

تأثیر رس کائولینیت بر مقاومت خاک ماسه ای در برابر روانگرایی؛ مطالعه موردی شهرستان گرگان در شمال ایران

رسول یازرلو^۱، ماشاله خامه چیان^{۲*}، محمدرضا نیکودل^۳

پذیرش مقاله: ۹۸/۰۶/۲۱

دریافت مقاله: ۹۷/۱۱/۲۳

چکیده

در این مقاله پس از نمونه گیری از خاک ماسه ای منطقه و انجام آزمایشات پایه ژئوتکنیکی بر روی آن، با انجام یک سری آزمایش سه محوری سیکلی (دوره ای) اثر افزودن این ریزدانه بر پتانسیل روانگرایی خاک ماسه ای مورد مطالعه قرار گرفت. نتایج آزمایشات سه محوری سیکلی نشان داد که خاک ماسه ای مورد مطالعه پس از ۵۴ سیکل بارگذاری روانگرا گردیده که نشان از مستعد بودن آن برای روانگرایی است. همچنین با افزودن ریزدانه به بافت خاک در درصدهای پایین مقاومت خاک در برابر روانگرایی کاهش یافته است که می تواند ناشی از شکسته شدن پیوند بین دانه های خاک توسط ذرات ریزدانه بوده باشد. اما با افزایش درصد ریزدانه مقاومت خاک در برابر روانگرایی افزایش می یابد که دلیل آن چیره شدن ریزدانه در بافت خاک و ایجاد چسبندگی در آن است. این روند کاهشی و سپس افزایشی در مقاومت خاک در برابر روانگرایی با افزودن ریزدانه در مطالعات دیگر نیز دیده شده است که به مقدار ریزدانه ای که پس از آن مقاومت خاک رو به افزایش میگذارد، ریزدانه حدی گفته می شود. نتایج این مقاله نشان داد که برای خاک ماسه ای شهرستان گرگان مقدار ریزدانه حدی خاک رس کائولینیت مقدار ۱۲ درصد وزنی می باشد.

کلید واژه ها: خاک ماسه ای، آزمایش سه محوری سیکلی، روانگرایی، شهرستان گرگان.

۱. دکتری زمین شناسی مهندسی، بخش زمین شناسی، دانشکده علوم، دانشگاه تربیت مدرس، تهران

۲. استاد تمام زمین شناسی مهندسی، بخش زمین شناسی، دانشکده علوم، دانشگاه تربیت مدرس، تهران khamechm@modares.ac.ir

۳. استاد زمین شناسی مهندسی، بخش زمین شناسی، دانشکده علوم، دانشگاه تربیت مدرس، تهران

۱. مقدمه

روانگرایی یکی از موضوعات مهم، جالب، پیچیده در زمین شناسی مهندسی و مهندسی ژئوتکنیکی لرزه ای می باشد. اثرات ویرانگر روانگرایی در سال ۱۹۶۴ و در فاصله بین زلزله ۹/۲ ریشتری آلاسکا معروف به زلزله جمعه خوب و زلزله ۷/۵ ریشتری نیگاتای ژاپن مورد توجه قرار گرفت. هر دو زلزله مثال های منحصر به فردی از خسارات ناشی از روانگرایی شامل ناپایداری شیب، گسیختگی پی پل و ساختمان، و شناوری سازه های مدفون به نمایش گذاردند (Kramer, 1996). روانگرایی واژه ای است که معمولاً جهت توصیف کاهش ناگهانی و چشمگیر مقاومت در خاک های ماسه ای حین بارگذاری لرزه ای استفاده می شود. در حالی که روانگرایی به گفته ترزاقی و پک (Terzaghi and Peck, 1948) اغلب در ارتباط با خاک های غیر چسبنده سست و بارگذاری دینامیکی می باشد که در بسیاری از انواع خاک تحت هر دو نوع بارگذاری دینامیکی و استاتیکی گزارش شده است.

با توجه به خسارات گسترده این پدیده طی دهه های اخیر تلاش های متعددی در رابطه با تخمین و تحلیل پتانسیل روانگرایی مصالح خاکی صورت پذیرفته است. متغیرهای فراوان موجود در ویژگی های خاک (نظیر تراکم، تنش همه جانبه، اندازه ذرات، میزان ریزدانه) و تعیین اثر آنها طی روانگرایی و همچنین عدم قطعیت های همراه با بارگذاری زمین لرزه سبب شده روش های ارزیابی پتانسیل روانگرایی به شکل روابط تجربی در آیند (Seed and Idriss, 1971). در همین راستا این روش های اولیه تخمین پتانسیل روانگرایی با افزایش داده های محققان از رخدادهای جدید بطور مداوم در حال بروز رسانی بوده (Youd et al., 2001; Boulanger et al., 2012) و همچنین نواقص و محدودیت های آنها در ادبیات فنی بیان گشته است (Maurer et al., 2014; Sabbar et al., 2017).

در زمینه تاثیر ذرات ریزدانه بر پتانسیل روانگرایی خاک های ماسه باید خاطر نشان کرد که اضافه شدن رس یا سیلت به

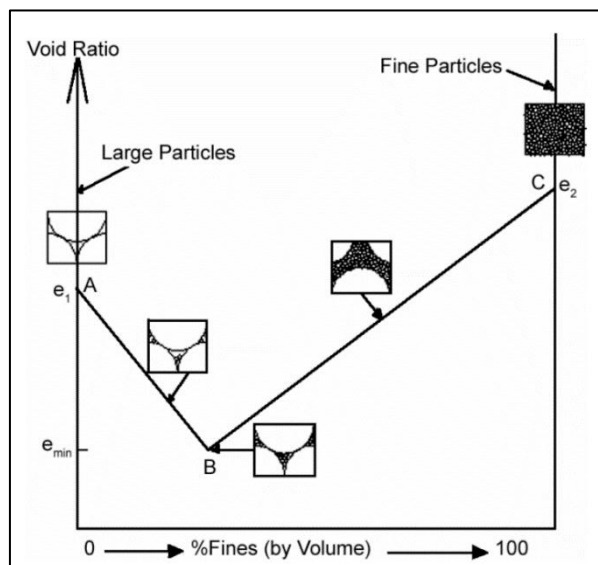
ماسه در درصد های مختلف می تواند به طور اساسی رفتار مخلوط ماسه و رس را تغییر دهد. در مطالعه گسترده ای که در این زمینه توسط پولیتو و مارتین (Polito and Martin, 2001) صورت گرفت، به نمودار شکل (۱) که تغییرات نسبت تخلخل حداقل در برابر درصد ریزدانه را نشان می دهد، دست یافتند.

با نگاهی به شکل (۱) می توان مشاهده نمود که در قسمت A درصد ریزدانه صفر است و دانه های ماسه به خوبی با یکدیگر تماس دارند و می توانند نیرو را منتقل کنند. از نقطه A به سمت نقطه B، درصد ریزدانه افزایش می یابد. در این حالت، ریزدانه ها فضای خالی بین دانه های ماسه را پر می کنند و باعث کاهش نسبت تخلخل و افزایش دانسیته نسبی می شوند، بدون آنکه در باربری شرکت داشته باشند تا اینکه در نقطه B ریزدانه های اضافه شده کاملاً فضای خالی بین دانه های ماسه را پر می کنند. به این مقدار ریزدانه، ریزدانه حدی گفته می شود. با افزایش ریزدانه از این مقدار، دانه های ماسه بیشتر از یکدیگر جدا می شوند و ذرات ریزدانه نقش مهمتری را ایفا می کنند تا اینکه در نقطه C ریزدانه ها نمونه را تشکیل می دهند. قابل ذکر است که مقدار حدی ریزدانه به دانه بندی خاک اصلی و خصوصیات ریزدانه بستگی دارد. مثلاً خاکهای خوب دانه بندی شده در مقایسه با خاکهای بد دانه بندی شده نسبت تخلخل کمتری دارند و در نتیجه مقدار کمتری ریزدانه می تواند دانه های ماسه را کاملاً از هم جدا کند. همچنین ذرات رس نسبت به ذرات سیلت دارای نسبت تخلخل بیشتری هستند و می توانند به صورت مؤثرتری در پر کردن فضای خالی بین دانه های ماسه شرکت کنند.

پس از بررسی اثر ریزدانه بر بافت خاک های دانه ای در ادامه به مطالعات تاثیر ریزدانه رسی که شامل کائولینیت که در این مقاله از آن استفاده شده است بر پتانسیل روانگرایی پرداخته می شود. بطور کلی مطالعات در این زمینه نشان داده که افزایش ریزدانه در ماسه ممکن است هم مقاومت روانگرایی ماسه را افزایش دهد و هم کاهش. بعبارت دیگر ممکن است با اضافه کردن ریزدانه تا یک مقدار مشخص کاهش مقاومت

درک گردد. همچنین اولین آزمایش‌های سیکلی در لای‌ها در سال ۱۹۸۴ توسط ال هوسری و همکاران (El Hosri et al., 1984) انجام شد.

روانگرایی، و با افزودن مقادیری بیشتر از آن افزایش مقاومت روانگرایی رخ دهد. به این مقدار ریزدانه، حد سیلنتی نیز گفته می‌شود. اولین آزمایش‌های سیکلی روی ماسه‌ها در دهه‌ی ۱۹۶۰ (Seed and Lee, 1966) انجام گرفت. تقریباً ۴۰ سال طول کشید تا رفتار روانگرایی ماسه‌ها کم و بیش به طور کامل



شکل ۱. تغییرات نسبت تخلخل حداقل مخلوط ماسه و رس در برابر تغییرات درصد رس (Polito and Martin, 2001)

در ارتباط با تأثیر پلاستیسیته بر رفتار سیکلی خاک‌های رس‌دار تعدادی مطالعه انجام گرفته است. با این وجود نتایج حاصل از یافته‌ها تا حدودی متناقض گزارش شده‌اند. پراکاش و سندووال (Prakash and Sandoval, 1992)، نشان دادند که برای محدوده پایین پلاستیسیته ($PI > 4$)، مقاومت روانگرایی ترکیبات رس - ماسه با افزایش میزان پلاستیسیته کاهش می‌یابد. از طرف دیگر، ایشی‌هارا (Ishihara, 1993)، هیودو و همکاران (Hyodo et al., 1999)، پیشنهاد نمودند افزایش پلاستیسیته برای خاک‌های با $PI < 10$ ، موجب افزایش مقاومت روانگرایی می‌شود.

در تناقض با این یافته‌ها، بولانگر و همکاران (Boulanger et al., 1998) گزارش نمودند که در جریان زلزله ۱۹۸۹ لومپرت، رس لای‌دار با $PI < 17$ فشار حفره‌ای زیادی را تجربه کرده که منجر به کرنش‌های برشی قابل توجه و پدیده گسترش جانبی گردیده است. کوستر (Koester, 1994)

مطالعات قابل توجهی در دهه‌های اخیر بر توسعه روش‌های تجربی جهت ارزیابی رفتار خاک‌های رس‌دار هنگام زلزله انجام گرفته است. در نتیجه، اثرات چند عامل تأثیرگذار بر مقاومت روانگرایی خاک‌های رس‌دار مانند تنش برشی سیکلی و بسامد (Ansal and Erken, 1996; Zergoun and Vaid, 1994)، تنش برشی استاتیک اولیه (Lefebvre and Pfendler, 1994)، و نسبت بیش‌تحکیمی (Azzouz et al., 1989) نسبتاً به خوبی مورد مطالعه قرار گرفته است. با این حال هنوز برخی جنبه‌های مربوط به رفتار سیکلی خاک‌های رس‌دار باید بیشتر آشکار گردد. برای مثال، تنها تعدادی مطالعه‌ی محدود روی سازوکار روانگرایی خاک‌های رس‌دار انجام شده که بیشتر آن‌ها شامل خاک‌های رسی با پلاستیسیته بالا و ماسه‌های سیلنتی بوده است (Gratchev et al., 2006; Rabbi et al., 2018; Keramatikerman et al., 2018).

دارند. چنگ و همکاران (Chang et al., 1982) نشان دادند که بیشتر روانگرایی ناشی از زلزله‌های اتفاق افتاده در ماسه‌ی سیلتی و سیلت ماسه‌ای است. با توجه به مطالب مذکور در مقاله حاضر تلاش شده تا اثر ریزدانه رس کائولینیت بر خاک ماسه‌ای شهرستان گرگان واقع در استان گلستان در شمال ایران پرداخته شود. لازم به ذکر است که ارزیابی پتانسیل روانگرایی در این مقاله با استفاده از روش آزمایشگاهی آزمایش سه محوری دوره‌ای (سیکلی) انجام شده است. همچنین علت انتخاب رس کائولینیت به عنوان ریزدانه، فراوانی و مقرون به صرفه بودن آن از منظر اقتصادی است که استفاده آن در کاربردهای عملی را امکان پذیر می‌سازد. همچنین شهرستان گرگان با توجه به قرار گرفتن در زون لرزه خیز ایران و فراوانی خاک‌های غیر چسبنده سست در اعماق سطحی خود، مستعد روانگرایی بوده و با توجه به گسترش ساخت و سازهای عمرانی در آن مطالعه خاک‌های آن به منظور افزایش مقاومت خاک در برابر روانگرایی ضروری بنظر می‌رسد.

۲. مواد و روش‌ها

۱-۲. زمین شناسی و زمین شناسی مهندسی ناحیه مورد مطالعه
خاک ماسه‌ای مورد استفاده در این مقاله از ناحیه‌ای در شمال شهرستان گرگان در استان گلستان تهیه شده است (شکل ۲-۱). در همین راستا در ادامه این بخش بطور مختصر پیرامون زمین شناسی عمومی، زمین شناسی مهندسی و لرزه خیزی ناحیه مورد مطالعه اطلاعاتی ارائه می‌شود. چینه شناسی محدوده گرگان شامل سازندها و واحدهای دوره‌های مختلف زمین شناسی است. قسمت جنوبی این شهر متشکل از سازندهای و واحدهای سنگی دروان‌های مختلف زمین شناسی و قسمت شرقی و شمال شرقی آن، منتهی الیه غربی حوضه رسوبی کپه داغ است که سازندها و نهشته‌های جدید تر کواترنر بصورت گسترده روی آن را پوشانده است. قدیمی ترین واحدهای زمین شناسی به سن پرکامبرین مربوط به

داده‌های به دست آمده از آزمایشات سه محوره کنترل تنش بر روی نمونه‌های بازسازی شده ترکیبات ماسه/لای/رس را در پژوهش خود ارائه نمود. نمونه‌ها در نسبت تخلخل کلی ثابت بیان‌کننده ۵۰٪ تراکم نسبی برای ماسه تمیز و نشانه‌ی خمیری ریزدانه‌ها در محدوده ۴ تا ۴۰، مورد آزمایش قرار گرفتند. نتایج حاصل از این مطالعه نشان داد که مقاومت سیکلی به طور کلی با افزایش میزان ریزدانه تا ۲۰٪ کاهش یافته و پس از آن افزایش می‌یابد. همچنین برای نمونه‌های ماسه‌ای مختلف حاوی ریزدانه‌های با پلاستیسیته متفاوت نتایج مشابهی به دست آمد. بوفرا و شهرور (Bouferra and Shahrour, 2004) همچنین با انجام آزمایش سه محوره سیکلی روی نمونه ماسه دارای تا ۱۵ درصد رس نتیجه گرفتند که با افزایش میزان رس مقاومت روانگرایی کاهش می‌یابد. آن‌ها تاکید کردند که وجود مقدار کمی رس در ماتریس ماسه، اتساع کل نمونه را کاهش می‌دهد.

علاوه بر این مطالعات آزمایشگاهی، تحقیقات گسترده صحرائی نیز در راستای بررسی اثر ریز دانه بر پتانسیل روانگرایی صورت پذیرفته است برای مثال اکاشی (۱۹۷۰) با بررسی زلزله ۱۹۶۴ نیگاتا در ژاپن اظهار داشت که چنانچه میزان ریزدانه موجود در ماسه کمتر از ۱۰٪ باشد، احتمال وقوع روانگرایی بیشتر می‌شود همچنین فی (۱۹۹۱) گزارش کرد که در زلزله‌ی تانگشان (۱۹۷۶) در چین مقاومت روانگرایی خاکهای سیلتی با افزایش مقدار ریزدانه افزایش می‌یابد (نقل از Nguyen et al., 2018).

توکیماتسو و همکارانش (۱۹۸۳) با مطالعه‌ی ۱۷ مورد از زلزله‌های جهان اظهار داشتند که در ۵۰٪ خاکهای روانگرا شده درصد ریزدانه کمتر از ۵٪ بوده است (نقل از Polito, 1999). ایشان همچنین نشان دادند که ماسه‌ها با درصد ریزدانه‌ی بیشتر از ۱۰٪ مقاومت روانگرایی بیشتری نسبت به ماسه‌ی تمیز با همان مقدار SPT دارند. ترونسکو و وردوگو (Tronso and Verdugo, 1985) اظهار داشتند که سدهای باطله‌ی معدنی ساخته شده از خاکهای با درصد سیلت بیشتر روانگرایی بیشتری نسبت به خاکهای با درصد سیلت کمتر

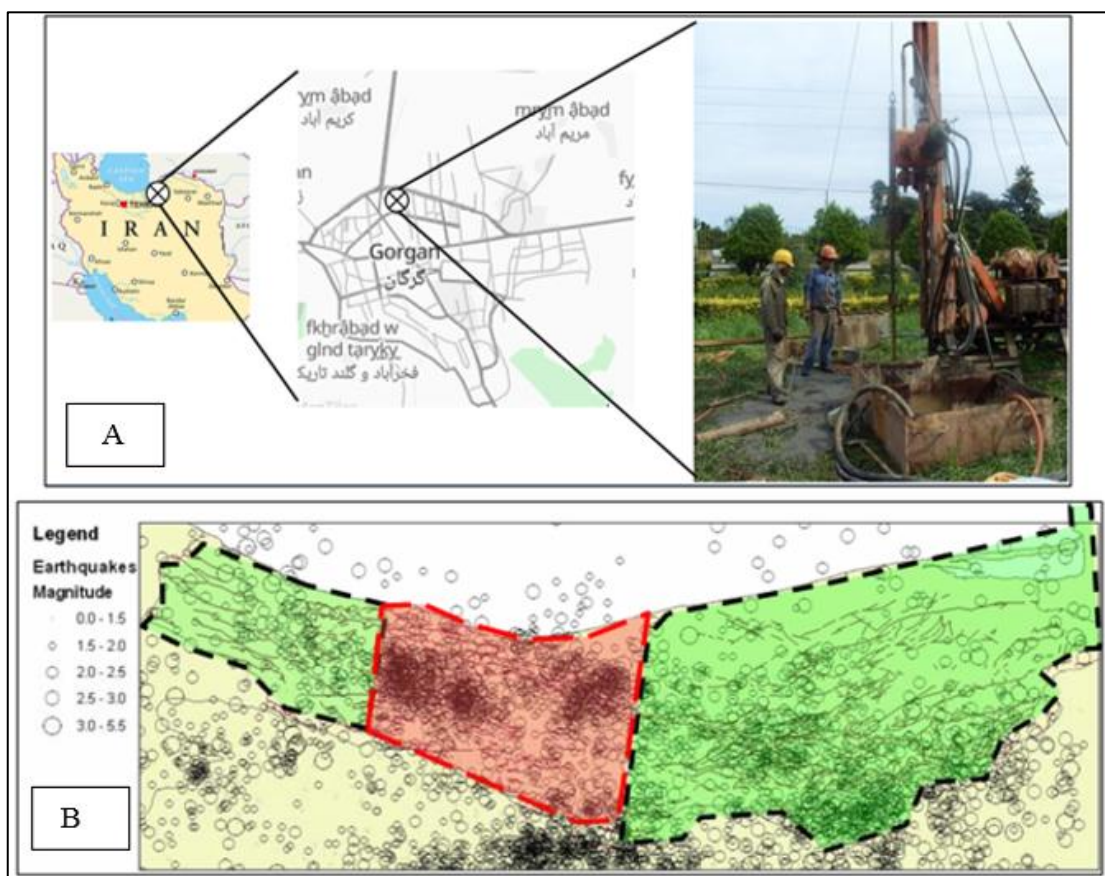
SPT این واحد بین ۱۷ تا بیش از ۵۰ متغیر است که احتمالاً عداد بیش از ۵۰ ناشی از گیر کردن سر نمونه گیر به قلوه سنگ ها می باشد (یازرلو، ۱۳۹۵). مشخصات مهندسی این لایه های مهندسی در جدول (۱) ارائه شده است. همچنین استان گلستان از مناطق زلزله خیز کشور ایران می باشد. رخداد زلزله های بسیار زیاد تاریخی و ثبت شده دستگاهی نشان از زمین ساخت جنباً و گسل های فعال در این منطقه می باشد که فرونشستن کف دریای خزر و فرو رفتن پوسته اقیانوسی خزر به زیر پوسته ایران، عامل حرکت گسل های شمالی است (Khoshrovan and Barimani, 2011). با توجه به نقشه رو مرکزهای زلزله های تاریخی و دستگاهی تهیه شده همانطور که در شکل (۲-۱) دیده می شود، سواحل خزر به سه ناحیه شرقی، غربی و مرکزی تقسیم گردیده است. از مطالعات انجام شده استنتاج می گردد که ناحیه مرکزی دارای گسل های جنباتر نسبت به دو ناحیه مجاور خود می باشد، بنابراین انتظار می رود دو ناحیه دیگر که زلزله بزرگ و متوسط را تجربه نکرده است پتانسیل لرزه خیزی بیشتری داشته باشند بیشترین خطر در این منطقه از مرکز بهشهر به سمت جنوب شهرستان گرگان در امتداد تپه شمالی البرز مرکزی در استان مازندران و در دشت ساحلی ترکمن صحرا از گرگان تا گمیشان گسترش می یابد (Khoshrovan, 2000).

سنگ های دگرگونی ناحیه ای با رخساره آمفیبولیت است که به مجموعه دگرگونی گرگان شهرت دارد. چینه شناسی انباشته های کواترنری عمدتاً شامل رسوبات آبرفتی، بادرفتی، مخروط افکنه ای و واریزی است (قاسمی و همکاران، ۱۳۸۶).

از نظر زمین شناسی مهندسی مطالعات انجام شده نشان داده تا عمق ۲۵ متری شهر گرگان ۴ لایه زمین شناسی مهندسی قابل تشخیص است. این لایه ها شامل واحد رس بالایی (UCU)، واحد شن میانی (MGU)، واحد رس پایینی (LCU) و واحد ماسه ای (SU) می باشند. نکته قابل توجه دیگر در این مدل زمین شناسی مهندسی شهر گرگان این است که لایه های مهندسی تبعیت زیادی از لایه های زمین شناسی داشته اند. لایه رس بالایی یا UCU لایه سطحی می باشد که عمدتاً از رسوبات ریزدانه تشکیل شده است و از آنجا که شالوده اکثر سازه ها بر روی این لایه قرار دارد، دارای اهمیت ویژه ای می باشد. یک واحد ماسه ای (SU) با ضخامت بین ۲-۵ متر نیز در ناحیه مورد مطالعه وجود دارد که گسترش آن از جنوب به شمال و از غرب به شرق کاهش می یابد. بر اساس نمونه های بدست آمده از عمق توسط حفاری های اکتشافی این لایه از ماسه نسبتاً بدانه بندی شده درشت دانه تشکیل شده است که در رده بندی متحد در رده SP قرار می گیرد. عدد

جدول ۱. ویژگی های زمین شناسی مهندسی رسوبات سطحی منطقه مورد مطالعه (یازرلو، ۱۳۹۵)

Soil properties	Engineering geological unit				
	Gravel	UCU	MGU	LCU	SU
Grain size	Sand	0	40-60	0	0-10
	Silt & clay	0	20-30	0-10	85-95
	LL (%)	100	0-10	90-100	0-5
	PI (%)	33-54	NA	22-29	NA
	SPT	8-37	24->50	9-34	14->50
Strength properties	Cohesion (kPa)	11-64	0-0.9	16-41	1.1-5.2
	Internal friction angle (degree)	19-24.5	27-36	23-29	23-31
	UCS (kPa)	73-223	NA	47-357	NA



شکل ۲. (A) محل اخذ نمونه خاک از خیابان سروش ۴ در شمال شهر گرگان؛ (B) نقشه رومرکزهای زلزله ها و گسل های فعال

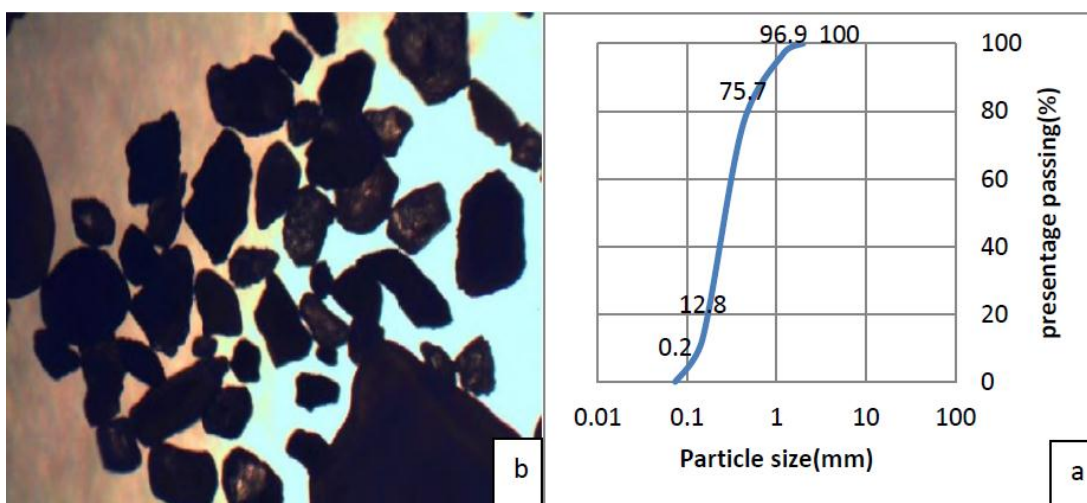
جنوب خزر (Khoshnavan and Barimani, 2012)

بالا بودن سطح آب زیرزمینی در این منطقه شرایط وقوع روانگرایی را تامین کرده است.

۲-۲. خاک مورد استفاده

خاک مورد آزمایش در این مقاله ماسه گرگان می باشد که در بخشی از نوار جنوبی دریای خزر نیز گسترانیده شده است. این خاک دارای طبقه بندی از نوع ماسه بد دانه بندی شده (SP) بر اساس سیستم طبقه بندی متحد می باشد. شکل (۳) منحنی دانه بندی و و تصویر میکروسکوپی ماسه گرگان را نشان داده شده است. همچنین مشخصات ژئوتکنیکی ماسه گرگان در جدول (۲) ارائه شده است.

پتانسیل روانگرایی رسوبات دشت ساحلی خزر با توجه به ویژگی های فیزیکی، عوامل محیطی و مشخصات لرزه ای منطقه بالا تخمین زده شد. برخی از این پارامترها به طور مستقیم اندازه گیری نشدند اما اثرات آن ها مشهود است. به طور مثال، خاک های ماسه ای نسبت به روانگرایی بسیار حساس هستند اما اگر در منطقه ای بدون لرزه خیزی باشند آسیب پذیری کمتری خواهند داشت. رسوبات سطحی شهر گرگان شامل رسوبات ضعیف رودخانه ای و رسوبات سیلاب های فصلی در تالاب ها و مناطق حاشیه رودخانه به سمت منطقه ساحلی دریای خزر گسترش یافته است. از منطقه برون ساحلی به عمق ۵ متر، بیشتر رسوبات ماسه ای هستند که از شرق به غرب قطر متوسط آن ها افزایش می یابد. همچنین



شکل ۳. (a): منحنی توزیع دانه بندی ماسه گرگان (b): تصویر ذرات ماسه گرگان در زیر میکروسکوپ.

جدول ۲. ویژگی های ژئوتکنیکی ماسه مورد مطالعه

G_s	e_{min}	e_{max}	$(\gamma_d)_{min}, \frac{KN}{m^3}$	$(\gamma_d)_{max}, \frac{KN}{m^3}$	$F_c(\%)$	D_{50}, mm	C_u
2.63	0.43	0.67	15.6	17.1	1	0.34	3.33

شده تا از آن در تخمین پتانسیل روانگرایی استفاده شود. علاوه بر مقدار ریزدانه و مشخصات ذرات، عوامل دیگری نیز نتایج SPT را تحت تأثیر قرار می دهند. تعدادی از این عوامل به همراه ضرایب تصحیح مربوط به آنها در جدول (۳) ارائه شده است. از مهمترین عوامل تأثیرگذار بر روی نتایج SPT انرژی ضربه وارد شده به میله، تنش سربار، طول میله، قطر گمانه و شیوه نمونه گیری می باشد. رابطه ی اصلاح SPT در ازای عوامل ذکر شده به صورت زیر است:

$$(N_1)_{60} = N_m \cdot C_N \cdot C_E \cdot C_B \cdot C_R \cdot C_S$$

که در آن: N_m : مقاومت نفوذ استاندارد اندازه گیری شده؛ C_N : ضریب همپایه سازی N_m نسبت به یک تنش سربار موثر مرجع؛ C_E : اصلاح برای نسبت انرژی چکش (ER)؛ C_B : ضریب تصحیح برای قطر گمانه؛ C_R : ضریب تصحیح برای طول میله؛ C_S : اصلاح برای پیکربندی غیر استاندارد نمونه گیر (نمونه گیر دارای پوشش داخلی یا فاقد آن).

از نظر کانی شناسی بخش عمده ای در حدود ۹۰ درصد دانه ها از کانی های کوارتز و فلدسپار تشکیل می شود. همچنین کمتر از ۱۰ درصد از کانی های کربناته (کلسیت و دولومیت) اکسید ها و هیدروکسید های آهن، (هماتیت و لیمانیت) در بافت دانه ها قابل تشخیص است. برای بهتر مشاهده شدن ساختار و شکل دانه ها از این خاک ماسه ای عکس میکروسکوپی گرفته شده است که در شکل (۳-b) نمایش داده شده است. همانطور که در شکل دیده می شود، اکثر دانه ها با بلوریت چندضلعی و دارای گوشه های تیز می باشند که نشان دهنده فاصله کم حمل و نقل آنها از منشأ می باشد.

اگرچه که دانه بندی خاک ماسه ای مورد مطالعه نشان دهنده مستعد بودن آن برای روانگرایی می باشد اما به منظور حصول اطمینان بیشتر در این باره از تحلیل نتایج آزمایشات نفوذ استاندارد (SPT) انجام شده در این لایه ماسه ای، استفاده شده است. در قدم اول پس از جدا کردن نتایج آزمایش SPT انجام شده در این لایه ماسه ای، اعداد خام به صورت زیر اصلاح

جدول ۳. اصلاحات عدد نفوذ استاندارد (Robertson and Wride, 1998)

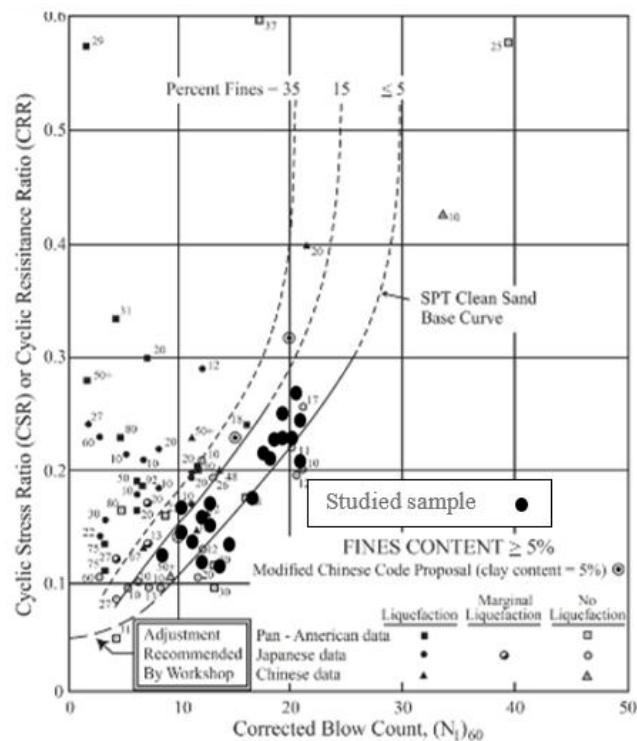
Parameter	Variable	Term	Value
Overburden	-	C_N	$C_N = \left[\frac{P_a}{\sigma_{v0}} \right]^{0.5}, C_N \leq 1.7$
	Donat hammer		0.5-1
Energy ratio	Safety hammer	C_E	0.7-1.2
	Automatic donat hammer		0.8-1.3
	65-155 mm		1
Borehole diameter	150 mm	C_B	1.05
	200 mm		1.15
	Less than 3 m		0.75
Rod length	3-4 m		0.80
	4-6 m	C_R	0.85
	4-10 m		0.95
	10-30 m		1
	Standard sampler	C_S	1
Sampling method	Without liner		1.1-1.3

et al., 1985) پیشنهاد دادند. اولین تغییر ادامه دادن خط مسیر منحنی پایه ماسه ی تمیز در مقادیر پایین $(N_1)_{60}$ بود به نحوی که این امتداد خمیده، محور CRR را در حدود ۰/۰۵ قطع کند (شکل ۴)، این اصلاح منحنی پایه ماسه تمیز را به منظور ایجاد سازگاری بیشتر با منحنی های CRR ارائه شده بر اساس دستورالعمل های CPT و Vs تغییرشکل داد. سید و ایدریس (Seed and Idriss, 1982) منحنی اولیه را از مبدا عبور دادند اما داده های کمی برای تعیین مکان منحنی در قسمت پایین نمودار وجود داشت. یک تطبیق بهتر برای داده های تجربی موجود، خم کردن انتهای پایینی منحنی پایه است که در شکل (۴) نشان داده شده است

در ادامه این بخش نتایج SPT مربوط به چند گمانه در لایه ماسه ای اصلاح و بر روی نمودار شکل (۴) به صورت نقاطی پلات شد تا تخمینی اولیه از پتانسیل روانگرایی این رسوبات ارائه شود. همانطور که در نتایج مشخص است اغلب نقاط پلات شده در محدوده خاک با پتانسیل روانگرایی قرار دارد. همچنین لازم بذکر است برخی نتایج SPT که بالاتر از عدد ۵۰ بوده و احتمالاً ناشی از گیر کردن سر نمونه گیر باشد، از داده ها حذف گردیده است.

ضوابط ارزیابی مقاومت روانگرایی براساس داده های SPT، در طی سال ها گسترش پیدا کرده و با اصلاح و تکمیل جنبه های مختلف، تبدیل به ابزارهای قدرتمندی شده اند. اما بیشتر این معیارها در بر گیرنده نمودار تغییرات CSR در برابر $(N_1)_{60}$ می باشند که در شکل (۴) نشان داده شده است. در این شکل $(N_1)_{60}$ تعداد ضربات آزمایش نفوذ استاندارد است که نسبت به فشار سربار ۱۰۰ kPa و نسبت انرژی چکش یا راندمان چکش ۶۰٪ همپایه شده است. شکل (۴) نموداری از مقادیر نسبت تنش تناوبی محاسبه شده و داده های عدد نفوذ همپایه شده متناظر در ساختگاه هایی است که در آنها اثرات روانگرایی در طی زلزله های گذشته با بزرگای تقریبی ۷/۵ مشاهده شده و یا نشده است. منحنی های نسبت مقاومت تناوبی به صورت محافظه کارانه ای بر روی این نمودار قرار داده شده اند. به طوری که منطقه ی مشتمل بر داده های روانگرا شده را از منطقه ی حاوی نقاط روانگرا نشده جدا کنند. منحنی های نشان داده شده در شکل برای خاک های دانه ای با مقدار ریزدانه ی ۵٪ یا کمتر، ۱۵٪ و ۳۵٪ ارائه شده اند. منحنی CRR برای مقدار ریزدانه ی کمتر از ۵٪ معیار نفوذ پایه در روش ساده شده می باشد.

شرکت کنندگان در کارگاه آموزشی NCEER تغییراتی را نسبت به معیار SPT ارائه شده توسط سید و همکاران (Seed

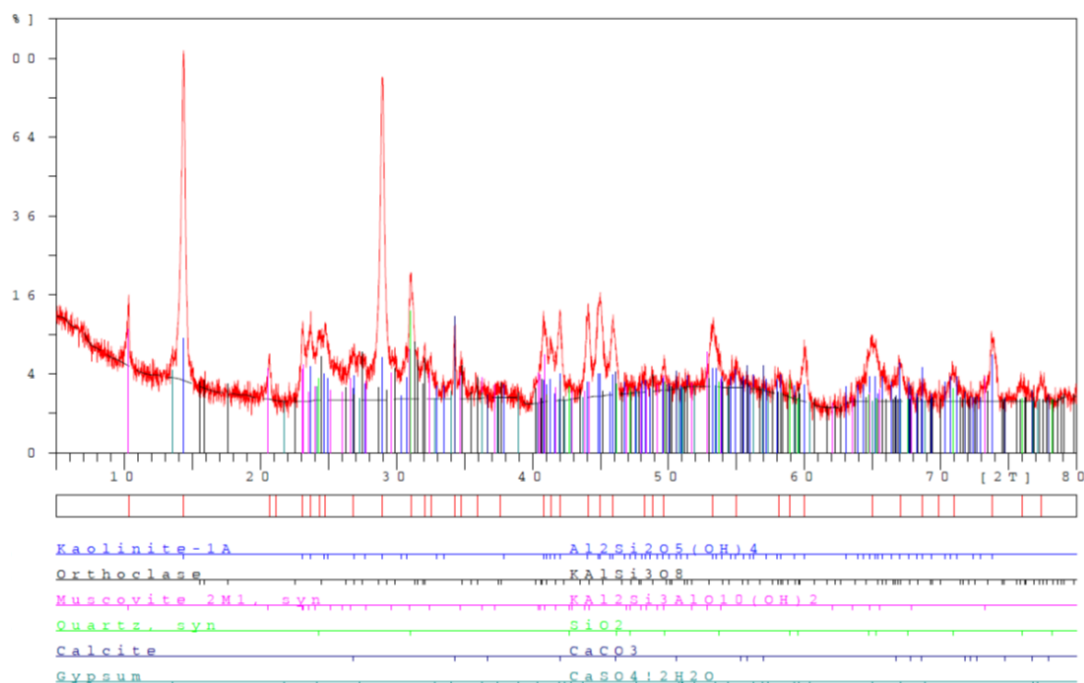


شکل ۴. تخمین پتانسیل روانگرایی خاک مورد مطالعه با استفاده از منحنی سید و همکاران (Seed et al., 1985) که نشان دهنده مستعد بودن خاک ماسه ای مورد مطالعه برای روانگرایی است.

دقیق مصالح مورد آزمایش اطلاع یافت. خروجی نتایج آزمایش XRD به صورت یک سری نمودار می باشد که هر کدام از نقاط حداکثر آن شاخص یک نوع کانی است که مجموعه ای از آنها نشان دهنده ترکیب نهایی کانی شناسی مصالح خاکی ریزدانه می باشد. علی رغم اینکه این آزمایش درصد کانی موجود در خاک را مشخص نمی کند ولی کانی های موجود در خاک را با ضریب اطمینان مناسبی مشخص می نماید. در ادامه نمونه ای از آزمایشات یاد شده بر روی نمونه های رس کائولینیت در شکل (۵) و جدول (۴) ارائه شده است.

۳-۲. رس کائولینیت

جهت تهیه افزودنی ریزدانه، رس کائولینیت ابتدا از معادن موجود در استان آذربایجان شرقی نمونه برداری شد تا در صورت دارا بودن درجه خلوص مناسب، از آنها جهت افزودن به خاک ماسه ای استفاده شود. جهت تشخیص ترکیب نمونه های گرفته شده و درصد ترکیبات موجود در هر نمونه اقدام به انجام آزمایش XRD و XRF بر روی نمونه های جمع آوری شده گردید تا مناسب ترین و خالص ترین نمونه انتخاب شده و جهت آزمایشات به کار رود. آزمایش XRD و XRF به ترتیب، ترکیب کانی شناسی و اکسیدی خاک ها را مشخص می کنند، با انجام این آزمایشات می توان از ترکیب



شکل ۵. نتایج آزمایش XRD بر روی نمونه رس کائولینیت

جدول ۴. نتایج آزمایش XRF بر روی نمونه رس کائولینیت

Composition	Rb	Fe ₂ O ₃	CaO	K ₂ O	SO ₃	P ₂ O ₅	SiO ₂	Al ₂ O ₃	MgO	L.O.I
%	0.013	0.746	0.054	1.446	0.028	0.099	47.158	38.228	0.343	11.87

اساس استاندارد ASTM D4318-05 بر روی نمونه ها انجام شده است که در جدول (۵) نتایج آن ارائه شده است.

همچنین برای تعیین ویژگی های خمیری رس کائولینیت مورد استفاده، آزمایش حدود اتربرگ، با چندین تکرار، بر

جدول ۵. حدود خمیری نمونه رس کائولینیت مورد استفاده

Soil	G _s	PI	PL (%)	LL (%)
Kaolinite	2.72	38	31	69

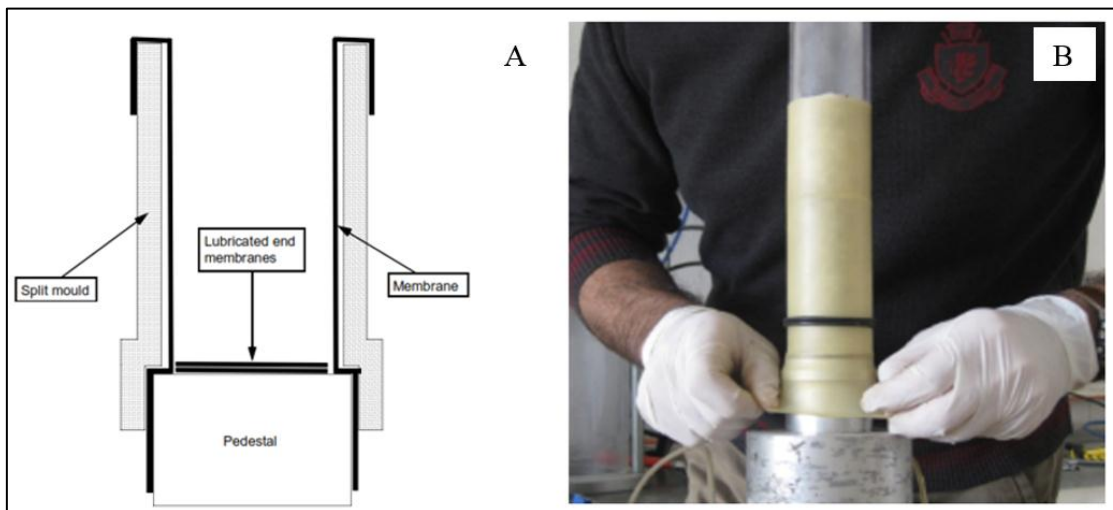
گوناگونی برای ساخت نمونه مطرح گردیده است که از آن جمله می توان به روش های رسوب گذاری خیس، پاشیدن در هوا، تراکم مرطوب، تراکم خشک، رسوب گذاری خشک و روش دوغابی اشاره نمود (Townsend, 1978). با توجه به اینکه هدف از این آزمایشات بررسی اثر افزودن ریزدانه بر مقاومت روانگرایی خاک می باشد، نمونه ها با روش رسوب گذاری خشک مخلوط شده و آماده گشتند زیرا همگن بودن مخلوط ها در این تحقیق اهمیت ویژه ای داشته و این روش امکان تهیه نمونه های همگن را به خوبی فراهم می سازد. به منظور ساخت نمونه ها، ابتدا با توجه به درصد ریزدانه و تراکم نسبی نمونه ها، مقدار مناسب از رس و ماسه

۲-۴. آماده سازی نمونه ها

بطور کلی اغلب تست های آزمایشگاهی بر روی خاک های غیرچسبنده از قبیل ماسه و شن، بر روی نمونه های بازسازی شده انجام می شوند. دلیل این امر این می باشد که نمونه گیری دست نخورده از این خاک ها بسیار مشکل و پرهزینه می باشد. از این روش های بازسازی متنوعی در آزمایشگاه ها استفاده می شود که هر یک دارای مزایا و معایب خاص خود می باشد. از آنجا که همگن بودن نمونه ها در نتایج به دست آمده نقش مهمی را ایفا می کند، سعی می شود تا برای تهیه نمونه از روشی استفاده گردد که همگن ترین ترکیب را ایجاد نماید. در پژوهش های محققان مختلف، روش های

خشک شده در گرمخانه، در یک بطری ریخته می‌شوند و با چرخاندن و تکان دادن بطری به مدت پنج دقیقه سعی می‌شود تا ماسه و رس به صورت نسبی باهم مخلوط شوند. پس از آن، این مخلوط در ظرفی لوله‌ای شکل از جنس پلکسی گلاس ریخته می‌شود. قطر این لوله اندکی از قطر نمونه کمتر است و برابر با ۵۰ میلی‌متر می‌باشد تا به راحتی وارد قالب نمونه‌سازی شود. ارتفاع آن نیز حدود ۲۵۰ میلی‌متر است تا گنجایش مقدار خاک لازم برای آزمایش را داشته باشد. برای بستن انتهای این لوله از درپوش‌هایی از جنس تفلون استفاده شده است. با ریختن مخلوط ماسه و ریزدانه درون این ظرف محوری دوره‌ای نمایش داده شده است.

انتهای این لوله از درپوش‌هایی از جنس تفلون استفاده شده است. با ریختن مخلوط ماسه و ریزدانه درون این ظرف محوری دوره‌ای نمایش داده شده است.



شکل ۶. مراحل آماده سازی نمونه؛ (A) تصویر شماتیک از نحوه قرارگیری اجزای مختلف، (B) قرار دادن استوانه بر روی پایه دستگاه و بستن قالب ساخت نمونه.

بر روی نمونه‌ها به روش کنترل تنش، با شکل موج سینوسی و فرکانس یک هرتز صورت گرفته است. پژوهشگران دو معیار روانگرایی را در این نوع رژیم بارگذاری مورد استفاده قرار می‌دهند: الف) روانگرایی اولیه و ب) رسیدن مقدار دو برابر کرنش محوری به پنج درصد. که معیار اول طبق نظر سید و لی (Seed and Lee, 1966) است که بیان داشتند روانگرایی در تعداد سیکلی اتفاق می‌افتد که فشار آب حفره‌ای اضافی برابر با تنش مؤثر همه جانبه اولیه شود که به آن روانگرایی اولیه گویند. در این حالت پارامتر نسبت فشار آب حفره‌ای سیکلی (τ_{II}) برابر با یک خواهد شد؛ نسبت فشار آب حفره‌ای مطابق با رابطه (۲) تعریف می‌شود:

۲-۵. آزمایش سه محوری دوره ای

پس از آماده سازی نمونه‌ها و پایان مرحله تحکیم، سلول سه محوری در جای خود محکم شده و بار سیکلی به نمونه اعمال می‌شود. میزان فشار آب حفره‌ای و اختلاف تنش و میزان کرنش هر کدام توسط سنسورهای مربوطه قرائت شده و در نهایت از این داده‌ها برای رسم نمودارهای مختلف استفاده می‌گردد. بر اساس استاندارد ASTM D5311-92 دستگاه اعمال بار دینامیکی برای آزمایش سه محوری سیکلی کنترل تنش بایستی قابلیت اعمال بار سینوسی یکنواخت در محدوده فرکانس ۰/۱ تا دو هرتز را داشته باشد که فرکانس یک هرتز برای این امر ارجح‌تر است. در این مقاله بارگذاری

Error! No text of specified)

(style in document.

$$r_u = \frac{\Delta u}{\sigma'_0}$$

در این رابطه Δu تغییرات فشار آب حفره‌ای و σ'_0 تنش مؤثر همه جانبه (همه جانبه) اولیه است. همچنین معیار دوم بر اساس نظر ایشیهارا (Ishihara, 1993) می باشد که روانگرایی را بر پایه کرنش محوری تعیین کرد و بیان داشت، هنگامی که دو برابر کرنش محوری نمونه برابر با پنج درصد شود روانگرایی صورت گرفته است. شایان ذکر است در این مقاله معیار دوم یعنی رسیدن دو برابر کرنش محوری به پنج درصد به‌عنوان معیار روانگرا شدن نمونه ها در نظر گرفته شده است.

۳. ارائه و تحلیل نتایج

۳-۱. برنامه آزمایشات

در این تحقیق از یک دستگاه سه محوری سیکلی با قابلیت استفاده از نمونه های به قطر ۷۰ و ۱۰۰ میلی متر استفاده شده است. این دستگاه سه‌محوری سیکلی ساخت شرکت IPC Global استرالیا بوده که مشخصات اصلی آن در جدول (۶) آورده شده است.

در این دستگاه تمامی فرمان‌ها با استفاده از کامپیوتر و نرم افزار مخصوص دستگاه به سیستم کنترل مرکزی انتقال داده می‌شود و از طریق آن، به حسگرهای عملگر فرمان داده می‌شود. از طرفی توسط حسگرهای کنترل کننده مقادیر به متغیرها به سیستم کنترل مرکزی انتقال داده شده و این قسمت آن‌ها را به صورت اعداد به نرم افزار منتقل می کند.

جدول ۶. مشخصات کلی دستگاه سه محوری سیکلی استفاده شده

Maximum confining pressure for triaxial cell	1000 KPa
Maximum axial loading	±9 KN
Axial load measurement limit for load cell	±25 KN
Maximum displacement of loading axel	±25 KN
Volum change measurement limit	±100 ml

متوقف شود و مقدار کرنش دوبرابر دامنه هنگام روانگرایی کمی بیشتر از پنج درصد گردد. اعمال بار سیکلی بر چنین خاکی علاوه بر افزایش فشار آب حفره ای می تواند در چگونگی آرایش نمونه نیز تأثیرگذار باشد، به همین دلیل تلاش بر این بوده است که نمونه تا جای ممکن همگن باشد و همان‌طور که در بخش آماده سازی نمونه ها اشاره شد، از روش رسوب گذاری خشک برای آماده سازی نمونه استفاده شده است.

به منظور بررسی تاثیر افزودن رس کائولینیت بر مقاومت روانگرایی خاک ماسه ای منطقه مورد مطالعه، از یکسری آزمایشات سه محوری سیکلی از نوع کنترل تنش استفاده شده است. کلیه نمونه ها به صورت ایزوتروپیک تحکیم شده و به صورت زهکشی نشده بارگذاری شده اند. در این پژوهش، آزمایش سه‌محوری سیکلی زهکشی‌نشده کنترل تنش بر اساس استاندارد ASTM D5311 بر روی مخلوط‌های گوناگونی از خاک ماسه ای و رس کائولینیت با درصد های ۰، ۵، ۱۰ و ۱۵ درصد وزنی و تحت فشار همه جانبه ۱۰۰ کیلوپاسکال انجام شده است. لازم به ذکر است که در این نوع از آزمایشات هر تست ۲ بار تکرار شده و در صورت مشابه بودن نتایج، درستی آزمایش و نتایج تایید می گردد. همچنین تمامی نمونه‌ها در تراکم نسبی متوسط ($D_r=45\%$) ساخته شده‌اند و تحت نسبت تنش سیکلی ۰/۲۵ مورد بارگذاری سیکلی قرار گرفته اند. سرعت بالای بارگذاری سیکلی سبب شده است که آزمایش سه محوری سیکلی با اندکی تأخیر

۳-۲. نتایج تعیین حداقل و حداکثر وزن مخصوص

در مرحله ساخت نمونه های خاک، برای کنترل تراکم نسبی آنها که نقش اساسی در مقاومت روانگرایی دارد، دانستن وزن مخصوص مخلوط ها حیاتی می باشد. از آنجا که حجم قالب نمونه آزمایش سه محوری سیکلی ثابت است، با داشتن وزن مخصوص مخلوط می توان وزن لازم برای رسیدن به تراکم نسبی مدنظر را محاسبه نمود. برای به دست آوردن مقادیر

دقیقه با فرکانس ۵۰ هرتز باشد. مطابق با پیشنهاد استاندارد، آزمایش باید با دامنه لرزش قائم بهینه انجام شود، بدین ترتیب که ابتدا آزمایش با چهار دامنه لرزش گوناگون تکرار می‌گردد و با رسم نمودار، دامنه لرزش بهینه متناظر با بیشترین وزن مخصوص حداکثر به دست می‌آید. با به دست آوردن مقدار حداقل و حداکثر وزن مخصوص، می‌توان مقدار حداکثر و حداقل نسبت تخلخل (e) را هم به دست آورد. همانطور که گفته شد این دو مقدار در تعیین تراکم نسبی (D_r) نمونه‌ها مورد استفاده قرار می‌گیرند. در جدول (۷) نتایج حاصل از این آزمایشات ارائه شده است.

حداقل و حداکثر وزن مخصوص خاک، ترکیب های مختلف خاک ماسه ای منطقه مورد مطالعه با رس کائولینیت به صورت جداگانه مورد آزمایش قرار گرفتند. برای به دست آوردن مقدار حداکثر وزن مخصوص (γ_{max}) از استاندارد ASTM D4253-00 و برای محاسبه مقدار حداقل وزن مخصوص (γ_{min}) از استاندارد ASTM D4254-00 استفاده شده است. برای انجام آزمایشات طبق هر دو استاندارد، از قالب با حجم ۲۸۳۰ سانتی‌متر مکعب استفاده شد و نیز برای آزمایش‌های تعیین وزن مخصوص حداکثر، سربار با جرم ۲۵ کیلوگرم مورد استفاده قرار گرفته است. همچنین مدت زمان لرزش در این آزمایش می‌تواند هشت دقیقه با فرکانس ۶۰ هرتز یا ده

جدول ۷. نتایج آزمایشات تعیین حداقل و حداکثر وزن مخصوص و نسبت تخلخل مخلوط های مختلف

Soil type	γ_{max} (kN/m ³)	γ_{min} (kN/m ³)	e_{min}	e_{max}	Fine (%)
Sand	17.77	14.91	0.553	0.818	0
Mixture of	18.35	15.51	0.490	0.742	5
sand and	19.22	15.74	0.475	0.711	10
Kaolinite	18.75	15.60	0.431	0.750	15

تمام آزمایشات میزان CSR برابر با ۰/۲۵ در نظر گرفته شده است. در ادامه نمودارهایی به‌عنوان نمونه از منحنی‌های تغییرات تنش انحرافی سیکلی، کرنش محوری و فشار آب حفره‌ای اضافی برای خاک ماسه ای خالص (صفر درصد ریزدانه) با تراکم نسبی ۴۵ درصد، فشار همه جانبه ۱۰۰ کیلوپاسکال و نسبت تنش سیکلی ۰/۲۵ در شکل (۷) نمایش داده شده است. همان‌طور که در این شکل‌ها مشاهده می‌شود، اعمال تنش سیکلی با دامنه ثابت سبب افزایش کرنش محوری تا رسیدن به کرنش دو برابر دامنه پنج درصد، می‌شود. علاوه بر این، فشار آب حفره‌ای اضافی با افزایش تعداد سیکل‌ها افزایش می‌یابد.

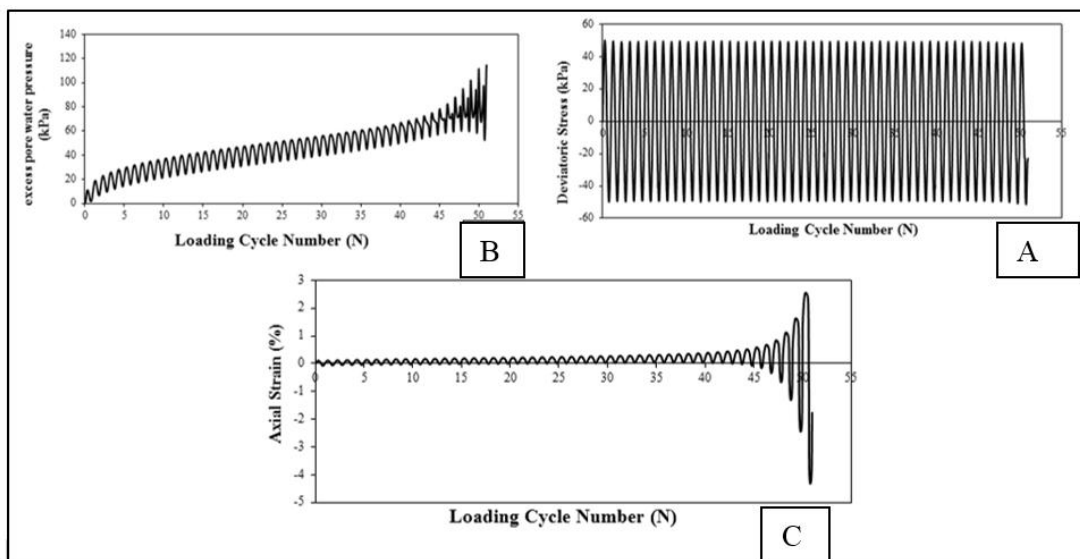
۳-۳. نتایج آزمایشات سه محوری سیکلی

در این تحقیق، بارگذاری دوره‌ای بر اساس استاندارد ASTM D5311 به صورت کنترل تنش و با شکل موج متقارن و سینوسی با فرکانس یک هرتز به نمونه‌ها اعمال گردیده است. جهت مقایسه‌ی رفتار نمونه‌ها تحت بارگذاری دوره‌ای، از پارامتر نسبت تنش سیکلی (CSR) استفاده می‌شود. این نسبت به صورت رابطه (۳) تعریف می‌گردد:

$$CSR = \frac{\sigma_d}{2\sigma'_c}$$

Error! No text of specified style in document.

که σ_d تنش انحرافی و σ'_c فشار همه جانبه تحکیمی اولیه وارد بر نمونه هستند. لازم به ذکر است اثر این پارامتر بر مقاومت روانگرایی در این مقاله مدنظر قرار گرفته نشده و در

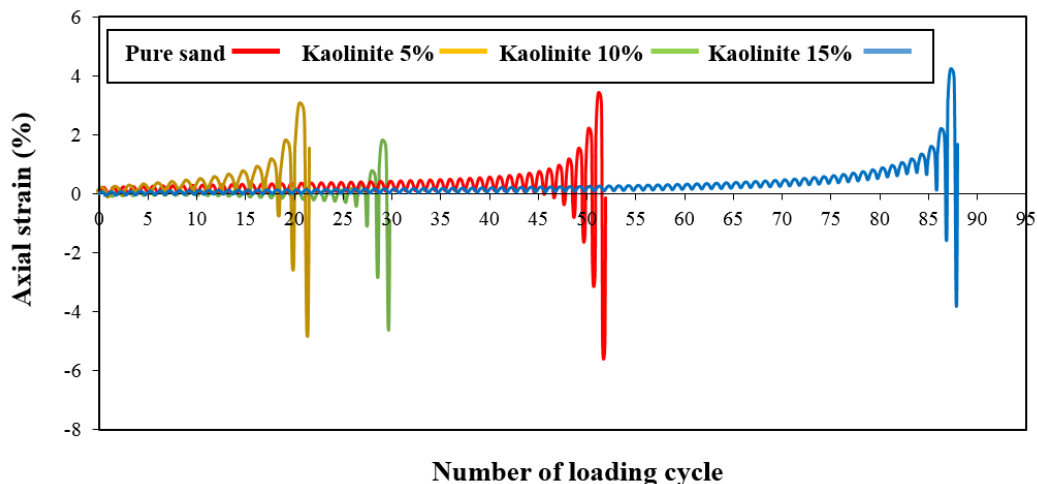


شکل ۷: نمونه ای از خروجی آزمایشات؛ (A) تنش انحرافی سیکلی برای نمونه ماسه خالص، (B) نمودار تغییرات فشار آب حفره ای اضافی برای نمونه ماسه خالص، (C) نمودار تغییرات کرنش محوری برای نمونه ماسه خالص.

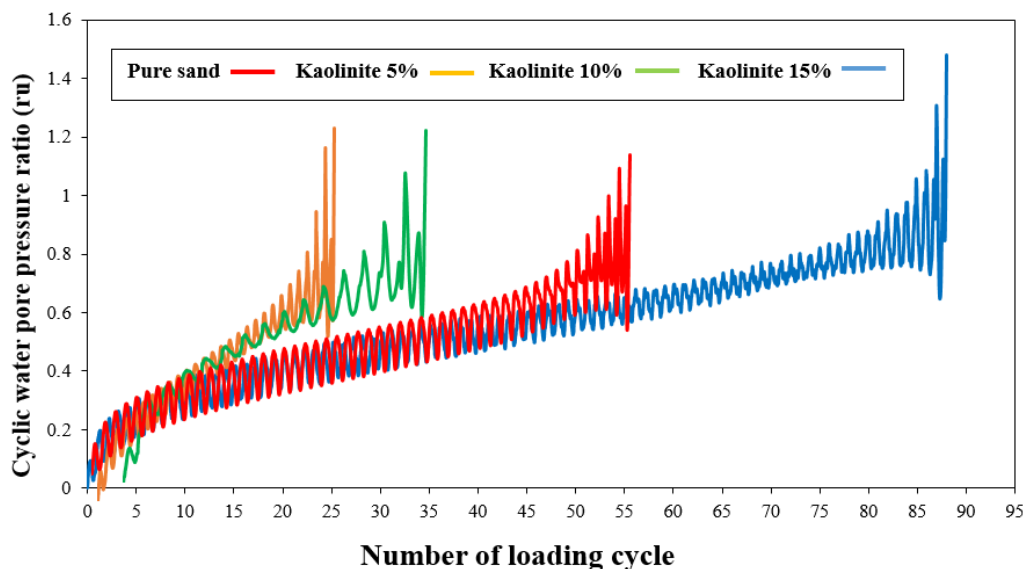
شده است. لازم به یادآوری است که رس کائولینیت در سه درصد ۵، ۱۰ و ۱۵ درصد به خاک ماسه ای اضافه شده است و تمام آزمایشات در فشار همه جانبه ۱۰۰ کیلوپاسکال، تراکم نسبی ۴۵ درصد و نسبت تنش سیکلی ۰/۲۵ انجام شده است.

۳-۴. بررسی اثر ریزدانه رسی

در ادامه این بخش نمودار مربوط به تغییرات کرنش محوری و فشار آب حفره ای اضافی در برابر تعداد سیکل های بارگذاری برای خاک ماسه ای خالص و مخلوط آن با درصد های مختلف رس کائولینیت در اشکال (۸) و (۹) نمایش داده



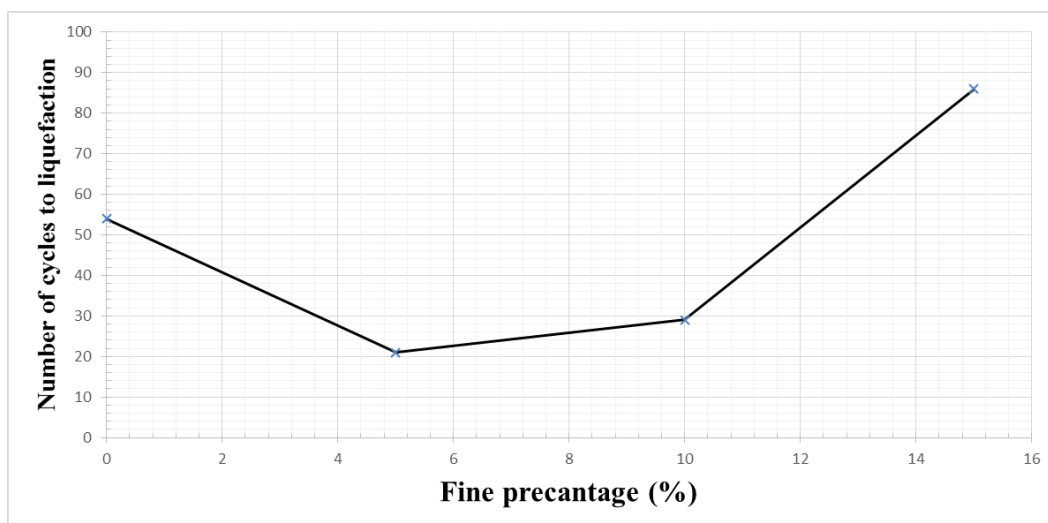
شکل ۸. نمودار تغییرات کرنش محوری در برابر سیکل های بارگذاری برای ماسه خالص و مخلوط آن با درصد های مختلف رس کائولینیت در فشار همه جانبه ۱۰۰ کیلوپاسکال و نسبت تنش سیکلی ۰/۲۵



شکل ۹. نمودار تغییرات نسبت فشار آب حفره ای در برابر سیکل های بارگذاری برای ماسه خالص و مخلوط آن با درصد های مختلف رس کائولینیت در فشار همه جانبه ۱۰۰ کیلوپاسکال و نسبت تنش سیکلی ۰/۲۵

کائولینیت پس از تحمل ۸۶ سیکل بارگذاری دچار روانگرایی شده است. در شکل (۹) تغییرات فشار آب حفره ای در خلال بارگذاری سیکلی نمایش داده شده است که می توان مشاهده نمود با افزایش تدریجی سیکل های بارگذاری فشار آب حفره ای افزایش می یابد. با نگاهی دقیقتر به این نمودار می توان دریافت در این معیار نیز نمونه های خاک در تقریباً همان تعداد سیکل بارگذاری روانگرا شده است. به منظور امکان ایجاد مقایسه بهتر بین نتایج بدست آمده از اختلاط ماسه و رس کائولینیت تعداد سیکل های لازم برای روانگرایی برای هر مخلوط در ادامه بر روی نمودار شکل (۱۰) نمایش داده شده است.

همانطور که در شکل (۸) دیده می شود، الگوی تغییر شکل ها در ماسه خالص و مخلوط آن با درصد های مختلف رس کائولینیت تقریباً مشابه است. لازم به یادآوری است طبق معیار ایشیهارا (Ishihara, 1993) روانگرایی نمونه ها در این شکل تعیین شده است. همچنین با نگاهی دقیقتر می توان دریافت خاک ماسه ای خالص در تعداد ۵۴ سیکل بارگذاری روانگرا شده است. با اضافه کردن ۵٪ رس کائولینیت به این خاک می توان مشاهده نمود که این مخلوط در تعداد سیکل ۲۱ روانگرا شده است که بسیار کمتر از ماسه خالص می باشد. با افزایش درصد رس کائولینیت به ۱۰ درصد، تعداد سیکل لازم برای روانگرایی به ۲۹ سیکل افزایش یافته است. در نهایت شکل (۸) نشان می دهد که خاک مخلوط شده با ۱۵ درصد رس



شکل ۱۰. تغییرات مقاومت روانگرایی خاک در برابر افزایش درصد ریزدانه کائولینیت

همان‌گونه که دیده می‌شود روند تغییر مقاومت نمونه‌ها برای ریزدانه مورد استفاده، با روند مطالعات پیشین هم‌خوانی دارد. همانطور که در شکل (۱۰) نیز قابل مشاهده است با افزایش درصد ریزدانه تا میزان ریزدانه حدی مقاومت در برابر روانگرایی کاهش پیدا می‌کند ولی با عبور از میزان ریزدانه حدی مقاومت در برابر روانگرایی افزایش می‌یابد. در درصد کمتر از میزان حدی، ریزدانه‌ها به‌طور فعال در باربری نقشی ندارند و کاملاً در فضاهای خالی بین دانه‌های ماسه قرار گرفته‌اند و تنها تخلخل کلی نمونه را کاهش می‌دهند. با افزایش مقدار ریزدانه به تدریج ذرات رس تعدادی از دانه‌های ماسه را از هم جدا می‌کنند. با اضافه شدن میزان ریزدانه در درصد زیر میزان حدی رس پس از به هم ریختن ساختار خاک و از بین بردن قفل و بست بین دانه‌ها، بین دانه‌های ماسه ای قرار گرفته و با کاهش شدید اصطکاک و قفل و بست آنها، انرژی لازم برای شکستن این قفل و بست‌ها را به شدت کاهش می‌دهند و از همین رو مقاومت روانگرایی خاک را کاهش می‌دهد. شایان ذکر است برخی از ریزدانه‌ها درون حفرات را پر کرده و تاثیری بر شکستن قفل و بست بین دانه‌ها ندارد (ریزدانه غیرفعال) اما برخی ریزدانه‌ها بین دانه‌های ماسه ای قرار گرفته و به شکستن ساختار خاک کمک می‌کند (ریزدانه فعال). این رفتار سازگاری مناسبی با برخی از پژوهش‌های پیشین بررسی شده دارد (Koester, 2000).

مقابل با نتایج حاصل از مطالعات بعضی از پژوهشگران از جمله ترونسکو و همکاران (Tronco et al., 1985) در تناقض است. یکی از دلایل این تناقض‌ها می‌تواند متفاوت بودن روش آماده‌سازی نمونه باشد. اما در درصد بالاتر از میزان حدی، دانه‌های ریز فضای خالی بین دانه‌های درشت را کاملاً پر کرده به‌گونه‌ای که دانه‌های درشت با یکدیگر تماس ندارند. به‌عبارت‌دیگر، دانه‌های درشت به‌صورت غوطه‌ور میان دانه‌های ریز قرار گرفته‌اند و نمی‌توانند در باربری نقش داشته باشند، بلکه تنها به‌عنوان انتقال‌دهنده نیرو بین دانه‌های ریز اطراف خودشان کار می‌کنند. حال در صورتی‌که ریزدانه‌های موجود در خاک از جنس رس باشند، علاوه بر این‌که به‌عنوان پرکننده در بافت خاک عمل می‌کنند، می‌توانند با القای چسبندگی به خاک، بافت خاک را یکپارچه‌تر سازند و مقاومت خاک در برابر روانگرایی را افزایش دهند. با توجه به نتایج به‌دست‌آمده در این مقاله می‌توان دریافت که مقدار ریزدانه‌ی حدی برای مخلوط ماسه شهرستان گرگان با رس کائولینیت بین ۱۰ تا ۱۵ درصد می‌باشد. بنابراین می‌توان میزان ریزدانه‌ی حدی را با توجه به روند تغییرات نسبت تخلخل و مقاومت روانگرایی برای مخلوط ماسه با رس کائولینیت در مقدار ریزدانه ۱۲ درصد فرض نمود.

۴. نتیجه گیری

گردیده است که بسیار کمتر از ماسه خالص می باشد. با افزایش درصد رس کائولینیت به ۱۰ درصد، تعداد سیکل لازم برای روانگرایی به ۲۹ سیکل افزایش یافته است اما با این حال هنوز از ماسه خالص مقاومت کمتری در برابر روانگرایی دارد. در نهایت نتایج این آزمایشات نشان داد که خاک مخلوط شده با ۱۵ درصد رس کائولینیت پس از تحمل ۸۶ سیکل بارگذاری دچار روانگرایی شده است که به طور قابل توجه ای بیشتر از مقاومت خاک ماسه ای خالص می باشد. نتایج این مقاله نشان می دهد که مقدار ریزدانه ی حدی برای مخلوط ماسه شهرستان گرگان با رس کائولینیت بین ۱۰ تا ۱۵ درصد می باشد. بنابراین می توان میزان ریزدانه ی حدی را با توجه به روند تغییرات نسبت تخلخل و مقاومت روانگرایی برای مخلوط ماسه با رس کائولینیت در مقدار ریزدانه ۱۲ درصد فرض نمود.

در مقاله حاضر سعی شد تا به بررسی تاثیر ریزدانه رس کائولینیت بر مقاومت لرزه ای خاک های ماسه ای مستعد منطقه شهرستان گرگان در برابر روانگرایی پرداخته شود. به این منظور پس از نمونه برداری از ناحیه مورد مطالعه و انجام آزمایشات ژئوتکنیکی پایه بر روی خاک ماسه ای، این خاک با درصدهای مختلف ریزدانه رس کائولینیت شامل (۰، ۵، ۱۰ و ۱۵ درصد) مخلوط شد و تحت آزمایش سه محوری سیکلی قرار گرفت. نتایج آزمایشات سه محوری سیکلی نشان داد که خاک های ماسه ای شهرستان گرگان بشدت مستعد روانگرایی می باشند به گونه ای که ماسه خالص طی ۵۴ سیکل بارگذاری روانگرا گردید. با افزودن سه درصد رس کائولینیت به خاک ماسه ای پایه، نتایج آزمایش سه محوری سیکلی نشان داد که مخلوط مورد نظر پس از ۱۹ دوره بارگذاری مقاومت خود را از دست داده و مخلوط روانگرا

منابع

- قاسمی، م.، محمدخانی، ح.، یداللهی، ع.، ۱۳۸۶. چینه شناسی و زمین شناسی کواترنری دشت هیرکان (دشت گرگان)، بیست و ششمین گردهمایی علوم زمین.
- یازرلو، رسول، ۱۳۹۵. مطالعات زمین شناسی مهندسی خاک های شهرهای گرگان و گنبدکاووس با تاکید بر تاثیر نانومواد بر مقاومت روانگرایی، رساله دکتری، دانشگاه تربیت مدرس، گروه زمین شناسی.

- Amini, F., Qi, G.Z., 2000. Liquefaction testing of stratified silty sands. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 126: 208-217.
- Ansal, A.M., Erken, A., 1996. Post-testing correction procedure for membrane compliance effects on pore pressure. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 122(1): 27-38.
- ASTM D4253-00, 2006. Standard test methods for maximum index density and unit weight of soils using a vibratory table. ASTM International, West Conshohocken.
- ASTM D4254-16, 2006. Standard test methods for minimum index density and unit weight of soils and calculation of relative density. ASTM International, West Conshohocken.
- ASTM D5311-13, 2006. Standard test method for load controlled cyclic triaxial strength of soil. ASTM International, West Conshohocken.
- Azzouz, A.S., Malek, A.M., Baligh, M.M., 1989. Cyclic behavior of clays in undrained simple shear. *Journal of Geotechnical Engineering*, 115(5): 637-657.
- Bouferra, R., Shahrou, I., 2004. Influence of fines on the resistance to liquefaction of a clayey sand. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Ground Improvement*, 8(1): 1-5.
- Boulanger, R., Wilson, D., Idriss, I., 2012. Examination and reevaluation of SPT-based liquefaction triggering case histories. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 138 (8): 898-909.
- Boulanger, R.W., Meyers, M.W., Mejia, L.H., Idriss, I.M., 1998. Behavior of a fine-grained soil during the Loma Prieta earthquake. *Canadian Geotechnical Journal*, 35(1): 146-158.

- Chang N.Y., and Yeh S.T., Kaufman L.P., 1982. Liquefaction potential of clean and silty sands, Proceedings of the Third International Earthquake Microzonation Conference, Seattle, USA, 2, 1017-1032.
- El Hosri, M.S., Biarez, H., Hicher, P.Y., 1984. Liquefaction characteristics of silty clay. Proceedings of the Eighth World Conference on Earthquake Engineering, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, Vol. III, pp 277-284.
- Goudarzy, M., Rahemi, N., Rahman, M.M., Schanz, T., 2017. Predicting the maximum shear modulus of sands containing non-plastic fines. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 143 (9), 1-5.
- Gratchev, I.B., Sassa, K., Osipov, V.I., and Sokolov, V.N., 2006. The liquefaction of clayey soils under cyclic loading. *Engineering Geology*, 86(1): 70-84.
- Hyodo, M., Hyde, A.F.L., Yamamoto, Y., and Fujii, T., 1999. Cyclic shear strength of undisturbed and remoulded marine clays. *Soils Foundation*, 39(2): 45-58.
- Ishihara, K., 1993. Liquefaction and flow failure during earthquakes. *Géotechnique*, 43(3): 351-451.
- Keramatikerman, M., Chegenizadeh, A., Yilmaz, Y., Nikraz, H., 2018. Effect of lime treatment on static liquefaction behavior of sand-bentonite mixtures. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 30 (11): 06018017.
- Khoshnavan, H. 2000. Internal paper. Morphological Zone of the Caspian Sea Southern Coasts, Caspian Sea National Research and Study Center, 56: 45-76.
- Khoshnavan, H., Barimani, H., 2012. Seismic vulnerability, Caspian Sea southern coast. *Quaternary International*, Volume 261, 30 May 2012, Pages 9-13.
- Koester J.P., 1994. The influence of fine type and content on cyclic strength, ground failures under seismic conditions, *Geotechnical Special Publication*, ASCE, No. 44, pp. 17-33.
- Kramer Steven L., 1996. *Geotechnical Earthquake Engineering*. Prentice Hall Publication.
- Lefebvre, G., Pfenner, P., 1996. Strain rate and preshear effects in cyclic resistance of soft clay. *Journal of Geotechnical Engineering*, 1221: 21-26.
- Liang R; Bai X; Wang J., 2000. Effect of clay particle content on liquefaction of soil. 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand, pp. 1560-1564.
- Maurer, B., Green, R., Cubrinovski, M., Bradley, B., 2014. Evaluation of the liquefaction potential index for assessing liquefaction hazard in Christchurch, New Zealand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 140 (7), 04014032.
- Nguyen, H.B.K., Rahman, M.M., Fourie, A.B., 2018. Characteristic behaviour of drained and undrained triaxial tests: a DEM study. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*.
- Polito, C.P., 1999. The Effects of Non-Plastic and Plastic Fines on the Liquefaction of Sandy Soil. Dissertation submitted to the Faculty of the Virginia Polytechnic Institute and State University.
- Polito, C.P., Martin, J.R., 2001. Effects of nonplastic fines on the liquefaction resistance of sands. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 127(5): 408
- Prakash, S., Sandoval, J.A.A., 1992. Liquefaction of low plasticity silts. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 11(7): 373-379.
- Rabbi, A.T.M.Z., Rahman, M.M., Cameron, D.A., 2018. Undrained behavior of silty sand and the role of isotropic and K₀ consolidation. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 144 (4), 04018014.
- Robertson, P. K., and Wride, C. E., 1998. Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test. *Canadian Geotechnical Journal*, Ottawa, 35(3), 442-459.
- Sabbar, A., A. Chegenizadeh, and H. Nikraz, 2016. A Review of the experimental studies of the cyclic behaviour of granular materials: Geotechnical and pavement engineering. *Australian Geomechanics Journal*, 51(2): p. 89-103.
- Seed, H. B., Idriss, I. M., 1982. Ground motions and soil liquefaction during earthquakes, *Earthquake Engineering Research Institute Monograph*, Oakland, California.
- Seed, H. B., Tokimatsu, K., Harder, L. F., and Chung, R. M., 1985. The influence of SPT procedures in soil liquefaction resistance evaluations, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 111(12): 1425-1445.
- Seed, H.B., Idriss, I.M., 1971. Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential, *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, 97: 249-1273.
- Seed, H.B., Lee, K.L., 1966, Liquefaction of saturated sands during cyclic loading, *Journal of Soil Mechanics and Foundations*, 92, 105-134.
- Terzaghi, K., Peck, R.B., Mesri, G., 1996. *Soil Mechanics in Engineering Practice*, Third edition, John Wiley and Sons Publications, New York.
- Terzaghi, K., Peck, R.B., 1948. *Soil Mechanics in Engineering Practice*, John Wiley and Sons Publications, New York.

-
- Townsend, F., 1978. A Review Of Factors Affecting Cyclic Triaxial Tests, Dynamic Geotechnical Testing, ASTM STP 654, American Society for Testing and Materials, pp: 356-383.
- Tronsco, J.H., Verdugo R., 1985. Silt content and dynamic behavior of tailing sands, Proceedings of Twelfth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, USA, pp: 1311-1314.
- Youd, T.L., Idriss, I.M., Ronald, D.A., 2001. Liquefaction resistance of soils: Summary report from the 1996 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 127(10): 817-833.
- Zergoun, M., and Vaid, Y.P. 1994. Effective stress response of clay to undrained cyclic loading.” Canadian Geotechnical Journal, 31: 714–727.