

چکیده

با کمک راهکارهای مختلف سازه‌ای مانند افزودن عناصر جدید لرزه‌بر و یا افزایش مقاومت و شکل‌پذیری عناصر موجود، ظرفیت سازه‌های ضعیف در برابر تحریک زلزله تا حد پذیرش آیین‌نامه بهسازی افزایش می‌یابد. اما با توجه به احتمالاتی بودن اثر تحریک زلزله، لازم است اثر این مقاوم‌سازی بر روی عملکرد احتمالاتی سازه سنجیده شود. در این مقاله، با توجه به تنوع راهکارهای مقاوم‌سازی و امکان انجام آن در ترازهای مختلف، چارچوبی با استفاده از منحنی‌های شکنندگی استفاده شده است، تا ضمن لحاظ اثرات احتمالاتی رخداد زلزله، به کمک تحلیل هزینه‌فایده بهترین و مناسب‌ترین راهکار مقاوم‌سازی انتخاب گردد. بدین منظور، دو روش اضافه کردن دیوار برشی بتن آرمه و استفاده از ورق‌های الیاف کربنی مسلح پلیمری (CFRP) برای مقاوم‌سازی سازه‌های ضعیف بتنی استفاده شده است. آسیب‌پذیری سازه‌های مقاوم شده در ترازهای مختلف مقاوم‌سازی، نسبت به سازه ضعیف اولیه ارزیابی شده است. نتایج تحلیل‌ها برای سازه‌های ۵، ۸ و ۱۵ طبقه مورد بررسی، نشان داده است که استفاده از ورق‌های CFRP همواره اقتصادی‌تر است، ولی چون دیوارهای برشی در شدت‌های بالای زلزله، احتمال فراگذشت از حدود عملکردی آستانه فروریزش را بیشتر کاهش می‌دهند، در سازه‌های بلند که آسیب‌پذیرتر هستند، نسبت فایده به هزینه، دو روش به یکدیگر نزدیک شده‌اند.

واژگان کلیدی: مقاوم‌سازی، منحنی شکنندگی، هزینه آسیب، تحلیل هزینه فایده، الیاف کربنی مسلح پلیمری، دیوار برشی.

ارزیابی آسیب‌پذیری قاب‌های ضعیف بتن مسلح مقاوم شده با روش‌ها و ترازهای مختلف به کمک منحنی شکنندگی و تحلیل هزینه فایده

پیام اسدی، (نویسنده مسئول)

استادیار دانشکده عمران، دانشگاه صنعتی اصفهان،
 asadi@cc.iut.ac.ir

حسین بهارلو

دانش‌آموخته کارشناسی ارشد دانشکده عمران، دانشگاه صنعتی اصفهان

۱- مقدمه

از مطالعات بهسازی سازه‌های بتنی، ماهری [۱] روش‌های بهسازی را به دو دسته بهسازی موضعی و بهسازی کلی تقسیم نموده است. روش‌های متداول بهسازی موضعی، چسباندن صفحات فولادی به سیستم سازه‌ای و استفاده از الیاف مسلح پلیمری و روش‌های متداول بهسازی کلی اضافه کردن دیوار برشی، استفاده از دستک‌های فولادی و استفاده از مهاربندهای ضربداری بوده است. در این مطالعه مشکلات و نقاط ضعف این روش‌ها از جمله شکست ترد الیاف مسلح پلیمری و همچنین گران و سخت بودن اجرای بهسازی موضعی با ورق‌های فولادی اشاره شده است. سوکاری و گالال [۲] چهار روش بهسازی برای ساختمان‌های بلند و کوتاه بتنی مسلح با استفاده از دیوارهای برشی

کشور ایران در یکی از مناطق زلزله‌خیز جهان قرار دارد. تجربه زلزله‌های فاجعه‌بار طیس (۱۳۵۷)، منجیل (۱۳۶۹)، بم (۱۳۸۲) و زرنند (۱۳۸۳) بیانگر ضعف بسیاری از ساختمان‌های موجود از لحاظ طراحی و اجرا است، که نیاز به مقاوم‌سازی را ایجاد می‌نماید. تفاوت‌های زیادی بین راهکارهای امکان‌پذیر و اجرایی روش‌های مختلف بهسازی ساختمان‌های بتنی وجود دارد، که مهندسان و کارفرمایان لازم است، بر اساس اصول مهندسی زلزله این روش‌ها را ارزیابی و مناسب‌ترین راهکار را انتخاب نمایند. روش‌های استفاده از ورق‌های با الیاف کربنی مسلح پلیمری (CFRP) و دیوارهای برشی بتنی متداول‌ترین روش‌ها برای مقاوم‌سازی سازه‌های بتنی هستند.

به وسیله منحنی‌های شکنندگی^۲ ارزیابی نمودند. روش‌های مقاوم‌سازی شامل سه روش اضافه کردن دیوار برشی، پوشش ستون‌ها با FRP و محصور کردن ستون‌ها با استفاده از ورق‌های فولادی بوده است. نتایج نشان داده است که روش بهسازی پوشاندن ستون‌ها با FRP بیشترین بهبود را بر منحنی شکنندگی در سطح قابلیت استفاده بی‌وقفه داشته است. پادگت و همکاران [۸] روش‌های مختلف بهسازی یک پیل را با کمک تحلیل چرخه عمر^۳ ارزیابی نمودند و اقتصادی‌ترین طرح برای بهسازی را با کمک تحلیل هزینه‌فایده به دست آوردند. ون و کانگ [۹] برای ارزیابی سازه‌ها تحت خطر زلزله، با استفاده از تحلیل چرخه عمر، هزینه نهایی را به صورت مجموع هزینه اولیه ساخت با هزینه مقاوم‌سازی و ارزش فعلی مورد انتظار سازه در حالت حدی لحاظ نموده است. کایریاکیس و همکاران [۱۰] چارچوبی بر اساس منحنی شکنندگی و تحلیل چرخه عمر برای ارزیابی سازه‌های طرح لرزه‌ای نشده، ارائه نمودند. نتایج تحلیل یک نمونه سازه با این چارچوب، نشان داد که مقاوم‌سازی این سازه، احتمال تلفات انسانی در برابر زلزله را حداقل می‌نماید. در مطالعه تران و همکاران [۱۱]، سازه‌های غیرشکل‌پذیر بتنی مقاوم شده با الیاف پیش‌تینده FRP با کمک منحنی‌های شکنندگی ارزیابی احتمالاتی شده است. همچنین احتمال متوسط رخداد واژگونی و نسبت حاشیه واژگونی استفاده شده است. در مطالعه والت و میلانی [۱۲] چارچوبی بر اساس تحلیل جابه‌جایی برای ارزیابی روش‌های مختلف مقاوم‌سازی قاب‌های بتنی ضعیف ارائه شده است. این روش‌ها پوشش FRP، بادبند فولادی و دیوار بتنی مسلح بوده است. سوسا و مونتیرو [۱۳] از تحلیل‌های چرخه عمر و هزینه‌فایده برای ارزیابی اقتصادی گزینه‌های مختلف مقاوم‌سازی دیوارهای جداکننده غیر سازه‌ای استفاده نمودند.

جمع‌بندی مطالعات قبلی نشان می‌دهد که مطالعات بسیاری برای ارزیابی روش‌های مختلف مقاوم‌سازی سازه‌های بتنی انجام شده است. اما لازم است که راهکار جامعی با قابلیت مقایسه روش‌های مختلف مورد استفاده قرار گیرد. در سالیان اخیر برای ارزیابی عملکردی سازه‌ها منحنی‌های شکنندگی و تحلیل‌های

بتن مسلح، بادبند ضربداری و نوارهای مورب FRP را بررسی نمودند. نتایج نشان داد که برای ساختمان‌های کوتاه بتنی مسلح، اضافه کردن دیوار برشی ارجحیت دارد. معیارهای مقایسه کنترل نسبت جابه‌جایی نسبی طبقه‌ای، برش طبقات و استهلاک انرژی بوده است. به‌طور مشابه برای ساختمان‌های بلندمرتبه بتن مسلح با معیارهایی مشابه روش پوشاندن تیر و ستون با الیاف مسلح پلیمری بسیار کارآمدتر خواهد بود. همچنین یک ساختمان بتنی را یک بار با دیوارهای جداکننده و بار دیگر بدون لحاظ این دیوارها ارزیابی نمودند. نتایج نشان داد که این دیوارهای جداکننده سبب کاهش جابه‌جایی نسبی طبقه‌ای خواهند شد و لحاظ این دیوارها به‌عنوان عضو سازه‌ای با تمهیدات لازم اقتصادی است. مورتاژ [۳]، دو دیدگاه مختلف برای بهسازی، شامل بهبود مقاومت و تغییر مشخصات دینامیکی سازه را مورد بررسی قرار دادند. روش اول، نصب پانل‌های سبک فولادی در مکان‌های آسیب‌پذیر برای بهسازی موضعی بوده است که ضمن کاهش جابه‌جایی نسبی طبقات، بسیار سریع و اجرایی هستند. روش دیگر اضافه کردن قاب فولادی با مهاربند برای بهسازی کلی بوده است که سبب کاهش نامنظمی و در نتیجه کاهش پیچش در ساختمان شده است. ملاتی و همکاران [۴] سه قاب بتن مسلح با سه فلسفه طراحی برای برش، طراحی بر اساس خمش و طراحی بر اساس پیوستگی و یکپارچگی بین تیر و سقف را مورد ارزیابی اقتصادی قرار دادند. همچنین هزینه بازسازی پس از وقوع زلزله برای هر سه قاب به نسبت هزینه اجرای اول ارزیابی شده است. نتایج نشان داده است که فلسفه طراحی بر اساس پیوستگی و یکپارچگی بین تیر و سقف اقتصادی‌تر است. چوی [۵] روشی برای یافتن موقعیت بهینه پوشش FRP، با دو هدف حداقل شدن هزینه پوشش‌ها و یا افزایش حداکثری ظرفیت سازه در برابر واژگونی را ارائه کرده است. صیفی و همکاران [۶] روش‌های مختلف مقاوم‌سازی با FRP را برای مقاوم‌سازی قاب‌های قدیمی بتنی ارزیابی نمودند. ارزیابی‌ها به کمک تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی پیش‌رونده غیرخطی انجام شده است.

از مطالعات ارزیابی سازه‌های مقاوم‌سازی شده، در مطالعه هوست و بای [۷]، مقاوم‌سازی یک ساختمان بتن‌آرمه ۵ طبقه را

- خرد شدن بتن فشاری قبل از جاری شدن فولاد
 - شکست لایه‌های FRP به دنبال جاری شدن فولاد کششی
 - خرد شدن بتن فشاری به دنبال جاری شدن فولاد کششی
 و آمدن FRP از لایه زیرین بتن
 - جدا شدگی پوشش بتن در سطوح کششی یا برشی
 برای تشخیص نوع گسیختگی، ابتدا یک حالت شکست فرض شده و پس از تحلیل، بررسی صحت آن انجام می‌گیرد. تحلیل‌ها تا همگرایی فرضیات و نتایج تکرار می‌گردد. در این مطالعه جهت طراحی مقاوم‌سازی از ضوابط «نشریه ۳۴۵» [۱۴] استفاده شده است.

در روش‌های کلی بهسازی اصولاً با ایجاد سیستم باربر جانبی جدید و یا تقویت سیستم باربر جانبی موجود، عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها بهبود می‌یابد. روش‌های متعددی جهت بهسازی کلی ساختمان‌های بتنی مسلح شامل اضافه کردن دیوار برشی بتنی مسلح، اضافه کردن مهاربند و اضافه کردن دیوار برشی فولادی وجود دارد. از این روش‌ها دیوار برشی بتنی مسلح دارای سختی بالایی است و استفاده از آن سبب کاهش جابه‌جایی‌های ساختمان خواهد شد. در این مطالعه جهت احتراز از اثر دیوار برشی بر قاب خمشی ضعیف و ایجاد ضعف بزرگ‌تر در سازه، دیوارها در پلان، در خارج از قاب‌ها فرض شده است تا دیوار با المان مرزی و فونداسیون به‌صورت مجزا لحاظ گردد. همچنین دیوارهای برشی به نحوی طرح شده‌اند که مقادیر آرماتور مورد نیاز تیرها و ستون‌ها در قاب مقاوم شده، بیشتر از قاب اولیه ضعیف نباشد.

۲-۲- منحنی‌های شکنندگی

منحنی‌های شکنندگی یکی از متداول‌ترین و مناسب‌ترین ابزارها برای ارزیابی احتمالاتی سازه‌ها در برابر زلزله هستند. با استفاده از این منحنی‌ها، احتمال فرونی یک پارامتر مانند خرابی از حدود تعریف شده برای آن پارامتر، بر اساس تغییرات پارامتر تصادفی مانند تحریک زلزله بیان می‌گردد. یکی از مهم‌ترین کاربردهای این منحنی‌ها در ارزیابی اثر مقاوم‌سازی بر روی

هزینه‌فایده مطرح بوده است. در این مطالعه جهت اتخاذ نهایه روش مطلوب بهسازی سازه‌های بتنی مسلح از چارچوبی بر اساس روش تحلیل هزینه‌فایده ارائه شده است. در این راهکار نوآورانه، منحنی شکنندگی سازه‌های بتنی مقاوم‌سازی شده با ترازهای مختلف مقاوم‌سازی تولید می‌گردد و پس از محاسبه مقدار آسیب سالانه مورد انتظار، به کمک تحلیل هزینه‌فایده اتخاذ تصمیم مهندسی بین روش‌ها و ترازهای مختلف مقاوم‌سازی صورت می‌پذیرد.

۲- تئوری و روش تحقیق

در این قسمت ضمن ارائه مهم‌ترین تئوری‌های مورد استفاده در مطالعه و روش کلی انجام پژوهش ارائه شده است.

۱-۲- روش‌های مقاوم‌سازی

الیاف کربنی ضریب ارتجاعی بزرگ‌تری را نسبت به الیاف شیشه‌ای دارند. همچنین مقاومت کششی آنها بسیار زیاد است. آنها تقریباً یک‌سوم فولاد وزن و ۵ الی ۱۰ برابر آن مقاومت کشش دارند. اگر اتصال الیاف به ناحیه کششی بتن به صورتی باشد که راستای الیاف موازی جهت طولی عضو خمشی و تا جای ممکن عمود بر آن باشد، مقاومت خمشی آن عضو افزایش خواهد داشت [۱۴]. فرضیات اساسی زیر در محاسبات تقویت خمشی مقطع بتنی با استفاده از CFRP به کار می‌روند [۱۴]:

- کرنش در بتن و مصالح الیاف متناسب با فاصله آنها از تار خشی است و شکل مقطع قبل و بعد از بارگذاری تغییری ندارد.
 - هیچ نوع لغزش نسبی بین الیاف و بتن رخ نمی‌دهد.
 - تغییر شکل در لایه چسب، با توجه به ضخامت خیلی کم آن، نادیده گرفته می‌شود.

- از مقاومت کششی بتن در حالت حدی نهایه صرف نظر می‌گردد.
 - رابطه تنش-کرنش الیاف تا نقطه شکست آن، به‌صورت الاستیک خطی فرض می‌گردد.

مقاومت خمشی یک مقطع تقویت شده به حالت شکست آن بستگی دارد. حالات گسیختگی خمشی زیر برای یک مقطع مطرح است:

قوت و ضعف گزینه‌های مختلف است. با کمک این روش، گزینه‌ها از لحاظ صرفه‌جویی در کار، زمان و یا هزینه انتخاب می‌گردند. رابطه ساده شده آن به صورت رابطه (۵) است:

$$CBA = \frac{B}{C} \quad (5)$$

در این رابطه B منافع و C هزینه است. با توجه به اینکه هزینه‌ها و منافع ممکن است در زمانی بعد از رسیدن پروژه به بهره‌برداری رخ دهند، زمان مطابق رابطه (۶) نیز در رابطه وجود خواهد داشت:

$$NPV = \sum_{t=0}^{TL} \frac{(B_t - C_t)}{(1+r)^t} \quad (6)$$

که NPV ارزش خالص فعلی منافع اجتماعی، B_t منافع در سال t و C_t هزینه‌های در سال t، TL تعداد سال عمر سازه و r نرخ بهره است. ساده‌ترین حالت نسبت منافع به هزینه‌ها در زمان بعد از رسیدن پروژه به بهره‌برداری به صورت رابطه (۷) تعریف می‌شود:

$$\frac{B}{C} = \frac{\sum_{t=0}^{TL} B_t (1+r)^{-t}}{\sum_{t=0}^{TL} C_t (1+r)^{-t}} \quad (7)$$

اگر سرمایه به عنوان عاملی مهم در نظر گرفته شود، نسبت ارزش فعلی منافع (NPV) به هزینه سرمایه‌ای ($C_{Capital}$)، به صورت رابطه (۸) است:

$$\frac{B}{C} = \frac{NPV}{C_{Capital}} = \frac{\sum_{t=0}^{TL} (B_t - C_t)(1+r)^{-t}}{C_{Capital}} \quad (8)$$

هزینه می‌تواند هزینه مقاوم‌سازی سازه و مقدار منافع، مقدار کاهش هزینه آسیب مورد انتظار سازه در طول عمر آن باشد. هرچقدر این مقدار بزرگ‌تر شود یعنی مقاوم‌سازی توجیه‌پذیرتر است. برای محاسبه هزینه آسیب، نسبت آسیب خرابی مرکزی CDR_i مربوط به آمین تراز آسیب به صورت نسبت میانگین هزینه تعمیر سازه در تراز آم آسیب به هزینه نوسازی سازه تعریف می‌گردد. جدول (۱) مقادیر مختلف CDR_i مورد استفاده در این مقاله مطابق با آیین‌نامه ATC-13 [۱۶] ارائه شده

عملکرد نهایی سازه و میزان بهبود و کاهش احتمال فزونی خرابی از حدود عملکرد است. یکی از متداول‌ترین روابط تولید منحنی‌های شکنندگی توسط هوانگ و هو [۱۵] ارائه شده است. در این روش ابتدا پارامتری به نام CAV (سرعت مطلق تجمعی) به شرح رابطه (۱) بر حسب پارامتر شتاب زمین $a(t)$ در مدت‌زمان تحریک زلزله (T) تعریف شده است:

$$CAV = \int_0^T |a(t)| dt \quad (1)$$

پارامتر PF_{ij} ، احتمال فزونی خرابی از حد خرابی \dot{A}_m به‌ازای رخداد زلزله‌ای با CAV معادل با v_j ، به شرح زیر است:

$$PF_{ij} = \text{prob}(DT \geq DT_i | CAV = v_j) = F_{DT}(DT_i | CAV = v_j) \quad (2)$$

که در رابطه (۲)، DT معیار خرابی و F معرف تابع توزیع تجمعی احتمال است. با لحاظ توزیع لوگ نرمال برای معیار خرابی (DI)، پارامتر PF_{ij} به صورت رابطه (۳) تعریف خواهد شد:

$$PF_{ij} = 1 - \Phi\left(\frac{\ln(DI_i) - \overline{\ln(DI)}}{\sigma_{\ln(DI)}} | CAV = v_j\right) \quad (3)$$

که σ انحراف استاندارد و $\overline{\ln(DI)}$ میانگین لگاریتم طبیعی مقادیر خرابی هستند. منحنی شکنندگی به‌ازای حد خرابی \dot{A}_m به کمک داده‌های PF_{ij} تحت مقادیر مختلف CAV به دست می‌آید. ماتریس احتمال خرابی شامل ماتریس با درایه‌های احتمال خرابی (PDS_{ij})، حدود مختلف خرابی است. این درایه‌ها به کمک رابطه (۴) برای حالتی که چهار تراز خرابی تعریف شده باشد، به دست می‌آیند:

$$PDS_{ij} = \begin{cases} PF_{ij} - PF_{i+1j} & (i \leq 4) \\ PF_{ij} & (i = 5) \end{cases} \quad (4)$$

شایان ذکر است به‌جای پارامتر CAV، پارامترهای دیگری مانند بیشینه شتاب زمین (PGA) نیز می‌تواند مورد استفاده قرار گیرد.

۳-۲- تحلیل هزینه‌فایده

تحلیل هزینه‌فایده^۴ روشی نظام‌مند برای تخمین زدن نقاط

پرداخت است. با فرض نرخ بهره ۱۰ درصد در ۳۰ سال مقدار نرخ کنونی کل خرابی‌ها محاسبه شده است. مقدار منافع در این مطالعه کاهش هزینه مورد انتظار سالانه در اثر هر یک از اقدامات مقاوم‌سازی فرض شده است.

۲-۴- روش انجام مطالعه

برای ارزیابی آسیب‌پذیری سناریوهای مختلف مقاوم‌سازی از چارچوب نمایش داده شده در شکل (۱) استفاده شده است. مطابق با این چارچوب برای هر یک از سناریوها با کمک تحلیل دینامیکی غیرخطی پیش‌رونده مقادیر خرابی‌ها استخراج و سپس منحنی شکنندگی، ماتریس احتمالاتی خرابی و هزینه خسارت مورد انتظار سالانه به دست می‌آید. در آخرین مرحله با کمک رابطه تحلیل هزینه فایده سناریوهای مختلف مورد مقایسه قرار خواهند گرفت و بر روی نتایج بحث و نتیجه‌گیری شده است.

۳- مدل سازی

۳-۱- مشخصات قاب بتنی ضعیف

مقاطع سازه‌های ضعیف مورد استفاده به صورتی لحاظ شده است که دارای ظرفیت لازم در برابر بارهای ثقیلی باشند. همچنین ظرفیت تحمل این سازه‌ها در برابر بارهای جانبی تا حد شتاب $0.1g$ است. سازه‌های مذکور در شهر اصفهان با تیپ خاک III و خطر نسبی منطقه متوسط مطابق با استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش ۴ [۱۷] لحاظ شده است. مقاوم‌سازی این سازه ضعیف با کمک نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی در نرم‌افزار SAP2000 [۱۸] انجام شده و برای تحلیل‌های غیرخطی دینامیکی سازه از نرم‌افزار IDARC [۱۹] استفاده شده است. در هر دو نرم‌افزار در تحلیل‌های غیرخطی، سازه به صورت یک قاب میانی مدل شده است. المان‌ها در نرم‌افزار IDARC [۱۹] به صورت فایبر هستند که قابلیت تعریف دقیق ابعاد و مقدار میلگرد مصرفی تیرها، ستون‌ها و دیوارها در این نرم‌افزار فراهم است. برای زوال چرخه‌ای در تحلیل‌های

است. میانگین نسبت هزینه آسیب \overline{DR}_j برای زلزله رخ داده با مقدار PGA برابر با a_j به صورت رابطه زیر به دست آید:

$$\overline{DR}_j = \sum_{i=1}^5 PDS_{ij} \times CDR_i \quad (9)$$

جدول (۱): ارزیابی نسبت هزینه‌های آسیب در ترازهای مختلف [۱۶].

تراز عملکردی	وضعیت آسیب	جابه‌جایی نسبی طبقه‌ای (%)	مقدار خرابی (%)
I	ناچیز	≤ 0.1	۰
II	خیلی کم	$0.1 < \theta_{max} \leq 0.2$	۰/۹
III	کم	$0.2 < \theta_{max} \leq 0.4$	۳/۳۳
IV	متوسط	$0.4 < \theta_{max} \leq 1.0$	۱۲/۴
V	سنگین	$1.0 < \theta_{max} \leq 1.8$	۳۴/۸
VI	خیلی سنگین	$1.8 < \theta_{max} \leq 3.0$	۶۵/۴
VII	واژگونی	$3.0 < \theta_{max}$	۱۰۰

هزینه آسیب DC_j برابر با هزینه تعمیر سازه به‌ازای زلزله

رخ داده با $a_j = PGA$ ، مطابق با رابطه (۱۰) است:

$$DC_j = \overline{DR}_j \times RPC \quad (10)$$

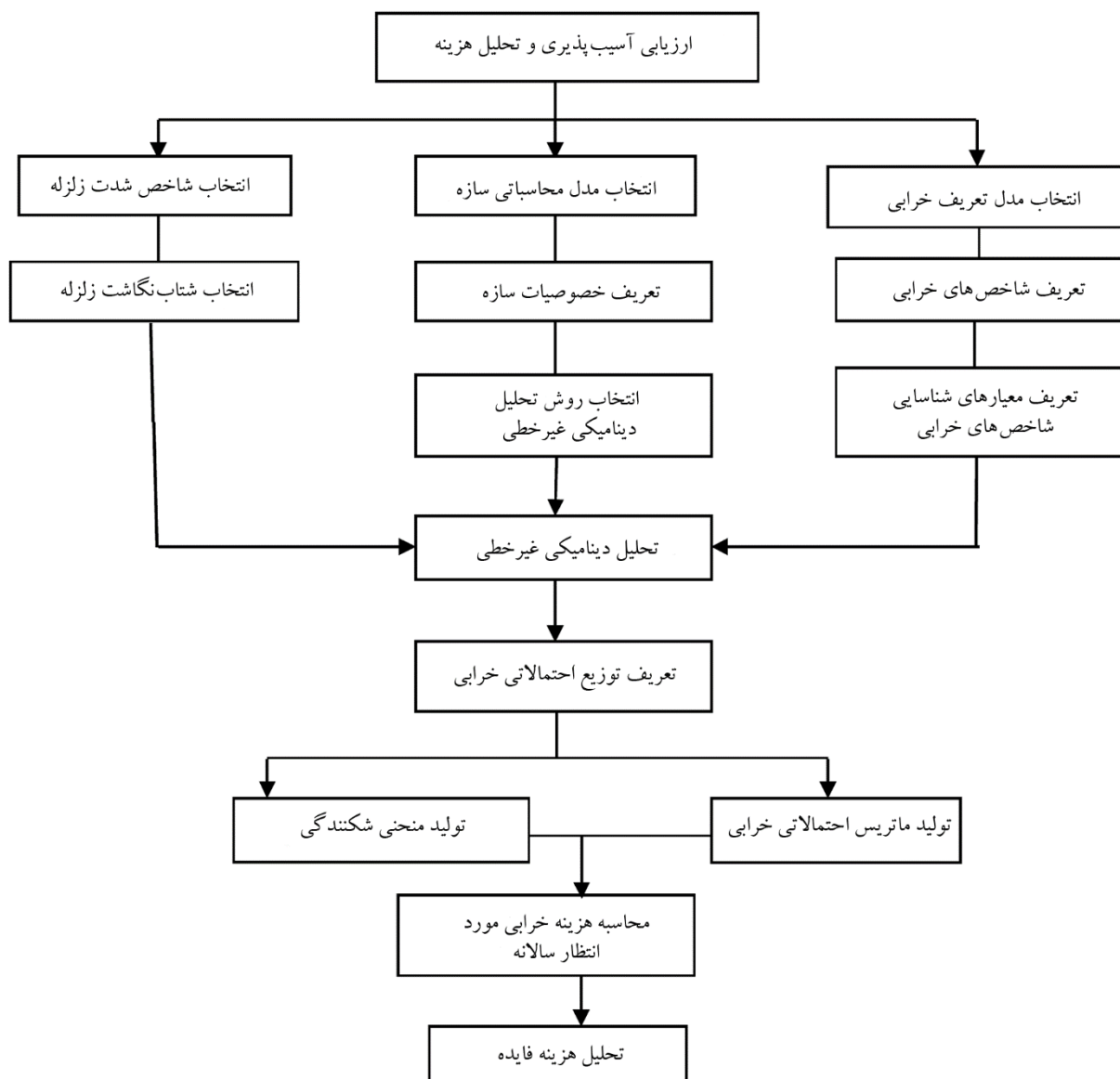
که RPC برابر با هزینه نوسازی کل سازه است. بدین ترتیب هزینه خرابی مورد انتظار سالانه AEL به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$AEL = \sum_{j=1}^{Na} DC_j \left\{ F_A \left(a_j + \frac{\Delta a}{2} \right) - F_A \left(a_j - \frac{\Delta a}{2} \right) \right\} \quad (11)$$

که $F(\dots)$ تابع توزیع تجمعی احتمال رخداد زلزله با بیشینه شتاب زلزله (PGA) است. برای تبدیل هزینه سالانه خرابی به هزینه کلی خرابی در طول عمر سازه از رابطه (۱۲) استفاده می‌شود:

$$NPV = A \left\{ \frac{1 - \frac{1}{(1+r)^t}}{i} \right\} \quad (12)$$

که A مقدار هزینه خرابی سالانه، r نرخ بهره و t کل زمان



شکل (۱): چارچوب ارزیابی آسیب پذیری سازه های مقاوم شده.

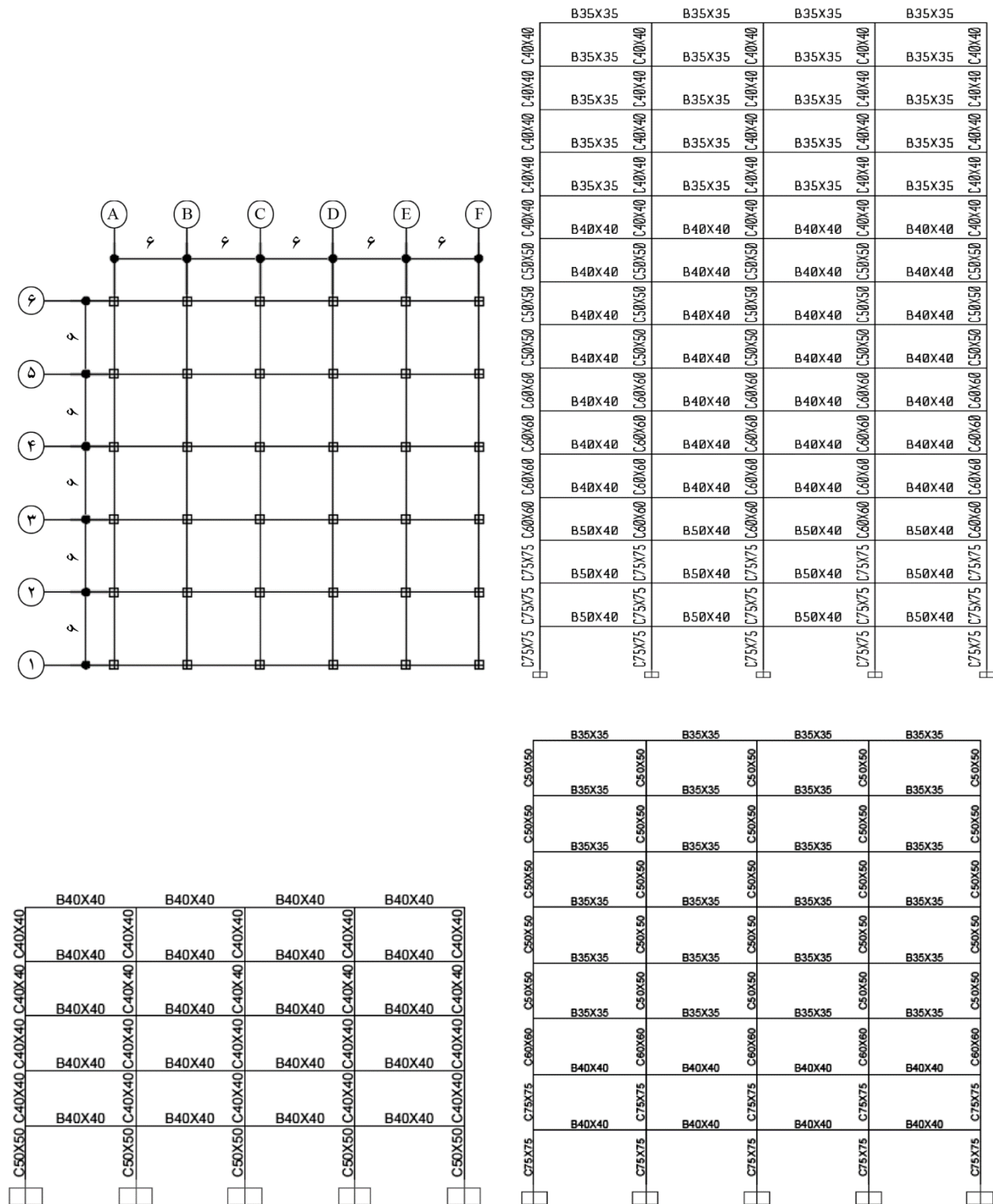
تطابق تمامی این تحلیل ها نشان از صحت مدل سازی ها و تحلیل ها است. همچنین شایان ذکر است، مطابق با گزارش های MCEER-99-0018 [۲۱] و NCEER-96-0010 [۲۲] صحت این نرم افزار با نتایج آزمایشگاهی نیز تأیید شده است. در هر سازه با توجه به میزان شکل پذیری و شکل منحنی چرخه ای سازه های اولیه و مقاوم شده مقادیر پارامترهای زوال تعریف شده است.

در شکل (۲) پلان تپ طبقات مشخص شده است. ابعاد نمایش داده شده در پلانها بر حسب متر و ابعاد مقاطع در برشها

دینامیکی پیش رونده پارامترهای کاهنده ای بر اساس سختی، مقاومت و لغزش وجود دارد. در صورت تعریف صحیح پارامترهای کاهنده در این نرم افزار رفتار مورد انتظار از سازه منتج می گردد. برای صحت سنجی مدل سازی با این نرم افزار، در مطالعه بخشی و اسدی [۲۰] پارامترهای زوال به صورتی تعریف شده اند که چرخه های محاسبه شده توسط نرم افزار و مطالعات آزمایشگاهی منطبق شوند. همچنین در این مطالعه مقادیر زمان تناوب اصلی سازه و منحنی پوس آور دو نرم افزار SAP2000 [۱۸] و IDARC [۱۹] مقایسه شده است.

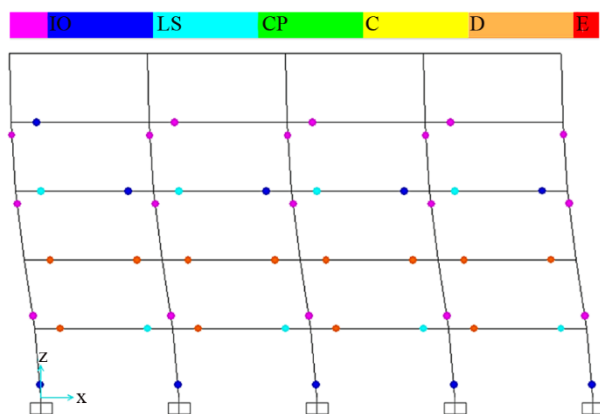
بار خطی دیوارهای پیرامونی برابر ۷۰۰ کیلوگرم بر متر مربع است. سازه‌های مورد بررسی در این پژوهش قاب‌های ۵، ۸ و ۱۵ طبقه با ارتفاع طبقه ۳ متر مطابق شکل (۲) هستند:

بر حسب سانتی‌متر است. مقدار بار مرده طبقات ۴۰۰ کیلوگرم بر متر مربع، بار زنده طبقات برابر ۲۰۰ کیلوگرم بر متر مربع و بار معادل پارتیشن برابر ۱۰۰ کیلوگرم بر متر مربع انتخاب شده است.



شکل (۲): پلان تپ طبقات و نمای قاب‌های سازه‌های تحلیل شده.

هدف از بهسازی «بهسازی مینا» فرض شده است، یعنی تحت «خطر لرزه‌ای ۱» (g ۰/۲۵) چرخش المان‌ها محدود به سطح ایمنی جانی (LS) باشند. وضعیت المان‌های سازه ضعیف در جابه‌جایی هدف برای سازه ۵ طبقه به صورت شکل (۳) است، که همان‌طور که مشاهده می‌شود، برای این سازه چرخش پلاستیک تعدادی از تیرها از حد مجاز فراتر است.



شکل (۳): نتایج تحلیل غیرخطی استاتیکی قاب ۵ طبقه ضعیف.

۳-۲- مقاوم‌سازی با ورق‌های CFRP

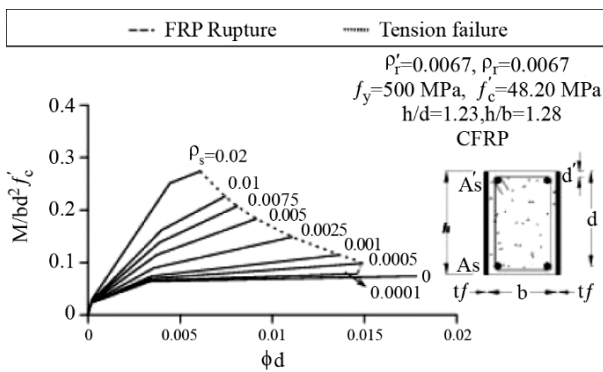
ماهری [۱] با بررسی چندین نمونه گراف‌هایی جهت تعیین میزان انحنا و شکل‌پذیری سازه‌های مقاوم شده با CFRP ارائه کرده است. ماهینی و رونق [۲۴] به بررسی شکل‌پذیری المان‌های بهسازی شده با FRP اقدام کردند. نتیجه این تحقیقات گراف‌هایی جهت میزان شکل‌پذیری سازه نهایی بوده است که نشان داد با افزایش FRP جهت افزایش مقاومت خمشی تیرها، میزان شکل‌پذیری نهایی تیرها کاهش می‌یابد. تعیین مدل دقیق رفتاری المان‌های مقاوم‌سازی شده با FRP کار دشواری است. برای مدل‌سازی مناسب رفتار سازه مقاوم شده در نرم‌افزار IDARC [۱۹]، لازم است مقادیر پارامترهای زوال را تصحیح نمود. در این نرم‌افزار مقدار ضریب پیشنهادی برای پارامتر زوال بر اساس شکل‌پذیری (HBD) برای سازه‌های با زوال متوسط، برابر ۰/۳ پیشنهاد شده است. برای قاب‌های بهسازی شده با CFRP این ضریب مطابق با رابطه (۱۴) اصلاح شده است.

$$HBD = \frac{\varphi_{old}}{\varphi_{new}} \times 0.3 \quad (14)$$

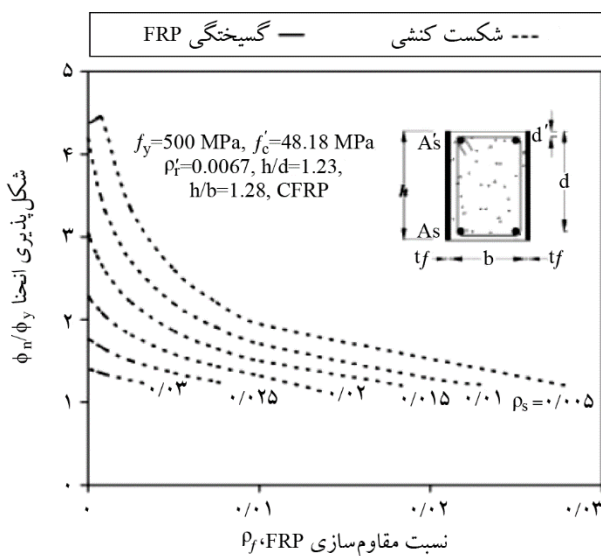
برای مقاوم‌سازی سازه‌ها از نشریه ۳۶۰ «دستورالعمل بهسازی سازه‌های موجود» [۲۳] استفاده شده است. بدین منظور جابه‌جایی هدف از رابطه (۱۳) محاسبه شده است و سپس عملکرد المان‌ها در این جابه‌جایی سنجیده شده است:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (13)$$

در این رابطه C_0 ضریب اصلاح برای ارتباط تغییر مکان طیفی سیستم یک درجه آزادی به تغییر مکان بام سیستم چند درجه آزادی است. تحلیل‌ها نشان داده است که سازه‌های این مطالعه برشی نیستند، یعنی در تمامی طبقات تغییر مکان‌های نسبی کوچک‌تر از طبقات زیرین نیستند. بدین ترتیب C_0 برای سازه ۵ طبقه برابر با ۱/۴ و برای سازه‌های با تعداد طبقات بیشتر برابر با ۱/۵ فرض شده است. C_1 ضریب تصحیح برای اعمال تغییر مکان غیر ارتجاعی سیستم است که برای سازه‌ها با زمان تناوب‌های اصلی مؤثر (T_e) بیش از ۱/۰ S برابر با ۱/۰ و برای سازه‌ها با T_e کمتر از آن بر حسب پارامتر نسبت نیاز مقاومت ارتجاعی به مقاومت تسلیم (R_u) به دست می‌آید. C_2 ضریب تصحیح برای اثرات کاهش سختی و مقاومت اعضای سازه‌ای بر تغییر مکان‌های ناشی از زوال چرخه‌ای است که برای سازه‌ها با T_e بیش از ۰/۷ S برابر با ۱/۰ و برای سازه‌ها با T_e کمتر از آن بر حسب R_u و زمان تناوب مؤثر سازه به دست می‌آید. با توجه به اینکه زمان تناوب‌های دینامیکی سازه‌ها در این مطالعه بیش از ۱/۰ S هستند، مقادیر ضرایب C_1 و C_2 برابر با ۱/۰ هستند. S_a شتاب طیفی در زمان تناوب اصلی مؤثر است. مقدار R_u بر حسب C_m به دست می‌آید که برای سازه‌های قاب بتنی بدون دیوار برشی برابر با ۰/۹ و برای سازه‌های با دیوار برشی برابر ۰/۸ است. در تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی دو نوع توزیع، به ترتیب توزیع بار نوع اول از نوع دینامیکی خطی طیفی و توزیع بار نوع دوم از نوع یکنواخت استفاده شده است. این تحلیل‌ها تا ۱/۵ برابر جابه‌جایی هدف انجام شده است. همچنین به اجزا با توجه به ابعاد، مقادیر میلگردها و نیروی‌های وارده، مفاصل پلاستیک اختصاص داده شده است.



شکل (۴): رابطه ممان - انحنا برای مقادیر مختلف مقاوم‌سازی با الیاف کربنی پلیمری [۲۴].



شکل (۵): رابطه شکل‌پذیری انحنا برای مقادیر مختلف مقاوم‌سازی با الیاف کربنی پلیمری [۲۴].

صورت گرفته فرضیات زیر برای CFRP در نظر گرفته شده است:

$$E_{FRP} = 155 \text{ GPa}, \phi_{FRP} = 0.75, \varepsilon_{FRP} = 0.0155 \quad (16)$$

که E مدول الاستیسیته، ϕ ضریب اطمینان طراحی و ε کرنش نهایی CFRP است. لنگر مقاوم برای تیرهای مستطیلی از رابطه (۱۷) محاسبه می‌شود [۱۴]:

$$M_T = \phi_s f_s A_s (d - x/2) - \phi_s f_s' A_s' (d' - x/2) + \phi_{FRP} E_{FRP} \varepsilon_{FRP} A_{FRP} (h - x/2) \quad (17)$$

که x ارتفاع ناحیه فشاری، A_s و A_s' مساحت میلگرد فشاری، f_s

که در آن ϕ_{old} میزان انحنا قبل از بهسازی و ϕ_{new} میزان انحنا پس از بهسازی است که مقادیر آنها از مطالعه ماهینی و رونق [۲۴] استخراج شده است. همچنین برای زوال مقاومت بر اساس انرژی (HBE) برای زوال متوسط مقدار ۰/۱۵ پیشنهاد شده است، که برای قاب‌های بهسازی شده با CFRP این ضریب بر اساس تغییرات شکل‌پذیری انحنا که در جذب انرژی مؤثر است کاهش می‌یابد.

$$HBE = \frac{\mu_{old}}{\mu_{new}} \times 0.15 \quad (15)$$

که در آن μ_{old} میزان شکل‌پذیری انحنا قبل از بهسازی و μ_{new} میزان شکل‌پذیری انحنا پس از بهسازی است، که مقادیر آنها از مطالعه ماهینی و رونق [۲۴] استخراج شده است. برای بهسازی تیرهای قاب ضعیف، از نشریه ۳۴۵ [۱۴] استفاده شده است، سپس با استفاده از شکل (۴) که بر مبنای تحقیقات مرجع [۲۴] است، میزان نهایی انحنا برای تیرها قبل و پس از بهسازی به دست آمده است. در ارتباط با شکل‌پذیری با استفاده از نتایج [۲۴] و استفاده از شکل (۵) مقدار شکل‌پذیری تیرهای بتنی مسلح قبل و بعد از بهسازی به دست آمده است.

با توجه به نتایج بسیاری از محققین از جمله ماهری [۱]، سوکاری و گالال [۲]، هوست و بای [۷] پوشاندن ستون‌های بتنی مسلح با ورق‌های CFRP محصورشدگی ستون‌ها را افزایش خواهد داد. برنامه IDARC [۱۹] امکان تعریف میزان محصورشدگی برای ستون را دارد. در این تحقیق برای قاب‌های ضعیف اولیه این ضریب مطابق پیشنهاد برنامه برابر ۰/۵ (محصورشدگی ناچیز) و برای قاب‌های بهسازی شده با CFRP این ضریب برابر ۰/۶۶ (محصورشدگی متوسط) در نظر گرفته شده است.

برای بررسی دقیق‌تر روش بهسازی با CFRP علاوه بر بررسی و مدل‌سازی قاب‌های ضعیف بهسازی شده مطابق نشریه ۳۴۵ [۱۴]، ارزیابی سازه در دو حالت بهسازی دست بالا که مقدار CFRP حدود ۱۳۵ درصد مقدار پایه و بهسازی حداکثر که مقدار CFRP حدود ۱۷۰ درصد مقدار پایه است، انجام شده است. سپس منحنی‌های شکنندگی ترسیم و ارزیابی نهایی با تحلیل هزینه‌فایده انجام شده است. در محاسبات

که در آن ω_w نسبت مقاومت حجمی است که از رابطه (۲۰) محاسبه می شود.

$$\omega_w = \frac{f_{FRP}}{\phi_c f_c} \quad (20)$$

ضریب عملکرد (α_{pr}) برای یک مقطع مستطیلی، به کیفیت اجرا و چسبندگی بتن-رزین و الیاف بستگی دارد، که برابر واحد در نظر گرفته شده است. در صورت مقاوم سازی قاب های بتنی با CFRP مشخصات اصلی دینامیکی سازه ها تغییری نمی کند، بنابراین جابه جایی هدف، همان مقادیر قبلی است. بنابراین المان های ضعیف در جابه جایی هدف شناسایی و مقاوم شدند. ارتفاع پوشش های CFRP به اندازه ارتفاع ناحیه تنگ و ویژه لحاظ شده و روش مقاوم سازی به صورت ساده^۵ (ERB) فرض شده است. در جدول (۲) تعداد لایه های مورد استفاده برای ستون ها به صورت نمونه نمایش داده شده است. در این جدول ضخامت هر لایه پوشش ۰/۱۵ میلی متر فرض شده است. همچنین در شکل (۶) جزئیات تقویت تیرها و ستون ها نمایش داده شده است.

و f'_s مقاومت نهایی فولاد، d و d' ارتفاع مفید مقطع و h ارتفاع کل تیر است. برای محاسبه طول نوارهای CFRP با توجه به مقدار لنگر مقاوم و ترسیم دیاگرام لنگر در طول عضو، مقدار طول مورد نیاز به دست می آید. دور پیچ کردن اعضای فشاری توسط ورق های FRP، محصورشدگی آن اعضا را افزایش داده و منجر به افزایش ظرفیت مقاومت فشاری اعضا می گردد. افزایش محصورشدگی سبب افزایش شکل پذیری اعضا تحت ترکیب نیروهای محوری و خمشی می گردد. فشار محصورشدگی (f_{ifrp}) به سبب مقاوم سازی یک مقطع مستطیلی با مصالح FRP مطابق رابطه (۱۸) محاسبه می شود:

$$f_{ifrp} = \frac{2N_b \phi_{FRP} E_{FRP} \epsilon_{FRP} t_{FRP} (b+h)}{bh} \quad (18)$$

که N_b تعداد لایه ها و b عرض مقطع است. کرنش مصالح CFRP برای محصورشدگی غیر پیش تنیده تا حداکثر نسبت ابعاد مقطع ۱/۵ برابر ۰/۰۰۲ در نظر گرفته می شود. مقاومت فشاری بتن محصور شده از رابطه (۱۹) تعیین می شود:

$$f_{cc} = f_c (1 + \alpha_{pr} \omega_w) \quad (19)$$

جدول (۲): تعداد لایه های CFRP برای ستون ها و ابعاد هندسی دیوارهای برشی با تراز حداقل برای مقاوم سازی سازه ها.

سازه ۱۵ طبقه				سازه ۸ طبقه				سازه ۵ طبقه				طبقه
طول اجزای مرزی (mm)	ضخامت دیوار (mm)	طول دیوار (mm)	تعداد لایه های CFRP	طول اجزای مرزی (mm)	ضخامت دیوار (mm)	طول دیوار (mm)	تعداد لایه های CFRP	طول اجزای مرزی (mm)	ضخامت دیوار (mm)	طول دیوار (mm)	تعداد لایه های CFRP	
۱۰۰۰	۳۰۰	۴۰۰۰	۵	۵۰۰	۳۰۰	۳۰۰۰	۵	۵۰۰	۲۵۰	۳۰۰۰	۷	۱
۸۰۰	۳۰۰	۴۰۰۰	۲	۵۰۰	۳۰۰	۳۰۰۰	۲	۵۰۰	۲۵۰	۳۰۰۰	۸	۲
۸۰۰	۳۰۰	۴۰۰۰	۱	۵۰۰	۳۰۰	۳۰۰۰	۲	۵۰۰	۲۰۰	۳۰۰۰	۵	۳
۷۰۰	۳۰۰	۴۰۰۰	۹	۵۰۰	۳۰۰	۳۰۰۰	۵	۵۰۰	۲۰۰	۳۰۰۰	۳	۴
۶۰۰	۳۰۰	۴۰۰۰	۵	۵۰۰	۳۰۰	۳۰۰۰	۱	۳۰۰	۲۰۰	۳۰۰۰	۲	۵
۵۰۰	۳۰۰	۴۰۰۰	۲	۵۰۰	۳۰۰	۳۰۰۰	۲					۶
۵۰۰	۳۰۰	۴۰۰۰	۱	۵۰۰	۳۰۰	۳۰۰۰	۱					۷
۵۰۰	۳۰۰	۴۰۰۰	۴	۵۰۰	۳۰۰	۳۰۰۰	۱					۸
۵۰۰	۳۰۰	۴۰۰۰	۳									۹
۵۰۰	۳۰۰	۴۰۰۰	۳									۱۰
۵۰۰	۳۰۰	۴۰۰۰	۷									۱۱
۵۰۰	۳۰۰	۴۰۰۰	۴									۱۲
۵۰۰	۳۰۰	۴۰۰۰	۲									۱۳
۵۰۰	۳۰۰	۴۰۰۰	۱									۱۴
۵۰۰	۳۰۰	۴۰۰۰	۱									۱۵

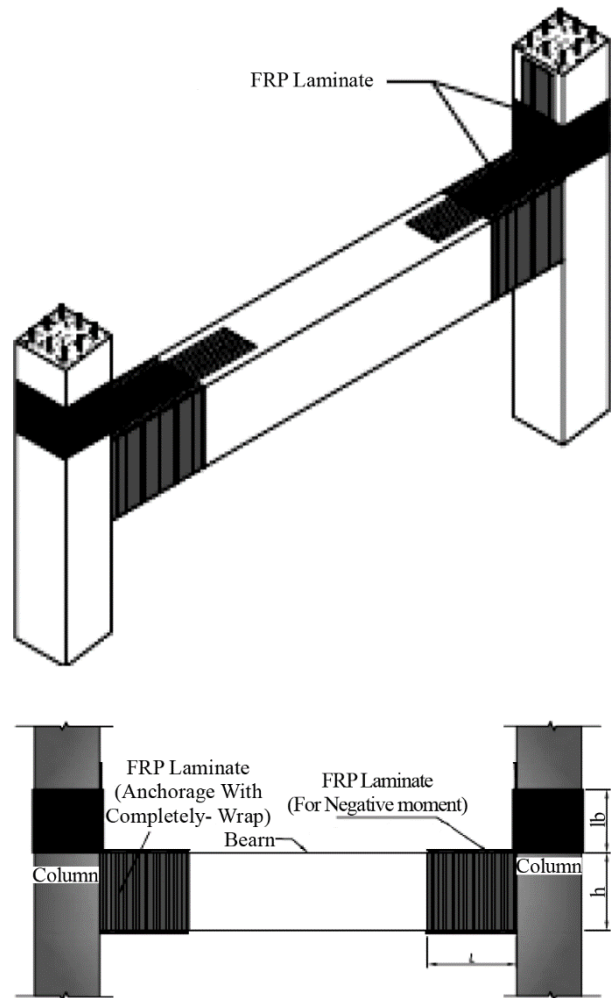
است. از طرفی ضخامت و طول دیوارها که معرف سختی جانبی آنها هستند، به صورتی طراحی شده است که سهم اصلی بارهای جانبی به دیوارها برسد و در نتیجه نیازی به تقویت قاب موجود ضعیف نباشد. دیوارها در این نرم‌افزار به صورت ستون معادل مدل‌سازی شده است. برای تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی از نرم‌افزار IDARC [۱۹] استفاده شده است. مشخصات زوال این دیوارها نیز متوسط و میلگردهای قائم و افقی نیز به صورت مستقیم در نرم‌افزار اعمال شده است.

میلگرد دیوارها در سه حالت طراحی و لحاظ شده است. حالت اول مقدار مورد نیاز حداقل، حالت دوم دست بالا، به مقدار ۱۳۵ درصد مقدار حداقل مورد نیاز و حالت سوم حداکثر، به مقدار ۱۷۰ درصد مقدار حداقل مورد نیاز در نظر گرفته شده است، که در هر حالت محدودیت‌های حداقلی و حداکثری درصد میلگرد مجاز مبحث نهم مقررات ملی رعایت شده است. در جدول (۲) ابعاد دیوارهای برشی مورد استفاده ارائه داده شده است. شایان ذکر است که عرض اجزای مرزی با ضخامت دیوارها یکسان فرض شده است.

زمان تناوب اصلی و حداکثر جابه‌جایی نسبی طبقات برای سازه ضعیف اولیه و سازه مقاوم شده با دیوار برشی، در برابر مقدار مجاز آیین‌نامه طراحی سازه در برابر زلزله ۲۸۰۰ ویرایش چهارم، در جدول (۳) ارائه شده است.

۳-۴- شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده

شتاب‌نگاشت‌های مورد نظر برای تحلیل تاریخچه زمانی باید تا حد امکان ویژگی‌هایی مشابه با زلزله محتمل در ساختگاه و شرایط



شکل (۶): نمایش تقویت تیرها و ستون‌ها با CFRP [۱۴].

۳-۳- مقاوم‌سازی با دیوار برشی

برای مقاوم‌سازی با دیوار برشی، در فایل SAP2000 [۱۸] دیوارها خارج از قاب‌های اصلی مدل‌سازی شدند تا اثر اضافی بر ستون‌های ضعیف فعلی نداشته باشند. اتصال این ستون‌ها با قاب ضعیف به کمک اجزای صلب بدون جرم و دو سر ساده بوده

جدول (۳): جدول مقایسه‌ای جابه‌جایی نسبی طبقه‌ای سازه‌های ضعیف و سازه‌های مقاوم شده با دیوار برشی.

ردیف	تعداد طبقات ساختمان	زمان تناوب طبیعی مود اول (ثانیه)		حداکثر جابه‌جایی نسبی طبقه‌ای	
		سازه ضعیف	سازه مقاوم شده	سازه ضعیف	سازه مقاوم شده
۱	۵	۱/۴۵	۰/۷۴	۰/۰۴۲۵	۰/۰۱۵۱
۲	۸	۲/۱	۱/۴۷	۰/۰۳۸۵	۰/۰۱۸۵
۳	۱۵	۳/۹۸	۲/۶	۰/۰۶۰۳	۰/۰۱۶۶

(LS) و آستانه فروریزش (CP) منحنی‌های شکنندگی برای سازه‌های ۵، ۸، و ۱۵ طبقه ترسیم شده است. مقدار جابه‌جایی نسبی متناظر با این حدود بنا بر مقادیر پیشنهادی آیین‌نامه FEMA365 [۲۷] به ترتیب برابر با ۱، ۲، و ۴ درصد ارتفاع طبقات لحاظ شده است. در جدول‌های (۴) تا (۶) وضعیت عملکردی سازه تحت زلزله طرح و حداکثر برای سازه ضعیف اولیه و سازه‌های مقاوم‌سازی شده نمایش می‌دهد. در شکل‌های (۸)، (۹) و (۱۰) منحنی شکنندگی سازه‌های بهسازی شده با CFRP و دیوارهای برشی با منحنی شکنندگی سازه ضعیف اولیه مقایسه شده است. علامت‌های اختصاری در جداول و شکل‌های این بخش به شرح زیر است:

W: قاب ضعیف، FLR: قاب بهسازی شده با CFRP در حالت حداکلی، FNR: قاب بهسازی شده با CFRP دست بالا، FHR: قاب بهسازی شده با CFRP در حالت حداکثر، SWLR: قاب بهسازی شده با دیوار برشی در حالت حداکلی، SWNR: قاب بهسازی شده با دیوار برشی در حالت دست بالا، WHR: قاب بهسازی شده با دیوار برشی در حالت حداکثر.

جدول (۴): سطوح عملکرد برای سازه‌های ۵ طبقه مورد مطالعه تحت زلزله طرح و زلزله حداکثر.

شتاب	W	FLR	FNR	FHR	SWLR	SWNR	SWHR
زلزله طرح (0.25g)	CP	LS	LS	LS	IO	IO	IO
زلزله حداکثر (0.4g)	F	CP	CP	CP	LS	LS	LS

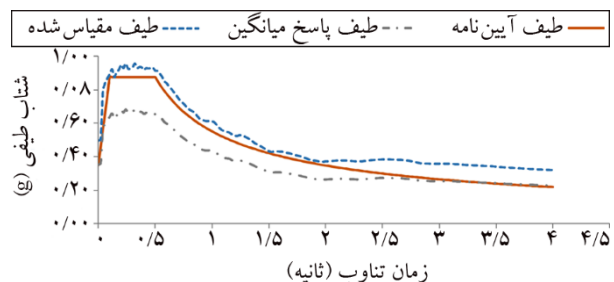
جدول (۵): سطوح عملکرد برای سازه‌های ۸ طبقه مورد مطالعه تحت زلزله طرح و زلزله حداکثر.

شتاب	W	FLR	FNR	FHR	SWLR	SWNR	SWHR
زلزله طرح (0.25g)	CP	LS	LS	LS	IO	IO	IO
زلزله حداکثر (0.4g)	F	CP	CP	CP	LS	LS	LS

جدول (۶): سطوح عملکرد برای سازه‌های ۱۵ طبقه مورد مطالعه تحت زلزله طرح و زلزله حداکثر.

شتاب	W	FLR	FNR	FHR	SWLR	SWNR	SWHR
زلزله طرح (0.25g)	CP	LS	LS	LS	LS	LS	LS
زلزله حداکثر (0.4g)	F	CP	CP	CP	LS	LS	LS

زلزله طرح را داشته باشند. برای تطابق کامل طیف شتاب‌نگاشت‌های زلزله با طیف طرح آیین‌نامه، هم‌زمان شتاب‌نگاشت‌های مصنوعی و واقعی استفاده شده است. بدین منظور ۱۵ رکورد مصنوعی که دارای طیف پاسخی مطابق با طیف طرح هستند و به کمک نرم افزار SeismoArtif [۲۵] تولید شده است، با شش عدد شتاب‌نگاشت واقعی زلزله مطابق با شرایط ساختگاه استفاده شده است. شتاب‌نگاشت‌های مصنوعی برای هموار شدن طیف پاسخ رکوردها با طیف طرح و عدم دور شدن پاسخ سازه از مقدار طیف طرح استفاده شده است و همچنین شتاب‌نگاشت‌های واقعی برای لحاظ اثر شتاب‌نگاشت‌های واقعی لحاظ شده است. شتاب‌نگاشت‌ها با استفاده از روش پیشنهادی آیین‌نامه ۲۸۰۰ [۱۷] در راستای اصلی مقیاس شده‌اند. انتخاب شتاب‌نگاشت‌های واقعی از مرجع [۲۶] با شرایط دور از گسل، بزرگی زلزله بین ۶ تا ۷ ریشتر و لحاظ نوع خاک نوع III است. در شکل شماره (۷) طیف شتاب‌نگاشت‌های مقیاس شده در برابر حالت مقیاس نشده و آیین‌نامه ارائه شده است. ضریب مقیاس برای قاب ضعیف و قاب مقاوم شده با CFRP و همچنین برای سازه دارای دیوار، یک مقدار مساوی به دست آمده است.



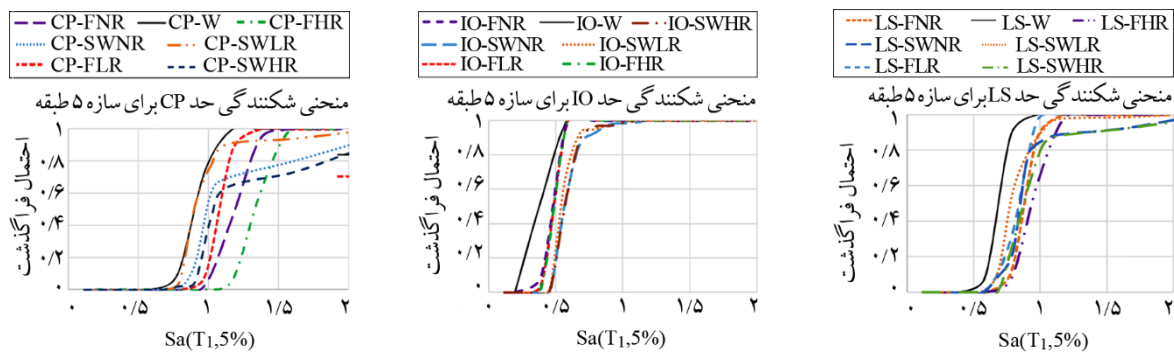
شکل (۷): نمودار مقیاس شده شتاب‌نگاشت‌ها.

۴- نتایج تحلیل‌های عددی

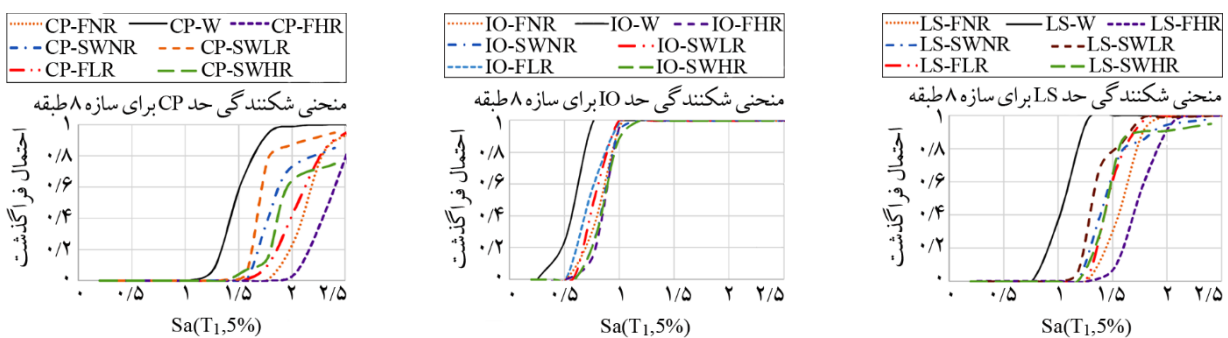
در این بخش مطابق با چارچوب ارزیابی آسیب‌پذیری، ابتدا منحنی‌های شکنندگی برای سازه‌های مختلف ارائه شده است. سپس با توجه به محاسبات انجام پذیرفته تحلیل هزینه‌فایده صورت پذیرفته است.

۴-۱- تولید منحنی‌های شکنندگی

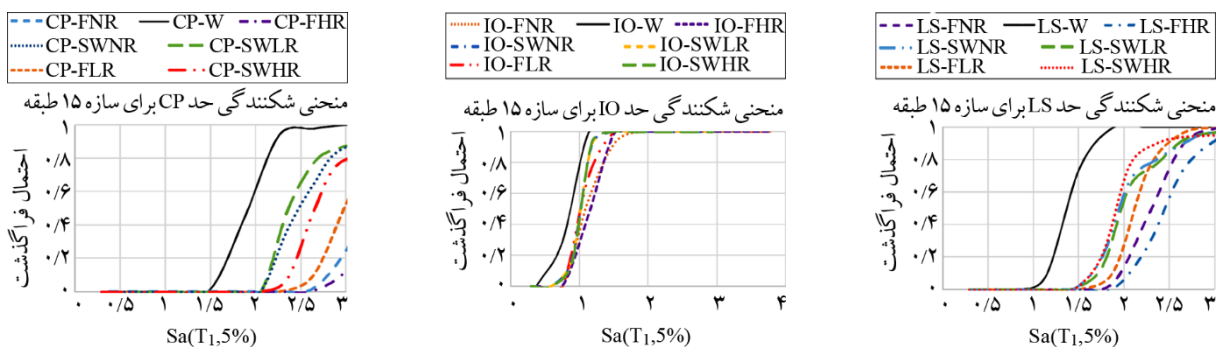
برای سه حد عملکرد، خدمات‌رسانی بی‌وقفه (IO)، ایمنی جانی



شکل (۸): منحنی شکنندگی سازه‌های ۵ طبقه.



شکل (۹): منحنی شکنندگی سازه‌های ۸ طبقه.



شکل (۱۰): منحنی شکنندگی سازه‌های ۱۵ طبقه.

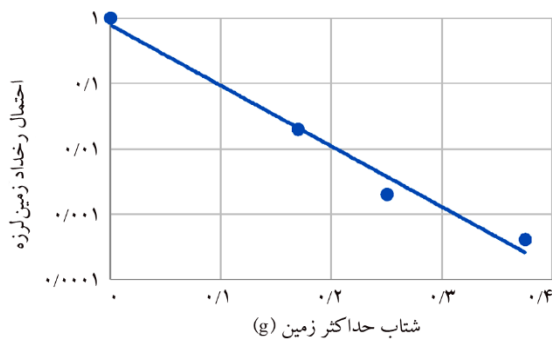
دوره بهره‌برداری را لحاظ نکنیم ($C_t=0$)، در این صورت فایده، تفاضل هزینه خرابی سالانه مورد انتظار در حالت فعلی و در حالت مقاوم‌سازی به روش λm است [۸]:

$$\text{Benefit}_i = \text{AEL}[\text{Initial}] - \text{AEL}[\text{Retrofit}_i] \quad (21)$$

هزینه سازه‌های مورد بررسی در پژوهش، در جدول‌های

۲-۴- تحلیل هزینه فایده

جهت برآورد مالی، سازه‌های ۵، ۸ و ۱۵ طبقه قبل از بهسازی به صورت دقیق متره شده است. با توجه به برآورد مالی اعضای غیر سازه‌ای اعم از هزینه تأسیسات و مبلمان مطابق قیمت مرسوم مقدار $7/000/000$ ریال به ازای هر متر مربع برآورد می‌شود که این هزینه به هزینه کل سازه اضافه خواهد شد. اگر هزینه‌های



شکل (۱۱): منحنی خطر لرزه‌ای سالانه متناظر با شتاب.

(۷) تا (۹) ارائه شده است. برای دیوارها هزینه فونداسیون‌ها با فرض استفاده از میکروپایل هم لحاظ شده است. در حالت استفاده از CFRP همه جزئیات مورد نیاز مطابق شکل (۶) لحاظ شده است. برای منطقه مورد نظر با فرض سطوح خطر لرزه‌ای آیین‌نامه، منحنی خطر لرزه‌ای مطابق شکل (۱۱) لحاظ شده است. بدین ترتیب خلاصه نتایج تحلیل هزینه‌فایده مطابق با جدول‌های (۱۱) تا (۱۳) است.

جدول (۷): هزینه‌های سازه‌های ۵ طبقه مورد بررسی.

نوع سازه مورد بررسی	هزینه اجزای سازه‌ای (میلیون تومان)	هزینه اجزای غیر سازه‌ای (میلیون تومان)	هزینه بهسازی (میلیون تومان)	هزینه کل (میلیون تومان)
W	۱۶۵۰	۵۶۰۰	۰	۷۲۵۰
FLR	۱۶۵۰	۵۶۰۰	۱۹۲	۷۴۴۲
FNR	۱۶۵۰	۵۶۰۰	۲۰۶	۷۴۵۶
FHR	۱۶۵۰	۵۶۰۰	۲۳۰	۷۴۸۰
SWLR	۱۶۵۰	۵۶۰۰	۳۵۵	۷۶۰۵
SWNR	۱۶۵۰	۵۶۰۰	۳۷۲	۷۶۲۲
SWHR	۱۶۵۰	۵۶۰۰	۳۸۱	۷۶۳۱

جدول (۸): هزینه‌های سازه‌های ۸ طبقه مورد بررسی.

نوع سازه مورد بررسی	هزینه اجزای سازه‌ای (میلیون تومان)	هزینه اجزای غیر سازه‌ای (میلیون تومان)	هزینه بهسازی (میلیون تومان)	هزینه کل (میلیون تومان)
W	۲۰۹۰	۸۹۶۰	۰	۱۱۰۵۰
FLR	۲۰۹۰	۸۹۶۰	۳۵۳	۱۱۴۰۳
FNR	۲۰۹۰	۸۹۶۰	۴۰۷	۱۱۴۵۷
FHR	۲۰۹۰	۸۹۶۰	۴۶۱	۱۱۵۱۱
SWLR	۲۰۹۰	۸۹۶۰	۵۹۱	۱۱۶۴۱
SWNR	۲۰۹۰	۸۹۶۰	۶۱۵	۱۱۶۶۵
SWHR	۲۰۹۰	۸۹۶۰	۶۳۳	۱۱۶۸۳

جدول (۹): هزینه‌های سازه‌های ۱۵ طبقه مورد بررسی.

نوع سازه مورد بررسی	هزینه اجزای سازه‌ای (میلیون تومان)	هزینه اجزای غیر سازه‌ای (میلیون تومان)	هزینه بهسازی (میلیون تومان)	هزینه کل (میلیون تومان)
W	۵۸۵۶	۱۶۸۰۰	۰	۲۲۶۵۶
FLR	۵۸۵۶	۱۶۸۰۰	۷۴۹	۲۳۴۰۵
FNR	۵۸۵۶	۱۶۸۰۰	۸۶۴	۲۳۵۲۰
FHR	۵۸۵۶	۱۶۸۰۰	۹۷۹	۲۳۶۳۵
SWLR	۵۸۵۶	۱۶۸۰۰	۱۱۳۲	۲۳۷۸۸
SWNR	۵۸۵۶	۱۶۸۰۰	۱۱۷۳	۲۳۸۲۹
SWHR	۵۸۵۶	۱۶۸۰۰	۱۲۲۳	۲۳۸۷۹

جدول (۱۰): خلاصه نتایج تحلیل هزینه فایده برای سازه ۵ طبقه مقاوم‌سازی شده.

سازه‌های مقاوم‌سازی شده			سازه ضعیف	
حداکثر	دست بالا	حداقل		
۲۳۰	۲۰۶	۱۹۲	-	هزینه مقاوم‌سازی با CFRP (میلیون تومان)
۷۴۸۰	۷۴۵۶	۷۴۴۲	۷۲۵۰	هزینه کلی سازه (میلیون تومان)
۱۲۵/۷	۱۳۶/۴	۱۵۱/۸	۳۰۲/۲۸	هزینه خرابی سالانه مورد انتظار (میلیون تومان)
۱۱۸۱/۶	۱۲۸۲/۲	۱۴۲۶/۹	۲۸۴۱/۴	هزینه کنونی کل خرابی (میلیون تومان)
۱۶۵۹/۸	۱۵۵۹/۲	۱۴۲۰/۳۳	-	مقدار فایده
۷/۲۲	۷/۵۷	۷/۳۷	-	نسبت فایده به هزینه
۳۸۱	۳۷۲	۳۵۵	-	هزینه مقاوم‌سازی با دیوار برشی (میلیون تومان)
۷۶۳۱	۷۶۲۲	۷۶۵۰	۷۲۵۰	هزینه کلی سازه (میلیون تومان)
۹۳/۱	۹۶/۸۹	۱۱۳/۱۷	۳۰۲/۲۸	هزینه خرابی سالانه مورد انتظار (میلیون تومان)
۸۷۵/۲	۹۱۰/۸	۱۰۶۴/۷۴	۲۸۴۱/۴	هزینه کنونی کل خرابی (میلیون تومان)
۱۹۶۶/۲	۱۹۳۰/۶	۱۷۷۶/۶۶	-	مقدار فایده
۵/۱۶	۵/۲	۵	-	نسبت فایده به هزینه

جدول (۱۱): خلاصه نتایج تحلیل هزینه فایده برای سازه ۸ طبقه مقاوم‌سازی شده.

سازه‌های مقاوم‌سازی شده			سازه ضعیف	
حداکثر	دست بالا	حداقل		
۴۶۱	۴۰۷	۳۵۳	-	هزینه مقاوم‌سازی با CFRP (میلیون تومان)
۱۱۵۱۱	۱۱۴۵۷	۱۱۴۰۳	۱۱۰۴۹/۶	هزینه کلی سازه (میلیون تومان)
۶۱/۸	۷۸	۱۰۸/۵	۱۸۹/۴۸	هزینه خرابی سالانه مورد انتظار (میلیون تومان)
۵۸۳/۸	۷۳۳	۱۰۱۹/۷	۱۷۸۱/۱	هزینه کنونی کل خرابی (میلیون تومان)
۱۱۹۷/۳	۱۰۴۸/۱	۷۶۱/۴	-	مقدار فایده
۲/۶۰	۲/۵۸	۲/۱۶	-	نسبت فایده به هزینه
۶۳۳	۶۱۵	۵۹۱	-	هزینه مقاوم‌سازی با دیوار برشی (میلیون تومان)
۱۱۶۸۳	۱۱۶۶۵	۱۱۶۴۱	۱۱۰۴۹/۶	هزینه کلی سازه (میلیون تومان)
۲۴/۸	۲۵/۶	۲۸/۵	۱۸۹/۴۸	هزینه خرابی سالانه مورد انتظار (میلیون تومان)
۲۳۲/۹	۲۴۰/۶	۲۶۸/۹	۱۷۸۱/۱	هزینه کنونی کل خرابی (میلیون تومان)
۱۵۴۸/۲	۱۵۴۰/۵	۱۵۱۲/۲	-	مقدار فایده
۲/۴۵	۲/۵۱	۲/۵۶	-	نسبت فایده به هزینه

جدول (۱۲): خلاصه نتایج تحلیل هزینه فایده برای سازه ۱۵ طبقه مقاوم‌سازی شده.

سازه‌های مقاوم‌سازی شده			سازه ضعیف	
حداکثر	دست بالا	حداقل		
۹۷۹	۸۶۴	۷۴۹	-	هزینه مقاوم‌سازی با CFRP (میلیون تومان)
۲۳۶۳۵	۲۳۵۲۰	۲۳۴۰۵	۲۲۶۵۶	هزینه کلی سازه (میلیون تومان)
۱۸۶/۵۰	۲۰۷/۲	۲۴۹/۵	۷۳۷/۴۳	هزینه خرابی سالانه مورد انتظار (میلیون تومان)
۱۷۵۲/۸	۱۹۴۷/۷	۲۳۴۵/۲	۶۹۳۱/۹	هزینه کنونی کل خرابی (میلیون تومان)
۵۱۷۱/۱	۴۹۸۴/۵	۴۵۸۹/۴	-	مقدار فایده
۵/۲۹	۵/۷۷	۶/۱۳	-	نسبت فایده به هزینه
۱۲۲۳	۱۱۷۳	۱۱۳۲	-	هزینه مقاوم‌سازی با دیوار برشی (میلیون تومان)
۲۳۸۷۹	۲۳۸۲۹	۲۳۷۸۸	۲۲۶۵۶	هزینه کلی سازه (میلیون تومان)
۱۱۷	۱۲۱/۴	۱۲۶/۱	۷۳۷/۴۳	هزینه خرابی سالانه مورد انتظار (میلیون تومان)
۱۱۰۰/۲	۱۱۴۱/۵	۱۱۸۵/۵	۶۹۳۱/۹	هزینه کنونی کل خرابی (میلیون تومان)
۵۸۳۱/۸	۵۷۹۰/۴	۵۷۴۶/۴	-	مقدار فایده
۴/۷۷	۴/۹۴	۵/۰۸	-	نسبت فایده به هزینه

۳-۴- بحث بر روی نتایج

نتایج تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی نشان می‌دهد که با کمک دیوار برشی مقدار جابه‌جایی نسبی بین طبقات به مراتب بیشتر از ورق‌های CFRP کاهش می‌دهد و در نتیجه سطح عملکرد بالاتری حاصل می‌شود. در منحنی شکنندگی سازه‌های ۵، ۸ و ۱۵ طبقه تفاوت معناداری میان احتمال رخداد خرابی در روش‌های مختلف مقاوم‌سازی با سطوح مختلف وجود دارد. در سازه ۵ طبقه استفاده از دیوار برشی در هر سه سطح عملکرد (آستانه فروریزش، ایمنی جانی و قابلیت استفاده بی‌وقفه) میزان احتمال خرابی سازه تحت زلزله‌های شدید را نسبت به استفاده از ورق‌های CFRP بیشتر کاهش داده است. با افزایش تعداد طبقات از ۵ طبقه به ۸ و ۱۵ طبقه (با افزایش ارتفاع سازه)، ورق‌های CFRP عملکردی بهتری نسبت به دیوارهای برشی داشته است. در سازه ۱۵ طبقه استفاده از این روش مقاوم‌سازی تأثیر بیشتری نسبت به استفاده از دیوار برشی داشته است. مقایسه عملکردی و اقتصادی روش‌های بهسازی مطابق با جدول‌های (۱۳) تا (۱۵) ارائه شده است. رابطه مورد استفاده برای تحلیل هزینه‌فایده رابطه (۸) است.

جدول (۱۴): خلاصه نتایج تحلیل هزینه فایده و تحلیل غیرخطی برای سازه ۸ طبقه.

نسبت هزینه به فایده	سطح عملکرد	نسبت جابه‌جایی نسبی طبقه‌ای	شتاب (g)	سطح بهسازی
-	CP	۰/۰۳۰۸	۰/۲۵ g	W
	F	۰/۰۵۵۱	۰/۴ g	
۲/۱۶	LS	۰/۰۲۰۸	۰/۲۵ g	FLR
	CP	۰/۰۳۴۸	۰/۴ g	
۲/۵۸	LS	۰/۰۱۸۵	۰/۲۵ g	FNR
	CP	۰/۰۳۵۱	۰/۴ g	
۲/۶	LS	۰/۰۱۷۸	۰/۲۵ g	FHR
	CP	۰/۰۳۰۷	۰/۴ g	
۲/۵۶	IO	۰/۰۱۶۶	۰/۲۵ g	SWLR
	LS	۰/۰۳۲۳	۰/۴ g	
۲/۵۱	IO	۰/۰۱۵۴	۰/۲۵ g	SWNR
	LS	۰/۰۲۶۲	۰/۴ g	
۲/۴۵	IO	۰/۰۱۵۱	۰/۲۵ g	SWHR
	LS	۰/۰۳۰۴	۰/۴ g	

جدول (۱۵): خلاصه نتایج تحلیل هزینه فایده و تحلیل غیرخطی برای سازه ۱۵ طبقه.

نسبت هزینه به فایده	سطح عملکرد	نسبت جابه‌جایی نسبی طبقه‌ای	شتاب (g)	سطح بهسازی
-	CP	۰/۰۳۸۶	۰/۲۵ g	W
	F	۰/۱۶۴۹	۰/۴ g	
۶/۱۳	LS	۰/۰۲۰۶	۰/۲۵ g	FLR
	CP	۰/۰۴۰۳	۰/۴ g	
۵/۷۷	LS	۰/۰۱۹۲	۰/۲۵ g	FNR
	CP	۰/۰۳۵۵	۰/۴ g	
۵/۲۹	LS	۰/۰۱۹۰	۰/۲۵ g	FHR
	CP	۰/۰۳۴۹	۰/۴ g	
۵/۸	LS	۰/۰۱۸۵	۰/۲۵ g	SWLR
	LS	۰/۰۳۰۱	۰/۴ g	
۴/۹۴	LS	۰/۰۱۸۶	g/۰/۲۵	SWNR
	LS	۰/۰۲۹۸	۰/۴ g	
۴/۷۷	LS	۰/۰۱۸۴	g/۰/۲۵	SWHR
	LS	۰/۰۲۷۶	۰/۴ g	

جدول (۱۳): خلاصه نتایج تحلیل هزینه فایده و تحلیل غیرخطی برای سازه ۵ طبقه.

نسبت هزینه به فایده	سطح عملکرد	نسبت جابه‌جایی نسبی طبقه‌ای	شتاب (g)	سطح بهسازی
-	CP	۰/۰۴۲۵	۰/۲۵ g	W
	F	۰/۱۰۳۱	۰/۴ g	
۷/۲۷	LS	۰/۰۳۱۱	۰/۲۵ g	FLR
	CP	۰/۰۷۵۵	۰/۴ g	
۷/۵۷	LS	۰/۰۲۹۸	۰/۲۵ g	FNR
	CP	۰/۰۸۲۳	۰/۴ g	
۷/۲۲	LS	۰/۰۲۵۳	۰/۲۵ g	FHR
	CP	۰/۰۴۸۵	۰/۴ g	
۵	IO	۰/۰۱۸۴	۰/۲۵ g	SWLR
	LS	۰/۰۳۸۶	۰/۴ g	
۵/۲	IO	۰/۰۱۵۱	۰/۲۵ g	SWNR
	LS	۰/۰۳۰۶	۰/۴ g	
۵/۱۶	IO	۰/۰۱۴۳	۰/۲۵ g	SWHR
	LS	۰/۰۳۲۸	g/۰/۴	

با توجه به گران بودن مقاوم‌سازی با دیوار برشی، منافع بیشتری دارد و میزان نسبت فایده به هزینه آن مخصوصاً در سازه کوتاه‌مرتبه (۵ طبقه) بیشتر است.

- با افزایش تعداد طبقات احتمال رخداد خرابی، خصوصاً تحت زلزله‌های شدیدتر بیشتر کاهش داشته است، که سبب شده است که نسبت فایده به هزینه دو سیستم به یکدیگر نزدیک شوند.

مراجع

1. . Maheri, M. (2005) Recent Advances in Seismic Retrofit of RC Frames. *Asian Journal of Civil Engineering (Building & Housing)*, 6(5), 373-391.
2. Sokkary, H. and Galal, K. (2008) Analytical Investigation of the Seismic Performance of RC Frames Rehabilitated Using Different Rehabilitation Techniques. *Engineering Structures*, **31**, 1955-1966.
3. Mowrtage, W. (2014) Simple Strengthening Techniques and New Technologist for Seismic Safety of Existing Building: Recent Research and Applications in Turkey. *International Burdur Earthquake & Environment Symposium (IBEES2015) Uluslararası Burdur Deprem ve Çevre Sempozyumu* 7-9 May 2015, Mehmet Akif Ersoy University, Burdur-Türkiye.
4. Melani, A., Khare, R.K., Dhakal, R.P. and Mander, J.B. (2015) Seismic risk assessment of low rise RC frame structure. *Structures*, **5**, 13-22.
5. Choi, S.V. (2017) Investigation on the seismic retrofit positions of FRP jackets for RC frames using multi-objective optimization. *Composites Part B: Engineering*, **123**(15), 34-44.
6. Seifi, A., Mohammad, A., Mohammad, S., and Zareian, S. (2017) Improving seismic performance of old-type RC frames using NSM technique and FRP jackets. *Engineering Structures*, **147**(15), 705-723.
7. Hueste, M. and Bai, J. (2007) Seismic Retrofit of a Reinforced Concrete Fat-Slab Structure: Part II: Seismic Fragility Analysis. *Engineering Structures*, **29**, 1178-1188.
8. Padgett, J.E., Dennemann, K., and Ghosh, J. (2009) Risk-Based Seismic Life-Cycle Cost-Benefit (LCC-B)

نتایج تحلیل هزینه‌فایده نشان داده است که از لحاظ اقتصادی، استفاده از ورق‌های CFRP برای مقاوم‌سازی سازه‌ها اقتصادی‌تر است، زیرا که هزینه اجرای دیوارهای برشی و فونداسیون‌های آنها بسیار گران است. برای سازه میان‌مرتبه و بلندمرتبه ۸ و ۱۵ طبقه، اختلاف بسیار کمی در نسبت هزینه‌فایده دو روش وجود دارد. در صورت استفاده از ورق‌های CFRP احتمال رخداد خرابی در سطوح خطر زلزله پایین بیشتر کاهش یافته است، درحالی‌که استفاده از دیوار برشی سبب شده است که احتمال رخداد خرابی و فراگذشت سازه از حدود عملکرد بالا خصوصاً CP بیشتر کاهش داشته باشد. همین مسئله خصوصاً برای سازه‌های با ارتفاع بیشتر که احتمال رخداد خرابی در آنها بیشتر است، سبب نزدیک شدن نسبت فایده به هزینه دو حالت مقاوم‌سازی شده است.

۵- نتیجه‌گیری

در این مطالعه چارچوبی برای ارزیابی آسیب‌پذیری و هزینه‌ای بر روی ترازهای مختلف بهسازی قاب‌های ضعیف بتنی مسلح به کمک ورق‌های CFRP و اضافه کردن دیوار برشی ارائه شده است. بدین منظور با کمک منحنی‌های شکنندگی و تحلیل هزینه‌فایده عملکرد سازه‌های مقاوم شده بتنی ارزیابی شده است. خلاصه نتایج تحلیل‌ها به شرح زیر است:

- چارچوب معرفی شده به‌خوبی توانسته است که اهداف ارزیابی آسیب‌پذیری و هزینه‌ای را برآورد نماید.

- احتمال فراگذشت سازه از حدود تعریف شده آسیب با افزایش تراز مقاوم‌سازی مطابق انتظار کاهش یافته است.

- مقایسه فواصل منحنی‌های شکنندگی و حدود عملکردی آنها نشان می‌دهد که فاصله معناداری میان مقاوم‌سازی حداقل، دست‌بالا و حداکثر وجود ندارد و نتایج تحلیل هزینه فایده برای اکثر سطوح نشان می‌دهد که بهسازی حداقل که مطابق با دستورالعمل ۳۶۰ [۲۳] و نشریه ۳۴۵ [۱۴] است، دارای عملکرد قابل قبولی در کاهش رخداد خرابی‌هاست.

- با توجه به نتایج تحلیل هزینه‌فایده، استفاده از ورق‌های CFRP

- 2800 (4th edition) (in Persian).
18. Computers and Structures, Inc. (2011) CSI Analysis Reference Manual for Sap2000, ETABS, SAFE and CSiBridge. Computers and Structures, Inc., Berkeley, California, USA.
 19. Valles R.E., et al. (2009) IDARC2D version 7.0: a computer program for the inelastic damage analysis of buildings. NCEER, State Univ. of New York at Buffalo, technical report MCEER-09-0006.
 20. Bakhshi, A. and Asadi, P. (2013) Probabilistic evaluation of seismic design parameters of RC frames based on fragility curves. *Scientia Iranica*, **20**(2), 231-241.
 21. Sivaselvan, M.V. and Reinhorn, A.M. (1999) Hysteretic Models for Cyclic Behavior of Deteriorating Inelastic Structures, University at Buffalo, State University of New York Department of Civil, Structural and Environmental Engineering, Ketter Hall Buffalo, New York 14260, Technical Report MCEER-99-0018.
 22. Valles, R.E., Reinhorn, A.M., Kunnath, S.K., Li, C. and Madan, A. (1996) *IDARC2D, Version 4.0: A Computer Program for the Inelastic Damage Analysis of Buildings*. State University of New York Department of Civil, Structural and Environmental Engineering Ketter Hall Buffalo, New York 14260, Technical Report NCEER-96-0010.
 23. Strategic Oversight Deputy, Technical system affairs, (2013) *Guideline for Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*. Publication No. 360, (1st revision) (in Persian).
 24. Mahini, S.S., and Ronagh, H.R. (2009) Strength and ductility of FRP web-bonded RC beams for the assessment of retrofitted beam-column joints. *Composite Structures*, **92**(6), 1325-1332.
 25. SeismoSoft (2004). *SeismoSignal v.3.1-A computer program for the signal processing of strong-motion data*. Available from URL: <http://www.seissoft.com>.
 26. Chopra, A.K., and Chintanapakdee, C. (2003) *Inelastic Deformation Ratios for Design and Evaluation of Structures: Single-Degree-of-Freedom*. Analysis for Bridge Retrofit Assessment. *Structural Safety*, **32**, 165-173.
 9. Wen, Y.K. and Kang, Y.J. (2001) Minimum building life-cycle cost design criteria. I: Methodology. *Journal of Structural Engineering*, **127**(3), 330-337.
 10. Kyriakides, N.C., Chrysostomou, C.Z., Tantele, E.A., and Votsis, R.A. (2015) Framework for the derivation of analytical fragility curves and life cycle cost analysis for non-seismically designed buildings. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **78**, 116-126.
 11. Tarfan, S., Banazadeh, M., and Esteghamati, M.Z. (2018) Probabilistic seismic assessment of non-ductile RC buildings retrofitted using pre-tensioned aramid fiber reinforced polymer belts. *Composite Structures*, **208**, 865-878.
 12. Valente, M., and Milani, G. (2018) Alternative retrofitting strategies to prevent the failure of an under-designed reinforced concrete frame. *Engineering Failure Analysis*, **89**, 271-285.
 13. Sousa, L., and Monteiro, R. (2018) Seismic retrofit options for non-structural building partition walls: Impact on loss estimation and cost-benefit analysis. *Engineering Structures*, **161**, 8-27.
 14. Office of Technical Affairs Deputy Technical, Criteria Codification and Earthquake Risk Reduction Affairs Bureau (2006) *The Guideline for Design Specification of Strengthening RC Buildings Using Fiber Reinforced Polymers (FRP)*, Publication No. 345 (in Persian).
 15. Hwang, H.H.M., and Huo, J.R. (1994) Generation of hazard-consistent fragility curves for seismic loss estimation studies. New York; U.S. National Center for Earthquake Engineering Research, (149) p. illus, Tab. (Technical Report NCEER, 94-0015).
 16. ATC (1985) *ATC-13, Earthquake Damage Evaluation Data for California*. Redwood City, CA, pp. 492, Applied Technology Council.
 17. Permanent Committee for Revising, The Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of buildings (2015) *Iranian Code of Practice For seismic Resistant Design Of buildings, Standard No.*

Freedom Bilinear Systems. Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, UCB/EERC 2003-09.

27. Federal Emergency Management Agency (2000) Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA-356, Washington, DC.

واژه‌نامه

Carbone Fiber Reinforcement Polymer (CFRP)	۱- الیاف کربنی مسلح پلیمری
Fragility Curve	۲- منحنی‌های شکنندگی
Life-Cycle Cost	۳- تحلیل چرخه عمر
Cost-Benefit	۴- هزینه فایده
Externally Bonded Reinforcing (ERB)	۵- مقاوم‌سازی به صورت ساده