

عباس کرم الدین<sup>۱</sup>، محمد رسول کفاش<sup>۲</sup> (تاریخ دریافت ۹۳/۰۵/۰۵، تاریخ پذیرش: ۹۴/۰۸/۱۶)

چکیدہ

سیستم مقاوم لرزهای دیوارهای برشی فولادی همبسته، حالت توسعه یافته سیستم دیوار برشی فولادی ویژه است. در تحقیقات محدود صورت گرفته تا کنون، فقدان شیوهای مناسب برای تحلیل و طراحی این سیستم، منجر به عدم درک صحیح از رفتار و طراحی محافظه کارانه آن شده است. در این مقاله ضمن معرفی رویکرد طراحی کشسان این سیستم، روش طراحی مومسان بر پایه کارکرد، برای طراحی لرزه ای این سیستم توسعه داده شده است. به منظور بررسی روش طراحی، ۱۲ نمونه سازه ۲ و ۱۲ طبقه با درصدهای همبندی ۳۰ و ٤٥ و ۲۰ درصد و تیر همبند با دو رفتار خمشی و خمشی –برشی طراحی شده است. این نمونهها مدل سازی عددی شده اند. نتایج نشان داد که روش طراحی این سیستم، منجر به عدم درک صحیح از رفتار و عملکردشان بررسی شده است. نتایج نشان داد که روش طراحی ارائه شده، منجر به بینش بیشتر از رفتار سازه، کنترل بیشتر روی طراحی و دستیابی به هدفهای عملکردی خواهد شد.

كلمات كليدى

دیوار برشی فولادی، دیوارهای برشی همبند، طراحی مومسان بر پایه کارکرد

## Development Performance-Based Plastic Design Procedure for Seismic Design of Coupled Steel Plate Shear Walls

## A. Karamodin, M.R. Kaffash

## ABSTRACT

Coupled steel plate shear walls are an extension of the steel plate shear wall (SPSW) system. Limited research and lack of appropriate methodology to analyze and design such system has led to less understanding of the behavior and conservative design requirements. In this paper the conventional elastic design approach for the system is introduced and performance-based plastic design (PBPD) method is developed for seismic design of this system. In order to evaluate the design method, 12 samples of 6 and 12-story structures with 30, 45 and 60 percent coupling and different coupling beam length are designed using this methodology. To evaluate the performance of sample structures a nonlinear static analysis is conducted. Steel plates are modeled with nonlinear orthotropic membrane elements. The results showed that the proposed design method, would lead to further insight into the structural behavior, more control over the design and achieve performance targets.

## KEYWORDS

Steel plate shear wall, Coupled shear wall, Performance-based plastic design

rasul.kaffash@yahoo.com ، دانشجوی دکتری، دانشگاه فردوسی مشهد،



نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد /۷۱

سال یازدهم ــ شماره هفدهم ــ بهار و تابستان ۹۴

۱- استادیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه فردوسی مشهد، akaramodin@yahoo.com (نویسنده مسئول)

وجود ندارد. در این روش که طراحی مومسان بر پایه کارکرد نام دارد، برش پایه طراحی، بر اساس مفهوم کارمایه [7]، با انتخاب یک مکانیزم تسلیم و یک تغییر مکان جانبی نسبی هدف و با استفاده از مقادیر طیف طراحی کشسان مشخص شده آیین نامه برای یک سطح خطر معین، محاسبه میشود. بعلاوه، توزیع نیروهای جانبی طراحی محاسبه میشود. بعلاوه، توزیع نیروهای جانبی طراحی بکار گرفته شده در این روش، بر اساس نتایج تحلیلهای دینامیکی غیرخطی گسترده ارائه شده است. در این روش اعضا شکل پذیر بر اساس روش طراحی مومسان بر پایه کارکرد [۷] و بقیه اعضا به وسیله رویکرد طراحی ظرفیت انتخاب میشوند.

# ۲- روش طراحی کشسان دیوارهای برشی فولادی همبسته بر اساس ضوابط AISC

در این روش برش پایه طراحی مشابه سایر سیستمهای سازهای بر اساس آیین نامههایی همچون ASCE بدست میآید [۳]. دوره تناوب اصلی سازه بر اساس فرمول پیشنهادی آیین نامه تخمین زده شده و حداقل برش پایه طراحی از معادله کلی V=C<sub>s</sub>.W بدست میآید. ضریب پاسخ لرزه ای C<sub>s</sub> از طیف پاسخ کشسان طراحی بدست آمده و با ضریب رفتار R و ضریب اهمیت I اصلاح میشود. پس از محاسبه برش پایه، برش هر طبقه با استفاده از توزیع جانبی معین آیین نامه محاسبه شود. ضخامت ورق جان دیوارهای برشی در هر طبقه از مقایسه تقاضای مقاومت برشی نهایی ( $V_u$ ) با مقاومت برشی طراحی ( $\phi V_u$ )، به کمک معادله (1) تعیین میشوند:

$$V_n = 0.42F_v t_w L_{cf} \sin 2\alpha \phi = 0.9 \tag{1}$$

که در رابطه فوق  $t_w$  ضخامت صفحه جان و  $L_{cf}$  فاصله خالص بین المانهای مرزی قائم،  $F_y$  مقاومت اسمی جاری شدگی صفحه جان است. $\alpha$  زاویه تسلیم صفحه جان است که با معادله (۲) تعیین می شود:

$$\tan^{4}\alpha = \frac{1 + \frac{t_{w}L}{2A_{c}}}{1 + t_{w}h\left(\frac{1}{A_{b}} + \frac{h^{3}}{360I_{c}L}\right)}$$
(Y)

۱– مقدمه

سیستم دیوارهای برشی فولادی همبسته مورد مطالعه، از دو ديوار برشي فولادي ويژه با صفحات جان لاغر و سخت نشده و اتصالات تير به ستون صلب تشكيل يافته، که در تراز طبقات با تیرهای همبند متصل شدهاند. پیکربندی این سیستم علاوه بر حفظ مزایای دیوارهای برشی فولادی، انعطاف پذیری بیشتری در ارتباط با سرویس و عملکرد ساختمان ارائه نموده و راندمان سازه را افزایش میدهد. این سیستم انرژی زلزله را از طریق تشکیل میدان کششی در صفحات پرکننده و تشکیل مفاصل در تیرهای همبند و تیرهای مرزی به طور قابل توجهی مستهلک میکند و شکل پذیری و مقاومت نهایی قابل توجهی ارائه میدهد [۱]. پژوهشهای محدود صورت گرفته در سالهای اخیر بر روی این سیستم، از رویکرد طراحی کشسان، برای طراحی سیستم استفاده کردهاند [۱ و ۲]. این رویکرد منجر به طراحی محافظه کارانه و توزيع غير يكنواخت تغيير مكانهاي جانبي نسبي طبقات و جاری شدگی در ارتفاع سازه در زلزلههای قوی میشود. توزيع غير يكنواخت تغيير شكلهاي غير كشسان، باعث تمرکز و تجاوز آنها از حد قابل قبول و نهایتاً خرابیهای موضعی میگردد. از طرف دیگر در روش جاری طراحی بر اساس عملکرد، طراحی به شیوه ای تقریباً غیر مستقیم انجام میشود. در این روش، به طور معمول ابتدا یک طراحی متداول کشسان، با استفاده از آیین نامههای مناسب انجام شده و سپس با استفاده از یک ارزیابی تحلیل استاتیکی غیرخطی بار افزون دنبال میشود [۳ و ٤]. در این روش معمولاً پروسه تکرار بین طراحی و ارزیابی عملکرد صورت می گیرد. علاوه بر این، نتایج این شیوه در قیاس با نتایج تحلیل دینامیکی غیرخطی در طی یک زلزله بزرگ در پیشگویی رفتار سازهای دقیق و منطقی مشکل دارد [٥]. برای حرکت به سمت روشهای طراحی بر اساس عملکرد قابل اطمینان تر، پالایش روش های موجود مورد نیاز است. این مقاله از یک رویکرد طراحی بر پایه کارکرد مستقیم استفاده مینماید، که اساساً نیازی به ارزیابی طراحی به روشهایی همچون تحلیل دینامیکی یا استاتیکی غیرخطی

۷۱/ نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد



سال یازدهم \_ شماره هفدهم \_ بهار و تابستان 💵

تغییر مکان جانبی نسبی در این شیوه به صورت غیر مستقیم انجام می شود، به منظور بدست آوردن یک طرح نهایی با عملکرد مطلوب، ممکن است به چند بار تکرار محاسبات نیاز باشد. بر اساس پژوهش های Borello [۲] ضریب اصلاح پاسخ R=۷ و ضریب تشدید تغییر مکان Cd=٦ برای این سیستم مناسب می باشد.

# ۳- طراحی مومسان بر پایه کارکرد دیوارهای برشی فولادی همبسته

بر خلاف آیین نامه های طراحی جاری، در رویکرد طراحی مومسان بر پایه کارکرد (PBPD)، یک توزیع نیروهای جانبی طراحی بر اساس حداکثر برش های طبقه بدست آمده از تحلیلهای غیرخطی تاریخچه زمانی گسترده تعیین شدهاند. این توزیع نیروهای جانبی پیشنهادی برای اکثر سیستمهای مهاربندی جانبی واقع بینانه یافت شده است [۱۰]. این توزیع نیروهای جانبی همچون روابط (٤) تا (٦) بیان شده است.

$$F_{i} = (\beta_{i} - \beta_{i+1}) F_{n}; \ i = n \longrightarrow \beta_{n+1} = 0 \tag{(1)}$$

$$\beta_{i} = \frac{V_{i}}{V_{n}} = \left[ \frac{\sum_{i=1}^{n} (w_{j}h_{j})}{(w_{n}h_{n})} \right]^{0.75T^{-0.2}}$$
(7)

که در این روابط،  $\beta_i$  ضریب توزیع برش در سطح طبقه i و  $V_i$  و  $V_n$  به ترتیب نیروهای برش طبقه در سطح طبقه i و در سطح بالاترین طبقه nlo بi  $W_i$  و  $W_i$  به ترتیب وزنهای لرزه ای در سطح طبقه i و j i  $h_i$  و  $j_i$  به ترتیب ارتفاعهای سطح طبقه i و j از سطح زمین؛  $W_n$  وزن لرزهای بالاترین طبقه؛  $h_n$  ارتفاع بالاترین طبقه از سطح زمین؛ T پریود اساسی سازه؛  $F_i$  و  $F_i$  به ترتیب، نیروهای جانبی اعمال شده در سطح طبقه i و n? و V برش پایه طراحی است. برای رسیدن به عملکرد مطلوب سازه در برابر زلزلههای برزگ کنترل تغییر مکان جانبی نسبی ضروری است. این

نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد /<sup>۱</sup>۷ル

در این رابطه h فاصله بین محورهای مرکزی المانهای مرزی افقی و مرزی افقی و مرزی افقی و مرزی افقی و  $A_b$  میلخ مقطع المان مرزی قائم و  $I_c$  ممان در جهت عمود صفحه جان و L فاصله بین محورهای مرکزی المان مرزی قائم هر پایه می باشد.

پس از طراحی ضخامت ورق،های جان دیوار، عناصر مرزی بر اساس ظرفیت صفحات جان طراحی میشوند. این ظرفیت طراحی عناصر مرزی می تواند منجر به یک قاب خمشی با مقاومت جانبی قابل توجه شود. از اینرو لازم است یک تحلیل کشسان برای تعیین بخشی از برش طبقه که به وسیله قاب خمشی مقاومت میشود صورت گرفته [۸] و سپس صفحات جان برای مقاومت بخش باقی مانده از برش طبقه طراحی شوند. در سیستم دیوارهای برشی فولادی همبسته، بخش از بار جانبی به وسیله عمل قاب توسط تیر همبند مقاومت می شود. بنابراین در قیاس با سیستم متعارف دیوار برشی فولادی، بخش کوچکتری از برش طبقه به وسيله صفحه جان مقاومت مىشود، كه ضخامت مورد نیاز را کاهش میدهد. به پیشنهاد Borello [۲]، تیرهای همبند بر اساس نسبتی از مقاومت خمشی مومسان المان،ای مرزی افقی همان طبقه طراحی میشوند. همچنین برای بدست آوردن ظرفیت طراحی المانهای مرزی قائم از روش های پیشنهادی ضوابط لرزهای AISC [۹] استفاده می شود. ضوابط لرزهای AISC همچنین یک سختي حداقل براي المانهاي مرزى قائم به منظور ممانعت از کمانش و انعطاف بیش از حد در صفحه این المانها تحت نیروهای میدان کششی در صفحهها تعیین کرده است که با معادله (۳) بیان می شود:

$$I_{c} = \frac{0.00307 t_{v} h^{4}}{L}$$
(٣)

همچنین تغییر مکانهای جانبی نسبی طبقات بدست آمده از تحلیل کشسان به وسیله ضریب تشدید تغییر مکان (Cd) برای تخمین تغییر مکانهای جانبی نسبی غیرخطی طبقات، تشدید شده و در صورت نیاز ضخامت ورقهای جان افزایش مییابد که خود منجر به افزایش مقطع المانهای مرزی نیز خواهد شد. باید توجه داشت که چون کنترل



مستقیم در روند طراحی در نظر گرفته می شود. این روش تا کنون به طور موفقیت آمیزی در سیستمهای سازهای مختلف بکار گرفته شده است [۱۱ و ۱۲]. در این رویکرد برش پایه طراحی با انتخاب یک مکانیزم تسلیم مطلوب و پوش سازه به طور یکنواخت تا رسیدن به تغییر مکان جانبی نسبی هدف پیشنهادی، تعیین می شود [٦]. مقدار کار مورد نیاز برای انجام این کار  $\gamma$  برابر انرژی ورودی کشسان (SDOF) یک سیستم یک درجه آزادی (SDOF). معادل فرض می شود (شکل(۱)).



شکل (۱): پاسخ سازه ایدهآل شده و مفهوم تعادل انرژی

برش پایه طراحی بدست آمده از معادله کارمایه از رابطه (۷) بدست میآید.

$$\mathbf{V/W} = \left(-\alpha + \sqrt{\alpha^2 + 4\gamma S_a^2}\right)/2 \tag{V}$$

$$\begin{aligned} \alpha &= \left( \sum_{i=1}^{n} (\beta_{i} - \beta_{i+1}) \mathbf{h}_{i} \right) \\ &\times \left( \frac{\mathbf{W}_{n} \mathbf{h}_{n}}{\sum_{j=1}^{n} \mathbf{W}_{j} \mathbf{h}_{j}} \right)^{0.75T^{-0.2}} \times \left( \frac{\theta_{p} \, 8 \, \pi^{2}}{T^{2} g} \right) \end{aligned} \tag{A}$$

که در آن، V برش پایه طراحی؛ W وزن لرزهای سازه؛ α یک پارامتر بدون بعد وابسته به پریود سازه، ویژگی های مودال و تغییر مکان جانبی نسبی هدف که از رابطه (۸) قابل محاسبه است؛ Sa ضریب شبه شتاب بر اساس طیف طراحی؛ γ ضریب اصلاح وابسته به ضریب شکل پذیری (R<sub>μ</sub>=C<sub>eu</sub>/Cy) و ضریب کاهش شکل پذیری (μ<sub>s</sub>=Δ<sub>max</sub>/Δy) مرتبط با پریود سازه است که از رابطه (۹) قابل محاسبه است.

$$\gamma = \left(2\mu_{\rm s} - 1\right)/R_{\mu}^{2} \tag{9}$$

۷۲/ نشریه علمی و یژوهشی سازه و فولاد

در این پژوهش، از روش پیشنهادی Newmark و Hall و Hall و Im [۱۳] برای بدست آوردن ضریب کاهش شکل پذیری و ضریب شکل پذیری سازه استفاده شده است (شکل (۲)).



شکل (۲): ضرایب کاهش شکل پذیری Newmark و Hall ا

باید توجه شود که در رویکرد پیشنهادی، برش پایه طراحی شامل ضریب اهمیت (I) نمی باشد. این ضریب افزایشی سطح نیروی طراحی، در تلاش برای پایین آوردن تغییر مکان جانبی نسبی و تقاضای شکل پذیری سازه برای یک سطح زلزله معین است [۱۶ و ۱۵]. با این وجود، این ضریب نمی تواند به عنوان یک روش مستقیم برای بدست آوردن هدفی همچون کنترل سطح خرابی مورد توجه قرار گیرد. کاهش پتانسیل آسیب باید با استفاده از رویکرد طراحی مومسان بر پایه کارکرد، انتخاب تغییر مکان جانبی نسبی هدف مطلوب را به عنوان پارامتر حاکم استفاده کرده و فرض می نماید تغییر مکان جانبی نسبی هدف انتخابی ضریب اهمیت را در برخواهد داشت.

# ۳-۱- انتخاب تغییر مکان جانبی نسبی هدف و مکانیزم تسلیم مطلوب

تغییر مکان جانبی نسبی هدف و مکانیزم تسلیم مطلوب، دو معیار اصلی در این روش طراحی هستند. یک مقدار منطقی برای تغییر مکان جانبی نسبی هدف و همچنین مکانیزم جاری شدگی مطلوب باید در آغاز شیوه طراحی مومسان بر اساس عملکرد فرض شوند. شکل (۳)، یک سیستم دیوار برشی فولادی همبسته که در برابر نیروهای جانبی به وضعیت محدود تغییر مکان جانبی نسبی هدف



250

200

150

-150 -200 -250

250

200

150

100

برش پايه (kips

-3.40 -2.50 -1.70 -0.85 0 drift(%)

شکل (٤): آزمایش چرخه ای سیستم دیوارهای برشی فولادی همبسته [۱۲]

تقاضای شکل پذیری هدف سیستم به تغییر مکان جانبی

نسبی جاری شدگی وابسته است. بنابراین تخمین درست

تغییر مکان جانبی نسبی جاری شدگی، به منظور یافتن برش پایه طراحی مقتضی برای اینکه سیستم بتواند به

اهداف عملکردی مطلوب برسد، مورد نیاز است. به طور

کلی تغییر مکان جانبی نسبی جاری شدگی در نقطه تلاقی

۲–۳ تخمین تغییر مکان جانبی نسبی جاری شدن

0.85 1.70 2.50 3.40

پوش شده را نشان میدهد. در مکانیزم جاری شدگی کلی مطلوب این سیستم، میدان کششی در صفحات پرکننده در تمام طبقات و مفاصل مومسان روی تیرهای همبند، تیرهای مرزي و پاي ستونها شکل مي گيرد.



شکل (۳): مکانیزم مومسان مطلوب سیستم دیوارهای برشی فولادي همبسته

در مورد سازههای دیوار برشی فولادی، تغییر مکان جانبی نسبی هدف تحت سطح خطر زلزله طراحی (DBE) می تواند مقدار ۲٪ پیشنهادی آیین نامه FEMA-450 در نظر گرفته شود. برای یک دیوار برشی فولادی که به طور متناسب طراحی شده، در این سطح از تغییر مکان جانبی نسبی، جاری شدگی صفحات جان فولادی و همچنین جاری شدگی در اتصالات خمشی، بدون از دست دادن عمده مقاومت انتظار مىروند. محدوديت تغيير مكان جانبي نسبی ۲٪ همچنین خرابی اجزای غیر سازهای تحت زلزله سطح طراحي را محدود خواهد كرد. تحت سطح خطر حداکثر زلزله محتمل (MCE)، مقدار مناسب برای تغییر مکان جانبی نسبی هدف می تواند بر اساس نتایج مطالعات آزمایشگاهی بزرگ مقیاس که اخیراً روی سیستمهای ديوارهاي برشي فولادي همبسته انجام شده، تخمين زده شود. نتایج مطالعه آزمایشگاهی بزرگ مقیاس در شکل (٤) نشان داده شده است [۱۲ و ۱۲].

همان طور که می توان مشاهده کرد، مقاومت در تغییر مکان جانبی نسبی ۳٪ شروع به کاهش کرده است. در حلقه های بعدی با تغییر مکان جانبی نسبی بزرگتر، افت مقاومت ادامه پیدا کرده است. از اینرو تغییر مکان جانبی نسبی هدف ۳٪ برای دیوارهای برشی فولادی همبسته تحت سطح خطر MCE مي تواند مناسب باشد.



ذشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد ۸۵/

سال یازدهم \_ شماره هفدهم \_ بهار و تابستان ۹۴



منحني بار افزون دو خطي معادل تعريف شده است [١٧].

50 0 0.5 1.5 2 2.5 3 3.5 تغيير مكان جانبي نسبي(٪) شکل (۵): تعیین <sub>θ</sub>y از نتایج آزمایش چرخهای دیوارهای برشی فولادي همبسته [17]

با بررسی پوش نمودار تستهای چرخهای آزمایشگاهی (شکل ٥) و نتایج تحلیلی، تغییر مکان جانبی نسبی جاری شدگی ۰/۰**۵**\_y= در نظر گرفته شد.

شدگی در طی تغییر شکل مومسان، معادل با کار داخلی میباشد. معادله کار برای یک سیستم دیوارهای برشی فولادی همبسته با اتصالات مقاوم خمشی و پای گیردار با در نظر گرفتن مکانیزم مطلوب معرفی شده در شکل (۳) میتواند همچون معادله (۱۳) نوشته شود [۱۸]:

$$\begin{split} \sum_{i=1}^{n_s} F_i h_i \theta_p &= 2 M_{p_{(EVBE)_1}} \theta_p + 2 M_{p_{(IVBE)_1}} \theta_p \\ &+ \sum_{i=1}^{n_s} \left[ 4 M_{p_{(HBE)_i}} \theta_p \\ &+ 2 M_{p_{(CB)_i}} \theta_p \\ &+ F_y L h_i (t_i sin(2\alpha_i)) \\ &- t_{i+1} sin(2\alpha_{i+1})) \theta_p \right] \end{split}$$
(17)

که در آن  $F_i$  برش طبقه i i i ارتفاع طبقه i از سطح زمین؛  $M_{P(EVBE)}$  برش حانبی نسبی مومسان کلی سازه؛  $M_{P(EVBE)}$  لنگر مومسان ستون خارجی طبقه اول؛  $M_{P(IVBE)}$  لنگر مومسان لنگر مومسان مومسان ستون داخلی طبقه اول؛  $M_{P(HBE)}$  لنگر مومسان تیر همبند المان مرزی افقی طبقه آم؛  $M_{P(CB)}$  لنگر مومسان تیر همبند در طبقه آم؛ i i ضخامت ورق طبقه آم؛  $M_i$  زاویه میدان کششی در طبقه آم؛ L فاصله مرکز به مرکز دو پایه دیوار برشی فولادی و  $F_v$  مقاومت جاری شدن ورق فولادی میباشد.

معادله کار برای سیستم با در نظر گرفتن مکانیزم تشکیل طبقه نرم و اعمال ضریب اطمینان ۷۷ برای جلوگیری از مکانیزم طبقه نرم میتواند همچون معادله (۱۵) نوشته شود [۱۸]. با فرض یکسان بودن زاویه میدان کششی در طبقات مجاور همچون معادله (۱۲)، ضخامت صفحات در هر طبقه، میتواند بر اساس ضخامت صفحه جان در طبقه بالا (tb)، از جایگزینی معادله (۱۵) و (۱۲) در معادله (۱۳)، همچون معادله (۱۷) بدست آید.

$$\begin{split} \psi \sum\nolimits_{i=1}^{n_{s}} F_{i}h_{i}\theta_{p} &= F_{y}L\beta_{i}t_{b}sin(2\alpha_{i})H_{i}\theta_{p} \\ &+ 4M_{p(EVBE)_{i}}\theta_{p} + 4M_{p(IVBE)_{i}}\theta_{p} \end{split} \tag{12}$$

 $\mathbf{t}_{i} = \boldsymbol{\beta}_{i} \mathbf{t}_{b} \tag{10}$ 

$$\alpha_i = \alpha_{i+1} \tag{11}$$

۳–۳– طراحی اعضای شکل پذیر و سایر اعضا هدف اولیه استفاده از روش طراحی مومسان اطمینان یافتن از تشکیل مکانیزم مورد نظر است. در اینجا توزیع مقاومت اعضای شکل پذیر در ارتفاع ساختمان مشابه توزیع برش ها، انتخاب شده است. این امر به توزیع جاری شدگی یکنواخت تر در ارتفاع و در نتیجه، جلوگیری از تمرکز جاری شدن به در یک محدوده از سازه کمک میکند. برای طراحی تیرهای همبند ابتدا درصد همبندی (CR) مورد نظر انتخاب و سپس با داشتن لنگر واژگونی (OTM)، مجموع نیروهای برشی تیرهای همبند ناشی از لنگر واژگونی از معادله (۱۰) بدست میآید.

$$\sum V_{CB_i} = \frac{CR.OTM}{L} \tag{1}$$

با توزیع نیروهای برشی تیرهای همبند در ارتفاع با فرض توزیع مقاومت تیرهای همبند بر اساس توزیع پیشنهادی روش PBPD [۱۰] برش طراحی هر تیر همبند بدست میآید. تیرهای همبند از لحاظ عملکرد مطابق تعاریف ارائه شده در مورد تیرهای پیوند در مهاریتدهای برون محور به سه دسته تیر برشی و خمشی و خمشی – برشی تقسیم میشوند [۹]. برای تیرهای همبند برشی باید شرایط معادله (۱۱) برقرار باشد. در تیرهای همبند خمشی باید معادله از ۲) ارضا شود و در تیرهای همبند خمشی –برشی باید لنگر و برش مومسان تیر به گونه ای باشد که طول تیر بین

$$e \leq \frac{1.6 \times M_{p_{(CB)}}}{V_{p_{(CB)}}}$$
(11)

$$e \leq \frac{2.6 \times M_{\text{P(CB)}}}{V_{\text{P(CB)}}} \tag{117}$$

در این روابط،  $M_{P_{(CB)}}$  لنگر مومسان تیر همبند؛  $V_{P_{(CB)}}$  برش مومسان تیر همبند؛ e طول موثر تیر همبند و L فاصله مرکز تا مرکز دیوارهای برشی فولادی است.

طراحی صفحات جان با استفاده از رویکرد طراحی مومسان انجام میشود. کار خارجی انجام شده روی مکانیزم جاری



۷۶/ نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد

سال یازدهم ــ شماره هفدهم ــ بهار و تابستان ۹۴

5Stories @ 4m

5.5m

$$t_{b} = \frac{\sum_{i=1}^{n_{s}} F_{i}h_{i} - \frac{H_{1}}{2} \psi \sum_{i=1}^{n_{s}} F_{i} - \sum_{i=1}^{n_{s}} \left[ 4M_{P(HBE)_{i}} + 2M_{P(CB)_{i}} \right]}{F_{y}L \sum_{i=1}^{n_{s}} (h_{i}(\beta_{i} - \beta_{i+1})\sin 2\alpha_{i}) - \frac{H_{1}}{2} F_{y}\beta_{1}L\sin 2\alpha_{1}}$$
(1V)



برای صفحات جان از فولاد ASTM A36 248-MPa و برای المانهای مرزی و تیرهای همبند از فولاد و برای المانهای مرزی و تیرهای همبند از فولاد ASTM A36 248-MPa استفاده شده مات AISC و مقاطع AISC استفاده شده است. برای زلزله طرح، طیف پاسخ سطح خطر MCE آیین امه ASCE7 [۰۲] مورد استفاده قرار گرفته است. با توجه به این آیین نامه، دوره تناوب تقریبی ساختمانهای ۲ و ۱۲ طبقه به ترتیب ۰۵/۰ و ۰۹ ثانیه بدست آمده است. پس از طراحی اولیه دوره تناوب دقیق سازه، در تعیین برش پایه مدنظر قرار گرفته است.

برای مقایسه، ابتدا برش پایه طراحی بر اساس ضوابط آیین نامه ASCE بدست آمده است. برای این منظور ضریب رفتار به کار رفته در پژوهشهای پیشین V=R و همچنین ضریب اهمیت I=۱ بکار گرفته شده است. پارامترها و برش محاسبه شده در جدول (۱) آورده شدهاند.

پارامترهای استفاده شده و برش پایه طراحی سازهها در شیوه PBPD در جدول (۲) نشان داده شدهاند. به طور محافظه کارانه تغییر مکان جانبی نسبی هدف برای این که در این روابط β<sub>i</sub> ضریب توزیع برش طبقه iام در روش PBPD و H<sub>i</sub> ارتفاع طبقه j میباشد. ضخامت صفحات جان برای طبقات دیگر میتواند با استفاده از معادله (۱۵) بدست آید. صفحات جان باید با

توجه به کوچکترین ضخامت در دسترس انتخاب شود. طرح محافظه کارانه ورق جان منجر به المانهای مرزی سنگین تر می شود، چون آنها باید برای نیروهای نهایی مورد انتظار صفحات جان بر اساس رویکرد طراحی ظرفیت، طرح شوند. طراحی المانهای خارج از بخشهای شکل پذیر، شامل تیرها و ستونهای مرزی، بر اساس رویکرد طراحی ظرفیت انجام می شود، به طوری که المانهای خارج از بخشهای مومسان باید یک مقاومت طراحی برای تحمل ترکیب بارهای ثقلی ضریب دار و حداکثر نیروهای مورد انتظار از بخشهای مومسان را داشته باشند [٤، ۸ و ١٢]. طراحی این اعضا بر اساس ضوابط مربوطه همچون AISC LRFT [٩] صورت می گیرد.

## ٤- طراحي ساختمانهاي نمونه

بر اساس روش طراحی ارائه شده، ۱۲ نمونه سازه ۲ و ۱۲ طبقه مورد طراحی قرار گرفتند. همان طور که در شکل (۲) نشان داده شده، هندسه پلان این سازهها مطابق ساختمانهای محک ۹ طبقه SAC انتخاب شده است [۱۹]. جرم اولین طبقه ۲۰۱×۱۰ کیلوگرم و جرم سایر طبقات جرا ولین طبقه ۲۰۱×۱۰ کیلوگرم و جرم سایر طبقات دارای چهار دیوار برشی همبند در محیط میباشد. طول تیر همبند در حالتهای مختلف ۱ و ۱۸/۸ متر در نظر گرفته شده است. همچنین درصد همبندی دیوارها برای هر سازه سه مقدار ۳۰٪، ٤۵٪ و ۲۰٪ انتخاب شده است. کاربری ساختمانها اداری، موقعیت آنها در شهر لسآنجلس کالیفرنیا با خاک نوع D میباشد.



نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد /۷۷

سطح خطر ۲٪ فرض شده و همچنین برای در نظر گرفتن اثر لاغر شدگی در رفتار چرخه ای دیوارهای برشی از ضریب C2 برابر ۱/۲، استفاده شده است [۲۱].

جدول (۱): برش پایه طراحی بر اساس ضوابط ASCE

۱۲ طبقه	۲ طبقه	پارامتر
•/٩	•/00	Т
•/\\	١/•٧	S <sub>a</sub>
•/170	•/10٣	Cs
3751	2220	V (kN)

جدول (۲): پارامترهای روش PBPD برای سطح خطر MCE

۱۲ طبقه	٦ طبقه	پارامتر
• /AA	۱/•V	$\mathbf{S}_{\mathrm{a}}\left(\mathbf{g} ight)$
١/٠	• /V	T (sec)
•/0	•/0	θ <sub>y</sub> (%)
٢	٢	θ <sub>u</sub> (%)
١/٥٠	1/0•	$\theta_p = \theta_u - \theta_y$
١/٢	١/٢	λ(=C <sub>2</sub> )
٣/٣٣	٣/٣٣	$\mu_s = (\theta_u / \theta_y) / C_2$
٣/٣٣	٣/٢٣	$R_{\mu}$
•/01	•/0٤	γ
Y/AA	٣/٧٣	α
•/1٣1	•/١٦•	V/W
2777	۲۳۳.	V (kN)

<sup>\*</sup> Sa: ضریب شبه شتاب بر اساس طیف طراحی، وθ: تغییر مکان جانبی نسبی جاری شدگی سازه، ۵۹: تغییر مکان جانبی نسبی هدف سازه، μ<sub>4</sub>: ضریب شکل پذیری، R<sub>μ</sub>: ضریب کاهش شکل پذیری، C<sub>2</sub>: ضریب افزایش برای محاسبه برش پایه سیستمهای سازهای رفتار چرخهای غیر پایدار دارند، می،اشد.

اطلاعات و نتایج طراحی یک نمونه سازه ۲ طبقه با طول تیر همبند ۱۸۰ سانتیمتر و درصد همبندی 20٪ از سازهها در جداول (۳) تا (۵) ارائه شدهاند. نیروی جانبی زلزله در هر طبقه به همراه برش و لنگر تیرهای همبند در جدول (٤) ارائه شدهاند. جزئیات طراحی ورق جان و تیرهای همبند در جدول (٥) ارائه شدهاند. برای طراحی ضخامت ورق جان از رابطه (۱۷) و (۱۵) استفاده شده و زاویه  $\alpha$ برای همه طبقات ٤٠ درجه در نظر گرفته شده است. طراحی عضوهای مرزی افقی و قائم بر اساس حداکثر ظرفیت ورق جان و تیرهای همبند انجام گرفته است. خلاصه نتایج طراحی اجزاء مختلف نمونههای طراحی، در جدول (۲-الف و ب) ارائه شده است.

جدول (۳): ورودی های فرایند طراحی عضوهای شکل پذیر

۱۸۰	e (cm)
1/1	Ψ
7029	$F_{y_1}$ (kg/cm <sup>2)</sup>
3011	$F_{y_2}$ (kg/cm <sup>2)</sup>
• /٩	$\phi_{\rm b}$
00.	L <sub>COUP</sub> (cm)
•/20	CR
٨٣٧٩٩	$F_{n}(kg)$

\* عنول موثر تیر همبند؛ ۲۷ ضریب اطمینان جلوگیری از ایجاد طبقه نرم؛ F<sub>y1</sub> تنش جاری شدن صفحات جان؛ F<sub>y2</sub> تنش جاری شدن المانهای مرزی و تیر های همبند؛ L<sub>COUP</sub> فاصله مرکز به مرکز دیوارها؛ C<sub>R</sub>: درصد همبندی انتخابی؛ F<sub>n</sub>: نیروی جانبی اعمال شده در سطح طبقه بام می باشد.

ٰ متر	همبند ۱/۸	طول تير	٤٥٪ و م	همبندى	با درصد	۲ طبقه ب	برای نمونه	طراحي	نيروهاى	ل (٤): توزيع	جدو
-------	-----------	---------	---------	--------	---------	----------	------------	-------	---------	--------------	-----

M <sub>BCi</sub> (kg.cm)	V <sub>BCi</sub> (kg)	$F_i = (\beta_i - \beta_{(i+1)})F_n$ (kg)	βi	W <sub>i</sub> (kg)	h <sub>i</sub> (cm)	طبقه
V07777	٨٤٢٩٣	11299	۲/٨٤	1	00.	١
۷۲۱۹۳۸٦	٨.٢١٥	71	۲/۷۰	٩٩	٩٥٠	٢
70/11/1	VT17T	<b>४९४२९</b>	٢/٤٦	99	180.	٣
0757.17	77720	۳۹۸۲۰	۲/۱۱	99	170.	٤
٤٣٧٦٢٢٤	٤٨٦٢٥	٥٣٣٣١	1/78	99	710.	٥
222223	29212	٨٣٧٩٩	۱/۰۰	99	700.	٦

۷۸/ نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد



t <sub>i</sub> (cm)	$M_{BC_{i}} = M_{CB} / (\phi_{b} \times F_{y_{2}})$ (kg.cm)	مقطع انتخابی <b>Z</b> (cm <sup>3</sup> )	$\mathbf{A}_{\mathbf{w}_{\mathbf{w}_{i}}}$ مقطع انتخابی (cm <sup>2</sup> )	مقطع انتخابي	$Z_{CB} = M_{CB} / (\phi_b \times F_{y_2})$ (cm <sup>3</sup> )	$A_{w_{CB}} = V_{CB}/(0.6 F_{y_2})$ (cm <sup>2</sup> )	طبقه
•/\A	1154577	70V7	٤٠	w14x90	۲۳۹٦	٤٠	١
•/1V	A12827	7077	٤٠	w14x90	227.	٣٨	٢
•/10	7175.9.	190.	٣٧/٥	w12x79	7.19	٣٥	٣
•/١٣	0.71097	1017	٣.	w12x65	1748	۳.	٤
•/1•	٤•٤••٧١	1777	۲v	w12x53	1777	۲۳	٥
•/•٦	TETAEVO	VIV	۲.	w10x39	٨٤٥	١٤	۲

جدول (٥): طراحی مومسان عضوهای شکل پذیر برای نمونه ٦ طبقه با درصد همبندی ٤٥٪ و طول تیر همبند ۱/۸ متر

\* A<sub>wCB</sub> : مساحت برشی مورد نیاز تیر همبن*د و* Z<sub>CB</sub> : اساس مقطع مومسان مورد نیاز تیر همبند میباشد.

جدول (٦-الف): مشخصات نمونههای طراحی

		ستون	ستون	ضخامت				ستون	ستون	ضخامت		
تير همبند	تير مرزى	داخلي	خارجي	ورق جان	نمونه	تير همبند	تير مرزى	داخلي	خارجي	ورق جان	نمونه	طبقه
		0	0.15	(cm)				0	0.13	(cm)		
W10x39	W8x28	W10x45	W10x26	•/•٦		W10x54	W10x26	W16x36	W10x33	•/•٦		٦
W12x72	W8x58	W16x67	W16x36	•/•٩	•// «	W12x72	W10x39	W16x67	W16x40	•/1•	٨// م	٥
W12x96	W10x39	W16x77	W16x57	•/17	: ====	W14x90	W10x54	W18x86	W16x57	•/17	: ====	٤
W10x112	W10x5	W18x97	W18x71	•/12	1.1	W14x99	W10x77	W18x106	W18x71	•/12	1.7	٣
W12x120	W10x88	W18x106	W18x71	•/١٦	)C=	W14x109	W12x79	W18x119	W18x76	•/١٦	)C=	۲
W14x132	W12x65	W18x158	W18x175	•/ <b>\</b> V		W14x120	W12x87	W18x143	W18x192	•/ <b>\</b> V		١
W10x39	W8x31	W16x36	W10x30	•/•٦		W10x39	W10x26	W16x36	W10x33	•/•٦	_	٦
W12x53	W10x39	W16x57	W16x40	•/1•	•// •	W12x53	W10x39	W16x57	W16x40	•/1•	V// «	٥
W12x72	W10x45	W16x77	W16x57	•/١٣	وال ال	W12x65	W10x54	W18x76	W16x57	۰/۱۳	وا ا	٤
W12x79	W10x60	W18x86	W18x76	•/10		W12x79	W10x77	W18x97	W18x65	•/10		٣
W12x96	W10x100	W18x97	W18x71	•/\V	)C=	W14x90	W12x79	W18x119	W18x76	۰/۱۷	)C=	۲
W14x82	W10x88	W18x130	W18x175	•/\A		W14x90	W12x87	W18x143	W18x192	•/\A		١
W8x31	W8x31	W16x36	W10x33	•/•V		W8x21	W10x26	W16x36	W10x33	•/•V		٦
W10x39	W8x53	W16x57	W14x48	•/11	• // «	W10x45	W10x39	W16x57	W16x40	•/11	V// a	٥
W10x45	W10x45	W16x77	W16x57	•/12	وا ا	W10x54	W10x54	W18x76	W16x57	•/12	: ====	٤
W12x53	W10x60	W18x86	W18x76	•/ <b>\</b> V	٣/	W12x53	W10x68	W18x86	W18x60	•/ <b>\</b> V	٣/	٣
W12x58	W10x100	W18x97	W18x76	•/\A	DC=	W12x58	W12x72	W18x106	W18x71	•/\A	DC=	۲
W12x65	W10x88	W18x143	W18x192	•/19	_	W12x65	W12x79	W18x130	W18x175	•/19	_	١

نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد /۷۹

جدول (٦-ب): مشخصات نمونههای طراحی

		ستو ن	ستو ن	ضخامت				ستو ن	ستو ن	ضخامت		
تير همبند	تير مرزى	داخلہ	خار حہ	ورق جان	نمونه	تير همبند	تير مرزى	داخل	خار جہ	ورق جان	نمونه	طبقه
			عار بعی	(cm)					عار بھی	(cm)		
W12x45	W8x21	W16x36	W16x31	•/•V		W12x45	W8x21	W16x31	W16x31	•/•V		17
W12x79	W8x28	W16x57	W16x36	•/11		W12x79	W8x26	W16x57	W16x36	•/17		11
W14x109	W10x39	W21x62	W16x50	•/10		W14x99	W10x30	W21x73	W16x45	•/1٦		۱.
W14x132	W16x45	W21x83	W18x55	•/\A	_	W14x109	W10x39	W21x93	W16x57	٠/١٩		٩
W21x101	W18x60	W24x94	W21x68	•/٢•	•// •3	W14x132	W12x53	W24x103	W24x62	•/71	1// 93	٨
W24x104	W18x76	W24x103	W24x76	•/77	نر =؟	W14x145	W18x65	W24x117	W24x76	•/7٣	ن بر =غ	V
W14x176	W18x97	W27x114	W27x84	•/72	1.7	W21x101	W18x76	W27x129	W24x84	•/٢٥		٦
W14x193	W18x106	W27x129	W27x94	•/٢٥	DC=	W14x159	W18x97	W27x129	W27x84	•/7٧	DC=	٥
W18x143	W24x94	W30x124	W27x94	•/7٧		W24x104	W18x106	W30x124	W27x94	•/۲٨		٤
W18x143	W24x103	W30x132	W27x94	•/7٧		W24x104	W18x106	W30x132	W30x90	۰/۲۹		٣
W14x211	W24x103	W36x135	W30x90	•/۲٨		W14x176	W18x106	W36x135	W30x90	٠/٢٩		۲
W14x211	W24x94	W36x182	W36x194	•/۲٨		W14x176	W21x83	W36x194	W36x194	٠/٣٠		١
W8x31	W8x18	W16x36	W16x31	•/•٨		W10x39	W8x18	W16x31	W16x31	•/•٨		17
W12x65	W8x24	W16x45	W16x36	۰/۱۳		W12x58	W8x24	W16x45	W16x40	۰/۱۳		11
W12x79	W10x30	W21x62	W16x50	•/1V		W12x79	W10x30	W21x62	W16x50	•/1V		۱.
W12x96	W16x45	W21x83	W16x67	•/٢•		W14x90	W16x45	W21x83	W16x57	•/٢•		٩
W12x106	W18x55	W24x94	W24x68	•/7٣	•// «	W14x99	W18x55	W24x94	W24x68	۰/۲۳	V// a	٨
W12x120	W21x68	W24x103	W24x84	•/٢٥	ير =e	W14x109	W21x68	W24x104	W24x84	•/٢٥	ير 19	V
W12x120	W21x83	W27x114	W27x84	•/7٧	./.03	W14x120	W21x83	W27x114	W27x84	•/7٧	./.03	٦
W12x136	W18x106	W27x114	W27x102	•/7٨	DC=	W14x120	W21x101	W27x114	W27x102	•/۲٨	DC=	٥
W12x136	W24x94	W30x124	W30x99	۰/٣۰		W14x132	W24x103	W30x124	W30x99	۰/٣۰		٤
W18x106	W24x103	W30x132	W30x99	۰/۳۱		W14x132	W24x103	W30x132	W30x99	۰/۳۱		٣
W14x159	W24x103	W36x135	W30x108	•/٣٢		W14x132	W24x103	W36x135	W30x108	• /٣٢		۲
W14x159	W24x94	W36x182	W36x194	•/٣٢		W14x145	W24x103	W36x194	W36x194	٠/٣٢		١
W8x31	W8x18	W10x39	W10x33	٠/٠٩		W8x31	W8x18	W16x31	W16x31	٠/٠٩		١٢
W10x49	W8x24	W16x45	W16x40	•/12		W10x49	W8x24	W16x45	W16x40	•/12		11
W10x54	W10x30	W16x57	W16x57	•/\A		W12x53	W10x30	W21x62	W16x50	•/\A		۱.
W12x65	W16x45	W21x73	W18x60	•/71		W12x65	W16x45	W21x83	W16x57	•/71		٩
W12x72	W18x55	W24x84	W24x68	•/72	•// «	W12x72	W18x55	W24x94	W24x68	•/72	V// a	٨
W12x79	W21x68	W24x94	W24x76	•/7٧	نو= م: تر	W12x79	W21x68	W24x104	W24x84	•/7٧	فا بر	V
W12x87	W21x83	W27x102	W27x84	•/79		W12x87	W21x83	W27x114	W27x84	٠/٢٩		٦
W12x96	W21x93	W27x102	W27x94	•/٣١	DC=	W12x87	W21x101	W27x114	W27x102	۰/٣۰	DC=	٥
W12x96	W21x101	W30x108	W30x90	۰/۳۲	_	W14x90	W24x103	W30x124	W30x99	• /٣٢		٤
W14x82	W24x103	W30x116	W30x99	• /٣٣		W14x90	W24x103	W30x132	W30x99	• /٣٣		٣
W14x82	W24x103	W30x124	W30x99	•/٣٤		W14x99	W24x103	W36x135	W30x108	• /٣٤		۲
W14x82	W24x94	W36x182	W36x182	• /٣٤		W14x99	W24x103	W36x194	W36x194	• /٣٤		١



۰۸∕ نشریه علمی و پژومشی سازه و فولاد

وزن اجزای نمونهها در شکلهای (۷) تا (۱۰) نشان داده شدهاند.



شکل (۷): اجزای وزن نمونه های طراحی ٦ طبقه با طول تیر





شکل (۸): اجزای وزن نمونه های طراحی ٦ طبقه با طول تیر همبند ۱/۰ متر



شکل (۹): اجزای وزن نمونه های طراحی ۱۲ طبقه با طول تیر

همبند ۱/۸ متر



شکل (۱۰): اجزای وزن نمونه های طراحی ۱۲ طبقه با طول تیر همبند ۱/۰ متر

مشاهده می شود با افزایش درصد همبندی، ورق های جان نازکتر، تیرهای همبند سنگینتر، ستون های بیرونی و تیرهای مرزی ظریفتر و ستون های داخلی سنگین تر می شوند. همچنین مشاهده می شود که در محدوده درصد همبندی ۳۰ تا ۲۰ درصد، با کاهش درصد همبندی، کاهش بیشتر وزن سیستم صورت می گیرد و این افزایش بازدهی برای تعداد طبقات بیشتر مسلم خواهد بود. همچنین مشاهده می شود که با تغییر رفتار غالب تیر همبند از رفتار خمشی به رفتار برشی، تیرهای همبند اندکی ظریف تر شده است، در حالی که ضخامت ورق ها تغییر محسوسی نداشته و وزن کل سازه کاهش یافته است.

٥- تحلیل استاتیکی غیرخطی نمونه های طراحی شده برای ارزیابی رفتار سازه های طراحی شده یک تحلیل استاتیکی غیر خطی انجام شده است. برای مدلسازی ورق جان دیوارهای برشی از المان های غشایی نا همسانگرد غیر خطی استفاده شده است [٨]. در این روش، سختی و مقاومت اختصاص یافته در فشار کمتر از سختی و مقاومت کششی صفحه جان است [٢٢]. محورهای محلی المان غشایی به مقدار محاسبه شده زاویه α در هر طبقه دوران مییابند. در این پژوهش، این روش با استفاده از نرم افزار مییابند. در این پژوهش، این روش با استفاده از نرم افزار

برش پایه نرمال شده با برش پایه طراحی در برابر تغییر مکان جانبی نسبی بام نمونههای طراحی در شکل (۱۱) تا (۱٤) نشان داده شده است. برای همه نمونهها منطقه اولیه پاسخ تا آستانه برش پایه طراحی، خطی است. در برش پایه طراحی نمونهها شروع به نرم شدن میکنند، چنانکه صفحات جان شروع به جاری شدن میکنند. در ادامه با گسترش جاری شدن صفحات جان و شروع جاری شدن تیرهای همبند، سختی نمونهها بیشتر کاهش مییابد. با آغاز جاری شدن المانهای مرزی افقی، سختی کاهش بیشتری نمونه به مقاومت نهایی خود میرسد. در سازه های با نمونه به دلیل صفحات با ضخامت کمتر، آغاز جاری شدگی و افت سختی زودتر رخ میدهد ولی به دلیل



سال یازدهم ــ شماره هفدهم ــ بهار و تابستان ۹۴

نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد /NI

تیرهای همبند قوی تر در ادامه افت سختی کمتری نسبت به سازه های با ۳۰٪=CR ارائه می دهد.

















حداکثر برش پایه نرمال شده به وسیله برش پایه طراحی، به عنوان یک تخمین اضافه مقاومت سیستم قابل استفاده است (جدول (۷)).

اضافه مقاومت	درصد همبندی	
١/٣٧	٣٠٪	15 10 7
١/٣٢	٤٥%.	۱ طبقه ۱/۱ مت – م
١/٢٩	٦٠%	// <del>مكر _ ع</del>
١/٥٩	۳۰٪	
١/٥٨	٤٥%.	۲ طبقه ۸/۸ متر – م
١/٥٨	٦.٠٪	۱/۸ مىر-6
١/٥٦	۳۰٪	
١/٥٤	٤٥%.	۱۱ طبقه ۱۱
١/٤٨	٦.٪	۲/۱ مىر = ت
١/٦٣	/٣•	
١/٦١	٤٥%.	۱۱ طبقه ۸/۸ متر – ۹
1/09	٦.٪	۱/۸ مىر-ت

جدول (۷): اضافه مقاومت نمونه های طراحی

اگرچه نمونهها برای یک برش پایه طراحی مشابه، طراحی شده اند، مشاهده می شود زمانی که رفتار غالب تیر همبند از رفتار برشی به رفتار خمشی تغییر می کند، اگرچه وزن سیستم افزایش می یابد، مقاومت نهایی سیستم تمایل به بالاتر رفتن دارد (به طور مثال اضافه مقاومت نمونههای ۲ طبقه با طول همبند ۱/۸ متر با میانگین ۱/۵۸ تقریباً ۲۰٪

۸۹/ نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد



شکل (۱۷): توزیع تغییر مکان جانبی نسبی طبقات نمونههای طراحی ۱۲ طبقه با طول تیر همبند ۱/۸ متر



شکل (۱۸): توزیع تغییر مکان جانبی نسبی طبقات نمونههای طراحی ۱۲ طبقه با طول تیر همبند ۱/۰ متر

نمیکند و تغییر طول تیر همبند نیز در توزیع تغییر مکان جانبی نسبی باعث تغییر محسوسی نشده است.

نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد /۸<u>۳</u>

بالاتر از اضافه مقاومت مربوط به نمونههای ۲ طبقه با طول تیر همبند ۱/۰ متر با میانگین ۱/۳۳ هستند).

٦- ارزیابی عملکرد قابهای طراحی شده

رانش طبقات نمونهها، در نقطه عملكردشان تحت سطح خطر انتخابی، در شکلهای (۱۵) تا (۱۸) نشان داده شده است. تغيير مكان جانبي نسبي طبقه براي هر يايه به وسيله تفريق ميانگين تغيير مكان افقي گرەھاي ستونھاي مرزى در نقطه عملکرد سازه در بالا و پایین یک طبقه و تقسیم این مقدار بر ارتفاع طبقه، تعیین شده است. برای همه نمونهها توزيع يكنواخت تغيير مكانها منطبق بر مكانيزم انتخابی قبل از طراحی میباشد. برای سازههای 7 طبقه حداکثر تغییر مکان جانبی نسبی طبقه در حدود ۲٪ بوده که داخل محدودیتهای آیین نامهای است. با این وجود پاسخ نمونههای ۱۲ طبقه، یکنواختی قابل توجهی نشان میدهند. همچنین محدوده تغییر مکان جانبی نسبی طبقات در نمونههای ۱۲ طبقه بسیار مناسب و در حدود ۱٪ میباشد. همچنین در مقایسه با نتایج سازه های طراحی شده با روش طراحی ظرفیت در تحقیقات پیشین که تمرکز افزایش تغییر مکانها در طبقات بالایی سازه مشاهده می شود [۲]، در این سازه ها توزیع تغییر مکان های جانبی نسبى طبقات، در طبقات بالايي سازه مناسب است. همچنین مشاهده می شود که تغییر در درصد همبندی، تغییری در توزیع تغییر مکانهای جانبی نسبی ایجاد



شکل (۱۵): توزیع تغییر مکان جانبی نسبی طبقات نمونههای طراحی ٦ طبقه با طول تیر همبند ۱/۸ متر



سال یازدهم ــ شماره هفدهم ــ بهار و تابستان ۹۴

بر اساس سطح خطر انتخابی، تغییر مکان جانبی نسبی نمونهها در نقطه عملکرد با استفاده از ضوابط ATC-40 بدست آمده است. همچنین سطح عملکرد نمونهها بر اساس معیارهای FEMA-356 در نقطه عملکردشان بدست آمده است. با بررسی عملکرد نمونههای طراحی، مشاهده می شود که مکانیزمهای تشکیل شده در نقطه مملکرد سازه برای سطح خطر انتخابی مطابق با مکانیزم از پیش انتخاب شده در شروع فرایند طراحی است. همچنین تغییر مکان هدف سازه بیانگر این است که نقطه عملکرد سازه پس از جاری شدن صفحههای جان و تشکیل مفاصل تیرهای همبند و تیرهای مرزی افقی و قبل از تشکیل مفاصل در ستونها رخ داده است.

به منظور بررسی پارامترهای طراحی، تغییر مکان جانبی نسبی جاری شدگی نمونههای طراحی به وسیله منحنی بار افزون دو خطی معادل بدست آمده است که در شکل (۱۹) برای یک نمونه ٦ طبقه با تیر همبند خمشی و درصد همبندی ٤٥٪ نشان داده شده است.

همچنین خلاصه مشخصات نقطه جاری شدن و نقطه عملکرد نمونه های طراحی در جدول (۸) ارائه شده است.



شکل (۱۹): نمودار دو خطی منحنی ظرفیت نمونه ۲ طبقه با طول تیر همبند ۱/۸ متر و ٤٥٪=DC

با بررسی تغییر مکان هدف نمونهها مشاهده می شود که میانگین uθ برای نمونههای ۲ طبقه با طول تیر همبند ۱/۸ متر در حدود ۱/٤۵٪ و برای نمونهها با طول تیر همبند ۱ متر در حدود ۱/٥٤٪می باشد که تقریباً نزدیک تغییر مکان جانبی نسبی هدف از پیش انتخاب شده هستند. همچنین

۸۲/ نشریه علمی و پژومشی سازه و فولاد

میانگین u<sub>0</sub> برای نمونههای ۱۲ طبقه با طول تیر همبند ۱/۸ متر در حدود ۹۷٪ و برای نمونهها با طول تیر همبند ۱ متر در حدود ۰/۹۷٪می باشد که کمتر از تغییر مکان جانبی نسبی هدف از پیش انتخاب شده، است.

جدول (۸): مشخصات نقطه جاری شدن و نقطه عملکرد

		، طراحي	نمونەھاي	
V <sub>u</sub> (kN)	V <sub>y</sub> (kN)	θ <sub>y</sub> (′/.)	θ <sub>u</sub> (′/.)	
7727	7011	•/٤١	١/٤٨	13 10 3
٢٧٤٨	2522	•/٤١	1/02	۲ طبعه ۲/۱ مته =e
2225	75.1	•/٤٣	١/٥٦	<i>،، سر</i> ے
3171	۲۸۰٥	•/٤٤	1/20	13 10 9
3103	7777	•/20	1/22	۲ طبعه ۸/۸ متر =e
3017	77.7	•/20	1/21	۰٬٬۰
002.	0771	•/٤١	•/٩٤	
0201	٥٠٧٥	•/٤١	•/97	۱۱ طبقه ۹/ متر =e
0710	٤٧٤٧	•/٤٣	۱/۰	،، <i>سر –</i> ع
٥٧٥٤	0771	•/٤٤	•/٩٤	iä h XX
०٦٨०	070.	•/٤٤	٠/٩٧	بر طبقه ۱۸ متر =e
0777	0172	•/20	۱/•	۱٬۱۰ متر =٥

همچنین با بررسی منحنیهای بار افزون دو خطی معادل مشاهده شد که میانگین  $v_{\theta}$  برای نمونههای ۲ طبقه در حدود ۲.۲۰٪ است، که نزدیک به مقدار انتخاب شده برای طراحی (۰/۰۰٪) است، اما میانگین  $v_{\theta}$  برای نمونههای ۱۲ طبقه در حدود ۸۹٪٪ میباشد که بالاتر از مقدار انتخاب شده در طراحی اولیه است. بررسی بیشتر برای یافتن  $v_{\theta}$ مناسب برای این سیستم سازهای، لازم است.

۷- نتیجه گیری

در این تحقیق روش طراحی مومسان بر پایه کارکرد برای طراحی لرزه ای سیستم دیوارهای برشی فولادی همبسته ارائه شد. همچنین این راهبرد طراحی، با طراحی ۱۲ سازه ۲ و ۱۲ طبقه مورد بررسی قرار گرفت. بر اساس بررسی



published by Federal Emergency Management Agency, Washington, D. C.

[4] ATC. (1996), "Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings", ATC-40 Report, Vol. 1&2, Applied Technology Council, Redwood City, California.

[5] ATC. (2004), "Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures (Draft)", FEMA 440 Report, Applied Technology Council, Redwood City, CA, and Federal Emergency Management Agency, Washington, D. C.

[6] Leelataviwat, S., Goel, S. C. and Stojadinović, B. (1999), "Toward Performance-Based Seismic Design of Structures," Earthquake Spectra, Vol. 15, pp. 435-461.

[7] Chao, S.-H. and Goel, S. C. (2006), "Performance-Based Plastic Design of Seismic Resistant Special Truss Moment Frames," Report No. UMCEE 06-03, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Michigan, MI.

[8] Sabelli, R. and Bruneau, M. (2006). AISC design guide 20: Steel plate shearwalls, AISC, Chicago.

[9] AISC, ANSI/AISC 341-05, (2005), "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings," American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois.

[10] Chao, S.-H., Goel, S. C. and Lee, S.-S. (2006), "A Seismic Design Lateral Force Distribution Based on Inelastic State," Proceedings, 8<sup>th</sup> U.S. National Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, California.

[11] Chao, S.-H. and Goel, S.C. (2005), "Performance-Based Seismic Design of EBF Using Target Drift and Yield Mechanism as Performance Criteria," Report No. UMCEE 05-05, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Michigan, MI.

[12] Lee, S.-S. and Goel, S. C., (2001), "Performance-Based Design of Steel Moment Frames Using Target Drift and Yield Mechanism," Report No. UMCEE 01-17, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Michigan, Ann Arbor, MI.

[13] Newmark, N.M. and Hall, W.J. (1982), "Earthquake Spectra and Design," Earthquake Engineering Research Institute, El Cerrito, CA.

[14] SEAOC. (1999). Recommended Lateral Force Requirements and Commentary, Seismology Committee of Structural Engineers Association of California, California, Seventh Edition.

[15] NEHRP. (2001). Recommended Provisions for the Development of Seismic Regulations for New Buildings (FEMA 368), Federal Emergency Management Agency, Washington, D. C.

[16] Borello, D.J. and Fahnestock, L.A. (2013). SPSW-WC Flexural Specimen Testing. Network for Earthquake Engineering Simulation, http://nees.uiuc.edu/news/SPSW\_Flex\_Specimen\_Testing.html.

[17] FEMA-356. (2000), "Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings," prepared by نتايج تحليل غير خطى نمونه هاى طراحي، نتايج زير حاصل گردیده است: ۱- روش طراحی مومسان بر اساس عملکرد منجر به طراحی سازه هایی با رفتار مطلوب گردیده است. ۲- پیشنهاد توزیع برش طراحی تیرهای همبند، بر اساس توزیع پیشنهادی روش PBPD، مناسب تشخیص داده شد. ۳- کاهش درجه همبندی، منجر به کاهش بیشتر وزن سازه گردیده است. ٤- با تغییر رفتار غالب تیرهای همبند، از رفتار خمشی به رفتار برشي، وزن سازه كاهش يافته است. ٥– تغییر در درجه همبندی در بازه ۳۰٪ تا ٦٠٪ و تغییر رفتار غالب تیرهای همبند تغییر محسوسی در توزیع تغییر مکانهای جانبی نسبی ایجاد نکرده است. ٦- مكانيزمهاى تشكيل شده در نقطه عملكرد سازه براى سطح خطر انتخابي مطابق با مكانيزم از پيش انتخاب شده در شروع فرایند طراحی است ۷- توزیع تغییر مکان جانبی نسبی همهی سازهها در طبقات تقريباً يكنواخت بوده است. همچنين حداكثر تغيير مکان جانبی نسبی طبقات در سازه های ۲ طبقه در حدود ۲٪ و محدوده تغییر مکان جانبی نسبی طبقات در سازه های ۱۲ طبقه در حدود ۱٪ و در محدوده مجاز بوده است. ۸- میانگین θ<sub>y</sub> برای نمونه های ۲ طبقه ۰/٤۵٪ و نزدیک به فرض تغيير مكان جانبي نسبى جارى شدگي انتخابي (۰/۰۰٪) است. اما میانگین θ<sub>y</sub> برای نمونه های ۱۲ طبقه ۰/۸۹٪ و بالاتر از مقدار انتخابی اولیه است و بررسی بیشتر یافتن θ<sub>y</sub> مناسب برای این سیستم سازهای، لازم است.

۸- مراجع

[1] Li, C.-H., Tsai, K.-C., Chang, J.-T., Lin, C.-H., Chen, J.-C., Lin, T.-H. and Chen, P.-C. (2012), "Cyclic Test of a Coupled Steel Plate Shear Wall Substructure", Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Vol. 41, pp. 1277-1299.

[2] Borello, D.J. and Fahnestock, L.A. (2013), "Seismic Design and Analysis of Steel Plate Shear Walls with Coupling", Journal of Structural Engineering, Vol. 139, pp. 1263-1273.

[3] ASCE. (2000), "Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings", FEMA 356 Report, prepared by the American Society of Civil Engineers,



نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد /۸۵

the American Society of Civil Engineers for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.

[18] Borello D.J. and Fahnestock L.A. (2012), "Behavior and Mechanisms of Steel Plate Shear Walls with Coupling", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 74, pp. 8-16.

[19] FEMA. (2000), "FEMA355 State of the Art Report on Systems Performance of Steel Moment Frames Subject to Earthquake Ground Shaking," Rep.No. FEMA-355C, FEMA, Washington, DC.

[20] ASCE. (2005), "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures," SEI/ASCE 7-05, Reston.

[21] Bayat, M.R. (2010), "Performance-Based Plastic Design Of Earthquake Resistant Steel Structures," Civil & Environmental Engineering, University of Texas at Arlington. Ph.D.

[22] Astaneh-Asl, A. (2001), "Seismic Behavior and Design of Steel Shear Walls," Technical Report, Structural Steel Educational Council, CA, USA.

[23] SAP2000. (2010). CSI Analysis Reference Manual for SAP2000, Computers and Structures Inc., Berkeley.

