

الگوی بهینه تقویت CFRP در قاب‌های بتن مسلح بر مبنای تحلیل قابلیت اعتماد

*منصور باقری^۱، آزاده چهکندی^۲

۱. استادیار، گروه مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی بیرجند، بیرجند، ایران
۲. کارشناس ارشد سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، سمنان، ایران

*mnsrbagheri@birjandut.ac.ir

تاریخ پذیرش: ۹۸/۹/۱۴

تاریخ دریافت: ۹۷/۹/۱۰

چکیده

در تحقیق حاضر الگوی بهینه برای تقویت قاب بتن آرمه با لایه‌های CFRP با استفاده از تحلیل قابلیت اعتماد ارائه شده است. پس از انجام صحت سنجی و اطمینان از نتایج حاصل از مدل‌سازی در نرم‌افزار اپنسیس، قابلیت اعتماد قاب بتن مسلح ۸ طبقه تحت سه رکورد زلزله و ۵ الگوی تقویت ابتدا با استفاده از روش قابلیت اعتماد نمونه‌برداری با اهمیت تعیین شده، سپس دقت روش با روش شبیه‌سازی مونت کارلو سنجیده شده است. بر پایه نتایج تحلیل قابلیت اعتماد، مقدار طول بهینه متناظر با حداکثر مقدار شاخص قابلیت اعتماد (β) برای هر یک از رکوردهای زلزله تعیین شده است. بررسی نتایج نشان می‌دهد که افزایش طول تقویت منجر به افزایش شاخص قابلیت اعتماد نشده و از مقدار آن کاسته می‌شود. روش مونت کارلو برای انجام محاسبات به تعداد زیادی از نمونه‌های شبیه‌سازی نیاز دارد که با انتخاب روش نمونه‌برداری با اهمیت و مقدار مناسب متغیرهای تصادفی برای شروع تحلیل تعداد نمونه‌های شبیه‌سازی و زمان انجام محاسبات به طور چشمگیری کاهش می‌یابد.

واژگان کلیدی: قاب بتن مسلح، CFRP، شاخص قابلیت اعتماد (β)، روش نمونه‌برداری با اهمیت

۱. مقدمه

از میان روش‌های موجود برای انجام تقویت و بهسازی لرزه‌ای سازه‌های بتن‌آرمه استفاده از کامپوزیت‌های FRP در سال‌های اخیر به دلایلی نظیر مقاومت در برابر عوامل مخرب محیطی، وزن کم، مقاومت کششی بالا، سهولت در اجرا و توانایی انطباق با معماری به دلیل ضخامت بسیار کم نسبت به سایر روش‌های بهسازی مورد توجه قرار گرفته است [1].

اصولاً عدم پیش‌بینی بارهای اضافی در طول عمر بهره‌برداری سازه، عدم شناخت دقیق خصوصیات مکانیکی مصالح، وجود خطاهای انسانی و ساده‌سازی‌های موجود در روابط تحلیلی برای مدل‌سازی و پیش‌بینی رفتار سازه منجر به ایجاد نوعی عدم قطعیت در سازه‌های مهندسی می‌شود [2]. قابلیت اعتماد روشی است که امکان بررسی عدم قطعیت‌های موجود در مقاومت مصالح، بارهای خارجی و هندسه اعضا را فراهم کرده و میزان اثر هر یک از پارامترهای مؤثر در ظرفیت سازه را در سطح ایمنی آن، مشخص می‌سازد [3]. در تئوری قابلیت اعتماد هیچ پارامتری ماهیت ثابت و دقیقی نداشته و از یک توزیع آماری خاص پیروی می‌کند. نظریه قابلیت اعتماد کمیت‌های مرتبط با بار و مقاومت سازه را به عنوان پارمتر تصادفی در نظر گرفته و بر اساس تابع حالت حدی (LSF) به تخمین ایمنی سازه می‌پردازد [4].

تابع حالت حدی معادله میان متغیرهای تصادفی بار و مقاومت سازه را مشخص کرده و مرز میان خرابی و ایمنی سازه را نشان می‌دهد. با توجه به این‌که تعیین این تابع به‌طور دقیق به دلایلی نظیر خطاهای مدل‌سازی، عدم شناخت کافی نسبت به متغیرها و ... مشکل است، بنابراین استفاده از روش‌های مبتنی بر سطح پاسخ (RSM) که موجب حداقل‌سازی حجم محاسبات و صرفه‌جویی در زمان می‌شوند، ایده مناسبی برای تخمین تابع حالت حدی می‌باشند. با تخمین این تابع به روش سطح پاسخ می‌توان تحلیل قابلیت اعتماد سازه‌ها را با دقت مناسبی انجام داد [5-7].

به‌طورکلی روش‌های مرتبه اول قابلیت اعتماد (FORM) و روش مونت‌کارلو (MCS) از متداول‌ترین و دقیق‌ترین روش‌های

تحلیل قابلیت اعتماد می‌باشند. در روش FORM با انجام محاسبات و ساده‌سازی‌های مناسب نقطه طراحی تعیین می‌شود. نقطه طراحی روی سطح شکست قرار داشته و کوتاه‌ترین فاصله را با مبدأ نمونه‌گیری دارد به این فاصله شاخص قابلیت اعتماد (β) گفته می‌شود [8]. دقیق‌ترین روش برای محاسبه احتمال خرابی سازه (P_f)، روش مونت‌کارلو است. نظر به این‌که استفاده از این روش در مسائل با احتمال خرابی پایین نیازمند زمان محاسباتی بسیار زیادی است [9]، روش‌های شبیه‌سازی کارا مانند ISM [10]، نمونه‌گیری خطی (LSM) [11] و شبیه‌سازی زیرمجموعه‌ای (vSSM) [12] ارائه شده‌اند. این روش‌ها با دقت مناسب احتمال خرابی سازه را با تعداد شبیه‌سازی‌های بسیار کمتری محاسبه می‌کنند.

با توجه به اهمیت ارزیابی قابلیت اعتماد سازه‌های بتن‌آرمه تقویت‌شده با انواع مختلف FRP مطالعات زیادی در این زمینه انجام شده است. هائو و همکاران [13]، عملکرد ستون بتن‌آرمه در حضور و عدم حضور FRP تحت بار انفجاری را بررسی کردند. نتایج مطالعه آن‌ها نشان می‌دهد که اندازه ستون و نحوه تقویت آن روی پاسخ به بارهای انفجاری مؤثر بوده و با افزایش ابعاد ستون احتمال خرابی کاهش داده می‌شود.

اساما [14]، ستون‌های مربعی بتن‌آرمه تقویت‌شده با FRP را تحت تحلیل قابلیت اعتماد قرار داد. ستون بتن‌آرمه تقویت‌شده بر اساس روش اختلاف محدود غیرخطی با مقادیر مختلف خروج از مرکزیت تحلیل شد. هندسه، مقاومت و مقدار بار به‌عنوان متغیر در نظر گرفته شدند. نتایج تحلیل قابلیت اعتماد نشان داد که محصور کردن قسمتی از ستون بتن‌آرمه با ورقه‌های FRP وابسته به نوع و مقدار خروج از مرکزیت، مقدار β را از ۰/۱ تا ۰/۵ افزایش می‌دهد. نصرالله زاده و آقامحمدی [15] معادلات طراحی برشی تیرها موجود در دو آئین‌نامه ACI 440.1R و CSA S806 را تحت تحلیل قابلیت اعتماد قرار دادند. نتایج مطالعه آن‌ها نشان داد که اختلاف میان شاخص قابلیت اعتماد تیر با خاموت و بدون خاموت در آئین‌نامه ACI 440.1R بیشتر از CSA S806 بوده، همچنین شاخص‌های قابلیت اعتماد حاصل از دو آئین‌نامه متفاوت است.

اهمیت است. در این مقاله طول تقویت CFRP+ متناظر با حداکثر مقدار β برای قاب بتن آرمه تحت تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی تعیین می شود. برای این منظور ابتدا قاب ۸ طبقه بتن آرمه تقویت شده با CFRP انتخاب شده از مرجع [20] در ۵ الگوی تقویتی با طول های مختلف CFRP روی ستون در اپنسیس؛ مدل سازی و تحت سه رکورد زلزله دور از گسل تحلیل می شوند، سپس تحلیل قابلیت اعتماد توسط روش های MCS و ISM تحت رکوردهای زلزله انجام گردیده و طول بهینه تقویت CFRP تعیین گردیده است.

۲. تحلیل قابلیت اعتماد

به طور کلی پارامترهای مربوط به مقاومت مصالح (مانند مقاومت فشاری بتن، مقاومت تسلیم فولاد، مدول الاستیسیته و...)، هندسه اعضاء (مانند ابعاد مقاطع، فاصله آرماتورها و...) و بارهای اعمال شده به سازه همراه با عدم قطعیت هستند که در تئوری احتمالات با اختصاص توزیع آماری مشخص، این عدم قطعیت لحاظ می شود. در تئوری قابلیت اعتماد احتمال فراگذشت از یک حالت حدی که مرز میان خرابی و ایمنی سازه را مشخص می کند بررسی شده که از آن به عنوان احتمال خرابی (P_f) یاد می شود [21]. تابع حالت حدی مطابق معادله (۱) بر مبنای دو پارامتر نیاز (Q) و ظرفیت (R) تعریف شده و عملکرد سازه را نشان می دهد.

$$g(R, Q) = R - Q \quad (1)$$

این تابع فضای متغیرهای تصادفی را به سه ناحیه ایمن ($g(x) > 0$)، سطح شکست ($g(x) = 0$) و ناحیه خرابی ($g(x) < 0$) تقسیم می کند.

در مسائلی که تابع حالت حدی مقدار صریحی ندارد و نمی توان برای آن تابع دقیقی در نظر گرفت از روش RSM می توان بهره جست. RSM شامل تعدادی از روش های ریاضی و آماری است که می تواند برای تعریف رابطه بین

ژانوا و همکاران [16]، روش بهینه سازی مبتنی بر تحلیل قابلیت اعتماد را برای طراحی لرزه ای قاب بتن آرمه ۳ طبقه تقویت شده با FRP پیشنهاد دادند. قاب مورد نظر تحت تحلیل پوش اور قرار گرفته و مقدار جابجایی نسبی طبقات به عنوان پاسخ سازه در نظر گرفته شدند. در این مطالعه، مقدار ضخامت هر لایه به عنوان متغیر اصلی در نظر گرفته و طراحی بهینه تقویت قاب متناظر با کمترین هزینه مورد نیاز تقویت تعیین شد. ژنگ^۲ و همکاران [17]، عملکرد خمشی در تیرهای بتن آرمه تقویت شده را از نظر احتمالاتی بررسی کردند. ضرایب مقاومت با انجام تحلیل حساسیت و مطالعات پارامتریک کالیبره شدند. نتایج مطالعات پارامتریک نشان داد که نسبت FRP در مقاومت خمشی عضو تقویت شده بیشتر از نسبت آرماتورها تأثیرگذار بوده و مقدار کرنش تسلیم روی β هیچ تأثیری نداشته است، درحالی که افزایش مقاومت فشاری بتن و کرنش تسلیم آرماتورها باعث افزایش β شده است.

اساما و همکاران [18]، عملکرد لرزه ای قاب بتن آرمه ۳ طبقه تقویت شده با FRP را با تحلیل قابلیت اعتماد بررسی کردند. قاب مورد نظر تحت تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی قرار گرفت و مقدار دررفت طبقات به عنوان پاسخ سازه در نظر گرفته شد. در این تحقیق، دو نوع تقویت برشی و خمشی برای قاب در نظر گرفته شده و نتایج شبیه سازی نشان داد که تقویت خمشی در افزایش β مؤثرتر است. در مطالعه دیگری، تاکی و همکاران [19]، نتایج تحلیل قابلیت اعتماد تیر بتن آرمه تقویت شده با FRP را با تأکید بر اعمال اثرات شرایط محیطی ارائه دادند و عمر تیر بتن آرمه تقویت شده بر اساس یک مقدار هدف برای β محاسبه گردید. نتایج تحلیل قابلیت اعتماد نشان داد که خوردگی ناشی از نفوذ یون کلر نسبت به تخریب FRP روی ظرفیت برشی تیر اثر بیشتری داشته و نسبت تقویت روی نوع شکست مؤثر بوده است.

اصولاً در مقاوم سازی سازه ها یافتن الگوی بهینه تقویت به دلایلی نظیر کاهش هزینه و افزایش سطح ایمنی سازه حائز

شماتیک نحوه عملکرد روش MCS در شکل (۱) نشان داده شده است.

$$P_f = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N I(X_i) \quad (5)$$

که در آن $I(X_i)$ یک شمارنده است که مطابق معادله (۶) تعریف می‌شود.

$$I(X_i) = \begin{cases} 1 & \text{if } g(X_i) \leq 0 \\ 0 & \text{if } g(X_i) > 0 \end{cases} \quad (6)$$

اصولاً در مسائل دارای ابعاد زیاد که به مدت زمان محاسباتی بیشتری نیاز داشته و رسیدن به دقت بالا همراه با محدودیت است استفاده از روش MCS با حجم زیادی از محاسبات همراه بوده و هزینه محاسباتی بالایی را به همراه دارد. از این رو در دیگر روش‌های شبیه‌سازی این مشکل مرتفع شده است. محققین روش‌های زیادی برای کاهش تعداد نقاط نمونه مورد نیاز ارائه داده‌اند که از آن جمله ISM است که در مدت زمان کمتری P_f را نتیجه می‌دهد. در روش ISM برای شبیه‌سازی نمونه‌ها به جای استفاده از تابع توزیع احتمالاتی اصلی متغیرها از یک تابع چگالی احتمال جدید $h_X(x_i)$ با عنوان تابع چگالی نمونه‌برداری با اهمیت استفاده شده و P_f معادله (۵) به صورت معادله (۷) تصحیح می‌شود.

$$P_f = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N I(X_i) \frac{I_X(X_i)}{h_X(X_i)} \quad (7)$$

در معادله فوق نمونه تصادفی X_i با کمک تابع توزیع با اهمیت $h_X(x_i)$ تولید شده و $f_X(X_i)$ تابع توزیع احتمال اصلی متغیرها است. در روش ISM باید تابع چگالی نمونه‌برداری را در نقطه‌ای با بیشترین احتمال شکست که نقطه طراحی نامیده می‌شود، به دست آورد. یک روش نمونه‌برداری بسیار پرکاربرد انتقال مرکز نمونه‌گیری از مبدأ مختصات فضای استاندارد نرمال به نقطه طراحی مطابق شکل (۱-ب) است [27]. در روش ISM مهم‌ترین مسئله یافتن نقطه طراحی است. برای یافتن نقطه طراحی می‌توان از روش‌های قابلیت اعتماد مرتبه اول استفاده کرد.

پاسخ و متغیرهای مستقل استفاده شود. رابطه بین پاسخ و متغیرهای مستقل در معادله (۲) نشان داده شده است [22]:

$$g = f(x_1, x_2, \dots, x_n) + \varepsilon \quad (2)$$

که در آن g پاسخ، $x_1, x_2, \dots, x_n$ متغیرهای مستقل و ε خطای آماری با میانگین و انحراف معیار صفر و توزیع احتمالاتی نرمال است. f یک تابع ریاضی میان مقادیر ورودی و خروجی است که می‌توان در آن اثر متغیرها را به تنهایی یا در ترکیب با هم تعریف کرد. تابع f با انجام درونیابی میان داده‌های ورودی به راحتی قابل محاسبه است.

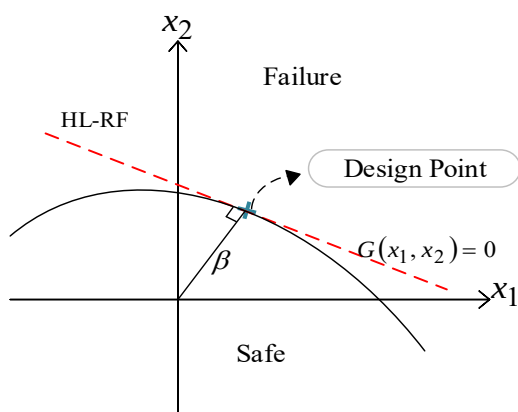
اصولاً قابلیت اعتماد توسط شاخص قابلیت اعتماد یا احتمال خرابی متناظر با آن بیان شده و با معادلات (۳) و (۴) محاسبه می‌گردند.

$$P_f = \int_{R-Q \leq 0} f_X(x_1, x_2, \dots, x_n) \quad (3)$$

$$P_f = \Phi(-\beta) \quad (4)$$

که در آن، $f_X(X)$ تابع چگالی احتمال و $\Phi(\cdot)$ تابع توزیع تجمعی نرمال استاندارد است. روش‌های مختلفی برای تعیین این دو پارامتر از جمله روش‌های شبیه‌سازی [23]، روش‌های قابلیت اعتماد مرتبه اول [24] و دوم [25] ارائه شده است.

با توجه به این که محاسبه مستقیم انتگرال معادله (۳) به دلایلی نظیر حجم محاسبات بالا و مشخص نبودن تابع حالت حدی در برخی مسائل مشکل می‌نماید، شاخص قابلیت اعتماد از روش‌های معرفی شده در بخش قبل محاسبه شده و با استفاده از معادله (۴) احتمال خرابی تعیین می‌شود. روش MCS به دلیل سهولت و سادگی، دقت بالای نتایج، توانایی حل دقیق هرگونه مسئله اعم از مسائل تابع زمان و یا مستقل از آن و عدم محدودیت در برخورد با شکل‌های پیچیده تابع حالت حدی از جمله روش‌های پرکاربرد در تئوری قابلیت اعتماد است. با توجه به این که به طور کلی خرابی زمانی رخ می‌دهد که مقدار تابع حالت حدی منفی باشد، احتمال خرابی مطابق روش MCS از تقسیم تعداد دفعات خرابی بر تعداد کل آزمایش‌ها مطابق معادله (۵) به دست می‌آید [26].

شکل ۲. تعیین β در روش HL-RF [21]Fig. 2. Determination of β in HL-RF method [21]

شکل ۱. الف. تولید نمونه تصادفی در روش MCS [28]

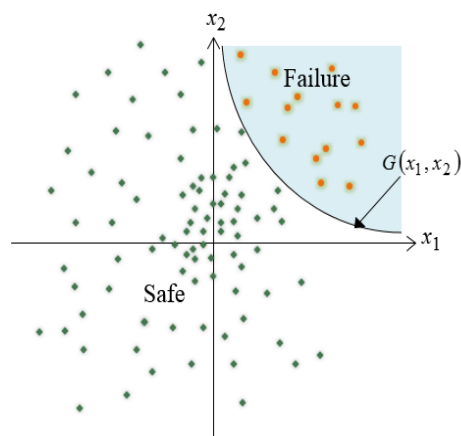


Fig. 1.a. random sample generation in MCS [28]

شکل ۱. ب. تولید نمونه تصادفی با ISM [28]

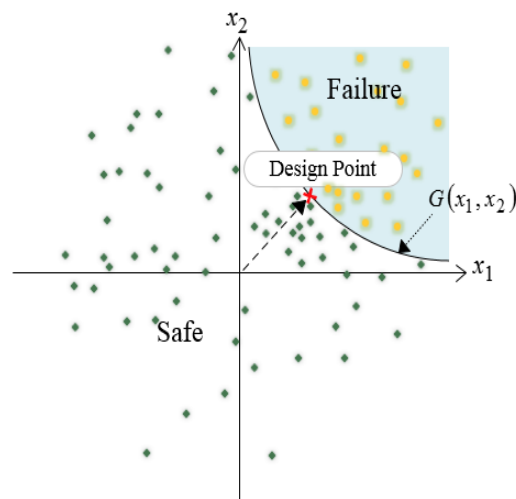


Fig. 1.b. random sample generation in ISM [28]

در سال ۱۹۷۸ رکویتز و فیسلر؛ الگوریتم HL را بهبود داده و توزیع آماری متغیرهای تصادفی را نیز وارد محاسبات کردند [29]. این روش که اصلاح شده HL است به نام HL-RF شناخته می‌شود. در این روش برای تمامی متغیرهای تصادفی غیر نرمال پارامترهای معادل نرمال، یعنی میانگین معادل نرمال (μ_X^e) و انحراف معیار معادل نرمال (σ_X^e) تعیین می‌شود سپس با خطی سازی تابع حالت حدی و انجام یک روند تکراری نقطه طرح تعیین می‌گردد که می‌توان از آن در روش ISM استفاده کرد.

۳. مدل سازی قاب دوبعدی

۳-۱- معرفی مصالح

در این تحقیق مصالح بتن و فولاد در اپنسیس به صورت غیرخطی با مصالح Concrete02 با مقاومت فشاری $f_y = 420 \text{ MPa}$ و $f'_c = 25 \text{ MPa}$ و Steel02 با تنش حد تسلیم مدل سازی شده‌اند. تیرها و ستون‌ها در دو انتها به طور کامل توسط لایه‌های CFRP دورپیچ شده که اثرات محصورشدگی بر مقاومت فشاری و کرنش بتن در خصوصیات آن توسط مدل مندره [30] تعریف شده است. رفتار تنش-کرنش بتن به صورت غیرخطی در نظر گرفته شده و در صورتی که هنگام بارگذاری تحت فشار جانبی قرار گیرد، شرایط به صورت محصورشده

هاسوفر و لیند در سال ۱۹۷۴ روشی را برای تعیین β در فضای نرمال استاندارد به صورت نزدیک ترین فاصله نقطه روی سطح خرابی (نقطه طراحی) تا مبدأ مختصات پایه گذاری نمودند. این روش با نام الگوریتم HL شناخته می‌شود. مطابق شکل (۲) نقطه طراحی نقطه‌ای است که روی سطح شکست $g=0$ قرار داشته و با تقریب مرتبه اول از سری تیلور برای تابع حالت حدی به ساده سازی توابع و محاسبه β می‌پردازد. الگوریتم HL تنها برای متغیرهایی با توزیع احتمالاتی نرمال مناسب است.

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left(1 + R \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right) \quad (9)$$

که در آن، f'_{co} ، ε_{co} و f'_l به ترتیب مقاومت فشاری بتن محصور نشده، کرنش متناظر با آن ($\varepsilon_{co} = 0.002$) و تنش محصورشدگی مؤثر بتن می‌باشند. در مدل مندر و همکاران مقدار R برای مقاطع توپر تحت فشار سه محوره برابر ۵ در نظر گرفته شده است. تنش محصورشدگی مؤثر بتن با رابطه (۱۰) محاسبه می‌شود [1]:

$$f_l = \frac{k_a \varepsilon_f E_f m (v + n)}{bh} \quad (10)$$

در رابطه (۱۰)، k_a ضریب مؤثر تقویت FRP بوده و مقدار آن با رابطه (۱۱) محاسبه می‌شود.

$$k_a = 1 - \frac{v + n}{3bh(1 - \rho_g)} \quad (11)$$

در روابط فوق E_f مدول الاستیسیته FRP، ρ_g درصد آرماتور طولی و ε_f کرنش مؤثر FRP بوده و مقدار آن برابر ۰/۰۰۴ در نظر گرفته شده است. n و t تعداد و ضخامت لایه‌های تقویت و b و h عرض و ارتفاع مقطع هستند.

در این مطالعه مقاطع تیر و ستون با استفاده از مقطع فیبر متشکل از چهار نوع مصالح بتن محصور شده، بتن محصور نشده، آرماتورهای طولی موجود در مقطع و مصالح CFRP مدل‌سازی شده‌اند. به‌منظور لحاظ نمودن پدیده جداشدگی CFRP از سطح مقطع بتن آرمه مقدار حداکثر کرنش لایه‌های CFRP برابر مقدار کرنش گسیختگی تعریف شده است. ضمن این‌که کامپوزیت‌های CFRP به دلیل ماهیت خطی آن تا لحظه شکست، به‌صورت خطی با مصالح Elastic مدل‌سازی شده‌اند.

لایه‌های CFRP استفاده شده دارای ضخامت 0.165mm و مدول 240GPa می‌باشند. همچنین تیرها و ستون‌ها با المان‌های غیرخطی Beam-Column با توزیع پلاستیسیته گسترده و ۷ نقطه برای انتگرال‌گیری گاوس-لاباتو مدل‌سازی شده‌اند.

تعریف شده و رفتار تنش-کرنش متفاوت از حالت اولیه خواهد بود، به‌طوری‌که مقاومت فشاری و کرنش نهایی شکست افزایش می‌یابند [31].

شکل (۳) رفتار تنش-کرنش نمونه‌های بتن محصور نشده، محصور شده با خاموت و محصور شده با خاموت و FRP را نشان می‌دهد. همان‌طور که ملاحظه می‌شود نمونه محصور شده توأم با خاموت و FRP با کاهش کرنش خاموت‌ها تسلیم آن‌ها را به تأخیر انداخته و کرنش مقطع را افزایش می‌دهد [32]. محصور کردن بتن با مواد کامپوزیتی همراه با افزایش مقاومت و شکل‌پذیری بتن است. رفتار تنش-کرنش بتن محصور شده توسط محققان زیادی مورد مطالعه قرار گرفته و مدل‌های مختلفی پیشنهاد شده است [33].

شکل ۳. نمودار تنش-کرنش بتن محصور نشده، محصور شده با خاموت و محصور شده با خاموت و FRP [32]

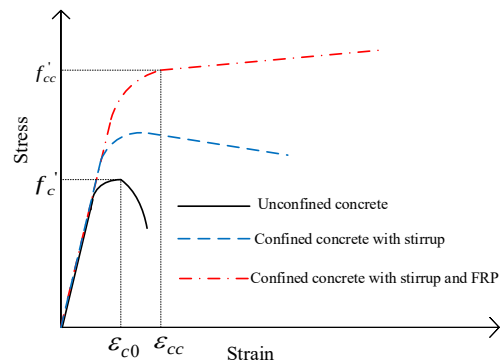


Fig. 3. Stress-strain diagram of unconfined concrete, confined with stirrup and without stirrup and FRP [32]

از مدل‌های مشهور مورد استفاده برای تعریف تنش و کرنش بتن محصور شده، مدل ارائه شده توسط مندر و همکاران است. تنش (f'_{cc}) و کرنش (ε_{cc}) بتن محصور شده با معادلات (۸) و (۹) محاسبه می‌شود. اساس این معادلات توسط پوپویچ [34] پیشنهاد شده است.

$$f'_{cc} = f'_{co} \left(-1.254 + 2.254 \sqrt{1 + \frac{f'_l}{f'_{co}}} - 2 \frac{f'_l}{f'_{co}} \right) \quad (8)$$

۳-۲- صحت سنجی

(۵) نشان داده شده است. همچنین ابعاد مقاطع اعضای قاب و جزئیات آرماتورگذاری در جدول (۲) و تعداد لایه‌های CFRP برای تقویت اتصالات قاب در جدول (۳) گزارش شده است.

جدول ۲. ابعاد مقاطع و جزئیات آرماتور گذاری

Section	Dimension (mm)	A_s	A'_s	Shear steel spacing (mm)
A-A	600 × 600	16Φ25	-	150
B-B	600 × 600	16Φ18	-	150
C-C	500 × 500	16Φ16	-	125
D-D	500 × 500	6Φ25	4Φ25	100
E-E	500 × 500	6Φ22	4Φ22	100
F-F	500 × 500	6Φ18	3Φ18	100

Table 2. Section properties of 8-story frame details

در نرم‌افزار اپنسیس میرایی اختصاص یافته به المان‌ها و گره‌ها با دستور Rayleigh با میرایی ۵٪ مدل شده و اتصال تمام اعضای قاب بتنی شامل تیرها، ستون‌ها و نقاط تکیه‌گاهی به صورت گیردار در نظر گرفته شده است. در طراحی قاب خمشی بارهای طراحی مرده و زنده به ترتیب برابر با 30 kN/m و 10 kN/m لحاظ شده و مقدار جرم لرزه‌ای از مجموع بار مرده و ۲۰ درصد بار زنده تشکیل شده است. جرم هر طبقه میان گره‌های متصل کننده تیر و ستون توزیع شده و بار ثقلی هر طبقه به نسبت مساوی میان المان‌های تیر و ستون تراز طبقه اعمال گردیده است. ۵ الگوی تقویت با CFRP مطابق جدول (۴) برای ستون‌ها در نظر گرفته شده است و بهینه‌ترین الگو بر اساس حداکثر مقدار β انتخاب شده است. طول پوشش CFRP از ۱۵٪ طول ستون آغاز شده و با گام ۵٪ به صورت افزایشی تا ۳۵٪ طول ستون ادامه یافته است. گام ۵٪ افزایش طول پوشش جهت تسریع در مدل‌سازی و انجام تحلیل انتخاب شده است.

شکل ۵. قاب ۸ طبقه بتن آرمه تقویت شده با CFRP

به منظور بررسی صحت مدل‌سازی و نتایج قاب بتن آرمه سه طبقه سه دهانه مدل‌سازی شده در مرجع [35] انتخاب گردید. طول هر دهانه ۵.۵m و ارتفاع طبقه اول ۳.۵m و طبقات دوم و سوم ۳m و ابعاد مقاطع و آرماتورهای مورد استفاده در مقاطع مطابق جدول (۱) است.

جدول ۱. ابعاد مقاطع و جزئیات آرماتورگذاری

Section	Dimension (mm)	A_{st}	A_s	A'_s
Story 1	Column	450 × 500	12Φ25	-
	Beam	400 × 400	-	5Φ22
Story 2	Column	400 × 400	16Φ20	-
	Beam	350 × 400	-	5Φ22
Story 3	Column	400 × 400	16Φ20	-
	Beam	350 × 400	-	4Φ20

Table 1. Section properties of 3-story frame

بتن و فولاد مورد استفاده در طراحی به ترتیب دارای مقاومت فشاری 24 GPa و تنش تسلیم $4 \times 10^8 \text{ MPa}$ بوده و در مدل‌سازی از مصالح concrete-01 و steel-02 استفاده شده است. سیستم مقاوم جانبی از نوع قاب خمشی متوسط و نوع خاک منطقه II است. بار مرده و زنده اعمال شده به طبقات به ترتیب برابر 600 kg/m^2 و 200 kg/m^2 می‌باشند. پس از انجام مدل‌سازی در نرم‌افزار اپنسیس این قاب تحت تحلیل پوش اور قرار گرفته و نمودار برش پایه-جانبجایی مطابق شکل (۴) به دست می‌آید. مطابق شکل (۴) سازگاری قابل قبولی بین نتایج دو نمودار وجود دارد.

شکل ۴. مقایسه نمودارهای پوش-آور

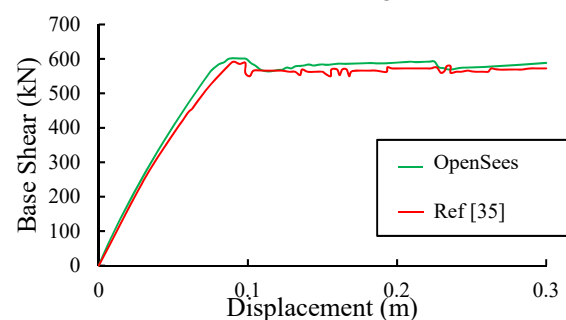


Fig. 4. Comparison of pushover curves

۳-۳- هندسه مدل و بارگذاری

به منظور ارزیابی قابلیت اعتماد لرزه‌ای قاب‌های بتن آرمه تقویت شده با CFRP، یک قاب دو بعدی بتن آرمه ۸ طبقه انتخاب و در اپنسیس مدل‌سازی و تحلیل شد. قاب مورد نظر دارای ۳ دهانه ۵m برابر است. نمای طبقات و نحوه تقویت تیرها و ستون‌های قاب در شکل

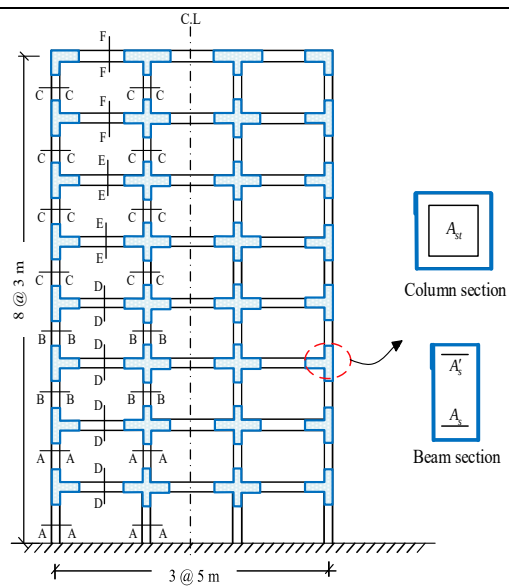


Fig. 5. 8-story RC frame reinforced by CFRP

جدول ۳. تعداد لایه‌های CFRP

Section	A-A	B-B	C-C	D-D	E-E	F-F	
Story	1-2	3-4	5-6	7-8	1-4	5-6	7-8
Number of CFRP layers	6	6	9	6	6	6	-

Table 3. Number of CFRP layers

جدول ۴. الگوهای تقویت CFRP

Patter n	strengthening method
1	Reinforcement 30% of the length of the beam at two ends + reinforcement 15% of the length of the column at two ends with the CFRP
2	Reinforcement 30% of the length of the beam at two ends + reinforcement 20% of the length of the column at two ends with the CFRP
3	Reinforcement 30% of the length of the beam at two ends + reinforcement 25% of the length of the column at two ends with the CFRP
4	Reinforcement 30% of the length of the beam at two ends + reinforcement 30% of the length of the column at two ends with the CFRP
5	Reinforcement 30% of the length of the beam at two ends + reinforcement 35% of the length of the column at two ends with the CFRP

Table 4. CFRP strengthening patterns

جدول ۵. رکوردهای تحلیل غیرخطی تاریخچه‌زمانی

Earthquake	Site	PGA (g)	Magnitude (R)	Velocity (m/s)	R (km)
TABAS (1978)	Boshrooyeh	0.106	7.35	324.57	24.07
Borah Peak (1983)	ATR Reactor Bldg	0.023	6.88	324.2	80
Imperial Valley (1979)	Plaster City	0.058	6.53	316.64	30.33

Table 5. Nonlinear time history analysis records

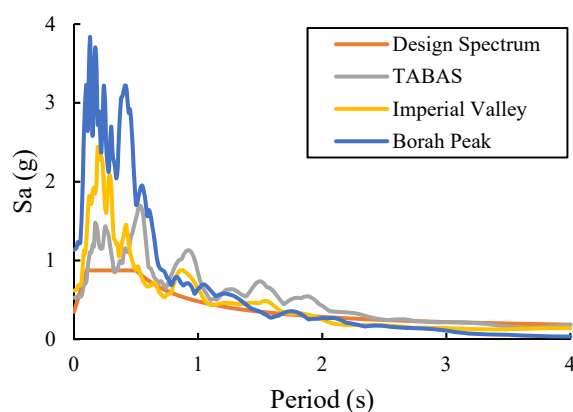


Fig. 6. Scaling the records via the design spectrum

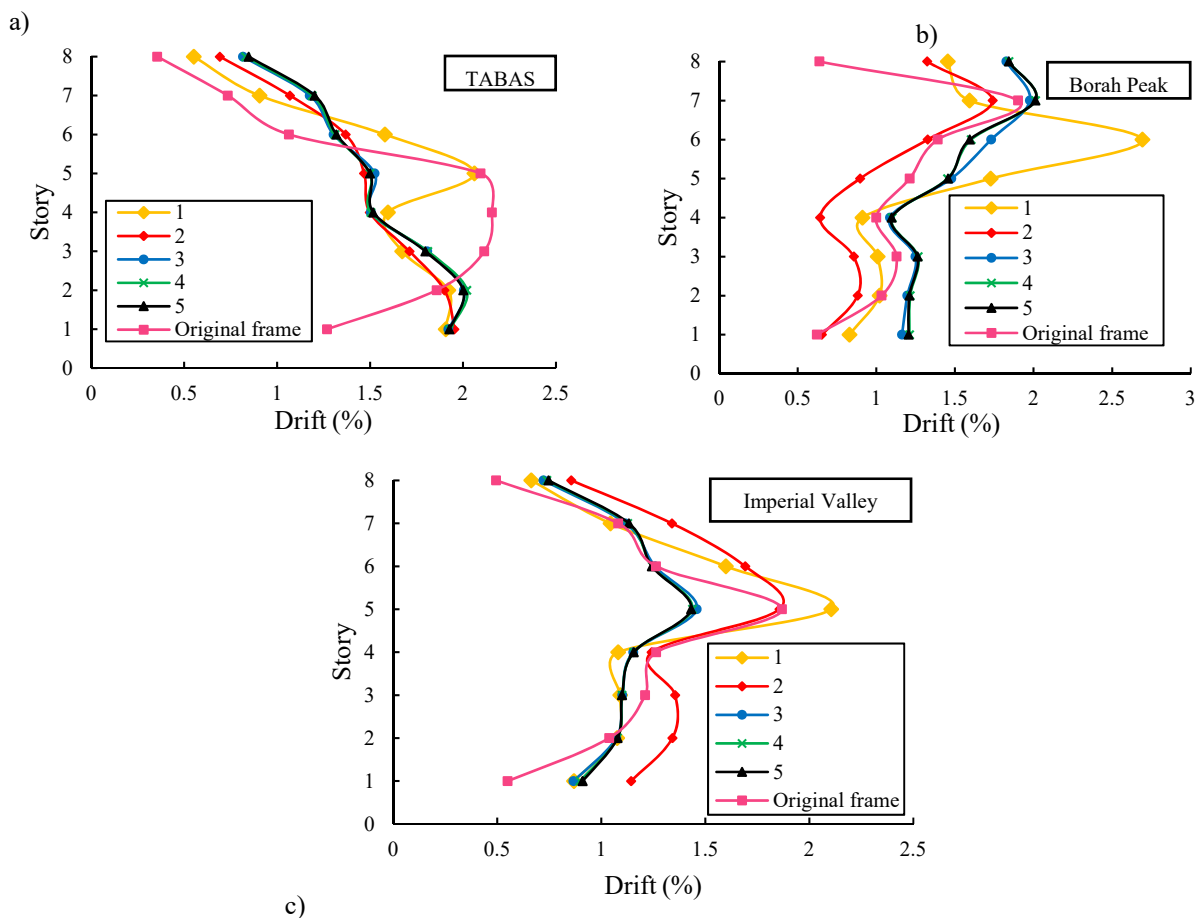
منجر به کاهش قابل توجه مقدار دررفت شده است. حداکثر دررفت قاب با الگوی تقویتی ۲ در مقایسه با سایر الگوهای قویتری کمتر می‌باشد. شکل (۷-ب) نشان می‌دهد که پس از اعمال رکورد Borah Peak تمامی الگوهای تقویتی به جز

۴. تحلیل تاریخچه‌زمانی غیرخطی قاب دوبعدی

به منظور انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی از سه شتاب‌نگاشت دور از گسل TABAS، Borah Peak و Imperial Valley مطابق جدول (۵) استفاده شده است. تمامی رکوردهای انتخاب شده از سایت Peer [36] استخراج شده است. مشخصات خاک بر اساس خاک نوع III استاندارد ۲۸۰۰ ایران [37] با خطر لرزه‌خیزی زیاد - حداکثر شتاب ۰.۳g است. رکوردها پس از مقیاس‌سازی با طیف طرح به قاب مورد مطالعه اعمال شده‌اند. طیف‌های مقیاس‌شده رکوردها در شکل (۶) نشان داده شده‌اند.

شکل (۷) حداکثر مقدار دررفت طبقات را در حالات مختلف تقویت CFRP پس از اعمال سه رکورد زلزله نشان می‌دهد. بر اساس شکل (۷-الف) پس از اعمال رکورد زلزله TABAS قرارگیری لایه‌های CFRP در طبقات دوم تا پنجم شکل ۶. مقیاس‌سازی رکوردها با طیف طرح

شکل ۷. دریفت طبقات رکوردهای: (a) TABAS؛ (b) Borah Peak؛ (c) Imperial Valley



شده و نتایج حاصل از تحلیل غیرخطی تاریخچه‌زمانی به‌عنوان خروجی‌های مسئله در نظر گرفته شده‌اند، سپس با استفاده از رگرسیون غیرخطی میان داده‌های حاصله به تخمین تابع حالت حدی پرداخته شده است. تابع به‌دست‌آمده از روش سطح پاسخ برای قاب‌های بتن‌آرمه تقویت‌شده با CFRP موجود در این مطالعه مبتنی بر بیشینه جابجایی نسبی طبقات (دریفت) است. مقاومت فشاری بتن (f'_c)، مقاومت تسلیم آرماتورها (F_y)، مدول الاستیسیته CFRP (E_{CFRP}) و بار زنده اعمال‌شده به قاب (LL) به‌عنوان متغیرهای تصادفی در نظر گرفته شده که خصوصیات آماری آن‌ها در جدول (۶) گزارش شده است.

الگوی ۲ در کاهش مقدار دریفت طبقات موفق نبوده‌اند و حداقل مقدار دریفت طبقات متعلق به قاب با الگوی تقویتی شماره ۲ می‌باشد. همچنین مطابق شکل (۷-ج) کاهش دریفت پس از اعمال رکورد Imperial Valley تنها در الگوهای تقویتی ۳، ۴ و ۵ رخ داده است و الگوهای شماره ۱ و ۲ منجر به افزایش مقدار حداکثر دریفت طبقات شده‌اند.

۵. تحلیل قابلیت اعتماد لرزه‌ای

۵-۱- تعیین تابع حالت حدی و متغیرهای تصادفی

در این مطالعه به دلیل در دسترس نبودن مدل ریاضیاتی دقیق برای تابع حالت حدی با استفاده از روش رگرسیون غیرخطی مبتنی بر روش RSM به تعیین تابع حالت حدی پرداخته شده است. بدین منظور ابتدا بر اساس توزیع‌های احتمالاتی متغیرهای تصادفی به شبیه‌سازی داده‌های ورودی پرداخته

جدول ۶. خصوصیات آماری متغیرهای تصادفی

Variable	Distribution type	Mean value	COV
----------	-------------------	------------	-----

تقویت بیشتری نیاز است. زلزله Borah Peak به دلیل اینکه طیف شتاب آن در بازه زمانی $0.2T - 1.5T$ اختلاف زیادی نسبت به طیف طرح آیین‌نامه داشته است، پس از مقیاس‌سازی شدید شده و تعداد لایه‌های CFRP برای رسیدن به β بزرگ‌تر از ۳ کافی نبوده است.

شکل ۸. مقایسه شاخص قابلیت اعتماد الگوهای تقویتی مختلف

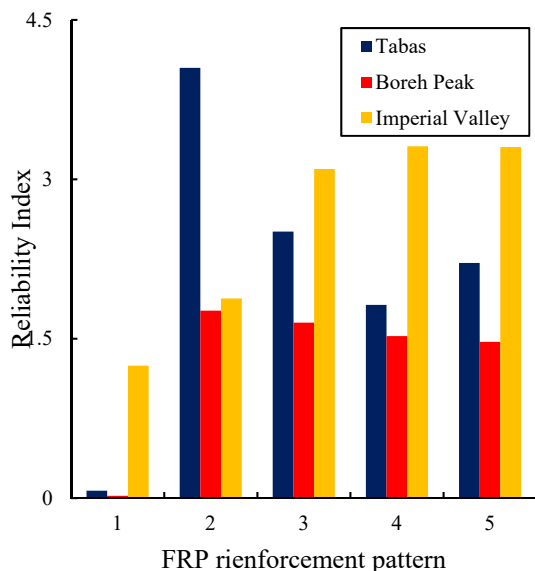


Fig. 8. Comparison of reliability index of strengthening patterns

۳-۵- نتایج و بحث

در این مطالعه یک قاب ۸ طبقه بتن‌آرمه مقاوم‌سازی شده با لایه‌های CFRP در نرم‌افزار اپنسیس مدل‌سازی و قابلیت اعتماد آن مورد ارزیابی قرار گرفت. تحلیل قابلیت اعتماد با دو روش ISM و MCS به منظور تعیین طول بهینه تقویت CFRP در اطراف اتصالات قاب انجام گردید.

جدول (۷) مقایسه میان مقدار خطای روش ISM و مدت زمان همگرایی را نشان می‌دهد. بررسی نتایج نشان می‌دهد که روش MCS نسبت به ISM به تعداد زیادی نمونه نیاز دارد که این امر منجر به افزایش حجم محاسبات و زمان انجام تحلیل می‌گردد. بر اساس جدول (۷) روش MCS در الگوهای تقویتی با β بزرگ‌تر از ۲ به تعداد ۵۰۰,۰۰۰ نمونه نیاز دارد که این حجم از محاسبات بسیار زمان‌بر است، درحالی‌که بیشترین حجم عملیات در ISM متعلق به الگوی تقویتی ۲ در رکورد زلزله TABAS می‌باشد که با ۱۲,۶۱۵ نمونه به همگرایی رسیده است.

Concrete , Strength, f_c (MPa)	Normal	25	0.1
yield strength of steel, F_y (MPa)	Lognormal	420	0.1
Modulus of CFRP, E_{CFRP} (GPa)	Lognormal	86.9	0.1
Live Load, LL (kPa)	Gumbel	2	0.25

Table 6. Statistical properties of random variables

تابع حالت حدی با استفاده از ترکیب‌های مختلف متناظر با مقادیر متغیرها که به صورت تصادفی از بازه $\mu \pm 2\sigma$ میانگین و σ انحراف استاندارد متغیرهای تصادفی می‌باشند استخراج شده از تحلیل تاریخیچه‌زمانی غیرخطی به صورت معادله (۱۲) بیان می‌گردد که δ_{max} مقدار مجاز ارائه شده توسط استاندارد [۳۷]۲۸۰۰ است. بر اساس آیین‌نامه مقدار حداکثر جابجایی نسبی طبقات برابر 0.02 بوده که با توجه به غیرخطی بودن تحلیل مقدار آن 20% افزایش می‌یابد. $\delta(\cdot)$ تابعی بر اساس متغیرهای تصادفی f_c , F_y , E_{CFRP} و LL است که با استفاده از روش سطح پاسخ و رگرسیون غیرخطی به دست می‌آید.

$$g = \delta_{max} - \delta(f_c, F_y, E_{CFRP}, LL) \quad (12)$$

۲-۵- تعیین طول بهینه تقویت ستون

به منظور تعیین حداکثر β در نمونه‌های تقویتی نتایج حاصل از تحلیل قابلیت اعتماد به روش HL-RF در شکل (۸) برای هر سه رکورد آورده شده است.

نتایج تحلیل قابلیت اعتماد نشان می‌دهد که قاب بتن‌آرمه هنگام اعمال زلزله‌های TABAS و Borah Peak با الگوی تقویتی ۲ و زلزله Imperial Valley با الگوی تقویتی ۳ به حداکثر مقدار β رسیده و با افزایش طول تقویت ستون از مقدار β کاسته شده است. همچنین روند تغییرات شاخص قابلیت اعتماد نشان می‌دهد که بیشترین تأثیر تقویت CFRP در زلزله TABAS رخ داده است. تعداد لایه‌های تقویت برای زلزله‌های TABAS و Imperial Valley به دلیل رسیدن به β بزرگ‌تر از ۳ مناسب می‌باشند ولی در زلزله Borah Peak به تعداد لایه‌های

جدول ۷. مقایسه روش‌های قابلیت اعتماد

Earthquake record	strengthening pattern	Number of samples		ρ		Analysis time (s)		Error (%)
		MCS	IMS	MCS	IMS	MCS	IMS	
TABAS	1	2457	2499	0.074	0.070	17.015	15.724	4.883
	2	500,000	12,615	4.048	4.038	1334.840	77.802	0.262
	3	500,000	7156	2.522	2.487	1239.950	34.187	1.393
	4	52,783	5351	1.775	1.786	154.190	27.922	0.583
	5	500,000	6228	2.230	2.169	1005.580	32.317	2.726
Borah Peak	1	115	111	0.028	0.027	0.484	30.908	3.613
	2	500,000	5740	1.756	1.724	477.461	27.929	1.789
	3	36,737	4935	1.640	1.637	222.792	18.094	0.154
	4	28,034	4655	1.510	1.516	195.339	25.860	0.398
	5	24,696	4446	1.456	1.446	167.353	20.860	0.680
Imperial Valley	1	15,898	4030	1.225	1.232	78.688	18.960	0.585
	2	55,752	5709	1.872	1.885	435.547	27.078	0.675
	3	500,000	8794	3.094	3.094	1009.980	44.105	0.007
	4	500,000	9411	3.323	3.312	1254.350	58.720	0.354
	5	500,000	9376	3.311	3.303	1244.950	58.892	0.236

Table. 7. Comparison of reliability methods

آمده است؛ لذا با افزایش طول تقویت شاخص قابلیت اعتماد روند رو به کاهشی را نسبت به الگوی شماره ۲ تجربه می‌کند.

در رکورد زلزله Borah Peak نیز حداکثر شاخص قابلیت اعتماد در الگوی شماره ۲ رخ داده است ولی این مقدار برای شاخص قابلیت اعتماد یک سازه مطلوب نبوده و برای رسیدن به شاخص قابلیت اعتماد بزرگ‌تر از ۳ نیاز به تعداد لایه‌های بیشتری برای تقویت دارد. با افزایش ۵ درصدی طول تقویت مقدار شاخص قابلیت اعتماد ۶ درصد کاهش داشته است که نسبت به رکورد زلزله TABAS تغییرات کمتری را به همراه دارد. در رکورد زلزله Imperial Valley برخلاف دو رکورد دیگر حداکثر مقدار شاخص قابلیت اعتماد در تقویت ۳۰ درصدی از طول ستون رخ داده است. در این رکورد مقدار حداکثر شاخص قابلیت اعتماد نسبت به افزایش ۵ درصدی طول تقویت تقریباً ثابت مانده و با کاهش ۵ درصدی از طول تقویت رشد قابل توجهی را داشته است.

۶. نتیجه‌گیری

در این مطالعه، قابلیت اعتماد لرزه‌ای قاب بتن‌آرمه ۸ طبقه تقویت‌شده با ۵ الگوی متفاوت تقویت CFRP مورد ارزیابی قرار گرفت. تحلیل قابلیت اعتماد با دو روش MCS، ISM انجام شده و نتایج تحلیل باهم مقایسه شدند. بررسی نتایج نشان می‌دهد که

همچنین تعداد شبیه‌سازی در زلزله Borah Peak در الگوی تقویتی ۲ به ۵۷۴۰ و در Imperial Valley در الگوی تقویتی ۳ به ۹۴۱۱ کاهش یافته است. ضمن این‌که در الگوهای تقویتی با احتمال خرابی بیشتر تعداد نمونه‌ها در هر دو روش شبیه‌سازی رو به کاهش است.

مقایسه مقادیر خطای نسبی نشان می‌دهد که هر چه اختلاف میان داده‌های شبیه‌سازی دو روش بیشتر باشد دقت روش ISM افزایش می‌یابد. بیشترین مقدار خطای نسبی ۴/۸۸ درصد و متعلق به الگوی شماره ۱ پس از اعمال رکورد TABAS بوده است که دو روش ISM و MCS در تعداد داده‌های نزدیک به هم به همگرایی رسیده‌اند؛ بنابراین ISM با دقت مناسبی β را تخمین زده و در الگوهای با زمان محاسباتی بالای MCS بهتر عمل کرده است.

نتایج تحلیل قابلیت اعتماد در الگوهای مختلف تقویت نشان داد که در رکورد زلزله TABAS با تقویت ۲۰ درصد از طول ستون در نواحی اتصال می‌توان به شاخص قابلیت اعتماد ۴/۰۴۸ رسید. با افزایش ۵ درصدی طول تقویت مقدار شاخص قابلیت اعتماد کاهش قابل توجه ۳۷ درصدی را به همراه دارد که بسیار حائز اهمیت است. این در حالی است که در الگوی تقویتی ۱ مقدار شاخص قابلیت اعتماد بسیار ناچیز و در حد صفر به دست

- [9] Choi S. K., Grandhi R., Canfield R. A. 2006 *Reliability-based structural design*, Springer Science & Business Media.
- [10] Ibrahim Y. 1991 Observations on applications of importance sampling in structural reliability analysis, *Structural Safety*, 9, 269-281.
- [11] Zio E., Pedroni N. 2010 An optimized Line Sampling method for the estimation of the failure probability of nuclear passive systems, *Reliability Engineering & System Safety*, 95, 1300-1313.
- [12] Miao F., Ghosn M. 2011 Modified subset simulation method for reliability analysis of structural systems, *Structural Safety*, 33, 251-260.
- [13] Hao H., Li Z., Shi Y. 2015 Reliability analysis of RC columns and frames with FRP strengthening subjected to explosive loads, *J.Perform. constr. Facil.*, 30(2), 4015017.
- [14] Osama A. 2017 Structural reliability of biaxial loaded Short/Slender-Square FRP-confined RC columns, *Construction and Building Materials*, 151, 370-382.
- [15] Nasrollahzadeh K., Aghamohammadi R. 2018 Reliability analysis of shear strength provisions for FRP-reinforced concrete beams, 176, 785-800.
- [16] Zou X., Wang Q., Wu J. 2018 Reliability-based performance design optimization for seismic retrofit of reinforced concrete buildings with fiber-reinforced polymer composites, *Advances in Structural Engineering*, 21, 838-851.
- [17] Zeng Y., Botte W., Caspee R. 2018 Reliability analysis of FRP strengthened RC beams considering compressive membrane action, *Construction and Building Materials*, 169, 473-488.
- [18] Osama A., Bigaud D., Riahi H. 2018 Seismic performance of reinforced concrete frame structures strengthened with FRP laminates using a reliability-based advanced approach, *Composites Part B: Engineering*, 139, 238-248.
- [19] Taki A., Firouzi A., Mohammadzadeh S. 2018 Life cycle reliability assessment of reinforced concrete beams shear-strengthened with carbon fiber reinforced polymer strips in accordance with fib bulletin 14, *Structural Concrete*.
- [20] Ronagh H. R., Eslami A. 2013 Flexural retrofitting of RC buildings using GFRP/CFRP-A comparative study, *Composites Part B: Engineering*, 46, 188-196.
- [21] Nowak A., Collins K. 2000 Reliability of Structures McGraw-Hill, Inc., Boston.
- بهترین حالت تقویت در زلزله‌های TABAS و Borah Peak در الگوی ۲ با طول تقویت ۲۰ درصد ارتفاع ستون و در زلزله Imperial Valley در الگوی ۳ با طول تقویت ۲۵ درصد ارتفاع ستون رخ داده است. این الگو دارای بیشترین مقدار β بوده و با افزایش در طول تقویت از مقدار β کاسته می‌شود. با انتقال مبدأ نمونه‌برداری از مقدار میانگین متغیرهای تصادفی به نقطه طراحی حاصل از روش HL-RF تعداد نمونه‌های روش MCS به‌طور قابل‌توجهی کاهش یافته است. همچنین بررسی نتایج نشان می‌دهد که مقدار خطای به‌دست‌آمده از ISM نسبت به روش MCS در تمامی الگوهای تقویتی بسیار ناچیز و قابل چشم‌پوشی می‌باشد.

۷. مراجع

- [1] ACI, 440.2R-02, 2002 *Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures* American Concrete Institute.
- [2] Bagheri M., Miri M., Shabakhty N. 2014 Calculation of Fuzzy Structural Reliability Index Using α -level Optimization Technique, *Journal of Civil and Environmental Engineering*, 43(4) (In Persian).
- [3] Bagheri M., Miri M., Shabakhty N. 2017 Fuzzy time dependent structural reliability analysis using alpha level set optimization method based on genetic algorithm, *Journal of Intelligent & Fuzzy Systems*, 32, 4173-4182.
- [4] Bagheri M., Miri M., Shabakhty N. 2016 Fuzzy reliability analysis using a new alpha level set optimization approach based on particle swarm optimization, *Journal of Intelligent & Fuzzy Systems*, 30, 235-244.
- [5] Gomes H. M., Awruch A. M. 2004 Comparison of response surface and neural network with other methods for structural reliability analysis, *Structural safety*, 26, 49-67.
- [6] Deng J., Gu D., Li X. & Yue Z. Q. 2005 Structural reliability analysis for implicit performance functions using artificial neural network, *Structural Safety*, 27, 25-48.
- [7] Cheng J. 2007 Hybrid genetic algorithms for structural reliability analysis, *Computers & Structures*, 85, 1524-1533.
- [8] Keshtegar B., Bagheri M. 2018 Fuzzy relaxed-finite step size method to enhance the instability of the fuzzy first-order reliability method using conjugate discrete map, *Nonlinear Dynamics*, 91, 1443-1459.

- [34] Popovics S. 1973 A numerical approach to the complete stress-strain curve of concrete, *Cement and concrete research*, 3, 583-599.
- [35] Hosseini Gelekolai S. M. 2010 Design of Soft Story in Reinforced Concrete Structure due to Removal of Masonry Infill Wall, Master of Science Thesis, Department of Civil Engineering, Sharif University of Technology, Tehran, Iran. (In Persian)
- [36] PEER Ground Motion Database, Pacific Earthquake Engineering Research Center, Web Site: http://peer.berkeley.edu/peer_ground_motion_database.
- [37] Permanent Committee for Revising the Standard 2800, 2014 Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings, Building and Housing Research Center, Tehran, Iran. (In Persian)
- [22] Goms H. M., Awruch A. M. 2004 Comparison of response surface and neural network with other methods for structural reliability analysis, *Structural Safety*, 26(1), 49-67.
- [23] Maes M. A., Breitung K., Dupuis D. J. 1993 Asymptotic importance sampling, *Structural Safety*, 12, 167-186.
- [24] Hasofer A. M., Lind N. C. 1974 Exact and invariant second-moment code format, *Journal of the Engineering Mechanics division*, 100, 111-121.
- [25] Kiureghian A. D., Stefano M. D. 1991 Efficient algorithm for second-order reliability analysis, *Journal of engineering mechanics*, 117, 2904-2923.
- [26] Papadrakakis M., Papadopoulos V., Lagaros N. D. 1996 Structural reliability analysis of elastic-plastic structures using neural networks and Monte Carlo simulation, *Computer methods in applied mechanics and engineering*, 136, 145-163.
- [27] Bucher C. G., Bourgund U. 1990 A fast and efficient response surface approach for structural reliability problems, *Structural safety*, 7, 57-66.
- [28] Choi S. K., Ramana V. Grandhi Robert A. Canfield 2007, *Reliability-based structural design*, London.
- [29] Rackwitz R., Flessler B. 1978 Structural reliability under combined random load sequences, *Computers & Structures*, 9, 489-494.
- [30] Mander J. B., Priestley M. J., Park R. 1988 Theoretical stress-strain model for confined concrete, *Journal of structural engineering*, 114, 1804-1826.
- [31] Barghian M., Farzam M., Ramazani P. 2016 Interaction graphs of hollow concrete columns confined with FRP, *Journal of Amirkabir Civil Engineering*, 48(1), 53-64. (In Persian)
- [32] Hadi M. 2006 Behaviour of FRP wrapped normal strength concrete columns under eccentric loading, *Composite Structures*, 72, 503-511.
- [33] Xiao Y., Wu H. 2003 Compressive behavior of concrete confined by various types of FRP composite jackets, *Journal of Reinforced Plastics and Composites*, 22, 1187-1201

Optimal CFRP strengthening of RC frames based on reliability analysis

*Mansour Bagheri¹, Azadeh Chahkandi²

1. Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Birjand University of Technology, Birjand, Iran
2. MSc. of Structural Engineering, Faculty of Civil Engineering, Semnan University, Semnan, Iran

*mnsrbagheri@birjandut.ac.ir

Abstract

One of the methods for the seismic strengthening in structural engineering is using FRP composites. These composite has some advantages such as increase in ductility, stiffness and lateral strength, the ability to adapt with the architecture, and also the minimum weight added to the structure. Uncertainty in the structure is due to reasons such as the lack of prediction of additional loads over the lifetime of the structure, the inadequate knowledge of the mechanical properties of the materials, the existence of human errors and the simplifications in analytical relations for modeling, and makes reliability analysis of structural inevitable. The First-Order Reliability Method (FORM) and Monte Carlo Simulation (MCS) are the most common and accurate methods of reliability analysis. Structural reliability analysis leads to the construction of an acceptable safety grade structure. In this paper, an optimal pattern for reinforcing RC frame with FRP layers is presented using reliability analysis. Carbon fiber reinforced polymers (CFRP) are used to increase the shear strength of existing RC frame. The beams and columns are wrapped by the CFRP layers at the ends, and in the reinforcing patterns, the reinforced beams are assumed to be constant and the difference is in length of the reinforcement of the column. After verifying and ensuring the results of modeling, the seismic behavior of the 8-story RC frame was assessed by nonlinear time history analysis (NTHA) with finite element program OpenSees under three far-field records earthquake from fault TABAS, Borah Peak and Imperial-Valley. Four random variables represented the variation in compressive strength of concrete, yield strength of steel, live load, and elasticity modulus of CFRP materials are defined and the limit state function defined to perform reliability analysis based on the maximum drift ratio inter-story. The reliability analysis of RC frame under three earthquake records and five reinforcement patterns was first determined using the Importance Sampling Method (ISM), and then the accuracy of the method was measured using MCS. Based on the results of the reliability analysis, the optimal length value corresponding to the maximum value of the reliability index (β) for each earthquake record is determined. Survey results show that increasing the length of the reinforcement does not lead to an increase in the reliability index and even decreases with the inappropriate reinforcing length. The results of reliability analysis show that the number of layers of CFRP is not considered safe for Borah Peak record and requires more layers to reinforce. The optimum lengths of reinforcement in TABAS and Borah Peak earthquakes are 20% of the length of the column and in the Imperial-Valley record is 30% of the length of the column, while with a change of 5% of the length strengthening, the reliability index is significantly reduced. The most accurate method for analyzing reliability and calculating the probability of structural failure is MCS, but this method requires a large number of simulation samples to perform calculations. Which significantly reduces the number of simulation samples and the time to perform calculations by selecting the ISM method and the appropriate amount of random variables to begin the analysis.

Keywords: RC Frame, CFRP, Reliability Index (β), Importance Sampling Method (ISM)