

بررسی رفتار ماسه‌ی لای‌دار تثبیت شده با سیلیس کلوئیدی در مقابل روانگرایی

ایمان نوری دلاور (دکتری)

رضا نوزاد* (دانشیار)

بهرام طعنه‌گنبدی (دکتری)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل

مهندسی عمران شریف، (بهار ۱۴۰۱)
دوری ۲ - ۳۸، شماره‌ی ۱/۲، ص. ۹۸-۸۹، (پژوهشی)

تزریق شیمیایی، یک فرایند ژئوتکنیکی مناسب جهت تثبیت و ناتراوا ساختن خاک است. برای تعیین مشخصات خاک تثبیت شده با سیلیس کلوئیدی، نمونه‌های ماسه‌ی تمیز و ماسه‌ی لای‌دار با مقادیر لای ۲۰ و ۴۰ درصد، در حالت تثبیت نشده و تثبیت شده با غلظت‌های گوناگون سیلیس کلوئیدی از ۵ تا ۳۰ درصد تهیه شده و آثار سیلیس کلوئیدی در رفتار آن‌ها در حالت بارگذاری دوره‌یی بررسی شده است. آزمایش‌های فشاری تک‌محوری به منظور تعیین بهترین زمان انجام آزمایش‌ها بر روی نمونه‌ها انجام شده است. براساس نتایج به دست آمده، بهترین سن نمونه جهت انجام آزمایش‌های دوره‌یی، سه روز انتخاب شد. با انجام آزمایش‌های سه‌محوری دوره‌یی مشاهده شد که تثبیت ماسه‌ی تمیز و ماسه‌ی لای‌دار با سیلیس کلوئیدی موجب به تعویق انداختن پدیده‌ی روانگرایی در خاک‌های مستعد پدیده‌ی روانگرایی می‌شود. به گونه‌یی که افزودن سیلیس کلوئیدی حتی با غلظت ۵٪، می‌تواند در نسبت تنش دوره‌یی ۲/۰ از بروز پدیده‌ی روانگرایی پیشگیری کند، اما برای جلوگیری از روانگرایی در سطوح بالاتر بارگذاری دینامیکی، افزودن سیلیس کلوئیدی با غلظت بیشتر از ۲۰٪ لازم است.

واژگان کلیدی: ماسه، ماسه‌ی لای‌دار، بارگذاری دینامیکی، سیلیس کلوئیدی، تثبیت خاک، تزریق.

nouri.im@gmail.com
moorzad@nit.ac.ir
bahram.gonbadi@gmail.com

۱. مقدمه

آثار تراوش، مقاوم‌سازی خاک جهت بهبود ظرفیت باربری، پایداری گود، مقاومت در مقابل روانگرایی، بهبود پایداری سازه‌های موجود، تنظیم مشخصات سازه‌ی تغییرشکل یافته و تثبیت زمین جهت ساده‌سازی حفاری تونل یا شفت استفاده شود.^[۱] معمول‌ترین نوع دوغاب‌ها، سیمان پرتلند، رس، دوغاب شیمیایی و قیر هستند، که هیچ‌یک از آن‌ها جهت استفاده برای همه‌ی انواع خاک‌ها مناسب نیستند و مشخصات هر کدام از دوغاب‌ها، آن را جهت کاربرد در شرایط خاصی مناسب می‌سازد. یک مسئله‌ی مهم در انتخاب نوع دوغاب آن است که ذرات موجود در آن باید به شکل چشمگیری کوچک‌تر از حفره‌های پرشونده‌ی خاک باشند. این اطلاعات به روش تجربی و براساس آزمایش‌ها باید تعیین و استفاده شوند.^[۲] به عنوان مثال، در خاک‌های ریزدانه، فقط دوغاب‌های امولسیون‌ی و محلول کاربرد دارند و دوغاب‌های سوسپانسیون‌ی معمول به کار نمی‌آیند. از سال ۱۹۵۷ به بعد، استفاده از تزریق شیمیایی در خاک‌ها افزایش یافته است. مزیت دوغاب‌های شیمیایی در گرانروی پایین و کنترل زمان گیرش آن‌هاست و عیب آن‌ها در امکان سستی بودن بعضی از انواع آن در طبیعت و هزینه‌ی نسبتاً بالای آن‌ها در مقایسه با سایر دوغاب‌هاست. برخی از انواع دوغاب‌های شیمیایی عبارت‌اند از: سیلیکات سدیم، لیگنوسولفیت، اکریلامید، کلسیم اکریلات و رزین‌ها، مانند اپوکسی رزین و رزورسینول فرمالدهید.^[۳] معمول‌ترین

تثبیت به روش تزریق، فرایندی برای پرکردن حفره‌های خاک و ترک‌ها و یا شکاف‌های موجود در سنگ‌ها جهت بهبود مشخصات آب‌بندی و مکانیکی مصالح مذکور است. سه نوع کلی مصالح تزریق‌شونده عبارت‌اند از: دوغاب حالت سوسپانسیون، دوغاب حالت امولسیون و دوغاب حالت محلول. دوغاب حالت سوسپانسیون، شامل رس، سیمان و آهک مخلوط با آب است. در حالی که دوغاب حالت امولسیون شامل مخلوط آب و قیر است. دوغاب حالت محلول نیز شامل گستره‌ی وسیعی از مواد شیمیایی است. با فشارها و عملیات گوناگون اعمال شده در فرایند تزریق، بهسازی به شکل‌های گوناگون قابل دستیابی است.^[۱] تزریق نفوذی^۱ با بکارگیری دوغاب رقیق و با اعمال فشار پایین (۲ الی ۳ اتمسفر)، در خاک‌های حاوی ریزدانه انجام می‌شود. در حالی که تزریق تراکمی^۲ یا تغییرشکل کنترل شده و یا شکست هیدرولیکی^۳ یا تغییرشکل کنترل نشده با فشار تزریق بالا (۸ الی ۱۰ اتمسفر)، در خاک‌های حاوی ریزدانه صورت می‌پذیرد.^[۲] عملیات تزریق می‌تواند جهت بهبود شرایط ساختگاه در مقابل مسائل احتمالی ساخت، مانند: کاهش تراوایی خاک جهت کمیته‌سازی

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۰/۸/۴، اصلاحیه ۱۴۰۰/۹/۲۸، پذیرش ۱۴۰۰/۱۰/۵

DOI:10.24200/J30.2021.59219.3035

• افزایش غلظت تثبیت کننده ها موجب ایجاد نسبت مقاومت دوره‌ی (CSR) بالاتری در دامنه‌ی کرنش بررسی دوره‌ی پایین تر می‌شود.

بیشتر پژوهش‌های دینامیکی انجام شده با استفاده از تزریق سیلیس کلوتیدی بر روی ماسه‌ی تمیز بوده است. [۱۵-۱۰] مطالعه‌ی نیز توسط وانا و تیکا [۲۰۲۱]، [۱۶] بر روی رفتار مکانیکی ماسه‌ی لای دار تثبیت شده با سیلیس کلوتیدی انجام شده است. مطالعات موجود در زمینه‌ی رفتار ماسه‌ی لای دار تثبیت شده با سیلیس کلوتیدی در مقابل روانگرایی بسیار اندک است. هدف از انجام پژوهش حاضر، بررسی رفتار خاک ماسه‌ی تمیز و ماسه‌ی لای دار تثبیت شده با سیلیس کلوتیدی در مقابل روانگرایی است. نخست، آزمایش‌های فشاری تک‌محوری به منظور تعیین بهترین زمان انجام آزمایش‌ها بر روی نمونه‌ها انجام شده است. سپس به منظور دسترسی به هدف اصلی، آزمایش‌های سه‌محوری دوره‌ی جهت بررسی رفتار روانگرایی خاک انجام شده است. با توجه به آنکه پژوهش حاضر، یک مطالعه‌ی پارامتریک با تمرکز بر روی خاک ساحلی دریای مازندران است، آزمایش‌ها بر روی نمونه‌های دستکار ماسه‌ی بابل سر به همراه مقادیر گوناگون لای طبیعی حاشیه‌ی بابل رود انجام شده است. به منظور مطالعه‌ی نحوه‌ی اثرگذاری تثبیت کننده‌ی سیلیس کلوتیدی بر روی خاک بررسی شده، نمونه‌های دستکار تثبیت نشده و تثبیت شده با غلظت‌های گوناگون سیلیس کلوتیدی آزمایش شده‌اند.

۲. مصالح استفاده شده

مصالح استفاده شده در پژوهش حاضر، شامل ماسه‌ی بابل سر، لای بابل و سیلیس کلوتیدی است که در بخش کنونی به توضیح مشخصات فیزیکی و شیمیایی آن‌ها پرداخته شده است.

۱.۲. ماسه‌ی بابل سر

به منظور تهیه‌ی خاک ماسه‌ی لای دار، جهت ساخت نمونه‌های آزمایشی، از مخلوط خاک ماسه‌ی بابل سر و لای حاشیه‌ی رودخانه‌ی بابل رود استفاده شده است. پس از تهیه‌ی ماسه از ساحل بابل سر، آزمایش دانه‌بندی با الک براساس استاندارد ASTM D ۴۲۲، [۱۷] و تعیین چگالی نسبی دانه‌های جامد براساس استاندارد ASTM D ۸۵۴، [۱۸] بر روی آن انجام شد. براساس نتایج آزمایش‌های دانه‌بندی و مطابق سیستم رده‌بندی متحد^{۱۲}، ماسه‌ی بابل سر در رده‌بندی ماسه‌ی بد دانه‌بندی شده (SP) قرار می‌گیرد. منحنی دانه‌بندی ماسه‌ی استفاده شده در پژوهش حاضر در شکل ۱ مشاهده می‌شود. همچنین، خلاصه‌ی مشخصات ماسه‌ی استفاده شده در جدول ۱ ارائه شده است.

۲.۲. لای بابل

پس از تهیه‌ی خاک لای طبیعی از حاشیه‌ی رودخانه‌ی بابل رود، آزمایش‌های دانه‌بندی به روش ترو هیدرومتری براساس استاندارد ASTM D ۴۲۲ [۱۷] و چگالی نسبی براساس استاندارد ASTM D ۸۵۴ [۱۸] بر روی مصالح مورد نظر انجام شد. سپس،

جدول ۱. خلاصه مشخصات ماسه بابل سر.

طبقه‌ی خاک	Gs	D _{۱۰} (mm)	D _{۵۰} (mm)	درصد ریزدانه
SP	۲/۷۴	۰/۱	۰/۱۸	۰/۲۶

ماده‌ی شیمیایی استفاده شده جهت تزریق، سیلیکات‌ها و معمولاً سیلیکات سدیم است. مشکل استفاده از دوغاب سیلیکات سدیم، ژل شدن یکباره‌ی آن قبل از تزریق است که تا حدودی با رقیق کردن دوغاب و یا تزریق دوغاب و ماده‌ی فعال‌ساز آن به طور جداگانه قابل اصلاح است. [۲] یونکورا و کاگا^۴ (۱۹۹۲) با به کارگیری فتاوری نانو در دوغاب‌های شیمیایی با پایه‌ی سیلیکات، سیلیس کلوتیدی را به عنوان جایگزینی برای سیلیکات سدیم پیشنهاد کردند که خواص چشمگیری در بحث تزریق شیمیایی دارد. [۴] مزیت سیلیس کلوتیدی در مقایسه با سایر دوغاب‌ها، گرانروی پایین تر و غیرسمی بودن آن است. برخلاف سیمان‌ها، که حتی در اندازه‌ی بسیار ریز، ذرات آن با عبور از خاک فیلتر می‌شوند، ذرات سیلیس کلوتیدی قابل فیلتر شدن با خاک نیستند. [۵] نقش سیلیس کلوتیدی در تثبیت خاک، چسباندن دانه‌های آن به یکدیگر و کاهش تراوایی خاک است. سیلیس کلوتیدی با گرانروی پایین، قابلیت ایجاد دوره‌ی تأخیر طولانی و زمان ژلی شدن طولانی (قابل تنظیم تا ۵۰ الی ۱۰۰ روز) را دارد. محلول سیلیس کلوتیدی ۵٪، قیمتی مشابه با قیمت سیمان دانه‌ریز^۵ دارد؛ اما هزینه‌ی اجرای روش مذکور به طور چشمگیری پایین تر از هزینه‌ی مربوط به سیمان معمولی است. [۶]

در طول دهه‌های اخیر، پژوهش‌هایی در جهت بهبود خواص دینامیکی خاک‌ها با استفاده از سیلیس کلوتیدی انجام شده است. کودا کا^۶ و همکاران (۲۰۰۵)، رفتار تنش - کرنش هیستریزس خاک‌های ماسه‌ی تثبیت شده و تثبیت نشده با سیلیس کلوتیدی را طی آزمایش برش دوره‌ی پیچشی بررسی و مشاهده کردند که ماسه‌ی تثبیت شده با سیلیس کلوتیدی، نخست رفتاری مشابه با ماسه‌ی متراکم با میرایی بالا دارد و در ادامه، دچار تحرک دوره‌ی می‌شود. [۷] امکان‌سنجی پیشگیری از روانگرایی با تزریق سیلیس کلوتیدی، توسط فلاقر^۷ و همکاران (۲۰۰۷) با آزمایش‌های مدل‌سازی سانتریفیوژ انجام شد. ایشان نشان دادند که برای شتاب بیشینه‌ی ۰/۲g و ۰/۲۵g در خاک ماسه‌ی تثبیت شده با ۶٪ سیلیس کلوتیدی، سطوح کرنش ۰/۵ الی ۱ درصد ایجاد می‌شود. در صورتی که همان آزمایش‌ها، در مدل‌های تثبیت نشده، کرنش ۳ الی ۶ درصد را نشان دادند. [۶] پاموک^۸ و همکاران (۲۰۰۷)، آثار تثبیت با ۶٪ وزنی سیلیس کلوتیدی را در پی‌های شمعی مدفون در شیب ماسه‌ی روانگرا بررسی و گزارش کردند که سیلیس کلوتیدی، مقاومت روانگرایی را به صورت چشمگیری افزایش می‌دهد. همچنین موجب کاهش در تغییر شکل جانبی سطح آزاد و نشست قائم تا ۹۰٪ می‌شود. [۸] کانلی^۹ و همکاران (۲۰۱۲)، با انجام آزمایش‌های مدل سانتریفیوژ بر روی شیب ماسه‌ی تثبیت شده با سیلیس کلوتیدی، روانگرایی و پاسخ تغییرشکل ماسه‌ی نشست تثبیت شده با سیلیس کلوتیدی ۴، ۵ و ۹ درصد وزنی را با شیب تثبیت نشده مقایسه کردند. مدل ساخته شده توسط ایشان در واقعیت^{۱۰} شامل یک لایه ماسه‌ی متراکم موتتری شماره‌ی ۳/۰ به ضخامت ۷۵/۰ متر بود که بر روی آن به ضخامت ۴/۸ متر، لایه‌ی ماسه‌ی نشست نوادا قرار داشت. در نهایت بر روی دو لایه ماسه، به ضخامت ۱ متر خاک لوم متراکم قرار می‌گرفت. مدل ساخته شده پس از اعمال شتاب ۱۵g و تحت اثر سناریوهای لرزه‌ی گوناگون بررسی شده و این نتایج به دست آمده است [۹]:

- تثبیت با سیلیس کلوتیدی در شیب‌های خاکی واقع بر لایه‌های خاک روانگرا، به شدت از گسترش جانبی شیب جلوگیری می‌کند.
- پاسخ تنش - کرنش ماسه‌ی تثبیت شده در شرایط زهکشی نشده، مشابه با خاک متراکم در حالت بحرانی، رفتار تحرک دوره‌ی از خود نشان می‌دهد.

جدول ۳. برخی از مشخصات سیلیس کلوتیدی.

pH	وزن مخصوص (gr/cm^3)	درصد بخش جامد
۹/۶۷	۱/۲۱	۳۰/۳

۳.۲. سیلیس کلوتیدی

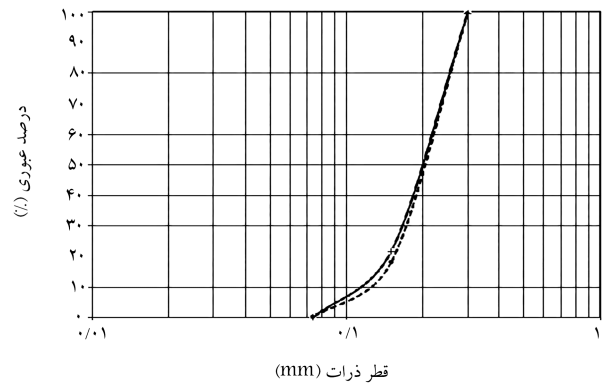
سیلیس کلوتیدی استفاده شده در پژوهش حاضر، ساخت شرکت هندی دکتر خان^{۱۳} است، که یک محلول به رنگ سفید شیری است. براساس اعلام شرکت تولیدکننده، میزان سیلیس موجود در محلول اخیر، ۳۰٪ وزنی آن بود (نسبت وزنی ۳۰٪ سیلیس و ۷۰٪ مایع بود) که قبل از استفاده، تعدادی از پارامترهای محلول در آزمایشگاه به شرح جدول ۳ اندازه‌گیری شده است.

۳. بررسی آزمایشگاهی

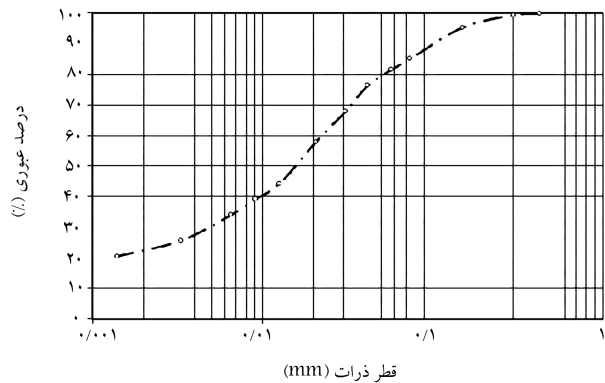
در پژوهش حاضر، پس از انجام آزمایش‌های مقدماتی جهت شناسایی مشخصات اولیه مصالح استفاده شده، آزمایش تراکم به منظور تعیین وزن مخصوص بیشینه خاک‌های گوناگون انجام شده است. سپس روش‌های گوناگون نمونه‌سازی با درصد‌های گوناگون لای بررسی شد. پس از مشخص شدن موارد اخیر، آزمایش مقاومت فشاری محدود نشده، جهت تعیین زمان عمل‌آوری مناسب نمونه‌های تثبیت شده انجام شده است. در نهایت، جهت تعیین تأثیر سیلیس کلوتیدی در رفتار دوره‌ی ماسه‌ی لای‌دار، آزمایش‌های سه‌محوری دوره‌ی انجام شده است که در ادامه به تشریح آن‌ها پرداخته شده است.

۱.۳. آزمایش تراکم استاندارد

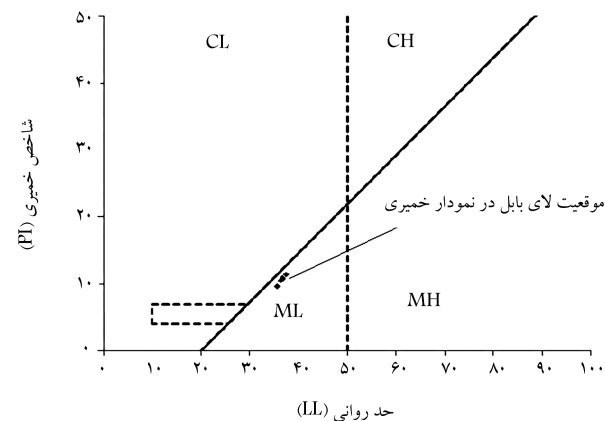
به منظور تعیین وزن مخصوص بیشینه‌ی خاک‌های گوناگون، جهت کنترل تراکم نمونه‌ها، آزمایش‌های تراکم استاندارد مطابق استاندارد شماره ۶۹۸ D^[۱۹] ASTM انجام شده است. خلاصه‌ی نتایج حاصل از آزمایش‌های اخیر در شکل ۴ مشاهده می‌شود. با افزایش درصد لای در نمونه‌های ماسه‌ی لای‌دار، چگالی خشک بیشینه، نخست روند افزایشی و سپس کاهشی در پیش گرفته است، چرا که با افزایش بخش ریزدانه در ماسه‌ی تمیز، ابتدا ذرات ریزدانه فضای خالی بین ذرات ماسه‌ی را پر می‌کنند، لذا چگالی خشک بیشینه افزایش یافته است. پس از پر شدن فضای خالی بین ذرات ماسه، در صورتی که بخش ریزدانه افزایش یابد، افزایش ریزدانه موجب ایجاد فاصله بین ذرات درشت‌دانه و جدایی دانه‌ها می‌شود که با کاهش در چگالی خشک بیشینه همراه خواهد بود. بر این اساس، رفتار خاک در درصد ریزدانه، کمتر از قله‌ی منحنی در نمودار چگالی خشک بیشینه - درصد لای، مشابه خاک درشت‌دانه و پس از آن مشابه خاک ریزدانه خواهد بود. بنا به گفته‌ی یانگ^{۱۴} و همکاران (۲۰۰۶)، مرز بین دو رفتار شبیه درشت‌دانه و شبیه ریزدانه وابسته به نوع دانه‌بندی، شکل دانه‌ها، و بیشینه‌ی اندازه‌ی ذرات درشت‌دانه است.^[۲۱] در آزمایش‌های انجام شده در پژوهش حاضر، مقدار بیشینه‌ی چگالی خشک ماسه‌ی لای‌دار، زمانی مشاهده شد که درصد لای در خاک ۲۲٪ بود. بر این اساس، می‌توان انتظار داشت که در ماسه‌ی لای‌دار با ریزدانه‌ی کمتر از ۲۲٪، رفتار مشابه درشت‌دانه و با ریزدانه‌ی بیشتر از ۲۲٪، رفتاری مشابه با خاک ریزدانه در نمونه‌های خاک مشاهده شود.



شکل ۱. منحنی دانه‌بندی ماسه‌ی بابل.



شکل ۲. منحنی دانه‌بندی لای بابل.



شکل ۳. نمودار خمیری لای بابل.

جدول ۲. خلاصه‌ی مشخصات لای بابل.

طبقه خاک	Gs	LL	PI	درصد ریزدانه
ML	۲/۵۵	۳۷	۱۱	۸۶/۸۸

آزمایش‌های حد روانی به روش کاساگرانده و آزمایش حد خمیری به روش فتیله کردن بر روی مصالح مذکور مطابق استاندارد ASTM D۴۳۱۸^[۱۹] صورت پذیرفته است. منحنی دانه‌بندی و نمودار خمیری لای مطالعه شده در شکل‌های ۲ و ۳ مشاهده می‌شود. خاک بررسی شده در سیستم نام‌گذاری متحد در رده‌ی ML قرار می‌گیرد. سایر مشخصات خاک ریزدانه‌ی استفاده شده در جدول ۲ ارائه شده است.

جدول ۴. چگالی خشک و درصد رطوبت نمونه‌های ساخته شده.

نمونه	ماسه		
	تمیز	با ۲۰٪ لای	با ۴۰٪ لای
چگالی خشک (gr/cm^3)	۱/۵۱	۱/۷۱	۱/۶۷
درصد رطوبت (%)	۱۱/۶۰	۱۲/۹۵	۱۴/۳۰

محاسبه شد که کلیه فضای خالی خاک پر شود. برای محاسبه چگالی خشک هر نمونه، مقدار چگالی خشک بیشینه هر نمونه (با درصد لای مختلف)، به دست آمده از آزمایش تراکم استاندارد (مطابق شکل ۴)، در درصد تراکم در نظر گرفته شده ضرب شده است. چگالی خشک نمونه‌های تثبیت شده نیز مشابه نمونه‌های تثبیت نشده با درصد لای مشخص بوده است. در جدول ۴، چگالی خشک و درصد رطوبت نمونه‌های ساخته شده ارائه شده است.

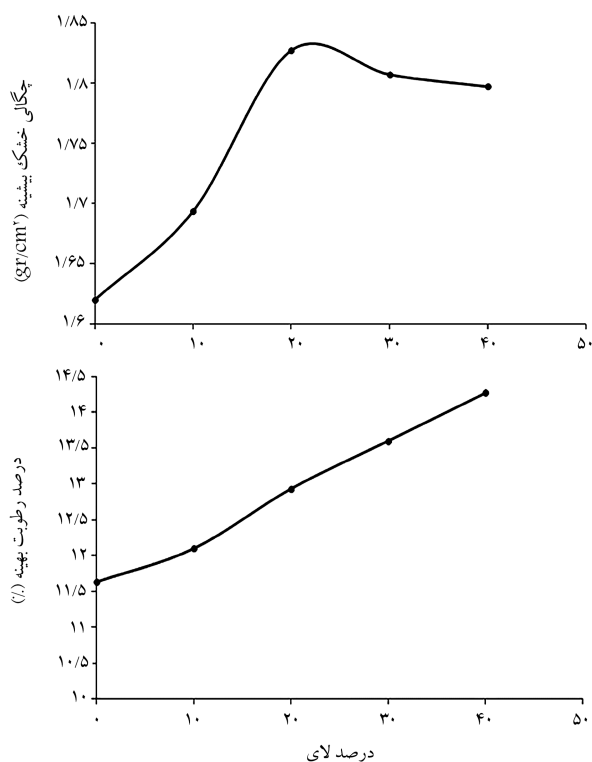
به منظور بررسی یکنواختی در توزیع و پخش سیلیس کلوتیدی در کل ارتفاع نمونه، چند مورد از نمونه‌های ساخته شده، با استفاده از اره‌ی مویی به ۶ قسمت تقسیم شدند. وزن و حجم هر قسمت محاسبه شد و در نهایت، وزن مخصوص هر قسمت به دست آمد. مقایسه‌ی وزن مخصوص قسمت‌های مختلف مشخص کرد که اختلاف چندانی بین مقادیر آن‌ها وجود ندارد. با توجه به مورد اخیر، توزیع و پخش سیلیس کلوتیدی در کل ارتفاع نمونه، یکنواخت در نظر گرفته شد. این موضوع مفصلاً در نوشتار دیگری^[۲۷] از نویسندگان نوشتار حاضر بیان شده است.

۳.۳. تعیین سن نمونه جهت انجام آزمایش

جهت انجام آزمایش بر روی نمونه‌های خاک تثبیت شده با سیلیس کلوتیدی، پژوهشگران از سنین گوناگون نمونه‌ی تثبیت شده استفاده کرده‌اند. به طور مثال، پرساف^{۱۷} و همکاران (۱۹۹۹)^[۵] و دیاز رودریگز^{۱۸} و همکاران (۲۰۰۸)^[۲۸] از نمونه‌های با سن ۷ روز جهت انجام آزمایش‌ها استفاده کردند. قلاقر و همکاران (۲۰۰۷)^[۶] آزمایش‌های خود را بر روی نمونه‌هایی با سن ۴ برابر زمان ژلی شدن انجام دادند. میشل^{۱۹} و قلاقر (۲۰۰۲)^[۲۹] زمان مناسب جهت انجام آزمایش‌ها را ۱۰ برابر زمان ژلی شدن پیشنهاد کردند. لیاثو^{۲۰} و همکاران (۲۰۰۳)^[۳۰] در زمان‌های ۷، ۱۴ و ۲۸ روز پس از ساخت نمونه، آزمایش‌های خود را انجام دادند. در پژوهش حاضر، جهت تعیین سن مناسب برای انجام آزمایش، از آزمایش‌های فشاری تک‌محوری مطابق استاندارد ASTM D۲۱۶۶^[۳۱] که بر روی نمونه‌های خاک تثبیت شده با سنین گوناگون انجام شده، استفاده شده است. آزمایش‌های مذکور بر روی نمونه‌های خاک ماسه‌ی تمیز تثبیت شده با سیلیس کلوتیدی با غلظت ۵٪ (رقیق‌ترین حالت در پژوهش حاضر) انجام شده است. دو تا سه نمونه‌ی ساخته شده، در سنین ۱ الی ۲۱ روز از زمان ساخت، آزمایش شدند. در نهایت، براساس ۴۵ آزمایش فشاری تک‌محوری انجام شده در بخش کنونی (شکل ۵)، با توجه به میانگین مقاومت فشاری تک‌محوری نمونه‌های با سن مشخص به دست آمده است. همان‌گونه که مشاهده می‌شود، با افزایش سن نمونه تا ۳ روز، مقاومت فشاری تک‌محوری نمونه، روند افزایشی سریع داشته است. پس از ۳ روز، نرخ افزایش مقاومت به شدت کاهش یافته است. لذا سن انجام آزمایش‌ها در پژوهش حاضر، ۳ روز انتخاب شده است.

۴.۳. انتخاب روش اشباع نمونه

در آزمایش‌های سه‌محوری دوره‌ی، روش معمول جهت اشباع نمونه‌های خاکی



شکل ۴. نتایج آزمایش تراکم استاندارد بر روی ماسه‌ی لای دار.

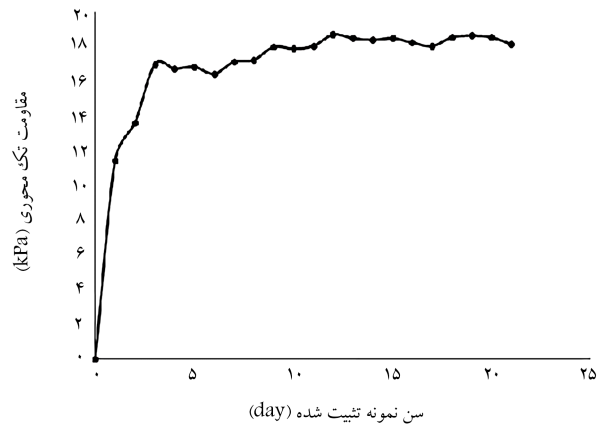
۲.۳. روش ساخت نمونه‌ها

براساس برنامه‌ی آزمایش‌ها، ساخت نمونه‌های حاوی ماسه‌ی تمیز و ماسه‌ی لای دار با مقادیر گوناگون ریزدانه (درصد لای صفر، ۲۰ و ۴۰ درصد وزن نمونه) در دستور کار قرار داشت. جهت کنترل چگالی نمونه‌های خاکی با ریزدانه‌ی کمتر از ۱۵٪، براساس پیشنهاد استاندارد ASTM، می‌توان از تعریف تراکم نسبی (Dr) و از آزمایش‌های تعیین نشانه‌ی خلا کمینه و بیشینه به ترتیب براساس استانداردهای شماره‌ی ۴۲۵۳ ASTM D و ASTM D۴۲۵۴^[۳۲،۳۳] استفاده کرد. اما امکان انجام آزمایش‌های مذکور در نمونه‌های خاک با درصد ریزدانه‌ی بیشتر از ۱۵٪ وجود نداشت. بر این اساس، در پژوهش حاضر به منظور یکسان‌سازی روند کنترل چگالی نمونه‌ها، از پارامتر درصد تراکم (Rc) و آزمایش تراکم استاندارد^[۳۴] استفاده شده است. درصد تراکم نمونه‌ها در کلیه‌ی آزمایش‌ها برابر ۹۳٪ انتخاب شد، که براساس رابطه‌ی تجربی میان درصد تراکم و تراکم نسبی، معادل تقریبی تراکم نسبی ۶۵٪ است (نمونه با تراکم متوسط بود). با توجه به مقادیر گوناگون ریزدانه در نمونه‌های پژوهش حاضر، برخی از نمونه‌ها رفتاری مشابه با خاک درشت‌دانه و برخی دیگر رفتاری مشابه با خاک ریزدانه داشتند. بر این اساس، امکان استفاده از فقط یک روش جهت ساخت نمونه ممکن نبود. به همین منظور، در پژوهش حاضر از دو روش متفاوت ساخت نمونه: روش ریزش خشک از قیف ۱۵ و روش کوبش خاک مرطوب ۱۶ استفاده شده است.^[۲۶،۲۵] پیش از شروع به ساخت نمونه‌ها، ابتدا باید وزن هر یک از اجزاء تشکیل‌دهنده‌ی نمونه تعیین شود. بدین منظور با توجه به درصد تراکم نمونه‌ها، وزن مخصوص خشک نمونه تعیین و سپس با داشتن حجم قالب، وزن خاک خشک محاسبه شده است.

در مرحله‌ی بعد، براساس چگالی نسبی هر نمونه‌ی خاکی، حجم فضای خالی هر نمونه از روابط وزنی و حجمی تعیین و حجم ماده‌ی تثبیت‌کننده نیز به گونه‌ی

جدول ۵. مشخصات دستگاه سه محوری دوره‌ی استفاده شده.

۱۰۰۰ کیلو پاسکال	بیشینه‌ی فشار دورگیر برای ساول سه محوری
±۹ کیلو نیوتن	بیشینه‌ی توان اعمال بار محوری
±۲۵ کیلو نیوتن	بیشینه‌ی توان اندازه‌گیری بار محوری توسط لودسل
±۲۵ میلی متر	بیشینه‌ی اندازه‌ی جابه‌جایی محور بارگذاری
±۱۰ میلی متر	بیشینه‌ی ظرفیت اندازه‌گیری تغییر حجم



شکل ۵. منحنی تغییرات مقاومت فشاری ننگ محوری نمونه‌ی ماسه‌ی تثبیت شده با زمان.

صنعتی نوشیروانی بابل بوده است که ساخت شرکت IPC Global استرالیاست. قبل از شروع استفاده از دستگاه، حس‌گرهای آن تعویض و لودسل و تغییر مکان سنج آن کالیبره شده بودند. مشخصات دستگاه مورد نظر در جدول ۵ ارائه شده است. در انجام آزمایش‌های اخیر، از یک فشار دورگیر ۱۰۰ کیلو پاسکال استفاده شده است. تمامی ۱۵ نمونه‌ی آزمایشی با نسبت تنش دوره‌ی ۲/۰ و ۴/۰ با بسامد ۱ هرتز و تا ۲۰۰ دوره‌ی سینوسی بارگذاری شدند.

معیار روانگرایی: برای ماسه‌ی سست، روانگرایی (اولیه) حالتی از نرم‌شدگی است، که در آن (به صورت نامحدود) تغییر شکل بزرگ و ناگهانی همراه با افت کامل مقاومت بلافاصله پس از توسعه‌ی ۱۰۰٪ فشار آب حفره‌ی ایجاد می‌شود. برای ماسه با تراکم متوسط تا متراکم نیز یک حالتی از نرم‌شدگی (روانگرایی محدود) ۲۲، نرم‌شدگی دوره‌ی ۲۳، یا تحرک دوره‌ی ۲۴ با توسعه‌ی ۱۰۰٪ فشار آب حفره‌ی رخ می‌دهد (همراه با حدود ۵٪ کرنش محوری دامنه‌ی ۲ برابر)، ولی تغییر شکل‌ها به صورت نامحدود زیاد نمی‌شوند و افت کامل مقاومت ایجاد نمی‌شود. در ماسه‌های لای‌دار یا لای ماسه‌دار، مشخصات خمیری خاک نقش تعیین‌کننده‌ی در روانگرایی دارد. خاک‌های لای‌دار با ذرات غیرخمیری (مانند بسیاری از مصالح باطله) مشابه با ماسه‌ی تمیز به راحتی قابلیت روانگرایی دارند. ذرات چسبیده (مانند نهشته‌های رودخانه‌ی که در پژوهش حاضر استفاده شده است)، عموماً مقاومت دوره‌ی خاک‌های لای‌دار را افزایش می‌دهند. تعریف روانگرایی مربوط به ماسه‌ها که پیش‌تر بیان شده است، معمولاً برای خاک‌های لای‌دار (با چسبندگی ناچیز) نیز قابل استفاده است.^[۳۶]

شروع روانگرایی در خاک‌های لای‌دار، معمولاً از طریق یک سری از روابط بین نسبت تنش دوره‌ی مورد نیاز برای ایجاد ۵٪ کرنش محوری ۲ برابر دامنه (شروع روانگرایی یا تحرک دوره‌ی فرض شده است) و تعداد دوره‌های یک بارگذاری دینامیکی یکتواخت با دامنه‌ی ثابت بیان می‌شود. از آنجایی که اندازه‌گیری فشار آب حفره‌ی قابل اعتماد، در آزمایش دینامیکی مصالح با نفوذپذیری نسبتاً کم، سخت است، معیار کرنش محوری ۲ برابر دامنه‌ی معادل ۵٪، برای تعریف روانگرایی خاک‌های چسبیده در آزمایش‌های سه محوری دوره‌ی مناسب است.^[۳۷] براساس تعاریف اخیر، در پژوهش حاضر برای خاک تثبیت شده و یا تثبیت نشده، دامنه‌ی ۲ برابر کرنش محوری برابر ۵٪ و یا نسبت فشار آب حفره‌ی برابر ۱، هر کدام که زودتر اتفاق بیافتد، معیار روانگرایی در نظر گرفته شده است. پس از انجام آزمایش‌های سه محوری دوره‌ی بر روی نمونه‌ها، محاسبات مربوط به اصلاح سطح بارگذاری، اصلاح نیرو و نفوذ غشاء براساس استاندارد انجام پذیرفته است.

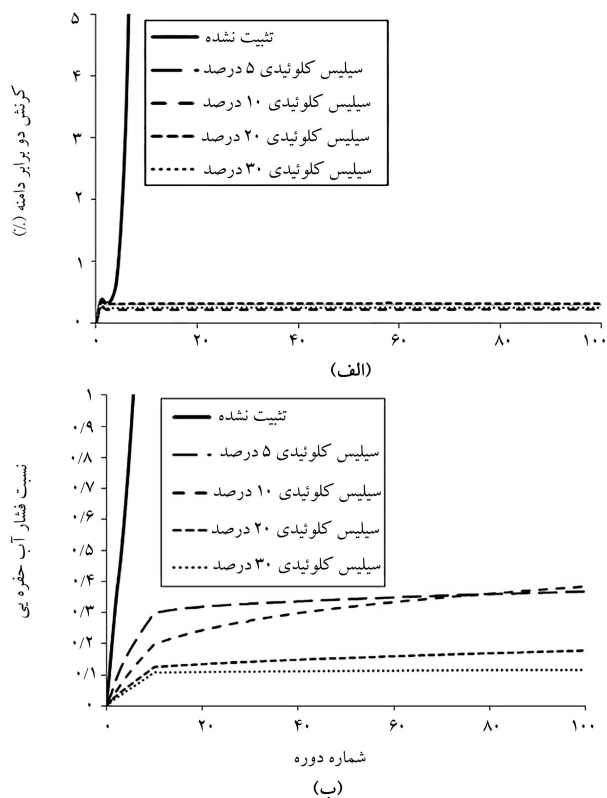
۴. نتایج آزمایش سه محوری دوره‌ی

به منظور بررسی میزان اثربخشی تثبیت با سیلیس کلئیدی در رفتار دینامیکی خاک، منحنی‌های تغییرات کرنش ۲ برابر دامنه و نسبت فشار آب حفره‌ی برحسب

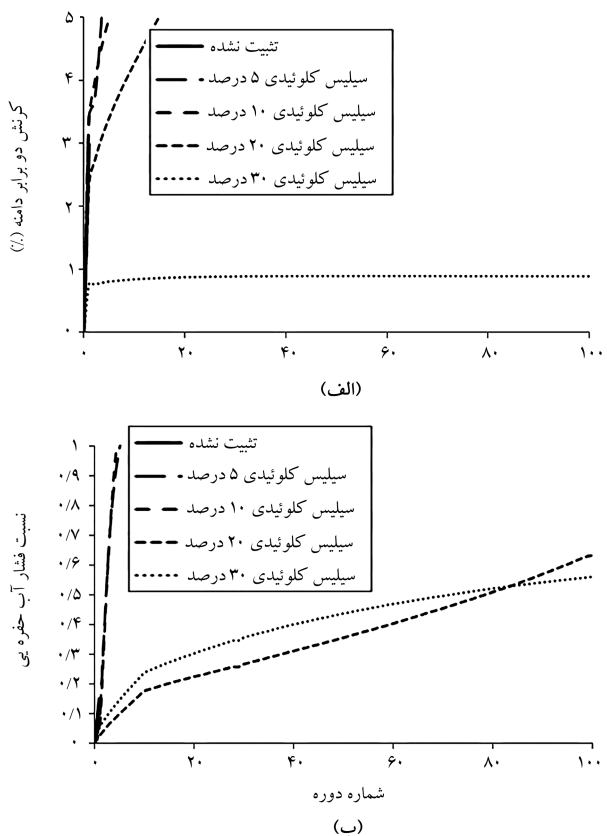
براساس استاندارد ASTM، استفاده از روش پس فشار جهت انحلال هوای موجود در حفره‌های خاک در آب است.^[۳۲] روش اشباع‌سازی پس فشار، در نمونه‌های خاک تثبیت شده با سیلیس کلئیدی چندان کارا نیست. زیرا به دلیل پایین بودن تراوایی خاک تثبیت شده، آب در فشارهای معمول به درون بافت خاک وارد نمی‌شود و امکان اشباع خاک وجود ندارد. به همین دلیل، برخی از پژوهشگران مانند کنسولی^{۲۱} و همکاران (۲۰۱۲)،^[۳۳] به منظور اشباع ساختن نمونه‌های ماسه‌ی سیمانی و کاهش مکش درون نمونه‌ها، آن‌ها را به مدت ۲۴ ساعت در حوضچه‌ی آب غرقاب ساختند. براساس تجربیات انجام شده در پژوهش حاضر، با افزایش گام به گام پس فشار تا ۷۰۰ کیلو پاسکال در نمونه‌های گوناگون، مقدار بیشینه‌ی پارامتر فشار آب حفره‌ی (B) به ۴۵٪ رسیده است. مقدار اخیر پارامتر فشار آب حفره‌ی (B)، نشان‌دهنده‌ی عدم اشباع نمونه‌ی خاک است. لازم به توضیح است که استفاده از پس فشار جهت اشباع نمونه‌های خاک تثبیت شده با سیلیس کلئیدی از دیدگاه برخی از پژوهشگران مردود است؛ چرا که اعمال پس فشار می‌تواند موجب تخریب پیوندهای ماده‌ی تثبیت‌کننده شود.^[۲۹،۲۸] براساس دلایل اخیر، به منظور اشباع ساختن نمونه‌های خاک تثبیت شده در آزمایش‌های سه محوری دوره‌ی پژوهش حاضر، از روش اشباع نمونه‌های سنگ براساس روش پیشنهادی ISRM استفاده شده است، که براساس آن، نمونه‌ها به مدت دست‌کم ۱ ساعت تحت مکش ۸۰۰ پاسکال در ظرف پر از آب (دسیکاتور) قرار می‌گیرند.^[۳۴] به این ترتیب حباب‌های هوای موجود در حفره‌های خاک به موجب مکش وارده، افزایش حجم می‌دهند و از نمونه خارج می‌شوند.^[۳۴] به منظور کنترل اشباع بودن نمونه‌ها، نمونه‌ی خارج شده از دسیکاتور وزن شدند و مطابق روابط وزنی و حجمی خاک، با توجه به چگالی اجزاء تشکیل دهنده‌ی نمونه، از اشباع بودن حفره‌های خاک توسط آب اطمینان حاصل شده است.

۵.۳. آزمایش سه محوری دوره‌ی

تعداد ۳۰ آزمایش سه محوری دوره‌ی بر روی نمونه‌های گوناگون، براساس استاندارد ASTM D53۳۱۱-۱۳^[۳۵] انجام شده است. نمونه‌ها شامل سه نوع خاک ماسه‌ی تمیز، ماسه‌ی لای‌دار با ۲۰ و ۴۰ درصد لای بودند که در شرایط تثبیت نشده و تثبیت شده با سیلیس کلئیدی ۵، ۱۰، ۲۰، و ۳۰ درصد (در مجموع ۱۵ نمونه‌ی گوناگون تحت دو نسبت تنش دوره‌ی) آزمایش شدند. دستگاه سه محوری دوره‌ی استفاده شده در پژوهش حاضر، متعلق به آزمایشگاه ژئوتکنیک لرزه‌ی دانشگاه



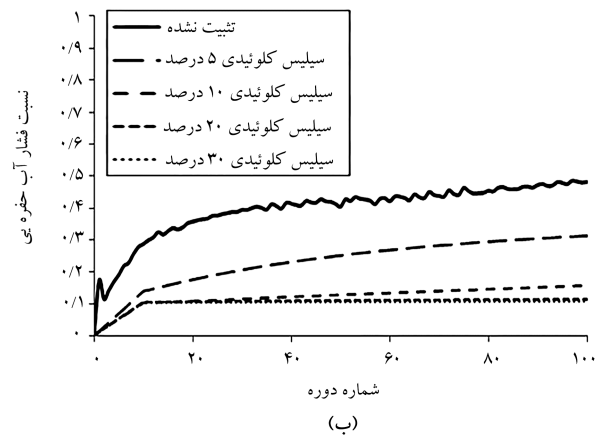
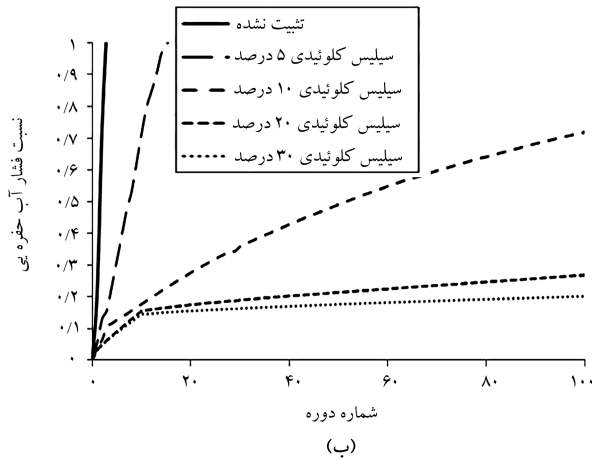
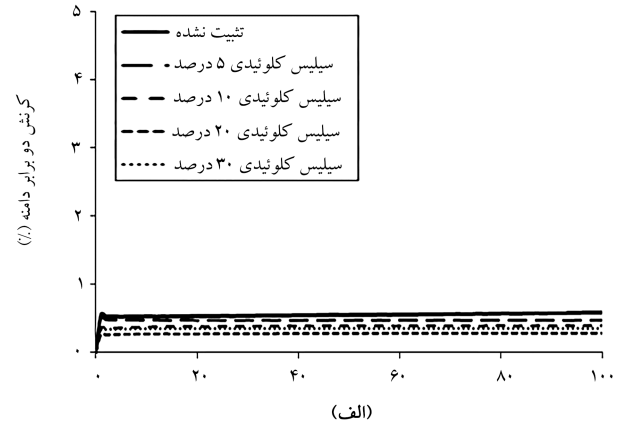
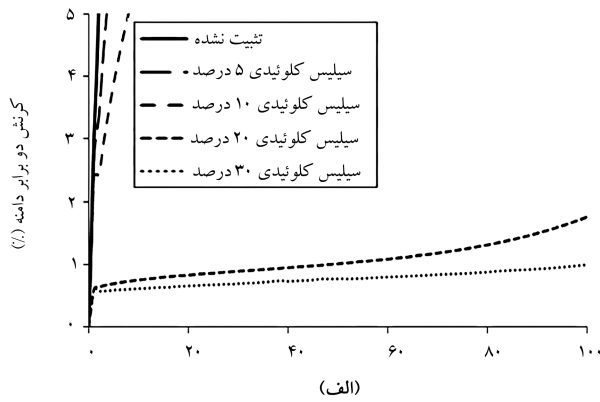
شکل ۶. الف) تغییرات کرنش دو برابر دامنه، ب) تغییرات نسبت فشار آب حفره‌یی، با افزایش غلظت سیلیس کلئیدی در ماسه تمیز و نسبت تنش دوره‌یی ۰/۲.



شکل ۷. الف) تغییرات کرنش دو برابر دامنه، ب) تغییرات نسبت فشار آب حفره‌یی، با افزایش غلظت سیلیس کلئیدی در ماسه تمیز و نسبت تنش دوره‌یی ۰/۴.

شماره‌ی دوره‌ی بارگذاری برای یک نمونه‌ی خاک ماسه‌ی تمیز با غلظت‌های گوناگون تثبیت‌کننده و در نسبت‌های گوناگون تنش دوره‌یی مطابق شکل‌های ۶ و ۷ ترسیم شده‌اند. در هر دو سطح بارگذاری دینامیکی (نسبت تنش دوره‌یی ۰/۲ و ۰/۴)، افزودن تثبیت‌کننده‌ی سیلیس کلئیدی موجب کاهش کرنش محوری ۲ برابر دامنه و نیز کاهش نسبت فشار آب حفره‌یی اضافی شده است. دلیل پدیده‌ی اخیر، ژلی شدن سیلیس کلئیدی بین دانه‌های خاک و چسباندن آن‌ها به یکدیگر است. ژلی شدن سیلیس کلئیدی بین دانه‌های خاک، موجب ایجاد رفتار کشسان در نمونه‌ی خاک و پیشگیری از ایجاد تغییرشکل ماندگار بین دانه‌های خاک می‌شود. کاهش تغییرشکل ماندگار در شرایط زهکشی نشده، موجب کاهش ایجاد فشار آب حفره‌یی اضافی در خاک در زمان بارگذاری دوره‌یی می‌شود. در نتیجه، نرم‌شدگی دوره‌یی کمتری را در بارگذاری دینامیکی به دنبال خواهد داشت. همان‌گونه که در شکل ۶ مشاهده می‌شود، در سطوح پایین بارگذاری دوره‌یی (نسبت تنش دوره‌یی ۰/۲)، قرارگیری سیلیس کلئیدی با غلظت‌های پایین نیز از بروز پدیده‌ی روانگرایی و ایجاد تغییرشکل‌های بزرگ در اثر بارگذاری دینامیکی پیشگیری کرده است، به‌گونه‌یی که با شروع بارگذاری دوره‌یی، مقداری فشار آب حفره‌یی اضافی در نمونه‌ی خاک ایجاد شده و به دلیل رفتار کشسان نمونه، این مقدار فشار آب در طول دوره‌های گوناگون بارگذاری تقریباً ثابت باقی مانده است. بر این اساس، پدیده‌ی روانگرایی حتی طی ۲۰۰ دوره‌ی بارگذاری نیز اتفاق نمی‌افتد. مطابق شکل ۶، آشکار است فشار آب حفره‌یی اضافی که در نمونه‌ی خاک تثبیت شده در بارگذاری دینامیکی ایجاد شده است، تحت تأثیر غلظت سیلیس کلئیدی قرار گرفته است؛ به صورتی که هر چه غلظت سیلیس کلئیدی بیشتر شده است، فشار آب حفره‌یی کمتری در نمونه‌ی خاک تثبیت شده ایجاد شده است که دلیل آن، مقاومت بیشتر تثبیت‌کننده در بارگذاری دوره‌یی بوده است. به بیان دیگر، در یک سطح تنش دوره‌یی مشخص، با اعمال تنش انحرافی، بخشی از پیوندهای حاصل از تثبیت‌کننده بین دانه‌های خاک شکسته می‌شود. مقدار شکست پیوندها در غلظت‌های پایین سیلیس کلئیدی که مقاومت کمتری دارند، بیشتر خواهد بود. لذا تغییرشکل بین‌دانه‌یی در نمونه‌های با تثبیت‌کننده‌ی رقیق‌تر بیشتر می‌شود و موجب فشار آب حفره‌یی بالاتر در نمونه‌های مذکور می‌شود. لازم به توضیح است که به وجود آمدن فشار آب حفره‌یی بیشتر در نمونه‌ی خاک تثبیت شده با غلظت‌های پایین سیلیس کلئیدی، لزوماً موجب نرم‌شدگی دوره‌یی و بروز تغییرشکل‌های بزرگ نخواهد شد. زیرا مطابق مشاهده‌های پژوهشگران پیشین، نرم‌شدگی دوره‌یی و تغییرشکل‌های بزرگ، زمانی ایجاد می‌شود که نسبت فشار آب حفره‌یی اضافی به مقدار ۰/۵ و یا بیشتر برسد. [۳۸]

مطابق شکل ۶، مشاهده می‌شود که نسبت اضافه فشار آب حفره‌یی در نسبت تنش دوره‌یی ۰/۲، کمتر از ۰/۵ است، در نتیجه مطابق شکل ۶ الف، در کرنش محوری ۲ برابر دامنه‌ی نمونه‌های تثبیت شده، تفاوت چندانی مشاهده نمی‌شود. براساس شکل ۷ الف، مشاهده می‌شود که در سطوح بالای بارگذاری دینامیکی (نسبت تنش دوره‌یی ۰/۴)، در ماسه‌ی تمیز تثبیت شده با سیلیس کلئیدی، پدیده‌ی روانگرایی در غلظت‌های پایین تثبیت‌کننده رخ داده است، که دلیل آن همان‌طور که پیش‌تر اشاره شد، تخریب پیوندهای بین دانه‌یی در نسبت تنش دوره‌یی بالاست، که موجب می‌شود در نسبت تنش دوره‌یی بالا، تثبیت با غلظت سیلیس کلئیدی تا ۱۰٪ تأثیر کمی در پیشگیری از پدیده‌ی روانگرایی داشته باشد. تثبیت با سیلیس کلئیدی با غلظت ۲۰٪، تا حدودی بروز پدیده‌ی روانگرایی را به تأخیر می‌اندازد، اما تثبیت با سیلیس کلئیدی با غلظت ۳۰٪، از بروز پدیده‌ی روانگرایی پیشگیری می‌کند. منحنی‌های تغییرات کرنش ۲ برابر دامنه و نسبت فشار آب حفره‌یی بر حسب شماره‌ی دوره‌ی بارگذاری



شکل ۹. الف) تغییرات کرنش دوبرابر دامنه، ب) تغییرات نسبت فشار آب حفره‌یی با افزایش غلظت سیلیس کلونیدی در ماسه با ۲۰ درصد لای و نسبت تنش دوره‌یی ۰/۴.

شکل ۸. الف) تغییرات کرنش دوبرابر دامنه، ب) تغییرات نسبت فشار آب حفره‌یی با افزایش غلظت سیلیس کلونیدی در ماسه با ۲۰ درصد لای و نسبت تنش دوره‌یی ۰/۲.

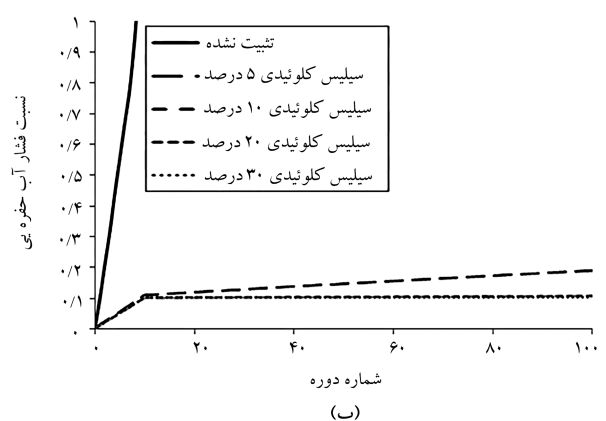
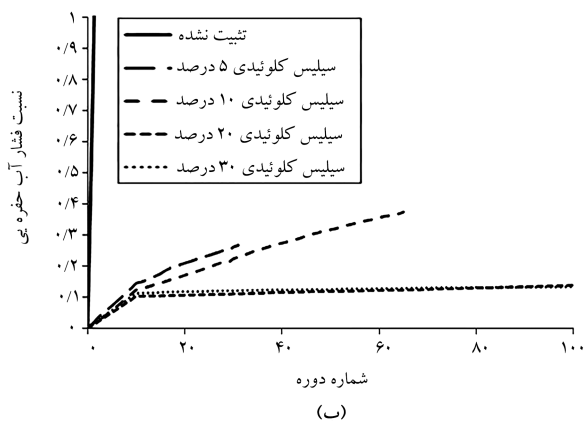
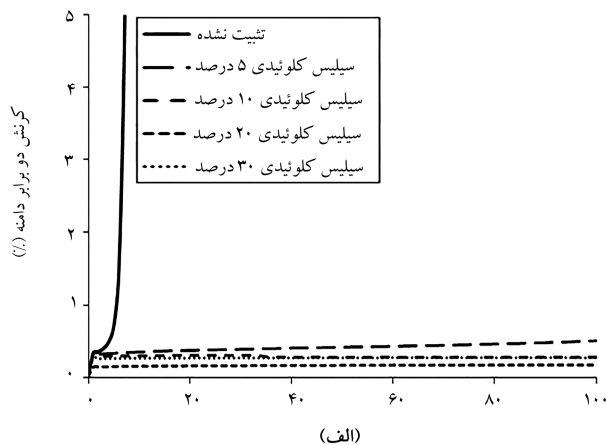
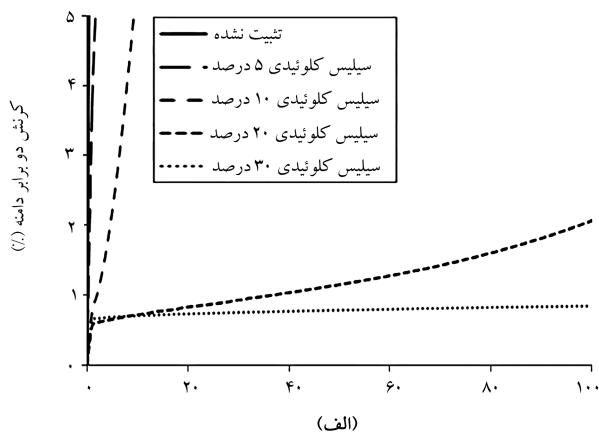
می‌توان گفت، افزودن سیلیس کلونیدی با غلظت بیش از ۲۰٪، موجب پیشگیری از پدیده‌ی روانگرایی در خاک‌های مذکور شده است.

برای نمونه‌های ماسه‌ی لای‌دار با درصد لای ۴۰، با غلظت‌های گوناگون تثبیت‌کننده مطابق شکل‌های ۱۰ و ۱۱ مشاهده می‌شود که افزودن سیلیس کلونیدی موجب کاهش کرنش محوری ۲ برابر دامنه و نسبت فشار آب حفره‌یی در بارگذاری دوره‌یی شده است. به طوری که در نسبت تنش دوره‌یی ۰/۲، با افزودن غلظت تثبیت‌کننده تا ۳۰٪، نسبت فشار آب حفره‌یی در نمونه از روانگرایی کامل طی ۸ دوره به حدود ۱/۱ طی ۱۰۰ دوره‌ی بارگذاری رسیده و کرنش محوری ۲ برابر دامنه از روانگرایی کامل طی ۸ دوره به حدود ۰/۲ طی ۱۰۰ دوره‌ی بارگذاری کاهش یافته است. در آزمایش‌های انجام شده بر روی ماسه‌ی لای‌دار حاوی ۴۰٪ لای با نسبت تنش دوره‌یی ۰/۴، مشاهده می‌شود که با افزودن غلظت سیلیس کلونیدی تا ۱۰٪، بهبود قابل توجهی در وضعیت روانگرایی خاک ایجاد نشده است.

اما با افزایش غلظت تثبیت‌کننده از ۱۰ تا ۳۰ درصد، نسبت فشار آب حفره‌یی از روانگرایی کامل در ۱۰ دوره به حدود ۱/۱ در ۱۰۰ دوره بارگذاری رسیده و کرنش محوری ۲ برابر دامنه از ۵٪ طی ۱۰ دوره به حدود ۷٪ طی ۱۰۰ دوره‌ی بارگذاری کاهش یافته است. با بررسی کلی نتایج به دست آمده می‌توان این‌گونه بیان کرد که انتخاب غلظت سیلیس کلونیدی به منظور پیشگیری از پدیده‌ی روانگرایی ماسه و ماسه‌ی لای‌دار در یک منطقه، وابسته به سطح بار لرزه‌یی (نسبت تنش دوره‌یی) در آن محل است. به گونه‌یی که در سطح لرزه‌یی پایین (نسبت تنش

برای نمونه‌های ماسه‌ی لای‌دار با درصد لای ۲۰، با غلظت‌های گوناگون تثبیت‌کننده و در نسبت‌های گوناگون تنش دوره‌یی مطابق شکل‌های ۸ و ۹ است. طبق شکل ۸ مشاهده می‌شود که در درصد تراکم مورد آزمایش و در نسبت تنش دوره‌یی ۰/۲، ماسه‌ی لای‌دار با درصد لای ۲۰ روانگرایی نمی‌شود، بلکه فقط نسبت فشار آب حفره‌یی در آن تا نزدیکی ۰/۵ افزایش می‌یابد. علت کاهش نسبت فشار آب حفره‌یی با افزایش لای می‌تواند به این دلیل باشد که با افزایش لای، خاصیت خمیری خاک افزایش می‌یابد و در نتیجه، محدوده‌ی تغییر شکل‌های کشسان آن بیشتر می‌شود. از آنجایی که توسعه‌ی فشار آب حفره‌یی در یک نمونه، به رخداد تغییر شکل ذرات خاک (تغییر شکل خمیری) مربوط است؛ در واقع با افزایش لای، بیشتر تغییر شکل‌های رخ داده در نمونه، از نوع کشسان بوده و از مقدار تغییر شکل‌های خمیری کاسته شده است و این امر سبب کاهش توسعه‌ی فشار آب حفره‌یی شده است. [۳۶] تثبیت با سیلیس کلونیدی در نمونه‌ی ماسه‌ی لای‌دار با ۲۰٪ لای، همان‌طور که در شکل ۸ ب مشاهده می‌شود، موجب کاهش نسبت فشار آب حفره‌یی تا حدود ۰/۱ شده و مطابق شکل ۸ الف، کرنش نمونه‌ی تثبیت نشده از حدود ۰/۵٪ به حدود ۰/۲۵٪ کاهش یافته است.

مطابق شکل ۹، با افزایش نسبت تنش دوره‌یی به ۰/۴ در ماسه‌ی لای‌دار با درصد لای ۲۰، مشاهده می‌شود که پدیده‌ی روانگرایی در خاک تثبیت نشده ایجاد شده است. همان‌گونه که پیش‌تر اشاره شد، افزودن سیلیس کلونیدی به نمونه‌ی مذکور نیز موجب کاهش کرنش محوری ۲ برابر دامنه تا نزدیکی ۱٪ و کاهش نسبت فشار آب حفره‌یی تا حدود ۰/۲ طی ۱۰۰ دوره‌ی بارگذاری شده است. به گونه‌یی که



شکل ۱۱. الف) تغییرات کرنش دوبرابر دامنه، ب) تغییرات نسبت فشار آب حفره‌یی با افزایش غلظت سیلیس کلوتیدی در ماسه با ۴۰ درصد لای و نسبت تنش دوره‌یی ۰/۴.

شکل ۱۱. الف) تغییرات کرنش دوبرابر دامنه، ب) تغییرات نسبت فشار آب حفره‌یی با افزایش غلظت سیلیس کلوتیدی در ماسه با ۴۰ درصد لای و نسبت تنش دوره‌یی ۰/۲.

دانه‌یی بوده و در ریزدانه‌ی بیشتر از ۲۲٪، رفتار مشابه خاک ریزدانه از خود نشان داده است.

• سن بهینه‌ی نمونه‌های خاک تثبیت شده با سیلیس کلوتیدی جهت انجام آزمایش‌های سه‌محوری دوره‌یی، براساس نتایج آزمایش‌های مقاومت فشاری محدود نشده، ۳ روز به‌دست آمده است.

• تثبیت خاک با سیلیس کلوتیدی، موجب کاهش استعداد روانگرایی خاک می‌شود، به گونه‌یی که با افزودن سیلیس کلوتیدی، کرنش محوری ۲ برابر دامنه و نسبت فشار آب حفره‌یی در بارگذاری دوره‌یی کاهش یافته است.

• در ماسه‌ی لای‌دار با درصد لای ۴۰، با افزایش غلظت تثبیت‌کننده از ۱۰ تا ۳۰ درصد، نسبت فشار آب حفره‌یی از روانگرایی کامل در ۱۰ دوره به حدود ۰/۱ در ۱۰۰ دوره بارگذاری کاهش یافته و کرنش محوری ۲ برابر دامنه از ۵٪ طی ۱۰ دوره به حدود ۰/۷٪ طی ۱۰۰ دوره بارگذاری تنزل پیدا کرده است.

• انتخاب غلظت سیلیس کلوتیدی به منظور پیشگیری از پدیده‌ی روانگرایی ماسه و ماسه‌ی لای‌دار در یک منطقه، بستگی به نسبت تنش دوره‌یی در آن محل دارد، به گونه‌یی که در نسبت تنش دوره‌یی ۰/۲، غلظت سیلیس کلوتیدی ۵٪ کفایت می‌کند، اما در نسبت تنش دوره‌یی ۰/۴، باید از سیلیس کلوتیدی با غلظت ۲۰٪ استفاده شود.

دوره‌یی ۰/۲)، تثبیت خاک با غلظت سیلیس کلوتیدی ۵٪ جهت پیشگیری از بروز روانگرایی کفایت می‌کند، اما در مناطق با سطح لرزه‌یی بالا (نسبت تنش دوره‌یی ۰/۴)، باید از تثبیت با سیلیس کلوتیدی با غلظت ۲۰٪ و بیشتر استفاده شود.

۵. نتیجه‌گیری

در پژوهش حاضر، تأثیر تثبیت‌کننده‌ی سیلیس کلوتیدی در رفتار ماسه‌ی تمیز و ماسه‌ی لای‌دار، با انجام آزمایش سه‌محوری دینامیکی ارزیابی شده است. نمونه‌های ماسه‌ی تمیز از ماسه‌ی بابلسر و نمونه‌های ماسه‌ی لای‌دار از ماسه‌ی بابلسر مخلوط با مقادیر گوناگون لای بابل ساخته شده‌اند. نسبت اختلاط ماسه و لای به‌گونه‌یی بود که ماسه‌ی لای‌دار با لای ۰، ۲۰ و ۴۰ درصد ساخته شده است. نمونه‌های ماسه‌ی تمیز و لای‌دار در مرحله‌ی بعد با سیلیس کلوتیدی با غلظت ۵، ۱۰، ۲۰ و ۳۰ درصد تثبیت شد. ۳۰ آزمایش سه‌محوری دوره‌یی به منظور بررسی مقاومت روانگرایی نمونه‌ی خاک تثبیت شده و تثبیت نشده انجام شد. مهم‌ترین نتایج به‌دست آمده از پژوهش حاضر به این صورت است:

• درصد ریزدانه‌ی لازم جهت انتقال رفتار ماسه‌ی بابلسر از رفتار دانه‌یی به رفتار ریزدانه، ۲۲٪ بوده است، به گونه‌یی که در ریزدانه‌ی کمتر از ۲۲٪، رفتار خاک

پانوشتها

1. Permeation grouting
2. compaction grouting
3. hydrofracturing
4. Yonekuura & Kaga
5. micro fine cement
6. Kodaka
7. Ghallagher
8. Pamuk
9. Conlee
10. prototype
11. Vranna & Tika
12. unified soil classification system
13. Dr. Khan
14. Yang
15. dry funnel deposition
16. moist tamping
17. Persoff
18. Diaz Radriguez
19. Mitchell
20. Liao
21. Consoli
22. limited liquefaction
23. cyclic softening
24. cyclic mobility

منابع (References)

1. Koerner, R.M. "Construction and geotechnical methods in foundation engineering", McGraw-Hill Book Company (1985).
2. Granata, R., Vanni, D. and Mauro M. "New experience in ground treatment by permeation grouting", *Proceedings of Ground Improvement, Institution of Civil Engineers*, pp. 1-8 (2014).
3. Guyer, J.P. "An introduction to soil grouting", Course No.C02-017, Continuing Education and Development Inc. (2009).
4. Yonekura, R. and Kaga, M. "Current chemical grout engineering in Japan", *Proc. Grouting, Soil Improvement, and Geosynthetics, Geotech. Special Publ*, **30**, pp. 725-736 (1992).
5. Persoff, P., Moridis, G. and Whang, J.M. "Effect of dilution and contaminants on sand grouted with colloidal silica", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **125**(6), pp. 461-469 (1999).
6. Gallagher, P.M., Pamuk, A. and Abdoun, T. "Stabilization of liquefiable soils using colloidal silica grout", *Journal of Materials in Civil Engineering*, **19**(1), pp. 33-40 (2007).
7. Kodaka, T., Oka, F., Ohno, Y. and et al. "Modeling of cyclic deformation and strength characteristics of silica treated sand", *First Japan-U.S. Workshop on Testing, Modeling, and Simulation*, Boston, Massachusetts, United States, pp. 205-216 (2003).
8. Pamuk, A., Gallagher, P.M. and Zimmie, T.F. "Remediation of piled foundations against lateral spreading by passive site stabilization technique", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **27**(9), pp. 864-874 (2007).
9. Conlee, C.T., Gallagher, P.M., Boulanger, R.W. and et al. "Centrifuge modeling for liquefaction mitigation using colloidal silica stabilizer", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **138**(11), pp. 1334-1345 (2012).
10. Triantafyllos, P.K., Georgiannou, V.N., Pavlopoulou, E.M. and et al. "Strength and dilatancy of sand before and after stabilisation with colloidal-silica gel", *Geotechnique*, pp. 1-15 (2021).
11. Vranna, A., Tika, T. and Papadimitriou, A. "Laboratory investigation into the monotonic and cyclic behaviour of a clean sand stabilised with colloidal silica", *Geotechnique*, pp. 1-14 (2020).
12. Agapoulaki, G.I. and Papadimitriou, A.G. "Rheological properties of colloidal silica grout for passive stabilization against liquefaction", *Journal of Materials in Civil Engineering*, **30**(10), pp. 04018251 (2018).
13. Ochoa-Cornejo, F., Bobet, A., Johnston, C. and et al. "Dynamic properties of a sand-nanoclay composite", *Geotechnique*, **70**(3), pp. 210-225 (2020).
14. Zhao, M., Liu, G. and Zhang, C. "State-of-the-art of colloidal silica-based soil liquefaction mitigation: An emerging technique for ground improvement", *Applied Sciences*, **10**(1), **15**, pp. 1-31 (2020).
15. Krishnan, J., Sharma, P., Shukla, S. "Cyclic behaviour and durability analysis of sand grouted with optimum colloidal silica content", *Arabian Journal for Science and Engineering*, **45**, pp. 8129-8144 (2020).
16. Vranna, A. and Tika, T. "The mechanical response of a silty sand stabilized with colloidal silica", *Geotechnics*, **1**(2), pp. 243-259 (2021).
17. ASTM D-422-63., *Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils*, Annual Book of ASTM Standards, ASTM, USA (2007).
18. ASTM D-854-10., *Standard Test Methods for Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer*, Annual Book of ASTM Standards, ASTM, USA (2012).
19. ASTM D-4318-10., *Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils*, Annual Book of ASTM Standards, ASTM, USA (2012).
20. ASTM D-698-07., *Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Standard Effort*, Annual Book of ASTM Standards, ASTM, USA (2012).
21. Yang, S., Lacasse, S. and Sandven, R. "Determination of transitional fine content of mixtures of sand and non-plastic fines", *Geotechnical Testing Journal*, **29**(2), pp. 1-6 (2006).
22. ASTM D-4253-00., *Standard Test Methods for Maximum Index Density and Unit Weight of Soils Using a Vibratory Table*, Annual Book of ASTM Standards, ASTM, USA (2004).
23. ASTM D-4254-00., *Standard Test Methods for Minimum Index Density and Unit Weight of Soils and Calculation of Relative Density*, Annual Book of ASTM Standards, ASTM, USA (2004).
24. Brandon, T.L., Clough, G.W. and Rahardjo, P.P. "Fabrication of silty sand specimens for large and small scale test", *Geotechnical Testing Journal*, **14**(1), pp. 46-55 (1991).

25. Bradshaw, A.S. and Baxter, C.D.P. "Sample preparation of silts for liquefaction testing", *Geotechnical Testing Journal*, **30**(4), pp. 1-9 (2007).
26. Ladd, R.S. "Preparing test specimens using undercompaction", *Geotechnical Testing Journal*, **1**(1), pp. 16-23 (1978).
27. Noorzad, R. and Noori Delavar, I. "Preparing the remoulded injected silty sand sample for mechanical tests", *5th International Conference on Geotechnical Engineering and Soil Mechanics*, Tehran, Iran (in Persian) (2016).
28. Diaz-Rodriguez, J.A., Antonio-Izarraras, V.M., Bandini, P. and et al. "Cyclic strength of a natural liquefiable sand stabilized with colloidal silica grout", *Canadian Geotechnical Journal*, **45**, pp. 1345-1355 (2008).
29. Gallagher, P.M. and Mitchel, J.K. "Influence of colloidal silica grout on liquefaction potential and cyclic undrained behavior of Loos Sand", *Soil Dynamic and Earthquake Engineering*, **22**(9), pp. 1017-1026 (2002).
30. Liao, H.J., Huang, C.C. and Chao, B.S. "Liquefaction resistance of colloid silica grouted sand", *Proceeding of Grouting and Ground Treatment*, , pp. 1305-1313 (2003).
31. ASTM D-2166-00., *Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Cohesive Soil*, Annual Book of ASTM Standards, ASTM, USA (2004).
32. ASTM D-7181-11., *Standard Test Method for Consolidated Drained Triaxial Compression Test for Soils*, Annual Book of ASTM Standards, ASTM, USA (2011).
33. Consoli, N.C., Cruz, R.C., Fonceca, A.V. and et al. "Influence of cement-void ratio on stress-dilatancy behavior of artificially cemented sand", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **138**(1), pp. 100-109 (2012).
34. International Society for Rock Mechanics, Suggested Methods for Determining Water Content, Porosity, Density, Absorption and Relative Properties.
35. ASTM D-5311-13., *Standard Test Method for Load Controlled Cyclic Triaxial Strength of Soil*, Annual Book of ASTM Standards, ASTM, USA (2013).
36. Perlea, V.G. "Liquefaction of cohesive soils", *Proc. Soil Dynamics and Liquefaction, Geotechnical Special Publication, Denver, ASCE*, **107** pp. 58-76 (2000).
37. Ishihara, K. "Liquefaction and flow failure during earthquakes", *Geotechnique*, **43**(3), pp. 351-415 (1993).
38. Towhata, I. "Geotechnical earthquake engineering", Springer-Verlag, Berlin, Heidelberg, 378 p. (2008).