



بیان رفتار تنش- تغییر شکل و گسیختگی خاک ساختار یافته بر اساس مدل پلاستیک سلسله مراتبی سطوح منفرد)HISS(

على فارسى جانى'، احد اوريا^{*}

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

aouria@uma.ac.ir

تاریخ دریافت:۱۴۰۰/۴/۲۰ تاریخ پذیرش:۱۴۰۰/۶/۲۱

چکیدہ

بیشتر خاکها در حالت طبیعی دارای نوعی ساختار است. رفتار تراکم پذیری حجمی خاکهای دانهای و ساختار یافته که خردشوندگی ساختار را در حین بارگذاری تجربه می کنند، غیرخطی است. در این گونه خاکها در اثر افزایش بار، ساختار بین دانههای خاک شکسته و فضای خالی بین دانههای خاک پر میشود که در نتیجه با افزایش تنش، مقدار تغییرات کرنش کمتر میشود و به عبارت دیگر مقدار مدول الاستیسیته خاک افزایش پیدا می کند. مدول الاستیسیته متغیر در بیشتر مصالح به ویژه برای خاک که فضای خالی آن در مسیر بارگذاری پر میشود، مشهود است. در مفهوم حالت بهم خوردگی میتوان به کمک یک تابع مناسب بین دو حالت معلوم اولیه و نهایی ارتباط برقرار کرد و تغییرات از حالت اولیه تا نهایی را در هر مرحله مشخص نمود. در این پژوهش به کمک مفهوم حالت بهم خورده تابعی مناسب برای مدول الاستیسیته متغیر تعریف شد و سپس مدل تراکم پذیری حجمی با استفاده از مفهوم حالت آشفته توسعه داده شده و در مدل HISS که براساس مفهوم حالت بهمخوردگی است، گذشته برای بررسی و درستیآزمایی مدل ارائه شده استفاده شد. مقایسه نیزیم محال بنایج آزمایشهای سه محوره ارائه شده در پژوهش گذشته برای بررسی و درستیآزمایی مدل ارائه شده استفاده شد. مقایسه نتایج مدل ارائه شده با نتایج تجربی آزمایشهای برش سه محوری نشان

واژگان کلیدی: مدل رفتاری، تراکم پذیری، خاک خردشونده، خاک دارای ساختار، مفهوم حالات بهم خوردگی

۱- مقدمه

فضای خالی مابین ساختار مصالح به ازای افزایش بار، تغییر میکند. درواقع رفتار تنش–کرنش آنها نمیتواند خطی باشد و در ازای پر شدن فضای خالی و به اصطلاح سفتشدن، مقدار مدول الاستيسيته أنها افزايش پيدا خواهد كرد. نياز به نيروى بیشتر برای ایجاد تغییر شکل بر مصالحی که پیش بارگذاری شدهاند، به همین علت است. خاکهایی که در طبیعت وجود دارند به علت وجود نیروهای سربار و پیوندهای شیمیایی، دارای ساختاری میشوند که رفتار مقاومتیشان را در طبیعت از همان خاک در آزمایشگاهها (به علت دستخوردگی) متمایز و شبیه به رفتار مصالح سنگی میکند. این خاکها دارای رفتار خردشوندگی هستند که در اثر بارگذاری و شکست تدریجی ساختار در نهایت به رفتار نرمگونه خاکی میرسند. خاکهای دانهای و سنگدانهای هم که در ازای هر بار وارد شده از خود رفتار خرد شونده نشان میدهند، با افزایش بار و خرد شدن ساختار و یا در هم رفتن دانهها، فضای بین دانهها کم شده و درنتيجه مقدار مدول الاستيسيته افزايش پيدا ميكند كه بيانگر مدول الاستيسيته متغير خاك است [3, 2, 1].

رفتار تراکمپذیری خاکهای ساختاریافته ٔ تحت اثر میزان شکست ساختارشان است. تغییرات کرنش خاک ساختاریافته در نیروهای اعمالی کوچکتر از مقاومت ساختار خاک(حفظ ساختار)، نسبت به همان خاک تحت همان نیرو در آزمایشگاه (دستخوردگی و نبود ساختار) متفاوت است. خاکهای دانهای نیز در مسیر بارگذاری، به علت خردشوندگی، رفتاری متفاوت از نظر تغییرات تنش-کرنش دارند، رفتاری که نشان از تغییرات مدول الاستیسیته خاک در مسیر بارگذاری دارد [5, 4].

بررسی رفتار تراکمپذیری خاکهای خردشونده^۲ در فشارهای محدود کننده بزرگ، منجر به ارائه مدلی شد که بیانگر رفتار غیرخطی و پیوسته خاک در مسیر بارگذاری از حالت سنگگونه به نرم خاکگونه بوده است [5]. مدلی با سه سطح رویه برای توصیف رفتار خاک ساختاریافته در مسیر بارگذاری،

پیش از شکست ساختار، در حین شکست ساختار و پس از شکست ساختار ارائه شده است که نشان از رفتار غیرخطی خاک ساختار یافته و دانهای در مسیر بارگذاری دارد [6]. مدلی هم نیز برای بیان تفاوت رفتار بین خاک ساختاریافته و بازسازی شده و بیان رفتار غیرخطی تراکم پذیری حجمی خاک نیز به کمک مفهوم حالت آشفته DSC و تابع بهمخوردگی[†] بر اساس کرنش حجمی به بیان رفتار غیرخطی تراکمپذیری حجمی خاک در مسیر تخریب ساختار، پرداختهاند [8]. همچنین در پژوهشی اعلام شد که تراکم پذیری خاکهای سیمانته در مقیاس نیمه لگاریتمی تنش، به سه حالت اولیه غیر خطی، میان انتقالی و خطی نهایی طبقهبندی شده است [9].

پژوهشگران نیز اعلام داشتهاند که مقاومت برشی خاکهای طبیعی نیز غیرخطی است و به کمک تابع حالات بهمخورده بین دو مدل رفتاری موهر-کلمب و گریفیٹ قابل بیان است [10]. در پژوهش دیگری به بررسی رفتار غیر خطی تحکیمی و پیوسته خاک در مدل کم-کلی اصلاح شده از طریق معرفی مدل ساختار یافته بدست آمده از مفهوم حالت بهمخورده DSC پرداخته شده است [11].

نتایج به دست آمده از پژوهشها نشان میدهد که رفتار تراکمپذیری حجمی خاک طبیعی، غیرخطی بوده و شیب منحنی فشردهسازی خاک در فضای تنش-تخلخل حتی در مقیاس نیمه لگاریتمی غیرخطی است [12]. برای رفتار تراکمپذیری حجمی خاک در بعضی موارد سه مرحله در نظر گرفته شده است؛ مرحلهای که فشار اعمالی کمتر از فشار لازم برای شکست ساختار خاک است، مرحله شکست ساختار و در آخر مرحلهای که تمام نیروهای مرزی بین دانههای خاک شکسته شده است [13]. منحنی تراکمپذیری حجمی خاکهای خردشونده متشکل از یک منحنی شامل دو بخش با شیبهای متفاوت قبل و بعد از نقطه تسلیم است؛ از آنجایی که رفتار خاکهای پیش ساختار

^{1.} Sructured Soils

^{2.} Btle Soils

^{3.} Dsturbed State Concept

^{4.} Dturbance Function

يافته قبل و بعد از نقطه تسليم (مانند نقطه فشار پيش تحكيمي در خاکهای پیش تحکیم یافته) در مسیر بارگذاری متفاوت است، تمامی روابط ریاضی که برای بررسی آن ارائه شده، باید شامل اصلاح مربوط به فشار تسليم باشد. در مرجع [15, 14] نیز بیان شده است که رفتار خاکهای کم سیمانته شده به مقاومت به دست آمده از سیمانتگی دانهها بستگی دارد. همچنین بر رفتار تراکم پذیری حجمی خاک در طیف گستردهای از تنشها در حالت طبیعی و بازسازی شده مطالعه صورت گرفته که به ارائه تابعی بر حسب تنش برای بیان تغييرات تخلخل در سطوح تنش كم و زياد، انجاميده و بيان شده است که تابع برحسب تنش می تواند کاربرد مناسبی برای بیان رفتار تراکم پذیری حجمی خاکها داشته باشد [16]. موارد بیان شده، نشان میدهد که رفتار تراکمپذیری حجمی خاک خرد شونده پیوسته و تابعی بر حسب تنش است [17]. در واقع همین رفتار خردشوندگی است که باعث پیچیدگی رفتار اینگونه خاکها شده است [18]. با توجه به نتایج پژوهشهای گذشته میتوان بیان داشت که مهمترین ویژگی خاکهای ساختاریافته، غیر خطی بودن رفتار آنها در مسیر خردشدگی در عین پیوستگی است. از این رو می توان از مفهوم حالت DSC برای بیان رفتار خاک ساختار یافته و خرد شونده استفاده نمود. بر اساس DSC، می توان رفتار یک ماده بین دو حالت شناخته شده مرجع را با استفاده از یک تابع حالت مناسب توصیف کرد که با توجه به توضيحات ارائه شده در اين بخش، وجود تابعي بر حسب تنش میتواند مابین این دو حالت مرجع معلوم که تغییرات پیوسته بينشان وجود دارد، مناسب باشد.

در این پژوهش با در نظر گرفتن مدول الاستیسیته متغیر وابسته به تنش، رفتار تراکمپذیری حجمی خاک ساختار یافته مورد بررسی قرار گرفته است که طراحان را در درک دقیق تر و واقعی تر رفتار خاک کمک میکند. در واقع در این پژوهش سعی بر این شده است که مدول الاستیسیته خاک ساختاریافته که در مسیر بارگذاری متغیر است، با یک تابع مناسب به صورت غیرخطی بیان شود تا تغییرات تنش-کرنش را که وابسته به تغییرات مدول الاستیسیته است، در مسیر بارگذاری به درستی

بررسی نمود. در بیشتر مدلها مقدار مدول الاستیسیته به صورت ثابت در نظر گرفته می شود، در حالی که مقدار آن در مسیر بارگذاری در حال تغییر است. از این رو تمامی مقادیر تنش و کرنش در مسیر بارگذاری به دور از واقعیت بدست می آیند که در این پژوهش به کمک مفهوم حالت آشفته مدول الاستیسیته به صورت متغیر در نظر گرفته شده است و بازه تغییرات آن مابین دو حالت معلوم در آغاز بارگذاری و انتهای بارگذاری به کمک تابع حالت آشفته وابسته به تنش که عامل تغییرات هست در نظر گرفته شده است تا مقادیر تنش و کرنش نزدیکتر به واقعیت تعیین شود.

در مدل ارائه شده چنانچه مدول الاستیسیته اولیه و انتهایی مقدار یکسانی داشته باشد، رابطه تنش کرنش خطی می شود و چنانچه مقادیر اولیه و انتهایی مدول الاستیسیته متفاوت باشد، در این صورت رفتار غیرخطی تنش-کرنش شبیه سازی می شود. از اینرو رفتار بسیاری از مصالح هم نیز توسط این مدل قابل پیش بینی است که در عین دقت عمل در پیش بینی بهتر تغییرات، گستره عملکرد وسیعتری هم دارد.

T- مفهوم DSC

این مفهوم بر اساس این نظریه بنا شده است که واکنش یک جسم می تواند بر اساس واکنش متقابل اجزای آن بیان شود. به عبارتی نیروهای خارجی با تغییرات اجسام، موجب تغییر از حالت موجود به یک حالت تعادلی جدید می شوند. هماهنگی کامل با شرایط جدید ممکن است در عمل قابل اندازه گیری نباشد. در عوض رفتار اولیه مصالح قابل مشاهده و بررسی است و حالت ایده آل نهایی می تواند از روی رفتار مشاهده شده در طول تغییر شکل دیده شود. این مفهوم ابتدا برای مدلسازی مصالح خاکی توسعه داده شد[22, 21, 20, 20, 71]. سپس نشده [23]، تراکمپذیری [24]، تحکیم خاکهای رسی تحت بارهای سیکلی [25]، آنالیز تماس [27, 66]، مدلسازی بتن پلیمری [28] پیهای عمیق [29] و مصالح سنگی [30] نیز بکار بسته شد. در مفهوم حالت آشفته رفتار ذرات تحت اثر رفتار اسکلت ذرات و فضای خالی بین ذرات است. سیستم

دوره بیست و یک/ شماره ۴/ سال ۱۴۰۰

ذرات از دو بخش مرجع یا ترکیبی از آن دو تشکیل شده است. این دو 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 به کمک پارامتر حالت آشفته (D) که توسط یک تابع (Fi) مابین دو حالت مرجع (IR) و (FA) ارتباط برقرار میکند، قابل بیان است. شماتیک تغییرات شفتگی در مفهوم DSC در شکل (۱) نشان داده شده است. در مفهوم حالت آشفته فرمول ۱ رفتار مواد در هر لحظه بین دو حالت مرجع را به کمک پارامتر آشفته (D) که به عنوان یک نشان میدهد. ارتباط بین دو حالت مرجع عمل میکند، نشان میدهد. ارتباط بین دو حالت مرجع به کمک رابطه ۱ در شکل (۱) برای رفتار تراکم پذیری حجمی خاک در دستگاه تنش انحرافی –کرنش عمودی ارائه شده است [20].

$$\mathbf{F}_{i} = (\mathbf{1} - \mathbf{D})\mathbf{R}\mathbf{I} + \mathbf{D}\mathbf{F}\mathbf{A} \tag{1}$$

شکل ۱. نمایش شماتیک DSC



۳- فرمولبندی بار گذاری سه محوره بر اساس مدل HISS

در مدل ارائه شده در DSC پاسخ رفتار تنشی مواد بین دو حالت مرجع RI,FA به صورت زیر بیان می شود [20].

$$\sigma_{ij}^{a} = (1 - D)\sigma_{ij}^{i} + D\sigma_{ij}^{c}$$
⁽²⁾

که اندیس های I , a و C به ترتیب بیانگر حالت میانگین مشاهداتی، FA ،RI، هستند و تابع آشفتگی بر اساس تجزیه و تحلیل تجربی از رابطه زیر بدست میآید [20].

$$D = \frac{\xi_D}{A + B\,\xi_D} \tag{3}$$

در رابطه ۳، B, A پارامترهای آشفتگی و _D نیز بخش انحرافی مسیر نمو کرنش پلاستیک (dE ^p میآید.

$$\begin{cases} \boldsymbol{\xi}_{D} = \int \left(dE_{ij}^{p} dE_{ij}^{p} \right)^{\frac{1}{2}} \\ E_{ij}^{p} = \varepsilon_{ij}^{p} - \left(\frac{1}{3}\right) \varepsilon_{ii} \delta_{ij} \qquad (4) \\ \varepsilon_{ij}^{p} = \vartheta \frac{\partial Q}{\partial \sigma_{ij}} \\ \varepsilon_{ii}^{p} = \varepsilon_{v}^{p} \partial \boldsymbol{\xi}_{ij} \end{cases}$$

$$y \mathcal{L}_{iii} \mathcal{L}_{ii} \mathcal{L}_{ii} \mathcal{L}_{ii} \mathcal{L}_{ii} \mathcal{L}_{ii} \mathcal{L}_{ij} \mathcal{L}_{ii} \mathcal{L}_{ij} \end{pmatrix}$$

$$\begin{cases} F = \overline{J}_{2D} - \left(-\alpha \overline{J}_{1}^{n} + \gamma \overline{J}_{1}^{2}\right) \left(1 - \beta S_{r}\right)^{m} = 0\\ F = \overline{J}_{2D} - F_{b} F_{s} \end{cases}$$
(5)

$$\begin{cases} S_{r} = \left(\frac{\sqrt{27}}{2}\right) \cdot \left(\frac{J_{3D}}{J_{2D}^{3}}\right) \\ J_{3D} = J_{3} - \frac{2}{3}J_{1}J_{2} + \frac{2}{27}J_{1}^{3} \\ J_{2} = \frac{1}{2}\sigma_{ij}\sigma_{ji} \\ J_{3} = \frac{1}{3}\sigma_{ik}\sigma_{km}\sigma_{mi} \end{cases}$$
(7)

در حالت پتانسیل ناهمراه تابع پتانسیل پلاستیک *Q* از رابطه زیر بدست میآید.

بیان رفتار تنش-تغییر شکل و گسیختگی خاک ساختار یافته ...

شکل ۲. نمایش تابع تسلیم در مسیر تنش های مختلف



Fig. 2. Plots of yield function in stress spaces

$$\begin{cases} Q = \overline{J}_{2D} - \left(-\alpha_{Q}\overline{J}_{1}^{n} + \gamma \overline{J}_{1}^{2}\right)\left(1 - \beta S_{r}\right)^{m} = 0\\ \alpha_{Q} = \alpha + \psi(\alpha_{0} - \alpha)\left(1 - \Gamma_{v}\right) \end{cases}$$
(8)

م مقدار α آغاز بارگذاری برشی و ψ پارامتر غیر مرتبط α_0 است. Γ_ν از رابطه ۹ بدست میآیند.

$$\begin{cases} \Gamma_{\nu} = \frac{\xi_{\nu}}{\xi} \\ \xi_{\nu} = \int \frac{\left| d \xi_{\nu}^{P} \right|}{\sqrt{3}} \end{cases}$$
(9)

تابع تسلیم از رابطه ۱۰ نیز بدست می آید.

$$F = \overline{J}_{2D} - F_b F_s$$
 (10)

که F_b تابع اساسی و F_s تابع شکل است. بر مبنای یک فرض ساده کننده کرنشها در حالت RI و FA برابر هستند، یعنی هیچ حرکتی بین RI و FA وجود ندارد. فرض ساده کننده دیگر اینست که در تنش هیدرواستاتیک مقادیر در حالت RI و FA برابر هستند به عبارت دیگر داریم [20]. $J_1 = J_1^i$ (1 1)

در رابطه ۵ مقدار
$$\overline{J}_{2D} = \overline{J}_{2D}$$
 از رابطه زیر بدست می آید.

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

Pa فشار اتمسفر، مقدار m عدد ثابت (۵/۰-) در نظر گرفته می شود. α مقدار پارامتر سخت شوندگی است که در بخش ۷ توضیح برایش ارائه شده است. γ پارامتر مربوط به شرایط سطح تسلیم در حالت نهایی است. β هم مربوط به شکل تابع در فضای تنش های اصلی در حالت نهایی است. n هم پارامتر تغییر فضای تنش های اصلی در حالت نهایی است. n هم پارامتر تغییر فضای تنش های اصلی در حالت نهایی است. n می و محو شدن است. S_r نسبت تنش هاست که در حالت فشاری برابر ۱ و در حالت کششی برابر ۱- است و از رابطه زیر تعیین می شود:

و به کمک رابطه هیپربولیک ۱۴ پاسخ ارتباط تنش–کرنش در مصالح برقرار میشود.

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\varepsilon_1}{a + b \varepsilon_1} \tag{14}$$

 $\sigma_1 - \sigma_3$ تنش انحرافی، ϵ_1 کرنش محوری و $\frac{1}{E_i} = a$ است، در حالی که E_i برابر با شیب اولیه منحنی تنش-کرنش در حالت مشاهده شده است. فرض شده است که E_i در دو حالت مشاهداتی و RI در بخش اول یکسان است، پس مقدار تنش در این ناحیه برای دو حالت یکسان است. میتوان دادههای مشاهده شده برای هر سایز را در دستگاه $\frac{\epsilon_1}{\sigma_1 - \sigma_3}$ $-\frac{\epsilon_1}{\sigma_1 - \sigma_3}$ را در دستگاه و 1 را r_1 میتوان عرض از مبدا و d را شیب خط رسم شده استخراج نمود و در پایان تنشها را در تمام نقاط منحنی تنش-کرنش در حالت RI تعیین کرد [31].

حال در در این پژوهش برای سادگی به جای استفاده از رابطه حال در در این پژوهش برای سادگی به جای استفاده از رابطه B_{g} و ۱۲ مطابق با شکل (۳) که با تقریب مناسبی ارتباط بین B_{g} و $\frac{\sigma_{1}}{\sigma_{3}}$ را در لحظه گسیختگی نشان میدهد؛ رابطه ۱۵ ارائه شده است.

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = a'B_g + b' \qquad (15)$$

و از آنجایی که در حالت RI شکستگی وجود ندارد، مطابق رابطه ۱۶ خواهیم داشت:

$$\left(\frac{\sigma_{1}}{\sigma_{3}}\right)_{RI} = b' \qquad (16)$$

۴- پارامترهای مصالح بر اساس اصلاح صورت
 گرفته در این پژوهش

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = \frac{1+B_g}{A_d B_g + B_d} \tag{12}$$

که B_{a} و A_{a} مقادیر ثابتی هستند. ابتدا مقدار B_{g} به کمک نتایج موجود آزمایشگاهی و یا گرافهای ارائه شده توسط پژوهشگران [31, 32, 33] در تنشهای همهجانبه مختلف برای یک سایز مشخص از مصالح بدست میآید. سپس با داشتن مقادیر $\frac{\sigma_{1}}{\sigma_{3}}$ (کمینه نتایج دو آزمایش سه محوری) به راحتی مقادیر B_{a} و A بدست میآیند و از آنجایی که در حالت RI هیچ گونه شکستگی در ذرات وجود ندارد پس مقدار B_{g} برابر صفر است و تنش در حالت RI از رابطه ۱۳ بدست میآید.

$$\left(\frac{\sigma_1}{\sigma_3}\right)^i = \frac{1}{B_d}$$
(13)

با مقایسه بین رابطه ارائه شده در این پژوهش (یعنی رابطه ۱۵ و ۱۶ بجای ۱۲ و ۱۳) مشاهده میشود که با استفاده از یک رابطه خطی سادهتر میتوان نتایج را پیشبینی نمود که درستی دقت این تغییر در پایان مدل استفاده شده از طریق بررسی نتایج آزمایشگاهی پژوهشگران نشان داده شده است.

B_{g} شکل ۳. نمودار نسبت تنش در لحظه شکست در مقابل



Fig. 3. Graph of stress ratio at the time of failure Vs. Bg

۴- تعیین مقدار تابع آشفتگی(D) (ارائه شده در رابطه ۲)

بر اساس این واقعیت که σ^i_{ij} , σ^a_{ij} ، در صفحات جانبی یکسان، عمود بر محور هیدرواستاتیک هستند، رابطه ۱۷ برقرار است:

$$J_1^c = J_1^i \quad \Rightarrow \sqrt{J_{2D}^a} = \sqrt{J_{2D}^i} (1-D) \quad \Rightarrow D = 1 - \frac{\sqrt{J_{2D}^a}}{J_{2D}^i} \tag{17}$$

به کمک رابطه ۱۷ مقدار D در تمام نقاط منحنی تنش-کرنش برای هر آزمایش به راحتی قابل محاسبه است. از طرفی مقادیر استفاده شده در تعیین پارامترهای D (یعنی A و B در رابطه ۳) بر اساس مسیر کرنش پلاستیک، توسط رابطه ۱۸ میسر است.

$$\xi = \int \left(d\varepsilon_1^P \times d\varepsilon_1^P + d\varepsilon_2^P \times d\varepsilon_2^P + d\varepsilon_3^P \times d\varepsilon_3^P \right)^{\frac{1}{2}}$$
(18)

برای j امین نقطه منحنی تنش-کرنش مشاهده شده، مقادیر گخ، پگ (کرنش حجمی پلاستیک) و گر(کرنش انحرافی پلاستیک) به کمک رابطه ۱۹ بدست میآیند.

$$\begin{cases} \xi = \sum_{i=1}^{j} d\xi = \sum_{i=1}^{j} \left(d\varepsilon_{1}^{p^{2}} + d\varepsilon_{2}^{p^{2}} + d\varepsilon_{3}^{p^{2}} \right)^{\frac{1}{2}} \\ \xi_{\nu} = \sum_{i=1}^{j} d\xi_{\nu} = \sum_{i=1}^{j} \frac{\left| d\varepsilon_{1}^{p} + d\varepsilon_{2}^{p} + d\varepsilon_{3}^{p} \right|}{\sqrt{3}} \\ \xi_{D} = \sum_{i=1}^{j} d\xi_{D} = \sum_{i=1}^{j} \left(d\xi^{2} - d\xi_{\nu}^{2} \right)^{\frac{1}{2}} \end{cases}$$
(19)

مقدار $_{d}Z$ در تمام نقاط مشاهده شده از منحنی تنش-کرنش برای هر آزمایش تعیین می شود. با داشتن مقادیر $_{d}Z$ و D و به کمک رابطه ۲۰ مقدار پارامترهای A و B از رابطه ۲۰ برای هر آزمایش بدست می آید. مقدار متوسط پارامترهای A و B برای تمام آزمایشها به عنوان مقادیر تعیین شده برای یک سایز مشخص از مصالح در نظر گفته می شود.

$$D = \frac{\xi_D}{A + B \,\xi_D} \Longrightarrow A + B \,\xi_D = \frac{\xi_D}{D}$$
(20)

که با رسم رابطه ۲۰ به صورت خطی در دستگاه (
$$\frac{\overline{\delta_D}}{D} - D$$
)،
عرض از مبدأ خط، مقدار A و شیب خط، مقدار B را نشان
می دهد.

۵- پارامترهای نهایی

بعد از مشخص شدن پارامترهای تابع آشفتگی و معلوم بودن مقدار آشفتگی، رابطه ۲ را میتوان به صورت رابطه ۲۱ بازنویسی نمود[20, 34].

دوره بیست و یک/ شماره ۴/ سال ۱۴۰۰

$$n = \frac{2}{1 - \left(\frac{J_{2D}}{J_1^2}\right) \cdot \frac{1}{F_s \gamma}}$$
(25)

n برای هر آزمایش از رابطه ۲۵ بدست میآید و مقدار متوسط از آزمایشهای مختلف به عنوان مقدار کلی برای آن در نظر گرفته میشود.

درباره تابع سختشوندگی α که تابعی از تک پارامتر ت میباشد، مطابق رابطه ۲۶ خواهیم داشت:

$$\begin{cases} \alpha = \frac{a_{1}}{\xi^{p_{1}}} \\ \xi = \int \left(d \varepsilon_{ij}^{p} \ d \varepsilon_{ij}^{p} \right)^{\frac{1}{2}} \\ \varepsilon_{ij}^{p} = \vartheta \frac{\partial Q}{\partial \sigma_{ij}} \end{cases}$$
(26)

که ${}^{P}_{ii} = {}^{P}_{v}$ کرنش پلاستیک حجمی است. ${}^{Q}_{i}$ یک کمیت نسبی اسکالر است. Q تابع پتانسیل پلاستیک است. مقادیر ${}^{n}_{i}$ و η_{i} پارامترهای مصالح هستند و \mathcal{Z} مسیر کرنش پلاستیک است. برای هر آزمایش در هر نقطه از منحنی تنش-کرنش، مقدار \mathcal{Z} مشخص است. با معلوم بودن سایر پارامترها و جایگذاری در معادله سطح تسلیم، مقدار تابع سخت شوندگی α بدست میآید. با جایگذاری مقادیر \mathcal{Z} و α بدست آمده از نتایج آزمایش ها در با جایگذاری مقادیر \mathcal{Z} و α بدست آمده از نتایج آزمایش ها در پارامترهای سختشوندگی ${}^{n}_{i}$ و ${}^{n}_{i}$ برای هر آمایش تعیین میشوند. مقدار میانگین پارامترهای محاسبه شده از آزمایش های میشوند. مقدان پارامتر سختشوندگی برای آن سایز در نظر گرفته میشود.

$$\sigma_{ij}^{i} = \frac{\sigma_{ij}^{a}}{1-D} - \frac{D}{1-D} \left(\frac{J_{1}^{i}}{3}\right) \delta_{ij} \qquad (21)$$

به کمک رابطه ۲۱ میتوان تنشها در حالت RI را به ازای تنشهای مشاهداتی در هر مرحله تعیین نمود. در حالت نهایی و انتهای آزمایش مقدار $\alpha = 0$ میشود که در این شرایط تابع تسلیم به صورت رابطه ۲۲ در میآید.

$$F_{u} = \overline{J}_{2D} - \gamma \overline{J}_{1}^{2} (1 - \beta S_{r})^{-\frac{1}{2}} = 0$$
 (22)

با توجه به شرایط تابع تسلیم در این حالت، شیب بخش نهایی خط از فرمول ۲۳ بدست میآید.

$$\frac{J_{1}^{i}}{\sqrt{J_{2D}^{i}}} = \left[\frac{(1 - \beta S_{r})^{\frac{1}{2}}}{\gamma}\right]^{\frac{1}{2}}$$
(23)

 S_r نسبت تنشهاست که در حالت فشاری برابر ۱ و در حالت S_r کششی برابر ۱ – است. مقدار پارامترهای نهایی به کمک دو آزمایش سه محوری، از طریق حداقل مربعات از رابطه ۲۳ بدست می آید. همچنین پارامترهای نهایی به کمک زاویه اصطکاک داخلی در حالت فشاری ϕ_c و در حالت کششی ϕ_E نیز طبق رابطه ۲۴ قابل تعیین است [20].

$$\begin{cases}
P_{1} = \tan \theta_{c} = \left[\sqrt{\gamma}(1-\beta)^{-1/4}\right]_{c} = \frac{2}{\sqrt{3}}\left(\frac{\sin \phi_{c}}{3-\sin \phi_{c}}\right) \\
P_{2} = \tan \theta_{E} = \left[\sqrt{\gamma}(1-\beta)^{-1/4}\right]_{E} = \frac{2}{\sqrt{3}}\left(\frac{\sin \phi_{E}}{3+\sin \phi_{E}}\right) \\
\beta = \frac{P_{1}^{4}-P_{2}^{4}}{P_{1}^{4}+P_{2}^{4}} \\
\sqrt{\gamma} = \frac{\tan \theta_{c}}{\left(1-\beta\right)^{5m}} = \frac{\tan \theta_{E}}{\left(1-\beta\right)^{5m}}
\end{cases}$$
(24)

بیان رفتار تنش-تغییر شکل و گسیختگی خاک ساختار یافته ...

۸- پارامتر غیر مرتبط 🖉

این پارامتر که در رابطه ۸ ارائه شده است از رابطه ۲۷ بدست میآید.

$$\frac{d \varepsilon_{v}^{p}}{d \varepsilon_{11}^{p}} = \frac{\left(3 \frac{\partial Q}{\partial J_{1}}\right)}{\left(\frac{\partial Q}{\partial \sigma_{11}}\right)}$$
(27)

که a_{11}^{p} نمو کرنش پلاستیک محوری و σ_{11} تنش محوری و $d \varepsilon_{1}^{p}$ نمو کرنش جحمی پلاستیک است. نسبت $\frac{d \varepsilon_{1}^{p}}{d \varepsilon_{1}^{p}}$ از شیب نمودار a_{11}^{p} بر حسب $d \varepsilon_{1}^{p}$ با انتخاب یک نقطه در حالت نهایی نمودار بدست میآید. مقدار α_{2} در سمت راست رابطه ۷۲(با نگاهی به رابطه ۸) پس از تعیین مقدار سمت چپ معادله تعیین خواهد شد. با معلوم بودن مقادیر α_{2} ، α_{2} در شرایط انتهایی، مقدار متوسط ψ تعیین میشود. عموماً مقدار آن با کرنش تغییر میکند که برای سادگی ثابت فرض شده و از روی شیب تغییرات حجمی نزدیک به ناحیه نهایی نیز بدست میآید.

۹-رفتار تراکمپذیری خاکهای خرد شونده بر اساس تئوری تابع حالت بهمخوردگی در این پژوهش (تعیین تابع آشفتگی مخصوص مدول الاستیسیته)

پیش از این بیان شد که فرمول بندی در روش DSC به سه عامل اساسی نیاز دارد. حالتهای مرجع و معلوم اولیه RI و نهایی FA و پارامتر حالت آشفتگی که بین این دو حالت را در تمامی لحظات به کمک تابع Fi (رابطه ۱) نشان دهد. شکل (۴) برای رفتار فشردگی خاک با مدول الاستیسیته متغیر ارائه شده است. در ادامه فرمول بندی برای تعیین پارامتر حالت آشفته به کمک شکل (۴) بیان می شود.

در شکل (۴) K_{RI} مدول حجمی بالک در آغاز شکست ساختار و K_{FA} مدول حجمی بالک در پایان آزمایش است. P_0' تنش آغاز آزمایش و P_r' تنش آغاز شکستگیها است. با توجه به

شکل (۴) که بر اساس دادههای آزمایشگاهی و دادههای پیشبینی شده توسط مدل است، فرمولبندیها صورت پذیرفته است. تابع آشفتگی باید بر اساس نتایج آزمایشگاهی یا آنالیزهای ریاضی بدست بیاید [20]. با توجه به تغییرات شاخص تراکم پذیری در روند تراکم خاکهای ساختاریافته که کاملاً غیرخطی است، یعنی در مقیاس تمام لگاریتمی نیز در ابتدای بارگذاری غیرخطی و در انتهای بارگذاری خطی است [24]، رابطه ۲۸ برای این پارامتر بر اثر تغییرات تنش پیشنهاد شده است [11].

شکل ۴. شماتیک رفتار فشردگی خاک ساختار یافته در مدل DSC



Fig. 4. Representation of relatively intact (RI) and fully adjusted (FA) states for structured soils

$$\frac{\lambda - \lambda_{FA}}{\lambda_{RI} - \lambda_{FA}} = \left(\frac{P'}{P'_{r}}\right)^{-\chi}$$
(28)

در فرمول ۲۸، λ شاخص تراکمپذیری خاک است. از آنجایی که در مدل اصلی HISS بر اساس مدول الاستیسیته فرمولبندیها صورت گرفته است، با استفاده از روابط موجود، بین دو پارامتر λ و E ارتباط برقرار می شود تا

پارامتر آشفتگی بر اساس مدول الاستیسیته بدست بیاید. در فرمول ۲۹ ارتباط بیان E و K ارائه شده است.

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)} \tag{29}$$

در رابطه ۲۹، E مدول الاستیسیته (یانگ) خاک، V ضریب پوآسون خاک و K مدول حجمی بالک است. مدول حجمی بالک K با توجه به فرمول ۲۹ ارتباط مستقیم با E (مدول الاستیسیته) دارد. با توجه به شکل (۴) مشاهده می شود که با ادامه روند بارگذاری مقدار K افزایش پیدا می کند، به عبارت دیگر هرچه مقدار شکستها کامل می شود مقدار مدول الاستیسیته به علت پر شدن فضای خالی در مسیر تراکم بیشتر می شود که این مورد در شکل دو قابل رؤیت است. ارتباط بین K و K برای حالت عادی تحکیم یافته، پس از تحکیم اولیه، در رابطه ۳۰ بیان شده است.

$$\frac{\lambda}{\left(1+e_{0}\right)P_{0}}=\frac{1}{K}$$
(30)

با توجه به رابطه ۲۹ و ۳۰ می توان رابطه ۲۸ را به صورت رابطه ۳۱ بازنویسی نمود.

$$\frac{E - E_{FA}}{E_{RI} - E_{FA}} = \left(\frac{P'}{P'_{r}}\right)^{-X}$$
(31)

در پایان با توجه به رابطه ۱ بر حسب مدول الاستیسیته داریم:

$$\begin{cases} E_i = (1 - D_E) E_{RI} + D_E E_{FA} \\ D_E = 1 - \left(\frac{P'}{P'_r}\right)^{-\chi} \end{cases}$$
(32)

رابطه ۳۲ نشان می دهد که مقدار مدول الاستیسیته از حالت $P_r' = P'$ و RI (قبل از شکست پیوندها) زمانی که مقدار $D_E = 0$

میرسد. $D_E = 1$ با FA میرود، به مقدار نهایی FA با $D_E = 0$ میرسد. دقت رابطه ۳۱ در مورد خاکهای مورد بررسی در شکل (۵) ارائه شده است.



Fig. 5. Power function for compression indexes of soils

۱۰- پارامترهای مدل ارائه شده

تمامی پارامترها در مدل ارائه شده همان پارامترهای HISS هستند، به جز $E_{\scriptscriptstyle RI}, E_{\scriptscriptstyle FA}, P_r'$ و χ که می توانند به Model کمک آزمایشهای تک محوری و یا سه محوری در آزمایشگاه تعیین شوند. در مدل پایه HISS، پارامترهای الاستيک خاک شامل دو پارامتر مدول الاستيسيه و ضريب پواسن است. در مدل اصلی تغییرات مدول الاستیسیته در نظر گرفته نشده است که انتخاب مقدار مناسب آن حتی براساس نتایج آزمایش ها را دشوار می سازد. در مدل ارائه شده، ضریب ارتجاعی به صورت متغییر بوده و با توجه به سطح تنش براساس تابع حالت تعیین می شود. در مدل ارائه شده، علاوه بر کرنش های پلاستیک محاسبه شده براساس تابع پتانسیل پلاستک، کرنشهای پلاستیک اضافی ناشی از شكست ساختار به صورت تغييرات مدول الاستيسيته وارد محاسبات شده است. این روش ساده برای اجتناب از تغییرات گسترده ساختاری در مدل پایه انجام شده است [35]. E_{RI} درواقع بيانگر مدول الاستيسيته خاک ساختار یافته، پیش از آغاز شکست ساختارها و یا خرد شوندگی در پیوندهای بین دانههای خاک است. E_{FA} درواقع بیانگر مدول

الاستیسیته خاک ساختار یافته، در پایان شکست ساختارها و یا خرد شوندگی کامل پیوندهای بین دانههای خاک است. P'_{r} تنش همسان مربوط به لحظهای است که اولین شکستهای ساختارهای موجود بین دانههای خاک در حال رخ دادن است و برای خاکهای دانهای که از ابتدا رفتار سنگ گونه دارند، همان تنش آغاز آزمایش است. χ پارامتر مربوط به خاک است که متأثر از میزان افزایش تخریب ساختار خاک و یا فرورفتگی دانههای خاک درهم است. در واقع پارامتر پرمیزان تخریب ساختار را کنترل میکند و مقادیر بالای آن بیانگر رفتار خاکی است که در مسیر بارگذاری پس از عبور از تنش P'_{r} به سرعت تخریب شده و مدول الاستیسیته آن ابتدای بارگذاری با سرعت بیشتری رفتار خردشوندگی و ردهم رفتگی دانهها را تا رسیدن به مدول الاستیسیته آن تجربه خواهد کرد.

۱۱- چگونگی عملکرد مدل ساختار یافته در مدل اصلی

مهمترین نکته در مدل ساختاریافته ارائه شده، تعیین مدول الاستیسیته خاک در هر مرحله از بارگذاری بر اساس تنش همسان در آن مرحله است. در آغاز بارگذاری ارتباط تنش E_{RI} همسان در آن مرحله است. در آغاز بارگذاری ارتباط تنش تعیی T_{RI} همسان در آن مرحله است. در آغاز بارگذاری ارتباط تنش P_{RI} همسان در آن مرحله است. در آغاز بارگذاری ارتباط تنش T_{RI} همسان در آن مرحله است. در آغاز بارگذاری ارتباط تنش T_{RI} همسان در آن مرحله است. در آغاز بارگذاری ارتباط تنش T_{RI} همسان در آن مرحله است. در آغاز بارگذاری ارتباط تنش T_{RI} مقدار اولیه مدول الاستسیته یعنی T_{RI} مرحله معای اصلی جدید مقدار T و χ که برای هر خاکی مختص آن بودن پارامترهای ثابت T_{RI} مقدار مدول الاستیسیته است، مقدار T_{RI} معین شده و به کمک رابطه T و با معلوم بودن پارامترهای ثابت مرحله معلوم خواهد شد. با مدول الاستیسیته جدید از نو، مقادیر تنش و کرنش تعیین خواهند شد و این روند تا پایان تغییرات تنش کرنش و رسیدن به شد و این روند تا پایان تغییرات تنش کرنش و رسیدن به است که روند تعیین تنش و کرنش پیرو روند کلی برنامه است که روند کلی برنامه است که روند کلی برنامه است که روند کلی برنامه کمی برنامه می است که روند کلی برنامه می است که روند کلی برنامه کار با می می مرحاله می معلو م خواهند شد. با مدول الاستیسیته جدید از نو، مقادیر تنش و کرنش تعیین خواهند شد و این روند تا پایان تغییرات تنش کردنش و رسیدن به است که روند تعیین تنش و کرنش پیرو روند کلی برنامه است که روند تعیین خواهند کرد. نکته دارای اه میت این

HISS که در بندهای ۳ الی ۸ توصیح داده شده است [36]، است و تنها در هر مرحله، پیش از تشکیل ماتریس سختی برای تعیین تنش و کرنش، از مقدار مدول الاستیسیته جدید بر اساس مدل ساختاریافته ارائه شده، استفاده می شود. برنامه کامپیوتری برای انجام تحلیل ها برای تک المان در زبان فرترن تهیه شده است.

۱۲- بررسی و درستی آزمایی مدل

در این پژوهش از نتایج خاک دو سد پورولیا^ه و رانجیت ساغر ^{*}[37] که در واقع خاکهای درشت دانه هستند و رفتار سنگگونه از ابتدا مسیر بارگذاری از خود نشان میدهند، استفاده شده است [37]. در پایان برای بررسی دامنه وسعت مدل، خاک ریزدانه ساختاریافته هم بررسی شده است.

هر کدام از این خاکها در دو اندازه دانبندی و تنشهای محصورکننده متفاوت مورد بررسی قرار گرفته اند. مقادیر پارامترهای مدل برای خاکها در جدول (۱) ارائه شده است. خاک (Soill) معرف خاک رانجیت ساغر (D_{max}=25mm) است که پسوندهای(A~D) بیانگر تنشهای متفاوت آغاز آزمایش است.

خاک (Soil2) معرف خاک رانجیت ساغر (D_{max}=50mm) است که پسوندهای(A~C) بیانگر تنشهای متفاوت آغاز آزمایش است.

خاک (Soil3) معرف خاک پورولیا (D_{max}=25mm) است که پسوندهای(A~C) بیانگر تنشهای متفاوت آغاز آزمایش است.

خاک (Soil4) معرف خاک پورولیا (D_{max}=50mm) است که پسوندهای(A~D) بیانگر تنشهای متفاوت آغاز آزمایش است.

در ادامه Soil5، نمونه خاک ریزدانه ساختاریافته هم برای بررسی عملکرد مدل در مورد خاکهای ریزدانه ساختار یافته

⁵ Purulia

⁶ Ranjit Sagar





Fig. 7. Results of a drained triaxial test on Soil2[30] (a) axial strain-deviatoric stress; (b) axial strain-volumetric strain (a)

مورد بررسی قرار گرفته است که خاک رس سیلت دار با حد روانی کم تحت عنوان مارل کانال کورینت است [38] در جدول یک 'P مقدار تنش همسان آغاز آزمایش است. در ادامه شکلهای مربوطه ارائه شده است. در شکل (۶) نمونه خاک اول ارائه شده است که شامل دو قسمت الف و ب است. در قسمت الف منحنی در دستگاه تنش انحرافی-کرنش طولی نشان داده شده است و در قسمت ب، تغییرات کرنش طولی بر حسب کرنش حجمی نشان داده شده است. شکل (۷) نیز همین دو نمودار را برای همین خاک ولی اینبار در دانبندی درشت تر نشان می دهد. در شکل (۸) تغییرات خاک سوم در آزمایشهای سه محوری زهکشی شده و در شکل (۹) همان خاک با دانبندی درشت تر بررسی و ارائه شده است. در پایان نتایج خاک ریزدانه ساختار یافته در شکل (۱) ارائه شده است.

شکل ۶. نتایج آزمایش سه محوره نمونه soil1



(b) axial strain–volumetric strain (a)



q (MPa)

	على فارسيجاني و احد اوريا											بیان رفتار تنش-تغییر شکل و گسیختگی خاک ساختار یافته 				
							ر پژوهش	های مورد بررسی د	. پارامترهای خاک	جدول ا						
Soil description	a_1	v	$\eta_{_1}$	γ	β	п	т	(mPa) Patm	(mPa) $E_{\it RI}$	E _{FA} (mPa)	P' (mPa)	P ₀ ' (mPa)	χ	Ψ	А	В
Soil1.A	45×10 -6	0/33	0/65	0/078	0/74	3	- 0/5	0/101325	35	40	0/35	0/35	0/3	0/265	0/03	8
Soil1.B	45×10 -6	0/33	0/65	0/078	0/74	3	- 0/5	0/101325	55	90	0/7	0/7	0/3	0/265	0/03	8
Soil1.C	45×10 -6	0/33	0/65	0/078	0/74	3	- 0/5	0/101325	80	110	1/1	1/1	0/3	0/265	0/03	8
Soil1.D	45×10 -6	0/33	0/65	0/078	0/74	3	- 0/5	0/101325	100	120	1/4	1/4	0/3	0/265	0/03	8
Soil2.A	15×10 -6	0/3	0/7	0/086	0/74	3	- 0/5	0/101325	100	115	0/7	0/7	0/3	0/26	0/06	9/5
Soil2.B	15×10 -6	0/3	0/7	0/086	0/74	3	- 0/5	0/101325	110	125	1/1	1/1	0/3	0/26	0/06	9/5
Soil2.C	15×10 -6	0/3	0/7	0/086	0/74	3	- 0/5	0/101325	120	140	1/4	1/4	0/3	0/26	0/06	9/5
Soil3.A	35×10 -6	0/37	0/75	0/087	0/74	3	- 0/5	0/101325	40	45	0/3	0/3	0/33	0/205	0/01	6
Soil3.B	35×10 -6	0/37	0/75	0/087	0/74	3	- 0/5	0/101325	70	80	0/6	0/6	0/33	0/205	0/01	6
Soil3.C	35×10 -6	0/37	0/75	0/087	0/74	3	- 0/5	0/101325	95	100	0/9	0/9	0/33	0/205	0/01	6
Soil4.A	35×10 -6	0/33	0/72	0/086	0/74	3	- 0/5	0/101325	50	55	0/3	0/3	0/33	0/235	0/009	6
Soil4.B	35×10 -6	0/33	0/72	0/086	0/74	3	- 0/5	0/101325	75	180	0/6	0/6	0/33	0/235	0/009	6
Soil4.C	35×10 -6	0/33	0/72	0/086	0/74	3	- 0/5	0/101325	100	200	0/9	0/9	0/33	0/235	0/009	6
Soil4.D	35×10 -6	0/33	0/72	0/086	0/74	3	- 0/5	0/101325	120	250	1/2	1/2	0/33	0/235	0/009	6
Soil5	90×10 -8	0/3	2	0/2	0/6	3/35	- 0/5	0/101325	120	150	4	3/32	3	0/6	0/18	1/02

Table. 1. Parameters of Reference Soils





در این پژوهش مدل ساختار یافته برای رفتار تراکم پذیری حجمی غیر خطی (مدول الاستیسیته متغیر) خاک بر اساس تنش همسان ارائه شد. همانگونه که در شکلهای (۶ الی ۹) مشاهده میشود، نتایج حاصل نشان میدهد که مدل ارائه شده با دقت قابل قبولی رفتار خاک را مورد پیشبینی قرار داده است. پس توسعه مدل بر اساس مدول الاستیسیته متغیر متأثر از تنش همسان برای خاک مناسب است.

نکته قابل توجه این است که چون نمونههای خاک سنگریزهای از ابتدای بارگذاری دارای رفتار خرد شوندگی هستند، مقدار تنش اولیه برای شکست ساختار در خاک ساختار یافته، مانند تنش ابتدای بارگذاری در خاک سنگریزه است. خاک سنگریزهای به ازای هر بار دریافتی، رفتار خرد شوندگی دارد [32]؛ یعنی همان رفتاری که خاک ساختار یافته از آغاز تنش '*P*

در ادامه نمونه خاک ریزدانه ساختاریافته هم برای بررسی عملکرد مدل در مورد خاکهای ریزدانه ساختار یافته مورد بررسی قرار گرفته است که در شکل (۱۰) ارائه شده است.







شکل ۹. نتایج آزمایش سه محوره نمونه soil4



الف: تنش انحرافي-كرنش طولي ب: كرنش حجمي-كرنش طولي

برای بررسی دقیق تر؛ در مدل پایه اصلاح نشده، مقدار مدول الاستیسیته ثابت یکبار برابر E_{RI} ، یکبار برابر E_{FA} و یکبار برابر E_a (متوسط دو مقدار E_{RI}, E_{FA}) در نظر گرفته شده است. علت انتخاب خاک Soil4.c این است که در این نمونه خاک، اختلاف مدول الاستیسیته در ابتدا و انتها بیشتر است و ازاینرو امکان مقایسه دو مدل اصلاح شده و نشده در پیش بینی رفتار خاک را میسر میکند.

شکل ۱۱. نتایج آزمایش سه محوره نمونه برای مدل اصلی و تغییر یافته.Soil4.c





با توجه به شكل (۱۱) مشاهده مى شود كه تأثير مدل ساختار يافته در مدل اصلى براى پيش بينى رفتار تنش-تغيير شكل خاك بسيار محسوس است و مدل اصلى بدون تغييرات، در هر سه مدول الاستيسيته ثابت، دقت عمل كمترى نسبت به حالت مدل اصلاح شده، داشته است. در واقع افزايش تدريجى مدول الاستيسيته كه در اين پژوهش به آن اشاره شده و عامل اصلى رفتار غير خطى



مدول الاستیسیته آن در مسیر باگذاری بر اثر پر شدن فضای خالی بین ذرات خود دچار تغییر شود، امکان بررسی آن با این مدل است. در ادامه برای مشاهده تأثیر مدل ساختار یافته ارائه شده در

پیش بینی رفتار تنش-تغییر شکل خاک، نمونه Soil4.c در مدل پایه بدون تغییرات با مدول الاستیسیته ثابت، در کنار مدل اصلاح شده با مدول الاستیسیته متغیر، مورد بررسی قرار گرفت که نتایج آن در شکل (۱۱) ارائه شده است.

در ازای بارگذاری در نظر گرفته شده است، بهترین پیش بینی را مدل رفتاری HISS مدول الاستیسیته خاک ثابت است. در این برای مدل میسر کرده است که بیانگر پژوهشی مناسب، مانند پژوهش ابتدا به بیان متغیر بودن مدول الاستیسیته خاک پژوهشگران دیگر در راستای شناخت بهتر خاک است [,39, 40 ساختاریافته در مسیر بارگذاری به علت تغییرات سطح تنش و .[41

۱۳- نتیجه گیری

بسیاری از مدلهای رفتاری برای تعیین رفتار خاکها با فرضهای ساده کنندهای از قبیل ثابت فرض کردن مدول الاستیسیته به بررسی رفتار خاک تحت بارگذاری می پردازند اما همانگونه که در ادبیات گذشته بیان شد؛ تمامی پژوهشگران به مدول الاستیسیته متغیر اشاره کردهاند. اما در بعضی مصالح تغییرات مدول الاستیسیته به حدی است که با متوسط گیری مدول الاستیسیته میتوان به نتایج قابل قبولی دست یافت و از اینرو آزمایشگاهی در پژوهشهای گذشته، به دقت عملکرد آن پی برده پژوهشگران کمتر به برررسی رفتار مصالح با مدول الاستیسیته شد. متغير پرداختهاند. اما در بعضی از مصالح به ويژه ساختاریافته(دانهای و ریزدانه)، به علت تغییرات قابل توجه مدول الاستیسیته در اثر تغییر ساختار خاک، بدون در نظر گرفتن مدول الاستیسیته متغیر نمیتوان نتایج مدل قابل قبولی را برای بررسی رفتار اینگونه خاکها که بسیار در طبیعت از این نوع هستند، داشت. از اینرو چنانچه بتوان، تغییرات مدول الاستیسیته را با مدل ساختار یافته ساده که تعداد پارامترهای آن کم باشد، به مدلهای اساسی وارد نمود؛ میتوان هم رفتار اینگونه خاکها را با دقت بیشتری پیش بینی نمود و هم می توان رفتار مصالح دیگر را نیز که از تغییرات مدول الاستیسیته در مسیر بارگذاری پیروی میکنند، بررسی کرد. پس در این پژوهش به کمک مفهوم حالت آشفته مدل ساختار یافتهای ارائه شده است که این مدل تغییرات مدول الاستيسيته را برای هر نوع مصالحی پيش بينی میکند و می توان از این مدل ساختار یافته برای اصلاح هر مدل اساسی استفاده کرده است. نمود که در این پژوهش از مدل HISS استفاده شده است.

> در این مدل ساختاریافته، رفتار فشردگی خاکهای خردشونده با استفاده از روش DSC مورد مطالعه قرار گرفته و یک رابطه توانی بر حسب تنش همسان برای تعیین مدول مدول الاستیسیته خاک است الاستیسیته، با توجه به تخریب ساختار و رفتار خردشوندگی خاک ارائه شده است که در مدل رفتاری HISS اعمال شده است. در

شکست ساختار خاک پرداخته شد تا به کمک پارامتر حالت بهمخوردگی که بر اساس تخریب ساختار و تغییرات سطح تنش ارائه شده است، مدول الاستيسيته در هر لحظه هنگام تخريب و يا خردشوندگی بین دانههای خاک تعیین شود. تنها همین یک پارامتر متغیر در مدل رفتاری HISS گنجانده شد که بتواند رفتار اینگونه خاکها را تحلیل کند. ازاینرو کاربرد ساده در محاسبات عددی دارد. همچنین روش خطی ساده تری نسبت به پژوهشگران دیگر در تعیین تنشهای داخل مدل نیز ارائه شد که با مشاهده عملکرد مدل نهایی ارائه شده از طریق بررسی دادههای

در مدل ارائه شده چنانچه مدول الاستیسیته اولیه و انتهایی مقدار یکسانی داشته باشد، رابطه تنش کرنش خطی میشود و چنانچه مقادیر اولیه و انتهایی مدول الاستیسیته متفاوت باشد، در این صورت رفتار غیر خطی تنش-کرنش شبیه سازی می شود و با تغييرات پارامتر x درجه غير خطي بودن تنش-كرنش تغيير میکند، از اینرو رفتار بسیاری از مصالح توسط این مدل قابل پیش بینی است. نکته مهم این است که بر خلاف بسیاری از مدلها كه تغييرات تنش-كرنش را بر اساس مدول الاستيسيته ثابت تخمين مىزند، در اين پژوهش مدول الاستيسيته متغير در نظر گرفته شده است که این تغییرات مدول به کمک تنش که عامل تغییرات شکل است، بدست آمده، که بیشتر از هر مدل ساختار یافته دیگری مدل اصلی را تکمیل کرده است و تعیین مقادیر دادهها را در عین سادگی محاسبات، به واقعیت نزدیکتر

از ویژگیهای عمده این مدل سادگی، وسعت عملکرد و نزدیک به واقع بودن آن نسبت به مدلهای دیگر است و از جمله نوآوری های آن نسبت دادن رفتار غیر خطی مصالح به تغییرات

بیان رفتار تنش-تغییر شکل و گسیختگی خاک ساختار یافته ...

State for Structured Soil" Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering 12 (2020) 630e641

- [13] Coop, M. R., and Atkinson, J. H. (1993). "The mechanics of cemented carbonate sands." Geotechnique, 43(1), 53–67.
- [14]Horpibulsuk, S., Suddeepong, A., Chinkulkijniwat, A., and Liu, M. D. (2012).
 "Strength and compressibility of lightweight cemented clays." Appl. Clay Sci., 69, 11–21.
- [15]Horpibulsuk, S., Rachan, R., Suddeepong, A., Liu, M. D., and Du, Y. J. (2013). "Compressibility of lightweight cemented clays." Eng. Geol., 159, 59–66.
- [16] Chong, S., and Santamarina, J. (2016). "Soil compressibility models for a wide stress range."
 J. Geotech. Geoenviron. Eng., 10.1061/(ASCE)GT .1943-5606.0001482, 06016003.
- [17] Desai, C. S. (1974). "A consistent finite element technique for work- oftening behavior." Proc., Int. Conf. on Computational Methods in Nonlinear Mechanics, J. T. Oden, et al., eds., Texas Institute for Computational Mechanics, Austin, TX.
- [18]Kalantary, F., Yazdi, J. S., Bazazzadeh, H.,(2013) "optimumcalibration of DSC/HISS Constitutive model parameters for rockfill materials" International of civil Engineering.
- [19]Desai, C. S., and Toth, J. (1996). "Disturbed state constitutive modeling based on stressstrain and non-destructive behavior." Int. J. Solids Struct., 33(11), 1619–1650.
- [20] Desai, C. S. (2001). Mechanics of materials and interfaces: The disturbed state concept, CRC, Boca Raton, FL.
- [21]-Desai, C. S., andWang, Z. C. (2003).
 "Disturbed state model for porous saturated materials." Int. J. Geomech., 10.1061/(ASCE)1532 -3641(2003)3:2(260), 260–264.
- [22] Desai, C. S. (2016). "Disturbed state concept as unified constitutive modeling approach." J. Rock Mech. Geotech. Eng., 8(3), 277–293
- [23]Geiser, F., Laloui, L., Vulliet, L., and Desai, C. S. (1997). "Disturbed state concept for constitutive modeling of partially saturated porous materials." Proc., 6th Int. Symp. on Numerical Models in Geomechanics, CRC, Boca Raton, FL.
- [24]Ouria, A., Behboodi, M. (2017). "Compressibility of Cement Treated Soft Soils"

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

[2] Bagherieh, A. R., and Farsijani, A. (2016). Consolidation Behavior of Collapsible Clayey Soils in Saturated and Unsaturated Conditions. Sharif Journal of Civil Engineering, 32.2(1.1), 43–54.

http://sjce.journals.sharif.edu/article_985.html

- [3] 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.2020.1210 14
- [4] 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.
- [5] 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
- [6] Rouainia, M., and Muir Wood, D. (2000). "A kinematic hardening constitutive model for natural clays with loss of structure." Geotechnique, 50(2), 153–164
- [7] Liu, M. D., and Carter, J. P. (2000a).
 "Modelling the destructuring of soils during virgin compression." Geotechnique, 50(4), 479–483.
- [8] 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
- [9] 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.
- [10] 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.
- [11] Ouria, A. (2017). "Disturbed state conceptbased constitutive model for structured soils." International Journal of Geomechanics, 17(7) Doi:10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000883.
- [12]Mendoza, C., Farias, m.m.d., (2020) " Critical

۱۴- مراجع

Disturbed State Constitutive model",." International Journal of Geomechanics, pp 75-88.

- [35]Potts, D. M., and Zadravkovic, Ladija, (1999), "Finite element analysis in geotechnical engineering", Vol. 1: Theory, Thomas Telford. P.123
- [36]Chen, J. and Desai, C.S., (1997) "Optimization of the Disturbed State Concept for Constitutive Modelling, and Application in Finite Element Analysis, Report to NSF, Dept. of Civil Engng. and Engng. Mechanics, University of Arizona, Tucson, Arizona,
- [37]A. Varadarajan; K. G. Sharma; K. Venkatachalam; and A. K. Gupta.," Testing and Modeling Two Rockfill Materials"., JOURNAL OF GEOTECHNICAL AND GEOENVIRONMENTAL ENGINEERING.
- [38] Anagnostopoulos, A. G., Kalteziotis, N., Tsiambaos, G. K., and Kavvadas, M. (1991).
 "Geotechnical properties of the Corinth Canal marls." Geotech. Geol. Eng., (1), 1–26.
- [39]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-16-10663fa.html
- [40]Bagherieh, A. R., Farsijani, A., Farpour, R. (2017). Comparision of stress variables performance in predicting the shear strength of unsaturated soils. Modares Journal of Civil Engineering, 17(1), 13–27. http://mcej.modares.ac.ir/article-16-1178fa.html
- [41] Bagherieh, A. R., & Farsijani, A. (2014). The effect of moisture content on the shear strength parameters of plastic fine soils. Modares Journal of Civil Engineering, 14(3), 31–41. http://mcej.modares.ac.ir/article-16-3446fa.html

Journal of Civil and Environmental Engineering. (47)1, pp1-9

- [25] 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
- [26]Desai, C. S. (2015). "Constitutive modeling of materials and contacts using the disturbed state concept: Part 1: Background and analysis." Comput. Struct., 146, 214e33.
- [27] Toufigh, V., Desai, C. S., Saadatmanesh, H., Toufigh, V., Ahmari, S., and Kabiri, E. (2014).
 "Constitutive modeling and testing of interface between backfill soil and fiber-reinforced polymer." Int. J. Geomech., 10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000298, 04014009.
- [28] Toufigh, V., Hosseinali, M., and Shirkhorshidi, M. (2016). "Experimental study and constitutive modeling of polymer concrete's behavior in compression." Constr. Build. Mater., 112, 183–
- [29]Baghini, E. G., Toufigh, M. M., and Toufigh, V. (2017). "Analysis of pile foundations using natural element method with disturbed state concept" J. Computers and Geotechnics.
- [30] Veiskarami, M., Ghorbani, A., Alavipour., M, R., (2012) "Application of the Disturbed State Concept in Evaluation of a Developed Elasto-Plastic Constitutive Model For Rockfills "Coference paper in 5 th international Geomechanics. At: Varna, Bulgaria
- [31] Marachi, N. D., Chan, C. K., and Seed, H. B. (1972). "Evaluation of properties of rock fill materials." J. SMFE, 98(1), 95–114
- [32]Gupta, A.K., (2009) "Triaxial Behaviour of Rockfill materials "Bund, J. EJGE, vol. 14. 1-12
- [33]Gupta, A.K., (2009) "Effect of particle size and confining pressure on breakage and strength parameters of Rockfill materials "Bund, H. EJGE, vol. 14. 1-18
- [34]Desai, C. S., Chen, Y.(2006), "Parameter Optimization and sensitivity Analysis for

Constitutive Modeling the Stress-Strain and Failure Behavior of Structured Soils Based on HISS Model

Ali Farsijani¹, Ahad Ouria.²

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

aouria@uma.ac.ir

ABSTRACT

Granular materials in their natural state have an inter particle boning that is resulted from natural cementation. These bonds form a relatively strong structure in the soil mass that is called soil structure and consequently these types of material are called structured soils. Structured soils could also be produced artificially by cement or lime treatments. Volumetric compression and the stress-strain behavior of the structured materials after virgin yielding are highly nonlinear that cannot be expressed by a single line in semilogarithmic scale. The natural or artificial structure of the soil retains the void ratio of the soil in higher levels than the void ratio of the same soil in remolded state at the same stress levels. Increasing the stress level from the threshold stress of the virgin yielding initiates the crashing of the soil structure that results large amounts of volumetric strains with a small value of volumetric stiffness. Further crashing the structure of the soil and decreasing its void ratio increases the volumetric stiffness of the soil. Although this procedure is highly nonlinear, however it is a continuous phenomenon and can be formulated mathematically. Since the structure losing behavior of structured soils occurs between two known states, therefore, it could be explained based on the disturbed state concept (DSC). According to the DSC, the behavior of complex phenomena between two reference states could be described based on their behaviors in two reference states using an appropriate state function. The state function or interpolating function relates the response of the material at any level to its responses at two reference states. In this paper a constitutive model base on hierarchical single surface model (HISS) and the disturbed state concept was proposed to describe the stressstrain and the failure behavior of structured soils. The behavior of the soil at the beginning of the virgin yielding was considered as initial, relatively intact (RI), state and its behavior after fully crashed state was considered as fully adjusted (FA) state. The disturbance function derived based on the isotropic compression behavior of the material in the laboratory. A power form state function was proposed to describe the variation of the bulk modulus of the soil. The variable compression model was implemented in HISS model to capture the volumetric behavior of the structured soil. The proposed model verified based on the data from literature. The verification of the proposed constitutive model showed the ability of the model to predict the stress-strain and failure behavior of structured soils. The proposed model could be employed with any other constitutive models to introduce the effect of the structure destruction on the stress-strain and failure behavior of the soil. In the proposed model, if the initial and end modulus of elasticity are equal, the strain stress relationship is linear, and if the initial and final values of the modulus of elasticity are different, then the nonlinear stress-strain behavior is simulated. Hence the behavior of a wide range of materials can be predicted by this model. The proposed model could be utilized to predict the behavior natural structured soils, artificially cemented soils.

KEYWORDS : Disurbed State Concept; Structured Soil; Compression; Constitutive Model, HISS Model

¹ aouria@uma.ac.ir