

# مقایسه‌ی اثر نوع ریزدانه‌ها بر خصوصیات فشار آب حفره‌یی ماسه‌های اشباع

مهدی درخشندی\* (استادیار)

دانشکده‌ی فنی و مهندسی، دانشگاه اراک

سیدمحمدالدین میرمحمدحسینی (دانشیار)

دانشکده‌ی مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه صنعتی امیرکبیر

مهندسی عمران: شریف  
دوره‌ی ۲-۱۴۹، شماره‌ی ۱، ص. ۳۷-۵۴

ماسه‌های موجود در طبیعت معمولاً به حالت خالص وجود ندارند و معمولاً به همراه مقادیر متفاوتی ریزدانه هستند که این ریزدانه‌ها ممکن است چسبیده یا غیرچسبیده باشند. مطالعات انجام شده نشان می‌دهد که رفتار ماسه‌های لای دار و رس دار اشباع از نظر پاسخ آن‌ها به بارهای سیکلی متفاوت است. در این تحقیق نتایج آزمایش‌های سه محوری سیکلی کنترل کرنش بر روی نمونه‌های ماسه‌یی حاوی لای و کاتولینیت، از دیدگاه فشار آب حفره‌یی مورد توجه قرار گرفته است. نتایج نشان می‌دهند که با افزایش مقدار لای تا حدود ۱۵٪ فشار آب حفره‌یی نسبت به ماسه‌ی تمیز افزایش یافته است و در مقدار لای ۳۰٪ به حدود ماسه‌ی تمیز می‌رسد. همچنین افزایش ریزدانه‌های کاتولینیت تا ۲۰٪ باعث افزایش قابل توجهی در فشار آب حفره‌یی نسبت به ماسه‌ی تمیز می‌شود و در مقدار ریزدانه ۲۰ تا ۳۰ درصد، به دلیل غلبه‌ی ماتریس رس بر ماتریس ماسه در نمونه، باعث کاهش قابل توجهی در فشار آب حفره‌یی نسبت به ماسه‌ی تمیز می‌شود. این مطالعه همچنین نشان می‌دهد، استفاده از معیارهای روانگرایی<sup>۱</sup> در عمل باید ناظر بر در نظر گرفتن نوع ریزدانه باشد، زیرا ارزیابی روانگرایی با توجه به معیارهای متداول مانند روش استفاده از عدد نفوذ استاندارد (SPT)<sup>۲</sup> ممکن است در خلاف جهت اطمینان باشد.

واژگان کلیدی: فشار آب حفره‌یی، ریزدانه‌های چسبیده و غیرچسبیده، آزمایش سه محوری سیکلی، روانگرایی.

## مقدمه

وقوع روانگرایی یکی از پدیده‌های ایجادشده ناشی از زلزله است. این پدیده عموماً در مناطق با استعداد لرزه‌خیزی بالا و در زمین‌های حاوی ماسه سست در شرایط بالا بودن سطح آب زیرزمینی روی می‌دهد.

رفتار غیرشیمیایی لای‌ها تا حدی شبیه به ماسه‌ها است. لیکن، هنگامی که ریزدانه‌های چسبیده با ماسه ترکیب می‌شوند، به دلیل حالت خمیری ذرات، رفتاری کاملاً متفاوت نسبت به ریزدانه‌های لای از خود نشان می‌دهند. در این مطالعه‌ی آزمایشگاهی، اثر نوع ریزدانه بر رفتار فشار حفره‌یی ماسه‌های اشباع در اثر اعمال بار سیکلی بررسی شده است. کلیه‌ی آزمایش‌های سه محوری به روش کنترل کرنش و بر روی نمونه‌هایی با شرایط اولیه‌ی تراکم نسبی و فشار همه‌جانبه‌ی مؤثر یکسان انجام شده است.

برای اولین بار در سال ۱۹۲۰، مفهوم پدیده‌ی روانگرایی در مقاله‌یی که به بررسی گسیختگی سد باطله<sup>۳</sup> پرداخته بود، مطرح شد.<sup>[۱]</sup> زلزله‌ی آلاسکا (۱۹۶۴)، روانگرایی

\* نویسنده مسئول

تاریخ دریافت: ۱۳۸۹/۹/۲۱، اصلاحیه ۱۳۹۰/۴/۱۸، پذیرش ۱۳۹۰/۷/۱۸.

وسیع در نیگاتای ژاپن در زلزله‌ی ۱۹۶۴، شکست سد خاکی سن فراندو پایینی در اثر زلزله‌ی ۱۹۷۱، وقوع پدیده‌ی روانگرایی آستانه‌ی اشریفه در زلزله‌ی منجیل (۱۹۹۰)، و روانگرایی وسیع در زلزله‌ی ۱۹۹۹ ازمیت ترکیه که باعث ایجاد خساراتی مشابه در ساختمان‌ها، خاکریزها و شیروانی‌های طبیعی شد، موجب معطوف شدن توجه بیشتر متخصصان و محققان به مطالعه‌ی دقیق و تفصیلی پدیده‌ی سیلان خاک‌ها شد.

بررسی‌های انجام شده در مورد اثر ریزدانه‌ها بر مقاومت روانگرایی خاک‌ها نشان داده است که علاوه بر کمیت ریزدانه‌ها، حالت خمیری آن‌ها نیز در پاسخ رفتاری آن‌ها حین اعمال بارهای سیکلی نقش عمده‌یی ایفا می‌کند. مطالعات صحرایی انجام شده در سال ۱۹۸۳ نیز نشان داد که اگر مقدار رس در خاک بیش از ۲۰٪ باشد، احتمال روانگرایی آن خاک به شدت پایین می‌آید.<sup>[۲]</sup> در سال ۱۹۸۹ نیز پژوهشگران بیان کردند که با وجود نداشتن رابطه‌ی روشنی بین درصد رس و پتانسیل روانگرایی، افزایش دامنه‌ی خمیری باعث افزایش مقاومت روانگرایی می‌شود.<sup>[۳]</sup>

در سال ۱۹۹۴ نیز شواهدی ارائه شد که نشان می‌داد حالت خمیری خاک عامل کنترل‌کننده‌ی در پتانسیل روانگرایی خاک‌های با ریزدانه‌ی خمیری نیست، به

ارزیابی پتانسیل روانگرایی پیشنهاد کردند،<sup>[۷]</sup> که طبق آن با افزایش درصد ریزدانه مقاومت روانگرایی افزایش می‌یابد.

همچنین نظر بعضی محققان دیگر حاکی از کاهش مقاومت روانگرایی تا درصد مشخصی از ریزدانه و سپس افزایش مقاومت روانگرایی با افزایش بیشتر ریزدانه است.<sup>[۸]</sup>

در پژوهش‌هایی نیز با ارائه پارامتری به نام نسبت تخلخل اسکلت ماسه‌یی، سعی در بیان رفتار ماسه‌ها با توجه به این مفهوم شد.<sup>[۹]</sup> در این تعریف در محاسبه‌ی نسبت تخلخل، حجم اشغال‌شده توسط ریزدانه‌ها هم به‌منزله‌ی قسمتی از فضای خالی در نظر گرفته می‌شود:

$$e_s = \frac{e + FC}{1 - FC} \quad (۱)$$

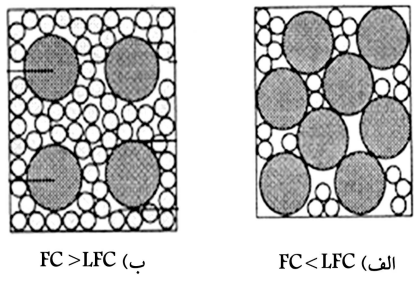
که در آن  $e_s$  نسبت تخلخل اسکلت ماسه‌یی،  $e$  نسبت تخلخل کل، و  $FC$  درصد ریزدانه (به اعشار) است. همچنین نقطه‌ی انتقال بافت ماسه به بافت ریزدانه که در آن تماس بین ذرات ماسه با یکدیگر از بین می‌رود، متناظر با درصدی از ریزدانه است که به آن درصد حدی ریزدانه‌ها (LFC)<sup>۴</sup> می‌گویند. مقدار LFC بر اساس رابطه‌ی ۲ محاسبه می‌شود:

$$LFC = \frac{W_{fines}}{W_{sand} + W_{fines}} = \frac{G_{sf}e_s}{G_{sf}e_s + G_{ss}(1 + e_f)} \quad (۲)$$

که در آن،  $W_{fines}$  وزن ریزدانه‌ها،  $W_{sand}$  وزن ماسه،  $G_{sf}$  شکل ویژه‌ی ریزدانه‌ها،  $G_{ss}$  شکل ویژه‌ی ماسه،  $e_s$  بیشینه‌ی نسبت تخلخل اسکلت ماسه‌یی، و  $e_f$  نسبت تخلخل ریزدانه‌هاست.

در مفهوم نسبت تخلخل اسکلت ماسه‌یی، ریزدانه‌ها فضای بین ذرات ماسه را پر می‌کنند و بنابراین رفتار یک ماسه به جای نسبت تخلخل کل با نسبت تخلخل اسکلت ماسه‌یی مدیریت می‌شود (شکل ۳ الف). زمانی که نسبت تخلخل اسکلت ماسه‌یی از نسبت تخلخل بیشینه‌ی ماسه‌ی تمیز فراتر می‌رود، ریزدانه‌ها به حدی زیاد می‌شوند که از تماس بین ذرات ماسه با یکدیگر جلوگیری می‌کنند. در این حالت بافت غالب خاک، بافت ریزدانه است و این ریزدانه‌ها هستند که رفتار خاک را تعیین می‌کنند. به بیانی دیگر، دانه‌های ماسه در متن ریزدانه شناور هستند و نقش تسلیح‌کننده‌ی بافت ریزدانه را به عهده دارند (شکل ۳ ب).<sup>[۱۱]</sup>

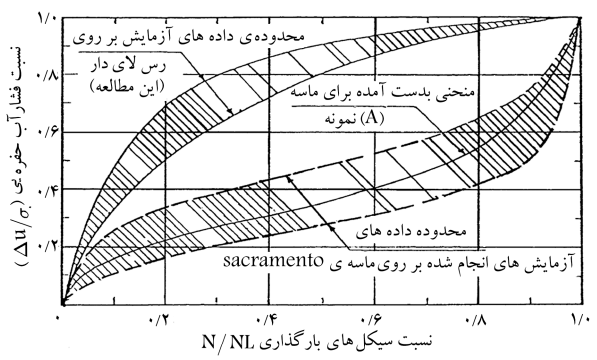
در پژوهشی دیگر نیز با انجام آزمایش‌های سه محوری سیکلی کنترل کرنش بر روی نمونه‌های ماسه‌یی حاوی ریزدانه‌های رسی مشخص شد که وجود ریزدانه‌های چسبیده در نمونه‌ها تا حدود ۲۰٪ باعث افزایش فشار آب حفره‌یی و در نتیجه افزایش پتانسیل روانگرایی می‌شود.<sup>[۱۲]</sup> این مطالعه نشان داد که افزایش رس به مقدار ۳۰٪، موجب ایجاد تحرک سیکلی و کاهش قابل توجه فشار آب حفره‌یی خواهد



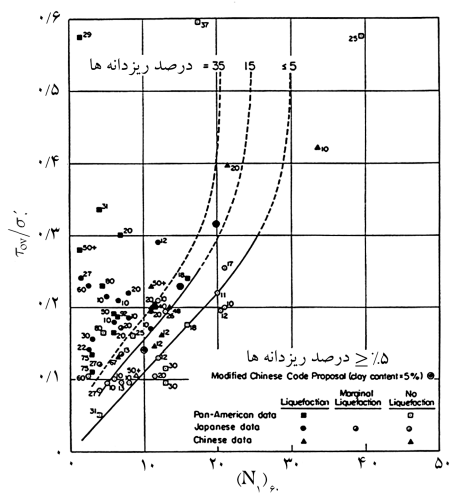
شکل ۳. دیاگرام شماتیک برای نمایش فرضیه‌ی ساختار ذرات ماسه به همراه ریزدانه.<sup>[۱۱]</sup>

طوری‌که اگر نسبت تخلخل ثابت باشد، نوع ریزدانه و حالت خمیری کمترین نقش را در پتانسیل روانگرایی ایفا می‌کنند.<sup>[۱]</sup>

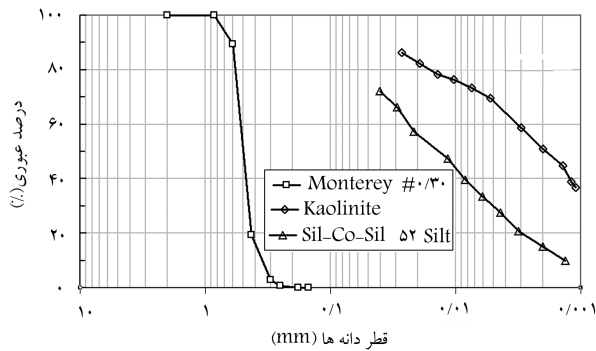
همچنین در مطالعات انجام‌شده در سال ۱۹۹۹ در رابطه با اثر رس بر خصوصیات مقاومت سیکلی و فشار حفره‌یی لای‌ها مشخص شد که طبیعت تولید فشار حفره‌یی در لای‌ها غیرخمیری تقریباً مشابه ماسه است.<sup>[۵]</sup> همچنین در صورتی که کمی مصالح ریزدانه با حالت خمیری بالا به لای اضافه شود، سرعت افزایش فشار آب حفره‌یی با افزایش درصد رس افزایش خواهد یافت که دلیل آن کاهش هدایت هیدرولیکی خاک است که منجر به فشارهای حفره‌یی بیشتر می‌شود. همچنین حالت خمیری ممکن است به مخلوط خاصیت چسبندگی دهد و مقاومت روانگرایی مخلوط افزایش پیدا کند. در سال ۱۹۸۲ نیز اثر حالت خمیری بر رفتار سیکلی لای‌های رس‌دار مطالعه شد.<sup>[۶]</sup> شکل ۱، رابطه‌ی بین نسبت اضافه‌ی فشار حفره‌یی را در مقایسه با نسبت سیکل بارگذاری  $N/N_i$  (تعداد سیکل بارگذاری جهت رسیدن به  $\Delta u$  و  $N_i$  تعداد سیکل بارگذاری مورد نیاز جهت رسیدن به روانگرایی اولیه) در ماسه‌ی Sacramento و نمونه‌های لای رس‌دار را نشان می‌دهد. این شکل نشان می‌دهد که نسبت اضافه‌ی فشار حفره‌یی در نمونه‌های لای رس‌دار به سرعت در شروع اعمال بار سیکلی افزایش یافته است و افزایش در فشار آب حفره‌یی در این نمونه‌ها سرعت بیشتری نسبت به افزایش آن در ماسه‌ی Sacramento دارد. براساس نتایج آزمایش‌های SPT، پژوهشگران نمودار شکل ۲ را به منظور



شکل ۱. نسبت افزایش اضافه‌ی فشار حفره‌یی در مقابل نسبت تعداد سیکل بارگذاری در نمونه‌های دست‌نخورده.<sup>[۶]</sup>



شکل ۲. رابطه‌ی بین نسبت تنش مسیب روانگرایی و مقادیر  $(N_1)_6$  برای ماسه‌های لای‌دار در زلزله‌ی با بزرگی  $M=7.5$ .<sup>[۷]</sup>



شکل ۴. منحنی توزیع دانه‌بندی ماسه‌ی Monterey #0/30، لای و کائولینیت.

اگرچه استانداردهای ASTM D ۴۲۵۴ و ASTM D ۴۲۵۳ تعیین‌کننده‌ی نسبت تخلخل ( $e_{min}$ ) و بیشینه‌ی نسبت تخلخل ( $e_{max}$ ) نمونه‌های ماسه‌ی حاوی ریزدانه را به بیشینه‌ی ریزدانه‌ی ۱۵٪ ریزدانه غیرچسبنده محدود می‌کند، لیکن به دلیل فقدان استاندارد جایگزین دیگر به منظور اندازه‌گیری مقادیر بیشینه‌ی نسبت تخلخل ( $e_{max}$ ) از استاندارد [۱۴] ASTM D ۴۲۵۴ و برای تعیین کمینه‌ی نسبت تخلخل ( $e_{min}$ ) از روش استاندارد [۱۵] ASTM D ۴۲۵۳ برای ماسه‌های لای‌دار استفاده شده است. همچنین برای تعیین مقادیر بیشینه‌ی نسبت تخلخل ( $e_{max}$ ) برای نمونه‌های ماسه‌ی حاوی کائولینیت از طریق روش C استاندارد ASTM D ۴۲۵۴ و برای تعیین کمینه‌ی نسبت تخلخل ( $e_{min}$ ) از روش آزمایش تراکم پراکتور اصلاح شده استفاده شده است. جدول ۱، نتایج حاصل از آزمایش‌های انجام شده برای تعیین  $e_{min}$  و  $e_{max}$ ، رده‌بندی خاک را برای ترکیبات مختلف ماسه و لای نشان می‌دهد. لازم به ذکر است که توده‌ی ویژه‌ی (Gs) کلیه‌ی مخلوط‌های ماسه‌ی لای‌دار تقریباً یکسان و در حدود ۲٫۶۴ است. همچنین خصوصیات مخلوط‌های مختلف ماسه و کائولینیت نیز در جدول ۲ بیان شده است.

جدول ۱. خصوصیات اندازه‌گیری‌شده‌ی مخلوط‌های ماسه Monterey #0/30 و لای Sil-Co-Sil 52.

| خصوصیت اندازه‌گیری شده          | درصد ریزدانه (وزنی) |      |       |      |
|---------------------------------|---------------------|------|-------|------|
|                                 | ۳۰                  | ۲۰   | ۱۰    | ۰    |
| $e_{min}$                       | ۰٫۳۴                | ۰٫۳۸ | ۰٫۴۸  | ۰٫۵۷ |
| $e_{max}$                       | ۰٫۷۲                | ۰٫۶۶ | ۰٫۷۰  | ۰٫۸۵ |
| طبقه‌بندی خاک در استاندارد USGS | SM                  | SM   | SP-SM | SP   |

جدول ۲. خصوصیات اندازه‌گیری‌شده‌ی مخلوط‌های ماسه Monterey #0/30 و کائولینیت.

| خصوصیت اندازه‌گیری شده          | درصد ریزدانه (وزنی) |      |      |       |      |
|---------------------------------|---------------------|------|------|-------|------|
|                                 | ۱۰۰                 | ۳۰   | ۲۰   | ۱۰    | ۰    |
| $G_s$                           | ۲٫۵۸                | ۲٫۶۲ | ۲٫۶۳ | ۲٫۶۳  | ۲٫۶۴ |
| $e_{min}$                       | ۰٫۴۵                | ۰٫۳  | ۰٫۳  | ۰٫۳۹  | ۰٫۵۸ |
| $e_{max}$                       | -                   | ۱٫۸۲ | ۱٫۳۲ | ۱٫۰۵  | ۰٫۸۵ |
| PI                              | ۱۵٫۵                | ۵    | ۱٫۹  | N.P   | -    |
| درصد رس (< ۰٫۰۷۵mm)             | ۷۰                  | ۲۱   | ۱۴   | ۷     | ۰    |
| طبقه‌بندی خاک در استاندارد USGS | CL                  | SC   | SC   | SP-SC | SP   |

شد. همچنین با انجام یک سری آزمایش‌های برش ساده‌ی سیکلی کنترل کرنش بر روی نمونه‌های ماسه‌ی لای‌دار، رفتار فشار آب حفره‌ی این مصالح بررسی شد. [۱۳] مقایسه‌ی نتایج آزمایش‌های انجام شده با کارهای مشابه گذشته بر روی ماسه‌ی تمیز نشان‌دهنده‌ی کاهش فشار آب حفره‌ی و افزایش کرنش برشی آستانه با افزایش درصد لای است.

تحقیقات انجام شده بر روی اثر ریزدانه‌ها بر پتانسیل روانگرایی محدود است و بررسی‌های انجام شده بر روی ماسه‌های حاوی ریزدانه به‌طور عمده با استفاده از آزمایش‌های سیکلی کنترل تنش انجام شده است. همچنین انجام آزمایش‌های سه‌محوری کنترل کرنش بر روی یک ماسه‌ی واحد، ارزیابی رفتار فشار آب حفره‌ی ایجاد شده و مقایسه‌ی اثر ریزدانه‌های غیرچسبنده و چسبنده با شرایط کاملاً یکسان از نظر مصالح ماسه‌ی، نوع آزمایش و شرایط ساخت و بارگذاری نمونه‌ها، از جمله موارد تفاوت این تحقیق با مطالعات انجام شده است که دو نوع تفاوت رفتاری مختلف را برای ماسه‌های حاوی ریزدانه‌های چسبنده و غیرچسبنده نشان می‌دهد.

### تجهیزات و مصالح مورد استفاده و روش انجام آزمایش‌ها

دستگاه مورد استفاده برای انجام آزمایش‌ها از نوع سه محوری سیکلی (GCTS) است که قادر به اعمال انواع مختلفی از مسیرهای تنش و کرنش است. این دستگاه به منظور بارگذاری نمونه از سیستم اتوماتیک کنترل حلقه‌ی بسته‌ی الکتریکی-هیدرولیکی استفاده می‌کند. اعمال بار در این دستگاه می‌تواند از مقادیر بسامدهای بسیار پایین ۰٫۰۵ هرتز تا حد بالای ۲۰ هرتز اعمال شود. به دلیل تراوایی پایین نمونه‌های ماسه‌ی حاوی ریزدانه، اعمال بار سیکلی باید با بسامد پایین اعمال شود تا فشار آب حفره‌ی در هر سیکل اعمال بار به‌طور کامل در نمونه توزیع شود. به همین دلیل در این بررسی در کلیه‌ی بارگذاری‌های از بسامد ۰٫۱ هرتز استفاده شده است. به دلیل ارتباط قوی بین تغییرشکل برشی و ایجاد فشار حفره‌ی، آزمایش‌های کنترل کرنش امکان ارزیابی مناسب‌تری را از فشار حفره‌ی به‌دست می‌دهد. به همین دلیل، آزمایش‌های انجام شده همگی از نوع سیکلی کنترل کرنش هستند که تغییرشکل کنترل شده از طریق یک حس‌گر مینیا توری تغییرشکل (LVDT) ۵، با محدوده‌ی اندازه‌گیری  $\pm 1\text{mm}$  و حساسیتی برابر با ۰٫۰۵mm به‌صورت سیکلی به نمونه اعمال می‌شود، که با آن می‌توان کرنش‌های بسیار پایینی را در آزمایش‌های سیکلی کنترل کرنش به نمونه اعمال کرد.

کلیه‌ی آزمایش‌های انجام شده در این تحقیق در فشار همه جانبه مؤثر  $\sigma'_p = 100\text{ kPa}$  انجام شده است. به دلیل اینکه عمده‌ی پدیده‌ی روانگرایی در سطوح فوقانی لایه‌ی ماسه‌ی و در حدود تنش مؤثر یادشده اتفاق می‌افتد. همچنین به دلیل اینکه بیشتر نهشته‌های ماسه‌ی دارای تراکم نسبی در حدود ۵٪ هستند، چگالی نسبی اولیه‌ی ساخت همه‌ی نمونه‌ها  $D_r = 50\%$  انتخاب شد. همان‌گونه که در بخش‌های گذشته بیان شد، ترکیب ریزدانه‌ها با ماسه‌ی پس از اشباع و تحکیم با تغییر حجم نسبتاً زیادی همراه است، که در مورد ریزدانه‌ی کائولینیت، به دلیل خصوصیات چسبندگی ذاتی آن، این مسئله شدیدتر از ریزدانه‌های لای است.

مصالح مورد استفاده شامل مصالح مورد استفاده در آزمایش‌های کنترل کرنش است که شامل ماسه‌ی Monterey #0/30، لای Sil-Co-Sil 52 و کائولینیت است. انتخاب کائولینیت به دلیل محدوده‌ی خمیری متوسط ( $PI=15.5$ ) این ریزدانه است که فراوانی آن در نهشته‌های ماسه‌ی رس‌دار طبیعی بیشتر است. منحنی توزیع دانه‌بندی این مصالح در شکل ۴ نشان داده شده است.

پس از ساخت نمونه ( $e_{s,c}$ )، برای درصد‌های مختلف کاتولینیت در این شکل‌ها قابل مشاهده است. مطابق این شکل‌ها با اضافه شدن ریزدانه‌های چسبنده، نسبت تخلخل اسکلت ماسه‌یی افزایش یافته است و نسبت تخلخل کل نمونه کاهش می‌یابد که نتیجه‌ی آن ایجاد یک بافت فروریزی در شرایط مورد مطالعه ( $D_r = 50\%$ ) و  $\sigma'_c = 100 \text{ kPa}$  است که دلیل آن تمایل ساختار ماسه به ایجاد آرایش دانه‌ها در بافت پایدارتر است. در درصد‌های بالاتر ریزدانه، نسبت تخلخل اسکلت ماسه‌یی بزرگ‌تر از نسبت تخلخل پیشینه‌ی ماسه‌ی تمیز می‌شود که نشان‌دهنده‌ی تسلط بافت ریزدانه بر ماتریس خاک و حذف اندرکنش بین دانه‌های ماسه است.

به دلیل حلالیت‌پذیری گاز  $\text{CO}_2$  نسبت به هوا جهت اشباع بهتر نمونه‌ها از جریان گاز  $\text{CO}_2$  استفاده شده است و با استفاده از عبور آب هواگیری شده از درون نمونه، روند اشباع نمونه پی‌گیری می‌شود. سپس مرحله‌ی اشباع پس فشار نمونه تحت پس فشاری  $7$  در حدود  $100 \text{ kPa}$  انجام می‌شود. پس فشار وارده با نمونه‌های کوچک  $20$  کیلو پاسکال افزایش داده می‌شود و مقدار پارامتر  $B$  به‌طور پی در پی کنترل می‌شود تا اینکه این مقدار به بیش از  $96\%$  برسد که نشان‌دهنده‌ی اشباع کامل نمونه است.

کلیدی آزمایش‌های انجام‌شده در این تحقیق از نوع آزمایش‌های سه محوری سیکلی کنترل کرنش هستند. به این ترتیب که پس از تحکیم کامل، شیرهای زهکشی بسته می‌شوند و بارگذاری سیکلی کنترل کرنش در  $50^\circ$  سیکل از کرنش‌های برشی بسیار کوچک  $0.3\%$  آغاز می‌شود. آزمایش‌های بعدی تا رسیدن به کرنش برشی  $1.0\%$  با نمونه  $1001$  و با اعمال کرنش‌های برشی  $1.25\%$ ،  $1.50\%$ ،  $1.75\%$ ،  $2.0\%$ ،  $3.0\%$ ،  $1.0\%$  و  $3.0\%$  درصد دنبال می‌شود.

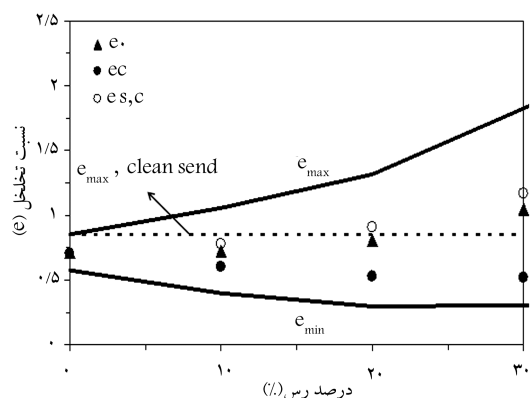
## مقایسه‌ی اثر نوع ریزدانه بر رفتار سیکلی ماسه‌های اشباع

همه‌ی نمونه‌ها در شرایط اولیه‌ی چگالی نسبی و تنش مؤثر هم‌جانبه‌ی یکسان تهیه و آزمایش شده‌اند. شکل ۶، تغییرات نسبت اضافه‌ی فشار حفره‌یی در برابر تعداد سیکل بارگذاری را برای کرنش‌های برشی  $0.3\%$ ،  $1.0\%$ ،  $3.0\%$  نشان می‌دهد. مطابق این شکل، نمونه‌های حاوی مقادیر  $10\%$  و  $20\%$  کاتولینیت به‌طور قابل توجهی پاسخ فشار حفره‌یی مشابهی از خود نشان می‌دهند که بزرگ‌تر از مقدار آن در ماسه‌ی تمیز است. در مجموع افزایش  $10\%$  و  $20\%$  ریزدانه چسبنده تعداد سیکل‌های مسیب روانگرایی را تا  $50\%$  کاهش می‌دهد. نمونه‌های حاوی  $30\%$  کاتولینیت در همه‌ی سطوح کرنش سیکلی به‌طور قابل ملاحظه‌یی فشار حفره‌یی کمتری را حتی نسبت به ماسه‌ی تمیز تجربه می‌کنند. به‌علاوه در کرنش‌های برشی بالاتر، نسبت فشار حفره‌یی به مقدار حدی  $60\%$  می‌رسد که عدم ایجاد روانگرایی کامل را حتی با ادامه‌ی افزایش کرنش برشی نشان می‌دهد.

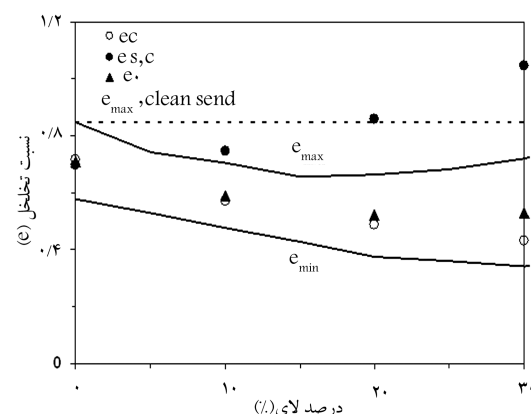
می‌توان مشاهده کرد که افزایش اضافه‌ی فشار حفره‌یی در مقدار ریزدانه‌ی  $10\%$  و  $20\%$  در مورد نمونه‌های مخلوط ماسه - کاتولینیت نسبت به نمونه‌های ماسه‌یی لای‌دار بیشتر است. با اضافه شدن ذرات کاتولینیت به میزان  $10\%$ ، دو اثر بر بافت نمونه تحمیل می‌شود: ۱. این ریزدانه‌ها به فضای بین دانه‌های ماسه وارد و باعث کاهش در تخلخل نمونه می‌شوند؛ ۲. به دلیل ماهیت چسبنده و خصوصیات شیمیایی پولک‌های ریزدانه‌های چسبنده، ذرات رس محل تماس بین دانه‌های ماسه را روغن‌کاری می‌کنند. این فرایند باعث کاهش اصطکاک بین دانه‌های ماسه می‌شود و تغییر شکل بین دانه‌های ماسه را افزایش می‌دهد و در نتیجه جایجایی

برای ساخت نمونه‌های بازسازی‌شده‌ی حاوی ماسه‌ی تمیز  $30\%$  Monterey #۰/۳۰ و ریزدانه‌های لای و رس از روش تراکم کاهش یافته  $6$  با درصد تراکم کاهش یافته‌ی اولیه‌ی  $6\%$  استفاده شده است. [۱۶] در این روش هر لایه در تراکمی بیشتر از لایه‌ی زیرین خود جایگزین می‌شود که این به منظور در نظر گرفتن کاهش حجم و افزایش تراکمی است که در زمان جایگزین شدن لایه‌ی بالاتر، در لایه‌های پایین تر اتفاق می‌افتد. این روش به‌طور گسترده‌یی در مطالعات روانگرایی استفاده می‌شود. مزیت عمده‌ی روش تراکم کاهش یافته ایجاد نمونه‌های کاملاً یکنواخت است که در محدوده‌ی وسیعی از چگالی شکل می‌گیرد. نمونه‌های مخلوط‌های ماسه‌یی حاوی لای و کاتولینیت در نمونه‌های استوانه‌یی با ابعاد  $2/5 \text{ in}$  قطر و  $6/35 \text{ cm}$  ارتفاع و  $5 \text{ in}$  ارتفاع در لایه ساخته شده‌اند.

نتایج آزمایش‌های تعیین نسبت تخلخل بیشینه و نسبت تخلخل کمینه ( $e_{\max}$  و  $e_{\min}$ ) برای نمونه‌های ماسه‌ی لای‌دار در درصد‌های ریزدانه‌ی  $0$ ،  $10$ ،  $20$  و  $30$  شامل ۸ آزمایش طبق استاندارد ASTM D 4254 و ASTM D 4253 برای ماسه‌های لای‌دار؛ ۴ آزمایش طبق استاندارد ASTM D 4254 برای تعیین  $e_{\max}$  و آزمایش‌های مختلف تراکم استاندارد برای تعیین  $e_{\min}$  در مخلوط‌های حاوی  $0$ ،  $10$ ،  $20$  و  $30$  درصد کاتولینیت برای ماسه‌های رس‌دار است، به ترتیب در شکل ۵ نشان داده شده است. همچنین تغییرات مقادیر مختلف نسبت‌های تخلخل اولیه‌ی نمونه‌ها پس از ساخت ( $e_0$ )، نسبت تخلخل نمونه‌ها پس از اشباع و تحکیم ( $e_c$ )، نسبت تخلخل اسکلت ماسه‌یی پس از تحکیم ( $e_{s,c}$ ) و نسبت تخلخل اسکلت ماسه‌یی

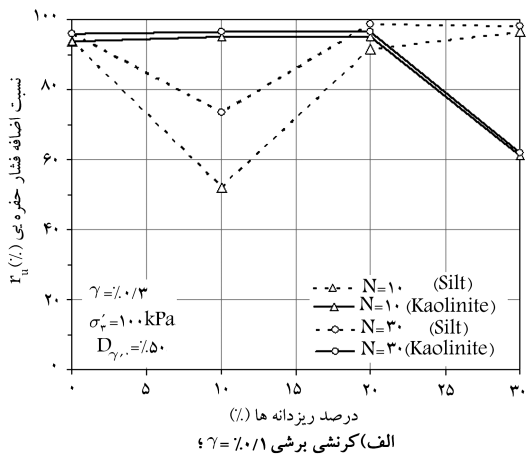


الف) مخروط ماسه‌ی  $0/30$  Monterey و کاتولینیت.

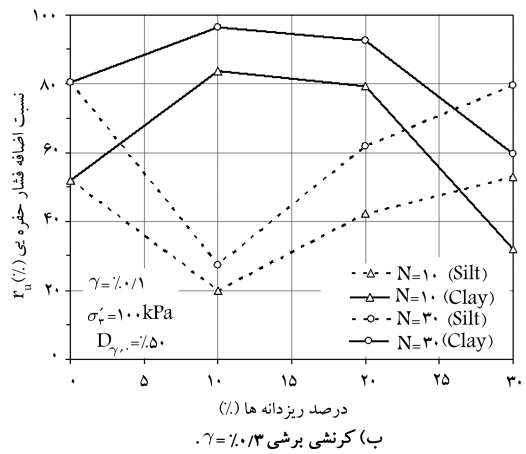


ب) مخروط ماسه‌ی  $0/30$  Monterey و لای Sil-co-sil

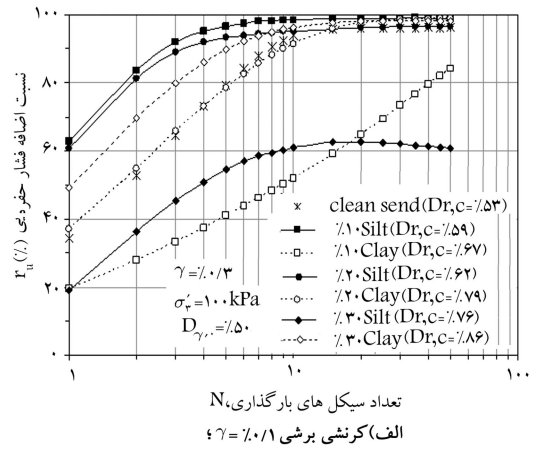
شکل ۵. تغییرات نسبت‌های تخلخل  $e_{\max}$ ،  $e_{\min}$ ،  $e_0$ ،  $e_c$  و  $e_{s,c}$  در برابر درصد ریزدانه.



الف) کرنشی برشی  $\gamma = 0.13$ ؛

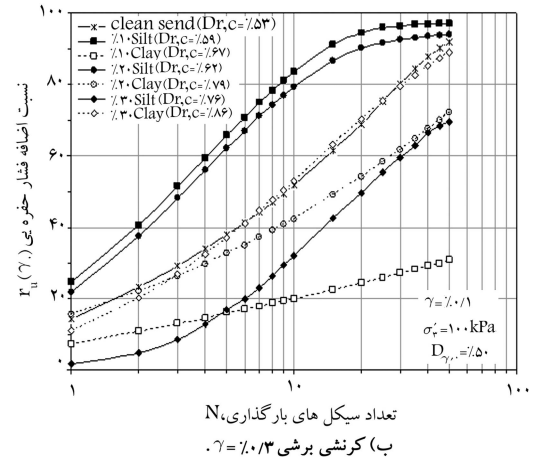


ب) کرنشی برشی  $\gamma = 0.13$ ؛



تعداد سیکل‌های بارگذاری، N؛

الف) کرنشی برشی  $\gamma = 0.13$ ؛



ب) کرنشی برشی  $\gamma = 0.13$ ؛

شکل ۷. تغییرات نسبت اضافه فشار حفره‌یی در برابر درصد ریزدانه برای مقایسه‌ی اثر کائولینیت و لای بر خصوصیات فشار حفره‌یی ماسه #۰/۳۰ Monterey.

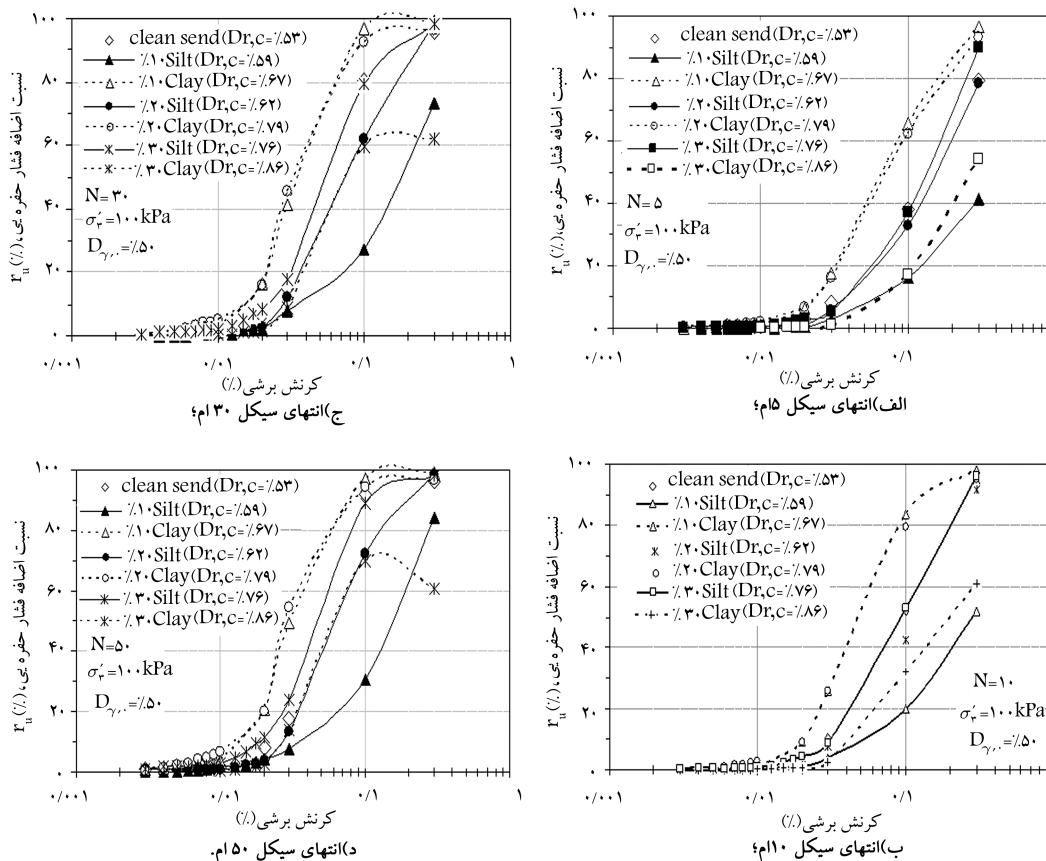
در این نمودارها، رفتار دینامیکی ماسه‌های حاوی ریزدانه‌های چسبنده متفاوت از ماسه‌های لای دار است. با افزایش مقدار ریزدانه‌ی چسبنده به  $10\%$ ، در نمونه‌های مخلوط ماسه کائولینیت فشار حفره‌یی افزایش می‌یابد و در نمونه‌های ماسه‌یی حاوی کائولینیت بین  $10\%$  تا  $20\%$  درصد، فشار حفره‌یی تقریباً ثابت می‌ماند. دقیقاً عکس این رفتار در مورد نمونه‌های ماسه‌یی لای دار اتفاق می‌افتد. بدین صورت که با افزایش مقدار لای تا  $10\%$ ، فشار آب حفره‌یی کاهش و با افزایش مقدار لای به بیش از  $10\%$ ، اضافه فشار حفره‌یی افزایش می‌یابد. این رفتار متفاوت ماسه‌های رس‌دار و ماسه‌های لای‌دار را می‌توان از جنبه‌ی تغییرات نسبت‌های تخلخل بررسی کرد.

همان‌گونه که در شکل ۵ دیده می‌شود، با اضافه شدن بیشتر لای به ماسه رفته‌رفته حجم ذرات لای در نمونه افزایش می‌یابد تا جایی که مقدار لای اضافه شده به نمونه از فضای خالی بین دانه‌های ماسه فراتر می‌رود. این همان نقطه‌یی است که نسبت تخلخل اسکلت ماسه‌یی پس از تحکیم ( $e_{s,c}$ ) از مقدار نسبت تخلخل پیشین ماسه‌ی تمیز ( $e_{max}$ ) فراتر می‌رود، که در مقدار ریزدانه حدود  $20\%$  اتفاق می‌افتد. حال با افزایش بیشتر ریزدانه‌ها رفته‌رفته اندرکنش بین دانه‌های ماسه کاهش می‌یابد و بافت لای بر نمونه حاکم می‌شود. بنابراین، از این به بعد نمونه رفتاری شبیه به نمونه‌ی لای ماسه‌دار را از خود نشان می‌دهد. با افزایش بیشتر درصد لای تأثیر رفتار لای برجسته‌تر می‌شود، به طوری که در نمونه‌های ماسه‌یی حاوی  $30\%$  لای، اضافه فشار حفره‌یی به مقداری برابر ماسه‌ی تمیز و حتی بیش از آن افزایش می‌یابد. این تغییر بافت در نمونه‌های ماسه‌یی حاوی کائولینیت نیز اتفاق می‌افتد، به این صورت

شکل ۶. مقایسه‌ی تغییرات نسبت اضافه فشار حفره‌یی در برابر تعداد سیکل‌های بارگذاری برای بررسی اثرات کائولینیت و لای بر ماسه #۰/۳۰ Monterey.

ذرات، فشار حفره‌یی در نمونه به طور قابل توجهی نسبت به ماسه‌ی تمیز افزایش می‌یابد. با افزایش درصد کائولینیت از مقدار  $10\%$  به  $20\%$  درصد، بافت نمونه چندان دستخوش تغییرات قابل توجهی نمی‌شود؛ به دلیل اینکه تا مقدار کائولینیت  $20\%$  کماکان ذرات کائولینیت در فضای خالی بین دانه‌های ماسه قرار دارند. همچنین کاهش مقادیر فشار حفره‌یی در مقدار ریزدانه  $30\%$  نیز به دلیل تغییر رفتار نمونه‌ها از رفتار شبه ماسه‌یی<sup>۸</sup> به رفتار شبه رسی<sup>۹</sup> است. به بیانی دیگر، از مقدار رس حدود  $20\%$  تا  $30\%$  ماتریس خاک عوض و ساختار خاک از بافت ماسه‌یی کم‌کم به بافت ریزدانه تبدیل می‌شود. در این شرایط رفتار نمونه بیشتر شبیه به رفتار یک نمونه‌ی رسی است تا یک نمونه‌ی ماسه‌یی و نمونه از خود رفتار تحرک سیکی<sup>۱۰</sup> نشان می‌دهد؛ همچنین اضافه فشار حفره‌یی حتی در کرنش‌های برشی بالا ( $\gamma = 0.1, 0.3$ ) به مقدار فشار حفره‌یی متناظر با روانگرایی جریان می‌خواهد رسید. این در حالی است که در نمونه‌های ماسه‌یی حاوی  $10\%$  لای، ذرات لای فضای بین حفره‌های ماسه را پر کرده‌اند. بنابراین به دلیل اینکه جنس ذرات لای و ماسه یکسان است (هر دو از کانی‌های سیلیس و کوارتز تشکیل شده‌اند)، وجود ذرات لای در بین دانه‌های ماسه فقط به کاهش نسبت تخلخل مجموعه‌ی خاک کمک می‌کند و باعث ایجاد فشار حفره‌یی کمتر در مقایسه با نمونه‌های ماسه‌ی تمیز می‌شود.

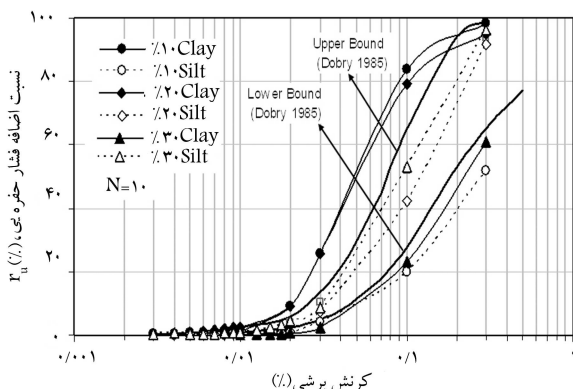
تغییرات نسبت اضافه فشار حفره‌یی در برابر درصد ریزدانه برای کرنش‌های برشی  $\gamma = 0.1, 0.3$  به ترتیب در شکل‌های ۷ الف و ۷ ب نشان داده شده است.



شکل ۸. تغییرات نسبت فشار حفره‌یی در برابر کرنش برشی برای نمونه‌های ماسه‌یی Monterey #۳۰ حاوی کاتولینیت و لای.

برای بررسی اثر کاتولینیت و لای به صورت توأم بر رفتار فشار حفره‌یی مقایسه گویا تر خواهد بود، اگر نتایج حاصل از آزمایش‌های سه‌محوری سیکلی کنترل کرنش متعلق به ماسه‌های حاوی کاتولینیت و ماسه‌های لای‌دار با یکدیگر برای مقایسه‌ی بهتر در کنار محدوده‌ی تحقیقات انجام‌شده بر روی ماسه‌های تمیز قرار گیرند و این تغییرات بررسی شود. به همین منظور نتایج آزمایش‌های انجام‌شده روی ماسه‌های حاوی کاتولینیت و ماسه‌های لای‌دار در کنار محدوده‌ی تعیین شده توسط Dobry با یکدیگر در شکل ۹ رسم شده است. [۱۷] همچنان‌که در این شکل مشاهده می‌شود، کلیه‌ی

که از مقدار ریزدانه حدود ۲۰٪، تغییرات عمده‌یی در ساختار خاک اتفاق می‌افتد. یعنی نسبت تخلخل اسکلت ماسه‌یی پس از تحکیم ( $e_{s,c}$ ) در مقایسه با نسبت تخلخل بیشینه‌ی ماسه‌ی تمیز ( $e_{max}$ ) شروع به افزایش می‌کند که این خود به معنای غالب شدن ماتریس ریزدانه‌ی جسمینده به ماتریس ماسه در نمونه است. این تغییر، در کاهش شدید اضافه فشار حفره‌یی در نمونه‌های حاوی ۳۰٪ کاتولینیت هویدا شده است و رفتار نمونه، از رفتار شبه ماسه‌یی به رفتار شبه لای‌دار تغییر می‌کند. به بیانی دیگر، از مقدار کاتولینیت حدود ۲۰ تا ۳۰ درصد بافت خاک عوض می‌شود، اندرکنش بین دانه‌های ماسه از دست می‌رود و ساختار خاک از بافت ماسه‌یی کم‌کم به بافت ریزدانه تبدیل می‌شود.



شکل ۹. مقایسه‌ی تغییرات نسبت اضافه فشار حفره‌یی در برابر کرنش برشی برای نمونه‌های ماسه‌یی حاوی کاتولینیت و لای با نتایج حاصله از نمونه‌های ماسه‌یی تمیز توسط Dobry (۱۹۸۵).

شکل ۸ تغییرات نسبت اضافه فشار حفره‌یی را در برابر کرنش برشی به ترتیب در انتهای سیکل‌های بارگذاری ۵، ۱۰، ۳۰ و ۵۰ نشان می‌دهند. در این شکل‌ها برای مقایسه‌ی بهتر رفتار فشار حفره‌یی ماسه‌های لای‌دار و ماسه‌های حاوی کاتولینیت، منحنی تغییرات این دو نوع خاک در کنار یکدیگر رسم شده‌اند.

شکل ۸ ب تغییرات نسبت اضافه فشار حفره‌یی در برابر کرنش برشی را در  $N=10$  نشان می‌دهد. در این شکل محدوده‌ی تغییرات اضافه فشار حفره‌یی برای ماسه‌های حاوی کاتولینیت و ماسه‌های حاوی ذرات لای به صورت ناحیه‌ی محدودشده نشان داده شده است. برای نمونه‌های مخلوط ماسه - کاتولینیت منحنی حد بالای اضافه فشار حفره‌یی متعلق به مقدار ۱۰٪ کاتولینیت و منحنی حد پایین متعلق به نمونه‌های ماسه‌یی حاوی ۳۰٪ کاتولینیت است. این محدوده برای نمونه‌های ماسه‌یی لای‌دار دقیقاً معکوس می‌شود، یعنی منحنی حد بالا متعلق به نمونه‌های لای‌دار حاوی ۳۰٪ لای و منحنی حد پایین متعلق به نمونه‌های ماسه‌یی لای‌دار حاوی ۱۰٪ لای است.

در درصد‌های رس کمتر از ۲٪ به دلیل ایجاد خاصیت لغزندگی بین دانه‌های ماسه و تغییر آسان‌تر ساختار نمونه، فشار آب حفره‌یی به‌طور قابل توجهی نسبت به ماسه‌های لای‌دار افزایش می‌یابد. لذا در ارزیابی قابلیت روانگرایی این نوع خاک‌ها باید نوع و درصد ریزدانه مورد توجه قرار گیرد. مثلاً مطابق نتایج حاصله از این تحقیق، برای خاک‌های ماسه‌یی حاوی ریزدانه‌های رسی استفاده از روشی نظیر روش Seed (۱۹۸۵) افزایش مقاومت برشی در برابر روانگرایی را نشان می‌دهد (شکل ۲). در حالی که در درصد‌های رس کمتر از ۲٪ فشار آب حفره‌یی نسبت به ماسه‌ی تمیز به‌طور مشخص افزایش یافته و استفاده از این روش در خلاف جهت اطمینان است. بنابراین در صورت وجود ریزدانه در نهشته‌های ماسه‌یی، استفاده از معیارهای مبتنی بر روش‌های متداول، در صورت نیاز باید از طریق انجام مطالعات دقیق‌تر با احتیاط و دقت نظر بیشتری عمل کرد.

### تقدیر و تشکر

از گروه ژئوتکنیک دانشگاه نگراس (آستین) به دلیل فراهم کردن تسهیلات آزمایشگاهی قدردانی و سپاسگزاری می‌شود. همچنین از راهنمایی‌های ارزنده‌ی خانم دکتر Ellen.M Rathje صمیمانه تشکر و قدردانی می‌شود.

### پانویس‌ها

1. liquefaction
2. standard penetration test (SPT)
3. calaveras
4. limit fine content (LFC)
5. linear variable differential transformer (LVDT)
6. undercompaction
7. back pressure
8. sand like
9. clay like
10. cyclic mobility

### منابع (References)

1. Hazen, A. "Hydraulic fill dams", *Transactions, American Society of Civil Engineers*, **83**, pp. 1713-1745 (1920).
2. Seed, H.B.; Idriss, I.M. and Arango, I. "Evaluation of liquefaction potential using field performance data", *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, **109**(3), pp. 458-482 (1983).
3. Ishihara, K. and Koseki, J. "Discussion on the cyclic shear strength of fines-containing sands", *Earthquakes Geotechnical Engineering, Proceedings of the Eleventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio De Janiero, Brazil*, pp. 101-106 (1989).
4. Koester, J.P. "The influence of fine type and content on cyclic strength", *Ground Failures under Seismic Condi-*

منحنی‌های متعلق به نمونه‌های مخلوط ماسه-کائولینیت در خارج از محدوده‌ی تعیین شده توسط Dobry قرار می‌گیرد. به‌طوری که نتایج فشار حفره‌یی حاصل از ۱۰٪ و ۲۰٪ کائولینیت در بالای حد بالایی پیشنهادی و نتایج فشار حفره‌یی متعلق به ۳۰٪ کائولینیت پایین‌تر از حد پایینی پیشنهادی Dobry قرار می‌گیرد. این درحالی است که منحنی‌های متعلق به نمونه‌های ماسه‌یی لای‌دار همگی به جز منحنی متعلق به نمونه‌های حاوی ۱۰٪ لای در داخل محدوده‌ی تعیین‌شده‌ی Dobry برای ماسه‌های تمیز قرار می‌گیرد، که در مجموع تفاوت بین رفتار فشار آب حفره‌یی ماسه‌های رس‌دار و ماسه‌های لای‌دار را نشان می‌دهد.

### نتیجه‌گیری

نتایج این بررسی نشان می‌دهد که نوع ریزدانه‌ها اثر قابل ملاحظه‌یی بر پاسخ فشار حفره‌یی ماسه‌های اشباع دارد و با توجه به چسبندگی یا غیرچسبندگی ریزدانه‌ها، الگوی افزایش فشار آب حفره‌یی متفاوت است. در مورد ریزدانه‌های چسبندگی با افزایش مقدار ریزدانه به بیش از ۲۰٪ رفتار نمونه از حالت شبه ماسه‌یی به شبه رسی تغییر می‌کند و نمونه‌ها از خود رفتاری شبیه تحرک سیکلی نشان می‌دهند. همچنین

*tions, Geotechnical Special Publication, ASCE, 44, pp. 330-345 (1994).*

5. Tianqiang, G. and Prakash, S. "Liquefaction of silts and silt-clay mixtures", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **125**(8), pp. 706-710 (1999).
6. El Hosri, M.S.; Biarez, J. and Hicher, P.Y. "Liquefaction characteristics of silty clay", *Proceedings of the Eighth World Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, USA*, pp. 277-284 (1982).
7. Seed, H.B.; Tokimatsu, K.; Harder, L.F. and Chung, R.M. "Influence of SPT procedures in soil liquefaction resistance evaluations", *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, **111**(12), pp. 1425-1445 (1985).
8. Polito, C.P. and Martin, J.R. "Effects of non-plastic fines on the liquefaction resistance of sands", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, **127**(5), pp. 408-415 (2001).
9. Kuerbis, R.H.; Negussey, D. and Vaid, Y.P. "Effect of gradation and fines content on the undrained response of sand", *Geotechnical Special Publication, ASCE*, **21**, pp. 330-345 (1988).
10. Kenney, T.C. "Residual strength of mineral mixtures", *Proceedings, the 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo*, **1**, pp. 155-160 (1977).
11. Thevanayagam, S.; Fiorillo, M. and Liang, J. "Effect of non-plastic fines on undrained cyclic strength of silty sands", *Geotechnical Special Publication, ASCE*, **107**, pp. 77-91 (2000).

12. Derakhshandi, M.; Rathje, E.; Hazirbaba, K. and Mirhosseyni, S.M. "The effect of plastic fines on pore pressure generation characteristics in saturated sands", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **28**(5), pp. 376-386 (2008).
13. Hazirbaba, K. and Rathje, E.M. "Pore pressure generation of silty sands due to induced cyclic shear strains", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, **135**(12), pp. 1892-1905 (2009).
14. ASTM D 4254, Standard Test Methods for Minimum Index Density and Unit Weight of and Calculation of Relative Density (2000).
15. ASTM D 4253, Standard Test Methods for Maximum Index Density and Unit Weight of Soils Using a Vibratory Table (2000).
16. Ladd, R.S. "Preparing test specimens using undercompaction", *Geotechnical Testing Journal, GTJODJ*, **1**(1), pp. 16-23 (1978).
17. Dobry, R. "Liquefaction of soils during earthquakes", *National Research Council (NRC), Committee on Earthquake Engineering*, Report No. CETS-EE-001, Washington DC, (1985).



# **THE EFFECT OF FINES TYPE ON THE PORE PRESSURE GENERATION CHARACTERISTICS OF SATURATED SAND**

**M. Derakhshandi**  
**Faculty of Engineering**  
**Arak University, Iran**

**S.M. Mirhosseini**  
**Department of Civil and Environmental**  
**Engineering**  
**Amirkabir University of Technology**  
**Tehran, Iran**

## **Abstract:**

Sands in nature generally contain plastic and non-plastic fines. Previous research has been mainly focused on the cyclic behavior of saturated clean sand. Recent studies, however, reveal that the cyclic behavior of saturated sand containing plastic fines is quite different from that including non-plastic fines. Moreover, most liquefaction studies have concentrated on stress-controlled cyclic triaxial testing of clean sand, while strain-controlled testing allows a more fundamental assessment of pore pressure generation. It is due to the strong relationship between shear deformation and pore pressure generation. In this study, the effects of plastic and non-plastic fines on the pore water pressure behavior of saturated sand are studied by means of a strain controlled cyclic triaxial tests. To this aim, all specimens are prepared by moist tamping using the undercompaction technique. Specimens are subjected to 50 sinusoidal cycles of axial strain at a loading rate of 0.1 Hz. Furthermore, shear strain levels are applied in the range of 0.003% to 0.3%, and pore pressure is directly measured in the specimens. The results demonstrate that the specimens with up to 15% non-plastic fine (silt) content generate a lower value of pore water pressure than that of clean sand. Increasing silt content to 30% leads to a pore pressure close to that of clean sand. On the other hand, in sand specimens with up to 20% plastic fines (kaolinite), generated excess pore water pressure is more than that of clean sand. Up to this plastic fine content, sand grains still get in touch with each other, and clay particles play a role like a lubricant film between them. The result is a more collapsible fabric as the sand-skeleton tries to rearrange itself into a more stable structure. By increasing plastic fines up to 30%, the excess pore water pressure noticeably decreases to a level that is less than that of clean sand. This could be attributed to the fact that at larger fine content, the sand-skeleton void ratio is larger than the maximum void ratio for clean sand. Therefore, the sand grains are no longer in contact, floating in the kaolinite matrix. Thus, the specimen shows a clay-like behavior. Consequently, the behavior of the specimen is controlled by the fines, so that the specimen indicates cyclic mobility behavior. This investigation reveals that the conventional criteria for liquefaction assessment, such as the standard penetration test (SPT), do not consider the effect of the plasticity of fines. Therefore, to evaluate the liquefaction potential of sands containing fines, one should resort to other precise tests, such as cyclic triaxial tests.

**Keywords:** Pore water pressure, plastic and non-plastic fines, cyclic triaxial tests, liquefaction.