



Experimental and Numerical Studies on Load-Carrying Capacity of Single Floating Aggregate Piers Reinforced with Vertical Steel Bars

Mehdi Mohammad Rezaei¹, Seyed Hamid Lajevardi^{1,*}, Hamid Reza Saba², Abbas Ghalandarzadeh³, Ehsanollah Zeighami¹

¹ Department of Civil Engineering, Arak Branch, Islamic Azad University, Arak, Iran

² Department of Civil Engineering, Tafresh University, Tafresh, Iran

³ School of Civil Engineering, University College of Engineering, University of Tehran, Tehran, Iran

ABSTRACT: The load-carrying capacity of the aggregate piers increases by circumferential confinement created by the surrounding soil. In soft clay soils, the amount of confinement is usually not sufficient to develop a load-carrying capacity. Because of that, it is practical to use geosynthetic reinforced aggregate piers in this type of soils. This paper intends to evaluate the use of vertical steel bars as an alternative for geosynthetics. In this study, some small-scale laboratory tests were performed on floating aggregate piers with diameters of 80 and 100 mm and a length of 400 and 500 mm, respectively reinforced with vertical steel bars. Moreover, two-dimensional numerical modeling using the Plaxis software was conducted. The results show that using bars with more stiffness leads to more increase in load-carrying capacity. Reinforcing the full length of the aggregate piers, compared to half-length, will further improve the load-carrying capacity of the aggregate piers. In the early stages, by applying the load, the stone aggregates tend to compress, so load-carrying capacity increases and by continuing this process, the tendency to the occurrence of lateral bulging is seen and due to the low resistance of kaolin clay to the bulging, the increase of load-carrying capacity is negligible. Also, numerical modeling results show that the floating aggregate pier penetrated into soft clay soil in the full-length case, and the failure state changed from bulging to slip.

Review History:

Received: 2019-01-19

Revised: 2019-03-07

Accepted: 2019-02-27

Available Online: 2019-03-05

Keywords:

Experimental study

numerical modeling

aggregate pier

kaolin clay soil

vertical reinforcing steel bars

1. INTRODUCTION

One of the methods to improve soft soils is the construction of aggregate piers under the foundation of structures. After loading, bulging is observed in the aggregate piers, which causes the column to pressurize the surrounding soil in a radial direction and also the surrounding soil creates confinement in the aggregate piers [1]. In soft clay soils due to the low lateral pressure-resistant of the soil, the aggregate piers (in the form of bulging) failure occur at the top of the column. To deal with this phenomenon, reinforced aggregate piers are used [2]. The stiffness of the column increases by using the vertical reinforcing elements and it leads to an increase in load-carrying capacity and decreases the bulging and settlement of aggregate piers [3-6].

In this study, small-scale laboratory tests were carried out on single floating aggregate piers 80 and 100 mm in diameter, with a length to diameter ratio of 5 and reinforced by vertical steel bars of 2 and 3 mm in diameter with different arrangements. Numerical modeling is also conducted using two-dimensional finite element Plaxis software, which investigates the mechanism of failure of the aggregate piers.

2. LABORATORY TESTS

Materials used in this study include kaolin clay with 15

*Corresponding author's email: sh-lajevardi@iau-arak.ac.ir

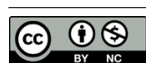
kPa undrained shear strength for kaolin clay bed, broken stone aggregates with the particle size of 2 to 10 mm for the construction of aggregate piers and steel bars of 2 and 3 mm in diameter as a reinforcement.

In order to perform physical model tests on the aggregate piers a loading device was constructed. The test setup consists of a large rigid steel box of 1.2x1.2 m in plan and 1 m in height and loading system by a hydraulic jack to the center of the box. Steel plate with a diameter of 200 mm and the thickness of 30 mm was used as a plate load. The load was applied based on the displacement control method with a constant displacement rate of 1 mm/min.

The geometric percentage of the bars used in aggregate piers was defined as $\rho = A_s/A_c \times 100$, where A_s was the total cross-section of the bars, and A_c was the area of the stone column. The stone columns in all tests were approximately reinforced with $\rho = 0.50\%$. In Fig. 1 various arrangement of vertical reinforced aggregate piers (VRSCs) with circumferential bar for the same $\rho = 0.50\%$ is shown. A summarized list of performed tests was shown in Table 1.

2.1. Results and Discussion

Load-vertical strain behaviour of kaolin clay bed, ordinary aggregate piers (with the diameter of 80 and 100 mm) and reinforced with vertical steel bars of 2 and 3 mm in diameter



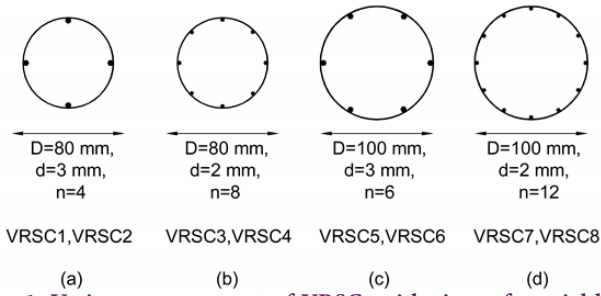


Fig. 1. Various arrangement of VRSCs with circumferential bar for the same $\rho = 0.50\%$

Table 1. List of the single stone column tests

Number of tests	Test type	d (mm)	Lr	n	D (mm)	
					80	100
1	Kaolin Clay bed	-	-	-	-	-
2	OSC	-	-	-	✓	✓
8	VRSC 1	3	L	4	✓	-
	VRSC 2	3	0.5L	4	✓	-
	VRSC 3	2	L	8	✓	-
	VRSC 4	2	0.5L	8	✓	-
	VRSC 5	3	L	6	-	✓
	VRSC 6	3	0.5L	6	-	✓
	VRSC 7	2	L	12	-	✓
	VRSC 8	2	0.5L	12	-	✓

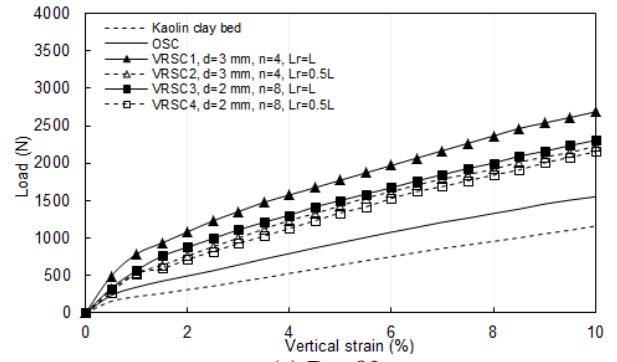
Note: d: diameter of reinforcement, Lr: length of reinforced, n: number of reinforcement, D: diameter of stone column, OSC: ordinary aggregate piers

with different arrangements up to strain of 10% were studied (Fig. 2).

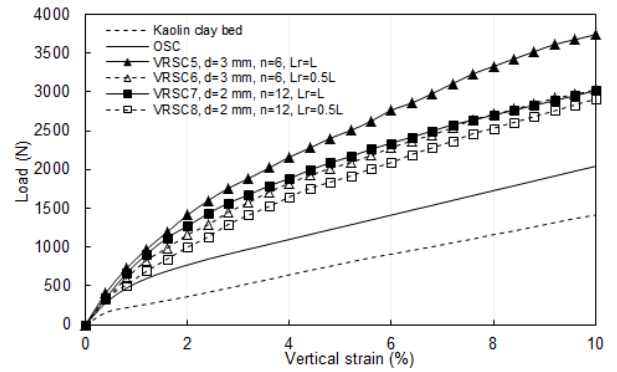
Comparison of the results shows that by increasing the diameter of the aggregate piers from 80 to 100 mm, the load-carrying capacity improves by 31.5%. Steel bars with larger diameters are more stiffness so, their distribution in the aggregate piers increases the stiffness of the column. Thus, the load-carrying capacity of these piers is higher. Also, the effect of changing the arrangement of vertical steel bars in a half-length reinforced of the aggregate piers for both diameters is negligible. It is observed that aggregate piers, which are reinforced in full-length due to more confinement by reinforcement, have a better performance than the half-length reinforced aggregate piers.

3. NUMERICAL MODELLING

In this study, for modeling of kaolin clay bed, soft soil model



(a) D = 80 mm



(b) D = 100 mm

Fig. 2. Load-vertical strain behaviour

behaviour, for modeling stone aggregate, Moher-Coulomb criterion, for rigid plate loading, plate element and to model the reinforced bars the geogrid element were used. Numerical modeling is performed in the form of axisymmetric using fine mesh made of 15 node triangular elements.

Results show that, by increasing the values of the replacement area ratio (increasing the diameter of the aggregate piers), the reinforcement ratio value is increased in both cases ($L = L, 0.5L$). In other words, the use of steel bars is more effective in larger diameters. The values of the improvement factor (IF) obtained from numerical modeling at full-scale have a very good agreement with the IF values obtained from laboratory tests. In this way, it is concluded that the results of small-scale laboratory tests can be used to study the performance of reinforced aggregate piers with vertical steel bars on a real scale.

4. CONCLUSIONS

In this study, small-scale laboratory tests were carried out to examine the effect of reinforcing aggregate piers of 80 and 100 mm in diameter with vertical steel bars on load-carrying capacity. Moreover, numerical modeling was performed by finite element Plaxis software. The following results are presented in this study:

1. In reinforced aggregate piers with vertical steel bars with a geometric percentage of vertical bars, 0.5%, the arrangements which have more stiffness have better performance.
2. Reinforced full-length aggregate piers have a better performance than half-length reinforced.

3. The bulging in the reinforced aggregate piers has been reduced by using vertical steel bars. Also, full-length reinforced aggregate piers have penetrated to the kaolin clay bed to a certain extent, and the shape of the failure has changed from bulging to slip.
4. The improvement factor derives from real-scale numerical modeling for aggregate piers reinforced with vertical steel bars is highly compatible with the improvement factor obtained from small-scale laboratory tests.

5. REFERENCES

- [1] Hughes, J.M.O, Withers, N.J., 1974. Reinforcing of soft cohesive soils with stone columns. *Ground Engineering*, 7(3): pp. 42-49.
- [2] Madhav, M.R., Miura, N., 1994. Soil improvement. Panel report on stone columns. *Proceedings of the 13th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, New Delhi, India, 5:163-164.
- [3] Van Impe, W.F., 1989. Soil improvement techniques and their evolution, Balkema, Rotterdam, the Netherlands.
- [4] Raithel, M., Kempfert, H.G., 2000. Calculation model for dam foundations with geotextile coated sand columns. *International Conference on Geotechnical and Geological Engineering*, Melbourne, Australia.
- [5] Shivashankar, R., Babu, M.R.D., Nayak, S., 2011. Performance of stone columns with circumferential nails. *Proceedings of the ICE-Ground Improvement*, 164(2): pp. 97-106.
- [6] Rezaei, M.M., Lajevardi, S.H., Saba, H.R., Ghalandarzadeh, A., Zeighami, E., 2019. Laboratory study on single stone columns reinforced with steel bars and discs. *International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering*,5(2): pp. 1-14.

HOW TO CITE THIS ARTICLE

M.M. Rezaei, S.H. Lajevardi, H.R. Saba, A. Ghalandarzadeh Ehsanollah Zeighami, *Experimental and Numerical Studies on Load-Carrying Capacity of Single Floating Aggregate Piers Reinforced with Vertical Steel Bars*, Amirkabir J. Civil Eng., 52(7) (2020) 439-442.

DOI: [10.22060/ceej.2019.15640.5991](https://doi.org/10.22060/ceej.2019.15640.5991)





مطالعه آزمایشگاهی و عددی ظرفیت باربری ستون‌های شنی شناور تکی مسلح شده با میله‌های فلزی عمودی

مهدی محمدرضائی^۱، سیدحمید لاجوردی^{۲*}، حمیدرضا صبا^۳، عباس قلندرزاده^۴، احسان‌اله ضیغمی^۵

^۱ دانشجوی دکتری، گروه مهندسی عمران، واحد اراک، دانشگاه آزاد اسلامی، اراک، ایران
^۲ استادیار، گروه مهندسی عمران، واحد اراک، دانشگاه آزاد اسلامی، اراک، ایران
^۳ استادیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تفرش، تفرش، ایران
^۴ دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تهران، تهران، ایران
^۵ استادیار، گروه مهندسی عمران، واحد اراک، دانشگاه آزاد اسلامی، اراک، ایران

تاریخچه داوری:

دریافت: ۱۳۹۷-۱۰-۲۹
بازنگری: ۱۳۹۷-۱۲-۰۶
پذیرش: ۱۳۹۷-۱۲-۰۸
ارائه آنلاین: ۱۳۹۷-۱۲-۱۴

کلمات کلیدی:

مطالعه آزمایشگاهی
مدلسازی عددی
ستون شنی
خاک رس کانولین
مسلح کننده‌های فلزی عمودی

خلاصه: ستون‌های شنی ظرفیت باربری خود را با محصوریت محیطی ایجاد شده توسط خاک اطراف افزایش می‌دهند. در خاک‌های رسی بسیار نرم، مقدار این محصوریت معمولاً به اندازه‌ی کافی برای توسعه ظرفیت باربری نمی‌باشد. به همین دلیل در این نوع خاک‌ها استفاده از ستون‌های شنی مسلح شده با ژئوسنتتیک متداول است. این مقاله قصد دارد استفاده از میله‌های فلزی عمودی را به عنوان جایگزین ژئوسنتتیک‌ها مورد بررسی قرار دهد. در این مطالعه آزمون‌های آزمایشگاهی در مقیاس کوچک بر روی ستون‌های شنی شناور به قطر ۸۰ و ۱۰۰ میلی‌متر به طول به ترتیب ۴۰۰ و ۵۰۰ میلی‌متر مسلح شده با میله‌های فلزی عمودی، همراه با مدلسازی عددی دو بعدی با استفاده از نرم‌افزار پلکسیس صورت گرفته است. نتایج نشان می‌دهد حالت‌هایی که در آن میله‌ها با سختی بیشتر آرایش یافته‌اند، تحمل بار بیشتری دارند. مسلح کردن طول کامل ستون در مقایسه با نصف طول آن بهبود بیشتری در ظرفیت باربری ستون شنی ایجاد می‌کند. در مراحل اولیه بارگذاری با توجه به تمایل مصالح شنی شکسته ستون به متراکم‌تر شدن، افزایش بیشتری در ظرفیت باربری ایجاد شده و در ادامه‌ی فرآیند بارگذاری به علت خمرهای شدن ستون‌ها، افزایش در ظرفیت باربری کم است. همچنین نتایج مدلسازی عددی نشان می‌دهد در ستون‌های شنی شناور مسلح شده در طول کامل خود، ستون‌ها به داخل خاک رسی نرم نفوذ کرده و حالت گسیختگی از خمرهای شدن به لغزش تغییر یافته است.

۱- مقدمه

و خاک اطراف نیز در اثر این فشار، باعث ایجاد محصوریت در ستون شنی می‌شود [۱]. در اثر این محصوریت ایجاد شده، ستون‌های شنی می‌توانند بارهای عمودی را تحمل کرده و آن را به اعماق بیشتری انتقال دهند. در خاک‌های رسی بسیار نرم به دلیل کم بودن فشار جانبی مقاوم خاک، خرابی ستون‌های شنی (به صورت خمرهای شدن) در بالای ستون اتفاق می‌افتد، جهت مقابله با این پدیده از ستون‌های شنی مسلح استفاده می‌گردد [۲]. مسلح کننده‌ها با ایجاد محصوریت جانبی اضافی، باعث افزایش ظرفیت باربری ستون‌های شنی می‌شوند. این محصوریت جانبی اضافی معمولاً توسط پوشاندن ستون شنی با

سازه‌های ساخته شده بر روی خاک‌های رسی نرم یکی از دو مشکل نشست بیش از اندازه و کج شدن به دلیل گسیختگی برشی خاک را تجربه می‌کنند. یکی از اقدامات بهسازی این خاک‌ها، ساخت ستون‌های شنی در زیر فونداسیون سازه‌ها می‌باشد. بعد از بارگذاری، در ستون‌های شنی پدیده‌ی خمرهای^۱ شدن مشاهده می‌گردد که در اثر آن، ستون شنی خاک اطراف را به صورت شعاعی فشار داده

1 Lateral bulging

* نویسنده عهده‌دار مکاتبات: sh-lajvardi@iau-arak.ac.ir



ژئوسنتتیک‌ها صورت می‌گیرد [۵-۳].

کاهش می‌یابد [۲۶].

اگر چه پوشاندن ستون با ژئوسنتتیک باعث جلوگیری از خمرهای شدن و برش ستون می‌شود، اما اجازهی اتساع^۱ را به ستون شنی نمی‌دهد، لذا باعث افزایش تنش‌های درجا می‌شود [۶]. همچنین در صورت استفاده از ژئوتکستایل به عنوان مسلح کننده باید از ماسه یا مصالح درشت‌دانه‌ی ریز به عنوان پر کننده‌ی ستون استفاده کرد، زیرا دانه‌های درشت‌تر می‌توانند به ژئوتکستایل آسیب برسانند. علاوه بر این برای به حداقل رساندن آسیب‌های احتمالی ناشی از پوشش ژئوتکستایل، ستون‌ها در طول نصب تراکم کمتری دریافت می‌کنند [۷]. در نهایت کرنش‌های محیطی^۲ در حدود ۱٪ تا ۴٪ برای بسیج نیروهای حلقه‌ای^۳ در مسلح کننده مورد نیاز است که این مقدار کرنش، موجب انبساط قابل توجه شعاعی ستون‌ها، در طی بارگذاری می‌شود [۸]. این عوامل ترکیبی می‌تواند در برخی از پروژه‌ها منجر به ایجاد نشست بیشتری برای ستون شنی مسلح شده با ژئوتکستایل شود. از این رو، نیاز به شناسایی روش‌های موثر و جایگزین برای ارتقای عملکرد ستون‌های شنی و استفاده از مسلح کننده‌های سخت‌تر در خاک‌های نرم وجود دارد. در این مطالعه یک روش جایگزین برای بهبود عملکرد ستون‌های سنگی در خاک‌های نرم با مسلح کردن ستون سنگی با میله‌های فلزی عمودی که با آرایش‌های مختلف در محیط پیرامونی ستون شنی قرار گرفته‌اند پیشنهاد شده است.

مطالعات بسیاری در زمینه‌ی رفتار ستون‌های شنی مسلح شده با ژئوتکستایل [۹-۱۸] و ژئوگرید [۸-۷ و ۲۴-۱۹] انجام شده است. همچنین استفاده از المان‌های مسلح کننده‌ی فلزی عمودی با افزایش سختی ستون، باعث افزایش ظرفیت باربری و کاهش خمرهای شدن و نشست ستون‌های شنی می‌گردند [۲۴ و ۲۵]. شیواشانکار و همکاران^۴ (۲۰۱۱) با انجام آزمون‌های آزمایشگاهی در ابعاد کوچک در مخزن سلول واحد^۵ به قطر ۱۸۹ و ۲۸۳ میلی‌متر به مطالعه‌ی اثر مسلح شدن ستون‌های شنی با میله‌های فلزی عمودی پرداختند. نتایج تحقیقات آن‌ها نشان می‌دهد سختی ستون‌های شنی در صورت مسلح شدن با میله‌های فلزی عمودی در مقایسه با ستون‌های شنی معمولی افزایش یافته و در نتیجه ظرفیت باربری ستون‌ها افزایش و نشست آن‌ها

- 1 Dilate
- 2 Circumferential strains
- 3 Hoop forces
- 4 Shivashankar et al
- 5 Unit cell

یکی دیگر از عوامل موثر بر افزایش ظرفیت باربری و کاهش خمرهای شدن، اندازه‌ی طول مسلح شده‌ی ستون شنی است. مورگسان^۶ و راجاگوپال^۷ (۲۰۰۷)، با انجام یک سری آزمون‌ها بر روی ستون‌های شنی مسلح شده با ژئوسنتتیک، به بررسی اثر سختی مسلح‌کننده و طول مسلح‌کننده پرداختند. نتایج حاکی از آن است که مسلح کننده‌های با سختی بیشتر، محصوریت بیشتری ایجاد کرده و منجر به افزایش سختی و باربری بیشتر ستون‌های شنی می‌شوند. همچنین عملکرد ستون‌هایی که فقط در قسمت‌های بالایی از ارتفاع خود مسلح شده‌اند، بسیار شبیه به رفتار ستون‌های مسلح شده در طول کامل است [۲۷]. مطالعات محققین دیگر در این زمینه نشان می‌دهد که با افزایش طول مسلح کننده‌ها، خمرهای شدن و نشست ستون‌های شنی کاهش می‌یابد [۷، ۲۲ و ۲۹-۲۸]. همچنین تحقیقات مختلفی نیز با انجام مدلسازی عددی به بررسی اثر هر کدام از پارامترهای ذکر شده در افزایش ظرفیت باربری ستون‌های شنی پرداخته‌اند [۳۳-۳۰].

در مطالعه‌ی شیواشانکار و همکاران (۲۰۱۱) [۲۶]، آزمون‌های آزمایشگاهی با استفاده از مفهوم سلول واحد و در مخزنی کوچک انجام شده که تاثیر مرزهای مخزن بر روی نتایج را در پی خواهد داشت. همچنین ستون‌های شنی در تمام آزمون‌ها تا عمق حدودا نصف ستون شنی مسلح شده‌اند و به بررسی اثر مسلح شدگی طول کامل ستون‌ها پرداخته نشده است. همچنین ستون‌های شنی حدودا با $\rho = 2\%$ مسلح شده‌اند که این مقدار درصد تسلیح حتی برای شمع‌های بتنی نیز مقدار زیادی است. آن‌ها به بررسی اثر استفاده از یک بالشتک ماسه‌ای به ضخامت ۳۰ میلی‌متر پرداخته‌اند.

این مطالعه قصد دارد به بررسی اثر استفاده از میله‌های فلزی عمودی به عنوان مسلح کننده، در ظرفیت باربری ستون‌های شنی بپردازد. آزمون‌های آزمایشگاهی در مقیاس کوچک بر روی ستون‌های شنی شناور به قطر ۸۰ و ۱۰۰ میلی‌متر (با نسبت طول به قطر ۵) مسلح شده با میله‌های عمودی به قطر ۲ و ۳ میلی‌متر با آرایش‌های مختلف، در جعبه‌ای با ابعاد ۱/۲ در ۱/۲ متر و به ارتفاع ۱ متر انجام شده‌اند. برای بررسی اثر طول مسلح کننده‌ها ستون‌های شنی یکبار در تمام طول خود و بار دیگر در نصف طول خود مسلح شده و

6 Murugesan
7 Rajagopal

جدول ۱. مشخصات خاک رس کائولین
Table 1. Properties of kaolin clay

پارامتر	واحد	مقدار
چگالی دانه‌ها	-	۲/۶۱
حد روانی	(/.)	۴۸
حد خمیری	(/.)	۲۵
دامنه خمیری	(/.)	۲۳
درصد رطوبت بهینه	(/.)	۱۹
حداکثر وزن مخصوص خشک	(kN/m ³)	۱۵/۵
وزن مخصوص در درصد رطوبت ۲۳٪	(kN/m ³)	۱۹/۱
مقاومت برشی زهکشی نشده	(kPa)	۱۵
طبقه‌بندی خاک بر اساس سیستم متحد	-	CL

برشی مذکور، یک سری آزمون‌های تک محوری زهکشی نشده بر روی نمونه‌های خاکی دست‌خورده با قطر ۳۸ میلی‌متر و ارتفاع ۷۶ میلی‌متر، با درصد رطوبت‌های مختلفی انجام شد. نتایج نشان می‌دهد که درصد رطوبت نظیر مقاومت برشی زهکشی نشده‌ی تک‌محوری ۱۵ کیلو پاسکال، برابر ۲۳٪ می‌باشد. این مقدار درصد رطوبت در تمامی آزمون‌ها ثابت نگه داشته شده است. سایر مشخصات خاک رس کائولین در جدول ۱ معرفی شده است.

در عمل ستون‌های شنی با قطر (D) ۰/۶ الی ۱ متر ساخته می‌شوند و اندازه قطر ذرات شنی (d) مورد استفاده برای ساخت این ستون‌ها بین ۲۵ تا ۵۰ میلی‌متر می‌باشد. لذا نسبت اندازه‌ی قطر ستون شنی به اندازه‌ی قطر ذرات شنی (D/d) بین ۱۲ تا ۴۰ متغیر است [۳۵]. در این مطالعه برای ساخت ستون‌های شنی به قطر ۸۰ و ۱۰۰ میلی‌متر از مصالح شنی شکسته با اندازه‌ی قطر ذرات ۲ تا ۱۰ میلی‌متر استفاده شده که نسبت D/d بین ۸ تا ۰۵ متغیر می‌باشد. بنابراین اثرات مقیاس اندازه‌ی ذرات، به حداقل رسانده شده‌اند. نحوه‌ی توزیع اندازه ذرات برای خاک رس کائولین و مصالح شنی شکسته در شکل ۱ نشان داده شده است. در جدول ۲ مشخصات مصالح شنی شکسته برای ساخت ستون شنی ارائه شده است. همچنین طبق مطالعات بارکسدیل^۱ و باچوس^۲ (۱۹۸۳) [۳۶]، حداقل نسبت طول به قطر ستون شنی برای کنترل خرابی خمیره‌ای برابر ۴ می‌باشد به همین دلیل در این مطالعه نسبت طول به قطر ستون شنی در تمام

نتایج با هم مقایسه گردیده‌اند. همچنین مدلسازی عددی با استفاده از نرم‌افزار المان محدود پلکسیس به صورت دو بعدی انجام شده که به بررسی مکانیسم گسیختگی ستون‌های شنی پرداخته است. ضریب بهبود ظرفیت باربری نسبت به بستر رس کائولین برای نسبت‌های مساحت جایگزین مختلف با استفاده از این مدلسازی محاسبه شده است.

۲- آزمون‌های آزمایشگاهی

در این بخش نحوه‌ی انجام آزمون‌های آزمایشگاهی و نتایج آن معرفی و بررسی خواهند شد.

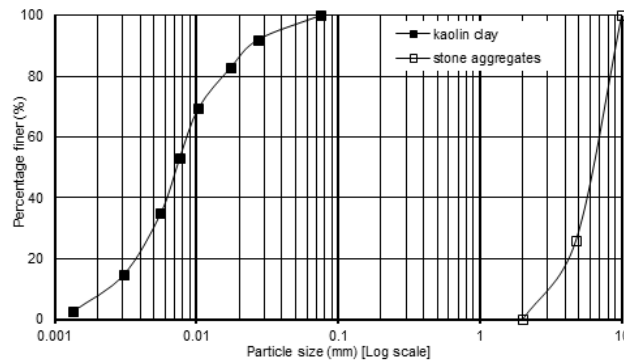
۲-۱- خواص مصالح

مصالح مورد استفاده در این مطالعه شامل خاک رس کائولین برای ساخت بستر رسی، مصالح شنی شکسته برای ساخت ستون‌های شنی و میله‌های فلزی به قطر ۲ و ۳ میلی‌متر به عنوان مسلح کننده می‌باشند. رس کائولین از شرکت صنایع خاک چینی ایران واقع در شهرستان مرند با نام تجاری ZMK2 تهیه شده است.

قسمت بالایی ستون‌های شنی ساخته شده در خاک‌های رسی بسیار نرم که مقاومت برشی زهکشی نشده‌ی آنها حداکثر ۱۵ کیلو پاسکال ($c_u \leq 15 \text{ kPa}$) باشد، به دلیل عدم تامین مقاومت جانبی کافی توسط خاک رسی اطراف، دچار خرابی خمیره‌ای شکل می‌گردد، برای جلوگیری از این نوع خرابی از ستون‌های شنی مسلح استفاده می‌شود [۳۴]. برای تعیین مقدار آب مورد نیاز متناظر با مقاومت

1 Barksdale

2 Bachus



شکل ۱. منحنی دانه‌بندی خاک رس کائولین و مصالح شنی شکسته

Fig. 1. Particle size distribution for kaolin clay and crushed stone aggregates

جدول ۲. مشخصات مصالح شنی شکسته

Table 2. Properties of crushed stone aggregates

مقدار	واحد	پارامتر
۲/۷	-	چگالی دانه‌ها
۱۶/۹۰	(kN/m ³)	حداکثر وزن مخصوص خشک
۱۴/۳۰	(kN/m ³)	حداقل وزن مخصوص خشک
۱۶	(kN/m ³)	وزن مخصوص در درصد تراکم ۷۰٪
۴۶	°	زاویه اصطکاک داخلی در درصد تراکم ۷۰٪
۲/۲۵	-	ضریب یکنواختی
۱/۶۲	-	ضریب انحنای
GP	-	طبقه‌بندی خاک بر اساس سیستم متحد

آزمون‌ها برابر ۵ در نظر گرفته شده است.

۱۱۰ میلی‌متر با ظرفیت بارگذاری ۵۰ کیلونیوتن، نیروسنج نیز دارای ظرفیت اندازه‌گیری بار تا ۵۰ کیلونیوتن است. جابجایی سنج استفاده شده نیز با دقت ۰/۰۱ میلی‌متر می‌تواند تغییر مکان‌های عمودی تا نشست ۵۰ میلی‌متر را ثبت نماید.

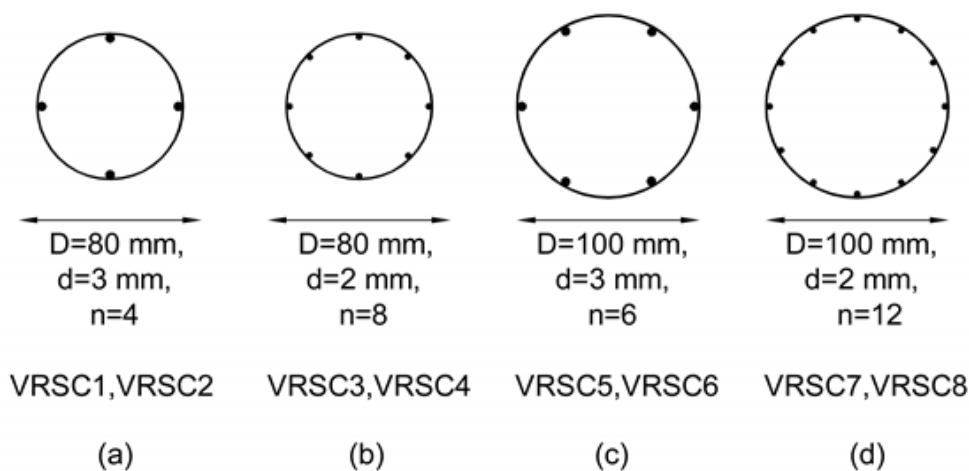
در این مطالعه ۱۱ آزمایش بر روی بستر رس کائولین و ستون‌های شنی شناور با قطر (D) ۸۰ و ۱۰۰ میلی‌متر و طول (L) به ترتیب ۴۰۰ و ۵۰۰ میلی‌متر $(L/D = 5)$ برای بررسی اثر سختی و طول مسلح‌کننده‌های فلزی عمودی بر میزان ظرفیت باربری ستون‌ها انجام شده‌اند. برای این منظور ستون‌های شنی با میله‌های فلزی عمودی به قطر ۲ و ۳ میلی‌متر در آرایش و طول‌های مختلف مسلح شده‌اند. شکل ۳ آرایش ستون‌های شنی مسلح شده را نشان می‌دهد. بر طبق قانون مقیاس ارائه شده توسط ایپای^۱ (۱۹۸۹) [۳۷] رابطه بین نسبت سختی محوری مسلح‌کننده و سختی معادل با رابطه ۱

۲-۲- نحوه آماده‌سازی نمونه‌های آزمایشگاهی

به منظور انجام آزمایش‌های مدل فیزیکی بر روی ستون‌های شنی دستگاه بارگذاری نشان داده شده در شکل ۲، طراحی و ساخته شد. این دستگاه متشکل از یک جعبه بزرگ صلب فولادی به ابعاد ۱/۲ در ۱/۲ متر در پلان و ارتفاع ۱ متر است که بر روی آن یک قاب فولادی صلب قرار گرفته و بارگذاری توسط جک هیدرولیکی به مرکز جعبه وارد می‌شود. ابعاد جعبه‌ی فولادی به گونه‌ای انتخاب شده‌اند تا نتایج آزمون‌ها توسط مرزهای جعبه تحت تاثیر قرار نگیرند. مقادیر نیروی وارده و تغییر مکان به ترتیب توسط نیروسنج S شکل و جابجایی سنج اندازه‌گیری شده‌اند. برای بارگذاری از یک صفحه صلب فلزی با قطر ۲۰۰ میلی‌متر و ضخامت ۳۰ میلی‌متر استفاده شده است. جک هیدرولیکی مورد استفاده برای بارگذاری دارای مقطع دایره‌ای به قطر



شکل ۲. دستگاه آزمایش بارگذاری
Fig. 2. Loading test device



شکل ۳. نحوه آرایش ستون‌های شنی با ρ ثابت (VRSC: ستون‌های مسلح شده با میله‌های فلزی عمودی)
Fig. 3. Various arrangement of VRSCs with circumferential bar for the same

آزمایشگاهی به مدل واقعی برابر ۰/۱ است و با توجه به اینکه مدول الاستیسیته مصالح به کار رفته در نمونه‌های آزمایشگاهی با شرایط واقعی مشابه است لذا مساحت کل میله‌های به کار رفته در مدل‌های آزمایشگاهی ۰/۰۱ مساحت کل میله‌ها در شرایط واقعی است. درصد هندسی میله‌های فلزی عمودی به کار رفته در ستون‌های شنی به صورت $\rho = A_s / A_c$ تعریف شده که در آن A_s مجموع

بیان می‌شود:

$$(EA)_p = \lambda^2 \cdot (EA)_m \quad (1)$$

که E مدول الاستیسیته‌ی مسلح کننده‌ها، A مساحت مسلح کننده‌ها، $1/\lambda$ نسبت مدل آزمایشگاهی به مدل واقعی و اندیس‌های m و p به ترتیب نشان دهنده شرایط واقعی و شرایط آزمایشگاهی می‌باشند. در مطالعه‌ی حاضر نسبت قطر ستون سنگی در مدل

جدول ۳. برنامه آزمون‌های انجام شده

Table 3. list of tests performed

تعداد مسلم کننده n	طول مسلم کننده Lr	قطر مسلم کننده d (mm)	قطر ستون شنی D (mm)		نوع آزمایش	تعداد آزمون‌ها
			۱۰۰	۸۰		
-	-	-	-	-	Kaolin clay bed	۱
-	-	-	✓	✓	OSC	۲
۴	L	۳	-	✓	VRSC1	۸
۴	0.5L	۳	-	✓	VRSC2	
۸	L	۲	-	✓	VRSC3	
۸	0.5L	۲	-	✓	VRSC4	
۶	L	۳	✓	-	VRSC5	
۶	0.5L	۳	✓	-	VRSC6	
۱۲	L	۲	✓	-	VRSC7	
۱۲	0.5L	۲	✓	-	VRSC8	

OSC^۱: ستون شنی بدون تسلیح، L: تسلیح طول کل ستون شنی و 0.5L: تسلیح نصف طول ستون شنی

¹ Ordinary stone column

انجام یافته است). برای کاهش اصطکاک بین خاک و دیواره جعبه، ابتدا سطح داخلی دیواره‌ی جعبه‌ی آزمون با یک لایه‌ی نازک گریس سیلیکونی و یک نایلون نازک پلی‌اتیلنی پوشانده می‌شود. سپس پر کردن جعبه‌ی فلزی بزرگ، به صورت لایه به لایه (با ضخامت ۵۰ میلی‌متر) انجام شده است. مقدار رس کائولین لازم برای پر کردن هر لایه با اندازه‌گیری وزن آن در جعبه قرار داده شده و برای تراکم آن از یک کوبنده‌ی مخصوص فلزی با ابعاد ۱۵۰ در ۱۵۰ میلی‌متر در پلان و وزن ۱۰ کیلوگرم مشابه چکش به کار رفته در مطالعه‌ی دبناس^۱ و دی^۲ (۲۰۱۷) [۲۴]، استفاده شد. ارتفاع سقوط وزنه ۲۰۰ میلی‌متر بوده و مصالح تا رسیدن به وزن مخصوص ۱۹/۱ کیلو نیوتن بر متر مکعب متراکم گردیده‌اند. این کار برای پر کردن کل جعبه تا ارتفاع ۹۰۰ میلی‌متر ادامه یافته است. بعد از آماده سازی بستر رس کائولین، سطح جعبه با یک نایلون ضخیم پوشانده شده و به منظور رسیدن به درصد رطوبت یکنواخت به مدت ۷ روز نگهداری می‌شود. برای اطمینان از ثابت ماندن درصد رطوبت، بعد از اتمام هر آزمون از عمق‌های مختلف، آزمایش تعیین درصد رطوبت انجام شد. نتایج نشان داد که تمام آزمون‌ها در یک درصد رطوبت ثابت (تغییرات کمتر از

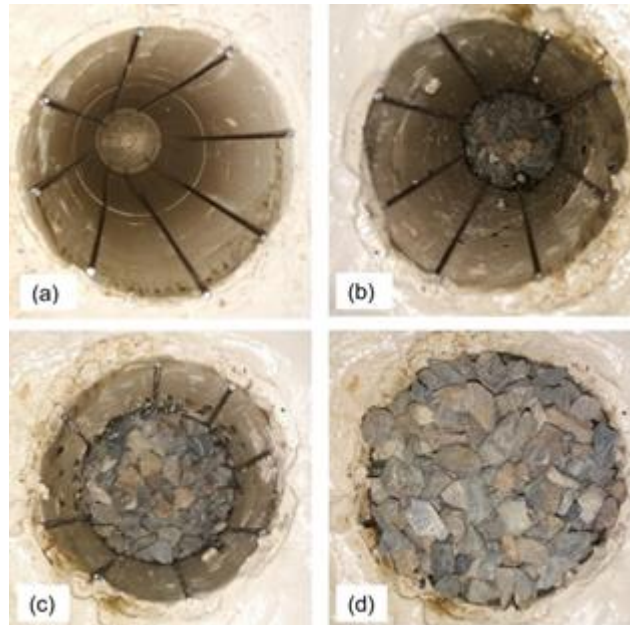
سطح مقطع میله‌های فلزی عمودی و A_c سطح مقطع ستون شنی می‌باشد. ستون‌های شنی در تمامی آزمون‌ها تقریباً با ρ برابر با ۰/۵ درصد مسلح شده‌اند. به عنوان مثال در ابعاد واقعی درصد هندسی میله‌های عمودی به کار رفته برابر ۰/۵ درصد برای ستون شنی با قطر ۰/۸ و ۱ متر به ترتیب معادل استفاده از ۱۴ و ۲۰ عدد میلگرد با قطر ۲۲ میلی‌متر است.

جدول ۳ برنامه آزمون‌های انجام شده را نشان می‌دهد. لازم به یادآوری است که برخی از آزمون‌ها برای اطمینان از صحت نتایج تکرار شده‌اند.

۳-۲- آماده‌سازی بستر رس کائولین

در ابتدا مقدار آب لازم برای مصالح رس کائولین خشک با وزن مخصوص خشک ۱۵/۵ کیلو نیوتن بر متر مکعب برای رسیدن به درصد رطوبت ۲۳٪ که معادل مقاومت زهکشی نشده‌ی برابر ۱۵ کیلو پاسکال است تعیین شده و سپس این میزان آب در یک جعبه پلاستیکی بزرگ با رس کائولین مخلوط گردید (لازم به ذکر است در هر مرحله میزان خاک مورد نیاز برای پر کردن هر ۵۰ میلی‌متر از جعبه آزمایش محاسبه شده و عملیات مخلوط کردن

1 Debnath
2 Dey



شکل ۴. مراحل ساخت ستون شنی مسلح شده با میله‌های فلزی عمودی

Fig. 4. Construction steps of VRSC

دیواره ۲ میلی‌متر برای ساخت ستون‌های شنی استفاده شده‌اند. سطح داخلی و بیرونی لوله فولادی به یک لایه نازک روغن آغشته شده تا نفوذ لوله به داخل بستر رس کائولین سهولت یافته و دست‌خوردگی خاک در اطراف ناحیه نفوذ لوله کاهش یابد. سپس لوله فولادی با استفاده از جک تا ارتفاع معادل طول ستون شنی به داخل بستر رس کائولین رانده شده است [۴۰]. دو نوع اوگر مارپیچ فلزی برای ساخت ستون‌های شنی به قطر ۸۰ و ۱۰۰ میلی‌متر طراحی و مورد استفاده قرار گرفت. قطر اوگرها کمی کوچکتر از قطر داخلی لوله‌های فولادی برای تخلیه خاک رس بود. برای کاهش اثرات مکش، در هر مرحله ۵۰ میلی‌متر از خاک رس کائولین برداشته شده و حفاری تا زمانی که به عمق مورد نظر برای ساخت ستون شنی برسد ادامه یافته است. پس از اتمام حفاری، لوله فولادی به آرامی بیرون کشیده شده و مراقبت‌های لازم برای جلوگیری از هر گونه بهم‌خوردگی خاک اطراف لوله فولادی به عمل آمده است.

مقدار مصالح شنی شکسته برای ساخت ستون بر اساس وزن مخصوص ۱۶ کیلو نیوتن بر متر مکعب برای فواصل نصف قطر ستون (برای ستون شنی به قطر ۸۰ و ۱۰۰ میلی‌متر به ترتیب در فواصل ۴۰ و ۵۰ میلی‌متر) محاسبه شده و به داخل چاه ریخته شده است. برای رسیدن به تراکم یکنواخت، عملیات کوبش با چکش فلزی به قطر ۲۰ میلی‌متر و وزن ۲ کیلوگرم از ارتفاع ۱۰۰ میلی‌متری و با تعداد ۱۵

(۱/۱٪) انجام شده‌اند.

جهت اطمینان از عدم تاثیرگذاری تورم و انقباض خاک رس کائولین با توجه به اینکه وزن مخصوص خشک خاک رس کائولین برابر ۱۵/۵ کیلو نیوتن بر متر مکعب، حد روانی ۴۸٪ و دامنه‌ی خمیری ۲۳٪ می‌باشد، طبق مطالعه‌ی دانیلو^۱ (۱۹۶۴) [۳۸] خاک رس کائولین مورد استفاده دارای قابلیت کم و طبق مطالعه‌ی داکشانامورسی^۲ و رامان^۳ (۱۹۷۳) [۳۹] دارای قابلیت متوسط تورم و انقباض است. علاوه بر این با توجه به اینکه محافظت لازم در هنگام پر و خالی کردن جعبه‌ی آزمایش با استفاده از نایلون پلی‌اتیلنی شده است لذا تغییر درصد رطوبت خاک رس کائولین در مراحل مختلف بسیار کم بوده و خاک در معرض تر و خشک شدن قرار نگرفته است به همین دلایل می‌توان در این مطالعه از تورم و انقباض خاک رس کائولین صرف‌نظر نمود.

۴-۲- ساخت ستون‌های شنی

در تمامی آزمون‌ها، ستون‌های شنی با روش جایگزینی و در مرکز جعبه بزرگ آزمایش، ساخته شده‌اند. لوله‌های فولادی بدون درز با قطر خارجی برابر با قطر ستون شنی (۸۰ و ۱۰۰ میلی‌متر) و ضخامت

- 1 Danilov
- 2 Dakshanamurthy
- 3 Raman

با میله‌های فلزی عمودی به قطر ۲ و ۳ میلی‌متر با آرایش‌های مختلف تا کرنش نظیر ۱۰٪ مورد بررسی قرار گرفت (شکل ۵). لازم به ذکر است کرنش نظیر ۱۰٪ برای ستون‌های به قطر ۸۰ و ۱۰۰ میلی‌متر به ترتیب معادل نشست ۴۰ و ۵۰ میلی‌متر است.

همانطور که در شکل ۵ مشاهده می‌شود با مسلح کردن بستر رس کائولین با ستون‌های شنی معمولی به قطر ۸۰ و ۱۰۰ میلی‌متر، مقدار بار تحمل شده در کرنش عمودی نظیر ۱۰٪ به ترتیب به میزان ۳۳/۵٪ و ۴۴/۵٪ بهبود یافته است. همچنین استفاده از میله‌های فلزی عمودی به قطر ۳ میلی‌متر به عنوان مسلح کننده در طول کل ستون، باعث افزایش سختی و صلبیت ستون شده و ظرفیت باربری را نسبت به بستر رس کائولین (مقایسه VRSC1 و VRSC5 با بستر رس کائولین) به ترتیب ۱۳۰/۹٪ و ۱۶۴/۵٪، بیشتر می‌کند. بنابراین با مسلح کردن بستر رس کائولین با ستون‌های شنی معمولی مقدار ظرفیت باربری افزایش می‌یابد. همچنین استفاده از میله‌های فلزی عمودی در ستون شنی مقدار ظرفیت باربری را نسبت به حالت معمولی افزایش می‌دهد.

۱-۶-۲- تاثیر قطر ستون شنی

مقایسه نتایج در شکل ۵ نشان می‌دهد با افزایش قطر ستون شنی از ۸۰ به ۱۰۰ میلی‌متر، ظرفیت باربری به میزان ۳۱/۵٪ بهبود می‌یابد. برای ستون‌های شنی در حالتی که بیشترین ظرفیت باربری اتفاق می‌افتد، مقایسه نتایج برای قطر ۸۰ میلی‌متر (VRSC1) با قطر ۱۰۰ میلی‌متر (VRSC5) نشان از افزایش ۳۹/۲٪ ظرفیت باربری دارد. همچنین افزایش ظرفیت باربری ستون‌های شنی مسلح شده با میله‌های فلزی نسبت به ستون شنی برای قطر ۸۰ میلی‌متر در محدوده‌ی ۳۸/۷٪ تا ۷۲/۹٪ است در حالی که برای ستون شنی به قطر ۱۰۰ میلی‌متر در محدوده ۴۲/۴٪ تا ۸۳/۱٪ می‌باشد. نتایج حاصل نشان می‌دهند با افزایش قطر ستون شنی ظرفیت باربری افزایش یافته است و در ستون‌های شنی مسلح شده با میله‌های فلزی عمودی تاثیر مسلح کننده‌ها با افزایش قطر بیشتر می‌شود.

۲-۶-۲- تاثیر آرایش میله‌های فلزی

$$D = 80 \text{ mm}$$

شکل ۵-الف نشان می‌دهد که برای ستون‌های مسلح شده در

ضربه [۲۹] انجام شد. این تراکم سبک، به گونه‌ای انتخاب شده است که در حین ساخت ستون‌های شنی تغییری در توزیع خاک اطراف ستون ایجاد نشده و پدیده‌ی خمره‌ای شدن رخ ندهد. این کار تا ساخت کامل ستون شنی ادامه یافته است. در شکل ۴ مراحل ساخت ستون شنی مسلح شده با میله عمودی با قطر ۲ میلی‌متر نشان داده شده‌اند.

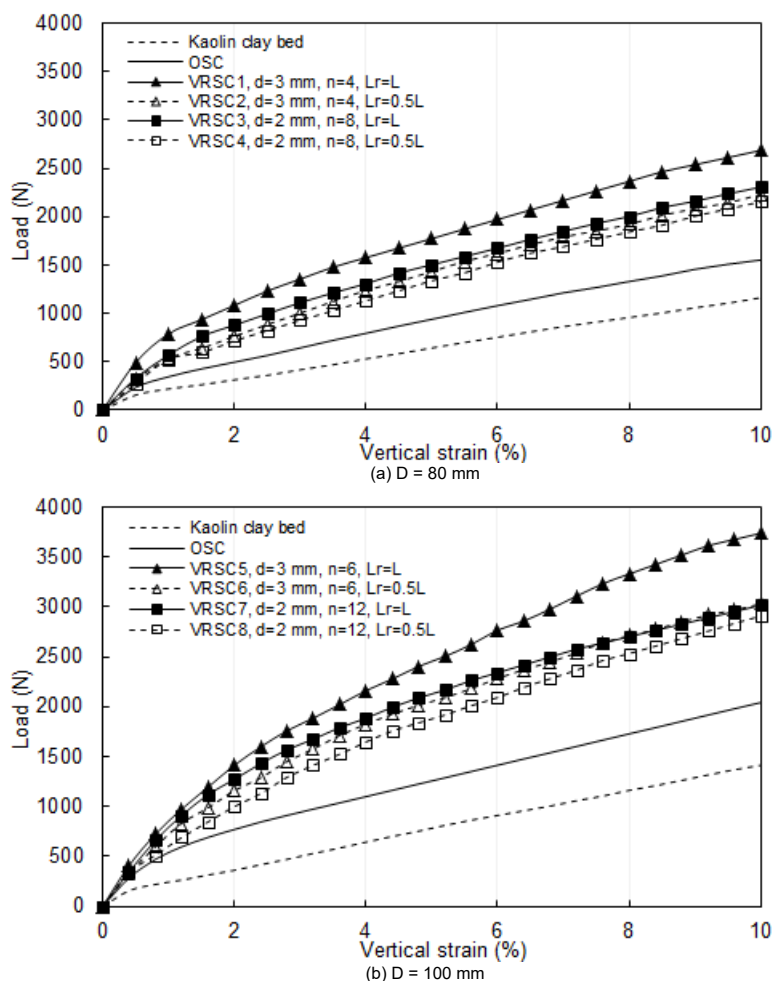
جهت اطمینان از اینکه میله‌های فلزی عمودی مسلح کننده در هنگام بارگذاری توسط نیروهای شعاعی به وجود آمده از طرف ستون شنی درگیر شده و در برابر خمره‌ای شدن مقاومت می‌نمایند ابتدا برای به حداقل رساندن اصطکاک میله‌ها با صفحه بارگذاری (در صورت برخورد)، سر میله‌های قرار داده شده در ستون شنی صیقل داده شده‌اند و همچنین در آزمون‌ها میله‌ها به مقدار کمی پایین‌تر از مصالح شنی قرار گرفته‌اند تا مصالح تشکیل دهنده ستون به عنوان یک بالشتک برای میله‌ها عمل نمایند. علاوه بر این با توجه به اینکه ستون‌های شنی در حالت شناور مورد آزمایش قرار گرفته‌اند لذا وجود حدوداً ۴۰ سانتی‌متر خاک رس کائولین نرم در زیر ستون شنی باعث می‌شود که این میله‌ها به صورت تقریباً سر آزاد در پایین عمل کنند و تحت نیروی فشاری قرار نگیرند.

۵-۲- روش آزمایش

پس از ساخت ستون شنی، بارگذاری توسط صفحه صلب فولادی قرار گرفته در مرکز ستون و بستر رس کائولین انجام یافته است. بارگذاری بر اساس روش کنترل تغییرمکان بوده و سرعت بارگذاری ۱ میلی‌متر بر دقیقه می‌باشد. بارگذاری توسط پمپ و جک هیدرولیکی از طریق صفحه فولادی صلب انجام شده است. صفحه صلب به ستون‌های شنی متصل نبوده و برای بارگذاری ابتدا صفحه صلب بر روی ستون‌ها مماس شده و بعد از مماس شدن بارگذاری شروع شده است. مقادیر تغییرمکان قائم نیز توسط جابجایی سنج تا تغییرمکان ۵۰ و ۴۰ میلی‌متر به ترتیب برای ستون‌های شنی به قطر ۱۰۰ و ۸۰ میلی‌متر اندازه‌گیری شده‌اند. در تمامی آزمون‌ها عملیات بارگذاری تا کرنش عمودی نظیر ۱۰٪ ادامه یافته است [۷، ۱۰ و ۲۹].

۶-۲- نتایج و تحلیل

رفتار بار-کرنش عمودی برای بستر رس کائولین و ستون‌های شنی به قطر ۸۰ و ۱۰۰ میلی‌متر در حالت بدون تسلیح و مسلح شده



شکل ۵. رفتار بار- کرنش عمودی برای بستر رس کائولین و ستون شنی معمولی و مسلح شده با میله‌های فلزی عمودی
 Fig. 5. Load-vertical strain behaviour of kaolin clay bed, OSCs and VRSCs

۳a بهتر از شکل ۳b و برای ستون شنی به قطر ۱۰۰ میلی‌متر آرایش شکل ۳c بهتر از آرایش شکل ۳d می‌باشد. علت این عملکرد بهتر آن است که میله‌های با قطر بزرگتر دارای سختی بیشتری بوده و لذا توزیع آن‌ها در محیط ستون شنی باعث افزایش بیشتر سختی ستون شده و در نتیجه ظرفیت باربری این آرایش‌ها بیشتر است. همچنین تاثیر تغییر آرایش میله‌های فلزی عمودی در حالت تسلیح تا نصف طول ستون شنی برای هر دو قطر ناچیز می‌باشد.

۳-۶-۲- تاثیر طول مسلح شده‌ی ستون شنی

D = ۸۰ mm

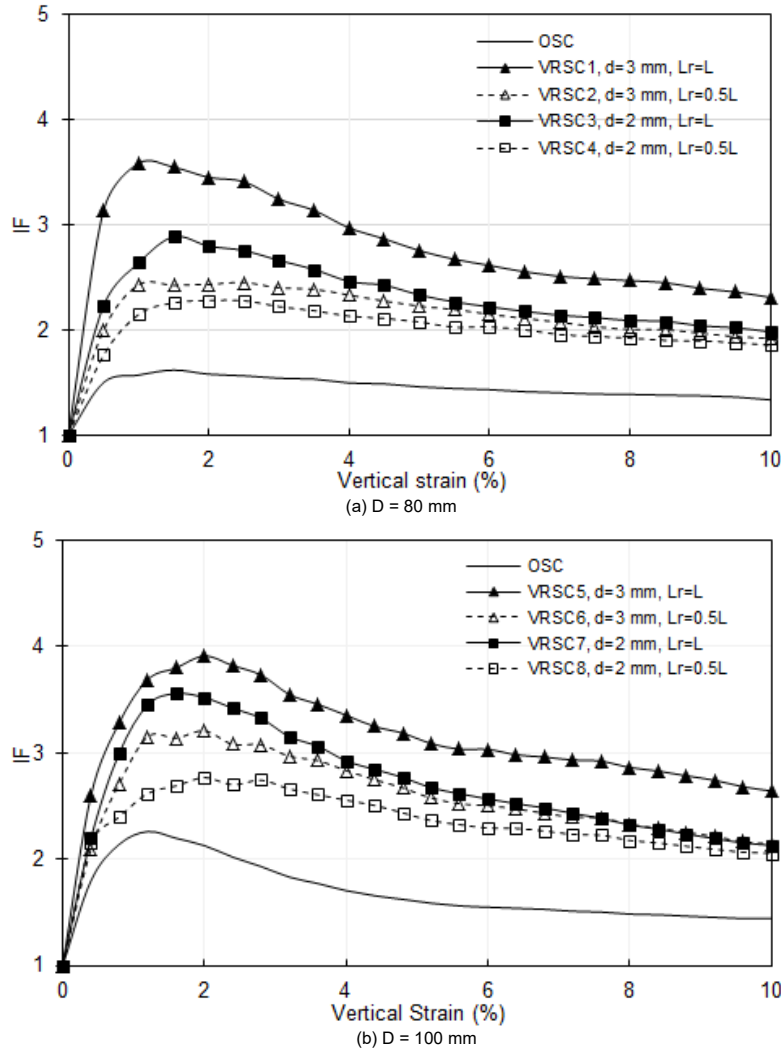
با مقایسه‌ی نتایج VRSC1 با VRSC2 در شکل ۵-الف مشاهده می‌شود با افزایش طول مسلح شده‌ی ستون شنی از نصف به طول کامل ستون، ظرفیت باربری به میزان ۳/۲۰٪ افزایش یافته است.

تمام طول خود ($L_r = L$)، با تغییر آرایش از شکل ۳b به شکل ۳a و با مقایسه VRSC1 با VRSC3، ظرفیت باربری ۴/۱۶٪ افزایش می‌یابد. این افزایش برای ستون‌های مسلح شده در نصف طول خود ($L_r = 0.5L$) با مقایسه VRSC2 با VRSC4، ۶/۳٪ است.

D = ۱۰۰ mm

شکل ۵-ب نشان می‌دهد برای ستون‌های مسلح شده در تمام طول خود ($L_r = L$) و مقایسه‌ی VRSC5 با VRSC7 (تغییر آرایش از شکل ۳d به شکل ۳c)، افزایش ظرفیت باربری ۹/۲۳٪ است. برای ستون‌های مسلح شده در نصف طول خود ($L_r = 0.5L$) با مقایسه VRSC6 با VRSC8، این افزایش ۲/۴٪ است.

بنابراین مقایسه‌ی نتایج نشان می‌دهد که برای ستون شنی مسلح شده در تمام طول خود ($L_r = L$) به قطر ۸۰ میلی‌متر آرایش شکل



شکل ۶. تغییرات ضریب بهبود نسبت به کرنش عمودی

Fig. 6. Variation of IF versus vertical strain for OSCs and VRSCs

نظر می‌رسد به دلیل سختی کمتر این میله‌ها، مقدار خم‌های شدن در ستون‌های مسلح شده در طول کامل و نصف طول تقریباً دارای مقدار یکسانی بوده و به همین دلیل افزایش ظرفیت باربری ناچیز است. اما مسلح کردن طول کامل ستون با میله‌های دارای سختی بیشتر (قطر ۳ میلی‌متر) مقدار خم‌های شدن را در مقایسه با ستون شنی مسلح شده در نصف خود کاهش می‌دهد و افزایش بیشتری در ظرفیت باربری اتفاق می‌افتد.

۴-۶-۲- ضریب بهبود^۱ ستون‌های شنی در مقیاس کوچک آزمایشگاهی

افزایش ظرفیت باربری بستر رسی به وسیله‌ی پارامتر بدون بعد

همین مقایسه برای VRSC3 با VRSC4، افزایش ۶/۹٪ را در ظرفیت باربری نشان می‌دهد.

D = ۱۰۰ mm

به طور مشابه در شکل ۵-ب مقایسه‌ی نتایج VRSC5 با VRSC6 و VRSC7 با VRSC8 نشان می‌دهد افزایش ظرفیت باربری به ترتیب برابر ۲۳/۳٪ و ۳/۶٪ است.

بنابراین مشاهده می‌شود که ستون‌های شنی مسلح شده در تمام طول خود ($L_r = L$) به دلیل ایجاد محصوریت بیشتر توسط مسلح کننده‌ها، عملکرد بهتری نسبت به ستون‌های شنی مسلح شده در نصف طول خود ($L_r = 0.5L$) دارند. در مورد ستون‌های شنی مسلح شده با میله‌های عمودی با سختی کمتر (قطر ۲ میلی‌متر) به

1 Improvement Factor (IF)

جدول ۴. مشخصات مصالح برای مدلسازی عددی

Table 4. Properties of materials for numerical modeling

پارامترهای خاک	واحد	رس کائولین	ستون شنی	میله‌های فلزی
مدل رفتاری	-	خاک نرم	موهر-کولمب	-
زاویه اصطکاک داخلی (ϕ)	°	۲۸	۴۶	-
زاویه اتساع (ψ)	°	۰	۱۶	-
چسبندگی (C)	(kPa)	۱۵	۰/۱۰	-
نسبت تخلخل اولیه (e_0)	-	۱/۴۰	-	-
شاخص فشردگی (C_c)	-	۰/۷۴	-	-
شاخص تورم (C_s)	-	۰/۱۱	-	-
ضریب پواسون (ν)	-	۰/۳۳	۰/۳۰	۰/۳۰
مدول الاستیسیته (E)	(kPa)	-	۴۰۰۰۰	2×10^8
سختی محوری معادل (EA)	(kN/m)	-	-	۱۳۵۰

شدن، افزایش در ظرفیت باربری ناچیز است.

۳- مدلسازی عددی

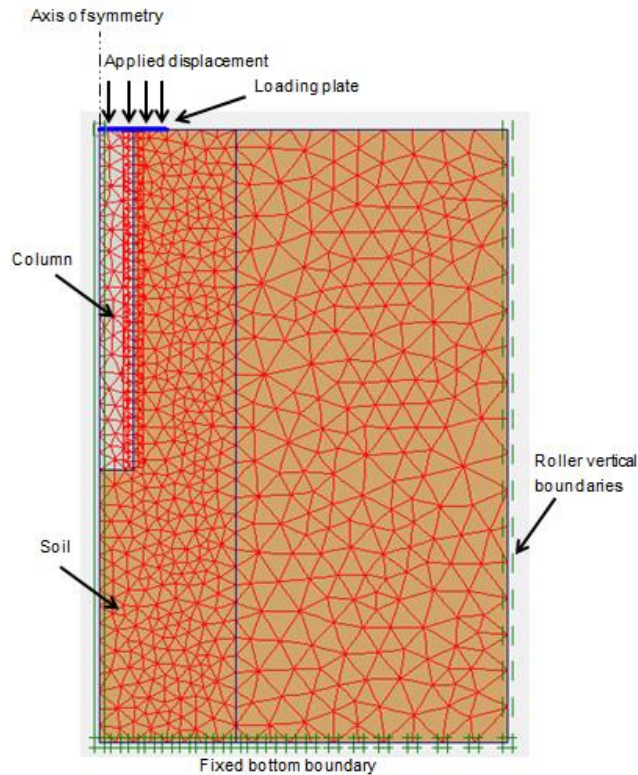
مدلسازی عددی در مهندسی ژئوتکنیک اغلب به منظور توسعه و تکمیل مدلسازی آزمایشگاهی بوده که همراه با درک بهتر از مسائل مهندسی و پیش‌بینی دقیق‌تر رفتار مصالح می‌باشد. در این قسمت ابتدا نتایج آزمون‌های آزمایشگاهی با نتایج مدلسازی عددی مقایسه و تکمیل شده سپس به بررسی رفتار ستون‌های شنی در ابعاد واقعی پرداخته شده است. مدلسازی عددی با استفاده از نرم‌افزار المان محدود دو بعدی پلکسیس انجام شده است.

مدل رفتاری خاک نرم^۱ در پلکسیس، توسط ورمییر^۲ و برینگریو^۳ (۱۹۹۸) توصیف شده است [۴۱]. این مدل، رفتار فشرده‌سازی لگاریتمی (تنش وابسته به سختی) را مدل می‌کند. در این مطالعه برای مدل رفتاری خاک رس کائولین، از مدل رفتاری خاک نرم، برای رفتار مصالح شنی از معیار الاستو-پلاستیک موهر-کولمب و برای مدلسازی صفحه‌ی صلب بارگذاری از المان پلیت^۴ استفاده شده است. در نرم‌افزار پلکسیس استفاده از المان beam با سختی خمشی

ضریب بهبود ارائه می‌شود. ضریب بهبود به صورت نسبت ظرفیت باربری بستر رسی بهسازی شده به ظرفیت باربری بستر رسی بدون بهسازی تعریف می‌شود. این ضریب در تعیین میزان اثربخشی ستون‌های شنی در ظرفیت باربری خاک‌های نرم به کار می‌رود. در شکل ۷ مقدار ضریب بهبود برای ستون‌های شنی با قطر ۸۰ و ۱۰۰ میلی‌متر با انواع مختلفی از آرایش مسلح‌سازی عمودی تا کرنش عمودی ۱۰٪ نشان داده شده است.

از شکل ۶ مشاهده می‌شود که مقدار این ضریب برای ستون‌های شنی به قطر ۸۰ میلی‌متر در محدوده‌ی ۳۳-۱/۵۸ و برای ستون‌های شنی با قطر ۱۰۰ میلی‌متر در محدوده‌ی ۴۴-۳/۹۱ متغیر است. کمترین ضریب بهبود برای ستون‌های شنی معمولی و بیشترین آن برای ستون شنی به قطر ۱۰۰ میلی‌متر مسلح شده با ۶ عدد میله‌ی فلزی عمودی به قطر ۳ میلی‌متر که در طول کل ستون (VRSC5) قرار گرفته‌اند می‌باشد. با افزایش بار تا حدود ۱/۵٪ کرنش مقدار ضریب بهبود بیشتر می‌شود. سپس این مقدار به علت ایجاد پدیده‌ی خمره‌ای شدن کاهش می‌یابد. در مراحل اولیه بارگذاری، ستون شنی در اثر اعمال بار تمایل به فشرده شدن دارد، لذا یک افزایش ظرفیت باربری اتفاق می‌افتد. با متراکم شدن دانه‌های تشکیل دهنده‌ی ستون، تمایل به ایجاد پدیده‌ی خمره‌ای شدن اتفاق می‌افتد و با توجه به مقاومت کم خاک رس کائولین در برابر خمره‌ای

1 Soft soil model
2 Vermeer
3 Brinkgreve
4 Plate



شکل ۷. هندسه مدل عددی
Fig. 7. Numerical model geometry

$$\varepsilon_v - \varepsilon_v^0 = -\lambda^* \ln\left(\frac{p'}{p^0}\right) \quad (2)$$

که λ^* شاخص فشردگی اصلاح شده است. برای باربرداری نیز رابطه به صورت زیر است:

$$\varepsilon_v - \varepsilon_v^0 = -\kappa^* \ln\left(\frac{p'}{p^0}\right) \quad (3)$$

که κ^* شاخص تورم اصلاح شده است. رفتار خاک در هنگام باربرداری و بارگذاری مجدد الاستیک است. رابطه بین مدول الاستیسیته و ضریب پواسون نیز توسط رابطه (۴) بیان می‌شود:

$$\frac{E_n}{3(1-2\nu_n)} = \frac{p'}{\kappa^*} \quad (4)$$

سختی محوری معادل برای میله‌های عمودی فلزی از رابطه‌ی زیر به دست آمده است:

$$EA = (2 \times 10^8) \cdot \left(\frac{6 \times \pi \times 0.003 \times 0.003}{4} \cdot \frac{1}{2\pi} \right) = 1350 \text{ kN/m} \quad (5)$$

مدول الاستیسیته و ضریب پواسون شن با توجه به شباهت مصالح از مقادیر مطالعه قزاقی و نظری‌افشار (۲۰۱۳) [۲۹] استفاده شده است.

نزدیک به صفر معادل استفاده از المان پنج گرهی ژئوگرید^۱ برای مسلح کننده‌های فلزی می‌باشد [۴۲]. لذا برای مدلسازی میله‌های فلزی، المان ژئوگرید به کار برده شده است. همانطور که قبلاً بیان گردید در اثر خم‌های شدن ستون‌های شنی و ایجاد نیروهای شعاعی در میله‌های فلزی عمودی مسلح کننده، در این میله‌ها نیروهای کششی به وجود آمده و با توجه به اینکه نیروی فشاری وارد شده از بارگذاری توسط ستون‌ها تحمل می‌شود و میله‌های فلزی عمودی نقشی در تحمل نیروی فشاری ندارند استفاده از المان ژئوگرید منطقی می‌باشد. برای اندازه‌گیری ویژگی‌های مقاومتی و فشردگی رس کائولین به ترتیب آزمایش‌های برش مستقیم و تحکیم صورت گرفته است. مشخصات مورد استفاده برای مدلسازی بستر رس کائولین، مصالح ستون شنی و میله‌های فلزی در جدول ۴ ارائه شده است. لازم به ذکر است در مدل رفتاری خاک نرم یک رابطه لگاریتمی بین کرنش حجمی ε_v و تنش موثر میانگین p' وجود دارد. برای بارگذاری اولیه داریم:

۱-۳- صحت سنجی

به منظور صحت سنجی، نتایج آزمون‌های آزمایشگاهی انجام شده بر روی بستر رس کائولین و ستون شنی به قطر ۱۰۰ میلی‌متر در حالت بدون تسلیح و تسلیح با میله‌های فلزی عمودی به قطر ۳ میلی‌متر در دو طول کامل و نصفه مورد استفاده قرار گرفته‌اند. در شکل ۸ رفتار بار-کرنش عمودی نتایج آزمایشگاهی با نتایج عددی مقایسه گردیده است. این مقایسه حکایت از همخوانی خوب بین نتایج دو مدل آزمایشگاهی و عددی دارد.

۲-۳- بررسی خمره‌ای شدن ستون‌های شنی

در پایان آزمون‌های آزمایشگاهی به داخل ستون شنی مقداری دوغاب گچ ریخته شد تا از بهم ریختگی و جدایش دانه‌های شن جلوگیری شود. سپس خاک اطراف ستون‌های شنی به دقت برداشته تا تغییرشکل جانبی این ستون‌ها قابل مشاهده باشد. با توجه به درستی دانه‌های شن، مقدار تغییرشکل جانبی ستون‌های شنی با دقت ۰/۵ میلی‌متر اندازه‌گیری شد. برای رسم تغییرشکل جانبی (انبساط) ستون‌های شنی، تغییرشکل جانبی مرز بین ستون شنی و خاک رسی اطراف از نرم‌افزار به دست آمده و سپس نتایج به صورت نمودار رسم شده‌اند. در شکل ۹ تغییرشکل جانبی ستون‌های شنی پس از اتمام آزمون‌ها در مقایسه با مدلسازی عددی مشاهده می‌شود. شکل ۱۰ نیز مقادیر تغییرشکل جانبی ستون‌های شنی در نرم‌افزار پلکسیس را نشان می‌دهد.

عمق حداکثر وقوع خمره‌ای شدن در محدوده ۱ تا ۱/۲ برابر قطر ستون شنی، در ستون‌های شنی معمولی (OSC) و مقدار حداکثر آن برابر ۲۸ میلی‌متر است. برای ستون‌های شنی مسلح شده (VRSC) در طول کامل خود ($Lr = L$) در عمق ۱/۶ برابر قطر ستون شنی و مقدار حداکثر آن ۱۰ میلی‌متر و برای ستون‌های شنی مسلح شده (VRSC) تا نصف طول خود ($Lr = 0.5L$) خمره‌ای شدن به طرف پایین حرکت کرده و بلافاصله بعد از اتمام طول مسلح کننده شروع شده و مقدار حداکثر آن ۲۲ میلی‌متر است. به طور عمده گسیختگی خمره‌ای، به علت کمبود محصوریت جانبی ایجاد گردیده است. همانطور که از شکل b۹ و c۹ مشاهده می‌شود خمره‌ای شدن در ستون‌های شنی مسلح شده بدلیل ایجاد محصوریت اضافی توسط میله‌های فلزی عمودی کاهش یافته است. همچنین، ستون‌های شنی

مدلسازی عددی به صورت تقارن مرکزی^۱ در نیم صفحه با استفاده از شبکه‌های ریز ساخته شده از المان‌های مثلثی ۱۵ گرهی، انجام شده است. در پلکسیس مدل رفتاری الاستو-پلاستیک برای توصیف رفتار سطوح مشترک برای مدلسازی استفاده می‌شود. معیار موهر-کولمب برای تمایز بین رفتار الاستیک و پلاستیک استفاده می‌شود. برای حالت الاستیک داریم:

$$|\tau| < \sigma_n \tan \varphi_i + c_i \quad (6)$$

و برای رفتار پلاستیک داریم:

$$|\tau| = \sigma_n \tan \varphi_i + c_i \quad (7)$$

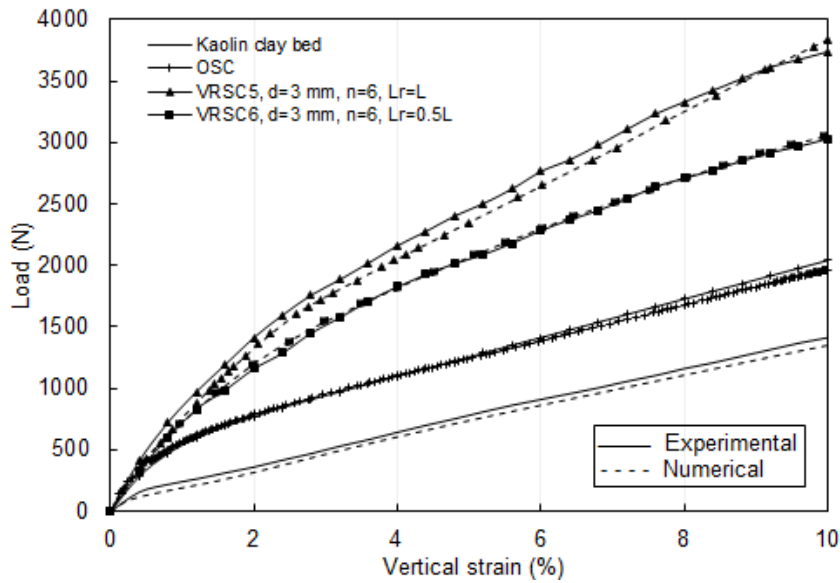
که φ_i و c_i به ترتیب زاویه اصطکاک داخلی و چسبندگی سطوح مشترک است. مشخصات مقاومتی سطح مشترک با استفاده از ضریب فصل مشترک (R_{int}) با مشخصات خاک رابطه دارد و از روابط زیر به دست می‌آید:

$$c_i = R_{int} \cdot c_{soil} \quad (8)$$

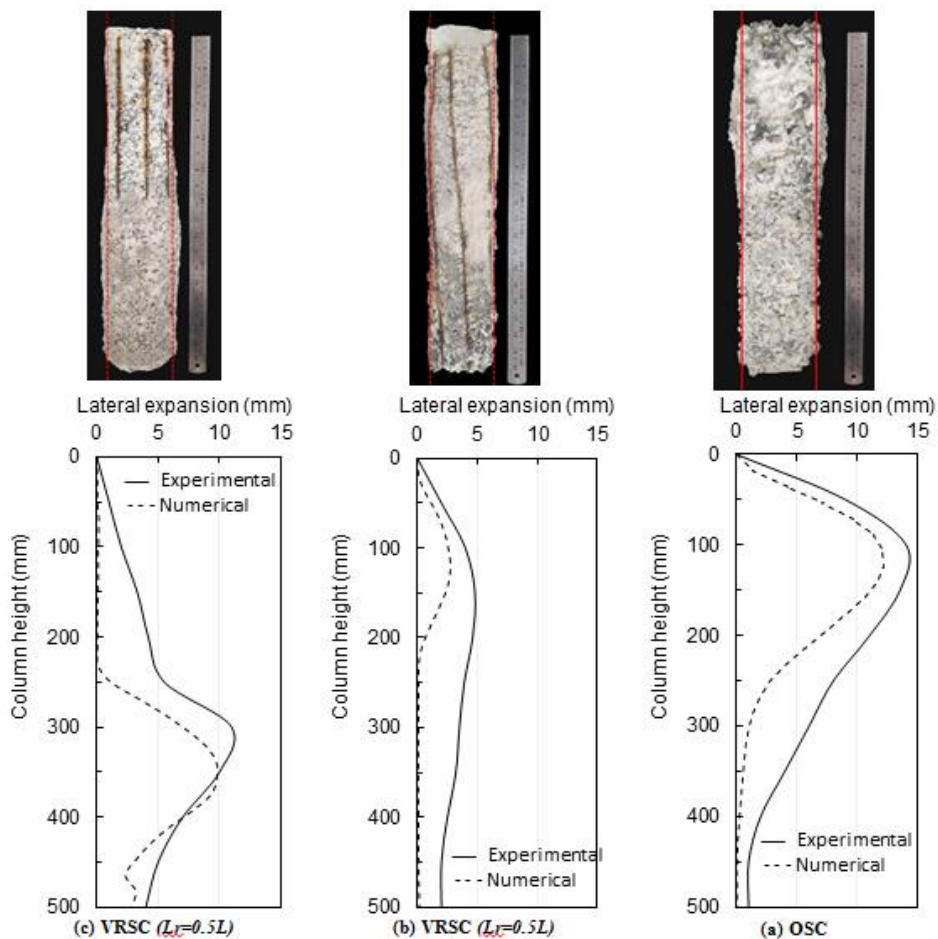
$$\tan \varphi_i = R_{int} \cdot \tan \varphi_{soil} \leq \tan \varphi_{soil} \quad (9)$$

$$\psi = 0^\circ \text{ for } R_{int} < 1, \text{ otherwise } \psi_i = \psi_{soil} \quad (10)$$

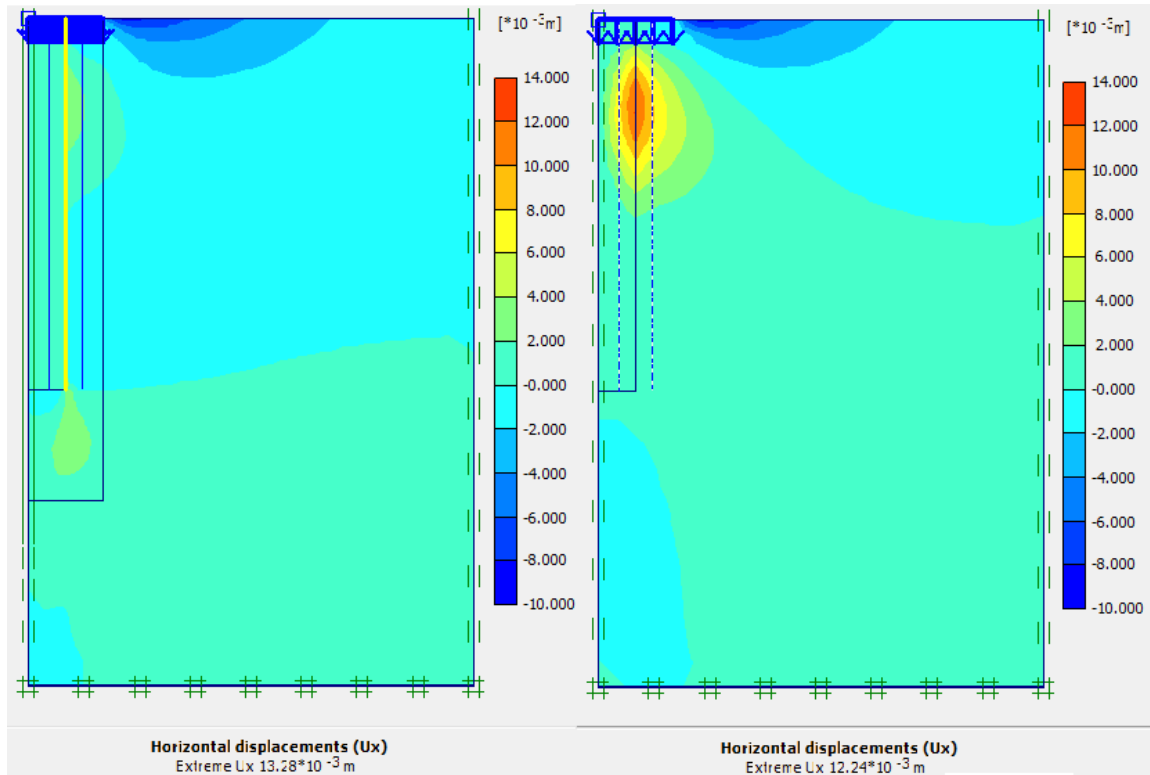
که c_{soil} ، φ_{soil} و ψ_{soil} به ترتیب چسبندگی، زاویه اصطکاک داخلی و زاویه اتساع خاک و ψ_i زاویه اتساع سطح مشترک می‌باشند. ضریب فصل مشترک برای ستون شنی و خاک رس کائولین برابر ۰/۶۷ و برای میله‌های فلزی عمودی برابر ۰/۳ در نظر گرفته شده است. با توجه به اینکه آزمون‌های آزمایشگاهی در جعبه‌ای به ابعاد ۱/۲ در ۱/۲ متر در پلان و ۰/۹ متر در ارتفاع انجام شده‌اند، لذا در مدلسازی عددی نیز با توجه به استفاده از سیستم تقارن مرکزی از مدلی با ابعاد ۰/۶ متر در راستای افقی و ۰/۹ متر در راستای قائم استفاده شده است. در شکل ۷ نمونه‌ای از هندسه مدل ساخته شده در نرم‌افزار پلکسیس نشان داده شده است. تمامی تحلیل‌ها با در نظر گرفتن کنترل تغییرمکان انجام شده‌اند. بدین صورت که مقدار نشست معادل کرنش ۱۰٪ محاسبه شده (برای ستون‌های شنی به قطر ۱۰۰ و طول ۵۰۰ میلی‌متر در نشست برابر با ۵۰ میلی‌متر) و مقدار نیروی متناظر با این نشست به دست آمده است.



شکل ۸. مقایسه نتایج مدل‌سازی عددی با آزمون‌های آزمایشگاهی برای $D = 100 \text{ mm}$
 Fig. 8. Comparison of numerical modeling results with laboratory tests ($D=100 \text{ mm}$)

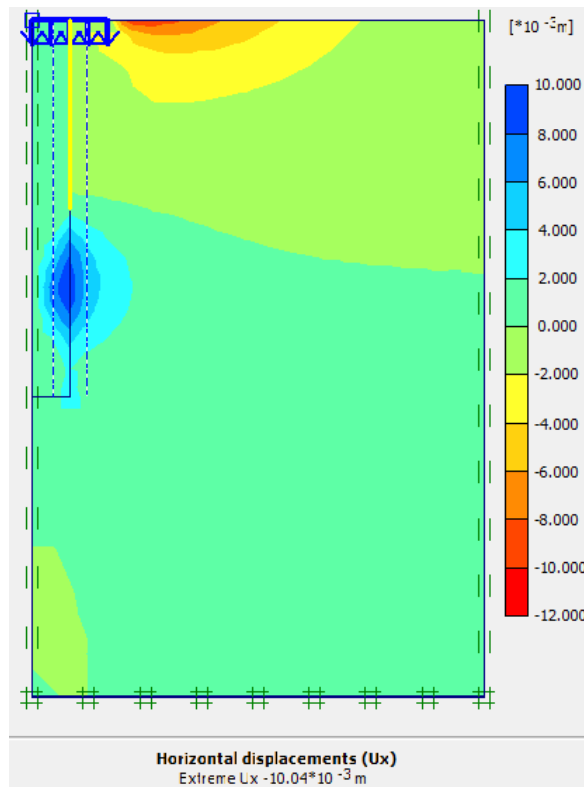


شکل ۹. تغییر شکل جانبی ستون‌های شنی $D = 100 \text{ mm}$
 (a) ستون شنی معمولی (b) ستون شنی مسلح شده با $Lr = L$ (c) ستون شنی مسلح شده با $Lr = 0.5L$
 Fig. 9. Lateral deformation of stone columns (a) OSC (b) $Lr=L$ (c) $Lr=0.5L$



VRSC ($L_r=L$) (b)

OSC (a)

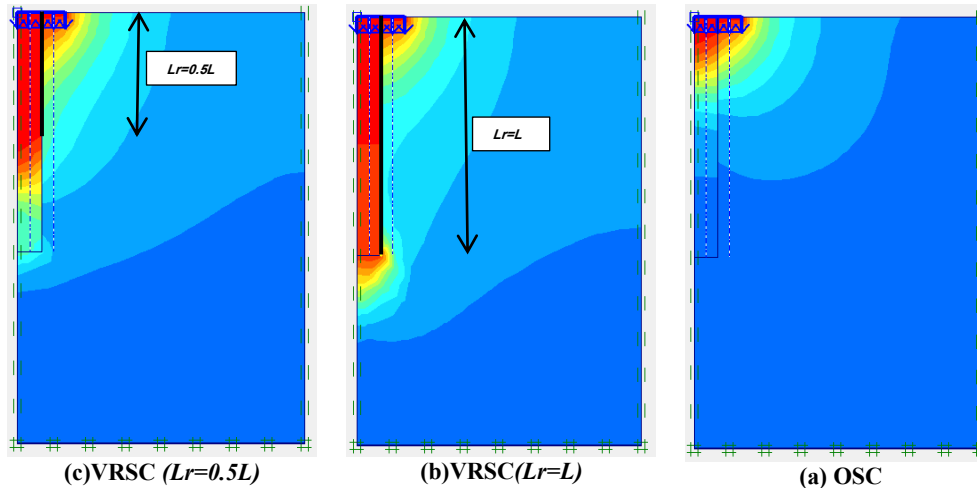


VRSC ($L_r=0.5L$) (c)

شکل ۱۰. تغییر شکل جانبی ستون‌های شنی $D = 100$ mm

(a) ستون شنی معمولی (b) ستون شنی مسلح شده با $L_r = L$ (c) ستون شنی مسلح شده با $L_r = 0.5L$

Fig. 10. Lateral deformation of stone columns (a) OSC (b) $L_r=L$ (c) $L_r=0.5L$



شکل ۱۱. تغییر مکان عمودی ستون‌های شنی

(a) ستون شنی معمولی (b) ستون شنی مسلح شده با $Lr = L$ (c) ستون شنی مسلح شده با $Lr = 0.5L$
 Fig. 11. vertical deformation of stone columns (a) OSC (b) $Lr=L$ (c) $Lr=0.5L$

عمودی دارای عملکرد بهتری از نظر ظرفیت باربری نسبت به ستون تسلیح شده در نصف طول خود است. همچنین با افزایش مقادیر نسبت مساحت جایگزین (افزایش قطر ستون شنی)، بر مقدار RR در هر دو مورد ($Lr = L, 0.5L$) افزوده شده است. به عبارت دیگر استفاده از میله‌های فلزی در ستون‌های شنی با قطر بزرگتر موثرتر است.

۳-۴- ضریب بهبود (IF) ستون‌های شنی در مقیاس بزرگ و واقعی
 در این مطالعه آزمون‌های آزمایشگاهی در مقیاس کوچک انجام شده‌اند. مدلسازی ستون‌های شنی در مقیاس کوچک، فرصتی برای توسعه و مطالعه‌ی جامع در مورد ستون‌های شنی با قطرها و شرایط تسلیح مختلف است. برای گسترش نتایج به دست آمده از آزمون‌های آزمایشگاهی در مقیاس کوچک به مقیاس بزرگ و واقعی، لازم است به بررسی اثرات مقیاس در مدل عددی پرداخته شود. بنابراین با استفاده از مدلسازی عددی، رفتار ستون‌های شنی به قطر ۸/۰ و ۱ متر در حالت بدون تسلیح و تسلیح با درصد هندسی میله‌های عمودی به کار رفته ۵٪ ($\rho = 0.5\%$) در حالتی که میله‌ها در طول کامل ستون ($Lr = L$) و نصف طول ستون ($Lr = 0.5L$) قرار دارند مورد بررسی قرار می‌گیرند. در جدول ۶ مقادیر ضریب بهبود برای ستون‌های شنی با قطر واقعی در آرایش‌های مختلف در

شناور مسلح شده در طول کامل تا حدودی به بستر رس کائولین نفوذ کرده و شکل گسیختگی از خم‌های شدن به لغزش تغییر یافته است (شکل ۱۱).

۳-۳- ضریب مسلح کننده^۱

ضریب مسلح کننده (RR)، به صورت نسبت ظرفیت باربری ستون شنی مسلح شده به ظرفیت باربری ستون شنی مسلح نشده تعریف می‌شود [۱۸]. نسبت مساحت جایگزین^۲ (RAR) یک پارامتر مهم بدون بعد است که درصد جایگزین شده‌ی خاک رس توسط مصالح شنی شکسته را بیان می‌کند و به صورت نسبت مساحت ستون شنی به سطح بارگذاری تعریف می‌شود [۴۳]. با توجه به ابعاد صفحه بارگذاری، نسبت مساحت جایگزین برای ستون‌های شنی با قطرهای مختلف محاسبه شده است. همچنین با در نظر گرفتن $\rho = 0.5\%$ برای مقادیر مختلف نسبت مساحت جایگزین، مدلسازی عددی صورت گرفته و مقدار RR در جدول ۵ ارائه شده است.

همانطور که از نتایج مشاهده می‌شود، در صورت مسلح شدن طول کامل ستون شنی، تغییرات RR در محدوده‌ی ۱/۴۵ تا ۲/۱۱ و در صورت مسلح شدن نصف طول ستون شنی در محدوده‌ی ۱/۲۶ تا ۱/۷۱ می‌باشد. لذا تسلیح طول کامل ستون شنی با میله‌های فلزی

1 Reinforcement Ratio (RR)

2 Replacement area ratio (RAR)

جدول ۵. مقادیر RR برای ستون‌های شنی تسلیح شده
Table 5. RR values for reinforced stone columns

نسبت مساحت جایگزین (RAR)								نوع آرایش
۳۶٪	۳۰٪/۲۵	۲۵٪	۲۰٪/۲۵	۱۶٪	۱۲٪/۲۵	۹٪	۶٪/۲۵	
۲/۱۱	۱/۹۹	۱/۹۷	۱/۹۶	۱/۸۵	۱/۷۰	۱/۵۷	۱/۴۵	$Lr = L$
۱/۷۱	۱/۶۲	۱/۵۶	۱/۵۴	۱/۴۵	۱/۴۰	۱/۲۸	۱/۲۶	$Lr = 0.5L$

جدول ۶. مقادیر IF برای ستون‌های شنی با قطر واقعی در آرایش‌های مختلف
Table 6. IF values for stone columns of real diameter in different arrangements

قطر ستون شنی D (m)		Lr	نوع آرایش
۱	۰/۸		
۱/۵۴	۱/۳۰	-	OSC
۲/۸۱	۲/۴۵	L	VRSC
۲/۲۷	۱/۹۱	$0.5L$	

درصد هندسی میله‌های عمودی به کار رفته ۰/۵٪ ($\rho = 0.5\%$)، آرایشی که مسلح کننده‌ها دارای سختی بیشتری هستند عملکرد بهتری داشته که این به علت آن است که با افزایش قطر میله‌های فلزی عمودی، سختی ستون‌ها بیشتر شده و از تغییرشکل جانبی ستون‌های شنی جلوگیری می‌کنند.

۲- ستون‌های مسلح شده در طول کامل عملکرد بهتری نسبت به ستون‌های مسلح شده در نصف طول خود دارند.

۳- خمره‌ای شدن در ستون‌های شنی مسلح شده با میله‌های فلزی عمودی کاهش یافته است. همچنین، ستون‌های شنی مسلح شده در طول کامل تا حدودی به بستر رس کائولین نفوذ کرده و شکل گسیختگی از خمره‌ای شدن به لغزش تغییر یافته است.

۴- با افزایش قطر ستون از ۵۰ میلی‌متر به ۱۲۰ میلی‌متر که معادل افزایش نسبت مساحت جایگزینی از ۶/۲۵٪ به ۳۶٪ است، ضریب مسلح کننده‌ها (RR) که بیانگر افزایش ظرفیت باربری ستون‌های مسلح شده می‌باشد، افزایش یافته است.

۵- ضریب بهبود (IF) حاصل از مدلسازی عددی در مقیاس واقعی برای ستون‌های شنی مسلح شده با میله‌های فلزی عمودی سازگاری بسیار خوبی با ضریب بهبود حاصل از آزمون‌های آزمایشگاهی در مقیاس کوچک دارد.

کرنش عمودی نظیر ۱۰٪ ارائه شده‌اند.

همانطور که دیده می‌شود مقادیر ضریب بهبود حاصل از مدلسازی عددی دارای توافق بسیار خوبی با مقادیر IF حاصل از آزمون‌های آزمایشگاهی (شکل a۶ و b۶) می‌باشد. به این ترتیب نتیجه گرفته می‌شود که نتایج آزمون‌های آزمایشگاهی در مقیاس کوچک می‌تواند برای مطالعه عملکرد ستون‌های شنی مسلح شده با میله‌های فلزی عمودی در مقیاس واقعی استفاده شوند.

۴- نتایج

در این مطالعه آزمون‌های آزمایشگاهی در مقیاس کوچک، برای بررسی اثر مسلح شدن ستون‌های شنی با قطر ۸۰ و ۱۰۰ میلی‌متر با میله‌های فلزی عمودی انجام گردید. همچنین برای بررسی اثر طول مسلح شده‌ی ستون شنی، مسلح کننده‌ها در طول کل ستون و نصف طول ستون قرار داده شدند. علاوه بر این، با انجام مدلسازی عددی توسط نرم‌افزار دو بعدی المان محدود به بررسی پدیده‌ی خمره‌ای شدن و مکانیسم گسیختگی ستون‌های شنی و رفتار این ستون‌ها در مقیاس واقعی پرداخته شد. در ادامه نتایج مربوط به این مطالعه ارائه شده‌اند:

۱- در ستون‌های شنی مسلح شده با میله‌های فلزی عمودی با

- columns in soft clay: a numerical study. *Geotextiles and Geomembranes* 302-292:(3) 28. <https://doi.org/10.1016/j.geotextmem.2009.09.015>
12. Almeida, M. S. S., Hosseinpour, I., Riccio, M. & Alexiew, D. (2015). Behaviour of geotextile-encased granular columns supporting test embankment on soft deposit. *Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 141, No. 04014116 ,3. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.5606.0001256-1943](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.5606.0001256-1943)
 13. Hong YS, Wu CS, Yu YS (2016) Model tests on geotextile-encased granular columns under -1g and undrained conditions. *Geotextiles and Geomembranes* 27-13:(1)44. <https://doi.org/10.1016/j.geotextmem.2015.06.006>
 14. Miranda M, Costa AD (2016) Laboratory analysis of encased stone columns. *Geotextiles and Geomembranes* 277-269:(3)44. <https://doi.org/10.1016/j.geotextmem.2015.12.001>
 15. Hasan M, Samadhiya NK (2016) Experimental and numerical analysis of geosynthetic-reinforced floating granular piles in soft clays. *International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering* 3-1:(22)2. <https://doi.org/10.1007/s6-0062-016-40891>
 16. Muzammil SP, Varghese RM, Joseph J (2018) Numerical simulation of the response of geosynthetic encased stone columns under oil storage tank. *International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering* 12-1:(4)4. <https://doi.org/10.1007/s6-0122-017-40891>
 17. Lajevardi SH, Enami S, Hamidi M, Shamsi HR (2018) Experimental study of single and groups of stone columns encased by geotextile. *Journal of Science and Technology*. <https://doi.org/10.22060/CEEJ.2018.12789.5269>
 18. Lajevardi, SH, Shamsi HR, Hamidi M, Enami S (2018) Numerical and experimental studies on single stone columns. *Soil Mechanics and Foundation Engineering* 5(55):345-340. https://doi.org/10.1007/s-9546-018-11204_9
 19. Madhav MR, Alamghir M, Miura N (1994) Improving granular column capacity by geogrid reinforcement. *Proceedings of the 5th International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products*, 49-42:(3)7.
 20. Hughes JMO, Withers NJ (1974) Reinforcing of soft cohesive soils with stone columns. *Ground Engineering* 49-42:(3)7.
 21. Madhav MR, Miura N (1994) Soil improvement. Panel report on stone columns. *Proceedings of the 13th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, New Delhi, India, 164-5:163.
 22. Van Impe WF (1989) *Soil improvement techniques and their evolution*, Balkema, Rotterdam, the Netherlands.
 23. Raithel M, Kempfert HG (2000) Calculation model for dam foundations with geotextile coated sand columns. *International Conference on Geotechnical and Geological Engineering*, Melbourne, Australia.
 24. Alexiew D, Brokemper D, Lothspeich S (2005) Geotextile encased columns (GEC): load capacity, geotextile selection and pre-design graphs. *Geo-frontiers Conference*, Austin, Texas 510-497.
 25. Ayadat T, Hanna AM (2005) Encapsulated stone columns as a soil improvement technique for collapsible soil. *Ground Improvement* 147-137 :(4)9. <https://doi.org/10.1680/grim.2005.9.4.137>
 26. Gniel J, Bouazza A (2009) Improvement of soft soils using geogrid encased stone columns. *Geotextiles and Geomembranes* 175-167:(3)27. <https://doi.org/10.1016/j.geotextmem.2008.11.001>
 27. Gniel J, Bouazza A (2010) Construction of geogrid encased stone columns: a new proposal based on laboratory testing. *Geotextiles and Geomembranes* 118-28,108. <https://doi.org/10.1016/j.geotextmem.2009.12.012>
 28. Wu C.S., Hong, Y.S., 2009. Laboratory tests on geosynthetic encapsulated sand columns. *Geotextiles and Geomembranes* 120-107,(2) 27. <https://doi.org/10.1016/j.geotextmem.2008.09.003>
 29. Murugesan S, Rajagopal K (2010) Studies on the behavior of single and group of geosynthetic encased stone columns. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 139-129:(1)136. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.5606.0000187-1943](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.5606.0000187-1943)
 30. Lo SR, Zhang R, Mak J (2010) Geosynthetic-encased stone

- [gein.2007.14.6.346](https://doi.org/10.1680/gein.2007.14.6.346)
28. Yoo C, Lee D (2012) Performance of geogrid-encased stone columns in soft ground: full-scale load tests. *Geosynthetics International* 490–480:(6)19. <https://doi.org/10.1680/gein.12.00033>
 29. Ghazavi M, Afshar JN (2013) Bearing capacity of geosynthetic encased stone columns”, *Geotextiles and Geomembranes* 36-38:26. <https://doi.org/10.1016/j.geotextmem.2013.04.003>
 30. Hasan, M., Samadhiya, N.K., 2017. Performance of geosynthetic-reinforced granular piles in soft clays: model tests and numerical analysis. *Comput. Geotech.* –178 ,87 187. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2017.02.016>
 31. Castro, J., 2014. Numerical modelling of stone columns beneath a rigid footing. *Comput. Geotech.* 77 ,60e87. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2014.03.016>
 32. Yoo, C., Kim, S.B., 2009. Numerical modelling of geosynthetic-encased stone column-reinforced ground. *Geosynthetics International* 116 ,(3) 16e126. <https://doi.org/10.1680/gein.2009.16.3.116>
 33. Lo, S.R., Zhang, R., Mak, J., 2010. Geosynthetic-encased stone columns in soft clay: a numerical study. *Geotextiles and Geomembranes* 292 ,(3) 28e302. <https://doi.org/10.1016/j.geotextmem.2009.09.015>
 34. Wehr J, (2006) The undrained cohesion of the soil as criterion for the column installation with a depth vibrator. *Proceedings of the International Symposium on Vibratory Pile Driving and Deep Soil Vibratory Compaction, TRANSVIB, Paris*, 162-157.
 35. Wood DM, Hu W, Nash, DFT (2000) Group effects in stone column foundations: Model tests. *Geotechnique* 698–689:(6)50. <https://doi.org/10.1680/geot.2000.50.6.689>
 36. Barksdale RD, Bachus RC (1983) Design and construction of stone columns. Report No. FHWA/RD026/83-, Office of Engineering and Highway Operations Research and Development, Federal Highway Administration, Washington, DC.
 37. Iai S (1989) Similitude for shaking table tests on soil-structure fluid models in 1g gravitational field. *Soils and Foundations* 118-105 :(1)29. <https://doi.org/10.3208/Singapore.356-351>
 20. Malarvizhi SN, Ilamparuthi K (2007) Comparative study on the behavior of encased stone column and conventional stone column. *Soils and Foundations* 885-873:(5)47. <https://doi.org/10.3208/sandf.47.873>
 21. Samadhiya NK, Maheshwari P, Zsaki A, Basu P, Kundu A (2009) Strengthening of clay by geogrid reinforced granular pile. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 386–377 ,3. <https://doi.org/10.3328/IJGE.386-2009.03.03.377>
 22. Dash SK, Bora MC (2013) Influence of geosynthetic encasement on the performance of stone columns floating in soft clay. *Canadian Geotechnical Journal* 765–50:754. <https://doi.org/10.1139/cgi0437-2012->
 23. Gu M, Zhao M, Zhang L, Han J (2016) Effects of geogrid encasement on lateral and vertical deformations of stone columns in model tests. *Geosynthetics International* 112-100:(2)23. <https://doi.org/10.1680/jgein.15.00035>
 24. Debnath P, Dey AK (2017) Bearing capacity of geogrid reinforced sand over encased stone columns in soft clay. *Geotextiles and Geomembranes* 664-653:(6)45. <https://doi.org/10.1016/j.geotextmem.2017.08.006>
 24. Shivashankar R, Babu MRD, Nayak, S, Manjunath, R (2010) Stone columns with vertical circumferential nails: laboratory model study. *Geotechnical and Geological Engineering* 706–695:(5)28. <https://doi.org/10.1007/s1-9329-010-10706>
 25. Rezaei MM, Lajevardi SH, Saba HR, Ghalandarzadeh A, Zeighami E (2019) Laboratory study on single stone columns reinforced with steel bars and discs. *International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering* :(2)5 14-1. <https://doi.org/10.1007/s1-0154-019-40891>
 26. Shivashankar R, Babu MRD, Nayak S (2011) Performance of stone columns with circumferential nails”, *Proceedings of the Institution of Civil Engineers–Ground Improvement* 106-97:(2)164. <https://doi.org/10.1680/grim.2011.164.2.97>
 27. Murugesan S, Rajagopal K (2007) Model tests on geosynthetic-encased stone columns”, *Geosynthetics International* 354–346:(6)14. <https://doi.org/10.1680/>

41. Vermeer PA, Brinkgreve RBJ (1998) Plaxis finite element code for soil and rock analyses. Balkema, Rotterdam.
42. Yu Y, Damians IP, Bathurst RJ (2015) Influence of choice of FLAC and PLAXIS interface models on reinforced soil-structure interactions. Computers and Geotechnics, 174-164 ,65. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2014.12.009>
43. Castro J (2017) Groups of encased stone columns: influence of column length and ar-rangement. Geotextiles and Geomembranes 45, 80–68. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2016.12.001>
- [sandf1972.29.105](https://doi.org/10.1016/j.sandf.1972.29.105)
38. Danilov AI (1964) Diagram for dividing soils into ordinary, slumping and swelling. Translated from Osnovaniyan, Fundamental i Mekhanik O Gruntov, 5.
39. Dakshanamurthy V, Raman V (1973) A simple method of identifying an expansive soil. Soils and Foundations, 104-97 :(1)13. <https://doi.org/10.3208/sandf1972.13.97>
40. Hamidi M, Lajevardi SH (2018) Experimental study on the load-carrying capacity of single stone columns. International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering -1:(26)4 10. <https://doi.org/10.1007/s-0142-018-40891x>

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم

M.M. Rezaei, S.H. Lajevardi, H.R. Saba, A. Ghalandarzadeh Ehsanollah Zeighami, Experimental and Numerical Studies on Load-Carrying Capacity of Single Floating Aggregate Piers Reinforced with Vertical Steel Bars, Amirkabir J. Civil Eng., 52(7) (2020) 1797-1816.

DOI: 10.22060/ceej.2019.15640.5991

