



Dynamic coupled analysis of large-diameter steel piles located in liquefiable soil layers

S. M. Amin Ghotbi¹, M. Olyaei^{1*}, H. Heidarzadeh²

¹ Faculty of Civil & Environmental Engineering, Tarbiat Modares University, Tehran, Iran

² Department of Civil Engineering, Faculty of Technology and Engineering, Shahrekord University, Shahrekord, Iran

Review History:

Received: Sep. 29, 2021

Revised: Jun. 30, 2022

Accepted: Jul. 20, 2022

Available Online: Aug. 09, 2022

Keywords:

Numerical modeling

Liquefaction

Layered soil

Soil-pile interaction

Multi-surface constitutive model

ABSTRACT: Many shores in Iran are at risk of earthquakes, and due to the dynamic loading of the earthquake, these saturated soils are prone to liquefaction. In this study, the behavior of two-layered saturated sand with different relative densities and the interaction effects of soil and pile under dynamic loads has been considered. For this purpose, a constitutive model presented in the multi-surface framework has been applied. In addition, the equations governing the saturated environment have been solved in a completely coupled way based on the finite element method. According to the obtained results, liquefaction will occur in the upper layers no matter the loading frequency when their liquefaction potential is high. Nevertheless, at depths and layers where the liquefaction potential is low, the pore pressure is strongly dependent on the loading frequency, so with an increase in the frequency of the dynamic loads, the water pore pressure increases less. Also, based on the analyses performed under different frequencies, it is observed that at a dynamic loading frequency, increasing the pile length has little effect on the displacement of the pile head but can significantly affect the displacement of the buried parts. Therefore, the larger the ratio of the pile length in the liquefiable soil to the total length of the pile, the greater the possibility of more displacement in the buried end of the pile; and as a result, it can lead to instability of the structure.

1- Introduction

Most marine structures should be constructed on large-diameter piles with sufficient penetration into the subsurface layers. The shallower deposits at such places usually consist of soft clayey or loose to medium sandy soils, which are highly susceptible to various liquefaction forms. Due to the rapid growth of marine structures, the effect of liquefaction on the large-diameter piles has to be investigated in more depth. In this study, a robust numerical approach was used to investigate the behavior of large-diameter piles of such structures during liquefaction; and the effects of inertial and kinematic interactions were considered using a coupled formulation and simultaneous modeling of the pile and adjacent soil. There have been some previous studies in this area [1-17], which we tried to cover their shortcomings in this study, and some of their results have been used to verify and compare the results.

2- Methodology

The constitutive relation employed in this study was established on the original basis of Prevost, in which a multi-surface method is implemented for cyclic hysteretic response [18] (Figure 1).

A numerical model was created by means of the finite-

element program OpenSeesPL [19]. Based on the sensitivity studies, the extent of the model in x, y, and z directions was selected at 60, 30, and 35 m, which are suitable to diminish boundary effects (Figure 2). For the zone around the pile, mesh magnitude was selected comparatively fine, which becomes coarser to outside boundaries.

To validate the model in replicating logical results, a centrifuge test performed by Wilson [20], named Csp3 for Event J, was used; the behavior of excess pore pressure, superstructure acceleration, and bending moment of the pile were compared with those of the centrifuge test. The results of the constructed model agree with those of the physical model in terms of accelerations, excess pore pressure ratio (R_u), and pile bending moments. Consequently, the model can capture soil and pile responses appropriately under earthquake loading and liquefaction.

3- Results and Discussion

R_u normally is likely to decline with depth. This tendency can be explicated from the difference in soil's density (and stiffness, of course) for different layers. For the upper section of the model, the relative density is smaller, resulting in greater oscillations of soil particles. Consequently, the soil's assembly densifies, and pore water is enforced to get out of

*Corresponding author's email: M.Olyaei@modares.ac.ir



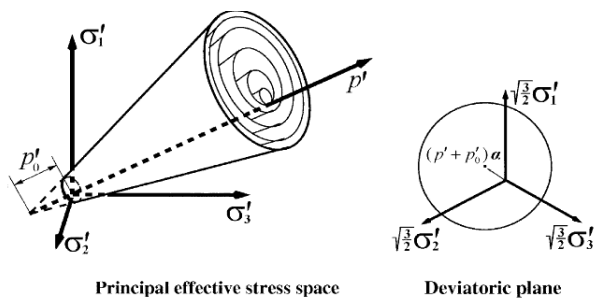


Fig. 1. Conical yield surface in the space of principal stresses and on the deviatoric plane

the soil pores. The pressure of pore water surges through this procedure.

Moreover, the loading frequency does not influence the liquefaction development in the upper soil layer. According to this point, liquefaction can happen in every portion of the soil from the ground surface down to the depth of 8 m in all cases. Therefore, the incidence of liquefaction for the upper layer (low relative density) seems irrelevant to the frequency of base motion.

Investigating the soil's horizontal movement at $x = 5.5$ m from the pile for different frequencies reveals that the intensity of vibrations decreases with a surge in the loading frequency. This decline is in accordance with variations of R_u . The amplitude of fluctuations of soil elements has special importance prior to liquefaction compared to its value after liquefaction. The cause is that shear wave wandering from unfathomable areas of the ground through soil medium is damped somewhat after liquefaction, and the breadth of soil vibration declines, accordingly. In addition, Haeri et al. [21] and Lu et al. [19] pointed out such an occurrence in their work.

4- Conclusions

The main conclusions of the paper are:

- When the loading frequency is equivalent to or smaller than the soil's natural frequency, it is more likely for deeper zones of soil to liquefy, in addition to the liquefaction of upper deposits. Consequently, it is suggested to use a lengthier pile and increase its embedment in such circumstances.

- When the loading frequency is high, it takes longer to liquefy the soil. In other words, excitation with a higher frequency applied for a longer period could have a similar effect to loadings with lower frequencies applied in shorter times.

- When a deposit of cohesive material is present above a relatively looser deposit of sand, the sand layer may liquefy in a shorter time. R_u will rise to a value greater than one, and sand loses its shear strength. Displacements and bending moments in the embedded pile will increase accordingly.

- In conditions where clay is placed in the loose sand bed, the maximum displacement of the pile head could have a 50% growth compared to the condition with no clay. Thought, this large value occurs before liquefaction due to the extreme

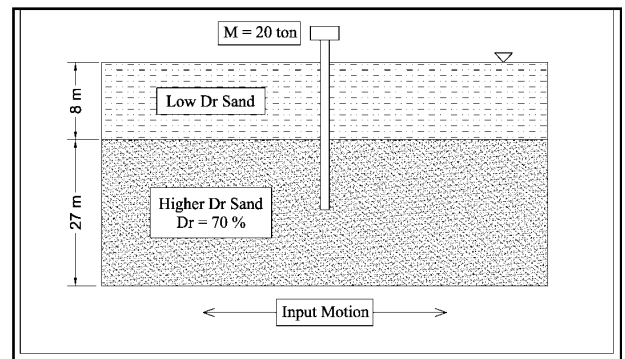


Fig. 2. The soil layer state considered in the current investigation

softness of the clay layer.

References

- [1] A. Komak panah, K. Khakpour, M. norooz Olyaei, Investigation of effect of the liquefiable layer geometry in behavior of pile Foundations, *Modares Civil Engineering journal*, 14(20) (2014) 127-135.
- [2] P.S.Ö. Kardoğan, S. Bhattacharya, Review of Liquefaction Around Marine and Pile-Supported Wharf Structures, in, Springer International Publishing, Cham, 2018, pp. 893-903.
- [3] M. Sadeghian, M. Hassanlourad, A. Ardakani, R. Dinarvand, Numerical Investigations on Group Pile“ Lateral Bearing Capacity Considering Interaction of Soil and Structure, in, 2019.
- [4] A. Kavand, A. Sadeghi Meibodi, 3-Dimensional Numerical Modelling of Pile Group Response to Liquefaction-induced Lateral Spreading, *Amirkabir Journal of Civil Engineering*, 52(5) (2020) 1061-1078.
- [5] G. Nouri, M. Tirandazian, Seismic Sespense of Wind Turbines Supported by RC Mono-Pile in Liquefied Soil, *Journal of Concrete Structures and Materials*, 5(2) (2020) 129-151.
- [6] S. Abbasi, A. Ardakani, M. Yakhchalian, The effect of pile cap stiffness on the seismic response of soil-pile-structure systems under near-fault ground motions, *Earthquakes and Structures*, 20(1) (2021) 87-96.
- [7] A. Franza, C. Zheng, A.M. Marshall, R. Jimenez, Investigation of soil–pile–structure interaction induced by vertical loads and tunnelling, *Computers and Geotechnics*, 139 (2021) 104386.
- [8] H. Hu, Y. Huang, M. Xiong, L. Zhao, Investigation of seismic behavior of slope reinforced by anchored pile structures using shaking table tests, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 150 (2021) 106900.
- [9] R.S. Merifield, S.J. Goodall, S.A. McFarlane, Finite element modelling to predict the settlement of pile groups founded above compressible layers, *Computers and Geotechnics*, 134 (2021) 104139.
- [10] Y. Sawamura, K. Inagami, T. Nishihara, T. Kosaka, M. Hattori, M. Kimura, Seismic performance of group pile

- foundation with ground improvement during liquefaction, *Soils and Foundations*, 61(4) (2021) 944-959.
- [11] Y. Wang, S. Sang, M. Zhang, X. Liu, S. Yang, Field test of earth pressure at pile-soil interface by single pile penetration in silty soil and silty clay, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 145 (2021) 106666.
- [12] Z. Xiao-ling, X. Jun-yuan, H. Yan, C. Shong-loong, Model test study on horizontal bearing behavior of pile under existing vertical load, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 147 (2021) 106820.
- [13] M. Zamanian, M. Payan, F. Jafarzadeh, N. Ranjbar, K. Senetakis, Evolution of Dynamic Properties of Cross-Anisotropic Sand Subjected to Stress Anisotropy, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 147(7) (2021) 04021048.
- [14] Y. Zhang, W. Wu, H. Zhang, M.H.E. Naggari, K. Wang, G. Jiang, G. Mei, A novel soil-pile interaction model for vertical pile settlement prediction, *Applied Mathematical Modelling*, 99 (2021) 478-496.
- [15] A. Haddad, A. Barari, R. Amini, The remedial performance of suction caisson foundations for offshore wind turbines under seismically induced liquefaction in the seabed: Shake table testing, *Marine Structures*, 83 (2022) 103171.
- [16] S.K. Patra, S. Haldar, S. Bhattacharya, Predicting tilting of monopile supported wind turbines during seismic liquefaction, *Ocean Engineering*, 252 (2022) 111145.
- [17] F. Ranjbar, A. Asgari, H. Akbarzadeh Bengar, Effect of Ground Slope on the Dynamic Response of Piles Group in Liquefiable Soil based on 3D Numerical Simulation, *Bulletin of Earthquake Science and Engineering*, 8(4) (2022) 29-49.
- [18] A. Elgamal, Z. Yang, E. Parra, A. Ragheb, Modeling of cyclic mobility in saturated cohesionless soils, *International Journal of Plasticity*, 19(6) (2003) 883-905.
- [19] Jinchu Lu, Ahmed Elgamal, Z. Yang, *OpenSeesPL: 3D lateral pile-ground interaction user manual (Beta 1.0)*, University of California, San Diego, Department of Structural Engineering, 2011.
- [20] D.W. Wilson, *Soil-Pile-Superstructure Interaction in Liquefying Sand and Soft Clay*, University of California at Davis, 1998.
- [21] S.M. Haeri, A. Kavand, I. Rahmani, H. Torabi, Response of a group of piles to liquefaction-induced lateral spreading by large scale shake table testing, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 38 (2012) 25-45.

HOW TO CITE THIS ARTICLE

S. M. Amin Ghotbi, M. Oliaei, H. Heidarzadeh, *Dynamic coupled analysis of large-diameter steel piles located in liquefiable soil layers*, *Amirkabir J. Civil Eng.*, 54(11) (2023) 867-870.

DOI: 10.22060/ceej.2022.20610.7479





تحلیل همبسته دینامیکی شمع های فولادی قطور واقع در لایه های خاک روانگرا

سید محمد امین قطبی^۱، محمد علیایی^{۲*}، هیثم حیدرزاده^۲

۱- دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس، تهران، ایران

۲- دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه شهرکرد، شهرکرد، ایران

تاریخچه داوری:

دریافت: ۱۴۰۰/۰۷/۰۷
بازنگری: ۱۴۰۱/۰۴/۰۹
پذیرش: ۱۴۰۱/۰۴/۲۹
ارائه آنلاین: ۱۴۰۱/۰۵/۱۸

کلمات کلیدی:

مدل سازی عددی
روانگرایی
خاک لایه ای
اندرکنش خاک و شمع
مدل رفتاری چند سطحی

خلاصه: بسیاری از سواحل ایران در معرض خطر زلزله قرار دارند و تحت اثر بارگذاری دینامیکی زلزله، این خاکها با توجه به اشباع بودن، مستعد روانگرا شدن هستند. لذا در تحقیق حاضر، رفتار خاک ماسه‌ای اشباع در دو لایه با تراکم نسبی‌های مختلف به همراه اثرات اندرکنشی خاک و شمع تحت اثر بار دینامیکی سینوسی از نوع تاریخچه شتاب مورد توجه قرار گرفته است. بدین منظور از یک مدل رفتاری بر مبنای نظریه صفحات تودرتو استفاده گردیده و برای حل معادلات حاکم بر محیط مختلخل اشباع به صورت کاملاً همبسته، از روش اجزای محدود استفاده شده است. بر اساس نتایج به دست آمده، ملاحظه می شود در لایه های سطحی با پتانسیل روانگرایی بالا، بدون توجه به اینکه فرکانس بارگذاری چه مقداری باشد، در این اعماق روانگرایی رخ خواهد داد. اما در اعماق و لایه هایی که پتانسیل روانگرایی در آنها کمتر است، افزایش فشار آب حفره ای به شدت تابع فرکانس بارگذاری است، به طوری که با افزایش فرکانس نسبت به فرکانس طبیعی، فشار آب حفره ای تحت بارگذاری دینامیکی، کمتر افزایش می یابد. همچنین، بر اساس تحلیل های انجام شده تحت فرکانس های مختلف مشاهده می شود که در یک فرکانس خاص بارگذاری دینامیکی، افزایش طول شمع تأثیر چندانی بر تغییر مکان سر شمع (به دلیل جرم زیاد آن) ندارد اما می تواند تغییر مکان در طول و انتهای مدفون شمع را تا حد زیادی تحت تأثیر قرار دهد. از این رو، هر چه نسبت طولی از شمع که در خاک روانگرا قرار دارد به طول کل شمع، بزرگتر باشد، امکان تغییر مکان انتهای مدفون شمع بیشتر می شود؛ و در نتیجه می تواند منجر به عدم پایداری سازه شود.

۱ نمونه‌یابی از این خرابی‌ها مشاهده می‌گردد.

به طور کلی مکانیزم‌های وقوع روانگرایی به دو دسته کلی روانگرایی جریان‌ی و تحرک سیکلی دسته‌بندی می‌گردند. در تحرک سیکلی، امکان روانگرا شدن خاک‌های با تراکم نسبی بالاتر نیز وجود دارد که به عوامل مختلفی از جمله تنش مؤثر محدود کننده خاک و تعداد سیکل‌های بارگذاری بستگی دارد. بر مبنای تحقیق ایشیهارا [۲] می‌توان نتیجه گرفت که دو نوع نیرو بر شمع‌ها در حین روانگرایی وارد می‌گردد: (۱) نیروهای اینرسی (Inertial Forces) که از طرف روسازه به سر شمع اعمال می‌گردند و فرکانس آنها تابعی از فرکانس سازه و فرکانس غالب زلزله است. این نیروها قبل از وقوع روانگرایی حداکثر بوده و پس از وقوع روانگرایی در خاک به شدت کاهش می‌یابند. (۲) نیروهای حرکتی (Kinematic Forces) که در اثر تغییر شکل‌های خاک روانگرا شده به شمع اعمال می‌گردند و در صورتی که زمین شیب‌دار بوده و یا یک لایه غیرروانگرا شونده بر روی لایه روانگرا شونده قرار داشته باشند افزایش می‌یابند. در این تحقیق مکانیزم تحرک سیکلی مورد توجه قرار گرفته است.

۱- مقدمه

سازه‌های مختلفی از قبیل پل‌ها، اسلک‌ها و سکوهای نفتی در سواحل دریاها و یا با فاصله از آن در داخل دریا ساخته می‌شوند که اخیراً به این مجموعه می‌توان توربین‌های بادی دریایی (OWTs) را هم اضافه نمود. وجه مشترک تمامی این سازه‌ها قرارگیری آنها بر روی شالوده‌های شمی است که به علت سستی نهشته‌های سطحی خاک و همچنین لزوم فاصله‌دار بودن این سازه‌ها از سطح آب است. از طرفی احتمال وقوع زلزله در بسیاری از نقاط ایران و جهان تهدیدی بالقوه برای سازه‌های ساخته شده است. در مورد سازه‌های ساحلی و دریایی، علاوه بر خطرات محتمل در سایر سازه‌ها، با توجه به اشباع بودن خاک امکان وقوع پدیده روانگرایی نیز وجود دارد که می‌تواند خسارت‌های سنگینی را به سازه‌ها وارد نماید. از جمله چنین خسارت‌ها و خرابی‌ها می‌توان به فجایع رخ داده در زلزله‌های نیگاتا (۱۹۶۴)، آلاسکا (۱۹۶۴)، لوما پریتا (۱۹۸۹) و کوبه (۱۹۹۵) اشاره نمود [۱]. در شکل

* نویسنده عهده‌دار مکاتبات: M.Olyaei@modares.ac.ir





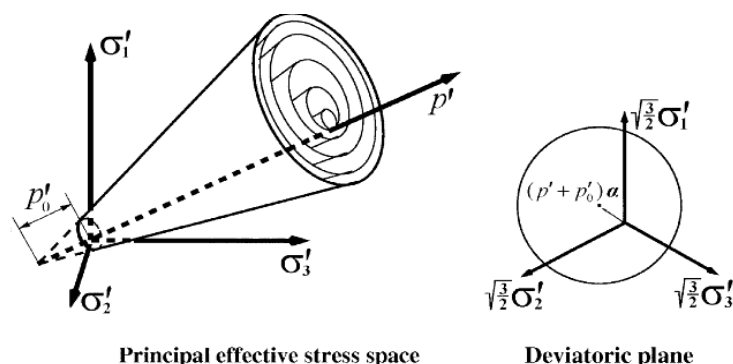
شکل ۱. سقوط و جابه‌جایی دهانه‌های پل Raqui ۲ در اثر روانگرایی [۱]

Fig. 1. Collapse and displacement of the bridge spans Raqui 2 due to liquefaction [1]

[۲۳]، احمد و همکاران [۲۴]، چاودوری و همکاران [۲۵]، عباسی و همکاران [۲۶] اشاره نمود. به عنوان نمونه رنجبر و همکران [۲۷] به بررسی اثر شیب زمین بر روی رفتار گروه شمعه‌های 1×1 ، 2×2 و 3×3 به صورت پارامتریک و با استفاده از شبیه‌سازی سه بعدی پرداختند. همچنین، کاوند و میبدی [۲۸] رفتار گروه شمعه در برابر گسترش جانبی ناشی از روانگرایی را با استفاده از تحلیل المان محدود سه بعدی همبسته خاک-آب مورد بررسی قرار دادند. در هر صورت، نتایج این تحقیقات نشان دهنده اهمیت در نظر گرفتن مطالعه اثر اندرکنشی خاک و جرم روسازه (اینرسی) بر رفتار شمعه‌های قطور است. در بیشتر این تحقیقات اثرات اندرکنشی ذکر شده برای شمعه‌های قطور به طور هم زمان در نظر رفته نشده است. همچنین بسیاری از مطالعات عددی انجام شده، از فرمولاسیون غیرهمبسته برای حل معادلات حاکم بر محیط متخلخل اشباع خاک و آب استفاده شده است. از طرف دیگر، بسیاری از معادلات رفتاری استفاده شده نسبتاً ساده بودند به طوری که عملاً قابلیت مدل‌سازی رفتار دینامیکی خاک را نداشتند.

در این مقاله به بررسی مکانیزم‌های اندرکنشی خاک مستعد روانگرایی و شمعه‌های قطور توربین‌های فراساحلی پرداخت شده است. به دلیل قطر زیاد این شمعه‌ها و جرم بسیار زیاد روسازه اثرات مختلفی قابل مشاهده است که در بخش‌های مختلف این مقاله به آن پرداخته شده است. این موضوع با توجه به در حال رشد بودن ایران و نیاز احتمالی در سال‌های آتی، اهمیت قابل توجهی پیدا می‌کند. در ذیل، لیستی از مهم‌ترین نوآوری‌های این تحقیق

می‌توان گفت که تاکنون تحقیقات زیادی در خصوص رفتار اندرکنشی خاک و شمعه انجام شده است که هر کدام از یک یا چند منظر خاص این موضوع را مورد توجه قرار داده است [۳-۶]. اما کماکان شناخت دقیقی از رفتار خاک هنگام روانگرایی و همچنین اندرکنش خاک و شمعه قرار گرفته در آن وجود ندارد و باید مطالعات بیشتری به خصوص با کمک روش‌های عددی انجام گیرد. از جمله تحقیقات تجربی نسبتاً جامع و مفصلی که در این خصوص انجام گرفته می‌توان به مطالعات ویلسون [۷] اشاره نمود که توسط آزمایش ساترفوژ انجام گرفته است. آن‌ها در تحقیق خود مشاهده نمودند که پاسخ لرزه‌ای روسازه-شمعه-خاک به نوع خاک، طبیعت زلزله و تغییر مکان‌های خاک بستگی دارد. همچنین، ساوامورا و همکاران [۸] به طور آزمایشگاهی عملکرد لرزه‌ای گروه شمعه را در بهبود شرایط خاک در طول روانگرایی مورد ارزیابی قرار دادند. از جمله سایر مطالعات تجربی می‌توان به تحقیقات توکیماتسو و همکاران [۹]، حائری و همکاران [۱۰]، کاردوگان و باتاچریا [۱۱]، مؤیدی و همکاران [۱۲]، خسرویفر و ناصر [۱۳]، هو و همکاران [۱۴]، ژانولینگ و همکاران [۱۵]، زمانیان و همکاران [۱۶]، پاترا و همکاران [۱۷] اشاره نمود. به عنوان مثال، حداد و همکاران [۱۸] با استفاده از آزمایش میز لرزه، به بررسی رفتار پی‌های توربین‌های بادی فراساحلی پرداختند. از طرف دیگر، از مطالعات عددی که در این خصوص انجام گرفته می‌توان به تحقیقات چنگ و جرمیس [۱۹]، رحمانی و پاک [۲۰]، عسگری و همکاران [۲۱]، یو و همکاران [۲۲]، مریفیلد و همکاران



شکل ۲. سطح تسلیم مخروطی در فضای تنش‌های اصلی و صفحه تنش‌های انحرافی [۲۹]

Fig. 2. Conical yield surface in the space of principal stresses and on the deviatoric plane [29]

مکان‌های سر شمع نخواهد داشت. در ادامه اصول نظری، نحوه مدل‌سازی و نتایج حاصله بیان شده است. لازم به توضیح است که مقصود از اندرکنش در این مقاله، اثرات توام یا متقابل جرم روسازه (inertial interaction) و تأثیر خاک (ki-) (nematic interaction) بر رفتار خاک و شمع است که با توجه به مدل‌سازی سه بعدی و در نظر گرفتن حل همبسته و توامان و مدل رفتاری مناسب حاصل شده است.

۲- اصول نظری و روابط ریاضی حاکم

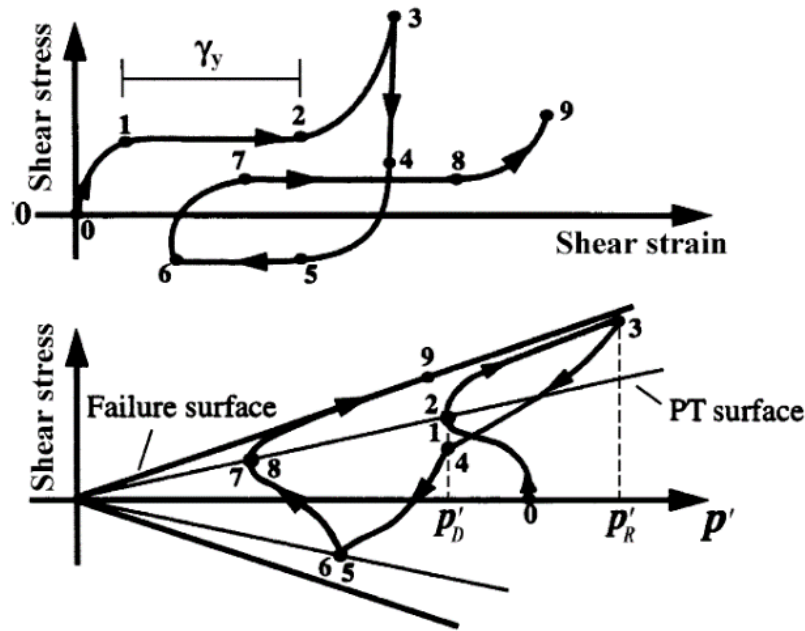
مدل خمیری برای خاک مورد استفاده در این تحقیق بر مبنای چهارچوب اصلی مدل پروست قرار دارد [۲۹]. در این مدل از یک رویکرد پلاستیسیته با صفحات تو در تو برای شبیه‌سازی پاسخ هیسترتیک سیکی خاک استفاده شده است. ممکن است در برخی شرایط تنظیم مناسب پارامترها برای منطبق کردن مدل بر نتایج آزمایشگاهی دشوار باشد، اما با این وجود این مدل توانایی بسیار خوبی در پیش‌بینی تجمع فشار آب حفره‌ای و کرنش‌های خمیری دارد. تابع تسلیم f مطابق شکل ۲ انتخاب شده است که رابطه ریاضی آن به صورت زیر است:

$$f = \frac{3}{2}(s - (p' + p'_0)\alpha) : (s - (p' + p'_0)\alpha) - M^2(p' + p'_0)^2 = 0 \quad (1)$$

ارائه شده است:

- بررسی شمع‌های قطور توربین‌های فراساحلی مستقر در خاک مستعد روانگرایی
- استفاده از حل همبسته برای مسئله فشار آب حفره‌ای و روانگرایی
- بارگذاری دینامیکی اعمالی به سازه
- استفاده از مدل رفتاری پیشرفته برای مسئله روانگرایی که دارای سطح تسلیم ترکیبی (جنبشی - ایزوتروپ) است و مناسب مدل‌سازی بارگذاری‌های دینامیکی است.

- تحلیل سه بعدی مسئله و در نتیجه افزایش دقت تحلیل
به منظور رفع این کاستی‌ها و بررسی دقیق‌تر رفتار شمع‌های قطور ساحلی و فراساحلی در حین روانگرایی خاک، در تحقیق حاضر برای مطالعه مکانیزم تحرک سیکی روانگرایی از فرمولاسیون کاملاً همبسته و مدل رفتاری بر مبنای تئوری صفحات تودرتو استفاده شده است. در نتیجه نتایج دقیق‌تر و واقعی‌تری در پیش‌بینی روند روانگرایی و نیروهای وارده به شمع‌ها حاصل گردیده است. بر این اساس مدل عددی سه بعدی شمع در خاک روانگرا شونده در نرم‌افزار اجزای محدود OpenSees ساخته شد و اثر عوامل مختلف (مانند فرکانس بارگذاری، قطر شمع، طول شمع و ...) بر رفتار شمع بررسی گردید. این تحلیل حساسیت نشان داد که با افزایش فرکانس بارگذاری مدت زمان بیشتری برای روانگرا شدن خاک لازم است. همچنین افزایش بیشتر طول شمع در لایه روانگرا شده تأثیر چندانی بر تغییر



شکل ۳. طرح شماییک پاسخ مدل رفتاری، نشان دهنده روابط تنش برشی، محصور شدگی مؤثر و کرنش [۲۹]

Fig. 3. A schematic pattern of the constitutive model response showing the relationships between shear and confinement stresses and strain [29]

در این معادلات، M, B, Q, S و H به ترتیب ماتریس‌های جرم، تنش-تغییر مکان، ماتریس همبستگی، قابلیت فشردگی و نفوذپذیری هستند. بردارهای $f^{(p)}$ و $f^{(s)}$ نیز شرایط مرزی مدل شامل نیروهای حجمی و نیروهای سطحی را در فازهای جامد و مایع اعمال می‌کنند.

۳- مدل‌سازی و صحت‌سنجی

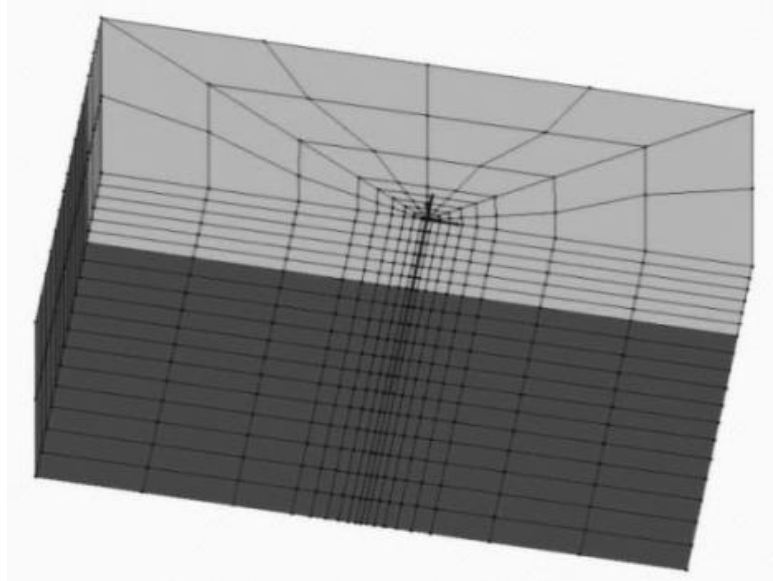
از نرم‌افزار OpenSeesPL برای مدل‌سازی و انجام تحلیل استفاده شده است [۳۰]. این نرم‌افزار بسیاری از قابلیت‌های OpenSees را به صورت گرافیکی در دسترس قرار داده که دسترسی به المان‌های کاملاً همبسته با وابستگی به فشار همه‌جانبه جهت شبیه‌سازی روانگرایی از جمله آن‌ها است. همچنین انواع بارگذاری دینامیکی به صورت مصنوعی و شتاب‌نگاشت‌های واقعی را می‌توان در تحلیل‌ها به کار برد. ابعاد در نظر گرفته شده مدل در این تحقیق پس از حساسیت‌سنجی ۳۰×۶۰ متر در صفحه افقی و ۳۵ متر در جهت قائم هستند که نمای کلی آن در شکل ۴ نشان داده شده است.

کمیت S معرف تانسور تنش انحرافی است که بر اساس رابطه $S = \sigma' - p'\delta$ تعیین می‌شود. مقدار p'_0 معرف موقعیت راس مخروط‌های سطوح تسلیم روی محور هیدرواستاتیک است. همچنین کمیت α نشان دهنده تانسور کینماتیک انحرافی مرتبه دوم است که در واقع موقعیت مرکز سطح تسلیم را روی سطح انحرافی مشخص می‌کند. مقدار M نیز اندازه سطح تسلیم را مشخص می‌کند. رفتار شبیه‌سازی شده توسط این مدل رفتاری در سکیل‌های بارگذاری - باربرداری برای حالت زهکشی نشده، به طور شماییک در شکل ۳ به نمایش گذاشته شده است.

برای حل معادلات کاملاً همبسته حاکم بر محیط متخلخل جامد-مایع، فرم ماتریسی معادلات به شکل زیر نوشته می‌شود:

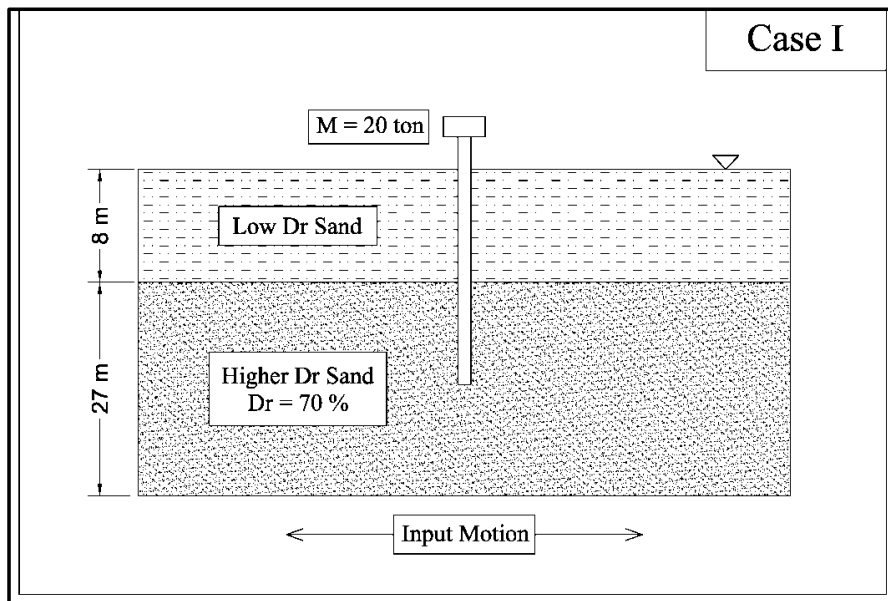
$$M\dot{U} + \int_V B^T \sigma' dV - QP - f^{(s)} = 0 \quad (2)$$

$$Q^T \dot{U} + HP + SP - f^{(p)} = 0 \quad (3)$$



شکل ۴. مدل سه‌بعدی ساخته شده برای تحلیل

Fig. 4. 3D model made for analysis



شکل ۵. وضعیت لایه‌بندی خاک در نظر گرفته شده در تحقیق حاضر

Fig. 5. The soil layer state considered in the current investigation

فولادی از لایه اول عبور کرده و وارد لایه دوم شده است و جرم روسازه نیز ۲۰ تن در نظر گرفته شده است. مقادیر پارامترهای‌های مورد استفاده در مدل رفتاری برای هر کدام از لایه‌های خاک در جدول ۱ نشان داده شده است.

وضعیت لایه‌بندی خاک مورد مطالعه مطابق شکل ۵ بوده و شامل یک لایه از ماسه نوادا با تراکم نسبی ۴۰٪ به ضخامت ۸ متر بر روی یک لایه دیگر از همان نوع ماسه با تراکم نسبی ۷۰٪ به ضخامت ۲۷ متر است. شمع

جدول ۱. پارامترهای مختلف خاک مورد استفاده در مدل رفتاری [۹]

Table 1. Different soil parameters used in the constitutive model [9]

پارامتر مدل	ماسه نوادا با تراکم نسبی ۴۰٪	ماسه نوادا با تراکم نسبی ۷۰٪
مدول برشی مرجع (در $p=101 \text{ kPa}$)	$9 \times 10^4 \text{ (kPa)}$	$13 \times 10^4 \text{ (kPa)}$
مدول بالک مرجع (در $p=101 \text{ kPa}$)	$22 \times 10^4 \text{ (kPa)}$	$26 \times 10^4 \text{ (kPa)}$
زاویه اصطکاک	۳۲	۳۶/۵
زاویه تبدیل فاز (PT angle)	۲۶	۲۶
پارامتر انقباض c1	۰/۰۶۷	۰/۰۱۳
پارامتر انقباض c2	۰/۲۳	۰
پارامتر اتساع d1	۰/۰۶	۰/۳
پارامتر اتساع d2	۰/۲۷	۰
پارامتر کرنش خمیری کامل y1	٪۱۰	٪۱۰
پارامتر کرنش خمیری کامل y2	۰	۰
نفوذپذیری قائم و افقی	$6/6 \times 10^{-5} \text{ (kPa)}$	$6/6 \times 10^{-5} \text{ (kPa)}$

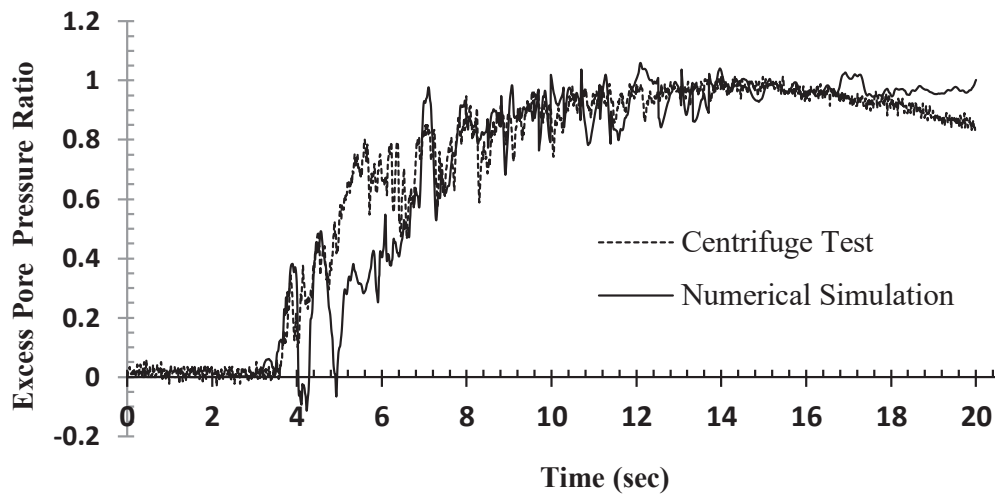
استفاده شده است. در این روش، در نرم افزار OpenSeesPL برای اتصال شمع به خاک اطراف از المان‌های تیر با صلبیت زیاد استفاده می‌شود که در این مدل نیز مورد استفاده قرار گرفته است [۳۰]. در این روش محور مرکزی شمع با المان‌های افقی با طولی برابر شعاع شمع به خاک اطراف متصل می‌شوند. برای در نظر گرفتن دست‌خوردگی خاک اطراف شمع در اثر نصب، زاویه خاک و چسبندگی خاک تا فاصله ۱ سانتی‌متر از جداره شمع به ترتیب به میزان ۰/۷ و ۰/۴۵ مقادیر اولیه خاک کاهش یافتند. البته با توجه به وقوع کرنش‌های بزرگ و روانگرایی، تأثیر این ناحیه در پاسخ‌های نهایی قابل چشم‌پوشی است.

جهت بررسی عملکرد شمع‌های فولادی در خاک روانگرا شونده، بارگذاری دینامیکی بر اساس تاریخچه زمانی شتاب به شکل موج سینوسی با حداکثر PGA برابر با $g/15$ و فرکانس‌های ۲، ۵ و ۱۰ هرترتز به مدت ۱۰ ثانیه به گره‌های پایین‌ترین تراز مدل اعمال می‌گردد.

همچنین برای صحت‌سنجی و سنجش توانایی مدل در پیش‌بینی دقیق جواب‌ها، از نتایج آزمایش ساترفیوژ ویلسون [۷] استفاده گردید. داده‌های مربوط به آزمایش Csp3 و واقعه J که مربوط به زلزله Kobe است به مدل اعمال شد و پاسخ‌های تغییرات فشار آب حفره‌ای و لنگر خمشی شمع مورد بررسی قرار گرفتند. همانطور که از شکل‌های ۶ و ۷ مشاهده می‌گردد، تفاوت مقادیر پیش‌بینی شده در مدل عددی و نتایج آزمایش ساترفیوژ برای

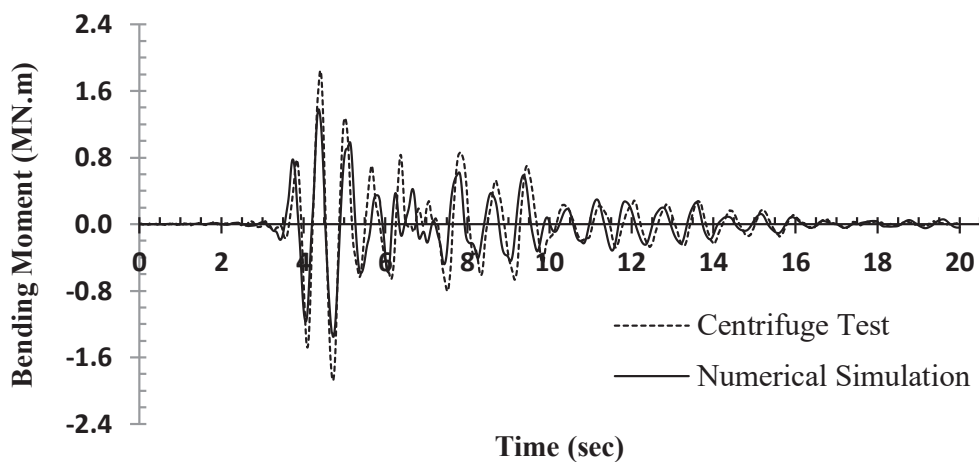
در مدل مورد مطالعه، درجات آزادی ۱، ۲ و ۳ نماینده حرکت انتقالی ذرات خاک در جهات X، Y و Z هستند و علاوه بر آن فشار آب حفره‌ای (u) را بیان می‌کند. بار دینامیکی به گره‌های تراز کف مدل و با فرض صلب بودن سنگ بستر اعمال می‌گردد. امکان افزایش فشار آب حفره‌ای در سطح زمین وجود ندارد و زهکشی آب حفره‌ای از سطح زمین انجام می‌گیرد. گره‌های جانبی مدل نیز در جهت بارگذاری باز قرار داده شده و اجازه نوسان در این جهت به آن‌ها داده می‌شود. گره‌های جانبی مدل در جهت عمود بر جهت تحریک پایه نیز مقید شده و اجازه نوسان در این راستا را ندارند. در نرم‌افزار OpenSees جهت جلوگیری از بازتاب امواج از مرزهای مدل، در قسمت‌های جانبی مطابق شکل ۴ از المان‌های با ابعاد بزرگتر استفاده می‌گردد و برای برقراری شرایط میدان آزاد نیز گره‌های دو انتهای چپ و راست مدل توسط قابلیت EqualDOF به نام به همدیگر متصل می‌گردند. در این روش شرایط "Tied boundary" ایجاد می‌شود که به عنوان روشی مناسب برای مدل‌سازی مرزها در تحلیل دینامیکی است [۳۰].

مشخصات شمع به این صورت انتخاب گردیده است: قطر شمع ۱ متر، طول مدفون شمع ۲۰ متر، طول آزاد شمع ۱ متر، ضخامت جدار شمع ۱ سانتی‌متر و مدول الاستیسیته شمع نیز ۳۰ گیگاپاسکال. شرایط مرزی سر شمع به صورت آزاد و مصالح شمع نیز برای سادگی الاستیک فرض گردیده است. برای اتصال المان‌های شمع به خاک از روش چنگ و جرمیس [۱۹]



شکل ۶. تاریخچه زمانی نسبت اضافه فشار آب حفره‌ای در عمق ۱ متری و فاصله ۶/۶ متری از شمع

Fig.6. Time history of the pore pressure ratio at a depth of 1 meter and a distance of 6.6 meters from the pile



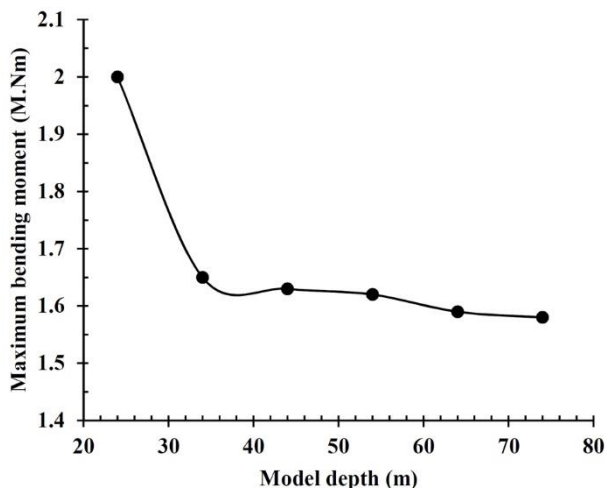
شکل ۷. تاریخچه زمانی لنگر خمشی شمع در عمق ۴ متری از سطح زمین

Fig. 7. Time history of the bending moment on the pile at a depth of 4 meters

انجام شده است که در شکل‌های ۸ و ۹ نمونه‌ای از نتایج آن ارائه شده است. در شکل ۸ اثرات عمق مدل و در شکل ۹ تاثیر طول مدل بر حداکثر لنگرهای خمشی شمع به تصویر گذاشته شده است. با توجه به این نمودارها، می‌توان نتیجه گرفت که طول ۶۰ متر و عمق ۳۵ متر ابعاد مناسبی برای مدل‌سازی می‌باشند.

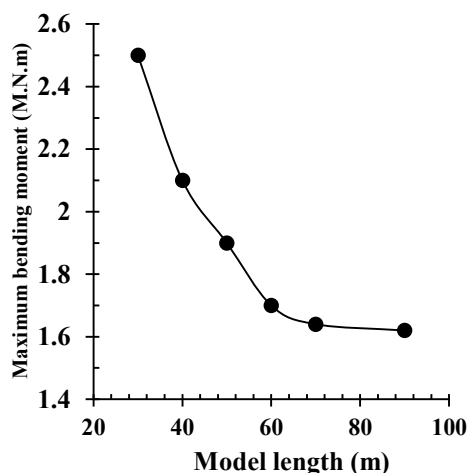
فشار آب حفره‌ای به طور متوسط در حدود ۱۴٪ (برای کل زمان بارگذاری) می‌باشد و در خصوص حداکثر لنگر خمشی در حدود ۲۵٪ است. بنابراین مدل توانایی پیش‌بینی صحیح تغییرات فشار آب حفره‌ای را داشته و در نتیجه آن، تغییر شکل‌های خاک و لنگر خمشی شمع را نیز با دقت مناسبی مورد محاسبه قرار می‌دهد.

لازم به ذکر است که جهت تعیین ابعاد مدل‌سازی‌ها، آنالیز حساسیت



شکل ۸. اثر عمق مدل بر حداکثر لنگر خمشی شمع

Fig. 8. The effect of model depth on the maximum bending moment of the pile



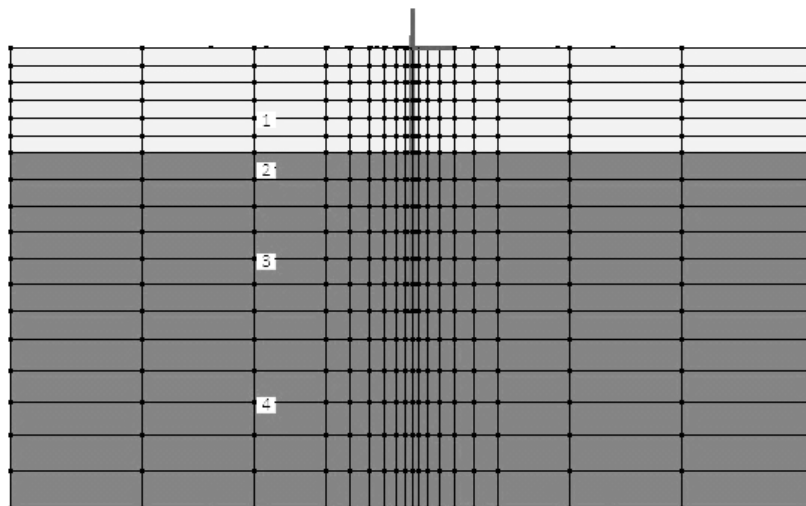
شکل ۹. اثر طول مدل بر حداکثر لنگر خمشی شمع

Fig. 9. The effect of model length on the maximum bending moment of the pile

مقدار به عدد ۱ نزدیک‌تر شود، به معنی روانگرایی بیشتر و در نتیجه کاهش بیشتر مقاومت برشی خاک است. در بخش‌های دوم و سوم به ترتیب تغییر شکل‌های خاک و شمع مورد بررسی قرار گرفت. در این بین، سعی شده است دلایل رفتار خاک و شمع در ارتباط با بخش اول یعنی فشار آب حفره‌ای مورد توجه قرار گیرد.

۴- نتایج شبیه‌سازی

پاسخ‌های خاک و شمع به طور کلی در سه بخش مورد بررسی قرار گرفتند. در بخش اول، از تغییرات نسبت فشار آب حفره‌ای به عنوان وسیله‌ای برای ارزیابی وضعیت روانگرایی خاک استفاده شده است. نسبت فشار آب حفره‌ای در طول بارگذاری دینامیکی به تنش مؤثر اولیه در خاک به عنوان نسبت فشار آب حفره‌ای یا فشار آب حفره‌ای نسبی یاد می‌شود. هر چقدر این



شکل ۱۰. محل اندازه‌گیری نسبت‌های اضافه فشار آب حفره‌ای در صفحه x-z

Fig. 10. The measurement location of the pore pressure ratios on the plane x-z

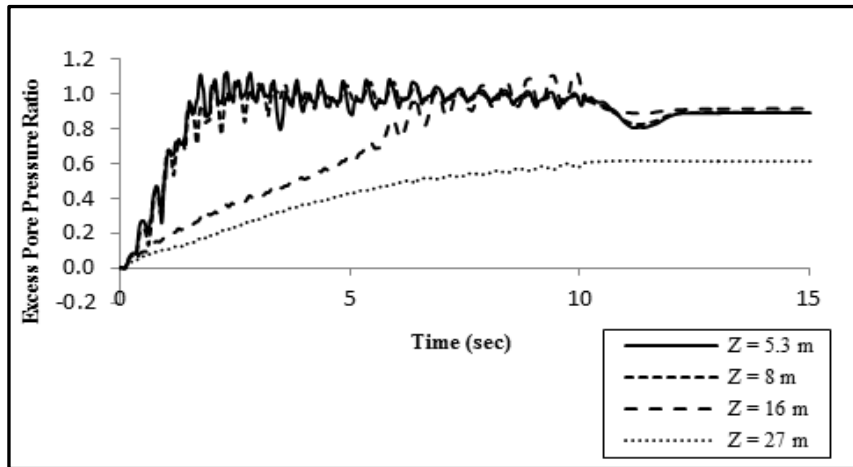
۴-۱- تغییرات فشار آب حفره‌ای

جهت ارزیابی تغییرات فشار آب حفره‌ای در عمق زمین چهار نقطه شامل دو نقطه در ترازهای ۵/۳ و ۸ متر به عنوان نماینده لایه با تراکم نسبی کم و دو نقطه در ترازهای ۱۶ و ۲۷ متر به عنوان نماینده لایه با تراکم نسبی بیشتر انتخاب شده است؛ به گونه‌ای که بتوانند به ترتیب تقریباً نشان دهنده نیمه پایینی لایه با D_p کم، محل تغییر لایه‌بندی، محل نزدیک به نقاط انتهایی شمع و نقطه‌ای در قسمتی پایین‌تر از محل قرارگیری شمع باشند. محل تقریبی ثبت این تغییرات در شکل ۱۰ نشان داده شده است.

با مشاهده نمودارهای تغییرات فشار آب حفره‌ای مطابق شکل‌های ۱۱ تا ۱۳ می‌توان نتیجه گرفت که به طور کلی شدت افزایش فشار آب حفره نسبی یا همان نسبت فشار آب حفره‌ای به تنش موثر اولیه (U_{II}) با افزایش عمق کاهش می‌یابد. دلیل این امر افزایش دامنه نوسانی خاک در اعماق سطحی تر به علت بیشتر بودن تخلخل اولیه آن‌ها است که در نتیجه به دلیل تمایل خاک به متراکم شدن میزان افزایش فشار آب حفره‌ای در اعماق سطحی بیشتر است. همچنین ملاحظه می‌شود تا عمقی که لایه اول (لایه ماسه‌ای با تراکم نسبی کم) قرار دارد؛ یعنی عمق ۸ متر، افزایش فرکانس بارگذاری تأثیری بر وقوع یا عدم وقوع روانگرایی ندارد. بنابراین بدون توجه به اینکه فرکانس بارگذاری چه مقداری باشد، در این اعماق روانگرایی رخ خواهد داد. اما در اعماق پایین‌تر مانند عمق ۲۷ متر، نسبت فشار آب حفره‌ای در فرکانس

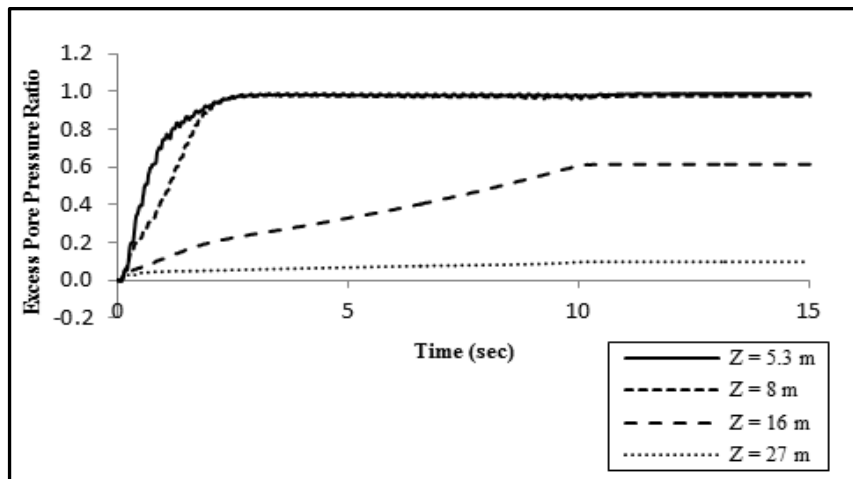
۵ و ۱۰ هرتز افزایش قابل ملاحظه‌ای نداشته در حالی که در فرکانس ۲ و ۵ هرتز مقدار آن به بیش از ۰/۵ می‌رسد که دلیل آن کاهش دامنه نوسان ذرات خاک با افزایش فرکانس است. این پدیده با نتایج به دست آمده توسط سایر محققین مانند یو و همکاران [۳۱] مطابقت دارد.

مورد دیگری که از مقایسه شکل‌های ۱۱ تا ۱۳ می‌توان دریافت این است که در یک عمق مشخص، به عنوان مثال عمق ۸ متر، با افزایش فرکانس تحریک ورودی، سرعت افزایش نسبت اضافه فشار آب حفره‌ای کمتر است. به عبارت دیگر با افزایش فرکانس تحریک ورودی، در زمان ایجاد روانگرایی تأخیر ایجاد می‌شود. در عمق ۸ متر، وقتی فرکانس بارگذاری ۲ و یا ۵ هرتز است، روانگرایی کامل در زمان ۲ ثانیه اتفاق می‌افتد ولی با افزایش فرکانس تحریک به ۱۰ هرتز، روانگرایی کامل در زمان حدود ۳/۵ ثانیه به وقوع می‌پیوندد. از این رو در فرکانس‌های بالاتر تحریک ورودی، لازم است بارگذاری مدت زمان بیشتری ادامه یابد تا لایه خاک به روانگرایی کامل برسد؛ یعنی عامل طول زمان تحریک و در نتیجه تعداد نوسانات لازم برای روانگرا شدن خاک در این حالت از اهمیت بالاتری برخوردار می‌گردد. همچنین با انجام تحلیل مقادیر ویژه، اولین فرکانس طبیعی سیستم در حدود ۲ هرتز به دست آمده است. بنابراین با فاصله گرفتن از این فرکانس، می‌توان انتظار داشت دامنه نوسان ذرات خاک و در نتیجه امکان تشدید کاهش یابد.



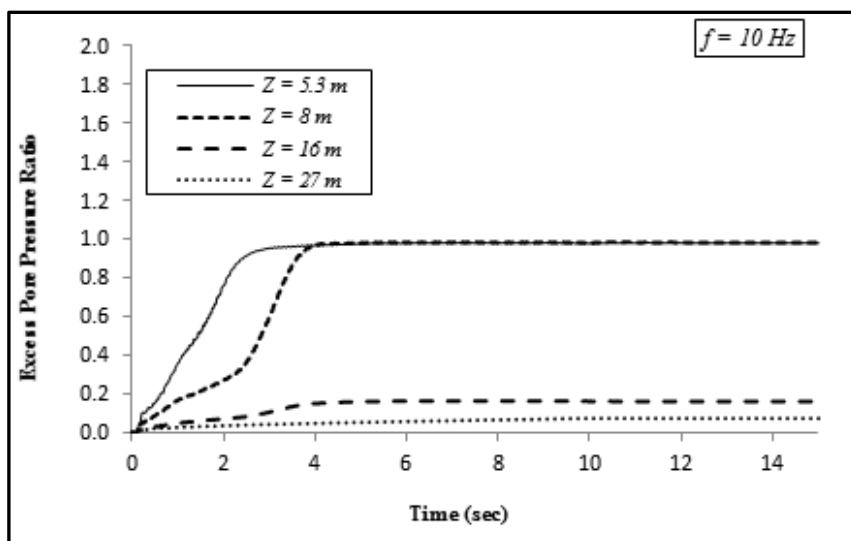
شکل ۱۱. تاریخچه زمانی نسبت اضافه فشار آب حفره‌ای در اعماق ۵/۳، ۸، ۱۶ و ۲۷ متری در فرکانس ۲ هرتز

11. Time history of the pore pressure ratio at depths of 5.3, 8, 16, and 27 meters at a frequency of 2 Hz



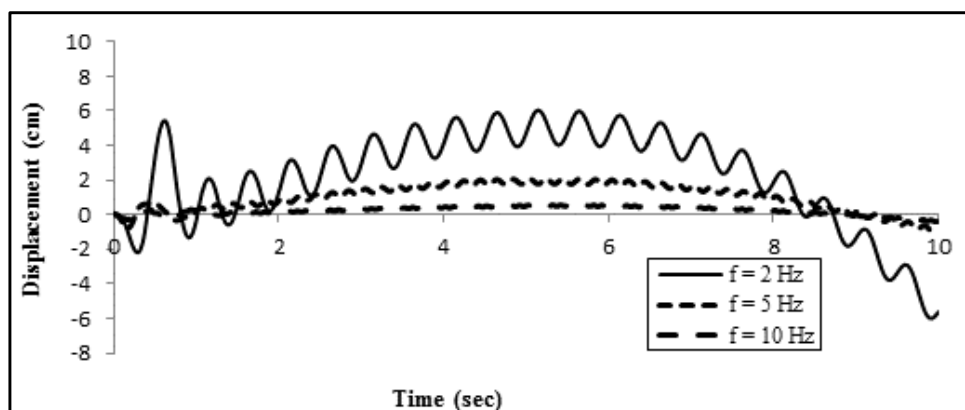
شکل ۱۲. تاریخچه زمانی نسبت اضافه فشار آب حفره‌ای در اعماق ۵/۳، ۸، ۱۶ و ۲۷ متری در فرکانس ۵ هرتز

Fig. 12. Time history of the pore pressure ratio at depths of 5.3, 8, 16, and 27 meters at a frequency of 5 Hz



شکل ۱۳. تاریخچه زمانی نسبت اضافه فشار آب حفره‌ای در اعماق ۵/۳، ۸، ۱۶ و ۲۷ متری در فرکانس ۱۰ هرتز

Fig. 13. Time history of the pore pressure ratio at depths of 5.3, 8, 16, and 27 meters at a frequency of 10 Hz



شکل ۱۴. تاریخچه زمانی جابه‌جایی خاک سطح زمین تحت فرکانس‌های مختلف تحریک ورودی در فاصله ۵/۵ متر از شمع

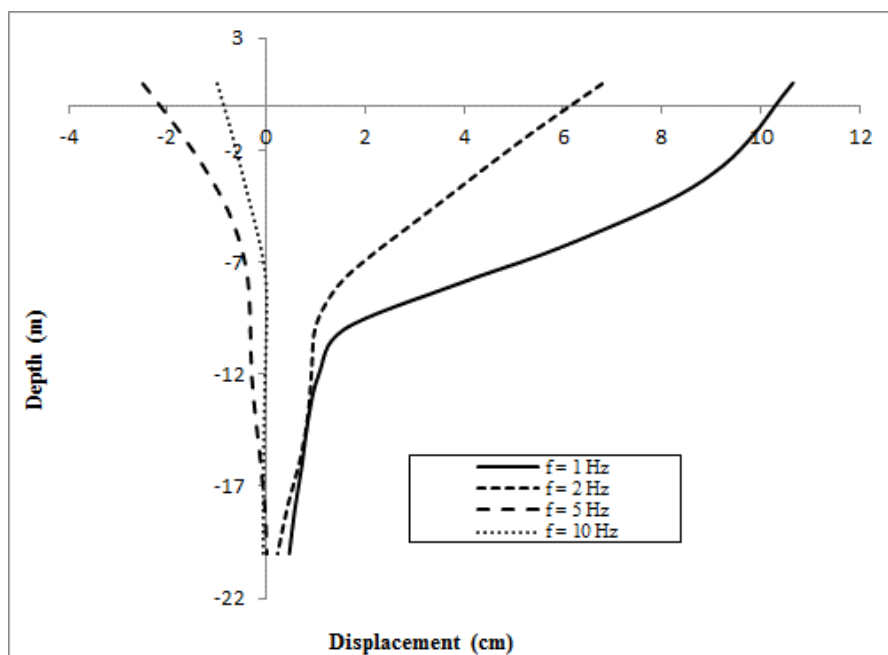
Fig. 14. Time history of the ground surface displacement under various frequencies at a distance of 5.5 meters from the pile

تحت فرکانس‌های مختلف مشاهده می‌شود که پیش از روانگرایی دامنه نوسان خاک بالاتر بوده و به مرور زمان از دامنه نوسان کاسته می‌شود. افزایش دامنه نوسان خاک پیش از روانگرایی به علت خاصیت تقویت دامنه نوسان خاک است. اما با وقوع روانگرایی و کاهش مقاومت برشی خاک، به تدریج امواج برشی رسیده از سطوح پایینی دچار میرایی شده و در نتیجه دامنه نوسان ذرات خاک نیز کاهش می‌یابد. در تحقیق حائری و همکاران [۱۰] نیز به چنین پدیده‌ای اشاره شده است.

۴-۲- تغییر شکل‌های خاک و شمع

۴-۲-۱- پاسخ‌های خاک

در شکل ۱۴ تاریخچه زمانی تغییر مکان خاک سطح زمین در فاصله افقی ۵/۵ متری از شمع برای فرکانس‌های مختلف نشان داده شده است. مشاهده می‌شود که با افزایش فرکانس، دامنه نوسانات خاک کاهش یافته است. در بخش قبل نیز گفته شد که Γ_{II} در فرکانس‌های بالاتر به دلیل نوسانات کمتر خاک، به میزان کمتری افزایش می‌یابد که با این پدیده در تطابق است.



شکل ۱۵. حداکثر جابه‌جایی شمع برای فرکانس‌های مختلف

Fig. 15. Maximum pile displacement for different frequencies

بادی ساحلی و فراساحلی جرم روسازه در محدوده مشخصی قرار می‌گیرد و در نتیجه تغییرات جرم در این موارد خاص مطرح نبوده و اثر قابل توجهی بر رفتار اندرکنشی شمع-خاک نخواهد داشت.

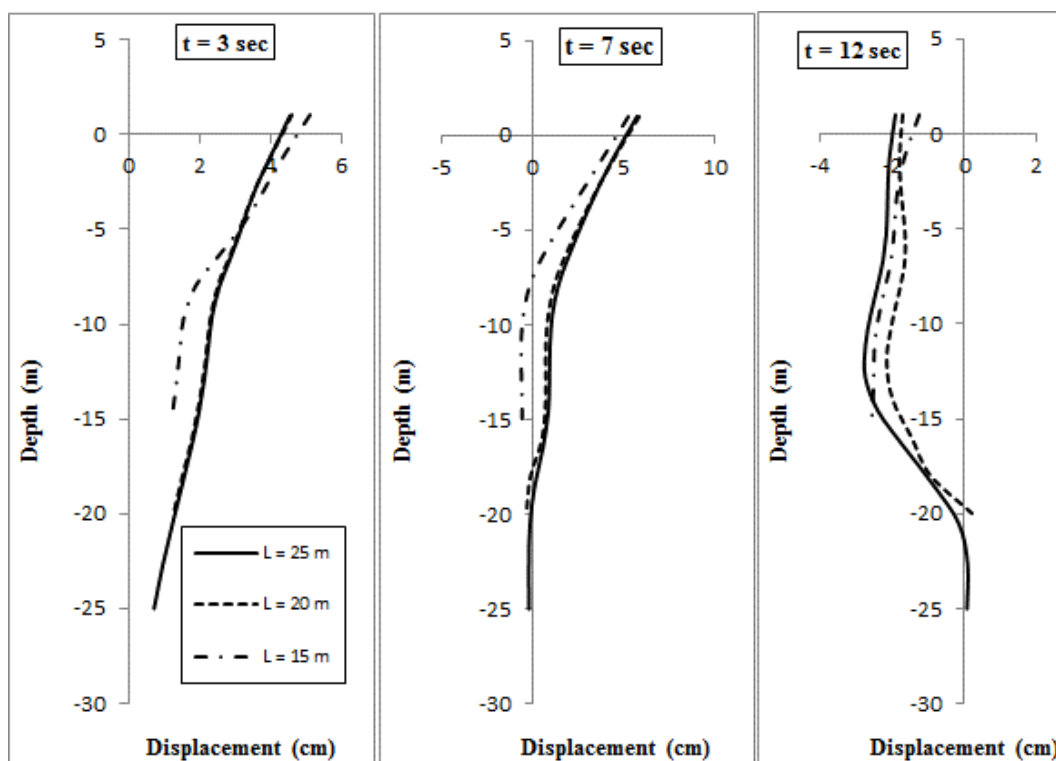
لازم به ذکر است که میزان چرخش فونداسیون شمع توربین می‌تواند بین ۰/۲ درجه تا ۰/۴۵ درجه در نظر گرفته شود. بر این اساس برای شمع‌های به طول ۲۱ متر، میزان جابه‌جایی مجاز سرشمع نسبت به نوک آن می‌تواند بین ۷/۳ تا ۱۶/۵ سانتی‌متر باشد. در صورتی که جابه‌جایی مجاز ۱۶/۵ سانتی‌متر در نظر گرفته شود، مطابق شکل ۱۵ در تمامی فرکانس‌های بارگذاری چرخش شمع مجاز خواهد بود. اما در صورت در نظر گرفتن جابه‌جایی مجاز ۷/۳ سانتی‌متر، جابه‌جایی برای بارگذاری با فرکانس ۱ هرتز خارج از مقادیر مجاز خواهد بود. بنابراین محتوای فرکانسی بار زلزله، طول شمع و میزان مجاز جابه‌جایی شمع از جمله عوامل مهم مؤثر بر جابه‌جایی و چرخش مجاز شمع هستند [۳۲].

۴-۲-۳- اثر طول شمع بر جابه‌جایی آن

در شکل ۱۶ اثر طول شمع بر جابه‌جایی آن نشان داده شده است. ملاحظه می‌شود که تغییر طول شمع بدون تغییر قطر آن، اثر بسیار کمی بر جابه‌جایی سر شمع دارد که با نتایج به دست آمده توسط رحمانی و پاک [۲۰] انطباق دارد.

۴-۲-۲- تغییر مکان‌های حداکثر شمع

حداکثر تغییر مکان‌های شمع حین بارگذاری تحت فرکانس‌های مختلف در شکل ۱۵ نشان داده شده است. مشاهده می‌شود که افزایش فرکانس سبب کاهش تغییر مکان‌های شمع تا ۱۵ برابر، می‌گردد. از مقایسه نمودارها می‌توان به طور کلی دریافت که با افزایش فرکانس بارگذاری، تغییر شکل‌ها بیشتر در لایه‌های بالایی خاک رخ می‌دهد. این موضوع همانطور که قبلاً نیز گفته شد، به دلیل کاهش نوسانات خاک در فرکانس‌های بالا و افزایش کمتر فشار آب حفره‌ای و عدم روانگرا شدن لایه‌های پایینی اتفاق افتاده است. بنابراین با توجه به این شکل و در این حالت می‌توان بیان نمود که تغییر مکان‌های حداکثر سر شمع در فرکانس ۱ هرتز نسبت به فرکانس ۱۰ هرتز تا حدود ۱۵ برابر افزایش نشان می‌دهد. با انجام آنالیز مقادیر ویژه، فرکانس اصلی سازه مورد بررسی در حدود ۲ هرتز محاسبه شده است. با توجه به اینکه این فرکانس با فرض برقراری حالت الاستیک محاسبه می‌شود، با شروع روانگرایی و کاهش سختی خاک اطراف شمع فرکانس طبیعی سیستم کاهش خواهد یافت. به همین علت ملاحظه می‌شود حداکثر تغییر مکان شمع در بارگذاری با فرکانس ۱ هرتز حدود ۷۰٪ بیشتر از حداکثر تغییر مکان در بارگذاری با فرکانس ۲ هرتز است. نکته دیگر این که حداکثر تغییر مکان شمع با افزایش جرم روسازه افزایش خواهد داشت. البته در مورد توربین‌های



شکل ۱۶. تغییر مکان جانبی شمع بر حسب عمق در زمان‌های ۳، ۷ و ۱۰ ثانیه برای طول شمع ۱۵، ۲۰ و ۲۵ متر

Fig. 16. Pile lateral displacement versus depth at 3, 7, and 10 seconds for piles with lengths of 15, 20, and 25 meters

۵- نتیجه گیری

استفاده از توربین‌های بادی ساحلی و فراساحلی در حال گسترش در بسیاری از نقاط جهان است. به علت جرم بسیار زیاد روسازه و قطر زیاد شمع‌های مورد استفاده در سازه این توربین‌ها، رفتار آن‌ها تحت بارگذاری زلزله و به خصوص در شرایط روانگرایی متفاوت از سازه‌های متداول است. در این تحقیق رفتار چنین شمع‌هایی حین روانگرایی به کمک مدل‌سازی عددی و یک مدل رفتاری مناسب مورد بررسی و تحلیل قرار گرفت که نتایج زیر حاصل شده است:

- فرمولاسیون همبسته و مدل رفتاری با سطوح تو در تو مورد استفاده در این تحقیق می‌تواند تغییرات فشار آب حفره‌ای و رفتار خاک را با دقت نسبتاً خوبی در حین روانگرایی پیش‌بینی کند. به این ترتیب، می‌توان اثرات اندرکنشی خاک و شمع را مورد مطالعه قرار داد.
- در لایه‌های سطحی با پتانسیل روانگرایی بالا، بدون توجه به اینکه فرکانس بارگذاری چه مقداری باشد، در این اعماق روانگرایی رخ خواهد داد. اما در اعماق و لایه‌هایی که پتانسیل روانگرایی در آن‌ها کمتر است، افزایش

پس از اتمام بارگذاری و متوقف شدن نیروهای اینرسی روسازه، شمی که کوتاه‌ترین طول را دارد ($L/D = 15$)، به نسبت دو حالت دیگر، در انتهای مدفون خود در خاک، تغییر مکان بزرگتری را ثبت کرده است. دلیل رخداد چنین موضوعی، قرار گرفتن قسمت عمده‌ای از طول شمع در قسمت روانگرا شده است که سبب جابه‌جایی زیاد انتهای شمع در اثر نیروهای حرکتی وارده از خاک پس از روانگرایی می‌شود. در صورتی که جرم روسازه زیاد باشد، این امر ممکن است تعادل کلی سازه را دچار اشکال کند. مقایسه این موضوع و الگوی تغییر شکل شمع‌های با طول ۲۰ و ۲۵ متر، نشان می‌دهد که در اعماق ۱۵ تا ۲۵ متر تغییر مکان شمع عمدتاً متأثر از تغییر مکان خاک است. بنابراین، در یک فرکانس خاص بارگذاری دینامیکی، افزایش طول شمع تأثیر چندانی بر تغییر مکان سر شمع ندارد اما می‌تواند تغییر مکان در طول و انتهای مدفون شمع را تا حد زیادی تحت تأثیر قرار داده و به پایداری کلی سازه کمک کند. از این رو، هر چه نسبت طولی از شمع که در خاک روانگرا قرار دارد به طول کل شمع، بزرگتر باشد، امکان تغییر مکان انتهای مدفون شمع بیشتر می‌شود؛ و در نتیجه می‌تواند منجر به عدم پایداری سازه شود.

فشار آب حفره‌ای به شدت تابع فرکانس بارگذاری است.

- Geotechnics, 139 (2021) 104386.
- [4] Y. Zhang, W. Wu, H. Zhang, M.H.E. Naggari, K. Wang, G. Jiang, G. Mei, A novel soil-pile interaction model for vertical pile settlement prediction, *Applied Mathematical Modelling*, 99 (2021) 478-496.
- [5] Y. Wang, S. Sang, M. Zhang, X. Liu, S. Yang, Field test of earth pressure at pile-soil interface by single pile penetration in silty soil and silty clay, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 145 (2021) 106666.
- [6] M. Sadeghian, M. Hassanlourad, A. Ardakani, R. Dinarvand, Numerical Investigations on Group Pile“ Lateral Bearing Capacity Considering Interaction of Soil and Structure, in, 2019.
- [7] D.W. Wilson, *Soil-Pile-Superstructure Interaction in Liquefying Sand and Soft Clay*, University of California at Davis, 1998.
- [8] Y. Sawamura, K. Inagami, T. Nishihara, T. Kosaka, M. Hattori, M. Kimura, Seismic performance of group pile foundation with ground improvement during liquefaction, *Soils and Foundations*, 61(4) (2021) 944-959.
- [9] K. Tokimatsu, H. Suzuki, M. Sato, Effects of inertial and kinematic interaction on seismic behavior of pile with embedded foundation, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 25(7) (2005) 753-762.
- [10] S.M. Haeri, A. Kavand, I. Rahmani, H. Torabi, Response of a group of piles to liquefaction-induced lateral spreading by large scale shake table testing, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 38 (2012) 25-45.
- [11] P.S.Ö. Kardoğan, S. Bhattacharya, Review of Liquefaction Around Marine and Pile-Supported Wharf Structures, in, Springer International Publishing, Cham, 2018, pp. 893-903.
- [12] H. Moayedi, R. Nazir, M. Mosallanezhad, R.B.M. Noor, M. Khalilpour, Lateral deflection of piles in a multilayer soil medium. Case study: The Terengganu seaside platform, *Measurement*, 123 (2018) 185-192.
- [13] A. Khosravifar, J. Nasr, Modified design procedures for bridge pile foundations subjected to liquefaction-induced lateral spreading, *DFI Journal - The Journal of the Deep*
- با افزایش فرکانس بارگذاری، فشار آب حفره‌ای در اعماق بیشتر به میزان کمتری افزایش می‌یابد. به عنوان نمونه، حداکثر نسبت اضافه فشار آب حفره‌ای در عمق ۱۶ متر در فرکانس‌های ۲، ۵ و ۱۰ هرتز به ترتیب به حدود ۱، ۰/۶ و ۰/۱۵ می‌رسد. این پدیده به خوبی در مدل‌سازی عددی دیده و در نمودارها به تصویر کشیده شده است.
- با افزایش فرکانس بارگذاری مدت زمان بیشتری لازم است تا یک لایه خاک به روانگرایی کامل برسد. به عنوان مثال نسبت اضافه فشار آب حفره‌ای در عمق ۸ متر برای فرکانس‌های ۲، ۵ و ۱۰ هر در زمان‌های ۱/۵، ۲ و ۳/۵ ثانیه به مقدار حدود ۱ می‌رسد.
- تغییر مکان‌های حداکثر سر شمع در فرکانس ۱ هرتز نسبت به فرکانس ۱۰ هرتز تا حدود ۱۵ برابر افزایش نیز نشان می‌دهد.
- افزایش طول شمع تأثیر چندانی بر تغییر مکان سر شمع ندارد اما می‌تواند تغییر مکان انتهایی شمع را تا حد زیادی کاهش داده و به پایداری کلی سازه کمک کند. در این تحقیق انتهایی شمع ۱۵ متری می‌تواند ۳ سانتی‌متر تغییر مکان دهد، در حالی که انتهایی شمع‌های ۲۰ و ۲۵ متری تقریباً تا پایان بارگذاری در محل اولیه خود ثابت بوده‌اند.
- هر چه نسبت طولی از شمع که در خاک روانگرا قرار دارد به طول کل شمع، بزرگتر باشد، امکان تغییر مکان انتهایی مدفون شمع بیشتر می‌شود؛ و در نتیجه می‌تواند منجر به عدم پایداری سازه شود.

منابع

- [1] Wen-Huei Phillip Yen, Genda Chen, Ian Buckle, Tony Allen, Daniel Alzamora, Jeffrey Ger, J.G. Arias, Post-Earthquake Reconnaissance Report on Transportation Infrastructure: Impact of the February 27, 2010, Offshore Maule Earthquake in Chile, Office of Infrastructure Research and Development - Federal Highway Administration, 2011.
- [2] K. Ishihara, Terzaghi oration: Geotechnical aspects of the 1995 Kobe earthquake, in: International conference; 14th, Soil mechanics and foundation engineering, A A Balkema, Hamburg; Germany, 1997, pp. 2047-2074.
- [3] A. Franza, C. Zheng, A.M. Marshall, R. Jimenez, Investigation of soil-pile-structure interaction induced by vertical loads and tunnelling, *Computers and*

- groups founded above compressible layers, *Computers and Geotechnics*, 134 (2021) 104139.
- [24] H. Ahmad, A. Mahboubi, A. Noorzad, M. Zamanian, Impact of reinforcement granular soils on the behaviour of strip footing nearby an excavation, *Geomechanics and Geoengineering*, (2021) 1-32.
- [25] C.H. Chaudhuri, D. Chanda, R. Saha, S. Haldar, Three-dimensional numerical analysis on seismic behavior of soil-piled raft-structure system, *Structures*, 28 (2020) 905-922.
- [26] S. Abbasi, A. Ardakani, M. Yakhchalian, The effect of pile cap stiffness on the seismic response of soil-pile-structure systems under near-fault ground motions, *Earthquakes and Structures*, 20(1) (2021) 87-96.
- [27] F. Ranjbar, A. Asgari, H. Akbarzadeh Bengar, Effect of Ground Slope on the Dynamic Response of Piles Group in Liquefiable Soil based on 3D Numerical Simulation, *Bulletin of Earthquake Science and Engineering*, 8(4) (2022) 29-49.
- [28] A. Kavand, A. Sadeghi Meibodi, 3-Dimensional Numerical Modelling of Pile Group Response to Liquefaction-induced Lateral Spreading, *Amirkabir Journal of Civil Engineering*, 52(5) (2020) 1061-1078.
- [29] A. Elgamal, Z. Yang, E. Parra, A. Ragheb, Modeling of cyclic mobility in saturated cohesionless soils, *International Journal of Plasticity*, 19(6) (2003) 883-905.
- [30] Jinchu Lu, Ahmed Elgamal, Z. Yang, *OpenSeesPL: 3D lateral pile-ground interaction user manual (Beta 1.0)*, University of California, San Diego, Department of Structural Engineering, 2011.
- [31] S. Yao, K. Kobayashi, N. Yoshida, H. Matsuo, Interactive behavior of soil-pile-superstructure system in transient state to liquefaction by means of large shake table tests, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 24(5) (2004) 397-409.
- [32] S. Malhotra, Selection, Design and Construction of Offshore Wind Turbine Foundations, in: 4th (Ed.) *Wind Turbines*, IntechOpen, IntechOpen, 2011.
- Foundations Institute, 11(2-3) (2017) 114-127.
- [14] H. Hu, Y. Huang, M. Xiong, L. Zhao, Investigation of seismic behavior of slope reinforced by anchored pile structures using shaking table tests, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 150 (2021) 106900.
- [15] Z. Xiao-ling, X. Jun-yuan, H. Yan, C. Shong-loong, Model test study on horizontal bearing behavior of pile under existing vertical load, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 147 (2021) 106820.
- [16] M. Zamanian, M. Payan, F. Jafarzadeh, N. Ranjbar, K. Senetakis, Evolution of Dynamic Properties of Cross-Anisotropic Sand Subjected to Stress Anisotropy, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 147(7) (2021) 04021048.
- [17] S.K. Patra, S. Haldar, S. Bhattacharya, Predicting tilting of monopile supported wind turbines during seismic liquefaction, *Ocean Engineering*, 252 (2022) 111145.
- [18] A. Haddad, A. Barari, R. Amini, The remedial performance of suction caisson foundations for offshore wind turbines under seismically induced liquefaction in the seabed: Shake table testing, *Marine Structures*, 83 (2022) 103171.
- [19] Z. Cheng, B. Jeremic, Numerical modeling and simulation of pile in liquefiable soil, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 29 (2009) 1405-1416.
- [20] A. Rahmani, A. Pak, Dynamic behavior of pile foundations under cyclic loading in liquefiable soils, *Computers and Geotechnics*, 40 (2012) 114-126.
- [21] 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.
- [22] M. Yoo, J. Han, J. Choi, S.-Y. Kwon, Development of predicting method for dynamic pile behavior by using centrifuge tests considering the kinematic load effect, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 15 (2016) 967-989.
- [23] R.S. Merifield, S.J. Goodall, S.A. McFarlane, Finite element modelling to predict the settlement of pile

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم

S. M. Amin Ghotbi , M. Oliaei, H. Heidarzadeh , *Dynamic coupled analysis of large-diameter steel piles located in liquefiable soil layers*, *Amirkabir J. Civil Eng.*, 54(11) (2023) 4271-4286.

DOI: [10.22060/ceej.2022.20610.7479](https://doi.org/10.22060/ceej.2022.20610.7479)

