

معیاری برای مقاومت برشی خاک‌های سست سیمانه شده

احد اوریا*^۱، مسعود رنجبرنیا^۲ و داریوش واعظی پور^۳

^۱ دانشیار دانشکده فنی، دانشگاه محقق اردبیلی

^۲ استادیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تبریز

^۳ دانشجوی کارشناسی ارشد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تبریز

(دریافت: ۹۵/۷/۹، پذیرش: ۹۶/۲/۳۱، نشر آنلاین: ۹۶/۳/۱)

چکیده

مهم‌ترین مشخصه رفتار برشی خاک‌های سیمانه شده، تغییر رفتار آن‌ها از حالت شکننده مشابه سنگ در تنش‌های محصور کننده کم به حالت نرم مشابه خاک در سطوح تنش بیشتر می‌باشد. به خاطر تغییر حالت رفتار خاک سیمانه، استفاده از معیارهای گسیختگی که مخصوص سنگ یا خاک‌ها ارائه شده، برای این گونه مصالح همراه با محدودیت‌هایی می‌باشد. لذا در این پژوهش مقاومت برشی خاک‌های سیمانه شده به صورت تئوری و آزمایشگاهی مورد بررسی قرار گرفته است. تمرکز این تحقیق بیشتر بر روی تغییر فاز رفتار خاک از حالت شکننده به حالت شکل‌پذیر بوده است. در این تحقیق برای بیان مقاومت برشی خاک سیمانه شده، از ترکیب منطقی دو معیار گریفیت و موهر- کولمب با استفاده از یک تابع حالت، معیار گسیختگی جدیدی ارائه شده است. معیار ارائه شده، در سطوح تنش کم رفتار سنگ مانند غیر خطی شکننده و در سطوح تنش زیاد رفتار خاک مانند خطی را می‌تواند به خوبی نشان دهد. تابع حالت استفاده شده برای بیان تغییر رفتار خاک از حالت ترد شکننده به نرم بر اساس مشاهدات آزمایشگاهی تعیین شده است. برای بررسی صحت و دقت معیار ارائه شده، از نتایج تحقیقات گذشته و نیز آزمایشات برش مستقیم انجام شده بر روی خاک سیمانه شده استفاده گردیده است. مقایسه نتایج معیار ارائه شده با آزمایشات انجام شده در این تحقیق و نتایج ارائه شده توسط محققین دیگر قابلیت کاربرد این معیار برای خاک‌های دانه‌ای و ریزدانه دارای ساختار را نشان می‌دهد.

کلیدواژه‌ها: مقاومت برشی، گسیختگی، خاک سیمانه، ساختار خاک، گریفیت، موهر- کولمب.

۱- مقدمه

می‌گردد. همچنین خاک‌هایی با منشع آتشفشانی دارای ساختار می‌باشند (Avshar و همکاران، ۲۰۱۵) این گونه خاک‌ها به دلیل وجود نوعی ساختار اولیه رفتاری مشابه خاک‌های تثبیت شده با سیمان از خود نشان می‌دهند. چنین خاک‌هایی در صورتی که تخلخل بالایی داشته باشند، یا تحت تنش‌های زیادی قرار گیرند، تغییر شکل زیادی از خود نشان می‌دهند که قسمت اعظم این تغییر شکل ناشی از تخریب ساختار ناشی از سیمان شدن ذرات می‌باشد (اوریا و بهبودی، ۱۳۹۵؛ Mitchell و Soga، ۲۰۰۵؛ Ouria، ۲۰۱۷). تخریب ساختار این خاک‌ها باعث کاهش مقاومت آنها نیز می‌شود.

مهم‌ترین تفاوت رفتار خاک‌های دارای ساختار با خاک‌های دست‌خورده بدون ساختار از وجود پیوندهای سیمانه بین ذرات آنها ناشی می‌شود. در صورتی که تنش‌ها وارد به اندازه‌ای کم باشند که پیوند بین ذرات از بین نرود، این خاک‌ها رفتار تنش-

با وجود پیشرفت‌های بسیاری که در روش‌های نمونه‌برداری و انجام آزمایشات آزمایشگاهی در زمینه مکانیک خاک صورت گرفته، انجام آزمایشات صحرایی و درجا جهت تعیین خصوصیات خاک در شرایط محل همچنان دارای اهمیت به سزایی می‌باشد. این اهمیت ناشی از مشکلات نمونه برداری بوده و باعث می‌شوند که در بسیاری از موارد نمونه‌های اخذ شده دارای درجاتی از دست‌خوردگی باشند. نمونه‌برداری از لایه‌های خاک‌های سست دارای ساختار به اندازه‌ای مشکل می‌باشد که در واقع امکان اخذ نمونه‌های دست نخورده بکر بسیار کم می‌باشد (اوریا و بهبودی، ۱۳۹۵). خاک‌های طبیعی دست نخورده معمولاً دارای ساختار طبیعی و رفتار متفاوتی از خاک‌های بازسازی شده می‌باشند. ساختار سیمانه خاک‌های طبیعی ناشی از فعل و انفعالات شیمیایی مربوط به کلسیم فعال و یا کانی‌های مشابه بوده که با گذشت زمان تکمیل

* نویسنده مسئول؛ شماره تماس: ۰۴۱-۳۳۸۲۰۷۵۷

معیارهای گسیختگی که در مکانیک خاک و سنگ استفاده می‌شود، معیار موهر- کولمب برای مصالح دانه‌ای شکل‌پذیر و معیار گریفیث برای سنگ‌های ترد خرد شونده می‌باشند. با توجه به نتایج تحقیقات انجام شده، رفتار مقاومت برشی خاک‌های سیمان شده شامل هر دو معیار فوق می‌باشد. با استفاده از معیار گریفیث برای بیان رفتار ترد و شکننده ناشی از ساختار خاک و معیار موهر کولمب برای رفتار نرم بعد از خرد شدن ساختار می‌توان معیاری برای بیان گسیختگی این خاک‌ها ارائه کرد.

در این تحقیق از ترکیب دو معیار فوق معیار جدیدی برای گسیختگی برشی خاک‌های سیمان شده ارائه شده است. با استفاده از یک تابع حالت پیوسته که براساس سطح تنش بیان می‌شود، گسیختگی خاک به صورت تابعی از دو معیار فوق بیان شده است. در نهایت جهت بررسی صحت معیار ارائه شده، آزمایشات برش مستقیم بر روی نمونه‌های خاک دارای ساختار سیمان انجام شده است.

۲- مقاومت برشی خاک سیمان شده

نتایج تحقیقات انجام شده روی مقاومت برشی خاک‌های سیمان شده نشان می‌دهد که پوش گسیختگی آنها به صورت غیر خطی می‌باشد. غیر خطی بودن پوش گسیختگی این نوع خاک‌ها در سطوح تنش کم، بیشتر مشهود می‌باشد (Sariosseiri و Muhunthan, ۲۰۰۹).

Mitchell (۱۹۷۶) و Sariosseiri و Muhunthan (۲۰۰۹)، آزمایشات مبسوطی روی خاک‌های تثبیت شده با سیمان انجام داده و به این نتیجه رسیدند که پوش گسیختگی این نوع خاک‌ها را می‌توان با استفاده از معیار گسیختگی گریفیث اصلاح شده بیان نمود. در واقع معیار گسیختگی گریفیث اصلاح شده ترکیبی از سهمی معیار گریفیث در محدوده تنش‌های کششی و خط موهر- کولمب در محدوده تنش‌های فشاری می‌باشد (Sariosseiri و Muhunthan, ۲۰۰۹). نتایج آزمایشات برش انجام شده روی خاک‌های سیمان شده نشان می‌دهد که با افزایش میزان سمانتاسیون و به تبع آن چسبندگی خاک، پوش گسیختگی به معیار گریفیث اصلاح شده نزدیک‌تر می‌شود. ولی در مورد خاک‌های سیمان شده سست که چسبندگی قابل ملاحظه‌ای ندارند، ساختار خاک در تنش‌های کم تخریب شده و رفتار غیر خطی نشان می‌دهند. Mesri و Abdel-Ghaffar (۱۹۹۳)، استفاده از معیار موهر- کولمب غیر خطی مطابق رابطه (۱) را برای خاک‌های پیش‌تحکیم یافته و دارای ساختار توصیه نموده‌اند.

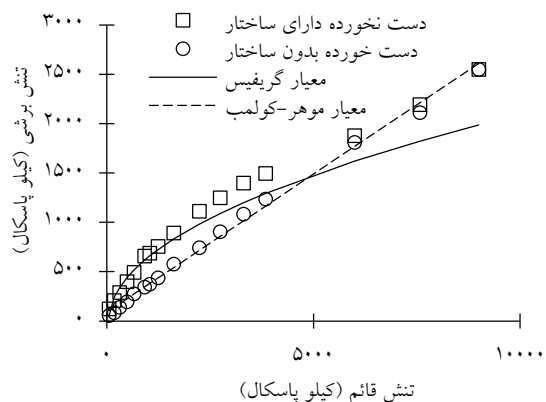
$$\tau_f = \sigma'_n \tan \phi \left(\frac{\sigma'_n}{\sigma'_r} \right)^{1-m} \quad (1)$$

تغییر شکل و مقاومت برشی مشابه سنگ از خود نشان می‌دهند. با افزایش میزان تنش‌ها و شکستگی پیوندها، رفتار آنها مشابه رفتار خاک‌های بدون ساختار می‌شود. وجه تمایز رفتار سنگ و خاک، تردی و شکنندگی رفتار سنگ در گسیختگی‌های اولیه می‌باشد. Lagioia و Nova (۱۹۹۵)، مهم‌ترین ویژگی رفتار خاک‌های سیمان شده را در تغییر ماهیت گسیختگی آنها از حالت ترد سنگ مانند به حالت نرم خاک مانند توصیف نموده‌اند. آنها براساس مشاهدات آزمایشگاهی مدلی برای بیان رفتار خاک‌های سیمان شده ارائه نموده‌اند که رفتار آنها را در سه حالت ترد اولیه، انتقالی آستانه خرد شدگی و نرم حالت نهایی بیان می‌کند.

وجود ساختار سیمان شده باعث ایجاد پیوند هایی میان ذرات خاک می‌شود. این پیوندها همچنان که مقاومت برشی خاک را تحت تأثیر قرار می‌دهند، تراکم‌پذیری و تغییر شکل حجمی خاک را نیز متأثر کرده و باعث ایجاد رفتار تراکم‌پذیری سه‌گانه می‌شود. تراکم‌پذیری خاک‌های دارای ساختار سیمان نیز در مقیاس نیمه لگاریتمی تنش به سه حالت اولیه غیر خطی، میانی انتقالی و رفتار نهایی خطی طبقه‌بندی نموده شده است (Chowdhury و همکاران، ۲۰۱۴). در مدل‌های رفتاری پیشرفته براساس سطوح تسلیم چندگانه که برای بیان رفتار تنش- کرنش و گسیختگی خاک‌های سیمان ارائه شده، وجود حداقل سه سطح تسلیم متمایز برای نشان دادن تغییر رفتار خاک از حالت شکننده به حالت شکل‌پذیر نیز مورد تأکید قرار گرفته است (Rouainia و Muir Wood, ۲۰۰۰). همچنین نتایج آزمایشات صحرایی و آزمایشگاهی بر روی نمونه‌های ماسه سیمان شده طبیعی نشان می‌دهد که پوش گسیختگی این نوع خاک‌ها غیر خطی می‌باشد (Mesri و Abdel-Ghaffar, ۱۹۹۳؛ Bishop, ۱۹۹۶؛ Collins و Sitar, ۲۰۰۹).

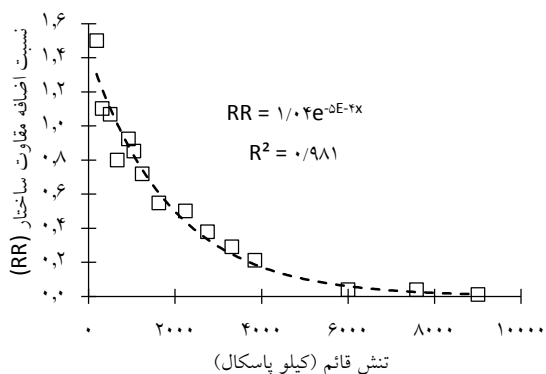
مدل‌های رفتاری ارائه شده برای رس‌های دارای ساختار که براساس مکانیک خاک حالات بحرانی بیان شده‌اند، ضرورت اصلاح رویه هرسلو را جهت نشان دادن اثر ساختار خاک در مقاومت برشی آن مورد تأکید قرار داده‌اند. در سطوح تنش محصورکننده کم، به دلیل سالم بودن ساختار خاک، مقاومت برشی خاک بیشتر از مقاومت همان خاک در حالت دستخورد می‌باشد. لذا در مدل‌های مبتنی بر مکانیک خاک حالات بحرانی، علاوه بر خط حالت بحرانی، خطی به عنوان حد مقاومت اولیه در نظر گرفته می‌شود (Liu و همکاران، ۲۰۱۱؛ Yao و Zhu, ۲۰۱۵؛ Horpibulsuk و Liu, ۲۰۱۵).

براساس تئوری الاستیسیته و پلاستیسیته، تعیین معیاری برای حالات حدی تنش جهت تشخیص گسیختگی مهم‌ترین بخش مدل‌سازی رفتار خاک می‌باشد. معیارهای گسیختگی براساس رفتار پایه‌ای مصالح که در مکانیک جامدات به دو نوع ترد و شکل‌پذیر تقسیم‌بندی می‌شود، پایه‌ریزی شده‌اند. دو نمونه بارز



شکل ۱- پوش گسیختگی خاک رس لندن (Bishop, ۱۹۹۶) در حالت دارای ساختار و خرد شده

پوش گسیختگی نمونه‌های به هم خورده به صورت خطی می‌باشد. معیارهای گسیختگی گریفیس و موهر-کولمب نیز در شکل (۱) نشان داده شده است. همان‌گونه که در این شکل دیده می‌شود، در تنش‌های پائین، پوش گسیختگی گریفیس و در تنش‌های بالا، پوش گسیختگی موهر-کولمب بر نتایج آزمایش منطبق هستند. با توجه به این اطلاعات و براساس تئوری ترکیب منطقی یا تئوری حالات بهم خوردگی، می‌توان معیاری ارائه نمود که در تنش‌های کم از معیار گریفیس و در تنش‌های زیاد از معیار موهر-کولمب تبعیت کند. نکته مهم در ترکیب این دو معیار، نحوه تغییر رفتار خاک از حالت شکننده به حالت شکل‌پذیر می‌باشد که بایستی مورد توجه قرار گیرد. در شکل شماره (۲) نسبت اضافه مقاومت برشی خاک دارای ساختار به مقاومت برشی خاک به هم خورده (RR) برای آزمایشات شکل (۱) مربوط به رس لندن نشان داده شده است.



شکل ۲- نسبت اضافه مقاومت برشی ناشی از ساختار به مقاومت برشی خاک بدون ساختار رس لندن

که در آن، τ_f مقاومت برشی خاک، σ'_n تنش مؤثر قائم، φ زاویه اصطکاک داخلی خاک، σ'_r تنش مبنا و m پارامتر مدل می‌باشد. رابطه فوق یک رابطه کاملاً غیر خطی می‌باشد که می‌تواند رفتار غیر خطی خاک سیمان شده را در محدوده تنش شروع تخریب ساختار بیان کند ولی در محدوده تنش‌های زیاد که ساختار خاک از بین رفته و رفتار آن خطی می‌شود قابل استفاده نیست.

Yan و همکاران (۲۰۱۳)، مدل منطقی صفر و یک را برای بیان رفتار سنگ و خاک‌های شکننده ارائه کرده‌اند. در این مدل که حالت خاصی از مفهوم حالات به هم خوردگی می‌باشد، رفتار مصالح ترد و شکننده به صورت حالتی بینابینی و ترکیب منطقی از رفتار مصالح در حالت کاملاً سالم به عنوان حالت یک و حالت کاملاً خرد شده به عنوان حالت صفر به فرم رابطه (۲) بیان می‌کند (اوریا و بهبودی، ۱۳۹۵؛ Ouria، ۲۰۱۵؛ Desai، ۲۰۱۶؛ Ouria و همکاران، ۲۰۱۵).

$$\tau_f = \alpha\tau_{f1} + \beta\tau_{f0} \quad (2)$$

که در آن τ_{f1} مقاومت برشی خاک دارای ساختار، τ_{f0} مقاومت برشی خاک خرد شده بوده و α و β توابع ترکیب منطقی می‌باشد.

Liu و همکاران (۲۰۱۳)، با استفاده از تئوری ترکیب منطقی مدلی برای بیان رفتار خاک‌های سیمان شده ارائه کردند که در مدل آنها از معیار موهر-کولمب برای بیان رفتار حالت صفر و رابطه توانی برای بیان رفتار حالت یک مطابق رابطه (۳) استفاده شده است.

$$\tau_f = \alpha S \left(\frac{\sigma'_n}{\sigma_r} \right)^n + \beta \sigma'_n \tan \varphi \quad (3)$$

لذا با توجه به مطالب فوق، بیان رفتار خاک‌های سیمان شده در چهار چوب یک معیار دوگانه، منطقی به نظر می‌رسد.

۳- معیار گسیختگی ارائه شده

در شکل (۱) نتایج آزمایش برش روی خاک رس لندن که دارای ساختار می‌باشد، نشان داده شده است. در این آزمایشات، نمونه‌های دست نخورده مورد آزمایش، با دقت زیادی تهیه شده‌اند تا ساختار اولیه آنها حفظ شود. همچنین نتایج آزمایشات انجام شده روی همین خاک در حالت به هم خورده نیز ارائه شده است (Bishop، ۱۹۹۶).

همان‌گونه که در شکل (۱) مشاهده می‌شود، مقاومت برشی نمونه‌های دارای ساختار بیشتر از نمونه‌های به هم خورده بوده و پوش گسیختگی آنها غیر خطی می‌باشد.

$$\alpha = e^{-m\left(\frac{\sigma'_n + \sigma'_t}{\sigma'_r}\right)} \quad (۴)$$

که در آن σ'_t مقاومت کششی خاک سیمان شده و m پارامتر مدل می‌باشد. رابطه (۴) یک تابع پیوسته می‌باشد که خرد شدن ساختار خاک را بیان می‌کند. پیوستگی رابطه (۴) مطابق فرض شماره (۵) می‌باشد.

با توجه به اصول تئوری حالات به هم خوردگی و همچنین روش ترکیب منطقی و فرض شماره (۱)، حاصل جمع دو تابع ترکیب شونده در هر شرایط بایستی برابر یک باشد. این موضوع را با توجه به شکل (۴) می‌توان بیان نمود. در صورتی که A کل سطح تحت تأثیر تنش باشد که برابر مجموع مساحت‌های قسمت‌های خرد شده (A_0) و قسمت‌های سالم (A_1) است، میانگین وزن دار تنش‌های که توسط قسمت‌های سالم و خرد شده تحمل می‌شود بایستی برابر متوسط تنش در کل سطح باشد. لذا توابع ترکیب منطقی برابر نسبت مساحت‌ها بوده و مجموعشان برابر یک می‌باشد.

$$\alpha + \beta = 1 \quad (۵)$$

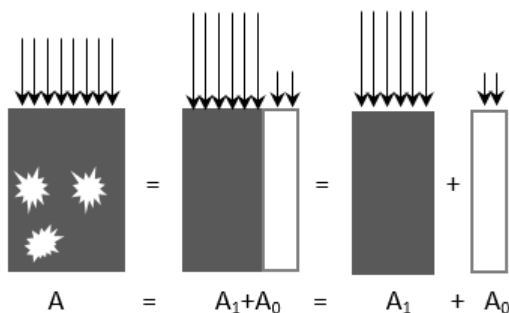
با توجه به فرض‌های شماره (۲) و (۳) و همچنین رابطه (۴)، مقدار تابع ترکیب α در تنش قائم صفر و زمانی که ساختار خاک کاملاً سالم است، برابر ۱ خواهد بود. لذا توابع ترکیب α و β به ترتیب ضرایب مربوط به معیارهای گریفیت و موهر-کولمب خواهند بود.

در نتیجه با استفاده از توابع ترکیب منطقی ارائه شده رابطه (۶) برای بیان مقاومت برشی خاک‌های دارای ساختار ارائه می‌شود.

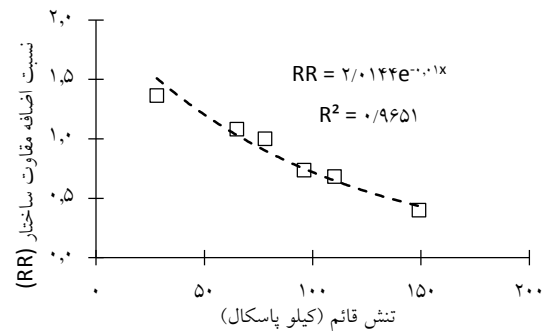
$$\tau_f = \alpha \tau_{FG} + \beta \tau_{FM-C} \quad (۶)$$

که در آن، τ_{FG} و τ_{FM-C} به ترتیب مقاومت برشی به دست آمده از معیارهای گریفیت و موهر-کولمب بوده و به ترتیب مطابق روابط (۷) و (۸) می‌باشند.

$$\tau_f = \frac{(A_1 + A_0)}{A} \tau_f = \frac{A_1}{A} \tau_1 + \frac{A_0}{A} \tau_0$$



شکل ۴- مفهوم توابع ترکیب منطقی صفر و یک



شکل ۳- نسبت اضافه مقاومت برشی ناشی از ساختار به مقاومت برشی شیل بیرپا

شکل (۳) نیز نسبت اضافه مقاومت ناشی از ساختار برای شیل بیرپا ناحیه میلوآکی (Singh و همکاران، ۱۹۸۳) را نشان می‌دهد. این نتایج نیز براساس آزمایشات برش انجام شده بر روی نمونه‌های دست نخورده دارای ساختار و دست خورده بدون ساختار استخراج شده است. همان‌گونه که در شکل‌های (۲) و (۳) مشاهده می‌شود، نسبت اضافه مقاومت برشی ناشی از ساختار خاک را می‌توان با استفاده از یک تابع نپیرن با دقت بسیار خوبی بیان نمود.

مقایسه نمودارهای شکل (۱) و شکل (۲) نشان می‌دهد که با کاهش نسبت اضافه مقاومت برشی، پوش گسیختگی خاک دارای ساختار از حالت غیر خطی یا معیار گریفیت خارج شده و به فرم خطی یا معیار گسیختگی موهر کولمب نزدیک می‌شود. در واقع این مقدار اضافه مقاومت برشی ناشی از ساختار می‌باشد که باعث غیر خطی شدن پوش گسیختگی می‌شود. با توجه به نتایج آزمایشات و تحقیقات پیشین، فرضیات ذیل جهت بیان رفتار گسیختگی خاک‌های دارای ساختار در گرفته شده است.

۱- پوش گسیختگی خاک دارای ساختار می‌تواند حالتی بین معیار گسیختگی گریفیت یا معیار موهر-کولمب باشد.

۲- خاک با ساختار کاملاً سالم از معیار گسیختگی گریفیت تبعیت می‌کند.

۳- خاک بدون ساختار یا دارای ساختار کاملاً خرد شده از معیار گسیختگی خطی موهر-کولمب تبعیت می‌کند.

۴- افزایش تنش قائم یا تنش هیدرواستاتیک باعث تخریب ساختار خاک می‌شود.

۵- خرد شدن ساختار خاک به صورت تدریجی و کاملاً پیوسته با افزایش تنش صورت می‌گیرد.

با توجه به فرض پنجم و مشاهدات مربوط به مقاومت برشی خاک‌های دارای ساختار که در شکل‌های (۲) و (۳) نشان داده شد، از تابع حالتی به فرم نپیرن برای بیان تغییر تدریجی رفتار خاک از حالت ترد و شکننده غیر خطی به حالت نرم و شکل‌پذیر خطی استفاده نمود. لذا رابطه (۴) به عنوان تابع ترکیب منطقی برای ترکیب دو معیار گریفیت و موهر-کولمب ارائه می‌شود.

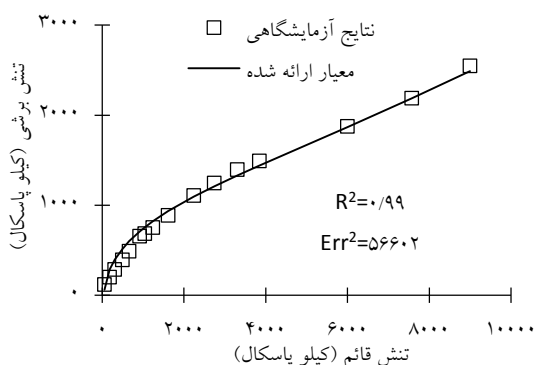
ترد در آن استفاده شده، مدل ارائه شده بایستی قابلیت انطباق با داده‌های مربوط به هر دو نوع خاک چسبنده و دانه‌ای را داشته باشد. لذا در بررسی صحت معیار ارائه شده، داده‌های مربوط به خاک رس، شیل، ماسه و شن سیمان شده مورد بررسی قرار گرفته است. برای خاک‌های رس، شیل و شن تثبیت شده با سیمان از نتایج آزمایشات انجام شده توسط سایر محققین که در منابع موجود هستند، استفاده شده است. برای ماسه تثبیت شده با سیمان یک سری آزمایش برش مستقیم انجام شده است.

۱-۴- مقایسه با نتایج مطالعات پیشین

در جدول (۱) پارامترهای مدل ارائه شده که برای رس دست نخورده لندن تعیین شده، بیان شده است. در شکل (۵) نیز پوش گسیختگی معیار ارائه شده برای همان خاک نشان داده شده است. همان گونه که در شکل (۵) مشاهده می‌شود، رفتار گسیختگی رس لندن که دارای ساختار می‌باشد، کاملاً غیر خطی بوده و تغییر رفتار آن از حالت شکننده به نرم توسط معیار ارائه شده نشان داده شده است.

جدول ۱- پارامترهای معیار پیشنهادی برای رس لندن

σ_r (kPa)	S (kPa)	σ_t (kPa)	m	φ°	c (kPa)
۶۰۰۰	۲۱	۱۴۷۵	۰/۵	۱۶	۸۹



شکل ۵- مقایسه نتایج معیار ارائه شده با نتایج آزمایش روی رس لندن (Bishop, ۱۹۹۶) دارای ساختار

در جدول (۲) و شکل (۶) نیز نتایج معیار ارائه شده برای شیل بیرپاور نشان داده شده است. در جدول (۳) و شکل (۷) نیز پارامترهای معیار ارائه شده برای آزمایشات برش انجام شده روی شن تثبیت شده با سیمان توسط Abboud (۱۹۷۳)، ارائه شده است.

همان گونه که در شکل (۶) مشاهده می‌شود، معیار ارائه شده رفتار گسیختگی شیل بیرپاور را نیز به خوبی بیان می‌کند.

$$\tau_{FG} = S \left(\frac{\sigma'_n + \sigma_t}{\sigma'_r} \right)^{0.5} \quad (7)$$

$$\tau_{FM-c} = c + \sigma'_n \tan \varphi \quad (8)$$

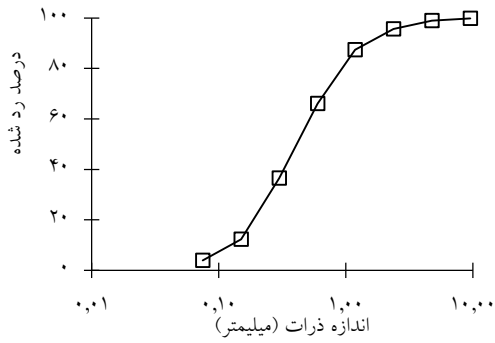
معیار ارائه شده دارای پنج پارامتر S ، σ_t ، φ ، c و m می‌باشد که براساس نتایج آزمایشگاهی تعیین می‌شود. پارامتر σ'_r نیز تنش مینا می‌باشد که جهت تطابق ابعاد کمیت‌ها استفاده شده و مقدار آن برابر واحد تنش یا هر مقدار دیگری در نظر گرفته می‌شود.

۱-۳- تعیین پارامترهای معیار گسیختگی ارائه شده

اگرچه تعداد پارامترهای معیار ارائه شده بیشتر از تعداد پارامترهای معیار گریفیت و موهر- کولمب می‌باشد، ولی تعیین این پارامترها سخت تر از تعیین پارامترهای دو معیار فوق نمی‌باشد. برای تعیین پارامترهای معیار ارائه شده ابتدا بایستی مجانب مایل پوش گسیختگی خاک دارای ساختار که در واقع همان خط موهر- کولمب است تعیین می‌شود. شیب و عرض از مبدأ مجانب مایل در واقع ضریب اصطکاک ($\tan \varphi$) و چسبندگی (c) معیار گسیختگی موهر- کولمب در قسمت خطی بوده که می‌توان با استفاده از نتایج دو آزمایش برش با بیشترین تنش‌های قائم تعیین گردد. سپس پارامترهای مربوط به معیار گریفیت و تابع ترکیب منطقی که σ_t و m یا σ'_r تعیین می‌شود. تعیین هم‌زمان این سه پارامتر می‌تواند با حل سه معادله سه مجهولی برای سه آزمایش برش و یا در صورت انجام آزمایشات بیشتر به روش حداقل مربعات صورت گیرد. برای تعیین پارامترهای این معیار گسیختگی انجام حداقل پنج آزمایش برش ضروری می‌باشد. همان گونه که در روابط ارائه شده دیده می‌شود، تنش مینا σ'_r و پارامتر m در صورت و مخرج توان تابع نهرین مربوط به ترکیب منطقی ظاهر شده‌اند که نشان می‌دهد تعیین هم‌زمان این دو پارامتر ضروری نمی‌باشد. با توجه به بررسی‌های انجام شده، مقادیر پارامتر m در بعضی موارد مقادیر بسیار کوچکی به دست می‌آید. لذا جهت مقیاس کردن پارامترها و جلوگیری از خطاهای محاسباتی، لازم است مقدار تنش مینا عددی بزرگتر از واحد در نظر گرفته شود. بهترین مقدار برای پارامتر تنش مینا، σ'_r ، در محدوده تنش‌هایی که رفتار خاک از حالت غیر خطی به حالت خطی تبدیل می‌شود قرار دارد. با این وجود هر مقدار دلخواه برابر یا بزرگتر از یک برای تنش مینا قابل قبول است.

۴- بررسی صحت معیار گسیختگی ارائه شده

برای مقایسه و بررسی دقت نتایج معیار ارائه شده، علاوه بر داده‌های موجود در منابع علمی، یک سری آزمایشات نیز انجام شده است. با توجه به این که معیار ارائه شده هم به صورت خطی و هم غیر خطی بوده و پارامترهای مربوط به چسبندگی و شکست

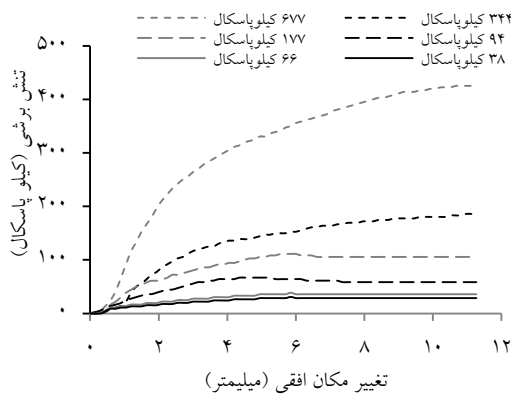


شکل ۸- نمودار دانه‌بندی ماسه مورد آزمایش

در شکل (۸) نمودار دانه‌بندی ماسه مورد استفاده نشان داده شده است. آزمایشات انجام شده بر روی قسمت رد شده از الک شماره ۱۶ این خاک استفاده شده است. نمونه‌های مورد آزمایش با درصدهای مختلف سیمان و با رطوبت‌های حدود ۲۰ تا ۳۰ درصد تهیه شده‌اند. در بعضی نمونه‌ها جهت افزایش تخلخل خاک از فوم پلی‌استایرن قابل انقباض استفاده شده است. نمونه‌ها به مدت ۲ تا ۷ روز در دمای ۲۵ درجه سانتی‌گراد عمل‌آوری شده‌اند. ۲۴ ساعت قبل از انجام آزمایشات نمونه‌ها در گرم‌خانه قرار داده شده‌اند تا رطوبت آنها از بین رفته و فوم پلی‌استایرن منقبض گردد. کلیه آزمایشات روی نمونه‌های خشک صورت گرفته است. استفاده از فوم پلی‌استایرن باعث می‌شود تا نمونه‌ها دارای ساختار ضعیف و شکننده بوده و رفتار خرد شوند آنها در تنش‌های کم نیز قابل مشاهده باشد (Medero و همکاران ۲۰۰۹).

آزمایشات با استفاده از دستگاه برش مستقیم و جعبه ۶×۶ سانتی‌متری انجام شده است. این آزمایشات در محدوده تنش‌های قائم ۳۸ تا ۶۷۷ کیلوپاسکال و با حداقل ۶ آزمایش صورت گرفته‌اند. دلیل تعداد زیاد آزمایشات و فواصل کم تنش‌ها، مشاهده تغییرات شیب پوش گسیختگی بوده است.

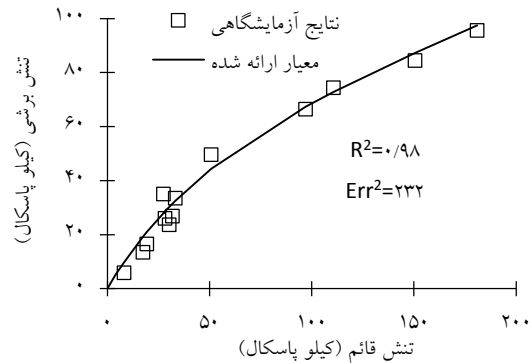
در شکل‌های (۹)، (۱۰) و (۱۱) نتایج آزمایش برش مستقیم روی ماسه تثبیت شده با ۲٪ سیمان نشان داده شده است.



شکل ۹- نمودار تغییر مکان افقی - تنش برشی آزمایش برش مستقیم روی ماسه تثبیت شده با ۲٪ سیمان

جدول ۲- پارامترهای معیار پیشنهادی برای شیل بیرپا

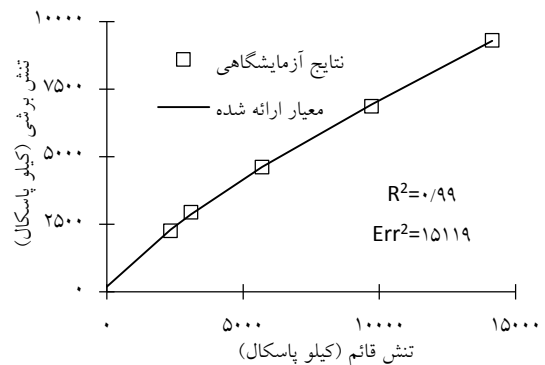
$\sigma_r(kPa)$	$S(kPa)$	$\sigma_t(kPa)$	m	φ°	$c(kPa)$
۱۵	۰	۰	۰/۴۵	۱۸	۴۰



شکل ۶- مقایسه نتایج معیار ارائه شده با نتایج آزمایش روی شیل بیرپا دارای ساختار (Bishop, ۱۹۹۶)

جدول ۳- پارامترهای معیار پیشنهادی برای شن سیمان شده

$\sigma_r(kPa)$	$S(kPa)$	$\sigma_t(kPa)$	m	φ°	$c(kPa)$
۱۰۰۰	۲۵۰۰	۵۰	۰/۵	۳۰	۱۰۰۰

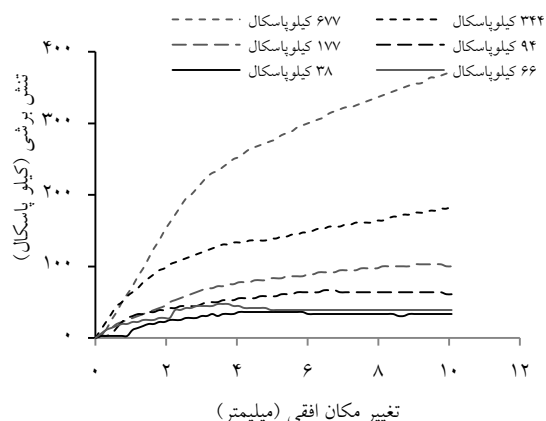


شکل ۷- مقایسه نتایج معیار ارائه شده با نتایج آزمایش روی شن تثبیت شده با سیمان (Abboud, ۱۹۷۳)

همانگونه که در شکل (۷) دیده می‌شود، نتایج معیار ارائه شده تطابق خوبی با نتایج آزمایشات انجام شده روی شن سیمان شده دارد.

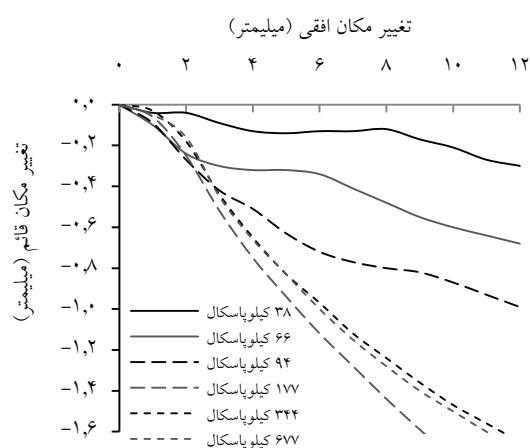
۲-۴- مقایسه با نتایج آزمایشات انجام شده

برای بررسی صحت معیار ارائه شده در مورد خاک‌های ماسه‌ای سیمان شده، یک سری آزمایشات برش مستقیم روی ماسه تمیز بدانه‌بندی شده که با ۲، ۴ و ۶ درصد سیمان تثبیت شده بود، انجام شد. ماسه مورد نظر از باند جنوبی آزاد راه تبریز- تهران در محدوده شهرک خاوران برداشته شده است.

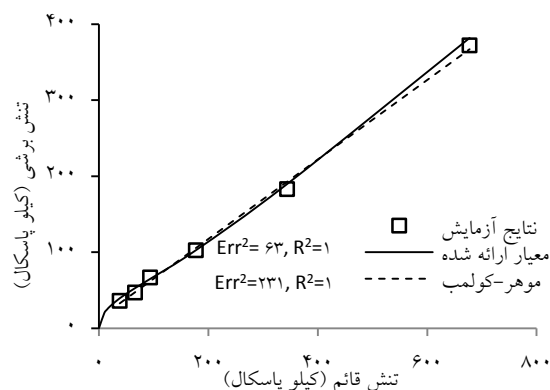


شکل ۱۲- نمودار تغییر مکان افقی- تنش برشی آزمایش برش مستقیم روی ماسه تثبیت شده با ۰.۴٪ سیمان

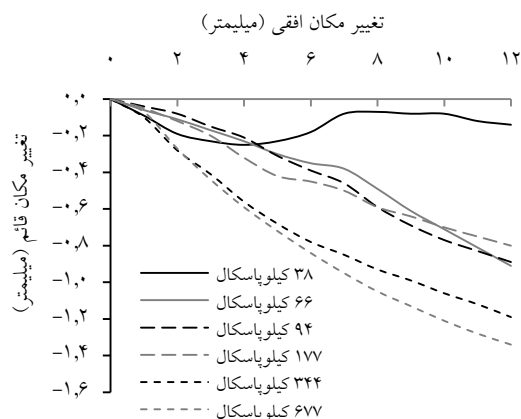
مقایسه پوش‌های گسیختگی به دست آمده برای نمونه‌های ماسه‌ای تثبیت شده با ۰.۲٪ و ۰.۴٪ سیمان نشان می‌دهد که معیار ارائه شده به خوبی می‌تواند رفتار نمونه‌هایی را که پوش گسیختگی آنها تقریباً خطی می‌باشد، بیان کند.



شکل ۱۳- نمودار تغییر مکان افقی- تغییر مکان قائم در آزمایش برش مستقیم روی ماسه تثبیت شده با ۰.۴٪ سیمان

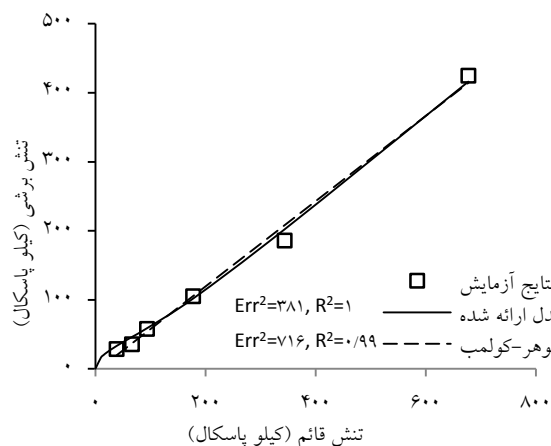


شکل ۱۴- پوش گسیختگی ماسه تثبیت شده با ۰.۴٪ سیمان



شکل ۱۰- نمودار تغییر مکان افقی- تغییر مکان قائم در آزمایش برش مستقیم روی ماسه تثبیت شده با ۰.۲٪ سیمان

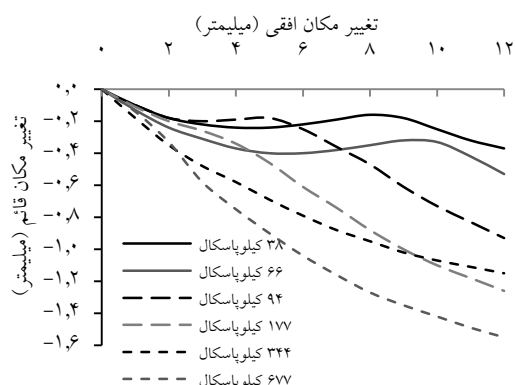
در شکل (۱۱) علاوه بر پوش گسیختگی معیار ارائه شده، پوش گسیختگی موهر- کولمب نیز جهت مقایسه نشان داده شده است. همانگونه که در شکل (۱۱) مشاهده می‌شود، گرچه معیار ارائه شده تطابق بهتری با نتایج آزمایش در مقایسه با معیار موهر- کولمب دارد، با این وجود معیار گسیختگی ارائه شده برای ماسه تثبیت شده با ۰.۲ درصد سیمان تفاوت چندانی با نتایج به دست آمده از معیار موهر- کولمب ندارد.



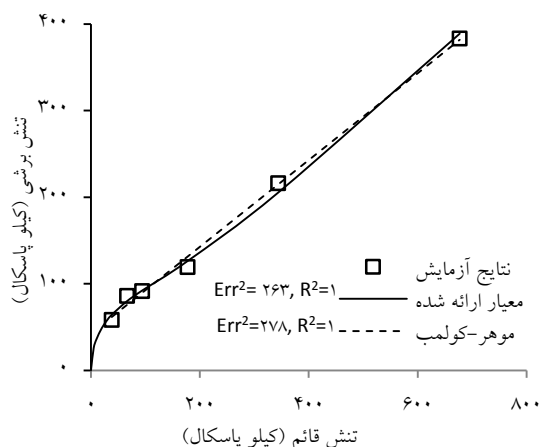
شکل ۱۱- پوش گسیختگی ماسه تثبیت شده با ۰.۲٪ سیمان

در شکل‌های (۱۲)، (۱۳) و (۱۴) نیز نتایج آزمایش برش برای ماسه تثبیت شده با ۰.۴٪ سیمان نشان داده شده است. در شکل (۱۴) نیز مشاهده می‌شود که برای ماسه تثبیت شده با ۰.۴٪ سیمان، پوش گسیختگی تقریباً خطی می‌باشد.

دارای کاربرد می‌باشد. این معیار می‌تواند پوش گسیختگی کاملاً خطی مانند رفتار ماسه تثبیت شده با ۰.۲٪ سیمان را بیان کند همچنین رفتار کاملاً غیر خطی رس لندن و یا شیل بیرپاو دارای ساختار را نیز به خوبی نشان می‌دهد. قابلیت دیگر این معیار گسیختگی که بسیار مهم است، توانایی آن در بیان کاو بودن پوش گسیختگی مصالح است.



شکل ۱۶- نمودار تغییر مکان افقی- تغییر مکان قائم در آزمایش برش مستقیم روی ماسه تثبیت شده با ۰.۶٪ سیمان

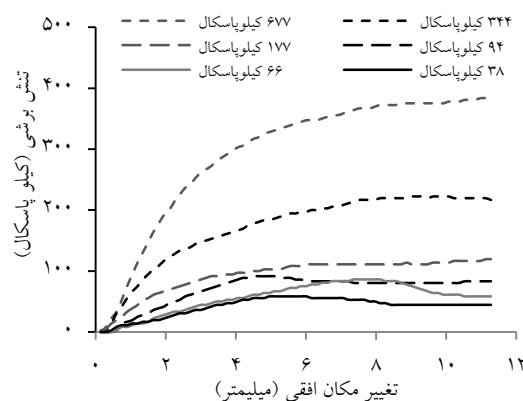


شکل ۱۷- پوش گسیختگی ماسه تثبیت شده با ۰.۶٪ سیمان

۶- نتیجه‌گیری

در این تحقیق مقاومت برشی خاک‌های سست سیمانه دارای ساختار به صورت تئوری و آزمایشگاهی مورد بررسی قرار گرفت. رفتار خاک‌های سیمانه شده حالت بینابینی از رفتار سنگ و خاک بوده و مهم‌ترین مشخصه آن تغییر از حالت سنگ مانند ترد و شکننده به حالت نرم خاک مانند می‌باشد. پوش گسیختگی خاک‌های سیمانه شده در تنش کم که هنوز ساختار سالمی دارند غیر خطی بوده و در تنش‌های بزرگ که ساختار آنها تخریب شده، خطی می‌باشد.

شکل‌های (۱۵)، (۱۶) و (۱۷) نیز نتایج به دست آمده از آزمایش برش مستقیم روی نمونه‌های تثبیت شده با ۰.۶٪ سیمان را نشان می‌دهند. همان گونه که در شکل (۱۵) مشاهده می‌شود، رفتار نرم-شوندگی نمونه‌های تثبیت شده با ۰.۶٪ سیمان تحت تنش‌های قائم کوچک در مقایسه با نمونه‌های تثبیت شده با ۲ یا ۴ درصد سیمان نشان مشهودتر می‌باشد. این رفتار ترد و شکننده می‌تواند ناشی از ایجاد ساختار بین دانه‌های خاک باشد. در شکل (۱۷) نیز مشاهده می‌شود که پوش گسیختگی نمونه‌های تثبیت شده با ۰.۶٪ سیمان از حالت خطی خارج شده و بخصوص در تنش‌های پائین به صورت غیر خطی در آمده است. پوش گسیختگی غیر خطی در محدوده تنش‌های کم ناشی از ساختار ضعیف خاک می‌باشد که با افزایش سطح تنش از بین رفته و پوش گسیختگی نیز به صورت خطی در می‌آید.



شکل ۱۸- نمودار تغییر مکان افقی- تنش برشی آزمایش برش مستقیم روی ماسه تثبیت شده با ۰.۶٪ سیمان

نکته بسیار مهم در گسیختگی نمونه‌های سیمانه شده با تخیل بالا، تغییر تععر پوش گسیختگی آنها می‌باشد که در شکل-های (۱۱)، (۱۴) و (۱۷) مشهود است. مصالحی دانه‌ای که دارای زاویه اصطکاک داخلی بالا بوده و تحت تخیل زیاد به صورت ضعیف سیمانه شوند، مقاومت برشی آنها در تنش‌های همسان یا قائم کوچک از باندهای سیمانی بین ذرات تأمین می‌شود. با افزایش میزان تنش‌های قائم یا همسان، باندهای سیمانی گسیخته شده و تغییر حجم زیادی رخ می‌دهد. متراکم شدن خاک باعث افزایش تماس و قفل و بست ذرات شده و به تبع آن اصطکاک زیاد شده و مقاومت برشی آنها افزایش می‌یابد. در این حالت پوش گسیختگی به صورت یک منحنی کاو در می‌آید.

نتایج این آزمایشات نشان می‌دهد که مدل ارائه شده علاوه بر این که در مورد خاک‌های چسبنده دارای ساختار و شن تثبیت شده با سیمان قابل استفاده است، در مورد ماسه سیمانه شده نیز

- Collins B, Sitar N, "Geotechnical properties of cemented sands in steep slopes", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2009, 135 (10), 1359-1366.
- Desai, "Disturbed State Concept as unified constitutive modeling approach", *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 2016, 8, 277-293.
- Horpibulsuk S, Liu MD, "Structured cam clay model with cementation effect", *Geotechnical Engineering*, 2015, 46 (1), 86-94.
- Lagioia R, Nova R, "An experimental and theoretical study of the behaviour of a calcarenite in triaxial compression", *Geotechnique*, 1995, 45 (4), 633-648.
- Liu E, Nie Q, Zhang J, "A new strength criterion for structured soils", *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 2013, 5: 156-161.
- Liu MD, Carter JP, Airey DW, "Sydney soil model. I: Theoretical formulation", *International Journal of Geomechanics*, 2011, 11 (3), 211-224.
- Medero GM, Schnaid F, Gehling WY, "Oedometer behavior of an artificial cemented highly collapsible soil", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2009, 135: 840-843.
- Mesri G, Abdel-Ghaffar M, "Cohesion intercept in effective stress-stability analysis", *Journal of Geotechnical Engineering*, 1993, 10.1061/ (ASCE) 0733-9410 (1993) 119:8(1229), 1229-1249.
- Mitchell JK, Soga K, "Fundamentals of Soil Behavior", Wiley & Sons, Inc., Hoboken, New Jersey, 2005, 325-350.
- Mitchell JK, "The properties of cement-stabilized soils", *Proceeding of Residential Workshop on Materials and Methods for Low Cost Road, Rail, and Reclamation Works*, Leura, Australia. Unisearch Ltd. 1976.
- Ouria A, "Distributed State Concept based constitutive model for structured soils", *International Journal of Geomechanics*, 2017, Published Online, DOI: 10.1061/ (ASCE) GM.1943-5622.0000883
- Ouria A, Desai CS, Toufigh V, "Disturbed State Concept Based solution for consolidation of plastic clays", *International Journal of Geomechanics*. 2015, 15 (1) pp04014039. Doi:
- Rouainia M, Muir Wood D, "A kinematic hardening constitutive model for natural clays with loss of structure", *Geotechnique*, 2000, 50 (2), 153-164.
- Sariosseiri F, Muhunthan B, "Effect of cement treatment on geotechnical properties of some Washington State soils", *Engineering Geology*, 2009, 104, 119-125.
- Singh PN, Tatioussian SV, Flag CG, "A study of the geotechnical properties of Milwaukee area soils", *Proceeding of Conference on Geological Environment and Soil Properties*, ASCE, New York, N.Y., 1983, 269-309.
- Yan FR, W Fan, TY He, "Study on Binary-Medium Model of fissured loess", *Applied Mechanics and Materials*, 2013, (256-259), 240-244.
- Zhu EY, Yao YP, "Structured UH model for clays", *Transportation Geotechnics*, 2015, 3, 68-79.

برای بیان رفتار این نوع خاک، از ترکیب دو معیار گسیختگی گریفیت و موهر- کولمب به ترتیب در محدوده تنش‌های قبل از تخریب ساختار و بعد از آن استفاده گردید. از تابعی به فرم تابع نپرین برای ضرایب ترکیب منطقی دو معیار گریفیت و موهر- کولمب استفاده گردید. مهم‌ترین خاصیت توابع ترکیب مورد استفاده، دامنه تغییرات آنها می‌باشد که بین صفر و یک بوده و کاملاً پیوسته می‌باشد. استفاده از چنین توابعی باعث شده است که معیار گسیختگی ارائه شده از حالت کاملاً غیر خطی معیار گریفیت به صورت پیوسته به حالت خطی معیار موهر- کولمب تبدیل شود.

دو حالت خاص معیار ارائه شده، معیارهای گریفیت و موهر- کولمب می‌باشد که با جاگذاری مقادیر صفر و یک مقدار بزرگ برای m حاصل می‌شوند.

مقایسه نتایج آزمایشات انجام شده روی دو نوع خاک طبیعی رس و شیل سیمان و دو نوع شن و ماسه مصنوعی تثبیت شده با سیمان که همگی دارای ساختار شکننده بودند نشان می‌دهد که معیار ارائه شده می‌تواند رفتار گسیختگی خاک‌های ریزدانه و درشت‌دانه داری ساختار را بیان کند. معیار ارائه شده قابلیت بیان پوش گسیختگی کاملاً غیر خطی رس طبیعی و شیل ساختار یافته را به خوبی بیان نمود. همچنین برای ماسه تثبیت شده با سیمان که پوش گسیختگی تقریباً به صورت خطی بود، نتایج معیار ارائه شده بسیار نزدیک به معیار گسیختگی موهر- کولمب بوده و خطی است. مقایسه این نتایج نشان می‌دهد که معیار ارائه شده می‌تواند بسته به نوع مصالح، پوش گسیختگی خطی و غیر خطی آنها را به خوبی بیان کند.

۷- مراجع

- اوریا ا. بهبودی مصمم ت. "تراکم‌پذیری خاک‌های سست سیمان شده"، نشریه مهندسی عمران و محیط زیست دانشگاه تبریز، ۱۳۹۵، مقالات آماده انتشار.
- Abboud MM, "Mechanical properties of Cement-treated soils in relation to their use in embankment construction", Ph.D. dissertation, University of California Berkeley, CA. 1973.
- Avshar E, Ulusay R., Aydan O, Mutluturk M, "On the difficulties of geotechnical sampling and practical estimates of the strength of a weakly bonded volcanic soil", *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 2015, 74 (4), 1375-1394.
- Bishop AW, "The strength of soils as engineering materials", *Geotechnique*, 1996, 16 (2), 91-128.
- Chowdhury B, Haque A, Muhunthan B, "New pressure-void ratio relationship for structured soils in the virgin compression range", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2014, 140 (8), 06014009.

EXTENDED ABSTRACT

A Failure Criterion for Weak Cemented Soils

Ahad Ouria ^{a,*}, Masood Ranjbarnia ^b, Darioush Vaezipour ^b

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

^b Civil Engineering Department, University of Tabriz, Tabriz, Iran

Received: 01 October 2016; **Accepted:** 21 May 2017

Keywords:

Shear Strength, Failure, Cemented Soil, Soil Structure, Griffiths Criterion, Mohr-Coulomb.

1. Introduction

Natural soils have inter-particular cemented bonds resulted from chemical reactions between soil particles that are called soil structure. The main distinctive aspect of the failure behavior of structured soils is the change of their behavior from a rock like brittle response to a soil like ductile response. Griffiths and Mohr-Coulomb failure criteria were used to describe the brittle and ductile failure behavior of structure soil superimposed using binary state functions. The state functions describe the phase transfer of structured soil from brittle to ductile response. The state functions derived based on the experimental data available in the literature for structured soils. The proposed failure criterion was verified by failure envelopes reported for naturally structured clay and shale, artificially cement treated gravel. Also, laboratory tests conducted on cement treated sand for further verifications. The results of the laboratory tests and verifications indicated that the proposed failure criterion is capable of describing the failure envelopes of natural structured clay and shale and artificially cemented gravel and sand.

2. Methodology

2.1. Failure envelope of structured soils

The failure envelopes of London Clay in two structured and restructured states are shown in Figure 1-a (Bishop, 1966). It can be seen that the failure envelope of the structured soil is completely nonlinear while it is linear for restructured soil. Fig. 1-b shows the ratio of the additional shear strength of structured soil to the shear strength of the restructured soil shown in Fig. 1-a. Neither Griffiths criterion nor Mohr-Coulomb criterion can be fitted to the failure envelope of this structured soil. The additional shear strength of structured soil is representing its structure that is shown in Fig. 1-b. It can be seen in Figure 1-b that the structure related additional shear strength of structured soil decreases as the vertical stress increases. It is in accordance with the destruction of the soil structure under vertical stresses. As shown in Fig. 1-b, the structure related additional shear strength of the soil can be well described using an exponential function. Therefore, an exponential function was used in this paper as state function for binary medium model BMM (Yan et. al, 2013) to super impose Griffiths and Mohr-Coulomb failure criteria to describe the failure behavior of structured soil.

2.2. Proposed Failure Criterion Based on Binary Medium Model

Based on the BMM, the behavior of the material is considered in two binary 0 and 1 states in two known conditions and then at any interstate condition, the response of the material is interpolated between two binary states using two stated functions. The state of the structured soil at intact condition was considered as 1 and it was considered 0 when fully restructured. In Fig. 2. the shear strength of the structured soil is described using

* Corresponding Author

E-mail addresses: aouria@mail.com (Ahad Ouria), m.ranjbarnia@tabrizu.ac.ir (Masood Ranjbarnia), ms_vaezi@yahoo.com (Darioush Vaezipour).

its shear strength at two references (0, 1) states. The state function is actually representing the ratio of intact structure and restructured areas related to the additional shear strength retained by the soil structure.

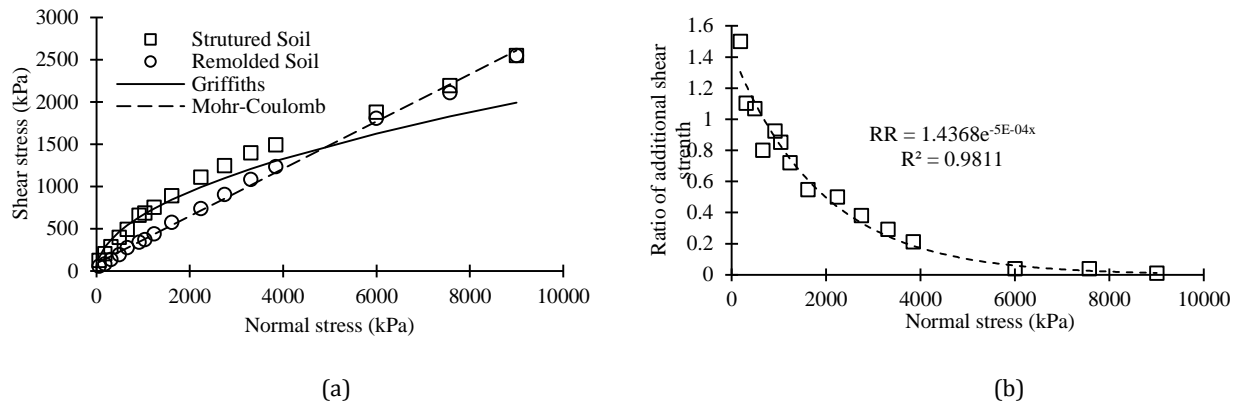


Fig. 1. a) Failure envelope of a natural structured soil, b) the ratio of the additional structure related shear strength

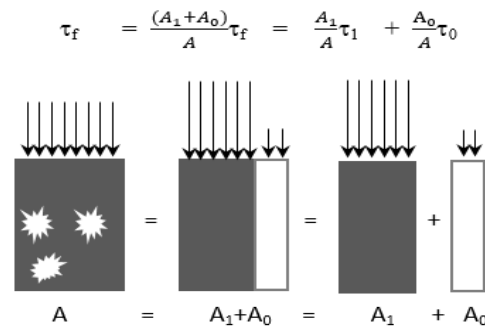


Fig. 2. Analogous of BMM to the structured soil

It was assumed that: 1) failure points of structured soil situated between Mohr-Coulomb and Griffiths failure criteria, 2) intact structured soil fails according to Griffiths failure criterion, 3) restructured or fully crashed soil fails according to Mohr-Coulomb criterion, 4) increasing vertical or hydrostatic stress crashes the soil structure, 5) the destruction of the soil structure occurs continuously. Based on these assumptions, the following failure criterion was proposed for structured soils.

$$\tau_f = \alpha \tau_{fG} + \beta \tau_{fM-C} \tag{1}$$

Where;

$$\tau_{fG} = S \left(\frac{\sigma'_n + \sigma'_t}{\sigma'_r} \right)^{0.5} \quad \text{and} \quad \tau_{fM-C} = c + \sigma'_n \tan \phi \tag{2}$$

$$\alpha = e^{-m \frac{\sigma'_n + \sigma'_t}{\sigma'_r}} \quad \text{and} \quad \beta = 1 - \alpha \tag{3}$$

In which, S , σ_t , ϕ , c and m are model parameters and should be determined in the laboratory.

3. Verification of the proposed criterion

3.1. By Data Available in the Literature for London Clay and Bearpaw Shale

The results of shear tests on London Clay reported by Bishop (1966), and Bearpaw shale reported by Singh et al. (1983), are illustrated in Figure 3-a and Figure 3-b respectively. In these Figures, the failure envelopes predicted by the proposed failure criterion are also illustrated. The nonlinearity of failure envelopes of these natural soils is so evident that only Griffiths or Mohr-Coulomb failure criteria cannot be fitted to the data. The proposed model represents the failure envelope for these two naturally structured soils.

3.2. By Laboratory Tests Conducted on Artificially Cemented Sand

In order to evaluate the proposed failure criterion, a series of laboratory tests conducted on poorly graded clean sand. The sand used in this study was taken from southeast of Tabriz. The specimens parred stabilizing by 2 -4% cement.

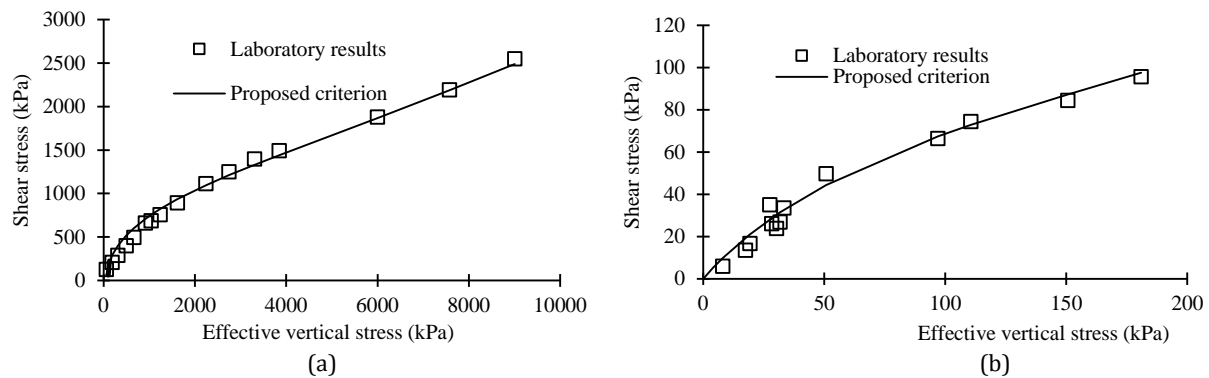


Fig. 3. Verification of the proposed criterion with failure envelopes for: a) London Clay, b) Bearpaw Shale

In order to increase the void ratio of the specimens and producing weakly structure soil, contractile polystyrene granules were mixed by the sand and cement mixture. The specimens were oven dried and tests conducted by direct shear test device. The failure envelopes of specimens treated by 4% and 6% cement are illustrated in Figure 3-a and Figure 3-b respectively. The failure envelopes predicted by the proposed criterion are also illustrated in these figures. It can be seen in Fig. 4. that the proposed failure criterion could be successfully used to predict the failure envelope of cemented sand as well as structured clay and shale.

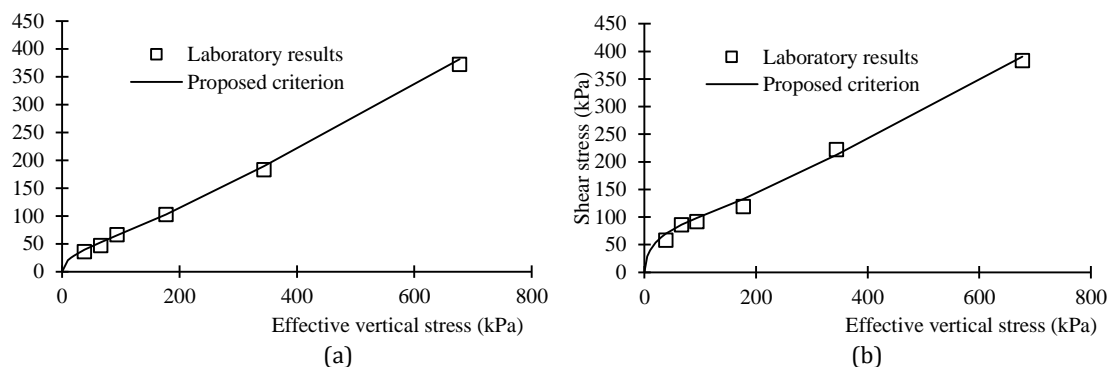


Fig. 4. Verification of the proposed criterion with failure envelopes for sand treated by: a) 4% cement, b) 6% cement

4. Conclusions

A failure criterion was proposed for structured soils combining Griffiths and Mohr-Coulomb failure criteria. The proposed criterion was based on the Binary Medium Model which considers the structured soil as a medium consisted of two intact and crashed parts as 1 and 0 states. The behavior of partly restructured soil was described based on the behavior of the soil in two 1 and 0 parts using state functions. The state function used for describing inter stage response of the material was derived based on the laboratory results. The proposed failure criterion is identical to Griffiths failure criterion at low stress levels and then changes and became identical to Mohr-Coulomb failure criterion at high stress levels where the structure of the soil is fully crashed. Therefore, the proposed failure criterion could be used to capture the change of the structured soil behavior from brittle to ductile response. The proposed criterion was verified by data available in the literature for clay, shale and cement treated gravel and laboratory tests conducted on cemented sand. The results of the verification by literature data and conducted tests indicated that the proposed criterion could be used to describe the failure behavior of natural structured clay and shale and also artificially cemented sand and gravel.

5. References

- Bishop AW, "The strength of soils as engineering materials", *Geotechnique*, 1966, 16 (2), 91-128.
- Yan FR, Fan W, He TY, "Study on Binary-Medium Model of fissured loess", *Applied Mechanics and Materials*, 2013, Vol. 256-259, pp. 240-244.
- Singh, PN, Tatioussian SV, Flag CG, "A study of the geotechnical properties of Milwaukee area soils", *Proceeding of Conference on Geological Environment and Soil Properties*, ASCE, New York, N.Y., 1983, 269-309.