

Design Optimization of Corroded Reinforced Concrete Frame using Genetic Algorithm

Mohammadreza Seify Asghshahr^{1*}

1- Assistant Professor, Faculty of Technology and Engineering, Department of Civil Engineering, Azarbaijan Shahid Madani University, Tabriz, Iran

ABSTRACT

In this study, a simplified approach is proposed for design optimization of the reinforced concrete frame considering the effects of chloride-induced corrosion. The objective function is to minimize the frame weight, and optimization will be conducted utilizing the genetic algorithm. The constraints of the optimization problem are set in a manner that bending moment of beams and axial force of columns are not exceeding the respective resistant values, and the maximum drift of the frame is not exceeding the code-defined allowable drift. In order to examine the corrosion effects, a 5-story reinforced concrete frame is optimized in two different time points 0 and 50 years in its service life. The zero time point indicates the sound uncorroded frame. Monte Carlo sampling method in Rt software is utilized to estimate the corrosion initiation time incorporating the involved uncertainties. At time point of 50 years, a cross-sectional area of steel bars in beam and column sections is reduced due to the corrosion effects. The proposed framework for the frame optimization is implemented in MATLAB software; and for computing the structural response during the optimization process, the linear static analysis of the structure in OpenSees software is conducted. Results indicate an ability of the proposed framework for design optimization of reinforced concrete frames considering the corrosion effects in their service life.

ARTICLE INFO

Receive Date: 04 June 2020
Revise Date: 07 September 2020
Accept Date: 23 September 2020

Keywords:

*Optimization
Reinforced Concrete Frame
Chloride-induced Corrosion
Genetic Algorithm
MATLAB Software
OpenSees Software
Rt Software*

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: <https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2020.233940.2160>

*Corresponding author: Mohammadreza Seify Asghshahr
Email address: m.seifi@azaruniv.ac.ir

بهینه‌سازی طراحی قاب بتن آرمه خورده شده با استفاده از الگوریتم ژنتیک

محمد رضا سیفی اسگ شهر^{*۱}

۱- استادیار، دانشکده فنی و مهندسی، گروه مهندسی عمران، دانشگاه شهید مدنی آذربایجان، تبریز، ایران

چکیده

در این مطالعه یک رویکرد ساده شده برای بهینه‌سازی طراحی قاب بتن آرمه با ملاحظه اثرات خوردگی ناشی از نفوذ یون کلراید ارائه شده است. تابع هدف در بهینه‌سازی قاب کمینه‌سازی وزن آن بوده و بهینه‌سازی با استفاده از الگوریتم ژنتیک انجام خواهد یافت. قیود مسئله بهینه‌سازی به صورت عدم فراگذشت لنگر خمشی تیرها و نیروی محوری ستونها از مقادیر مقاوم متناظر و همچنین عدم فراگذشت مقدار دررفت بیشینه قاب از مقدار مجاز دررفت آیین‌نامه‌ای تنظیم می‌شوند. به منظور ملاحظه اثرات خوردگی، قاب بتن آرمه ۵ طبقه در دو نقطه زمانی مختلف صفر و ۵۰ سال در عمر سرویس‌دهی آن مورد بهینه‌سازی قرار گرفته است. نقطه زمانی صفر نشان دهنده قاب سالم خورده نشده است. در ادامه تحلیل نمونه‌گیری به روش مونت کارلو در نرم‌افزار *Rt* برای تخمین زمان شروع خوردگی با ملاحظه عدم قطعیت‌های درگیر در مسئله استفاده شده است. بر اساس زمان شروع خوردگی بدست آمده، در نقطه زمانی ۵۰ سال سطح مقطع آرماتورهای فولادی مقاطع تیرها و ستونها ناشی از اثر خوردگی کاهش داده شده‌اند. چارچوب پیشنهاد شده برای بهینه‌سازی قاب در نرم‌افزار *MATLAB* پیاده‌سازی شده و برای تعیین پاسخ سازه در حین فرآیند بهینه‌سازی از تحلیل استاتیکی خطی سازه توسط نرم‌افزار *OpenSees* استفاده شده است. نتایج نشان دهنده کارایی روش پیشنهاد شده برای بهینه‌سازی طراحی قاب‌های بتن آرمه با ملاحظه اثر خوردگی در طول عمر مفید آن است.

کلمات کلیدی: بهینه‌سازی، قاب بتن آرمه، خوردگی کلرایدی، الگوریتم ژنتیک، نرم‌افزار *MATLAB*، نرم‌افزار *OpenSees*، نرم‌افزار *Rt*.

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2020.233940.2160	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت	
doi: 10.22065/jsce.2020.233940.2160	۱۴۰۰/۰۸/۳۰	۱۳۹۹/۰۷/۰۲	۱۳۹۹/۰۷/۰۲	۱۳۹۹/۰۶/۱۷	۱۳۹۹/۰۳/۱۵	
محمد رضا سیفی اسگ شهر m.seifi@azaruniv.ac.ir				*نویسنده مسئول: پست الکترونیکی:		

۱- مقدمه

خوردگی ناشی از نفوذ یون کلراید یکی از منابع اصلی اضمحلال و کاهش دوام سازه‌های بتن‌آرمه در طول زمان عمر مفید آنها است [۱]. به منظور طراحی یک سازه ایمن و همچنین تخمین واقع‌گرایانه از مقاومت سازه‌های بتن‌آرمه واقع شده در محیط‌های خوردنده، بایستی تحلیل سازه با ملاحظه اثرات وابسته به زمان ناشی از خوردگی انجام بگیرد. این مقاله با هدف بهینه‌سازی طراحی قاب بتن‌آرمه با ملاحظه اثرات خوردگی ناشی از نفوذ یون کلراید انجام شده است. در این راستا ابتدا اثرات خوردگی ناشی از نفوذ یون کلراید بر روی قاب بتن‌آرمه ارزیابی شده و در ادامه با ملاحظه اثرات خوردگی، بهینه‌سازی طراحی قاب با استفاده از الگوریتم ژنتیک انجام پذیرفته است.

در سالیان اخیر از روش‌های مختلفی به منظور بررسی اثرات ناشی از خوردگی بر عملکرد انواع مختلف سازه‌های بتن‌آرمه بخصوص عملکرد لرزه‌ای آنها استفاده شده است. با توجه به ماهیت غیرقطعی و احتمالاتی پارامترهای درگیر در محاسبه اثرات ناشی از خوردگی در مقاطع بتن‌آرمه، تحلیل قابلیت اعتماد تیر تحت خوردگی با ملاحظه این عدم قطعیت‌ها صورت پذیرفته است [۲]. توسعه منحنی شکنندگی به عنوان احتمال خرابی یک سازه بر حسب شدت‌های مختلف تحریک لرزه‌ای راهکار دیگر به منظور بررسی عملکرد سازه‌های بتن‌آرمه خورده شده است [۳]. نتایج این مطالعات نشان دهنده افزایش احتمال خرابی در طول زمان ناشی از اثرات خوردگی است. یکی از انواع سازه‌های بتن‌آرمه موردنظر در محیط‌های خورنده قاب‌های بتن‌آرمه هستند. ارزیابی عملکرد لرزه‌ای وابسته به زمان قاب‌های یک درجه آزادی در معرض خوردگی مورد بررسی قرار گرفته است [۴]. اثرات خوردگی بر روی عملکرد لرزه‌ای قاب بتن‌آرمه خمشی با استفاده از تحلیل لنگر-انحناء انجام شده است [۵]. تمامی تحقیقات انجام شده نشان دهنده اهمیت بررسی اثرات خوردگی در عملکرد وابسته به زمان سازه‌های بتن‌آرمه است. یک مدل ساده شده زوال برای ستون‌های بتن‌آرمه خورده شده تحت بارگذاری چرخه‌ای ارائه شده است [۶]. در تحقیق اشاره شده نشان داده شده است که مدل تحلیلی ساده شده صرفاً با در نظر گرفتن اثر کاهش سطح مقطع آرماتورهای فولادی تطابق مناسبی با نتایج آزمایشگاهی دارد. لذا در این مقاله از این مفهوم برای مدلسازی اثرات خوردگی در عملکرد وابسته به زمان قاب بتن‌آرمه استفاده شده است.

یکی از پارامترهای مهم در بررسی اثرات خوردگی در سازه‌های بتن‌آرمه زمان شروع خوردگی است. خوردگی زمانی در یک مقطع بتن‌آرمه شروع می‌شود که غلظت کلراید در روی آرماتورهای فولادی به غلظت کلراید بحرانی برسد [۷]. به منظور تعیین زمان شروع خوردگی در مقاطع بتن‌آرمه روش‌های مختلفی وجود دارد. پایش نمونه‌ها در شرایط محیطی خورنده واقعی و همچنین شرایط محیطی شبیه‌سازی شده خورنده از جمله روش‌های بکار رفته برای تعیین زمان شروع خوردگی است [۸]. با توجه به ماهیت زمان بر بودن و حجم بالای مصالح مصرفی در مطالعات میدانی و آزمایشگاهی، روش‌های عددی برای تخمین زمان شروع خوردگی پیشنهاد شده است. اخیراً مدل‌های هوش مصنوعی مانند شبکه عصبی مصنوعی نیز برای تخمین غلظت کلراید و در نتیجه زمان شروع خوردگی پیشنهاد شده‌اند [۹]. مدل فدراسیون بین‌المللی بتن^۱ [۱۰] یکی از مورد اعتمادترین مدل‌ها برای تخمین زمان شروع خوردگی در سازه‌های بتن‌آرمه است. با این حال این مدل برای استفاده نیاز به انجام یک مجموعه آزمایشات برای تعیین پارامترهای دخیل در محاسبه زمان شروع خوردگی دارد. بنابراین در این تحقیق از مدل ساده با فرض ثابت بودن غلظت کلراید نسبت به زمان بر روی سطح بتن استفاده شده است [۱۱]. پس از شروع خوردگی، در هر نقطه زمانی از عمر سرویس‌دهی قاب بتن‌آرمه سطح مقطع آرماتورهای فولادی کاهش می‌یابد.

الگوریتم ژنتیک یک روش بهینه‌سازی قدرتمند در مسائل بهینه‌سازی سازه‌ای است [۱۲]. در این راستا بهینه‌سازی طراحی قاب‌های بتن‌آرمه با الگوریتم ژنتیک انجام یافته است [۱۳]. علاوه بر مسائل تک هدفه، الگوریتم ژنتیک می‌تواند برای حل مسائل چندهدفه در بهینه‌سازی سازه‌ای بکار گرفته شود. بهینه‌سازی چند هدفه بر پایه قابلیت اعتماد پل‌های بتن‌آرمه با ملاحظه اثرات خوردگی و با استفاده از الگوریتم ژنتیک انجام شده است [۱۴]. در تحقیقات اخیر عمدتاً به بررسی عملکرد لرزه‌ای قاب‌های بتن‌آرمه موجود در محیط خورنده پرداخته شده و مطالعه‌ای در زمینه بهینه‌سازی طراحی قاب‌های بتن‌آرمه خورده شده انجام پذیرفته است. بنابراین نوآوری این مقاله ارائه یک چارچوب جدید برای بهینه‌سازی طراحی قاب‌های بتن‌آرمه با ملاحظه اثرات خوردگی ناشی از نفوذ یون کلراید است.

در راستای ارائه این چارچوب جدید، بهینه‌سازی قاب با هدف کمینه‌سازی وزن آن و با در نظر گرفتن اثرات خوردگی وابسته به زمان انجام شده و قیود مسئله عدم فراگذشت لنگر خمشی تیرها و نیروی محوری ستون‌ها از مقادیر مقاوم متناظر و همچنین عدم فراگذشت دررفت بیشینه قاب از دررفت مجاز آیین‌نامه‌ای هستند. ابتدا با توجه به مشخصات مقاطع و پارامترهای احتمالاتی درگیر در مسئله، زمان شروع خوردگی با استفاده از روش تحلیل نمونه‌گیری مونت کارلو^۲ در نرم‌افزار Rt [۱۵] تخمین زده شده است. سپس بهینه‌سازی قاب در دو نقطه زمانی مختلف (صفر و ۵۰ سال) با ملاحظه اثرات خوردگی با استفاده از الگوریتم ژنتیک انجام یافته است. نقطه زمانی صفر نشان دهنده سازه سالم خورده نشده و نقطه زمانی ۵۰ سال نشان دهنده سازه خورده شده هستند. با مقایسه نتایج بهینه‌سازی برای این دو نقطه زمانی می‌توان اثرات خوردگی بر روی نتایج طراحی سازه را مورد سنجش قرار داد. چارچوب توسعه داده شده برای بهینه‌سازی در نرم‌افزار MATLAB [۱۶] پیاده‌سازی شده است. لازم به ذکر است که در طول فرآیند بهینه‌سازی به منظور برآورد پاسخ سازه در راستای ارزیابی قیود مسئله از تحلیل استاتیکی خطی سازه در نرم‌افزار OpenSees [۱۷] استفاده شده است. نتایج مؤید کارایی الگوریتم ژنتیک در بهینه‌سازی طراحی قاب‌های بتن‌آرمه تحت اثرات خوردگی است. چارچوب پیشنهاد شده در این تحقیق می‌تواند برای طراحی اولیه قاب‌های بتن‌آرمه واقع شده در محیط‌های خورنده مورد استفاده قرار بگیرد.

۲- مسئله بهینه‌سازی قاب بتن‌آرمه خورده شده

در مسئله بهینه‌سازی قاب بتن‌آرمه خورده شده هدف یافتن مقاطعی (S) برای تیرها و ستون‌های قاب است به گونه‌ای که وزن قاب (W) تحت قیود مسئله و همچنین اثرات خوردگی کمینه شود. مقاطع ذکر شده در واقع متغیرهای طراحی گسسته‌ای هستند که از یک مجموعه مقاطع تهیه شده (SL) انتخاب می‌شوند. مجموعه SL شامل مقاطعی برای تیرها و ستون‌ها است که الزامات اولیه هندسی و آرایش آرماتورگذاری آیین‌نامه را برآورد کرده‌اند. بنابراین مسئله بهینه‌سازی قاب بتن‌آرمه خورده شده به صورت زیر فرمول‌بندی می‌شود:

$$\begin{aligned} & \text{find } S \\ & \min W(S) \\ & \text{s.t.} \begin{cases} S_i \in SL \quad i = 1, 2, \dots, n \\ M_j^{\max}(S, \psi(t)) \leq M_j^r(S, \psi(t)) \quad j = 1, 2, \dots, n_b \\ N_k^{\max}(S, \psi(t)) \leq N_k^r(S, \psi(t)) \quad k = 1, 2, \dots, n_c \\ \theta^{\max}(S, \psi(t)) \leq \theta^a \end{cases} \end{aligned} \quad (1)$$

که در آن S_i مقطع انتخاب شده برای عضو سازه ای i ام؛ n تعداد کل تیرها و ستون‌های قاب؛ M_j^{\max} و M_j^r به ترتیب لنگر خمشی بیشینه و لنگر خمشی مقاوم تیر j ام؛ n_b تعداد تیرهای قاب؛ N_k^{\max} و N_k^r به ترتیب نیروی محوری بیشینه و نیروی محوری مقاوم ستون k ام؛ n_c تعداد ستون‌های قاب؛ θ^{\max} و θ^a به ترتیب دررفت بیشینه و دررفت مجاز آیین‌نامه‌ای و $\psi(t)$ درصد خوردگی در زمان t از عمر سرویس‌دهی قاب هستند. جزئیات مربوط به محاسبه هر یک از پارامترهای ذکر شده در بخش‌های بعدی توضیح داده خواهد شد. برای حل مسئله بهینه‌سازی رابطه (۱) از الگوریتم ژنتیک استفاده خواهد شد.

۳- اثرات خوردگی ناشی از نفوذ یون کلراید

در این تحقیق خوردگی ناشی از نفوذ یون کلراید به عنوان مکانیزم اصلی اضمحلال قاب بتن‌آرمه در طول عمر مفید آن در نظر گرفته شده است. اختلاف غلظت کلراید منجر به پخش یون‌های کلراید در داخل بتن می‌شود که می‌توان این پدیده را با قانون دوم فیک^۳ مدل‌سازی نمود [۱۸]:

$$C(x, t) = C_s \left[1 - \operatorname{erf}\left(\frac{x}{2\sqrt{D_c \cdot t}}\right) \right] \quad (2)$$

^۲ Monte Carlo

^۳ Fick

که در آن $C(x, t)$ غلظت کلراید در عمق x از سطح پوشش بتنی پس از زمان t سال؛ C_s غلظت کلراید سطحی؛ D_c ضریب پخش کلراید و $\text{erf}()$ تابع خطای گاوس^۴ است که از لحاظ ریاضی به صورت زیر نمایش داده می‌شود:

$$\text{erf}(\theta) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_0^{\theta} e^{-t^2} dt \quad (۳)$$

در طول فرآیند پخش به منظور شروع خوردگی، غلظت کلراید بایستی به مقدار غلظت کلراید بحرانی (C_{cr}) برسد تا پوشش غیرفعال محافظتی روی میلگرد فولادی از بین برود. با فرض آنکه غلظت کلراید بر روی سطح بتن نسبت به زمان ثابت باشد، زمان شروع خوردگی (T_{corr}) میلگردهای فولادی می‌تواند به صورت زیر تخمین زده شود [۱۱]:

$$T_{corr} = \frac{d_c^2}{4D_c} \left[\text{erf}^{-1} \left(\frac{C_s - C_{cr}}{C_s} \right) \right]^{-2} \quad (۴)$$

که d_c ضخامت پوشش بتنی است. پارامترهای آماری متغیرهای تصادفی درگیر در رابطه (۳) در جدول ۱ گزارش شده است. روش تحلیل نمونه‌گیری مونت کارلو برای محاسبه تابع چگالی احتمال و همچنین تابع توزیع تجمعی احتمال زمان شروع خوردگی استفاده شده است. بر حسب این توابع یک توزیع احتمال مناسب برای تابع زمان شروع خوردگی استنباط خواهد شد. برای انجام این کار از نرم‌افزار Rt [۱۵] استفاده می‌شود. به این منظور روش تحلیل نمونه‌گیری مونت کارلو به روش پیشینه‌نما^۵ در این نرم‌افزار برای تخمین تابع توزیع زمان شروع خوردگی با ملاحظه عدم قطعیت‌های متغیرهای تصادفی درگیر در آن استفاده خواهد شد.

جدول ۱: پارامترهای آماری متغیرهای تصادفی در محاسبه زمان شروع خوردگی

پارامتر	توزیع	میانگین	واحد	ضریب تغییرات	مرجع
d_c	لاگ نرمال	۵۰/۸	میلی‌متر	۰/۲	[۱۱] و [۱۹]
D_c	لاگ نرمال	۱/۲۹	سانتی‌متر مربع بر سال	۰/۱	[۱۹] و [۱۱]
C_s	لاگ نرمال	۰/۱	درصدی از وزن بتن	۰/۱	[۱۹] و [۱۱]
C_{cr}	لاگ نرمال	۰/۰۴	درصدی از وزن بتن	۰/۱	[۱۹] و [۱۱]

پس از شروع خوردگی، قطر آرماتورهای فولادی در مقطع بتن‌آرمه در طول زمان ناشی از اثرات خوردگی کاهش خواهد یافت. قطر آرماتور فولادی خورده شده در زمان t از عمر مفید قاب با استفاده از رابطه زیر تعیین می‌شود [۲۰]:

$$d_b(t) = d_{bi} - \frac{1.0508(1 - w/c)^{-1.64}}{d_c} (t - T_{corr})^{0.71} \quad (۵)$$

که در آن $d_b(t)$ قطر آرماتور فولادی خورده شده؛ d_{bi} قطر آرماتور فولادی خورده نشده اولیه؛ w/c نسبت آب به سیمان؛ d_c ضخامت پوشش بتنی و T_{corr} زمان شروع خوردگی تخمین زده شده در مرحله قبل است. واضح است که در زمان‌های کمتر از زمان شروع خوردگی قطر آرماتور فولادی معادل با قطر اولیه است. همچنین لازم به ذکر است که میانگین تابع توزیع احتمالاتی بدست آمده برای زمان شروع خوردگی در مرحله قبل در رابطه (۵) مورد استفاده قرار خواهد گرفت. بنابراین درصد خوردگی به صورت درصد کاهش جرم وابسته

^۴ Gauss

^۵ Histogram

به زمان ناشی از خوردگی آرماتور فولادی با استفاده از رابطه (۶) قابل تعیین خواهد بود. این درصد خوردگی مبنای محاسبه قیود مسئله بهینه‌سازی معرفی شده در رابطه (۱) است.

$$\psi(t) = \left[1 - \left(\frac{d_b(t)}{d_{bi}} \right)^2 \right] \times 100 \quad (۶)$$

۴- الگوریتم ژنتیک

در این تحقیق از الگوریتم ژنتیک برای حل مسئله بهینه‌سازی تعریف شده در رابطه (۱) استفاده شده است. در این مسئله هدف انتخاب مقاطعی از لیست تهیه شده مقاطع (SL) برای اعضای سازه‌ای قاب بتن‌آرمه به منظور کمینه‌سازی وزن آن تحت قیود مسئله و با ملاحظه اثرات خوردگی در طول عمر مفید سازه است. مراحل مختلف فرآیند بهینه‌سازی به شرح زیر است:

- گام ۱: انتخاب تعداد ابعاد^۶، تعداد جمعیت^۷ اولیه، تعداد عمل پیوند^۸، تعداد عمل جهش^۹ و تعداد عمل تکرار^{۱۰}.

- گام ۲: تولید جمعیت اولیه. تعداد ژن‌ها در هر کروموزوم از جمعیت اولیه برابر با تعداد ابعاد مسئله (مجموع تعداد تیپ‌های تیر و ستون‌ها) است. مقدار هر یک از ژن‌ها نیز معادل با شماره مقطع انتخابی از لیست مقاطع SL است.

- گام ۳: تعیین وزن هر یک از جمعیت‌های تولید شده. برای ملاحظه قید مسئله بهینه‌سازی عنوان شده در رابطه (۱)، مسئله بهینه‌سازی مقید اشاره شده با استفاده از تابع جریمه به مسئله نامقید تبدیل می‌شود. با استفاده از این روش جواب‌های طراحی غیرممکن با افزایش وزن کل متناظر آنها به عنوان تابع هدف بر اساس رابطه (۷) جریمه می‌شوند. در واقع با استفاده از تابع جریمه، مقدار برازندگی متناظر با هر یک از این جواب‌های غیرممکن کاهش داده می‌شود.

$$W_{tot}(S, k, p) = W(S) + k \cdot p_{\theta}^2 + \sum_{j=1}^{n_b} k \cdot p_{b_j}^2 + \sum_{k=1}^{n_c} k \cdot p_{c_k}^2 \quad (۷)$$

که در آن W وزن اولیه قاب بر حسب مقاطع اختصاص یافته به تیرها و ستون‌ها (S) مطابق رابطه (۸)؛ W_{tot} وزن کل با اعمال تابع جریمه؛ k ضریب ثابت؛ p برداری از عبارات جریمه است که شامل p_{θ} ، p_{b_j} و p_{c_k} به ترتیب برای دریافت بیشینه قاب، لنگر خمشی تیر زام و نیروی محوری ستون k ام است. در ادامه نحوه محاسبه هر یک از این عبارات جریمه توضیح داده خواهد شد. سایر پارامترهای ذکر شده در رابطه (۷) در توضیحات رابطه (۱) معرفی شده‌اند. ضریب k به اندازه‌ای بزرگ انتخاب می‌شود که تمامی جواب‌های غیرممکن را با افزایش وزن آنها و در نتیجه کاهش برازندگی متناظر آنها جریمه نماید.

$$W(S) = \sum_{j=1}^{n_b} \{ [\gamma_c (b^j h^j - A_s^j) + \gamma_s A_s^j] L^j \} + \sum_{k=1}^{n_c} \{ [\gamma_c (b^k h^k - A_s^k) + \gamma_s A_s^k] L^k \} \quad (۸)$$

که در رابطه فوق b^j ، h^j ، A_s^j و L^j به ترتیب عرض، عمق، سطح مقطع آرماتورهای فولادی و طول تیر زام؛ b^k ، h^k ، A_s^k و L^k به ترتیب عرض، عمق، سطح مقطع آرماتورهای فولادی و طول ستون k ام؛ γ_c وزن مخصوص بتن و γ_s وزن مخصوص فولاد است.

همان گونه که در رابطه (۱) مشاهده شد، قیود مسئله بهینه‌سازی در ارتباط با لنگر خمشی تیرها، نیروی محوری ستون‌ها و دریافت قاب هستند. قیود مسئله بهینه‌سازی به گونه‌ای تنظیم شده‌اند که لنگر خمشی تیر زام (M_j^{max})، نیروی محوری بیشینه ستون k ام

⁶ Dimension

⁷ Population

⁸ Crossover

⁹ Mutation

¹⁰ Iteration

(N_k^{max}) و دررفت بیشینه قاب (θ^{max}) به ترتیب از لنگر خمشی مقاوم تیر z ام (M_j^r) ، نیروی محوری مقاوم ستون k ام (N_k^r) و دررفت مجاز آیین‌نامه‌ای قاب (θ^a) تجاوز نکند. برای تعیین M_j^{max} ، N_k^{max} و θ^{max} از تحلیل اجزای محدودی قاب بتن‌آرمه در نرم‌افزار OpenSees تحت ترکیبات بارگذاری انتخاب شده از آیین‌نامه استفاده خواهد شد. برای تعیین M_j^r و N_k^r از یک روش ساده شده بر حسب ضرایب میحث نهم مقررات ملی ساختمان [۲۱] استفاده شده است. در این روش میلگردهای فولادی تنها در دو وجه بالایی و پایینی مقطع استفاده می‌شوند. مقاومت مشخصه جاری شدن میلگردهای کششی (f_y) و فشاری (f_y') یکسان در نظر گرفته می‌شود. از اثر فولاد فشاری در کاهش ناحیه فشاری بتن سطح مقطع بتن‌آرمه صرف‌نظر شده است. در روش حالت حدی مورد پذیرش در میحث نهم مقررات ملی ساختمان، کرنش فشاری نهایی بتن در دورترین تار فشاری بتن (ϵ_{cu}) برابر 0.0035 در نظر گرفته شده است. مقاطع بتن‌آرمه انتخاب شده برای تیرها در مجموعه مقاطع SL به نحوی انتخاب شده‌اند که در حالت حدی نهایی میلگردهای کششی جاری شده ولی میلگردهای فشاری جاری نشوند. بنابراین بر حسب لنگر خمشی بیشینه و مقاوم محاسبه شده برای تیرها، عبارت جریمه p_{bj} برای تیر z ام در رابطه (۷) می‌تواند به صورت رابطه (۹) ارزیابی شود:

$$p_{bj} = \begin{cases} \frac{M_j^{max} - M_j^r}{M_j^r} & \text{if } M_j^{max} > M_j^r \\ 0 & \text{if } M_j^{max} \leq M_j^r \end{cases} \quad (9)$$

برای محاسبه نیروی محوری مقاوم ستون‌ها، به جای استفاده از نمودارهای اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی از روابط ساده شده در دو ناحیه کنترل شونده بر اساس کشش و فشار استفاده شده است. لازم به ذکر است که برای تشخیص ناحیه کنترل شونده بر اساس کشش و فشار از خروج از مرکزیت متناظر با حالت متعادل^{۱۱} استفاده می‌شود. بنابراین بر حسب نیروی محوری بیشینه و مقاوم محاسبه شده برای ستون‌ها، عبارت جریمه p_{ck} برای ستون k ام در رابطه (۷) می‌تواند به صورت رابطه (۱۰) ارزیابی شود:

$$p_{ck} = \begin{cases} \frac{N_k^{max} - N_k^r}{N_k^r} & \text{if } N_k^{max} > N_k^r \\ 0 & \text{if } N_k^{max} \leq N_k^r \end{cases} \quad (10)$$

بر اساس ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ [۲۲]، مقدار دررفت مجاز θ^a بر حسب نوع قاب بتن‌آرمه و همچنین تعداد طبقات آن قابل تعیین است. بنابراین عبارت جریمه p_θ برای قاب بتن‌آرمه در رابطه (۷) می‌تواند به صورت رابطه (۱۱) ارزیابی شود:

$$p_\theta = \begin{cases} \frac{\theta^{max} - \theta^a}{\theta^a} & \text{if } \theta^{max} > \theta^a \\ 0 & \text{if } \theta^{max} \leq \theta^a \end{cases} \quad (11)$$

به منظور ملاحظه اثرات زوال ناشی از خوردگی در طول عمر مفید قاب بتن‌آرمه، سطح مقطع آرماتورهای فولادی در هر نقطه زمانی t بر حسب درصد خوردگی $\psi(t)$ کاهش داده خواهد شد. زوال ناشی از خوردگی منجر به افزایش تقاضاهای M_j^{max} ، N_k^{max} و θ^{max} می‌شود. همچنین زوال ناشی از خوردگی منجر به کاهش ظرفیت اعضای سازه نیز می‌شود که به صورت کاهش سطح مقطع آرماتورهای فولادی در محاسبه M^r مربوط به تیرها و در محاسبه N^r مربوط به ستون‌ها ملاحظه خواهد شد.

- **گام ۴:** انجام عمل پیوند. با استفاده از تکنیک چرخ رولت یک جفت از کروموزوم‌های تولید شده در گام ۲ برای قرار گرفتن در مخزن^{۱۲} انتخاب می‌شوند. بر اساس رابطه (۱۶)، کروموزوم‌ها با مقادیر برازندگی^{۱۳} بزرگتر f_i (معکوس وزن کل بدست آمده در گام ۳ برای هر کروموزوم) احتمال $(Prob_i)$ بیشتری برای انتخاب به عنوان والدین را دارند. در این مسئله از مکانیزم پیوند تک نقطه‌ای استفاده شده است به نحوی که محل پیوند به صورت تصادفی انتخاب می‌شود. سپس یک جفت از فرزندان با جابجا کردن مقادیر ژن‌ها در محل پیوند بین کروموزوم‌های والدین انتخاب شده تولید می‌شود.

¹¹ Balance¹² Mating pool¹³ Fitness

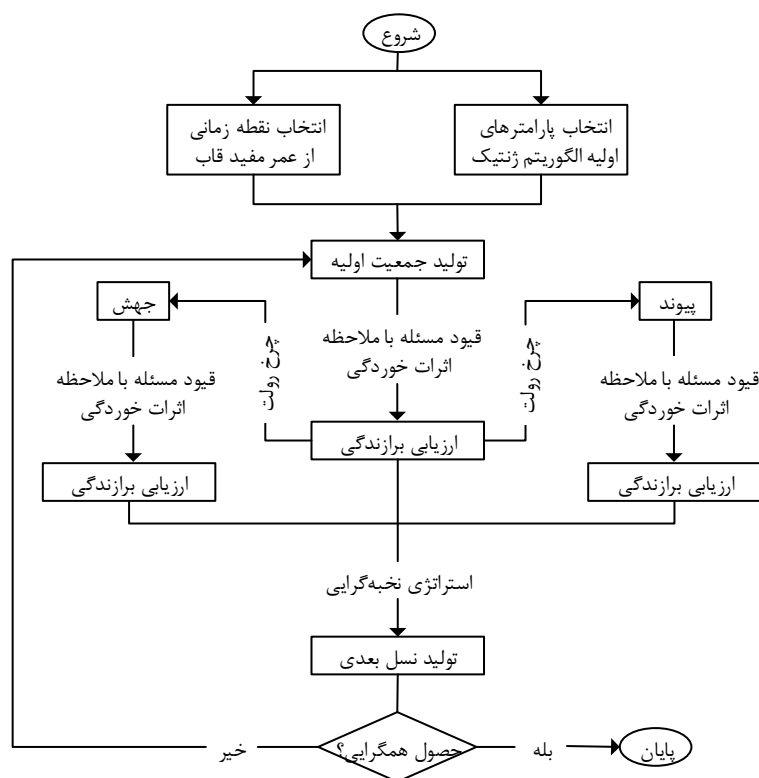
$$Prob_i = \frac{f_i}{\sum f_i} \quad (12)$$

- گام ۵: انجام عمل جهش. مشابه گام قبلی با استفاده از تکنیک چرخ رولت یکی از کروموزوم‌های تولید شده در گام ۲ انتخاب می‌شود. سپس ژن مورد نظر برای جهش به صورت تصادفی انتخاب می‌شود. در نهایت مقدار ژن مربوطه به یک مقدار جدید تولید شده به صورت تصادفی در فضای طراحی، تغییر مقدار خواهد داد.

- گام ۷: کروموزوم‌های تولید شده در گام ۲ و ۶ در کنار هم درآمیخته شده و بر اساس استراتژی نخبه‌گرایی^{۱۴} به تعداد جمعیت اولیه از آنها انتخاب خواهد شد.

- گام ۸: مراحل اشاره شده در گام‌های قبلی به تعداد تکرار انتخاب شده در گام ۱ به منظور حصول همگرایی تکرار خواهند شد.

الگوریتم ژنتیک توضیح داده شده در نرم‌افزار MATLAB توسعه داده شده و چارچوب کلی آن در شکل ۱ نشان داده شده است.



شکل ۱: چارچوب کلی پیشنهاد شده

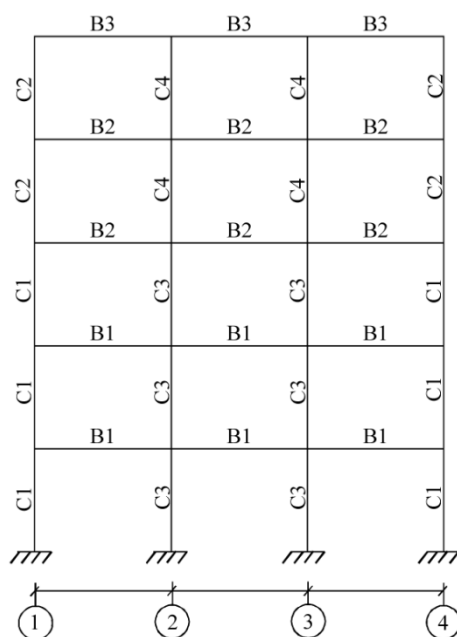
۵- قاب بتن آرمه مورد مطالعه

ساختمان مورد مطالعه در این تحقیق یک قاب بتن آرمه متوسط ۵ طبقه است که در شکل ۲ نشان داده شده است. دهانه تمامی تیرها برابر ۴ متر و ارتفاع تمامی طبقات برابر ۳ متر می‌باشند. مقاومت فشاری مشخصه بتن برابر ۲۵ مگاپاسکال و مقاومت مشخصه جاری شدن فولاد برابر ۴۰۰ مگاپاسکال هستند. نسبت آب به سیمان در طرح اختلاط بتن برابر ۰/۴۵ در نظر گرفته شده است. مطابق مبحث نهم مقررات ملی ساختمان ضریب کاهش مقاومت بتن (φ_c) برابر ۰/۶۵ و ضریب کاهش مقاومت فولاد (φ_s) برابر ۰/۸۵ و مدول الاستیسیته بتن

¹⁴ Elitism

و فولاد به ترتیب معادل ۲۵ و ۲۰۰ گیگاپاسکال در نظر گرفته شده‌اند. ترکیبات بارگذاری در تحلیل قاب شامل $D + 1.25D + 1.5L$ و $0.85D \pm 0.84E$ و $1.2L \pm 0.84E$ بار مرده، L بار زنده و E برش پایه ناشی از زلزله هستند. بار مرده و زنده تیرها بر اساس ضوابط مبحث ششم مقررات ملی ساختمان [۲۳] به ترتیب ۱۸ و ۶ کیلونیوتن بر متر لحاظ شده است. با توجه به قرارگیری سازه در منطقه با لرزه خیزی بسیار زیاد، بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ ضریب زلزله در تحلیل استاتیکی معادل برابر 0.1554 بوده و برش پایه ناشی از زلزله برابر $220/2$ کیلونیوتن بدست آمده است. به منظور ملاحظه اثرات ترک خوردگی بر روی سختی مقاطع بتن آرمه، ممان اینرسی تیرها و ستون‌ها به ترتیب با ضرایب 0.35 و 0.7 کاهش داده شده‌اند. همچنین بر پایه استاندارد ۲۸۰۰، مقدار دررفت مجاز (θ^a) برابر 0.0045 تعیین می‌شود. برای ملاحظه اثرات خوردگی دو نقطه زمانی صفر و ۵۰ سال در عمر مفید قاب بتن آرمه در نظر گرفته شده است. نقطه زمانی صفر نشان دهنده سازه سالم بدون اثر خوردگی است. به منظور بررسی اثرات خوردگی، بهینه‌سازی قاب در نقطه زمانی ۵۰ سال انجام خواهد شد.

به منظور ملاحظه مسائل اجرایی، سه تیپ تیر (B1، B2، B3) و چهار تیپ ستون (C1، C2، C3، C4) در نظر گرفته شده است. در واقع مسئله بهینه‌سازی عنوان شده در رابطه (۱) با اختصاص مقاطع برای تیپ‌های مختلف تیرها و ستون‌های اشاره شده، حل خواهد شد. بنابراین تعداد ابعاد الگوریتم ژنتیک که مجموع تعداد تیپ‌های تیرها و ستون‌های قاب است، برابر ۷ خواهد بود. در حین فرآیند بهینه‌سازی، مقاطع اعضای سازه‌ای بر اساس تیپ‌بندی انجام شده از یک مجموعه مقاطع تهیه شده (SL) انتخاب می‌شود. این مجموعه شامل تعداد محدودی از مقاطع از پیش تأیید شده است. لیست مقاطع تیرها شامل ۱۷ مقطع و لیست مقاطع ستون‌ها شامل ۳۷ مقطع به ترتیب در جدول ۲ و ۳ گزارش شده است. تمامی محدودیت‌های هندسی در مورد ابعاد مقطع تیرها و ستون‌ها و تغییرات آنها در محل اتصال تیر به ستون و همچنین محدودیت‌های مربوط به ابعاد و آرایش آرماتورگذاری آنها بر اساس ضوابط مبحث نهم مقررات ملی ساختمان برای قاب با شکل‌پذیری متوسط در انتخاب مقاطع معرفی شده در جداول ۲ و ۳ لحاظ شده‌اند.



شکل ۲: قاب بتن آرمه مورد مطالعه

جدول ۲: لیست مقاطع تهیه شده برای تیرها

شماره مقطع	عرض (میلی‌متر)	عمق (میلی‌متر)	آرماتورها (بالا و	شماره مقطع	عرض (میلی‌متر)	عمق (میلی‌متر)	آرماتورها (بالا و

پایین				پایین			
۴Φ۲۰	۳۵۰	۳۰۰	۱۰	۳Φ۱۶	۳۰۰	۳۰۰	۱
۳Φ۲۵	۳۵۰	۳۵۰	۱۱	۳Φ۱۸	۳۰۰	۳۰۰	۲
۴Φ۲۲	۳۵۰	۳۵۰	۱۲	۴Φ۱۶	۳۰۰	۳۰۰	۳
۳Φ۲۵	۴۰۰	۳۵۰	۱۳	۳Φ۲۰	۳۰۰	۳۰۰	۴
۴Φ۲۲	۴۰۰	۳۵۰	۱۴	۴Φ۱۸	۳۰۰	۳۰۰	۵
۳Φ۲۸	۴۰۰	۴۰۰	۱۵	۳Φ۲۲	۳۰۰	۳۰۰	۶
۵Φ۲۲	۴۰۰	۴۰۰	۱۶	۳Φ۲۰	۳۵۰	۳۰۰	۷
۴Φ۲۵	۴۰۰	۴۰۰	۱۷	۴Φ۱۸	۳۵۰	۳۰۰	۸
				۳Φ۲۲	۳۵۰	۳۰۰	۹

جدول ۳: لیست مقاطع تهیه شده برای ستونها

شماره مقطع	عرض (میلی متر)	عمق (میلی متر)	شماره مقطع	شماره مقطع	عرض (میلی متر)	عمق (میلی متر)	شماره مقطع
۱۸	۳۰۰	۴۰۰	۳۷	۳Φ۱۶	۳۰۰	۳۰۰	۱۸
۱۹	۳۰۰	۴۰۰	۳۸	۳Φ۱۸	۳۰۰	۳۰۰	۱۹
۲۰	۳۰۰	۴۰۰	۳۹	۴Φ۱۶	۳۰۰	۳۰۰	۲۰
۲۱	۳۰۰	۴۰۰	۴۰	۳Φ۲۰	۳۰۰	۳۰۰	۲۱
۲۲	۳۰۰	۴۰۰	۴۱	۴Φ۱۸	۳۰۰	۳۰۰	۲۲
۲۳	۳۰۰	۴۰۰	۴۲	۳Φ۲۲	۳۰۰	۳۰۰	۲۳
۲۴	۳۰۰	۴۵۰	۴۳	۴Φ۲۰	۳۰۰	۳۰۰	۲۴
۲۵	۳۵۰	۴۵۰	۴۴	۳Φ۱۶	۳۵۰	۳۵۰	۲۵
۲۶	۳۵۰	۴۵۰	۴۵	۳Φ۱۸	۳۵۰	۳۵۰	۲۶
۲۷	۳۵۰	۴۵۰	۴۶	۴Φ۱۶	۳۵۰	۳۵۰	۲۷
۲۸	۳۵۰	۴۵۰	۴۷	۳Φ۲۰	۳۵۰	۳۵۰	۲۸
۲۹	۳۵۰	۴۵۰	۴۸	۴Φ۱۸	۳۵۰	۳۵۰	۲۹
۳۰	۳۵۰	۴۵۰	۴۹	۳Φ۲۲	۳۵۰	۳۵۰	۳۰
۳۱	۳۵۰	۴۵۰	۵۰	۴Φ۲۰	۳۵۰	۳۵۰	۳۱
۳۲	۳۵۰	۴۵۰	۵۱	۳Φ۲۵	۳۵۰	۳۵۰	۳۲
۳۳	۳۵۰	۴۵۰	۵۲	۴Φ۲۲	۳۵۰	۳۵۰	۳۳
۳۴	۴۰۰	۴۵۰	۵۳	۴Φ۱۶	۴۰۰	۴۰۰	۳۴
۳۵	۴۰۰	۴۵۰	۵۴	۳Φ۲۰	۴۰۰	۴۰۰	۳۵
۳۶	۴۰۰	۴۰۰		۴Φ۱۸	۴۰۰	۴۰۰	۳۶

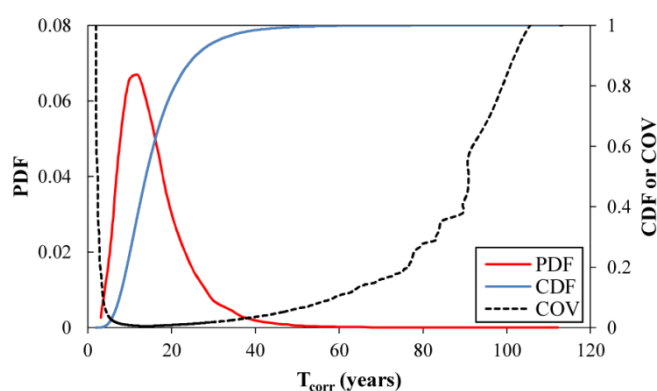
مطابق توضیحات داده شده در بخش ۳، برای تخمین زمان شروع خوردگی از تحلیل مونت کارلو در نرم افزار Rt استفاده خواهد شد. در این روش بر اساس تابع توزیع احتمالاتی مشترک متغیرهای تصادفی یک بردار تصادفی از آنها تولید شده و به ازای آن بردار تصادفی که در واقع یک نمونه از متغیرهای تصادفی است، مقدار زمان شروع خوردگی محاسبه می شود. اگر به تعداد زیادی این فرآیند تکرار شود، توزیع احتمالاتی زمان شروع خوردگی تعیین خواهد شد. در این روش چون نمونه گیری روی خود تابع حالت حدی انجام می شود، در نرم افزار Rt به نام تحلیل نمونه گیری مونت کارلو پیشینه نما شناخته می شود. خروجی این تحلیل تابع چگالی احتمال (PDF)، تابع توزیع تجمعی احتمال (CDF) و ضریب پراکنندگی احتمالات محاسبه شده خواهد بود.

برای محاسبه پاسخ سازه در حین فرآیند بهینه سازی به منظور ارزیابی قیود مسئله، از تحلیل استاتیکی خطی سازه در نرم افزار OpenSees استفاده خواهد شد. تکیه گاه های سازه به صورت گیردار مدل شده اند. المان تیر-ستون غیرخطی برای مدلسازی تیرها و ستون های قاب مورد استفاده شده است به نحوی که مقاطع آن با استفاده از المان فایبر مدل شده اند. گسسته سازی مقاطع با استفاده از

المان فایبر به سه بخش بتن محصورنشده، بتن محصور شده و آرماتور فولادی بوده و برای مدلسازی هر یک از آنها از مصالح الاستیک با ملاحظه اثر کاهش سختی ناشی از ترک خوردگی استفاده شده است.

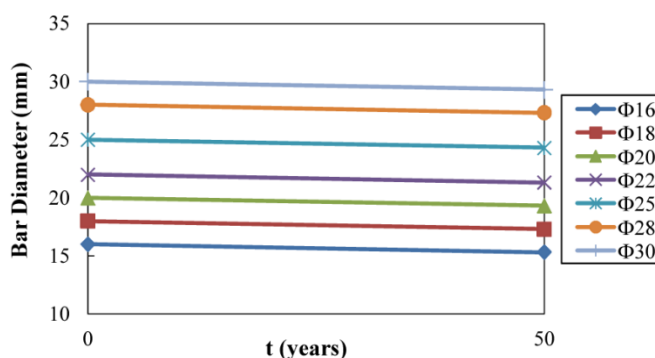
۶- نتایج

به منظور تخمین زمان شروع خوردگی بر اساس رابطه ۴، تحلیل مونت کارلو پیشینه‌نما با ملاحظه عدم قطعیت‌های اشاره شده در جدول ۱ در نرم‌افزار Rt انجام شده است. تابع چگالی احتمال (PDF)، تابع توزیع تجمعی احتمال (CDF) و ضریب پراکندگی (COV) متناظر با احتمالات محاسبه شده برای زمان شروع خوردگی در شکل ۳ نشان داده شده است. با انتخاب ۵۰۰۰۰ تعداد نمونه‌گیری، میانگین و انحراف معیار بدست آمده برای زمان شروع خوردگی به ترتیب ۱۵/۶۹ و ۸/۱۸ سال می‌باشند. از میانگین زمان شروع خوردگی بدست آمده در تحلیل اثرات خوردگی بر روی کاهش سطح مقطع آرماتورهای فولادی در عمر مفید قاب بتن‌آرمه استفاده خواهد شد.



شکل ۳: نتایج تحلیل نمونه‌گیری مونت کارلو برای تخمین زمان شروع خوردگی

در این صورت با تخمین زمان شروع خوردگی می‌توان قطر کاهش یافته آرماتورهای فولادی مقاطع بتن‌آرمه ناشی از خوردگی در ۵۰ سال را بر حسب رابطه (۵) و درصد خوردگی متناظر با آن را بر حسب رابطه (۶) محاسبه نمود. شکل ۴ نمودار کاهش قطر آرماتورهای فولادی نسبت به زمان را در عمر مفید قاب بتن‌آرمه نشان می‌دهد. بیشترین درصد خوردگی مربوط به آرماتور $\Phi 16$ در با مقدار ۸/۴۳٪ و کمترین درصد خوردگی مربوط به آرماتور $\Phi 30$ با مقدار ۴/۵۴٪ است. بنابراین بهینه‌سازی قاب در نقطه زمانی صفر و ۵۰ سال با ملاحظه اثر خوردگی به صورت کاهش سطح مقطع آرماتورهای فولادی انجام خواهد شد.



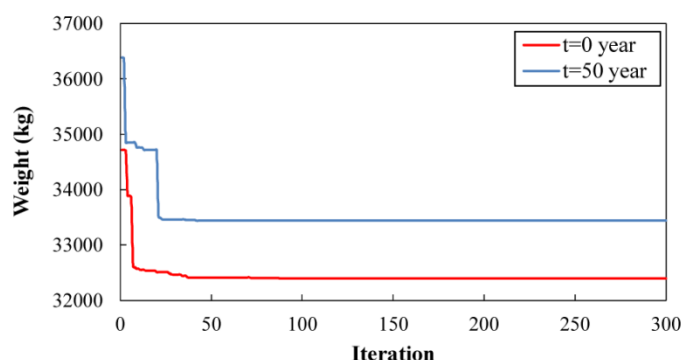
شکل ۴: کاهش قطر آرماتور فولادی ناشی از خوردگی در عمر مفید قاب بتن‌آرمه

با انجام تحلیل حساسیت در راستای دستیابی به کمترین تغییرپذیری در نتایج الگوریتم ژنتیک و همچنین در نظر گرفتن حالت متناظر با کمترین هزینه محاسباتی، تعداد جمعیت اولیه، تعداد عمل پیوند و تعداد عمل جهش به ترتیب برابر ۳۰، ۱۸ و ۵ انتخاب گردید. همچنین با ملاحظه مسائل همگرایی تعداد تکرار برابر ۳۰۰ انتخاب شده است. این پارامترها برای بهینه‌سازی قاب بتن‌آرمه مورد مطالعه در تمام نقاط زمانی استفاده شده است.

در جدول ۴ شماره مقاطع بدست آمده برای جواب طراحی بهینه در دو نقطه زمانی انتخابی گزارش شده است. لازم به ذکر است که این شماره مقاطع از لیست تهیه شده مقاطع در جداول ۲ و ۳ استخراج شده‌اند. تاریخچه همگرایی وزن قاب به عنوان تابع هدف مسئله بهینه‌سازی در شکل ۵ نشان داده شده است. مقدار وزن بهینه قاب متناظر با نقاط زمانی صفر و ۵۰ سال به ترتیب برابر ۳۲۳۹۵ و ۳۳۴۳۹ کیلوگرم بدست آمده است. لازم به توضیح است که ناشی از خوردگی وزن آرماتورهای فولادی و قاب کاهش می‌یابد؛ در حالی که به علت خوردگی نیروهای به وجود آمده در تیرها و ستون‌ها افزایش یافته و نیروی مقاوم مقاطع تیرها و ستون‌های انتخابی کاهش می‌یابد که این مسئله منجر به بزرگتر شدن مقاطع انتخابی برای بعضی از تیپ تیرها و ستون‌ها و افزایش وزن قاب می‌شود. روند مشاهده شده در شکل ۵ نشان می‌دهد که الگوریتم ژنتیک توانایی بهینه‌سازی قاب بتن‌آرمه با ملاحظه اثرات خوردگی را دارد.

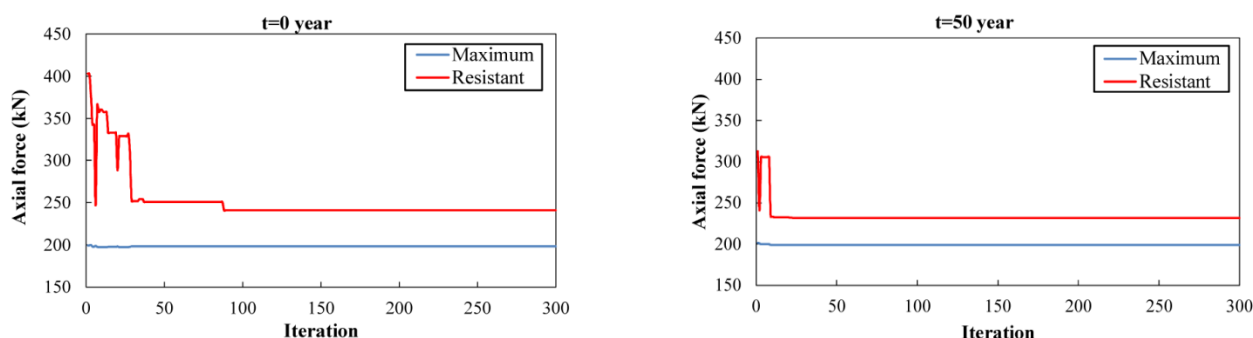
جدول ۴: مقاطع بهینه (جواب طراحی) بدست آمده برای قاب بتن‌آرمه در نقاط زمانی مختلف

زمان (سال)	B3	B2	B1	C4	C3	C2	C1
۰	۲	۱۰	۱۳	۱۹	۲۶	۱۸	۲۱
۵۰	۳	۱۱	۱۴	۱۹	۲۸	۱۹	۲۱



شکل ۵: تاریخچه همگرایی قاب بتن‌آرمه در دو نقطه زمانی صفر و ۵۰ سال

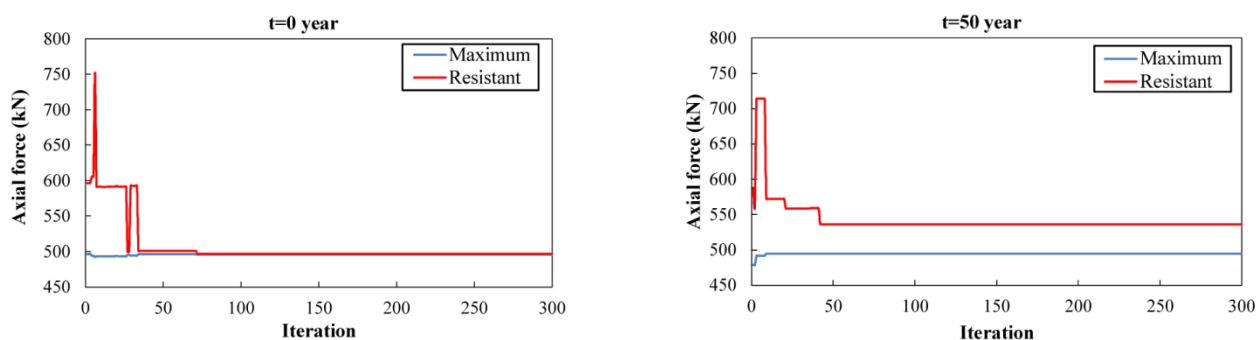
مطابق جدول ۴ مقاطع تیپ ستون‌های C1 و C4 با وجود اثرات خوردگی تغییر نیافته است. دلیل این مسئله آن است که با وجود افزایش مقدار بیشینه نیروی محوری وارد بر ستون‌های موردنظر در قاب و همچنین کاهش نیروی محوری مقاوم این مقاطع ناشی از خوردگی، هنوز مقطع قبلی پاسخگوی تقاضای وارده بر این ستون‌ها می‌باشد. با این حال قابل پیش‌بینی است که اولاً تقاضای نیروی محوری بیشینه ناشی از اثر خوردگی تغییر چندانی نداشته و ثانیاً تقاضای وارده بر این ستون‌ها در حالت خورده شده (زمان ۵۰ سال) نسبت به حالت سالم اولیه (زمان صفر سال) به ظرفیت آنها نزدیکتر خواهد بود. به عبارت دیگر از ظرفیت این ستون‌ها در حالت خورده شده بیشتر استفاده شده لیکن مقطع قبلی (مقطع شماره ۱۹ مطابق جدول ۳) هنوز پاسخگوی تقاضاهای وارده می‌باشد. برای نشان دادن این مسئله ستون با تیپ C4 در محور ۲ و طبقه چهارم مطابق شکل ۲ در نظر گرفته می‌شود. تاریخچه نیروی محوری بیشینه و نیروی مقاوم این ستون در شکل ۶ نشان داده شده است.



شکل ۶: تاریخچه همگرایی نیروی محوری بیشینه و مقاوم ستون تیپ C4 محور ۲ در طبقه چهارم در دو نقطه زمانی صفر و ۵۰ سال

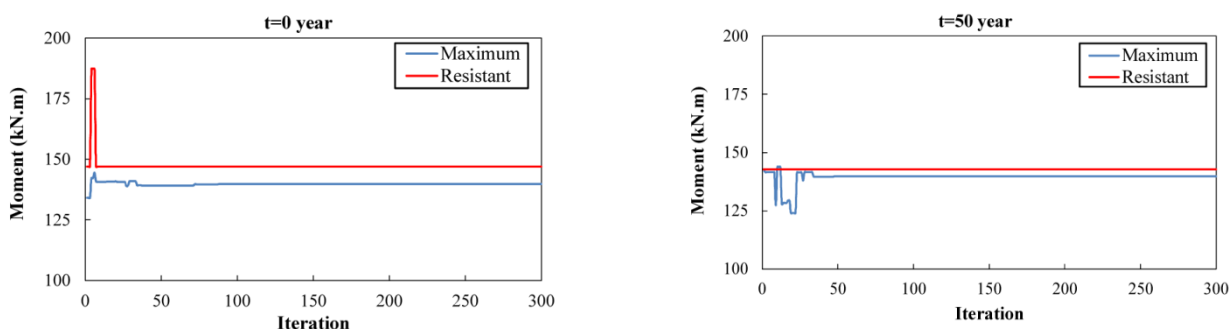
در نقطه زمانی صفر نیروی محوری بیشینه و مقاوم در حالت بهینه شده به ترتیب تقریباً برابر ۱۹۸/۱ و ۲۴۰/۸ کیلونیوتن هستند. در مقابل، در نقطه زمانی ۵۰ سال با ملاحظه اثرات خوردگی نیروی محوری بیشینه و مقاوم در حالت بهینه شده به ترتیب برابر ۱۹۸/۸ و ۲۳۱/۶ کیلونیوتن هستند. همان گونه که اشاره شد، تغییرات نیروی محوری بیشینه ناشی از خوردگی ناچیز بوده اما ظرفیت محوری ستون ناشی از خوردگی کاهش یافته است. همچنین نتایج مؤید آن است که ستون با مقطع قبلی با وجود آثار خوردگی هنوز پاسخگوی تقاضای وارده بر آن بوده و نیازی به تغییر مقطع در حین فرآیند بهینه‌سازی برای ستون مورد نظر وجود ندارد. برای سایر ستون‌های قاب با تیپ C1 و C4 نتایج با روند مشابه قابل پیش‌بینی است که برای اختصار نتایج آنها گزارش نشده است.

مطابق جدول ۴ مقاطع تیپ ستون‌های C2 و C3 و همچنین مقاطع تیپ تیرهای B1، B2 و B3 ناشی از اثر خوردگی تغییر یافته است. در این تیرها و ستون‌ها، بر خلاف مقاطع تیپ‌های C1 و C4 که قبلاً توضیح داده شد، افزایش تقاضای وارده بر تیرها و ستون‌ها و همچنین کاهش ظرفیت مقاطع متناظر ناشی از اثرات خوردگی منجر به آن شده است که مقطع قبلی مورد استفاده در قاب سالم (نقطه زمانی صفر سال) جوابگوی تقاضای وارده در قاب خورده شده (نقطه زمانی ۵۰ سال) نبوده و بنابراین قابل پیش‌بینی است که در فرآیند بهینه‌سازی تغییر مقطع برای این تیرها و ستون‌ها رخ خواهد داد تا ظرفیت مقاطع جدید پاسخگوی تقاضای وارده باشد. برای نشان دادن این مسئله در ستون‌ها، ستون با تیپ C3 در محور ۲ و طبقه اول و همچنین برای تیرها، تیر با تیپ B1 مابین محور ۲ و ۳ در طبقه دوم انتخاب شده‌اند. واضح است که روند توضیح داده شده برای سایر تیر و ستون‌ها با تیپ‌های اشاره شده نیز صادق بوده و به منظور اختصار گزارش نشده است. تاریخچه نیروی محوری بیشینه و نیروی محوری مقاوم ستون انتخاب شده در شکل ۷ نشان داده شده است. در نقطه زمانی صفر نیروی محوری بیشینه و مقاوم در حالت بهینه شده به ترتیب تقریباً برابر ۴۹۵/۶ و ۴۹۶/۷ کیلونیوتن هستند. این نتایج نشان می‌دهد که در بهینه‌سازی انجام شده حداکثر استفاده از ظرفیت مقطع موجود (مقطع شماره ۲۶ مطابق جدول ۳) انجام شده است. بنابراین واضح است که با کاهش ظرفیت ناشی از خوردگی، مقطع موجود پاسخگو نبوده و بایستی مقطع بزرگتر با ظرفیت بیشتر انتخاب شود. نتایج جدول ۴ مؤید این مسئله است که مقطع بزرگی برای ستون در نقطه زمانی ۵۰ سال در بهینه‌سازی انتخاب شده است (مقطع شماره ۲۸ مطابق جدول ۳). در نقطه زمانی ۵۰ سال با ملاحظه اثرات خوردگی نیروی محوری بیشینه و مقاوم در حالت بهینه شده به ترتیب برابر ۴۹۴/۹ و ۵۳۶/۶ کیلونیوتن هستند. واضح است که تقاضای نیروی محوری بیشینه مشابه حالت قبل تغییر چندانی نداشته ولی ظرفیت ستون با توجه به مقطع بزرگتر انتخاب شده افزایش یافته است.



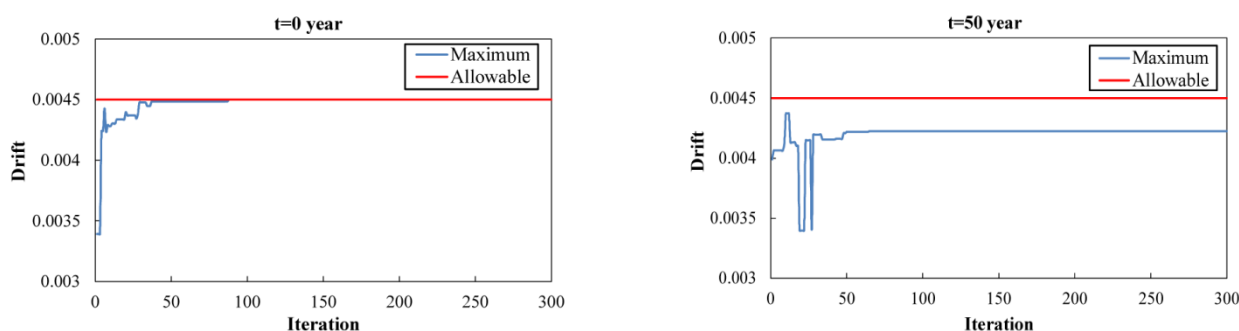
شکل ۷: تاریخچه همگرایی نیروی محوری بیشینه و مقاوم ستون تیپ C3 محور ۲ در طبقه اول در دو نقطه زمانی صفر و ۵۰ سال

تاریخچه لنگر خمشی بیشینه و لنگر خمشی مقاوم تیر با تیپ B1 مابین محور ۲ و ۳ در طبقه دوم در شکل ۸ نشان داده شده است. در نقطه زمانی صفر لنگر خمشی بیشینه و مقاوم تیر در قاب سالم (مقطع ۱۳ مطابق جدول ۲) در حالت بهینه شده به ترتیب تقریباً برابر ۱۳۹/۷ و ۱۴۶/۹ کیلونیوتن در متر هستند. ناشی از اثرات خوردگی مقطع موجود در نقطه زمانی ۵۰ سال پاسخگو نبوده و مقطع با ظرفیت بیشتر (مقطع ۱۴ مطابق جدول ۲) برای تیر مورد نظر انتخاب شده است. لنگر خمشی بیشینه و مقاوم تیر در قاب خورده شده در نقطه زمانی ۵۰ سال در حالت بهینه شده به ترتیب تقریباً برابر ۱۳۹/۸ و ۱۴۲/۸ کیلونیوتن در متر است. واضح است که تقاضای لنگر خمشی بیشینه مشابه حالت قبل تغییر چندانی نداشته ولی تغییر لنگر خمشی مقاوم با توجه به انتخاب عضو جدید و اثرات خوردگی قابل ملاحظه است.



شکل ۸: تاریخچه همگرایی نیروی محوری بیشینه و مقاوم تیر تیپ B1 مابین محور ۲ و ۳ در طبقه دوم در دو نقطه زمانی صفر و ۵۰ سال

قید دیگر موجود در مسئله بهینه سازی قاب عدم تجاوز دررفت بیشینه قاب از مقدار دررفت مجاز آیین نامه ای است. تاریخچه دررفت بیشینه قاب در دو نقطه زمانی صفر و ۵۰ سال در شکل ۹ نشان داده شده است. در نقطه زمانی صفر دررفت بیشینه در حالت بهینه منطبق بر دررفت مجاز آیین نامه ای است. با این حال در نقطه زمانی ۵۰ سال، در صورت تأمین دو قید قبلی اشاره شده در مورد لنگر خمشی تیرها و نیروی محوری ستون ها، قید مربوط به دررفت ارضا شده و دررفت بیشینه کمتر از دررفت مجاز خواهد بود. به عبارت دیگر در صورت برآورده شدن قیود مربوط به لنگر خمشی تیرها و نیروی محوری ستون ها، قید مربوط به دررفت بیشینه قاب خورده شده بحرانی نخواهد بود.



شکل ۹: تاریخچه همگرایی در بفت بیشینه قاب در نقاط زمانی مختلف

۷- نتیجه گیری

در این تحقیق بهینه‌سازی قاب بتن‌آرمه با ملاحظه اثرات خوردگی ناشی از نفوذ یون کلراید در عمر مفید آن با استفاده از الگوریتم ژنتیک انجام شده است. به این منظور بهینه‌سازی قاب در دو نقطه زمانی صفر و ۵۰ سال انجام شده که نقطه زمانی صفر نشان دهنده قاب سالم بدون اثر خوردگی و نقطه زمانی ۵۰ سال مؤید قاب خورده شده می‌باشد. اثر خوردگی به صورت کاهش سطح مقطع آرماتورهای فولادی مدلسازی شده است. برای تخمین زمان شروع خوردگی در مقاطع بتن‌آرمه از تحلیل نمونه‌گیری مونت کارلو با ملاحظه عدم قطعیت‌های موجود در پارامترهای آن در نرم‌افزار Rt استفاده شده است. برای توسعه الگوریتم بهینه‌سازی از نرم‌افزار MATLAB و برای تعیین پاسخ سازه به منظور ارزیابی قیود مسئله از تحلیل سازه در نرم‌افزار OpenSees استفاده شده است. نتایج نشان می‌دهد که چارچوب ارائه شده در این تحقیق کارایی لازم برای بهینه‌سازی قاب بتن‌آرمه با ملاحظه اثرات خوردگی را دارد. نتایج دلالت بر آن دارد که در نظر نگرفتن اثرات خوردگی برای قاب بتن‌آرمه واقع شده در محیط خورنده می‌تواند منجر به طراحی ناایمن و غیرمحافظة کارانه از عملکرد قاب در طول عمر مفید آن شود. یکی از مزیت‌های عمده چارچوب ارائه شده، پایش دقیق قیود مسئله بهینه‌سازی تحت اثرات خوردگی است. در این تحقیق قیود مربوط به لنگر خمشی تیرها و نیروی محوری ستون‌ها نسبت به قید در بفت در قاب خورده شده بحرانی‌تر هستند. خوردگی می‌تواند علاوه بر کاهش سطح مقطع آرماتورهای فولادی منجر به کاهش مقاومت فشاری بتن، مقاومت جاری شدن فولاد، کاهش شکل‌پذیری بتن و فولاد و همچنین زوال پیوستگی بین بتن و فولاد شود. این تحقیق می‌تواند با ملاحظه تمامی اثرات محتمل خوردگی و همچنین بر مبنای تحلیل غیرخطی سازه در فرآیند بهینه‌سازی توسعه یابد.

مراجع

- [1] Shi, X., Xie, N., Fortune, K. and Gong, J. (2012). Durability of steel reinforced concrete in chloride environments: An overview. *Construction and Building Materials*, 30, 125-138.
- [2] Bhargava, K., Mori, Y. and Ghosh, A.K. (2011). Time-dependent reliability of corrosion-affected RC beams—Part 1: Estimation of time-dependent strengths and associated variability. *Nuclear Engineering and Design*, 241(5), 1371-1384.
- [3] Afsar Dizaj, E., Madandoust, R. and Kashani, M.M. (2018). Exploring the impact of chloride-induced corrosion on seismic damage limit states and residual capacity of reinforced concrete structures. *Structure and Infrastructure Engineering*, 14(6), 714-729.
- [4] Yalciner, H., Sensoy, S. and Eren, O. (2012). Time-dependent seismic performance assessment of a single-degree-of-freedom frame subject to corrosion. *Engineering Failure Analysis*, 19, 109-122.
- [5] Shayanfar, M., Savoj, H.R., Ghanooni-Bagha, M. and Khodam, A. (2018). The effects of corrosion on seismic performance of reinforced concrete moment frames. *Journal of Structural and Construction Engineering*, 5, 146-159.
- [6] Rao, A.S., Lepech, M.D., Kiremidjian, A.S. and Sun, X.Y. (2017). Simplified structural deterioration model for reinforced concrete bridge piers under cyclic loading. *Structure and Infrastructure Engineering*, 13(1), 55-66.
- [7] Shafei, B., Alipour, A. and Shinozuka, M. (2012). Prediction of corrosion initiation in reinforced concrete members subjected to environmental stressors: A finite-element framework. *Cement and Concrete Research*, 42(2), 365-376.

- [8] Safehian, M. and Ramezaniapour, A.A. (2013). Assessment of service life models for determination of chloride penetration into silica fume concrete in the severe marine environmental condition. *Construction and Building Materials*, 48, 287-294.
- [9] Seify Asghshahr, M., Rahai, A. and Ashrafi, H. (2016). Prediction of chloride content in concrete using ANN and CART. *Magazine of Concrete Research*, 68(21), 1085-1098.
- [10] International federation for structural concrete (fib). (2006). *Model code for service life design*. Switzerland, fib Bulletin, 34.
- [11] Li, C., Hao, H., Li, H. and Bi, K. (2016). Seismic fragility analysis of reinforced concrete bridges with chloride induced corrosion subjected to spatially varying ground motions. *International Journal of Structural Stability and Dynamics*, 16(05), 1550010.
- [12] Rajeev, S. and Krishnamoorthy, C.S. (1992). Discrete optimization of structures using genetic algorithms. *Journal of structural engineering*, 118(5), 1233-1250.
- [13] Govindaraj, V. and Ramasamy, J.V. (2007). Optimum detailed design of reinforced concrete frames using genetic algorithms. *Engineering Optimization*, 39(4), 471-494.
- [14] Sajedi, S., Huang, Q., Gandomi, A. H. and Kiani, B. (2017). Reliability-based multiobjective design optimization of reinforced concrete bridges considering corrosion effect. *ASCE-ASME Journal of Risk and Uncertainty in Engineering Systems, Part A: Civil Engineering*, 3(3), 04016015.
- [15] Mahsuli, M. and Haukaas, T. (2013). Computer program for multimodel reliability and optimization analysis. *Journal of Computing in Civil Engineering*, 27(1), 87-98.
- [16] MATLAB. (2012). The MathWorks, Inc., Natick, Massachusetts, United States
- [17] McKenna, F. (2011). OpenSees: a framework for earthquake engineering simulation. *Computing in Science & Engineering*, 13(4), 58-66.
- [18] Li, C.Q. and Zheng, J.J. (2005). Propagation of reinforcement corrosion in concrete and its effects on structural deterioration. *Magazine of Concrete Research*, 57(5), 261-271.
- [19] Enright, M.P. and Frangopol, D.M. (1998). Probabilistic analysis of resistance degradation of reinforced concrete bridge beams under corrosion. *Engineering structures*, 20(11), 960-971.
- [20] Choe, D.E., Gardoni, P., Rosowsky, D. and Haukaas, T. (2008). Probabilistic capacity models and seismic fragility estimates for RC columns subject to corrosion. *Reliability Engineering & System Safety*, 93(3), 383-393.
- [21] Ministry of Housing and Urban Development (MHUD). (2013). *Reinforced concrete structures, Part 9*. Tehran, Iran.
- [22] Building and Housing Research Center (BHRC). (2013). *Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings, Standard no. 2800, 4rd edn*. Tehran, Iran.
- [23] Ministry of Housing and Urban Development (MHUD). (2013). *Loads on buildings, Part 6*. Tehran, Iran.