



Investigation of Excess Pore Water Pressure in Cone Penetration Test in Saturated Clayey Soils under Undrained Condition

Mahdiyeh Fakhimi Akmal, Mohammad Mehdi Ahmadi *

Department of Civil Engineering, Sharif University of Technology, Tehran, Iran

ABSTRACT: The widespread use of the cone penetration test in geotechnical engineering, due to its quick identification of soil layers and properties, has led to the development of various analytical methods for interpreting this test. Monitoring excess pore water pressure during the piezocone penetration test can be crucial for assessing the properties and engineering parameters of clayey soils. The initial stresses in the ground and the coefficient of lateral earth pressure at rest, K_0 , are important parameters needed for the design and analysis of various geotechnical problems such as piles, and slope stabilities. Due to the limited research on clayey soils, the significance of understanding their behavior, and the limitations of laboratory experiments, this study investigates soil behavior via numerical modeling of cone penetration tests in saturated clay with undrained conditions. In this study, the effect of the coefficient of lateral earth pressure and initial effective vertical stresses on pore water pressure has been investigated. Additionally, the correlations between excess pore water pressures at points u_2 and u_1 , as well as u_2 and u_3 , have been outlined. A modified Cam-Clay constitutive model was employed in all numerical analyses using FLAC2D software. The validation of proposed relationships was also addressed using the database of field tests available in the literature provided by different researchers. The obtained results indicated that as each parameter of lateral pressure coefficient and vertical effective stress increased, the excess pore water pressure also increased at all three locations where pore water pressure is measured.

Review History:

Received: May, 27, 2023

Revised: May, 18, 2024

Accepted: Jun. 08, 2024

Available Online: Jun. 28, 2024

Keywords:

Numerical Modeling

Piezocone Penetration Test

Vertical Effective Stress

Coefficient of Lateral Earth Pressure

Modified Cam - Clay Model

1- Introduction

The Cone Penetration Test (CPT), involving the continuous penetration of a cylindrical tool with a conical tip into the ground, has gained widespread popularity worldwide due to its efficiency and cost-effectiveness. This test not only measures the resistance of the cone tip and the friction sleeve but also allows for the measurement of pore water pressure. Pore water pressure sensors are located at the cone shoulder (u_2), at the mid-face of the cone (u_1), and behind the friction sleeve (u_3) [1]. For all soil types, particularly those with a high over-consolidation ratio, the maximum pore water pressure typically occurs at u_1 location, gradually decreasing towards u_3 [2]. Several factors influence pore water pressures. Important factors include the coefficient of lateral pressure (K_0), over-consolidation ratio, and initial stresses. The initial stress condition of the soil and the coefficient of lateral earth pressure is crucial for the design of various geotechnical problems such as retaining walls, piles, and slope stabilities [3]. In soils with a high over-consolidation ratio, due to the dilative soil behavior, there is a tendency to suction along the friction sleeve, leading to a negative excess pore water pressure (EPWP) in the soil [4]. Consequently, as the over-

consolidation ratio increases, the EPWP decreases along the friction sleeve. At location u_1 , the EPWP (Δu_1) is always positive; However, behind the cone shoulder, this EPWP (Δu_2) can be either positive or negative based on the level of over-consolidation ratio, sensitivity, and soil disturbance. Numerous studies have been carried out in this field, including the works of Sully et al. (1991), Moug et al. (2019), as well as Mashinchian and Ahmadi (2024) [5-7]. The number of research on the friction sleeve is generally less than the studies on the mid-face of the cone, which can be attributed to the fact that the u_3 sensor is not commonly installed behind the friction sleeve of the cone. In this research, firstly, the effect of two parameters K_0 and σ'_{v0} on pore water pressure was investigated, and then a relationship between EPWP at u_1 , u_2 , and u_3 was presented according to the aforementioned parameters.

2- Methodology

A numerical simulation of cone penetration testing in saturated undrained clayey soil has been performed, employing the finite difference method. FLAC 2D software was used to solve equations and simulate the conditions under axial symmetry [8]. In this model, the standard piezocone

*Corresponding author's email: mmahmadi@sharif.edu



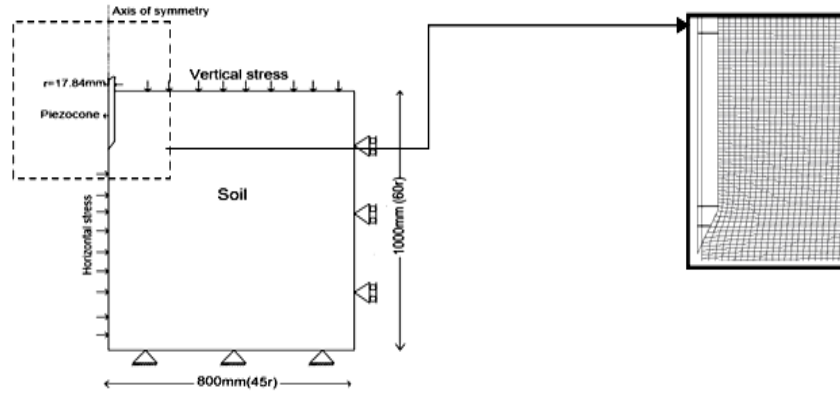


Fig. 1. Boundary conditions and initial meshing of the finite difference model.

Table 1. Modified Cam-Clay parameters of Boston Blue Clay (BBC) soil.

soil	K	λ	ν_λ	M	σ'_{v0} (kPa)	OCR	Reference
Boston Blue Clay (BBC)	0.03	0.15	2.83	1.2	100	2.2	Moug et al. (2019)

has a cross-section of 10 cm² and an apex angle of 60°. Soil dimensions, cone radius, meshing, boundary conditions, and applied stresses are illustrated in Figure 1. In this research, to simulate the behavior of clayey soils, the Modified Cam-Clay Model was utilized. Table 1 outlines the soil properties of studied clayey soil. To investigate the effect of σ'_{v0} and K_0 on the EPWP in Boston clay, five σ'_{v0} (50, 100, 150, 200, and 300 kPa) and four K_0 (0.49, 0.73, 0.9, and 1) were examined.

3- Results and Discussion

To examine the effect of the K_0 parameter on the EPWP developed in the cone penetration test for Boston Blue clay, four different K_0 values were considered under a constant σ'_{v0} of 100 kPa. Subsequently, the EPWP at three locations u_1 , u_2 , and u_3 has been monitored. Based on the results, as the K_0 value increases, the EPWP increases at locations u_1 , u_2 , and u_3 . To study how the σ'_{v0} affects the EPWP, five different σ'_{v0} values were considered under a constant K_0 value of 0.73. The results indicated that as σ'_{v0} value increases, under the specified K_0 value, EPWP increases at locations u_1 , u_2 , and u_3 . The investigation of the EPWP along the friction sleeve between u_2 and u_3 for two K_0 values and varying σ'_{v0} values at $K_0=0.73$ are depicted in Figure 2. In this figure, it is evident that as K_0 increases, the ratio of $(\Delta u_z)/(\Delta u_2)$ along the friction sleeve reduces more rapidly. This trend can be attributed to the dilative behavior of the soil. Based on the results obtained, a formula can be derived for the values of EPWP along the friction sleeve via Eq. (1). In this equation, α and β , as constant and dimensionless parameters, are calculated individually for each specific location using Eq (2) and (3) derived by nonlinear regression analysis.

$$\frac{\Delta u_z}{\Delta u_2} = \exp\left(\left(\frac{\beta^{0.5}}{-\alpha} \times \frac{z}{0.15}\right)\right) \quad (1)$$

$$\beta = \frac{K_0^{2.5}}{I_r^{0.7}} \quad (2)$$

$$K_0 < 1 \rightarrow \alpha = \frac{K_0}{\left(\ln\left(\frac{q_t}{\sigma'_{v0}}\right)\right)^{1.5}}$$

$$K_0 \geq 1 \rightarrow \alpha = \frac{K_0^2 - 0.5}{\ln\left(\frac{q_t}{\sigma'_{v0}}\right)} \quad (3)$$

The analysis of the generated EPWP was further explored along the cone face along the distance between u_2 to u_1 under two scenarios with varying values of K_0 and different σ'_{v0} values of at $K_0=0.73$, as illustrated in Figure 3. In this figure, the downward movement from u_2 to u_1 is regarded as positive. When the cone penetrates into the soil, the EPWP along the cone tip initially increases, then decreases. As the piezocone tip penetrates into the soil, stresses increase until the diameter of the penetrated soil reaches the cone diameter, after which the stresses become constant. This gradual increase in stress until reaching constant stress leads to a gradual increase in the EPWP. The zones near the piezocone shoulder exhibit the highest ratio of $(\Delta u_z)/(\Delta u_2)$. Eq. (4) was proposed for the EPWP ratio along the cone tip. In this equation, α is a

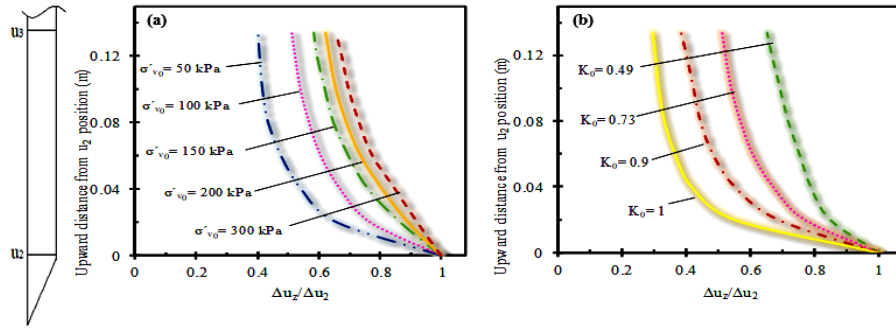


Fig. 2. Distribution of EPWP along the friction sleeve of the piezocone; (a) For different vertical effective stresses, (b) For different lateral earth pressure coefficients.

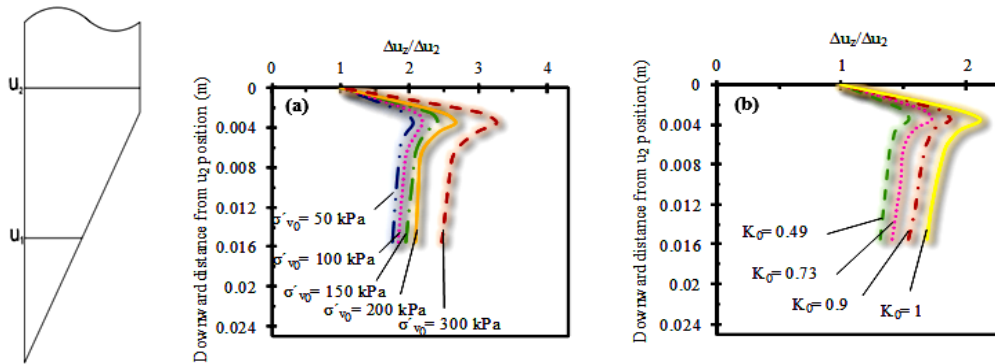


Fig. 3. Distribution of EPWP along the piezocone face; (a) For different vertical effective stresses, (b) For different lateral earth pressure coefficients.

dimensionless constant parameter determined at each location based on Eq. (5) derived from nonlinear regression analysis.

$$\frac{\Delta u_z}{\Delta u_2} = \exp\left(\frac{z^{0.1}}{\alpha}\right) - \left(\frac{z}{0.02}\right) \quad (4)$$

$$K_0 < 0.8 \rightarrow \alpha = \left(\frac{\frac{q_t}{\sigma'_{v0}} \times I_r}{800}\right)^{K_0^3} \quad (5)$$

$$K_0 \geq 0.8 \rightarrow \alpha = \frac{1 + K_0}{\ln\left(\frac{q_t}{\sigma'_{v0}}\right)}$$

4- Conclusion

In this research, through numerical modeling of cone penetration tests in saturated clayey soils under undrained conditions, it was observed that:

1. The increase of K_0 value, leads to an increase in EPWP during cone penetration at u_1 , u_2 , and u_3 . For constant σ'_{v0} values, with the increase of the K_0 values, the ratio of $(\Delta u_z)/$

(Δu_2) increases along the cone face. However, along the friction sleeve, increasing the K_0 leads to a decrease in the ratio of $(\Delta u_z)/(\Delta u_2)$.

2. The initial σ'_{v0} value affects the value of EPWP and causes an increase in the pore water pressure during the penetration of the cone at locations u_1 , u_2 , and u_3 . At a constant K_0 value, with the increase of the σ'_{v0} values, the ratio of $(\Delta u_z)/(\Delta u_2)$ increases along the cone face and the friction sleeve.

References

[1] P. U. Kurup, G. Z. Voyiadjis, and M. T. Tumay, Calibration chamber studies of piezocone test in cohesive soils, Journal of Geotechnical Engineering, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9410(1994)120:1(81) 120(1) (1994) 81–107.

[2] B. Chen, and P. Mayne, Profiling the overconsolidation ratio of clays by piezocone tests, School of Civil and Environmental Engineering, Georgia Institute of Technology, Thesis, 1994.

[3] N. Teerachaikulpanich, S. Okumura, K. Matsunaga, and H. Ohta, Estimation of coefficient of earth pressure

- at rest using modified oedometer test, *Soils and Foundations*, doi: 10.3208/sandf.47.349, 47(2) (2007) 349-360.
- [4] J. Peuchen, Estimation of u_1/u_2 conversion factor for piezocone, in *Proceedings of the 2nd International Symposium on Cone Penetration Testing (CPT'10)*, (2010) 1-8.
- [5] J. P. Sully, and R. C. Campanella, Effect of lateral stress on CPT penetration pore pressures. *Journal of Geotechnical Engineering*, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9410(1991)117:7(1082), 117(7) (1991) 1082-1088.
- [6] D. M. Moug, R. W. Boulanger, J. T. DeJong, and R. A. Jaeger, Axisymmetric simulations of cone penetration in saturated clay, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, doi: 10.1061/(asce)gt.1943-5606.0002024, 145(4) (2019) 04019008.
- [7] M. J. Mashinchian, and M. M. Ahmadi, "Numerical study of the piezocone test in sandy soil under different drainage conditions using a hypoplastic constitutive model," *International Journal of Geomechanics*, doi: 10.1061/ijgnai.gmeng-8812, 24(4) (2024).
- [8] Itasca Consulting Group Inc., *Flac v.7 Fast Lagrangian Analysis of Continua Manual*, Itasca, (2005).



بررسی فشار آب منفذی اضافی در آزمایش نفوذ مخروط در خاک‌های رسی اشباع زهکشی نشده

مهديه فخيمي اکمل، محمدمهدی احمدی*

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف، تهران، ایران.

تاریخچه داوری:

دریافت: ۱۴۰۲/۰۳/۰۶
بازنگری: ۱۴۰۳/۰۲/۲۹
پذیرش: ۱۴۰۳/۰۳/۱۹
ارائه آنلاین: ۱۴۰۳/۰۳/۲۸

کلمات کلیدی:

مدل‌سازی عددی
آزمایش نفوذ مخروط
تنش موثر قائم
ضریب فشار جانبی
مدل رفتاری کم-کلی اصلاح‌شده

خلاصه: گسترده‌تری کاربرد آزمایش نفوذ مخروط به علت سرعت عملیات آن در شناسایی لایه‌های خاک و ویژگی‌های آن، باعث شده‌است که روش‌های مختلف تحلیلی برای مطالعه‌ی این آزمایش به‌وجود آید. اندازه‌گیری فشار آب منفذی اضافی در طی آزمون نفوذ مخروط نقش به‌سزایی را در تعیین خصوصیات و پارامترهای مهندسی خاک‌های رسی می‌تواند ایفا کند. در بسیاری از مسائل ژئوتکنیکی، وضعیت تنش اولیه‌ی موجود در زمین، پارامتر مهمی است که برای طراحی و تحلیل باید شناخته شود؛ ضریب فشار جانبی در حالت سکون، K_0 ، نیز برای سال‌ها توسط مهندسين ژئوتکنیک مورد مطالعه قرار گرفته‌است، زیرا پارامتری ضروری در طراحی و تحلیل بسیاری از مسائل ژئوتکنیکی مانند شمع‌ها و پایداری شیب‌ها است. با توجه به کمبود مطالعات جامع بر روی خاک‌های رسی، اهمیت شناسایی رفتار این خاک‌ها و همچنین محدودیت آزمون‌های آزمایشگاهی، در این پژوهش با مدل‌سازی عددی آزمایش نفوذ مخروط در خاک‌های رسی اشباع در شرایط زهکشی نشده، تأثیر ضریب فشار جانبی و تنش‌های موثر قائم اولیه بر فشار آب منفذی ایجاد شده بر اثر نفوذ مخروط، بررسی و ارتباطی بین فشارهای آب منفذی اضافی در محل‌های u_p و u_s و همچنین u_p بر اساس این دو پارامتر ارائه شده‌است. برای مدل‌سازی در این تحقیق، از نرم‌افزار فلک دوبعدی مبتنی بر روش تفاضل محدود و مدل رفتاری کم-کلی اصلاح‌شده استفاده شده‌است. برای صحت‌سنجی، نتایج به‌دست‌آمده از مدل‌سازی عددی نیز با نتایج اندازه‌گیری‌ها در آزمایش برجای نفوذ مخروط مقایسه گردیده‌است. نتایج به‌دست آمده نشان داد که با افزایش هریک از پارامترهای ضریب فشار جانبی و تنش موثر قائم، اضافه فشار آب منفذی در هر سه محل اندازه‌گیری فشار آب منفذی افزایش می‌یابد.

۱- مقدمه

غلاف اصطکاکی (u_3) قرار دارند [۲]. در همه‌ی انواع خاک‌ها مخصوصاً در خاک‌هایی با پیش‌تحکیمی زیاد، بیش‌ترین مقدار فشار آب منفذی در محل نوک رخ می‌دهد؛ به‌تدریج این فشار آب تا محل u_3 کاهش می‌یابد [۳]. عوامل زیادی بر روی فشار آب منفذی تأثیرگذارند؛ از جمله‌ی این عوامل می‌توان ضریب فشار جانبی، نسبت پیش‌تحکیم‌یافتگی، تنش‌های اولیه و دست‌خوردگی را نام برد. وضعیت تنش اولیه موجود در زمین و ضریب فشار جانبی در حالت سکون، K_0 ، برای سال‌ها توسط مهندسين ژئوتکنیک مورد مطالعه قرار گرفته‌است؛ زیرا پارامترهایی ضروری در طراحی و تحلیل بسیاری از مسائل ژئوتکنیکی مانند دیوارهای حائل، شمع‌ها و پایداری شیب‌ها هستند [۴]. در راستای غلاف اصطکاکی در خاک‌هایی با نسبت پیش‌تحکیم‌یافتگی زیاد، به‌دلیل خاصیت اتساعی، تمایل به مکش در خاک افزایش می‌یابد [۵] که باعث ایجاد Δu_s منفی در خاک می‌شود؛ بنابراین با افزایش نسبت پیش‌تحکیم‌یافتگی، نسبت فشار آب منفذی اضافی در این

آزمون نفوذ مخروط که آن را به اختصار CPT^1 می‌گویند، بر اساس نفوذ پیوسته ابزار استوانه‌ای با نوک مخروطی شکل (نفوذسنج)، به‌داخل زمین عمل می‌نماید. در شرایط کنونی، با توجه به کارایی بالای CPT در ارائه‌ی یک پروفیل پیوسته از وضعیت ژئوتکنیکی لایه‌های زیرسطحی برای رس‌ها و ماسه‌ها و همچنین سرعت مناسب و اقتصادی بودن آزمایش، این آزمون به یک آزمایش برجای متداول در سطح جهان تبدیل شده‌است. این آزمون همچنین برای خاک‌های رسی خیلی نرم تا ماسه‌های متراکم کارایی دارد [۱]. در این آزمون می‌توان علاوه بر مقاومت نوک مخروط و مقاومت جداره، فشار آب منفذی را اندازه‌گیری کرد. سنسورهای فشار آب منفذی در پایه‌ی مخروط (u_2)، در قسمت میانی نوک مخروط (u_1) و در انتهای

1 Cone Penetration Test

* نویسنده عهده‌دار مکاتبات: mmahmadi@sharif.edu



غلاف اصطکاکی در نسبت پیش تحکیم‌یافتگی‌های مختلف انجام دادند [۱۰]. خدایاری و احمدی (۲۰۲۰)^{۱۱} در پژوهش خود با استفاده از تحلیل المان محدود، به بررسی فشار آب منفذی اضافی در راستای غلاف اصطکاکی در نسبت پیش تحکیم‌یافتگی‌های مختلف پرداختند [۱۱]. به‌عنوان نمونه‌ی دیگری از مطالعه فشار آب منفذی در آزمایش نفوذ مخروط می‌توان به مطالعه‌ی ماشین‌چیان و احمدی (۲۰۲۴) اشاره کرد [۱۲]. تعداد مطالعات صورت‌گرفته در راستای غلاف اصطکاکی به‌طور کلی کمتر از مطالعات در راستای نوک مخروط است که دلیل این امر را می‌توان رایج نبودن تعبیه‌ی سنسور U_3 در راستای غلاف اصطکاکی دانست.

هدف از این پژوهش، بررسی خصوصیات خاک‌های رسی اشباع مختلف و ارائه‌ی روابطی با استفاده از اندازه‌گیری‌های به‌دست آمده، در هنگام نفوذ مخروط در این خاک‌هاست. در این پژوهش ابتدا تاثیر دو پارامتر K_0 و σ'_{v0} بر اضافه فشار آب منفذی بررسی شد و سپس رابطه‌ای بین اضافه فشارهای آب منفذی در محل‌های U_1 ، U_2 و U_3 با توجه به پارامترهای مذکور ارائه شده‌است. خلاصه‌ی مراحل طی شده در این پژوهش برای خاک‌های رسی در حالت اشباع و زهکشی‌نشده شامل: (۱) مدل‌سازی عددی (۲) صحت‌سنجی نتایج عددی با اندازه‌گیری‌های آزمون *CPT* در محفظه‌ی کالیبراسیون، آزمایش‌های سانتریفیوژ و نتایج سایر مدل‌سازی‌های عددی آزمون نفوذ مخروط در رس (۳) بررسی خروجی‌های به‌دست‌آمده از حل عددی (۴) ارائه روابطی بین U_1 ، U_2 و U_3 با توجه به نتایج به‌دست‌آمده (۵) بررسی صحت روابط ارائه‌شده با استفاده از مقایسه با داده‌های موجود در متون فنی است.

۲- مدل‌سازی عددی و صحت‌سنجی

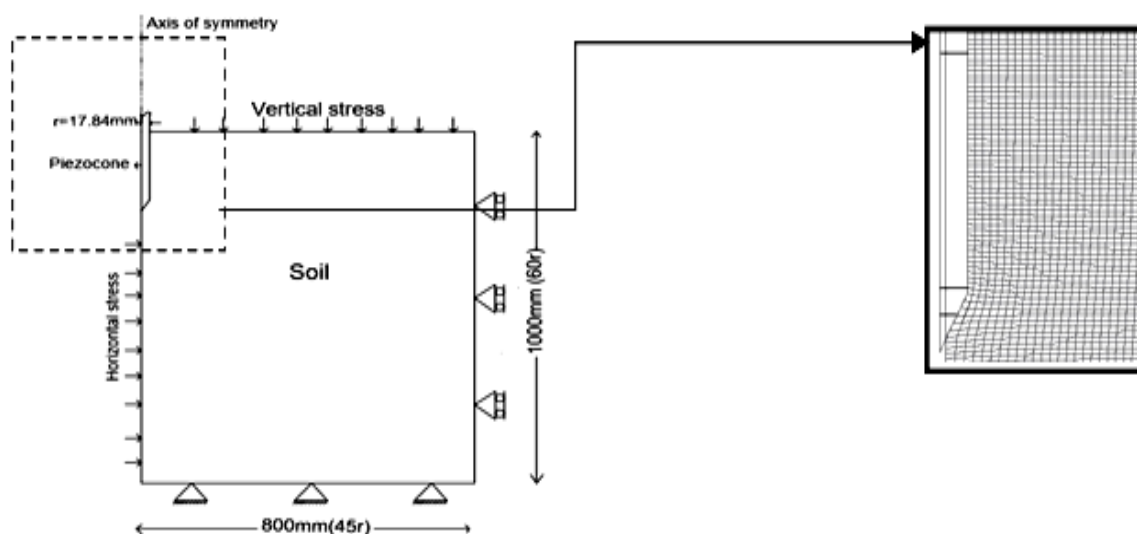
۲-۱- مدل‌سازی عددی

مدل‌سازی عددی آزمایش نفوذ مخروط بر روی خاک رسی اشباع در شرایط زهکشی‌نشده، به‌صورت تقارن محوری با استفاده از تحلیل تفاضل محدود و نرم‌افزار فلک دوبعدی صورت گرفته‌است. به‌منظور لحاظ نمودن اثرات نفوذ مخروط بر شرایط تنش‌های اولیه، تحلیل با استفاده از کرنش‌های بزرگ مورد نیاز است؛ زیرا در آزمایش نفوذ مخروط، میزان نفوذ مخروط چندبرابر قطر می‌باشد و در این وضعیت تنش‌های پلاستیک رخ می‌دهد. این تحلیل به دو صورت (۱) استفاده از توصیف لاگرانژی و (۲) استفاده از توصیف اویلری انجام می‌گیرد [۱۳]. در نرم‌افزار فلک که به‌عنوان یک برنامه‌ی تفاضل محدود صریح شناخته شده‌است، از روش کرنش بزرگ استفاده شده‌است. این نرم‌افزار بر پایه‌ی تحلیل لاگرانژی عمل می‌کند و

راستا کاهش می‌یابد. در محل U_1 ، اضافه فشار آب منفذی (Δu_1) همواره مثبت است؛ اما در پشت نوک، این اضافه فشار آب (Δu_2) با توجه به درجه پیش تحکیمی، حساسیت و دست‌خوردگی خاک می‌تواند مثبت یا منفی باشد. اگر خاک به‌صورت دست‌خورده باشد، فشار آب منفذی اضافی، منفی خواهد شد [۳]. شایان ذکر است که خاک‌های مورد بررسی در این مطالعه خاک دست‌نخورده است؛ پس فشار آب منفذی اضافی همواره مثبت در نظر گرفته می‌شود. در این مطالعه از نرم‌افزار فلک دوبعدی^۱ که برمبنای روش کرنش بزرگ است، استفاده شده‌است؛ زیرا به‌منظور لحاظ نمودن اثرات نفوذ مخروط بر شرایط تنش‌های اولیه، تحلیل با استفاده از کرنش‌های بزرگ مورد نیاز است. کشمیری و احمدی (۲۰۲۱) و موگ و همکاران (۲۰۱۹)^۲ نیز در پژوهش خود برای مدل‌سازی این آزمایش در خاک‌های رسی، از این نرم‌افزار استفاده کرده‌اند [۷-۶].

سالی و همکاران (۱۹۹۱)^۳ در مدل ارائه‌شده، تأثیر تنش جانبی بر مقدار فشار آب منفذی ایجاد شده در راستای نوک مخروط را در خاک‌های رسی بررسی کردند و رابطه‌ای برای آن ارائه دادند [۸]. سندون و همکاران (۱۹۸۸)^۴ زمانی که فقط U_1 اندازه‌گیری شد، ارتباطی برای ارزیابی U_2 پیشنهاد کردند. این ارتباط بر اساس نسبت $\frac{\Delta u_2}{\Delta u_1}$ بیان گردید که این نسبت را با K نشان دادند؛ در این رابطه، سندون و همکاران (۱۹۹۰) K را تابعی از تاریخچه تنش، مقاومت و حساسیت خاک دانستند. پوشن و همکاران (۲۰۱۰)^۵ برای گسترش مجموعه‌ای از مقادیر K پیشنهاد شده توسط سندون و همکاران (۱۹۹۰) را، به همی و ویژگی‌های رفتاری خاک (*SBT*)^۶ نسبت دادند و تغییرات مورد انتظار ضریب K را بر روی نمودار طبقه‌بندی رابرتسون (۱۹۹۰)^۷، برای داده‌های *CPTu* نشان دادند؛ در این مطالعه تأثیر سختی و حساسیت خاک بر این عامل K بررسی گردید [۵]. ابوفرسخ و همکاران^۸ (۲۰۰۳) در مقاله‌ی خود، با استفاده از تحلیل المان محدود^۹ و مدل رفتاری کم-کلی اصلاح‌شده، تأثیر تنش قائم و افقی بر فشار آب منفذی اضافی در راستای نوک مخروط را بررسی کردند [۹]. کیم و همکاران (۲۰۱۰)^{۱۰} نیز مطالعاتی بر روی فشار آب منفذی اضافی در راستای نوک مخروط و

- 1 FLAC-2D
- 2 Moug et al. (2019)
- 3 Sully et al. (1991)
- 4 Sandven et al. (1988)
- 5 peuchen et al. (2010)
- 6 Soil Behaviour Type
- 7 Robertson (1990)
- 8 Abu-Farsakh et al. (2003)
- 9 Finite-Element Method
- 10 Kim et al. (2010)



شکل ۱. هندسه مدل سازی و مش بندی آن

Fig. 1. geometry and the mesh of the Model

(به ترتیب ۱۰۰۰ و ۸۰۰ میلی متر) در نظر گرفته شده است (شعاع مخروط = $17/84$ میلی متر)؛ انتخاب این ابعاد به نحوی است که تأثیر شرایط مرزی در نتایج به حداقل برسد. محیط خاکی به صورت کاملاً اشباع مدل شده و از المان‌های مستطیل چهارگره‌ای و یکسان تشکیل شده است. ابعاد این المان‌ها در جهات افقی و قائم به ترتیب، ۵ و ۳ میلی متر در نظر گرفته شده است؛ در نظر گرفتن ابعادی کوچک‌تر از این مقادیر تأثیری در نتایج مربوطه نداشت (شکل ۱). نتایج به دست آمده از مدل سازی عددی مانند فشار آب منفذی اضافی تولید شده در اطراف مخروط و مقاومت نوک، پس از طی عمق مشخصی از نفوذ، به مقدار ثابتی میل می کند که همان مقدار ثابت مبنای پژوهش در این مطالعه است؛ دلیل این امر، ثابت بودن تنش‌های افقی (شعاعی) در مدل سازی عددی است؛ اما در جهت اطمینان، همه‌ی تحلیل‌های نفوذ مخروط تا میان ارتفاع مدل عددی صورت گرفته است. در مدل سازی صورت گرفته، پیژوکن به صورت مدفون در خاک در نظر گرفته شده است؛ تا از اعوجاج بیش از حد المان‌های خاک در ابتدای فرآیند مدل سازی نفوذ مخروط، جلوگیری شود. ابعاد خاک، شعاع مخروط، مش بندی، تکیه گاه‌ها و تنش‌های اعمالی در شکل ۱ نشان داده شده‌اند.

مطابق با آیین نامه‌ی ASTM-D 5778، در مدل سازی عددی، قرائت فشار آب منفذی اضافی در محل‌های u_1 ، u_2 ، u_3 به ترتیب در تراز میانی وجه

رفتار سازه‌هایی را که در آن خاک، سنگ و یا سایر مصالحی که ممکن است بعد از حد تسلیم به حالت پلاستیک برسند، به خوبی مدل سازی می کند. روش تفاضل محدود بر پایه معادلات دیفرانسیل عمل می کند و در آن مقادیر اولیه و مرزی به مدل معرفی می شود. در این روش، هر یک از مشتقات معادلات حاکم به صورت مستقیم با یک توصیف جبری بر حسب متغیرهای مدل (مانند تنش یا جابه‌جایی) در نقاط مجزای هندسه مدل تعریف می شود. برای حل معادلات جبری از یک روش صریح وابسته به زمان استفاده می شود. در حالت کرنش‌های بزرگ، مختصات هر یک از نقاط در هر گام زمانی به روز می شود و جابه‌جایی‌های رخ داده به مختصات قبلی نقاط افزوده می شود. فلک برای حل معادلات و شبیه سازی در شرایط وجود کرنش صفحه‌ای^۱ ارائه شده است و تنش خارج از صفحه برای این شرایط و تقارن محوری اعمال می شود [۱۴]. هر یک از تحلیل‌ها با توجه به پارامترها و مش بندی خاک، ۴ الی ۲۴ ساعت طول کشیده است. در این مدل سازی، پیژوکن استاندارد دارای سطح مقطع ۱۰ سانتی متر مربع و زاویه راس ۶۰ درجه است؛ هر المان از خاک واقعی در عمق مشخصی از سطح زمین، به صورت یک محیط مش بندی شده تحت تنش‌های ثابت افقی، قائم و عمود بر صفحه در نظر گرفته شده است. ابعاد محیط خاکی در جهات قائم و افقی به ترتیب، ۶۰ و ۴۵ برابر شعاع مخروط

1 Plane strain

که هر دو پارامتر واحد یکسانی دارند.

۲-۲ مدل رفتاری مورد استفاده برای مدل سازی نفوذ مخروط

در این مطالعه، به منظور بیان رفتار تنش-کرنش در محیط خاکی و همچنین شبیه سازی قابل قبول رفتار خاک های رسی، از مدل رفتاری کم - کلی اصلاح شده^۱ (MCC) استفاده شده است. این مدل می تواند برای مصالحی که بررسی تاثیر تغییرات حجمی آن بر روی ویژگی های حجمی و مقاومت برشی ضروری به نظر می رسد، مورد استفاده قرار گیرد؛ رسی های نرم از جمله این مصالح به حساب می آیند. پارامترهای مربوط به این مدل رفتاری، در فضای $v-lnp'$ تعریف می شود. این پارامترها عبارتند از: حجم مخصوص در فشار مرجع P_1 روی خط عادی تحکیم یافته v_λ ، شیب خط تحکیم عادی یافته λ ، شیب خط تورم κ ، شیب خط بحرانی (M) در فضای $q - p'$ [۱۴]. برای شرایط فشار سه محوری ناهمسان^۲، با استفاده از پارامترهای مدل کم-کلی خاک، مقاومت برشی زهکشی نشده مطابق رابطه زیر به دست می آید [۱۷]:

$$s_u = \frac{1}{6} M \sigma'_{v_0} (1 + 2K_0) \left(\frac{R}{2} \right)^{\frac{\lambda - \kappa}{\lambda}} \quad (۴)$$

که در این رابطه، σ'_{v_0} تنش موثر قائم و R نسبت پیش تحکیم یافتگی همسان^۳ و M از رابطه زیر به دست می آید [۱۷]:

$$M = \frac{6 \sin \phi'}{3 - \sin \phi'} \quad (۵)$$

شاخص صلیبیت را می توان از رابطه زیر محاسبه کرد [۱۱]:

$$I_r = \frac{(3 - 6\nu)(1 + e)}{M(1 + \nu)\kappa} \left(\frac{R}{2} \right)^{\frac{\kappa - \lambda}{\lambda}} \quad (۶)$$

مقدار ضریب پواسون مطابق با متون فنی در این مطالعه نیز برابر ۰/۳

مخروط، ۳ میلی متر بالاتر از پایه ی مخروط و در بالای غلاف اصطکاکی (۱۳۴ میلی متر بالاتر از محل u_2) است [۱۵]. مقادیر ثابت تنش های قائم، شعاعی و عمود بر صفحه به مدل اعمال شده است؛ دو وجه راست و چپ محیط خاکی در جهت افقی، وجه بالایی در جهت قائم و وجه پایینی در دو جهت افقی و قائم مقید در نظر گرفته شدند؛ تا تعادل تنش های ژئواستاتیکی برقرار شود. در مرز سمت چپ این مدل، به مقدار ۰/۰۵ برابر شعاع مخروط از محور تقارن فاصله در نظر گرفته شده است؛ تا قابلیت جابه جا شدن المان های محیط خاکی در اطراف مخروط در طی نفوذ، ایجاد گردد [۱۶].

در این مدل سازی مقدار فشار آب منفذی هیدرواستاتیک، صفر در نظر گرفته شد؛ در نتیجه مقادیر تنش ها در خاک به صورت موثر در نظر گرفته شدند و مقادیر فشار آب منفذی در مدل عددی، به صورت فشار آب منفذی اضافی قرائت گردید. مقدار تنش افقی برابر با ضرب تنش قائم در ضریب فشار جانبی خاک در حالت سکون (K_0) است. ضریب فشار جانبی خاک، بر اساس دو پارامتر زاویه اصطکاک موثر (ϕ') و نسبت پیش تحکیم یافتگی (OCR) به صورت معادله زیر به دست می آید [۱۷]:

$$K_0 = (1 - \sin \phi') OCR^{\sin \phi'} \quad (۱)$$

برای مدل سازی رفتار تماسی عمود و مماسی بین دو سطح پیروکن و محیط خاکی، قانون اصطکاکی کولمب مورد استفاده قرار گرفته است. مقدار ضریب اصطکاک در این مطالعه صفر در نظر گرفته شده است. مطابق با این قانون حداکثر تنش برشی بین دو سطح در هنگام لغزش، برابر با چسبندگی خاک است. مقدار چسبندگی خاک رسی از رابطه ی (۲) به دست می آید [۱۸]:

$$c_\alpha = \alpha s_u \quad (۲)$$

که در این رابطه، c_α چسبندگی خاک رس و α پارامتری بی بعد است که از رابطه ی زیر به دست می آید [۱۸]:

$$\alpha = 0.1 \left[3 - \ln \frac{s_u}{Pa} \right] \quad (۳)$$

که در آن s_u مقاومت برشی زهکشی نشده و Pa فشار اتمسفریک است

- 1 Modified Cam-Clay Model
- 2 K0-anisotropic triaxial compression
- 3 Isotropic over consolidated ratio

جدول ۱. پارامترهای مورد استفاده در مدل رفتاری کم-کلی اصلاح شده برای خاک‌های مورد بررسی در این مطالعه

Table 1. Modified Cam-Clay parameters of the soils used in this study

soil	κ	λ	v_λ	M	σ'_{v_0} (kPa)	OCR	Reference
Boston Blue Clay (BBC)	0.03	0.15	2.8271	1.2	100	2.2	Moug et al. (2019)
LOC-SFB	0.005	0.071	2.22	1.2	100	1.7	Schneider et al. (2007)
NC-Kaolin	0.06	0.26	3.6	1.2	100	1	Schneider et al. (2007)
K50	0.024	0.11	2.22	1.2	207	1	Kurup et al. (1993)

جدول ۲. اندازه‌گیری‌های آزمایش نفوذ مخروط در آزمایش سانتریفیوژ

Table 2. The results of Cone penetration test in centrifuge test

Specimen number	soil	σ'_{v_0} (kPa)	σ'_{vy} (kPa)	OCR	Measure u_2 (kPa)	Measure $\frac{q_{cnet}}{\sigma'_{vy}}$
1	LOC-SFB	100	171	1.7	95	1.75
2	LOC-SFB	134	283	2.1	120	3.25
3	NC-Kaolin	100	100	1	340	4.49
4	NC-Kaolin	89	89	1	310	4.01
5	NC-Kaolin	77	77	1	212	3.71

۲-۱- صحت‌سنجی براساس اندازه‌گیری‌های آزمایش سانتریفیوژ و محفظه‌ی کالیبراسیون

در ابتدا نتایج مدل‌سازی عددی در این پژوهش، با نتایج مینی‌پیزوکن در محفظه‌ی کالیبراسیون انجام شده توسط کراب و همکاران (۱۹۹۳)^۲ برای خاک K50 (۵۰٪ کائولینیت + ۵۰٪ ماسه ریز) و با نتایج آزمایش سانتریفیوژ انجام شده توسط اشنايدر (۲۰۰۷)^۳ برای خاک کائولین عادی تحکیم‌یافته^۴ و پودر سیلیکا و بنتونیت با پیش‌تحکیمی کم^۵ و همچنین با نتایج مدل‌سازی عددی انجام گرفته توسط موگ و همکاران (۲۰۱۹)، شنگ و همکاران (۲۰۱۲)^۶ به‌ترتیب بر روی خاک‌های BBC و رسی مقایسه و صحت‌سنجی شده است [۲ و ۱۷-۱۵]. در این قسمت به صحت‌سنجی بر اساس آزمایش سانتریفیوژ پرداخته می‌شود. نتایج اندازه‌گیری‌های آزمایش سانتریفیوژ انجام گرفته توسط اشنايدر و همکاران (۲۰۰۷)، بر روی خاک کائولین عادی تحکیم‌یافته و پودر سیلیکا و بنتونیت با پیش‌تحکیمی کم در جدول ۲ نشان داده شده است، که در آن یک پیزوکن با زاویه راس ۶۰ درجه

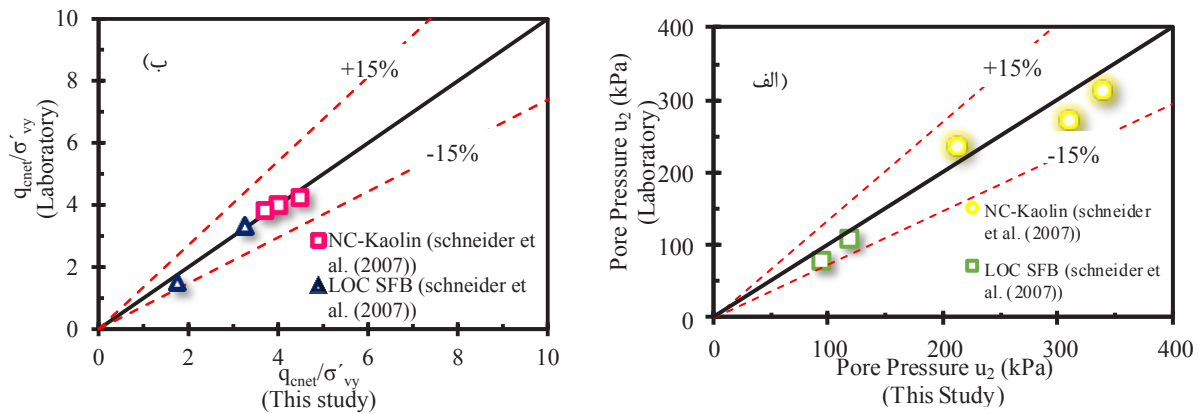
در نظر گرفته شده است [۷]. حجم مخصوص مطابق رابطه‌ی زیر به‌دست می‌آید [۱۴] لازم به ذکر است که در این رابطه P_c تنش پیش‌تحکیمی و P_0 میانگین تنش موثر اولیه است.

$$v = v_\lambda - \lambda \ln\left(\frac{P_c}{P_1}\right) + \kappa \ln\left(\frac{P_c}{P_0}\right) \quad (7)$$

جدول ۱ مشخصات خاک‌های مورد بررسی را نشان می‌دهد. در این مطالعه جهت بررسی تأثیر تنش موثر قائم و ضریب فشار جانبی بر روی فشار آب منفذی اضافی، خاک رس بوستون^۱ مورد بررسی قرار گرفت و ۵ تنش موثر قائم ۵۰، ۱۰۰، ۱۵۰، ۲۰۰ و ۳۰۰ کیلوپاسکال و ۴ ضریب فشار جانبی ۰/۴۹، ۰/۷۳، ۰/۹ و ۱ در نظر گرفته شد. دلیل استفاده از پارامترهای این خاک در این مطالعه، وجود تحقیقات و مقالات بسیار است که مبنای استفاده در این تحقیق قرار گرفته است.

- 2 Kurup et al. (1993)
- 3 Schneider et al. (2007)
- 4 Normally Consolidated-Kaolin (NC-Kaolin)
- 5 Low Over Consolidated Silica-Flour Bentonite (LOC-SFB)
- 6 Sheng et al. (2012)

1 Boston Blue Clay (BBC)



شکل ۲. مقایسه نتایج در آزمایش سانتریفیوژ با نتایج مدل‌سازی عددی (الف) فشار آب منفذی (ب) مقاومت نوک مخروط

Fig. 2. Comparison of centrifuge test results with numerical modeling results a) Pore water pressure b) Cone tip resistance

به‌دست می‌آید:

$$c_v = \frac{kv\sigma'_{v0}}{\lambda\gamma_w} \quad (9)$$

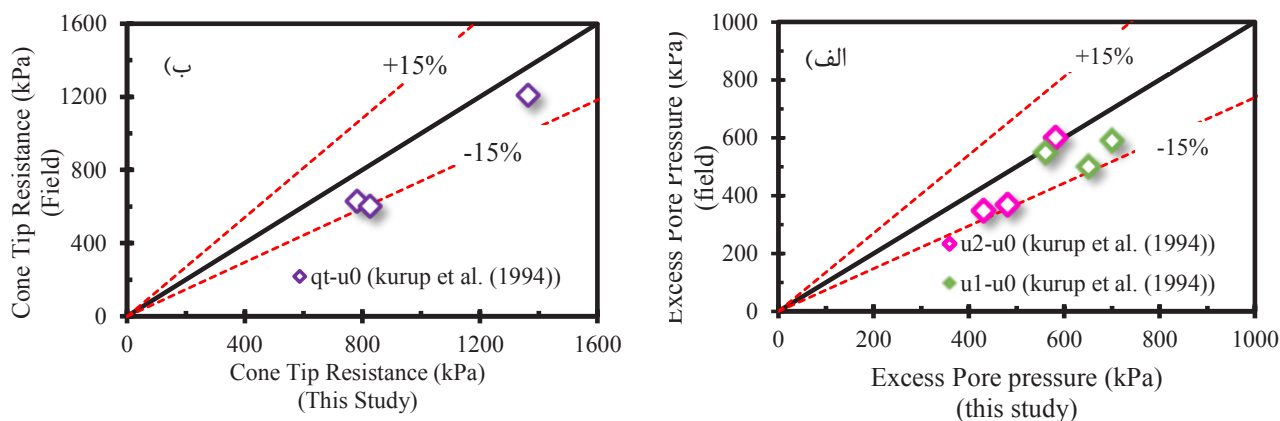
در این رابطه، v حجم مخصوص و k ضریب نفوذپذیری خاک رسی است. فینی و راندولف (۱۹۹۴) برای جداسازی مرزهای زهکشی‌شده و زهکشی‌نشده برای سرعت بی بعد V ، مقادیری پیشنهاد دادند که این مقادیر به ترتیب ۰/۱ و ۳۰ است؛ این مرزها برای آزمون نفوذ مخروط نیز مورد استفاده قرار گرفت [۲۲].

بار دیگر صحت‌سنجی براساس آزمایش محفظه کالیبراسیون انجام شد. در آزمون محفظه کالیبراسیون، مینی پیزوکن دارای مساحت مقطع ۱ سانتی‌متر مربع و زاویه رأس ۶۰ درجه می‌باشد. سنسورهای اندازه‌گیری فشار آب منفذی واقع بر روی پیزوکن به ترتیب در محل شانه‌ی مخروط (u_2) و یک چهارم پایینی بخش مخروطی (u_1) قرار دارند. به‌منظور مقایسه‌ی بهتر و دقیق‌تر نتایج این آزمایش با مدل‌سازی عددی، محیط خاکی و پیزوکن را بار دیگر مشابه با روند قبل مدل‌سازی کرده و ابعاد پیزوکن مشابه ابعاد واقعی این آزمایش در نظر گرفته شده‌است. داده‌ها و نتایج مربوط به آزمایش محفظه‌ی کالیبراسیون در جدول ۳ نشان داده شده‌است. در این مدل‌سازی

و قطر ۱۰ میلی‌متر در خاک نفوذ می‌کند. مقایسه‌ی مقاومت نوک مخروط و فشار آب منفذی اضافی این آزمایش و مدل‌سازی عددی، در شکل ۲ نشان داده شده‌است. در شکل ۲-الف) فشار آب منفذی اضافی برای هر دو نوع خاک، در تنش‌های موثر قائم مختلف در محل u_2 ، مقایسه شده‌است. شکل ۲-ب) مقاومت نوک مخروط را در هر دو نوع خاک، در تنش‌های موثر قائم مختلف نشان داده‌است؛ برای هر دو شکل مقاومت نوک مخروط و فشار آب منفذی اضافی، تطابق خوبی بین نتایج دیده می‌شود؛ خطوط خط چین خطای $\pm 15\%$ را نشان می‌دهند. لازم به ذکر است که نتایج ارائه‌شده توسط اشنایدر و همکاران (۲۰۰۷)، شامل نفوذ زهکشی‌نشده، تقریباً زهکشی‌شده و زهکشی‌شده همراه با سرعت‌های مختلف است. وی برای جداسازی این سه محدوده از رابطه‌ی (۸) استفاده نمود. از آنجایی که این مطالعه برای نفوذهای زهکشی‌نشده است، از بین داده‌های موجود با استفاده از رابطه‌ی زیر، نفوذهای زهکشی‌نشده را جدا نموده و سپس مدل‌سازی انجام گرفته‌است [۱۶ و ۱۸].

$$V = \frac{vD_c}{c_v} \quad (8)$$

در این رابطه، V سرعت بی بعد شده، v سرعت نفوذ مخروط، D_c قطر مخروط و c_v ضریب تحکیم است. ضریب تحکیم نیز مطابق با رابطه‌ی زیر



شکل ۳. مقایسه‌ی نتایج آزمایش محفظه کالیبراسیون با مدل‌سازی عددی الف) فشار آب منفذی ب) مقاومت نوک مخروط

Fig. 3. Comparison of calibration chamber test results with numerical modeling a) Pore water pressure b) Cone tip resistance

جدول ۳. اندازه‌گیری‌های آزمایش محفظه کالیبراسیون

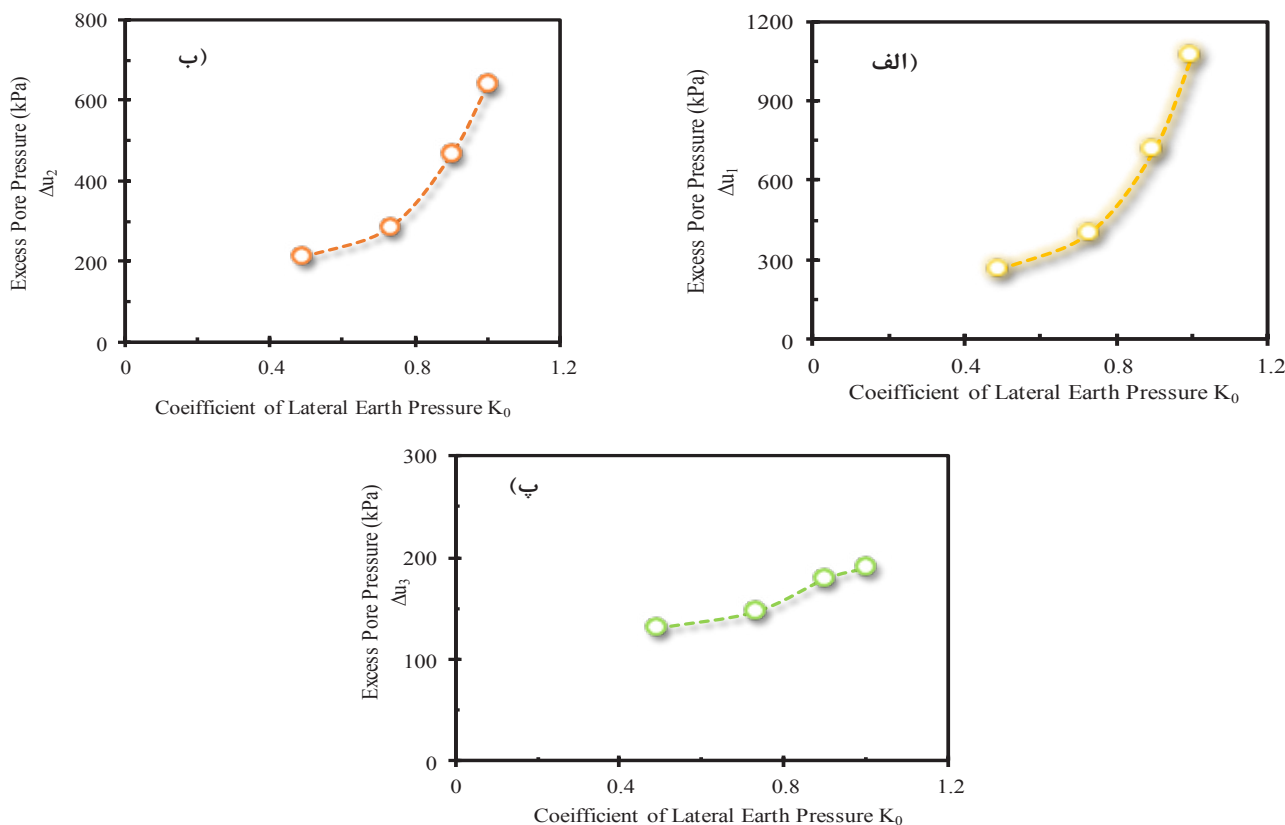
Table 3. Calibration chamber test measurements

Specimen number	soil	σ'_{v_0} (kPa)	σ'_{h_0} (kPa)	BC	OCR	Δu_1 (kPa)	Δu_2 (kPa)	$(q_t - u_0)$ (kPa)
1	K50	207	207	1	1	700	582	1362
2	K50	41.4	41.4	1	5	650	480	780
3	K50	207	107.6	3	1	560	430	826

۲-۳- مطالعه فشار آب منفذی اضافی تولیدشده تحت اثر ضریب فشار جانبی و تنش موثر قائم:

به منظور بررسی تأثیر ضریب فشار جانبی بر فشار آب منفذی اضافی ایجاد شده در آزمایش نفوذ مخروط برای خاک رس بوستون (پارامترهای این خاک در جدول ۱ مشخص شده است)، ۴ ضریب فشار جانبی مختلف ۰/۷۳، ۰/۹ و ۱ تحت تنش موثر قائم ثابت ۱۰۰ کیلوپاسکال در نظر گرفته و پس از مدل‌سازی، میزان فشار آب منفذی اضافی در ۳ محل u_2 ، u_1

دو نوع شرایط مرزی $BC1$ و $BC3$ در نظر گرفته شد. در $BC1$ مقدار ثابتی از تنش‌های افقی و قائم بر وجوه نمونه وارد می‌شود. در $BC3$ وجوه کناری تحت کرنش صفر و وجه پایینی تحت مقدار ثابتی از تنش قائم است. همچنین نمونه ۲ که پیش‌تحکیم‌یافته است، ابتدا تا تنش همه‌جانبه ۲۰۷ کیلوپاسکال تحکیم پیدا کرده و سپس باربرداری از روی نمونه صورت گرفته تا تنش همه‌جانبه به ۴۱/۴ کیلوپاسکال برسد [۲]. مقایسه نتایج اندازه‌گیری شده این آزمایش و مدل‌سازی عددی در شکل ۳ نشان داده شده است.



شکل ۴. تأثیر ضریب فشار جانبی بر فشار آب منفذی اضافی (الف) میانه وجه مخروط u_1 (ب) پایه مخروط u_2 (پ) پشت غلاف اصطکاکی u_3

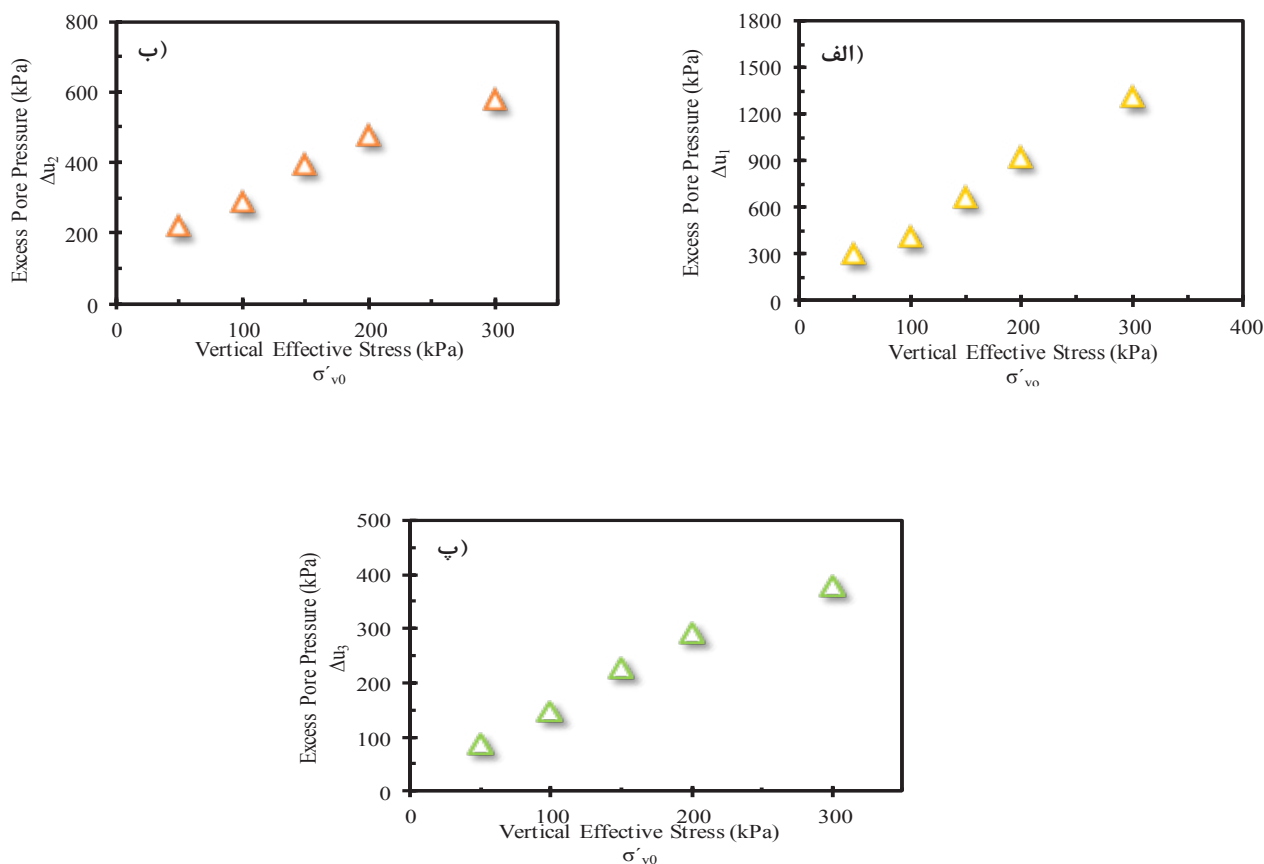
Fig. 4. The influence of the coefficient of lateral pressure on the excess pore water pressure a) the middle face of the cone u_1 b) the base of the cone u_2 c) the back of the friction sleeve u_3

افزایش می‌یابد. ابوفرسخ و همکاران (۲۰۰۳) در مطالعه‌ی خود با استفاده از تحلیل المان محدود، به تأثیر تغییرات تنش افقی که منجر به تغییر در ضریب فشار جانبی می‌شود، اشاره کردند. آن‌ها همچنین بیان کردند که افزایش در ضریب فشار جانبی، منجر به افزایش فشار آب منفذی اضافی در دو محل u_1 و u_2 می‌شود [۹]. خدایاری و احمدی (۲۰۲۰) نیز در مطالعه خود به بررسی تأثیر نسبت پیش تحکیم‌یافتگی (OCR) در فشار آب منفذی اضافی پرداختند و مشاهده کردند که با افزایش نسبت پیش تحکیم‌یافتگی، فشار آب منفذی نیز افزایش می‌یابد [۱۱]. چن و ماین (۱۹۹۴) همچنین در پژوهش خود بیان کردند در OCR بالا به دلیل افزایش تمرکز تنش در محل نوک، فشار آب منفذی نیز افزایش می‌یابد [۳].

و u_3 بررسی شده‌است. شایان ذکر است که مطابق مقاله موگ و همکاران (۲۰۱۹)، خاک در حالت عادی تحکیم‌یافته، دارای ضریب فشار جانبی 0.49 است و در حالت پیش تحکیم‌یافته با $OCR = 2/2$ مقدار ضریب فشار جانبی، 0.73 در نظر گرفته شده‌است [۷]. همان‌طور که ماین و کلهاوی (۱۹۸۲) اشاره کردند، همبستگی بین OCR و K_0 وجود دارد و با تغییر در مقدار ضریب فشار جانبی، نسبت پیش تحکیم‌یافتگی (OCR) تغییر می‌کند و با افزایش K_0 مقدار OCR نیز افزایش می‌یابد [۲۳].

شکل ۴ نتایج این تحلیل را نشان می‌دهد. مطابق با این شکل، با افزایش ضریب فشار جانبی، اضافه فشار آب در هریک از محل‌های u_1 ، u_2 و u_3

1 Mayne and Kulhawy (1982)



شکل ۵. فشار آب منفذی اضافی در تنش‌های موثر قائم مختلف در سه محل الف) میانه وجه مخروط u_1 ب) پایه مخروط u_2 پ) پشت غلاف اصطکاکی u_3

Fig. 5. Excess pore water pressure in the different vertical effective stresses: a) the middle face of cone u_1 b) the base of the cone u_2 c) the back of the friction sleeve u_3

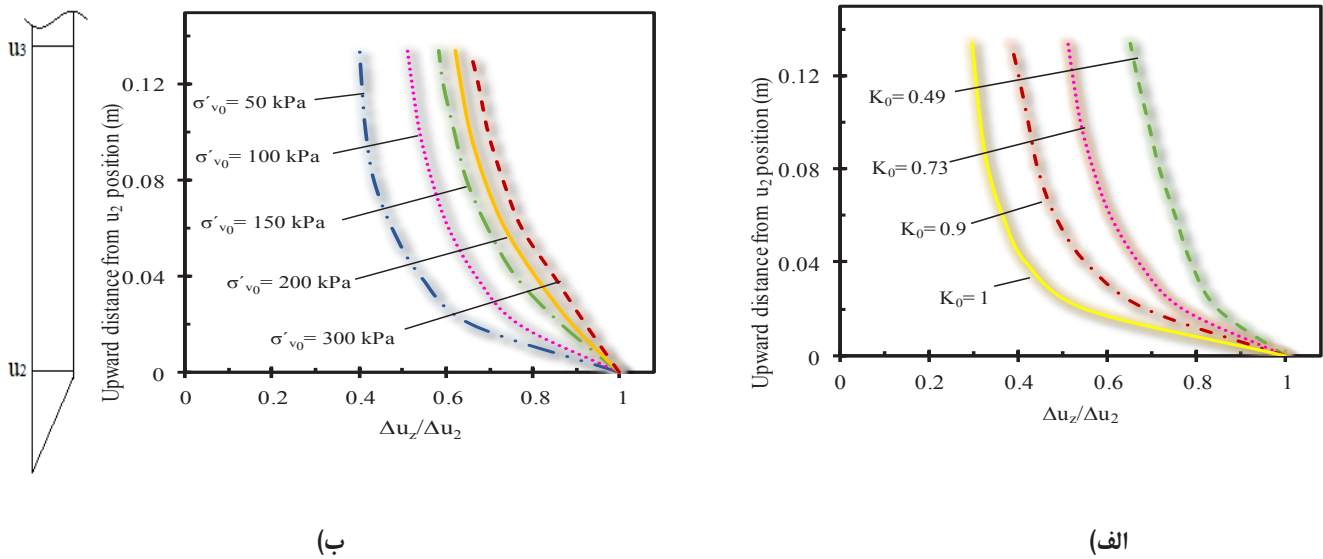
افزایش می‌یابد. ابوفرسخ و همکاران (۲۰۰۳) تاثیر تنش قائم را بر فشار آب منفذی اضافی در محل u_1 بررسی کردند. مطابق با بررسی‌های صورت گرفته، به این نتیجه رسیدند که افزایش تنش قائم منجر به افزایش فشار آب منفذی اضافی در این محل می‌شود [۹].

۲-۴- مطالعه‌ی فشار آب منفذی اضافی تولیدشده در راستای غلاف اصطکاکی پی‌زوکن

شکل ۶ مقادیر فشار آب منفذی اضافی ایجاد شده در فاصله بین u_2 و u_3 را نشان می‌دهد. در این شکل، نقاط مربوط به نتایج عددی فشار آب منفذی اضافی خاک رس بوستون، در دو حالت: الف) ضریب فشار جانبی مختلف در $\sigma'_{v0} = 100 \text{ kPa}$ و ب) تنش موثر قائم مختلف در $K_0 = 0.73$ می‌باشد.

به منظور بررسی تأثیر تنش موثر قائم بر فشار آب منفذی اضافی ایجاد شده در آزمایش نفوذ مخروط برای خاک رس بوستون که دارای نسبت پیش تحکیم یافتگی $2/2$ و تنش موثر قائم 100 کیلوپاسکال است؛ ۵ تنش موثر قائم مختلف 50 ، 100 ، 150 ، 200 و 300 کیلوپاسکال را تحت ضریب فشار جانبی ثابت 0.73 ، در نظر گرفته شد که در این حالت با توجه به رابطه‌ی ضریب فشار جانبی که نسبت تنش موثر افقی به قائم است، با افزایش تنش موثر قائم تحت ضریب فشار جانبی ثابت، تنش موثر افقی نیز افزایش می‌یابد. پس از مدل‌سازی، میزان فشار آب منفذی اضافی در محل u_1 ، u_2 و u_3 بررسی گردید.

نتایج این تحلیل را نشان می‌دهد. مطابق با این شکل، با افزایش تنش موثر قائم، اضافه فشار آب منفذی در هر یک از محل‌های u_1 ، u_2 و u_3



شکل ۶. توزیع فشار آب منفذی اضافی در راستای غلاف اصطکاکی در خاک رس بوستون؛ الف) تحت ضریب فشار جانبی مختلف ب) تحت تنش موثر قائم مختلف

Fig. 6. Distribution of EPWP along the sleeve friction of the piezocone; (a) For different vertical effective stresses, (b) For different lateral earth pressure coefficients

$$\frac{\Delta u_z}{\Delta u_2} = \exp\left(\left(\frac{\beta^{0.5}}{-\alpha} \times \frac{z}{0.15}\right)\right) \quad (10)$$

در این رابطه، z برابر فاصله قائم رو به بالا از محل u_2 در راستای غلاف اصطکاکی (عددی بین ۰ و ۰/۱۳۴ متر)، (شکل ۶)، فشار آب منفذی اضافی در نقطه مربوطه و α و β پارامترهای ثابت و بی‌بعدی هستند که در هر نقطه باید به صورت جداگانه تعیین شوند. در این رابطه، همچنین هر دو پارامتر α و β در تعیین فشار آب منفذی اضافی در u_3 و انحنای منحنی در راستای غلاف اصطکاکی نقش دارند. مقادیر مختلفی برای α و β در نظر گرفته شده تا اثر هر یک از این پارامترها بر فشار آب منفذی اضافی در راستای غلاف اصطکاکی بررسی شوند. به منظور بررسی اثر α ، در ابتدا این پارامتر به عنوان متغیر در نظر گرفته شده و β ثابت است؛ با افزایش کاهش α ، یک مرز محدودکننده برای مقادیر قابل اتخاذ توسط آن تعریف می‌شود؛ در نقطه $\alpha = 0/001$ ، نسبت $\frac{\Delta u_3}{\Delta u_2}$ برابر با ۰ و در $\alpha = 20$ این نسبت برابر با ۱ به دست آمد؛ با در نظر گرفتن مقادیری بیشتر از ۲۰ برای α

همانطور که در شکل ۶-الف) مشاهده می‌شود که با افزایش K_0 ، نسبت فشار آب منفذی اضافی در راستای غلاف اصطکاکی با سرعت بیشتری کاهش می‌یابد؛ با توجه به همبستگی K_0 و OCR همان‌طور که در قسمت‌های قبل اشاره شد، این پدیده توسط چن و ماین (۱۹۹۴) و کیم و همکاران (۲۰۱۰) نیز اشاره شده است که علت آن را می‌توان افزایش اتساع خاک در این محل دانست [۳ و ۲۱-۲۲]. خدایاری و احمدی (۲۰۲۰) نیز در مطالعه خود به بررسی تاثیر نسبت پیش‌تحکیم‌یافتگی (OCR) در فشار آب منفذی اضافی پرداختند و مشاهده کردند که نسبت فشار آب منفذی در راستای غلاف اصطکاکی کاهش می‌یابد [۱۱].

بر اساس نتایج به دست آمده و داده‌های موجود، برای فشار آب منفذی اضافی در راستای غلاف اصطکاکی می‌توان رابطه‌ای ارائه داد. روابط مختلفی برای این توزیع امتحان گردید و در نهایت رابطه‌ی (۱۰) که یک توزیع نمایی نزولی را نشان می‌دهد، به دست آمد. این رابطه مقادیر فشار آب منفذی اضافی را (از u_2 به سمت u_3) با تقریب قابل قبولی پیش‌بینی می‌کند.

۲-۴-۲- تعیین پارامتر β

مشابه با آنچه که برای تعیین پارامتر α توضیح داده شد، برای پارامتر β نیز به منظور ایجاد ارتباط میان اندازه‌گیری‌های آزمایش نفوذ مخروط و مشخصات خاک با مقدار پارامتر β مربوطه در هر مورد مطالعه، تحلیل رگرسیون غیرخطی به کار گرفته شده و مطابق با این تحلیل‌ها، در نهایت شکل نهایی رابطه‌ی پیشنهادی برای تعیین β به صورت زیر به دست آمده است:

$$\beta = \frac{K_0^{2.5}}{I_r^{0.7}} \quad (12)$$

در این رابطه نیز I_r شاخص صلیبت که مطابق با رابطه‌ی (۶) به دست می‌آید و K_0 ضریب فشار جانبی است.

شکل ۷ مقادیر Δu_2 به دست آمده از رابطه‌ی (۱۰) با توجه به دو رابطه‌ی (۱۱) و (۱۲) در فواصل مشخصی از u_2 و مقادیر حاصل از مدل‌سازی عددی برای هر دو حالت: الف) تنش‌های موثر قائم مختلف، ب) ضریب فشار جانبی مختلف را مقایسه می‌کند. طبق تحلیل رگرسیون غیرخطی انجام گرفته، R^2 برای این رابطه برابر ۰/۹۷ به دست آمده است که مطابق با شکل ۷ مقادیر Δu_2 به دست آمده از رابطه‌ی (۱۰) تطابق خوبی با مقادیر حاصل از مدل‌سازی عددی دارد.

۲-۵- مطالعه فشار آب منفذی اضافی تولید شده در راستای وجه پی‌زوکن

شکل ۸ مقادیر فشار آب منفذی اضافی به دست آمده در مدل‌سازی عددی در فاصله‌ی بین u_1 و u_2 را نشان می‌دهد. در این شکل حرکت رو به پایین از u_2 به سمت u_1 مثبت در نظر گرفته شده است. این شکل، نقاط مربوط به نتایج عددی نسبت فشار آب منفذی اضافی ایجاد شده برای خاک رس بوستون در دو حالت: الف) ضریب فشار جانبی مختلف در $\sigma'_{v_0} = 100 \text{ kPa}$ ، ب) تنش موثر قائم مختلف در $K_0 = 0/73$ را نشان می‌دهد. همانطور که در شکل ۸ مشاهده می‌شود، در هنگام نفوذ مخروط در خاک، در راستای نوک پی‌زوکن، فشار آب منفذی اضافی در ابتدا افزایش و سپس کاهش می‌یابد؛ هنگامی که نوک پی‌زوکن در خاک نفوذ می‌کند، تنش‌ها افزایش یافته تا قطر گودال به قطر مخروط برسد، سپس تنش‌ها ثابت می‌شود؛ این افزایش تدریجی تنش تا رسیدن به تنش ثابت، منجر به افزایش تدریجی فشار آب

تغییری در نسبت $\frac{\Delta u_3}{\Delta u_2}$ مشاهده نشد و همان ۱ باقی ماند؛ همچنین با در نظر گرفتن مقادیر منفی برای α ، مقادیری بزرگتر از ۱ برای نسبت $\frac{\Delta u_3}{\Delta u_2}$ به دست آمد که این مقادیر با فرضیات این پژوهش ناسازگار است؛ یکی از فرضیات این مطالعه این است که توزیع فشار آب منفذی اضافی از محل u_2 شروع شده و به صورت نزولی و مثبت به u_3 می‌رسد؛ این فرضیه توسط کیم و همکاران (۲۰۱۰) نیز تایید گردیده است [۱۰]. بنابراین با توجه به توضیحات فوق، مرز محدودکننده برای α به صورت $0/001 \leq \alpha \leq 20$ ، مرز محدودکننده برای β به صورت $0 \leq \beta \leq 50$ ، مشابه روند محاسبه α عمل کرده ولی با این تفاوت که در این قسمت مقدار α ثابت و β متغیر است. با افزایش و کاهش β ، یک مرز محدودکننده برای مقادیر قابل اتخاذ توسط آن تعریف می‌شود؛ در $\beta = 50$ نسبت $\frac{\Delta u_3}{\Delta u_2}$ برابر با ۰ و در $\beta = 0$ این نسبت برابر ۱ به دست آمد؛ با در نظر گرفتن مقادیری بیشتر از ۵۰ برای β ، تغییر در نسبت $\frac{\Delta u_3}{\Delta u_2}$ مشاهده نشد و همان صفر باقی ماند؛ همچنین با توجه به رابطه‌ی مربوطه، نمی‌توان مقادیر منفی برای β در نظر گرفت. بنابراین با توجه به توضیحات فوق مرز محدودکننده برای β به صورت $0 \leq \beta \leq 50$ تعریف گردید. در ادامه برای برآورد مقدار u_3 ، یک رابطه‌ی جدید برای α و β ارائه می‌شود.

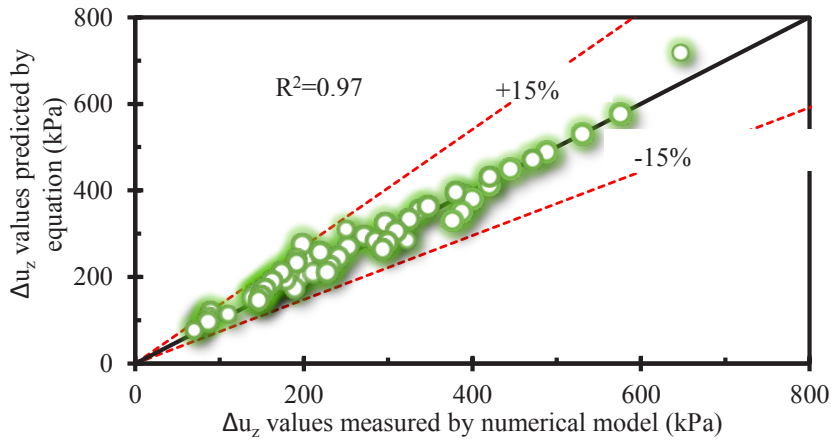
۲-۴-۱- تعیین پارامتر α

به منظور ایجاد ارتباط میان اندازه‌گیری‌های آزمایش نفوذ مخروط و مشخصات خاک با مقدار پارامتر α مربوطه در هر مورد مطالعه، تحلیل رگرسیون غیرخطی به کار گرفته شده و مطابق با این تحلیل‌ها، در نهایت شکل نهایی رابطه‌ی پیشنهادی برای تعیین α به صورت زیر به دست آمده است:

$$K_0 < 1 \rightarrow \alpha = \frac{K_0}{\left(\ln\left(\frac{q_t}{\sigma'_{v_0}}\right)\right)^{1.5}} \quad (11)$$

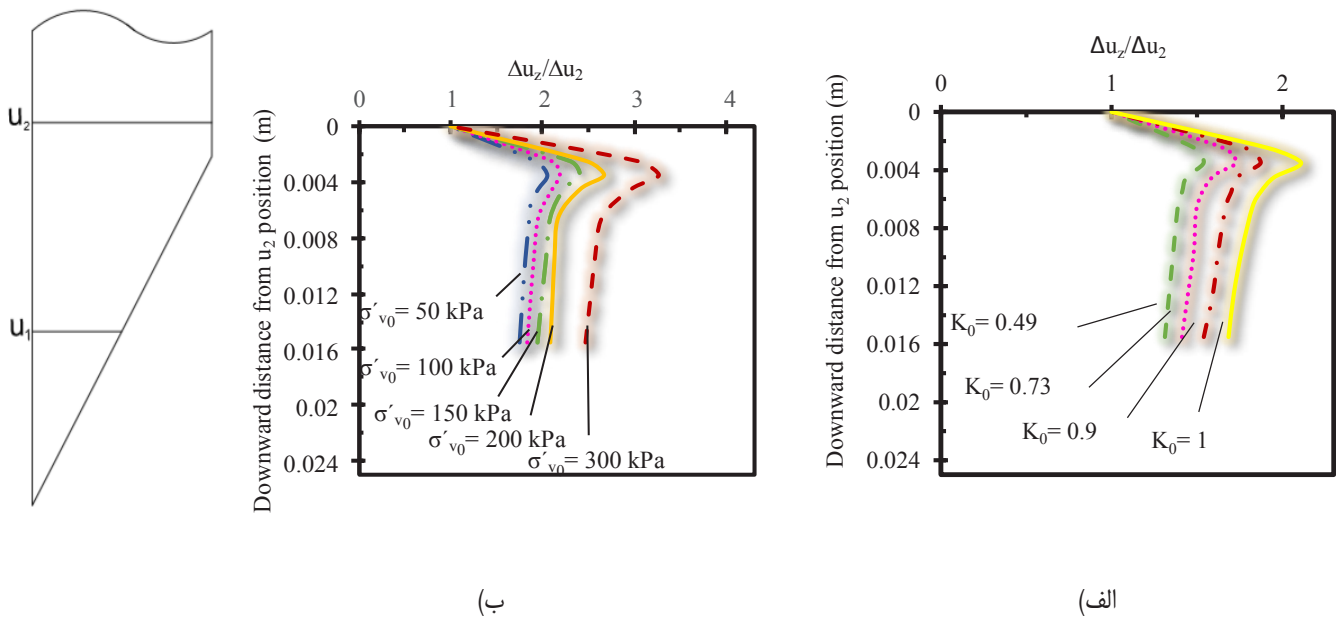
$$K_0 \geq 1 \rightarrow \alpha = \frac{K_0^2 - 0.5}{\ln\left(\frac{q_t}{\sigma'_{v_0}}\right)}$$

در این رابطه، q_t مقاومت نوک مخروط، σ'_{v_0} تنش موثر قائم، I_r شاخص صلیبت که مطابق با رابطه‌ی (۶) به دست می‌آید و K_0 ضریب فشار جانبی است.



شکل ۷. مقایسه‌ی اندازه‌گیری فشار آب منفذی اضافی با استفاده از رابطه‌ی (۱۰) و مدل‌سازی عددی

Fig. 7. Comparison of excess pore water pressure measurements by using equation (10) with the numerical model



شکل ۸. توزیع فشار آب منفذی اضافی در راستای وجه پیزوکن؛ الف) برای ضریب فشار جانبی مختلف ب) برای تنش موثر قائم مختلف

Fig. 8. Distribution of EPWP along the piezocone face; (a) For different vertical effective stresses, (b) For different lateral earth pressure coefficients

بنابراین با توجه به توضیحات فوق، مرز محدودکننده برای α به صورت $1/15 \leq \alpha \leq 0.5$ به دست آمد. در ادامه برای برآورد مقدار u_1 ، یک رابطه برای α ارائه می‌شود.

۲-۵-۱- تعیین پارامتر α

برای تعیین پارامتر α و ایجاد ارتباط بین اندازه‌گیری‌های آزمایش نفوذ مخروط و مشخصات خاک مربوطه در هر مطالعه، مشابه آنچه که در قسمت قبل گفته شد، تحلیل رگرسیون غیرخطی انجام داده و مطابق با این تحلیل‌ها، شکل نهایی رابطه‌ی پیشنهادی برای تعیین α به صورت زیر به دست آمده است:

$$K_0 < 0.8 \rightarrow \alpha = \left(\frac{q_t}{\sigma'_{v_0}} \right) \times I_r \times 800^{-K_0^3} \quad (14)$$

$$K_0 \geq 0.8 \rightarrow \alpha = \frac{1 + K_0}{\ln\left(\frac{q_t}{\sigma'_{v_0}}\right)}$$

در این رابطه σ'_{v_0} تنش موثر قائم، q_t مقاومت نوک مخروط و K_0 ضریب فشار جانبی است. شکل ۹ مقادیر Δu_z به دست آمده از رابطه‌ی (۱۳) با توجه به رابطه‌ی (۱۴) در فواصل مشخصی از u_2 و مقادیر حاصل از مدل‌سازی عددی را برای هر دو حالت مقایسه می‌کند. طبق تحلیل رگرسیون غیرخطی انجام گرفته، R^2 برای این رابطه برابر ۰/۹۷ به دست آمده است که مطابق با این شکل مقادیر Δu_z به دست آمده تطابق خوبی با مقادیر حاصل از مدل‌سازی عددی دارد.

۲-۶- کاربرد روش ارائه شده

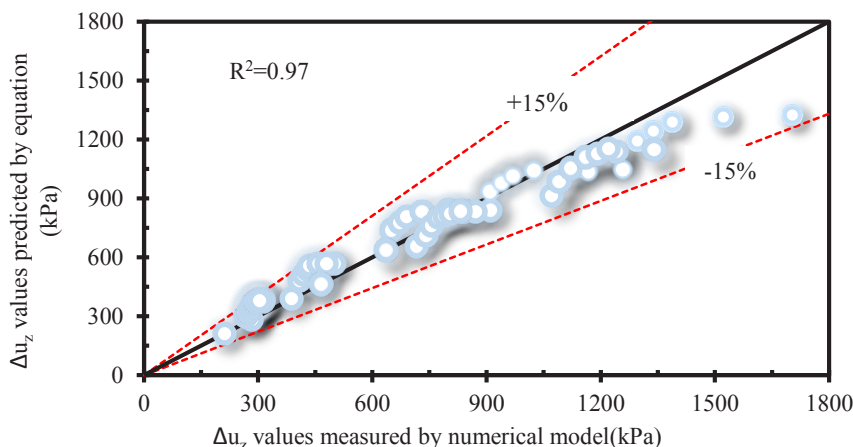
همان‌طور که قبلاً اشاره شد، با در اختیار داشتن دو مقدار α و β برای آزمایش CPT ، میتوان مقدار u_3 را به دست آورد. برای این کار ابتدا لازم است مقدار Z در محل u_3 که برابر 0.134 m است را در معادله قرار داد. در نتیجه رابطه‌ی (۱۰) به صورت رابطه‌ی زیر بازنویسی می‌شود:

$$\Delta u_3 = \Delta u_2 \left(\exp\left(\frac{\beta^{0.5}}{-\alpha}\right) \times 0.89 \right) \quad (15)$$

منفذی اضافی در پیژوکن می‌شود؛ محل نزدیک به شانه‌ی مخروط دارای بیشترین نسبت فشار آب منفذی اضافی است. چن و ماین (۱۹۹۴) در مقاله‌ی خود، این نوع رفتار خاک در محل نوک مخروط را تأیید کرده [۳]. بر اساس نتایج به دست آمده، برای نسبت فشار آب منفذی اضافی در راستای نوک مخروط، می‌توان رابطه‌ی ارائه داد. روابط مختلفی برای بیان این توزیع امتحان گردید و در نهایت برای نسبت فشار آب منفذی اضافی در راستای نوک مخروط رابطه‌ی (۱۳) معرفی شد. این رابطه مقادیر فشار آب منفذی اضافی را (از u_2 به سمت u_1) با تقریب قابل قبولی پیش‌بینی می‌کند.

$$\frac{\Delta u_z}{\Delta u_2} = \exp\left(\frac{z^{0.1}}{\alpha}\right) - \left(\frac{z}{0.02}\right) \quad (13)$$

در این رابطه، z برابر فاصله قائم رو به پایین از محل u_2 در راستای نوک پیژوکن تا میانه پیژوکن u_1 یعنی نقطه $z = 0.155 \text{ m}$ (شکل ۸)، Δu_z فشار آب منفذی اضافی در نقطه مربوطه و α پارامتر ثابت و بی‌بعدی است که در هر نقطه باید به صورت جداگانه تعیین شود. در این رابطه، نقش پارامتر α ، تعیین فشار آب منفذی اضافی در u_1 است. مقادیر مختلفی را برای α در نظر گرفته‌ایم تا تأثیر این پارامتر بر فشار آب منفذی اضافی بررسی شود. با افزایش و کاهش α ، یک مرز محدود کننده برای مقادیر قابل اتخاذ توسط آن تعریف می‌شود؛ در $\alpha = 0.5$ نسبت $\frac{\Delta u_1}{\Delta u_2}$ برابر ۳ و در $\alpha = 1/15$ این نسبت برابر با ۱ به دست آمد. با در نظر گرفتن مقادیر منفی برای α ، مقادیری منفی برای نسبت $\frac{\Delta u_z}{\Delta u_2}$ مشاهده شد که با فرضیات این پژوهش ناسازگار است؛ همان‌طور که در قسمت‌های قبل بیان شد، یکی از فرضیات این مطالعه این است که توزیع فشار آب منفذی اضافی در محل u_1 همواره مقداری مثبت و در محل u_2 نیز در خاک‌های دست‌نخورده مثبت است. در نظر گرفتن مقادیر کوچکتر از ۰/۵ نیز باعث ایجاد روندی صعودی برای نسبت $\frac{\Delta u_z}{\Delta u_2}$ گردید که این روند نیز با فرضیات این پژوهش ناسازگار است؛ همان‌طور که اشاره شد در محل نزدیک به شانه‌ی مخروط بیشترین مقدار فشار آب منفذی ایجاد می‌شود، پس این نسبت همواره باید نزولی باشد. همچنین با در نظر گرفتن مقادیری بزرگتر از ۱/۱۵ برای α ، مقادیری کوچکتر از ۱ برای نسبت $\frac{\Delta u_z}{\Delta u_2}$ به دست آمد؛ همان‌طور که کیم و همکاران (۲۰۱۰) بیان کردند، فشار آب منفذی اضافی در محل u_1 همواره بزرگتر از محل u_2 است در نتیجه این نسبت همواره بزرگتر از ۱ می‌باشد [۱۰].



شکل ۹. مقایسه‌ی فشار آب منفذی اضافی با استفاده از رابطه‌ی (۱۳) و مدل‌سازی عددی

Fig. 9. Comparison of excess pore water pressure using equation (13) with the numerical model

رابطه‌ی انتخاب‌شده با رابطه‌ی (۶) سازگار باشد. در این مطالعه با توجه به سایر داده‌های مشخص شده در جدول، نظیر (PI) ، برای محاسبه‌ی شاخص صلبیت (I_r) ، از رابطه‌ی (۱۶) استفاده گردید [۲۷].

$$I_r = \frac{\exp[0.0435(137 - PI)]}{\left[1 + \ln\left\{1 + 0.385(OCR - 1)^{3.2}\right\}\right]^{0.8}} \quad (16)$$

با در اختیار داشتن مقدار α نیز برای آزمایش CPT ، میتوان مقدار u_1 را به دست آورد. برای این کار ابتدا لازم است z در محل u_1 که برابر m است را در معادله قرار داد که این مقدار همان فاصله‌ی رو به پایین محل u_1 از محل u_2 است. پس رابطه‌ی (۱۳) به صورت رابطه‌ی زیر بازنویسی می‌شود:

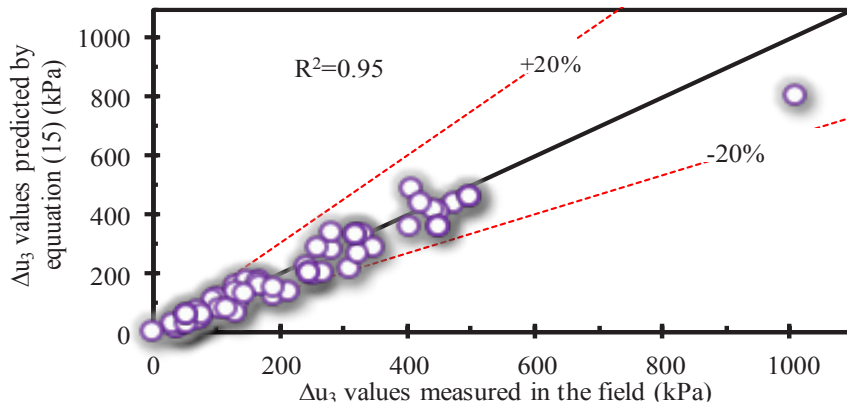
$$\Delta u_1 = \Delta u_2 \left(\exp\left(\frac{0.66}{\alpha}\right) - 0.775 \right) \quad (17)$$

با جمع کردن مقدار Δu_1 با فشار آب هیدرواستاتیک (u_0) مقدار u_1

با جمع کردن مقدار Δu_3 با فشار آب هیدرواستاتیک (u_0) مقدار u_3 به دست می‌آید.

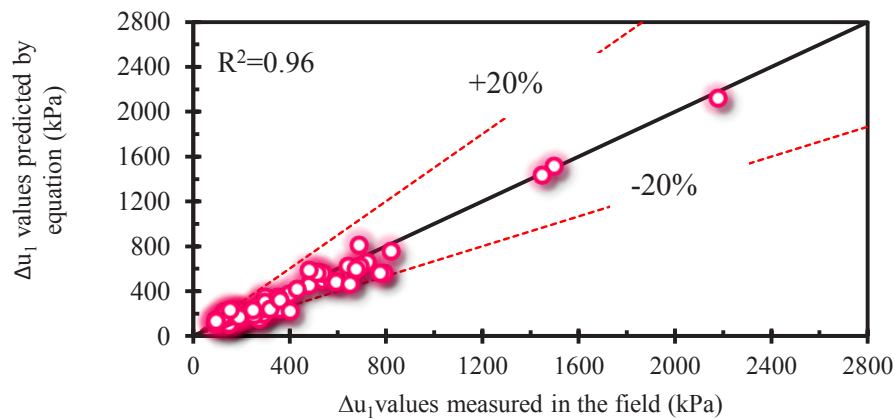
به‌طور کلی اندازه‌گیری فشار آب در محل u_3 در آزمایش نفوذ مخروط خیلی رایج نیست و تعداد گزارش‌های اندازه‌گیری آن، نسبت به فشارهای آب منفذی دیگر کمتر است. چن و ماین (۱۹۹۴) تعدادی از اندازه‌گیری‌های آزمون نفوذ مخروط در نقاط مختلف جهان که توسط محققین صورت گرفته را جمع‌آوری کرده‌اند. این داده‌ها شامل Δu_1 و Δu_3 است. پارامترهای مربوط به این داده‌ها در دو جدول ۴ و جدول ۵ موجود در پیوست ارائه شده‌اند. این جدول‌ها شامل گستره‌ی وسیعی از خاک‌ها با ضریب‌های فشار جانبی مختلف (از ۰/۴۹ تا ۱/۸۳) و تنش‌های موثر قائم مختلف (از ۱۴ کیلوپاسکال تا ۲۵۹ کیلوپاسکال) و نسبت پیش‌تحکیم‌یافتگی مختلف (۱ تا ۱۴) است [۳ و ۲۳]. برای صحت‌سنجی رابطه‌ی (۱۵) مقادیر موجود در جدول ۴ با استفاده از این رابطه تعیین و با مقادیر گزارش‌شده، مقایسه گردید.

شکل ۱۰، نتایج این مقایسه را نشان می‌دهد. در این رابطه مقدار Δu_2 به‌عنوان یک پارامتر اندازه‌گیری‌شده، به صورت مستقیم اعمال شده و سپس با استفاده از نسبت پیش‌تحکیم‌یافتگی‌های ارائه‌شده و روابط موجود، ضریب فشار جانبی را محاسبه کرده و در نهایت با محاسبه‌ی دو مقدار α و β ، Δu_3 به دست آمد. برای محاسبه شاخص صلبیت (I_r) ، می‌توان علاوه بر رابطه‌ی (۶) از روابط دیگری هم استفاده نمود اما باید توجه داشت که



شکل ۱۰. مقایسه‌ی مقادیر اندازه‌گیری‌شده‌ی میدانی Δu_3 با مقادیر محاسبه‌شده با استفاده از رابطه‌ی (۱۵)

Fig. 10. Comparison of the field measured values against the calculated values using equation (15)



شکل ۱۱. مقایسه‌ی مقادیر اندازه‌گیری‌شده‌ی میدانی Δu_1 و مقادیر محاسبه‌شده با استفاده از رابطه‌ی (۱۷)

Fig. 11. Comparison of the field measured values against the calculated values using equation (17)

این مطالعه، رابطه‌ی میان u_1 و u_2 به پارامترهای K_0 و σ'_{v_0} بستگی دارد و یک تحلیل رگرسیون غیرخطی بر روی داده‌های موجود در جدول ۵ انجام شده و R^2 آن برابر با ۰/۹۶ به دست آمده است در نتیجه رابطه‌ی (۱۷) مقادیر Δu_1 را می‌تواند به‌خوبی پیش‌بینی کند.

۲-۶-۱- بحث بیشتر در مورد روش ارائه‌شده

همان‌طور که در دو شکل ۱۰ و شکل ۱۱ مشاهده می‌شود، برخی از نتایج

به دست می‌آید. تمامی پارامترهای مربوط به داده‌های Δu_1 در جدول ۵ موجود در پیوست ارائه شده است. برای اطمینان از درستی رابطه‌ی (۱۷) همانند آنچه در قسمت گذشته توضیح داده شد، مقادیر موجود در جدول ۵ را با استفاده از این رابطه، تعیین و با مقادیر گزارش شده مقایسه گردید. در این جدول OCR و Δu_2 به عنوان یک داده ورودی در نظر گرفته شده است و سپس با محاسبه مقدار α ، Δu_1 به دست آمد.

شکل ۱۱ نتایج این مقایسه را نشان می‌دهد. با توجه به نتایج مدل‌سازی

داشته و باعث افزایش فشار آب منفذی در هنگام نفوذ مخروط در محل u_1 و u_2 و u_3 می‌شود.

(۳) در تنش موثر قائم ثابت، با افزایش ضریب فشار جانبی نسبت $\frac{\Delta u_z}{\Delta u_2}$ در راستای وجه پیزوکن افزایش می‌شود؛ به‌طوری‌که در خاک عادی تحکیم‌یافته، در محل u_1 این نسبت برابر $1/31$ است و در خاک با $K=1$ این نسبت به‌صورت تقریبی 30% افزایش می‌یابد.

(۴) مطابق با بررسی‌های صورت‌گرفته، در ضریب فشار جانبی ثابت، با افزایش تنش موثر قائم نسبت $\frac{\Delta u_z}{\Delta u_2}$ در راستای وجه پیزوکن افزایش می‌شود؛ به‌طوری‌که در تنش موثر قائم 50 kPa در محل u_1 این نسبت برابر $1/75$ است و در تنش موثر قائم 300 kPa این نسبت تقریباً 40% افزایش می‌یابد.

(۵) در راستای غلاف اصطکاکی در ضریب فشار جانبی ثابت، افزایش تنش موثر قائم منجر به افزایش نسبت $\frac{\Delta u_z}{\Delta u_2}$ می‌شود؛ به‌طوری‌که در تنش موثر قائم 50 kPa در محل u_3 این نسبت برابر $0/44$ است و در تنش موثر قائم 300 kPa این نسبت $1/7$ برابر می‌شود.

(۶) در راستای غلاف اصطکاکی در تنش موثر قائم ثابت، افزایش ضریب فشار جانبی منجر به کاهش نسبت $\frac{\Delta u_z}{\Delta u_2}$ می‌شود؛ به‌طوری‌که در خاک عادی تحکیم‌یافته، در محل u_3 این نسبت برابر $0/72$ است و در خاک با $K=1$ این نسبت تقریباً نصف می‌شود.

(۷) در نهایت رابطه‌ای بین این فشارهای آب با استفاده از پارامترهای مذکور ارائه شد و کارایی آن با استفاده از داده‌های برجای ارائه‌شده بررسی گردید.

۴- پیوست

دو جدول موجود در این قسمت مربوط به داده‌های اندازه‌گیری شده توسط چن و ماین (۱۹۹۴) در دو محل u_1 و u_3 است.

دارای خطای بیش از ۲۰ درصد هستند با توجه به بررسی‌های صورت‌گرفته در مورد اندازه‌گیری‌های موجود در جدول ۴ و جدول ۵ صحیح نباشند و است برخی از اعداد گزارش‌شده در دو جدول ۴ و جدول ۵ صحیح نباشند و همچنین اشتباه تایپی در اعداد گزارش‌شده وجود داشته باشد. به‌عنوان مثال، برای نمونه ۳۳ در

جدول ۴ که عمق آن ۳ متر است، تنش موثر قائم ۲۰ کیلوپاسکال و مقاومت نوک اصلاح‌شده برابر ۲۵۳ کیلوپاسکال است. با استفاده از رابطه‌ی $s_u = \frac{q_t - \sigma_{v_0}}{N_{kt}}$ و فرض $N_{kt} = 12$ برای خاک‌هایی با پیش‌تحکیمی کم و دست‌نخورده، مقدار s_u برابر با $17/75$ کیلوپاسکال به‌دست می‌آید [۲۸]؛ اما اگر از رابطه‌ی تجربی دیگری نظیر رابطه‌ی ارائه شده توسط ماین (۲۰۰۷) که برابر $\frac{s_u}{\sigma'_{v_0}} = 0.25OCR^{0.8}$ استفاده شود [۲۹]، مقدار s_u برابر $5/78$ کیلوپاسکال به‌دست می‌آید که این دو مقدار با هم مغایرت دارد. یا در نمونه‌ی ۴۱ همین جدول که در عمق ۵ متر قرار دارد و تنش موثر قائم آن ۱۴ کیلوپاسکال می‌باشد، وزن مخصوص موثر خاک رسی 2 kN/m^3 است که این مقدار برای خاک‌رسی غیر منطقی است. بنابراین اگر این داده‌های غیرمنطقی از داده‌های جدول ۴ جدول ۵ حذف شوند می‌توان گفت که خطای مشاهده شده در دو شکل ۱۰ و شکل ۱۱ می‌تواند کمتر نیز باشد.

۳- نتیجه‌گیری

باتوجه به اهمیت شناسایی رفتار خاک‌های رسی و همچنین محدودیت آزمون‌های آزمایشگاهی، در این پژوهش با مدل‌سازی عددی آزمایش نفوذ مخروط در خاک‌های رسی اشباع در شرایط زهکشی‌نشده، مشاهده شد که: (۱) ضریب فشار جانبی بر روی فشار آب منفذی اضافی تأثیر داشته و باعث افزایش فشار آب منفذی در هنگام نفوذ مخروط در محل u_1 و u_2 و u_3 می‌شود.

(۲) تنش‌های موثر قائم اولیه نیز بر روی فشار آب منفذی اضافی تأثیر

جدول ۴. اندازه‌گیری‌های آزمون نفوذ مخروط در خاک‌های چسبنده و دست‌نخورده در محل مطالعه u_3

Table 4. Measurements of cone penetration test in cohesive and intact soils at the site u_3

Piezocone Site	Soil Type	Depth (m)	PI %	OCR	q_t (kPa)	σ'_v (kPa)	I_r	Δu_2 (kPa)	Δu_3 (kPa)	α Eq.(11)	β Eq.(12)	
1	Backebol	intact	5	45	1.27	330	35	54.5	158.9	99.9	0.16	0.014
2	Backebol	intact	7	35	1.23	357	46	84.3	167.3	95.3	0.18	0.009
3	Backebol	intact	3.5	40	1.57	340	27.5	64.8	168.6	104.6	0.15	0.016
4	Backebol	intact	2.5	40	2.2	308	22	48.5	149.4	79.4	0.17	0.03
5	Boston Blue Clay2	intact	27.4	20	1.2	1226	217	162	585	475	0.24	0.006
6	Boston Blue Clay2	intact	24.4	20	1.41	1074	196	159.7	545	451	0.26	0.007
7	Boston Blue Clay2	intact	21.3	18	1.6	1033	173	167.4	568	441	0.26	0.008
8	Bakklandet	intact	4.5	8	3.3	616	82	117.5	460.2	260.2	0.31	0.03
9	Glava	intact	10.5	15	4.1	852	105	70.3	486	325	0.33	0.05
10	Glava	intact	17.5	12	2.6	1050	168	131.8	634	420	0.32	0.018
11	Glava	intact	6.5	14	5.8	807	69	57.4	421	247	0.36	0.09
12	Inchinnan	intact	3	12	1.41	304	47	225.9	145	106	0.26	0.006
13	Inchinnan	intact	9	15	1.27	445	102	200.8	214	171	0.31	0.005
14	Lilla Melloca	intact	10	55	1.25	431	57	35.3	194	134	0.19	0.019
15	Lilla Melloca	intact	6	75	1	310	36	14.8	119	79	0.15	0.025
16	Lower 232 nd .ST	intact	20.5	19	1	824	147	169.5	438	322	0.22	0.005
17	Lower 232 nd .ST	intact	2.6	19	6.1	409	20	44.8	139	52	0.32	0.11
18	Lower 232 nd .ST	intact	9.1	19	1.2	520	66	169.2	248	148	0.18	0.006
19	Munkedal	intact	12	29	1.26	801	122	109.3	414	282	0.21	0.008
20	Munkedal	intact	16	27	1.15	826	161	119.6	448	330	0.25	0.007
21	Munkedal	intact	8	31	1.64	691	83	94	363	244	0.2	0.013
22	Munkedal	intact	21	23	1.12	958	259	142.4	591	408	0.35	0.006
23	Norrkoping	intact	6	39	1.27	336	45	70.7	162	107	0.19	0.011
24	Norrkoping	intact	2	44	1.54	238	27	54.9	128	70	0.19	0.018
25	North Sea GC	intact	7.4	22	2.55	544	74	87.5	244	192	0.28	0.023
26	North Sea GC	intact	5.7	22	2.18	444	57	107.4	208	146	0.24	0.0166
27	Pontida	intact	13.5	11	2.95	895	135.8	117.2	429.3	349.3	0.34	0.023
28	Pontida	intact	20.5	11	2.95	2018	200.2	117.2	1410.7	1010.7	0.24	0.023
29	Pontida	intact	7.5	11	3.6	705	80.7	94.2	358.9	268.9	0.29	0.035
30	Rio De Janeiro	intact	5	60	1.74	176	16.8	25.7	67	31	0.18	0.035
31	Rio De Janeiro	intact	8	60	1.6	283	26	26.9	98	70	0.17	0.03
32	Saro RD7/600	intact	5	75	1.22	335	26	14.8	105	45	0.13	0.03
33	Saro RD6/900	intact	3	90	1.2	253	20	7.7	61	35	0.134	0.05
34	Sea Island	intact	19	15	1	956	187	201	426	280	0.27	0.0046
35	Ska-Edeby	intact	11	30	1.3	520	68	104.4	252	165	0.19	0.009
36	Ska-Edeby	intact	8	30	1.19	363	49	104.9	171	104	0.19	0.008
37	Strong Pit	intact	1.5	15	14	2130	26	37.3	750	320	0.65	0.36
38	Strong Pit	intact	2	15	10.20	1410	36	41.8	800	450	0.53	0.22
39	Strong Pit	intact	3.6	15	7.5	2173	67	47.8	1120	500	0.37	0.14
40	Tuve	intact	20	40	1.5	784	74	65.8	379	254	0.17	0.015
41	Tuve	intact	5	50	1.68	229	14	40.6	88	49	0.14	0.024

جدول ۵. اندازه‌گیری‌های آزمون نفوذ مخروط در خاک‌های چسبنده و دست‌نخورده در محل u_1 در مطالعه

Table 5. Cone penetration test measurements in cohesive and intact soils at u_1 location

Nu.	Piezocoone Site	Soil Type	Depth (m)	PI %	OCR	q_t (kPa)	σ'_v (kPa)	I_r	Δu_2 (kPa)	Δu_1 (kPa)	α Eq.(14)
1	Backebol	intact	5	45	1.27	330	35	54.5	158.9	186.9	0.93
2	Backebol	intact	7	35	1.23	357	46	84.3	167.3	197.3	0.97
3	Backebol	intact	3.5	40	1.57	340	27.5	64.8	168.6	201.6	1
4	Backebol	intact	2.5	40	2.2	308	22	48.5	149.4	156.4	0.94
5	Backebol	intact	10	50	1.06	515	94	44	248.8	298.8	0.86
6	Boston Blue Clay2	intact	27.4	20	1.2	1226	217	162	585	722	1.02
7	Boston Blue Clay2	intact	14.2	25	3.4	895	104	54.3	425	533	0.89
8	Bothkennar	intact	2.16	41	2.06	280	31	50.28	127.6	222	0.82
9	Bothkennar	intact	3.62	41	1.42	408	40	63.9	151.3	254.3	0.96
10	Bothkennar	intact	13.93	41	1.37	898	104	64.3	371.2	652.2	0.93
11	Bothkennar	intact	17.89	41	1.72	1130	130	59.2	426.3	790.3	0.89
12	Glava	intact	10.5	15	4.1	852	105	70.3	486	677	0.95
13	Glava	intact	6.5	14	5.8	807	69	57.4	421	514	0.886
14	Haltenbanken	intact	6	18	5	1220	65	53.04	470	690	0.72
15	Haltenbanken	intact	2	18	8.6	780	24	39.42	330	480	0.7
16	Inchinnan	intact	3	12	1.41	304	47	225.9	145	272	1.12
17	Inchinnan	intact	9	15	1.27	445	102	200.8	214	361	1.01
18	Inchinnan	intact	7	15	1.52	355	84	194	170	290	1
19	Lilla Melloca	intact	10	55	1.25	431	57	35.3	194	273	0.833
20	Lilla Melloca	intact	6	75	1	310	36	14.8	119	179	0.806
21	Lower 232 nd .ST	intact	20.5	19	1	824	147	169.5	438	541	1.02
22	Lower 232 nd .ST	intact	9.1	19	1.2	520	66	169.2	248	317	1.08
23	Munkedal	intact	12	29	1.26	801	122	109.3	414	576	0.98
24	Munkedal	intact	16	27	1.15	826	161	119.6	448	653	0.96
25	Munkedal	intact	8	31	1.64	691	83	94	363	430	0.99
26	Norrkoping	intact	6	39	1.27	336	45	70.7	162	204	0.93
27	Norrkoping	intact	2	44	1.54	238	27	54.9	128	146	0.892
28	Norrkoping	intact	12	20	1.51	470	80	156.9	213	282	1.03
29	North Sea GC	intact	7.4	22	2.55	544	74	87.5	244	359	0.9
30	North Sea GC	intact	5.7	22	2.18	444	57	107.4	208	320	1.02
31	North Sea GC	intact	3.4	22	2.5	295	34	89.8	141	189	0.99
32	Rio De Janeiro	intact	5	60	1.74	176	16.8	25.7	67	90	0.74
33	Rio De Janeiro	intact	8	60	1.6	283	26	26.9	98	122	0.79
34	Saro RD7/600	intact	5	75	1.22	335	26	14.8	105	165	0.8
35	Saro RD7/600	intact	4	80	1.25	300	24	11.9	147	147	0.76
36	Saro RD7/600	intact	6	90	1.16	355	28	7.7	174	174	0.73
37	Saro RD6/900	intact	3	90	1.2	253	20	7.7	61	101	0.72
38	Sea Island	intact	19	15	1	956	187	201	426	592	1.02
39	Ska-Edeby	intact	11	30	1.3	520	68	104.4	252	296	1
40	ST-Alban	intact	1.71	28	2.69	182	15.4	62.8	77.1	95.1	0.73
41	ST-Alban	intact	1.54	28	2.85	190	14.6	58.38	79.7	96.7	0.7
42	Strong Pit	intact	2	15	10.20	1410	36	41.8	800	1400	0.7
43	Tuve	intact	20	40	1.5	784	74	65.8	379	483	0.97
44	Tuve	intact	5	50	1.68	229	14	40.6	88	150	0.95
45	Tuve	intact	10	58	1.83	474	30	27	214	298	0.83
46	Tuve	intact	15	50	1.63	599	49	41.3	284	398	0.89

۵- فهرست علائم

U ضریب پواسون
 φ' زاویه اصطکاک موثر

بالانویس

* نویسنده عهده‌دار مکاتبات

علائم انگلیسی

A	مساحت، m^2
c_a	چسبندگی خاک kN/m^2
c_v	ضریب تحکیم، m^2/s
D	جابه‌جایی، m
D_c	قطر مخروط m
e	تخلخل
I_r	شاخص صلیبیت
k	نفوذپذیری، m/s
K_0	ضریب فشار جانبی در حالت سکون
M	شیب خط بحرانی (M) در فضای $q - p'$
N	تعداد گام، s
OCR	نسبت پیش تحکیم‌یافتگی
P_c	تنش پیش تحکیمی
P_0	میانگین تنش موثر اولیه
P_a	فشار اتمسفریک، kPa
PI	شاخص خمیری
q_t	مقاومت نوک مخروط، kPa
q_{cnet}	مقاومت مخروط خالص، kPa
R	نسبت پیش تحکیم‌یافتگی همسان
r	شعاع مخروط، m
S_u	مقاومت برشی زهکشی‌نشده، kPa
V	سرعت نفوذ مخروط، m/s
v_λ	حجم مخصوص در فشار مرجع P_1 روی خط تحکیم عادی‌یافته
U_0	فشار آب هیدرواستاتیک، kPa
U_1	اضافه فشار آب منفذی در میانه وجه مخروط، kPa
U_2	اضافه فشار آب منفذی در پایه مخروط، kPa
U_3	اضافه فشار آب منفذی در پشت غلاف اصطکاکی، kPa
z	فاصله قائم رو به بالا از محل u_2 در راستای غلاف اصطکاکی

علائم یونانی

α	پارامتر ثابت و بی بعد در محاسبه فشار آب منفذی
β	پارامتر ثابت و بی بعد در محاسبه فشار آب منفذی
γ	پارامتر ثابت و بی بعد در محاسبه α
γ_w	وزن مخصوص آب، kN/m^3
Δu_z	فشار آب منفذی اضافی در محل z ، kPa
Δu_1	فشار آب منفذی اضافی در محل u_1 ، kPa
Δu_2	فشار آب منفذی اضافی در محل u_2 ، kPa
Δu_3	فشار آب منفذی اضافی در محل u_3 ، kPa
κ	شیب خط تورم
λ	شیب خط تحکیم عادی‌یافته
σ'_{v_0}	تنش موثر قائم اولیه، kPa
σ'_{v_y}	تنش موثر قائم در حالت تسلیم، kPa

منابع

- [1] A. Ghanbari, Field explorations in geotechnical engineering, First Edition. Kharazmi University Publication, (1388), in Persian.
- [2] P. U. Kurup, G. Z. Voyiadjis, and M. T. Tumay, Calibration chamber studies of piezocone test in cohesive soils, Journal of Geotechnical Engineering, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9410(1994)120:1(81) 120(1) (1994) 81–107.
- [3] B. Chen, and P. Mayne, Profiling the overconsolidation ratio of clays by piezocone tests, School of Civil and Environmental Engineering, Georgia Institute of Technology, Thesis, 1994.
- [4] N. Teerachaikulpanich, S. Okumura, K. Matsunaga, and H. Ohta, Estimation of coefficient of earth pressure at rest using modified oedometer test, Soils and Foundations, doi: 10.3208/sandf.47.349, 47(2) (2007) 349-360.
- [5] J. Peuchen, Estimation of u_1/u_2 conversion factor for piezocone, in Proceedings of the 2nd International Symposium on Cone Penetration Testing (CPT'10), (2010) 1-8.
- [6] E. Keshmiri and M. M. Ahmadi, Interpretation of CPT in unsaturated sands under drained conditions: a numerical study, International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, doi: 10.1002/nag.3284, 45(18) (2021) 2732-2755.
- [7] D. M. Moug, R. W. Boulanger, J. T. DeJong., and R. A. Jaeger, Axisymmetric simulations of cone penetration in saturated clay, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, doi: 10.1061/(asce)gt.1943-5606.0002024, 145(4) (2019) 04019008.
- [8] J. P. Sully, and R. C. Campanella, Effect of lateral

- Undrained shear strength and in situ horizontal effective stress from piezocone penetration test measurements in clayey soils: new approach, *International Journal of Geomechanics*, doi: 10.1061/(asce)gm.1943-5622.0001210, 18(9) (2018) 04018097
- [19] J. A. Schneider, B. M. Lehane, and F. Schnaid, Velocity effects on piezocone measurements in normally and over consolidated clays, *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics*, doi: 10.1680/ijpmg.2007.070202, 7(2) (2007) 23-34.
- [20] D. Sheng, R. Kelly, J. Pineda, and L. Bates, Numerical study of rate effects in cone penetration test, In 3rd International Symposium on Cone Penetration Testing, (2014) 419-428.
- [21] J. A. Schneider, M. F. Randolph, P. W. Mayne, and N. R. Ramsey, Analysis of factors influencing soil classification using normalized piezocone tip resistance and pore pressure parameters, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, doi: 10.1061/(asce)1090-0241(2008)134:11(1569), 134(11) (2008) 1569-1586.
- [22] I. M. S. Finnie, and M. F. Randolph, Punch-through and liquefaction induced failure of shallow foundations on calcareous sediments, *Proceedings of International Conference on Behaviour of Offshore Structures*, Boston, MA, (1994) 217-230.
- [23] P. W. Mayne, and F. H. Kulhawy, Ko-OCR relationships in soil, *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, doi: 10.1061/ajgeb6.0001306, 108(6) (1982) 851-872.
- [24] K. Kim, and R. Salgado, Interpretation of cone penetration tests in cohesive soils, *School of Civil Engineering Purdue University*, doi.org/10.5703/1288284313387, (2006).
- [25] T. Kim, N.-K. Kim, M. T. Tumay, and W. Lee, Spatial distribution of excess pore-water pressure due to piezocone penetration in overconsolidated clay, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, doi: 10.1061/(asce)1090-0241(2007)133:6(674), 133(6) (2007) 674-683.
- stress on CPT penetration pore pressures. *Journal of Geotechnical Engineering*, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9410(1991)117:7(1082), 117(7) (1991) 1082-1088.
- [9] M. Abu-Farsakh, and M. T. Tumay, Numerical parametric study of piezocone penetration test in clays, *International Journal of Geomechanics*, doi: 10.1061/(ASCE)1532-3641(2003)3:2(170), 3(2) (2003) 170-181.
- [10] T. G. Ha, J. H. Kim, J. Y. Kim, and C. K. Chung, Experimental estimation of distribution of excess pore pressure by cone penetration, 2nd International Symposium on Cone Penetration Testing, CA, USA, (2010) 2-15
- [11] M. R. Khodayari, and M. M. Ahmadi, Excess pore water pressure along the friction sleeve of a piezocone penetrating in clay: numerical study, *International Journal of Geomechanics*, doi: 10.1061/(asce)gm.1943-5622.0001702, 20(7) (2020) 04020100.
- [12] M. J. Mashinchian, and M. M. Ahmadi, "Numerical study of the piezocone test in sandy soil under different drainage conditions using a hypoplastic constitutive model," *International Journal of Geomechanics*, doi: 10.1061/ijgnai.gmeng-8812, 24(4) (2024).
- [13] R. Nemati, Numerical modeling of cone penetration test, *Technical and Engineering Faculty, Tarbiat Modares University*, (1388), in Persian.
- [14] Itasca Consulting Group Inc., Flac v.7 Fast Lagrangian Analysis of Continua Manual, Itasca, (2005).
- [15] ASTM D5778, Standard Test Method for electronic friction cone and piezocone penetration testing of Soils, in *Annual Book of ASTM Standards*, (2014) 1-21.
- [16] J. T. Yi, S. H. Goh, F. H. Lee, and M. F. Randolph, A numerical study of cone penetration in fine-grained soils allowing for consolidation effects, *Geotechnique*, doi: 10.1680/geot.8.P.155, 62(8) (2012) 707-719.
- [17] M. F. Chang, C. I. Teh, and L. F. Cao, Critical state strength parameters of saturated clays from the modified cam clay model, *Canadian Geotechnical Journal*, doi: 10.1139/t99-050, 36(5) (1999) 876-890
- [18] A. A. Golestani Dariani, and M. M. Ahmadi,

- [28] P. W. Mayne, and J. Peuchen, Evaluation of CPTU Nkt cone factor for undrained strength of clays, In Cone Penetration Testing 2018, (2018) 423–429.
- [29] P. W. Mayne, Cone penetration testing, Transportation Research Board, National Cooperative Highway Research Program, A Synthesis of Highway Practice, 368 (2007).
- [26] B. Chen, and P. Mayne, Statistical relationships between piezocone measurements and stress history of clays, Canadian Geotechnical Journal, doi: 10.1139/t96-070, 33(3) (1996) 488-498.
- [27] J. M. Keaveny, and J. K. Mitchell, Strength of fine grained soils using the piezocone, In Use of in Situ Tests in Geotechnical Engineering, ASCE, (1988) 668–685.

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم

M. Fakhimi Akmal, M. M. Ahmadi, Investigation of Excess Pore Water Pressure in Cone Penetration Test in Saturated Clayey Soils under Undrained Condition, Amirkabir J. Civil Eng., 56(6) (2024) 771-800.

DOI: [10.22060/ceej.2024.22402.7975](https://doi.org/10.22060/ceej.2024.22402.7975)



