



مقایسه عملکرد لرزه‌ای قاب‌های با مهاربندی کمانش تاب و قاب‌های مجهز به فیوز تسلیم شونده

غلامرضا قدرتی‌امیری^۱، سجاد ویس‌مرادی^۲، احسان درویشان^۳

(تاریخ دریافت: ۹۲/۰۵/۱۶، تاریخ پذیرش: ۹۳/۰۲/۰۱)

چکیده

به دلیل عملکرد نامطلوب قاب‌های مهاربند همگرا در زلزله‌های شدید، تاکنون راهکارهای مختلفی برای بهبود این سیستم باربر جانبی ارائه شده است که می‌توان به استفاده از مهاربندهای کمانش تاب BRB به جای بادبندهای معمولی و همچنین اضافه کردن فیوز فولادی CSY به انتهای مهاربند، برای جذب انرژی وارده بر آن، اشاره کرد. از آن جا که فیوز CSY به تازگی معرفی گشته است بررسی عملکرد لرزه‌ای آن نیازمند تحقیقات بیشتری است. یکی از ابزارهای مهم جهت بررسی عملکرد لرزه‌ای یک سیستم، استفاده از تحلیل دینامیکی افزایشی برای ایجاد منحنی‌های شکنندگی سازه در سطوح عملکرد مختلف می‌باشد. هدف از این مقاله بررسی منحنی شکنندگی قاب‌های مجهز به مهاربند کمانش تاب و قاب‌های دارای فیوز CSY است. برای این کار تعداد ۱۰ قاب با تعداد طبقات مختلف با مهاربند کمانش تاب و سیستم مهاربندی با فیوز با پیکربندی شورون معکوس مدل شده و پس از انجام تحلیل بارافزون و همین‌طور تحلیل دینامیکی افزایشی، ضرایب شکل‌پذیری و مقاومت افزون و هم‌چنین منحنی شکنندگی در دو سطح عملکرد خدمت‌رسانی بی‌وقفه و فروریزش سازه ارائه شده است. نتایج نشان می‌دهد که شکل‌پذیری قاب‌های کمانش تاب اندکی بیشتر از قاب‌های CSY بوده ولی اضافه مقاومت کمتری نسبت به آن دارد. هم‌چنین استفاده از فیوز موجب بهبود عملکرد سازه در سطح خدمت‌رسانی بی‌وقفه شده و از ایجاد طبقه نرم در سازه جلوگیری می‌کند.

کلمات کلیدی

مهاربند کمانش تاب، فیوز سازه‌ای، تحلیل دینامیکی افزایشی، منحنی شکنندگی، اضافه مقاومت، خدمت‌رسانی بی‌وقفه

Comparison of Seismic Performance of BRB Frames and Yielding Brace Systems

Gh. Ghodrati Amiri¹, S. Veysmoradi, E. Darvishan

ABSTRACT

Concentrically braced frames are among economical lateral resisting systems. However, due to brace buckling in severe earthquakes, these systems present a poor ductility and do not show appropriate seismic performance. One approach is to use buckling restrained Braces instead of ordinary braces to preclude buckling in compressive load. These braces consist of a ductile steel core, confined by a steel sleeve or a combined of steel sleeve and concrete filler, that tolerates the entire axial load of the brace and provides flexural, and buckling resistance. Another approach that is introduced recently is to add a Cast Steel Yielding Connector to the end of the braces. In addition to replaceability, this connector can absorb almost all the seismic energy and prevent compressive buckling that ensures tensile yielding in braces. Therefore, the yielding bracing system presents a stable hysteresis behavior. Although these braces are successfully fabricated and investigated experimentally, their seismic performance requires further research. This research investigates seismic performance of BRB frames and Yielding brace systems. For this reason, two groups of BRB and YBS frames are designed including 3, 5, 7, 10 and 12 story frames with chevron bracing configuration. Static nonlinear (pushover) and incremental dynamic analyses are carried out. Nonlinear program "OpenSEES" is employed for analyses. Finally ductility and overstrength factor of frames are obtained. Also, seismic fragility curves of frames in immediate occupancy and global instability limit states are calculated and compared. According to the analysis results, BRB frames present higher ductility factor while YBS frames show larger values of overstrength factor. Also, yielding brace system promotes the seismic performance of the buildings in immediate occupancy (IO) limit state. Utilization of these frames also can prevent developing soft story effect in short to medium buildings.

KEYWORDS

Buckling restrained braces, Structural fuses, IDA analysis, Fragility curves, Overstrength, Immediate occupancy

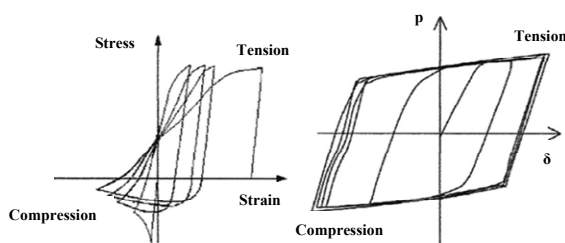
۱- استاد دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران، Ghodrati@iust.ac.ir (نویسنده مسئول)

۲- دانشجوی کارشناسی ارشد مهندسی زلزله، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران، Veysmoradi@civileng.iust.ac.ir

۳- دانشجوی دکتری مهندسی زلزله، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران، darvishan@iust.ac.ir

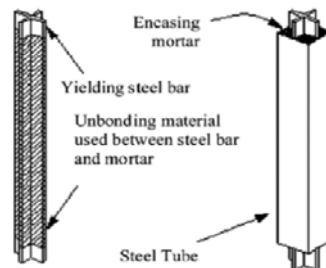


از آنجا که اکثر مشکلات قاب‌های مهاربند همگرا ناشی از کماتش بادبند، تفاوت بین ظرفیت فشاری و کششی و هم‌چنین تنزل ظرفیت مهاربند تحت بارهای سیکلی است، تحقیقات زیادی از سوی محققین برای ساخت مهاربند با رفتار ایده‌آل الاستوپلاستیک در کشش و فشار صورت گرفته است [۱]. در واقع مهاربند در کشش رفتار مناسبی داشته و اگر بتوان با محصور ساختن بادبند از کماتش آن جلوگیری کرد، ظرفیت فشاری بادبند نیز افزایش پیدا می‌کند و یک رفتار هیستریزس کاملاً متقارن به بادبند اعطاء می‌گردد (شکل (۱)).



شکل (۱): مقایسه رفتار هیستریزس بادبند معمولی و BRB [۱]

برای جلوگیری از کماتش بادبند آن را به کمک یک پوسته‌ی فلزی محصور کرده و درون این پوسته را به کمک بتن پر می‌کنند و برای جلوگیری از انتقال تنش برشی از هسته‌ی فلزی بادبند به بتن و پوسته می‌بایست یک فضای خالی به اندازه ۰/۷ تا ۳/۵ mm بین ملات و هسته ایجاد کرد و سطح هسته‌ی بادبند را نیز به مواد جداکننده‌ای نظیر روغن سیلیکون آغشته نمود (شکل (۲)).

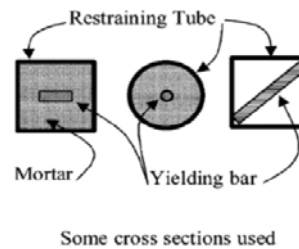


شکل (۲): برخی از جزئیات مورد استفاده در BRB [۲]

ضعفی نیز می‌باشند که در زیر به تعدادی از آن‌ها اشاره می‌شود [۴ و ۹]:

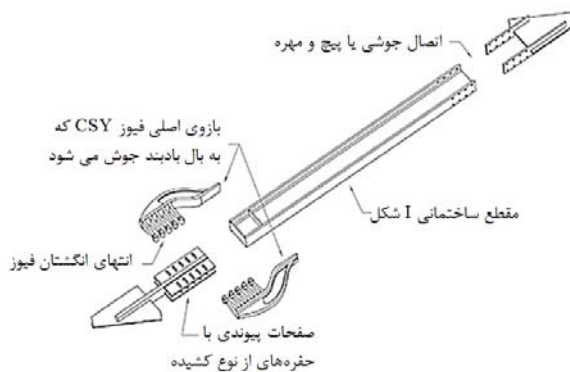
عملکرد مطلوب سازه‌های طراحی شده در برابر نیروهای وارده در طول عمر مفید آن از اهداف طراحی سازه‌ها می‌باشد. قاب‌های مهاربندی همگرا علیرغم ویژگی‌های مطلوبی نظیر دقت در طراحی و راحتی در اجرا، به دلیل کماتش بادبند تحت بارهای فشاری حاصل از زلزله‌های شدید، عملکرد مطلوبی از خود نشان نمی‌دهند. تا به حال راهکارهای متفاوتی برای بهبود عملکرد این سیستم ارائه شده است که دو راهکار مهم آن عبارت‌اند از: استفاده از مهاربند کماتش‌تاب (BRB) به جای مهاربند معمولی و اضافه کردن فیوز فولادی تسلیم‌شونده (CSY) به انتهای بادبند معمولی برای جذب انرژی وارده به بادبند و جلوگیری از کماتش آن.

دو سیستم مهاربندی ذکر شده دارای تفاوت‌ها و شباهت‌هایی می‌باشند. از آنجا که سیستم مهاربندی با فیوز CSY به تازگی ابداع و معرفی گشته است، بررسی عملکرد لرزه‌ای آن نیازمند تحقیقات بیشتری است. برای این کار می‌توان به کمک نتایج حاصل از تحلیل‌های دینامیکی افزایشی IDA منحنی‌های شکنندگی سازه در سطوح مختلف را به دست آورد. در اینجا به بررسی منحنی شکنندگی دو نوع سیستم مهاربندی مذکور در دو سطح عملکرد خدمت‌رسانی بی‌وقفه و فروریزش سازه پرداخته شده و نتایج بررسی و مقایسه می‌گردند.

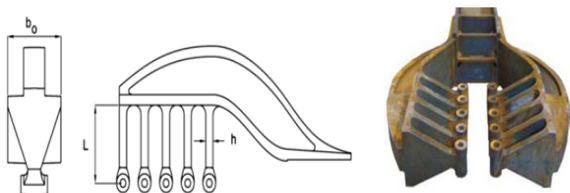


با آن که سیستم‌های مهاربندی BRB بسیاری از مشکلات قاب‌های مهاربند همگرا را بهبود بخشیده‌اند، دارای نقاط

زلزله تنها بازدید و بررسی فیوزها کفایت می‌کند و در وقت و هزینه بازرسی از سازه‌ها صرفه‌جویی می‌گردد. محققین به تازگی نوعی فیوز فولادی را ابداع کرده‌اند که می‌تواند در قاب‌های مهاربندی همگرا به کار رود. این فیوز را به اصطلاح فیوز فولادی جاری شونده (CSY) و قاب‌های مهاربندی مجهز به این فیوز را قاب YBS می‌گویند. این فیوز که به انتهای بادبند متصل می‌گردد، به نوعی طراحی گردیده تا بتواند یک پاسخ پایدار غیرالاستیک از طریق خمش یک سری انگشت را فراهم آورد و با این کار تمامی اثرات ناشی از کماتش فشاری بادبند و تسلیم کششی آن را از بین ببرد. شکل (۳) اجزای مختلف سیستم فیوز و بادبند را نشان می‌دهد. انگشتان تسلیم شونده فیوز به وسیله پیچ و مهره به دو صفحه‌ی پیوندی متصل شده‌اند. به طور کلی فیوز از یک سری انگشت متصل به بازوی الاستیک با سطح مقطع T شکل که در دو طرف به صورت متقارن هستند تشکیل شده است (شکل (۴)).



شکل (۳): اجزای تشکیل دهنده‌ی بادبند و فیوز [۴]



شکل (۴): فیوز CSY و پارامترهای آن [۴] و [۵]

به دلیل وجود پوسته فلزی اطراف هسته مهاربند، امکان بازمبانی و مشاهده آن وجود نداشته و لذا شناسایی خرابی در این مهاربندها مشکل است. ضمن آن که بیشینه مقاومت فشاری مهاربند اندکی بیشتر از بیشینه مقاومت کششی آن بوده (در حدود ۱۰٪) و لذا در صورت استفاده از مهاربند به صورت شورون، یک نیروی نامتعادل در هنگام زلزله در تیر تشکیل می‌گردد. هرچند که این نیروی نامتعادل در مقایسه با نیروی نامتعادل در قاب‌های مهاربند معمولی کاهش فراوانی پیدا کرده است. هم‌چنین یک موضوع مهم در بادبندهای BRB وابستگی مقاومت نهایی بادبند به سختی آن است. از آنجا که در یک دهانه‌ی بادبندی، تنها پارامتر قابل تغییر توسط مهندس طراح، سطح مقطع بادبند BRB می‌باشد و در ساختمان‌های با تعداد طبقات زیاد، رعایت ضوابط آیین‌نامه مبنی بر کنترل جابه‌جایی نسبی بین طبقات، اهمیت می‌یابد، به ناچار نیاز است که در این قاب‌ها از بادبندهای BRB با سطح مقطع زیاد برای تامین سختی مورد نیاز استفاده گردد. در حالی که مقاومت سیستم در این حالت بیش از حد نیاز خواهد بود و لذا طراحی سیستم، غیراقتصادی تلقی خواهد گشت.

۳- سیستم مهاربندی با فیوز CSY

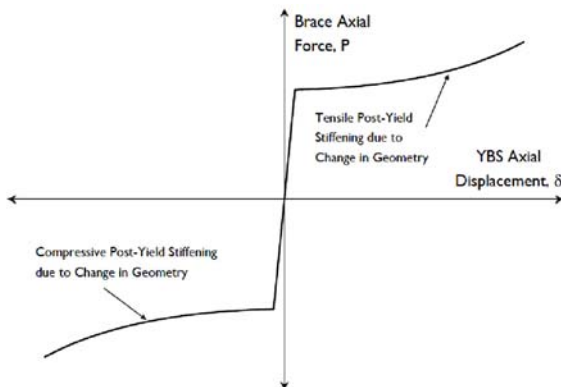
بازمبانی و تعمیر سازه پس از وقوع زلزله های شدید، یکی از مهم ترین مباحث پیشروی مهندسين عمران می باشد و در جهت تسهیل و تسریع این فرآیند، رویکرد مبتنی بر متمرکز ساختن خسارت‌های سازه‌ای در یک المان یا یک دسته المان می‌تواند پاسخ مناسبی باشد. بدین صورت که المان مذکور بتواند در حین زلزله بخش اعظم یا تمامی انرژی ورودی به سازه را در خود متمرکز کند و دیگر اعضای سازه‌ای را از آسیب مصون دارد، ضمن این به راحتی قابل تعویض باشد. چنین عضوی در نقش یک فیوز عمل می‌کند که وظیفه‌ی آن جلوگیری از آسیب رسیدن به سایر المان‌های سازه است.

فلسفه‌ی اصلی طراحی فیوز بدین صورت است که زودتر از اجزای سازه‌ای وارد مرحله‌ی پلاستیک شود، درحالی‌که سایر اجزاء همچنان الاستیک باقی می‌مانند [۳]. لذا پس از

عمود بر انحنای انگشت را به ازای هر مقدار دلخواه جابه‌جایی بادبند (δ) با بار محوری آن بر طبق رابطه‌ی (۳) به یکدیگر مرتبط نمود [۷]:

$$P = \frac{P_p}{\cos\left(\frac{2\delta}{L}\right)} \quad (3)$$

به کمک رابطه‌ی فوق می‌توان نمودار بار-جابه‌جایی را برای فیوز ترسیم نمود (شکل (۵)). همان‌طور که از نمودار مشاهده می‌شود، فیوز پس از تسلیم نیز در مقادیر بالای شکل‌پذیری، یک رفتار سخت‌شونده از خود نشان می‌دهد.



شکل (۵): نمودار بار-جابه‌جایی برای فیوز [۴]

با توجه به ثابت بودن انحناء در انگشتان تحت خمش، می‌توان به کمک قضیه دوم لنگر سطح، به ازای یک مقدار جابه‌جایی (δ) مشخص، کرنش درون انگشتان را محاسبه کرد، لذا با فرض کرنش ماکزیمم تار خمشی برابر با ϵ_b در انگشت داریم [۴]:

$$\delta = \Phi(L)\left(\frac{L}{2}\right) = \left(\frac{\epsilon_b}{\frac{h}{2}}\right)\left(\frac{L^2}{2}\right) = \frac{\epsilon_b L^2}{h} \Rightarrow \frac{\epsilon_b}{\delta} = \frac{h}{L^2} \quad (4)$$

لذا میزان جابه‌جایی انتهای انگشت با h و L^2 در ارتباط است. هم‌چنین، می‌توان نشان داد که [۴]:

$$K_{fuse} = \frac{P_p E}{1.5 F_y} \left(\frac{\epsilon_b}{\delta}\right) = \frac{P_p E}{1.5 F_y} \left(\frac{h}{L^2}\right) \quad (5)$$

۴- پارامترهای ضریب رفتار سازه

در اکثر آیین‌نامه‌های طراحی، روشی ساده و مناسب تحت عنوان روش استاتیکی معادل، جهت دستیابی به پاسخ

سختی الاستیک و هم‌چنین نیروی محوری که موجب جاری شدن انگشتان فیوز می‌گردد از روابط زیر حاصل می‌گردد [۵]:

$$K = \frac{nb_0 E h^3}{6L^3} \quad (1)$$

$$P_p = \frac{nb_0 h^2 F_y}{4L} \quad (2)$$

در روابط فوق، n تعداد انگشتان فیوز، F_y و E به ترتیب تنش تسلیم مشخصه‌ی فولادی و مدول یانگ فولاد آن، L طول و b_0 عرض انگشت و h ضخامت آن است. به دلیل اتصال سری فیوز به انتهای مهاربند، سختی نهایی هردو المان با یکدیگر از جمع سری سختی فیوز و سختی بادبند حاصل می‌گردد. (E/AL)

برای بیشینه کردن میزان شکل‌پذیری، انگشتان فیوز مشابه با میراگر فلزی TADAS [۶] طراحی شده و انتهای آن‌ها به وسیله‌ی پیچ و مهره به صفحات پیوندی متصل شده و پیچ‌ها نیروی برشی در انتهای انگشتان را به این دو صفحه منتقل می‌کنند. اگر حفره‌ی موجود بر روی این دو صفحه از نوع دایره‌ای باشد، در اثر خمش زیاد ناشی از انگشتان، یک نیروی زنجیروار مرتبه‌دوم از طرف انگشتان در صفحات پیوندی ایجاد می‌شود. برای جلوگیری از این کار، حفره‌های موجود بر روی صفحات پیوندی، از نوع کشیده ۱ انتخاب می‌شود که این کار اجازه تغییرشکل زیاد در انگشتان را خواهد داد و لذا انتهای انگشتان در اثر خمش زیاد می‌تواند در جهت عمود بر راستای بادبند، در شکاف ایجادشده حرکت کند و از ایجاد نیروی مرتبه دوم محوری در خود انگشتان جلوگیری شود. با این حال هنگامی که انگشتان به مقدار خیلی زیاد خم شوند، سختی محوری آنان نیز به سختی کل سیستم اضافه‌شده و این رفتار به فیوز این امکان را می‌دهد که حتی پس از تسلیم نیز بتواند یک رفتار سخت‌شونده ۱ از خود نشان دهد. اگر P برابر با نیروی ایجاد شده در انگشت در راستای اصلی فیوز بوده و P_p نیروی برشی عمود بر راستای اصلی انگشتان فیوز باشد (این راستا عمود بر راستای اصلی فیوز می‌باشد) در هنگام خمش زیاد انگشتان می‌توان مؤلفه‌ی

حداکثر جابه جایی سازه قبل از خرابی نیز Δ_{max} می‌باشد. نسبت بیشینه برش پایه در صورت فرض رفتار خطی (V_e) به بیشینه برش پایه در حالت رفتار الاستوپلاستیک دوخطی (V_y) را ضریب کاهش نیرو یا ضریب شکل‌پذیری می‌نامند و برابر است با:

$$R_{\mu} = \frac{V_e}{V_y} \quad (6)$$

هم‌چنین ضریب اضافه مقاومت نیز به صورت نسبت بیشینه برش پایه در رفتار دوخطی به برش پایه‌ی اولین جاری شدن در سازه (V_s) تعریف می‌گردد:

$$R_{so} = \frac{V_y}{V_s} \quad (7)$$

رابطه‌ی (۷) برای محاسبه‌ی اضافه مقاومت بر اساس خواص اسمی مصالح ارائه شده است. با فرض این که این ضریب با R_{so} نشان داده شود، ضریب اضافه مقاومت واقعی مصالح R_s که برای محاسبه‌ی ضریب رفتار کلی به کار می‌رود، از ضرب R_{so} در $1/155$ حاصل می‌شود [۲ و ۹].

برای آنالیز بارافزون فرضیات زیر در نظر گرفته شده است:
۱- تعیین تغییر مکان هدف که عبارت از تغییر مکان مورد انتظار گره کنترل سازه (معمولاً مرکز جرم بام) تحت زلزله سطح طراحی می‌باشد. در این جا جهت تعیین تغییر مکان جانبی لازم برای انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی، مشابه با مرجع [۹] از مفهوم تغییر مکان جانبی نسبی واقعی طرح استاندارد ۲۸۰۰ ایران استفاده می‌گردد.

۲- تعیین الگوی بار جانبی: در این جا از توزیع بار مثلثی وارونه مطابق با آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰ استفاده می‌گردد.

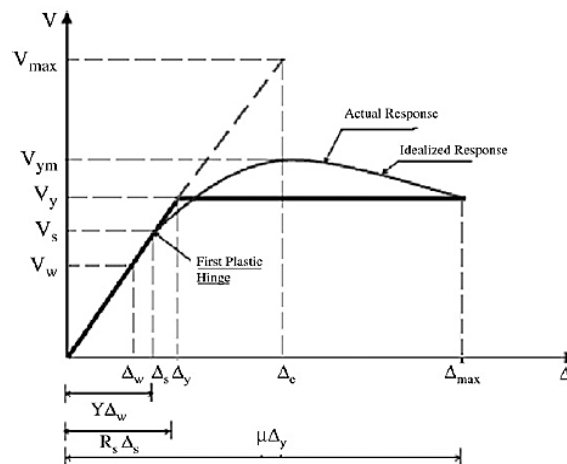
۵- تحلیل دینامیکی افزایشی IDA

تحلیل دینامیکی افزایشی یک روش دینامیکی غیرخطی است که به کمک آن می‌توان مقدار خسارت وارده را برحسب شدت تحریک زلزله‌ی وارده از حالت الاستیک خطی تا مرحله‌ی فروریزش سازه مشخص ساخت. برای انجام آنالیز IDA، در ابتدا یک پارامتر شدت لرزه‌ای ۲

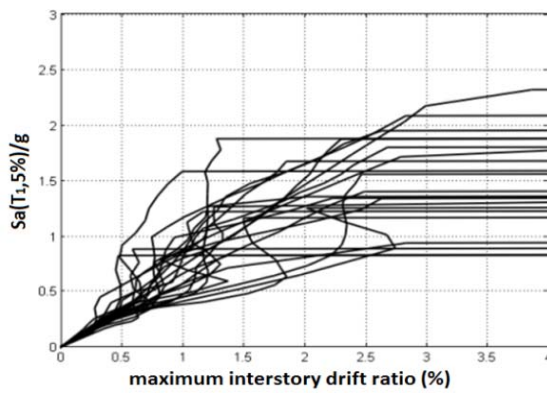
معقولی از رفتار غیرخطی سازه ارائه شده است. در این روش نیروی لرزه‌ای طراحی خطی ساختمان را به وسیله‌ی ضریب رفتار R به نیروی طراحی مبدل می‌سازند و از ظرفیت غیرخطی سازه برای تحمل این نیرو بهره می‌گیرند. در آیین‌نامه‌ها ضریب رفتار، عددی ثابت برای هر سیستم سازه‌ای است. با این که عوامل گوناگونی در تعیین ضریب رفتار یک سازه نقش دارند، دو عامل شکل‌پذیری و مقاومت افزون از بقیه‌ی عوامل مهم‌تر می‌باشند و می‌توانند به عنوان دو پارامتر مهم برای مقایسه سیستم‌های سازه‌ای نیز به کار روند. روش‌های مختلفی برای محاسبه‌ی پارامترهای ضریب رفتار وجود دارد که در این جا از روش یوانگ [۸] استفاده می‌گردد.

شکل (۸) نشان‌دهنده‌ی نمودار بارافزون (Pushover) یک سازه است. به طور معمول منحنی رفتار غیرخطی واقعی سازه تحت آنالیز بارافزون توسط یک رفتار الاستوپلاستیک دوخطی تقریب زده می‌شود.

در این شکل نیروی حد جاری شدن سازه با V_y و تغییر مکان حد جاری شدن با Δ_y نشان داده شده است. در صورت فرض رفتار خطی سازه در هنگام زلزله، بیشینه برش پایه در سازه برابر با V_e (و یا V_{max}) خواهد بود. این نیرو به دلیل رفتار غیرخطی سازه به نیروی V_y کاهش می‌یابد.



شکل (۶): نمودار بارافزون سازه [۹]



شکل (۸): طیف رکوردهای زلزله مورد استفاده در تحلیل IDA

برای دستیابی به یک حالت کلی از رفتار سازه، کاهش پراکندگی داده‌ها و مقایسه‌ی بهتر منحنی‌ها می‌توان منحنی‌های IDA را به کمک روش‌های آماری به منحنی میانه IDA خلاصه نمود که ابزار مناسبی برای مقایسه منحنی‌های IDA می‌باشد [۱۰].

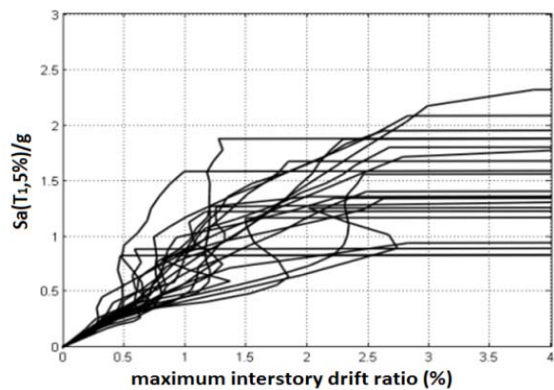
۶- منحنی‌های شکنندگی

به منظور بیان کمی آسیب‌پذیری اجزای مختلف سازه‌ای و یا غیرسازه‌ای برحسب میزان پارامترهای شدت لرزه‌ای زلزله می‌توان احتمال وقوع یا فراگذشت از یک میزان خسارت خاص را برحسب یک پارامتر معرف شدت زلزله، نظیر $Sa(T1)$ بیان نمود. تکرار این عملیات برای مقادیر مختلف $Sa(T1)$ منجر به تولید منحنی شکنندگی می‌شود. در این منحنی‌ها، محور افقی بیانگر پارامتر شدت لرزه‌ای مورد نظر بوده و محور قائم بیانگر احتمال فراگذشت خسارت لرزه‌ای از سطح عملکردی مورد نظر است. سطوح عملکردی مختلفی برای یک سازه تعریف شده که دو مورد مهم از آنها سطح عملکرد خدمت‌رسانی بی‌وقفه (IO) و سطح فروریزش (GI) سازه می‌باشد.

برای رسم منحنی شکنندگی سطح عملکرد IO کافی است که میزان شتاب طیفی مود اول مجموعه نقاطی از منحنی IDA که در آنها IDR_{max} از مقدار ۰/۵٪ تجاوز می‌کند، فراخوانده و یک منحنی توزیع تجمعی نرمال بر روی این نقاط برازش دهیم. این ملاک از دستورالعمل FEMA-356 [۱۲] برای قاب‌های مهاربندی فولادی گرفته شده است. چون که در سطح عملکرد IO سختی و مقاومت سازه تغییر

(به طور مثال شتاب طیفی مود اول با فرض میرایی ۰/۵، $Sa(T1, 5\%)$)، از یک مقدار بسیار کوچک جهت بروز رفتار الاستیک در مدل سازه‌ای تحت تحلیل دینامیکی، تا سطح مشخصی از شدت لرزه‌ای برای دستیابی به حد خرابی مورد نظر، با یک الگوریتم مناسب مقیاس می‌گردد و هر بار این ضریب مقیاس ۳ به رکورد زلزله اعمال گردیده و سازه تحت اثر آن رکورد، آنالیز تاریخچه زمانی می‌شود. در پایان هر آنالیز، مقدار شدت خرابی ۴ (در اینجا بیشینه جابه‌جایی نسبی بین طبقات یا IDR_{max}) متناظر با سطحی از شدت لرزه‌ای که آنالیز در آن صورت گرفته است، ثبت می‌گردد و در نهایت یک منحنی پاسخ در برابر شدت که از آن به منحنی تک رکوردهای IDA یاد می‌کنند، به دست می‌آید [۱۰]. برای لحاظ کردن عدم قطعیت موجود در محتوای فرکانسی و شکل طیفی زلزله‌ها، می‌بایست تعداد مناسبی از رکوردهای زلزله را مورد استفاده قرار داد که انجام همین روال برای چندین رکورد زلزله به دسته منحنی IDA منجر می‌گردد (شکل (۷)).

در این تحقیق از مجموعه رکوردهای زلزله توصیه شده توسط FEMA-p695 [۱۱] (مشخصات رکوردها در جدول A-4C دستورالعمل موجود است) استفاده می‌شود که شامل ۲۲ رکورد زلزله‌ی مهم در سطح جهان می‌باشد. شکل (۸) نشانگر طیف حاصل از این ۲۲ رکورد به همراه میانگین آنها (خط چین) و طیف طراحی می‌باشد.

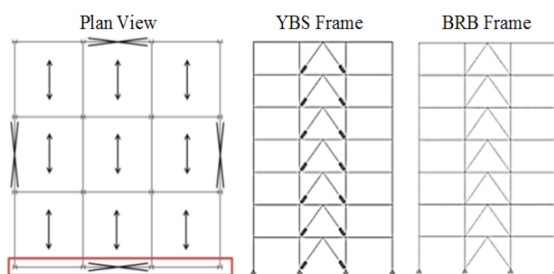


شکل (۷): منحنی IDA قاب ۷ طبقه YBS

برابر با ۵۵۰ و بار زنده‌ی طبقات و بام به ترتیب ۲۰۰ و ۱۵۰ کیلوگرم بر متر مربع است. محل قرارگیری سازه‌های مورد بررسی در تهران فرض شده و خاک محل احداث پروژه از نوع II فرض می‌گردد. هم‌چنین ضریب رفتار اولیه برای طراحی سازه‌ها با توجه به AISC-2010 [۱۷]، معادل $R=7$ در روش LFRD فرض شده است. طراحی تیر و ستون قاب‌ها بر اساس مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ویرایش ۱۳۹۲ [۱۸] صورت گرفته و ضوابط لرزه‌ای نیز توسط AISC-2010 صورت گرفته است. برای محاسبه زمان تناوب اولیه برای طراحی ساختمان می‌توان از رابطه‌ی زیر استفاده کرد [۱۹]:

$$T = 0.073H^{0.75} \quad (8)$$

از آن جا که هدف این تحقیق مقایسه‌ی عملکرد دو نوع سیستم مهاربندی BRB و YBS است، از همان مقاطع تیر و ستون طراحی شده برای سازه‌های بادبندی BRB برای قاب YBS و از مجموعه‌ی فیوز و بادبند معادل به جای بادبند BRB استفاده شده است (شکل ۹)). لذا فرض شده که سختی الاستیک و نیروی تسلیم بادبند BRB با سختی و نیروی تسلیم مجموعه‌ی فیوز و مهاربند یکسان است. هم‌چنین برای عملکرد صحیح فیوز، فرض شد که ضخامت انگشتان از ۵ cm بیشتر نشود [۴].



شکل (۹): سازه‌های طراحی شده و پلان آن‌ها

به دلیل محدود بودن قابلیت‌های غیرخطی ETABS برای مدل‌سازی دوبعدی قاب‌ها از نرم‌افزار OpenSEES [۲۰] نسخه‌ی ۲.۴.۰ استفاده شده است. برای مدل کردن فولاد در المان‌های سازه‌ای از مصالح ۱ Steel02 استفاده شده و برای مدل‌سازی المان‌های تیر و ستون، از المان تیر-ستون غیر خطی بر پایه‌ی نیرو ۲ و سطح مقطع رشته‌ای ۳ استفاده

چندانی پیدا نمی‌کند و خسارات بیشتر متوجه اجزای غیر سازه‌ای است و هم‌چنین به دلیل مشابه بودن رفتار خطی قاب‌های BRB و YBS با قاب‌های مهاربند معمولی، می‌توان از همین معیار برای قاب‌های مورد مطالعه در این نوشتار استفاده کرد، ولی چون در سایر سطوح عملکردی نظیر LS و CP سازه وارد ناحیه غیرخطی می‌شود و به دلیل تفاوت فاحش رفتار غیرخطی قاب‌های مهاربند معمولی با قاب‌های BRB و YBS، نمی‌توان از این معیارها برای قاب‌های مذکور استفاده کرد و چون ملاک دیگری برای سایر سطوح عملکردی این دو سیستم در مراجع معتبر یافت نمی‌شود، از بررسی این دو سطح عملکرد در سیستم‌های BRB و YBS صرف‌نظر می‌گردد.

برای رسم منحنی شکنندگی فروریزش سازه می‌بایست میزان شتاب طیفی مود اول که موجب فروریزش قاب می‌گردند، بر روی منحنی‌ها ثبت گردد و یک منحنی توزیع تجمعی نرمال بر روی این نقاط برازش دهیم. این روش برای رسم منحنی فروریزش قاب به رویکرد مبتنی بر شدت لرزه‌ای ۱ ([۱۳] و [۱۴]) موسوم است.

۷- طراحی سازه و مدل‌سازی در OpenSEES

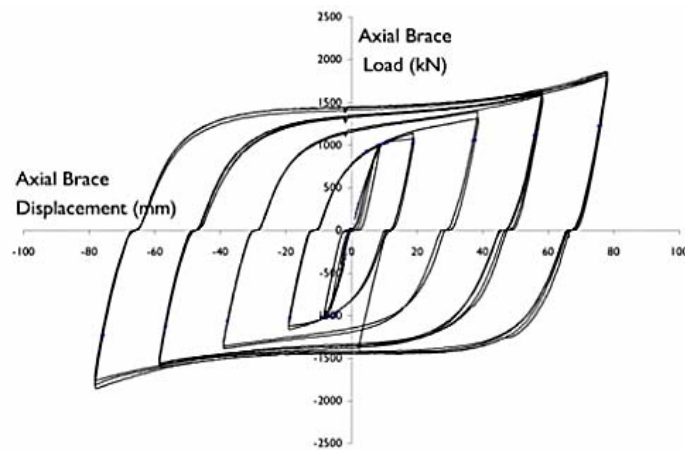
در این مقاله برای مقایسه‌ی عملکرد سیستم‌های مهاربندی BRB و YBS به کمک نرم افزار ETABS [۱۵] نسخه‌ی ۹.۶.۰ اقدام به طراحی پنج سازه سه دهانه با تعداد طبقات ۳، ۵، ۷، ۱۰ و ۱۲ با مهاربند شورون معکوس از نوع BRB در دهانه‌ی میانی شده است. برای سازه‌های فوق یک پلان مربعی با ابعاد ۱۵ متر در نظر گرفته شده و کلیه‌ی اتصالات قاب‌ها به صورت مفصلی در نظر گرفته شده است. ارتفاع طبقات نیز برابر ۳/۲ متر می‌باشد. در ادامه قاب‌های دو بعدی مشخص شده در پلان (شکل ۸)) جهت انجام آنالیز غیرخطی، از مدل سه بعدی استخراج می‌گردد. از آن جا که اتصال تیر به ستون از نوع مفصلی است و قاب‌های سه بعدی، در ارتفاع و پلان منظم هستند، رفتار ساختمان سه بعدی با قاب دوبعدی تفاوت چندانی نخواهد داشت. بارگذاری ثقلی بر اساس مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ایران [۱۶] انجام گرفته و بار مرده‌ی طبقات و بام

بادبند معمولی طراحی شده برای فیوز است و این دو المان به صورت سری به هم متصل شده و سختی الاستیک اولیه و نقطه‌ی تسلیم برابر با بادبند BRB را دارند.

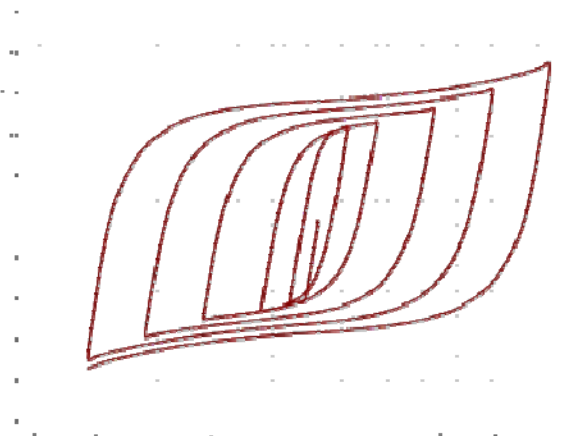
برای تنظیم نمودن پارامترهای مدل‌سازی می‌بایست مدل‌های ساخته شده توسط نتایج آزمایشگاهی صحت‌سنجی گردند. در سال ۲۰۱۰ گری و همکارانش آزمایش بارگذاری رفت و برگشتی بر روی یک فیوز CSY انجام دادند که مشخصات فیوز و نحوه‌ی اعمال بارگذاری سیکلی آن در مرجع [۵] موجود است. شکل (۱۰) نشان دهنده‌ی چرخه‌ی هیستریزس حاصل از آزمایش و شکل (۱۱) نتیجه‌ی مدل‌سازی است.

شده است. همچنین برای تامین شرایط بروز رفتار غیرخطی هندسی در ستون‌ها، در وسط طول هر یک از این اعضا، به مقدار طول ستون، خروج از مرکز اعمال می‌گردد. برای مدل‌سازی BRB، از المان خرابایی Corotational استفاده می‌گردد. فولاد مورد استفاده در هسته‌ی مهاربند، از نوع St-37 فرض شده و شیب منحنی فولاد پس از تسلیم مطابق با مرجع [۹] برابر ۲ درصد فرض شده است.

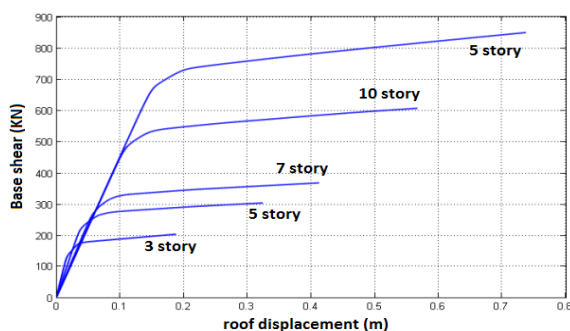
برای مدل‌سازی فیوز از مصالح CastFuse استفاده شده و فولاد مورد استفاده در ساخت فیوز نیز از نوع St-37 می‌باشد. همچنین فرض شده که فیوز به اندازه‌ی $\frac{1}{5}$ طول دهانه‌ی مهاربندی باشد و $\frac{4}{5}$ باقیمانده نیز



شکل (۱۰): چرخه هیستریزس فیوز CSY [۵]



شکل (۱۱): رفتار فیوز مدل‌سازی شده در OpenSEES



شکل (۱۳): نمودار بارافزون قاب‌های BRB

مشاهده می‌شود که افزایش ارتفاع سازه‌ها، موجب کاهش ضریب رفتار سازه می‌شود که علت این امر به دلیل کاهش ضریب شکل‌پذیری سازه‌ها ناشی از کاهش سختی و ملایم‌تر شدن شیب ناحیه‌ی الاستیک منحنی رفتاری سازه‌ها می‌باشد. همچنین شکل‌پذیری در سیستم مهاربندی BRB اندکی بیشتر از YBS است که به دلیل مشارکت کل طول

جدول (۱): ضریب شکل‌پذیری و اضافه مقاومت قاب BRB

طبقه	V_y	V_e	V_s	R_s	R_{μ}
۳	۲۰۵/۹۴	۱۳۹۲/۳۵	۱۲۶/۸۷	۱/۸۷	۶/۷۶
۵	۳۱۲/۸۲	۱۸۷۱/۸۸	۲۱۷/۰۱	۱/۶۶	۵/۹۸
۷	۳۸۲/۵۵	۱۹۴۷/۰۰	۲۷۳/۶۳	۱/۶۱	۵/۰۹
۱۰	۶۳۳/۷۲	۲۵۸۱/۸۵	۴۷۴/۱۰	۱/۵۴	۴/۰۷
۱۲	۸۶۶/۲۷	۳۲۲۹/۳۱	۶۷۲/۳۷	۱/۴۹	۳/۷۳

جدول (۱): ضریب شکل‌پذیری و اضافه مقاومت قاب YBS

طبقه	V_y	V_e	V_s	R_s	R_{μ}
۳	۲۷۱/۱۵	۱۵۶۵/۸۶	۱۶۷/۶۸	۱/۸۷	۵/۷۷
۵	۴۱۶/۳۴	۲۱۸۷/۳۱	۲۴۸/۷۰	۱/۹۳	۵/۲۵
۷	۴۶۹/۱۷	۲۰۸۵/۳۷	۳۰۳/۷۳	۱/۷۸	۴/۴۴
۱۰	۷۵۲/۵۳	۲۸۰۹/۲۶	۵۰۷/۲۱	۱/۷۱	۳/۷۳
۱۲	۹۱۹/۴۲	۳۰۵۶/۸۶	۶۸۵/۱۱	۱/۵۵	۳/۳۲

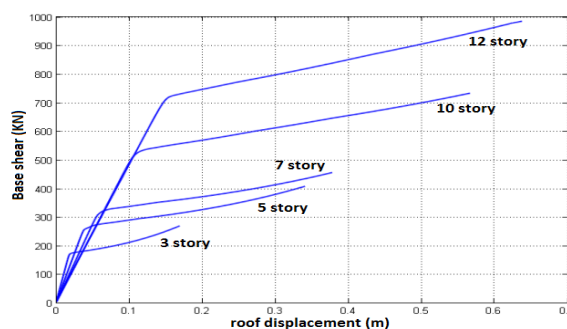
مهاربند BRB در شکل‌پذیری سازه است. در حالی که شکل‌پذیری YBS تا حد زیادی به طول انگشتان فیوز بستگی دارد، به گونه‌ای که با افزایش طول انگشتان فیوز، شکل‌پذیری آن افزایش می‌یابد ولی باید در نظر داشت که

۸- نتایج حاصل از تحلیل

در این قسمت منحنی‌های بارافزون، منحنی‌های IDA میانه و همچنین منحنی‌های شکنندگی هر دو نوع قاب ارائه می‌گردد. در ابتدا به بررسی ضریب شکل‌پذیری و ضریب مقاومت افزون دو نوع قاب پرداخته می‌شود، سپس تاثیر تعداد طبقات سازه بر روی منحنی‌های شکنندگی بررسی می‌شود و پس از آن به مقایسه‌ی منحنی‌های شکنندگی قاب‌های با تعداد طبقات یکسان پرداخته می‌شود.

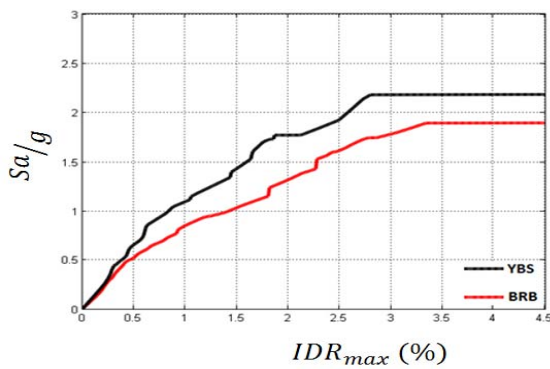
۸-۱- نتایج حاصل از تحلیل بارافزون

همان‌طور که گفته شد جهت مقایسه‌ی پارامترهای ضریب رفتار سازه در ابتدا آنالیز استاتیکی غیرخطی بر روی سازه انجام شده است. در شکل (۱۲) و (۱۳) منحنی‌های بارافزون قاب‌های بادبندی BRB و سیستم YBS آورده شده است. در منحنی‌های سیستم YBS به دلیل رفتار سخت شونده فیوز پس از تسلیم شاهد افزایش شیب منحنی پس از نقطه‌ی تسلیم هستیم و این افزایش سختی خود را در منحنی قاب‌های با تعداد طبقات کم، بهتر نشان می‌دهد. در حالی که در نمودارهای بارافزون قاب‌های BRB شیب منحنی پس از تسلیم تقریباً ثابت است. به کمک منحنی‌های بارافزون سازه می‌توان مقادیر ضرایب شکل‌پذیری و اضافه مقاومت قاب‌ها را به دست آورد که در جدول (۱) و (۲) ارائه شده است.

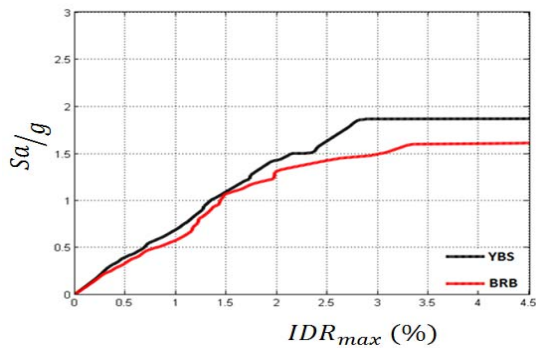


شکل (۱۲): نمودار بارافزون قاب‌های YBS

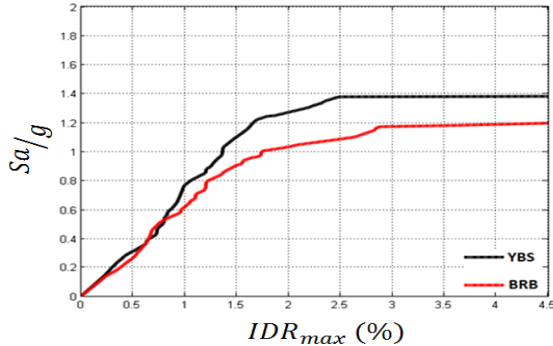




شکل (۱۴): منحنی IDA میانه قاب‌های ۳ طبقه BRB و YBS



شکل (۱۵): منحنی IDA میانه قاب‌های ۵ طبقه BRB و YBS

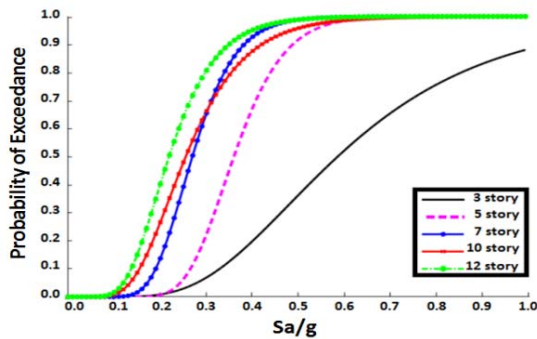


شکل (۱۶): منحنی IDA میانه قاب‌های ۷ طبقه BRB و YBS

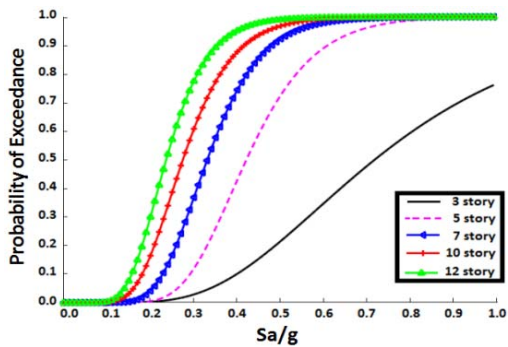
اولاً اجرای عملی فیوزهای با طول انگشت زیاد، در قاب‌ها امکان‌پذیر نخواهد بود، ثانیاً با توجه به نتیجه حاصل از رابطه‌ی (۴) در صورت ثابت نگاه داشتن P_p و سختی الاستیک فیوز می‌بایست ضخامت انگشتان با توان دوم همان نسبت افزایش یابد و این در حالی است که بایستی سعی نمود ضخامت از ۵ سانتیمتر بیشتر نشود [۲۱]. از طرف دیگر با مقایسه‌ی ضریب اضافه‌مقاومت در دو نوع قاب می‌توان دریافت که این پارامتر برای قاب‌های YBS بیشتر از قاب‌های BRB می‌باشد. علت این امر را می‌توان در رفتار بادبند BRB و YBS پس از تسلیم مشاهده کرد. سختی بادبند BRB پس از تسلیم ثابت است (معمولاً صفر تا دو درصد سختی اولیه). در حالی که در قاب‌های YBS، فیوزها پس از تسلیم هم می‌توانند از خود افزایش سختی بروز دهند.

۸-۲- منحنی‌های IDA میانه

در این بخش در شکل‌های (۱۴) تا (۱۶) منحنی‌های IDA میانه‌ی BRB و YBS ارائه می‌گردد. همان‌طور که مشاهده می‌شود، منحنی‌های IDA میانه در قسمت الاستیک خطی اولیه در هر دو نوع سیستم مهاربندی بر هم منطبق هستند که به دلیل فرضیات طراحی دو نوع سیستم است. هم‌چنین مشاهده می‌گردد که با افزایش تعداد طبقات، ظرفیت تحمل شتاب طیفی (S_a) سازه‌ها کاهش می‌یابد که دلیل آن ناشی از کاهش شکل‌پذیری سازه‌ها با افزایش ارتفاع می‌باشد. با این حال در سازه‌های بلند، نیاز به تأمین ضابطه‌ی آیین نامه‌ها مبنی بر کنترل جابه‌جایی نسبی بین طبقات، اهمیت می‌یابد و برای تأمین شرایط این ضابطه، نیاز است که از مقاطع بزرگ‌تری استفاده شود. لذا ممکن است اندکی افزایش ظرفیت S_a در سازه‌های با تعداد طبقات زیاد نیز مشاهده شود.

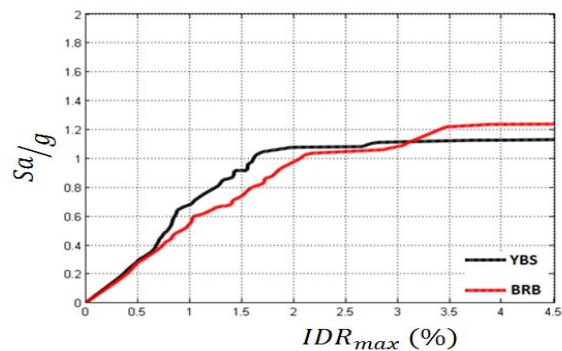


شکل (۱۹): منحنی شکنندگی سطح عملکرد IO فاب های BRB

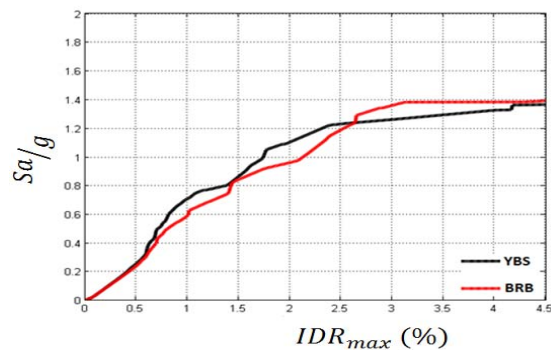


شکل (۲۰): منحنی شکنندگی سطح عملکرد IO فاب های YBS

در شکل (۲۱) و (۲۲) در مورد تاثیر تعداد طبقات بر منحنی شکنندگی فروریزش سازه نیز مشابه با حالت فوق، با افزایش تعداد طبقات، احتمال فروریزش قاب به ازای یک شتاب طیفی یکسان افزایش می یابد. با این حال مشاهده می شود که قاب ۱۲ طبقه در هر دو سیستم اندکی به سمت راست متمایل شده و منحنی شکنندگی آن بهبود یافته است که دلیل آن به علت انتخاب مقاطع بزرگ بادبند کماتش تاب برای تامین ضابطه ی آیین نامه مبنی بر کنترل جابه جایی نسبی بین طبقات می باشد. در ضمن به دلیل یکسان بودن سختی الاستیک و نقطه تسلیم مجموعه بادبند و فیوز با مهاربند BRB، چنین چیزی در مورد منحنی های شکنندگی قاب YBS نیز مشاهده می گردد.



شکل (۱۷): منحنی IDA میانه قاب های ۱۰ طبقه BRB و YBS



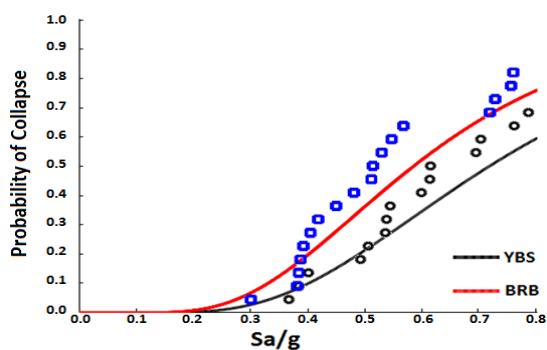
شکل (۱۸): منحنی IDA میانه قاب های ۱۸ طبقه BRB و YBS

همچنین مشاهده می شود که در قاب های ۳، ۵ و ۷ طبقه، سازه های YBS تحت S_a بزرگ تری به فروریزش می رسند و ظرفیت تحمل بیشتری نسبت به قاب BRB دارند. در حالی که در قاب های ۱۰ و ۱۲ طبقه، ظرفیت S_a قاب های BRB بیشتر است.

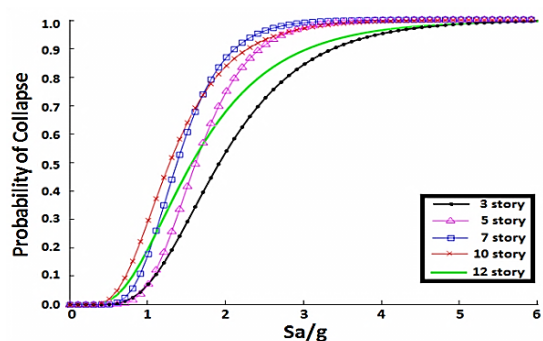
۳-۸- تاثیر ارتفاع بر منحنی های شکنندگی

در ابتدا منحنی های شکنندگی سطح عملکرد IO برای دو نوع قاب BRB و YBS در شکل (۱۹) و (۲۰) آورده می شود. همان طور که مشاهده می شود با افزایش ارتفاع سازه، منحنی شکنندگی به سمت چپ متمایل شده و احتمال فراگذشت سازه از سطح عملکرد IO به ازای شتاب طیفی یکسان، در هر دو نوع قاب افزایش می یابد که امری طبیعی است.

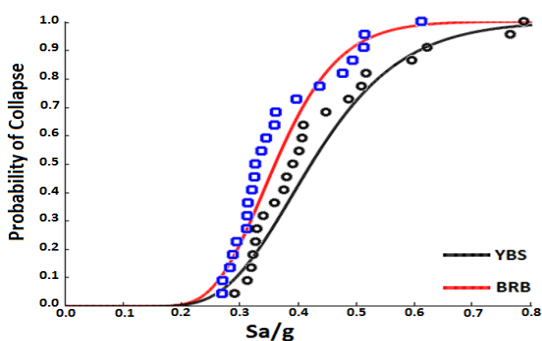




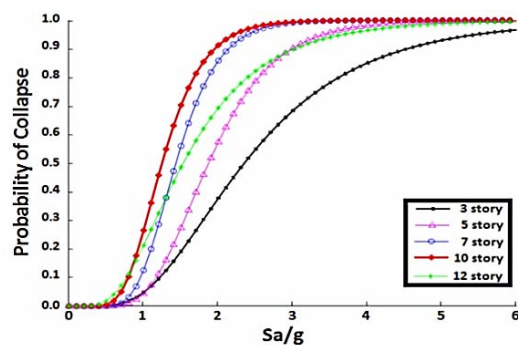
شکل (۲۳): منحنی شکنندگی IO برای قاب‌های ۳ طبقه



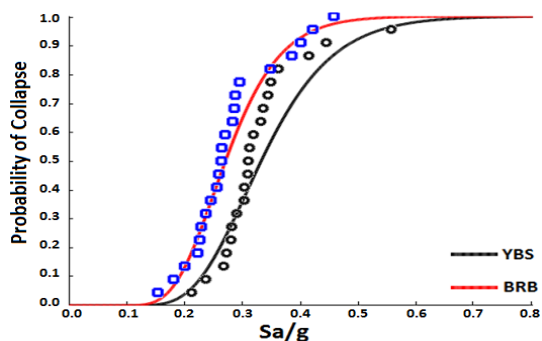
شکل (۲۱): منحنی شکنندگی فروریزش قاب‌های BRB



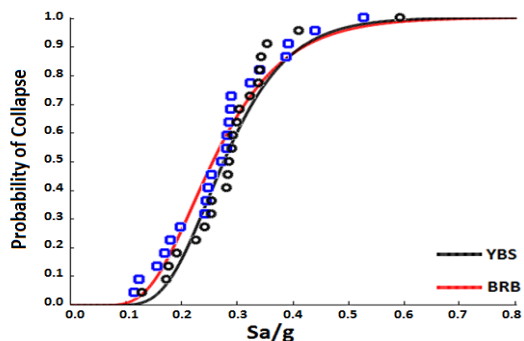
شکل (۲۴): منحنی شکنندگی IO برای قاب‌های ۵ طبقه



شکل (۲۲): منحنی شکنندگی فروریزش قاب‌های YBS



شکل (۲۵): منحنی شکنندگی IO برای قاب‌های ۷ طبقه

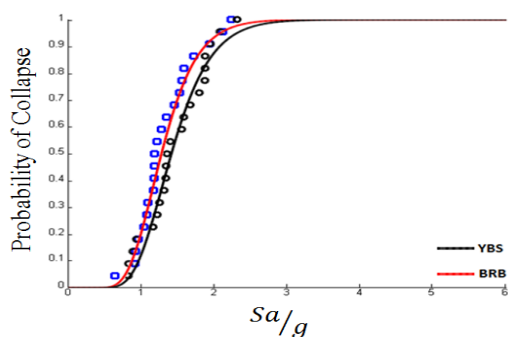


شکل (۲۶): منحنی شکنندگی IO برای قاب‌های ۱۰ طبقه

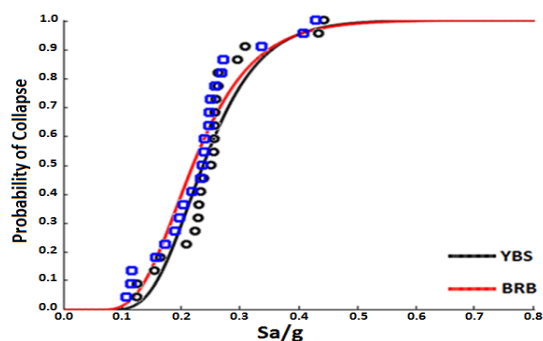
۸-۴- مقایسه منحنی‌های شکنندگی سطح عملکرد IO

قاب‌های BRB و YBS

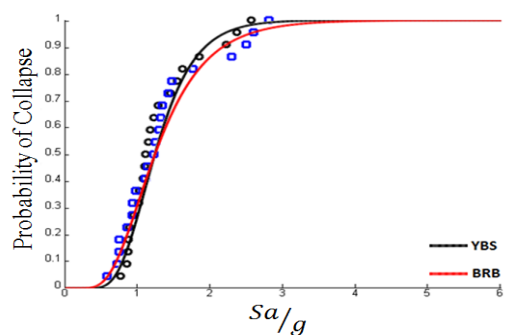
در ادامه برای مقایسه رفتار لرزه‌ای در سطح عملکرد IO منحنی‌های هر دو نوع قاب با تعداد طبقات یکسان در شکل‌های (۲۳) تا (۲۷) آورده شده است. در تمامی نمودارها، نقاط آبی و مشکی، به ترتیب داده‌های حاصل از تحلیل IDA برای قاب‌های BRB و YBS است که از برازش منحنی توزیع تجمعی نرمال بر روی آن‌ها، توابع شکنندگی حاصل می‌گردد. چنان که مشاهده می‌شود در تمامی قاب‌ها استفاده از فیوز درمقایسه با مهاربند BRB موجب بهبود عملکرد قاب در سطح خدمت‌رسانی بی‌وقفه می‌گردد.



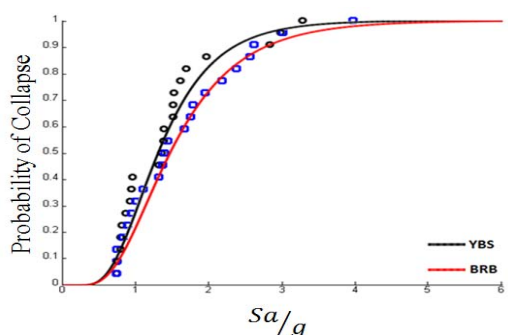
شکل (۳۰): منحنی شکنندگی فروریزش قاب‌های ۷ طبقه



شکل (۲۷): منحنی شکنندگی IO برای قاب‌های ۱۲ طبقه



شکل (۳۱): منحنی شکنندگی فروریزش قاب‌های ۱۰ طبقه

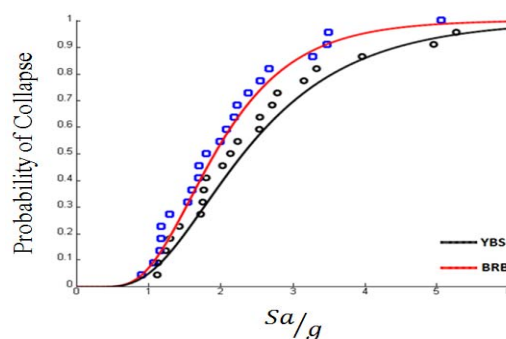


شکل (۳۲): منحنی شکنندگی فروریزش قاب‌های ۱۲ طبقه

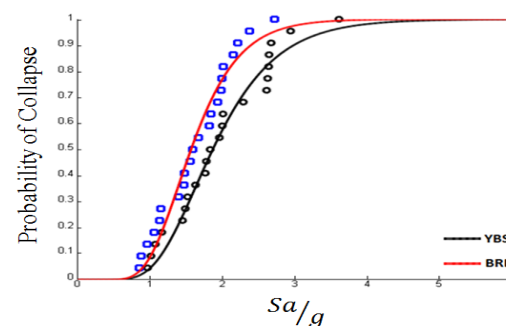
یکی از کاربردهای منحنی شکنندگی فروریزش سازه، بررسی عملکرد سازه در برابر پدیده‌ی ایجاد طبقه‌ی نرم در سازه است. اگر تمامی طبقات یک ساختمان از نظر مقاومت و سختی جانبی عملکرد یکسانی داشته باشند، تغییر مکان جانبی کلی سازه تحت تأثیر نیروهای ناشی از زمین‌لرزه، تقریباً در تمامی طبقات به صورت مساوی تقسیم می‌گردد. اما در صورت وجود طبقه‌ی نرم در سازه، بخش عمده‌ی تغییرشکل کلی در همان طبقه متمرکز می‌گردد. در صورتی که مکان تجمع تغییر شکل پلاستیک در

۵-۸- مقایسه منحنی‌های شکنندگی فروریزش قاب‌های YBS و BRB

در این بخش منحنی‌های شکنندگی فروریزش قاب‌های YBS و BRB برای مقایسه آورده شده است که نشان دهنده‌ی احتمال فروریزش قاب‌های مذکور به ازای شتاب طیفی مشخص می‌باشد (شکل‌های (۲۸) تا (۳۲)).



شکل (۲۸): منحنی شکنندگی فروریزش قاب‌های ۳ طبقه



شکل (۲۹): منحنی شکنندگی فروریزش قاب‌های ۵ طبقه



سازه کاهش یافته و با کاهش آن، سخت شوندهی فیوز کمتر خود را نشان خواهد داد و منحنی فروریزش قاب YBS به منحنی فروریزش قاب BRB نزدیک شده و در سازه ۱۲ طبقه، عملاً قاب BRB بهتر از YBS عمل می‌کند.

۹- نتیجه گیری

در این مقاله به مقایسه‌ی عملکرد لرزه‌ای دو سیستم نوین مهاربندی BRB و YBS پرداخته شد و این کار از طریق تحلیل بارافزون، آنالیز دینامیکی IDA و همچنین مقایسه‌ی منحنی‌های شکنندگی دو نوع قاب انجام شد و نتایج با یکدیگر مقایسه شدند. با توجه به نتایج تحلیل‌ها در این تحقیق می‌توان به طور خلاصه نتیجه گرفت که:

- به طور معمول ظرفیت δ_a سازه‌ها با افزایش ارتفاع سازه کاهش می‌یابد که این امر می‌تواند ناشی از کاهش شکل‌پذیری سازه، با افزایش ارتفاع باشد. با این حال در سازه‌های با تعداد طبقات زیاد برای تامین ضوابط آیین‌نامه مبنی بر کنترل تغییرمکان جانبی سازه‌ها، نیاز است که از مقاطع بزرگ‌تری استفاده شود. لذا ممکن است افزایش ظرفیت δ_a در سازه‌های بلند نیز مشاهده شود.
- با توجه به منحنی‌های شکنندگی سازه در سطح عملکرد خدمت‌رسانی بی‌وقفه، مشاهده می‌شود که استفاده از سیستم مهاربندی با فیوز موجب بهبود عملکرد سازه در سطح عملکرد خدمت‌رسانی بی‌وقفه می‌گردد که نتیجه‌ی آن آسیب کمتر به اجزای غیر سازه‌ای در اثر زلزله‌های خفیف می‌باشد.
- به طور کلی می‌توان گفت که قاب‌های مهاربندی با فیوز تسلیم شونده، از نظر فروریزش سازه، به دلیل داشتن خاصیت سخت‌شوندگی فیوز پس از تسلیم، بهتر از سیستم‌های مهاربندی با بادبند BRB عمل می‌کنند. ولی چون سخت‌شوندگی ثانویه در فیوز، وابستگی زیادی به شکل‌پذیری سازه دارد که این پارامتر به طور معمول با افزایش ارتفاع، کاهش می‌یابد، لذا منحنی‌های شکنندگی فروریزش سازه

اولین طبقه‌ی سازه باشد، بحرانی‌ترین وضعیت به وجود می‌آید، زیرا که بیشترین میزان بارها در این طبقه وجود دارند که در نهایت مفصل پلاستیک در ستون‌های طبقه اول موجب تخریب کلی سازه می‌شود. از آنجا که یکی از مکانیزم‌های خرابی سازه، تشکیل طبقه‌ی نرم در آن است و از منحنی‌های شکنندگی فروریزش برای یافتن احتمال خرابی سازه استفاده می‌شود، می‌توان گفت سازه‌هایی که منحنی شکنندگی بهتری در برابر فروریزش سازه دارند، عملکرد بهتری نیز در برابر پدیده‌ی طبقه‌ی نرم از خود نشان می‌دهند.

چنان که مشاهده می‌گردد در مورد سازه‌های ۳ تا ۷ طبقه، عملکرد قاب YBS بهتر از BRB بوده و این سازه‌ها در برابر فروریزش از خود عملکرد بهتری نشان می‌دهند و به عبارتی دیگر، منحنی‌های شکنندگی این نوع سیستم، در سمت راست منحنی شکنندگی سیستم مهاربندی BRB قرار می‌گیرد. ولی در مورد سازه‌های ۱۰ و ۱۲ طبقه، نتایج به گونه‌ی دیگری است. در مورد سیستم ۱۰ طبقه، به طور تقریبی می‌توان گفت که عملکرد هر دو نوع سیستم، تقریباً مشابه یکدیگر است، در حالی که قاب ۱۲ طبقه BRB، اندکی بهتر از قاب ۱۲ طبقه YBS عمل می‌کند. علت چنین چیزی را می‌توان در عملکرد فیوز بررسی کرد. فیوز CSY، یک فیوز با رفتار هیستریزس منحصر به فرد بوده که در تغییر شکل‌های بزرگ می‌تواند یک رفتار سخت‌شونده از خود بروز دهد و این سخت‌شوندگی به افزایش اضافه‌مقاومت موجود در سازه منجر می‌گردد. ولی همان طور که از چرخه‌ی هیستریزس آن مشخص است، این سخت‌شوندگی به ازای شکل‌پذیری‌های بالا حاصل می‌شود. در سازه‌ها با افزایش تعداد طبقات سازه از شکل‌پذیری آن‌ها کاسته می‌شود و یکی از دلایل کاهش ضریب رفتار سازه‌ها نیز با افزایش تعداد طبقات سازه، همین کاهش شکل‌پذیری آن‌هاست و از آنجا که سخت‌شوندگی ثانویه در فیوز CSY، خود را در شکل‌پذیری‌های بالا نشان می‌دهد، با افزایش تعداد طبقات سازه، از اثرات سخت‌شوندگی ثانویه فیوز کاسته می‌شود. لذا با بالا رفتن تعداد طبقات قاب، شکل‌پذیری

[8] Uang, C.-M. (1991), "Establishing R (or R w) and Cd Factors for Building Seismic Provisions", Journal of Structural Engineering, Vol. 117, No. 1, pp. 19-28.

[9] Asgarian, B. and Shokrgozar, H. (2009), "BRBF Response Modification Factor", Journal of constructional Steel Research, Vol. 65, No. 2, pp. 290-298.

[10] Vamvatsikos, D. and Cornell, C.A. (2002), "Incremental Dynamic Analysis. Earthquake Engineering & Structural Dynamics", Vol. 31, No. 3, pp. 491-514.

[11] FEMA P-695. (2009), "Quantification of Building Seismic Performance Factors", Federal Emergency Management Agency, Washington DC.

[12] FEMA, P. (2000), "Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings", FEMA-356, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.

[13] Zareian, F. and Krawinkler, H. (2007), "Assessment of Probability of Collapse and Design for Collapse Safety", Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Vol. 36, No. 13, pp. 1901-1944.

[14] Zareian, F., Krawinkler, H., Ibarra, L., and Lignos, D. (2010), "Basic Concepts and Performance Measures in Prediction of Collapse of Buildings under Earthquake Ground Motions", The Structural Design of Tall and Special Buildings, Vol. 19, No. 1-2, pp. 167-181.

[15] Version 9, (2005), "Computers and Structures", Inc., Berkeley, California.

[۱۶] مقررات ملی ساختمان مبحث ششم: بارهای وارد بر ساختمان، (۱۳۹۲)، دفتر تدوین و تویج مقررات ملی ساختمان.

[17] ANSI/AISC 341-10 (2010), "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings", American Institute of Steel Construction, Inc., Chicago, IL.

[۱۸] مقررات ملی ساختمان و مسکن مبحث دهم: طرح و اجرای ساختمان‌های فولادی، (۱۳۹۲)، وزارت مسکن و شهرسازی، نشر توسعه ی ایران چاپ اول.

[19] López, W.A. and Sabelli, R. (2004), "Seismic Design of Buckling-Restrained Braced Frames", Steel Tips, pp. 78.

[20] Mazzoni, S., McKenna, F. and Fenves, G.L. (2005), "OpenSees Command Language Manual", Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Center, University of California, Berkeley.

[21] Gray, M.G. (2012), "Cast Steel Yielding Brace System for Concentrically Braced Frames".

BRB، با افزایش ارتفاع سازه به منحنی‌های شکنندگی فروریزش قاب‌های YBS نزدیک شده و در سازه‌های بلند، عملاً عملکرد بهتری از آن‌ها نشان می‌دهند.

- با توجه به منحنی‌های شکنندگی فروریزش برای قاب‌های YBS و BRB می‌توان گفت که استفاده از فیوز YBS در سازه‌های تا ارتفاع متوسط موجب بهبود رفتار لرزه‌ای آن‌ها شده و این نوع سازه‌ها عملکرد بهتری در مقابل پدیده‌ی ایجاد طبقه‌ی نرم در سازه از خود نشان می‌دهند.
- متوسط ضریب شکل‌پذیری برای قاب مهاربندی BRB برابر با $5/13$ و برای قاب‌های YBS برابر با $4/51$ است که از قاب BRB کمتر است. در حالی که متوسط ضریب اضافه مقاومت برای قاب BRB برابر با $1/64$ است و این پارامتر برای قاب‌های YBS برابر با $1/77$ است که از قاب BRB بیشتر است.

۷- مراجع

[1] Sabelli, R., Mahin, S. and Chang, C. (2003), "Seismic Demands on Steel Braced Frame Buildings with Buckling-Restrained Braces", Engineering Structures, Vol. 25, No. 5, pp. 655-666.

[2] Mahmoudi, M. and Zaree, M. (2010), "Evaluating Rresponse Modification Factors of Concentrically Braced Steel Frames", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 66, No. 10, pp. 1196-1204.

[3] Vargas, R. and Bruneau, M. (2009), "Analytical Response and Design of Buildings with Metallic Structural Fuses", International Journal of Structural Engineering, Vol. 135, No. 4, pp. 386-393.

[4] Gray, M., Christopoulos, C., Packer, J. and de Oliveira, C. (2012), "A New Brace Option for Ductile Braced Frames", Modern Steel Construction, Vol. 52, No. 2, pp. 40-43.

[5] Gray, M., Christopoulos, C. and Packer, J. (2010), "Cast Steel Yielding Fuse for Concentrically Braced Frames", In Proceedings of the 9th US National and 10th Canadian Conference on Earthquake Engineering.

[6] Tsai, K.C, Chen, H.W., Hong, C.P., and Su, Y.F. (1993), "Design of Steel Triangular Plate Energy Absorbers for Seismic-Resistant Construction", Earthquake Spectra, Vol. 9, No. 3, pp. 505-528.

[7] Gray, M., Christopoulos, C. and Packer, J. (2012), "Full-Scale Testing of the Cast Steel Yielding Brace System", In Proceedings of the 7th International Conference STESSA.

