

یک مدل رفتاری الاستوپلاستیک سطح مرزی برای پیش بینی رفتار خاک‌های ریزدانه مرکب الیاف‌دار

یاسر جعفریان

استادیار، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، تهران، ایران
yjafarianm@iiees.ac.ir

حسام الدین دژآلود

کارشناس ارشد، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، تهران، ایران
h.dejaloud@iiees.ac.ir

کلید واژه‌ها: خاک‌های مسلح، مدل رفتاری، پلاستیسیته سطح مرزی، تانسور سختی معادل

چکیده

خاک‌های مرکب الیافی که مخلوطی از مواد مختلف با مشخصات و رفتار گوناگون می‌باشند را می‌توان به دو دسته کلی تقسیم نمود، (۱) خاک‌های مرکب ارگانیک مانند زباله‌های جامد شهری و خاک‌های حاصل از تجزیه گیاهان و مواد آلی و (۲) خاک مرکب مصنوعی یا مسلح شده با استفاده از الیاف گیاهی و یا مصنوعی. رفتار این نوع خاک‌ها به‌طور مستقیم به مشخصات مکانیکی و نسبت حجمی اجزا تشکیل دهنده آن وابسته است. این خاک‌ها از دو فاز ماتریس (یا مصالح زمینه) و الیاف تشکیل شده‌اند که در بارگذاریهای مختلف این دو فاز با هم اندرکنش دارند. این مقاله به ارائه یک مدل رفتاری مناسب برای مدلسازی عددی این مصالح می‌پردازد. برای این منظور، این خاک‌ها به دو فاز کلی ماتریس و الیاف تقسیم می‌شوند. برای پیش‌بینی رفتار فاز ماتریس یک مدل الاستوپلاستیک بر مبنای پلاستیسیته سطح مرزی استفاده شده است و رفتار الیاف نیز به‌صورت الاستیک - پلاستیک کامل در نظر گرفته می‌شود. با استفاده از تکنیک‌های ارائه شده در میکرومکانیک، سهم هریک از فازها از تنش/اگرنش اعمالی به کل مصالح خاک تعیین می‌گردد. در انتهای مقاله، عملکرد مدل ارائه شده با استفاده از نتایج آزمایشهای معتبر مونوتونیک صحت‌سنجی می‌شود و پیش‌بینی مدل برای خاک‌های مرکب با درصد‌های حجمی الیاف مختلف ارائه می‌شود.

مقدمه

خاک‌های مرکب، مانند خاک‌های آلی و زباله‌های جامد شهری و یا خاک‌های مسلح، از مواد و فازهای مختلف با رفتارهای گوناگونی تشکیل شده‌اند. خاک‌های مرکب ارگانیک در طبیعت به وفور یافت می‌شوند به‌طوری که در کانادا و همچنین در جماهیر شوروی سابق، مساحتی نزدیک به مساحت کل ایران، از خاک‌های آلی (پیت) تشکیل شده است (Mesri and Ajlouni, 2007). این نوع خاک‌ها به دلیل اجزا تشکیل دهنده و همچنین روند تشکیل دارای تخلخل زیادی بوده که سبب بروز تغییرشکل‌های ماندگار زیادی می‌شود. به عنوان مثال، گسیختگی پدید آمده در مدفن پاتایاس فیلیپین که منجر به کشته شدن ۳۳۰ نفر و بی‌خانمان شدن عده کثیری شده است، را می‌توان ناشی از رفتار و روند تشکیل این نوع مصالح دانست (Jafari et al., 2013). لذا با توجه به وفور مناطق تشکیل شده از خاک‌های آلی و مشکلات بیان شده و همچنین اثرات آلودگی زیست محیطی خاک‌های زباله شهری، پیش‌بینی رفتار این نوع خاک‌ها از نظر اقتصادی و ایمنی دارای اهمیت زیادی باشد.

خاک‌های مرکب متشکل از دو فاز الیاف و ماتریس می‌باشند. در واقع فاز ماتریس همان قسمت خاک‌گونه و یا به عبارتی مصالح پایه و الیاف نماینده قسمت غیرهمگن و تقریباً رشته‌ای این دسته از خاک‌ها می‌باشد. وجود الیاف به شدت رفتار خاک مرکب را تحت تاثیر قرار می‌دهد به گونه‌ای که علاوه بر ایجاد ناهمگنی در مصالح، مقاومت و ظرفیت باربری خاک را نیز دست‌خوش تغییراتی می‌نماید.

از جمله مطالعات آزمایشگاهی صورت گرفته بر روی خاک‌های زباله شهری می‌توان بطور اختصار به کارهای (Marques et al., 2003)، (Vilar et al., 2004) و شریعتمداری و همکاران (۲۰۰۹) اشاره کرد. همچنین مطالعاتی در مورد خاک‌های آلی نیز صورت گرفته است که از جمله آنها می‌توان به تحقیقات بدو و صیادیان (۲۰۱۲) و Zhao and O'Kelly (2013) اشاره نمود. از مطالعات عددی صورت

گرفته بروی خاک‌های زباله شهری می‌توان به مدل رفتاری ارائه شده توسط Machado et al. (2002) اشاره کرد. در آن مقاله، از یک سطح تسلیم بر مبنای تئوری حالت بحرانی و از خانواده مدل Cam-Clay با قانون جریان ناهمراه برای فاز خمیر و از مدل ساده‌ی Von-Mises در فاز الیاف استفاده شده است. از معایب آن مدل، می‌توان به عدم پیش‌بینی دقیق رفتار زباله‌های شهری و ناتوانی در مدل نمودن رفتار سیکلی اشاره نمود. مدلهایی که تاکنون ارائه شده‌اند به خوبی توانایی پیش‌بینی رفتار سیکلی را نداشته و اکثر محققان در مورد این خاک‌ها به قضیه‌ی پیش‌بینی رفتار سیکلی اشاره‌ای نکرده‌اند.

در این مقاله، یک مدل عددی برای پیش‌بینی رفتار خاک‌های مرکب ارائه می‌شود. این مدل با استفاده از دو مدل مجزا برای فازهای ماتریس و الیاف و ارتباط بخشیدن بین آنها با استفاده از تئوری‌های میکرومکانیک، پیش‌بینی مناسبی از رفتار این نوع خاک‌ها را انجام می‌دهد. برای فاز خمیری از مدل Modified Cam Clay که به جهت رفع مشکلات این مدل در پیش‌بینی رفتار سیکلی به تئوری سطح مرزی (Bounding surface theory) مجهز گشته مورد استفاده قرار گرفته است. برای فاز الیاف نیز از مدل ساده Von-Mises استفاده شده است که دارای یک قانون شبه سخت‌شوندگی برای مدل‌سازی افزایش مقاومت الیاف در برابر گسیختگی با افزایش فشار می‌باشد.

مدل رفتاری

فرضیات اولیه استفاده شده برای مدل ارائه شده را می‌توان به صورت زیر خلاصه نمود.

- تمام تغییرات در تخلخل خاک-های مرکب مربوط به فاز ماتریس می‌باشد. لذا از تغییرات حجم و کرنش حجمی فاز الیاف صرف‌نظر می‌شود.
- با توجه به صفر بودن کرنش حجمی فاز الیاف و رفتار الاستیک این فاز، فرض می‌شود که سهم فاز الیاف از کرنش اعمالی ناچیز و قابل چشم‌پوشی می‌باشد.

مدل رفتاری فاز ماتریس

برای شبیه‌سازی رفتار فاز ماتریس، مدل Modified Cam Clay که با تئوری پلاستیسیته سطح مرزی (Bounding surface plasticity) بسط داده شده است، مورد استفاده قرار گرفت. تئوری پلاستیسیته سطح مرزی که ابتدا توسط Dafalias (1986) برای مصالح خاکی ارائه شد، مدل‌های ساده و کلاسیکی همچون MCC را در پیش‌بینی رفتار غیر خطی و الاستوپلاستیک در دامنه الاستیک و همچنین انتقال نرم و غیر ناگهانی از دامنه الاستیک به پلاستیک توانمند می‌سازد. از دیگر مزیت‌های مدل‌های مجهز به این تئوری، شبیه‌سازی رفتار سیکلی می‌باشد که در مدل‌های تک سطح تسلیمی چنین امکانی وجود ندارد. در ادامه قسمت‌های مختلف مدل ارائه شده برای فاز ماتریس ارائه می‌شود.

سطح مرزی و سطح بارگذاری

سطح مرزی (Bounding surface) در این مدل برگرفته شده از سطح تسلیم مدل MCC می‌باشد که با رابطه ۱ در فضای عمومی تنش

بیان می‌شود:

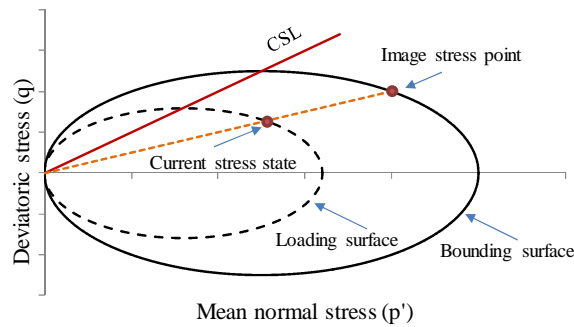
$$F = \frac{3}{2}(\bar{\tau}_d \cdot \bar{\tau}_d) - M^2(\bar{p}'_m - \bar{p}')\bar{p}' = 0 \quad (1)$$

که در آن اندازه سطح مرزی، M شیب خط حالت بحرانی و \bar{p}' و $\bar{\tau}_d$ به ترتیب تنش میانگین نرمال و تانسور تنش انحرافی می‌باشند که بصورت زیر تعریف می‌شوند. لازم به ذکر است که وجود علامت \bar{p}' ، بیانگر تعلق این پارامترها به سطح مرزی می‌باشد. همچنین تنش موثر میانگین و بردار تنش‌های انحرافی از روابط (۲) و (۳) به دست می‌آیند:

$$\bar{p}' = (\bar{\tau}_{11} + \bar{\tau}_{22} + \bar{\tau}_{33})/3 \quad (2)$$

$$\bar{\tau}_d = \left\{ \bar{\tau}_{11} - \bar{p}', \bar{\tau}_{22} - \bar{p}', \bar{\tau}_{33} - \bar{p}', \sqrt{2} \bar{\tau}_{12}, \sqrt{2} \bar{\tau}_{23}, \sqrt{2} \bar{\tau}_{31} \right\}^T \quad (3)$$

در این تئوری فرض بر این است که از هر نقطه تنش در داخل سطح مرزی، یک سطح به نام سطح بارگذاری (Loading surface) می‌گذرد. این سطح همواره هم شکل و کوچکتر و یا هم‌اندازه با سطح مرزی می‌باشد (Dafalias, 1986). شکل ۱ سطوح مرزی و بارگذاری را به همراه حالت تنش در هر لحظه دلخواه نشان می‌دهد. همچنین خط حالت بحرانی نیز در این شکل نمایش داده شده است.



شکل ۱: سطوح مرزی و بارگذاری

قانون سخت شوندگی

تمام تغییر شکل‌های سطح مرزی، طبق قانون سخت‌شوندگی همسان در مدل MCC کنترل می‌شود. این قانون، تغییر شکل‌های سطح مرزی را به نمو کرنش‌های پلاستیک حجمی (dV_v^p) مرتبط می‌سازد.

$$d\bar{p}'_m = \frac{\epsilon \bar{p}'_m}{\gamma - 1} dV_v^p \quad (4)$$

{ شیب منحنی عادی تحکیم و | شیب منحنی پیش تحکیمی در فضای ($\epsilon - \ln p'$) می باشد.

قانون نگاشت تنش

یکی از اصول تئوری سطح مرزی، ارتباط بخشیدن بین سطح تنش (Stress state) داخل سطح مرزی با یک تنش متناظر روی این سطح می‌باشد (شکل ۱). در این مدل از یک قانون نگاشت شعاعی (Radial mapping rule) به مرکزیت مبدا مختصات فضای تنش استفاده شده است. این نگاشت توسط رابطه زیر صورت می‌گیرد (Sui Yu, 2006).

$$\bar{\Gamma}_{ij} = \frac{1}{u} \dagger_{ij} \quad (5)$$

که u نسبت اندازه‌های سطح بارگذاری به سطح مرزی می‌باشد.

مدول پلاستیک سطوح مرزی و بارگذاری

در تئوری سطح مرزی، مدول پلاستیسیته یک نقطه تنش دلخواه روی سطح بارگذاری، تابعی از مدول پلاستیسیته نقطه متناظر تنش روی سطح مرزی می‌باشد (شکل ۱). ارتباط بین مدول پلاستیسیته این دو نقطه به وسیله‌ی تابعی موسوم به تابع سخت‌شوندگی (Hardening function) میسر می‌شود. توابع سخت‌شوندگی متفاوتی برای بارگذاری و باربرداری در نظر گرفته می‌شود. تابع سخت‌شوندگی در حالت بارگذاری باید شرایطی را لحاظ کند که هنگامی که سطوح بارگذاری و مرزی بر هم منطبق می‌باشند، مقداری برابر با صفر و با زیاد شدن فاصله این سطوح، مقدار آن نیز زیاد می‌شود.

این در حالی است که تابع سخت‌شوندگی در حالت باربرداری، شرایطی دقیقاً بر خلاف حالت بارگذاری دارد. رابطه‌ی ۶ مدول پلاستیسیته روی سطح بارگذاری را بدست می‌دهد:

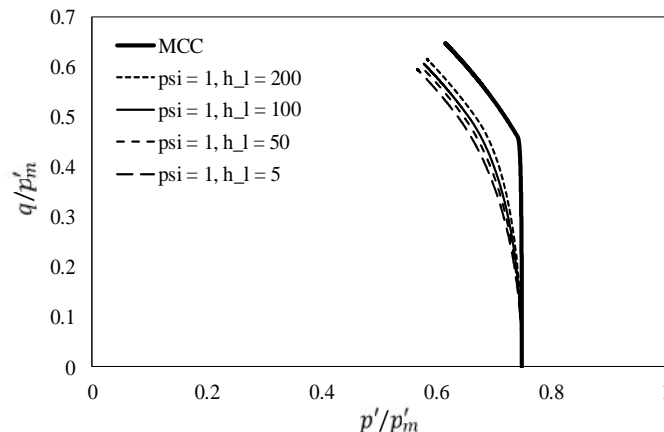
$$H = \bar{H} + S_l \quad (6)$$

$$\bar{H} = M^4 \bar{p}'^{\frac{\epsilon}{\gamma - 1}} (2\bar{p}' - \bar{p}'_m) \quad (7)$$

$$S_l = \bar{p}'_m^3 h_l \times \frac{1 - u^{\epsilon_1}}{u} \quad (8)$$

که H مدول پلاستیسیته روی سطح بارگذاری، \bar{H} مدول پلاستیسیته در سطح مرزی، S_l تابع سخت‌شوندگی در بارگذاری می‌باشد. همچنین ϵ حجم مخصوص فاز خمیری و h_l و ϵ_1 نیز از پارامترهای خاک اضافه شده به مدل MCC می‌باشد. مقادیر این پارامترها با انجام آزمایش بر روی

نمونه خاک و مقایسه نتایج حاصل از آزمایش و شبیه‌سازی مدل بدست می‌آید. تاثیر پارامترهای تابع سخت شوندگی بر روی پاسخ فاز ماتریس در شکل ۲ نشان داده شده است.



شکل ۲: تاثیر پارامتر h_l سخت شوندگی بر پاسخ در دامنه الاستیک

مدل رفتاری فاز الیاف

برای فاز الیاف مدل رفتاری ساده‌ی الاستیک - پلاستیک (Elastic-perfectly plastic) کامل Von-Mises استفاده شده است. در این مدل فرض بر این است که پس از تسلیم شدن فاز الیاف، این فاز از چرخه تقسیم بارگذاری (که در بخش آینده توضیح داده خواهد شد) خارج می‌شود. بر این اساس سطح تسلیم الیاف به صورت زیر تعریف می‌گردد.

$$F = \frac{3}{2}(\dot{\epsilon}_d \cdot \dot{\epsilon}_d) - q_{\max} = 0 \quad (9)$$

که $\dot{\epsilon}_d$ تانسور تنش انحرافی فاز الیاف و q_{\max} مقاومت نهایی الیاف می‌باشد. دقیقاً همانند خاک‌های مسلح، تنش نهایی Pull-out الیاف، تابعی از تنش نرمال و طول محصور شده می‌باشد. لذا با افزایش تنش، مقاومت این فاز نیز افزایش می‌یابد. برای شبیه‌سازی این پدیده، می‌توان مدول الاستیسیته‌ی الیاف (E) را تابعی از تنش همه‌جانبه نرمال در نظر گرفت.

$$E = E_u + a_f \times p' \quad (10)$$

E_u مقدار مدول الاستیسیته در حالت غیر محصور و a_f پارامتر الیاف می‌باشد که میزان تاثیر تنش همه‌جانبه به‌روی افزایش مدول الاستیسیته را نشان می‌دهد. این افزایش برای شبیه‌سازی پدیده انکرینگ مورد استفاده قرار گرفته است (Machado et al., 2002).

سختی معادل خاک مرکب

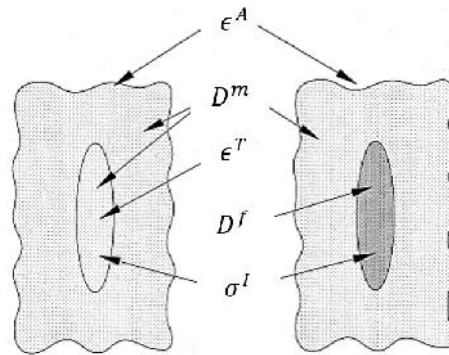
در تحلیل و بررسی خاک‌های مرکب، سهم هریک از اجزای تشکیل‌دهنده از نمو کرنش و یا تنش اعمالی به کل نمونه حائز اهمیت می‌باشد. برای تعیین سهم نمو کرنش/تنش هر فاز، از تئوری‌های ارائه شده در علم میکرومکانیک استفاده شده است. اولین و اساسی‌ترین تئوری ارائه شده در این زمینه تئوری اشلیبی (Eshelby's equivalent inclusion) می‌باشد. این تئوری، الیاف را به صورت کره‌های بیضوی موازی و همراستا در نظر گرفته و میدان تنش الاستیک را درون و اطراف این الیاف، در یک ماتریس نامحدود حل می‌نماید.

شکل ۳، جزئی از الیاف را که درون ماتریس نامحدود، محصور شده است، نشان می‌دهد. فرض می‌شود که این جزء به‌گونه‌ای تغییرشکل دهد که اگر آن را به‌عنوان یک جسم جداگانه در نظر می‌گرفتیم، کرنش یکنواخت v^T بدون هیچ‌گونه تنشی روی آن به‌وجود بیاید. این کرنش را Eigenstrain می‌نامیم. اما لازم به‌ذکر می‌باشد که این جزء به‌طور کامل توسط ماتریس محصور شده و در اثر این تغییرشکل، میدان کرنش پیچیده‌ای به‌وجود می‌آید. این میدان کرنش با $v^C(x)$ نمایش داده می‌شود که وابسته به شکل جزء پیش از بروز تغییرشکل می‌باشد.

نتیجه مهم و اساسی که از تئوری اشلیبی به‌دست می‌آید این است که درون یک جزء کره بیضوی، کرنش v^C به‌طور یکنواخت توزیع می‌شود و به‌وسیله تانسور E که تانسور اشلیبی نامیده می‌شود، به کرنش تغییرشکل مرتبط می‌گردد.

$$v^C = E v^T \quad (11)$$





شکل ۳: نمایش فاز الیاف و ماتریس و بسط تئوری اشلیبی برای مصالح ناهمگن

تانسور اشلیبی تابعی از نسبت ابعاد Inclusion و خواص الاستیک ماتریس می‌باشد. جزئیات بیشتر را در صورت نیاز می‌توان در Mura (1982) پیدا نمود. معرفی این تانسور با استفاده از فرمولاسیون ارائه شده در Lee and Simunovic (2001) ارائه شده است. بیضی کروی با قطرهای $a_1 \neq a_2 = a_3$ را در نظر بگیرید. نسبت ابعاد این بیضی به صورت $r = \frac{a_1}{a_2}$ تعریف می‌گردد. با این تفاسیر، تانسور اشلیبی به صورت زیر برای یک جزء بیضی ارائه می‌گردد. نحوه نوشتاری این رابطه، بر گرفته از روش Hill (1964) می‌باشد که برای بیان تانسورهای سختی و نرمی مورد استفاده قرار می‌داده است.

$$E = S_1 n_i n_j n_k n_l + S_2 (u_{ik} n_j n_l + u_{il} n_j n_k + u_{jk} n_i n_l + u_{ji} n_i n_k) + S_3 u_{ij} n_k n_l + S_4 u_{kl} n_i n_j + S_5 u_{ij} u_{kl} + S_6 (u_{ik} u_{jl} + u_{il} u_{jk}) \quad (12)$$

$$S_1 = \frac{1}{16} \frac{16 + 45\% + 45r^2 + 60\%r^2}{(\epsilon_m - 1)(1 - r^2)} \quad (13)$$

$$S_2 = \frac{1}{16} \frac{8 + 15\% - 8\epsilon_m - 12\% \epsilon_m + 2r^2 + 8\epsilon_m r^2 + 12\% \epsilon_m r^2}{1 - \epsilon_m - r^2 + \epsilon_m r^2} \quad (14)$$

$$S_3 = \frac{1}{16} \frac{3 + 10r^2 + 12\%r^2}{(\epsilon_m - 1)(r^2 - 1)} \quad (15)$$

$$S_4 = \frac{1}{16} \frac{3\% + 16\epsilon_m + 24\% \epsilon_m + 10r^2 + 12\%r^2 - 16\epsilon_m r^2 - 24\% \epsilon_m r^2}{(\epsilon_m - 1)(r^2 - 1)} \quad (16)$$

$$S_5 = \frac{1}{16} \frac{\% - 8\% \epsilon_m - 2r^2 + 4\%r^2 + 8\% \epsilon_m r^2}{(\epsilon_m - 1)(r^2 - 1)} \quad (17)$$

$$S_6 = \frac{1}{16} \frac{-7\% + 8\% \epsilon_m - 2r^2 + 4\%r^2 - 8\% \epsilon_m r^2}{1 - \epsilon_m - r^2 + \epsilon_m r^2} \quad (18)$$

$$\% = \begin{cases} \frac{r}{(r^2 - 1)^{3/2}} [\cosh^{-1} r - r (r^2 - 1)^{1/2}] & \text{for } r > 1 \\ \frac{r}{(1 - r^2)^{3/2}} [r (r^2 - 1)^{1/2} - \cos^{-1} r] & \text{for } r < 1 \end{cases} \quad (19)$$

در معادله فوق پارامترهای n_x ($x = i, j, k$) جهت الیاف را نشان می‌دهند. به گونه‌ای که اگر اندیس آنها با راستای الیاف یکی باشند، ۱ و در غیر اینصورت مقدار آنها صفر می‌گردد. همچنین u_{ij} دلتای کرنر و ϵ_m ضریب پواسون فاز ماتریس می‌باشد. حال با استفاده از تانسور اشلیبی، تانسور تمرکز کرنش فاز الیاف به صورت زیر محاسبه می‌گردد. این تانسور که با $A^{Eshelby}$ نشان داده می‌شود، سهم فاز الیاف را از نمو کرنش اعمالی نشان می‌دهد.

$$\bar{v} = A^{Eshelby} \bar{v}_f \quad (20)$$



$$A^{Eshelby} = [I + E D_m^{-1} (D_f - D_m)] \quad (21)$$

که $A^{Eshelby}$ تانسور تمرکز کرنش اشلیبی، E تانسور اشلیبی و D_m و D_f تانسورهای سختی فازهای ماتریس و الیاف می‌باشد. از مشکلات تئوری اشلیبی عدم توانایی در نشان دادن اندرکنش الیافها با یکدیگر می‌باشد. به همین دلیل این مدل برای مصالح مرکب با درصد الیاف کمتر از ۱٪ کاربرد دارد. این مشکل توسط تئوری Mori-Tanaka اصلاح شده است (Tucker and Liang, 1999). آنها رابطه تانسور تمرکز کرنش را به صورت زیر بیان نمودند، به طوری که درصد الیاف در این تانسور تاثیرگذار می‌باشد.

$$A^{MT} = A^{Eshelby} [(1 - c_f)I + c_f A^{Eshelby}]^{-1} \quad (22)$$

در رابطه فوق c_f نسبت حجمی الیاف و I تانسور واحد می‌باشد.

تانسور سختی معادل خاک مرکب، پس از به دست آوردن تانسور تمرکز تنش و تعیین سهم هر فاز از کرنش اعمالی محاسبه می‌گردد (Lee and Simunovic, 2000).

$$D_{eq} = D_m + c_f (D_f - D_m) A^{MT} \quad (23)$$

تانسور فوق نشان دهنده سختی خاک مرکب با الیاف ناپیوسته و موازی می‌باشد. همچنین فرض شده است که الیاف و ماتریس به طور کامل به هم متصل شده و هیچ لغزشی بین این دو فاز رخ نمی‌دهد. دو فرض اخیر به طور کامل با ماهیت خاک‌های مرکب در تناقض بوده و لذا نیاز به اصلاح در این دو مبحث الزامی می‌باشد.

اصلاح راستای الیاف

فرض می‌کنیم الیاف به طور یکنواخت در همه راستاها توزیع شده‌اند. لذا تابع چگالی احتمال وجود الیاف در راستاهای مختلف، $1/2f$ می‌باشد. حال با دوران تانسور سختی به تمام حالات ممکن برای راستای الیاف و میانگین گیری از آنها، تانسور سختی دوران یافته به دست می‌آید.

$$D_{Oriented} = \frac{1}{2f} \int_0^f \int_0^f M_{ijmn} D_{mnpq}^{eq} M_{pqkl} \sin \theta_n d\theta_n d\phi \quad (24)$$

که تانسور M_{ijmn} دوران سختی در راستای دلخواه θ_n و ϕ در فضا می‌باشد.

اصلاح لغزش و میزان بسیج شدن الیاف

در طی پیشرفت روند بارگذاری و اعمال کرنش، بخشی از الیاف در چرخه باربرداری، بخشی دچار لغزش و بخشی دیگر به طور کامل از چرخه حمل بار خارج می‌شوند. برای شبیه سازی این پدیده، از یک تابع که بین مقادیر صفر و یک متغیر می‌باشد، در اصلاح درصد الیاف استفاده می‌کنیم. این تابع برابند تاثیر عوامل فوق را در هر لحظه نشان می‌دهد.

$$c_f^{Ins} = c_f \times \tanh\left(\left(\frac{q}{p} \times \frac{V(\%)}{S_0}\right)^k\right) \quad (25)$$

که S_0 و k پارامترهای اضافه شده به مدل می‌باشد و p و q تنش‌های میانگین و انحرافی خاک مرکب می‌باشد. همچنین باید در نظر داشت که در محاسبات، تنها الیاف در نواحی کششی نمونه مورد استفاده قرار می‌گیرند. لذا c_f^{Ins} درصد الیاف کششی که در هر لحظه غیرفعال می‌باشند را نشان می‌دهد.

عملکرد مدل ارائه شده

نتایج آزمایش ارائه شده توسط Machado et al. (2002) برای صحت سنجی عملکرد مدل و تاثیر پارامترها، مورد مقایسه قرار می‌گیرد. مشخصات ارائه شده برای این نوع زباله شهری در جدول ۱ به صورت مختصر ارائه شده است. این جدول شامل ضرایب پواسون هر یک از فازها،



پارامترهای } و | مربوط به فاز خمیر و همچنین مقاومت نهایی و مدول الاستیسیته الیاف می‌باشد. مدل ارائه شده با استفاده از ۸ پارامتر مرتبط با مشخصات فیزیکی خاک مسلح و ۵ پارامتر اضافه شده برای در نظر گرفتن جزئیات رفتاری این نوع مصالح، به پیش‌بینی رفتار خاک‌ها می‌پردازد.

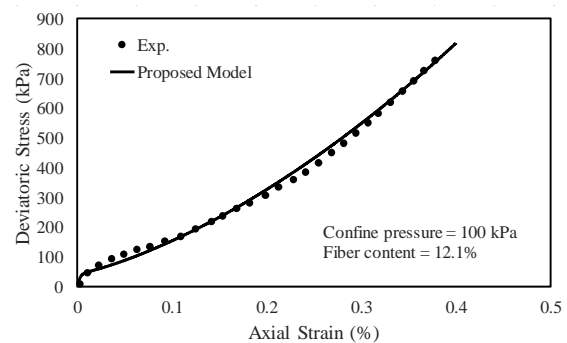
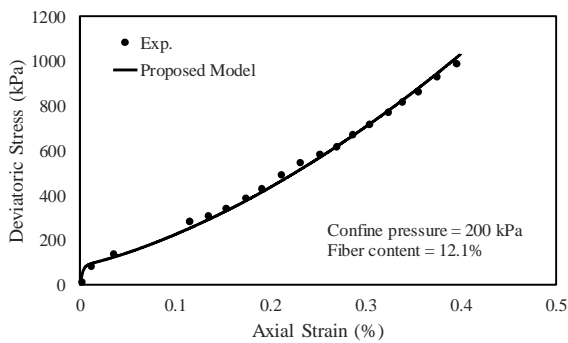
جدول ۱: پارامترهای خاک زباله جامد شهری

ϵ_f	ϵ_m	}		M	q_{max} (kPa)	E_u (kN/m ²)	c_f
0.25	0.36	0.163	0.0065	0.86	25000	265000	0.121

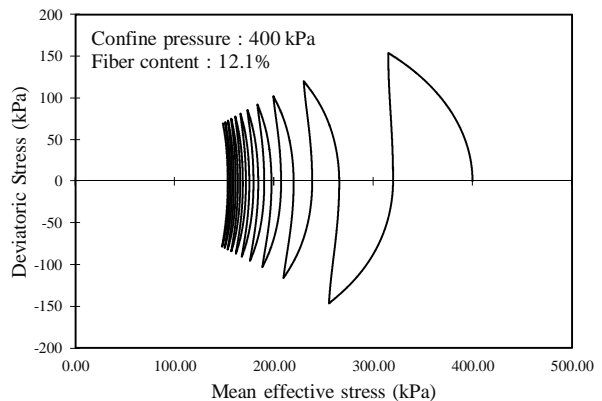
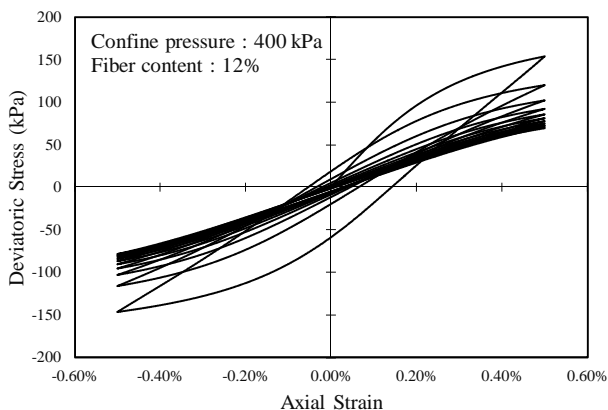
مقایسه نتایج آزمایش و شبیه‌سازی مدل برای نمونه‌های خاک زباله شهری که تحت تنش‌های تحکیم ۱۰۰ و ۲۰۰ تحت آزمایش سه محوری قرار گرفته است، در شکل ۴ آورده شده است. در شکل ۵ نیز نتایج بارگذاری سیکلی برای نمونه خاک زباله شهری در تنش تحکیم ۴۰۰ کیلوپاسکال نشان داده شده است. به دلیل عدم وجود نتایج آزمایشگاهی برای این نوع بارگذاری، در این شکل صحت سنجی انجام نشده است و تنها توانایی مدل برای شبیه‌سازی را نشان می‌دهد. به دلیل کمبود اطلاعات از ابعاد الیاف این نوع خاک، نسبت ابعاد ۵۰ برای این نمونه خاک در نظر گرفته شده است. همچنین سایر پارامترهای اضافی مدل در جدول ۲ آورده شده است.

جدول ۲: پارامترهای اضافی مدل

Confine pressure	S_0	k	a_f	h_l	\mathbb{E}_1
$p'_m = 100$	0.022		1000		
$p'_m = 200$	0.022	-0.2	800	70	2
$p'_m = 400$	0.02		1000		



شکل ۴: مقایسه شبیه‌سازی مدل ارائه شده و نتایج آزمایش در تنش‌های تحکیم ۱۰۰ و ۲۰۰ کیلوپاسکال (Machado et al., 2002)



شکل ۵: مقایسه شبیه‌سازی مدل ارائه شده برای بارگذاری سیکلی در تنش تحکیم ۴۰۰ کیلوپاسکال (Machado et al., 2002)

نتیجه‌گیری

در این مقاله یک مدل رفتاری مناسب برای مدلسازی رفتار مونوتونیک خاک‌های ریزدانه مرکب ارائه شده است. برای این مدل رفتاری، خاک‌ها به دو فاز کلی ماتریس و الیاف تقسیم شده‌اند و برای بیان رفتار هریک از این فازها، یک مدل رفتاری متناسب با آن فاز مورد استفاده قرار



گرفته شد: (۱) یک مدل بر مبنای تئوری حالت بحرانی و برای فاز ماتریس و (۲) مدل ساده Von-Mises برای فاز الیاف. همچنین تئوری پلاستیسیته سطح مرزی برای در نظر گرفتن رفتار سیکلی و همچنین رفتار غیر خطی در دامنه الاستیک فاز خمیر به مدل مورد نظر اضافه شد. در مدل رفتاری ارائه شده رفتار الیاف به صورت الاستیک خطی فرض گردید. از تکنیک‌های میکرومکانیک برای تعیین سهم تنش/کرنش هر یک از فازها استفاده شد. برای نزدیک شدن مدل به شرایط واقعی، از فرضیات اصلاح کننده‌ای برای راستای الیاف و همچنین میزان برابند بسیج شدن و یا لغزش در نظر گرفته شده است. پیش‌بینی مناسب مدل ارائه شده از رفتار خاک زباله جامد شهری در سه تنش تحکیم متفاوت وابستگی کم این پارامترها را با تنش‌های همه جانبه نشان می‌دهد.

مراجع

- Badv K and Sayadian T (2012) An Investigation Into The Geotechnical Characteristics of Urmia Peat, *IJTS, Transactions of Civil Engineering*, 36 (C2): 167-180
- Dafalias YF and Hermann LR (1986) Bounding Surface Plasticity, Part II : Application to Isotropic Cohesive Soils, *International Journal of Engineering Mechanics*, 112 (12): 1263-1291
- Hill R (1964) Theory of Mechanical Properties of Fiber-Strengthened Materials: I Elastic Behaviour, *J Mech Phys Solids*, 12: 199-212
- Jafari NH, Stark TD and Merry S (2013) The July 10 2000 Payatas Landfill Slope Failure, *International Journal of Geoengineering Case histories*, 2 (3): 208-228
- Lee HK and Simunovic S (2000) Modeling of Progressive Damage in Aligned and Randomly Oriented Discontinuous Fiber Polymer Matrix Composites, *Composites: Part B*, 31: 77-86
- Lee HK and Simunovic S (2001) A Damage Constitutive Model of Progressive Debonding in Aligned Discontinuous Fiber Composites, *International Journal of Solids and Structures*, 38: 875-895
- Machado SL, Carvalho MF and Vilar OM (2002) Constitutive Model for Municipal Solid Waste, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 128 (11): 940-951
- Marques ACM, Filz GM and Vilar OM (2003) Composite Compressibility Model for Municipal Solid Waste, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 129 (4): 372-378
- Mesri G and Ajlouni M (2007) Engineering Properties of Fibrous Peats, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 133 (7): 850-866
- Mura T (1982) *Micromechanics of Defects in Solids*, The Hague: Martinus Nijho
- Shariatmadari N, Machado SL, Noorzad A and Karimpour-Fard M (2009) Municipal Solid Waste Effective Stress Analysis, *Waste Management*, 29: 2918-2930
- Sui Yu H (2006) *Plasticity and Geotechnics*, Springer, USA
- Tucker III C and Liang E (1999) Stiffness predictions for unidirectional short-fiber composites: Review and evaluation, *Composites Science and Technology*, 59: 655-671
- Vilar OM and Carvalho MF (2004) Mechanical Properties of Municipal Solid Waste, *Journal of Testing and Evaluation*, 32 (6): 1-12
- Zhang L and O'Kelly BC (2013) The Principle of Effective Stress and Triaxial Compression Testing of Peat, *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 167 (GE1): 40-50