



بررسی رفتار تناوبی خاک‌های ماسه‌ای لای‌دار با استفاده از آزمایش برش ساده سیکلیک در شرایط حجم ثابت

الهه خوانین زاده، رضا ضیائی موید*

گروه مهندسی عمران-خاک و پی، دانشگاه بین‌المللی امام خمینی(ره)، قزوین، ایران.

تاریخچه داوری:

دریافت: ۱۴۰۰/۰۲/۰۸
بازنگری: ۱۴۰۰/۰۵/۳۰
پذیرش: ۱۴۰۰/۰۸/۱۰
ارائه آنلاین: ۱۴۰۰/۰۸/۱۸

کلمات کلیدی:

رفتار تناوبی
دستگاه برش ساده
ریزدانه غیر خمیری
آزمایش حجم ثابت
کرنش برشی

خلاصه: بررسی رفتار تناوبی خاک‌های ماسه‌ای در حین اعمال بار زلزله، یکی از مهم‌ترین موضوعات ژئوتکنیکی در دهه‌های قبلی بوده است و همچنان یکی از چالش برانگیزترین جنبه‌های ژئوتکنیک لرزه‌ای در میان محققین می‌باشد. در شرایط زلزله خاک تحت تنش نرمال ثابت اولیه قرار دارد و تنش‌های برشی در اثر زلزله روی نمونه مرتب تغییر جهت می‌دهد و در نتیجه جهت‌های تنش‌های اصلی مؤثر بر نمونه خاک به طور تناوبی تغییر می‌یابد که این شرایط توسط دستگاه برش ساده قابل دستیابی می‌باشد. در این تحقیق، پاسخ‌های برش ساده تناوبی برای ترکیبات مختلفی از خاک ماسه تمیز سیلیکاتی و ریزدانه غیر خمیری لای به منظور درک درستی از این گونه خاک‌ها مورد ارزیابی قرار گرفته است. آزمایش‌ها در نسبت تنش تناوبی برابر با $0/15$ ($CSR = 0/15$) و فشار همه جانبه 50 ، 100 و 150 کیلو پاسکال انجام گرفته است. آزمایش‌های برش ساده تناوبی حجم ثابت بر روی نمونه‌های ماسه تمیز نشان داده‌اند که با افزایش ریزدانه‌ی غیر خمیری تا 30 درصد وزنی نمونه، کرنش برشی کاهش و بعد از این درصد کرنش برشی افزایش می‌یابد اما کرنش برشی خاک ماسه با 40 درصد لای کمتر از ماسه خالص می‌باشد. نتایج نشان دادند، مقاومت روانگرایی خاک ماسه تمیز در شرایط یکسان بالاتر از خاک ماسه لای‌دار می‌باشد. همچنین با افزایش فشار همه جانبه مقاومت روانگرایی خاک در تمامی درصدهای لای افزایش می‌یابد.

۱- مقدمه

اندازه‌گیری مقاومت برشی خاک می‌باشد، آزمایش‌های برشی مانند برش پیچشی و برش ساده از مسیر تنش استفاده می‌کنند که شرایط بارگذاری واقعی‌تری را در حالت بارگذاری زلزله ایجاد می‌کنند. علی‌رغم مطالعات گسترده درباره نقش ریزدانه‌های غیر خمیری بر رفتار تناوبی ماسه‌ها، در ظاهر نتایج متناقضی به دست آمده است. برخی از محققان عقیده دارند که با افزایش ریزدانه‌های غیر خمیری، مقاومت روانگرایی افزایش می‌یابد، برخی دیگر از محققین نیز کاهش مقاومت روانگرایی و عده‌ای نیز کاهش و سپس افزایش مقاومت روانگرایی را گزارش داده‌اند. همچنین برخی از مطالعات نشان دادند که مقاومت روانگرایی ماسه‌های لای‌دار بیشتر به نسبت تخلخل اسکلت ماسه بستگی دارد تا به میزان لای آن [۷-۲].

شفیعی و همکاران [۱۷] با بررسی رفتار تناوبی ماسه‌های همراه با لای گزارش می‌دهد که با افزایش میزان ریزدانه تا 10 درصد مقاومت روانگرایی نمونه خاکی افزایش می‌یابد، پس از آن تا حدود 30 یا 40 درصد، افزودن ریزدانه‌ها باعث سست‌تر شدن بافت خاک می‌گردند و این امر کاهش مقاومت روانگرایی را به همراه دارد. با بالاتر رفتن مقدار ریزدانه از 30 تا 40 درصد

بررسی رفتار تناوبی خاک‌های ماسه‌ای یکی از موضوعات مورد توجه مهندسی ژئوتکنیک مدرن است اما همچنان یکی از جنبه‌های چالش برانگیز ژئوتکنیک لرزه‌ای می‌باشد. یکی از مهم‌ترین جنبه‌های رفتار تناوبی خاک‌ها بررسی مقاومت روانگرایی آن‌ها می‌باشد. بسیاری از تحقیقات قبلی در مورد روانگرایی، بر روی ماسه‌های تمیز با درصد اندکی ریزدانه صورت گرفته است. اگر چه اکثر خاک‌هایی که در حین زلزله‌های قبلی دچار روانگرایی شده است، مانند زلزله تایوان-۱۹۹۹، هند-۲۰۰۱، ژاپن-۲۰۱۱ و نیوزلند-۲۰۱۱، حاوی درصدی ریزدانه بوده‌اند [۱]. از این رو بررسی رفتار روانگرایی ماسه‌های لای‌دار با شاخص خمیری اندک یا غیر خمیری در دهه‌های گذشته مورد توجه محققین قرار گرفته است. بسیاری از مطالعات آزمایشگاهی توسط دستگاه سه محوری تناوبی بر روی نمونه‌های ماسه-لای با درصد ریزدانه غیر خمیری متفاوت انجام شده است (مطابق جدول ۱). با اینکه آزمایش سه محوری معمول‌ترین و پرکاربردترین آزمایش بر روی خاک‌ها به منظور

* نویسنده عهده‌دار مکاتبات: ziaie@ikiu.ac.ir



جدول ۱. برخی مطالعات آزمایشگاهی انجام شده با استفاده از دستگاه سه محوری

Table 1. Some laboratory studies performed using a triaxial apparatus

شماره	نام نویسنده	دستگاه مورد آزمایش	خلاصه نتایج
۱	ترونکوسو و همکاران [۶]	سه محوری	در نسبت تخلخل ثابت، با افزایش مقدار ریزدانه غیر خمیری تا ۳۰ درصد، مقاومت روانگرایی خاک کاهش می‌یابد.
۲	کوستر [۸]	سه محوری	در یک نسبت تخلخل ثابت، با افزایش درصد ریزدانه تا ۲۰ درصد مقاومت روانگرایی کم و با اضافه شدن بیشتر ریزدانه مقاومت روانگرایی افزایش می‌یابد.
۳	لین و همکاران [۹]	سه محوری	با اضافه کردن ریزدانه غیر خمیری در درصدهای ۵، ۱۰ و ۱۵ به ماسه دریافتند که با افزایش ریزدانه در بافت ماسه، مقاومت روانگرایی کاهش می‌یابد.
۴	امینی و همکاران [۱۰]	سه محوری	به این نتیجه رسیدند که با افزایش میزان سیلت از ۱۰ به ۵۰ درصد، مقاومت روانگرایی ۶۰ درصد افزایش پیدا خواهد کرد.
۵	توانایاگام و همکاران [۱۱]	سه محوری	در یک نسبت تخلخل ثابت با افزایش میزان ریزدانه غیر خمیری مقاومت سیکلی خاک کاهش می‌یابد.
۶	پولیتو و مارتین [۱۲]	سه محوری	در یک نسبت تخلخل ثابت، با افزایش مقدار لای تا ۳۵ درصد مقاومت روانگرایی کاهش و سپس به آرامی افزایش می‌یابد.
۷	نائینی و بازیار [۱۳]	سه محوری	با افزایش میزان ریزدانه غیر خمیری مقاومت روانگرایی خاک کاهش می‌یابد.
۸	دش و سیتارام [۱۴]	سه محوری	برای هر مقدار لای با چگالی نسبی بیش از ۷۰٪، مقاومت‌های سیکلیک و مونوتونیک مستقل از مقدار لای مشاهده شد.
۹	قلندرزاده و احمدی [۱۵]	سه محوری	دریافتند که برای افزایش میزان ریزدانه از ۱۰٪ به ۳۰٪ مقاومت روانگرایی مخلوط در یک نسبت تخلخل ثابت کاهش می‌یابد.
۱۰	رابی و همکاران [۱۶]	سه محوری	تخمین مقاومت روانگرایی و رخداد روانگرایی وابسته به هر دو حالت ایزوتروپ و تحکیم ناهمسان می‌باشد.

نمونه‌هایی که تحت تحکیم همسان است، کمتر است. پورکینو و دیانو [۱۸] مطالعات آزمایشگاهی بر روی تولید فشار منفذی و روانگرایی خاک‌های ماسه لای با پلاستیسیته پایین در زلزله سال ۲۰۱۲ در ایتالیا را انجام دادند. آن‌ها یک سری از آزمایش‌های زهکشی نشده برش ساده تناوبی (CSS)^۳ بر روی نمونه‌های دست نخورده با استفاده از تنش اولیه، تنش برشی پیش از بارگذاری تناوبی (آزمایش‌های نامتقارن)، با هدف درک بهتر از نقش پیش برش استاتیکی در پدیده روانگرایی انجام دادند. نتایج به دست آمده ثابت کرد که، در آزمایش‌های بارگذاری تناوبی نامتقارن، ماسه‌های لای‌دار با

بافت خاک توسط قسمت لای‌دار خاک کنترل می‌شود، و در نتیجه با پایدار شدن ساختار خاک مقاومت روانگرایی نیز افزایش می‌یابد. رابی و همکاران [۱۶] به بررسی رفتار زهکشی نشده ماسه لای‌دار حاوی تقریباً ۱۰ درصد ریزدانه غیر خمیری و نقش شرایط تحکیم همسان و K_0 پرداختند. آن‌ها ویژگی‌های مشخصی از رفتار زهکشی نشده ماسه لای‌دار برای محدوده‌ای از شرایط اولیه، (e, p') برای هر دو تحکیم همسان (IC)^۱ و تحکیم غیر همسان (K_0) را بررسی کردند. آن‌ها دریافتند که خط حالت پایدار (SSL)^۲ برای نمونه‌های تحت تحکیم غیر همسان K_0 کمی از SSL که برای

1 Isotropic consolidation

2 Steady state line

3 Cyclic simple shear

در مقایسه با آزمایش سه محوری تناوبی بهتر مدل‌سازی می‌کند. زیرا در حالت زلزله خاک تحت تنش نرمال ثابت اولیه قرار دارد و تنش‌های برشی در اثر زلزله روی نمونه مرتب تغییر جهت می‌دهد و در نتیجه جهات تنش‌های اصلی مؤثر بر نمونه خاک به طور تناوبی تغییر می‌یابد که این شرایط توسط دستگاه برش ساده قابل دستیابی می‌باشد. تحکیم در برش ساده، غیر همسان است، و می‌تواند شرایط واقعی خاک بر روی زمین را مدل‌سازی کند. همچنین آماده‌سازی نمونه در مقایسه با آزمایش‌های سه محوری نسبتاً آسان‌تر است، که عمدتاً به دلیل اندازه کوچک‌تر نمونه‌های برش ساده نسبت به نمونه‌های آزمایش سه محوری معمول می‌باشد. تحولات اولیه آزمایش برش ساده در انگلستان [۲۰] و در اسکانندیناوی SGI^۱ [۲۱] و NGI^۲ [۲۲] آغاز شد. بعدها پیکوک و سید [۲۳] آن را به بارگذاری سیکلیک برای تحقیق درباره روانگرایی تبدیل کردند. دو روش زیر در آزمایش برش ساده مدرن برای نشان دادن شرایط حجمی تحت بارگذاری دینامیکی در زمین وجود دارد: آزمایش‌های "زهکشی نشده" و "حجم ثابت زهکشی شده". در آزمایش‌های برش ساده زهکشی نشده، نمونه‌ها می‌توانند در یک محفظه فشار مشابه با آزمایش سه محوری قرار گیرند. برخی از محققان تنش عمودی ثابتی را فرض کردند [۲۴]، در حالی که برخی دیگر ارتفاع تحکیم یافته نمونه ثابت را در هنگام برش در نظر گرفتند [۲۵-۲۷]. صرف‌نظر از این، نمونه‌ها در شرایط زهکشی نشده برش داده می‌شوند و اضافه فشارهای منفذی تولید شده با یک مبدل فشار منفذی اندازه‌گیری می‌شوند. در برش ساده حجم ثابت زهکشی نشده، نمونه‌ها در شرایط زهکشی نشده به گونه‌ای برش داده می‌شوند که حجم نمونه‌ها در طول مرحله برش سرتاسری ثابت نگه داشته شود [۱۹]. از آنجایی که در یک آزمایش برش ساده کرنش حجمی برابر با کرنش محوری است، حجم ثابت با تنظیم مقدار تنش عمودی بر روی نمونه حفظ می‌شود به طوری که ارتفاع نمونه در حین برش تغییر نمی‌کند. از آنجا که زهکشی مجاز است، هیچ فشار منفذی با یک مبدل اندازه‌گیری نمی‌شود و تغییر تنش عمودی برای پیش‌بینی اضافه فشار حفره‌ای در یک آزمایش زهکشی نشده معادل استفاده می‌شود [۲۲]. روند انجام آزمایش‌ها در این مطالعه بر اساس آیین‌نامه ASTM-D 6528 انجام گرفته است [۲۸]. در این مطالعه، از یک دستگاه برش ساده سیکلیک ایرانی ساخت شرکت مواد ساخت آزماویستا (Global MTM) در دانشگاه بین‌المللی امام خمینی (ره) استفاده شد (شکل ۱) و آزمایش‌ها در شرایط حجم ثابت زهکشی نشده

پلاستیسیته کم، نسبت به آزمایش‌های بارگذاری تناوبی متقارن بیشتر میل به روانگرایی دارند. شروع روانگرایی توسط کرنش‌های برشی بزرگ بدون از دست دادن کامل تنش مؤثر ناشی از افزایش فشار منفذی، رخ می‌دهد. همچنین مانکول و همکاران [۱۹] به بررسی پتانسیل روانگرایی از خاک‌های ماسه‌ای خشک و اشباع تحت بارگذاری برش ساده تناوبی در حالت حجم ثابت در شرایط زهکشی شده پرداختند. آن‌ها پاسخ‌های برش ساده تناوبی سه خاک ماسه‌ای: ماسه تمیز، ماسه لای‌دار (ماسه با ۱۰٪ لای) و ماسه رس دار (ماسه با ۱۰٪ کائولن) را بر روی بسیاری از نمونه‌های خشک و اشباع شده مورد بررسی قرار دادند. آزمایش‌های برش ساده تناوبی حجم ثابت زهکشی شده بر روی نمونه‌های ماسه لای‌دار نشان داد که پتانسیل روانگرایی این خاک‌ها نیز می‌تواند از طریق نمونه‌های خشک تعیین شود. یافته‌های فوق از اهمیت بالایی برخوردار است؛ زیرا انجام آزمایش روی نمونه‌های خشک بسیار ساده‌تر می‌باشد و زمان مصرف آن‌ها نسبت به نمونه مشابه اشباع آن‌ها بسیار کم است، زیرا روند اشباع سازی حذف می‌شود. با این حال، پاسخ‌های تناوبی در نمونه‌های ماسه رس‌دار خشک و اشباع شده بسیار متفاوت بوده و بنابراین اشباع کردن این نمونه‌ها برای ارزیابی روانگرایی ضروری است. برای هر دو حالت ریزدانه لای و کائولن، افزودن ۱۰٪ ریزدانه به ماسه پایه، پتانسیل روانگرایی خاک‌های ماسه‌ای متراکم، با تراکم حدود ۶۱٪ را به میزان قابل توجهی نسبت به ماسه تمیز در همان نسبت تخلخل افزایش داد. اما این اختلاف برای نمونه سست کاهش یافته است.

در حالی که تحقیقات قابل توجهی در مورد رفتار تناوبی و میرایی خاک ماسه تمیز با استفاده از دستگاه برش ساده در شرایط حجم ثابت انجام شده است، اما اطلاعات زیادی در رابطه با این نوع رفتار در خاک‌های ماسه‌ای با ریزدانه غیر خمیری موجود نیست. هدف از این مطالعه بررسی تأثیر ریزدانه غیر خمیری لای بر پتانسیل روانگرایی ماسه ۱۶۱ فیروزکوه، با استفاده از انجام آزمایش برش ساده تناوبی در حالت حجم ثابت می‌باشد. رفتارهای حاصل شده مقایسه می‌شود و امکان پیش‌بینی پتانسیل روانگرایی از نمونه‌ها بسته به نوع خاک (یعنی ماسه تمیز و ماسه لای‌دار) مورد بحث قرار می‌گیرد.

۲- روند انجام آزمایش برش ساده تناوبی

آزمایش برش ساده تناوبی، متداول‌ترین آزمایش آزمایشگاهی برای بررسی رفتار دینامیکی خاک پس از آزمایش سه محوری تناوبی است. مکانیزم بارگذاری تناوبی در آزمایش برش ساده شرایط بارگذاری زلزله را

1 Scandinavia geotechnical institute

2 Norway geotechnical institute



شکل ۱. نمای کلی از دستگاه برش ساده استفاده شده

Fig. 1. Overview of the simple shear apparatus used

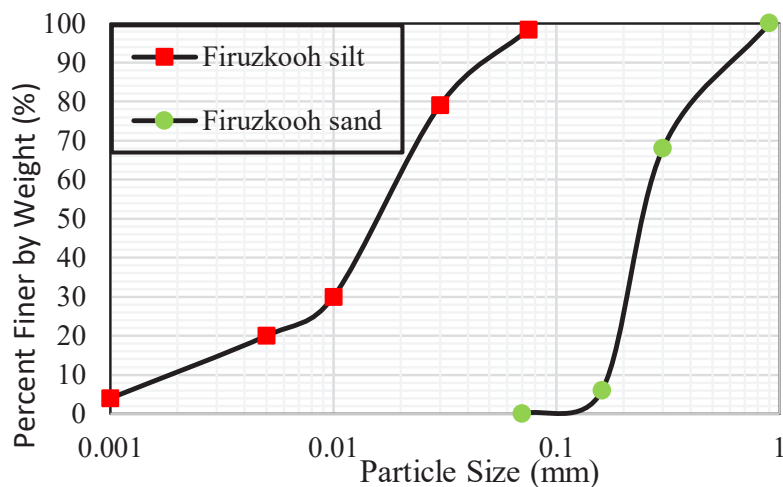
منحنی دانه‌بندی ماسه ۱۶۱ فیروزکوه و لای فیروزکوه، به دست آمده از آزمایش دانه‌بندی به روش الک و آزمایش هیدرومتر، در (شکل ۲) نشان داده شده است.

نمونه‌ها به روش کوبش مرطوب و در شرایط خشک ساخته شده‌اند. در این روش امکان تهیه نمونه‌های آزمایشگاهی در محدوده وسیع‌تری از نسبت تخلخل همراه با توزیع یکنواخت آن در طول نمونه وجود دارد. برای مرطوب کردن خاک به میزان ۳ تا ۵ درصد از وزن کل خاک به آن آب اضافه می‌شود، ترکیب پس از مخلوط شدن کامل در ۳ لایه در داخل قالب کوبیده شده است به نحوی که در انتها خاک درون قالب دارای ساختار همگن و همسانی باشد. مشخصات آزمایش‌های انجام شده در جدول ۱ آورده شده است. نمونه‌ها با تنش‌های مؤثر عمودی اولیه $(\sigma'_{vc} = 50, 100, 150)$ کیلو پاسکال مطابق با (جدول ۱)، تحکیم یافتند. تعیین پارامتر نسبت تخلخل حداقل و حداکثر مطابق با استاندارد ASTM D4253 و ASTM D4254 و انجام شده است [۳۰ و ۳۱]. تغییرات نسبت تخلخل اولیه نمونه‌های خاک با ترکیبات مختلف لای در (شکل ۳) آورده شده است. در حین مرحله بارگذاری تناوبی، تنش‌های برشی از سیکل‌های سینوسی یکنواخت (τ_{cy}) در یک نسبت تنش تناوبی $CSR = 0.15$ (به عنوان مثال $\tau_{cy} / \sigma'_{vc} = 0.15$) در یک

انجام شد. نمونه‌های دارای قطر ۷۰ میلی‌متر و ارتفاع ۲۰ میلی‌متر است. اطراف نمونه توسط قرار دادن چندین حلقه پوشیده شده از تفلون در اطراف غشای لاستیکی محصور شده است.

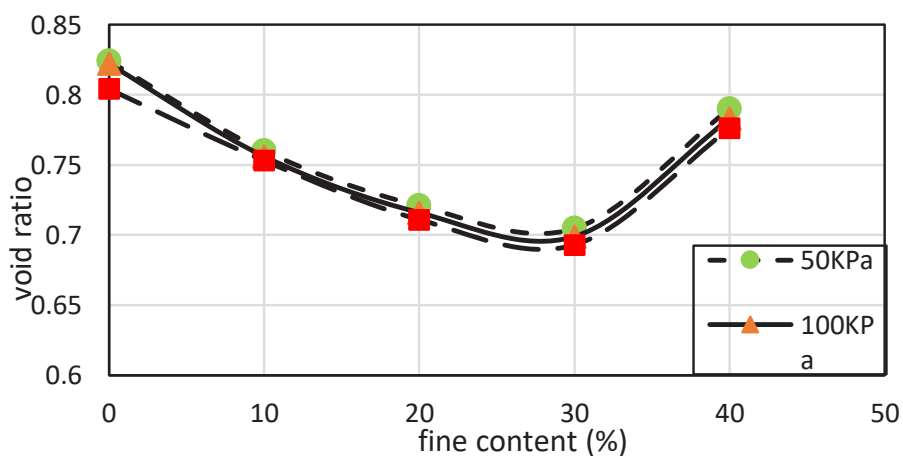
۳- خاک مورد آزمایش و روش نمونه‌سازی

ماسه اصلی مورد استفاده در این مطالعه ماسه ۱۶۱ فیروزکوه می‌باشد. این ماسه دارای رنگ زرد متمایل به طلایی است و طبق معیار کرومباین [۲۹] شبه تیزگوشه می‌باشد. این ماسه دارای تقریباً ۶۰ درصد تیزگوشگی و ۴۰ درصد گردگوشگی می‌باشد. همچنین نوع خاک ریزدانه لای فیروزکوه نیز، از نظر شکل ظاهری به صورت پودر بوده و دارای تیزگوشگی می‌باشد. هدف از انتخاب این مصالح در دسترس بودن و شکننده نبودن دانه‌های خاک در حین بارگذاری می‌باشد و همچنین کانی‌های موجود در این خاک به راحتی واکنش‌پذیر با آب نیستند. در این تحقیق از پنج ترکیب خاک مختلف استفاده شده است. خاک اول ماسه خالص ۱۶۱ فیروزکوه، خاک دوم از ترکیب ماسه خالص با ۱۰ درصد وزنی لای فیروزکوه به دست آمده، خاک سوم ترکیب ماسه خالص با ۲۰ درصد وزنی لای و به همین ترتیب ترکیبات ۳۰ و ۴۰ درصد لای نیز حاصل گردیده است.



شکل ۲. نمودار دانه‌بندی ماسه ۱۶۱ فیروزکوه و لای فیروزکوه

Fig. 2. Soil gradation of Firuzkooch 161 sand and Firuzkooch silt



شکل ۳. نمودار تغییرات نسبت تخلخل در مقابل درصد ریزدانه لای

Fig. 3. changes in void ratio versus silt percentage curves

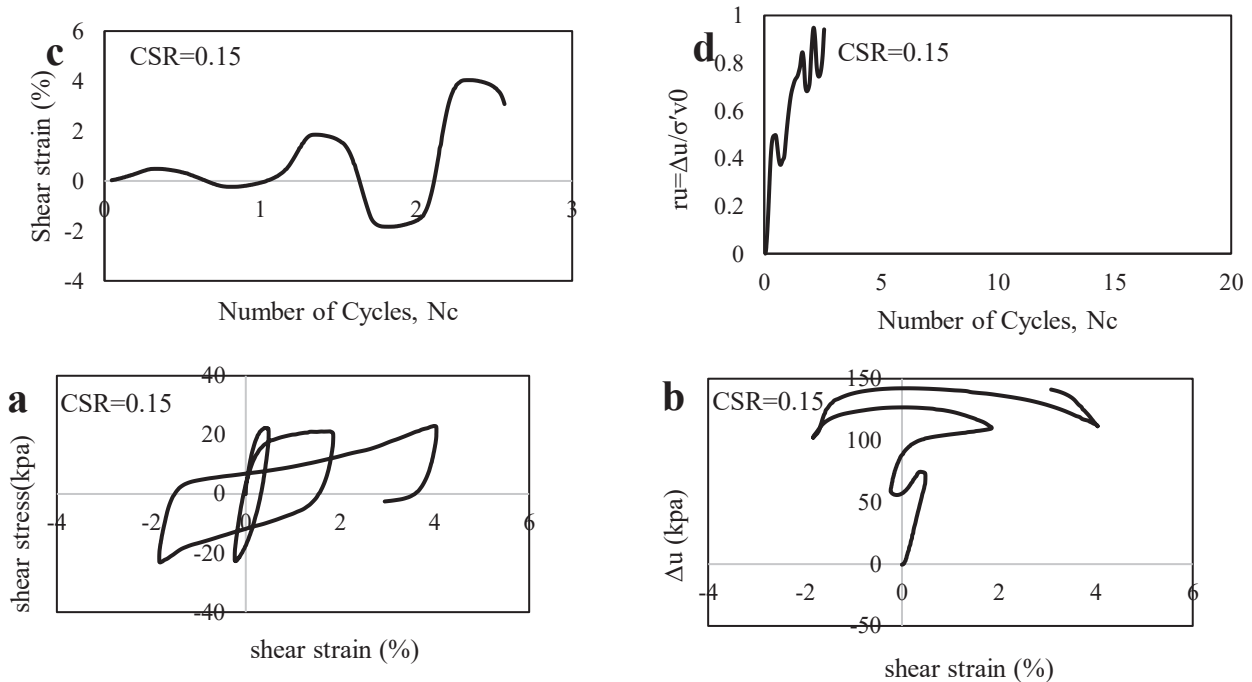
هر کدام از آن‌ها که زودتر رخ دهد، ادامه می‌یابد. به دلیل مشابه بودن روند نمونه‌ها نمودارهای ترکیبات ۰، ۲۰ و ۴۰ درصد (شکل ۳، ۴ و ۵) در مقاله آورده شده است.

با فرکانس ۰/۱ هرتز اعمال شد. روانگرایی هنگامی که اضافه فشار منفذی شبیه‌سازی شده با ثابت نگه داشتن ارتفاع نمونه، برابر تنش مؤثر عمودی اولیه باشد، (یعنی $\sigma_{vc} = \Delta u_E$) رخ می‌دهد. آزمایش‌ها تا زمانی که نمونه‌ها روانگرا شده یا نمونه‌هایی که به ۱۰٪ دو برابر دامنه کرنش رسیده،

جدول ۲. الگوی برنامه آزمایش‌های برش ساده تناوبی

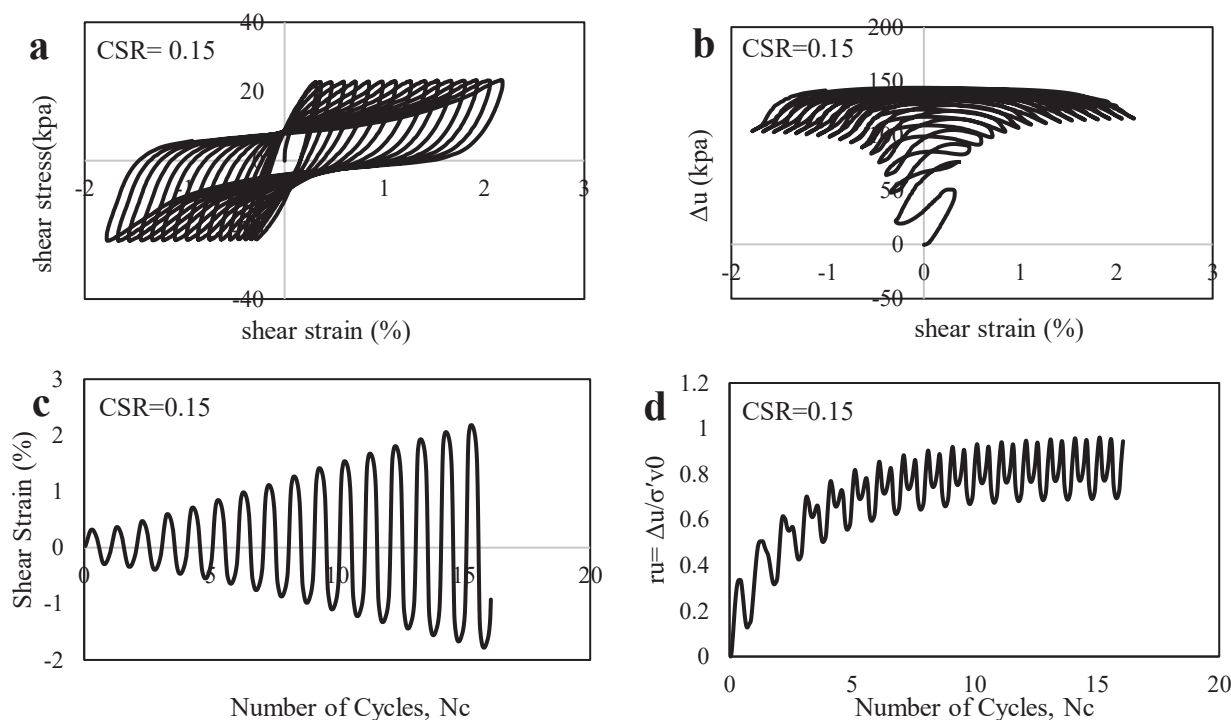
Table 2. Program type of cyclic simple shear tests

شماره آزمایش	FC%	e_{max}	e_{min}	$Dr\%$ (از پس تحکیم)	CSR	$\gamma_d(\frac{gr}{cm^3})$	$\sigma'_{vc}(Kpa)$
۱	۰	۰/۸۸	۰/۶	۲۷٪	۰/۱۵	۱/۴۶	۵۰
۲	۱۰	۰/۸۷	۰/۴۸	۲۸٪	۰/۱۵	۱/۴۹	۵۰
۳	۲۰	۰/۸۶	۰/۳۸	۲۹٪	۰/۱۵	۱/۵۱	۵۰
۴	۳۰	۰/۸۷	۰/۳	۲۹٪	۰/۱۵	۱/۵۲	۵۰
۵	۴۰	۱	۰/۳	۳۰٪	۰/۱۵	۱/۴۳	۵۰
۶	۰	۰/۸۸	۰/۶	۲۸٪	۰/۱۵	۱/۴۷	۱۰۰
۷	۱۰	۰/۸۷	۰/۴۸	۲۹٪	۰/۱۵	۱/۵۱	۱۰۰
۸	۲۰	۰/۸۶	۰/۳۸	۳۰٪	۰/۱۵	۱/۵۳	۱۰۰
۹	۳۰	۰/۸۷	۰/۳	۳۰٪	۰/۱۵	۱/۵۳	۱۰۰
۱۰	۴۰	۱	۰/۳	۳۱٪	۰/۱۵	۱/۴۵	۱۰۰
۱۱	۰	۰/۸۸	۰/۶	۲۹٪	۰/۱۵	۱/۴۹	۱۵۰
۱۲	۱۰	۰/۸۷	۰/۴۸	۳۰٪	۰/۱۵	۱/۵۲	۱۵۰
۱۳	۲۰	۰/۸۶	۰/۳۸	۳۱٪	۰/۱۵	۱/۵۶	۱۵۰
۱۴	۳۰	۰/۸۷	۰/۳	۳۱٪	۰/۱۵	۱/۵۶	۱۵۰
۱۵	۴۰	۱	۰/۳	۳۲٪	۰/۱۵	۱/۴۸	۱۵۰



شکل ۴. a) پاسخ تنش-بهرش چرخشی، b) تغییرات فشار آب حفره‌ای - کرنش برشی، c) تغییرات کرنش برشی - کرنش برشی، d) تغییرات نسبت تنش عمودی اولیه نسبت به تعداد سیکل برای نمونه خاک ماسه تمیز ($e = 0.79$ و $Dr = 29\%$) و سیکل، (d) نسبت تغییرات فشار آب حفره‌ای به تنش عمودی اولیه نسبت به تعداد سیکل برای نمونه خاک ماسه تمیز ($e = 0.79$ و $Dr = 29\%$) و سیکل، (KPa = σ'_{vc} , CSR = 0.15 150)

Fig. 4. a) Cyclic stress-strain response, b) pore water pressure changes - shear strain, c) Shear strain versus number of cycles to liquefaction, d) ratio of pore water pressure changes to initial vertical stress versus number of cycles for Clean sand soil sample ($e = 0.79$ and $Dr = 29\%$) and ($150\text{ KPa} = \sigma'_{vc}$, CSR = 0.15)



شکل ۵. (a) پاسخ تنش برشی - کرنش برشی تناوبی، (b) تغییرات فشار آب حفره‌ای - کرنش برشی، (c) تغییرات کرنش برشی برحسب تعداد سیکل، (d) نسبت تغییرات فشار آب حفره‌ای به تنش عمودی اولیه نسبت به تعداد سیکل برای نمونه خاک ماسه با ۲۰ درصد لای (KPa = σ'vc, CSR = 0.15 150) و (Dr = 31% و e = 0.71).

Fig. 5. a) Cyclic stress-strain response, b) pore water pressure changes - shear strain, c) Shear strain versus number of cycles to liquefaction, d) ratio of pore water pressure changes to initial vertical stress versus number of cycles for sample with 20% fine content of silt (e = 0.71 and Dr = 31%) and (150 KPa = σ'vc, CSR = 0.15)

۴-۱) آزمایش‌های برش ساده تناوبی بر روی ماسه تمیز
 آزمایش‌های برش ساده تناوبی حجم ثابت زهکشی شده بر روی نمونه‌های ماسه تمیز ۱۶۱ فیروزکوه انجام شد. (شکل ۳) پاسخ تناوبی نمونه‌ی ماسه سست را نشان می‌دهد. نمونه ماسه دارای نسبت تخلخل تحکیم یافته ۰/۷۹ و تراکم نسبی (Dr) ۰/۲۹ پس از تحکیم بود. بنابراین، نمونه‌ای که در (شکل ۴) است، رفتار ماسه سست را تحت برش ساده تناوبی حجم ثابت زهکشی شده، نشان می‌دهد.

۴-۲) آزمایش‌های برش ساده تناوبی بر روی ماسه ۱۶۱ فیروزکوه با ۲۰٪ لای

آزمایش‌ها بر روی نمونه‌های ماسه لای‌دار حاصل شده از مخلوط کردن ماسه ۱۶۱ فیروزکوه با ۲۰٪ لای انجام شد. نمونه با نسبت تخلخل تحکیم یافته ۰/۷۱ و تراکم نسبی (Dr) ۰/۳۱ آزمایش شدند. بنابراین شکل ۵ پاسخ برش ساده تناوبی حجم ثابت زهکشی شده از نمونه‌ی ماسه لای‌دار سست را نشان می‌دهد.

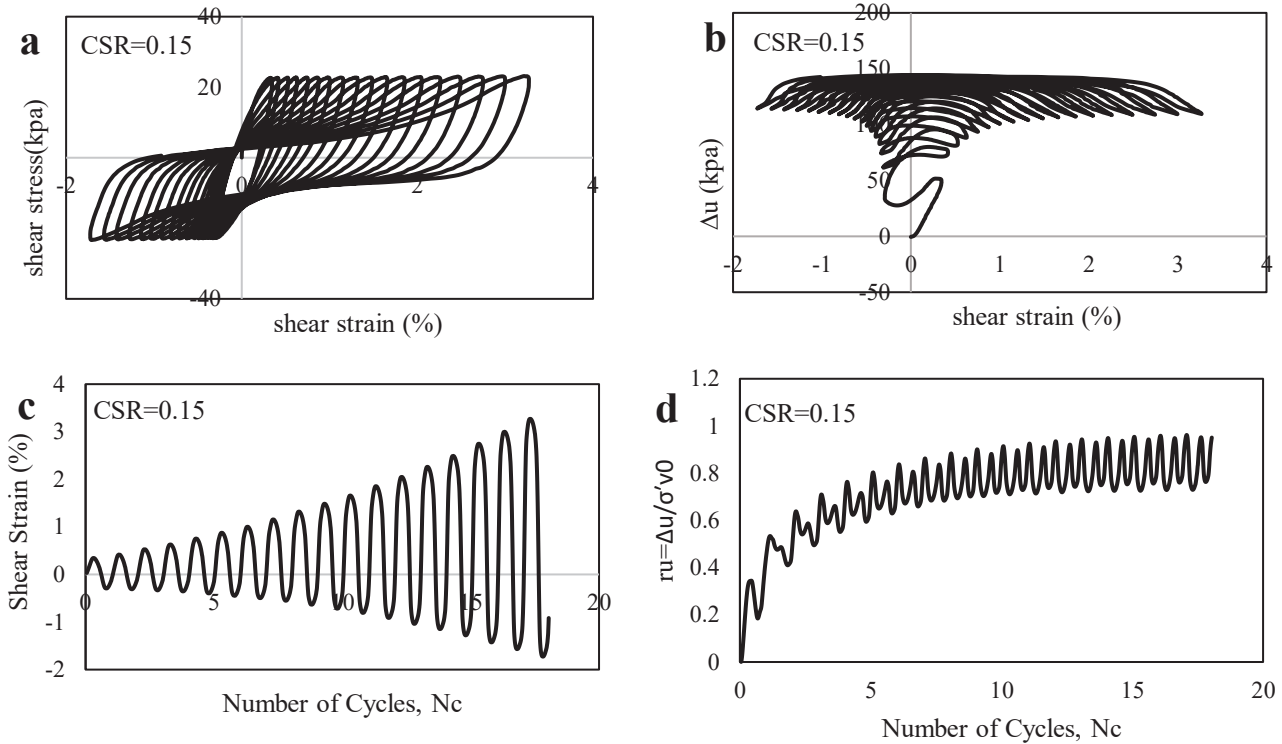
در ماسه خالص مشاهده شد که، در تعداد سیکل کمتر و در کرنش برشی بالاتری (۲- تا ۴+ درصد) خاک روانگرا شد. در این قسمت با توجه به (شکل‌های a-۵ و d-۵) مشاهده می‌شود که، خاک با افزایش میزان ریزدانه

۴- نتایج و بحث

۴-۱) آزمایش‌های برش ساده تناوبی بر روی ماسه تمیز

آزمایش‌های برش ساده تناوبی حجم ثابت زهکشی شده بر روی نمونه‌های ماسه تمیز ۱۶۱ فیروزکوه انجام شد. (شکل ۳) پاسخ تناوبی نمونه‌ی ماسه سست را نشان می‌دهد. نمونه ماسه دارای نسبت تخلخل تحکیم یافته ۰/۷۹ و تراکم نسبی (Dr) ۰/۲۹ پس از تحکیم بود. بنابراین، نمونه‌ای که در (شکل ۴) است، رفتار ماسه سست را تحت برش ساده تناوبی حجم ثابت زهکشی شده، نشان می‌دهد.

روند لوپ‌های هیستریزیس در نمونه در شکل a-۴ نمونه پس از سیکل دوم کرنش نرم شونده قابل توجهی را نشان داده است. الگوی کلی تغییرات فشار آب حفره‌ای نمونه نشان داده شده در شکل b-۴ نیز انحرافات ناگهانی با تغییرات کرنش برشی مشاهده می‌شود. پیشرفت کرنش‌های برشی نسبت به تعداد سیکل در شکل c-۴ نشان داده شده است، در حالی که کرنش‌های برشی منفی با شروع از انتهای سیکل دوم، به دلیل تغییرات ناگهانی کرنش برشی نسبتاً مشخص بود. تغییرات اضافه فشار حفره‌ای نسبت به تنش اولیه



شکل ۶. (a) پاسخ تنش برشی - کرنش برشی تناوبی، (b) تغییرات فشار آب حفره‌ای - کرنش برشی، (c) تغییرات کرنش برشی برحسب تعداد سیکل، (d) نسبت تغییرات فشار آب حفره‌ای به تنش عمودی اولیه نسبت به تعداد سیکل برای نمونه خاک ماسه با ۴۰ درصد لای ($e = 0.79$ and $Dr = 32\%$) و $(KPa = \sigma'_{vc}, CSR = 0.15 150)$

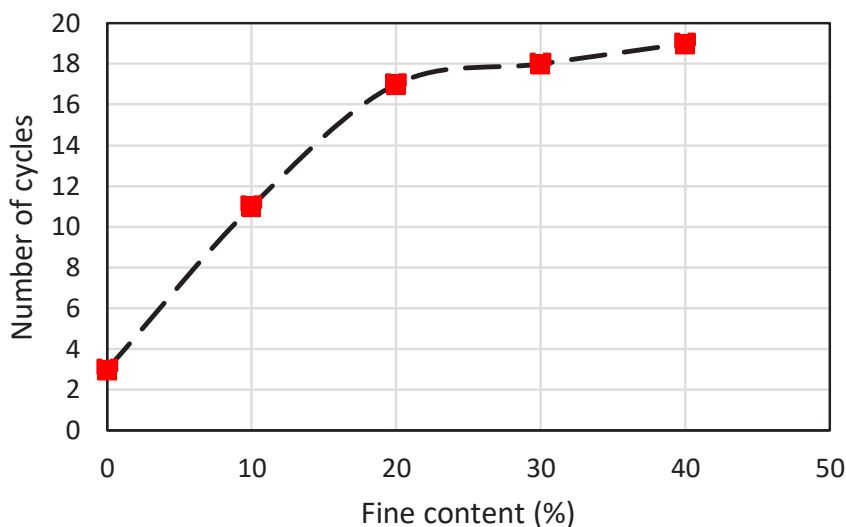
Fig. 6. a) Cyclic stress-strain response, b) pore water pressure changes - shear strain, c) Shear strain versus number of cycles to liquefaction, d) ratio of pore water pressure changes to initial vertical stress versus number of cycles for sample with 40% fine content of silt ($e = 0.79$ and $Dr = 32\%$) and ($150 KPa = \sigma'_{vc}, CSR = 0.15$)

با افزودن ۴۰٪ لای به ماسه تمیز، مقاومت روانگرایی در مقایسه با ماسه تمیز در یک تراکم کاهش می‌یابد. زیرا منحنی هیستریزس نشان داده شده در (شکل ۴-ا) ماسه خالص در کرنش برشی (۲- تا ۴+) درصد و معیار ru در (شکل ۴-د) به روانگرایی می‌رسد. این در حالی است که منحنی هیستریزس خاک ماسه لای‌دار نشان داده شده در (شکل ۶-ا) در کرنش برشی حدود (۱/۸ تا ۳+) درصد و معیار ru در (شکل ۶-د) روانگرا می‌شود. با این حال، این تفاوت پتانسیل مقاومت روانگرایی بین خاک ماسه خالص با خاک ماسه لای‌دار با ۴۰٪ لای در شرایط خاک سست کم می‌باشد و در این ترکیب خاک نیز همانند ترکیب ماسه با ۲۰٪ لای روند نمودارها بیانگر حالت روانگرایی تحرک سیکی می‌باشد. (شکل ۶-ب، c، d) نیز تغییرات فشار آب حفره‌ای برحسب کرنش برشی و همچنین تغییرات ru و کرنش برشی نسبت به تعداد سیکل را، نشان می‌دهد. همان‌طور که در (شکل ۶-د) دیده می‌شود، تغییرات ru از سیکل اول تا دهم به آرامی رو به افزایش است، پس از آن از سیکل دهم تا سیکل نوزدهم مقدار ru به مقدار ثابتی رسیده و خاک روانگرا می‌شود.

غیر خمیری لای تا ۲۰٪ در کرنش برشی کمتری (۱/۷- تا ۲/۲+ درصد) و در تعداد سیکل بالاتری نسبت به ماسه خالص $ru = 1$ و در نتیجه به روانگرایی می‌رسد. در واقع پتانسیل مقاومت روانگرایی خاک ماسه خالص بیشتر از خاک ماسه با ۲۰٪ لای می‌باشد. اما این روند روانگرایی در ترکیب خاک با ۲۰٪ لای به صورت تحرک سیکی مشاهده می‌شود، در حالی که در خاک ماسه خالص روانگرایی به صورت جریان خود را نمایان کرد. همچنین در (شکل ۵، c، d) مقدار ru و کرنش برشی را نسبت به تعداد سیکل می‌توان مشاهده کرد.

۴-۳- آزمایش‌های برش ساده تناوبی بر روی ماسه ۱۶۱ فیروزکوه با ۴۰٪ لای

در این ترکیب از ماسه ۱۶۱ فیروزکوه با ۴۰٪ لای انجام شد. نمونه با نسبت تخلخل تحکیم یافته ۰/۷۹ و تراکم نسبی (Dr) ۳۲٪ آزمایش شدند. بنابراین (شکل ۶) پاسخ برش ساده تناوبی حجم ثابت زهکشی شده از نمونه‌ی ماسه لای‌دار سست را نشان می‌دهد.



شکل ۷. نمودار تعداد سیکل روانگرایی در مقابل درصد ریزدانه لای

Fig. 7. the number of cycles to liquefaction versus fine content of silt curve

ماسه خالص به روانگرایی می‌رسد. در نتیجه با توجه به مشاهدات می‌توان این‌گونه بیان کرد که، مقاومت روانگرایی خاک ماسه خالص بیشتر از ماسه با ۴۰٪ لای و مقاومت روانگرایی خاک ماسه با ۴۰٪ لای بیشتر از خاک ماسه با ۳۰٪ لای می‌باشد. بنابراین می‌توان خاک ماسه با ۳۰٪ ریزدانه را به عنوان درصد آستانه در نظر گرفت. هم‌چنین با افزایش فشار همه‌جانبه همان‌طور که از (شکل ۸) قابل مشاهده می‌باشد، پتانسیل روانگرایی کاهش یافته و خاک دیرتر روانگرا می‌شود. زیرا فشار همه‌جانبه بالاتر، با فرض خاک در محل، به معنی بررسی خاک در عمق بیشتر می‌باشد و با توجه به این که روانگرایی در سطح رخ می‌دهد با افزایش فشار همه‌جانبه احتمال روانگرا شدن خاک کاهش می‌یابد. نتایج حاصل شده در تطابق با تحقیقات دبیری و همکاران می‌باشد [۳۲].

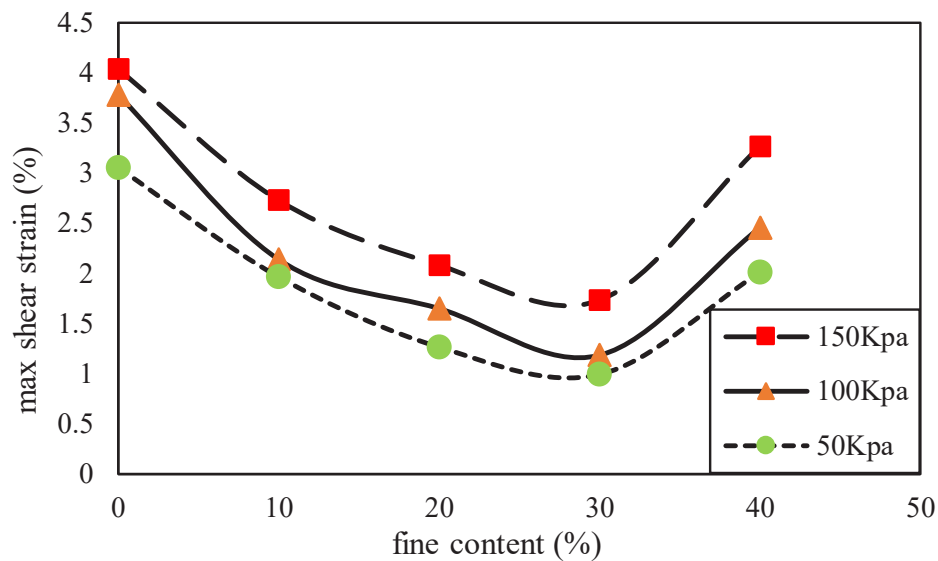
۵- نتیجه‌گیری

در این مطالعه پاسخ برش ساده تناوبی ترکیبات مختلفی از خاک‌های ماسه لای‌دار به منظور بررسی اثر ریزدانه بر رفتار تناوبی خاک ماسه مورد بررسی قرار گرفت. آزمایش‌ها به صورت حجم ثابت و در شرایط زهکشی شده و کنترل تنش بر روی نمونه‌های ماسه‌ای انجام گرفت.

امروزه تفاوت بسیار موجود بین رفتار ماسه تمیز و ماسه لای‌دار ثابت شده است. اما همچنان محققین بر نحوه تغییر این رفتارها اختلاف نظر دارند. در این تحقیق حضور لای بین دانه‌های ماسه مقاومت زهکشی نشده مخلوط ماسه و لای را کاهش می‌دهد. در نتیجه همان‌طور که از (شکل ۷) قابل مشاهده می‌باشد، افزایش تعداد سیکل‌های روانگرایی را موجب می‌شود. نتیجه به دست آمده در تطابق با تحقیقات [۳ و ۲] می‌باشد.

۴-۴- تأثیر ریزدانه غیر خمیری لای و فشار همه‌جانبه روی رفتار تناوبی خاک ماسه

همان‌طور که از (شکل ۸) قابل مشاهده می‌باشد، با افزایش ریزدانه غیر خمیری لای به خاک ماسه ۱۶۱ فیروزکوه تا میزان ۳۰٪ روند کرنش برشی متناظر روانگرایی نمونه رو به کاهش می‌باشد. نیز دلیل این امر نیز کاهش زاویه اصطکاک داخلی خاک به خاطر وجود لای در بین حفرات ماسه و نرم‌تر شدن و سست شدن خاک می‌باشد. این در حالی است که، با افزودن میزان ریزدانه بیش از ۳۰٪ تا ۴۰٪ این روند به دلیل در هم فرورفتن ذرات لای در بین حفرات ماسه افزایشی بوده است. با این حال، میزان کرنش برشی در ترکیب ریزدانه لای تا ۴۰٪ به ماسه در کرنش برشی کمتری نسبت به



شکل ۸. نمودار تغییرات حداکثر کرنش برشی به درصد ریزدانه

Fig. 8. changes in maximum shear strain versus fine content curves

in sands and its effect on liquefaction potential, in: Computational Methods and Experimental Measurements, Springer, 1982, pp. 447-459.

- [3] S. Thian, C. Lee, Undrained response of mining sand with fines contents, International Journal of Civil & Structural Engineering, 1(4) (2011) 844-851.
- [4] S. Yang, S. Lacasse, R. Sandven, Determination of the transitional fines content of mixtures of sand and non-plastic fines, Geotechnical Testing Journal, 29(2) (2006) 102-107.
- [5] R. Salgado, P. Bandini, A. Karim, Shear strength and stiffness of silty sand, Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, 126(5) (2000) 451-462.
- [6] J. Troncoso, Seismic response of tailings dams built with cohesionless soils to different types of ground motions, in: International symposium on safety and rehabilitation of tailings dams, 1990, pp. 82-89.
- [7] M.J. Khosraviyani, O. Bahar, S.H. Ghasemi, Laboratory study to investigate the effect of density and type of loading on the liquefaction behavior of sands under

آزمایش‌ها بر روی ماسه تمیز نشان داد که، این خاک در تعداد سیکل کمی ($N=3$) رفتار نرم شونده و روانگرا را در کرنش برشی بالایی از خود نشان داد. این در حالی است که، آزمایش‌ها بر روی نمونه‌های لای‌دار ساخته شده با همان نسبت تخلخل و در شرایط سست در کرنش برشی کمتری نسبت به ماسه خالص به روانگرایی رسیدند، به این صورت که با افزایش لای به ماسه تا حد آستانه‌ی ۳۰ درصد نمونه‌ها در کرنش برشی کمتری نسبت به ماسه تمیز روانگرا می‌شوند اما پس از این درصد افزایش ریزدانه غیر خمیری لای منجر به وقوع روانگرایی در کرنش برشی بزرگ‌تری می‌شود. داده‌ها به ما نشان دادند که، مقاومت روانگرایی خاک ماسه تمیز در شرایط یکسان بالاتر از خاک ماسه لای‌دار می‌باشد. همچنین با افزایش فشار همه‌جانبه مقاومت روانگرایی خاک در تمامی درصدهای لای افزایش می‌یابد.

منابع

- [1] W.F. Lee, K. Ishihara, C.-C. Chen, Liquefaction of silty sand—preliminary studies from recent Taiwan, New Zealand and Japan earthquakes, in: Proc. Int. Symp. Engineering lessons learned from the, 2011.
- [2] L.P. Kaufman, N.-Y. Chang, Percentage silt content

- Liquefaction Silty Sand Soil Potentials Using Cyclic Triaxial Tests, International Institute of Seismology and Earthquake Engineering, (2004) (in persian).
- [18] D. Porcino, V. Diano, Laboratory study on pore pressure generation and liquefaction of low-plasticity silty sandy soils during the 2012 earthquake in Italy, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 142(10) (2016) 04016048.
- [19] M.M. Monkul, C. Gültekin, M. Gülver, Ö. Akın, E. Eseller-Bayat, Estimation of liquefaction potential from dry and saturated sandy soils under drained constant volume cyclic simple shear loading, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 75 (2015) 27-36.
- [20] K.H. Roscoe, An apparatus for the application of simple shear to soil samples, in: *Proc. 3rd ICSMFE*, 1953, pp. 186-191.
- [21] W. Kjellman, Testing the shear strength of clay in Sweden, *Géotechnique*, 2(3) (1951) 225-232.
- [22] R. QUIGLEY, DIRECT SIMPLE-SHEAR TESTS ON A NORWEGIAN QUICK CLAY, *GEOTECHNIQUE*, 17(1) (1967) 77
- [23] W.H. Peacock, H.B. Seed, Sand liquefaction under cyclic loading simple shear conditions, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 94(3) (1968) 689-708.
- [24] R. Dyvik, T. Berre, S. Lacasse, B. Raadim, Comparison of truly undrained and constant volume direct simple shear tests, *Geotechnique*, 37(1) (1987) 3-10.
- [25] W.-J. Chang, M.-L. Hong, Effects of clay content on liquefaction characteristics of gap-graded clayey sands, *Soils and foundations*, 48(1) (2008) 101-114.
- [26] K. Hazirbaba, E.M. Rathje, Pore pressure generation of silty sands due to induced cyclic shear strains, *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 135(12) (2009) 1892-1905.
- [27] F. Jafarzadeh, H. Sadeghi, Experimental study on dynamic properties of sand with emphasis on the degree of saturation, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 32(1) (2012) 26-41.
- [28] ASTM D6528-17, Standard Test Method for irregular earthquake loading, *Amirkabir Journal of Civil Engineering*, 53(2) (2019) 717-730(in persian).
- [8] J.P. Koester, Effects of fines type and content on liquefaction potential of low-to medium plasticity fine-grained soils, in: *Hazard assessment preparedness, awareness, and public education emergency response and recovery socioeconomic and public policy impacts: Proceedings*, 1993, pp. 67-75.
- [9] L.-K. Chien, Y.-N. Oh, C.-H. Chang, Effects of fines content on liquefaction strength and dynamic settlement of reclaimed soil, *Canadian Geotechnical Journal*, 39(1) (2002) 254-265.
- [10] F. Amini, G. Qi, Liquefaction testing of stratified silty sands, *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 126(3) (2000) 208-217.
- [11] S. Thevanayagam, M. Fiorillo, J. Liang, Effect of non-plastic fines on undrained cyclic strength of silty sands, in: *Soil Dynamics and Liquefaction 2000*, 2000, pp. 77-91.
- [12] C.P. Polito, J.R. Martin II, Effects of nonplastic fines on the liquefaction resistance of sands, *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 127(5) (2001) 408-415.
- [13] S. Naeini, M. Baziar, Effect of fines content on steady-state strength of mixed and layered samples of a sand, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 24(3) (2004) 181-187.
- [14] H. Dash, T. Sitharam, Undrained cyclic and monotonic strength of sand-silt mixtures, *Geotechnical and Geological Engineering*, 29(4) (2011) 555-570.
- [15] A. Galandarzadeh, A. Ahmadi, Effects of anisotropic consolidation and stress reversal on the liquefaction resistance of sands and silty sands, *Geotech Eng J SEAGS AGSSEA*, 43(2) (2012) 33-39.
- [16] A.T.M.Z. Rabbi, M.M. Rahman, D.A. Cameron, Undrained behavior of silty sand and the role of isotropic and K_0 consolidation, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 144(4) (2018) 04018014.
- [17] O. Noroozi, A. Shafiei, F. Askari, Evaluation of

- Conshohocken, PA, (2016).
- [31] ASTM D4254-16, Standard Test Methods for Minimum Index Density and Unit Weight of Soils and Calculation of Relative Density, in, ASTM International, West Conshohocken, PA, (2016).
- [32] R. Dabiri, F. Askari, A. Shafiee, M. Jafari, Shear wave velocity-based liquefaction resistance of sand-silt mixtures: deterministic versus probabilistic approach,(2011).
- Consolidated Undrained Direct Simple Shear Testing of Fine Grain Soils, in, ASTM International, West Conshohocken, PA, (2017).
- [29] W.C. Krumbein, Measurement and geological significance of shape and roundness of sedimentary particles, Journal of Sedimentary Research, 11(2) (1941) 64-72.
- [30] ASTM D4253-16e1, Standard Test Methods for Maximum Index Density and Unit Weight of Soils Using a Vibratory Table, in, ASTM International, West

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم

E. Khavaninzadeh, R. Ziaie Moayed, Investigation of Cyclic Behavior of Silty Sand Soils Using Cyclic Simple Shear Test Under Constant Volume Conditions, Amirkabir J. Civil Eng., 54(6) (2022) 2189-2200.

DOI: 10.22060/ceej.2021.19963.7302

