



Investigating the dynamic response of deep mixing columns and gravel columns in liquefiable layer with different thickness

Gh. Asadzadeh Khoshemehr, H. Bahadori*

School of Engineering, Civil Engineering Department, Urmia University, Urmia, Iran

ABSTRACT: Liquefaction is one of the most devastating Geotechnical phenomena that severely damage vital structures and lifelines. An accurate understanding of the dynamic response of the site prone to liquefaction and improved with different modern methods and comparing it with the unimproved site improves the ability of engineers to choose the appropriate improvement method. Before construction, it is necessary to solve the geotechnical problem. Among the methods of land improvement to deal with liquefaction, gravel columns and deep mixing columns can be mentioned. In this study, the results of 1g shaking table tests by a flexible box on the foundation located on the liquefiable ground surface and reinforced with the aforementioned techniques have been investigated. The dynamic responses of the reinforced ground in different thicknesses of the liquefiable layer and the different frequencies of the input movement have been investigated based on stress-strain behavior, secant shear modulus of the soil and excess pore water pressure versus shear strain. The results of the tests show that the thickness of the liquefiable layer has a considerable effect on the dynamic responses of the soil, including the shear behavior and the shear modulus of the soil. By increasing the thickness of the liquefiable layer, the values of the secant shear modulus and shear strain of the improved mass decrease and increase respectively. Also, the dynamic performance of deep mixing columns in thicker layers is more suitable compared to gravel columns, and at lower thicknesses, the dynamic behavior of gravel columns approaches that of deep mixing columns.

Review History:

Received: Sep. 14, 2022

Revised: Feb. 08, 2023

Accepted: Feb. 09, 2023

Available Online: Feb. 15, 2023

Keywords:

Deep soil mixing

Gravel drain

Thickness of the liquefiable layer

Input motion frequency

Secant shear modulus

1- Introduction

Liquefaction-induced ground deformation is one of the major seismic hazards that cause damage to buildings, infrastructure, roads, bridges, and even loss of human life, as reported in previous seismic events [1]. Liu and Dobry (1997) carried out eight centrifuge tests to investigate settlement features of circular foundations situated on liquefiable soils [2]. The result of their study indicated that settlement percentage is dependent upon the width of the foundation and the thickness of the liquefiable layer. Therefore, the liquefiable layer thickness is one of the governing factors in the adopted countermeasure technics. When choosing land reclamation methods to deal with liquefaction, factors such as effectiveness, reliability, cost-effectiveness, time, construction conditions, soil type, and environmental compatibility should be considered [3, 4]. Among the soil improvement methods, deep soil mixing (DSM) columns and gravel drain (GD) columns can be highlighted, especially in urban areas. These techniques have a short construction time and low cost. They also have much less vibration and noise pollution than compacting methods [5, 6]. DSM is one of the most effective methods for improving liquefiable soil

[7-9]. Esmaili et al. (2014) investigated the effectiveness of DSM in loose sandy soils using laboratory experiments. The results show that the effectiveness of DSM depends on various parameters such as sand density and the water-to-cement ratio of mortar [10]. Asadzadeh and Bahadori (2009) investigated the effect of inlet movement and the arrangement of stone columns to deal with liquefaction. In this study, a PVC pipe with a diameter of 5cm was used to model the stone columns. The results show that the triangular arrangement of the columns has a better performance to deal with liquefaction [11]. Therefore, it is necessary to evaluate the response and deformation of reinforced soil against strong movements for critical structures in order to choose the most appropriate improvement method.

However, almost few comprehensive studies have been performed on the effect of different liquefaction layer thicknesses on the seismic performance of DSM and GD columns so far. In order to fully understand the performance of columns, it is necessary to study the dynamic behavior of columns at different thicknesses of the liquid-prone sand layer. In this study, a shaking table model test with a flexible

*Corresponding author's email: h.bahadori@urmia.ac.ir



box was used to analyze the seismic responses of free-field, GD and DSM columns containing soil layers. Models were implied harmonic loads with different frequency domains. The effects of the DSM and GD columns on the nonlinear dynamic response of different thicknesses of the liquefaction-prone sand layer were investigated by using parameters such as stress-strain response, excess pore water pressure ratio and the shear modulus of the whole system. Furthermore, the rupture of the columns in a similar area replacement ratio ($A_r=18.2\%$) is focused.

2- Methodology

A flexible tank on the shaking table was designed for testing. The model tank was a rectangular laminar shear box with internal dimensions of 135.5 cm in length, 85.6 cm in width, and 72 cm in height. This tank was made of 18 single laminates supported by each other and made of aluminum profile pieces. The cross-section of the laminates was rectangular, with dimensions of 40 mm by 66 mm. The laminates were stacked one on top of the other and separated by ball bearings. The flexible box was free to move only along one direction and along the horizontal plane.

2- 1- Material

Firoozkuh Sand No. 161, which is clean and uniform sand, has been used in this study. The stone columns have a special particle distribution that is designed according to the studies of Seed and Booker (1977). The materials used to build DSM columns include ambient soil (Firoozkuh sand#161) and Portland cement type II, which have been created in situ with a water-to-cement ratio of unity and cement content of 110 kg/m³.

In the present study, the construction of columns in the sand was not feasible without special arrangements. Thus, for this purpose, PVC pipes with an outer diameter of 5 cm were used in compliance with the simulation rules.

3- Results and Discussion

In these experiments, the effect of liquefiable soil layer thickness on the performance of two improvement methods (GD and DSM columns) was investigated. The peak input acceleration for all tests was approximately 0.2 g and was applied at frequencies of 1, 2, and 3 Hz. The secant shear modulus is usually used to estimate the shear stiffness of the soil under periodic loading. Soil shear modulus is estimated from stress-strain hysteresis curves and calculated as follows:

$$G = \frac{\tau_{\max} - \tau_{\min}}{\gamma_{\max} - \gamma_{\min}} \quad (1)$$

The changes of hardness with shear strain ($G-\gamma$) can be properly evaluated as a basic input parameter for dynamic analysis. The secant shear modulus in terms of shear strain has been obtained in all tests for different depths and in two sites reinforced with a tone column and deep mixing column. The results show that the higher thickness of the liquefiable



Fig. 1. A view of the shaking table and laminar shear box

layer leads to a decrease in the values of the secant shear modulus. The values of shear strain in the thicker liquefiable layer are higher than the thinner layer.

The results in this study show that in both methods of land improvement, in general, by reducing the thickness of the layer prone to liquefaction, the amount of shear strains and the generation of excess pore water pressure in the model also decreases. This shows that the thickness of the layer prone to liquefaction has a significant effect on the seismic performance of the soil and the effectiveness of the improvement methods.

The amount of input frequency in the soil system and foundation at different thicknesses in liquefiable soil also has diverse effects on the subsidence behavior of the foundation

4- Conclusions

Ten tests were carried out, one of which was unmodified and nine of which were modified with columns. The main results of the experiments are as follows:

In the unimproved soil model, after a small number of applied loading loops, the loops quickly tilt horizontally, which indicates the rapid reduction of the shear modulus of the soil, which is caused by the occurrence of liquefaction in the unreinforced soil layer, but in reinforced models, the tendency of the stress-strain loops to become horizontal decreases.

The additional pore pressure values of the reinforced model have decreased significantly compared to the unreinforced model, in other words, soil reinforcement has improved the shear modulus of the reinforced soil mass.

Among the two improvement methods mentioned, the technique of deep mixing columns in thicker layers has a better performance than stone columns and has significantly preserved the shear modulus and reduced the shear strain of the soil mass.

Based on the results of this research, the behavior of stone columns and deep mixing columns is closer to each other in smaller thicknesses.

References

- [1] M. Cubrinovski, B. Bradley, L. Wotherspoon, R. Green, J. Bray, C. Wood, M. Pender, J. Allen, A. Bradshaw, G. Rix, Geotechnical aspects of the 22 February 2011 Christchurch earthquake, *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 44(4) (2011) 205-226.
- [2] L. Liu, R. Dobry, Seismic response of shallow foundation on liquefiable sand, *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 123(6) (1997) 557-567.
- [3] A. Porbaha, K. Zen, M. Kobayashi, Deep mixing technology for liquefaction mitigation, *Journal of infrastructure systems*, 5(1) (1999) 21-34.
- [4] M. Shahraki, R. Rafiee-Dehkharghani, K. Behnia, Three-dimensional Finite Element modeling of stone column-improved soft saturated ground, *Civil Engineering Infrastructures Journal*, 51(2) (2018) 389-403.
- [5] R.V. Siddharthan, A. Porbaha, Seismic response evaluation of sites improved by deep mixing, Part I: Proposed approach, *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Ground Improvement*, 161(3) (2008) 153-162.
- [6] R.V. Siddharthan, A. Porbaha, Seismic response evaluation of sites improved by deep mixing, Part 2: Verification, *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Ground Improvement*, 161(3) (2008) 163-169.
- [7] A. Hasheminezhad, H. Bahadori, Seismic response of shallow foundations over liquefiable soils improved by deep soil mixing columns, *Computers and Geotechnics*, 110 (2019) 251-273.
- [8] A. Hasheminezhad, H. Bahadori, On the deep soil mixing method in the mitigation of liquefaction-induced bearing capacity degradation of shallow foundations, *Geomechanics and Geoenvironmental Engineering*, (2020) 1-13.
- [9] F.O. Yang, G. Fan, K. Wang, C. Yang, W. Lyu, J. Zhang, A large-scale shaking table model test for acceleration and deformation response of geosynthetic encased stone column composite ground, *Geotextiles and Geomembranes*, (2021).
- [10] M. Esmaili, M. Gharouni-Nik, H. Khajehi, Evaluation of deep soil mixing efficiency in stabilizing loose sandy soils using laboratory tests, *Geotechnical Testing Journal*, 37(5) (2014) 817-827.
- [11] Gh. Asadzadeh, H. Bahadori, Evaluation of the performance of gravel columns in reducing risks caused by liquefaction, *International Institute of earthquake engineering and seismology*, 12(1-2) (2009) (in persian).

HOW TO CITE THIS ARTICLE

Gh. Asadzadeh Khoshemehr, H. Bahadori, *Investigating the dynamic response of deep mixing columns and gravel columns in liquefiable layer with different thickness*, *Amirkabir J. Civil Eng.*, 55(3) (2023) 129-132.

DOI: [10.22060/ceej.2023.21772.7821](https://doi.org/10.22060/ceej.2023.21772.7821)





بررسی پاسخ دینامیکی ستون‌های اختلاط عمیق و ستون‌های شنی در لایه روانگرا با ضخامت مختلف

قلی اسدزاده خوشه مهر، هادی بهادری*

دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه ارومیه، ارومیه، ایران.

تاریخچه داوری:

دریافت: ۱۴۰۱/۰۶/۲۳

بازنگری: ۱۴۰۱/۱۱/۱۹

پذیرش: ۱۴۰۱/۱۱/۲۰

ارائه آنلاین: ۱۴۰۱/۱۱/۲۶

کلمات کلیدی:

ستون اختلاط عمیق

ستون شنی

ضخامت لایه روانگرا

فرکانس و دامنه حرکت ورودی

مدول برشی سکانتی

خلاصه: روانگرایی یکی از مخرب‌ترین پدیده‌های ژئوتکنیکی می‌باشد که باعث ایجاد خسارت سنگین به سازه‌ها و شریان‌های حیاتی می‌شود. شناخت درست از پاسخ دینامیکی ساختگاه بهسازی شده با روش‌های نوین و مقایسه آن با حالت بهسازی نشده می‌تواند توانایی مهندسان برای انتخاب روش بهسازی مناسب و مختص هر ساختگاه را ارتقا دهد. قبل از احداث سازه‌ها بر روی زمین مستعد روانگرایی، ضرورت بهسازی ساختگاه و برطرف کردن مشکل ژئوتکنیکی دارای اهمیت می‌باشد. از جمله روش‌های نوین بهسازی می‌توان به استفاده از ستون‌های اختلاط عمیق و ستون‌های شنی اشاره کرد. در این مطالعه نتایج یک سری آزمایش‌های میز لرزه در محیط ۱g توسط جعبه انعطاف‌پذیر بر روی فونداسیون مستقر در سطح زمین قابل روانگرا و مسلح شده با دو نوع تکنیک ستون‌های اختلاط عمیق و ستون‌های شنی مورد بررسی قرار گرفته است. پاسخ‌های دینامیکی سیستم زمین مسلح شده و فونداسیون در ضخامت‌های مختلف لایه روانگرا و به علاوه فرکانس حرکت ورودی متفاوت در قالب رفتار تنش-کرنش، تغییرات مدول برشی سکانتی، اضافه فشار آب حفره‌ای و کرنش برشی مورد ارزیابی قرار گرفته است. نتایج آزمایش‌ها نشان می‌دهد که ضخامت لایه روانگرا بر پاسخ‌های دینامیکی خاک از جمله رفتار تنش-کرنش خاک و پارامتر مدول برشی سکانتی تاثیر قابل تأملی می‌گذارد. با افزایش ضخامت لایه روانگرا مقادیر مدول برشی و کرنش برشی توده بهسازی شده به ترتیب کاهش و افزایش پیدا می‌کند. همچنین عملکرد دینامیکی ستون‌های اختلاط عمیق در لایه‌های ضخیم در مقایسه با ستون‌های شنی مناسب‌تر می‌باشد، در عین حال در ضخامت‌های کمتر رفتار دینامیکی ستون‌های شنی به ستون‌های اختلاط عمیق نزدیک‌تر می‌شود.

۱- مقدمه

ستون‌های اختلاط عمیق و ستون‌های شنی در خاک اشاره کرد. این روش‌ها زمان ساخت کوتاه‌تر و هزینه‌های کمتری دارند و همچنین دارای مقدار لرزش بسیار کمتر و آلودگی صوتی کمتری در مقایسه با روش‌های تراکم هستند [۳-۶]. مزیت عملکردی ستون‌های اختلاط عمیق، کاهش کرنش‌های برشی و کاهش روند تولید اضافه فشار آب حفره‌ای در خاک در شرایط لرزه‌ای می‌باشد. ستون‌های شنی نیز به منظور افزایش ظرفیت زهکشی، تقویت مقاومت برشی و تراکم خاک اطراف در حین اجرا مورد استفاده قرار می‌گیرند. برای بررسی عملکرد روش‌های بهسازی جهت مقابله با روانگرایی می‌توان از مدل‌سازی‌های آزمایشگاهی بهره گرفت. آزمایش‌های میز لرزه یک رویکرد مطلوب برای درک بهتر عملکرد دینامیکی زمین محسوب می‌شوند. موهانی و همکاران (۲۰۲۱) یک سری آزمایش با میز لرزه برای بررسی رفتار دینامیکی شمع در پل‌ها انجام داده‌اند [۷]. نتایج مطالعات آن‌ها نشان داد که فرکانس طبیعی شمع‌های نگهدارنده سازه وقتی که خاک اطراف

در سال‌های گذشته میلیون‌ها دلار برای اصلاح زمین و مقابله با گسیختگی زمین ناشی از روانگرایی و گسترش جانبی حاصل از زلزله صرف شده است. تهیه ملکی متناسب با شرایط پروژه و مقاوم در مقابل پدیده‌های مختلف خطر آفرین ژئوتکنیکی مانند روانگرایی، زمین لغزش، قابلیت فشرددگی بالا و تورم که می‌تواند بر عمر مفید و نیز امنیت سازه تاثیر مستقیم داشته باشند، بسیار اهمیت دارد. در نظر گرفتن چنین ساختگاهی با شرایط فوق‌الذکر و آن هم در نواحی شهری با ارزش اقتصادی بالا بسیار مشکل می‌باشد [۲ و ۱]. در انتخاب روش‌های اصلاح زمین برای مقابله با روانگرایی مواردی همچون اثربخشی، اطمینان، بهینه بودن هزینه و زمان و شرایط ساختگاهی و نوع خاک و سازگاری با محیط زیست باید مدنظر قرار گیرد [۴ و ۳ و ۱]. از میان روش‌های اصلاح مخصوصاً در مناطق شهری می‌توان به روش

* نویسنده عهده‌دار مکاتبات: h.bahadori@urmia.ac.ir



ضخامت‌های مختلف لایه روانگرا مطالعه حاضر برنامه‌ریزی شده است. در این مطالعه، از یک مدل میز لرزه با جعبه انعطاف‌پذیر^۲ استفاده شده است تا پاسخ لرزه‌ای فونداسیون واقع در زمین مستعد روانگرایی با ضخامت‌های مختلف و مسلح شده با ستون‌های شنی و ستون‌های اختلاط عمیق بررسی گردد. ضمناً پاسخ دینامیکی ستون‌ها در ضخامت‌های مختلف لایه مستعد روانگرایی بر پایه رفتار تنش-کرنش برشی، اضافه فشار آب حفره‌ای خاک و پارامتر مدول برشی سکانتی مورد بررسی قرار گرفته است.

۲- مدل‌سازی

آزمایش‌های این تحقیق توسط یک میز لرزه با عرشه به ابعاد ۳×۲ متر مربع واقع در مرکز تحقیقات مدیریت بحران و مهندسی زیرساخت‌های دانشگاه ارومیه انجام گرفته است (شکل ۱). یک جعبه انعطاف‌پذیر روی میز لرزه برای انجام آزمایش‌ها طراحی شده است. مخزن این جعبه به شکل مستطیل با ابعاد داخلی به طول ۱۳۵/۵ cm به عرض ۸۵/۶ cm و ۷۲ cm می‌باشد. جعبه انعطاف‌پذیر از ۱۸ لمینت تکی تکیه داده شده به هم و از قطعات پروفیلی آلومینیوم ساخته شده است. سطح مقطع لمینت‌ها مستطیلی و اندازه مقطع ۴۰ mm در ۶۶ mm می‌باشد. لمینت‌ها یکی یکی روی هم‌دیگر چیده می‌شوند و به وسیله بلبرینگ‌هایی از هم‌دیگر مجزا شده‌اند. جرم هر لمینت برابر با ۷/۱ kg است. با در نظر گرفتن تراکم نسبی لایه شل ($Dr = 25\%$) و لایه متراکم ($Dr = 80\%$) نسبت جرم نسبی یک لمینت تکی به ماسه داخل آن به ترتیب برای لایه شل برابر با ۱۰/۱٪ و برای ماسه متراکم برابر با ۹/۱٪ می‌باشد؛ بنابراین جرم توده ماسه خیلی بزرگ‌تر از جرم دیوار مخزن بوده و لذا اثر نیروی اینرسی مخزن در آزمایش ناچیز می‌باشد [۱۵-۱۳]. اساس طراحی جعبه انعطاف‌پذیر این است که سختی جانبی مخزن به علت حاکم بودن خاک در پاسخ سیستم جعبه-خاک به حداقل رسانده شود. با توجه به انعطاف‌پذیر بودن مرزهای جعبه، جذب امواج لرزه‌ای در مرزها رخ می‌دهد و در نتیجه انعکاس موج و برگشت به مدل تقریباً ناچیز می‌گردد [۱۵]. لمینت پایین جعبه در میز لرزه تثبیت شده است. حرکت جعبه انعطاف‌پذیر فقط در یک امتداد و در پلان افقی آزاد می‌باشد. نتایج مطالعات نشان می‌دهد که اثرات مرزی جعبه بر دامنه بیشینه شتاب، فرکانس اصلی، تاخیر زمانی شتاب و فاکتور تشدید شتاب در صورتی که حسگرها در یک فاصله بیشتر از یک بیستم طول مدل از انتهای دیوار قرار بگیرند و نیز بر روی سطح زمین جاسازی نشوند بسیار ناچیز خواهد بود [۱۷]

روانگرا می‌شود، کاهش می‌یابد. در خصوص شمع‌های تکیه‌گاهی پل، زمانی که روانگرایی کامل در خاک اتفاق می‌افتد و مدول برشی توده خاک (G) کاهش می‌یابد فرکانس طبیعی شمع‌ها تا ۵۰٪ تقلیل می‌یابد. در مرجع [۸] تعدادی آزمایش در مقیاس بزرگ بر روی ستون‌های شنی با قطر ۶۰ mm و ۸۰ mm و ۱۰۰ mm انجام شده است. نتایج مطالعات آن‌ها نشان داد که گسیختگی تورمی معمولاً در عمق D تا $2D$ از سر ستون رخ می‌دهد و مود گسیختگی در ستون‌های سنگی گروهی ترکیبی از تورم و تغییر شکل جانبی است. پوربها و همکاران (۱۹۹۹) مطالعاتی بر روی ستون‌های اختلاط عمیق با استفاده از میز لرزه انجام داده‌اند [۳]. آن‌ها به این نتیجه رسیدند که برای مقابله سازه‌های احداث شده در برابر خطر روانگرایی می‌توان از ترکیب ستون‌های اختلاط عمیق به همراه زهکش بهره گرفت. اسماعیلی و همکاران (۲۰۱۴) اثربخشی ستون‌های اختلاط عمیق در خاک‌های ماسه‌ای شل با استفاده از آزمایش‌های آزمایشگاهی را مورد بررسی قرار داده‌اند [۹]. نتایج آزمایش‌های آن‌ها نشان می‌دهد که اثربخشی ستون‌های اختلاط عمیق بستگی به پارامترهای گوناگونی از جمله دانسیته ماسه و نسبت آب به سیمان ملات دارد و ستون‌های اختلاط عمیق زاویه اصطکاک و چسبندگی خاک را تا مقدار قابل ملاحظه‌ای افزایش می‌دهند. در طول زلزله کوبه^۱ مشاهده شد که دیوارهای اختلاط عمیق خاک برای مقابله با روانگرایی به طور موثر عمل کرده‌اند. در مراجع [۱۱ و ۱۰] عملکرد ستون‌های اختلاط عمیق با استفاده از مدل‌های فیزیکی مورد مطالعه قرار گرفته است. نتایج آزمایش‌های سانتریفیوژ مشخص می‌کند که فواصل دیوارها، عمق دیوار و فرکانس حرکت ورودی پارامترهای موثری در عملکرد برشی ستون‌های اختلاط عمیق در کاهش اضافه فشار آب حفره‌ای می‌باشند. در مرجع [۱۲] تاثیر حرکت ورودی و آرایش ستون‌های شنی برای مقابله با روانگرایی مورد بررسی قرار گرفته است. در این مطالعه برای مدل‌سازی ستون‌های شنی از لوله PVC به قطر ۵ cm استفاده شده است. نتایج نشان می‌دهد که چیدمان مثلی ستون‌ها برای مقابله با روانگرایی عملکرد بهتری دارد.

علیرغم مطالعات گسترده انجام شده در خصوص ستون‌های اختلاط عمیق و زهکش‌های شنی، می‌توان اذعان کرد تاکنون مطالعه جامعی در خصوص تاثیر ضخامت لایه مستعد روانگرایی بر روی عملکرد لرزه‌ای ستون‌های اختلاط عمیق و ستون‌های شنی انجام نپذیرفته است. برای فهم بهتر عملکرد ستون‌های اختلاط عمیق و ستون‌های شنی در برابر بارهای لرزه‌ای و مقابله با روانگرایی و نیز بررسی کارایی آن‌ها در ساختگاه‌هایی با

2 Laminar shear box

1 Kobe 1995



شکل ۱. میز لرزه و جعبه انعطاف‌پذیر دانشگاه ارومیه

Fig. 1. A view of shaking table and laminar shear box

جدول ۱. خصوصیات فیزیکی شن و ماسه استفاده شده در آزمایش‌ها

Table 1. Characteristics of utilized gravel and sand

مصالح	K(cm/s)	Cc	Cu	FC(%)	D ₅₀ (mm)	e _{min}	e _{max}	G _s
ماسه	۰/۰۱۲۵	۰/۸۸	۱/۸۷	۱	۰/۲۷	۰/۵۴۸	۰/۸۷۴	۲/۶۵
شن	۷/۳۱	۰/۹۱	۲/۷۴	۱	۸/۵	۲/۶۶

و ۱۶] که در مدل حاضر مورد توجه قرار گرفت.

بررسی مورد استفاده قرار گرفته است. مطابق با سیستم رده‌بندی خاک یونیفاید (USCS) این ماسه در رده ماسه بد دانه‌بندی شده (SP) قرار دارد [۱۹ و ۱۸].

۳- مصالح

مصالح مورد استفاده در این سری آزمایش‌ها شامل ماسه به عنوان خاک محیط، شن و لوله PVC برای مدل‌سازی ستون‌های شنی و ملات ماسه سیمان برای مدل‌سازی ستون‌های اختلاط عمیق است. در جدول ۱ و شکل ۲ خصوصیات فیزیکی مصالح و توزیع اندازه ذرات ماسه و شن بر اساس استاندارد ASTM D422-87 ارائه شده است.

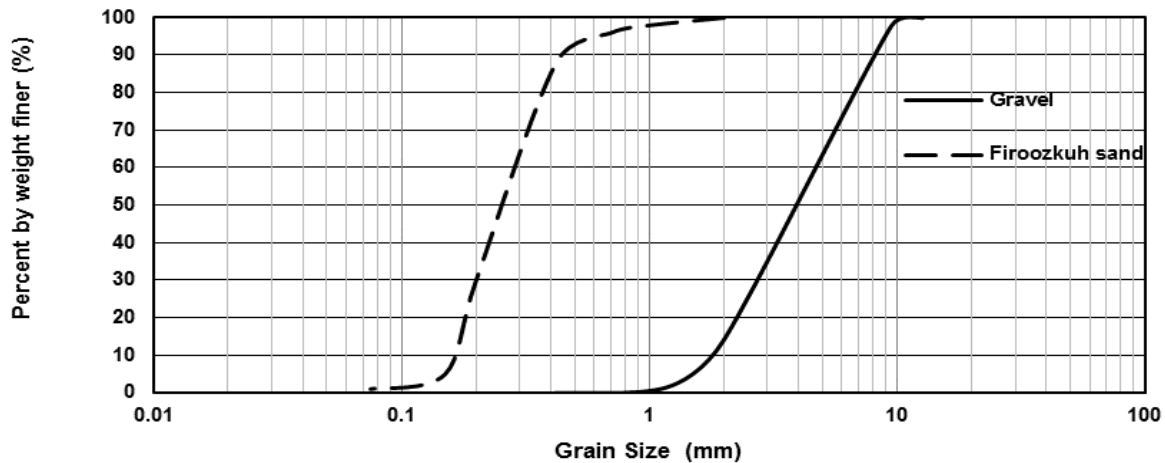
۳-۲- ستون‌های شنی

در مصالح دانه‌ای با افزایش اندازه ذرات، نفوذپذیری مصالح زیاد می‌شود با این وجود فضای خالی بین ذرات نیز افزایش می‌یابد و در نتیجه توان برای مسدود شدن زیاد می‌شود بنابراین فضاهای خالی با خاک محیط پر شده و در نتیجه باعث کاهش نفوذپذیری ستون‌های شنی می‌گردد. برای محاسبه ظرفیت زهکشی ستون‌های شنی از نمودارهای ارائه شده توسط سید و بوکر^۱

۳-۱- خاک محیط

ماسه ۱۶۱ فیروزکوه که یک ماسه تمیز و یکنواخت می‌باشد در این

1 Seed and Booker



شکل ۲. منحنی دانه‌بندی شن و ماسه استفاده شده در آزمایش‌ها

Fig. 2. Grain-size distribution curve of sand and gravel used in experiments

حاصل می‌گردد. در این تحقیق نسبت‌های متفاوتی در طرح اختلاط مورد بررسی قرار گرفته که با در نظر گرفتن مواردی مانند روش اجرا، مقاومت تک محوری ستون‌های اختلاط عمیق (در عملیات اجرایی بین ۲۰۰۰ kPa الی ۵۰۰۰ kPa است)، مدول الاستیسیته و زمان عمل‌آوری نهایتاً مقادیر درصد طرح اختلاط نهایی متناسب با مشخصات مکانیکی در مدل حاصل گردیده است. مشخصات مکانیکی ستون‌ها در حالت نمونه واقعی در جدول ۲ ارائه شده است.

۴- روابط شبیه‌سازی

اگرچه برآورد همه الزامات شبیه‌سازی آزمایش‌ها در محیط ۱ g غیرممکن می‌باشد اما می‌توان تعدادی از موارد مهم تاثیرگذار در آزمایش‌ها مطابق با اهداف اصلی مطالعه را اعمال کرد. یکی از مهم‌ترین پارامترها، مدول برشی متوسط زمین بهسازی شده (G_{avg}) می‌باشد که نقش مهمی را در تاثیر گروه ستون‌های زیرزمینی بر روی پدیده روانگرایی و کنترل نشست فونداسیون بازی می‌کند. علت آن را می‌توان به تاثیر ستون‌ها در حفظ سختی محیط خاک ربط داد. در این مطالعه روابط شبیه‌سازی استخراج شده توسط یائی^۱ مورد استفاده قرار گرفته است [۲۱]. مطابق پروژه‌های مهندسی و ابعاد محفظه، فاکتور مقیاس هندسی نمونه واقعی به مدل برابر با ۲۰ تعیین شده است. تخمین افزایش مقاومت برشی خاک تسلیح شده با

استفاده شده است. در این نمودارها خصوصیات خاک روانگرا، نسبت اضافه فشار آب حفره‌ای در خاک، خصوصیات تحکیم خاک روانگرا و بارگذاری زلزله مدنظر قرار گرفته است. برای کنترل مسدود شدگی و کیفیت مصالح شنی لازم می‌باشد که نسبت D_{15} زهکش به D_{85} خاک کمتر از ۵ باشد. مطالعات انجام گرفته نشان می‌دهد که نفوذپذیری ستون‌های شنی باید حداقل ۲۰۰ برابر نفوذپذیری خاک محیط باشد [۲۰].

۳-۳ ستون‌های اختلاط عمیق

مصالح مورد استفاده برای ساخت ستون‌های اختلاط عمیق که به صورت درجا اجرا گردیده‌اند شامل خاک محیط (ماسه ۱۶۱ فیروزکوه) و سیمان پرتلند تپ دو می‌باشد که به صورت درجا و با نسبت آب به سیمان یک و عیار 110 kg/m^3 ایجاد شده‌اند. در مرجع [۹] یک سری مطالعات آزمایشگاهی برای بررسی اثربخشی ستون‌های اختلاط عمیق در پایدارسازی ماسه شل انجام گرفته است. نتایج تحقیقات آن‌ها نشان داد که بهترین نسبت آب به سیمان برای اجرای مناسب ستون‌های اختلاط عمیق استفاده از نسبت آب به سیمان برابر یک می‌باشد. در تعیین مشخصات مکانیکی ستون‌های اختلاط عمیق برای ساخت در آزمایشگاه در ابتدا مدول برشی متوسط توده خاک محیط و ستون‌ها در مدل آزمایشگاهی بر پایه روابط مقیاس حاکم بر نمونه واقعی و مدل به دست آمده و سپس بر اساس نسبت مساحت جایگزین مقدار مدول برشی و مدول الاستیسیته ستون‌های اختلاط عمیق در مدل

جدول ۲. مشخصات مکانیکی و هندسی ستون‌های اختلاط عمیق (نمونه واقعی)

Table 2. Mechanical and geometric characteristics of deep mixing columns (prototype)

مقاومت تک محوری (q_u)	مدول الاستیسیته (E_c)	مدول برشی (G_c)	نسبت مساحت جایگزین (A_r)	قطر (D)
۳۵۰۰ kPa	۱۰۰ MPa	۴۲ MPa	۱۸/۲	۱ m

ستون‌ها را در نظر می‌گیرند [۲۳]. در این حالت مقدار مدول برشی متوسط به صورت رابطه (۴) به دست می‌آید.

$$G_{avg} = G_S(I - A_r) + G_C.A_r \quad (4)$$

با توجه به عدم اختلاف زیاد سختی بین ستون‌ها و خاک، شرایط سازگاری کرنش برشی در محاسبات در نظر گرفته می‌شود. روابط مقیاس و نتایج در جدول ۳ ارائه شده‌اند.

۵- ساخت مدل و ابزار پایش

همانطور که در شکل ۳ نشان داده شده است فونداسیون‌ها بر روی یک بالشتک شنی با ضخامت ۲/۵ cm بر روی ستون‌ها قرار گرفته‌اند. این لایه به عنوان سکوی انتقال بار عمل می‌کند و عملکرد اصلی آن انتقال سربارها به روی ستون‌های شنی و اختلاط عمیق و کاهش بارهای قائم بر روی خاک‌های نرم می‌باشد. این لایه، جابه‌جایی تفاضلی بین خاک‌های اصلاح شده و نشده را کاهش می‌دهد. در پروژه‌های مهندسی معمولاً قطر ستون‌های شنی و اختلاط عمیق و نسبت طول به قطر و نسبت مساحت جایگزین به ترتیب از ۰/۵ m الی ۱/۵۰ m، ۶ الی ۲۰ و ۰/۵ الی ۳۰٪ می‌باشد [۱۴]. هندسه ساختگاه ستون‌های شنی و ستون‌های اختلاط عمیق شبیه هم می‌باشد. در مدل تهیه شده چیدمان ستون‌ها به صورت مثلثی بوده و تعداد و قطر ستون‌ها و نسبت مساحت جایگزین برای هر دو ساختگاه به ترتیب برابر با ۸ عدد و ۵ cm و ۱۸/۲٪ می‌باشد. فونداسیون‌های به کار رفته در این مدل‌سازی از جنس چدن بوده و عرض آن‌ها برابر با ۲۲ cm، طول برابر با ۳۰ cm، ضخامت برابر با ۶ cm و جرم برابر با ۳۰ kg می‌باشد. مطابق جدول ۳، فونداسیون به کار گرفته شده نشان دهنده یک ساختمان

ستون‌های اختلاط عمیق به وسیله روش‌های مختلف می‌تواند تعیین شود. یک روش بر پایه سازگاری کرنش برشی بین ستون‌ها و خاک محیط است و روش دیگر که فرض می‌کند بین ستون‌های اختلاط عمیق و خاک محیط اختلاف کرنش برشی وجود دارد. این روش‌های تحلیلی می‌تواند برای به دست آوردن مدول برشی متوسط برای خاک‌های اصلاح شده مورد استفاده قرار گیرد. ناسازگاری کرنش برشی زمانی که سختی ستون‌ها نسبت به خاک محیط زیاد می‌شود افزایش می‌یابد. نسبت مدول برشی متوسط برای خاک اصلاح شده (G_{avg}) به مدول برشی در کرنش کوچک برای خاک اصلاح نشده (G_S) می‌تواند به صورت روابط (۱) الی (۳) تخمین زده شود [۲۲]:

$$\frac{G_{avg}}{G_S} = \left(\frac{\tau_{avg}}{\gamma_{avg}} \right) \cdot \frac{I}{G_S} = \frac{I + A_r \cdot (\gamma_r \cdot G_r - I)}{I + A_r \cdot (\gamma_r - I)} \quad (1)$$

$$\gamma_r = \frac{\gamma_{Soil-Cement}}{\gamma_{Soil}} = 1.04(G_r)^{-0.65} - 0.04 \quad (2)$$

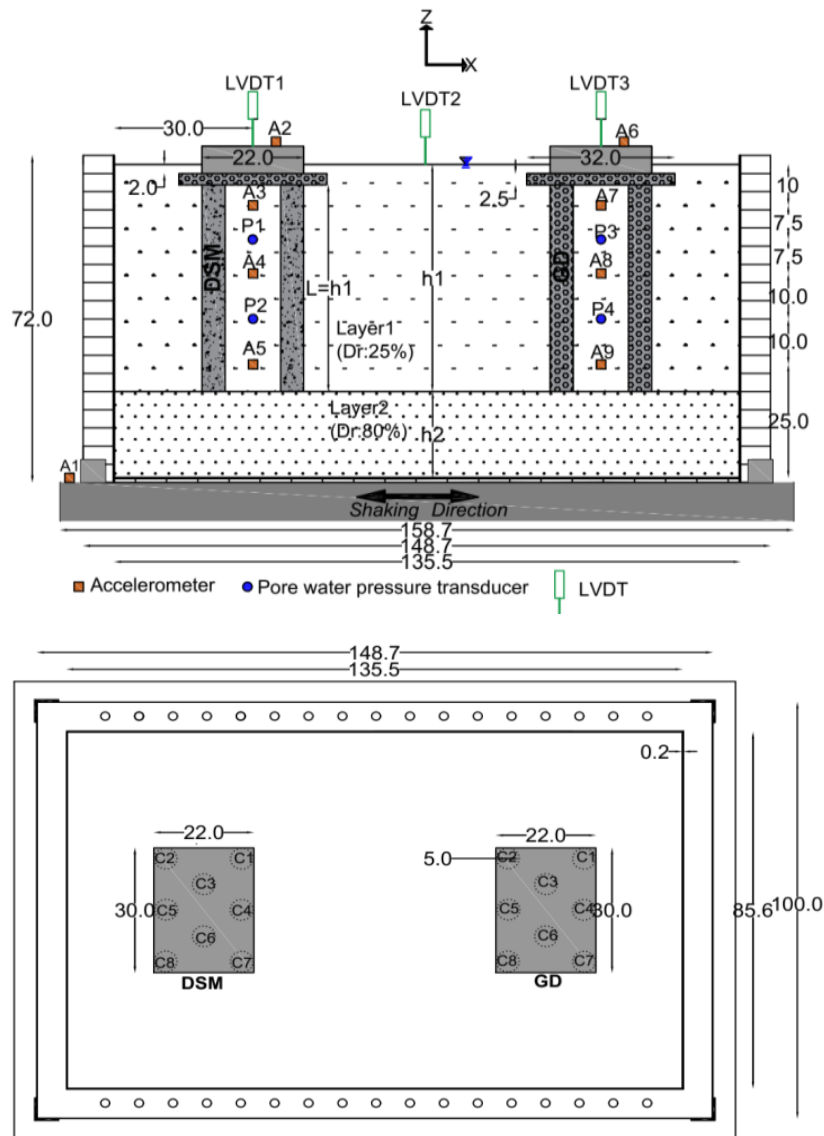
$$G_r = \frac{G_C}{G_S} \quad (3)$$

τ_{ave} و γ_{ave} به ترتیب متوسط تنش برشی و کرنش برشی برای خاک بهبود یافته است و G_C مدول برشی ستون در کرنش کوچک و γ_r نسبت کرنش برشی و $\gamma_{soil-cement}$ کرنش برشی در ستون سیمان- خاک و A_r نسبت مساحت اصلاحی توسط ستون‌ها و γ_{soil} کرنش برشی در خاک است. این روابط شرایط ناسازگاری کرنش برشی بین ستون‌ها و خاک محیط را با استفاده از پارامتر γ_r در نظر می‌گیرند. موقعی که مقدار γ_r برابر با یک در نظر گرفته شود این روابط شرایط سازگاری کرنش برشی بین خاک محیط و

جدول ۳. روابط شبیه سازی در زمین بهسازی شده بین مدل و نمونه واقعی

Table 3. Scale relationships between model and prototype

Model	Prototype	scale factors (Prototype/model)	پارامتر
۰/۰۵	۱	N (برابر یا ۲۰)	هندسه
۵	۱۰۰	N	قطر ستون (cm)
۱۵/۲۷	۱۵/۲۷	1	دانسیتته خاک (kN/m ³)
۴/۵۵	۹۰/۹۱	N	سر بار فونداسیون (kPa)
۰/۲۰ g	۰/۲۰ g	1	شتاب
۰/۴۴	۰/۴۴	1	پوکی خاک (%)
۲/۲۴	۱۰/۱	N ^{0.5}	مدول برشی متوسط (Mpa)



شکل ۳. پلان و مقطع طولی مدل ایجاد شده (ابعاد به سانتی متر)

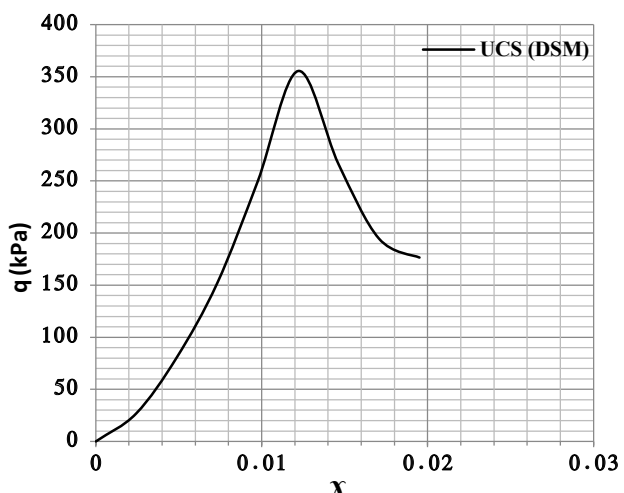
Fig. 3. Model plan and section (dimensions in centimeters)

و توسط لوله ایجاد شده‌اند.

بر اساس تجارب ذکر شده در مطالعه حاضر برای ساخت ستون‌ها درون ماسه از لوله‌های PVC با قطر ۵ cm و با رعایت قوانین شبیه‌سازی بهره گرفته شده است. در ابتدا لوله‌ها توسط شابلون بر روی لایه خاک سفت (لایه زیرین غیرروانگرا) قرار داده شده و پس از تثبیت، پروفیل خاک شل با تراکم مشخص ایجاد می‌گردد. این روش کار فرآیند حفاری اوگر طولیل برای نصب ستون‌ها بدون تراکم خاک درجا را شبیه‌سازی می‌کند. تکنیک بارشی بر اساس مرجع [۲۸] برای آماده کردن مدل استفاده شده است. وزن مخصوص 1700 kg/m^3 برای لایه متراکم و 1527 kg/m^3 برای لایه شل با رطوبت ۵٪ در نظر گرفته شده است. نمونه‌گیری و آزمایش مخروط ماسه برای کنترل تراکم نسبی لایه‌های ماسه انجام گرفته است. به جهت ایجاد ستون‌ها در ابتدا لوله‌ها یکی یکی و به صورت یک در میان از خاک بیرون کشیده شده و سپس حفرات ایجاد شده توسط مصالح مشخص پر می‌شود. شایان ذکر می‌باشد که پر کردن ملات در حفرات در هر یک از ستون‌های اختلاط عمیق طی پنج مرحله انجام گرفته است. هر لایه با اهرم تراکم با تعداد ضربات ثابت متراکم گردید. مقدار مقاومت تک محوری و مدول الاستیسیته سه روزه ستون‌های اختلاط عمیق در حالت اشباع با این روش بر اساس ASTM D2166-87 به ترتیب برابر با حدود 350 kPa و $25/5 \text{ MPa}$ به دست آمده است (شکل ۴).

حدود ۱۰ طبقه با تنش زیر فونداسیون $90/91 \text{ kPa}$ در واقعیت می‌باشد. برای عایق‌بندی هیدرولیکی جعبه و محافظت از بلبرینگ‌ها، از یک لایه پوششی لاستیکی (rubber) در داخل جعبه استفاده شده است. ضخامت این لایه برابر با 2 mm می‌باشد که دارای انعطاف‌پذیری مناسبی می‌باشد. ساختگاه مدل از دو لایه تشکیل شده است یک لایه خاک ماسه‌ای متراکم و سفت در پایین محفظه و یک لایه ماسه شل در بالای محفظه قرار گرفته است.

مدل‌سازی ستون‌های اختلاط عمیق در آزمایشگاه توسط محققان مختلف مورد بررسی قرار گرفته است. در مرجع [۲۴] یک سری آزمایش میز لرزه برای مطالعه رفتار ستون‌ها در کاهش روانگرایی زمین انجام شده که مدل‌سازی ستون‌های اختلاط عمیق توسط لوله‌های PVC با قطر خارجی ۵ cm و ارتفاع ۱ m انجام شده است. درون لوله‌ها با ماسه خشک پر شده تا به اندازه کافی سنگین شود و در مقابل نیروی شناوری ماسه روانگرا شده مقاومت کند. در مراجع [۲۵ و ۲۶] یک سری آزمایش برای مدل‌سازی موج شکن بر روی ستون‌های اختلاط عمیق (با نسبت مساحت اصلاح شده برابر با ۷۹٪) با استفاده از دستگاه ساتنریفیوژ در محیط 30 g انجام شده است. قطر این ستون‌ها 20 mm و طول شان 250 mm در نظر گرفته شده که به وسیله لوله PVC با قطر داخلی 20 mm اجرا شده است. در مرجع [۲۷] یک مطالعه بر روی ظرفیت باربری زمین اصلاح شده با ستون‌های اختلاط عمیق در محیط 1 g انجام گرفته است. نسبت مساحت اصلاح شده برابر با ۱۸/۸٪ با طول ستون‌های مختلف بوده که قطر ستون‌ها برابر با 20 mm



شکل ۴. مقاومت تک محوری ستون‌های اختلاط عمیق DSM

Fig. 4. The amount of uniaxial strength of DSM columns

جدول ۴. جزئیات انجام آزمایش‌ها

Table 4. Details of performed tests

شماره آزمایش	شماره آزمایش	شماره سری آزمایش	DSM & GD		فرکانس بارگذاری (HZ)	ضخامت لایه‌ها	
			قطر (cm)	طول (cm)		h1	h2
۱	A	...	No	No	۲	۶۵	۵
۲	D5F1			۶۵	۱	۶۵	۵
۳	D5F2	D5	۵	۶۵	۲	۶۵	۵
۴	D5F3			۶۵	۳	۶۵	۵
۵	D30F1			۴۰	۱	۴۰	۳۰
۶	D30F2	D30	۵	۴۰	۲	۴۰	۳۰
۷	D30F3			۴۰	۳	۴۰	۳۰
۸	D50F1			۲۰	۱	۲۰	۵۰
۹	D50F2	D50	۵	۲۰	۲	۲۰	۵۰
۱۰	D50F3			۲۰	۳	۲۰	۵۰

*تراکم نسبی لایه شل برابر با ۲۵٪ و تراکم نسبی لایه متراکم برابر با ۸۰٪ می‌باشد.

شده است. در این جدول برای تفکیک پارامترهای مدنظر در هر تست از شماره آزمایش استفاده شده است که عدد اول در شماره تست ضخامت لایه غیرروانگرا و عدد دوم آن فرکانس حرکت ورودی را نشان می‌دهد. در این آزمایش‌ها تاثیر ضخامت لایه خاک مستعد روانگرایی بر روی عملکرد لرزه‌ای فونداسیون مستقر در زمین مسلح شده با دو روش بهسازی (ستون‌های شنی و ستون‌های اختلاط عمیق) مورد مطالعه قرار گرفته و عملکرد ستون‌ها برای مقابله با خطرات روانگرایی مورد بررسی قرار گرفته است. بیشینه شتاب ورودی برای همه آزمایش‌ها حدوداً برابر با $0.2g$ و در فرکانس‌های 1 Hz ، 2 Hz و 3 Hz اعمال شده است.

۶-۱- حرکت ورودی

برای مقایسه بهتر نتایج، بارگذاری سیستم به صورت هارمونیک اعمال شده است و مدت زمان بارگذاری در همه آزمایش‌ها برابر با هشت ثانیه می‌باشد. تعداد دوره‌های بارگذاری بسته به فرکانس بار ورودی برای فرکانس‌های یک و دو و سه هرترتز به ترتیب برابر با ۸ و ۱۶ و ۲۴ می‌باشد. دقت تحلیل نتایج استخراج شده از داده‌های آزمایشگاهی بستگی به دقت حسگرهای شتاب، روش پردازش داده‌ها و تکنیک تحلیل به کار گرفته شده دارد. در این میان اصلاح جابه‌جایی خط پایه^۱ هم حائز اهمیت می‌باشد.

دانسیتته توده شن در ستون شنی ایجاد شده هم برابر با 1650 kg/m^3 می‌باشد. به منظور دستیابی به این اهداف مقدار مصالح، تعداد و بیره و ارتفاع سقوط اهرم تراکم به وسیله روش صحیح و خطا در هر دو نوع ستون تعیین شده بود. باید در نظر داشت که در طول ضربه و تراکم، خاک اطراف حفره در طول این روش کار متراکم نگردد. برای به دست آوردن پاسخ شتاب و فشار آب حفره‌ای و جابه‌جایی سیستم یک سری حسگر در عمق‌های مشخص در داخل جعبه و در امتداد ستون‌های موجود طوری قرار داده شده‌اند که مناسب‌ترین پاسخ‌ها دریافت گردد. حسگرهای شتاب در سه عمق 25 cm ، 45 cm و 60 cm از کف جعبه و یک حسگر شتاب در بیرون جعبه برای ثبت حرکت ورودی به جعبه و حسگرهای فشار در دو عمق 35 cm و $52/5$ از کف جعبه قرار داده شده‌اند. برای سنجش پاسخ شتاب فونداسیون‌ها هم حسگر شتاب بر روی آن‌ها نصب شده است. هندسه قرارگیری حسگرها در هر دو ساختگاه مشابه هم می‌باشند. نشست فونداسیون‌ها هم به وسیله حسگرهای تغییر مکان‌سنج (LVDT) که در مرکز سطح فونداسیون‌ها قرار گرفته‌اند کنترل می‌گردد.

۶-۲- آزمایش‌های میز لرزه انجام شده

در این مطالعه ۱۰ آزمایش (یک مدل با شرایط بهسازی نشده و ۹ مدل بهسازی شده) انجام گردیده است. جزئیات آزمایش در جدول ۴ نشان داده

1 Base-line drifts

صورت معادله (۷) به دست آید [۳۱]. شتاب سطحی با قرار دادن $Z=0$ به دست می‌آید.

$$\ddot{u}(z) = \ddot{u}_1 + \frac{\ddot{u}_2 - \ddot{u}_1}{z_2 - z_1} (z - z_1) \quad (7)$$

برای محاسبه کرنش برشی در ابتدا باید جابه‌جایی به وسیله رکورد شتاب به دست آمده از حسگرها محاسبه گردد. برای این کار باید مقادیر شتاب از شروع بارگذاری تا زمان پایان لرزش انتخاب گردد و پس از آن خطاهای اعمالی به داده‌ها از طریق دستگاه، به وسیله فرآیند فیلتر کردن یعنی فیلتر فرکانسی و فیلتر میان‌گیری حذف گردد و سپس خط پایه هر داده شتاب اصلاح گردد. پس از آن از طریق دوبار انتگرال‌گیری از تاریخچه زمانی شتاب می‌توان جابه‌جایی را به دست آورد. در این مطالعه در وسط دو حسگر شتاب مقدار کرنش برشی توسط معادله (۸) محاسبه می‌گردد (یعنی در موقعیت حسگرهای اضافه فشار آب حفراهی P1, P2, P3, P4).

$$\gamma = \frac{(u_2 - u_1)}{(z_2 - z_1)} \quad (8)$$

در نمودارهای شکل ۵ و ۶ برای نمونه منحنی‌های حلقه تنش-کرنش در موقعیت حسگرهای اضافه فشار آب حفراهی خاک در مدل A و D5F1 که دارای لایه ماسه شل ضخیم‌تر می‌باشند، نشان داده شده است. همانطور که در شکل ۵ مشاهده می‌شود بعد از تعداد کمی دوره بارگذاری اعمالی حلقه‌ها سریعاً به صورت افقی متمایل می‌شوند که نشان دهنده تقلیل سریع مدول برشی خاک است که علت آن وقوع پدیده روانگرایی در لایه خاک مسلح نشده می‌باشد.

در مدل بدون بهسازی که تنها سه دوره بارگذاری نشان داده شده است (آزمایش A) حلقه‌های تنش-کرنش در دوره‌های اول بارگذاری سریعاً به حالت افقی متمایل پیدا می‌کنند اما در مدل‌های دیگر به علت استفاده از روش‌های بهسازی در خاک متمایل به افقی شدن حلقه‌های تنش-کرنش کاهش پیدا می‌کند و تعداد دوره بارگذاری بیشتری لازم می‌باشد تا حلقه‌ها حالت افقی پیدا نکنند. این مسئله نشان می‌دهد که استفاده از روش بهسازی برای مقابله با پدیده روانگرایی توانسته مانع از بهم ریختگی ساختار خاک و جلوگیری از آشفتنی در سیستم فونداسیون و خاک در یک ساختمان با لایه

پهنای فیلتر ۰/۰۱ Hz تا ۲۰ Hz به کار گرفته شده است تا بتوان خطا در محدوده فرکانس بالا و جابه‌جایی خط پایه در محدوده فرکانس پایین را حذف کرد [۲۹].

۷- نتایج آزمایش‌ها

در مطالعه حاضر تاثیر ضخامت لایه روانگرا، فرکانس بارگذاری و طول ستون‌ها در دو روش بهسازی جهت مقابله با روانگرایی بررسی شده است. با توجه به وجود دو لایه با ضخامت و تراکم نسبی مختلف و نیز وجود تنش برشی استاتیکی اولیه [۳۰] قاعداً باید رفتار دینامیکی این ساختمان در بارگذاری دینامیکی (دامنه شتاب ثابت و فرکانس متغیر) پیچیده و متفاوت از هم باشد. در ادامه اثرات ضخامت لایه روانگرا بر پاسخ‌ها در قالب رفتار تنش-کرنش، تغییرات مدول برشی سکانتی و تغییرات کرنش برشی نسبت به اضافه فشار آب حفراهی خاک مورد بررسی قرار گرفته است.

۷-۱- پارامترهای رفتار دینامیکی خاک

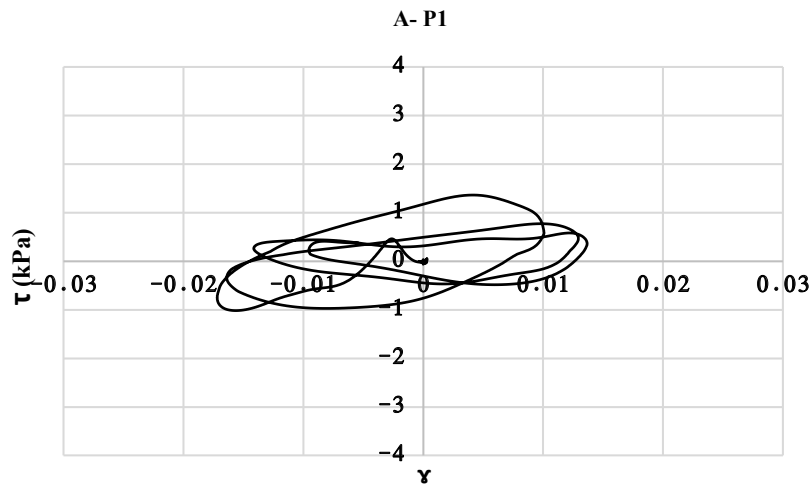
مدل ایجاد شده بر روی میز لرزه تحت بارگذاری یک بعدی قرار می‌گیرد. معادله تیر برشی اولین بار توسط Zeghal and Elgamal به صورت معادله (۵) ارائه گردیده است.

$$\frac{\partial \tau}{\partial z} = \rho \ddot{u} \quad (5)$$

که پارامترهای ρ و \ddot{u} به ترتیب شتاب و دانسیته در عمق Z می‌باشند. تنش برشی در عمق مورد نظر به وسیله انتگرال‌گیری توسط معادله (۶) به دست می‌آید.

$$\tau(z) = \int_0^z \rho(z) \ddot{u}(z) dz \quad (6)$$

مقدار تنش برشی معمولاً توسط اندازه‌گیری‌های میدانی به دست می‌آید. در آزمایش‌های مدل به ندرت تاریخچه زمانی شتاب سطحی قابل اطمینان وجود دارد. بنابراین پیشنهاد شده است که تاریخچه زمانی شتاب سطحی از طریق درونیایی خطی شتاب از طریق دو حسگر دفن شده در عمق خاک به



شکل ۵. رفتار تنش- کرنش در مدل A در محل حسگر PI

Fig. 5. Stress-strain behavior in model A at sensor position P1

مدول برشی خاک در حدود $G_{sec} = 20 \sim 80$ kPa قرار دارد و در دوره‌های اول بارگذاری خیلی کمتر از مدل‌های دیگر می‌باشد ولی در مدل‌های دیگر مقادیر مدول برشی سکانتی خاک افزایش قابل توجهی پیدا می‌کند که علت این تغییرات ناشی از حضور ستون‌های مسلح کننده می‌باشد.

برای مقایسه کمی مدول برشی سکانتی در هر سه سری آزمایش و به تفکیک روش بهسازی، برای نمونه مقادیر مدول برشی در فرکانس Hz ۲ مقایسه شده است. بر طبق نمودارها در سری آزمایش D5 مقدار مدول برشی سکانتی در زمین مسلح با ستون شنی برابر با $100 \sim 400$ kPa و G_{sec} در زمین مسلح با ستون اختلاط عمیق برابر با $150 \sim 550$ kPa می‌باشد. برای سری آزمایش D30 مقدار مدول برشی سکانتی در زمین مسلح با ستون شنی برابر با $200 \sim 500$ kPa و G_{sec} در زمین مسلح با ستون اختلاط عمیق برابر با $250 \sim 1600$ kPa قرار دارد و برای سری آزمایش D50 مقدار مدول برشی سکانتی در زمین مسلح با ستون شنی برابر با $260 \sim 3800$ kPa و G_{sec} در زمین مسلح با ستون اختلاط عمیق برابر با $250 \sim 4000$ kPa قرار دارد.

از میان مدل‌های بهسازی شده مقادیر مدول برشی سکانتی در آزمایش‌های سری D5 کمتر از سری‌های دیگر می‌باشد و این نشان می‌دهد که ضخامت بالاتر لایه روانگرا باعث کاهش مقادیر مدول برشی سکانتی می‌شود و مقادیر کرنش برشی در لایه روانگرای ضخیم بیشتر از لایه با

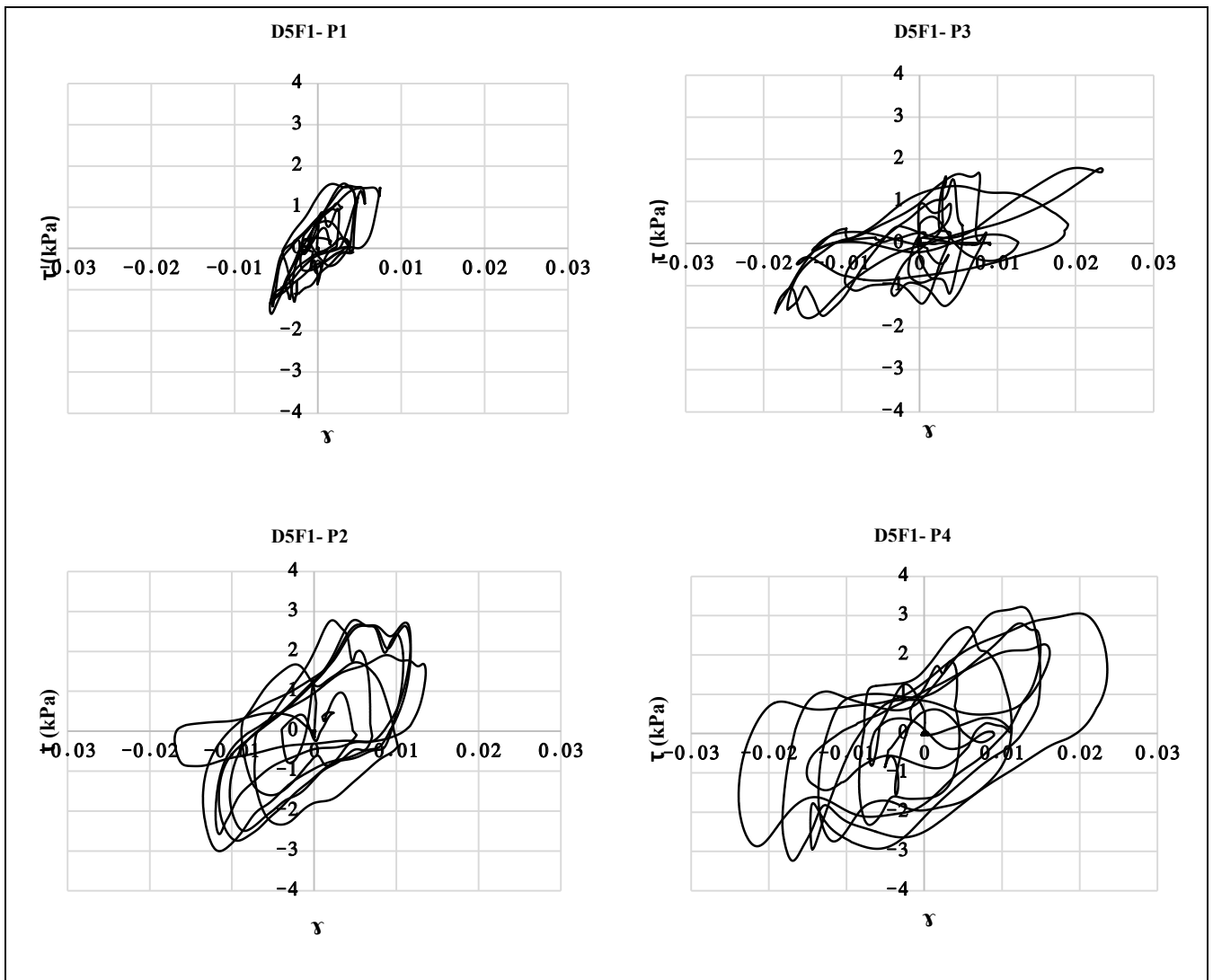
مستعد روانگرایی ضخیم شود. این فرآیند در شکل ۶ نشان داده شده است.

۷-۲- مدول برشی سکانتی

برای برآورد سختی برشی خاک در بارگذاری‌های تناوبی معمولاً از مدول برشی سکانتی استفاده می‌شود که سختی هر حلقه کامل بارگذاری را با یک مقدار عددی که معادل قطر حلقه بارگذاری است تخمین می‌زند و لذا می‌توان تغییرات سختی با کرنش برشی ($G-\gamma$) را به عنوان پارامتر ورودی پایه‌ای برای تحلیل دینامیکی از این طریق به طور مناسبی ارزیابی کرد. پس از به دست آوردن منحنی‌های حلقه تنش-کرنش می‌توان با استفاده از رابطه (۹) مقدار مدول برشی سکانتی خاک را برای هر حلقه محاسبه کرد.

$$G_{sec} = (\tau_{max} - \tau_{min}) / (\gamma_{max} - \gamma_{min}) \quad (9)$$

نتایج محاسبه مدول برشی سکانتی برحسب کرنش برشی در کلیه آزمایش‌ها برای عمق‌های مختلف و در دو ساختگاه مسلح شده با ستون شنی و ستون اختلاط عمیق در شکل‌های ۷ الی ۱۰ نشان داده شده است. در این نمودارها به جهت مقایسه نتایج با یکدیگر، محور افقی تا کرنش 0.25 و محور قائم تا مقدار 4000 kPa نمایش داده شده است. در آزمایش A مقادیر



شکل ۶. رفتار تنش - کرنش در مدل D5F1 در محل حسگرهای P1, P2, P3, P4

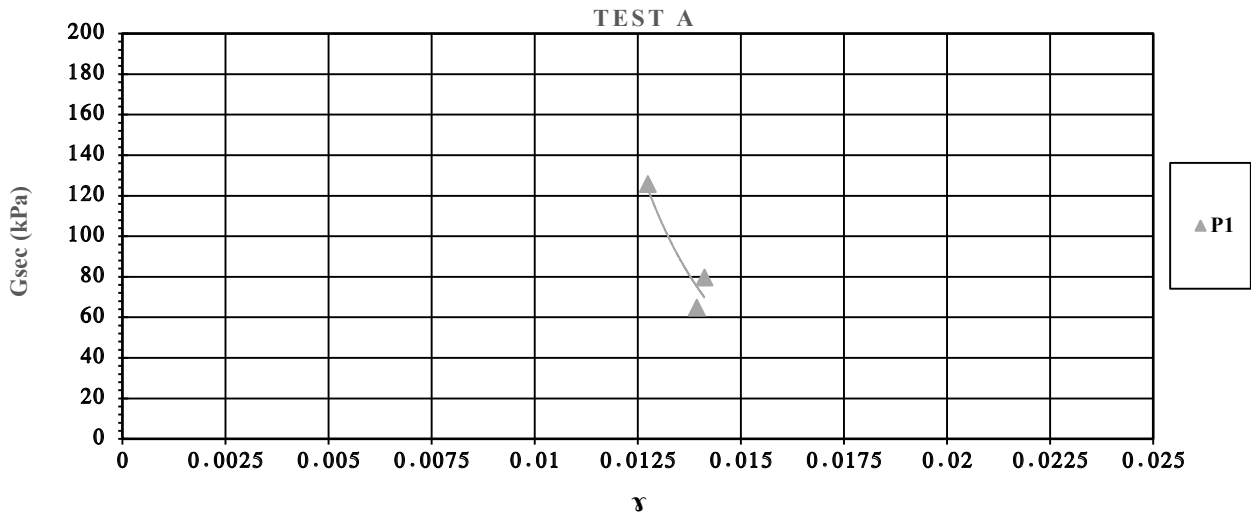
Fig. 6. Stress-strain behavior in model D5F1 at sensor position P1

بر روی تغییرات مدول برشی و کرنش برشی کاهش پیدا می‌کند که علت آن متراکم بودن بخش عمده توده خاک و عدم روانگرایی می‌باشد. همانطور که ملاحظه می‌شود در کلیه آزمایش‌ها مقدار مدول برشی در محل حسگرهای P1 و P3 که نزدیک سطح زمین می‌باشند عمدتاً پایین‌تر از نقاط عمیق‌تر می‌باشد.

در روش بهسازی با ستون شنی و ستون اختلاط عمیق در شرایط لایه مستعد روانگرایی ضخیم (سری آزمایش D5) مقادیر مدول برشی خاک در ساختگاه بهسازی شده با ستون‌های اختلاط عمیق بیشتر از ساختگاه بهسازی شده با ستون‌های شنی می‌باشد. این تفاوت در مدل D5F1 و

ضخامت کم می‌باشد. یکی از دلایل اصلی این پدیده بیشتر بودن اضافه فشار آب حفره‌ای تولید شده در لایه ضخیم ماسه شل با اعمال بارگذاری می‌باشد. با افزایش اضافه فشار آب حفره‌ای خاک مقادیر کرنش برشی افزایش پیدا خواهد کرد و بنابراین به تبع آن مدول برشی کاهش پیدا می‌کند.

با توجه به شکل ۸ در تست‌های سری D5 کاهش مدول برشی سکانتی خاک و افزایش بازه کرنش برشی در فرکانس بارگذاری یک هرتز (آزمایش D5F1) بسیار مشهود می‌باشد. این روند با افزایش فرکانس بارگذاری برعکس می‌گردد. نکته دیگری که حائز اهمیت می‌باشد این است که با کاهش ضخامت لایه روانگرا یعنی آزمایش‌های سری D50 اثرات فرکانس



شکل ۷. تغییرات مدول برشی سکانتی نسبت به کرنش برشی در آزمایش‌های سری A

Fig. 7. Variations of the secant shear modulus versus shear strain in the A test series

شده به تناسب کمتر خواهد شد و میزان نرم شدگی خاک زیر فونداسیون و در نتیجه نشست آن کمتر خواهد شد.

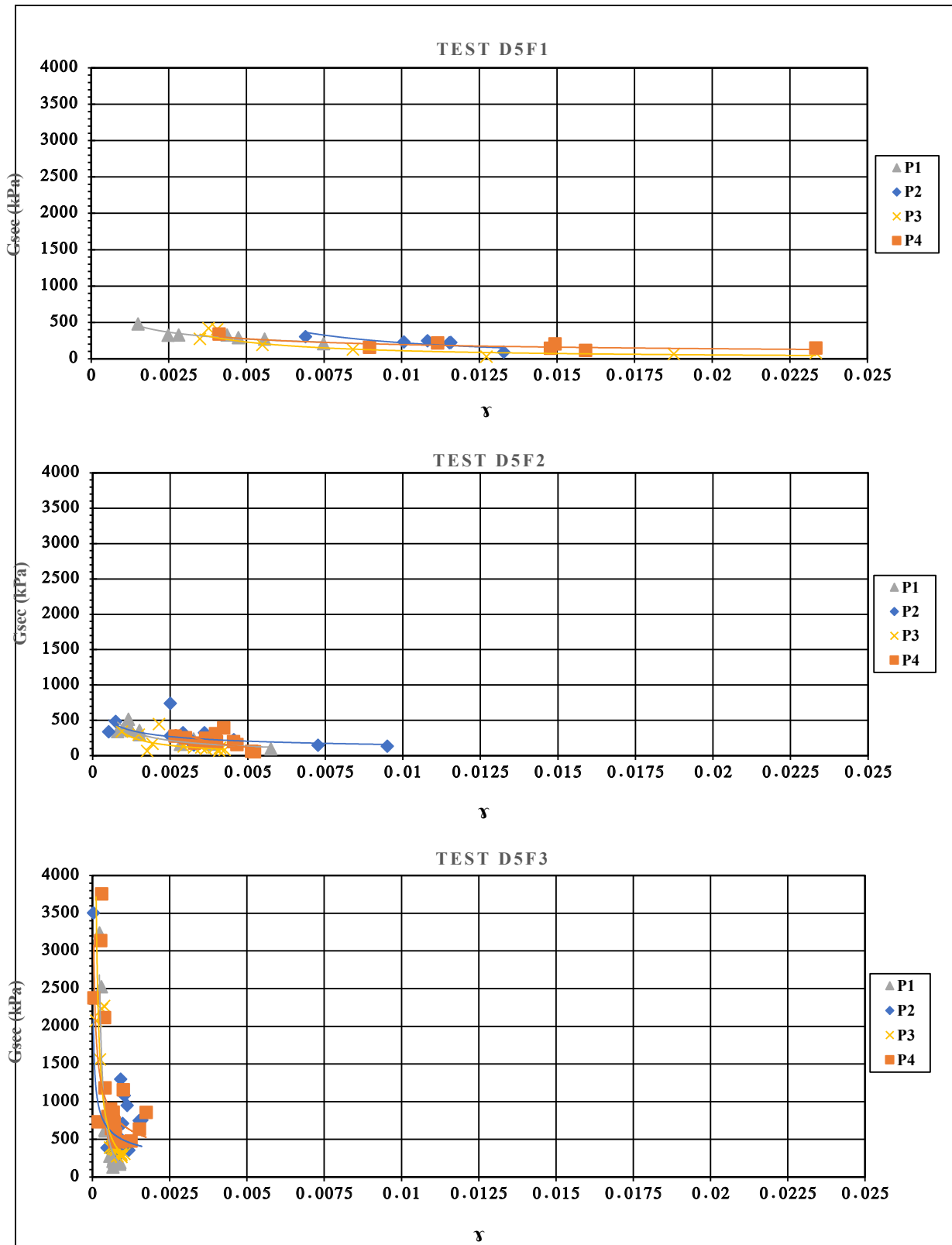
برای بررسی اثر ضخامت لایه روانگرا در فرآیند تولید کرنش‌های برشی و تولید اضافه فشارهای آب حفره‌ای و در نتیجه کاهش مدول برشی توده خاک نمودارهای کرنش برشی- اضافه فشار آب حفره‌ای در ضخامت لایه روانگرایی کمتر (مدل‌های سری D50) و ضخامت بیشتر (مدل‌های سری D5) مورد بررسی قرار گرفته و برای نمونه نتایج آزمایش‌های D5F1 و D50F3 در نمودارهای ۱۱ و ۱۲ ارائه شده است. بر طبق نمودارها ملاحظه می‌گردد که در آزمایش‌های سری D5 مقدار کرنش برشی بیشینه در محدوده ۰/۰۲ و در آزمایش‌های سری D50 مقدار کرنش برشی بیشینه در حدود ۰/۰۰۴ تا ۰/۰۰۳ می‌باشد. بنابراین با افزایش ضخامت لایه روانگرا کرنش‌های برشی بزرگ‌تری تولید می‌گردد. بر اساس این نمودارها اضافه فشار آب حفره‌ای در محل حسگرهای P1 الی P4 بسته به ضخامت لایه روانگرا در دوره بارگذاری متفاوتی گسترش پیدا می‌کند. همانطور که از این نمودارها ملاحظه می‌گردد مقدار کرنش برشی آستانه (γ_1) بستگی به ضخامت لایه مستعد روانگرا و به علاوه فرکانس حرکت ورودی دارد. مقدار کرنش برشی آستانه در لایه مستعد روانگرایی با ضخامت زیاد خیلی کمتر از لایه با ضخامت کم می‌باشد. به عبارتی دیگر در آزمایش‌های سری D5 با اعمال بار دینامیکی سریعاً مقدار کرنش برشی سیکنلی از مقدار کرنش برشی

D5F2 مشهودتر می‌باشد. در مدل‌های دیگر با ضخامت لایه روانگرایی کمتر این تفاوت در مدول برشی ناچیز می‌گردد و این نشان می‌دهد که در ضخامت‌های کمتر (سری آزمایش D50) رفتار ستون‌های شنی و ستون‌های اختلاط عمیق به همدیگر نزدیک‌تر می‌گردد.

۷-۳- اضافه فشار آب حفره‌ای و کرنش

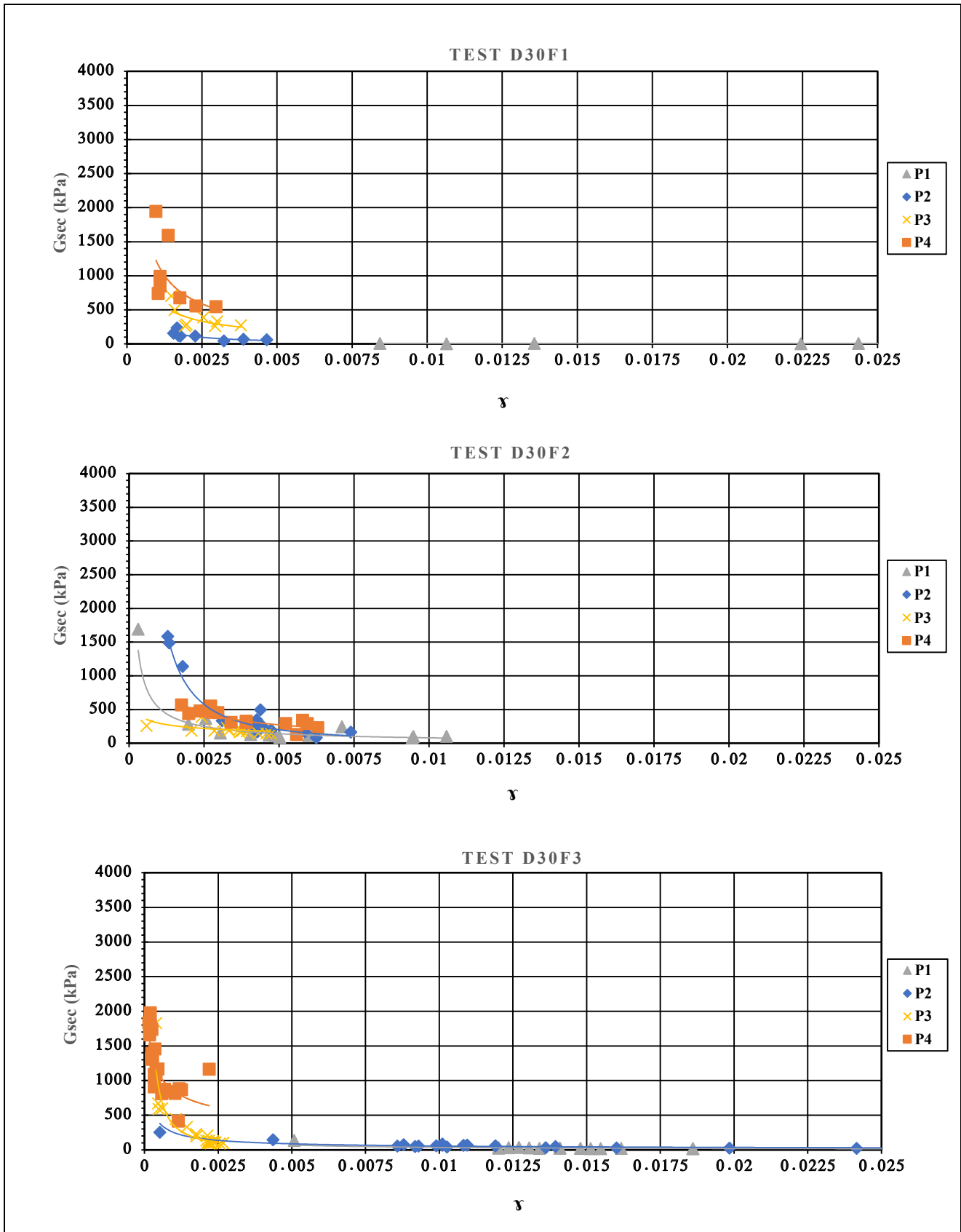
اضافه فشار آب منفذی در خاک حین اعمال کرنش‌های برشی دوره‌ای تولید می‌شوند و گسترش اضافه فشار آب منفذی مثبت حین زلزله موجب کاهش مدول برشی خاک می‌گردد. یک توده خاک قابل روانگرا که در ابتدای زلزله نسبتاً سخت است ممکن است که در پایان حرکت بسیار نرم‌تر گردد که در نتیجه آن مشخصات شتاب‌نگاشت سطح زمین به میزان قابل ملاحظه‌ای نسبت به لایه‌های پایین تغییر می‌یابد. بنابراین تولید اضافه فشار آب حفره‌ای می‌تواند پارامترهایی همچون مدول برشی و مقاومت خاک، دامنه و محتوای فرکانسی حرکت ورودی به سازه و در نتیجه میزان خسارت را تحت تاثیر قرار بدهد.

در یک توده خاک شل اشباع مستعد روانگرایی اگر ضخامت لایه خاک زیاد باشد تمایل به نشست توده و تولید اضافه فشار آب حفره‌ای هم زیاد خواهد بود. با ایجاد فشار آب حفره‌ای اضافی با حجم زیاد درجه نرم شدگی خاک زیر فونداسیون نیز افزایش پیدا خواهد کرد. بالعکس در خاک‌های ماسه‌ای شل اشباع با کاهش ضخامت لایه، اضافه فشار آب حفره‌ای تولید



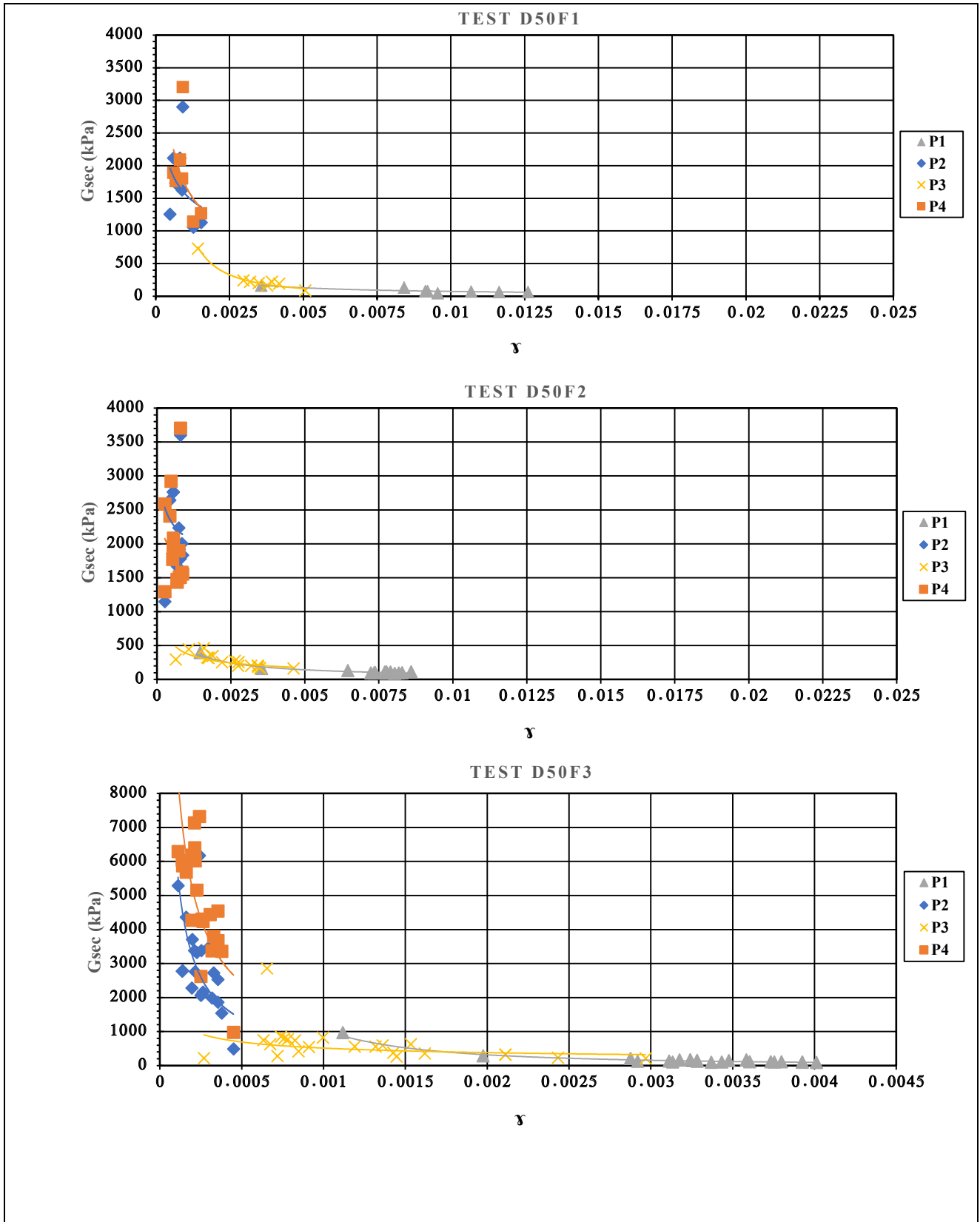
شکل ۸. تغییرات مدول برشی سکانتی نسبت به کرنش برشی در آزمایش‌های سری D5

Fig. 8. Variations of the secant shear modulus versus shear strain in the D5 test series



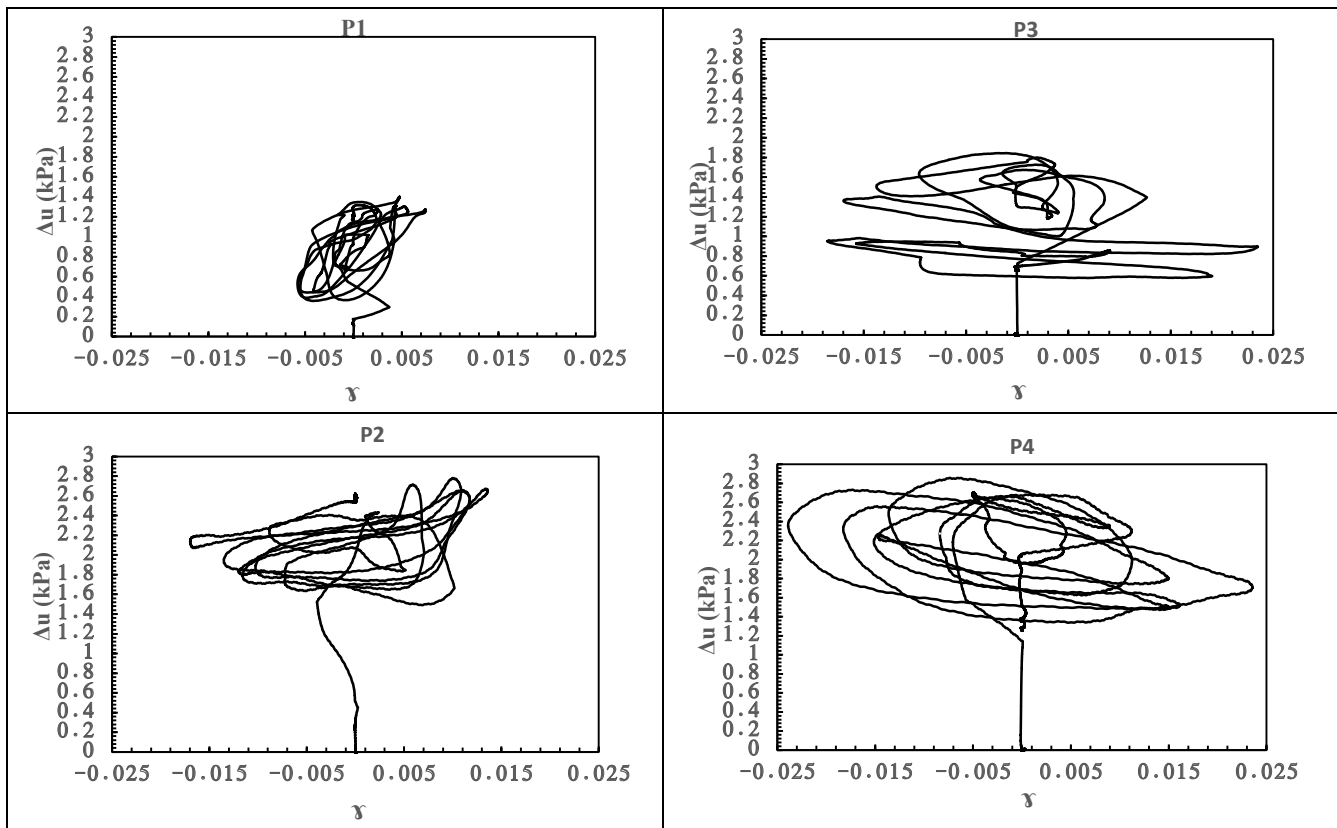
شکل ۹. تغییرات مدول برشی سکانتی نسبت به کرنش برشی در آزمایش‌های سری D30

Fig. 9. Variations of the secant shear modulus versus shear strain in the D30 test series



شکل ۱۰. تغییرات مدول برشی سکانتی نسبت به کرنش برشی در آزمایش‌های سری D50

Fig. 10. Variations of the secant shear modulus versus shear strain in the D50 test series



شکل ۱۱. اضافه فشار آب حفره‌ای در مقابل کرنش (P1, P3 در موقعیت ۵۲/۵ cm و P2, P4 در موقعیت ۳۵ cm از کف جعبه - آزمایش (D5F1))

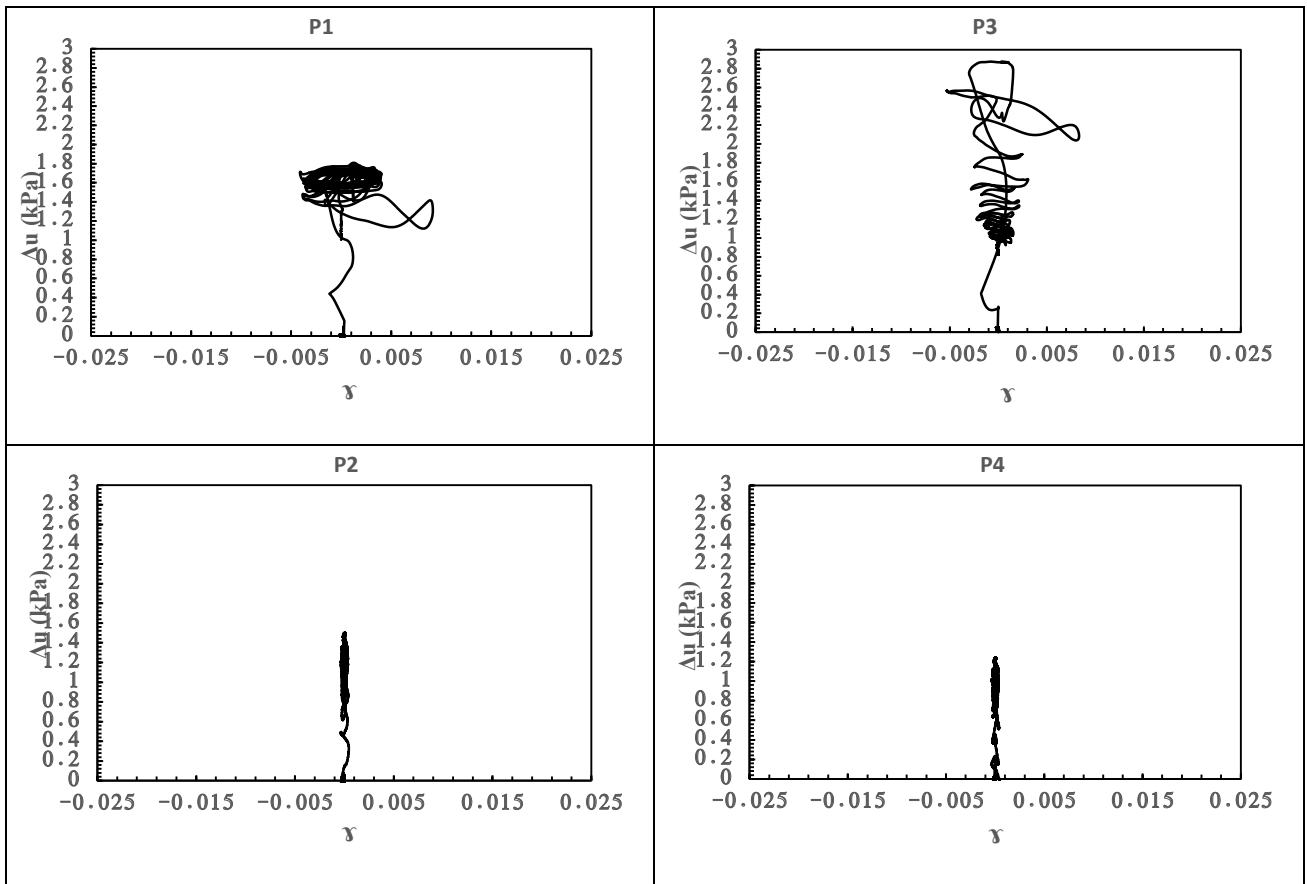
Fig. 11. Excess pore water pressure versus strain (P1, P3 at the position of 52.5 cm and P2, P4 at the position of 35 cm from the bottom of the test box (D5F1))

خاک و اثر بخشی روش‌های بهسازی دارد. همانطور که ملاحظه می‌گردد در آزمایش‌های سری D5 که دارای ضخامت لایه روانگرایی مشابه با آزمایش مسلح نشده (Test A) می‌باشد مقادیر اضافه فشار حفره‌ای در مقایسه با مدل مسلح نشده افت قابل توجهی پیدا کرده است به عبارتی تسلیح خاک با ستون‌ها باعث بهبود مدول برشی توده خاک مسلح شده است.

با توجه به شکل ۱۳ ملاحظه می‌گردد که مقادیر اضافه فشار آب حفره‌ای در خاک در سطوح هم‌تراز حسگرهای P1 و P3 در بعضی حالات کمی با هم تفاوت دارند این مسئله در سطوح هم‌تراز حسگرهای P2 و P4 نیز مشاهده می‌شود. علت این پاسخ به نوع روش بهسازی برای مقابله با روانگرایی و عملکرد متفاوت آن‌ها در استهلاك اضافه فشارهای آب حفره‌ای در خاک مربوط می‌شود. ستون‌های شنی به شرطی که دچار گسیختگی

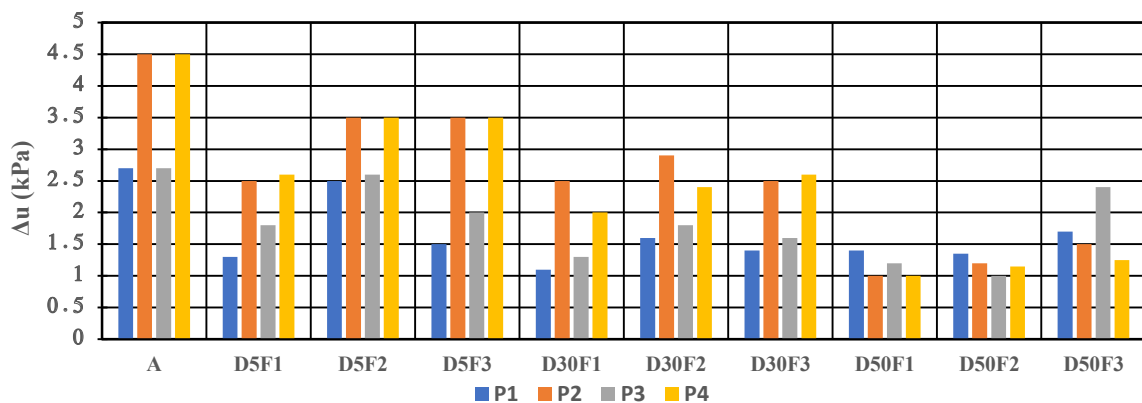
آستانه خاک فراتر می‌رود و منجر به افزایش اضافه فشار آب حفره‌ای در خاک می‌شود. در مدل‌های سری D5 در حلقه اول بارگذاری، اضافه فشار آب حفره‌ای سریعاً افزایش پیدا می‌کند اما در مدل‌های سری D50 پس از اعمال شدن تعدادی زیاد حلقه بارگذاری اضافه فشار آب حفره‌ای توسعه پیدا می‌کند.

در نمودارهای ۱۳ و ۱۴ توزیع کرنش‌های برشی و اضافه فشار آب حفره‌ای بیشینه در کلیه آزمایش‌ها نشان داده شده است. همانطور که ملاحظه می‌گردد در هر دو روش بهسازی زمین در حالت کلی با کاهش ضخامت لایه مستعد روانگرایی میزان کرنش‌های برشی و نیز تولید اضافه فشار آب حفره‌ای رخ داده در مدل نیز کاهش پیدا می‌کند و این نشان می‌دهد که ضخامت لایه مستعد روانگرایی تاثیر بسزایی در عملکرد لرزه‌ای



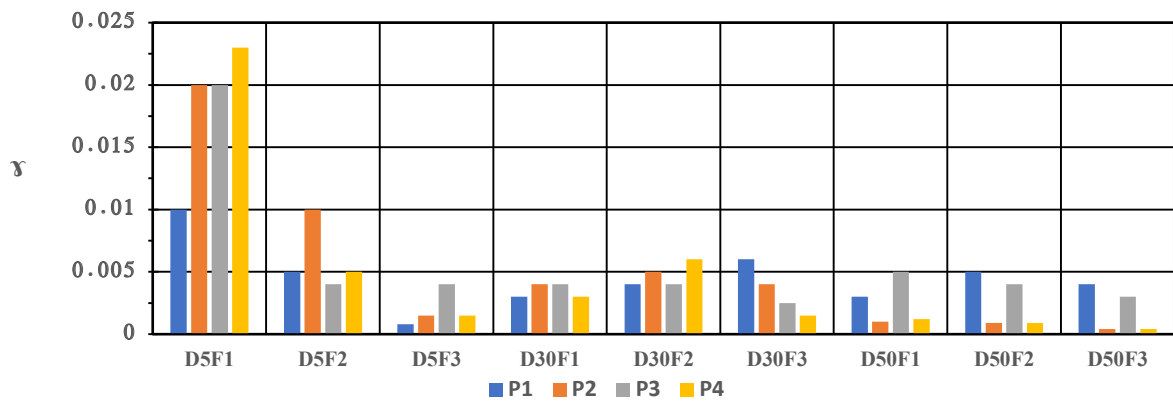
شکل ۱۲. اضافه فشار آب حفره‌ای در مقابل کرنش (P1, P3 در موقعیت ۵۲/۵ cm و P2, P4 در موقعیت ۳۵ cm از کف جعبه - آزمایش (D50F3))

Fig. 12. Excess pore water pressure versus strain (P1, P3 at the position of 52.5 cm and P2, P4 at the position of 35 cm from the bottom of the test box (D50F3))



شکل ۱۳. اضافه فشار آب حفره‌ای بیشینه در کلیه آزمایش‌ها

Fig. 13. Maximum excess pore water pressure in all tests



شکل ۱۴. کرنش برشی بیشینه در کلیه آزمایش‌ها

Fig. 14. Maximum shear strain in all tests

فرکانس بارگذاری در زمین با ضخامت‌های مختلف لایه خاک مستعد روانگرا می‌تواند بر پاسخ‌های دینامیکی خاک مسلح شده و نشده تاثیر بگذارد. با توجه به نتایج آزمایش‌ها، تکنیک ستون‌های اختلاط عمیق می‌تواند به عنوان گزینه مناسبی برای مقابله با لایه‌های روانگرا با عمق زیاد انتخاب گردد و در شرایط مستعد به روانگرایی می‌تواند مانع از تغییر شکل‌های زیاد و در نتیجه کمترین آسیب به سازه و لذا کاهش خسارات پروژه‌های مهندسی در زمان زلزله گردد. در مقابل با توجه به اینکه اجرای ستون‌های اختلاط عمیق نیاز به دستگاه و نیروی متخصص و هزینه بالا در مقایسه با ستون‌های شنی دارد لذا در حالت‌هایی که ضخامت لایه روانگرا کمتر باشد می‌توان برای مدیریت هزینه‌ها از ستون‌های شنی به جای ستون‌های اختلاط عمیق بهره گرفته شود.

۸- نتیجه گیری

هدف اصلی در این مقاله بررسی تاثیر ضخامت لایه روانگرا و فرکانس بارگذاری در رفتار دینامیکی فونداسیون قرار گرفته بر روی لایه ماسه‌ای شل اشباع می‌باشد که توسط دو تکنیک ستون‌های اختلاط عمیق و ستون‌های شنی بهسازی شده است. تعداد آزمایش‌ها ۱۰ مورد می‌باشد که یکی از مدل‌ها بدون بهسازی و بقیه مدل‌ها با ستون‌ها مسلح‌سازی شده‌اند. اهم نتایج به دست آمده از آزمایش‌ها به شرح زیر می‌باشد:

ساختاری نشوند قابلیت تخلیه سریع اضافه فشار آب حفره‌ای را دارند اما اعمال بارگذاری سریع به علت پایین بودن فشار محدود کننده در خاک شل و نیز ناچیز بودن سختی محوری آن‌ها نسبت به ستون‌های اختلاط عمیق سریعاً دچار گسیختگی شده و توان زهکشی خود را از دست می‌دهند. در مقابل ستون‌های اختلاط عمیق به علت داشتن سختی محوری بیشتر، خیلی دیرتر از ستون‌های شنی دچار گسیختگی می‌گردند و در حین بارگذاری لرزه‌ای مانع از تولید کرنش‌های بزرگ و اضافه فشار آب حفره‌ای در خاک می‌گردند.

در شکل ۱۴ تغییرات کرنش برشی در آزمایش‌ها بر اساس ضخامت لایه و فرکانس بارگذاری نشان داده شده است. بر پایه این شکل ملاحظه می‌گردد که فرکانس بارگذاری که مستقیماً بر تعداد دوره‌های بارگذاری اعمالی بر مدل‌ها تاثیر می‌گذارد می‌تواند بر مقادیر کرنش برشی و در نتیجه مدول برشی خاک اثر بگذارد. همانطور که از شکل مذکور مشخص است در سری آزمایش D5 (لایه مستعد روانگرایی با ضخامت زیاد) در فرکانس بارگذاری ۱ Hz مقادیر کرنش برشی بیشینه بیشتر از فرکانس‌های دیگر است همین‌طور در سری آزمایش D30 مقدار کرنش بیشینه در فرکانس بارگذاری ۲ Hz تا حدودی بیشتر از فرکانس‌های دیگر است ولی در سری آزمایش D50 به علت کاهش ضخامت لایه مستعد روانگرایی تغییرات در کرنش برشی بیشینه در فرکانس‌های مختلف ناچیز می‌باشد. بنابراین

حفره‌ای رخ داده در مدل نیز کاهش پیدا می‌کند و این نشان می‌دهد که ضخامت لایه مستعد روانگرایی تاثیر بسزایی در عملکرد لرزه‌ای خاک و اثر بخشی روش‌های بهسازی دارد.

- ستون‌های شنی به شرطی که دچار گسیختگی ساختاری نشوند قابلیت تخلیه سریع اضافه فشار آب حفره‌ای را دارند اما با اعمال بارگذاری سریع به علت پایین بودن فشار محدود کننده در خاک شل و نیز ناچیز بودن سختی محوری آن‌ها نسبت به ستون‌های اختلاط عمیق سریعاً دچار گسیختگی شده و توان زهکشی خود را از دست می‌دهند. در مقابل ستون‌های اختلاط عمیق به علت داشتن سختی محوری بیشتر، دیرتر از ستون‌های شنی دچار گسیختگی می‌گردند و در حین بارگذاری لرزه‌ای مانع از تولید کرنش‌های برشی بزرگ و اضافه فشار آب حفره‌ای در خاک می‌گردند.

- در لایه روانگرایی با ضخامت زیاد در فرکانس بارگذاری ۱ Hz مقادیر کرنش برشی بیشتر از فرکانس‌های دیگر است و در لایه روانگرایی با ضخامت متوسط، مقدار کرنش بیشینه در فرکانس بارگذاری ۲ Hz بیشتر از فرکانس‌های دیگر است ولی در مدل با لایه روانگرایی کم ضخامت، تغییرات در کرنش برشی بیشینه در فرکانس‌های مختلف ناچیز می‌باشد. بنابراین فرکانس بارگذاری در زمین با ضخامت‌های مختلف لایه خاک مستعد روانگرایی می‌تواند بر پاسخ‌های دینامیکی خاک مسلح شده و نشده تاثیر بگذارد.

- از میان دو روش بهسازی ذکر شده تکنیک ستون‌های اختلاط عمیق در لایه‌های ضخیم‌تر عملکرد بهتری را نسبت به ستون‌های شنی دارند و باعث حفظ قابل توجه مدول برشی و کاهش کرنش برشی توده خاک شده است. با توجه به نتایج آزمایش‌ها، تکنیک ستون‌های اختلاط عمیق می‌تواند به عنوان گزینه مناسبی برای مقابله با لایه‌های روانگرا با عمق زیاد انتخاب گردد و در شرایط مستعد به روانگرایی می‌تواند مانع از تغییر شکل‌های زیاد و در نتیجه کمترین آسیب به سازه و لذا کاهش خسارات پروژه‌های مهندسی در زمان زلزله گردد.

- در مدل‌های با ضخامت لایه روانگرایی کمتر، تفاوت در مدول برشی خاک در دو متد بهسازی ناچیز می‌گردد و این نشان می‌دهد که در ضخامت‌های کمتر رفتار ستون‌های شنی و ستون‌های اختلاط عمیق به همدیگر نزدیک‌تر می‌گردد. لذا در حالت‌هایی که ضخامت لایه روانگرا کمتر باشد ستون‌های شنی و ستون‌های اختلاط مشابه هم عمل می‌کنند.

- در مدل خاک بهسازی نشده بعد از تعداد کمی حلقه بارگذاری اعمالی، حلقه‌ها سریعاً به صورت افقی متمایل می‌شوند که نشان دهنده تقلیل سریع مدول برشی خاک است که علت آن وقوع پدیده روانگرایی در لایه خاک مسلح نشده می‌باشد اما در مدل‌های مسلح متمایل به افقی شدن حلقه‌های تنش-کرنش کاهش پیدا می‌کند و تعداد دوره بارگذاری بیشتری لازم است تا حلقه‌ها حالت افقی پیدا کنند.

- مقادیر اضافه فشار حفره‌ای مدل مسلح در مقایسه با مدل غیرمسلح افت قابل توجهی پیدا کرده است به عبارتی تسلیح خاک باعث بهبود مدول برشی توده خاک مسلح شده است.

- بر طبق نتایج آزمایش‌ها، برای نمونه در فرکانس ۲ Hz درصد تغییرات مدول برشی سکانتی در زمین‌های مسلح شده نسبت به زمین مسلح نشده (سری A) به صورت زیر می‌باشد:

الف- در زمین مسلح شده با ستون‌های شنی درصد افزایش مدول برشی در سری آزمایش D5 (لایه روانگرایی عمیق حدود ۱۳ متر) در حدود ۸۰ درصد و در سری D30 (لایه روانگرایی با عمق متوسط حدود ۷ متر) در حدود ۸۵ درصد و در سری D50 (لایه روانگرایی با عمق حدود ۳ متر) در حدود ۹۵ درصد قرار می‌گیرد.

ب- در زمین مسلح شده با ستون‌های اختلاط عمیق درصد افزایش مدول برشی در سری آزمایش D5 (لایه روانگرایی عمیق حدود ۱۳ متر) در حدود ۸۵ درصد و در سری D30 (لایه روانگرایی با عمق متوسط حدود ۷ متر) در حدود ۹۳ درصد و در سری D50 (لایه روانگرایی با عمق حدود ۳ متر) در حدود ۹۶ درصد قرار می‌گیرد.

بنابراین ملاحظه می‌گردد که اولاً در زمین با لایه مستعد روانگرایی با عمق بیشتر درصد افزایش مدول برشی به علت مسلح‌سازی، بیشتر می‌گردد و با کاهش ضخامت لایه روانگرا این درصد افزایش پیدا می‌کند. ثانیاً در زمین مسلح شده با ستون‌های اختلاط عمیق درصد افزایش مدول برشی بزرگ‌تر از زمین مسلح شده با ستون‌های شنی می‌باشد.

- مقدار کرنش برشی آستانه (لا) بستگی به ضخامت لایه مستعد روانگرایی و به علاوه فرکانس حرکت ورودی دارد. مقدار کرنش برشی آستانه در لایه مستعد روانگرایی با ضخامت زیاد خیلی کمتر از لایه با ضخامت کم می‌باشد.

- در هر دو روش بهسازی زمین در حالت کلی با کاهش ضخامت لایه مستعد روانگرایی میزان کرنش‌های برشی و نیز تولید اضافه فشار آب

infrastructure systems, 5(1) (1999) 21-34.

- [4] M. Shahraki, R. Rafiee-Dehkharghani, K. Behnia, Three-dimensional Finite Element modeling of stone column-improved soft saturated ground, Civil Engineering Infrastructures Journal, 51(2) (2018) 389-403.
- [5] R.V. Siddharthan, A. Porbaha, Seismic response evaluation of sites improved by deep mixing, Part 2: Verification, Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Ground Improvement, 161(3) (2008) 163-169.
- [6] R.V. Siddharthan, A. Porbaha, Seismic response evaluation of sites improved by deep mixing, Part I: Proposed approach, Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Ground Improvement, 161(3) (2008) 153-162.
- [7] P. Mohanty, D. Xu, S. Biswal, S. Bhattacharya, A shake table investigation of dynamic behavior of pile supported bridges in liquefiable soil deposits, Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 20(1) (2021) 1-24.
- [8] M. Ghazavi, J.N. Afshar, Bearing capacity of geosynthetic encased stone columns, Geotextiles and Geomembranes, 38 (2013) 26-36.
- [9] M. Esmaili, M. Gharouni-Nik, H. Khajehei, Evaluation of deep soil mixing efficiency in stabilizing loose sandy soils using laboratory tests, Geotechnical Testing Journal, 37(5) (2014) 817-827.
- [10] R.A. Green, C.G. Olgun, K.J. Wissmann, Shear stress redistribution as a mechanism to mitigate the risk of liquefaction, in: Geotechnical earthquake engineering and soil dynamics IV, 2008, pp. 1-10.
- [11] A. Asgari, M. Oliaei, M. Bagheri, Numerical simulation of improvement of a liquefiable soil layer using stone column and pile-pinning techniques, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 51 (2013) 77-96.
- [12] Gh. Asadzadeh, H. Bahadori, Evaluation of the performance of gravel columns in reducing risks caused by liquefaction, International Institute of earthquake engineering and seismology, 12(1-2) (2009) (in persian).
- [13] S. Prasad, I. Towhata, G. Chandradhara, P.

۹- فهرست علائم

علائم انگلیسی

D	قطر ستون‌ها
h	ضخامت لایه خاک
e_{min}	نسبت تخلخل مینیمم خاک
e_{max}	نسبت تخلخل بیشینه خاک
c_c	ضریب خمیدگی
c_u	ضریب یکنواختی
D_r	تراکم نسبی خاک
E_C	مدول الاستیسیته ستون اختلاط عمیق
G_c	مدول برشی ستون اختلاط عمیق
G_s	مدول برشی خاک مسلح نشده
A_r	نسبت مساحت اصلاحی توسط ستون‌ها
q	مقاومت تک محوری ستون اختلاط عمیق
N	فاکتور مقیاس
g	شتاب ثقل

علائم یونانی

ρ	چگالی، kg/m^3
τ_{ave}	متوسط تنش برشی برای خاک بهسازی شده، kPa
τ_{min}	تنش برشی مینیمم، kPa
τ_{max}	تنش برشی بیشینه، kPa
γ	کرنش برشی
γ_{ave}	متوسط کرنش برشی برای خاک بهسازی شده
γ_r	نسبت کرنش برشی
$\gamma_{soil-cement}$	کرنش برشی در ستون سیمان-خاک
γ_{soil}	کرنش برشی در خاک
γ_t	کرنش برشی آستانه

منابع

- [1] D. Zhang, A. Wang, and X. Ding, Seismic response of pile groups improved with deep cement mixing columns in liquefiable sand: shaking table tests, Canadian Geotechnical Journal, 59(6) pp. (2022) 994-1006.
- [2] M. Kitazume, M. Terashi, The deep mixing method, CRC press, 2013.
- [3] A. Porbaha, K. Zen, M. Kobayashi, Deep mixing technology for liquefaction mitigation, Journal of

- Engineering, 140(3) (2014) 04013034.
- [23] H. DehqanKhalili, A. Ghalandarzadeh, M. Moradi, R. Karimzadeh, Effect of distribution patterns of DSM columns on the efficiency of liquefaction mitigation, *Scientia Iranica*, 27(5) (2020) 2198-2208.
- [24] A. Bahmanpour, I. Towhata, M. Sakr, M. Mahmoud, Y. Yamamoto, S. Yamada, The effect of underground columns on the mitigation of liquefaction in shaking table model experiments, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 116 (2019) 15-30.
- [25] M. Kitazume, JGS TC Report: Japanese design procedures and recent activities of DMM, in: *Proc. of the 2nd Int. Conf. on Ground Improvement Geosystems*, 1996, pp. 925-937.
- [26] M. Kitazume, H. Yamazaki, T. Tsuchida, Recent soil admixture stabilization techniques for port and harbor constructions in Japan—deep mixing method, premix method, light-weight method, in: *Proc Int Seminar on Geotechnics in Kochi*, ISGK, 2000, pp. 23-40.
- [27] M. Bouassida, A. Porbaha, Ultimate bearing capacity of soft clays reinforced by a group of columns: Application to a deep mixing technique, *Soils and Foundations*, 44(3) (2004) 91-101.
- [28] M.Y. Fattah, M.A. Al-Neami, A.S. Al-Suhaily, Estimation of bearing capacity of floating group of stone columns, *Engineering science and technology, an international journal*, 20(3) (2017) 1166-1172.
- [29] M.H. Rayhani, M.H. El Naggar, Seismic response of sands in centrifuge tests, *Canadian Geotechnical Journal*, 45(4) (2008) 470-483.
- [30] D. Bertalot, A. Brennan, F. Villalobos, Influence of bearing pressure on liquefaction-induced settlement of shallow foundations, *Géotechnique*, 63(5) (2013) 391.
- [31] H. Bahadori, A.Khalili, Effect of loading waveform and frequency on dynamic properties of dry sands using shaking table tests, *Journal of Engineering Geology*, 14 (2) 223-252 (2020) (in persian).
- Nanjundaswamy, Shaking table tests in earthquake geotechnical engineering, *Current science*, (2004) 1398-1404.
- [14] F.O. Yang, G. Fan, K. Wang, C. Yang, W. Lyu, J. Zhang, A large-scale shaking table model test for acceleration and deformation response of geosynthetic encased stone column composite ground, *Geotextiles and Geomembranes*, (2021).
- [15] A.A. Araei, I. Towhata, Impact and cyclic shaking on loose sand properties in laminar box using gap sensors, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 66 (2014) 401-414.
- [16] C.-J. Lee, Y.-C. Wei, Y.-C. Kuo, Boundary effects of a laminar container in centrifuge shaking table tests, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 34(1) (2012) 37-51.
- [17] A. Turan, S.D. Hinchberger, H. El Naggar, Design and commissioning of a laminar soil container for use on small shaking tables, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 29(2) (2009) 404-414.
- [18] H. Bahadori, A. GHALANDARZADEH, I. Towhata, Effect of non plastic silt on the anisotropic behavior of sand, *Soils and foundations*, 48(4) (2008) 531-545.
- [19] K. Farahmand, A. Lashkari, A. Ghalandarzadeh, Firoozkuh sand: introduction of a benchmark for geomechanical studies, *Iranian Journal of Science and Technology, Transactions of Civil Engineering*, 40(2) (2016) 133-148.
- [20] H.B. Seed, J.R. Booker, Stabilization of potentially liquefiable sand deposits using gravel drains, *Journal of the geotechnical engineering division*, 103(7) (1977) 757-768.
- [21] S. Iai, Similitude for shaking table tests on soil-structure-fluid model in 1g gravitational field, *Soils and Foundations*, 29(1) (1989) 105-118.
- [22] D. Rayamajhi, T.V. Nguyen, S.A. Ashford, R.W. Boulanger, J. Lu, A. Elgamal, L. Shao, Numerical study of shear stress distribution for discrete columns in liquefiable soils, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental*

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم

Gh. Asadzadeh Khoshemehr, H. Bahadori, Investigating the dynamic response of deep mixing columns and gravel columns in liquefiable layer with different thickness, Amirkabir J. Civil Eng., 55(3) (2023) 619-640.

DOI: [10.22060/ceej.2023.21772.7821](https://doi.org/10.22060/ceej.2023.21772.7821)

