ساختمان، فیوزهای آسیب‌دیده را تعویض و از ساختمان بهره‌برداری نمود. در این تحقیق مشخصات نوعی از فیوز سازه‌ای مورد بررسی قرار گرفته و کاربرد آن در ساختمان با سیستم الاکلنگی تحت اثر زلزله حوزه نزدیک مورد مطالعه قرار می‌گیرد. به طوری که حداکثر شتاب مطلق بام و برش پایه به طور چشمگیری کاهش می‌یابد، اما میزان تغییر مکان جانبی نسبی طبقات در برخی از ساختمان‌ها افزایش یافته اما از حد مجاز کمتر است.

واژگان کلیدی: حرکت الاکلنگی، فیوز سازه‌ای، تحلیل غیرخطی دینامیکی، تاریخچه زمانی، آسیب‌پذیری لرزه‌ای، ساختمان تعمیرپذیر.

۱- مقدمه

ایجاد تغییر مکان‌های غیرالاستیک می‌شود که گسترش این مفاصل پلاستیک باعث گسترش آسیب در کل سازه می‌شود؛ بنابراین در این گونه ساختمان‌ها بعد از زلزله‌های شدید مشکلات زیر اتفاق می‌افتد:

۱. به دلیل به وجود آمدن تغییر مکان‌های بزرگ ماندگار در سازه و نیز گسیختگی موضعی برخی از اعضا، ساختمان از حیز انتفاع خارج می‌گردد.
۲. امکان تعمیر در ساختمان‌ها وجود ندارد و چاره‌ای جز تخریب و نوسازی نیست.
۳. با توجه به اینکه ساختمان‌ها بر اساس اصول شکل‌پذیری آیین‌نامه طراحی شده‌اند تخریب آنها بسیار دشوار می‌باشد.
۴. هزینه‌های بسیار سنگینی برای تخریب، آواربرداری و انتقال نخاله‌ها به مکان مناسب و نیز منابع مالی سنگینی جهت ساخت مجدد ساختمان‌ها باید هزینه شود.

هدف آیین‌نامه‌های جاری در طراحی و اجرای ساختمان‌ها در برابر حرکات زمین در زلزله بر استهلاك انرژی زلزله به وسیله رفتار غیرالاستیک آنها می‌باشد. طراحی و اجرای سازه‌ها بر اساس آیین‌نامه‌ها باعث افزایش قابلیت جذب انرژی و شکل‌پذیری سازه می‌شود؛ بنابراین طبق این فلسفه طراحی در ساختمان‌ها هنگام زلزله‌های قوی، ساختمان‌ها از محدوده رفتار الاستیک خارج شده و تغییر مکان‌های زیادی می‌یابند تا انرژی زلزله را مستهلک نمایند.

در هنگام زلزله‌های شدید خصوصاً در شهرهای بزرگ و در مناطق با خطر لرزه‌ای بالا سازه‌هایی که ضوابط آیین‌نامه‌ای را رعایت نکرده‌اند دچار خرابی کلی می‌گردند اما در ساختمان‌هایی که ضوابط آیین‌نامه‌ای در طراحی و اجرا رعایت شده است بر اثر رفتار غیرالاستیک سازه مفاصل پلاستیک به صورت موضعی در نقاطی از سازه تشکیل می‌گردند که باعث

بر پاسخ لرزه‌ای قاب‌های فولادی مهاربندی شده با امکان بلندشدگی ستون‌ها انجام دادند که مشاهده شد برش پایه ۵۲ درصد نسبت به حالت ستون با پایه گیردار کاهش می‌یابد و تغییر مکان بام تقریباً ثابت می‌ماند. تریمبلی و همکاران [۱۱]، استفاده از میراگر ویسکوز ابداعی در زیر ستون‌های قاب فولادی باندبندی شده که دارای حرکت گهواره‌ای می‌باشد را بر روی مدل ۱:۲ بررسی کردند و تغییر مکان‌های جانبی در حد آیین‌نامه باقی ماند. میدوری‌کاوا و همکاران [۱۲] با در نظر گرفتن نوعی کف ستون انعطاف‌پذیر حرکت گهواره‌ای را مورد بررسی قرار دادند که کاهش برش پایه در این سیستم و معادل بودن تغییر مکان جانبی قاب نسبت به کف ستون صلب مشاهده شد. حسینی و فرسنگی [۱۳]، به بررسی ستون‌های تلسکوپ‌ی در ساختمان‌های با رفتار الکلنگی پرداختند که کاهش پاسخ ساختمان در حد ساختمان‌هایی که در آنها از جداساز لرزه‌ای استفاده شده مشاهده گردید. حسینی و بزرگ‌زاده [۱۴] به بررسی نوعی از مستهلک کننده انرژی با نام DADAS در پایه ستون‌ها پرداختند که در ساختمان‌های با حرکت گهواره‌ای استفاده شده و باعث کاهش پاسخ لرزه‌ای سازه می‌شوند. در این مستهلک کننده ورق‌ها به صورت دوپل استفاده می‌شوند. حسینی و خرد [۱۵]، بررسی رفتاری فیوزی را معرفی کردند که در مرکز ساختمان‌های با حرکت گهواره‌ای نصب می‌گردد. ایترتون و همکاران [۱۶]، به طراحی سیستم کنترلی خود محور در قاب‌های فولادی دارای مهاربند با رفتار گهواره‌ای پرداختند که بر اثر زلزله سیستم قاب مهاربندی در حالت الاستیک باقی مانده و انرژی زلزله به وسیله فیوزهای قابل تعویض به کار گرفته شده در سازه مستهلک شود. حسینی و همکاران [۱۷]، سه تیپ ساختمان ۷ و ۱۰ و ۱۴ طبقه با سیستم حرکت الکلنگی را مورد مطالعه قرار دادند که در آنها از یک تکیه‌گاه مرکزی در وسط ساختمان و در زیر تمامی ستون‌ها از فیوزهایی استفاده گردید و در تحلیل‌ها کاهش شتاب و تغییر مکان نسبی طبقه و مفاصل پلاستیک نسبت به ساختمان معمولی مشاهده شد.

با توجه به اینکه هزینه ساخت جداگرهای لرزه‌ای در جهان

بر اثر تخریب ساختمان‌ها تعداد زیادی از جمعیت ساکن آواره می‌شوند که باید در مکان مناسبی اسکان موقت شوند و مشکلات بهداشتی، درمانی، اقتصادی، امنیتی و روانی از جمله پیامدهای نامطلوب طراحی و اجرای رایج در صورت وقوع زمین‌لرزه‌های بزرگ می‌باشد.

البته تمامی این موارد برای ساختمان‌هایی عنوان شد که ضوابط لرزه‌ای آیین‌نامه‌ای در آنها رعایت شده است و گرنه در سایر ساختمان‌ها تلفات جانی فراوان نیز قابل انتظار می‌باشد؛ بنابراین هدف این تحقیق تمامی ساختمان‌ها با هر سطح خطر لرزه‌خیزی نیست بلکه فقط ساختمان‌های مهم‌تر قرار گرفته در مناطق با سطح خطر بالای لرزه‌ای مد نظر می‌باشد.

می‌توان با روش‌های مختلف مانند استفاده از جداگر لرزه‌ای و یا سیستم‌های کنترل فعال یا غیرفعال در سازه، میزان آسیب را کاهش داد؛ اما تاکنون در تعداد بسیار کمی از ساختمان‌های موجود جهان از این سیستم‌ها، به دلیل هزینه‌های فراوان، استفاده شده است؛ بنابراین ایده دیگر هدایت آسیب و به‌کارگیری سیستم‌های جاذب انرژی در المان‌های خاص که از قبل توسط طراح مشخص شده و در زلزله‌های متوسط و یا سنگین خسارت وارد شده به سازه را در آن متمرکز کرده و مانع از گسترش آن در کل سازه می‌گردد. با استفاده از این ایده تنها بخشی از سازه آسیب‌دیده که می‌توان این بخش آسیب‌دیده را با هزینه بسیار اندک و زمان کمتری تعمیر کرده و دیگر با مشکلات ذکر شده مواجه نخواهیم شد [۱-۳]. ایده اولیه استفاده از فیوزهای سازه‌ای در دهه ۷۰ میلادی مطرح شد [۴-۵] و سپس در دهه‌های اخیر گسترش پیدا کرد [۶-۸].

همچنین در مورد حرکت گهواره‌ای تحقیقات زیادی انجام شده است که تمامی این تحقیقات بر کاهش پاسخ لرزه‌ای سیستم گهواره‌ای تأکید دارند. کلاف و هاکلبریج [۹]، مطالعه آزمایشگاهی و تحلیلی لرزه‌ای برای قاب فولادی سه طبقه که اجازه بلندشدگی ستون داده می‌شود، پرداختند که کاهش قابل توجهی در بار زلزله نسبت به ستون‌ها با پایه گیردار مشاهده شد. میدوری‌کاوا و همکاران [۱۰]، مطالعه آزمایشگاهی میز لرزان

تعداد ورق‌های مثلثی در هر تراز چهار عدد می‌باشد که در صورت نیاز می‌توان برای افزایش سختی و ظرفیت فیوز، ورق‌ها را در چند ردیف استفاده نمود. در محور میانی شکافی که ارتفاع آن از ضخامت ورق مثلثی شکل بیشتر است تعییبه شده است که ورق مثلثی به صورت اصطکاکی در درون شکاف حرکت می‌نماید.

پارامترهای مؤثر بر رفتار فیوزها و مقادیر در نظر گرفته شده در این تحقیق عبارتند از:

۱. مشخصات فولاد اجزای فیوز: نوع فولاد در سختی و شکل‌پذیری فیوز تأثیر دارد، در این تحقیق از فولاد St37 با مشخصات $F_y = 240 \text{ MPa}$ و $F_u = 370 \text{ MPa}$ استفاده شده است.

۲. عرض ورق مثلثی شکل: عرض ورق مثلثی به طور مستقیم بر سختی فیوز اثر دارد که در این تحقیق مقدار آن ۱۰۰ میلی‌متر در نظر گرفته شده است. البته با افزایش عرض می‌توان مقدار نیروی قابل تحمل فیوز را افزایش داد.

۳. ضخامت ورق مثلثی شکل: ضخامت ورق مثلثی نیز بر سختی فیوز اثر دارد که در این تحقیق ورق‌ها با ضخامت ۵، ۱۰ و ۱۵ میلی‌متر در نظر گرفته می‌شود.

۴. طول ورق: بر اساس ابعاد فیوز و فاصله بین پوسته خارجی و محور میانی و به علاوه مقدار طولی که جوابگوی تغییر شکل‌های زیاد ورق بوده و ورق مثلثی از داخل شکاف محور میانی خارج نشود، تعیین می‌گردد.

۵. مقدار رواداری بین ورق مثلثی و شکاف محور میانی: مقدار آن بر مقدار سختی ثانویه فیوز تأثیر مستقیم دارد.

۶. فاصله بین پوسته خارجی و محور میانی: با افزایش این فاصله سختی فیوز کاهش می‌یابد اما دامنه تغییر شکل‌های آن افزایش دارد، مقدار فاصله ۱۰۰، ۱۲۵، ۱۵۰ و ۱۷۵ میلی‌متر متغیر می‌باشد.

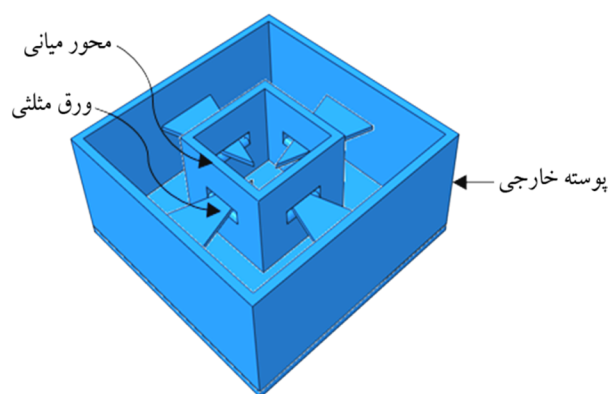
شکل هندسی ورق به صورت مثلث متساوی‌الساقین است که این شکل به این دلیل انتخاب شده که طول ناحیه پلاستیک ورق تا حد امکان افزایش یافته و انرژی بیشتری مستهلک شود. مطابق

بسیار زیاد می‌باشد، در این تحقیق به بررسی عملکرد و تعیین مشخصات نوعی فیوز سازه‌ای پرداخته می‌شود که با هزینه کم و بدون استفاده از تکنولوژی پیشرفته‌ای قابلیت ساخت را دارد و از آن می‌توان در ساختمان با ایده حرکت الاکلنگی استفاده نمود. در این تحقیق به بررسی مشخصات فیوز پیرامونی با ابعاد مختلف و عملکرد لرزه‌ای آن در ساختمان‌های ۳، ۵، ۷ طبقه فولادی تحت اثر زلزله‌های حوزه نزدیک پرداخته می‌شود که نتایج به دست آمده تأیید کننده کاهش پاسخ شتاب و برش پایه ساختمان در زلزله‌های مورد بررسی می‌باشد.

۲- معرفی فیوز سازه‌ای

در این تحقیق برای جذب انرژی زلزله در پیرامون ساختمان و در زیر ستون‌ها از فیوزهای غیرخطی اصطکاکی استفاده می‌شود [۱۸]. در شکل (۱) اجزای فیوز سازه‌ای نشان داده شده که شامل بخش‌های زیر است:

۱. پوسته خارجی که به فونداسیون ثابت گردیده است.
۲. محور میانی که به ستون‌های ساختمان متصل بوده و متحرک می‌باشد.
۳. ورق مثلثی که مابین پوسته خارجی و محور میانی می‌باشد و تغییر شکل‌های آن باعث استهلاک انرژی می‌شود.



شکل (۱): اجزای فیوز.

ورق مثلثی شکل به پوسته خارجی به طور کامل متصل می‌شود، اما با محور میانی فاقد اتصال بوده و محور میانی بر روی ورق مثلثی تکیه کرده است و دارای اتصال اصطکاکی می‌باشد.

۵- مشخصات مکانیکی فیوز

۵-۱- رابطه نیرو و تغییر شکل فیوز

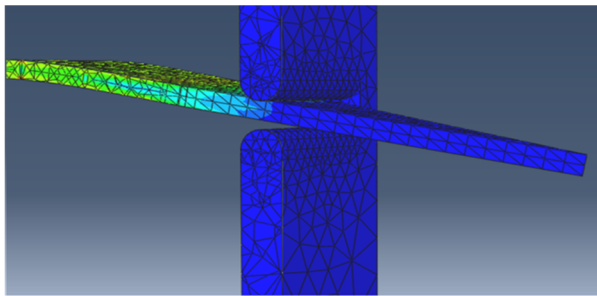
نمودار نیرو و تغییر شکل فیوز دارای دو ناحیه متمایز است:

۱. در ابتدای اعمال نیرو به علت رواداری بین ورق مثلثی و محور میانی، فقط یک وجه ورق با محور میانی تماس دارد، شکل (۷-الف)، رفتار ورق در این حالت رفتاری شبیه تیر کنسول با مقطع متغیر بوده که در ابتدا رفتار ورق خطی می‌باشد و با افزایش بار مقطع انتهایی ورق وارد فاز پلاستیک می‌گردد. مطابق نمودار ساده شده نیرو و تغییر شکل فیوز در شکل (۸)، مقادیر حد تسلیم و نیروی تسلیم فیوز P_y و Δ_y می‌باشد. با نیروی P_y کل مقطع خمیری می‌شود. با استفاده از روابط (۵) تا (۷) می‌توان مقدار لنگر و نیروی تسلیم را برای تیری با مقطع مستطیلی و ثابت به دست آورد.

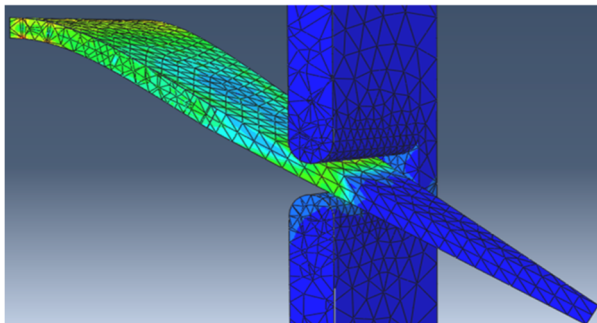
$$M_p = \frac{1}{4} b t^2 f_y \quad (۵)$$

$$P_y = \frac{M_p}{L} \quad (۶)$$

$$P_y = \frac{b t^2 f_y}{4L} \quad (۷)$$



(الف)



(ب)

شکل (۷): (الف) تغییر شکل ورق مثلثی در ابتدای بارگذاری، (ب) تغییر شکل ورق مثلثی با افزایش بار.

مقادیر ابعاد و مشخصات مصالح به صورت زیر است.

$$B = 150 \text{ mm}, H = 150 \text{ mm}, L = 1000 \text{ mm},$$

$$E = 2 \times 10^5 \text{ MPa}, F_y = 240 \text{ MPa}$$

θ : زاویه دوران انتهای آزاد تیر،

M : لنگر انتهایی آزاد تیر،

M_e : لنگر مقطع الاستیک تیر،

M_y : لنگر مقطع پلاستیک تیر

$$\theta = \frac{M L}{EI}$$

$$M = M_e + M_y$$

(۳)

$$M_e = \frac{1}{6} B H'^2 \sigma_y$$

$$M_y = \sigma_y b \left(\frac{H - H'}{2} \right) \left(\frac{H + H'}{2} \right) = \sigma_y b \left(\frac{H^2 - H'^2}{4} \right)$$

$$\Rightarrow M = \sigma_y B \left(\frac{3H^2 - H'^2}{12} \right) \Rightarrow$$

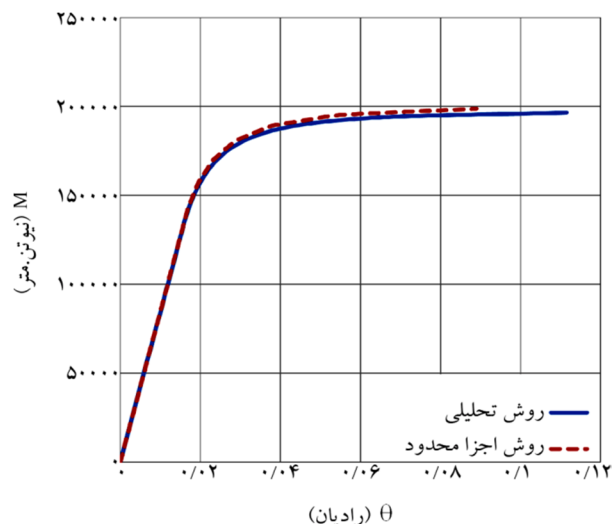
$$H' = \left(3H^2 - \frac{12M}{\sigma_y B} \right)^{0.5} \quad (۴)$$

$$\theta = \frac{M L}{E \frac{1}{12} B H^3}$$

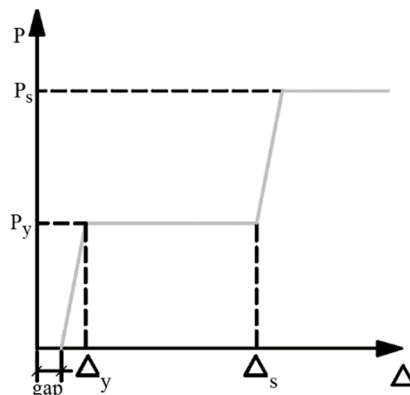
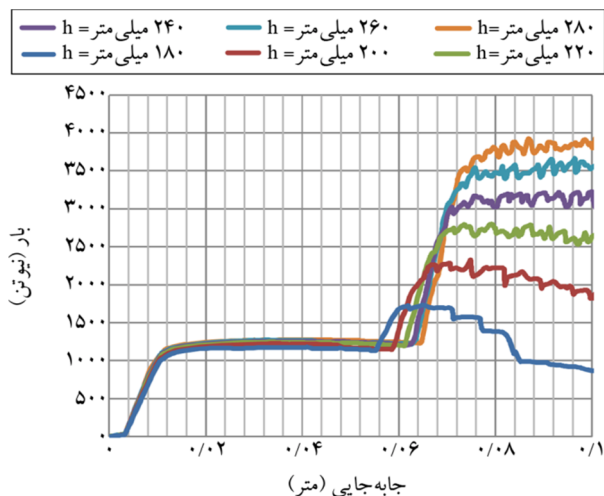
در شکل (۶) نمودار $M - \theta$ برای حالت تحلیلی و

مدل‌سازی اجزای محدود مقایسه شده است که ملاحظه می‌شود

انطباق خوبی بین نتایج دو روش برقرار می‌باشد.

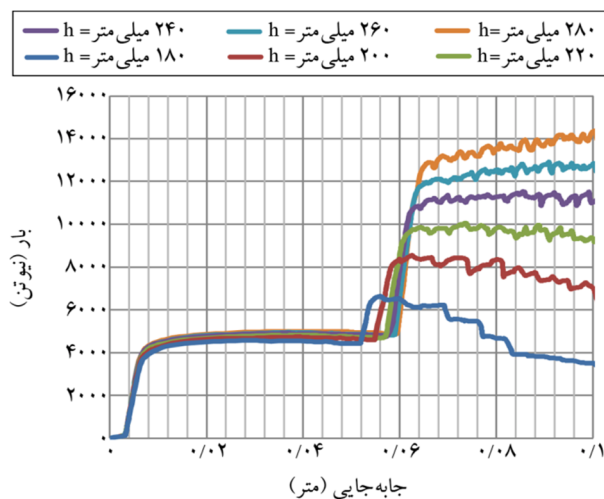


شکل (۶): مقایسه نمودار $M - \theta$ برای حالت تحلیلی و مدل‌سازی اجزای محدود.

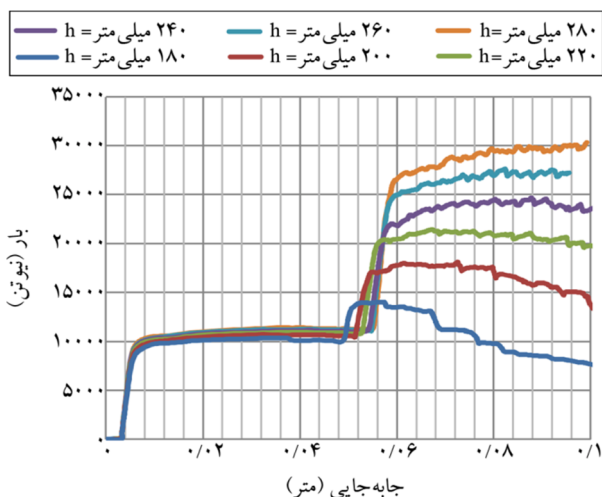


شکل (۸): نمودار ساده شده نیرو تغییر شکل فیوز.

شکل (۹): مقایسه تأثیر طول ورق بر نمودار نیرو تغییر شکل فیوز برای ورق با ضخامت پنج میلی متر.



شکل (۱۰): مقایسه تأثیر طول ورق بر نمودار نیرو تغییر شکل فیوز برای ورق با ضخامت ۱۰ میلی متر.



شکل (۱۱): مقایسه تأثیر طول ورق بر نمودار نیرو تغییر شکل فیوز برای ورق با ضخامت ۱۵ میلی متر.

با توجه به رابطه (۳) مقدار نیروی پلاستیک ورق به عرض ورق (b)، ضخامت ورق (t)، تنش تسلیم مصالح ورق (f_y) و فاصله بین پوسته خارجی و محور میانی (L)، وابسته می باشد.

۲. با بیشتر شدن مقدار بار و افزایش تغییر شکل هر دو لبه ورق مثالی با شکاف محور میانی تماس برقرار می کنند. شکل (۷-ب) که به دلیل اضافه شدن نیروی اصطکاک بین ورق مثلی و محور میانی و نیز مقاومت ورق در مقابل خمش در محل شکاف، مقدار سختی فیوز افزایش یافته و نیروی قابل تحمل فیوز تا مقدار P_s افزایش می یابد. مطابق نمودار نیرو تغییر شکل فیوز در شکل (۸)، مقادیر حد سخت شونده گی فیوز و نیروی تسلیم ورق مثلی Δ_s و P_s می باشد. مقادیر این پارامترها بستگی به طول ورق و مقدار رواداری بین ورق مثلی و شکاف محور میانی دارد.

۵-۲- طول ورق (h)

در شکل (۲) طول ورق با (h) مشخص می باشد. این طول بر اساس ابعاد فیوز و فاصله بین پوسته خارجی و محور میانی و به علاوه مقدار طولی که جوابگوی تغییر شکل های زیاد ورق بوده و ورق مثلی از داخل شکاف محور میانی خارج نشود، تعیین می شود. البته طول ورق بر رفتار آن در ناحیه جاری شدگی اثری ندارد، اما در ناحیه سخت شونده گی ورق تأثیر مستقیم دارد. در شکل های (۹) تا (۱۱)، مقایسه تأثیر طول ورق بر نمودار نیرو تغییر شکل فیوز برای ورق با ضخامت ۵، ۱۰ و ۱۵ میلی متر نشان داده شده است.

برخی از فیوزها شیب نمودار نیرو تغییر مکان در ناحیه سخت‌شوندگی منفی می‌باشد بنابراین از آنها نمی‌توان استفاده نمود و فقط فیوزهایی قابل قبول هستند که شیب نمودار مثبت باشد که با توجه به نتایج به‌دست آمده از نمودارهای نیرو تغییر شکل، حداقل نسبت h/L مناسب برای ورق‌ها، $1/6$ می‌باشد. مقدار رواداری ۳ میلی‌متر برای تمام مدل‌ها در این قسمت در نظر گرفته شده است.

۵-۳- مقدار رواداری بین ورق مثلثی و شکاف محور میانی

باید توجه داشت که برای ساخت فیوز می‌بایست ارتفاع شکاف محور میانی مقداری بیشتر از ضخامت ورق باشد. اما مقدار فاصله آزاد بر روی سختی و رفتار غیرخطی فیوز اثر مستقیم دارد. در شکل‌های (۱۲) تا (۱۴)، برای ورق‌های با ضخامت ۵، ۱۰ و ۱۵ میلی‌متر و مقادیر رواداری مختلف، نمودار نیرو تغییر شکل فیوز ترسیم شده است. در این نمودارها $L = 150$ میلی‌متر و $h = 240$ میلی‌متر در نظر گرفته شده است.

اگر مقدار h نسبت به L کم باشد عملاً امکان ناپایداری و خارج شدن ورق از شکاف وجود دارد اما با افزایش طول ورق مقدار نیروی سخت‌شوندگی آن افزایش می‌یابد. همانطور که مشاهده می‌شود طول ورقی قابل قبول می‌باشد که پس از ناحیه سخت‌شوندگی سختی فیوز کاهش پیدا نکند و سختی ثابت و یا افزایشده باشد. پارامترهای مورد استفاده عبارتند از:

F_y : نیروی تسلیم ورق (N)

F_s : نیروی سخت‌شوندگی ورق (N)

K_s : روند تغییرات سختی در ناحیه سخت‌شوندگی ورق با شیب مثبت سختی افزایشی و با شیب منفی سختی کاهش‌ی
 منحنی‌های نیرو تغییر مکان به نمودارهای چند خطی مشابه شکل (۸) تبدیل می‌شوند به طوری که سطح زیر منحنی در هر دو نمودار یکسان باشد. در جدول (۱) مشخصات به‌دست آمده از نمودار نیرو تغییر شکل برای ورق‌های مختلف آورده شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود مقدار F_y و Δ_y برای هر ضخامت ورق با طول مختلف تقریباً ثابت می‌باشد. با توجه به اینکه در

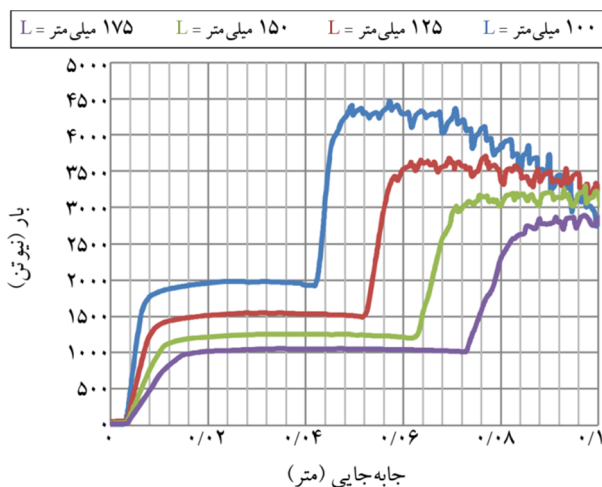
جدول (۱): مشخصات به‌دست آمده از نمودار نیرو تغییر شکل برای ورق‌های مختلف (تک ورق).

t (mm)	b (mm)	L (mm)	h (mm)	h/L	F_y (N)	Δ_y (mm)	F_s (N)	Δ_s (mm)	F_s / F_y	Δ_s / Δ_y	K_s Slope
۵	۱۰۰	۱۵۰	۱۸۰	۱/۲۰	۱۱۵۰	۸	۱۷۰۰	۵۲	۱/۵	۶/۵	منفی
۵	۱۰۰	۱۵۰	۲۰۰	۱/۳۳	۱۲۰۰	۸/۵	۲۳۰۰	۵۸	۱/۹	۶/۸	منفی
۵	۱۰۰	۱۵۰	۲۲۰	۱/۴۷	۱۲۵۰	۹	۲۷۰۰	۵۹	۲/۲	۶/۶	منفی
۵	۱۰۰	۱۵۰	۲۴۰	۱/۶۰	۱۲۷۰	۹/۱	۳۰۰۰	۶۰	۲/۴	۶/۶	مثبت
۵	۱۰۰	۱۵۰	۲۶۰	۱/۷۳	۱۲۹۰	۹/۱	۳۵۰۰	۶۰	۲/۷	۶/۶	مثبت
۵	۱۰۰	۱۵۰	۲۸۰	۱/۸۷	۱۳۳۰	۹/۲	۳۷۰۰	۶۱	۲/۸	۶/۶	مثبت
۱۰	۱۰۰	۱۵۰	۱۸۰	۱/۲۰	۴۳۰۰	۴	۶۵۰۰	۴۹	۱/۵	۱۲/۳	منفی
۱۰	۱۰۰	۱۵۰	۲۰۰	۱/۳۳	۴۴۰۰	۴	۸۴۰۰	۵۲	۱/۹	۱۳/۰	منفی
۱۰	۱۰۰	۱۵۰	۲۲۰	۱/۴۷	۴۵۰۰	۴	۹۷۰۰	۵۴	۲/۲	۱۳/۵	منفی
۱۰	۱۰۰	۱۵۰	۲۴۰	۱/۶۰	۴۵۵۰	۴	۱۱۰۰۰	۵۴	۲/۴	۱۳/۵	مثبت
۱۰	۱۰۰	۱۵۰	۲۶۰	۱/۷۳	۴۶۰۰	۴	۱۲۰۰۰	۵۵	۲/۶	۱۳/۸	مثبت
۱۰	۱۰۰	۱۵۰	۲۸۰	۱/۸۷	۴۶۵۰	۴	۱۲۹۰۰	۵۶	۲/۸	۱۴/۰	مثبت
۱۵	۱۰۰	۱۵۰	۱۸۰	۱/۲۰	۹۶۵۰	۳	۱۴۰۰۰	۴۶	۱/۵	۱۵/۳	منفی
۱۵	۱۰۰	۱۵۰	۲۰۰	۱/۳۳	۱۰۲۰۰	۳	۱۷۳۰۰	۴۸	۱/۷	۱۶/۰	منفی
۱۵	۱۰۰	۱۵۰	۲۲۰	۱/۴۷	۱۰۴۰۰	۳	۲۰۹۰۰	۵۰	۲/۰	۱۶/۷	منفی
۱۵	۱۰۰	۱۵۰	۲۴۰	۱/۶۰	۱۰۵۰۰	۳	۲۲۰۰۰	۵۱	۲/۱	۱۷/۰	مثبت
۱۵	۱۰۰	۱۵۰	۲۶۰	۱/۷۳	۱۰۶۵۰	۳	۲۵۷۰۰	۵۲	۲/۴	۱۷/۳	مثبت
۱۵	۱۰۰	۱۵۰	۲۸۰	۱/۸۷	۱۰۸۰۰	۳	۲۷۱۰۰	۵۲	۲/۵	۱۷/۳	مثبت

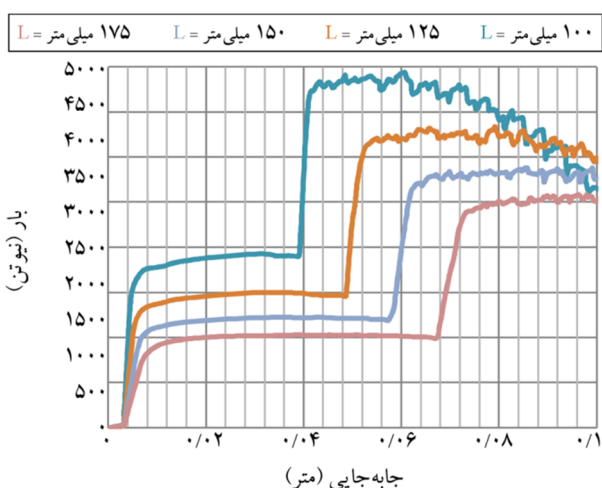
همان طور که در شکل های (۱۲) تا (۱۴) دیده می شود با افزایش رواداری مقدار سختی فیوز در ناحیه سخت شوندگی کاهش یافته و تغییر شکل های پلاستیک فیوز افزایش می یابد. با توجه به نمودارها مقدار رواداری مناسب برای تمامی ضخامت ورق ها ۲ تا ۳ میلی متر مناسب می باشد.

۴-۵- فاصله بین پوسته خارجی و محور میانی (L)

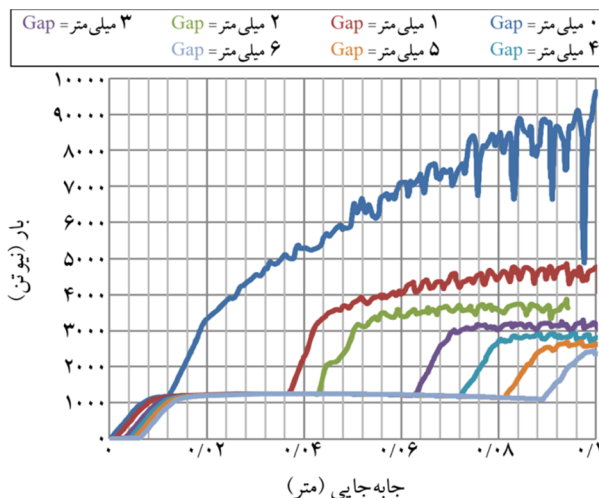
فاصله بین پوسته خارجی و محور میانی نیز پارامتر مهمی در سختی فیوز می باشد، با افزایش این فاصله سختی فیوز کاهش یافته اما دامنه تغییر شکل های آن افزایش می یابد، در شکل های (۱۵) تا (۱۷)،



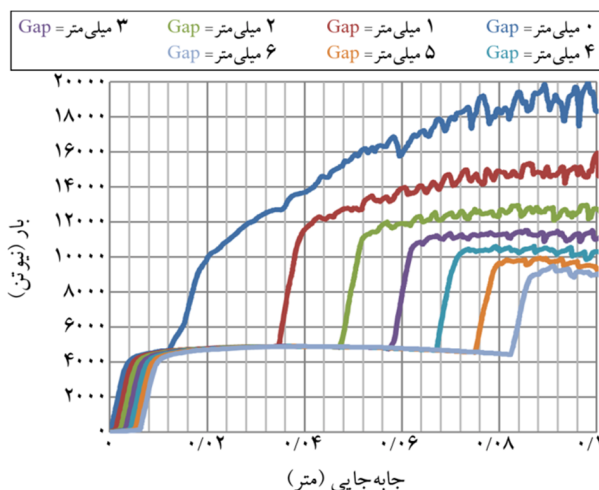
شکل (۱۵): مقایسه تأثیر فاصله بین پوسته خارجی و محور میانی بر نمودار نیرو تغییر شکل فیوز برای ورق با ضخامت ۵ میلی متر.



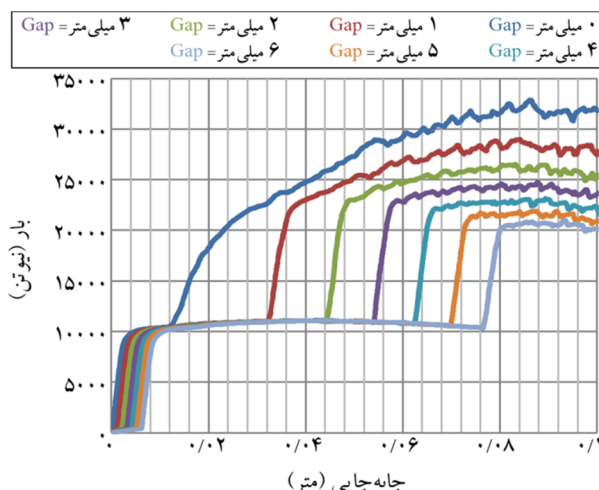
شکل (۱۶): مقایسه تأثیر فاصله بین پوسته خارجی و محور میانی بر نمودار نیرو تغییر شکل فیوز برای ورق با ضخامت ۱۰ میلی متر.



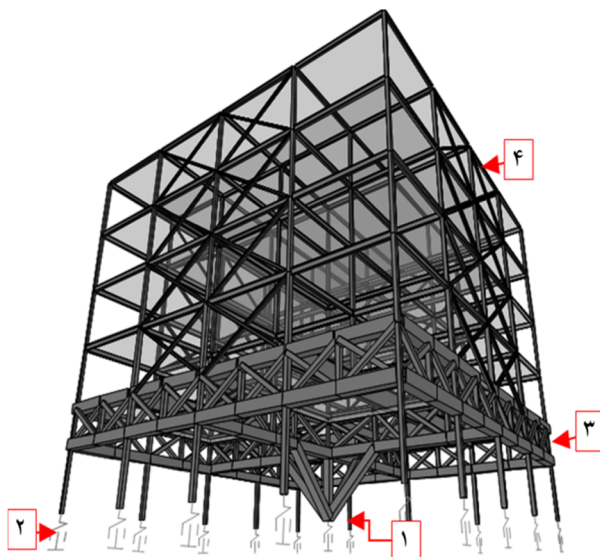
شکل (۱۲): مقایسه تأثیر میزان رواداری بر نمودار نیرو تغییر شکل فیوز برای ورق با ضخامت ۵ میلی متر.



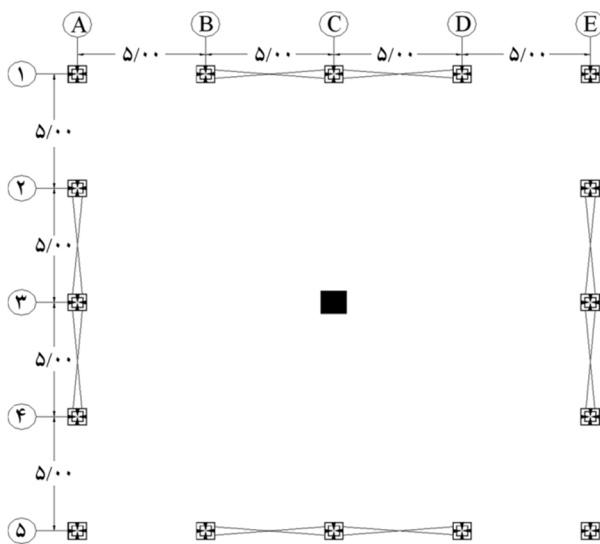
شکل (۱۳): مقایسه تأثیر میزان رواداری بر نمودار نیرو تغییر شکل فیوز برای ورق با ضخامت ۱۰ میلی متر.



شکل (۱۴): مقایسه تأثیر میزان رواداری بر نمودار نیرو تغییر شکل فیوز برای ورق با ضخامت ۱۵ میلی متر.

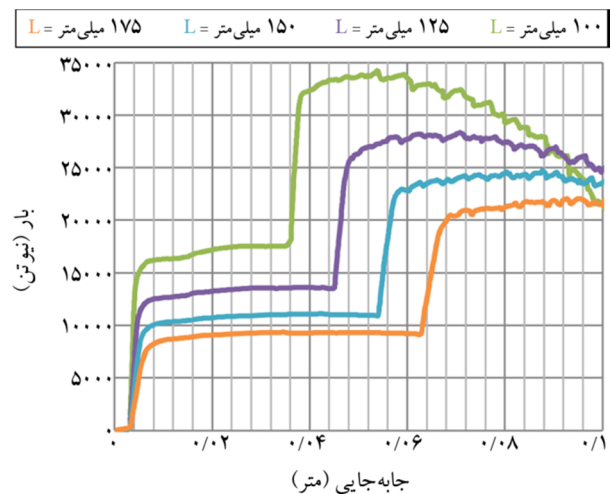


شکل (۱۸): نمای سه‌بعدی و اجزای ساختمان با حرکت الاکلنگی،
۱- تکیه‌گاه مرکزی، ۲- فیوزهای سازه‌ای پیرامونی، ۳- شاسی سخت
تحتانی، ۴- سازه معمولی طبقات فوقانی.



شکل (۱۹): پلان ساختمان با حرکت الاکلنگی.

۱. تکیه‌گاه مرکزی: تکیه‌گاه مرکزی با توجه به حذف ستون‌های میانی و استفاده از فیوزهای سازه‌ای در زیر ستون‌های پیرامونی از اهمیت زیادی برخوردار می‌باشد. تکیه‌گاه مرکزی باید قابلیت تحمل عمده بارهای قائم ساختمان را داشته باشد از این جهت طراحی فونداسیون و نیز سیستم سازه‌ای تکیه‌گاه مرکزی مهم می‌باشد.
۲. فیوزهای سازه‌ای پیرامونی: در زیر ستون‌های پیرامونی از



شکل (۱۷): مقایسه تأثیر فاصله بین پوسته خارجی و محور میانی بر نمودار نیرو تغییر شکل فیوز برای ورق با ضخامت ۱۵ میلی‌متر.

نمودار نیرو تغییر شکل فیوز برای ورق با ضخامت ۵، ۱۰ و ۱۵ میلی‌متر و مقدار فاصله ۱۰۰، ۱۲۵، ۱۵۰ و ۱۷۵ میلی‌متر و رواداری ۳ میلی‌متر، نشان داده شده است. با مقایسه آنها مشاهده می‌شود که در فاصله $L = 100$ میلی‌متر تغییر شکل‌ها کم بوده و نمودار نیرو و تغییر شکل در ناحیه سخت‌شوندگی دارای کاهش سختی می‌باشد اما باقی فاصله‌ها مناسب می‌باشند.

۶- تأثیر فیوزهای اصطکاکی بر رفتار لرزه‌ای ساختمان با حرکت الاکلنگی

۶-۱- مشخصات ساختمان‌ها

برای اینکه نوسان ساختمان در زلزله وارد فاز الاکلنگی بشود، در زیر ستون‌های کناری فیوز اصطکاکی نصب شده و ستون‌های میانی به غیر از ستون مرکزی حذف می‌شوند. همچنین برای انتقال بار ستون‌های حذف شده به تکیه‌گاه مرکزی از سیستم شبکه تیرهای عمیق استفاده می‌شود. در این تحقیق سیستم پیشنهادی برای ساختمان‌های فولادی منظم با سیستم مقاوم جانبی ترکیبی مهاربند همگرا و قاب خمشی و منظم در پلان می‌باشد. در شکل (۱۸) نمای سه‌بعدی و در شکل (۱۹) پلان ساختمان نشان داده شده است. این سیستم دارای چهار قسمت اصلی می‌باشد:

جدول (۳): مشخصات زلزله‌های حوزه نزدیک.

PGA _{max} (g)	نام ایستگاه	مشخصات زلزله			رتبه
		نام زلزله	سال	بزرگی	
۰/۷۵	Karakyr	USSR، گزلی،	۱۹۷۶	۶/۸	۱
۰/۵۱	TCU067	چی چی، تایوان	۱۹۹۹	۷/۶	۲
۱/۱۰	Cape Mendocino	کاپ مندوسینو	۱۹۹۲	۷/۰	۳
۰/۵۲	BRAN	لوماپریتا	۱۹۸۹	۶/۹	۴
۰/۶۶	Corralitos	لوماپریتا	۱۹۸۹	۶/۹	۵
۰/۹۷	Site 1	ناهانی، کانادا	۱۹۸۵	۶/۸	۶
۰/۹۳	LA-Sepulveda VA	نورث‌ریج-۰۱	۱۹۹۴	۶/۷	۷

با توجه به نتایج مدل‌سازی‌های انجام شده فیزوهای با ورق ۵ میلی‌متر به علت سختی کم قابل استفاده در ساختمان‌ها نیستند، بنابراین در تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیرخطی، از فیزوهای با ضخامت ورق‌های ۱۰ و ۱۵ میلی‌متر که شیب نمودار در ناحیه سخت‌شوندگی مثبت می‌باشد، استفاده می‌گردد.

یکی از معیارهای خرابی برای ساختمان‌ها در روش‌های غیرخطی تشکیل مفاصل پلاستیک است. میزان چرخش مفاصل در سطح عملکردهای مختلف بر اساس ضوابط موجود مقادیر معینی هستند و باید توجه داشت که دوران پلاستیک مهم‌ترین عامل ایجاد تغییر مکان‌های ماندگار در عضو می‌باشد. در برخی نرم‌افزارهای مهندسی پاسخ غیرخطی سازه به کمک تعریف مفاصل پلاستیک در نقاط مشخصی تعریف شده و در عمل نحوه پاسخ و رفتار غیرخطی به گونه‌ای به سازه دیکته می‌شود. این امر در کنار وارد نمودن تقریب‌هایی در کار، فرآیند تحلیل غیرخطی را ساده‌سازی و مقدور می‌نماید. طبق ضوابط FEMA356 [۲۰] برای روش‌های تحلیل غیرخطی پارامترهای مدل‌سازی و معیار کمی پذیرش برای هر عضو از سازه مقادیر مشخصی ارائه شده و با در نظر گرفتن نوع عضو و سطح عملکرد آن مقدار متناسب برای تغییر مکان و دوران مفاصل مشخص شده است. مفاصل پلاستیک در ساختمان‌ها تعریف شده است و همچنین اثرات $P-\Delta$ در مدل‌سازی غیرخطی در نظر گرفته شده است.

فیزوهای سازه‌ای استفاده می‌شود که مشخصات آنها با توجه به تعداد طبقات و ابعاد سازه تعیین می‌شود.
۳. شاسی سخت تحتانی (شبکه تیرهای سخت متعامد): با توجه به اینکه ستون‌های میانی طبقه اول حذف می‌شوند برای انتقال بار ستون‌های طبقات بالاتر به تکیه‌گاه مرکزی و نیز ستون‌های پیرامونی نیز با فیزوهای سازه‌ای جایگزین می‌شوند، قسمت عمده بار این ستون‌ها باید به هسته مرکزی منتقل شوند بنابراین احتیاج به تکیه‌گاه نسبتاً صلبی برای ستون‌ها می‌باشد که این شاسی سخت می‌تواند از تیرهای قوی و یا خرپا تشکیل شده باشد.

۴. سازه معمولی طبقات فوقانی: این قسمت همان ساختمان معمولی می‌باشد.
همچنین در جدول (۲) مشخصات ساختمان‌های مورد مطالعه ذکر شده است.

جدول (۲): مشخصات ساختمان‌های مورد مطالعه.

۲۰×۲۰ متر مربع	ابعاد ساختمان
۷، ۵، ۳	تعداد طبقات
مهاربند همگرا و قاب خمشی متوسط	سیستم مقاوم لرزهای
II	نوع خاک
۶	بار مرده (کیلونیوتن بر متر مربع)
۲	بار زنده (کیلونیوتن بر متر مربع)
۲۴۰	تنش تسلیم فولاد (MPa)
۳۷۰	تنش نهایی فولاد (MPa)

۶-۲- مدل‌سازی و تحلیل دینامیکی غیرخطی

ساختمان‌ها به صورت سه‌بعدی مدل‌سازی گردیده و به منظور برآورد عملکرد فیزوها در آنها از تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی به روش انتگرال‌گیری مستقیم استفاده شده است. همچنین ساختمان‌ها تحت اثر هم‌زمان سه مؤلفه شتاب‌نگاشت مربوط به هفت زلزله حوزه نزدیک که بر روی خاک نوع C [۱۹] ثبت شده‌اند، قرار گرفته‌اند. مشخصات شتاب‌نگاشت‌های انتخاب شده در جدول (۳) موجود می‌باشد.

جدول (۴): مشخصات مقاطع ساختمان‌ها.

شماره طبقه	۱	۲	۳	۴	۵	۶	۷
طبقه ۱	ستون‌های گوشه	BOX140×10	BOX140×10	BOX140×10	-	-	-
	سایر ستون‌ها	BOX180×12	BOX140×10	BOX140×10	-	-	-
	تیرها	IPE220	IPE220	IPE200	-	-	-
	مهاربندها	2UNP100	2UNP100	2UNP100	-	-	-
طبقه ۲	ستون‌های گوشه	BOX160×12	BOX160×12	BOX140×10	BOX140×10	-	-
	سایر ستون‌ها	BOX200×15	BOX200×15	BOX160×12	BOX140×10	-	-
	تیرها	IPE270	IPE270	IPE270	IPE240	-	-
	مهاربندها	2UNP120	2UNP120	2UNP120	2UNP100	-	-
طبقه ۳	ستون‌های گوشه	BOX160×12	BOX160×12	BOX160×12	BOX140×10	BOX140×10	BOX140×10
	سایر ستون‌ها	BOX240×20	BOX240×20	BOX200×15	BOX180×12	BOX140×10	BOX140×10
	تیرها	IPE270	IPE270	IPE270	IPE270	IPE270	IPE240
	مهاربندها	2UNP140	2UNP140	2UNP140	2UNP120	2UNP100	2UNP100

می‌شود. با کنترل این موضوع حد بالایی سختی فیوزهای پیرامونی کنترل می‌شود.

در تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی سازه ابتدا مؤلفه‌های زلزله طبق ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ [۲۲] ویرایش چهارم مقیاس شده و سپس تحلیل انجام می‌شود. پس از تحلیل سازه مقادیر شتاب و تغییر مکان در بام، برش پایه، تغییر مکان نسبی طبقات جهت مقایسه سیستم پیشنهادی با ساختمان معمولی استخراج می‌گردد.

۶-۳- نتایج استفاده از فیوزهای اصطکاکی بر رفتار

ساختمان‌ها

۶-۳-۱- شتاب بام

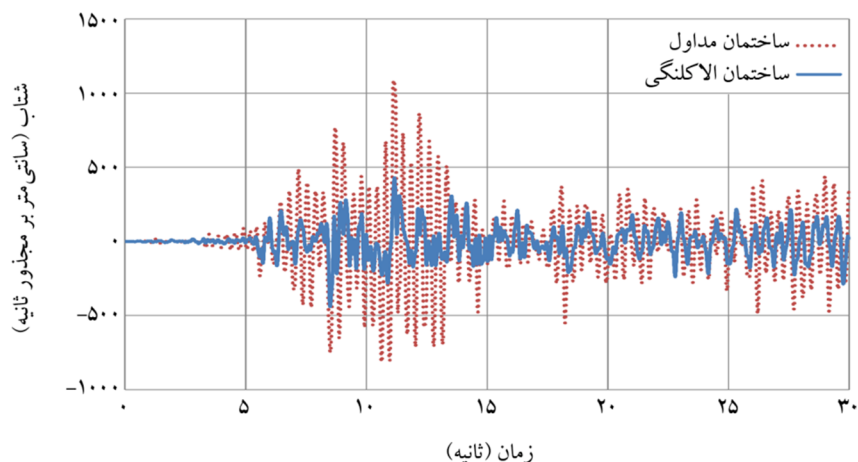
شتاب مطلق در بام برای ساختمان متداول و ساختمان با حرکت الاکلنگی برای تمامی زلزله‌ها و تعداد طبقات ۳، ۵ و ۷ طبقه و با فیوزهای سازه‌ای متفاوت اندازه‌گیری شده است. به‌عنوان نمونه در شکل (۲۰)، مقایسه شتاب مطلق بام در ساختمان متداول و الاکلنگی ۳ طبقه، برای زلزله نورث‌ریج نشان داده شده که کاهش شتاب بام در سیستم پیشنهادی کاملاً مشهود است. به‌طور میانگین در تمامی ساختمان‌ها و برای هفت زلزله مورد نظر حدود ۶۶ درصد شتاب در بام در سیستم الاکلنگی نسبت به ساختمان متداول کاهش می‌یابد.

ابتدا سازه معمولی (بدون استفاده از سیستم پیشنهادی) مورد تحلیل و طراحی طبق ضوابط مبحث دهم مقررات ملی قرار گرفته و سپس سیستم پیشنهادی با فرض فیوزهای سازه‌ای پیرامونی مورد تحلیل قرار می‌گیرد تا کمینه پاسخ لرزه‌ای مشخص شود. مشخصات مقاطع طراحی شده اجزای سازه‌ای مطابق جدول (۴) می‌باشد. در طراحی با سیستم پیشنهادی همواره دو محدودیت مد نظر می‌باشد:

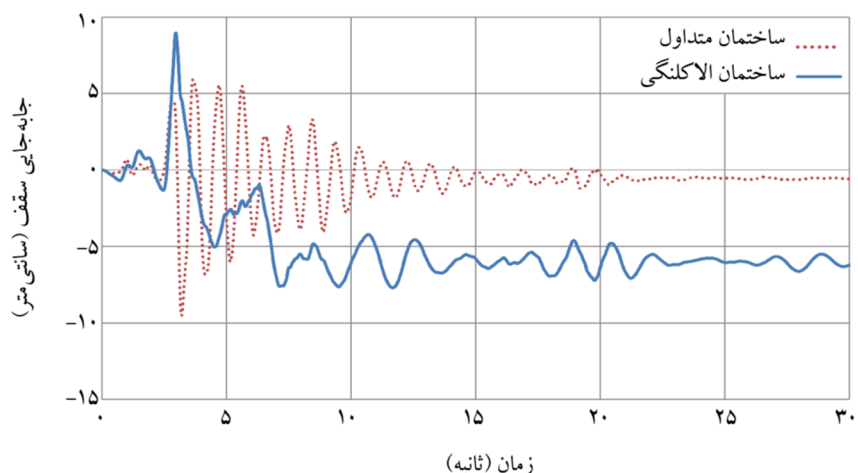
۱. هدف از این سیستم حفظ ساختمان در سطح عملکرد قابلیت

استفاده بی‌وقفه (IO) می‌باشد؛ بنابراین حداکثر تغییر مکان جانبی نسبی طبقات به ۰/۵ درصد ارتفاع طبقه محدود می‌شود (سطح عملکرد استفاده بی‌وقفه) [۲۱]. البته تغییر مکان جانبی که بر اثر دوران حول تکیه‌گاه مرکزی اتفاق می‌افتد از مقدار تغییر مکان جانبی کسر می‌شود. با کاهش سختی فیوزهای پیرامونی تغییر مکان‌های جانبی افزایش می‌یابد که این مورد باعث می‌شود حداقل سختی مورد نیاز فیوزهای پیرامونی کنترل شود.

۲. با افزایش سختی فیوزهای پیرامونی ممکن است در سازه مفاصل پلاستیک موضعی تشکیل شوند که با توجه به اینکه هدف از طراحی این سیستم کاهش پاسخ لرزه‌ای و عدم تشکیل مفاصل پلاستیک LS و CP می‌باشد، در سازه حداکثر سطح عملکرد مفاصل تشکیل شده به IO محدود



شکل (۲۰): مقایسه شتاب مطلق بام در ساختمان متداول و الاکلنگی ۳ طبقه، برای زلزله نورنوریج.



شکل (۲۱): مقایسه تغییر مکان بام در ساختمان متداول و الاکلنگی ۷ طبقه، برای زلزله کیپ مندوسینو.

۲-۳-۶- تغییر مکان جانبی بام

در شکل (۲۱) مقدار حداکثر تغییر مکان بام در ساختمان الاکلنگی در مقایسه با ساختمان متداول در ساختمان ۷ طبقه و در شکل (۲۲) مقدار حداکثر تغییر مکان بام در ساختمان الاکلنگی در مقایسه با ساختمان متداول در ساختمان ۵ طبقه نشان داده می شود. با توجه به اینکه در هنگام زلزله فیوزهای پیرامونی ساختمان رفتار غیرخطی از خود نشان می دهند پس از زلزله تغییر مکان ماندگار در آن باقی می ماند که البته افزایش سختی فیوز در ناحیه سخت شونده پس از تغییر مکان های زیاد آن می تواند از ناپایداری و کج شدن ساختمان بکاهد اما می توان پس از زلزله به علت وجود تغییر مکان ماندگار در سیستم سازه ای، با استفاده از جک فیوزهای تغییر شکل داده را تعویض نمود و ساختمان را تعمیر کرد.

۳-۳-۶- برش پایه

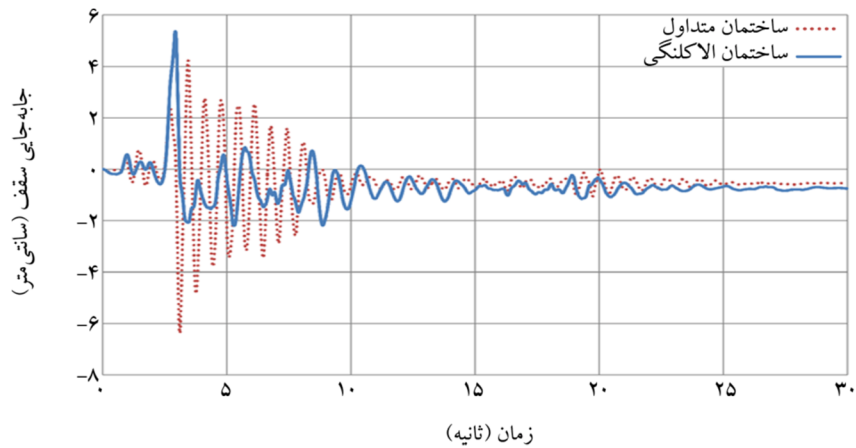
برش پایه برای ساختمان متداول و ساختمان با حرکت الاکلنگی برای تمامی زلزله ها و تعداد طبقات ۳، ۵ و ۷ طبقه و با فیوزهای سازه ای متفاوت اندازه گیری شده است. به عنوان نمونه در شکل (۲۳)، مقایسه برش پایه در ساختمان متداول و الاکلنگی ۷ طبقه، برای زلزله چی چی تایوان نشان داده شده است. به طور میانگین در تمامی ساختمان ها و برای هفت زلزله مورد نظر حدود ۶۰ درصد برش پایه در سیستم الاکلنگی نسبت به ساختمان متداول کاهش می یابد.

۴-۳-۶- تغییر مکان جانبی نسبی طبقه

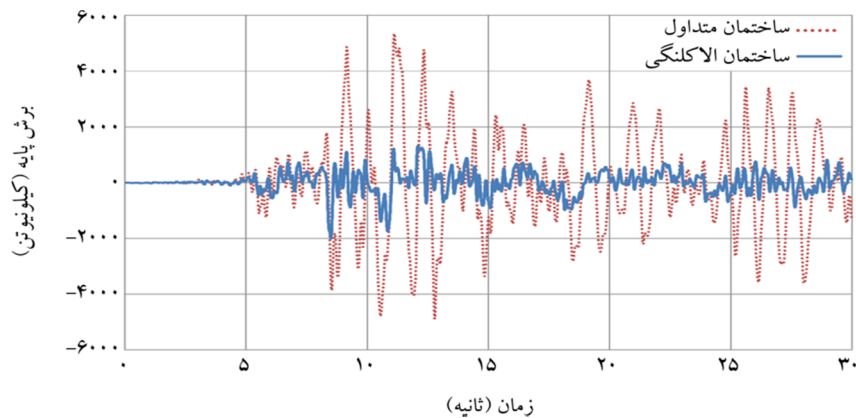
البته مطابق تغییر مکان جانبی سازه بر اثر دو عامل به وجود می آید.

در شکل (۲۴)، مقایسه تغییر مکان جانبی نسبی در ساختمان متداول و الاکلنگی ۷ طبقه، برای زلزله چی چی نشان داده شده است. مطابق این شکل تغییر مکان جانبی نسبی طبقه به‌طور کلی افزایش یافته اما با حذف تغییر مکان جانبی نسبی بر اثر دوران مقدار آن کاهش یافته است.

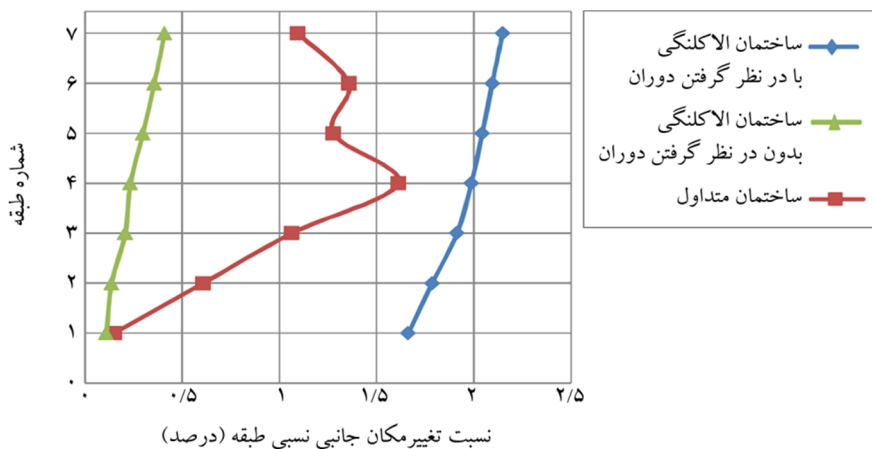
اول تغییر مکان به دلیل دوران کلی ساختمان نسبت به تکیه‌گاه مرکزی و دوم تغییر مکان بر اثر تغییر شکل سازه آن تغییر مکانی در محاسبه مقدار مجاز مورد نظر می‌باشد که بر اثر تغییر سازه به وجود آمده باشد؛ بنابراین لازم است تغییر شکل‌ها جداگانه مورد محاسبه قرار گیرند.



شکل (۲۲): مقایسه تغییر مکان بام در ساختمان متداول و الاکلنگی ۵ طبقه، برای زلزله کیپ مندوسینو.



شکل (۲۳): مقایسه برش پایه در ساختمان متداول و الاکلنگی ۷ طبقه، برای زلزله چی چی تایوان.



شکل (۲۴): مقایسه تغییر مکان جانبی نسبی در ساختمان متداول و الاکلنگی ۷ طبقه، برای زلزله چی چی.

۲- نتیجه گیری

با بررسی و مدل سازی اجزای محدود فیوزها و استفاده از آنها در ساختمان های با حرکت الاکلنگی نتایج زیر به دست آمد:

۱. با توجه به نمودار نیرو و تغییر شکل فیوز قسمت سخت شونده گی نمودار در جلوگیری از ناپایداری ساختمان با حرکت الاکلنگی تأثیر بسیار زیادی دارد چنانچه مقدار نیروی قابل تحمل فیوز در این ناحیه بیشتر از دو برابر نیروی حد تسلیم آن می باشد.
۲. ورق مثالی فیوز سازه ای با ضخامت ۱۰ و ۱۵ میلی متر در ساختمان های مورد مطالعه به خوبی جوابگو می باشد و به صورت یک ردیفی یا دو ردیفی قابلیت استفاده در فیوز را دارد.
۳. با توجه به نتایج تحلیل ها حداقل نسبت h/L مناسب برای ورق ها، $1/6$ می باشد و مقدار رواداری مناسب ۳ میلی متر می باشد.
۴. به طور میانگین در تمامی ساختمان ها و برای هفت زلزله حوزه نزدیک مورد نظر حدود ۶۶ درصد شتاب در بام و حدود ۶۰ درصد برش پایه در ساختمان با سیستم الاکلنگی نسبت به ساختمان متداول کاهش می یابد.
۵. تغییر مکان جانبی نسبی طبقه در ساختمان الاکلنگی نسبت به ساختمان متداول با حذف تغییر مکان جانبی نسبی بر اثر دوران، کاهش یافته است.
۶. مقدار حداکثر تغییر مکان بام در ساختمان الاکلنگی در مقایسه با ساختمان متداول بیشتر است. همچنین پس از زلزله مقداری تغییر مکان ماندگار در ساختمان باقی می ماند که می توان با استفاده از جک فیوزهای تغییر شکل داده را تعویض و ساختمان را تعمیر نمود.

مراجع

2. Hosseini, M. and Alyasin, S. (1996) Deliberate directing of damage in lifeline systems subjected to earthquakes. *Proceedings of the Hazard-96 Symposium*, Toronto, Canada.
3. Hosseini, M. and Ghorbani Amirabad, N. (2015) A structural fuse to create repairable buildings with seesaw motion in earthquake and its FE modeling. *11th Canadian Conference on Earthquake Engineering*, Victoria, Canada.
4. Fintel, M. and Ghosh, S. (1981) The structural fuse an inelastic approach to earthquake-resistant design of buildings. *Civil Engineering ASCE*, **51**(1), 48-51.
5. Goodfellow, R., Pinho, R., Salama, A., and Hancock, M. (1970) Applications of fuse inserts in seismic design of reinforced concrete structures. *WT Transactions on the Built Environment*, **41**.
6. Vargas, R. and Bruneau, M. (2004) Seismic response of single degree of freedom structural fuse systems. *13th World Conference on Earthquake Engineering*.
7. Eatherton, M., Hajjar, J., Deierlein, G., Krawinkler, H., Billington, S., and Ma, X. (2008) Controlled rocking of steel-framed buildings with replaceable energy-dissipating fuses. *Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering*.
8. El-Bahey, S. and Bruneau, M. (2011) Buckling restrained braces as structural fuses for the seismic retrofit of reinforced concrete bridge bents. *Engineering Structures*, **33**(3), 1052-1061.
9. Clough, R.W. and Huckelbridge, A.A. (1977) *Preliminary Experimental Study of Seismic Uplift of a Steel Frame*. Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California.
10. Midorikawa, M., Azuhata, T., Ishihara, T., and Wada, A. (2006) Shaking table tests on seismic response of steel braced frames with column uplift. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **35**(14), 1767-1785.
11. Tremblay, R., Poirier, L.P., Bouaanani, N., Leclerc, M., Rene, V., Fronteddu, L., and Rivest, S. (2008) Innovative viscously damped rocking braced steel frames. *Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China.
1. Hosseini, M. and Ebrahimi, H. (2015) Proposing a yielding-plate energy dissipating connection for circumferential columns of steel rocking buildings and investigating its proper properties by nonlinear finite element analyses. *11th International Workshop on Advanced Smart Materials and Smart Structures Technology*.

- the Seismic Rehabilitation of Buildings (FEMA-356)*. Federal Emergency Management Agency (FEMA), Washington D.C.
21. Commentary of Instruction for seismic Rehabilitation of Existing Buildings NO: 361 (2009) *Office of Deputy for Strategic Supervision Bureau of Technical Execution System* (in Persian).
 22. Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings (2014) *Standard No. 2800 (4th Edition): Iranian Building Codes and Standards* (in Persian).
 12. Midorikawa, M., Ishihara, T., Azuhata, T., Hori, H., Kusakari, T., and Asari, T. (2009) Three-dimensional shaking table tests on seismic response of reduced-scale steel rocking frames. *Proceedings of the 3rd International Conference on Advances in Experimental Structural Engineering*.
 13. Hosseini, M. and Farsangi, E.N. (2012) Telescopic columns as a new base isolation system for vibration control of high-rise buildings. *Earthquakes and Structures*, **3**(6), 853-867.
 14. Hosseini, M. and Bozorgzadeh, S. (2013) An innovative design for repairable regular steel buildings by using a 4-cell configuration structure with some inclined columns at base level, equipped with double-ADAS devices, and security cables at corners. *Proceedings of the 13th East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction (EASEC-13)*.
 15. Hosseini, M. and Kherad, S. (2013) A multi-stud energy dissipating device as the central fuse to be used in short-to mid-rise regular steel buildings with rocking motion. *International Van Earthquake Symposium*, Van, Turkey.
 16. Eatherton, M.R., Ma, X., Krawinkler, H., Mar, D., Billington, S., Hajjar, J.F., and Deierlein, G.G. (2014) Design concepts for controlled rocking of self-centering steel-braced frames. *Journal of Structural Engineering*, **140**(11), 04014082.
 17. Hosseini, M., Fekri, M., and Yekrangnia, M. (2016) Seismic performance of an innovative structural system having seesaw motion and columns equipped with friction dampers at base level. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, **25**(16), 842-865.
 18. Hosseini, M. and Alavi, S. (2014) A kind of repairable steel buildings for seismic regions based on buildings' rocking motion and energy dissipation at base level. *International Journal of Civil and Structural Engineering- IJCSE*, **1**(3).
 19. ASCE7-10 (2010) *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. American Society of Civil Engineers: Reston, VA.
 20. FEMA (2000) *Pre-Standard and Commentary for*