

نوع مقاله: یادداشت پژوهشی

چکیده

هدف از این تحقیق، ارزیابی هزینه چرخه عمر در قاب‌های فولادی با مهاربند کمانش‌تاب طراحی شده در چهارچوب نگرش طراحی مبتنی بر عملکرد است. دو قاب سه دهانه، سه قاب چهار دهانه و سه قاب پنج دهانه در طبقه با مهاربند کمانش‌تاب، مثال‌های عددی مورد بررسی در این مطالعه هستند. این تحقیق مشتمل بر دو گام اساسی می‌باشد. در گام اول قاب‌های مورد مطالعه با استفاده از چهارچوب نگرش مبتنی بر عملکرد با استفاده از ضوابط ASCE/SEI 41-13، طراحی شده‌اند. در گام دوم، هزینه‌ی چرخه عمر در قاب‌های طراحی شده، با استفاده از رابطه ون و کانگ محاسبه شده است. در این مطالعه از نرم‌افزار OpenSees، جهت مدل‌سازی و پیاده‌سازی مسئله طراحی بر اساس عملکرد استفاده شده است. با توجه به نتایج، مشاهده گردید که در نظرگیری دهانه بیشتر مهاربندی در طراحی موجب سازه‌های با هزینه چرخه عمر کم نمی‌شود. همچنین با افزایش وزن سازه هزینه عمر کمتر حاصل نمی‌شود. همچنین در ارزیابی هزینه چرخه عمر مقادیر به دست آمده برای هزینه چرخه عمر با برآزش منحنی با تابع توانی، هزینه چرخه عمر بیشتر نسبت به تابع نمایی را حاصل می‌کند. در قاب‌های با یک دهانه مهاربندی هزینه چرخه عمر نسبت قاب‌هایی با دو و سه دهانه مهاربندی، ۳۰ درصد کاهش می‌یابد.

واژگان کلیدی: طراحی مبتنی بر عملکرد، قاب مهاربندی ضربدری، مهاربند کمانش‌تاب، هزینه چرخه عمر.

بررسی هزینه چرخه عمر در قاب‌های مهاربندی با مهاربند کمانش‌تاب

فرزاد ضیایی

دانشجوی دکتری سازه، گروه مهندسی عمران، واحد اراک،
دانشگاه آزاد اسلامی، اراک، ایران

بابک پردل (نویسنده مسئول)

استادیار، گروه مهندسی عمران، واحد اردبیل، دانشگاه آزاد اسلامی،
اردبیل، ایران، babak.pordelard@iau.ac.ir

سید محمد میرحسینی

استادیار، گروه مهندسی عمران، واحد اراک، دانشگاه آزاد اسلامی،
اراک، ایران

۱- مقدمه

ملاحظات اجرایی معمولاً به طرح‌هایی منجر می‌شود که در آنها ظرفیت مهاربندهایی که برای برخی طبقات انتخاب شده بسیار بیشتر از نیاز لرزه‌ای آنها می‌باشد، در حالی که در طبقات دیگر، ظرفیت مهاربندها به نیاز لرزه‌ای آنها بسیار نزدیک است. این دو عامل به همراه کاهش شدید مقاومت مهاربندها در مرحله پس‌کمانشی، باعث تمرکز خسارت در برخی از طبقات و در نتیجه افزایش نیاز لرزه‌ای مهاربندها و اتصالات آنها در طبقات مذکور می‌شود. چنین نیاز لرزه‌ای معمولاً در طراحی سازه پیش‌بینی نشده و در اکثر موارد بیش از ظرفیت لرزه‌ای مهاربندها و اتصالات آنها است (Sabelli, 2001). در حال حاضر مهم‌ترین نگرانی درباره مهاربندهای معمولی گسیختگی مهاربندهای متداول بر اثر خستگی سیکل کم است. گسیختگی مهاربندهای متداول بر اثر خستگی، در زمین‌لرزه‌های گذشته و در آزمایش‌ها

یکی از متداول‌ترین سیستم‌ها برای مقابله با بارهای لرزه‌ای در سازه‌های فولادی، سیستم مهاربندی همگراست که استفاده از آن به دلایل اقتصادی، طراحی و اجرای آسان رواج روزافزونی یافته است. تمایل مهندسان به استفاده از این سیستم، پس از زمین‌لرزه نورث‌ریج (۱۹۹۴) و خسارات غیرمنتظره‌ای که در جریان آن به قاب‌های خمشی فولادی وارد آمد، به‌طور چشمگیری افزایش یافت (FEMA, 2000). رفتار چرخه‌ای مهاربندهای متداول به دلیل کمانش مهاربند در فشار، بسیار نامنظم و ناپایدار بوده و زوال زیادی را در مقاومت نشان می‌دهد. به دلیل رفتار چرخه‌ای پیچیده این مهاربندها، توزیع واقعی نیروهای داخلی و تغییر شکل‌ها در قاب‌های مهاربندی شده با آنچه به روش‌های متداول طراحی پیش‌بینی می‌شود، بسیار متفاوت است (Khatib & Mahin, 1987). از سوی دیگر

در سازه‌ها و خسارت اقتصادی وارده بسیار گسترده و خارج از انتظار بوده است از این رو طراحی بر اساس عملکرد به‌عنوان روشی که مبتنی بر پذیرش تغییر مکان و شکل‌پذیری مورد انتظار است، مورد توجه قرار گرفته است (Xu, 2017). هدف اصلی طراحی بر اساس عملکرد، طراحی سازه‌هایی است که رفتار آنها قابل پیش‌بینی باشد. روش کنونی طراحی سازه‌ها بر اساس طراحی به روش مقاومت است و شامل تخمین برش پایه در سازه و توزیع آن در ارتفاع و تعیین مقاومت مورد نیاز اجزای سازه‌ای در برابر بارهای وارده است، صرف‌نظر از کمبودهایی که در این روش وجود دارد، بیان رفتار اجزای سازه‌ای، تنها از طریق مقاومت، در بسیاری از موارد پاسخ مناسبی به دست نمی‌دهد (Zou, 2007). در حقیقت هدف از طراحی لرزه‌ای بر اساس عملکرد این است که طراحان را قادر سازد تا سازه‌هایی طراحی کنند که عملکرد آنها قابل پیش‌بینی باشد، زیرا دخیل نمودن کارفرمایان در انتخاب میزان خطرپذیری در طرح مورد نظر در سطوح مختلف زمین‌لرزه مستلزم معلوم بودن نحوه عملکرد سازه در سطوح مختلف زمین‌لرزه است (Bazeos, 2009). بر اساس آیین‌نامه‌های طراحی، اعضای سازه‌ای به گونه‌ای طراحی می‌شوند که بتوانند نیروهای وارده را با حاشیه ایمنی مناسبی که بستگی به روش طراحی دارد تحمل کنند. بعد از طراحی اعضای سازه‌ای برای نیروهای وارده، در بعضی موارد کنترل‌های تغییرمکانی نیز انجام می‌شود (Priestley, 1998).

بعضی از کنترل‌های تغییرمکانی مانند کنترل خیز تیرها وابسته به خرابی‌های معماری و بعضی دیگر همانند کنترل تغییر مکان نسبی هم‌زمان وابسته به خرابی‌های معماری و خرابی‌های سازه‌ای می‌باشند (Chopra & Goel, 2002). سازه‌های طراحی شده در چهارچوب طراحی مبتنی بر عملکرد، مجموعه‌ای از سطوح رفتار عملکردی از پیش تعریف شده‌ای مطابق با سطوح خطر متناظر را ارضا می‌کنند. در این رویکرد طراحی به دلیل آنکه پاسخ لرزه‌ای سازه از طریق تحلیل غیرخطی انجام می‌شود، بدین سبب هزینه محاسباتی آن نیز از فرآیند تحلیل خطی بیشتر است. در طول تاریخ مهندسان سازه همیشه در تلاش برای طراحی سازه‌های

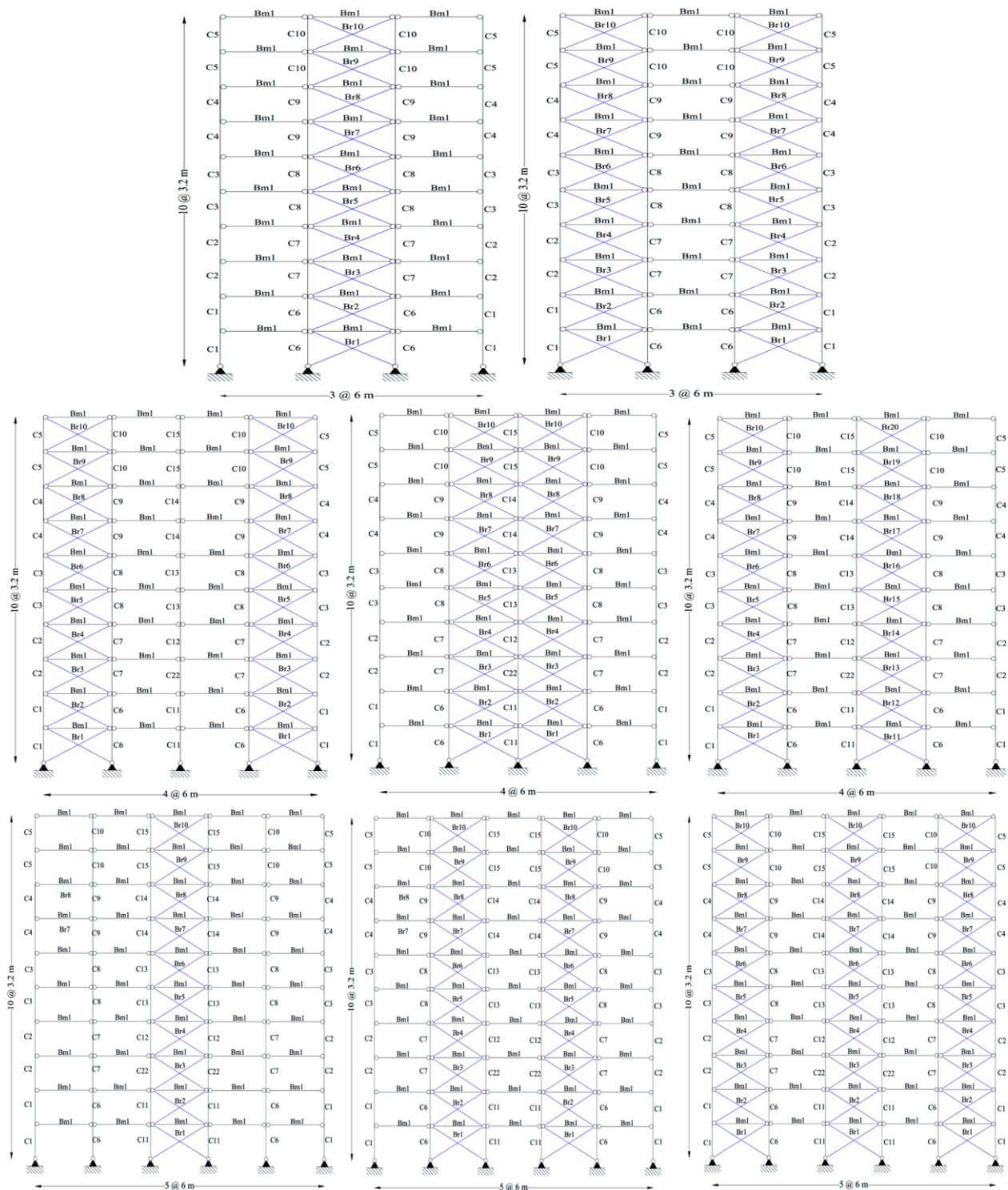
بسیار مشاهده شده است (Uriz, 2005). در سال‌های اخیر تلاش‌های زیادی برای ارتقای عملکرد لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی شده همگرا انجام شده است که از مهم‌ترین آنها ایجاد سیستم‌های مهاربندی کمانش‌ناپذیر است. مهاربندهای کمانش‌تاب در فشار کمانش نمی‌کنند و هم در کشش و هم در فشار بدون کمانش جاری می‌شوند. از آنجا که کمانش مهاربندها در فشار، عامل اصلی عملکرد نامطلوب قاب‌های مهاربندی شده همگرای معمولی است، تحقیقات بسیاری به‌منظور توسعه مهاربندهایی با رفتار الاستوپلاستیک مطلوب‌تر انجام شده است. ابداع و توسعه مهاربندهای کمانش‌تاب یکی از نتایج این تحقیقات بوده است. قسمت اصلی مهاربند کمانش‌تاب، هسته فلزی (معمولاً فولادی) است که با سازوکاری خارجی از کمانش در آن جلوگیری می‌شود. متداول‌ترین روش جلوگیری از کمانش هسته در فشار، قرار دادن هسته در غلاف فولادی و پر کردن غلاف با ملاتی پرکننده (مانند بتن) است. در مهاربندهای کمانش‌تاب، تمام نیروی محوری که به مهاربند وارد می‌شود توسط هسته تحمل می‌شود. با جلوگیری از کمانش هسته، این المان می‌تواند در فشار همانند کشش جاری شده و بدین ترتیب توانایی جذب انرژی آن افزایش می‌یابد. مهاربندهای کمانش‌تاب رفتار چرخه‌ای پایدار، منظم و نسبتاً متفاوتی دارند و منحنی چرخه‌ای آنها نزدیک به منحنی چرخه‌ای دو خطی ایده‌آل است. همچنین در منحنی چرخه‌ای مهاربندها، سخت‌شدگی ایزوتروپیک و کینماتیک دیده می‌شود. سختی غیر الاستیک مهاربندهای کمانش‌تاب نسبتاً کم است و در هر چرخه، نسبت به چرخه پیش، کاهش می‌یابد. نکته قابل توجه در مورد مهاربندهای کمانش‌تاب، مقاومت این مهاربندها در فشار، بیش از مقاومت آنها در کشش است. دلیل این پدیده انتقال نیروی محوری در فشار از هسته به قسمت کمانش‌تاب است. مقدار این اضافه مقاومت، به شکل هسته و مکانیسم کمانش‌تاب بستگی دارد (Black et al., 2002). اگرچه در زلزله‌های اخیر دنیا سازه‌های طراحی شده بر اساس ضوابط لرزه‌ای موجود در حفظ ایمنی افراد مناسب عمل کرده‌اند اما دامنه خرابی‌های ایجاد شده

عملکرد لرزه‌ای قاب‌های بهینه به دست آمده با تابع هدف هزینه کل (مجموع هزینه اولیه و هزینه چرخه عمر)، و تابع هدف هزینه اولیه مقایسه کرده‌اند. قادری و قلی‌زاده (Ghaderi & Gholizadeh, 2021) در مطالعه خود، شاخص خستگی کم چرخه در قاب‌های خمشی ویژه فولادی بهینه‌سازی شده با در نظر گرفتن اثرات توأم هزینه چرخه عمر و سطوح اطمینان مختلف، بررسی کرده‌اند. کاوه و همکاران (Kaveh et al., 2012)، بهینه‌سازی قاب‌های خمشی فولادی را با در نظر گرفتن اثرات خسارت عناصر سازه‌ای در هزینه چرخه عمر با تابع هدف هزینه کل را مد نظر قرار داده‌اند. لی‌کیانگ و همکاران (Liqiang et al, 2020) در تحقیقی که انجام داده‌اند به ارزیابی هزینه چرخه عمر قاب‌های فولادی مجهز به دیوار پانلی فولادی تحت زلزله پرداخته‌اند. آنها روش ساده شده‌ای برای تخمین هزینه چرخه عمر برای اجتناب از محاسبات پیچیده ارائه داده‌اند. میتروپائولو و همکاران (Mitropoulou et al., 2011) در مطالعه خود، هزینه چرخه عمر در قاب‌های میان‌مرتبه و بلندمرتبه فولادی و بتنی با رویکرد طراحی حداقل هزینه را مورد بررسی و تحلیل قرار داده‌اند. با توجه به مطالب ذکر شده و مرور تعدادی از پیشینه تحقیق صورت گرفته در رابطه با بهینه‌سازی مبتنی بر عملکرد و ارزیابی هزینه چرخه عمر، ضرورت بررسی هزینه چرخه عمر در قاب‌های مهاربندی فولادی با مهاربند کمانش‌تاب آشکار می‌شود که در این مطالعه به بررسی هزینه چرخه عمر در قاب‌های مهاربندی فولادی ضربدری با مهاربند کمانش‌تاب پرداخته شده است.

۲- روش‌شناسی تحقیق

در این مطالعه قاب‌های نشان داده شده در شکل (۱)، در نرم‌افزار OpenSees به صورت غیرخطی طراحی شده‌اند. ضوابط هندسی و محدودیت‌های مقاومتی و عملکردی قاب‌های طراحی شده و محاسبه تغییر مکان هدف در طی فرآیند طراحی در نرم‌افزار متلب کنترل شده است. از تحلیل بارافزون برای به دست آوردن پاسخ‌های قاب‌ها در سطوح عملکردی استفاده شده است.

بهینه‌ای بوده‌اند که به دلیل محدود بودن منابع، همواره ارزان، و در عین حال تمامی محدودیت‌های موجود طراحی را برآورده سازد. بسیاری از مهندسان در طراحی سازه‌ها تنها به کاهش هزینه‌های اولیه ساخت که در واقع اغلب وزن سازه می‌باشد بسنده می‌کنند، در حالی که هزینه‌های احتمالی چرخه عمر آن سازه ممکن است تا چندین برابر هزینه اولیه ساخت منجر به خسارات مالی گردد (FEMA P695, 2009). در صنعت ساخت‌وساز، تصمیم‌گیری‌ها برای انتخاب سیستم‌های سازه‌ای در مناطق لرزه‌خیز نیازمند در نظر گرفتن هزینه‌های خسارات وارده در زلزله و برخی اثرات دیگر حاصل از آن در طول عمر مفید سازه است. تحلیل هزینه چرخه عمر می‌تواند یک ابزار مهم برای طراحی سازه‌ها مورد استفاده قرار گیرد که در آن می‌توان هزینه اولیه ساخت و هزینه‌های چرخه عمر سازه را کنترل نمود (Eiben & Smith, 2003). در ادامه مطالب ذکر شده به مرور تعدادی از کارهای انجام شده در زمینه طراحی با توجه به نگرش طراحی بر اساس عملکرد و همچنین ارزیابی هزینه چرخه عمر پرداخته شده است. پژوهش‌های مختلفی در رابطه با طراحی قاب‌های فولادی در چهارچوب طراحی مبتنی بر عملکرد صورت گرفته است. کاوه و نصرالهی (Kaveh & Nasrollahi, 2014)، در مطالعه خود به طراحی مبتنی بر عملکرد قاب‌های خمشی فولادی پرداخته‌اند. در این مطالعه، از تحلیل بار افزون مبتنی بر مفهوم اتصال نیمه‌صلب در فرآیند طراحی مبتنی بر عملکرد استفاده شده است. قلی‌زاده (Gholizadeh, 2015) در مطالعه خود به بررسی ظرفیت فروریزش قاب‌های مهاربندی طراحی شده در چهارچوب طراحی مبتنی بر عملکرد پرداخت. رشیدی‌الشتی (Rashidi Elashti, 2013) در مطالعه خود از طراحی لرزه‌ای مبتنی بر عملکرد بر رفتار خرابی پیش‌رونده قاب‌های خمشی فولادی استفاده کرد. در حوزه تحلیل هزینه چرخه عمر در سازه‌ها نیز در سال‌های اخیر مطالعاتی انجام شده است. رضوی و قلی‌زاده (Razavi & Gholizadeh, 2021)، به بهینه‌سازی قاب‌های خمشی بتنی با و بدون در نظر گرفتن تأثیر هزینه چرخه عمر در تابع هدف در فرآیند بهینه‌سازی، پرداخته‌اند. سپس



شکل (۱): قاب‌های ۳، ۴ و ۵ دهانه ده طبقه مورد مطالعه.

مدل‌سازی غیرخطی اعضای تیر و ستون با تبدیل هندسی $P-\Delta$ و مقاطع فایبر ایجاد شده با دستور `Wsection` استفاده شده است و برای مدل‌سازی غیرخطی اعضای مهاربند از المان خرابایی کوروتیشنال (CorotTruss)، با استفاده از مقاطع فایبر

کنترل ضوابط نیرویی مطابق آیین‌نامه (LRFD_AISC, 2001)، و ضوابط عملکردی منطبق با آیین‌نامه AISC-41-13 آیین‌نامه ASCE/SEI 41-13، صورت گرفته است (ASCE/SEI 41-13, 2014). از المان تیر-ستون غیرخطی (nonlinearBeamColumn)، برای

$$Q_G = 1.2Q_D + 1.6Q_L \quad (1)$$

که در آن Q_D بار مرده و بار زنده Q_L به ترتیب با مقادیر ۲۵۰۰ و ۱۰۰۰ کیلوگرم بر متر می‌باشند.

مطابق معیار LRFD-AISC هر المان قاب خمشی باید ضوابط ۲ و ۳ را ارضا کند (LRFD_AISC, 2001):

$$\text{for } \frac{P_u}{\phi_c P_n} \geq 0.2: \frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) - 1 \leq 0 \quad (2)$$

$$\text{for } \frac{P_u}{\phi_c P_n} < 0.2: \frac{P_u}{2\phi_c P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) - 1 \leq 0 \quad (3)$$

که در آن P_n مقاومت اسمی محوری مورد نیاز، P_u ، مقاومت محوری موجود یا در دسترس، ϕ_c ، ضریب مقاومت برای فشار، M_n ، مقاومت خمشی اسمی مورد نیاز، M_{ux} و M_{uy} ، مقاومت خمشی در دسترس یا موجود عضو و ϕ_b ، ضریب کاهش مقاومت خمشی است ($\phi_c = \phi_b = 0.9$). همچنین هر المان مهاربند نیز باید ضابطه (۴) را ارضا کند:

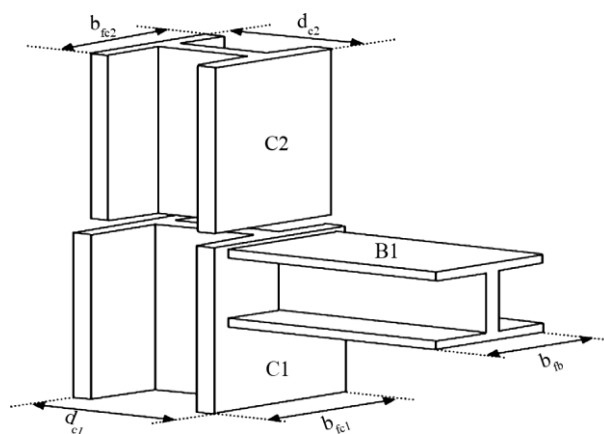
$$\frac{P_u}{\phi_{br} P_{br}} - 1 \leq 0 \quad (4)$$

که در آن P_{br} ، مقاومت اسمی محوری مورد نیاز، P_u ، مقاومت محوری موجود یا در دسترس، ϕ_{br} ، ضریب مقاومت برای کشش و فشار در المان مهاربند و برابر ۰/۹ است که هم اعضای فشاری و هم اعضای کششی باید قید مورد نظر را ارضا کنند.

قیدهای طراحی در هر هدف عملکردی بر اساس ASCE/SEI 41-13، در نظر گرفته می‌شود (ASCE/SEI 41-13, 2014). اهداف عملکرد پیشگیری از فروریزش برای سطح خطر ۲ درصد در ۵۰ سال، ایمنی جانی ۱۰ درصد در ۵۰ سال و قابلیت استفاده بی‌وقفه برای سطح عملکرد ۵۰ درصد در ۵۰ سال است. به منظور کنترل سازه در سطوح مختلف عملکردی از تحلیل استاتیکی غیرخطی (تحلیل بار افزون)، استفاده شده است. به طوری که بار جانبی تحت یک الگوی خاص گام به گام افزایش می‌یابد تا زمانی که جابه‌جایی نقطه کنترل به تغییر مکان هدف برسد. در این حالت سازه تحت ترکیب بار لرزه‌ای به صورت رابطه (۵) مورد بررسی قرار خواهد گرفت:

ایجاد شده با دستور proc HSSsection استفاده شده است. از مصالح Steel 01 با شیب سخت‌شوندگی کرنشی ۳ درصد پس از تسلیم با تنش تسلیم مگاپاسکال و مدول الاستیسیته مگاپاسکال برای اعضای تیر و ستون و از مصالح uniaxialMaterial Hysteretic استفاده شده است. تعداد نقاط انتگرال‌گیری گوس در المان‌های تیر، ستون و مهاربند ۹ می‌باشد. روش مدل کردن رفتار غیرخطی بادبند که در این مطالعه استفاده می‌شود، رویکرد مدل پدیدار شناختی ارائه شده در FEMA-274 می‌باشد. در این روش رفتار مهاربند در کشش و فشار مدل می‌شود که در آن نیروی فشاری پس کمانش بین ۲۰ تا ۴۰ درصد مقاومت کمانش بادبند است.

در گام آخر هزینه چرخه عمر قاب‌های مهاربندی طراحی شده، با استفاده از رابطه ون و کانگ، و سه سطح خطر ۵۰ درصد در پنجاه سال، ۱۰ درصد در ۵۰ سال و ۲ درصد در پنجاه سال به کارگیری شده برای ارزیابی هزینه چرخه عمر در کار کانگ و ون، محاسبه شده است (Kang & Wen, 2000). در فرآیند طراحی مبتنی بر عملکرد ارائه شده در این تحقیق سه نوع قید در نظر گرفته شده است. نوع اول قیدهای هندسی است. در این قید باید ابعاد مقطع ستون بالایی از ستون پایینی کوچک‌تر یا مساوی باشند. همچنین در اتصال تیر به ستون، عرض بال تیر از عرض بال ستون کوچک‌تر یا مساوی باشد (شکل ۲). ضابطه دوم مربوط به بررسی اعضای سازه‌ای در برابر بارهای ثقلی است. در این حالت قاب تحت ترکیب بار طبق رابطه (۱)، مورد بررسی قرار خواهد گرفت:



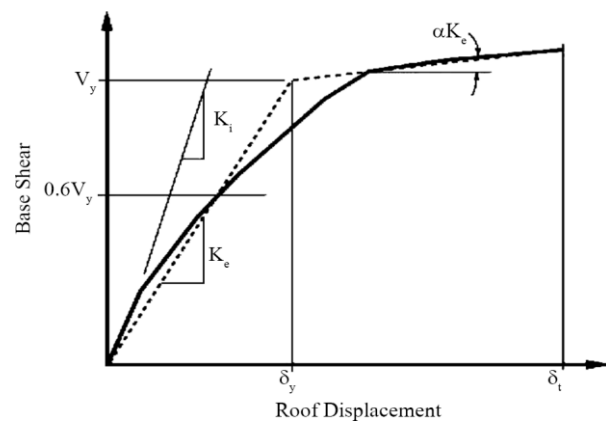
شکل (۲): ارتباط بین هندسه اعضای سازه در یک اتصال.

$$T_e = T_i = \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (7)$$

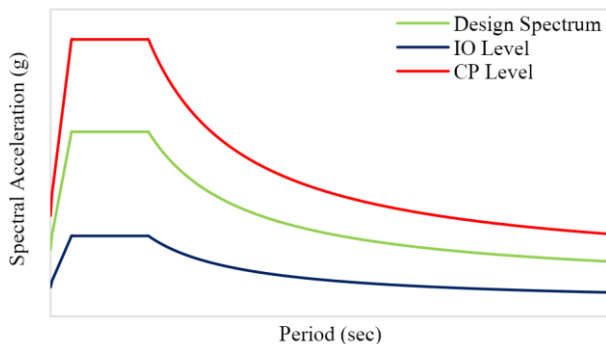
که در آن T_i پریود اصلی الاستیک سازه، K_i و K_e به ترتیب سختی جانبی ارتجاعی و سختی جانبی مؤثر مطابق شکل (۲) است. مقدار S_a برای هر یک از سطوح عملکردی مطابق استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم محاسبه می‌شود. شتاب به دست آمده از طیف استاندارد ۲۸۰۰ متناظر سطح ایمنی جانی است (شکل ۴). جهت محاسبه مقدار شتاب طیف در سطح IO و CP از رابطه (۸) و (۹) استفاده شده است (FEMA356, 2000).

$$S_{50\%*50y} = S_{10\%*50y} \left(\frac{P_R}{475} \right)^n \quad (8)$$

$$S_{2\%*50y} = S_{10\%*50y} \left(\frac{3}{2} \right) \quad (9)$$



شکل (۳): منحنی ساده شده نیرو- مکان.



شکل (۴): شتاب طیف در سطوح عملکردی.

که در آن $S_{10\%*50y}$ شتاب طیفی متناظر با زمان تناوب سازه بر اساس استاندارد ۲۸۰۰، P_R دوره بازگشت زلزله در سطح خطر

$$Q_G^{PBD} = 1.0 Q_D + 0.25 Q_L \quad (5)$$

بعد از تعریف اهداف عملکردی، مرحله بعدی بررسی طرح انجام شده و مطابقت آن با اهداف عملکردی می‌باشد. در این مطالعه جهت آنالیز سازه و برآورد ظرفیت آن از تحلیل پوش آور استفاده می‌شود. برای انجام طراحی مبتنی بر عملکرد در مرحله اول سازه بایستی برای بارهای ثقلی و همچنین سایر محدودیت‌های طراحی در حالت سرویس جوابگو باشد. بارهای ثقلی با ترکیب بار رابطه (۱) در طراحی اعضا جهت جوابگویی در برابر بارهای ثقلی با توجه به آیین‌نامه AISC-LRFD، بر روی تیرها اعمال می‌شود (LRFD_AISC, 2001). پس از ارضای مرحله اول، نیاز سازه برای هر یک از سطوح عملکردی توسط آنالیز غیرخطی استاتیکی کنترل می‌شود. مقدار بار ثقلی که هنگام آنالیز پوش آور به صورت ثابت بر روی تیرها اعمال می‌شود مطابق ASCE/SEI 41-13، از ترکیب بار رابطه (۵) به دست می‌آید (ASCE/SEI 41-13, 2014). در آنالیز پوش آور مودهای شکل نرمالیزه شده به عنوان الگوی بارگذاری جانبی در نظر گرفته می‌شود و تحلیل تا زمانی که تغییر مکان نقطه هدف سازه به ۱/۵ برابر تغییر مکان هدف سطح آستانه فروریزش برسد ادامه پیدا می‌کند. تغییر مکان هدف بر اساس ASCE/SEI 41-13 با استفاده از رابطه (۶) محاسبه می‌شود (ASCE/SEI 41-13, 2014):

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (6)$$

که در آن T_e زمان تناوب اصلی مؤثر ساختمان در امتداد مورد بررسی مطابق رابطه (۷)، C_0 ضریب اصلاح برای ارتباط تغییر مکان طیفی سیستم یک درجه آزادی به تغییر مکان بام سیستم چند درجه آزادی، C_1 ضریب تبدیل تغییر مکان طیفی خطی به تغییر مکان حداکثر غیرخطی، ضریب C_2 اثر کاهش سختی و افت مقاومت اجزا سازه را بر تغییر مکان نقطه هدف اعمال می‌کند. مقدار تمامی این ضرایب مطابق دستورات ASCE_41-13 در مطالعه حاضر اعمال می‌شوند (ASCE/SEI 41-13, 2014). همچنین S_a ، شتاب طیفی به ازای زمان تناوب اصلی مؤثر T_e است. مقدار T_e بر اساس رابطه (۷) و شکل (۳)، محاسبه می‌شود:

مورد انتظار ستون می‌باشند. مقادیر مجاز دوران پلاستیک ستون‌ها در سطوح مختلف عملکرد با توجه به نسبت P/P_{CL} و نسبت عرض به ضخامت مقاطع آنها طبق ضوابط جدول ۶-۹، ASCE 41-13 تعیین می‌شود که P_{CL} حد پایین مقاومت محوری ستون است. با نزدیک شدن بار محوری موجود در ستون به مقدار مقاومت محوری ستون احتمال کمانش کلی عضو افزایش می‌یابد. از آنجا که کمانش جزو شکست‌های ترد محسوب می‌شود رویکرد آیین‌نامه‌های طراحی بر اساس عملکرد ممانعت از وقوع آن است. لذا در صورت افزایش نسبت P/P_{CL} از مقدار ۰/۵، عضو توسط نیرو کنترل خواهد شد و کنترل دوران در ستون صحیح نخواهد بود. لذا رابطه (۱۳) توسط ASCE/SEI 41-13 پیشنهاد گردیده است (ASCE/SEI 41-13, 2014):

$$\text{for } \frac{P}{P_{CL}} > 0.5; \quad \frac{P_{UF}}{P_{CL}} + \frac{M_{Ux}}{M_{CLx}} + \frac{M_{Uy}}{M_{CLy}} - 1 \leq 0 \quad (13)$$

M_{Ux} و M_{Uy} به ترتیب لنگرهای خمشی موجود در ستون هستند و از آنالیز به دست می‌آیند. M_{CLx} و M_{CLy} حدود پایین مقاومت خمشی ستون حول محورهای x و y می‌باشند. همچنین قيود مربوط به تغییر مکان محوری بادبندهای کمانش‌تاب مطابق رابطه (۱۴) اعمال می‌شود:

$$g_1 = \frac{\Delta_b^i}{(\Delta_b^i)_{all}} - 1 \leq 0 \quad i = IO, LS, CP \quad (14)$$

که در آن Δ_b تغییر مکان محوری مهاربندها و $(\Delta_b)_{all}$ تغییر مکان مجاز محوری آنها در سطح مورد نظر است که مطابق جدول‌های ۷-۹، ASCE 41-13 و با توجه به نسبت عرض آزاد به ضخامت بادبندها در نظر گرفته می‌شوند. برای مهاربندهایی که تحت کشش می‌باشند این مقادیر ثابت بوده و از جدول (۱) محاسبه می‌شود. در جدول‌های ۷-۹، ASCE/SEI 41-13 ضوابطی برای کنترل ستون‌هایی که تحت اثر نیروهای کششی قرار دارند (ASCE/SEI 41-13, 2014). تغییر طول محوری این ستون‌ها با توجه به رابطه (۱۴) در طراحی لحاظ شده است. مقادیر مجاز تغییر مکان محوری ستون‌ها در کشش مطابق جدول (۲) محاسبه می‌شود.

مربوطه و $S_{50\%*50y}$ و $S_{2\%50y}$ به ترتیب شتاب متناظر با سطوح عملکردی قابلیت استفاده بی‌وقفه و آستانه فروریزش است. در طی فرآیند طراحی بر اساس عملکرد می‌بایست سازه از لحاظ مسائل اجرایی و قیدهای هندسی ذکر شده کنترل شود، سپس تحت تحلیل استاتیکی خطی قرار گیرد (BHRC, 2014). از این‌رو همواره سازه‌ای جهت انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی مورد پذیرش است که الزامات طراحی نظیر، نسبت تقاضا به ظرفیت عناصر سازه‌ای را ارضاء نموده است. در گام بعد بر اساس رویکرد طراحی مبتنی بر عملکرد، سازه در هر یک از سطوح عملکردی از نظر بیشینه نسبت تغییر مکان جانبی طبقات و حداکثر میزان تغییر شکل اعضا کنترل می‌شود. نهایتاً فرمول‌بندی مسئله طراحی بر اساس عملکرد قاب‌های مهاربندی همگرای فولادی را می‌توان به صورت زیر ارائه نمود. ضوابط مربوط به دریافت طبقات برای هر یک از سطوح عملکردی مطابق رابطه (۱۰) می‌باشند:

$$g_1 = \frac{\Delta^i}{(\Delta^i)_{all}} - 1 \leq 0 \quad i = IO, LS, CP \quad (10)$$

که در آن Δ دریافت طبقات و $(\Delta)_{all}$ دریافت مجاز طبقات است. مقادیر مجاز دریافت نسبی طبقات در سه سطح CP, LS, IO با توجه به FEMA 356 به ترتیب برابر ۰/۰۵ و ۰/۰۱۵ و ۰/۰۲ در نظر گرفته شده است. همچنین قيود مربوط به چرخش پلاستیک اعضا مطابق رابطه (۱۱) اعمال می‌شود (FEMA356, 2000):

$$g_2 = \frac{\theta^i}{(\theta_y)_{all}} - 1 \leq 0 \quad i = IO, LS, CP \quad (11)$$

که در آن θ چرخش پلاستیک اعضا در هر سطح عملکردی و θ_y مطابق رابطه (۱۲) مطابق با ASCE 41-13 محاسبه می‌شود (AISC 41-13, 2013):

$$\theta_y = \frac{Z F_{ye} I_c}{6 E I_c} \left(1 - \frac{P}{P_{ye}} \right) \quad (12)$$

که در آن Z مدول مقطع پلاستیک، F_{ye} تنش تسلیم مورد انتظار فولاد، I طول عضو، E مدول الاستیسیته، P و P_{ye} به ترتیب نیروی محوری ستون در سطح مورد نظر و نیروی محوری تسلیم

زمان و مشخصات طرح با رابطه (۱۵)، بیان می‌گردد (Kang & Wen, 2000).

$$C_{TOT}(t.s) = C_{IN}(s) + C_{LS}(t.s) \quad (15)$$

C_{IN} هزینه اولیه یک سازه جدید (یا مقاوم‌سازی شده) می‌باشد، C_{LS} هزینه چرخه‌ی عمر سازه در زمان حال است، s بردار طراحی است و مشخصات بارگذاری، سازه و مصالح را در خود دارد، t هم زمان می‌باشد. ماکزیمم جابه‌جایی نسبی طبقه (θ) به‌عنوان بهترین شاخص برای توصیف خرابی سازه‌ای، مرتبط با همه‌ی انواع خسارت است. عموماً پذیرفته شده است که جابه‌جایی نسبی طبقه می‌تواند به‌عنوان یک ضابطه‌ی حالت حدی قابل اعتماد برای تعیین خسارت‌های مورد انتظار استفاده شود. از سوی دیگر مناسب‌ترین معیار شدت مرتبط با خسارت تجهیزات، ماکزیمم شتاب طبقه است. در این مقاله آستانه‌ی دریافت برای قاب‌های مهاربندی فولادی با درون‌یابی خطی آستانه‌های دریافت بر اساس دریافت‌های مجاز قاب‌های مهاربندی در سطوح مختلف عملکرد با توجه به آستانه‌ی دریافت برای قاب‌های خمشی فولادی (Kang & Wen, 2000)، در هفت حالت خرابی در هر سطح خطر با توجه به جدول (۳) در نظر گرفته شده است. در جدول (۳) حدود دریافت طبقه بر اساس حالات حدی مختلف برای قاب‌های خمشی و قاب‌های مهاربندی فولادی ارائه شده است.

فرمول‌بندی هزینه حالت حدی که به هزینه خرابی بالقوه ناشی از زلزله که ممکن است در طول عمر سازه اتفاق افتد اشاره دارد، عبارت است از رابطه (۱۶):

جدول (۱): مقادیر مجاز تغییر مکان محوری بادبندها در کشش (ASCE/SEI 41-13, 2014).

Performance Level	تغییر مکان محوری مجاز کششی
IO	$3.0 \Delta_y$
LS	$10.0 \Delta_y$
CP	$13.3 \Delta_y$

جدول (۲): مقادیر مجاز تغییر مکان محوری ستون‌ها در فشار (ASCE/SEI 41-13, 2014).

Performance Level	تغییر مکان محوری مجاز کششی
IO	$0.5 \Delta_T$
LS	$0.6 \Delta_T$
CP	$0.7 \Delta_T$

که Δ_e و Δ_y تغییر مکان محوری مورد انتظار در فشار و تسلیم می‌باشند.

آنالیز هزینه چرخه عمر یک ابزار کارآمد در روند طراحی سازه‌ها محسوب می‌شود. این آنالیز به‌عنوان یک ضابطه‌ی عملکردی سازه‌ای با در نظرگیری خسارت‌های آتی ناشی از زلزله به کار گرفته می‌شود. به‌طور کلی، سازه‌ای که برای سطح پایینی از بار طراحی شده، احتمال خطر خرابی بالاتری خواهد داشت. از سوی دیگر، سازه‌ای که برای بار بیشتر طراحی شده است هزینه‌های عملکردی بهبود یافته بیشتری دارد. بنابراین بایستی بار طراحی طوری انتخاب شود که تعادلی بین عملکرد سازه‌ای و هزینه برقرار شود. در این تحقیق فرآیند ارزیابی هزینه چرخه عمر طبق روند ارائه شده در کارون-کانگ صورت گرفته است (Kang & Wen, 2000). هزینه کلی یک سازه C_{TOT} نه تنها برای یک سازه‌ی جدید می‌تواند محاسبه گردد، بلکه برای ساختمان‌های موجود که مدتی از عمر آنها گذشته است نیز قابل محاسبه است. این پارامتر به‌صورت تابعی از

جدول (۳): حدود دریافت طبقه برای قاب‌های خمشی و مهاربندی (Kang & Wen, 2000).

Limit State	Steel Moment Frame	Braced Frame
	Inter-Story Drift (%)	Inter-Story Drift (%)
(I)-None	$\Delta \leq 0.2$	$\Delta \leq 0.18$
(II)-Slight	$0.2 < \Delta \leq 0.5$	$0.18 < \Delta \leq 0.4$
(III)-Light	$0.5 < \Delta \leq 0.7$	$0.4 < \Delta \leq 0.5$
(IV)-Moderate	$0.7 < \Delta \leq 1.5$	$0.5 < \Delta \leq 0.75$
(V)-Heavy	$1.5 < \Delta \leq 2.5$	$0.75 < \Delta \leq 1.5$
(VI)-Major	$2.5 < \Delta \leq 5.0$	$1.5 < \Delta \leq 2.0$
(VII)-Collapsed	$\Delta > 5.0$	$\Delta > 2.0$

عمر سرویس دهی یک ساختمان جدید یا عمر باقیمانده یک ساختمان بهسازی شده است. به منظور محاسبه $P(DI > DI_i)$ یافتن t سال اول احتمال فراگذشت الزامی است. در این تحقیق عمر سرویس دهی سال اول در نظر گرفته شده ($t = 1$) و احتمال فراگذشت سالیانه $\bar{P}(DI > DI_i)$ به صورت زیر به دست آورده می‌شود: برای حداقل سه سطح خطر زلزله (به عنوان مثال ۵۰، ۱۰ و ۲ درصد در ۵۰ سال) با احتمال فراگذشت سالیانه متناظر (۱/۳۹، ۰/۲۱۰ و ۰/۰۴۰۴ درصد) مقادیر شاخص‌های خرابی در نظر گرفته شده محاسبه می‌شوند.

بنابراین، ماکزیمم شاخص‌های خرابی محاسبه شده در هر سطح خطر یک احتمال فراگذشت سالیانه برابر با سطح خطر فعلی دارند. سپس یک منحنی با استفاده از ماکزیمم شاخص‌های خرابی و احتمال فراگذشت سالیانه متناظر آنها در تمامی سطوح خطر بر اساس توابع توانی یا نمایی به صورت روابط (۲۰) و (۲۱)، برازش داده می‌شود.

$$\bar{P}_i = \bar{P}(DI > DI_i) = \gamma(DI_i)^{-k} \quad (20)$$

$$\bar{P}_i = \bar{P}(DI > DI_i) = \gamma \cdot e^{-k \cdot DI_i} \quad (21)$$

پارامترهای γ و k با استفاده از بهترین برازش جفت‌های $\bar{P}_i - DI_i$ برای دو شاخص خرابی تعیین می‌گردند. از این رو، مقدار $\bar{P}(DI > DI_i)$ دقیقاً از منحنی برازش شده به دست می‌آید. در این مقاله در محاسبه هزینه حالت حدی جابه‌جایی نسبی طبقه (C_{LS}^0) تنها هزینه خرابی (C_{dam}) در نظر گرفته شده است.

۳- یافته‌ها

سازه‌های مورد بررسی در این مطالعه قاب‌های ۳، ۴ و ۵ دهانه ۱۰ طبقه نشان داده شده در شکل (۱)، هستند که در همه آنها اتصال تیر به ستون‌ها به صورت مفصلی است، طول دهانه‌ها ثابت و برابر ۵ متر، و ارتفاع طبقات برابر ۳ متر است. در طراحی تیرها و ستون‌ها از مقاطع W و برای بادبندها از مهاربند کماتش‌تاب استفاده شده است. تنش تسلیم مقاطع مختلف $F_y = 344/74$

$$C_{LS}^i = C_{dam}^i + C_{con}^i + C_{ren}^i + C_{inc}^i + C_{inj}^i + C_{fat}^i \quad (16)$$

C_{LS}^i هزینه حالت حدی برای حالت حدی i ام است. C_{dam}^i هزینه تعمیر خرابی، $C_{con}^{i,0}$ هزینه خسارت تجهیزات ناشی از خسارت سازه‌ای که توسط ماکزیمم جابه‌جایی نسبی طبقه کمی‌سازی شده و $C_{con}^{i,acc}$ هزینه خسارت تجهیزات ناشی از شتاب طبقه هستند. C_{ren}^i هزینه خسارت اجاره است، C_{inc}^i هزینه زیان درآمد است، C_{inj}^i هزینه جراحات و صدمات است و C_{fat}^i هزینه مرگ و میر انسان است.

بر اساس مدل توزیع پواسون وقوع زلزله و فرضی که ساختمان‌های تخریب شده بعد از خرابی جدی ناشی از زلزله سریع به وضعیت اولیه خود بازسازی می‌گردد، کانگ و ون رابطه (۱۷) را برای محاسبه هزینه حالت حدی بر اساس جابه‌جایی نسبی طبقات ارائه کردند (Kang & Wen, 2000).

$$C_{LS}^d(t,s) = \frac{v}{\lambda} (1 - e^{-\lambda t}) \sum_{i=1}^N C_{LS}^{i,d} P_i^{d,i} \quad (17)$$

$C_{LS}^{i,D,I}$ هزینه خرابی برای نقض حالت حدی i ام برای دو شاخص خرابی است. هر حالت حدی با ماکزیمم جابه‌جایی نسبی طبقه و ماکزیمم شتاب طبقه تعریف می‌شود. λ نرخ تنزل ارزش بین ۳ تا ۶ درصد است. N نیز تعداد کل حالات حدی است ($N = 7$).

در این پژوهش نرخ تنزل ارزش ۵ درصد در نظر گرفته شده است. v نرخ وقوع سالیانه زلزله که مطابق با فرآیند پواسون مدل‌سازی شده است. احتمالات P_i^d و $P_i^{acc,i}$ به شکل رابطه (۱۸) محاسبه می‌شوند:

$$P_i^{DI} = P(DI > DI_i) - P(DI > DI_{i+1}) \quad (18)$$

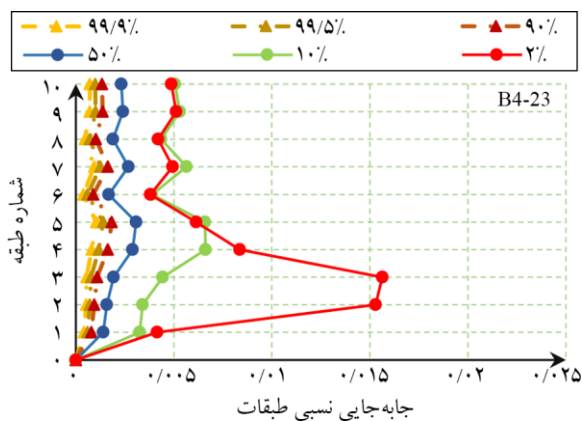
که DI_{i+1} و DI_i کران پایین و بالا حالت حدی i ام برای دو شاخص خرابی در نظر گرفته شده هستند. احتمال فراگذشت وقوع زلزله برای هر حالت حدی $P(DI > DI_i)$ ، به شکل رابطه (۱۹) بیان می‌شود:

$$P(DI > DI_i) = \frac{-1}{v \cdot t} \ln [1 - P_i(DI > DI_i)] \quad (19)$$

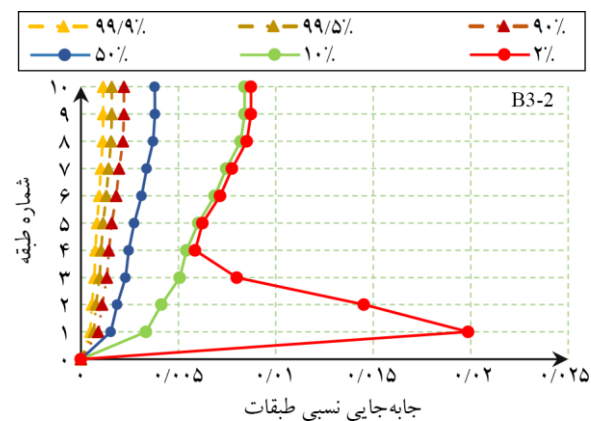
$P_i(DI > DI_i)$ احتمال فراگذشت در یک دوره $[0, t]$ است. t

ذکر شده در شکل‌های (۱۳) تا (۲۰) نشان داده شده است. در این مطالعه قاب سه دهانه با دهانه وسط مهاربندی با B3-2، قاب سه دهانه با دهانه اول و سوم مهاربندی با B3-13، قاب چهار دهانه با دهانه اول و چهارم مهاربندی با B4-14، قاب چهار دهانه با دهانه اول و سوم مهاربندی با B4-13، قاب پنج دهانه با دهانه سوم مهاربندی با B4-23، قاب پنج دهانه با دهانه دوم و چهارم مهاربندی با B5-3، قاب پنج دهانه با دهانه‌های اول، سوم و پنجم مهاربندی با B5-135، نشان داده شده است. نتایج حاصل از تحلیل چرخه عمر و برازش منحنی با تابع توانی با استفاده از نقاط ۰/۰۰۵، ۰/۰۱، ۰/۰۱۵، ۰/۰۲ و ۰/۰۲۵، ۵۰، ۹۰، ۹۹/۵، ۹۹/۹ و ۹۹/۹۹ درصد در ۲۲) نشان داده شده است.

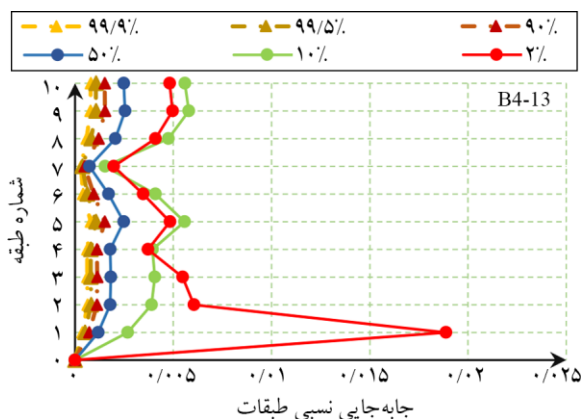
مگا پاسکال است. برای تعریف مشخصات مقاطع W، پس از تسلیم، ۳ درصد سخت‌شوندگی در نظر گرفته می‌شود. مدول الاستیسیته و وزن واحد حجم به ترتیب، برای همه اعضای فولادی برابر ۲۰۰ گیگاپاسکال و ۷۸۵۰ کیلوگرم بر مترمکعب است. همچنین مقادیر بار مرده و زنده به ترتیب ۲۵۰۰ و ۱۰۰۰ کیلوگرم بر متر می‌باشد. عرض بارگیر تیرها در جهت عمود بر صفحه برابر ۵ متر فرض می‌شود. از تحلیل غیرخطی استاتیکی (پوش اور) برای برآورد بارهای لرزه‌ای وارد بر سازه استفاده می‌شود. منحنی دررفت قاب‌های مهاربندی طراحی شده بر اساس عملکرد برای قاب‌های ۳، ۴ و ۵ دهانه ۱۰ طبقه در شکل‌های (۵) تا (۱۲) و منحنی‌های برازش شده با توابع توانی برای قاب‌های



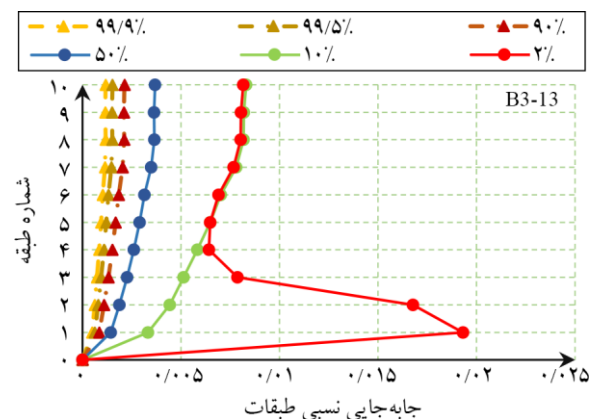
شکل (۷): نمودار جابه‌جایی نسبی طبقات قاب مهاربندی چهار دهانه ۱۰ طبقه با سطوح عملکردی متنظر با سطوح خطر با احتمال وقوع ۰/۰۰۵، ۰/۰۱، ۰/۰۱۵، ۰/۰۲ و ۰/۰۲۵ درصد در ۵۰ سال.



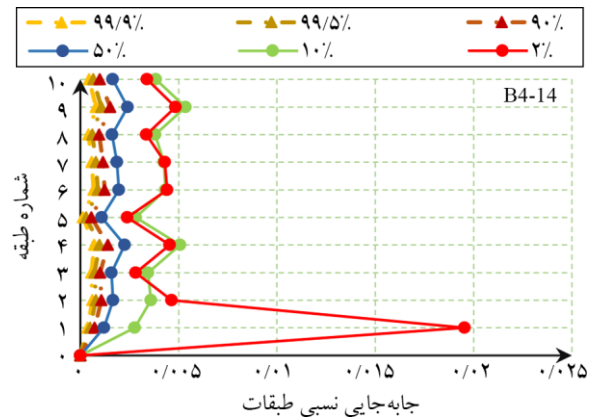
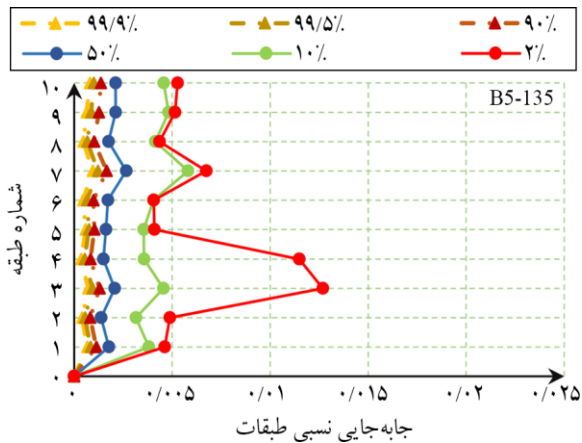
شکل (۵): نمودار جابه‌جایی نسبی طبقات قاب مهاربندی سه دهانه ۱۰ طبقه با دهانه وسط مهاربندی در سطوح عملکردی متنظر با سطوح خطر با احتمال وقوع ۰/۰۰۵، ۰/۰۱، ۰/۰۱۵، ۰/۰۲ و ۰/۰۲۵ درصد در ۵۰ سال.



شکل (۸): نمودار جابه‌جایی نسبی طبقات قاب مهاربندی چهار دهانه ۱۰ طبقه با دهانه اول و سوم مهاربندی در سطوح عملکردی متنظر با سطوح خطر با احتمال وقوع ۰/۰۰۵، ۰/۰۱، ۰/۰۱۵، ۰/۰۲ و ۰/۰۲۵ درصد در ۵۰ سال.

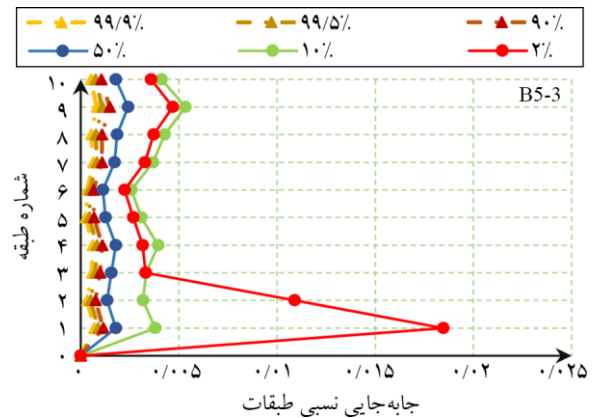
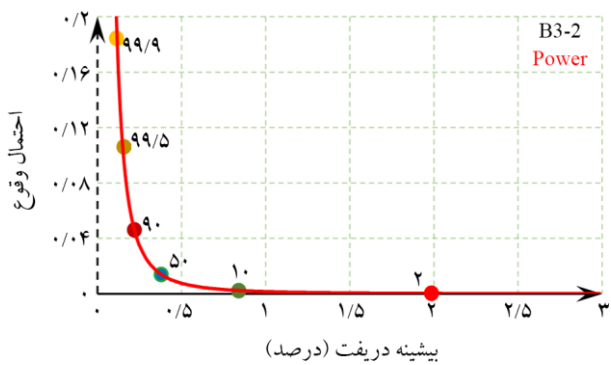


شکل (۶): نمودار جابه‌جایی نسبی طبقات قاب مهاربندی سه دهانه ۱۰ طبقه با دهانه اول و سوم مهاربندی در سطوح عملکردی متنظر با سطوح خطر با احتمال وقوع ۰/۰۰۵، ۰/۰۱، ۰/۰۱۵، ۰/۰۲ و ۰/۰۲۵ درصد در ۵۰ سال.



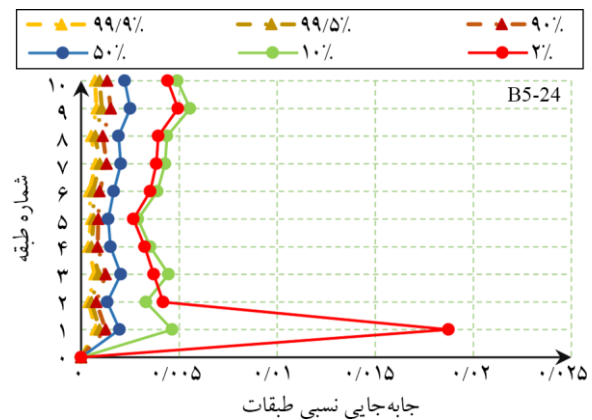
شکل (۹): نمودار جاب‌جایی نسبی طبقات قاب مهاربندی چهار دهانه طبقه ۱۰ با دهانه اول و چهارم مهاربندی در سطوح عملکردی متناظر با سطوح خطر با احتمال وقوع ۹۹/۹، ۹۹/۵، ۹۰، ۵۰، ۱۰ و ۲ درصد در ۵۰ سال.

شکل (۱۰): نمودار جاب‌جایی نسبی طبقات قاب مهاربندی پنج دهانه طبقه ۱۰ با دهانه سوم مهاربندی در سطوح عملکردی متناظر با سطوح خطر با احتمال وقوع ۹۹/۹، ۹۹/۵، ۹۰، ۵۰، ۱۰ و ۲ درصد در ۵۰ سال.



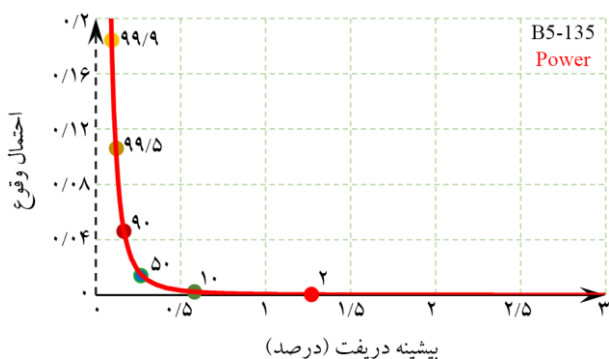
شکل (۱۱): نمودار برازش منحنی برای هزینه چرخه عمر اعضای سازه‌ای با توجه به بیشینه جاب‌جایی نسبی طبقات قاب مهاربندی ۳ دهانه ۱۰ طبقه با دهانه وسط مهاربندی با احتمال وقوع متناظر با سطوح خطر با احتمال وقوع ۹۹/۹، ۹۹/۵، ۹۰، ۵۰، ۱۰ و ۲ درصد در ۵۰ سال.

شکل (۱۲): نمودار جاب‌جایی نسبی طبقات قاب مهاربندی پنج دهانه طبقه ۱۰ با دهانه دوم و چهارم مهاربندی در سطوح عملکردی متناظر با سطوح خطر با احتمال وقوع ۹۹/۹، ۹۹/۵، ۹۰، ۵۰، ۱۰ و ۲ درصد در ۵۰ سال.

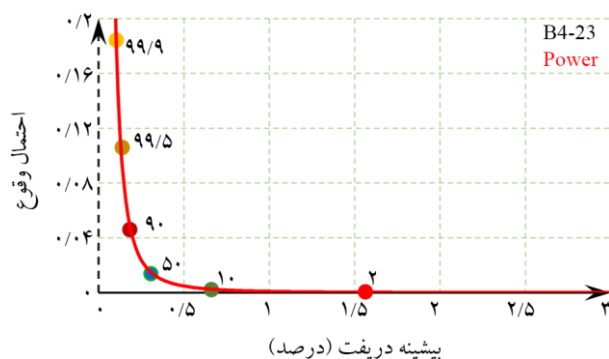


شکل (۱۳): نمودار برازش منحنی برای هزینه چرخه عمر اعضای سازه‌ای با توجه به بیشینه جاب‌جایی نسبی طبقات قاب مهاربندی ۳ دهانه ۱۰ طبقه با دهانه اول و سوم مهاربندی با احتمال وقوع متناظر با سطوح خطر با احتمال وقوع ۹۹/۹، ۹۹/۵، ۹۰، ۵۰، ۱۰ و ۲ درصد در ۵۰ سال.

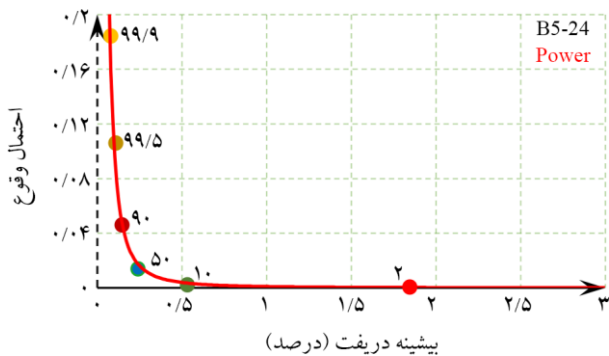
شکل (۱۴): نمودار جاب‌جایی نسبی طبقات قاب مهاربندی پنج دهانه طبقه ۱۰ با دهانه دوم و چهارم مهاربندی در سطوح عملکردی متناظر با سطوح خطر با احتمال وقوع ۹۹/۹، ۹۹/۵، ۹۰، ۵۰، ۱۰ و ۲ درصد در ۵۰ سال.



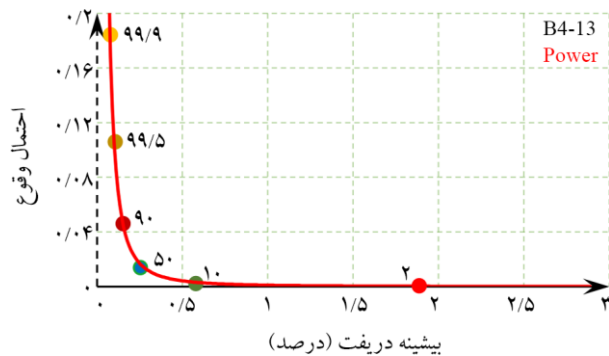
شکل (۱۸): نمودار برازش منحنی برای هزینه چرخه عمر اعضای سازه‌ای با توجه به بیشینه جابه‌جایی نسبی طبقات قاب مهاربندی ۵ دهانه ۱۰ طبقه با دهانه اول، سوم و پنجم مهاربندی با احتمال وقوع متناظر با سطوح خطر با احتمال وقوع ۹۹.۹، ۹۹.۵، ۹۰، ۵۰، ۱۰ و ۲ درصد در ۵۰ سال.



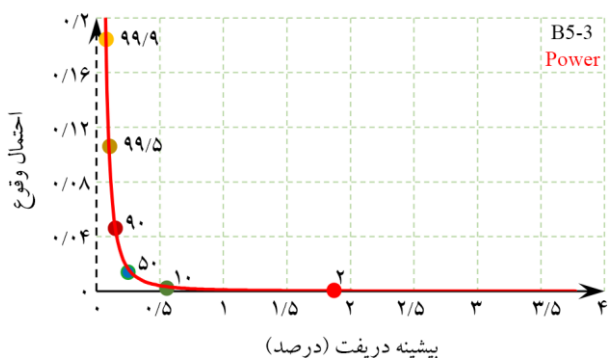
شکل (۱۵): نمودار برازش منحنی برای هزینه چرخه عمر اعضای سازه‌ای با توجه به بیشینه جابه‌جایی نسبی طبقات قاب مهاربندی ۴ دهانه ۱۰ طبقه با دهانه دوم و سوم مهاربندی با احتمال وقوع متناظر با سطوح خطر با احتمال وقوع ۹۹.۹، ۹۹.۵، ۹۰، ۵۰، ۱۰ و ۲ درصد در ۵۰ سال.



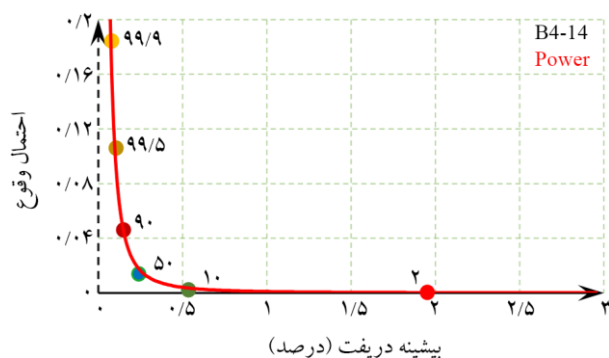
شکل (۱۹): نمودار برازش منحنی برای هزینه چرخه عمر اعضای سازه‌ای با توجه به بیشینه جابه‌جایی نسبی طبقات قاب مهاربندی ۵ دهانه ۱۰ طبقه با دهانه دوم و چهارم مهاربندی با احتمال وقوع متناظر با سطوح خطر با احتمال وقوع ۹۹.۹، ۹۹.۵، ۹۰، ۵۰، ۱۰ و ۲ درصد در ۵۰ سال.



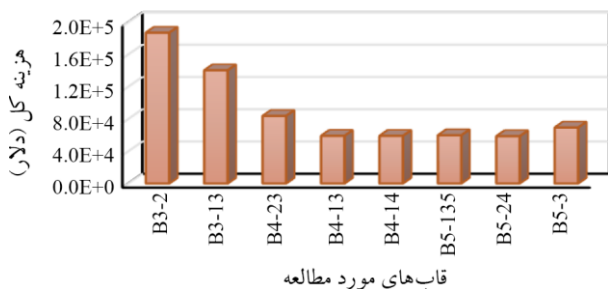
شکل (۱۶): نمودار برازش منحنی برای هزینه چرخه عمر اعضای سازه‌ای با توجه به بیشینه جابه‌جایی نسبی طبقات قاب مهاربندی ۴ دهانه ۱۰ طبقه با دهانه اول و سوم با احتمال وقوع متناظر با سطوح خطر با احتمال وقوع ۹۹.۹، ۹۹.۵، ۹۰، ۵۰، ۱۰ و ۲ درصد در ۵۰ سال.



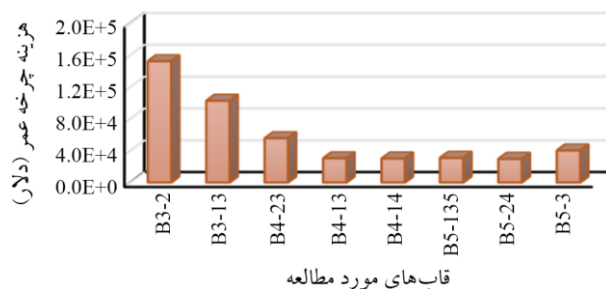
شکل (۲۰): نمودار برازش منحنی برای هزینه چرخه عمر اعضای سازه‌ای با توجه به بیشینه جابه‌جایی نسبی طبقات قاب مهاربندی ۵ دهانه ۱۰ طبقه با دهانه سوم مهاربندی با احتمال وقوع متناظر با سطوح خطر با احتمال وقوع ۹۹.۹، ۹۹.۵، ۹۰، ۵۰، ۱۰ و ۲ درصد در ۵۰ سال.



شکل (۱۷): نمودار برازش منحنی برای هزینه چرخه عمر اعضای سازه‌ای با توجه به بیشینه جابه‌جایی نسبی طبقات قاب مهاربندی ۴ دهانه ۱۰ طبقه با دهانه اول و چهارم مهاربندی با احتمال وقوع متناظر با سطوح خطر با احتمال وقوع ۹۹.۹، ۹۹.۵، ۹۰، ۵۰، ۱۰ و ۲ درصد در ۵۰ سال.



شکل (۲۲): هزینه کل قاب‌های ۳، ۴ و ۵ دهانه ۱۰ طبقه.



شکل (۲۱): هزینه چرخه عمر قاب‌های ۳، ۴ و ۵ دهانه ۱۰ طبقه.

جدول (۴): مقادیر هزینه چرخه عمر و هزینه کل قاب‌های مورد مطالعه در این تحقیق.

B5-3	B5-24	B5-135	B4-14	B4-13	B4-23	B3-13	B3-2	
۴۰۳۰۹/۳	۲۹۶۹۳/۱	۳۰۹۴۷/۲	۳۰۱۶۰/۱	۳۰۴۰۳/۴	۵۵۶۳۰/۲	۱۰۲۷۵۹/۹	۱۵۲۳۷۳/۸	Life Cycle Cost (\$)
۶۹۴۲۸/۰۷	۵۸۶۶۱/۶	۵۹۸۴۴/۴	۵۹۰۴۹/۶	۵۹۱۲۰/۶	۸۳۷۷۰/۰۴	۱۴۰۳۷۶/۸	۱۸۶۹۷۷/۴	Total Cost (\$)

با توجه به نتایج به دست آمده قاب B4-13، کمترین هزینه چرخه عمر و هزینه کل را در بین قاب‌های بهینه ده طبقه دارد. قاب B3-2، نیز بیشترین هزینه چرخه عمر و هزینه کل را دارا می‌باشد. که نشان می‌دهد در نظرگیری دهانه بیشتر مهاربندی در طراحی موجب سازه‌های با هزینه چرخه عمر کم نمی‌شود. با توجه به نتایج، همچنین مشاهده شد که با افزایش وزن سازه هزینه عمر کمتر حاصل نمی‌شود.

همچنین در ارزیابی هزینه چرخه عمر مقادیر به دست آمده برای هزینه چرخه عمر با برآزش منحنی با تابع توانی مقدار بیشتری از هزینه چرخه عمر با برآزش منحنی با تابع نمایی را حاصل می‌کند.

References

- American Institute of Steel Construction. (2001). *Manual of Steel Construction: Load & Resistance Factor Design* (2nd ed.).
- ASCE/SEI. (2014). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (ASCE/SEI 41-13)*. Reston, VA: American Society of Civil Engineers.
- Black, C., Makris, N., & Aiken, I. (2002). *Component Testing, Stability Analysis and Characterization of Buckling Restrained Braces* (Final Report to Nippon Steel Corporation).
- Bazeos, N. (2009). Comparison of three seismic design methods for plane steel frames. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 29(3), 553-562.

مراجع

با توجه به نتایج به دست آمده قاب B4-13، کمترین هزینه چرخه عمر و هزینه کل را در بین قاب‌های بهینه ده طبقه دارد. قاب B3-2، نیز بیشترین هزینه چرخه عمر و هزینه کل را دارا می‌باشد. در جدول (۴)، نیز مقادیر هزینه چرخه عمر و هزینه کل قاب‌های مهاربندی مورد بررسی ارائه شده است.

۴- نتیجه‌گیری

در این تحقیق به ارزیابی هزینه چرخه عمر قاب‌های مهاربندی با مهاربند کمانش‌تاب طراحی شده بر اساس عملکرد پرداخته شده است. با توجه به اینکه در تحقیقاتی که پیش‌تر انجام شده بود هزینه چرخه عمر و هزینه کل سازه‌های مهاربندی فولادی با مهاربند کمانش‌تاب مورد مطالعه قرار نگرفته بود. در مطالعه حاضر، ابتدا سازه‌های مهاربندی فولادی، برای موقعیت‌های ثابت مهندسی مهاربند بر اساس نگرش مبتنی بر عملکرد، طراحی شده‌اند. سپس همان سازه‌ها، تحت آنالیز چرخه عمر قرار گرفته و هزینه چرخه عمر و هزینه کل این قاب‌ها محاسبه شده و با یکدیگر مقایسه شده است. تمامی تحلیل‌ها در این تحقیق با استفاده از نرم‌افزار OpenSees انجام شده و محاسبات عددی و کدها در زبان برنامه‌نویسی Matlab کدنویسی شده است.

با توجه به نمودارها و مقادیر عددی به دست آمده از تحلیل هزینه چرخه عمر، موارد زیر به عنوان نتایج کلی حاصل از این مطالعه به دست آمده‌اند:

- Liqiang, J., Lizhong, J., Yi, H., Jihong, Y., & Hong, Z. (2020). Seismic life-cycle cost assessment of steel frames equipped with steel panel walls. *Engineering Structures*, 211.
- Mitropoulou, C. C., Lagaros, N. D., & Papadrakakis, M. (2011). Life-cycle cost assessment of optimally designed reinforced concrete buildings under seismic actions. *Reliability Engineering & System Safety*, 96(10), 1311-1331.
- Pacific Earthquake Engineering Research Center. (2020). *OpenSees* (Version 3.4.0) [Computer software]. University of California, Berkeley.
- Priestley, M. J. N. (1998). Brief comments on elastic flexibility of reinforced concrete frames and significance to seismic design. *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, 31(4).
- Rashidi Elashti, A. (2013). *Effect of Progressive Damage on Seismic Performance of Steel Building Structures* [Master's thesis, Noshirvani University of Technology].
- Razavi, N., & Gholizadeh, S. (2021). Seismic collapse safety analysis of performance-based optimally designed reinforced concrete frames considering life-cycle cost. *Journal of Building Engineering*, 44(44), 103430.
- Sabelli, R. (2001). *Research on Improving the Design and Analysis of Earthquake Resistant Steel Braced Frames* (The 2000 NEHRP Professional Fellowship Report). Earthquake Engineering Research Institute.
- The MathWorks, Inc. (2016). *MATLAB: The Language of Technical Computing* [Computer software].
- Uriz, P. (2005). *Towards Earthquake Resistance Design of Concentrically Braced Frames*, Ph.D. Dissertation, University of California, Berkeley.
- Xu, J., Spencer, B. F., & Lu, X. (2017). Performance-based optimization of nonlinear structures subject to stochastic dynamic loading. *Engineering Structures*, 134, 334-345.
- Zou, X. (2007). Multiobjective optimization for performance-based design of reinforced concrete frames. *Journal of Structural Engineering*, 133(10), 1462-1474.
- Building and Housing Research Center. (2014). *Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings* (Standard No. 2800) (in Persian).
- Chopra, A. K., & Goel, R. K. (2002). A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31(3), 561-582.
- Eiben, A. E., & Smith, J. E. (2003). *Introduction to Evolutionary Computing*. Springer.
- Federal Emergency Management Agency. (1997). NEHRP commentary on the guidelines for the seismic rehabilitation of buildings (FEMA 274). Washington, DC; 1997.
- Federal Emergency Management Agency. (2000). *Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings* (FEMA-350). SAC Joint Venture.
- Federal Emergency Management Agency. (2000). *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings* (FEMA-356).
- Federal Emergency Management Agency. (2009). *Recommended Methodology for Quantification of Building System Performance and Response Parameters* (FEMA P695A). Applied Technology Council.
- Gholizadeh, S. (2015). Performance-based optimum seismic design of steel structures by a modified firefly algorithm and a new neural network. *Advances in Engineering Software*, 81, 50-65.
- Ghaderi, M., & Gholizadeh, S. (2021). Mainshock–aftershock low-cycle fatigue damage evaluation of performance-based optimally designed steel moment frames. *Engineering Structures*, 237, 112207.
- Kaveh, A., & Nasrollahi, A. (2014). Performance-based seismic design of steel frames utilizing charged system search optimization. *Applied Soft Computing*, 22, 213-221.
- Kaveh, A., Laknejadi, K., & Alinejad, B. (2012). Performance-based multi-objective optimization of large steel structures. *Acta Mechanica*.
- Kang, Y.-J., & Wen, Y. K. (2000). *Minimum Life-Cycle Cost Structural Design Against Natural Hazards*.
- Khatib, I., & Mahin, S. (1987). Dynamic inelastic behavior of chevron braced steel frames. *Fifth Canadian Conference on Earthquake Engineering*, 211-220, Balkema.

Investigating the Life Cycle Cost of Buckling Restrained Braced Frames

Farzad Ziyaei¹, Babak Pordelard^{2*} and S. Mohammad Mirhosseini³

1. Ph.D. Student, Department of Civil Engineering, Ar.C., Islamic Azad University, Arak, Iran

2. Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Ard.C., Islamic Azad University, Ardabil, Iran,

*Corresponding Author, email: babak.pordelard@iau.ac.ir

3. Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Ar.C., Islamic Azad University, Arak, Iran

The cyclic behavior of conventional braces is very irregular and unstable due to buckling of the brace under pressure and shows a great deterioration in resistance. Due to the complex cyclic behavior of these braces, the actual distribution of internal forces and deformations in braced frames is very different from what is predicted by conventional design methods. On the other hand, executive considerations usually lead to plans in which the capacity of braces selected for some floors is much higher than their seismic needs, while in other floors, the capacity of braces is very close to their seismic needs. These two factors, together with the strong reduction in the resistance of the braces in the post-buckling stage, cause damage to be concentrated in some floors and as a result increase the seismic demand of the braces and their connections in the said floors. Currently, the most important concern about conventional braces is the failure of conventional braces due to low cycle fatigue. Rupture of conventional braces due to fatigue has been observed in past earthquakes and experiments. In recent years, many efforts have been made to improve the seismic performance of convergent braced frames, one of the most important of which is the creation of non-buckling bracing systems. Since buckling of braces in compression is the main cause of adverse performance of conventional convergent braced frames, many researches have been done in order to develop braces with better elastoplastic behavior. The invention and development of buckling braces has been one of the results of this research. The main part of the buckling brace is the metal core (usually steel), which is prevented from buckling by an external mechanism. The most common way to prevent core buckling under pressure is to place the core in a steel sheath and fill the sheath with filler mortar (such as concrete). In buckling braces, all the axial force that enters the brace is borne by the core. By preventing the buckling of the core, this element can flow under pressure as well as tension, and thus its ability to absorb energy increases. Structures designed in the framework of performance-based design satisfy a set of pre-defined functional behavior levels according to the corresponding risk levels. In this design approach, due to the fact that the seismic response of the structure is performed through non-linear analysis, its computational cost is also higher than the linear analysis process. In the construction industry, decisions to choose structural systems in earthquake-prone areas need to consider the costs of earthquake damage and some other effects resulting from it during the useful life of the structure. Life cycle cost analysis can be used as an important tool for designing structures in which the initial cost of construction and the life cycle costs of the structure can be controlled. The purpose of this research is to evaluate the life cycle cost of performance-based design buckling restrained braces frame. The effect of an earthquake on the design of a structure is considered with the aim of reducing the initial construction cost of the structure, which may reduce the construction cost, but it is not possible to make an estimate regarding its costs during the operation period. Life cycle cost analysis is a suitable method to examine the cost of structures that are in service for a long time. In the first step of this research, two three-span frames, three four-span frames and three five-span ten-story frames with buckling braces have been designed in a performance-based framework. In this phase, OpenSees software was used to perform nonlinear modeling and analysis, and MATLAB software was used to implement the performance-based design problem. In the second step, the life cycle cost of the frames resulting from the design has been investigated using the Wen and Kang relationship.

According to the results, it was observed that considering the greater span of bracing in the design does not lead to structures with low life cycle costs. Besides, increasing the weight of the structure does not reduce the cost of life. Also, in the evaluation of the life cycle cost, the value obtained for the life cycle cost by fitting the curve with the power function achieves a greater value than the life cycle cost with the curve fitting with the exponential function.

Keywords: Performance-Based Design, Cross Braced Frame, Buckling Restrained Brace, Life Cycle Cost.