

Determination of Shear Modulus, Damping Ratio and Failure Pattern in Helical Soil-Nailed Walls

Majid Yazdandoust^{1*}, Reza Mollaei²

¹ Department of Civil Engineering, University of Qom, Qom, Iran

² Mostazafan Foundation of Islamic Revolution, Real estate Properteis Administration, Gilan, Iran.

ABSTRACT: A series of shaking table tests were performed on reduced-scale models of helical soil-nailed walls (HSNWs) to evaluate the effect of the nail arrangement and nail inclination on the failure mechanisms and dynamic characteristics of the retaining structures under seismic conditions. The results of particle image velocimetry (PIV) showed that the potential failure surfaces in the helical soil-nailed walls was a parabolic one with an inflection point and the dimensions of failure wedge increased as the length and inclination of the nails increased. A combination of overturning and base sliding was identified as the predominant deformation mode in the HSNWs and that base sliding faded with an increase in the nail inclination. It was found that horizontal helical nails located in the lower half of the wall played a more effective role in reducing lateral displacement, but the opposite was true for HSNWs with inclined nails. The use of inclined nails instead of horizontal ones was found to be an efficient solution for increasing the shear modulus in HSNWs. The efficiency of this solution decreased with the use of shorter nails in the upper half of the walls and was eventually minimized by increasing the length of the nails across the wall height. It was found that, although the use of helical nails instead of grouted ones reduced wall damping, it could be a good solution for increasing the stiffness of the soil-nailed walls.

Review History:

Received: May, 05, 2023

Revised: Oct. 02, 2024

Accepted: Feb. 02, 2025

Available Online: Mar. 14, 2025

Keywords:

Helical Soil-Nailed Wall

Failure Mechanism

Damping Ratio

Shear Modulus

Particle Image Velocimetry

1- Introduction

The use of cement grout is a common method of installing nails in a soil mass. Because grouted nail performance depends on the grouting quality, this type of nail will be inefficient if the quality of the grouting cannot be assured or the opportunity for stabilization is less than the cement curing time [1,2]. In order to carry out soil nailing under these conditions, a novel nail element was introduced in 1996 in which the cement grout was eliminated as the bonding agent and a series of flights were employed to interact with the soil mass. This is known as a helical nail and typically consists of a longitudinal shaft with helical flights attached to the shaft at equal intervals. In this type of nail, which is installed in the soil mass by the application of torque and the passive pressure mobilized in front of the flights provides the required resistance against pullout. Because it is unnecessary to drill a hole in order to install a helical nail, the installation process is very fast and causes minimal site disturbance.

Despite the widespread use of helical nails in geotechnical structures, the performance of such structures has been poorly studied and is not completely understood. A literature survey indicates that investigations of the behavior of helical soil-nailed structures are limited to only few studies, most of

which have focused on the pullout behavior of helical soil nails. Deardorff et al. [3] used two instrumented helical soil-nailed walls (HSNWs) to show that the force mobilized in the helical nails was within the range of values provided by the FHWA [4]. A numerical study conducted by Sharma et al. [5] is the only seismic investigation on the performance of helical soil-nailed walls. They found that the seismic stability of HSNWs decreased with an increase in nail inclination and the ratio of helix spacing to helix size. In another numerical study performed under static conditions, Zahedi et al. [6] reported that helical nails were more efficient than grouted ones in reducing wall displacement and that the efficiency increased as the excavation proceeded. Mahmoudi-Mehrizi et al. [7] used 1g model tests to determine that the nail configuration and number of helices were more effective than the number of nails for increasing the bearing capacity of a footing located on helical soil-nailed walls. In a similar study, Yadegari et al. [8] showed that increasing the bearing capacity of strip footing, postponing its collapse, and also decreasing the lateral wall displacement were advantages of using helical nails instead of grouted ones.

Lack of sufficient knowledge about the seismic performance of helical soil-nailed walls and the need to

*Corresponding author's email: M.yazdandoust@Qom.ac.ir

achieve a comprehensive understanding of their behavior under seismic conditions prompted the present investigation on the seismic performance of HSNWs using 1g shaking table tests. For this purpose, eight wall models were constructed at 1:10 scale with two nail inclinations (0° and 30°), two nail lengths (0.5H and 0.9H), and two nail arrangements (uniform and trapezoidal arrangements). The models then were subjected to input excitations of different durations. The response of each model to base excitation was identified in terms of the shear band development and failure mechanism. The displacement and acceleration response in different locations in the models were used to produce hysteresis loops and estimate the equivalent shear modulus (G_e) and damping ratio (D) for HSNWs as a function of the shear strain level.

2- Shaking table tests

A 0.8-m high model with a geometric scaling factor of 1:10 ($N = 10$) was selected as representative of an 8-m high helical soil-nailed wall. A 0.2-m thick foundation was considered to provide real conditions for possible settlement and lateral sliding. In order to reinforce the wall models, two different nail arrangements were selected. In the first arrangement, horizontal nails of uniform length were used at L/H ratios of 0.5 (Model 1) and 0.9 (Model 2). These two ratios were, respectively, less than and greater than the optimal value which has been recommended for grouted nails by the FHWA [4] with a conservative view. 0.7H has been recommended by the FHWA [4] as an optimal length for grouted nails in seismic conditions, while numerous studies have shown that walls with nail lengths of 0.5H to 0.9H can have an acceptable seismic performance. In the second arrangement, horizontal nails of non-uniform length were used. In this arrangement, the lengths of the nails located in the upper and lower halves of Model 3 were selected as 0.9H and 0.5H and of Model 4 as 0.5H and 0.9H, respectively. These two nail arrangements were also used with nails at an angle of 30° ($\alpha = 30^\circ$) to reinforce Models 5 to 8. This angle was the maximum value recommended by the FSI (2014) for the installation of helical nails and was used to investigate the effect of nail inclination on the behavior of helical soil-nailed walls. In all models, the nail elements were installed on the wall face in a square pattern with a horizontal spacing of 0.15 m and a vertical spacing of 0.2 m. These intervals are within the range recommended for helical nails by the FSI [9].

To excite the models, a series of variable-amplitude harmonic excitations with a constant peak ground acceleration (PGA) of 0.5g and of different durations were applied in sequential steps. In the first step, a base excitation with a duration of 3s was applied to the models, which was equivalent to a real earthquake with a duration of 16.9s in accordance with the similitude rules for time. The duration was increased in increments of 2 s at each step until failure occurred in order to study the effect of changes in the cumulative absolute velocity (CAV) at a constant acceleration on the seismic behavior of the models. Based on the acceleration level (0.5g) and duration of these excitations (16.9s to 95.6s in the real scale), they are classified as strong

ground motions. This type of loading was applied using the shaking table system located at Bonab University. The test facility features a uniaxial shaking table device with a rigid box container having dimensions of $182 \times 123 \times 80$ cm and a servo-hydraulic actuator with the ability to shake specimens at 50 kN with a frequency of up to 10 Hz. A frequency of 5 Hz was chosen for input motion so that it was sufficiently distant from the natural frequencies measured for each model during the free-vibration tests. The choice of this frequency caused the models to be evaluated in the same seismic conditions without the occurrence of resonance in all of them. The measured natural frequencies of the models ranged from 16.4 to 25.3 Hz. In accordance with the similitude rules for frequency in cohesionless soil, the frequency of the input motion corresponded to the predominant frequency of a real excitation at approximately 1 Hz. It should be noted that to assess the reliability of the results and verify the consistency of the test data, the test on Models 1, 2, 7 and 8 was repeated and measured data were compared with each other.

3- Results and Discussion

Fig. 1 shows the idealized geometry of the slip surface of the HSNWs to clarify the failure mechanism. It is evident that the patterns of failure of the models were defined by the roles played by each row of helical nails. In all models, the nail rows in the upper half held the reinforced soil mass together, creating a block of reinforced soil (zone I). The nails located in the bottom half rows acted predominantly as an anchoring mechanism (zone II); thus, the pullout capacity of the bottom row of nails played a significant role in the stability of HSNWs. The pullout capacity of the bottom row of nails was eventually reached by shaking, allowing for significant lateral displacement of the reinforced soil mass to occur. After that point, the reinforced soil mass was observed to move outward and downward by sliding on the slip surface. During cyclic lateral movement, a relatively large shear stress developed along the interface between zones I and II, as seen in Fig. 1. This shear stress was formed because of the stability caused by the anchoring mechanism of the nails in the lower half of the wall models, which caused zone I to act on zone II with sufficient shear force to form a failure surface behind zone II. Fig. 1 shows that these loading conditions are analogous to those of a retaining wall acting on a soil backfill by an upward or downward force. Tufenkjian and Vucetic [10] showed that the induced force acted in an upward direction on the backfill (zone I) when very stiff reinforcements were used. This is called a passive failure state with negative wall friction ($- \delta$) and can cause the formation of a concave failure surface in the backfill, as seen in the lower half of the wall models.

An attempt was made in the present study to determine the strain-dependent dynamic parameters (G_e and D) of the HSNWs. Parameter G_e versus γ for the upper, middle, and lower third of the models are presented in Fig. 2. Comparison of the trends for G_e in different models indicates that the rate of stiffness reduction versus γ in models with inclined nails was much more pronounced than in ones with horizontal nails. It could be concluded that, under the same seismic conditions,

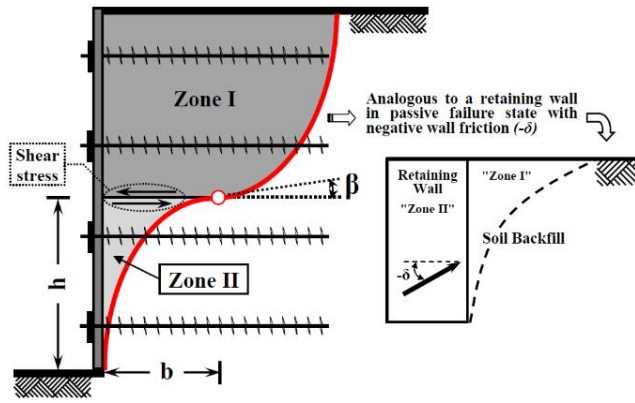


Fig. 1. Illustration of failure surfaces and soil zones involved in failure mechanism.

although larger strains formed in HSNWs with horizontal nails, stiffness degradation occurred in HSNWs with inclined nails with more intensity. In other words, the dependence of the shear modulus on the shear strain was greater after installing inclined helical nails. It also was observed that increasing the nail length also increased this dependence, but not as much as increasing its angle. The reduced effectiveness of increasing the nail length relative to increasing the nail inclination can be attributed to the greater distortion of the soil after the installation of longer nails. In addition to the dependence of the rate of hardness on the angle and length of the nails, the dependence of the amount of hardness on these parameters also was observed.

It was also found that the reinforcement type had a significant effect on the amount of wall damping. This effect was observed as a 25% decrease in damping when using helical nails instead of grouted ones. It also was observed that the noticeable deformability of MSE walls caused the damping ratio of these structures to be about 50% higher than the damping of the soil-nailed walls. A comparison of the damping ratios obtained from the model tests and those from the cyclic triaxial tests showed that the damping ratio of the HSNWs could be estimated with only a slight difference from the element tests conducted on the soil used in the soil-nailed walls using helical nails. This slight difference was due to the low confining pressure associated with the reduced-scale models and caused the element test results to be the lower bound of the damping ratios of HSNWs.

4- Conclusion

The main conclusions regarding shaking table tests can be summarized as follows:

1) The results of particle image velocimetry showed that the potential failure surface in the helical soil-nailed walls was a parabolic one with an inflection point and the dimensions of the failure wedge increased as the length and inclination of the nails increased.

2) It was found that the use of inclined nails instead

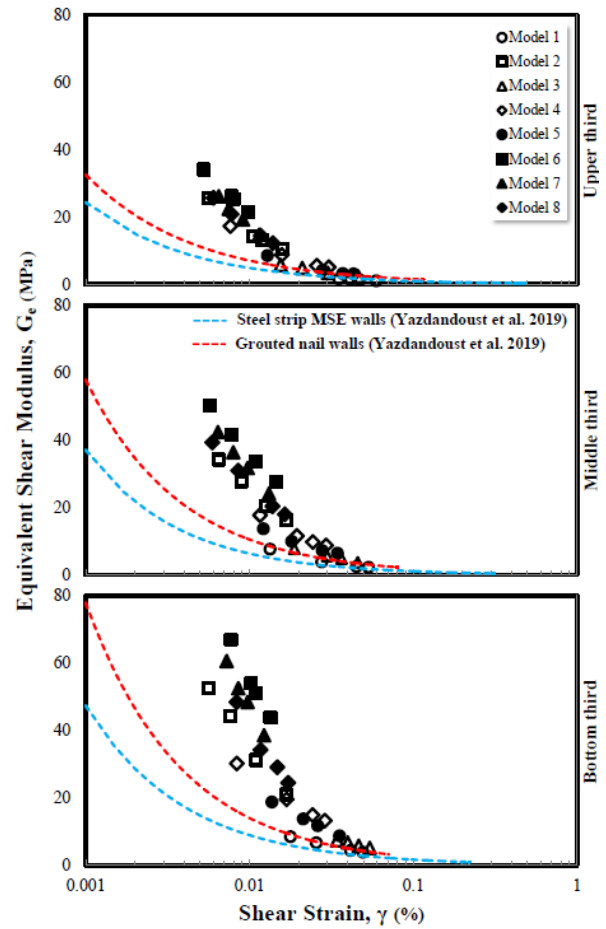


Fig. 2. The variation of equivalent shear modulus versus γ at three different parts of the wall models.

of horizontal ones was an efficient solution to increase the shear modulus of the HSNWs. The efficiency of this solution decreased with the use of shorter nails in the upper half of the wall and was eventually minimized by increasing the length of the nails across the wall height.

3) The strain-dependent dynamic parameters showed that, although the use of helical nails instead of grouted ones reduced wall damping, it also was a good solution for increasing the stiffness of the soil-nailed walls.

4) A combination of overturning and base sliding was identified as the predominant deformation mode in helical soil-nailed walls where the base sliding faded with an increase in the nail inclination.

References

- [1] Q. Wang, X. Ye, S. Wang, S.W. Sloan, D. Sheng. "Experimental investigation of compaction-grouted soil nails." *Canadian Geotechnical Journal* 54(12) (2017): 1728-1738.
- [2] X. Ye, S. Wang, Q. Li, S. Zhang, D. Sheng. "Negative effect of installation on performance of a compaction-grouted soil nail in poorly graded stockton beach

- sand.” *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 146(8) (2020): 04020061.
- [3] D. Deardorff, M. Moeller, E. Walt. “Results of an instrumented helical soil nail wall.” in: *Earth Retention Conference 3* (2010): 262-269.
- [4] FHWA. “Geotechnical Engineering Circular No. 7: Soil Nail Walls - Reference Manual, FHWA-NHI-14-007.” FHWA Washington, D.C. (2015).
- [5] M. Sharma, D. Choudhury, M. Samanta, S. Sarkar, V.R. Annapareddy. “Analysis of helical soil-nailed walls under static and seismic conditions.” *Canadian Geotechnical Journal* 57(6) (2020): 815-827.
- [6] P. Zahedi, A. Rezaei-Farei, H. Soltani-Jigheh. “Performance Evaluation of the Screw Nailed Walls in Tabriz Marl.” *International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering* 7(1) (2021): 1-15.
- [7] M.-E. Mahmoudi-Mehrizi, A. Ghanbari, M. Sabermahani. “The study of configuration effect of helical anchor group on retaining wall displacement.” *Geomechanics and Geoengineering* 17(2) (2022): 598-612.
- [8] S. Yadegari, M. Yazdandoust, M. Momeniyan. “Performance of helical soil-nailed walls under bridge abutment.” *Transportation Geotechnics* 38 (2023): 100788.
- [9] FSI. “Technical manual: helical piles and anchors, hydraulically driven push piers, polyurethane injection & supplemental support systems.” 2nd ed., Foundation Support Works Omaha (2014).
- [10] Tufenkjian, M. R., & Vucetic, M. “Dynamic failure mechanism of soil-nailed excavation models in centrifuge.” *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 126(3) (2000): 227-235.



تعیین مدول برشی، نسبت میرایی و الگوی گسیختگی در دیوارهای مسلح شده با میخ‌های مارپیچی

مجید یزدان دوست^{۱*}، رضا ملایی^۲

۱- دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه قم، قم، ایران.

۲- اداره کل اموال و املاک، بنیاد مستضعفان انقلاب اسلامی، گیلان، ایران.

تاریخچه داوری:

دریافت: ۱۴۰۲/۰۲/۱۵

بازنگری: ۱۴۰۳/۰۷/۱۱

پذیرش: ۱۴۰۳/۱۱/۱۴

ارائه آنلاین: ۱۴۰۳/۱۲/۲۴

کلمات کلیدی:

دیوار مسلح شده با میخ مارپیچی

الگوی گسیختگی

مدول برشی

نسبت میرایی

تکنیک پردازش تصاویر

خلاصه: گسترش روزافزون استفاده از سازه‌های میخکوبی شده در مناطق لرزه‌خیز، اهمیت تعیین پارامترهای دینامیکی و الگوی گسیختگی این سازه‌ها را جهت دستیابی به یک تحلیل لرزه‌ای ایده‌آل مسجل می‌سازد. این در حالی است که به دلیل عدم نظر گرفتن روش میخکوبی به عنوان یک روش پایدارسازی بلند مدت و همچنین نوظهور بودن برخی از انواع المان میخ، تاکنون اقدامی جهت تعیین مدول برشی و نسبت میرایی به عنوان دو پارامتر دینامیکی سازه‌های میخکوبی شده و همچنین ارزیابی الگوی گسیختگی لرزه‌ای آن صورت نگرفته است. از این رو، در پژوهش حاضر تلاش شد تا با استفاده از آزمایش‌های میز لرزه و استفاده از تکنیک پردازش تصاویر (PIV) به بررسی اثر چیدمان و طول میخ بر پارامترهای دینامیکی و الگوی گسیختگی دیوارهای مسلح شده با میخ‌های مارپیچی پرداخته شود. نتایج نشان داد که استفاده از میخ‌های مایل به جای میخ‌های افقی راه حلی کارآمد برای افزایش مدول برشی در دیوارهای مسلح شده با میخ‌های مارپیچی شناسایی شد بطوریکه کارایی این راه حل با استفاده از میخ‌های کوتاه‌تر در نیمه بالایی دیوارها، کاهش و در نهایت با افزایش طول میخ‌ها در سرار ارتفاع دیوار به حداقل می‌رسد. همچنین مشخص شد که اگرچه استفاده از میخ‌های مارپیچ به جای میخ‌های تزریقی باعث کاهش ۲۵ درصدی میرایی دیوار می‌شود، اما می‌تواند راه حل خوبی برای افزایش سختی دیوارهای میخ کوبی شده باشد. ردیابی باندهای برشی در مدل‌ها توسط تکنیک پردازش تصاویر نشان داد که یک سهمی با نقطه‌ی عطف مشخص می‌تواند به عنوان سطح گسیختگی در دیوارهای میخ کوبی شده با میخ‌های مارپیچی در شرایط لرزه‌ای در نظر گرفته شود بطوریکه که ابعاد آن با افزایش طول و زاویه کوبش میخ‌ها افزایش می‌یابد.

۱- مقدمه

نصب المان‌های تسلیح بدون پیش‌تنیدگی در توده خاک که اصطلاحاً میخ‌کوبی خاک نامیده می‌شود یکی از روش‌های تسلیح برجای خاک است که اولین بار در سال ۱۹۷۲ برای پایدارسازی موقت در شیب‌ها، ترائشه‌ها و عملیات حفاری معرفی گردید [۱ و ۲]. ثبت تجارب لرزه‌ای مناسب برای این روش تسلیح و همچنین عملکرد مناسب آن در بلند مدت موجب شده تا میخ‌کوبی بعنوان یک روش دائمی در پایدارسازی ترائشه‌های خاکی مورد توجه قرار گیرد [۳-۷].

اندرکنش میخ و خاک که به روش نصب میخ وابسته است، نقش برجسته‌ای در عملکرد سازه‌های میخکوبی شده ایفا می‌کند [۹ و ۸]. نصب میخ در توده خاک به دو روش انجام می‌شود: ۱- تزریق دوغاب سیمان در گمانه از پیش حفاری شده؛ ۲- شلیک میخ به خاک با استفاده از تفنگ‌های

بادی قدرتمند. در روش اول که به میخ‌های دوغابی^۱ شناخته می‌شوند، اندرکنش میخ با خاک به شدت متأثر از نوع خاک، کیفیت دوغاب و کیفیت تزریق می‌باشد [۱۰-۱۲]. لذا، در شرایطی که بدلیل نفوذپذیری بالای خاک یا بالا بودن سطح آب زیرزمینی امکان اجرای صحیح تزریق دوغاب وجود نداشته باشد، کارایی میخ‌های دوغابی کاهش خواهد یافت [۱۳]. همچنین، اگر زمان گیرش دوغاب طولانی‌تر از فرصت لازم برای پایدارسازی باشد، عملاً استفاده از این نوع میخ غیر ممکن خواهد شد [۱۴]. در چنین شرایطی، نسل جدیدی از میخ معرفی شده است که نیاز به دوغاب‌ریزی نداشته و اندرکنش خاک و میخ در آنها متفاوت است. این نوع میخ‌ها که به میخ‌های مارپیچی^۲ شناخته می‌شوند، عموماً شامل یک شفت (لوله) محوری با تعدادی صفحات مارپیچ متصل به آن می‌باشند. برخلاف میخ‌های تزریقی، که براساس

1. grouted nail

2. helical nails

* نویسنده عهده‌دار مکاتبات: M.yazdandoust@qom.ac.ir



مارپیچی تنها به مطالعات شارما و همکاران محدود می‌شود، لازم است مطالعات بیشتری در این زمینه انجام گیرد تا درک جامع‌تری از رفتار لرزه‌ای این سیستم‌ها حاصل گردد. لذا، در این تحقیق کوشش شد تا به ارزیابی اثرات سه پارامتر سازه‌ای مهم (طول، زاویه و چیدمان میخ) بر رفتار لرزه‌ای سیستم مسلح شده با میخ‌های مارپیچی با استفاده از تست‌های میز لرزه 1g پرداخته شود. در این راستا، تعداد ۸ مدل مختلف بر اساس دو طول متفاوت، دو زاویه‌ی کوبش میخ و دو نوع چیدمان مختلف از میخ ساخته و تحت بارگذاری دینامیکی با زمان‌های تداوم مختلف قرار گرفت. در انتها، پاسخ‌های هر مدل به تحریک‌های ورودی در قالب جابجایی جانبی رویه، بزرگنمایی شتاب و الگوی گسیختگی تعیین و با مقایسه‌ی آنها با مدل‌های دیگر، به بررسی اثرات این سه پارامتر سازه‌ای پرداخته شد.

۲- آزمایش‌های میز لرزه

۲-۱- قوانین تشابه و هندسه مدلها

از آنجا که رفتار مکانیکی خاک به سطح تنش وابسته است، باید مشخصات مدل‌های آزمایشگاهی کوچک‌مقیاس با استفاده از اصول و قواعد تشابه در شرایط شتاب ثقل 1g تعیین گردد. لذا در این مطالعه، از قوانین تشابه ارائه شده توسط ایایی^۵ و وود^۶ استفاده گردید [۲۳ و ۲۴]. از این روابط که در جدول ۱ ارائه شده اند، هم در فرآیند کاهش مقیاس^۷ اجزاء مدل (نظیر المان‌های میخ و رویه) استفاده گردید و هم جهت تعمیم نتایج بدست آمده به مدل واقعی می‌توان استفاده نمود.

از آنجا که حداکثر ارتفاع دیوارهای مسلح شده با میخ‌های مارپیچی در عمل ۶ تا ۹ متر می‌باشد، در این تحقیق دیواری با ارتفاع ۰/۸ متر انتخاب گردید تا نمایانگر یک دیوار ۸ متری با مقیاس ۱:۱۰ باشد. از یک پی خاکی به ضخامت ۰/۲ متر نیز در زیر دیوار استفاده شد تا نشست‌ها و لغزش‌های جانبی احتمالی در شرایط واقعی شبیه‌سازی شود.

بمنظور تسلیح دیوارها از دو چیدمان مختلف میخ استفاده شد. در چیدمان اول، میخ‌های افقی به طول یکسان در ارتفاع دیوار (یکنواخت) با دو نسبت L/H برابر با ۰/۵ و ۰/۹ انتخاب شد (به ترتیب مدل‌های شماره ۱ و ۲). این نسبت‌ها به ترتیب کمتر و بیشتر از مقدار توصیه شده در آیین‌نامه FHWA برای میخ‌های تزریقی انتخاب شدند [۲۵]. در چیدمان دوم، از میخ‌های افقی با توزیع متفاوت طول در ارتفاع دیوار (غیریکنواخت) استفاده شد. طول

اصطکاک عمل می‌کند، در میخ‌های مارپیچی فشار مقاوم بسیج‌شده در پشت صفحات مارپیچ است که مقاومت بیرون کشیدگی را تأمین می‌کند. از آنجا که این نوع میخ بر اساس اعمال نیروی دورانی در خاک نصب می‌شوند، دیگر نیازی به حفاری گمانه نبوده و در نتیجه سرعت کوبش و دست‌خوردگی خاک به حداقل می‌رسد. این نوع میخ‌ها برای اولین بار در سال ۱۹۹۶ به منظور پایداری‌سازی یک دیوار خاک با ارتفاع ۶/۷ متر به کار رفت [۱۵]. از آن زمان تاکنون کاربرد میخ‌های مارپیچی در پروژه‌های پایداری‌سازی به طور گسترده‌ای افزایش یافته است. علی‌رغم استفاده گسترده‌ی این نوع میخ‌ها در انواع سیستم‌های پایداری‌سازی، عملکرد سازه‌های مسلح‌شده با میخ‌های مارپیچی بعلا کتب مطالعات بر روی آن هنوز بطور کامل شناخته شده نیست. مروری بر مطالعات گذشته نشان می‌دهد که اکثر مطالعات انجام شده بر روی میخ‌های مارپیچی به بررسی مقاومت بیرون کشیدگی آنها اختصاص یافته است و ارزیابی رفتار سازه‌های مسلح شده با میخ‌های مارپیچی تنها به چند مطالعه در شرایط استاتیکی محدود می‌شود [۱۶-۱۸]. یکی از این مطالعات توسط دیردروف^۱ و همکاران بر روی دو دیوار مسلح شده با میخ مارپیچی در مقیاس واقعی انجام شد. آنها دریافتند که نیروهای بسیج شده در میخ‌های مارپیچی در محدوده‌ی اشاره شده در آیین‌نامه می‌باشد [۱۹]. در مطالعه‌ای دیگر که توسط زاهدی^۲ و همکاران با استفاده از مدل‌سازی عددی در شرایط استاتیکی انجام شد مشخص گردید که میخ‌های مارپیچی نسبت به میخ‌های تزریقی اثر بیشتری بر کاهش جابجایی دیوار دارند و به ویژه در طی عملیات حفاری این اثرات مثبت واضح‌تر است [۲۰]. محمودی مهریزی^۳ و همکاران با استفاده از یک سری آزمایش‌های بارگذاری قائم استاتیکی نشان دادند که چیدمان و تعداد صفحات مارپیچ نسبت به تعداد میخ‌ها اثر بیشتری بر افزایش ظرفیت باربری فونداسیون ساخته شده به روی دیوارهای سیستم مسلح شده با میخ‌های مارپیچی دارد [۲۱]. بررسی رفتار لرزه‌ای دیوارهای مسلح شده با میخ‌های مارپیچی تنها به پژوهش انجام شده توسط شارما^۴ و همکاران توسط مدل‌سازی عددی محدود می‌شود. در این پژوهش آنها دریافتند که با افزایش زاویه‌ی کوبش میخ‌ها و نسبت گام مارپیچ‌ها به قطر آن، پایداری لرزه‌ای سیستم مسلح شده با میخ‌های مارپیچی کاهش می‌یابد [۲۲].

از آنجا که بررسی رفتار لرزه‌ای سیستم‌های مسلح شده با میخ‌های

1. Deardorff
2. Zahedi
3. Mahmoudi-Mehrizi
4. Sharma

5. Iai
6. Wood
7. Scaling down process

جدول ۱. روابط تشابه [۲۳ و ۲۴]

Table 1. Similitude rules [23,24]

نسبت واقعیت به مدل		نسبت مدل به واقعیت		پارامتر
10	N	0.1	1/N	طول (m)
1	1	1	1	دانسیته (N/m^3)
31.645	$N^{1.5}$	0.032	$1/N^{1.5}$	جابجایی (m)
1	1	1	1	شتاب (m/s^2)
1000	N^3	0.001	$1/N^3$	نیرو (N)
10	N	0.1	1/N	تنش (N/m^2)
0.178	$1/N^{0.75}$	5.623	$N^{0.75}$	فرکانس (Hz)
3.164	$N^{0.5}$	0.316	$1/N^{0.5}$	کرنش خاک (-)
3.164	$N^{0.5}$	0.316	$1/N^{0.5}$	سختی خاک (N/m^2)
1.778	$N^{0.25}$	0.562	$1/N^{0.25}$	سرعت موج برشی (m/s)
100	N^2	0.01	$1/N^2$	ظرفیت بیرون کشیدگی (N/m)
10	N	0.1	1/N	جابجایی بیرون کشیدگی (m)
1000	N^3	0.001	$1/N^3$	ظرفیت خمشی (N.m/m)
100	N^2	0.01	$1/N^2$	سختی محوری (N/m)
1	1	1	1	نسبت مدول برشی (-)
1	1	1	1	نسبت میرایی (-)

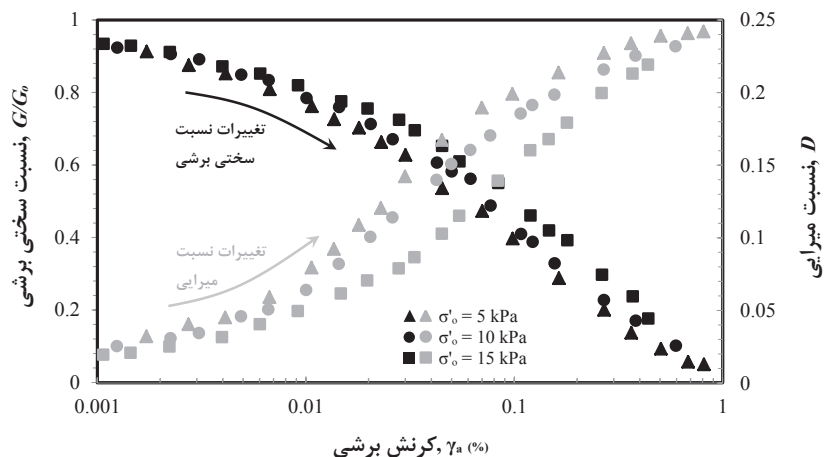
جدول ۲. مشخصات مدل‌های دیوار

Table 2. Configuration of wall models

شماره مدل	ارتفاع دیوار (m)	نیمه بالایی دیوار		نیمه پایینی دیوار		فواصل قائم میخ‌ها (m)	فواصل افقی میخ‌ها (m)
		طول میخ (L)	زاویه میخ (α°)	طول میخ (L)	زاویه میخ (α°)		
1	0.8	0.5H	0	0.5H	0	0.15	0.20
2		0.9H	0	0.9H	0		
3		0.9H	0	0.5H	0		
4		0.5H	0	0.9H	0		
5		0.5H	30	0.5H	30		
6		0.9H	30	0.9H	30		
7		0.9H	30	0.5H	30		
8		0.5H	30	0.9H	30		

زاویه‌ی کوبش میخ بر رفتار سیستم مسلح شده با میخ‌های مارپیچی فراهم شد. در تمامی مدل‌ها، المان‌های میخ با الگوی مربعی به فواصل افقی و قائم ۰/۱۵ و ۰/۲ متر بر روی یک رویه بتنی نصب شدند. این فواصل در محدوده‌ی توصیه شده برای میخ‌های مارپیچی است [۲۶]. هندسه‌ی مدل‌های فیزیکی در جدول ۲ تشریح شده است.

میخ‌های نصب شده در نیمه‌ی بالایی و پایینی دیوار در مدل شماره ۳ به ترتیب برابر با 0.9H و 0.5H بوده و در مدل ۴ به ترتیب 0.5H و 0.9H بود. در مدل‌های ۵ تا ۸ از همان دو نوع چیدمان اما با زاویه‌ی کوبش ۳۰ درجه استفاده شد ($\alpha = 30^\circ$). با انتخاب این زاویه‌ی، که برابر با حداکثر مقدار توصیه شده در آیین‌نامه برای میخ‌های مارپیچی بود [۲۶]، امکان بررسی اثر



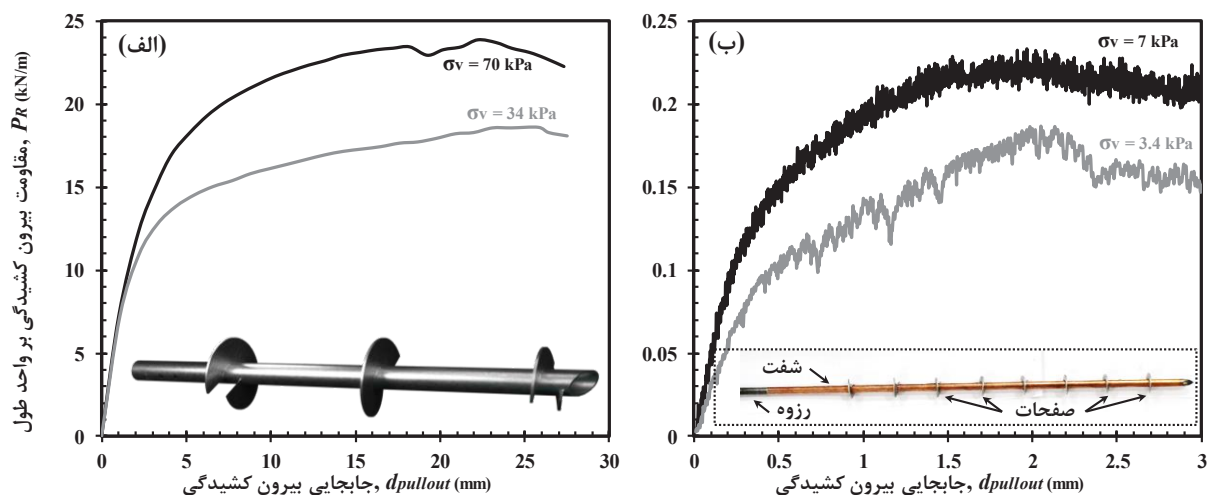
شکل ۱. تغییرات مدول برشی و نسبت میرایی خاک مورد استفاده در این تحقیق در مقابل کرنش برشی

Fig. 1. Variation of shear modulus and damping ratio of the soil used in this study versus shear strain

۲-۲- آماده سازی مدل‌های دیوار

از آنجا که اجرای میخ‌های مارپیچی در خاک‌های غیرچسبنده سست و همچنین خاک‌های دانه‌ای با تراکم بالا مناسب نمی‌باشد، لذا از یک ماسه‌ی سیلیسی (ماسه ۱۶۱ فیروزکوه) به همراه حدود ۶٪ ریزدانه با چگالی نسبی ۶۵٪ جهت ساخت دو بخش اصلی مدل (بدنه‌ی مدل و پی) استفاده شد. براساس پارامترهای تخمین زده شده از منحنی دانه‌بندی ($D_{50} = 0.285$ mm، $C_u = 2.655$ و $C_c = 1.147$) و نتایج آزمایش چگالی نسبی، این خاک در رده‌ی ماسه بد دانه بندی شده سیلت دار با چگالی خشک حداکثر و حداقل به ترتیب برابر با ۱۶/۶ و ۱۴/۶ کیلونیوتن بر مترمکعب قرار دارد. با انجام آزمایش سه‌محوری تحکیم‌یافته زهکشی شده تحت تنش محصورکننده‌ی معادل با تنش موجود در مدل فیزیکی (۵ تا ۱۵ کیلوپاسکال)، زاویه اصطکاک نهایی چسبندگی این خاک به ترتیب در محدوده ۴۱ تا ۴۵ درجه و حدود ۴ کیلو پاسکال تعیین شد. همچنین مشخص شد که سختی خاک در تنش محصورکننده‌ی معادل با مدل فیزیکی ۳/۴ تا ۳/۸ برابر کوچکتر از سختی تعیین شده تحت تنش محصورکننده‌ی موجود در مدل واقعی می‌باشد. این نسبت مد نظر، که نزدیک به ضریب مقیاس توصیه شده برای سختی خاک در مدل‌های با شتاب ثقل 1g با مقیاس ۱:۱۰ می‌باشد، نشان می‌دهد نسبت صحیحی بین سختی خاک مدل و خاک اصلی برقرار است. همچنین، جهت تعیین پارامترهای دینامیکی این خاک و مقایسه آن با نتایج بدست آمده از آزمایشات میز لرزه، مجموعه‌ای از آزمایش‌های سه محوری سیکلیک و بندر المنت انجام شد که نتایج آن در قالب تغییرات مدول

برشی و نسبت میرایی در مقابل کرنش برشی در شکل ۱ ارائه شده است. میخ‌های مارپیچ کوچک مقیاس مورد استفاده در مدل‌ها در شکل ۲ نشان داده شده‌اند. برای انتخاب شفت مناسب و چیدمان صفحات مارپیچ، به ترتیب سختی محوری و مقاومت بیرون کشیدگی به عنوان دو معیار اصلی در نظر گرفته شد. با توجه به رابطه سختی محوری $k = E.A/I$ ، که در آن A ، E و k به ترتیب مساحت، طول، مدول الاستیک و سختی محوری شفت می‌باشند) و قوانین تشبیه برای سختی محوری (جدول ۱)، میله‌ای به قطر ۲/۵ میلی متر از جنس فسفر برنز به عنوان شفت میخ انتخاب شد که معادل شفت یک میخ مارپیچ واقعی به قطر ۳۸ میلی متر می‌باشد. همچنین، یک سری آزمایش بیرون کشیدگی نیز به روی میخ‌های مارپیچی کوچک مقیاس با نسبت‌های مختلف گام به قطر صفحات مارپیچ (S_{hx}/D_h) انجام شد تا مشخصات هندسی مناسب مارپیچ‌ها تعیین گردد (شکل ۲-ب). از نتایج آزمایش‌های بیرون کشیدگی گزارش شده توسط تخی^۱ و همکاران [۲۷] بر روی میخ‌های مارپیچ با مقیاس واقعی نیز به عنوان مرجع اصلی جهت مقیاس نمودن میخ‌ها استفاده گردید (شکل ۲-الف) و با توجه به قوانین تشابه برای مقاومت بیرون کشیدگی (جدول ۱) و نتایج آزمایشات بیرون کشیدگی میخ با مقیاس واقعی، صفحاتی به قطر ۱۰ میلی‌متر و با فواصل ۳۳ میلی‌متر انتخاب شد تا میخ‌های مارپیچی با مقیاس ۱:۱۰ تهیه گردد. در شکل ۲ و جدول ۳ به ترتیب نتایج آزمایش‌های بیرون کشیدگی و مشخصات میخ‌های مارپیچی در مقیاس واقعی و آزمایشگاهی ارائه شده است.



شکل ۲. الف) نتایج آزمایش‌های بیرون کشیدگی به روی میخ‌های واقعی [۲۷] و ب) مقیاس‌شده

Fig. 2. The results of pull-out tests on: (a) the real and (b) reduced-scale helical nails

جدول ۳. مشخصات میخ‌های واقعی و مقیاس‌شده

Table 3. Physical properties of reduced-scale helical nail

مدل واقعی	مدل کوچک مقیاس	ویژگی‌های میخ مارپیچی
فولاد	فسفر برنز	جنس
38	2.5	قطر شفت (mm)
150	10	قطر صفحات (mm)
9.5	1	ضخامت صفحات (mm)
600	33	فواصل صفحات متوالی (mm)
75	1.5	گام مارپیچی صفحه (mm)

پشت دیوار و کوبش میخ‌های هر ردیف، بازوها مرحله به مرحله از بالا به پایین آزاد می‌شدند تا حالت محرک در توده‌ی مسلح شده در حین حفاری شبیه‌سازی شوند (شکل‌های ۳-ب لغایت ۳-ه). در حین ساخت بدنه مدل‌ها، لایه‌های افقی و قائمی از ماسه‌ی سیاه‌رنگ ریخته شد تا رویت تغییرشکل‌ها و نحوه‌ی تشکیل باندهای برشی ساده‌تر شود.

پس از اجرای خاک پشت دیوار، یک‌چهارم فوقانی دیوار آزاد و اولین ردیف میخ در فواصل افقی ۰/۱۵ متر نصب شد. جهت کوبش میخ‌های مارپیچی از یک دریل برقی با قابلیت تنظیم سرعت استفاده شد. این دریل بر روی یک ریل (پایه) راهنمای فولادی قرارداده شد تا زاویه کوبش میخ در حین نصب ثابت نگه‌داشته شود (شکل ۴-الف). این ریل راهنما شامل یک

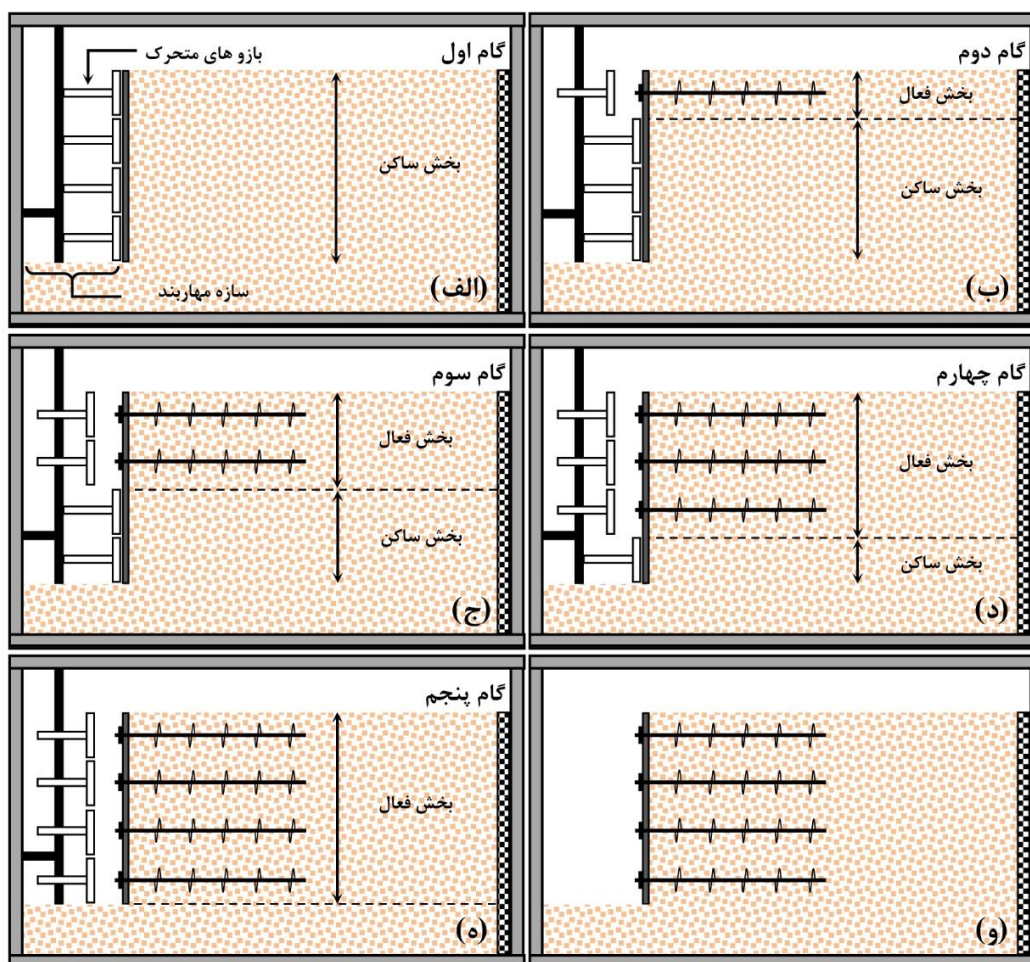
برای المان رویه، از یک پانل پیش‌ساخته با ضخامت ۱۰ میلیمتر متشکل از یک شبکه‌ی فلزی پوشیده شده با دوغاب سیمان استفاده شد. هندسه و اجزای این پانل بر اساس معیار ظرفیت خمشی و انجام یک سری آزمایش‌های خمش و استفاده از قوانین تشابه حاکم بر آن انتخاب شد. ویژگی‌های رویه با مقیاس واقعی و کوچک مقیاس در جدول ۴ ارائه شده است.

جهت شبیه‌سازی روند ساخت واقعی دیوارهای خاکی که از بالا به پایین اجرا می‌شوند، ابتدا رویه‌ی دیوار توسط یک سازه‌ی مهاربند مقید و سپس ناحیه‌ی خاک پشت دیوار به روش تراکم مرطوب و با کنترل حجم ساخته شد. این سازه‌ی مهاربند دارای چهار بازو در ترازهای مختلف بود که در حین ساخت لایه‌های خاک را مقید می‌نمود (شکل ۳-الف). پس از تکمیل خاک

جدول ۴. مشخصات المان رویه در مقیاس واقعی و کوچک مقیاس

Table 4. Physical properties of reduced-scale facing

مدل واقعی	مدل کوچک مقیاس	ویژگی های رویه و اجزای آن
۱۵۰	۱۰	ضخامت رویه (mm)
۸/۰	۰/۶	قطر مش فلزی (mm)
۱۰۰×۱۰۰	۱۰×۱۰	ابعاد چشمه‌ی مش فلزی (mm)
۰/۴۵	۰/۵	نسبت آب به سیمان
۵۰۰	۳۰۰	محتوای سیمان (kg/m^3)
۱۷۵۰	۱۵۵۰	محتوای ماسه (kg/m^3)
۳۹۲	۰/۳۹	ظرفیت خمشی (kN.m/m)
۱۱/۴	۱/۲۵	تغییر شکل خمشی (mm)



شکل ۳. شبیه‌سازی فرایند حفاری با استفاده از سازه مهارتی: (الف) گام اول: ساخت بدنه‌ی مدل با تمامی اجزای آن؛ (ب) گام دوم: آزادسازی لایه‌ی اول؛ (ج) گام سوم: آزادسازی لایه‌ی دوم؛ (د) گام چهارم: آزادسازی لایه‌ی سوم؛ (ه) آزادسازی لایه‌ی چهارم؛ (و) مدل دیوار مسلح شده‌ی نهایی

Fig. 3. Simulation of excavation process by using the bracing structure: (a) step I: construction the main soil body and wall with all components; (b) step II: releasing the first layer; (c) step III: releasing the second layer; (d) step IV: releasing the third layer; (e) step V: releasing the fourth layer; (f) step VI: final soil-nailed wall model; (f) competed model

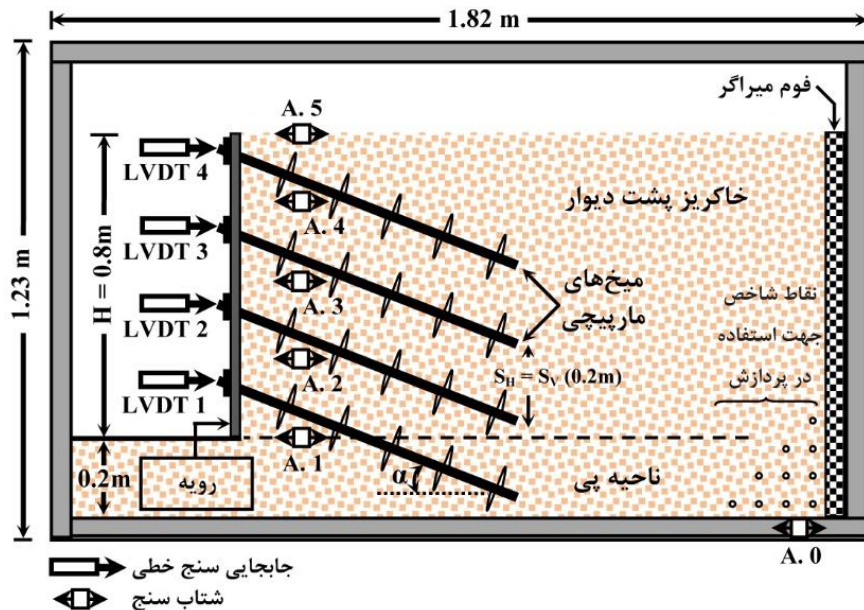


شکل ۴. الف) فرایند کوبش میخ‌ها؛ ب) ورق سرمهاری برای میخ‌های افقی؛ ج) ورق سرمهاری برای میخ‌های مایل؛ تصاویر مدل تکمیل شده از نمای: د) کنار، ه) روبرو، و) بالا

Fig. 4. a) Nail installing process; b) Heading pad for horizontal nails; c) Heading pad for inclined nails; images of the completed model from the view: d) side, e) front, f) top

پایه اصلی و یک بازوی مفصلی بود که اجازه می‌داد میخ‌ها تحت زاویه‌ی دلخواه درون خاک نصب گردند. پس از کوبش هر میخ، یک قطعه‌ی چوبی مکعبی به ابعاد $25 \times 25 \times 5$ میلیمتر در انتهای میخ قرار داده و با یک مهره در جای خود محکم می‌شد (شکل ۶-ب). همانطور که در شکل ۴-ج نشان داده شده است، بجای مکعب چوبی از قطعات گوه‌ای شکل با زاویه‌ی رأس 30° در دیوار با میخ‌های مایل استفاده شد. این روند برای ردیف‌های دوم تا چهارم نیز تکرار شد تا تمام دیوار و کوبش تمام ردیف‌های میخ به پایان برسد (۳-و).

پایه اصلی و یک بازوی مفصلی بود که اجازه می‌داد میخ‌ها تحت زاویه‌ی دلخواه درون خاک نصب گردند. پس از کوبش هر میخ، یک قطعه‌ی چوبی مکعبی به ابعاد $25 \times 25 \times 5$ میلیمتر در انتهای میخ قرار داده و با یک مهره در جای خود محکم می‌شد (شکل ۶-ب). همانطور که در شکل ۴-ج نشان



شکل ۵. هندسه و ابزار بندی مدل

Fig. 5. Model geometry and instrumentation

این نرم‌افزار از پچ های ۳۲ پیکسلی استفاده شد که در فواصل ۸ پیکسلی همپوشانی داشتند. این همپوشانی برابر با $2D_{50}$ انتخاب شد تا در صورت ایجاد جابجایی‌های، بزرگ امکان شناسایی باندهای برشی برشی با جزئیات کافی فراهم باشد [۲۸]. لازم به ذکر است که وجود لایه های ماسه‌رنگی در بدنه مدل، علاوه بر ایجاد بافتی متفاوت برای تسهیل پردازش تصاویر، می‌توانست برای اعتبارسنجی نتایج نیز استفاده شود.

۲-۴- تحریک‌های ورودی

همانطور که در شکل ۶-الف نشان داده شده است، از یک سری بار هارمونیک متوالی با دامنه‌ی ثابت 0.5g و مدت تداوم متفاوت جهت تحریک مدل‌ها استفاده شد. در هر گام از بارگذاری، مدت دوام بار با گام‌های ۳ ثانیه تا لحظه‌ی وقوع گسیختگی افزایش یافت. این الگوی بارگذاری امکان بررسی اثر تغییرات سرعت مطلق تجمعی (CAV^3) را به روی رفتار لرزه‌ای مدل‌ها ممکن ساخت. همچنین، فرکانس ۵ هرتز برای تحریک‌های ورودی انتخاب شد تا به قدر کافی از فرکانس طبیعی محاسبه شده برای هر مدل (طبق نتایج تست‌های ارتعاش آزاد) فاصله داشته و از وقوع پدیده‌ی تشدید در مدل‌ها پیش‌گیری گردد. همانطور که در شکل ۶-ب نشان داده شده است، فرکانس طبیعی مدل‌ها در محدوده‌ی ۱۶/۴ تا ۲۵/۳ هرتز براساس تست‌های ارتعاش

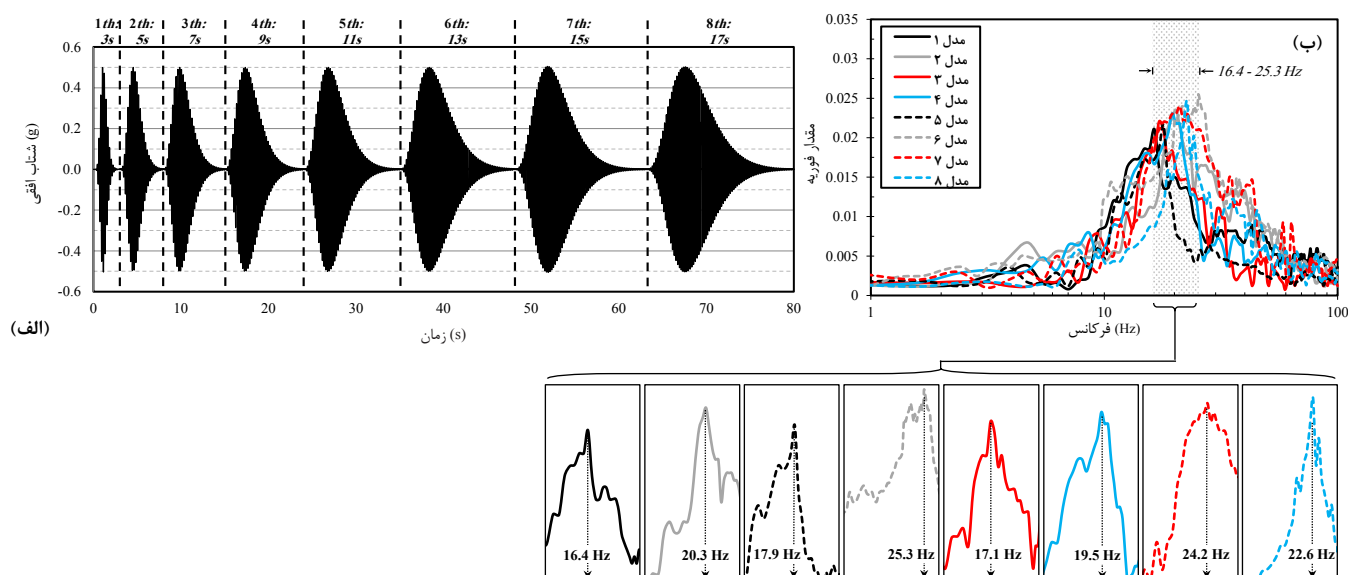
3. cumulative absolute velocity

۲-۳- ابزار گذاری و روش پردازش تصاویر

نتایج در این تحقیق هم با استفاده از ابزار دقیق و هم تکنیک پردازش تصاویر (PIV) ثبت شدند. شکل ۵ موقعیت ابزار دقیق‌های مورد استفاده در مدل‌ها را نشان می‌دهد. همانطور که نشان داده شده است، چهار جابجایی سنج خطی (LVDTs) در ارتفاعات مختلف برای اندازه‌گیری حرکت افقی رویه دیوار قرار داده شد. یک ردیف قائم از شتاب‌سنج نیز در بدنه هر مدل در حین ساخت نصب شد تا پاسخ شتاب ناحیه مسلح‌شده در ارتفاعات مختلف حین بارگذاری اندازه‌گیری شود. این ردیف شامل شتاب‌سنج‌های ضد آب با ظرفیت اندازه‌گیری $\pm 2g$ و دقت $1\% \pm$ بود. شتاب ورودی نیز با استفاده از شتاب‌سنج نصب شده بر روی جعبه میز لرزه اندازه‌گیری شد.

روش پردازش تصاویر یک روش اندازه‌گیری غیر مخرب است که در این تحقیق برای تعیین باندهای برشی در مدل‌ها مورد استفاده قرار گرفت. این روش که کرنش برشی توده خاک را با دنبال کردن حرکت ذرات خاک در تصاویر متوالی اندازه‌گیری می‌کند، برای اولین بار توسط وایت^۱ و تیک^۲ (۲۰۰۳) جهت شناسایی سطح شکست بحرانی در توده خاک استفاده شد [۲۸]. آنها برای این منظور نرم‌افزار GeoPIV را معرفی نمودند که بعدها در مطالعات متعددی از آن استفاده شد. جهت تجزیه و تحلیل تصاویر توسط

1. White
2. Take



شکل ۶. الف) فرم شماتیک تحریک‌های ورودی؛ ب) طیف‌های پاسخ شتاب مدل‌های آزمایش ارتعاش آزاد

Fig. 6. a) Schematic form of input excitations; b) acceleration response spectra of models during free vibration

صفحه گسیختگی خارجی مقعر و یک صفحه گسیختگی داخلی محدب می‌باشد که به ترتیب در نیمه بالایی و پایینی دیوار شکل گرفت. صفحه گسیختگی خارجی از پشت بالاترین ردیف میخ شروع شده و به شکل منحنی از میان ناحیه برجا به سمت دیوار توسعه یافته است. الگوی گسیختگی مشابهی نیز برای دیوارهای مسلح شده با میخ‌های تزریقی در شرایط Ng و 1g به ترتیب توسط توفنکجیان و ووستیک [۲۹] و یزدان دوست [۳۰] مشاهده شده است.

جهت درک بهتر الگوی گسیختگی، هندسه سطح لغزش در دیوارهای مسلح شده با میخ‌های مارپیچی بطور شماتیک در شکل ۹ ارائه شده است. همانطور که مشاهده می‌شود، هندسه سطح گسیختگی بواسطه نقشی که ردیف‌های مختلف میخ در پایداری دیوار ایفا می‌کنند شکل می‌گیرد. در تمامی مدل‌ها، میخ‌های واقع شده در نیمه بالایی دیوار موجب یکپارچگی توده مسلح‌شده در این ناحیه می‌شود. در نتیجه، بلوکی یکپارچه از خاک در نیمه فوقانی دیوار ایجاد می‌شود (ناحیه ۱). این در حالی است که طول قابل توجهی از میخ‌ها در ردیف‌های نیمه تحتانی (ناحیه ۲) در ناحیه پایدار قرار می‌گیرد که ظرفیت بیرون کشیدگی آنها نقش اصلی در پایداری دیوارهای مسلح شده با میخ‌های مارپیچی ایفا می‌کنند. همانطور که در آخرین گام بارگذاری مشاهده شد، هنگامی که ظرفیت بیرون کشیدگی این میخ‌ها قادر به مقاومت در برابر نیروی اینرسی ناشی از بار لرزه‌ای نبود، امکان جابجایی‌های جانبی قابل توجهی در توده خاک مسلح شده فراهم و توده

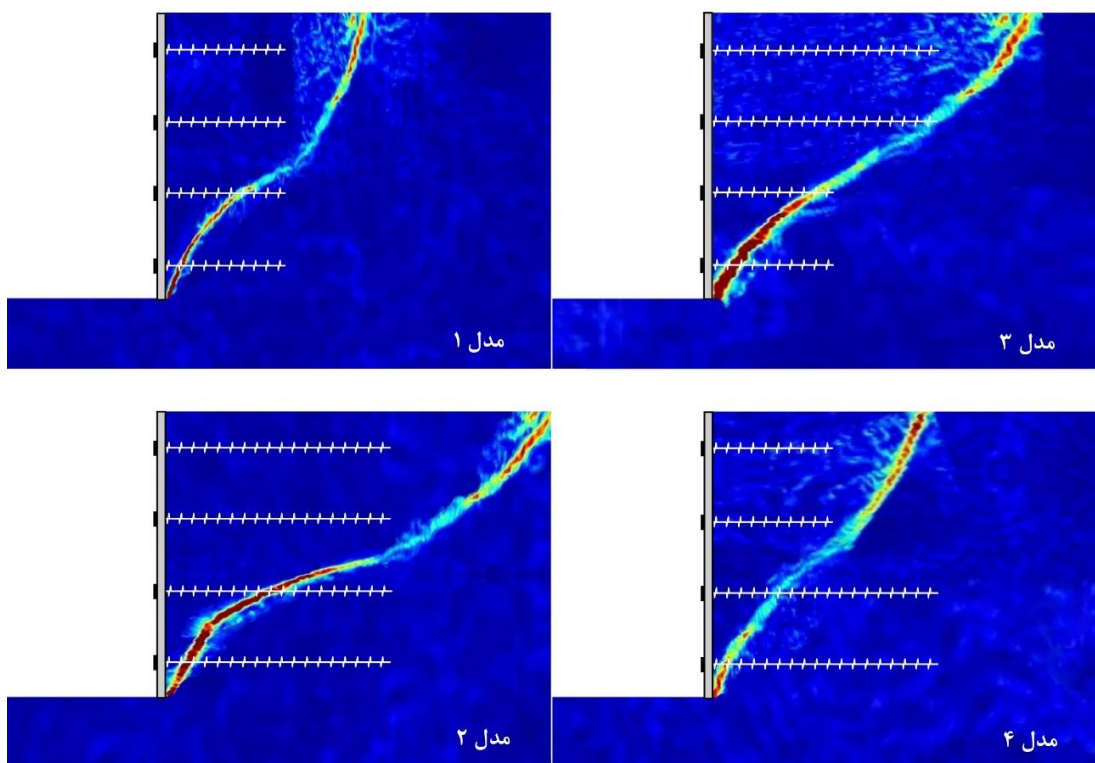
آزاد محاسبه شد. براساس قوانین تشابه ارائه شده برای فرکانس در خاک‌های غیرچسبنده، فرکانس انتخاب شده برای تحریک ورودی متناظر با فرکانس غالب یک تحریک واقعی برابر با ۱ هرتز بود.

۳- تحلیل و تفسیر نتایج

۳-۱- الگوی گسیختگی

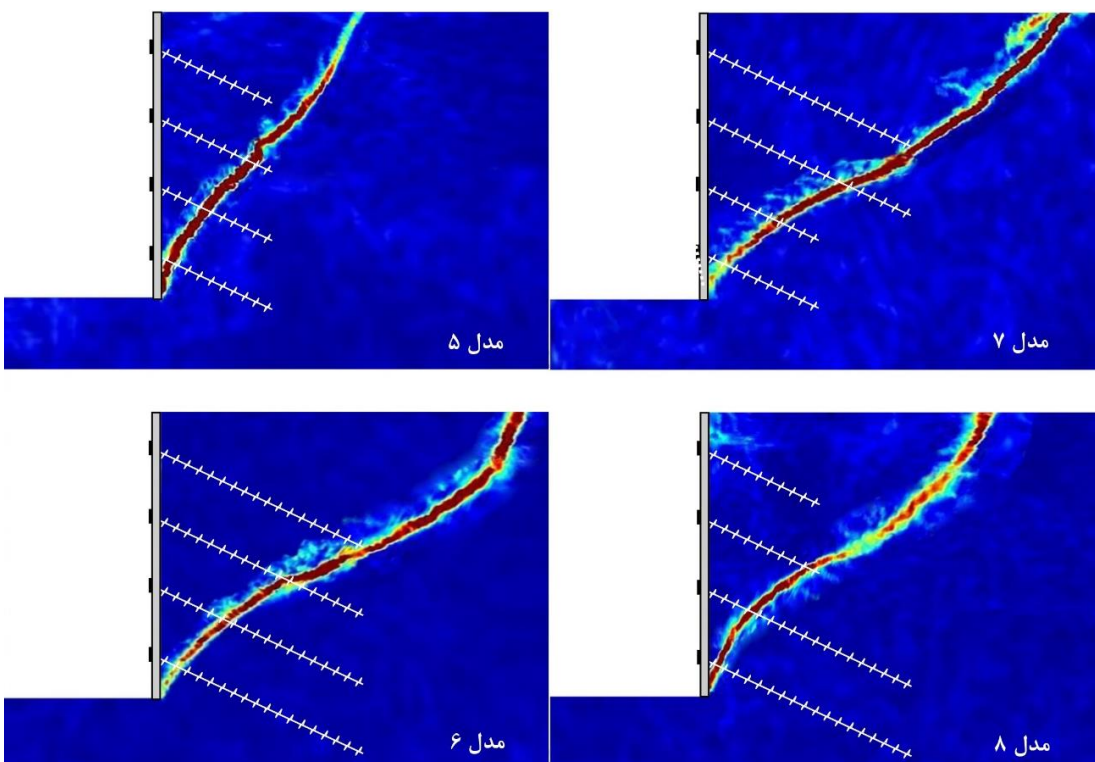
انتشار کرنش برشی تجمعی (ϵ_s) بدست‌آمده از تکنیک PIV در آخرین مرحله بارگذاری و همچنین سطح لغزش شناسایی شده بر اساس بهم‌خوردگی لایه‌های ماسه‌ای رنگی در شکل‌های ۷ و ۸ به ترتیب برای مدل‌های مسلح شده با میخ‌های مارپیچ افقی و مایل ارائه شده است.

همانطور که مشاهده می‌شود و برای دیوارهای مسلح شده با میخ‌های تزریقی نیز گزارش شده است [۲۹ و ۳۰]، سطح گسیختگی در کل امتداد ارتفاع دیوار شکل می‌گیرد که این پدیده را می‌توان به دلیل استفاده از رویه‌ای یکپارچه با مقاومت خمشی کافی نسبت داد. این رویه سبب شد تا با ایجاد یک همکاری مناسب بین تمام ردیف‌های میخ در پایداری دیوار، توده خاک میخکوبی شده به شکل یک سیستم یکپارچه رفتار نماید. مقایسه مدل‌ها نشان داد که صرف‌نظر از آرایش و زوایای مختلف میخ‌ها، الگوی گسیختگی به طور قابل‌توجهی در همه مدل‌ها مشابه و شامل یک بلوک متحرک می‌باشد که توسط یک سطح گسیختگی سهموی با نقطه عطف مشخص از ناحیه پایدار جدا گردیده است. این الگوی گسیختگی شامل یک



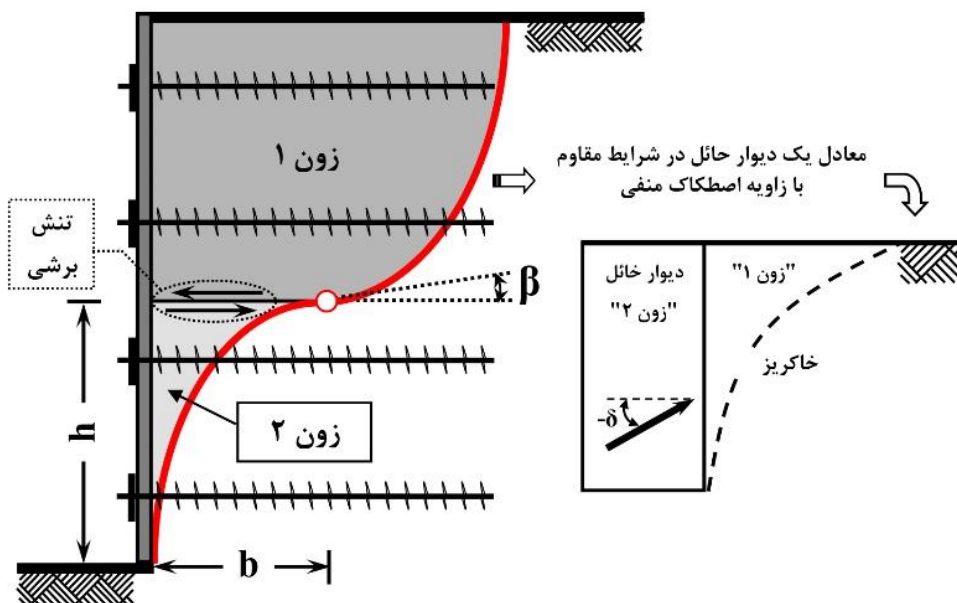
شکل ۷. نتایج پردازش تصاویر دیوارها با میخ‌های مارپیچ افقی

Fig. 7. PIV results for the wall models with horizontal helical nails



شکل ۸. نتایج پردازش تصاویر دیوارها با میخ‌های مارپیچ مایل

Fig. 8. PIV results for the wall models with inclined helical nails



شکل ۹. الگوی گسیختگی در دیوارهای مسلح شده با میخ‌های مارپیچی

Fig. 9. Illustration of failure surfaces and soil zones involved in failure mechanism

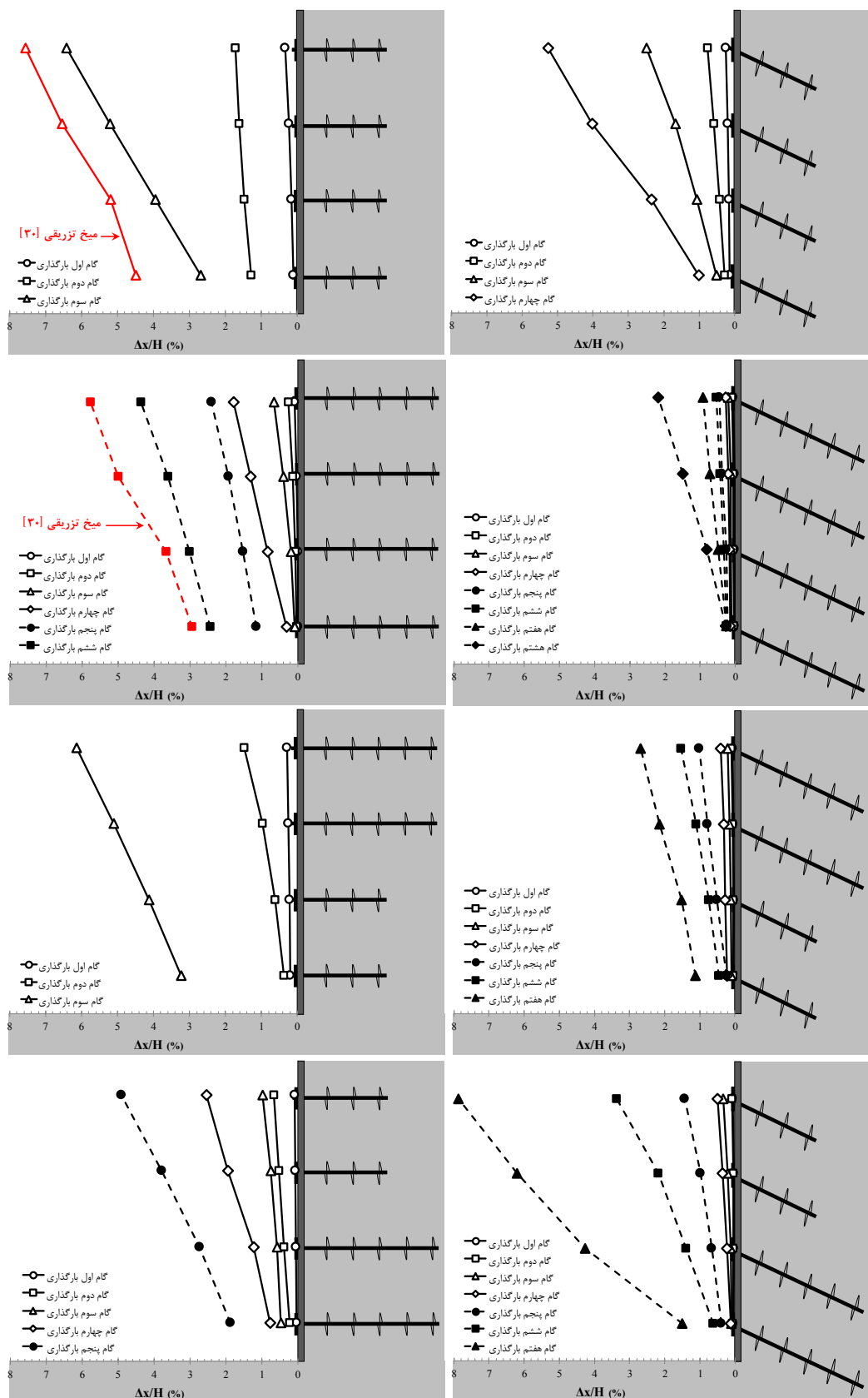
بین نقطه عطف و رویه دیوار در میخ‌های افقی ۷۹٪ و در میخ‌های مایل ۶۷٪ مشاهده شد. اگرچه این تغییر هندسی با افزایش طول میخ‌ها به صورت موضعی در برخی از نقاط دیوار نیز مشاهده شد، اما شدت آن بسیار کمتر از افزایش یکنواخت طول میخ در ارتفاع دیوار بود. نکته قابل توجه این است که این تغییر هندسی در هنگام افزایش زاویه میخ کاملاً معکوس گردید، به این معنی که افزایش زاویه نصب میخ منجر به کاهش فاصله نقطه عطف تا رویه دیوار شد و زاویه آن را نیز افزایش داد. نکته مهم دیگر، استقلال ارتفاع نقطه عطف (h) از آرایش و زاویه نصب میخ‌ها بود. این ارتفاع در همه مدل‌ها یکسان و میزان آن برابر $h=H/2$ اندازه‌گیری شد. کاهش فاصله نقطه عطف تا دیوار نکته دیگری بود که در شکل ۱۰ مشاهده شد. این کاهش که در دیوارها با طول میخ $0.5H$ و $0.9H$ به ترتیب ۲۷٪ و ۳۲٪ بود، نشان دهنده تأثیر بیشتر نصب مایل میخ در کاهش ابعاد گوه گسیختگی است.

۳-۲- جایگاه‌های ماندگار و مُد تغییر شکل

به منظور بررسی مُد تغییر شکل مدل‌ها، جابجایی‌های جانبی ماندگار مدل‌ها در لرزش‌های متوالی با استفاده از LVDT های نصب شده در ارتفاعات مختلف رویه ثبت گردید. این جابجایی‌ها در شکل ۱۰ به صورت پروفیل‌های جابجایی جانبی ارائه گردیده است. مقایسه مدل‌ها در شکل ۱۰ نشان می‌دهد که استفاده از رویه با یک سختی خمشی کافی سبب می‌شود

خاک لغزشی را بر روی سطح گسیختگی به سمت بیرون و پایین تجربه نمود. همانطور که در شکل ۹ مشاهده می شود، تنش برشی نسبتاً بزرگی در طول این لغزش در امتداد فصل مشترک بین ناحیه های ۱ و ۲ ایجاد شد. این تنش برشی که به دلیل پایداری ناشی از مقاومت میخ ها در برابر جابجایی در نیمه پایینی مدل های دیوار به وجود آمد، باعث اعمال یک نیروی برشی بزرگ از ناحیه ۱ به ناحیه ۲ و شکل گیری سطح گسیختگی را در پشت ناحیه ۲ شد. همانطور که در شکل ۹ نشان داده شده است، چنین شرایط بارگذاری مشابه با شرایط یک دیوار حائل است که به سمت خاکریز حرکت می کند. توفنکجیان و ووستیک [۲۹] نشان دادند که نیروی اینرسی هنگامی رو به بالا بر روی خاکریز اعمال می شود که از اِلمان های تسلیح بسیار سخت استفاده شود. این حالت گسیختگی که به گسیختگی مقاوم با اصطکاک منفی مشهور است، همانطور که در نیمه پایین مدل های دیوار دیده می شود، می تواند باعث تشکیل یک سطح گسیختگی مقعر در خاکریز شود [۲۹].

همانطور که در شکل‌های ۷ و ۸ مشهود است، هندسه سطح گسیختگی دیوارهای مسلح شده با میخ‌های مارپیچی (موقعیت نقطه عطف سطوح گسیختگی (b, h) و زاویه نقطه عطف (β)) تابعی از چیدمان و زاویه نصب میخ‌ها است. برای هر دو زاویه نصب میخ مشاهده می‌شود که افزایش همزمان طول میخ‌ها در تمامی ردیف‌ها منجر به افزایش فاصله بین نقطه عطف (b) و رویه دیوار و همچنین کاهش زاویه آن (β) شد. افزایش فاصله



شکل ۱۰. پروفیل تغییر شکلهای جانبی دیوار ها در گامهای مختلف بارگذاری

Fig. 10. Profile of lateral deformations of walls at different excitation steps

که توده خاک مسلح شده با میخ‌های مارپیچ به شکل یک سیستم یکپارچه رفتار و همکاری مناسبی بین تمام ردیف‌های میخ در پایداری دیوار ایجاد کند. این همکاری، عملکرد ضعیف میخ‌های واقع در برخی از قسمت‌های دیوار را توسط میخ‌های واقع در قسمت‌های دیگر را جبران نمود. این پدیده در مدل ۴ به وضوح دیده می‌شود جایی که نقص ناشی از کاهش طول میخ‌های افقی واقع در نیمه بالایی مدل با میخ‌های واقع در ردیف‌های تحتانی جبران شده است. مقایسه مدل‌های ۴ و ۸ نشان می‌دهد که این پدیده با نصب میخ‌های شبیدار بیشتر نمایان است. تأثیر نصب میخ‌های مارپیچ شبیدار به حدی بود که با وجود ظرفیت بیرون کشیدگی کم میخ‌های فوقانی، این میخ‌ها نقش بسزایی در جبران نقص ناشی از کاهش طول میخ‌های واقع در نیمه پایینی مدل ۷ ایفا نمودند. در مقابل، بی اثر بودن افزایش طول میخ‌های بالایی در دیوارهایی با میخ‌های افقی در مدل ۳ به وضوح قابل مشاهده است.

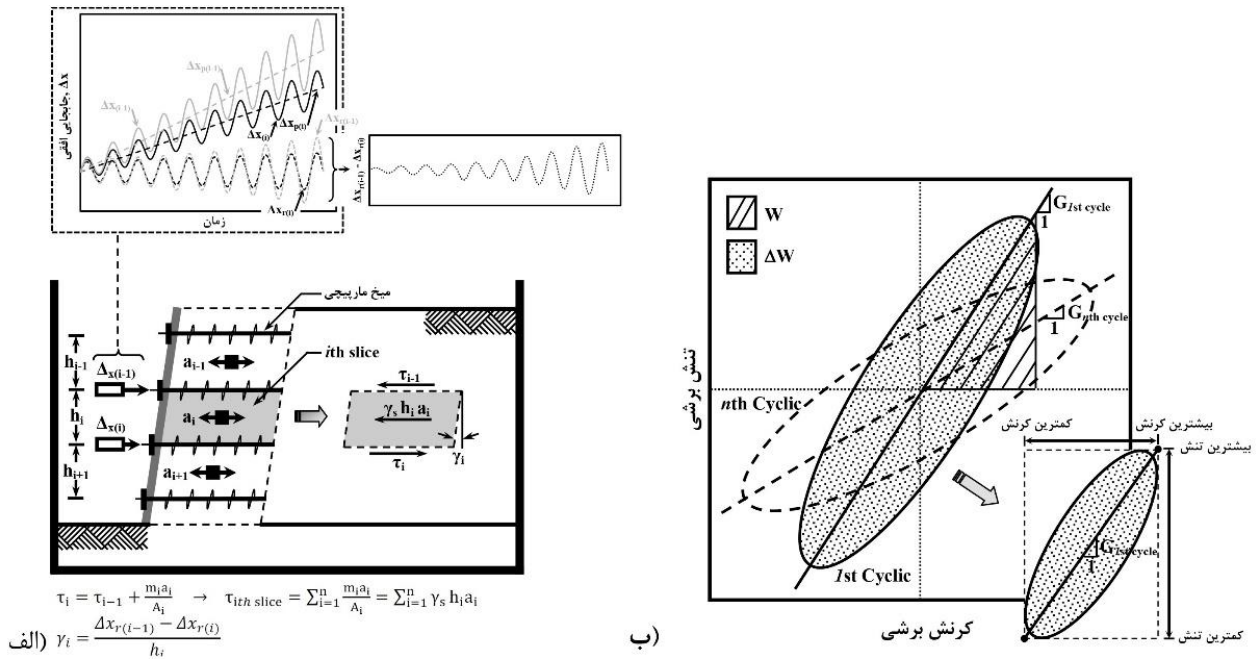
همانطور که در شکل‌های ۷ و ۸ مشاهده می‌شود، سختی خمشی کافی رویه سبب شد تا واژگونی بدون شکم دادگی به عنوان مُد تغییر شکل غالب در تمامی مدل‌ها باشد. این مُد تغییر شکل با لغزش جزئی پنجه در مدل‌هایی با میخ‌های مارپیچ افقی همراه بود. با افزایش زاویه نصب میخ، لغزش پنجه دیوار محو و واژگونی به عنوان تنها مُد تغییر شکل مشاهده گردید. از اینرو می‌توان نتیجه گرفت که استفاده از میخ‌های مارپیچ شبیدار می‌تواند یک راه حل کارآمد برای کاهش حرکت جانبی دیوار در نظر گرفته شود.

مقایسه پروفیل‌های جابجایی جانبی نشان می‌دهد که بهترین عملکرد لرزه‌ای دیواره‌های میخکوبی شده با افزایش همزمان طول میخ در تمامی ردیف‌ها و همچنین افزایش شیب میخ‌ها حاصل شده است. همانطور که مشاهده می‌شود، افزایش همزمان طول میخ‌های افقی در تمامی ردیف‌ها موجب کاهش ۸۵ درصدی جابجایی دیوار می‌شود در حالی که این کاهش در مورد میخ‌های مایل حدود ۹۲٪ بود. اگرچه افزایش همزمان طول میخ‌ها در تمامی ردیف‌ها به طور قابل توجهی عملکرد دیوارها را بهبود می‌بخشد، اما در عین حال می‌تواند منجر به طراحی غیراقتصادی شود. از این رو، استفاده از چیدمان غیریکنواخت میخ‌ها به عنوان یک جایگزین پیشنهاد می‌گردد. پروفیل‌های جابجایی جانبی نشان می‌دهد که استفاده از میخ‌های بلندتر فقط در نیمه بالایی دیوار می‌تواند راه حلی مناسب برای کاهش طول میخ مورد نیاز با حفظ عملکرد دیوار باشد. این آرایش میخ، که آرایش دوزنقه‌ای نامیده می‌شود، فقط در دیوارها با میخ‌های مایل موثر بود و برای دیوارهایی با میخ‌های مارپیچ افقی معکوس آن به عنوان یک چیدمان بهینه مشاهده شد. بنابراین می‌توان نتیجه گرفت که هنگام استفاده از میخ‌های افقی، نیمه

پایینی دیوارها قسمت اصلی و موثر آنها بوده و باید با میخ‌های بلندتر تقویت شود در حالی که هنگام استفاده از میخ‌های مایل این امر کاملاً معکوس می‌گردد. این یافته که برای میخ‌های تزریقی نیز توسط هونگ و همکاران به دست آمد، به این معنی است جهت دستیابی به عملکرد لرزه‌ای مناسب، آرایش میخ‌های مارپیچ باید به عنوان تابعی از زاویه نصب میخ انتخاب شود [۳۱]. نکته مهم دیگری که می‌توان از شکل ۱۰ استنباط نمود این است که افزایش همزمان طول میخ‌ها در تمامی ردیف‌ها، علاوه بر کاهش جابجایی قبل از گسیختگی، تغییر شکل دیوار در زمان گسیختگی را نیز کنترل می‌کند. این ویژگی مثبت هنگام استفاده از میخ‌های بلندتر در نیمه پایین و بالایی دیوارها به ترتیب با میخ‌های مارپیچ افقی و شبیدار تقویت شده نیز مشاهده شد. کاهش قابل توجه جابجایی دیوار در اثر استفاده از میخ‌های مارپیچی بجای میخ‌های تزریقی نکته دیگری است که از شکل ۱۰ استنباط می‌شود. این کاهش که در دیوارها با طول میخ $0.5H$ و $0.9H$ به ترتیب ۱۸٪ و ۱۵٪ بود، نشان دهنده کارایی بیشتر میخ‌های مارپیچی نسبت به تزریقی در کنترل جابجایی دیوار است.

۳-۳- پارامترهای دینامیکی وابسته به کرنش

تعریف دقیق پارامترهای دینامیکی وابسته به کرنش توده خاک مسلح، گامی بزرگ در توسعه روش‌های عددی و تحلیلی مورد استفاده در مدلسازی خاک مسلح شده می‌باشد. مروری بر ادبیات فنی نشان می‌دهد که علی‌رغم اهمیت این موضوع، کمتر به آن توجه شده است. مطالعات انجام شده توسط صابرمهانی و همکاران [۳۲] و الامام [۳۳] بر روی دیوارهای مسلح شده با ژئوسنتتیک‌ها و همچنین یزدان دوست و همکاران [۳۴] بر روی دیوارهای مسلح شده با میخ‌های تزریقی جزء معدود مطالعاتی می‌باشند که در این زمینه انجام شده است. در این مطالعات، مدول برشی معادل (G_e) و نسبت میرایی (D) بعنوان مهمترین پارامترهای دینامیکی توده مسلح شده مورد بررسی قرارگرفت. در این مطالعه نیز تلاش شد تا مدول برشی معادل و نسبت میرایی برای دیوارهای مسلح شده با میخ‌های مارپیچ در سطوح مختلف کرنش برشی و فشار محصورکننده (عمق) تعیین شوند. برای این منظور، از پاسخ‌های جابجایی و شتاب در ارتفاعات مختلف مدل‌های دیوار برای تولید حلقه‌های هیستریزس تنش-کرنش برشی و متعاقباً محاسبه مدول برشی معادل و نسبت میرایی در سطوح مختلف کرنش برشی استفاده شد. این یک روش پذیرفته شده است که به طور گسترده برای تعیین خواص دینامیکی توده خاک در سازه‌های خاکی واقعی و کوچک مقیاس استفاده می‌شود [۳۳،



شکل ۱۱. الف) دیاگرام آزاد نیروی وارد بر هر قطعه از دیوار میخکوبی شده در آزمایش میز لرزه؛ ب) چرخه هیستریزس

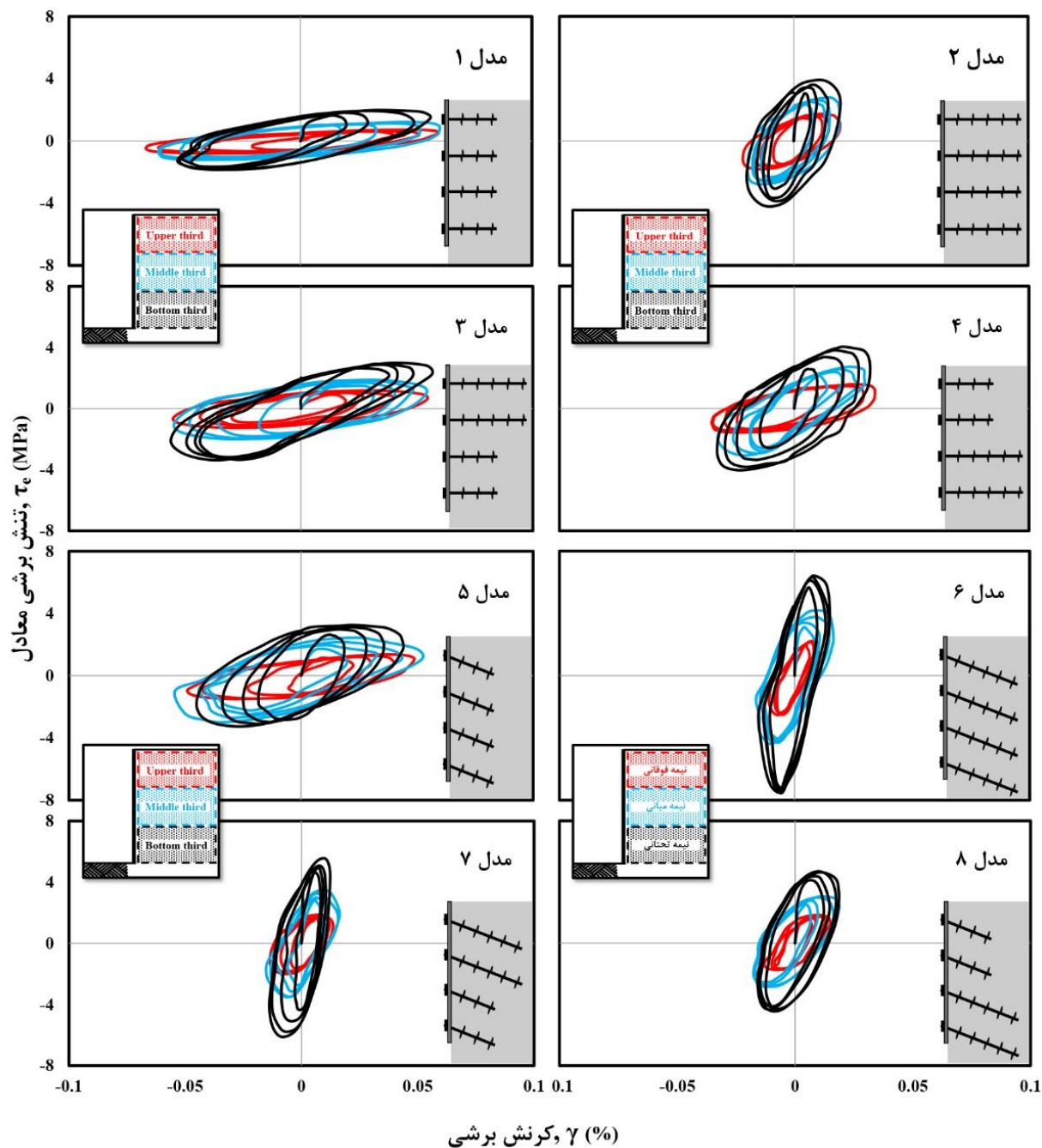
Fig. 11. (a) The free body equilibrium equation on each slice of a soil-nailed wall model; (b) hysteretic shear stress-shear strain relationship

۳-۳-۱- مدول برشی معادل

به منظور تعیین حلقه‌های هیستریزس تنش-کرنش برای مدل‌های دیوار، از داده‌های چهار حلقه مرکزی سومین گام بارگذاری استفاده شد. حلقه‌های هیستریزس مربوط به سه عمق مختلف مدل‌ها (یک سوم فوقانی، میانی و تحتانی) در شکل ۱۲ ارائه شده‌اند. مشاهده می‌شود که تمامی چرخه‌های هیستریزس تنش-کرنش دارای یک شکل بیضوی بوده و نرم‌شوندگی با افزایش تعداد چرخه‌ها در تمامی مدل‌ها مشاهده شد. این نرم‌شوندگی که به صورت کاهش شیب حلقه در چرخه‌های متوالی نمایان شد، با کاهش عمق، طول و شیب میخ برجسته‌تر شد.

به منظور درک بهتر پدیده نرم‌شوندگی چرخه‌ای، مدول برشی معادل (G_e) برای هر چرخه بارگذاری با یافتن شیب میانگین از طریق هر حلقه تعیین شد. از آنجا که تعیین شیب میانگین در یک حلقه پسماند بدون قله نوک‌تیز دشوار است، تفاوت در حداکثر و حداقل تنش اعمال شده در طول یک حلقه و تفاوت در حداکثر و حداقل کرنش ایجاد شده در آن حلقه در نظر گرفته شد (شکل ۱۱-ب). این روش که در بسیاری از مطالعات نیز مورد استفاده قرار گرفته است [۳۲ و ۳۳]، مطمئن‌ترین روش برای تولید مدول برشی معادل است. تغییرات G_e در مقابل γ برای یک سوم بالایی، میانی

و ۳۳ و ۳۴]. همانطور که در شکل ۱۱-الف مشاهده می‌شود، ناحیه مسلح شده در این روش به چند قطعه افقی که رفتار پلاستیک صلب دارند تقسیم می‌شود و نیروی داخلی در هر قطعه با استفاده از شتاب ثبت شده توسط شتاب سنج تخمین زده می‌شود. کرنش برشی چرخه‌ای را نیز می‌توان با تقسیم اختلاف بین جابجایی‌های افقی در بالا و پایین هر قطعه بر ارتفاع آن محاسبه نمود. نکته مهم در محاسبه کرنش برشی از نتایج LVDT ها این است که فقط باید از مولفه جابجایی برگشت پذیر استفاده نمود. همانطور که در شکل ۱۱-الف نشان داده شده است، جابجایی ثبت شده توسط LVDT ها شامل بخش ماندگار (Δx_p) و بخش برگشت پذیر (Δx_r) می‌باشد که بخش چرخه‌ای برگشت آن فقط باید برای محاسبه کرنش برشی چرخه‌ای بکار رود. این بخش را می‌توان بطور تقریبی با کم کردن جابجایی ماندگار از جابجایی کل محاسبه نمود. با استفاده از تنش برشی دینامیکی و کرنش برشی چرخه‌ای بدست آمده می‌توان مسیر تنش-کرنش برشی را برای هر قطعه که نماینده‌ی یک عمق مشخص است تعیین نمود. همچنین، برای هر چرخه (لوپ) از بارگذاری، مدول برشی سکانتی را نیز می‌توان بطور تقریبی با توجه به شیب خط مستقیمی که مرکز مختصات به نقطه‌ی حداکثر وصل می‌شود بدست آورد.



شکل ۱۲. چرخه‌های هیستریزس دیوارها مسلح شده با میخ‌های مارپیچی در سه بخش مختلف دیوار

Fig. 12. Shear stress–strain hysteresis loops at different heights of the wall models

اُفت سختی در دیوارها با میخ‌های مایل با شدت بیشتری رخ می‌دهد. به عبارت دیگر با نصب میخ‌های مارپیچ مایل وابستگی مدول برشی به کرنش برشی بیشتر خواهد بود. همچنین مشاهده شد که افزایش طول میخ نیز این وابستگی را افزایش می‌دهد، اما نه به اندازه افزایش زاویه آن. مشاهده شد که استفاده میخ‌های افقی بجای مایل موجب کاهش مقادیر

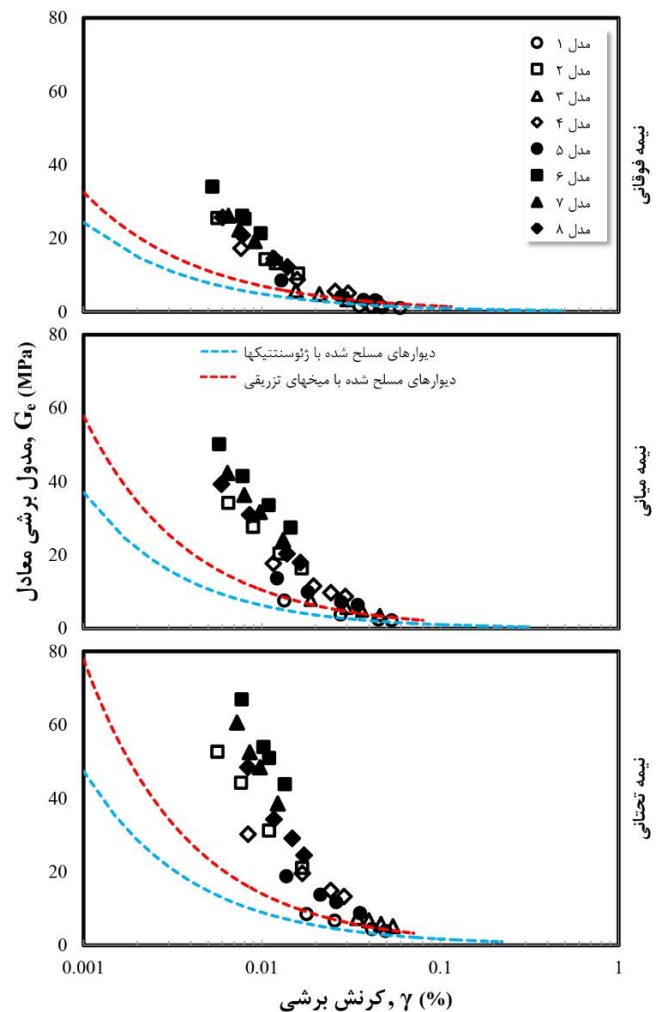
و پایینی مدل‌ها در شکل ۱۳ ارائه شده است. با مقایسه روند تغییرات G_e در مدل‌های مختلف، می‌توان دریافت که میزان کاهش سختی در مقابل γ در مدل‌های دارای میخ‌های مایل نسبت به میخ‌های افقی برجسته‌تر بوده اند. بنابراین می‌توان نتیجه گرفت که در شرایط لرزه‌ای یکسان، اگرچه کرنش‌های بزرگتری در دیوارها با میخ‌های افقی ایجاد می‌شود اما پدیده

وابستگی پدیده افت سختی به فشار محصور کننده نکته دیگری است که از شکل ۱۳ قابل مشاهده است. همانطور که مشاهده می‌شود، پدیده افت سختی با افزایش عمق برجسته‌تر شد. این موضوع که در دیوارها با میخ‌های بلند و مایل پدیده افت سختی بیشتر مشهود است را می‌تواند به تأثیر مستقیم فشار محدود کننده بر عملکرد میخ‌های مارپیچ نسبت داد. همچنین، مقایسه نتایج بدست آمده با نتایج گزارش شده توسط یزدان دوست و همکاران نشان داد که استفاده از میخ‌های مارپیچ به جای میخ‌های تزریقی به طور قابل توجهی سختی دیواره خاک میخکوبی شده را افزایش می‌دهد. این افزایش، که در کرنش‌های کمتر از ۰/۰۲٪ بارزتر بود، مزیت استفاده از میخ‌های مارپیچ را برای افزایش سختی دیوار نسبت به میخ‌های تزریقی برجسته می‌سازد [۳۰].

با استفاده از حداکثر مدول برشی معادل (G_{e-max}) به دست آمده در هر مدل بر اساس اندازه گیری سرعت موج برشی، نسبت کاهش مدول (G_e/G_{e-max}) در مقابل کرنش برشی به طور جداگانه برای هر مدل در شکل ۱۴-الف ارائه شده است. مقدار سرعت موج برشی با اندازه گیری فاصله زمانی بین پیک‌های شتاب ثبت شده در دو نقطه مشخص از مدل‌ها به دست آمد. همانطور که یزدان دوست و همکاران برای دیواره های مسلح شده با میخ‌های تزریقی گزارش نمودند، یک روند مشخص در منحنی تغییرات مدول برشی در مقابل کرنش برشی مدل‌ها مشاهده می‌شود. این روند تغییرات، که از یک معادله نمایی با ضریب همبستگی بالا تبعیت می‌کند ($R^2 = 0/912$) را می‌توان به صورت زیر نشان داد:

$$\frac{G_e}{G_{e-max}} = 0.0127\gamma^{-0.758} \quad (1)$$

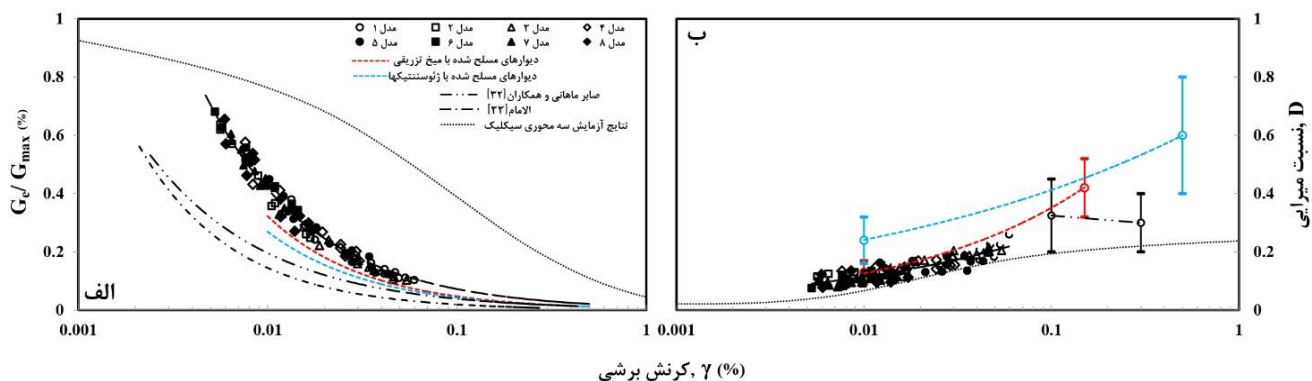
مقایسه منحنی تغییرات مدول برشی در مقابل کرنش برشی مدل‌ها با منحنی‌های گزارش شده برای دیوارهای مسلح شده با میخ‌های تزریقی [۳۴] و منحنی‌های گزارش شده برای دیوارهای مسلح شده با ژئوسینتتیک‌ها [۳۲] نشان دهنده افزایش سختی دیوار به دلیل استفاده از میخ‌های مارپیچی به جای تزریقی در حدود ۳۰٪ و همچنین انعطاف‌پذیری بیشتر دیوارهای خاک مسلح نسبت به دیوارهای میخکوبی شده است. لازم به ذکر است که تفاوت بین سختی دیوارها با میخ‌های مختلف تنها در کرنش‌های کمتر از ۰/۱٪ برجسته بود و با فراتر رفتن میزان کرنش‌ها از این حد به تدریج محو گردید.



شکل ۱۳. روند تغییرات مدول برشی معادل در مقابل کرنش برشی دیوارهای مسلح شده با میخ‌های مارپیچی در سه بخش مختلف دیوار

Fig. 13. Variation of equivalent shear modulus versus γ at three different parts of the wall models

مدول برشی معادل می‌گردد بطوریکه این کاهش در دیوارها با میخ‌هایی به طول میخ ۰.۵H و ۰.۹H به ترتیب حدود ۲۱-۳۲٪ و ۴۴-۸۱٪ برآورد شد. کاهش مدول برشی معادل ناشی از استفاده میخ‌های افقی بجای مایل در مدل‌هایی با آرایش غیریکنواخت میخ نیز مشاهده شد. این کاهش در مدل‌های مسلح شده با میخ‌های بلندتر در نیمه فوقانی و تحتانی دیوار به ترتیب حدود ۶۶-۷۷٪ و ۳۲-۵۵٪ برآورد شد. همچنین مشخص شد که اگرچه افزایش موضعی در طول میخ در تمامی چیدمان‌ها، مدول برشی معادل دیوارها را افزایش می‌دهد اما استفاده از میخ‌های بلندتر در نیمه فوقانی و نیمه تحتانی دیوار بترتیب بهترین چیدمان برای افزایش سختی دیوارها با میخ‌های مارپیچ مایل و افقی است.



شکل ۱۴. الف) روند تغییرات مدول برشی نرمالیزه شده و ب) نسبت میرایی در مقابل کرنش برشی دیوارهای مسلح شده با میخ‌های مارپیچی

Fig. 11. (a) Modulus reduction curve and (b) damping ratio versus shear strain for helical soil-nailed walls

المانی بر روی نمونه خاک می‌تواند به عنوان کران بالایی برای تخمین مدول برشی در دیوارهای مسلح شده با میخ‌های مارپیچی مورد استفاده قرار گیرد. این نتیجه توسط الامام نیز به دست آمده است [۳۳].

۳-۲- نسبت میرایی

هاردین و درنویچ [۳۵] نشان دادند که نسبت میرایی (D) را می‌توان با تعیین مقدار انرژی کرنش تلف شده ($W\Delta$) برای هر چرخه بارگذاری در منحنی تنش-کرنش چرخه ای با استفاده از معادله زیر محاسبه کرد:

$$D = \frac{1}{4\pi} \left(\frac{\Delta W}{W} \right) \quad (2)$$

که در آن W انرژی کرنش الاستیک است که بصورت ناحیه مثلثی در شکل ۱۱-ب مشخص شده است. با استفاده از این معادله، مقدار D مربوط به هر حلقه (هر کرنش برشی) برای همه مدل‌ها محاسبه شده و در شکل ۱۴-ب ارائه گردیده است. همانطور که مشاهده می‌شود، صرف نظر از زاویه، طول و آرایش میخ‌های مارپیچ، یک معادله نمایی با ضریب همبستگی بالا ($R^2 = 0.895$) می‌تواند برای بیان تغییرات D در مقابل γ در دیوارهای مسلح شده با میخ‌های مارپیچی به شرح زیر ارائه شود:

$$D = 0.6065\gamma^{0.361} \quad (3)$$

استفاده از پارامترهای دینامیکی وابسته به کرنش خاک مورد استفاده در سازه‌های خاک مسلح روشی کارآمد برای پیش‌بینی پارامترهای دینامیکی این سازه‌ها است [۳۳]. جهت مشخص نمودن رابطه بین پارامترهای دینامیکی بدست‌آمده از آزمایش‌های المانی و آزمایش‌های مدل فیزیکی، مقایسه‌ای در شکل ۱۴-الف بین نتایج آزمایش‌های میز لرزه و نتایج آزمایش‌های سه محوری دینامیکی انجام‌شده روی خاک مورد استفاده در مدل‌های فیزیکی انجام شد. مقایسه نشان داد که میزان کاهش مدول برشی با کرنش برشی در مدل‌های فیزیکی به‌طور معنی‌داری بیشتر بود. همانطور که مشاهده شد، با رسیدن کرنش به سطح 0.1% ، مقدار مدول برشی در دیوارهای مسلح شده با میخ‌های مارپیچی به حدود 60% مقدار اولیه کاهش یافت، در حالی که این کاهش در نمونه خاک به 18% رسید. با پیشرفت سیکل‌های بارگذاری و رسیدن به کرنش 0.1% ، مقدار مدول برشی به ترتیب به حدود 11% و 43% مقدار اولیه در مدل‌های فیزیکی و آزمون سه محوری رسید. این تفاوت می‌تواند به دلیل ماهیت متفاوت تست‌ها و همچنین نیروهای اینرسی وارد شده در مدل‌ها در هنگام اعمال بار لرزه‌ای باشد که در تست‌های المانی رخ نمی‌دهد. فرضیات ساده شده در تنش برشی، کرنش برشی و محاسبه مدول برشی نیز می‌تواند دلیل مهم دیگری برای این تفاوت باشد. بنابراین، می‌توان نتیجه گرفت که آزمایش‌های سه محوری سیکلی تخمین دست‌بالاتری از مدول برشی نسبت به آزمایش‌های مدل فیزیکی ارائه می‌دهند. مقدار این تخمین دست‌بالا در کرنش‌های برشی مختلف متغیر بوده و بیشترین آن در محدوده کرنش‌های 0.1% تا 0.5% مشاهده شد. با استفاده از میانگین وزنی می‌توان مشاهده کرد که بزرگی این تخمین دست‌بالا، حدود 48% بوده است. بنابراین، می‌توان نتیجه گرفت که نتایج آزمایش‌های

در شکل ۱۴-ب مشاهده می‌شود که نوع تسلیح تأثیر قابل توجهی بر میزان میرایی دیوار داشته است. این اثر به شکل یک کاهش ۲۵ درصدی در میرایی هنگام استفاده از میخ‌های مارپیچی به جای میخ‌های تزیینی مشاهده شد. همچنین مشاهده شد که به دلیل تغییر شکل قابل توجه دیوارهای خاک مسلح با ژئوسنتتیکها، نسبت میرایی این سازه‌ها حدود ۵۰٪ بیشتر از میرایی دیوارهای میخکوبی شده بود. از سوی دیگر، مقایسه نسبت میرایی بدست‌آمده از آزمایش‌های مدل فیزیکی و آزمایش‌های سه محوری سیکلی نشان داد که نسبت میرایی در دیوارهای مسلح شده با میخ‌های مارپیچی را می‌توان با اختلاف اندکی از روی آزمایش‌های المانی تخمین زد. این تفاوت کوچک، که به دلیل فشار محدود کننده پایین مرتبط با مدل‌های کوچک مقیاس بود، باعث شد که نتایج آزمایش المانی به عنوان یک کران پایین‌تر برای نسبت میرایی دیوارهای مسلح شده با میخ‌های مارپیچی قرار گیرد. پارامترهای دینامیکی وابسته به کرنش نشان داد که اگرچه استفاده از میخ‌های مارپیچ به جای میخ‌های تزیینی، میرایی دیوار را کاهش می‌دهد، اما می‌تواند راه حل مناسبی برای افزایش سختی دیواره‌های خاک مسلح شده باشد که طبیعتاً این موضوع تأثیر بسزایی بر پایداری سیستم خواهد داشت.

۴- نتیجه‌گیری

در این تحقیق مجموعه‌ای از آزمایش‌های میز لرزه کوچک مقیاس بر روی هشت مدل دیوار خاک مسلح شده با میخ‌های مارپیچ برای ارزیابی تأثیر زاویه نصب و آرایش میخ بر عملکرد لرزه‌ای آنها انجام شد. پاسخ لرزه‌ای مدل‌ها از نظر الگوی گسیختگی و پارامترهای دینامیکی وابسته به کرنش شناسایی و سپس با هم مقایسه گردید. از میان نتایج بدست آمده می‌توان به موارد زیر به عنوان نتایج برجسته این تحقیق اشاره نمود:

- نتایج سرعت پردازش تصاویر نشان داد که سطح گسیختگی بالقوه در دیوارهای خاک میخکوبی شده یک سطح شکست سهموی با نقطه عطف مشخص است که فاصله این نقطه تا رویه با افزایش طول میخ‌های افقی و مایل به ترتیب ۷۹٪ و ۶۷٪ افزایش یافت. این در حالی بود که فاصله نقطه عطف تا دیوار با ضمن نصب میخ‌ها بطور مایل کاهش یافت. این کاهش که در دیوارها با طول میخ 0.5H و 0.9H به ترتیب ۲۷٪ و ۳۳٪ بود، نشان دهنده تأثیر بیشتر نصب مایل میخ در کاهش ابعاد گوه گسیختگی است.
- کاهش ۸۵ و ۹۲ درصدی جابجایی‌های افقی دیوار هنگام افزایش همزمان طول میخ‌های افقی و مایل در تمامی ردیف‌ها و همچنین

کاهش ۱۸ و ۸۷ درصدی جابجایی دیوار هنگام افزایش زاویه میخ به ترتیب در دیوارها با طول میخ 0.5H و 0.9H نشان داد که افزایش همزمان طول میخ در تمامی ردیف‌ها و همچنین افزایش شیب میخ‌ها می‌تواند دو راهکار بهینه در کنترل جابجایی‌های دیوار باشد.

- بهترین عملکرد لرزه‌ای دیواره‌های میخکوبی شده با افزایش همزمان طول میخ در تمامی ردیف‌ها و همچنین افزایش شیب میخ‌ها حاصل شده است. همانطور که مشاهده می‌شود، افزایش همزمان طول میخ‌های افقی در تمامی ردیف‌ها موجب کاهش ۸۵ درصدی جابجایی دیوار می‌شود در حالی که این کاهش در مورد میخ‌های مایل حدود ۹۲٪ بود.
- نتایج نشان داد که اگرچه افزایش موضعی در طول میخ در هر زاویه نصب موجب افزایش مدول برشی معادل می‌گردد، اما استفاده از میخ‌های بلندتر در نیمه تحتانی و نیمه فوقانی دیوارها می‌تواند به ترتیب بهترین آرایش برای افزایش سختی دیوارها هنگام نصب میخ‌ها بصورت افقی و مایل در نظر گرفته شود.
- مشاهده شد که استفاده میخ‌های افقی بجای مایل موجب کاهش مقادیر مدول برشی معادل می‌گردد بطوریکه این کاهش در دیوارها با میخ‌هایی به طول میخ 0.5H و 0.9H به ترتیب حدود ۲۱-۳۲٪ و ۴۴-۸۱٪ برآورد شد. کاهش مدول برشی معادل ناشی از استفاده میخ‌های افقی بجای مایل در مدل‌هایی با آرایش غیریکنواخت میخ نیز مشاهده شد. این کاهش در مدل‌های مسلح شده با میخ‌های بلندتر در نیمه فوقانی و تحتانی دیوار به ترتیب حدود ۶۶-۷۷٪ و ۳۲-۵۵٪ برآورد شد.
- مشخص گردید که استفاده از میخ‌های مارپیچی بجای میخ‌های تزیینی موجب کاهش قابل توجه جابجایی‌های دیوار می‌شود بطوریکه این کاهش در دیوارها با طول میخ 0.5H و 0.9H به ترتیب ۱۸٪ و ۱۵٪ مشاهده گردید.
- پارامترهای دینامیکی وابسته به کرنش نشان داد که اگرچه استفاده از میخ‌های مارپیچ به جای تزیینی موجب کاهش ۲۵ درصدی میرایی دیوار می‌شود، اما می‌تواند راه حل مناسبی برای افزایش سختی دیواره‌های خاک میخکوبی شده باشد. این افزایش ۳۰ درصدی می‌تواند تأثیر قابل توجهی بر بهبود رفتار لرزه‌ای دیوار داشته باشد.

۵- محدودیت‌های تحقیق

علیرغم تلاش‌های انجام شده در این تحقیق جهت لحاظ نمودن تمامی جزئیات در فرآیند شبیه‌سازی اجزای مدل و ساخت مدل‌ها، نتایج کمی بدست

evaluation of helical soil-nailed walls using shaking table testing.” *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 163 (2022): 107331.

- [3] G. Felio, M. Vucetic, M. Hudson, O. Barar, R. Chapman. “Performance of soil nailed walls during the October 17, 1989 Loma Prieta Earthquake.” in: *Proceedings of the 43rd Canadian geotechnical conference, Quebec, Canada* (1990): 165-173.
- [4] F. Tatsuoka. “Performance of reinforced soil structures during the 1995 Hyogo-ken Nambu Earthquake.” *Special Lecture, in: Int. Symp. Earth Reinforcement, IS Kyushu’96, Balkema* (1997): 973-1008.
- [5] M. Ehrlich, R.C. Silva. “Behavior of a 31 m high excavation supported by anchoring and nailing in residual soil of gneiss.” *Engineering Geology* 191 (2015): 48-60.
- [6] J. Garzón-Roca, V.E. Capa-Guachon, F.J. Torrijo. “Designing soil-nailed walls using the Amherst wall considering problematic issues during execution and service life.” *International Journal of Geomechanics* 19(7) (2019): 1-14.
- [7] J.P. Turner, W.G. Jensen. “Landslide stabilization using soil nail and mechanically stabilized earth walls: case study.” *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 131(2) (2005): 141-150.
- [8] R. Bridle. “Soil nailing-analysis and design.” *Ground Engineering*, 22(6) (1989).
- [9] F. Schlosser. “Behaviour and design of soil nailing.” in: *Proc. of Int. Symp., Held at Asia Institute of Technology* (1982): 399-419.
- [10] L.-J. Su, T.C. Chan, J.-H. Yin, Y. Shiu, S. Chiu. “Influence of overburden pressure on soil-nail pullout resistance in a compacted fill.” *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering* 134(9) (2008): 1339-1347.
- [11] Q. Wang, X. Ye, S. Wang, S.W. Sloan, D. Sheng. “Experimental investigation of compaction-grouted soil nails.” *Canadian Geotechnical Journal* 54(12) (2017): 1728-1738.
- [12] X. Ye, S. Wang, Q. Li, S. Zhang, D. Sheng. “Negative effect of installation on performance of a compaction-

آمده به دلیل عدم ایجاد شرایط تنش واقعی در مدل‌های کوچک مقیاس نمی‌توانند مطابقت دقیقی با مدل‌های واقعی داشته باشند. وجود اصطکاک بین بدنه مدل‌ها با دیواره جعبه آزمایش علیرغم استفاده از یک لایه نازک پارافین بین آنها، یکی دیگر از عواملی است که می‌تواند به عدم تطابق بین نتایج کمی مدل‌های آزمایشگاهی با مدل‌های واقعی دامن بزند. بنابراین لازم است هنگام استفاده از نتایج کمی این تحقیق، موارد فوق مدنظر قرار گیرد و استفاده از نتایج کیفی بیشتر مورد استناد قرار گیرد [۳۶-۳۹].

۶- فهرست علائم

b	عرض نقطه‌ی عطف در سطح گسیختگی، m
E_s	مدول الاستیسیته خاک، MPa
f	فرکانس، Hz
f_f	فرکانس طبیعی، Hz
FFT	تبدیل سریع فوریه
$FHWA$	مدیریت بزرگراه‌های فدرال
g	شتاب ثقل، m/s^2
H	ارتفاع کل دیوار، m
h	ارتفاع نقطه عطف سطح گسیختگی، m
L	طول میخ، m
$LVDT$	جابجایی‌سنج تفاضلی متغیر خطی
N	ضریب مقیاس نمونه و مدل واقعی، بدون بعد
S_{hx}	گام ماریپیچ، m
Δx	جابجایی جانبی رویه، m
λ	ثابت تجربی، بدون بعد
β	زاویه‌ی نقطه عطف، درجه
δ	زاویه اصطکاک در فصل مشترک خاک - دیوار، درجه
$prototype$	مدل در مقیاس واقعی
$model$	مدل آزمایشگاهی کوچک‌مقیاس

منابع

- [1] K. Kovári. “History of the sprayed concrete lining method—part II: milestones up to the 1960s.” *Tunnelling and underground space technology* 18(1) (2003): 71-83.
- [2] R. Mollaei, M. Yazdandoust, F. Askari. “Seismic

- [23] S. Iai. "Similitude for Shaking Table Tests on Soil-Structure-Fluid Model in 1g Gravitational Field." *Soils and Foundations* 29(1) (1989): 105-118.
- [24] D.M. Wood. "Geotechnical modeling." Taylor & Francis Group, London.
- [25] FHWA. "Geotechnical Engineering Circular No. 7: Soil Nail Walls - Reference Manual, FHWA-NHI-14-007." FHWA Washington, D.C. (2015).
- [26] FSI. "Technical manual: helical piles and anchors, hydraulically driven push piers, polyurethane injection & supplemental support systems." 2nd ed., Foundation Support Works Omaha (2014).
- [27] H. Tokhi, G. Ren, J. Li. "Laboratory study of a new screw nail and its interaction in sand." *Computers and Geotechnics* 78 (2016): 144-154.
- [28] White, D. J., W. A. Take, and M. D. Bolton. "Oil deformation measurement using particle image velocimetry (PIV) and photogrammetry." *Géotechnique* 53 (7) (2003): 619-631.
- [29] Tufenkjian, M. R., & Vucetic, M. "Dynamic failure mechanism of soil-nailed excavation models in centrifuge." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 126(3) (2000): 227-235.
- [30] Yazdandoust, M. "Seismic performance of soil-nailed walls using a 1 g shaking table." *Canadian Geotechnical Journal* 55(1) (2018): 1-18.
- [31] Hong, Y. S., Chen, R. H., Wu, C. S., & Chen, J. R. "Shaking table tests and stability analysis of steep nailed slopes." *Canadian Geotechnical Journal* 42(5) (2005): 1264-1279.
- [32] Sabermahani M., Ghalandarzadeh A. and Fagher A. "Experimental study on seismic deformation modes of reinforced-soil walls." *Geotextiles and Geomembranes* 27(2) (2009): 121-136.
- [33] El-Emam M.M. "Modulus and damping from shaking table tests of reinforced soil walls." *Geomechanics and Geoengineering* 9(4) (2014): 279- 293.
- [34] Yazdandoust, M., Komakpanah, A. and Ghalandarzadeh, A. "Effect of reinforcing technique on strain-dependent grouted soil nail in poorly graded stockton beach sand." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 146(8) (2020): 04020061.
- [13] J.-H. Yin, W.-H. Zhou. "Influence of grouting pressure and overburden stress on the interface resistance of a soil nail." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 135(9) (2009): 1198.
- [14] Y. Zhou, C. Cheuk, L. Tham. "Numerical modelling of soil nails in loose fill slope under surcharge loading." *Computers and Geotechnics* 36(5) (2009): 837-850.
- [15] D. Bobbitt, Chance soil screw retention wall system report." *Chance Civil Construction*, Centralia, Mo, (1996).
- [16] P. Sharma, S. Rawat, A.K. Gupta. "Laboratory investigation of pullout behavior of hollow and solid shaft helical nail in frictional soil." *Acta Geotechnica* 16(4) (2021): 1205-1230.
- [17] H. Tokhi, G. Ren, J. Li. "Laboratory pullout resistance of a new screw soil nail in residual soil." *Canadian Geotechnical Journal* 55(5) (2018): 609-619.
- [18] X. Ye, S. Wang, S. Zhang, X. Xiao, F. Xu. "The compaction effect on the performance of a compaction-grouted soil nail in sand." *Acta Geotechnica* 15(10) (2020): 2983-2995.
- [19] D. Deardorff, M. Moeller, E. Walt. "Results of an instrumented helical soil nail wall." in: *Earth Retention Conference* 3 (2010): 262-269.
- [20] M. Sharma, D. Choudhury, M. Samanta, S. Sarkar, V.R. Annapareddy. "Analysis of helical soil-nailed walls under static and seismic conditions." *Canadian Geotechnical Journal* 57(6) (2020): 815-827.
- [21] P. Zahedi, A. Rezaei-Farei, H. Soltani-Jigheh. "Performance Evaluation of the Screw Nailed Walls in Tabriz Marl." *International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering* 7(1) (2021): 1-15.
- [22] M.-E. Mahmoudi-Mehrizi, A. Ghanbari, M. Sabermahani. "The study of configuration effect of helical anchor group on retaining wall displacement." *Geomechanics and Geoengineering* 17(2) (2022): 598-612.

- two-tiered geosynthetic reinforced soil walls.” *Geosynth Int* 25(1) (2018): 12–25.
- [38] Xu, P., K. Hatami, and G. Jiang. “Shaking table study of the influence of facing on reinforced soil wall connection loads.” *Geosynth. Int.* 27(4) (2020): 364–378.
- [39] Viswanadham, B. V. S., H. R. Razeghi, J. Mamaghanian, and C. H. S. G. Manikumar. “Centrifuge model study on geogrid reinforced soil walls with marginal backfills with and without chimney sand drain.” *Geotext. Geomembr.* 45(5) (2017): 430–446.
- dynamic properties of reinforced earth walls.” *Soils and Foundations* 59 (4) (2019): 1001–1012.
- [35] B. O. Hardin and V. P. Drnevich, “Shear Modulus and Damping in Soil: Design Equations and Curves.” *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division* 98(7) (1972): 667-692.
- [36] Yoo, C., and Song, A.R. “Effect of foundation yielding on performance of two-tier geosynthetic-reinforced segmental retaining walls: a numerical investigation.” *Geosynthetics International* 13(5) (2006): 181-194.
- [37] Yoo, C. “Serviceability state deformation behaviour of

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم

M. Yazdandoust, R. Mollaei, *Determination of Shear Modulus, Damping Ratio and Failure Pattern in Helical Soil-Nailed Walls*, *Amirkabir J. Civil Eng.*, 57(3) (2025) 383-408.

DOI: [10.22060/ceej.2025.22387.7962](https://doi.org/10.22060/ceej.2025.22387.7962)



