



# بررسی رفتار لرزه‌ای قاب مهاربندی واگرای مرکزگرا با فیوزهای توزیع شده در ارتفاع

اباذر اصغری<sup>۱</sup>، سیاوش قناعت‌پیشه<sup>۲\*</sup>

۱- استادیار، مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی ارومیه، ارومیه

۲- دانشجوی دکتری، مهندسی عمران، دانشگاه علم و فرهنگ، تهران

\* تهران، صندوق پستی ۱۴۶۵۸۳۸۹۶۵، ghanaatpisheh@usc.ac.ir

(تاریخ دریافت: ۱۳۹۵/۱۰/۰۹، تاریخ پذیرش: ۱۳۹۵/۱۲/۰۶)

## چکیده

مطابق آیین‌نامه‌های لرزه‌ای جدید، ورود رفتار سازه به ناحیه غیرخطی یک امر ضروری است. بدیهی است که در صورت ورود رفتار سازه به ناحیه غیرخطی خرابی برخی از المان‌های سازه‌ای اجتناب ناپذیر است. تجربه نشان داده است که برای زلزله‌های متوسط به بالا تعمیرات المان‌ها ضروری است. بنابراین استفاده از سیستم سازه‌ای که به آسانی قابل تعمیر باشد، در مناطق لرزه‌ای مفید است. به طور منطقی سازه‌هایی که تغییر شکل آن‌ها در المان‌های مشخصی متمرکز شوند و علاوه بر آن تغییر مکان باقی‌مانده ناچیزی داشته باشند، قابلیت تعمیر بهتر و آسان‌تری خواهند داشت. برای این منظور در این تحقیق رفتار قاب مهاربندی واگرای مرکزگرا با فیوزهای توزیع شده در ارتفاع که مشخصه‌ی سازه‌های قابل تعمیر را دارند، مورد مطالعه قرار گرفته است. در قاب مهاربندی واگرا، ستون‌ها به زمین متصل نیستند و قابلیت بلندشدگی دارند، همچنین قاب واگرا، داخل قاب ثقلی قرار داده شده است و فیوزها بین ستون گهواره‌ای و ستون ثقلی قرار داده شده‌اند. در ادامه کابل پس‌کشیده برای بازگرداندن قاب به موقعیت اولیه در امتداد ستون گهواره‌ای قرار داده شده است. برای بررسی رفتار لرزه‌ای این سیستم از تحلیل استاتیکی چرخه‌ای و دینامیکی غیرخطی استفاده شده است و مقادیر مختلف کابل و فیوز مورد مقایسه واقع شده‌اند. نتایج نشان می‌دهند این سیستم رفتار پرجمعی شکل از خود نشان می‌دهد و با اضافه شدن مقاومت فیوز، اتلاف انرژی نیز افزایش می‌یابد. همچنین با اضافه شدن تعداد کابل یا نیروی پس‌کشیدگی، مقاومت نهایی قاب افزایش خواهد یافت. نتایج تحلیل دینامیکی نشان داد که دررفت طبقات در سازه گهواره‌ای در کلیه طبقات یکسان است و همچنین تغییر مکان باقی‌مانده ناچیزی پس از زلزله وجود دارد.

## واژگان کلیدی

قاب مهاربندی واگرای مرکزگرا، رفتار پرجمعی شکل، فیوز قابل تعویض، کابل پس‌کشیده، تحلیل استاتیکی چرخه‌ای

## Investigation about the Seismic Behavior of the Self-Centering Eccentrically Braced Frame with the Fuses Distributed in Height

A. Asghari, S. Ghanaatpisheh

### Abstract

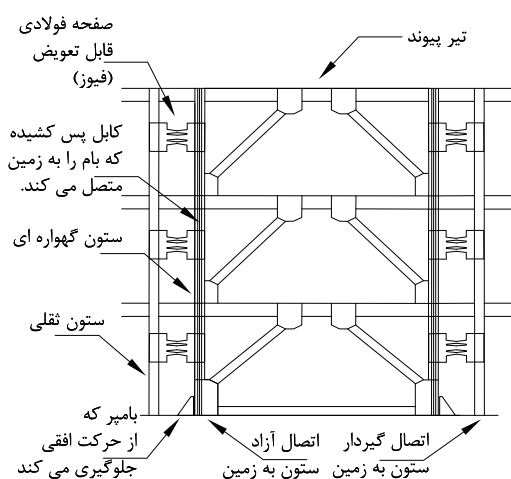
According to modern seismic codes, entering the behavior of the structure to nonlinear zone, is essential. Obviously if the nonlinear behavior of the structure enter the nonlinear zone, failure of some structural elements is inevitable. Experiments have been shown that repair of elements is necessary for moderate to high earthquakes. Hence, using a structural system that is easy to repair in seismic regions is beneficial. Logically For the structures that are focusing any nonlinear deformation in specific elements and in addition residual drift is inconsiderable, maintenance is easy. For this purpose in this research the behavior of the self-centering eccentrically braced frame (SC-EBF) with fuses distributed in height which has the characteristic of the maintainability structures, has been studied. In the SC-EBF columns are not attached to ground and have the ability to uplift. Furthermore, SC-EBF placed inside a gravity frame and fuses between rocking and gravity columns have been placed. In the following, post-tensioned cables for bringing the frame to zero station along rocking columns was placed. For investigation the seismic behavior of this system, nonlinear quasi-static and dynamic analysis have been used and different amount of cables and fuses have been compared. Results indicate that this system shows the flag-shaped behavior and by increasing fuses resistance, energy dissipation increases. Furthermore, by increasing post-tensioned cables, ultimate capacity of the frame, increases. Nonlinear dynamic analysis shows the drifts in all stories is the same and inconsiderable residual displacement exists after the earthquake.

### Keywords

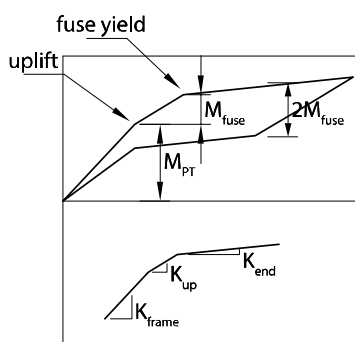
Self-centering eccentrically braced frame, Flag-shaped behavior, Replaceable fuse, Post-tensioned tendon, Nonlinear quasi-static analysis



امتداد همان ستون‌ها (از پایه تا بام)، قرار دادن این قاب در بین قاب ثقلی به طوری که بار مرده فقط روی قاب ثقلی وارد شود و این قاب فقط نیروی جانبی را بگیرد و در پایان قرار دادن فیوز بین ستون‌های قاب مهاربندی با قاب ثقلی، معرفی می‌شود (شکل (۱)). در این تحقیق ابتدا نحوه طراحی اجزای سازه‌ای، فیوز و کابل تعریف شده و سپس رفتار لرزه‌ای این قاب و صحت پروسه طراحی با تحلیل استاتیکی چرخه‌ای غیرخطی برآورد می‌شود. در آخر با تحلیل دینامیکی تغییر مکان باقی مانده و دریافت سازه مورد بررسی قرار می‌گیرد.



الف) نمای کلی قاب



ب) رفتار چرخه‌ای قاب

شکل ۱- قاب مهاربندی واگرای مرکزگرا

## ۲- رفتار سیستم مهاربندی واگرای مرکزگرا

همانطور که در شکل (۱-ب) نشان داده شده است، مشخصه این قاب، رفتار چرخه‌ای پرچمی شکل است. در این شکل سه سختی در رفتار قاب مشخص است. سختی اولیه آن برابر قاب مهاربندی واگرای متداول است. سختی ثانویه آن با تقسیم نیروی وارده بر تغییر مکان ایجاد شده پس از بلندشدگی و قبل از تسلیم

پیش‌بینی می‌شود سازه‌هایی که طبق آیین‌نامه‌های لرزه‌ای مدرن طراحی شده‌اند، پاسخ غیرخطی شکل‌پذیر کنترل شده‌ای در طول زلزله طرح داشته باشند، که باعث خرابی گسترده در سازه به همراه تغییر شکل‌های باقی مانده پس از زلزله می‌شود. راهکارهای مختلفی می‌تواند برای کاهش خرابی به کار گرفته شود. یکی از راهکارهای متداول جداگر پایه و دیگری استفاده از کنترل‌های مختلف فعال و نیمه‌فعال است [۱]. می‌توان با اضافه کردن میرایی به سازه از طریق دستگاه‌های مختلف که بر اساس ویسکوز، اصطکاک یا تسلیم، دمپ می‌کنند نیز خرابی را کاهش داد. در حالی که بعضی از این راه‌حل‌ها موثرتر از سایر آن‌ها در کاهش خرابی هستند ولی کلیه آن‌ها نیاز به دانش خاصی در مرحله‌ی طراحی و نصب دارند، همچنین نیاز به بازرسی دقیق و هزینه اولیه زیادی وجود دارد [۲]. سیستم‌های مرکزگرا، مبحث جدیدی هستند که مشکلات سیستم‌های متداول را برطرف کرده‌اند و توجه ویژه‌ای به تازگی به آن‌ها شده است. در میان تحقیقات فراوان در این زمینه، قاب خمشی مرکزگرا بر اساس پس کشیدگی بین تیر و ستون [۳]، بر اساس پس کشیدگی در پای ستون [۴]، قاب مهاربندی همگرای مرکزگرا [۵]، مهاربند مرکزگرای تلف‌کننده انرژی [۶]، دستگاه‌های مرکزگرا [۷] و مهاربند کمانش‌تاب با آلیاژ حافظه‌دار [۸] قابل بیان هستند. همچنین نویسنده‌گان قبلاً به سیستم مشابهی پرداخته بودند که فیوزها پای ستون قرار داده می‌شدند و بار ثقلی روی ستون گهواره‌ای وارد می‌شد [۹].

تجارب زلزله‌های گذشته نشان می‌دهد که تعمیرات، پس از زلزله‌های بزرگ‌تر یا کوچک‌تر از زلزله طرح، لازم می‌باشند [۱۰]. سیستم‌های سازه‌ای که به راحتی تعمیر یا تعویض می‌شوند در حالیکه شکل‌پذیری بالایی نیز دارند به این دلیل در مناطق لرزه‌ای مورد پسند هستند. برای اینکه سازه‌ای قابل تعمیر باشد، به غیر از تمرکز تغییر شکل غیرخطی در المان‌های قابل تعویض تلف‌کننده انرژی، هر تغییر مکان جانبی باقی مانده‌ای نیز باید حذف شود. بعضی از المان‌های قابل تعویض تلف‌کننده انرژی شامل اتصال INERD [۱۱]، دستگاه‌های FUSEIS [۱۲]، قاب مهاربندی کمانش‌تاب [۱۳]، دیوار برشی فولادی [۱۴] و قاب مهاربندی واگرای با تیر پیوند قابل تعویض [۱۵-۱۷] می‌باشند.

در این مقاله سیستم جدیدی با جداکردن پای ستون‌های دو طرف قاب مهاربندی واگرا، اضافه کردن کابل پس کشیده در



$$M_p = W_{bay} \times F_{pti} + (W_{bay} + L_{fuse}/2) \times V_{fp} \quad (3)$$

$$\theta = \frac{\Delta_{roof}}{HN_{st}} = \frac{\Delta_{PT}}{W_{bay}} = \frac{\Delta_{fuse}}{W_{bay} + L_{fuse}} \quad (4)$$

$$K_{up} = \frac{M_p}{\Delta_{roof}} = \frac{F_{pti}}{\Delta_{PT}} \times \frac{W_{bay}^2}{HN_{st}} + \frac{V_{fp}}{\Delta_{fuse}} \times \frac{(W_{bay} + L_{fuse})^2}{HN_{st}} \quad (5)$$

سختی نهایی هنگامی اتفاق می افتد که فیوز تسلیم شده باشد. در این حالت فرض می شود کابل های پس کشیده تسلیم نشده اند.

$$K_{end} = \frac{F_{pti}}{\Delta_{PT}} \times \frac{W_{bay}^2}{HN_{st}} \quad (6)$$

پارامترهای  $M_{PT}$  و  $M_{fuse}$  در شکل (۱-ب) از روابط زیر قابل استخراج هستند.

$$M_{PT} = W_{bay} \times F_{pti} \quad (7)$$

$$M_{fuse} = (W_{bay} + L_{fuse}/2) \times V_{fp} \quad (8)$$

در نمودار پرچمی شکل، می توان دو مشخصه را تعریف کرد. اولی لنگر مقاوم و دومی میزان اتلاف انرژی است. آن ها را می توان در روابط زیر به ترتیب با عناوین  $OT$  و  $SC$  تعریف کرد.

$$OT = \frac{M_n}{M_{ovt}} = \frac{W_{bay} \times F_{pti} + (W_{bay} + L_{fuse}/2) \times V_{fp}}{M_{ovt}} \quad (9)$$

$$SC = \frac{W_{bay} \times F_{pti}}{(W_{bay} + L_{fuse}/2) \times V_{fp}} \quad (10)$$

همانطور که مشخص است، مقدار  $OT$  و  $SC$  هرچه به عدد یک نزدیک تر باشند، سازه اقتصادی تر با حداکثر مقدار اتلاف انرژی ممکن است. به عبارت دیگر اگر مقدار  $OT$  بیشتر از یک باشد، به معنی بیشتر بودن مقاومت سازه نسبت به لنگر واژگونی است که نشان از اقتصادی نبودن طراحی است. همچنین اگر مقدار  $SC$  بیشتر از یک شود، مساحت داخل نمودار هیستریزس شکل (۱-ب) کوچک تر می شود که باعث کمتر شدن میزان اتلاف انرژی می شود، اگر  $SC$  کوچک تر از یک شود، مساحت داخل نمودار آنقدر بزرگ می شود که در باربرداری، مسیر رفتار سازه با محور افقی برخورد می کند که باعث می شود پس از اتمام زلزله تغییر مکان باقی مانده بوجود بیاید.

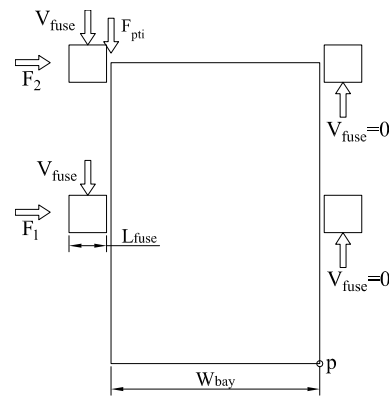
المان فیوز، به دست می آید، و سختی سوم آن پس از تسلیم فیوز محاسبه می شود که در ادامه رابطه ریاضی برای محاسبه آن ها نیز آورده شده است.

برای محاسبه سختی اولیه، چون سازه هنوز بلند نشده است، آن را همانند سازه متداول بررسی کرده، در نتیجه سختی آن برابر مجموع سختی تیرهای پیوند به صورت سری است.

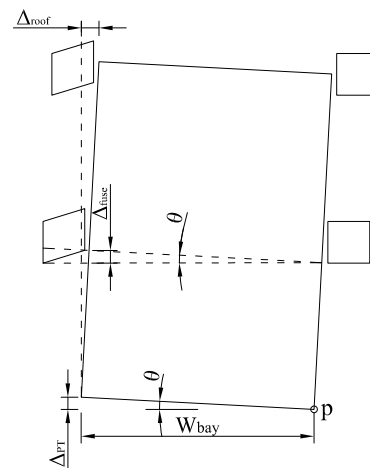
$$K_{link\ beam} = \frac{GA_w}{e} \quad (1)$$

$$\frac{1}{K_{frame}} = \sum_{i=1}^{N_{st}} \frac{1}{K_{link\ beam}} \quad (2)$$

سختی ثانویه هنگامی اتفاق می افتد که سازه از زمین بلند شده است، ولی هنوز فیوزها تسلیم نشده اند. با توجه به شکل (۲) می توان با تقسیم لنگر لازم برای تغییر مکان واحد، به یک (یا همان تغییر مکان واحد)، سختی ثانویه را محاسبه کرد.



الف نیروها در المانها



ب) تغییر شکل المانها

شکل ۲- دیاگرام آزاد نیروها

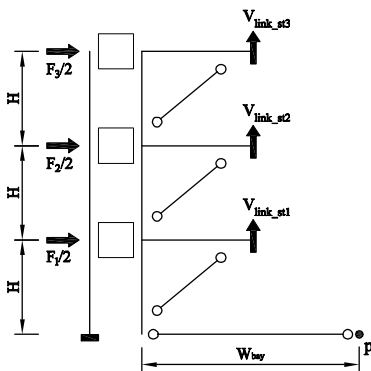
$$GU = \frac{F_{pti}}{C_{sh}V_{fp}} \quad (13)$$

پارامتر  $GU$  اگر کوچکتر از یک باشد، نشان دهنده بلندشدگی و اگر کوچکتر باشد، نشان می‌دهد که قاب از زمین بلند نخواهد شد. عدد یک اقتصادی‌ترین مقدار برای آن است.

### ۳-۲- روابط کنترل تسلیم برشی تیر پیوند

رفتار سیستم مهاربندی واگرای مرکزگرا به دوران صلب آن که در شکل (۲) نمایش داده شده است وابسته است. این دوران صلب بسته به دوران تیر پیوند است، به این معنی که اگر دوران تیر پیوند بیش از اندازه باشد (تیر پیوند تسلیم شود)، رفتار این سیستم (رفتار پرچمی شکل) به دست نخواهد آمد. در این قسمت تیر پیوند را کنترل می‌کنیم که تسلیم نشود و اگر لازم بود ابعاد آن را بزرگتر می‌کنیم.

در ابتدا نیاز است که نیروی برشی ایجاد شده در تیر پیوند تحت بار جانبی محاسبه شود. برای محاسبه نیروی برشی ایجاد شده در تیر پیوند، مقطعی از قاب می‌زنیم تا با گرفتن ممان از نقطه  $P$ ، نیروی برشی ایجاد شده در تیر پیوند بر حسب نیروهای جانبی به دست آید (شکل ۴).



شکل ۴- برش ایجاد شده در تیر پیوند

$$\sum M_p = 0 \rightarrow F_3/2 H = V_{link\_st3} W_{bay}/2 \quad \text{تیر پیوند طبقه سوم} \quad (14)$$

$$\sum M_p = 0 \rightarrow (F_3/2 + F_2/2) H = V_{link\_st2} W_{bay}/2 \quad \text{تیر پیوند طبقه دوم} \quad (15)$$

$$\sum M_p = 0 \rightarrow (F_3/2 + F_2/2 + F_1/2) H = V_{link\_st1} W_{bay}/2 \quad \text{تیر پیوند طبقه اول} \quad (16)$$

در این مرحله باید کنترل شود که برش ایجاد شده در تیر پیوند طبقات مختلف، از ظرفیت برشی آن تیرها بیشتر نشود.

### ۳- راهنمای طراحی سیستم مهاربندی واگرای مرکزگرا

در طراحی این سیستم، به سه المان باید توجه شود: ۱- فیوز، ۲- کابل پس کشیده و ۳- تیر پیوند. در این پروسه، ابتدا فیوز و کابل طراحی می‌شوند، سپس تیر پیوند کنترل می‌شود. برای طراحی فیوز و کابل، نیاز به ممان واژگونی داریم که یکی از پارامترهای آن ضریب رفتار سیستم است. طبق تحقیقات Eatherton [۱۸] ضریب رفتار هشت برای سیستم مهاربندی همگرا با حرکت گهواره‌ای کنترل شده فرض شده است که از آن برای این سیستم نیز استفاده می‌شود.

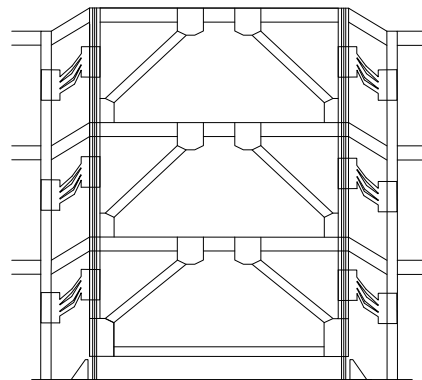
### ۳-۱- راهنمای طراحی المان فیوز و کابل پس کشیده

برای محاسبه مقاومت المان فیوز و نیروی پس کشیدگی کابل، نیاز به دو معادله داریم، اولین و دومین معادله را  $OT > 1$  و  $SC > 1$  فرض می‌کنیم. در نتیجه با حل دو معادله دو مجهول، مقاومت برشی فیوز و نیروی پس کشیدگی از روابط زیر به دست می‌آید.

$$V_{fp} > \frac{M_{ovt}}{2 \times (W_{bay} + L_{fuse}/2)} \quad (11)$$

$$F_{pti} > \frac{M_{ovt}}{2 \times W_{bay}} \quad (12)$$

همانطور که دیده می‌شود، این روابط از هم مستقل هستند و فقط دارای مقدار حداقلی هستند. برای رفع این مشکل یکی از خصوصیات قاب را مورد بررسی قرار می‌دهیم و آن جلوگیری از بلندشدگی کامل قاب گهواره‌ای است. این پدیده زمانی رخ می‌دهد که فیوزها قوی‌تر از کابل‌ها باشند که در شکل (۳) نمایش داده شده است.

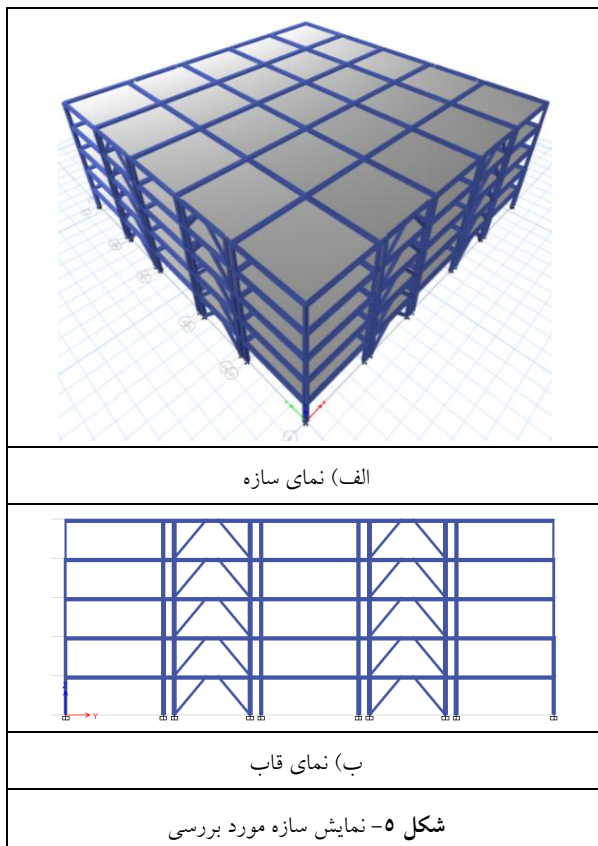


شکل ۳- بلندشدگی کامل قاب

پارامتر Global Uplift ( $GU$ ) برای جلوگیری از بلندشدگی تعریف می‌شود که نسبت نیروی پس کشیدگی کابل به مجموع مقاومت برشی فیوزها است و رابطه آن در زیر آمده است.



با ضریب رفتار هفت نیز طراحی می‌شوند. برای تمامی المان‌ها مقاطع W شکل [۲۰] انتخاب شده‌اند. مقاطع به‌دست آمده از طراحی در جدول (۱) و (۲) برای سازه ۵ و ۱۰ طبقه نشان داده شده است.



جدول ۱- مقاطع نهایی سازه گهواره‌ای پنج طبقه

طبقه	تیر پیوند	ستون در قاب مقاوم	مهاربند
۵	W12x40	W14x22	W8x24
۴	W12x45	W14x22	W8x31
۳	W12x72	W14x30	W8x31
۲	W12x87	W14x43	W8x35
۱	W12x45	W14x90	W8x31

جدول ۲- مقاطع نهایی سازه گهواره‌ای ده طبقه

طبقه	تیر پیوند	ستون در قاب مقاوم	مهاربند
۹-۱۰	W12x53	W14x30	W8x24
۷-۸	W12x87	W14x61	W8x40
۵-۶	W12x106	W14x82	W8x48
۳-۴	W12x120	W14x120	W8x58
۱-۲	W12x136	W14x257	W8x31

در غیراینصورت باید ابعاد تیر پیوند بزرگتر شود. در روابط بالا سه نیروی  $F_1$ ،  $F_2$  و  $F_3$  برابر وقتی هستند که فیوزها تسلیم شده‌اند. برای محاسبه آن‌ها رابطه ممان مقاوم در برابر ممان واژگونی را که همان  $OT=1$  است را حل کرده که به صورت زیر می‌شود. برای محاسبه مقدار دقیق این سه نیرو، لازم است رابطه بین اینها فرض شود، با فرض الگوی بارجانبی براساس استاندارد ۲۸۰۰ ایران [۱۹] (به طور مثلی یا براساس مود اول)، مقدار دقیق از رابطه (۱۹) به‌دست خواهد آمد.

$$M_n = (F_{pti} + P_D)W + C_{sh}V_{fp} \left( W + \frac{h_{fuse}}{2} \right) \quad (17)$$

$$M_{ovt} = 3F(3H) + 2F(2H) + F(H) = 14FH \quad (18)$$

$$F = \frac{M_n}{14H} \quad (19)$$

در نهایت با جایگذاری در معادلات (۱۴) تا (۱۶) تسلیم تیر پیوند کنترل می‌شود. این روابط برای هر تعداد طبقه، قابل محاسبه و به همین ترتیب هستند.

$$V_{link\_st3} = \frac{3M_n}{14W_{bay}} \quad (20)$$

$$V_{link\_st3} = \frac{(3+2)M_n}{14W_{bay}} \quad (21)$$

$$V_{link\_st3} = \frac{(3+2+1)M_n}{14W_{bay}} \quad (22)$$

#### ۴- طراحی سازه‌های مورد بررسی

##### ۴-۱- مقدمه

در این مقاله سیستم پیشنهادی را بر روی دو سازه ۵ و ۱۰ طبقه به ارتفاع ۳/۶ متر برای هر طبقه با کاربری مسکونی در شهر تهران بررسی می‌کنیم. این سازه‌ها پلانی مربعی، به ابعاد ۴۵ در ۴۵ متر دارند که در هر جهت دارای پنج دهانه نه متری است (شکل ۵). بار مرده روی کلیه کف‌ها شامل وزن خود بتن و کف‌سازی  $5/45 \text{ kN/m}^2$ ، بار زنده طبق مبحث ششم مقررات ملی ساختمان روی کف طبقات  $2 \text{ kN/m}^2$  و بار دیوارهای داخلی (پارتیشن‌ها) به صورت گسترده روی کف‌های طبقات برابر  $1 \text{ kN/m}^2$ ، می‌باشند. بار برف و بار زنده بام روی کف بام به‌ترتیب برابر  $1 \text{ kN/m}^2$  و  $1/5 \text{ kN/m}^2$ ، اعمال می‌گردند. بارگذاری جانبی براساس استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم استفاده می‌شود، بر این اساس که سازه در شهر تهران واقع شده است، شتاب منطقه  $0/35 \text{ g}$ ، خاک نوع دو و ضریب اهمیت یک است. ضریب رفتار هشت همانطور که گفته شده برای سیستم گهواره‌ای انتخاب می‌شود، برای مقایسه با سیستم واگرا، سازه‌ها

#### ۴-۲- طراحی المان فیوز و کابل پس کشیده

قاب گهواره‌ای داخل قاب ثقلی قرار داده شده است. عرض دهانه ثقلی نه متر گفته شده، با فرض طول فیوز برابر یک متر، عرض دهانه گهواره‌ای هفت متر به دست می‌آید. برای طراحی دو المان فیوز و کابل پس کشیده، از معادلات (۱۱) و (۱۲) استفاده می‌کنیم. این معادلات، پس از جاگذاری پارامترهای معلوم در زیر محاسبه شده‌اند.

$$V_{fp} > \frac{12500}{2 \times (7 + 1/2)} > 833 \text{ kN} \quad \text{سازه ۵ طبقه} \quad (۲۳)$$

$$V_{fp} > \frac{37000}{2 \times (7 + 1/2)} > 2467 \text{ kN} \quad \text{سازه ۱۰ طبقه} \quad (۲۴)$$

$$F_{pti} > \frac{12500}{2 \times 7} > 893 \text{ kN} \quad \text{سازه ۵ طبقه} \quad (۲۵)$$

$$F_{pti} > \frac{37000}{2 \times 7} > 2643 \text{ kN} \quad \text{سازه ۱۰ طبقه} \quad (۲۶)$$

پس از حل، مجموع برش فیوزها و نیروی پس کشیدگی کابل‌های یک طرف سازه، به دست می‌آید. می‌توان برش هر فیوز را مثلاً در سازه ۵ طبقه، از تقسیم مقدار مجموع برش‌ها بر پنج به دست آورد.

$$V_{fp} > 833 \rightarrow V_{fuse} > 167 \text{ kN} \quad \text{سازه ۵ طبقه} \quad (۲۷)$$

$$V_{fp} > 2467 \rightarrow V_{fuse} > 247 \text{ kN} \quad \text{سازه ۱۰ طبقه} \quad (۲۸)$$

پس از تعیین مقاومت برشی لازم برای فیوز و نیروی پس کشیدگی اولیه کابل، با توجه به اینکه فیوز صفحه برشی پروانه‌ای شکل است (شکل (۶))، از روابط زیر، تعداد کابل (با فرض ۳۰٪ پس کشیدگی) و تعداد لینک فیوز مورد نیاز به دست می‌آید:

برای اطمینان از استفاده از اعداد حداقل (استفاده از مقادیر اقتصادی)، بلندشدگی کلی قاب را چک می‌کنیم.

$$GU = \frac{893}{1.5 \times 833} = 0.71 \quad \text{سازه ۵ طبقه} \quad (۳۱)$$

$$GU = \frac{2463}{1.5 \times 2467} = 0.66 \quad \text{سازه ۱۰ طبقه} \quad (۳۲)$$

عدد ۱/۵ در مقاومت تسلیم برشی مجموع فیوزها به خاطر در نظر گرفتن سخت‌شوندگی کرنشی ضرب شده است. نتایج نشان می‌دهد اگر براساس  $OT=1$  و  $SC=1$  سازه طراحی شود،  $GU=0.7$  خواهد شد. چون پارامتر بلندشدگی کمتر از یک است، سازه بلند می‌شود در نتیجه پیش‌تندگی را افزایش می‌دهیم. البته در کلیه روابطی که پارامتر  $F_{pti}$  در آن‌ها به کار رفته است، اگر وزن ثقلی نیز روی ستون گهواره‌ای باشد، با آن می‌تواند جمع شود. به عبارت دیگر وزن ثقلی کمک حال نیروی پس کشیدگی کابل است.

#### ۴-۳- کنترل تیر پیوند

طبق روابط تعریف شده، ابتدا نیروهای  $F_1, F_2, \dots$  تا  $F_5$  را با فرض توزیع مثلثی واژگون، پیدا کرده تا پس از آن ظرفیت برشی تیر پیوند کنترل شود.

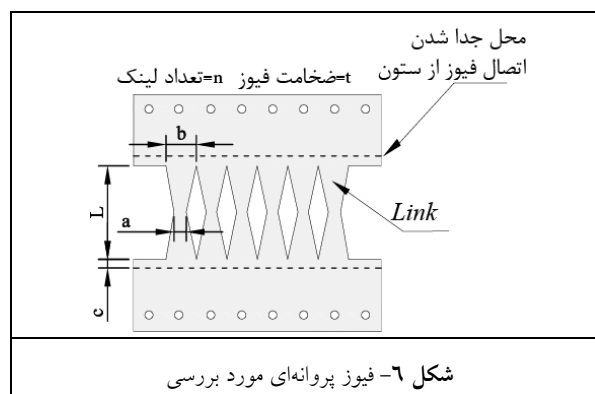
$$F_{st5} = \frac{M_n}{\frac{N(N+1)(2N+1)}{6}H} = \frac{12500}{55 \times 3.6} = 63.1 \text{ kN} \quad (۳۳)$$

$$F_{st10} = \frac{M_n}{\frac{N(N+1)(2N+1)}{6}H} = \frac{37000}{385 \times 3.6} = 26.7 \text{ kN} \quad (۳۴)$$

جدول ۳- تغییر مقاطع تیر پیوند سازه ۵ طبقه

طبقه	تیر موجود	تیر جدید	میزان افزایش مقطع
۵	W12x40	W12x40	بدون تغییر
۴	W12x50	W12x45	۱ اندازه
۳	W12x87	W12x72	۲ اندازه
۲	W12x96	W12x87	۱ اندازه
۱	W12x72	W12x45	۵ اندازه

تیر پیوند طبقه اول به خاطر تغییر شکل‌های الاستیک تیرهای پیوند طبقات بالاتر، معمولاً برعکس محاسبات دستی نیروی کمتری نسبت به طبقه دوم می‌گیرد، در نتیجه می‌توان از نتایج محاسبات دستی صرف‌نظر کرد و مقطع طبقه سوم را به آن اختصاص داد. این موضوع در شکل (۷) که محور افقی آن برش تیر پیوند، و محور قائم آن طبقه است، نمایش داده شده است.



$$F_{pti} = 0.3 \times F_y \times \frac{\pi D^2}{4} \times n_{cable} \quad (۲۹)$$

$$V_{fuse} = \frac{4 n_{fuse} b^2 t f_y}{9 L} \quad (۳۰)$$



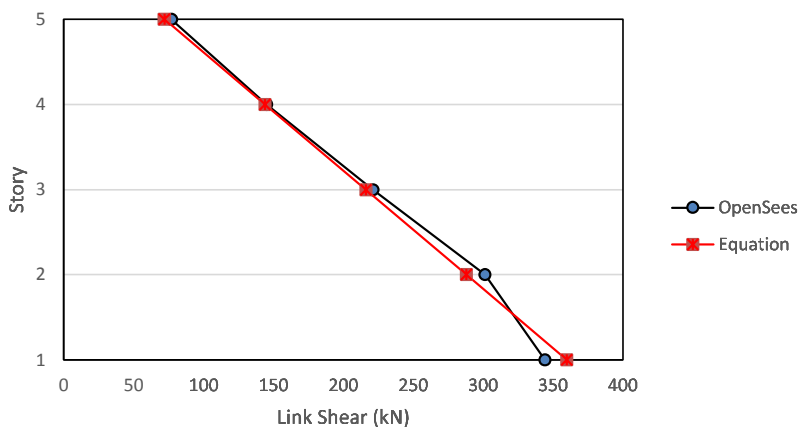
تحت تحلیل استاتیکی چرخه‌ای غیرخطی و دینامیکی غیرخطی قرار می‌گیرند.

به منظور سرعت بیشتر فقط یک قاب مقاوم جانبی پیرامونی مدل می‌شود. به دلیل اینکه قاب‌های انتخاب شده، دوبعدی هستند، لازم است اثر P-Delta که در قاب‌های سازه اصلی وجود دارد، در آن‌ها نیز رعایت شود. برای این منظور ستونی به قاب مقاوم اضافه می‌شود و باری معادل همانکه در سازه اصلی تحمل می‌کرد، به ستون وارد می‌شود. ستون به‌صورتی مدل می‌شود تا هیچ سختی‌ای به سازه وارد نکند.

برای سازه ۱۰ طبقه، توزیع نیروها پیچیده‌تر از سازه ۵ طبقه است، بدین صورت که شاید فیوزهای پنج طبقه از ۱۰ طبقه تسلیم شوند، به عبارت دیگر فیوزهای کل ۱۰ طبقه باهم تسلیم نمی‌شوند.

#### ۴-۴- مشخصات مدل‌های مورد بررسی

برای بررسی سیستم پیشنهاد شده، و صحت‌سنجی روابط ریاضی ارائه شده، ۱۰ قاب (پنج قاب ۵ طبقه و پنج قاب ۱۰ طبقه) (جدول ۴) به‌صورت غیرخطی (شکل ۸) مدل می‌شوند و

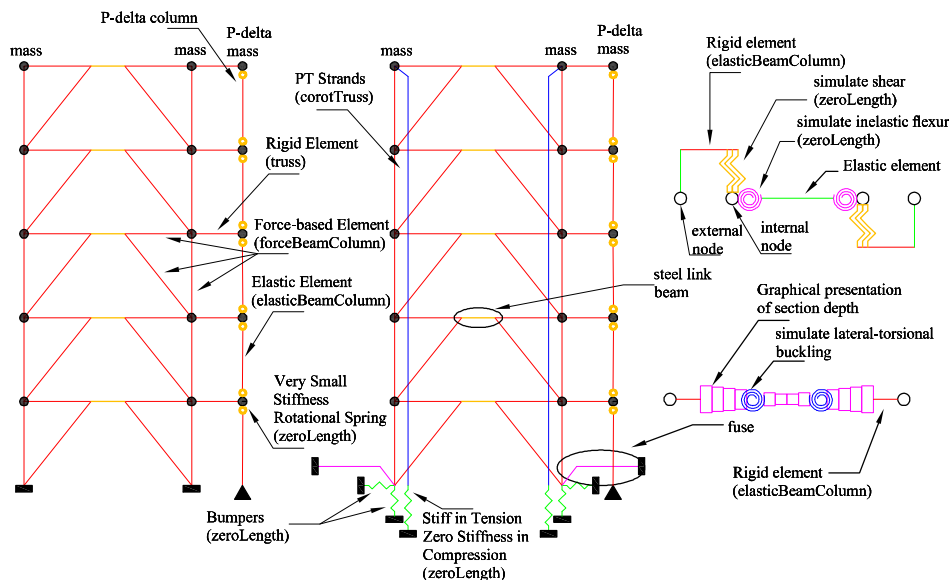


شکل ۷- برش تیرپیوند در هر طبقه

جدول ۴- تغییر مقاطع تیر پیوند سازه ۵ طبقه

سازه	اسم	اضافه مقاومت	اتلاف انرژی	بلندشدگی	تعداد لینک فیوز	تعداد کابل
۵ طبقه	Norm-5	۱/۲۰	۱/۴۰	۱/۰۰	۱۱	۲۱
	OT1-5	۱/۳۴	۱/۶۸	۱/۲۰	۱۱	۲۶
	OT2-5	۱/۵۱	۲/۰۲	۱/۴۴	۱۱	۳۱
	SC1-5	۱/۶۱	۱/۶۸	۱/۲۰	۱۳	۳۱
	SC2-5	۱/۷۳	۱/۴۰	۱/۰۰	۱۶	۳۱
	GU-5	۱/۰۰	۱/۰۰	۰/۷۱	۱۱	۱۶
۱۰ طبقه	Norm-10	۱/۲۰	۱/۴۰	۱/۰۰	۱۶	۶۳
	OT1-10	۱/۳۴	۱/۶۸	۱/۲۰	۱۶	۷۵
	OT2-10	۱/۵۱	۲/۰۲	۱/۴۴	۱۶	۹۰
	SC1-10	۱/۶۱	۱/۶۸	۱/۲۰	۲۰	۹۰
	SC2-10	۱/۷۳	۱/۴۰	۱/۰۰	۲۴	۹۰
	GU-10	۱/۰۰	۱/۰۰	۰/۷۱	۱۶	۴۵





شکل ۸- نحوه‌ی مدل‌سازی غیرخطی قاب متداول و گهواره‌ای

است. از این رو تحلیل پوش‌اور بسیار مورد توجه قرار گرفته است.

در تحلیل استاتیکی غیرخطی، پس از بارگذاری ثقلی، بارگذاری جانبی با الگوی مشخصی به صورت مرحله‌ای به سازه اعمال می‌گردد و تا رسیدن به یک تغییرمکان خاص (تغییرمکان گره مرکز جرم بام) ادامه می‌یابد. الگوی بار جانبی این روش بر پایه مود اول نوسان یا به صورت یکنواخت به سازه اعمال می‌شود. در این تحقیق از الگوی مدل اول برای تحلیل پوش‌اور استفاده شده است.

مهمترین نتیجه تحلیل استاتیکی غیرخطی، نمودار بار-تغییرمکان سازه یا منحنی ظرفیت است. علاوه بر منحنی ظرفیت، نتایج مهم دیگری از قبیل: مشخص شدن نحوه و ترتیب توزیع مفاصل پلاستیک در اعضای سازه، محاسبه تغییرشکل‌های سازه، نحوه مکانیزم شدن سازه و نیروهای اعضا را نیز می‌توان استخراج نمود.

رفتار چرخه‌ای مدل‌های جدول (۴)، در شکل (۹) و (۱۰) نشان داده شده‌اند. همانطور که دیده می‌شود، چون در مدل‌های نوع *OT*، بدون تغییر فیوز، تعداد کابل‌ها زیاد شده است، مساحت داخل حلقه هیستریزیس یکسان است، به عبارت دیگر اتلاف انرژی مدل‌ها یکسان است، ولی ممان مقاوم افزایش یافته است که نشان از صحیح بودن رابطه *OT* و تعریف آن دارد. همینطور، چون در مدل‌های نوع *SC* بدون تغییر کابل، تعداد لینک‌های فیوزها زیاد شده است، مساحت داخل حلقه هیستریزیس افزایش پیدا کرده است، یا اتلاف انرژی بیشتر شده

در مدل‌ها، تیرها، ستون‌ها و مهاربندها با مقاطع فایبر<sup>۵</sup> مدل شده‌اند. از آنجاییکه مقاطع فایبر توانایی درک رفتار برشی را ندارند، برای تیرهای پیوند باید راهکاری اندیشید تا برش را در نظر بگیرند، از بین راهکارهای موجود، تیر پیوند پنج المانه انتخاب می‌شود [۲۱]. فیوزهای برشی که صفحات فولادی با برش‌های لوزی شکل هستند، می‌توانند به دو صورت مدل شوند: ۱- استفاده از فنر بدون طول برشی است که رفتار کلی فیوز به آن وارد می‌شود [۲۲]، و ۲- مدل کردن فیوز به صورت کامل و اعمال کماتش پیچشی-جانبی توسط فنرهای بدون طول پیچشی [۲۳]. مدل دوم دقیق‌تر است و از آن در این تحقیق استفاده شده است. کابل‌ها توسط المان میله‌ای با در نظر گیری تغییرشکل‌های زیاد مدل شده است که چون دارای نیروی پس‌کشیدگی است از مصالح فولاد<sup>۶</sup> برای ماده آن استفاده شده است. برای اینکه کابل نیروی فشاری تحمل نکند، در تکیه‌گاه آن از فنری استفاده شده است که در فشار بدون سختی ولی در کشش با سختی زیاد است. همچنین در پای ستون‌ها نیز از چنین فنری استفاده شده است (در فشار سخت و در کشش بدون سختی) تا بلندشدگی مدل شود.

##### ۵- تحلیل استاتیکی غیرخطی

تحلیل پوش‌اور بر این مبنا قرار دارد که سازه چند درجه آزادی (MDOF) تبدیل به چندین سازه تک‌درجه آزادی (SDOF) می‌شود و با توجه به تئوری دینامیک سازه‌ها، حل معادله دیفرانسیل سازه یک درجه آزادی، ساده و به راحتی قابل محاسبه





است.

مقدار  $GU$  از یک تغییرمکان باقی مانده برای سازه، در

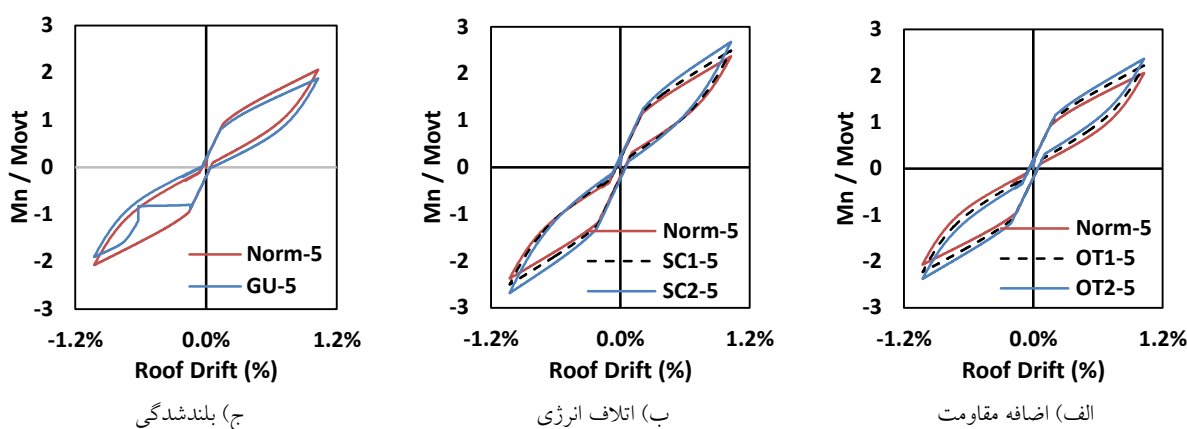
باربرداری رخ می دهد که مطلوب ما نیست.

برای اینکه رفتار این سیستم، با سیستم مهاربندی واگرای متداول مقایسه شود، این تحلیل روی آن نیز انجام شده است که نتایج در شکل (۱۱) آمده است.

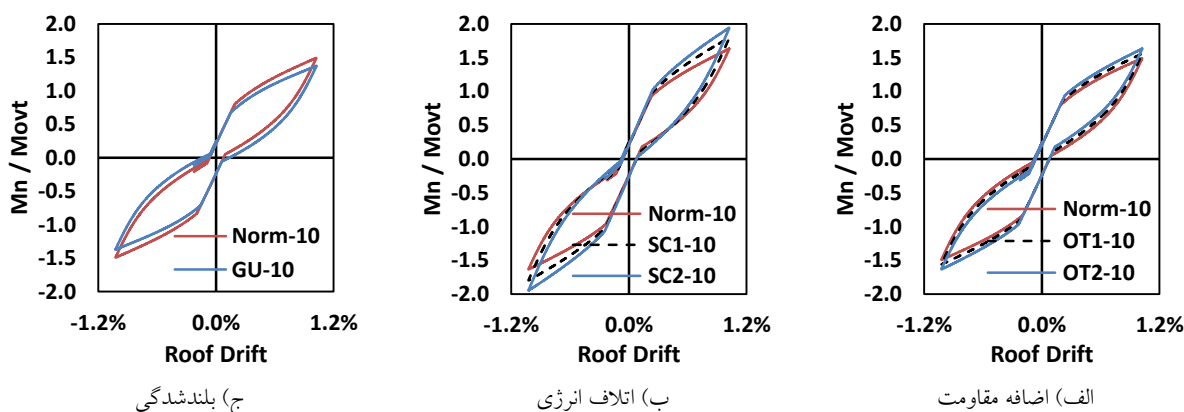
با مقایسه رفتار سیستم متداول و سیستم مرکزگرا، به این نتیجه رسیده می شود که اتلاف انرژی سیستم متداول با توجه به مساحت داخل نمودار چرخه ای آن بیشتر است ولی این سیستم خرابی کلی تجربه می کند و مقاومتش تقریباً به صفر می رسد در حالیکه سیستم مرکزگرا تا پارگی کابل یا کمانش و پاره شدن فیوز، نیرو را تحمل کرده و افت مقاومت ندارد.

نتایج مدل با بلندشوندگی نیز نشان می دهد اگر  $GU$  کوچکتر از یک باشد، در باربرداری تغییرمکان باقی مانده در سازه اتفاق می افتد که با فلسفه سازه های مرکزگرا متفاوت است.

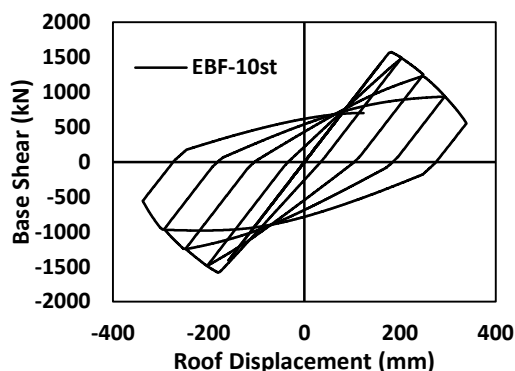
نتایج شکل (۱۰) نشان می دهد همانند سازه ۵ طبقه، با افزایش تعداد کابل و ثابت ماندن مقاومت فیوز، مقاومت نهایی سازه افزایش می یابد که البته به دلیل ۱۰ طبقه بودن سازه، این افزایش جزئی است. همینطور با افزایش تعداد لینک های هر فیوز بدون افزایش تعداد کابل، مساحت داخل نمودار افزایش یافته که نشان از افزایش میزان اتلاف انرژی دارد. نتایج سازه با بلندشوندگی، نشان می دهد که با کمتر شدن



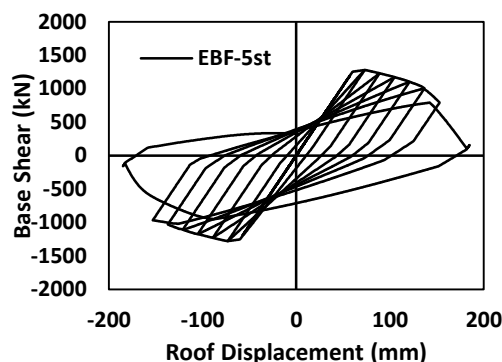
شکل ۹- مقایسه مدل های گهواره ای ۵ طبقه



شکل ۱۰- مقایسه مدل های گهواره ای ۱۰ طبقه



ب) سازه ۱۰ طبقه



الف) سازه ۵ طبقه

شکل ۱۱- رفتار چرخه‌ای سیستم مهاربندی واگرای متداول

## ۶- تحلیل دینامیکی غیرخطی

به منظور تحلیل دقیق‌تر و ارزیابی بهتر سیستم، تحلیل دینامیکی غیرخطی بر روی سازه انجام می‌شود. در این نوع تحلیل، نوع رکوردهای انتخابی و نحوه مقیاس کردن آن‌ها تاثیر زیادی در نتایج دارند. در تحقیقات گذشته، رکوردهای حوزه دور بیشتر کار شده است. در اینجا از هفت رکورد حوزه نزدیک استفاده

می‌شود. این رکوردها بدون پالس و برای خاک نوع II می‌باشند. مشخصات رکوردهای استفاده شده در جدول (۵) همچنین مقدار مقیاس آن‌ها براساس استاندارد ۲۸۰۰ و ASCE 7 [۲۴] آورده شده‌اند. همانطور که دیده می‌شود مقیاس ASCE 7 منطقی‌تر است.

جدول ۵- مشخصات رکوردهای انتخابی

شماره	زلزله			ایستگاه	نوع خاک	فاصله گسل تا سایت	حرکات ثبت شده		مقیاس براساس ASCE 7		مقیاس براساس ۲۸۰۰	
	نام زلزله	مقدار	نام				NEHRP	Joyner Boore	PGA	PGV	۱۰ طبقه	۵ طبقه
۱	گزلی	۱۹۶۸	۶/۸	کاراکیر	C	۳/۹	۰/۸۶	۶۷/۶	۰/۸۱	۰/۶۹	۱/۵۷	۱/۴۹
۲	ناهانی	۱۹۸۵	۶/۸	سایت ۱	C	۲/۵	۱/۱۱	۴۳/۹	۱/۳۵	۰/۹۰	۴/۴۰	۳/۳۹
۳	ناهانی	۱۹۸۵	۶/۸	سایت ۲	C	۰/۰	۰/۳۵	۳۱/۹	۱/۴۱	۱/۴۱	۶/۸۰	۳/۰۶
۴	لوما پرتا	۱۹۸۹	۶/۹	بران	C	۳/۹	۰/۴۵	۵۱/۴	۰/۶۶	۰/۶۶	۳/۱۱	۲/۳۵
۵	لوما پرتا	۱۹۸۹	۶/۹	کورالتوس	C	۰/۲	۰/۶۴	۵۵/۹	۰/۷۸	۰/۶۲	۴/۰۵	۲/۳۰
۶	کپه	۱۹۹۲	۷/۰	کپه	C	۰/۰	۱/۴۹	۱۲۲/۳	۰/۶۷	۰/۴۷	۱/۶۱	۱/۱۶
۷	نورتریدج	۱۹۹۴	۶/۷	سپلودا	C	۰/۰	۰/۷۵	۷۷/۶	۰/۵۳	۰/۵۳	۲/۵۹	۱/۰۵

سازه‌های گهواره‌ای مورد تحلیل قرار گرفته، همان سازه‌های به نام Norm-5 و Norm-10 در جدول (۴) هستند. به‌خاطر خلاصه کردن بحث از آوردن نتیجه بقیه سازه‌ها چشم‌پوشی شده است.

روش مقیاس استاندارد ۲۸۰۰، به این صورت است که در بازه  $0/2T$  تا  $1/5T$  لازم است فقط طیف زلزله از  $1/10$  طیف استاندارد ۲۸۰۰ کمتر نشود، حداکثر طیف ممکن است عدد بسیار بالایی بشود که در نتیجه از جدول (۵) می‌توان فهمید که حداکثر شتاب در سازه ۱۰ طبقه ممکن است به  $g$  برسد. ولی

در روش ASCE 7، طیف زلزله طوری مقیاس می‌شود که مربع مجموع اختلاف آن با طیف استاندارد در همان بازه استاندارد ۲۸۰۰، حداقل شود. روش ASCE 7 نتایج بسیار بهتری می‌دهد چون هم حداکثر و هم حداقل طیف مقیاس می‌شوند. به‌خاطر این مسائل معمولاً رکوردهای حوزه نزدیک از روش‌های دیگری به جز استاندارد ۲۸۰۰، مقیاس می‌شوند.

در هر صورت همانطور که از شکل (۱۲) مشاهده می‌شود، جابه‌جایی نسبی طبقات سازه ۱۰ طبقه گهواره‌ای کمتر از سازه متداول شده است (مخصوصاً در طبقه اول). اگر از زاویه دیگر



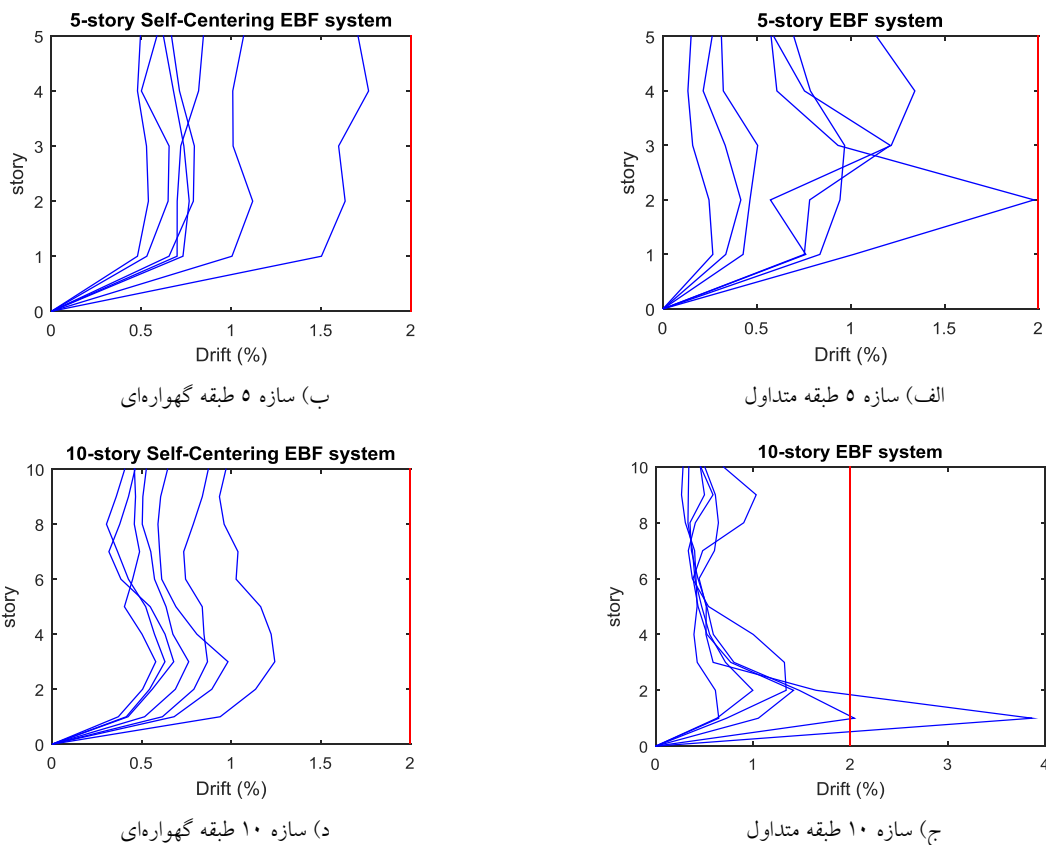
با ضریب رفتار هشت طراحی خواهند شد. در آخر تیر پیوند کنترل می‌شود که با نیروهایی که بهش می‌رسد، تسلیم نشده باشد.

پس از طراحی قاب، تحلیل استاتیکی غیرخطی چرخه‌ای انجام شده است تا صحت روابط طراحی و همینطور رفتار قاب بررسی شود. نتایج نشان می‌دهد با افزایش تعداد کابل‌ها که باعث افزایش پارامتر اضافه مقاومت ( $OT$ ) می‌شود، مقاومت و سختی نهایی قاب افزایش می‌یابد، البته سختی قبل از بلندشدگی ثابت می‌ماند چون به سختی المان‌های قاب بستگی دارد. همچنین با افزایش تعداد لینک‌های فیوز، پارامتر اتلاف انرژی ( $SC$ ) کاهش می‌یابد که نشان از افزایش ظرفیت اتلاف انرژی است و نمودارهای چرخه‌ای نیز این موضوع را نشان دادند. سپس پارامتر بلندشدگی مورد بحث قرار گرفت و نشان داده شد اگر مقدار آن کمتر از یک باشد، نمودار رفتار سازه در باربرداری هنگامی که باری به سازه وارد نمی‌شود، دارای تغییرمکانی غیر از صفر است که این امر فلسفه سیستم مرکزگرا را نقض می‌کند، در نتیجه همیشه باید مقدار این پارامتر بزرگتر از یک باشد.

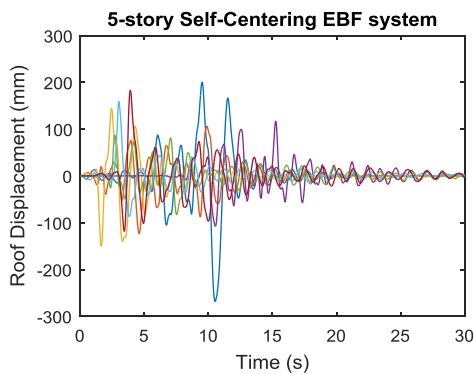
نگاه کنیم، سازه ۱۰ طبقه با سیستم متداول تحت یکی از زلزله‌ها دارای جابه‌جایی نسبی ۴٪ است که یعنی کاملاً خراب شده است. همچنین جابه‌جایی نسبی سازه‌های گهواره‌ای در ارتفاع یکسان هست که باعث کاهش خرابی اعضای غیرسازه‌ای در آن‌ها می‌شود. در شکل (۱۳) جابه‌جایی بام سازه‌ها نشان داده شده است. در این نمودارها قابل برداشت است که سازه‌های گهواره‌ای تغییرمکان باقی‌مانده کمتری (قابل چشم‌پوشی) نسبت به سازه‌های متداول دارند و در نتیجه پس از زلزله قابل تعمیر هستند. ولی سازه‌های متداول تغییرمکان باقی‌مانده بسیار بزرگی دارند که در سازه ۱۰ طبقه، به خاطر خرابی سازه، زلزله حتی به انتها نیز نرسیده است.

### ۷- نتیجه گیری

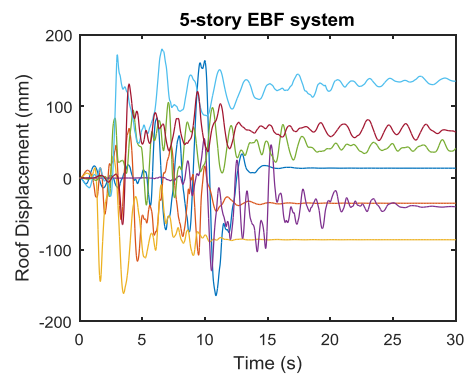
در این مقاله به بررسی رفتار لرزه‌ای قاب مهاربندی واگرا با فیوزهای توزیع شده در ارتفاع پرداخته شده است. نتایج طراحی نشان می‌دهد که المان‌های قاب ابتدا با ضریب رفتار سیستم مهاربندی واگرا طراحی می‌شوند، سپس کابل پس‌کشیده و فیوز



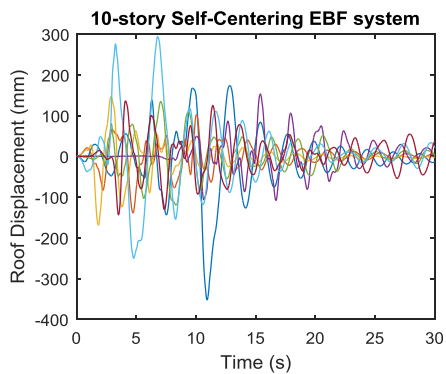
شکل ۱۲- جابه‌جایی نسبی طبقات



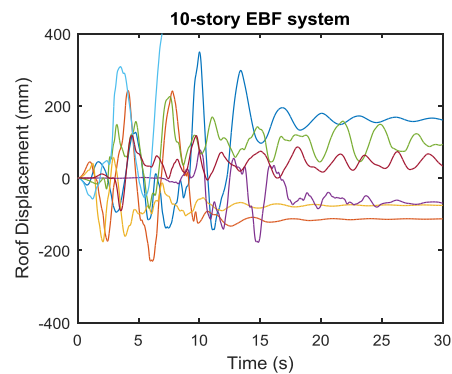
ب) سازه ۵ طبقه گهواره‌ای



الف) سازه ۵ طبقه متداول



د) سازه ۱۰ طبقه گهواره‌ای



ج) سازه ۱۰ طبقه متداول

شکل ۱۳- جابه‌جایی بام

#### ۸- علائم نوشتاری

مساحت جان تیر پیوند	$A_w$
ضریب سخت‌شوندگی کرنشی فیوز	$C_{sh}$
طول تیر پیوند	$e$
نیروی پس‌کشیدگی اولیه	$F_{pti}$
مدول برشی فولاد	$G$
ارتفاع طبقه	$H$
طول فیوز	$L_{fuse}$
لنگر واژگونی	$M_{ovt}$
لنگر مقاوم	$M_n$
تعداد طبقات	$N_{st}$
مجموع ظرفیت برشی فیوزها	$V_{fp}$
عرض دهانه گهواره‌ای	$W_{bay}$
میزان کش آمدگی کابل	$\Delta_{PT}$
جابه‌جایی بام	$\Delta_{roof}$
جابه‌جایی برشی فیوز	$\Delta_{fuse}$

رفتار سیستم متداول نیز مورد ارزیابی قرار گرفت و مشاهده شد پس از تسلیم تیر پیوند، افت مقاومت زیادی دارد و دیگر قابل بهره‌برداری نیست. در ادامه تحلیل دینامیکی غیرخطی روی سازه‌ها انجام شد، دیده شد جابه‌جایی نسبی سازه‌های گهواره‌ای به جز طبقه اول، در سایر طبقات یکسان می‌ماند که نشان از صلب حرکت کردن قاب و در نتیجه خرابی کم به اجزای غیرسازه‌ای دارد. نتایج جابه‌جایی بام نیز نشان داد که این سیستم‌های گهواره‌ای جابه‌جایی باقی‌مانده کمی پس از زلزله دارند و در نتیجه قابل تعمیر و بهره‌برداری می‌باشند ولی سازه‌های متداول تغییر مکان باقی‌مانده زیادی پس از زلزله تجربه می‌کنند که باعث می‌شود غیر قابل تعمیر شوند. با توجه به این مسائل توصیه می‌شود در سازه‌هایی که نیاز به قابلیت به ره‌برداری بی‌وقفه دارند از این سیستم استفاده شود. البته مزیت این سیستم نسبت به سیستم مرکزگرای همگرای گهواره‌ای، قابلیت ایجاد باز شو در دهانه گهواره‌ای به‌خاطر بادبندهای واگرا است.



- [12] Vayas, I., Karydakakis, P., Dimakogianni, D. and Douka, G. (2012), "Dissipative Devices for Seismic Resistant Steel Frames-The FUSEIS Project, Design Guide", Research Programme of the Research Fund for Coal and Steel.
- [13] Bordea, S. (2010), "Dual Frame Systems of Buckling Restrained Braces", University of Politehnica, Madrid, Spain.
- [14] Neagu, C. (2011), Multi-Storey Building Frames Stiffened with Dissipative Shear Walls, University of Politehnica, Madrid, Spain.
- [15] Stratan, A. and Dubina, D. (2004), "Bolted Links for Eccentrically Braced Steel Frames", Fifth International Workshop on Connections in Steel Structures, p. 223-332.
- [16] Dubina, D., Stratan, A. and Dinu, F. (2008), "Dual High Strength Steel Eccentrically Braced Frames with Removable Links", Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Vol. 37, No. 15, pp. 1703-1720.
- [17] Mansour, N., Christopoulos, C. and Tremblay, R. (2011), "Experimental Validation of Replaceable Shear Links for Eccentrically Braced Steel Frames", Journal of Structural Engineering, Vol. 137, No. 10, pp. 1141-1152.
- [18] Eatherton, M.R., Ma, X., Krawinkler, H. and Mar, D. (2014), "Design Concepts for Controlled Rocking of Self-Centering Steel-Braced Frames", Journal of Structural Engineering, Vol. 140, No. 11, pp. 401-408.
- [19] مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی، (۱۳۹۳)، آیین نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی، تهران.
- [20] ASTM A6, (2016), Standard Specification for General Requirements for Rolled Structural Steel Bars, Plates, Shapes and Sheet Piling, ASTM International: West Conshohocken.
- [21] Bosco, M., Marino, E.M. and Rossi, P.P. (2015), "Modelling of Steel Link Beams of Short, Intermediate or Long Length", Engineering Structures, Vol. 84, pp. 406-418.
- [22] Ma, X., Borchers, E., Pena, A., Krawinkler, H. and Billington, S. (2010), "Design and Behavior of Steel Shear Plates with Openings as Energy-Dissipating Fuses", John A. Blume Earthquake Engineering Center Technical Report, 173.
- [23] Eatherton, M.R. and Hajjar, J.F. (2014), "Hybrid Simulation Testing of a Self Centering Rocking Steel Braced Frame System", Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Vol. 43, No. 11, pp. 1725-1742.
- [24] Structural Engineering Institute, (2010), Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, American Society of civil engineering: Virginia.
- [1] Cheng, F.Y., Jiang, H. and Lou, K. (2008), "Smart Structures: Innovative Systems for Seismic Response Control", CRC Press.
- [2] Ioan, A., Stratan, A., Dubinã, D., Poljanšek, M., Molina, F.J., Taucer, F., Pegon, P. and Sabãu, G. (2016), "Experimental Validation of Re-Centring Capability of Eccentrically Braced Frames with Removable Links", Engineering Structures, Vol. 113, pp. 335-346.
- [3] Herning, G., Garlock, M.E. and Vanmarcke, E. (2011), "Reliability-Based Evaluation of Design and Performance of Steel Self-Centering Moment Frames", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 67, No. 10, pp. 1495-1505.
- [4] Chi, H. and Liu, J. (2012), "Seismic Behavior of Post-Tensioned Column Base for Steel Self-Centering Moment Resisting Frame", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 78, pp. 117-130.
- [5] امیردهنی، ح.، اصغری، ا. و شافعی، ع. (۲۰۱۶)، "مطالعه رفتار لرزهای قاب‌های مهاربندی فولادی با عملکرد گهواره‌ای مجهز به فیوزهای استهلاک انرژی"، نشریه مهندسی سازه و ساخت، شماره ۳، ص. ۸۵-۷۳.
- [6] Christopoulos, C., Tremblay, R., Kim, H.J. and Lacerte, M. (2008), "Self-Centering Energy Dissipative Bracing System for the Seismic Resistance of Structures: Development and Validation", Journal of Structural Engineering, Vol. 134, No. 1, pp. 96-107.
- [7] Braconi, A., Morelli, F. and Salvatore, W. (2012), "Development, Design and Experimental Validation of a Steel Self-Centering Device (SSCD) for Seismic Protection of Buildings", Bulletin of Earthquake Engineering, Vol. 10, No. 6, pp. 1915-1941.
- [8] Miller, D.J., Fahnestock, L.A. and Eatherton, M.R. (2012), "Development and Experimental Validation of a Nickel-Titanium Shape Memory Alloy Self-Centering Buckling-Restrained Brace", Engineering Structures, Vol. 40, pp. 288-298.
- [9] Ghanaatpisheh, S. and Asghari, A. (2016), "Innovative Self-Centering Controlled Rocking Eccentrically Braced Frames", In 2<sup>nd</sup> International Conference on Engineering & Applied Science, UAE, Dubai.
- [10] Asghari, A. and Gandomi, A.H. (2016), "Ductility Reduction Factor and Collapse Mechanism Evaluation of a New Steel Knee Braced Frame", Structure and Infrastructure Engineering, Vol. 12, No. 2, pp. 239-255.
- [11] Plumier, A., Castiglioni, C.C. and Brescianini, J. (2006), "Two Innovations for Earthquake Resistant Design: The INERD Project," Report EUR 22044 EN.

## پی نوشت

<sup>1</sup> Post-tensioning moment

<sup>2</sup> Fuse moment

<sup>3</sup> Over turning

<sup>4</sup> Self-centering

<sup>5</sup> Fiber