

چکیده

در این مقاله به بررسی مقاومت روانگرایی ماسه مخلوط با شن با استفاده از آزمایش‌های سه‌محوری تناوبی پرداخته شده است. بدین منظور اثر افزایش درصد شن و تراکم نسبی (D_r)، بر مقاومت روانگرایی و سرعت موج برشی (V_s) مخلوط و همبستگی بین آنها بررسی شده است. نتایج نشان می‌دهد که افزایش تراکم نسبی مخلوط (D_r) در یک درصد شن ثابت موجب افزایش V_s و مقاومت روانگرایی نمونه‌ها شده و در یک D_r ثابت نیز افزایش میزان شن تا ۵۰ درصد موجب افزایش V_s می‌شود. در حالی که در یک D_r ثابت، با افزودن شن به ماسه تا ۱۰ درصد، مقاومت روانگرایی افزایش و سپس با افزایش بیشتر میزان شن تا ۵۰ درصد، مقاومت روانگرایی کاهش می‌یابد. در ادامه افزایش بیشتر درصد شن تا ۷۵ درصد، مجدداً منجر به افزایش مقاومت روانگرایی مخلوط شده است. در توجیه رفتار مشاهده شده نتیجه‌گیری شده است که به‌منظور مطالعه رفتار روانگرایی خاک‌های ماسه‌ای مخلوط با شن بهتر است از پارامترهای نسبت تخلخل بین ذرات ریزدانه (e_r) و نسبت تخلخل بین دانه‌ای (e_p) به ترتیب در نواحی کنترل شونده توسط ذرات ماسه و شن به‌جای پارامترهای نسبت تخلخل کلی مخلوط یا تراکم نسبی مخلوط (D_r) استفاده شود.

واژگان کلیدی: خاک ماسه‌ای مخلوط با شن، روانگرایی، آزمایش سه‌محوری تناوبی، آزمایش المان خمشی پی‌زوالکتریک، سرعت موج برشی.

رفتار روانگرایی خاک‌های ماسه‌ای مخلوط با شن بر مبنای نتایج آزمایش‌های سه‌محوری تناوبی

علی کاوند (نویسنده مسئول)

استادیار، دانشکده مهندسی عمران، پردیس دانشکده‌های فنی، دانشگاه تهران، akavand@ut.ac.ir

عباس قلندرزاده

دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، پردیس دانشکده‌های فنی، دانشگاه تهران

فریبا کبیری

دانشجوی کارشناسی ارشد مهندسی ژئوتکنیک، دانشکده مهندسی عمران، پردیس دانشکده‌های فنی، دانشگاه تهران

۱- مقدمه

توجه به مشاهده روانگرایی در خاک‌های ماسه‌ای مخلوط با شن در تعدادی از زلزله‌های گذشته، مطالعات در خصوص خاک‌های مخلوط شنی اشباع و ارزیابی رفتار و میزان مقاومت آنها در برابر روانگرایی نیز مورد توجه قرار گرفت. از جمله این زلزله‌ها می‌توان به زلزله ۱۹۹۹ چی چی در تایوان مرکزی [۲-۳]، زلزله ۱۹۹۵ کوبه در ژاپن و زلزله ۱۹۸۸ ارمنستان [۴] اشاره کرد. طبق گزارش‌های موجود، در این زلزله‌ها، خاک منطقه حاوی بیش از ۵۰ درصد شن بوده است [۴]. به‌عنوان مثال، بعد از زلزله چی چی در سال ۱۹۹۹ با بزرگای ۷/۶، روانگرایی خاک در منطقه تایوان مرکزی مشاهده شد. اگرچه روانگرایی بیشتر در لایه‌های آبرفتی، ماسه ریز و ماسه سیلت‌دار اتفاق افتاده بود ولی روانگرایی در خاک شنی نیز در منطقه ویوفنگ و نانتو گزارش شد. از دیگر نمونه‌های روانگرایی خاک‌های شنی می‌توان به

پدیده‌ی روانگرایی برای اولین بار در سال ۱۹۶۴ در زلزله نیگاتای ژاپن با بزرگای ۷/۵ توجه مهندسان ژئوتکنیک را به خود جلب کرد. در این زلزله خسارت زیادی بر اثر روانگرایی از جمله گسیختگی شیب‌ها، گسیختگی پی ساختمان‌ها و پل‌ها و شناوری سازه‌های مدفون ایجاد شد. در طول بیش از پنجاه سال بعد از وقوع این زلزله، تحقیقات مختلفی در جهت شناسایی و گسترش اطلاعات در مورد این پدیده انجام شده و یا همچنان در حال انجام است. با این حال راه تحقیق در این زمینه هنوز کاملاً هموار نشده است [۱].

در گذشته مطالعاتی که در زمینه روانگرایی انجام می‌شد اغلب بر روی ماسه‌های تمیز متمرکز بود، زیرا تصور می‌شد روانگرایی تنها در ماسه‌های تمیز رخ می‌دهد و ماسه‌های مخلوط با ریزدانه و یا درشت‌دانه پتانسیل روانگرایی کمی دارند. ولی با

ماسه متراکم را دارند. همچنین مخلوط خاک با ۴۰ درصد شن و تراکم نسبی ۴۰ درصد، رفتاری مشابه خاک ماسه‌ای با تراکم نسبی ۶۵ درصد از خود نشان می‌دهد. در توجیه رفتار مشاهده شده این محققین ذکر کردند که با افزایش درصد شن از صفر تا حدود ۶۰ درصد، تراکم خاک افزایش یافته و بعد از آن کاهش می‌یابد. در مقدار شن بین صفر تا ۶۰ درصد، ذرات شن در ماتریس ماسه شناور هستند و ارتباط اندکی بین آنها برقرار است ولی هنگامی که درصد شن به حد بحرانی خود می‌رسد (حدود ۶۰ درصد)، ذرات شن ساختار پیوسته‌ای را ایجاد می‌کنند و ذرات ماسه بیشتر فضای خالی بین حفرات شن را پر می‌کنند. با افزایش میزان شن به بیش از ۶۰ درصد، ارتباط بین ذرات شن افزایش یافته و ماسه حفرات شن را به‌طور کامل پر نمی‌کند و در نتیجه تراکم کاهش می‌یابد [۹].

لین و همکاران [۲] در سال ۲۰۰۴ به بررسی مقاومت روانگرایی خاک‌های شنی با استفاده از آزمایش‌های نفوذ چکش بزرگ و سرعت موج برشی پرداختند. آنها در این تحقیق از نهشته‌های شنی که در طول زلزله چی چی روانگرا شده بود، استفاده کردند. جهت تخمین روانگرایی نمونه‌های خاک شنی، نتایج دو آزمایش محلی ذکر شده با میزان مقاومت روانگرایی حاصله از آزمایش سه‌محوری تناوبی بزرگ مقیاس با قطر ۱۵ و ارتفاع ۳۰ سانتی‌متر مقایسه شد و نهایتاً به بررسی ارتباط نتایج آزمایش‌ها با یکدیگر پرداخته شد. نتایج حاکی از آن بود که آزمایش‌های ذکر شده روش‌های مناسبی جهت تخمین مقاومت روانگرایی خاک‌های شنی می‌باشند [۲]. سیمونی و هالسبی [۱۰] در سال ۲۰۰۶ با انجام تعدادی آزمایش برش مستقیم نتیجه گرفتند که مقاومت برشی مخلوط ماسه و شن با ازدیاد میزان شن افزایش می‌یابد. این محققین ذکر کردند که با افزایش درصد شن، به دلیل افزایش اتساع خاک، نیروی لازم برای جابه‌جایی دانه‌ها در راستای قائم بیشتر می‌شود و این موضوع باعث ازدیاد مقاومت برشی مخلوط خواهد شد.

شایان ذکر است که در خصوص رفتار خاک‌های مخلوط، در تعدادی از مطالعات گذشته رفتار روانگرایی خاک‌های

زلزله ونچوآن با بزرگای ۸ در سال ۲۰۰۸ اشاره کرد. پدیده جوشش ماسه و روانگرایی تا کیلومترها مشاهده می‌شد و بر حدود ۱۲۰ روستا، ۸ مدرسه و ۵ کارخانه تأثیرگذار بود و باعث خرابی پی و جابه‌جایی خانه‌های روستایی، ساختمان مدارس و کارخانه‌ها شد [۵].

در خصوص مطالعه روانگرایی خاک‌های شنی و همچنین خاک‌های ماسه‌ای مخلوط با شن تحقیقاتی در مطالعات گذشته صورت گرفته است. به‌عنوان مثال سیدیکی [۶] در سال ۱۹۸۴ دریافت که دو نمونه‌ی خاک با حداکثر قطر ذرات ۵۰ و ۱۲ میلی‌متر در تراکم نسبی یکسان، مقاومت سیکلی مشابهی از خود نشان می‌دهند. در مقابل وانگ [۷] در سال ۱۹۸۴ دریافت که مقاومت روانگرایی مخلوط شن و ماسه با افزودن ذرات شن افزایش می‌یابد. این یافته‌ها نشان می‌دهد که درک ما از رفتار مخلوط شن و ماسه در روانگرایی ناقص و محدود است. استوکی و همکاران [۸] در سال ۱۹۸۸ با استفاده از روش تحلیل طیفی امواج سطحی به بررسی مقاومت روانگرایی خاک شنی روانگرا شده در زلزله آیداهو (بوراپیک) پرداختند. آنها نمونه‌های خاک را در تراکم نسبی و درصد‌های مختلف شن مورد آزمایش قرار دادند تا نحوه تأثیر این متغیرها بر مقاومت روانگرایی بررسی کنند. نتایج این تحقیق نشان داد که تراکم نسبی اولیه (D_r) و درصد شن (G.C) دو متغیر تأثیرگذار در تعیین مقاومت روانگرایی خاک‌های شنی به‌شمار می‌آیند. در ادامه‌ی تحقیقات در زمینه‌ی روانگرایی ماسه‌های مخلوط با درشت‌دانه، محققین مختلفی از جمله ایوانس و ژو [۹] در سال ۱۹۹۵ نشان دادند که مقاومت سه‌محوری تناوبی مخلوط شن و ماسه با افزایش مقدار درشت‌دانه افزایش می‌یابد. نتایج آزمایش‌های انجام شده توسط این محققین نشان داد که مقاومت روانگرایی با افزوده شدن میزان شن، می‌تواند به‌طور قابل ملاحظه‌ای افزایش یابد. آنها در طی آزمایش‌های خود به این نتیجه رسیدند که در تراکم نسبی ۴۰ درصد، نمونه‌های با مقادیر صفر تا ۲۰ درصد شن در مخلوط خاک، رفتاری مشابه ماسه سست و نمونه‌های با مقادیر ۴۰ تا ۶۰ درصد شن رفتاری نظیر

استاندارد و پایه، با مشخصات فیزیکی معلوم و تا حد مقدور مشابه ماسه‌های استاندارد شناخته شده، جهت قابل اطمینان بودن، مقایسه پذیر بودن نتایج و همچنین قابلیت تکرارپذیری آزمایش‌ها امری ضروری است. خاک ماسه‌ای مورد استفاده در این مطالعه، ماسه‌ی شکسته سیلیسی فیروز کوه شماره ۱۶۱ است. رنگ این ماسه زرد متمایل به طلایی است و دانه‌بندی یکنواختی دارد. این ماسه در ایران در دسترس بوده و در چند سال اخیر نیز آزمایش‌های متعددی بر روی این ماسه جهت شناسایی رفتار آن انجام گرفته است. تصویر میکروسکوپی دانه‌های ماسه ۱۶۱ فیروز کوه جهت شناسایی بهتر شکل و اندازه دانه‌ها در شکل (۱) نشان داده شده است. مشخصات پایه ماسه فیروز کوه در جدول (۱) ارائه شده است.



شکل (۱): تصویر میکروسکوپی ماسه ۱۶۱ فیروز کوه.

۲-۲- خاک شنی

همان‌طور که پیش‌تر ذکر شد، هدف از این تحقیق بررسی تأثیر افزودن شن بر مقاومت روانگرایی خاک‌های ماسه‌ای مخلوط با شن می‌باشد. خاک شنی مورد آزمایش در این مقاله، شن متوساک با دانه‌بندی یکنواخت می‌باشد. با توجه به اینکه نمونه‌های مورد آزمایش دارای قطر ۱۰۰ میلی‌متر می‌باشند، حداکثر

ماسه‌ای مخلوط با لای نیز مورد توجه محققین قرار گرفته است (به‌عنوان مثال مرجع شماره [۱۱]). به‌طور کلی نتایج تحقیقات گذشته انجام شده بر روی خاک‌های ماسه‌ای مخلوط نشان می‌دهد که پیچیدگی رفتار روانگرایی در خاک‌های ماسه‌ای مخلوط با لای یا شن بسیار بیشتر از خاک‌های ماسه‌ای تمیز است و توافق نظر کاملی بین محققین مختلف در مورد رفتار و عوامل مؤثر بر روانگرایی ماسه‌های تمیز وجود دارد. ولی در مورد رفتار روانگرایی خاک‌های مخلوط همچنان تناقضاتی مشاهده می‌شود که درک آن نیازمند تحقیقات و مطالعات بیشتری است. از طرف دیگر خاک‌های ماسه‌ای در طبیعت به‌ندرت به‌صورت تمیز یافت می‌شوند و اکثراً به‌صورت مخلوط هستند. مجموعه این موارد لزوم انجام تحقیقات بیشتر بر روی رفتار روانگرایی خاک‌های مخلوط را آشکار می‌سازد. لذا در این مقاله به بررسی مقاومت روانگرایی ماسه مخلوط با درصد‌های مختلف شن با استفاده از آزمایش‌های سه‌محوری تناوبی پرداخته شده است. در این راستا اثر افزایش درصد شن و افزایش تراکم نسبی بر مقاومت روانگرایی مخلوط ماسه و شن بررسی شده است. همچنین جهت تعیین رفتار خاک مخلوط در کرنش‌های کوچک، سرعت موج برشی در نمونه‌های مورد آزمایش با استفاده از آزمایش‌های المان خمشی پیزوالکتریک برآورد شده است. در نهایت بررسی جامعی بر روی اثر اضافه شدن شن بر سختی کرنش کوچک (یا به‌صورت معادل سرعت موج برشی) و همچنین بر مقاومت روانگرایی مخلوط ماسه و شن صورت گرفته است.

۲- مصلح، دستگاه‌ها و روش آزمایش‌ها

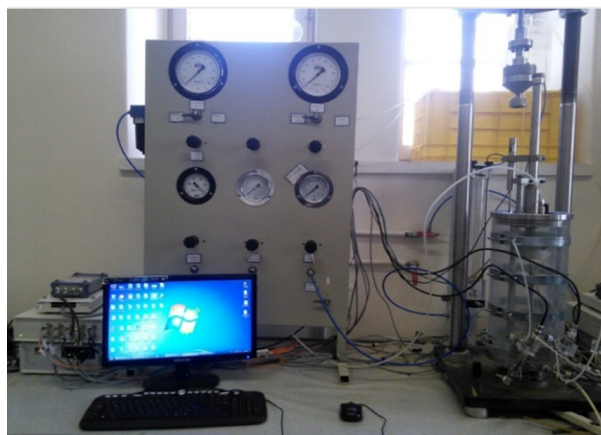
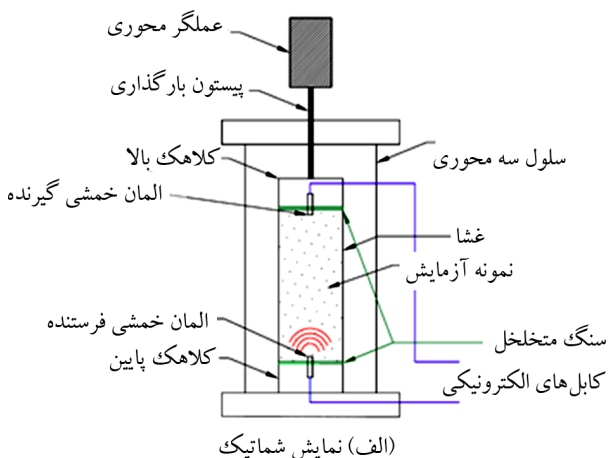
۲-۱- خاک ماسه‌ای

در اکثر مراکز تحقیقاتی ژئوتکنیک معرفی نوعی ماسه

جدول (۱): مشخصات پایه ماسه ۱۶۱ فیروز کوه.

ضریب انحنای (C _c)	ضریب یکنواختی (C _u)	درصد ریزدانه (%)	قطر میانگین (میلی‌متر) (D ₅₀)	تخلخل ماکزیمم (e _{max})	تخلخل مینیمم (e _{min})	چگالی ویژه (G _s)
۰/۹۵۲	۳/۸۱	<۰/۱	۰/۶	۰/۹۱	۰/۶۵۸	۲/۶۴

قسمت‌ها و اجزای مختلفی همچون سلول سه محوری تناوبی به همراه عملگر، تابلوی کنترل فشار، سامانه ثبت داده‌ها و رایانه و حس گرهای اندازه گیری کرنش موضعی می‌باشد. همچنین این دستگاه مجهز به تجهیزات آزمایش المان خمشی پیزوالکتریک می‌باشد. حس گرهای کرنش موضعی به سامانه ثبت داده‌های دستگاه سه محوری تناوبی متصل بوده ولی المان‌های خمشی پیزوالکتریک به یک سامانه ثبت داده مجزا متصل می‌باشند. بدین ترتیب آزمایش سه محوری تناوبی و آزمایش المان خمشی پیزوالکتریک بر روی یک نمونه یکسان و به صورت کاملاً مستقل از یکدیگر انجام می‌شود [۱۳]. در شکل (۴)، تصاویری از دستگاه سه محوری تناوبی مجهز به المان‌های خمشی پیزوالکتریک مورد استفاده در آزمایش‌های حاضر ارائه شده است.



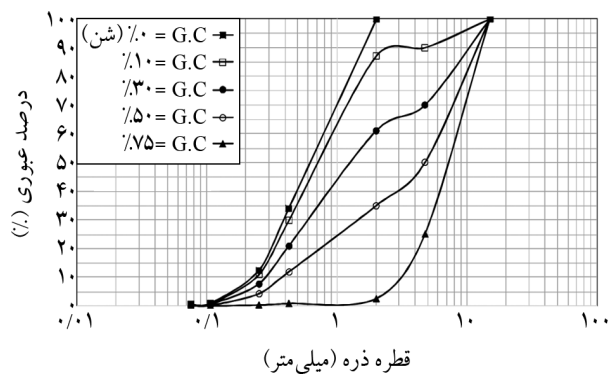
(ب) تصویر واقعی

شکل (۴): دستگاه سه محوری تناوبی مجهز به المان‌های خمشی پیزوالکتریک.

قطر دانه‌های شن مطابق با استاندارد ASTM D5311 [۱۲] باید به یک ششم قطر نمونه محدود شود. لذا حداکثر قطر دانه‌های شن مورد استفاده به ۱۵ میلی‌متر محدود شده است. شکل (۲) تصویر مصالح شنی مورد استفاده در تحقیق حاضر را نشان می‌دهد که شامل مصالح رودخانه‌ای تیز گوشه تهیه شده از اطراف شهر تهران می‌باشد. همان‌طور که قبلاً اشاره شد، مصالح شنی در درصد‌های مختلف وزنی به ماسه افزوده شده است. منحنی دانه‌بندی مصالح مخلوط حاوی درصد‌های مختلف شن در شکل (۳) ارائه شده است.



شکل (۲): تصویر مصالح شنی مورد استفاده در آزمایش‌ها.



شکل (۳): منحنی‌های دانه‌بندی مصالح ماسه‌ای مخلوط با درصد‌های مختلف شن (G.C).

۳-۲- دستگاه سه محوری تناوبی

دستگاهی که در این آزمایش جهت ارزیابی مقاومت روانگرایی مورد استفاده قرار گرفته است، دستگاه سه محوری تناوبی ساخته شده در آزمایشگاه دینامیک خاک دانشکده مهندسی عمران دانشگاه تهران است. این دستگاه شامل

۲-۴- المان‌های خمشی پیزوالکتریک جهت اندازه‌گیری

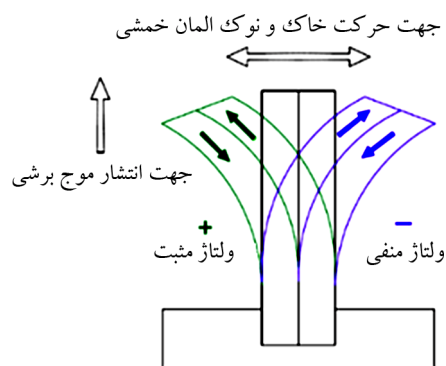
سرعت موج برشی

جهت اندازه‌گیری سرعت موج برشی در نمونه‌های خاک از المان‌های خمشی پیزوالکتریک استفاده شده است. به‌طور کلی عملکرد این المان‌ها مبتنی بر خواص مواد پیزوالکتریک است. همان‌طور که در شکل (۵) نشان داده شده است، ولتاژ اعمال شده به صفحاتی که به‌صورت ترکیبی از دو ماده‌ی پیزوالکتریک است، باعث ایجاد انقباض در یک صفحه و انبساط در صفحه دیگر می‌شود و در نتیجه کل عضو دچار خمش می‌گردد و موج مکانیکی ایجاد می‌شود [۱۴]. به‌طور مشابه، تحریک خارجی در المان‌های خمشی، ولتاژ تولید خواهد کرد. بنابراین المان‌های خمشی می‌توانند هم به‌عنوان فرستنده و هم به‌عنوان گیرنده موج برشی مورد استفاده قرار گیرند. جهت اندازه‌گیری سرعت موج برشی در نمونه‌های مورد آزمایش، از یک دستگاه ثبت داده (دیتالاگر) جهت ثبت موج‌های برشی ارسالی و دریافتی در نمونه استفاده شده است. در مقاله حاضر جهت تعیین سرعت موج برشی، اختلاف زمانی بین قله موج برشی فرستاده شده و اولین قله اصلی موج برشی دریافتی یا به‌اختصار روش قله به قله مد نظر قرار گرفته است. بدین‌منظور با تقسیم فاصله طی شده توسط موج (فاصله بین المان‌های خمشی گیرنده و فرستنده) بر اختلاف زمانی بین موج ارسالی و دریافتی، مقدار سرعت موج برشی در نمونه‌های خاک محاسبه شده است. فرکانس موج ارسالی برابر ۸ کیلوهرتز انتخاب شده است.

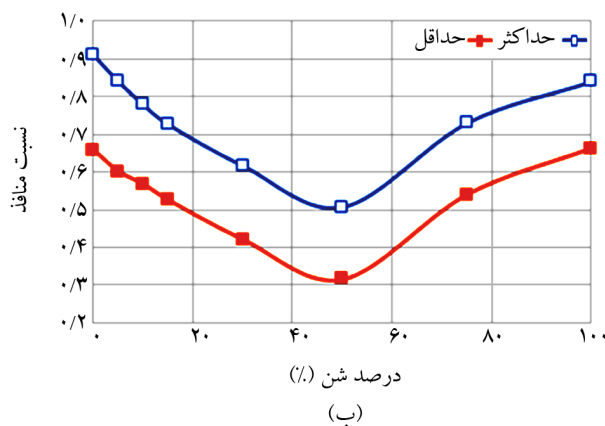
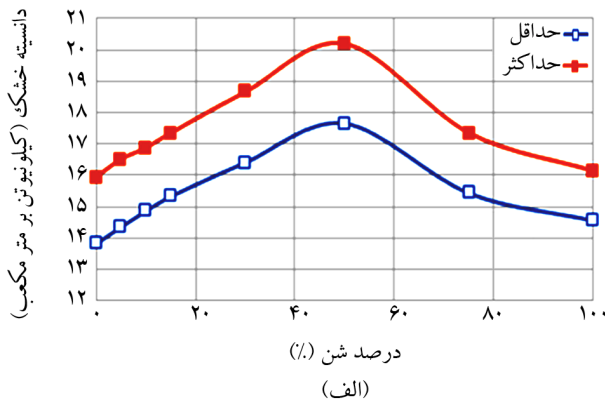
دلیل انتخاب این فرکانس این است که بعد از تکرار آزمایش در فرکانس‌های مختلف بین ۴ تا ۱۰ کیلوهرتز مشخص شد که تغییرات سرعت موج برشی در نمونه‌ها به‌ازای فرکانس‌های مختلف ناچیز است و از حدود فرکانس ۸ کیلوهرتز به بالا مقادیر سرعت موج برشی محاسبه شده به مقدار نسبتاً ثابتی می‌رسد. به‌علاوه در فرکانس ۸ کیلوهرتز سیگنال موج برشی دریافتی قله واضح‌تری داشته و امکان تشخیص موج برشی دریافتی را با دقت بیشتری فراهم می‌سازد.

۲-۵- آماده‌سازی نمونه‌ها و روش آزمایش

نمونه‌های مورد آزمایش دارای قطر ۱۰۰ میلی‌متر و ارتفاع ۲۰۰ میلی‌متر بوده و با استفاده از مخلوط ماسه و شن با توجه به درصد شن مورد نظر، به روش کوبش مرطوب ساخته شدند. یکنواختی نمونه‌ها با کنترل وزن و حجم لایه‌های خاک (هشت لایه با ارتفاع ۲/۵ سانتی‌متر) هنگام ساخت نمونه و همچنین در نظر گرفتن اثر کوبش لایه‌های بالاتر بر لایه‌های زیرین کنترل شده است. با توجه به اینکه وقوع روانگرایی در خاک‌های سست و با تراکم متوسط محتمل‌تر می‌باشد، نمونه‌ها با سه تراکم نسبی مخلوط برابر با ۱۰، ۳۰ و ۵۰ درصد (حالات سست، تراکم متوسط و متراکم) ساخته شدند تا تأثیر تغییرات تراکم نسبی نمونه خاک بر مقاومت روانگرایی مشاهده شود. شایان ذکر است که این مقادیر، مقادیر تراکم نسبی اولیه مخلوط قبل از انجام عملیات تحکیم نمونه می‌باشند. بعد از عملیات تحکیم، تراکم نسبی مخلوط بسته به درصد شن در نمونه‌های با تراکم نسبی ۱۰ درصد، بین ۳ تا ۴/۵ درصد، در تراکم نسبی ۳۰ درصد بین ۳ تا ۳/۵ درصد و در تراکم نسبی ۵۰ درصد حدود ۱ تا ۲ درصد افزایش یافته است. جهت ساخت نمونه‌های سست (تراکم نسبی ۱۰ درصد)، بعد از قرار دادن خاک مرطوب هر لایه درون قالب، خاک به‌صورت کنترل شده با حداقل انرژی کوبش و در حد تسطیح سطح خاک متراکم شده است. تغییرات درصد شن در نمونه‌ها در مقادیر مختلف شامل ۰، ۱۰، ۳۰، ۵۰ و ۷۵ درصد نیز امکان بررسی تأثیر این عامل بر مقاومت



شکل (۵): نمایش شماتیک نحوه حرکت جانبی یک المان خمشی پیزوالکتریک و تولید موج برشی [۱۴].



شکل (۶): (الف) تغییرات دانسیته خشک مخلوط بر حسب درصد شن، (ب) تغییرات نسبت منافذ حداکثر و حداقل مخلوط بر حسب درصد شن.

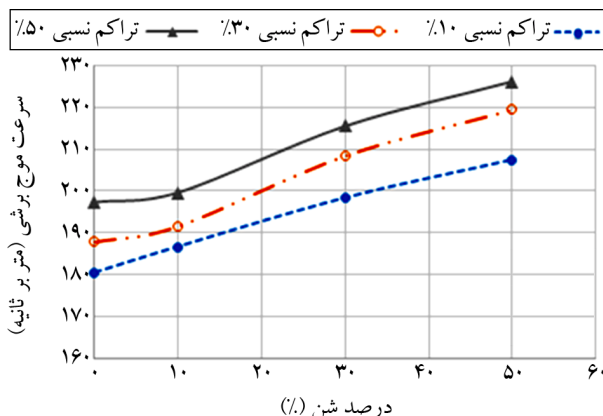
را تشکیل می‌دهند که ذرات ماسه بیشتر منافذ بین آنها را پر می‌کنند. با افزایش بیشتر درصد شن، تماس بین ذرات شن افزایش یافته ولی ماسه کاملاً درون منافذ بین ذرات شنی را پر نمی‌کند. لذا دانسیته خشک مخلوط در درصدهای شن بیشتر از ۵۰ درصد شروع به کاهش می‌کند. در خصوص تغییرات نسبت منافذ حداقل و حداکثر مخلوط نیز روند مشابهی مشاهده می‌شود. به نحوی که مقادیر نسبت منافذ حداقل و حداکثر مخلوط با افزایش درصد شن از ۰ تا ۵۰ درصد کاهش و سپس افزایش می‌یابد.

۳- نتایج اولیه آزمایش‌ها

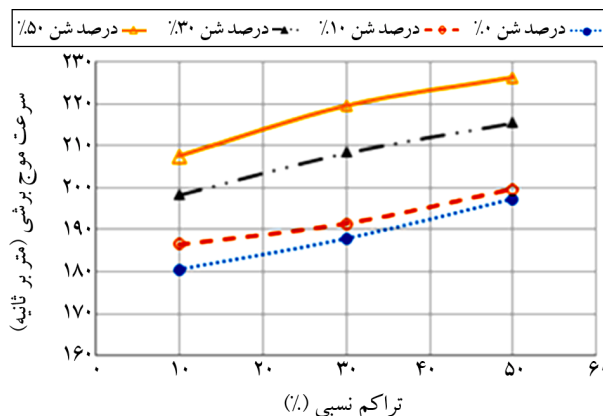
۳-۱- سرعت موج برشی در خاک ماسه‌ای مخلوط با شن

همان‌طور که قبلاً ذکر شد، جهت تعیین رفتار خاک مخلوط در کرنش‌های کوچک، از روش اندازه‌گیری سرعت موج برشی با استفاده از المان‌های خمشی پیزوالکتریک استفاده شده است.

روانگرایی را فراهم نمود. آزمایش‌ها برای هر خاک مخلوط با درصد شن و تراکم نسبی مختلف در سه مقدار متفاوت نسبت تنش تناوبی (CSR) شامل ۰/۱، ۰/۱۵ و ۰/۲ انجام شده است. بدین ترتیب جهت بررسی رفتار، تعداد ۴۵ آزمایش سه‌محوری تناوبی در تحقیق حاضر انجام شده است. جهت کاهش نفوذ غشا حین اعمال تنش همه‌جانبه در نمونه‌های حاوی درصدهای بالای شن، هنگام ساخت نمونه مقداری از بخش ماسه‌ای خاک مخلوط با ضخامت محدود در پیرامون نمونه ایجاد شده است. بعد از ساخت نمونه، ابتدا گاز CO₂ از نمونه عبور داده شده و سپس با عبور آب مقطر هواگیری شده، نمونه کاملاً اشباع شده است. جهت کنترل اشباع بودن نمونه از پارامتر B اسکمپتون استفاده شده است و در تمامی نمونه‌ها کنترل شده است که مقدار پارامتر B بزرگ‌تر یا مساوی ۹۷ درصد باشد. بعد از حصول اطمینان از اشباع بودن نمونه، مرحله تحکیم آغاز شده است. تمامی نمونه‌ها تحت تنش همه‌جانبه ۱۰۰ کیلو پاسکال به صورت همسان تحکیم شده‌اند. بعد از اتمام تحکیم نمونه، سرعت موج برشی در نمونه با استفاده از المان‌های خمشی پیزوالکتریک اندازه‌گیری شده است و سپس اعمال تنش انحرافی تناوبی مطابق با استاندارد ASTM D5311 [۱۵] صورت گرفته است. در تحقیق حاضر فرکانس اعمال تنش انحرافی تناوبی در تمامی آزمایش‌ها برابر ۰/۲ هرتز انتخاب شده است به طوری که بتوان حین بارگذاری تناوبی، تغییرات سرعت موج برشی در نمونه‌ها را نیز اندازه گرفت. در شکل (۶) تغییرات دانسیته خشک حداقل و حداکثر و همچنین تغییرات نسبت منافذ حداقل و حداکثر مخلوط بر حسب درصد شن نشان داده شده است. شایان ذکر است که جهت تعیین نسبت منافذ حداقل و حداکثر به ترتیب از روش‌های ذکر شده در استانداردهای ASTM D4253-16 [۱۶] و ASTM D4254-16 [۱۷] استفاده شده است. مطابق شکل (۶) مشاهده می‌شود که مقادیر دانسیته خشک حداقل و حداکثر به‌طور قابل ملاحظه‌ای با افزایش درصد شن تا حدود ۵۰ درصد افزایش می‌یابند. در درصد شن حدی (حدود ۵۰ درصد)، ذرات شن یک شبکه به هم پیوسته



شکل (۸): تغییرات سرعت موج برشی بر حسب درصد شن در مقادیر مختلف تراکم نسبی مخلوط.



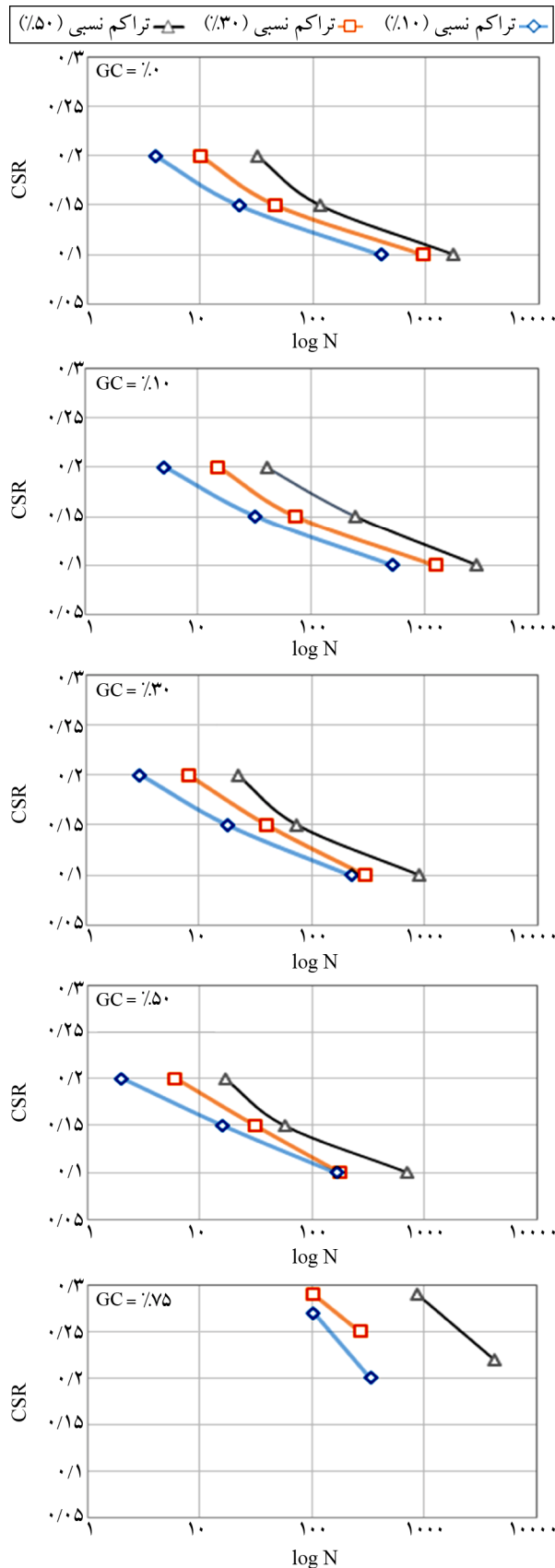
شکل (۷): تغییرات سرعت موج برشی در خاک ماسه‌ای مخلوط با شن بر حسب تراکم نسبی و درصد شن.

۷۵ درصد مقدار سرعت موج برشی کاهش می‌یابد. دلیل این پدیده این است که با افزایش درصد شن و بزرگ‌تر شدن اندازه دانه‌ها، موج برشی به دلیل عدم امکان عبور از منافذ خاک ناچار است مسیر طولانی‌تری را با پیچ‌وخم بیشتر از اطراف دانه‌های شن (در مقایسه با حالتی که خاک عمدتاً شامل دانه‌های ماسه است) طی کند و لذا سرعت موج برشی کاهش می‌یابد [۱۸].

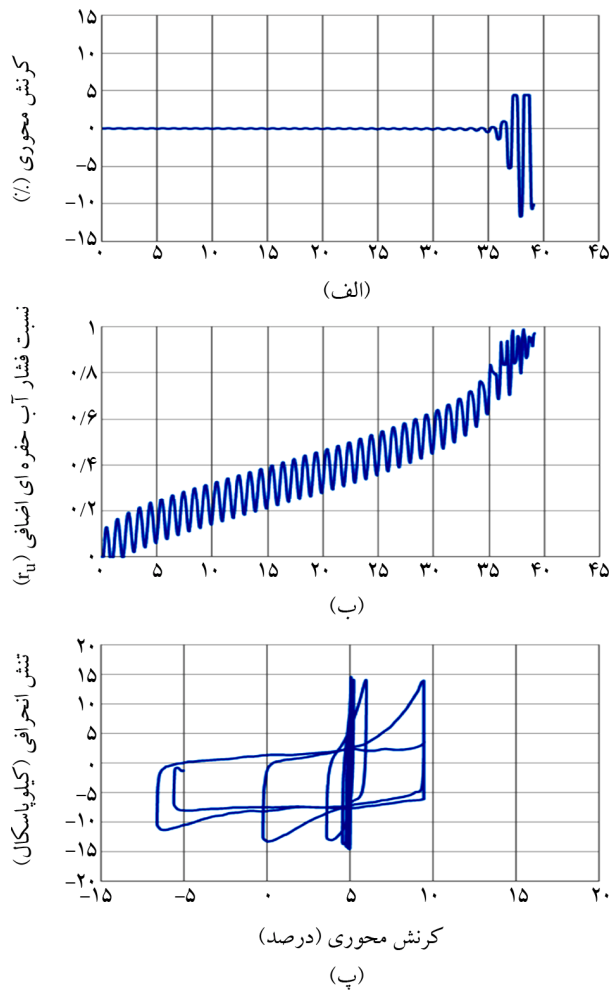
۲-۳- مقاومت روانگرایی خاک ماسه‌ای مخلوط با شن

در این بخش به بررسی اثر شن بر مقاومت روانگرایی خاک مخلوط پرداخته می‌شود. در شکل (۹) نمونه‌ای از نتایج به‌دست آمده از آزمایش انجام شده بر روی مخلوط حاوی ۳۰ درصد شن و با دانسیته نسبی برابر ۳۰ درصد شامل تغییرات نسبت فشار آب حفره‌ای و کرنش محوری با تعداد سیکل‌های بارگذاری و همچنین حلقه‌های تنش انحرافی-کرنش محوری ارائه شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود این نمونه بعد از حدود ۳۸ سیکل اعمال تنش انحرافی (برابر ۱۵ کیلو پاسکال) دچار روانگرایی اولیه شده است و تا مقادیر نسبت فشار آب حفره‌ای اضافی (r_{II}) حدود ۰/۸، کرنش محوری قابل ملاحظه‌ای در نمونه رخ نداده است. حلقه‌های تنش انحرافی-کرنش محوری به‌دست آمده نیز نشان‌دهنده کاهش قابل توجه سختی و افزایش قابل توجه میرایی نمونه در سیکل‌های پایانی منجر به روانگرایی است.

در شکل (۷) مقادیر سرعت موج برشی اندازه‌گیری شده در نمونه‌های با تراکم نسبی و مقادیر مختلف شن بعد از تحکیم نمونه و قبل از بارگذاری تناوبی ارائه شده است. نتایج به‌دست آمده نشان می‌دهد که در یک درصد شن ثابت، مطابق انتظار با افزایش تراکم نسبی مخلوط مقادیر سرعت موج برشی نیز افزایش می‌یابد. همچنین در یک تراکم نسبی ثابت هر چه میزان درصد شن در مخلوط افزایش می‌یابد، مقدار سرعت موج نیز زیادتر می‌شود. به‌منظور بررسی بیشتر نتایج، در شکل (۸) تغییرات سرعت موج برشی در برابر افزایش درصد شن در نمونه‌های مورد آزمایش برای سه تراکم نسبی متفاوت ترسیم شده است. مطابق انتظار ازدیاد تراکم نسبی نمونه‌های خاک در یک درصد شن ثابت، سبب افزایش سختی برشی اولیه مخلوط و در نتیجه افزایش مقدار سرعت موج برشی می‌گردد. همچنین برای یک تراکم نسبی ثابت، زیاد شدن میزان شن نیز سختی برشی اولیه خاک را افزایش داده و متعاقباً سرعت موج برشی نیز افزایش می‌یابد. شایان ذکر است که در این تحقیق امکان اندازه‌گیری سرعت موج برشی برای درصد شن برابر ۷۵ درصد، توسط المان خمشی پیزوالکتریک به دلیل کیفیت پایین سیگنال دریافتی میسر نبوده است. با این وجود نتایج آزمایش‌های انجام شده توسط دستگاه ستون تشدید بر روی مصالح آزمایش‌های حاضر و در شرایط یکسان [۱۸]، نشان می‌دهد که در یک دانسیته نسبی ثابت، مقادیر سرعت موج برشی تا درصد شن ۵۰ درصد افزایش می‌یابد ولی برای درصد شن



شکل (۱۰): نسبت تنش تناوبی (CSR) در برابر تعداد سیکل منجر به روانگرایی اولیه (N) در درصدهای شن (GC) مختلف.



شکل (۹): نمونه نتایج آزمایش انجام شده بر روی نمونه حاوی ۳۰ درصد شن با دانسیته نسبی مخلوط برابر ۳۰ درصد در نسبت تنش تناوبی (CSR) برابر ۰/۱۵: (الف) تغییرات نسبت فشار آب حفره‌ای اضافی با تعداد سیکل‌های بارگذاری، (ب) تغییرات کرنش محوری با تعداد سیکل‌های بارگذاری، (پ) حلقه‌های تنش انحرافی-کرنش محوری.

در شکل (۱۰) نمودارهای مقاومت روانگرایی برای تمامی نمونه‌های مورد آزمایش ارائه شده است. در این شکل‌ها N عبارت است از تعداد سیکل منجر به روانگرایی اولیه و CSR عبارت است از نسبت تنش تناوبی. تعداد سیکل منجر به روانگرایی اولیه نقطه‌ای انتخاب شده است که در آن نسبت فشار آب حفره‌ای اضافی به مقدار یک رسیده ($r_{u1} = 1/0$) و یا میزان دامنه کرنش محوری دوگانه برابر ۵ درصد می‌گردد. همان‌طور که در نمودارها قابل مشاهده است مطابق انتظار، تعداد سیکل منجر به روانگرایی اولیه (N) با افزایش نسبت تنش تناوبی (CSR) کاهش می‌یابد. به‌علاوه، با افزایش میزان تراکم نسبی مخلوط در تمامی درصدهای شن،

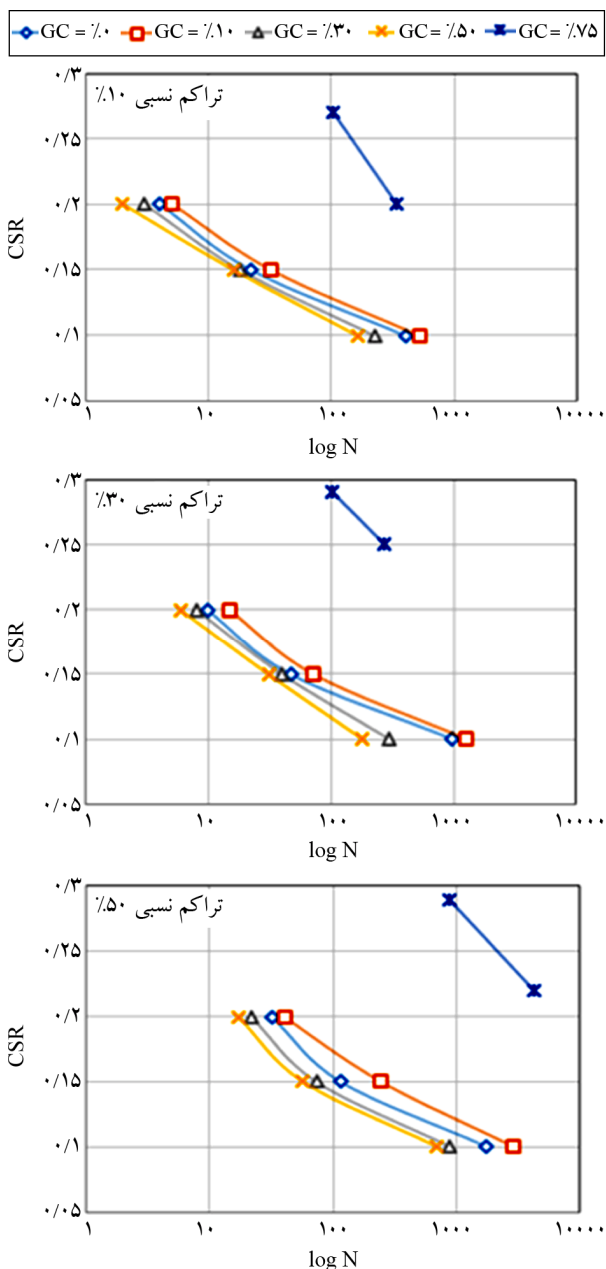
به ماسه تا ۱۰ درصد، مقاومت مخلوط در برابر روانگرایی افزایش یافته و نمونه در تعداد سیکل بیشتری روانگرا می‌شود. پس از آن با افزایش بیشتر میزان شن تا ۵۰ درصد، مقاومت روانگرایی کاهش می‌یابد. سپس افزایش درصد شن، مجدداً منجر به افزایش مقاومت مخلوط در برابر روانگرایی می‌گردد، به‌صورتی که بیشترین مقدار مقاومت مخلوط در برابر روانگرایی در درصد شن ۷۵ درصد مشاهده می‌شود. علاوه بر این، مقایسه نمودارها در سه تراکم نسبی مختلف نشان می‌دهد که در مخلوط‌های با تراکم نسبی بیشتر، اثر افزایش میزان شن بر مقاومت روانگرایی در مقایسه با مخلوط‌های با تراکم نسبی کمتر، محسوس‌تر است.

۴- بحث و بررسی

۴-۱- رفتار مکانیکی خاک‌های مخلوط

هنگامی که یک نمونه خاک دانه‌ای تحت بارگذاری قرار می‌گیرد، نیروهای اعمال شده به آن توسط گروهی از ذرات با اندازه‌های مختلف تحمل می‌شود و یک زنجیره از نیروهای داخلی توسط تماس‌های فعال موجود در مرزهای این ذرات که نیروی عمودی و برشی را تحمل می‌کنند، تشکیل می‌شود. وقتی که بار خارجی وارد بر خاک تغییر می‌کند، زنجیره نیروهای داخلی تماس‌های فعال آنها تغییر کرده و تغییر جهت می‌دهند. با افزایش بار خارجی، زیرمجموعه‌های موجود در خاک و تماس بین آنها به حالتی می‌رسد که مجموعه کلی خاک دچار تغییر شکل‌های بزرگ و نامحدود می‌شود. با فرض کروی بودن دانه‌های خاک، تمامی دانه‌ها در انتقال نیروهای اعمالی به خاک شرکت می‌کنند. برخلاف فرض ذکر شده، خاک‌های مخلوط از ذراتی با شکل و اندازه‌های مختلف تشکیل شده‌اند و بعضی از دانه‌های ریزتر در فضای خالی بین ذرات درشت‌تر قرار گرفته و تماس زیادی با دانه‌های اطراف خود برقرار نکرده و لذا نقش چندانی در انتقال نیرو و تحمل نیروهای برشی ندارند. در نتیجه تنها بخشی از دانه‌ها در تحمل و انتقال نیروها نقش فعال دارند. با این دلیل باید به دنبال پارامتر مناسبی جهت تفسیر رفتار خاک‌های مخلوط تحت تنش بود. به‌طور کلی شرکت ذرات با اندازه کوچک‌تر در تحمل و

مقاومت روانگرایی خاک افزایش می‌یابد. دلیل این موضوع این است که با افزایش تراکم، قفل و بست بین دانه‌ها زیاد شده و مقاومت برشی مخلوط افزایش می‌یابد و در نتیجه روانگرایی در تعداد سیکل‌های بیشتری رخ می‌دهد. به‌منظور بررسی بیشتر، در شکل (۱۱) نمودارهای مقاومت روانگرایی برای مقادیر مختلف تراکم نسبی مختلف مخلوط نیز ارائه شده‌اند. همان‌طور که مشاهده می‌شود در یک تراکم نسبی مخلوط ثابت، با افزودن شن



شکل (۱۱): نسبت تنش تناوبی (CSR) در برابر تعداد سیکل منجر به روانگرایی اولیه (N) برای مقادیر مختلف تراکم نسبی مخلوط.

که در آن ذرات ریزتر (ذرات ماسه در تحقیق حاضر) در فضای بین ذرات درشت تر شناور هستند و لذا نقشی در باربری مخلوط ندارند. پارامتر e_f نیز برای تبیین رفتار خاک مخلوط در حالت کنترل شونده توسط ذرات ریزتر (ذرات ماسه) استفاده می شود که در آن ذرات درشت تر (ذرات شن) در ماتریس ریزدانه (ذرات ماسه) شناور هستند. پیش از تحلیل دقیق نتایج آزمایش های حاضر همچنین لازم است به تعریف حد شناوری در خاک های مخلوط پردازیم. وقتی ذرات شن درصد کمی از مخلوط شن و ماسه را تشکیل می دهند حالت شناوری برای ذرات شن برقرار است. به عبارت دیگر در این حالت ذرات شن در ماتریس ماسه شناور بوده و تماسی بین ذرات شنی برقرار نیست یا میزان این تماس بسیار اندک است. درصد شنی که تا آن مقدار حالت شناوری ذرات شن در مخلوط برقرار می ماند را حد شناوری می نامند. با عبور درصد شن از حد شناوری، بین ذرات شن تماس برقرار شده و دانه های ماسه تنها فضای خالی بین ذرات شن را پر می کنند. در این حالت برعکس حالت قبل، ماسه حالت شناور پیدا کرده و شن در حالت غیر شناور قرار می گیرد.

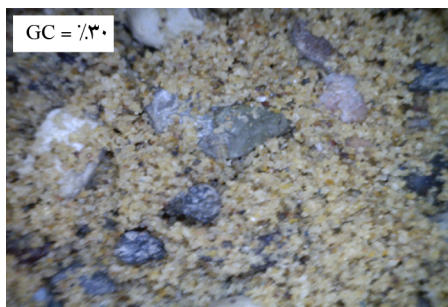
برای درک ارتباط بهتر بین دانه ها، از مخلوط شن و ماسه در درصدهای مختلف شن عکس های میکروسکوپی تهیه شده است (شکل ۱۲). همان طور که در شکل (۱۲) مشاهده می شود،

انتقال نیروها به اندازه و همچنین میزان آنها در خاک مخلوط بستگی دارد و هرچه اندازه ذرات بزرگ تر باشد و یا در درصدهای بالاتر این ذرات، نقش آنها مؤثرتر خواهد بود. مهم ترین پارامتری که از گذشته تا به امروز جهت بررسی رفتار تنش-کرنش خاک ها مورد استفاده قرار گرفته است، پارامتر نسبت تخلخل (e) می باشد. اگرچه نسبت تخلخل یک پارامتر مناسب برای بررسی رفتار اکثر خاک های همگن می باشد ولی پارامتر مناسبی برای مطالعه رفتار خاک های مخلوط به شمار نمی رود. توانایگام و همکاران [۱۹-۲۰] در سال ۲۰۰۲ جهت بررسی رفتار خاک های مخلوط ماسه و سیلت، دو شاخص نسبت تخلخل بین دانه ای (e_c) و نسبت تخلخل بین ذرات ریزدانه (e_f) را به صورت زیر معرفی کردند:

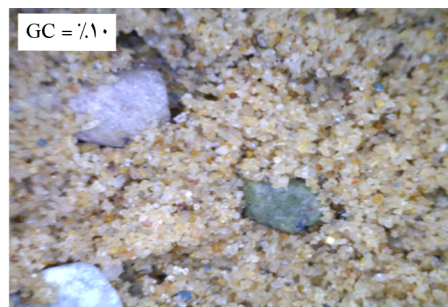
$$e_c = \frac{\left(e + \frac{FC}{100} \right)}{\left(1 - \frac{FC}{100} \right)} \quad (1)$$

$$e_f = \frac{e}{\left(\frac{FC}{100} \right)} \quad (2)$$

در این روابط e نسبت تخلخل کلی و FC درصد ریزدانه می باشد. پارامتر e_c جهت بیان رفتار خاک مخلوط در حالت کنترل شونده توسط ذرات درشت تر (ذرات شن در تحقیق حاضر) استفاده می شود



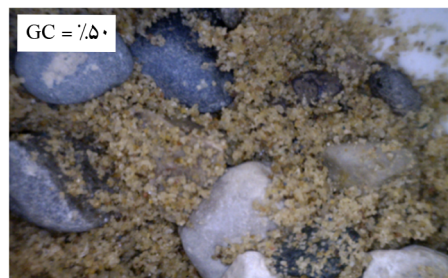
(ب)



(الف)



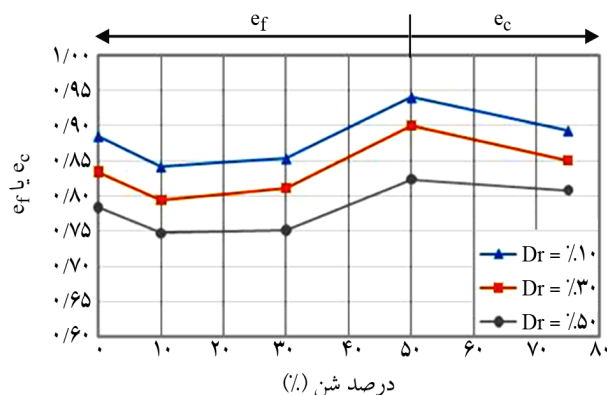
(ت)



(پ)

شکل (۱۲): تصاویر میکروسکوپی از خاک ماسه ای مخلوط با درصدهای شن (GC) مختلف.

می‌شود. جهت بررسی بیشتر موضوع، نمودار تغییرات نسبت تخلخل بین ذرات ریزدانه (e_f) برای درصد شن تا ۵۰ درصد و نسبت تخلخل بین دانه‌ای (e_c) برای درصد شن بیش از ۵۰ درصد با استفاده از روابط ارائه شده توسط توانایگام و همکاران [۱۹-۲۰] محاسبه و در شکل (۱۳) ترسیم شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود روند تغییرات نسبت تخلخل با درصد شن به صورت کاهشی-افزایشی-کاهشی است. به عبارت دیگر در ناحیه کنترل‌شونده توسط ماسه، e_f تا میزان شن حدود ۱۰ درصد کاهش می‌یابد و سپس مجدداً با افزایش میزان شن تا ۵۰ درصد افزایش یافته است و در ناحیه کنترل‌شونده توسط شن، با افزایش درصد شن تا ۷۵ درصد e_c کاهش یافته است. جهت بررسی ارتباط مقاومت روانگرایی و نسبت تخلخل‌های معرفی شده، در شکل (۱۴) روند تغییرات پارامترهای e_f و e_c با تعداد سیکل منجر به روانگرایی به‌ازای درصد‌های مختلف شن برای خاک مخلوط با تراکم‌های نسبی مختلف نشان داده شده است. همان‌طور که در این شکل مشاهده می‌شود تطابق خوبی بین تغییرات e_f و e_c با تعداد سیکل منجر به روانگرایی وجود دارد. به طوری که روند تغییرات این دو پارامتر با درصد شن عکس روند تغییرات مقاومت روانگرایی با درصد شن است. به عبارت دیگر با کاهش e_f یا e_c ، مقاومت خاک مخلوط در برابر روانگرایی افزایش یافته است و برعکس.



شکل (۱۳): نمودار تغییرات نسبت تخلخل بین ذرات ریزدانه و نسبت تخلخل دانه‌ای بر حسب درصد شن در مقادیر مختلف تراکم نسبی مخلوط.

در درصد شن برابر ۱۰ درصد دانه‌های شن به صورت گسسته در ماتریس ماسه شناور هستند و ارتباطی بین ذرات شن مشاهده نمی‌شود. در درصد شن ۳۰ درصد نیز اغلب ذرات شن در ماتریس ماسه شناور هستند و ارتباط چندانی بین دانه‌های شن مشاهده نمی‌شود. در درصد شن ۵۰ درصد، دانه‌های شن تا حد کمی سبب جداشدگی ذرات ماسه از یکدیگر شده و ساختار مخلوط در حال تغییر به کنترل‌شونده توسط شن می‌باشد. در این حالت دانه‌های ماسه فضای خالی بین دانه‌های شن را پر کرده و تعدادی از آنها نیز بین دانه‌های شن قرار گرفته‌اند. در نمونه خاک با ۷۵ درصد شن، حالت تماماً غیر شناور برای دانه‌های شن اتفاق افتاده است و دانه‌های ماسه عملاً در فضای خالی بین دانه‌های شن قرار گرفته‌اند. به عبارت دیگر ساختار مخلوط عمدتاً به حالت کنترل‌شونده توسط شن تغییر یافته است.

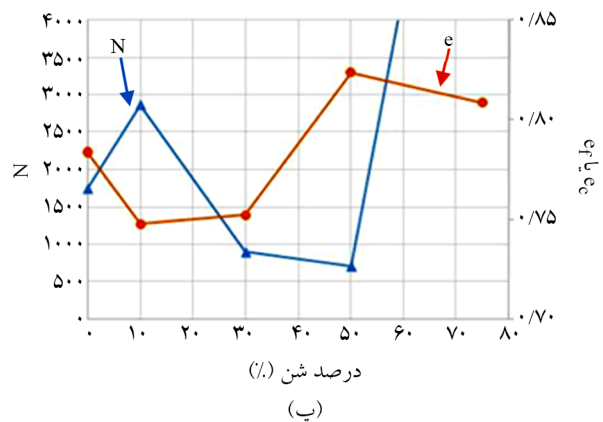
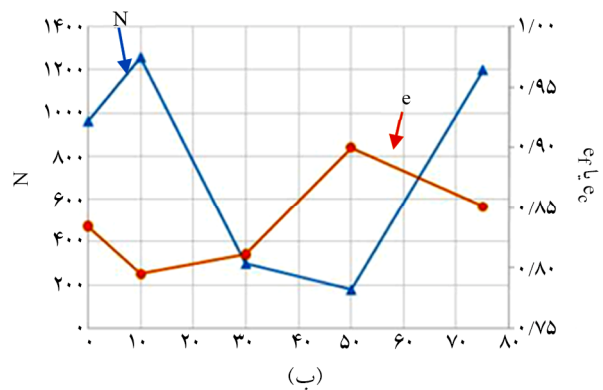
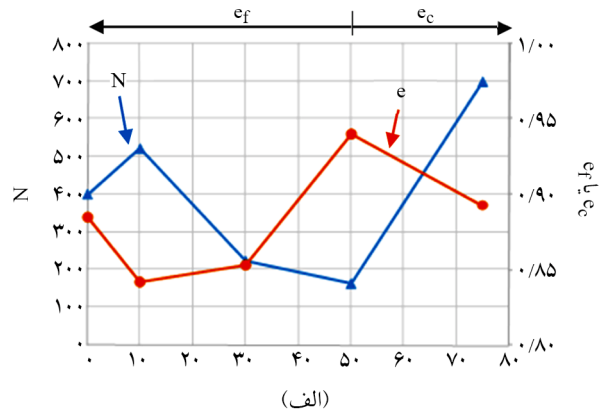
۴-۲- تفسیر نتایج مقاومت روانگرایی مخلوط

در بخش‌های قبلی مشاهده شد که در یک تراکم نسبی مخلوط ثابت، با افزودن مقدار بسیار اندکی شن به ماسه، مقاومت مخلوط در برابر روانگرایی افزایش یافته ولی پس از آن با افزایش بیشتر میزان شن تا یک مقدار حدی، مقاومت روانگرایی کاهش می‌یابد. سپس افزایش درصد شن، مجدداً منجر به افزایش مقاومت مخلوط در برابر روانگرایی می‌گردد. این مشاهده برخلاف تصور معمول است که انتظار می‌رود افزودن شن به خاک ماسه‌ای همواره سبب افزایش مقاومت روانگرایی نمونه شود. در حقیقت به نظر می‌رسد ارتباط مستقیم و ساده‌ای بین مقاومت روانگرایی مخلوط و دانسیته نسبی آن وجود نداشته باشد. از طرف دیگر این نتایج نشان می‌دهد که رفتار خاک ماسه‌ای مخلوط با شن به لحاظ نحوه قرارگیری و توزیع دانه‌ها نسبت به هم، تماس بین ذرات و نحوه تغییر خلل و فرج موجود در مخلوط خاک در درصد‌های مختلف شن با هم متفاوت است. این تفاوت باعث می‌شود که زنجیره نیروهای داخلی و تماس‌های فعال آنها در درصد‌های مختلف شن تغییر کند که در نهایت منجر به تغییر رفتار روانگرایی خاک مخلوط

مخلوط کاهش یابد و بنابراین لازم است تا تخلخل ذرات ماسه (e_f) که در این حالت ماتریس غالب مخلوط را تشکیل می دهند اندکی کاهش یابد و لذا مقاومت روانگرایی مخلوط که در این حالت کنترل شونده توسط ماتریس ماسه‌ای است، اندکی افزایش خواهد یافت. با افزایش بیشتر درصد شن تا ۳۰ درصد و پس از آن، تا قبل از حد شناوری شن (حدود ۵۰ درصد)، با جایگزین شدن تعدادی ذره ماسه و منافذ بین آنها توسط دانه‌های شن، جهت ثابت نگه داشتن دانسیته نسبی مخلوط (در نتیجه کاهش بیشتر نسبت تخلخل کلی مخلوط) لازم است تا بر خلاف حالت قبلی ماتریس ماسه سست تر شود (افزایش e_f) و لذا مقاومت روانگرایی کاهش خواهد یافت. در درصد شن بیش از ۵۰ درصد به دلیل اینکه ذرات شن از حالت شناوری خارج شده و شروع به ایجاد تماس با یکدیگر می کنند لذا ماتریس غالب مخلوط از ماسه به شن تغییر یافته و متعاقباً مقاومت روانگرایی مخلوط به دلیل حاکم شدن رفتار شن، مجدداً افزایش خواهد یافت. به عبارت دیگر در نمونه خاک با ۷۵ درصد شن، دانه‌های ماسه عملاً نقش چندانی در ارتباط میان دانه‌های شن و باریری و انتقال نیروها ندارند. در پایان می توان نتیجه گرفت که پارامتر تراکم نسبی مخلوط (D_r) پارامتر مناسبی جهت مطالعه و تعیین رفتار روانگرایی خاک‌های ماسه‌ای مخلوط با شن نیست و بهتر است از پارامترهای نسبت تخلخل بین ذرات ریزدانه (e_f) و نسبت تخلخل بین دانه‌ای (e_c) به ترتیب در نواحی کنترل شونده توسط ذرات ماسه و شن بدین منظور استفاده نمود.

۳-۴- ارتباط بین سرعت موج برشی و مقاومت روانگرایی

همبستگی بین مقاومت روانگرایی و سرعت موج برشی سال‌هاست که مورد توجه محققین مختلف قرار گرفته است و به عنوان روشی غیرمستقیم جهت ارزیابی پتانسیل روانگرایی خاک‌ها استفاده می شود. در این خصوص روابط متعددی ارائه شده است که یکی از متداول ترین آنها رابطه‌ی پیشنهادی اندروس-استوکی [۲۱] است. این رابطه با مطالعه بر روی مناطق



شکل (۱۴): تغییرات تعداد سیکل منجر به روانگرایی (N)، نسبت تخلخل بین ذرات ریزدانه و نسبت تخلخل دانه‌ای با درصد شن در $CSR=0/1$ برای نمونه‌های با تراکم نسبی مخلوط: (الف) ۱۰ درصد، (ب) ۳۰ درصد و (پ) ۵۰ درصد.

در یک جمع‌بندی کلی جهت توجیه رفتار روانگرایی مشاهده شده می توان ذکر نمود که با فرض ثابت نگه داشتن تراکم نسبی مخلوط، با افزودن مقدار کمی شن به ماسه (در تحقیق حاضر تا حدود ۱۰ درصد)، دانه‌های شن جایگزین تعدادی ذره ماسه و منافذ بین آنها خواهد شد. لذا در صورتی که بنا باشد تراکم نسبی مخلوط ثابت بماند لازم است تا نسبت تخلخل کلی

۵- نتیجه‌گیری

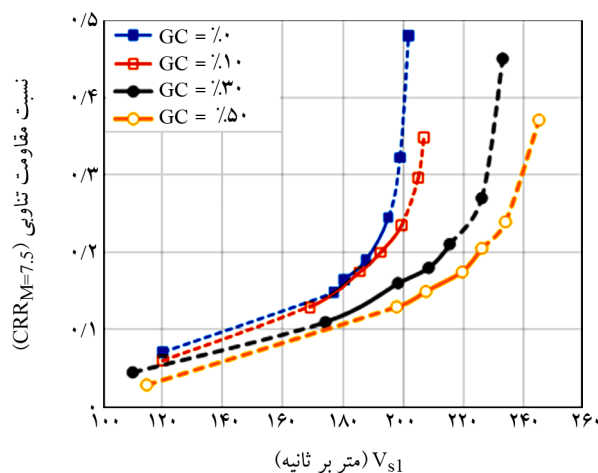
در این مقاله به بررسی مقاومت روانگرایی ماسه مخلوط با درصد‌های مختلف شن با استفاده از آزمایش‌های سه‌محوری تناوبی پرداخته شد. در این راستا اثر افزایش درصد شن و افزایش تراکم نسبی بر مقاومت روانگرایی مخلوط ماسه و شن بررسی شد و جهت تعیین رفتار خاک مخلوط در کرنش‌های کوچک، سرعت موج برشی در نمونه‌های مورد آزمایش با استفاده از آزمایش‌های المان خمشی پیزوالکتریک نیز برآورد گردید. مهم‌ترین نتایج به‌دست‌آمده در این تحقیق را می‌توان این‌گونه بیان نمود:

- در تمامی نمونه‌ها افزایش تراکم نسبی مخلوط (D_r) موجب افزایش مقاومت در برابر روانگرایی می‌شود.
- در یک تراکم نسبی مخلوط (D_r) ثابت، با افزودن شن به ماسه تا ۱۰ درصد، مقاومت مخلوط در برابر روانگرایی افزایش یافته ولی پس از آن با افزایش بیشتر میزان شن تا ۵۰ درصد، مقاومت روانگرایی کاهش می‌یابد. سپس افزایش درصد شن، مجدداً منجر به افزایش مقاومت مخلوط در برابر روانگرایی می‌گردد به صورتی که بیشترین مقدار مقاومت مخلوط در برابر روانگرایی در درصد شن ۷۵ درصد مشاهده می‌شود.
- ازدیاد تراکم نسبی نمونه‌های خاک در یک درصد شن ثابت، سبب افزایش سختی برشی اولیه مخلوط و افزایش مقدار سرعت موج برشی می‌گردد. همچنین برای یک تراکم نسبی ثابت، زیاد شدن میزان شن نیز سختی برشی اولیه خاک را افزایش داده و متعاقباً سرعت موج برشی نیز افزایش می‌یابد.
- پارامترهای نسبت تخلخل کلی مخلوط (e) و تراکم نسبی مخلوط (D_r) جهت بررسی رفتار خاک ماسه‌ای مخلوط با شن در سطوح کرنش پایین (اندازه‌گیری سختی برشی اولیه یا سرعت موج برشی) مناسب است.
- پارامترهای نسبت تخلخل کلی مخلوط (e) و تراکم نسبی مخلوط (D_r) جهت بررسی رفتار خاک ماسه‌ای مخلوط با شن در سطوح کرنش بالاتر (روانگرایی) مناسب نیستند.

و خاک‌های مختلف (ماسه‌ای، ماسه سیلتی و شنی) به دست آمده است. شکل کلی این رابطه به صورت زیر است:

$$CRR = \left\{ a \left(\frac{V_{s1}}{100} \right)^2 + b \left(\frac{1}{V_{s1}^* - V_{s1}} - \frac{1}{V_{s1}^*} \right) \right\} MSF \quad (3)$$

در این رابطه CRR عبارت است از نسبت مقاومت تناوبی، V_{s1} عبارت است از سرعت موج برشی اصلاح شده برای سطح تنش سربار، V_{s1}^* حداکثر سرعت موج برشی وقوع روانگرایی، MSF ضریب مقیاس بزرگا و a و b پارامترهای برازش منحنی هستند. با استفاده از شکل کلی رابطه فوق، ارتباط بین مقاومت روانگرایی و مقادیر سرعت موج برشی اندازه‌گیری شده در تحقیق حاضر به دست آمده و در شکل (۱۵) ارائه شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود در یک درصد شن ثابت مخلوط، با افزایش سرعت موج برشی، مقاومت روانگرایی مخلوط افزایش می‌یابد. به‌علاوه در یک سرعت موج برشی ثابت نیز با افزایش درصد شن تا ۵۰ درصد میزان مقاومت روانگرایی کاهش یافته است که دلیل آن می‌تواند این موضوع باشد که با افزایش درصد شن جهت ثابت ماندن سرعت موج برشی، ماتریس ماسه می‌بایست تراکم کمتری داشته باشد و لذا مخلوطی که در این حالت رفتارش توسط بخش ماسه‌ای کنترل می‌شود، زودتر روانگرا می‌شود.



شکل (۱۵): تغییرات نسبت مقاومت تناوبی ($CRR_{M=7.5}$) در برابر سرعت موج برشی اصلاح شده برای سطح تنش سربار (V_{s1}) در درصد‌های شن مختلف (G.C).

5. Cao, Z., Youd, T.L., and Yuan, X. (2011) Gravelly soils that liquefied during 2008 Wenchuan, China earthquake, Ms=8.0. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **31**(8), 1132-1143.
6. Siddiqi, F.H. (1984) *Strength Evaluation of Cohesionless Soils with Oversized Particles*. Ph.D. dissertation, University of California, Davis, Calif., USA.
7. Wang, W. (1984) Earthquake damage to earth and levees in relation to soil liquefaction. *Proceeding of International Conference on Case Histories on Geotechnical Engineering*, **1**, 511-521.
8. Stokoe, K.H., Rix, G.J., Salinero, I.S., Andrus, R.D. and Mok, Y.J. (1988) Liquefaction of gravelly soils during the 1983 Borah Peak, Idaho earthquake. *Proceeding of 9th World Conference on Earthquake Engineering*, Vol. III, 183-188.
9. Evans, M.D. and Zhou, S. (1995) Liquefaction behavior of sand-gravel composites. *Journal of Geotechnical Engineering*, **121**(3), 287-298.
10. Simoni, A. and Houlsby, G.T. (2006) The direct shear strength and dilatancy of sand-gravel mixtures. *Geotechnical and Geological Engineering*, **24**(3), 523-549.
11. Askari, F., Dabiri, R., Shafiee, A., and Jafari, M.K. (2011) Liquefaction resistance of sand-silt mixtures using laboratory-based shear wave velocity. *International Journal of Civil Engineering*, **9**(2), 135-144.
12. ASTM D5311/D5311M-13 (2013) Standard test method for load controlled cyclic triaxial strength of soil. *ASTM International*, West Conshohocken, PA., www.astm.org.
13. Karg, C. and Haegeman, W. (2005) Advanced cyclic triaxial and bender element testing. *Proceedings of 12th International Congress on Sound and Vibration*, Lisbon, Portugal.
14. Piriyaikul, K. (2010) A development of a bender element apparatus. *Journal of King Mongkut's University of Technology North Bangkok*, **20**, 363-369.
15. ASTM D5311 (2013) Standard Test Methods for Load Controlled Cyclic Triaxial Strength of Soil.

- نتایج این تحقیق نشان می‌دهد تطابق خوبی بین تغییرات پارامترهای e_c و e_f با تعداد سیکل منجر به روانگرایی وجود دارد، به طوری که روند تغییرات این دو پارامتر با درصد شن عکس روند تغییرات مقاومت روانگرایی با درصد شن است. به عبارت دیگر با کاهش e_f یا e_c ، مقاومت خاک مخلوط در برابر روانگرایی افزایش یافته است و برعکس.

- جهت مطالعه و تعیین رفتار روانگرایی خاک‌های ماسه‌ای مخلوط با شن بهتر است از پارامترهای نسبت تخلخل بین ذرات ریزدانه (e_f) و نسبت تخلخل بین دانه‌های (e_c) به ترتیب در نواحی کنترل‌شونده توسط ذرات ماسه و شن به جای پارامترهای نسبت تخلخل کلی مخلوط (e) و تراکم نسبی مخلوط (D_r) استفاده نمود.

- نتایج به دست آمده نشان می‌دهد که در یک درصد شن ثابت مخلوط، با افزایش سرعت موج برشی، مقاومت روانگرایی مخلوط افزایش می‌یابد در حالی که در یک سرعت موج برشی ثابت با افزایش درصد شن تا ۵۰ درصد میزان مقاومت روانگرایی کاهش می‌یابد.

مراجع

1. Kramer, S.L. (1996) *Geotechnical Earthquake Engineering*. Prentice-Hall, New Jersey
2. Lin, P.S., Chang, C.W., Hsieh, C.C., Lai, S.Y., and Lin, S.Y. (2001) Liquefaction assessment and lateral spreading in Nantou, Taiwan, *Proceeding of 4th International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*.
3. Ku, C.S., Lee, D.H., and Wu, J.H. (2004) Evaluation of soil liquefaction in the Chi-Chi, Taiwan earthquake using CPT. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **24**, 659-673.
4. Yegian, M., Ghahraman, V., and Harutiunyan, R. (1994) Liquefaction and embankment failure case histories, 1988 Armenia earthquake. *Journal of Geotechnical Engineering*, **120**(3), 581-596.

- ASTM International*, West Conshohocken, PA.,
www.astm.org.
16. ASTM D4253-16 (2016) Standard Test Methods for Maximum Index Density and Unit Weight of Soils Using a Vibratory Table. *ASTM International*, West Conshohocken, PA.
 17. ASTM D4254-16 (2016) Standard Test Methods for Minimum Index Density and Unit Weight of Soils and Calculation of Relative Density. *ASTM International*, West Conshohocken, PA.
 18. Bayat, M. and Ghalandarzadeh, A. (2017) Stiffness degradation and damping ratios of sand-gravel mixtures under saturated state. *International Journal of Civil Engineering*, <https://doi.org/10.1007/s40999-017-0274-8>.
 19. Thevanayagam, S., Shenthan, T., Mohan, S., and Liang, J. (2002) Undrained fragility of clean sands, silty sands, and sandy silts. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **128**(10), 849-859.
 20. Thevanayagam, S., Shenthan, T., Mohan, S., and Liang, J. (2002) Undrained fragility of clean sands, silty sands, and sandy silts. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **128**(10), 849-859.
 21. Andrus, R.D. and Stokoe, K.H. (2000) Liquefaction resistance of soils from shear wave velocity. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **126**(11), 1015-1025.