مجله علمی – پژوهشی
مهندسی عمران مدرس
دوره بیست و سوم، شماره۱، سال۱۴۰۲

مدلسازی رفتار تراکم پذیری خاک‌های دارای ساختار با در نظر گرفتن آثار دستخوردگی در تعیین فشار پیش تحکیمی

احد اوریا[۱] *،علی فارسی جانی[۲]

۱- استاد گروه مهندسی عمران (ژئوتکنیک)، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه محقق اردبیل
۲- دانشجوی دکتری مهندسی عمران(ژئوتکنیک)، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه محقق اردبیلی

aouria@uma.ac.ir

تاریخ دریافت: ۱۴۰۰/۰۷/۲۶ تاریخ پذیرش: ۱۴۰۰/۰۹/۱۷

چکیده

رفتار تنش–نسبت، نسبت تخلخل خاک‌های دارای ساختار هم در مقیاس نیمه لگاریتمی و هم در مقیاس لگاریتمی کامل، غیرخطی است به گونه‌ای که امکان بیان رفتار این گونه خاک‌ها با یک خط در مقیاس لگاریتمی یا نیمه لگاریتمی امکان پذیر نیست. همچنین یکی از پارامترهای تعیین کننده در بیان رفتار خاک‌ها، تنش پیش تحکیمی می باشد. دستخورگی نمونه‌ها باعث می‌شود شکستگی نمودار تنش–نسبت، نسبت تخلخل در محل فشار پیش تحکیمی محو و تعیین دقیق فشار پیش تحکیمی از نمودارهای تنش–نسبت تخلخل مشکل شود. ازطرفی با توجه به تقعر منحنی تنش–نسبت، نسبت تخلخل خاک‌های دارای ساختار، روش‌های مرسوم برای تعیین فشار پیش تحکیمی این خاک‌ها کاربرد ندارند. در این تحقیق براساس نتایج آزمایشگاهی، مدلی برای تراکم‌پذیری و گسیختگی حجمی خاک‌های دارای ساختار ارائه شده که براساس تئوری حالت آشفتگی بوده و فقط از یک منحنی پیوسته برای بیان رفتار خاک هم درحالت پیش تحکیمی و هم در حالت عادی تحکیمی استفاده شده است. منحنی‌های تنش–نسبت، نسبت تخلخل خاک در سطح تنش بسیار پایین در شرایط پیش تحکیم یافته با ساختار به نسبت سالم و سطح تنش بسیار بالا در شرایط عادی تحکیمی بعد از تخریب کامل ساختار، به عنوان مجانب‌های مدل ارائه شده استفاده شده است. با استفاده از یک تابع حالت مشابه سیگموئید، انتقال رفتار خاک از حالت پیش تحکیمی به حالت عادی تحکیمی شبیه‌سازی شده است. تابع حالت ارائه شده براساس فشار پیش تحکیمی و شاخص دستنخورگی است که با تعیین آن، فشار پیش تحکیمی نیز به صورت تحلیلی مشخص می‌شود. مقایسه نتایج مدل ارائه شده با مدل‌های دیگر قابلیت‌های مدل ارائه شده را نشان می‌دهد.

واژگان کلیدی: مدل رفتاری، تراکم پذیری، خاک دارای ساختار، مفهوم حالات آشفتگی.

۱- مقدمه

خاک‌ها در شرایط عادی دارای ساختار هستند. منظور از ساختار در واقع پیوندهای بین دانه‌های جامد خاک می‌باشد که به دلیل عوامل مختلف طبیعی یا مصنوعی ایجاد می‌شود [1,2,3,4]. تفاوت رفتار تنش–نسبت تخلخل خاک‌ها در دو حالت دستنخورده طبیعی و دستخورده بازسازی شده، ناشی از ساختار خاک است. وجود ساختار باعث افزایش مقاومت خاک در برابر تغییر شکل

حجمی می‌شود، به گونه‌ای که در سطوح تنش برابر، خاک دارای ساختار، نسبت تخلخل بیشتری دارد. این نسبت تخلخل اضافی، توسط پیوندهایی که در بین دانه‌های جامد خاک دارای ساختار وجود دارد، حفظ می‌شود. ساختار خاک باعث افزایش مقاومت برشی خاک نیز می‌شود [5,6,7]. رفتار تراکم پذیری خاک‌های دارای ساختار قبل از گسیختگی اولیه حجمی، مشابه رفتار خاک‌های معمولی پیش تحکیم یافته است ولی شاخص تراکم پذیری آنها در این شرایط عدد بسیار کوچکی است که می‌تواند به صورت یک خط در مقیاس نیمه لگاریتمی بیان شود. افزایش سطح تنش از تنش مانند آغاز گسیختگی حجمی باعث تخریب ساختار خاک می‌شود که با تغییر شکل‌های حجمی بزرگی همراه است. رفتار تنش- نسبت تخلخل خاک‌های دارای ساختار، در مراحل آغاز گسیختگی ساختار غیرخطی است به گونه‌ای که حتی در مقیاس لگاریتمی کامل نیز نمی‌توان با یک خط مشخص رفتار آن را بیان کرد. با افزایش سطح تنش و تخریب کامل ساختار خاک، از شدت غیر خطی بودن رفتار تنش – نسبت نسبت تخلخل آن نیز کاسته می‌شود؛ به گونه‌ای که بعد از گسیختگی کامل ساختار می‌تواند با استفاد از منحنی خطی در مقیاس نیمه لگاریتمی بیان شود [8].

یکی از مهمترین پارامترهای موثر در تعیین رفتار خاک‌ها، فشار پیش تحکیمی است. در تمامی مدل‌هایی که برای بیان رفتار تنش- نسبت تخلخل خاک‌ها معرفی شده‌اند، فشار پیش تحکیمی به عنوان یک پارامتر بدیهی و مشخص در نظر گرفته شده است و برای تعیین آن از روش‌های معمول استفاده شده است. تعریف فشار پیش تحکیمی برای خاک‌های دارای ساختار متفاوت از تعریف آن برای خاک‌های بازسازی شده است. برای خاک‌های دارای ساختار، از واژه تنش مانند آستانه تسلیم بکر[1] [9] استفاده می‌شود. قبل از شروع گسیختگی حجمی ناشی از تخریب ساختار، تنش نظیر آستانه تسلیم بکر و فشار پیش تحکیمی یکسان هیتند. پس از شروع گسیختگی، با افزایش سطح تنش، فشار پیش تحکیمی نیز افزایش می‌یابد ولی تنش نظیر آستانه تسلیم بکر ثابت است. تنش نظیر آستانه تسلیم بکر از مشخصات ثابت خاک‌های دارای ساختار است. برای بارگذاری‌های افزایش یابنده، مفهوم تنش نظیر آستانه تسلیم بکر و تنش پیش تحکیمی یکسان است. پس در این متن منظور از تنش پیش تحکیمی، همان تنش نظیر آستانه گسیختگی بکر می باشد.

یکی از مشکلات اساسی در روش‌های مختلف تعیین مشخصات خاک‌ها در آزمایشگاه، دستخوردگی نمونه‌ها می‌باشد. دستخوردگی باعث می‌شود که رفتار خاک در آزمایشگاه متفاوت از رفتار واقعی آن در شرایط درجا باشد. منحنی تنش-نسبت تخلخل تمامی خاک‌های دارای ساختار، سیمانه شده و پیش تحکیم یافته دارای یک شکستگی در محل تنش پیش تحکیمی هستند؛ ولی دستخوردگی باعث می‌شود که محل شکستگی منحنی تنش- نسبت تخلخل محوتر شده و تعیین دقیق مقدار تنش پیش تحکیمی دشوار شود [10]. با توجه به تغییرات شدید حجم خاک‌های دارای ساختار در مراحل ابتدایی آغاز تخریب ساختار، تعیین دقیق مقدار فشار پیش تحکیمی بسیار مهم است.

مدل‌های مختلفی برای بیان رفتار تنش-نسبت تخلخل و مقاومت برشی خاک‌های دارای ساختار ارائه‌شده است [11, 19]. لی[2] و کارتر[3] مدلی برای بیان رفتار تنش-نسبت تخلخل خاک‌های دارای ساختار ارائه کرده‌اند که تغییرات نسبت تخلخل در اثر تخریب ساختار را به صورت یک تابع توانی مطابق رابطه (۱) در محاسبات اعمال می‌کند [13,14].

$$e = e_0 - c_c \ln(p) + \Delta e_i \left(\frac{p}{p_c}\right)^b \qquad (1)$$

که در آن e_0، c_c، p_c ، Δe_i و p به ترتیب نسبت تخلخل در تنش واحد، نشانه فشردگی، فشار پیش تحکیمی، اختلاف نسبت تخلخل بین خاک دارای ساختار و خاک بدون ساختار در فشار پیش تحکیمی وتنش موثر بوده و b پارامتر مربوط به روند تخریب ساختار می‌باشد.

اوریا و بهبودی [7] مدلی را بیان رفتار تنش- نسبت تخلخل و گسیختگی خاک‌های دارای ساختار ارائه کرده‌اند که براساس تئوری حالت آشفتگی، شیب منحنی تنش-نسبت تخلخل را در مقیاس لگاریتمی کامل و براساس شدت تخریب ساختار اصلاح

1. Threshold stress of virgin yielding
2. Liu
3. Carter

می‌کند. اوریا [9] نشان داد که درصورت استفاده از نشانه فشردگی متغییر، رابطه تنش–نسبت تخلخل خاک‌های دارای ساختار را می‌توان در مقیاس نیمه لگاریتمی نیز بیان کرد. معمارزاده و همکاران [3] رفتار تراکم‌پذیری خاک ریزدانه شیراز را در آزمایشگاه بررسی کرده و استفاده از مدل لی و کارتر را برای توصیف رفتار تحکیمی آن توسیه نموده‌اند. قره‌خانی و همکاران [4] رفتار خاک‌های ساختار یافته مصنوعی تثبیت شده با آهک را به صورت آزمایشگاهی بررسی نموده‌اند. در همه مدل‌های رفتاری که برای خاک‌های دارای ساختار ارائه شده، فشار پیش تحکیمی بعنوان یک پارامتر مستقل که معمولا با روش ترسیمی تعیین می‌شود، در نظر گرفته شده است.

در این تحقیق کل رفتار تنش –نسبت تخلخل خاک دارای ساختار با استفاده از یک منحنی پیوسته شبیه شده است. با استفاده از تئوری حالت آشفتگی، تغییر حالت خاک از پیش تحکیمی به عادی تحکیمی براساس یک تابع حالت تعریف شده است. منحنی‌های تنش –نسبت تخلخل خاک در سطح تنش بسیار پایین در شرایط پیش تحکیم یافته با ساختار به نسبت سالم و سطح تنش بسیار بالا در شرایط عادی تحکیمی بعد از تخریب کامل ساختار، به عنوان مجانب‌های مدل ارائه شده تعریف شده است. فشار پیش تحکیمی به عنوان یکی از پارامترهای تعیین کننده تابع حالت تعریف شده است که تغییر حالت خاک از پیش تحکیمی به عادی تحکیمی در تنش نظیر فشار پیش تحکیمی صورت می‌گیرد. برای اعمال اثر دستخورگی، که باعث محوتر شدن محل شکستگی منحنی تنش–نسبت تخلخل می‌شود، پارامتری به عنوان شاخص دست‌نخوردگی تعریف شده است که با افزایش آن تغییر رفتار خاک به صورت ناگهانی‌تر انجام می‌گیرد که بیانگر رفتار دست نخورده شکننده است. همچنین پارامتری بعنوان شاخص ساختار خاک تعریف شده است که برای خاک‌های بدون ساختار برابر یک است.

۲- روش‌های تعیین فشار پیش تحکیمی

روش‌های مختلفی برای تعیین فشار پیش تحکیمی ارائه شده است. معمول‌ترین روش تعیین فشار پیش تحکیمی؛ روش کاساگرانده است که در فضای نیمه لگاریتمی تنش–نسبت تخلخل از تقاطع امتداد خطی منحنی در قسمت عادی تحکیمی، با نیمساز زاویه متشکل از تقاطع خط افق با خط مماس بر منحنی در محل بیشترین انحنای منحنی تنش–نسبت تخلخل تعیین می‌شود [20]. پژوهشگرانی نیز محل تقاطع قسمت خطی منحنی تنش–نسبت تخلخل و خط مانند نسبت تخلخل درجا را به عنوان تنش پیش تحکیمی تعیین کرده‌اند [21]. همچنین محل تقاطع دو قسمت خطی اولیه و نهایی منحنی نشانه تخلخل[1] به عنوان محل فشار پیش تحکیمی توصیه شده است [22]. منحنی نشانه تخلخل در واقع از تقسیم اختلاف نسبت تخلخل در هر سطح تنش نسبت به تنش ۱۰۰ کیلوپاسکال بر نشانه فشردگی خاک تعیین می شود. پژوهشگر دیگری نیز دو و نیم برابر تنش در محل بیشترین انحنای منحنی تنش–نسبت نسبت تخلخل در فضای نیمه لگاریتمی را به عنوان فشار پیش تحکیمی پیشنهاد داده است[23]. پژوهشگری محل تقاطع خط مماس بر منحنی تنش–نسبت تخلخل در محل بیشترین مقدار نشانه فشردگی با امتداد قسمت پیش تحکیمی را به عنوان فشار پیش تحکیمی توصیه کرده است [24]. علاوه بر این روش‌ها، برخی از پژوهشگران تعیین فشار پیش تحکیمی را در فضای کامل لگاریتمی پیشنهاد داده‌اند. در یک تحقیق انجام شده، محل تقاطع دو قسمت خطی منحنی لگاریتم طبیعی حجم ویژه و لگاریتم طبیعی تنش موثر به عنوان فشار پیش تحکیمی معرفی شده است [25]. در تحقیق دیگری محل تقاطع قسمت‌های خطی ابتدایی و انتهایی منحنی تنش – حجم ویژه در فضای لگاریتم بر مبنای ۱۰ پیشنهاد شده است [26]. پژوهشگرانی نیز محل تقاطع دو قسمت خطی منحنی لگاریتم نسبت تخلخل و لگاریتم تنش را برای تعیین تنش پیش تحکیمی توصیه کرده‌اند [27]. همچنین محل تقاطع دو قسمت نمودار در فضای لگاریتم طبیعی حجم ویژه و لگاریتم تنش در مبنای ۱۰ را توصیه کرده‌اند [28]. پژوهشگر دیگری محل کمترین مدول ادئومتریک را محل تنش پیش تحکیمی تعریف کرده است [29]. پژوهشگرانی نیز استفاده از نمودارهای چگالی انرژی برحسب تنش را برای تعیین فشار پیش تحکیمی توصیه کرده‌اند

1. Void index

[30,31]. عمر و صدرکریمی[1] دقت روش‌های مختلف تعیین فشار پیش تحکیمی را به صورت آزمایشگاهی بررسی نمود [32].

به دلیل تقعر رو به بالای منحنی تنش–نسبت تخلخل خاک‌های دارای ساختار، عملا هیچ یک از روش‌های ارائه شده بغیر از روش بون[2] [24] برای تعیین فشار پیش تحکیمی در خاک‌های دارای ساختار قابل استفاده نیستند. از طرفی با توجه به شرایط آزمایش تحکیم و افزایش تصاعدی اضافه تنش‌ها، به ندرت محل شکست منحنی بر یکی از نقاط تنش اعمالی بر نمونه منطبق می‌شود. در شکل (۱) چنین حالتی نشان داده شده است. شکل (۱) نتایج یک سری آزمایش‌های تحکیم روی خاک دارای ساختار را نشان می‌دهد. با توجه به اینکه این نوع خاک‌ها عموماً دست نخورده هستند، تخمین اولیه برای فشار پیش تحکیمی آنها دقیق نیست.

شکل ۱. تعیین فشار پیش تحکیمی به روش بون[24]

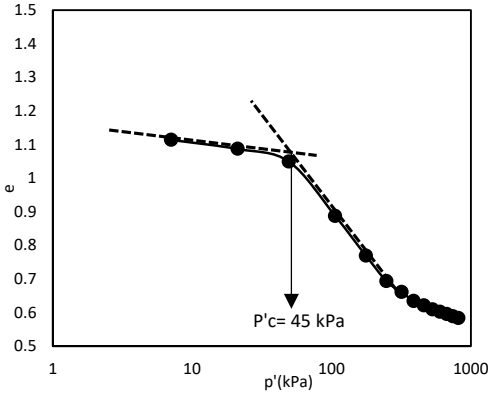


Fig. 1. Determination of P_c' by Boone method [24]

با توجه به شکل (۱) مشخص است که فشار پیش تحکیمی این نمونه در محدوده تنش ٤٥ تا ١٠٠ کیلوپاسکال است. به دلیل فاصله تنش‌ها، با استفاده از روش بون [24] مقدار تنش پیش تحکیمی حدود ٤٥ کیلوپاسکال تعیین می‌شود که حداقل مقدار ممکن است. در حالی که با توجه به ویژگی خاک‌های دارای ساختار، شیب اولیه منحنی تنش–نسبت نسبت تخلخل در ابتدای گسیختگی، بسیار بزرگتر بوده و به دلیل عدم وجود داده کافی، فشار پیش تحکیمی تعیین شده دقیق نیست. پس تعیین فشار پیش تحکیمی در خاک‌های دارای ساختار توجه ویژه‌ای لازم دارد.

۳- مفهوم حالت آشفتگی[3]

این مفهوم بر اساس این نظریه بنا شده است که واکنش یک جسم می‌تواند بر اساس برآیند واکنش‌های اجزای تشکیل دهنده آن بیان شود. به عبارتی دیگر، نیروها یا محرک‌های خارجی با ایجاد تغییراتی در اجزای اجسام، موجب تغییر حالت از یک شرایط تعادلی اولیه به یک حالت تعادلی جدید می‌شوند. گرچه ممکن است تعیین تأثیر نیروهای خارجی بر هر یک از اجزای جسم مشخص نباشد، ولی در بیشتر موارد پاسخ کلی جسم به محرک خارجی قابل مشاهده و اندازه‌گیری است. در صورتی که پاسخ جسم در برابر محرک خارجی در حالت‌های تعادل اولیه و نهایی مشخص و قابل اندازه گیری باشد، با استفاده از توابع مشخصی، می‌توان رفتار جسم را در هر حالتی بین دو حالت اولیه و نهایی به صورت تابعی از رفتارهای جسم در دو حالت اولیه و نهایی بیان نمود [33].

این مفهوم ابتدا برای شبیه‌سازی رفتار خاک توسعه داده شد [33, 34, 35, 36, 37]. سپس برای انواع دیگر مسائل ژئوتکنیک مانند تحکیم خاک‌های غیرالاستیک تحت بارگذاری متناوب [38]، رفتار تراکم‌پذیری و فروریزشی خاک‌های غیراشباع [39]، خاک‌های دارای ساختار [9, 40] نیز بکار بسته شد. در مفهوم حالت آشفته رفتار جسم تحت اثر رفتار اسکلت جامد و فضای خالی است. جسم دو بخش مرجع یا ترکیبی از آن دو تشکیل شده است. این دو بخش مرجع، شامل بخش پیوسته و سالم (RI) و بخش دیگر که ترک‌های ریز و توسعه یافته را تجربه می‌کند (FA)، است. در مفهوم حالت آشفته رفتار مصالح (Fi) به کمک یک تابع حالت یا تابع آشفتگی (D) بیان می شود. طبق رابطه (۲)، با استفاده از تابع حالت، رفتار مصالح در هر شرایطی با استفاده از رفتارهای آن مصالح در دو حالت مرجع (RI) و (FA) می‌شود[33].

$$F_i = (1-D)RI + DFA \qquad (2)$$

1. Umar and Sadrekarimi
2. Boone
3. Disturbed State Concept

مفهوم آشفتگی در شکل (۱) به صورت تصویری برای خاک دارای ساختار نشان داده شده است. همان‌گونه که در شکل (۱) نشان داده شده است. تا زمانی که سطح تنش کمتر از فشار پیش تحکیمی (تنش مانند آستانه تسلیم بکر) باشد، ساختار خاک سالم بوده و تغییر چندانی در آن صورت نگرفته است. در چنینی حالتی مقدار تابع آشفتکی است. با افزایش سطح تنش از فشار پیش تحکیمی، تخریب ساختار خاک شروع می‌شود. با ادامه روند افزایش سطح تنش، تخریب ساختار خاک نیز افزایش می‌یابد. با افزایش تخریب ساختار، مقدار آشفتگی نیز افزایش می‌یابد. حالت حدی نهایی زمانی رخ می‌دهد که ساختار خاک به صورت کامل از بین رفته و رفتار خاک مشابه خاک‌های بدون ساختار می‌شود. در چنین شرایطی مقدار تابع آشفتگی به سمت یک میل کرده است [9].

شکل ۲. بیان تصویری مفهوم آشفتگی براساس تئوری حالت آشفتگی

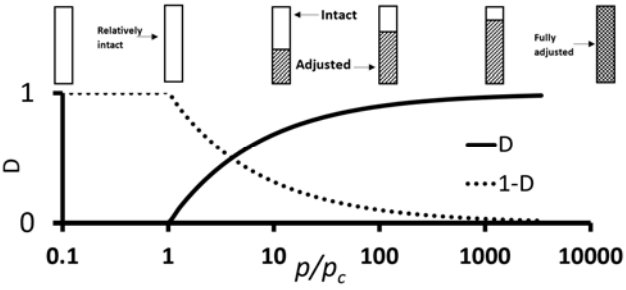


Fig. 2. Schematic representation of disturbance based on DSC

۴- تراکم پذیری خاک‌های دارای ساختار در چهارچوب DSC

با استفاده از تئوری مفهوم حالات بهم خوردگی، می‌توان رفتار خاک دارای ساختار را در دو حالت سالم با ساختار و کاملاً خرد شده بدون ساختار به عنوان دو حالت مبنا و مرجع در نظر گرفت. رفتار خاک در هر حالتی بین این دو حالت مرجع را می توان با استفاده از این تئوری تعیین کرد. به بیان ساده، شبیه سازی رفتار خاک با استفاده از این تئوری شامل یک مدل عمومی برای بیان رفتار کلی خاک، پارامترهای مدل عمومی در دو حالت اولیه کاملاً سالم دست‌نخورده و حالت نهایی کاملاً خرد شده و تابع حالت پیوسته‌ای که بتواند تغییرات پارامترهای مدل عمومی را در هر حالتی بین حالات اولیه و نهایی نشان دهد؛ است.

در شکل (۳) نمونه‌ای از رفتار تنش–نسبت تخلخل خاک‌های دارای ساختار نشان داده شده است.

شکل ۳. تراکم پذیری خاک‌های دارای ساختار در چهارچوب DSC

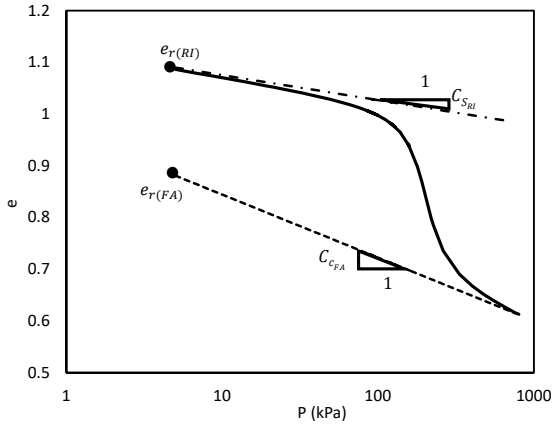


Fig. 3. Compressibility of structured soils within the DSC framework

همان‌گونه که در شکل (۳) مشاهده می شود، می‌توان رفتار خاک در حالت پیش تحکیمی قبل از شروع تخریب ساختار را به صورت یک خط در مقیاس نیمه لگاریتمی بیان کرد. همچنین پس از تخریب کامل ساختار خاک و ازبین رفتن مقاومت اضافی آن، رفتار تنش–نسبت تخلخل خاک دارای ساختار مشابه خاک‌های معمولی بوده و در این حالت نیز می‌توان از رابطه خطی در مقیاس نیمه لگاریتمی استفاده کرد. گرچه استفاده از رابطه نیمه لگاریتمی دارای ایراداتی است، ولی با استفاده از تئوری حالت آشفتگی و با تعریف مناسب حالت حدی نهایی می توان ایرادات مربوط به این مدل را مرتفع نمود [9]. در شرایط دست‌نخورده، محل شروع تخریب ساختار خاک به صورت واضح مشخص است ولی برای نمونه‌ای که نسبتاً دست خورده هست، محل تخریب منحنی و فشار پیش تحکیمی کاملاً واضح نیست. با توجه به شکل (۳)، نمودار تنش–نسبت تخلخل خاک دارای ساختار، در شرایط ساختار نسبتاً سالم و ساختار کاملاً تخریب شده از روابط زیر پیروی می‌کند.

$$\begin{cases} e_{OC} = e_{0_{RI}} - c_{S_{RI}} \ln(P') & p' < p_c' \\ e_{NC} = e_{0_{FA}} - c_{c_{FA}} \ln(P') & p' > p_c' \end{cases} \quad (3)$$

رابطه ۳ در واقع بیانگر دو حالت مرجع است. با استفاده از یک تابع حالت مناسب، می‌توان رفتار خاک را در بین دو حالت مرجع به این دو حالت نسبت داد. از دو روش مدلسازی ریاضی و نتایج تجربی و آزمایشگاهی می‌توان برای تعیین تابع حالت استفاده کرد. در این تحقیق از نتایج تجربی بر پایه مشاهدات آزمایشگاهی و بررسی خواص ریاضی توابع برای تعیین تابع حالت استفاده شده است.

در شرایط ایده آل با توجه به رابطه (۲)، فرم کلی تابع حالت باید به فرم شکل (٤) باشد که بتواند در شرایط تنش کمتر از فشار پیش تحکیمی به منحنی تنش–نسبت تخلخل حالت پیش تحکیمی و در شرایط نهایی عادی تحکیمی به منحنی تنش–نسبت نسبت تخلخل حالت عادی تحکیمی منطبق باشد.

شکل ٤. فرم کلی تابع حالت مورد نیاز

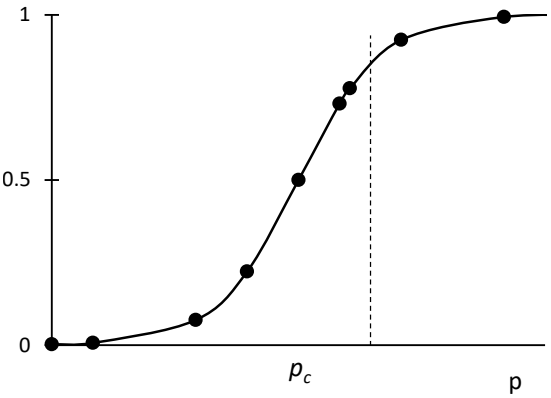


Fig. 4. General form Disturbance function

توابع مشابه شکل (٤) را اصطلاحاً توابع سیگموئید یا لوجستیک می گویند که در اقتصاد و آمار کاربرد فراوانی دارند و به فرم‌های مختلفی بیان می‌شوند[41].

استفاده از توابع سیگموئید در مقیاس نیمه لگاریتمی نیازمند ایجاد تغییراتی در فرم تابع است که در این تحقیق تابع ارئه شده در رابطه (٤) به عنوان تابع حالت در نظر گرفته شده است.

$$D = \left\{ \frac{1}{\pi}\left[\frac{\pi}{2} + tan^{-1}\left(\alpha ln\left(\frac{p}{p_c} \right) \right) \right] \right\}^{\beta} \qquad (4)$$

سه پارامتر p_c ، α و β تعیین کننده شکل تابع حالت پیشنهادی هستند. پارامتر p_c همان فشار پیش تحکیمی است که در همه مدل‌های مربوط به تنش–نسبت تخلخل استفاده شده است. دو پارامتر α و β، پارامترهای جدید مختص مدل ارائه شده می باشند. در شکل (۵) نمودار تابع حالت و تأثیر سه پارامتر آن بر شکل تابع حالت نشان داده شده است.

شکل ۵. نمودار تابع حالت مورد استفاده

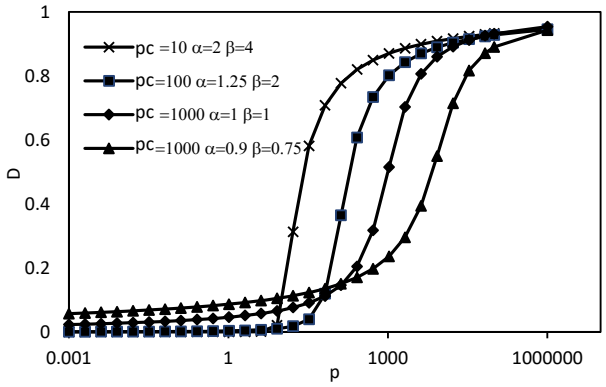


Fig. 5. Graphical representation of the disturbance function

همان‌گونه که در شکل (۵) مشاهده می شود، پارامتر P_c محل تغییر انحنای تابع حالت را نشان می دهد که در واقع نشان‌گر محل فشار پیش تحکیمی است. پارامتر α طول ناحیه تغییر انحنا را تعیین می‌کند، مقادیر بزرگ آن باعث افزایش شدت تغییرات شیب در محل فشار پیش تحکیم شده و محل تغییر شیب را متمایز می‌کند. پس پارامتر α نشان دهنده میزان دست‌نخورگی نمونه می‌باشد، پارامتر β نیز تغییرات ارتفاع تابع حالت در مجاورت فشار پیش تحکیمی را کنترل می‌کند، معرفی این پارامتر برای اعمال تغییرات شدید نسبت تخلخل در خاک‌های دارای ساختار در آغاز تخریب بوده است.

با جایگذاری روابط (۳ و ٤) در رابطه (۲)، رابطه اصلی برای مدل پیشنهادی به صورت رابطه (۵) است.

$$e = (1-D)e_{OC} + De_{NC} \qquad (5)$$

پارامترهای مدل ارائه شده از روی نمودار تنش–نسبت تخلخل خاک تعیین می‌شوند. پارامترهای $e_{0_{RI}}$ و $c_{S_{RI}}$ به ترتیب نسبت تخلل مبنا و شیب خط منطبق بر دو یا سه نقطه ابتدای بارگذاری می‌باشد. همچنین $e_{0_{FA}}$ و $c_{c_{FA}}$ به ترتیب نسبت تخلل مبنا و شیب خط منطبق بر دو یا سه نقطه انتهای بارگذاری است. منظور ازنسبت

تخلخل مبنا، مقدار نسبت تخلل در تنش واحد می‌باشد. سه پارامتر دیگر مدل ارائه شده از برازش رابطه (۵) بر کل داده‌های آزمایشگاهی تعیین می‌شوند.

۵- راستی‌آزمایی مدل پیشنهادی

۵-۱ بررسی قابلیت مدل ارائه شده برای تعیین فشار پیش-تحکیمی

یکی از مزیت‌های مدل پیشنهادی، اعمال همزمان دست‌خوردگی و فشار پیش تحکیمی در منحنی تنش-نسبت تخلخل خاک است. با توجه به اینکه مقدار واقعی تنش پیش تحکیمی برای خاک‌های دست‌نخورده مشخص نبوده و مقدار تعیین شده تابع روش مورد استفاده می‌باشد، پس برای درستی‌آزمایی قابلیت روش ارائه شده برای تعیین فشار پیش تحکیمی از داده‌های آزمایشگاهی ارائه شده در تحقیقات قبلی روی نمونه‌های پیش تحکیم یافته استفاده شده است. عمر و صدر کریمی [32] نمونه‌هایی از خاک بازسازی شده را تا حد مشخصی بارگذاری و سپس باربرداری کردند. با توجه به دست‌خوردگی کامل نمونه‌ها در ابتدای بارگذاری، حداکثر تنش اعمالی در سیکل اول مقدار واقعی فشار پیش تحکیمی بوده است. آنها سپس از روش‌های موجود، فشار پیش تحکیمی نمونه ها را تعیین نموده‌اند. در شکل (٦) نتایج آزمایش‌های انجام شده توسط عمر و صدرکریمی [32] روی نمونه‌هایی با تنش‌های پیش تحکیمی اعمال شده ۱۵۰ و ۳۸۵/۷ کیلوپاسکال نشان داده شده است.

شکل ٦. نمونه‌های خاک بررسی شده در پژوهش عمر و صدر کریمی[32]

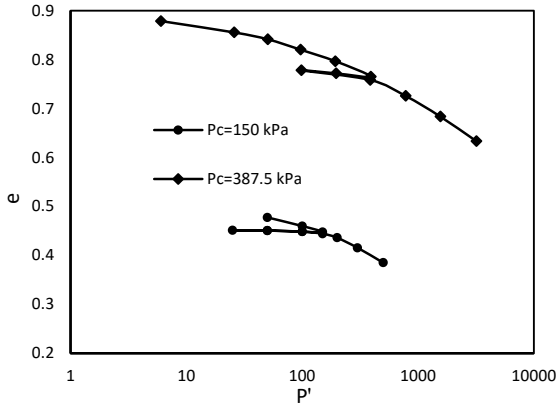


Fig. 6. Result of tests to Umar and Sadrekarimi [32]

عمر و صدر کریمی با استفاده از روش‌های موجود، مقادیر مختلفی را برای فشار پیش تحکیمی این نمونه‌ها بدست آورده و با نتایج واقعی مقایسه کرده‌اند [32]. مقادیر فشار پیش‌تحکمی این دو نمونه که از روش‌های مختلف تعیین شده‌اند، در جدول (۱) نشان داده شده است. همان‌گونه که در جدول (۱) مشاهده می‌شود، مقادیر فشار پیش‌تحکیمی که از روش‌های مختلف تعیین شده اند، اختلاف‌های قابل ملاحظه‌ای با یکدیگر داشته‌اند.

جدول۱. مقادیر p_c از روش های مختلف [32]

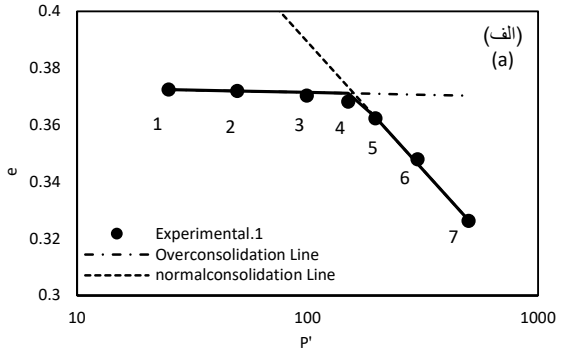
	Soil	p_c (kPa)					
	Applied [32]	Boone [24]	Burland [22]	Casagrande [20]	Jacobsen [23]	Pacheco [21]	
1	150	174	174	200	375	193	
2	387.5	436	436	518	964	461	

Table. 1. Pc values from different methods [32]

برای نشان دادن قابلیت مدل ارائه شده برای تعیین فشار پیش-تحکیمی، پارامترهای مدل برای این دو نمونه تعیین شده است. روند تعیین پارامترهای مدل پیشنهادی مطابق شکل‌های (۷ و ۸) بوده و نتایج در جدول شماره (۲) نشان داده شده است. شکل شماره (۷) داده‌های تنش-نسبت تخلخل مربوط به نمونه شماره (۱) با فشار پیش تحکیمی واقعی ۱۵۰ کیلوپاسکال و شکل شماره (۸) داده‌های مربوط به نمونه شماره (۲) با فشار پیش تحکیمی واقعی ۳۸۷/۵ کیلوپاسکال را در مسیر بارگذاری مجدد نشان می-دهند.

شکل ۷. بررسی نمونه Experimental.1 مرجع [32] به کمک مدل ارائه شده

الف: نسبت تخلخل-تنش، **ب، ج، د:** خطا در تعیین پارامترهای β,α,P'_c



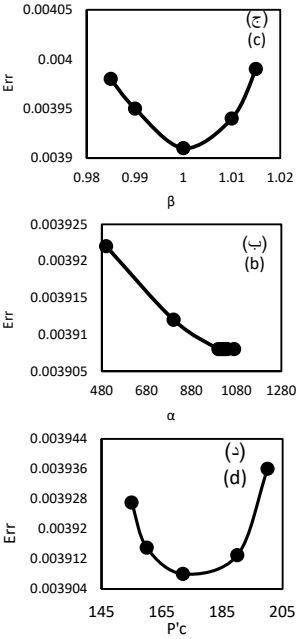


Fig. 7. Investigation of Experimental.1 sample using the presented model in this research [32], a: Compression Curve, b, c, and d: Errors in determining the parameters β, α, and P'c

برای تعیین پارامترهای مدل ارائه شده، ابتدا نشانه فشردگی مجدد ($C_{S_{RI}}$) و تخلل مبنا ($e_{0_{RI}}$) در ابتدای مسیر بارگذاری مجدد تعیین شده است. برای این منظور معادله خطوط عبوری از نقاط شماره (۱ و ۲) در نمودارهای تنش–نسبت تخلخل درمقیاس نیمه لگاریتمی تعیین شده است. این خطوط (در مقیاس نیمه لگاریتمی) در واقع نشانگر حالت‌های اولیه (RI) برای دو نمونه هستند. سپس معادله خطوط (درمقیاس نیمه لگاریتمی) عبوری از نقاط شماره (٦ و ۷)برای نمونه شماره (۱) و نقاط شماره (۵ و ٦) برای نمونه شماره (۲) تعیین شده است. شیب این خطوط، بیانگر نشانه فشردگی ($C_{c_{FA}}$) و عرض از مبداء آنها بیانگر تخلخل مبنا ($e_{0_{FA}}$) برای خاک‌ها در شرایط نهایی (FA) است. مقادیر فشار پیش تحکیمی و پارامترهای α و β با حداقل کردن خطای کل داده‌ها در رابطه (۵) تعیین شده است. تابع خطا مطابق رابطه (٦) به صورت مقیاس شده در نظر گرفته شده است. در این تابع علاوه بر اینکه مجموع قدرمطلق خطاهای مربوط به تمامی داده‌ها مد نظر بوده، مقدار بیشتین اختلاف داده‌های آزمایشگاهی با مقدار تخمین زده شده با مدل نیز درنظر گرفته شده است.

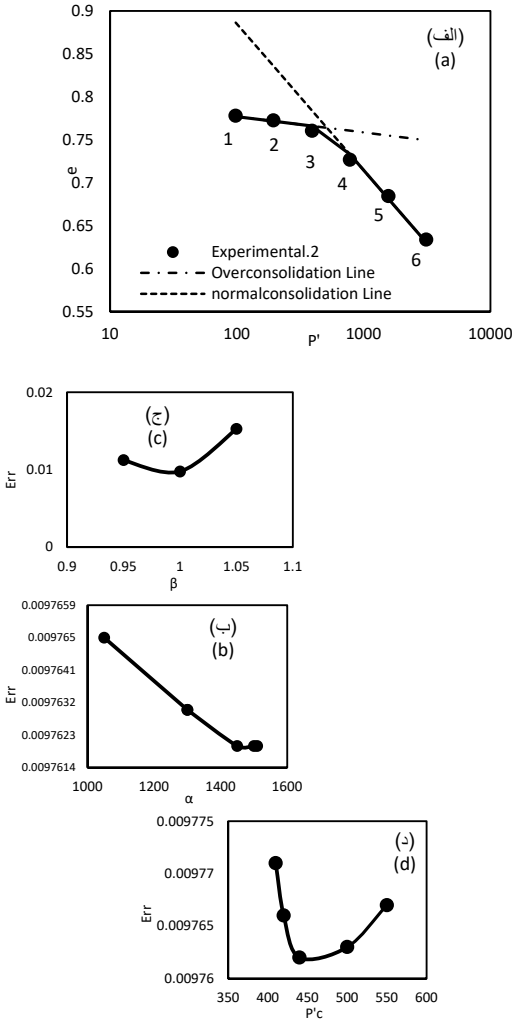
$$\begin{cases} Err = \dfrac{\sum_{i=1}^{i=n}\left(\left|e_{experimental} - e_{model}\right|\right)}{n} + \max_{i=1\approx i=n}\left(\left|e_{experimental} - e_{model}\right|\right) \\ Err = Err_{avrage} + Err_{\max} \end{cases} \quad (6)$$

در رابطه ٦، n تعداد نقاط بارگذاری در هر از آزمایش بوده، $e_{experimental}$ و e_{model} به ترتیب مقادیر نسبت تخلخل آزمایشگاهی و نسبت تخلخل بدست آمده از مدل، برای هر نقطه است.

شکل ۸ بررسی نمونه Experimental.2 مرجع [32] به کمک مدل ارائه شده

الف: دستگاه مختصات نسبت تخلخل–تنش

ب: خطا در تعیین پارامتر β,α,P'_c



A: Compression Curve of Experimental.1

B: Error in determining the parameters β, α, and P'c

Fig. 8. Investigation of Experimental.2 sample using the presented model in this research [32]

جدول ۲. پارامترهای مدل ارائه شده برای خاک های مرجع [32]

Samlpe	α	β	Pc	$e_{0_{RI}}$	$e_{0_{FA}}$	$c_{S_{RI}}$	$c_{c_{FA}}$
Experimental.1	1000	1	172	0.3747	0.5688	0.0007	0.039
Experimental.2	1350	1	430	0.8138	1.2258	0.008	0.074

Table. 2. Parameters of presented model for soils of reference [32]

در فرآیند بهینه‌سازی عددی، انتخاب مقادیر اولیه پارامترها تاثیر زیادی در سرعت انجام محاسبات خواهد داشت. انتخاب مقدار اولیه برای فشار پیش‌تحکیمی می‌تواند به صورت بصری و از روی محل شکستگی نمودار تنش–نسبت تخلخل صورت گیرد. با توجه به شکل (۷) فشار پیش تحکیمی نمونه شماره (۱) در حدود نقطه شماره (٤) قرار دارد. همچنین با توجه به شکل (۸)، فشار پیش تحکیمی نمونه شماره (۲) بین نقاط شماره (۳ و ٤) قرار دارد. با توجه به اینکه این دو نمونه مورد بررسی دارای ساختار نبوده‌اند، مقدار پارامتر β عددی نزدیک ۱ خواهد بود. در شکل‌های (۷ و ۸ ب، ج و د) تغییرات تابع خطا نسبت به پارامترهای α، β و p_c نشان داده شده است. نقاط نظیر خط‌های حداقل، نشان دهنده مقادیر بهینه پارامترهای مدل ارائه شده برای این دو نمونه خاک هستند. همان‌گونه که در شکل‌های (۷ و ۸) مشاهده می‌شود، پارامترهای α و p_c دارای مقادیر یکتا بوده و پارامتر β نیز دارای حد مشخصی است. همچنین مقدار تعیین شده برای پارامتر α در هر دو نمونه برابر ۱ بوده است که نشانگر عدم وجود ساختار در این نمونه‌ها است. فشار پیش تحکیمی تعیین شده برای نمونه شماره یک و دو به ترتیب برابر ۱۷۲ و ٤۳۰ کیلوپاسکال بوده است که در مقایسه با مقادیر تعیین شده با روش‌های مختلف جدول (۱) نزدیکترین ارقام به مقادیر واقعی هستند.

۲-۵ بررسی مدل با داده‌های آزمایشگاهی پژوهشگران دیگر

از مدل ارائه شده برای شبیه‌سازی رفتار چهار نوع خاک ریزدانه دارای ساختار شامل رس ماتاگامی[1][42]، رس لدا[2] [43]، رس خلیج اوساکا[3] [44] و رس شیراز استفاده شده است [3]. برای مقایسه بهتر، نتایج شبیه‌سازی رفتار این نمونه‌ها با استفاده از مدل کارتر و لی [13, 14] نیز در این نمودارها نشان داده شده است.

مقادیر مربوط به خطای مقیاس شده برای مدل ارائه شده و مدل لی و کارتر [13, 14] نیز در شکل‌ها نشان داده شده است. پارامترهای مدل ارائه شده نیز در جدول (۳) نشان داده شده است.

در جدول (۳) p_c و p_c^* به ترتیب فشار پیش تحکیمی تعیین شده با مدل ارائه شده در این تحقیق و فشار پیش تحکیمی ارائه شده در مرجع مربوطه است.

شکل ۹. بررسی آزمایش تراکمی با مدل ارائه شده برای خاک ماتاگامی[42]

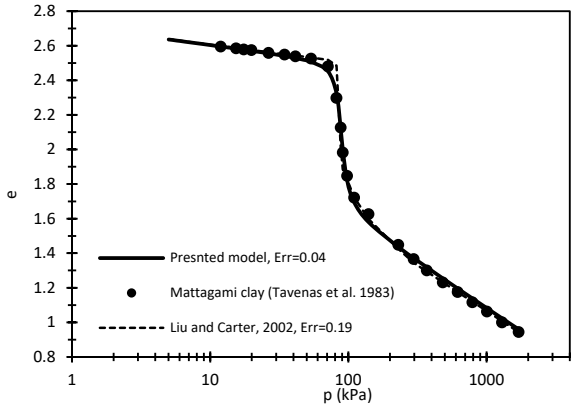


Fig. 9. Compression tests on Mattagami clay simulated by the presented model [42]

شکل ۱۰. بررسی آزمایش تراکمی با مدل ارائه شده برای خاک لدا[43]

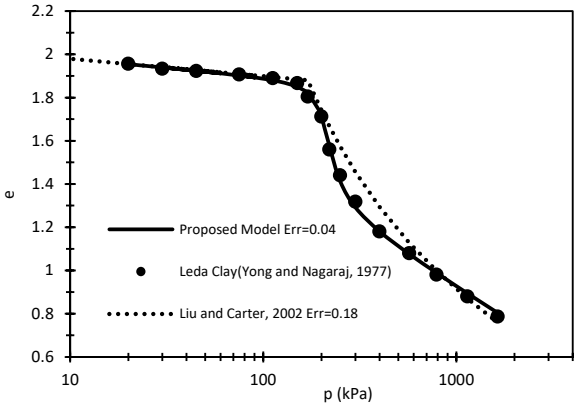


Fig. 10. Compression tests on, Leda clay simulated by the presented model [43]

شکل ۱۱. بررسی آزمایش تراکمی با مدل ارائه شده برای خاک اوساکابای[44]

1. Mattagami clay
2. Leda clay
3. Osaka Bay

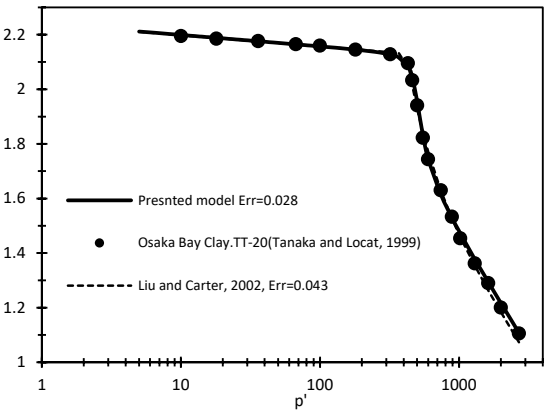


Fig. 11. Compression tests on Osaka Bay clay simulated by the presented model [44]

شکل ۱۲. بررسی آزمایش تراکمی با مدل ارائه شده برای رس شیراز [3]

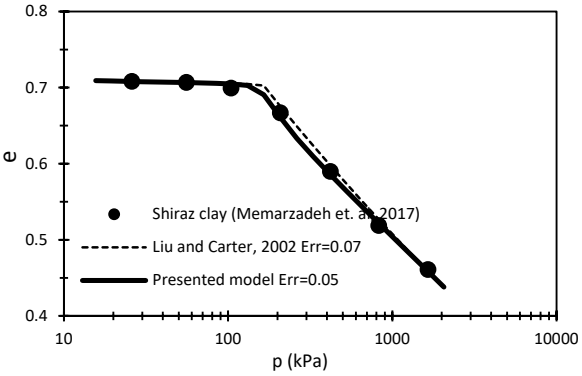


Fig. 12. Compression tests on, Shiraz clay simulated by the presented model [X]

جدول ۳. پارامترهای مدل ارائه شده برای نمونه‌های مطالعه شده در مراجع[42,43,44,3]

Ref	α	β	p_c	p_c^*	$e_{0_{RI}}$	$e_{0_{FA}}$	$c_{S_{RI}}$	$c_{c_{FA}}$
Mattagami clay	12	1.2	88	71	2.71	2.641	0.045	0.228
Leda clay	7	1.3	213	169	2.0601	2.557	0.036	0.24
Osaka Bay clay	7.5	1.5	496	440	2.2397	3.85	0.018	0.352
Shiraz clay	4.6	2	165	165	0.7145	1.11	0.09	0.002

Table. 3. Parameters of presented model for reference soils [42,43,44,3]

بررسی نمودارهای ارائه شده در شکل‌های (۹ تا ۱۲) نشان می‌دهد که اختلاف نتایج مدل ارائه شده با نتایج آزمایشگاهی به مراتب کمتر از نتایج مدل لی و کارتر می‌باشد؛ ولی همان‌گونه که در شکل (۱۰) مشاهده می‌شود، نتایج مدل لی و کارتر اختلاف قابل ملاحظه‌ای با نتایج آزمایشگاهی و مدل ارائه شده داشته است.

لازم به ذکر است که پارامترهای مدل لی و کارتر برای رس لدا از مراجع [13,14] اقتباس شده است.

مقادیر فشار پیش تحکیمی تعیین شده با مدل ارائه شده کمی بیشتر از فشار پیش تحکیمی گزارش شده در مراجع مربوطه است. دلیل این اختلاف به وجود دست‌خوردگی در نمونه‌ها مربوط می‌باشد. گرچه نمونه‌های مورد بررسی به صورت دست‌نخورده گزارش شده‌اند، ولی کاملا واضح است که دست‌نخورده بودن نمونه‌ها امری نسبی بوده و امکان اخذ نمونه‌های کاملا دست‌نخورده عملا وجود ندارد.

۶- راستی آزمایی مدل ارائه شده با داده‌های آزمایش‌های انجام شده در این پژوهش

برای تهیه نمونه‌های مصنوعی ساختار یافته با تراکم‌پذیری بالا از ترکیب، ماسه ریز رد شده الک شماره ٤٠، رس، سیلت، سیمان و فوم منقبض شونده پلی‌یورتان استفاده شده است. خاک مخلوط از ترکیب ماسه و ریزدانه با نسبت ۳ به ۷ بدست آمده است. نمونه‌های ساختار یافته متخلخل با اضافه کردن حدود دو درصد سیمان به خاک در رطوبتی بیشتر از رطوبت مانند حد روانی تا حدود دوبرابر آن همراه با فوم پلی یورتان ساخته شد. بعد از عمل‌آوری اولیه به مدت یک تا شش ساعت، کلیه نمونه‌ها در حرارت بالای ۱۱۰ درجه سانتی‌گراد قرار داده شده تا از تکمیل هیدراتاسیون و ایجاد مقاومت بیش از حد در نمونه‌ها جلوگیری شود. حرارت زیاد باعث می‌شود تا فوم پلی یورتان منقبض شده و حفره‌های خالی در داخل نمونه ایجاد شود. مدرو و همکارن نیز چنین روشی برای شبیه‌سازی خاک دارای ساختار توصیه کرده‌اند [45]. جزئیات بیشتر برای تهیه نمونه‌های مصنوعی خاک دارای ساختار در مراجع این بیان شده است [7, 19, 45].

نسبت تخلخل اولیه نمونه حدود ۱/۰۸ تا ۱/۸٤ بوده است. چگالی نسبی دانه‌های جامد خاک $G_S = 2.67$ بوده است. تفاوت نمونه‌ها در رطوبت اولیه و نیز مدت زمان عمل آوری بوده است. در شکل ۱۳ تصویری از نمونه های متخلخل تهیه شده در آزمایشگاه نشان داده شده است.

شکل ۱۳. نمونه‌های مصنوعی متخلخل دارای ساختار تهیه شده در آزمایشگاه

Fig. 13. Artificially structured specimens prepared in the laboratory

در شکل‌های ١٤ الی ٢١ نتایج آزمایش‌های انجام شده به همراه شبیه‌سازی‌های انجام شده توسط مدل ارائه شده نشان داده شده است. پارمترهای مدل ارائه شده برای نمونه آزمایشگاهی نیز در جدول (٤) ارائه شده است.

شکل ١٤. آزمایش تراکمی و مدل ارائه شده برای Sample1

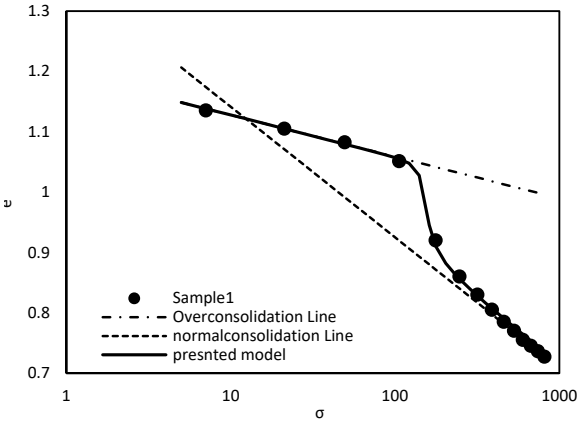


Fig. 14. Results of Compression test on Sample1 and simulations by the presented model

شکل ١٥. آزمایش تراکمی و مدل ارائه شده برای Sample2

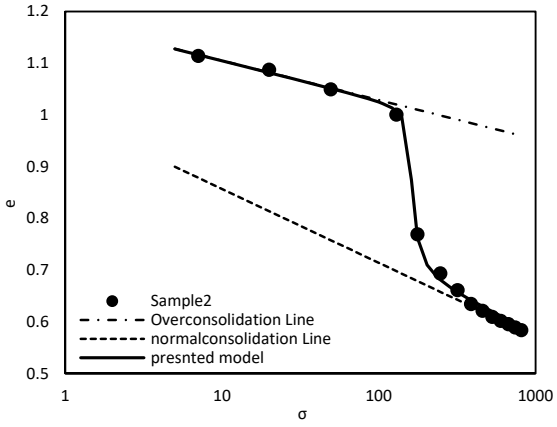


Fig. 15. Results of Compression test on Sample2 and simulations by the presented model

شکل ١٦. آزمایش تراکمی و مدل ارائه شده برای Sample3

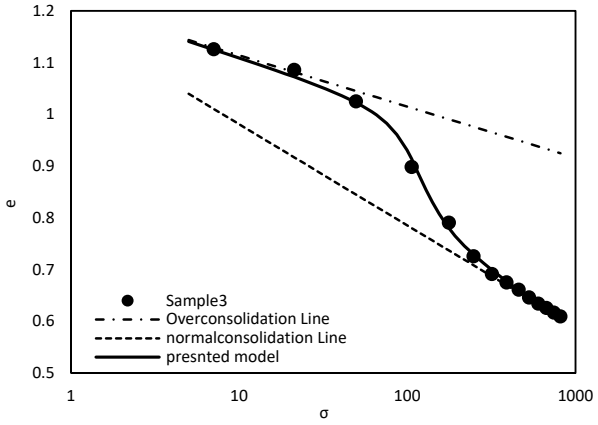


Fig. 16. Results of Compression test on Sample3 and simulations by the presented model

شکل ١٧. آزمایش تراکمی و مدل ارائه شده برای Sample4

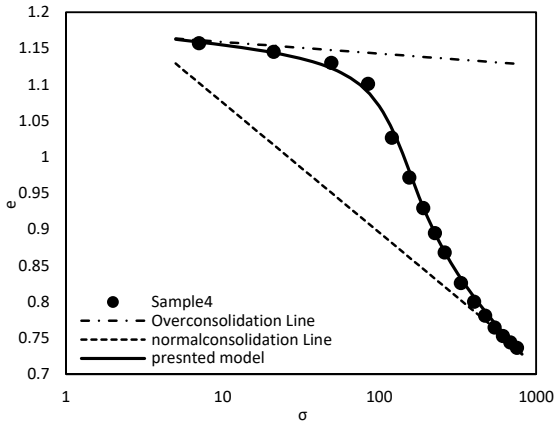


Fig. 17. Results of Compression test on Sample4 and simulations by the presented model

شکل ١٨. آزمایش تراکمی و مدل ارائه شده برای Sample5

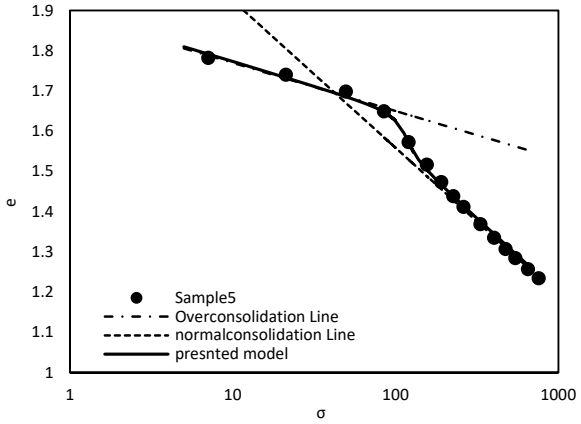


Fig. 18. Results of Compression test on Sample5 and simulations by the presented model

شکل ۱۹. آزمایش تراکمی و مدل ارائه شده برای Sample6

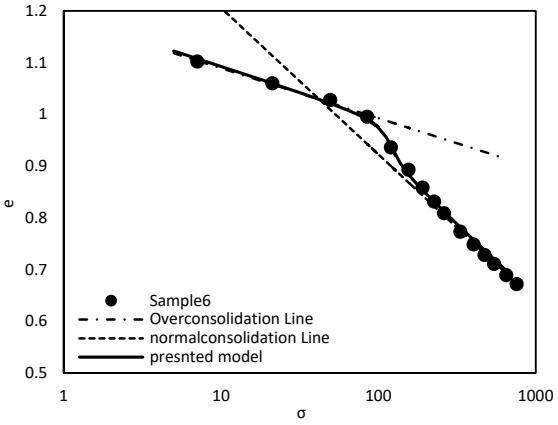


Fig. 19. Results of Compression test on Sample6 and simulations by the presented model

شکل ۲۰. آزمایش تراکمی و مدل ارائه شده برای Sample7

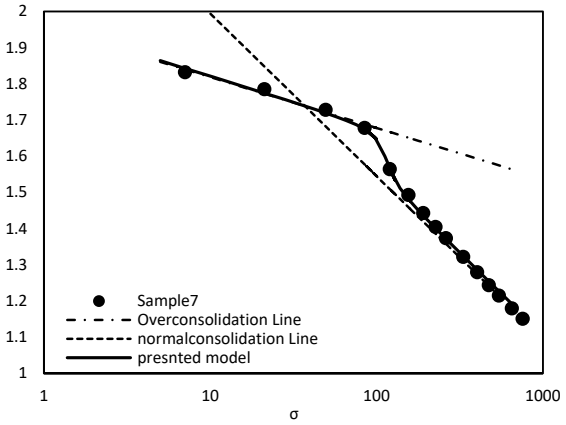


Fig. 20. Results of Compression test on Sample7 and simulations by the presented model

شکل ۲۱. آزمایش تراکمی و مدل ارائه شده برای Sample8

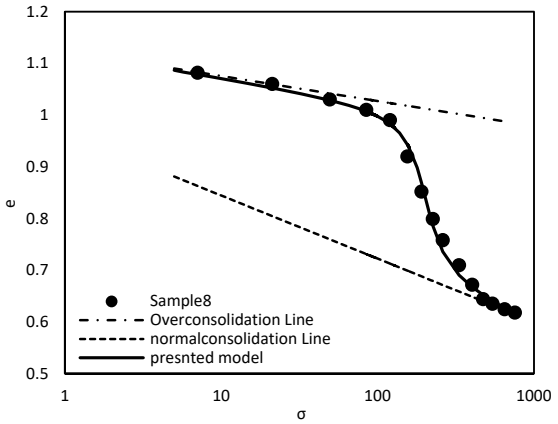


Fig. 21. Results of Compression test on Sample8 and simulations by the presented model

با توجه به شکل‌های (۱٤ تا ۲۰) مشاهده می‌شود که رفتار خاک‌های دارای ساختار با دقت مطلوبی توسط مدل ارائه شده پیش بینی شده است. در جدول (٤) مقدار خطا و پارامترهای مدل ارائه شده در مقایسه با نتایج آزمایشگاهی ارائه شده است. در جدول (٤) مقدار P'c1 و P'c2 به ترتیب بیانگر تنش پیش تحکیمی حاصل از مدل ارائه شده در این تحقیق و تعیین شده در تحقیقات قبلی آزمایشگاهی است.

جدول ٤. پارامترهای مدل ارائه شده برای نمونه‌های خاک آزمایش شده

NO	α	β	Pc	$e_{0_{RI}}$	$e_{0_{FA}}$	$C_{S_{RI}}$	$C_{C_{FA}}$	Err
Sample1	12	1.6	150	1.196	1.358	0.03	0.094	0.01
Sample2	15	1.4	160	1.180	0.999	0.033	0.062	0.03
Sample3	3	1.06	116	1.213	1.176	0.043	0.085	0.02
Sample4	2	1.1	145	1.175	1.254	0.007	0.078	0.02
Sample5	8	0.92	115	1.889	2.290	0.052	0.159	0.01
Sample6	7	0.89	120	1.186	1.489	0.042	0.123	0.01
Sample7	9	0.99	113	1.959	2.443	0.061	0.195	0.01
Sample8	4.3	1.05	200	1.123	0.966	0.021	0.053	0.03

Table. 4. Parameters of presented model for tested soil samples

با بررسی نتایج شبیه سازی شده برای آزمایش‌های انجام شده مشخص می‌شود که مدل ارائه شده قابلیت مناسبی برای تخمین دقیقتر رفتار تنش–نسبت تخلل خاک‌های دارای ساختار دارد.

یکی از مزیت‌های مهم مدل ارائه شده نسبت به بقیه مدل‌ها، تاثیر تمامی داده‌های نمودار تنش–نسبت تخلخل در پارامترهای مدل است. در تمامی مدل‌های موجود، داده‌های دو قسمت قبل از شروع تخریب ساختار و بعد از شروع تخریب ساختار (قبل و بعد از تسلیم) به صورت مجزا و مستقل از هم بررسی می‌شود. ولی در مدل ارائه شده تمامی داده‌ها در تمامی پارامترهای مدل تاثیرگذار است. همچنین یک مزیت دیگر مدل ارائه شده، پیوستگی و تک قانون بودن آن است. در تمامی مدل‌هایی که برای شبیه‌سازی رفتار تنش–نسبت تخلل خاک‌ها ارائه شده، دو رابطه مجزا برای قسمت‌های پیش تحکیم یافته و عادی تحکیم یافته وجود داشته و یک ناپیوستگی در محل فشار پیش تحکیمی وجود دارد.

مدل ارائه شده و تمامی بررسی‌های انجام شده در این تحقیق فقط مربوط به بارگذاری‌های افزایش بوده است. با توجه به وجود یک حلقه پسماند در مجاورت فشار پیش تحکیمی در سیکل‌های بارگذاری، باربرداری و بارگذاری مجدد، در صورت استفاده از مدل ارائه شده در چنین شرایطی، تعیین پارامترها مدل برای هر چرخه بارگذاری ضروری می باشد.

۷- نتیجه‌گیری

در این تحقیق مدلی برای تراکم‌پذیری و گسیختگی حجمی خاک‌های دارای ساختار ارائه شده که براساس تئوری حالت آشفتگی بوده و فقط از یک منحنی پیوسته در مقیاس نیمه لگاریتمی برای بیان رفتار خاک هم درحالت پیش تحکیمی و هم در حالت عادی تحکیمی استفاده می‌کند. براساس تئوری حالت آشفتگی، رفتار خاک در دو حالت اولیه بکر دارای ساختار سالم و نهایی بدون ساختار که ساختار آن در اثر شدت تنش تخریب شده به عنوان دو حالت مرجع اولیه و نهایی درنظر گرفته شد. رفتار خاک در هر شرایط دلخواه بین دو حالت مرجع با استفاده از یک تابع آشفتگی به رفتارهای خاک در این دو شرایط مرجع ارتباط داده شد. قانون تابع آشفتگی براساس خواص ریاضی توابع و نیز مشاهدات آزمایشگاهی تعیین شد. در مدل ارائه شده علاوه بر پارامترهای موردنیاز برای بیان رفتار خاک با ساختار سالم و ساختار کاملا تخریب شده و فشار پیش تحکیمی، دو پارامتر مربوط به دست‌نخوردگی نمونه و مقاومت ساختار نیز تعریف شده است. قابلیت‌های مدل ارائه شده براساس نتایج داده‌های منتشر شده در تحقیقات قبلی و نیز یک سری آزمایش مورد بررسی قرار گرفت. درستی‌آزمایی و بررسی نتایج مدل ارائه شده دقت و قابلیت آن را نشان داد. در مدل ارائه شده، فشار پیش تحکیمی به عنوان یک پارامتر مدل بوده و باید از برازش داده‌های آزمایشگاهی بر رابطه اصلی مدل و حداقل نمودن اختلاف داده‌های آزمایشگاهی با تخمین‌های مدل تعیین شود. گرچه این روش در مقایسه با روش‌های ترسیمی مرسوم نیازمند محاسبات بیشتری است، ولی بررسی‌های انجام شده در این تحقیق نشان داد که فشار پیش تحکیمی بدست آمده از این روش به مقادیر واقعی نزدیکتر بوده است. از مزیت‌های مدل ارائه شده می‌توان به پیوستگی، تک ظابطه بودن و نیز تاثیر هم‌زمان تمامی داده‌ها در تعیین پارامترهای مدل اشاره کرد. مدل ارائه شده علاوه بر خاک‌های دارای ساختار، برای خاک‌های معمولی نیز قابل استفاده است.

۸- مراجع

[1] Mitchell JK, Soga K,(2005). ”Fundamentals of soil behavior”, John Wiley & Sons, US, pp 325-350.

[2] Bagherieh, A. R., Farpour, R., Farsijani, A. (2017). The collapse and creep beheviour of kaolin with double porosity structure. Modares Journal of Civil Engineering, 16(20), 11–20. http://mcej.modares.ac.ir/article-16-10663-fa.html

[3] Memarzadeh, I., Lashkari, A. & Shourijeh, P.T. Consolidation Behavior of Structured Clayey Soils: A Case Study on Shiraz Fine Alluvial Strata. Int J Civ Eng 16, 1435–1444 (2018). https://doi.org/10.1007/s40999-017-0163-1

[4] Garakani, A. A., Haeri, M., Desai, C. S., Ghafouri , M. H. S., (2019) Testing and Constitutive Modeling of Lime-Stabilized Collapsible Loess. II: Modeling and Validations, Int. J. Geomechanics, 19(4) 10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0001386

[5] Ouria, A., Karamzadegan, S., Emami, S., “Interface properties of a cement coated geocomposite”, Construction and Building Materials, Volume 266, Part B, 2021, 121014. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.121014

[6] Sangrey, D. A. (1972). “Naturally cemented sensitive soils.” G_eotechnique,22(1), 139–152.

[7] Ouria, A., & Behboodi, T. (2017). Compressibility of Cement Treated Soft Soils. Journal of Civil and Environmental Engineering, 47.1(86), 1–9. https://ceej.tabrizu.ac.ir/article_6273.html

[8] Chowdhury B, Haque A, Muhunthan B, (2014). “New pressure-void ratio relationship for structured soils in the virgin compression range”, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 140 (8), 06014009.

[9] Ouria, A. (2017). “Disturbed state concept-based constitutive model for structured soils.” International Journal of Geomechanics, 17(7) Doi:10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000883.

[10] Shogaki, T., and Kaneko, M. (1994), Effects of Sample Disturbance on Strength and Consolidation Parameters of Soft Clay, Soils and Foundations, 34(3) 1-10.
[11] Rouainia, M., and Muir Wood, D. (2000). "A kinematic hardening constitutive model for natural clays with loss of structure." Geotechnique, 50(2), 153–164
[12] Yang, C., Liu, X., Yang, C., and Carter, J. P. (2015). "Constitutive modelling of Otaniemi soft clay in both natural and reconstituted states." Comput. Geotech, , 70, 83–95.
[13] Liu, M. D., and Carter, J. P. (2000a). "Modelling the destructuring of soils during virgin compression." Geotechnique, 50(4), 479–483.
[14] Liu, M. D., Carter, J. P., and Desai, C. S. (2003). "Modeling compression behavior of structured geomaterials." Int. J. Geomech., 10.1061 /(ASCE)1532-3641(2003)3:2(191), 191–204
[15] Horpibulsuk, S., Suddeepong, A., Chinkulkijniwat, A., and Liu, M. D. (2012). "Strength and compressibility of lightweight cemented clays." Appl. Clay Sci., 69, 11–21.
[16] Horpibulsuk, S., Rachan, R., Suddeepong, A., Liu, M. D., and Du, Y. J. (2013). "Compressibility of lightweight cemented clays." Eng. Geol., 159, 59–66.
[17] Zhu, E. Y., and Yao, Y. P. (2015). "Structured UH model for clays."Transp. Geotech., 3, 68–79.
[18] Lagioia, R., and Nova, R. (1995). "An experimental and theoretical study of the behaviour of a calcarenite in triaxial compression." Geotechnique, 45(4), 633–648
[19] Ouria, A., Ranjbarnia, M., and Vaezipour, D. (2018). "A Failure Criterion for Weak Cemented Soils." Journal of Civil and Environmental Engineering, 48.3(92), 13–21.
[20] Casagrande, A. 1936. Determination of preconsolidation load and its practical significance. In Proceedings of the First International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Cambridge, Mass., 22–26 June 1936.pp. 60–64.
[21] Pacheco Silva, F. 1970. A new graphical construction for determination of the pre-consolidation stress of a soil sample. In Proceedings of the 4th Brazilian Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, Brazil. pp. 225–232.
[22] Burland, J.B. 1990. On the compressibility and shear strength of natural clays. Géotechnique, 40(3): 329–378. doi:10.1680/geot.1990.40.3.329
[23] Jacobsen, H.M. 1992. Bestemmelse af forbelastningstryk I laboratoriet. NordiskeGeotecknikermde NGM-92, Aalborg, 28–30 May 1992. pp. 455–460
[24] Boone, S.J. 2010. A critical reappraisal of "preconsolidation pressure" interpretations using the oedometer test. Canadian Geotechnical Journal, 47(3): 281–296. doi:10.1139/T09-093.
[25] Butterfield, R. 1979. A natural compression law for soils (an advance on e-logp). Géotechnique, 29(4): 469–480. doi:10.1680/geot.1979.29.4.469.
[26] Oikawa, H. 1987. Compression curve of soft soils. Soils and Foundations, 27(3):99–104. doi:10.3208/sandf1972.27.3_99.
[27] Jose, B.T., Sridharan, A., and Abraham, B.M. 1989. Log-log method for determination of preconsolidation pressure. Geotechnical Testing Journal, 12(3): 230–237. doi:10.1520/GTJ10974J
[28] Onitsuka, K., Hong, Z., Hara, Y., and Yoshitake, S. 1995. Interpretation of oedometer test data for natural clays. Soils and Foundations, 35(3): 61–70. doi:10. 3208/sandf.35.61.
[29] Bjerrum, L. 1967. Engineering geology of Norwegian normally-consolidatedmarine clays as related to settlements of buildings. Géotechnique, 17(2): 83–118. doi:10.1680/geot.1967.17.2.83.
[30] Becker, D.E., Crooks, J.H.A., Been, K., and Jefferies, M.G. 1987. Work as a criterion for determining in situ and yield stresses in clays. Canadian Geotechnical Journal, 24(4): 549–564. doi:10.1139/t87-070.
[31] Wang, L.B., and Frost, J.D. 2004. Dissipated strain energy method for determining preconsolidation pressure. Canadian Geotechnical Journal, 41(4): 760–768. doi:10.1139/t04-013.
[32] Umar, M., & Sadrekarimi, A. (2016). Accuracy of determining pre-consolidation pressure from laboratory tests. Canadian Geotechnical Journal, 54(3), 441–450. https://doi.org/10.1139/cgj-2016-0203
[33] Desai, C. S. (2001). Mechanics of materials and interfaces: The disturbed state concept, CRC, Boca Raton, FL.
[34] Desai, C. S., and Toth, J. (1996). "Disturbed state constitutive modeling based on stress-strain

and non-destructive behavior." Int. J. Solids Struct., 33(11), 1619–1650.

[35] Desai, C. S., and Wang, Z. C. (2003). "Disturbed state model for porous saturated materials." Int. J. Geomech., 10.1061/(ASCE)1532 -3641(2003)3:2(260), 260–264.

[36] Desai, C. S. (2016). "Disturbed state concept as unified constitutive modeling approach." J. Rock Mech. Geotech. Eng., 8(3), 277–293

[37] Desai, C. S. (1974). "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.

[38] Ouria, A., Desai, C. S., and Toufigh, V. (2015). "Disturbed state concept-based solution for consolidation of plastic clays under cyclic loading." International Journal of Geomechanics, 15(1). doi: 10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000336

[39] Farsijani, A., and Ouria, A. A Compression Model for Unsaturated Collapsible soils, (2021) Accepted for publication, Modares Journal of Civil Engineering.

[40] Farsijani, A., and Ouria, A. (2021) Constitutive Modeling the Stress-Strain and Failure Behavior of Structured Soils Based on HISS Model. Modares Journal of Civil Engineering, 21(4), 231–250. http://mcej.modares.ac.ir/article-16-52042-en.html

[41] Kucharavy, D., & De Guio, R. (2011). Application of S-shaped curves. Procedia Engineering, 9, 559–572. https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.proeng.2011.03.142

[42] Tavenas, F., Jean, P., Leblond, P., and Leroueil, S. (1983). "The permeability of natural soft clays. Part II: Permeability characteristics." Can. Geotech. J., 20(4), 645–660

[43] Yong, R. N., and Nagaraj, T. S. (1977). "Investigation of fabric and compressibility of a sensitive clay." Proc., Int. Symp. on Soft Clay, Asian Institute of Technology, Bangkok, Thailand, 327–333.2

[44] Tanaka, H., and Locat, J. (1999). "A microstructural investigation of Osaka Bay clay: The impact of microfossils on its mechanical behaviour." Can. Geotech. J., 36(3), 493–508011.03.142

[45] Medero; G.M., Schnaid; F; Gehling., "Oedometer Behavior of an Artificial Cemented Highly Collapsible Soil", J. Geotech. Geoenviron. Eng, 2009, 135:840-843.

Modeling the compression behavior of structured soils considering the effects of sample disturbance on the pre-compression pressure

Ahad Ouria[1], Ali Farsijani[2]

1 Ahad Ouria, Ph.D, Professor, Civil Engineering Department, University of Mohaghegh Ardabili, Iran
2.Ali Farsijani, Ph.D Candidate, Civil Engineering Department, University of Mohaghegh Ardabili, Iran

Abstract

Natural soils pose an inter particle bonds that makes their compression and failure behavior different than the compression and failure behavior of remolded soils. Different reasons have been suggested for the creatin of inter particle bonds, including natural cementation, carbonating agents, and aging. These classes of soils are called structured soil. Structured soils could also be produced from artificial cementation by cement, lime, and other chemical agents. Overconsolidated generally show different compression behavior in overconsolidated state and normally consolidated state and their compression index in both states are different. Structured materials show a highly nonlinear compression behavior after initial yielding in the normally consolidated state. Their compression index has a large value at the beginning of the virgin yielding and decreases as the structure of the soil crashes. This highly nonlinear behavior prevents from adapting the conventional linear compression models in both semilogarithmic or fully logarithmic scale in e-log(p) or ln(1+e)-ln(p) spaces. On the other hand, sampling disturbs the soil samples and destructs the soil structure. Although there are several new sampling methods and apparatuses to reduce the disturbance of the samples, however the disturbance could not be completely removed from sampling procedure. Disturbance of the samples makes the determination of the precompression pressure of the soil samples where the compression regime of the soil changes, very complicated. There are several methods for determination of the precompression pressure of disturbed samples that most of them are based on graphical procedures. This paper presents a contentious compression model for volumetric compression and yielding of structured soils considering the effect of the sample disturbance on the determination of the precompression pressure. The compression behavior of the structured soil in low stress levels where the structure of the soil is relatively intact (RI) is known and can be measured in the laboratory. Also, the compression behavior of a structured soil at very high stress level where in fully adjusted (FA) state is similar to the compression behavior of the same soil in remolded state. The compression behavior of the structured soil with some degree of the disturbance must lays between these two reference states. Based on the Disturbed State Concept (DSC) the behavior of any complex phenomenon between two reference states of RI and FA could be completely described using a coupling mechanism called the state function. In this paper, the compression curve of the soil in low stress levels at overconsolidated state was considered as RI state and the compression curve of the same soil in the remolded state was considered as FA state. A continuous sigmoid form state function was proposed for description of the continuous change of the e-log(p) curve of the soil from overconsolidated state to normally consolidated states. The effect of the sample disturbance was introduced in the state function by an intactness parameter. High values of the intactness parameter produce distinctive changes from overconsolidated regime to normally consolidated regime that is the main character of intact samples. Based on the proposed model the precompression pressure could be determined minimizing the deviations of the predicted results from observed results in compression test. The proposed model was verified by data reported in the literature and also laboratory tests conducted by the authors. The verification of the model showed the ability of the model in determination of the precompression pressure of artificially overconsolidated samples with known precompression pressures more precise than the other methods.

Keywords: Disturbed state concept; Structured soil; Compression; Pre-compression pressure, Sample disturbance