



توسعه روش طراحی مومسان بر پایه کارکرد برای طراحی لرزه‌ای سیستم دیوارهای برشی فولادی همبسته

عباس کرم‌الدین^۱، محمد رسول کفاش^۲
(تاریخ دریافت ۹۳/۰۵/۰۵، تاریخ پذیرش: ۹۴/۰۸/۱۶)

چکیده

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 محافظه‌کارانه آن شده است. در این مقاله ضمن معرفی رویکرد طراحی کشسان این سیستم، روش طراحی مومسان بر پایه کارکرد، برای طراحی لرزه‌ای این سیستم توسعه داده شده است. به منظور بررسی روش طراحی، ۱۲ نمونه سازه ۶ و ۱۲ طبقه با درصدهای همبندی ۳۰ و ۴۵ و ۶۰ درصد و تیر همبند با دو رفتار خمشی و خمشی-برشی طراحی شده است. این نمونه‌ها مدل سازی عددی شده‌اند و مورد ارزیابی تحلیل استاتیکی غیرخطی بار افزون قرار گرفته‌اند و در نهایت سطح عملکردشان بررسی شده است. نتایج نشان داد که روش طراحی ارائه شده، منجر به بیش از رفتار سازه، کنترل بیشتر روی طراحی و دستیابی به هدف‌های عملکردی خواهد شد.

کلمات کلیدی

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 (PBSD) 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

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

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



سیستم دیوارهای برشی فولادی همبسته مورد مطالعه، از دو دیوار برشی فولادی ویژه با صفحات جان لاغر و سخت نشده و اتصالات تیر به ستون صلب تشکیل یافته، 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 توزیع غیر یکنواخت تغییر مکان‌های جانبی نسبی طبقات و جاری شدگی در ارتفاع سازه در زلزله‌های قوی می‌شود. توزیع غیر یکنواخت تغییر شکل‌های غیر کشسان، 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 ۴]. در این روش معمولاً پروسه تکرار بین طراحی و ارزیابی عملکرد صورت می‌گیرد. 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 [۵]. برای حرکت به سمت روش‌های طراحی بر اساس عملکرد قابل اطمینان تر، پالایش روش‌های 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

وجود ندارد. در این روش که طراحی مومسان بر پایه کارکرد نام دارد، برش پایه طراحی، بر اساس مفهوم کارمایه [۶]، 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 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 $V = C_s W$ بدست می‌آید. ضریب پاسخ لرزه ای C_s 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 (ϕV_u)، به کمک معادله (۱) تعیین می‌شوند:

$$V_u = 0.42 F_y t_w L_{cf} \sin 2\alpha \quad \phi = 0.9 \quad (1)$$

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. α زاویه تسلیم صفحه جان است که با معادله (۲) تعیین می‌شود:

$$\tan^4 \alpha = \frac{1 + \frac{t_w L}{2 A_c}}{1 + t_w h \left(\frac{1}{A_b} + \frac{h^3}{360 I_c L} \right)} \quad (2)$$



در این رابطه h فاصله بین محوره‌های مرکزی المان‌های مرزی افقی هر پایه و A_b سطح مقطع المان مرزی افقی و A_c سطح مقطع المان مرزی قائم و I_c ممان در جهت عمود صفحه جان و L فاصله بین محوره‌های مرکزی المان مرزی قائم هر پایه می‌باشد.

پس از طراحی ضخامت ورق‌های جان دیوار، عناصر مرزی بر اساس ظرفیت صفحات جان طراحی می‌شوند. این ظرفیت طراحی عناصر مرزی می‌تواند منجر به یک قاب خمشی با مقاومت جانبی قابل توجه شود. از این رو 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 می‌شود. بنابراین در قیاس با سیستم متعارف دیوار برشی فولادی، بخش کوچک‌تری از برش طبقه به وسیله صفحه جان مقاومت می‌شود، که ضخامت مورد نیاز را کاهش می‌دهد. به پیشنهاد Borello [۲]، تیرهای همبند بر اساس نسبتی از مقاومت خمشی مومسان المان‌های مرزی افقی همان طبقه طراحی می‌شوند. همچنین برای بدست آوردن ظرفیت طراحی المان‌های مرزی قائم از روش‌های پیشنهادی ضوابط لرزه‌ای AISC [۹] استفاده می‌شود. ضوابط لرزه‌ای AISC همچنین یک سختی حداقل برای المان‌های مرزی 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 می‌شود:

$$I_c = \frac{0.00307 t_w h^4}{L} \quad (3)$$

همچنین تغییر مکان‌های جانبی نسبی طبقات بدست آمده از تحلیل کشسان به وسیله ضریب تشدید تغییر مکان (C_d) 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

تغییر مکان جانبی نسبی در این شیوه به صورت غیر مستقیم انجام می‌شود، به منظور بدست آوردن یک طرح نهایی با عملکرد مطلوب، ممکن است به چند بار تکرار محاسبات نیاز باشد. بر اساس پژوهش‌های Borello [۲] ضریب اصلاح پاسخ $R=7$ و ضریب تشدید تغییر مکان $C_d=6$ برای این سیستم مناسب می‌باشد.

۳- طراحی مومسان بر پایه کارکرد دیوارهای برشی فولادی همبسته

بر خلاف آیین نامه‌های طراحی جاری، در رویکرد طراحی مومسان بر پایه کارکرد (PBPD)، یک توزیع نیروهای جانبی طراحی بر اساس حداکثر برش‌های 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 (۴) تا (۶) بیان شده است.

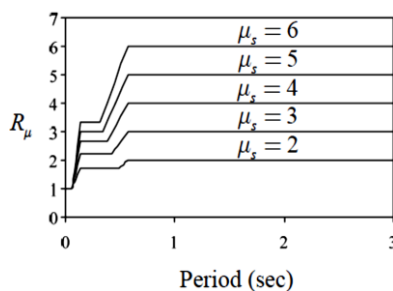
$$F_i = (\beta_i - \beta_{i+1}) F_n; \quad i = n \rightarrow \beta_{n+1} = 0 \quad (4)$$

$$F_n = V \left[\frac{(w_n h_n)}{\sum_{j=1}^n (w_j h_j)} \right]^{0.75T-0.2} \quad (5)$$

$$\beta_i = \frac{V_i}{V_n} = \left[\frac{\sum_{j=i}^n (w_j h_j)}{(w_n h_n)} \right]^{0.75T-0.2} \quad (6)$$

که در این روابط، β_i ضریب توزیع برش در سطح طبقه i ؛ V_i و V_n به ترتیب نیروهای برش طبقه در سطح طبقه i و در سطح بالاترین طبقه n ؛ w_i و w_j به ترتیب وزن‌های لرزه‌ای در سطح طبقه i و j ؛ h_i و h_j 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_n 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 بزرگ کنترل تغییر مکان جانبی نسبی ضروری است. این امر در رویکرد طراحی مومسان بر پایه کارکرد به طور

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



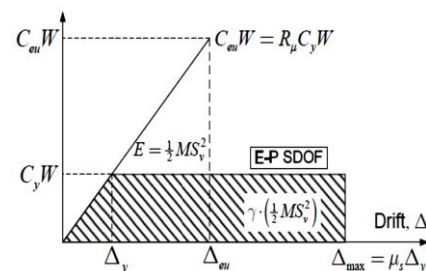
شکل (۲): ضرایب کاهش شکل پذیری Newmark و Hall [۱۳]

باید توجه شود که در رویکرد پیشنهادی، برش پایه طراحی شامل ضریب اهمیت (I) نمی‌باشد. 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 [۱۴ و ۱۵]. با این وجود، این ضریب نمی‌تواند به عنوان یک روش مستقیم برای بدست آوردن هدفی همچون کنترل سطح خرابی مورد توجه قرار گیرد. کاهش پتانسیل آسیب باید با استفاده از محدودیت‌های مناسب دیگری انجام یابد. در این راستا، رویکرد طراحی مومسان بر پایه کارکرد، انتخاب تغییر مکان جانبی نسبی هدف مطلوب را به عنوان پارامتر حاکم استفاده کرده و فرض می‌نماید 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

مستقیم در روند طراحی در نظر گرفته می‌شود. 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 می‌شود [۶]. مقدار کار مورد نیاز برای انجام این کار γ برابر انرژی ورودی کشسان ($E = \frac{1}{2}MS_v^2$) یک سیستم یک درجه آزادی (SDOF) معادل فرض می‌شود (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.

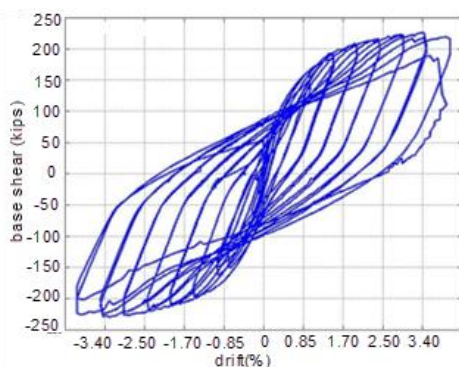
$$V/W = (-\alpha + \sqrt{\alpha^2 + 4\gamma S_a^2}) / 2 \quad (7)$$

$$\alpha = \left(\sum_{i=1}^n (\beta_i - \beta_{i+1}) h_i \right) \times \left(\frac{w_n h_n}{\sum_{j=1}^n w_j h_j} \right)^{0.75T-0.2} \times \left(\frac{\theta_p 8\pi^2}{T^2 g} \right) \quad (8)$$

که در آن، V برش پایه طراحی؛ W وزن لرزه‌ای سازه؛ α یک پارامتر بدون بعد وابسته به پریود سازه، ویژگی‌های مودال و تغییر مکان جانبی نسبی هدف که از رابطه (۸) قابل محاسبه است؛ S_a ضریب شبه شتاب بر اساس طیف طراحی؛ γ ضریب اصلاح وابسته به ضریب شکل پذیری ($R_\mu = C_{el}/C_y$) و ضریب کاهش شکل پذیری ($\mu_s = \Delta_{max}/\Delta_y$) مرتبط با پریود سازه است که از رابطه (۹) قابل محاسبه است.

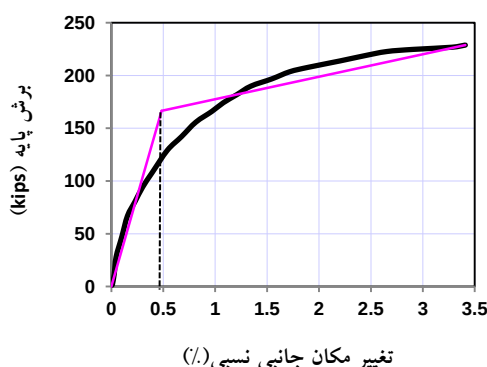
$$\gamma = (2\mu_s - 1) / R_\mu^2 \quad (9)$$





شکل (۴): آزمایش چرخه ای سیستم دیوارهای برشی فولادی همبسته [۱۶]

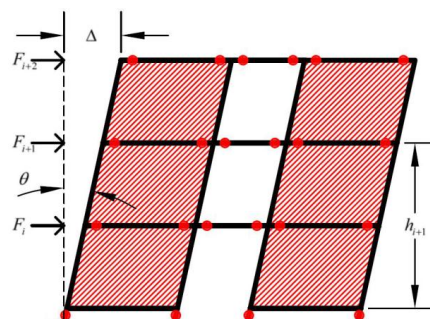
۳-۲- تخمین تغییر مکان جانبی نسبی جاری شدن تقاضای شکل پذیری هدف سیستم به تغییر مکان جانبی نسبی جاری شدگی وابسته است. بنابراین تخمین درست تغییر مکان جانبی نسبی جاری شدگی، به منظور یافتن برش پایه طراحی مقتضی برای اینکه سیستم بتواند به اهداف عملکردی مطلوب برسد، مورد نیاز است. به طور کلی تغییر مکان جانبی نسبی جاری شدگی در نقطه تلاقی منحنی بار افزون دو خطی معادل تعریف شده است [۱۷].



شکل (۵): تعیین θ_y از نتایج آزمایش چرخه ای دیوارهای برشی فولادی همبسته [۱۶]

با بررسی پوش نمودار تست های چرخه ای آزمایشگاهی (شکل ۵) و نتایج تحلیلی، تغییر مکان جانبی نسبی جاری شدگی $\theta_y = 0.05$ در نظر گرفته شد.

پوش شده را نشان می دهد. در مکانیزم جاری شدگی کلی مطلوب این سیستم، میدان کششی در صفحات پرکننده در تمام طبقات و مفاصل مومسان روی تیرهای همبند، تیرهای مرزی و پای ستون ها شکل می گیرد.



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

در مورد سازه های دیوار برشی فولادی، تغییر مکان جانبی نسبی هدف تحت سطح خطر زلزله طراحی (DBE) می تواند مقدار ۰.۲٪ 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 می روند. محدودیت تغییر مکان جانبی نسبی ۰.۲٪ همچنین خرابی اجزای غیر سازه ای تحت زلزله سطح طراحی را محدود خواهد کرد. 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 سیستم های دیوارهای برشی فولادی همبسته انجام شده، تخمین زده شود. نتایج مطالعه آزمایشگاهی بزرگ مقیاس در شکل (۴) نشان داده شده است [۱۲ و ۱۶].

همان طور که می توان مشاهده کرد، مقاومت در تغییر مکان جانبی نسبی ۰.۳٪ شروع به کاهش کرده است. در حلقه های بعدی با تغییر مکان جانبی نسبی بزرگ تر، افت مقاومت ادامه پیدا کرده است. از این رو تغییر مکان جانبی نسبی هدف ۰.۳٪ برای دیوارهای برشی فولادی همبسته تحت سطح خطر MCE می تواند مناسب باشد.



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 برشها، 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 می کند. 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 می آید.

$$\sum V_{CB_i} = \frac{CR \cdot OTM}{L} \quad (10)$$

با توزیع نیروهای برشی تیرهای همبند در ارتفاع با فرض توزیع مقاومت تیرهای همبند بر اساس توزیع پیشنهادی روش PBD [۱۰] برش طراحی هر تیر همبند بدست می آید. تیرهای همبند از لحاظ عملکرد مطابق تعاریف ارائه شده در مورد تیرهای پیوند در مهارتدهای برون محور به سه دسته تیر برشی و خمشی و خمشی - برشی تقسیم می شوند [۹]. برای تیرهای همبند برشی باید شرایط معادله (۱۱) برقرار باشد. در تیرهای همبند خمشی باید معادله (۱۲) ارضا شود و در تیرهای همبند خمشی-برشی باید لنگر و برش مومسان تیر به گونه ای باشد که طول تیر بین معادله (۱۱) و (۱۲) قرار گیرد.

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

$$e \leq \frac{2.6 \times M_{P(CB)}}{V_{P(CB)}} \quad (12)$$

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 می شود. کار خارجی انجام شده روی مکانیزم جاری

شدگی در طی تغییر شکل مومسان، معادل با کار داخلی می باشد. 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) می تواند همچون معادله (۱۳) نوشته شود [۱۸]:

$$\begin{aligned} \sum_{i=1}^{n_s} F_{h_i} \theta_p &= 2M_{P(EVBE)_1} \theta_p + 2M_{P(IVBE)_1} \theta_p \\ &+ \sum_{i=1}^{n_s} [4M_{P(HBE)_i} \theta_p \\ &+ 2M_{P(CB)_i} \theta_p \\ &+ F_y L h_i (t_i \sin(2\alpha_i) \\ &- t_{i+1} \sin(2\alpha_{i+1})) \theta_p] \end{aligned} \quad (13)$$

که در آن F_i برش طبقه i ، h_i ارتفاع طبقه i از سطح زمین؛ θ_p تغییر مکان جانبی نسبی مومسان کلی سازه؛ $M_{P(EVBE)_1}$ لنگر مومسان ستون خارجی طبقه اول؛ $M_{P(IVBE)_1}$ لنگر مومسان ستون داخلی طبقه اول؛ $M_{P(HBE)_i}$ لنگر مومسان المان مرزی افقی طبقه i ام؛ $M_{P(CB)_i}$ لنگر مومسان تیر همبند در طبقه i ام؛ t_i ضخامت ورق طبقه i ام؛ α_i زاویه میدان کششی در طبقه i ام؛ L فاصله مرکز به مرکز دو پایه دیوار برشی فولادی و F_y مقاومت جاری شدن ورق فولادی می باشد.

معادله کار برای سیستم با در نظر گرفتن مکانیزم تشکیل طبقه نرم و اعمال ضریب اطمینان ψ برای جلوگیری از مکانیزم طبقه نرم می تواند همچون معادله (۱۴) نوشته شود [۱۸]. با فرض یکسان بودن زاویه میدان کششی در طبقات مجاور همچون معادله (۱۶)، ضخامت صفحات در هر طبقه، می تواند بر اساس ضخامت صفحه جان در طبقه بالا (t_b)، از جایگزینی معادله (۱۴) و (۱۶) در معادله (۱۳)، همچون معادله (۱۷) بدست آید.

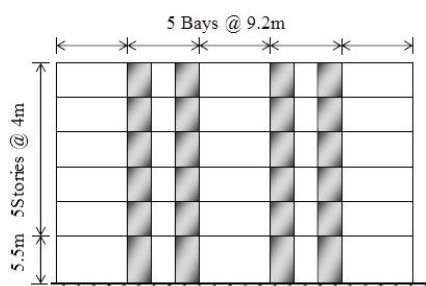
$$\psi \sum_{i=1}^{n_s} F_{h_i} \theta_p = F_y L \beta_1 t_b \sin(2\alpha_i) H_i \theta_p + 4M_{P(EVBE)_1} \theta_p + 4M_{P(IVBE)_1} \theta_p \quad (14)$$

$$t_i = \beta_1 t_b \quad (15)$$

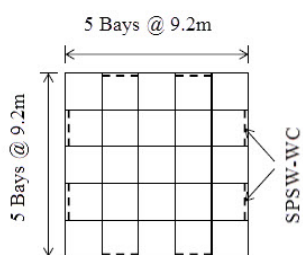
$$\alpha_i = \alpha_{i+1} \quad (16)$$



$$t_b = \frac{\sum_{i=1}^{n_s} F_i h_i - \frac{H_1}{2} \psi \sum_{i=1}^{n_s} F_i - \sum_{i=1}^{n_s} [4M_{P(HBE)_i} + 2M_{P(CB)_i}]}{F_y L \sum_{i=1}^{n_s} (h_i (\beta_i - \beta_{i+1}) \sin 2\alpha_i) - \frac{H_1}{2} F_y \beta_1 L \sin 2\alpha_1} \quad (17)$$



الف) پلان



ب) نما

شکل (۶): ساختمان نمونه

برای صفحات جان از فولاد ASTM A36 248-MPa و برای المان‌های مرزی و تیرهای همبند از فولاد ASTM A992 345-MPa و مقاطع AISC استفاده شده است. برای زلزله طرح، طیف پاسخ سطح خطر MCE آیین نامه ASCE7 [۲۰] مورد استفاده قرار گرفته است. با توجه به این آیین نامه، دوره تناوب تقریبی ساختمان‌های ۶ و ۱۲ طبقه به ترتیب ۰/۵۵ و ۰/۹ 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 $R=7$ و همچنین ضریب اهمیت $I=1$ بکار گرفته شده است. پارامترها و برش محاسبه شده در جدول (۱) آورده شده‌اند.

پارامترهای استفاده شده و برش پایه طراحی سازه‌ها در شیوه PBD در جدول (۲) نشان داده شده‌اند. به طور محافظه کارانه تغییر مکان جانبی نسبی هدف برای این

که در این روابط β_i ضریب توزیع برش طبقه i ام در روش PBD و H_i ارتفاع طبقه i 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 سنگین‌تر می‌شود، 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 می‌شود، 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 [۴، ۸ و ۱۷]. طراحی این اعضا بر اساس ضوابط مربوطه همچون AISC LRFT [۹] صورت می‌گیرد.

۴- طراحی ساختمان‌های نمونه

بر اساس روش طراحی ارائه شده، ۱۲ نمونه سازه ۶ و ۱۲ طبقه مورد طراحی قرار گرفتند. همان‌طور که در شکل (۶) نشان داده شده، هندسه پلان این سازه‌ها مطابق ساختمان‌های محک ۹ طبقه SAC انتخاب شده است [۱۹]. جرم اولین طبقه 10×10^6 کیلوگرم و جرم سایر طبقات $9/9 \times 10^6$ کیلوگرم هستند. پیکربندی سازه در هر جهت دارای چهار دیوار برشی همبند در محیط می‌باشد. طول تیر همبند در حالت‌های مختلف ۱ و ۱/۸ متر در نظر گرفته شده است. همچنین درصد همبندی دیوارها برای هر سازه سه مقدار ۳۰٪، ۴۵٪ و ۶۰٪ انتخاب شده است. کاربری ساختمان‌ها اداری، موقعیت آن‌ها در شهر لس‌آنجلس کالیفرنیا با خاک نوع D می‌باشد.

سطح خطر ۲٪ فرض شده و همچنین برای در نظر گرفتن اثر لاغر شدگی در رفتار چرخه ای دیوارهای برشی از ضریب C_2 برابر ۱/۲، استفاده شده است [۲۱].

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

پارامتر	طبقه ۶	طبقه ۱۲
T	۰/۵۵	۰/۹
S_a	۱/۰۷	۰/۸۸
C_s	۰/۱۵۳	۰/۱۲۵
V (kN)	۲۲۳۰	۳۶۴۱

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

پارامتر	طبقه ۶	طبقه ۱۲
S_a (g)	۱/۰۷	۰/۸۸
T (sec)	۰/۷	۱/۰
θ_y (%)	۰/۵	۰/۵
θ_u (%)	۲	۲
$\theta_p = \theta_u - \theta_y$	۱/۵۰	۱/۵۰
$\lambda (=C_2)$	۱/۲	۱/۲
$\mu_s = (\theta_u / \theta_y) / C_2$	۳/۳۳	۳/۳۳
R_μ	۳/۲۳	۳/۲۳
γ	۰/۵۴	۰/۵۱
α	۳/۷۳	۲/۸۸
V/W	۰/۱۶۰	۰/۱۳۱
V (kN)	۲۳۳۰	۲۸۲۶

S_a^* : ضریب شبه شتاب بر اساس طیف طراحی، θ_y : تغییر مکان جانبی نسبی جاری شدگی سازه، θ_u : تغییر مکان جانبی نسبی هدف سازه، μ_s : ضریب شکل پذیری، R_μ : ضریب کاهش شکل پذیری، C_2 : ضریب افزایش برای محاسبه برش پایه سیستم‌های سازه‌ای رفتار چرخه‌ای غیر پایدار دارند، می‌باشد.

اطلاعات و نتایج طراحی یک نمونه سازه ۶ طبقه با طول تیر همبند ۱۸۰ سانتیمتر و درصد همبندی ۴۵٪ از سازه‌ها در جداول (۳) تا (۵) ارائه شده‌اند. نیروی جانبی زلزله در هر طبقه به همراه برش و لنگر تیرهای همبند در جدول (۴) ارائه شده‌اند. جزئیات طراحی ورق جان و تیرهای همبند در جدول (۵) ارائه شده‌اند. برای طراحی ضخامت ورق جان از رابطه (۱۷) و (۱۵) استفاده شده و زاویه α برای همه طبقات ۴۰ 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 (۶-الف و ب) ارائه شده است.

جدول (۳): ورودی‌های فرایند طراحی عضوهای شکل پذیر

e (cm)	۱۸۰
ψ	۱/۱
F_{y1} (kg/cm ²)	۲۵۴۹
F_{y2} (kg/cm ²)	۳۵۱۸
ϕ_b	۰/۹
L_{COUP} (cm)	۵۵۰
CR	۰/۴۵
F_n (kg)	۸۳۷۹۹

e^* : طول موثر تیر همبند؛ ψ : ضریب اطمینان جلوگیری از ایجاد طبقه نرم؛ F_{y1} : تنش جاری شدن صفحات جان؛ F_{y2} : تنش جاری شدن المان‌های مرزی و تیرهای همبند؛ L_{COUP} : فاصله مرکز به مرکز دیوارها؛ C_R : درصد همبندی انتخابی؛ F_n : نیروی جانبی اعمال شده در سطح طبقه بام می‌باشد.

جدول (۴): توزیع نیروهای طراحی برای نمونه ۶ طبقه با درصد همبندی ۴۵٪ و طول تیر همبند ۱/۸ متر

طبقه	h_i (cm)	W_i (kg)	β_i	$F_i = (\beta_i - \beta_{(i+1)}) F_n$ (kg)	V_{BCi} (kg)	M_{BCi} (kg.cm)
۱	۵۵۰	۱۰۰۰۰۰	۲/۸۴	۱۱۴۹۹	۸۴۲۹۳	۷۵۸۶۳۶۲
۲	۹۵۰	۹۹۰۰۰۰	۲/۷۰	۲۰۰۰۱	۸۰۲۱۵	۷۲۱۹۳۸۶
۳	۱۳۵۰	۹۹۰۰۰۰	۲/۴۶	۲۹۲۶۹	۷۳۱۲۳	۶۵۸۱۰۸۱
۴	۱۷۵۰	۹۹۰۰۰۰	۲/۱۱	۳۹۸۲۰	۶۲۷۴۵	۵۶۴۷۰۱۶
۵	۲۱۵۰	۹۹۰۰۰۰	۱/۶۴	۵۳۳۳۱	۴۸۶۲۵	۴۳۷۶۲۲۴
۶	۲۵۵۰	۹۹۰۰۰۰	۱/۰۰	۸۳۷۹۹	۲۹۷۱۴	۲۶۷۴۲۶۶



جدول (۵): طراحی مومسان عضوهای شکل پذیر برای نمونه ۶ طبقه با درصد همبندی ۴۵٪ و طول تیر همبند ۱/۸ متر

طبقه	$A_{wCB} = \frac{M_{CB}}{(0.6 F_{y2})}$ (cm ²)	$Z_{CB} = \frac{M_{CB}}{(\phi_b \times F_{y2})}$ (cm ³)	مقطع انتخابی	مقطع انتخابی A_w (cm ²)	مقطع انتخابی Z (cm ³)	$M_{BCi} = \frac{M_{CB}}{(\phi_b \times F_{y2})}$ (kg.cm)	t_i (cm)
۱	۴۰	۲۳۹۶	w14x90	۴۰	۲۵۷۲	۸۱۴۳۴۶۶	۰/۱۸
۲	۳۸	۲۲۸۰	w14x90	۴۰	۲۵۷۲	۸۱۴۳۴۶۶	۰/۱۷
۳	۳۵	۲۰۷۹	w12x79	۳۷/۵	۱۹۵۰	۶۱۷۴۰۹۰	۰/۱۵
۴	۳۰	۱۷۸۴	w12x65	۳۰	۱۵۸۶	۵۰۲۱۵۹۳	۰/۱۳
۵	۲۳	۱۳۸۲	w12x53	۲۷	۱۲۷۶	۴۰۴۰۰۷۱	۰/۱۰
۶	۱۴	۸۴۵	w10x39	۲۰	۷۶۷	۲۴۲۸۴۷۵	۰/۰۶

* A_{wCB} : مساحت برشی مورد نیاز تیر همبند و Z_{CB} : اساس مقطع مومسان مورد نیاز تیر همبند می باشد.

جدول (۶-الف): مشخصات نمونه های طراحی

طبقه	نمونه	ضخامت ورق جان (cm)	ستون خارجی	ستون داخلی	تیر مرزی	تیر همبند	نمونه	ضخامت ورق جان (cm)	ستون خارجی	ستون داخلی	تیر مرزی	تیر همبند
۶	۱/۸ متر، DC=۶۰٪	۰/۰۶	W10x33	W16x36	W10x26	W10x54	۱/۱۰ متر، DC=۶۰٪	۰/۰۶	W10x30	W16x36	W10x45	W10x39
۵		۰/۱۰	W16x40	W16x67	W10x39	W12x72		۰/۱۰	W16x40	W16x57	W10x39	W12x53
۴		۰/۱۲	W16x57	W18x86	W10x54	W14x90		۰/۱۳	W16x57	W16x77	W10x45	W12x72
۳		۰/۱۴	W18x71	W18x106	W10x77	W14x99		۰/۱۵	W18x76	W18x86	W10x60	W12x79
۲		۰/۱۶	W18x76	W18x119	W12x79	W14x109		۰/۱۷	W18x71	W18x97	W10x100	W12x96
۱		۰/۱۷	W18x192	W18x143	W12x87	W14x120		۰/۱۸	W18x130	W18x130	W10x88	W14x82
۶	۱/۸ متر، DC=۴۵٪	۰/۰۶	W10x33	W16x36	W10x26	W8x21	۱/۱۰ متر، DC=۴۵٪	۰/۰۷	W10x33	W16x36	W8x31	W8x31
۵		۰/۱۰	W16x40	W16x57	W10x39	W10x45		۰/۱۱	W16x57	W16x57	W8x53	W10x39
۴		۰/۱۳	W16x57	W18x76	W10x54	W10x54		۰/۱۴	W16x77	W16x77	W10x45	W10x45
۳		۰/۱۵	W18x65	W18x97	W10x77	W12x53		۰/۱۷	W18x86	W18x86	W10x60	W12x53
۲		۰/۱۷	W18x76	W18x119	W12x79	W12x58		۰/۱۸	W18x97	W18x97	W10x100	W12x58
۱		۰/۱۸	W18x192	W18x143	W12x87	W12x65		۰/۱۹	W18x130	W18x130	W10x88	W12x65

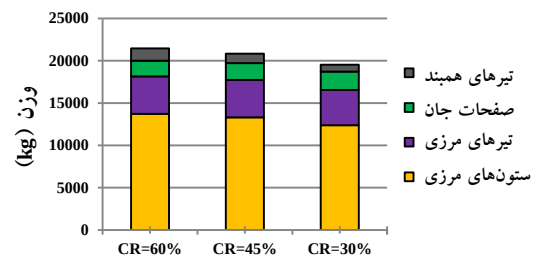


جدول (۶-ب): مشخصات نمونه‌های طراحی

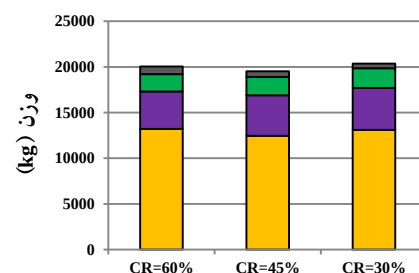
طبقه	نمونه	ضخامت ورق جان (cm)	ستون خارجی	ستون داخلی	تیر مرزی	تیر همبند	نمونه	ضخامت ورق جان (cm)	ستون خارجی	ستون داخلی	تیر مرزی	تیر همبند
۱۲	۱/۸ متر، $DC=10\%$	۰/۰۷	W16x31	W16x36	W8x21	W12x45	۱/۸ متر، $DC=10\%$	۰/۰۷	W16x31	W16x36	W8x21	W12x45
۱۱		۰/۱۲	W16x36	W16x57	W8x28	W12x79		۰/۱۲	W16x36	W16x57	W8x28	W12x79
۱۰		۰/۱۶	W16x45	W21x73	W10x39	W14x99		۰/۱۶	W16x45	W21x73	W10x39	W14x109
۹		۰/۱۹	W16x57	W21x93	W16x45	W14x132		۰/۱۹	W16x57	W21x93	W16x45	W14x132
۸		۰/۲۱	W24x62	W24x103	W18x60	W14x132		۰/۲۱	W24x62	W24x103	W18x60	W21x101
۷		۰/۲۳	W24x76	W24x117	W18x76	W14x145		۰/۲۳	W24x76	W24x117	W18x76	W24x104
۶		۰/۲۵	W24x84	W27x129	W18x97	W14x176		۰/۲۵	W24x84	W27x129	W18x97	W14x176
۵		۰/۲۷	W27x84	W27x94	W18x106	W14x193		۰/۲۷	W27x84	W27x94	W18x106	W14x193
۴		۰/۲۸	W27x94	W30x124	W24x94	W18x143		۰/۲۸	W27x94	W30x124	W24x94	W18x143
۳		۰/۲۹	W30x90	W30x132	W24x103	W18x143		۰/۲۹	W30x90	W30x132	W24x103	W18x143
۲		۰/۲۹	W30x90	W36x135	W24x103	W14x211		۰/۲۹	W30x90	W36x135	W24x103	W14x211
۱		۰/۳۰	W36x194	W36x194	W24x94	W14x211		۰/۳۰	W36x194	W36x194	W24x94	W14x211
۱۲	۱/۸ متر، $DC=45\%$	۰/۰۸	W16x31	W16x36	W8x18	W10x39	۱/۸ متر، $DC=45\%$	۰/۰۸	W16x31	W16x36	W8x18	W10x39
۱۱		۰/۱۳	W16x40	W16x45	W8x24	W12x58		۰/۱۳	W16x40	W16x45	W8x24	W12x65
۱۰		۰/۱۷	W16x50	W21x62	W10x30	W12x79		۰/۱۷	W16x50	W21x62	W10x30	W12x79
۹		۰/۲۰	W16x57	W21x83	W16x45	W14x90		۰/۲۰	W16x57	W21x83	W16x45	W12x96
۸		۰/۲۳	W24x68	W24x94	W18x55	W14x99		۰/۲۳	W24x68	W24x94	W18x55	W12x106
۷		۰/۲۵	W24x84	W24x104	W21x68	W14x109		۰/۲۵	W24x84	W24x104	W21x68	W12x120
۶		۰/۲۷	W27x84	W27x114	W21x83	W12x120		۰/۲۷	W27x84	W27x114	W21x83	W12x120
۵		۰/۲۸	W27x102	W27x114	W18x106	W12x136		۰/۲۸	W27x102	W27x114	W18x106	W12x136
۴		۰/۳۰	W30x99	W30x124	W24x94	W12x136		۰/۳۰	W30x99	W30x124	W24x94	W12x136
۳		۰/۳۱	W30x99	W30x132	W24x103	W18x106		۰/۳۱	W30x99	W30x132	W24x103	W18x106
۲		۰/۳۲	W30x108	W36x135	W24x103	W14x159		۰/۳۲	W30x108	W36x135	W24x103	W14x159
۱		۰/۳۲	W36x194	W36x194	W24x94	W14x159		۰/۳۲	W36x194	W36x194	W24x94	W14x159
۱۲	۱/۸ متر، $DC=30\%$	۰/۰۹	W16x31	W16x36	W8x18	W8x31	۱/۸ متر، $DC=30\%$	۰/۰۹	W16x31	W16x36	W8x18	W8x31
۱۱		۰/۱۴	W16x40	W16x45	W8x24	W10x49		۰/۱۴	W16x40	W16x45	W8x24	W10x49
۱۰		۰/۱۸	W16x50	W21x62	W10x30	W12x53		۰/۱۸	W16x50	W21x62	W10x30	W10x54
۹		۰/۲۱	W16x57	W21x83	W16x45	W12x65		۰/۲۱	W16x57	W21x83	W16x45	W12x65
۸		۰/۲۴	W24x68	W24x94	W18x55	W12x72		۰/۲۴	W24x68	W24x94	W18x55	W12x72
۷		۰/۲۷	W24x84	W24x104	W21x68	W12x79		۰/۲۷	W24x84	W24x104	W21x68	W12x79
۶		۰/۲۹	W27x84	W27x114	W21x83	W12x87		۰/۲۹	W27x84	W27x114	W21x83	W12x87
۵		۰/۳۰	W27x102	W27x114	W21x101	W12x87		۰/۳۰	W27x102	W27x114	W21x101	W12x96
۴		۰/۳۲	W30x99	W30x124	W24x103	W14x90		۰/۳۲	W30x99	W30x124	W24x103	W12x96
۳		۰/۳۳	W30x99	W30x132	W24x103	W14x90		۰/۳۳	W30x99	W30x132	W24x103	W14x82
۲		۰/۳۴	W30x108	W36x135	W24x103	W14x82		۰/۳۴	W30x108	W36x135	W24x103	W14x82
۱		۰/۳۴	W36x194	W36x194	W24x103	W14x82		۰/۳۴	W36x194	W36x194	W24x94	W14x82



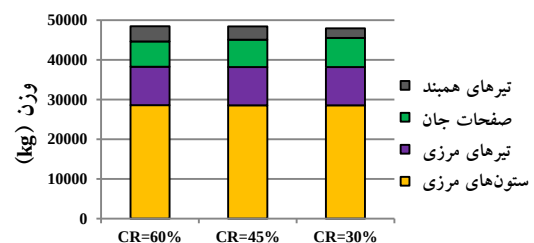
وزن اجزای نمونه‌ها در شکل‌های (۷) تا (۱۰) نشان داده شده‌اند.



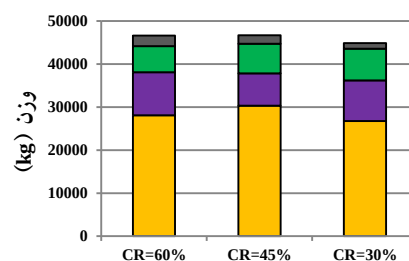
شکل (۷): اجزای وزن نمونه‌های طراحی ۶ طبقه با طول تیر همبند ۱/۸ متر



شکل (۸): اجزای وزن نمونه‌های طراحی ۶ طبقه با طول تیر همبند ۱/۱۰ متر



شکل (۹): اجزای وزن نمونه‌های طراحی ۱۲ طبقه با طول تیر همبند ۱/۸ متر



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

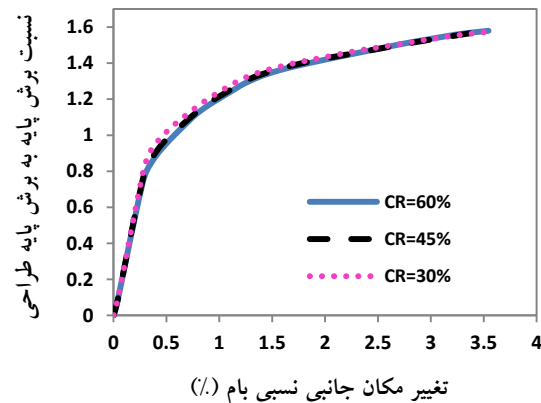
مشاهده می‌شود با افزایش درصد همبندی، ورق‌های جان نازک‌تر، تیرهای همبند سنگین‌تر، ستون‌های بیرونی و تیرهای مرزی ظریف‌تر و ستون‌های داخلی سنگین‌تر می‌شوند. همچنین مشاهده می‌شود که در محدوده درصد همبندی ۳۰ تا ۶۰ درصد، با کاهش درصد همبندی، کاهش بیشتر وزن سیستم صورت می‌گیرد و این افزایش بازدهی برای تعداد طبقات بیشتر مسلم خواهد بود. همچنین مشاهده می‌شود که با تغییر رفتار غالب تیر همبند از رفتار خمشی به رفتار برشی، تیرهای همبند اندکی ظریف‌تر شده است، درحالی‌که ضخامت ورق‌ها تغییر محسوسی نداشته و وزن کل سازه کاهش یافته است.

۵- تحلیل استاتیکی غیرخطی نمونه‌های طراحی شده

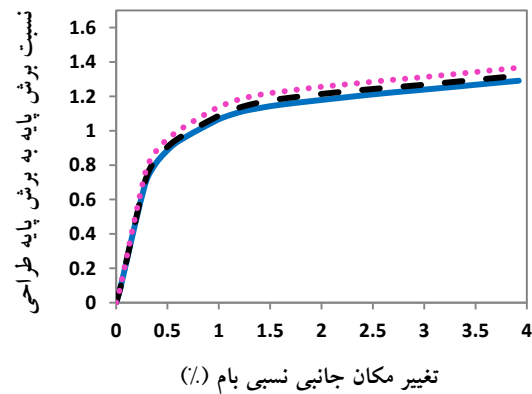
برای ارزیابی رفتار سازه‌های طراحی شده یک تحلیل استاتیکی غیرخطی انجام شده است. برای مدلسازی ورق جان دیوارهای برشی از المان‌های غشایی نا همسانگرد غیرخطی استفاده شده است [۸]. در این روش، سختی و مقاومت اختصاص یافته در فشار کمتر از سختی و مقاومت کششی صفحه جان است [۲۲]. محورهای محلی المان غشایی به مقدار محاسبه شده زاویه α در هر طبقه دوران می‌یابند. در این پژوهش، این روش با استفاده از نرم افزار SAP2000 [۲۳] بکار گرفته شده است.

برش پایه نرمال شده با برش پایه طراحی در برابر تغییر مکان جانبی نسبی بام نمونه‌های طراحی در شکل (۱۱) تا (۱۴) 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 داده و در نهایت با آغاز تشکیل مفصل در پای ستون‌ها، نمونه به مقاومت نهایی خود می‌رسد. در سازه‌های با $CR=70\%$ به دلیل صفحات با ضخامت کمتر، آغاز جاری شدگی و افت سختی زودتر رخ می‌دهد ولی به دلیل

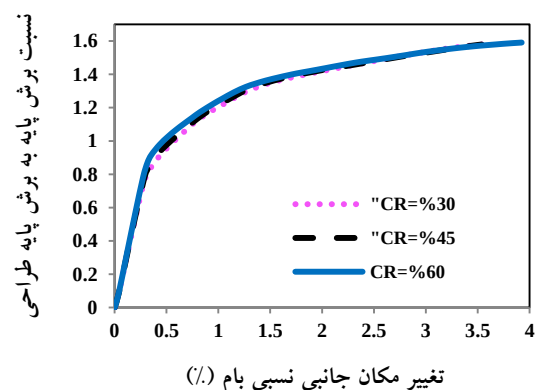
تیرهای همبند قوی‌تر در ادامه افت سختی کمتری نسبت به سازه‌های با $CR=30\%$ ارائه می‌دهد.



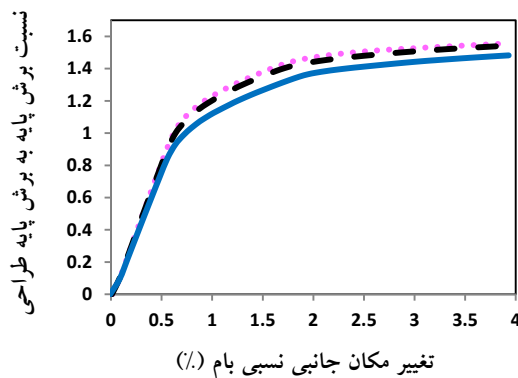
شکل (۱۱): نمونه‌های طراحی ۶ طبقه با طول تیر همبند $1/8$ متر



شکل (۱۲): نمونه‌های طراحی ۶ طبقه با طول تیر همبند $1/0$ متر



شکل (۱۳): نمونه‌های طراحی ۱۲ طبقه با طول تیر همبند $1/8$ متر



شکل (۱۴): نمونه‌های طراحی ۱۲ طبقه با طول تیر همبند $1/0$ متر

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

جدول (۷): اضافه مقاومت نمونه‌های طراحی

درصد همبندی	اضافه مقاومت	
۳۰٪	۱/۳۷	۶ طبقه $e=1/0$ متر
۴۵٪	۱/۳۲	
۶۰٪	۱/۲۹	
۳۰٪	۱/۵۹	۶ طبقه $e=1/8$ متر
۴۵٪	۱/۵۸	
۶۰٪	۱/۵۸	
۳۰٪	۱/۵۶	۱۲ طبقه $e=1/0$ متر
۴۵٪	۱/۵۴	
۶۰٪	۱/۴۸	
۳۰٪	۱/۶۳	۱۲ طبقه $e=1/8$ متر
۴۵٪	۱/۶۱	
۶۰٪	۱/۵۹	

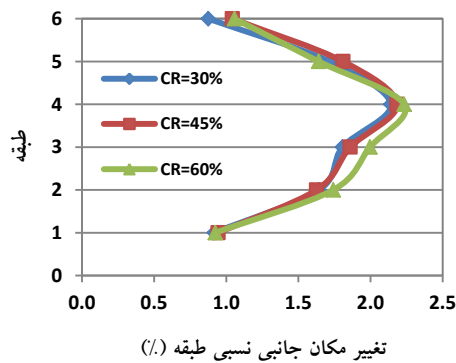
اگرچه نمونه‌ها برای یک برش پایه طراحی مشابه، طراحی شده‌اند، مشاهده می‌شود زمانی که رفتار غالب تیر همبند از رفتار برشی به رفتار خمشی تغییر می‌کند، اگرچه وزن سیستم افزایش می‌یابد، مقاومت نهایی سیستم تمایل به بالاتر رفتن دارد (به طور مثال اضافه مقاومت نمونه‌های ۶ طبقه با طول همبند $1/8$ متر با میانگین $1/58$ تقریباً 20%).



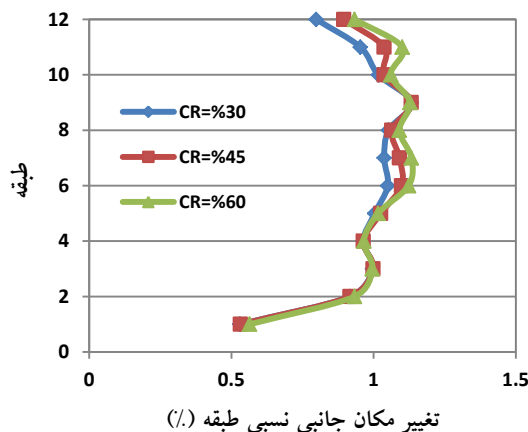
بالتر از اضافه مقاومت مربوط به نمونه‌های ۶ طبقه با طول تیر همبند ۱/۰ متر با میانگین ۱/۳۳ هستند).

۶- ارزیابی عملکرد قاب‌های طراحی شده

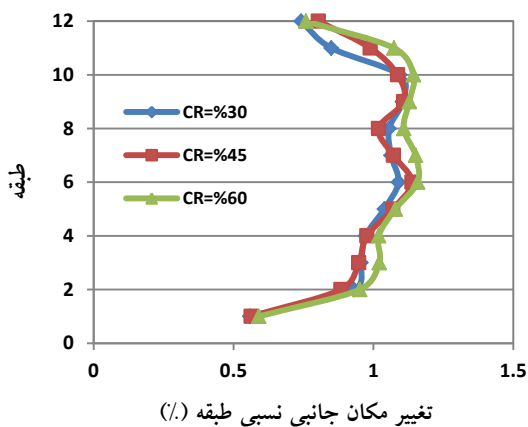
رانش طبقات نمونه‌ها، در نقطه عملکردشان تحت سطح خطر انتخابی، در شکل‌های (۱۵) تا (۱۸) نشان داده شده است. تغییر مکان جانبی نسبی طبقه برای هر پایه به وسیله تفریق میانگین تغییر مکان افقی گره‌های ستون‌های مرزی در نقطه عملکرد سازه در بالا و پایین یک طبقه و تقسیم این مقدار بر ارتفاع طبقه، تعیین شده است. برای همه نمونه‌ها توزیع یکنواخت تغییر مکان‌ها منطبق بر مکانیزم انتخابی قبل از طراحی می‌باشد. برای سازه‌های ۶ 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 سازه‌های طراحی شده با روش طراحی ظرفیت در تحقیقات پیشین که تمرکز افزایش تغییر مکان‌ها در طبقات بالایی سازه مشاهده می‌شود [۲]، در این سازه‌ها توزیع تغییر مکان‌های جانبی نسبی طبقات، در طبقات بالایی سازه مناسب است. همچنین مشاهده می‌شود که تغییر در درصد همبندی، تغییری در توزیع تغییر مکان‌های جانبی نسبی ایجاد



شکل (۱۶): توزیع تغییر مکان جانبی نسبی طبقات نمونه‌های طراحی ۶ طبقه با طول تیر همبند ۱/۰ متر

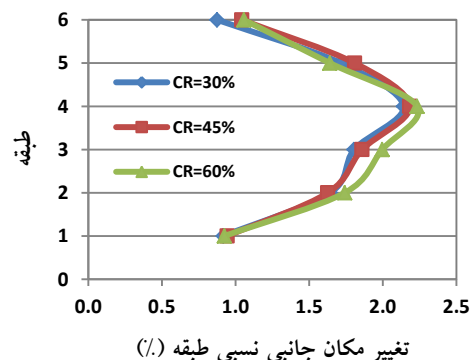


شکل (۱۷): توزیع تغییر مکان جانبی نسبی طبقات نمونه‌های طراحی ۱۲ طبقه با طول تیر همبند ۱/۸ متر



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.



شکل (۱۵): توزیع تغییر مکان جانبی نسبی طبقات نمونه‌های طراحی ۶ طبقه با طول تیر همبند ۱/۸ متر

میانگین θ_u برای نمونه‌های ۱۲ طبقه با طول تیر همبند ۱/۸ متر در حدود ۰/۹۷٪ و برای نمونه‌ها با طول تیر همبند ۱ متر در حدود ۰/۹۷٪ می‌باشد که کمتر از تغییر مکان جانبی نسبی هدف از پیش انتخاب شده، است.

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

نمونه‌های طراحی

V_u (kN)	V_y (kN)	θ_y (%)	θ_u (%)	
۲۸۳۷	۲۵۱۱	۰/۴۱	۱/۴۸	طبقه ۶ $e=1/10$ متر
۲۷۴۸	۲۴۷۳	۰/۴۱	۱/۵۴	
۲۶۷۴	۲۴۰۸	۰/۴۳	۱/۵۶	
۳۱۲۱	۲۸۰۵	۰/۴۴	۱/۴۵	طبقه ۶ $e=1/8$ متر
۳۱۵۳	۲۷۲۷	۰/۴۵	۱/۴۴	
۳۱۵۴	۲۷۰۷	۰/۴۵	۱/۴۱	
۵۵۴۰	۵۲۲۱	۰/۴۱	۰/۹۴	طبقه ۱۲ $e=1/10$ متر
۵۴۵۱	۵۰۷۵	۰/۴۱	۰/۹۶	
۵۲۱۵	۴۷۴۷	۰/۴۳	۱/۰	
۵۷۵۴	۵۳۷۱	۰/۴۴	۰/۹۴	طبقه ۱۲ $e=1/8$ متر
۵۶۸۵	۵۲۵۰	۰/۴۴	۰/۹۷	
۵۶۲۶	۵۱۲۴	۰/۴۵	۱/۰	

همچنین با بررسی منحنی‌های بار افزون دو خطی معادل مشاهده شد که میانگین θ_y برای نمونه‌های ۶ طبقه در حدود ۰/۴۳٪ است، که نزدیک به مقدار انتخاب شده برای طراحی (۰/۵۰٪) است، اما میانگین θ_y برای نمونه‌های ۱۲ طبقه در حدود ۰/۸۹٪ می‌باشد که بالاتر از مقدار انتخاب شده در طراحی اولیه است. بررسی بیشتر برای یافتن θ_y مناسب برای این سیستم سازه‌ای، لازم است.

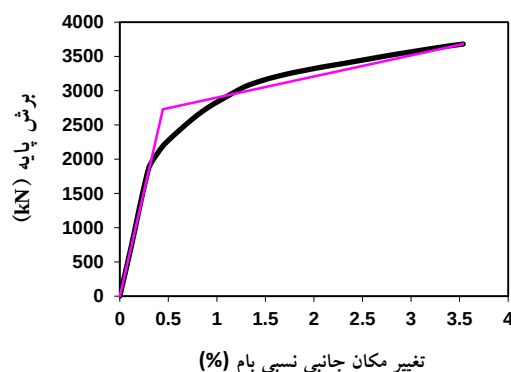
۷- نتیجه گیری

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 ۶ و ۱۲ طبقه مورد بررسی قرار گرفت. بر اساس بررسی

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 می‌شود که مکانیزم‌های تشکیل شده در نقطه عملکرد 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 ۶ طبقه با تیر همبند خمشی و درصد همبندی ۴۵٪ نشان داده شده است.

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



شکل (۱۹): نمودار دو خطی منحنی ظرفیت نمونه ۶ طبقه با طول تیر همبند ۱/۸ متر و $DC=45\%$

با بررسی تغییر مکان هدف نمونه‌ها مشاهده می‌شود که میانگین θ_u برای نمونه‌های ۶ طبقه با طول تیر همبند ۱/۸ متر در حدود ۰/۹۵٪ و برای نمونه‌ها با طول تیر همبند ۱ متر در حدود ۰/۵۴٪ می‌باشد که تقریباً نزدیک تغییر مکان جانبی نسبی هدف از پیش انتخاب شده هستند. همچنین



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, 8th 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

نتایج تحلیل غیر خطی نمونه های طراحی، نتایج زیر 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.

۴- با تغییر رفتار غالب تیرهای همبند، از رفتار خمشی به رفتار برشی، وزن سازه کاهش یافته است.

۵- تغییر در درجه همبندی در بازه ۳۰٪ تا ۶۰٪ و تغییر رفتار غالب تیرهای همبند تغییر محسوسی در توزیع تغییر مکان های جانبی نسبی ایجاد نکرده است.

۶- مکانیزم های تشکیل شده در نقطه عملکرد سازه برای سطح خطر انتخابی مطابق با مکانیزم از پیش انتخاب شده در شروع فرایند طراحی است

۷- توزیع تغییر مکان جانبی نسبی همه ی سازه ها در طبقات تقریباً یکنواخت بوده است. همچنین حداکثر تغییر مکان جانبی نسبی طبقات در سازه های ۶ 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_y برای نمونه های ۶ طبقه ۰/۴۵٪ و نزدیک به فرض تغییر مکان جانبی نسبی جاری شدگی انتخابی (۰/۵۰٪) است. اما میانگین θ_y برای نمونه های ۱۲ طبقه ۰/۸۹٪ و بالاتر از مقدار انتخابی اولیه است و بررسی بیشتر یافتن θ_y مناسب برای این سیستم سازه ای، 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,



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

[18] Borello D.J. and Fahnstock 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.

