



نشریه مهندسی عمران فردوسی

فصلنامه علمی

شماره پیاپی ۳۹

سال ۳۵، شماره ۳
پاییز، ۱۴۰۱

- ۱ پیش‌بینی مهم‌ترین خصوصیت ژئومکانیکی توده سنگ با استفاده از روش‌های الگوریتم جستجوی هارمونی و الگوریتم مبتنی بر آموزش و یادگیری
هادی فتاحی - فرشاد ملک محمودی - حسین قانادی
- ۱۹ ارزیابی عملکرد لرزه‌ای قاب بین فیوز با بهره‌گیری از فیوزهای اصطکاکی
محسن گرامی - وحید اسکندریان
- ۳۷ ارائه یک روش طراحی برای دیواره‌های میخ‌گذاری‌شده و مقایسه آن با روش طراحی سنتی
محمد حاذقیان
- ۵۳ بررسی عددی رفتار لرزه‌ای سیستم دیوار بتنی پس-کشیده مرکز گرا دارای میراگر اصطکاکی
سینا حیرانی مقدم - احمد شوشتری
- ۶۹ ارائه مدل شیارشدگی مخلوط آسفالتی اصلاح‌شده پلیمری با استفاده از شبکه عصبی مصنوعی
امیر آقاسی - محسن تربتی‌نژاد - امیر باقرزاده
- ۹۳ مقایسه عملکرد سیمان، سرباره کوره ذوب-آهن (GGBS) و GGBS فعال شده در بهسازی یک خاک رسی
امیر جهانی - علی ریسی استبرق - حسین خواجه پور - محدثه امینی



نشریه مهندسی عمران فردوسی

ISSN : 2008-7454

سر دبیر : محمدرضا اصفهانی

مدیر مسئول: فریدون ایرانی

صاحب امتیاز : دانشگاه فردوسی مشهد

هیئت تحریریه :

دکتر محمدرضا اصفهانی	استاد، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران
دکتر فریدون ایرانی	استاد، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران
دکتر کاظم بدو	استاد، دانشگاه ارومیه، دانشکده مهندسی
دکتر جعفر بلوری بزاز	دانشیار، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران
دکتر احمد پویا	استاد، Ecole des Ponts Paris tech
دکتر سید محمود حسینی	استاد، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران
دکتر ناصر حافظی مقدس	استاد، دانشگاه فردوسی مشهد، دانشکده علوم پایه
دکتر سیداحسان سیدی حسینی نیا	دانشیار، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران
دکتر شهناز دانش	دانشیار، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه عمران
دکتر غلامرضا رخشنده رو	استاد، دانشگاه شیراز، دانشکده راه و ساختمان
دکتر محمدحسین سبط	استاد، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، دانشکده مهندسی عمران
دکتر فرزاد شهابیان مقدم	استاد، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران
دکتر امیر کاووسی	استاد، دانشگاه تربیت مدرس، دانشکده مهندسی، گروه راه و ترابری
دکترحسین گنجی دوست	استاد، دانشگاه تربیت مدرس، دانشکده مهندسی، گروه راه و ترابری
دکتر محمود فغفور مغربی	استاد، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران
دکتر فریدون مقدس نژاد	استاد، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، دانشکده مهندسی عمران
دکتر محمدرضا کیانوش	استاد، University of Ryerson

ویراستار ادبی : دکتر یوسف بینا

مسئول دفتر نشریه : تکتّم هوشمند

ویرایش و صفحه آرایی : سیده عاطفه نوعی باغبان-تکتّم هوشمند

این نشریه در کتابخانه منطقه‌ای علوم و تکنولوژی شیراز (ISC) نمایه می‌شود. <http://www.srlst.com>

نشانی: مشهد- دفتر نشریه - دانشکده مهندسی - دانشگاه فردوسی مشهد - صندوق پستی: ۹۱۷۷۵-۱۱۱۱

تلفا کس: ۰۵۱-۳۸۸۰۶۰۲۴ پست الکترونیکی: ejour@um.ac.ir وب سایت: <http://civil-ferdowsi.um.ac.ir>

چاپ: چاپخانه دانشگاه فردوسی مشهد

فهرست مطالب

۱	هادی فتاحی - فرشاد ملک محمودی حسین قائدی	پیش‌بینی مهم‌ترین خصوصیت ژئومکانیکی توده سنگ با استفاده از روش‌های الگوریتم جستجوی هارمونی و الگوریتم مبتنی بر آموزش و یادگیری
۱۹	محسن گرامی - وحید اسکندریان	ارزیابی عملکرد لرزه‌ای قاب پین فیوز با بهره‌گیری از فیوزهای اصطکاکی
۳۷	محمد حاذقیان	ارائه یک روش طراحی برای دیواره‌های میخ‌گذاری شده و مقایسه آن با روش طراحی سنتی
۵۳	سینا حیرانی مقدم - احمد شوشتری	بررسی عددی رفتار لرزه‌ای سیستم دیوار بتنی پس- کشیده مرکزگرا دارای میراگر اصطکاکی
۶۹	امیر آقاسی - محسن تربتی‌نژاد - امیر باقرزاده	ارائه مدل شیارشدگی مخلوط آسفالتی اصلاح‌شده پلیمری با استفاده از شبکه عصبی مصنوعی
۹۳	امیر جهانی - علی ریسی استبرق حسین خواجه‌پور - محدثه امینی	مقایسه عملکرد سیمان، سرباره کوره ذوب آهن (GGBS) و GGBS فعال شده در بهسازی یک خاک رسی



Predicting the Most Important Geomechanical Parameter of Rock Mass Using the Harmony Search and Teaching Learning Based Optimization Algorithms

Research Article

Hadi Fattahi¹ , Farshad Malekmahmoudi², Hossein Ghaedi³

DOI: [10.22067/jfcei.2022.72095.1056](https://doi.org/10.22067/jfcei.2022.72095.1056)

1. Introduction

The deformation modulus of a rock mass is an important parameter for the design and successful execution of rock engineering structures, because the modulus of deformation is the best representative parameter of the pre-failure mechanical behavior of the rock material and of a rock mass. For example, in designing the primary support for an underground space, the deformations of the rock mass surrounding the underground space are important and a numerical analysis of these deformations requires an estimate of the rock mass modulus of deformation. Field tests for determining this parameter directly are expensive and time consuming, and the reliability of the results is sometimes questionable. Due to the operational difficulties mentioned above, attempts have been made to develop empirical equations for the indirect estimation of the deformation modulus of rock masses. Consequently, several authors have proposed empirical equations for estimating the value of an isotropic rock mass deformation modulus based on classification schemes such as tunneling quality index (Q), rock mass rating (RMR), geological strength index (GSI) and rock quality designation (RQD).

The use of a single parameter will produce a simple predictive model. However, a single value classification system as the summed value of many parameters may be limited in terms of the establishment of a precise correlation between the deformation modulus and an RMR, GSI, or Q system. For example, an RMR system employs six parameters: the spacing of discontinuities, the uniaxial compressive strength of intact rock (UCS), the condition of discontinuities, the RQD, an adjustment for the orientation of discontinuities, and the groundwater condition. The correlation between the RMR and modulus of deformation assumes the same trend and correlations between the modulus of deformation and these six parameters. This assumption can decrease the statistical accuracy of empirical equations.

Although previous efforts are valuable, in many cases, the aforesaid empirical models are not capable of

distinguishing the sophisticated structures involved in dataset. These have been the main causes of interest for better finding out the interaction between the deformation modulus and rock classification systems and also proposing a more precise and reliable model for the prediction of deformation modulus of a rock mass. For reaching the goal, using developed methods like computational intelligence methods, which can successfully model the behavior of linear and nonlinear involved in data, is useful. These methods are feasible, quick and promising for solving engineering problems, particularly when the contact nature between independent variables and dependent variables are unknown.

2. Method

Although previous efforts are worthwhile, the use of these relationships in other areas has been flawed due to the complex structures in rock engineering and the uncertain nature of rock. Therefore, due to advances in data mining regarding reducing computational errors as well as modeling the linear and nonlinear behavior of data, developed methods of computational intelligence are used. These methods are fast, inexpensive and highly capable for solving engineering problems. According to some studies, as it is known due to the multivariate input parameters, complexity in geotechnical parameters, and the proximity of intelligent methods to the reality of the problem, today the use of algorithms for constructing a limit state function is a very suitable alternative to regression methods. The methods are experimental. This study proposed Harmony Search (HS) and Teaching-Learning Optimization Algorithm (TLBO) for predicting indirectly the modulus of rock mass deformation, due to the increase in accuracy, the development of intelligent methods, considering the uncertainty in input parameters, entering several input parameters in the relation, and the applicability of the relations obtained in similar case studies of intelligent algorithms. Finally, in order to validate a number of statistical indicators to evaluate the

*Manuscript received: 24 August 2021; Revised, 16 May 2022, Accepted, 14 June 2022.

¹ Corresponding author, Associate Professor in Rock Mechanics Engineering, Faculty of Earth Sciences Engineering, Arak University of Technology, Iran. Email: h.fattahi@arakut.ac.ir.

² BSc. Student, Faculty of Earth Sciences Engineering, Arak University of Technology, Iran.

³ MSc. Student, Faculty of Earth Sciences Engineering, Arak University of Technology, Iran.

obtained relationships, the results show that the obtained relationships have a very high accuracy.

3. Results and conclusion

Rock mass deformability modulus is used as the most important geomechanical property of rock mass in designing many rock structures such as foundations, dams or underground excavations. The presence of discontinuities in the rock mass is known as an important and influential factor in the rock mass deformation modulus. For this reason, due to the difficulties in evaluating the deformation of jointed masses on a laboratory scale, various in situ testing methods such as plate loading test and dilatometer test can be used to consider the effect of scale and joints. Although these methods are currently the best, they are expensive, time consuming, and have operational difficulties during implementation. Therefore, to overcome these problems, indirect methods such as experimental relationships and multivariate regression methods can be used. On the other hand, due to the high uncertainty in the nature of the rock and also the low accuracy of regression methods, today, intelligent methods are used to increase the accuracy and applicability of indirect methods in any study area.

The purpose of this paper was to apply the new Harmony Search (HS) algorithms and the Teaching and Learning Based Optimization (TLBO) to indirectly estimate the modulus of deformation of a rock mass with high accuracy. In these models, the rock mass rating (RMR), uniaxial compressive strength of virgin rock (UCS), depth (D) and the modulus of elasticity of intact rock (E_i) as input parameters and the modulus of rock mass deformability (E_m) as output parameter Used. In this paper, using the indices of square correlation coefficient (R^2), variance inclusion (VAF), root mean square error (RMSE) and mean square error (MSE), the model created by the algorithms is evaluated and validated. The evaluation results showed that the relationship accuracy for the harmonic search algorithm using R^2 and VAF methods is about 0.91-0.93 and the error percentage using the RMSE and MSE methods is between 0.000017-0.0042. Moreover, the relationship accuracy for the optimization algorithm based on teaching and learning using R^2 and VAF methods were about 0.92-0.95 and error percentage using RMSE and MSE methods were between 0.00001- 0.0032.



پیش‌بینی مهم‌ترین خصوصیت ژئومکانیکی توده سنگ با استفاده از روش‌های الگوریتم جستجوی هارمونی و الگوریتم

مبتنی بر آموزش و یادگیری*

مقاله پژوهشی

DOI: 10.22067/jfeci.2022.72095.1056

حسین قانلی^۳

فرشاد ملک محمودی^۲

هادی فتاحی^۱

چکیده به علت وجود مشکلات در ارزیابی تغییر شکل توده‌سنگ‌های درزه‌دار در مقیاس آزمایشگاهی، می‌توان برای در نظر گرفتن اثر مقیاس و درزه‌ها از روش‌های مختلف آزمایش برجا مانند آزمایش بارگذاری صفحه‌ای و دیلاتومتری استفاده کرد. اگر چه این روش‌ها در حال حاضر بهترین هستند، اما گران، زمان‌بر و دارای مشکلات عملیاتی در حین اجرا هستند. بنابراین در این مقاله برای غلبه بر این مشکلات، از الگوریتم‌های جدید جستجوی هارمونی (HS) و الگوریتم بهینه‌سازی مبتنی بر آموزش و یادگیری (TLBO) برای تخمین غیرمستقیم مدول تغییرشکل‌پذیری توده سنگ استفاده شده است. در این مدل‌ها از امتیاز رده‌بندی توده سنگ (RMR)، مقاومت فشاری تک‌محوره سنگ بکر (UCS)، عمق (D) و مدول الاستیسیته سنگ بکر (Ei) به عنوان پارامترهای ورودی و از مدول تغییرشکل‌پذیری توده سنگ (Em) به عنوان پارامتر خروجی استفاده شده است. در این مقاله، با استفاده از شاخص‌های آماری مختلف، مدل ایجادشده توسط الگوریتم‌ها، ارزیابی و اعتبارسنجی می‌شود. نتایج ارزیابی نشان داد که دقت رابطه برای الگوریتم جستجوی هارمونی با استفاده از شاخص‌های R^2 و VAF حدود ۰/۹۱-۰/۹۳ و درصد خطا با استفاده از شاخص‌های RMSE و MSE بین ۰/۰۰۰۰۱۷-۰/۰۰۰۰۴۲ است هم‌چنین دقت رابطه برای الگوریتم بهینه‌سازی مبتنی بر آموزش و یادگیری با استفاده از روش R^2 و VAF حدود ۰/۹۲-۰/۹۵ و درصد خطا با استفاده از شاخص‌های RMSE و MSE بین ۰/۰۰۰۰۱۰-۰/۰۰۰۰۳۲ به دست آمد.

واژه‌های کلیدی مدول تغییرشکل‌پذیری، الگوریتم جستجوی هارمونی، الگوریتم بهینه‌سازی مبتنی بر آموزش و یادگیری، توده سنگ.

Predicting the Most Important Geomechanical Parameter of Rock Mass Using the Harmony Search and Teaching Learning Based Optimization Algorithms

Hadi Fattahi

Farshad Malekmahmoudi

Hossin Ghaedi

Abstract Due to the difficulties in assessing the deformation of jointed aggregates at the laboratory scale, various in situ testing methods such as plate loading test and dilatometry can be used to consider the effect of scale and joints. Although these methods are currently the best, they are expensive, time consuming, and have operational difficulties during implementation. Therefore, in this paper, to overcome these problems, new harmony search algorithms (HS) and teaching-learning optimization algorithm (TLBO) are used to indirectly estimate the modulus of rock mass deformation. In these models, the rock mass classification score (RMR), uniaxial compressive strength of virgin rock (UCS), depth (D) and the modulus of elasticity of intact rock (Ei) as input parameters and the modulus of rock mass deformability (Em) as output parameter Used. In this paper, Using different statistical indicators, the model created by the algorithms is evaluated and validated. The evaluation results showed that the relationship accuracy for the harmonic search algorithm using R^2 and VAF methods is about 0.91-0.93 and using the RMSE and MSE methods is between 0.000017-0.0042. Also, the relationship accuracy for the optimization algorithm Based on teaching and learning using R^2 and VAF methods, about 0.92-0.95 and using RMSE and MSE methods were between 0.00001- 0.0032.

Key Words Deformation of modulus, harmony search algorithm, teaching-learning optimization algorithm, rock mass.

* تاریخ دریافت مقاله ۱۴۰۰/۶/۲ و تاریخ پذیرش آن ۱۴۰۱/۳/۲۴ می‌باشد.

Email: h.fattahi@arakut.ac.ir

(۱) نویسنده مسئول، دانشیار، دانشکده‌ی مهندسی علوم زمین، دانشگاه صنعتی اراک.

(۲) دانشجوی کارشناسی، دانشکده‌ی مهندسی علوم زمین، دانشگاه صنعتی اراک.

(۳) دانشجوی کارشناسی ارشد، دانشکده‌ی مهندسی علوم زمین، دانشگاه صنعتی اراک.

توده سنگ (RMR) و ارتفاع روباره (H) استفاده کردند و آن را در یک رابطه تجربی ارائه کردند:

$$E_m = 10^{(RMR-20)/38} \text{ GPa} \quad (۳)$$

بنیایوسی و نیکلسون [4] مدول تغییر شکل‌پذیری را با استفاده از مدول الاستیسیته سنگ بکر (E_i) و سیستم طبقه‌بندی ژئومکانیکی توده سنگ (RMR) پیشنهاد کردند:

$$E_m = \frac{E_i}{100} \left(0.0028RMR^2 + 0.9e^{\frac{RMR}{22.83}} \right) \quad (۴)$$

در رابطه‌ای دیگر مهره‌ترا [5]، با استفاده از آزمایش‌های جک تک‌محوری برای توده سنگ خشک و سنگ‌های ضعیف مدول تغییر شکل‌پذیری را مبتنی بر سیستم طبقه‌بندی ژئومکانیکی توده سنگ (RMR) پیشنهاد کرد:

$$E_m = 0.3H^\alpha \times 10^{(RMR-20)/38} \quad (۵)$$

$$0.16 < \alpha < 0.3$$

کایسر و دیدرکس [6] رابطه زیر را برای پیش‌بینی مدول تغییر شکل‌پذیری مبتنی بر سیستم طبقه‌بندی ژئومکانیکی توده سنگ (RMR) به‌دست آوردند:

$$E_m = 7(\pm 3)\sqrt{Q'} \quad (۶)$$

$$Q' = 10((RMR - 44)/21)$$

در رابطه‌ای دیگر رید و همکاران [7] مدول تغییر شکل‌پذیری مبتنی بر سیستم طبقه‌بندی ژئومکانیکی توده سنگ (RMR) را تخمین زدند.

$$E_m = 0.1(RMR/10)^3 \quad (۷)$$

هم‌چنین کیم [8] رابطه زیر را برای پیش‌بینی مدول تغییر شکل‌پذیری مبتنی بر سیستم طبقه‌بندی ژئومکانیکی توده سنگ (RMR) ارائه کردند:

$$E_m = 300 \exp(0.07RMR) \times 10^{-3} \quad (۸)$$

هم‌چنین میتری و همکاران [9] رابطه‌ای برای پیش‌بینی مدول تغییر شکل‌پذیری مبتنی بر مدول یانگ سنگ بکر (E_i) و طبقه‌بندی ژئومکانیکی توده سنگ (RMR) به‌دست آوردند:

$$E_m = 0.5E_i [1 - \cos(\pi(RMR/100))] \quad (۹)$$

بارتن و گریمستاد [10] فرمول تجربی جدیدی برای پیش‌بینی مدول تغییر شکل‌پذیری بر اساس سیستم طبقه‌بندی Q به‌دست آوردند:

مقدمه

پارامتر مدول تغییر شکل‌پذیری توده سنگ (به‌عنوان مهم‌ترین خصوصیت ژئومکانیکی) نشان‌دهنده میزان تغییر شکل توده سنگ در پاسخ به هر گونه بارگذاری یا باربرداری می‌باشد. تعیین پارامتر تغییر شکل‌پذیری توده سنگ در بسیاری از پروژه‌ها حیاتی و ضروری است. این پارامتر در طراحی پروژه‌هایی که حتی نسبت به تغییر شکل‌های کم نیز حساس هستند اهمیت زیادی دارد. امروزه با توجه به اهمیت پارامتر مدول تغییر شکل‌پذیری در توصیف رفتار مکانیکی توده سنگ تحت فشار، از این پارامتر به‌عنوان پارامتر ورودی در اکثر آنالیزهای عددی المان محدود و المان مرزی، به‌منظور مطالعه توزیع تنش و جابه‌جایی در اطراف حفریات زیرزمینی استفاده می‌شود. استفاده از آزمون‌های برجا برای تعیین مدول تغییر شکل‌پذیری هم مستلزم صرف هزینه‌های گزاف و هم صرف وقت و دقت زیادی می‌باشد. به همین دلیل استفاده از روش‌های غیرمستقیم در دستور کار محققان برای تخمین این پارامتر مهم قرار گرفته‌است. یکی از روش‌های غیرمستقیم تخمین مدول تغییر شکل‌پذیری توده سنگ، استفاده از روابط تجربی و طبقه‌بندی مهندسی سنگ‌هاست. این روابط بر مبنای پارامترهای ژئومکانیکی و سیستم‌های مختلف طبقه‌بندی توده سنگ از قبیل طبقه‌بندی ژئومکانیکی توده سنگ RMR، شاخص مقاومت زمین‌شناسی GSI، شاخص کیفی سنگ RQD و سیستم طبقه‌بندی Q بنا نهاده شده‌اند که در ادامه به برخی از مهم‌ترین آنها اشاره می‌شود.

بنیایوسی [1] برای اولین بار جزئیات طبقه‌بندی از توده‌های سنگی را با نام طبقه‌بندی ژئومکانیکی یا سیستم امتیازدهی به توده سنگ RMR منتشر کرد. سپس پریرا و لاجینا [2] سرافیم مدول تغییر شکل‌پذیری را براساس سیستم RMR ارائه کردند:

$$E_m = 2RMR - 100 \quad RMR > 55 \quad (۱)$$

$$E_m = 10^{(RMR-10)/40} \quad RMR < 55 \quad (۲)$$

ورمن و همکاران [3] به‌منظور تأثیر عمق تونل روی مدول تغییر شکل‌پذیری توده سنگ از سیستم طبقه‌بندی ژئومکانیکی

$$\frac{E_m}{E_r} = 0.2 \times 10^{0.0186 RQD - 1.91} \quad (17)$$

$$\frac{E_m}{E_r} = 1.8 \times 10^{0.0186 RQD - 1.91} \quad (18)$$

$$\frac{E_m}{E_r} = 10^{0.0186 RQD - 1.91} \quad (19)$$

دیبر و همکاران [16] بر اساس اطلاعات داده‌های برجای سد دورشاک که از شاخص کیفی توده سنگ (RQD) استفاده می‌شود مطابق رابطه زیر به تعیین مدول تغییرشکل پذیری توده سنگ پرداختند.

$$E_m/E_r = 0.0231 RQD - 1.32 \quad (20)$$

جوزه و همکارانش [17] بر اساس سیستم طبقه‌بندی (RMR) و مدول تغییرشکل پذیری سنگ بکر (E_i) با توجه به مطالعات موردی به همبستگی بالایی بین RMR و نسبت مدول تغییرشکل پذیری توده سنگ رسیدند.

سونمز و همکاران [18] برای تخمین مدول تغییرشکل پذیری توده سنگ، از سیستم شاخص مقاومت زمین‌شناسی (GSI)، مقاومت فشاری تک‌محوره سنگ بکر (UCS) و مدول الاستیسیته سنگ بکر (E_i) که از مجموع ۱۱۵ داده آزمایش برجا دیلاتومتری و بارگذاری صفحه‌ای که از ساختگاه دو سد و نیروگاه در ترکیه گرفته شده بود، استفاده کردند. آنها توانستند با استفاده از رابطه تجربی زیر مدول تغییرشکل پذیری توده سنگ را تخمین بزنند:

$$E_m = E_i (S^\alpha)^{0.4} \quad (21)$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right) = 0.5 + \frac{1}{6} \left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3}\right) \quad (22)$$

گاردنر [19] مدول تغییرشکل پذیری را مبتنی بر شاخص کیفی توده‌سنگ (RQD) و مدول یانگ سنگ بکر (E_i) پیشنهاد کردند:

$$E_m = \alpha_E E_i \quad (23)$$

$$\alpha_E = 0.0231 RQD - 1.23$$

انیشتن و ژانگ [20] رابطه زیر را برای پیش‌بینی مدول تغییرشکل پذیری مبتنی بر مدول یانگ سنگ بکر (E_i) و شاخص کیفی توده‌سنگ (RQD) ارائه دادند:

$$E_m = 25 \log_{10} Q \quad Q > 30$$

$$E_m = 8Q^{0.4} \quad 1 < Q < 30 \quad (10)$$

هم‌چنین بارتن [11] رابطه‌ای را برای پیش‌بینی مدول تغییرشکل پذیری مبتنی بر سیستم طبقه‌بندی Q و مقاومت فشاری تک‌محوره (UCS) به‌دست آوردند:

$$E_m = 10Q_c^{\frac{1}{3}} \quad Q_c = Q \times \frac{UCS}{100} \quad (11)$$

هوک و براون [12] رابطه زیر را برای پیش‌بینی E_m بر اساس شاخص مقاومت زمین‌شناسی (GSI) و مقاومت فشاری تک‌محوره سنگ بکر (UCS) پیشنهاد کردند:

$$E_m = \sqrt{\frac{UCS}{100}} \times 10^{\left(\frac{GSI-10}{40}\right)} \quad (12)$$

هم‌چنین، هوک و همکاران [13] روابط تجربی زیر را برای پیش‌بینی مدول تغییرشکل پذیری مبتنی بر شاخص کیفی توده‌سنگ (RQD) و عامل اختلال (D1) پیشنهاد کردند:

$$E_m = \left(1 - \frac{D1}{2}\right) \sqrt{\frac{UCS}{100}} \times 10^{\left(\frac{GSI-10}{40}\right)} \quad (13)$$

$$UCS \leq 100 \text{ (MPa)}$$

$$E_m = \left(1 - \frac{D1}{2}\right) \times 10^{\left(\frac{GSI-10}{40}\right)} \quad (14)$$

$$UCS \geq 100 \text{ (MPa)}$$

هوک و دیدرکس [14] با استفاده از داده‌های چین و تایوان با انجام چندین آزمایش برجا، فرمول‌های زیر را برای پیش‌بینی مدول تغییرشکل پذیری مبتنی بر شاخص کیفی توده‌سنگ (RQD) و عامل اختلال (D1) تخمین زدند:

$$E_m = 100000 \left(\frac{1 - D1/2}{1 + e^{((75+25D-GSI)/11)}} \right) \quad (15)$$

$$E_m = E_i \left(0.02 + \frac{1 - D1/2}{1 + e^{((60+15D1-GSI)/11)}} \right) \quad (16)$$

ژانگ و انیشتن [15] در تحقیقی با استفاده از شاخص کیفی توده‌سنگ (RQD) و مدول تغییر شکل پذیری سنگ بکر (E_i) با استفاده از یک سری آنالیزهای رگرسیونی مطابق روابط زیر به تعیین مدول تغییرشکل پذیری توده سنگ پرداختند.

$$E_m = 0.0876RMR, RMR \leq 50 \quad (31)$$

$$E_m = 0.0867RMR + 1.056(RMR - 50)^2 \quad (32)$$

$$RMR > 50$$

چان و همکاران [25] رابطه زیر را برای پیش‌بینی مدول تغییرشکل‌پذیری توده سنگ مبتنی بر RMR ارائه کردند.

$$E_m = 1.3326e^{0.0364RMR} \quad (33)$$

نجاتی و همکاران در سال ۲۰۱۴، چون و همکاران در سال ۲۰۰۸ [25, 26] نیز از سیستم طبقه‌بندی ژئومکانیکی توده سنگ (RMR) برای پیش‌بینی مدول تغییرشکل‌پذیری توده سنگ استفاده کردند و توانستند یک پیش‌بینی با دقتی مطلوب ارائه کنند.

گرچه روابط بالا برای تخمین غیرمستقیم مدول تغییرشکل‌پذیری روشی ساده و کم‌هزینه است ولی این‌گونه روابط از درجه اعتماد کمی برخوردار هستند زیرا هم به‌صورت تئوری و هم بر مبنای شرایط ایده‌آل به‌دست می‌آیند. اگرچه تلاش‌های قبلی ارزشمند هستند اما به‌دلیل ساختارهای پیچیده در مهندسی سنگ و وجود عدم قطعیت که در ذات سنگ است، استفاده از این روابط در مناطق دیگر با خطا همراه بوده‌است. لذا امروزه با وجود پیشرفت در علم داده‌کاوی در جهت کاهش خطای محاسباتی و همچنین مدل‌سازی رفتار خطی و غیرخطی داده‌ها، از روش‌های توسعه‌یافته هوش محاسباتی استفاده می‌شود. این روش‌ها ابزاری سریع، ارزان و با قابلیت بالا برای حل مسائل مهندسی هستند. با توجه به مطالعات فوق، همان‌طور که مشخص است به‌دلیل چند متغیره بودن پارامترهای ورودی، پیچیدگی در پارامترهای ژئوتکنیکی و همچنین به‌دلیل نزدیک بودن روش‌های هوشمند به واقعیت مسئله، امروزه استفاده از الگوریتم‌ها برای ساخت تابع حالت حدی جایگزین بسیار مناسب برای روش‌های رگرسیونی و روش‌های تجربی هستند به همین دلیل در این مقاله، به‌دلیل افزایش دقت، گسترش روش‌های هوشمند، در نظر گرفتن عدم قطعیت در پارامترهای ورودی، وارد کردن چندین پارامترهای ورودی در رابطه و همچنین قابل کاربرد بودن روابط به‌دست‌آمده در مطالعات موردی مشابه از الگوریتم‌های هوشمند جستجوی هارمونی (HS) و الگوریتم بهینه‌سازی مبتنی بر آموزش و یادگیری (TLBO) برای پیش‌بینی غیرمستقیم مدول تغییرشکل‌پذیری توده سنگ، پیشنهاد شده‌است. در پایان به‌منظور

$$\frac{E_m}{E_i} = 10^{0.0186RQD-1.91} \quad (24)$$

سینگ و پالستروم [21] روابط زیر را برای پیش‌بینی مدول تغییرشکل‌پذیری مبتنی بر سیستم طبقه‌بندی شاخص توده سنگ (RMI) پیشنهاد کردند:

$$E_m = 7RMI^{0.4} \quad 1 < RMI < 30 \quad (25)$$

$$E_m = 5.6RMI^{0.375} \quad 0.1 < RMI$$

گوکچه اوغلو و همکاران [22] با استفاده از اطلاعات ساختگاه دو سد و یک نیروگاه در ترکیه رابطه زیر را برای پیش‌بینی مدول تغییرشکل‌پذیری مبتنی بر شاخص کیفی توده سنگ (RQD)، مقاومت فشاری تک‌محوری سنگ بکر (UCS) و درجه هوازدگی توده سنگ (WD) که مهم‌ترین پارامتر کنترل‌کننده مدول تغییرشکل‌پذیری توده سنگ مورد مطالعه هستند، ارائه دادند:

$$E_m = 0.001 \left[\frac{\left(\frac{E_i}{UCS} \right) \left(1 + \frac{RQD}{100} \right)}{WD} \right]^{1.5528} \quad (26)$$

کیوباسی و همکاران [23] رابطه تجربی زیر را برای پیش‌بینی مدول تغییرشکل‌پذیری مبتنی بر مدول یانگ سنگ بکر (E_i)، درجه هوازدگی توده سنگ (WD) و شاخص کیفی توده سنگ (RQD) ارائه دادند. آنها به این نتیجه رسیدند که رابطه ایجادشده از دقت قابل قبولی برخوردار است:

$$E_m = 0.135 [E_i (1 + RQD/100) / WD]^{1.1811} \quad (27)$$

$$E_m = 0.1423 \left[\frac{E_i \left(1 + \frac{RQD}{100} \right)}{WD} \right]^{1.1747}$$

گالرا و همکاران [24] از روابط زیر برای تخمین مدول تغییرشکل‌پذیری توده سنگ با استفاده از سیستم طبقه‌بندی ژئومکانیکی توده سنگ (RMR) و مدول یانگ سنگ بکر (E_i) استفاده کردند.

$$E_m = 147.28e^{(RMR-100)/24} - 0.202RMR \quad (28)$$

$$E_m = e^{(RMR-10)/18} \quad (29)$$

$$E_m = E_i e^{\frac{(RMR-100)}{36}} \quad (30)$$

مرحله دوم. تولید حافظه هارمونی اولیه به صورت تصادفی. در این مرحله به صورت تصادفی از محدوده مقادیر ممکن مجموعه متغیرهای تصمیم، یک حافظه هارمونی به صورت رابطه زیر تشکیل می شود:

$$HM = \begin{bmatrix} x_1^1 & x_2^1 & \dots & x_N^1 & F(x^1) \\ \vdots & \vdots & \dots & \vdots & \vdots \\ x_1^{HMS-1} & x_2^{HMS-1} & \dots & x_N^{HMS-1} & F(x^{HMS-1}) \\ x_1^{HMS} & x_2^{HMS} & \dots & x_N^{HMS} & F(x^{HMS}) \end{bmatrix} \quad (35)$$

که $F(x^i)$ مقدار تابع هدف به دست آمده با ازای بردار اول و HM ، ماتریس حافظه هارمونی است.

مرحله سوم. اصلاح هارمونی جدید. در این مرحله با استفاده از سه مکانیزم انتخاب تصادفی، بررسی حافظه هارمونی و نرخ تنظیم گام یک هارمونی جدید بصورت $x_i^{new} = (x_1^{new}, x_2^{new}, \dots, x_N^{new})$ تولید می کنند [27, 30, 31]، البته باید متغیرهای تصمیم تولید شده در این مرحله در محدوده مجاز واقع شوند. در انتخاب تصادفی، مقدار هر متغیر تصمیم گیری در برابر هارمونی جدید به طور تصادفی در محدوده مقدار با احتمال $(HMCR-1)$ انتخاب می شود. $HMCR$ که بین ۰ و ۱ متغیر است، میزان انتخاب یک مقدار از مقادیر ذخیره شده در HM است و $(HMCR-1)$ میزان انتخاب تصادفی یک مقدار از محدوده احتمالی مقادیر است [32].

$$x_i' = x_i' \in \{x_i^1, x_i^2, \dots, x_i^{HMS}\} \text{ with } HMCR \quad (36)$$

$$x_i' = x_i' \in x_i \text{ with } (1-HMCR)$$

مطابق با رابطه (۳۶)، به عنوان مثال، اگر $HMCR$ برابر ۰/۸۵ باشد الگوریتم با احتمال ۸۵ درصد بردار جدید را از بین بردارهای مرتب شده در حافظه هارمونی انتخاب می کند و با احتمال ۱۵ درصد بردار جدید به صورت تصادفی در محدوده مجاز انتخاب می کند.

مقدار هر متغیر تصمیم گیری به دست آمده از نظر حافظه برای تعیین این که آیا باید تنظیم شود یا خیر، بررسی می شود. اگر تصمیم تنظیم گام برای x_i' با احتمال PAR انجام شود. x_i' با $x_i' \pm u(-1, +1) \times bw$ جایگزین می شود، جایی که bw یک پهنای باند فاصله دلخواه برای متغیر طراحی پیوسته است و $u(-1, +1)$ یک توزیع یک نواخت بین -۱ و ۱ است. مقدار $(PAR-1)$ میزان عملکرد را تعیین می کند. بنابراین، تنظیم گام به هر متغیر به صورت زیر اعمال می شود:

اعتبارسنجی از یک سری شاخص های آماری برای ارزیابی روابط به دست آمده استفاده شده است. نتایج نشان می دهد روابط به دست آمده از دقت بسیار بالایی برخوردار است.

خلاصه ای از روش های مورد استفاده در این تحقیق

الگوریتم جستجوی هارمونی HS

الگوریتم جستجوی هارمونی در سال ۲۰۰۱ اولین بار توسط گیم و همکاران [27] با بهره گیری از روند ساخت هارمونی مناسب توسط موسیقی دان ها طراحی و ارائه شد که طرح کلی آن برگرفته از رفتار طبیعی و واقعی موسیقی دان ها در ساخت بهترین هارمونی است. هارمونی در موسیقی اصطلاحاً به اجرای نت های متفاوت به صورت هم زمان می گویند که در نهایت تبدیل به آهنگی موزون و زیبا می شود. تلاش برای یافتن این هارمونی و هماهنگی در موسیقی، مانند پیدا کردن حل بهینه در مسائل بهینه سازی است. در سال های اخیر به دلیل محاسبات کم، مفهوم ساده، اجرای ساده، پارامترهای کم و کاربردی بودن برای مسائل بهینه سازی گسسته و پیوسته، الگوریتم جستجوی هارمونی به یکی از پرکاربردترین الگوریتم های بهینه سازی در حل مسائل مختلف تبدیل شده است [28, 29]. این الگوریتم به دلیل الزامات ریاضیاتی کمتری که در مقایسه با سایر روش های فراابتکاری دارد می تواند در حل مسائل مختلف مهندسی از جمله در طراحی سازه های مهندسی سنگ سطحی و زیرزمینی به کار گرفته شود. گام های عمده و اصلی الگوریتم جستجوی هارمونی برای رسیدن به بهترین جواب (بهینه) به صورت زیر می باشد:

مرحله اول. معرفی مسئله بهینه سازی و پارامترهای الگوریتم.

ابتدا مسئله بهینه سازی به صورت رابطه (۳۴) تعریف و مشخص می شود.

$$\begin{aligned} &\text{Minimize } f(x) \text{ subject to} \\ &x_{iL} \leq x_i \leq x_{iU} \quad (i = 1, 2, \dots, N) \end{aligned} \quad (34)$$

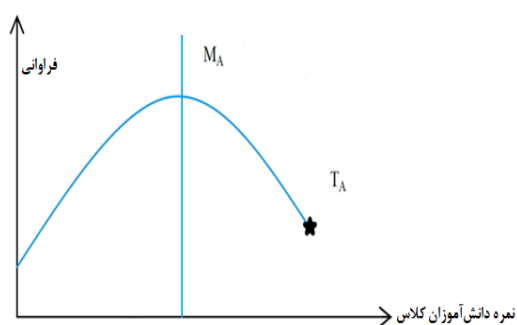
که در آن، x_{iL} و x_{iU} کران بالا و پایین برای متغیرهای تصمیم گیری می باشند. در این گام پارامترهای الگوریتم شامل اندازه حافظه هارمونی (HMS)، سرعت بررسی حافظه هارمونی ($HMCR$)، نرخ تنظیم گام (PAR)، پهنای باند (bw) و ماکزیمم تعداد تکرارها (k) وارد می شوند.

عمومی‌تر و مهندسی در مجله دانش‌های اطلاعاتی معرفی کردند [33].

الگوریتم بهینه‌سازی مبتنی بر آموزش و یادگیری، برخلاف سایر روش‌های فراابتکاری که معمولاً از طبیعت الگو گرفته‌اند، از فرایند یادگیری در کلاس درس الگو گرفته‌است. این الگوریتم، فرایندی را که طی یک کلاس درس برای آموزش (معلم) و یادگیری (دانش‌آموز) رخ می‌دهد مدل می‌کند و از این مدل برای پیدا کردن جواب بهینه کمک می‌گیرد. خروجی الگوریتم در هر مرحله نیز، نمره دانش‌آموزها و سطح دانش آنهاست. در ادامه این الگوریتم در هر گام به‌صورت جزئی‌تر تشریح می‌شود.

تولید جمعیت اولیه

در اولین مرحله این الگوریتم، ابتدا یک سری نقاط تشکیل شده و به‌صورت تصادفی در فضای حل مسئله پخش می‌شوند. این نقاط در حقیقت، همان دانش‌آموزان کلاس درس هستند؛ سپس با توجه به تابع هدف اصلی مسئله و مختصات که هر یک از نقاط دارند، مقدار تابع هدف برای هر یک از این نقاط محاسبه می‌شوند این مقادیر تابع هدف در حقیقت نمره دانش‌آموزان کلاس و سطح دانش آنهاست. بدون این که از جامعیت مسئله کم شود، فرض می‌شود توزیع نمره‌ها، توزیع زنگوله‌ای شکل مطابق شکل (۲) می‌باشد.



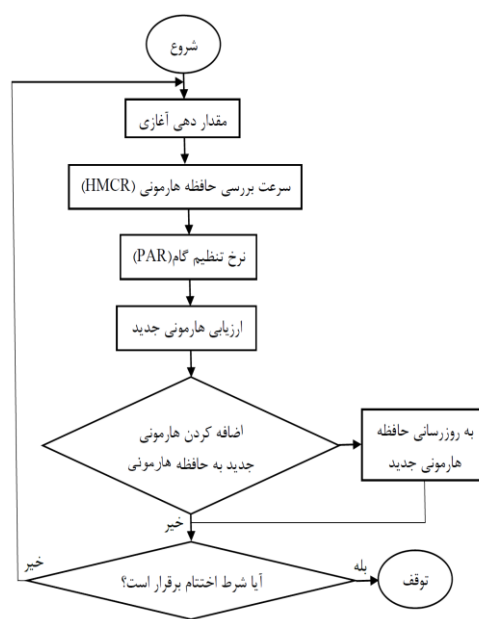
شکل ۲ تولید جمعیت اولیه و انتخاب معلم

همان‌طور که در شکل نشان داده شده‌است. بهترین دانش‌آموز کلاس به‌عنوان معلم در نظر گرفته می‌شود. حال گام آموزش آغاز می‌شود.

$$\begin{aligned} x_i' &= x_i' \pm u(-1, +1) \times bw \quad \text{with HMCR} \\ x_i' &= x_i' \quad \text{with HMCR} \times (1 - \text{PAR}) \end{aligned} \quad (37)$$

مرحله ۴. به‌روزرسانی حافظه هارمونی. پس از تولید بردار هارمونی جدید X^{new} ، حافظه هارمونی به‌روزرسانی می‌شود. اگر عملکرد بردار هارمونی جدید $x^{new} = (x_1^{new}, x_2^{new}, \dots, x_N^{new})$ از بدترین هارمونی موجود در حافظه بهتر باشد، به همراه مقدار تابع هدف متناظر، جایگزین آن می‌شود. بدترین هارمونی حافظه، حذف می‌گردد.

مرحله ۵. گام سوم و چهارم آن‌قدر تکرار می‌شود تا شرط توقف (k) را برآورده کند. مطابق با توضیحات بالا، شکل (۱) مراحل الگوریتم جستجوی هارمونی را نشان می‌دهد.



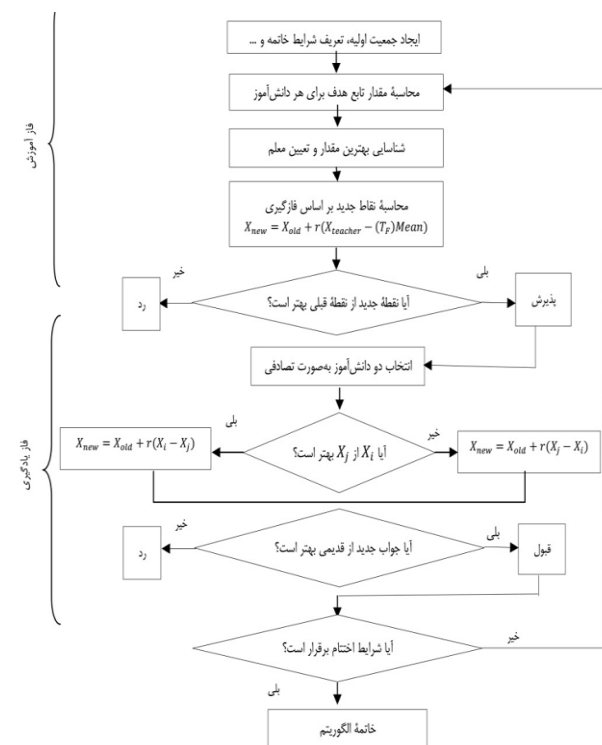
شکل ۱ فلوچارت و الگوریتم بهینه‌سازی جستجوی هارمونی [27]

الگوریتم بهینه‌سازی مبتنی بر آموزش و یادگیری TLBO
الگوریتم بهینه‌سازی مبتنی بر آموزش و یادگیری، در سال ۲۰۱۱ توسط رائو و همکارانش ابتدا در مجله طراحی به کمک کامپیوتر، برای حل مسائل طراحی کامپیوتر مطرح شد، اما حدود یک سال بعد، این محققان الگوریتم بهینه‌سازی مبتنی بر آموزش و یادگیری را در مقیاس گسترده‌تر و برای مسائل

یکدیگر شبیه‌سازی می‌شود. به این صورت که، به‌ازای هر یک از دانش‌آموزان، یک دانش‌آموز دیگر به‌صورت تصادفی انتخاب می‌شود؛ سپس اگر دانش‌آموز دوم، از دانش‌آموز اول وضعیت بهتری از نظر تابع هدف داشته باشد، دانش‌آموز اول به‌سمت دانش‌آموز دوم حرکت می‌کند و در غیر این صورت، دانش‌آموز دوم به‌سمت دانش‌آموز اول می‌رود. به‌الطبع این حرکت نیز برای تنوع‌سازی الگوریتم، دارای عامل تصادفی است. این گام را می‌توان برای هر دانش‌آموز به‌صورت زیر نشان داد.

$$x_i^{new} = \begin{cases} x_i^{old} - r_i(x_j - x_i) & \text{if } f(x_i) \geq f(x_j) \\ x_i^{old} + r_i(x_j - x_i) & \text{if } f(x_i) < f(x_j) \end{cases} \quad (40)$$

بعد از این مرحله نیز شرایط اختتام الگوریتم بررسی می‌شود و در صورت برقرار بودن الگوریتم خاتمه می‌یابد؛ در غیر این صورت، حلقه بار دیگر تکرار می‌شود. شکل (۴) مراحل الگوریتم بهینه‌سازی بر پایه آموزش و یادگیری را نشان می‌دهد.



شکل ۴ فلوجارت الگوریتم بهینه‌سازی مبتنی بر آموزش و یادگیری [33]

مدل‌سازی و ارائه نتایج

در این قسمت به‌منظور مدل‌سازی برای تخمین مدول تغییر شکل‌پذیری توده‌سنگ (Em) با استفاده از یک پایگاه داده

گام آموزش

در این گام نقطه‌ای که بهترین وضعیت را از نظر تابع هدف دارد، به‌عنوان معلم در نظر گرفته شده و شروع به آموزش دیگران می‌کند. مدل‌سازی این گام به این صورت است که تمام نقاط دیگر که همگی وضعیت بدتری نسبت به معلم دارند، به طرف نقطه معلم حرکت می‌کنند. با این حرکت، میانگین توزیع به‌سمت معلم پیش می‌رود. البته چون در الگوریتم‌های فراابتکاری، همواره از عامل تصادفی‌ساز برای بررسی نقاط به‌صورت تصادفی استفاده می‌شوند، این حرکت توزیع به‌سمت معلم نیز، یک عامل تصادفی‌ساز دارد.

با فرض این‌که M_i میانگین سطح کلاس و T_i استاد در تکرار i ام باشد، پس از آموزش استاد میانگین جدید بهبود می‌یابد و برابر T_i خواهد شد که با M_{new} نشان داده می‌شود. بنابراین پاسخ براساس اختلاف بین میانگین موجود و جدید طبق رابطه زیر به‌روز می‌شود:

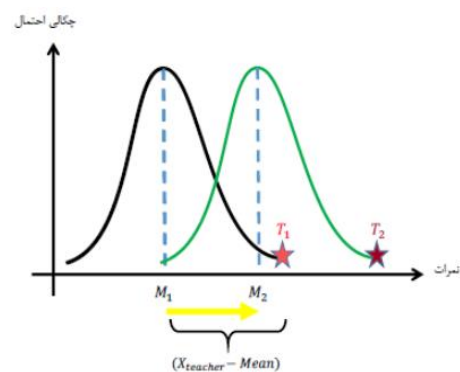
$$\text{Difference} - \text{mean}_i = r_i(M_{new} - T_F M_i) \quad (38)$$

در این رابطه، r_i یک عدد تصادفی در بازه ۰ و ۱ و T_F همان عامل آموزش معلم است. مقدار T_F به‌صورت تصادفی و با احتمال $T_F = \text{round}[1 + \text{rand}(0,1)\{2-1\}]$ می‌تواند ۱ یا ۲ باشد. این اختلاف، پاسخ‌های موجود را براساس رابطه زیر اصلاح می‌کند:

$$x_{new,i} = x_{old} + \text{Difference} - \text{mean}_i \quad (39)$$

شکل (۳) تغییرات رخ داده در گام آموزش را نشان

می‌دهد.



شکل ۳ تغییر سطح دانش کلاس در گام آموزش

گام یادگیری

در این گام از الگوریتم، یادگیری دانش‌آموزان یک کلاس از

$$E_m = (RMR)^{w_1} \times ((w_2 UCS) / w_3) + ((D)^{w_4} / w_5) \times (w_6 \times (E_i)^{w_7}) \quad (41)$$

که در آن w_i عوامل وزن‌دهی متناظر برای پارامترهای ورودی هستند. از این مدل‌ها برای یافتن مقادیر بهینه عوامل وزن‌دهی براساس مجموعه داده‌های آموزش استفاده شده‌است. هدف یافتن مناسب‌ترین مدل برای داده‌ها با حداقل کردن خطا است. تابع عملکرد مدل، $F(v)$ به صورت زیر تعریف می‌شود.

$$F(v) = \sum_{i=1}^m (Y_{mea} - Y_{pre})^2 \quad (42)$$

که در آن Y_{pre} و Y_{mea} به ترتیب مدل و داده‌های آموزش هستند. تعداد مشاهدات (m) نمونه‌ها است.

هر دو الگوریتم HS و TLBO با استفاده از نرم‌افزار MATLAB کدنویسی و اجرا شده‌است. به همین دلیل برای دستیابی به یک راه‌حل قابل قبول و از بین بردن داده‌های پرت، مقادیر عددی پارامترهای ورودی و خروجی باید نرمال شوند. در واقع نرمال کردن داده‌ها تضمین می‌کند که داده‌های خام بازایی شده از پایگاه داده کاملاً برای مدل‌سازی مناسب هستند. داده‌های ورودی و خروجی با استفاده از معادله (۴۳) به مقادیر بین ۰ و ۱ نرمال شده‌اند:

$$X_n = [(X_{mea} - X_{min}) / (X_{max} - X_{min})] \quad (43)$$

[۲۵]، از الگوریتم‌های HS و TLBO استفاده می‌شود. در این پایگاه داده از چهار پارامتر ورودی شامل رده‌بندی توده سنگ (RMR)، مقاومت فشاری تک‌محوره سنگ بکر (UCS)، عمق (D) و مدول الاستیسیته سنگ بکر (E_i) برای تخمین مدول تغییرشکل‌پذیری توده سنگ (E_m) استفاده شده‌است. در مدل‌سازی با کمک الگوریتم‌های بهینه‌سازی، تکنیک آموزش و آزمون، یکی از متداول‌ترین روش‌های ایجاد الگوریتم‌های یادگیری برای توسعه روابط پیش‌بینی است. در این روش، داده‌های ورودی به طور تصادفی به دو دسته (داده‌های آموزش و آزمون) تقسیم می‌شوند. با استفاده از مجموعه داده‌های آموزش، روابط پیش‌بینی به دست می‌آیند و سپس با استفاده از مجموعه داده‌های آزمون، روابط پیش‌بینی به دست آمده مورد ارزیابی قرار می‌گیرند. در این مطالعه برای تعیین رابطه بین مجموعه متغیرهای ورودی و خروجی از مجموعه داده‌های جمع‌آوری شده از محل ساخت جاده و راه‌آهن در کره توسط آزمایش‌های برجا دیلاتومتر و آزمون فشارسنج استفاده کردند. در مجموع ۶۰ مجموعه داده جمع‌آوری شد که از بین آنها به صورت تصادفی ۸۰ درصد مجموعه داده‌ها (۴۸ داده) برای آموزش و ۲۰ درصد مجموعه داده‌ها (۱۲ داده) برای ارزیابی صحت و دقت مدل‌ها استفاده شده‌است. جدول (۱) برخی از داده‌های ورودی و خروجی در این تحقیق را نشان می‌دهد. در این مطالعه، پیش‌بینی تغییر شکل توده سنگ با استفاده از الگوریتم‌های بهینه‌سازی HS و TLBO دو معادله رگرسیونی یکسان غیرخطی به صورت زیر به دست آمده‌است:

جدول ۱ بخشی از داده‌های مورد استفاده در این مطالعه [۲۵]

شماره داده	پارامترهای ورودی مدل‌ها				پارامتر خروجی
	RMR	UCS (MPa)	Depth (m)	E_i (GPa)	E_m (GPa)
۱	۲۱	۲۸/۴	۵	۲۰/۸	۳/۹۲
۲	۳۳	۱۴۸/۹	۸/۵	۵۴/۵	۵/۰۱
۳	۳۰	۱۲/۱	۹/۵	۱۷/۱	۴/۷۶
۴	۶۲	۸۲/۹	۲۰/۴	۴۲/۷	۷/۹۳
۵	۴۲	۱۰۹/۹	۸/۵	۴۹/۱	۵/۳۲
۶	۵۴	۷۰	۱۷/۵	۳۹/۱	۱۱/۰۸
۷	۷۱	۱۱۹/۹	۳۱	۵۰/۸	۱۷/۶۵
۸	۵۹	۲۱۳/۹	۸/۵	۵۹/۶	۱۹/۸۱
۹	۷۶	۲۱۹/۹	۱۷	۵۹/۶	۲۷/۲۶
۱۰	۶۲	۱۵۹/۹	۲۴	۵۵/۵	۱۹/۸۱

اعتبارسنجی مدل

به منظور ارزیابی و تأیید اعتبار روابط به دست آمده توسط الگوریتم های HS و TLBO، چندین شاخص آماری یعنی ضریب همبستگی مربع (R^2)، شمول واریانس (VAF)، جذر میانگین خطای مربع (RMSE) و میانگین خطای مربع (MSE) به عنوان معیار دقت انتخاب شدند. در این معادلات، Y_{mea} و Y_{pre} به ترتیب مقدار اندازه گیری شده و پیش بینی شده مدول تغییر شکل پذیری توده سنگ و n تعداد نمونه ها هستند. در این حالت، هر قدر مقدار RMSE و MSE به صفر نزدیک تر و مقدار R^2 و VAF به عدد ۱ نزدیک تر باشد، مدل پیش بینی شده به عنوان مدل ایده آل پذیرفته می شود. به عبارت دیگر به واقعیت نزدیک تر می شود و خطای آن بسیار کم می باشد. روابط R^2 ، VAF، RMSE و MSE را می توان به ترتیب به صورت زیر تعریف کرد:

$$R^2 = 1 - \frac{\sum_{k=1}^n (Y_{mea} - Y_{pre})^2}{\sum_{k=1}^n Y_{mea}^2 - \frac{(\sum_{i=1}^n Y_{pre}^2)}{n}} \quad (46)$$

$$VAF = \left[1 - \frac{\text{var}(Y_{mea} - Y_{pre})}{\text{var}(Y_{mea})} \right] \quad (47)$$

$$RMSE = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (Y_{mea} - Y_{pre})^2} \quad (48)$$

$$MSE = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (Y_{mea} - Y_{pre})^2 \quad (49)$$

که در آن X_{mea} مقدار اصلی داده های خام، X_{min} و X_{max} به ترتیب نشان دهنده حداقل و حداکثر مقادیر داده های خام است. مطابق رابطه (۴۱) معادلات و ضرایب زیر به صورت غیر خطی برای تخمین مدول تغییر شکل پذیری توده سنگ برای دو الگوریتم HS و TLBO به ترتیب به صورت زیر به دست آمده است:

$$E_m = (RMR)^{5.0862} \times ((1.1872D)/3.8985) + ((UCS)^{9.9971}/2.3909) \times (7.6816 \times (E_i)^{-2.0928}) \quad (44)$$

$$E_m = (RMR)^{5.2281} \times ((1.1835D)/3.8361) + ((UCS)^{7.0259}/7.5) \times (12.1516 \times (E_i)^{-1}) \quad (45)$$

لازم به ذکر است که رسیدن به روابط پیش بینی با خطای کم به پارامترهای تنظیم اولیه الگوریتم های بهینه سازی HS و TLBO وابسته است. در این مقاله، این پارامترهای تنظیم (جدول ۲ و ۳) با روش سعی و خطا تعیین شده اند.

جدول ۲ پارامترهای تنظیم شده برای اجرای HS

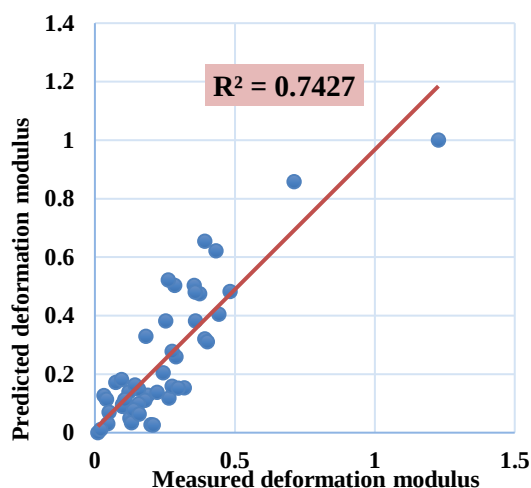
مقدار	پارامترها
۵۰۰۰	ماکزیمم تعداد تکرار
۵۰	اندازه حافظه هارمونی
۶۰	تعداد هارمونی های جدید
۰/۸۵	سرعت بررسی حافظه هارمونی
۰/۰۹	نرخ تنظیم گام
۰/۰۵	پهنای باند

جدول ۳ پارامترهای تنظیم شده برای اجرای TLBO

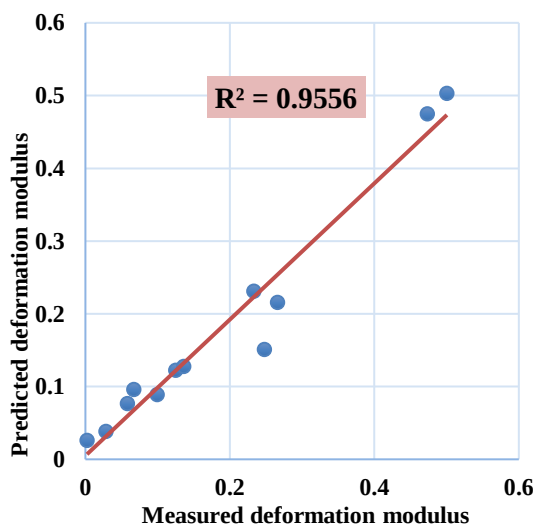
مقدار	پارامترها
۵۰۰۰	ماکزیمم تعداد تکرار
۵۰	اندازه جمعیت

جدول ۴ اعتبارسنجی روابط پیش بینی با استفاده از الگوریتم های بهینه سازی HS و TLBO

MSE	R^2	VAF	RMSE	شرح	نوع الگوریتم
۰/۰۰۱۷۱	۰/۷۶۴۵	۰/۸۱۲۷	۰/۰۴۱۴۵	آموزش	HS
۰/۰۰۰۰۱۷۷	۰/۹۳۷۵	۰/۹۱۷۰	۰/۰۰۴۲۱	آزمون	
۰/۰۰۰۰۵۸۷	۰/۷۴۲۷	۰/۸۲۲۴	۰/۰۲۴۰۲۲	آموزش	TLBO
۰/۰۰۰۰۱۰۲۸	۰/۹۵۵۶	۰/۹۲۴۰	۰/۰۰۳۲۰۷	آزمون	



شکل ۷ همبستگی بین مدول تغییرشکل پذیری اندازه‌گیری شده و پیش‌بینی برای داده‌های آموزش توسط الگوریتم TLBO

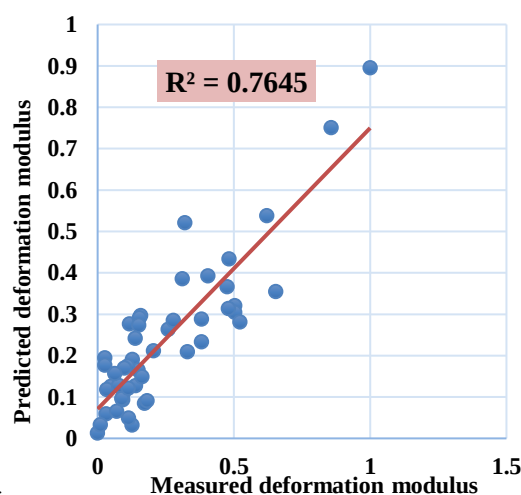


شکل ۸ همبستگی بین مدول تغییرشکل پذیری اندازه‌گیری شده و پیش‌بینی برای داده‌های آزمون توسط الگوریتم TLBO

همان‌طور که از شکل‌ها و نتایج مشخص است مدل ایجاد شده برای پیش‌بینی مدول تغییرشکل‌پذیری توده سنگ به مقدار اندازه‌گیری شده بسیار نزدیک است و نتایج قابل قبولی را نشان می‌دهد. مقایسه بین مقادیر پیش‌بینی شده از مدول تغییر شکل توسط مدل‌های بهینه‌سازی HS و TLBO و مقادیر اندازه‌گیری شده برای ۶۰ داده در مرحله آموزش (۴۸ مجموعه داده) و آزمایش (۱۲ مجموعه داده) در شکل (۹ و ۱۰) نشان داده شده است. مطابق با ارزیابی و صحت‌سنجی روابط و

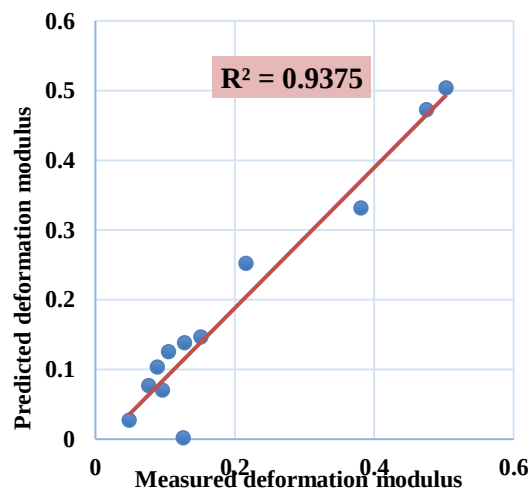
مقادیر شاخص‌های عملکرد برای روابط پیش‌بینی به‌دست آمده (روابط ۴۴ و ۴۵) از الگوریتم‌های بهینه‌سازی HS و TLBO در دو حالت آموزش و آزمون در جدول (۴) نشان داده شده است.

در ادامه شکل (۵-۸) رابطه بین مقادیر اندازه‌گیری شده و پیش‌بینی شده را در دو حالت آموزش و آزمون توسط الگوریتم‌های HS و TLBO با توجه با معادلات غیرخطی (۴۴) و (۴۵) را نشان می‌دهد.



شکل ۵

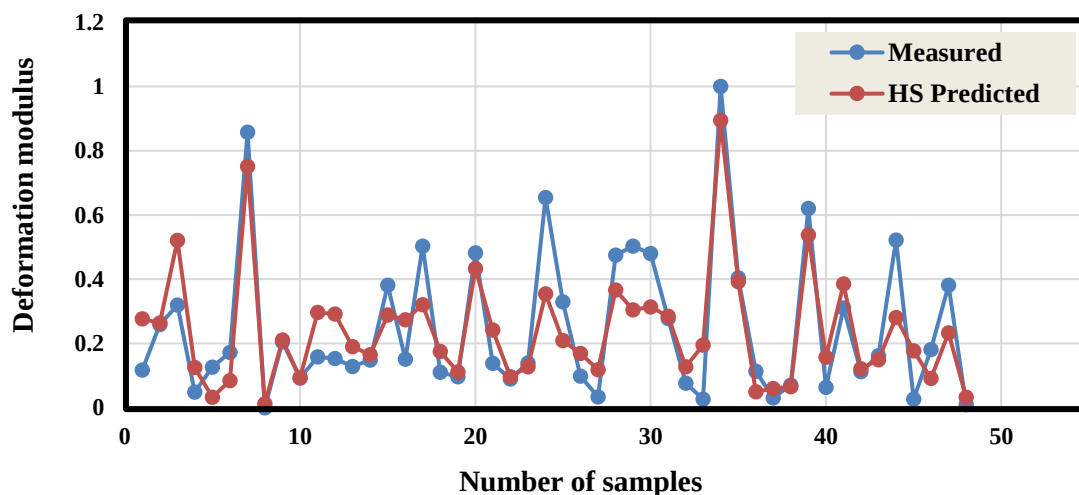
همبستگی بین مدول تغییرشکل‌پذیری اندازه‌گیری شده و پیش‌بینی برای داده‌های آموزش توسط الگوریتم HS



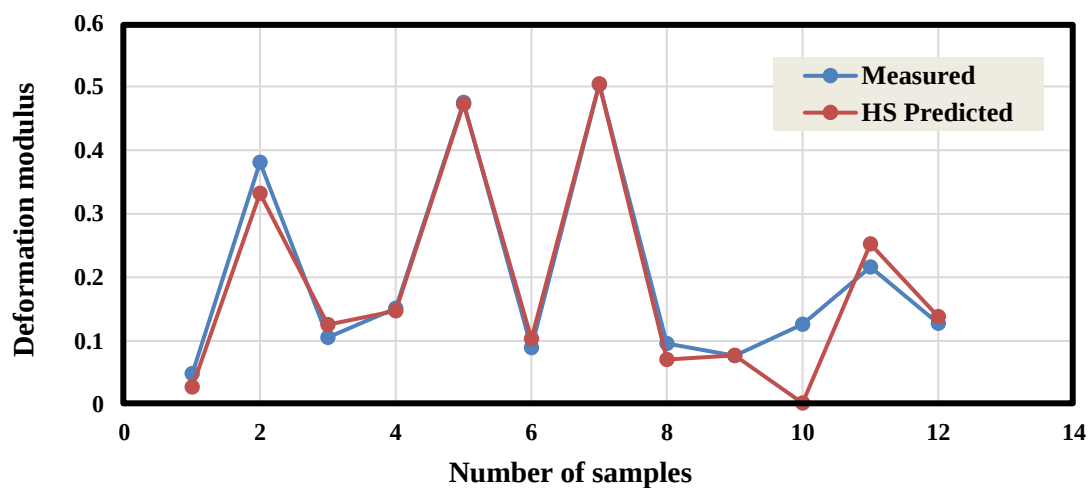
شکل ۶ همبستگی بین مدول تغییرشکل‌پذیری اندازه‌گیری شده و پیش‌بینی برای داده‌های آزمون توسط الگوریتم HS

روابط تنها با جایگزین کردن مقادیر پارامترها، مدول تغییرشکل‌پذیری توده سنگ با دقت بالایی تخمین زده می‌شود.

هم‌چنین خروجی نتایج شکل‌های (۹ و ۱۰) به دلیل نزدیک بودن مقدار واقعی با مقدار پیش‌بینی‌شده روابط ایجاد شده توسط دو الگوریتم از دقت بالایی برخوردار است. بنابراین با داشتن این



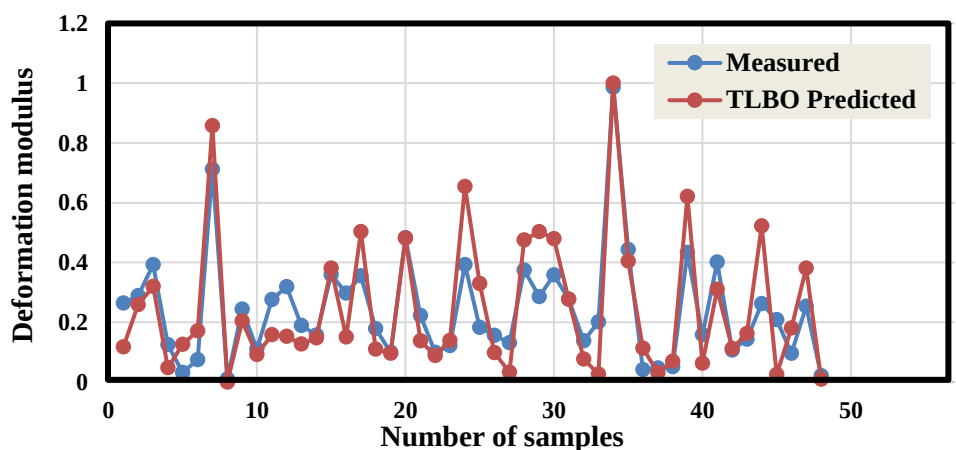
(الف)



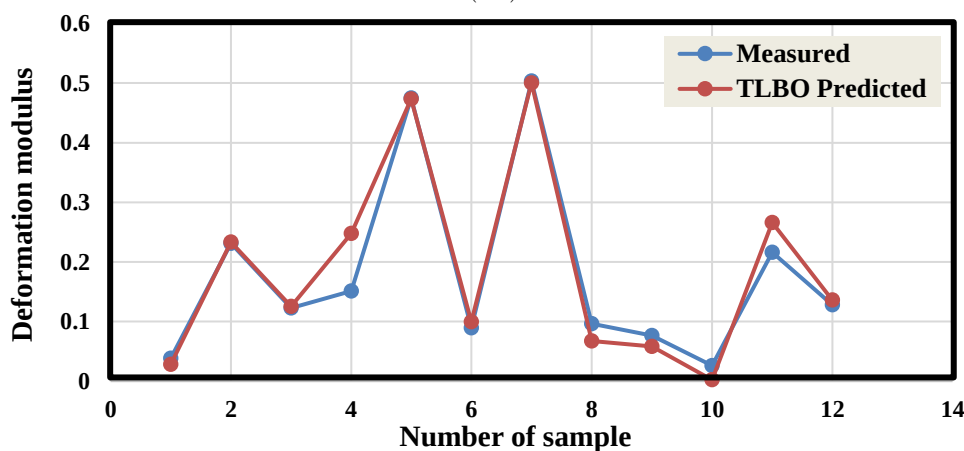
(ب)

شکل ۹ مقایسه بین مدول تغییرشکل اندازه‌گیری‌شده و پیش‌بینی شده:

الف) داده‌های آموزش توسط الگوریتم HS، ب) داده‌های آزمون توسط الگوریتم HS



(الف)



(ب)

شکل ۱۰ مقایسه بین مدول تغییر شکل اندازه‌گیری‌شده و پیش‌بینی‌شده: (الف) داده‌های آموزش توسط الگوریتم TLBO

(ب) داده‌های آزمون توسط الگوریتم TLBO

نتیجه‌گیری

روابط پیش‌بینی با دقت بالا استفاده شد. به منظور اعتبارسنجی روابط به‌دست‌آمده، از شاخص‌های ضریب همبستگی مربع (R^2)، شمول واریانس (VAF)، جذر میانگین خطای مربع (RMSE) و میانگین خطای مربع (MSE) برای هر یک از الگوریتم‌ها برای دو مجموعه داده آموزش (۴۸ داده) و مجموعه داده آزمون (۱۲ داده) استفاده شد. مطابق با مقادیر به‌دست‌آمده، مشخص شد که دقت روش‌های هوشمند با استفاده از الگوریتم جستجوی هارمونی ۰/۹۳-۰/۹۱ و میزان خطای آن ۰/۰۰۴۲-۰/۰۰۰۰۱۷ به‌دست آمد. همچنین میزان دقت الگوریتم بهینه‌سازی مبتنی بر آموزش و یادگیری ۰/۹۵-۰/۹۲ و خطای آن ۰/۰۰۳۲-۰/۰۰۰۰۱۰ محاسبه شده است. روابط حاصل شده به دلیل پایین بودن خطا و نزدیک بودن به مقدار اندازه‌گیری‌شده می‌توان به عنوان روابط مناسب برای تخمین مدول

پارامتر مدول تغییر شکل‌پذیری توده سنگ به عنوان مهم‌ترین خصوصیت ژئومکانیکی توده سنگ در طراحی انواع سازه‌های سنگی می‌باشد. این پارامتر توسط آزمایش‌های برجا نظیر آزمایش دیلاتومتری بارگذاری شعاعی، آزمایش جک صفحه‌ای و انواع آزمایش‌های دیگر قابل اندازه‌گیری می‌باشد. آزمایش‌های برجا به علت شرایط غیرقابل پیش‌بینی سازند، هزینه بالا، مشکلات عملیاتی و زمان‌بر بودن، در اجرا با مشکل مواجه می‌شوند. به همین علت بسته به نوع و اهمیت پروژه و یا در محل ابتدایی مطالعات پروژه‌های مهم، می‌توان از روش‌های غیرمستقیم به منظور تخمین مدول تغییر شکل‌پذیری با استفاده از پارامترهای ژئوتکنیکی توده سنگ استفاده کرد. در این مقاله از الگوریتم‌های بهینه‌سازی HS و TLBO برای به‌دست آوردن

تغییر شکل پذیری توده سنگ استفاده کرد. همچنین با توجه به
 نتایج به دست آمده از این مقاله می توان دریافت که الگوریتم های
 بهینه سازی HS و TLBO توانایی بالایی برای حل مسائل
 مهندسی سازه های سنگی سطحی و زیرزمینی در سایر
 موضوعات دارند.

مراجع

1. Bieniawski, Z., "Engineering classification of jointed rock masses". *Civil Engineer in South Africa*, Vol. 15, No. 12, (1973).
2. Serafim, J. Consideration of the geomechanical classification of Bieniawski. in Proc. int. symp. on engineering geology and underground construction. (1983).
3. Verman, M., et al., "Effect of tunnel depth on modulus of deformation of rock mass". *Rock mechanics and rock engineering*, Vol. 30, No. 3, pp. 121-127, (1997).
4. Nicholson, G. and Bieniawski, Z., "A nonlinear deformation modulus based on rock mass classification". *International journal of Mining and geological engineering*, Vol. 8, No. 3, pp. 181-202, (1990).
5. Mehrotra, V., "Estimation of engineering parameters of rock mass". *University of Roorkee*, Vol., (1992).
6. Diederichs, M. and Kaiser, P., "Stability of large excavations in laminated hard rock masses: the voussoir analogue revisited". *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, Vol. 36, No. 1, pp. 97-117, (1999).
7. Read, S., Perrin, N., and Richards, L. Applicability of the Hoek-Brown failure criterion to New Zealand greywacke rocks. in 9th ISRM Congress. *International Society for Rock Mechanics and Rock Engineering*. (1999).
8. Kim, G.-W. Revaluation of geomechanics classifications of rock masses. in Proceedings of the Korean geotechnical society of spring national conference, Seoul. (1993).
9. Mitri, H., Edrissi, R., and Henning, J., "Finite-element modeling of cable-bolted stopes in hard-rock underground mines". *Transactions-Society For Mining Metallurgy And Exploration Incorporated*, Vol. 298, No. pp. 1897-1902, (1995).
10. Grimstad, E. Updating the Q-system for NMT. in Proceedings of the International Symposium on Sprayed Concrete-Modern use of wet mix sprayed concrete for underground support, Fagernes, Oslo, *Norwegian Concrete Association*, (1993).
11. Barton, N., "Some new Q-value correlations to assist in site characterisation and tunnel design". *International journal of rock mechanics and mining sciences*, Vol. 39, No. 2, pp. 185-216, (2002).
12. Hoek, E. and Brown, E.T., "Practical estimates of rock mass strength". *International journal of rock mechanics and mining sciences*, Vol. 34, No. 8, pp. 1165-1186, (1997).
13. Hoek, E., Carranza-Torres, C., and Corkum, B., "Hoek-Brown failure criterion-2002 edition".

- Proceedings of NARMS-Tac*, Vol. 1, No. 1, pp. 267-273, (2002).
14. Hoek, E. and Diederichs, M.S., "Empirical estimation of rock mass modulus". *International journal of rock mechanics and mining sciences*, Vol. 43, No. 2, pp. 203-215, (2006).
 15. Zhang, L. and Einstein, H., "Using RQD to estimate the deformation modulus of rock masses". *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, Vol. 41, No. 2, pp. 337-341, (2004).
 16. Deere, D.U., Coon, R.F., and Merritt, A.H., *Engineering classification of in-situ rock*. 1969, Illinois Univ at Urbana Dept of Civil Engineering.
 17. Jose, M., Galeral, M., and Alvarez, T., "Bieniawski evaluation of the deformation modulus of rock masses: comparison of pressuremeter and dilatometer tests with RMR prediction". *ISP5-PRESSIO International Symposium*, Vol., (2005).
 18. Sonmez, H., Gokceoglu, C., and Ulusay, R., "Indirect determination of the modulus of deformation of rock masses based on the GSI system". *International journal of rock mechanics and mining sciences*, Vol. 41, No. 5, pp. 849-857, (2004).
 19. Gardner, W.S. Design of drilled piers in the Atlantic Piedmont. in *Foundations and excavations in decomposed rock of the Piedmont Province*. ASCE. (1987).
 20. Zhang, L. and Einstein, H., "Using RQD to estimate the deformation modulus of rock masses". *International journal of rock mechanics and mining sciences* (1997), Vol. 41, No. 2, pp. 337-341, (2004).
 21. Palmström, A. and Singh, R., "The deformation modulus of rock masses—comparisons between in situ tests and indirect estimates". *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol. 16, No. 2, pp. 115-131, (2001).
 22. Gokceoglu, C., Sonmez, H., and Kayabasi, A., "Predicting the deformation moduli of rock masses". *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, Vol. 40, No. 5, pp. 701-710, (2003).
 23. Kayabasi, A., Gokceoglu, C., and Ercanoglu, M., "Estimating the deformation modulus of rock masses: a comparative study". *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, Vol. 40, No. 1, pp. 55-63, (2003).
 24. Galera, M., Alvarez, M., and Bienawski, Z., "Evaluation of the deformation modulus of rock masses. Comparison by pressuremeter and dilatometer test". *ISP5-PRESSIO 2005*, Vol. 2, No. pp. 239-256, (2005).
 25. Chun, B.-S., et al., "Indirect estimation of the rock deformation modulus based on polynomial and multiple regression analyses of the RMR system". *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, Vol. 46, No. 3, pp. 649-658, (2009).
 26. Nejati, H.R., et al., "On the use of the RMR system for estimation of rock mass deformation modulus". *Bulletin of engineering geology and the environment*, Vol. 73, No. 2, pp. 531-540, (2014).
 27. Geem, Z.W., Kim, J.H., and Loganathan, G.V., "A new heuristic optimization algorithm: harmony search". *simulation*, Vol. 76, No. 2, pp. 60-68, (2001).

28. Lee, K.S. and Geem, Z.W., "A new meta-heuristic algorithm for continuous engineering optimization: harmony search theory and practice". *Computer methods in applied mechanics and engineering*, Vol. 194, No. 36-38, pp. 3902-3933, (2005).
29. Geem, Z.W., Global optimization using harmony search: Theoretical foundations and applications, in *Foundations of Computational Intelligence Volume 3*. 2009, Springer. p. 57-73.
30. Moh'd Alia, O. and Mandava, R., "The variants of the harmony search algorithm: an overview". *Artificial Intelligence Review*, Vol. 36, No. 1, pp. 49-68, (2011).
31. Yuan, X., et al., "Hybrid parallel chaos optimization algorithm with harmony search algorithm". *Applied Soft Computing*, Vol. 17, No. pp. 12-22, (2014).
32. Jaberipour, M. and Khorram, E., "Two improved harmony search algorithms for solving engineering optimization problems". *Communications in Nonlinear Science and Numerical Simulation*, Vol. 15, No. 11, pp. 3316-3331, (2010).
33. Rao, R.V., Savsani, V.J., and Vakharia, D., "Teaching-learning-based optimization: an optimization method for continuous non-linear large scale problems". *Information sciences*, Vol. 183, No. 1, pp. 1-15, (2012).

Seismic Performance of Pin-Fuse Frame System using Frictional Fuses*

Research Article

Mohsen Gerami¹, Vahid Eskandarian²

DOI: 10.22067/jfcej.2022.73405.1074

1. Introduction

Pin fuse is a new type of structural fuse that is installed at the plastic hinge of steel structure. The fuse acts through rotational sliding of steel surfaces on each other during an earthquake. The presence of frictional force between the fuse plates reduces seismic energy. Pin fuse frame (Figure 1) is a braced frame that beam-column connection of the pin fuse type and its diagonal brace has a friction fuse which prevents buckling of the brace.

The friction fuse of the frame connection is activated with the friction slip when its the time reaches 80% of the plastic capacity of the beam. The friction fuse of the brace is also designed and adjusted in such a way that when the axial force of the brace reaches 85% of its buckling capacity, is activated and its buckling is prevented by the frictional slip of the fuse. This frame has the ability to absorb high energy through these fuses and can be used in areas with high seismic activities.

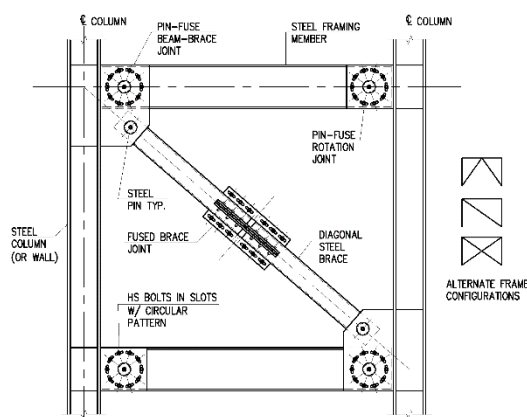


Figure 1. Pin-fuse frame

2. Verification

In this study, the laboratory study of pin fuse frame was verified, based on which the correct modeling of the frames considered for this study in the openses software, was performed. The basis of the verification is laboratory study performed on the pin fuse frame by Sarkisian et al. The dimensions and sections of the numerical model used

for Verification are the same dimensions and sections of the laboratory study conducted by Mark Sarkisian Et al in 2011. To model the friction connection of beams at the plastic hinge formation, the dimensions of the fuse profile were selected so that its plastic moment is 80% of the plastic moment of the frame beam. For modeling the brace fuse, the dimensions of the fuse profile were selected so that when the force in the brace reaches 85% of its buckling capacity, brace fuse will yield.

Openses software was used for. Nonlinear element and steel 02 materials were used to model the frame fuses at openses. The cyclic loading of the frame is similar to the laboratory study. Finally, after the frame analysis, the Moment vs. Rotation diagram of the friction fuse of frame (Figure 2) was drawn and compared with the results of the laboratory study for verification.

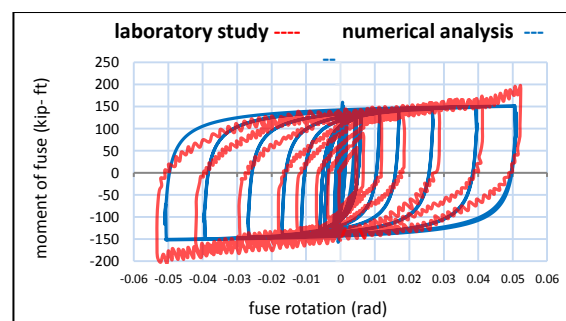


Figure 2. Comparison of Moment vs. Rotation diagrams of fuse, based on laboratory study and numerical analysis

3. Nonlinear time history analysis

After verifying the laboratory study, the frames considered in the study were designed based on the 2800 standard (4th ed. 2017) and the Iranian National Building Code, Part 10 (2013). The frames used in this study are three bending frames of six, nine and twelve floors with five bays (Figure 3). In two bays of frame there is a diagonal brace. In the first three frames of the study, the beam-column connection of the frame is of pin fuse joint

*Manuscript received: 02 November 2021; Revised, 26 February 2022, Accepted, 11 July 2022.

¹ Corresponding author. Professor Of Department Of Earthquake Engineering, Faculty of Civil Engineering, Semnan University, Iran. Email: mgerami@semnan.ac.ir

² Master Of Earthquake Engineer, Faculty of Civil Engineering, Semnan University, Iran.

and its diagonal brace has a sliding friction fuse. The second three frames of the study are special moment frames with special diagonal braces. Since the two frames used have a different structure in the fuse section relative to each other, each frame was modeled separately in the opensees software. To model the pin fuse frame, the same method of verification was used and the fuse was modeled with nonlinear element and type steel 02 material. Beilin material defined in the opensees software was used to model the RBS connection of the special bracing frame. The zero length elements were used to model the RBS connection. The brace was defined in two parts and the midpoint of the brace was given a slight deviation so that the buckling phenomenon of the brace occurs during earthquake loading.

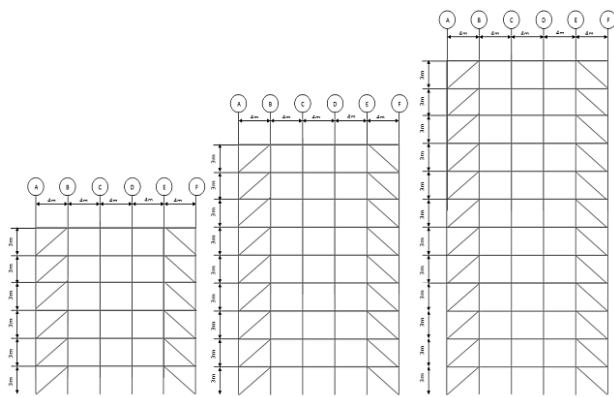


Figure 3. Elevation of the frames used for this study

To analyze the nonlinear time history, 7 near-field scaled seismic accelerogram were used. Earthquake accelerograms used in this study were obtained from the Iranian Earthquake Accelerometer Network. The earthquake accelerograms used in the study are related to the earthquakes of Tabas, Manjil, Bam, Zanjeeran, Bala Deh, Ahar, and Sarpol-e Zahab.

To analyze the nonlinear time history, each frame was subjected to seven scaled earthquake records. After analyzing the frames in opensees and transferring the results to Excel, the following outputs were used to compare the seismic performance of the two frames.

- Residual Inter-story Drift Ratios;
- Maximum rotation of the frame fuses in the floors;
- Yielding of the brace and slip of the brace fuse in frames.

One of the most important variables in nonlinear analysis of structures is the residual inter-story drift ratios. This variable indicates the degree of structural failure and stability of the building after the earthquake. According to Table T-4 of code 361, for the level of life safety performance, the allowable residual inter-story drift ratio of the braced moment frame is set at 0.5%. Also, for the level of the collapse prevention, the maximum value of the residual inter-story drift ratios, 2%

have been considered. Therefore, in comparing the interclass drift ratios of frames of this study, the criteria stated in code 361 have been considered.

Earthquake energy loss in the structure is directly related to the activation of structural fuses. Therefore, in this study, the maximum rotations of moment fuses of the two frame groups (Figure 4 and 5) in one opening were compared to each other. Based on to the provisions of Section 10 of the National Building Regulations, it is proposed to provide a minimum rotational capacity of 0.04 radians for special moment frames, the value of which should be 0.03 radians in the supra-elastic zone. Accordingly, the minimum activation angle of the fuses in the two groups of frames was equal to 0.01 radians.

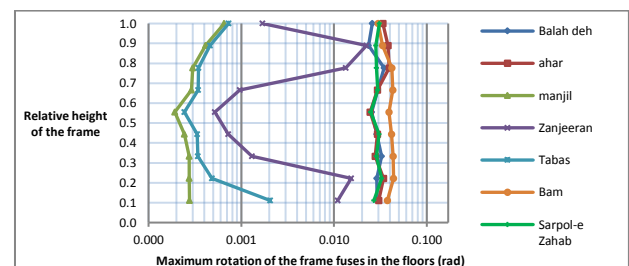


Figure 4. Diagram of maximum moment fuse rotation of nine-story pin fuse frame

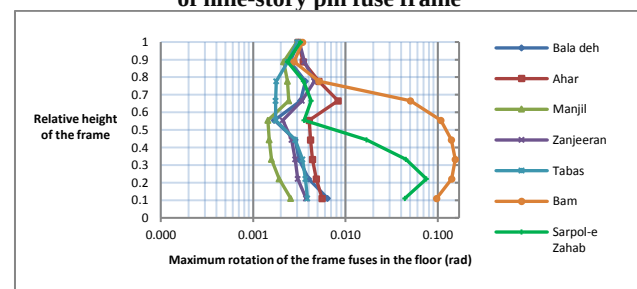


Figure 5. Diagram of maximum moment fuse rotation of nine-story special braced frame

Based on the provisions of Section 10 of the National Building Regulations, in an especially convergent braced bending frame, the brace shall be in plastic behavior under the effect of the lateral force of the earthquake. In the pin fuse frame, this is achieved by sliding the friction brace fuse (without damaging the brace) and in the special braced frame, by buckling and yielding of the brace. Therefore, in this study, the mentioned bracing behaviors of the two frame groups were compared.

4. Conclusion

According to the comparison, the superiority of the pin fuse frame against The special braced frame is as follows.

- activation of beam and brace fuses and the loss of seismic energy through these fuses.
- providing a life safety level of 80% after the earthquake and low probability of collapse of the structure based on the level of collapse threshold performance.

On the contrary, the increased cost of structure, (high cost of making friction fuses) is one of the disadvantages of the braced pin fuse frame.



ارزیابی عملکرد لرزه‌ای قاب پین فیوز با بهره‌گیری از فیوزهای اصطکاکی*

مقاله پژوهشی

DOI: 10.22067/jfeci.2022.73405.1074

وحید اسکندریان^۲محسن گرامی^۱

چکیده پین فیوز نوع جدیدی از فیوز سازه‌ای است که در محل تشکیل مفصل پلاستیک سازه فولادی، نصب می‌شود. فیوز مزبور در هنگام وقوع زلزله، از طریق لغزش دورانی سطوح فولادی نسبت به یکدیگر عمل نموده، وجود نیروی اصطکاک بین صفحات فیوز، موجب اتلاف انرژی زلزله می‌شود. قاب مهاربندی‌شده پین فیوز، یک قاب خمشی مهاربندی‌شده ویژه بوده که اتصال خمشی آن از نوع پین فیوز بوده و مهاربند قطری آن دارای فیوز اصطکاکی است که مانع کمانش مهاربند می‌شود. در این تحقیق، ابتدا در قیاس با مطالعه آزمایشگاهی قاب مهاربندی‌شده پین فیوز، صحت سنجی انجام شد. در ادامه بر مبنای صحت سنجی صورت گرفته، ۳ قاب فولادی مهاربندی‌شده پین فیوز (قاب ۶، ۹ و ۱۲ طبقه) طراحی شدند. همچنین قاب‌های مشابهی از نوع قاب خمشی ویژه با اتصال RBS و مهاربند همگرای ویژه طراحی شدند تا عملکرد لرزه‌ای دو گروه قاب با همدیگر مقایسه شود. در نهایت، ۴۲ تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی دو گروه قاب با استفاده از هفت شتاب‌نگاشت مقیاس شده (حوزه نزدیک به‌صورت دوبعدی) با نرم‌افزار اپنسیس صورت گرفت و نتایج تحلیل غیرخطی دو گروه قاب مورد مقایسه قرار گرفت. نتایج تحلیل صورت گرفته نشان داد که قاب مهاربندی‌شده پین فیوز، عملکرد بسیار بهتری در مقابل قاب مهاربندی‌شده ویژه، از لحاظ اتلاف انرژی زلزله به‌واسطه فعال شدن فیوزهای اصطکاکی (فعال شدن ۶۰ درصدی فیوزهای تیر و ۸۵ درصدی فیوزهای مهاربند) دارد. مزیت دیگر قاب مهاربندی‌شده پین فیوز، تأمین سطح عملکرد ایمنی جانی ۸۰ درصدی و کاهش قابل توجه هزینه تعمیرات بعد از وقوع زلزله است.

واژه‌های کلیدی فیوز اصطکاکی، سیستم پین فیوز، قاب پین فیوز.

Evaluation of the Seismic Performance of Braced Pin Fuse Frame Using Friction

Mohsen Gerami

Vahid Eskandarian

Abstract Pin Fuse is a new type of structural fuse that is installed at the place of plastic hinge of steel structure. The fuse acts through rotational sliding of steel surfaces on each other during an earthquake. The presence of frictional force between the fuse plates causes the loss of seismic energy. Pin fuse frame is a special braced moment frame that its moment connection is of pin fuse and its diagonal brace has a friction fuse which prevents buckling of the brace. In this study, first in comparison with full scale test of pin fuse frame was validated. Afterward, based on the verification, three braced steel frame of the pin fuse at six, nine and twelve story were designed. Also, similar frames of special moment with RBS connection and special diagonal brace was designed to compare the seismic performance of the two groups frames. Finally, 42 nonlinear time history analysis of the two frame was performed with opensees software in two dimensions using seven scaled Earthquake acceleration (Near fault) and the results of nonlinear analysis of the two frames were compared. The results of the analysis showed that the pin fuse frame has a much better performance than the special braced frame in terms of seismic energy loss due to the activation of friction fuses (activation of 60% of beam fuses and 85% of brace fuses). Another advantage of the braced pin fuse frame is the supplying of 80% of life safety performance level and significantly reducing the repair cost after an earthquake.

Key Words Friction Fuse , Pin Fuse System , Braced Pin Fuse Frame

* تاریخ دریافت مقاله ۱۴۰۰/۸/۱۱ و تاریخ پذیرش آن ۱۴۰۱/۴/۲۰ می‌باشد.

Email: mgerami@semnan.ac.ir

(۱) نویسنده مسئول، استاد گروه آموزشی عمران - زلزله، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان

(۲) دانش آموخته کارشناسی ارشد مهندسی زلزله، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان

مقدمه

یکی از روش‌های کاهش خسارات ناشی از زلزله در سازه‌ها، متمرکز ساختن خرابی‌ها در اعضایی از پیش تعیین‌شده است [1]. این اعضاء به صورت فیوز (Fuse) در سازه‌ها به منظور استهلاک انرژی از طریق تغییر شکل‌های غیر ارتجاعی طراحی می‌شوند [2]. سایر اعضای سازه، برای اینکه در زمان وقوع زلزله در شرایط ارتجاعی باقی بمانند، با استفاده از ضریبی مثل Ω در آیین‌نامه ۳۴۱-۰۵ AISC (۲۰۰۵) [3] و در استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم-۱۳۹۸) [4]، با نیروی تشدید یافته زلزله طراحی می‌شوند [2].

مهاربند کمانش تاب، میراگرهای تسلیمی، تیر پیوند قاب دارای مهاربند واگرا، اتصال خمشی RBS (Reduced beam section)، نمونه‌هایی از فیوزهای سازه‌ای هستند. اگرچه فیوز سازه‌ای منجر به متمرکز شدن خسارت در محل فیوز و کاهش آسیب وارده به سازه می‌شوند؛ اما یکی از عیوب فیوزها، همین تمرکز خسارت در محل فیوز است که باعث می‌شود در زمان بازسازی، کل فیوز تعویض شود که این کار تقریباً غیرممکن و دشوار است [5]. برای حل مشکل بیان‌شده، برخی از انواع فیوزهای سازه‌ای به گونه‌ای طراحی شدند که قادر به اتلاف انرژی زلزله بدون ایجاد خسارت هستند. میراگرهای اصطکاکی نمونه بارز این نوع از فیوزها می‌باشند. سیستم میراگر اصطکاکی پال که در سال ۱۹۸۲ که توسط پال (Pall) و همکارانش ارائه گردید، اولین نمونه از میراگرهای اصطکاکی می‌باشد که در محل تقاطع مهاربندهای ضربدری قرار می‌گیرد [6] که باعث بهبود ضریب رفتار سازه می‌گردد [7]. هم‌چنین پوپوف (Popov) و همکاران در سال ۱۹۹۳ اتصال اصطکاکی SBC (Slotted bolted connection) را معرفی کردند که یک میراگر اصطکاکی قابل استفاده در طول مهاربند می‌باشد [8]. اتصال اصطکاکی FDD (Friction damper device) که توسط ماوولا (Mualla) و همکاران در سال ۲۰۰۲ معرفی شد، یک میراگر اصطکاکی دورانی می‌باشد که در مهاربندهای شورون (Chevron) کاربرد دارد [9]. استفاده از میراگر اصطکاکی موجب کاهش انتقال انرژی زلزله به سازه می‌شود [10]، لذا می‌توان از میراگرهای اصطکاکی در مقاوم‌سازی سازه‌های موجود و یا افزایش سطح عملکرد آنها استفاده کرد [11].

مارک سرکیسیان (Mark sarkisian) اتصال پین فیوز را

در سال ۲۰۰۲ پیشنهاد کرد که درواقع یک نوع فیوز (میراگر) اصطکاکی است [12]. اتصال پین فیوز، یک اتصال نیمه صلب تیر-ستون است که در قابهای فولادی مورد استفاده قرار می‌گیرد. دراتصال پین فیوز شکل (۱) اتلاف انرژی زلزله از طریق یک مفصل لغزشی-اصطکاکی رخ می‌دهد [13]. درواقع لغزش به عنوان فیوز سختی عمل می‌کند و باعث آزاد شدن سختی می‌شود. چنین لغزشی می‌تواند در کنترل پاسخ لرزه‌ای سازه‌های فولادی و کاهش خسارت بسیار مؤثر باشد [14]. مزیت اتصال پین فیوز نسبت به سایر فیوزهای سازه‌ای مانند اتصال RBS، شکل‌پذیری بالای اتصال و کاهش هزینه‌های تعمیرات به دلیل قرار داشتن اتصال پین فیوز در ناحیه خطی در هنگام وقوع زلزله است [14]. همچنین از اتصال پین فیوز می‌توان در سازه‌های چوبی برای تحمل نیروی زلزله استفاده نمود [16]. در این تحقیق عملکرد لرزه‌ای قاب پین فیوز با سیستم‌های مقاوم رایج (قاب خمشی مهاربندی شده ویژه) مقایسه شده است که کمتر به این موضوع پرداخته شده است.

قاب پین فیوز

قاب پین فیوز یک قاب فولادی است که با مهاربند همگرا در دهانه شکل (۲) ترکیب شده است. اتصال تیر-ستون در قاب مزبور از نوع اتصال پین فیوز است که در قسمت قبل توضیح داده شد. مهاربند قاب به دو بخش تقسیم شده است که توسط یک فیوز اصطکاکی لغزشی به هم وصل شده است و اجازه می‌دهد هر بخش در طول یک رویداد لرزه‌ای بزرگ به سمت یا دور از یکدیگر حرکت کند قاب پین فیوز یک سیستم فیوز اصطکاکی انحصاری است که سختی و کارایی قاب‌های مهاربندی شده را با رفتار شکل‌پذیر قاب‌های خمشی ترکیب می‌کند [12].

مطالعه آزمایشگاهی قاب پین فیوز در دانشگاه کالیفرنیا، سن‌دی‌ه‌گو (University of California, San Diego)، توسط سرکیسیان و همکاران انجام شد [12]. نمونه آزمایش با عرض ۲۰ فوت و ارتفاع ۱۲ فوت با ستون با مقطع $W14 \times 132$ ، تیرها با مقطع $W16 \times 57$ و مهاربند با مقطع $HSS 6 \times 6 \times 0.375$ ساخته شد [12]. پیکربندی نمونه بر اساس اندازه واقعی قاب برای یک سازه بنا شده بود. برای تأمین نیروی پیش تیدگی مورد نیاز فیوزها، از پیچ‌های با مقاومت بالا و واشرهای DTI

کمانشی آن، جاری شود [12]. با توجه به موارد بیان شده، مقطع فیوز تیر $W16 \times 45$ و مقطع فیوز مهاربند $HSS \ 4 \times 4 \times 0.188$ به دست آمد.

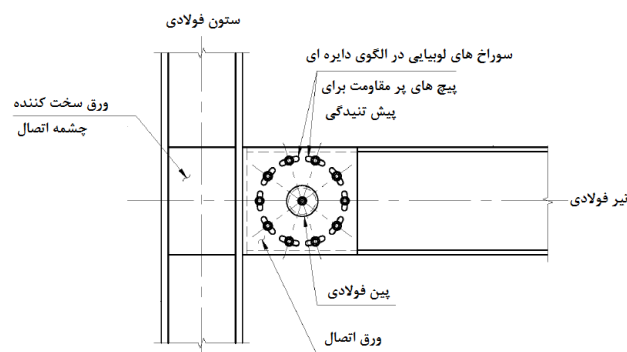
برای صحت‌سنجی و تحلیل تاریخچه زمانی در این تحقیق از نرم‌افزار اپنسیس [17] (Opensees) استفاده شد. برای مدل کردن فیوزهای قاب از المان غیرخطی و ماده فولاد نوع ۰۲ اپنسیس استفاده شد. بقیه اعضای قاب به صورت خطی و الاستیک (Elastic) مدل شدند. برای اینکه رفتار فیوزهای قاب شبیه رفتار فیوز اصطکاکی شود، نسبت سخت‌شوندگی کرنشی فیوز اصطکاکی اتصال تیر-ستون، بسیار کم و برابر 10^{-6} در نظر گرفته شد. همچنین برای مدل کردن فیوز اصطکاکی لغزشی مهاربند، نسبت سخت‌شوندگی کرنشی فیوز مهاربند برابر 10^{-6} در نظر گرفته شد. نحوه بارگذاری چرخه‌ای قاب مشابه مطالعه آزمایشگاهی می‌باشد. در نهایت پس از تحلیل قاب، منحنی لنگر - دوران فیوز اصطکاکی تیر قاب (شکل ۴) ترسیم شد و به منظور صحت‌سنجی با نتایج مطالعه آزمایشگاهی [12] مقایسه شد.

در شکل (۴) منحنی آبی‌رنگ مربوط به تحلیل عددی و منحنی قرمز رنگ مربوط به مطالعه آزمایشگاهی [12] است. در جدول (۱) مقادیر سختی دورانی فیوز اصطکاکی تیر در تحلیل عددی و مطالعه آزمایشگاهی مورد مقایسه قرار گرفت که نشان‌دهنده کاهش $6/9$ درصدی سختی دورانی نهایی فیوز خمشی قاب در تحلیل عددی نسبت به مطالعه آزمایشگاهی است. ضمناً رفتار دندانه‌ای شکل مطالعه آزمایشگاهی به دلیل رفتار سطوح اصطکاکی (لغزش لحظه‌ای) فیوز در حین مطالعه آزمایشگاهی می‌باشد [12] که این رفتار به دلیل پیچیدگی، قابل مدل کردن در اپنسیس نیست.

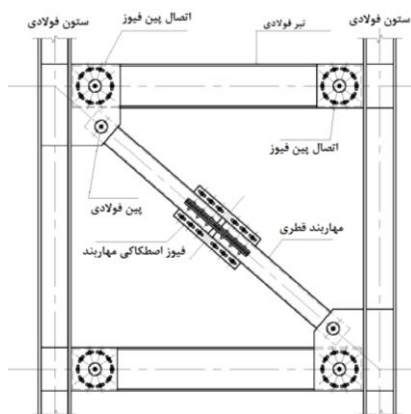
(Direct tension indicator) استفاده شد [12]. شکل (۳) پلان جانمایی نمونه و تجهیزات آزمون را نشان می‌دهد. پروتکل بارگذاری بر اساس ضمیمه S آیین‌نامه ۰۵-۳۴۱ AISC انتخاب شد [12]. در حین آزمایش ابتدا فیوز مهاربند دچار لغزش شد و متعاقب آن لغزش چرخشی اتصالات خمشی پین فیوز قاب صورت گرفت. هیچ تسلیم یا تغییر شکل قابل توجهی تا دررفت (drift) ۵٪ مشاهده نشد [12]. در دررفت ۶٪، مهاربند دچار کمانش درون صفحه‌ای تحت بار فشاری شد. کمانش در طول وسیعی از مهاربند فراتر از محل فیوز مهاربند رخ داد. افزایش مقاومت قابل توجهی در دررفت ۶٪ به دلیل قفل شدن فیوز مهاربند مشاهده شد. قاب پین فیوز، ثابت کرد که قادر به تحمل تغییر مکان‌های بسیار زیاد بدون از دست دادن مقاومت است؛ بنابراین به همراه مقاومت در برابر بار جانبی، قابلیت انعطاف‌پذیری بیشتری را فراهم می‌کند [12].

صحت‌سنجی

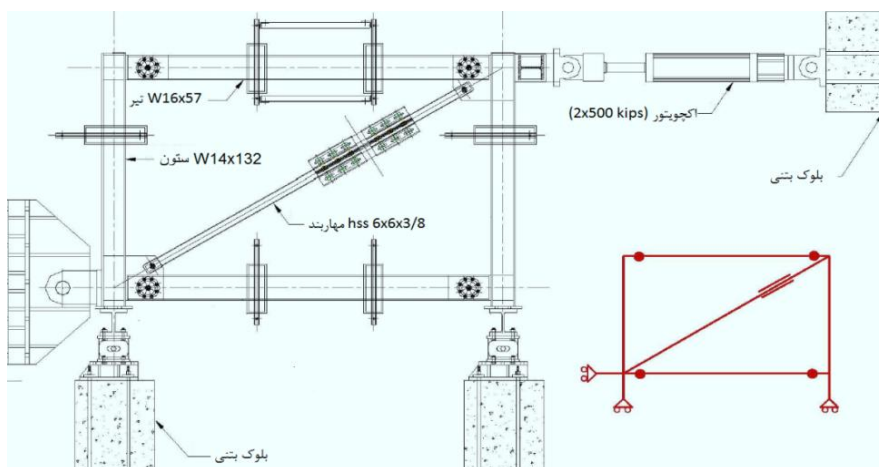
در این تحقیق ابتدا صحت‌سنجی مطالعه آزمایشگاهی قاب پین فیوز صورت پذیرفت تا بر مبنای آن مدل‌سازی صحیح قاب‌های مدنظر در برنامه اپنسیس انجام شود. مبنای صحت‌سنجی، مطالعه آزمایشگاهی صورت گرفته بر روی قاب پین فیوز توسط سرکیسیان و همکارانش [12] می‌باشد. ابعاد و مقاطع مدل عددی، همان ابعاد و مقاطع مطالعه آزمایشگاهی انتخاب شد. برای مدل نمودن فیوزهای اصطکاکی تیر در محل تشکیل مفصل پلاستیک، ابعاد پروفیل فیوز به گونه‌ای انتخاب شد که لنگر پلاستیک آن، ۸۰ درصد لنگر پلاستیک تیر قاب باشد [12]. برای مدل‌سازی فیوز مهاربند نیز، ابعاد پروفیل فیوز به گونه‌ای انتخاب شد که با رسیدن نیرو در مهاربند به ۸۵ درصد ظرفیت



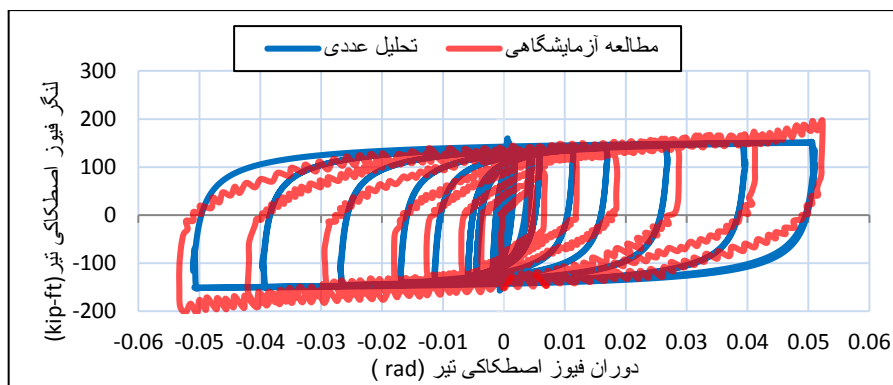
شکل ۱ اتصال پین فیوز [12]



شکل ۲ قاب بین فیوز [12]



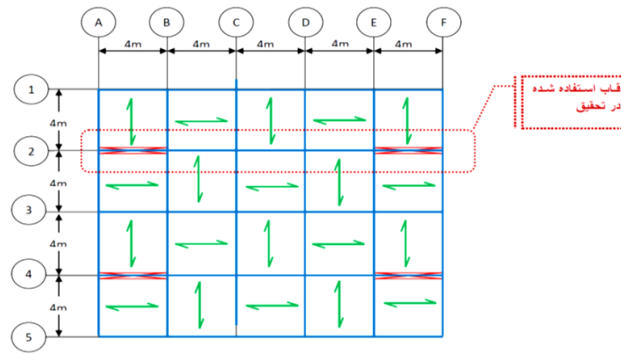
شکل ۳ پلان جانمایی نمونه و تجهیزات آزمون [12]



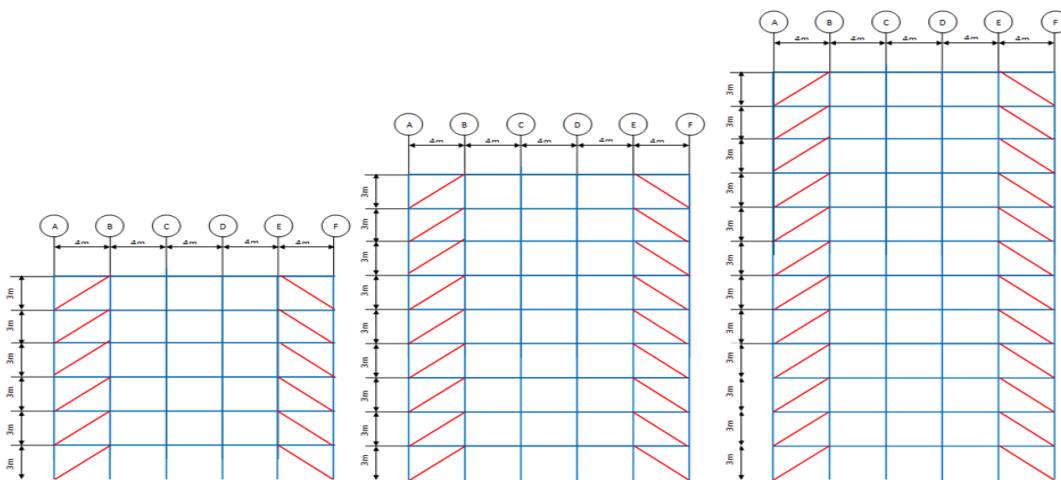
شکل ۴ مقایسه نمودارهای لنگر-دوران فیوز اصطکاکی تیر، بر اساس مطالعه آزمایشگاهی [12] و تحلیل عددی

جدول ۱ مقایسه سختی دورانی فیوز اصطکاکی تیر

لنگر فیوز چرخش فیوز $k = \frac{\text{لنگر فیوز}}{\text{چرخش فیوز}}$ بر حسب (kip-ft/rad)	لنگر نهایی فیوز (kip-ft)	چرخش نهایی فیوز (rad)	
۳۰۷۰/۷۰	۱۵۲	۰/۰۴۹۵	تحلیل عددی
۳۳۰۱/۸۶	۱۷۵	۰/۰۵۳	مطالعه آزمایشگاهی [12]
۶/۹	کاهش سختی تحلیلی عددی نسبت به مطالعه آزمایشگاهی (درصد)		



شکل ۵ موقعیت قاب خمشی مورد استفاده برای تحقیق در پلان



شکل ۶ هندسه قاب های خمشی مورد استفاده برای تحقیق

طراحی قاب های تحقیق

از نوع فیوز اصطکاکی دورانی پین فیوز است و مهاربند همگرای آن دارای فیوز اصطکاکی لغزشی می باشد. در سه قاب خمشی دوم تحقیق نیز، از نوع قاب خمشی ویژه با مهاربند همگرای ویژه است. شش قابی که در تحقیق مورد تحلیل قرار می گیرند، بر طبق بند ۸-۱-۴ استاندارد ۲۸۰۰ از نوع سیستم دوگانه یا ترکیبی است و بر همین مبنا، قاب خمشی بدون مهاربند باید قادر به تحمل ۲۵ درصد نیروی زلزله و مهاربند قاب نیز قادر به تحمل ۵۰ درصد نیروی زلزله به طور مستقل باشد [4]. همچنین برای طراحی ستون ها در هنگام اعمال بار جانبی زلزله به قاب بر اساس بند ۱۰-۳-۲-۴ مبحث دهم مقررات ملی ساختمان [18]، از بار زلزله تشدید یافته ($\Omega \times E$) استفاده می شود. بعد از انجام محاسبات، مقاطع تیرها و ستون ها و مهاربندهای قاب به دست می آید که در جدول (۲) و جدول (۳) آمده است.

بعد از صحت سنجی مطالعه آزمایشگاهی، قاب های مدنظر در تحقیق که در پلان زیر (شکل ۵) مشخص شده است، بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم ۱۳۹۸) [4] و مبحث دهم مقررات ملی ساختمان (۱۳۹۲) [18]، طراحی شد. سازه مزبور در ۹ طبقه بر روی زمین نوع II ساخته شده است. سازه بر طبق فرض های تحقیق، در پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد واقع است. در راستای افقی پلان، تنها قاب های شماره ۲ (قاب استفاده شده در تحقیق) و ۴ از نوع قاب خمشی با مهاربند بوده و قاب های شماره ۱ و ۳ و ۵ از نوع قاب ساده با اتصالات مفصلی هستند. قاب های مورد استفاده در تحقیق، سه قاب خمشی شش، نه و دوازده طبقه پنج دهانه است و در دو دهانه آن، مهاربند همگرا وجود دارد که هندسه آن در شکل (۶) نشان داده شده است. در سه قاب خمشی اول تحقیق، اتصال خمشی قاب

مدل‌سازی

باتوجه به اینکه دو قاب مورد استفاده، ساختار متفاوتی در بخش فیوزها نسبت به یکدیگر دارند. به‌طور جداگانه هرکدام از قاب‌ها، در برنامه اپنسیس مدل شدند. برای مدل کردن قاب بین فیوز مشابه صحت‌سنجی عمل شد و فیوز با المان غیرخطی و ماده فولاد نوع ۰۲ مدل شد. نسبت سخت‌شوندگی کرنشی فیوزها برای کنترل جابه‌جایی قاب و تفاوت بارگذاری صحت‌سنجی با بارگذاری قاب‌های تحقیق، بیشتر از مدل صحت‌سنجی (10^{-5}) در نظر گرفته شد.

برای مدل کردن اتصال RBS قاب مهاربندی ویژه از ماده بیلین تعریف‌شده در اپنسیس استفاده شد [17]. از المان با طول صفر در اتصال RBS استفاده شد. مهاربند به‌صورت دویخشی تعریف شد و نقطه میانی مهاربند انحراف جزئی داده شد تا پدیده کماتش مهاربند در هنگام بارگذاری لرزه رخ دهد.

برای تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی از هفت شتاب‌نگاشت مقیاس شده حوزه نزدیک استفاده شد. شتاب‌نگاشت‌هایی که در این تحقیق مورد استفاده قرار گرفته‌است، از شبکه شتاب‌نگاری زلزله ایران [19] دریافت شده‌است. مشخصات زلزله‌های انتخاب‌شده در جدول (۴) نشان داده شده‌است. برای ترسیم طیف طرح مورد استفاده در مقیاس کردن شتاب‌نگاشت از بند ۴-۲ پیوست دوم استاندارد ۲۸۰۰ [4] استفاده شد.

جدول ۲. مقاطع تیرها و ستون‌های قاب

قاب ۶ طبقه		قاب ۹ طبقه		قاب ۱۲ طبقه		
طبقه	ستون	تیر	ستون	تیر	ستون	تیر
۱	IPB۲۲۰	IPE۲۷۰	IPB۲۲۰	IPE۲۷۰	IPB۲۸۰	IPE۳۰۰
۲	IPB۲۲۰	IPE۲۷۰	IPB۲۲۰	IPE۲۷۰	IPB۲۸۰	IPE۳۰۰
۳	IPB۲۲۰	IPE۲۷۰	IPB۲۲۰	IPE۲۷۰	IPB۲۸۰	IPE۳۰۰
۴	IPB۲۰۰	IPE۲۴۰	IPB۲۲۰	IPE۲۷۰	IPB۲۸۰	IPE۳۰۰
۵	IPB۱۸۰	IPE۲۲۰	IPB۲۰۰	IPE۲۷۰	IPB۲۶۰	IPE۳۰۰
۶	IPB۱۶۰	IPE۱۸۰	IPB۲۰۰	IPE۲۴۰	IPB۲۶۰	IPE۳۰۰
۷			IPB۱۸۰	IPE۲۴۰	IPB۲۴۰	IPE۲۷۰
۸			IPB۱۶۰	IPE۲۲۰	IPB۲۴۰	IPE۲۷۰
۹			IPB۱۴۰	IPE۲۲۰	IPB۲۲۰	IPE۲۴۰
۱۰					IPB۲۰۰	IPE۲۴۰
۱۱	IPB۱۸۰	IPE۲۲۰				
۱۲	IPB۱۶۰	IPE۱۸۰				

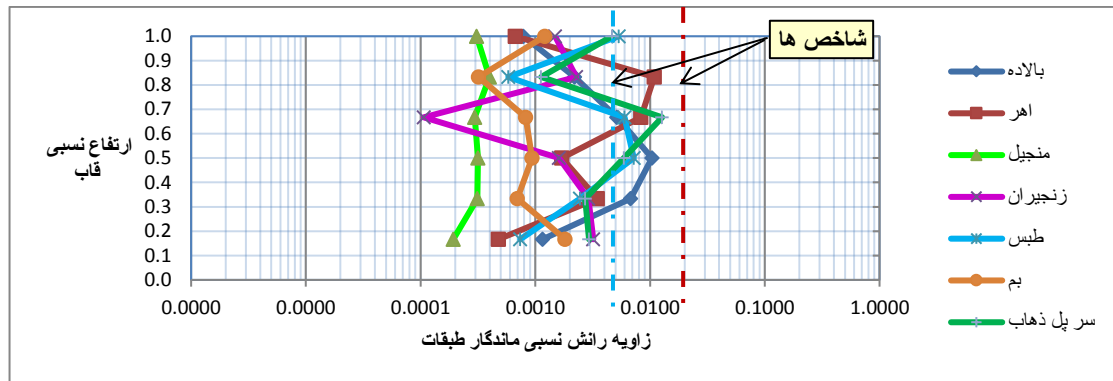
برای اینکه مقایسه تحلیل غیرخطی دو گروه قاب منطقی باشد. مقاطع تیرها و ستون‌های هر دو گروه قاب یکسان و بر اساس مقاطع به‌دست‌آمده در جدول (۲) است. در مورد قاب بین فیوز، مقاطع فیوز مهاربند قاب، به‌دلیل سختی دورانی پایین‌تر فیوز خمشی بین فیوز نسبت به اتصال خمشی قاب ویژه، قوی‌تر انتخاب شدند جدول (۳) و مقاطع مهاربند نیز، به‌منظور پیشگیری از کماتش آن، خیلی قوی‌تر جدول (۳) انتخاب شدند.

جدول ۳. مقاطع مهاربندها در قاب‌های تحقیق

طبقه	قاب ۶ طبقه			قاب ۹ طبقه			قاب ۱۲ طبقه		
	ویژه	بین فیوز		ویژه	بین فیوز		ویژه	بین فیوز	
		فیوز مهاربند	مهاربند		فیوز	مهاربند		فیوز مهاربند	مهاربند
۱	۸۰ × □	۱۰۰ × □	۲۵۰ × □	۹۰ × □	۱۲۰ × □	۲۵۰ × □	۱۲۰ × □	۱۲۰ × □	۲۵۰ × ۱۶ □
۲	۸۰ × □	۱۰۰ × □	۲۵۰ × □	۹۰ × □	۱۲۰ × □	۲۵۰ × □	۱۲۰ × □	۱۲۰ × □	۲۵۰ × ۱۶ □
۳	۸۰ × □	۱۰۰ × □	۲۵۰ × □	۹۰ × □	۱۲۰ × □	۲۵۰ × □	۱۲۰ × □	۱۲۰ × □	۲۵۰ × ۱۶ □
۴	۷۰ × □	۹۰ × □	۲۵۰ × □	۸۰ × □	۱۰۰ × □	۲۵۰ × □	۱۰۰ × □	۱۰۰ × □	۲۵۰ × ۱۶ □
۵	۷۰ × □	۹۰ × □	۲۵۰ × □	۸۰ × □	۱۰۰ × □	۲۵۰ × □	۱۰۰ × □	۱۰۰ × □	۲۵۰ × ۱۰ □
۶	۷۰ × □	۹۰ × □	۲۵۰ × □	۸۰ × □	۱۰۰ × □	۲۵۰ × □	۱۰۰ × □	۱۰۰ × □	۲۵۰ × ۱۰ □
۷	مقطع مهاربندها از قوطی گرم تولید شده بدون درز است			۷۰ × □	۹۰ × □	۲۵۰ × ۸ □	۸۰ × □	۸۰ × □	۲۵۰ × ۱۰ □
۸				۷۰ × □	۹۰ × □	۲۵۰ × ۸ □	۸۰ × □	۸۰ × □	۲۵۰ × ۱۰ □
۹				۷۰ × □	۹۰ × □	۲۵۰ × ۸ □	۸۰ × □	۸۰ × □	۲۵۰ × ۸ □
۱۰							۷۰ × □	۷۰ × □	۲۵۰ × ۸ □
۱۱							۷۰ × □	۷۰ × □	۲۵۰ × ۸ □
۱۲							۷۰ × □	۷۰ × □	۲۵۰ × ۸ □

جدول ۴ مشخصات زلزله انتخاب شده برای تحلیل تاریخیچه زمانی [19]

زلزله	مدت زمان وقوع زلزله (ثانیه)	بزرگی زلزله (ریشتر)	PGA(g)	گام زمانی (ثانیه)
بالا ده	۸۵	۶/۱	۰/۳۴۱۳	۰/۰۱۹
اهر	۸۲/۶۴	۶/۲	۰/۲۳۹۵	۰/۰۱۹
منجیل	۵۳	۷/۷	۰/۶۳۵۳	۰/۰۰۵
زنجیران	۶۴	۵/۹	۱/۰۰۶۲	۰/۰۱۹
طیس	۴۸/۷۳	۷/۴	۰/۸۴۶۱	۰/۰۰۵
بم	۶۶/۵۵	۶/۵	۰/۷۹۹۱	۰/۰۲
سرپل ذهاب	۷۹/۹۵	۷/۳	۰/۶۹۷۷	۰/۰۲



شکل ۷ نمودار زاویه رانش نسبی ماندگار طبقات قاب بین فیوز شش طبقه

میزان زاویه رانش نسبی ماندگار مجاز قاب خمشی فولادی مهاربندی شده، برابر با ۰/۵ درصد تعیین شده است. همچنین برای سطح عملکرد آستانه فروریزش، حداکثر مقدار زاویه رانش نسبی ماندگار طبقات، ۲ درصد تعیین شده است. لذا در تفسیر نتایج این بند، ضوابط بیان شده از نشریه ۳۶۱ مورد توجه قرار گرفته است. در شکل (۷)، شکل (۸) و شکل (۹) به ترتیب نمودار زاویه رانش نسبی ماندگار طبقات برای قاب بین فیوز شش، نه و دوازده طبقه و در شکل (۱۰)، شکل (۱۱) و شکل (۱۲) به ترتیب، نمودار حداکثر زاویه دریافت طبقات برای قاب مهاربندی شده ویژه شش، نه و دوازده طبقه نشان داده شده است. در شکل (۷) تا شکل (۱۲)، شاخص به رنگ آبی (روشن)، زاویه رانش نسبی ماندگار مجاز برای سطح عملکرد ایمنی جانی و شاخص به رنگ قرمز (تیره)، حداکثر زاویه رانش نسبی ماندگار را، برای سطح عملکرد آستانه فروریزش نشان می دهد.

جدول (۵) مقایسه دو قاب را از لحاظ زاویه رانش نسبی ماندگار طبقات، نشان می دهد.

تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی

برای انجام تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی، هرکدام از قاب ها تحت اثر هفت رکورد زلزله مقیاس شده قرار گرفت. مدت زمان تحلیل و اثر رکوردهای زلزله، ۱۵۰ ثانیه (برای اطمینان از ایجاد تغییرات ماندگار پس از وقوع زلزله) در نظر گرفته شد. باتوجه به اینکه تحلیل صورت گرفته غیرخطی است، پس از اخذ نتایج از نرم افزار و انتقال آن به برنامه اکسل، خروجی های زیر برای مقایسه عملکرد لرزه ای دو قاب مورد استفاده قرار گرفت.

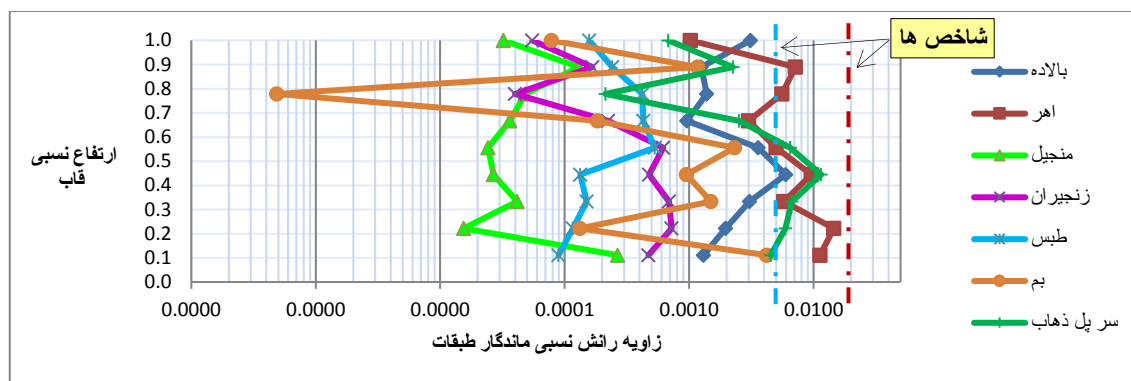
- زاویه رانش نسبی ماندگار طبقات

- حداکثر دوران فیوزهای قاب در طبقات (فیوز دهانه E-F قاب)

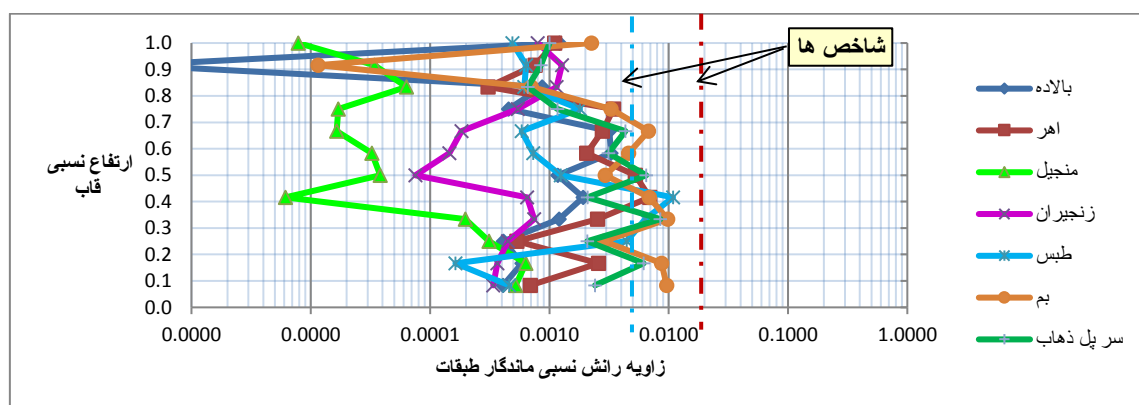
- کرنش مهاربند و لغزش فیوز مهاربند در دو قاب (مهاربند دهانه A-B قاب)

مقایسه زاویه رانش نسبی ماندگار طبقات

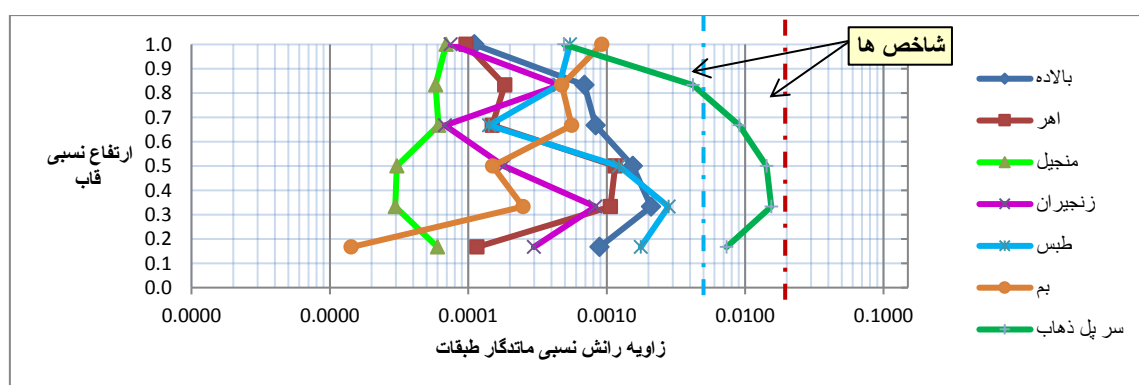
یکی از متغیرهای مهم در تحلیل غیرخطی سازه ها، زاویه رانش نسبی ماندگار طبقات است. این متغیر بیانگر میزان خرابی سازه و پایداری ساختمان پس از زلزله است. بر اساس جدول (ت-۴) نشریه شماره ۳۶۱ [20]، برای سطح عملکرد ایمنی جانی،



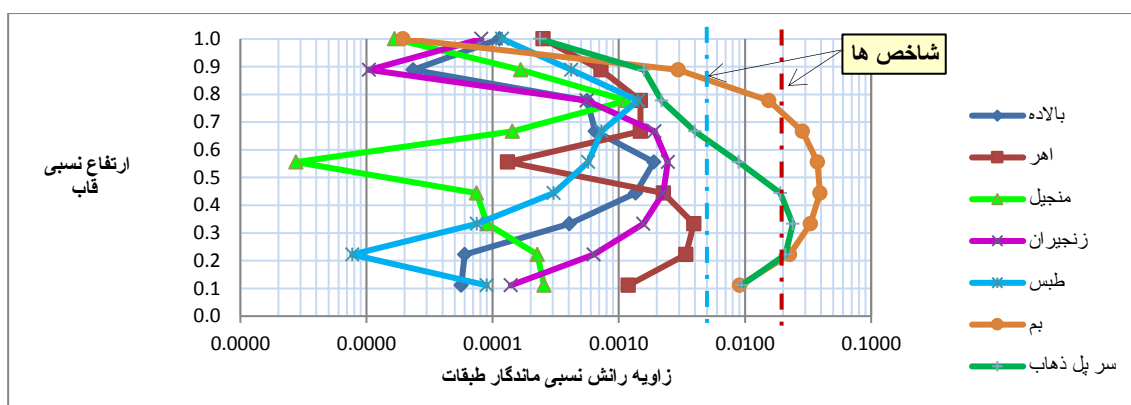
شکل ۸ نمودار زاویه رانش نسبی ماندگار طبقات قاب پین فیوز شش طبقه نه طبقه



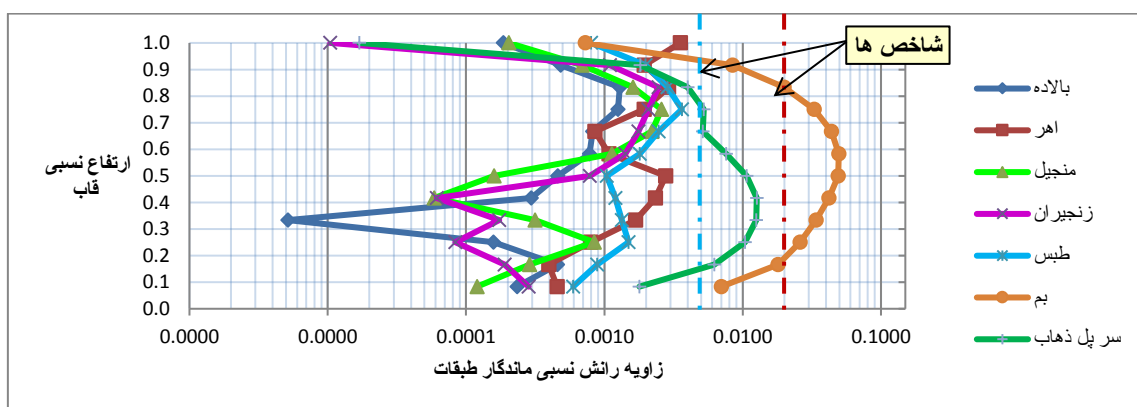
شکل ۹ نمودار زاویه رانش نسبی ماندگار طبقات قاب پین فیوز دوازده طبقه



شکل ۱۰ نمودار زاویه رانش نسبی ماندگار طبقات قاب مهاربندی‌شده ویژه شش طبقه



شکل ۱۱ نمودار زاویه رانش نسبی ماندگار طبقات قاب مهاربندی شده ویژه نه طبقه



شکل ۱۲ نمودار زاویه رانش نسبی ماندگار طبقات قاب مهاربندی شده ویژه دوازده طبقه

جدول ۵ مقایسه زاویه رانش نسبی ماندگار طبقات دو گروه قاب

قاب ۱۲ طبقه	قاب ۹ طبقه	قاب ۶ طبقه	
۸۸	۸۷	۷۶	سطح ایمنی جانی تأمین شده در قاب پین فیوز (درصد)
۸۰	۸۱	۹۰	سطح ایمنی جانی تأمین شده در قاب ویژه (درصد)
۰/۰	۰/۰	۰/۰	احتمال فروریزش قاب پین فیوز (درصد)
۱۱	۱۱	۰/۰	احتمال فروریزش قاب ویژه (درصد)

افزایش یافته و از مقدار ۷۶ درصد در قاب شش طبقه به مقدار ۸۸ درصد در قاب دوازده طبقه رسیده است. اما در قاب مهاربندی شده ویژه، سطح عملکرد ایمنی جانی کاهش یافته و از مقدار ۹۰ درصد در قاب شش طبقه به مقدار ۸۰ درصد در قاب دوازده طبقه رسیده است.

جدول (۵) نشان می دهد که قاب مهاربندی شده پین فیوز با افزایش طبقات، سطح عملکرد ایمنی جانی بالاتری در برابر قاب مهاربندی شده ویژه خواهد داشت.

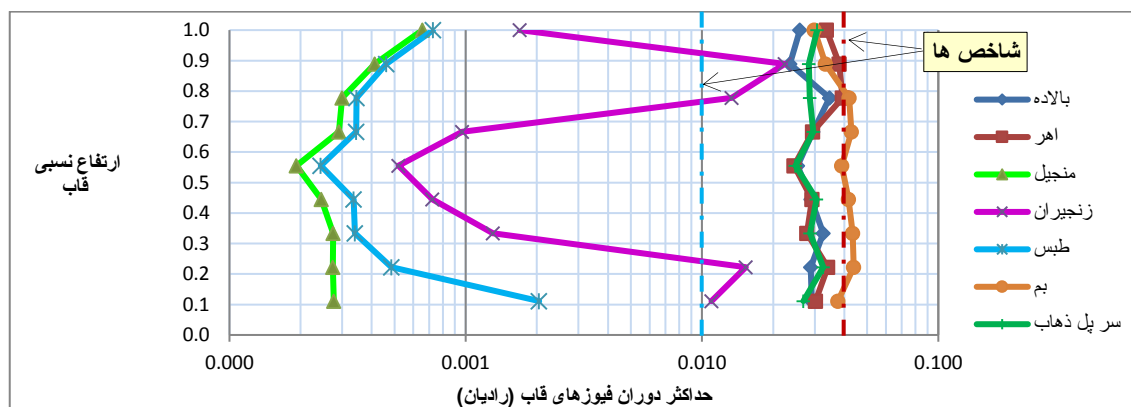
جدول (۵) بیانگر این است که با افزایش طبقات، تأمین سطح عملکرد ایمنی جانی در قاب مهاربندی شده پین فیوز

سازه (ناشی از دوران فیوزهای خمشی) دارد، لذا در این بخش، حداکثر میزان چرخش فیوزهای طبقات دو قاب در یک دهانه با همدیگر مقایسه شد. بر اساس بند ۱۰-۳-۹ مبحث دهم مقررات ملی ساختمان [18] تامین حداقل ظرفیت دورانی $0/04$ رادیان برای قاب های خمشی ویژه پیشنهاد شده است که مقدار $0/03$ رادیان آن باید در ناحیه فرا ارتجاعی باشد. باتوجه به موارد بیان شده حداقل زاویه فعال شدن فیوزها در دو قاب برابر با $0/01$ رادیان در نظر گرفته شد. در شکل (۱۳)، شکل (۱۴) و شکل (۱۵) نمودار حداکثر دوران فیوز برای قاب های بین فیوز و در شکل (۱۶)، شکل (۱۷) و شکل (۱۸)، نمودار حداکثر دوران فیوز برای قاب های مهاربندی شده ویژه ارائه شده است.

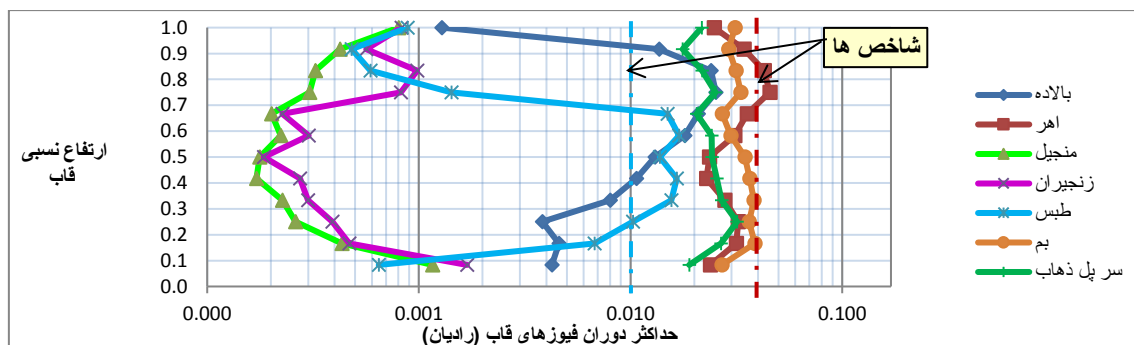
علاوه بر این، با توجه به جدول (۵) فروریزش ساختمان دارای قاب مهاربندی شده بین فیوز تحت اثر زلزله‌های انتخاب شده، رخ نخواهد داد. در مقابل احتمال فروریزش ساختمان دارای قاب مهاربندی شده ویژه، تحت اثر زلزله‌های مشابه، برابر با ۱۱ درصد است. در جدول (۵) محاسبه سطح عملکرد ایمنی بر مبنای درصد، نسبت به داده‌های کمتر از شاخص آبی نمودار به کل داده‌ها و محاسبه احتمال فروریزش قاب بر مبنای درصد، نسبت داده‌های بیشتر از شاخص قرمز نمودار به کل داده‌ها هست.

مقایسه حداکثر دوران فیوزهای خمشی قاب

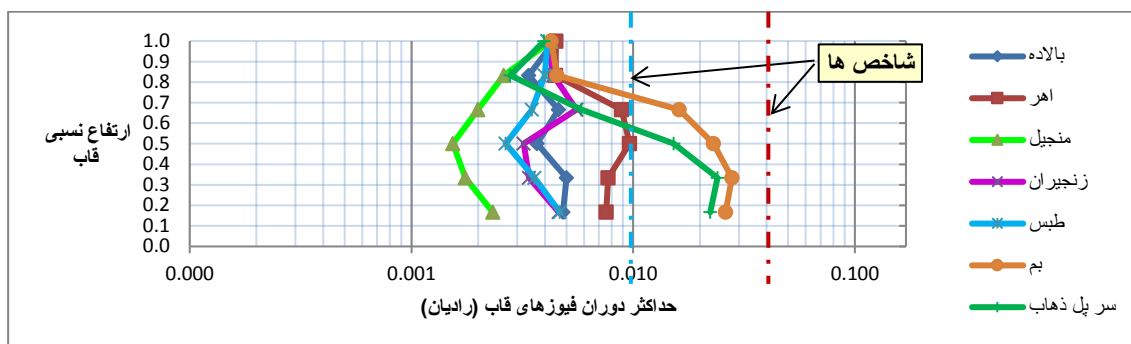
انرژی زلزله در سازه، نسبت مستقیمی با فعال شدن فیوزهای



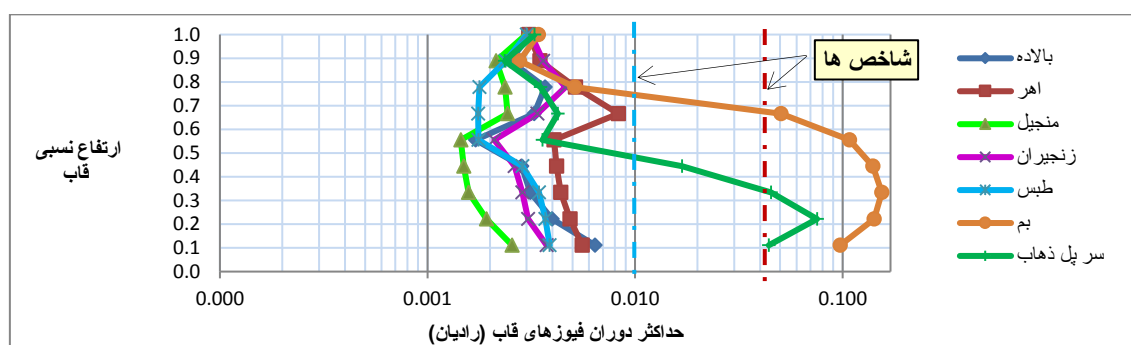
شکل ۱۳ نمودار حداکثر دوران فیوزهای خمشی قاب بین فیوز نه طبقه



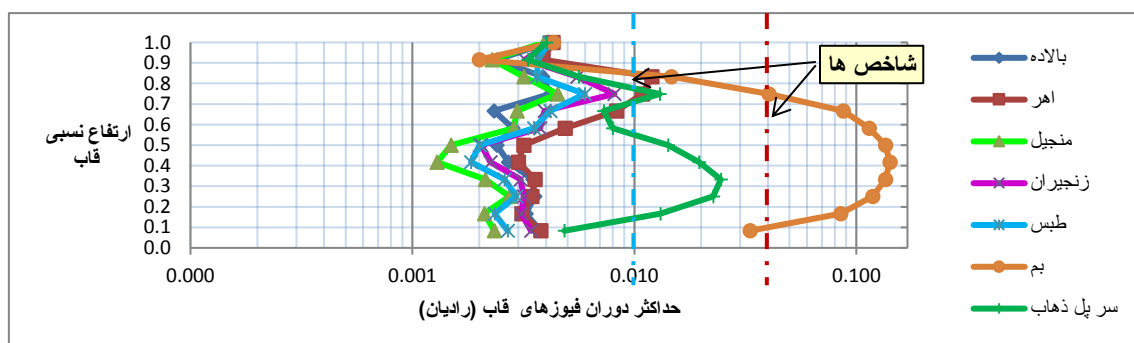
شکل ۱۴ نمودار حداکثر دوران فیوزهای خمشی قاب بین فیوز دوازده طبقه



شکل ۱۵ نمودار حداکثر دوران فیوزهای خمشی قاب مهاربندی شده ویژه شش طبقه



شکل ۱۶ نمودار حداکثر دوران فیوزهای خمشی قاب مهاربندی شده ویژه نه طبقه



شکل ۱۷ نمودار حداکثر دوران فیوزهای خمشی قاب مهاربندی شده ویژه دوازده طبقه

یکی از اهداف به کار بردن فیوز در سازه‌ها، اتلاف انرژی زلزله در فیوزها و عدم آسیب رسیدن به بخش‌های دیگر سازه است. این هدف با فعال شدن فیوزها و تبدیل شدن فیوزها به یک مفصل پلاستیک، تحقق پیدا می‌کند. جدول (۶) نشان می‌دهد که درصد فعال شدن فیوزهای تیر و تحقق بند ۱۰-۳-۹ مبحث دهم در قاب پین فیوز، چهار برابر قاب مهاربندی شده ویژه است.

در شکل (۱۳) تا شکل (۱۸) شاخص به رنگ آبی (روشن)، زاویه دوران فعال شدن فیوزهای قاب و شاخص به رنگ قرمز (تیره)، مرز $0/04$ رادیان دوران فیوزها را نشان می‌دهد. جدول (۶) مقایسه دو قاب را از لحاظ فعال شدن فیوزهای قاب، نشان می‌دهد. از جدول (۶) این نتیجه استنباط می‌شود که قاب پین فیوز عملکرد بسیار بهتری نسبت به قاب مهاربندی شده ویژه در خصوص فعال شدن فیوزها و اتلاف انرژی زلزله دارد. همان‌طور که در ابتدای این بخش اشاره شد،

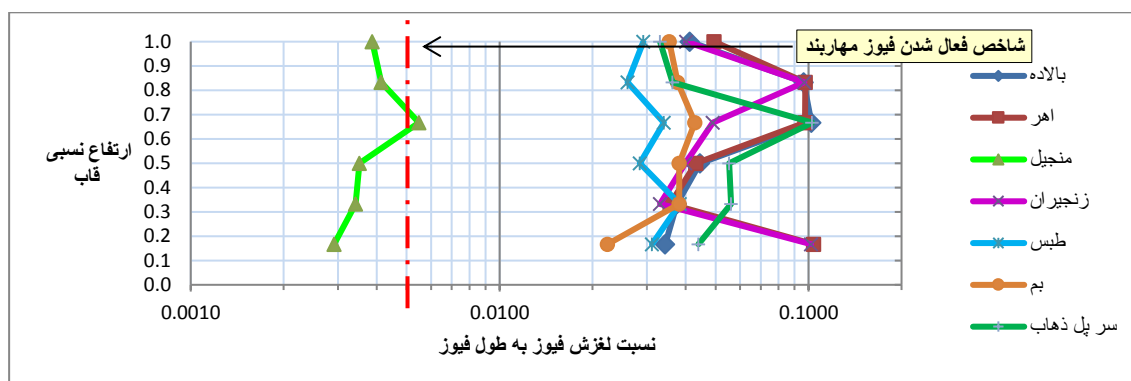
مقایسه عملکرد مهارنده‌های دو قاب

در شکل (۱۹) تا شکل (۲۱) شاخص قرمز رنگ، بیانگر فعال شدن فیوز اصطکاکی لغزشی مهاربند در قاب پین فیوز است. برای اطمینان از فعال شدن فیوز مهاربند، نسبت لغزش فیوز به طول فیوز، حداقل برابر با $0/005$ (چهار برابر کرنش جاری شدن فیوز مهاربند) در نظر گرفته شد. در شکل (۲۲) تا شکل (۲۴) شاخص آبی رنگ بیانگر جاری شدن مهاربند در قاب مهاربندی شده ویژه است. برای اطمینان از جاری شدن مهاربند، حداقل کرنش جاری شدن مهاربند، چهار برابر کرنش متناظر با تنش جاری شدن مهاربند، $(0/005)$ ، در نظر گرفته شد.

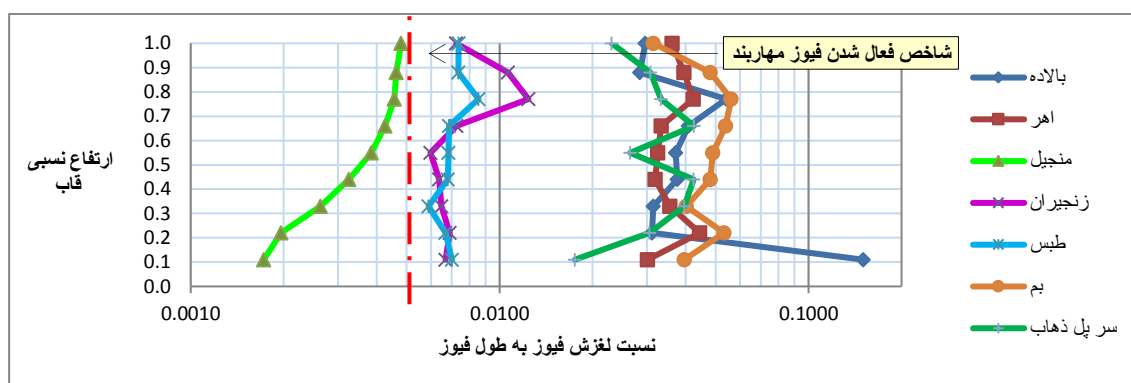
بر اساس بند ۱۰-۳-۱۱ مبحث دهم مقررات ملی ساختمان [18]، در قاب خمشی مهاربندی شده همگرای ویژه، مهاربند تحت اثر نیرو جانبی زلزله، باید در شرایط فرا ارتجاعی قرار بگیرد. در قاب پین فیوز، با لغزش فیوز مهاربند (بدون آسیب رسیدن به مهاربند) و در قاب مهاربندی شده ویژه، با کمانش و جاری شدن مهاربند، این امر تحقق پیدا می‌کند. نمودار لغزش فیوز مهاربند در قاب‌های پین فیوز در شکل‌های (۱۹) تا (۲۱) و نمودار جاری شدن مهاربند در قاب مهاربندی شده ویژه در شکل‌های (۲۲) تا (۲۴) نشان داده شده است.

جدول ۶ مقایسه فعال شدن فیوزهای خمشی دو گروه قاب

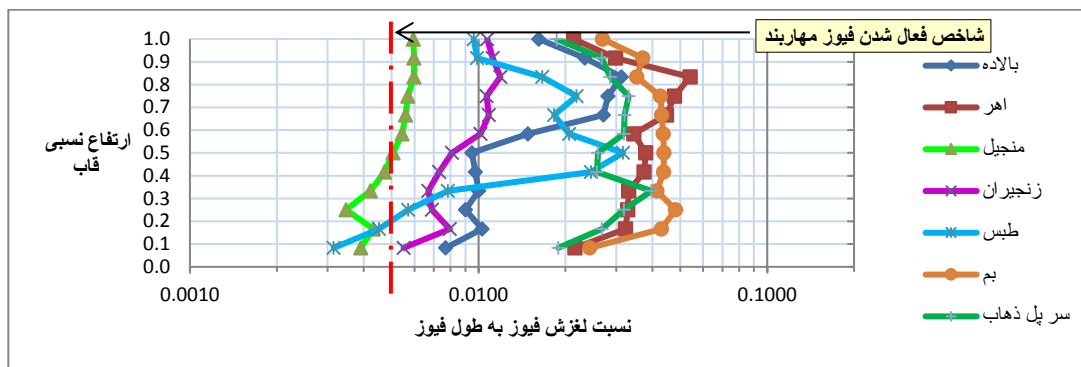
قاب ۱۲ طبقه	قاب ۹ طبقه	قاب ۶ طبقه	
۵۷	۶۳	۸۶	میزان فعال شدن فیوز خمشی در قاب پین فیوز (درصد)
۲۱	۱۶	۱۷	میزان فعال شدن فیوز خمشی در قاب ویژه (درصد)



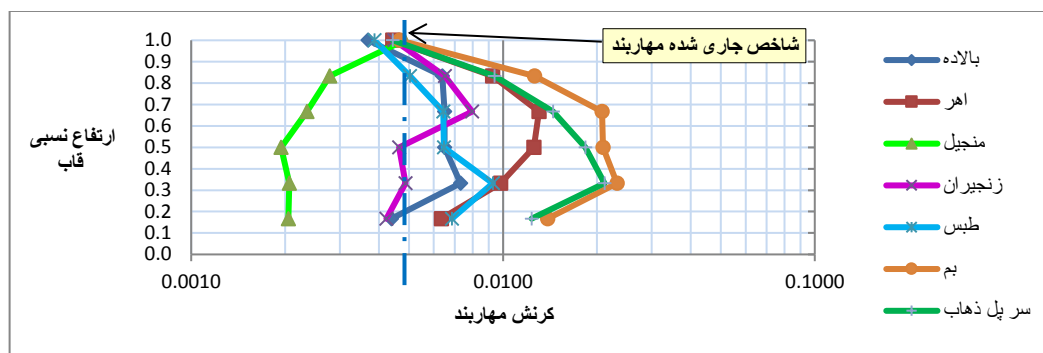
شکل ۱۸ نمودار لغزش نسبی فیوز مهاربند در قاب پین فیوز شش طبقه



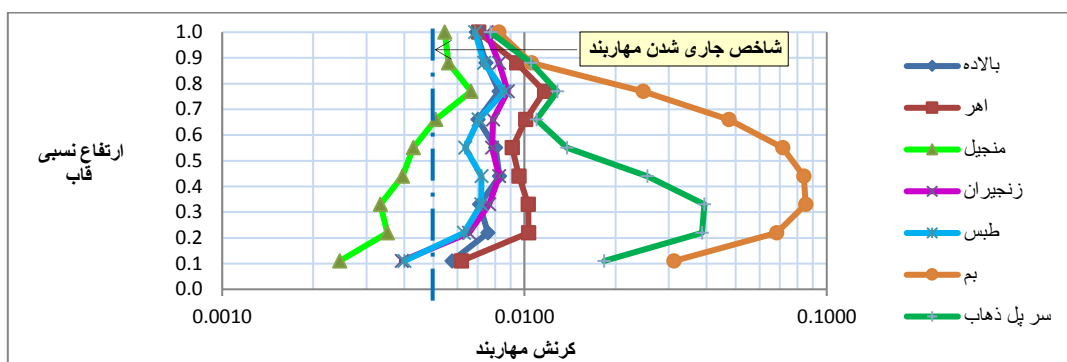
شکل ۱۹ نمودار لغزش نسبی فیوز مهاربند در قاب پین فیوز نه طبقه



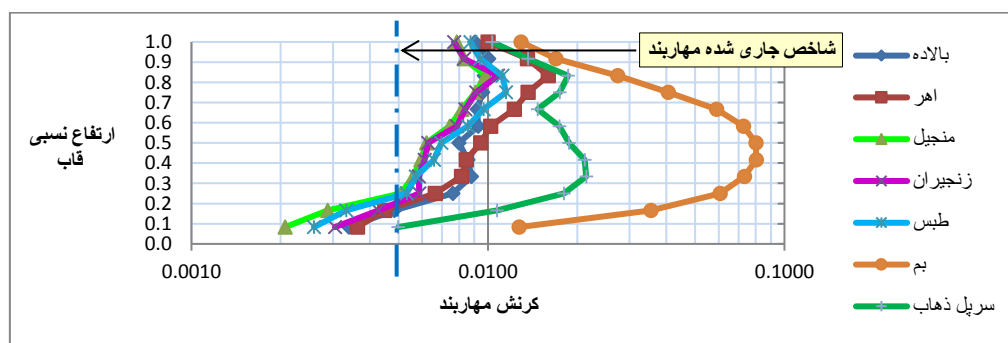
شکل ۲۰ نمودار لغزش نسبی فیوز مهاربند در قاب پین فیوز دوازده طبقه



شکل ۲۱ نمودار جاری شدن مهاربند در قاب مهاربندی شده ویژه شش طبقه



شکل ۲۲ نمودار جاری شدن مهاربند در قاب مهاربندی شده ویژه نه طبقه



شکل ۲۳ نمودار جاری شدن مهاربند در قاب مهاربندی شده ویژه دوازده طبقه

افزایش هزینه اجرای سازه (بالا بودن هزینه ساخت فیوزهای اصطکاکی) از معایب قاب مهاربندی‌شده پین فیوز است. همچنین موضوعات ذیل برای تحقیقات آتی پیشنهاد می‌شود.

- مکان‌یابی بهینه فیوزهای اصطکاکی در قاب مهاربندی‌شده پین فیوز

- تعیین ضریب رفتار قاب مهاربندی‌شده پین فیوز
- بررسی کارایی مهاربند دارای فیوز اصطکاکی، در به‌سازی سازه‌های فولادی
- مقایسه عملکرد لرزه‌ای مهاربند دارای فیوز اصطکاکی با مهاربند متصل به میراگر تسلیمی

با نگاهی به شکل‌های (۱۹) تا شکل (۲۴) این نتیجه استنباط می‌شود که در هر دو قاب به‌غیر از زلزله منجیل، پدیده فعال شدن فیوز اصطکاکی لغزشی مهاربند (در قاب پین فیوز) و جاری شدن مهاربند (در قاب مهاربندی‌شده ویژه) در تمام طبقات رخ می‌دهد.

نتیجه‌گیری

باتوجه به مقایسه صورت‌گرفته، برتری قاب مهاربندی‌شده پین فیوز، از لحاظ فعال‌شدن غالب فیوزهای تیر و مهاربند و اتلاف انرژی زلزله از طریق فیوزهای مزبور، تأمین سطح عملکرد ایمنی جانی ۸۰ درصدی پس از وقوع زلزله و احتمال ناچیز فروریزش سازه بر اساس سطح عملکرد آستانه فروریزش، نسبت به قاب مهاربندی‌شده ویژه مشهود است. در مقابل،

مراجع

1. R. Park and T. Paulay, "Reinforced Concrete Structures", John Wiley & Sons, Inc, (1975).
2. Hoseyni M., Rohanimanesh S., Taremi M., "Development and application of the idea of fuses in the seismic design of structures", 2nd International Congress on Structure, Architecture and Urban Development, Tabriz, Iran, (2014), In Persian.
3. American Institute of Steel Construction, "AISC seismic provisions for structural steel buildings (AISC 341-05)", Chicago (IL), (2005).
4. BHRC, "Iranian Code of Practice for seismic Resistant Design of Buildings: Standard No. 2800 (4rd Edition)", Building and Housing Research Center, (2015), (In Persian).
5. Moradi Garoosi A., Tahamouli Roudsari M., Hosseini Hashemi B., "Experimental Evaluation of Rigid Connection with Reduced Section and Replaceable Fuse", *Bulletin of Earthquake Science and Engineering*, Vol 5, No 16, pp 126-137, (2018), In Persian.
6. A. S. Pall, C. MARSH, "Response of friction damped braced frames", *Journal of the Structural Division American society of the Civil Engineers*, Vol. 108, No. 6, pp. 75-92, (1982).
7. Zahraei S.M., Alaei H., "Response modification factor for dual system of medium ductility steel moment frame concentric with pall friction damper", *Sharif Journal of Civil Engineering*, Vol 31, No 4, pp 91-99, (2016), In Persian.
8. E. Popov, C. E. Grigorian, "Slotted Bolted Connection Energy Dissipators", Earthquake Engineering Research Center, Report No. UCB/EERC-92/10, (1992).
9. I. H. Mualla, B. Belev, "Performance of steel frames with a new friction damper device under earthquake

- excitation", *Engineering Structures*, Vol. 24, N. 3, p. 365-371, (2002)
10. Shahazi M., Damghani A., "Investigating the performance of friction dampers in convergent braced frames and comparing it with divergent braced frames", *2nd national conference on new materials and structures*, Isfahan, Iran, (2013), (In Persian).
 11. Hadianfard M.A., "Rehabilitation of Steel Structures by Using the Rotational Friction Dampers", *Journal of Ferdowsi Civil Engineering*, Vol 26, No 2, pp 152-162 , (2015), (In Persian).
 12. M. Sarkisian, N. Mathias, R. Garai and C. Uang, "Pin-Fuse Frame™: Full Scale Tests", in Structural Engineering Association of California (SEAOC), Las Vegas, Nevada, USA, (2011).
 13. M. Sarkisian, N. Mathias, R. Garai and C. Horiuchi, "Improving Seismic Resilience Using Structural Systems with Friction-Based", in AEI 2017, Oklahoma, 11–13, (2017).
 14. karim Abadi M., Naghipur M., " Investigating the coefficient of behavior in moment frames with pin fuse pin connection", *3rd national conference on recent innovations in civil engineering, architecture and urban planning*, Tehran, Iran, (2016), (In Persian).
 15. Rezaei R., Naghipur M., "Comparison of the moment curve - rotation of connection of beam to column pin fuse and RBS in steel structures", *The first national conference on civil engineering and sustainable development*, Tehran, Iran, (2014), (In Persian).
 16. M. Sarkisian, R. Garai, B. Johnson, "Mass-Timber Structures—Increased Ductility through Friction Mechanism", in AEI 2019, Virginia, (2019).
 17. National Science Foundation-sponsored Pacific Earthquake Engineering (PEER) Center, "OpenSees", National Science Foundation-sponsored Pacific Earthquake Engineering (PEER) Center, 01 01 1990-2021, [Online], Available: <https://opensees.berkeley.edu> , ver 2.4.6.
 18. MHUD, "Iranian National Building Code, Part 10, Steel Structure Design", Ministry of Housing and Urban Development, Tehran, Iran, (2013), (In Persian).
 19. BHRC, "Iran Strong Motion Network".(1973)
 20. Office of Deputy for Strategic Supervision Bureau of Technical Execution System, "Commentary of Instruction for seismic Rehabilitation of Existing Buildings", NO: 361, (2009), (In Persian).

Proposing a Design Method for Soil-Nailed Walls and Comparing it with the Conventional Design Method*

Research Article

Mohammad Hazeghian¹ DOI: [10.22067/jfcej.2022.76614.1142](https://doi.org/10.22067/jfcej.2022.76614.1142)

1. Introduction

Several methods have been employed to stabilize slopes and excavations, such as retaining walls, driven and cast-in-place piles, soil nailing, soil anchorage, etc. Among these methods, the soil nailing technique is prevalent in Iran. During the design of a soil-nailed wall, geotechnical engineers attempt to provide an optimal economic design by modifying various design parameters, including the length, inclination, diameter, and spacing of nails.

The optimization of soil nailing designs has been the subject of many researches. Nevertheless, most previous studies assumed that the length, diameter, and spacing of nails would remain constant throughout the depth of excavation. The assumption is based on the conventional design method outlined in the FHWA guidance for soil-nailed walls. This assumption does not necessarily result in an optimal economic design. The main objective of the this study is proposing a practical method for designing soil-nailed walls, which allows the length, diameter, and spacing of nails to be varied throughout the depth of the excavation.

2. Method

Calculating the global factor of safety (FOS) and wall displacement are the key steps in the design of a soil-nailed wall. In this study, FOS and wall displacement were computed using GEOSLOPE and FLAC3D software, respectively. The adopted numerical modeling method was verified by comparing the experimental and numerical profiles of lateral displacement and tensile force distributions along the nails of a soil-nailed wall constructed during the Clouterre project.

In the conventional design method for soil-nailed walls, the length, diameter, and spacing of nails are assumed to remain constant throughout the excavation depth. Figure 1(a) illustrates the conventional soil nailing design with a FOS of 1.50 for a wall with a height of 20 m. The length, diameter and spacing of nails are respectively 14 m, 40 mm, and 1.8 m. The soil properties were assumed to be: $\gamma=17.8 \text{ kN/m}^3$, $E_{50}=57 \text{ MPa}$, $\nu=0.30$, $\phi=36^\circ$, $\psi=6^\circ$, $c=10 \text{ kPa}$, $K_0=0.412$ and $q_u=400 \text{ kPa}$ (the pull-out resistance). Moreover, the ground surface surcharge was presumed to be $Q=10 \text{ kPa}$.

The length, diameter, and spacing of nails could vary depending on the excavation depth in the proposed design method for soil-nailed walls presented in this study. Using this method, the design process is carried out from top to bottom of the excavation wall in a step-by-step manner. The soil nailing design illustrated in Figure 1(b) was achieved using the proposed design method and the same FOS for the excavation model considered. According to Figure 1(b), the proposed design method redistributes the volumetric nail density through the excavation depth so that it increases as the excavation depth increases (i.e., by increasing the weight of the critical failure wedge). Accordingly, the nails vary in length, diameter, and spacing from top to bottom of the wall, ranging from 14 to 7.5 m, 25 to $2 \times 32 \text{ mm}$, and 2 to 1.6 m, respectively. As a result of this redistribution, soil-nailed walls will be more economically designed.

The volumetric nail densities of the conventional and proposed soil nailing designs were estimated 0.0054 and 0.0037, respectively. In comparison with the conventional design method, the proposed design method reduced volumetric nail density by about 31%, which is a significant economic benefit. In terms of the wall displacement, the total displacements at the wall crest for conventional and proposed designs were computed 35 and 36 mm, respectively, which are approximately equal. As a result of this, it would appear that the proposed design method will increase wall displacement marginally despite reducing volumetric nail density significantly.

3. Results and discussion

In order to compare the conventional design method with the proposed design method, a parametric study comprising 54 analyses was conducted. This parametric study examined the effects of excavation depth, soil cohesion, soil density, surcharge, and required FOS.

Figure 2 illustrates the variations in displacement ratios and volumetric nail density differences for various soil types as a function of excavation depth. In this context, the volumetric nail density difference is defined as a percentage difference between the volumetric nail densities of the proposed and conventional soil nailing designs. Furthermore, the displacement ratio represents

*Manuscript received: 10 May 2022; Revised, 31 May 2022, Accepted, 19 July 2022.

¹. Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Yazd University, Yazd, Iran. Email: m.hazeghian@yazd.ac.ir

the ratio of the total displacement at the wall crest for the proposed soil nailing design to that for the conventional soil nailing design.

Figure 2(a) shows that volumetric nail density differences increase with increasing excavation depth (H), irrespective of soil type. As H is increased from 10 to 20 m, the volumetric nail density differences for the loose, medium, and dense soils increase from 24% to 36%, 28% to 38% and 12% to 43%, respectively. Therefore, the dense soil exhibits the most significant increase.

In Figure 2(b), it can be seen that displacement ratios versus H do not follow the same trend for various soil types. In the case of loose soil, the displacement ratio remains almost constant with an increase in H . For medium soils, the displacement ratio decrease from 1.22 at $H=10$ m to 1.04 at $H=15$ m, and then remains roughly constant with increasing H . The displacement ratio for dense soil remains roughly unchanged when H is increased from 10 to 15 m, and then decreases from 1.26 at $H=15$ m to 1.05 at $H=20$ m. According to Figure 2(b), the dashed lines represent the average volumetric nail density differences and displacement ratios of the various

soil types. When H is raised from 10 to 20 m, the average volumetric nail density difference increases from 21% to 39%, whereas the average displacement ratio decreases from 1.20 to 1.08.

4. Conclusion

A practical design method for soil-nailed walls was proposed and compared with the conventional design method in the present study. The main conclusions are as follows:

- 1) The proposed design method for soil-nailed walls reduced the volumetric nail density from 8% to 43% (on average 30% for all models in the study), which is very significant from an economic point of view;
- 2) As compared to the conventional design method, the proposed design method increased the total displacement from 1% to 27% (on average 11% for all models).

In accordance with these results, it can be concluded that the proposed design method does not significantly increase the wall displacement despite the substantial reduction in drilling length and the weight of rebar used.

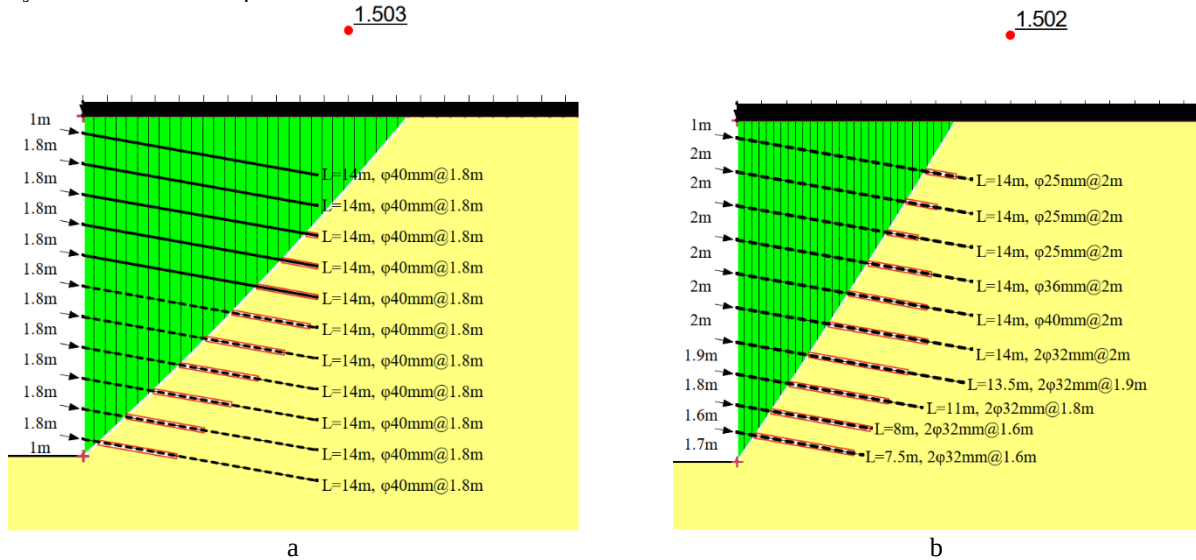


Figure 1. Soil nailing designs with the FOS=1.5 for a wall with a height of 20 m: a) the conventional design method and b) the proposed design method

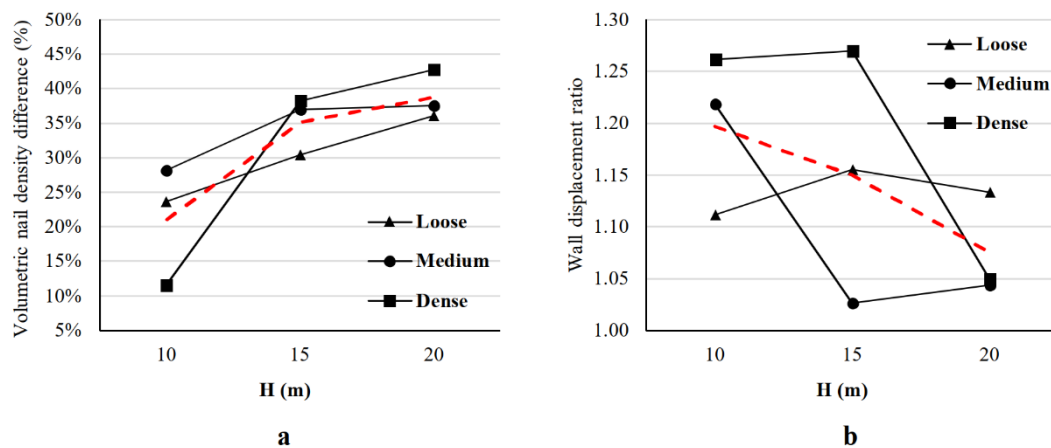


Figure 2. Variations of a) volumetric nail density difference and b) displacement ratio versus H for various soil types



ارائه یک روش طراحی برای دیوارهای میخ گذاری شده و مقایسه آن با روش طراحی سنتی*

مقاله پژوهشی

DOI: 10.22067/jfcej.2022.76614.1142

محمد حاذقیان^۱

چکیده در روش طراحی سنتی برای دیوارهای میخ گذاری شده که مبتنی بر راهنمای FHWA است، معمولاً مشخصات طراحی میخها (طول، فاصله و قطر میخها) در عمق گود ثابت فرض می شود. اما در روش طراحی معرفی شده در مطالعه حاضر (روش طراحی پیشنهادی) با کنترل گام به گام ضریب اطمینان برای هریک از ردیف های میخ از بالا به پایین گود، مشخصات طراحی آنها در عمق تغییر داده می شود. در مطالعه حاضر، ابتدا فرضیات مدل سازی بیان و سپس روش مدل سازی عددی با آزمون پروژه کلوتره صحت سنجی می شود. در ادامه جزئیات روش های طراحی سنتی و پیشنهادی توصیف می شود. سپس یک مطالعه پارامتری برای مقایسه روش های طراحی سنتی و پیشنهادی انجام می شود. در این مطالعه پارامتری، اثر عمق گود، تراکم خاک، چسبندگی خاک، سربار و ضریب اطمینان پایداری مورد نیاز بررسی می شود. نتایج مطالعه حاضر نشان می دهد که روش طراحی پیشنهادی نسبت به سنتی، چگالی حجمی میخها (مجموع حجم میخها تقسیم بر مساحت دیواره) را به طور متوسط ۳۰٪ کاهش می دهد که از لحاظ اقتصادی قابل توجه است. همچنین نتایج مطالعه حاضر نشان می دهد که تغییر شکل تاج دیواره گود در روش طراحی پیشنهادی نسبت به سنتی به طور متوسط حدود ۱۰٪ بیشتر است.

واژه های کلیدی گود، میخ گذاری، روش طراحی سنتی، روش طراحی پیشنهادی، چگالی حجمی میخها و FLAC^{3D}.

Proposal of a Design Method for Soil-Nailed Walls and Compare it with the Conventional Design Method

Mohammad Hazeghian

Abstract In the conventional design method for soil-nailed walls that is based on the FHWA guidance, the nails properties (the length, spacing and diameter of nails) through the excavation depth is usually assumed constant. However, in the design method introduced in the present study (the proposed design method), the nails properties are varied through the excavation depth by step-by-step control of the factor of safety for each row of nails. In the present study, first numerical assumptions are explained and then the numerical modelling methodology is verified through the Clouterre project. Afterwards, the details of the conventional and proposed design methods are described. Next, a parametric study is performed to compare the conventional and proposed design methods. In the parametric study, the effects of the excavation depth, soil density, soil cohesion, surcharge and required factor of safety are investigated. The results of the present study show that the proposed design method compared with the conventional one would decrease on average 30% the nails volumetric density (i.e. the volume of nails divided by the wall area), which is considerable from the economical point of view. Moreover, the results show that the total displacement at the wall crest for the proposed design method is comparatively 10% higher than that of the conventional design method.

Keywords Excavation, soil nailing, Conventional design method, Proposed design method, Nails volumetric density and FLAC^{3D}.

* تاریخ دریافت مقاله ۱۴۰۱/۲/۲۰ و تاریخ پذیرش آن ۱۴۰۱/۴/۲۸ می باشد.

(۱) نویسنده مسئول، استادیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه یزد، یزد، ایران.

Email: m.hazeghian@yazd.ac.ir

مقدمه

پایدارسازی شیروانی‌ها و گودها از لحاظ فنی، اقتصادی و ایمنی بسیار حایز اهمیت است. روش‌های متعددی مانند دیوارهای حائل، شمع‌های درجا و کوبشی، میخ‌گذاری، مهارگذاری و... برای پایدارسازی شیروانی‌ها و گودها پیشنهاد شده و مورد استفاده قرار گرفته‌است. در این میان، روش میخ‌گذاری از محبوبیت خاصی به‌خصوص در کشور ایران برخوردار است.

روش میخ‌گذاری برای اولین بار توسط مهندسان اتریشی برای پایدارسازی دیواره‌های یک تونل به‌کار رفت. پس از آن، این روش به‌دلیل سادگی اجرا و اقتصادی بودن در سطح جهان مورد توجه قرار گرفت. در دهه اخیر، پایدارسازی شیروانی‌ها و گودها با استفاده از روش میخ‌گذاری بسیار گسترش یافته‌است [1].

در طراحی دیواره‌های میخ‌گذاری شده، طراحان همواره اقتصاد پروژه را در نظر می‌گیرند و تلاش می‌کنند با استفاده از روش‌های متفاوت و تغییر در پارامترهای طراحی شامل طول، زاویه، قطر و آرایش میخ‌ها، یک طرح بهینه از لحاظ اقتصادی ارائه دهند. تحقیق‌های متعددی در ارتباط با بهینه‌سازی طرح دیواره‌های میخ‌گذاری انجام شده‌است [2-9]. در این مطالعه‌ها، بهینه‌سازی پارامترهای مختلف شامل زاویه میخ‌ها، طول میخ‌ها و آرایش آنها مورد بررسی قرار گرفته‌است.

با استفاده از روش تعادل حدی و روابط ارائه‌شده در راهنمای FHWA، به مطالعه تأثیر عوامل مختلف شامل طول، قطر و فاصله میخ‌ها بر زاویه بهینه میخ‌ها پرداختند. آنها نشان دادند که با افزایش قطر میخ‌ها تا یک مقدار مشخص، زاویه بهینه میخ‌ها افزایش می‌یابد و سپس ثابت می‌ماند. هم‌چنین نتایج این مطالعه نشان داد که با افزایش زاویه اصطکاک داخلی خاک، زاویه بهینه میخ‌ها افزایش می‌یابد. علاوه بر این، [2] نشان دادند که افزایش چسبندگی خاک (با فرض زاویه اصطکاک داخلی ثابت) تا یک مقدار مشخص موجب کاهش زاویه بهینه میخ‌ها می‌شود اما افزایش بیشتر آن تأثیری چندانی بر زاویه بهینه میخ‌ها ندارد. [7] با استفاده از روش ژامبوی تعمیم‌یافته حداقل نیروی لازم در میخ‌ها برای دستیابی به یک ضریب اطمینان مجاز را تعیین کردند. [8] بهینه‌سازی طرح میخ‌گذاری را به‌صورت جامعی با در نظر گرفتن تمام عوامل مرتبط مانند طول، زاویه، قطر و فاصله میخ‌ها به‌عنوان متغیرهای بهینه‌سازی مورد بررسی قرار دادند. [7، 8]

سطح گسیختگی بحرانی برای دیواره میخ‌گذاری شده را سطح گسیختگی آن بدون مسلح‌سازی در نظر گرفتند که فرض درستی نیست چراکه سطح گسیختگی بحرانی با حضور میخ‌ها تغییر می‌کند. [10] با به‌کارگیری روش المان محدود غیرخطی و کاهش مقاومت، آرایش بهینه میخ‌ها برای شیروانی‌های میخ‌گذاری شده با هندسه‌های متفاوت را تعیین کردند. آنها نتیجه گرفتند که زاویه بهینه میخ‌ها با افزایش زاویه شیب دامنه شیروانی افزایش می‌یابد. آنها نشان دادند که برای دیواره‌های قائم، زاویه بهینه میخ‌ها صفر درجه است. البته آنها پیشنهاد دادند اگر میخ‌ها در گمانه‌های پیش حفاری شده و تزریق دوغاب اجرا می‌شوند، زاویه میخ‌ها کمتر از ۱۵-۱۰ درجه در نظر گرفته نشود. علاوه بر این، آنها نتیجه گرفتند میخ‌های یک سوم پایداری عمق دیواره نسبت به میخ‌های یک سوم میانی و بالایی تأثیر بیشتری بر ضریب اطمینان کلی دیواره گود دارند.

هر چند تحقیقات زیادی در ارتباط با بهینه‌سازی طرح روش میخ‌گذاری انجام شده‌است، اما در اکثریت آنها فاصله و قطر میخ‌ها در عمق یک‌نواخت فرض شده‌است. این فرض را می‌توان به روش طراحی سنتی برای دیواره‌های میخ‌گذاری شده که مبتنی بر راهنمای FHWA است نسبت داد که در آن طول، فاصله و قطر میخ‌ها در عمق گود ثابت است. اما این فرض لزوماً منتهی به طرح بهینه نمی‌شود.

مقاله حاضر یک روش طراحی کاربردی ارائه می‌دهد که در آن طول، فاصله و قطر میخ‌ها می‌تواند در عمق تغییر کند و برای هر ردیف میخ مستقل از سایر ردیف‌ها باشد. ساختار مطالعه حاضر بدین صورت است که ابتدا مفروضات مدل‌سازی بیان می‌شود. سپس روش مدل‌سازی عددی صحت‌سنجی می‌شود. در ادامه با ذکر یک مثال طراحی، جزئیات روش‌های طراحی سنتی و پیشنهادی بیان و مقایسه می‌شود. در ادامه یک مطالعه پارامتری برای بررسی تأثیر عمق گود، نوع خاک، چسبندگی خاک، سربار و ضریب اطمینان پایداری انجام می‌شود. در مطالعه پارامتری، طرح‌های سنتی و پیشنهادی میخ‌گذاری برای مدل‌های گود از نظر چگالی حجمی و تغییر شکل مقایسه می‌شود. در انتها نیز خلاصه و جمع‌بندی مطالعه ارائه می‌شود.

مفروضات مدل‌سازی

مراحل اصلی طراحی میخ‌گذاری شامل کنترل ضریب

$$R = \frac{E_{ur}}{E_{50}} \cdot \frac{(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} - 1 \quad (2)$$

که E_{50} و E_{ur} به ترتیب مدول بارگذاری سکانت در ۵۰٪ مقاومت برشی نهایی و مدول باربرداری-بارگذاری مجدد است. برای تمامی مدل‌های مطالعه حاضر $E_{ur}=3E_{50}$ فرض شده است. هم‌چنین مدول برشی حداکثر (G_{max}) و حداقل (G_{min}) خاک نیز در مدل رفتاری CYSOIL قابل تعریف است.

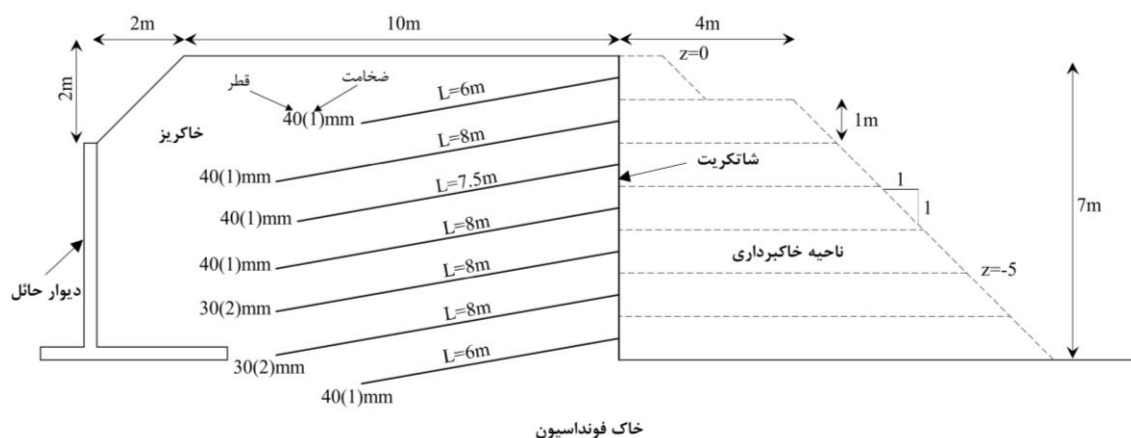
صحت‌سنجی

مدل عددی به‌کاررفته در مطالعه حاضر با مدل‌سازی یک آزمون بزرگ‌مقیاس که بر روی یک دیواره میخ‌گذاری شده در پروژه کلوتره انجام شده است [12]، صحت‌سنجی شد. ارتفاع و عرض (بعد عمود بر صفحه) دیواره میخ‌گذاری شده در پروژه کلوتره به ترتیب ۷ m و ۷/۵ m است. برای پایداری‌سازی خاکریز در این پروژه از ۷ ردیف میخ توخالی آلومینیومی با فاصله قائم و افقی به ترتیب ۱ m و ۱/۱۵ m استفاده شده است. شکل ۱) هندسه دیواره میخ‌گذاری شده و مشخصات ردیف‌های میخ شامل طول، قطر و ضخامت آنها را نشان می‌دهد. یک لایه پوشش شاتکریتی با ضخامت ۸۰ mm بر روی دیواره اجرا شده است [12]. در مدل‌سازی عددی، چگالی، مدول الاستیسته و نسبت پواسون شاتکریت (میخ) به ترتیب 2400 kg/m^3 ، (2700) ، 25 GPa (70) و $0/2$ ($0/2$) فرض شده است. جدول ۱) مشخصات خاکریز و خاک فونداسیون در مدل‌سازی عددی را نشان می‌دهد.

اطمینان پایداری کلی دیواره گود و تغییرشکل آن می‌شود. در مقاله حاضر، از نرم‌افزارهای GEOSLOPE و $FLAC^{3D}$ به ترتیب برای محاسبه ضریب اطمینان و تغییرشکل استفاده شده است. نرم‌افزار GEOSLOPE یک نرم‌افزار مبتنی بر روش تعادل حدی است که قابلیت محاسبه ضریب اطمینان با روش‌های متفاوت مانند فلنیوس، عمومی جانبو، اسپنسر و... را دارد. نرم‌افزار $FLAC^{3D}$ یک نرم‌افزار مبتنی بر روش تفاضل محدود است که برای حل مسائل در محیط‌های پیوسته به کار می‌رود.

در مقاله حاضر از روش اسپنسر و مدل رفتاری موهر-کولمب برای محاسبه ضریب اطمینان پایداری دیواره گود استفاده شده است. تحلیل‌های تغییرشکل با فرض کرنش مسطح انجام شده است. برای مدل‌سازی میخ‌ها و شاتکریت به ترتیب از المان‌های الاستیک تیر (beam) و پوسته (shell) استفاده شد [11]. برای تحلیل تغییرشکل از مدل رفتاری CYSOIL که یک مدل رفتاری پلاستیک با پوش (کلاسیک‌دار) و با کرنش سخت‌شونده است، استفاده شده است. پارامترهای اصلی این مدل رفتاری شامل زاویه اصطکاک داخلی (ϕ)، زاویه اتساع (ψ)، چسبندگی (c) و نسبت پواسون خاک (ν)، توان باربرداری (m) که برای تمامی تحلیل‌های مطالعه حاضر مطابق با پیش‌فرض آن در نرم‌افزار $FLAC^{3D}$ ۰/۵ فرض شد، ضریب بیش‌تحکیمی (OCR) که برای تمامی تحلیل‌ها ۱ در نظر گرفته شده است (خاک عادی تحکیم‌یافته)، فشار مرجع که در مطالعه حاضر برابر با فشار هوا ($P_{ref}=100 \text{ kPa}$) در نظر گرفته شده است و پارامترهای G_{ref} و R می‌شوند. پارامترهای G_{ref} و R به ترتیب از روابط (۱) و (۲) محاسبه می‌شوند.

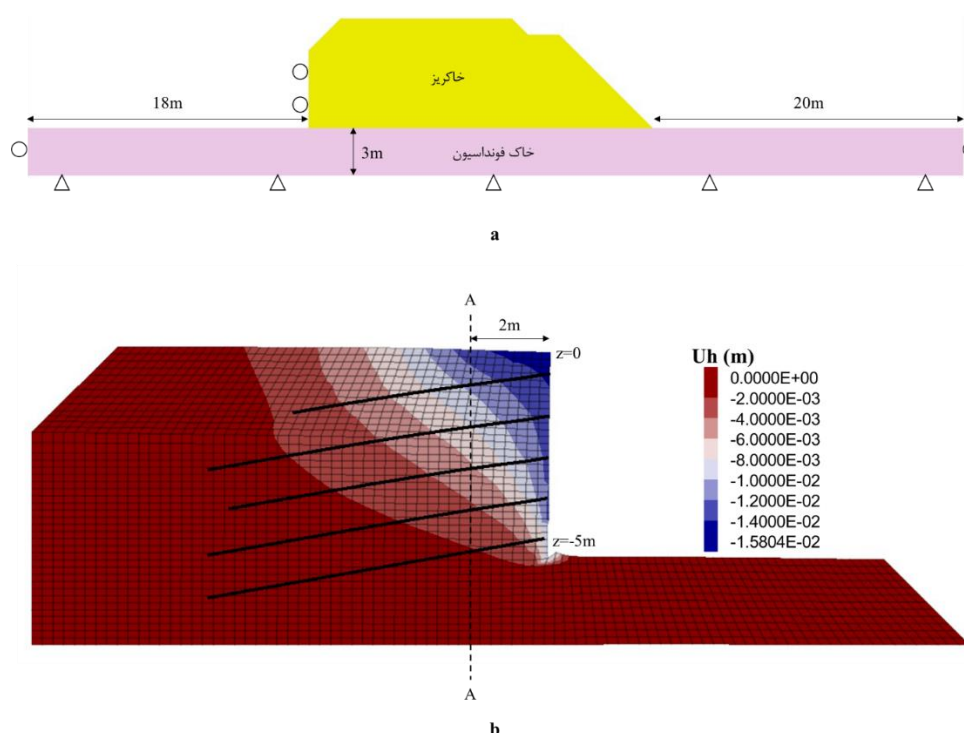
$$G_{ref} = \frac{E_{50}}{P_{ref}} \cdot \frac{(1-2\nu)}{2(1-\nu)} \quad (1)$$



شکل ۱ هندسه دیواره میخ‌گذاری شده در پروژه کلوتره [۱۲]

جدول ۱ مشخصات خاک خاکریز و فونداسیون [۱۲]

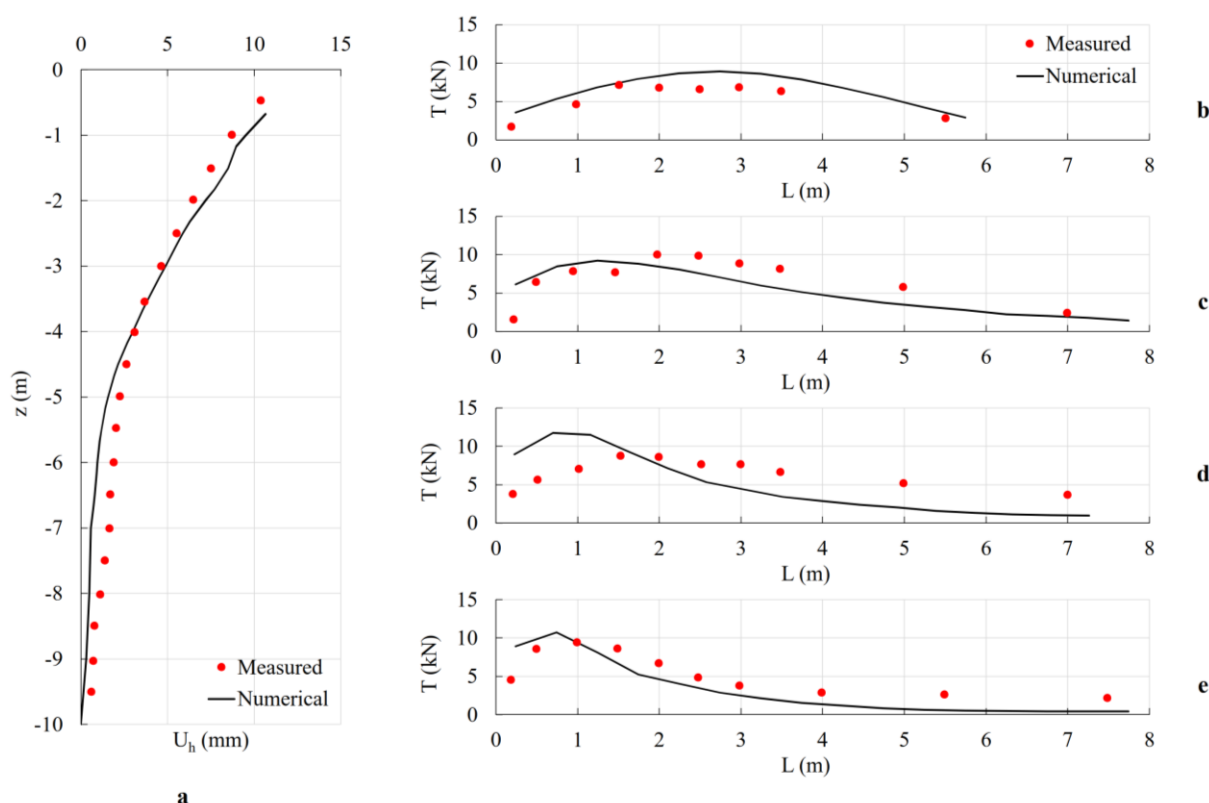
خاک فونداسیون	خاکریز	
۱۷/۰	۱۶/۱	وزن مخصوص γ ، (kN/m ³)
۷۰	۲۰	مدول بارگذاری سکانت در ۵۰٪ مقاومت برشی نهایی E_{50} ، (MPa)
۲۶/۳	۷/۵	مدول برشی حداکثر، G_{max} (MPa)
۰/۳۳	۰/۳۳	نسبت پواسون، ν
۰	۳	چسبندگی c ، (kPa)
۳۸	۳۸	زاویه اصطکاک داخلی (درجه)، ϕ
۲۰	۲۵	زاویه اتساع (درجه)، ψ
۰/۳۸۴	۰/۳۸۴	ضریب فشار جانبی خاک در حالت سکون، K_0



شکل ۲ (a) مدل عددی پروژه کلوتره، (b) کانتور جابه‌جایی افقی خاکریز در انتهای مرحله پنجم خاکبرداری

تنش‌های برجا با در نظر گرفتن ضریب فشار جانبی خاک در حالت سکون در مدل ایجاد شد. در ادامه عملیات خاکبرداری، نصب شاتکریت و میخ‌ها به صورت گام‌به‌گام تا عمق $z=-5m$ (شکل ۱) انجام شد. شکل ۲- (b) کانتور جابه‌جایی افقی (U_h) خاکریز در انتهای مرحله پنجم خاکبرداری را نشان می‌دهد.

برای مدل‌سازی عددی پروژه کلوتره، ابتدا هندسه مدل به صورتی که در شکل ۲- (a) نشان داده شده است، ساخته و شرایط مرزی مدل تعریف شد. همان‌طور که مشاهده می‌شود، مرز پایینی خاک فونداسیون در دو جهت و مرزهای دو طرف آن در جهت عمود بر صفحه بسته شده است. علاوه بر این، با فرض ناچیز و بی‌تأثیر بودن جابه‌جایی دیوار حائل بر نتایج مدل‌سازی، از مدل‌سازی دیوار حائل اجتناب و در عوض حرکت عمود بر صفحه خاکریز در محل دیوار حائل بسته شده است. سپس



شکل ۳ (a) پروفیل‌های عددی و اندازه‌گیری شده جابه‌جایی افقی در امتداد محور A-A، b تا e: مقایسه نمودارهای عددی و اندازه‌گیری شده نیروی کششی میخ برحسب فاصله از سرمیخ

۸/۹ (۷/۱)، ۹/۲ (۱۰)، ۱۱/۷ (۸/۸) و ۱۰/۷ (۹/۴) کیلونیوتن است که به ترتیب اختلاف ۲۳٪، ۸٪، ۲۸٪ و ۱۳٪ با یکدیگر دارند.

معرفی روش‌های طراحی سستی و پیشنهادی

در مطالعه حاضر صرف‌نظر از روش طراحی (سستی یا پیشنهادی)، زاویه میخ‌ها نسبت به افق ۱۰ درجه و فاصله افقی هر ردیف میخ برابر با فاصله قائم آن فرض شده است. البته برای یک تا دو ردیف انتهایی میخ (نزدیک به کف گود) ممکن است فاصله قائم با فاصله افقی میخ برابر نباشد. حداقل قطر میلگرد و حداکثر فاصله میخ‌ها مطابق با راهنمای FHWA به ترتیب ۲۵ mm و ۲ در نظر گرفته شده است. حداکثر قطر میلگرد و حداقل فاصله میخ‌ها با توجه به شرایط اجرایی ۳۲×۲ mm (دو میلگرد با قطر ۳۲ mm) و ۱ m در نظر گرفته شده است. حداکثر طول میخ‌ها در بازه H - ۱/۷ تا ۰/۷ برابر ارتفاع دیواره گود) فرض

شکل ۳ (a) پروفیل‌های جابه‌جایی افقی اندازه‌گیری شده و عددی در امتداد محور A-A (شکل ۲b) که در فاصله ۲ m از شاتکریت قرار دارد را مقایسه می‌کند. همان‌طور که مشاهده می‌شود، پروفیل‌های اندازه‌گیری شده و عددی سازگار خوبی با یکدیگر دارند. مقادیر جابه‌جایی افقی اندازه‌گیری شده و عددی در تاج دیواره به ترتیب حدود ۱۰/۶ mm و ۱۰/۴ mm است که اختلافی حدود ۲٪ دارند. شکل ۳-b تا شکل ۳-e به ترتیب نمودارهای نیروی کششی اندازه‌گیری شده و عددی برحسب فاصله از سرمیخ در میخ‌های اول تا چهارم را مقایسه می‌کند. همان‌طور که مشاهده می‌شود، مدل‌سازی عددی روند کلی تغییرات نیروی کششی در طول میخ‌ها را به صورت قابل قبولی بازتولید کرده است. مقادیر عددی حداکثر نیروی کششی در طول میخ برای میخ‌های اول، سوم و چهارم نسبت به مقادیر متناظر اندازه‌گیری شده بیشتر اما برای میخ دوم کمتر است. مقادیر عددی (اندازه‌گیری شده) حداکثر نیروی کششی میخ‌ها به ترتیب

رديف ميخ (بعدي) عبور مي‌کنند. با کنترل ضريب اطمینان، دو حالت ممکن است رخ دهد: حالت اول: ضريب اطمینان از مقدار مورد نیاز بزرگتر است. در این حالت، طراحی ميخ به پایان می‌رسد. حالت دوم: ضريب اطمینان از حداقل مقدار مورد نیاز کوچکتر است. در این حالت با افزایش قطر یا کاهش فاصله ميخ یا هر دو، ضريب اطمینان تأمین می‌شود. این که کدام گزینه (افزایش قطر یا کاهش فاصله ميخ یا هر دو) برای تقویت طرح ميخ انتخاب شود، بستگی به تجربه طراح، شرایط خاک، قضاوت مهندسی، قیمت میلگرد و هزینه اجرای گمانه (حفاری و تزریق) دارد.

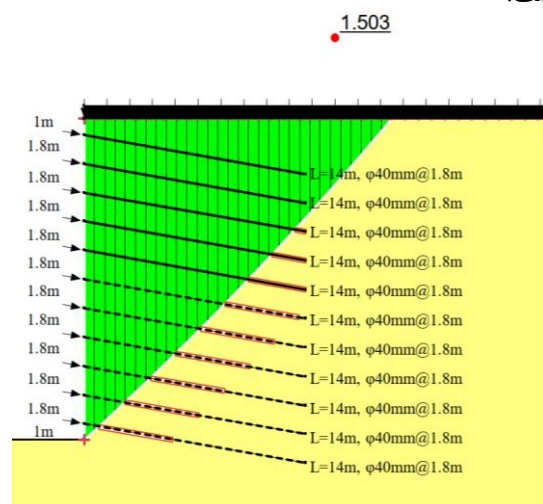
طراحی سایر ردیف‌های ميخ مشابه اولین ردیف ميخ با کنترل ضريب اطمینان پایداری برای هر ردیف و اصلاح طرح آن به صورت گام به گام تا کف گود انجام می‌شود.

در انتها، طول‌های اضافی ميخ‌هایی که ظرفیت مجاز بیرون‌کشش (حاصل ضرب مقاومت مجاز بیرون‌کشش در طولی از ميخ که پشت گوه گسیختگی قرار دارد) از ظرفیت مجاز کششی میلگرد آنها بزرگتر است، تا حد ممکن کوتاه می‌شود به طوری که ظرفیت‌های مجاز بیرون‌کشش و کششی میلگرد تقریباً برابر شود. البته باید کنترل شود که کوتاه کردن ميخ‌ها موجب کمتر شدن ضريب اطمینان پایداری از مقدار مورد نیاز نشود.

شکل (۵) و شکل (۶) مراحل طراحی میخ‌گذاری براساس روش طراحی پیشنهادی برای یک دیواره ۲۰ m با ضريب اطمینان ۱/۵ را نشان می‌دهد. ارتفاع دیواره و مشخصات خاک مشابه مدل قبلی با روش طراحی سنتی است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، ضرایب اطمینان پایداری برای تمامی ردیف‌های ميخ از مقدار مورد نیاز بزرگتر است. شکل (۷) طرح نهایی میخ‌گذاری با روش پیشنهادی را نشان می‌دهد. روش طراحی پیشنهادی این امکان را فراهم می‌آورد که چگالی ميخ‌ها در عمق دیواره متناسب با افزایش عمق (افزایش وزن گوه گسیختگی) تنظیم شود. همان‌طور که مشاهده می‌شود، با افزایش عمق، قطر میلگرد ميخ‌ها افزایش و فاصله آنها کاهش می‌یابد. در ردیف‌های بالایی، ميخ‌هایی با قطر ۲۵ mm با فاصله ۲ m برای تأمین پایداری دیواره کافی است. اما در ردیف‌های پایینی، چگالی ميخ‌ها افزایش می‌یابد (ميخ‌های ۳۲×۲ mm با فاصله ۱/۶).

شده است. هم‌چنین مطابق با راهنمای FHWA، ضريب اطمینان‌های جزئی مقاومت کششی میلگرد و مقاومت بیرون‌کشش ميخ به ترتیب ۱/۸ و ۲ لحاظ شده است.

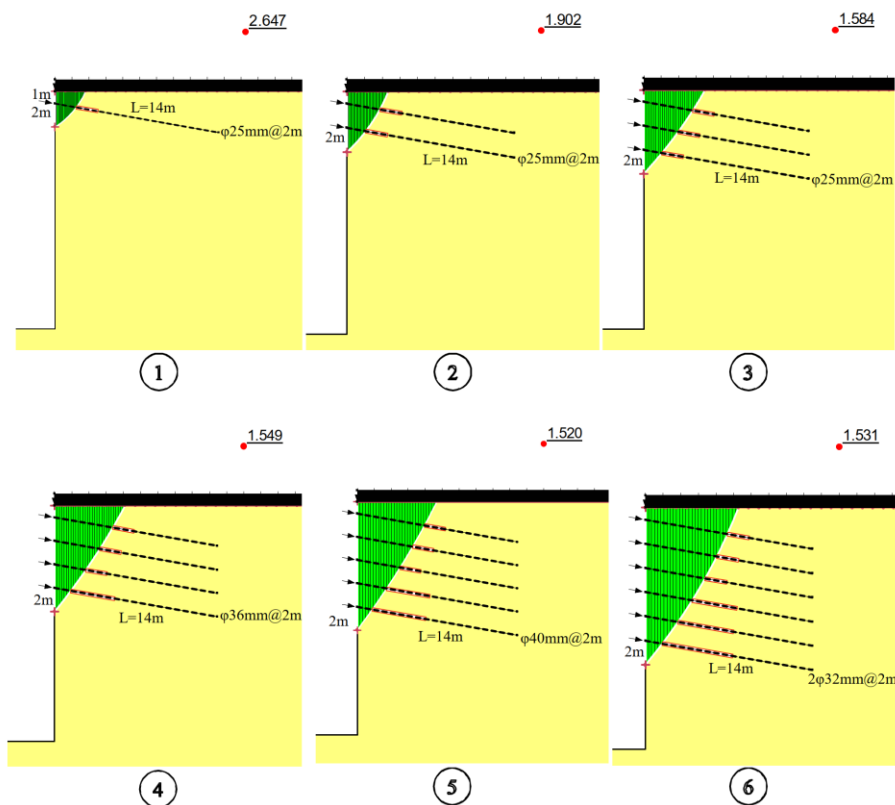
در روش طراحی سنتی، طول، قطر و فاصله ميخ‌ها در عمق گود ثابت است. طول، قطر و فاصله ميخ‌ها طوری انتخاب می‌شود که ضريب اطمینان پایداری مورد نیاز برای دیواره گود تأمین شود. (شکل ۴) طرح میخ‌گذاری براساس روش سنتی برای یک دیواره ۲۰ m با ضريب اطمینان پایداری $FOS=1/5$ را نشان می‌دهد. طول، قطر و فاصله ميخ‌ها در طرح میخ‌گذاری با روش سنتی به ترتیب ۱۴ mm، ۴۰ mm و ۱/۸ است. مشخصات خاک مدل $\psi=6^\circ$ ، $\phi=36^\circ$ ، $v=0/3$ ، $E_{50}=57 \text{ MPa}$ ، $\gamma=17/8 \text{ kN/m}^3$ ، $c=10 \text{ kPa}$ ، $K_0=0/412$ و $q_u=400 \text{ kPa}$ (مقاومت نهایی بیرون‌کشش) است. سربار سطح زمین $Q=10 \text{ kPa}$ فرض شده است.



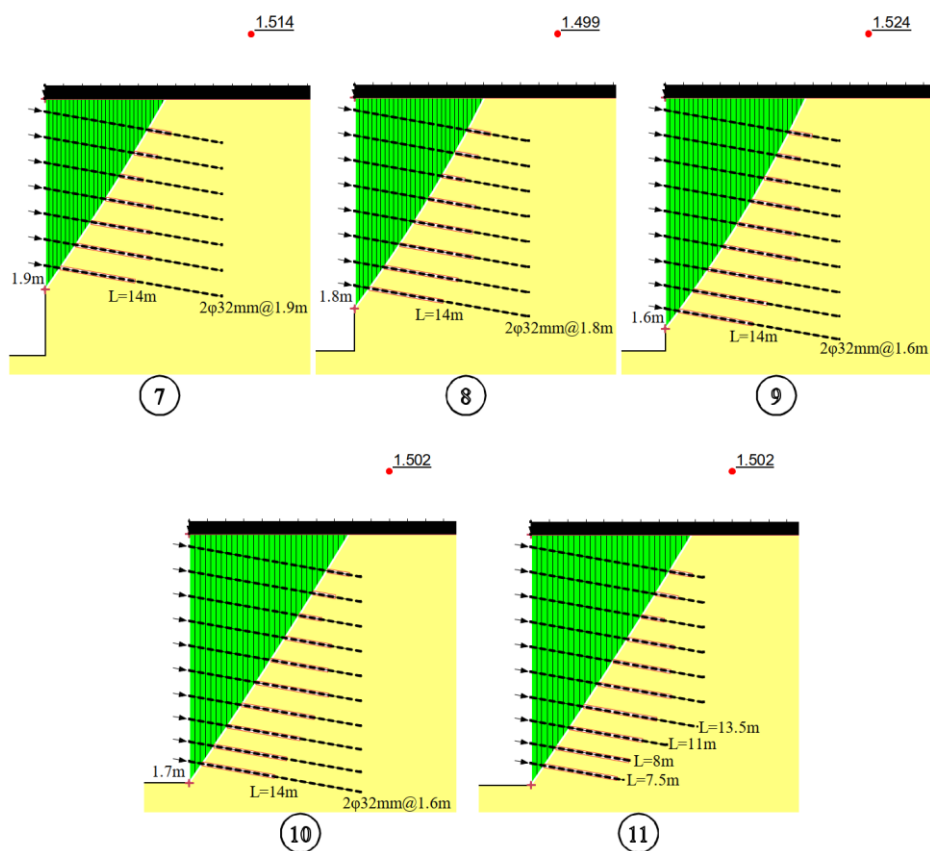
شکل ۴ طرح میخ‌گذاری با روش سنتی برای یک دیواره ۲۰ m با ضريب اطمینان ۱/۵

در روش طراحی پیشنهادی برخلاف روش طراحی سنتی، طول، فاصله و قطر ميخ‌ها در عمق گود می‌تواند تغییر کند. طراحی میخ‌گذاری با روش پیشنهادی به صورت گام به گام از بالا به پایین دیواره گود انجام می‌شود که به صورت خلاصه شامل مراحل زیر است:

اولین ردیف ميخ نصب می‌شود. در ابتدا حداقل قطر و حداکثر فاصله (اقتصادی‌ترین حالت) برای آن در نظر گرفته می‌شود. سپس ضريب اطمینان کنترل می‌شود. برای کنترل ضريب اطمینان، تنها گوه‌های لغزشی در نظر گرفته می‌شود که از پایین محدوده فاصله قائم اولین ردیف ميخ (محل نصب



شکل ۵. مراحل اول تا ششم طراحی میخ‌گذاری براساس روش پیشنهادی برای یک دیواره ۲۰ m با ضریب اطمینان ۱/۵



شکل ۶. مراحل هفتم تا یازدهم طراحی میخ‌گذاری براساس روش پیشنهادی برای یک دیواره ۲۰ m با ضریب اطمینان ۱/۵

۰/۰۰۵۴ و ۰/۰۰۳۷ به دست می‌آید. بنابراین روش طراحی پیشنهادی نسبت به روش سنتی موجب کاهش ۳۱٪ چگالی حجمی طرح میخ‌گذاری شده است که از لحاظ اقتصادی قابل توجه است.

برخلاف بسیاری از تحقیقات پیشین [۹-۲] که تنها فاکتور ضریب اطمینان را در بهینه‌سازی طرح میخ‌گذاری در نظر گرفتند، مطالعه حاضر به فاکتور تغییرشکل نیز توجه داشته است. در تحلیل تغییرشکل، مدول الاستیسته مصالح میخ و شاتکریت به ترتیب ۲۰ GPa و ۲۰ GPa و نسبت پواسون آنها به ترتیب ۰/۲ و ۰/۱۵ فرض شد. شکل ۸ هندسه مدل گود و شرایط مرزی را نشان می‌دهد. ابعاد مدل و چگالی مش براساس [۱۳] انتخاب شده است. مراحل مدل‌سازی تحلیل تغییرشکل بدین صورت بود که ابتدا تنش‌های برجا داخل محیط خاکی ایجاد شد. در ادامه خاک موجود در ناحیه خاکبرداری به صورت گام به گام با حداکثر ارتفاع ۲ متر تا کف گود برداشته و نیل‌های موجود در محدوده هر پانل خاکبرداری شده نصب شد.

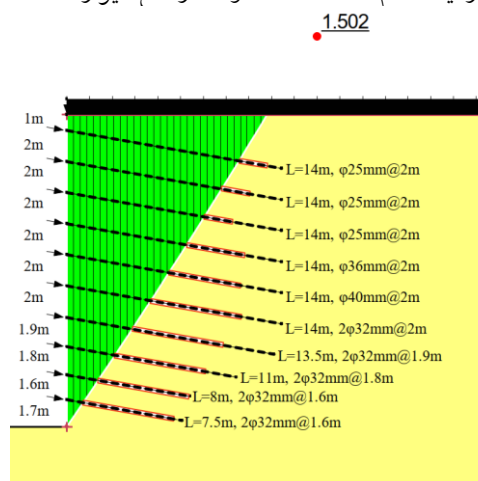
شکل ۹ و شکل ۱۰ به ترتیب کانتورهای جابه‌جایی کل دیواره گود برای طرح‌های میخ‌گذاری با دو روش سنتی و پیشنهادی را نشان می‌دهد. مقادیر جابه‌جایی کل در تاج دیواره گود برای این طرح‌ها به ترتیب ۳۵ و ۳۶ mm است که تقریباً برابرند.

در مجموع مقایسه طرح‌های میخ‌گذاری با دو روش سنتی و پیشنهادی برای مدل در نظر گرفته نشان می‌دهد روش طراحی پیشنهادی علی‌رغم کاهش قابل توجه طول حفاری و وزن میلگرد مصرفی (اقتصادی کردن طرح میخ‌گذاری) چندان موجب افزایش تغییرشکل دیواره گود نیز نمی‌شود.

توزیع بهینه میخ‌ها متناسب با عمق در روش طراحی پیشنهادی موجب اقتصادی‌تر شدن طرح میخ‌گذاری در مقایسه با روش طراحی سنتی می‌شود. به منظور مقایسه اقتصادی طرح‌های میخ‌گذاری با دو روش سنتی و پیشنهادی، چگالی حجمی (مجموع حجم میخ‌ها تقسیم بر مساحت دیواره گود) این دو طرح مقایسه می‌شود. چگالی حجمی (D_v) برای یک طرح میخ‌گذاری به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$D_v = \frac{\sum_{i=1}^n L_i A_i / S_{h(i)}}{H} \quad (3)$$

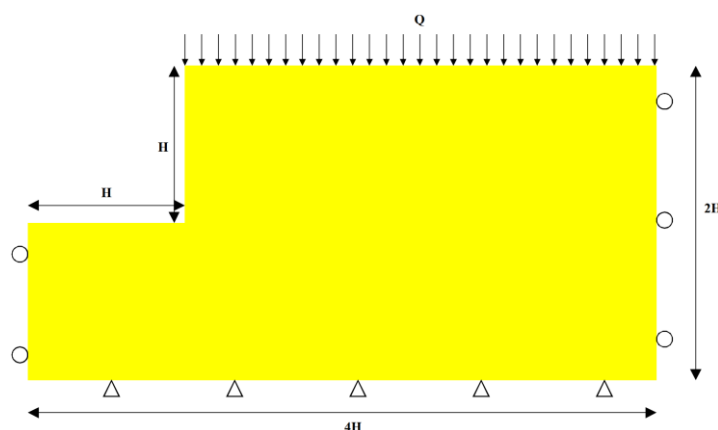
که در رابطه بالا، n تعداد ردیف میخ، L_i : طول میخ‌های ردیف i ام، $S_{h(i)}$: فاصله افقی میخ‌های ردیف i ام، A_i : سطح مقطع میخ‌های ردیف i ام ($A_i = \pi d_i^2 / 4$) و H ارتفاع دیواره است.



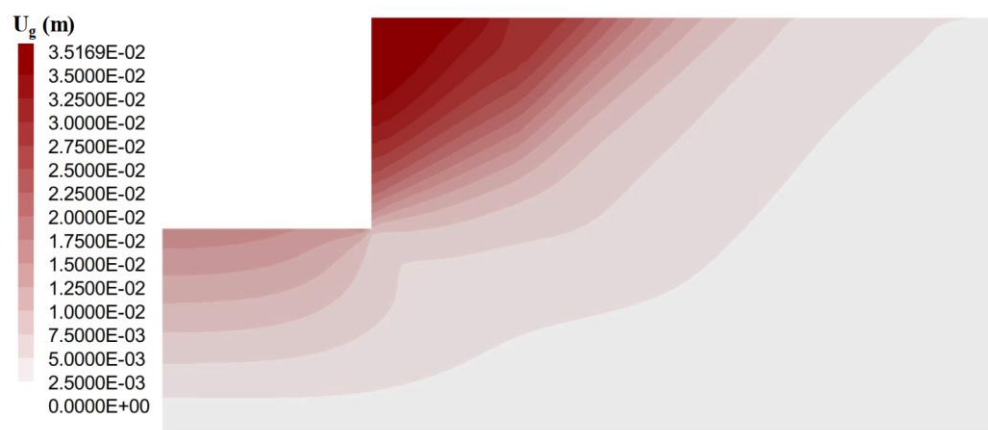
شکل ۷ طرح میخ‌گذاری با روش پیشنهادی برای یک دیواره ۲۰ m با

ضریب اطمینان ۱/۵

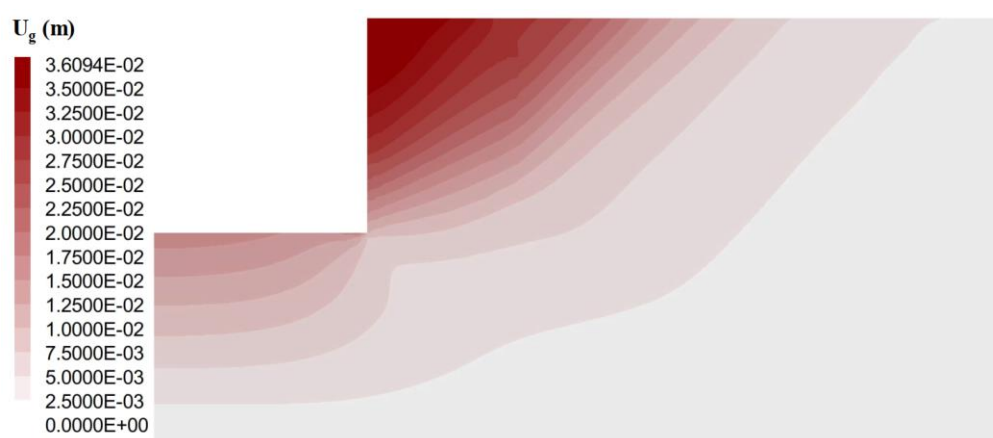
با استفاده از رابطه بالا، چگالی‌های حجمی طرح‌های میخ‌گذاری با دو روش طراحی سنتی و پیشنهادی به ترتیب



شکل ۸ ابعاد و شرایط مرزی مدل گود در مطالعه پارامتری



شکل ۹ کانتور تغییر شکل کل برای طرح میخ گذاری با روش سستی برای دیواره ۲۰ m



شکل ۱۰ کانتور تغییر شکل کل برای طرح میخ گذاری با روش پیشنهادی برای دیواره ۲۰ m

جدول ۲ جزئیات مطالعه پارامتری

FOS	Q (kPa)	H (m)	c (kPa)	نوع خاک
۱/۵	۱۰	۱۰	۱۰	شل، متوسط و متراکم
۱/۵	۱۰	۱۵	۱۰	شل، متوسط و متراکم
۱/۵	۱۰	۲۰	۱۰	شل، متوسط و متراکم
۱/۵	۱۰	۱۵	۲۰	شل، متوسط و متراکم
۱/۵	۱۰	۱۵	۳۰	شل، متوسط و متراکم
۱/۵	۲۰	۱۵	۱۰	شل، متوسط و متراکم
۱/۵	۴۰	۱۵	۱۰	شل، متوسط و متراکم
۱/۳۵	۱۰	۱۵	۱۰	شل، متوسط و متراکم
۲	۱۰	۱۵	۱۰	شل، متوسط و متراکم

جدول ۳ مشخصات انواع خاک مورد استفاده در مطالعه پارامتری

نوع خاک	γ (kN/m ³)	ϕ°	q_u (kPa)	E_{50} (MPa)
شل	۱۶/۶	۳۰	۲۰۰	۳۰
متوسط	۱۷/۸	۳۶	۴۰۰	۵۷
متراکم	۱۸/۷	۴۱	۶۰۰	۹۰

چگالی حجمی و تغییرشکل، از دو کمیت اختلاف چگالی حجمی و نسبت تغییرشکل استفاده می‌شود. اختلاف چگالی حجمی به صورت درصد (%) کاهش چگالی حجمی طرح پیشنهادی نسبت به طرح سنتی تعریف می‌شود. بدیهی است هر چه اختلاف چگالی حجمی بیشتر باشد، بدین معنی است که طرح پیشنهادی نسبت به طرح سنتی اقتصادی‌تر است. نسبت تغییرشکل برابر با نسبت تغییرشکل کل تاج دیواره گود در طرح پیشنهادی به مقدار متناظر آن در طرح سنتی تعریف می‌شود. در مطالعه حاضر، نسبت تغییرشکل همواره بزرگ‌تر از یک است. به عنوان مثال، اختلاف چگالی حجمی و نسبت تغییرشکل برای مدل نشان داده شده در بخش قبل به ترتیب برابر با $0.31 = (0.0054 / (0.0037 - 0.0054))$ و $1.03 = 36/35$ است.

شکل (۱۱) تغییرات اختلاف چگالی حجمی و نسبت تغییرشکل برای انواع خاک با افزایش عمق گود را نشان می‌دهد. همان‌طور که در شکل (۱۱-ا) مشاهده می‌شود، صرف‌نظر از نوع خاک، اختلاف چگالی حجمی با افزایش عمق گود افزایش می‌یابد. با افزایش عمق گود از ۱۰ m به ۲۰، اختلاف چگالی حجمی برای خاک شل از ۲۴٪ به ۳۶٪، خاک متوسط از ۲۸٪ به ۳۸٪ و برای خاک متراکم از ۱۲٪ به ۴۳٪ افزایش می‌یابد. بیشترین تغییرات در خاک متراکم رخ داده است. همان‌طور که دیده می‌شود، اختلاف چگالی حجمی برای عمق‌های ۱۵ m و ۲۰ با افزایش تراکم خاک افزایش می‌یابد. اما برای عمق ۱۰ m، ابتدا با تغییر نوع خاک از شل به متوسط افزایش و سپس با تغییر نوع خاک از متوسط به متراکم به صورت قابل توجهی کاهش می‌یابد. همان‌طور که در شکل (۱۱-ب) نشان داده شده است، بر خلاف اختلاف چگالی حجمی، روند تغییرات نسبت تغییرشکل با افزایش ارتفاع گود ثابت نیست. برای خاک شل، تقریباً نسبت تغییرشکل با افزایش ارتفاع گود ثابت می‌ماند. برای خاک متوسط، با افزایش ارتفاع گود از ۱۰ m به ۱۵، نسبت تغییرشکل از ۱/۲۲

به منظور دستیابی به طرح بهینه در هر یک از روش‌های طراحی (سنتی یا پیشنهادی)، مراحل طراحی این روش‌ها مطابق با توضیحات بخش قبل در قالب دو برنامه کامپیوتری در نرم‌افزار MATLAB پیاده‌سازی شد. با ایجاد یک لینک میان نرم‌افزارهای GEOSLOPE و MATLAB، از قابلیت نرم‌افزار GEOSLOPE برای محاسبه ضریب اطمینان پایداری دیواره استفاده شد. ایجاد این لینک را می‌توان از نوآوری‌های مطالعه حاضر دانست. در برنامه‌های کامپیوتری نوشته شده، متغیرهای طراحی شامل طول، قطر و فاصله میخ‌ها با استفاده از یک دستور حلقه تغییر داده شد تا طرح‌های بهینه با کمینه کردن چگالی حجمی طرح میخ‌گذاری (D_v) به دست آید. بدین ترتیب یک طرح بهینه براساس روش طراحی سنتی و یک طرح بهینه براساس روش طراحی پیشنهادی برای هر مدل به دست آمد (درمجموع ۵۴ طرح بهینه با دو روش سنتی و پیشنهادی برای تمامی مدل‌ها در جدول ۲). جدول ۴ دامنه تغییرات متغیرهای طراحی شامل طول، قطر و فاصله میخ را نشان می‌دهد. در انتها تحلیل‌های تغییرشکل طرح‌های بهینه با دو روش سنتی و پیشنهادی (درمجموع ۵۴ تحلیل تغییرشکل) با استفاده از نرم‌افزار FLAC^{3D} انجام شد.

جدول ۴ دامنه تغییرات متغیرهای طراحی

متغیرهای طراحی	دامنه تغییرات
طول میخ	$0.7H$ ، $0.8H$ ، $0.9H$ و $1H$
قطر میخ	۲۵، ۳۲، ۳۶، ۴۰ و ۴۲×۳۲ mm
فاصله میخ	۱ m، $1/1$ ، $1/2$ ، $1/3$ ، $1/4$ ، $1/5$ ، $1/6$ ، $1/7$ ، $1/8$ ، $1/9$ و ۲

نتایج و بحث

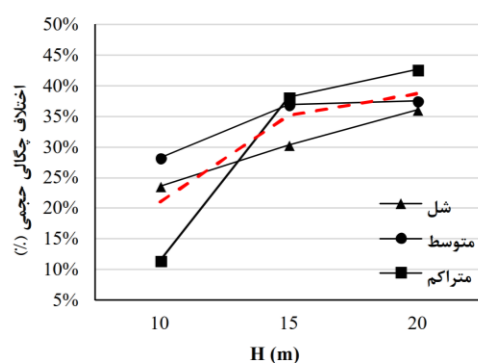
به منظور مقایسه طرح‌های سنتی و پیشنهادی از منظرهای

می‌ماند. برای خاک متوسط، ابتدا با افزایش چسبندگی از ۱۰ kPa به ۳۰، اختلاف چگالی حجمی از ۳۷٪ به ۴۳٪ افزایش و سپس با افزایش چسبندگی از ۲۰ kPa به ۳۰، به صورت قابل توجهی از ۴۳٪ به ۸٪ کاهش می‌یابد. برای خاک متراکم، با افزایش چسبندگی از ۱۰ kPa به ۳۰، اختلاف چگالی حجمی به صورت پیوسته از ۳۸٪ به ۱۵٪ کاهش می‌یابد. همان‌طور که در شکل ۱۲- (b) مشاهده می‌شود، نسبت تغییر شکل برای خاک شل با افزایش چسبندگی تقریباً ثابت می‌ماند. با افزایش چسبندگی از ۱۰ kPa به ۳۰، نسبت تغییر شکل برای خاک متوسط از ۱/۰۳ به ۱/۱۴ افزایش و برای خاک متراکم از ۱/۲۷ به ۱/۰۶ کاهش می‌یابد. با افزایش چسبندگی خاک از ۱۰ kPa به ۳۰، میانگین اختلاف چگالی حجمی از ۳۵٪ به ۱۶٪ و میانگین نسبت تغییر شکل از ۱/۱۵ به ۱/۱۱ کاهش می‌یابد.

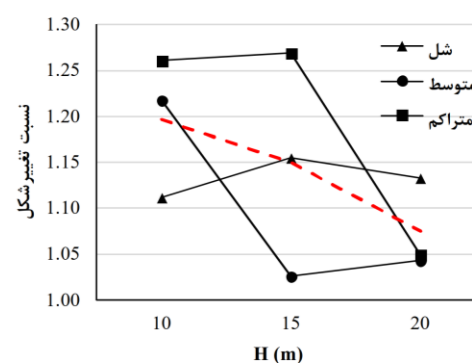
به ۱/۰۴ کاهش می‌یابد و سپس تقریباً ثابت می‌ماند. برای خاک متراکم، با افزایش ارتفاع گود از ۱۰ m به ۱۵، نسبت تغییر شکل ثابت می‌ماند و سپس با افزایش آن از ۱۵ m به ۲۰، از ۱/۲۶ به ۱/۰۵ کاهش می‌یابد.

میانگین اختلاف چگالی حجمی و نسبت تغییر شکل برای انواع خاک با خط چین در شکل (۱۱) نشان داده شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، با افزایش عمق گود از ۱۰ m به ۲۰، میانگین اختلاف چگالی حجمی از ۲۱٪ به ۳۹٪ افزایش و میانگین نسبت تغییر شکل از ۱/۲۰ به ۱/۰۸ کاهش می‌یابد.

شکل (۱۲) تغییرات اختلاف چگالی حجمی و نسبت تغییر شکل برای انواع خاک با افزایش چسبندگی خاک را نشان می‌دهد. همان‌طور که در شکل (۱۲- a) دیده می‌شود، برای خاک شل، با افزایش چسبندگی از ۱۰ kPa به ۲۰، اختلاف چگالی حجمی از ۳۰٪ به حدود ۲۵٪ کاهش می‌یابد و سپس ثابت

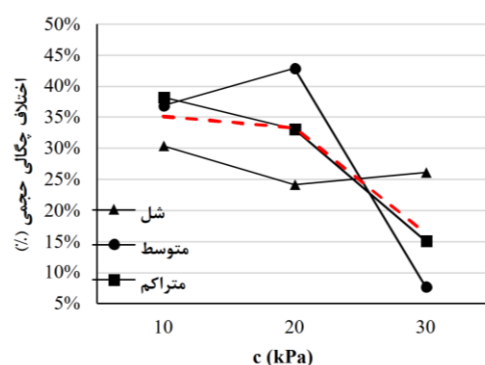


a

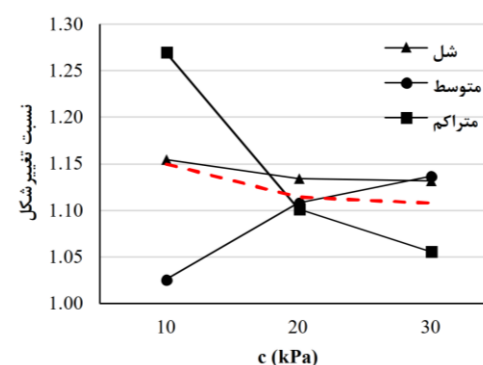


b

شکل ۱۱ تغییرات (a) اختلاف چگالی حجمی و (b) نسبت تغییر شکل برای انواع خاک با افزایش عمق گود (FOS=۱/۵ و Q=۱۰ kPa, c=۱۰ kPa)



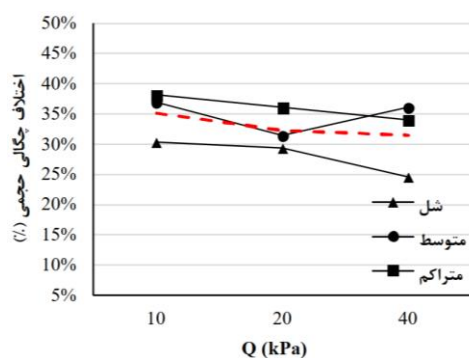
a



b

شکل ۱۲ تغییرات (a) اختلاف چگالی حجمی و (b) نسبت تغییر شکل برای انواع خاک با افزایش چسبندگی خاک (FOS=۱/۵ و Q=۱۰ kPa, H=۱۵ m)

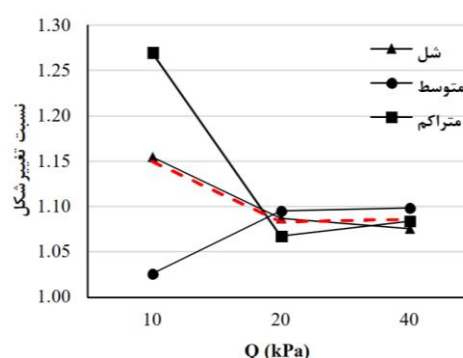
برای خاک شل از ۰.۴۰٪ به ۰.۲۳٪ و برای خاک متراکم از ۰.۳۸٪ به ۰.۳۵٪ کاهش می‌یابد. برای خاک متوسط، با افزایش ضریب اطمینان از ۱/۳۵ به ۱/۵، اختلاف چگالی حجمی از ۰.۳۴٪ به ۰.۳۷٪ افزایش و سپس با افزایش ضریب اطمینان از ۱/۵ به ۲، اختلاف چگالی حجمی از ۰.۳۷٪ به ۰.۳۲٪ کاهش می‌یابد. افزایش ضریب اطمینان بیشترین تأثیر را برای خاک شل دارد. با افزایش ضریب اطمینان از ۱/۳۵ به ۱/۵، نسبت تغییرشکل برای خاک شل از ۱/۰۸ به ۱/۱۵ و برای خاک متراکم از ۱/۱۴ به ۱/۲۷ افزایش می‌یابد اما برای خاک متوسط، از ۱/۱۵ به ۱/۰۳ کاهش می‌یابد. با افزایش ضریب اطمینان از ۱/۵ به ۲، نسبت تغییرشکل برای خاک شل از ۱/۱۵ به ۱/۰۸ و برای خاک متراکم از ۱/۲۷ به ۱/۰۱ کاهش می‌یابد اما برای خاک متوسط، از ۱/۰۳ به ۱/۰۹ افزایش می‌یابد. با افزایش ضریب اطمینان، میانگین اختلاف چگالی حجمی از ۰.۳۷٪ به ۰.۳۰٪ کاهش می‌یابد. هم‌چنین با افزایش ضریب اطمینان از ۱/۱۲ به ۱/۱۵، میانگین نسبت تغییرشکل از ۱/۱۲ به ۱/۱۵ افزایش و سپس با افزایش ضریب اطمینان از ۱/۵ به ۲، میانگین نسبت تغییرشکل از ۱/۱۵ به ۱/۰۶ کاهش می‌یابد.



a

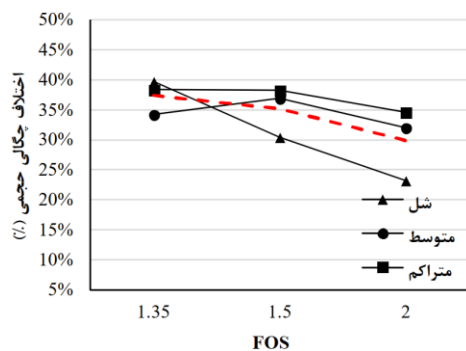
شکل ۱۳) تغییرات اختلاف چگالی حجمی و نسبت تغییرشکل برای انواع خاک با افزایش سربار را نشان می‌دهد. همان‌طور که در شکل ۱۳-a) مشاهده می‌شود، صرف‌نظر از مدل خاک متوسط با سربار ۴۰ kPa، اختلاف چگالی حجمی با افزایش سربار به‌صورت جزئی کاهش می‌یابد. با افزایش سربار از ۱۰ kPa به ۴۰، اختلاف چگالی حجمی برای خاک شل از ۳۰٪ به ۲۵٪ و برای خاک متراکم از ۳۸٪ به ۳۴٪ کاهش می‌یابد. برای انواع خاک، با افزایش سربار از ۱۰ kPa به ۲۰، نسبت تغییرشکل کاهش و سپس تقریباً ثابت می‌ماند. با افزایش سربار از ۱۰ kPa به ۴۰، میانگین اختلاف چگالی حجمی از ۳۵٪ به ۳۲٪ کاهش می‌یابد. هم‌چنین با افزایش سربار از ۱۰ kPa به ۲۰، میانگین نسبت تغییرشکل از ۱/۱۵ به حدود ۱/۰۸ کاهش می‌یابد و سپس ثابت می‌ماند.

شکل ۱۴) تغییرات اختلاف چگالی حجمی و نسبت تغییرشکل برای انواع خاک با افزایش ضریب اطمینان طراحی را نشان می‌دهد. همان‌طور که در شکل ۱۴-a) مشاهده می‌شود، با افزایش ضریب اطمینان از ۱/۳۵ به ۲، اختلاف چگالی حجمی

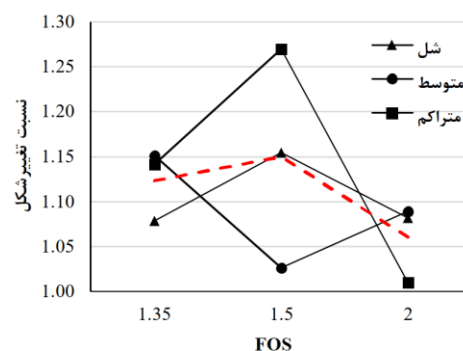


b

شکل ۱۳ تغییرات (a) اختلاف چگالی حجمی و (b) نسبت تغییرشکل برای انواع خاک با افزایش سربار (H=۱۵ m, c=۱۰ kPa و FOS=۱/۵)



a



b

شکل ۱۴ تغییرات (a) اختلاف چگالی حجمی و (b) نسبت تغییرشکل برای انواع خاک با افزایش ضریب اطمینان طراحی

$$(Q=۱۰ \text{ kPa و } c=۱۰ \text{ kPa, H=۱۵ m})$$

جمع‌بندی و نتیجه‌گیری

مطالعه حاضر یک روش طراحی برای دیواره‌های میخ‌گذاری شده ارائه می‌دهد. در روش طراحی پیشنهادی برخلاف روش طراحی سنتی، طول، قطر و فاصله میخ‌ها می‌تواند تغییر کند. در روش طراحی پیشنهادی، طراحی ردیف‌های میخ به‌صورت گام‌به‌گام از بالا به پایین و با کنترل ضریب اطمینان پایداری برای هر کدام از ردیف‌های میخ انجام می‌شود.

در مطالعه حاضر، ابتدا با انجام یک آزمون صحت‌سنجی، مفروضات و روند مدل‌سازی عددی اعتبارسنجی شد. سپس یک مطالعه پارامتری جامع با تغییر در نوع خاک، عمق گود، چسبندگی خاک، سربار و ضریب اطمینان پایداری شامل ۲۷ مدل انجام شد. در این مطالعه پارامتری، ابتدا طرح‌های میخ‌گذاری با دو روش طراحی سنتی و پیشنهادی برای تمامی مدل‌ها بدست آمد (مجموعاً ۵۴ طرح میخ‌گذاری). برای بهینه‌سازی طرح‌ها و همچنین رفع خطای انسانی در پروسه طراحی، دو برنامه کامپیوتری در نرم‌افزار MATLAB برای طراحی میخ‌گذاری با روش‌های سنتی و پیشنهادی پیاده‌سازی شد. در این برنامه‌های کامپیوتری، یک لینک میان نرم‌افزارهای MATLAB و GEOSLOPE برای محاسبه ضریب اطمینان پایداری دیواره ایجاد شد که از نوآوری‌های مطالعه حاضر محسوب می‌شود. سپس تحلیل‌های تغییرشکل مدل‌های گود با استفاده از نرم‌افزار FLAC^{3D} انجام شد.

نتایج مهم مطالعه حاضر عبارتند از:

- ۱- روش طراحی پیشنهادی نسبت به سنتی، چگالی حجمی (مجموع حجم میلگردها تقسیم بر سطح دیواره گود) طرح میخ‌گذاری را از ۸٪ تا ۴۳٪ (به‌طور متوسط ۳۰٪) برای تمامی مدل‌ها در مطالعه پارامتری) کاهش داد که از لحاظ اقتصادی قابل توجه است.
- ۲- روش طراحی پیشنهادی نسبت به سنتی تغییرشکل کل تاج دیواره گود را از ۱٪ تا ۲۷٪ (به‌طور متوسط ۱۱٪) برای

مراجع

1. Ausilio, E., Conte, E., and Dente, G., "Seismic stability analysis of reinforced slopes", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 19, pp. 159-172, (2000).
2. Arvin, M.R., Ghavami, E., and Azari, M.M., "Optimization of Nail Inclination Angle in Soil Nail Walls Based on a

- Prevalent Limit Equilibrium Method", *Indian Geotechnical Journal*, Vol. pp. 20.
3. Cheuk, C.Y., Ho, K.K.S., and Lam, A.Y.T., "Influence of soil nail orientations on stabilizing mechanisms of loose fill slopes", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 50, pp. 1236-1249, (2013).
 4. Derghoum, R. and Meksaouine, M., "Numerical study for optimal design of soil nailed embankment slopes", *International Journal of Geo-Engineering*, Vol. 12, pp. 18, (2021).
 5. Juran, I., Baudrand, G., Farrag, K., and Elias, V., "Kinematical Limit Analysis for Design of Soil- Nailed Structures", *Journal of Geotechnical Engineering-Asce*, Vol. 116, pp. 54-72, (1990).
 6. Yazdi, J.S., Rahman, M.M., and Cameron, D.A., "Effect of nail layout variability on soil nailed wall analysis", *American Society of Civil Engineers (ASCE)*, (2014).
 7. Sabhahit, N., Basudhar, P.K., and Madhav, M.R., "A generalized procedure for the optimum design of nailed soil slopes", *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol. 19, pp. 437-452, (1995).
 8. Patra, C.R. and Basudhar, P.K., "Optimum design of nailed soil slopes", 4th International Symposium on Landmarks in Earth Reinforcement, Fukuoka, Japan, A a Balkema Publishers, (2001).
 9. Ortigao, J.A.R. and Palmeira, E.M., "Optimised design for soil nailed walls", 3rd International Conference on Ground Improvement Geosystems, Inst Civil Engineers, London, England, Thomas Telford Services Ltd, (1997).
 10. Fan, C.C. and Luo, J.H., "Numerical study on the optimum layout of soil-nailed slopes", *Computers and Geotechnics*, Vol. 35, pp. 585-599, (2008).
 11. FLAC3D, fast Lagrangian analysis of continua, Ver. 7, Itasca consulting group, Minneapolis, (2020).
 12. Unterreiner, P., Schlosser, F., and Benhamida, B., "Calculation of the displacements of a full scale experimental soil nailed wall-French National Research Project Clouterre", The practice of soil reinforcing in Europe: Proceedings of the symposium The practice of soil reinforcing in Europe organised by the Tenax Group under the auspices of the International Geosynthetics Society, and held at the Institution of Civil Engineers on 18 May 1995, Thomas Telford Publishing, (1995).
 13. Khodavardian, S., Hazeghian, M., and Mokhtari, M., "Three-dimensional Numerical Study of the Effect of Convex Corners on the Displacements Induced by Excavation for Soil-Nailed Walls", *Amirkabir Journal of Civil Engineering*, Vol. 53, pp. 7-7, (2021).



Numerical Investigation of the Seismic Behavior of Self-Centering Post-Tensioned Concrete Wall System with Friction-Based Damper*

Research Article

Sina Heyrani Moghaddam¹, Ahmad Shooshtari² 

DOI: [10.22067/jfcej.2022.71012.1044](https://doi.org/10.22067/jfcej.2022.71012.1044)

1. Introduction

Buildings designed based on common regulations usually have a permanent displacement at the end of severe earthquakes, and this residual drift causes economic costs and safety risks for residents. In recent years, researchers have proposed a novel system that can return to its original position after an earthquake and minimize damages to the structure. Therefore, using self-centering systems as a seismic force-resisting system fulfills this purpose by providing the restoring force. One of the self-centering systems is the post-tensioned (PT) concrete wall, in which vertical post-tensioned cables provide the desired restoring force.

2. Method

In this research, the proposed system of post-tensioned concrete wall with friction-based damper (FBD), post-tensioned concrete wall system with energy dissipators (ED) bars, and concrete shear wall system are modeled in OpenSees software as three-, six-, and ten-story frames. The mentioned models are subjected to cyclic loading and time history analysis. This research aims to investigate the impact of the friction-based damper on the behavior of the post-tensioned concrete wall system and compare the seismic parameters of this system with the post-tensioned concrete wall system with ED bars and concrete shear wall system.

3. Studied Models

The loading of the studied buildings was based on residential use and according to the ASCE7 code. Moreover, the design of beam and column sections was done according to the AISC code. The seismic design of structures (design of concrete shear wall as a seismic force-resisting system) has been done based on the seismic design category of D. Moreover, the height of stories in all buildings is 4 meters.

To compare the behavior of the three mentioned systems, frame B of the buildings was modeled in

OpenSees software. The post-tensioned cables and ED bars were placed in the cross-section of the PT concrete wall based on the recommended range of Yang and Lu's research. There were steel columns on both sides of the PT concrete wall system with FBD, and four friction-based dampers were used in each story between the concrete wall and the columns. In this system, compared to the PT concrete wall system with ED bars, the ED bars at the foot of the wall have been removed. It is worth mentioning that in the two systems, the wall is connected to the foundation in such a way that the wall has a rocking motion under the effect of lateral loads.

Table 1 shows the characteristics of the examined walls in the studied three-, six-, and ten-story frames and Table 2 specifies the area of the cables and ED bars of the PT concrete wall system with ED bars. Moreover, to make a better comparison of the seismic behavior between the three mentioned systems, the thickness and general rebars of the concrete walls, the strength of concrete, and the specifications of the frames were considered the same. Also, the ED bars are removed in the PT concrete wall system with FBD, and the friction dampers on both sides of the wall at 1-meter intervals (along the height wall) absorbed energy are used. The friction dampers used in this study are the L29 damper of Dal Lago et al.'s research. According to Figure 1, this damper consists of two steel angle sections and 2- and 5-mm steel plates.

4. Results and discussion

In this study, the seismic behavior of the PT concrete wall system with FBD was compared with PT concrete wall system with ED bars and conventional concrete shear wall system. For this purpose, the three mentioned systems were modeled as three-, six-, and ten-story frames in OpenSees software and were subjected to cyclic loading and response history analysis. Seven far-fault earthquake records from the FEMA-P695 code have been used to perform response history analysis.

*Manuscript received: 16 June 2021, Revised, 23 January 2022, Accepted, 23 July 2022.

¹ PhD of Structural Engineering, Department of Civil Engineering, Engineering Faculty, Ferdowsi University of Mashhad, Mashhad, Iran.

² Corresponding author. Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Engineering Faculty, Ferdowsi University of Mashhad, Mashhad, Iran. **Email:** ashoosht@um.ac.ir

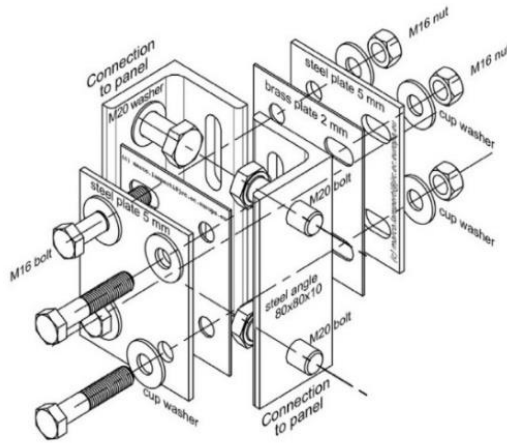


Figure 1. The friction-based damper

Table 1. The characteristics of the concrete walls

Model	Story	General Rebars	Wall Thickness (cm)	Concrete Strength (MPa)
3-story	2,3	$\phi 12@30$	25	20
	1	$\phi 16@30$		
6-story	6	$\phi 12@30$	35	30
	5	$\phi 16@30$		
	3,4	$\phi 22@30$		
	2	$\phi 25@30$		
	1	$\phi 28@30$		
10-story	10	$\phi 12@30$	45	45
	9	$\phi 16@30$		
	7,8	$\phi 22@30$		
	6	$\phi 25@30$		
	4,5	$\phi 28@30$		
	1,2,3	$\phi 32@30$		

Table 2. The total area of the cables and ED bars of the PT concrete wall with ED bars

Model	Cable Area (cm ²)	ED Bars Area (cm ²)
3-story	8	49.2
6-story	16	98.4
10-story	30	172.2

Based on the obtained results, unlike the other two systems, the PT concrete wall system with FBD had a lower resistance loss in the loading cycles. Moreover, the PT concrete wall systems with FBD and PT concrete wall systems with ED bars had self-centering behavior, and their residual drift after each loading cycles was almost equal to zero.

According to the responses from the PT concrete wall system with FBD for three-, six-, and ten-story buildings, the energy absorption coefficients in the total applied loading cycles were 4.89, 4.12, and 5.10, respectively. These values were 3.56, 2.94, and 2.53 for the PT concrete wall system with ED bars, respectively, and were 4.26, 4.10, and 2.97 for the concrete shear wall system, respectively. These values show that the PT concrete wall system with FBD has a higher total energy absorption than the other two systems. Moreover, the concrete shear wall system has more energy absorption compared to the PT

concrete wall system with ED bars in all three studied buildings.

Based on the responses of the maximum drift average of each story caused by seven far-fault earthquake records in three-story buildings, the variation range of this value for the PT concrete wall system with FBD is from 0.87 to 0.90 percent, while this range for PT concrete wall system with ED bars and the concrete shear wall system is 1.01 to 1.14 percent and 0.84 to 1.18 percent, respectively. For the six-story building, this range for the PT concrete wall system with FBD is from 0.94 to 1.06 percent, for the PT concrete wall system with ED bars is from 0.99 to 1.30 percent, and for the concrete shear wall system is from 0.44 to 1.33 percent. Moreover, in the ten-story building, for PT concrete wall systems with FBD, post-tensioned concrete wall system with ED bars, and concrete shear wall system, the average of maximum drift varies from 0.63 to 0.91, from 0.67 to 1.33, and from 0.41 to 1.30 percent, respectively. The average values of the maximum base shear obtained from seven earthquake records, and as a result, the maximum acceleration in three-, six-, and ten-story buildings with PT concrete wall system with FBD are less than the other two systems.

After the occurrence of an earthquake, in the PT concrete wall system with FBD, compared to the PT concrete wall system with ED bars and concrete shear wall system, it is possible to replace the damaged dampers and reuse this system with the lowest repair cost.



بررسی عددی رفتار لرزه‌ای سیستم دیوار بتنی پس کشیده مرکزگرا دارای میراگر اصطکاکی*

مقاله پژوهشی

DOI: 10.22067/jfci.2022.71012.1044



احمد شوشتری^۲

سینا حیرانی مقدم^۱

چکیده طراحی لرزه‌ای سازه‌ها باید به نحوی صورت گیرد که هزینه‌های تعمیر سازه پس از وقوع زلزله به حداقل برسند. سیستم‌های مرکزگرا هم‌چون دیوار بتنی پس‌کشیده این هدف را تأمین می‌کنند. در این پژوهش برای مقایسه رفتار لرزه‌ای سیستم پیشنهادی دیوار بتنی پس‌کشیده دارای میراگر اصطکاکی با سیستم دیوار بتنی پس‌کشیده دارای میلگردهای مستهلک‌کننده و دیوار برشی بتنی معمولی، سه سیستم مذکور در ساختمان‌های سه، شش و ده طبقه با استفاده از نرم‌افزار OpenSees تحت اثر بارگذاری چرخه‌ای و تحلیل تاریخچه‌زمانی قرار می‌گیرند. ضریب جذب انرژی در مجموع چرخه‌های بارگذاری اعمالی در دیوار بتنی پس‌کشیده دارای میراگر اصطکاکی برای سازه‌های سه، شش و ده طبقه به ترتیب ۱/۳۷، ۱/۴۰ و ۲/۰۲ برابر دیوار بتنی پس‌کشیده دارای میلگردهای مستهلک‌کننده و ۱/۱۵، ۱/۰۵ و ۱/۷۲ برابر دیوار برشی بتنی معمولی است. تحت اثر هفت رکورد زلزله اعمالی میانگین جابه‌جایی جانبی نسبی حداکثر طبقات پایین در سیستم دیوار برشی بتنی معمولی کمتر از دو سیستم دیگر و میانگین جابه‌جایی جانبی نسبی حداکثر در طبقات بالا در سیستم دیوار بتنی پس‌کشیده دارای میراگر اصطکاکی کمتر از سایر سیستم‌ها است.

واژه‌های کلیدی دیوار بتنی پس‌کشیده مرکزگرا، میراگر اصطکاکی، میلگردهای مستهلک‌کننده، بارگذاری چرخه‌ای، تحلیل تاریخچه‌زمانی.

Numerical Investigation of the Seismic Behavior of Self-centering Post-tensioned Concrete Wall System with Friction-based Damper

Sina Heyrani Moghaddam

Ahmad Shooshtari

Abstract The seismic design of buildings ought to be done to decrease the expenses of building repairing after an earthquake. Self-centering systems such as the post-tensioned concrete wall can provide this purpose. In this study, to evaluate the seismic behavior of the post-tensioned concrete wall with friction-based damper (FBD), the proposed system, the post-tensioned concrete wall with energy dissipator (ED) bars, and the concrete shear wall are subjected to the cyclic and nonlinear response history analyses at three, six, and ten-story buildings using OpenSees software. Based on the cyclic analysis, the total energy dissipation coefficients for the post-tensioned concrete wall with FBD in three, six, and ten-story buildings are respectively 1.37, 1.40, and 2.02 times of that obtained for the post-tensioned concrete wall with energy dissipator bars system, and are respectively 1.15, 1.05, and 1.72 times of that achieved for the concrete shear wall system. According to the results of the applied seven earthquake records, the average of the maximum drift in the concrete shear wall system is less than the other systems in the lower floors, and the average of the maximum drift in the upper floors in the post-tensioned concrete wall with FBD is less than the other systems.

Keywords Self-centering post-tensioned concrete wall, Friction-based damper, Energy dissipators bars, Cyclic loading, Nonlinear response history analysis.

* تاریخ دریافت مقاله ۱۴۰۰/۳/۲۶ و تاریخ پذیرش آن ۱۴۰۱/۵/۱ می‌باشد.

(۱) دکتری، گروه مهندسی عمران - گرایش سازه، دانشکده مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد

(۲) نویسنده مسئول، استادیار، گروه مهندسی عمران - گرایش سازه، دانشکده مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد

مقدمه

ساختمان‌هایی که بر اساس آیین‌نامه‌های رایج طراحی می‌شوند، معمولاً دارای تغییر مکان دائمی در انتهای زلزله‌های شدید می‌باشند که این جابه‌جایی نسبی باقی‌مانده باعث ایجاد هزینه‌های اقتصادی و خطرات ایمنی برای ساکنان می‌شود. در سال‌های اخیر محققان و پژوهشگران سیستم نوینی را پیشنهاد کردند که قادر است پس از وقوع زمین‌لرزه به موقعیت اولیه خود بازگشته و خسارت‌های وارده به سازه را به حداقل برساند. از این رو استفاده از سیستم‌های مرکزگرا به عنوان سیستم باربر جانبی که با فراهم کردن نیروی بازگرداننده باعث بازگشت سازه به وضعیت اولیه آن می‌شود، این هدف را تأمین می‌کند. یکی از سیستم‌های کاربردی مرکزگرا، دیوار بتنی پس‌کشیده می‌باشد که در این سیستم کابل‌های پس‌کشیده قائم نیروی بازگرداننده موردنظر را فراهم می‌کند.

اولین بار در سال ۱۹۹۳ پریستلی و تاوو [1] استفاده از سیستم قاب خمشی بتنی پیش ساخته‌ی مرکزگرایی را که اتصالات آن کابل‌هایی پیش‌تنیده بود، پیشنهاد کردند. استانتون و همکاران [2] نیز یک سیستم دوگانه را معرفی کردند که آرماتورهای فولاد نرمه با کابل‌هایی غیرچسبنده در اتصالات بحرانی ترکیب شده بود. علت استفاده از آرماتورهای فولاد نرمه، استهلاک انرژی چرخه‌ای سیستم بود. استانتون و ناکاکی یک سیستم دیوار پیش‌تنیده‌ی پیش‌ساخته را معرفی کردند که در آن پانل‌های دیوار به صورت جداگانه در کنار یکدیگر قرار داشتند تا اجازه‌ی حرکت گهواره‌ای به هر کدام از پانل‌ها داده شود. در این سیستم، وزن هر پانل نیروی لازم مرکزگرایی را فراهم می‌کرد. هم‌چنین در این سیستم در صورتی که وزن دیوارها برای برگشت به نقطه اولیه کافی نباشد، استفاده از کابل‌های پس‌کشیده که دیوارها را به پی متصل می‌کند پیشنهاد شده است. از سویی دیگر متصل‌کننده‌های برشی شکل‌پذیر در بین دیوارها برای استهلاک انرژی در این سیستم پیشنهاد شده است [3]. رستروپو [4] بر اساس سیستم پیشنهادی استانتون و ناکاکی سیستم دیوار طره‌ای بتنی پیش‌تنیده دارای کابل‌های پس‌کشیده و میلگردهای نرمه برای جذب انرژی را پیشنهاد داد. ویژگی اصلی این سیستم ظرفیت جابه‌جایی جانبی بالا و کمتر بودن خسارت سازه‌ای بود. در سال ۲۰۰۷ رفتار مرکزگرایی دیوار بتنی پیش‌ساخته دارای کابل غیرچسبنده توسط ارکمن و اسکولتز مورد بررسی قرار گرفت.

نتیجه‌ی این پژوهش نشان می‌دهد که نحوه‌ی توزیع کابل‌های پس‌کشیده در دیوار اثر ناچیزی بر رفتار چرخه‌ای این سیستم دارد ولی آرایش این کابل‌ها بر سختی جانبی و ظرفیت جذب انرژی دیوارها تأثیرگذار می‌باشد [5]. هم‌چنین بر اساس مدل تحلیلی ارائه شده توسط این دو محقق، قرارداد کابل‌های پس‌کشیده در انتهای دیوار باعث کاهش جابه‌جایی نسبی دیوار تحت اثر بارهای جانبی می‌شود [6].

خان‌محمدی و حیدری [7] با استفاده از نرم‌افزار OpenSees چهار ساختمان هشت، دوازده، شانزده و بیست طبقه دارای سیستم دیوار بتنی مرکزگرا را نسبت به کردند که در آن مقاطعات مختلف دیوار بتنی در ارتفاع با استفاده از میلگردهای فولادی نرمه به یکدیگر متصل می‌شوند. در این مقاله مدل‌های مورد بررسی تحت اثر تحلیل تاریخی‌چهی پاسخ قرار گرفت که با بررسی پاسخ‌ها مشخص گردید که قرار دادن کابل پس‌کشیده در قسمت میانی و میلگردهای فولادی نرمه در موقعیت ۱۰ درصدی طول دیوار نسبت به انتهای آن، مؤثرترین محل است و این چیدمان باعث ثابت ماندن شتاب افقی در ارتفاع دیوار تحت اثر بارهای جانبی می‌شود. هم‌چنین بررسی منحنی‌های چرخه‌ای نشان می‌دهد با افزایش مقاطعات دیوار در ارتفاع نسبت به حالتی که دیوار به صورت یک سره اجرا شود، درصد جذب انرژی افزایش می‌یابد. شاه پوری و تسنیمی به تحلیل غیرخطی یک نمونه دیوار برشی ترکیبی بتن مسلح پیش‌ساخته دارای بازشو در نرم افزار اجزای محدود پرداختند [8]. گئو و همکاران [9] استفاده از غلاف‌های فولادی در دو پاشنه دیوار بتنی پس‌کشیده برای جلوگیری از خرد شدن بتن در این نواحی را پیشنهاد دادند. هم‌چنین در سیستم پیشنهادی گئو و همکاران ستون‌هایی فولادی به همراه میراگرهای فلزی برای جذب بیشتر انرژی مورد استفاده قرار گرفته است.

در سال ۲۰۱۶ یک سیستم دیوار بتنی مرکزگرا شامل دیوار پیش‌ساخته به همراه ستون‌های انتهایی توسط هنری و همکاران مورد بررسی قرار گرفت. در این مدل دیوار بتنی با استفاده از تعدادی مقاطعات فلزی O شکل به ستون‌های اطراف دیوار متصل شده و به دیوار اجازه بلند شدن از پی داده می‌شود. نتایج این کار پژوهشی نشان می‌دهد که افزایش تعداد اتصالات O شکل و کاهش نیروی پیش‌تنیدگی کابل باعث افزایش جذب انرژی و کاهش خرابی پای دیوار می‌شود. هم‌چنین محدود کردن نیروی

کمتر و شکل پذیری بالاتری نسبت به سیستم بتنی پس کشیده مرکزگرا دارای میلگردهای مستهلک کننده دارد.

در این پژوهش رفتار لرزه‌ای مدل عددی سیستم پیشنهادی دیوار بتنی پس کشیده دارای میراگر اصطکاکی با سیستم دیوار بتنی پس کشیده دارای میلگردهای مستهلک کننده و دیوار برشی بتنی معمولی، به صورت ساختمان‌های سه، شش و ده طبقه با استفاده از نرم افزار OpenSees مورد مقایسه قرار می‌گیرد. بدین منظور مدل‌های عددی مورد نظر تحت اثر بارگذاری چرخه‌ای و تحلیل تاریخچه زمانی قرار می‌گیرند.

روش تحقیق

در این پژوهش سیستم پیشنهادی دیوار بتنی پس کشیده مرکزگرا دارای میراگر اصطکاکی، سیستم دیوار بتنی پس کشیده مرکزگرا دارای میلگردهای مستهلک کننده و دیوار برشی بتنی معمولی به صورت قاب‌های سه، شش و ده طبقه نسبت به شده است. مدل‌های مذکور تحت اثر بارگذاری چرخه‌ای و تحلیل تاریخچه زمانی قرار گرفته است. هدف از انجام این پژوهش بررسی اثر میراگر اصطکاکی بر رفتار سیستم دیوار بتنی پس کشیده مرکزگرا و مقایسه پارامترهای لرزه‌ای این سیستم با سیستم‌های دیوار بتنی پس کشیده مرکزگرا دارای میلگردهای مستهلک کننده و دیوار برشی بتنی معمولی می‌باشد. در ادامه به معرفی مدل‌های مورد بررسی پرداخته می‌شود.

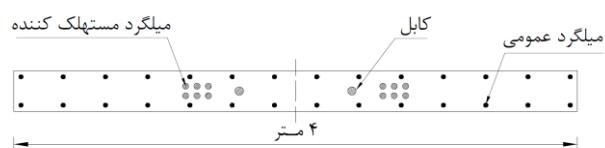
معرفی مدل‌ها

برای بررسی رفتار لرزه‌ای سیستم پیشنهادی دیوار بتنی پس - کشیده مرکزگرا دارای میراگر اصطکاکی (Friction-based dissipative devices)، سیستم مذکور با سیستم دیوار بتنی پس - کشیده مرکزگرا دارای میلگردهای مستهلک کننده (Energy dissipators bars) و سیستم دیوار برشی بتنی معمولی، به عنوان سیستم‌های برابر جانبی به همراه قاب ساده فولادی به صورت ساختمان‌های سه، شش و ده طبقه مورد مقایسه قرار می‌گیرند. در ادامه مشخصات این سازه‌ها و نحوه نسبت به آن‌ها بیان می‌شود.

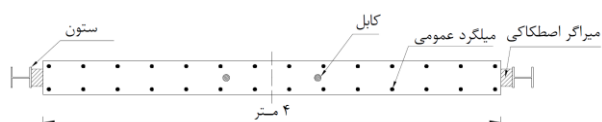
مشخصات سازه‌های مورد بررسی. بارگذاری سازه‌های مورد بررسی بر اساس کاربری مسکونی و مطابق آیین‌نامه ASCE7 [21] و طراحی مقاطع تیر و ستون مطابق آیین‌نامه AISC [22]

محوری دیوار به کمتر از ۱۰ درصد ظرفیت محوری دیوار باعث بهبود رفتار دیوار و کاهش خسارت آن می‌شود [10]. در سال ۲۰۱۷ پژوهشی بر روی دیوار بتنی مرکزگرای دارای میراگر اصطکاکی توسط گئو و همکاران صورت گرفت. بر اساس تحلیل‌های دینامیکی صورت گرفته، سیستم پیشنهادی عملکرد لرزه‌ای بهتری نسبت به دیوار بتنی مرکزگرای ترکیبی داشته و ظرفیت تغییر شکل بالاتر و جابه‌جایی جانبی نسبی پسماند کمتری دارد [11]. شاه‌پوری و تسنیمی [12] دو نمونه دیوار برشی پیش ساخته‌ی ترکیبی مرکزگرا رو مورد آزمایش قرار دادند و نتایج آزمایشگاهی رو با مدل‌های اجزا محدود مورد مقایسه قرار دادند که نتایج به دست آمده از مدل‌های عددی، تطبیق بسیار خوبی با نتایج آزمایشگاهی داشته است. وانگ و ژو دیوارهای بتنی دارای میله‌های آلیاژی حافظه دار شکلی را مورد بررسی قرار دادند. بر اساس این مطالعه، دیوارهای بتنی دارای میله‌های SMA دارای خواص سیستم مرکزگرا و دارای ظرفیت جذب انرژی مناسبی هستند [13]. گئو و همکاران [14] در سال ۲۰۱۸ دیوار بتنی پس - کشیده دارای میراگرهای اصطکاکی در میانه دیوار را مورد آزمایش و بررسی قرار دادند. آن‌ها همچنین برای جلوگیری از خرد شدن بتن پای دیوار از غلاف‌های فولادی استفاده نمودند. همچنین میراگر فولادی S شکل پیشنهاد و مورد مطالعه عددی و آزمایشگاهی قرار گرفت. نتایج این پژوهش نشان می‌دهد رفتار چرخه‌ای این میراگرها پایدار و جذب انرژی مناسبی دارند [15]. شیرین کام و رزاقی [16] نیز میراگر قوطی شکل را مورد بررسی قرار دادند. نتایج پژوهش شکل پذیری بالای نمونه‌های مورد بررسی را در کشش و فشار نشان می‌دهد. ژیاوو و همکاران [17] 18 دیوار برشی مرکزگرا دارای دیسک‌های فنری در پای دیوار بتنی را پیشنهاد دادند. سیستم پیشنهادی باعث کاهش خسارت به دیوار برشی بتنی و کاهش جابه‌جایی نسبی باقی مانده می‌شود. دوو و همکاران [19] میراگر اصطکاکی در پای دیوار بتنی مرکزگرا را مورد بررسی قرار دادند. در این پژوهش تأثیر عواملی همچون ضخامت ورق اتصال میراگر، قطر بولت‌های میراگر و مقدار نیروی اصطکاک میراگر بر عملکرد لرزه‌ای سیستم مورد بررسی قرار گرفت. در پژوهش صورت گرفته توسط حیرانی مقدم و شوشتری [20] رفتار غیرخطی مدل عددی دیوار بتنی پس کشیده مرکزگرا دارای میراگر تسلیمی شکاف دار مورد بررسی قرار گرفت. بر اساس نتایج این مطالعه سیستم مورد نظر افت مقاومت

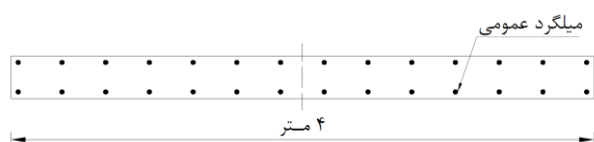
گهواره‌ای می‌باشد. سطح مقطع دیوار بتنی معمولی نیز مطابق شکل (۴) می‌باشد.



شکل ۲ سطح مقطع دیوار بتنی پس‌کشیده مرکزگرا دارای میلگردهای مستهلک‌کننده

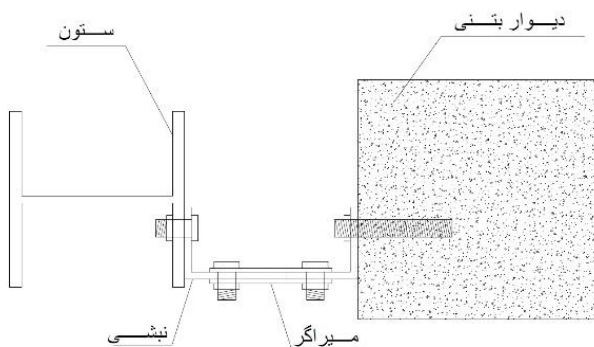


شکل ۳ سطح مقطع دیوار بتنی پس‌کشیده مرکزگرا دارای میراگر اصطکاکی



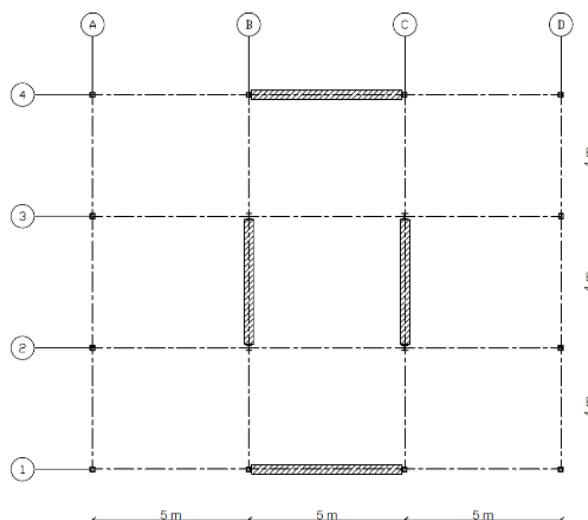
شکل ۴ سطح مقطع دیوار برشی بتنی

کابل‌های دیوار بتنی پس‌کشیده درون داکت‌هایی با قطر بزرگتر از قطر کابل که درون دیوار تعبیه شده‌است قرار می‌گیرد. ابتدا و انتهای کابل در فونداسیون و تراز بالای دیوار مهار می‌شود. هم‌چنین میلگردهای دیوار به درون فونداسیون متصل نمی‌باشد و بتن‌ریزی دیوار مجزا از فونداسیون صورت می‌گیرد تا امکان بلند شدن دیوار در برابر بارهای جانبی فراهم گردد. در شکل (۵) نحوه اتصال میراگر اصطکاکی در سیستم پیشنهادی نمایش داده می‌شود.



شکل ۵ نحوه اتصال میراگر اصطکاکی در سیستم پیشنهادی

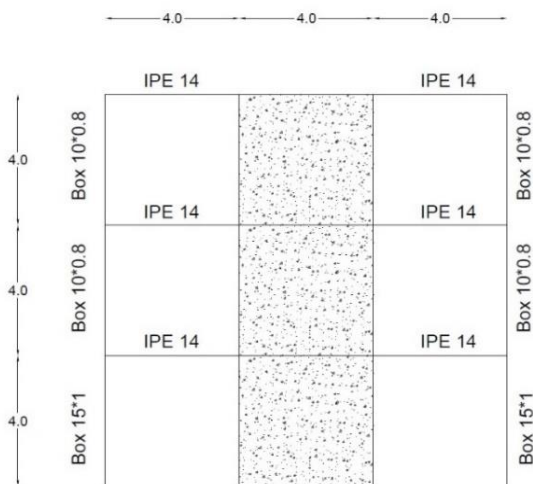
صورت گرفته‌است. هم‌چنین طراحی لرزه‌ای سازه‌ها (طراحی دیوار برشی به‌عنوان سیستم باربر جانبی) بر اساس گروه طراحی لرزه‌ای D انجام شده‌است [21]. پلان ساختمان‌های مورد بررسی مطابق شکل (۱) می‌باشد. ارتفاع طبقات در کلیه سازه‌ها ۴ متر است. هم‌چنین برای طراحی دیوار برشی پس‌کشیده مرکزگرا و محاسبه سطح مقطع کابل‌ها و میلگردهای مستهلک‌کننده از روش معرفی شده در پژوهش یانگ و لو [23] استفاده شده‌است.



شکل ۱ پلان سازه‌های مورد بررسی

برای مقایسه رفتار سه نوع سیستم مذکور قاب B در نرم‌افزار OpenSees [24] نسبت به شده‌است. موقعیت قرارگیری کابل‌ها، میلگردهای مستهلک‌کننده پای دیوار و میلگردهای عمومی دیوار بتنی پس‌کشیده مرکزگرا دارای میلگردهای مستهلک‌کننده نیز در شکل (۲) نمایش داده شده‌است. کابل‌ها و میلگردهای مستهلک‌کننده در مقطع دیوار بتنی پس‌کشیده در محدوده توصیه شده یانگ و لو [23] قرار داده شده‌است. سطح مقطع دیوار بتنی پس‌کشیده مرکزگرا دارای میراگر اصطکاکی مشابه شکل (۳) بوده که در دو سمت دیوار ستون فولادی قرار دارد و در هر طبقه میان دیوار بتنی پس‌کشیده و ستون‌ها از چهار عدد میراگر اصطکاکی در فواصل مساوی با یکدیگر استفاده می‌شود. در این سیستم نسبت به سیستم دیوار بتنی پس‌کشیده مرکزگرا دارای میلگردهای مستهلک‌کننده، میلگردهای مستهلک‌کننده در پای دیوار حذف شده‌است. شایان ذکر است در این دو سیستم اتصال دیوار به پی به نحوی می‌باشد که دیوار تحت اثر بارهای جانبی دارای حرکت

در قاب‌های سه، شش و ده طبقه مشخصات دیوارهای مورد بررسی هم‌چون مقاومت بتن، ضخامت دیوار و میلگردهای عمومی دیوار در جدول (۱) و مشخصات تیر و ستون قاب‌های ساده مجاور دیوار در جدول (۲) بیان شده‌است. هم‌چنین در جدول (۳) سطح مقطع کابل‌ها و میلگردهای مستهلک‌کننده دیوار بتنی پس‌کشیده مرکزگرا دارای میلگردهای مستهلک‌کننده مشخص شده‌است. ذکر این نکته ضروری است، برای انجام مقایسه بهتر رفتار لرزه‌ای میان سه سیستم مذکور، ضخامت و میلگردهای عمومی دیوار، مقاومت بتن و مشخصات قاب‌ها در این سه سیستم یکسان در نظر گرفته شده‌است. قاب سه طبقه دارای دیوار برشی بتنی به‌عنوان نمونه در شکل (۶) نمایش داده شده‌است.



شکل ۶ قاب سه طبقه دارای دیوار برشی بتنی

شایان ذکر است سطح مقطع کابل‌ها در دیوارهای بتنی پس‌کشیده مرکزگرا دارای میراگر اصطکاکی مطابق مشخصات جدول (۳) است که در این سیستم میلگردهای مستهلک‌کننده حذف و برای جذب انرژی از میراگرهای اصطکاکی در دو سمت دیوار در فواصل ۱ متری (در راستای ارتفاع دیوار) استفاده شده‌است. میراگرهای اصطکاکی مورد استفاده در این مطالعه میراگر شماره L29 پژوهش دال‌لاگو و همکاران [25] می‌باشد. این میراگر مطابق شکل (۷) از دو نبشی فولادی و صفحات ۲ و ۵ میلی‌متری فولادی تشکیل شده‌است. رفتار چرخه‌ای این میراگر در شکل (۸) نمایش داده شده‌است.

جدول ۱ مشخصات دیوارها و آرماتورگذاری آن

مدل	شماره طبقه	میلگرد عمومی	ضخامت دیوار (متر)	مقاومت بتن دیوار (مگاپاسکال)
سه طبقه	۲،۳	$\phi 12@30$	۰،۲۵	۲۰
	۱	$\phi 16@30$		
شش طبقه	۶	$\phi 12@30$	۰،۳۵	۳۰
	۵	$\phi 16@30$		
	۳،۴	$\phi 22@30$		
	۲	$\phi 25@30$		
	۱	$\phi 28@30$		
ده طبقه	۱۰	$\phi 12@30$	۰،۴۵	۴۵
	۹	$\phi 16@30$		
	۷،۸	$\phi 22@30$		
	۶	$\phi 25@30$		
	۴،۵	$\phi 28@30$		
	۱،۲،۳	$\phi 32@30$		

جدول ۲ مشخصات ستون‌ها و تیرهای قاب‌های مجاور

مدل	شماره طبقه	مقطع ستون	مقطع تیر
سه طبقه	۲،۳	Box 10×0.8	IPE 14
	۱	Box 15×1	
شش طبقه	۵،۶	Box 10×0.8	IPE 14
	۴	Box 15×1	
	۳	Box 25×1.5	
	۱،۲	Box 30×2	
ده طبقه	۹،۱۰	Box 10×0.8	IPE 14
	۸	Box 15×1	
	۷	Box 20×1	
	۶	Box 25×1.5	
	۵	Box 30×2	
	۴	Box 35×2.5	
	۳	Box 40×3	
	۱،۲	Box 45×3.5	

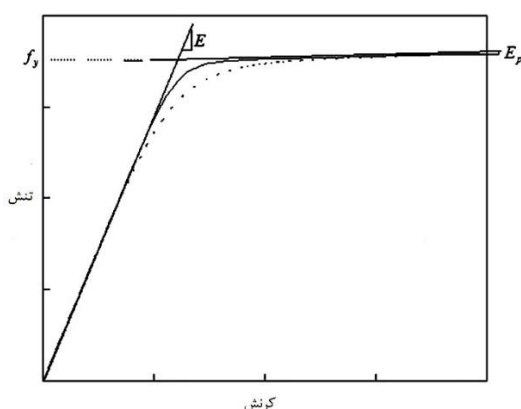
جدول ۳ سطح مقطع مجموع کابل‌ها و میلگردهای مستهلک‌کننده دیوار

پس‌کشیده دارای میلگردهای مستهلک‌کننده

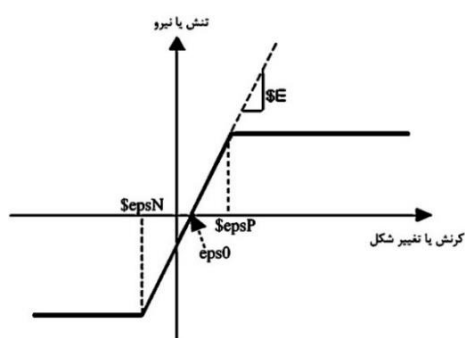
مدل	مساحت کابل (سانتی متر مربع)	مساحت میلگردهای مستهلک‌کننده (سانتی متر مربع)
سه طبقه	۸	۴۹/۲
شش طبقه	۱۶	۹۸/۴
ده طبقه	۳۰	۱۷۲/۲

(InitStrainMaterial) به مصالح الاستوپلاستیک کامل افزوده شده‌است.

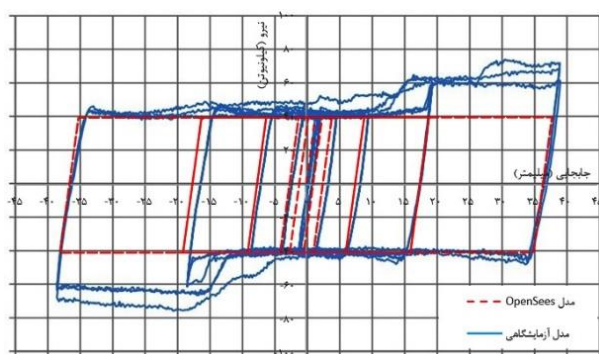
نسبت به رفتار چرخه‌ای میراگر اصطکاکی پژوهش دال لاگو و همکاران [25] نیز با استفاده از مصالح Steel01 و تعریف المان twoNodeLink در نرم‌افزار OpenSees مطابق شکل (۱۱) انجام شده‌است. هم‌چنین برای در نظر گرفتن شکست میراگر در جابه‌جایی نسبی بالاتر از ۴۰ میلی‌متر مصالح MinMax به رفتار میراگر فوق‌الذکر افزوده شده‌است.



شکل ۹ مصالح Steel02 در نرم‌افزار OpenSees [۲۴]

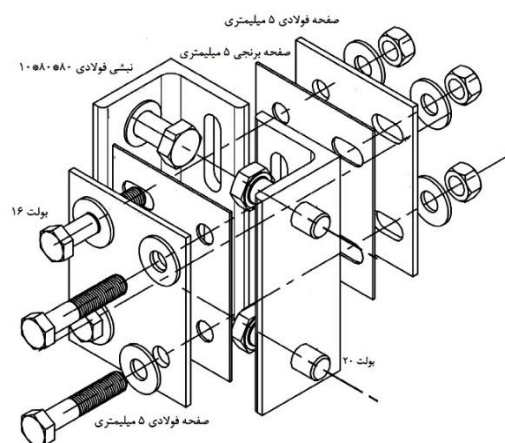


شکل ۱۰ مصالح uniaxialMaterialElasticPP در نرم‌افزار OpenSees [24]

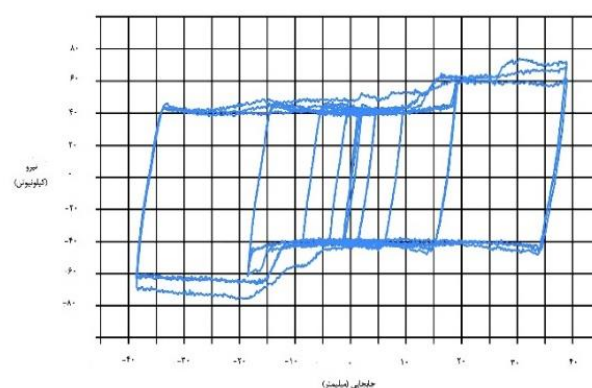


شکل ۱۱ نسبت به رفتار چرخه‌ای میراگر اصطکاکی پژوهش دال لاگو و همکاران [24] در نرم‌افزار OpenSees

مشخصات مدل‌های OpenSees در این مطالعه برای نسبت به سه سیستم مذکور به صورت قاب‌های سه، شش و ده طبقه از نرم‌افزار OpenSees استفاده شده‌است [24]. در این مدل‌ها المان ShellNLDKGQ برای نسبت به دیوار بتنی بکار رفته‌است. هم‌چنین برای نسبت به کابل‌ها و میلگردهای مستهلک‌کننده از المان corotTruss و نسبت به تیرها و ستون‌ها از المان nonlinearBeamColumn استفاده شده‌است.

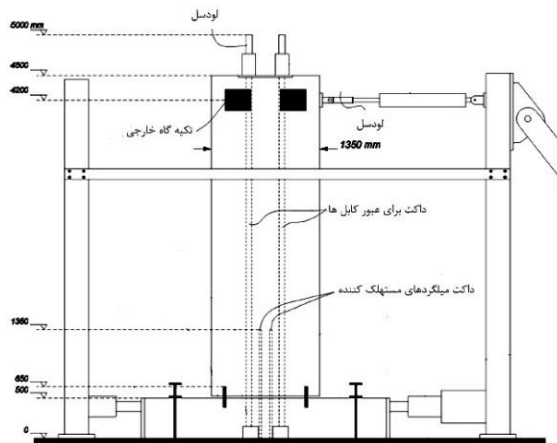


شکل ۷ میراگر اصطکاکی پژوهش دال لاگو و همکاران [۲۵]



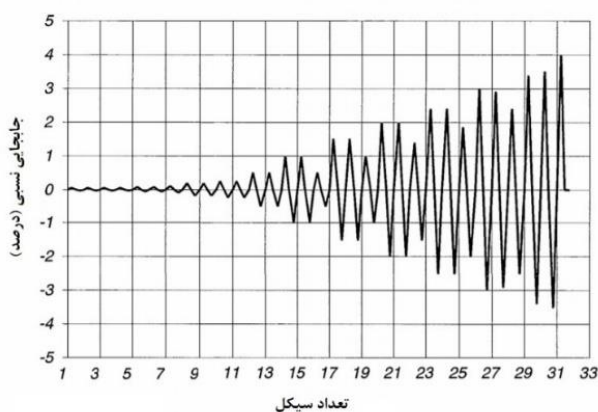
شکل ۸ رفتار چرخه‌ای میراگر اصطکاکی پژوهش دال لاگو و همکاران [25]

در مدل‌های مورد بررسی، رفتار مصالح بتنی با استفاده از مصالح PlaneStressUserMaterial به همراه PlateFromPlaneStress معرفی شده در تحقیق لو و همکاران در نظر گرفته شده‌است [26]. هم‌چنین مصالح Steel02 برای نسبت به رفتار فولاد تیر، ستون و میلگردهای موجود در دیوار استفاده شده‌است (شکل ۹). برای نسبت به رفتار کابل درون دیوار نیز از مصالح الاستوپلاستیک کامل (uniaxialMaterialElasticPP) استفاده شده‌است که تنها رفتار کششی آن در نظر گرفته شده‌است (شکل ۱۰). هم‌چنین برای در نظر گرفتن تنش اولیه کابل، مصالح کرنش اولیه



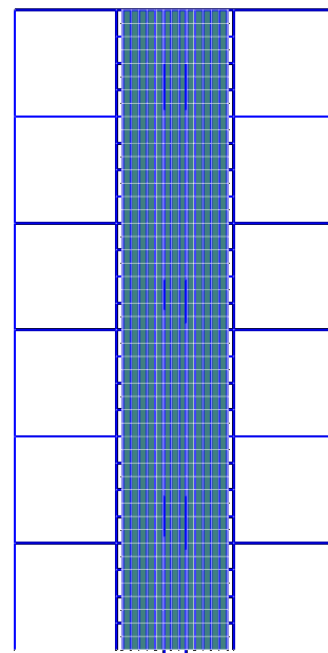
شکل ۱۳: برپایی آزمایش رستریو و رحمان [27]

برای نسبت به دیوار بتنی پس کشیده مرکزگرا در نرم-افزار OpenSees از مصالح بتنی `PlaneStressUserMaterial` به همراه `PlateFromPlaneStress` مطابق با مشخصات معرفی شده در آزمایش استفاده شده است. المان پوسته استفاده شده در نسبت به دیوار نیز از نوع `ShellNLDKGQ` می باشد. همچنین مصالح `Steel02` به عنوان مصالح فولادی میلگردهای طولی و میلگردهای مستهلک کننده بکار رفته در دیوار بتنی پس کشیده در نظر گرفته شده است. برای نسبت به کابل درون دیوار از مصالح الاستوپلاستیک کامل (`uniaxialMaterialElasticPP`) به همراه مصالح کرنش اولیه (`InitStrainMaterial`) استفاده شده است. همچنین برای لحاظ کردن رفتار گهواره ای دیوار از المان های `zeroLength` در زیر دیوار استفاده شده است. پس از نسبت به دیوار بتنی پس کشیده مرکزگرا مورد نظر، بارگذاری رفت و برگشتی معرفی شده در گزارش رستریو و رحمان [28] مطابق شکل (۱۴) به دیوار اعمال شده است.



شکل ۱۴: بارگذاری اعمالی پژوهش رستریو و رحمان [۲۸]

در ادامه به عنوان نمونه مدل عددی ساختمان ۶ طبقه با سیستم دیوار بتنی پس کشیده مرکزگرا دارای میراگر اصطکاکی در نرم افزار OpenSees در شکل (۱۲) نمایش داده شده است. در مدل های عددی مربوط به سیستم دیوار بتنی پس کشیده، برای ایجاد رفتار مرکزگرا، المان های کابل درون دیوار در پای دیوار به صورت گیردار در نظر گرفته شده است. همچنین اجازه بلند شدن از تکیه گاه و ایجاد حرکت گهواره ای به المان دیوار داده شده است.



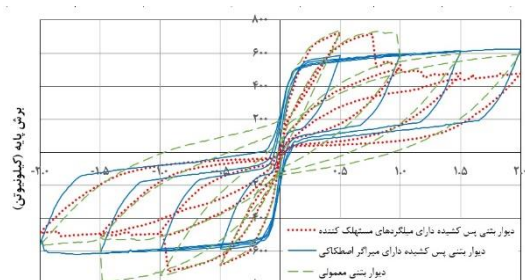
شکل ۱۲: مدل عددی ساختمان ۶ طبقه با سیستم دیوار بتنی پس کشیده مرکزگرا دارای میراگر اصطکاکی

صحت سنجی

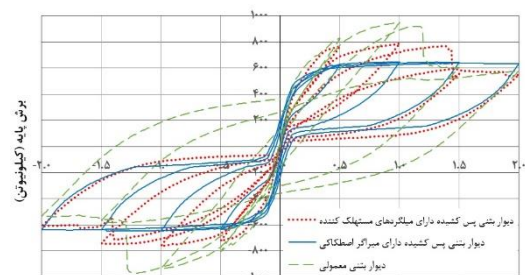
برای بررسی صحت نسبت به دیوار بتنی پس کشیده مرکزگرا در نرم افزار OpenSees از نتایج آزمایش دیوار شماره سه پژوهش رستریو و رحمان استفاده شده است [27]. دیوار مورد مطالعه دارای طول ۱۳۵۰ میلی متر، ارتفاع ۴۰۰۰ میلی متر و ضخامت ۱۲۵ میلی متر می باشد. همچنین مقاومت بتن مورد استفاده برابر با ۳۱ مگاپاسکال، تنش کششی حداکثر کابل ها ۱۸۳۶ مگاپاسکال، تنش جاری شدن میلگردهای فولادی دیوار ۴۳۰ مگاپاسکال و تنش جاری شدن میلگردهای مستهلک کننده ۴۶۰ مگاپاسکال است.

مستهلک‌کننده، دیوار بتنی پس‌کشیده مرکزگرا دارای میراگر اصطکاکی و دیوار بتنی معمولی تحت اثر بارگذاری چرخه‌ای و تحلیل تاریخچه‌زمانی قرار می‌گیرند.

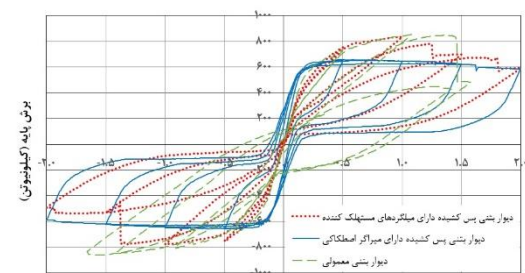
در ابتدا سازه‌های مورد بررسی تحت اثر بارگذاری چرخه‌ای برای جابه‌جایی‌های بام معادل ۰/۵، ۱، ۱/۵ و ۲ درصد ارتفاع سازه قرار می‌گیرند. در شکل (۱۷) پاسخ برش پایه کل در برابر جابه‌جایی نسبی بام به‌دست آمده برای سازه‌های سه، شش و ده طبقه نمایش داده می‌شود.



جابه‌جایی نسبی (٪)
(الف) سازه سه طبقه



جابه‌جایی نسبی (٪)
(ب) سازه شش طبقه

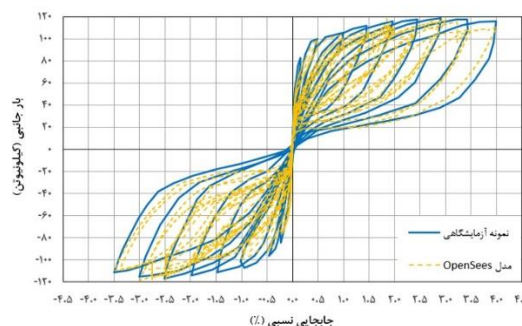


جابه‌جایی نسبی (٪)
(پ) سازه ده طبقه

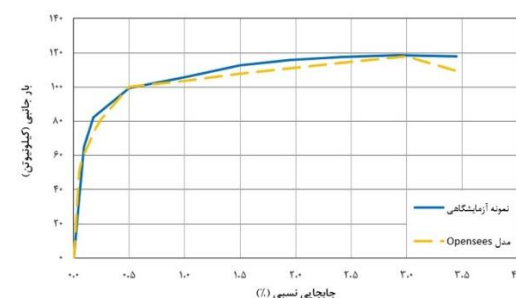
شکل ۱۷ برش پایه در برابر جابه‌جایی نسبی بام در مدل‌های مورد بررسی تحت اثر بارگذاری چرخه‌ای

مقدار مقاومت نهایی سیستم دیوار بتنی پس‌کشیده مرکزگرا دارای میلگردهای مستهلک‌کننده و دیوار برشی بتنی معمولی در دو چرخه اول نسبت به سیستم دیوار بتنی پس‌کشیده مرکزگرا

در ادامه نمودار برش پایه در مقابل جابه‌جایی نسبی دیوار بتنی مرکزگرا آزمایش شده تحت اثر بارگذاری رفت و برگشتی با نتایج مدل OpenSees مورد مقایسه قرار می‌گیرد (شکل ۱۵). همچنین در شکل (۱۶) نمودار مقادیر حداکثر برش پایه و جابه‌جایی جانبی نسبی تحت اثر بارگذاری رفت و برگشتی دیوار بتنی مرکزگرا مورد آزمایش و مدل OpenSees نمایش داده شده است.



شکل ۱۵ برش پایه در مقابل جابه‌جایی نسبی نمونه آزمایشگاهی و مدل عددی

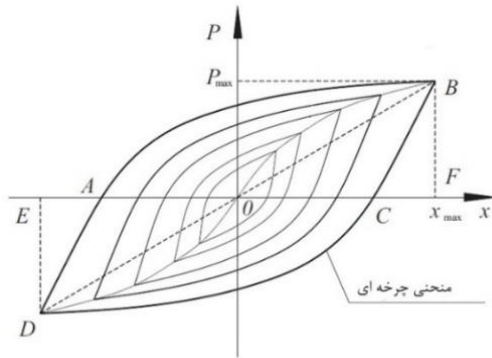


شکل ۱۶ مقادیر حداکثر برش پایه در مقابل جابه‌جایی نسبی نمونه آزمایشگاهی و مدل عددی

همچنین مقادیر انرژی جذب شده نمونه آزمایشگاهی و مدل عددی به ترتیب برابر با ۸۳۳۵ و ۷۴۷۸ کیلوژول می‌باشد. به عبارت دیگر مقدار انرژی جذب شده مدل OpenSees ۸۹ درصد نمونه آزمایشگاهی است. بررسی نتایج به‌دست آمده از نمودارها و مقادیر فوق، دقت قابل قبول نسبت به دیوار بتنی پس‌کشیده مرکزگرا در نرم‌افزار OpenSees را نشان می‌دهد.

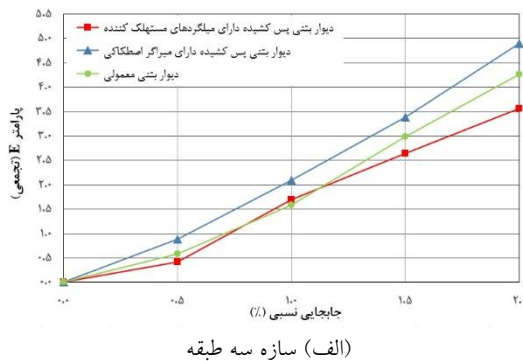
بررسی نتایج

در این پژوهش مدل‌های معرفی شده سه، شش و ده طبقه سیستم دیوار بتنی پس‌کشیده مرکزگرا دارای میلگردهای

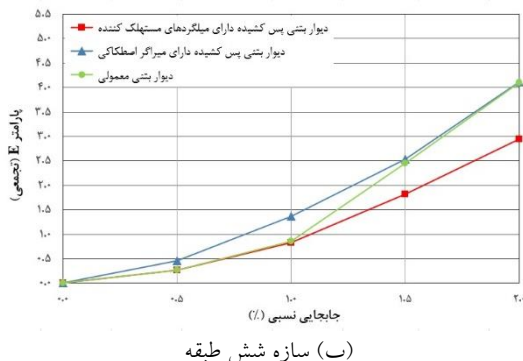


شکل ۱۸ منحنی‌های چرخه‌ای [29]

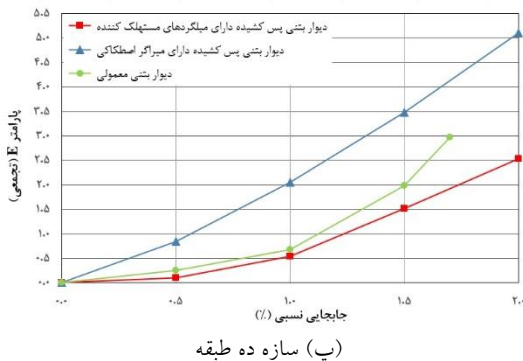
در ادامه برای مقایسه استهلاک انرژی در بارگذاری‌های چرخه‌ای مقادیر ضریب جذب انرژی به دست آمده برای مدل‌های مورد بررسی به صورت تجمعی برای جابه‌جایی‌های جانبی نسبی ۰/۵، ۱، ۱/۵ و ۲ درصد نمایش داده می‌شود.



(الف) سازه سه طبقه



(ب) سازه شش طبقه



(پ) سازه ده طبقه

شکل ۱۹ مقادیر ضریب جذب انرژی مدل‌های مورد بررسی به صورت تجمعی

دارای میراگر اصطکاکی بیشتر بوده، در حالی که در چرخه‌های بعدی این مقدار در سیستم دیوار بتنی پس کشیده مرکزگرا دارای میراگر اصطکاکی نسبت به دو سیستم دیگر بیشتر است. بر اساس نمودارهای فوق، سیستم دیوار بتنی پس کشیده مرکزگرا دارای میلگردهای مستهلک کننده و دیوار بتنی معمولی پس از حدود جابه‌جایی جانبی نسبی ۱ درصد دچار افت مقاومت می‌شوند. همچنین مقاومت نهایی متناسب با ۲ درصد جابه‌جایی نسبی در سیستم دیوار بتنی پس کشیده مرکزگرا دارای میراگر اصطکاکی از دو سیستم دیگر بیشتر است. در ادامه در جدول (۴) مقادیر جابه‌جایی نسبی باقی‌مانده نمونه‌های عددی مورد مطالعه در انتهای بارگذاری چرخه‌ای اعمالی نشان داده می‌شود.

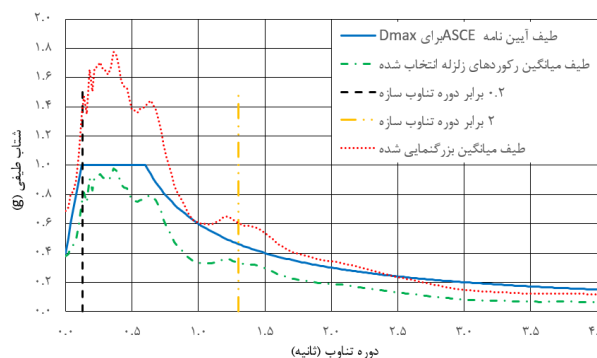
جدول ۴ جابه‌جایی نسبی باقی‌مانده نمونه‌های عددی تحت اثر بارگذاری

چرخه‌ای			
سیستم مورد مطالعه	سه طبقه	شش طبقه	ده طبقه
دیوار پس کشیده مرکزگرا دارای میلگردهای مستهلک کننده	۰/۰۴	۰/۰۳	۰/۰۳
دیوار پس کشیده مرکزگرا دارای میراگر اصطکاکی	۰/۱۸	۰/۰۸	۰/۱۱
دیوار برشی بتنی معمولی	۰/۹۷	۱/۳۷	۰/۳۳

بر اساس نتایج فوق سیستم دیوار بتنی پس کشیده دارای میلگردهای مستهلک کننده و دیوار بتنی پس کشیده مرکزگرا دارای میراگر اصطکاکی دارای رفتار مرکزگرا بوده و جابه‌جایی نسبی کمتری نسبت به سیستم دیوار برشی بتنی دارند. برای بررسی مقدار انرژی جذب شده در بارگذاری‌های چرخه‌ای اعمال شده نیز از ضریب جذب انرژی (E) معرفی شده در پژوهش لو و همکاران [۲۹] مطابق رابطه (۱) استفاده می‌شود.

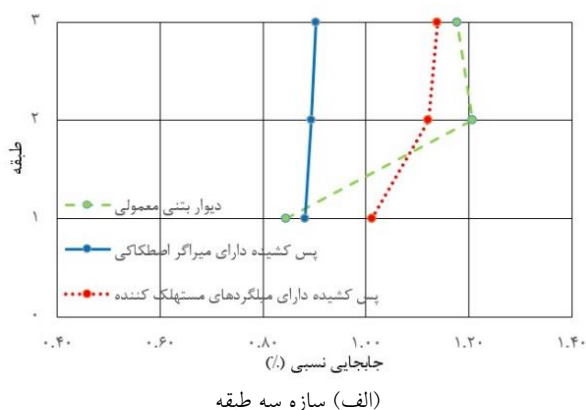
$$E = \frac{S_{ABC} + S_{CDA}}{S_{OBF} + S_{ODE}} \quad (1)$$

در این رابطه مطابق شکل (۱۸) S_{ABC} و S_{CDA} مساحت محصور بین منحنی‌های چرخه‌ای با محور x و S_{ODE} و S_{OBF} مساحت مثلث‌های ODE و OBF است.



شکل ۲۰ طیف آیین نامه ASCE برای شرایط خاک D در برابر طیف میانگین زلزله انتخاب شده و طیف میانگین بزرگنمایی شده برای سازه شش طبقه

سپس برای سازه‌های سه، شش و ده طبقه با توجه به دوره تناوب اصلی سازه، طیف میانگین رکوردهای زلزله به نحوی مقیاس می‌شود که طیف میانگین در بازه ۰/۲ تا ۲ برابر دوره تناوب اصلی سازه بالاتر از طیف آیین‌نامه قرار گیرد. حال با داشتن این ضریب برای سازه‌های سه، شش و ده طبقه رکوردهای زلزله مقیاس شده به سازه‌ها اعمال می‌شوند [21]. با توجه به این نکته ضرایب بزرگنمایی رکوردهای زلزله برای سازه‌های سه طبقه، شش طبقه و ده طبقه به ترتیب برابر با ۱/۶۱، ۱/۸۱ و ۱/۸۱ به دست آمده است. پس از اعمال این رکوردها به سازه‌های سه، شش و ده طبقه، جابه‌جایی نسبی حداکثر هر طبقه ثبت می‌شود. میانگین مقادیر به دست آمده برای هفت رکورد زلزله برای سه سیستم دیوار بتنی پس‌کشیده مرکزگرا دارای میلگردهای مستهلک‌کننده، دیوار بتنی پس‌کشیده مرکزگرا دارای میراگر اصطکاکی و دیوار برشی بتنی معمولی در شکل (۲۱) نشان داده شده است.



مطابق نتایج به دست آمده ضریب جذب انرژی تجمعی در چرخه‌های اول و دوم سیستم دیوار بتنی پس‌کشیده مرکزگرا دارای میراگر اصطکاکی در سازه‌های سه، شش و ده طبقه دارای مقادیر بالاتری نسبت به دو سیستم دیگر می‌باشد. در سازه شش طبقه در چرخه سوم و چهارم مقدار ضریب جذب انرژی تجمعی در سیستم‌های دیوار بتنی پس‌کشیده مرکزگرا دارای میراگر اصطکاکی و دیوار برشی بتنی معمولی تقریباً مساوی ولی بیشتر از ضریب جذب انرژی در سیستم دیوار بتنی پس‌کشیده مرکزگرا دارای میلگردهای مستهلک‌کننده می‌باشد. در سازه سه و ده طبقه ضریب جذب انرژی تجمعی در چرخه‌های سوم و چهارم سیستم دیوار بتنی پس‌کشیده مرکزگرا دارای میراگر اصطکاکی مقادیر بالاتری نسبت به دیوار برشی بتنی معمولی و سیستم دیوار برشی بتنی معمولی دارای مقادیر بیشتری نسبت به سیستم دیوار بتنی پس‌کشیده مرکزگرا دارای میلگردهای مستهلک‌کننده می‌باشد. در ادامه به بررسی نتایج سازه‌های نسبت به شده تحت اثر تحلیل تاریخچه پاسخ می‌پردازیم. برای انجام این تحلیل از هفت رکورد معرفی شده در جدول (۵) استفاده شده است. رکوردهای زلزله از نوع دور از گسل و شرایط خاک D از آیین‌نامه FEMA-P695 انتخاب شده است [30].

جدول ۵ مشخصات رکوردهای زلزله انتخاب شده دور از گسل و شرایط

خاک D [30]

رکورد زلزله	ایستگاه رکورد	بزرگا	سال	PGA حداکثر (g)	PGV حداکثر (cm/s)
Northridge	Canyon Country	۶/۷	۱۹۹۴	۰/۴۸	۴۵
Imperial Valley	Elcentro Array	۶/۵	۱۹۷۹	۰/۳۸	۴۲
Kobe	Nishi-Akashi	۶/۹	۱۹۹۵	۰/۵۱	۳۷
Kocaeli	Duzce	۷/۵	۱۹۹۹	۰/۳۶	۵۹
LomaPrieta	Capitola	۶/۹	۱۹۸۹	۰/۵۳	۳۵
SuperStitions Hills	El Centro Imp. Co.	۶/۵	۱۹۸۷	۰/۳۶	۴۶
SanFernando	LA Hollywood	۶/۶	۱۹۷۱	۰/۲۱	۱۹

برای مقیاس کردن رکوردهای زلزله انتخاب شده ابتدا طیف آیین‌نامه ASCE برای شرایط لرزه‌ای Dmax رسم می‌شود. سپس طیف رکوردهای زلزله انتخاب شده را بدست آورده و میانگین آن‌ها مطابق شکل (۲۰) نمایش داده می‌شود.

جانبی نسبی حداکثر کمتری نسبت به سیستم دیوار بتنی پس- کشیده دارای میلگردهای مستهلک کننده و دیوار برشی بتنی معمولی دارد. در ادامه در جدول (۶) مقادیر میانگین برش پایه حداکثر تحت اثر هفت رکورد زلزله اعمالی برای سیستم های مختلف نمایش داده می شود.

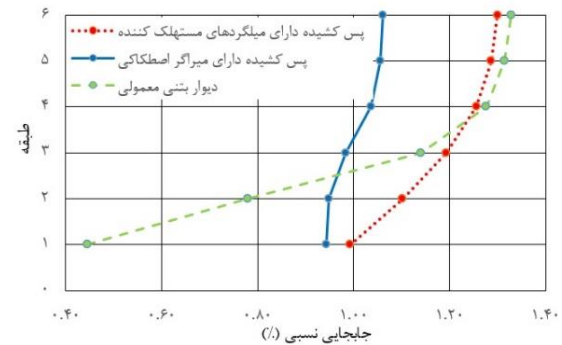
جدول ۶ مقادیر میانگین برش پایه حداکثر سازه های نسبت به شده تحت اثر زلزله های اعمالی

میانگین برش پایه حداکثر (کیلو نیوتن)			سیستم نسبت به شده
ده طبقه	شش طبقه	سه طبقه	
۲۷۲۸/۸۳	۱۷۰۷/۵۹	۸۴۵/۹۹	دیوار بتنی پس کشیده دارای میلگردهای مستهلک کننده
۲۲۰۸/۶۷	۱۶۷۹/۳۷	۸۳۱/۲۱	دیوار بتنی پس کشیده دارای میراگر اصطکاکی
۲۴۲۹/۸۹	۱۸۰۱/۰۱	۸۷۲/۵۵	دیوار بتنی معمولی

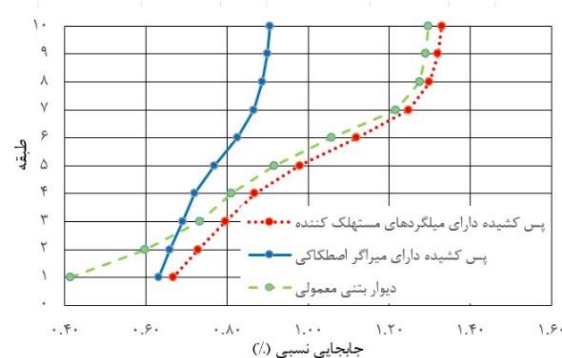
مطابق نتایج جدول بالا مقادیر میانگین برش پایه حداکثر در سازه های سه، شش و ده طبقه دارای سیستم دیوار بتنی پس کشیده دارای میراگر اصطکاکی کمتر از سایر سیستم ها می باشد. همچنین برش پایه میانگین دیوار بتنی پس کشیده دارای میلگردهای مستهلک کننده در سازه های سه و شش طبقه کمتر از سیستم دیوار بتنی معمولی و در سازه ده طبقه بیشتر از سیستم دیوار بتنی معمولی است. با توجه به یکسان بودن جرم طبقات در مدل های مورد بررسی، شتاب میانگین در طبقات سازه های دارای سیستم دیوار بتنی پس کشیده دارای میراگر اصطکاکی نسبت به سایر سیستم های کمتر می باشد.

نتیجه گیری

در این مطالعه رفتار لرزه ای سیستم دیوار بتنی پس کشیده مرکزگرا دارای میراگر اصطکاکی با دو سیستم دیوار بتنی پس کشیده مرکزگرا دارای میلگردهای مستهلک کننده و دیوار برشی بتنی معمولی مقایسه شده است. برای این منظور سه سیستم مذکور به صورت قاب های سه، شش و ده طبقه در نرم افزار OpenSees نسبت به شدند و تحت اثر بارگذاری چرخه ای و تحلیل تاریخیچه پاسخ قرار گرفتند.



(ب) سازه شش طبقه



(پ) سازه ده طبقه

شکل ۲۱ میانگین جابه جایی جانبی نسبی حداکثر طبقات تحت اثر زلزله های اعمالی در سازه های نسبت به شده

مطابق نتایج به دست آمده در سازه سه طبقه مقدار میانگین جابه جایی جانبی نسبی حداکثر سیستم دیوار بتنی پس کشیده دارای میراگر اصطکاکی و دیوار برشی بتنی معمولی در طبقه اول تقریباً برابر (۸۵/۰ درصد) و کمتر از سیستم دیوار بتنی پس کشیده دارای میلگردهای مستهلک کننده می باشد. در طبقات دوم و سوم این مقدار برای دیوار برشی بتنی معمولی و سیستم دیوار بتنی پس کشیده دارای میلگردهای مستهلک کننده با یکدیگر تقریباً مساوی (بین ۱/۱ تا ۱/۲ درصد) ولی بیشتر از سیستم دیوار بتنی پس کشیده دارای میراگر اصطکاکی است.

در سازه شش طبقه مقدار میانگین جابه جایی جانبی نسبی حداکثر در طبقات پایین (اول و دوم) برای سیستم دیوار برشی بتنی معمولی کمتر از دو سیستم دیگر بوده، در حالی که در طبقات بالاتر (سوم تا ششم) سیستم دیوار بتنی پس کشیده دارای میراگر اصطکاکی مقادیر کمتری نسبت به دو سیستم دیگر دارد.

در سازه ده طبقه نیز در طبقات اول و دوم در سیستم دیوار برشی بتنی معمولی مقدار میانگین جابه جایی جانبی نسبی حداکثر کمتر از دو سیستم دیگر است. از طبقه سوم تا دهم سیستم دیوار بتنی پس کشیده دارای میراگر اصطکاکی مقادیر میانگین جابه جایی

بازه تغییرات این مقدار برای سیستم دیوار بتنی پس‌کشیده دارای میراگر اصطکاکی از ۰/۸۷ تا ۰/۹۰ درصد بوده، در حالی که این بازه برای سیستم‌های دیوار بتنی پس‌کشیده دارای میلگردهای مستهلک‌کننده و دیوار برشی بتنی به‌ترتیب ۱/۰۱ تا ۱/۱۴ درصد و ۰/۸۴ تا ۱/۱۸ درصد است. برای سازه شش طبقه سیستم دیوار بتنی پس‌کشیده دارای میراگر اصطکاکی این بازه از ۰/۹۴ تا ۱/۰۶ درصد، سیستم دیوار بتنی پس‌کشیده دارای میلگردهای مستهلک‌کننده از ۰/۹۹ تا ۱/۳۰ درصد و سیستم دیوار برشی بتنی از ۰/۴۴ تا ۱/۳۳ درصد می‌باشد. هم‌چنین در سازه ده طبقه برای سه سیستم دیوار بتنی پس‌کشیده دارای میراگر اصطکاکی، سیستم دیوار بتنی پس‌کشیده دارای میلگردهای مستهلک‌کننده و سیستم دیوار برشی بتنی بازه تغییرات میانگین جابه‌جایی جانبی نسبتی حداکثر طبقات به‌ترتیب از ۰/۶۳ تا ۰/۹۱، از ۰/۶۷ تا ۱/۳۳ و از ۰/۴۱ تا ۱/۳۰ درصد است. هم‌چنین مقادیر میانگین برش پایه حداکثر ناشی از هفت رکورد زلزله دور از گسل و در نتیجه شتاب حداکثر اعمالی در سازه‌های سه، شش و ده طبقه دارای سیستم دیوار بتنی پس‌کشیده دارای میراگر اصطکاکی کمتر از دو سیستم دیگر می‌باشد.

پس از وقوع زلزله، در سیستم دیوار بتنی پس‌کشیده دارای میراگر اصطکاکی نسبت به سیستم دیوار بتنی پس‌کشیده دارای میلگردهای مستهلک‌کننده و سیستم دیوار برشی بتنی، امکان تعویض میراگرهای آسیب‌دیده و استفاده مجدد از این سیستم با کمترین هزینه تعمیر می‌باشد.

بر اساس نتایج حاصله سیستم دیوار بتنی پس‌کشیده مرکزگرا دارای میراگر اصطکاکی برخلاف دو سیستم دیگر دارای افت مقاومت کمتری در چرخه‌های مختلف بارگذاری چرخه‌ای بوده و مقاومت متناسب با دو درصد جابه‌جایی جانبی نسبی آن از دو سیستم دیگر بیشتر می‌باشد. هم‌چنین سیستم‌های دیوار بتنی پس‌کشیده دارای میراگر اصطکاکی و سیستم دیوار بتنی پس-کشیده دارای میلگردهای مستهلک‌کننده دارای رفتار مرکزگرا بوده و جابه‌جایی جانبی نسبی باقی‌مانده‌ی آن‌ها پس از هر چرخه بارگذاری تقریباً برابر با صفر است.

مطابق نتایج به‌دست آمده از سیستم دیوار بتنی پس‌کشیده مرکزگرا دارای میراگر اصطکاکی برای سازه‌های سه، شش و ده طبقه مقدار ضریب جذب انرژی در مجموع چرخه‌های اعمالی به‌ترتیب برابر با ۴/۸۹، ۴/۱۲ و ۵/۱۰ می‌باشد. این مقادیر برای سیستم دیوار بتنی پس‌کشیده مرکزگرا دارای میلگردهای مستهلک‌کننده به‌ترتیب برابر با ۳/۵۶، ۲/۹۴ و ۲/۵۳ و برای سیستم دیوار برشی بتنی معمولی به‌ترتیب برابر با ۴/۲۶، ۴/۱۰ و ۲/۹۷ است. این مقادیر نشان می‌دهد سیستم دیوار بتنی پس‌کشیده دارای میراگر اصطکاکی در مجموع جذب انرژی بالاتری نسبت به دو سیستم دیگر دارد. هم‌چنین سیستم دیوار برشی بتنی نیز نسبت به سیستم دیوار بتنی پس‌کشیده دارای میلگردهای مستهلک‌کننده جذب انرژی بیشتری در هر سه سازه سه، شش و ده طبقه دارد.

بر اساس نتایج میانگین جابه‌جایی جانبی نسبی حداکثر طبقات ناشی از هفت رکورد زلزله دور از گسل در سازه سه طبقه

مراجع

1. Priestley, M.J.N. and Tao, J.R.T., "Seismic Response of Precast Prestressed Concrete Frames with Partially Debonded Tendons", *PCI Journal*, Vol. 38(1), pp. 58-69, (1993).
2. Stanton, J., Stone, W. and Cheok, G.S., "A Hybrid Reinforced Precast Frame for Seismic Regions", *PCI Journal*, Vol. 42(2), pp. 20-32, (1997).
3. Stanton, J.F. and Nakaki, S.D., "Design Guidelines for Precast Concrete Structural Systems", *PRESSS Report No. 01/03-09*, (2002).
4. Restrepo, J.I., "New Generation of Earthquake Resisting Systems", *Proceeding of The first FIB Congress, Federation International du Béton*, Osaka-Japan, P. E-268, (2002).
5. Erkmen, B. and Schultz, A. E., "Self-centering behavior of unbonded precast concrete shear walls", *Earthquake Resistant Engineering Structures VI*, Vol. 93, pp. 185-194, (2007).

6. Erkmen, B. and Schultz, A. E., "Self-Centering Behavior of Unbonded Post-Tensioned Precast Concrete Shear Walls", *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 13(7), pp. 1047-1064, (2009).
7. Khanmohammadi, M. and Heydari, S., "Seismic behavior improvement of reinforced concrete shear wall buildings using multiple rocking systems", *Engineering Structures*, Vol. 100, pp. 577-589, (2015).
8. Shahpouri, F. and Tasnimi, A., "Numerical analysis of prefabricated reinforced concrete shear wall with self-centering system ", *10th international congress on civil engineering, University of tabriz*, (2015) (in persian).
9. Guo, T., Zhang, G. and Chen, Ch., "Experimental Study on Self-Centering Concrete Wall with Distributed Friction Devices", *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 18(2), pp. 214-230, (2014).
10. Henry, R.S., Sritharan, S. and Ingham, J. M., "Finite element analysis of the PreWEC self-centering concrete wall system", *Engineering Structures*, Vol. 115, pp. 28-41, (2016).
11. Guo, T., Xu, Zh., Song, L., Wang, L. and Zhang, Zh., "Seismic Resilience Upgrade of RC Frame Building Using Self-Centering Concrete Walls with Distributed Friction Devices", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 143(12), pp. 1-11, (2017).
12. Shahpouri, F. and Tasnimi, A., " Nonlinear numerical analysis of RC precast shear walls with self-centering system", *Sharif Journal of Civil Engineering*, Vol. 34.2, pp. 13-24, (2018) (In Persian).
13. Wang, B. and Zhu, S., "Seismic behavior of self-centering reinforced concrete wall enabled by superelastic shape memory alloy bars", *Bulletin of Earthquake Engineering*, Vol. 16(1), pp. 479-502, (2018).
14. Guo, T., Wang, L., Xu, Zh. and Hao, Y., "Experimental and numerical investigation of jointed self-centering concrete walls with friction connectors", *Engineering Structures*, Vol. 161, pp. 192-206, (2018).
15. Zhai, Zh., Guo, W., Yu, Zh., He, Ch. and Zeng, Zh., "Experimental and numerical study of S-shaped steel plate damper for seismic resilient application", *Engineering Structures*, Vol. 221, pp. 1-17, (2020).
16. Shirinkam, MR. and Razzaghi, J., "Experimental and analytical investigation on the behavior of metallic Box- Shaped Dampers (BSD)", *Structures*, Vol. 23, pp. 766-778, (2020).
17. Xiao, Sh., Xu, L. and Li, Zh., "Development and experimental verification of self-centering shear walls with disc spring devices", *Engineering Structures*, Vol. 213, pp. 1-14, (2020).
18. Xiao, Sh., Xu, L. and Li, Zh., "Design and experimental verification of disc spring devices in self-centering reinforced concrete shear walls", *Structural Control and Health Monitoring*, Vol. 27(7), pp. 1-19, (2020).
19. Du, X., Wang, Zh., Liu, H. and Liu, M., "Research on seismic behavior of precast self-centering concrete walls with dry slip-friction connectors", *Journal of Building Engineering*, Vol. 42, (2021).
20. Heyrani Moghaddam, S. and Shoostari, A., "Nonlinear static and dynamic behaviors assessment of self-centering post-tensioned concrete wall with multiple-slit device", *Journal of Building Engineering*, Vol. 43, (2021).
21. American Society of Civil Engineers (ASCE), "Minimum design loads for buildings and other structures", *ASCE 07*, Reston, VA.
22. American Institute of Steel Construction (AISC), "Specification for Structural Steel Buildings", *AISC 360*.
23. Yang, B. and Lu, X., "Displacement-Based Seismic Design Approach for Prestressed Precast Concrete Shear Walls and its Application", *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 22(10), pp. 1836-1860, (2017).

24. McKenna, F., Fenves, G. and Scott, M., "Open system for earthquake engineering simulation", Berkeley, CA: University of California, <http://opensees.berkeley.edu.>, (2000)
25. Dal Lago, B., Biondini, F. and Toniolo, G., "Friction-based dissipative devices for precast concrete panels", *Engineering Structures*, Vol. 147, pp. 356–371, (2017).
26. Lu, X., Xie, L., Guan, H., Huang, Y. and Lu, X., "A shear wall element for nonlinear seismic analysis of super-tall buildings using OpenSees", *Griffith School of Engineering*, (2015).
27. Restrepo, J. and Rahman, A., "Seismic Performance of Self-Centering Structural Walls Incorporating Energy Dissipators", *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 133(11) pp. 1560-1570, (2007).
28. Rahman, A. and Restrepo, J., "Earthquake Resistant Precast Concrete Buildings: Seismic Performance of Cantilever Walls Prestressed using Unbonded Tendons", *Research Report, University of Canterbury Christchurch*, New Zealand, (2000).
29. Lu, J., Yu, Sh., Xia, J., Qiao, X. and Tang, Y., "Experimental study on the hysteretic behavior of steel plate shear wall with unequal length slits", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 147, pp. 477–487, (2018).
30. Applied Technology Council "Quantification of Building Seismic Performance Factors - FEMA P695", *Federal Emergency Management Agency (FEMA)*, (2009).



Modelling of Rutting Behavior of Modified Polymer Asphalt Mixture using Artificial Neural Network*

Research Article

Amir Aghasi¹, Mohsen Torbatinejad², Amir Bagherzadeh³

DOI: [10.22067/jfeci.2022.76444.1135](https://doi.org/10.22067/jfeci.2022.76444.1135)

1. Introduction

In the past few years, the increase in the severity and extent of damage on the road surface and the increase in traffic load and the reduction of budgets allocated to the road maintenance and repair sector have caused the performance improvement of the characteristics of asphalt pavements to be considered more than before. One of the most important damages caused in asphalt pavements is the deformation of asphalt surface and lack of pavement resistance against rutting, so that the estimation of rutting behavior at the design stage could have a significant impact on the long-term performance and service life of the pavement. Rutting occurs mainly in hot weather and in the wheel track of vehicles parallel to the longitudinal axis of the road. Considering the viscoelastic behavior and the influence of various parameters on the long-term properties of asphalt concrete, the estimation of pavement behavior is a complex task and requires appropriate methods and techniques. Therefore, the issue of modeling and predicting pavement parameters under the influence of various operational and environmental conditions is being developed.

In recent years, neural networks have been proposed as one of the best and most reliable innovative methods in predicting the behavior of materials. Considering the need to evaluate pavement performance in the design and service phase and the power and ability of neural networks in estimating material properties, the main goal of this research is to predict the creep and rutting behavior of asphalt concrete modified with polymer bitumen under the influence of environmental and structural variables of the mixture by using neural networks.

2. Data and method

For the production of asphalt mixtures, limestone materials from Asbcheran mine with grading No. 4 of Iran's Pavement Regulations were used. According to the regulation of asphalt paving of Iranian roads, the stone

materials used were within the permissible limits of the regulation. In this research, two types of bitumen 70/60 with performance Grade 64-22 and 100/85 with performance Grade 22-58 were used as reference bitumen in the production of asphalt mixtures, which were prepared from Jey Oil Refining Company. Bitumen quality tests were also conducted according to what was recommended in Iran's Pavement Regulations and the results were controlled with the permissible limits. In this study, SBS polymer was used in amounts of 2, 4 and 6 percentage of bitumen weight. To prepare the modified polymer bitumen with SBS, bitumen was first heated to 150°C and polymer was added to the bitumen in determined percentages. Then, the mixture of bitumen and polymer was heated to 180°C and the final mixing was done using a high shear mixer at a speed of 4000 rpm for a period of 60 minutes. After calculations, the optimal bitumen percentage of asphalt mixtures was determined to be 4.5% for making HMA asphalt mixtures modified with SBS polymer. The samples used in the creep test are cylinders with a diameter of 10 cm and a height of 7 cm.

In this research, the dynamic creep test is performed on control and polymer-modified asphalt samples according to the Australian Standard: AS 2891.12.1 air void is determined of 3 and 5% and stress level was 400 kPa and test temperatures was 40, 50 and 60°C. The main purpose of this test is to investigate the resistance of asphalt mixture against rutting.

Five input variables and one output variable are used in the modeling section. Based on this, the variables of this research are the type of bitumen, the percentage of SBS polymer, the test temperature, the percentage of air void, and the number of loading cycles in the dynamic creep test, which is a variable of the type of loading and based on 6 steps 600, 1200, 1800, 2400, 3000 and 3600 loading cycles were applied. In this research, neural networks with special capabilities in deducing the concepts from complex or ambiguous information are

* Manuscript received: 28 April 2022, Revised, 25 May 2022, Accepted, 23 July 2022.

¹. Corresponding author. Assistant Professor, Islamic Azad University of West Tehran Branch, **Email:** Aghasi.Amir@wtiau.ac.ir.

². Assistant Professor, Hakim Jorjani Institute of Higher Education.

³. B.Sc. Faculty of Engineering, Tehran Islamic Azad University.

used in extracting methods that are complex and difficult for humans and other computer technicians to understand.

3. Results and Conclusion

After investigating the creep behavior of asphalt mixtures under the influence of the investigated variables, the optimal structure of the neural network model was determined in predicting the rutting performance of asphalt mixtures under the influence of effective variables, and the accuracy of the predicted results of cumulative strain of asphalt mixtures were determined using statistical indices. The following results were obtained:

- The effect of the type of bitumen and polymer showed that the use of polymer and bitumen PG64-22 reduces the cumulative strain of asphalt mixtures and, as a result, improves the rutting resistance of the pavement, and with the increase in the percentage of polymer, the performance of the asphalt mixture against rutting improves. The best resistance is related to the sample containing 6% is polymer with PG64-22 bitumen;
- The simultaneous investigation of the structure and loading cycle on the creep behavior of the asphalt mixture shows that with increase in the number of loadings and the intensity of rutting, resistance in the mixture containing bitumen PG64-22 improves over time due to increase in bitumen hardness;
- Investigation the impact of the number of loading showed that with the increase of the loading cycle, the permanent deformations created in the pavement increased significantly and the resistance of the mixture against rutting decreased. Moreover, the addition of polymer with proper and positive performance reduces this rate and improves the process of reducing the resistance and increasing the creep of asphalt mixtures;
- The values of strains between 1800 and 3600 cycles showed that the results for samples containing 2, 4 and 6 percent of polymer are 48, 28 and 16 percent, respectively. Based on these values, SBS polymer by increasing the hardness and viscosity of asphalt mastic increases the strength of the asphalt mixture, and this positive effect is better manifested by increasing the percentage of polymer and loading cycle;
- Measuring the impact of air void on creep behavior showed that increasing the percentage of air void in asphalt mixtures increases the permanent deformations and cumulative strains in the mixture, so that with the increase of the percentage from 3 to 5, the creep graph of the asphalt mixtures increased greatly in terms of slope and the created deformations increased significantly;
- The results of the modeling section showed that the 5-10-10-10 model has the best performance and the model performs very well in terms of predicting creep behavior and rutting resistance of polymer modified asphalt mixtures.
- The examination of the correlation coefficient between the experimental and predicted data showed that the value of R^2 is 0.987, that there is a significant relationship between the data, and the structure chosen for the neural network model has been able to predict the data well in the training and testing section;
- Examining the error percentage of the model based on the difference between the predicted and experimental values shows that the minimum, maximum and average values are 0.00076, 13.81 and 0.51 respectively. Based on the results, a small average error percentage can be observed, which can be said that the model has good power and efficiency in estimating the rutting behavior of polymer asphalt mixture under the studied variables.



ارائه مدل شیارشدگی مخلوط آسفالتی اصلاح شده پلیمری با استفاده از شبکه عصبی مصنوعی*

مقاله پژوهشی

DOI: 10.22067/jfci.2022.76444.1135

امیر باقرزاده^۳

محسن تربتی نژاد^۲

امیر آقاسی^۱

چکیده شیارشدگی یکی از مهم ترین خرابی های ایجاد شده در روسازی های آسفالتی می باشد که خطرات جدی را برای استفاده کنندگان از راه ایجاد می کند. هدف از این تحقیق بررسی مقاومت خزشی آسفالت در شرایط مختلف از جمله درصدهای مختلف پلیمر، درصد فضای خالی، دما و تعداد سیکل بار است. همچنین نتایج با کمک شبکه عصبی مدل سازی شده اند. بر اساس یافته های این تحقیق، قیر ۶۰-۷۰ عملکرد بهتری در برابر شیارشدگی دارد و افزایش پلیمر موجب بهبود عملکرد آن می شود. از طرف دیگر مقاومت شیارشدگی مخلوط رابطه معکوس با سیکل بارگذاری دارد. اما وجود پلیمر باعث کاهش نرخ افت مقاومت شیارشدگی بر اثر افزایش سیکل می شود. در نهایت نتایج مدل سازی نشان داد، مدل شبکه عصبی از نظر پیش بینی رفتار خزشی و مقاومت شیارشدگی مخلوط های آسفالتی اصلاح شده پلیمری عملکرد بسیار خوبی دارد.

واژه های کلیدی مخلوط های آسفالتی، قیر پلیمری، شیارشدگی، شبکه عصبی، مدل پیش بینی.

Modelling of Rutting Behavior of Modified Polymer Asphalt Mixture using Artificial Neural Network

Amir Aghasi

Mohsen Torbatinejad

Amir Bagherzadeh

Abstract Rutting is one of the most important damages caused in asphalt pavements, which creates serious risks for road users. The purpose of this research is to investigate the creep resistance of asphalt in different conditions including different percentages of polymer, percentage of air void, temperature and number of load cycles. Also, the results have been modeled with the help of neural network. According to the findings of this research, bitumen with penetration degree 60 to 70 millimeter has a better performance against rutting and the increase of polymer improves its performance. On the other hand, the rutting resistance of the mixture has an inverse relationship with the loading cycle. But the presence of polymer reduces the rate of drop in creasing resistance due to increased cycle. Finally, the modeling results showed that the neural network model performs very well in terms of predicting creep behavior and rutting resistance of polymer modified asphalt mixtures.

Key words Asphalt mixtures, polymer bitumen, rutting, neural network, prediction model.

* تاریخ دریافت مقاله ۱۴۰۱/۲/۸ و تاریخ پذیرش آن ۱۴۰۱/۵/۲ می باشد.

Email: Aghasi.Amir@wtiau.ac.ir

(۱) نویسنده مسئول: استادیار، راه و ترابری، استاد دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران غرب.

(۲) کارشناسی ارشد عمران، برنامه ریزی حمل و نقل، دانشگاه سراسری گلستان، عضو هیئت علمی مؤسسه آموزش عالی حکیم جرجانی گرگان.

(۳) کارشناسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران غرب.

مقدمه

افزایش قیمت قیر و هزینه‌های ترمیم و بهسازی روسازی‌های آسفالتی در چند سال اخیر موجب شده است تا محققان این حوزه بر ارزیابی دقیق‌تر پارامترهای تأثیرگذار بر رفتار مخلوط‌های آسفالتی تمرکز جدی‌تری داشته باشند. به‌طوری‌که علاوه بر افزایش قیمت قیر و هزینه‌های اجرایی، کاهش بودجه‌های عمرانی و مشکلات اقتصادی در سطح کلان نیز موجب شده است تا اهمیت استفاده از تکنولوژی‌های پیشرفته و ایده‌های جدید در صنعت روسازی بیش از گذشته احساس شود. بر همین اساس، سنجش رفتار روسازی‌های آسفالتی تحت تأثیر متغیرهای عملکردی و محیطی می‌تواند موجب بهبود شرایط اجرایی در زمان طراحی و نگهداری و کاهش هزینه‌های سنگین آزمایشگاهی شود.

یکی از مهم‌ترین خرابی‌های ایجادشده در روسازی‌های آسفالتی، تغییر شکل‌های ایجادشده در سطح آسفالت و عدم مقاومت روسازی در برابر شیارشدگی می‌باشد. به‌طوری‌که تخمین رفتار شیارشدگی در مرحله طراحی می‌تواند تأثیر به‌سزایی بر عملکرد بلندمدت و عمر خدمت‌دهی روسازی داشته باشد. شیارشدگی عمدتاً در هوای گرم و در مسیر چرخ وسایل نقلیه به موازات محور طولی راه رخ می‌دهد و هزینه‌های سنگینی صرف تعمیر روسازی‌های تخریب‌شده می‌شود. شیارشدگی به دلیل تأثیر به‌سزای آن بر کیفیت خدمت‌دهی روسازی و مشکلات اساسی و ایمنی که در ساختار روسازی ایجاد می‌کند، جزو خرابی‌های سازه‌ای و بنیادی مطرح می‌شود. عوامل مختلفی از جمله تکرار بارگذاری ناشی از عبور وسایل نقلیه سنگین، کیفیت نامناسب مخلوط آسفالتی، شرایط محیطی و دمایی، جنس و نوع دانه‌بندی مصالح سنگی و خصوصیات فنی قیر مصرفی تأثیر قابل‌توجهی بر شدت و مقدار شیارشدگی دارند [1-4]. شیارشدگی معمولاً در لایه‌های آسفالتی و لایه‌های غیر محدود زیرین رخ می‌دهد و معمولاً به شکل فرورفتگی سطحی در مسیرهای چرخ و بر اثر تنش‌های برشی افقی ناشی از اصطکاک لاستیک در هنگام ترمزگیری مکرر خودروها و در قسمت‌های طولانی و شیب‌دار بزرگراه‌ها رخ می‌دهد [3]. تغییر شکل‌های دائمی رخ داده در روسازی از ترکیب سه مد مختلف تخریب مواد و مصالح روسازی، تراکم لایه‌های آسفالتی و تغییر شکل‌های پلاستیکی جانبی تشکیل می‌شود. تخریب مواد ناشی از وجود مصالح باکیفیت نامناسب و مقاومت پایین است و سهم کمی از عمق شیارشدگی را دربرمی‌گیرد. درحالی‌که تراکم لایه آسفالتی

و تغییر شکل‌های پلاستیک دو دلیل مهم بروز تغییر شکل‌های اساسی در روسازی هستند و باعث رفتار خزشی می‌شوند [5]. تراکم لایه‌های آسفالتی عامل اولیه شیارشدگی در مراحل اولیه خدمت‌دهی روسازی آسفالتی است و فضای خالی بیشتر در روسازی با بروز تغییر شکل‌های دائمی و شیارشدگی رابطه مستقیم دارد [6].

در چند سال گذشته افزایش شدت و گستره خرابی‌ها در سطح جاده‌ها و ازدیاد بار ترافیک و کاهش بودجه‌های اختصاص‌یافته به بخش تعمیر و نگهداری راه موجب شده است تا اصلاح خصوصیات روسازی‌های آسفالتی بیش از قبل موردتوجه قرار گیرد. به‌طوری‌که در چند سال گذشته روش و تکنولوژی‌های مختلفی در راستای بهبود کیفیت و خدمت‌دهی روسازی‌ها استفاده شده است. هدف از بررسی و اجرای همه این روش‌ها، بهبود خصوصیات مخلوط‌های آسفالتی از نظر فنی و عملکردی می‌باشد. این در حالی است که علاوه بر بحث فنی، جنبه‌های اقتصادی و زیست‌محیطی افزودنی‌های مصرفی در صنعت روسازی نیز از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است. به‌طوری‌که در چند سال گذشته، استفاده از مواد مختلف تحت عنوان اصلاح‌کننده‌های خواص روسازی مطرح شده است و هرکدام با توجه به ویژگی‌ها و خواص منحصربه‌فرد خود، توانسته‌اند موردتوجه محققان و مجریان قرار گیرند.

در سال‌های اخیر محققان علم روسازی، به دنبال روش‌های جایگزین با سرعت بالا و هزینه کم جهت پیش‌بینی رفتار روسازی هستند. تجربه‌های علمی نشان داده است استفاده از مدل‌های کارآمد و مناسب در هر سیستم می‌تواند موجب تأثیر قابل‌توجهی بر دقت برنامه‌ریزی‌های عملیاتی و بهینه‌سازی تخصیص بودجه داشته باشد. با توجه به رفتار ویسکوالاستیک و تأثیرگذاری پارامترهای مختلف بر خصوصیات بلندمدت بتن آسفالتی، تخمین رفتار روسازی کار پیچیده‌ای است و روش‌ها و تکنیک‌های مناسبی را طلب می‌کند. بنابراین، موضوع مدل‌سازی و پیش‌بینی پارامترهای روسازی تحت تأثیر شرایط مختلف اجرایی و محیطی در حال توسعه است. در سال‌های اخیر، شبکه‌های عصبی به عنوان یکی از بهترین و قابل‌اعتمادترین روش‌های ابتکاری در پیش‌بینی رفتار مواد مطرح شده است. شبکه‌های عصبی با پردازش داده‌های تجربی قانون نهفته بین متغیرهای یک مدل را شناسایی کرده و به نحوی مناسب و با سرعت بالا به ساختار شبکه انتقال می‌دهد. برخی از ویژگی‌های منحصربه‌فرد شبکه‌های عصبی از جمله تفکیک الگوها، ربانیک، کنترل، یادگیری نگاشت خطی و یا

طریق پروتون‌های آروماتیک واکنش انجام می‌دهند. برآیند این فعل‌وانفعال موجب می‌شود تا پلیمر SBS با واکنش با قیر و جذب مالتین موجود در قیر، منجر به تشکیل زنجیره پلیمری و بهبود خواص الاستیک و شکل‌پذیری مخلوط‌های آسفالتی شود [7-9]. در ادامه بخشی از مهمترین مطالعات این حوزه مورد بررسی قرار گرفته‌است.

زیاری و همکاران [10] در دانشگاه علم و صنعت، با توجه به تأثیر منفی رطوبت بر در مخلوط‌های آسفالتی گرم، به بهبود خصوصیات روسازی در برابر شرایط جوی پرداختند. آن‌ها با این رویکرد که تغییر در نوع دانه‌بندی و استفاده از قیرهای اصلاح‌شده تأثیر به‌سزایی در کاهش نفوذ آب به سنگ‌دانه‌ها و در نتیجه کاهش حساسیت رطوبتی داشته باشد، به ارزیابی تأثیر انواع پلیمر ترموپلاستیک الاستومرها بر حساسیت رطوبتی مخلوط‌های آسفالتی با استخوان‌بندی سنگدانه‌ای پرداختند. یافته‌های این مطالعه نشان داد، با افزایش درصد پلیمر، مدول برجهندگی و نسبت آن، مقدار مقاومت کشش غیرمستقیم، شاخص حساسیت رطوبتی و همچنین استقامت مارشال و نسبت تر به خشک آن افزایش یافته و نتایج بهتری در درصد‌های بالا نسبت به SBS ۵٪ از خود نشان می‌دهند.

در تحقیقی که با رویکرد نقش مکمل و هم‌زمان مواد افزودنی توسط ساعدی و همکاران [11] سال ۱۳۹۶ انجام شد، تأثیر SBS و الیاف بر عملکرد مخلوط آسفالت ماستیک درشت‌دانه بررسی شد. نتایج این مطالعه حاکی از آن بود که نمونه‌های حاوی SBS به‌تنهایی ترکیب پلیمر و الیاف به طرز قابل‌توجهی تغییر شکل پلاستیک روسازی را کاهش می‌دهد و مقاومت شیارشدگی را بهبود می‌بخشد. همچنین، استفاده هم‌زمان SBS و الیاف در آسفالت می‌تواند علاوه بر بهبود خواص مکانیکی، تأثیر شایانی در مقابله با پدیده شیارشدگی ایفا کند و گزینه مناسبی برای مناطق گرم و دارای ترافیک سنگین محسوب گردد.

در یکی دیگر از مطالعات بررسی خواص مخلوط‌های آسفالتی اصلاح‌شده پلیمری در سال ۱۳۹۶ که توسط صاحب‌الزمانی و همکاران [12]، این بار و باهدف تسهیل استفاده از پلیمر در مخلوط‌های آسفالتی، از گرانول پلیمری SBS در حین فرایند تولید آسفالت در کارخانه آسفالت و به‌طور مستقیم به داخل میکسر استفاده شد. برای سنجش رفتار مخلوط‌های آسفالتی تحت تأثیر اضافه کردن خشک پلیمر، سختی و خصوصیات مقاومتی بتن آسفالتی در برابر ترک‌های حرارتی،

غیرخطی و قابلیت یادگیری، پردازش توزیعی و قابلیت تعمیم دهی موجب شده‌است تا نگاه ویژه‌ای به این روش در سطح کاربردی شود. به‌طوری‌که، استفاده از شبکه‌های عصبی در زمینه‌های مختلف مهندسی عمران و در تحلیل مسائل پیچیده به‌دلیل قابلیت بالای آن‌ها در پیش‌بینی رفتار مواد رواج زیادی پیدا کرده‌است و به‌عنوان جایگزینی مناسب نسبت به روش‌های سنتی مطرح شده‌است.

با توجه به مباحث مطرح‌شده، با توجه به نیاز ارزیابی عملکرد روسازی در مرحله طراحی و خدمت‌دهی و قدرت و توانایی شبکه‌های عصبی در تخمین خصوصیات مواد، هدف اصلی این پژوهش پیش‌بینی رفتار خزشی و شیارشدگی بتن آسفالتی اصلاح‌شده با قیر پلیمری تحت تأثیر متغیرهای محیطی و ساختاری مخلوط به کمک شبکه‌های عصبی قرار داده‌شده‌است.

مرور بر مطالعات پیشین

افزایش وسایل نقلیه و عدم توجه جدی به ترمیم و نگهداری راه‌ها در چند سال اخیر باعث شده‌است تا خرابی‌ها جاده‌ها به شکل قابل‌توجهی افزایش یابد. به‌طوری‌که امروزه، سطح زیادی از جاده‌های کشور دچار خرابی‌های شدید و گسترده شده‌اند و این موضوع تحقیقات علمی زیادی برای برون‌رفت از مشکل را طلب می‌کند.

مواد پلیمری، از رایج‌ترین و پرکاربردترین مواد افزودنی می‌باشد که با تشکیل شبکه پلیمری موجب افزایش قابل‌توجه مقاومت و استحکام روسازی‌های آسفالتی می‌شود. پلیمرها با تشکیل زنجیره سه‌بعدی پلیمری در قیر باعث می‌شود تا خواص الاستیک و شکل‌پذیری مخلوط به‌طور قابل‌توجه بهبود یابد و مقاومت شیارشدگی و عمر خستگی روسازی افزایش یابد.

در چند سال گذشته، پلیمر SBS به‌دلیل خواص منحصربه‌فرد و ویژه به‌طور قابل‌توجهی موردتوجه ویژه قرار گرفته و برخلاف سایر افزودنی‌ها علاوه بر تحقیقات آزمایشگاهی، به‌طورجدی در روسازی جاده و مسائل اجرایی ورود کرده و نتایج بسیار مطلوبی را نیز نشان داده‌است. این پلیمر از زنجیره سه‌بلوکی استایرن-بوتادین-استایرن با دامنه پلی استایرن سفت و محکم و پلی بوتادین انعطاف‌پذیر تشکیل می‌شود. ساختار پلیمر SBS به‌گونه‌ای می‌باشد که بلوک‌های پلی بوتادین با گروه‌های با بار مثبت در قیر از طریق الکترون‌های π تعامل برقرار می‌کنند و بلوک‌های پلی استایرن با گروه‌های الکترونی قیر از

آب و هوایی ایران می شود.

در زمینه استفاده از شبکه عصبی در زمینه مدل سازی رفتار مخلوط های آسفالتی نیز مطالعاتی صورت گرفته است. دیوانداری و همکاران [19] سال ۱۳۹۷ در راستای استفاده از شبکه های عصبی و پیش بینی رفتار مخلوط های آسفالتی، این بار از شبکه های عصبی در تخمین مقاومت شیارشدگی استفاده کردند. آن ها در مطالعه خود بیان کردند که شیارشدگی یکی از شایع ترین انواع خرابی های روسازی های آسفالتی است و افزایش میزان تغییر شکل های ماندگار که خود منجر به افزایش عمق شیار می گردد، می تواند مشکلات جدی در روسازی راه ها ایجاد نماید. بر همین اساس، هدف این مطالعه را تخمین پتانسیل شیارشدگی مخلوط های آسفالتی و تعیین پارامترهای مستقیم و تأثیرگذار در این خصوص بیان کردند. برای طراحی مدل شیارشدگی از مصالح سنگی سیلیسی و آهکی، دانه بندی های شماره ۵ و ۴، قیر و ۶۰-۷۰-۱۰۰-۸۵ و فیلر پودر سنگ و آهک استفاده شد. یافته های این مطالعه نشان داد، برای مصالح سنگی سیلیسی در شرایط مشابه، عمق شیار حاصل از دستگاه ویل تراک با فیلر پودر سنگ بیشتر از نمونه هایی بود که فیلر آهک در ساخت آن ها استفاده شده بود. همچنین، مخلوط های حاوی مصالح آهکی با فیلر پودر آهک، به مراتب مقاومت شیارشدگی کمتری نسبت به نمونه های مشابه ساخته شده از مصالح سیلیسی را داشتند. در نهایت نتایج بخش مدل سازی نشان داد، بهترین ساختار دارای ضریب ۰/۹۲ در مرحله آموزش و ۰/۹۰ مرحله آزمایش می باشد و مدل طراحی شده با شبکه عصبی قدرت و توانایی مناسبی در پیش بینی رفتار خزشی مخلوط های آسفالتی تحت تأثیر جنس مصالح سنگی و فیلر دارد.

سال ۱۳۹۸ خیبری و همکاران [20] با هدف بررسی خصوصیات لغزندگی روسازی ها تحت تأثیر متغیرهای مؤثر، از شبکه های عصبی استفاده کردند. آن ها در مطالعه خود، تأثیر پارامترهای مختلفی نظیر مشخصات بافت رویه و مصالح سنگی، شرایط آب و هوایی، تغییرات فصلی و آلودگی سطح جاده را بر روی مقاومت لغزندگی موردسنجش قراردادند. در این مطالعه مخلوط های آسفالتی ساخته شده تحت تأثیر آلاینده هایی نظیر، ریز گرد ها، ماسه بادی، روغن، پودر لاستیک، دوده آگروز و رنگ سرد ترافیکی در درجه حرارت و رطوبت های مختلف تحت آزمایش آونگ انگلیسی قرار گرفته اند. یافته های این مطالعه نشان داد، حضور آلاینده ها تأثیر قابل توجهی بر مقاومت لغزندگی روسازی دارد و در حالت خشک بیشترین کاهش به دست آمده در عدد

ترک های خستگی، شیارشدگی مورد ارزیابی قرار گرفت. یافته های این مطالعه نشان داد، خواص عملکردی مخلوط های آسفالتی اصلاح شده با گرانول پلیمری دارای نتایج مشابهی در مقایسه با مخلوط های آسفالتی ساخته شده از قیر اصلاح شده با SBS و به طور قابل توجهی خواص مخلوط آسفالتی بهبود می یابد.

فخری و همکاران [13] سال ۱۳۹۷ در مطالعه ای باهدف سنجش مقاومت شیارشدگی و خواص خودترمیم بر خستگی مخلوط های آسفالتی اصلاح شده با پلیمر انجام شد، یافته ها نشان داد نتایج نشان داد که پلیمر الاستومرها SBR با افزایش خاصیت الاستیکی قیر بیشترین قابلیت بازیابی را برای نمونه های آسفالتی فراهم آورده است. در حالی که پلیمر SBS با ایجاد ۶۰ درصد قابلیت بازیابی، دارای بیشترین عمر خستگی و بالاترین مقاومت شکست در برابر بارهای ترافیکی می باشد.

ارزیابی عمر خستگی و مقاومت شیارشدگی مخلوط های آسفالتی حاوی پلیمر SBS همواره به عنوان یکی از چالش های محققان بوده است و تحقیقات زیادی در این خصوص انجام شده است. در همین خصوص، سنجش رفتار خستگی مخلوط های آسفالتی با آزمایش های پیشرفته توسط صبوری و همکاران [14] سال ۲۰۱۸ نشان داد، SBS با ایجاد شبکه پلیمری در قیر و بهبود خصوصیات عملکردی مخلوط آسفالتی، موجب افزایش عمر خستگی مخلوط های آسفالتی می شود. همچنین خدایی و همکاران [15] در سال ۲۰۰۹ در دانشگاه امیر کبیر نشان دادند SBS به طور قابل توجهی موجب بهبود مقاومت شیارشدگی و کاهش تغییر شکل های ماندگار در مخلوط های آسفالتی می شود و مخلوط حاوی قیر با ۵ درصد پلیمر عملکرد شیارشدگی بهتری نسبت به مخلوط های حاوی ۴ و ۶ درصد SBS دارد و به عنوان درصد بهینه این افزودنی می باشد.

در مطالعات مربوط به بررسی تأثیر پلیمر بر خواص قیرها نتایج مقالات و تحقیقات انجام شده توسط میرزاییان و همکاران [16]، افلاکی و همکاران [17] و جعفری و همکاران [18] در بین سال های ۲۰۰۹ تا ۲۰۱۵ نشان داد پلیمر SBS موجب کاهش حساسیت دمایی قیرها در دمای بالا و بهبود رده عملکردی قیر می شود ولی تأثیر قابل توجهی بر رفتار دمای پایین قیرها ندارد. همچنین، پلیمر SBS به قیر موجب بهبود خواص پیرشدگی و افزایش مقاومت قیر در برابر صدمات وارده ناشی از پیرشدگی می شود و با افزایش درجه عملکردی دمای بالا و پایین، موجب بهبود رده عملکردی قیر و در نهایت پوشش مناطق مختلف

خستگی آزمایش خستگی تیر خمشی و معیار سختی استفاده شده است. برای به دست آوردن مدل خستگی، از نتایج آزمایش‌های مدول برجهنگی و مقاومت کشش غیرمستقیم آسفالت، سختی خزشی قیر در آزمایش BBR در دمای ۱۲-، ویسکوزیته قیر و درصد قیر استفاده شده است. نتایج به دست آمده بیان کرد مدل حاصل از شبکه عصبی دقت و ضریب همبستگی بسیار بالاتری نسبت به مدل خطی دارد. هم‌چنین، نتایج بخش تحلیل حساسیت نشان داد، سختی خزشی قیر در دمای ۱۲- بیشترین تأثیر را بر سختی آسفالت در دمای ۵ درجه و مقاومت کشش غیرمستقیم آسفالت بیشترین اثر را بر سختی آسفالت در دمای ۲۰ دارد.

وو و همکاران [24] سال ۲۰۱۴ به بررسی عامل شدت تنش در ارائه مدل ترک‌های خستگی و انعکاسی ایجاد شده در روسازی به کمک شبکه عصبی پرداختند. در این مطالعه از متغیرهای مدول دینامیکی آسفالت، ضخامت آسفالت، مدول دینامیکی اساس، ضخامت اساس، مدول دینامیکی خاک بستر، طول ترک و نسبت طول ترک به ضخامت لایه رویه استفاده شد. نتایج به دست آمده نشان داد هر دو مدل رگرسیون غیرخطی و شبکه عصبی دارای مقبولیت بالایی در پیش‌بینی خرابی‌های ایجاد شده در روسازی بر اثر شدت تنش وارده دارند ولی با توجه به ضریب همبستگی بالاتر و نسبت خطای کم‌تر مدل شبکه عصبی، اعتبار و کارایی این مدل نسبت به مدل رگرسیونی بیش‌تر می‌باشد.

بر اساس بررسی‌های صورت گرفته، با وجود مطالعات انجام شده در خصوص اصلاح مشخصات فنی آسفالت با SBS و استفاده از شبکه‌های عصبی در تخمین متغیرهای روسازی‌های آسفالتی، اما تاکنون مطالعه‌ای در خصوص پیش‌بینی رفتار شیارشدگی مخلوط‌های آسفالتی با استفاده از شبکه‌های عصبی انجام نشده است. لذا نتایج این تحقیق می‌تواند کمک شایانی در کاهش هزینه‌های آزمایشگاهی و افزایش سرعت و دقت مراحل طراحی داشته باشد.

متدولوژی و روش مدل‌سازی

مواد و مصالح

مصالح سنگی. جنس و دانه‌بندی مصالح سنگی تأثیر به‌سزایی بر عملکرد و باربری روسازی‌های آسفالتی دارد. به‌طوری‌که مصالح

لغزندگی هنگامی است که سطح از ماسه‌بادی پوشیده شده باشد و در حالت مرطوب نیز حضور رنگ سرد ترافیکی موجب کاهش عدد لغزندگی را در پی داشته است.

سال ۱۳۹۹ فرج‌الهی و همکاران [21] در تحقیقی از شبکه‌های عصبی در مدل‌سازی شاخص وضعیت روسازی (PCI) و به‌منظور شناسایی بهینه‌ترین زمان تعمیر و نگهداری در جهت کاهش هزینه‌ها استفاده کردند. در این تحقیق به‌منظور مقایسه عملکرد شبکه‌های عصبی، از دو مدل رگرسیون خطی چندگانه و شبکه عصبی انتشار برگشتی استفاده شد و خرابی‌های سه آزادراه کربلا، پل زال و تهران - قم مورد بررسی قرار گرفتند. پارامترهای ورودی به شبکه عصبی شامل طول عمر قطعه در زمان بازرسی، عرض واحد نمونه، متوسط ترافیک عبوری، متوسط درصد وسایل نقلیه سنگین در طول عمر قطعه، بیشینه دما در طول عمر قطعه، کمینه دما و ضخامت روسازی انتخاب شدند. یافته‌های این پژوهش نشان داد، میزان عملکرد مدل شبکه عصبی بر اساس شاخص میانگین مربعات خطا و هم‌چنین شاخص ضریب همبستگی به‌ترتیب برابر است با ۰/۹۵ و ۰/۸۷ می‌باشد که در مقایسه با مدل رگرسیون خطی چندگانه دارای قدرت و دقت بیشتری برای پیش‌بینی وضعیت آینده روسازی می‌باشد.

فخری و همکاران [22] سال ۱۴۰۰ در مطالعه‌ای که باهدف مدیریت و نگهداری اصولی راه‌ها برنامه‌ریزی شده بود، با استفاده از شبکه‌های عصبی شاخص بین املی ناهمواری روسازی را برحسب متغیرهای خرابی سطحی پیش‌بینی کردند. هدف اصلی این پژوهش بر مبنای تعیین تأثیر خرابی‌های سطحی بر ناهمواری روسازی و ایجاد رابطه همبستگی برای تخمین شاخص بین‌الملل ناهمواری و سرعت رشد ناهمواری قرار داده شد. با استفاده از نتایج این مطالعه، ابتدا تأثیر خرابی‌های سطحی بر شاخص بین‌المللی ناهمواری تعیین شد و هم‌چنین استفاده از شبکه عصبی مدلی کم‌هزینه برای متولیان راه برای تخمین شاخص ناهمواری و نرخ رشد ناهمواری بر اساس خرابی‌های سطحی در سطح شبکه مطرح شد تا علاوه بر دید مناسب در مرحله طراحی و نگهداری، به شناخت روند اضمحلال و سیاست‌ها و اقدامات تعمیر و نگهداری نیز کمک شایانی شود.

ژیایو و همکاران [23] سال ۲۰۰۹ با استفاده از شبکه‌های عصبی به پیش‌بینی رفتار آسفالت لاستیکی شامل مصالح سنگی بازیافتی و عمر خستگی آن‌ها بر اساس سختی آسفالت و به کمک شبکه عصبی پرداختند. در این مطالعه جهت پیش‌بینی عمر

جدول ۲ خصوصیات قیر مصرفی

عنوان آزمایش ها	قیر ۷۰-۱۰۰	قیر ۶۰	روش های آزمایش
درجه نفوذ، mm ۰/۱، @ ۲۵°C	۹۴	۶۶	ASTM D5
نقطه نرمی، °C	۴۳/۳	۴۸/۵	ASTM D36
چگالی، @ ۶۰°F، Kg/M3	۱۰۰۲	۱۰۱۴	ASTM D3289
دمای نقطه اشتعال، °C	۳۱۲	۳۳۵	ASTM D92

پلیمر و قیر پلیمری تولید شده. در این پژوهش با توجه به تأثیرات مثبت پلیمر SBS در خواص اصلاح کنندگی قیر و آسفالت، برای بهبود عملکرد قیر و مخلوط های آسفالتی از آن استفاده شده است. در این مطالعه از پلیمر SBS ساخت شرکت پلیمر پیشرفته دانا در قیرها و مخلوط های آسفالتی به میزان ۲، ۴ و ۶ استفاده شده است. مقادیر انتخاب شده برای پلیمر و نیز شیوه اختلاط پلیمر در قیر بر اساس مطالعات قبلی [16، 25، 26] انتخاب شده و به دلایل زیر درصد بالاتر افزودنی توصیه نمی شود:

- قیمت بالای افزودنی و عدم توجیه مالی و اقتصادی
- افزایش قابل توجه ویسکوزیته قیر و عدم کارایی لازم در زمان اجرا و تراکم
- تأثیر منفی درصد های بالاتر افزودنی بر خواص دمای پایین و ویسکوزیته قیر
- احتمال دو فازه شدن و عدم ذخیره سازی مناسب قیر های پلیمری حاوی درصد های بالای SBS

مشخصات SBS مصرفی در جدول (۳) نشان داده شده است. برای تهیه قیر های اصلاح شده پلیمری با SBS، ابتدا قیر در حدود ۱۵۰ درجه سانتی گراد گرم شدند و پلیمر در درصد های تعیین شده به قیر اضافه شد. سپس مخلوط قیر و پلیمر تا ۱۸۰ درجه سانتی گراد گرم و با استفاده از همزن برش بالا در سرعت ۴۰۰۰ دور بر دقیقه به مدت زمان ۶۰ دقیقه اختلاط نهایی انجام شد. خصوصیات قیر های اصلاح شده بر اساس نوع و مقدار مواد افزودنی در جدول (۴) نشان داده شده است.

سنگی درواقع استخوان بندی و ساختار اصلی مخلوط آسفالتی است و نقش مهمی بر مقاومت در برابر خرابی روسازی دارد. سنگدانه های مصرفی در مخلوط های آسفالتی باید از لحاظ اندازه دانه ها در محدوده معینی باشد و نسبت معینی از هراندازه وجود داشته باشد. جهت تهیه مخلوط های آسفالتی از مصالح آهکی از معدن اسب چران رودهن با دانه بندی شماره ۴ آیین نامه روسازی ایران استفاده شده است. مصالح سنگی مصرفی طبق آیین نامه روسازی آسفالتی راه های ایران در حدود مجاز آیین نامه بوده است و از نظر حداقل میزان شکستگی، حداکثر سایش و حداکثر جذب آب را تأمین می کند. خصوصیات فیزیکی مصالح سنگی مورد استفاده در این مطالعه، در جدول (۱) نشان داده شده است.

قیر. در این پژوهش از دو نوع قیر ۶۰/۷۰ با رده عملکردی PG58-22 و ۸۵/۱۰۰ با رده عملکردی PG64-22 به عنوان قیر های مرجع در ساخت مخلوط های آسفالتی استفاده شده است که از پالایشگاه نفت جی تهیه شده است. آزمایش های کیفی قیر نیز مطابق آنچه در نشریه ۲۳۴ توصیه شده است، انجام و نتایج با حدود مجاز نشریه کنترل شد. خصوصیات قیر های مصرفی در این مطالعه در جدول (۲) نشان داده شده است.

جدول ۱ مشخصات مصالح سنگی مصرفی

شرح آزمایش	نتایج آزمایش	حدود مجاز طبق نشریه ۲۳۴		استاندارد آزمایش	
		آستر	رویه	ASTM	AASHTO
حداکثر سایش به روش لوس آنجلس (درصد)	۲۵	۴۰	۳۰	-	T 96
حداکثر ضریب تورق با روش BS812 (درصد)	۱۴	۳۰	۲۵	-	-
حداقل درصد شکستگی در دو وجه روی الک شماره ۴	۹۶	۸۰	۹۰	-	D5821
حداکثر درصد جذب آب (مصالح درشت دانه)	۰/۹	۲/۵	۲/۵	-	T 85
حداکثر درصد جذب آب (مصالح ریزدانه)	۱/۷	۲/۸	۲/۵	-	T 84



شکل ۱ پلیمر SBS و نحوه اختلاط آن با قیر

جدول ۳ مشخصات پلیمر SBS مصرفی

خواص	روش آزمایش	واحد	مقدار و مشخصات	محدوده و مشخصات
حالت فیزیکی	-	-	جامد	-
رنگ	-	-	سفید	-
مقدار استایرن	ASTM D5775	%	۳۰	۲۹/۵ ~ ۳۲/۵
چگالی نسبی	ASTM D792	-	۰/۹۴	N/A
ماده فرار	ASTM D5668	%	۰/۲۵	≤ ۰/۵

جدول ۴ شرایط قیرهای اصلاح شده

کد نمونه	نوع قیر پایه	درصد قیر خالص	درصد پلیمر SBS
PG58_S0	PG 58-22	۱۰۰	۰
PG64_S0	PG 64-22	۱۰۰	۰
PG58_S2	PG 58-22	۹۸	۲
PG64_S2	PG 64-22	۹۸	۲
PG58_S4	PG 58-22	۹۶	۴
PG64_S4	PG 64-22	۹۶	۴
PG58_S6	PG 58-22	۹۴	۶
PG64_S6	PG 64-22	۹۴	۶

ساخت نمونه‌های آسفالتی. برای تهیه مخلوط‌های آسفالتی، ابتدا دانه‌بندی مصالح سنگی بر اساس حد وسط منحنی‌های دانه‌بندی شماره ۴ آیین‌نامه روسازی راه‌های ایران و نشریه ۲۳۴ برای لایه توپکا انتخاب شد. در گام بعدی در ساخت نمونه‌ها، تعیین درصد قیر بهینه و طرح اختلاط مخلوط آسفالتی می‌باشد. بر اساس طرح اختلاط مارشال نمونه‌های آسفالتی با شش درصد قیر مختلف ۵، ۵/۵، ۶، ۶/۵، ۷ و ۷/۵ درصد و با سه نمونه تکرار از هر نمونه تهیه شدند. پس از ساخت مخلوط‌های آسفالتی با استفاده از دستگاه مارشال، هرکدام از نمونه‌ها تحت آزمایش استقامت مارشال قرار گرفته و عدد مارشال و عدد روانی مربوط به هر نمونه به‌دست آمد. سپس، مقدار قیر بهینه برای طرح اختلاط، بر اساس

میانگین سه مقدار قیر متناظر با بیشترین استحکام مارشال، مقدار قیر متناظر با بیشترین وزن مخصوص و مقدار قیر متناظر با درصد فضای خالی ۳ و ۵ درصد تعیین شد. درصد قیر بهینه مخلوط‌های آسفالتی پس از محاسبات، برابر ۵/۴ درصد برای ساخت مخلوط‌های آسفالتی HMA اصلاح‌شده با پلیمر SBS تعیین شد. به‌منظور ساخت مخلوط‌های آسفالتی از دستگاه متراکم‌کننده ژیراتوری استفاده شده‌است. با فرض یک میلیون محور معادل هم‌ارز و میانگین بیشترین دمای هوای برابر ۴۰ درجه سانتی‌گراد در هفت روز متوالی سال، به کمک مقادیر توصیه‌شده توسط پژوهشکده حمل‌ونقل، تعداد دوران اولیه، دوران طرح و دوران حداکثر به‌ترتیب برابر با ۸ و ۹۵ و ۱۵۰ تعیین گردید. به‌منظور

بلکه با توجه به نمودار کرنش تجمعی به تعداد سیکل‌های بارگذاری می‌توان به مقایسه عملکرد شیارشدگی نمونه‌ها با یکدیگر پرداخت. لذا عدد روانی در تست خزش بیانگر مقدار مقاومت مخلوط آسفالتی در برابر تغییر شکل‌های شدید و آستانه اضمحلال روسازی در برابر شیارشدگی است.

در این تحقیق آزمایش خزش دینامیکی نمونه‌های آسفالتی شاهد و اصلاح شده با پلیمر مطابق با استاندارد Australian: AS 2891.12.1 با بارگذاری نیمه سینوسی و به صورت ۵۰۰ میلی ثانیه بارگذاری و ۱۵۰۰ میلی ثانیه استراحت انجام شده است. آزمایش خزش دینامیکی بر روی نمونه‌های آسفالتی با دو مقدار فضای خالی ۳ و ۵ درصد در سطح تنش انحرافی مورد استفاده ۴۰۰ کیلو پاسکال و دماهای آزمایش ۴۰، ۵۰ و ۶۰ درجه سانتی-گراد انجام شده است. در شکل (۳) نمونه آسفالتی تحت آزمایش خزش دینامیکی نشان داده شده است.

بررسی تأثیر درصد فضای خالی آسفالت بر مقاومت شیارشدگی، در دو سطح فضای خالی ۳ و ۵ درصد ساخته شده‌اند. نمونه‌های مورد استفاده در تست خزش استوانه‌هایی به قطر ۱۰ و ارتفاع ۷ سانتی‌متر در نظر گرفته شده‌اند. نمونه‌های آسفالتی ساخته شده در شکل (۲) نشان داده شده است.

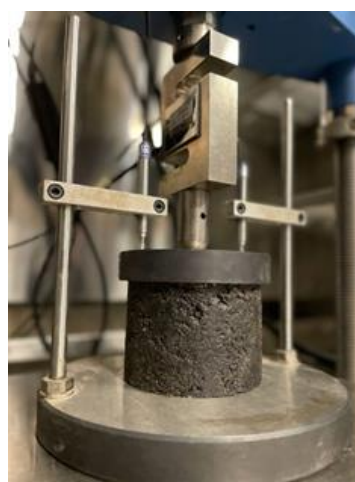
آزمایش خزش دینامیکی. هدف اصلی این آزمایش بررسی مقاومت مخلوط آسفالتی در برابر شیارشدگی می‌باشد. مهم‌ترین خروجی این آزمایش نمودار تغییرات کرنش تجمعی در مقابل تعداد سیکل بارگذاری می‌باشد که از سه قسمت اصلی تشکیل می‌شود. تعداد سیکل بارگذاری معادل با شروع ناحیه سوم، عدد روانی نامیده می‌شود. بر اساس یافته‌های اخیر در حوزه روسازی، که عدد روانی حاصل آزمایش خزش دینامیکی با مقاومت برشی آسفالت رابطه مستقیمی دارد و برای تخمین شیارشدگی مخلوط‌های آسفالتی استفاده می‌شود. به‌طور کلی با استفاده آزمایش خزش دینامیکی نمی‌توان عمق شیارشدگی را تعیین کرد،



شکل ۲ نمونه‌های آسفالتی تولید شده

آماده‌سازی داده‌ها

برای استفاده از نتایج آزمایشگاهی در بخش مدل‌سازی، متغیرهای ورودی به مدل بر اساس تبدیل متغیرهای کیفی به کمی آماده شده است. به‌طور کلی در بخش مدل‌سازی از پنج متغیر ورودی و یک متغیر خروجی استفاده شده است. بر این اساس، متغیر نوع قیر بیان‌کننده رده PG قیر مصرفی در ساخت مخلوط‌های آسفالتی است و بر اساس رده عملکردی در دو گروه PG58-22 و PG64-22 تقسیم شد. متغیر دوم در بخش مدل‌سازی درصد پلیمر SBS می‌باشد که شامل سه مقدار ۲، ۴ و ۶ درصد می‌باشد. سومین متغیر در بخش مدل‌سازی، متغیر محیطی دمای



شکل ۳ نمونه آسفالتی تحت آزمایش خزش دینامیکی

الگوها و شناسایی گرایش‌های مختلفی که برای انسان‌ها و کامپیوتر شناسایی آن‌ها بسیار دشوار است استفاده شوند. از مهم‌ترین مزایای شبکه‌های عصبی می‌توان به یادگیری تطبیقی، خودسازمان‌دهی، عملگرهای بی‌درنگ، تحمل خطا، دسته‌بندی، تعمیم‌دهی و انعطاف‌پذیری اشاره کرد.

تحلیل داده‌ها و مدل‌سازی

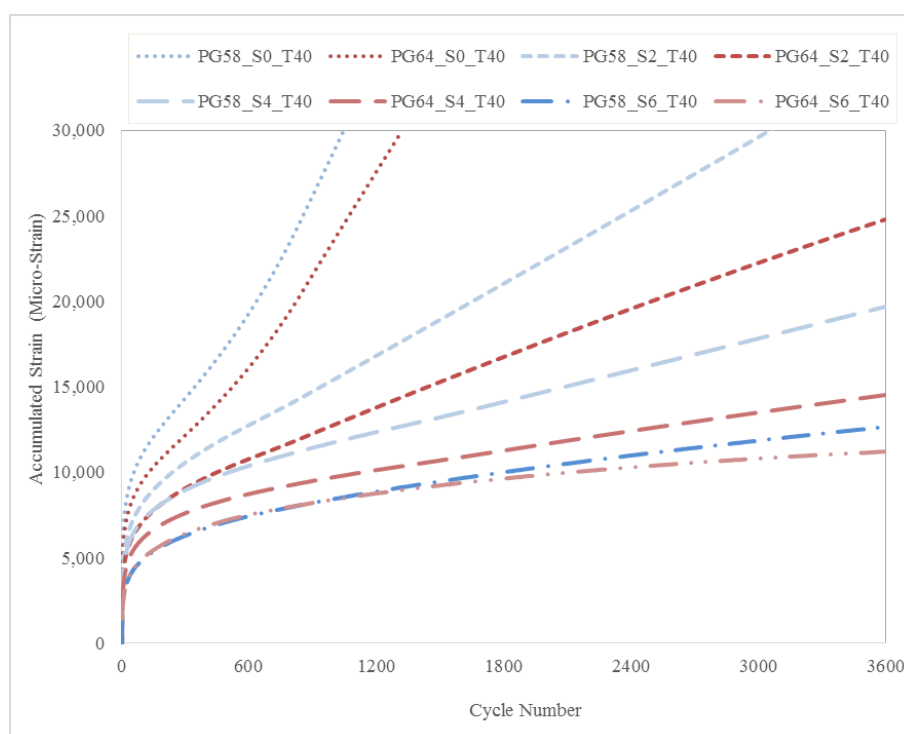
همان‌طور که پیشتر بیان شد، هدف از این تحقیق، پیش‌بینی مقاومت شیارشدگی مخلوط‌های آسفالتی با استفاده از مدل شبکه عصبی مصنوعی بر اساس کرنش‌های رخ داده در آزمایش خزش دینامیکی است. بر این اساس، متغیرهای رده عملکردی قیر پایه PG64-22 و PG58-22، درصد پلیمر SBS (۲ و ۴ و ۶ درصد)، دمای آزمایش (۴۰، ۵۰ و ۶۰ درجه سانتی‌گراد)، درصد فضای خالی (۳ و ۵ درصد) و تعداد سیکل بارگذاری به‌عنوان پارامترهای مؤثر بر رفتار خزشی مخلوط‌های آسفالتی در نظر گرفته شدند.

تأثیر نوع قیر و درصد پلیمر. در شکل (۴) نتایج آزمایش خزش دینامیکی مخلوط‌های آسفالتی تحت تأثیر دو نوع قیر PG64-22 و PG58-22 و درصد‌های مختلف پلیمر SBS در دمای ۴۰ درجه سانتی‌گراد و درصد فضای خالی ۵ درصد نشان داده شده‌است. بر اساس نتایج، استفاده از پلیمر و قیر PG64-22 موجب کاهش کرنش تجمعی مخلوط‌های آسفالتی و در نتیجه بهبود مقاومت شیارشدگی روسازی شده‌است. تأثیر مثبت پلیمر با درصد استفاده‌شده از آن رابطه مستقیم دارد. به‌طوری‌که با افزایش درصد پلیمر، عملکرد مخلوط آسفالتی در برابر شیارشدگی بهبود یافته‌است و بهترین مقاومت مربوط به نمونه حاوی ۶ درصد پلیمر با قیر PG64-22 می‌باشد. همچنین، با وجود آنکه رفتار خزشی مخلوط‌های حاوی قیرهای پلیمری با رده‌های عملکردی متفاوت در سیکل‌های بارگذاری ابتدایی مشابه می‌باشند، ولی با افزایش تعداد بارگذاری و شدت یافتن شیارشدگی، مقادیر کرنش در مخلوط حاوی قیر PG64-22 به‌مرور بهتر می‌شود. این موضوع می‌تواند ناشی از سختی و ویسکوزیته بیشتر قیر باشد که به‌مرور زمان و در دوره خدمت‌دهی روسازی عملکرد بهتری در برابر تغییر شکل‌های پلاستیک نشان می‌دهد.

آزمایش می‌باشد که شامل سه مقدار ۴۰، ۵۰ و ۶۰ درجه سانتی‌گراد است. پارامتر چهارم در قسمت مدل‌سازی، درصد فضای خالی می‌باشد که جز پارامترهای حجمی طرح اختلاط است و بر اساس دو درصد فضای خالی ۳ و ۵ درصد طراحی شد. برای دستیابی به درصد فضاهای خالی مدنظر، نمونه‌ها با تعداد دورهای ۹۰ و ۷۰ چرخش ژیراتوری با زاویه داخلی ۱/۱۶ و با فشار ۶۰۰ کیلو پاسکال متراکم گردید. آخرین متغیر در نظر گرفته‌شده در بخش مدل‌سازی رفتار شیارشدگی، تعداد سیکل بارگذاری در آزمایش خزش دینامیکی می‌باشد که متغیری از جنس بارگذاری است و بر اساس ۶ گام ۶۰۰، ۱۲۰۰، ۱۸۰۰، ۲۴۰۰، ۳۰۰۰ و ۳۶۰۰ سیکل بارگذاری اعمال شده‌است.

مدل‌سازی با شبکه عصبی مصنوعی

شبکه‌های عصبی مصنوعی (Artificial neural network) ابزاری برای پردازش داده‌ها می‌باشند که مشابه شبکه‌های عصبی بیولوژیکی مثل مغز انسان، از تعداد زیادی عنصر به نام نورون با ارتباطات قوی داخلی که هماهنگ تشکیل شده‌اند. شبکه‌های عصبی مصنوعی با تحلیل داده‌های تجربی، قانون پنهان آن‌ها را به ساختار شبکه منتقل می‌کند که به این عمل یادگیری می‌گویند و اصولاً این عمل مهم‌ترین ویژگی یک سیستم هوشمند است [27]. شبکه‌های عصبی با قابلیت ویژه در استنتاج مفاهیم از اطلاعات پیچیده یا مبهم، در استخراج روش‌هایی که آگاهی از آن‌ها برای انسان و دیگر فن‌های کامپیوتری پیچیده و دشوار است، استفاده می‌شود. الگوی و ساختار مورد استفاده در شبکه‌های عصبی با تعداد زیادی عناصر پردازشی فوق‌العاده به‌هم‌پیوسته تشکیل شده‌است و با تقلید از شبکه‌های عصبی بیولوژیکی مثل مغز انسان، برای حل یک مسئله باهم هماهنگ عمل می‌کند. شبکه‌های عصبی شامل سه جز ورودی، خروجی و پنهان است. گره‌های ورودی سیگنال‌های ورودی را از منابع خارجی دریافت می‌کنند که منابع در خارج از شبکه هستند. گره‌های خروجی سیگنال‌هایی را انتقال می‌دهند که مقادیر خروجی خارج از شبکه است. هر گره سیگنال‌هایی با قدرت‌های مختلف را به همسایگانش انتقال می‌دهد. در برخی از مدل‌های شبکه عصبی هر گره در هر لحظه در ارتباط با حالت محرک و تابع خروجی است که توسط آن حالت محرک فعلی را به سیگنال خروجی تبدیل می‌کند. شبکه‌های عصبی با توانایی قابل توجه خود در استنتاج نتایج از داده‌های پیچیده می‌توانند در استخراج



شکل ۴ نتایج آزمایش خزش دینامیکی مخلوط‌های آسفالتی با فضای خالی ۵ درصد در دمای ۴۰ درجه سانتی‌گراد

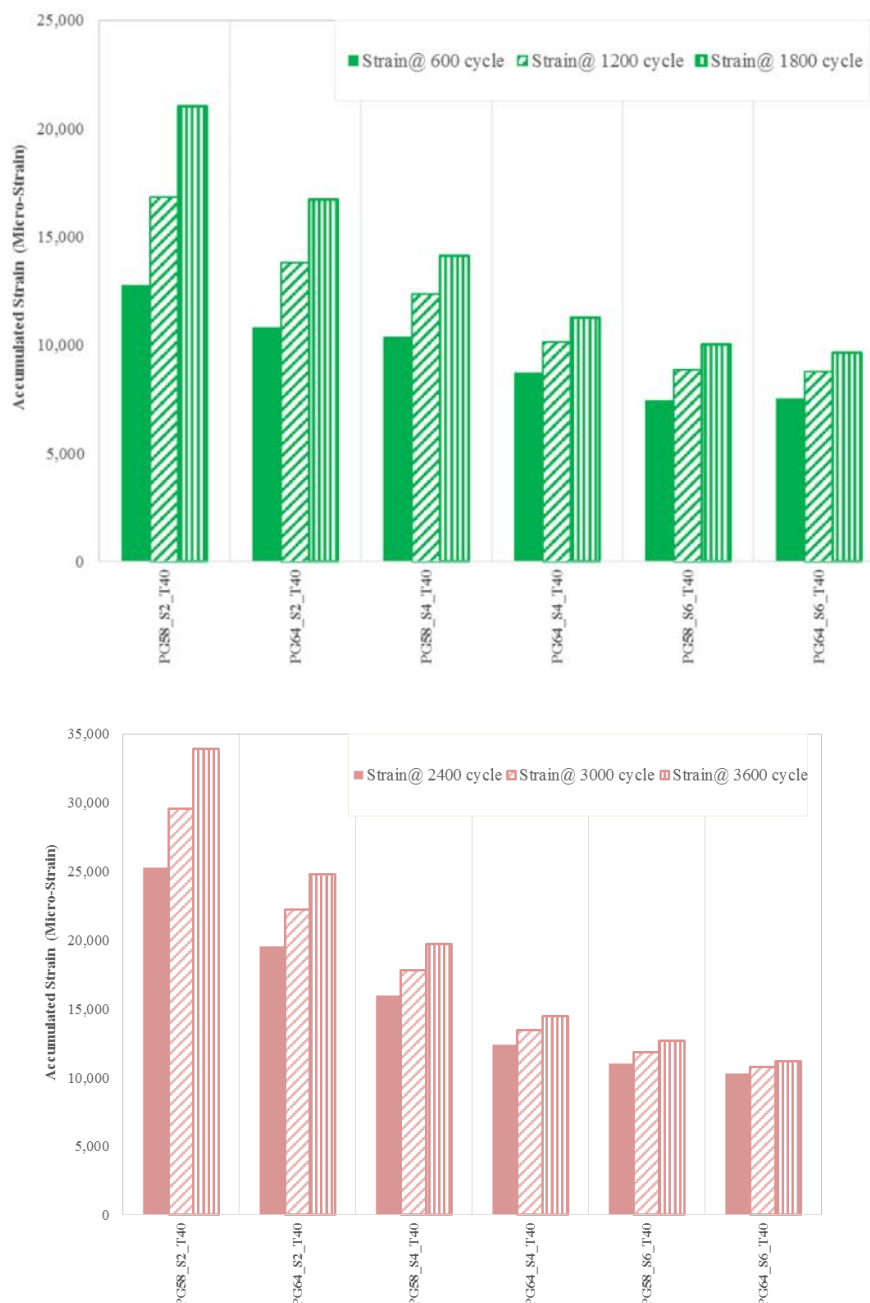
شاخص نیز با استفاده از پلیمر بهبود قابل توجهی یافته‌است و بر اساس نتایج برای نمونه‌های حاوی ۲، ۴ و ۶ درصد پلیمر به ترتیب برابر ۴۸، ۲۸ و ۱۶ درصد می‌باشد. به عبارت دیگر، پلیمر SBS با افزایش سختی و ویسکوزیته ماستیک آسفالت موجب افزایش مقاومت و استحکام مخلوط آسفالتی می‌شود که این تأثیر مثبت با افزایش درصد پلیمر و سیکل بارگذاری به شکل بهتری نمایان می‌شود.

تأثیر دما و درصد فضای خالی. در این بخش در شکل‌های ۶ و ۷ رفتار خزشی مخلوط‌های آسفالتی با درصد فضای خالی ۵ درصد، به ترتیب در دماهای ۴۰، ۵۰ و ۶۰ درجه سانتی‌گراد نشان داده شده‌است. بر اساس نتایج، به طور کلی با افزایش دما کرنش‌های ایجاد شده در روسازی افزایش یافته‌است و مقاومت شیارشدگی تضعیف می‌شود. بررسی سطوح دما نشان می‌دهد، تأثیر افزایش دما از ۵۰ به ۶۰ درجه سانتی‌گراد بر رفتار شیارشدگی مخلوط‌های آسفالتی به مراتب بیشتر از افزایش دما از ۴۰ به ۵۰ درجه سانتی‌گراد است. به عبارت دیگر، پس از ۵۰ درجه سانتی‌گراد مقاومت مخلوط‌های آسفالتی به طور قابل توجهی

تأثیر سیکل بارگذاری. در این بخش رفتار خزشی مخلوط‌های آسفالتی تحت تأثیر سیکل‌های مختلف بارگذاری با فضای خالی ۵ درصد در دمای ۴۰ درجه سانتی‌گراد نشان داده شده‌است. با توجه به نتایج در شکل (۵) با افزایش سیکل بارگذاری تغییر شکل‌های دائمی ایجاد شده در روسازی به شکل قابل توجهی افزایش یافته‌است و از مقاومت مخلوط در برابر شیارشدگی کم می‌شود. این در حالی است که افزودن پلیمر با عملکرد مناسب و مثبت موجب کاهش این نرخ شده‌است و روند کاهش مقاومت و افزایش خزش مخلوط‌های آسفالتی را بهبود می‌بخشد. به طوری که بررسی نرخ کاهش کرنش بین سیکل‌های ۶۰۰ و ۳۶۰۰ در نمونه‌های حاوی قیر PG64-22 نشان می‌دهد، این پارامتر برای مخلوط‌های حاوی ۲، ۴ و ۶ درصد پلیمر به ترتیب برابر ۱۳۰، ۶۶ و ۴۹ درصد می‌باشد. به عبارت دیگر، بررسی این شاخص نشان می‌دهد، با افزایش درصد پلیمر روند اضمحلال روسازی بر اثر شیارشدگی کاهش یافته و SBS به علت ساختار پلیمری و تشکیل زنجیره‌های قدرتمند موجب افزایش مقاومت مخلوط آسفالتی شده‌است. هم‌چنین سنجش مقادیر کرنش‌های بین سیکل‌های ۱۸۰۰ تا ۳۶۰۰ نشان می‌دهد که این

مخلوط‌های خالص بهتر باشد. همچنین همان‌طور که از نمودارهای شکل (۶) مشخص است، تأثیر کاهندگی میزان شیارشدگی به واسطه درصد‌های مختلف افزودنی در دماهای بالاتر، کمتر بوده است و به عبارت دیگر پلیمر SBS در دماهای پایین‌تر عملکرد بهتری از خود نشان داده است.

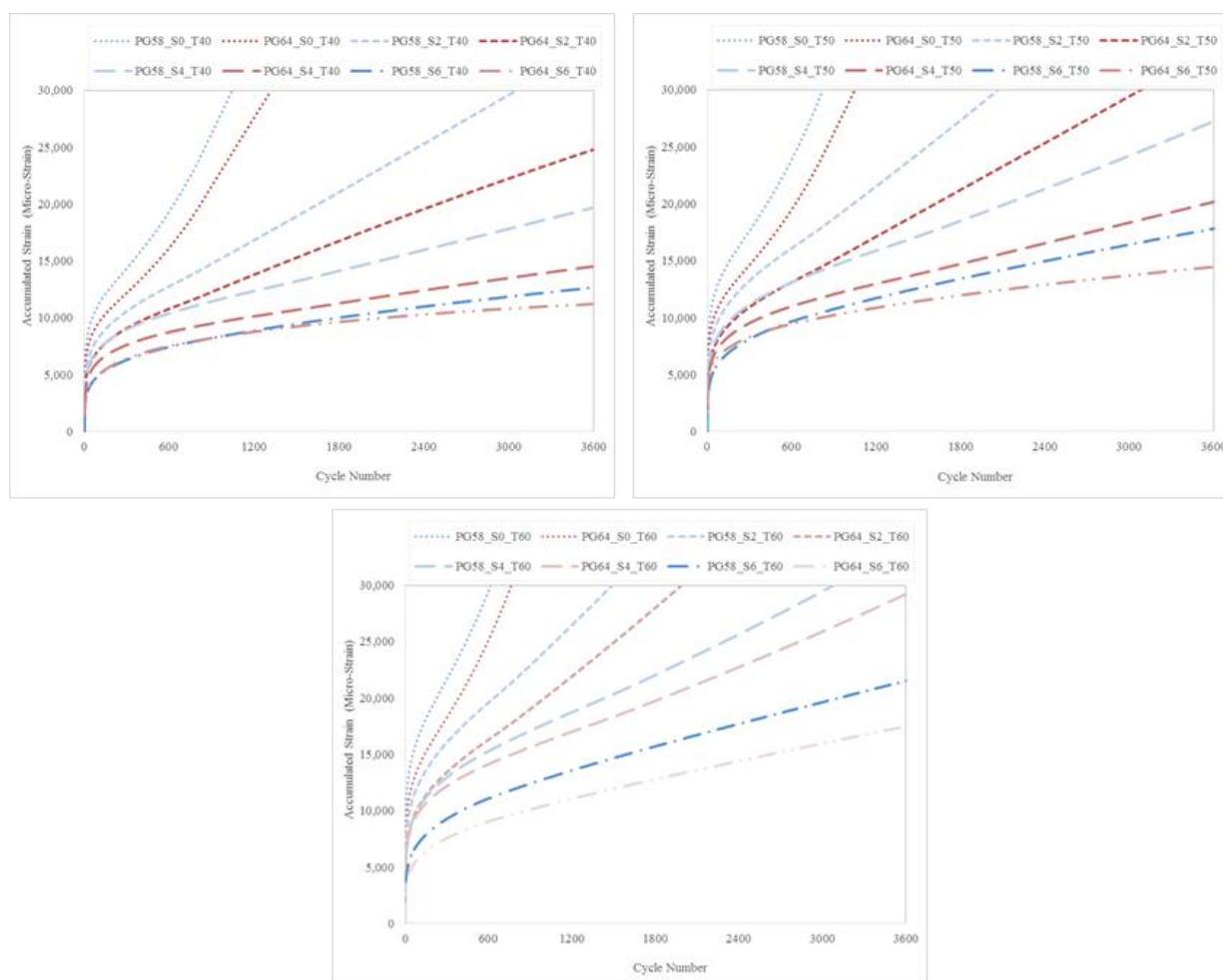
کاهش یافته است و این تأثیر موجب رفتار خزشی قابل توجه بر نمونه‌های آسفالتی شده است. درحالی‌که، بررسی تأثیر مواد پلیمری در این خصوص نشان می‌دهد استفاده از پلیمر SBS با بهبود رفتار قیر و افزایش سختی و مقاومت آن موجب شده است تا عملکرد مخلوط‌های اصلاح شده در برابر افزایش دما نسبت به



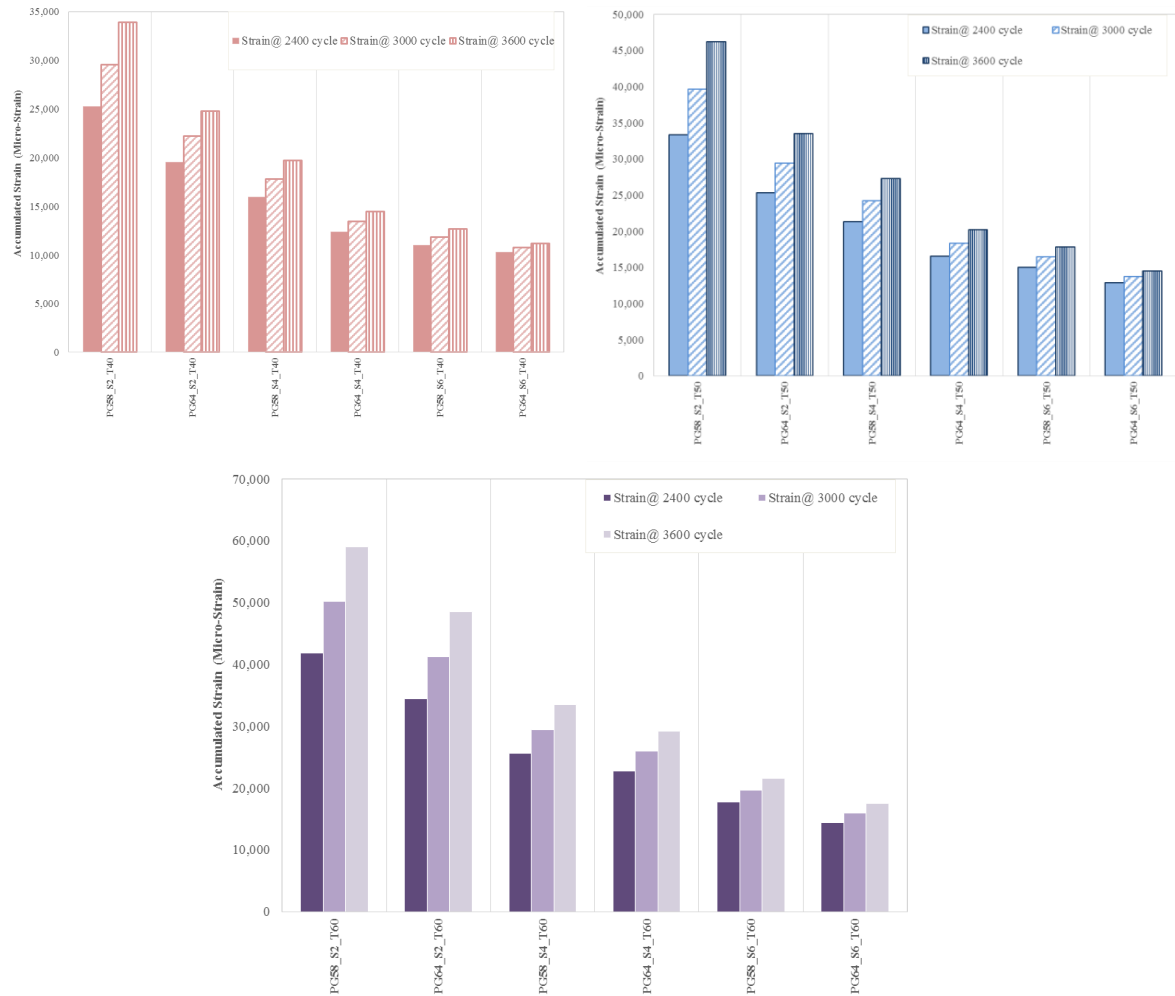
شکل ۵ مقادیر کرنش‌های تجمعی در انتهای سیکل‌های مختلف برای مخلوط‌های آسفالتی با فضای خالی ۵ درصد در دمای ۴۰ درجه سانتی‌گراد

قابل توجهی بر کرنش‌های ایجاد شده در روسازی به خصوص در ابتدای دوره بارگذاری دارد. این موضوع در نمونه‌های پلیمری نیز به طور مشابه دیده می‌شود که نشان می‌دهد تأثیر افزایش درصد فضای خالی بر رفتار خزشی مخلوط‌های آسفالتی تحت تأثیر نوع قیر و مواد پلیمری نمی‌باشد و در هر صورت این تأثیر مشاهده می‌شود. بر اساس نتایج، کمترین مقدار کرنش و تغییر شکل‌های پلاستیک در فضاهایی خالی ۳ و ۵ درصد مربوط به مخلوط حاوی پلیمری PG64-22 با ۶ درصد SBS می‌باشد که نشان می‌دهد با وجود افزایش درصد فضای خالی، ولی ساختار پلیمری تشکیل شده در قیر هم‌چنان به عنوان یک عامل مؤثر در افزایش مقاومت شیارشدگی عمل می‌کند.

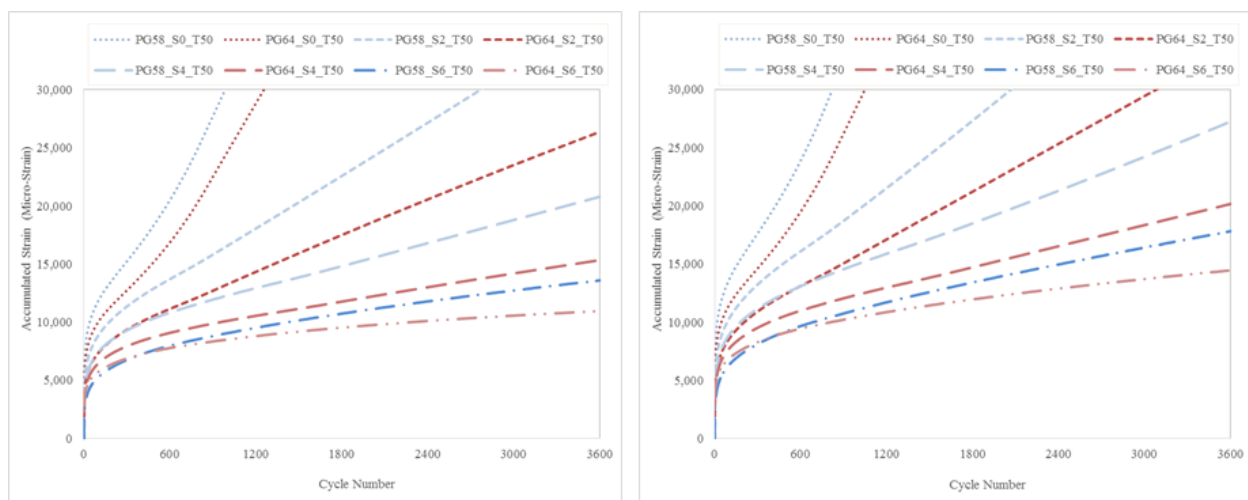
در شکل‌های (۸) و (۹) تأثیر درصد فضای خالی ۳ و ۵ بر رفتار خزشی مخلوط‌های آسفالتی در دمای ۵۰ درجه سانتی‌گراد بررسی شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود افزایش درصد فضای خالی در مخلوط‌های آسفالتی موجب افزایش تغییر شکل‌های دائمی و کرنش‌های تجمعی در مخلوط می‌شود. به طوری که با افزایش درصد از ۳ به ۵ نمودار خزشی مخلوط‌های آسفالتی از نظر شیب به شدت رشد کرده و تغییر شکل‌های ایجاد شده به طور قابل توجهی افزایش یافته است. به طوری که بررسی مقادیر کرنش در سیکل‌های ۲۴۰۰، ۳۰۰۰ و ۳۶۰۰ نشان می‌دهد با افزایش درصد فضای خالی از ۳ به ۵ مقادیر کرنش‌ها به ترتیب و در حدود ۲۳، ۲۵ و ۲۸ درصد افزایش یافته است. این موضع نشان می‌دهد که تراکم و درصد فضای خالی تأثیر



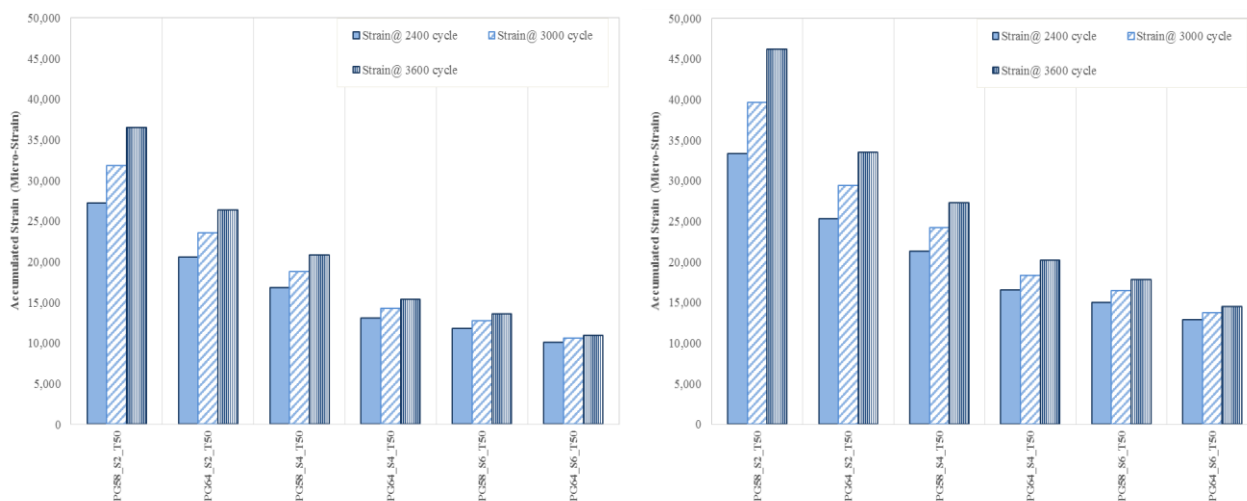
شکل ۶ نتایج آزمایش خزش دینامیکی مخلوط‌های آسفالتی با فضای خالی ۵ درصد در دماهای ۴۰ (شکل بالا چپ)، ۵۰ (شکل بالا راست) و ۶۰ (شکل پایین) درجه سانتی‌گراد



شکل ۷ مقادیر کرنش‌های تجمعی در انتهای سیکل‌های ۲۴۰۰، ۳۰۰۰ و ۳۶۰۰ در دماهای ۴۰ (شکل بالا چپ)، ۵۰ (شکل بالا راست) و ۶۰ (شکل پایین) درجه سانتی‌گراد



شکل ۸ نتایج آزمایش خزش دینامیکی مخلوط‌های آسفالتی با فضاهای خالی ۳ (شکل چپ) و ۵ (شکل راست) درصد در دمای ۵۰ درجه سانتی‌گراد



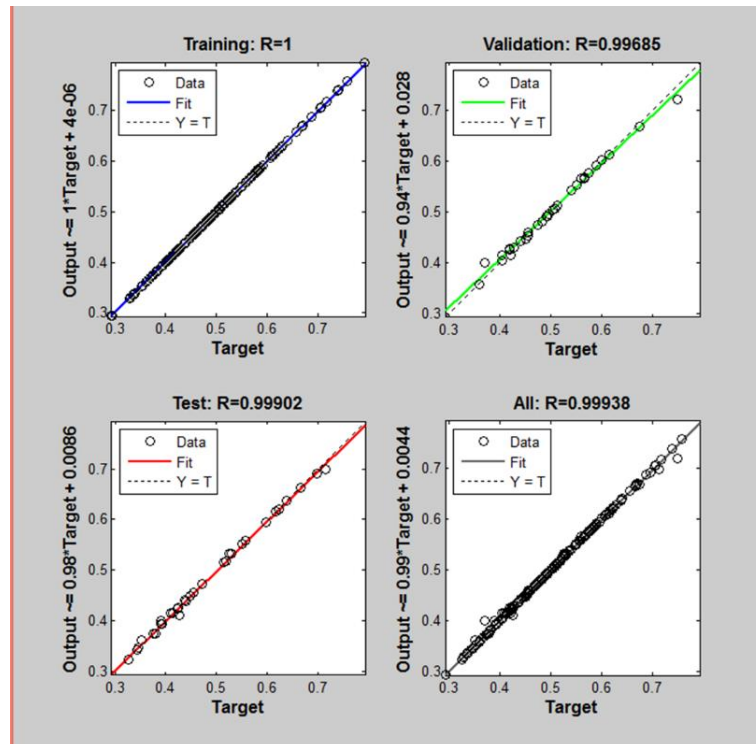
شکل ۹ مقادیر کرنش‌های تجمعی در انتهای سیکل‌های ۲۴۰۰، ۳۰۰۰ و ۳۶۰۰ برای مخلوط‌های آسفالتی با فضاهای خالی ۳ (شکل چپ) و ۵ (شکل راست) درصد در دمای ۵۰ درجه سانتی‌گراد

نتایج مدل پیش‌بینی شبکه عصبی مصنوعی

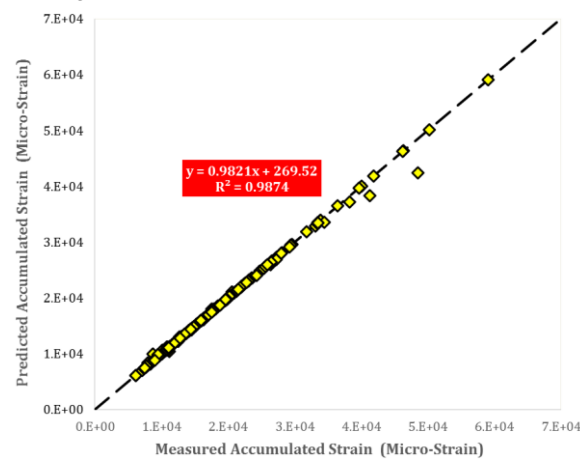
متغیرهای RMSE، VAF، MAPE، COV و R2 به‌ترتیب برابر ۰/۹۹۶، ۰/۵۰۶، ۹۹/۷، ۰/۷۹ و ۲/۷۹ می‌باشد. بر اساس نتایج، شاخص‌های RMSE، MAPE و COV نشان‌دهنده خطا و پراکندگی نتایج پیش‌بینی شده می‌باشند که با کاهش این مقادیر دقت مدل در پیش‌بینی افزایش می‌یابد. همچنین، شاخص VAF و R2 پارامترهای همبستگی و دقت می‌باشند که با افزایش این مقادیر صحت نتایج پیش‌بینی شده به نتایج آزمایشگاهی افزایش می‌یابد. بر همین اساس، بهینه‌ترین ساختار طراحی شده برای تخمین رفتار خزشی مخلوط آسفالتی تحت تأثیر متغیرهای موردبررسی، مدل ۱-۱۰-۱۰-۱۰-۵ با سه لایه مخفی و تعداد ده نورون در هر لایه دارای بهترین عملکرد می‌باشد.

در شکل (۱۰) عملکرد مدل پیشنهادی بر اساس داده‌های نرمال شده نشان داده شده است. هم‌چنین در شکل‌های (۱۱) و (۱۲) عملکرد مدل برتر با ساختار ۱-۱۰-۱۰-۱۰-۵ در پیش‌بینی مقاومت شیارشدگی بر اساس داده‌های واقعی حاصل آزمایش خزش دینامیکی و پیش‌بینی شده کرنش تجمعی با استفاده از شبکه عصبی نشان داده شده است. با توجه به نتایج مشاهده می‌شود، همبستگی بسیار مناسبی بین داده‌های آزمایشگاهی و تخمین زده شده برای مقادیر کرنش‌های ایجاد شده در روسازی وجود دارد. به‌طوری‌که داده‌ها به خط ۴۵ درجه بسیار نزدیک می‌باشند و این به مفهوم دقت بالای نتایج به‌دست آمده و خطای کم مدل پیشنهادی می‌باشد.

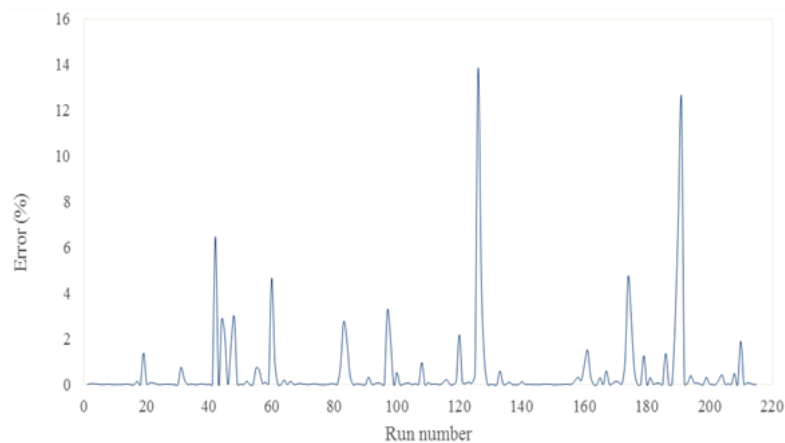
در این مطالعه برای بررسی تأثیر ساختار و معماری شبکه بر قدرت مدل، مدل‌های مختلف ANN با تعداد متفاوت لایه‌ها و گره‌های مخفی طراحی شده است تا بهینه‌ترین معماری شبکه برای پیش‌بینی مقاومت شیارشدگی مخلوط‌های آسفالتی تعیین شود. در همین راستا، ۱۲ ساختار متفاوت از شبکه‌های عصبی با تعداد یک تا سه لایه مخفی و با تعداد مختلفی از گره‌های مخفی بین ۳ تا ۲۵ گره در هر لایه طراحی و ارزیابی شده است. تعداد گره‌های ورودی به شبکه شامل پنج متغیر درصد SBS، رده عملکردی قیر، دمای آزمایش، درصد فضای خالی و سیکل بارگذاری می‌باشد و خروجی شبکه مقادیر کرنش تجمعی مخلوط‌های آسفالتی می‌باشد. به‌عنوان مثال، ساختار ۱-۱۰-۱۰-۱۰-۵ نشان‌دهنده یک شبکه عصبی با تعداد ۵ گره ورودی، ۲ لایه مخفی با تعداد گره‌های مخفی ۱۰ گره و یک لایه خروجی با یک گره است. برای تعیین معماری برتر شبکه نیاز است تا اختصاص وزن‌های به شبکه در چندین مرتبه تکرار شود و بهترین وزن‌های نهایی شبکه با کمترین خطا در کل شبکه به‌دست آید. بر همین اساس، هر یک از ۱۰ ساختار شبکه با ۵ بار تکرار موردسنجش قرار داده شده است تا معماری برتر شبکه با بهترین عملکرد و کمترین تعیین شود. به‌منظور بررسی عملکرد ساختارهای مختلف، از معیارهای R2، RMSE، VAF، MAPE و COV استفاده شده است. مقادیر آماری به‌دست آمده در این ساختار برای



شکل ۱۰ عملکرد مدل شبکه عصبی در چهار بخش آموزش، اعتبارسنجی، آزمون و کل مدل بر اساس داده نرمال شده



شکل ۱۱ مقایسه مقادیر واقعی و پیش‌بینی شده کرنش تجمعی مخلوط‌های آسفالتی



شکل ۱۲ بررسی درصد خطای مقادیر پیش‌بینی شده بر اساس مقادیر واقعی

نتیجه گیری

در این مقاله تلاش شد تا رفتار خزشی و شیارشدگی بتن آسفالتی اصلاح شده با قیر پلیمری تحت تأثیر متغیرهای محیطی و ساختاری با استفاده از شبکه عصبی مصنوعی به عنوان یکی از روش های قدرتمند پیش بینی شود. در این راستا، تأثیر دما، تعداد سیکل بارگذاری، درصد فضای خالی به عنوان متغیرهای مؤثر بر رفتار خزشی و تغییر شکل های ایجاد شده در مخلوط های آسفالتی بررسی شد. همچنین، با در نظر گرفتن دو نوع قیر PG64-22 و PG58-22 و درصدهای مختلف پلیمر SBS، تأثیر رده عملکردی قیر و مقدار پلیمر اصلاح کننده بر خصوصیات شیارشدگی مورد سنجش قرار داده شد. در نهایت، پس از بررسی رفتار خزشی مخلوط های آسفالتی تحت تأثیر متغیرهای مورد بررسی، ساختار بهینه مدل شبکه عصبی در پیش بینی عملکرد شیارشدگی مخلوط های آسفالتی تحت تأثیر متغیرهای مؤثر تعیین شود و دقت و صحت نتایج پیش بینی شده کرنش تجمعی مخلوط های آسفالتی با استفاده از شاخص های آماری تعیین شد. در ادامه، نتایج به دست آمد:

- تأثیر نوع قیر و پلیمر نشان داد، استفاده از پلیمر و قیر PG64-22 موجب کاهش کرنش تجمعی مخلوط های آسفالتی و در نتیجه بهبود مقاومت شیارشدگی روسازی می شود و با افزایش درصد پلیمر، عملکرد مخلوط آسفالتی در برابر شیارشدگی بهبود می یابد و بهترین مقاومت مربوط به نمونه حاوی ۶ درصد پلیمر با قیر PG64-22 می باشد.
- بررسی هم زمان ساختار و سیکل بارگذاری بر رفتار خزشی مخلوط آسفالتی نشان می دهد، با افزایش تعداد بارگذاری و شدت یافتن شیارشدگی، مقاومت در مخلوط حاوی قیر PG64-22 به دلیل افزایش سختی قیر به مرور بهتر می شود.
- بررسی تأثیر تعداد بارگذاری نشان داد با افزایش سیکل بارگذاری تغییر شکل های دائمی ایجاد شده در روسازی به شکل قابل توجهی افزایش یافته است و از مقاومت مخلوط در برابر شیارشدگی کم می شود. این در حالی است که افزودن پلیمر با عملکرد مناسب و مثبت موجب کاهش این نرخ شده است و روند کاهش مقاومت و افزایش خزش مخلوط های آسفالتی را بهبود می بخشد.
- مقادیر کرنش های بین سیکل های ۱۸۰۰ تا ۳۶۰۰ نشان داد، نتایج برای نمونه های حاوی ۲، ۴ و ۶ درصد پلیمر به ترتیب

برابر ۴۸، ۲۸ و ۱۶ درصد می باشد. بر اساس این مقادیر، پلیمر SBS با افزایش سختی و ویسکوزیته ماستیک آسفالت موجب افزایش مقاومت و استحکام مخلوط آسفالتی می شود که این تأثیر مثبت با افزایش درصد پلیمر و سیکل بارگذاری به شکل بهتری نمایان می شود.

• سنجش تأثیر فضای خالی بر رفتار خزشی نشان داد افزایش درصد فضای خالی در مخلوط های آسفالتی باعث افزایش تغییر شکل های دائمی و کرنش های تجمعی در مخلوط می شود. به طوری که با افزایش درصد از ۳ به ۵ نمودار خزشی مخلوط های آسفالتی از نظر شیب به شدت رشد کرده و تغییر شکل های ایجاد شده به طور قابل توجهی افزایش یافته است.

• نتایج بخش مدل سازی نشان داد، مدل ۱-۱۰-۱۰-۱۰-۵ با سه لایه مخفی و تعداد ده نورون در هر لایه دارای با داشتن مقادیر 0.00076 ، 0.00076 ، 0.00076 ، 0.00076 ، 0.00076 برای متغیرهای RMSE، VAF، MAPE، COV و R2 دارای بهترین عملکرد و کمترین خطا می باشد و مدل ارائه شده از نظر پیش بینی رفتار خزشی و مقاومت شیارشدگی مخلوط های آسفالتی اصلاح شده پلیمری عملکرد بسیار خوبی دارد.

• بررسی ضریب همبستگی بین داده های آزمایشگاهی و پیش بینی شده نشان داد که مقدار R2 برابر 0.987 می باشد که ارتباط قوی و معناداری بین داده ها وجود دارد و ساختار انتخاب شده برای مدل شبکه عصبی به خوبی توانسته است در بخش آموزش و آزمون داده ها را پیش بینی کند.

• بررسی درصد خطای مدل بر اساس اختلاف مقادیر پیش بینی شده و آزمایشگاهی نشان می دهد که مقادیر حداقل، حداکثر و میانگین به ترتیب برابر 0.00076 ، 0.00076 و 0.00076 می باشد. بر اساس نتایج، درصد خطای متوسط کمی مشاهده می شود که می توان گفت مدل قدرت و کارایی مناسبی در تخمین رفتار شیارشدگی مخلوط آسفالتی پلیمری تحت متغیرهای مورد بررسی را دارد.

مراجع

1. Ziari, H., Moniri, A., and Norouzi, N., "The effect of nanoclay as bitumen modifier on rutting performance of asphalt mixtures containing high content of rejuvenated reclaimed asphalt pavement", *Petroleum Science and Technology*, Vol. 37(17), pp. 1-6, (2019).
2. Ziari, H., Amini, A., Goli, A., and Mirzaian, D., "Predicting rutting performance of carbon nano tube (CNT) asphalt binders using regression models and neural networks", *Construction and Building Materials*, Vol. 160, pp. 415-426, (2018).
3. Ameri, M., Mirzaian, D., and Amini, A., "Rutting resistance and fatigue behavior of gilsonite-modified asphalt binders", *Journal of Materials in Civil Engineering*, Vol. 30, No. 11, pp. 04018292, (2018).
4. Arabani, M., and Yousefpour Taleghani, M., "Rutting behavior of hot mix asphalt modified by polyvinyl chloride powder", *Petroleum Science and Technology*, Vol. 35(15), pp. 1621-1626, (2017).
5. Ali, Y., Irfan, M., Ahmed, S., and Ahmed, Sh., "Empirical correlation of permanent deformation tests for evaluating the rutting response of conventional asphaltic concrete mixtures", *Journal of Materials in Civil Engineering*, Vol. 29(8), pp. 04017059, (2017).
7. Coleri, E., Harvey, JT., Yang, K., and Boone, JM. "Investigation of asphalt concrete rutting mechanisms by X-ray computed tomography imaging and micromechanical finite element modeling", *Materials and structures*, Vol. 46(6), pp. 1027-1043, (2013).
8. Mirzaian, D., Amini, A., and Jalali, F., "Investigating the Influence of SBS and Gilsonite on the Rheological Properties of Asphalt Binder Using Statistical Analysis", *International Journal of Scientific and Technical Research in Engineering*, Vol. 4(1), pp. 31-42, (2019).
9. Vonk, W., Korenstra, J., Bodt, D., and Heimerikx, G., "SBS copolymers for road binders with improved processing characteristics and heat stability", *EURASPHALT & EUROBITUME CONGRESS*, Vol. 3, (1996).
10. Chen, JS., and Huang, CC., "Fundamental characterization of SBS- modified asphalt mixed with sulfur", *Journal of applied polymer science*, Vol. 103(5), pp. 2817-2825, (2007).
۱۱. زیاری، ح.، بهبهانی، ح.، و ارجمندپور، ج.، «بررسی تأثیر انواع پلیمر ترموپلاستیک الاستومر بر حساسیت رطوبتی مخلوط‌های آسفالتی با استخوان‌بندی سنگدانه‌ای»، فصلنامه مهندسی حمل و نقل، شماره ۶(۳)، ص. ۴۱۳-۴۲۸، (۲۰۱۵).
۱۲. ساعدی، س.، صادقیان اصل، گ.، و یشیری، س.ح.، «تأثیر توأم استایرن بوتادین استایرن و پروپلاست در بهبود عملکرد آسفالت ماستیکی درشت‌دانه»، فصلنامه مهندسی حمل و نقل، شماره ۱۰(۲)، ص. ۳۸۵-۳۹۹، (۲۰۱۸).
۱۳. صاحب‌الزمانی، س.ح.، ضیاء علوی، س.م.و، و فرزانه، ا.، «مقایسه‌ی خواص عملکردی مخلوط آسفالتی اصلاح‌شده با قیر پلیمری و گرانول خشک پلیمری»، پژوهشنامه حل و نقل، شماره ۱۵(۳)، ص. ۳۶۹-۳۸۰، (۲۰۱۸).
۱۴. فخری، م.، شاه ابراهیمی، ا.، و چاوشیان نائینی، س.ف.، «بررسی شیارشدگی و اثر خودترمیمی بر خستگی مخلوط‌های آسفالتی اصلاح‌شده»، پژوهشنامه حمل و نقل، شماره ۱۷(۱)، ص. ۱۴۳-۱۵۶، (۲۰۱۹).
15. Sabouri, M., Mirzaeian, D., and Moniri, A., "Effectiveness of Linear Amplitude Sweep (LAS) asphalt binder test in predicting asphalt mixtures fatigue performance", *Construction and Building Materials*, Vol. 171, pp. 281-290, (2018).
16. Khodaii, A., and Mehrara, A., "Evaluation of permanent deformation of unmodified and SBS modified asphalt

- mixtures using dynamic creep test", *Construction and Building Materials*, Vol. 23(7), pp. 2586-2592, (2009).
17. Mirzaian, D., Ameri, M., Amini, A., Sabouri, M., and Norouzi, A., "Evaluation of the performance and temperature susceptibility of gilsonite-and SBS-modified asphalt binders", *Construction and Building Materials*, Vol. 207, pp. 679-692, (2019).
 18. Aflaki, S., and Tabatabaee, N., "Proposals for modification of Iranian bitumen to meet the climatic requirements of Iran", *Construction and Building Materials*, Vol. 23(6), pp. 2141-2150, (2009).
 19. Jafari, M., Babazadeh, M., and Aflaki, S., "Effects of stress levels on creep and recovery behavior of modified asphalt binders with the same continuous performance grades", *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, Vol. 2505(1), pp. 15-23, (2015).
 ۲۰. دیواندری، ح.، و سادات خلردی، س.، «مدل سازی عمق شیارشدگی آسفالت با استفاده از نتایج آزمایش خزش دینامیکی»، پژوهشنامه حمل و نقل، شماره ۲۰(۲)، ص. ۱۵-۳۳، (۲۰۱۸).
 ۲۱. خبیری، م.، ذات اکرم، م.، و میرابی مقدم، م.، «بررسی آزمایشگاهی و تحلیل آماری اثر آلاینده‌ها بر مقاومت لغزندگی روسازی آسفالتی»، فصلنامه مهندسی حمل و نقل، شماره ۸(۴)، ص. ۵۸۹-۶۰۲، (۲۰۱۹).
 ۲۲. فرج‌اللهی، ا.، احدی، م.، و طایفی نصرآبادی، ع.، «مدل‌سازی شاخص وضعیت روسازی (PCI) با استفاده از رگرسیون خطی چندگانه و شبکه عصبی انتشار برگشتی»، پژوهشنامه حمل و نقل، شماره ۱۷(۱)، ص. ۴۷-۶۰، (۲۰۲۰).
 ۲۳. فخری، م.، کریمی، س.، و قربانی نیک، م.، «تخمین ناهمواری روسازی بر اساس خرابی‌های سطحی با استفاده از شبکه عصبی (مطالعه موردی: محورهای شریانی ایران)»، فصلنامه مهندسی حمل و نقل، شماره ۱۲(۳)، ص. ۶۹۷-۷۱۳، (۲۰۲۱).
 24. Xiao, F.T and Amirkhanian, S.N., "Effects of binders on resilient modulus of rubberized mixtures containing RAP using artificial neural network approach", *Journal of Testing and Evaluation*, Vol. 37(2), p. 129-133, (2009).
 25. Wu, Z., Hu, S., and Zhou, F., "Prediction of stress intensity factors in pavement cracking with neural networks based on semi-analytical FEA", *Expert Systems with Applications*, Vol. 41(4), pp. 1021-1030, (2014).
 26. Rooholamini, H., Imaninasab, R., and Vamegh, M., "Experimental analysis of the influence of SBS/nanoclay addition on asphalt fatigue and thermal performance", *International Journal of Pavement Engineering*, Vol. 20(6), pp. 628-637, (2019).
 27. Ziari, H., Amini, A., and Goli, A., "The effect of different aging conditions and strain levels on relationship between fatigue life of asphalt binders and mixtures", *Construction and Building Materials*, Vol. 244, pp. 118345, (2020).



**Ferdowsi
University of
Mashhad**

Journal of Ferdowsi Civil Engineering

Page Journal: civil-ferdowsi.um.ac.ir



Comparison of the Effect of Cement, Ground Granulated Blast-Furnace Slag (GGBS), and Activated GGBS on Stabilization of a Clay Soil*

Research Article

Amir Jahani¹, Ali Raeesi Estabragh², Hossein Khajepour³, Mohadeseh Amini⁴

DOI: [10.22067/jfcej.2022.74908.1115](https://doi.org/10.22067/jfcej.2022.74908.1115)

1. Introduction

Soft clay soils commonly have high compressibility, excessive settlement, low shear strength, and high volume change properties. Stabilization of these types of soil is needed for reducing the volume change and increasing their strength. Many researchers have reported that the properties of a soil can be changed by mixing with a chemical agent. The behaviors that can be affected are plasticity, strength, and volume change. The chemical agents that are used are lime, cement, fly ash, ground granulated blast furnace slag (GGBS), and activated GGBS. The degree of improvement depends on the type of clay minerals, the percentage of clay fraction in the soil, chemical agent type and percentage, temperature, moisture content, curing time and conditions, and the organic content.

Lime stabilization has a long history all over the world especially in warm countries, as it needs a relatively high temperature to react with clay particles. Lime stabilization using quicklime is more effective than hydrated lime. Lime used in soil stabilization may be in many forms such as quicklime (CaO) or hydrated lime (Ca(OH)₂). Cement has been used successfully as a stabilizing agent for a long time. However, the production of cement requires a significant amount of energy, and also during its production a large amount of CO₂ is emitted to the environment. To address these shortcomings, in recent years many researchers have examined the use of other stabilizing agents such as GGBS or MgO to replace the cement. GGBS can be used as cementitious materials to modify and improve certain properties of clay soils. The use of GGBS is well known in many applications where it provides good durability, high resistance to chloride penetration, resistance to sulphate attack, and protection against alkali silica reaction (ASR). GGBS on its own has only mild cementitious properties so it needs an alkali to be fully activated. GGBS can be activated in different ways but the most common is chemical activation. Many activators have been suggested to activate GGBS. The

most commonly used activators are lime, calcium sulphate, ordinary portland cement, and magnesium oxide. In this study, the stabilization of a clay soil is studied with cement, GGBS, and activated GGBS (mixture of GGBS and MgO) through performing different experimental tests. The tests consisted of Atterberg limits, compaction, and Unconfined Compressive Strength (UCS). The impacts of the used agents on the behaviors of soil were studied at different curing times and various percentages of these agents. This study also helps to find the chemical reactions and mechanisms that are happened in the improving engineering properties of a clay soil.

2. Material and method

The main materials that were used in this work were soil, cement, GGBS, and MgO. A brief description is as follows:

A clay soil was used in this work consisted of 27% sand, 33% silt, and 40% clay. The liquid limit, plastic limit, and plastic index of it were determined as 46.4, 23.8, and 22.6 respectively. According to the standard compaction test, the optimum water content and maximum dry unit weight of it were 17.5% and 17.7 kN/m³. Based on the grain size distribution and consistency results it was classified as a clay soil with low plasticity (CL). Table 1 summarizes the chemical compositions of it. Based on the results of XRD tests, the minerals were quartz, calcite, feldspar (Na, Ca), feldspar (K), and clay minerals. The clay minerals of the soil were composed of Illite, Chlorite, and Montmorillonite.

Table 1. Chemical composition of soil

Chemical component	Amount	Chemical component	Amount
pH	8.2	Cl ⁻ (meq/L)	26.2
EC (dS/m)	5.03	HCO ₃ ⁻	3.7
Na ⁺ (meq/L)	42	SO ₄ ²⁻ (meq/L)	19.2
Ca ²⁺ (meq/L)	46	CaCO ₃ (%)	4.2
Mg ²⁺ (meq/L)	2.2	O.C. (%)	0.2

*Manuscript received: 23 January 2022, Revised, 01 June 2022, Accepted, 13 August 2022.

¹. Corresponding author. MSc in Hydraulic Structures, Tehran University, Tehran, Iran. Email: amir.jahani73@ut.ac.ir

². Professor in Geotechnical Engineering, Tehran University, Tehran, Iran.

³. MSc in Hydraulic Structures, Tehran University, Tehran, Iran.

⁴. PhD Candidate in Hydraulic Structures, Tehran University, Tehran, Iran.

Portland Cement Type 1 was used in this work. Its specific gravity and Blaine fineness were 3.15 and 4100 cm²/g, respectively. GGBS was supplied from Isfahan Melting Iron Company in Iran and its chemical composition, according to the information from the company, was CaO = 41.5%, SiO₂ = 35.5%, Al₂O₃ = 11.5%, Fe₂O₃ = 0.5%, MgO = 8.0%, K₂O = 0.3%, TiO₂ = 0.4%, and Na₂O = 0.2%. A commercial MgO was bought from a local chemical supplier. According to the information from supplier it was composed of 94.2% MgO, 1.7% CaO, 0.85% SiO₂, 0.62% Fe₂O₃, and 0.16% Al₂O₃. The specific gravity, specific surface and mean size of its particles were 3.55, 250–300 m²/g, and 60 µm, respectively.

Samples of natural soil and soil with cement, GGBS, and a mixture of GGBS: MgO were prepared. The ratios of 3 to 1 by weight were considered for the combination GGBS:MgO. The percentage weights of 5, 10, and 15% of cement, GGBS, or a mixture of GGBS:MgO (relative to the weight of air-dried soil) were considered in this work. The desired amounts of these agents were weighed, added to the air-dried soil, and mixed by hand. Standard compaction tests were conducted on the natural soil and mixtures of soil with each of the agents. The optimum water content and maximum dry unit weight were determined for each of them from corresponding compaction curves. Samples for UCS tests were also prepared by static compaction for the natural soil and the mixture of soil with each of the agents. The soil, desired agent, and water (according to the corresponding optimum water content) were weighted. First, the soil and agent were mixed, and then water was added gradually to it and mixed thoroughly. The prepared mixtures were compacted by the static compaction method. The prepared samples with different agents were stored in a curing cabinet according to the ASTM D1632-07 standard for curing times of 7, 14, and 28 days.

3. Results and discussion

Table 2 presents the results of the Atterberg limits and standard compaction tests for the natural soil and mixtures of soil with different percentages of agents. As shown in this table, adding 5% of cement, GGBS, or activated GGBS to the soil increases LL and PL compared to natural soil. By adding agents to the soil, the pH of pore fluid increases, which causes additional negative charges on the edges of clay particles. In this process, clay particles are attracted to each other in the form of edge-to-face attraction, resulting in a flocculated structure. In this form, the open structure can hold more water, which increases the LL. The results also show that by increasing the percentage of each agent (10 and 15%), the Atterberg limits are decreased in comparison with the mixture of 5% of them. The reason for this is that the soil mass has flocculated more, which causes the particles to paste each other and reduce the spacing between the particles and the specific surface. As shown in Table 2, the value of PL increases by adding 5% of these agents, particularly for 5% cement after that the reduction in the value of it happened in comparison with the natural soil. This may

be due to the more exchange ions that occurred between the soil and agents at 10% and 15% than at the 5%.

Table 2. Atterberg limits and compaction parameters for natural soil and soil stabilized with different percentages of agents

Soil	Agent (%)	LL (%)	PL (%)	PI (%)	γ_{dmax} (kN/m ³)	W_{opt} (%)
Natural	0	46.4	23.8	22.6	17.7	17.5
Soil+ cement	5	51	31	20	16.85	23.4
	10	48.4	28.7	19.7	16.83	22.8
	15	45.5	26.5	19	16.81	22.6
Soil+ GGBS	5	53	25.7	28	17.7	19
	10	49.6	24	25.6	17	19.8
	15	47	23	23.6	16.6	21
Soil+ GGBS:MgO	5	54	28	26	16.4	22.6
	10	52	26	26	16.2	21.6
	15	48	24	24	16.1	21

The results of the standard compression tests (Table 2) indicate that mixing these agents with the soil causes increasing and decreasing in the values of optimum water content and maximum dry unit weight in comparison with the natural soil. Addition of these agents to the soil causes an exchange of ions between agent and soil (based on the cationic exchange capacity of the soil), thus pasting the particles with strong bonds to each other and increasing the degree of flocculated structure in the mass of soil and used agent. In this case, soil particles are connected to each other with stronger bonds than the natural soil. According to the ASTM standard for the compaction test, the applied energy for each layer is constant. When this test is used for the mixture of soil and agents, the standard energy of it is not able to destroy the bonds between particles. This results in the reduction in the maximum dry unit weight. It is also observed in this table that the optimum water content of the stabilized soil increases in comparison with the natural soil. This is due to the existence of more space between the particles in comparison with the natural soil.

Figure 1 shows the stress-strain curves for natural soil and soil-cement with different percentages of cement at a curing time of 28 days. It is seen that by adding different percentages of cement to the soil, more increase in the final strength of them happens in comparison with the natural soil. By adding cement to the soil, calcium ions are released during the initial hydration of cement, and cation exchange with soil particles is formed. In the hydration phase of cement, the pH of the solution increases, which causes the destruction of silicate and aluminate bonds and solve them in the pore liquid solution. From the chemical reactions of these materials with each other, cementitious materials such as Calcium Silicate Hydrate (CSH) and Calcium Aluminate Hydrate (CAH) are produced. These produced materials cause the soil particles to paste with each other and form a solid mass, which results in increasing the strength of the soil.

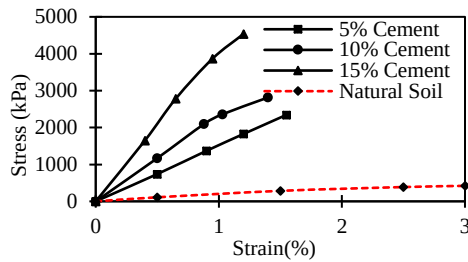


Figure 1. Stress-strain curves for natural soil and soil with different percentages of cement at curing time of 28 days

Figure 2 presents results for the soil stabilized with 5, 10, and 15% GGBS at 28 days of curing time. As shown in this figure, adding GGBS causes an increase in the strength of samples in comparison with the natural soil. Regarding this issue, many researchers reported that the reaction between clay soil and GGBS can be a cementation process, similar to the cementation of clay soil with portland cement.

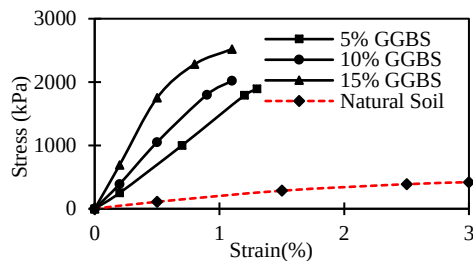


Figure 2. Stress-strain curves for natural soil and soil with different percentages of GGBS at curing time of 28 days

Figure 3 shows the results for the soil stabilized with different percentages of the mixture of GGBS and MgO for a curing time of 28 days. The figure shows that the samples with 5, 10, and 15% of the agent have higher strength than the natural soil. As explained by Jin et al. (2015), in the mixture of GGBS and MgO that was used as a soil agent, the first action is to break down the GGBS bonds such as Ca-O, Mg-O, Si-O-Si, and Al-O-Si. After that, Mg ions react with Si-O or Al-O and form a gel. The produced gel pastes the particles to each other and fills the pore between the particles which increases the strength of the soil.

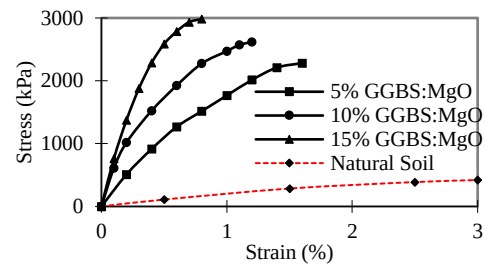


Figure 3. Stress-strain curves for natural soil and soil with different percentages of GGBS:MgO at curing time of 28 days

4. Conclusion

The stabilization of a clay soil was studied using different percentages of cement, GGBS, and mixtures of GGBS:MgO at different curing times and the following results can be drawn from this work:

1. The Atterberg limits and compaction parameters of the soil change using cement, GGBS, and activated GGBS as agents. Their variations depend on the kind of agent;
2. The strength of soil increases using the used stabilizing agents. The amount of strength increasing depends on the type and percentage of the used agent and the curing time;
3. All mixtures examined in this work are effective in the stabilization of the soil. GGBS can increase the strength of soil but activating by MgO is more effective in increasing the strength for different percentages of agents at various curing times;
4. The comparison of the results reveals that the impact of cement on the stabilization of the soil is more than other used agents.



مقایسه عملکرد سیمان، سرباره کوره ذوب آهن (GGBS) و GGBS فعال شده در بهسازی یک خاک رسی*

مقاله پژوهشی

DOI: 10.22067/jfeci.2022.74908.1115

محدثه امینی^۴حسین خواجهپور^۳علی ریسی استبرق^۲امیر جهانی^۱ (iD)

چکیده در این کار پژوهشی، اثر سیمان، سرباره دانه‌ای کوره ذوب آهن (GGBS) و سرباره فعال شده با اکسیدمنیزیم (MgO) به عنوان مواد افزودنی در بهسازی یک خاک رسی مورد مطالعه و ارزیابی قرار گرفتند. برای فعال سازی GGBS از اکسیدمنیزیم با نسبت اختلاط ۳ (سرباره) به ۱ (اکسیدمنیزیم) استفاده گردید. بهسازی خاک در درصدهای وزنی ۵، ۱۰ و ۱۵ از مواد افزودنی مذکور انجام شد. آزمایش‌های حدود اتربرگ و تراکم استاندارد روی خاک‌های اختلاط یافته با مواد افزودنی مذکور انجام شد. همچنین نمونه‌های لازم از این مواد اختلاط یافته برای تعیین مقاومت تک محوری و بررسی ریز ساختار خاک با انجام آزمایش میکروسکوپ الکترونی روبشی (SEM) تهیه گردید. مقاومت نمونه‌های تهیه شده در زمان‌های عمل آوری ۷، ۱۴ و ۲۸ روز تعیین گردیدند. نتایج نشان داد که مقاومت نمونه‌ها تابعی از درصد مواد افزودنی مورد استفاده و زمان عمل آوری می‌باشد. علاوه بر این مقایسه نتایج نشان داد که در درصد مشخص و زمان عمل آوری معین، مقاومت نمونه‌های بهسازی شده با سرباره از نمونه‌های حاوی سرباره فعال شده کمتر می‌باشد. همچنین با بررسی و تحلیل نتایج آزمایش SEM مشخص شد که با افزودن مواد افزودنی مذکور به خاک رسی، مواد سیمانته کننده‌ای در اثر عمل متقابل آنها با خاک طی فرایند شیمیایی تشکیل می‌شود که منجر به اتصال ذرات خاک و مواد افزودنی به یکدیگر و در نتیجه تشکیل جسمی با مقاومت بالا می‌گردد. همچنین در این پژوهش ارزیابی اقتصادی برای بهسازی خاک با مواد افزودنی مذکور انجام شد و مناسب ترین ماده افزودنی برای این امر پیشنهاد گردید.

واژه‌های کلیدی بهسازی خاک رسی، سیمان، سرباره کوره ذوب آهن، اکسیدمنیزیم، سرباره فعال شده.

Comparison of the Effect of Cement, Ground Granulated Blast Furnace Slag (GGBS), and Activated GGBS on the Improvement of the Behaviors of a Clay Soil

Amir Jahani

Ali Raeesi Estabragh

Hossin Khajepour

Mohadeseh Amini

Abstract In this research work, the effect of cement, Ground Granulated Blast Furnace Slag (GGBS), and activated GGBS with MgO on the treatment of a clay soil was studied through conducting the experimental tests. The ratios of 1:3 was considered for making the mixtures GGBS: MgO. The used percentages of additives were 5, 10, and 15%. Various experimental tests such as Atterberg limits, standard compaction, compressive strength (UCS), and Scanning Electron Microscopy (SEM) tests were performed on the samples with different percentages of additives. Also, UCS tests were conducted on the compacted samples at curing times of 7, 14, and 28 days. The results of UCS indicated that all used additives are effective in improving the behaviors of soil, and their amount is dependent on the percentage of used additives and curing time. In addition, a comparison of the results showed that in a given percentage of additives and curing time, activated GGBS is more effective than GGBS alone in improving soil samples. Based on the SEM results, it was found that the increasing strength of stabilized soil is resulted from the interaction between soil particles and additives materials. An economical evaluation of soil improvement with used additives was also carried out and the best one was proposed for conducting in the field.

Keywords Clay soil improvement, Cement, GGBS, MgO, activated GGBS.

* تاریخ دریافت مقاله ۱۴۰۱/۵/۲۴ و تاریخ پذیرش آن ۱۴۰۰/۱۱/۳ می‌باشد.

Email: amir.jahani73@ut.ac.ir

(۱) نویسنده مسئول، کارشناسی ارشد سازه‌های آبی، دانشکده مهندسی و فناوری، دانشگاه تهران.

(۲) استاد، دانشکده مهندسی و فناوری، دانشگاه تهران.

(۳) کارشناسی ارشد سازه‌های آبی، دانشکده مهندسی و فناوری، دانشگاه تهران.

(۴) دانشجوی دکتری سازه‌های آبی، دانشکده مهندسی و فناوری، دانشگاه تهران.

مقدمه

خاک‌های رسی دارای مقاومت و نفوذپذیری کم، تراکم‌پذیری و قدرت تورمی زیاد می‌باشند. بنابراین خواص فیزیکی و مکانیکی آنها قبل از کاربرد آنها در پروژه‌های عمرانی می‌بایست اصلاح گردد. روش‌های گوناگون فیزیکی، فیزیکوشیمیایی و شیمیایی برای بهسازی این خاک‌ها وجود دارد. در بهسازی آنها، استفاده از روش شیمیایی بیشتر مورد توجه پژوهشگران می‌باشد [1]. در این روش با افزودن درصد مشخصی از مواد افزودنی مانند سیمان، آهک، خاکستر بادی و... به خاک، عمل بهسازی صورت می‌گیرد. این مواد با انجام یک سری واکنش‌های شیمیایی در مخلوط خاک و ماده افزودنی، سبب تثبیت و بهسازی آنها می‌گردند [2].

امروزه یکی از رایج‌ترین مواد شیمیایی افزودنی به منظور بهسازی خاک‌ها، سیمان پرتلند می‌باشد. بهسازی خاک با استفاده از سیمان سابقه‌ای طولانی دارد و پژوهشگران متعددی به بررسی اثر این ماده بر ویژگی‌های فیزیکی و مکانیکی خاک پرداخته‌اند. به عنوان مثال جونز و جفرسون [3] و آلراواس و همکاران [4] در خصوص اثرات سیمان در بهسازی خاک به مواردی شامل کاهش پتانسیل انقباض و تورم، افزایش مقاومت و ضریب الاستیک، افزایش پایداری در برابر اثر رطوبت، یخ‌زدگی و ذوب در مقایسه با خاک طبیعی اشاره کردند. خمیسا و محمدی [5]، لیتل و نیر [6] و ابوفرسخ و همکاران [7] گزارش کردند که از واکنش‌های موادی مانند کلسیم سیلیکات و کلسیم آلومینات موجود در سیمان پرتلند با ذرات خاک منجر به تشکیل محصولات می‌شود که تأثیر قابل-توجهی در افزایش مقاومت خاک و کاهش فشار تورمی آن دارد. اگرچه سیمان از مواد افزودنی مناسب در بهسازی خاک محسوب می‌گردد، لیکن تولید آن با مصرف بالای انرژی و ایجاد مشکلات زیست‌محیطی قابل توجهی همراه است که می‌توان به مصرف بالای انرژی (۵۰۰۰ مگاژول انرژی به‌ازای تولید هر تن سیمان)، مصرف منابع تجدیدناپذیر (۱/۵ تن سنگ آهک و ۱ تن خاک رس به‌ازای تولید هر تن سیمان) و همچنین انتشار گاز گلخانه‌ای CO₂ (۰/۹۵ تن گاز CO₂ به‌ازای تولید هر تن سیمان) اشاره کرد [8, 9]. پژوهشگران مطالعاتی در خصوص ماده جایگزین سیمان انجام داده‌اند به‌طوری که در سال‌های اخیر استفاده از محصولات جانبی واحدهای صنعتی به منظور جایگزینی نسبی یا کامل با سیمان بسیار مورد توجه واقع شده‌است. سرباره کوره ذوب آهن (Ground Granulated Blast Furnace Slag) (GGBS) یکی از این مواد است و برای چنین کاربردهایی با موفقیت مورد استفاده

قرار گرفته‌است. در تولید هر تن سرباره کوره ذوب آهن، ۱۳۰۰ مگاژول انرژی مصرف می‌شود و منجر به انتشار ۰/۰۷ تن گاز CO₂ به محیط می‌شود که این مقادیر کمتر از مقادیر معادل در تولید سیمان می‌باشد [8].

در صنایع ذوب آهن طی فرایند تولید آهن، محصول فرعی به نام سرباره تولید می‌شود که مواد تشکیل‌دهنده آن شامل سیلیکا، آلومینا و اکسید کلسیم می‌باشد. با توجه به روش خنک نمودن آن، انواع مختلفی از سرباره تولید می‌شود. این محصولات شامل سرباره خنک شده در هوای آزاد، سرباره دمیده‌شده یا پف کرده (Expanded or Foamed Blast Furnace Slag) و سرباره دانه‌ای کوره ذوب آهن است. اگر سرباره مذاب به وسیله آب، به سرعت خنک شود، به صورت ذرات شیشه‌ای درآمده و قطعاتی ترد و شکننده به اندازه ماسه تشکیل می‌شوند. ساختار فیزیکی و اندازه دانه‌ها به ترکیب شیمیایی سرباره و دمای آن در زمان خنک شدن بستگی دارد. هنگامی که این محصول خرد و آسیاب شود، به ذرات بسیار ریز تبدیل می‌شوند که سرباره دانه‌ای کوره ذوب-آهن نامیده می‌شود [10]. لازم به ذکر است که در ادامه به جای سرباره دانه‌ای کوره ذوب آهن، به اختصار از واژه سرباره استفاده می‌شود.

استفاده از سرباره در بسیاری از پروژه‌های عمرانی به دلایل افزایش دوام در برابر عوامل جوی، مقاومت بالا در برابر نفوذ کلریدها و حمله سولفات‌های موجود در خاک عملکرد مؤثری داشته‌است [8]. لی [11] گزارش کرد که این ماده در جاده‌سازی و بهسازی خاک در آفریقای جنوبی و انگلستان برای مدت طولانی مورد استفاده قرار گرفته‌است. ویلد و همکاران [12] گزارش کردند که مواد سیمانه تولید شده توسط سرباره که به وسیله آنها فرایند سیمانی شدن و پیوند ذرات خاک به یکدیگر فراهم می‌گردد، مشابه مواد تولید شده توسط سیمان و آهک می‌باشد. یادو و تریپاتی [13] در پژوهش خود در خصوص تأثیر سرباره بر روی خواص مهندسی خاک نرم، شاهد افزایش قابل-ملاحظه مقاومت تک‌محوری و نسبت باربری کالیفرنیا (CBR) آن بودند. یادو و تریپاتی هم چنین گزارش کردند که با افزودن سرباره به خاک، پتانسیل تورمی و شاخص خمیری خاک نیز کاهش می‌یابد. پاتاک و همکاران [14] نیز از نتایج آزمایش‌های خود دریافتند که با افزودن سرباره به خاک، مقاومت فشاری و CBR افزایش چشمگیری می‌یابد. شالابی و همکاران [15] در پژوهش خود به این نتیجه رسیدند که افزایش مقدار سرباره سبب

آزمایش‌های لازم مورد بررسی و مطالعه قرار گرفته است. سپس با استفاده از نتایج به دست آمده و مقایسه آنها با یکدیگر، بهترین ماده افزودنی با منظور نمودن مسائل اقتصادی برای عملیات اجرایی پیشنهاد گردیده است.

مواد و روش‌ها

مواد مورد استفاده در این پژوهش شامل خاک رسی، آب، سیمان، سرباره و اکسیدمنیزیم می‌باشد که در ادامه ویژگی‌های فیزیکی، مکانیکی و شیمیایی هر یک از آنها ارائه می‌گردد.

خاک

در این پژوهش از یک نوع خاک رسی که شامل ۲۷٪ ماسه، ۳۳٪ سیلت و ۴۰٪ رس می‌باشد، استفاده گردید. نتایج به دست آمده از آزمایش حدود اتربرگ نشان داد که حدود روانی، خمیری و انقباض این خاک به ترتیب برابر ۴۶/۴، ۲۳/۸ و ۱۳٪ و شاخص خمیری آن ۲۲/۶٪ می‌باشد. وزن واحد حجم خشک بیشینه و رطوبت بهینه نیز بر اساس آزمایش تراکم استاندارد به ترتیب برابر $17/7 \text{ (kN/m}^3\text{)}$ و $17/5$ ٪ تعیین گردید. بر اساس نتایج به دست آمده از آزمایش‌های حدود اتربرگ و دانه‌بندی، این خاک بر اساس سامانه طبقه‌بندی متحد (USCS)، رس با خاصیت خمیری (پلاستیسته) پایین (CL) طبقه‌بندی گردید. هم‌چنین آزمایش‌های شیمیایی نیز روی خاک صورت گرفت که نتایج آنها در جدول (۱) آورده شده است. علاوه بر این، آزمایش پراش پرتو ایکس (XRD (X-Ray Diffraction)) روی خاک انجام شد و نتایج نشان داد که کانی‌های این خاک شامل کوارتز، کلسیت و فلدسپار (سدیم، کلسیم و پتاسیم) و کانی‌های رسی آن نیز شامل ایلیت، کلریت و مونت‌موریلونیت می‌باشد.

کاهش خاصیت خمیری، پتانسیل تورمی و چسبندگی ذرات خاک و افزایش زاویه اصطکاک داخلی می‌گردد.

پژوهش‌های انجام شده به وسیله پژوهشگران مختلف نشان داده است که اگر سرباره به تنهایی برای بهسازی خاک به کار رود، به علت آن که سرعت فرایند هیدراسیون آن بسیار آهسته و کند است، افزایش قابل توجهی در مقاومت و سایر پارامترهای فیزیکی و مکانیکی خاک مشاهده نمی‌شود [16, 17]. آنها توصیه کردند که برای غلبه بر این مسئله، فعال‌سازی سرباره قبل از افزودن به خاک مد نظر قرار گیرد. برای فعال‌سازی سرباره معمولاً سیمان، آهک و یا خاکستر بادی را با نسبت خاصی با آن مخلوط می‌کنند و سپس درصد لازم از مخلوط حاصل را برای بهسازی به خاک اضافه می‌کنند. در سال‌های اخیر اکسیدمنیزیم به عنوان ماده فعال کننده سرباره پیشنهاد شده است. جاگاندن و همکاران [18] و یی و همکاران [19] نشان دادند که مقاومت ۷ و ۲۸ روزه خاک ماسه-ای بهسازی شده با استفاده از سرباره فعال شده با اکسیدمنیزیم بیشتر از مقاومت ایجاد شده توسط مواد فعال کننده سیمان و آهک می‌باشد.

ضرورت انجام این پژوهش

همان طور که بیان گردید، خاک‌های رسی نرم دارای مقاومت کم، تراکم‌پذیری و قدرت تورمی بالایی می‌باشند. بنابراین اگر از آنها در اجرای یک پروژه عمرانی به عنوان منبع قرضه مورد استفاده قرار گیرند و یا سازه‌ای بر روی آنها بنا شود، با توجه به خواص ذکر شده مشکلاتی در پایداری پروژه اجرا شده به وجود می‌آید. بنابراین به منظور اطمینان از پایداری این ابنیه‌ها می‌بایست بهسازی این خاک‌ها قبل از هر اقدامی، صورت پذیرد. هدف از این کار پژوهشی، بهسازی شیمیایی یک خاک رسی می‌باشد که با افزودن سیمان، سرباره (به تنهایی) و سرباره فعال شده با اکسیدمنیزیم در درصدها و زمان‌های عمل‌آوری گوناگون با انجام

جدول ۱ ویژگی‌های شیمیایی خاک مورد استفاده

مشخصه	pH	EC	Na ⁺	Ca ²⁺	Mg ²⁺	Cl ⁻	HCO ₃ ⁻	So ₄ ²⁻	CaCO ₃	O.C.
واحد اندازه‌گیری	-	(dS/m)	(meq/L)	(meq/L)	(meq/L)	(meq/L)	(meq/L)	(meq/L)	(%)	(%)
مقدار	۸/۲	۵/۰۳	۴۲	۴۶	۲/۲	۲۶/۲	۳/۷	۱۹/۲	۴/۲	۰/۲

آب

آب مورد استفاده در این پژوهش، از نوع شرب است و میزان اسیدته (pH) و هدایت الکتریکی (EC) آن به ترتیب برابر ۷/۷۲ و (ds/m) ۱/۲ اندازه گیری گردید.

سیمان

در این پژوهش، از سیمان پرتلند نوع ۱ با وزن مخصوص ۳/۱۵ و درجه نرمی بلین (cm²/g) ۴۱۰۰ مورد استفاده قرار گرفت. سایر ویژگی های فیزیکی و مکانیکی آن بر اساس استاندارد ASTM تعیین گردید که نتایج آزمایش ها نشان داد که غلظت نرمال، زمان گیرش اولیه و نهایی آنها به ترتیب معادل ۲۵٪، ۱۶۰ و ۲۲۰ دقیقه تعیین گردید. هم چنین آزمایش های لازم نشان دادند که میزان مقاومت فشاری، کششی و خمشی نمونه های ۷ روزه آن نیز به ترتیب برابر مقادیر ۱۹/۲، ۲/۷ و ۴/۳ مگاپاسکال می باشد.

سرباره

سرباره مورد استفاده از کارخانه ذوب آهن اصفهان تهیه گردید. براساس اطلاعات کسب شده از تولیدکننده، ترکیبات شیمیایی آن عبارتند از ۴۱/۵٪ اکسیدکلسیم، ۳۵/۵٪ اکسیدسیلیسیم، ۱۱/۵٪ اکسید آلومینیوم، ۰/۵٪ اکسید آهن، ۸٪ اکسیدمنیزیم، ۳/۰٪ اکسیدپتاسیم، ۲/۰٪ دی اکسیدتیتانیوم و ۲/۰٪ اکسیدسدیم. میانگین اندازه ذرات سرباره نیز، ۵۰ میکرومتر با سطح ویژه حدود (m²/g) ۶-۲۸ می باشد.

اکسیدمنیزیم (MgO)

اکسیدمنیزیم به کار رفته در این کار پژوهشی، محصولی از شرکت شیمی دارویی نوترون بوده و شامل ۹۴/۲٪ اکسیدمنیزیم، ۱٪/۷ اکسید کلسیم، ۰/۸۵٪ اکسیدسیلیسیم و ۰/۶۲٪ اکسید آهن و ۰/۱۶٪ اکسید آلومینیوم می باشد. وزن مخصوص، میانگین اندازه ذرات و سطح ویژه آن نیز به ترتیب معادل ۳/۵۵ (μm) و ۶۰ و (m²/g) ۳۰۰-۲۵۰ می باشد.

تهیه نمونه آزمایشی

برای تهیه مخلوط سرباره فعال شده با اکسیدمنیزیم، نسبت ۳ (سرباره) به ۱ (اکسیدمنیزیم) انتخاب گردید. سپس درصدهای ۵، ۱۰ و ۱۵٪ از مخلوط حاصل برای بهسازی خاک استفاده شد [17]. هم چنین از سیمان و سرباره به تنهایی نیز در درصدهای

ذکر شده مورد استفاده قرار گرفت. برای ساخت نمونه های لازم برای تعیین مقاومت، ابتدا خاک طبیعی با هر یک از مواد افزودنی مخلوط شد. سپس آزمایش تراکم استاندارد جهت به دست آوردن وزن واحد حجم خشک بیشینه و رطوبت بهینه روی مخلوط های تهیه شده صورت پذیرفت. رطوبت های اولیه مخلوط های یاد شده ابتدا با افزودن آب به مقدار رطوبت بهینه رسانده شد، سپس با استفاده از روش تراکم استاتیکی اقدام به تهیه نمونه های مورد نیاز گردید. در این روش، مخلوط های یاد شده در یک قالب ویژه ریخته شد و هر لایه خاک به وسیله دستگاه بارگذاری تک-محوری با سرعت ۱/۵ میلی متر بر دقیقه، در سه لایه متراکم گردید به طوری که وزن واحد حجم خشک بیشینه آن با وزن واحد حجم خشک بیشینه منحنی تراکمی مربوطه برابر شد. لازم به ذکر است که میزان بار وارده به هر لایه از مخلوط های خاک به روش سعی و خطا تعیین گردید. نمونه های ساخته شده دارای طول و قطر به ترتیب برابر ۱۰۰ و ۵۰ میلیمتر بودند. نمونه های تهیه شده بر اساس استاندارد ASTM-D1632-07 در دمای ثابت ۲۵ درجه سانتی گراد و رطوبت بالای ۹۵٪ در اتاقک مخصوصی نگهداری شدند و آزمایش مقاومت تک محوری در زمان های عمل آوری ۷، ۱۴ و ۲۸ روز بر روی آنها صورت گرفت. لازم به ذکر است که برای مقایسه دقیق تر نتایج به دست آمده از آزمایش مقاومت تک محوری، از هر حالت از مخلوط های خاک سه نمونه مقاومتی تهیه گردید و آزمایش مقاومت تک محوری بر روی آنها صورت پذیرفت. سپس نتایج حاصل از سه تکرار آنها با یکدیگر مقایسه و از نتایج نزدیک بهم، میانگین گیری شد و به عنوان نتیجه نهایی منظور گردید.

آزمایش ها

آزمایش های صورت گرفته بر روی خاک طبیعی، خاک-سیمان، خاک-سرباره و خاک-سرباره فعال شده با اکسیدمنیزیم شامل حدود اتربرگ، تراکم استاندارد، مقاومت فشاری تک محوری و SEM (Scanning Electron Microscopy) می باشد. به منظور ارزیابی اضافه کردن هر یک از مواد افزودنی ذکر شده با درصدهای مختلف به خاک رسی، آزمایش حدود اتربرگ جهت تعیین مقادیر حد روانی، حد خمیری و شاخص خمیری و آزمایش تراکم استاندارد جهت تعیین پارامترهای تراکمی بر روی نمونه های یاد شده بر اساس استاندارد ASTM انجام گردید. برای اندازه گیری مقاومت فشاری نمونه ها، آزمایش مقاومت تک محوری مطابق استاندارد ASTM-D1633-00 با سرعت

آزمایش حدود اتربرگ

نتایج آزمایش حدود اتربرگ و تراکم برای نمونه‌های خاک طبیعی، خاک-سیمان، خاک-سرباره و خاک-سرباره فعال شده با اکسیدمنیزیم با درصدهای وزنی ۵، ۱۰ و ۱۵ در جدول (۲) ارائه شده‌است. همان گونه که در جدول (۲) مشاهده می‌گردد، با افزودن سیمان، سرباره و سرباره فعال شده به میزان ۵٪ وزنی به خاک رس، حد روانی (LL) خاک از ۴۶٪ در خاک طبیعی به ترتیب به مقادیر ۵۱، ۵۳ و ۵۴٪ تغییر یافته‌است. هم‌چنین نتایج مندرج در این جدول نشان می‌دهد که با افزایش درصد ماده افزودنی، روند کاهشی در مقادیر حد روانی مشاهده می‌شود، به گونه‌ای که حد روانی در مخلوط خاک-سیمان، خاک-سرباره و خاک-سرباره فعال شده با ۱۰٪ وزنی به ترتیب به مقادیر ۴۸/۴، ۴۹/۶ و ۵۲٪ و برای ۱۵٪ وزنی از آنها به ترتیب به مقادیر برابر ۴۵/۵، ۴۷ و ۴۸٪ رسیده‌است. همین روند نیز برای حد خمیری (PL) مخلوط‌های خاک-سیمان، خاک-سرباره و خاک-سرباره فعال شده با اکسیدمنیزیم نیز مشاهده می‌شود. هم‌چنین نتایج نشان می‌دهد که با افزودن سیمان به خاک، شاخص خمیری در مقایسه با نمونه خاک طبیعی کاهش داشته که با افزایش درصد وزنی سیمان، مقدار این کاهش بیشتر شده‌است. در مقابل، افزودن سرباره و سرباره فعال شده به خاک سبب افزایش شاخص خمیری (PI) در مقایسه با خاک طبیعی شده که با افزایش درصد ماده افزودنی، مقادیر مربوط به این شاخص روند کاهشی پیدا کرده‌است.

بارگذاری ۱ میلی‌متر بر دقیقه روی نمونه‌هایی از خاک طبیعی، مخلوط‌های خاک-سیمان، خاک-سرباره و خاک-سرباره فعال شده با اکسیدمنیزیم اعمال شد. عمل بارگذاری تا وقوع گسیختگی در نمونه مورد آزمایش ادامه یافت. در طول آزمایش، میزان بار وارد شده و تغییر شکل ایجاد شده در نمونه به صورت پیوسته ثبت گردید و در نهایت با توجه به داده‌های به دست آمده اقدام به تعیین منحنی تنش-کرنش هر یک از نمونه‌ها گردید. هم‌چنین به منظور بررسی و تحلیل ریزساختار نمونه‌های خاک در ابعاد میکرونی، اقدام به تهیه تصاویر میکروسکوپ الکترونی روبشی شد. در این پژوهش، آزمایش SEM روی نمونه‌های خاک طبیعی، خاک-سیمان، خاک-سرباره و خاک-سرباره فعال شده با اکسیدمنیزیم با درصد وزنی ۱۰ در زمان عمل‌آوری ۷ روز صورت گرفته‌است. این آزمایش در آزمایشگاه نانوالکترونیک دانشکده مهندسی برق و کامپیوتر دانشگاه تهران انجام شد.

نتایج

در این پژوهش تعداد ۱۰ آزمایش حدود اتربرگ، ۱۰ آزمایش تراکم استاندارد، ۴ آزمایش SEM و ۸۴ آزمایش مقاومت تک-محوری (با در نظر گرفتن ۳ تکرار) بر روی نمونه‌های خاک طبیعی، خاک-سیمان، خاک-سرباره و خاک-سرباره فعال شده با اکسیدمنیزیم انجام پذیرفت که نتایج آنها به شرح زیر می‌باشد:

جدول ۲ نتایج آزمایش حدود اتربرگ و تراکم نمونه‌های مختلف خاک

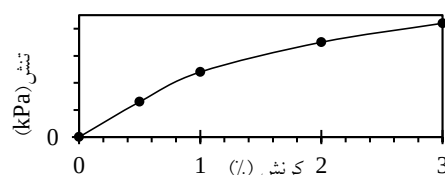
خاک	ماده افزودنی (%)	حد روانی (%)	حد خمیری (%)	شاخص خمیری (%)	رطوبت بهینه (%)	وزن واحد حجم خشک بیشینه (kN/m ³)
خاک طبیعی	۰	۴۶/۴	۲۳/۸	۲۲/۶	۱۷/۵	۱۷/۷
خاک-سیمان	۵	۵۱	۳۱	۲۰	۲۳/۴	۱۶/۸۵
	۱۰	۴۸/۴	۲۸/۷	۱۹/۷	۲۲/۸	۱۶/۸۳
	۱۵	۴۵/۵	۲۶/۵	۱۹	۲۲/۶	۱۶/۸۱
خاک-سرباره	۵	۵۳	۲۵/۷	۲۸	۱۹	۱۷/۷
	۱۰	۴۹/۶	۲۴	۲۵/۶	۱۹/۸	۱۷
	۱۵	۴۷	۲۳	۲۳/۶	۲۱	۱۶/۶
خاک-سرباره فعال شده با اکسیدمنیزیم	۵	۵۴	۲۸	۲۶	۲۲/۶	۱۶/۴
	۱۰	۵۲	۲۶	۲۶	۲۱/۶	۱۶/۲
	۱۵	۴۸	۲۴	۲۴	۲۱	۱۶/۱

آزمایش تراکم استاندارد

جدول (۲) نتایج آزمایش‌های تراکم استاندارد را برای نمونه‌های خاک طبیعی، خاک-سیمان، خاک-سرباره و خاک-سرباره فعال شده با اکسیدمنیزیم در درصد‌های وزنی مختلف نشان می‌دهد. برای خاک طبیعی وزن واحد حجم خشک بیشینه و رطوبت بهینه (kN/m^3) ۱۷/۷ و ۱۷/۵ به دست آمده است. مقایسه نتایج آورده شده در جدول (۲) نشان می‌دهد که با افزودن سیمان، سرباره و سرباره فعال شده به خاک، مقادیر وزن واحد حجم خشک بیشینه و رطوبت بهینه در مقایسه با خاک طبیعی به ترتیب کاهش و افزایش یافته است که میزان این تغییرات با افزایش درصد مواد افزودنی بیشتر شده است. به عنوان مثال با افزودن ۵٪ وزنی سیمان، سرباره و سرباره فعال شده به خاک طبیعی، مقدار وزن واحد حجم خشک بیشینه از ۱۷/۷ کیلونیوتن بر متر مکعب (در خاک طبیعی) به ترتیب برابر مقادیر ۱۶/۸۵، ۱۷/۷ و ۱۶/۴ کیلونیوتن بر متر مکعب شده است که با افزایش درصد ماده افزودنی به ۱۵٪ این پارامتر به مقادیر ۱۶/۸۱، ۱۶/۶ و ۱۶/۱ کیلونیوتن بر متر مکعب رسیده است. همچنین مقادیر رطوبت بهینه به ازای اضافه کردن ۵٪ سیمان، سرباره و سرباره فعال شده به خاک، از ۱۷/۵٪ (در خاک طبیعی) به ترتیب به ۲۳/۴، ۱۹ و ۲۲٪/۶ افزایش یافته است. با افزایش درصد ماده افزودنی به ۱۰ و ۱۵٪، روند تغییرات درصد رطوبت بهینه برای ماده افزودنی سیمان و سرباره فعال شده کاهشی و برای ماده افزودنی سرباره افزایشی می‌باشد.

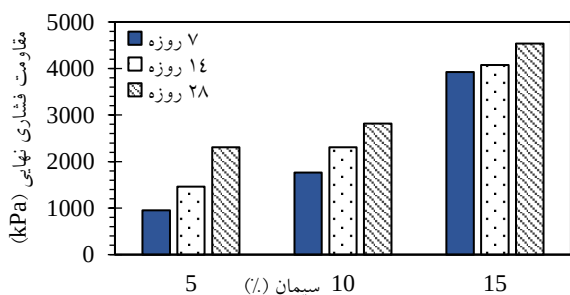
آزمایش مقاومت تک محوری

شکل (۱) منحنی تنش-کرنش نمونه خاک طبیعی را نشان می‌دهد. همان طور که در این شکل مشاهده می‌شود، مقاومت فشاری نهایی این نمونه برابر ۴۲۰ کیلوپاسکال در کرنش ۳٪ اندازه‌گیری شده است.



شکل ۱ منحنی تنش-کرنش خاک طبیعی

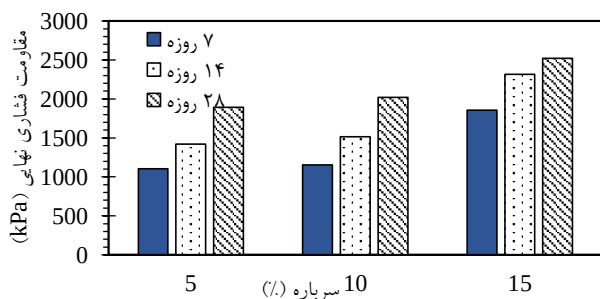
به منظور مقایسه بهتر مقاومت فشاری نهایی نمونه‌های خاک حاوی مواد افزودنی سیمان، سرباره و سرباره فعال شده با اکسیدمنیزیم در زمان‌های عمل‌آوری مختلف، تمامی نتایج آنها در قالب نمودارهای ستونی در شکل‌های (۲)، (۳) و (۴) آورده شده است. شکل (۲) نشان‌دهنده چگونگی روند تغییرات مقاومت نهایی نمونه‌های خاک-سیمان در درصد‌های وزنی و زمان‌های عمل‌آوری متفاوت می‌باشد. همان‌طور که در این شکل مشاهده می‌شود، افزودن سیمان به خاک سبب افزایش مقاومت در نمونه‌ها می‌شود که میزان این افزایش رابطه مستقیمی با درصد سیمان مخلوط شده و زمان عمل‌آوری آن دارد. به عنوان مثال با توجه به شکل (۲)، با افزودن ۵، ۱۰ و ۱۵٪ سیمان به خاک در زمان عمل‌آوری ۲۸ روز، مقاومت نهایی نمونه‌ها به ترتیب برابر ۲۳۰۵، ۲۸۱۵ و ۴۵۳۵ کیلوپاسکال تعیین گردید، به بیانی دیگر افزودن ۵، ۱۰ و ۱۵٪ سیمان به خاک سبب افزایش مقاومت نمونه‌ها در حدود ۵/۵، ۷ و ۱۱ برابر مقاومت خاک طبیعی شده است. همچنین به ازای افزودن مقدار ثابت سیمان به خاک، مقادیر مقاومت نهایی نمونه‌ها با افزایش زمان عمل‌آوری افزایش داشته است. به عنوان مثال به ازای افزودن ۵٪ سیمان به خاک، مقدار مقاومت فشاری نهایی از ۹۵۲ کیلوپاسکال در زمان عمل‌آوری ۷ روز به ۲۳۰۵ کیلوپاسکال در زمان عمل‌آوری ۲۸ روز رسیده است به عبارت دیگر با افزایش زمان عمل‌آوری از ۷ به ۲۸ روز، مقاومت نمونه ۲/۴ برابر افزایش یافته است.



شکل ۲ نتایج آزمایش مقاومت فشاری نهایی نمونه‌های خاک-سیمان

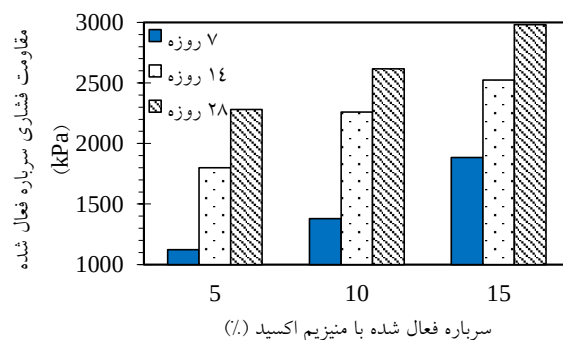
شکل (۳) نشان‌دهنده روند تغییرات مقاومت نهایی نمونه‌های خاک-سرباره در درصد‌های وزنی و زمان‌های عمل‌آوری متفاوت می‌باشد. همان‌طور که در شکل (۳) مشاهده می‌شود، افزودن سرباره به خاک سبب افزایش مقاومت نمونه‌ها شده است

سرباره و خاک - سرباره فعال شده با اکسیدمنیزیم با درصد وزنی ۱۰ و زمان عمل آوری ۷ روز با بزرگ‌نمایی ۳۰۰۰ برابر در شکل (۵) نشان داده شده است. همان طور که شکل (۵-الف) نشان می‌دهد، خاک طبیعی دارای ساختار مجتمع (floculated) بوده و فضاهای خالی بسیار کمی بین ذرات مشاهده می‌شود. هم‌چنین در این شکل (شکل ۵-الف) مشاهده می‌شود که ذرات خاک بدون هیچ‌گونه اتصالی در کنار یکدیگر قرار گرفته‌اند. با افزودن سیمان (شکل ۵-ب) و سرباره (شکل ۵-ج) به خاک طبیعی، ساختار خاک مجتمع‌تر شده و میزان فضاهای خالی بین ذرات نیز در مقایسه با خاک طبیعی تغییر پیدا کرده است. علاوه بر این مقایسه تصاویر با یکدیگر نشان می‌دهد که ذرات خاک در نمونه‌های حاوی مواد افزودنی سیمان و سرباره، توسط اتصالاتی به یکدیگر متصل شده‌اند. هم‌چنین مشاهده می‌گردد که افزودن سرباره فعال شده به خاک (شکل ۵-د) سبب لختگی بیشتر ساختار خاک، تشکیل ماده سیمانته‌کننده و ژل مانند نظیر ژل کلسیم‌سیلیکات‌هیدراته (CSH) و در نتیجه پر شدن فضاهای خالی به وسیله آن شده است.



شکل ۴: نتایج آزمایش مقاومت فشاری نهایی نمونه‌های خاک-سرباره فعال شده با اکسیدمنیزیم

که میزان این افزایش (مشابه سیمان) تابعی از درصد وزنی سرباره مورد استفاده و زمان عمل آوری می‌باشد. به عنوان مثال با افزودن ۵، ۱۰ و ۱۵٪ سرباره به خاک، مقاومت نهایی نمونه‌ها در زمان عمل آوری ۲۸ روز به ترتیب برابر ۱۸۹۱، ۲۰۲۰ و ۲۵۲۰ کیلوپاسکال اندازه‌گیری گردیدند که این امر نشان‌دهنده افزایش مقاومت نمونه‌های خاک بهسازی شده در حدود ۴/۵، ۵ و ۶ برابر نمونه خاک طبیعی می‌باشد. هم‌چنین نتایج نشان می‌دهد که به‌ازای افزودن درصد ثابت سرباره به خاک، مقادیر مقاومت فشاری نهایی نمونه‌ها با افزایش زمان عمل آوری افزایش می‌یابد. به عنوان مثال به‌ازای افزودن ۱۵٪ سرباره به خاک، مقدار مقاومت فشاری نهایی از ۱۸۵۵ کیلوپاسکال در زمان عمل آوری ۷ روز به ۲۵۲۰ کیلوپاسکال در زمان عمل آوری ۲۸ روز رسیده است.

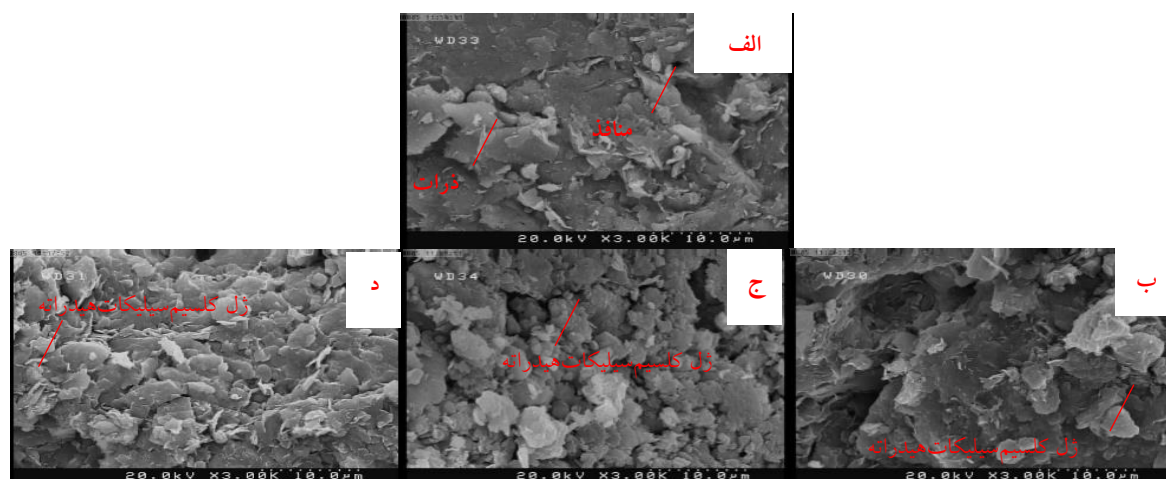


شکل ۳: نتایج آزمایش مقاومت فشاری نهایی نمونه‌های خاک-سرباره

نتایج مقاومت فشاری نهایی نمونه‌های بهسازی شده با سرباره فعال شده به‌ازای درصد‌های مختلف ماده افزودنی و زمان‌های عمل آوری گوناگون در شکل (۴) آورده شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود تغییرات مقاومت نمونه‌های مذکور مشابه تغییرات ایجاد شده در شکل‌های (۲) و (۳) می‌باشد. به عنوان مثال با افزودن ۱۵٪ سرباره فعال شده به خاک، مقاومت نهایی نمونه‌ها در زمان‌های عمل آوری ۷، ۱۴ و ۲۸ روز به ترتیب حدود ۴/۵، ۶ و ۷ برابر افزایش مقاومت را در مقایسه با نمونه خاک طبیعی نشان می‌دهد.

آزمایش SEM

تصاویر میکروسکوپ الکترونی روبشی (Scanning Electron Microscopy) نمونه‌های خاک طبیعی، خاک-سیمان، خاک-



شکل ۵. نتایج عکس برداری SEM مربوط به نمونه های (الف) خاک طبیعی، (ب) خاک + ۱۰٪ سیمان، (ج) خاک + ۱۰٪ سرباره و (د) خاک + ۱۰٪ سرباره فعال شده با اکسیدمنیزیم در زمان عمل آوری ۷ روز

بحث

نتایج آزمایش حدود اتربرگ (جدول ۲) نشان داد که اضافه نمودن سه ماده افزودنی مورد استفاده در این پژوهش (سیمان، سرباره و سرباره فعال شده با اکسیدمنیزیم) به میزان ۵٪ به خاک رسی، سبب افزایش حدود روانی (LL) و خمیری (PL) در مقایسه با خاک طبیعی شده است. این امر را می توان چنین توجیه کرد که وقتی مواد افزودنی سیمان، سرباره و سرباره فعال شده به خاک اضافه می شوند با توجه به ماهیت قلیایی بودن ترکیبات شیمیایی این مواد، pH مایع منفذی افزایش می یابد و باعث افزایش غلظت بار منفی در لبه ذرات رس می شود [20]. ذره ورقه ای شکل دیگر شده، در نتیجه سبب تشکیل ساختار مجتمع می شود. این ساختار در این حالت به علت افزایش فضای بین ذرات، می تواند آب بیشتری را در خود نگه دارد که این امر منجر به افزایش حد روانی می شود [21]. همچنین نتایج نشان داد که با افزایش درصد مواد افزودنی از ۵ به ۱۰ و ۱۵٪، روند کاهشی (در مقایسه با اضافه کردن ۵٪ از مواد افزودنی) برای این دو پارامتر مشاهده می شود. دلیل این موضوع آن است که با افزایش درصد مواد افزودنی، درجه مجتمع شدن ساختار خاک افزایش یافته است که این امر سبب چسبیدن ذرات به یکدیگر، کاهش فضای بین ذرات (در مقایسه با اضافه کردن ۵٪ ماده افزودنی) و نیز کاهش سطح ویژه می شود که این موضوع در نهایت حد روانی مخلوط را کاهش می دهد. تصاویر SEM (شکل ۵) نیز مجتمع تر شدن ساختار خاک و تغییر فضاهای بین ذرات را در

اثر افزودن مواد افزودنی مذکور تأیید می کند. همچنین مقایسه نتایج مندرج در جدول (۲) نشان می دهد که با اضافه نمودن مواد افزودنی ذکر شده به خاک، مقدار حد خمیری مخلوط نیز در مقایسه با خاک طبیعی افزایش یافته است. این تغییرات ممکن است به دلیل تغییر در لزجت مایع منفذی در مقایسه با آب معمولی و تبادل یونی باشد که منجر به افزایش مقاومت برشی بین ذرات و افزایش حد خمیری می شود. این نتایج با یافته های منتشر شده توسط پژوهشگران دیگر مطابقت دارد [22, 23, 24, 25].

مقایسه نتایج مندرج در جدول (۲) نشان می دهد که در تمامی درصدهای استفاده شده، تأثیر سرباره فعال شده در افزایش حد روانی بیشتر از دو ماده افزودنی دیگر بوده است. همچنین مقایسه نتایج شاخص خمیری سه ماده افزودنی استفاده شده نشان می دهد که سرباره و سرباره فعال شده دارای نتایج تقریباً نزدیکی در مقایسه با یکدیگر بوده و هر دوی آنها تأثیر بیشتری را در افزایش شاخص خمیری در مقایسه با سیمان داشته اند. با توجه به مقایسه تصاویر SEM در شکل (۵) می توان گفت که درجه مجتمع شدن مخلوط خاک-سرباره و خاک-سرباره فعال شده با اکسیدمنیزیم بیشتر از مخلوط خاک-سیمان بوده است که این امر ناشی از آن است که سطح ویژه آنها بیشتر از سیمان است که این امر در جذب آب و در نتیجه افزایش حد روانی و شاخص خمیری نقش مهمی را ایفا کرده است.

مقایسه با خاک طبیعی می شود که این افزایش تابعی از درصد ماده افزودنی به کار رفته و زمان عمل آوری می باشد. کزدی [24] دلیل این افزایش مقاومت را به واکنش های صورت گرفته بین ماده افزودنی سیمان با ذرات خاک نسبت داد. وی بیان نمود که این واکنش ها عبارتند از: (۱) هیدراسیون سیمان که باعث تولید کلسیم هیدروکسید می شود، (۲) جذب کلسیم هیدروکسید توسط ذرات رس و (۳) واکنش های پوزولانی خاک رس با کلسیم-هیدروکسید بین ذرات مخلوط. بنابراین با اضافه کردن سیمان به خاک، یون های کلسیم در طی فرایند هیدراسیون اولیه سیمان آزاد می گردد و تبادل کاتیونی با ذرات خاک صورت می گیرد. در مرحله هیدراسیون سیمان، pH محلول نیز افزایش می یابد که این امر سبب از بین رفتن پیوندهای سیلیکات ها و آلومینات های موجود در خاک رس و حل شدن آنها در محلول مایع منفذی می شود. این مواد حل شده با یون های کلسیم واکنش شیمیایی می دهند و مواد سیمانته کننده ای تولید می کنند. مواد تولید شده مانند کلسیم سیلیکات هیدراته (CSH) و کلسیم آلومینات هیدراته (CAH) سبب چسبیدن ذرات خاک به یکدیگر و تشکیل توده جامد می شود که این امر منجر به افزایش مقاومت خاک می گردد [27]. تصویر SEM نمونه حاوی سیمان (شکل ۵-ب) تشکیل ژل های CSH که عامل افزایش مقاومت نمونه ها می باشد را نشان می دهد.

نتایج آزمایش مقاوت فشاری نهایی برای نمونه های تهیه شده از مخلوط خاک-سرباره که حاوی ۵، ۱۰ و ۱۵٪ ماده افزودنی در زمان های عمل آوری ۷، ۱۴ و ۲۸ روزه در شکل (۳) ارائه شده است. در این شکل مشاهده می گردد که با افزودن سرباره به خاک، مقاومت نمونه ها افزایش می یابد و همچنین روند تغییر مقاومت با افزایش درصد وزنی سرباره و زمان عمل آوری نمونه ها متناسب است. در خصوص تأثیر سرباره در بهسازی خاک رس دلایل متفاوتی گزارش شده است. به عنوان مثال ویلد و همکاران [22] گزارش کردند که سرباره در زمان های عمل آوری ۷ و ۲۸ روز، تأثیری در مقاومت رس کائولینیت نداشته است، لیکن این امر با نتایج پژوهش حاضر مطابقت ندارد. اوتی و همکاران [28, 29] در پژوهش خود، افزایش مقاومت را با افزودن سرباره به خاک مشاهده کردند و دلیل این امر را به وجود گچ نسبت دادند. آنها استدلال کردند که گچ به عنوان فعال-

نتایج آزمایش تراکم استاندارد (جدول ۲) نشان داد که افزودن سیمان، سرباره و سرباره فعال شده با اکسیدمنیزیم به خاک، سبب کاهش وزن واحد حجم خشک بیشینه و افزایش رطوبت بهینه در مقایسه با خاک طبیعی شده است. افزودن مواد افزودنی مذکور به خاک سبب پیدایش تبادل یونی بین مواد افزودنی و خاک (براساس ظرفیت تبادل کاتیونی خاک مورد استفاده) و در نتیجه سبب اتصال ذرات با پیوندهای قوی تر به یکدیگر و در نهایت تشکیل ساختار مجتمع در خاک می شود. در این حالت ذرات خاک با پیوندهای قوی تری در مقایسه با خاک طبیعی به یکدیگر متصل می شوند. از آنجا که عمل تراکم تحت تأثیر انرژی ثابت انجام می شود، این انرژی ثابت نمی تواند پیوندهای بین ذرات را در نمونه های حاوی مواد افزودنی همانند پیوندهای بین ذرات در خاک طبیعی از بین ببرد که این فرایند منجر به کاهش وزن واحد حجم خشک بیشینه شده است. همچنین این پدیده سبب افزایش فضاهای خالی بین ذرات در نمونه های حاوی مواد افزودنی شده است که در این فضاها میزان آب بیشتری می تواند وارد و نگهداری شود که این امر سبب افزایش رطوبت بهینه شده اند (تغییر فضاهای خالی در نمونه های حاوی مواد افزودنی بر اساس تصاویر SEM (شکل های ۵-ب، ج و د) نیز قابل مشاهده می باشد). این نتایج به دست آمده با نتایج پژوهشگران دیگر هماهنگ می باشد [22, 25, 26, 27].

مقایسه نتایج آزمایش تراکم (جدول ۲) نشان می دهد که به ازای افزودن ۵٪ ماده افزودنی، وزن واحد حجم خشک نمونه خاک حاوی سرباره بیشتر از دو ماده افزودنی دیگر بوده است. دلیل این امر آن است که سرباره دارای سرعت هیدراسیون پایینی می باشد، در نتیجه پیوند و اتصالاتی که در اثر تبادل کاتیونی تولید می کند در مقایسه با سیمان و سرباره فعال شده به اندازه ای نیست که بتواند در برابر انرژی ثابت تراکمی مقاومت کند که این امر سبب جابه جایی ذرات و کاهش فضاهای بین آنها می شود. با فعال کردن سرباره توسط اکسیدمنیزیم، سرعت هیدراسیون افزایش یافته و سبب افزایش اتصالات بین ذرات و در نتیجه کاهش وزن واحد حجم خشک و افزایش رطوبت بهینه می شود. با افزایش درصد ماده افزودنی سرباره، محصولات هیدراسیون تولید شده افزایش پیدا می کند که این امر سبب افزایش پیوندهای بین ذرات، افزایش مقاومت و در نتیجه کاهش وزن واحد حجم خشک بیشینه و افزایش رطوبت بهینه می شود. نتایج آزمایش مقاومت تک محوری در شکل (۲) نشان داد که افزودن سیمان به خاک سبب افزایش مقاومت نمونه ها در

کننده سرباره موجود در خاک رس، باعث افزایش مقاومت می گردد. نتایج به دست آمده در پژوهش حاضر با نتایجی که توسط نیدزم و همکاران [30] گزارش شده است، مطابقت دارد. آنها آزمایش های متعددی در خصوص بهسازی خاک رس با سرباره انجام دادند و بیان کردند که افزودن سرباره منجر به افزایش مقاومت خاک می شود. نیدزم و همکاران [30] در نهایت به این نتیجه رسیدند که یک فرایند بهسازی مشابه آنچه در بهسازی خاک-سیمان مطرح است، رخ می دهد که باعث تشکیل مواد سیمانه کننده و در نتیجه افزایش مقاومت خاک می شود.

به منظور بررسی تأثیر سرباره بر ساختار خاک رسی طی فرایند بهسازی، آزمایش SEM بر روی نمونه حاوی ۱۰٪ وزنی سرباره در زمان عمل آوری ۷ روزه صورت گرفت و جهت مقایسه با ساختار خاک طبیعی، در شکل (۵) ارائه شده است. همان گونه که مشاهده می شود پس از گذشت ۷ روز، مواد سیمانه کننده ای تولید شده که عامل افزایش مقاومت نمونه ها و چسبیدن ذرات مخلوط می باشد، که در این تصویر نیز دیده می شود. نیدزم و همکاران [30] نیز وجود این مواد سیمانه کننده را عامل افزایش مقاومت گزارش کردند.

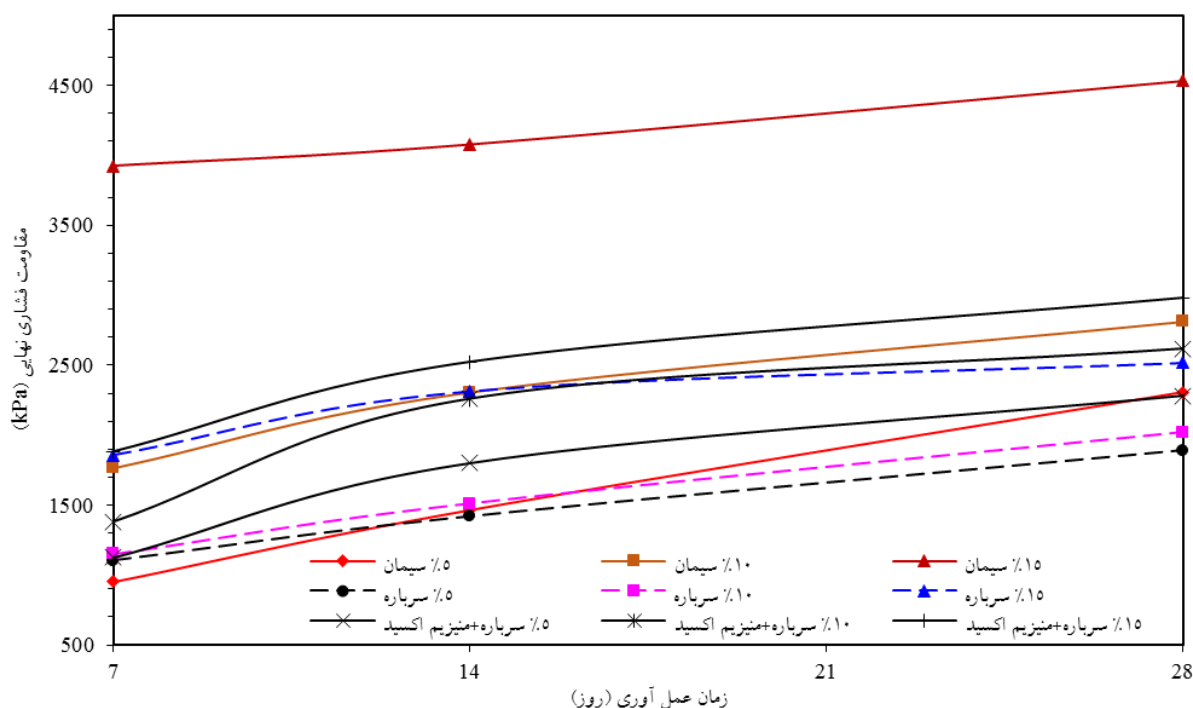
برای مقایسه عملکرد دو ماده افزودنی سیمان و سرباره در بهسازی خاک رسی مورد استفاده، نتایج مقاومت فشاری نهایی این دو ماده افزودنی برای زمان های عمل آوری متفاوت در شکل (۶) آورده شده است. همان طور که مشاهده می شود، در تمامی درصد های وزنی به کار رفته در این پژوهش (به غیر از ۵٪ ماده افزودنی در زمان عمل آوری ۷ روز)، سرباره عملکرد ضعیف تری را در بهسازی خاک رسی در مقایسه با سیمان داشته است. اگرچه سرباره سبب افزایش مقاومت خاک اختلاط یافته با آن می شود، لیکن اثر آن در افزایش مقاومت در مقایسه با سیمان زیاد نمی باشد. به هر حال افزایش مقاومت ایجاد شده به وسیله آن ناشی از فرایند هیدراسیون می باشد. لیکن در مقایسه با سیمان این عمل که منجر به تشکیل مواد سیمانه شده می گردد، محدود است. کینوتیا [31] بیان نمود که فرایند هیدراسیون سرباره به عواملی مانند ترکیبات شیمیایی آن، غلظت مایع موجود در بین ذرات مخلوط، سطح ویژه سرباره و درجه حرارت محیط بستگی دارد. به هر حال عدم ایجاد هیدراسیون زیاد سرباره را که در تولید مواد سیمانه شده مؤثر است را می توان به این صورت بیان کرد

که در تماس سرباره با آب، در مراحل اولیه هیدراسیون، یک لایه ضخیم کریستالی متخلخل شامل Si-Al-O در سطح ذرات سرباره شکل می گیرد [32]. ریچاردسون و همکاران [33] اظهار داشتند که این لایه پوششی در برابر آب نفوذناپذیر است و از واکنش های هیدراسیون بیشتر جلوگیری می کند. لایه یاد شده با جذب یون های H^+ باعث افزایش OH^- و در نتیجه افزایش pH و خاصیت قلیایی محیط شود. لیکن این مقدار از خاصیت قلیایی سامانه هم چنان برای شکستن پیوندهای Si-O و Al-O خاک رس به منظور تشکیل ترکیبات CSH، CAH و کلسیم سیلیکات-آلومینات هیدراته (CASH) کافی نیست و هیدراسیون با سرعت بسیار آهسته ای انجام می گیرد. آنها هم چنین مشاهده کردند که تنها مقدار کمی از ژل CSH پس از 150 روز در معرض آب بودن سرباره، تشکیل شده است. طبق نظر آنها به منظور افزایش سرعت هیدراسیون سرباره و در نتیجه بهبود عملکرد آن می توان یک ماده افزودنی با خاصیت قلیایی بالا به آن اضافه کرد. در این پژوهش برای فعال سازی سرباره، از ماده افزودنی اکسید منیزیم با نسبت وزنی ۳ به ۱ در درصد های وزنی ۵، ۱۰ و ۱۵ استفاده گردید و نتایج آزمایش مقاومت آن با ماده افزودنی سرباره مقایسه شد. همان طور که در شکل (۶) مشاهده می گردد، مخلوط سرباره-اکسید منیزیم (همانند سیمان و سرباره) سبب افزایش مقاومت می شود که میزان افزایش آن متناسب با درصد وزنی ماده افزودنی سرباره-اکسید منیزیم و زمان عمل آوری می باشد. هم چنین شکل (۶) نشان می دهد که در درصد و زمان عمل آوری یکسان، نمونه های بهسازی شده با سرباره فعال شده با اکسید منیزیم دارای مقاومت بیشتری در مقایسه با سرباره دارا می باشند. این موضوع نشان می دهد که عمل هیدراسیون در سرباره فعال شده با اکسید منیزیم سریع تر رخ می دهد و سبب تولید مواد سیمانه کننده و در نتیجه سبب افزایش مقاومت می شود [17, 18]. جین و همکاران [34] بیان کردند در صورت استفاده از سرباره فعال شده به وسیله اکسید منیزیم در بهسازی خاک، در گام اول از فرایند هیدراسیون، پیوندهای موجود در واحدهای سازنده سرباره نظیر $Ca-O$ ، $Mg-O$ ، $Si-O-Si$ و $Al-O-Si$ از بین می روند. سپس یون منیزیم با $Si-O$ و $Al-O$ ترکیب می گردد و ماده سیمانه کننده ای تولید می شود که سبب پر کردن فضاهای خالی بین ذرات و چسبیدن ذرات خاک به یکدیگر

می‌شود که این امر افزایش مقاومت نمونه‌های بهسازی شده خاک را سبب می‌گردد. نتایج به دست آمده با نتایج پژوهشگران دیگر مطابقت دارد [17, 35]. معمولاً استفاده از اکسیدمنیزیم به عنوان فعال کننده می‌بایست در حد معقول باشد در غیر این صورت اگر از حدی کمتر باشد، مواد سیمانته کننده به اندازه کافی تولید نمی‌شود و اگر هم از حدی زیادتر باشد ممکن است درصدی از اکسیدمنیزیم بدون هیداته شدن در مخلوط باقی بماند و با گذشت زمان سبب ایجاد ترک در نمونه و در نتیجه سبب کاهش مقاومت گردد.

مقایسه نتایج در شکل (۶) نیز نشان می‌دهد که در زمان عمل‌آوری ۱۴ روز نمونه‌های خاک حاوی ۱۰٪ سیمان، ۱۰٪ سرباره-اکسیدمنیزیم و ۱۵٪ سرباره، دارای مقاومت تقریباً یکسانی به ترتیب معادل ۲۳۰۸، ۲۲۶۰ و ۲۳۱۴ کیلوپاسکال می‌باشند. برآورد اقتصادی برای بهسازی خاک رسی با استفاده از درصدهای مذکور صورت پذیرفت و هزینه هر یک از مواد افزودنی مصرفی برای یک متر مکعب از خاک محاسبه گردید. نتایج نشان داد که هزینه‌ها به‌ازای استفاده از سیمان، سرباره-اکسیدمنیزیم و سرباره به ترتیب برابر ۱۷۰۰۰۰، ۱۵۵۰۰۰ و

۱۹۹۰۰۰ تومان می‌باشد که این موضوع مقرون به صرفه بودن استفاده از سرباره-اکسیدمنیزیم را نشان می‌دهد (محاسبه هزینه‌ها با فرض یکسان بودن هزینه عملیات اجرایی برای سه ماده افزودنی مورد استفاده و بر اساس قیمت هر یک از آنها در دی ماه سال ۱۴۰۰ انجام گردیده است). از طرف دیگر اگر خاک مورد نظر برای بهسازی حاوی کلریدها و سولفات‌ها باشد، برای جلوگیری از نفوذ کلریدها و حمله سولفات‌ها می‌بایست از سیمان ویژه استفاده کرد که هزینه تهیه آن بیشتر از سیمان پرتلند معمولی می‌باشد. در این حالت، در صورت تأمین مقاومت مورد نظر پروژه، می‌توان از سرباره-اکسیدمنیزیم استفاده کرد که در مقایسه با دو ماده افزودنی سیمان و سرباره مقرون به صرفه‌تر می‌باشد. به‌طور کلی می‌توان نتیجه‌گیری کرد که از آنجا که سرباره از محصولات فرعی تولیدشده در صنایع ذوب آهن می‌باشد و با توجه به مسائل اقتصادی و زیست محیطی که در تولید سیمان وجود دارد، استفاده از سرباره به تنهایی و به‌خصوص به‌صورت فعال شده در پروژه‌های بهسازی می‌تواند گزینه مناسبی باشد.



شکل ۶ نتایج مقادیر مقاومت فشاری نهایی نمونه‌های خاک-سیمان و خاک-سرباره در زمان‌های عمل‌آوری متفاوت

نتیجه گیری

در این پژوهش بهسازی یک خاک رسی با استفاده از مواد افزودنی سیمان، سرباره و سرباره فعال شده با اکسیدمنیزیم در درصدهای وزنی و زمانهای عملآوری گوناگون صورت پذیرفت. برای بررسی این هدف، آزمایشهای حدود اتربرگ، تراکم استاندارد، مقاومت تکمحوری و SEM روی نمونههای خاک طبیعی، خاک-سیمان، خاک-سرباره و خاک-سرباره فعال شده با اکسیدمنیزیم صورت گرفت و نتایج زیر به دست آمد:

۱- با افزودن ۵٪ سیمان، سرباره و سرباره فعال شده با اکسیدمنیزیم به خاک رسی مورد استفاده، حدود روانی و خمیری مخلوطهای حاصل در مقایسه با خاک طبیعی افزایش می یابد لیکن با افزایش درصد مواد افزودنی روند کاهشی مشاهده می شود. همچنین مقایسه نتایج حدود اتربرگ سه ماده افزودنی نشان داد که سرباره و سرباره فعال شده دارای حد روانی و شاخص خمیری بیشتر و حد خمیری کمتری در مقایسه با سیمان می باشند.

مراجع

1. Parsons, R. L. and Milburn, J. P., "Engineering behavior of stabilized soils", *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, Vol. 1837, No. 1, pp. 20-29, (2003).
2. Sherwood, P., "Soil stabilization with cement and lime: State of the Art Review", HMSO, London, (1993).
3. Jones LD. and Jefferson I., "Expansive soils", ICE Publishing, London, pp. 413-441, (2012).
4. Al-Rawas, A. A., Hago, A. W. and Al-Sarmi, H., "Effect of lime, cement and Sarooj (artificial pozzolan) on the swelling potential of an expansive soil from Oman", *Building and Environment*, Vol. 40, No. 5, pp. 681-687, (2005).
5. Khemissa, M. and Mahamedi, A., "Cement and lime mixture stabilization of an expansive over consolidated clay", *Applied Clay Science*, Vol. 95, pp. 104-110, (2014).
6. Little, D.N. and Nair, S., "Recommended practice for stabilization of subgrade soils and base materials", The National Academies Press, Washington, DC., (2009).
7. Abu-Farsakh, M., Dhakal, S. and Chen, Q., "Laboratory characterization of cementitiously treated/stabilized very weak subgrade soil under cyclic loading", *Soils and Foundations*, Vol. 55, No. 3, pp. 504-516, (2015).
8. Higgins, D., "Briefing: GGBS and sustainability", *Construction Materials*, Vol. 160, No. 3, pp. 99-101, (2015).
9. Yi, Y., Liska, M. and Al-Tabbaa, A., "Properties of Two Model Soils Stabilized with Different Blends and Contents of GGBS, MgO, Lime, and PC", *Journal of Materials in Civil Engineering*, Vol. 26, No. 2, pp. 267-274, (2014).
10. Makarchian, M. and Naderi, H., "Effect of moisture on the CBR resistance of stabilized soil with lime and Ground Granulated Blast-furnace Slag (GGBS) in the vicinity of sulfate", *Proceedings of the 5th National Congress on Civil Engineering*, Ferdowsi University of Mashhad, Mashhad, Iran, (2010).

11. Lee, A. R., "Blastfurnace and Steel Slag. Production properties and uses", Edward Arnold Publishers Ltd., London, (1974).
12. Wild, S., Kinuthia, J. M., Jones, G. I. and Higgins, D., "Effects of partial substitution of lime with ground granulated blast furnace slag (GGBS) on the strength properties of lime-stabilised sulphate-bearing clay soils", *Engineering Geology*, Vol. 51, No. 1, pp. 37-53, (1998).
13. Yadu, L. and Tripathi, R. K., "Effects of Granulated Blast Furnace Slag in the Engineering Behaviour of Stabilized Soft Soil", *Procedia Engineering*, Vol. 51, pp. 125–131, (2013).
14. Pathak, A. K., Pandey, V., Murari, K. and Singh, J. P., "Soil stabilisation using ground granulated blast furnace slag", *Int. Journal of Engineering Research and Applications*, Vol. 4, No. 5, pp. 164-171, (2014).
15. Shalabi, F. I., Asi, I. M. and Qasrawi, H. Y., "Effect of by-product steel slag on the engineering properties of clay soils", *Journal of King Saud University - Engineering Sciences*, Vol. 29, No. 4, pp. 394–399, (2017).
16. Shi, C., Krivenko, P.V. and Roy, D., "Alkali-activated cements and concretes", Taylor and Francis, London, (2006).
17. Yi, Y., Liska, M. and Al-Tabbaa, A., "Properties and microstructure of GGBS-MgO pastes", *Advances in Cement Research*, Vol. 26, No. 2, pp. 114–122, (2014).
18. Jegandan, S., Liska, M., Osman, A. A-M. and Al-Tabbaa, A., "Sustainable binders for soil stabilization", *Proceeding of the Institution of Civil Engineers, Ground Improvement*, Vol. 163, No. 1, pp. 53–61, (2010).
19. Yi, Y., Liska, M. and Al-Tabbaa, A., "Initial Investigation into the Use of GGBS-MgO in Soil Stabilisation", *Proceedings of the 4th International Conference on Grouting and Deep Mixing*, New Orleans, pp. 444–453, (2012).
20. Taylor, A. W., "Physico-Chemical Properties of Soils: Ion Exchange Phenomena", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, Vol. 85, No. 2, pp. 19–30, (1959).
21. Dash, S. K. and Hussain, M., "Lime Stabilization of Soils: Reappraisal", *Journal of Materials in Civil Engineering*, Vol. 24, No. 6, pp. 707–714, (2012).
22. Wild, S., Kinuthia, J. M., Robinson, R. B. and Humphreys, I., "Effects of ground granulated blast furnace slag (GGBS) on the strength and swelling properties of lime-stabilized kaolinite in the presence of sulphates", *Clay Minerals*, Vol. 31, No. 3, pp. 423–433, (1996).
23. Akinmusuru, J. O., "Potential beneficial uses of steel slag wastes for civil engineering purposes", *Resources, Conservation and Recycling*, Vol. 5, No. 1, pp. 73–80, (1991).
24. Kézdi, A., "Stabilized earth roads (development in geotechnical engineering)", Elsevier Scientific, New York, (1979).
25. Deng, S. P. and Tabatabai, M. A., "Effect of tillage and residue management on enzyme activities in soils: III. Phosphatases and arylsulfatase", *Biology and Fertility of Soils*, Vol. 24, No. 2, pp. 141–146, (1997).
26. Estabragh, A. R., Beytolahpour, I. and Javadi, A. A., "Effect of Resin on the Strength of Soil-Cement Mixture", *Journal of Materials in Civil Engineering*, Vol. 23, No. 7, pp. 969-976, (2011).
27. Estabragh, A. R., Khatibi, M. and Javadi, A. A., "Effect of Cement on Treatment of a Clay Soil Contaminated with Glycerol", *Journal of Materials in Civil Engineering*, Vol. 28, No. 4, pp. 04015157-10, (2016).
28. Oti, J. E., Kinuthia, J. M. and Bai, J., "Using slag for unfired-clay masonry-bricks", *Proceedings of the Institution of Civil Engineers -Construction Materials*, Vol. 161, No. 4, pp. 147–155, (2008).

29. Oti, J. E., Kinuthia, J. M. and Bai, J., "Developing unfired stabilised building materials in the UK", *Proceeding of the Institution of Civil Engineers- Engineering Sustainability*, Vol. 161, No. 4, pp. 211–218, (2008).
30. Nidzam, R. M. and Kinuthia, J. M., "Sustainable soil stabilisation with blastfurnace slag – a review", *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Construction Materials*, Vol. 163, No. 3, pp. 157–165, (2010).
31. Kinuthia, J.M., "Property changes and mechanisms in lime-stabilised kaolinite in the presence of metal sulphates", PhD thesis, University of Glamorgan, UK, (1997).
32. Shi, C. and Day, R. L., "Chemical activation of blended cements made with lime and natural pozzolans", *Cement and Concrete Research*, Vol. 23, No. 6, pp. 1389–1396, (1993).
33. Richardson, I. G., Brough, A. R., Groves, G. W. and Dobson, C. M., "The characterization of hardened alkali-activated blast-furnace slag pastes and the nature of the calcium silicate hydrate (C-S-H) phase", *Cement and Concrete Research*, Vol. 24, No. 5, pp. 813–829, (1994).
34. Jin, F., Gu, K. and Al-Tabbaa, A., "Strength and hydration properties of reactive MgO-activated ground granulated blastfurnace slag paste", *Cement & Concrete Composites*, Vol. 57, pp. 8–16, (2015).
35. Gu, K., Jin, F., Al-Tabbaa, A., Shi, B., Liu, C. and Gao L., "Incorporation of reactive magnesia and quicklime in sustainable binders for soil stabilization", *Engineering Geology*, Vol. 195, pp. 53–62, (2015).

CONTENTS

Predicting the Most Important Geomechanical Parameter of Rock Mass Using the Harmony Search and Teaching Learning Based Optimization Algorithms	Hadi Fattahi - Farshad Malekmahmoudi Hossin Ghaedi	1
Evaluation of the Seismic Performance of Braced Pin Fuse Frame Using Friction	Mohsen Gerami -Vahid Eskandarian	19
Proposal of a Design Method for Soil-Nailed Walls and Compare it with the Conventional Design Method	Mohammad Hazeghian	37
Numerical Investigation of the Seismic Behavior of Self-centering Post-tensioned Concrete Wall System with Friction-based Damper	Sina Heyrani Moghaddam- Ahmad Shooshtari	53
Modelling of Rutting Behavior of Modified Polymer Asphalt Mixture using Artificial Neural Network	Amir Aghasi - Mohsen Torbatinejad Amir Bagherzadeh	69
Comparison of the Effect of Cement, Ground Granulated Blast Furnace Slag (GGBS), and Activated GGBS on the Improvement of the Behaviors of a Clay Soil	Amir Jahani - Ali Raeesi Estabragh Hossin Khajepour - Mohadeseh Amini	93



JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING FERDOWSI UNIVERSITY OF MASHHAD

Ferdowsi University of Mashhad

ISSN 2008-7454

General Director: F. Irani
Editor-Chief: M. R. Esfahani
Published: Ferdowsi University of Mashhad

Editorial Board:

M. Reza Esfahani	Professor	Ferdowsi University of Mashhad
F. Irani	Professor	Ferdowsi University of Mashhad
K. badv	Professor	Urmia University
J. Bolouri Bazaz	Associate Professor	Ferdowsi University of Mashhad
A. Pouya	Professor	Ecole des Ponts Paris tech
S. M. Hosseini	Professor	Ferdowsi University of Mashhad
N. Hafezi Moghaddas	Professor	Ferdowsi University of Mashhad
E. Seyedi Hosseininia	Associate Professor	Ferdowsi University of Mashhad
Sh. Danesh	Associate Professor	Ferdowsi University of Mashhad
Gh. Rakhshandehro	Professor	Shiraz University
M. H. Sebt	Professor	Amirkabir University of Technology
F. Shahabian Moghadam	Professor	Ferdowsi University of Mashhad
A. Kavussi	Professor	Tarbiat Modares University
H. Ganji Doost	Professor	Tarbiat Modares University
M. Faghfour Maghrebi	Professor	Ferdowsi University of Mashhad
F. Moghadas Nejad	Professor	Amirkabir University of Technology
M. Kianoush	Professor	University of Ryerson

Text Editor: Yousef Bina
Typist: A. Noie – T. Hooshmand

Administrative Director: T. Hooshmand

Journal of Civil Engineering
Department of Civil Engineering, Ferdowsi University of Mashhad.
P. O. Box. 91775-1111, Mashhad, I.R.IRAN
Tel: +98 51 38806024; Fax: +98 51 38807384; Email: ejour@um.ac.ir
Web site: <http://civil-ferdowsi.um.ac.ir>

ISSN 2783-2805



**Ferdowsi University
of Mashhad**

Journal of Ferdowsi Civil Engineering

Serial No. 39

- | | |
|---|----|
| Predicting the Most Important Geomechanical Parameter of Rock Mass Using the Harmony Search and Teaching Learning Based Optimization Algorithms
Hadi Fattahi - Farshad Malekmahmoudi - Hossin Ghaedi | 1 |
| Evaluation of the Seismic Performance of Braced Pin Fuse Frame Using Friction
Mohsen Gerami -Vahid Eskandarian | 19 |
| Proposal of a Design Method for Soil-Nailed Walls and Compare it with the Conventional Design Method
Mohammad Hazeghian | 37 |
| Numerical Investigation of the Seismic Behavior of Self-centering Post-tensioned Concrete Wall System with Friction-based Damper
Sina Heyrani Moghaddam- Ahmad Shooshtari | 53 |
| Modelling of Rutting Behavior of Modified Polymer Asphalt Mixture using Artificial Neural Network
Amir Aghasi - Mohsen Torbatinejad - Amir Bagherzadeh | 69 |
| Comparison of the Effect of Cement, Ground Granulated Blast Furnace Slag (GGBS), and Activated GGBS on the Improvement of the Behaviors of a Clay Soil
Amir Jahani - Ali Raeesi Estabragh - Hossin Khajepour
Mohadeseh Amini | 93 |

Vol. 35, No. 3
Autumn, 2022