

# مدلی برای بیان رفتار تراکم پذیری و فروریزی خاک‌های غیر اشباع رمبنده

علی فارسی جانی<sup>۱</sup>، احد اوریا<sup>۲\*</sup>

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

۲- دانشیار گروه مهندسی عمران (ژئوتکنیک)، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه محقق

اردبیلی

aouria@uma.ac.ir

تاریخ دریافت: ۱۴۰۰/۳/۲۵

تاریخ پذیرش: ۱۴۰۰/۸/۷

## چکیده

مقادیر مکش خاک‌های فروریزی غیر اشباع، نقش تعیین کننده بر رفتار تغییر حجمی خاک رمبنده (فروریزی) در مدل‌های رفتاری داشته است. در این پژوهش با انجام آزمایش‌های ادنومتریک (تحکیم تک محوری) به بررسی رفتار فروریزی خاک پرداخته شد. برای بررسی رفتار تغییر حجم خاک رمبنده، نمونه‌های استوانه‌ای در شرایط ادنومتریک تا میزان تنش مشخصی بارگذاری شدند. با حفظ مقدار تنش، تغییرات حجم در اثر اشباع اندازه‌گیری شد. با افزایش درجه اشباع و پس از فروپاشی نمونه، بارگذاری و افزایش مرحله به مرحله ادامه یافت. برای تعیین مقدار مکش نمونه‌های خاک نیز از روش صفحه فشار استفاده شد. به کمک نتایج حاصل از صفحه فشار، منحنی مشخصه آب-خاک رسم شد و تغییرات مکش خاک در مسیر فرو ریزش از روی منحنی مشخصه آب-خاک استخراج شد. به کمک نتایج آزمایشگاهی مدلی بر پایه ترکیب منطقی، بر اساس تابع وابسته به تغییرات مکش که عامل اساسی در تغییر حجم خاک فروریزی است، ارائه شد. بر اساس مدل ارائه شده نتایج آزمایشگاهی پژوهشگران دیگر بررسی و درستی آزمایی شد. مقادیر تغییر حجم خاک غیر اشباع فروریزی با خطای کمتر از ۰/۰۲ به کمک مدل در مسیر بارگذاری پیش‌بینی شد. مقایسه نتایج مدل ارائه شده با آزمایش‌های انجام شده در این پژوهش و نتایج ارائه شده توسط پژوهشگران دیگر، قابلیت کاربرد این مدل برای بررسی رفتار تراکم پذیری و تغییر حجم خاک‌های غیر اشباع فرو ریزی را نشان می‌دهد.

واژگان کلیدی: مدل تراکم پذیری، تغییر حجم، غیر اشباع، فرو ریزی، ترکیب منطقی.

## ۱- مقدمه

ارزیابی رفتار خاک‌ها در حالت‌های مختلف توسط پژوهشگران، طراحی‌ها می‌کند. در بیشتر روابط پایه برای طراحی‌ها، خاک کمک زیادی به طراحان در شرایط مختلف برای ارائه بهتر بیشتر در حالت کاملاً خشک و یا اشباع در نظر گرفته شده

بین دانه‌های خاک غیراشباع در برابر بارهای وارد می‌شود که در حین افزایش درجه اشباع خاک (حاصل از بارش) این نیروها به علت حل شدن در آب، از بین رفته و ذرات خاک که در حالت غیر اشباع بار وارد شده را تحمل می‌کردند، روی هم لغزیده و در نتیجه نشست و فرو ریزش در خاک رخ می‌دهد [8,9,10,11].

لازم به توضیح است که پیش از این پژوهشگران به بررسی رفتار خاک در مسیر فرو ریزش بر اثر رطوبت دهی پرداخته‌اند که منجر به ارائه مدل‌هایی برای تخمین پتانسیل رمبندگی شده است [12].

بر اساس تغییرات مکش در مسیر فرو ریزش نیز مدل‌هایی برای بیان تغییرات حجم نمونه فروریزی ارائه شده است که در مسیر اشباع شدگی تغییرات حجم ناشی از فروریزش را نشان داده است [13].

پژوهشگرانی نیز به بررسی رفتار تورمی خاک‌ها با استفاده از مفهوم تنش مؤثر پرداخته‌اند [14].

پژوهشگرانی نیز به بررسی و تکمیل مدل‌های پایه مانند بارسلونا برای بیان رفتار خاک‌های غیر اشباع وابسته به تغییرات مکش پرداخته‌اند [15].

همواره تلاش پژوهشگران برای ارائه مدل‌هایی به منظور بیان رفتار خاک در شرایط مختلف به صورت مجزا بوده است؛ یا به طور ویژه رفتار تغییر حجمی در حالت اشباع و یا در حالت غیر اشباع [16,17,18] و تا کنون مدلی برای بررسی همزمان رفتار خاک در حالت غیر اشباع، در حین اشباع (فرو ریزش) و پس از اشباع ارائه نشده است.

در این پژوهش برای تحقق این منظور، مدلی برای بررسی رفتار تراکم پذیری حجمی خاک غیر اشباع فروریزی در کل مسیر بارگذاری ارائه شده است.

## ۲- مدل‌سازی رفتار فروریزی خاک های غیر اشباع

ابتدا مفاهیم اصلی مورد استفاده در محاسبات، مکش و تنش مؤثر در خاک غیر اشباع توضیح داده خواهد شد.

علت اصلی تفاوت رفتار مقاومتی و تغییر حجمی خاک اشباع و غیر اشباع به علت تأثیر تقابل فشار آب حفره‌ای و فشار

است. این در حالی است که سطح آب‌های زیرزمینی در محل احداث سازه‌ها پایین‌تر از نقاط حساس تحت تنش حاصل از ساخت سازه است؛ به عبارت دیگر بیشتر خاک‌های زیر پی‌ها بیشتر در حالت غیر اشباع (نه خشک کامل و نه اشباع کامل) قرار دارند و حتی در مناطق پر بارش نیز پس از ساخت سازه در فصول مختلف، خاک زیر پی حالت‌های مختلفی از غیر اشباع بودن را بر اثر گرما و تابش، تجربه می‌کند. اما با این وجود در مکانیک خاک کلاسیک، رفتار خاک در حالت به درستی اشباع یا کاملاً خشک در نظر گرفته می‌شود؛ درحالی که نتایج حاصل از آزمایش‌های پژوهشگران مختلف در این زمینه، اختلاف رفتاری زیادی را بین نمونه‌های خاک غیر اشباع و نمونه‌ها در شرایط اشباع نشان داده است که پژوهشگران را مجاب به ارائه مدل‌های رفتاری مختلف که با هر دو حالت اشباع و غیر اشباع خاک هم خوانی داشته باشد و یا بیانگر رفتار خاک در شرایط غیر اشباع باشد، کرده است [1]. در مکانیک خاک کلاسیک رفتار خاک با سه فاز دانه‌های جامد خاک، آب و هوا بیان می‌شود که بر اساس تقابل فشار آب حفره‌ای و دانه‌های جامد خاک، رفتار مقاومتی آن بررسی می‌شود و آثار تقابل فشار آب حفره‌ای و فشار هوای حفره‌ای که مکش بافتی نام دارد، مورد توجه قرار نمی‌گیرد. از اینرو روابط ارائه شده برای خاک‌ها در مکانیک خاک کلاسیک، در شرایط غیر اشباع صادق نیست.

یکی از انواع خاک‌های غیر اشباع، خاک فروریزی است که جزء خاک‌های مسئله‌دار تقسیم بندی می‌شود و رفتار تغییر حجمی پیچیده‌ای در مسیر بارگذاری و اشباع شدگی دارد. از اینرو شمول اصول مکانیک خاک اشباع به مکانیک خاک غیر اشباع برای بیان رفتار تغییر حجمی خاک با تغییرات در میزان اشباع شدگی آن از جمله مواردیست که باید به آن توجه داشت [2]. در واقع خاک‌های رمبند یا فروریزی، خاک‌های غیر اشباعی هستند که تغییر حجم کمتری در اثر بارگذاری تجربه می‌کنند، اما با افزایش رطوبت مقدار تغییرات حجمشان حتی بدون افزایش تنش، قابل توجه است [3,4,5,6,7]. نیروهای موقتی حاصل از پیوندهای شیمیایی، نمک‌های محلول و یا نیروی موئینگی حاصل از آب موئینه، باعث ایجاد پایداری

حالت بهم‌خوردگی است؛ رفتار مصالح در مسیر شکست (تخریب یا تغییر حالت) مابین دو حالت سالم (به عنوان حالت صفر یا ابتدای تغییرات) و کاملاً شکست شده (به عنوان حالت یک یا انتهای تغییرات) در نظر گرفته شده است و با ارائه تابع مناسب بر اساس عامل اصلی تغییرات بین این دو حالت، رفتار خاک مابین این دو حالت مرجع (با شرایط مشخص و معلوم) تعیین شده است [23].

فرض بر این است که خاک غیراشباع، پیش از فروریزش و بارگذاری، در حالت پیوسته و بدون هیچ گونه گسستگی ساختار، ترک‌های اولیه و درز است؛ به عبارت دیگر مقدار حالت صفر برقرار است. با شروع تغییرات (اشباع شدگی) مصالح از حالت اولیه (حالت صفر) به حالت نهایی (یک) تغییر حالت می‌دهند. این موضوع قابل درک است که مصالح با رشد و به هم آمیختگی ترک‌های ریز ممکن است دچار ترک‌های واضح و مشخص شوند. از اینرو این فرض که حالت یک، حالت ترک کامل است و مانند فضای خالی عمل می‌کند، ممکن است خیلی درست نباشد.

مصالحی که در حالت یک قرار دارند، به وسیله مصالح در حالت صفر محصور شده‌اند که دارای یک مقاومت و سختی مشخص هستند. حالت خرد شده (حالت یک) در واقع یک حالت مجانبی است و بیشتر به صورت تقریبی تعریف می‌شود. در مدل منطقی بر پایه صفر و یک، به کمک تابع مناسب، واکنش‌های متقابل حالت‌های مرجع (صفر و یک) در یک مصالح به هم مرتبط خواهند شد.

برای بیان تغییرات بین دو حالت مرجع (صفر و یک) شرط رابطه

$$\begin{cases} F_i = (\beta)f_0 + (\alpha)f_1 \\ \alpha + \beta = 1 \end{cases} \quad (4)$$

است.

در رابطه بالا  $f_1$  بیانگر حالت کامل خرد شده و یا همان حالت یک است و  $f_0$  نیز بیانگر حالت اولیه و بدون ترک و یا همان حالت صفر است.  $\alpha, \beta$  نیز توابع مکمل هم هستند که در بازه صفر تا یک می‌باشند و بین دو حالت مرجع صفر ( $f_0$ ) و یک ( $f_1$ ) ارتباط برقرار می‌کنند.

هوای حفره‌ای می‌باشد که در واقع همان مکش بافتی می‌باشد. مکش بافتی خاک به صورت زیر تعریف می‌شود [19].

$$S = u_a - u_w \quad (1)$$

که در آن  $u_a, u_w$  به ترتیب بیانگر فشار هوای حفره‌ای و فشار آب حفره‌ای هستند.

تنش مؤثر برای خاک‌های غیراشباع توسط پژوهشگران به این صورت بیان شده است [20].

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi(S) \quad (2)$$

که در آن  $\sigma'$  تنش مؤثر،  $\sigma$  تنش کل،  $u_a$  فشار هوای حفره‌ای،  $\chi$  ضریب تنش مؤثر است و  $\sigma_{net} = (\sigma - u_a)$  می‌باشد.

ضریب تنش مؤثر توسط خلیلی و خباز با استفاده از رابطه زیر بیان شده است [21].

$$\chi = \begin{cases} \left(\frac{S}{S_e}\right)^{-0.55} & S > S_e \\ 1 & S \leq S_e \end{cases} \quad (3)$$

که در آن  $S_e$ ، مکش ورودی هوا و متناظر با حالتی است که خاک از حالت اشباع کامل خارج خواهد شد.

در ادامه مفهوم حالت منطقی صفر و یک و کاربردش در این پژوهش بیان خواهد شد. در ابتدا باید شرح داده شود که حالت‌های صفر و یک در واقع بیانگر دو حالت اولیه و انتهایی هستند. هر نوع تغییری در دنیا بین دو حالت اولیه و نهایی قرار دارد که شرایط مشخص دارند. به عنوان نمونه می‌توان شیشه‌ای را مثال زد که قبل از برخورد سنگ و شکسته شدن، دارای شرایط مشخص و سالمی است. پس از برخورد سنگ، در نهایت دارای حالت کاملاً خرد شده و شکسته است. حال اگر بتوان عامل این شکست را با تابعی مناسب بیان نمود، می‌توان تغییرات مابین حالت سالم و شکسته شده در هر مرحله را نسبت به میزان شدت آن عامل بیان نمود. در ادامه چگونگی استفاده از این مفهوم برای پیش‌بینی تغییرات رفتار خاک غیر اشباع بیان خواهد شد.

در مرجع [22]، از مدل منطقی صفر و یک برای بیان رفتار خاک استفاده شده است. در این مدل که حالت خاصی از مفهوم

عامل اصلی تغییرات حجم در مسیر فرو ریزش را می‌توان به علت تغییرات مکش نسبت داد. از اینرو با توجه به تغییرات مکش در مسیر فروریزش، شکل (۱-ت) که نسبت تخلخل خاک را در مکش‌های مختلف در مسیر بارگذاری و اشباع نشان می‌دهد، ارائه شده است که بر اساس آن تغییرات نسبت تخلخل در مسیر فروریزش (تفاوت نسبت تخلخل در هر نقطه از مسیر اشباع شدگی نسبت به نقطه آغاز فروریزش) بر حسب مکش در شکل (۱-ث) ارائه داده شده است که در گام سوم، به کمک شکل (۱-ث) توابع  $\alpha, \beta$  با استفاده از روابط ریاضی بیان خواهد شد.

رابطه ۵ برای تعیین تغییرات تخلخل به کمک مکش در مسیر فروریزش، بر اساس شکل (۱-ث) در این پژوهش ارائه شده

$$\Delta e_i = \Delta e_1 \times \left( 1 - \left( e^{\psi} \times e^{-\psi \left( \frac{S_0}{S} \right)} \right) \right) \quad (5) \text{ است}$$

$\Delta e_i$  بیانگر تغییرات تخلخل در هر مرحله از فروریزش،  $\Delta e_1$  بیانگر تغییرات تخلخل کل، حاصل از فرو ریزش  $(e_{\bar{C}} - e_{\bar{B}})$ ، مقدار مکش در آغاز مرحله فروریزش که مقدار ثابتی است،  $S$  مقدار مکش در هر مرحله از فروریزش و  $\psi$  پارامتر مدل است.

با توجه به رابطه ۵ می‌توان دریافت که تغییرات تخلخل در هر نقطه از فروریزش به کمک یک تابع بر حسب مکش بیان شده است که از این تابع  $(\frac{S_0}{S})$  برای تعریف  $\alpha, \beta$  به صورت زیر استفاده نمود.

$$\beta_p = \left( e^{\psi_p} \times e^{-\psi_p \left( \frac{S_0}{S} \right)} \right)$$

$\alpha_p, \beta_p$  توابع ارائه شده در رابطه ۴ هستند که بین دو نقطه قبل و بعد از فروپاشی ارتباط برقرار می‌کند و چون بیانگر تغییرات مابین دو نقطه هستند، با پسوند  $p$  ارائه شده‌اند که در شکل (۱-ج) از طریق حداقل مربعات، مقدارشان ارائه شده است.

لازم به توضیح است که اگرچه در مرجع [24] خاک (Soil) به صورت مکش کنترل و در نتیجه با مکش ثابت قبل از فروریزش بررسی شده است؛ مدل ارائه شده برای حالت غیر کنترل

با توجه به رابطه ۶ مشاهده می‌شود که اگر مقادیر  $\alpha$  برابر صفر باشد در آن صورت  $F_i = f_0$  خواهد شد و اگر برابر یک باشد در آن صورت  $F_i = f_1$  خواهد شد و چنانچه  $0 < \alpha < 1$  باشد، مقادیر مختلف برای تابع  $F_i$  بر حسب دو حالت مرجع  $F_1, f_0$  بدست خواهد آمد.

در ادامه به کمک مفهوم شرح داده شده، سعی خواهد شد که توابع مناسبی برای بررسی تغییرات خاک غیراشباع فروریزی ارائه شود. برای شرح روند کار از خاک ریزدانه مرجع [24] استفاده شده است. رفتار فروریزی خاک غیر اشباع مرجع [24] که در این پژوهش (Soil) نام گذاری شده، در شکل (۱) نشان داده شده است. شرایط انجام آزمایش در مرجع [24] برای این خاک، به صورت کنترل مکش بوده و مکش قبل از افزایش رطوبت ثابت بوده است. تخلخل اولیه نمونه برابر  $1/34$  بوده و در تنش  $98$  کیلوپاسکال اشباع شدگی صورت گرفته است. در شکل (۱-الف) محور افقی تنش محصور کننده خالص در آزمایش سه محوری است. منحنی مشخصه آب-خاک در شکل (۱-ب) نشان داده شده است. به کمک قسمت‌های الف و ب مربوط به شکل (۱) و همچنین روابط ۲ و ۳، تنش محصور کننده خالص به حالت تنش محصور کننده مؤثر تبدیل شده که در شکل (۱-پ) که رفتار خاک را در مسیر تنش مؤثر نشان می‌دهد، ارائه شده است. با توجه به شکل (۱-الف) مشاهده می‌شود که تغییرات ناگهانی تخلخل (فروریزش) در تنش ثابت خالص  $98$  کیلوپاسکال و پس از اشباع شدگی رخ داده است. پس در گام اول، حالت خشک پیش از اشباع شدگی به عنوان حالت بدون ترک یا حالت صفر در نظر گرفته خواهد شد و حالت اشباع پس از فروریزش نیز به عنوان حالت یک یا کامل خرد شده در نظر گرفته خواهد شد. با توجه به شکل (۱-پ) مشخص است که شیب منحنی قبل از اشباع شدگی ( $\overline{AB}$ ) و پس از اشباع شدگی ( $\overline{CD}$ ) متفاوت است که در گام دوم، شیب‌ها با حالت‌های مرجع صفر و یک به ترتیب برای قبل از اشباع شدگی و پس از اشباع شدگی در نظر گرفته خواهد شد. با توجه به پیوستگی نمودارها می‌توان این تغییرات را با زبان ریاضی بیان نمود. برای بیان تغییرات در قالب زبان ریاضی باید عامل اصلی تغییرات در مسیر اشباع‌شدگی را مشخص نمود که

$$e_1 = e_{1,0} = \lambda_1 \log\left(\frac{\sigma_r}{\sigma_r}\right) \quad (11)$$

$\lambda_0$  شیب خط منحنی غیراشباع (حالت صفر  $\overline{AB}$ ) و  $\lambda_1$  شیب خط منحنی اشباع (حالت یک  $\overline{CD}$ ) است. مقدار تخلخل اولیه خاک در حالت صفر (غیراشباع) و در فشار مرجع ( $1 \text{ kPa} = \sigma_r$ )،  $e_{1,0}$  مقدار تخلخل اولیه خاک در حالت یک (اشباع) و در  $\alpha_p = 1 - \beta_p = 1 - \left( e^{\psi_p} \times e^{-\psi_p \left( \frac{S_0}{S_e} \right)} \right)$  (7) بود.

در انتها به کمک روابط ۱، ۲، ۳ و ۶ توابع  $\alpha, \beta$  برای کل مسیر تغییر حجم خاک (غیراشباع) بدست آمده و در رابطه ۱۲ ارائه شده است.

$$\begin{cases} \alpha = 1 - \left( e^{\psi} \times e^{\left( \frac{\sigma' - \sigma_{net}}{S_e^{0.55}} \right)^{2.22}} \right) \\ \beta = \left( e^{\psi} \times e^{\left( \frac{\sigma' - \sigma_{net}}{S_e^{0.55}} \right)^{2.22}} \right) \end{cases} \quad (12)$$

در شکل (۳)، نتیجه تخمین مدل ارائه شده برای بررسی رفتار خاک (Soil) در کل مسیر تحکیمی (قبل از بارگذاری، در حین اشباع شدگی و بارگذاری پس از اشباع شدگی) به کمک توابع رابطه ۱۲ ارائه شده است. با توجه به شکل (۳) مشاهده می شود که مدل ارائه شده با دقت بسیار بالایی رفتار خاک غیر اشباع را پیش بینی نموده است. برای تخمین نسبت تخلخل خاک غیر اشباع در شکل (۳) از مقادیر  $\alpha, \beta$  که توابع متناسب برای بیان رفتار خاک در کل مسیر تحکیمی است، استفاده شده است و با  $\alpha_p, \beta_p$  که برای تخمین نسبت تخلخل بین دو نقطه قبل و بعد از اشباع شدگی، متفاوت است.

علت این تغییر اندک به خاطر تفاوت شیب های  $\lambda_0, \lambda_1$  است که اگر مقدار این دو شیب یکی بود، در آن صورت مقدار  $\psi, \psi_p$  برابر بود و در نتیجه  $\alpha, \beta$  با  $\alpha_p, \beta_p$  برابر بود.

برای جمع بندی در این بخش، رابطه ۱۳ ارائه شده است که با استفاده از آن می توان رفتار تراکم پذیری حجمی خاک غیر اشباع رمینده را در کل مسیر بارگذاری ( $\overline{AD}$ ) تعیین نمود.

مکش (عدم مکش ثابت قبل از اشباع) نیز، با توجه به شرط ارائه شده در رابطه ۷ که قبل از فرو ریزش،  $\alpha_p = 0$  را در نظر گرفته، قابل استفاده است. درواقع این شرط نشان می دهد که منحنی غیراشباع ( $\overline{AB}$ )، به عنوان حالت مرجع صفر فرض شده و تغییرات احتمالی مکش در اثر تغییر تخلخل در آن دخیل نخواهد بود.

$$\begin{cases} 0 & S = S_0 \text{ (before collapse, path } \overline{AB}) \\ 0 < \alpha_p < 1 & \text{ (during collapse, path } \overline{BC}) \\ 1 & S = 0 \text{ (after collapse, path } \overline{CD}) \end{cases} \quad (7)$$

با ادغام رابطه ۶ در رابطه ۵ می توان تخلخل خاک در هر نقطه

$$\begin{cases} e_i = e_{\overline{B}} \left( \beta_p \right) + e_{\overline{C}} \left( 1 - \beta_p \right) \\ e_i = e_{\overline{B}} \left( 1 - \alpha_p \right) + e_{\overline{C}} \left( \alpha_p \right) \end{cases} \quad (8)$$

با توجه به رابطه ۵ مشاهده می شود که تغییرات تخلخل خاک، ناشی از فرو ریزش بر اساس تغییرات مکش بین دو نقطه  $\overline{B}, \overline{C}$  ارائه شده است که این رابطه را می توان برای بررسی تغییرات تخلخل بین دو منحنی (منحنی اولیه خاک در حالت غیر اشباع  $\overline{AB}$  و منحنی نهایی خاک پس از اشباع  $\overline{CD}$ ) نیز بیان نمود و کل مسیر تحکیمی را با آن مورد بررسی قرار داد. کافی است طبق شکل (۲)، منحنی غیر اشباع با شیب متناسبش را به عنوان حالت صفر و منحنی اشباع با شیب متناسبش را به عنوان حالت یک در نظر گرفت.

با توجه به شکل (۲) می توان رابطه ۸ را در فرم کلی معادله (رابطه ۴) برای توصیف رفتار تحکیمی خاکهای اشباع نشده در کل مسیر شامل: قبل، حین و پس از فرو پاشی بکار بست. نتیجه در رابطه ۹ ارائه شده است.

$$e_i = \beta e_0 + \alpha e_1 \quad (9)$$

که  $e_0$  معادله خط تحکیمی در حالت صفر (غیر اشباع) و یا بدون ترک ( $\overline{AB}$ ) و  $e_1$  معادله خط تحکیمی در حالت یک (اشباع) و یا خرد شده ( $\overline{CD}$ ) می باشد که از روابط ۱۰ و ۱۱ بدست می آیند.

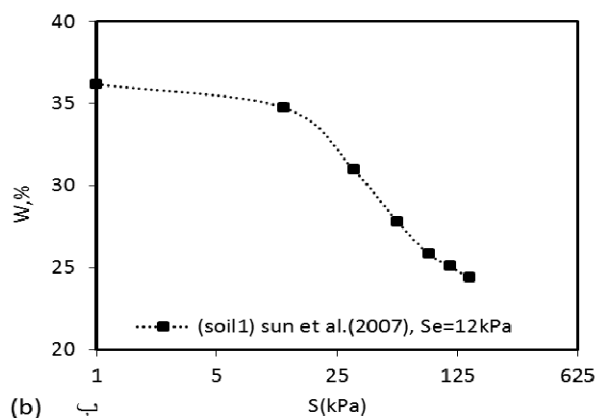
$$e_0 = e_{0,0} - \lambda_0 \log\left(\frac{\sigma_r}{\sigma_r}\right) \quad (10)$$

در ادامه آزمایش‌های صورت گرفته در این پژوهش شرح داده خواهد شد و نتایج آزمایش‌ها با مدل ارائه شده، بررسی و برازش خواهد شد.

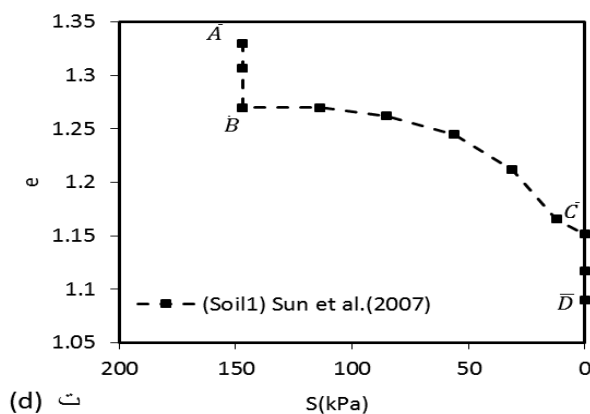
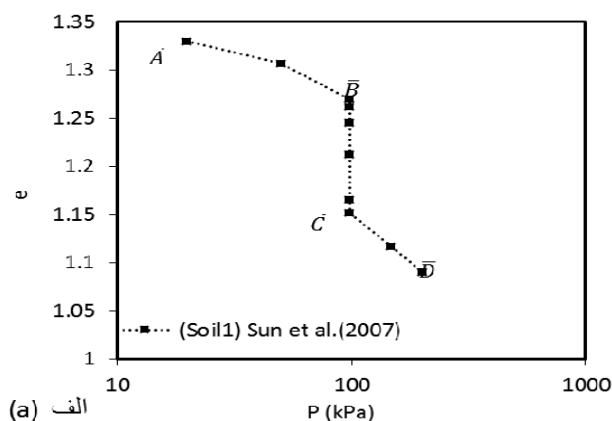
$$\left\{ \begin{aligned} F_i &= (\beta)f_0 + (\alpha)f_1 \\ e_i &= (\beta)e_0 + (\alpha)e_1 \\ \alpha + \beta &= 1 \end{aligned} \right. \quad (a)$$

$$\left\{ \begin{aligned} \alpha &= 1 - (e'' \times e)^{-\psi \left( \frac{S_0}{\left( \frac{\sigma' - \sigma_{ret}}{S_e^{0.55}} \right)^{2.22}} \right)} \\ \beta &= (e'' \times e)^{-\psi \left( \frac{S_0}{\left( \frac{\sigma' - \sigma_{ret}}{S_e^{0.55}} \right)^{2.22}} \right)} \end{aligned} \right. \quad (b)$$

$$e_i = ((e'' \times e)^{-\psi \left( \frac{S_0}{\left( \frac{\sigma' - \sigma_{ret}}{S_e^{0.55}} \right)^{2.22}} \right)})e_0 + (1 - (e'' \times e)^{-\psi \left( \frac{S_0}{\left( \frac{\sigma' - \sigma_{ret}}{S_e^{0.55}} \right)^{2.22}} \right)})e_1 \quad (c)$$



شکل ۱. رفتار فرو ریزی خاک Soil 1



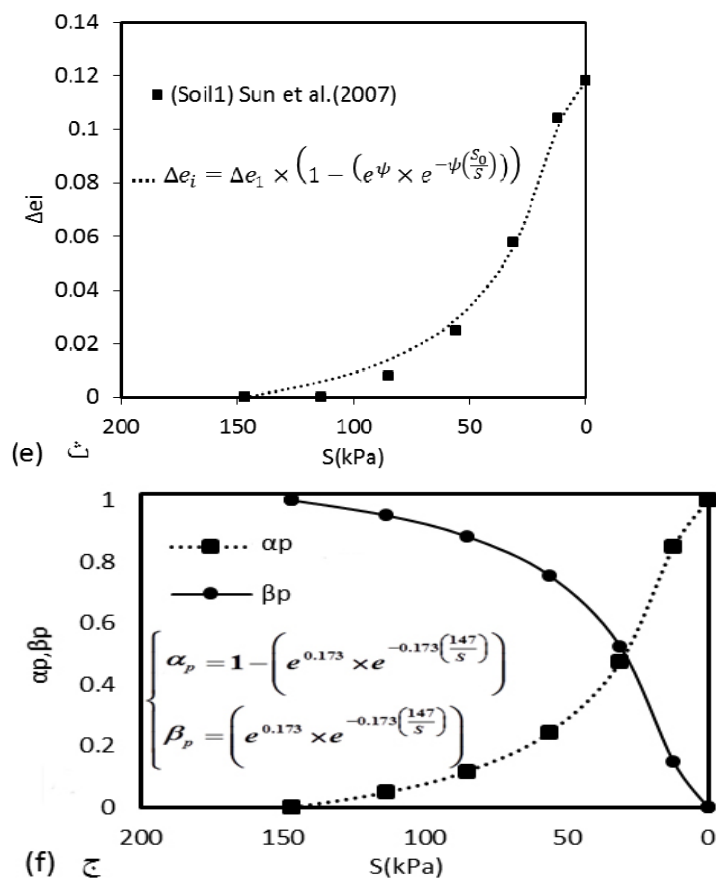


Fig.1. Wetting induced collapse behavior of unsaturated soil (Data after sun et al. (2007))

شکل ۲. نمایش مدل در مسیر فروریزش

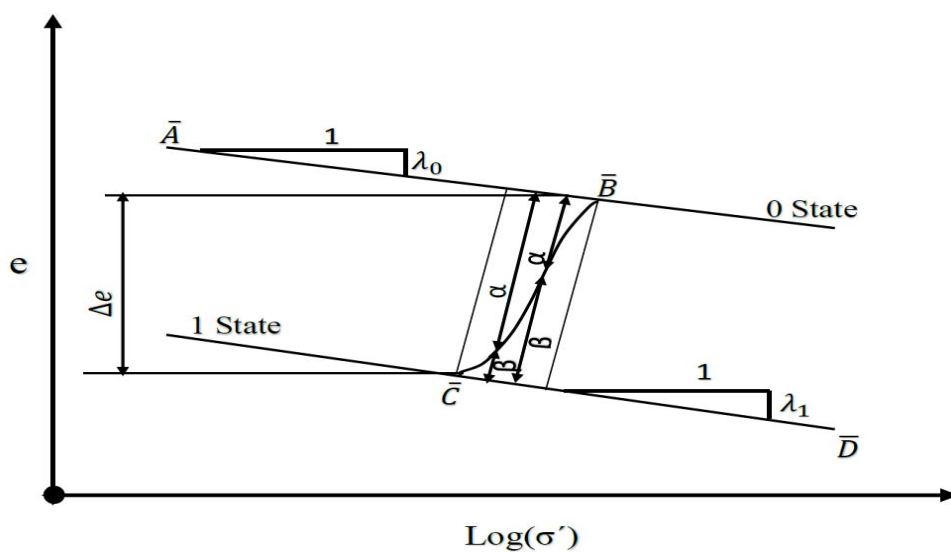


Fig. 2. Representation of the model for wetting induced collapse

شکل ۳. تخمین مدل برای خاک Soil 1

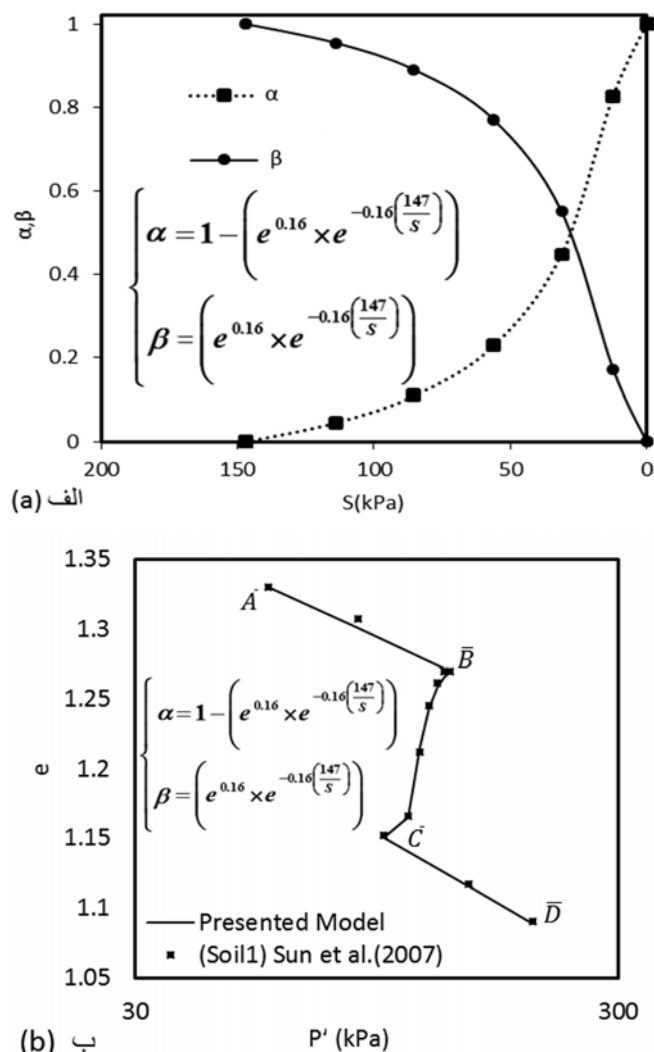


Fig. 3. prediction of the wetting induced collapse behavior of clay by Model

روش نمونه برداری دست نخورده به این صورت بوده که در محل، پس از کنار زدن خاک های دستی (از انتهای یک گود برداری ۲ متری) اطراف خاک به قطر ۵۰ سانتی متر خالی شد و استوانه خاکی که دور آن خالی شده بود به صورت کلوخه برداشت شد. نمونه کلوخه خاک، پوشیده شده (برای حفظ رطوبت) به محیط آزمایشگاه انتقال داده شد. در محیط آزمایشگاه، کلوخه خاک از وسط برش داده شد. قالب تحکیم روی محل برش خورده قرار داده شد و به آرامی با فشردن در کلوخه خاک فرو برده شد. پس از چند سانت فرو بردن قالب تحکیم در داخل کلوخه خاک برش خورده، با ریختن خاک اضافی بالای قالب تحکیم فرو برده شده در کلوخه خاک، قالب

### ۳- معرفی خاک و روند انجام آزمایش تحکیم

نمونه خاک مورد آزمایش، یک نوع خاک ریزدانه است که طبق سیستم طبقه بندی متحد، CL-ML نام گذاری می شود. جدول (۱) مشخصات کلی آن را نشان می دهد.

جدول ۱. پارامترهای خاک های مورد بررسی در پژوهش

| USCS  | $\gamma_d \left( \frac{\text{cm}^3}{\text{cm}^3} \right)$ | $W_{\text{Initial}}(\%)$ | LL | PI | Clay(%) | Silt(%) |
|-------|-----------------------------------------------------------|--------------------------|----|----|---------|---------|
| CL-ML | 1.04                                                      | 13                       | 19 | 6  | 27      | 73      |

Table.1. Parameters of Reference Soils

نمونه خاک از محل مورد نظر واقع در سمنان، نزدیک به خط راه آهن به صورت دست نخورده جمع آوری شده است.

#### ۴- آزمایش صفحه فشار ۱ برای تعیین مکش خاک

در این آزمایش با استفاده از روش مشابه مراجع [26,27] مکش خاک به کمک دستگاه صفحه فشار در مسیر خشک به تر تعیین شد. روند آزمایش به این صورت بوده است که ابتدا نمونه خاک در وزن مخصوص خشک مشخص و در رطوبت طبیعی (نزدیک به خشک) در داخل دستگاه صفحه فشار روی سنگ متخلخل سرامیکی قرار گرفت.

قبل از قرار دادن نمونه روی صفحه متخلخل سرامیکی با ظرفیت ۱۵۰۰ کیلوپاسکال شکل (۵-الف)، ابتدا صفحه متخلخل اشباع شد. سپس در کف مخزن دستگاه صفحه فشار آب مقطر ریخته شد و سنگ متخلخل در داخل دستگاه قرار گرفت، بدین طریق از اشباع بودن سنگ متخلخل در طول آزمایش اطمینان حاصل شد؛ البته روی سنگ متخلخل در قسمت‌هایی که نمونه خاک قرار نداشت به کمک ورق ممبران با ظرفیت بالاتر از ظرفیت سنگ متخلخل سرامیکی، پوشانده شد که در حین آزمایش، فشار هوای اعمالی باعث تخلیه آب از سنگ متخلخل نشود. سپس نمونه خاک به کمک کاغذ صافی روی سنگ متخلخل در جایی که ورق ممبران وجود نداشت، قرار گرفت (کاغذ صافی مانع حرکت ذرات خاک به صفحه متخلخل، تحت فشار هوا هست و البته مانعی برای ورود و خروج آب از خاک به سنگ متخلخل و یا بالعکس نیست). سپس درب دستگاه بسته شد و از بالا فشار هوا اعمال شد. در طول زمان اعمال فشار هوا، شیر تخلیه آب اضافی احتمالی در کف دستگاه باز بوده است (تا بعد از رسیدن به تعادل رطوبتی، مقدار فشار آب حفره‌ای صفر باشد) [28]. هنگامی که فشار هوای اعمالی از مکش درون خاک کمتر بود، نمونه خاک، رطوبت را از سنگ متخلخل جذب نمود تا پس از گذر زمان مناسب (حدود ۷ روز) به تعادل رطوبتی برسد [28]. در مرحله اول آزمایش، فشار هوای اعمالی از مقادیر پایین شروع شده بود؛ بنابراین پس از تعادل رطوبتی، مشاهده شد که رطوبت نمونه افزایش یافته است (جذب رطوبت و طی مسیر خشک به تر). با معلوم بودن فشار هوای اعمالی ( $U_a$ ) و صفر بودن فشار آب حفره‌ای ( $U_w$ )

تحکیم از کلوخه خاک، خارج شد. قالب‌ها در دستگاه تحکیم تک محوری قرار گرفتند.

در همان رطوبت اولیه روی آنها آزمایش تراکم‌پذیری تک‌محوری صورت گرفت. روی نمونه‌ها در دستگاه ادنومتر، در چند مرحله بارگذاری صورت گرفت و به ازای هر بار وارد شده، زمان لازم برای تکمیل نشست اولیه داده شد. سپس در یک تنش ثابت (۱۰۰ کیلوپاسکال)، نمونه خاک (با اضافه کردن مرحله‌ای آب به داخل قالب دستگاه تحکیم) اشباع، و به ازای هر بار افزایش درجه اشباع، تغییرات حجم ناشی از فروریزش کنترل و ثبت شد.

روش کار مانند روش ارائه شده در مرجع [25] بوده است. به این صورت که از بالای نمونه در دستگاه تحکیم تک محوری به کمک سرنگ به اندازه مشخص رطوبت اضافه می‌شد، رطوبت از بالای نمونه به آرامی از سنگ متخلخل عبور کرده و باعث افزایش درجه اشباع نمونه و در نتیجه فرو ریزش به ازای افزایش درجه اشباع (کاهش مکش) شده است، به ازای هر بار افزایش رطوبت زمان کافی برای تکمیل فروریزش به نمونه داده شده است. پس از تکمیل نشست حاصل از اشباع شدگی کامل، به نمونه خاک تنش اعمال شد تا رفتار تغییر حجمی ناشی از تحکیم در حالت اشباع نیز مشخص شود. شمای کلی دستگاه تحکیم در شکل (۴) ارائه شده است.

شکل ۴. آزمایش (تحکیم تک محوری)



Fig. 4. Oedometer Test

تحکیم (در مسیر فرو ریزش) متناسب با وزن مخصوص خشک آن نقطه بدست آمده است که در شکل (۶-ب) ارائه شده است.

شکل ۵. الف) آزمایش صفحه فشار، ب) منحنی مشخصه آب-خاک

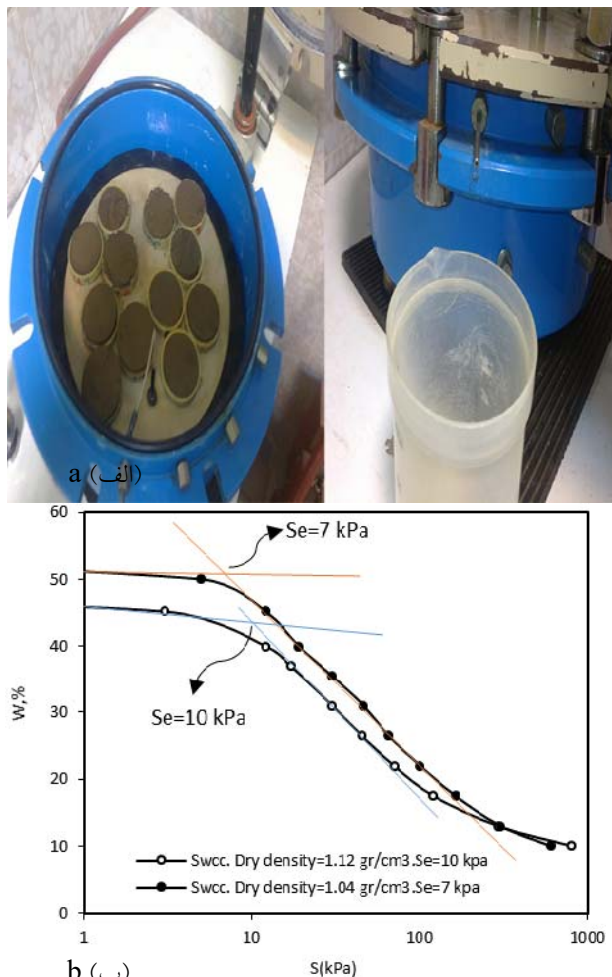


Fig. 5.a) Pressure Plate Test, b)SWCC

پس از تعادل رطوبتی، مقدار مکش بافتی به کمک رابطه ۱ تعیین شد، سپس نمونه داخل دستگاه صفحه فشار، تعیین رطوبت شد تا مشخص شود میزان مکش بافتی بدست آمده متناسب با چه میزان رطوبتی بوده است. سپس در مرحله بعد نمونه تحت فشار هوا بیشتر قرار گرفت و روند تکرار شد تا جایی که در ازای فشار هوای اعمالی مقدار رطوبت طبیعی نمونه تغییر نکرد (۷ مرحله افزایش مکش). مقادیر مکش بافتی بدست آمده در برابر رطوبت‌های مختلف نمونه‌ها در دستگاه مختصات مکش بافتی-رطوبت رسم شد که نشان‌دهنده منحنی مشخصه آب-خاک است.

لازم به توضیح است که در مسیر آزمایش تحکیم، مقدار تخلخل خاک در حال تغییر است و با تغییرات تخلخل، مقدار مکش مکش ورد هوا ممکن است که تغییر کند. بنابراین مقدار مکش خاک را باید در هر نقطه از مسیر تحکیم به نسبت وزن مخصوص خشک نمونه در آن نقطه تعیین نمود.

برای بررسی دقیق تر این اثر، تمامی مراحل آزمایش صفحه فشار، روی نمونه خاک در دو وزن مخصوص خشک متفاوت؛ وزن مخصوص خشک طبیعی (۱/۰۴ گرم بر سانتی متر مکعب بر اساس جدول ۱) و وزن مخصوص خشک در پایان مرحله فرو ریزش (۱/۱۲ گرم بر سانتی متر مکعب)، انجام شده است و دو منحنی مشخصه آب خاک بدست آمده است در شکل (۵-ب) نتیجه ارائه شده است. به کمک درون یابی بین این دو منحنی شکل (۵-ب)، مقدار مکش خاک در هر مرحله از آزمایش

جدول ۲. جزئیات منحنی مشخصه آب-خاک

| $\gamma_d \left( \frac{gr}{cm^3} \right)$ | $S_e (kPa)$ |
|-------------------------------------------|-------------|
| 1.04                                      | 7           |
| 1.12                                      | 10          |
| Interpolation between two curves          | 8           |

Table 2. Details of soil Swcc

## ۵- پارامترهای مدل

مدل ارائه شده شامل ۷ پارامتر  $e_{0,0}, e_{1,0}, \lambda_0, \lambda_1, S_0, S_e, \psi$  است. نشان دهنده عرض از مبدا و شیب خط منحنی فشرده سازی پیش از اشباع در مقیاس نیمه لگاریتمی (حالت صفر  $\overline{AB}$ ) است.  $e_{1,0}, \lambda_1$  نشان دهنده عرض از مبدا و شیب خط منحنی فشرده سازی پس از اشباع (حالت یک  $\overline{CD}$ ) می‌باشند و مقادیرشان بر اساس آزمایش فشرده سازی توسط دستگاه تحکیم تک محوری قابل تعیین است.  $S_0, S_e$  به ترتیب مقادیر مکش بافتی خاک در آغاز اشباع شدگی و مکش بافتی ورود هوا است که از منحنی مشخصه آب-خاک تعیین می‌شوند. برای تعیین پارامتر  $\psi$  از روش حداقل مربعات استفاده می‌شود.

## ۶- بررسی درستی مدل ارائه شده برای تخمین رفتار خاک آزمایش شده در پژوهش

پارامترهای مدل برای نمونه آزمایش شده در جدول (۳) ارائه شده است. نتایج آزمایش به همراه نتایج تخمین حاصل از مدل ارائه شده، در شکل (۶) نشان داده شده است. در جدول (۴) نیز محاسبات تعیین تخلخل خاک مورد آزمایش به کمک مدل، ارائه شده است.

روش تعیین پارامترها در جدول (۲) بدین صورت است که ابتدا بر اساس بخش ۳، آزمایش تحکیم روی نمونه مورد نظر انجام شده و نتایج آن در دستگاه مختصات تخیل-تنش خالص در شکل (۶-الف) ارائه شده است.

سپس بر اساس منحنی مشخصه آب-خاک شکل (۶-ب) که بر اساس بخش ۴ تعیین شده است و به کمک روابط ۲ و ۳، نتایج شکل (۶-الف)، از تنش خالص به تنش مؤثر تبدیل شده است و در دستگاه مختصات تخلخل-تنش مؤثر مطابق شکل (۶-پ) ارائه شده است.

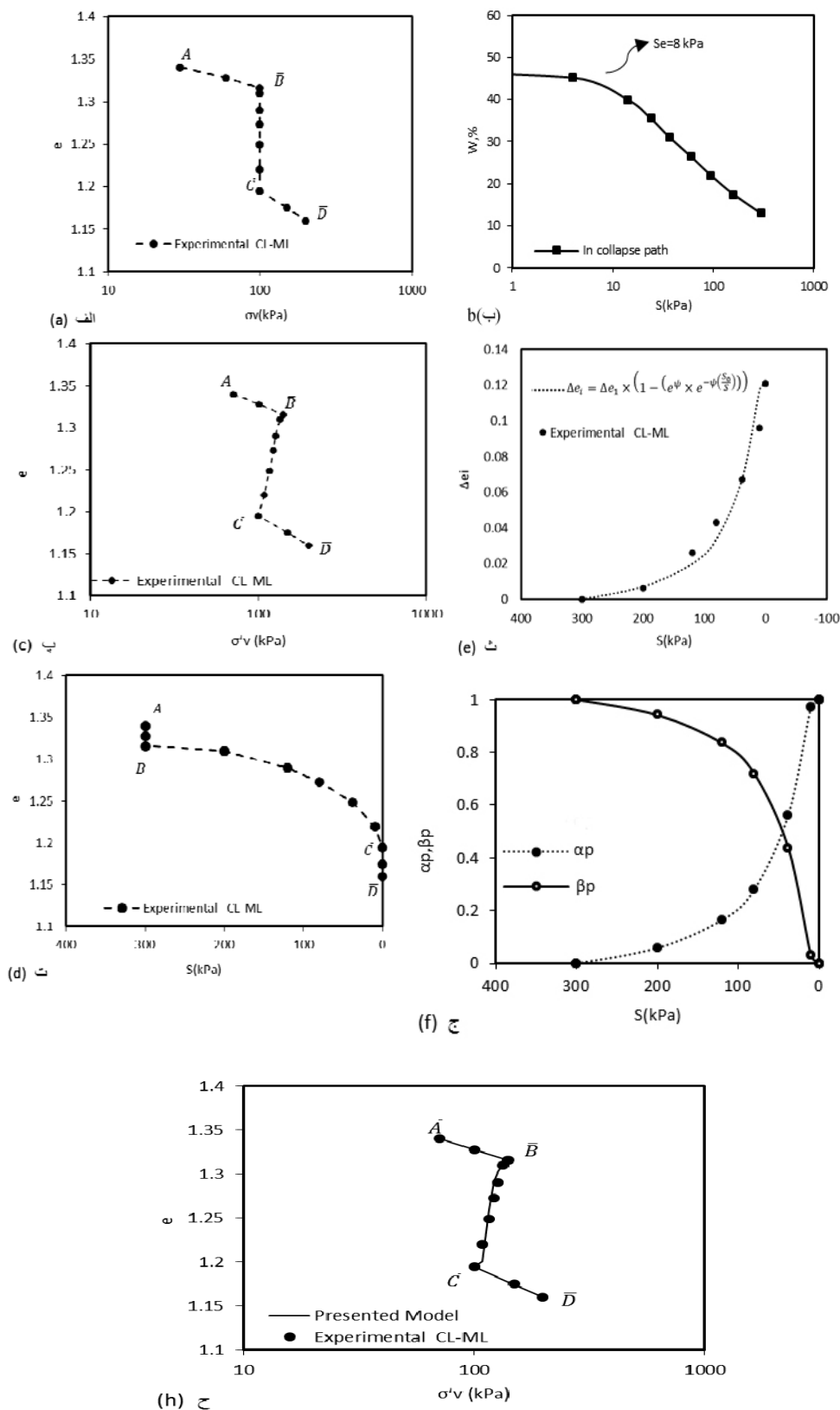
در شکل (۶-پ)، شیب خط  $\overline{AB}$  برابر  $\lambda_0$  و شیب خط  $\overline{CD}$ ، برابر  $\lambda_1$  خواهد بود. تخلخل در نقطه  $\overline{A}$  برابر  $e_{0,0}$  و تخلخل در نقطه  $\overline{C}$  برابر  $e_{1,0}$  است. مقدار مکش در نقطه آغاز فرو ریزش ( $\overline{B}$ ) برابر  $S_0$  است که با توجه رطوبت نقطه  $\overline{B}$  از شکل (۶-ب) خوانده می‌شود.  $S_e$  مقدار مکش وردی هواست که از منحنی (۶-ب) و روش ترسیمی ارائه شده توسط [29] که حاصل تقاطع دو بخش خط منحنی مشخصه آب-خاک است تعیین شده است. مقدار  $\psi$  از روش حداقل مربعات برای بهترین برازش در شکل (۶-ح) تعیین شده است.

جدول ۳. پارامترهای مدل برای خاک مورد بررسی در پژوهش

| $\psi_p$ | $\psi$   | $S_e (kPa)$ | $S_0 (kPa)$ | $\lambda_1$ | $\lambda_0$ | $e_{1,0}$ | $e_{0,0}$ |
|----------|----------|-------------|-------------|-------------|-------------|-----------|-----------|
| 0.1<br>2 | 0.0<br>8 | 8           | 300         | 0.11<br>63  | 0.08<br>04  | 1.1<br>9  | 1.34      |

Table 3. The parameters of the proposed model determined for CL-ML

شکل ۶. تخمین مدل برای خاک مورد آزمایش (الف) فرو ریزش در فضای تنش خالص، (ب) منحنی مشخصه آب خاک در مسیر فرو ریزش، (پ) فرو ریزش در فضای تنش مؤثر، (ت) فرو ریزش در فضای مکش، (ث) تغییرات تخلخل در مسیر فروریزش، (ج) توابع در مسیر فرو ریزش بین دو نقطه، (چ) توابع در مسیر فرو ریزش بین دو منحنی، (ح) پیش بینی مدل برای رفتار تحکیمی خاک غیر اشباع فرو ریزشی در کل مسیر تحکیم



جدول ۴. پارامترهای مدل برای خاک مورد بررسی در پژوهش

| e(experimental) | S   | $\lambda$ | $\sigma_v (kPa)$ | $\sigma_v (kPa)$ | $S_e (kPa)$ | $\alpha$ | $\beta$ | e (model) |
|-----------------|-----|-----------|------------------|------------------|-------------|----------|---------|-----------|
| 1.34            | 300 | 0.136     | 30               | 70.87            | 8           | 0        | 1       | 1.34      |
| 1.328           | 300 | 0.136     | 60               | 100.87           | 8           | 0        | 1       | 1.328     |
| 1.316           | 300 | 0.136     | 100              | 140.87           | 8           | 0        | 1       | 1.316     |
| 1.31            | 200 | 0.170     | 100              | 134.05           | 8           | 0.044    | 0.956   | 1.31      |
| 1.29            | 120 | 0.225     | 100              | 127.06           | 8           | 0.126    | 0.874   | 1.30      |
| 1.273           | 80  | 0.282     | 100              | 122.55           | 8           | 0.22     | 0.78    | 1.29      |
| 1.25            | 38  | 0.424     | 100              | 116.13           | 8           | 0.46     | 0.54    | 1.26      |
| 1.22            | 10  | 0.885     | 100              | 108.85           | 8           | 0.92     | 0.08    | 1.2       |
| 1.195           | 0   | 1         | 100              | 100              | 8           | 1        | 0       | 1.195     |
| 1.175           | 0   | 1         | 150              | 150              | 8           | 1        | 0       | 1.175     |
| 1.16            | 0   | 1         | 200              | 200              | 8           | 1        | 0       | 1.16      |

Table 3. The parameters of the proposed model determined for CL-ML

## ۷- بررسی مدل ارائه شده بر اساس نتایج پژوهشگران دیگر

از مراجع [30, 31] داده‌های آزمایش‌ها استخراج شد و به کمک داده‌ها و روابط ۱ الی ۳، تغییرات تخلخل از فضای تنش خالص به کمک منحنی مشخص آب-خاک در فضای تنش مؤثر ترسیم شد تا تغییرات مکش که عامل اصلی تغییرات حجم در مسیر فروپاشی برای خاک غیر اشباع است، مورد بررسی قرار گیرد. شکل (۷) برای مرجع [30] و شکل (۸) برای مرجع [31] ارائه شده است. در مرجع [30] تغییرات مکش به صورت کنترل شده است.

پارامترهای مدل ارائه شده برای خاک‌های بررسی شده در جدول (۵) ارائه شده است.

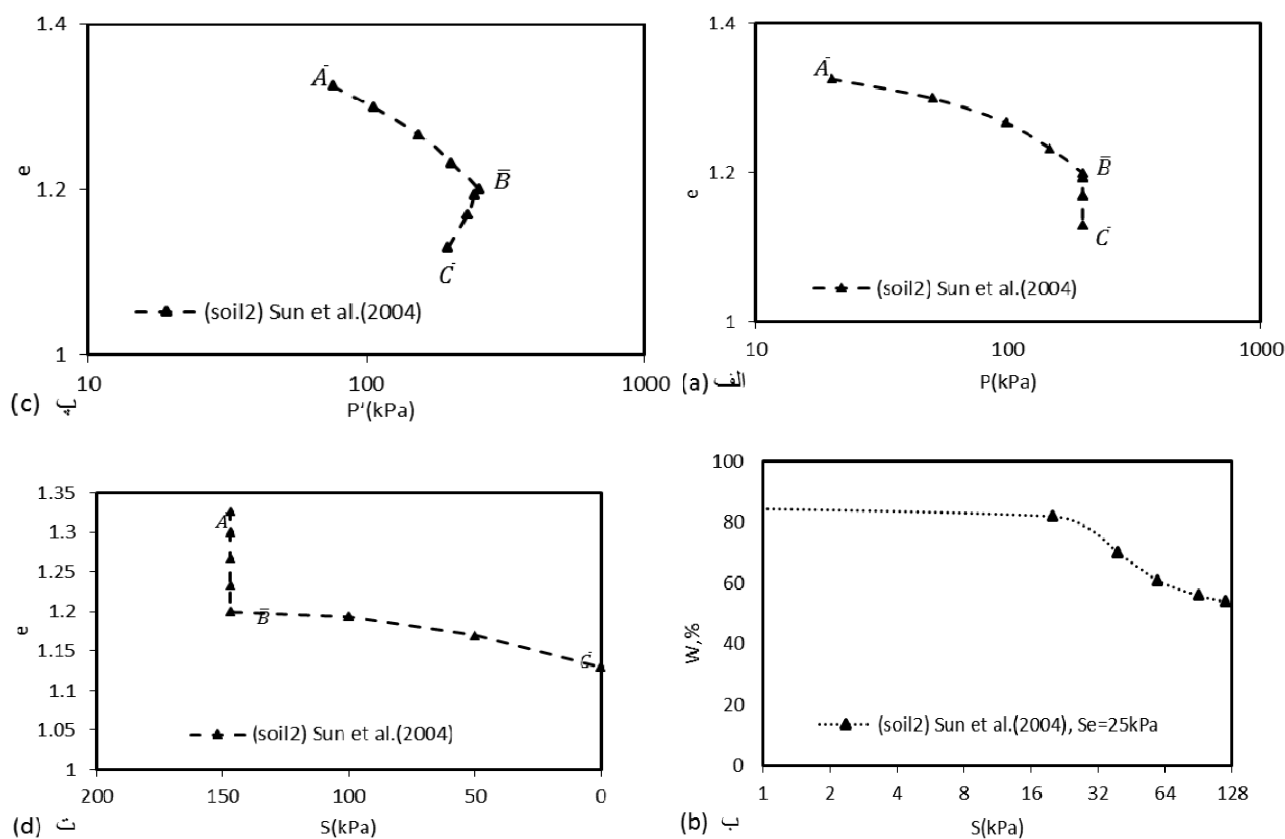
شکل شماره (۶) دارای ۸ قسمت است که بخش الف: بیانگر تغییرات تخلخل خاک در مسیر فروپاشی بر اساس نتایج آزمایش تراکم پذیری تک محوری است. بخش ب: بیانگر منحنی مشخصه آب-خاک است که بر اساس نتایج آزمایش صفحه فشار تعیین شده است. بر اساس روابط تنش مؤثر در خاک غیراشباع که در ابتدای پژوهش ارائه شد، بخش (پ) ترسیم شده است که تغییرات تخلخل را برحسب تنش مؤثر نشان می‌دهد. تخلخل برحسب مکش نیز در بخش (ت) ارائه شده است. میزان تغییرات تخلخل در ازای مکش‌های مختلف نیز در شکل (ث) ارائه شده است. بخش (ج): تابع حالت مدل ارائه شده بین دو نقطه و بخش (چ) بین دو محور را نشان می‌دهد. در بخش (ح): مقادیر تغییرات تخلخل در ازای تغییرات تنش نشان داده شده است که مشاهده می‌شود مدل ارائه شده با دقت مناسبی توانسته رفتار خاک را در تمام مسیر تحکیمی و حتی فرو ریزش مشخص کند. در ادامه نتایج پژوهشگران دیگر به کمک مدل ارائه شده بررسی خواهد شد تا دقت و درستی مدل ارائه شده مورد ارزیابی بهتر قرار بگیرد.

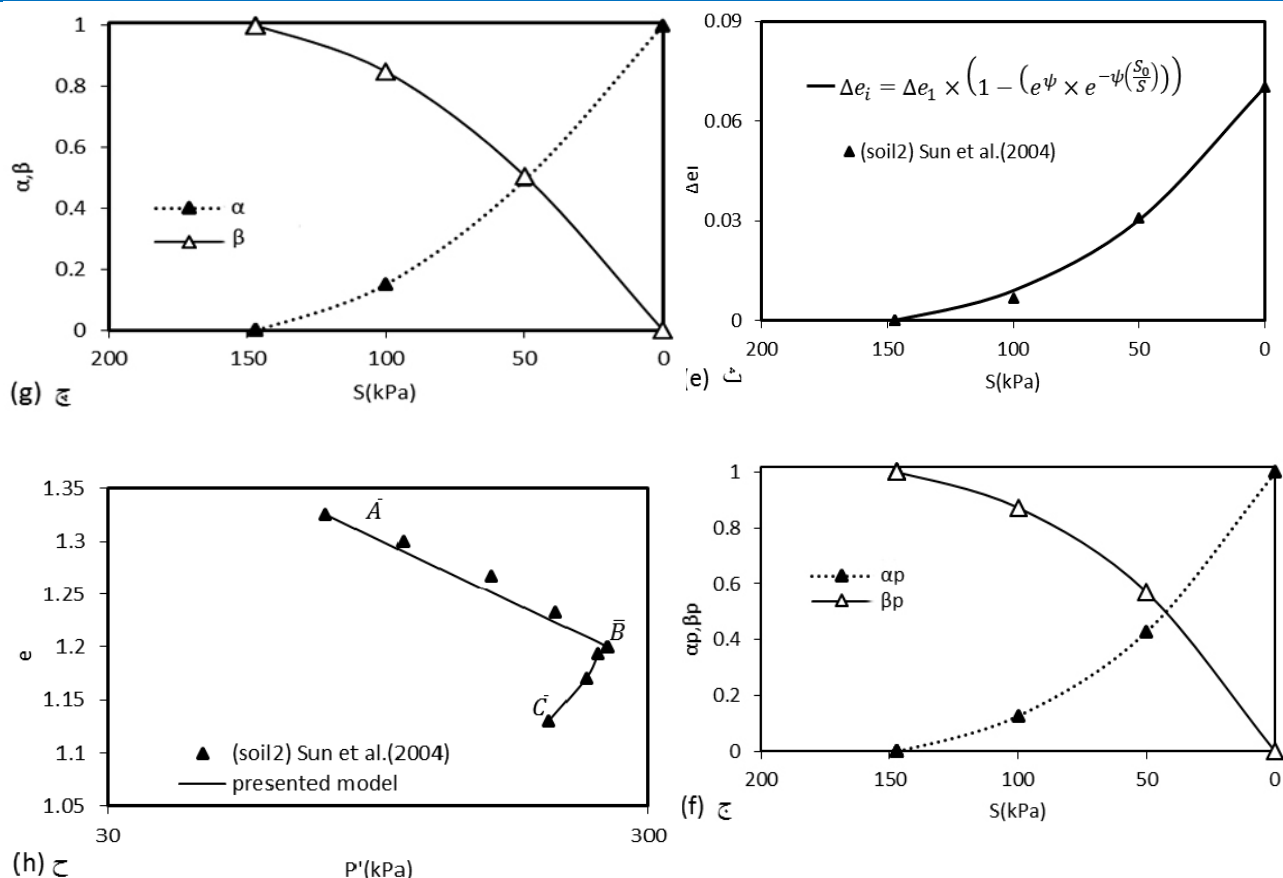
جدول ۵. پارامترهای مدل برای خاک مورد بررسی در پژوهش از مراجع

| soil from Reference | $\psi$ (between two point) | $\psi$ (between two compression curves) | $S_0$ (kPa) | $\lambda_0$ | $\lambda_1$ | $e_{0,0}$ | $e_{1,0}$ | $S_e$ (kPa) |
|---------------------|----------------------------|-----------------------------------------|-------------|-------------|-------------|-----------|-----------|-------------|
| (Soil 2) [30]       | 0.29                       | 0.35                                    | 147         | 0.241074    | -----       | 1.33      | 1.13      | 25          |
| (TPT4) [31]         | 0.09                       | -----                                   | 370         | ----        | ----        | 0.7314    | 0.6007    | 10          |
| (TPT3) [31]         | 0.016                      | -----                                   | 370         | ----        | ----        | .74       | .65       | 7           |

Table 5. model parameters for reference experiments

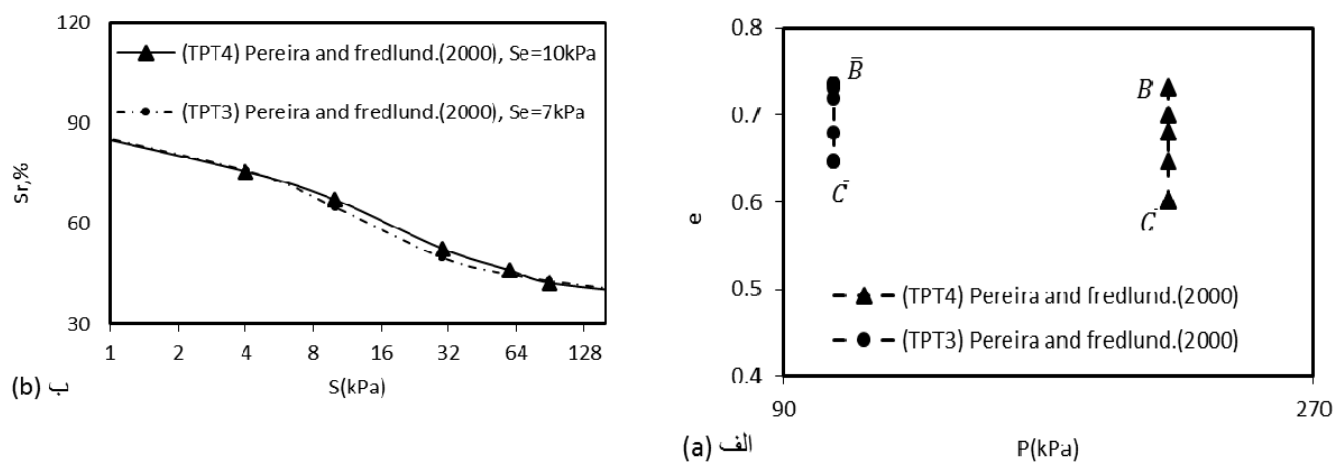
شکل ۷. تخمین مدل برای خاک (Soil2) الف: تخلخل-تنش خالص ب: منحنی مشخصه آب خاک پ: تنش مؤثر-تخلخل ت: تخلخل-مکش ث: تغییرات تخلخل در مسیر فروپاشی به ازای کاهش تنش ج: تغییرات تابع بین دو نقطه بر حسب مکش چ: تغییرات تابع بین دو منحنی بر حسب تغییرات مکش ح: منحنی تحکیمی خاک در دستگاه نیم لگاریتمی تنش مؤثر-تخلخل (داده های آزمایشگاهی مرجع و داده های مدل ارائه شده)

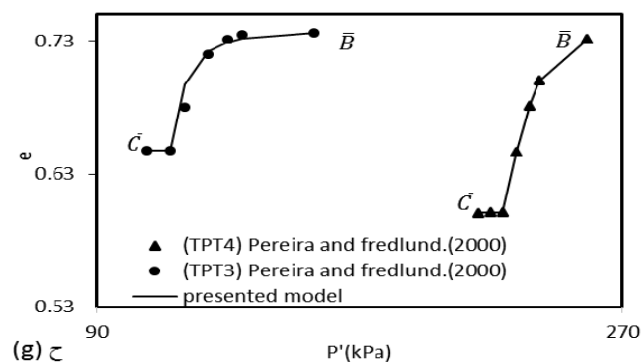
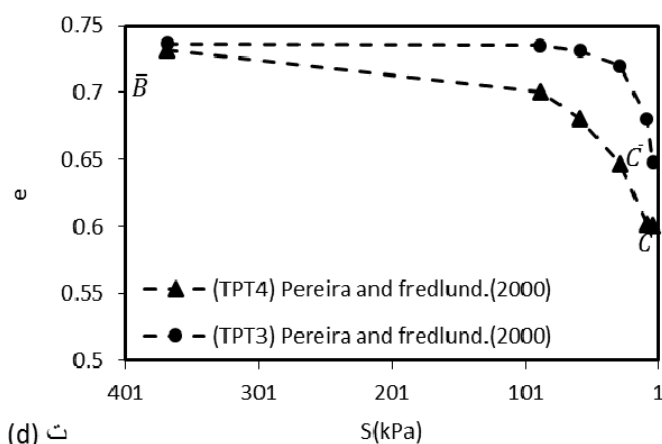
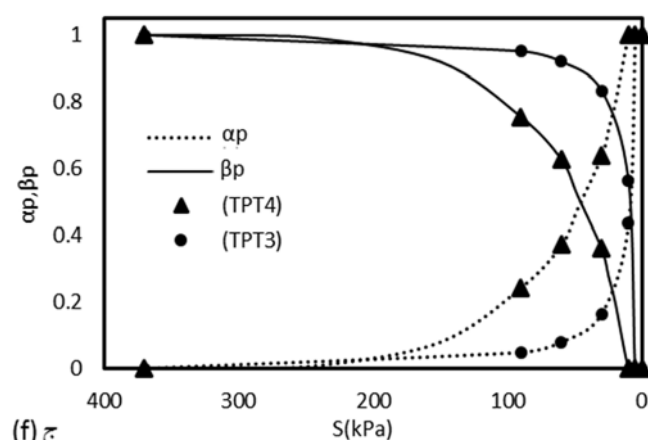
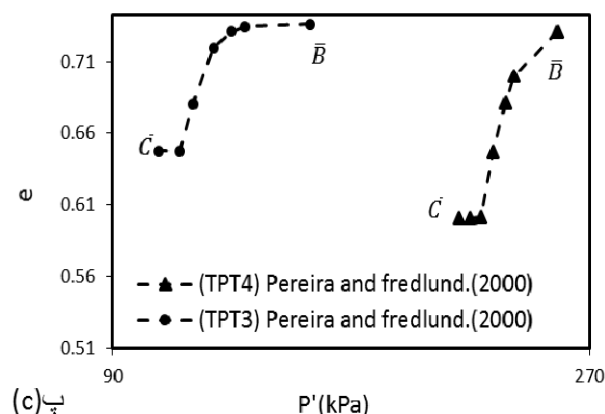
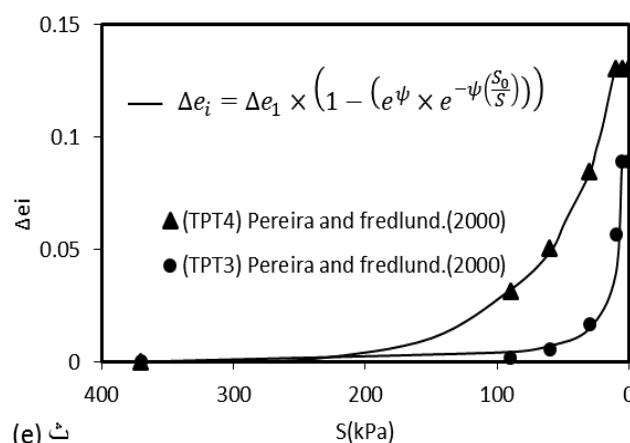




**Fig. 8.** Wetting induced collapse behavior of collapsible soil (Pereira and Fredlund, 2000), a) collapse in net stress space, b) SWCC, c) collapse in effective stress space, d) collapse in suction space, e) changes of void ratio in collapse path, f) disturbance function in collapse path between two points, g) collapse behavior of unsaturated specimen in effective stress space predicted by presented model

شکل ۸. تخمین مدل برای (TPT4, TPT3) الف: تخلخل-تنش خالص ب: منحنی مشخصه آب خاک پ: تنش مؤثر-تخلخل ت: تخلخل-مکش ث: تغییرات تخلخل در مسیر فروپاشی به ازای کاهش تنش ج: تغییرات تابع بین دو نقطه بر حسب مکش ح: منحنی تحکیمی خاک در دستگاه نیم لگاریتمی تنش مؤثر-تخلخل (داده های آزمایشگاهی مرجع و داده های مدل ارائه شده)





خاک (پیش و بعد از تغییرات) ارتباط منطقی بر اساس مفهوم ریاضی و حالت صفر و یک برقرار شده است.

پژوهشگران بسیاری برای مدلسازی در خاک‌ها از روش مشابه این پژوهش استفاده نموده‌اند [32, 33, 34, 35]. از طرفی به علت اهمیت خاک‌های غیر اشباع نیز همچنان رفتار اینگونه خاک‌ها به کمک تجهیزات آزمایشگاهی پیشرفته مورد

با توجه به شکل‌های (۷ و ۸) مشاهده می‌شود که مدل ارائه شده با دقت بالایی رفتار خاک‌های فروریزی غیر اشباع را در مسیر تراکم‌پذیری پیش‌بینی نموده است. در واقع در این روش با تعیین تابع حالت مناسب بر حسب عامل اصلی تغییرات (در اینجا مکش بافتی)، بین حالت‌های اولیه و نهایی

دیگر، تنها به یک حالت خاص اشباع یا غیر اشباع و یا در حین اشباع شدگی نمی پردازد. از طرفی پارامترهای مدل ارائه شده به گونه ای است که با ساده ترین تجهیزات آزمایشگاهی (تحکیم تک مخوری) قابل تعیین است.

این پژوهش علاوه بر مشخص کردن رفتار خاک در مسیر تحکیم و کمک به تکمیل مدل های اساسی، ویژگی مهم دیگری را دربر می گیرد؛ همان گونه که مشخص است خاک های فروریزی در طبیعت توأم با اثر بارش، مقدار مکش آنها در حال تغییر است. بنابراین ساخت روی این گونه خاک ها مستلزم دانستن میزان کامل حجم فروریزش است که در این مدل ارائه شده کافی است با یک نمونه گیری ساده و مشخص نمودن مقدار رطوبت زمان ساخت سازه از خاک فروریزی زیر پی آن، وضعیت تغییر حجم یافته و تغییر حجم باقی مانده را با توجه به تنش برجا محل مشخص نمود که این کمک زیادی در شناخت وضعیت خاک و ارتباطش با سازه دارد.

## ۸- مراجع

- [1] A.R. Bagherieh, A. FarsijanI, (2016). "Consolidation Behavior of collapsible clay soils in saturated and unsaturated conditions", Sharif Civil Engineering Journal, pp 43-54(in persia). [http://sjce.journals.sharif.edu/article\\_985.html](http://sjce.journals.sharif.edu/article_985.html)
- [2] Sheng, D. (2011). Review of fundamental principles in modeling unsaturated soil behavior", Journal of Computers and Geotechnics, 38(6), pp. 757-776.
- [3] Zheng, Z., Li, X., Wang, L., Li, L., Shi, J., & Bi, M. (2021). A new approach to evaluation of loess collapsibility based on quantitative analyses of colloid-clay coating with statistical methods. *Engineering Geology*, 288, 106167. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2021.106167>
- [4] Wang, J., Zhang, D., Chen, C., & Wang, S. (2020). Measurement and modelling of stress-dependent water permeability of collapsible loess in China. *Engineering Geology*, 266, 105393.

توجه پژوهشگران است که منجر به ارائه نتایج ارزنده ای شده است [36, 37, 38, 39, 40, 41]. اما در این پژوهش سعی بر این بوده است که مدلی ارائه شود تا با ساده ترین تجهیزات موجود (تحکیم ادمتر) بتوان پارامترهای مدل را تعیین و رفتار خاک را بر اساس مدل پیش بینی نمود.

## نتیجه گیری

در این پژوهش رفتار فروپاشی ناشی از اشباع شدگی خاک های غیر اشباع با استفاده از مفهوم حالت منطقی صفر و یک مورد مطالعه قرار گرفت. با استفاده از یک تابع حالت حاصل از نتایج تجربی، رفتار فروریزی خاک بر اساس رفتار تحکیمی آن در دو حالت مرجع (صفر و یک) توضیح داده شد. عملکرد تابع حالت پیشنهادی در این پژوهش به کمک تغییرات مکش و تنش مؤثر تعریف شده است. در مدل پیشنهادی از منحنی های تراکمی خاک در حالت اشباع نشده ( $\overline{AB}$  حالت صفر) و حالت کاملاً اشباع ( $\overline{CD}$  حالت یک) برای توصیف رفتار تراکمی و تعیین نشست حاصل از تراکم خاک در دامنه کامل بارگذاری از جمله: قبل از فروپاشی، در حین فروریزش و پس از فروپاشی، استفاده شده است. این مدل با نتایج آزمایشگاهی انجام شده در این مطالعه و داده های موجود در ادبیات گذشته تأیید شد که توانایی مدل را در پیش بینی رفتار تغییر حجم خاک های اشباع نشده، ناشی از بارگذاری یا اشباع شدگی و فروپاشی ناشی از آن، نشان داد. نکته قوت و نوآوری این پژوهش نسبت به پژوهشگران دیگر، ارائه مدلی ساده است که دقت عمل آن نسبت به مدل های پیشنهادی دیگر بیشتر است. به عنوان نمونه، مقادیر عددی حاصل از نمودار نتایج خاک آزمایش شده در این پژوهش نیز به صورت کمی در جدول شماره (۴) ارائه شد. با توجه به آن و شکل های (۷ و ۸)، مشاهده شد که در تمامی آزمایش ها (انجام شده در این پژوهش و پژوهشگران دیگر) بیشترین میزان خطای محاسباتی در تعیین نسبت تخلخل در مسیر تراکم پذیری حجمی توسط مدل ارائه شده کمتر از ۰/۰۲ بوده است. از طرفی مدل ارائه شده همه مراحل تراکم پذیری حجمی خاک را مورد بررسی قرار می دهد و مانند تحقیقات

- Genesis and Properties of Collapsible Soils*, 173–205. doi:10.1007/978-94-011-0097-7\_9
- [14] AR Bagherieh, M Baharvand, M Meidani, A(2019) Mahboobi -Prediction of wetting-induced swelling using effective stress in an unsaturated kaolin Iranian Journal of Science and Technology
- [15] Sadeghabadi, A., Noorzad, A. & Zad, A. An Extension to Barcelona Basic Model Predicting the Behavior of Unsaturated Soils. *Transp. Infrastruct. Geotech.* (2021). <https://doi.org/10.1007/s40515-021-00159-6>
- [16] Garakani, A. A., Haeri, S. M., Khosravi, A., & Habibagahi, G. (2015). Hydro-mechanical behavior of undisturbed collapsible loessial soils under different stress state conditions. *Engineering Geology*, 195, 28–41. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2015.05.026>
- [17] Maleki, M., & Bayat, M. (2012). Experimental evaluation of mechanical behavior of unsaturated silty sand under constant water content condition. *Engineering Geology*, 141–142, 45–56. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2012.04.014>
- [18] Ghasemzadeh, H., & Akbari, F. (2019). Determining the bearing capacity factor due to nonlinear matric suction distribution in the soil. *Canadian Journal of Soil Science*, 99(4), 434–446. <https://doi.org/10.1139/cjss-2019-0071>
- [19] Fernando A. M. Marinho and Orlando M. Oliveira. (2005), The Filter Paper Method Revisited, *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 29, No. 3, Paper ID GTJ14125
- [20] Bishop A. W(1959), "The principle of effective stress", *Teknisk Ukeblad* 106, pp 859-863.
- [21] Khalili, N., Khabaz, M. H., (1998)"A unique relationship for  $\chi$  for the determination of the shera strength of unsaturated soils"; *Journal of Geotechnique* 48, No. 5, pp. 681-687.
- [22] Yan FR, W Fan, TY He, (2013) "Study on Binary-Medium Model of fissured loess", *Applied Mechanics and Materials*, , (256-59), 240-244.
- [23] Ouria. A, Ranjbarnia. M, vaezipour. D,(2018) A Failure Criterion for Weak Cemented Soils. *Journal of Civil and Environmental Engineering* 48 (92), 13-21
- [24] Sun, D., Sheng, D., Xu, Y., (2007). Collapse <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2019.105393>.
- [5] Bagherien. A. R, Farsijani. A, Farpour. R, (2017). Comparison of stress variables performance in predicting the shear strength of unsaturated soils. *Modares Civil Engineering Journal*. (17) , 13-27. <http://mcej.modares.ac.ir/article-16-1178-en.html>
- [6] Bagherien. A. R, Farpour. R, Farsijani. A, (2017). The collapse and creep behaviour of kaolin with double porosity structure. *Modares Civil Engineering Journal*. (16), 11-20. <http://mcej.modares.ac.ir/article-16-10663-fa.html>
- [7] Bagherien. A. R, Farsijani. A, The effect of moisture content on the shear strength parameters of plastic fine soils, . *Modares Civil Engineering Journal*.(3), 31-41.(in Persia). <http://mcej.modares.ac.ir/article-16-3446-en.html>
- [8] Bagherieh, A. R., Khalili, N., Habibagahi, G., & Ghahramani, A. (2009). Drying response and effective stress in a double porosity aggregated soil. *Engineering Geology*. <https://doi.org/10.1109/TNET.2015.2504603>
- [9] Y., Pasha. A., Arman, Khoshghalb., & Nasser, K. (2017). Hysteretic Model for the Evolution of Water Retention Curve with Void Ratio. *Journal of Engineering Mechanics*, 143(7), 4017030. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)EM.19437889.0001238](https://doi.org/10.1061/(ASCE)EM.19437889.0001238)
- [10] Pasha, A., Khoshghalb, A., & Khalili, N. (2020). Evolution of isochoric water retention curve with void ratio. *Computers and Geotechnics*, 122, 103536. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2020.103536>
- [11] Zhou, A., Fan, Y., Cheng, J. W., & Zhang, J. (2019). A Fractal Model to Interpret Porosity-Dependent Hydraulic Properties for Unsaturated Soils. *Advances in Civil Engineering*, 2019, 1–13. <https://doi.org/10.1155/2019/3965803>
- [12] Ashour, M., Abbas, A., Altahrany, A., & Alaaeldin, A. (2020). *Modelling the behavior of inundated collapsible soils. Engineering Reports*, e12156. doi:10.1002/eng2.12156
- [13] Fredlund, D. G., & Gan, J. K.-M. (1995). *The Collapse Mechanism of a Soil Subjected to One-Dimensional Loading and Wetting*.

- Soils. *Journal of Civil and Environmental Engineering* 47 (86), 1-9.
- [35] Ouria, A., Desai, C.S., Toufigh, V., 2015. Disturbed state concept-based solution for consolidation of plastic clays under cyclic loading. *International Journal of Geomechanics* 15(1):04014039, DOI: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GM.1943-5622.0000336](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000336)
- [36] Mirzaii, A., Yasrobi, S. S., & Hefzi, E. (2020). Critical state behaviour of an unsaturated clayey sand along constant water content direct shear and triaxial loading conditions. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 14(3), 286–294. <https://doi.org/10.1080/19386362.2018.1438151>
- [37] Sadeghzadegan, R., Naeini, S. A., & Mirzaii, A. (2020). Effect of clay content on the small and mid to large strain shear modulus of an unsaturated sand. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 24(5), 631–649. <https://doi.org/10.1080/19648189.2017.1415169>
- [38] Farsijani, A., Ouria, A., (2021). Constitutive Modeling the Stress-Strain and Failure Behavior of Structured Soils Based on HISS Model. *Modares Civil Engineering Journal*. 21(4), 231-250. <http://mcej.modares.ac.ir/article-16-52042-en.html>.
- [39] Ouria, A., Farsijani, A., (2019). Investigating the Consolidation and Shear Strength Behavior of Clay Soils Contaminated with Municipal Solid waste leachate. *Amirkabir Journal of Civil Engineering*. 51(2), 351-366. [https://ceej.aut.ac.ir/article\\_2903.html](https://ceej.aut.ac.ir/article_2903.html).
- [40] Ouria, A., Farsijani, A., (2019). The Effect of Waste Leachate on the Strength Parameters of Clay with High and Low Plasticity. *Amirkabir Journal of Civil Engineering*. 50(6), 1081-1092. [https://ceej.aut.ac.ir/article\\_2694.html](https://ceej.aut.ac.ir/article_2694.html).
- [41] Farsijani A, Ouria A (2022) Wetting-Induced Collapse Behavior of Unsaturated Soils in Disturbed State Concept Framework. *Int J Geomech* 22:4022014. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GM.1943-5622.0002327](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0002327)
- behaviour of unsaturated compacted soil with different initial densities. *Can. Geotech. J.* 44, 673–686. <https://doi.org/10.1139/T07-023>
- [25] Brink, G., and Heymann, G. (2014). “Soil collapse from an effective stress perspective.” *Journal of the South African Institution of Civil Engineering*, 56(3), 30–33.
- [26] Albadri, W. M., Jamaludin, M., and Alhani, I., (2020). A new practical modification to the pressure plate extractor for measuring the wetting protion of SWCC. *Austalian Geomechanics Journal*. Vol 55. Number 2
- [27] Leong, E., Tripathy, S., & Rahardjo, H. (2004). A Modified Pressure Plate Apparatus. *Geotechnical Testing Journal*, 27, 322–331. <https://doi.org/10.1520/GTJ11053>
- [28] R., H. L., P., T., & J., P. A. (2021). A Modified Pressure Plate Device for SWCC Testing Under Anisotropic Stress States. In *Unsaturated Soils 2006* (pp. 1753–1763). [https://doi.org/doi:10.1061/40802\(189\)147](https://doi.org/doi:10.1061/40802(189)147)
- [29] Khalili, N., Geiser, F., and Blight, G. E. (2004). “Effective stress in unsaturated soils: Review with new 414 evidence.” *International Journal of Geomechanics*, 4(2), 115–126.
- [30] Sun, D.A., Matsuoka, H., Xu, Y.F., 2004. Collapse behavior of compacted clays in suction-controlled triaxial tests. *Geotech. Test. J.* 27, 362–370. <https://doi.org/10.1520/gtj11418>
- [31] Pereira J.F.H., Fredlund D.G., 2000. Volume Change Behavior of Collapsible Compacted Gneiss Soil. *J. Geotech. Geoenvironmental Eng.* 126, 907–916. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2000\)126:10\(907\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2000)126:10(907))
- [32] Desai, C.S., 2000a. *Mechanics of Materials and Interfaces: The Disturbed State Concept*, CRC. Boca Raton, FL.
- [33] Ouria, A., 2017. Disturbed state concept-based constitutive model for structured soils. *International Journal of Geomechanics* 17(7):04017008, [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GM.1943-5622.0000883](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000883)
- [34] Ouria, A., Behboodi, T., 2017. Compressibility of Cement Treated Soft

# A Compression Model for Unsaturated Collapsible soils

Ali Farsijani<sup>1</sup>, Ahad Ouria<sup>2</sup>

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

2. Ahad Ouria, Ph.D, Associate Professor, Civil Engineering Department, University of Mohaghegh Ardabili, Iran.

## Abstract

Since most of the soils in their natural state are unsaturated, therefore understanding and description of the compression and failure behavior of unsaturated soils are essential. The compression and failure behavior of unsaturated soils are affected by the interaction of the solid, liquid, and gas phases of the soil. Most of unsaturated soils exhibit a sudden change in their volume due to saturation that is called collapse phenomenon. The compression and collapse behavior of collapsible soils are so complex that can not be explained in the total or net stress spaces. Wetting induced collapse of the collapsible soil has a discontinuous response in net stress space and needs to be described using the matric suction. Calculations of the effective stress using the matric suction shows that the wetting induced collapse response of unsaturated soils is a continuous but a highly non-linear behavior. On the other hand, the compression characteristics of dry and saturated soils are different and change as the moisture content or the degree of the saturation of the soil change. In this research the compression and the wetting induced collapse behavior of unsaturated CL-ML soil have been investigated in the laboratory. Laboratory tests have been conducted by oedometer test device. Compression and wetting induced collapse behavior of unsaturated soil in dry state before collapse, during saturation and collapse state, and fully saturated after collapse state were studied. Pressure plate device was employed to obtain the soil water characteristic curve of the soil. Based on the laboratory results a compression and collapse model has been proposed to capture the compression and collapse behavior of the soil before, during and after wetting induced collapse. Using the soil water characteristic curve, the compression and collapse response of the soil was transferred to effective stress space. The binary-medium model was employed to describe the compression and the collapse behavior of the unsaturated soil based on its responses in two dry and fully saturated states as two reference states. Based on the binary-medium model, soil mass was considered as binary medium including two states of 0 and 1. The state of the soil in dry condition was considered as binary 0 and its state in fully saturated state was considered as binary 1. The state of the soil at any particular state between these two states was interpolated using a state function. An exponential form state function in terms of matric suction and the effective stress was introduced to relate the volume change of the unsaturated soil during the collapse state to its compression behavior in two dry and fully saturated states. The state function was derived based on the laboratory experiments. The compression behavior of the soil in dry state was. Using the proposed model, the compression and collapse behavior of unsaturated soil in dry state, collapse state, and saturated state could be described in a single generalized model. The proposed model was verified by the laboratory tests conducted in this study and the available published in the literature. Verifications illustrated the ability of the proposed model in capturing the compression and collapse behavior of unsaturated collapsible soils.

**Keywords:** Compression model, collapse, unsaturated soil, binary medium model, wetting.