



A Constitutive Model for Structured Soils Based on HISS Model and Disturbed State Concept

A. Farsijani, A. Ouria*

Civil Engineering Department, University of Mohaghegh Ardabili, Ardabil, Iran

ABSTRACT: The compression behavior of structured soils after virgin yielding is nonlinear that can not be captured by a single line in semi-logarithmic or fully-logarithmic stress-volumetric strain space. The natural or artificial structure of the soil retains the void ratio of the soil at higher levels than the void ratio of the same soil in remolded state at the same stress levels. Increasing the stress level from the threshold stress of the virgin yielding initiates the crashing of the soil structure that results in large amounts of volumetric strains with a small value of volumetric stiffness. Further crashing the structure of the soil and decreasing its void ratio increases the volumetric stiffness of the soil. Although this procedure is highly nonlinear, however it is a continuous phenomenon and can be formulated mathematically. Since the structure losing behavior of structured soils occurs between two known states, therefore, could be explained based on the disturbed state concept (DSC). According to the DSC, the behavior of complex phenomena between two reference states could be described based on their behaviors in two reference states using an appropriate state function. The state function or interpolating function relates the response of the material at any level to its responses at two reference states. In this paper, a constitutive model based on the hierarchical single surface model (HISS) and the disturbed state concept was proposed to describe the stress-strain and the failure behavior of structured soils. The behavior of the soil at the beginning of the virgin yielding was considered as initial, relatively intact (RI), state and its behavior after a fully crashed state was considered as fully adjusted (FA) state. The disturbance function is derived based on the isotropic compression behavior of the material in the laboratory. A power form state function was proposed to describe the variation of the bulk modulus of the soil. The variable compression model was implemented in HISS model to capture the volumetric behavior of the structured soil. The proposed model was verified based on the data from the literature. The verification of the proposed constitutive model showed the ability of the model to predict the stress-strain and failure behavior of structured soils.

Review History:

Received: Feb. 05, 2021

Revised: Dec. 18, 2021

Accepted: Dec. 19, 2021

Available Online: Jan. 01, 2022

Keywords:

Disturbed state concept

Structured soil

Compression

Constitutive model

HISS model

1- Introduction

Degradation of the structure of natural soils results in a highly nonlinear compression behavior. The inter-particle bonds of structured soils retain additional loads when compared to remolded soils. Breaking of these bonds reduces the stiffness and modulus of elasticity of the soil. Moreover, soils in nature on which real-life structures are constructed undergo different conditions from those of the same soils in laboratory settings. Some granular soils display brittle behavior under loads. After the destruction of the structure, further rise in the load pushes grains into each other, reducing voids and increasing the modulus of elasticity. The nonlinearity of the compression behavior is more significant for soils in nature as they are not disturbed and have granular structures. The consolidation behavior of structured soils is influenced by their structural fractures. Such soils show different strain variations below the fracture load compared to the condition

after structural fracture at the same stress in the laboratory. Granular soils exhibit different stress-strain behavior under a wide loading range. The literature has reported that nonlinear behavior in crushing while continuity is the most important characteristic of natural soils. So, the DSC can be employed to describe the behavior of structured and brittle soils. According to the DSC, the behavior of a material between two known reference states can be described by a proper state function. A stress-based function between the two known reference states could be employed to describe the highly nonlinear behavior of structured soils. Thus, the behavior of brittle soils in each state and at any states between the known initial reference state (before structural fracture) and the ultimate reference state (after complete fracture) and can be described using a stress-dependent state function. The present study formulates the variable modulus of elasticity using the disturbance state concept by a stress-based function[1.2]

*Corresponding author's email: aouria@uma.ac.ir



2- Methodology

DSC is grounded on the idea that the reaction of an object can be described based on the mutual reactions of its components. In other words, external forces change the current state into a new equilibrium state by changing objects. In practice, complete adaptation to the new conditions may not be measurable. However, the initial behavior of materials is observable, and the ultimate ideal state could be estimated by the observed behavior of the material. The behavior of the structured soil in DSC framework consists of two references or a combination of the two references, including a relative intact (RI) section and a fully adjusted (FA) section. The latter describes the behavior of the soil in a fully crashed state. The behavior of a material can be described by disturbance parameter D and function F_i between the RI and FA reference states. Eq. (1) represents the behavior of materials at a given time between the reference states using the disturbance parameter D which acts as an interpolating parameter connecting the two reference states.

$$F_i = (1 - D)RI + D FA \quad (1)$$

The yield function on the HISS model is :

$$F = \bar{J}_{2D} - (-\alpha \bar{J}_1^n + \gamma \bar{J}_1^2)(1 - \beta S_r)^m = 0 \quad (2)$$

2- 1- Compressibility behavior of brittle soils based on DSC

Figure 1 illustrates the compressibility behavior of soils with a variable elastic modulus. The formulation to determine the disturbance state parameter is described below.

In Figure 1, K_{RI} is the bulk modulus at the beginning of structural fracture, K_{FA} is the bulk modulus at the end of the test, P'_0 is the initial stress, and P'_r is the confining pressure at the beginning of the virgin yielding. The disturbance function should be obtained using experimental results or mathematical analyses. The compressibility index has completely nonlinear variations in the compaction of structured soils; that in the logarithmic scale, it is nonlinear at the beginning of loading and linear at the end of loading. Therefore, the slope of the volumetric compression curve in the semi-logarithmic scale could be described based on DSC as:

$$\frac{\lambda - \lambda_{FA}}{\lambda_{RI} - \lambda_{FA}} = e^x \left(e^{-\left(x \frac{P'}{P'_r}\right)} \right) \quad (3)$$

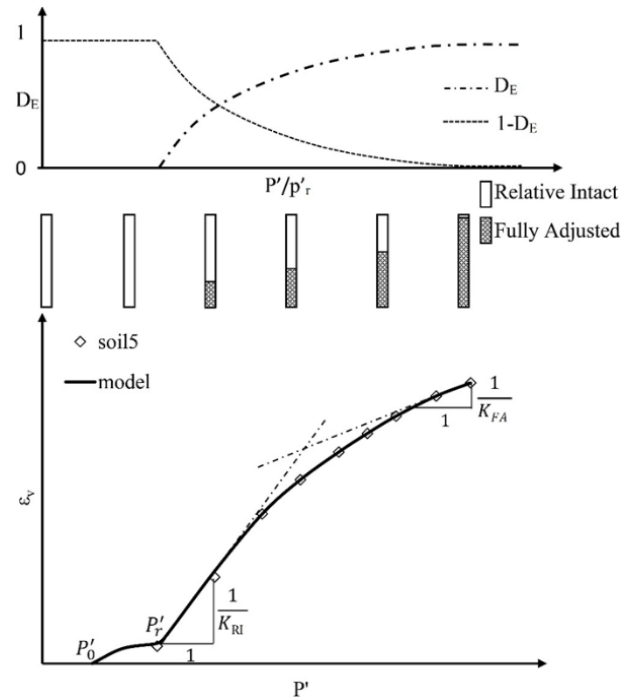


Fig. 1. Representation of relatively intact (RI) and fully adjusted (FA) states for structured soils

In which λ is the volumetric compressibility index of the soil in the semi-logarithmic scale. Since the formulations are based on the elastic modulus in the HISS model, the parameters λ and E are related using the existing equations to calculate the disturbance parameter based on the elastic modulus. E and K are related as:

$$k = \frac{E}{3(1 - 2\nu)} \quad (4)$$

Where E is the elastic modulus, ν is Poisson's ratio for the soil, and K is the bulk modulus. According to Eq. (4), K and E have a direct relationship. As can be seen in Fig. 1, K rises as loading continues. In other words, further fracture completion increases the elastic modulus as the void ratio decrease. K and λ are related as [3]:

$$\frac{\lambda}{(1 + e_0)P_0} = \frac{1}{K} \quad (5)$$

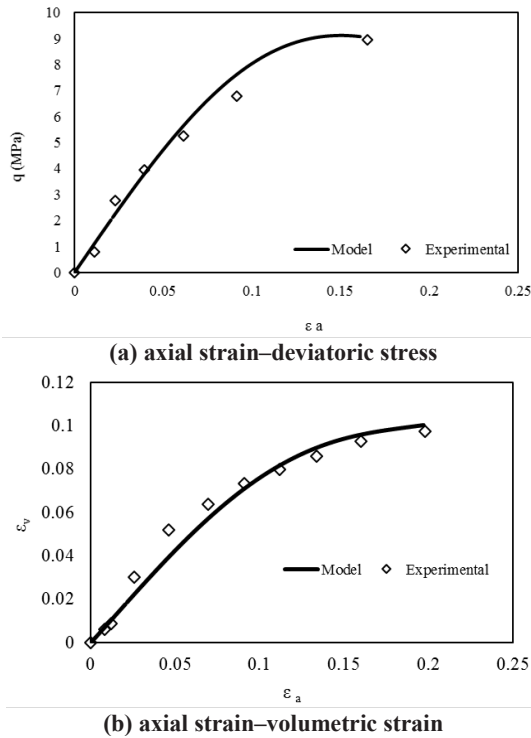


Fig. 2. Results of a drained triaxial test on Corinth Canal marls (Soil5)[1]

Table 1. Model Parameters for Reference Soil

Name	Type of soil	χ	P'_r (mPa)	E_{RI} (mPa)	E_{FA} (mPa)
Corinth Canal marls (Soil.5)	Structured	1	3.8	120	150

Based on Eqs.(4) and (5), Eq. (3) can be rewritten as :

$$\frac{E - E_{FA}}{E_{RI} - E_{FA}} = e^{\chi} \left(e^{-\left(\chi \frac{p'}{P'_r}\right)} \right) \quad (6)$$

Finally, given Eq. (1) based on the elastic modulus:

$$\begin{cases} E_i = (1 - D)E_{RI} + DE_{FA} \\ D = 1 - \left(e^{\chi} \left(e^{-\left(\chi \frac{p'}{P'_r}\right)} \right) \right) \end{cases} \quad (7)$$

3- Result and Discussion

Figure 2 shows the results of the fine-grained structured soil. Table 1 presents the model parameters for this soil

This study proposed a structured model for the nonlinear volume compressibility behavior (variable elastic modulus) of soils based on confining pressure. As can be seen in Figure 2, the model was able to predict the behavior of soils with sufficient accuracy.

4- Conclusion

The present study proposed a model to investigate the compression behavior of brittle soils using DSC. A power equation based on confining pressure, structural destruction, and brittle behavior was introduced and applied to the HISS model. A variable modulus of elasticity was described for structured soils under loading due to stress variations and structural destruction in order to calculate the elastic modulus at any time during destruction or the crushing of soil grains using the disturbed state. This variable parameter was incorporated into the HISS model to analyze the behavior of such soils. Hence, it can be employed in numerical calculations. The proposed model could be employed to describe the stress-strain and failure behavior of a wide range of geomaterials. Verification of the results of the proposed model with the experimental data demonstrated the performance and accuracy of the model

References

- [1] Ouria, A., and Behboodi, T. “Compressibility of cement treated soft soils”, Journal of Civil and Environmental Engineering, 47.1(86), (2017), 1–9. https://ceej.tabrizu.ac.ir/article_6273.html.
- [2] Ouria, A., Ranjbarnia, M., and Vaezipour, D. “A failure criterion for weak cemented soils”, Journal of Civil and Environmental Engineering, 48.3(92), (2018), 13–21. https://ceej.tabrizu.ac.ir/article_8235.html.
- [3] A.R. Bagherieh, A. Farsijani, “Consolidation Behavior of collapsible clay soils in saturated and unsaturated conditions” , Sharif Civil Engineering Journal, (2016). pp 43-54

HOW TO CITE THIS ARTICLE

A. Farsijani, A. Ouria, A Constitutive Model for Structured Soils Based on HISS Model and Disturbed State Concept, Amirkabir J. Civil Eng., 54(7) (2022) 539-542.

DOI: 10.22060/ceej.2022.19589.7206





مدل سازی رفتار خاک‌های دارای ساختار شکننده بر اساس مدل HISS و تئوری حالت آشفستگی

علی فارسی جانی، احد اوریا*

دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه محقق اردبیلی، اردبیل، ایران.

تاریخچه داوری:

دریافت: ۱۳۹۹/۱۱/۱۷
بازنگری: ۱۴۰۰/۰۹/۲۷
پذیرش: ۱۴۰۰/۰۹/۲۸
ارائه آنلاین: ۱۴۰۰/۱۰/۱۱

کلمات کلیدی:

مفهوم حالت آشفستگی
خاک خرد شونده
تراکم‌پذیری
خاک دارای ساختار

خلاصه: رفتار تراکم‌پذیری حجمی خاک‌های دارای ساختار که خرد شوندگی ساختار را در حین بارگذاری تجربه می‌کنند، غیرخطی است. مدول الاستیسیته این نوع خاک‌ها در مسیر بارگذاری از لحظه آغاز گسیختگی ساختار، تغییر می‌کند که به ازای خرد شدن ساختار خاک و پر شدن فضای خالی، مقدار آن بیشتر می‌شود. هنگامی که مقادیر اولیه و نهایی مدول الاستیسیته (قبل از آغاز شکست ساختار و پس از خرد شدن ساختار) مشخص باشد، می‌توان از مفهوم حالات آشفستگی برای توصیف رفتار تراکم‌پذیری حجمی خاک‌های دارای ساختار، متناسب با تغییرات مدول الاستیسیته، استفاده نمود. در این پژوهش، وضعیت خاک دارای ساختار در ابتدای بارگذاری به عنوان حالت مرجع دست نخورده در نظر گرفته شده است و حالت نهایی پس از تخریب کامل نیز به عنوان حالت مرجع کاملاً دست خورده در نظر گرفته شده است. با ارائه یک تابع حالت درون‌یاب، مقادیر مدول الاستیسیته در مسیر شکست ساختار مابین مقادیر مدول الاستیسیته اولیه و نهایی تعیین شده است. با استفاده از این تابع حالت تجربی، مدول الاستیسیته خاک در هر لحظه بر اساس مقادیر اولیه و نهایی مدول الاستیسیته تعیین گردیده است. سپس مدل تراکم‌پذیری حجمی با استفاده از مفهوم حالت آشفستگی توسعه داده شد. مدل پیشنهادی در HISS-Model اعمال شد و با داده‌های موجود برای آزمایش‌های برش سه محوری در خاک‌های دارای ساختار، مقایسه شد. مقایسه با نتایج تجربی آزمایش‌های برش سه محوری نشان داد که مدل ارائه شده قادر به پیش‌بینی دقیق رفتار نمونه‌ها می‌باشد.

۱- مقدمه

ولی با افزایش سطح تنش و از بین رفتن ساختار، رفتاری مانند خاک نشان می‌دهند [۲]. رفتار تنش کرنش خاک بازسازی شده در آزمایشگاه نسبت به خاک طبیعی دارای ساختار، متفاوت است [۳]. شکست ساختار همراه با از دست دادن مقاومت و افزایش سختی خاک می‌باشد. نتایج تحقیقات نشان می‌دهد که خاک‌های دانه‌ای درشت‌دانه نیز در سطح تنش بالا رفتاری مانند شکست ساختار در خاک‌های سیمانه شده از خود نشان می‌دهند. شیب نمودار تنش تخلخل در خاک‌های ریزدانه دارای ساختار، با افزایش سطح تنش و شروع شکست ساختار کاهش می‌یابد. ترزاقی و همکاران پوش گسیختگی غیرخطی مشابهی برای خاک‌های ریزدانه دارای ساختار طبیعی و خاک‌های درشت‌دانه در دامنه تنش‌های گسترده ارائه کرده‌اند [۴]. در مورد خاک‌های دارای ساختار کاهش مقاومت در اثر شکست ساختار و در مورد خاک‌های درشت‌دانه، کاهش مقاومت در اثر شکستگی دانه‌های جامد رخ می‌دهد. در هر دو حالت افزایش سطح تنش باعث از بین رفتن بخشی از مقاومت برشی خاک و نیز افزایش تغییر شکل‌های ماندگار می‌شود. بایستی به این نکته

خاک‌های طبیعی که بر روی آن‌ها ساخت و ساز صورت می‌گیرد؛ عموماً خاک‌هایی هستند که تحت وزن لایه‌های بالا، مواد چسبیده مابین دانه‌های خاک، نمک‌ها و موارد دیگر، به ساختاری رسیده‌اند که باعث تفاوت رفتار تراکم‌پذیری آن‌ها نسبت به خاک‌های بازسازی شده در آزمایشگاه شده است [۱]. وسعت این گونه خاک‌ها بسیار زیاد است. خاک‌های سیمانه شده و فروریزی از این قسم خاک‌ها می‌باشند که کلیات رفتار تراکم‌پذیری‌شان مشابه است. ساختاری که در این گونه خاک‌ها به علت تکمیل فعل و انفعالات شیمیایی مابین دانه‌های خاک، شرایط رژیم جریان آب زیرزمینی و نیروهای موئنیگی به وجود آمده است، در برابر بارهای وارده مقاومت داشته و با افزایش بار، به تدریج تخریب می‌گردد. در این گونه خاک‌ها چنانچه میزان بار وارده کمتر از نیروی پیوند موقتی که سبب سیمانه شدن دانه‌های خاک شده، باشد، رفتار مقاومتی ترد و شکننده‌ای مشابه سنگ از خود بروز می‌دهند

* نویسنده عهده‌دار مکاتبات: aouria@uma.ac.ir



برشی خاک‌های دارای ساختار نیز غیرخطی است و به کمک تابع حالات آشفته‌گی بین دو مدل رفتاری موهر-کلمب و گریفیت قابل بیان است [۱۲]. در تحقیقی دیگر به بررسی رفتار غیرخطی و پیوسته خاک دارای ساختار در مدل کم-کلی اصلاح شده از طریق معرفی مدل ساختار یافته به دست آمده از مفهوم حالت آشفته‌گی، پرداخته شده است [۱۳]. همانطور که در ادبیات خاک‌های دارای ساختار بیان شده است، مهم‌ترین ویژگی خاک‌های دارای ساختار، غیرخطی بودن رفتار آن‌ها در مسیر خرد شدگی در عین پیوستگی می‌باشد. از این رو رفتار خاک‌های خرد شونده در هر مرحله و هر لحظه بین دو حالت مرجع و معلوم اولیه (قبل شکست ساختارها) و نهایی (پس از شکست کامل ساختارها) قرار دارد که به کمک یک تابع حالت مناسب که بین این دو حالت در هر لحظه را به صورت پیوسته ارتباط برقرار می‌کند، قابل وصف است. از این رو می‌توان از مفهوم حالت DSC برای بیان رفتار خاک دارای ساختار و خرد شونده استفاده نمود. در این پژوهش تابع حالت آشفته‌گی برای توصیف رفتار خاک دارای ساختار و خرد شونده، جهت تعیین مدول الاستیسیته متغیر مابین دو حالت مرجع اولیه و نهایی، بر اساس تنش همسان ارائه شده است. مدل ارائه شده در مدل رفتاری HISS اجرا شد که با استفاده از داده‌های مربوط به محققین دیگر خروجی‌های آن بررسی شده است.

۲- مفهوم حالت آشفته‌گی

عوامل مختلفی بر رفتار مصالح تأثیرگذار است که قابل کنترل و بررسی نمی‌باشند و تنها رفتار مصالح تحت تأثیر این عوامل مختلف قابل رؤیت است. مفهوم حالت آشفته‌گی عملکرد قوی برای کنترل پارامترها در مسیر تغییرات دارد که در بسیاری از مصالح و موارد کاربرد دارد. این مفهوم ابتدا برای مدل‌سازی ژئومتریال‌ها توسعه داده شد [۱۸-۱۴]. سپس برای انواع دیگر مسائل ژئوتکنیک مانند رفتار خاک‌های اشباع نشده [۱۹]، تراکم‌پذیری [۲۰]، تحکیم خاک‌های رسی تحت بارهای سیکلی [۲۱]، آنالیز تماس [۲۳] و [۲۲] و مدل‌سازی بتن پلیمری [۲۴] نیز به کار بسته شد. در مفهوم حالت آشفته‌گی رفتار ذرات تحت اثر رفتار اسکلت ذرات و فضای خالی بین ذرات است. سیستم ذرات از دو بخش مرجع یا ترکیبی از آن دو تشکیل شده است. این دو شامل بخش پیوسته و سالم (RI^2) و بخش دیگر که ترک‌های ریز و توسعه یافته را تجربه می‌کند (FA^2)، می‌باشند. در مفهوم حالت آشفته‌گی

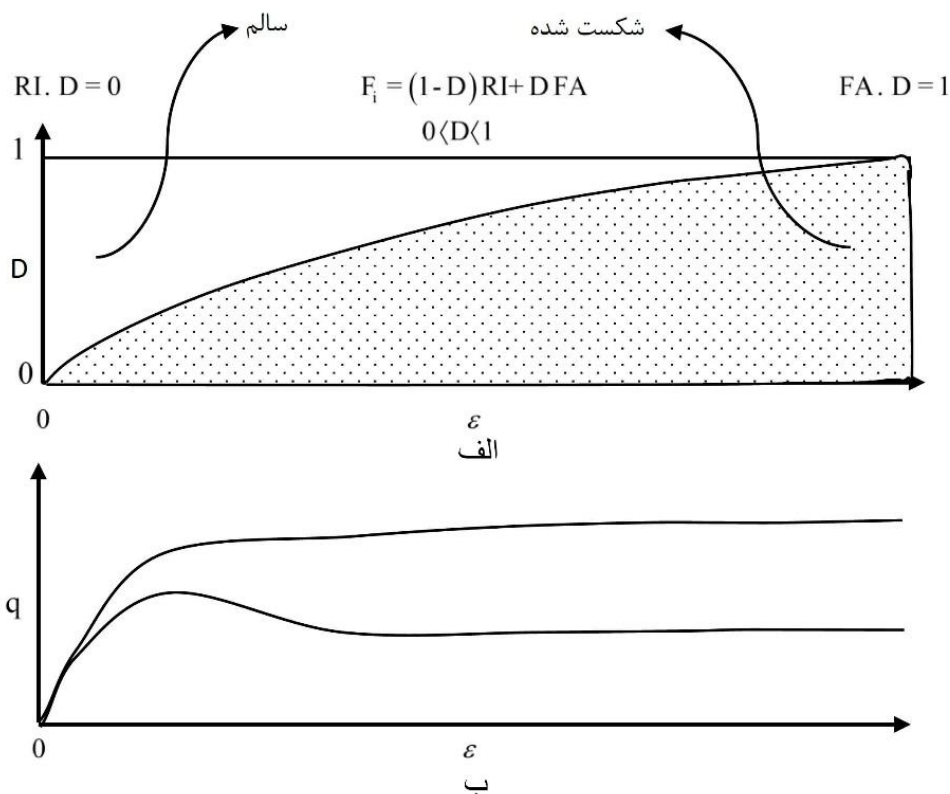
توجه شود که در تمامی خاک‌ها افزایش سطح تنش همسان در هر شرایطی باعث افزایش مقاومت برشی می‌شود ولی شکست ساختار یا دانه‌های جامد خاک باعث کاهش نرخ افزایش مقاومت می‌شود. نتایج تحقیقات نشان می‌دهد که تاثیر شکست دانه‌های خاک‌های درشت‌دانه در رفتار تنش - تغییر شکل آن‌ها را می‌توان با برداشتی متفاوت از مکانیک خاک حالات بحرانی با استفاده از رویه تسلیم جابجا شونده در فضای تنش و خط حالت بحرانی با تخلخل اولیه متغییر مدل‌سازی نمود [۵]. تغییر تخلخل مبنای خط حالت بحرانی برای خاک‌های درشت‌دانه در واقع معادل تغییر شیب خط حالت بحرانی برای خاک‌های ریزدانه دارای ساختار می‌باشد [۶]. در نتیجه از یک دیدگاه دیگر می‌توان بیان کرد که هم خاک‌های ریزدانه دارای ساختار که ممکن است نسبت تخلخل زیادی داشته باشند، و هم خاک‌های دانه‌ای متراکم با نسبت تخلخل کم رفتارهای مشابهی در دامنه تنش‌های بزرگ از خود نشان می‌دهند که شامل تغییرات پارامترهای مقاومتی و تغییر شکل آن‌ها می‌باشد. گرچه مکانیسم وقوع این تغییرات در خاک‌های ریزدانه دارای ساختار و خاک‌های درشت‌دانه متراکم متفاوت می‌باشد، ولی نتیجه هر دو مکانیسم به صورت کاهش مقاومت و ایجاد تغییر حجم‌های ماندگار بزرگ نمایان می‌شود.

در این راستا محققینی بر روی رفتار تراکم‌پذیری حجمی خاک‌های دارای ساختار مطالعه کرده‌اند و پس از تأیید رفتار غیرخطی و پیوسته خاک، با ارائه مدلی مبنی بر این واقع که در فشارهای محدود کننده بزرگ، رفتار تراکم‌پذیری حجمی خاک در مسیر بارگذاری از حالت سنگ‌گونه به حالت نرم خاک‌گونه تبدیل می‌شود، پرداخته‌اند [۷]. محققینی دیگر مدلی برای توصیف رفتار غیرخطی و پیوسته خاک‌های دارای ساختار، با سه سطح رویه برای توصیف رفتار خاک، قبل از شکست ساختار، در حین شکست و پس از شکست ارائه داده‌اند [۸]. تحقیقی دیگر برای بیان تفاوت رفتار خاک دارای ساختار طبیعی و بازسازی شده صورت گرفته است که منجر به ارائه مدلی برای بیان رفتار غیرخطی تراکم‌پذیری حجمی خاک دارای ساختار شده است [۹]. محققینی نیز از مفهوم حالت آشفته‌گی^۱ DSC برای بیان رفتار تراکم‌پذیری حجمی خاک دارای ساختار استفاده نموده‌اند. آن‌ها تابع حالت آشفته‌گی را بر اساس کرنش حجمی بیان داشته‌اند [۱۰]. همچنین در تحقیقی بیان شده است که تراکم‌پذیری خاک‌های دارای ساختار سیمانته در مقیاس نیمه لگاریتمی تنش، به سه حالت اولیه غیرخطی، میان انتقالی و خطی نهایی طبقه‌بندی شده است [۱۱]. محققینی نیز اعلام داشته‌اند که مقاومت

2 Relative intact

3 Fully adjusted

1 Disturbed state concept



شکل ۱. نمایش شماتیک DSC الف: تغییرات مقدار تابع حالت آشفته‌گی (درون‌یاب) به ازای تغییرات تنش انحرافی با افزایش کرنش عمودی
ب: تغییرات تنش انحرافی-کرنش عمودی

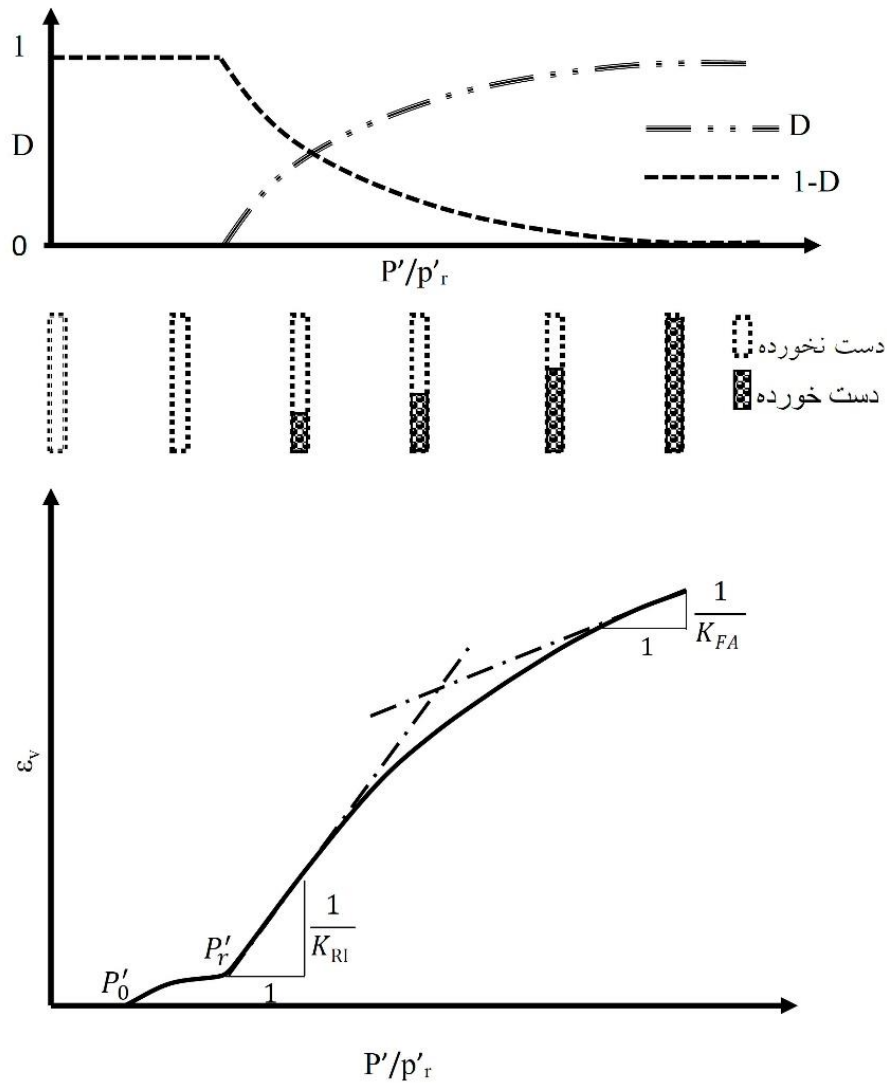
Fig. 1. Schematic representation of DSC

۳- رفتار تراکم‌پذیری خاک‌های دارای ساختار

نتایج حاصل از تحقیقات نشان داده است که رفتار تراکم‌پذیری حجمی خاک دارای ساختار غیرخطی بوده و شیب خط تراکم‌پذیری خاک در فضای تنش-تخلخل غیرخطی است [۲۵]. برای رفتار تراکم‌پذیری حجمی خاک اشباع در بعضی موارد سه مرحله در نظر گرفته شده است؛ مرحله‌ای که فشار اعمالی کمتر از فشار لازم برای شکست ساختار خاک می‌باشد، مرحله شکست ساختار و در آخر مرحله‌ای که تمام نیروهای مرزی بین دانه‌های خاک شکسته شده است [۲۶]. منحنی تراکم‌پذیری حجمی خاک‌های دارای ساختار از دو بخش با شیب‌های متفاوت قبل و بعد از نقطه تسلیم تشکیل شده است؛ از آنجایی که رفتار خاک‌های دارای ساختار، قبل و بعد از نقطه آغاز شکست (همانند نقطه فشار پیش تحکیمی در خاک‌های پیش تحکیم یافته) متفاوت است، تمامی روابط ریاضی که برای بررسی آن ارائه شده، بایستی شامل اصلاح مربوط به فشار تسلیم باشد. در مرجع [۲۷ و ۲۸] نیز

رفتار مصالح به کمک پارامتر حالت آشفته‌گی (D^*) که توسط یک تابع (F_i) مابین دو حالت مرجع (RI) و (FA) ارتباط برقرار می‌کند، قابل بیان است. شماتیک تغییرات آشفته‌گی در مفهوم DSC در شکل ۱ نشان داده شده است. در مفهوم حالت آشفته‌گی فرمول ۱ رفتار مواد در هر لحظه بین دو حالت مرجع را به کمک پارامتر آشفته‌گی (D) (به عنوان یک پارامتر درون‌یاب و اتصالی بین دو حالت مرجع عمل می‌کند) نشان می‌دهد. ارتباط بین دو حالت مرجع به کمک رابطه ۱ در شکل ۱ برای رفتار تراکم‌پذیری حجمی خاک در دستگاه تنش انحرافی-کرنش عمودی ارائه شده است [۱۶].

$$F_i = (1-D)RI + (D)FA \quad (1)$$



شکل ۲. شماتیک رفتار فشردگی خاک در مدل DSC الف: تغییرات شماتیک مقدار تابع حالت آسفتگی ب: تغییرات مدول حجمی بالک خاک به ازای شکست ساختار خاک

Fig. 2. Representation of relatively intact (RI) and fully adjusted (FA) states for structured soils

ساختار که شامل سه حالت دست نخورده اولیه، نهایی بدون ساختار و تغییر تدریجی بین این دو حالت است [۲۷ و ۲۶ و ۷]؛ به کمک تابع درون یاب بر حسب تنش قابل بیان است. لذا در این پژوهش تابع درون یابی که بین دو مدول الاستیسیته اولیه و نهایی ارتباط برقرار می کند، بر حسب تنش تعریف شده است.

لازم به ذکر است که این روش برای بررسی پی های عمیق [۳۱ و ۲۳]، بررسی رفتار خاک های دارای ساختار [۳۲] و بررسی رفتار خاک های پیش تحکیم یافته [۳۳ و ۳۴] توسعه داده شده است.

بیان شده است که رفتار خاک های سیمانته شده به تخلخل اولیه و مقاومت حاصله از سیمانته گی دانه ها بستگی دارد. همچنین بر روی رفتار تراکم پذیری حجمی خاک های دارای ساختار و بازسازی شده تحقیقاتی صورت گرفته است که منجر به ارائه تابعی بر حسب تنش برای تعیین تخلخل شده که بیانگر این است که تابع بر حسب تنش کاربرد مناسبی برای بیان رفتار تراکم پذیری حجمی خاک های دارای ساختار دارد [۲۹]. موارد بیان شده نشان می دهد که رفتار تراکم پذیری حجمی خاک دارای ساختار تابعی بر حسب تنش است و با توجه به اینکه خرد شدن ساختار خاک، تدریجی و وابسته به سطح تنش است [۲۹]؛ بنابراین ویژگی تراکم پذیری حجمی خاک های دارای

E و K ارائه شده است [۳۵].

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad (۳)$$

در رابطه ۳، E مدول الاستیسیته خاک، ν ضریب پواسون خاک و K مدول بالک می‌باشد. مدول بالک K با توجه به فرمول ۳ ارتباط مستقیم با E (مدول الاستیسیته) دارد. با توجه به شکل ۲ مشاهده می‌گردد که با ادامه روند بارگذاری مقدار K افزایش پیدا می‌کند، به عبارت دیگر هر چه مقدار شکست‌ها کامل می‌گردد، مقدار مدول الاستیسیته به علت پر شدن فضای خالی در مسیر تراکم، بیشتر می‌گردد که این مورد در شکل دو قابل رؤیت است. ارتباط بین K و λ برای حالت عادی تحکیم یافته، پس از تحکیم اولیه، در رابطه ۴ بیان شده است [۳۵].

$$\frac{\lambda}{(1+e_0)P_0} = \frac{1}{K} \quad (۴)$$

با جایگذاری روابط ۳ و ۴ در رابطه ۲، معادله اصلی برای بیان تغییرات مدول الاستیسیته خاک خرد شونده در مسیر بارگذاری، طبق رابطه ۵ در این پژوهش ارائه شده است.

$$\frac{E - E_{FA}}{E_{RI} - E_{FA}} = e^{\lambda} \left(e^{-\left(\lambda \frac{P'}{P_r}\right)} \right) \quad (۵)$$

با تلفیق روابط ۵ و ۱، در این پژوهش رابطه شماره ۶ برای تعیین مدول الاستیسیته متغیر در این پژوهش ارائه شده است.

$$\begin{cases} E_i = (1-D)E_{RI} + DE_{FA} \\ D = 1 - \left(e^{\lambda} \left(e^{-\left(\lambda \frac{P'}{P_r}\right)} \right) \right) \end{cases} \quad (۶)$$

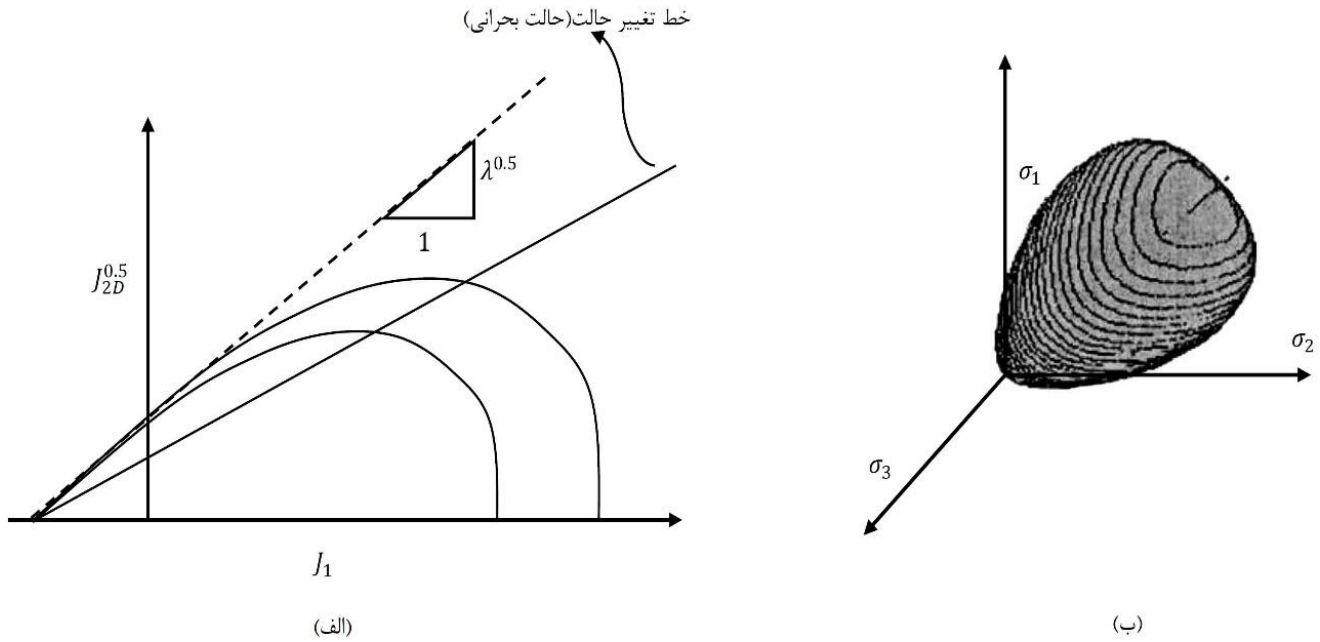
۴- رفتار تراکم‌پذیری خاک‌های دارای ساختار بر اساس تنوری تابع حالت آشفته‌گی

فرمول‌بندی در روش DSC به سه عامل اساسی نیاز دارد. حالت‌های مرجع و معلوم اولیه RI و نهایی FA و پارامتر حالت آشفته‌گی که بین این دو حالت را در تمامی لحظات به کمک تابع F_{λ} (رابطه ۱) نشان دهد. شکل ۲ برای رفتار فشردگی خاک با مدول الاستیسیته متغیر ارائه شده است. در ادامه فرمول‌بندی برای تعیین پارامتر حالت آشفته‌گی به کمک شکل ۲ بیان شده است.

تابع آشفته‌گی بایستی بر اساس نتایج آزمایشگاهی یا آنالیزهای ریاضی به دست بیاید [۱۶]. برای بیان تابع آشفته‌گی در این تحقیق از شکل ۲ استفاده شده است. در شکل ۲ که شماتیک داده‌های آزمایشگاهی ارائه شده است، K_{RI} مدول حجمی بالک در آغاز شکست ساختار و K_{FA} مدول حجمی بالک در پایان آزمایش می‌باشد. P_r' تنش آغاز شکستگی‌ها می‌باشد. با توجه به شکل مشاهده می‌شود که با افزایش بارگذاری مقادیر مدول حجمی بالک تغییر می‌کند. بر اساس ارتباطی که بین مدول حجمی بالک و مدول الاستیسیته برقرار است [۳۵]، می‌توان نتیجه گرفت که مدول الاستیسیته خاک بر اثر بارگذاری متغیر است و ثابت نیست. برای تعیین تابع حالت آشفته‌گی جهت ارتباط بین دو مقدار اولیه و انتهایی مدول الاستیسیته از این مهم که تغییرات شاخص تراکم‌پذیری در روند تراکم خاک‌های دارای ساختار کاملاً غیرخطی است، یعنی در مقیاس تمام لگاریتمی نیز در ابتدای بارگذاری غیرخطی و در انتهای بارگذاری خطی است و رابطه ۲ استفاده شده است [۱۳]. روند تعیین پارامتر آشفته‌گی در این پژوهش، در روابط ۲ الی ۶ ارائه شده است

$$\frac{\lambda - \lambda_{FA}}{\lambda_{RI} - \lambda_{FA}} = e^{\lambda} \left(e^{-\left(\lambda \frac{P'}{P_r}\right)} \right) \quad (۲)$$

در فرمول ۲، λ شاخص تراکم‌پذیری خاک در دستگاه مختصات نیمه لگاریتمی تنش-تخلخل [۱۳] می‌باشد. در مدل اصلی HISS فرمول‌بندی‌ها بر اساس مدول الاستیسیته صورت گرفته است، لذا با استفاده از روابط موجود، بین دو پارامتر λ و E ارتباط برقرار می‌گردد تا پارامتر آشفته‌گی بر اساس مدول الاستیسیته به دست بیاید. در فرمول ۳ ارتباط بیان



شکل ۳. نمایش تابع تسلیم در مسیر تنش‌های مختلف. الف: در دستگاه مختصات $J_1 - \sqrt{J_{2D}}$ ب: در فضای تنش‌های اصلی

Figure 3. Plots of yield function in stress spaces

رابطه ۶ نشان می‌دهد که مقدار مدول الاستیسیته از حالت RI (قبل از شکست پیوندها) زمانی که مقدار $P'_r = P'$ و $D = 0$ است، تحت تأثیر تغییرات تنش همسان تا جایی که $P' \rightarrow \infty$ می‌رود، به مقدار نهایی (FA) با $D = 1$ می‌رسد.

$$\begin{cases} F = \bar{J}_{2D} - (-\alpha \bar{J}_1^n + \gamma \bar{J}_1^2)(1 - \beta S_r)^m = 0 \\ F = \bar{J}_{2D} - F_b F_s \end{cases} \quad (7)$$

شکل رویه تسلیم در فضای تنش‌های اصلی در شکل ۳ ارائه شده است

[۱۶].

در رابطه ۷ مقدار \bar{J}_{2D} و \bar{J}_1 از رابطه زیر به دست می‌آید [۱۶].

$$\begin{cases} \bar{J}_{2D} = \frac{J_{2D}}{Pa^2} \\ \bar{J}_1 = \frac{J_1}{Pa} \\ J_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 \\ J_{2D} = \frac{1}{6} [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2] \end{cases} \quad (8)$$

۵- فرمول‌بندی بارگذاری سه محوره در مدل پایه HISS

مدل ارائه شده در این پژوهش را می‌توان به راحتی در مدل‌های در آن‌ها از مدول بالک وابسته به تنش استفاده می‌گردد، اجرا نمود. مدل ارائه شده در این پژوهش بر روی مدل اصلی بر پایه DSC که همان مدل رفتاری HISS است، اجرا شده است. اغلب مدل‌های موجود برای تشخیص قابلیت ویژگی‌های خاص رفتار مصالح تهیه شده‌اند، اما مدل رفتاری HISS قابلیت الاستوپلاستیک همراه و غیرهمراه داشته و می‌تواند رفتار سخت شونده و نرم شوندگی مصالح را نشان دهد. در ادامه روابط مدل اصلی HISS ارائه شده است.

در مدل رفتاری HISS تابع تسلیم F به وسیله رابطه ۷ بیان می‌گردد

پوش در حالت متراکم و انبساطی در فضای $J_1 - J_{2D}^{\frac{1}{2}}$ می‌باشند.
در رابطه ۷، مقدار α پارامتر سخت شونده است که بر حسب کرنش پلاستیک طبق رابطه ۱۲ به دست می‌آید [۱۶].

$$\begin{cases} \sqrt{\gamma} = \frac{\tan \theta_c}{(1-\beta)^{5m}} = \frac{\tan \theta_E}{(1-\beta)^{5m}} \\ \beta = \frac{P_1^4 - P_2^4}{P_1^4 + P_2^4} \end{cases} \quad (12)$$

که E_{ij}^p تانسور کرنش پلاستیک انحرافی است و از رابطه ۱۳ به دست می‌آید [۱۶].

$$\begin{cases} E_{ij}^p = \varepsilon_{ij}^p - \left(\frac{1}{3}\right) \varepsilon_{ii} \delta_{ij} \\ \varepsilon_{ij}^p = \rho \frac{\partial Q}{\partial \sigma_{ij}} \end{cases} \quad (13)$$

که $\varepsilon_{ij}^p = \varepsilon_{ij}^p$ کرنش پلاستیک حجمی می‌باشد و مقادیر η_1 و a_1 اعداد ثابت و پارامترهای مرتبط به خاک هستند. ρ یک کمیت نسبی اسکالر است. Q تابع جریان پلاستیک^۱ است.
در حالت جریان پلاستیک^۲ ناهمراه^۲ تابع جریان پلاستیک از رابطه ۱۴ به دست می‌آید [۱۶].

$$Q = F + h(J_1, \alpha) \quad (14)$$

که در آن h تابع اصلاح کننده است و برای سادگی همانند رابطه ۱۵ بر اساس تابع سخت شونده تعریف می‌گردد [۱۶].

$$\alpha_Q = \alpha + \psi(\alpha_0 - \alpha)(1 - \Gamma_v) \quad (15)$$

α_0 مقدار α در انتهای بارگذاری هیدرواستاتیک و ψ پارامتر ناهمراه

هم مقدار فشار اتمسفر است. n هم پارامتر تغییر فاز در محل انتقال تغییرات حجم از حالت متراکم به اتساع یا محو شدن است و از رابطه زیر به دست می‌آید [۱۶].

$$n = \frac{2}{1 - \left(\frac{J_{2D}}{J_1^2}\right) \cdot \frac{1}{F_s \gamma}} \quad (9)$$

مقدار m عدد ثابت (۰/۵-) در نظر گرفته می‌شود. γ پارامتریست که مربوط به شرایط سطح تسلیم بوده و β هم مربوط به شکل تابع در فضای تنش‌های اصلی است و به کمک رابطه ۱۰ از رابطه ۱۱ تعیین می‌گردند [۱۶].

$$\begin{cases} P_1 = \tan \theta_c = \left[\sqrt{\gamma}(1-\beta)^{-1/4}\right]_c = \frac{2}{\sqrt{3}} \left(\frac{\sin \phi_c}{3 - \sin \phi_c}\right) \\ P_2 = \tan \theta_E = \left[\sqrt{\gamma}(1-\beta)^{-1/4}\right]_E = \frac{2}{\sqrt{3}} \left(\frac{\sin \phi_E}{3 + \sin \phi_E}\right) \\ S_r = \left(\frac{\sqrt{27}}{2}\right) \cdot \left(\frac{J_{3D}}{J_{2D}^{\frac{3}{2}}}\right) \\ J_{3D} = J_3 - \frac{2}{3} J_1 J_2 + \frac{2}{27} J_1^3 \\ J_2 = \frac{1}{2} \sigma_{ij} \sigma_{ji} \\ J_3 = \frac{1}{3} \sigma_{ik} \sigma_{km} \sigma_{mi} \end{cases} \quad (10)$$

S_r نسبت تنش‌هاست که در حالت فشاری برابر ۱ و در حالت کششی برابر -۱ است. پس داریم [۱۶]:

$$\begin{cases} \sqrt{\gamma} = \frac{\tan \theta_c}{(1-\beta)^{5m}} = \frac{\tan \theta_E}{(1-\beta)^{5m}} \\ \beta = \frac{P_1^4 - P_2^4}{P_1^4 + P_2^4} \end{cases} \quad (11)$$

در رابطه ۱۰ و ۱۱ مقادیر ϕ_c و ϕ_E به ترتیب شیب پوش در حالت متراکم و انبساطی در فضای $\tau - \sigma$ می‌باشند. θ_c و θ_E مربوط به شیب

1 Plastic flow rule
2 Non-associated flow rule

است. Γ_v و ψ از رابطه ۱۶ به دست می‌آیند [۱۶].

$$\begin{cases} \Gamma_v = \frac{\xi_v}{\xi_0} \\ \psi = \frac{1}{(\alpha_0 - \alpha)(1 - \Gamma_v)} \left(\frac{Y}{Z} - \alpha \right) \end{cases} \quad (16)$$

در رابطه بالا ξ_0 مقدار اولیه ξ قبل از شروع برش، ترک‌های ریز و نقایص ابتدایی است که در صورت نبودن این موارد، مقدار آن صفر است. Y و Z وابسته به حالت تنش در شرایط انتهایی هستند. مقادیر فشار همه جانبه و انحرافی و کرنش حجمی از روابط ۱۷ تعیین می‌گردد [۱۶].

$$\begin{cases} p = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \\ q = \sigma_3 - \sigma_1 \\ \varepsilon_v = \varepsilon_a + 2\varepsilon_r \end{cases} \quad (17)$$

۶- پارامترهای جدید مدل ارائه شده

پارامترهای مدل ارائه شده در این پژوهش شامل E_{RI}, E_{FA}, P_r' و χ می‌باشند که به کمک آزمایش‌های تک محوری و یا سه محوری در آزمایشگاه قابل تعیین هستند. E_{RI} در واقع بیانگر مدول الاستیسیته خاک دارای ساختار، پیش از آغاز شکست ساختارها و خرد شونده می‌باشد. E_{FA} در واقع بیانگر مدول الاستیسیته خاک دارای ساختار، در پایان شکست ساختارها و خرد شونده می‌باشد که در آن لحظه رفتار خاک دارای ساختار از حالت سنگ گونه به حالت نرم خاکی تبدیل شده است. P_r' تنش همسان مربوط به لحظه آغاز شکست ساختار بین دانه‌های خاک می‌باشد. این تنش همانند تنش پیش تحکیمی در خاک پیش تحکیم یافته است؛ تنشی که در حالت طبیعی و بکر بر اثر گذر زمان و ایجاد ساختار بین دانه‌های خاک شکل گرفته است. χ پارامتر مربوط به خاک است که متأثر از میزان افزایش تخریب ساختار خاک می‌باشد. در واقع پارامتر χ میزان تخریب ساختار را کنترل می‌کند و مقادیر بالای آن بیانگر رفتار خاکی است که در مسیر بارگذاری پس از عبور از تنش P_r' به سرعت تخریب شده و مدول الاستیسیته آن سریع‌تر به مقدار نهایی خود می‌رسد. برای بیان نحوه عملکرد مدل ارائه شده در مدل اصلی باید در نظر داشت

که طبق تئوری خمیری، تغییر شکل‌های پلاستیک به واسطه تابع جریان پلاستیک وارد محاسبات می‌شود که گرادیان آن نشان دهنده جهت بردار تغییر شکل‌های پلاستیک می‌باشد. تغییرات ضریب ارتجاعی که در مدل ارائه شده توسط رابطه ۶ به صورت برگشت ناپذیر وارد محاسبات می‌شود، باعث ایجاد تغییر شکل‌های پلاستیک اضافی می‌شود که توسط تابع پتانسیل جریان در نظر گرفته نشده است. لذا می‌توان نتیجه گرفت که تغییرات انجام شده در پارامترهای ارتجاعی خاک نتیجه‌ای مشابه با فرمول‌بندی مدل با تابع جریان پلاستیک متفاوت داشته است. مهم‌ترین نکته در مدل ساختار یافته ارائه شده، تعیین مدول الاستیسیته خاک در هر مرحله از بارگذاری بر اساس تنش همسان در آن مرحله می‌باشد. در آغاز بارگذاری ارتباط تنش-کرنش به کمک مقدار اولیه مدول الاستیسیته یعنی E_{RI} تعیین می‌گردد. سپس به کمک تنش‌های اصلی جدید مقدار P_r' در گام بعدی تعیین می‌شود. در این گام به کمک رابطه ۶ و مقادیر ثابت P_r' و χ که برای هر خاکی مختص آن است، مقدار D (پارامتر آشفستگی) تعیین می‌گردد و با معلوم بودن مقادیر ثابت E_{RI}, E_{FA} مقدار مدول الاستیسیته جدید در این مرحله (E_i) به دست می‌آید. با مدول الاستیسیته جدید از نو، مقادیر تنش و کرنش تعیین خواهند شد و این روند تا پایان تغییرات تنش-کرنش و رسیدن به گسیختگی ادامه پیدا خواهد کرد. نکته حائز اهمیت این است که روند تعیین تنش و کرنش پیرو روند کلی برنامه HISS که در بند ۵ توصیح داده شده است [۱۶]، می‌باشد و تنها در هر مرحله، پیش از تشکیل ماتریس سختی جهت تعیین تنش و کرنش، از مقدار مدول الاستیسیته جدید بر اساس مدل ساختار یافته ارائه شده، استفاده می‌گردد.

۷- بررسی و صحت‌سنجی مدل

در این پژوهش از نتایج سه محوره زهکشی شده خاک‌های دارای ساختار استفاده شده است. علیرغم مقایسه مدل ارائه شده با نتایج آزمایشگاهی، مقایسه مناسبی بین دقت نتایج حاصل از مدل ارائه شده در کنار مدل‌های دیگر نیز صورت گرفته است. بر اساس روابط ارائه شده در فرمول ۵ و مشخصات خاک در مراجع، مقادیر پارامترهای مدل اصلی برای خاک‌ها تعیین شد و در مرحله بعد پارامترهای مدل ارائه شده که در مدل اصلی اعمال شده بوده به کمک توضیحات بند ۶ برای خاک‌ها، تعیین شد و سپس انجام تحلیل‌ها برای تک المان در زبان فورترن صورت گرفت و نتایج مدل اجرا شده در کنار نتایج آزمایشگاهی خاک‌ها در شکل‌های ۵ الی ۱۱ ارائه شد.

جدول ۱. پارامترهای خاک‌های مورد بررسی در پژوهش و زاویه اصطکاک خاک

Table 1. Model Parameters for Reference Soils

شرح نمونه خاک و مرجع	a_1	ν	η_1	γ	β	n	Shape of Sand	Type of soil	E_{RI} (mPa)	E_{FA} (mPa)	P_r' (mPa)	χ	ψ	ϕ°
گراوینا کالسرانیت ۱ [۷]	1×10^{-7}	۰/۳	۰/۹	۰/۳	۰/۶۵	۴/۲	Fine soil	Structured	۱۰۵	۱۱۰	۲/۴	۰/۰۷	۰/۰۶	-
گراوینا کالسرانیت ۲ [۷]	1×10^{-7}	۰/۳	۰/۹	۰/۳	۰/۶۵	۴/۲	Fine soil	Structured	۴۰	۱۰۲	۲/۴	۰/۰۷	۰/۰۶	-
مارل کانال کورینت [۳۶]	9×10^{-9}	۰/۳	۲	۰/۲	۰/۶	۳/۳۵	Fine soil	Structured	۱۲۰	۱۵۰	۳/۸	۱	۰/۵	۳۰
سنگریزه ی سد پورولیا [۳۷]	32×10^{-6}	۰/۳۴	۰/۷۰	۰/۰۷۶	۰/۷۳	۳	angular	Rockfill	۴۵	۱۰۵	۰/۳	۰/۰۲	۰/۲۲	۳۲/۵
سنگریزه ی سد پورولیا [۳۷]	32×10^{-6}	۰/۳۴	۰/۷۰	۰/۰۷۶	۰/۷۳	۳	angular	Rockfill	۸۵	۱۲۰	۰/۶	۰/۰۲	۰/۲۲	۳۲/۵
سنگریزه ی سد پورولیا [۳۷]	32×10^{-6}	۰/۳۴	۰/۷۰	۰/۰۷۶	۰/۷۳	۳	angular	Rockfill	۱۱۰	۱۳۰	۰/۹	۰/۰۲	۰/۲۲	۳۲/۵
سنگریزه ی سد پورولیا [۳۷]	32×10^{-6}	۰/۳۴	۰/۷۰	۰/۰۷۶	۰/۷۳	۳	angular	Rockfill	۱۳۸	۱۵۰	۱/۲	۰/۰۲	۰/۲۲	۳۲/۵

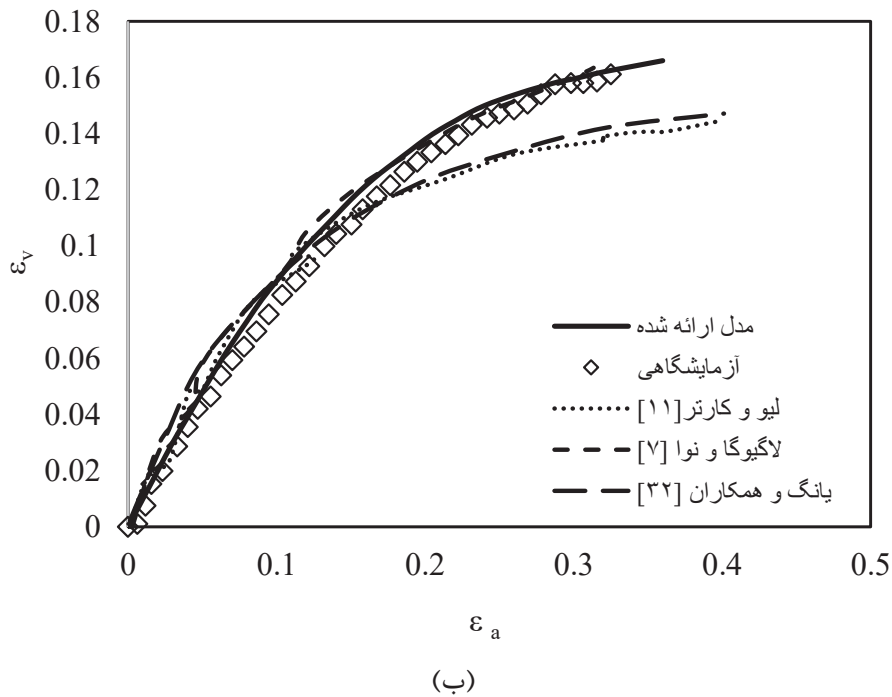
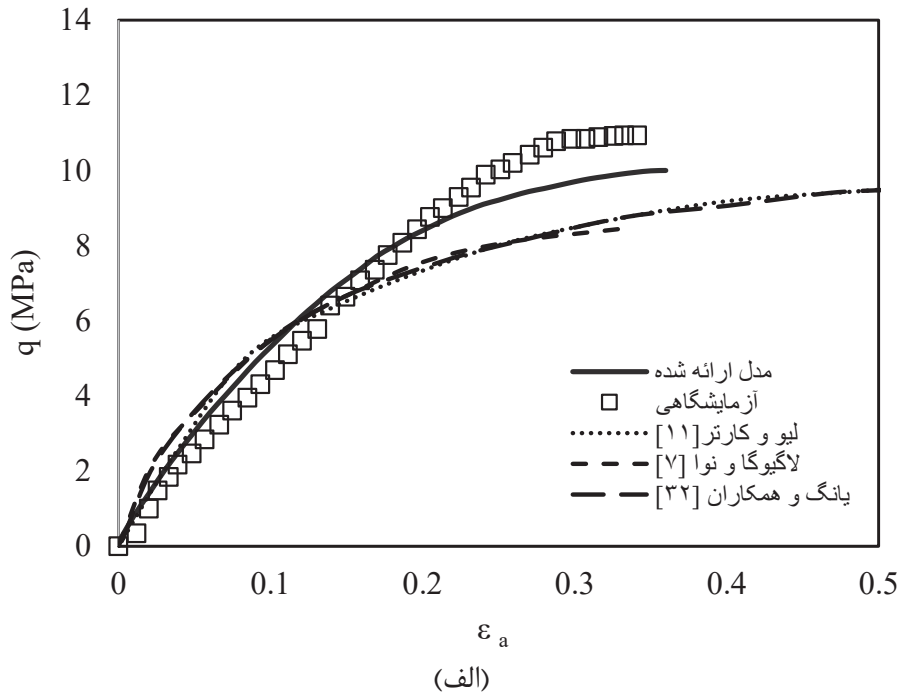
در ادامه شکل‌های مربوطه ارائه شده است. در شکل ۴ نمونه خاک گراوینا در تنش همسان (۳۵۰۰ kPa) ارائه شده است که شامل دو قسمت الف و ب می‌باشد. در قسمت الف منحنی در دستگاه تنش انحرافی-کرنش طولی نشان داده شده است و در قسمت ب، تغییرات کرنش طولی بر حسب کرنش حجمی نشان داده شده است. شکل ۵ نیز همین دو نمودار را برای همین خاک ولی این بار در تنش همسان اولیه (۲۰۰۰ kPa) نشان داده است. در شکل ۴ و ۵ نتایج مدل محققین دیگر در کنار مدل ارائه شده در این پژوهش آورده شده است. در شکل ۶ تغییرات خاک مارل کانال کورینت در آزمایش‌های سه محوری زهکشی شده ارائه شده است.

در این پژوهش مدل ساختار یافته برای رفتار تراکم‌پذیری حجمی غیرخطی (مدول الاستیسیته متغیر) خاک دارای ساختار بر اساس تنش همسان ارائه شد. همان طوری که در شکل‌ها ۶، ۵ و ۴ مشاهده می‌گردد، نتایج حاصل نشان می‌دهد که مدل ارائه شده با دقت قابل قبولی رفتار خاک دارای ساختار را مورد پیش‌بینی قرار داده است. توسعه مدل بر اساس مدول الاستیسیته متغیر متأثر از تنش همسان برای خاک دارای ساختار مناسب است، زیرا مدل پیشنهادی در مقایسه با مدل محققین دیگر، با دقت بالایی

در این پژوهش از نتایج خاک ماسه‌ای بد دانه‌بندی شده تحت عنوان گراوینا کالسرانیت [۷]، خاک رس سیلت‌دار با حد روانی کم تحت عنوان مارل کانال کورینت [۳۶] و برای گسترده عملکرد مدل ارائه شده از نتایج خاک سد پورولیا که خاک دانه‌ای درشت می‌باشد، استفاده شده است [۳۷]. لازم به ذکر است که پارامترهای مدل اصلی برای خاک مرجع [۳۷] عیناً از مرجع اصلی برداشت شده و پارامترهای مدل ارائه شده در این پژوهش برای آن به کمک بند ۶ تعیین شده است.

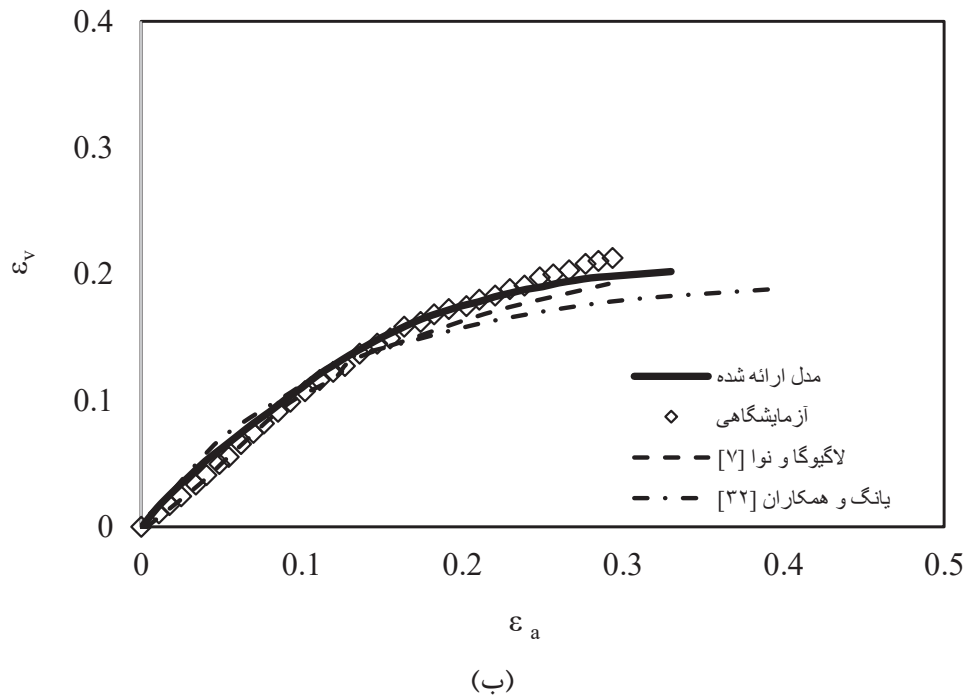
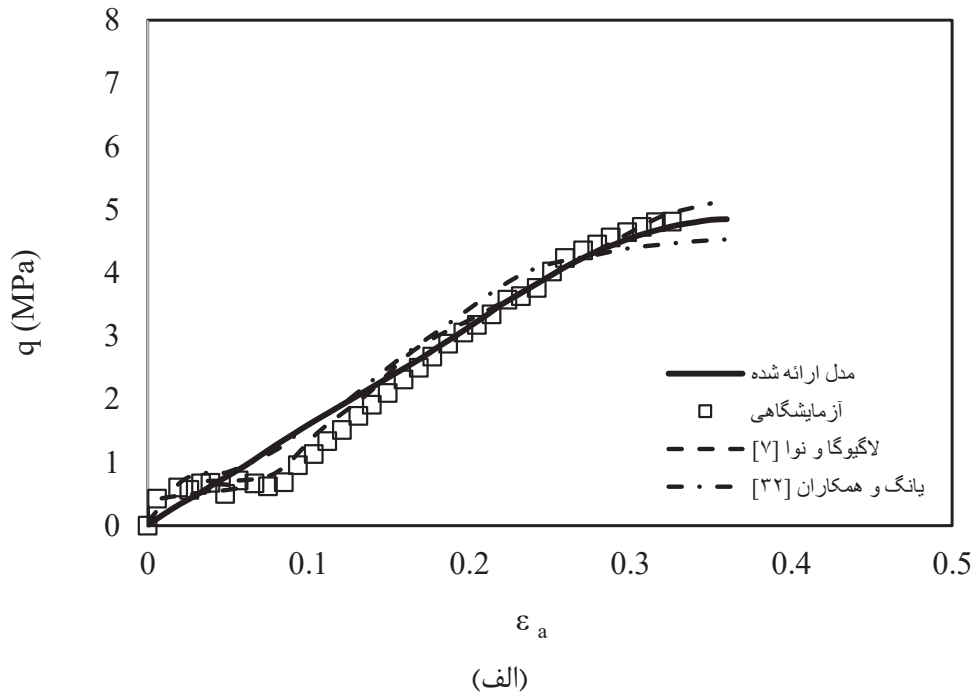
در مورد خاک گراوینا کالسرانیت لازم به ذکر است که در دو تنش همسان محدوده کننده اولیه متفاوت نتایج بررسی شده است که در جدول ۱ با دو عدد ۱ و ۲ از هم متمایز داده شده‌اند. عدد ۱ بیانگر تنش همسان اولیه (۳۵۰۰ kPa) و عدد ۲ بیانگر تنش همسان اولیه (۲۰۰۰ kPa) است. برای خاک سد پورولیا که سنگریزه‌ای می‌باشد و با هر بارگذاری از ابتدا رفتار سخت سنگ گونه دارند؛ مقدار P_r' برابر با تنش همسان اولیه در نظر گرفته شده است.

مقادیر پارامترهای مدل برای خاک‌ها در جدول ۱ ارائه شده است. مقدار زاویه اصطکاک داخلی برای شناسایی کلی خاک نیز بیان شده است.



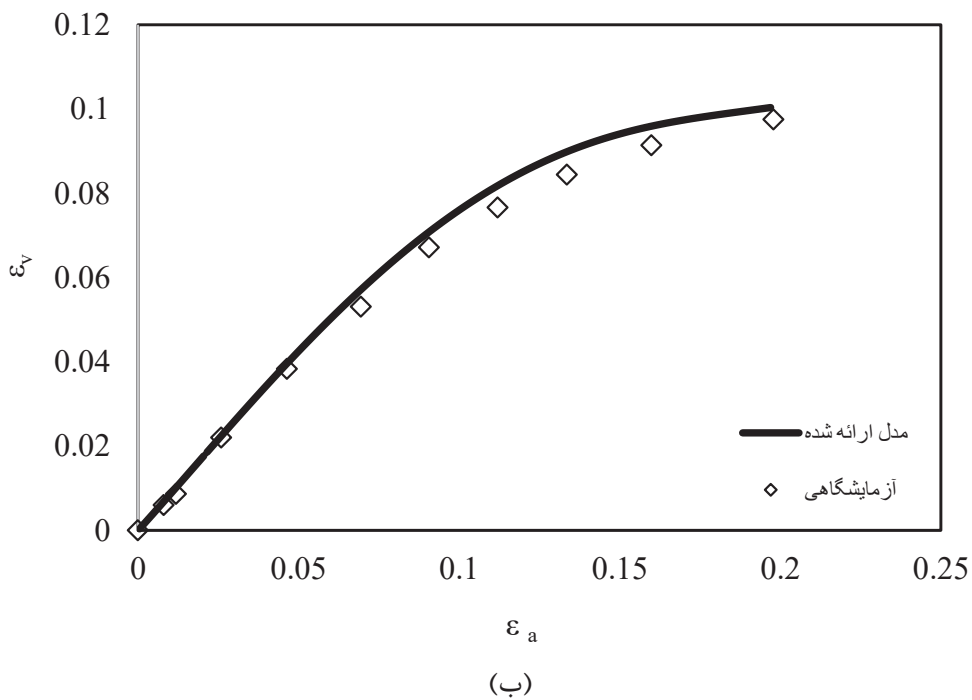
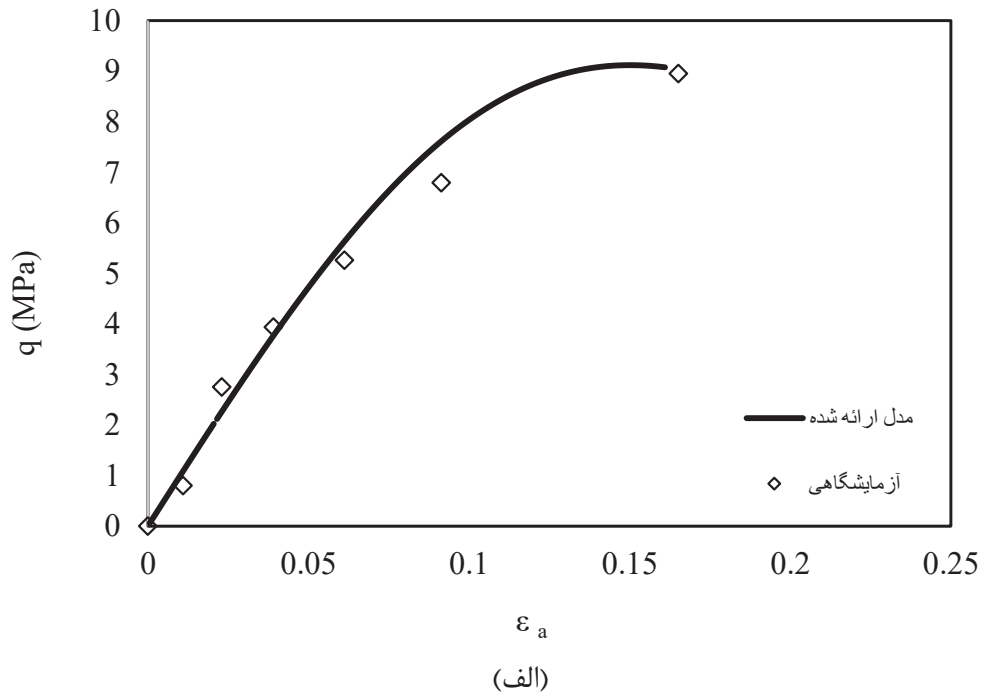
شکل ۴. نتایج آزمایش سه محوره زهکشی شده گراوینا کالسرانیت ۱ [۷] در تنش همه جانبه اولیه 3500 کیلو پاسکال به همراه مدل‌های ارائه شده توسط مراجع [۳۲ و ۱۱ و ۷] الف. تنش انحرافی-کرنش طولی ب. کرنش حجمی-کرنش طولی

Fig. 4. Results of a drained triaxial test on calcarenite ($P'_0 = 3500kPa$) (a) axial strain–deviatoric stress (b) axial strain–volumetric strain



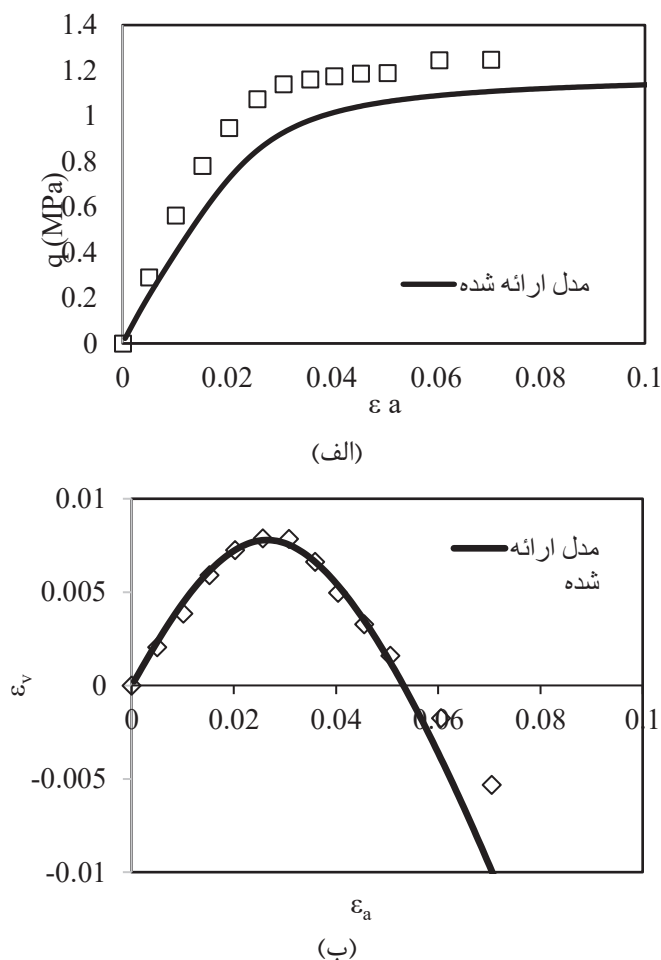
شکل ۵. نتایج آزمایش سه محوره زهکشی شده گراوینا کالسرانیت ۲ [۷] در تنش همه جانبه اولیه ۲۰۰۰ کیلو پاسکال به همراه مدل‌های ارائه شده توسط مراجع [۷ و ۳۲] الف: تنش انحرافی- کرنش طولی ب: کرنش حجمی- کرنش طولی

Fig. 5. Results of a drained triaxial test on calcarenite ($P'_0 = 2000kPa$) (a) axial strain–deviatoric stress (b) axial strain–volumetric strain



شکل ۶. نتایج آزمایش سه محوره زهکشی شده مارل کانال کورینت [۳۶] در تنش همه جانبه اولیه ۴۰۰۰ کیلو پاسکال الف: تنش انحرافی- کرنش طولی ب: کرنش حجمی- کرنش طولی

Fig. 6. Results of a drained triaxial test on Corinth Canal marls ($P'_0 = 4000kPa$) (a) axial strain-deviatoric stress (b) axial strain-volumetric strain

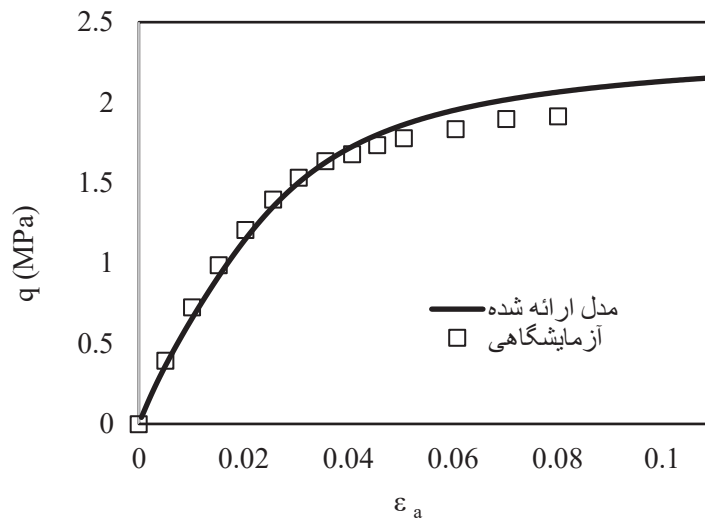


شکل ۷. نتایج آزمایش سه محوره خاک سد پورولیا [۳۷] در تنش همه جانبه اولیه 300 کیلو پاسکال الف: تنش انحرافی- کرنش طولی ب: کرنش حجمی- کرنش طولی

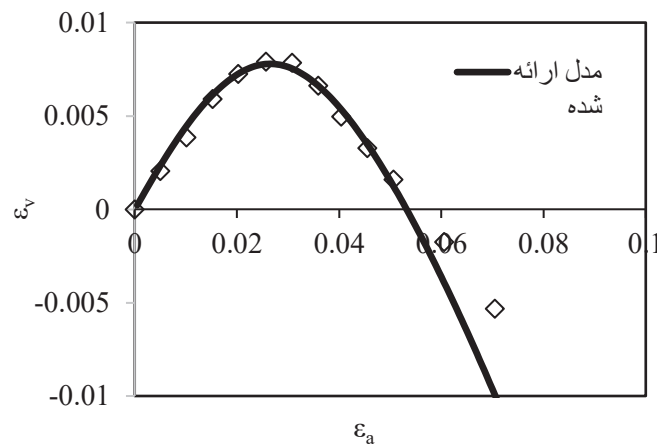
Fig. 7. Results of a drained triaxial test on Purulia Dam Soil ($P'_0 = 300kPa$) (a) axial strain–deviatoric stress (b) axial strain–volumetric strain

ساختارها در مسیر بارگذاری به صورت خرد شونده و مشابه سنگها است. با توجه به این نکته، کاربرد مدل ارائه شده در مورد خاک سد پورولیا بررسی شد تا دقت این مدل در مورد نه تنها خاکهای دارای ساختار بلکه در مورد همه خاکهای درشتدانه که در تنشهای بالا با شکست خود دانههای سنگی، تغییرات مدول الاستیسیته را تجربه می کنند؛ کنترل شود. چن و همکاران برای بیان رفتار خرد شوندگی دانههای خاکهای درشتدانه، تغییرات تخلل اولیه خط حالت بحرانی را پیشنهاد داده اند. این مدل مشابه مدلی است که ینگ و همکاران برای خاکهای دارای ساختار ارائه کرده اند. تغییرات برگشت ناپذیر تخلل اولیه خط حالت بحرانی در اثر شکست ذرات را می توان با تغییر برگشت ناپذیر شیب خط حالت بحرانی در اثر شکست ساختار نیز معادل سازی نمود [۵ و ۴].

رفتار تراکم پذیری حجمی خاکهای دارای ساختار را پیش بینی نموده است. مدل ارائه شده همانطور که در شکل ۴ و ۵ مشخص است به دقت خوبی رفتار خاکهای دانه ای دارای ساختار را پیش بینی نموده و با توجه به شکل ۶ نیز کاملاً مشخص است که رفتار خاکهای ریزدانه دارای ساختار را هم به خوبی پیش بینی کرده است. در مورد شکل ۴-الف و ۴-ب مقدار متوسط خطای میانگین حداقل مربعات در تمامی نقاط حاصل از مدل نسبت به مقادیر آزمایشگاهی تقریباً کمتر از 0.02 بوده است. در مورد شکل ۵-الف و ۵-ب نیز مقدار متوسط خطای میانگین حداقل مربعات در تمامی نقاط حاصل از مدل نسبت به مقادیر آزمایشگاهی تقریباً کمتر از 0.01 بوده است و در مورد شکل ۶-الف و ۶-ب نیز این مقدار کمتر از 0.01 است. همانطور که مشاهده شد رفتار خاکهای دارای ساختار به علت شکست



(الف)



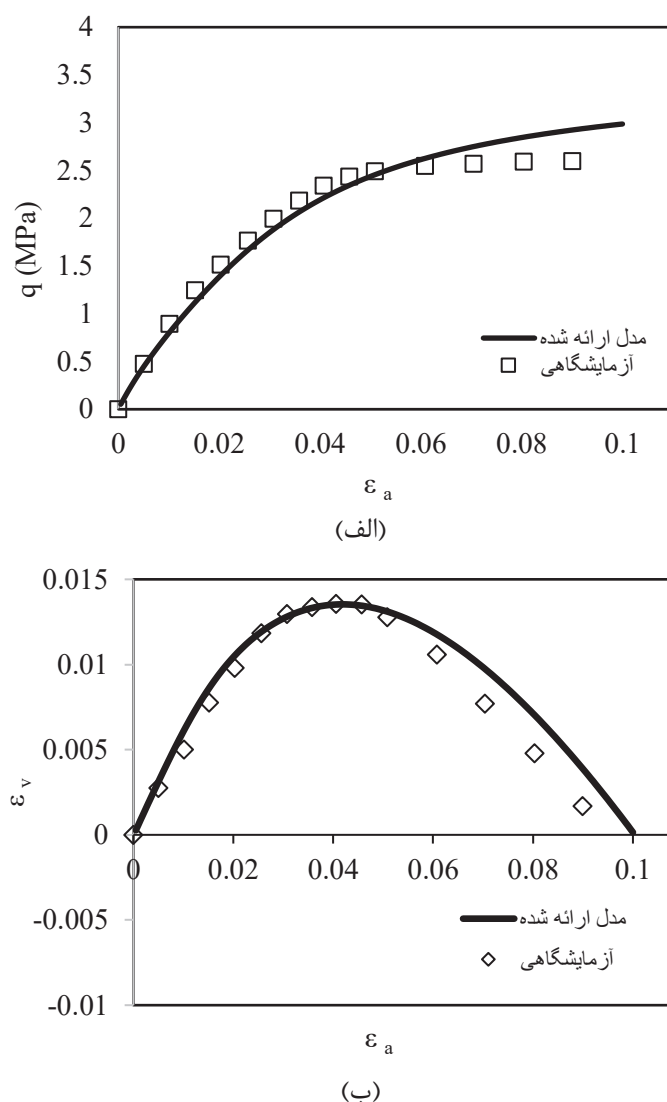
(ب)

شکل ۸. نتایج آزمایش سه محوره خاک سد پورولیا [۳۷] در تنش همه جانبه اولیه 600 kPa تنش انحرافی- کرنش طولی ب: کرنش حجمی- کرنش طولی

Fig. 8. Results of a drained triaxial test on Purulia Dam Soil ($P'_0 = 600 \text{ kPa}$) (a) axial strain–deviatoric stress (b) axial strain–volumetric strain

در مورد شکل ۷-الف و ۷-ب مقدار متوسط مجموع مربع خطاها در تمامی نقاط حاصل از مدل نسبت به مقادیر آزمایشگاهی تقریباً کمتر از ۰/۰۲ بوده است. در مورد شکل ۸-الف و ۸-ب مقدار متوسط مجموع مربع خطاها در تمامی نقاط حاصل از مدل نسبت به مقادیر آزمایشگاهی نیز کمتر از ۰/۰۱ بوده است و همچنین در مورد شکل ۹-الف و ۹-ب مقدار خطا کمتر از ۰/۰۱۵ بوده است و در مورد شکل ۱۰ (الف و ب) نیز مقدار خطا کمتر از ۰/۰۱۵ بوده است که تمام مقادیر نشان از دقت پیش‌بینی مدل ارائه شده می‌دهد.

در ادامه نتایج بررسی شده برای خاک مرجع [۳۷] در تصاویر ۷ الی ۱۰ ارائه شده است. با توجه به شکل‌های ۷ الی ۱۰ مشاهده می‌شود که مدل ارائه شده با دقت بالایی رفتار خاک سد پورولیا را پیش‌بینی نموده است. در بسیاری از مدل‌های رفتاری، تنها یک نوع خاصی از خاک مد نظر است و گسترده بیشتری از انواع خاک‌ها را در بر ندارد؛ در حالی که در مدل ارائه شده مشخص گردید که با دقت بالایی رفتار انواع خاک قابل پیش‌بینی است.



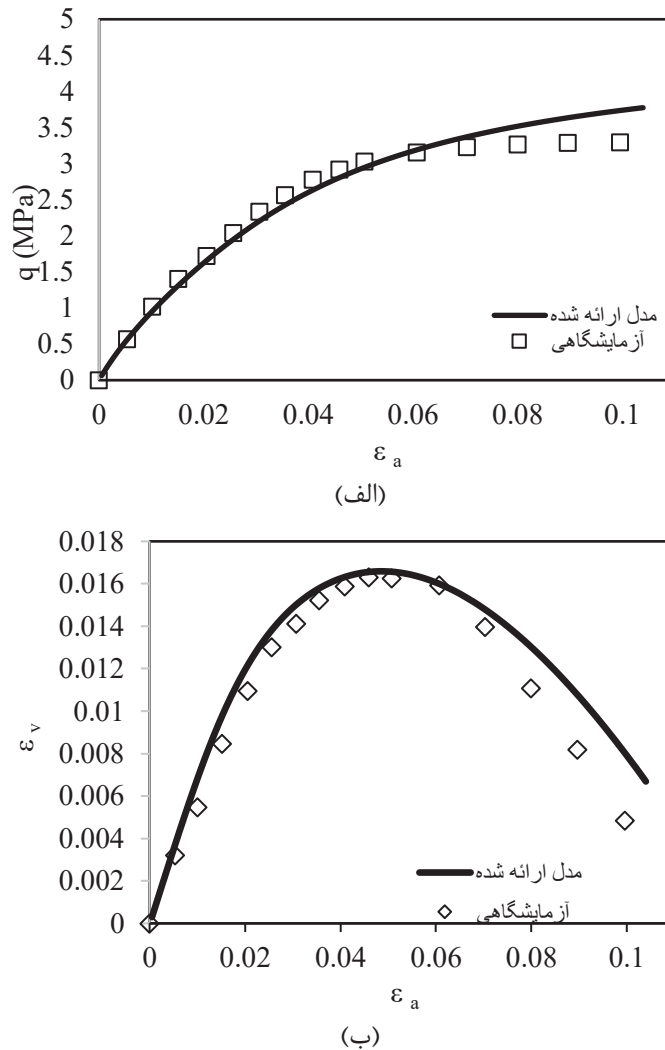
شکل ۹. نتایج آزمایش سه محوره خاک سد پورولیا [۳۷] در تنش همه جانبه اولیه ۹۰۰ کیلو پاسکال الف: تنش انحرافی-کرنش طولی ب: کرنش حجمی-کرنش طولی

Fig. 9. Results of a drained triaxial test on Purulia Dam Soil ($P'_0 = 900 \text{ kPa}$) (a) axial strain–deviatoric stress (b) axial strain–volumetric strain

۸- نتیجه گیری

در این پژوهش با بررسی رفتار خاک‌های ساختار یافته و خرد شونده نشان داده شده که تحت بارگذاری با تخریب ساختار و آغاز خرد شوندگی، رفتار این گونه خاک‌ها از حالت سنگ گونه به حالت نرم خاکی می‌رسد. در پروسه تغییرات، مقدار مدول الاستیسیته دائماً در حال تغییر است، تغییرات غیرخطی که به صورت پیوسته در حال رخ دادن است. برای توصیف این تغییرات در هر لحظه از مسیر بارگذاری با معلوم بودن مدول الاستیسیته ابتدا

با توجه به شکل ۲ و رابطه (۶) که برای مدل ارائه شده است؛ چنانچه مدول الاستیسیته اولیه و انتهای مقدار یکسانی داشته باشد، رابطه تنش کرنش خطی می‌گردد و چنانچه مقادیر اولیه و انتهای مدول الاستیسیته متفاوت باشد همانند خاک‌های ریزدانه ساختار یافته [۳۸]، در این صورت رفتار غیرخطی تنش-کرنش شبیه‌سازی می‌گردد و با تغییرات پارامتر χ درجه غیرخطی بودن تنش-کرنش نیز تغییر می‌کند، از این رو رفتار بسیاری از مصالح توسط این مدل قابل پیش‌بینی است.



شکل ۱۰. نتایج آزمایش سه محوره خاک سد پورولیا [۳۷] در تنش همه جانبه اولیه ۱۲۰۰ کیلو پاسکال الف: تنش انحرافی-کرنش طولی ب: کرنش حجمی-کرنش طولی

Fig. 10. Results of a drained triaxial test on Purulia Dam Soil ($P'_0 = 1200kPa$) (a) axial strain–deviatoric stress (b) axial strain–volumetric strain

محاسبات عددی دارد. این روش در مورد هر مدل رفتاری دیگری نیز قابل استفاده می‌باشد و با یک رابطه توانی ساده بیان شده است که کاربرد ساده‌ای در هر مدل خواهد داشت.

در اکثر مدل‌های رفتاری، ضریب ارتجاعی متغیر، محدود به رابطه خطی ضریب ارتجاعی و سطح تنش می‌باشد. در رابطه ارائه شده اصلی (۶) در این پژوهش، نمودار تنش-تغییر شکل خاک حتی در مقیاس نیمه لگاریتمی می‌تواند به صورت غیرخطی باشد که شاخصه اصلی خاک‌های دارای ساختار یا حتی خاک‌های طبیعی با تخلخل بالا یا سیمانته شده می‌باشد. همچنین با انتخاب پارامترهای مناسب رابطه تنش-کرنش می‌تواند به صورت خطی یا

و انتهای تغییرات، از مفهوم حالت آشفته‌گی استفاده شد و با تابعی مناسب بر حسب تنش بین تغییرات در هر لحظه ارتباط برقرار شد. این تابع به صورت یک مدل ساختار یافته توسعه داده شد و در مدل اصلی HISS که مدل اصلی بر اساس مفهوم حالت آشفته‌گی است، اجرا شد. در این مقاله با حفظ کلیات مدل HISS که خود بر پایه تئوری حالات به هم خورده می‌باشد، بدون وارد شدن به جزئیات مدل و فقط با انجام تغییرات جزئی در نحوه محاسبه ضریب ارتجاعی، قابلیت مدل HISS ارتقا یافته است. لازم به ذکر است که تنها همین یک پارامتر متغیر در مدل رفتاری HISS گنجانده شد که بتواند رفتار این گونه خاک‌ها را تحلیل کند. از این رو کاربرد ساده‌ای در

- application. Canadian Geotechnical Journal, (2014) 51.
<https://doi.org/10.1139/cgj-2013-0265>
- [7] Lagioia, R., and Nova, R.. “An experimental and theoretical study of the behaviour of a calcarenite in triaxial compression.” *Geotechnique*, 45(4), (1995).633–648
- [8] Rouainia, M., and Muir Wood, D. “A kinematic hardening constitutive model for natural clays with loss of structure.” *Geotechnique*, 50(2), (2000). 153–164
- [9] Liu, M. D., and Carter, J. P “Modelling the destructuring of soils during virgin compression.” *Geotechnique*, 50(4). (2000a). 479–483.
- [10] Liu, M. D., Carter, J. P., and Desai, C. S. “Modeling compression behavior of structured geomaterials.” *Int. J. Geomech.*, 10.1061 / (ASCE)1532-3641(2003)3:2(191), 191–204
- [11] Chowdhury B, Haque A, Muhunthan B, “New pressure-void ratio relationship for structured soils in the virgin compression range”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 140 (8), (2014).06014009.
- [12] Ouria, A., Ranjbarania, M., Vaezipour, D. “ A Failure Criterion for Weak Cemented Soils” *Journal of Civil and Environmental Engineering*, 48(3) ,(2018) pp13-21.
- [13] Ouria, A., “Disturbed State Concept–Based Constitutive Model for Structured Soils” *Int. J. Geomech*, (2017). 17(7). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GM.1943-5622.0000883](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000883)
- [14] Desai, C. S. “A consistent finite element technique for work-softening behavior.” *Proc., Int. Conf. on Computational Methods in Nonlinear Mechanics*, J. T. Oden, et al., eds., Texas Institute for Computational Mechanics, Austin, TX. (1974).
- [15] Desai, C. S., and Toth, J. “Disturbed state constitutive modeling based on stress-strain and non-destructive behavior.” *Int. J. Solids Struct.*, 33(11), (1996). 1619–1650.
- [16] Desai, C. S. *Mechanics of materials and interfaces: The*
- غیرخطی در مقیاس نیمه لگاریتمی باشد.
- به کمک مدل ارائه شده رفتار چندین نوع خاک مورد بررسی قرار گرفت و برای نشان دادن وسعت عملکرد مدل ارائه شده، خاک‌های ریزدانه و دانه‌ای دارای ساختار و همچنین خاک‌های درشت‌دانه مورد بررسی قرار گرفت که نتایج آن بیانگر قابلیت مدل ارائه شده برای تخمین رفتار خاک‌های ریزدانه و همچنین رفتار خاک‌های دانه‌ای می‌باشد. گرچه مدل ارائه شده با دقت مناسبی رفتار خاک‌های مورد مطالعه را شبیه‌سازی نموده است، ولی بایستی توجه داشت که در این در این تحقیق برای حفظ سادگی مدل و پرهیز از تغییرات اساسی مدل پایه، فقط تغییرات مدول ارتجاعی خاک در حین فرآیند تخریب ساختار خاک وارد محاسبات شد. با انجام این تغییرات، تنها قسمتی از محدودیت‌های مدل رفتاری پایه مرتفع شده ولی در حالت کلی دقت این مدل وابسته به دقت مدل پایه می‌باشد. برای شبیه‌سازی دقیق‌تر رفتار خاک‌های دارای ساختار ممکن است اعمال تغییراتی در پارامترهای مقاومتی خاک و یا استفاده از مدل پایه متفاوتی نیز ضروری باشد.

منابع

- [1] Mitchell JK, Soga K. ”Fundamentals of soil behavior”, John Wiley & Sons, US, ,(2005) pp 325-350.
- [2] A.R. Bagherieh, A. FarsijanI,. ”Consolidation Behavior of collapsible clay soils in saturated and unsaturated conditions” , *Sharif Civil Engineering Journal*, (2016). pp 43-54
- [3] Yang, C., Liu, X., Yang, C., and Carter, J. P. “Constitutive modelling of Otaniemi soft clay in both natural and reconstituted states.” *Comput. Geotech.* , 70, (2015). 83–95.
- [4] Karl Terzaghi, Ralph B. Peck, Gholamreza Mesri., “Soil Mechanics in Engineering Practice, 3rd Edition” Wiley published.(1996).
- [5] Chen, Q., Indratna, B., Carter, J., Nimbalkar, S., “An Isotropic-Kinematic Hardening Model for Coarse Granular Soils Capturing Particle Breakage and Cyclic Loading under Triaxial Stress Space” *Canadian Geotechnical Journal*, DOI:10.1139/CGJ-(2015) -0166
- [6] Yang, C., Carter, J., & Sheng, D. Description of compression behaviour of structured soils and its

- (1993). 53–67.
- [27] Horpibulsuk, S., Suddeepong, A., Chinkulkijniwat, A., and Liu, M. D. “Strength and compressibility of lightweight cemented clays.” *Appl. Clay Sci.*, 69, (2012). 11–21.
- [28] Horpibulsuk, S., Rachan, R., Suddeepong, A., Liu, M. D., and Du, Y. J. “Compressibility of lightweight cemented clays.” *Eng. Geol.*, 159, (2013).59–66.
- [29] Chong, S., and Santamarina, J. “Soil compressibility models for a wide stress range.” *J. Geotech. Geoenviron. Eng.* (2016)., 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001482, 06016003.
- [30] Zhu, S., Chen, C., Mao, F., & Cai, H. Application of disturbed state concept for load-transfer modeling of recoverable anchors in layer soils. *Computers and Geotechnics*, 137, 104292. (2021). <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2021.104292>
- [31] Huang, M., Jiang, S., Xu, C., & Xu, D. A new theoretical settlement model for large step-tapered hollow piles based on disturbed state concept theory. *Computers and Geotechnics*, 124, (2020). 103626. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2020.103626>
- [32] Yang, C., Carter, J. P., and Sheng, D. “Description of compression behaviour of structured soils and its application.” *Can. Geotech. J.*, 51(8), (2014). 921–933.
- [33] Yang, X., & S., D. C. Constitutive Modeling for Overconsolidated Clays Based on Disturbed State Concept. II: Validation. *International Journal of Geomechanics*, 19(9), (2019). 4019102. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GM.1943-5622.0001475](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0001475)
- [34] Xiao, Y., and C. Desai. “Constitutive modeling for over consolidated clays based on disturbed state concept. I: Theory.” *Int. J. Geomech.* 19 (9), (2019). 04019101. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GM.1943-5622.0001474](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0001474)
- [35] Farsijani A, Ouria A. “Constitutive Modeling the Stress-Strain and Failure Behavior of Structured Soils Based on HISS Model.” *IQBQ.* (2021); 21 (4) :231-250 URL: <http://mcej.modares.ac.ir/article-16-52042-fa>.
- disturbed state concept, CRC, Boca Raton, FL. (2001).
- [17] Desai, C. S., and Wang, Z. C. “Disturbed state model for porous saturated materials.” *Int. J. Geomech.*, 10.1061/(ASCE)1532-3641(2003)3:2(260), 260–264.
- [18] Desai, C. S. “Disturbed state concept as unified constitutive modeling approach.” *J. Rock Mech. Geotech. Eng.*, 8(3), (2016). 277–293
- [19] Geiser, F., Laloui, L., Vulliet, L., and Desai, C. S. “Disturbed state concept for constitutive modeling of partially saturated porous materials.” *Proc., 6th Int. Symp. on Numerical Models in Geomechanics*, CRC, Boca Raton, FL. (1997).
- [20] Ouria, A., Behboodi, M. “Compressibility of Cement Treated Soft Soils” *Journal of Civil and Environmental Engineering.* (47)1, (2017). pp1-9
- [21] Ouria, A., Desai, C. S., and Toufigh, V. “Disturbed state concept based solution for consolidation of plastic clays under cyclic loading.” *Int. J. Geomech.*, (2014). 10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000336, 04014039.
- [22] Desai, C. S. “Constitutive modeling of materials and contacts using the disturbed state concept: Part 1: Background and analysis.” *Comput. Struct.*, 146, (2015). 214e33.
- [23] Toufigh, V., Desai, C. S., Saadatmanesh, H., Toufigh, V., Ahmari, S., and Kabiri, E. “Constitutive modeling and testing of interface between backfill soil and fiber-reinforced polymer.” *Int. J. Geomech.*, (2014). 10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000298, 04014009.
- [24] Toufigh, V., Hosseinali, M., and Shirkorshidi, M. “Experimental study and constitutive modeling of polymer concrete’s behavior in compression.” *Constr. Build. Mater.*, 112, (2016). 183–190.
- [25] Mendoza, C., Farias, m.m.d., “ Critical State for Structured Soil” *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering* 12 (2020) 630e641
- [26] Coop, M. R., and Atkinson, J. H. “The mechanics of cemented carbonate sands.” *Geotechnique*, 43(1),

Materials”, JOURNAL OF GEOTECHNICAL AND GEOENVIRONMENTAL ENGINEERING.

- [38] Bagherieh, A. R., & Farsijani, A. “The effect of moisture content on the shear strength parameters of plastic fine soils. Modares Journal of Civil Engineering”, 14(3), (2014). 31–41. <http://mcej.modares.ac.ir/article-16-3446-fa.html>

html(in Persia)

- [36] Anagnostopoulos, A. G., Kalteziotis, N., Tsiambaos, G. K., and Kavvadas, M. “Geotechnical properties of the Corinth Canal marls.” *Geotech. Geol. Eng.*, 9(1), (1991). 1–26.
- [37] A. Varadarajan; K. G. Sharma; K. Venkatachalam; and A. K. Gupta.,” Testing and Modeling Two Rockfill

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم

A. Farsijani, A. Ouria, A Constitutive Model for Structured Soils Based on HISS Model and Disturbed State Concept, *Amirkabir J. Civil Eng.*, 54(7) (2022) 2661-2680.

DOI: 10.22060/ceej.2022.19589.7206



