

تأثیر افزودن سیمان بر پارامترهای مقاومت برشی خاک‌های مسئله‌دار واقع در سواحل جنوبی دریای خزر

بويا صديقي (دانشجوی کارشناسی ارشد)

گروه مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران مرکز

ابوالفضل اسلامی* (دانشیار)

اسماعیل افلاکی (استادیار)

دانشکده‌ی مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه صنعتی امیرکبیر

مهندسی عمران شریف (زمستان ۱۳۹۲)
دردی ۲ - ۲۹، شماره‌ی ۳، ص. ۹۷-۱۰۷

در این تحقیق تأثیر افزودن سیمان در پارامترهای مقاومت برشی ۳ نوع خاک مسئله‌دار واقع در سواحل جنوبی دریای خزر، شامل لس گرگان، رس رشت و ماسه‌ی انزلی با استفاده از آزمون‌های مختلف آزمایشگاهی از قبیل حدود اتربرگ، تراکم، تک‌محوری و سه‌محوری تحکیم‌یافته - زهکشی شده مورد ارزیابی قرار گرفته است. نتایج نشان می‌دهند که افزودن سیمان باعث بهبود کارایی و افزایش چگالی خشک بیشینه می‌شود. همچنین افزایش ویژه‌ی در مقاومت فشاری تک‌محوری، مقاومت برشی و مدول کشسانی نمونه‌ها مشاهده شده است. ارزیابی‌ها بیانگر این نکته‌اند در حالی که تثبیت با سیمان منجر به بهبود قابل توجه مقاومت برشی می‌شود، گسیختگی نمونه‌ها از رفتار نرم به شکننده تغییر می‌یابد. از سوی دیگر مشاهده می‌شود که پوش گسیختگی نمونه‌های سیمان‌دار به صورت غیرخطی است و تئوری‌هایی از قبیل تئوری کیفیت اصلاح شده و معیار گسیختگی جانسون در حد قابل قبولی رفتار خاک‌های سیمان‌دار را تشریح می‌کنند.

sedighi.p.eng@gmail.com
afeslami@aut.ac.ir
eaflaki@aut.ac.ir

واژگان کلیدی: خاک سیمان‌دار، خاک‌های مسئله‌دار، سواحل خزر، مقاومت فشاری محدودنشده، سه‌محوری تحکیم‌یافته - زهکشی شده.

۱. مقدمه

افزودن درصد کم سیمان پرتلند، نشان‌دهنده‌ی تأثیر مثبت آن در کنترل کارایی و بهبود خواص مکانیکی این خاک‌هاست. پژوهشگران مختلف اثرات سودمند سیمان در عملکرد خاک‌ها را به‌طور گسترده‌ی ثبت کرده‌اند، به‌طوری‌که تثبیت خاک با سیمان منجر به بهبود خواص مکانیکی خاک‌ها می‌شود.^[۶-۲] گرچه، یافته‌های پژوهشگران مختلف در زمینه‌ی نقش سیمان پرتلند بر خواص تراکم‌پذیری، مقاومت برشی و مدول کشسانی به‌طور کلی سازگار نبوده است. استفاده از سیمان مزایای بیشتری نسبت به سایر افزودنی‌ها دارد. تثبیت با سیمان سریع است و برای محدوده‌ی وسیعی از خاک‌ها قابل استفاده است. بهترین تأثیر سیمان، در خاک‌های سیلتی و درشت‌دانه گزارش شده است.^[۷] در این تحقیق پارامترهای مختلف ژئوتکنیکی ۳ نوع خاک مناطق شمالی ایران، قبل و بعد از افزودن سیمان با استفاده از آزمایش‌های مختلفی از قبیل حدود اتربرگ، تراکم، تک‌محوری، سه‌محوری تحکیم‌یافته - زهکشی شده ارزیابی شده است.

در سال‌های اخیر با رشد جمعیت جهان، زمین‌های مناسب ساخت و ساز رو به کاهش است. نیاز به بهبود و اصلاح زمین‌های نامناسب و استفاده‌ی بهینه از خاک‌های موجود، رقابت شدیدی در بین مهندسان عمران ایجاد کرده است. پراکندگی و گستردگی خاک‌های مسئله‌دار و خاک‌هایی با درصد رطوبت بالا و کارایی پایین برای عملیات عمرانی مشکلات زیادی را مطرح می‌کنند.

بیشتر معضلات موجود در پی‌سازی مربوط به فضاهای خالی زیاد، وجود مصالح خاکی با مقاومت کم در بستر و میزان آب نامطلوب موجود در خاک است. روش‌های مختلف بهسازی عمدتاً برای خاک‌های مسئله‌دار به کار برده می‌شوند.^[۱] خاک‌های مناطق شمالی ایران عمدتاً از نوع رس، لای، لس^۱ و نیز ماسه یا ماسه‌ی بادی هستند و اکثراً در گروه خاک‌های مسئله‌دار قرار می‌گیرند. به دلیل شرایط خاص زمین‌شناسی و توپوگرافی، سطح آب در این نواحی بالاست و خاک‌های منطقه عمدتاً اشباع هستند. ناکارایی مناسب آنها باعث به وجود آمدن مشکلات فراوان در زمینه‌ی عملیات عمرانی و راه‌سازی می‌شود. لذا یافتن روش‌های مناسب و نیز اقتصادی به منظور بهسازی و تثبیت این خاک‌ها، اهمیت ویژه‌ی دارد.

۲. خاک‌های مورد استفاده

برای انجام این تحقیق ۳ نقطه‌ی مختلف در شمال ایران واقع در خط ساحلی جنوب

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳۹۰/۸/۷، اصلاحیه ۱۳۹۰/۱۱/۲۶، پذیرش ۱۳۹۰/۱۲/۹.

۳. آزمون‌های آزمایشگاهی

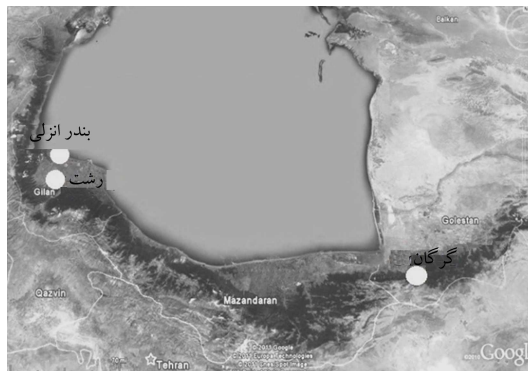
فعالیت‌های آزمایشگاهی شامل ساخت نمونه‌های بدون سیمان و نمونه‌هایی با درصد‌های مختلف سیمان پرتلند (۲/۵، ۵ و ۸ درصد وزن خشک خاک) و انجام آزمون‌های مختلف آزمایشگاهی از قبیل حدود اتربرگ، تراکم، تک محوری و سه محوری تحکیم‌یافته -زهکشی شده است.

نتایج تحقیقات پژوهشگران مختلف بیان می‌کند که کارایی^۲ افزایش یافته‌ی مصالح مرتبط با کاهش دامنه‌ی خمیری (PI) آنهاست.^[۹] آزمایش‌های تعیین حدود اتربرگ به منظور ارزیابی دامنه‌ی خمیری خاک‌های بدون سیمان و نیز خاک‌های سیمان‌دار^۳ رس و لس انجام شده است. از آنجا که خاک انزلی از نوع ماسه‌ی است و حد خمیری ندارد، آزمایش‌ها بر روی آن انجام نشد. در این آزمون، نمونه‌ها ۲۰ دقیقه پس از افزودن سیمان و براساس آیین‌نامه‌ی ASTM D۴۳۱۸ مورد آزمایش قرار گرفتند.^[۱۰]

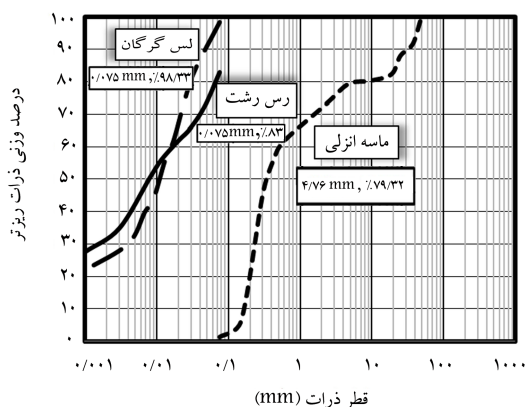
برای ساخت نمونه‌های آزمایش‌های تک‌محوری و سه‌محوری، با هدف محاسبه‌ی درصد رطوبت بهینه و چگالی خشک بیشینه، مجموعه‌ی از آزمایش‌های تراکم استاندارد بر روی خاک‌های بدون سیمان و نیز خاک‌های سیمان‌دار رس، لس و ماسه براساس آیین‌نامه‌های ASTM D۶۹۸ و ASTM D۵۵۹ انجام شدند.^[۱۱]

آزمایش مقاومت فشاری محدودنشده (تک‌محوری)، رایج‌ترین آزمایش برای ارزیابی مقاومت فشاری خاک‌های تثبیت‌شده با سیمان است و به‌منزله‌ی شاخصی برای سنجش کیفیت بهسازی خاک‌ها استفاده می‌شود؛ برای مثال باید افزایش مقاومت فشاری محدودنشده تا ۳۴۵ کیلوپاسکال یا بیشتر به‌دست آید، تا بتوان تثبیت را مؤثر در نظر گرفت.^[۱۳] برای تهیه‌ی نمونه‌ها از قالب فلزی به قطر داخلی ۵ سانتی‌متر و ارتفاع ۱۰ سانتی‌متر استفاده شده است. آزمایش‌های مقاومت فشاری محدودنشده بر روی هر ۳ نوع خاک موجود در حالت بدون سیمان و نیز سیمان‌دار به ۲ صورت اشباع^۴ و غیراشباع^۵ انجام شده است. نمونه‌ها در ۹۵٪ چگالی خشک بیشینه و درصد رطوبت بهینه به‌منظور رسیدن به بهترین تراکم و برای هر ترکیب (۵، ۲/۵، ۵ و ۸ درصد سیمان) ساخته شدند. آزمون‌ها به‌صورت ۷ روزه برای هر ۲ حالت اشباع و غیراشباع در نظر گرفته شدند. برای آزمون اشباع، نمونه‌ها پس از ساخت ابتدا در محیطی با دمای حدود ۲۵ درجه قرار گرفتند و به‌طور منظم سطح نمونه‌ها مرطوب نگه داشته شدند و سپس ۴ روز قبل از انجام

دریای خزر شامل: شهرهای گرگان، رشت و انزلی انتخاب و نمونه‌برداری در آن‌ها از اعماق سطحی انجام شد (شکل ۱). با توجه به آزمایش‌های اولیه‌ی انجام‌شده و نیز گزارش‌های ژئوتکنیک و زمین‌شناسی موجود از مناطق مذکور مشخص شد که خاک گرگان از نوع لس، خاک رشت از نوع رس و خاک منطقه‌ی انزلی از نوع ماسه است. جزئیات و خواص ژئوتکنیکی این خاک‌ها در جدول ۱ ارائه شده است. همچنین نمونه‌ی از منحنی دانه‌بندی این خاک‌ها در شکل ۲ نشان داده شده است.



شکل ۱. مناطق مورد مطالعه واقع در خط ساحلی جنوب دریای خزر.



شکل ۲. یک نمونه از منحنی دانه‌بندی خاک‌های مورد مطالعه.

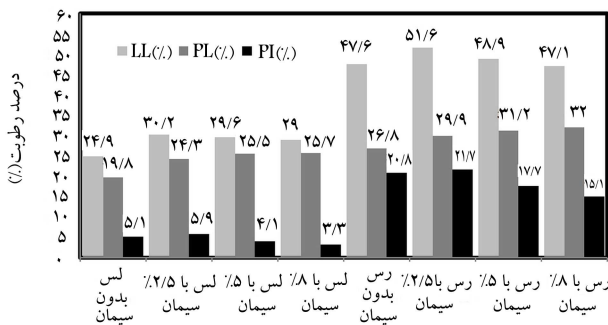
جدول ۱. خواص ژئوتکنیکی خاک‌های مورد استفاده.

روش استاندارد	گرگان	بندر انزلی	رشت	خصوصیات خاک
ASTM D4۲۲-۶۳	CL-ML	SP	CL	دانه‌بندی
ASTM D۴۲۲-۶۳	۹۸٫۵	۱٫۵	۸۳	درصد عبوری از الک شماره‌ی ۲۰
ASTM D۸۵۴	۲٫۷	۲٫۶۸	۲٫۷۲	چگالی ویژه
ASTM D۴۳۱۸	۲۵	—	۴۸	حد روانی (%)
ASTM D۴۳۱۸	۲۰	NP	۲۶	حد خمیری (%)
ASTM D۴۳۱۸	۵	—	۲۲	نشانه‌ی خمیری (%)
ASTM D۱۵۵۶	۱٫۶۳	۲٫۰۸	۱٫۸۹	چگالی مرطوب در محل (g/cm ^۳)
ASTM D۲۲۱۶	۱۸	۱۴	۳۰	رطوبت محل (%)
ASTM D۶۹۸	۱٫۷	۱٫۸۵	۱٫۵۸	چگالی خشک بیشینه (g/cm ^۳)
ASTM D۶۹۸	۱۴	۷٫۵	۲۲	رطوبت بهینه (%)

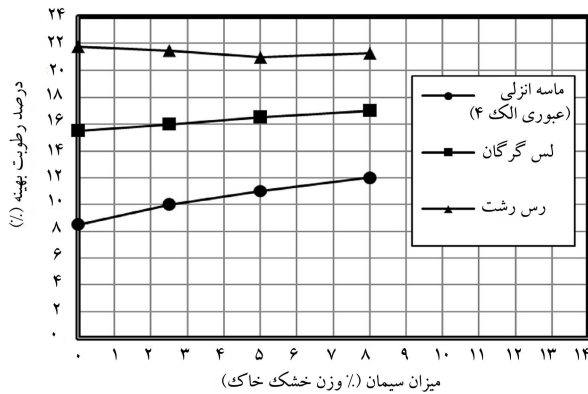
کاهش یافته است. حد خمیری با بالا رفتن درصد سیمان افزایش و در نتیجه دامنه‌ی خمیری نیز ابتدا افزایش و سپس کاهش یافته است.

۲.۴. خصوصیات تراکم پذیری^۶

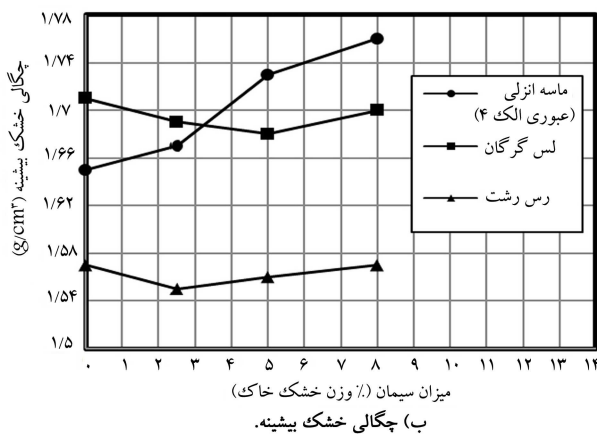
نتایج کلی آزمایش‌های تراکم در شکل ۴ خلاصه شده است. می‌توان مشاهده کرد که با افزایش مقدار سیمان، درصد رطوبت بهینه‌ی ماسه‌ی انزلی و خاک لس گرگان افزایش یافته است، اما در مورد رس رشت افزایش سیمان باعث تغییرات کمی در درصد رطوبت بهینه شده است؛ که این حالت می‌تواند به این دلیل باشد که سیمان تا حدودی خواص شیمیایی و کریستالی خاک رس را خنثی ساخته است و میل ترکیبی آن را با آب کاهش می‌دهد (شکل ۴ الف). همچنین چگالی خشک بیشینه‌ی ماسه‌ی انزلی با افزایش همراه بوده است؛ اما در مورد خاک‌های رس رشت و لس



شکل ۳. تغییرات حدود اتریرگ نمونه‌ها.



شکل ۴ الف. درصد رطوبت بهینه؛ (الف)



شکل ۴ ب. تأثیر افزودن سیمان.

آزمایش کاملاً در داخل آب قرار داده شدند. برای آزمون غیراشباع نمونه‌ها، پس از ساخت در داخل پلاستیک پیچیده شدند، تا در معرض هوا نباشند و بر روی آن‌ها پارچه‌ی دائماً مرطوب قرار داده شد. دمای محیط نیز در حدود ۲۲ تا ۲۵ درجه بوده است. این آزمون براساس آیین‌نامه‌ی ASTM D2166 و با روش کنترل کرنش انجام شده است.^[۱۴] بار محوری با آهنگ کرنش ۱٪ در هر دقیقه اعمال شد.

با آنکه مقاومت فشاری محدودنشده به‌طور گسترده‌ی به‌منزله‌ی نشانه‌ی تعیین کیفیت بهسازی استفاده می‌شود، اما با توجه به این نکته که رفتار خاک‌ها با فشار محدودکننده کنترل می‌شود، به منظور بررسی جزئیات رفتار مقاومت برشی نمونه‌ها، آزمایش‌های سه‌محوری تحکیم یافته -زهکشی شده بر روی نمونه‌های بدون سیمان و نمونه‌های سیمان‌دار در هر ۳ نوع خاک انجام شد. فشار محدودکننده از ۵۰ تا ۵۰۰ کیلوپاسکال متغیر بود. نمونه‌های این آزمایش نیز در ۹۵٪ چگالی خشک بیشینه و درصد رطوبت بهینه به‌منظور ایجاد بهترین تراکم تهیه شدند. برای ساخت نمونه‌ها از قالبی به قطر ۳/۸ سانتی‌متر و ارتفاع ۷/۶ سانتی‌متر شبیه به قالب آزمایش تراکم استفاده شد. مصالح پس از ترکیب، داخل قالب در ۷ لایه‌ی مساوی کوبیده شدند و تا آنجا که ممکن بود، سعی شد در هنگام ساخت یکنواخت‌ترین نمونه و هنگام بیرون‌آوردن نمونه‌ها از قالب کمترین دست‌خوردگی ایجاد شود. برای خارج کردن نمونه‌های رس و لس از داخل قالب از جک هیدرولیکی استفاده شد. در مورد نمونه‌های ماسه‌ی بدون سیمان، دست‌خوردگی نمونه اجتناب‌ناپذیر بود و لذا آزمایش‌های سه‌محوری بر روی آن‌ها انجام نشد. نمونه‌ها برای آزمون ۷ روزه پس از ساخت، ابتدا ۱ روز در داخل پلاستیک که بر روی آن‌ها پارچه‌ی مرطوب قرار داشت، نگهداری شدند. سپس به‌منظور آسان‌تر شدن فرآیند اشباع، نمونه‌ها به مدت ۶ روز در داخل آب قرار گرفتند. در مرحله‌ی بعد پس از قراردادن نمونه در داخل سلول، با اعمال پس‌فشار، نمونه‌ها کاملاً اشباع شدند و در ادامه، مرحله‌ی تحکیم به مدت ۵ ساعت انجام شد. در خاتمه، نمونه‌ها در نرخ تغییرشکل ۰/۰۸ میلی‌متر بر دقیقه و به روش کرنش کنترل برش زده شدند.

پارامتر B اسکمپتون برای خاک‌های ماسه‌ی سیمان‌دار در حدود ۰/۷ و برای خاک‌های رسی و لس بدون سیمان در حدود ۰/۹ و برای حالت سیمان‌دار در حدود ۰/۸ در نظر گرفته شدند. پارامتر B به میزان قابلیت فشردگی خاک‌ها بستگی دارد، چرا که تثبیت با سیمان و نیز تراکم ۹۵٪، قابلیت فشردگی خاک‌ها را به‌طور ویژه‌ی کاهش می‌دهد.

زمان لازم برای آزمایش سه‌محوری برای گسیختگی نمونه‌های بدون سیمان لس و رس با توجه به سرعت انجام آزمایش (۰/۰۸ mm/min) در حدود ۲/۳۰-۲/۴۵ ساعت است (کرنش ۱۵٪). برای نمونه‌های سیمان‌دار زمان رسیدن به گسیختگی نمونه‌ها در حدود ۲۰-۳۰ دقیقه بوده است (کرنش ۱/۵-۲ درصد).

۴. ارزیابی نتایج

۴.۱. دامنه‌ی خمیری

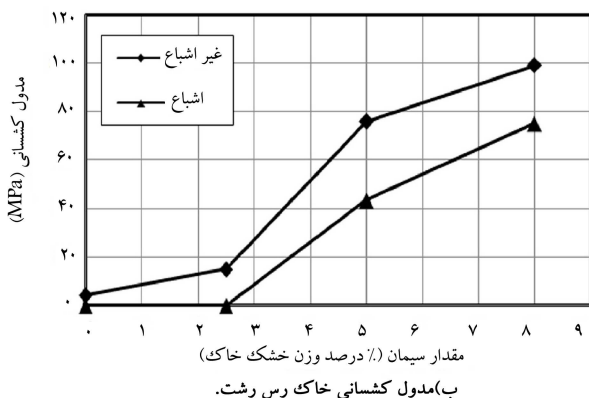
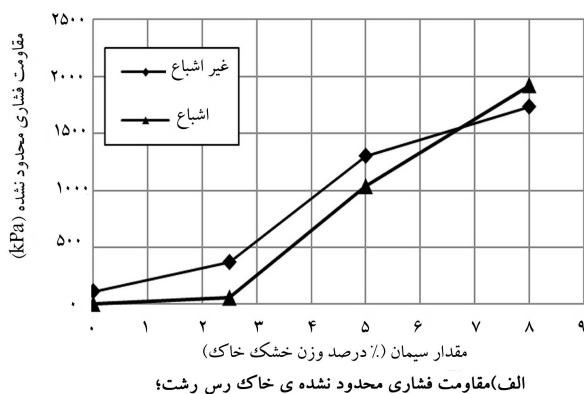
مجموعه‌ی آزمایش‌های تعیین حدود اتریرگ بر روی خاک رس رشت و لس گرگان انجام شد. تغییرات حد روانی، حد خمیری و دامنه‌ی خمیری خاک لس گرگان و رس رشت در شکل ۳ نشان داده شده است. همان‌گونه که مشاهده می‌شود، حد روانی در ابتدا با افزودن مقدار کم سیمان زیاد شده، ولی با افزایش درصد سیمان

گرگان، ابتدا کاهش و سپس افزایش یافته است (شکل ۴ ب). به هر حال تثبیت با سیمان باعث تغییرات در درصد رطوبت بهینه و چگالی خشک بیشینه می‌شود، اما جهت این تغییرات برای خاک‌های مختلف قابل پیش‌بینی نیست. [۱۵]

۳.۴. مقاومت فشاری محدود نشده^۷

تأثیر افزودن سیمان در رفتار تنش-کرنش محدود نشده‌ی خاک رس رشت برای هر دو حالت اشباع و غیراشباع در شکل ۵ نشان داده شده است. همان‌گونه که در شکل ۵ الف مشاهده می‌شود، نقطه‌ی اوج تنش محوری در اثر افزودن سیمان و عمل‌آوری به‌طور چشمگیری افزایش می‌یابد، اما کرنش متناسب با آن از حدود ۰.۳/۵٪ به ۰.۱/۵٪ کاهش یافته است. بنابراین افزودن سیمان باعث می‌شود نمونه‌ها رفتار شکننده‌ی^۸ در مقایسه با حالت بدون سیمان داشته باشند. می‌توان دید که نمونه‌های سیمان‌دار پس از رسیدن به مقاومت نهایی، به‌طور ناگهانی دچار گسیختگی می‌شوند. لازم به ذکر است که نمونه‌ی رسی بدون سیمان با قرار گرفتن در آب به سرعت از هم پاشیده شده است. نمونه با ۰.۲/۵٪ سیمان پس از قرار گرفتن در آب یکپارچه باقی ماند، اما مقاومت فشاری محدود نشده‌ی بسیار کمی داشت (شکل ۵ ب).

تأثیر سیمان در مقاومت فشاری محدود نشده و مدول کشسانی نمونه‌های رس بدون سیمان و سیمان‌دار در شکل ۶، برای هر دو حالت اشباع و غیراشباع نشان داده شده است. می‌توان مشاهده کرد که تثبیت با سیمان منجر به افزایش مقاومت فشاری محدود نشده خصوصاً برای مقدار سیمان‌های بزرگ‌تر از ۰.۴٪ شده است. به‌طور جالبی نمونه‌های اشباع با مقدار سیمان بزرگ‌تر از ۰.۷٪، مقاومت فشاری محدود نشده‌ی



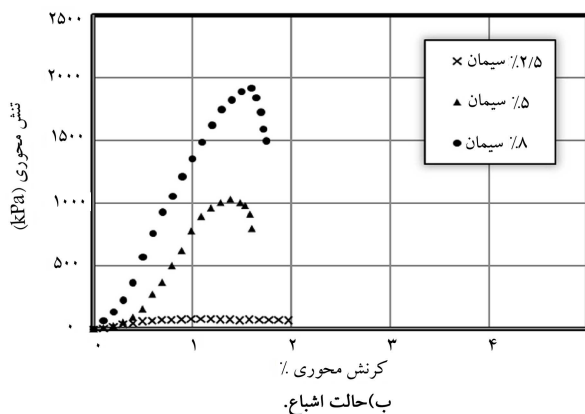
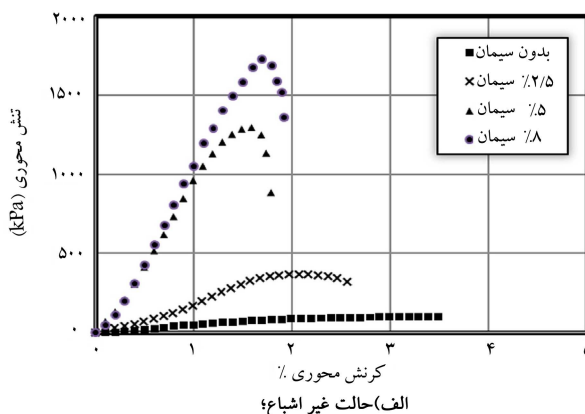
شکل ۶. تأثیر افزودن درصد‌های مختلف سیمان.

بیشتری در مقایسه با حالت غیراشباع از خود نشان دادند (شکل ۶ الف). همان‌گونه که در شکل ۶ ب مشاهده می‌شود، تأثیر افزودن سیمان در مدول کشسانی خاک رس رشت در کرنش در حدود ۰.۳٪ بیشینه‌ی تنش محوری برای هر دو حالت اشباع و غیراشباع نشان داده شده است. مشخص است که مدول کشسانی نیز با افزایش میزان سیمان به‌طور قابل ملاحظه‌ی افزایش می‌یابد.

روند تغییرات نمونه‌های لس و ماسه نیز مشابه نمونه‌های رسی بوده است، با این تفاوت که همواره مقاومت فشاری نمونه‌های غیراشباع از مقاومت فشاری نمونه‌های اشباع بیشتر بوده است. در جدول ۲، خلاصه‌ی نتایج آزمایش‌های تک‌محوری انجام شده بر روی خاک‌های رس رشت، لس گرگان و ماسه‌ی انزلی ارائه شده است.

۴.۴. سه‌محوری تحکیم یافته -زهکشی شده^۹

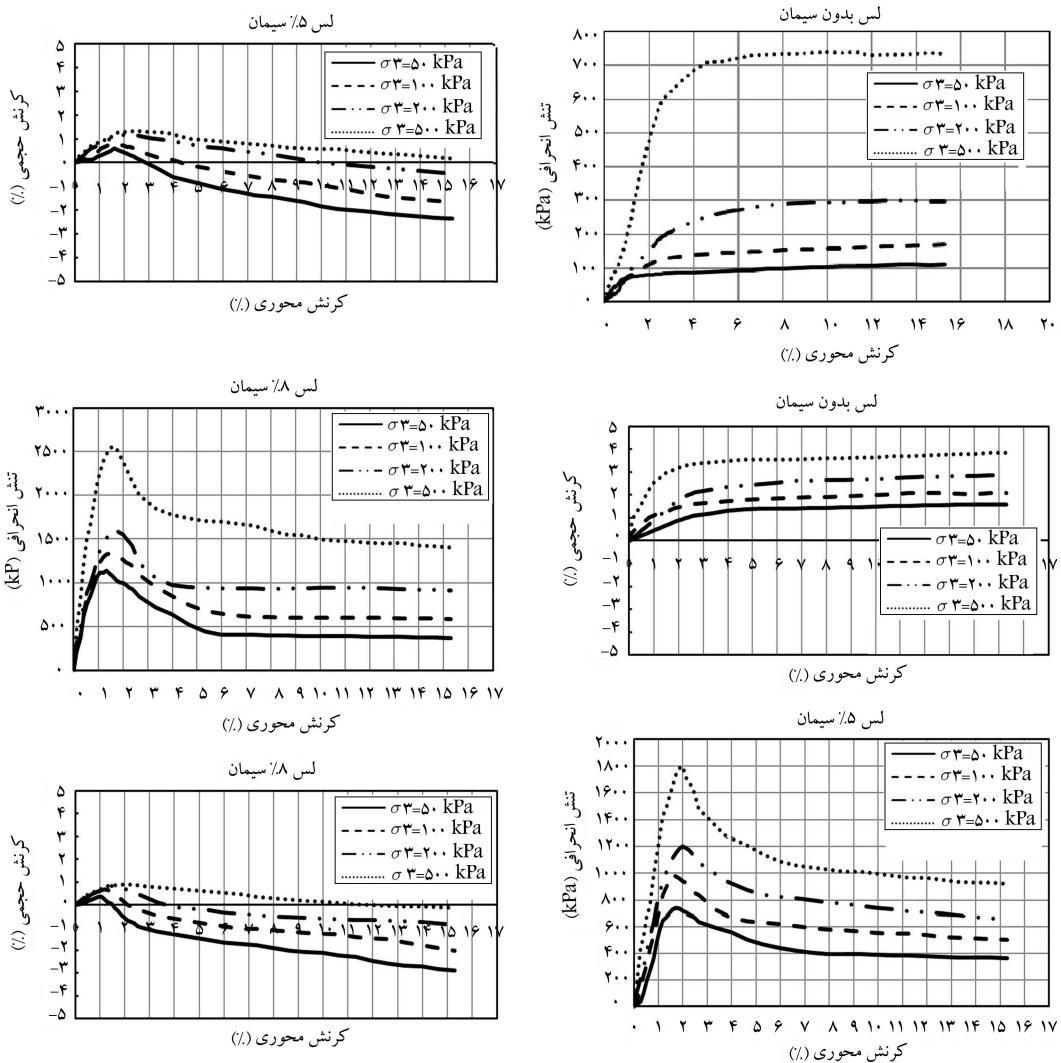
نمودارهای تنش انحرافی-کرنش محوری و نیز کرنش حجمی-کرنش محوری برای نمونه‌های لس بدون سیمان و نمونه‌های با ۵ و ۸ درصد سیمان در فشارهای محدودکننده‌ی ۵۰، ۱۰۰، ۲۰۰ و ۵۰۰ کیلو پاسکال در شکل ۷ نشان داده شده است. مشاهده می‌شود که تنش انحرافی با افزایش فشار محدودکننده زیاد می‌شود. این افزایش با اضافه کردن سیمان به‌منزله‌ی ماده‌ی تثبیت‌کننده نیز به‌صورت چشمگیری مشاهده شد. نمودارهای تنش-کرنش و کرنش حجمی-کرنش محوری نمونه‌های لس بدون سیمان، نمونه‌ی بارزی از رفتار مصالح نرم^{۱۰} هستند. این رفتار در گسیختگی نمونه به‌صورت تورم و یا خمره‌ی شدن^{۱۱} نیز نمود پیدا کرده است (شکل ۸ الف). افزودن ۵٪ سیمان باعث می‌شود بیشینه‌ی تنش انحرافی نمونه‌ها در محدوده‌ی کرنش ۱/۵ تا ۲ درصد برای فشارهای محدودکننده‌ی مختلف رخ دهد و پس از آن فرایند نرم‌شدن به‌طور پیش‌رونده‌ی تا حدود کرنش ۰.۱۵٪ اتفاق افتاده است. این



شکل ۵. منحنی تنش-کرنش تک‌محوری نمونه‌های بدون سیمان و سیمان‌دار خاک رس رشت.

جدول ۲. خلاصه‌ی مقادیر مقاومت فشاری محدود نشده ۷ روزه و مدول کشسانی نمونه‌ها.

نوع خاک	مقدار سیمان (%)	مقاومت فشاری محدود نشده (kPa)		مدول کشسانی (Mpa)	
		غیراشباع	اشباع	غیراشباع	اشباع
لس گرگان	۰	۸۷٫۶	۰	۰	۵٫۷
	۲٫۵	۵۱۵٫۶	۱۵۱٫۴	۱۱٫۸	۴۲٫۸
	۵	۱۴۸۰٫۶	۱۱۶۶٫۱	۶۸	۹۳٫۲
	۸	۲۱۳۷٫۴	۱۸۱۶٫۴	۱۰۸٫۹	۱۶۳٫۳
رس رشت	۰	۱۱۲٫۳	۰	۰	۴٫۳
	۲٫۵	۳۶۷٫۸	۵۵	۰	۱۵
	۵	۱۲۹۹٫۷	۱۰۳۲٫۶	۴۰٫۳	۷۶٫۱
	۸	۱۷۳۰٫۸	۱۹۱۹٫۵	۷۵٫۲	۹۹٫۳
ماسه‌ی انزلی	۰	۵	۰	۰	۰
	۲٫۵	۱۰۳٫۴	۷۸٫۱	۵٫۱	۹
	۵	۹۰۹٫۳	۷۱۵٫۲	۵۰٫۵	۶۳٫۵
	۸	۱۶۰۳٫۶	۱۴۹۴٫۷	۸۷٫۷	۱۰۲



شکل ۷. نتایج آزمایش‌های سه‌محوری تحکیم‌یافته - زهکشی شده بر روی نمونه‌های لس گرگان بدون سیمان و با ۵ و ۸ درصد سیمان.

جدول ۳. مقادیر چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی به دست آمده از انجام آزمایش‌های سه‌محوری.

نوع خاک	سیمان (%)	C' (kPa)	ϕ' (deg)
لس	۰	۱۵	۲۳
	۵	۱۵۷	۳۷
	۸	۲۴۴	۳۸
رس	۰	۲۵	۲۸
	۵	۱۲۱	۳۸
	۸	۲۴۶	۳۶
ماسه	۰	—	—
	۵	۷۶	۴۳
	۸	۱۹۸	۴۳

می‌شود. روند تغییرات نمونه‌های رس و ماسه‌ی انزلی نیز مشابه نمونه‌های لس است. در جدول ۳، پارامترهای چسبندگی C' و زاویه اصطکاک داخلی ϕ' حاصل از آزمایش‌های سه‌محوری ارائه شده است.

۵. بحث در معیار گسیختگی خاک‌های سیمان‌دار

تحقیقات نشان می‌دهند که خاک‌های تثبیت شده با سیمان، در فشارهای همه‌جانبه‌ی کم، گسیختگی ترد و شکننده^{۱۴} و در فشارهای همه‌جانبه‌ی خیلی بالا بیشتر نوعی گسیختگی خمیری و پلاستیک^{۱۵} نشان می‌دهند. به عبارت دیگر پوش گسیختگی موهر-کولمب برای خاک‌های تثبیت شده با سیمان به صورت منحنی است.^[۲] نتایج نشان می‌دهند معیار موهر-کولمب (ترزاقی) که پایه‌ی پیشرفت‌های علم مکانیک خاک است، برای بازه‌ی محدودی از سطح تنش معتبر است.^[۱۴] استفاده از پارامترهای مقاومت برشی C' و ϕ' رابطه‌ی مشهور ترزاقی ($\tau_f = C' + \sigma \tan \phi'$) برای خاک‌های سیمان‌دار ممکن است منجر به برخی نتایج غیرمعارف و بسیار دست بالا شود.^[۱۷] معیارهای گسیختگی از جمله تئوری شکست گریفیت^{۱۶}، تئوری اصلاح‌شده‌ی گریفیت و تئوری جانسون^{۱۷} برای تعیین پوش گسیختگی نمونه‌های بدون سیمان و سیمان‌دار پیشنهاد شده است، که در ادامه مختصری در مورد آنها شرح داده خواهد شد.

۱.۵. تئوری گریفیت و گریفیت اصلاح شده

براساس بیان تئوری شکست گریفیت، شروع گسیختگی برای جسم شکننده‌ی که به صورت دوبعدی بارگذاری شده و دارای ترک‌های بسیار ریز است، به صورت رابطه‌ی ۱ تعریف می‌شود.^[۱۸]

$$(\sigma_1 - \sigma_2)^2 = -\lambda \sigma_1 (\sigma_1 - \sigma_2) \quad (1)$$

برای $\sigma_1 + 3\sigma_2 > 0$ و اگر $\sigma_1 + 3\sigma_2 < 0$ ، آنگاه $\sigma_2 = \sigma_t$ ؛ که در آن σ_t مقاومت کششی مصالح است. در میکروسکوپی شامل ترک‌های ریز، درزها، یا مرزدانه^{۱۸} هاست.^[۱۹] تئوری شکست گریفیت را می‌توان برحسب تنش برشی و تنش‌های نرمال به صورت رابطه‌ی ۲ تعریف کرد:

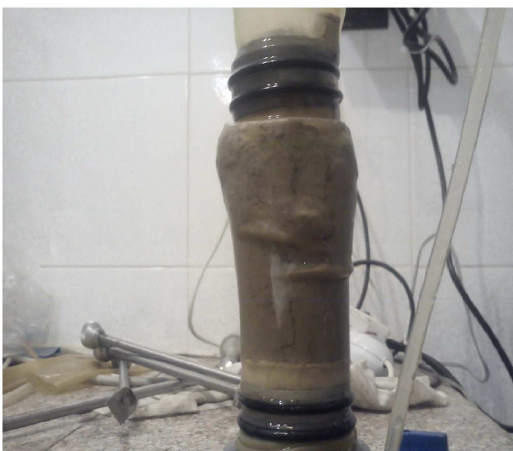
$$\tau^2 + 4\sigma_t \sigma_n - 4\sigma_t^2 = 0 \quad (2)$$



الف) گسیختگی نرم خاک لس بدون سیمان؛



ب) گسیختگی ترد و صفحه‌ی خاک لس با ۵٪ سیمان؛



ج) گسیختگی از نوع دو نیم شدن خاک لس با ۸٪ سیمان.

شکل ۸. حالات مختلف گسیختگی برای نمونه‌های لس براساس درصد‌های مختلف سیمان.

نمونه‌ها هم به صورت گوه‌یی و هم به حالت صفحه‌یی^{۱۲} گسیخته شدند (شکل ۸ب). برای نمونه‌های با ۸٪ سیمان، کرنش گسیختگی در حدود ۱/۵٪ بوده است و نمونه‌ها هم به صورت صفحه‌یی و هم به شکل دونیم‌شدن^{۱۳} دچار گسیختگی شدند (شکل ۸ج). در مورد منحنی‌های کرنش-حجمی-کرنش محوری نیز مشاهده می‌شود که رفتار نمونه‌های سیمان‌دار مشابه نمونه‌های پیش تحکیم یافته است. ابتدا فشرده‌گی و انقباض تا رسیدن به حدود نقطه‌ی گسیختگی و پس از آن انبساط نمونه مشاهده

جدول ۴. مقایسه‌ی مقادیر پارامترهای به دست آمده از رسم پوش گسیختگی موهر-کولمب و گریفیت اصلاح شده.

نوع خاک	سیمان (%)	C' (kPa)	$\varphi\sigma_t$ (kPa)	ϕ' (deg)	$\tan^{-1} \mu$ (deg)
۰	۱۵	۱۳	۲۳	۲۲	
لس	۵	۱۵۷	۱۴۶	۳۷	۲۹
۸	۲۴۴	۲۲۷	۳۸	۳۰	
۰	۲۵	۲۲	۲۸	۲۶	
رس	۵	۱۲۱	۱۲۹	۳۸	۲۸
۸	۲۴۶	۲۴۰	۳۶	۲۹	
ماسه	۵	۷۶	۹۰	۴۳	۳۰
۸	۱۹۸	۱۸۷	۴۳	۳۳	

۳.۵. کاربرد معیار گسیختگی موهر-کولمب، گریفیت و گریفیت اصلاح شده در تعیین پوش گسیختگی

مقادیر اندازه‌گیری شده‌ی تنش نرمال و تنش برشی حاصل از آزمایش‌های سه‌محوری برای نمونه‌های بدون سیمان و با ۵ و ۸ درصد سیمان در شکل ۹ نشان داده شده است. همچنین خطوط پوش گسیختگی موهر-کولمب (حاصل از رسم دایره‌های موهر در آزمایش‌های سه‌محوری)، گریفیت (رابطه‌ی ۲) و گریفیت اصلاح شده (رابطه‌ی ۵) رسم شده است. بر پایه‌ی تئوری میانگین مجموع مربعات خطاها (MSE)^{۲۲} مشخص شد که برای نمونه‌های بدون سیمان و سیمان‌دار مقادیر مقاومت برشی پیش‌بینی شده با تئوری اصلاح‌شده‌ی گریفیت در مقایسه با تئوری گریفیت و موهر-کولمب سازگاری بیشتری با نتایج آزمایش‌ها داشته است. هر چه مقدار MSE کمتر باشد، سازگاری نیز بیشتر است. مقادیر μ مورد استفاده در رابطه‌ی ۵ بر روی نمودارها مشخص شده است. در جدول ۴، مقایسه‌ی نتایج کلی پوش گسیختگی گریفیت اصلاح شده و پوش موهر-کولمب ارائه شده است. همان‌گونه که مشاهده می‌شود، مقادیر چسبندگی C' و $\varphi\sigma_t$ با افزایش درصد سیمان به طور ویژه‌ی افزایش می‌یابند و تقریباً نزدیک به هم هستند. مقادیر زاویه‌ی اصطکاک داخلی ϕ' در ابتدا افزایش، سپس ثابت و یا کاهش یافته‌اند، اما در رابطه‌ی گریفیت اصلاح شده، مقادیر μ با افزایش سیمان زیاد می‌شود. برای نمونه‌های بدون سیمان این مقادیر سازگاری خوبی با یکدیگر دارند، اما با افزایش سیمان اختلاف بسیار زیاد در مقادیر مشاهده می‌شود.

۴.۵. کاربرد معیار گسیختگی جانسون در تعیین پوش گسیختگی

نمودارهای تنش‌های نرمال (تنش‌های اصلی σ_1 و σ_2 در نقطه‌ی گسیختگی که با مقاومت فشاری محدود نشده نرمال شده‌اند $(\frac{\sigma_c}{\sigma_t})$)، اندازه‌گیری شده و تنش‌های تخمین زده شده با معیار گسیختگی جانسون (رابطه‌ی ۶) برای نمونه‌های بدون سیمان و با ۵ و ۸ درصد سیمان هر ۳ نوع خاک در شکل ۱۰ نشان داده شده است. مقادیر B و M مورد استفاده در این رابطه با استفاده از رابطه‌های پیشنهادی ۹ تا ۱۳ به دست آمده است. مقادیر S، با استفاده از تئوری میانگین مجموع مربعات خطاها MSE به منظور دستیابی به کمترین مقدار MSE تعیین شدند. مشاهده می‌شود که تئوری جانسون نیز سازگاری بسیار خوبی با نتایج دارد و می‌تواند برای رسم پوش گسیختگی خاک‌های سیمان‌دار به‌کار رود.

رابطه‌ی اصلی گریفیت توضیحی برای اصطکاک در ترک‌های بسته^{۱۹} نمی‌دهد. براساس اطلاعات حاصل از بتن و سنگ، مک کلینتوک و والش در ۱۹۶۲ تئوری شکست گریفیت را برای توضیح اصطکاک در ترک‌های بسته اصلاح کردند. معادله‌ی ۳ این اصلاح را برحسب تنش‌های اصلی، که در آن μ ضریب اصطکاک داخلی است تشریح می‌کند.^[۲۰] تئوری اصلاح شده گریفیت بر حسب برش و تنش‌های نرمال در معادله‌های ۴ و ۵ بیان شده است.

$$\sigma_1[(\mu^2 + 1)^{\frac{1}{2}} - \mu] - \sigma_2[(\mu^2 + 1)^{\frac{1}{2}} + \mu] = \varphi\sigma_t \quad (3)$$

$$\tau^2 + \varphi\sigma_t\sigma_n - \varphi\sigma_t^2 = 0 \quad \text{for } \sigma_n < 0 \quad (4)$$

$$\tau = \varphi\sigma_t + \mu\sigma_n \quad \text{for } \sigma_n > 0 \quad (5)$$

معیارهای گسیختگی گریفیت و گریفیت اصلاح شده، نسبت $\frac{S_u}{\sigma_t}$ را به ترتیب ۸- و ۱۰- فرض کرده‌اند.^[۲۱] S_u مقاومت برشی تک‌محوری است.

۲.۵. معیار شکست جانسون

مطالعات وسیع جانسون (۱۹۸۴) بر روی سنگ‌های رسوبی ملبورن منتج به معیار گسیختگی جدیدی برای سنگ‌های نرم^{۲۰} شد. این معیار گسیختگی به صورت معادله‌ی ۶ است:

$$\sigma'_{1N} = \left(\frac{M}{B} \sigma'_{2N} + S \right)^B \quad (6)$$

که در آن σ_{1N} و σ_{2N} تنش‌های اصلی نرمال شده در اثر مقاومت فشاری تک‌محوری هستند $(\frac{\sigma_{1N}}{\sigma_c})$. M و B ثابت‌های مصالح دست‌نخورده و سالم^{۲۱}. S، پارامتری برای شرح مقاومت ناپیوستگی‌های سنگ و خاک. برای مصالح سالم $S = 1$. اگر $\sigma'_{2N} = 0$ ، آنگاه σ'_1 مقاومت فشاری محدود نشده و اگر $\sigma'_1 = 0$ و فرض شود $\sigma'_1 = \sigma'_t$ (تنش کششی)؛ آنگاه نسبت مقاومت فشاری محدود نشده σ_c به مقاومت کششی محوری می‌تواند به صورت رابطه‌ی ۷ باشد:

$$\frac{\sigma_c}{\sigma'_t} = -\frac{M}{B} \quad (7)$$

بر پایه‌ی محدوده‌ی وسیعی از داده‌ها برای رس‌ها و سنگ‌ها، معادله‌های ۳ و ۴ می‌توانند به ترتیب برای تعیین M و B استفاده شوند (رابطه‌های ۸ و ۹):^[۲۲]

$$B = 1 - 0.0172(\log \sigma_c)^2 \quad (8)$$

$$M = 2.065 + 0.276(\log \sigma_c)^2 \quad (9)$$

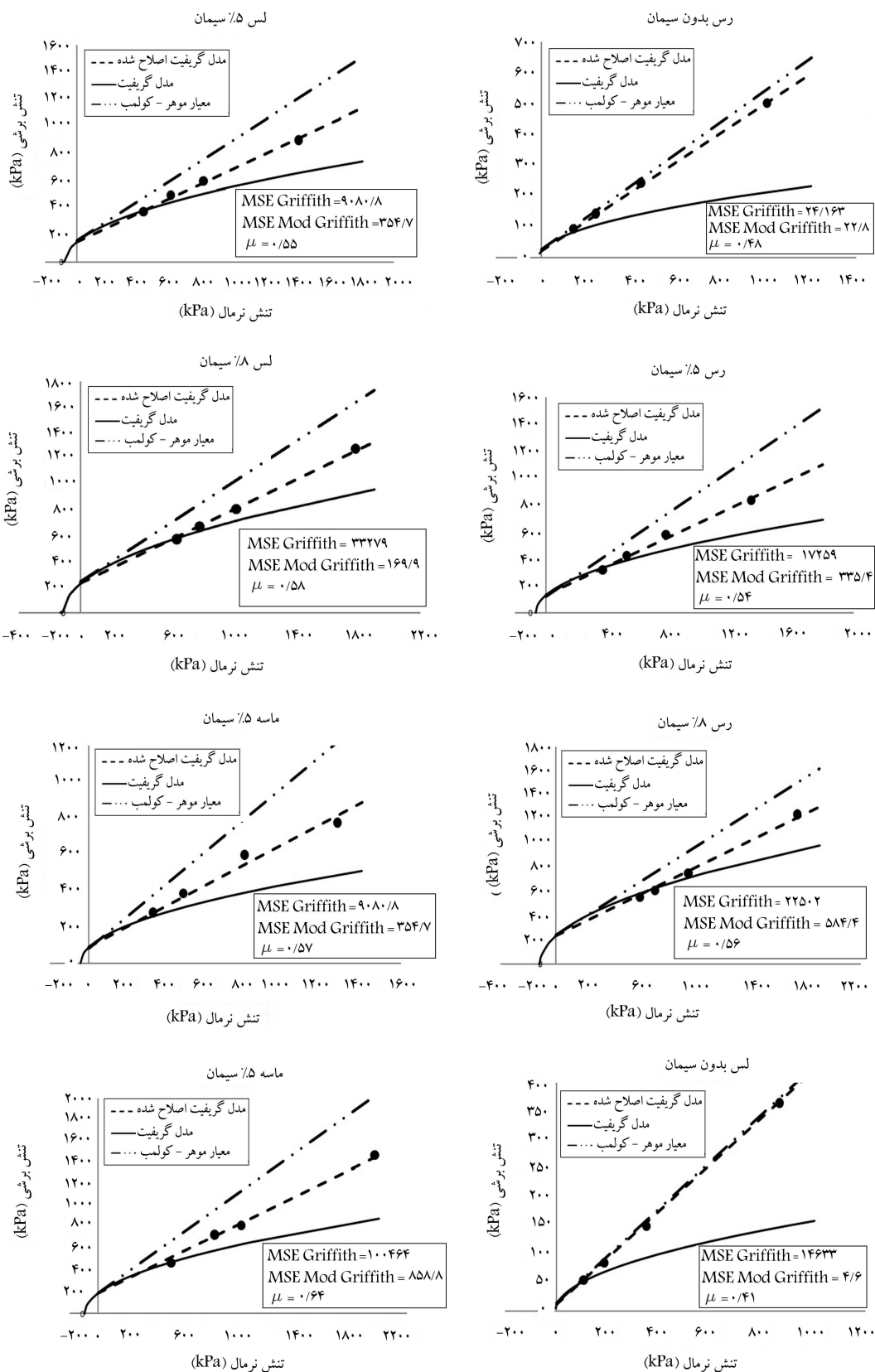
که در این روابط مقاومت فشاری محدود نشده به کیلوپاسکال محاسبه می‌شود. جانسون به منظور مشخص کردن M برای سنگ‌های مختلف، معادله‌های ۱۰ تا ۱۳ را به ترتیب برای سنگ آهک، سنگ رسوبی، سنگ ماسه‌یی و گرانیت ارائه کرد.

$$M = 2.065 + 0.170(\log \sigma_c)^2 \quad (10)$$

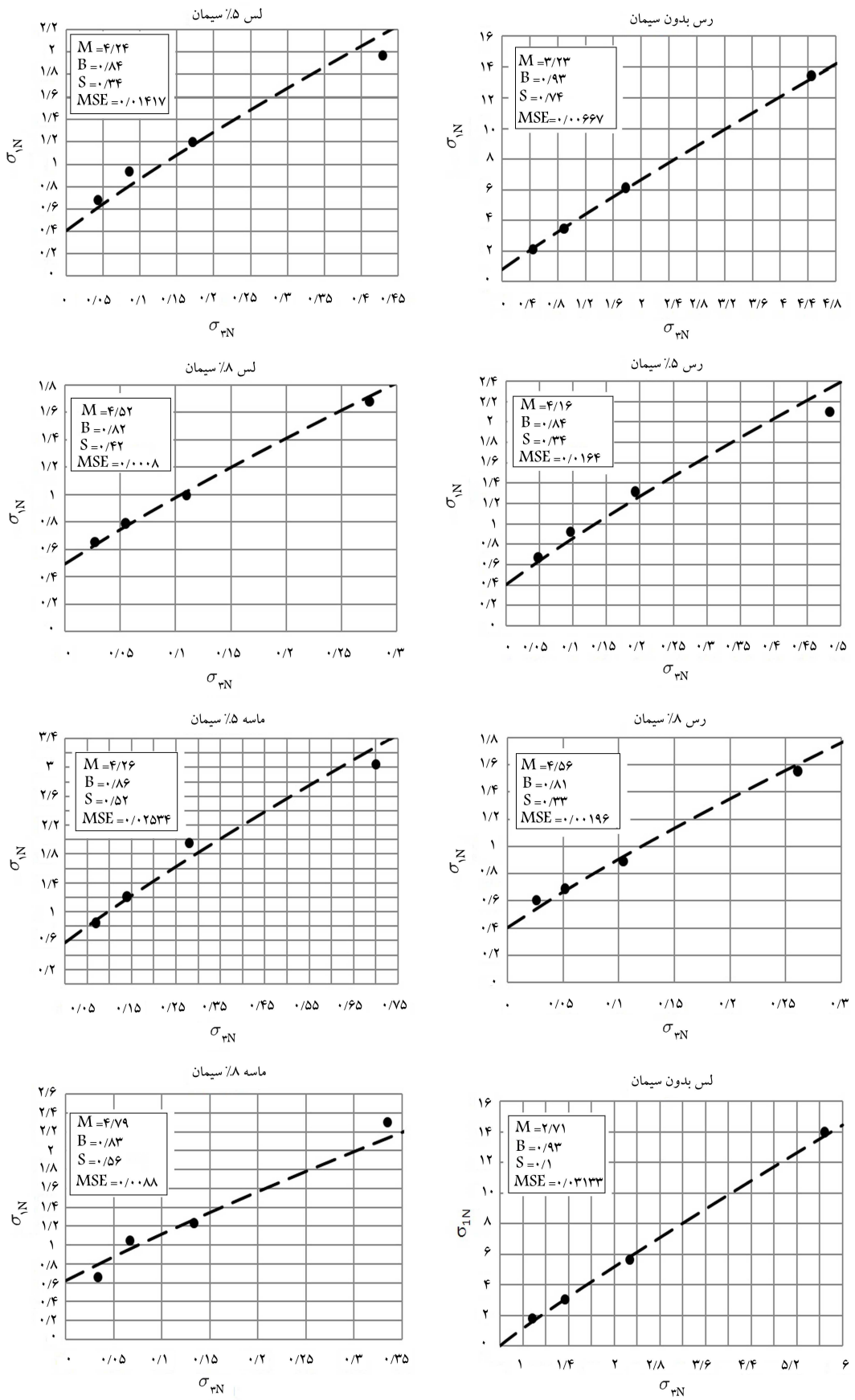
$$M = 2.065 + 0.231(\log \sigma_c)^2 \quad (11)$$

$$M = 2.065 + 0.270(\log \sigma_c)^2 \quad (12)$$

$$M = 2.065 + 0.659(\log \sigma_c)^2 \quad (13)$$



شکل ۹. مقایسه‌ی نتایج به دست آمده از آزمایش‌های سه محوری و مقادیر پیش‌بینی شده با تئوری‌های موهر-کولمب گریفیت و گریفیت اصلاح شده در نمونه‌های رس، لس و ماسه با درصد‌های مختلف سیمان.



شکل ۱۰. مقایسه نتایج بدست آمده از آزمایشات سه محوری و مقادیر پیش بینی شده توسط تئوری جانسون در نمونه های رس، لس و ماسه با درصد های مختلف سیمان.

۶. نتیجه‌گیری

در این تحقیق تأثیر افزودن سیمان در پارامترهای مقاومت برشی ۳ نوع خاک مسئله‌دار واقع در خط ساحلی جنوب دریای خزر با استفاده از آزمون‌های آزمایشگاهی مختلف مورد ارزیابی قرار گرفت. نتایج شامل آزمایش‌های اتربرگ، تراکم، مقاومت فشاری محدودنشده، و سه‌محوری تحکیم‌یافته زهکشی‌شده است. همچنین پوش گسیختگی نمونه‌های بدون سیمان و سیمان‌دار با استفاده از معیارهای مختلف گسیختگی از جمله موهر-کولمب، گریفیت، کیفیت اصلاح‌شده و جانسون بررسی شد. نتایج به‌دست‌آمده به این شرح است:

- در آزمایش‌های مقاومت فشاری محدودنشده، افزودن سیمان باعث افزایش قابل توجه در مقاومت فشاری محدودنشده و مدول کشسانی نمونه‌ها در هر دو حالت اشباع و غیراشباع شده است و در این میان بهبود خواص خاک لس چشمگیرتر بوده است. همچنین کاهش کرنش گسیختگی نمونه‌ها مشاهده می‌شود.
- نتایج آزمایش‌های سه‌محوری تحکیم‌یافته زهکشی‌شده نشان می‌دهد با آنکه افزودن سیمان منجر به افزایش مقاومت برشی می‌شود، گسیختگی نمونه‌ها از رفتار نرم به شکننده تغییر می‌یابد. نمونه‌های بدون سیمان و نمونه‌های با ۵ و ۸ درصد سیمان به ترتیب به‌صورت نرم، صفحه‌یی و دو نیم‌شدن گسیخته شدند.
- با توجه به نحوه‌ی گسیختگی نمونه‌های سیمان‌دار، هنگام استفاده از درصد‌های بالای سیمان در کارهای عملی باید با احتیاط بیشتری مقدار بار مجاز را انتخاب کرد.
- همچنین افزودن سیمان پارامتر چسبندگی را به‌طور ویژه‌یی افزایش می‌دهد.
- نتایج پوش گسیختگی موهر-کولمب با توجه به نتایج به‌دست‌آمده از رسم پوش‌های گسیختگی گریفیت اصلاح‌شده و جانسون، دست‌بالاست.
- تئوری‌های گریفیت اصلاح‌شده و جانسون بر پایه‌ی آنالیز میانگین مجموع مربعات خطاها، سازگاری بسیار خوبی با نتایج آزمایش‌های سه‌محوری داشتند و برای تعیین پوش گسیختگی خاک‌های سیمان‌دار مناسب هستند.

• دامنه‌ی خمیری با افزودن مقادیر کم سیمان در ابتدا افزایش یافته، اما با افزایش درصد سیمان دامنه‌ی خمیری کاهش می‌یابد. بنابراین اضافه‌کردن سیمان باعث افزایش کارایی خاک‌ها شده است.

• در آزمایش‌های تراکم بر روی خاک لس گرگان و رس رشت، دامنه‌ی تغییرات چگالی بیشینه‌ی خشک کوچک بوده و با افزایش مقدار سیمان ابتدا کاهش و سپس افزایش داشته است، اما افزودن سیمان باعث افزایش چگالی خشک بیشینه‌ی ماسه‌ی انزلی شده است. همچنین افزودن سیمان باعث افزایش درصد رطوبت بهینه در خاک‌های لس گرگان و ماسه‌ی انزلی شده است، اما برای خاک رس رشت با افزایش درصد سیمان، تغییرات کمی در درصد رطوبت بهینه مشاهده شد.

پانویس‌ها

1. Loess
2. workability
3. soil cement or cement treated soils
4. soaked
5. unsoaked
6. compaction
7. unconfined compressive strength
8. brittle behaviour
9. consolidated-drained triaxial
10. ductile behaviour
11. bulging
12. planar failure
13. split failure
14. brittle failure type
15. plastic failure type
16. Griffith
17. Johnston
18. grain boundaries
19. closed cracks
20. soft rocks
21. intact material
22. mean squared error (MSE)

منابع (References)

1. Eslami, A., *Foundation Engineering Design and Construction*, BHRC publication, Tehran, pp. 77-96 (2004).
2. Abboud, M.M. "Mechanical properties of cement-treated soils in relation to their use in embankment construction", PhD Dissertation, University of California, Berkeley, CA, pp. 150-152 (1973).
3. Lo, S.R. and Wardani, S.P.R. "Strength and dilatancy of a stabilized by a cement and fly ash mixture", *Canadian Geotechnical Journal*, **39**(1), pp. 77-89 (2002).
4. Lorenzo, A.L. and Bergado, D.T. "Fundamental parameters of cement-admixed clay-new approach", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, **130**(10), pp. 1042-1050 (2004).
5. Mitchell, J.K. "The properties of Cement-stabilized soils", *Proceeding of Residential Workshop on Materials and Methods For Low Cost Road, Rail, and Reclamation Works*, pp. 365-404 (1976).
6. Uddin, K., Balasubramaniam, A.S. and Bergardo, D.T. "Engineering behaviors of cement-treated Bangkok soft

- clay", *Geotechnical Engineering Journal*, **28**(1), pp. 89-119 (1997).
7. Currin, D.D., Allen, J.J. and Little, D.N. "Validation of soil stabilization index system with manual development", Report No. FJSRL-TR-0006, Frank J. Seisler Research Laboratory, United States Air Force Academy, Colorado, pp. 76-79 (1976).
 8. Baran, B., Ertuk, T., Sarikaya, Y. and Alemdarglu, T. "Workability test method for metals applied to examine a workability measure (plastic limit) for clays", *Applied Clay Science*, **20**(2-1), pp. 53-63 (2001).
 9. Mallela, J., Quintus, H.V. and Smith, K. "Consideration of lime-stabilized layers in mechanistic-empirical pavement design", The National Lime Association., pp. 200-208 (2004).
 10. ASTM D 4318, *Standard Test Method for Liquid Limit, Plastic Limit and Plasticity Index of Soils*, ASTM International, West Conshohocken (1998).
 11. ASTM D 558, *Standard Test Method for Moisture-Density Relations of Soil-Cement Mixtures*, ASTM International, West Conshohocken (1998).
 12. ASTM D 698, *Standard Test Method for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Standard Effort (12,400 ft-lbf/ft³(600 kN-m/m³))*, ASTM International, West Conshohocken (1998).
 13. ASTM D 4609, *Standard Guide for Evaluating Effectiveness of Admixtures for Soil Stabilization*, Annual Book of ASTM Standards, 408, pp. 757-761 (2006).
 14. ASTM D 2166, *Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Soil*, ASTM International, West Conshohocken (1998).
 15. ACI 230.1R-90 "State-of-the-art report on soil Cement", *ACI Material Journal*, **87**(4), pp.162 (1990).
 16. Schofield, A.N. "Mohr coulomb error correction", *Ground Engineering*, **31**(8), pp. 30-32 (1998).
 17. Sariosseiri, F. and Muhunthan, B. "Interpretation of geotechnical properties of cement treated soils", *Proceedings of Geocongress 2008*, Washington State University, WA 2910-99164, pp. 36-43 (2008).
 18. Griffith, A.A. "Theory of rupture", *Proceedings of the First International Congress of Applied Mechanics, Delft, J. Waltman Jr.*, 1255, pp. 55-63 (1924).
 19. Parry, R.H.G. "Mohr circles, stress paths and geotechnics", E&FN Spon, pp. 100-120 (1995).
 20. Jaeger, J.C. and Cook, N.G.W., *Fundamentals of Rock Mechanics*, John Wiley & Sons, Inc., pp. 185-188 (1976).
 21. Mc Clintock, F.A. and Walsh, J.B. "Friction on griffith cracks in rocks under pressure", *Proceedings of Fourth U.S. National Congress on Applied Mechanics, 2, Berkeley, CA*, pp. 1015-1022 (1962).
 22. Johnston, I.W. "Strength of intact geomechanical materials", *Journal of Geotechnical Engineering*, **111**(6), pp. 730-749 (1985).

EFFECT OF CEMENT TREATMENT ON SHEAR STRENGTH PARAMETERS OF DIFFICULT SOIL FROM SOUTHERN COASTLINES OF THE CASPIAN SEA

P. Sedighi

sedighi.p.eng@gmail.com

Dept. of Civil Engineering

Islamic Azad University Tehran Branch

Abolfazl Eslami(corresponding author)

afeslami@aut.ac.ir

E. Aflaki

eaflaki@aut.ac.ir

**Dept. of Civil and Environmental Engineering
Amirkabir University of Technology**

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 29, Issue 4, Page 97-108, Original Article

© Sharif University of Technology

- Received 29 October 2011; received in revised form 15 February 2012; accepted 28 February 2012.

Abstract

Many attempts have been made by civil engineers to improve and optimize the use of existing soils. The distribution and extent of problem soil pose many difficulties for construction projects. All improvement techniques seek a solution for an increase in density and shear strength, providing stable conditions and reduction of soil compressibility, in order to control ground water flow and accelerate the rate of consolidation. Experience shows that the use of additives, such as cement, lime, fly-ash, bitumen and polymer stabilizers, leads to an improvement in the engineering properties of natural soil deposits. The choice and effectiveness of an additive depends on the type of soil and its field conditions. Nevertheless, knowledge of the mechanical behavior of treated soil is as important as selecting the appropriate stabilizer.

This study has made a comprehensive examination of the effectiveness of cement treatment on the shear strength parameters of soil encountered in the southern coastline of the Caspian Sea, including Gorgan Loess, Rasht Clay and Anzali Sand. Cement was added in percentages of 2.5, 5, and 8 by dry weight of the soil. A series of laboratory tests comprised of Atterberg limits, standard proctor, unconfined compressive strength

and consolidated-drained triaxial tests were performed on non-treated soil as well as on cement treated samples.

The addition of cement was found to improve the workability and compaction characteristics of the soil. Moreover, significant improvements in unconfined compressive strength and modulus of elasticity were observed. The improvement is dependent on the type of soil. Triaxial test results indicated that while cement treatment improved shear strength remarkably, the type of failure varied greatly from ductile to brittle behavior. Non-treated, 5%, and 8% cement treated soil displayed ductile, planar, and splitting types of failure, respectively. Therefore, while increased strength is achieved by cement treatment, high percentages of cement should be used with caution in field applications. In addition, results showed that cohesion increased significantly by variation of cement content, but internal friction angle increased initially and remained constant at higher percentages. Eventually, it is found that the failure envelope trend of cement treated samples is non-linear, and the use of Mohr-coulomb criteria has led to a number of anomalies. Some failure criteria, such as the modified Griffith theory (1962), and the criterion suggested by Johnston (1985), based on mean squared error (MSE) analysis, can satisfactorily describe the soil-cement behavior.

Key Words: soil-cement, difficult soils, coastlines of Caspian Sea, unconfined compressive strength, consolidated-drained triaxial.