

- ۱ بررسی تأثیر ضرایب وزنی تابع هدف بر کارایی
الگوریتم ژنتیک در کنترل فعال سازه‌ها
علی بنائی - جواد علامتیان - رضا ضیاء توحیدی
- ۲۱ مقایسه طیف‌های پاسخ غیر خطی سیستم‌های
الاستوپلاستیک حاصل از دو روش درونیابی
تحریک
مسعود محمودآبادی - سید محمد جواد حسینی
- ۳۵ تحلیل مخازن زمینی مکعبی بتنی با جداساز پایه
تحت مؤلفه‌های انتقالی و دورانی زلزله
لیلا کلانی ساروکلایی - لیلا خان محمدی - بهرام نوائی نیا
- ۵۵ بررسی رفتار جانبی پی تقویت شده با ریزشمع
تحت اثر توأم بارگذاری قائم و افقی
شادان عابدینی - جعفر بلوری بزاز
- ۷۷ شبیه‌سازی عددی رفتار خاک دانه‌ای غیر اشباع
با ذرات چند گوشه با استفاده از روش اجزای
مجزا
محمدحسین جلالیان - سیداحسان سیدی حسینی نیا
- ۹۵ ارزیابی آزمایشگاهی اثر صمغ فارسی بر
پارامترهای مقاومتی سطوح تماس مختلف
خاک - سازه
محمد میلاد شیرازی نژاد - محمدرضا خانمحمدی
حمید هاشم‌الحسینی



نشریه مهندسی عمران فردوسی

فصلنامه علمی

شماره پیاپی ۴۴



**JOURNAL OF
CIVIL ENGINEERING
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
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
A. Mohammadzadeh Moghaddam	Associate Professor, Ferdowsi University of Mashhad
M. Kianoush	Professor, University of Ryerson

Text Editor: M. Dehghan

Administrative Director: T. Hooshmand

Typist: A. Noie – 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; **Email:** civil-ferdowsi@um.ac.ir

Web site: <http://civil-ferdowsi.um.ac.ir>

فهرست مطالب

- ۱ بررسی تأثیر ضرایب وزنی تابع هدف بر کارایی الگوریتم ژنتیک در کنترل فعال سازه‌ها
علی بنائی - جواد علامتیان - رضا ضیاء توحیدی
- ۲۱ مقایسه طیف‌های پاسخ غیر خطی سیستم‌های الاستوپلاستیک حاصل از دو روش درونیابی تحریک
مسعود محمودآبادی - سید محمد جواد حسینی
- ۳۵ تحلیل مخازن زمینی مکعبی بتنی با جداساز پایه تحت مؤلفه‌های انتقالی و دورانی زلزله
لیلا کلانی ساروکلاهی - لیلا خان محمدی - بهرام نوائی نیا
- ۵۵ بررسی رفتار جانبی پی تقویت شده با ریزشمع تحت اثر توأم بارگذاری قائم و افقی
شادان عابدینی - جعفر بلوری بزاز
- ۷۷ شبیه‌سازی عددی رفتار خاک دانه‌ای غیر اشباع با ذرات چند گوشه با استفاده از روش اجزای مجزا
محمدحسین جلالیان - سیداحسان سیدی حسینی نیا
- ۹۵ ارزیابی آزمایشگاهی اثر صمغ فارسی بر پارامترهای مقاومتی سطوح تماس مختلف خاک-سازه
محمدمیلاذ شیرازی نژاد - محمدرضا خانمحمدی - حمید هاشم‌الحسینی



Studying the Effect of Weighting Factors of the Objective Function on the Performance of the Genetic Algorithm in Active Control of Structures

Research Article

Ali Banaei¹, Javad Alamatian² , Reza Zia Tohidi³

DOI: [10.22067/jfcej.2023.77364.1159](https://doi.org/10.22067/jfcej.2023.77364.1159)

1. Introduction

The idea of using active control for monitoring structural oscillation was first introduced in 1972. Active control methods try to reduce the amplitudes of oscillations by having more influence on the dynamic characteristics of structure when an external dynamic force occurs. In the structural active control method, it is necessary for the control system to pick up the status of displacements in the defined time steps. This issue is important because the genetic algorithm by monitoring these displacements is able to calculate the optimal active control forces for each time step of the structure control process. For this purpose, piezoelectric sensors are connected in all floors of the structure. In this research, the genetic algorithm was used to prepare suitable control forces.

The early development of genetic algorithm was done by John Holland et al. at the University of Michigan in 1962. Moreover, the implications of genetic algorithm were developed by Goldberg in 1989. Safizadeh et al. conducted a research to find the suitable location of the sensor in active and passive systems, using developed optimization method and genetic algorithm at the same time. In 2016, Zhai et al. conducted a research to optimize the characteristics of piezoelectric actuators connected to the structure, using genetic algorithm. Moreover, in 2018, a research was conducted in the state space to find the appropriate location of sensors and dynamic actuators in the structure, so that the energy required by the control system is minimized. In 2020, Banaei and Alamatian proposed a new application of genetic algorithms in active control procedure. The genetic algorithm is founded based on trial and error and, accordingly, the effect of time delay was considered during the control process. Also, this method was performed using the new constrained objective function and the direct numerical search method was designed for evaluating and reducing time delay in control process, which make it possible to use in real control systems. In this research, by introducing a new process, the weighting factors of the constrained objective function are modified in

each time step. To do this, first, the displacements of the structure in each time step are obtained by solving the dynamic equilibrium equation. Then, by evaluating the displacements and using the numerical search subprogram, the weighting factors of the constrained objective function are calculated in such a way that the function is minimized in that step. After that, the control forces obtained from the minimization of the constrained objective function are determined. In the end, by solving some numerical examples, the efficiency of the proposed method is compared with the efficiency of other methods. The results of linear modeling show that the use of the proposed active control method using the genetic algorithm with variable weighting factors is able to reduce the displacements of the structure against the earthquake load to a suitable extent. The displacement reduction using this method is about 79% compared to the uncontrolled mode and about 36% in the linear mode compared to the genetic algorithm method with constant weighting factors. Moreover, the results of nonlinear structure show an average improvement of 45%.

Keywords: Active Control, Genetic Algorithm, Numerical Analysis, Weighting Factors

2. Basics of the proposed control algorithm

The goal of the genetic algorithm is to find control forces in such a way that the displacement of the structure is minimized. As a result, the objective function is formed to indicate the displacement of all dynamic degrees of freedom of the structure. As the numerical value of this function is reduced, the forces selected by the search algorithm are evaluated more appropriately. In this research, the constrained objective function is introduced as follows:

$$\text{COF} = \sum_{i=1}^q |x_i| \cdot \left[1 + w_1 \sqrt{(x_i - \bar{x})^2} + w_2 \frac{1}{|x_i - x_i|} + w_3 \left(\max \left\{ \frac{|x_i|}{\Delta x} - 1, 0 \right\} \right) + w_4 \frac{x_{i+1} - x_i}{h_i} \right] \quad (1)$$

*Manuscript received June 26, 2022, Revised, August 28, 2023, Accepted, November 12, 2023.

¹. PhD in Structural Engineering, Department of Civil Engineering, Mashhad Branch, Islamic Azad University, Mashhad, Iran.

². Corresponding author. Associate Professor in Civil Engineering, Department of Civil Engineering, Mashhad Branch, Islamic Azad University, Mashhad, Iran. Email: alamatian@mshdiau.ac.ir

³. Assistant Professor in Civil Engineering, Department of Civil Engineering, Mashhad Branch, Islamic Azad University, Mashhad, Iran

The value of the weighting factors of the objective function is determined by the following equation system and by simplex optimization method in each step:

$$\bar{C} = \sum_{k=1}^m |w_k c_k| \quad (2)$$

$$\sum_{k=1}^m |w_k| = 1 \quad (3)$$

$$0 \leq w_k \leq 1 \quad (4)$$

After determining the optimal weighting factors, the algorithm searches for control forces by keeping them constant in each time step.

3. Results

To illustrate the effectiveness of the proposed method for controlling the oscillations of the structure, several numerical examples were solved. The results are presented as follows.

Table 1. The maximum displacement and force of Actuators in a seven-story structure under the effect of the Northridge earthquake load pattern

Dynamic degree of freedom	maximum displacement on no control state (cm)	maximum displacement on GA control state (cm)	Actuator force (Kg . Force)
1	4.05	1.61	16.64
2	7.78	2.71	14.31
3	11.48	3.64	19.74
4	15.08	4.22	16.87
5	18.71	4.56	18.41
6	21.38	5.84	19.74
7	23.46	6.03	21.09

Table 2. The maximum displacement and force of actuators in a twelve-story structure under the effect of the Kobe earthquake load pattern

Dynamic degree of freedom	maximum displacement on no control state (cm)	maximum displacement on GA control state (cm)	Actuator force (Kg . Force)
1	1.13	0.58	9.11
2	2.21	0.62	9.03
5	5.03	0.72	6.84
6	6.27	0.84	8.17
10	8.96	0.84	6.14
11	12.23	0.82	6.12
12	12.81	0.84	6.03

Table 3. Comparison of the maximum displacements of three-story structure under the effect of the Northridge earthquake load pattern in the linear and nonlinear model

Dynamic degree of freedom	maximum displacement on no control state (cm)	maximum displacement on linear GA control state (cm)	maximum displacement on nonlinear GA control state (cm)
1	1.24	1.84	0.79
2	3.64	3.66	2.16
3	4.45	4.92	2.52

4. Discussion

The effectiveness of the proposed method in the active control of the structure was shown. In this regard, the appropriate criteria for defining the constrained objective function were presented. Simplex optimization method was used to find the optimal weighting factors. By using the direct numerical search method, the displacement of the structure was determined using the dynamic equation of the structure and evaluating the data with the criterion of the constrained objective function. The control forces reduced the displacement of the structure. The innovations of this research are as follows:

- 1) Presenting a new proposed objective function with four weighting coefficients;
- 2) Presenting the proposed method using simplex optimization method to determine the most appropriate weighting factors in the constrained objective function instead of using trial-and-error-based methods;
- 3) Considering the weighting factors of the objective function as variables instead of assuming them to be constant during the active control process, which increased the efficiency of the new method.



بررسی تأثیر ضرایب وزنی تابع هدف بر کارایی الگوریتم ژنتیک در کنترل فعال سازه‌ها*

مقاله پژوهشی

علی بنائی^(۱) جواد علامتیان^(۲) رضا ضیاء توحیدی^(۳)

DOI: 10.22067/jfcej.2023.77364.1159

چکیده در سال‌های اخیر، استفاده از روش‌های جستجوی عددی هوشمند در کنترل فعال سازه مورد توجه پژوهشگران قرار گرفته است. الگوریتم ژنتیک یکی از این شیوه‌ها است که بر پایه الگوهای فرگشت طبیعی می‌باشد. در اینجا، از الگوریتم ژنتیک برای کمینه کردن تابع هدف مقید سازه و تعیین نیروهای کنترلی مناسب استفاده می‌گردد. با متصل کردن حسگر به درجه‌های آزادی سازه، مقدار جابه‌جایی گره‌ها در هر گام زمانی پایش می‌شوند و الگوریتم ژنتیک با بهره‌گیری از تابع هدف مقید و حل معادله دینامیکی سازه، مقدار نیروهای کنترلی مناسب را تعیین می‌کند. انتخاب تابع هدف مقید متناسب با شرایط سازه، اثر زیادی بر کارایی کنترل فعال دارد. این تابع از ترکیب محدودیت‌های سازه و ضرایب وزنی پنداشته شده برای هر محدودیت، به دست می‌آید. سپس، ضرایب وزنی از شیوه‌های بهینه‌سازی محاسبه می‌شوند. چنین فرایندی به یک شیوه نوین برای کنترل فعال با استفاده از الگوریتم ژنتیک منجر می‌شود. کارایی و دقت الگوریتم پیشنهادی با کنترل نوسان‌های چندین سازه بررسی می‌گردد. نتایج حاصل از مدل‌سازی خطی نشان می‌دهند استفاده از روش کنترل فعال پیشنهادی با استفاده از الگوریتم ژنتیک با ضرایب وزنی متغیر قادر است تا جابه‌جایی‌های سازه را در مقابل بار زلزله به میزان مناسبی کاهش دهد. جابه‌جایی‌های سازه با استفاده از این شیوه نسبت به حالت بدون کنترل حدود ۷۹ درصد و نسبت به روش الگوریتم ژنتیک با ضرایب وزنی ثابت حدود ۳۶ درصد در حالت خطی کاهش دارد. همچنین نتایج در مدل‌سازی غیرخطی سازه، بهبودی را به میزان ۴۵ درصد به صورت میانگین نشان می‌دهد.

واژه‌های کلیدی الگوریتم ژنتیک، تحلیل عددی، ضرایب وزنی، کنترل فعال.

Studying the Effect of Weighting Factors of the Objective Function on the Performance of the Genetic Algorithm in Active Control of Structures

Ali Banaei Javad Alamatian Reza zia Tohidi

Abstract In recent years, the use of smart numerical search techniques in active control of structure has been considered by researchers. Genetic algorithm is one of these methods that is based on natural evolution patterns. Here, the genetic algorithm is used to minimize the constrained objective function of the structure and determine the appropriate control forces. By connecting the sensor to the degrees of freedom of the structure, nodal displacement is monitored at each time step and genetic algorithm determines the proper control forces by using constrained objective function and solving dynamic equation of the structure. Choosing appropriate constrained objective function according to the structure conditions has a great impact on the efficiency of the proposed method. This function is obtained by combining the structural constraints and the assumed weighting factors for each constraint. Then, the weighting factors are calculated from the optimization methods. Such a process, leads to achieve a new active control method based on using genetic algorithm. The efficiency and accuracy of the proposed algorithm are investigate by controlling the oscillations of several structures. The results show that the proposed method is able to reduce structural oscillations effectively. The results of the linear modeling show that the use of the proposed active control method is able to reduce the displacements of the structure against the earthquake properly. By using this method, the displacement reduction is about 79% compared to the uncontrolled mode and 36% in the linear mode compared to the genetic algorithm method with constant weighting factors. In addition, the results in nonlinear modeling of the structure show an average improvement of 45%.

Key Words Active Control, Genetic Algorithm, Numerical Analysis, Weighting Factors.

* تاریخ دریافت مقاله ۱۴۰۱/۴/۵ و تاریخ پذیرش آن ۱۴۰۲/۸/۲۰ می‌باشد.

(۱) دانشجوی دکتری عمران-سازه، گروه عمران، واحد مشهد، دانشگاه آزاد اسلامی، مشهد، ایران.

(۲) نویسنده مسئول، دانشیار گروه عمران، واحد مشهد، دانشگاه آزاد اسلامی، مشهد، ایران.

(۳) استادیار گروه عمران، واحد مشهد، دانشگاه آزاد اسلامی، مشهد، ایران.

مقدمه

استفاده از شیوه‌های کنترل فعال در سازه‌ها، نخستین بار در سال ۱۹۷۲ مطرح گردید. این شیوه‌ها نسبت به کنترل غیر فعال با تأثیرگذاری بیشتر بر مشخصات دینامیکی سازه در زمان وارد آمدن نیروی جانبی خارجی نظیر زلزله، سعی بر کاهش دامنه‌های نوسان دارند [1]. در شیوه کنترل فعال سازه لازم است تا سامانه کنترلی در بازه زمانی تعریف شده، وضعیت جابه‌جایی طبقات را برداشت کند. این موضوع از آن جهت اهمیت دارد که الگوریتم ژنتیک با پایش این جابه‌جایی‌ها قادر است تا نیروهای کنترل فعال بهینه را برای هر گام زمانی از فرایند کنترل سازه محاسبه نماید. جهت این کار حسگرهای پیزوالکتریک در کلیه طبقات سازه متصل می‌شوند. حسگرهای پیزوالکتریک ابزاری هستند که با استفاده از ویژگی‌های مولکولی - الکتریکی خود، شتاب حرکت را تعیین می‌کنند. در این حسگرها، متناسب با تنش ایجاد شده در ساختار میکروسکوپی بلورها ناشی از نیروهای اینرسی، ولتاژی تولید می‌شود که مبنایی برای اندازه‌گیری شتاب است. همچنین، با متصل کردن عملگرهای دینامیکی به درجه‌های آزادی سازه، نیروهای کنترلی مناسب برای کاهش جابه‌جایی ناشی از تحریک خارجی، تولید و اعمال می‌گردد [2]. پس از آن، به‌کارگیری روش‌های کنترلی فعال توسط پژوهشگران توسعه پیدا کرد [3,4]. کارایی شیوه کنترل فعال به انتخاب مناسب نیروهای کنترلی در هر گام زمانی وابسته است. بنابراین، باید وضعیت جابه‌جایی سازه در هر گام، به طور مناسب کنترل گردد. همچنین لازم است، با بهره‌گیری از یک الگوریتم جستجوی توانمند، مقدار مناسب نیروهای کنترلی تعیین گردند. روش‌های عددی به دلیل عدم وابستگی به محدودیت‌های گرادیان مشتق‌های بهینه‌سازی و سرعت بالای این روش‌ها در مقایسه با شیوه‌های تحلیلی، در کنترل فعال سازه‌ها بسیار کاربرد یافته‌اند [5]. روش‌های جستجوی عددی هوشمند، گروهی از شیوه‌های عددی مبتنی بر الگوهای تکامل طبیعی هستند که کاربردهای زیادی در مهندسی دارند. در این پژوهش، الگوریتم ژنتیک به‌عنوان یکی از روش‌های پایه استفاده شده است.

نخستین پیشرفت‌ها در استفاده از الگوریتم ژنتیک توسط جان هالند و همکارانش در دانشگاه میشیگان ایالات متحده در سال ۱۹۶۲ انجام شد [6]. مفاهیم الگوریتم ژنتیک در سال ۱۹۸۹ توسط گلدبرگ توسعه داده شد [7]. صفی‌زاده و همکاران پژوهش‌هایی برای یافتن محل مناسب حسگر در سامانه‌های

فعال و غیر فعال، با استفاده هم‌زمان از شیوه بهینه‌سازی توسعه‌یافته و الگوریتم ژنتیک، انجام دادند [8]. در سال ۲۰۱۲، یانگ و همکارانش از الگوریتم چندهدفه برای یافتن محل مناسب حسگرهای دینامیکی در سامانه کنترلی استفاده کردند [9-11]. هیل و درجی با استفاده از این شیوه توانستند محل مناسب حسگر و عملگر را برای کمینه‌سازی نوسان‌های یک ورق طره تعیین کنند [11]. همچنین در سال ۲۰۱۸، پژوهش‌هایی در فضای حالت برای یافتن محل مناسب حسگرها و عملگرهای دینامیکی در سازه صورت گرفت، به‌طوری‌که انرژی مورد نیاز سامانه کنترلی حداقل گردد [12,13]. در سال ۲۰۲۱ بنائی و علامتیان، شیوه‌ای نوین در کنترل فعال سازه‌ها با استفاده از الگوریتم ژنتیک اصلاح شده ارائه دادند. در این شیوه از تابع هدف مقید اصلاح شده و فرایند جستجوی عددی مستقیم برای در نظر گرفتن اثر تأخیر زمانی استفاده شد. تابع هدف، با ترکیب محدودیت‌های سازه‌ای و استفاده از ضرایب وزنی به‌صورت ثابت، تولید و در فرایند کنترل استفاده گردید [14].

در پژوهش پیش رو، با معرفی فرایندی نوین، ضرایب وزنی تابع هدف مقید در هر گام زمانی اصلاح می‌شود. برای انجام این کار، نخست جابه‌جایی‌های گرهی سازه در هر گام زمانی با حل معادله تعادل دینامیکی به دست می‌آیند. سپس، با ارزیابی جابه‌جایی‌ها و استفاده از زیربرنامه جستجوی عددی، ضرایب وزنی تابع هدف مقید به‌گونه‌ای محاسبه می‌شوند که تابع هدف در آن گام، کمینه گردد. پس از آن، نیروهای کنترلی به دست آمده از کمینه‌سازی تابع هدف مقید تعیین می‌شوند. در پایان، با حل چند نمونه عددی، کارایی شیوه پیشنهادی با دیگر روش‌ها مقایسه می‌گردد.

مفاهیم کلی روش پیشنهادی

هدف اصلی سامانه کنترل فعال، یافتن مناسب‌ترین نیروهای کنترلی در هر لحظه برای کاهش جابه‌جایی سازه است. هر چه الگوریتم جستجو، نیروهای کنترلی مناسب‌تری را بیابد، کارایی این شیوه افزایش می‌یابد. الگوریتم ژنتیک به‌عنوان یک روش جستجوی هوشمند در فرایند کنترل پیشنهادی، مورد استفاده قرار خواهد گرفت. این الگوریتم، یک شیوه جستجوی عددی فرگشتی است که با پایش جابه‌جایی‌های سازه در هر گام

دینامیکی سازه فراهم گردد. در نتیجه، الگوریتم جستجو، تابع هدف مقید ارائه شده در رابطه (۵) را کمینه کرد.

$$COF = \sum_{i=1}^q |x_i| \cdot \left[1 + w_1 \sqrt{(x_i - \bar{x})^2} + w_3 \left(\max \left\{ \frac{|x_i|}{\Delta x} - 1, 0 \right\} \right) + w_2 \frac{1}{|X_i - x_i|} \right] \quad (5)$$

در این پژوهش برای افزایش دقت و کارایی الگوریتم ژنتیک، معیار دریافت طبقات نیز به صورت زیر تعیین می شود:

$$f = \sum_{i=1}^q \frac{x_{i+1} - x_i}{h_i} \quad \text{معیار} \quad (6)$$

در رابطه (۶) h_i ارتفاع طبقه i ام سازه است. گفتنی است، معیارهای ارائه شده توسط نویسندگان به صورت تجربی و حل نمونه های عددی گوناگون، پیشنهاد گردیده است. در نتیجه، می توان تابع هدف مقید پیشنهادی را به صورت زیر ارائه داد:

$$COF = \sum_{i=1}^q |x_i| \cdot \left[1 + w_1 \sqrt{(x_i - \bar{x})^2} + w_2 \frac{1}{|X_i - x_i|} + w_3 \left(\max \left\{ \frac{|x_i|}{\Delta x} - 1, 0 \right\} \right) + w_4 \frac{x_{i+1} - x_i}{h_i} \right] \quad (7)$$

در این پژوهش از رابطه (۷) برای برازش و صلاحیت سنجی عضوهای جستجو شونده در فرایند کنترل فعال با استفاده از روش نوین پیشنهادی، استفاده می شود. در این رابطه مقدارهای w_1 تا w_4 ضرایب های وزنی هستند که با توجه به میزان اهمیت هر عامل تعیین می گردند. در این پژوهش برای سرهم بندی تابع هدف مقید از شیوه جمع شونده با چهار ضریب وزنی استفاده شد ولی امکان استفاده از سایر اعمال جبری نیز میسر است. برای نمونه می توان با در نظرگیری شاخص جرم و سرعت طبقات و ترکیب آن ها به صورت ضرب شونده به عنوان شاخصی از انرژی سازه، تابع های هدف مقید دیگری را تولید و مورد ارزیابی قرار داد. باید دانست، یکی از نوآوری های این پژوهش، معرفی تابع هدف (هزینه) با ضرایب وزنی متغیر است.

ضرایب وزنی تابع هدف مقید

در رابطه (۷) با استفاده از قیدهای مسئله، تابع هدف مقید به دست آمد. افزون بر اهمیت قیدهای انتخابی، نحوه ترکیب این قیدها و تعیین میزان اثر هر قید نیز دارای اهمیت است. ضرایب وزنی برای در نظر گرفتن اهمیت نسبی هر قید در تابع هدف

زمانی، به جستجوی مقدارهای بهینه نیروهای کنترلی می پردازد. پایداری روش الگوریتم ژنتیک وابستگی زیادی به تابع هدف مقید مورد استفاده دارد. در این زمینه، انتخاب مناسب قیدها در تابع هدف مقید با توجه به شرایط سازه، منجر به افزایش کارایی الگوریتم در کنترل فعال می گردد. هرچه تابع هدف مقید به کار گرفته شده انطباق بیشتری با محدودیت های سازه داشته باشد، الگوریتم کنترل، رفتار سازه را با دقت بیشتری ارزیابی می کند. انتخاب قیدها باید به گونه ای باشد تا الگوریتم جستجو را به سمت فضای جستجوی پاسخ های ممکن هدایت کند.

تابع هدف پیشنهادی

الگوریتم ژنتیک یک روش بهینه سازی مبتنی بر کمینه سازی تابع هدف است. تابع هدف باید به گونه ای انتخاب شود که معرف عملکرد مورد انتظار از سامانه مورد مطالعه باشد. هدف از پژوهش پیش رو، توسعه الگوریتم ژنتیک معرفی شده توسط نویسندگان در مرجع [14] در کنترل فعال سازه است. در مرجع [14] تابع هدف برای سازه q درجه آزادی، به صورت زیر تعریف شد:

$$C = \sum_{i=1}^q \sqrt{x_i^2} \quad (1)$$

در الگوریتم ژنتیک، لازم است محدودیت های مسئله در روند جستجوی مقدار بهینه، مورد توجه قرار گیرند. توجه به این قیدها (محدودیت ها) و ترکیب آن ها به صورت مناسب در تابع هدف موجب افزایش کارایی و بهبود عملکرد الگوریتم در جستجوی پاسخ های پذیرفتنی در فضای مسئله می شود. در ادامه قیدهای معرفی شده در مرجع ذکر شده به صورت زیر معرفی شد [14]:

$$\text{معیار ۱} = \sqrt{\sum_{i=1}^q (x_i - \bar{x})^2}, \quad \bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^q (x_i)}{q} \quad (2)$$

$$\text{معیار ۲} = \sum_{i=1}^q \left(\max \left\{ \frac{|x_i|}{\Delta x} - 1, 0 \right\} \right) \quad (3)$$

$$\text{معیار ۳} = \sum_{i=1}^q \frac{1}{|X_i - x_i|} \quad (4)$$

با افزودن تابع جریمه به تابع هدف، تابع هدف مقید به گونه ای حاصل شد که امکان بهره گیری از فرایند جستجوی مستقیم عددی برای یافتن نیروهای کنترلی، با استفاده از معادله تعادل

جابه‌جایی تخصیص می‌یابد و یک زوج داده همبسته می‌سازد. پس از آن، با استفاده از تابع هدف مقید، زوج داده‌ها برازش می‌شوند و مناسب‌ترین پاسخ به‌عنوان نیروی کنترلی آن گام به کار می‌رود. پس از آن، الگوریتم به گام زمانی بعدی می‌رود. برای مشخص شدن ابعاد جمعیت و تعداد عضوهای تولید شده در هر گام، لازم است متغیرهای مربوط به عملگرهای ژنتیکی تعیین گردند. پژوهش‌های گوناگونی در زمینه تعیین ابعاد جمعیت نخستین، ضرایب اعمال جهش و برازش داده‌ها با توجه به نوع مسئله انجام شده است [18,19].

مراحل الگوریتم نوین در کنترل فعال سازه

هسته الگوریتم ژنتیک استفاده شده در این پژوهش همانند دیگر مراجع است. در اینجا، قیدهای تابع هزینه و نحوه برنامه‌نویسی بهبود یافته‌اند؛ به گونه‌ای که با در نظر گرفتن اثر تأخیر زمانی، یک شیوه کارآمد حاصل می‌گردد. همچنین، در شیوه پیشنهادی با استفاده از زیربرنامه بهینه‌سازی سادک، مقدار ضرایب وزنی تابع هدف مقید در هر گام زمانی به‌روزرسانی می‌شوند. شایان توجه است، شیوه به‌کارگیری الگوریتم ژنتیک در کنترل فعال سازه یکی از نوآوری‌های این پژوهش است. رابطه‌سازی نوین برای تابع هزینه، تعیین ضرایب وزنی در هر گام زمانی و شیوه مدل کردن آن‌ها از دیگر نوآوری‌های این پژوهش می‌باشند. شکل (۱) روندنمای کنترل فعال سازه با الگوریتم ژنتیک را نشان می‌دهد.

برای درک نحوه عملکرد الگوریتم ژنتیک در فرایند کنترل سازه، زیر بخش‌های این شیوه ارائه می‌گردد:

در مرحله نخست، جمعیت اولیه‌ای از نیروهای کنترلی مناسب احتمالی با توجه به اطلاعات مسئله تولید می‌شوند. چنانچه اطلاعاتی از طرح‌های ممکن مسئله وجود نداشته باشد، این جمعیت به‌صورت تصادفی انتخاب می‌گردد. این نیروهای تولید شده، همان نیروهای کنترلی عملگر متصل شده به سازه میزبان، در لحظه نخست می‌باشند.

در مرحله دوم، با توجه به آخرین موقعیت مکانی درجه‌های آزادی سازه، معیارهای تابع هدف مقید محاسبه می‌شوند. پس از آن با استفاده از الگوریتم سادک، ضرایب وزنی طوری تعیین می‌شوند تا تابع هدف مقید کمینه شود.

استفاده می‌شود. تاکنون، پژوهش‌های مختلفی برای تعیین مقدار مناسب ضرایب وزنی بر مبنای الگوریتم‌های تکاملی انجام شده است [15-17]. در این پژوهش‌ها، معیارهایی برای انتخاب ضریب‌های وزنی و دیگر عامل‌های وراثتی ارائه شده‌اند که همه آن‌ها تجربی‌اند و الگوریتم ژنتیک با در نظرگیری ضرایب وزنی ثابت در طول فرایند بهینه‌سازی مورد استفاده قرار گرفته است. روشن است، هر چه مقدار مناسب‌تری برای این ضرایب انتخاب شود، کارایی الگوریتم ژنتیک افزایش می‌یابد. از سوی دیگر، تعیین ضرایب وزنی با شیوه‌های متداول، با فرایندهای سعی و خطا، برای هر سازه به صورت جداگانه انجام می‌شود. بنابراین، ممکن است این ضرایب در دیگر مسئله‌ها کارایی لازم را نداشته باشند. به نظر می‌رسد، لازم است به جای یافتن مقدارهای عددی ثابت برای ضرایب وزنی در هر مسئله، شیوه‌ای خودکار برای تعیین این ضرایب متناسب با شرایط سازه در هر گام زمانی، ارائه گردد. در اینجا، هدف تعیین ضرایب وزنی با شیوه‌ای خودکار است. بنابراین، یکی از نوآوری‌های این پژوهش، ارائه روشی برای محاسبه ضرایب وزنی تابع هدف مقید است. در نتیجه، در الگوریتم پیشنهادی، ضرایب وزنی متغیرند و در هر گام زمانی توسط الگوریتم جستجو تعیین می‌شوند و در تابع هدف مقید جایگذاری می‌گردند. در گام نخست روش پیشنهادی، ضرایب وزنی در هر گام زمانی با استفاده از روش سادک تعیین می‌گردند. پس از آن، فرایند جستجوی نیروهای کنترلی انجام می‌شود. فرضیات عمومی الگوریتم سادک مورد استفاده به‌صورت است:

$$\bar{C} = \sum_{k=1}^m |w_k c_k| \quad (8)$$

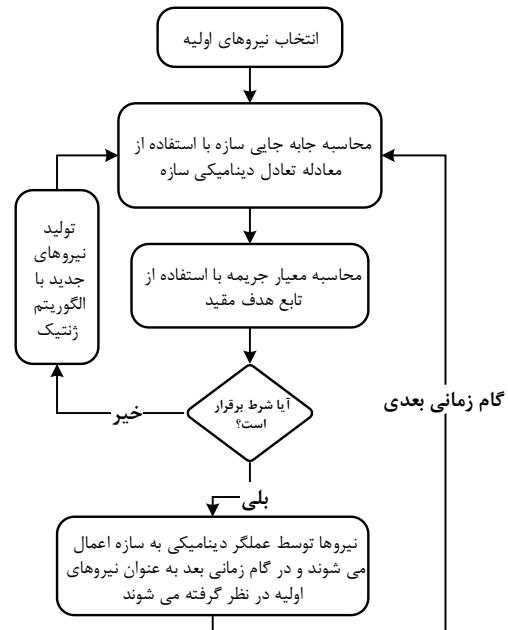
$$\sum_{k=1}^m |w_k| = 1 \quad (9)$$

$$0 \leq w_k \leq 1 \quad (10)$$

در این رابطه‌ها، متغیرهای w_k و c_k به ترتیب k امین ضریب وزنی و قید مسئله بهینه‌سازی هستند. پس از تعیین ضرایب وزنی بهینه، الگوریتم با ثابت پنداشتن آن‌ها، به جستجوی نیروهای کنترلی می‌پردازد. در آغاز فرایند کنترل، جمعیت اولیه‌ای از اعضای مناسب احتمالی (نیروهای کنترلی) توسط الگوریتم تولید می‌شوند. با جایگذاری این اعضا در معادله تعادل دینامیکی سازه، مقدار جابه‌جایی در حالت کنترل‌شده محاسبه می‌شود. در این روند، به هر یک از اعضا، یک مقدار

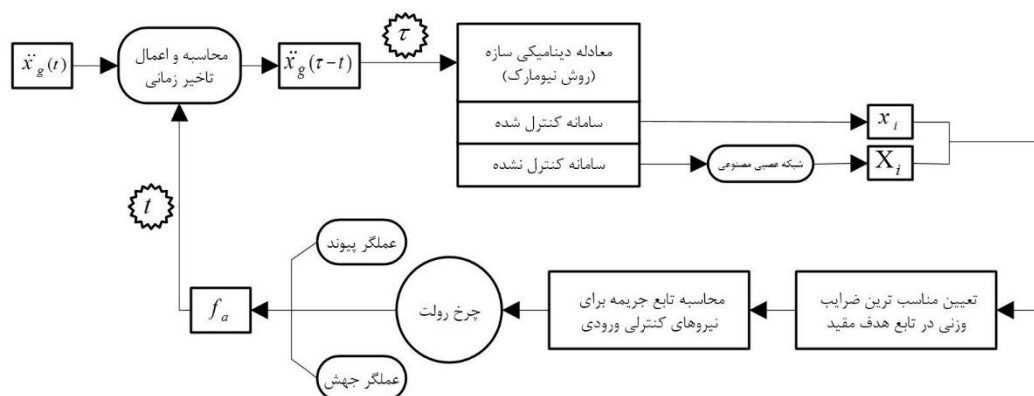
ذخیره شده و توسط عملگرهای متصل به سازه در راستای مورد نظر اعمال می‌گردند. در صورتی که نیروهای دارای بیشترین صلاحیت، در شرایط پایان مسئله صدق نکنند، الگوریتم با بررسی و مرتب کردن نیروها برحسب مقدار صلاحیت متناظر، تعداد مشخصی از آن‌ها را با استفاده از شیوه‌ای از پیش تعریف شده، انتخاب کرده، سپس با استفاده از روش‌های ژنتیکی، نسل جدیدی از داده‌های جمعیتی تولید می‌کند و مرحله سوم تکرار می‌گردد. پس از ارضای شرایط کنترل در مرحله سوم، الگوریتم به مرحله نخست باز می‌گردد و کنترل سازه در گام زمانی بعدی ادامه می‌یابد. همچنین، با توجه به نیاز روش عددی نیومارک به اطلاعات گام زمانی پیشین، داده‌های این گام به‌عنوان شرایط نخستین گام بعد ذخیره می‌شوند.

شایان توجه است، در روش‌های عددی متکی بر سعی و خطا، تأخیر زمانی اثر چشم‌گیری در فرایند کنترل دارد تا آنجا که ممکن است سبب ناپایداری آن گردد. در اینجا، برای در نظر گرفتن اثر تأخیر زمانی، با بهره‌گیری از زیر برنامه‌ای، مدت زمان سپری شده از آغاز ورود الگوریتم به حلقه جستجوی نیروهای کنترلی تا زمان خروج از آن (انتخاب نیروهای کنترلی مناسب در گام زمانی مورد نظر)، ثبت شده و در گام زمانی بعد، این مدت در الگوی بار خارجی و موقعیت سازه در نظر گرفته می‌شود. در شکل (۲) روند نمای جستجوی عددی هوشمند نوین ارائه شده است. در ادامه، برای بررسی کارایی روش پیشنهادی، نتایج این شیوه در چهار نمونه عددی بررسی می‌گردد.



شکل ۱ روندنمای کنترل فعال سازه با الگوریتم ژنتیک

در مرحله سوم، از حل عددی معادله تعادل دینامیکی سازه در نخستین گام زمانی و جایگذاری نیروهای جمعیت نخستین، مقدار جابه‌جایی متناظر با هر نیرو محاسبه گردیده و زوج دوتایی شامل نیروهای کنترلی و جابه‌جایی متناظر با آن، در فضای برنامه ذخیره می‌گردد. با جایگذاری این مقادیر در تابع هدف مقید که با توجه به قیدها و محدودیت‌های مورد انتظار مسئله و ضرایب وزنی مرحله دوم رابطه‌سازی شده است، مقدار صلاحیت هر یک از نیروهای کنترلی تعیین می‌گردد. چنانچه نیروهای کنترلی دارای بیشترین صلاحیت، شرایط مسئله را محقق نمایند، به‌عنوان پاسخ نهایی در گام زمانی مورد نظر



شکل ۲ روند نمای جستجوی عددی هوشمند نوین

در این سازه، عملگرهای دینامیکی به هر یک از درجه‌های آزادی متصل می‌شوند (هفت عملگر در کل سازه). همچنین، در هر یک از درجه‌های آزادی، حسگری برای پایش سازه وجود خواهد داشت. نسبت میرایی برای سه مود نخست نوسان ۵٪ و در دیگر مدهای نوسان نامیرا پنداشته شده است. در این سازه، از الگوی میرایی ریلی دو عاملی برای تعیین ماتریس میرایی سازه استفاده می‌شود [20]. میانگین تأخیر زمانی ثبت شده توسط الگوریتم کنترل در هر گام زمانی برابر 0/023 ثانیه است. همچنین، تعداد اعضای جمعیت تولید شده توسط الگوریتم، ۶ عضو و تعداد تلاش در هر گام زمانی، ۲۰ سعی می‌باشند. مدل بهینه‌سازی سادک برای تعیین ضرایب وزنی در این مسئله به صورت زیر در نظر گرفته شده است:

$$\bar{C} = w_1 c_1 + w_2 c_2 + w_3 c_3 + w_4 c_4 \quad (11)$$

$$w_1 + w_2 + w_3 + w_4 = 1 \quad (12)$$

$$w_1 \leq w_2 + w_3 + w_4 \quad (13)$$

$$w_2 \leq w_1 + w_3 + w_4 \quad (14)$$

$$w_3 \leq w_1 + w_2 + w_4 \quad (15)$$

$$w_4 \leq w_1 + w_2 + w_3 \quad (16)$$

$$0 \leq w_k \leq 1 \quad (17)$$

در این صورت ماتریس ضرایب مدل بهینه‌سازی به صورت K و K_{eq} تعریف می‌گردد:

$$K_{eq} = [1 \quad 1 \quad 1 \quad 1] \quad (18)$$

$$(K)^T = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 1 & -1 & -1 & -1 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & -1 & 1 & -1 & -1 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & -1 & -1 & 1 & -1 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & -1 & -1 & -1 & 1 \end{bmatrix} \quad (19)$$

در اینجا، K_{eq} ماتریس ضرایب برابری در مدل ریاضی بهینه‌سازی به روش سادک است. تنها شرط برابری استفاده شده، رابطه (۱۲) است. همچنین، K ماتریس ضرایب نابرابری است که رابطه‌های (۱۳) تا (۱۷) به وسیله این ماتریس به برنامه معرفی می‌شوند. با استفاده از این دو ماتریس، دستگاه معادلات بهینه‌سازی برای معادلات برابری و نابرابری تعریف می‌شود. این مدل ریاضی قادر است تا با حل دستگاه معادلات زیر، مقدار ضرایب تابع هدف را بهینه نمایند.

$$[K_{eq}]_{1 \times k} [W]_{k \times 1} = [I]_{1 \times 1} \quad (20)$$

نمونه‌های عددی

برای ارزیابی الگوریتم پیشنهادی، برنامه رایانه‌ای با استفاده از نرم‌افزار متلب (Matlab) تهیه شده است. در برنامه تهیه شده، با مدل‌سازی الگوی سازه برشی ۷، ۱۲ و ۱۵ درجه آزادی تحت تأثیر بارگذاری خارجی، موقعیت درجه‌های آزادی سازه در هر گام ارزیابی می‌شود.

سازه برشی هفت درجه آزادی دینامیکی زیر اثر الگوی

بارگذاری زلزله نورتریج

برای صحت‌سنجی الگوریتم نوین پیشنهادی، از الگوی سازه برشی هفت درجه آزادی معرفی شده در مرجع [14] استفاده می‌شود. در نمونه عددی معرفی شده در پژوهش پیشین، سازه زیر اثر الگوی بارگذاری زلزله نورتریج به عنوان زلزله در حوزه نزدیک (RSN:1086 peer) قرار گرفت و نتایج حاصل شده در حالت استفاده از روش الگوریتم ژنتیک با در نظرگیری ضرایب ثابت و روش الگوریتم LQR با حالت بدون کنترل مقایسه شدند. شایان توجه است، الگوریتم نوین پیشنهادی دارای مبانی یکسانی با الگوریتم ژنتیک اشاره شده در مرجع [14] می‌باشد ولی از جمله نوآوری‌های آن می‌توان به بهینه‌تر شدن الگوریتم کنترل از جنبه برنامه‌نویسی، تغییر در قیدهای استفاده شده در تابع هدف مقید و در نظرگیری ضرایب وزنی به صورت متغیر اشاره کرد. در جدول (۱) مشخصات جرم و سختی معادل سازه درج شده است. همچنین، ارتفاع طبقات برابر ۳/۵ متر است.

جدول ۱ مشخصات جرم و سختی معادل سازه برشی هفت درجه آزادی

درجه آزادی دینامیکی	M * 10 ⁵ (kg)	K ($\frac{kg \cdot f}{cm}$) * 10 ⁸
۱	۲,۲۵	۲,۷۷۹
۲	۲,۲۵	۲,۷۷۹
۳	۲,۲۵	۲,۷۷۹
۴	۲,۲۵	۲,۴۳۱
۵	۲,۲۵	۲,۰۸۷
۶	۲,۲۵	۱,۷۳۷
۷	۱,۵۸	۰,۶۹۵

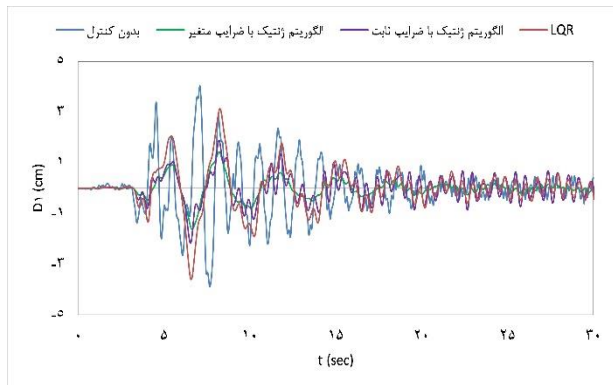
در هر گام زمانی است.

$$[K]_{2k \times k} [w]_{k \times 1} \leq [J]_{2k \times 1} \quad (21)$$

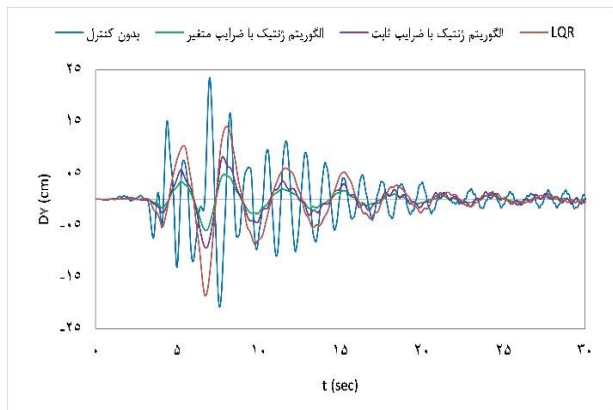
در رابطه (۲۲) ماتریس J برابر با مقدار زیر است:

$$(J)^T = [1 \ 1 \ 1 \ 1 \ 0 \ 0 \ 0 \ 0] \quad (22)$$

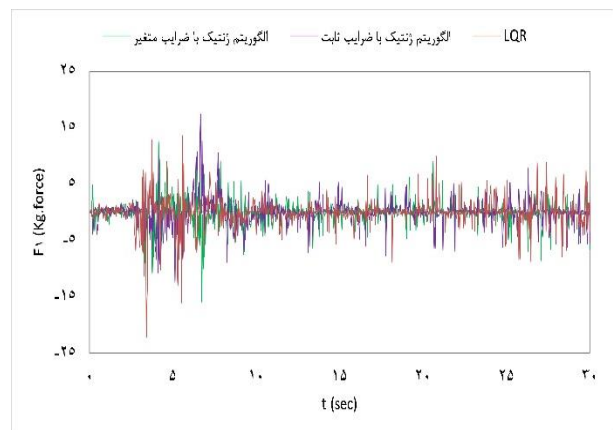
با استفاده از روش الگوریتم ژنتیک پیشنهادی، نوسان‌های سازه کنترل می‌شوند. برای مقایسه کارایی روش نوین پیشنهادی، نمودارهای جابه‌جایی- زمان برای درجه‌های آزادی نخست و هفتم سازه به ترتیب در شکل‌های (۳) و (۴) ترسیم شده‌اند. این نمودارها، برای حالت‌های بدون کنترل، الگوریتم کنترلی LQR، الگوریتم ژنتیک ارائه شده در مرجع [14] بدون بهبودهای صورت گرفته در این پژوهش از جمله روش ضرایب وزنی متغیر و در نهایت، روش الگوریتم ژنتیک پیشنهادی در پژوهش حاضر که دارای بهبود در تابع هدف مقید و استفاده از ضرایب وزنی متغیر در طول زمان فرایند کنترل است، ترسیم شده‌اند. همچنین بیشینه جابه‌جایی طبقات در جدول (۲) ارائه شده است. نتایج نشان می‌دهند، شیوه پیشنهادی، نوسان‌های سازه در برابر تحریک خارجی را به‌طور فراوانی کاهش می‌دهد. میزان بهبود الگوریتم نوین در مقایسه با حالت بدون کنترل، الگوریتم LQR و الگوریتم ژنتیک با ضرایب ثابت به ترتیب برابر با ۷۴، ۶۵ و ۳۸ درصد است. تاریخچه نیروهای کنترلی در طول مدت زمان کنترل در شکل‌های (۵) نمایش داده شده است. روشن است، مقدار نیروی عملگر به‌اندازه‌ای کوچک است که می‌توان آن را با ابزار و شیوه‌های متداول به سازه اعمال کرد. همچنین، به‌کارگیری چندین عملگر در هر طبقه سبب می‌شود تا دقت و پایداری سامانه کنترل افزایش یابد. با افزایش تعداد عملگرها، نیروی آن‌ها کاهش می‌یابد، در نتیجه می‌توان این شیوه را در سازه‌های واقعی به‌راحتی اجرا کرد. بیشینه نیروهای کنترلی برای کلیه طبقات در جدول (۳) ارائه شده است. تاریخچه تغییرات ضرایب وزنی نیز در شکل (۶) ارائه شده است. الگوریتم بهینه‌سازی سادک در هر گام زمانی ضرایب وزنی را به‌گونه‌ای تعیین می‌کند تا ضمن برآورده کردن شرایط برابری و نابرابری، مقدار تابع هدف مقید کمینه گردد. با توجه به ماهیت تصادفی بودن الگوریتم ژنتیک، تغییرات ضرایب وزنی نیز در طول فرایند کنترل، متغیر و وابسته به کمیت قیدها



شکل ۳ تاریخچه زمانی جابه‌جایی نخستین درجه آزادی سازه هفت طبقه با الگوریتم ژنتیک پیشنهادی زیر اثر الگوی بار زلزله نورتریج



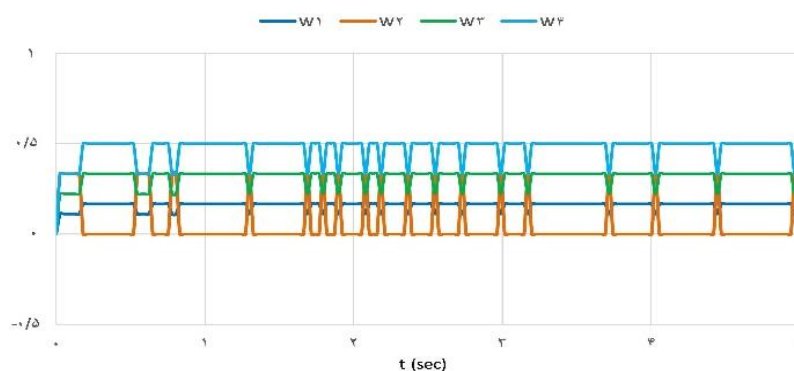
شکل ۴ تاریخچه زمانی جابه‌جایی هفتمین درجه آزادی سازه هفت طبقه با الگوریتم ژنتیک پیشنهادی زیر اثر الگوی بار زلزله نورتریج



شکل ۵ تاریخچه زمانی نیروی کنترلی نخستین درجه آزادی سازه هفت طبقه با الگوریتم ژنتیک پیشنهادی زیر اثر الگوی بار زلزله نورتریج

جدول ۲ مقایسه پیشنهاد جابه‌جایی طبقات برای سازه هفت طبقه زیر اثر الگوی بار زلزله نورتریج

درجه آزادی	پیشینه جابه‌جایی (cm)		
	بدون کنترل	LQR	الگوریتم ژنتیک با ضرایب ثابت
۱	۴,۰۵	۳,۶۰	۲,۱۷
۲	۷,۷۸	۶,۸۶	۳,۶۲
۳	۱۱,۴۸	۸,۵۳	۵,۴۰
۴	۱۵,۰۸	۱۱,۹۲	۶,۷۲
۵	۱۸,۷۱	۱۳,۵۳	۷,۸۳
۶	۲۱,۳۸	۱۵,۷۲	۹,۱۲
۷	۲۳,۴۶	۱۷,۳۷	۹,۶۶



شکل ۶ تاریخچه تغییرات ضرایب وزنی در کنترل سازه هفت طبقه با الگوریتم ژنتیک پیشنهادی زیر اثر الگوی بار زلزله نورتریج

جدول ۳ مقایسه پیشنهاد نیروی کنترلی طبقات برای سازه هفت طبقه زیر اثر الگوی بار زلزله نورتریج

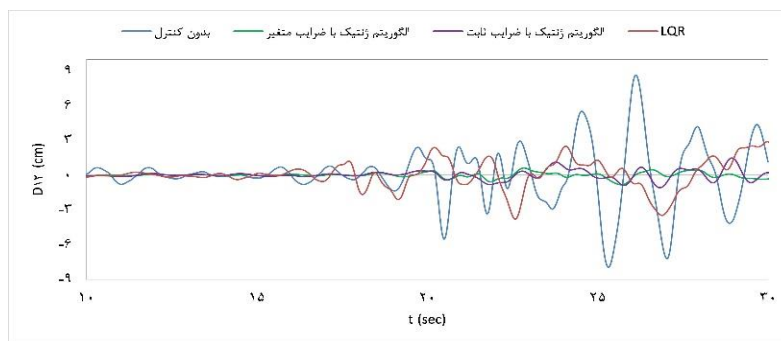
درجه آزادی	پیشینه نیروی کنترلی عملگر دینامیکی (Kg. Force)		
	الگوریتم ژنتیک با ضرایب متغیر	LQR	الگوریتم ژنتیک با ضرایب ثابت
۱	۱۶,۶۴	۲۲,۰۵	۱۷,۳۶
۲	۱۴,۳۱	۱۷,۴۶	۱۶,۴۵
۳	۱۹,۷۴	۲۵,۱۳	۲۵,۱۲
۴	۱۶,۸۷	۱۶,۷۱	۱۵,۷۱
۵	۱۸,۴۱	۱۷,۰۲	۱۳,۴۲
۶	۱۹,۷۴	۱۸,۲۲	۱۸,۲۲
۷	۲۱,۰۹	۲۱,۰۳	۱۵,۵۴

سازه برشی دوازده درجه آزادی دینامیکی زیر اثر الگوی بارگذاری زلزله کوبه

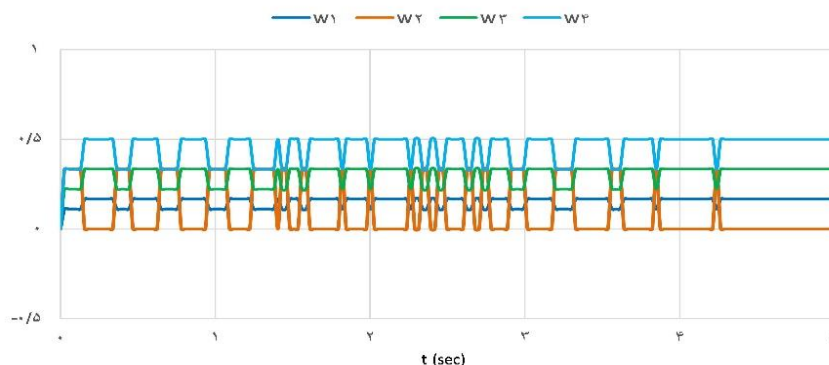
در اینجا، سازه دوازده درجه آزادی تحت شتاب پایه زلزله کوبه در حوزه دور (peer RSN:1105) مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. مشخصات سازه در جدول (۴) ارائه شده و ارتفاع طبقات ۳/۵ متر است. در این سازه، نسبت میرایی برای سه مود نخست نوسان ۵٪ پنداشته می‌شود و دیگر مودهای نوسان نامیرا می‌باشند. این سازه با شتاب پایه زلزله کوبه تحریک می‌شود. در هر درجه آزادی یک عملگر نصب می‌گردد. گام زمانی تحلیل برابر ۰/۰۱ ثانیه، تعداد عضوهای جمعیت تولید شده توسط الگوریتم ژنتیک، ۸ عضو و تعداد تلاش در هر گام زمانی، ۲۰ بار فرض می‌گردد. نسبت عملگر پیوند و جهش بر روی اعضا مشابه نمونه عددی قبل است. در این حالت، میانگین تأخیر

جدول ۴ مشخصات جرم و سختی معادل سازه برشی دوازده درجه آزادی

درجه آزادی دینامیکی	۱	۲	۳	۴	۵	۶	۷	۸	۹	۱۰	۱۱	۱۲
M (kg) * 10 ⁵	۲/۲۵	۲/۲۵	۲/۲۵	۲/۲۵	۲/۲۵	۲/۲۵	۲/۲۵	۲/۲۵	۲/۲۵	۲/۲۵	۲/۲۵	۲/۲۵
K ($\frac{kg}{cm}$) * 10 ⁸	۲/۷۷۹	۲/۷۷۹	۲/۴۳۱	۲/۴۳۱	۲/۰۸۴	۲/۰۸۴	۲/۰۸۴	۱/۰۴۲	۱/۰۴۲	۱/۰۴۲	۰/۶۹۵	۰/۳۷۰



شکل ۷ تاریخچه زمانی جابه‌جایی دوازدهمین درجه آزادی سازه دوازده طبقه با الگوریتم ژنتیک پیشنهادی زیر اثر الگوی بار زلزله کوبه



شکل ۸ تاریخچه تغییرات ضرایب وزنی در کنترل سازه دوازده طبقه با الگوریتم ژنتیک پیشنهادی زیر اثر الگوی بار زلزله کوبه

جدول ۵ مقایسه بیشینه جابه‌جایی طبقات برای سازه دوازده طبقه زیر اثر الگوی بار زلزله کوبه

درجه آزادی دینامیکی												بیشینه جابه‌جایی (cm)	
۱۲	۱۱	۱۰	۹	۸	۷	۶	۵	۴	۳	۲	۱		
۱۲٫۸۱	۱۲٫۲۳	۸٫۹۶	۷٫۷۲	۷٫۰۳	۶٫۶۷	۶٫۲۷	۵٫۰۳	۴٫۳۰	۳٫۱۸	۲٫۲۱	۱٫۱۳		بدون کنترل
۲٫۸۸	۳٫۱۴	۲٫۶۷	۲٫۵۳	۲٫۰۴	۲٫۰۳	۱٫۷۸	۱٫۶۵	۱٫۳۲	۰٫۹۵	۰٫۴۲	۰٫۳۸		LQR
۱٫۴۸	۱٫۱۴	۱٫۱۲	۱٫۱۳	۱٫۱۲	۰٫۹۴	۰٫۹۱	۰٫۸۶	۰٫۷۲	۰٫۶۷	۰٫۶۳	۰٫۵۶		الگوریتم ژنتیک با ضرایب ثابت
۰٫۸۴	۰٫۸۲	۰٫۸۴	۰٫۷۵	۰٫۷۶	۰٫۸۳	۰٫۸۴	۰٫۷۲	۰٫۶۲	۰٫۵۷	۰٫۶۲	۰٫۵۸	الگوریتم ژنتیک با ضرایب متغیر	

جدول ۶ مقایسه بیشینه نیروی کنترلی طبقات برای سازه دوازده طبقه زیر اثر الگوی بار زلزله کوبه

درجه آزادی دینامیکی												بیشینه نیروی کنترلی عملگر دینامیکی (Kg Force)
۱۲	۱۱	۱۰	۹	۸	۷	۶	۵	۴	۳	۲	۱	
۸,۰۴	۹,۹۴	۸,۰۴	۱۱,۰۳	۸,۹۴	۱۰,۷۱	۱۰,۲۳	۹,۳۲	۹,۶۲	۹,۸۷	۹,۷۱	۹,۴۹	
۶,۶۱	۶,۳۶	۷,۶۵	۹,۱۴	۸,۱۳	۷,۶۳	۹,۱۵	۸,۹۱	۸,۰۳	۹,۰۱	۹,۶۲	۹,۲۳	
بدون کنترل												LQR
الگوریتم ژنتیک با ضرایب ثابت												
الگوریتم ژنتیک با ضرایب متغیر												
۶,۰۳	۸,۱۲	۶,۱۴	۷,۵۲	۸,۶۴	۷,۵۴	۸,۱۷	۶,۸۴	۷,۱۴	۸,۲۳	۹,۰۳	۹,۱۱	

جدول ۷ مشخصات جرم و سختی معادل سازه برشی پانزده درجه آزادی

درجه آزادی دینامیکی															M (kg) * 10 ⁵
۱۵	۱۴	۱۳	۱۲	۱۱	۱۰	۹	۸	۷	۶	۵	۴	۳	۲	۱	
۱/۲۶	۱/۸۰	۱/۸۰	۱/۸۰	۱/۸۰	۱/۸۰	۲/۲۵	۲/۲۵	۲/۲۵	۲/۲۵	۲/۲۵	۲/۲۵	۲/۲۵	۲/۲۵	۲/۲۵	K (kg/cm) * 10 ⁸
۰/۶۹	۱/۳۹	۱/۰۴	۱/۳۹	۲/۰۸	۱/۷۴	۱/۳۹	۱/۳۹	۲/۰۸	۲/۰۸	۲/۰۸	۲/۴۳	۲/۴۳	۲/۷۸	۲/۷۸	

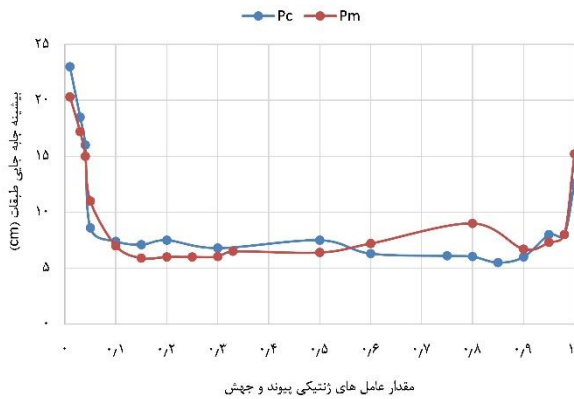
جدول ۸ مقایسه بیشینه جابه‌جایی طبقات سازه پانزده طبقه زیر اثر الگوی بار زلزله طبس

درجه آزادی دینامیکی	۱	۲	۳	۴	۵	۶	۷	۸	۹	۱۰	۱۱	۱۲	۱۳	۱۴	۱۵
بدون کنترل	۱٫۹	۲٫۵	۳٫۴	۴٫۸	۶٫۷	۷٫۷	۹٫۸	۱۲٫۴	۱۴٫۰	۱۵٫۰	۱۵٫۶	۱۶٫۲	۱۷٫۹	۱۸٫۳	۱۸٫۴
LQR	۱٫۳	۲٫۱	۲٫۹	۳٫۷	۵٫۱	۵٫۸	۶٫۷	۸٫۱	۱۰٫۸	۱۱٫۴	۹٫۳	۱۱٫۴	۱۰٫۸	۱۱٫۱	۱۱٫۶
الگوریتم ژنتیک با ضرایب ثابت	۱٫۲	۲٫۲	۳٫۲	۳٫۵	۴٫۸	۵٫۶	۶٫۲	۶٫۶	۷٫۸	۷٫۵	۸٫۷	۱۰٫۲	۱۰٫۱	۱۰٫۷	۹٫۹
الگوریتم ژنتیک با ضرایب متغیر	۰٫۷	۱٫۸	۲٫۲	۲٫۸	۳٫۶	۴٫۶	۵٫۴	۵٫۳	۶٫۱	۶٫۷	۸٫۷	۹٫۸	۸٫۲	۸٫۹	۹٫۲

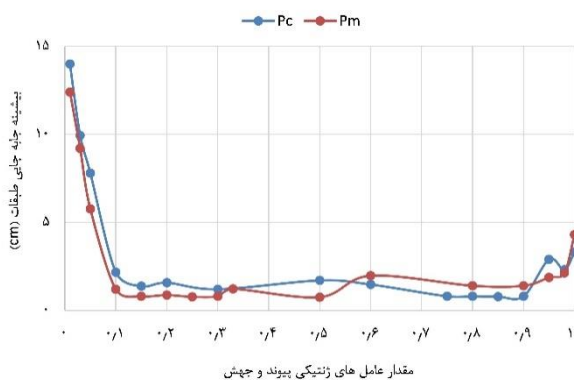
سازه برشی پانزده درجه آزادی دینامیکی زیر اثر الگوی بارگذاری زلزله طبس

مشخصات دینامیکی این سازه در جدول (۷) ارائه شده است. همچنین، ارتفاع کلیه طبقات برابر ۳/۵ متر است. این سازه تحت شتاب پایه زلزله طبس در حوزه نزدیک (peer RSN:143) مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. نسبت میرایی سازه برای پنج مود نخست نوسان برابر با ۵٪ و دیگر مودهای نوسان نامیرا می‌باشند. این سازه با شتاب پایه زلزله طبس تحریک می‌شود. در هر درجه

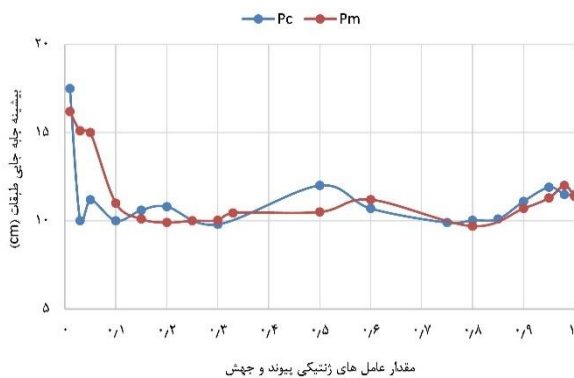
آزادی یک عملگر نصب می‌گردد. گام زمانی تحلیل برابر ۰٫۲ ثانیه و سایر مشخصات مشابه با نمونه‌های عددی قبل است. این حالت، میانگین تأخیر زمانی محاسبه شده در هر گام زمانی برابر با ۰٫۳۴ ثانیه است. میزان بهبود الگوریتم نوین در مقایسه با حالت بدون کنترل، الگوریتم LQR و الگوریتم ژنتیک با ضرایب ثابت به ترتیب برابر با ۵۰، ۲۰ و ۱۴ درصد است. مقدار بیشینه جابه‌جایی طبقات در جدول (۸) ارائه شده است.



شکل ۹ بررسی تأثیر مقدار عملگرهای ژنتیک بر کارایی الگوریتم ژنتیک نوین در سازه هفت طبقه زیر اثر زلزله نورتریج



شکل ۱۰ بررسی تأثیر مقدار عملگرهای ژنتیک بر کارایی الگوریتم ژنتیک نوین در سازه دوازده طبقه زیر اثر زلزله کوبه



شکل ۱۱ بررسی تأثیر مقدار عملگرهای ژنتیک بر کارایی الگوریتم ژنتیک نوین در سازه پانزده طبقه زیر اثر زلزله طبرس

مدل سازی قاب سه طبقه بتنی

در ادامه جهت بررسی کارایی شیوه کنترل فعال پیشنهادی در شرایط واقعی تر سازه، یک قاب بتنی چهار دهانه و سه طبقه در برنامه اپنسیس مدل سازی شده و نتایج در حالت کنترل شده و

حساسیت سنجی ضرایب ژنتیکی

همان طور که پیش تر بیان شد، استفاده از عملگرهای پیوند و جهش به عنوان ضرایب ژنتیکی نقش بسیار مهمی در عملکرد الگوریتم ژنتیک دارد. انتخاب این مقادیر با توجه به نوع و شرایط مسئله تعیین می شود. در پژوهش های پیشین، پژوهشگران مقدار ضرایب پیوند و جهش را با استفاده از شیوه سعی و خطا تعیین و پس از آن پس از انجام تحلیل های متوالی تصحیح نمودند [22]. در مراجع گوناگون دامنه انتخابی برای این ضرایب به صورت زیر ارائه شده است:

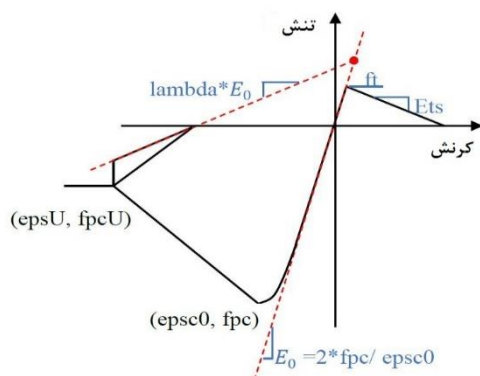
$$P_C = [0/6, 0/9] \quad (23)$$

$$P_M = \left[\frac{1}{\text{population size}}, \frac{1}{\text{chromosome length}} \right] \quad (24)$$

رابطه (۲۴) دامنه انتخابی نسبت عملگر جهش را بر روی جمعیت نشان می دهد. در این رابطه کران پایین برابر با حاصل تقسیم یک بر تعداد اعضای جمعیت و کران بالا برابر با حاصل یک تقسیم بر طول کروموزوم (تعداد متغیر جستجو) است. در این پژوهش به منظور حساسیت سنجی الگوریتم پیشنهادی، این ضرایب در بازه $[0, 1]$ با نمونه های ۰/۱ ترسیم و نتایج مقایسه شدند.

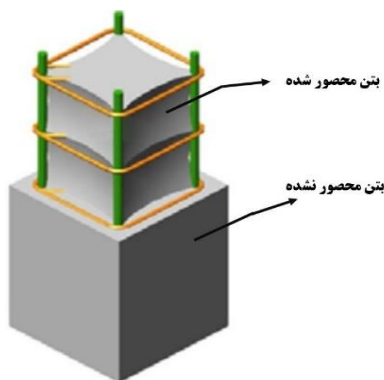
شکل های (۹) تا (۱۱) در حالت استفاده از تابع هدف غیر مقید (بدون ضرایب وزنی قیدهای چهارگانه) و برای نمونه های عددی ارائه شده پیشین به صورت میانگین گیری شده ترسیم گردیده اند. نمودارهای فوق نشان می دهد مقدارهای انتخاب شده $P_M = 0/3$, $P_C = 0/8$ مقدارهای مناسبی در استفاده از این روش خواهند بود. با توجه به ارتباط ضرایب پیوند و جهش جهت ترسیم هر یک از نمودارها، ضریب در نمودار دیگر برابر با مقدار منتخب در نظر گرفته شده است. این مقادیر با استفاده از تلاش های متوالی در شرایط مختلف توسط نویسندگان تعیین گردیده اند. شایان توجه است، الگوریتم ژنتیک مورد استفاده در حل نمونه های عددی این پژوهش به دلیل ساده سازی های مدل سازی و همچنین بهینه سازی برنامه الگوریتم ژنتیک بسیار کارآمد بوده و تغییر در دامنه این نسبت ها تغییر محسوسی در پاسخ ها ایجاد نمی کند.

کششی است. همچنین λ نسبت شیب باربرداری در نقطه کرنش در مقاومت گسیختگی بتن به شیب اولیه است.



شکل ۱۲ تعریف مصالح "Concrete02" در برنامه اپنسیس [24]

مصالح بتن برای مقطع تیر و ستون در دو حالت محصور شده و محصور نشده در برنامه تعریف می‌گردد. با مراجعه به کتابخانه مصالح بتن آرمه که در سال ۲۰۰۶ توسط سیلویا مازونی و فرانک مککنا توسعه یافت، مقدار این پارامترها برای تمامی مقاطع در دو حالت در نظر گرفته می‌شود [22]. بتن محصور شده که در راستای در نظر گرفتن اثر محصورشدگی بتن توسط خاموت به هسته مقاطع اختصاص داده شده و بتن محصور نشده که به پوشش مقاطع اختصاص می‌یابد.



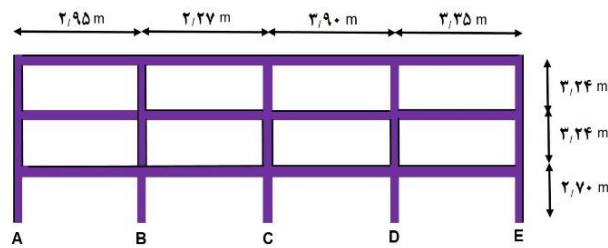
شکل ۱۳ وضعیت محصورشدگی بتن مقاطع در برنامه اپنسیس [25]

مدول الاستیسیته بتن برابر با $E_c = 2 \times 10^4 \text{ Mpa}$ تعریف شده و همچنین نسبت بواسون برابر با $\nu = 0.15$ پنداشته شده است. نسبت مقاومت فشاری بتن محصور شده به محصور نشده برابر 1/3 فرض شده است. در نتیجه، در جدول (۹) مشخصات دو نوع مصالح بتنی مورد استفاده ارائه شده است.

بدون کنترل ارائه می‌گردد. قاب خمشی بتن مسلح در برنامه اجزای محدود اپنسیس و به صورت غیر خطی مدل گردیده است. در اینجا، فرض بر این است که هر دال کف به عنوان یک دیافراگم صلب در جهت افقی عمل می‌کند و جرم هر طبقه نیز به عنوان یک جرم توده‌ای به مرکز دیافراگم مربوط اختصاص می‌یابد. همچنین، بارهای ثقلی به هر گره اختصاص داده می‌شود. تیرها و ستون‌ها با استفاده از المان "Displacement-based Beam-Column" مبتنی بر جابه‌جایی با ۹ نقطه انتگرال‌گیری در طول آن‌ها تعریف می‌شوند. با توجه به آنکه در سازه‌های قاب خمشی، مفاصل پلاستیک خمشی ابتدا در تیرها و در صورت افزایش نیروهای جانبی اعمال شده به سازه، در ستون‌ها ایجاد می‌شوند، از مدل ساده اتصال تیر به ستون در این پژوهش استفاده شده است. شایان توجه است که این نحوه اتصال در نمونه ارائه شده در سایت اپنسیس پیشنهاد گردیده است [22]. بارگذاری ثقلی بر روی گره‌های انتهایی تیرها قرار داده شد و طراحی مقاطع با توجه به آئین‌نامه بارگذاری و بحث نهم مقررات ملی ایران انجام گردیده است. در این مدل برای در نظر گرفتن اثر غیر خطی آرماتور در تحلیل غیر خطی تاریخچه زمانی، از دستور "Steel02" موجود در کتابخانه مصالح اپنسیس و برای بتن نیز از دستور "Concrete02" استفاده شده است [23,24]. از ویژگی‌های این مصالح، می‌توان به سخت‌شوندگی کرنشی همگون و همچنین استهلاک انرژی چرخه‌ای (در هر چرخه‌ی نیرو- تغییر مکان) اشاره نمود. حائز اهمیت است که در فرمول‌بندی این مصالح، زوال چرخه‌ای و یکنواخت در نظر گرفته نشده است. بنابراین نتایج این مطالعه تحلیلی به شرط عدم وقوع تغییر شکل‌های پلاستیک قابل توجه، معتبر است. در این سازه، ارتفاع طبقه نخست برابر با ۲٫۷ متر و سایر طبقات برابر با ۳٫۲۴ متر می‌باشد. ویژگی مصالح در طراحی مدل دارای خواصی است که در ادامه توضیح داده شده است.

در فرایند تعریف مصالح، مشخصات بتن با استفاده از متغیرهای ارائه‌شده در شکل (۱۲) تعریف می‌گردد. در این شکل متغیرهای fpc ، eps_c0 ، fpc_u و eps_u به ترتیب مقاومت فشاری ۲۸ روزه بتن، کرنش متناظر بتن در بیشینه مقاومت، مقاومت گسیختگی بتن، کرنش در مقاومت گسیختگی بتن، مقاومت کششی بتن و E_{ts} شیب نرم‌شدگی بتن در ناحیه

جدول ۹ مشخصات مصالح بتنی در مدل سازی [22]



شکل ۱۴ مشخصات هندسی قاب در برنامه اپنسیس

بتن محصور نشده	بتن محصور شده
$f_{pc}(f_{cu}) = 24/510 \text{ Mpa}$	$f_{pc}(f'_{cc}) = 31/85 \text{ Mpa}$
$\text{epsc0} = 0/0030$	$\text{epsc0} = 0/0032$
$f_{pcU} = 4/902$	$f_{pcU} = 6/370$
$\text{epsU} = 0/010$	$\text{epsU} = 0/064$
$f_{tu} = 3/431$	$f_{tu} = 5/797$
$E_{ts} = 0/007$	$E_{ts} = 0/064$

در جدول (۱۲) حرف C نشان دهنده آرماتورهای اصلی و حرف A نشان دهنده آرماتورهای تقویتی در مقاطع تیر و ستون می باشند. در ادامه نتایج حاصل از کنترل فعال قاب زیر اثر الگوی بار زلزله نورتریج، کوبه و طبس برای حالت کنترل شده و کنترل نشده ارائه شده است.

شایان ذکر است مشخصات میلگرد مصرفی نیز با توجه به مصالح "Steel02" دارای مشخصات $F_y = 294/19 \text{ Mpa}$ و $E_c = 2 \times 10^5 \text{ Mpa}$ است. در ادامه مشخصات هندسی و مقاطع قاب چهار دهانه سه طبقه ارائه شده است.

جدول ۱۰ تیپ مقطع تیرهای قاب در برنامه اپنسیس

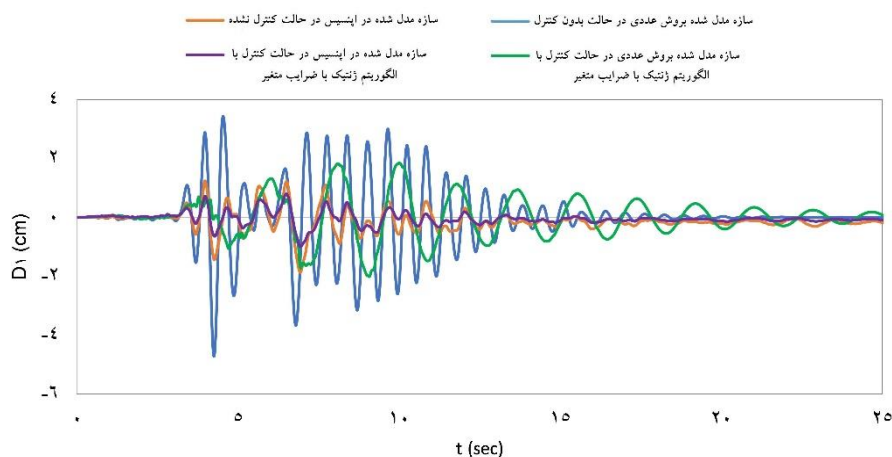
EF			CD			BC			AB			المان
۳	۲	۱	۳	۲	۱	۳	۲	۱	۳	۲	۱	طبقه
B4	B3	B2	B4	B3	B1	B4	B3	B1	B4	B3	B1	تیپ مقطع

جدول ۱۱ تیپ مقطع ستون های قاب در برنامه اپنسیس

D			C			B			A			المان
۳	۲	۱	۳	۲	۱	۳	۲	۱	۳	۲	۱	طبقه
C3	C2	C1	C3	C2	C1	C3	C2	C1	C3	C2	C1	تیپ مقطع

جدول ۱۲ جزئیات مقطع تیر و ستون قاب در برنامه اپنسیس

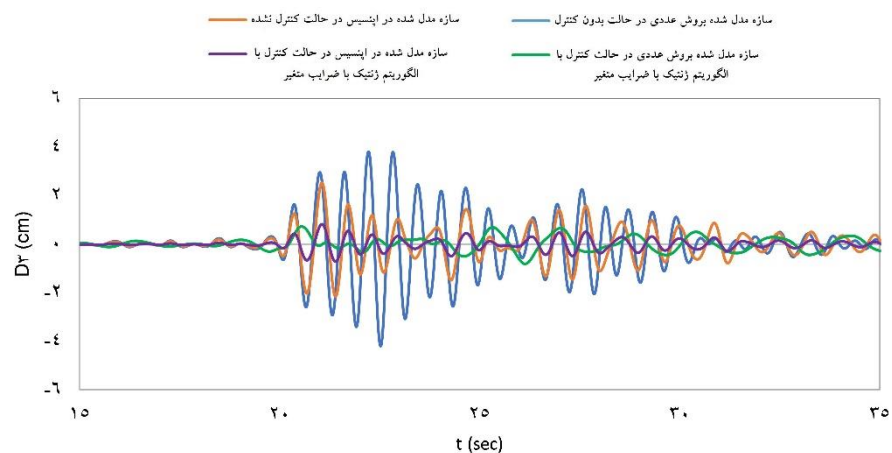
AR_{bottom}	AR_{top}	CR_{left}	CR_{right}	CR_{bottom}	CR_{top}	ارتفاع مقطع (mm)	عرض مقطع (mm)	المان
1#18	2#18	-	-	3#16	3#16	۴۰۰	۴۰۰	B1
-	2#18	-	-	3#16	3#16	۴۰۰	۴۰۰	B2
1#18	1#18	-	-	3#16	3#16	۴۰۰	۴۰۰	B3
-	1#16	-	-	3#14	3#14	۳۵۰	۳۵۰	B4
-	-	4#18	4#18	4#18	4#18	۴۰۰	۴۰۰	C1
-	-	3#18	3#18	3#18	3#18	۴۰۰	۴۰۰	C2
-	-	3#16	3#16	3#16	3#16	۳۵۰	۳۵۰	C3



شکل ۱۵ مقایسه تاریخچه زمانی کنترل شده و کنترل نشده جابه‌جایی نخستین طبقه قاب برای الگوریتم ژنتیک با ضرایب متغیر زیر الگوی بار زلزله نورث‌ریج در برنامه متلب و مدل غیرخطی

جدول ۱۳ مقایسه بیشینه جابه‌جایی طبقات سازه سه طبقه زیر اثر الگوی بار زلزله نورث‌ریج در برنامه متلب و مدل غیر خطی

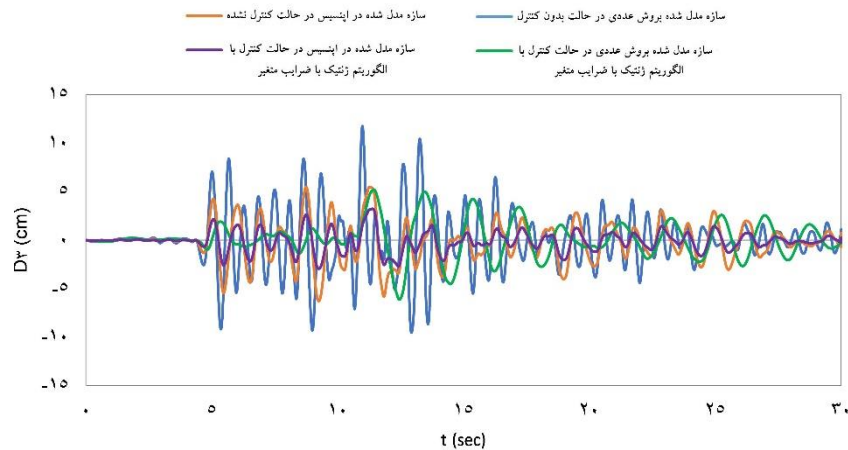
درجه آزادی دینامیکی	جابه‌جایی در مدل عددی بدون کنترل (cm)	جابه‌جایی در مدل غیرخطی بدون کنترل (cm)	جابه‌جایی در مدل عددی کنترل شده (cm)	جابه‌جایی در مدل غیرخطی کنترل شده (cm)
۱	۳٫۴۳	۱٫۲۴	۱٫۸۴	۰٫۷۹
۲	۶٫۸۱	۳٫۶۴	۳٫۶۶	۲٫۱۶
۳	۸٫۸۵	۴٫۴۵	۴٫۹۲	۲٫۵۲



شکل ۱۶ مقایسه تاریخچه زمانی کنترل شده و کنترل نشده جابه‌جایی سومین طبقه قاب برای الگوریتم ژنتیک با ضرایب متغیر زیر الگوی بار زلزله کوبه در برنامه متلب و مدل غیرخطی

جدول ۱۴ مقایسه بیشینه جابه‌جایی طبقات سازه سه طبقه زیر اثر الگوی بار زلزله کوبه در برنامه متلب و مدل غیرخطی

درجه آزادی دینامیکی	جابه‌جایی در مدل عددی بدون کنترل (cm)	جابه‌جایی در مدل غیرخطی بدون کنترل (cm)	جابه‌جایی در مدل عددی کنترل شده (cm)	جابه‌جایی در مدل غیرخطی کنترل شده (cm)
۱	۱٫۴۹	۰٫۸۵	۰٫۳۲	۰٫۲۷
۲	۲٫۹۶	۲٫۳۲	۰٫۵۳	۰٫۷۵
۳	۳٫۸۱	۲٫۵۳	۰٫۷۳	۰٫۸۲



شکل ۱۷ مقایسه تاریخیچه زمانی کنترل شده و کنترل نشده جابه‌جایی سومین طبقه قاب برای الگوریتم ژنتیک با ضرایب متغیر زیر الگوی بار زلزله طبس در برنامه متلب و مدل غیرخطی

جدول ۱۵ مقایسه بیشینه جابه‌جایی طبقات سازه سه طبقه زیر اثر الگوی بار زلزله طبس در برنامه متلب و مدل غیرخطی

درجه آزادی دینامیکی	جابه‌جایی در مدل عددی بدون کنترل (cm)	جابه‌جایی در مدل غیرخطی بدون کنترل (cm)	جابه‌جایی در مدل عددی کنترل شده (cm)	جابه‌جایی در مدل غیرخطی کنترل شده (cm)
۱	۴/۴۰	۲/۰۵	۲/۲۱	۱/۱۵
۲	۸/۷۴	۵/۳۷	۴/۴۳	۳/۰۲
۳	۱۱/۷۵	۵/۴۹	۵/۲۱	۳/۲۴

جستجوی عددی الگوریتم ژنتیک برای یافتن مقدارهای بهینه نیروهای کنترلی عملگرها استفاده می‌کند. برای یافتن ضرایب وزنی مناسب از روش بهینه‌سازی سادک استفاده شد.

از نوآوری‌های این پژوهش، ارائه تابع هدف پیشنهادی به عنوان معیار کنترل، پنداشتن تعیین ضرایب وزنی تابع هدف مقید به صورت متغیر و یافتن آن‌ها در هر گام زمانی و بهینه‌سازی فرایند برنامه‌نویسی در راستای کاهش تأخیر زمانی در فرایند کنترل است. چهار نمونه عددی خطی برای بررسی کارایی الگوریتم ژنتیک پیشنهادی ارائه شد. در ادامه، یک قاب بتنی غیرخطی نیز مدل‌سازی و نتایج حاصل از الگوریتم نوین در آن ارزیابی گردید. نتایج نشان داد، روش کنترل فعال ارائه شده قادر است کاهش چشم‌گیری در کاهش دامنه نوسان‌های سازه ایجاد نماید.

سپاسگزاری

برابر با جداول شماره (۱۳) تا (۱۵)، نتایج نشان می‌دهد که استفاده از شیوه الگوریتم ژنتیک با ضرایب متغیر به عنوان روش برگزیده باعث کاهش قابل توجه پاسخ دینامیکی سازه می‌شود. بر این اساس، میزان بهبود سازه زیر اثر الگوی بار زلزله نورتریج در حالت کنترل شده به حالت بدون کنترل در مدل خطی برابر با ۵۵٪ و در مدل غیر خطی برابر با ۵۷٪ است. این مقادیر برای زلزله کوبه به ترتیب برابر با ۱۹٪ و ۳۲٪، همچنین برای زلزله طبس به ترتیب برابر با ۴۴٪ و ۵۹٪ خواهد بود. البته دامنه تغییر مکان‌های کمتر در مدل غیر خطی سازه نسبت به مدل خطی در برنامه متلب، به دلیل استفاده از ظرفیت غیر خطی اعضا در مدل اپنسیس بوده و مستقل از الگوریتم کنترلی است.

نتیجه‌گیری

در پژوهش ارائه شده، یک شیوه نوین برای پایش فعال نوسان‌های سازه ارائه گردید. شیوه کنترل پیشنهادی از روش

مراجع

- [1] R. Karami-Mohammadi, M. Mirtaheri, M. Salkhordeh, E. Mosaffa, G. Mahdavi, and M. A. Hariri-Ardebili, "Seismic mitigation of substation cable connected equipment using friction pendulum systems," *Struct. eng. Mech.*, vol. 72, pp. 785-796, 2019.
- [2] H. Tzou, H.-J. Lee, and S. Arnold, "Smart materials, precision sensors/actuators, smart structures, and structronic systems," *Mechanics of Advanced Materials and Structures*, vol. 11, pp. 367-393, 2004.
- [3] J. N. Yang, "Instantaneous optimal control for linear, nonlinear and hysteretic structures-stable controllers," 1991.
- [4] F. Jabbari, W. Schmitendorf, and J. Yang, " H_∞ control for seismic-excited buildings with acceleration feedback," *Journal of Engineering Mechanics*, vol. 121, pp. 994-1002, 1995.
- [5] J. Yang and C. K. Soh, "Structural optimization by genetic algorithms with tournament selection," *Journal of Computing in Civil Engineering*, vol. 11, pp. 195-200, 1997.
- [6] J. H. Holland, "Outline for a logical theory of adaptive systems," *Journal of the ACM (JACM)*, vol. 9, pp. 297-314, 1962.
- [7] D. E. Goldberg, "Genetic Algorithm in Search, Optimization and Machine Learning, Addison," *Wesley Publishing Company, Reading, MA*, vol. 1, pp. 9, 1989.
- [8] M. R. Safizadeh and I. Z. Darus, "Optimal location of sensor for active vibration control of flexible square plate," in *Information Sciences Signal Processing and their Applications (ISSPA), 2010 10th International Conference on*, pp. 393-396, 2010.
- [9] Y.-J. Cha, A. K. Agrawal, Y. Kim, and A. M. Raich, "Multi-objective genetic algorithms for cost-effective distributions of actuators and sensors in large structures," , vol. 39, pp. 7822-7833, 2012.
- [10] Y. J. Cha, A. Raich, L. Barroso, and A. Agrawal, "Optimal placement of active control devices and sensors in frame structures using multi- objective genetic algorithms," *Structural Control and Health Monitoring*, vol. 20, pp. 16-44, 2013.
- [11] J. Hale and A. Daraji, "Optimal placement of sensors and actuators for active vibration reduction Expert Systems with Applications of a flexible structure using a genetic algorithm based on modified Hinfinitiy," *Journal of Physics: Conference Series*, pp. 012036, 2012.
- [12] A. H. Daraji, J. M. Hale, and J. Ye, "New methodology for optimal placement of piezoelectric sensor/actuator pairs for active vibration control of flexible structures," *Journal of Vibration and Acoustics*, vol. 140, 2018.
- [13] X. Zhang, A. Takezawa, and Z. Kang, "Topology optimization of piezoelectric smart structures for minimum energy consumption under active control," *Structural and Multidisciplinary Optimization*, vol. 58, pp. 185-199, 2018.
- [14] A. Banaei and J. Alamatian, "New genetic algorithm for structural active control by considering the effect of time delay," *Journal of Vibration and Control*, pp. 10775.46320933467, 2020.
- [15] G. R. Beddoe, and S. Petrovic, "Selecting and weighting features using a genetic algorithm in a case-based reasoning approach to personnel rostering," *European Journal of Operational Research*, vol. 175, pp. 649-671, 2006.

- [16]B. Dutta, S. D. Dao, L. Martínez, and M. Goh, "An evolutionary strategic weight manipulation approach for multi-attribute decision making: TOPSIS method," *International Journal of Approximate Reasoning*, vol. 129, pp. 64-83, 2021.
- [17]P. Gancarski and A. Blansche, "Darwinian, Lamarckian, and Baldwinian (Co) Evolutionary Approaches for Feature Weighting in $\$ K \$$ -means-Based Algorithms," *IEEE transactions on evolutionary computation*, vol. 12, pp. 617-629, 2008.
- [18]J. Holland, "Book: Adaptation in Natural and Artificial Systems: An Introductory Analysis with Applications to Biology", *Control, and Artificial Intelligence*, 1975.
- [19]S. Forrest, "Genetic algorithms- Principles of natural selection applied to computation," *Science*, vol. 261, pp. 872-878, 1993.
- [20]R. Clough and J. Penzien, "Dynamics of Structures. McGraw Hill, New York., 1993.
- [21]F. Lobo, C. F. Lima and Z. Michalewicz, "Parameter setting in evolutionary algorithms," *Springer Science & Business Media*, vol. 54: 2007.
- [22]S. Mazzoni, F. McKenna, M. H. Scott, and G. L. Fenves, "OpenSees command language manual,"*Pacific earthquake engineering research (PEER) center*, vol. 264, pp. 137-158, 2006.
- [23]F. C. Filippou, E. P. Popov, and V. V. Bertero, "Effects of bond deterioration on hysteretic behavior of reinforced concrete joints," 1983.
- [24]M. H. M. Yassin, Nonlinear analysis of prestressed concrete structures under monotonic and cyclic loads: University of California, Berkeley, 1994.
- [25]W. L. A. de Oliveira, S. De Nardin, A. L. H. de Cresce El, and M. K. El Debs, "Evaluation of passive confinement in CFT columns," *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 66, pp. 487-495, 2010.

Comparing Nonlinear Response Spectra of Elastoplastic Systems resulting from Two Excitation Interpolation Methods

Research Article

Masoud Mahmoodabadi ¹, MohammadJavad Hosseiny ²DOI: [10.22067/jfcej.2023.81150.1216](https://doi.org/10.22067/jfcej.2023.81150.1216)

1. Introduction

Considering that the accelerograms recorded in different earthquakes are in the form of numbers that were measured in short intervals of time, as a result, the numerical evaluation of the dynamic response of structures is of great importance. In addition, in severe earthquakes, the structures enter the field of non-linear behavior and it is necessary to calculate the non-linear behavior of the structures using conventional numerical methods. Due to the short distance of the accelerogram points from each other, the points are usually connected with segments. As a result, at the junction of the segments, their slopes are not necessarily equal to each other and only the values of the function are equal to each other at the junction. Considering that the linear interpolation of excitation is one of the simplest interpolation methods, as a result, if the time intervals between the points are small compared to the natural period of the structure, the linear interpolation is acceptable and has sufficient accuracy. But if the structure in question is a structure with high stiffness, which has a very small period and in other words, has a very high frequency, the use of the linear excitation interpolation method can be a challenge.

2. Interpolation by cubic spline method

This study compared the non-linear pseudo-acceleration response spectra of elastoplastic systems with constant ductility for the accelerogram of El Centro, which were obtained by the linear interpolation method of excitation and also by using the cubic spline function. Interpolation by the cubic spline method is such that if there is $n+1$ point and therefore n interval, a 3rd degree polynomial $f_i(x) = a_i x^3 + b_i x^2 + c_i x + d_i$ must be obtained for each

interval. As a result, in total $4n$ equation is needed to obtain the unknown coefficients a_i, b_i, c_i and d_i by solving them. This $4n$ equation is obtained as follows:

- The values of the f_i functions must be equal to the values of the data in the internal points, which is equivalent to obtaining the $2n-2$ equation;
- The first and last of the f_i functions (f_1 and f_n) must pass through the beginning and the end of the data. Applying these two conditions is equivalent to obtaining 2 equations;
- The first derivatives of f_i must be equal to each other in the internal points, which is equivalent to obtaining $n-1$ equation;
- The second derivatives of f_i must be equal to each other in the internal points, which is equivalent to obtaining $n-1$ equation;
- The second derivative of the first and the last of f_i (f_1 and f_n) must be equal to zero at the beginning and end of the data. Applying the two conditions equals obtaining 2 equations.

Consider a sine wave with a period of one second and a unit amplitude. Three cycles of this wave are drawn in figure (1).

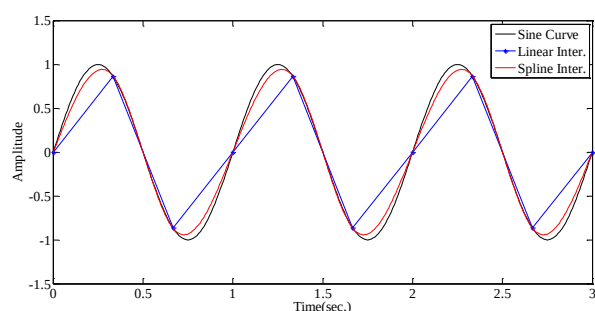


Figure 1. diagram of sinusoidal curve along with its linear approximation and also approximation with cubic spline function

*Manuscript received February 15, 2023, Revised, August 12, 2023, Accepted, October 21, 2023.

¹. Corresponding author. Assistant Professor, Department of Civil Engineering, University of Qom, Qom, Iran.

Email: m.mahmoudabadi@qom.ac.ir.

². MSc student, Department of Civil Engineering, University of Qom, Qom, Iran.

By connecting these 10 points to each other with straight lines, a toothed diagram is obtained, which is very different from the real sine wave. But when these 10 points are connected to each other with cubic spline curves, it can be seen carefully in Figure (1) that a smooth graph is obtained, which is much less different from the real sine wave.

Nonlinear response spectra were calculated for 1, 1.5, 2, 4, and 8 ductility. The nonlinear response spectrum for ductility 1 is actually the same as the elastic spectrum. In this study, the response spectrum with constant ductility for El Centro accelerogram is presented. To calculate this spectrum, it was done as follows. First, the maximum displacement of the system is calculated by assigning a very large number for the yield deformation u_y . This displacement is equal to the maximum displacement of the corresponding linear system of the elastoplastic system. Corresponding linear system means a system that has the same stiffness as the elastoplastic system during its initial loading and has the same mass and damping as the elastoplastic system. As a result, the period of the natural vibration of the corresponding linear system in oscillations with small amplitude ($u \leq u_y$) is equal to the period of the elastoplastic system. In the amplitudes of movement larger than u_y , the period of natural vibration is not defined for inelastic systems.

After calculating the maximum deformation of the linear corresponding system, the yield deformation u_y is considered a little smaller than the maximum deformation of the linear corresponding system. The value of the maximum deformation of the elastoplastic system is obtained in this case. By dividing this value by the yield deformation u_y , the ductility of the system is obtained. Then, we compare this ductility with the target ductility. If it is less than that, again consider the yield deformation u_y a little less than the previous time, and if the obtained ductility is greater than the target ductility, the yield deformation, we consider u_y a little more than previous time and repeat this process until we reach the target ductility for a certain period. By multiplying the amount of yield deformation u_y that leads to the target's ductility by the square of the angular frequency of the corresponding linear system, the value of A_y is obtained. The A_y dimension is of acceleration and the spectrum related to this parameter is called pseudo-acceleration response spectrum, similar to linear systems. In this study, nonlinear response spectra were calculated for 1, 1.5, 2, 4, and 8 ductility.

For a more detailed analysis, the time interval between the points of the accelerograms were divided into 2, 5, 10, 20, 50 and 100 equal parts, respectively, and new accelerograms were produced once using linear interpolation and again using spline interpolation. Then, the response spectra of these types of non-linear

accelerograms were compared with each other. The results indicated that the maximum and minimum values had significant differences. In addition, in most cases, the maximum value of the difference was greater than the absolute value of the corresponding minimum difference. Most of the differences were related to periods below 0.3 seconds, although violations were also observed. The meaning of the maximum and minimum values of the difference is that once the elastoplastic spectrum was calculated using the assumption of linear interpolation of excitation and this spectrum was considered as the basis of comparison, and in the second time, the elastoplastic spectrum was calculated using the assumption of spline interpolation of excitation and then the latest spectrum was compared with the main spectrum. The maximum spectral values obtained from the excitation spline interpolation method were mostly higher than the corresponding maximum spectral values obtained from the linear excitation interpolation method, which occurred in the range of 0.03 to 0.3 seconds. Moreover, the acceleration magnification range in the interpolation method the spline was wider than the linear interpolation method.

3. Conclusion

In this article, the non-linear pseudo-acceleration spectrum of elastoplastic systems was calculated for 1, 1.5, 2, 4 and 8 ductility for El Centro accelerogram. The time interval between the points of this accelerogram was 0.02 seconds. To make the analysis more accurate and to reduce the time interval between the points, new accelerogram were created once using linear interpolation and another time using cubic spline interpolation. The non-linear spectrum that was calculated for these two types of accelerogram did not have much difference in most of the periods, but in the small periods which are related to stiff structures, the difference was significant. The maximum values of the difference between the two spectra were greater than the absolute value of the minimum difference in the vast majority of cases.



مقایسه طیف‌های پاسخ غیر خطی سیستم‌های الاستوپلاستیک حاصل از دو روش درونیابی تحریک*

مقاله پژوهشی

سید محمد جواد حسینی^(۲)

مسعود محمودآبادی^(۱)

DOI: 10.22067/jfeci.2023.81150.1216

چکیده در این مقاله، طیف‌های پاسخ غیر خطی شبه‌شتاب سیستم‌های الاستوپلاستیک با شکل‌پذیری ثابت برای شتاب‌نگاشت السنترو که با روش درونیابی خطی تحریک و نیز با استفاده از تابع اسپلاین مکعبی به دست آمده بود، با یکدیگر مقایسه شده است. طیف‌های پاسخ غیر خطی برای شکل‌پذیری‌های ۱، ۱/۵، ۲، ۴ و ۸ محاسبه شدند. برای بررسی جزئی‌تر، فاصله زمانی بین نقاط شتاب‌نگاشت‌ها به ترتیب به ۲، ۵، ۱۰، ۲۰، ۵۰ و ۱۰۰ قسمت مساوی تقسیم گردیدند و شتاب‌نگاشت‌های جدیدی یک بار با استفاده از درونیابی خطی و یک بار با استفاده از درونیابی اسپلاین تولید گردید و طیف‌های پاسخ غیر خطی این دو نوع شتاب‌نگاشت با یکدیگر مقایسه شدند. نتایج کار حاکی از این موضوع بود که مقادیر بیشینه و کمینه اختلاف مقادیر قابل ملاحظه‌ای داشتند. علاوه بر این، در بیشتر موارد مقدار بیشینه اختلاف بزرگ‌تر از مقدار قدر مطلق کمینه اختلاف متناظرش بود. عمده اختلافات مربوط به دوره تناوب‌های زیر ۰/۳ ثانیه بود هر چند موارد نقض نیز مشاهده گردید. منظور از مقادیر بیشینه و کمینه اختلاف این است که یک بار طیف الاستوپلاستیک با استفاده از فرض درونیابی خطی تحریک محاسبه گردید و این طیف به عنوان مبانی مقایسه در نظر گرفته شد و در مرتبه دوم، طیف الاستوپلاستیک با فرض درونیابی اسپلاین تحریک محاسبه شد و بعد این طیف اخیر با طیف مبنا مقایسه گردید. مقادیر بیشینه طیفی به دست آمده از روش درونیابی اسپلاین تحریک در قریب به اتفاق موارد بیشتر از مقادیر متناظر بیشینه طیفی به دست آمده از روش درونیابی خطی تحریک بود که در بازه ۰/۳ تا ۰/۳ ثانیه اتفاق می‌افتاد و بازه بزرگ‌نمایی شتاب در روش درونیابی اسپلاین وسیع‌تر از روش درونیابی خطی بود.

واژه‌های کلیدی درونیابی خطی تحریک، تابع درونیابی اسپلاین مکعبی، سیستم جرم-فنر-میراگر الاستوپلاستیک، طیف پاسخ با شکل‌پذیری ثابت.

Comparing Nonlinear Response Spectra of Elastoplastic Systems resulting from Two Excitation Interpolation Methods

Masoud Mahmoodabadi

MohammadJavad Hosseiny

Abstract In this article, the non-linear pseudo-acceleration response spectra of elastoplastic systems with constant ductility for El Centro accelerogram, which were obtained by the linear interpolation method of excitation and also by using the cubic spline function, have been compared with each other. Non-linear response spectra were calculated for 1, 1.5, 2, 4 and 8 ductility. For a more detailed analysis, the time interval between the points of the accelerogram were divided into 2, 5, 10, 20, 50 and 100 equal parts, respectively, and new accelerograms were generated once using linear interpolation and once using spline interpolation. The non-linear response spectra of these two types of accelerograms were compared. The results of the work indicated that the maximum and minimum values had significant differences. In addition, in most cases, the maximum value of the difference was greater than the absolute value of the corresponding minimum difference. The main differences were related to periods below 0.3 seconds, although violations were also observed. The meaning of the maximum and minimum values of the difference is that once the elastoplastic spectrum was calculated using the assumption of linear interpolation of excitation and this spectrum was considered as the basis of comparison, and in the second order, the elastoplastic spectrum was calculated using the assumption of spline interpolation of excitation and then This last spectrum was compared with the base spectrum. The maximum spectral values obtained from the excitation spline interpolation method were in most cases higher than the corresponding maximum spectral values obtained from the linear excitation interpolation method, which occurred in the range of 0.03 to 0.3 seconds, and the acceleration magnification range was The spline interpolation method was wider than the linear interpolation method.

Key words Linearly interpolated excitation, Cubic spline interpolation function, Elastoplastic mass-spring-damper system, Constant-ductility response spectrum

* تاریخ دریافت مقاله ۱۴۰۱/۱۱/۲۶ و تاریخ پذیرش آن ۱۴۰۲/۸/۷ می‌باشد.

Email: m.mahmoudabadi@qom.ac.ir

(۱) نویسنده مسئول، استادیار، دانشکده فنی و مهندسی گروه عمران، دانشگاه قم، قم، ایران.

(۲) دانشجوی کارشناسی ارشد، دانشکده فنی و مهندسی گروه عمران، دانشگاه قم، قم، ایران.

مقدمه

با توجه به اینکه شتاب‌نگاشت‌های ثبت شده در زلزله‌های مختلف به صورت اعدادی هستند که در بازه‌های زمانی کوتاه اندازه‌گیری شده‌اند، در نتیجه ارزیابی عددی پاسخ دینامیکی سازه‌ها از اهمیت بالایی برخوردار است. علاوه بر این، در زلزله‌های شدید، سازه‌ها وارد حوزه رفتار غیر خطی شده و لازم است به روش‌های عددی متداول و مرسوم رفتار غیر خطی سازه‌ها محاسبه گردد. با توجه به فاصله کم نقاط شتاب‌نگاشت از یکدیگر، معمولاً نقاط با پاره‌خط‌هایی به یکدیگر متصل می‌گردند. در نتیجه، در محل اتصال پاره‌خط‌ها، شیب آن‌ها لزوماً با یکدیگر برابر نمی‌باشد و فقط مقادیر تابع در محل اتصال آن‌ها با یکدیگر برابر است. با توجه به اینکه درونیابی خطی تحریک یکی از ساده‌ترین روش‌های درونیابی است، در نتیجه، اگر بازه‌های زمانی بین نقاط نسبت به دوره تناوب طبیعی سازه کوچک باشد، درونیابی خطی قابل قبول بوده و دارای دقت کافی می‌باشد. اما اگر سازه مورد بحث، یک سازه با سختی زیاد باشد که دارای دوره تناوب بسیار کوچک و به عبارتی دیگر دارای فرکانس بسیار بالایی باشد، استفاده از روش درونیابی خطی تحریک می‌تواند دچار چالش گردد.

در این پژوهش، به جای استفاده از روش درونیابی خطی تحریک از روش درونیابی با تابع اسپلاین درجه سوم (مکعبی) استفاده شده است. در کتب مربوط به روش‌های عددی، می‌توان جزئیات مربوط به درونیابی به روش اسپلاین را مشاهده نمود [1,2]. همچنین، در کارهای تحقیقاتی زیادی از تابع اسپلاین استفاده شده است که در ادامه به چندین کار اشاره می‌شود. نعیم [3] شتاب‌نگاشت‌های ۲۰ ساختمان که در هنگام زلزله نورث‌ریج شتابشان ثبت شده بود را مورد بررسی و مطالعه قرار داد. با توجه به اینکه در تمام طبقات این ساختمان‌ها دستگاه شتاب‌نگار نصب نشده بود، او با استفاده از درونیابی با تابع اسپلاین، شتاب سایر طبقات را برآورد نمود و سپس مقادیر برش و لنگر واژگونی پایه ساختمان‌ها را محاسبه کرد. وامواتسیکس و کرنل [4] نقاط گسسته به دست آمده از تحلیل دینامیکی افزایشی را هم با استفاده از درونیابی خطی و هم با استفاده از درونیابی اسپلاین به یکدیگر متصل نمودند و سپس نمودارهای به دست آمده را مورد استفاده قرار دادند. یو و همکاران [5] از یک طرح شبه درونیابی کواریتیک اسپلاین چندسطحی برای حل معادله غیر خطی (kdv)

استفاده کردند که تعداد زیادی از پدیده‌های فیزیکی را نشان می‌داد. شجاعی و همکاران [6] یک الگوریتم انتگرال‌گیری زمانی ضمنی بدون قید و شرط پایدار را با اصلاح روش کواریتیک بی-اسپلاین ارائه نمودند. صفاری و همکاران [7] روش جدیدی را برای تحلیل غیر خطی سازه‌ها با استفاده از روش تکراری برگرفته از قاعده یک چهارم بر اساس تابع اسپلاین ارائه نمودند. رستمی و شجاعی [8] خانواده‌ای از الگوریتم‌های انتگرال‌گیری بی-اسپلاین مکعبی با اتلاف و پراکندگی عددی قابل کنترل را برای دینامیک سازه پیشنهاد کردند. محمدی نیا و همکاران [9] فرمولی ترکیبی از بی‌اسپلاین را ارائه کردند. آن‌ها نوع جدیدی از توابع شکل کروی هانکل را برای مدل‌سازی مسائل الاستواستاتیک پیشنهاد کردند. مهدوی و همکاران [10] در یک مطالعه مقایسه‌ای، کاربرد روش‌های چیشف و اسپلاین را برای تحلیل هندسی غیر خطی سازه‌های خرابایی ارزیابی کردند. غضنفری و همکاران [11] از تئوری‌های تیر و توابع پایه بی‌اسپلاین برای تحلیل ارتعاش آزاد سازه‌های تیر چند لایه مقاطع استفاده کردند. رستمی و شجاعی [12] یک روش انتگرال‌گیری زمانی مستقیم را بر اساس روش با هم‌گذاری بی‌اسپلاین کواریتیک توسعه دادند. شاهمرادی و عبداللهی [13] یک روش همگرایی بدون مربع برای حل عددی معادلات انتگرال فردهولم خطی بر اساس درونیابی هریمیت-اسپلاین ارائه کردند. ملک‌نژاد و دریلی [14,15] با استفاده از روش ترکیبی با هم‌گذاری اسپلاین و درونیابی لاگرانژ، حل عددی معادلات انتگرالی را ارائه کردند. لیو و همکاران [16] از روش درونیابی مکعبی برای تقریب منحنی مقطع راداری تک استاتیک (RCS) روی مجموعه‌ای از گره‌های نمونه‌برداری غیر یکنواخت استفاده کردند. زرناکف و همکاران [17] دقت محاسبه فرکانس‌های طبیعی یک تیر که بر پایه یک برون‌یابی نتایج عددی به دست آمده از توابع اسپلاین درجه ۵ حاصل گردیده بود را ارتقا دادند.

روش‌های مختلفی برای درونیابی یک تابع در یک بازه وجود دارد که هر کدام نسبت به دیگری دارای محاسن و معایبی می‌باشند. تقریب یک تابع دل‌خواه روی یک بازه بسته به دلیل طبیعت نوسانی چندجمله‌ای‌ها می‌تواند خطای زیادی داشته باشد. علاوه بر این، تغییر کوچک تابع در یک زیر بازه می‌تواند تأثیر زیادی در چندجمله‌ای درونیاب داشته باشد. به همین دلیل در عمل ترجیح داده می‌شود که بازه را به زیربازه‌های کوچک تقسیم

داشته باشد. منظور از درونیابی به روش اسپلاین مکعبی این است که برای هر بازه، یک چندجمله‌ای درجه ۳ به شکل $f_i(x) = a_i x^3 + b_i x^2 + c_i x + d_i$ به دست آورده شود. در نتیجه، در مجموع به $4n$ معادله احتیاج است که با حل آن‌ها ضرایب مجهول a_i, b_i, c_i و d_i به دست آید. این $4n$ معادله به صورت زیر به دست آورده می‌شوند:

(الف) مقادیر توابع f_i ها باید در نقاط داخلی با مقادیر داده‌ها برابر باشند که اعمال این شرایط، معادل با به دست آمدن $2n - 2$ معادله است.

(ب) اولین و آخرین از توابع f_i ها (f_1 و f_n) باید از نقطه ابتدا و انتهای داده‌ها عبور کنند که اعمال این دو شرط، معادل با به دست آمدن ۲ معادله است.

(پ) مشتق اول f_i ها باید در نقاط داخلی با یکدیگر برابر باشند که اعمال این شرایط، معادل با به دست آمدن $n - 1$ معادله است.

(ت) مشتق دوم f_i ها باید در نقاط داخلی با یکدیگر برابر باشند که اعمال این شرایط، معادل با به دست آمدن $n - 1$ معادله است.

(ث) مشتق دوم اولین و آخرین از f_i ها (f_1 و f_n) باید در نقطه ابتدا و انتهای داده‌ها برابر صفر باشد که اعمال این دو شرط، معادل با به دست آمدن ۲ معادله است.

تعبیر هندسی بند ث این است که توابع اسپلاین در نقاط ابتدا و انتهای داده‌ها تبدیل به خط مستقیم می‌شوند. به عبارتی دیگر، انحناى توابع اسپلاین در نقاط ابتدا و انتهای داده‌ها برابر صفر است. به این نوع اسپلاین‌ها، اسپلاین‌های طبیعی نیز گفته می‌شود. لازم به ذکر است که در مرجع [1] از اعمال بند ث، به عنوان شرایط مرزی آزاد یاد شده است. اگر در این بند، به جای مساوی قرار دادن مشتق دوم، مشتق اول برابر صفر قرار داده شود، شرایط مرزی مقید به دست می‌آید. معمولاً از شرایط مرزی آزاد استفاده می‌شود [1,2]. در این تحقیق نیز از شرایط مرزی آزاد استفاده شده است؛ اگر از شرایط مرزی مقید استفاده شود یعنی فرض شود مشتق اول منحنی درجه سه در نقاط ابتدا و انتها برابر صفر باشد، در صورتی که تعداد نقاط زیاد باشند (مثلاً بیش از ده عدد) عملاً تأثیر موضعی روی ابتدا و انتهای شتاب‌نگاشت دارند

کرده و تا جای ممکن درجه چندجمله‌ای درونیاب را کاهش دهند. این رهیافت، تقریب قطعه به قطعه با چندجمله‌ای‌ها نامیده می‌شود. ساده‌ترین این چندجمله‌ای‌ها، چندجمله‌ای‌های خطی (درجه یک) هستند. نمودار این توابع یک خط شکسته است که مجموعه نقاط $(x_0, y_0), (x_1, y_1), \dots, (x_n, y_n)$ را به هم وصل می‌کند. یکی از معایب این روش عدم مشتق‌پذیری در انتهای زیربازه‌ها می‌باشد. تعبیر هندسی این مطلب همان عدم همواری نمودار است. برای فائق آمدن بر این مشکل، در روش اسپلاین مکعبی، از توابع چندجمله‌ای درجه ۳ برای هر زیربازه استفاده می‌شود. با مساوی قرار دادن مقادیر این توابع و نیز مشتقات اول و دوم آن‌ها در نقاط اتصال، معادلاتی برای محاسبه ضرایب مجهول این چندجمله‌ای‌ها به دست می‌آید. البته، در نقاط ابتدا و انتهای بازه نیز باید مقادیر تابع را جایگذاری کرد تا دو معادله دیگر بر حسب ضرایب مجهول چندجمله‌ای‌های درجه ۳ به دست آید. همچنین، در نقاط ابتدا و انتهای بازه باید از شرایط مرزی آزاد (صفر قرار دادن مشتق دوم توابع درجه ۳ در ابتدا و انتهای بازه) یا شرایط مرزی مقید (صفر قرار دادن مشتق اول توابع درجه ۳ در ابتدا و انتهای بازه) استفاده کرد تا دو معادله دیگر نیز بر حسب ضرایب مجهول چندجمله‌ای‌های درجه ۳ به دست آید. با در نظر گرفتن تمام این معادلات، ضرایب مجهول چندجمله‌ای‌های درجه ۳ محاسبه می‌شود. لازم به ذکر است که در این تحقیق از شرایط مرزی آزاد استفاده شده است.

در بخش‌های بعدی مقاله، ابتدا روش درونیابی اسپلاین مکعبی به طور مفصل توضیح داده شده است. بعد از آن، شتاب‌نگاشت ال‌سترو در نظر گرفته شده است و با استفاده از روش درونیابی خطی و نیز روش درونیابی با تابع اسپلاین مکعبی، طیف پاسخ غیر خطی آن محاسبه شده و نتیجه‌گیری‌های لازم به عمل آمده است. باتوجه به جستجوهای انجام شده توسط مؤلفان این مقاله به نظر می‌آید مقایسه طیف الاستوپلاستیک با فرض درونیابی اسپلاین با طیف متناظرش که با فرض درونیابی متعارف خطی به دست آمده است برای اولین بار انجام شده است و این نوآوری این تحقیق می‌باشد.

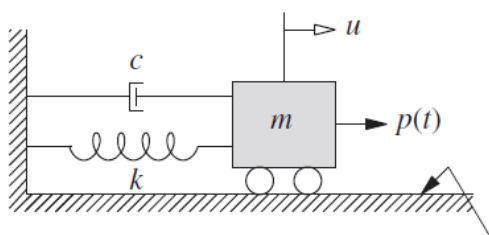
درونیابی به روش اسپلاین مکعبی

فرض کنید که $n + 1$ نقطه از داده‌ها و در نتیجه n بازه وجود

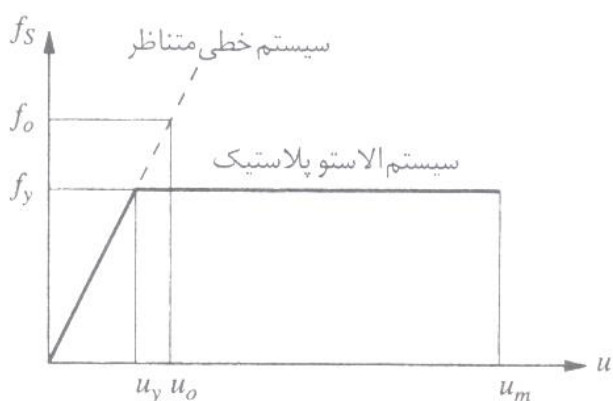
الاستوپلاستیک توضیح داده شده و به دنبال آن طیف پاسخ با شکل‌پذیری ثابت این نوع سیستم‌ها که برای شتاب‌نگاشت السنترو به دو روش درونیابی خطی تحریک و درونیابی به روش اسپلاین مکعبی محاسبه شده است، با یکدیگر مقایسه شده و نتیجه‌گیری‌های لازم انجام شده است.

سیستم‌های الاستوپلاستیک

سیستم جرم-فنر-میراگر یک درجه آزاد نشان داده شده در شکل (۲) را در نظر بگیرید. هرگاه نیروی به وجود آمده در فنر این سیستم مطابق شکل (۳) تا تغییر شکل تسلیم u_y برابر با $f_s = ku$ بوده و برای تغییر شکل‌هایی بزرگ‌تر از تغییر شکل تسلیم u_y برابر با مقدار ثابت $f_s = ku_y$ باشد به این نوع سیستم‌ها، سیستم‌های الاستوپلاستیک می‌گویند.



شکل ۲ سیستم یک درجه آزاد جرم-فنر-میراگر [19]

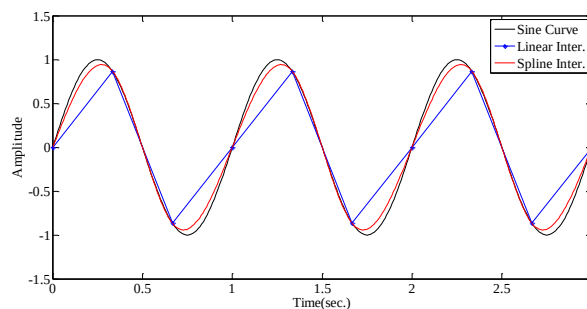


شکل ۳ سیستم الاستوپلاستیک و سیستم خطی متناظر آن [19]

هدف محاسبه تغییر شکل حداکثر سیستم الاستوپلاستیک ناشی از تحریک زمین‌لرزه و محاسبه شکل‌پذیری این سیستم است. شکل‌پذیری با استفاده از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$\mu = \frac{u_m}{u_y} \quad (1)$$

و درکل تأثیر ناچیزی روی نتایج خواهد داشت. در ادامه، یک مثال از درونیابی به روش اسپلاین مکعبی آورده شده است. موجی سینوسی با دوره تناوب یک ثانیه و دامنه واحد را در نظر بگیرید. سه سیکل از این موج در شکل (۱) رسم شده است.



شکل ۱ نمودار منحنی سینوسی به همراه تقریب خطی آن و نیز تقریب تابع اسپلاین مکعبی

هر سیکل از این موج سینوسی به سه قسمت مساوی تقسیم شده است. در نتیجه، این منحنی که برابر با ۳ سیکل از موجی سینوسی با دوره تناوب یک ثانیه است با ۱۰ نقطه نشان داده شده است. با وصل کردن این ۱۰ نقطه به یکدیگر با خطوطی مستقیم، نمودار دندانه‌داری به دست می‌آید که با موج سینوسی واقعی تفاوت خیلی زیادی دارد. اما وقتی با منحنی‌های اسپلاین مکعبی این ۱۰ نقطه به یکدیگر متصل شوند، با دقت در شکل (۱) مشاهده می‌شود که نمودار همواری حاصل می‌گردد که تفاوت آن با موج سینوسی واقعی به مراتب کمتر است. لازم به ذکر است که منحنی‌های اسپلاین رسم شده در شکل (۱) با شرایط مرزی آزاد رسم گردیده‌اند.

محاسبه طیف پاسخ غیر خطی سیستم‌های الاستوپلاستیک با شکل‌پذیری ثابت

مقدمه

در این بخش طیف پاسخ غیر خطی با شکل‌پذیری ثابت سیستم‌های الاستوپلاستیک برای شتاب‌نگاشت السنترو محاسبه شده است. این کار با برنامه‌نویسی در محیط MATLAB [18] و اتصال نرم‌افزار OpenSees به نرم‌افزار MATLAB انجام شده است. در ادامه، ابتدا به صورت مختصر سیستم‌های

محاسبه طیف غیر خطی سیستم‌های الاستوپلاستیک برای شتاب‌نگاشت‌السترو. در این بخش، طیف غیر خطی سیستم‌های الاستوپلاستیک برای شتاب‌نگاشت‌السترو محاسبه شده است. اعداد مربوط به شتاب‌نگاشت‌السترو از مرجع [19] اخذ شده است. نمودار تاریخچه زمانی این شتاب‌نگاشت در شکل (۴) آورده شده است. بیشینه شتاب زلزله‌السترو برابر ۳/۱۳ متر بر مجذور ثانیه می‌باشد. فواصل زمانی بین نقاط شتاب‌نگاشت برابر ۰/۰۲ ثانیه است. تعداد نقاط شتاب‌نگاشت‌السترو برابر با ۱۵۶۱ نقطه می‌باشد.

در شکل (۵) طیف پاسخ غیر خطی با شکل‌پذیری ثابت سیستم‌های الاستوپلاستیک برای شتاب‌نگاشت‌السترو برای شکل‌پذیری‌های ۱، ۱/۵، ۲، ۴ و ۸ آورده شده است. این شکل از مرجع [19] برداشت شده است.

طیف پاسخ غیر خطی با شکل‌پذیری ثابت سیستم‌های الاستوپلاستیک برای شتاب‌نگاشت‌السترو با برنامه‌نویسی در محیط MATLAB و اتصال نرم‌افزار OpenSees به نرم‌افزار MATLAB محاسبه گردید. الگوریتم حل عددی محاسبه پاسخ دینامیکی سیستم‌های الاستوپلاستیک به شتاب‌نگاشت‌های مختلف به صورت پیش‌فرض در نرم‌افزار OpenSees وجود دارد و برای تکرار این کار در فرکانس‌های ۰/۰۳ هرتز تا ۰/۳ هرتز با افزایش ۰/۰۱ هرتز با برنامه‌نویسی در محیط MATLAB این کار انجام گردید.

این طیف‌ها برای شکل‌پذیری‌های ۱، ۱/۵، ۲، ۴ و ۸ و به ازای مقادیر T_n از ۰/۰۳ تا ۳ ثانیه و با افزایش ۰/۰۱ ثانیه محاسبه شده است. نمودارهای مربوط در شکل (۶) ترسیم گردیده‌اند. هر کدام از این طیف‌ها شامل ۲۹۸ نقطه می‌باشند. با مقایسه این طیف‌ها با طیف‌های متناظرشان که در شکل (۵) رسم گردیده‌اند، مشخص می‌شود که تطابق نسبتاً خوبی بین طیف‌های متناظر در این دو شکل وجود دارد. لازم به ذکر است که شکل (۵) از مرجع [19] اخذ شده است و در این مرجع ذکر نشده است که هر طیف شامل چند نقطه است. در نتیجه، علت اختلافی که بین طیف‌های این دو شکل وجود دارد می‌تواند ناشی از این موضوع باشد که تعداد نقاط طیف‌های این دو شکل با یکدیگر برابر نیستند.

در رابطه (۱)، u_m حداکثر قدر مطلق (بدون توجه به علامت جبری) ماکزیمم تغییر شکل سیستم الاستوپلاستیک ناشی از حرکت زمین است.

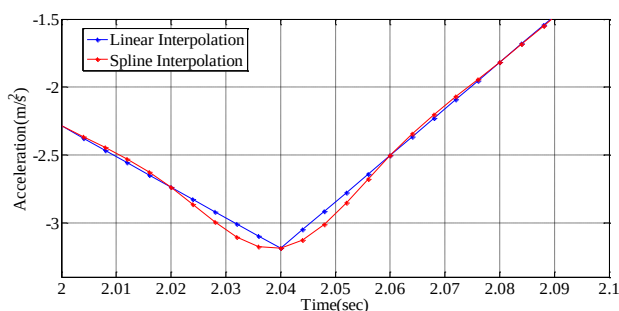
در بخش‌های بعدی، طیف پاسخ با شکل‌پذیری ثابت برای شتاب‌نگاشت‌السترو ارائه شده است. برای محاسبه این طیف بدین صورت عمل شده است. ابتدا با اختصاص عددی بسیار بزرگ برای تغییرشکل تسلیم u_y ماکزیمم جابه‌جایی سیستم محاسبه می‌گردد. این جابه‌جایی برابر با جابه‌جایی حداکثر سیستم خطی متناظر سیستم الاستوپلاستیک است. منظور از سیستم خطی متناظر سیستمی است که با سختی مشابه با سیستم الاستوپلاستیک در حین بارگذاری ابتدایی آن است و دارای جرم و میرایی یکسانی با سیستم الاستوپلاستیک باشد. در نتیجه، زمان تناوب ارتعاش طبیعی سیستم خطی متناظر در نوسانات با دامنه کوچک ($u \leq u_y$) برابر با زمان تناوب سیستم الاستوپلاستیک است. در دامنه‌های حرکت بزرگ‌تر از u_y ، زمان تناوب ارتعاش طبیعی برای سیستم‌های غیرالاستیک تعریف نمی‌شود.

بعد از اینکه تغییر شکل حداکثر سیستم متناظر خطی محاسبه شد، تغییر شکل تسلیم u_y کمی کوچک‌تر از تغییر شکل حداکثر سیستم متناظر خطی در نظر گرفته می‌شود و مقدار تغییر شکل حداکثر سیستم الاستوپلاستیک در این حالت به دست آورده می‌شود. از تقسیم این مقدار بر تغییر شکل تسلیم u_y ، شکل‌پذیری سیستم به دست می‌آید. حال این شکل‌پذیری را با شکل‌پذیری هدف مقایسه می‌کنیم، اگر کمتر از آن بود، دوباره تغییر شکل تسلیم u_y را کمی کمتر از دفعه قبل در نظر گرفته و اگر شکل‌پذیری به دست آمده بیشتر از شکل‌پذیری هدف باشد، تغییرشکل تسلیم u_y را کمی بیشتر از دفعه قبل در نظر می‌گیریم و این کار را تا آنجا تکرار می‌کنیم تا برای یک دوره تناوب خاص به شکل‌پذیری هدف برسیم. با ضرب مقدار تغییرشکل تسلیم u_y ای که منجر به شکل‌پذیری هدف می‌شود در مجذور فرکانس زاویه‌ای سیستم متناظر خطی، مقدار A_y طبق رابطه زیر به دست می‌آید:

$$A_y = \omega_n^2 \times u_y \quad (2)$$

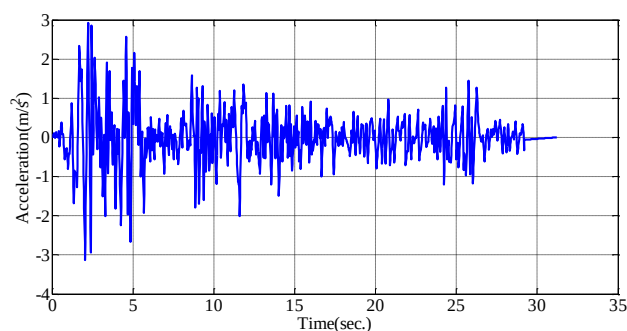
ملاحظه می‌گردد دیمانسیون A_y از جنس شتاب می‌باشد و طیف مربوط به این پارامتر مشابه سیستم‌های خطی، طیف پاسخ شبه شتاب نامیده می‌شود. در بخش‌های بعدی این مقاله، طیف پاسخ شبه‌شتاب سیستم‌های الاستوپلاستیک برای شکل‌پذیری‌های ۱، ۱/۵، ۲، ۴ و ۸ ارائه گردیده است.

دست آورده شد. به عنوان مثال، برای $n = 5$ ، یک بار با درونیابی خطی، نقاط بین ابتدا و انتهای هر بازه به دست آورده شد که در شکل (۷) با ستاره‌های آبی مشخص شده‌اند. یک بار دیگر نیز با درونیابی اسپلاین، نقاط بین ابتدا و انتهای هر بازه به دست آورده شد که در شکل (۷) با ستاره‌های قرمز مشخص شده‌اند. لازم به ذکر است که در این شکل بازه زمانی از شتاب‌نگاشت انتخاب شده است که بیشینه شتاب در آن اتفاق می‌افتد. سپس، طیف پاسخ این دو شتاب‌نگاشت که فاصله زمانی بین نقاط آن برابر 0.04 ثانیه می‌باشد، محاسبه گردید. به ازای $n = 5$ ، اگر از ابتدای بازه شروع شود، بعد از ۴ نقطه، (در حالت کلی بعد از $n-1$ نقطه) مقادیر شتاب‌هایی که از درونیابی خطی به دست می‌آیند با مقادیر متناظرشان که با درونیابی اسپلاین به دست می‌آیند، برابر خواهند شد. بدیهی است که با افزایش n ، نقاط به کار گرفته شده در روش اسپلاین، به سمت وضعیتی میل پیدا می‌کنند که مشتق اول و دوم آن‌ها در محل اتصالشان با یکدیگر برابر خواهند شد.

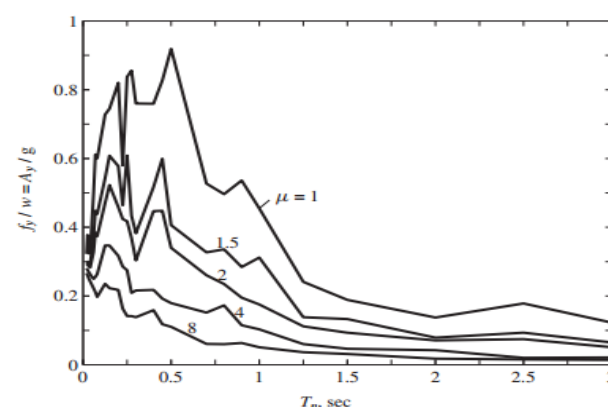


شکل ۷ قسمتی از نمودار شتاب‌نگاشت زلزله‌ی سسترو با درونیابی خطی و نیز درونیابی با تابع اسپلاین مکعبی به ازای $n = 5$ ، بیشینه شتاب‌نگاشت سسترو شامل این بازه زمانی است

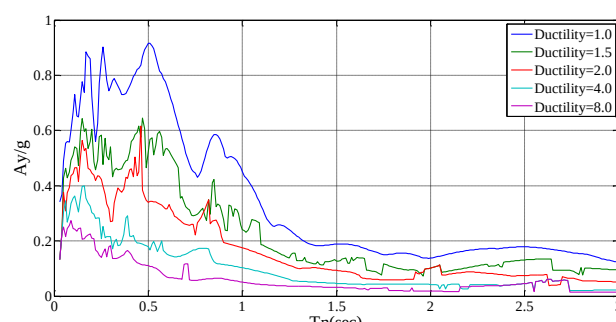
برای شتاب‌نگاشت سسترو و به ازای شکل‌پذیری‌های ۱، $1/5$ ، 2 ، 4 و 8 ، طیف پاسخ غیر خطی این شتاب‌نگاشت برای مقادیر مختلف n محاسبه شد. مانند طیف‌های رسم شده در شکل (۶)، هر طیف شامل ۲۹۸ نقطه می‌گردید. به عبارتی دیگر، بازه زمانی $0.03 \text{ sec} \leq T_n \leq 3 \text{ sec}$ و با میزان افزایش 0.01 ثانیه در نظر گرفته شده بود. به عنوان مثال، طیف پاسخ غیر خطی شبه-شتاب شتاب‌نگاشت سسترو به ازای $n = 100$ و شکل‌پذیری ۴ در شکل (۸) رسم گردیده است. منحنی آبی رنگ، معرف طیف پاسخ به دست آمده از درونیابی خطی و منحنی قرمز رنگ، معرف طیف پاسخ به دست آمده از درونیابی با تابع اسپلاین است. بیشینه اختلاف طیف به دست آمده از درونیابی اسپلاین



شکل ۴ نمودار تاریخچه زمانی شتاب‌نگاشت سسترو



شکل ۵ طیف پاسخ شبه‌شتاب سیستم‌های الاستوپلاستیک با شکل‌پذیری ثابت برای شتاب‌نگاشت سسترو، مقادیر شکل‌پذیری ۱، $1/5$ ، 2 ، 4 و 8 در نظر گرفته شده و مقدار میرایی ۵ درصد فرض شده است [19]



شکل ۶ مقادیر طیف پاسخ شبه‌شتاب سیستم‌های الاستوپلاستیک با شکل‌پذیری ثابت برای شتاب‌نگاشت سسترو، بازه 0.03 تا 3 ثانیه با افزایش 0.01 ثانیه برای دوره تناوب در نظر گرفته شد و مقدار میرایی ۵٪ فرض شده است

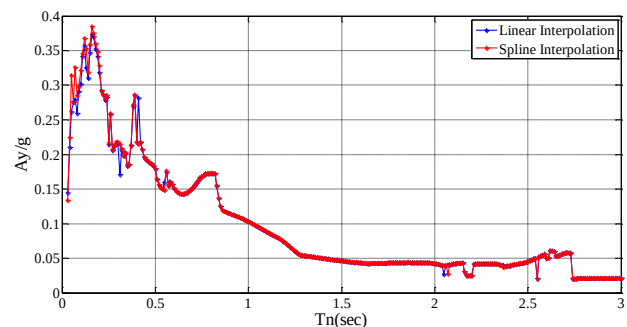
در این مرحله، برای اینکه تفاوت روش درونیابی خطی و روش درونیابی با تابع اسپلاین مشخص شود، فاصله زمانی بین نقاط شتاب‌نگاشت که برای شتاب‌نگاشت سسترو برابر 0.02 ثانیه بود، به ترتیب به 2 ، 5 ، 10 ، 20 ، 50 و 100 قسمت مساوی تقسیم گردید. سپس، یک بار با روش درونیابی خطی و بار دیگر با روش درونیابی اسپلاین نقاط بین دو نقطه شتاب‌نگاشت به

دقت در شکل (۸) مشخص می‌گردد مقدار پاسخ طیف الاستوپلاستیک در محدوده دوره تناوب‌های زیر حدود $0/3$ ثانیه نسبت به دوره تناوب‌های بیش از 2 ثانیه هم بیشتر بوده و هم حساسیت زیادی به مقدار دوره تناوب از خود نشان می‌دهد، به عبارتی دیگر رفتار غیر خطی سازه‌های بلند، پیچیدگی کمتری در مقایسه با رفتار غیر خطی سازه‌های کوتاه دارند.

در شکل‌های (۹) الی (۱۲) نمودارهای میله‌ای مقادیر بیشینه، کمینه، میانگین و انحراف معیار اختلاف طیف‌های غیر خطی شبه‌شتاب حاصل از درون‌یابی اسپلاین با طیف‌های متناظرشان که از درون‌یابی خطی به دست آمده‌اند، برای شتاب‌نگاشت السسترو رسم گردیده‌اند. با دقت در این نمودارها نتایج زیر قابل استنتاج است:

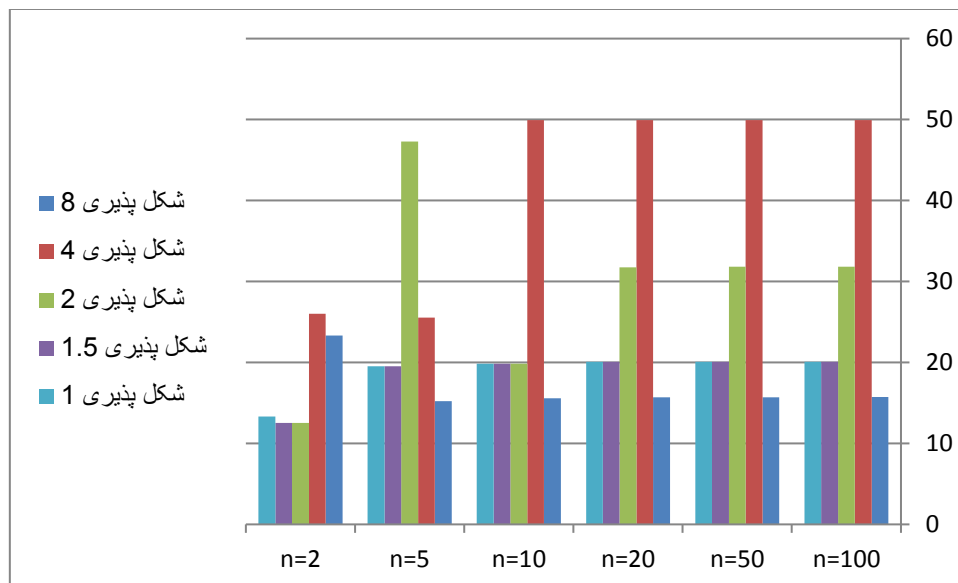
۱. با افزایش مقدار n ، مقادیر بیشینه اختلاف دو طیف به ازای یک شکل‌پذیری مشخص و معلوم، با نوساناتی چند به مقدار ثابت و معینی می‌رسد. حداکثر مقدار بیشینه اختلاف دو طیف برای شتاب‌نگاشت السسترو برابر با $49/94$ درصد است که مربوط به شکل‌پذیری 4 و $n=100$ می‌باشد. این اختلاف مربوط به دوره تناوب $2/05$ ثانیه می‌باشد.

با طیف به دست آمده از درون‌یابی خطی برابر $49/94$ درصد است که مربوط به دوره تناوب $2/05$ ثانیه می‌باشد. کمینه اختلاف طیف به دست آمده از درون‌یابی اسپلاین با طیف به دست آمده از درون‌یابی خطی نیز برابر $31/64$ درصد است که مربوط به دوره تناوب $0/03$ ثانیه می‌باشد. مقدار میانگین اختلاف طیف حاصل از درون‌یابی اسپلاین با طیف حاصل از درون‌یابی خطی برابر $0/399$ درصد است که نشان می‌دهد این دو طیف در مجموع اختلاف چندانی با یکدیگر ندارند.



شکل ۸ طیف پاسخ غیر خطی شبه‌شتاب هم‌پایه شده شتاب‌نگاشت السسترو برای شکل‌پذیری 4 و $n = 100$

با دقت در شکل (۸) مشاهده می‌شود که در دوره تناوب‌های پایین است که تفاوت این دو طیف قابل توجه است. همچنین، با



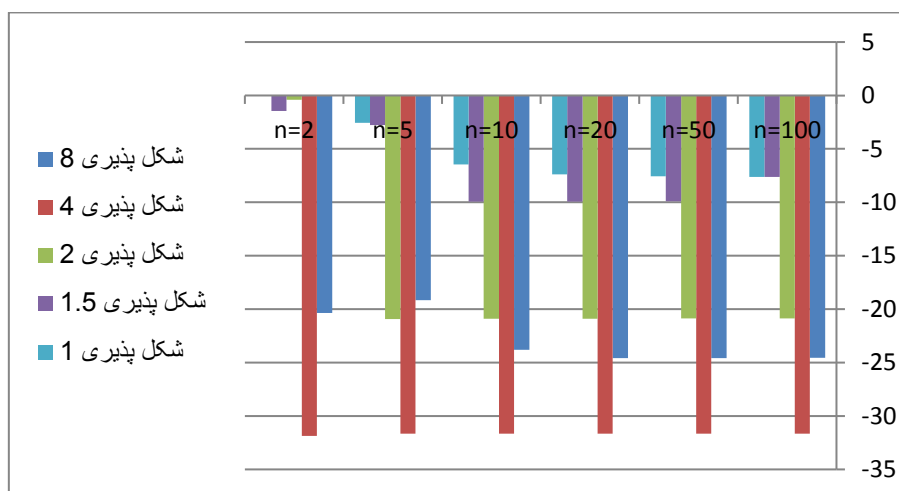
شکل ۹ مقادیر بیشینه اختلاف طیف شبه‌شتاب سیستم‌های الاستوپلاستیک با شکل‌پذیری‌های مختلف بر حسب درصد در حالت درون‌یابی با تابع اسپلاین نسبت به حالت درون‌یابی خطی به ازای تعداد تقسیمات مختلف برای شتاب‌نگاشت السسترو

است. همچنین، مشاهده می‌شود که برای شکل‌پذیری ۸ و به ازای n های برابر با ۱۰، ۲۰، ۵۰ و ۱۰۰ مقادیر میانگین اختلاف اعدادی منفی هستند. این بدان معنا است که برای این موارد، مقادیر طیف غیر خطی حاصل از درونیابی اسپلاین در مجموع کوچک‌تر از مقادیر متناظرشان هستند که از درونیابی خطی تحریک به دست آمده‌اند.

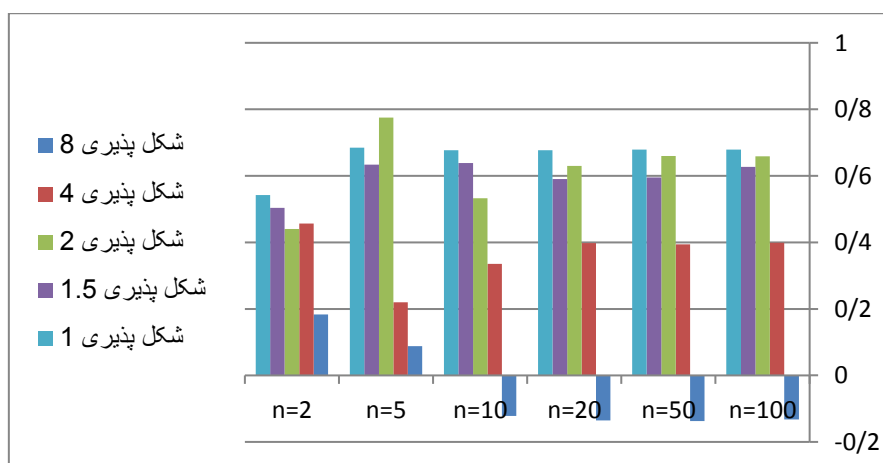
۴. با افزایش مقدار n ، مقادیر انحراف معیار اختلاف دو طیف به ازای یک شکل‌پذیری مشخص و معلوم، با نوساناتی چند به مقدار ثابت و معینی می‌رسد، هر چند برای شکل‌پذیری ۱/۵ این روند صدق نمی‌کند. حداکثر مقدار انحراف معیار اختلاف دو طیف برای شتاب‌نگاشت السسترو برابر با ۴/۴۶ درصد است که مربوط به شکل‌پذیری ۴ و $n=20$ می‌باشد.

۲. با افزایش مقدار n ، مقادیر کمینه اختلاف دو طیف به ازای یک شکل‌پذیری مشخص و معلوم، با نوساناتی چند به مقدار ثابت و معینی می‌رسد، هر چند به نظر می‌آید برای شکل‌پذیری ۱/۵ این روند چندان صدق نمی‌کند. حداکثر مقدار قدر مطلق کمینه اختلاف دو طیف برای شتاب‌نگاشت السسترو برابر با ۳۱/۶۵ درصد است که مربوط به شکل‌پذیری ۴ و $n=50$ می‌باشد. این اختلاف مربوط به دوره تناوب ۲/۰۷ ثانیه می‌باشد.

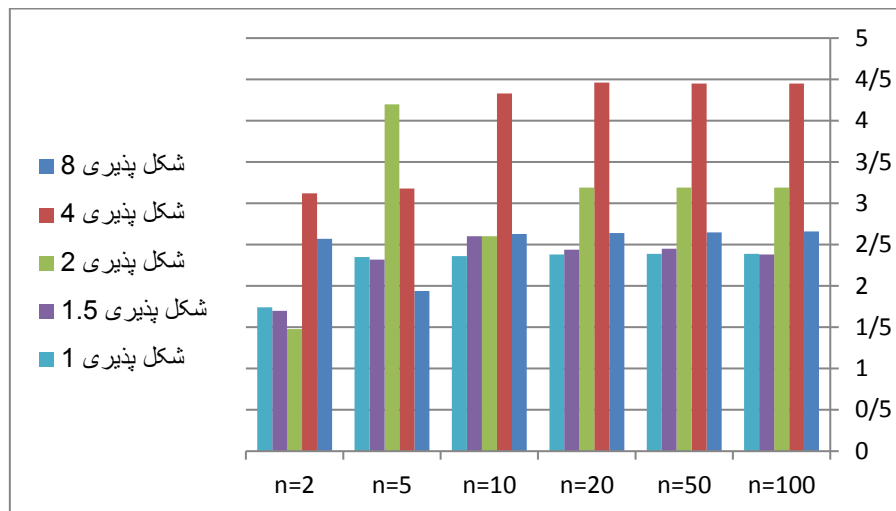
۳. با افزایش مقدار n ، مقادیر میانگین اختلاف دو طیف به ازای یک شکل‌پذیری مشخص و معلوم، با نوساناتی چند به مقدار ثابت و معینی می‌رسد. حداکثر مقدار قدر مطلق میانگین اختلاف دو طیف برای شتاب‌نگاشت السسترو برابر با ۰/۷۷۵ درصد است که مربوط به شکل‌پذیری ۲ و $n=5$ می‌باشد. مشاهده می‌گردد که حداکثر میانگین اختلاف زیر یک درصد



شکل ۱۰ مقادیر کمینه اختلاف طیف شبه‌شتاب سیستم‌های الاستوپلاستیک با شکل‌پذیری‌های مختلف برحسب درصد در حالت درونیابی باتابع اسپلاین نسبت به حالت درونیابی خطی به ازای تعداد تقسیمات مختلف برای شتاب‌نگاشت السسترو



شکل ۱۱ مقادیر میانگین اختلاف طیف شبه‌شتاب سیستم‌های الاستوپلاستیک با شکل‌پذیری‌های مختلف بر حسب درصد در حالت درونیابی با تابع اسپلاین نسبت به حالت درونیابی خطی به ازای تعداد تقسیمات مختلف برای شتاب‌نگاشت السسترو



شکل ۱۲ مقادیر انحراف معیار اختلاف طیف شبه شتاب سیستم‌های الاستوپلاستیک با شکل‌پذیری‌های مختلف بر حسب درصد در حالت درونیابی با تابع اسپالین نسبت به حالت درونیابی خطی به ازای تعداد تقسیمات مختلف برای شتاب‌نگاشت السسترو

بیشینه اختلاف دو طیف در بازه $0/03 \text{ sec} \leq T_n \leq 3 \text{ sec}$ برابر با $49/94$ درصد به دست آورده شد. مشاهده می‌گردد در بازه $0/03 \text{ sec} \leq T_n \leq 0/3 \text{ sec}$ نسبت به بازه $0/03 \text{ sec} \leq T_n \leq 3 \text{ sec}$ حداکثر بیشینه اختلاف دو طیف $84/4$ درصد افزایش یافته است.

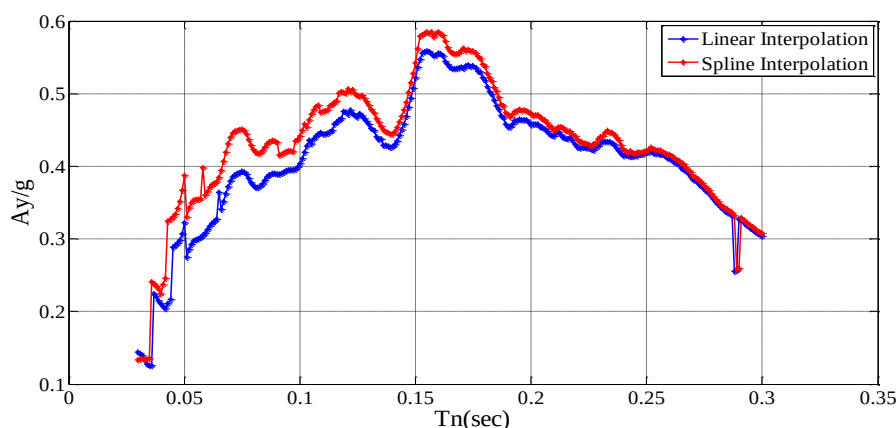
همچنین، با دقت در جدول (۱) مشاهده می‌گردد که حداکثر مقدار قدر مطلق کمینه اختلاف دو طیف در بازه $0/03 \text{ sec} \leq T_n \leq 0/3 \text{ sec}$ برابر $45/61$ درصد است که مربوط به دوره تناوب $0/266$ ثانیه است. این مقدار حداکثر مربوط به شکل-پذیری ۸ می‌باشد. در بخش قبلی، مقدار حداکثر قدر مطلق کمینه اختلاف دو طیف در بازه $0/03 \text{ sec} \leq T_n \leq 3 \text{ sec}$ برابر با $31/65$ درصد به دست آورده شد. مشاهده می‌گردد در بازه $0/03 \text{ sec} \leq T_n \leq 0/3 \text{ sec}$ نسبت به بازه $0/03 \text{ sec} \leq T_n \leq 3 \text{ sec}$ مقدار حداکثر قدر مطلق اختلاف دو طیف $44/1$ درصد افزایش یافته است.

با ملاحظه جدول (۱) مشاهده می‌گردد که مقدار حداکثر میانگین اختلاف دو طیف در بازه $0/03 \text{ sec} \leq T_n \leq 0/3 \text{ sec}$ برابر $6/52$ درصد است که مربوط به شکل‌پذیری ۸ می‌باشد. در بخش قبلی، مقدار حداکثر میانگین اختلاف دو طیف در بازه $0/03 \text{ sec} \leq T_n \leq 3 \text{ sec}$ برابر با $0/775$ درصد به دست آورده شد. مشاهده می‌گردد در بازه $0/03 \text{ sec} \leq T_n \leq 0/3 \text{ sec}$ نسبت به بازه $0/03 \text{ sec} \leq T_n \leq 3 \text{ sec}$ مقدار حداکثر قدر مطلق اختلاف دو طیف $8/41$ برابر شده است که بیانگر این موضوع

با مراجعه به شکل (۸) مشاهده می‌شود که طیف غیر خطی به دست آمده با استفاده از درونیابی اسپالین در مقایسه با طیف غیر خطی به دست آمده از درونیابی خطی، عمدتاً در دوره تناوب‌های کوچک با هم اختلاف قابل توجهی دارند. در نتیجه، تصمیم گرفته شد که بازه $0/03 \text{ sec} \leq T_n \leq 0/3 \text{ sec}$ این طیف با دقت بیشتری مورد بررسی قرار گیرد. بنابراین، در این بازه، 271 نقطه طیفی که فاصله آن‌ها از یکدیگر برابر با $0/01$ ثانیه بود محاسبه گردید. در شکل (۱۳) نمودار طیف پاسخ غیر خطی شبه شتاب هم‌پایه شده شتاب‌نگاشت السسترو برای شکل‌پذیری ۲ در بازه $0/03 \text{ sec} \leq T_n \leq 0/3 \text{ sec}$ به عنوان نمونه آورده شده است. نقاط این طیف به ازای تعداد تقسیمات برابر با $n = 100$ محاسبه شده‌اند.

در جدول (۱) مقادیر بیشینه، کمینه، میانگین و انحراف معیار اختلاف طیف شبه شتاب سیستم‌های الاستوپلاستیک با شکل-پذیری‌های ۱، $1/5$ ، ۲، ۴ و ۸ در حالت درونیابی با تابع اسپالین نسبت به حالت درونیابی خطی برای شتاب‌نگاشت السسترو به ازای تعداد تقسیمات برابر با $n = 100$ در بازه $0/03 \text{ sec} \leq T_n \leq 0/3 \text{ sec}$ آورده شده است. همچنین، نمودار میله‌ای این مقادیر هم در شکل (۱۴) رسم گردیده است. با دقت در جدول (۱) مشاهده می‌گردد که حداکثر مقدار بیشینه اختلاف دو طیف در این بازه برابر $92/09$ درصد است که مربوط به دوره تناوب $0/036$ ثانیه است. این مقدار حداکثر مربوط به شکل-پذیری‌های ۱، $1/5$ ، ۲، ۴ و ۸ می‌باشد. در بخش قبلی، مقدار حداکثر

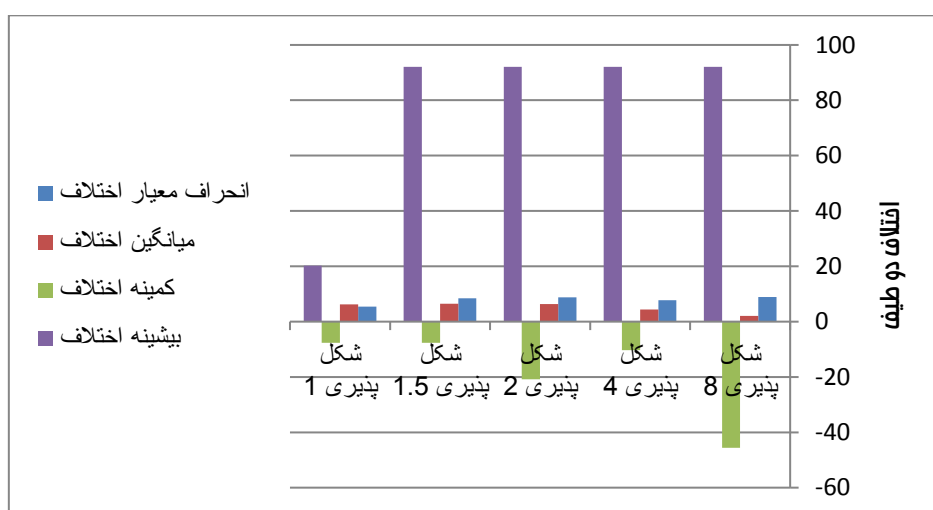
است که در محدوده دوره تناوب‌های سازه‌های سخت (بازه $0/03 \text{ sec} \leq T_n \leq 0/3 \text{ sec}$) انتظار می‌رود اختلاف دو طیف خیلی بیشتر از بازه $0/03 \text{ sec} \leq T_n \leq 3 \text{ sec}$ باشد.



شکل ۱۳ طیف پاسخ غیر خطی شبه‌شتاب هم‌پایه شده شتاب‌نگاشت السسترو برای شکل‌پذیری ۲ و $n = 100$ در بازه $0/03 \text{ sec} \leq T_n \leq 0/3 \text{ sec}$. فاصله بین نقاط طیف برابر $0/001$ ثانیه است

جدول ۱ مقادیر بیشینه، کمینه، میانگین و انحراف معیار اختلاف طیف شبه‌شتاب سیستم‌های الاستوپلاستیک با شکل‌پذیری‌های مختلف در حالت درونیابی با تابع اسپلاین نسبت به حالت درونیابی خطی برای شتاب‌نگاشت السسترو به ازای تعداد تقسیمات برابر با $n = 100$ در بازه $0/03 \text{ sec} \leq T_n \leq 0/3 \text{ sec}$

شکل‌پذیری	بیشینه اختلاف (%)	دوره تناوب مربوط به بیشینه اختلاف (ثانیه)	کمینه اختلاف (%)	دوره تناوب مربوط به کمینه اختلاف (ثانیه)	میانگین اختلاف (%)	انحراف معیار اختلاف (%)
۱	۲۰/۲۵	۰/۰۴۲	-۷/۶۱	۰/۰۳۰	۶/۲۴	۵/۴۵
۱/۵	۹۲/۰۹	۰/۰۳۶	-۷/۶۱	۰/۰۳۰	۶/۵۲	۸/۴۶
۲	۹۲/۰۹	۰/۰۳۶	-۲۰/۸۸	۰/۰۲۹۰	۶/۳۴	۸/۷۸
۴	۹۲/۰۹	۰/۰۳۶	-۱۰/۳۶	۰/۰۲۵۳	۴/۳۹	۷/۷۴
۸	۹۲/۰۹	۰/۰۳۶	-۴۵/۶۱	۰/۰۲۶۶	۲/۰۵	۸/۹۱



شکل ۱۴ نمودار مقادیر بیشینه، کمینه، میانگین و انحراف معیار اختلاف طیف شبه‌شتاب سیستم‌های الاستوپلاستیک با شکل‌پذیری‌های مختلف بر حسب درصد در حالت درونیابی با تابع اسپلاین نسبت به حالت درونیابی خطی برای شتاب‌نگاشت السسترو به ازای تعداد تقسیمات برابر با $n = 100$ در بازه

$$0/03 \text{ sec} \leq T_n \leq 0/3 \text{ sec}$$

پیشنهاد می‌شود برای تحلیل دینامیکی غیر خطی سازه‌های با دوره تناوب کمتر از 0.3 ثانیه، شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده برای تحلیل، با استفاده از روش اسپلاین مکعبی درونیابی شوند و از این شتاب‌نگاشت‌ها برای تحلیل دینامیکی غیر خطی استفاده شود، زیرا درونیابی با اسپلاین مکعبی نسبت به درونیابی خطی دقت بالاتری دارد.

مهم‌ترین اختلاف مشاهده شده بین نتایج این شتاب‌نگاشت به این صورت بود که برای شتاب‌نگاشت السنتر و در بازه $0.3/0$ تا $0.3/0.3$ ثانیه مقادیر طیفی مربوط به درونیابی اسپلاین در اکثر قریب به اتفاق موارد بیشتر از مقادیر متناظر طیفی مربوط به درونیابی خطی تحریک بود.

پیشنهاد می‌گردد در تحقیقات تکمیلی، شتاب‌نگاشت‌های بیشتری در نظر گرفته شوند. همچنین، سعی شود شتاب‌نگاشت‌هایی انتخاب شوند که فواصل زمانی بین نقاط آن‌ها $0.2/0$ ثانیه نباشد. همچنین مناسب به نظر می‌آید که رفتار غیر خطی سازه‌های چند درجه آزاد تحت شتاب‌نگاشت‌هایی که با روش درونیابی خطی و نیز درونیابی اسپلاین به وجود آمده‌اند بررسی شوند و نتایج کار با یکدیگر مقایسه شوند. در آخر پیشنهاد می‌گردد برای سازه‌های سخت که دوره تناوب اصلی آن‌ها کمتر از 0.3 ثانیه است از درونیابی اسپلاین که نسبت به درونیابی خطی دقیق‌تر می‌باشد، برای تحلیل دینامیکی غیر خطی استفاده گردد.

سپاسگزاری

همچنین، با ملاحظه جدول (۱) مشاهده می‌گردد که مقدار حداکثر انحراف معیار اختلاف دو طیف در بازه $0/0.3 \text{ sec} \leq T_n \leq 0.3 \text{ sec}$ برابر $8/91$ درصد است که مربوط به شکل‌پذیری ۸ می‌باشد. در بخش قبلی، مقدار حداکثر میانگین اختلاف دو طیف در بازه $0/0.3 \text{ sec} \leq T_n \leq 3 \text{ sec}$ برابر با $4/46$ درصد به دست آورده شد. مشاهده می‌گردد در بازه $0/0.3 \text{ sec} \leq T_n \leq 0.3 \text{ sec}$ نسبت به بازه $0/0.3 \text{ sec} \leq T_n \leq 0.3 \text{ sec}$ مقدار حداکثر انحراف معیار اختلاف دو طیف به اندازه $99/8$ درصد افزایش یافته است که نشان‌دهنده میزان پراکندگی بیشتر در محدوده دوره تناوب‌های سازه‌های سخت (بازه $0/0.3 \text{ sec} \leq T_n \leq 0.3 \text{ sec}$) است.

نتیجه‌گیری و پیشنهادات

در این مقاله، طیف غیر خطی شبه‌شتاب سیستم‌های الاستوپلاستیک برای شکل‌پذیری‌های $1/5$ ، $2/4$ و 8 برای شتاب‌نگاشت السنتر و محاسبه گردید. فاصله زمانی بین نقاط این شتاب‌نگاشت‌ها $0.2/0$ ثانیه بود. برای دقیق‌تر شدن تحلیل و کمتر کردن فاصله زمانی بین نقاط، شتاب‌نگاشت‌های جدیدی یک بار با استفاده از درونیابی خطی و بار دیگر با استفاده از درونیابی اسپلاین مکعبی ایجاد گردید. طیف غیر خطی که برای این دو نوع شتاب‌نگاشت به وجود آمده محاسبه شد، در اکثر دوره تناوب‌ها با هم چندان اختلافی نداشتند اما در دوره تناوب‌های کوچک که مربوط به سازه‌های سخت می‌باشد، میزان اختلاف قابل توجه بود. مقادیر بیشینه اختلاف دو طیف در اکثر قریب به اتفاق موارد بزرگ‌تر از قدر مطلق کمینه اختلاف بود. در نتیجه،

مراجع

- [1] S. C. Chapra, and R. P. Canale, Numerical Methods for Engineers, Fifth Edition, McGraw-Hill, New York, 2006.
- [2] R. L. Burden, and J. D. Faires, Numerical Analysis, Ninth Edition, Books/Cole, 2011.
- [3] F. Naeim, "Response of Instrumented Buildings to 1994 Northridge Earthquake," Draft Report CSMIP, 1996.
- [4] Vamvatsikos, D., and Cornell, C. A., "Applied Incremental Dynamic Analysis," *Earthquake Spectra*, vol. 20, no. 2, pp. 523-553, May 2004.
- [5] R. Yu, R. Wang, and C. Zhu, "A Numerical Method for Solving KdV Equation with Multilevel B-spline Quasi-interpolation," *Applicable Analysis*, vol. 92, no. 8, pp. 1682-1690, 2013.
- [6] S. Shojaei, S. Rostami, and A. Abbasi, "An Unconditionally Stable Implicit Time Integration Algorithm: Modified Quartic B-Spline Method," *Computers and Structures*, vol. 153, pp. 98-111,

- 2015.
- [7] H. Saffari, S. Shojaee, S. Rostami, and M. Malekinejad, "Application of Cubic Spline on Large Deformation Analysis of Structures," *International Journal of Steel Structures*, vol. 14, no.1, pp. 165-172, 2014.
- [8] S. Rostami, and S. Shojaee, "A Family of Cubic B-Spline Direct Integration Algorithms with Contorllabe Numerical Dissipation and Dispersion for Structural Dynamics," *Iranian Journal of Science and Technology, Transactions of Civil Engineering*, vol. 42, pp. 17-32, 2017.
- [9] M. Mohammadi Nia, S. Shojaee, and S. Hamzehei-Javaran, "A Mixed Formulation of B-Spline and a New Class of Spherical Hankel Shape Functions for Modeling Elastostatic Problems," *Applied Mathematical Modelling*, vol. 77, pp. 602-616, 2020.
- [10] S. H. Mahdavi, H. A. Razak, S. Shojaee, and M. S. Mahdavi, "A Comparative Study on Application of Chebyshev and Spline Methods for Geometrically Non-linear Analysis of Truss Structures," *International Journal of Mechanical Sciences*, vol. 101-102, pp. 241-251, 2015.
- [11] S. Ghazanfari, S. Hamzehei-Javaran, A. Alesadi, and S. Shojaee, "Free Vibration Analysis of Cross-Ply Laminated Beam Structures using Refined Beam Theories and B-Spline Basis Functions," *Mechanics of Advanced Materials and Structures*, pp. 467-475, 2021.
- [12] S. Rostami, and S. Shojaee, "Development of a Direct Integration Method on Quartic B-Spline Collocation Method," *Iranian Journal of Science and Technology, Transactions of Civil Engineering*, vol. 43, pp. 615-636, 2019.
- [13] S. Shahmorad, and A. Abdollahi, "A Quadrature Free Convergent Method for the Numerical Solution of Linear Fredholm Integral Equations Based on Hermite-Spline Interpolation," *Proceeding in Applied Mathematics and Mechanics*, vol. 7, Issue 1, pp. 41-42, 2007.
- [14] K. Maleknejad, and H. Derili, "Numerical Solution of Hammerstein Integral Equatins by using Combination of Spline-Collocation Method and Lagrange Interpolation," *Applied Mathematics and Computation*, vol. 190, no. 2, pp. 1557-1562, 2007.
- [15] K. Maleknejad, and H. Derili, "Numerical Solution of Integral Equatins by using Combination of Spline-Collocation Method and Lagrange Interpolation," *Applied Mathematics and Computation*, vol. 175, no. 2, pp. 1235-1244, 2006.
- [16] Z. W. Liu, R. S. Chen, and J. Q. Chen, "Adaptive Sampling Cubic-Spline Interpolation Method for Efficient Calculation of Monostatic RCS," *Microwave and Optical Technology Letters*, vol. 50, no 3, pp. 751-755, 2008.
- [17] V. S. Zhernakov, V. P. Pavlov, and V. M. Kudoyarova, "The Enhanced Spline-Method for Numerical Results of Natural Frequencies of Beams," *Procedia Engineering*, vol. 176, pp. 438-450, 2017.
- [18] D. Hanselman, and B. Littlefield, *Mastering MATLAB, A Comprehensive Tutorial and Reference*, First Edition, Prentice-Hall, 1996.
- [19] A. K. Chopra, *Dynamics of Structures, Theory and Applications to Earthquake Engineering*, Fourth Edition, Prentice-Hall, 2012.



Ferdowsi
University of
Mashhad

Journal of Ferdowsi Civil Engineering

<https://civil-ferdowsi.um.ac.ir>



Iranian
Concrete
Institute



Pavement
Engineering
Association of Iran

Dynamic Analysis of Concrete Rectangular Ground Tanks equipped with Base Isolators due to Transitional and Rotational Components of Earthquakes

Research Article

Leila Kalani Sarokolayi¹, Leila Khanmohammadi², Bahram Navayi Neya³

DOI: [10.22067/jfcej.2023.80361.1206](https://doi.org/10.22067/jfcej.2023.80361.1206)

1. Introduction

Ground water tanks that are built in buried and semi-buried ways are used for storing water to be used during peak consumption in urban water supply networks. The immediate and continuous use of these structures after the earthquake is so important, so that their importance coefficient is 1.4 in Iranian 2800 standard of seismic provision. Therefore, reducing the seismic demand by using isolators at the base level can be considered as one of the new methods of retrofitting these structures. Modeling the fluid and the effects of fluid-structure interaction, close to the reality modeling of ground motions by considering the simultaneous effect of transitional and rotational components during an earthquake and controlling the performance of additional parts such as isolators are the important issues that should be carefully considered and examined in the seismic behavior of such structures.

2. Method

To model and analyze rectangular ground water tanks, the finite element method was used in Ansys software with the capability of 3D modeling of the tank and water, taking into account the effects of their dynamic interaction and the capability of modeling the nonlinear behavior of tank and isolator materials. The tanks were modeled and analyzed in two different volumes of 500 and 1000 m³ in three empty, half-full, and full states, with and without base isolators. The behavior of water and concrete of tank is assumed to be linear, but the nonlinear behavior of the isolators in the finite element model is considered bilinear with an initial stiffness of about 9 to 16 times of after yielding stiffness. In the initial part of this research, the behavior of the lead-rubber base isolator under cyclic loading was investigated through a three-dimensional finite element model. For this purpose, the rubber's inelastic behavior model was simulated using a suitable hyperelastic model based on Ogden's criterion with the ability to consider large strains. Since 9 lead-rubber base

isolators are used in modeling the ground rectangular tank, to reduce the number of elements in the main model of the tank, an equivalent one-dimensional model, consisting of a two-node linear elastic combination element in the vertical direction and two two-node link elements in two horizontal directions, are proposed. The values of stiffness and strength of these elements are chosen in such a way that whose hysteresis behavior is equivalent to the behavior of the three-dimensional model of base isolators. Figure 1 shows the geometrical properties of the lead-rubber base isolators and their placement at the base level of the ground tank.

In order to measure the simultaneous effect of the translational and rotational components of earthquakes on the dynamic response of concrete rectangular ground tanks equipped with isolators, far-field ground motions were selected and by simultaneously using the relations of wave propagation theory and the classical relations of elasticity theory, their corresponding rotational components were produced by coding in MATLAB software. The validation of the program written in MATLAB to produce the rotational components was also checked using the available recorded data. The effects of fluid-structure interaction in the finite element model of water storage tanks were modeled using the Lagrangian-Lagrangian method. Moreover, the accuracy of finite element model was investigated using existing experimental models.

3. Results

The results show that the presence of the isolator increases the maximum horizontal displacement of the rectangular ground tanks. The amount of this increase is different according to the type of earthquake and the amount of water inside the tank. The lowest increase in displacement occurred when the tanks were half full. This issue can be attributed to the effects of surface waves created in the half-full state and the fluctuating pressures caused by the impact of the wave on the tank wall. Moreover, by increasing the volume of the tank from 500 to 1000 m³, the

*Manuscript received January 4, 2023, Revised, May 13, 2023, Accepted, November 10, 2023.

¹. Assistant professor, Department of Structural Engineering, Faculty of Civil Engineering, Tabari University, Babol

². Assistant professor, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, Payame Noor University, Tehran, Iran

³. Corresponding author, Professor, Faculty of Civil Engineering, Noshirvani University of Technology, Babol.

Email: navayi@nit.ac.ir

horizontal displacement of the tanks with the presence of the base isolator decreased. Also, the results show that the presence of the base isolators in all investigated cases of the rectangular ground tank causes an increase in the values of the base shear force and the uplift stress of the tanks. Since the isolators reduce the response of the structures by increasing their damping ratio and periods, the above results can be attributed to the low initial period of the ground tanks which place in the first part of the 2800 standard acceleration response spectrum. Figure 2 illustrates an example of the comparison of the results of the time history of base shear and uplift stress of tanks with and without the presence base isolators. The results also show that the decreasing or increasing effect of rotational components of earthquakes on the seismic response of ground tanks is very small, and in general, its effect on the seismic response of rectangular ground tanks can be ignored.

4. Conclusion

The results showed that the impact of the rotational components of the earthquakes on the seismic response of the ground water storage tanks in the full and half-full states is less than 10% and in general, its effect on the seismic response of the rectangular ground tanks can be ignored. Moreover, the use of the base isolators in this type of tanks increased the response of the tanks in all the investigated cases, so that the base shear force increased up to 4 times and the uplift stress increased between 8 to 23 times. This result can be attributed to the increase in the period of the ground tanks from the initial range of the response spectrum to the constant acceleration region of the spectrum due to the presence of the base isolators. Therefore, using base isolator in these types of structures that have a very small period can cause inappropriate effects.

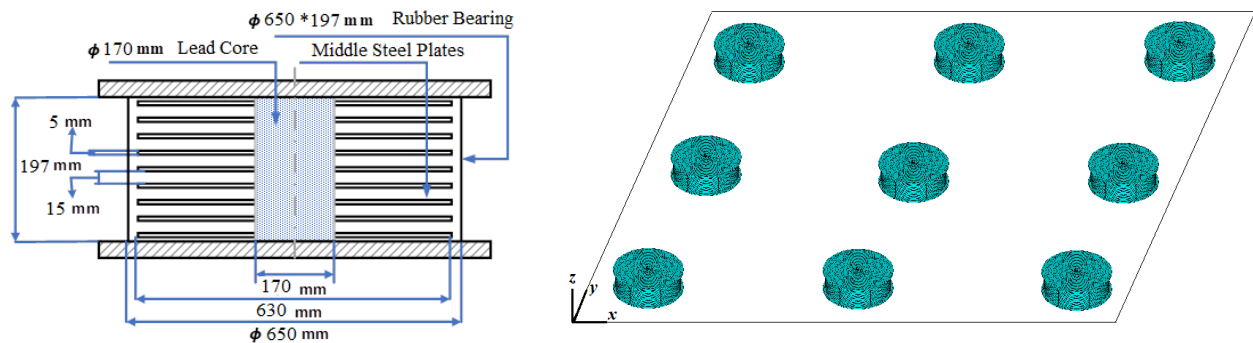


Figure 1. Geometrical properties of lead-rubber base isolators and their placement in the base level of the tank

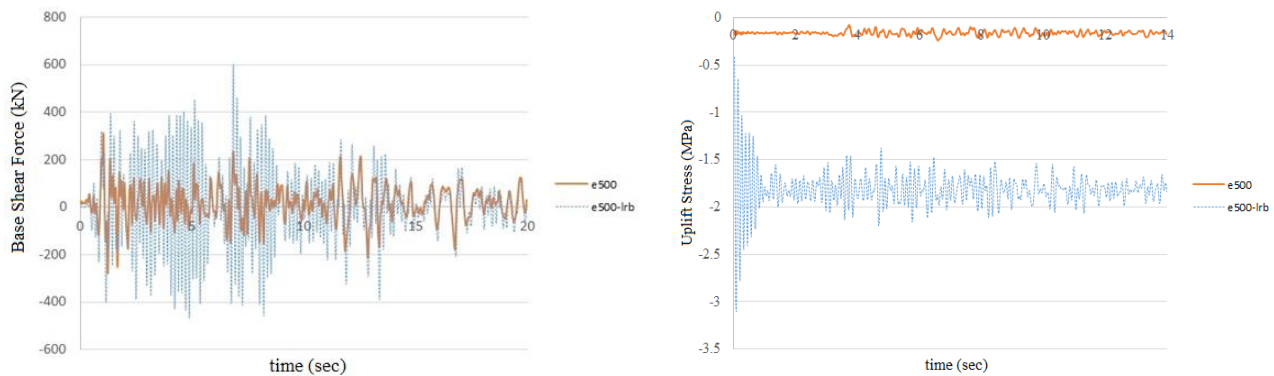


Figure 2. Comparison of base shear force and uplift stress in cases with and without base isolators



تحلیل مخازن زمینی مکعبی بتنی با جداساز پایه تحت مؤلفه‌های انتقالی و دورانی زلزله*

مقاله پژوهشی

لیلا کلانی ساروکلائی^(۱) لیلا خان محمدی^(۲) بهرام نوائی نیا^(۳)

DOI:10.22067/jfcee.2023.80361.1206

چکیده در این پژوهش رفتار مخازن بتنی زمینی مکعبی مجهز به جداساز پایه هسته سربی، تحت تحریک هم‌زمان مؤلفه‌های انتقالی و دورانی زلزله‌های حوزه دور از گسل با استفاده از تحلیل تاریخیچه زمانی غیر خطی با احتساب اندرکنش آب و سازه مورد بررسی قرار گرفته است. بدین منظور ابتدا مؤلفه دورانی سه زلزله حوزه دور با استفاده هم‌زمان از تئوری انتشار امواج و روابط تئوری الاستیسیته با کدنویسی در نرم‌افزار متلب تولید شد. سپس مخازن در دو حجم ۵۰۰ و ۱۰۰۰ مترمکعب در سه حالت خالی، نیمه‌پر و پر در نرم‌افزار اجزای محدود انسیس مدل‌سازی و از تعداد مناسبی جداساز در تراز کف استفاده گردید. در مدل‌سازی اجزای محدود جداساز، مدلی متشکل از المان‌های یک‌بعدی پیشنهاد و استفاده شده که رفتار هیستریزس آن معادل رفتار مدل سه‌بعدی جداساز لاستیکی هسته سربی می‌باشد. نتایج پژوهش نشان می‌دهد اثر کاهشی یا افزایشی مؤلفه دورانی زلزله بر پاسخ لرزه‌ای مخازن زمینی در حالت پر و نیمه‌پر کمتر از ۱۰٪ بوده و در حالت کلی می‌توان از اثر آن بر پاسخ لرزه‌ای مخازن مکعبی زمینی صرف نظر نمود. همچنین به‌کارگیری جداساز در این نوع مخازن سبب افزایش پاسخ مخازن در کلیه حالت‌های مورد بررسی شده است. به طوری که نیروی برش پایه تا ۴ برابر و تنش بلندشدگی بین ۸ الی ۲۳ برابر افزایش یافته که این اثر را می‌توان به افزایش دوره تناوب مخازن زمینی از محدوده ابتدایی طیف پاسخ به ناحیه شتاب ثابت طیف به دلیل حضور جداساز نسبت داد.

واژه‌های کلیدی مخزن مکعبی زمینی، مؤلفه دورانی، جداساز پایه، اندرکنش آب و سازه، تحلیل غیر خطی.

Dynamic Analysis of Concrete Rectangular Ground Tanks equipped with Base Isolators due to Transitional and Rotational Components of Earthquakes

Leila Kalani Sarokolayi

Leila Khanmohammadi

Bahram Navayi Neya

Abstract In this research, the behavior of concrete rectangular ground tanks equipped with lead-rubber base isolators, under the simultaneous excitation of transitional and rotational components of far-field earthquakes, has been investigated using nonlinear time history analysis including fluid-structure interaction. For this purpose, first, the rotational components of three far-field earthquakes were produced using the wave propagation and elasticity theory relations by coding in MATLAB software. Then, tanks were modeled and analyzed in two different volumes of 500 and 1000 m³ in three empty, half-full, and full states in Ansys finite element software and an appropriate number of base isolators were used at the base elevation. In the finite element modeling of the base isolator, a model consisting of one-dimensional elements is proposed and used, that whose hysteresis behavior is equivalent to the behavior of the three-dimensional model of the lead-rubber base isolators. The results of the research show that the decreasing or increasing effect of the rotational components of the earthquakes on the seismic response of the ground tanks in full and half-full states is less than 10%, and in general, its effect on the seismic response of the rectangular ground tanks can be ignored. Also, the use of isolators in this type of tanks has increased the response of the tanks in all the examined states. So that the base shear force has increased up to 4 times and the uplift stress has increased between 8 and 23 times, which can be attributed to the increase in the period of ground tanks from the initial range of the response spectrum to the constant acceleration region of the spectrum due to the presence of the base isolator.

Key words Rectangular ground tank, Rotational component, Base isolator, Fluid-Structure interaction, Nonlinear analysis.

* تاریخ دریافت مقاله ۱۴۰۱/۱۰/۱۴ و تاریخ پذیرش آن ۱۴۰۲/۸/۱۹ می‌باشد.

(۱) استادیار، گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، موسسه آموزش عالی طبری، بابل.

(۲) استادیار، گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه پیام نور، تهران.

(۳) نویسنده مسئول، استاد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل، بابل.

مقدمه

مخازن زمینی آب که به دو صورت مدفون و نیمه‌مدفون ساخته می‌شوند به منظور ذخیره‌سازی آب برای جبران تغییرات تقاضای آب، کاهش نوسانات فشار آب در شبکه توزیع و همچنین فراهم نمودن آب مورد نیاز اطفای حریق، استمرار آبرسانی در زمان اوج مصرف در شبکه‌های آبرسانی شهری و توزیع آن در هنگام قطع برق و حوادث احتمالی مورد استفاده قرار می‌گیرند. استفاده بی‌وقفه از این سازه‌ها پس از وقوع زلزله اهمیت فراوانی داشته، به طوری که ضریب اهمیت آن‌ها در استاندارد ۲۸۰۰ ایران حداکثر و برابر ۱/۴ در نظر گرفته می‌شود. پیچیدگی رفتار مخازن به دلیل وجود آب و اثرات اندرکنش دینامیکی آب و سازه از یک سو و ناشناخته بودن مشخصه‌های حرکت زمین در هنگام وقوع زلزله از سوی دیگر توجه بسیاری از محققان را به بررسی رفتار لرزه‌ای این گونه سازه‌ها معطوف نموده است.

هاسکینز [1]، ژاکوبسن [2] و هاوسنر [3] از اولین محققانی بودند که به بررسی رفتار دینامیکی مخازن حاوی سیال پرداختند و الگوهایی متشکل از جرم و فنر را برای در نظر گرفتن اثرات ضربه و نوسان ناشی از حرکت مایع درون مخزن با یک‌سری فرضیات ساده شونده پیشنهاد دادند. با پیشرفت تکنولوژی و استفاده از نرم‌افزارهای پیشرفته اجزای محدود با قابلیت تحلیل غیر خطی و نیز افزایش امکانات آزمایشگاهی، پژوهشگران بسیاری تحلیل دینامیکی خطی و غیر خطی انواع مختلف مخازن زمینی و هوایی با در نظر گرفتن اثرات اندرکنش آب و مخزن و همچنین خاک و مخزن را به روش‌های عددی مورد توجه قرار دادند. در این میان می‌توان به مطالعه تجربی رفتار لرزه‌ای مخازن استوانه‌ای توسط کلاف و همکاران [4]، طراحی لرزه‌ای مخازن ذخیره مایعات توسط هارون و هاوسنر [5]، بررسی رفتار لرزه‌ای پیچشی مخازن هوایی به منظور توسعه کدهای آیین-نامه‌ای توسط داتا [6]، ارزیابی تقاضای لرزه‌ای مخازن آب هوایی بتن مسلح با و بدون احتساب اثرات اندرکنش آب و سازه و توالی لرزه‌ای توسط شکیب و همکاران [7,8]، بررسی رفتار لرزه‌ای مخازن هوایی بتن مسلح تحت خصوصیات و الگوهای متفاوت زلزله توسط جبار و پاتل [9]، تحلیل دینامیکی مخازن مکعبی بتن مسلح با احتساب اثرات اندرکنش خاک، سازه و سیال توسط خوبانی و همکاران [10]، بررسی حالت‌های خسارت تسلیم و فروریزش مخازن آب هوایی با پایه قاب خمشی بتن مسلح توسط

لخاده و کیومار [11]، ارزیابی رفتار دینامیکی مخازن روزمینی انعطاف‌پذیر توسط رحیم‌زاده رفویی [12]، تعیین ضریب رفتار و اثرات شش مؤلفه‌ای حرکت زمین در مخازن آب هوایی توسط کلانی و همکاران [13,14] و بررسی اثر مقطع دیوار و نسبت میرایی بر روی پاسخ‌های لرزه‌ای مخازن مستطیلی ذخیره آب توسط قدس و اصفهانی [15] اشاره نمود. اثر مؤلفه‌های دورانی حرکت زمین به هنگام وقوع زلزله بر پاسخ لرزه‌ای سازه‌ها و میزان تأثیرپذیری سازه از این مؤلفه‌ها، یکی از مسائلی است که در اکثر آیین‌نامه‌های طراحی و نیز در تحقیقات گذشته چندان مورد توجه قرار نگرفته است. اما به دلیل اهمیت بررسی اثر مؤلفه‌های دورانی بر پاسخ لرزه‌ای سازه‌ها از یک طرف و مشکلات ثبت مؤلفه‌های دورانی با دستگاه‌های استاندارد لرزه‌نگاری از طرف دیگر، در سال‌های اخیر به تولید این مؤلفه‌ها با استفاده مؤلفه‌های انتقالی موجود و اعمال آن بر سازه‌های مختلف پرداخته شد. نیومارک [16]، تریفیوناک و همکاران [17,18]، لی و لیانگ [19]، هانگ نان لی و همکاران [20] و سایر محققان با روش‌های مختلف به تولید مؤلفه‌های دورانی با استفاده از تئوری‌های موجود پرداختند که هر یک دارای مزایا و معایبی است. کلانی ساروکلاپی و نوایی‌نیا [21] با بررسی و مقایسه پاسخ لرزه‌ای مخازن با و بدون اعمال مؤلفه دورانی زلزله، به این نتیجه رسیدند که مؤلفه‌های دورانی در شرایط خاص می‌توانند تأثیرات قابل توجهی بر پاسخ مخازن داشته باشند. کلانی ساروکلاپی [22] به بررسی اثر مؤلفه‌های دورانی حرکت زمین بر پاسخ غیر خطی سدهای بتنی وزنی پرداخت و نشان داد که مؤلفه دورانی در اکثر مواقع اثر فزاینده و در موارد خاصی اثر کاهنده بر پاسخ این سازه‌ها دارند. آشتیانی و سینگ [23] نشان دادند اثر مؤلفه‌های دورانی حرکت زمین بر روی سازه‌ها به ویژه سازه‌های بلند می‌تواند بسیار زیاد باشد اما این اثر با افزایش سرعت موج برشی کاهش می‌یابد. هریسچیان و شکیب [24] به بررسی روش‌های تولید مؤلفه‌های دورانی زلزله و ارزیابی اثر آن‌ها بر رفتار سازه‌ها پرداختند و نتیجه گرفتند که میزان مشارکت این مؤلفه‌ها در تحریک لرزه‌ای برخی سازه‌های بلند، می‌تواند به اندازه اثر مؤلفه‌های انتقالی و یا حتی بیشتر از آن باشند. دادپناه [25] تأثیر مؤلفه‌های دورانی حرکت زمین را در مخازن هوایی بتنی قابی با احتساب اندرکنش سازه، سیال و خاک بررسی نمود و نشان داد که در اکثر مواقع، مؤلفه‌های دورانی حرکت زمین باعث افزایش

در نظر گرفتن اندرکنش سازه و سیال به روش لاگرانژی- لاگرانژی پرداختند. ایشان نشان دادند که افزایش شتاب زاویه‌ای مؤلفه دورانی زلزله‌های حوزه نزدیک، سبب تضعیف اثر کاهشی جداساز پایه بر پاسخ لرزه‌ای مخازن می‌گردد.

با توجه به تحقیقات پیشین، تحلیل دینامیکی غیر خطی مخازن زمینی دارای جداساز پایه با در نظر گرفتن اثر مؤلفه دورانی زلزله و اعمال اثر اندرکنش سازه و سیال مورد مطالعه قرار نگرفته است. بنابراین در پژوهش حاضر، مؤلفه دورانی زلزله‌های دور از گسل با استفاده هم‌زمان از تئوری انتشار امواج و روابط تئوری الاستیسیته تولید می‌شود. در مدل‌سازی اجزای محدود جداسازها نیز مدلی متشکل از المان‌های یک بعدی ارائه شده که رفتار هیستریزس آن معادل رفتار مدل سه بعدی جداساز لاستیکی هسته سربی می‌باشد. در نهایت پاسخ دینامیکی مخازن زمینی مکعبی بتنی مجهز به جداساز با در نظر گرفتن اثر اندرکنش سازه و سیال، تحت اثر هم‌زمان مؤلفه‌های انتقالی و دورانی زلزله مورد بررسی قرار خواهد گرفت.

روش پژوهش

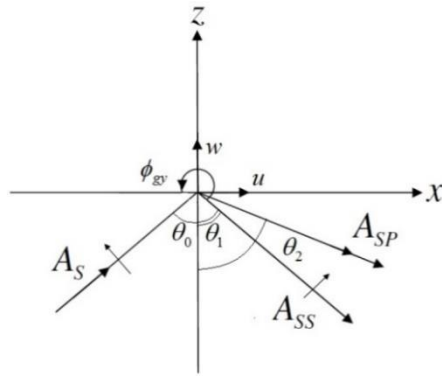
روش‌های گوناگونی برای حل مسائل اندرکنش جامد و سیال وجود دارد که شامل روش جرم افزوده، روش اویلری- لاگرانژی و روش لاگرانژی- لاگرانژی می‌باشد. روش معمول در مدل‌سازی سازه‌های با تغییر شکل کوچک، روش لاگرانژی می‌باشد. در روش لاگرانژی- لاگرانژی که در پژوهش حاضر مورد استفاده قرار گرفته است، سرگذشت یک ذره در طول زمان مورد بررسی قرار می‌گیرد و مجهول مورد نظر در سیال و جامد، تغییر مکان‌های گرهی المان می‌باشد. لذا از فرمول‌بندی واحد در سیال و جامد استفاده می‌شود. در این حالت، معادله دینامیکی حاکم به صورت معادله (۱) بیان می‌شود:

$$[M]\ddot{u}(t) + [C]\dot{u}(t) + [K]u(t) = P(t) \quad (1)$$

که در آن $[M]$ ، $[C]$ و $[K]$ به ترتیب ماتریس جرم، میرایی و سختی، $u(t)$ بردار تغییر مکان نسبی سازه و $P(t)$ بردار بار گرهی مؤثر ناشی از زلزله می‌باشد. ماتریس جرم سیستم یک ماتریس قطری بوده که درایه‌های غیر از قطر اصلی آن صفر می‌باشد. ماتریس سختی کل سیستم نیز از سر هم نمودن ماتریس سختی المان‌های سازه و سیال به وجود آمده است. در روش لاگرانژی، به منظور اعمال قید عدم چرخش در المان‌های سیال از ضرایب

پاسخ تغییر مکان تاج سد و تنش در این نوع مخازن می‌شود. همچنین او نشان داد که مدل‌سازی اندرکنش خاک و سازه نیز می‌تواند در میزان تأثیرگذاری مؤلفه دورانی حرکت زمین بر پاسخ مخزن، تأثیرگذار باشد.

با توجه به اهمیت خدمت‌رسانی مخازن بعد از وقوع زلزله، راهکار کاهش نیاز لرزه‌ای این گونه سازه‌ها نیز در سال‌های اخیر مورد توجه محققان قرار گرفته است. یکی از روش‌های نوین کاهش نیاز لرزه‌ای، به‌کارگیری جداساز در تراز پایه و یا در نقاط خاصی در ارتفاع سازه می‌باشد. کیم و لی [26] با مطالعه آزمایشگاهی بر روی مخازن مایع جداسازی شده به‌وسیله جداسازهای لاستیکی، کاهش قابل توجهی را در پاسخ دینامیکی مخازن مشاهده نمودند. شنتون و هامپتون [27] به بررسی پاسخ لرزه‌ای مخازن هوایی پرداختند و نتایج مخزن جداسازی شده را با حالت بدون جداساز مقایسه نموده و نتیجه گرفتند که جداسازی پایه نقش مؤثری بر کاهش پاسخ لرزه‌ای مخازن هوایی به خصوص در حجم‌های کوچک‌تر دارد. شیرمالی و جانگید [28-30] در تحقیقات گسترده‌ای به بررسی رفتار لرزه‌ای مخازن هوایی و زمینی جداسازی شده با انواع جداسازهای الاستومری و لغزشی پرداختند. ایشان در مطالعات خود با صرف نظر از اثرات اندرکنش سازه و سیال، مدل‌سازی سیال داخل مخزن به‌صورت جرم‌های متمرکز و صلب فرض کردن عملکرد جداسازها در جهت قائم، مخازن را تحت تحریک واقعی زلزله بررسی نمودند. نتایج تحقیقات ایشان کاهش قابل توجه پاسخ لرزه‌ای مخازن هوایی با به‌کارگیری جداساز در تراز پایه را نشان می‌دهد. شاکری و همکاران [31]، رفتار لرزه‌ای مخزن استوانه‌ای دارای جداساز پایه را به روش اجزای محدود و با در نظر گرفتن المان‌های پوسته‌ای برای سازه و اعمال شرایط مرزی برای سیال مورد بررسی قرار دادند. ایشان نتیجه گرفتند که با به‌کارگیری جداساز، حداکثر نیروی برش پایه کاهش و تأثیر جداساز با افزایش انعطاف‌پذیری آن افزایش می‌یابد. مسلمی و کیانوش [32] تحقیقاتی در خصوص به‌کارگیری جداساز هسته سربی در مخازن بتنی هوایی انجام دادند. تحقیقات ایشان نشان می‌دهد که استفاده از جداساز می‌تواند نقش به‌سزایی بر کاهش پاسخ این نوع مخازن داشته باشند. علاوه بر این تعداد و محل قرارگیری جداسازها نیز می‌تواند بر پاسخ مخازن تأثیرگذار باشد. کلانی و همکاران [33] به بررسی اثر هم‌زمان مؤلفه‌های انتقالی و دورانی زلزله‌های حوزه دور و نزدیک گسل بر پاسخ لرزه‌ای مخازن بتنی هوایی دارای شافت مرکزی مجهز به جداساز پایه هسته سربی با



شکل ۱ نحوه برخورد موج S و انتشار امواج بازتابی ناشی از آن در سطح زمین [22]

$$\psi_S = A_S \exp i\omega \left(\frac{\sin\theta_0}{\beta} x - \frac{\cos\theta_0}{\beta} z - t \right) \quad (5)$$

$$\varphi_{SP} = A_{SP} \exp i\omega \left(\frac{\sin\theta_1}{\alpha} x + \frac{\cos\theta_1}{\alpha} z - t \right) \quad (6)$$

$$\psi_{SS} = A_{SS} \exp i\omega \left(\frac{\sin\theta_0}{\beta} x + \frac{\cos\theta_0}{\beta} z - t \right) \quad (7)$$

که در آن‌ها α و β به ترتیب سرعت انتشار امواج طولی و امواج برشی می‌باشند.

تغییر مکان u و w در سطح زمین با استفاده از روابط (۸) و (۹) بر حسب توابع پتانسیل روابط (۵) تا (۷) به دست می‌آیند:

$$u = \frac{\partial \varphi_{SP}}{\partial x} + \frac{\partial (\psi_S + \psi_{SS})}{\partial z} \quad (8)$$

$$w = \frac{\partial \varphi_{SP}}{\partial z} - \frac{\partial (\psi_S + \psi_{SS})}{\partial x} \quad (9)$$

با استفاده از شرط مرزی تنش برشی صفر در سطح زمین و نیز رابطه کلاسیک تئوری الاستیسیته بین دوران و تغییر مکان، مؤلفه گهواره‌ای حرکت زمین به صورت رابطه (۱۰) به دست می‌آید:

$$\varphi_{gy} = \frac{i\omega}{C_x} w \quad (10)$$

که در آن C_x سرعت ظاهری امواج می‌باشد.

$$C_x = \frac{\beta}{\sin\theta_0} \quad (11)$$

با تغییر متغیر $x = \sin\theta_0$ ، از روابط (۱۲) و (۱۳) برای محاسبه زاویه موج حادث استفاده می‌شود:

$$G_a = \frac{2x\sqrt{1-K^2x^2}}{K(1-2x^2)} \quad \theta_0 < \theta_c \quad (12)$$

جریمه و به منظور جلوگیری از به وجود آمدن سختی کاذب ناشی از آن از تکنیک کاهش نقاط انتگرال‌گیری استفاده می‌شود. علاوه بر این به منظور در نظرگیری اثر امواج سطحی، ماتریس سختی المان‌های سطح سیال به ماتریس سختی کل اضافه می‌گردد. ماتریس میرایی سیستم نیز با استفاده از رابطه (۲) به ماتریس جرم و سختی آن مرتبط می‌شود:

$$[C] = a[M] + b[K] \quad (2)$$

که در آن:

$$a = 2\omega_1 \xi_1 - (\omega_1^2 b) \quad (3)$$

$$b = 2 \frac{(\xi_1 \omega_1 - \xi_2 \omega_2)}{(\omega_1^2 - \omega_2^2)} \quad (4)$$

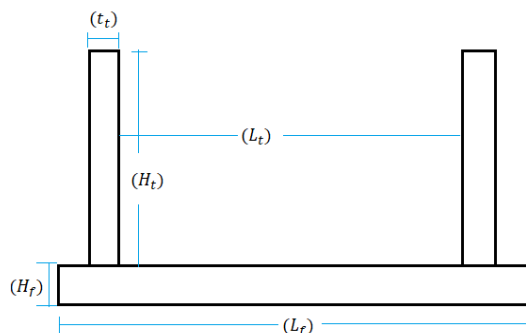
در روابط فوق ω_1 و ω_2 شکل مودهای ارتعاشی سیستم و ξ_1 و ξ_2 ضرایب میرایی نظیر آن‌ها می‌باشند که در این پژوهش ۵٪ فرض شده است. برای حل معادله دینامیکی حاکم رابطه (۱) از روش شتاب ثابت نیومارک استفاده شده است.

در پژوهش حاضر، مؤلفه‌های دورانی حرکت زمین با استفاده از مؤلفه‌های انتقالی آن و همچنین با استفاده هم‌زمان از روابط تئوری الاستیسیته و تئوری انتشار امواج تولید شده است [22]. برای این منظور از تابع پتانسیل حرکت موج S که از مرکز کانونی زمین‌لرزه ساطع و به سمت سطح زمین حرکت می‌نماید استفاده می‌شود. شکل (۱) نحوه برخورد و انتشار موج حادث S با سطح زمین را نشان می‌دهد. در این شکل، A_S دامنه موج حادث، A_{SP} و A_{SS} دامنه امواج بازتاب شده SP و SS و زاویه‌های θ_0 ، θ_1 و θ_2 به ترتیب زاویه امواج S، SS و SP با محور قائم z در سطح زمین می‌باشند. همچنین مؤلفه‌های انتقالی u و w و مؤلفه گهواره‌ای نظیر φ_{gy} ناشی از انتشار موج حادث S در صفحه $y = 0$ نیز در این شکل نشان داده شده است. لازم به ذکر است که در شکل (۱) زوایای موج حادث θ_0 و موج SS بازتابیده شده θ_1 با هم برابر و نیز زاویه موج بازتابیده SP برابر θ_2 می‌باشد. برای موج هارمونیک با سرعت زاویه‌ای ω ، تابع پتانسیل تغییر مکان حرکت موج بر حسب مختصات مکانی و زمان به صورت روابط (۵) الی (۷) بیان می‌شود [22]:

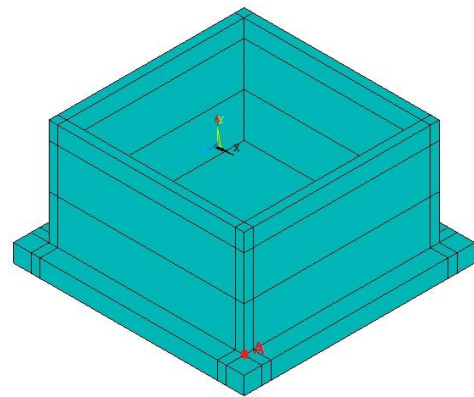
مدل اجزای محدود مخزن، سیال و جداساز لرزه‌ای

در پژوهش حاضر، به منظور مدل سازی و تحلیل مخازن مکعبی زمینی از روش اجزای محدود در نرم افزار انسیس (۲۰۱۲) استفاده شده است. این نرم افزار قابلیت مدل سازی سه بعدی مخزن و آب و لحاظ نمودن اثرات اندرکنش دینامیکی آن ها و نیز قابلیت مدل سازی رفتار غیر خطی مصالح مخزن و جداساز را داراست. علاوه بر این می توان اثر اعمال هم زمان مؤلفه های انتقالی و دورانی شتاب زمین در مواقع زلزله را در تحلیل تاریخیچه زمانی لحاظ نمود.

مخازن مورد بررسی در دو حجم متفاوت ۵۰۰ و ۱۰۰۰ مترمکعب در سه وضعیت خالی، نیمه پر و پر، یک بار با جداساز و بار دیگر بدون جداساز پایه مدل سازی و تحلیل شده اند. شکل (۲) مدل هندسی مخزن زمینی مکعبی را به صورت شماتیک نشان می دهد. پارامترهای هندسی مخازن مورد بررسی نیز در جدول (۱) ارائه شده است. در حالت پر و نیمه پر، ارتفاع آب درون مخزن به ترتیب ۵ متر و ۲/۵ متر در نظر گرفته شده و ارتفاع آزاد مخزن ۰/۵ متر فرض شده است.



(ب)



(الف)

شکل ۲ مدل مخزن مکعبی زمینی، (الف) مدل سه بعدی، (ب) ابعاد هندسی

جدول ۱ ابعاد هندسی مخازن مکعبی برحسب (m)

فونداسیون			مخزن			حجم مخزن (m ^۳)
عرض (B _f)	طول (L _f)	ارتفاع (H _f)	ضخامت جدار (t _t)	ضلع (L _t)	ارتفاع (H _t)	
۱۱	۱۱	۱	۰/۵	۱۰	۵/۵	۵۰۰
۱۵	۱۵	۱	۰/۵	۱۴	۵/۵	۱۰۰۰

$$G_a = -\frac{2x\sqrt{K^2x^2 - 1}}{iK(1 - 2x^2)} \quad \theta_0 > \theta_c \quad (۱۳)$$

که در آن ها $G_a = R_w/R_u$ نسبت دامنه مؤلفه قائم به دامنه مؤلفه افقی حرکت زمین، $K = \alpha/\beta$ و $\theta_c = \arcsin(\frac{\beta}{\alpha})$ زاویه بحرانی موج حادث می باشد.

به منظور محاسبه تاریخیچه زمانی گهواره ای حرکت زمین، می توان رابطه (۱۰) را به صورت رابطه (۱۴) بازنویسی نمود:

$$\phi_{gy}(t) = \left(\frac{\omega}{c_x} R_w\right) (e^{(\frac{\pi}{2} + \theta_w)i}) \quad (۱۴)$$

در رابطه فوق R_w و θ_w به ترتیب دامنه و فاز فرکانسی مؤلفه قائم حرکت زمین می باشند که از طیف محتوای فرکانسی مؤلفه انتقالی w به دست می آیند. رابطه (۱۴) نشان می دهد که طیف مؤلفه گهواره ای دارای دامنه ای برابر با $\frac{\omega}{c_x} R_w$ بوده و اختلاف فاز آن ها با مؤلفه انتقالی w برابر $\frac{\pi}{2}$ می باشد. در پژوهش حاضر جهت تولید مؤلفه دورانی با استفاده از روابط فوق، از کدنویسی در نرم افزار متلب انجام شده است.

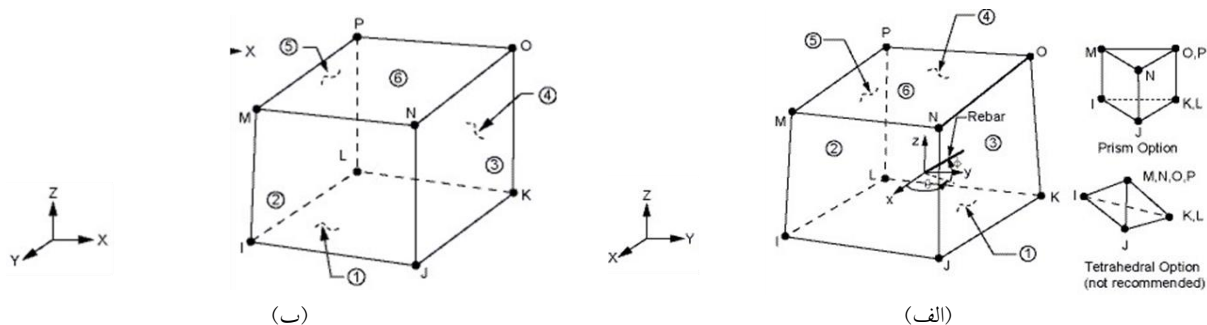
اجزای محدود المان‌های آب و مخزن در شکل (۳) نشان داده شده است.

جداساز لاستیکی هسته سربی شامل یک هسته سربی است که در داخل لایه‌هایی از جنس لاستیک و صفحات فولادی محصور شده است. هسته سربی در جداسازهای لاستیکی با تسلیم شدن در زمان ارتعاش، میزان میرایی را افزایش داده و سختی جانبی اولیه سازه جداسازی شده را تأمین می‌کند. بخش لاستیکی این تجهیزات وظیفه تأمین نیروی بازگرداننده را پس از پایان ارتعاش سازه به عهده دارد و دیسک‌های فولادی بین بخش‌های لاستیکی وظیفه تأمین سختی قائم جداساز را عهده‌دار می‌باشند. رفتار هیستریزس این جداسازها را می‌توان به صورت دو خطی با سختی اولیه‌ای در حدود ۹ تا ۱۶ برابر سختی پس از تسلیم آن‌ها در نظر گرفت [34]. شکل (۴) رفتار غیر خطی جداساز لاستیکی هسته سربی را نشان می‌دهد.

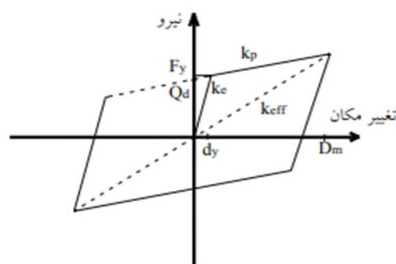
با توجه به مطالعات و تحلیل‌های اولیه انجام شده در پژوهش حاضر مشخص گردید که به دلیل حضور جداساز، رفتار مخازن وارد ناحیه غیر خطی نمی‌شود، بنابراین رفتار بتن مخازن خطی فرض شده است. دیواره‌های مخزن به صورت طره‌ای بوده و آب داخل مخزن نیز تراکم‌پذیر و رفتار آن خطی در نظر گرفته شده است. مشخصات مصالح به کار رفته شامل بتن، فولاد و آب در جدول (۲) ارائه شده است. به منظور مدل‌سازی اجزای محدود آب، از المان سه بعدی مبتنی بر روش لاگرانژی Fluid80 با هشت گره و سه درجه آزادی در هر گره و قابلیت مدل‌سازی اثر امواج سطحی و برای مدل‌سازی مخزن از المان هشت گرهی بتن مسلح SOLID65 با قابلیت مدل‌سازی فولاد به صورت در صد حجمی استفاده شده است. به منظور اعمال شرط مرزی اندرکنش بین آب و مخزن، نقاط نظیر سازه و سیال در جهت نرمال با یکدیگر درگیر شده و در جهت مماس آزادی حرکت در نظر گرفته شده است. مشخصات

جدول ۲ مشخصات مصالح

مصالح	مدول الاستیسیته/مدول بالک (N/m ^۲)	جرم حجمی (kg/m ^۳)	نسبت پواسون
بتن	2×10^{10}	۲۴۰۰	۰/۲۷
فولاد	2×10^{11}	۷۸۰۰	۰/۳
آب	$2/2 \times 10^9$	۱۰۰۰	-



شکل ۳ مشخصات اجزای محدود: (الف) المان Solid65، (ب) المان Fluid80



شکل ۴ رفتار غیر خطی جداساز لاستیکی با هسته سربی [34]

ارائه و مورد استفاده قرار گرفته است. این مدل معادل، به صورت ترکیبی از یک المان فنر الاستیک خطی دو گرهی COMBIN14 در جهت قائم و دو المان میله دو گرهی LINK180 در دو راستای افقی در نظر گرفته شده است. مقادیر سختی و مقاومت تسلیم این المان‌ها به گونه‌ای انتخاب شده که رفتار هیستریزیس مدل معادل ارائه شده با رفتار مدل سه بعدی جدا ساز هسته سربی مطابقت داشته باشد. بدین منظور، برای المان COMBIN14 مقدار سختی قائم $K_v = 600 \text{ kN/mm}$ و برای المان LINK180 نیروی مقاوم تسلیم $Q_y = 224 \text{ kN}$ ، سختی الاستیک $K_e = 17 \text{ kN/mm}$ و سختی پلاستیک $K_p = 2 \text{ kN/mm}$ انتخاب گردید. اثر افزایش میرایی ناشی از حضور جداساز با در نظر گرفتن رفتار غیر خطی جداساز مطابق شکل (۴) به صورت میرایی هیستریزیس در ماتریس میرایی لحاظ خواهد شد. ابعاد هندسی جداساز استوانه‌ای سه بعدی و مدل اجزای محدود دو بعدی پیشنهادی پژوهش حاضر در شکل (۵) و جانمایی جداسازها در کف مخزن در شکل (۶) نشان داده شده است.

شکل (۷) مدل اجزای محدود مخزن زمینی مکعبی را در دو حالت مخزن خالی با تکیه‌گاه صلب و مخزن پر جداسازی شده نشان می‌دهد. در شکل (۷-الف) گره‌های زیر فونداسیون مخزن گیردار در نظر گرفته شده و در شکل (۷-ب) در ۹ نقطه در زیر فونداسیون از المان‌های میله و فنر معادل به منظور مدل‌سازی جداساز استفاده شده است.

جدول ۳ مقادیر بهینه ثابت‌های الاستیک (pa) با استفاده هم‌زمان از سه داده تجربی [37,38]

α_1	μ_1	α_2	μ_2	α_3	μ_3
۱/۵۲	۴۸۳۳۸۷	-۱/۷۸	-۲۱۶۳۴	۵/۹۳	۱۸۸

جدول ۴ مشخصات مصالح جداساز هسته سربی [32]

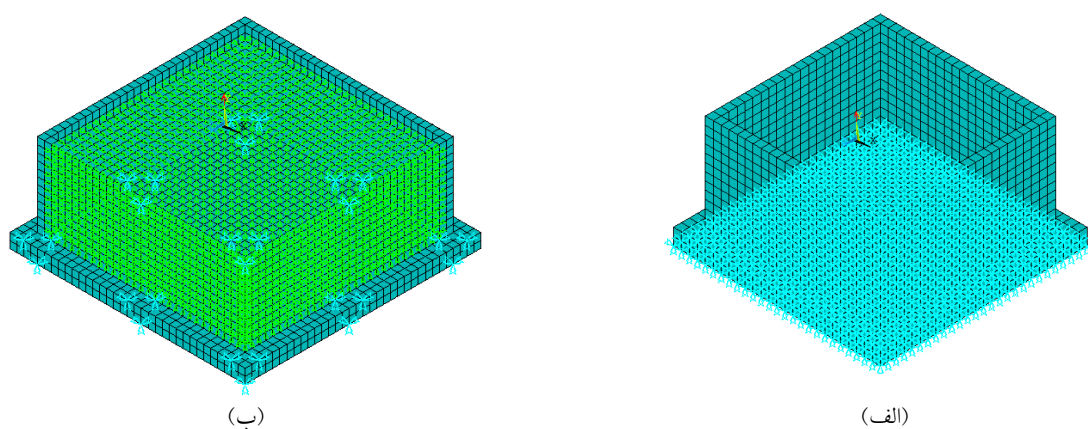
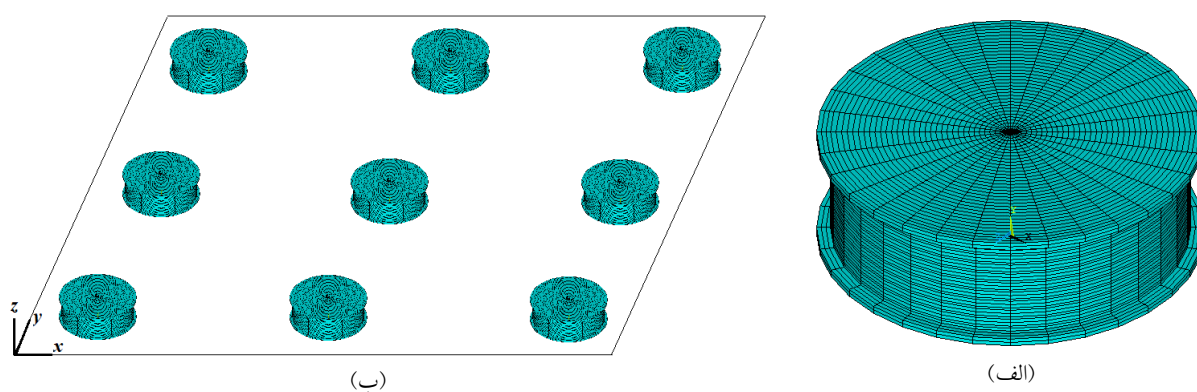
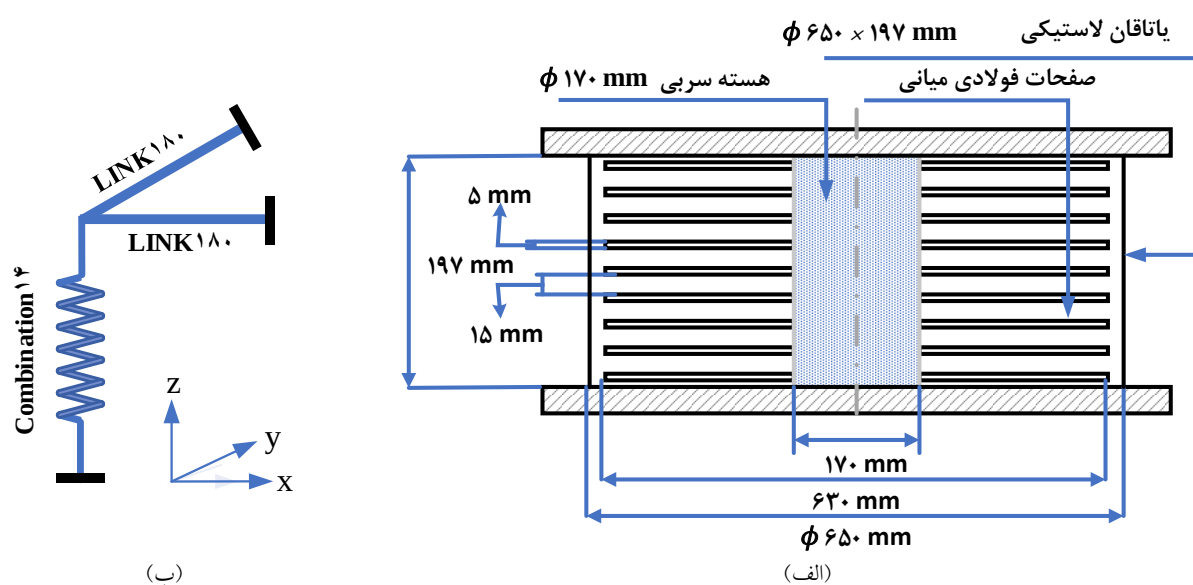
نسبت پواسون	جرم حجمی (kg/m^3)	مدول مماسی (N/m^2)	تنش تسلیم (N/m^2)	مدول الاستیسیته/مدول برشی (N/m^2)	مصالح
۰/۴۴	۱۱۳۰۰	$4/5 \times 10^7$	$1/2 \times 10^7$	$1/6 \times 10^{10}$	سرب
۰/۲۸	۷۸۵۰	$2/5 \times 10^{10}$	$2/75 \times 10^8$	$2/05 \times 10^{11}$	فولاد
۰/۴۹۹	۱۱۵۰	-	-	$3/9 \times 10^5$	لاستیک

در مرحله اولیه این پژوهش، رفتار جداساز لاستیکی هسته سربی تحت بارگذاری چرخه‌ای از طریق یک مدل اجزای محدود سه بعدی دقیق مورد بررسی قرار گرفت. بدین منظور مدل رفتاری لاستیک با استفاده از یک مدل هاپیرالاستیک مناسب بر اساس معیار اوگدن با قابلیت در نظر گرفتن کرنش‌های بزرگ شبیه‌سازی شد [35,36]. در این پژوهش از مدل انرژی پتانسیل کرنشی اوگدن مرتبه ۳ استفاده شده است که به صورت رابطه (۱۵) بیان می‌شود:

$$W = \sum_{i=1}^3 \frac{\mu_i}{\alpha_i} (\bar{\lambda}_1^{\alpha_i} + \bar{\lambda}_2^{\alpha_i} + \bar{\lambda}_3^{\alpha_i} - 3) + \sum_{k=1}^3 \frac{1}{d_k} (J - 1)^{2k} \quad (15)$$

که در آن $\bar{\lambda}$ مقادیر کرنش‌های اصلی بوده و پارامترهای α و μ ثابت‌های مواد لاستیکی هستند که از داده‌های تجربی تنش-کرنش به دست می‌آیند. در پژوهش حاضر، مقادیر بهینه این ثابت‌ها بر اساس مراجع [37,38] در جدول (۳) آورده شده است. پارامتر J نسبت حجم تغییر شکل یافته به حجم اولیه لاستیک است که با توجه به فرض تراکم‌ناپذیری برای لاستیک هاپیر، مقدار این پارامتر، یک در نظر گرفته شده و عبارت دوم رابطه (۱۵) در محاسبات بی‌تأثیر خواهد شد. برای مدل سازی اجزای محدود سه بعدی هسته سربی، فولاد و لاستیک از المان Solid185 با قابلیت مدل‌سازی رفتارهای پلاستیک و هاپیرالاستیک استفاده شده است. رفتار غیر خطی فولاد و سرب نیز با استفاده از مدل الاستوپلاستیک دوخطی بر اساس معیار تسلیم فون میزس و خواص مصالح فولادی، سرب و لاستیک بر اساس مقادیر جدول (۴) در نظر گرفته شده است.

در پژوهش حاضر به منظور کاهش حجم محاسبات، برای مدل سازی اجزای محدود هر جدا ساز هسته سربی، المان‌های یک بعدی معادل با جداساز استوانه‌ای سه بعدی مرجع [32]



شکل ۷ مدل اجزای محدود مخزن مکعبی در (الف) حالت خالی بدون جداساز، (ب) حالت پر جداسازی شده

آنالیز حساسیت و تعیین تعداد المان‌های مورد نیاز

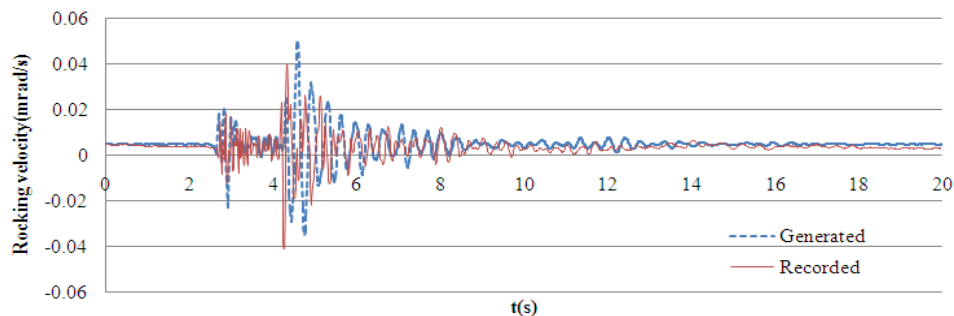
برای رسیدن به دقت قابل قبول در حل مسائل عددی و جلوگیری از حجم محاسبات بالا، لازم است تعداد المان‌های مورد نیاز جهت مدل‌سازی سازه مورد نظر تعیین گردد. برای این منظور آنالیز حساسیت نسبت به یکی از پارامترهای موجود انجام می‌پذیرد. در این تحقیق برای مخزن خالی و مخزن حاوی آب، آنالیز حساسیت نسبت به متغیر تغییر مکان انجام شده و تعداد المان‌های مورد نیاز جهت کاهش حجم محاسبات و افزایش دقت محاسبه گردیده است. با توجه به نتایج این آنالیز، در حالت مخزن خالی، المان به طول ۰/۵ متر و در حالت مخزن پر، المان‌های مخزن و سیال به طول ۱ متر قابل قبول بوده و سرعت و دقت قابل قبولی را نشان می‌دهند.

صحت‌سنجی

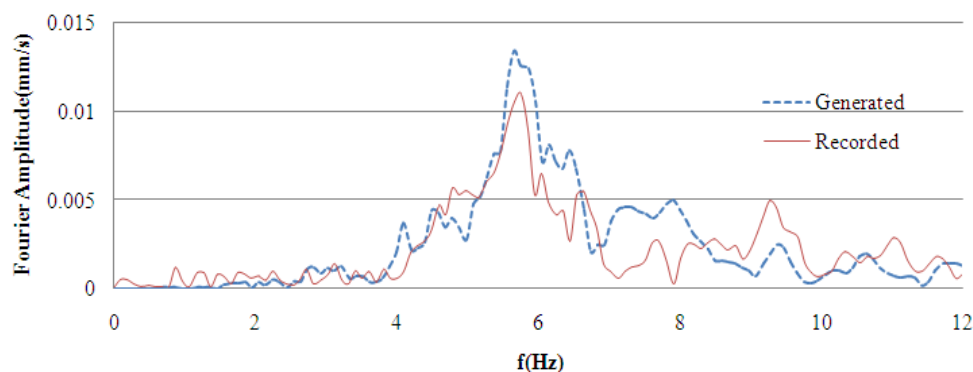
در این بخش از پژوهش حاضر صحت عملکرد برنامه مربوط به تولید مؤلفه دورانی زلزله در نرم‌افزار متلب و مدل‌سازی اجزای محدود مخازن و جداساز در نرم‌افزار انسیس به شرح زیر مورد بررسی قرار گرفته است.

تولید مؤلفه دورانی

به‌منظور بررسی صحت عملکرد برنامه نوشته شده در نرم‌افزار متلب برای تولید مؤلفه دورانی از داده‌های ثبت شده توسط شتاب‌نگارهای دورانی S-5-S استفاده شده است. این نوع شتاب‌نگار، جدیدترین نوع شتاب‌نگارهای دورانی است که توسط کلب و همکاران [39] در منطقه کاروینا از کشور چک نصب و راه‌اندازی شده و در سال ۲۰۱۱ اولین سری نتایج ثبت‌شده توسط آن، از آزمایش انفجار معدن استخراج گردیده است. این دستگاه علاوه بر ثبت سرعت و تغییر مکان انتقالی، دوران و سرعت زاویه‌ای حرکت زمین را نیز ثبت می‌کند که بیشترین مقدار ثبت شده توسط آن تا کنون در حدود 1 mrad/s^2 و فاصله مرکز سطحی آن‌ها نیز در حدود ۲ الی ۱۰ km می‌باشد. شکل (۸) سرعت‌های انتقالی ثبت شده توسط لرزه‌نگار S-5-S و تولید شده در پژوهش حاضر و شکل (۹) طیف محتوای فرکانسی سرعت دورانی ثبت و تولید شده را نشان می‌دهد. نتایج به‌دست آمده دارای ضریب همبستگی ۰/۸۳۳ می‌باشند که نشان دهنده تطابق و دقت نسبتاً مناسب روش مورد استفاده در پژوهش حاضر می‌باشد.



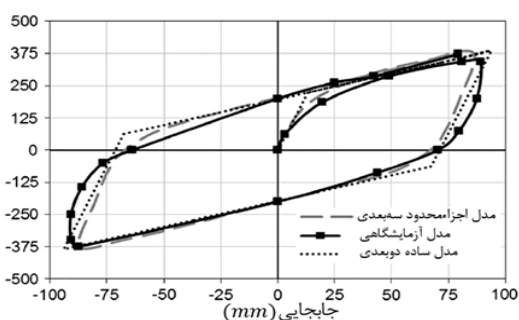
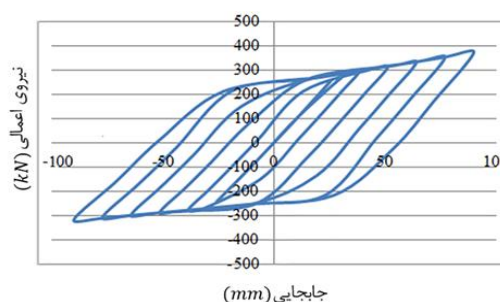
شکل ۸ تاریخچه زمانی سرعت دورانی به دست آمده در پژوهش حاضر و ثبت شده



شکل ۹ طیف محتوای فرکانسی سرعت دورانی به دست آمده در پژوهش حاضر و ثبت شده

مدل اجزای محدود و عملکرد جداساز هسته سربی

در پژوهش حاضر به منظور کنترل صحت عملکرد مدل یک‌بعدی ارائه شده برای جداساز هسته سربی، منحنی هیستریزیس مربوط به المان میله و فنر معادل با منحنی هیستریزیس جداساز هسته سربی سه بعدی با مقیاس واقعی مطابق مرجع [32] مورد مقایسه قرار گرفته است. نتایج مطابق شکل (۱۰) نشان دهنده تطابق بسیار مناسب نتیجه مدل ساده ارائه شده در پژوهش حاضر با مدل سه بعدی جداساز هسته سربی می‌باشد.

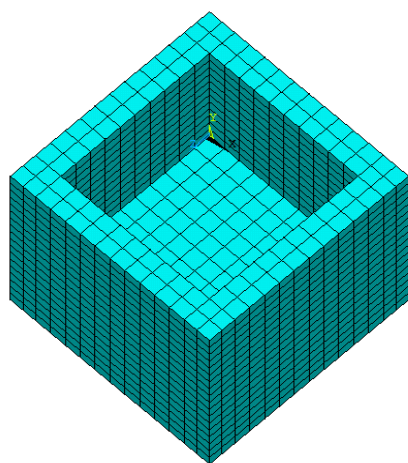


شکل ۱۰ منحنی هیستریزیس: (الف) جداساز هسته سربی با مقیاس واقعی و در حالت سه بعدی مرجع [32]، (ب) المان میله و فنر پژوهش حاضر

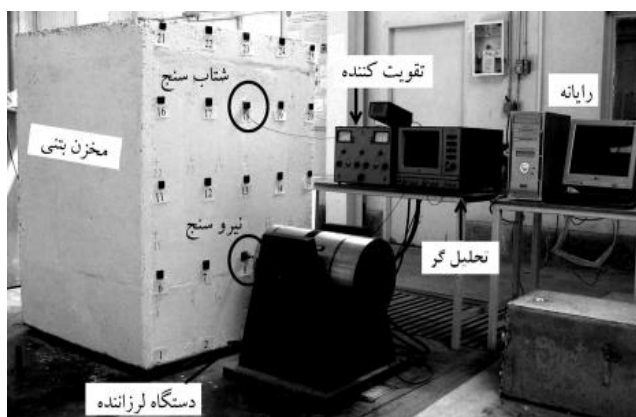
مدل سازی اجزای محدود مخازن

از آنجایی که دقت تحلیل دینامیکی مخازن ذخیره آب به رفتار ارتعاشی سیستم آب و سازه وابسته است، در این بخش به صحت‌سنجی رفتار ارتعاشی مخازن با نتایج مدل آزمایشگاهی و تحلیلی مرجع [40] پرداخته شده است. در این مرجع یک مخزن مکعبی بتنی به طول و عرض $1/3$ ، ارتفاع $1/5$ متر، ضخامت دیوار و کف 165 میلی‌متر به صورت آزمایشگاهی و تحلیلی تحت آنالیز مودال قرار گرفته و مقادیر بسامدهای طبیعی مودهای اول و دوم ارتعاش آن برای حالت‌های مختلف تراز آب مخزن محاسبه شده است. در پژوهش حاضر به منظور صحت‌سنجی، یک مخزن مکعبی با مشخصات هندسی و مکانیکی مشابه مرجع [40] در نرم‌افزار انسیس مدل شده و مقادیر بسامدهای به دست آمده با نتایج این مرجع مورد مقایسه قرار گرفته است. شکل (۱۱) مدل آزمایشگاهی مرجع [40] و مدل اجزای محدود پژوهش حاضر را نشان می‌دهد.

نتایج صحت‌سنجی تغییرات بسامد با تغییر ارتفاع آب مخزن در شکل (۱۲-الف) آمده است. همچنین شکل (۱۲-ب) نشان می‌دهد که تغییرات بسامد مود اول با تغییر تراز آب در مخازن 500 و 1000 متر مکعبی پژوهش حاضر نیز از همین روند نزولی تبعیت می‌کند.



(ب)

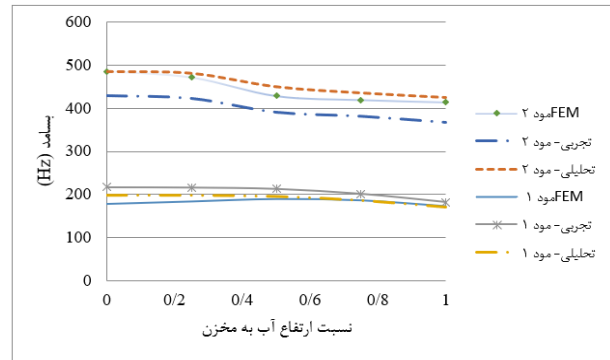


(الف)

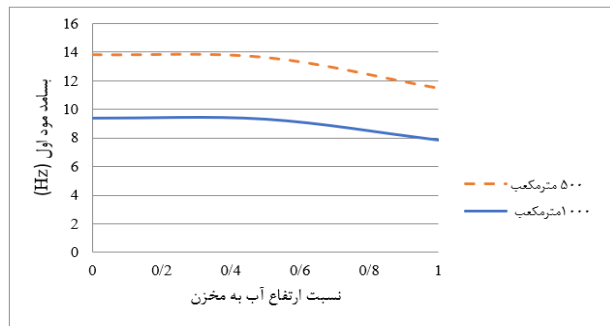
شکل ۱۱ (الف) مدل آزمایشگاهی مرجع [40]، (ب) مدل اجزای محدود پژوهش حاضر در انسیس

مشخصات زلزله‌های مورد بررسی

در پژوهش حاضر از بین ۲۰ زوج شتاب‌نگاشت حوزه دور از گسل، سه زوج شتاب‌نگاشت مطابق جدول (۵) که دارای شتاب دورانی قابل ملاحظه‌ای نسبت به سایر شتاب‌نگاشت‌ها می‌باشند، استفاده شده است. فاصله مرکز سطحی این زلزله‌ها بیشتر از ۱۵ کیلومتر است تا اثر عواملی مانند وجود حرکت پالس‌گونه با پریود بلند در ابتدای رکوردها و تجمع انرژی و انتقال آن در مدت زمان کوتاه تفاوت‌های حائز اهمیتی بر پاسخ لرزه‌ای مخازن ایجاد نکند. بدین ترتیب امکان بررسی دقیق‌تر تغییرات پاسخ لرزه‌ای مخازن تحت اثر مؤلفه دورانی رکوردهای زلزله و حضور جداساز بدون تداخل اثرات حوزه نزدیک میسر خواهد شد. بیشترین مقادیر سرعت و شتاب دورانی سه زلزله مورد بررسی و بسامد غالب مؤلفه‌های انتقالی و دورانی آن‌ها در جدول (۶)، ارائه شده است. به‌عنوان نمونه شتاب‌نگاشت تولیدشده مؤلفه دورانی زلزله ال‌سنترو در شکل (۱۳) آمده است.



(الف)



(ب)

شکل ۱۲ صحت‌سنجی مدل اجزای محدود، (الف) مخزن با ابعاد مرجع [40]، (ب) مخازن ۵۰۰ و ۱۰۰۰ متر مکعبی مورد استفاده در پژوهش حاضر

جدول ۵ مشخصات زلزله‌های مورد استفاده در پژوهش حاضر

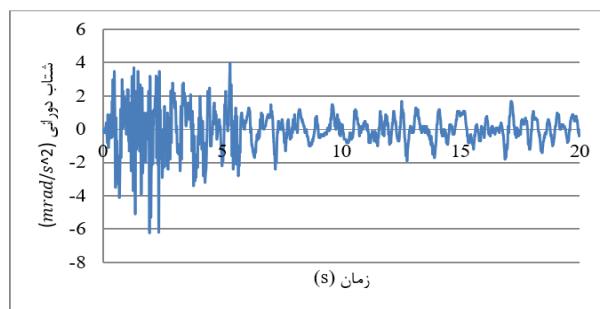
زلزله (زمان وقوع)	ایستگاه	فاصله مرکز سطحی (km)	مؤلفه ثبت شده	PGA (g)	سرعت موج برشی (m/s)
ال‌سنترو (۱۹۵۱/۰۱/۲۴)	117 El Centro Array #9	۲۸/۲۴	قائم	۰/۰۱۳	۲۱۳/۴
			N - S	۰/۰۲۹	
تفت (۱۹۵۲/۰۷/۲۱)	Lincoln School Tunnel	۳۵/۰۰	قائم	۰/۱۰۵	۳۸۵/۴
			S69E	۰/۱۷۹	
طیس (۱۹۷۸/۰۹/۱۶)	Boshrooyeh	۷۴/۶۶	قائم	۰/۰۶۹	۳۳۸/۶
			طولی	۰/۱۰۹	

جدول ۶ بیشترین شتاب زاویه‌ای، سرعت زاویه‌ای و فرکانس غالب مؤلفه‌های انتقالی و دورانی زلزله‌ها

زلزله	ال‌سنترو	تفت	طیس
$\ddot{\theta}_{\max} \left(\frac{\text{mrad}}{s^2} \right)$	-۶/۱۷	۱۵/۶۰	-۱۰۸/۵۰
$\dot{\theta}_{\max} \left(\frac{\text{mrad}}{s} \right)$	-۰/۰۳	-۰/۰۴	۰/۳۸
بسامد غالب (Hz)	۴/۴۵	۲/۳۰	۰/۹۰
مؤلفه قائم	۲/۲۵	۴/۴۰	۷/۴۰
مؤلفه طولی	۱/۶۵	۱/۳۰	۰/۸۸
مؤلفه گهواره‌ای			

نتایج تحلیل مودال

دوره تناوب دو مود اول ارتعاشی در تحلیل مودال مخازن مورد بررسی مطابق جدول (۷) و (۸) می‌باشد. ضرایب میرایی رایلی برای حالت‌های مختلف مخازن محاسبه و در این جداول ارائه شده است. شکل مودهای ارتعاشی مخزن در دو حالت خالی و پر نیز در شکل (۱۴) نشان داده شده است.



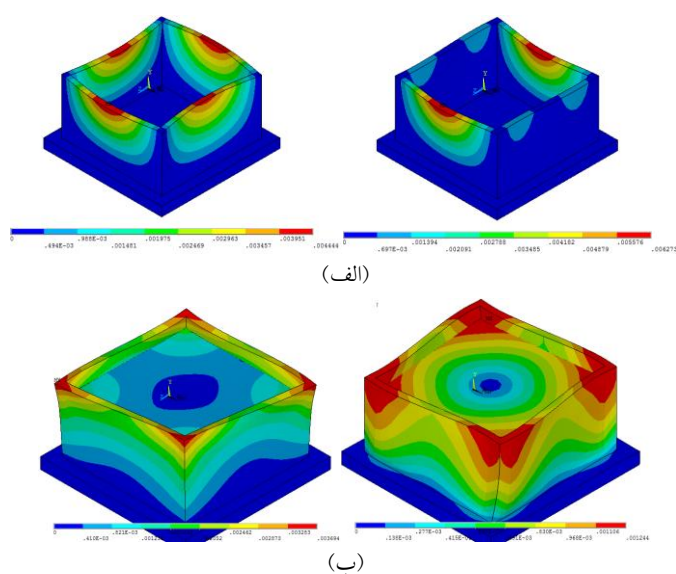
شکل ۱۳ شتاب‌نگاشت تولیدشده مؤلفه دورانی زلزله‌سسترو در پژوهش حاضر

جدول ۷ دوره تناوب دو مود اول ارتعاش و ضرایب میرایی رایلی مخزن مکعبی بدون جداساز

	مخزن $1000 m^3$			مخزن $500 m^3$		
	خالی	نیمه‌پر	پر	خالی	نیمه‌پر	پر
مود ۱	۰/۱۰۶۷	۰/۱۰۷۵	۰/۱۲۶۸	۰/۰۷۲۵	۰/۰۷۳۵	۰/۰۸۷۲
مود ۲	۰/۰۴۹۲	۰/۰۴۹۶	۰/۰۵۹۲	۰/۰۲۸۶	۰/۰۲۸۹	۰/۰۳۴۵
a	۴/۰۵۰۰	۳/۹۹۰۰	۳/۳۸۰۰	۶/۲۶۰۰	۶/۱۴۰۰	۵/۱۶۰۰
b	۰/۰۰۰۵۳	۰/۰۰۰۵۴	۰/۰۰۰۶۴	۰/۰۰۰۳۲	۰/۰۰۰۳۳	۰/۰۰۰۴

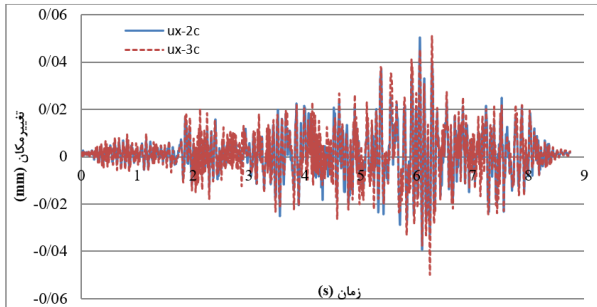
جدول ۸ دوره تناوب دو مود اول ارتعاش و ضرایب میرایی رایلی با جداساز

	مخزن $1000 m^3$			مخزن $500 m^3$		
	خالی	نیمه‌پر	پر	خالی	نیمه‌پر	پر
مود ۱	۰/۱۵۵۱	۰/۱۱۱۰	۰/۱۱۸۲	۰/۱۶۴۲	۰/۱۷۲۱	۰/۱۶۲۱
مود ۲	۰/۱۰۰۹	۰/۰۹۵۲	۰/۱۰۷۰	۰/۰۸۶۰	۰/۰۸۸۴۰	۰/۱۲۶۵
a	۲/۴۵۸۰	۳/۰۶۵۰	۲/۸۰۰۰	۲/۵۲۲۰	۲/۴۲۴۰	۲/۱۷۸۰
b	۰/۰۰۰۹۷	۰/۰۰۰۸۱	۰/۰۰۰۸۹	۰/۰۰۰۸۹	۰/۰۰۰۹۲	۰/۰۰۱۳

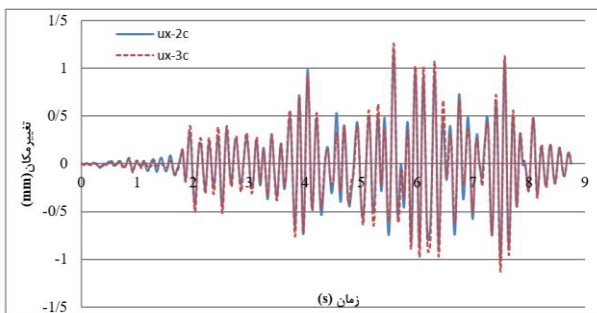


شکل ۱۴ دو مود اول ارتعاشی مخزن با تکیه‌گاه صلب، (الف) در حالت مخزن خالی، (ب) در حالت مخزن پر

مختلف مورد بررسی در جدول (۱۱) ارائه شده است. در این جدول، ۲C نتایج مربوط به تحلیل تحت دو مؤلفه انتقالی و ۳C نتایج مربوط به تحلیل هم‌زمان تحت دو مؤلفه انتقالی و یک مؤلفه دورانی زلزله می‌باشد. لازم به ذکر است که مقادیر بیشینه در حالت‌های مختلف در زمان‌های مختلف اتفاق می‌افتد.



شکل ۱۵ تاریخچه زمانی تغییر مکان افقی مخزن با حجم ۵۰۰ متر مکعب در حالت خالی و بدون جداساز- زلزله طبس

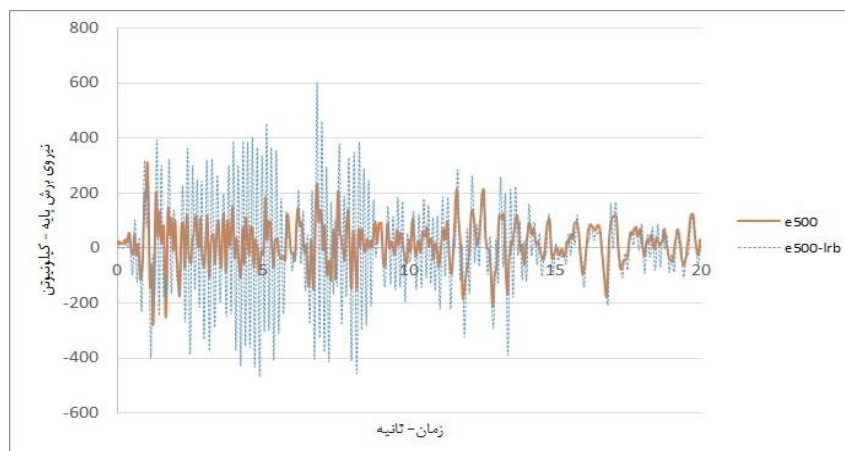


شکل ۱۶ تاریخچه زمانی تغییر مکان افقی مخزن با حجم ۵۰۰ متر مکعب در حالت خالی و با جداساز- زلزله طبس

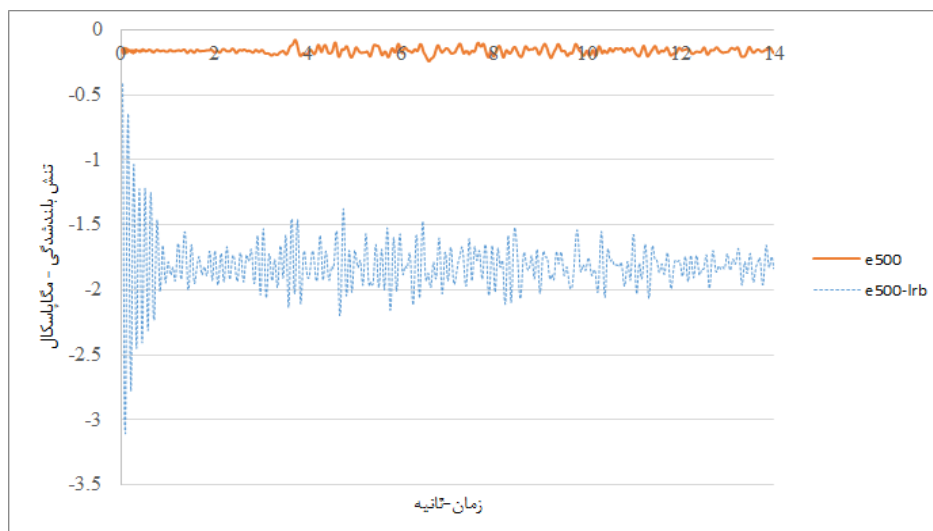
نتایج تحلیل دینامیکی

هدف این بخش از پژوهش، بررسی اثر حضور جداساز پایه بر تغییر مکان افقی، تنش بلندشدگی و نیروی برش پایه مخازن بتنی زمینی مکعبی با دو حجم ذخیره ۵۰۰ و ۱۰۰۰ متر مکعب در سه حالت خالی، نیمه‌پر و پر تحت اثر مؤلفه‌های انتقالی و دورانی زلزله‌های دور از گسل است. برای استخراج نتایج این بخش، ۷۲ تحلیل دینامیکی غیر خطی در حالت سه بعدی انجام شده و تاریخچه زمانی تغییر مکان افقی، تنش بلندشدگی و برش پایه مخازن استخراج شده است. از آنجایی که همواره طراحی سازه‌ها بر اساس بیشترین پاسخ ناشی از تحلیل صورت می‌پذیرد در هر حالت، بیشترین تغییر مکان افقی، تنش بلندشدگی و برش پایه مخزن محاسبه شده و مورد ارزیابی قرار گرفته است.

به‌عنوان نمونه نمودار تاریخچه زمانی تغییر مکان افقی مخزن با حجم ۵۰۰ متر مکعب در حالت خالی تحت تحریک دو مؤلفه-ای و سه مؤلفه‌ای زلزله طبس در حالت با و بدون جداساز در شکل‌های (۱۵) و (۱۶)، نمودار تاریخچه زمانی نیروی برش پایه مخزن با حجم ۵۰۰ متر مکعب در حالت خالی، تحت تحریک دو مؤلفه‌ای زلزله السنترو در حالت‌های با و بدون به‌کارگیری جداساز در شکل (۱۷) و نمودار تاریخچه زمانی تنش بلندشدگی مخزن با حجم ۱۰۰۰ متر مکعب خالی در حالت‌های با و بدون به‌کارگیری جداساز تحت تحریک دو مؤلفه‌ای زلزله تفت در شکل (۱۸) نشان داده شده است. نتایج مربوط به بیشترین تغییر مکان افقی برای مخازن مورد بررسی در جدول (۹)، مقادیر بیشترین نیروی برش پایه مخازن در جدول (۱۰) و بیشترین تنش قائم در کنج مخزن (نقطه A در شکل ۲-الف) در حالت‌های



شکل ۱۷ تاریخچه زمانی برش پایه مخزن با حجم ۵۰۰ متر مکعب در حالت خالی تحت تحریک دو مؤلفه‌ای زلزله السنترو با و بدون جداساز



شکل ۱۸ تاریخچه زمانی تنش بلندشدگی مخزن با حجم ۵۰۰ متر مکعب در حالت خالی تحت تحریک دو مؤلفه‌ای زلزله تفت بدون جداساز (e500) و با جداساز (e500-lrb)

جدول ۹ بیشترین تغییر مکان افقی مخزن با و بدون جداساز (برحسب mm)

حجم m^3	مدل	زلزله	۲C		۳C	
			بدون جداساز	با جداساز	بدون جداساز	با جداساز
۵۰۰	مخزن خالی	السترو	۰/۰۱۳	۰/۴۱۸	۰/۰۱۲	۰/۴۱۵
		طبس	۰/۰۵۰	۱/۱۶۱	۰/۰۵۱	۱/۱۲۶
		تفت	۰/۰۴۷	۱۶/۳۱۰	۰/۰۴۸	۱۶/۰۵۴
	مخزن نیمه‌پر	السترو	۰/۱۴۰	۰/۵۹۰	۰/۱۳۰	۰/۵۹۰
		طبس	۰/۰۵۱	۱/۲۸	۰/۰۵۰	۱/۴۸۰
		تفت	۰/۰۵۴	۳/۱۹	۰/۰۵۳	۳/۱۸۱
	مخزن پر	السترو	۰/۰۰۶۹	۵/۸۲۰	۰/۰۰۶۳	۶/۳۵۰
		طبس	۰/۰۴۱	۶/۳۹۱	۰/۰۳۹	۶/۴۰۱
		تفت	۰/۳۷۰	۱۸/۵۰۰	۰/۳۶۱	۱۸/۶۶۰
۱۰۰۰	مخزن خالی	السترو	۰/۲۱۰	۰/۵۳۱	۰/۱۹۰	۰/۵۳۱
		طبس	۰/۰۶۱	۱/۰۲۵	۰/۰۶۱	۱/۲۱۰
		تفت	۰/۷۲۰	۲/۴۳۰	۰/۷۳۰	۲/۷۳۰
	مخزن نیمه‌پر	السترو	۰/۲۲۱	۰/۵۲۰	۰/۲۱۱	۰/۵۳۱
		طبس	۰/۰۶۵	۰/۹۶۱	۰/۰۶۴	۱/۱۲۰
		تفت	۰/۰۷۶	۲/۴۶۰	۰/۰۷۵	۲/۴۵۰
	مخزن پر	السترو	۰/۰۶۴	۰/۶۸۰	۰/۰۶۳	۰/۶۷۱
		طبس	۰/۱۷۰	۲/۴۰۰	۰/۱۶۰	۲/۳۱۰
		تفت	۰/۱۲۰	۸/۴۱۰	۰/۱۳۱	۸/۵۱۰

جدول ۱۰. بیشترین نیروی برش پایه مخزن با و بدون جداساز (برحسب N)

حجم m ³	مدل	زلزله	۲C			۳C		
			بدون جداساز	با جداساز	اختلاف	بدون جداساز	با جداساز	اختلاف
۵۰۰	مخزن خالی	السترو	۳۱۰۷۷۲	۶۰۰۱۳۰	۱/۹۳	۲۶۱۹۸۰	۵۹۷۳۴۰	۲/۲۸
		طیس	۷۳۲۵۹۰	۱۲۷۱۵۰۰	۱/۷۳	۶۶۸۲۸۰	۱۳۱۲۱۰۰	۱/۹۶
		تفت	۱۴۵۴۴۰۰	۲۲۳۶۲۰۰	۱/۵۳	۱۴۵۲۹۰۰	۴۱۸۳۹۰۰	۲/۸۷
	مخزن نیمه پر	السترو	۲۹۰۱۳۰	۶۰۹۱۹۰	۲/۰۹	۲۳۴۸۶۰	۵۵۳۵۶۰	۲/۳۵
		طیس	۵۰۰۹۸۰	۱۲۸۷۱۰۰	۲/۵۷	۳۴۸۶۳۰	۱۴۷۰۵۰۰	۴/۲۱
		تفت	۳۳۰۲۷۰	۲۲۴۴۳۰۰	۶/۷۹	۳۳۲۶۹۲	۲۳۵۶۵۱۵	۷/۰۸
	مخزن پر	السترو	۶۷۲۲۸۰	۱۹۳۴۵۳۰	۲/۸۸	۶۳۹۶۴۰	۱۹۱۷۳۰۰	۲/۹۹
		طیس	۱۸۹۹۶۰۰	۳۸۳۳۶۰۰	۲/۰۲	۲۰۵۵۵۳۸	۳۹۸۱۱۲۸	۱/۹۳
		تفت	۴۱۱۴۲۰۰	۴۲۷۸۶۰۰	۱/۰۴	۴۱۰۳۵۰۰	۴۳۷۳۵۰۰	۱/۰۶
۱۰۰۰	مخزن خالی	السترو	۴۱۳۰۳۰	۷۹۴۷۸۰	۱/۹۲	۴۰۸۵۵۰	۸۵۵۱۱۰	۲/۰۹
		طیس	۸۶۵۹۱۰	۲۲۳۰۰۰۰	۲/۵۸	۸۹۲۰۳۰	۲۲۵۲۴۰۰	۲/۵۲
		تفت	۲۰۲۷۹۰۰	۴۱۴۹۲۰۰	۲/۰۵	۲۰۳۷۶۰۰	۴۱۴۹۷۰۰	۲/۰۴
	مخزن نیمه پر	السترو	۴۴۸۲۰۰	۸۹۹۵۲۰	۲/۰۱	۴۵۳۱۳۰	۸۹۴۶۸۰	۱/۹۷
		طیس	۹۸۳۵۳۰	۲۰۱۷۳۰۰	۲/۰۵	۱۰۲۸۷۰۰	۲۱۱۱۷۰۰	۲/۰۵
		تفت	۲۱۹۱۴۰۰	۴۱۱۰۱۰۰	۱/۸۷	۲۲۰۴۱۰۰	۴۱۰۵۶۰۰	۱/۸۶
	مخزن پر	السترو	۵۹۰۰۵۰	۹۲۳۴۳۰	۱/۵۷	۶۵۴۹۹۳	۸۷۴۸۹۰	۱/۳۳
		طیس	۸۶۳۵۶۰	۲۰۷۶۰۰۰	۲/۴۰	۸۳۹۲۳۰	۲۱۶۹۴۰۰	۲/۵۸
		تفت	۲۵۸۷۲۰۰	۳۲۱۸۷۰۰	۱/۲۴	۲۶۰۶۶۰۰	۲۷۷۳۴۰۰	۱/۰۶

مخازن، در بعضی موارد روند افزایشی و در برخی موارد روند کاهششی را نشان می‌دهد، که میزان این افزایش یا کاهش در صورت حضور آب در مخزن بسیار ناچیز می‌باشد. بنابراین به طور کلی می‌توان بیان نمود که در صورت حضور آب در مخازن زمینی می‌توان از اثر مؤلفه دورانی بر پاسخ تغییر مکان مخازن صرف نظر نمود.

همچنین بررسی نتایج نشان می‌دهد که حضور جداساز در تمامی حالت‌های مخزن زمینی مکعبی سبب افزایش مقادیر نیروی برش پایه و تنش بلندشدگی مخازن می‌شود. به طوری که در صورت استفاده از جداساز مقادیر نیروی برش پایه حدود ۴ برابر و مقادیر تنش‌های بلندشدگی نیز حدود ۸ الی ۲۳ برابر در حالت‌های مختلف مورد بررسی افزایش می‌یابد.

از آنجایی که فلسفه عملکرد جداسازها، کاهش پاسخ سازه‌ها

نتایج به دست آمده نشان می‌دهد، حضور جداساز در تمام حالات مورد بررسی سبب افزایش تغییر مکان افقی ماکزیمم در مخازن مکعبی زمینی می‌شود. میزان این افزایش با توجه به نوع زلزله و میزان آب درون مخزن متفاوت می‌باشد، به طوری که کمترین افزایش تغییر مکان در حالت نیمه پر مخازن اتفاق افتاده است. این موضوع را می‌توان به اثرات امواج سطحی ایجاد شده در حالت نیمه پر و فشارهای نوسانی ناشی از برخورد موج به دیواره مخزن نسبت داد. همچنین با افزایش حجم مخزن از ۵۰۰ به ۱۰۰۰ متر مکعب میزان افزایش تغییر مکان افقی مخازن با حضور جداساز کمتر خواهد شد، که می‌تواند به دلیل وزن بیشتر مخازن بزرگ‌تر در حالت پر و ایجاد مقاومت در برابر حرکت جانبی جداساز ایجاد گردد.

علاوه بر این اثر مؤلفه دورانی بر بیشترین تغییر مکان افقی

افزایش ارتفاع آب افزایش تنش بلندشدگی ناشی از حضور جداساز بیشتر خواهد شد. اما این روند در مخزن با حجم ۱۰۰۰ متر مکعب برعکس شده و افزایش ارتفاع آب سبب تضعیف اثر افزایشی حضور جداساز بر تنش بلندشدگی مخازن شده است. از آنجایی که وجود آب به‌ویژه در مخازن بزرگ‌تر در هنگام زلزله می‌تواند بر پاسخ لرزه‌ای مخازن بسیار تأثیرگذار باشد، بنابراین این موضوع با توجه به اثرات میراکنندگی انرژی زلزله توسط آب به علت اختلاف فاز حرکت سیال و سازه، اثرات اندرکنش آب و سازه و نیز اثرات امواج سطحی بر تنش‌های بلندشدگی قابل توجه است.

از طریق افزایش میرایی و همچنین افزایش زمان تناوب آن‌ها می‌باشد، دلیل نتایج فوق را می‌توان به پایین بودن زمان تناوب مخزن مکعبی زمینی و قرار گرفتن آن در بخش اول طیف پاسخ شتاب استاندارد ۲۸۰۰ نسبت داد. در این حالت مجهز نمودن مخزن به جداساز پایه منجر به افزایش دوره تناوب مخزن می‌شود به طوری که نقطه نظیر سازه با دوره تناوب جدید در بخش شتاب ثابت طیف قرار گرفته و پاسخ ماکزیمم سازه افزایش خواهد یافت. در این حالت نوع زلزله، ارتفاع آب درون مخزن و حجم مخزن بر میزان افزایش پاسخ ناشی از حضور جداساز تأثیرگذار خواهد بود. به طوری که در مخزن با حجم ۵۰۰ متر مکعب، با

جدول ۱۱ بیشترین تنش بلندشدگی مخزن با و بدون جداساز (برحسب N/m^2)

حجم m^3	مدل	زلزله	۲C			۳C		
			بدون جداساز	با جداساز	اختلاف	بدون جداساز	با جداساز	اختلاف
۵۰۰	مخزن خالی	السترو	۲۲۵۶۰۳	۱۹۸۲۲۹۰	۸/۷۸	۲۲۵۵۸۷	۱۹۸۲۰۷۰	۸/۷۸
		طیس	۲۲۵۸۵۵	۱۹۸۲۷۶۰	۸/۷۷	۲۲۵۶۵۲	۱۹۸۲۱۸۰	۸/۷۸
		تفت	۲۳۰۲۷۰	۷۸۶۵۹۷۰	۳۴/۱۵	۲۳۰۴۲۰	۵۳۱۷۹۸۰	۲۳
	مخزن نیمه‌پر	السترو	۲۲۶۷۴۷	۲۷۰۶۳۹۰	۱۱/۹۳	۲۴۶۷۳۰	۲۷۰۶۱۰۰	۱۰/۹۶
		طیس	۲۴۶۹۳۷	۲۷۰۷۰۷۰	۱۰/۹۶	۲۴۶۷۲۱	۲۷۰۷۱۰۰	۱۰/۹۷
		تفت	۲۵۴۱۸۱	۲۵۲۳۳۷۰	۹/۹۳	۲۵۴۳۴۵	۲۵۲۳۶۵۰	۹/۹۲
	مخزن پر	السترو	۲۶۲۲۵۷	۵۵۴۰۵۶۰	۲۱/۱۳	۲۶۲۲۳۷	۵۹۵۹۱۹۰	۲۲/۷۰
		طیس	۳۱۰۲۶۷	۵۹۶۱۹۶۰	۱۹/۲۱	۳۱۱۵۱۷	۵۹۶۳۷۳۰	۱۹/۱۴
		تفت	۲۸۳۰۵۰	۵۶۶۱۲۷۰	۲۰/۰۰	۲۸۴۲۹۸	۵۶۴۸۰۰۰	۱۹/۸۷
۱۰۰۰	مخزن خالی	السترو	۲۲۱۸۲۷	۳۳۸۰۵۶۰	۱۵/۲۴	۲۲۱۸۰۷	۳۳۸۰۰۶۰	۱۵/۲۴
		طیس	۲۲۲۰۶۷	۳۳۸۱۳۶۰	۱۵/۲۲	۲۲۱۸۳۰	۳۳۸۲۲۴۰	۱۵/۲۵
		تفت	۲۳۹۵۱۱	۳۱۰۱۰۹۰	۱۲/۹۵	۲۴۱۳۲۴	۳۰۹۶۱۵۰	۱۲/۸۳
	مخزن نیمه‌پر	السترو	۲۰۳۷۳۳	۲۷۵۹۲۵۰	۱۳/۵۴	۲۰۳۷۱۶	۲۷۵۸۸۵۰	۱۳/۵۴
		طیس	۲۰۳۹۳۶	۲۷۶۰۰۲۰	۱۳/۵۳	۲۰۶۲۱۰	۲۷۶۱۰۶۰	۱۳/۳۹
		تفت	۲۲۱۵۴۰	۲۶۶۸۷۱۰	۱۲/۰۴	۲۲۳۱۶۵	۲۶۶۶۳۲۰	۱۱/۹۵
	مخزن پر	السترو	۲۷۱۰۸۰	۳۴۷۳۷۱۰	۱۲/۸۱	۲۷۰۹۸۸	۳۴۷۳۲۰۰	۱۲/۸۲
		طیس	۳۱۲۷۳۴	۳۴۷۴۶۴۰	۱۱/۱۱	۳۰۴۲۱۴	۳۴۷۵۹۰۰	۱۱/۴۳
		تفت	۳۱۹۱۳۲	۳۳۱۴۵۰۰	۱۰/۳۹	۳۲۰۹۶۰	۳۳۱۲۶۴۰	۱۰/۳۲

می‌یابد که این موضوع را می‌توان به اثرات وزن مخازن بر رفتار جداساز لرزه‌ای نسبت داد.

۳. حضور جداساز در مخازن زمینی مکعبی سبب افزایش حدود ۸ الی ۲۳ برابری تنش‌های بلندشدگی و افزایش حدود ۲ الی ۴ برابری نیروی برش پایه مخازن می‌شود که دلیل آن را می‌توان به زمان تناوب بسیار کم مخازن مکعبی زمینی و قرار گرفتن در قسمت جابه‌جایی ثابت طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰ نسبت داد.

۴. ارتفاع آب درون مخزن و حجم مخزن بر میزان افزایش تنش بلندشدگی مخازن ناشی از حضور جداساز تأثیرگذار خواهد بود. به طوری که در مخزن با حجم ۵۰۰ مترمکعب، با افزایش ارتفاع آب افزایش تنش بلندشدگی ناشی از حضور جداساز بیشتر خواهد شد. اما این روند در مخزن با حجم ۱۰۰۰ مترمکعب برعکس شده و بیشترین افزایش ناشی از حضور جداساز بر تنش بلندشدگی در حالت مخزن خالی اتفاق می‌افتد.

۵. اثر مؤلفه دورانی بر تغییر مکان افقی، برش پایه و تنش بلندشدگی مخازن مکعبی زمینی، در برخی موارد روند افزایشی و در برخی موارد روند کاهشی را نشان می‌دهد. اما میزان این افزایش یا کاهش در صورت حضور آب در مخزن بسیار ناچیز و کمتر از ۱۰ درصد بوده است. بنابراین از آنجایی که مخازن آب معمولاً در حالت پر یا نیمه‌پر قرار دارند، در حالت کلی می‌توان از اثر مؤلفه دورانی بر پاسخ لرزه‌ای مخازن مکعبی زمینی صرف نظر کرد.

۶. در صورت عدم حضور آب در مخزن، تغییرات پاسخ لرزه‌ای مخازن تحت اثر مؤلفه دورانی زلزله، در برخی موارد کاهش ۳۳ درصدی و یا افزایش ۸۰ درصدی نیز داشته است. علت این امر را می‌توان به حذف اثرات میراکنندگی و ضربه‌ای آب بر پاسخ دینامیکی مخازن خالی و غالب شدن اثر تشابه محتوای فرکانسی تحریک سه مؤلفه‌ای زلزله با فرکانس طبیعی مخازن در این موارد خاص نسبت داد.

سیاسگزاری

همچنین نتایج تحلیل‌ها نشان می‌دهد اثر مؤلفه دورانی زلزله بر پاسخ نیروی برش پایه و تنش بلندشدگی در مخازن زمینی مکعبی مورد بررسی در برخی موارد سبب افزایش و گاهی سبب کاهش پاسخ مخازن می‌شود، اما به طور کلی در اکثر حالات مورد بررسی تأثیر آن بر پاسخ مخازن ناچیز ارزیابی شده است. این اتفاق را می‌توان به دوره تناوب بسیار پایین مخازن زمینی و اختلاف قابل توجه فرکانس غالب مؤلفه‌های دورانی با فرکانس طبیعی مخزن نسبت داد. در صورت وجود آب در مخزن، به دلیل حضور مؤلفه دورانی، میزان این افزایش و یا کاهش پاسخ کمتر از ۱۰ درصد می‌باشد، با این وجود در تعداد محدودی از موارد مورد بررسی در حالت مخزن خالی، در برخی موارد کاهش ۳۳ درصدی و در بعضی موارد افزایش ۸۰ درصدی پاسخ نیز مشاهده شده است. علت این امر را می‌توان به اثرات میراکنندگی ناشی از حرکت جرم قابل ملاحظه آب در حالت پر و نیمه‌پر در مقایسه با حالت خالی مخازن نسبت داد. با توجه به وجود جرم قابل ملاحظه آب درون مخزن در حالت پر و نیمه‌پر، فرکانس طبیعی ارتعاش مجموعه سازه و سیال و به تبع آن میرایی کل سیستم متفاوت از حالت مخزن خالی خواهد بود. بنابراین در حالت مخزن خالی، به دلیل کاهش قابل توجه جرم، فرکانس ارتعاش افزایش یافته و به فرکانس غالب مؤلفه‌های دورانی در برخی از زلزله‌ها نزدیک می‌شود. این عامل می‌تواند سبب پیرنگ شدن اثر مؤلفه دورانی بر پاسخ مخازن خالی در این حالت‌ها گردد.

نتیجه‌گیری

۱. در کلیه حالت‌های مورد بررسی، حضور جداساز باعث افزایش تغییر مکان افقی ماکزیمم در مخازن مکعبی زمینی می‌شود. میزان این افزایش تغییر مکان، با توجه به نوع زلزله و میزان حجم آب درون مخزن متفاوت بوده و کمترین افزایش تغییر مکان در حالت نیمه‌پر مخازن اتفاق افتاده است.

۲. در صورت عدم استفاده از جداساز، با افزایش حجم مخزن از ۵۰۰ به ۱۰۰۰ متر مکعب به دلیل ارتفاع امواج سطحی و اثر فشار ضربه‌ای آب بر دیواره، تغییر مکان ماکزیمم مخازن در اکثر موارد روند افزایشی دارد. اما در مخازن جداسازی شده، اثر فشار ضربه‌ای آب کم‌رنگ شده و با افزایش حجم مخزن، تغییر مکان ماکزیمم مخزن در حالت‌های نیمه‌پر و پر کاهش

مراجع

- [1] L. M. Hoskins, and L.S. Jacobsen, "Water Pressure in a Tank Caused by Simulated Earthquake," *Bulletin of the seismological society of America*, vol. 24, pp.1-10, 1934.
- [2] L. S. Jacobsen, "Impulsive hydrodynamics of fluid inside a cylindrical tank and of fluid surrounding a cylindrical pier," *Bulletin of the Seismological Society of America*, vol. 39, no. 3, pp.189-204, 1949.
- [3] G. W. Housner, "Dynamic pressure on accelerated fluid containers," *Bulletin of the seismological society of America*, vol. 47, no. 1, pp. 15-35, 1963.
- [4] R.W. Clough, D. P. Clough, and A. Niwa, "Experimental seismic study of cylindrical tanks," *Journal of the Structural Division*, vol. 105, no. 1/2, pp. 2565-2590, 1979.
- [5] M.A. Haroun, and G.W. Housner, "Seismic Design of Liquid Storage Tanks," *Journal Technical Councils*, ASCE, vol. 107, no. 1, pp. 191-207, 1991.
- [6] S.C. Dutta, "Seismic torsional behaviour of elevated tanks for improved code provisions: elastic behaviour," *Journal of the Institution of Engineers, India, Civil Engineering Division*, vol. 80(FEV), pp. 169-181, 2000.
- [7] H. Shakib, F. Omidinasab, and M.T. Ahmadi, "Seismic demand evaluation of elevated reinforced concrete water tanks," *International Journal of Civil Engineerng*, vol. 8, no. 3, pp. 204-220, 2010.
- [8] F. Omidinasab, and H. Shakib, "Seismic response evaluation of the RC elevated water tank with fluid-structure interaction and earthquake ensemble," *KSCE Journal of Civil Engineering*, vol. 16, no. 3, pp. 366-376, 2012.
- [9] A. M. Jabar, and H.S. Patel, "Seismic behaviour of RC elevated water tank under different staging pattern and earthquake characteristics," *International journal of advanced engineering research and studies (IJAERS)*, ISSN: 2249-8974, vol. 1, pp. 293-296, 2012.
- [10] M. Khoubani, Sh. Hashemi, and A. Alipour, "Dynamic analysis of concrete rectangular tanks considering the effect of soil-structure-fluid interaction," *Journal of Structural and Construction Engineering (JSCE)*, vol. 5, no. 1, p. 189-209, 2018.
- [11] S.O. Lakhade, and R. Kumar, "Damage states of yielding and collapse for elevated water tanks supported on RC frame staging," *Structural Engineering and Mechanics*, vol. 67, no. 6, pp. 587-601, 2018.
- [12] F. Rahimzadeh, and S. Bagheri K., "Dynamic Behavior of Flexible Ground Tanks," *4th International Conference on Seismology and Earthquake Engineering, Tehran, (2003)*, (In Persian).
- [13] L. Kalani Sarokolayi, and B. Navayi Neya, "Evaluation of modification factor for concrete cylindrical tanks using pushover analysis," *Journal of Civil Engineering, Ferdowsi University of Mashhad*, vol. 23, no. 2, pp. 53-57, 2012.
- [14] L. Kalani Sarokolayi, B. Navayi Neya, and J. Vaseghi Amiri, and H.R. Tvakoli, "Seismic Analysis Of Elevated Water Storage Tanks Subjected To Six Correlated Ground Motion Components," ISSN: 2079-2115, (2013).
- [15] A. S. Ghods, and M. R. Esfahani, "The Effect of Wall Cross Section and Damping Ratio on Seismic Responses of Rectangular Water Storage Tanks," *Journal of civil and environmental engineering, Tabriz University*, 2013, (In Persian).
- [16] N. M. Newmark, "Torsion in Symmetrical Buildings," *Proceeding of the 4th World Conference on Earthquake Engineering*, Santiago, Chile, A3, pp. 19-23, 1969.

- [17] M.D. Trifunac, "A note on rotational components of earthquake motions on ground surface for incident body waves," *Soil Dynamic and Earthquake Engineering*, vol. 1, no. 1, pp. 11-19, 1982.
- [18] V. W. Lee, and M. D. Trifunac, "Rocking strong earthquake accelerations," *Soil Dynamic and Earthquake Engineering*, vol. 6, no. 2, pp. 75-89, 1987.
- [19] V. W. Lee, and L. Liang, "Rotational components of strong motion earthquakes," *14th world conference on earthquake engineering*, Beijing, China, (2008).
- [20] H. N. Li, L. Y. Sun, and S. Y. Wang, "Improved approach for obtaining rotational components of seismic motion," *Nuclear Engineering and Design*, vol. 232, no. 2, pp. 131-137, 2004.
- [21] L. Kalani Sarokolayi, B. Navayi Neya, and H.R. Tavakoli, "Rotational Components Generational of Earthquake Ground Motion Using Translational Components," *15WCEE*, Lisbon, (2012).
- [22] L. Kalani Sarokolayi, "Nonlinear Dynamic Analysis of Concrete Gravity Dams under Spatial Varying Transitional and Rotational Components of Earthquakes," *Phd thesis, Babol Noshirvani University of Technology*, 2013, (In Persian).
- [23] M. Ghafory-Ashtiani, and M. P. Singh, "Structural response for six correlated earthquake components," *Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 14, no. 1, pp. 103-119, 1986.
- [24] S. Harischian, and H. Shakib, "Investigation of Methods of Generating Rotational Components of Earthquakes and Evaluating Their Effect on Structure Behavior," *Annual Conference on Research in Civil Engineering, Architecture and Urban Planning and Sustainable Environment*, Tehran, (2015), (In Persian).
- [25] F. Dadpanah, "Dynamic Analysis of Framed Concrete Elevated tanks Considering Soil- Fluid -Structure Interaction," *M.S thesis, Babol Noshirvani University of Technology*, 2020 (In Persian).
- [26] H. W. Shenton III, and F. P. Hampton, "Seismic response of isolated elevated water tanks," *ASCE Journal of Structural Engineering*, vol. 125, no. 9, pp. 965-76, 1999.
- [27] M.K. Shirmali, and R.S. Jangid, " Seismic response of liquid storage tanks isolated by sliding Bearings," *Journal Engineering Structures*, vol.24, pp. 909-921, 2001.
- [28] M. K. Shirmali, and R. S. Jangid, " The seismic response of elevated liquid storage tanks isolated by lead-rubber bearings," *Bull NZ Soc Earthquake Eng*, pp. 41-64, 2003.
- [29] M.K. Shirmali, and R.S. Jangid, " Earthquake Response of Isolated Elevated Liquid Storage Steel Tanks," *Journal of Constructional Steel Research*, vol.59, pp.1267- 1288-119, 2003.
- [30] M.K. Shirmali, and R.S. Jangid, "Seismic analysis of base-isolated liquid storage tanks," *Department of Civil Engineering, Indian Institute of Technology Bombay, Powai, Mumbai 400076, India*, (2003).
- [31] M.R. Shekari, N. Khaji, and M.T. Ahmadi, "On the seismic behavior of cylindrical baseisolated liquid storage tanks excited by long-period ground motions," *journal Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 30, pp. 968-980, 2010.
- [32] M. Moslemi, and M. R. Kianoush, " Application of seismic isolation technique to partially filled conical elevated tanks," *Engineering Structures*, vol. 127, pp. 663-675, 2016.
- [33] L. Kalani Sarokolayi, L. Khanmohammadi, and B. Navayi Neya, " Effect Of Base Isolation On Seismic Response Of

- Concrete Elevated Tanks Subjected To Both Translational And Rotational Components Of Far And Near-Field Earthquakes,” *Sharif Journal of Civil Engineering (SJCE)*, vol. 37.2, no. 3.2, pp. 59-71, 2021 (In Persian).
- [34] Guideline for Design and Practice of Base Isolation Systems in Buildings, Code No. 523, *Vice Presidency for Strategic Planning and Supervision*, Iran, 2010 (In Persian).
- [35] R. W. Ogden, "Nonlinear elastic deformations", *Dover Publications Inc*, 1984.
- [36] R. W. Ogden, “Recent advances in the phenomenological theory of rubber el,” *J Rubber Chem Technol*, vol. 59, pp. 361-383, 1986.
- [37] L. R. G. Treloar, “Stress-strain data for vulcanized rubber under various types of deformations,” *Trans Faraday Soc*, vol. 40, pp. 59–70, 1944.
- [38] L. R. G. Treloar, “The physics of rubber elasticity,” Oxford: Clarendon Press, 1975.
- [39] Z. Kalab, and J. Knejzlik, “Examples of rotational componen records of mining induced seismic events from the Karvina region,” *ACTA Geodynamica and Geomaterialia*, vol. 9, no. 2, pp. 173-178, 2012.
- [40] A.S. Ghods, M. R. Esfahani, A.H. Keivani, “Free Vibration Of Rectangular Concrete Liquid Storage Tanks: Experiments and Finite Element Analysis,” *Sharif Journal of Civil Engineering (SJCE)*, vol. 28.2, no. 4, pp. 105-113, 2013 (In Persian).



Improving the Bearing Capacity of Shallow Foundations using Inclined Micropiles

Research Article

Shadan Abedini¹, Jafar Bolouri Bazaz² 

DOI: [10.22067/jfcej.2023.79201.1184](https://doi.org/10.22067/jfcej.2023.79201.1184)

1. Introduction

A micropile is an in-situ or precast small-diameter pile that was first utilized in the restoration and repair of historical buildings damaged during World War II. This improvement involves excavating holes beneath the structure and filling them with a mixture of cement grout and steel reinforcement. Micropiles typically have a diameter of less than 250 millimeters. Following their deployment in some projects in Boston and New York in 1973, the use of micropiles expanded. The availability of lightweight and small drilling equipment facilitated the application of this method, allowing micropile drilling to be performed in any condition and at any angle with minimal noise and environmental impact. Additionally, due to the small diameter of micropiles, it became possible to reinforce foundations even in challenging access situations.

Applying pressure during injection causes the surrounding soil of the micropile to compact due to the applied pressure. Moreover, as the grout infiltrates the soil voids and interstices, the shear resistance of the soil increases. Pressure injection causes the fluid portion of the grout to permeate into soil voids and interstices, creating a composite block that exhibits resistance against applied loads. This process results in a strong bond between the grout and the ground, leading to increased friction between the micropile and the soil. Additionally, grout injection into the soil contributes to soil improvement around the micropile. Therefore, despite the small diameter of micropiles, the use of this method significantly enhances the load-bearing capacity.

In recent construction projects, micropiles have been used for the construction of primary piles or the reinforcement of existing piles in various projects, such as high-rise construction. The advantages of using these elements include enhancing the resistance and load-bearing capacity of the pile, reinforcing the dynamic load-bearing capacity of the pile, and compacting the soil beneath it. These elements exhibit effective performance in structures exposed to cyclic and dynamic loads, such as wind loads, impacts from ship collisions, wave loads, etc. (FHWA). Concerning coastal structures, the lateral load imposed on the structure is typically between 10% and 15% of the vertical load, which can increase up to 30%.

In all previous research, the behavior of micropile-reinforced piles has been studied under vertical or horizontal loads independently, and the combined effect of these loads under various micropile installation conditions has not been addressed. The aim of this study was to investigate the behavior of micropile-reinforced piles under the simultaneous effect of vertical and horizontal loads. Additionally, previous research have not discussed the role of micropiles in the group behavior and the extent of this role under various deformation conditions. Therefore, this study examined the role of each micropile in group behavior and evaluates its role under different loading conditions and deformation scenarios.

2. Experimental program

To conduct research on a square pile reinforced with micropiles, it is necessary to construct a device through which horizontal and vertical forces can be applied to the pile. Therefore, a specific laboratory setup was designed for these experiments, consisting of various components, including a horizontal loading frame, soil retaining container, sand pouring system, water reservoir, and displacement measurement system.

A steel box was employed to contain soil from a reservoir with dimensions of 2 meters in length, 1 meter in width, and 1 meter in height. The reservoir walls on three sides were constructed from 10-millimeter thick steel, while on one side, it was made of 5-millimeter thick glass. To achieve uniform compaction of the soil (sand), it is necessary to uniformly distribute compaction in the sand reservoir. For this purpose, a system constructed in the soil mechanics laboratory of Ferdowsi University of Mashhad was utilized. This system consists of a triangular-shaped base reservoir mounted on a movable steel frame. The reservoir and frame have holes in which rods can be inserted, allowing the adjustment of the reservoir height and, consequently, the height of the applied load. The bottom gate of the reservoir also has various patterns, which are used to regulate the rainfall speed and the sand discharge rate. By adjusting the height of the rainfall surface to 80 centimeters, a compaction of 70% was achieved for conducting the experiments.

The aim of this study was investigating the impacts of micropiles on the geotechnical behavior of micropile-

*Manuscript received, October 15, 2022, Revised, July 16, 2023, Accepted, December 2, 2023.

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

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

reinforced piles. Therefore, it is necessary for the pile to have sufficient rigidity and exhibit no deformation under applied loads. This process ensures that the measured deformation occurs only under the settlement of soil layers, and the deformation of the pile structure itself is not affected. For this purpose, a square steel pile with dimensions of 20 centimeters and a thickness of 10 millimeters was used. Moreover, for the connection of micropiles to the pile, couplers with the desired angle were utilized as Figure 1 shows.



Figure 1. A view of the couplers connected to the pile

The micropiles used in this study were formed from deformed rebars with a diameter of 12 millimeters, without ribs, and have lengths of 40 and 60 centimeters. The elastic modulus and moment of inertia for these micropiles were 200 GPa and 0.102 cm^4 , respectively. Considering dimensional similarity, these values were equivalent to concrete micropiles with an elastic modulus of 48 MPa and a diameter of 30 centimeters. To consider the friction between the micropile and the surrounding soil, the surfaces of the rebars were coated with the sand.

The horizontal loading frame used in these studies must possess sufficient rigidity to avoid deformation or displacement during experiments. To achieve this, a hollow section was used to construct the horizontal loading frame. The frame consisted of two rebars with a diameter of 2 centimeters, spaced 1.5 meters apart and connected to each other at the top by a beam with a hollow section measuring 10×10 centimeters. Additionally, at the bottom of the columns, diagonal struts and plates were employed to control the sway of the frame. Figure 2 illustrates the loading frame.



Figure 2. The sand container along with the frame and water tank

To investigate the lateral behavior of micropile-reinforced piles, horizontal loading experiments were planned under various conditions. These experiments were conducted in two series, each involving two types of micropiles with lengths of 40 and 60 centimeters. Moreover, to assess the effect of the number of micropiles, arrangements of 2, 4, and 8 micropiles were considered. Before applying horizontal loads to each of the micropile-pile systems, a vertical load was applied to the pile. This vertical load was a percentage of the vertical load-bearing capacity of the system, with percentages of 0, 15, and 30 examined in this

study.

3. Test results

To examine the collective behavior of micropiles, it is necessary to investigate the behavior of each individual micropile in a group and the role it plays in load-bearing. For this purpose, the parameter LI is defined using the Equation 1:

$$LI = \frac{F_g}{F_s} \quad (1)$$

In this equation, F_g represents the force applied to each individual micropile in a group under a specific displacement and F_s is the force applied to a single micropile under the same displacement.

As Figure 3 illustrates, an increase in the vertical load leads to the emergence of two different behaviors under different conditions. In the case of near failure, due to the expansion of the plastic zone around the micropiles and the interaction of their zones, an increase in the vertical load has little effect on LI. In other words, this increase does not have a significant impact on the efficiency of each micropile in a group. This is in contrast to the increase in the vertical load, which enhances the efficiency of micropiles in the 2-pile configuration (one on each side of the pile). This is due to the absence of an interfering zone in the vicinity of the micropiles. As evident, this behavior is observable for both micropile lengths.

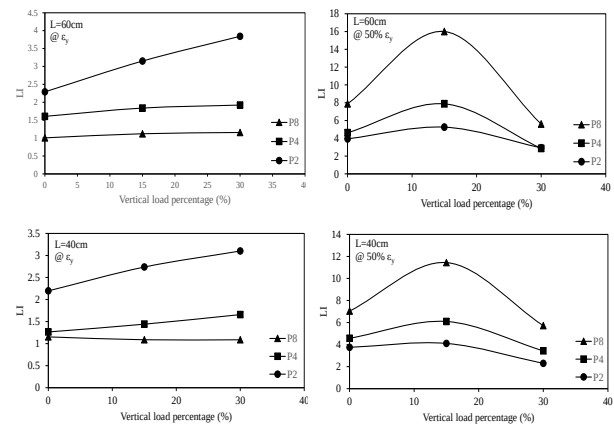


Figure 3. The results of the tests in different conditions

4. Conclusion

The most important findings of this study are as follows:

- 1) In conditions where the foundation is reinforced with a small number of micropiles (2 units), these micropiles, when the foundation is subjected to lateral loads, are unable to prevent the separation of the foundation from the soil;
- 2) One of the crucial parameters in the collective behavior of micropiles is the plastic zone around them. With an increase in the number of micropiles and their proximity to each other, the plastic zone expands. Due to the interference between micropiles and the reduction in the frictional force between micropiles and soil, the load-bearing role of each micropile diminishes with an increase in their number.



بررسی رفتار جانبی پی تقویت شده با ریزشمع تحت اثر توأم بارگذاری قائم و افقی*

مقاله پژوهشی

جعفر بلوری بزاز^(۳) شادان عابدینی^(۱)

DOI:0000-0002-5106-1845

چکیده ریزشمع‌ها یکی از اجزا پرکاربرد در مهندسی عمران به جهت تقویت پی‌ها و یا به سازی خاک هستند. از این عناصر در پی توربین‌های بادی نیز بهره جسته می‌شود. پی این سازه‌های بلند علاوه بر نیروی قائم حاصل از وزن توربین، تحت اثر نیروی قابل توجه جانبی نیز قرار دارند. در این تحقیق نیز سعی شده است تا با مدل‌سازی پی تقویت شده با استفاده از ریزشمع به بررسی رفتار این پی مربعی با بعد ۲۰ سانتی‌متر تحت بار جانبی پرداخته شود. بدین منظور پی تقویت شده با تعداد ۲، ۴ و ۸ ریزشمع به طول‌های ۴۰ و ۶۰ سانتی‌متری در داخل خاک ماسه‌ای و به صورت آزمایشگاهی مدل‌سازی شده و تحت بار جانبی استاتیکی قرار گرفته است. نتایج آزمایش‌ها نشان داد که این تقویت در مواردی تا ۶ برابر ظرفیت باربری را بهبود داده است. از طرفی با بررسی رفتار گروهی ریزشمع مشاهده شد هنگامی که بار وارد شده از بار گسیختگی فاصله داشته باشد، طول ریزشمع‌ها تأثیر چندانی بر نقش هر ریزشمع در تأمین مقاومت جانبی ندارد و در بیشترین حالت (۸ ریزشمع سربار قائم ۱۵٪) این اختلاف ۳۰ درصد بوده است. همچنین در این تحقیق مشخص شد افزایش تعداد ریزشمع در حالات مختلف، باعث ایجاد دو رفتار متفاوت می‌شود. افزایش تعداد ریزشمع در حالت نزدیک به گسیختگی باعث افزایش نقش ریزشمع‌ها و در حالت دور از گسیختگی باعث کاهش نقش شده است. مهم‌ترین پارامتر تأثیرگذار این حالات، تعداد ریزشمع بوده است که در بیشترین حالت باعث افزایش ۲۰۰ درصدی نقش ریزشمع در رفتار گروهی آن گشته است.

واژه‌های کلیدی ظرفیت باربری جانبی، پی سطحی، ریزشمع، بار قائم، ماسه.

Investigation of Lateral Behavior Micropiled Foundation under Combined Lateral and Vertical Loading

Shadan Abedini

Jafar Bolouri Bazaz

Abstract Micropiles are one of the most widely used components in civil engineering to strengthen foundations or improve the soil. These elements are also used in wind turbines. In addition to the vertical force resulting from the weight of the turbine, these tall structures are also affected by significant lateral force. This paper aims to investigate the behavior of a square micropiled foundation with the dimension of 20 cm under lateral loading. For this purpose, the reinforced foundation with 2, 4, and 8 micropiles with lengths of 40 and 60 cm in the sandy soil has been modeled experimentally and subjected to static lateral load. Also, the effect of vertical surcharge load on lateral bearing capacity has been investigated in different conditions. The results of the tests revealed that this type of reinforcement has improved the bearing capacity up to 6 times in some cases. Studying micropile collective behavior unveiled that, distant from collapse, micropile length minimally affected individual lateral capacity. In the extreme scenario (8 micropiles, 15% overload), this discrepancy was 30%. Varying micropile numbers near collapse produced two contrasting behaviors: amplification in one and reduction in another case. The determining factor in both instances was the micropile quantity, leading to a remarkable 200% role increase in the most extreme conditions.

Key Words Lateral bearing capacity, Shallow foundation, Micropile, Vertical load, Sandy soil.

* تاریخ دریافت مقاله ۱۴۰۱/۷/۲۳ و تاریخ پذیرش آن ۱۴۰۲/۹/۱۱ می‌باشد.

(۱) دانشجوی کارشناسی ارشد، گروه مهندسی عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد، مشهد.

(۲) نویسنده مسئول، استاد، دانشیار گروه مهندسی عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد، مشهد.

Email: bolouri@um.ac.ir

مقدمه

ریزشمع یک شمع درجا ریز یا پیش ساخته با قطر کوچک است که برای اولین بار در بازسازی و تعمیر بناهای تاریخی که در طی جنگ جهانی دوم آسیب دیده بودند، مورد استفاده قرار گرفت. این به سازی از طریق حفر چاله هایی در زیر سازه و پر کردن آن با ملات سیمان و میلگرد فولادی انجام شده است [1]. ریزشمع ها معمولاً دارای قطر کمتر از ۲۵۰ میلی متر هستند. پس از به کارگیری این عناصر در بعضی از پروژه های شهر بوستون و نیویورک در سال ۱۹۷۳، استفاده از ریزشمع ها گسترش یافت. وجود تجهیزات حفاری سبک و کوچک این امکان را برای این روش فراهم می کرد تا حفاری چاهک ریزشمع، در هر شرایطی و در هر زاویه ای، با کمترین میزان دست خوردگی و آلودگی صوتی انجام گیرد. همچنین به دلیل قطر کوچک ریزشمع، امکان تقویت پی های ساخته شده حتی با دسترسی سخت امکان پذیر گردید [2].

بر اساس آیین نامه FHWA ریزشمع ها بر اساس روش ساخت به ۴ دسته طبقه بندی می شوند. نوع A: تزریق دوغاب تحت وزن خود بوده و هیچ گونه فشار تزریقی اعمال نمی شود. نوع B: فشار تزریق برای پر کردن گمانه استفاده می شود و بین نیم تا یک مگاپاسکال متغیر است. نوع C: در این نوع چاهک ابتدا به وسیله تزریق ثقلی پر شده، سپس بعد از گیرش اولیه، تزریق تحت فشار حداقل ۱ مگاپاسکال از طریق لوله تزریق انجام می شود. نوع D نیز همانند نوع C است، با این تفاوت که برخلاف نوع C که تزریق ثانویه در کل طول چاهک اتفاق می افتد، در نوع D تزریق ثانویه از انتهای گمانه به سمت بالا و در اعماق مختلف انجام می شود.

اعمال فشار در هنگام تزریق باعث می شود تا خاک اطراف چاهک در اثر اعمال فشار متراکم شود و نیز با نفوذ ملات در خلل و فرج خاک، مقاومت برشی آن افزایش یابد [2].

تزریق تحت فشار باعث می شود تا بخش روان ملات به خلل و فرج داخل خاک نفوذ کرده و باعث ایجاد یک بلوک مرکب شود که در برابر بارهای اعمالی از خود مقاومت نشان می دهد. این فرایند باعث به وجود آمدن اتصال قوی بین ملات و زمین شده و در نتیجه اصطکاک بین ریزشمع و خاک افزایش پیدا کند. علاوه بر این، تزریق ملات در خاک باعث به سازی خاک اطراف ریزشمع نیز می شود؛ لذا استفاده از این روش با وجود قطر کم

ریزشمع ها، ظرفیت باربری را تا حد زیادی بهبود می بخشد [3] تا [6].

در ساخت و سازهای اخیر، ریزشمع ها به منظور ساخت پی اصلی و یا تقویت پی ساخته شده در پروژه های مختلف، نظیر ساخت و ساز بلندمرتبه، مورد استفاده قرار گرفته اند. از مزایای استفاده از این عناصر می توان به مقاوم سازی پی و تقویت ظرفیت باربری آن، تقویت ظرفیت باربری دینامیکی پی و متراکم شدن خاک زیر آن اشاره کرد. این عناصر در سازه هایی که در معرض بارهای رفت و برگشتی و دینامیکی هستند، مانند بار باد، بار ناشی از برخورد کشتی، بار موج دریا و... از خود عملکرد مناسبی نشان می دهند (FHWA). در خصوص سازه های فراساحلی، بار جانبی که به سازه وارد می شود معمولاً بین ۱۰ تا ۱۵ درصد بار قائم بوده که می تواند تا ۳۰ درصد هم افزایش پیدا کند [2، 7، 8].

عملکرد پی تقویت شده با ریزشمع که تحت تأثیر توأم بار قائم و افقی است، به طور کلی با پی فاقد ریزشمع متفاوت است. در این نوع پی ها، بار جانبی و قائمی که به پی وارد می شود، بین ریزشمع ها و پی تقسیم می شود. بخشی از این بار توسط اصطکاک بین ریزشمع و خاک و بخشی دیگر توسط اصطکاک بین خاک و پی تحمل می شود [2] و [9]. در زمینه استفاده از ریزشمع ها چه به صورت گروهی و چه به صورت تک، تحقیقات زیادی انجام شده است که در ادامه خلاصه ای از هر کدام آورده می شود.

ال کماش و هن به بررسی عددی یک پی که به منظور تحمل بار قائم اضافی وارد بر آن با استفاده از ریزشمع تقویت شده است، پرداخته اند. در این تحقیق مشاهده گردید که نصب ریزشمع بعد از بارگذاری اولیه پی باعث افزایش نشست قائم گشته و میزان بار تحمل شده توسط ریزشمع نیز کاهش می یابد. علاوه بر این، نشست قائم پی با افزایش طول ریزشمع ها و کاهش میزان بارگذاری اولیه (قبل از کارگذاری ریزشمع ها)، کاهش می یابد [6]. النوم و همکاران [10] با مدل سازی ۲۶ حالت مختلف اجزای محدود و استفاده از مدل رفتاری موهر-کلمب، به بررسی رفتار قائم پی تقویت شده با ریزشمع، در خاک رسی با چسبندگی ۳۰ کیلوپاسکال پرداختند. در تحقیق آن ها مشخص گردید که ظرفیت باربری پی تقویت شده با ریزشمع ۱۰۰ درصد بیشتر از پی فاقد تقویت است. همچنین نشست پی در هنگامی کاهش یافت که ریزشمع ها در نزدیکی محل اعمال بار کارگذاری شده اند. همچنین تحقیقات دیگری که در خاک رسی انجام شده

میزان نشست و بیشترین ظرفیت باربری، مقدار بهینه‌ای استخراج کرد. همچنین در تحقیق دیگری تأثیر طول ریزشمع و تراکم خاک بر روی مقاومت جانبی و تغییر مکان پی تقویت شده با ریزشمع مورد بررسی قرار گرفت. در این تحقیق نشان داده شد که افزایش طول ریزشمع بر روی مکانیزم گسیختگی تأثیرگذار است. در طول‌های کم خاک اطراف ریزشمع گسیخته گشته و در طول زیاد سازه ریز شمع دچار گسیختگی می‌گردد. در این تحقیق، این تفاوت رفتار ملاکی برای تعیین کوتاه یا بلند بودن ریزشمع‌ها گشته و حد تغییر رفتار برای تراکم‌های مختلف ۳۰، ۵۰ و ۸۰ درصد به ترتیب طول به قطر ۲۴-۲۱، ۲۱-۱۸ و ۱۲-۱۵ است [13,15].

به منظور بررسی رفتار جانبی ریزشمع در شرایط واقعی نیز لازم است آزمایش‌هایی در مقیاس‌های حقیقی نیز بر روی آن‌ها صورت پذیرد. بدین منظور کرشوا با انجام آزمون‌های میدانی به بررسی رفتار ریزشمع تحت اثر توأم بار قائم و جانبی پرداخته است. در این تحقیق که از شمع‌های بتنی به قطر ۱۷۸ میلی‌متر استفاده گردید، ابتدا ظرفیت باربری جانبی و قائم به‌صورت جداگانه تعیین شده و سپس اثر توأم آن‌ها بررسی گردید. نتایج این تحقیق نشان داد که افزودن سربار قائم بر روی شمع تک اثر چندانی بر ظرفیت باربری جانبی آن در خاک رس سخت ندارد [12].

در تمامی تحقیقات بیان شده رفتار پی تقویت شده با ریزشمع تحت اثر بار قائم یا بار افقی بوده است و اثر توأم این بارها در شرایط مختلف کارگذاری ریزشمع‌ها، مورد بحث قرار نگرفته است. هدف تحقیق حاضر بررسی رفتار پی تقویت شده با ریزشمع تحت اثر توأم بار قائم و افقی است. همچنین در تحقیقات گذشته بحثی در مورد نقش ریزشمع در رفتار گروهی و همچنین میزان این نقش در شرایط مختلف کرنشی، عنوان نشده بود. بر همین اساس در این تحقیق نقش هر ریزشمع در رفتار گروهی مورد بحث قرار گرفته و مقدار آن در حالات مختلف بارگذاری و شرایط مختلف کرنشی مورد بررسی قرار می‌گیرد.

اجزا و مصالح

چیدمان آزمایش‌ها

به‌منظور انجام تحقیق بر روی پی مربعی تقویت شده با ریزشمع

است نشان داده است که میزان تحمل بار توسط پی تقویت شده با ریزشمع، با افزایش تعداد ریزشمع‌ها و همچنین افزایش فاصله بین آن‌ها، افزایش می‌یابد [11,12].

عبد العزیز و ال نگار [13] نیز با انجام ۲ عدد آزمایش استاتیکی و ۶ عدد آزمایش دینامیکی رفتار جانبی پی تقویت شده با ریزشمع را در خاک رسی لای‌دار متراکم تا خیلی متراکم مورد بررسی قرار دادند. همچنین نسبت به شبیه‌سازی عددی نیز اقدام کردند. بر طبق تحقیق آن‌ها، محل اتصال ریزشمع به پی از اهمیت زیادی برخوردار است و باید در هنگام اجرا با احتیاط مورد بررسی قرار بگیرد. در تحقیق دیگر، که به بررسی پارامتری ریزشمع‌ها تحت اثر بار جانبی به وسیله مدل‌سازی آزمایشگاهی، عددی و بزرگ مقیاس پرداخته است، مشخص گشت که زاویه کارگذاری ریزشمع و همچنین زاویه اعمال بار تأثیر قابل توجهی بر رفتار پی دارد. نتایج تحقیق شارما و همکاران [14] نیز نشان داد که حداکثر بار افقی قابل تحمل توسط سیستم پی- ریزشمع با افزایش نسبت طول به قطر تا عدد ۳۰ به میزان قابل توجهی افزایش می‌یابد.

تحقیقات مختلفی به بررسی پارامترهای مختلف ریزشمع بر میزان به‌سازی آن‌ها پرداخته‌اند. لی و همکاران [15] با کارگذاری ریزشمع‌هایی در مجاورت پی نشان دادند که زاویه کارگذاری ریزشمع‌ها، تأثیر به‌سزایی بر روی میزان به‌سازی و کاهش نشست‌ها دارد. از طرف دیگر تحقیقات مختلف نشان داده که میزان باربری قائم گروه ریزشمع با افزایش طول آن، افزایش می‌یابد [4] و [8-10]. فاصله ریزشمع‌ها از دیگر عوامل تأثیرگذار بر میزان به‌سازی است [7,11]. همچنین با کارگذاری ریزشمع‌ها در نزدیکی لبه پی میزان محدود کردن جابه‌جایی‌های افقی بیشتر می‌شود [16]. بتچارچی و همکاران [16] و جا و شوکلا [19] با استفاده از مدل‌سازی فیزیکی دریافتند که ظرفیت باربری زیرسازی راه تقویت شده با ریزشمع، وابستگی زیادی به قطر ریزشمع دارد. از طرف دیگر تأثیر هر کدام از پارامترهای مؤثر بر کارایی ریزشمع، به‌صورت جداگانه توسط محققان مختلف در مقیاس بزرگ مورد بررسی قرار گرفته است. السعید [20] با مدل‌سازی فیزیکی پی مربعی تقویت شده با ریزشمع، پارامترهای مختلفی نظیر قطر، طول، زاویه کارگذاری ریزشمع‌ها و نحوه چینش و فاصله آن‌ها را از لبه پی، مورد بررسی قرار داده و برای هر کدام از این پارامترها با توجه به معیار دستیابی به کمترین

آن اندازه‌گیری وزن مخصوص انجام شده است. این فرایند در هر ۱۵ سانتی‌متر بارش تکرار شده است. مقادیر تراکم نسبی اندازه‌گیری شده از لایه‌های پایینی به لایه‌های بالایی در بازه ۷۱ تا ۶۸ درصد بوده است. در نتیجه با توجه به تراکم مد نظر (۷۰ درصد)، تراکم به دست آمده دارای دقت قابل قبولی است.

پی و ریزشمع‌ها

در این تحقیق هدف بررسی تأثیرات ریزشمع بر روی رفتار ژئوتکنیکی پی تقویت شده با ریزشمع است، بنابراین لازم است تا پی از صلبیت کافی برخوردار باشد و در برابر بارهای وارد هیچ تغییر شکلی از خود نشان ندهد. این فرایند باعث می‌شود تا بتوان تغییر شکل اندازه‌گیری شده تنها تحت اثر نشست لایه‌های خاک باشد و تغییر شکل سازه‌ای پی در آن متأثر نباشد. بدین جهت از یک پی فولادی مربعی به بعد ۲۰ سانتی‌متر و ضخامت ۱۰ میلی‌متر و نیز به منظور اتصال ریزشمع‌ها به پی از کوپلرهایی که در شکل (۱) نشان داده شده با زاویه مورد نظر بهره جسته شده است.



شکل ۱. نمایی از کوپلرهای متصل شده به پی

در این تحقیق قانون تشابه ابعادی معرفی شده توسط وود [24] به منظور انتخاب ابعاد ریزشمع‌ها مورد استفاده قرار گرفته است. بر طبق این قانون رابطه بین مشخصات مدل و نمونه واقعی به صورت رابطه (۱) تعریف می‌شود:

$$\frac{E_m I_m}{E_p I_p} = \frac{1}{n^5} \quad (1)$$

که در آن E_m مدول الاستیسیته ریزشمع در مدل، E_p مدول الاستیسیته ریزشمع در نمونه واقعی، I_m ممان اینرسی ریزشمع در مدل، I_p ممان اینرسی ریزشمع در نمونه واقعی و n ضریب

لازم است تا دستگاهی ساخته شود که با استفاده از آن بتوان نیروی افقی و قائم به پی وارد شود. از این رو چیدمان آزمایشگاهی مشخصی برای این آزمون‌ها در نظر گرفته شده است که بخش‌های مختلف آن عبارت است از: قاب بارگذاری افقی، مخزن نگه‌دارنده خاک، سیستم بارش ماسه، مخزن آب و تغییر مکان‌سنج. در ادامه هر یک از بخش‌ها توضیح داده شده است.

مخزن نگه‌دارنده خاک

در این تحقیق برای نگه‌داری خاک از یک مخزن به طول ۲ متر، عرض ۱ متر و ارتفاع ۱ متر استفاده گردید. جداره مخزن در سه طرف آن از جنس فولاد و به ضخامت ۱۰ میلی‌متر و در یک سمت آن از جنس شیشه به ضخامت ۵ میلی‌متر است. ابعاد مخزن به گونه‌ای انتخاب گردید تا بر اساس تئوری بوزینکس [22] منحنی‌های تنش ناشی از بارگذاری پی، دیواره صلب کمترین تأثیر ناشی از خطای محصورشدگی در نتایج را داشته باشند. همچنین ضخامت و صلبیت مخزن به گونه‌ای انتخاب گردید تا به صورت کامل اطمینان حاصل کرد که در حین بارگذاری تغییر شکل نمی‌دهد.

سیستم بارش ماسه

به منظور رسیدن به تراکم همسان خاک (ماسه)، نیاز است تا در مخزن ماسه، تراکم به صورت یکنواخت توزیع گردد. بدین منظور از یک سیستم ساخته شده در آزمایشگاه تحقیقاتی مکانیک خاک دانشگاه فردوسی مشهد استفاده گردید. این سیستم (که جزئیات آن در تحقیقات قبلی آمده) [23] متشکل است از یک مخزن با قاعده پایینی مثلثی شکل که بر روی یک قاب فولادی متحرک نصب شده است. بر روی چهارچوب مخزن و قاب سوراخ‌هایی تعبیه شده است تا بتوان با قرار دادن آن‌ها روبه‌روی یکدیگر ارتفاع مخزن و در نتیجه ارتفاع بارش تنظیم شود. همچنین در پیچ پایین مخزن نیز دارای شابلون‌های مختلف بوده که با استفاده از آن‌ها سرعت بارش و دبی خروجی ماسه تنظیم می‌شود در این تحقیق با تنظیم ارتفاع در ۸۰ سانتی‌متری سطح بارش، تراکم ۷۰ درصد جهت انجام آزمایش‌ها حاصل گردید. لازم به ذکر است که این تراکم بر اساس پژوهش‌های صورت گرفته قبلی انتخاب گردیده است [3]. به منظور کنترل تراکم بارش، در عمق‌های مختلف، با کارگذاری ۶ عدد قوطی فلزی و بارش ماسه بر روی

مطابق تحقیق انجام شده توسط پاستور و همکاران [26] بهره گرفته شد. در این آزمایش یک عدد صفحه فلزی، که همانند ریزشمع مورد استفاده در مدل، با ماسه اندود شده است در فک پایینی قالب برش مستقیم قرار گرفته و در فک فوقانی ماسه با تراکم نسبی ۷۰ درصد بارش می‌شود. سپس با اعمال سربار قائم نسبت به لغزاندن دو فک بر روی یکدیگر اقدام می‌شود. با تکرار در تنش‌های قائم مختلف زاویه اصطکاک سطح اندود با ماسه به دست می‌آید. مقدار زاویه اصطکاک برای این تحقیق $27,2^\circ$ بوده است که از مقایسه با مقادیر به دست آمده در تحقیقات قبلی، معادل اصطکاک ریزشمع بتنی در خاک است [26]. تصاویر طول‌های مختلف میلگرد و سطح ریزشمع قبل و بعد از اندودکاری به ترتیب در شکل‌های (۲) قسمت الف و ب آمده است.



شکل ۲ (الف) ریزشمع در دو طول ۴۰ و ۶۰ سانتی‌متر، (ب) سطح ریزشمع ماسه اندود شده و فاقد اندود در کنار یکدیگر

در مرحله بعد با اتصال ۸ کوپلر تحت زاویه 30° درجه به پی و همچنین رزوه کردن ابتدای ریزشمع‌ها، تمهیدات لازم برای اتصال پیچی ریزشمع‌ها به پی فراهم گردید. لازم به ذکر است که انتخاب این زاویه بر اساس تحقیقات قبلی بوده است که به عنوان زاویه بهینه معرفی شده است [27]. به کمک کوپلرهای متصل شده به پی، چینش‌های مختلف ریزشمع‌ها در طول‌های مختلف قابل دستیابی است. رزوه ابتدایی ریزشمع‌ها نیز در شکل (۲) قسمت الف قابل مشاهده است.

بارگذاری افقی و قائم

قاب بارگذاری مورد استفاده در این مطالعات می‌بایست از صلبیت کافی برخوردار باشد تا در حین انجام آزمایش‌ها دچار تغییر شکل و یا جابه‌جایی نشود. بدین منظور برای ساخت قاب بارگذاری افقی از مقطع قوطی استفاده شده است. این قاب از دو

مقیاس برای طول است. در این تحقیق مشابه تحقیقات گذشته از مقیاس ۱۰ استفاده شد.

ریزشمع‌های مورد استفاده در این تحقیق از میلگرد بدون آج به قطر ۱۲ میلی‌متر در طول‌های ۴۰ و ۶۰ سانتی‌متری تشکیل شده‌اند. مدول الاستیسیته ممان اینرسی ریزشمع‌ها به ترتیب ۲۰۰ گیگاپاسکال و $0,102 \text{ cm}^4$ که با توجه به تشابه ابعادی، معادل ریزشمع‌هایی بتنی با مدول الاستیسیته ۴۸ مگاپاسکال [25] و به قطر ۳۰ سانتی‌متر هستند. از طرف دیگر سایر ضرایب مقیاس نیز در جدول (۱) آورده شده که با توجه به مقیاس در نظر گرفته شده ریزشمع‌های استفاده شده در این تحقیق معادل ریزشمع‌هایی به طول ۴ و ۶ متر در ابعاد واقعی هستند.

جدول ۱ ضرایب مقیاس

ضریب مقیاس	پارامتر
۱:۱۰	طول
۱:۱۰	وزن مخصوص
۱:۱۰	سختی
۱:۱۰	تنش
۱	کرنش
۱:۱۰ ^۵	سختی خمشی ریزشمع
۱:۱۰ ^۳	نیرو

مدل‌سازی ریزشمع‌ها به گونه‌ای بوده که بشود علاوه بر طول و تعداد ریزشمع‌ها، تأثیر نحوه چینش آن‌ها مورد بررسی قرار گیرد.

به منظور در نظر گرفتن اصطکاک ریزشمع با خاک اطراف آن، جداره میلگردها با استفاده از ماسه مورد تحقیق، اندود شدند. برای ایجاد چسبندگی کافی ماسه و میلگرد از چسب چوب استفاده شده و در جهت اطمینان فرایند اندودکاری در دو مرحله صورت گرفت. با توجه به اندازه‌گیری‌های انجام گرفته توسط کوئیس با دقت $0,1$ میلی‌متر، قطر ریزشمع پس از اندود ماسه در حدود ۱ میلی‌متر افزایش داشته است. این نوع کارگذاری میلگردها در مدل، تزریق نوع A (تزریق ثقلی) را شبیه‌سازی می‌کند. بدین جهت نیازی به در نظر گرفتن اثر تراکم خاک اطراف ریزشمع و همچنین پیاز تزریق اطراف آن نبوده است. همچنین به منظور بررسی اصطکاک ریزشمع و خاک از آزمایش برش مستقیم

تغییر مکان سنج عقربه‌ای استفاده شده است تا میزان جابه‌جایی پی با دقت مناسبی برداشت شود. پی‌های مورد استفاده برای آزمایش‌ها از صلیبت کافی برخوردار بوده و همچنین در حین بارش ماسه و قبل از شروع آزمایش دقت شده است پی بر روی سطح خاک تراز باشد. از آنجا که در جریان بارش ماسه در مخزن حداکثر سعی بر آن بوده که تراکم در نقاط مختلف در هر لایه یکسان باشد، می‌توان گفت که میزان جابه‌جایی در تمام نقاط پی مورد آزمایش به صورت یکنواخت بوده و تغییر مکان به وجود آمده همان تغییر شکل لایه خاک است و پی به لحاظ سازه‌ای هیچ گونه تغییر شکلی نمی‌دهد. با توجه به تحقیق انجام شده توسط حسین و همکاران [3] و مشابهت تقریبی مدل‌سازی انجام شده توسط آنان با تحقیق حاضر، تغییر مکان سنج مورد استفاده در این تحقیق، از نوع عقربه‌ای با دامنه اندازه‌گیری ۵۰ میلی‌متر و دقت ۰/۰۱ میلی‌متر انتخاب گردید.

لازم به ذکر است که دقت گیج‌های مورد استفاده در این تحقیق، توسط آزمایشگاه ابزار دقیق گروه مکانیک دانشگاه فردوسی بررسی شده و از صحت نتایج آن اطمینان حاصل گردیده است.

برنامه آزمایش‌ها

به منظور دستیابی به نتایج قابل مقایسه لازم است تا یک سری از آزمایش‌ها در حالات مختلف انجام شود، تا تأثیر پارامترهای مختلف بر روی عملکرد جانبی و قائم این گونه از پی‌ها بررسی شود. از جمله پارامترهایی که ممکن است بر کارایی پی‌های تقویت شده با ریزشمع تأثیرگذار باشد، می‌توان ابعاد پی، تراکم خاک، جنس خاک، تعداد، طول و قطر ریزشمع، نحوه چینش، زاویه نصب و همچنین جنس ریزشمع را نام برد.

به منظور بررسی رفتار جانبی پی تقویت شده با ریزشمع، آزمایش‌های بارگذاری افقی در شرایط مختلف برنامه‌ریزی گردید. این آزمایش‌ها در دو سری (با دو نوع ریزشمع به طول‌های ۴۰ و ۶۰ سانتی‌متری) انجام شده است. همچنین به منظور ارزیابی اثر تعداد ریزشمع، از چینش‌های ۲، ۴ و ۸ تایی بهره جسته شد. قبل از اعمال بار افقی به هر یک از سیستم‌های ریزشمع-پی، سربار قائم بر روی پی قرار گرفته است.

این سربار به صورت درصدی از ظرفیت باربری قائم سیستم بوده که در این تحقیق درصدهای ۰، ۱۵ و ۳۰ مورد بررسی قرار

میلگرد به قطر ۲ سانتی‌متر تشکیل شده است که در فاصله ۱/۵ متری از یکدیگر قرار گرفته و به وسیله یک تیر با مقطع قوطی ۱۰×۱۰ سانتی‌متر در قسمت فوقانی به یکدیگر متصل شده‌اند. همچنین در قسمت پایینی ستون‌ها به منظور کنترل واژگونی قاب از اتصال تعدادی ناودانی و پلیت بهره جسته شده است. لازم به ذکر است که علاوه بر وجود عناصر تقویتی پایین ستون‌ها، در هنگام بارگذاری بر روی عناصر تقویتی وزنه‌هایی قرار داده شده است تا از تغییر مکان افقی و واژگونی قاب جلوگیری به عمل آید.

به منظور بارگذاری افقی در تیر فوقانی دو عدد سوراخ به قطر ۲ سانتی‌متر ایجاد شد تا مکان مناسب برای نصب قرقره فراهم گردد. در مرحله بعد قرقره به کمک دو عدد پیچ به طول ۴۰ سانتی‌متر و مهره‌های شماره ۱۶ به تیر فوقانی متصل شد و به کمک مهره‌ها در ارتفاع مناسب تنظیم گردید. به منظور انتقال بار افقی به پی، از کابلی به قطر ۵ میلی‌متر استفاده گردید، بدین صورت که با اتصال آن به پی و عبور آن از روی قرقره و اتصال آن به مخزن آب ۱۰۰ لیتری، بارگذاری افقی از طریق پر کردن مخزن با آب صورت بگیرد.

لازم به ذکر است که قبل از اعمال بارگذاری به منظور کنترل هر چه بیشتر واژگونی قاب، از دو عدد ناودانی به عنوان تکیه‌گاه ثانویه استفاده گردید. همان طور که در شکل (۳) مشخص است، از مخزن ماسه که دارای وزن بسیار بالایی بوده است، به منظور تکیه‌گاه ثانویه قاب استفاده گردید که با استفاده از این تکنیک تغییر شکل قاب در هنگام بارگذاری به حداقل مقدار رسید.



شکل ۳ مخزن ماسه به همراه قاب و مخزن آب بارگذاری

در این تحقیق به منظور اعمال سربار قائم از وزنه‌های استاندارد بهره جسته شد. این وزنه‌ها بر حسب مقدار مورد نیاز و قبل از اعمال بارگذاری افقی بر روی پی قرار می‌گیرند.

تغییر مکان سنج

برای اندازه‌گیری تغییر مکان قائم و یا افقی پی، از یک

منظور ثبت نتایج نیز فیلم‌برداری صورت گرفته و پس از آزمایش، نتایج به صورت نمودار بار-جابه‌جایی رسم شده است. شکل (۵) به عنوان نمونه‌ای از نمودار بار نشست پی آورده شده است. همان طور که در این نمودار مشخص است، جابه‌جایی پی از مرحله‌ای به بعد به صورت ناگهانی افزایش یافته است.

به منظور تعیین ظرفیت باربری برای هر مدل پی، از تکنیک تقاطع‌یابی (Interception) بهره جسته شده است. در این روش دو خط بر نمودار بار-جابه‌جایی مماس می‌شود، یکی بر قسمت نهایی نمودار و دیگری بر ابتدای نمودار، محل تقاطع این خطوط بیانگر ظرفیت باربری پی است. در این شکل خطوط مماس به همراه مقدار ظرفیت باربری برای پی تقویت شده با ۸ ریزشمع در حالت ۳۰٪ بار قائم نیز نمایش داده شده است.

گرفته است. در ادامه برنامه آزمایش‌های انجام شده در این تحقیق و حالت‌های مختلف آن در جدول (۲) آورده شده است. در جدول (۲) برای هر آزمون علامت اختصاری معرفی شده است که به صورت $P_n L_x V_y$ است که در آن n بیانگر تعداد ریزشمع، x طول آن بر حسب سانتی‌متر و y نسبت بار قائم به ظرفیت باربری بر حسب درصد است.

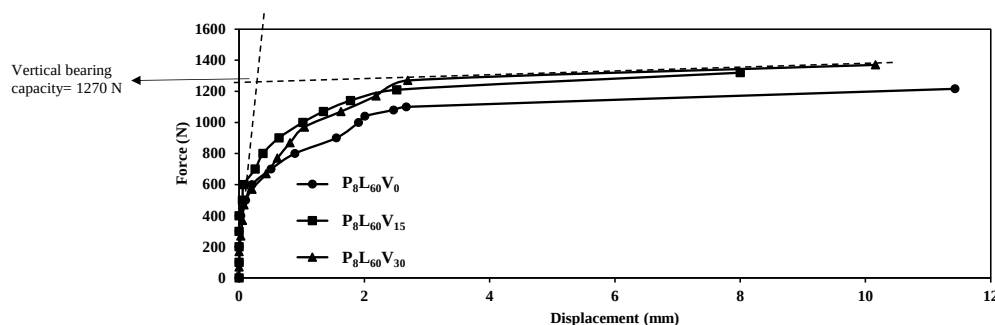
بررسی نتایج

ظرفیت باربری جانبی

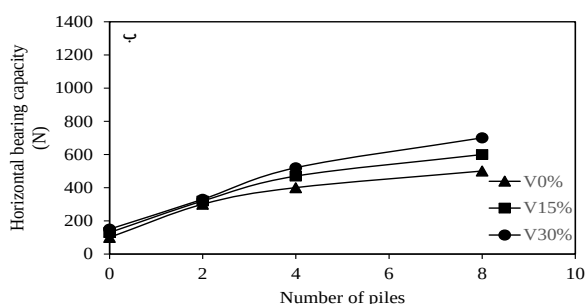
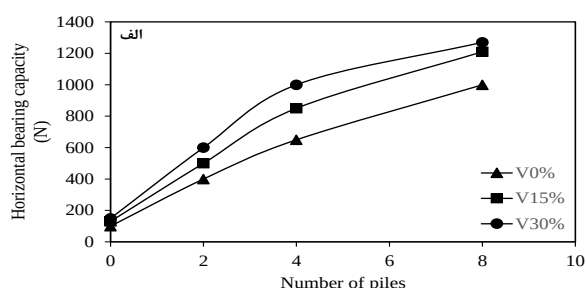
به منظور تعیین ظرفیت باربری جانبی پی تقویت شده با ریزشمع، همان‌طور که در قسمت‌های قبل بیان شد، از سیستم مخزن آب و قرقره استفاده شد. بارگذاری پی تا مرحله‌ای که جابه‌جایی آن به صورت قابل ملاحظه‌ای افزایش پیدا کند ادامه پیدا کرد. به

جدول ۲. برنامه آزمایش‌های صورت گرفته در تحقیق

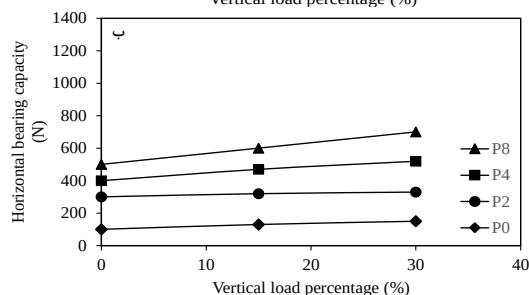
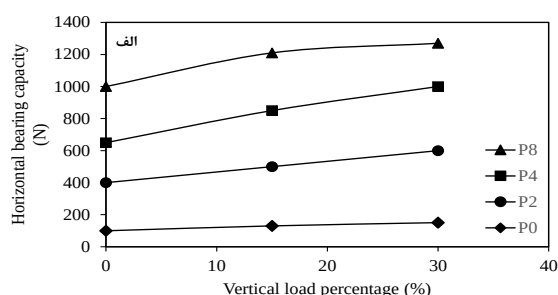
شرایط بارگذاری	طول ریزشمع‌ها (cm)	تعداد ریزشمع‌ها	نسبت بار قائم (%)	علامت اختصاری
افقی	۴۰	۲	۰	$P_2 L_{40} V_0$
			۱۵	$P_2 L_{40} V_{15}$
			۳۰	$P_2 L_{40} V_{30}$
		۳	۰	$P_4 L_{40} V_0$
			۱۵	$P_4 L_{40} V_{15}$
			۳۰	$P_4 L_{40} V_{30}$
	۶۰	۸	۰	$P_8 L_{40} V_0$
			۱۵	$P_8 L_{40} V_{15}$
			۳۰	$P_8 L_{40} V_{30}$
		۲	۰	$P_2 L_{60} V_0$
			۱۵	$P_2 L_{60} V_{15}$
			۳۰	$P_2 L_{60} V_{30}$
		۴	۰	$P_4 L_{60} V_0$
			۱۵	$P_4 L_{60} V_{15}$
			۳۰	$P_4 L_{60} V_{30}$
		۸	۰	$P_8 L_{60} V_0$
			۱۵	$P_8 L_{60} V_{15}$
			۳۰	$P_8 L_{60} V_{30}$



شکل ۵ نمودار بار جانبی- جابه‌جایی پی تقویت شده با ۸ ریزشمع تحت سربارهای قائم مختلف



شکل ۶ تغییرات ظرفیت باربری پی تقویت شده با ریزشمع در برابر تعداد در حالات مختلف بار قائم و در طول: (الف) ۶۰ cm، (ب) ۴۰ cm



شکل (۶) بیانگر ظرفیت باربری پی تقویت شده با تعداد مختلف ریزشمع تحت سربار قائم مختلف است. همان طور که مشاهده می‌شود با افزایش تعداد ریزشمع، میزان ظرفیت باربری بهبود پیدا می‌کند. همچنین از مقایسه دو قسمت الف و ب شکل (۶) تأثیر افزایش طول ریزشمع به صورت واضح قابل تشخیص است. با وجود اینکه ظرفیت باربری دارای روند افزایشی در برابر تعداد ریزشمع است، اما این روند با کاهش شیب همراه بوده است. این مسئله بیانگر این موضوع است که میزان بهبود ظرفیت باربری از ۲ به ۴ ریزشمع بیشتر از مقدار آن از ۴ به ۸ ریزشمع در شرایط یکسان است. این پدیده به این دلیل است که افزایش تعداد ریزشمع‌ها باعث نزدیک‌تر شدن فواصل آن‌ها به یکدیگر می‌شود و در اثر این نزدیکی، نواحی پلاستیک ایجاد شده در اطراف ریزشمع‌ها با یکدیگر تداخل پیدا کرده و در نتیجه از میزان تأثیر به‌سازی کاسته می‌شود. از طرف دیگر ظرفیت باربری جانبی به میزان سربار قائم اعمال شده به پی نیز بستگی داشته است، در این تحقیق پی تحت سربارهای مختلف قرار گرفته است که نتایج آن در شکل (۷) نمایش داده شده است. همان گونه که انتظار می‌رود افزایش بار قائم باعث بهبود ظرفیت باربری افقی شده اما این افزایش در سیستم دو ریزشمع بسیار ناچیز بوده است. این پدیده به علت آن رخ می‌دهد که نیروی اصطکاک بین ریزشمع‌ها و خاک ناچیز بوده و افزایش بار قائم هم نمی‌تواند مانع از بلند شدن پی از سطح خاک شود. در نتیجه به نیروهای قائم بیشتر از ۳۰ درصد نیاز است تا روند افزایشی مشاهده شود. از طرف دیگر در ریزشمع‌ها با تعداد بیشتر به دلیل بیشتر شدن نیروی اصطکاک، روند افزایشی ظرفیت باربری افقی قابل مشاهده است.

یکی در حالت کرنش متناظر با گسیختگی (ε_y) و دیگری در کرنش معادل با ۵۰٪ تنش گسیختگی (ε_y 50%) به دست می‌آید. در ادامه تأثیر هر کدام از پارامترها بر LI مورد بررسی قرار می‌گیرد.

بررسی تأثیر سربار قائم. همان گونه که در شکل‌های (۹) و (۱۰) نشان داده شده است افزایش بار قائم باعث ایجاد دو رفتار مختلف در شرایط متفاوت می‌گردد.

در حالت نزدیک به گسیختگی، به جهت رشد حوزه پلاستیک اطراف ریزشمع‌ها و تداخل حوزه آن‌ها در یکدیگر، افزایش سربار قائم تأثیر چندانی بر LI ندارد.

به عبارت دیگر این افزایش تأثیر قابل توجهی بر کارایی هر ریزشمع در حالت گروهی نداشته است. این در حالی است که افزایش سربار قائم باعث رشد کارایی ریزشمع‌ها در حالت ۲ تایی (یک عدد در هر طرف پی) شده که این به علت عدم وجود حوزه تداخلی در مجاورت ریزشمع است. همان طور که مشخص است این رفتار در هر دو طول مختلف ریزشمع قابل مشاهده است.

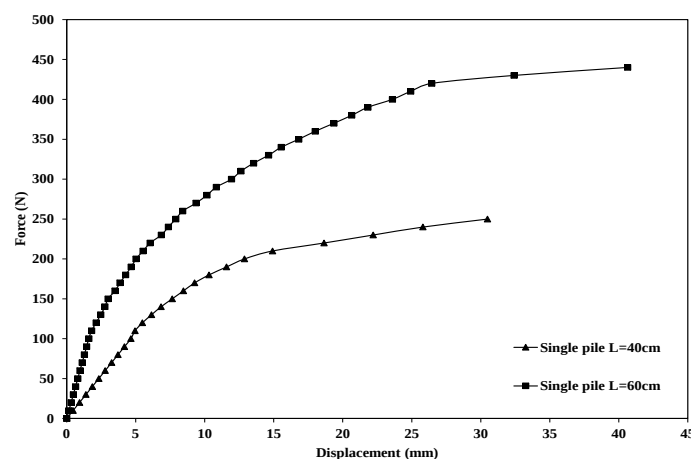
شکل ۷ تغییرات ظرفیت باربری پی تقویت شده با ریزشمع در برابر بار قائم در تعداد مختلف ریزشمع و در طول: (الف) ۶۰ cm، (ب) ۴۰ cm

بررسی رفتار گروهی ریزشمع

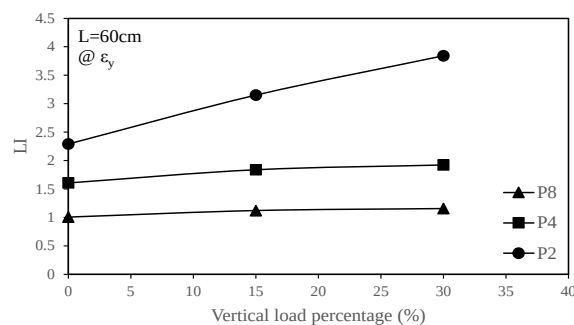
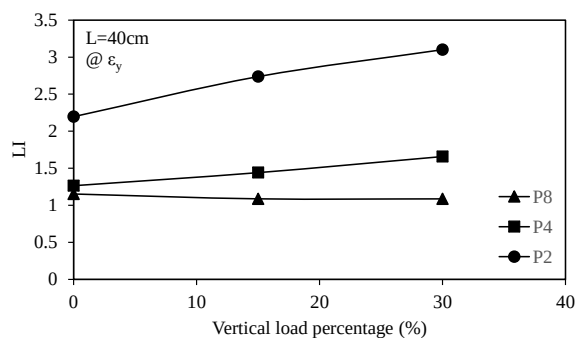
به منظور بررسی رفتار ریزشمع در حالت گروهی ابتدا نیاز است تا رفتار تک شمع نیز بررسی شود. بدین منظور با کارگذاری تک ریزشمع در زاویه ۳۰ درجه و بارگذاری افقی آن، نسبت به استخراج نمودار بار-جابجایی اقدام می‌شود. در شکل (۸) نمودار بار-نشست تک ریزشمع در طول‌های ۴۰ و ۶۰ سانتی‌متری و در زاویه ۳۰ درجه آورده شده است. اکنون به منظور بررسی رفتار گروهی ریزشمع نیاز است تا رفتار هر تک شمع در حالت گروهی و نقشی که در باربری ایفا می‌کند مورد بررسی قرار گیرد. بدین منظور پارامتر LI با استفاده از رابطه (۲) تعریف می‌شود:

$$LI = \frac{F_g}{F_s} \quad (1)$$

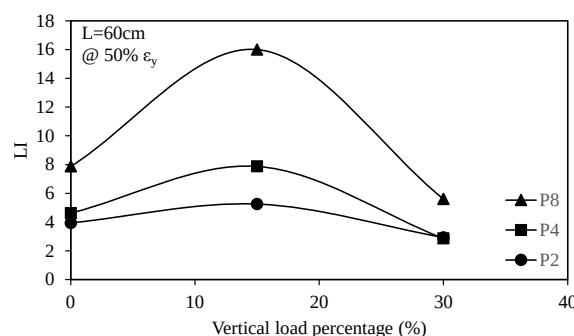
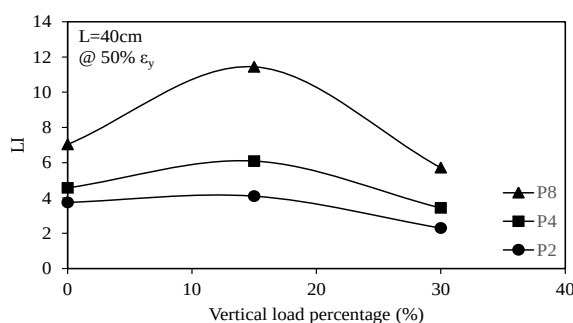
در این رابطه F_g بیانگر نیروی وارده به هر تک ریزشمع در حالت گروهی و در جابه‌جایی مشخص بوده و F_s نیز نیروی وارد بر ریزشمع تک در همان جابه‌جایی است. به منظور بررسی رفتار گروهی ریزشمع این پارامتر در دو مرحله اندازه‌گیری شده است،



شکل ۸ نمودار بار-جابجایی جانبی تک ریزشمع در طول‌های ۴۰ و ۶۰ سانتی‌متری



شکل ۹ تغییرات LI نسبت به بار قائم در شرایط نزدیک به گسیختگی و در طول: (الف) ۶۰ cm، (ب) ۴۰ cm



شکل ۱۰ تغییرات LI نسبت به بار قائم در شرایط ۵۰٪ گسیختگی و در طول: (الف) ۶۰ cm، (ب) ۴۰ cm

است، بیشتر می‌باشد و علت آن به جهت افزایش نیروی اصطکاکی است که بین خاک و ریزشمع وجود دارد.

بررسی اثر تعداد ریزشمع. شکل (۱۱) نشان دهنده تأثیر افزایش تعداد ریزشمع بر پارامتر LI در شرایط مختلف است. همان گونه که دیده می‌شود هر دو طول ریزشمع رفتار مشابه داشته، بدین صورت که در ناحیه الاستیک افزایش تعداد ریزشمع باعث افزایش نقش هر کدام در تأمین ظرفیت باربری گشته و در نتیجه عملکرد گروهی بهبود پیدا می‌کند. این در حالی است که با نزدیک شدن به ناحیه پلاستیک یا گسیختگی، روند به صورت کاهشی تغییر می‌یابد. همان طور که در قسمت قبل ذکر شد دلیل این پدیده گسترش حوزه پلاستیک ریزشمع‌ها و اختلال آن‌ها با یکدیگر است. در نتیجه نقش گروهی ریزشمع‌ها کاهش یافته و حتی در تعداد ریزشمع بالا با وجود افزایش ظرفیت باربری، اثر گروهی ریزشمع‌ها از بین رفته ($LI \approx 1$) و هر کدام از ریزشمع‌ها مانند یک تک ریزشمع مستقل در باربری ایفای نقش می‌کنند.

با توجه به نمودارها می‌توان پی برد که رفتار LI در برابر تعداد ریزشمع از روند خاصی پیروی می‌کند، طبق بررسی‌های

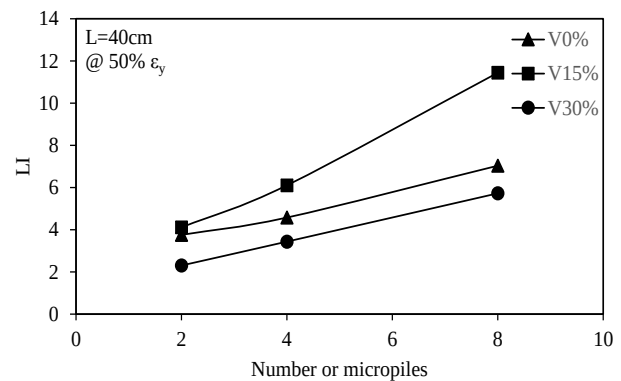
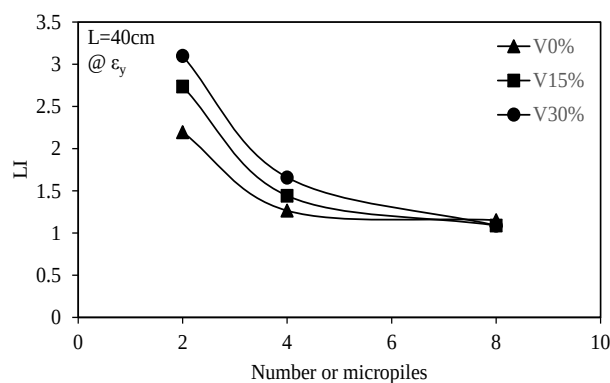
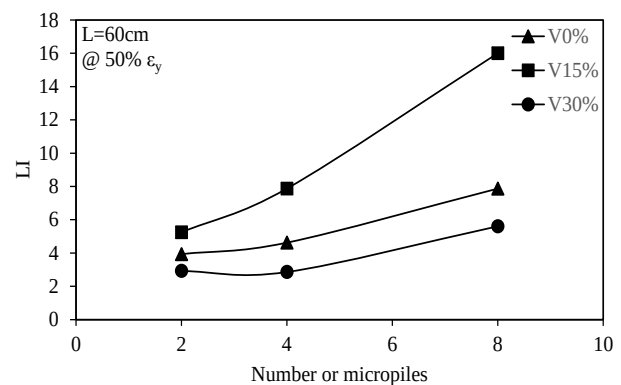
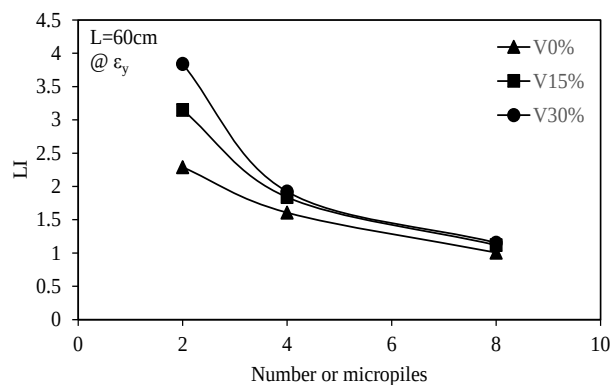
از طرف دیگر شکل (۱۰) که تغییرات پارامتر LI در شرایط ۵۰٪ گسیختگی را به تصویر کشیده نشان دهنده رفتاری متفاوت در برابر افزایش سربار قائم است. به عبارتی افزایش سربار ابتدا باعث افزایش نقش باربری هر تک ریزشمع در سیستم گروهی شده است، اما از سربار قائم ۱۵٪ به بعد یک افت در نمودار مشاهده می‌شود. از آنجا که پارامتر LI در شرایطی اندازه‌گیری شده که از حالت گسیختگی فاصله داشته و حوزه پلاستیک رشد چندانی نداشته است، بنابراین در ابتدا افزایش سربار باعث افزایش اصطکاک بین ریزشمع‌ها با خاک گشته و در نتیجه نمودار رشد داشته است. همچنین با وجود این که سربار قائم تا ۱۵٪ افزایش یافته است، در حدی نبوده که بتواند اصطکاک بین پی و خاک را فعال نماید. اما با رسیدن به حد ۳۰٪ اتصال بین پی و خاک در حین بارگذاری برقرار مانده است و اصطکاک بین آن‌ها وارد عمل می‌شود. در نتیجه از نقش باربری هر تک ریزشمع در سیستم گروهی کاسته شده و رفتار کاهشی در نمودار مشاهده می‌شود. همچنین از دقت در اشکال فوق می‌توان به این نکته پی برد که در تمامی شرایط (نزدیک به گسیختگی یا ۵۰٪ گسیختگی) مقادیر LI در شرایطی که طول ریزشمع‌ها بلندتر

برای هر دو حالت نزدیک به گسیختگی و فاصله‌دار از آن رسم شده است. همان طور که مشخص است، پارامتر k مانند LI رفتار متفاوتی را در دو حالت از خود نشان می‌دهد. به عبارتی زمانی که نزدیک به گسیختگی هستیم افزایش سربار باعث افزایش مقدار LI یا همان k می‌شود. از آنجا که k بیانگر مقدار LI در زمانی است که تعداد ریزشمع خیلی کم می‌شود، لذا مربوط به حالتی است که ناحیه پلاستیک تداخلی تشکیل نیافته است و در نتیجه در این شرایط هر چه سربار قائم بیشتر شود مقدار LI نیز افزایش خواهد یافت. از طرف دیگر مقدار k در شرایط ۵۰٪ گسیختگی ابتدا افزایش یافته و سپس از بار قائم ۱۵٪ کاهش پیدا می‌کند، که علت آن در قسمت‌های قبل عنوان شده است.

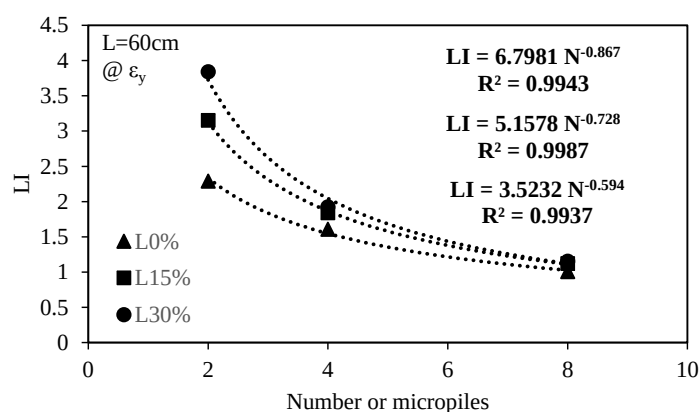
انجام شده، تابع نمایی بالاترین دقت را در برازش داشته است. در نتیجه برای تخمین مقدار LI در تعداد ریزشمع مختلف رابطه (۲) معرفی شده است.

$$LI = kN^n \quad (2)$$

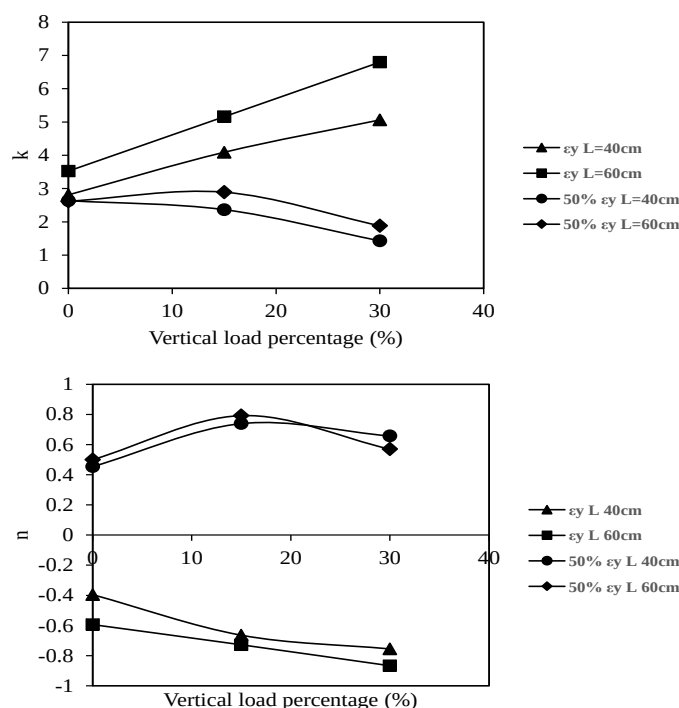
در رابطه (۲) N بیانگر تعداد ریزشمع، k بیانگر میزان LI اولیه بوده است که با افزایش تعداد ریزشمع تغییر می‌کند. شدت این تغییر نیز وابسته به پارامتر n است که هر چه مقدار آن بیشتر باشد تغییرات شدیدتر خواهد بود. شکل (۱۲) نمونه‌ای از نحوه برازش منحنی، مقادیر k و n و همچنین میزان خطای هر کدام آورده شده است. لازم به ذکر است که میزان خطا در تمامی برازش‌ها کمتر از ۹۰ درصد نشده است. شکل (۱۳) نمایش‌دهنده تغییرات مقادیر n و k در برابر بار قائم است. در این شکل تغییرات



شکل ۱۱ تغییرات LI در شرایط مختلف



شکل ۱۲ نحوه برازش نمودار نمایی بر مقادیر LI نسبت به تعداد ریزشمع



شکل ۱۳ تغییرات n و k در برابر بار قائم در شرایط مختلف

ریزشمع‌ها ندارد.

نتیجه‌گیری

در این مقاله به بررسی پی تقویت شده با استفاده از ریزشمع پرداخته شده است. بدین منظور پی مربعی با بعد ۲۰ سانتی‌متر، با تعداد ۲، ۴ و ۸ ریزشمع به طول‌های ۴۰ و ۶۰ سانتی‌متری تقویت شده و در داخل خاک ماسه‌ای و به صورت آزمایشگاهی مدل‌سازی شده و تحت بار جانبی استاتیکی قرار گرفته است. اثر

بنابراین، وابستگی مقدار LI به تغییر تعداد ریزشمع نیز بیشتر می‌شود؛ لذا با افزایش سربار مقدار n در حالت گسیختگی منفی‌تر (مقدار عددی آن بزرگ‌تر) گشته است. اما در حالت ۵۰٪ گسیختگی، همان گونه که در قسمت‌های قبل توضیح داده شد، اصطکاک بین پی و خاک وارد عمل شده است و لذا باعث ایجاد رفتار افزایشی کاهشی در نمودار n می‌گردد. البته لازم به ذکر است که مقادیر n در این حالت تفاوت چندانی با یکدیگر ندارند. به عبارت دیگر در حالتی که از گسیختگی فاصله داشته باشیم، تغییرات پارامتر LI در برابر تعداد وابستگی چندانی به طول

نزدیک شدن آن‌ها به یکدیگر، حوزه پلاستیک گسترش پیدا کرده و به دلیل تداخل آن‌ها با یکدیگر و کاهش نیروی اصطکاک ریزشمع با خاک، نقش باربری هر ریزشمع با افزایش تعداد آن‌ها کاهش پیدا می‌کند. اما در شرایطی که حوزه پلاستیک گسترش نیافته است (فاصله داشتن کرنش از کرنش گسیختگی)، این افزایش تعداد، نقش ریزشمع‌ها را افزایش می‌دهد.

۵. از دیگر نتایج این تحقیق که می‌توان به آن اشاره کرد ارائه رابطه‌ای است که با استفاده از آن و ضمن داشتن نمودار بار جابه‌جایی تک ریزشمع، مقدار نیروی وارد بر آن را در حالت گروهی و در شرایط مختلف بارگذاری پیش‌بینی کرد. این مقدار در فرایند طراحی ریزشمع‌ها می‌تواند به طراح کمک نماید.

واژه نامه

Micropile	ریزشمع
Bearing capacity	ظرفیت باربری
Lateral load	بار جانبی
Vertical load	بار قائم
Elastic modulus	مدول الاستیسیته
Group behavior	رفتار گروهی
Foundation	پی

سپاسگزاری

تعداد، طول و نقش گروهی این ریزشمع‌ها در این پژوهش مورد بررسی قرار گرفت که مهم‌ترین نتایج آن به شرح زیر است:

۱. در شرایطی که پی با تعداد اندکی ریزشمع (۲ عدد) تقویت شده باشد، این ریزشمع‌ها هنگامی که پی تحت بار جانبی قرار گرفته است نتوانسته مانع از جدا شدن پی از خاک شوند و در نتیجه افزایش سربار قائم تا ۳۰ درصد ظرفیت برابری قائم، تأثیر چندانی بر ظرفیت باربری ندارد و تنها ۱۰۰ نیوتن ظرفیت باربری را بهبود بخشیده است.

۲. اثر افزایش تعداد ریزشمع در شرایطی که طول یکسان باشد، تأثیر بسیار بیشتری نسبت به افزایش سربار قائم دارد. برای مثال افزایش سربار قائم در بهترین حالت تنها ۲۰ درصد باعث بهبود ظرفیت باربری گشته است و این در حالی است که افزایش تعداد ریزشمع، به دلیل افزایش قابل توجه سطح درگیری سیستم پی-ریزشمع با خاک، ظرفیت باربری را در بهترین حالت تا ۷۲۰ درصد بهبود بخشیده است.

۳. نقش مقاومتی ریزشمع‌ها در تأمین ظرفیت برابری وابسته به پارامترهای مختلف از جمله سربار قائم است. با افزایش سربار دو رفتار متفاوت مشاهده شده است، در شرایطی که کرنش جانبی ایجاد شده در سیستم پی-ریزشمع از کرنش گسیختگی فاصله دارد افزایش سربار قائم از یک حد مشخص (بین ۱۵ تا ۳۰ درصد ظرفیت برابری قائم) باعث فعال شدن اصطکاک بین پی و خاک گشته و در نتیجه از نقش مقاومتی ریزشمع‌ها کاسته می‌شود. اما در شرایط نزدیک به گسیختگی به جهت جدا شدن پی از سطح خاک تأثیر این پارامتر حذف شده و در نتیجه افزایش سربار باعث افزایش نقش باربری هر ریزشمع می‌گردد.

۴. از دیگر پارامترهای مهم در رفتار گروهی ریزشمع‌ها، حوزه پلاستیک اطراف آن‌ها است. با افزایش تعداد ریزشمع و

مراجع

- [1] D. A. Bruce, A. F. DiMillio, I. Juran, "Introduction to micropiles: an international perspective," *In Proceedings of the Conference of the Geotechnical Engineering Division of the ASCE in Conjunction with the ASCE Convention*, pp. 1-26, ASCE, 1995.
- [2] A. Elsawwaf, A. Nazir, W. Azzam, "The behavior of micropiled raft foundations subjected to combined vertical and lateral loading: numerical study," *Arabian Journal of Geosciences*, vol. 16, no. 3, pp 187, 2023.
- [3] Z. Hussain, B. Sharma, T. Rahman, "Micropile group behaviour subjected to lateral loading," *Innovative*

- Infrastructure Solutions*, 2019.
- [4] L. Wen, G. Kong, Q. Li, Z. Zhang, "Equivalent diameter of grouted micropile embedded in marine soft clay under lateral load," *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Geotechnical Engineering*, vol. ???, pp.3-12, Feb, 2020.
 - [5] B. A. Malik, M. Y. Shah, V. A. Sawant, "Influence of micropile parameters on bearing capacity of footings," *Environmental Science and Pollution Research*, vol. 28, no. 35, pp 74-83, 2021.
 - [6] W. El Kamash, J. Han, "Numerical analysis of existing foundations underpinned by micropiles," *International Journal of Geomechanics*, vol. 28, no. 6, 2017.
 - [7] S. N. Rao, V. G. Ramakrishna, M. B. Rao, "Influence of rigidity on laterally loaded pile groups in marine clay," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 124, no. 6, pp. 542-549, 1998.
 - [8] A. Elsaywaf, M. El. Sawwaf, A. Farouk, F. Aamer, H. El. Naggar, "Restoration of tilted buildings via micropile underpinning: a case study of a multistory building supported by a raft foundation," *Buildings*, vol.12, no. 2, pp.422, 2023.
 - [9] K. Kershaw, R. Luna, "Scale model investigation of the effect of vertical load on the lateral response of micropiles in sand," *DFI Journal-The Journal of the Deep Foundations Institute*, vol. 12, no. 1, pp. 3-15, 2018.
 - [10] A. M. Alnuaim, M. H. El. Naggar, H. El. Naggar, "Performance of micropiled rafts in clay: Numerical investigation," *Computers and Geotechnics*, vol. 99, pp. 42-54, 2018.
 - [11] N. Borthakur, A. K. Dey, "Experimental investigation on load carrying capacity of micropiles in soft clay," *Arabian Journal for Science and Engineering*, vol. 43, no. 4, pp. 1969-1981, 2018.
 - [12] K. A. Kershaw, R. Luna, "Full-scale field testing of micropiles in stiff clay subjected to combined axial and lateral loads," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineerin*, vol. 140, no. 1, pp. 255-261, 2014.
 - [13] A.Y. Abd Elaziz, M. H. El. Naggar, "Performance of hollow bar micropiles under monotonic and cyclic lateral loads," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 141, no. 5, 2015.
 - [14] B. Sharma, S. Sarkar, Z. Hussain, "A study of parameters influencing efficiency of micropile groups," *InGround Improvement Techniques and Geosynthetics: IGC*, Singapore, pp.11-18, 2016.
 - [15] T. H. Lee, I. J. Chul, C. Kim, "A method for reinforcing the ground adjacent to the footing using micropiles," *Marine Georesources & Geotechnology*, vol. 34, no. 4, pp. 341-355, 2016.
 - [16] A. Bhattacharjee, S. Mittal, A. Krishna, "Bearing capacity improvement of square footing by micropiles," *International Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 5, no. 1, pp. 113-118, 2011.
 - [17] N. Unnikrishnan, P. Sachin, "Influence of confining micro piles on the bearing capacity of sand," *InContemporary topics in deep foundations*, pp. 367-374, 2009.
 - [18] A. M. Alnuaim, H. El. Naggar, M. H. El. Naggar, "Performance of micropiled raft in sand subjected to vertical concentrated load: Centrifuge modeling," *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 52, no. 1, pp. 33-45, 2015.
 - [19] J. N. Jha, S. K. Shukla, "Bearing capacity and settlement characteristics of sand subgrades with vertical reinforcement supporting a square footing," *International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering*, vol. 1, pp. 1-3, 2015.
 - [20] A. E. Elsaied, "Performance of footing with single side micro-piles adjacent to slopes," *Alexandria Engineering*

- Journal*, vol. 53, no. 4, pp.903-910, 2014.
- [21] B. Sharma, "A model study of micropiles subjected to lateral loading and oblique pull," *Indian Geotechnical Journal*, vol. 41, no. 4, pp. 196-205, 2011.
- [22] J. E. Bowles, *Foundation analysis and design*, 1st ed. Reading, 1988. [E-book] Available: Google e-book.
- [23] M. Kazemi, J. Bolouri Bazaz, "Reconstruction of a Large Scale Sand Specimen Using a Sand Curtain Rainer System," *Journal of Engineering Geology*, vol. 11, no. 2, pp. 277-298, 2017.
- [24] D. M. Wood, A. Crewe, C. Taylor, "Shaking table testing of geotechnical models," *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics*, vol. 2, no.1, pp. 01-13, 2002.
- [25] A. Farouk, "Behavior of micropiles under vertical tension and compression loads," *InProceedings of the 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, pp. 1243-1246, 2009.
- [26] J. L. Pastor, J. M. Ortega, M. A. Climent, I. Sánchez, "Skin friction coefficient change on cement grouts for micropiles due to sulfate attack," *Construction and Building Materials*, vol. 28, pp. 80-86, 2018.
- [27] S. Abedini, J. Bolouri Bazaz, "Improving the bearing capacity of shallow foundations using inclined micropiles. Twelfth International Congress on Civil Engineering," 12th *International Congress on Civil Engineering*, Iran, Ferdowsi University of Mashhad, July 21-23, 2021.

Numerical Simulation of Behavior of Unsaturated Granular Soil with Polygonal Particles Using Discrete Element Method

Research Article

Mohammad Hossein Jalalian¹, Ehsan Seyedi Hosseininia² 

DOI: [10.22067/jfcee.2023.85350.1270](https://doi.org/10.22067/jfcee.2023.85350.1270)

1. Introduction

Unlike saturated soils, which consist of only two phases, and similarly dry soils, unsaturated soils consist of three phases: solid, air, and liquid. To study the interaction between these phases, we need to study the liquid bridge between particles called meniscus. The shape of the meniscus depends on the type of liquid and solid phase and has a concave curvature on its outer surface for soil and water. In unsaturated soils, the soil water retention curve (SWRC) is used to investigate the relationship between suction and water content.

The DEM is one of the numerical modeling methods from a micromechanical point of view. The advantage of particle-based methods is the use of established physical laws and the consideration of the inherent discreteness and heterogeneity of soil particles. In the DEM, each particle is represented as a separate solid body that interacts with neighboring particles through computational cycles that use simple mechanical laws. This method was first introduced for circular particles and was later developed for modeling polygonal particles.

The DEM has been used to simulate the behavior of unsaturated soils in the technical literature because it can study the interaction between the three phases of soil (solid, liquid, and gas) and investigate the role of the meniscus and its impact on two adjacent particles. In these simulations, particles have been modeled in two-dimensional circular shapes, three-dimensional spherical shapes, and two-dimensional elliptical shapes. Although using particles with simplified shapes (circular, spherical, and elliptical) reduces the modeling time and cost, it can lead to misleading results because it cannot simulate the realistic geometry of soil particles. Moreover, the distribution of moisture between particles is usually modeled as uniform or as a function of particle size, neither of which accurately reflects the actual distribution of moisture in soil pores.

Previous studies have used particles with simplified geometry to simulate the behavior of unsaturated granular soils. However, this study focused on using more realistic polygonal particle shapes to simulate the two-dimensional behavior of unsaturated granular soils. To this end, an existing program for polygonal particles was used to perform biaxial test modeling with different suction levels in the pendular regime range. The results were validated against laboratory studies. In the next step of simulations, the role of grading and particle size on shear strength of unsaturated granular soils was investigated.

2. Numerical modeling of unsaturated soil

The capillary forces in unsaturated soils are due to the presence of meniscus. To determine the meniscus forces, it is first necessary to identify which particles form meniscus and under what conditions it remains between particles. Due to the more complex shape of the particles compared to previous studies, it was assumed in this study that meniscus only form between particles in contact and disappear when the particles separate. In this numerical simulation, the suction should be assigned to the sample as an input value. Then, taking into account the geometric properties of colliding particles, the possibility of meniscus formation in each pore is investigated. After identifying the particles in contact, it is necessary to determine the geometric properties of the meniscus to obtain the meniscus force between the particles.

In this simulation, about 2000 particles with five different inscribed polygonal geometries were used. The diameters of the circumscribed circles range from 0.3 mm to 1.2 mm. The modeling was performed under confining pressures of 50, 100, and 200 kPa and suction values of 0, 1, 3, 5, 30, and 100 kPa were applied to the sample. The modeling stages in the program include the following ones. First, particles were produced and randomly placed in the simulation environment without making contact with each other. Then, the particles were compacted until

*Manuscript received November 14, 2023, Revised, December 4, 2023, Accepted, February 4, 2024.

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

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

the sample porosity reached the desired level without the particles overlapping. In the next step, confining pressure was applied to the sample. Finally, deviatoric stress was applied to the sample. It should be noted that the force due to meniscus was considered in the third and fourth steps.

Figure 1 shows two colliding particles named Particle 1 and Particle 2 and geometrical parameters investigated for meniscus formation. In this figure, two particles are overlapped each other (hatched area) and a water meniscus is formed in one of the pores. The wetted length of meniscus on the adjacent particle is L . L_1 and L_2 are distances between collision points of two particles from vertex of adjacent edge of meniscus. If the value of L is less than the distance between the vertices of particles and the collision point ($L < \min[L_1, L_2]$), it is possible to form a meniscus, otherwise the meniscus will not intersect the edges of the particles and the desired pore assumed to be saturated and therefore meniscus force ignored in this pore.

3. Simulation results

Results showed that in all simulations the samples with a suction had higher shear strength than samples without suction. This is because applying suction to the sample increases the meniscus force, which increases the threshold shear force of the particles and consequently the shear strength.

Figure 2 shows the changes in the ratio of maximum deviatoric stress to mean stress $(q/p)_{\max}$. As indicated, increasing suction does not always increase shear strength; it only increases up to a certain suction level that is called optimum suction. Beyond this level, shear strength does not increase and may even decrease. The optimal suction value for this study is obtained 5 kPa.

Moreover, the results showed that an increase in the confining pressure decreases the impact of suction on the increase in shear strength of the sample. The reason for this phenomenon as indicated in Figure 3 is that increasing confining pressure augments contact forces, while meniscus force does not change without a change in suction. As a result, the impact of meniscus force on the shear strength of unsaturated soil decreases relative to the impact of contact forces.

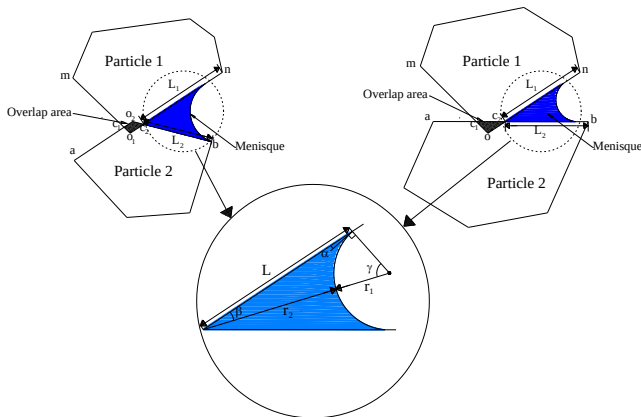


Figure 1. Geometric characteristics of the meniscus formed between two angular particles

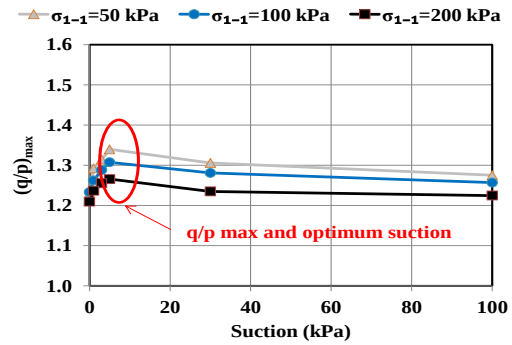


Figure 2. $(q/p)_{\max}$ ratio versus suction for different confining pressures

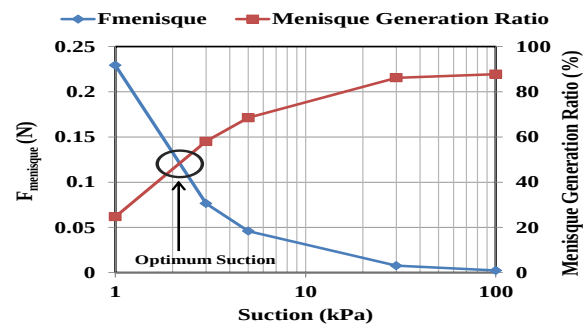


Figure 3. Changes in meniscus force and meniscus generation ratio versus suction

4. Conclusion

The simulation results are qualitatively consistent with laboratory results available in the technical literature. The main results are as follows:

- 1) Samples with suction have higher shear strength than samples without suction at a constant confining pressure. Moreover, by increasing suction to a certain amount (called optimal suction), shear strength increases, and after that, with further increase in suction, the impact of increasing shear strength decreases;
- 2) The impact of unsaturated forces on the shear strength of granular soils decreases with increasing confining pressure. This is because as confining pressure increases, the effect of contact forces on increasing the shear strength of soil mass increases while the amount of unsaturated forces does not change without changing suction. As a result, the ratio of meniscus forces to contact forces decreases;
- 3) The amount of increase in shear strength depends on the amount of meniscus forces and the number of pores with meniscus. The existence of optimal suction is due to the fact that as suction increases, the amount of meniscus forces decreases. However, the number of pores that can form meniscus increases, and these two parameters create the maximum shear strength at a certain suction;
- 4) With decreasing particle size, the impact of unsaturated forces on shear strength increases, and at a constant confining pressure and suction, samples with smaller particles have higher shear strength.



شبیه‌سازی عددی رفتار خاک دانه‌ای غیر اشباع با ذرات چند گوشه با استفاده از روش اجزای مجزا*

مقاله پژوهشی

محمدحسین جلالیان^(۱) سیداحسان سیدی حسینی نیا^(۲)

DOI: 10.22067/jfeci.2023.85350.1270

چکیده مدل‌سازی عددی خاک‌های غیر اشباع، امروزه مورد توجه قرار گرفته است. روش اجزای مجزا توانایی مناسبی در مدل‌سازی منیسک بین ذرات دارد. در این پژوهش رفتار خاک دانه‌ای غیر اشباع با استفاده از مدل‌سازی دو محوری به شیوه اجزای مجزا مورد بررسی قرار گرفته است. بر خلاف پژوهش‌های گذشته که شکل ذرات به صورت ساده دایروی یا کروی در نظر گرفته می‌شدند، در این مدل‌سازی از ذرات چند گوشه استفاده شده است که تطابق بیشتری با شکل واقعی ذرات دارد و می‌توان امکان تشکیل منیسک در حفرات مختلف را با توجه به هندسه و آرایش ذرات در کنار هم بررسی کرد. در حالی که به دلیل تقارن در ذرات دایروی و کروی، شکل منیسک در بین این ذرات فقط به اندازه ذرات بستگی دارد. با توسعه یک برنامه موجود بر پایه روش اجزای مجزا، ذرات در مکش‌ها و تنش‌های همه‌جانبه مختلف تحت بارگذاری دو محوری قرار گرفتند. نتایج نشان داد که با افزایش مکش تا حد مشخصی، مقاومت برشی نمونه افزایش می‌یابد و پس از آن با افزایش مکش، مقاومت برشی کاهش می‌یابد. همچنین مشاهده شد که با افزایش تنش همه‌جانبه، اثر نیروی منیسک بر مقاومت برشی کاهش می‌یابد. مدل‌سازی ذرات با اندازه‌های مختلف همچنین نشان داد که تأثیر نیروی منیسک بر ذرات کوچک‌تر، بیشتر است و با افزایش اندازه ذرات اثر نیروی منیسک بر مقاومت برشی کمتر می‌شود.

واژه‌های کلیدی خاک غیر اشباع، روش اجزای مجزا، ذرات چند گوشه، پل مایع، تأثیر شکل ذرات.

Numerical Simulation of Behavior of Unsaturated Granular Soil with Polygonal Particles Using Discrete Element Method

Mohammad Hossein Jalalian

Ehsan Seyedi Hosseininia

Abstract Numerical modeling of unsaturated soils has become increasingly popular in recent years. The Discrete Element Method (DEM) is a powerful tool for modeling granular materials by focusing on particle interactions. In this study, the behavior of unsaturated granular soil was investigated using two-dimensional DEM by considering meniscus formation among particles. Unlike previous studies that simply considered particle shapes as circular or spherical, this study used more realistic polygonal particles shape that forming meniscus can be examined in different pores with respect to the geometry and arrangement of the particles. However, because of symmetry in circular and spherical particles, the shape of the meniscus among these particles depends only to the size of the particles. To this end, using a program based on the DEM was developed and a soil sample were simulated under different suction values and confining pressures. The results showed that the shear strength of the sample augments by increasing suction until a specific value and then, decreased with further suction increases. It was also observed that the effect of meniscus force on increasing shear strength decreased with increasing confining pressures. Modeling particles of different sizes also showed that the effect of meniscus force is greater for smaller particles and decreases with particle size.

Key Words Unsaturated Soil, Descrete Element Method, Polygonal Particles, Liquid Bridge, Effect of Particles Shape.

* تاریخ دریافت مقاله ۱۴۰۲/۸/۲۳ و تاریخ پذیرش آن ۱۴۰۲/۱۱/۱۵ می‌باشد.

(۱) دانشجوی دکتری مهندسی عمران، گرایش ژئوتکنیک، دانشکده مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد

(۲) استاد گروه مهندسی عمران، گرایش ژئوتکنیک، دانشکده مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد.

مقدمه

در مناطق خشک و نیمه خشک که سطح آب زیرزمینی پایین است، خاک معمولاً در شرایط کاملاً اشباع یا کاملاً خشک قرار ندارد و ممکن است با تغییر سطح آب یا وقوع بارندگی، رطوبت خاک تغییر کند. در حالت غیر اشباع و بسته به مقدار رطوبت اولیه خاک، تغییر رطوبت باعث افزایش و یا کاهش ظرفیت باربری پی‌ها و یا گسیختگی شیروانی‌ها شود [1]. بنابراین بررسی رفتار خاک‌ها در شرایط غیر اشباع ضروری است. یک خاک دانه‌ای غیر اشباع شامل ذراتی است که یک شبکه متخلخل را تشکیل می‌دهد که حفرات توسط هر دو آب و هوا پر شده است. این خاک دارای رفتار پیچیده غیر خطی بوده که دلیل آن وجود اندرکنش بین ذرات جامد و آب و هوا است.

برخلاف خاک‌های اشباع که فقط از دو فاز جامد و مایع و خاک‌های خشک که فقط از دو فاز جامد و گاز تشکیل شده‌اند، خاک‌های غیر اشباع از سه فاز جامد، مایع و گاز تشکیل شده است. برای مطالعه اندرکنش بین سه فاز موجود در محیط خاک غیر اشباع، باید به مطالعه پل مایع بین ذرات پرداخت که به آن منیسک گفته می‌شود. شکل منیسک به جنس فاز مایع و جامد بستگی دارد و برای مصالح خاکی و آب دارای انحناي مقعر در بخش خارجی آن است [2]. مجموع مساحت منیسک‌ها در توده مصالح دو بعدی نشان دهنده مقدار درصد رطوبت کل نمونه است.

برای بررسی رابطه بین مکش و رطوبت در خاک‌های غیر اشباع، از منحنی نگهداشت استفاده می‌شود. منحنی نگهداشت هر خاک نشان می‌دهد که به ازای هر مکش، مقدار رطوبت در خاک چه مقدار است. با افزایش مکش در خاک، رطوبت خاک و مساحت منیسک‌ها کاهش می‌یابد تا به اندازه‌ای برسد که هر منیسک فقط بین دو ذره در تماس باشد. در این شرایط خاک، مطابق دسته‌بندی جرمن [3]، اگر منیسک بین همه ذرات مجاور وجود داشته باشد، خاک در محدوده رطوبتی رژیم پاندولی بوده و در صورتی که منیسک فقط بین برخی از ذرات مجاور ایجاد شود، خاک در محدوده رطوبتی رژیم پاندولی جزئی است. درجه اشباع خاک در این دو محدوده رطوبتی طبق مطالعات پیشین بین صفر تا ۳۰ درصد گزارش شده است [4,5]. محدوده این دو رژیم رطوبتی با توجه به مشخصات خاک مثلاً دانه‌بندی، جنس ذرات، و تراکم می‌تواند متفاوت باشد.

به منظور مطالعه مقاومت برشی خاک‌های دانه‌ای غیر

اشباع، روابط زیادی بر پایه نظریه مقاومتی کولمب توسعه و ارائه شده است که با استفاده از این روابط می‌توان مقاومت خاک‌های غیر اشباع را پیش‌بینی کرد [6-12]. همچنین به منظور بررسی رفتار خاک‌های دانه‌ای غیر اشباع به صورت آزمایشگاهی پژوهش‌های زیادی انجام شده است. در این پژوهش‌ها مقاومت برشی خاک [13-17]، مقاومت کششی [13,18,19] و مدول الاستیسیته [20] خاک‌های دانه‌ای مورد بررسی قرار گرفته است. برای درک بهتر شناخت رفتار خاک‌های دانه‌ای غیر اشباع، نیاز به استفاده از روش‌های مطالعاتی مبتنی بر ذرات است، به طوری که بتوان اندرکنش میان سه فاز جامد (ذرات)، مایع (آب) و گاز (هوا) را در نظر گرفت. برای شبیه‌سازی عددی این اندرکنش، می‌توان از روش اجزای مجزا استفاده کرد.

روش اجزای مجزا (Discrete (Distinct) Element Method) یکی از روش‌های مدل‌سازی عددی به دیدگاه میکرومکانیکی است. مزیت روش‌های مبتنی بر اجزای مجزا، استفاده از قوانین مسلم فیزیک و توجه به گسسته و نامتناجس بودن ذاتی محیط‌های ذره‌ای است. در روش اجزای مجزا هر ذره به عنوان یک جسم جامد مجزا با ذرات کناری به صورت یک چرخه دینامیکی اندرکنش دارد که در آن از قوانین ساده مکانیک استفاده می‌شود [21]. به کارگیری این روش برای توده خاک که ابتدا توسط کانندال [22] برای ذرات دایره‌ای معرفی شد و سپس برای مدل‌سازی ذرات چند گوشه توسعه داده شد [23]. این روش اخیر در شبیه‌سازی پدیده‌های مختلفی مانند شکست ذرات [24,25]، اثر ناهمسانی ذرات [21-28]، ناپایداری در خاک دانه‌ای اشباع [29] و تولید ماسه [30] استفاده شده است.

در ادبیات فنی، از روش DEM در شبیه‌سازی خاک غیر اشباع استفاده شده است. به دلیل توانایی این روش در مطالعه اندرکنش بین سه فاز تشکیل دهنده محیط خاکی و بررسی نقش منیسک و تأثیر آن بر هر دو ذره کنار هم، از این روش برای شبیه‌سازی خاک‌های غیر اشباع استفاده شده است و رفتار مقاومتی و تغییر شکلی ذرات دانه‌ای [31-39] و رسی [40,41] غیر اشباع مورد مطالعه قرار گرفته است. در مدل‌سازی‌های ذرات دانه‌ای شکل‌های دو بعدی دایروی [31,32,36,38]، سه بعدی کروی [33,34,37] و دو بعدی بیضوی [35] بررسی شده است. استفاده از ذرات با شکل ساده شده (دایروی، کروی و بیضوی)، گرچه باعث می‌شود تا زمان و هزینه مدل‌سازی

ذرات دارای برخورد تشکیل می‌شود و با جدا شدن ذرات از بین می‌رود.

توزیع رطوبت بین ذرات

پس از تشخیص ذرات دارای تماس، لازم است تا مشخصات هندسی منیسک تعیین شود تا بتوان نیروی منیسک بین ذرات را به دست آورد. مجموع حجم کل منیسک‌ها (مساحت در این پژوهش) در میان ذرات خاک، نشان دهنده رطوبت کل نمونه است. در پژوهش‌های گذشته، مساحت هر منیسک به صورت مساوی [31] یا به نسبت اندازه ذرات [34,35]، در میان ذرات کل توده خاک تقسیم شده است. در این پژوهش با توجه به هندسه ذرات که برخلاف پژوهش‌های گذشته، نامنظم و چند گوشه هستند، رطوبت کل بر اساس مشخصات هندسی حفرات بین ذرات به آن‌ها اختصاص داده شده است. در شکل ۱) دو ذره Particle 1 و Particle 2 که به دو صورت رأس به ضلع یا رأس به رأس با یکدیگر برخورد دارند، نشان داده شده است و پارامترهای مورد بررسی جهت تشکیل منیسک در آن‌ها بر روی شکل مشخص شده‌اند. در این شکل دو ذره به اندازه سطح هاشورخورده با یکدیگر هم‌پوشانی دارند و یک منیسک آب در یکی از حفرات (به طور مثال) تشکیل شده است. طول ترشدگی منیسک بر روی ذره مجاور به اندازه L است. r_1 و r_2 به ترتیب شعاع‌های خارجی و داخلی منیسک، β نصف زاویه بین دو ذره، γ زاویه مکمل زوایای β و $90^\circ + \alpha$ در سه ضلعی تشکیل شده است. L_1 و L_2 فاصله بین محل برخورد دو ذره از رأس ضلع مجاور منیسک هستند. زاویه برخورد α نشان دهنده زاویه بین سطح جامد- مایع با خط مماس بر سطح مایع- گاز است.

برای شبیه‌سازی توده خاک غیر اشباع و تعیین مقدار نیروی منیسک، لازم است با توجه به مشخصات هندسی ذرات دارای برخورد، امکان تشکیل منیسک در هر یک از حفرات بررسی شود. برای تعیین مشخصات هندسی حفره مانند β ، L_1 و L_2 ابتدا اضلاع مجاور منیسک تعیین می‌شوند و سپس طول و زاویه آن‌ها با یکدیگر محاسبه می‌شود. بدین منظور، در برخورد به شکل رأس به ضلع مطابق شکل ۱)، ابتدا تعیین می‌شود که رأس متداخل (نقطه o) در ذره Particle 1 یا Particle 2 قرار دارد. پس از مشخص شدن رأس متداخل، رأس‌های مجاور آن در ذره Particle 1 (نقاط m و n) شناسایی می‌شوند. در ذره Particle 2 نیز با مشخص بودن محل نقاط تماس (c_1 و c_2)،

کاهش یابد، ولی به دلیل عدم امکان شبیه‌سازی واقعی هندسه ذرات خاک ممکن است باعث نارسایی نتایج شود. همچنین در این پژوهش‌ها، توزیع رطوبت بین ذرات معمولاً به صورت یکنواخت یا تابعی از اندازه ذرات مدل‌سازی شده است که با هندسه پیچیده واقعی حفرات خاک و توزیع واقعی رطوبت در حفرات تطابق زیادی ندارد.

با توجه به استفاده از ذرات با هندسه ساده شده در پژوهش‌های قبلی و لزوم استفاده از شکل واقعی‌تر ذرات در شبیه‌سازی خاک‌های غیر اشباع دانه‌ای، این پژوهش با توسعه برنامه موجود برای ذرات تیزگوشه [23]، به شبیه‌سازی دو بعدی رفتار خاک غیر اشباع پرداخته است. بدین منظور مدل‌سازی آزمایش دو محوری با مکش‌های متفاوت با رطوبت در محدوده رژیم پاندولی و پاندولی جزئی (که به اختصار رژیم پاندولی ذکر شده است) انجام شده و نتایج به دست آمده با پژوهش‌های آزمایشگاهی دیگر صحت‌سنجی شده است. همچنین در بخش بعدی شبیه‌سازی، به نقش دانه‌بندی و قطر ذرات خاک بر مقاومت برشی خاک‌های دانه‌ای غیر اشباع بررسی شده است.

مدل‌سازی عددی خاک غیر اشباع

با توجه به دید میکرومکانیکی در شبیه‌سازی توده خاک غیر اشباع، نحوه مدل‌سازی منیسک و نیروی ناشی از آن بر ذرات پیرامونی از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است که در این بخش، به معرفی آن پرداخته می‌شود.

تخریب و تشکیل منیسک

نیروهای موجود در خاک‌های غیر اشباع ناشی از وجود منیسک است. برای تعیین نیروی منیسک ابتدا باید مشخص شود که منیسک بین کدام ذرات تشکیل می‌شود و برای چه شرایطی میان ذرات، برقرار می‌ماند. جهت تعیین فاصله تشکیل و تخریب منیسک پژوهش‌هایی انجام شده مدل‌هایی جهت تعیین آن ارائه شده است [42,44,45]. با این وجود، در شبیه‌سازی عددی خاک غیر اشباع با روش اجزای مجزا جهت ساده‌سازی معمولاً فرض می‌شود که منیسک، فقط بین ذرات دارای تماس تشکیل می‌شود [5,31,33-35] و با جدا شدن ذرات از یکدیگر منیسک تخریب می‌شود [31,34,35]. به طور مشابه، در این پژوهش، به دلیل شکل پیچیده‌تر ذرات نسبت به پژوهش‌های گذشته، برای ساده‌سازی فرض شده است که منیسک فقط بین

با مشخص بودن مقدار زاویه بین دو ضلع و همچنین مقدار r_1 طبق رابطه (۱) و با ساده سازی رابطه (۲)، مقدار طول ترشدگی (L) طبق رابطه (۳) به دست می آید:

$$L = \frac{r_1 \times \sin \gamma}{\sin \beta} = \frac{r_1 \times \sin \gamma (90 - (\alpha + \beta))}{\sin \beta} \quad (3)$$

با توجه به جنس ذرات دانه ای که ذرات فاقد بار سطحی هستند، ذرات به صورت کاملاً خیس شونده (Perfectly wetting surface) هستند و در این شرایط زاویه برخورد (α) برابر صفر در نظر گرفته می شود [46]. چن و همکاران [47] نیز نشان دادند که استفاده از مقدار زاویه برخورد بین صفر تا ۱۰ درجه تفاوت چشم گیری در مقدار نیروی منیسک ندارد. در برخی مدل سازی های پیشین، زاویه برخورد در محدوده صفر تا ۱۰ درجه [31,34,35] فرض شده است. در مدل سازی حاضر مقدار زاویه برخورد برابر صفر فرض شده است. اگر مقدار طول ترشوندگی مورد نیاز برای تشکیل منیسک (L) از کمینه فاصله بین رئوس اعضا و محل برخورد (L_1 و L_2) کمتر باشد ($L < \min[L_1, L_2]$)، امکان تشکیل کامل منیسک مطابق شرایط رژیم پاندولی وجود دارد و در غیر این صورت سطح انحنا منیسک دو ذره را در داخل حفره بین آنها قطع نخواهد کرد و فرض می شود که حفره مورد نظر اشباع است و در نتیجه از نیروی غیر اشباع در این حفره صرف نظر می شود.

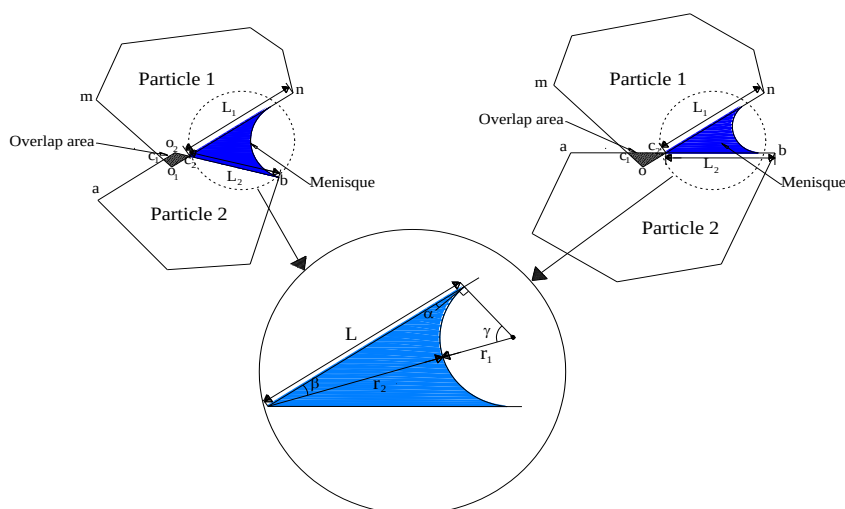
راستای خط گذرنده از این نقاط مشخص شده و با راستای کلیه اضلاع ذره Particle2 مقایسه شده و در نتیجه ضلع ab مشخص می شود. در برخورد رأس به رأس نیز ابتدا رئوس متداخل در هر یک از ذرات (o_1 و o_2) مشخص می شوند. سپس رئوس مجاور آنها در هر یک از دو ذره (m و n در ذره Particle1 و a و b در ذره Particle2) شناسایی می شوند. سپس در ادامه الگوریتم مشخص می شود که هر یک از نقاط m و n در ذره Particle1 و a و b در ذره Particle2 به کدام یک از نقاط برخورد c_1 و c_2 مرتبط هستند و حفره را تشکیل می دهند. پس از مشخص شدن اضلاع مرتبط بین دو ذره، ac_1 و mc_1 در حفره سمت چپ، و bc_2 و nc_2 در حفره سمت راست، مشخصات هندسی حفره مانند β ، L_1 و L_2 محاسبه می شود.

برای تعیین شعاع انحنا منیسک، مقدار مکش به صورت ورودی به برنامه داده می شود و شعاع خارجی منیسک (r_1) از رابطه (۱) محاسبه می شود.

$$r_1 = \frac{T_s}{\text{Suction}} \quad (1)$$

که در آن T_s نیروی کشش سطحی آب و Suction مقدار مکش اعمالی بر نمونه است. سپس با فرض دایره ای بودن انحنا منیسک [42,45] و با استفاده از رابطه سینوس ها مطابق معادله (۲) داریم:

$$\frac{L}{\sin \gamma} = \frac{r_1 + r_2}{\sin(90 + \alpha)} = \frac{r_1}{\sin \beta} \quad (2)$$



شکل ۱ مشخصات هندسی منیسک تشکیل شده بین دو ذره در شرایط برخورد رأس به ضلع و رأس به رأس

محاسبه می‌شوند. تنش متوسط p و تنش تفاضلی q به ترتیب از روابط (۶-الف) و (۶-ب) محاسبه می‌شوند.

$$p = \frac{\sigma_{1-1} + \sigma_{2-2}}{2} \quad (۶-الف)$$

$$q = \sigma_{2-2} - \sigma_{1-1} \quad (۶-ب)$$

در روابط بالا σ_{1-1} و σ_{2-2} تنش در راستای محور افق (۱-۱) و در راستای محور قائم (۲-۲) هستند. همچنین چسبندگی (C) نیز مطابق رابطه کولمب از رابطه ساده شده زیر محاسبه می‌شود.

$$C = \frac{q}{2 \cos(\phi)} + p \tan(\phi) \quad (۷)$$

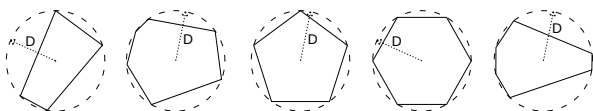
در رابطه بالا ϕ زاویه اصطکاک داخلی توده خاک است. با مشخص بودن q و p در هر مکش به ازای حداقل دو تنش همه جانبه متفاوت، مقدار چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی (ϕ) در هر مکش به دست می‌آید.

مشخصات شبیه‌سازی عددی

برای مدل‌سازی عددی از یک برنامه کامپیوتری با نام POLY استفاده شده است [23]. این برنامه، گسترش یافته برنامه DISC بوده [48] که برای شبیه‌سازی آزمون فشاری دو محوری ذرات دایروی استفاده می‌شود. برنامه POLY برای شبیه‌سازی ذرات چند گوشه توسعه داده شده است. در این بخش مشخصات شبیه‌سازی‌های انجام شده با برنامه POLY شرح داده می‌شود.

مشخصات ذرات

در این مدل‌سازی از حدود ۲۰۰۰ ذره با پنج نوع هندسه چند گوشه که در شکل ۲ نشان داده شده است، استفاده شده است که این ذرات در دایره محاط می‌شوند. قطر دایره محیطی ذرات (D) از ۰/۳ تا ۱/۲ میلی‌متر است.



شکل ۲ شکل ذرات استفاده شده در مدل‌سازی با قطر دایره محیطی D

مقادیر پارامترهای استفاده شده در مدل‌سازی شامل چگالی ذرات (ρ)، سختی تماسی عمودی (k_n)، سختی تماسی برشی

در صورتی که دانه‌بندی نمونه‌ها شامل ذرات بسیار کوچک تا بسیار بزرگ باشد، ممکن است ذرات کوچک در حفرات بزرگ بین دو ذره قرار گیرند. با توجه به کم بودن مقدار رطوبت در شرایط رژیم پاندولی و کوچک بودن مساحت منیسک‌ها، امکان قرارگیری ذرات در داخل منیسک‌ها کم است. همچنین با توجه به فرض پژوهش که نیروی منیسک فقط برای ذرات دارای برخورد محاسبه می‌شود، از تأثیر قرارگیری احتمالی ذرات ریز در منیسک‌ها و اثر آن‌ها بر نیروی منیسک‌ها صرف نظر می‌شود.

نیروی منیسک

مطابق توضیحات بخش قبل در صورتی که امکان تشکیل منیسک در هر یک از حفرات بین دو ذره وجود داشته باشد، نیروی منیسک مطابق رابطه (۴) محاسبه می‌شود.

$$F_m = (\pi \times r_2^2 \times \text{Suction} + 2\pi \times r_2 \times T_s) / 2 \quad (۴)$$

در این رابطه F_m نیروی ناشی از منیسک است. با توجه به شکل ذرات و حفرات که فاقد تقارن و نظم مشخصی هستند، ممکن است نیروی منیسک فقط در یکی از حفرات در نظر گرفته شود. در این صورت لنگر اعمالی از طرف منیسک بر هر ذره مقدار متفاوتی خواهد بود. در نتیجه، در شرایط سکون و وجود سطح هم‌پوشانی بسیار ناچیز و بدون وارد شدن نیروی خارجی (مشابه با شرایطی که دو ذره به یکدیگر چسبیده‌اند و بارگذاری به مجموعه اعمال نمی‌شود)، لنگرهای متفاوت وارد بر هر ذره باعث عدم تعادل در مجموعه می‌شود. به این دلیل فقط مقدار نیروی منیسک در راستای عمود بر سطح برخورد تجزیه شده و با مقدار نیروی تماسی عمودی بین ذرات جمع می‌شود و باعث افزایش نیروی آستانه لغزش بین دو ذره می‌شود. در این مدل‌سازی نیروی آستانه لغزش در ذرات دانه‌ای از رابطه (۵) محاسبه می‌شود.

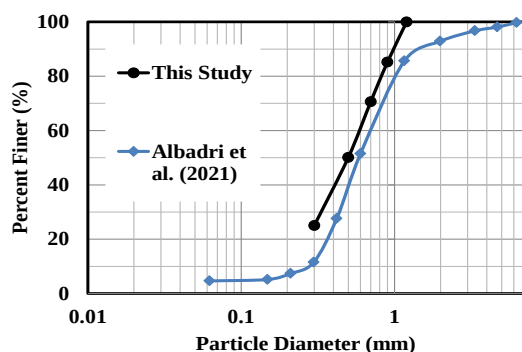
$$F_{S \max} = (F_{N \text{con}} + F_m) \times \mu \quad (۵)$$

که در آن، $F_{N \text{con}}$ نیروی عمودی تماسی بین دو ذره و μ ضریب اصطکاک بین دو ذره است.

چسبندگی و مقاومت برشی غیر اشباع

برای بررسی نتایج به دست آمده چسبندگی و تنش‌های انحرافی

شده در پژوهش آزمایشگاهی و این پژوهش در محدوده دانه‌بندی خاک‌های ماسه‌ای قرار دارد و همچنین مشاهده می‌شود دانه‌بندی استفاده شده در پژوهش حاضر، درصد عبوری بین ۲۰ تا ۹۰ درصد پژوهش آزمایشگاهی را پوشش می‌دهد.

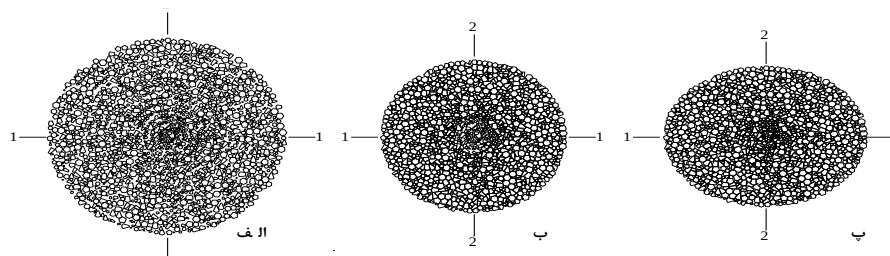


شکل ۳ منحنی دانه‌بندی ذرات استفاده شده در مدل‌سازی و صحت‌سنجی [17]

شرح بارگذاری دو محوری

مراحل مدل‌سازی در برنامه مورد استفاده مطابق شکل ۴ شامل مراحل زیر است:

ابتدا مختصات رئوس ذرات نسبت به مرکز مختصات در یک فایل ورودی به برنامه داده می‌شوند و ذرات نام‌گذاری می‌شوند. سپس این فایل در برنامه فراخوانی می‌شود و ذرات به ترتیب نام‌گذاری با اولویت قرارگیری در مرکز مجموعه تولید می‌شوند به نحوی که با یکدیگر در تماس نباشند (شکل ۴-الف). سپس ذرات به نحوی متراکم می‌شوند تا تخلخل نمونه در حد مورد نظر قرار گیرد ولی ذرات با یکدیگر هم‌پوشانی نداشته باشند (شکل ۴-ب). در مرحله بعد، تنش همه‌جانبه در جهت‌های ۱-۱ و ۲-۲ به نمونه اعمال می‌شود (شکل ۴-ب). در نهایت، در نهایت تنش انحرافی در جهت محور ۲-۲ اعمال می‌شود (شکل ۴-پ). لازم به توضیح هست که نیروی ناشی از منیسک محاسبه شده در بخش‌های گذشته، در مراحل سوم و چهارم بارگذاری در نظر گرفته می‌شود.



شکل ۴ مراحل بارگذاری دو محوری: (الف) تولید اولیه ذرات به صورت توده نامتراکم، (ب) متراکم‌سازی و اعمال تنش همه‌جانبه، (پ) بارگذاری انحرافی

(k_s) ، ضریب اصطکاک (μ) و مقدار نیروی کشش سطحی آب (T_s) مطابق

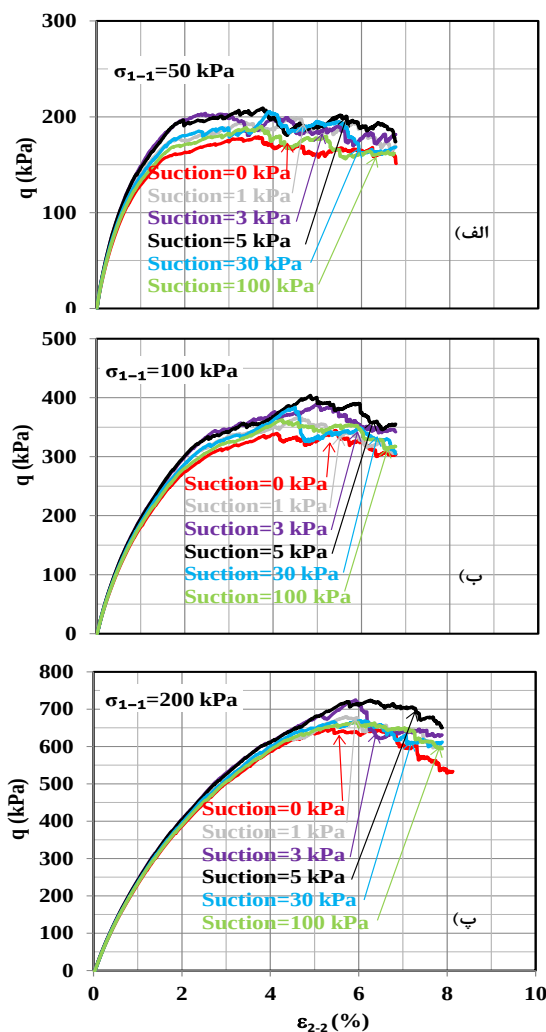
جدول ۱) است. مقادیر سختی تماسی ذرات به نحوی انتخاب شده است تا مقدار هم‌پوشانی ذرات در محدوده قابل قبول باشد. به نحوی که سختی ذرات از حدی کمتر نباشد تا در مرحله متراکم‌سازی، هم‌پوشانی ذرات در یکدیگر بیش از حد نشود. همچنین سختی از حدی بیشتر نشود تا در مرحله متراکم‌سازی، پس از طی تعداد سیکل‌های لازم، تخلخل نمونه به مقدار ثابتی برسد. همچنین مقدار ضریب اصطکاک ذرات در محدوده سایر مطالعات دو بعدی انجام شده بر روی خاک دانه‌ای تیز گوشه با روش اجزای مجزا است [29,30,49]. مقدار نیروی کشش سطحی آب در دمای ۲۵ درجه برابر با $72.4/4$ میلی نیوتن بر متر است [46]. مقدار چگالی ذرات در محدوده مقادیر موجود در آزمایشگاه برای ذرات خاک است. مدل‌سازی در تنش‌های همه‌جانبه ۵۰، ۱۰۰ و ۲۰۰ کیلوپاسکال انجام شده است. همچنین مکش‌های صفر، یک، سه، پنج، ۳۰ و ۱۰۰ کیلوپاسکال به نمونه اعمال شده است.

جدول ۱ مقادیر پارامترهای استفاده شده در مدل‌سازی

متغیر	مقدار	واحد
چگالی ذرات (ρ)	2500	kg/m^3
سختی تماسی عمودی (k_n)	5×10^7	N/m
سختی تماسی برشی (k_s)	5×10^7	N/m
ضریب اصطکاک (μ)	0.5	-
نیروی کشش سطحی آب (T_s)	72.4	mN/m

در این پژوهش، به جهت صحت‌سنجی کیفی نتایج شبیه‌سازی عددی از نتایج آزمایشگاهی پژوهش البدی و همکاران [17] استفاده شده است. منحنی دانه‌بندی خاک در این کار آزمایشگاهی به همراه منحنی خاک شبیه‌سازی شده در پژوهش حاضر در شکل ۳ نشان داده شده است. خاک استفاده

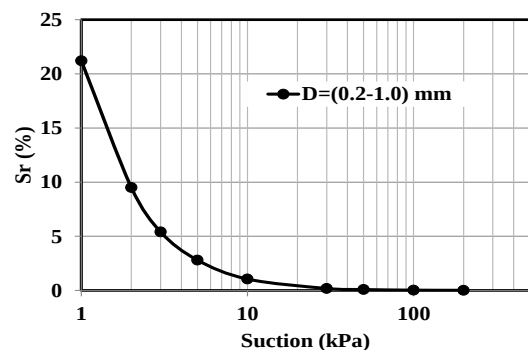
می‌شود که مطابق انتظار با افزایش تنش همه‌جانبه، مقاومت برشی نمونه (q_{max}) افزایش می‌یابد و شیب منحنی تنش- کرنش بیشتر می‌شود. همچنین در همه مدل‌سازی‌ها، نمونه‌های دارای مکش نسبت به نمونه‌های بدون مکش، مقاومت برشی بیشتری دارند. علت این پدیده آن است که با ایجاد مکش در نمونه، نیروی منیسک باعث افزایش نیروی آستانه حرکت ذرات می‌شود و در نتیجه مقاومت برشی افزایش می‌یابد. همچنین مشاهده می‌شود که در همه تنش‌های همه‌جانبه، بیشینه مقاومت برشی در مکش پنج کیلوپاسکال اتفاق می‌افتد و به ازای سایر مکش‌ها، تأثیر مکش بر افزایش مقاومت برشی کاهش می‌یابد. این پدیده با نتایج پژوهش‌های قبلی برای خاک‌های غیر چسبنده [16,20,50] نیز به صورت کیفی تطابق دارد. مکشی که در آن بیشینه مقاومت برشی اتفاق می‌افتد را می‌توان مکش بهینه نامید که مقدار آن در مدل‌سازی حاضر برابر پنج کیلوپاسکال است.



شکل ۶ منحنی تنش تفاضلی در برابر تغییر مکان محوری برای تنش‌های همه‌جانبه: (الف) ۵۰، (ب) ۱۰۰، (پ) ۲۰۰ کیلوپاسکال

منحنی نگهداشت

منحنی نگهداشت یکی از مهم‌ترین مشخصات مصالح در خاک‌های غیر اشباع است. در این منحنی رابطه بین مکش با رطوبت یا درجه اشباع تعیین می‌شود. در مدل‌سازی حاضر می‌توان منحنی نگهداشت را به صورت کیفی در محدوده رژیم پاندولی برای هر نمونه‌ای استخراج کرد. برای تهیه منحنی نگهداشت، مکش به نمونه اعمال می‌شود و مطابق توضیحات بخش‌های گذشته امکان تشکیل منیسک در حفرات مختلف بررسی می‌شود. در حفراتی که منیسک در آن تشکیل می‌شود، مساحت منیسک مشخص می‌شود و با مشخص شدن مساحت کلیه منیسک‌ها و مشخص بودن فضای خالی کل، درجه اشباع نمونه تعیین می‌شود. این فرایند برای مکش‌های مختلف تکرار می‌شود و با رسم منحنی درجه اشباع به ازای مکش‌های مختلف، منحنی نگهداشت رسم می‌شود. منحنی نگهداشت نمونه استفاده شده در مدل‌سازی حاضر مطابق شکل (۵) است. در منحنی نگهداشت مشاهده می‌شود که با افزایش مکش، درجه اشباع کاهش می‌یابد. همچنین درجه اشباع در محدوده زیر ۳۰ درصد قرار دارد که مطابق با مطالعات گذشته در محدوده رطوبتی رژیم پاندولی دارد [4,5].



شکل ۵ منحنی نگهداشت به دست آمده از مدل‌سازی با ذرات غیر یکنواخت در محدوده رژیم پاندولی

نتایج شبیه‌سازی

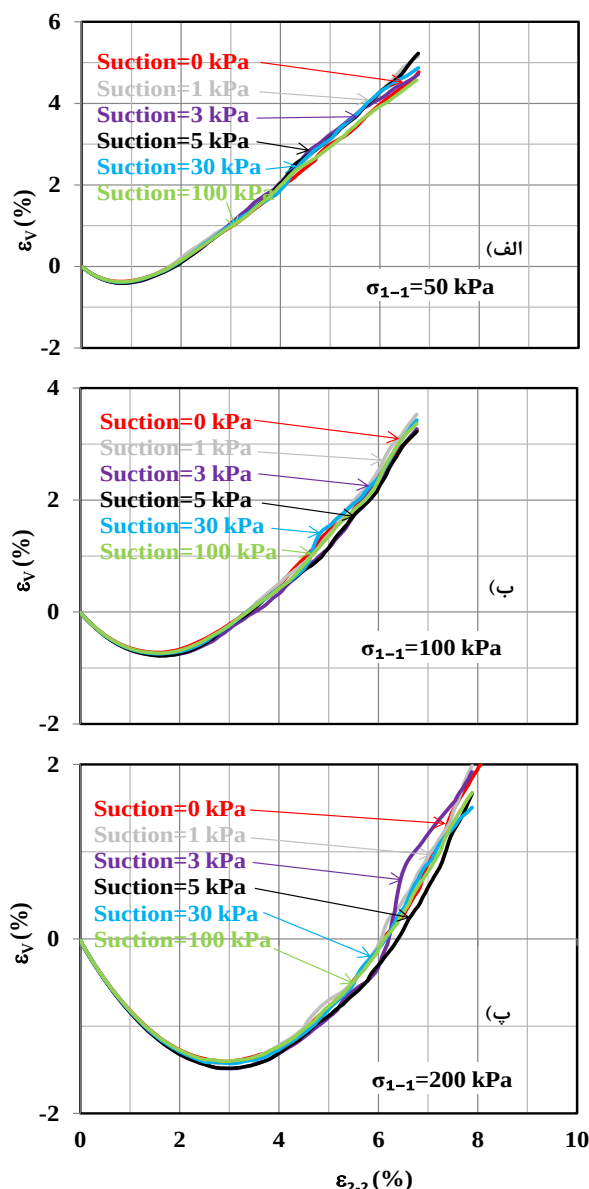
در این بخش، نتایج مدل‌سازی در سه سطح تنش همه‌جانبه و شش مکش و مقایسه نتایج آن با کار آزمایشگاهی [17] جهت صحت‌سنجی تشریح شده است.

تغییرات تنش و کرنش

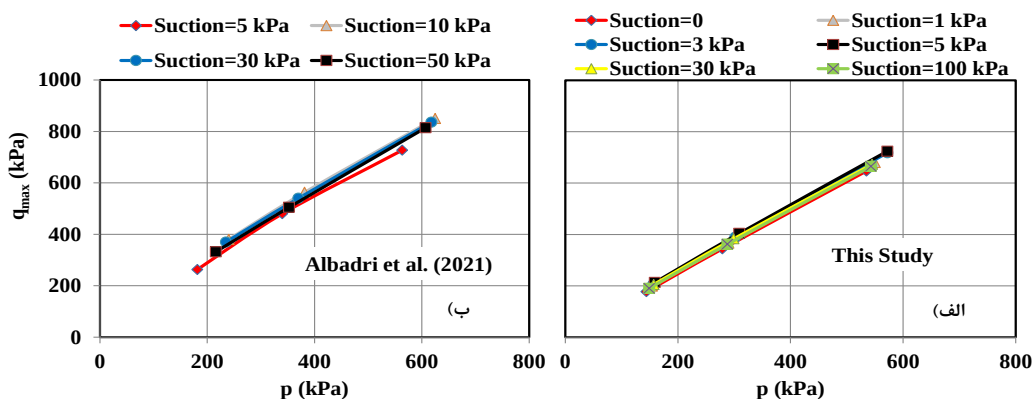
تغییرات تنش تفاضلی (q) با کرنش محوری به ازای تنش‌ها و مکش‌های متفاوت بررسی شده است. در شکل (۶) مشاهده

صحت سنجی

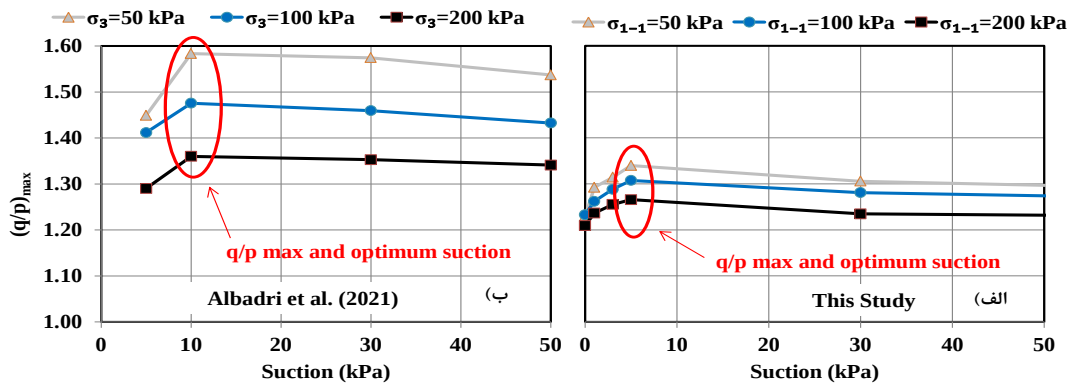
در پژوهش البدری و همکاران [17]، آزمایش سه محوری غیر اشباع با مکش‌های پنج، ۱۰، ۳۰ و ۵۰ کیلوپاسکال تحت تنش‌های همه‌جانبه ۵۰، ۱۰۰، ۲۰۰ و ۳۰۰ کیلوپاسکال و بر روی خاک ماسه‌ای انجام شده است. نتایج به دست آمده از پژوهش حاضر به همراه کار آزمایشگاهی [17] در فضای تنش تفاضلی بیشینه- تنش متوسط ($q_{max}-p$) در شکل ۸ نشان داده شده است. با وجود ساده‌سازی‌های ذاتی روش مدل‌سازی دو بعدی اجزای مجزا، نتایج مدل‌سازی عددی و آزمایشگاهی تطابق مناسبی با یکدیگر دارند. مطابق انتظار با افزایش تنش متوسط، تنش انحرافی بیشینه افزایش می‌یابد. اثر مکش بر روی مقاومت برشی بیشینه در این نمودارها به خوبی مشخص نیست. ولی با تغییر پارامترهای نمودار، می‌توان به تأثیر مهم آن پی برد. مقدار مکش بر روی مقاومت برشی توده خاک غیر اشباع تأثیر به‌سزایی دارد. در شکل ۹ تغییرات نسبت تنش انحرافی به تنش متوسط بیشینه (q/p)_{max} در برابر مقدار مکش برای مطالعه حاضر (شکل ۹-الف) و پژوهش البدری و همکاران [17] (شکل ۹-ب) رسم شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود مشابه نتایج آزمایشگاهی البدری و همکاران [17]، در مدل‌سازی حاضر ابتدا با افزایش مکش تا مقدار خاصی، نسبت (q/p)_{max} افزایش می‌یابد. سپس با افزایش بیشتر مکش، نسبت (q/p)_{max} کاهش می‌یابد. به عبارت دیگر، افزایش مکش در خاک دانه‌ای همواره موجب افزایش مقاومت برشی نشده، بلکه از حدی به بعد، تأثیری در افزایش مقاومت ندارد. مطابق مقدار مکش بهینه در پژوهش حاضر برابر پنج و در پژوهش البدری و همکاران [17] برابر ۱۰ کیلوپاسکال است.



شکل ۷ منحنی تغییر حجم در برابر تغییر مکان محوری برای تنش‌های همه‌جانبه: (الف) ۵۰، (ب) ۱۰۰، (پ) ۲۰۰ کیلوپاسکال



شکل ۸ منحنی $q_{max}-p$ در مکش‌های مختلف: (الف) پژوهش حاضر، (ب) پژوهش البدری و همکاران [17]



شکل ۹ منحنی $(q/p)_{\max}$ در برابر مکش برای تنش‌های همه‌جانبه مختلف: (الف) پژوهش حاضر، (ب) پژوهش البدری و همکاران [17]

تأثیر تغییر مکش در تنش‌های همه‌جانبه مختلف

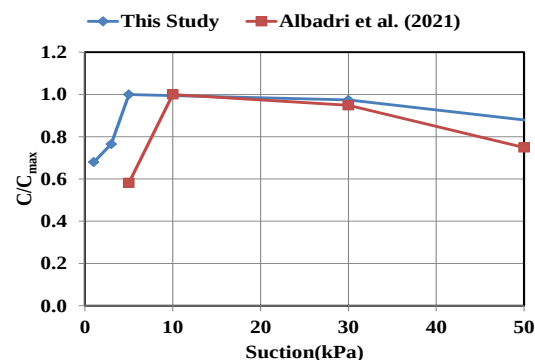
تأثیر مکش بر مقاومت برشی توده خاک غیر اشباع در تنش‌های همه‌جانبه مختلف، متفاوت است. مطابق توضیحات بخش‌های گذشته، در مدل‌سازی حاضر و در همه تنش‌های همه‌جانبه بیشینه مقاومت برشی در مکش پنج کیلوپاسکال اتفاق می‌افتد. برای آنکه بتوان اثر مکش در توده خاک غیر اشباع را در تنش‌های همه‌جانبه مختلف مقایسه کرد، پارامتری با نام نسبت تنش بیشینه نرمالیزه شده (Normalized Peak Stress Ratio) (NPSR) تعریف می‌شود. مقدار این نسبت در هر مکش مطابق رابطه (۸) و با تقسیم نسبت تنش انحرافی به متوسط بیشینه $(q/p)_{\max}$ بر نسبت تنش انحرافی به متوسط در شرایط بدون مکش $(q/p)_0$ ، منهای واحد به دست آمده است.

$$NPSR = \frac{(q/p)_{\max}}{(q/p)_0} \quad (۸)$$

مقدار پارامتر NPSR در مکش‌های یکسان و به ازای تنش‌های همه‌جانبه مختلف، متفاوت به دست می‌آید. در شکل ۱۱ مقدار این نسبت در تنش‌های همه‌جانبه مختلف در برابر مکش نشان داده شده است. نتایج نشان می‌دهد که با افزایش تنش همه‌جانبه، اثر افزایش مکش بر مقاومت برشی نمونه کاهش می‌یابد. دلیل این پدیده آن است که با افزایش تنش همه‌جانبه، اثر نیروهای تماسی افزایش یافته، در حالی که بدون تغییر مکش، نیروی منیسک تغییر نمی‌کند. در نتیجه اثر نیروی منیسک به نیروهای تماسی بر مقاومت برشی کاهش می‌یابد.

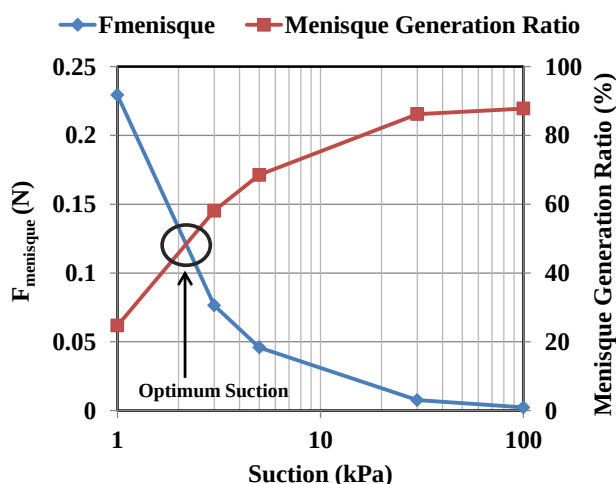
تغییرات چسبندگی

چسبندگی در توده خاک‌های غیر اشباع با تغییر مکش، تغییر می‌کند. مطابق توضیحات بخش‌های گذشته مقدار چسبندگی (C) در مکش‌های مختلف محاسبه شده است و بیشترین چسبندگی در مکش‌های مختلف، چسبندگی بیشینه ($C_{\max}$) نامیده شده است. به منظور بررسی تغییرات چسبندگی در مکش‌های مختلف، نسبت چسبندگی در هر مکش (C) به مقدار چسبندگی بیشینه ($C_{\max}$) محاسبه شده و در شکل ۱۰ نشان داده شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود نسبت چسبندگی ($C/C_{\max}$) مشابه با پژوهش البدری و همکاران [17]، دارای نقطه بیشینه به ازای مکش بهینه است و ابتدا با افزایش مکش تا حد مشخصی، چسبندگی افزایش می‌یابد و در نقطه مکش بهینه، بیشترین چسبندگی را دارد. سپس با افزایش مکش، مقدار چسبندگی اندکی کاهش می‌یابد. مقدار مکش بهینه در پژوهش حاضر برابر پنج کیلوپاسکال و در پژوهش البدری و همکاران [17] برابر ۱۰ کیلوپاسکال است. همچنین مشاهده می‌شود که در هر دو پژوهش مقدار چسبندگی بیشینه، حدود دو برابر مقدار آن در کمترین مقدار است.



شکل ۱۰ منحنی نسبت چسبندگی در برابر مکش در این پژوهش و پژوهش البدری و همکاران [17]

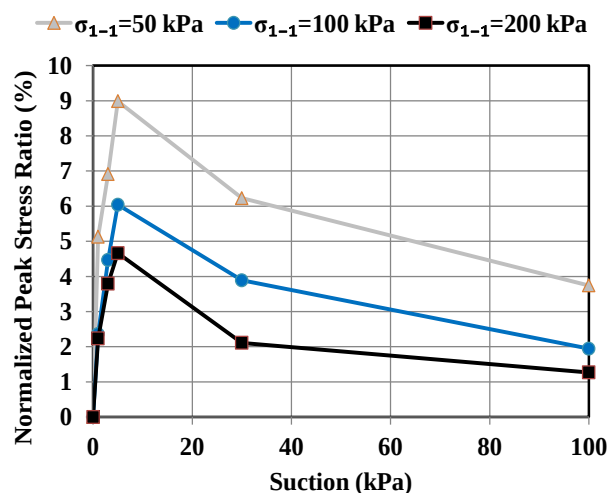
افزایش می یابد. این امر موجب می شود تا بیشینه مقاومت برشی در مکشی بهینه اتفاق بیفتد که به ازای آن مقدار نیرو و تعداد منیسک ها بیشترین تأثیر را بر مقاومت برشی خاک غیراشباع داشته باشند.



شکل ۱۲ روند تغییرات نیروی منیسک و نسبت ایجاد منیسک قابل تشکیل در برابر مکش برای حفراتی با فرض $\beta=15^\circ$

تأثیر اندازه ذرات

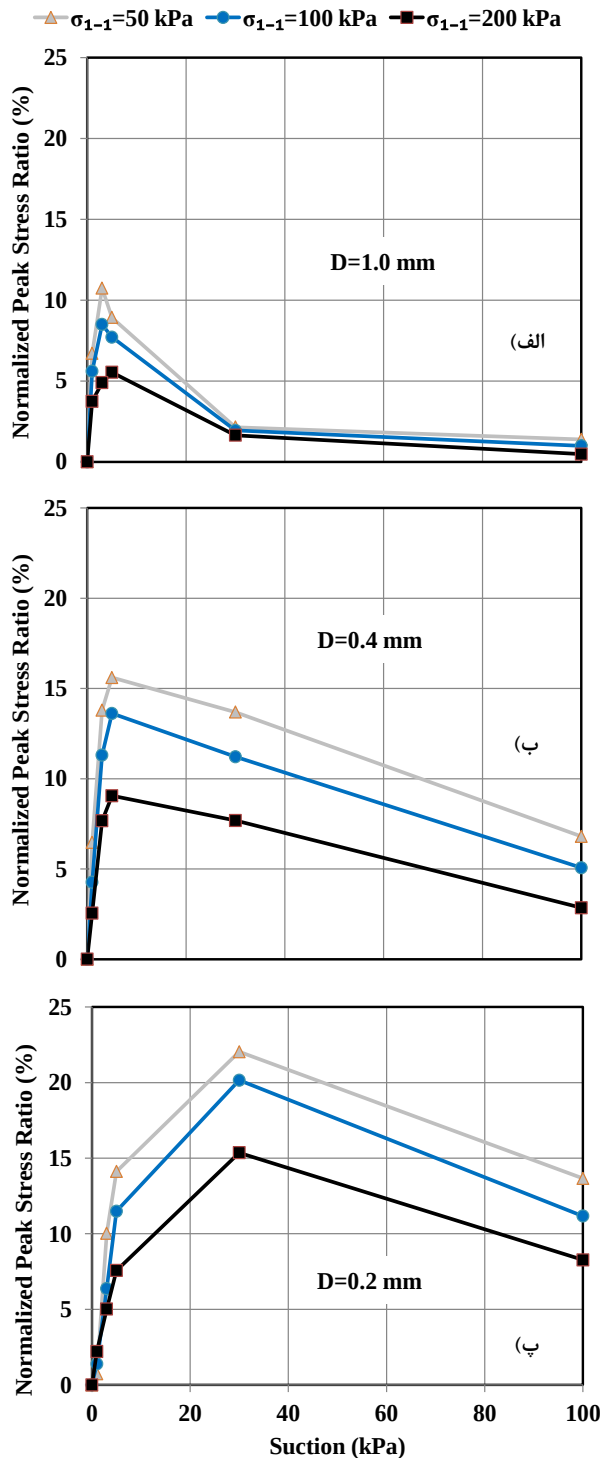
به طور کلی، اندازه ذرات توده خاک بر مقاومت برشی خاک غیر اشباع بودن نیز می تواند تأثیر گذار باشد. با حفظ دانه بندی یکنواخت و شکل هندسی ثابت، تأثیر اندازه ذرات در این مطالعه بررسی شده است. قطر ذرات در سه مدل سازی مختلف برابر $0/2$ ، $0/4$ و $1/0$ میلی متر در نظر گرفته شده است. مشابه بخش های گذشته تنش همه جانبه در مدل سازی ها برابر با 50 ، 100 و 200 کیلو پاسکال و مکش برابر صفر، یک، سه، پنج و 30 کیلو پاسکال انتخاب شده است. سایر مشخصات ذرات مطابق جدول (۱) و در همه مدل سازی ها یکسان است. منحنی نگهداشت ذرات برای سه دانه بندی به دست آمده و در شکل (۱۳) نشان داده است. در این منحنی ها، مشاهده می شود که با کوچک تر شدن ذرات، منحنی نگهداشت بالاتر قرار می گیرد. زیرا با کوچک تر شدن ذرات، حفرات میان ذرات نیز کوچک تر شده و به دلیل کشش سطحی میان ذرات آب و ذرات جامد، حفظ رطوبت در میان حفرات بیشتر خواهد بود. نمود این پدیده در نمودارها به خوبی مشاهده می شود. به عبارت دیگر به



شکل ۱۱ نسبت تنش بیشینه نرمالیزه شده در برابر مکش برای تنش های همه جانبه مختلف

مکش بهینه

در بخش های قبل توضیح داده شد که مقدار چسبندگی و مقاومت برشی در مکش مشخصی، بیشترین مقدار را دارد که مکش بهینه نامیده می شود. به منظور بررسی علت کاهش مقاومت برشی در مکش های کمتر و بیشتر از مکش بهینه، پارامتری با نام نسبت ایجاد منیسک (Menisque Generation Ratio) تعریف شده است. تعداد کل حفرات بین هر دو ذره در توده خاک با V_t و تعداد حفراتی که منیسک در آن ها تشکیل می شود با V_m معرفی می شوند. مقدار نسبت ایجاد منیسک از تقسیم پارامتر V_m بر V_t به دست می آید. روند مقدار نیروی منیسک و نسبت ایجاد منیسک در برابر مکش برای اضلاع دو ذره دارای برخورد با مشخصات هندسی برخورد $\beta=15^\circ$ (به عنوان نمونه) در شکل (۱۲) نشان داده شده است. محور عمودی سمت چپ، مقدار نیروی منیسک را نشان می دهد که از رابطه (۴) محاسبه شده است. مشاهده می شود که با افزایش مکش و در نتیجه کاهش شعاع انحنا مطابق رابطه (۱)، نیروی ناشی از منیسک کاهش می یابد. از طرف دیگر، با افزایش مکش، رطوبت نمونه کاهش می یابد و مطابق توضیحات بخش های گذشته، حفرات بیشتری از حالت اشباع خارج می شوند و امکان تشکیل منیسک در حفرات بیشتری وجود دارد. در نتیجه نیروی منیسک بر تعداد ذرات بیشتری وارد می شود. بنابراین افزایش مکش، از یک طرف، باعث کاهش مقدار نیروی منیسک شده و از طرف دیگر، تعداد حفراتی که منیسک می تواند در آن تشکیل شود

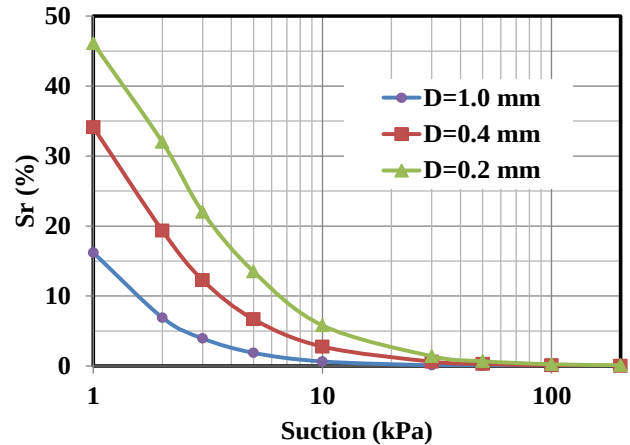


شکل ۱۴ نسبت تنش بیشینه نرمالیزه شده در مکش‌های و تنش‌های همه‌جانبه مختلف، برای ذرات با قطرهای یکنواخت (الف) ۱/۰، (ب) ۰/۴ و (پ) ۰/۲ میلی‌متر

نتیجه‌گیری

با توجه به فرضیات ساده‌کننده پژوهش‌های پیشین برای شکل ذرات، در این پژوهش رفتار ذرات دانه‌ای غیر اشباع با شکل

ازای یک مکش یکسان، رطوبت نمونه در ذرات ریزدانه‌تر، بیشتر است که این روند در سایر مراجع [1,46] نیز مشاهده می‌شود.



شکل ۱۳ منحنی نگهداشت به دست آمده از مدل‌سازی ذرات با قطرهای یکنواخت ۰/۲ و ۰/۴ و ۱/۰ میلی‌متر

برای بررسی تأثیر قطر ذرات بر مقاومت برشی نمونه‌های غیر اشباع، از نسبت تنش بیشینه نرمالیزه شده (NPSR) در مکش‌ها و تنش‌های همه‌جانبه مختلف استفاده شده است و تغییرات آن در برابر مکش در شکل ۱۴ نشان داده شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، در یک تنش همه‌جانبه مشخص، نسبت NPSR برای ذرات ریزتر مقدار بیشتری دارد. به عبارت دیگر هر چه ذرات ریزدانه‌تر باشند، اثر نیروی منیسک بر مقاومت برشی بیشتر است و با افزایش اندازه ذرات، تأثیر نیروی منیسک بر مقاومت برشی کم می‌شود. اندازه ذرات بر مقدار مکش بهینه نیز تأثیر دارد. در شکل ۱۴ مشاهده می‌شود که با کوچک‌تر شدن ذرات، بیشینه مقاومت برشی در مکش بیشتری اتفاق می‌افتد. به عبارت دیگر، در ذرات ریزدانه‌تر، مقدار مکش بهینه بیشتر است. علت این پدیده آن است که با کاهش اندازه ذرات، اندازه حفرات موجود در خاک نیز کاهش می‌یابد. در نتیجه حفرات خاک به ازای مکش بیشتری از حالت اشباع خارج و منیسک در آن‌ها تشکیل می‌شود. یعنی با کاهش اندازه ذرات، نسبت ایجاد منیسک (مطابق توضیحات بخش‌های گذشته) کاهش می‌یابد و در نتیجه دو منحنی نیروی منیسک و نسبت ایجاد منیسک در مکش بیشتری با هم برخورد خواهند داشت و مقدار مکش بهینه بیشتر خواهد بود.

منیسک در آن‌ها وجود دارد، افزایش می‌یابد و این دو پارامتر در مکش مشخصی بیشترین مقاومت برشی را ایجاد می‌کنند.

۴. با کوچک‌تر شدن اندازه ذرات، تأثیر نیروهای غیر اشباع بر مقاومت برشی بیشتر می‌شود و در یک تنش همه‌جانبه و مکش ثابت، افزایش مقاومت برشی در نمونه با ذرات کوچک‌تر بیشتر است. همچنین با کوچک‌تر شدن ذرات، بیشینه مقاومت برشی در مکش بیشتری اتفاق می‌افتد.

با اینکه نتایج این پژوهش با نتایج کارهای آزمایشگاهی تطابق دارد، باید گفت که شبیه‌سازی توده خاک در فضای دو بعدی انجام شده است. از طرفی، شکل ذرات به صورت چند گوشه در نظر گرفته شده است. برای بالابردن کیفیت شبیه‌سازی‌ها و توسعه آن، می‌توان از همین ایده مدل‌سازی منیسک در شبیه‌سازی توده خاک با شکل ذرات چند گوشه سه بعدی استفاده نمود. همچنین، در این پژوهش، وجود منیسک با نیروهای معادل آن لحاظ شده بود. می‌توان با در نظر گرفتن حضور ذرات آب، علاوه بر نیروهای کشش سطحی، حرکت آب میان ذرات را هم شبیه‌سازی کرد. رطوبت نمونه‌ها در این مدل‌سازی در محدوده رژیم پاندولی است و می‌توان در پژوهش‌های بعدی، محدوده گسترده‌تری از رطوبت‌ها را در نظر گرفت. همچنین برای ساده‌سازی فرض شده است تا پس از برخورد ذرات با هم منیسک تشکیل می‌شود و با جدا شدن ذرات از یکدیگر، منیسک بین ذرات از بین می‌رود. در پژوهش‌های آینده می‌توان تشکیل و تخریب منیسک را در ذرات بدون تماس نیز بررسی و با نتایج حاضر مقایسه کرد.

سپاسگزاری

چند گوشه غیرمنتظم و منظم به صورت دو بعدی با استفاده از روش اجزای مجزا شبیه‌سازی شد. برای مدل‌سازی، برنامه اجزای مجزا POLY برای شرایط غیر اشباع توسعه داده شد. برای مدل‌سازی شرایط غیر اشباع، مکش به نمونه اختصاص داده شد و امکان تشکیل منیسک در حفرات بررسی گردید و در صورت تشکیل آن، نیروی منیسک به ذرات اعمال شد. مدل‌سازی با سه تنش همه‌جانبه و پنج مکش انجام شد. نتایج شبیه‌سازی‌ها با نتایج آزمایشگاهی موجود در ادبیات فنی تطابق رفتاری داشت. نتایج شبیه‌سازی‌ها نشان می‌دهد:

۱. نمونه‌های دارای مکش، مقاومت برشی بیشتری نسبت به نمونه‌های بدون مکش دارند. همچنین با افزایش مکش تا مقداری مشخص (که مکش بهینه نامیده شده است)، مقاومت برشی افزایش می‌یابد و پس از آن با افزایش بیشتر مکش، اثر افزایش مقاومت کمتر می‌شود. همچنین چسبندگی بیشینه در مکش بهینه اتفاق می‌افتد و با افزایش یا کاهش مکش از مقدار بهینه، چسبندگی کاهش می‌یابد.
۲. تأثیر نیروهای غیر اشباع بر مقاومت برشی خاک‌های دانه‌ای با افزایش تنش همه‌جانبه، کاهش می‌یابد. به عبارت دیگر، اثر نیروهای ناشی از منیسک در افزایش مقاومت برشی خاک غیر اشباع در تنش‌های همه‌جانبه کم، بیشتر است. زیرا با افزایش تنش همه‌جانبه تأثیر نیروهای تماسی بر مقاومت برشی توده خاک بیشتر می‌شود در حالی که بدون تغییر مکش، مقدار نیروهای غیر اشباع تغییر نمی‌کند و در نتیجه نسبت نیروهای منیسک به نیروهای تماسی کاهش می‌یابد.
۳. مقدار افزایش مقاومت برشی به مقدار نیروهای منیسک و تعداد حفرات دارای منیسک بستگی دارد. وجود مکش بهینه به این دلیل است که با افزایش مکش، مقدار نیروهای منیسک کاهش می‌یابد ولی تعداد حفراتی که امکان تشکیل

مراجع

- [1] D.G. Fredlund, H. Rahardjo, Soil mechanics for unsaturated soils, John Wiley & Sons, 1993.
- [2] S. D. N. Lourenço, D. Gallipoli, C. E. Augarde, D.G. Toll, P.C. Fisher, " Congreve, A. Formation and evolution of water menisci in unsaturated granular media," *Géotechnique*, vol. 62, pp. 193-199, 2012. doi:10.1680/geot.11.P.034
- [3] R. M. German, Particle packing characteristics. 1989.
- [4] R. Wan, S. Khosravani, M. Pouragha, " Micromechanical Analysis of Force Transport in Wet Granular Soils," *Vadose Zone Journal*, 13, 2014. doi:10.2136/vzj2013.06.0113

- [5] U. El Shamy, T. Gröger, “ Micromechanical aspects of the shear strength of wet granular soils,” *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, vol. 32, pp. 1763-1790, 2008. doi:10.1002/nag.695.
- [6] A.W. Bishop, G. Blight, “ Some aspects of effective stress in saturated and partly saturated soils,” *Geotechnique*, vol. 13, pp. 177-197, 1963.
- [7] D.G. Fredlund, N. R. Morgenstern, R. A. Widger, “ The shear strength of unsaturated soils,” *Canadian Geotechnical Journal*, vol.15, pp. 313-321, 1978. doi:10.1139/t78-029.
- [8] A. Öberg, G. Sällfors, “ Determination of shear strength parameters of unsaturated silts and sands based on the water retention curve,” *Geotechnical Testing Journal*, vol. 20, pp. 40-48, 1997.
- [9] S. Vanapalli, D. Fredlund, D. Pufahl, A. Clifton, “ Model for the prediction of shear strength with respect to soil suction,” *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 33, pp. 379-392, 1996.
- [10] S. Rohm, O. Vilar, “ Shear strength of an unsaturated sandy soil,” In Proceedings of the Proceedings of the first international conference on unsaturated soils /unsat'95/Paris/France/6-8 September, vol. 1, 1995.
- [11] N. Khalili, M. Khabbaz, “ A unique relationship for χ for the determination of the shear strength of unsaturated soils,” *Geotechnique*, vol. 48, pp. 681-687, 1998.
- [12] G. Eskandari, A. R. Estabragh, A. Soroush, “ Introducing a new technique for evaluating the behavior and volume change of unsaturated soils,” *Ferdowsi Civil Engineering*, vol. 25, pp. 31-55, 2014. (In Persian)
- [13] R. Baltodano-Goulding, Tensile strength, shear strength and effective stress for unsaturated sand. University of Missouri--Columbia, 2006.
- [14] R. Schnellmann, H. Rahardjo, H. R. Schneider, “ Unsaturated shear strength of a silty sand,” *Engineering Geology*, vol. 162, pp. 88-96, 2013. doi: 10.1016/j.enggeo.2013.05.011.
- [15] S. L. Houston, N. Perez-Garcia, W.N. Houston, “ Shear strength and shear-induced volume change behavior of unsaturated soils from a triaxial test program,” *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, vol. 134, pp. 1619-1632, 2008.
- [16] I. J. Alhani, M. J. b. M. Noor, M. A. M. Al-Bared, I. S. H. Harahap, W. M. Albadri, “ Mechanical response of saturated and unsaturated gravels of different sizes in drained triaxial testing,” *Acta Geotechnica*, vol. 15, pp. 3075-3093, 2020.
- [17] W. M. Albadri, M. J. M. Noor, I. J. Alhani, “ The relationship between the shear strength and water retention curve of unsaturated sand at different hydraulic phases,” *Acta Geotechnica*, vol. 16, pp. 2821-2835, 2021.
- [18] N. Lu, B. Wu, C. Tan, “ A tensile strength apparatus for cohesionless soils,” *Advanced experimental unsaturated soil mechanics*, pp. 105-110, 2005.
- [19] N. Lu, B. Wu, C.P. Tan, “ Tensile Strength Characteristics of Unsaturated Sands,” *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 133, pp. 144-154, 2007. doi:10.1061/(ASCE)1090-0241(2007)133:2(144).
- [20] W.T. Oh, S. K. Vanapalli, A. J. Puppala, “ Semi-empirical model for the prediction of modulus of elasticity for unsaturated soils,” *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 46, pp. 903-914, 2009. doi:10.1139/T09-030.

- [21] E. Seyed Hosseininia, "Investigating the micromechanical evolutions within inherently anisotropic granular materials using discrete element method," *Granular Matter*, vol. 14, pp. 483-503, 2012.
- [22] P. A. Cundall, O. D. L. Strack, "A discrete numerical model for granular assemblies," *Géotechnique*, vol. 29, pp. 47-65, 1979. doi:10.1680/geot.1979.29.1.47.
- [23] A. Mirghasemi, L. Rothenburg, E. Matyas, "Numerical simulations of assemblies of two-dimensional polygon-shaped particles and effects of confining pressure on shear strength," *Soils and Foundations*, vol. 37, pp. 43-52, 1997.
- [24] E. Seyed Hosseininia, A. Mirghasemi, "Numerical simulation of breakage of two-dimensional polygon-shaped particles using discrete element method," *Powder Technology*, vol. 166, pp. 100-112, 2006.
- [25] E. Seyed Hosseininia, A. Mirghasemi, "Effect of particle breakage on the behavior of simulated angular particle assemblies," *China Particuology*, vol. 5, pp. 328-336, 2007.
- [26] E. Seyed Hosseininia, "Discrete element modeling of inherently anisotropic granular assemblies with polygonal particles," *Particuology*, vol. 10, pp. 542-552, 2012.
- [27] E. Seyed Hosseininia, "Stress-force-fabric relationship for planar granular materials," *Géotechnique*, vol. 63, pp. 830-841, 2013.
- [28] E. Seyed Hosseininia, "A micromechanical study on the stress rotation in granular materials due to fabric evolution," *Powder Technology*, vol. 283, pp. 462-474, 2015.
- [29] M. Khabazian, E. Seyed Hosseininia, "Instability of saturated granular materials in biaxial loading with polygonal particles using discrete element Method (DEM)," *Powder Technology*, vol. 363, pp. 428-441, 2020.
- [30] S. Honari, E. Seyed Hosseininia, "Particulate modeling of sand production using coupled DEM-LBM," *Energies*, vol. 14, pp. 906, 2021.
- [31] M. J. Jiang, S. Leroueil, J. M. Konrad, "Insight into shear strength functions of unsaturated granulates by DEM analyses," *Computers and Geotechnics*, vol. 31, pp. 473-489, 2004.
doi:10.1016/j.compgeo.2004.07.001
- [32] K. Tourani, R. Mahboubi, E. Seyed Hosseininia, "Discrete Element Method for Modeling the Mechanical Behavior of Unsaturated Granular Material," *Journal of Computational Methods In Engineering*, vol. 35, pp. 157-181, 2016. doi:10.18869/acadpub.jcme.35.1.157.
- [33] L. Scholtès, B. Chareyre, F. Nicot, F. Darve, "Micromechanics of granular materials with capillary effects," *International Journal of Engineering Science*, vol. 47, pp. 64-75, 2009. doi:10.1016/j.ijengsci.2008.07.002,
- [34] Z. Shen, M. Jiang, C. Thornton, "Shear strength of unsaturated granular soils: three-dimensional discrete element analyses," *Granular Matter*, vol. 18, pp. 37, 2016. doi:10.1007/s10035-016-0645-x.
- [35] R. Asadi, A. Mirghasemi, "Numerical investigation of particle shape on mechanical behaviour of unsaturated granular soils using elliptical particles," *Advanced Powder Technology*, vol. 29, pp. 3087-3099, 2018.
- [36] J. A. Gili, E. E. Alonso, "Microstructural deformation mechanisms of unsaturated granular soils," *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, vol. 26, pp. 433-468, 2002. doi:10.1002/nag.206.
- [37] V. Richefeu, M. S. El Youssofi, R. Peyroux, F. Radjai, "A model of capillary cohesion for numerical simulations

- of 3D polydisperse granular media,” *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, vol. 32, pp. 1365-1383, 2008.
- [38] M. J. Jiang, T. Li, H. J. Hu, C. Thornton, “DEM analyses of one-dimensional compression and collapse behaviour of unsaturated structural loess,” *Computers and Geotechnics*, vol. 60, pp. 47-60, 2014. doi:10.1016/j.compgeo.2014.04.002.
- [39] B. Kim, S. Park, S. Kato, “DEM simulation of collapse behaviours of unsaturated granular materials under general stress states,” *Computers and Geotechnics*, vol. 42, pp. 52-61, 2012.
- [40] M. Khabazian, A. A. Mirghasemi, H. Bayesteh, “Compressibility of montmorillonite/kaolinite mixtures in consolidation testing using discrete element method,” *Computers and Geotechnics*, vol. 104, pp. 271-280, 2018.
- [41] M. Khabazian, A. A. Mirghasemi, H. Bayesteh, “Discrete-element simulation of drying effect on the volume and equivalent effective stress of kaolinite,” *Géotechnique*, vol. 72, pp. 95-107, 2022.
- [42] G. Lian, C. Thornton, M. J. Adams, “A theoretical study of the liquid bridge forces between two rigid spherical bodies,” *Journal of colloid and interface science*, vol. 161, pp. 138-147, 1993.
- [43] G. C. Cho, J. C. Santamarina, “Unsaturated particulate materials—particle-level studies,” *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, vol. 127, pp. 84-96, 2001.
- [44] F. Soulie, M. S. El Youssofi, F. Cherblanc, C. Saix, “Capillary cohesion and mechanical strength of polydisperse granular materials,” *The European Physical Journal E: Soft Matter and Biological Physics*, vol. 21, pp. 349-357, 2006.
- [45] R. Fisher, “On the capillary forces in an ideal soil; correction of formulae given by WB Haines,” *The Journal of Agricultural Science*, vol. 16, pp. 492-505, 1926.
- [46] L. Ning, W. J. Likos, “Unsaturated soil mechanics,” John Wiley & Sons Inc, New Jersey, 2004.
- [47] Y. Chen, Y. Zhao, H. Gao, J. Zheng, “Liquid bridge force between two unequal-sized spheres or a sphere and a plane,” *Particuology*, vol. 9, pp. 374-380, 2011.
- [48] R. J. Bathurst, “A study of stress and anisotropy in idealized granular assemblies,” 1987.
- [49] R. R. Olivera Bonilla, “Numerical simulations of undrained granular media,” 2004.
- [50] S. Vanapalli, W. Oh, “A model for predicting the modulus of elasticity of unsaturated soils using the soil-water characteristic curve,” *International Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 4, pp. 425-433, 2010.



**Ferdowsi
University of
Mashhad**

Journal of Ferdowsi Civil Engineering

<https://civil-ferdowsi.um.ac.ir>



**Iranian
Concrete
Institute**



**Pavement
Engineering
Association of Iran**

Laboratory Evaluation of the Impact of Persian Gum on the Strength Parameters of Different Soil-Structure Interfaces

Research Article

Mohammad Milad Shirazi Nezhad¹, Mohammadreza Khanmohammadi² , Hamid Hashemolhosseini³

DOI: [10.22067/jfcej.2024.86039.1278](https://doi.org/10.22067/jfcej.2024.86039.1278)

1. Introduction

Soil improvement is one of the important fields in geotechnical engineering for improving the mechanical and deformation properties of soil. Evaluation of mechanical behavior of the soil-structure interface as an effective factor on the strength performance and deformation of the structure, has been the focus of many researchers. Since the interaction of the structure and the soils around it have a great impact on the soil bearing capacity, it is important to study the physical conditions. In the structures that are in contact with the soil, the force is transferred through a very thin layer called the contact surface between the soil and the structure, and this force exchange causes large local strains in the contact surface. Shear loading causes large and irreversible changes in the structure of materials with lower hardness and shear resistance. The shear resistance caused by the friction between the soil and the structure can be calculated from the following equation:

$$\tau = \sigma'_i \cdot \tan \phi + C \quad (1)$$

where, τ is the shear strength at the contact surface of soil and structure, ϕ is the friction angle between soil and structure, C is the adhesion between soil and structure, and σ'_i is the effective normal stress on the contact surface of soil and structure. As a result, it is expected that the soil grains will experience critical conditions at the contact surface.

The aim of this research was to investigate the impact of different physical conditions of the soil-structure contact surface on the behavior of the soil-structure interface by large-scale direct shear test. To achieve this aim, 27 series of large-scale direct shear tests were performed and the methods of roughing, covering the contact surface with geotextile and using Persian gum were used as physical variables in the curing time of 3, 6, and 9 days.

2. Materials and equipment

Persian gum: Persian gum (PG) is obtained from the natural secretions of mountain shrubs or wild almond trees in different regions of Central Asia. This gum is usually obtained from tree branches and by scratching its bark.

Table 1. Physical and chemical properties of Persian gum

Properties	Persian gum
Appearance	white, brown, yellow crystals
Solubility in water	30% soluble-70% insoluble
pH	4.4
Carbohydrates (%)	91.3
Protein (%)	1.2
Humidity (%)	5.14

This research was carried out in three levels of 0.3, 0.6 and 0.9 weight of Persian gum.

Soil: Varzaneh sand was used for the study. The results of direct shear tests showed that internal friction angle of the soil is 29.7° and the cohesion is 6 kPa.

Steel: To conduct a large-scale direct shear test, ST37 steel with dimensions of 29.5 x 29.5 mm and a thickness of 5 mm was used in three states of smooth, using geotextile and rough.

Table 2. Friction angle between soil and surfaces

surface	Friction angle between the soil and the surface (degrees)
Smooth	18.2
Geotextile	19
Rough	19.8

Modified large-scale direct shear test: The modified large-scale direct shear test has a box with dimensions of 300 x 300 mm and a height of 150 mm, by which the

*Manuscript received, December 24, 2023, Revised December 31, 2023, Accepted, January 16, 2024.

¹. MSc Student, Department of Civil Engineering, Isfahan University of Technology, Isfahan, Iran

². Corresponding author. Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Isfahan University of Technology, Isfahan, Iran. **Email:** mkhanmohammadi@iut.ac.ir.

³. Associate Professor, Department of Civil Engineering, Isfahan University of Technology, Isfahan, Iran

sample is cut at the contact surface between soil and steel. All the tests were performed at three normal stress levels of 50, 100, and 150 kPa and at a constant rate, and the relative density of the samples was considered a constant value of 30%. The difference between the modified direct shear test and the normal direct shear test is that in the normal direct shear test, both the upper and lower halves of the cutting box are filled with soil, but in the modified direct shear test, the tested structure is made of different materials such as steel, concrete, and wood. Instead of the soil, it is placed in one of the two upper or lower halves. The way of conducting the test is that, first the normal stress reaches the desired value, and then the device moves at a constant rate and the values of shear stress and vertical displacement are taken. This test continues until the shear stress reaches its maximum value and then the shear stress decreases or constant.

3. Conclusion

Persian gum is known as a hydrocolloid and environmentally friendly gum, which is also found in abundance in Iran and is much cheaper than other gums. Based on the results of carried out tests, the following conclusions are drawn:

- The use of Persian gum will improve the friction angle by about 4 degrees and increase adhesion by up to 30 times;
 - This gum can also be used to increase the bearing capacity of steel piles;
 - During a fixed amount of Persian gum, with the roughness of the surface of the steel, the adhesion and the friction angle between the soil and the structure will increase by about 25 times and 2 degrees, respectively;
 - By increasing the duration of the application and drying of the gum, the friction angle between the soil and the structure increases by about 2 degrees.
-



ارزیابی آزمایشگاهی اثر صمغ فارسی بر پارامترهای مقاومتی سطوح تماس مختلف خاک- سازه*

مقاله پژوهشی

حمید هاشم‌الحسینی^(۳)

محمد رضا خانمحمدی^(۲)

محمد میلاد شیرازی نژاد^(۱)

DOI: 10.22067/jfpei.2024.86039.1278

چکیده ارزیابی رفتار مکانیکی سطح تماس خاک- سازه به عنوان یک عامل مؤثر بر عملکرد مقاومتی و تغییر شکل سازه، مورد توجه بسیاری از محققان قرار گرفته است. با توجه به تأثیر برهم‌کنش سازه و لایه خاک اطراف آن بر ظرفیت باربری خاک، مطالعه شرایط فیزیکی ناحیه فوق‌امری مهم می‌باشد. در این پژوهش با در نظر گرفتن مدت زمان عمل‌آوری، اثر استفاده از صمغ فارسی و میزان زبری فولاد در رفتار سطح تماس خاک- سازه به وسیله دستگاه برش مستقیم بزرگ مقیاس مورد بررسی قرار گرفته است. صمغ مصرفی در سه میزان ۰/۳، ۰/۶ و ۰/۹ در صد بر روی سه سطح صیقلی، زبر و پوشیده شده با ژئوتکستایل استفاده شد. براساس نتایج با تزریق صمغ فارسی به سطح تماس خاک- شمع، چسبندگی بین خاک و سطح تماس تا حدود ۲۰ برابر و زاویه اصطکاک داخلی به میزان یک درجه افزایش می‌یابد. نرخ افزایش پارامترهای مقاومتی با زیاد شدن مدت زمان عمل‌آوری کاهش می‌یابد.

واژه‌های کلیدی سطح تماس خاک- سازه، صمغ فارسی، مدت زمان عمل‌آوری، زبری سطح، آزمایش برش مستقیم بزرگ مقیاس.

Laboratory Evaluation of the Effect of Persian Gum on the Strength Parameters of Different Soil-Structure Interfaces

Mohammad Milad Shirazi Nezhad

Mohammadreza Khanmohammadi

Hamid Hashemolhosseini

Abstract Evaluation of mechanical behavior of the soil-structure interface has been the focus of many researchers as an effective factor on the strength performance and deformation of the structure. Since the interaction of the structure and the soils around it will have a great impact on the soil bearing capacity, it is important to study the physical conditions. In this study, taking into account the curing time, effect of using Persian gum and the roughness of the steel on the behavior of the soil-structure interface using large-scale direct shear test have been investigated. The Persian gum was used in three amounts of 0.3, 0.6 and 0.9% on three smooth, rough and geotextile covered surfaces. Based on the results, by injecting Persian gum into the soil-candle interface, the adhesion between soil and contact surface increases by about 20 times and the internal friction angle increases by one degree. The rate of increase of strength parameters decreases with increasing curing time.

Key Words Soil-structure interface, Persian gum, Curing time, Roughness, Large-scale direct shear test.

* تاریخ دریافت مقاله ۱۴۰۲/۱۰/۳ و تاریخ پذیرش آن ۱۴۰۲/۱۱/۲۵ می‌باشد.

(۱) کارشناسی ارشد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی اصفهان، اصفهان.

(۲) نویسنده مسئول، استادیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی اصفهان، اصفهان.

(۳) دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی اصفهان، اصفهان.

مقدمه

مهندسی ژئوتکنیک در تقویت خاک و استفاده بهینه از آن در ساخت و ساز، به عنوان یکی از شاخه‌های مهندسی عمران قدمتی دیرینه دارد. در بین النهرین و بابل باستان، از گل به عنوان مصالح ساختمانی رایج برای ایجاد معماری شهری استفاده می‌شده است. سومریان به طور گسترده‌ای از قیر برای بهبود دوام در دیواره‌های زمین استفاده می‌کردند [1]. با پیشرفت علم و کشف مواد طبیعی پوزولانی مانند خاکستر آتشفشانی، دوام و مقاومت مصالح ساختمانی بهبود یافته است [2]. با انقلاب صنعتی، سیمان معمولی مانند سیمان پرتلند به عنوان پرمصرف‌ترین ماده ساختمانی نه تنها در صنعت ساخت و ساز بلکه برای تثبیت و تقویت خاک شناخته شد [2]. هدف اصلی تثبیت خاک، تقویت خواص مهندسی آن مانند مقاومت و دوام در برابر چرخه‌های خشک و تر شدن می‌باشد. دو روش رایج مورد استفاده در تقویت خاک شامل تقویت مکانیکی و تقویت شیمیایی می‌باشد. تقویت مکانیکی از طریق یک روش فیزیکی مانند ایجاد تراکم با اعمال بارگذاری، زهکشی و ایجاد چسبندگی انجام می‌گیرد؛ در حالی تقویت شیمیایی از طریق واکنش‌های شیمیایی مانند هیدراته شدن سیلیکات کلسیم بین ذرات خاک اتفاق می‌افتد [3]. به منظور بهبود روش‌های پیشین تقویت خاک، رویکرد استفاده از مواد بیولوژیکی مانند پلیمرهای ناشی از فعالیت‌های میکروبی و بیوپلیمرها معرفی شد.

هدف از انجام این تحقیق بررسی اثر شرایط فیزیکی مختلف سطح تماس خاک-سازه بر ظرفیت باربری به وسیله دستگاه برش مستقیم بزرگ مقیاس می‌باشد. بدین منظور از روش‌های زیر کردن، پوشش سطح تماس با ژئوتکستایل و استفاده از صمغ فارسی به عنوان متغیرهای فیزیکی استفاده شد. همچنین برای بررسی در صد بهینه صمغ، نمونه‌های مختلفی با درصد‌های مختلفی از صمغ تهیه شده و مورد مطالعه قرار گرفته است.

سطح تماس خاک سازه

در سازه‌هایی که در تماس خاک قرار دارند، نیرو از طریق یک لایه بسیار نازک که سطح تماس خاک و سازه نام دارد، منتقل می‌شود و این تبادل نیرو موجب به وجود آمدن کرنش‌های موضعی بزرگی در سطح تماس می‌گردد. بارگذاری برشی باعث

به وجود آمدن تغییرات بزرگ و برگشت ناپذیری در ساختار مصالح دارای سختی و مقاومت برشی کمتر می‌شود [3,4]. مقاومت برشی ناشی از اصطکاک میان خاک و سازه از رابطه (۱) قابل محاسبه می‌باشد:

$$\tau = \sigma'_n \cdot \tan \phi + C \quad (1)$$

که در این رابطه τ مقاومت برشی در سطح تماس خاک و سازه، ϕ زاویه اصطکاک بین خاک و سازه، C چسبندگی بین خاک و سازه و σ'_n تنش مؤثر نرمال بر سطح تماس خاک و سازه می‌باشد. در نتیجه انتظار می‌رود که دانه‌های خاک در سطح تماس، شرایط بحرانی را تجربه نمایند.

دی یانگ و همکاران نشان دادند که می‌توان از مفاهیم مکانیک خاک در حالت بحرانی برای توصیف رفتار سطح تماس خاک‌های دانه‌ای و سازه استفاده کرد [5]. تاکنون پژوهشگران بسیاری رفتار سطح تماس خاک-سازه را به وسیله دستگاه‌های آزمایشگاهی مختلفی از قبیل دستگاه برش ساده، برش مستقیم، برش میله‌ای، برش حلقوی، دستگاه مخزن کالیبراسیون، دستگاه سانتریفیوژ ژئوتکنیکی و دستگاه فشار همه‌جانبه مخروطی مورد بررسی قرار داده‌اند [3-15]. شرایط فیزیکی مختلفی از قبیل میزان زبری، ضخامت سطح تماس، شرایط محصور شدگی و مسیر تنش بر رفتار سطح تماس خاک-سازه تأثیر می‌گذارند.

روش‌های تقویت خاک

مهندسی ژئوتکنیک در تقویت خاک و استفاده بهینه از آن در ساخت و ساز، به عنوان یکی از شاخه‌های مهندسی عمران قدمتی دیرینه دارد [15]. در بین النهرین و بابل باستان، از گل به عنوان مصالح ساختمانی رایج برای ایجاد معماری شهری استفاده می‌شده است. سومریان به طور گسترده‌ای از قیر برای بهبود دوام در دیواره‌های زمین استفاده می‌کردند [16]. با پیشرفت علم و کشف مواد طبیعی پوزولانی مانند خاکستر آتشفشانی، دوام و مقاومت مصالح ساختمانی بهبود یافته است. با انقلاب صنعتی، سیمان معمولی مانند سیمان پرتلند به عنوان پرمصرف‌ترین ماده ساختمانی نه تنها در صنعت ساخت و ساز بلکه برای تثبیت و تقویت خاک شناخته شد [17]. مقاومت زیاد، دوام و کارایی بالا و هزینه پایین در تهیه و اجرا از مزایای استفاده از سیمان می‌باشد. با وجود مزایای زیاد این ماده، حین تولید یک تن سیمان حدود ۰/۴ تن گاز کربن دی اکسید تولید می‌شود. علاوه

خراشیده شدن پوسته آن به دست می‌آید. در منابع مختلف گاهی از صمغ فارسی به نام‌های صمغ نوتراس، صمغ شیرازی و یا آنگوم نیز یاد می‌شود [23]. از آنجا که صمغ فارسی ساختار مشابهی با صمغ عربی دارد در برخی منابع به اشتباه از آن به عنوان صمغ عربی یاد شده است. با این حال برخی از ویژگی‌های خاص صمغ فارسی مانند میزان پروتئین کم و وجود mannose و xylose در آن، این صمغ را از صمغ عربی متمایز می‌کند [24]. در جدول (۱) خواص فیزیکی و شیمیایی صمغ فارسی و دو صمغ دیگر بررسی شده است. اولین تحقیقات بر روی مشخصات PG در سال ۲۰۰۶ در آزمایشگاه کلونیدهای غذایی و رئولوژی دانشگاه تربیت مدرس انجام گرفت. براساس نتایج PG یک پلی ساکارید اسیدی و آنیونی می‌باشد که هر چه رنگ آن روشن‌تر باشد pH بالاتری دارد و به طور کلی pH آن بین ۴/۳ تا ۴/۹ می‌باشد. از نظر رطوبت با توجه به زمان برداشت و محل کشت ممکن است حاوی ۵ تا ۱۳ درصد وزنی آب باشد [23]. به طور کلی خواص عملکردی پلی ساکاریدها مانند خاصیت امولسیون کنندگی و خاصیت تثبیت کنندگی مستقیماً به ساختار شیمیایی و وزن مولکولی آن‌ها مربوط است، بنابراین مشخص شدن ساختار شیمیایی PG یک گام بسیار مهم برای درک خواص آن و استفاده بهینه از رفتار آن می‌باشد [24].

قاسم‌زاده و همکاران [23] به بررسی رفتار خاک رس تثبیت شده با صمغ فارسی و مقایسه آن با برخی دیگر از صمغ‌های موجود پرداختند. نمونه‌ها به مدت ۷ روز در اتاقی با دمای کنترل شده ۲۲ درجه سانتی‌گراد عمل‌آوری شده‌اند. نتایج آزمایش مقاومت فشاری محصور نشده (UCS) برای نمونه تثبیت نشده و نمونه‌های تثبیت شده با درصد‌های مختلف از صمغ زانتان، صمغ گوآر و صمغ فارسی در شکل (۱۷-۲) آورده شده است. برای هر روش تثبیت مقدار ماده افزودنی تا زمانی که مقاومت فشاری شروع به کاهش کند افزایش داده شده است. با توجه به نتایج آزمایش UCS مقادیر بهینه ماده افزودنی به ترتیب ۱، ۱/۵، ۲ و ۲/۵ درصد وزنی خاک خشک برای نمونه‌های تثبیت شده با صمغ زانتان خیس، صمغ گوآر خیس، صمغ فارسی خشک و صمغ فارسی خیس می‌باشد.

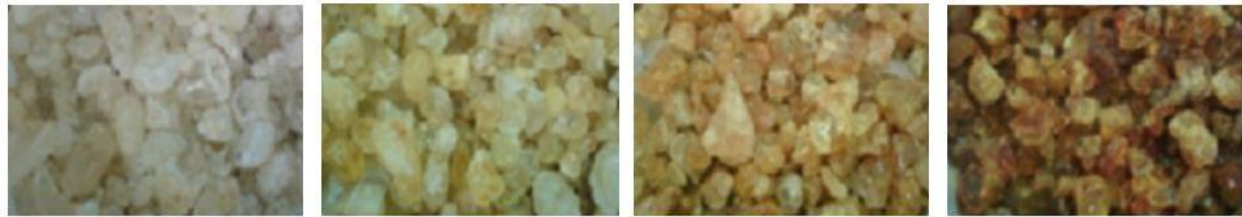
بر تولید گاز کربن دی اکسید، با ورود سیمان به خاک حین انجام فرایند هیدراسیون، یون هیدروکسید (OH) آزاد شده که باعث افزایش pH خاک تا حدود ۱۳ می‌شود. این موضوع اثرات زیادی بر فرایندهای زیستی و روان‌آب‌های شهری خواهد داشت [18]. با پیشرفت علم علاقه دانشمندان به استفاده از مواد سازگار با محیط زیست برای مصارف عمرانی افزایش یافته است. از آنجا که استفاده از سیمان اثرات مخربی بر محیط زیست خواهد داشت امروزه روش‌های نوین از جمله استفاده از ژئوسنتیک‌ها، تثبیت کننده‌های شیمیایی، روش‌های بیولوژیکی، ژئوپلیمرها و بیوپلیمرها معرفی شده است [19-21]. در این مقاله تأثیر صمغ فارسی به عنوان یک ماده سازگار با محیط زیست بر تقویت خاک مورد بررسی قرار می‌گیرد.

بر اساس مطالعات انجام شده در سال‌های اخیر بيو مواد به عنوان یکی از مواد سازگار با محیط زیست اثرات قابل توجهی در تقویت و تثبیت خاک از خود نشان داده است. صمغ‌های هیدروکلئیدی که پلی ساکاریدهای طبیعی نیز نامیده می‌شوند دسته‌ای از کربوهیدرات‌های پلیمری با خاصیت افزایش ویسکوزیته هستند که در صنایع مختلف مانند مواد غذایی، نساجی و پزشکی مورد استفاده قرار می‌گیرند. دسترسی آسان و حذف اثرات نامطلوب سایر افزودنی‌ها باعث محبوبیت این مواد شده است به طوری که در سال‌های اخیر تأثیر صمغ‌های هیدروکلئیدی به دست آمده از منابع مختلف مانند منابع میکروبی (صمغ زانتان)، منابع گیاهی (صمغ گوآر) و موجودات دریایی (آگار) بر رفتار خاک مورد بررسی قرار گرفته است. صمغ‌ها با تشکیل یک ژل چسبنده که مانند پل ارتباطی بین ذرات خاک عمل می‌کند باعث افزایش استحکام و انسجام مکانیکی خاک شده و در نهایت رفتار خاک را بهبود می‌بخشد. [22]

مصارف مصرفی و دستگاه‌های مورد استفاده

صمغ فارسی

صمغ فارسی یا به اختصار PG از ترشحات طبیعی درختچه‌های کوهی یا درخت بادام وحشی در مناطق مختلف آسیای مرکزی به دست می‌آید. این صمغ معمولاً از شاخه‌های درخت و در اثر



شکل ۱ انواع صمغ فارسی

جدول ۱ مقایسه خواص فیزیکی و شیمیایی صمغ های زانتان، گوار و فارسی [9]

خصوصیات	صمغ فارسی	صمغ گوآر	صمغ زانتان
شکل ظاهری	کریستال های سفید، قهوه ای، زرد	پودر سفید	پودر سفید
حلالیت در آب	۳۰٪ محلول-۷۰٪ نامحلول	محلول	محلول
pH	۴/۴	۶/۵	۷/۰۴
کربوهیدرات (%)	۹۱/۳	۸۱	۸۲
پروتئین (%)	۱/۲	۴	۵
چربی (%)	۰/۲	۰/۵	۰/۱
رطوبت (%)	۵/۱۴	۱۱/۸	۹/۴

در شکل (۳) قالب برش مستقیم بزرگ مقیاس مورد استفاده نشان داده شده است. جهت تعیین زبری سطح فولاد مصرفی از دستگاه سنجش زبری Mitutoyo مدل SJ-210/310/410 موجود در دانشکده مواد دانشگاه صنعتی اصفهان که نوعی زبری سنج تماسی است استفاده شده است. نحوه کار دستگاه به این صورت است که ۴ نقطه در اطراف قالب انتخاب شده و حسگر بسیار حساس دستگاه بر روی آن ها قرار گرفته و ضمن تماس با نمونه، زبری آن را محاسبه می کند. پارامتر R_a که یکی از خروجی های دستگاه می باشد و از طریق رابطه (۲) به دست می آید؛ به عنوان زبری نمونه گزارش می شود. به منظور کاهش خطای اندازه گیری، زبری نمونه در چهار نقطه مختلف اندازه گیری شده و سپس میانگین آن ها به عنوان زبری گزارش شده است. در شکل (۴) و (۵) تصویر نقاط انتخاب شده و حسگر دستگاه و در شکل های (۶) و (۷) نمودار زبری های به دست آمده از دستگاه برای فولادهای صیقلی و زبر آمده است. همچنین نتایج آزمایش زبری نیز در جدول (۳) قابل مشاهده می باشد.

$$R_a = \frac{1}{l} \int_0^l |y| dx \quad (2)$$

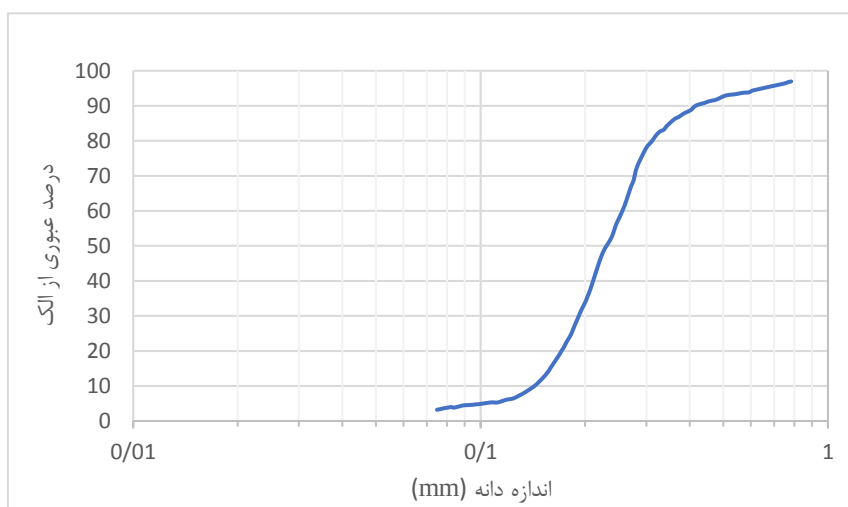
جهت مشخص نمودن میزان صمغ فارسی در پژوهش، از آزمایش برش مستقیم استفاده گردید و مشاهده شد استفاده بیش از ۱ درصد وزنی صمغ فارسی موجب استحکام بسیار زیاد نمونه شده است به گونه ای که دستگاه برش مستقیم مورد استفاده توانایی برش نمونه را نخواهد داشت. بدین جهت سه سطح ۰,۳، ۰,۶ و ۰,۹ درصد وزنی صمغ فارسی جهت انجام آزمایشات آتی انتخاب گردید.

خاک

در این پژوهش از ماسه ورزنه جهت مطالعه استفاده شده است. مشخصات این خاک در جدول (۲) قابل مشاهده می باشد. برای به دست آوردن مقدار چسبندگی و زاویه اصطکاک خاک از دستگاه برش مستقیم بر مبنای استاندارد ASTM 3080 استفاده شد. با توجه به نتایج این آزمایش، مقدار زاویه اصطکاک خاک مورد استفاده ۲۹/۷ و چسبندگی ۶ کیلوپاسکال تعیین گردید. برای انجام آزمایش برش مستقیم بزرگ مقیاس از فولاد ST37 با ضخامت ۵ میلی متر استفاده شد. بدین صورت که ورق فولاد به ابعاد ۲۹/۵×۲۹/۵ سانتی متر برش داده شد و تعداد ۵ عدد قوطی ۲×۲ سانتی متری به عنوان پایه به آن جوش داده شد.

جدول ۲ مشخصات ماسه ورزنه مورد استفاده

آزمایش	استاندارد	نتایج
وزن مخصوص حداکثر (kN/m^3)	ASTM D4253 (ASTM, 2014)	۱۷/۹
وزن مخصوص حداقل (kN/m^3)	ASTM D4254 (ASTM, 2014)	۱۴/۲
وزن مخصوص ویژه خاک	ASTM D584 (ASTM, 2010)	۲/۶۷
اندازه متوسط دانه‌ها (mm)	ASTM D2487 (ASTM, 2006)	۰/۲۳
اندازه مؤثر دانه‌ها (mm)	ASTM D2487 (ASTM, 2006)	۰/۱۴
ضریب یکنواختی	ASTM D2487 (ASTM, 2006)	۲



شکل ۲ نمودار دانه‌بندی ماسه مورد استفاده



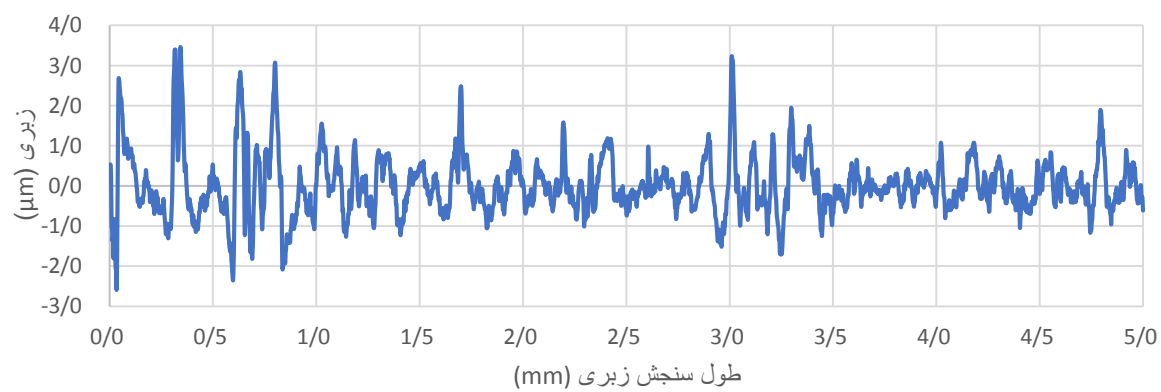
شکل ۳ قالب برش مستقیم بزرگ مقیاس ساخته شده



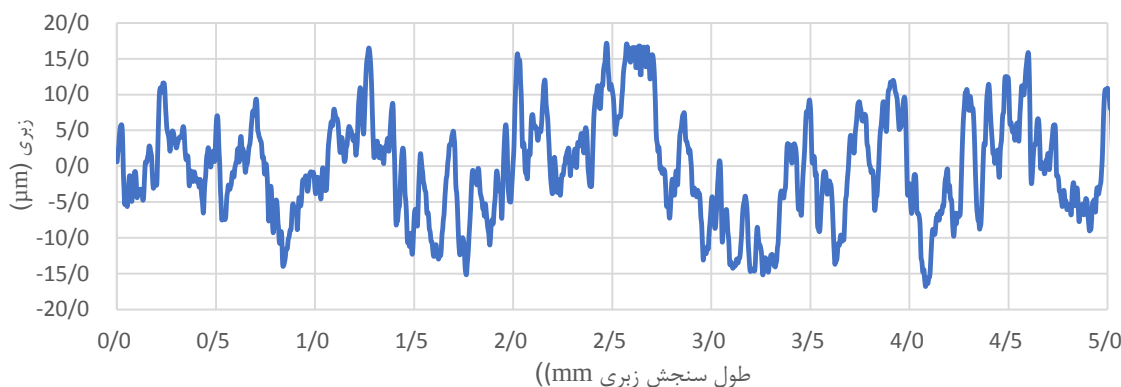
شکل ۴ نقاط انتخاب شده جهت محاسبه زبری توسط دستگاه Mitutoyo



شکل ۵ حسگر دستگاه Mitutoyo



شکل ۶ پروفیل زبری فولاد صیقلی



شکل ۷ پروفیل زبری فولاد زبر

جدول ۳ زبری فولادهای مورد استفاده

نوع فولاد	زبری (μm)
صیقلی	۰/۵۳۲
زبر	۵/۵۸۲

ژئوتکستایل

به عنوان یکی از سطوح مورد نظر برای نشان دادن تأثیر زبری از ژئوتکستایل استفاده شد. برای مقایسه میزان زبری ژئوتکستایل با سطح صیقلی و زبر می‌توان زاویه اصطکاک بین خاک و ژئوتکستایل را با زاویه اصطکاک بین خاک و فولاد مقایسه کرد. مقادیر زاویه اصطکاک داخلی بین خاک و سطوح مورد آزمایش در جدول (۴) آورده شده است. با توجه به نتایج به دست آمده می‌توان دریافت که میزان زبری ژئوتکستایل بین دو سطح فولاد صیقلی و زبر قرار دارد.

جدول ۴ زاویه اصطکاک داخلی بین خاک و سطوح

سطح	زاویه اصطکاک بین خاک و سطح (درجه)
فولاد صیقلی	۱۸/۲
ژئوتکستایل	۱۹
فولاد زبر	۱۹/۸

دستگاه برش مستقیم اصلاح شده بزرگ مقیاس

هدف از انجام این تحقیق تقویت و به‌سازی رفتار خاک با استفاده از صمغ فارسی می‌باشد. به منظور دستیابی به این مهم تعداد ۲۷ سری تست به وسیله دستگاه برش مستقیم اصلاح شده بزرگ مقیاس انجام شد. تفاوت دستگاه برش مستقیم اصلاح شده با دستگاه برش مستقیم معمولی در این است که در دستگاه برش

مستقیم معمولی هر دو نیمه بالا و پایین جعبه برش از خاک پر می‌شود اما در دستگاه برش مستقیم اصلاح شده سازه مورد آزمایش با جنس‌های مختلفی مانند فولاد بتن و چوب به جای خاک در یکی از دو نیمه بالایی یا پایینی قرار میگیرد نحوه انجام آزمایش بدین صورت است که ابتدا تنش نرمال به مقدار مورد نظر رسیده، سپس دستگاه با سرعت ثابت حرکت نموده و مقادیر تنش برشی و جابه‌جایی عمودی برداشت می‌گردد. این آزمایش تا زمانی ادامه پیدا می‌کند که تنش برشی به مقدار بیشینه خود برسد و پس از آن تنش برشی کاهش پیدا کرده و ثابت شود. دستگاه برش مستقیم مذکور دارای جعبه‌ای به ابعاد ۳۰×۳۰×۳۰ میلی‌متر و ارتفاع ۱۵۰ میلی‌متر می‌باشد که به وسیله آن نمونه در سطح تماس بین خاک و فولاد برش می‌خورد. تمامی آزمایش‌ها در سه سطح تنش نرمال ۵۰، ۱۰۰ و ۱۵۰ کیلوپاسکال و در سرعت ثابت انجام گرفته است و چگالی نسبی نمونه‌ها مقدار ثابت ۳۰ درصد در نظر گرفته شده است. نحوه آماده‌سازی نمونه با دانسیته نسبی ۳۰ درصد بدین صورت است که با توجه به مشخصات خاک مورد آزمایش در جدول (۲) و همچنین فرمول $D_r = \frac{Y_d \max}{Y_d} \times \frac{Y_d - Y_d \min}{Y_d \max - Y_d \min}$ مقدار Y_d به دست آمده و سپس با توجه به فرمول Y_d و رطوبت ۲۰٪، نسبت تخلخل (e) محاسبه گردیده و میزان وزن خاک مورد استفاده به دست آمد. در شکل (۸) دستگاه برش مستقیم اصلاح شده بزرگ مقیاس و نمونه قالب مورد استفاده، در شکل (۹) سه سطح زبری فولاد و در شکل (۱۰) نمونه‌های مورد آزمایش قابل مشاهده می‌باشد.



شکل ۸ دستگاه برش مستقیم اصلاح شده بزرگ مقیاس مورد استفاده و نمونه قالب ساخته شده



شکل ۹ قالب‌های برش مستقیم اصلاح شده بزرگ مقیاس: (الف) سطح صیقلی، (ب) سطح پوشیده شده با ژئوتکستایل، (ج) سطح زیر



شکل ۱۰ نمونه‌های آزمایش برش مستقیم اصلاح شده بزرگ مقیاس

بررسی و تحلیل نتایج

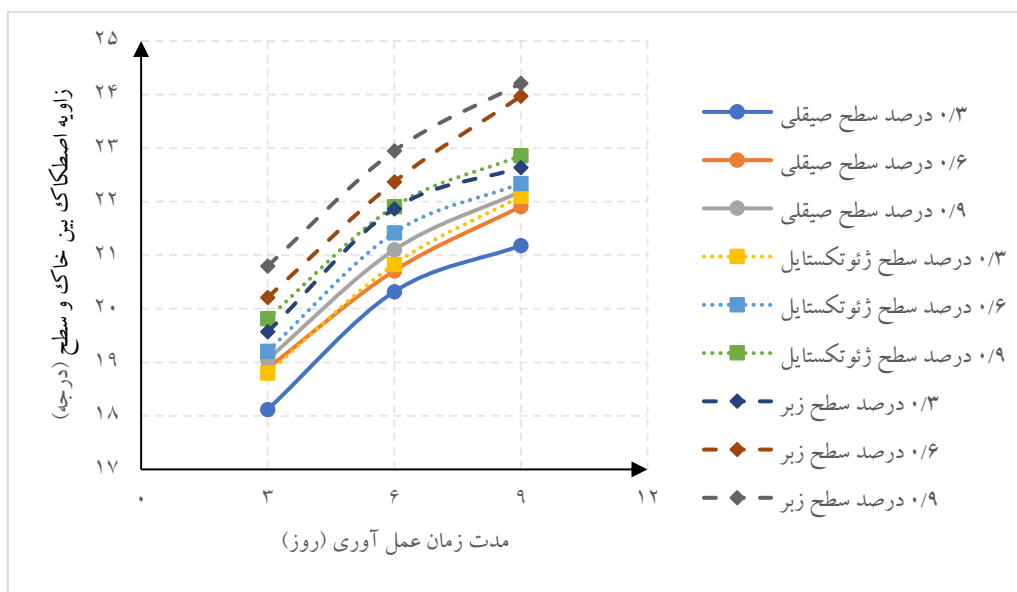
سطح در مدت زمان معین قابل مشاهده می‌باشد. با توجه به جدول‌ها و نمودارها قابل مشاهده است که بهترین حالت از بین حالت‌های موجود، حالتی است که در آن ۰/۹ درصد وزنی صمغ فارسی به خاک اضافه شده، مدت زمان عمل‌آوری ۹ روز بوده و سطح مورد نظر زیر باشد. قابل ذکر است که به جهت

در جداول (۵) و (۶) مقادیر چسبندگی و زاویه اصطکاک بین خاک و سطح به تفکیک آزمایش‌های انجام شده، آورده شده است. در شکل‌های (۱۲) و (۱۳) نیز به ترتیب نمودارهای زاویه اصطکاک داخلی بین خاک و سطح و چسبندگی بین خاک و

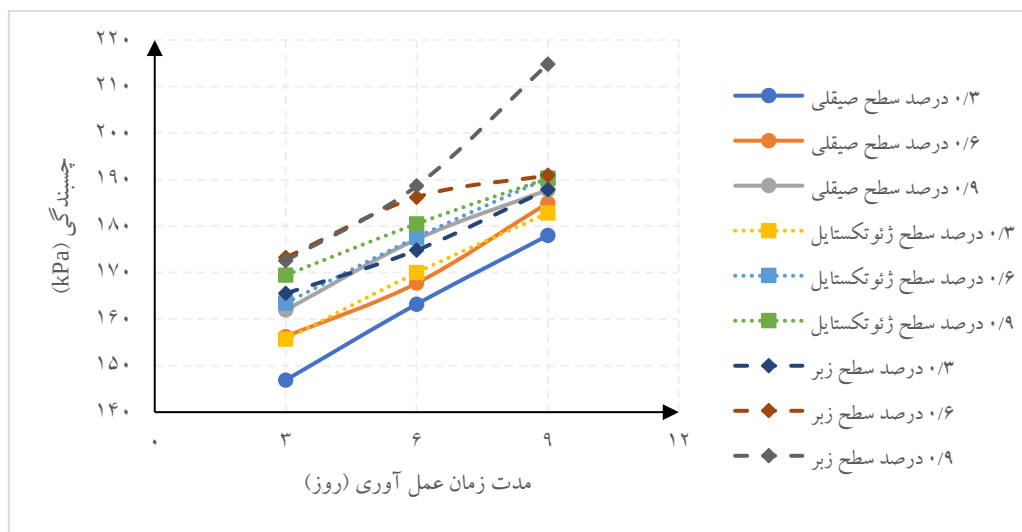


شکل ۱۱ نمونه برش مستقیم بزرگ مقیاس

اطمینان از مقادیر به دست آمده، تعداد ۵ سری تست به صورت تصادفی انجام شد که درصد خطای مقادیر به دست آمده با نتایج اصلی کمتر از ۱۰ درصد بوده و می توان گفت نتایج به دست آمده قابل اطمینان می باشد. در شکل (۱۱) تصویر نمونه برش خورده قابل مشاهده است. همان طور که در شکل قابل مشاهده می باشد نمونه از مرز بین سطح و خاک برش خورده و به میزان ۱۱ میلی متر جابه جا شده است.



شکل ۱۲ تغییرات زاویه اصطکاک بین خاک و سطح به مدت زمان عمل آوری



شکل ۱۳ تغییرات چسبندگی سطح به مدت زمان عمل آوری

جدول ۵ مقادیر زاویه اصطکاک بین خاک و سطح (درجه)

نوع سطح	میزان درصد صمغ فارسی	مدت زمان عمل آوری		
		۳ روز	۶ روز	۹ روز
صیقلی	۰/۳ درصد	۱۸/۶	۲۰/۵	۲۱/۷
	۰/۶ درصد	۱۹/۴	۲۱/۳	۲۲/۵
	۰/۹ درصد	۱۹/۶	۲۱/۷	۲۲/۸
ژئوتکستایل	۰/۳ درصد	۱۹/۶	۲۱/۷	۲۳/۱
	۰/۶ درصد	۲۰/۱	۲۲/۴	۲۳/۳
	۰/۹ درصد	۲۰/۷	۲۲/۹	۲۴/۳
زبر	۰/۳ درصد	۲۰/۶	۲۱/۸	۲۳/۹
	۰/۶ درصد	۲۱/۳	۲۳/۶	۲۵/۱
	۰/۹ درصد	۲۱/۹	۲۴/۲	۲۵/۵

جدول ۶ مقادیر چسبندگی بین خاک و سطح (kPa)

نوع سطح	میزان درصد صمغ فارسی	مدت زمان عمل آوری		
		۳ روز	۶ روز	۹ روز
صیقلی	۰/۳ درصد	۱۴۶/۹	۱۶۳/۲	۱۷۸/۰
	۰/۶ درصد	۱۵۶/۳	۱۶۷/۷	۱۸۵/۰
	۰/۹ درصد	۱۶۱/۹	۱۷۷/۲	۱۸۷/۸
ژئوتکستایل	۰/۳ درصد	۱۵۵/۷	۱۷۰/۰	۱۸۲/۸
	۰/۶ درصد	۱۶۳/۵	۱۷۷/۶	۱۹۰/۳
	۰/۹ درصد	۱۶۹/۵	۱۸۰/۵	۱۹۰/۳
زبر	۰/۳ درصد	۱۶۵/۵	۱۷۴/۸	۱۸۷/۹
	۰/۶ درصد	۱۷۳/۲	۱۸۶/۲	۱۹۰/۹
	۰/۹ درصد	۱۷۲/۵	۱۸۸/۶	۲۱۴/۸

تأثیر صمغ فارسی

با افزایش میزان صمغ فارسی، هر دو پارامتر چسبندگی و زاویه اصطکاک بین خاک و سطح با افزایش مواجه شده است که امری قابل پیش بینی می باشد. نکته قابل توجه از مقایسه نمودارها این است که مقدار عددی افزایش هر دو پارامتر چسبندگی و زاویه اصطکاک بین خاک و سطح بین دو سطح ۰/۳ و ۰/۶ درصد در اکثر موارد بیشتر از این میزان بین دو سطح ۰/۶ و ۰/۹ درصد می باشد که نشان دهنده این مطلب است که میزان افزایش این دو پارامتر به صورت خطی نمی باشد. مقادیر زاویه اصطکاک داخلی بین خاک و فولاد و چسبندگی بین مقادیر ۰ و ۰/۳ درصد در مدت زمان عمل آوری و سطح ثابت، به طور میانگین به ترتیب

۱۷ و ۲۷۰۰ درصد افزایش یافته اند که این افزایش بین ۰/۳ و ۰/۶ و ۳/۰۱ و ۳/۲۹ درصد و بین مقادیر ۰/۶ و ۰/۹ درصد برابر ۲/۰۴ و ۲/۴۸ درصد می باشد.

تأثیر مدت زمان عمل آوری

با مقایسه مقادیر جدول های (۵) و (۶)، می توان دریافت با افزایش مدت زمان عمل آوری، این مقادیر نیز افزایش می یابند. مقدار افزایش این موارد بین مدت زمان ۳ و ۶ روز در درصد صمغ و سطح فولاد ثابت به طور میانگین، به ترتیب برابر ۱۰/۹ و ۱۱/۲۲ درصد می باشد که این مقدار در مدت زمان های ۶ و ۹ روز برابر ۵/۱۲ و ۴/۴۳ درصد می باشد که کاهش قابل ملاحظه ای داشته و مقادیر تقریباً نصف شده است. دلیل این کاهش این است که میزان کاهش رطوبت و خشک شدن نمونه در مدت زمان بین ۳ تا ۶ روز بسیار بیشتر از ۶ تا ۹ روز می باشد.

تأثیر نوع سطح فولاد

با توجه به مقادیر موجود در جدول های (۵) و (۶)، هر دو پارامتر زاویه اصطکاک بین خاک و سطح و چسبندگی، زمانی که زبر می شوند با افزایش مواجه می شوند. دلیل این موضوع این است که دانه های ماسه بین شیارهای سطح مورد استفاده گیر افتاده و سخت تر جدا می شوند. مقایسه داده های موجود در جدول های (۵) و (۶)، نشان دهنده این مطلب می باشد که میزان افزایش هر دو پارامتر زاویه اصطکاک بین خاک و سطح و چسبندگی بین دو سطح صیقلی و پوشیده شده با ژئوتکستایل به ترتیب برابر ۳/۱۷ و ۴/۸۳ درصد و بین دو سطح پوشیده شده با ژئوتکستایل و زبر برابر ۴/۸۹ و ۵/۱۱ درصد می باشد که بیانگر این موضوع است که با افزایش زبری سطح، هر دو مقادیر زاویه اصطکاک بین خاک و سطح و چسبندگی افزایش می یابند.

با توجه به نتایج حاصل از پژوهش پیش رو مشاهده گردید که صمغ فارسی نقش به سزایی در استحکام و افزایش ظرفیت باربری خاک خواهد داشت. از این رو می توان از آن برای استحکام و به سازی خاک های سست استفاده کرد. همچنین می توان از این صمغ جهت افزایش باربری شمع های فولادی در خاک ها نیز بهره جست. بدین صورت که تزریق صمغ به روش های مختلف در اطراف شمع فولادی، موجب افزایش

و سازگار با محیط زیست شناخته می شود که در ایران نیز به فراوانی یافت می شود و نسبت به صمغ های دیگر بسیار ارزان تر می باشد. استفاده از صمغ فارسی در به سازی خاک، موجب افزایش پارامترهای مقاومتی خاک می شود. از این صمغ می توان برای افزایش ظرفیت باربری شمع های فولادی نیز استفاده نمود. نوع فولاد مورد استفاده نیز تأثیر قابل توجهی بر ظرفیت باربری و زاویه اصطکاک خاک - سازه خواهد داشت که باید مورد توجه قرار گیرد.

سپاسگزاری

زاویه اصطکاک خاک شمع و افزایش ظرفیت باربری آن خواهد شد.

نتیجه گیری

رفتار سطح تماس خاک سازه به دلیل اثر آن بر ظرفیت باربری سازه بسیار مهم می باشد و مطالعه شرایط فیزیکی این ناحیه و عوامل مؤثر بر آن بسیار با اهمیت می باشد. از انواع شرایط فیزیکی مؤثر بر آن تزریق و استفاده از انواع صمغ ها از جمله صمغ فارسی، مدت زمان عمل آوری و زبری فولاد مورد استفاده می باشد. با توجه به موارد زیست محیطی استفاده از سیمان در تقویت خاک، امروزه استفاده از مواد و صمغ های هیدروکلوئیدی مورد توجه قرار گرفته است. صمغ فارسی به عنوان یک صمغ هیدروکلوئیدی

مراجع

- [1] DT. Potts, Mesopotamian civilization: the material foundations: A&C Black; 1997.
- [2] Jahani, Amir, A. Raeesi Estabragh, H. Khajepour, M. Amini, " Comparison of the Effect of Cement, Ground Granulated Blast-Furnace Slag (GGBS), and Activated GGBS on Stabilization of a Clay Soil," *Ferdowsi Civil Engineering*, vol. 35 (3), pp. 89-106, 2022. <https://doi.org/10.22067/jfcei.2022.74908.1115>
- [3] E. Evgin, K. Fakharian, " Effect of stress paths on the behaviour of sand steel interfaces," *Canadian geotechnical journal*, vol. 33(6), pp. 853-65. 1997. <https://doi.org/10.1139/t96-116-336>
- [4] JT. DeJong, ZJ. Westgate, " Role of initial state, material properties, and confinement condition on local and global soil-structure interface behavior," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 135(11), pp. 1646-60. 2009. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2009\)135:11\(1646\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2009)135:11(1646))
- [5] L. Hu, J. Pu, " Testing and modeling of soil-structure interface," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 130(8), pp. 851-60. 2004. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2004\)130:8\(851\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2004)130:8(851))
- [6] H. Kishida, M. Uesugi, " Tests of the interface between sand and steel in the simple shear apparatus," *Géotechnique*, vol. 37(1), pp. 45-52. 1987. <https://doi.org/10.1680/geot.1987.37.1.45>
- [7] M. Lings, M. Dietz, " The peak strength of sand-steel interfaces and the role of dilation. *Soils and foundations*," vol. 45(6), pp. 1-14, 2005. <https://doi.org/10.3208/sandf.45.1>
- [8] D. Porcino, V. Fioravante, V. N. Ghionna, S. Pedroni, " Interface behavior of sands from constant normal stiffness direct shear tests," *Geotechnical Testing Journal*, vol. 26(3), pp. 289-301. 2003. <http://dx.doi.org/10.1520/GTJ11308J>
- [9] R. Rezvani, M. Azizi, P. Nopars, A. Nabizadeh, " Evaluating the Effects of Lime and Nano-Lime on Compaction and Strength Properties of Chaloos Coastal Sand," *Ferdowsi Civil Engineering*, vol. 33 (2), pp. 55-70, 2021. <https://doi.org/10.22067/civil.v33i2.85864>
- [10] A. Russell, M. Pournaghiazar, N. Khalili, " editors. Interpreting CPT results in unsaturated sands," 2nd International

- Symposium on Cone Penetration Testing, Huntington Beach, CA, USA, 2010.
- [11] Sedran, G., 1999. Experimental and analytical study of a frustum confining vessel. A Thesis Submitted to the School of Graduate Studies in Partial Fulfilment of the Requirements for the Degree Doctor of Philosophy, McMaster Univ, Canada..
- [12] R. G. Horvath, D. Stolle. "Frustum confining vessel for testing model piles," *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 33(3), pp. 499-504, 1996. <https://doi.org/10.1139/t96-071>
- [13] G. Mullins, S. Dapp, E. Fredrick, Wagner RJFRSFDOT. Pressure grouting drilled shaft tips—Phase I final report. 2001.
- [14] A. Karimi, A. Eslami, M. Zarrabi, J. Khazaei, " Study of pile behavior by improvement of confining soils using frustum confining vessel," *Scientia Iranica*, vol. 24 (4), pp. 1874-1882.2017. <https://doi.org/10.24200/sci.2017.4278>,
- [15] Kh. Mehrshahi, H. Alielahi, " Estimating the Geotechnical Design Pararameters of Improved Soil by Preloading Method Using Instrumentation Results and Numerical Approach- a Case Study," *Ferdowsi Civil Engineering*, vol. 30 (1), pp. 13-30, 2018. <https://doi.org/10.22067/civil.v1i30.52137>
- [16] DT. Potts, Mesopotamian civilization: the material foundations: A&C Black, 1997.
- [17] P. Sherwood, Soil stabilization with cement and lime, 1993.
- [18] H. F. Taylor, Cement chemistry: Thomas Telford London, 1997.
- [19] M. Amini, A. Raeesi Estabragh, J. Abdollahi, " Improvement the Behaviors of a Clay Soil Contaminated with Phenanthrene by Using MgO," *Ferdowsi Civil Engineering*, vol. 34 (3), pp. 53-66, 2021. <https://doi.org/10.22067/jfeci.2022.71848.1055>
- [20] I. Ward, " The orientation of polymers to produce high performance materials," *Polymer Grid Reinforcement: Thomas Telford Publishing*, pp. 4-10, 1984.
- [21] R. J. Barrett, " Use of plastic filters in coastal structures," *Coastal Engineering Proceedings*, vol. 1 (10), 1966. <https://doi.org/10.9753/icce.v10.61>
- [22] H. Ghasemzadeh, F. Modiri, " Application of novel Persian gum hydrocolloid in soil stabilization," *Carbohydrate Polymers*, 246:116639. 2020. <https://doi.org/10.1016/j.carbpol.2020.116639>
- [23] S. Abbasi, " Persian gum: a novel natural hydrocolloid," *Nutrition and Food Sciences Research*, vol. 4(1), pp. 1-2, 2017.
- [24] S. Abbasi, " Challenges towards characterization and applications of a novel hydrocolloid: Persian gum," *Current Opinion in Colloid & Interface Science*, 28:37-45, 2017. <https://doi.org/10.1016/j.cocis.2017.03.001>

CONTENTS

Studying the Effect of Weighting Factors of the Objective Function on the Performance of the Genetic Algorithm in Active Control of Structures	1
Ali Banaei - Javad Alamatian - Reza zia Tohidi	
Comparing Nonlinear Response Spectra of Elastoplastic Systems resulting from Two Excitation Interpolation Methods	21
Masoud Mahmoodabadi - MohammadJavad Hosseiny	
Dynamic Analysis of Concrete Rectangular Ground Tanks equipped with Base Isolators due to Transitional and Rotational Components of Earthquakes	35
Leila Kalani Sarokolayi - Leila Khanmohammadi - Bahram Navayi Neya	
Investigation of Lateral Behavior Micropiled Foundation under Combined Lateral and Vertical Loading	55
Shadan Abedini - Jafar Bolouri Bazaz	
Numerical Simulation of Behavior of Unsaturated Granular Soil with Polygonal Particles Using Discrete Element Method	77
Mohammad Hossein Jalalian - Ehsan Seyedi Hosseininia	
Laboratory Evaluation of the Effect of Persian Gum on the Strength Parameters of Different Soil-Structure Interfaces	95
Mohammad Milad Shirazi Nezhad - Mohammadreza Khanmohammadi Hamid Hashemolhosseini	

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 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 شهبابیان 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 ابوالفضل محمدزاده مقدم	دانشیار، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران
دکتر محمدرضا کیانوش	استاد، University of Ryerson

مسئول دفتر نشریه: تکتّم هوشمند

ویراستار ادبی: الهام دهقان

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

<http://www.srlst.com>

این نشریه در کتابخانه منطقه‌ای علوم و تکنولوژی شیراز (ISC) نمایه می‌شود.

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

وب سایت: <http://civil-ferdowsi.um.ac.ir> پست الکترونیکی: civil-ferdowsi@um.ac.ir شماره تلفن: ۰۵۱۳۸۸۰۶۰۲۴

چاپ: چاپخانه دانشگاه فردوسی مشهد

ISSN 2783-2805



*Ferdowsi University
of Mashhad*

Journal of Ferdowsi Civil Engineering

Serial No. 44

- Studying the Effect of Weighting Factors of the Objective Function on the Performance of the Genetic Algorithm in Active Control of Structures** 1
Ali Banaei - Javad Alamatian - Reza zia Tohidi
- Comparing Nonlinear Response Spectra of Elastoplastic Systems resulting from Two Excitation Interpolation Methods** 21
Masoud Mahmoodabadi - MohammadJavad Hosseiny
- Dynamic Analysis of Concrete Rectangular Ground Tanks equipped with Base Isolators due to Transitional and Rotational Components of Earthquakes** 35
Leila Kalani Sarokolayi - Leila Khanmohammadi
Bahram Navayi Neya
- Investigation of Lateral Behavior Micropiled Foundation under Combined Lateral and Vertical Loading** 55
Shadan Abedini - Jafar Bolouri Bazaz
- Numerical Simulation of Behavior of Unsaturated Granular Soil with Polygonal Particles Using Discrete Element Method** 77
Mohammad Hossein Jalalian - Ehsan Seyedi
Hosseininia
- Laboratory Evaluation of the Effect of Persian Gum on the Strength Parameters of Different Soil-Structure Interfaces** 95
Mohammad Milad Shirazi Nezhad
Mohammadreza Khanmohammadi
Hamid Hashemolhosseini

Vol. 36, No. 4
Winter, 2023