Archive of SID

مهندسی عمران شریف، (تابستان ۱۳۹۵)
دوره‌ی ۲ - ۳۲، شماره‌ی ۲/۲، ص. ۵۷-۶۵

Original Article

همبستگی سرعت موج برشی و مقاومت روان‌گرایی ماسه با ریزدانه‌ی غیرخمیری

نیما اکبری پایدار (دکتری)
محمدمهدی احمدی* (استاد)
دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف

در این مطالعه با انجام آزمایش‌های المان خمشی و سه‌محوری تناوبی، سرعت موج برشی و مقاومت روان‌گرایی یک نوع ماسه‌ی تمیز و همچنین ترکیب‌های مختلف آن با ریزدانه‌ی غیرخمیری تا ۲۵٪ اندازه‌گیری شده است. روش ساده‌ی نیمه‌تجربی ـ نیمه‌تحلیلی برای ایجاد همبستگی بین سرعت موج برشی و مقاومت روان‌گرایی پیشنهاد شده است. ضمن بررسی تأثیر ریزدانه‌ی غیرخمیری در سرعت موج برشی و همچنین مقاومت روان‌گرایی ماسه‌های سیلت‌دار، تأثیر ریزدانه‌ی غیرخمیری در همبستگی این دو پارامتر بررسی شده است. نتایج حاصل نشان‌دهنده‌ی کاهش سرعت موج برشی و همچنین مقاومت روان‌گرایی با افزایش سیلت به ماسه است. براساس نتایج پژوهش، همبستگی سرعت موج برشی و مقاومت روان‌گرایی ترکیب‌های مختلف ماسه و ریزدانه‌ی غیرخمیری، خاص آن ترکیب است. روش‌های موجود ممکن است مقاومت روان‌گرایی ماسه‌های سیلت‌دار را دست کم و یا دست بالا پیش‌بینی کنند.

واژگان کلیدی: مقاومت روان‌گرایی، سرعت موج برشی، ریزدانه‌ی غیرخمیری، آزمایش المان خمشی، آزمایش سه‌محوری تناوبی.

akbari_paydar@yahoo.com
mmahmadi@sharif.edu

۱. مقدمه

روان‌گرایی یکی از پدیده‌های پیچیده و مخرب ژئوتکنیکی است و لذا پیش‌بینی پتانسیل روان‌گرایی، اهمیت ویژه‌یی دارد. در کاربردهای مهندسی، معمولاً از روش ساده‌شده برای ارزیابی پتانسیل روان‌گرایی استفاده می‌شود. روش ساده‌شده اولین بار در سال ۱۹۷۱ پیشنهاد شده،[۱] و از آن زمان تاکنون پیوسته توسعه و بهبود یافته است. در روش ساده‌شده، براساس نتایج آزمایش نفوذ استاندارد (SPT)[۱]، آزمایش نفوذ مخروط (CPT)[۲] و یا اندازه‌گیری سرعت موج برشی، یک منحنی برای جداکردن نواحی روان‌گراشونده و غیرروان‌گراشونده ارائه می‌شود. با توجه به دشواری‌های روش‌های مبتنی بر نفوذ (SPT و CPT) و عدم امکان استفاده از روش‌های ذکرشده، در برخی شرایط و بعضی خاک‌ها، اندازه‌گیری سرعت موج برشی جایگزین مناسبی نسبت به روش‌های مذکور است.

برخی پژوهشگران (۱۹۹۰) نشان داده‌اند که پارامترهای زیادی از قبیل: چگالی نسبی، ساختار خاک، کرنش‌ها و اثر زلزله‌های گذشته، سرعت موج برشی و همچنین مقاومت روان‌گرایی را در یک جهت تغییر می‌دهند؛[۲] بر این اساس، ایده‌ی استفاده از سرعت موج برشی برای ارزیابی پتانسیل روان‌گرایی مطرح شده است. در سال‌های اخیر، مزایای استفاده از سرعت موج برشی برای ارزیابی مقاومت روان‌گرایی باعث اقبال بیشتر به روش مذکور، به ویژه در ریز پهنه‌بندی پتانسیل روان‌گرایی شده است. عمده‌ترین مزایای روش سرعت موج برشی به روش‌های دیگر، ارزیابی پتانسیل روان‌گرایی بر مبنای نفوذ (SPT و CPT) عبارت‌اند از:

- در خاک‌هایی که نمونه‌گیری در آن‌ها سخت و یا نتایج نفوذ غیرقابل اعتماد باشد، از روش سرعت موج برشی می‌توان استفاده کرد.[۳]
- سرعت موج برشی از معدود پارامترهایی است که هم در آزمایشگاه و هم در محل قابل اندازه‌گیری است؛ لذا در صورتی که همبستگی در آزمایشگاه به‌دست آید، در محل هم قابل استفاده خواهد بود.[۲]
- سرعت موج برشی با سرعت بیشتر و هزینه‌ی کمتر نسبت به سایر روش‌ها قابل اندازه‌گیری است.
- پژوهش‌های نسبتاً زیادی برای ایجاد همبستگی بین سرعت موج برشی و مقاومت روان‌گرایی ماسه‌های تمیز انجام شده است،[۲و۴-۶] لیکن در پژوهش‌های انجام‌شده، تأثیر ریزدانه‌ی غیرخمیری در همبستگی سرعت موج برشی (V_s) و مقاومت روان‌گرایی (CRR)[۳] کمتر مورد بررسی قرارگرفته است. مقصود از CRR، نسبت مقاومت تناوبی به تنش موثر قائم است.

برای بررسی تأثیر میزان ریزدانه در همبستگی سرعت موج برشی و مقاومت روان‌گرایی (CRR-V_s)، لازم است تأثیر ریزدانه هم در مقاومت روان‌گرایی و هم در سرعت موج برشی به تنهایی مورد ارزیابی قرارگیرد. شایان ذکر است، پژوهش‌های پیشین نشان داده‌اند که هر دو پارامتر سرعت موج برشی و مقاومت روان‌گرایی از میزان ریزدانه‌ی ماسه تأثیر می‌پذیرند.

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳۹۳/۲/۲۷، اصلاحیه ۱۳۹۳/۸/۱۰، پذیرش ۱۳۹۳/۸/۲۴.

www.SID.ir

Archive of SID

تأثیر ریزدانه‌ی غیرخمیری در سرعت موج برشی در پژوهش‌های گذشته کمتر مورد بررسی قرار گرفته است. پژوهش‌های انجام‌شده، نشان‌دهنده‌ی کاهش مدول برشی کرنش‌های کوچک (G_0) با افزایش ریزدانه هستند،[۷و۸] و با توجه به رابطه‌ی بین مدول برشی کرنش‌های کوچک و سرعت موج برشی، می‌توان نتیجه گرفت که با افزایش ریزدانه، سرعت موج برشی نیز کاهش می‌یابد.

مطالعات نسبتاً زیادی برای بررسی تأثیر ریزدانه‌ی غیرخمیری (سیلت) در مقاومت روانگرایی ماسه انجام شده است، لیکن هنوز هم ابهاماتی در این خصوص وجود دارد. برخی آزمایش‌های آزمایشگاهی نشان‌دهنده‌ی افزایش مقاومت روانگرایی با افزایش سیلت هستند؛[۹-۱۱] در مقابل، پژوهش‌های دیگری نشان داده‌اند با افزایش درصد سیلت، مقاومت روانگرایی کاهش می‌یابد؛[۱۲-۱۷] نتایج برخی پژوهش‌های دیگر، نشان‌دهنده‌ی کاهش مقاومت روانگرایی تا یک مقدار حدی درصد ریزدانه و سپس افزایش مقاومت روانگرایی با افزودن بیشتر سیلت هستند.[۱۸-۲۰] این اختلاف‌ها ممکن است ناشی از روش‌های متفاوت بازسازی نمونه‌ها، استفاده از ماسه و سیلت‌های متفاوت، آزمایش تحت شرایط بارگذاری و تنش‌های همه‌جانبه‌ی متفاوت و معیارهای مختلف روانگرایی باشد.[۲۱]

براساس روش‌های موجود ارزیابی مقاومت روانگرایی با سرعت موج برشی، با افزایش میزان ریزدانه در سرعت موج برشی ثابت، مقاومت روانگرایی افزایش می‌یابد،[۳] لیکن، با توجه به تناقض‌ها و همچنین عدم اطمینان درخصوص تأثیر ریزدانه در سرعت موج برشی و مقاومت روانگرایی، تأثیر ریزدانه در همبستگی سرعت موج برشی و مقاومت روانگرایی ابهام دارد. هدف از این مطالعه، بررسی تأثیر میزان ریزدانه‌ی غیرخمیری (سیلت) در همبستگی سرعت موج برشی و مقاومت روانگرایی خاک‌های ماسه‌یی است. به این منظور با انجام آزمایش‌های المان خمشی[۴] و سه‌محوری تناوبی، تأثیر میزان سیلت در سرعت موج برشی و همچنین مقاومت روانگرایی ماسه بررسی شده است. همچنین با ارائه‌ی رابطه‌ی ساده‌شده‌ی نیمه‌تجربی ـ نیمه‌تحلیلی، همبستگی بین سرعت موج برشی و مقاومت روانگرایی به‌دست آمده و اثر ریزدانه‌ی غیرخمیری در این همبستگی نیز مورد بررسی قرارگرفته است.

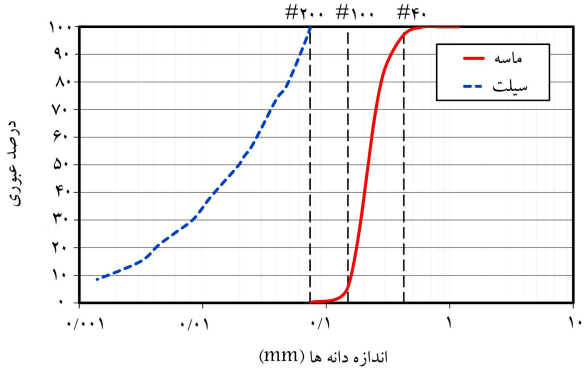
۲. مصالح مورد استفاده

در این پژوهش، برای انجام آزمایش‌ها از ماسه‌ی فیروزکوه شماره‌ی ۱۶۱ به‌عنوان خاک پایه استفاده شده است. این ماسه از نوع شکسته‌ی سیلیسی با دانه‌بندی یکنواخت است و در ایران به‌عنوان یک ماسه‌ی استاندارد در آزمایش‌های ژئوتکنیکی استفاده می‌شود. همچنین از پودر میکرونیزه‌ی فیروزکوه به‌عنوان ریزدانه‌ی غیرخمیری (سیلت) استفاده شده است. خلاصه‌یی از مشخصات ماسه و سیلت استفاده‌شده در جدول ۱ و همچنین منحنی دانه‌بندی آن‌ها در شکل ۱ ارائه شده است.

در این پژوهش، ماسه‌ی تمیز و همچنین ترکیب ماسه با ۳، ۵، ۱۵ و ۲۵ درصد ریزدانه از نوع سیلت، با تخلخل‌های مختلف آزمایش شده است (جدول ۲).

جدول ۱. خلاصه‌یی از مشخصات مصالح استفاده‌شده.

مصالح	طبقه‌بندی خاک	G_s	D_{50}	C_u	PI	LL
ماسه	SP	۲٫۶۵	۰٫۲۳	۱٫۳۲	--	—
سیلت	ML	۲٫۶۶	۰٫۰۲	-	۲	۲۶



شکل ۱. منحنی دانه‌بندی مصالح استفاده‌شده.

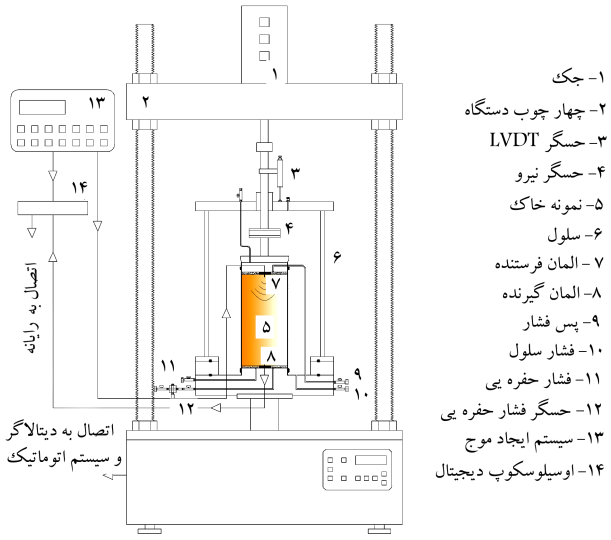
۳. روند انجام آزمایش‌ها

۱.۳. وسایل آزمایش

برای اندازه‌گیری سرعت موج برشی، از آزمایش‌های المان خمشی استفاده شده است. همچنین برای اندازه‌گیری مقاومت روانگرایی، آزمایش‌های سه‌محوری تناوبی انجام شده است. برای اینکه اندازه‌گیری سرعت موج برشی و همچنین مقاومت روانگرایی بر روی نمونه‌ی واحد انجام شود، المان‌های خمشی بر روی دستگاه سه‌محوری تناوبی سوار شده است. در شکل ۲، شماتیک دستگاه مورد استفاده در این پژوهش مشاهده می‌شود. شایان ذکر است که دستگاه مورد استفاده در این پژوهش، متعلق به آزمایشگاه مکانیک خاک پیشرفته‌ی دانشگاه صنعتی شریف است.

۲.۳. بازسازی نمونه‌ها و اشباع‌سازی

در برخی پژوهش‌ها نشان داده شده است که روش بازسازی نمونه، تأثیری در همبستگی سرعت موج برشی و مقاومت روانگرایی ندارد.[۲و۲۲] از میان روش‌های مختلف ساخت نمونه از قبیل: بارش خشک، بارش در آب و کوبش مرطوب، بیشترین دامنه‌ی تخلخل با استفاده از روش کوبش مرطوب قابل حصول است.[۲۳] بر این اساس از روش کوبش مرطوب برای بازسازی نمونه‌ها استفاده شده است.



شکل ۲. تصویر شماتیک دستگاه مورد استفاده در این پژوهش.

www.SID.ir

Archive of SID

جدول ۲. تعداد آزمایش‌ها و پارامترهای مربوط به روان‌گرایی، مدول برشی کرنش‌های کوچک و همبستگی آن‌ها.

کد ترکیب آزمایش‌شده	درصد ریزدانه	تعداد آزمایش‌های سه‌محوری تناوبی	تعداد آزمایش‌های المان خمشی	پارامترهای مدول برشی کرنش‌های کوچک				پارامترهای مقاومت روان‌گرایی			پارامترهای همبستگی	
				C_g	n_g	a_g	R^2	α	β	R^2	$K_c \times 10^{-3}$	n_c
F۰-۰	۰	۲۵	۲۲۸	۳۸۹	۰٫۴۸	−۱٫۸۴	۰٫۹۵	۰٫۰۹۰	−۳٫۸۰	۰٫۹۷	۰٫۷۶	۲٫۰۷
FS-۳	۳	۱۴	۱۹۳	۴۰۴	۰٫۵۰	−۰٫۹۴	۰٫۹۹	۰٫۰۹۱	−۳٫۴۰	۰٫۹۹	۱٫۳۵	۳٫۶۲
FS-۵	۵	۲۱	۲۳۵	۳۸۰	۰٫۴۹	−۱٫۰۵	۰٫۹۷	۰٫۱۰۳	−۲٫۸۱	۰٫۹۲	۱٫۱۴	۲٫۶۹
FS-۱۵	۱۵	۱۷	۱۹۱	۲۴۹	۰٫۵۱	−۱٫۵۵	۰٫۹۶	۰٫۰۳۵	−۳٫۷۵	۰٫۹۳	۱٫۰۰	۲٫۴۲
FS-۲۵	۲۵	۲۱	۲۲۰	۱۵۰	۰٫۵۱	−۲٫۱۴	۰٫۹۴	۰٫۰۱۷	−۳٫۸۲	۰٫۹۷	۰٫۶۴	۱٫۷۹

به‌منظور بازسازی نمونه‌ها به روش کوبش مرطوب، ابتدا ماسه و سیلت با درصد موردنظر به‌صورت خشک مخلوط و سپس ۵٪ وزنی آب به ترکیب اضافه شده است. نمونه‌ها با استفاده از قالب سه‌تکه، براساس نسبت تخلخل موردنظر بازسازی شده‌اند. قطر تمام نمونه‌ها ۷۰ میلی‌متر و ارتفاع آن‌ها ۱۴۰ میلی‌متر انتخاب شده است. به‌منظور حصول تراکم یکنواخت در ارتفاع نمونه، نمونه‌ها در ۷ لایه ساخته و از روش زیرکوبش توصیه‌شده توسط لاد (۱۹۷۸) برای ایجاد یکنواختی تخلخل در ارتفاع نمونه استفاده شده است.[۲۴]

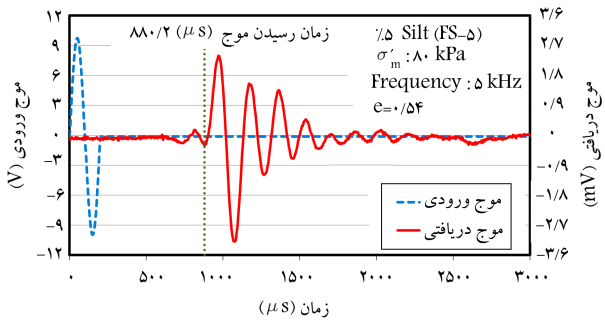
کلیه‌ی آزمایش‌های این پژوهش بر روی نمونه‌های اشباع انجام شده است. به‌منظور تسریع اشباع‌سازی نمونه‌ها، ابتدا گاز دی‌اکسیدکربن از نمونه و سپس آب بدون هوا به آرامی از پائین به طرف بالای نمونه عبور داده شده است. درنهایت، اشباع‌سازی با استفاده از پس‌فشار مناسب در گام‌های متوالی انجام شده است. درجه‌ی اشباع نمونه با پارامتر فشار آب حفره‌یی اسکمپتون (B) ارزیابی و نمونه‌هایی که مقدار B آن‌ها برابر یا بیش از ۰٫۹۵ باشد، اشباع فرض شده‌اند.

۳.۳. آزمایش‌های المان خمشی

نمونه‌های اشباع‌شده در گام‌های ۱۰ تا ۳۰ کیلوپاسکال به‌صورت همسان تحکیم شده‌اند. مرحله‌ی تحکیم تا رسیدن تنش مؤثر تحکیمی به ۲۰۰ کیلوپاسکال ادامه داشته است. بعد از هر گام تحکیم (از ۳۰ تا ۲۰۰ کیلوپاسکال)، با استفاده از المان‌های خمشی، سرعت موج برشی اندازه‌گیری شده است.

به‌طورکلی، تعداد کمی از آزمایش‌های آزمایشگاهی وجود دارند که می‌توانند خواص خاک‌ها را در کرنش‌های کم اندازه‌گیری کنند. عمده‌ترین و پرکاربردترین آزمایش‌های مذکور، آزمایش ستون تشدید و آزمایش المان خمشی هستند. در آزمایش المان خمشی برخلاف آزمایش ستون تشدید، سرعت موج برشی مستقیماً اندازه‌گیری می‌شود. پژوهش‌های متعدد گذشته نشان داده‌اند که نتایج آزمایش‌های ستون تشدید و المان خمشی برای یک نوع خاک تقریباً برابر است. برای مثال در پژوهشی در سال ۱۹۸۵ نشان داده شده است که نتایج آزمایش‌های ستون تشدید و المان خمشی بسیار به هم نزدیک هستند،[۲۵] اخیراً نیز در پژوهش دیگری (۲۰۱۳) نشان داده شده است که نتایج آزمایش‌های ستون تشدید و آزمایش‌های المان خمشی کمتر از ۱۰٪ با هم اختلاف دارند.[۲۶]

در آزمایش المان خمشی، یکی از المان‌های خمشی در یک طرف نمونه، به‌عنوان المان خمشی فرستنده قرار دارد و المان مذکور در اثر ولتاژ اعمالی ارتعاش می‌کند و باعث ایجاد موج برشی در نمونه می‌شود. امواج برشی ایجادشده در طول نمونه حرکت می‌کنند و در طرف دیگر نمونه، باعث ارتعاش المان خمشی گیرنده می‌شوند و ولتاژ ضعیفی ایجاد می‌شود. با به‌دست‌آوردن زمان رسیدن موج از المان فرستنده



شکل ۳. نمونه‌یی از نتایج آزمایش‌های المان خمشی.

به المان گیرنده (t) و با تقسیم فاصله بین دو المان (L) به زمان مذکور (t)، سرعت موج برشی از رابطه‌ی ۱ به‌دست می‌آید:

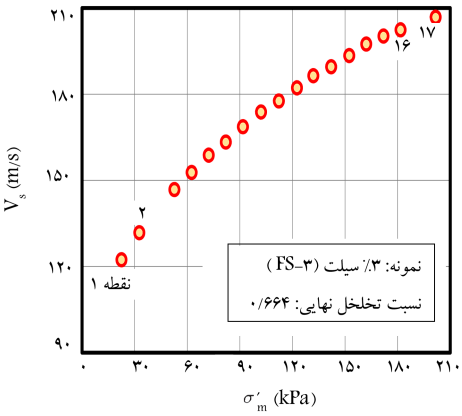
$$V_s = L/t \qquad (۱)$$

در تمام آزمایش‌های المان خمشی انجام‌شده در این پژوهش، از تک‌پالس سینوسی با بسامد ۵ کیلوهرتز و دامنه‌ی ۱۰± ولت به‌عنوان موج ورودی استفاده شده است. پارامتر L در رابطه‌ی ۱، فاصله‌ی نوک تا نوک المان‌های خمشی در نظر گرفته شده است.[۲۷] برای به‌دست‌آوردن زمان رسیدن موج (t)، از روش اولین زمان رسیدن موج استفاده شده است.[۲۷] در روش اولین زمان رسیدن موج، فاصله‌ی بین آغاز موج فرستاده‌شده و سیگنال اصلی موج دریافتی به‌دست می‌آید و به‌عنوان پارامتر t در رابطه‌ی ۱ وارد می‌شود. در روش ذکرشده از امواج دریافتی ضعیف اولیه، که به‌علت اثرات میدان نزدیک به‌وجود می‌آیند، صرف‌نظر می‌شود.[۲۷] نمونه‌یی از نتایج آزمایش‌های المان خمشی که بر روی نمونه‌ی ماسه با ۵٪ سیلت با نسبت تخلخل ۰٫۵۴ و تنش مؤثر تحکیمی ۸۰ کیلوپاسکال و اولین زمان رسیدن موج در شکل ۳ نشان داده شده است.

تخلخل و ارتفاع نمونه درگام‌های مختلف تحکیم با افزایش تنش همه‌جانبه تغییر می‌کنند. برای محاسبه‌ی تغییرات تخلخل در طول گام‌های مختلف مرحله‌ی تحکیم، میزان آب خروجی از نمونه در طول تحکیم با استفاده از سیستم اندازه‌گیری دیجیتال تغییر حجم و همچنین میزان رطوبت نمونه در انتهای آزمایش به‌دقت اندازه‌گیری شده‌اند. با توجه به اینکه نمونه در طول مرحله‌ی تحکیم اشباع است، میزان نسبت تخلخل در هر گام مرحله‌ی تحکیم محاسبه شده است. تغییرات ارتفاع نمونه در طول مرحله‌ی اشباع‌سازی و تحکیم با استفاده از دو حسگر تغییرشکل (LVDT) اندازه‌گیری و برای افزایش دقت در محاسبه‌ی سرعت موج برشی با استفاده از رابطه‌ی ۱ استفاده شده است. نمونه‌یی از نتایج مرحله‌ی تحکیم برای نمونه‌ی ماسه‌یی با ۳٪ ریزدانه‌ی غیرخمیری در شکل ۴ نشان داده شده است.

www.SID.ir

Archive of SID



نقطه	نسبت تخلخل (e)	ارتفاع نمونه (mm)
۱	۰/۶۸	۱۳۷/۷۱
۲	۰/۶۷۴	۱۳۷/۶۹
۳	۰/۶۷۳	۱۳۷/۶۳
۴	۰/۶۷۲	۱۳۷/۶۱
۵	۰/۶۷۱	۱۳۷/۵۸
۶	۰/۶۷۰	۱۳۷/۵۶
۷	۰/۶۷۰	۱۳۷/۵۴
۸	۰/۶۶۹	۱۳۷/۵۰
۹	۰/۶۶۹	۱۳۷/۴۹
۱۰	۰/۶۶۸	۱۳۷/۴۸
۱۱	۰/۶۶۸	۱۳۷/۴۶
۱۲	۰/۶۶۷	۱۳۷/۴۵
۱۳	۰/۶۶۷	۱۳۷/۴۳
۱۴	۰/۶۶۶	۱۳۷/۴۲
۱۵	۰/۶۶۶	۱۳۷/۴۰
۱۶	۰/۶۶۵	۱۳۷/۳۹
۱۷	۰/۶۶۴	۱۳۷/۳۶

شکل ۴. نمونه‌یی از نتایج اندازه‌گیری سرعت موج برشی در طول مرحله‌ی تحکیم.

در این پژوهش، به‌طورکلی نزدیک به ۱۱۰۰ آزمایش المان خمشی بر روی ۹۸ نمونه متفاوت انجام شده است. این نمونه‌ها شامل ماسه‌ی تمیز و همچنین ترکیب ماسه با درصدهای مختلف سیلت بوده است (جدول ۲). شایان ذکر است که آزمایش‌های مذکور در نسبت‌های تخلخل مختلف انجام شده‌اند.

۴.۳. آزمایش‌های سه‌محوری تناوبی

آزمایش‌های سه‌محوری تناوبی، به روش کنترل تنش براساس استاندارد ASTM D۵۳۱۱ انجام شده‌اند. بعد از اتمام مرحله‌ی تحکیم و رسیدن تنش مؤثر همه‌جانبه‌ی همسان به ۲۰۰ کیلوپاسکال، بارگذاری تناوبی با بسامد ۱ هرتز و نسبت تنش برشی (CSR_{tx})[۵] مشخص بر نمونه اعمال شده است. CSR_{tx} به‌صورت رابطه‌ی ۲ تعریف می‌شود:

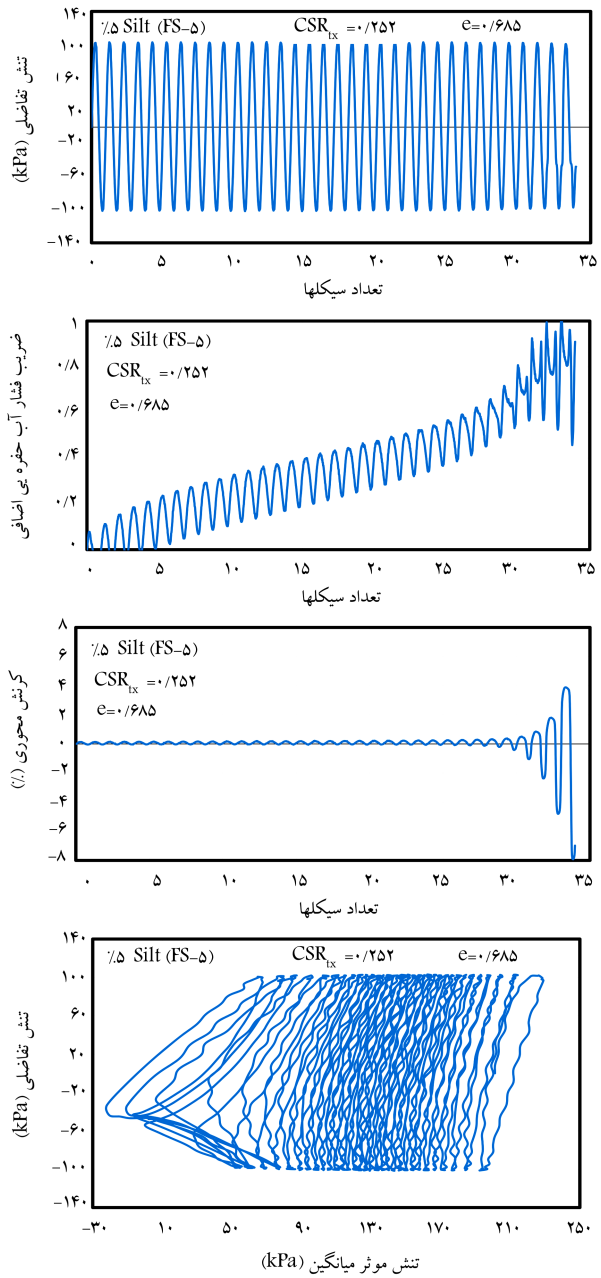
$$CSR_{tx} = \frac{\Delta\sigma_d}{2\sigma'_{c0}} \qquad (۲)$$

که در آن، $\Delta\sigma_d$ تنش تفاضلی و σ'_{c0} تنش مؤثر تحکیمی است، که در کلیه‌ی آزمایش‌های انجام‌شده در این پژوهش برابر ۲۰۰ کیلوپاسکال بوده است.

در شکل ۵، نمونه‌یی از نتایج آزمایش‌های سه‌محوری تناوبی که بر روی ماسه با ۵٪ ریزدانه در نسبت تخلخل ۰/۶۸۵ و نسبت تنش تفاضلی ۰/۲۵۲ انجام شده، ارائه شده است. در شکل ذکرشده، تنش تفاضلی، فشارآب حفره‌یی و کرنش محوری نسبت به تعداد سیکل‌ها و همچنین نمودار مسیر تنش مؤثر ترسیم شده است. این تذکر لازم است که در آزمایش مربوط به شکل ۵، روانگرایی اولیه در سیکل ۳۴ بارگذاری اتفاق افتاده است.

نسبت مقاومت روانگرایی در آزمایش‌های سه‌محوری تناوبی (CRR_{tx})، به‌صورت CSR_{tx} لازم برای ایجاد روانگرایی اولیه در ۱۵ سیکل در نظر گرفته شده است. منظور از روانگرایی اولیه، رسیدن اضافه فشارآب حفره‌یی به تنش مؤثر تحکیمی اولیه (در این پژوهش برابر ۲۰۰ کیلوپاسکال) و ۱۵ سیکل برای معادل‌سازی زلزله‌یی با بزرگای ۷/۵ است. برای به‌دست‌آوردن نسبت مقاومت روانگرایی (CRR_{tx}) یک نوع خاک با نسبت تخلخل مشخص، دست‌کم سه آزمایش سه‌محوری تناوبی با ثابت نگه‌داشتن کلیه‌ی شرایط به جز نسبت تنش تناوبی (CSR_{tx}) انجام شده است.

در این پژوهش به‌طورکلی ۹۸ آزمایش سه‌محوری تناوبی، بر روی ماسه‌ی تمیز و همچنین ترکیب‌های مختلف ماسه و ریزدانه‌ی غیرخمیری (۴ ترکیب) با نسبت‌های مختلف تخلخل انجام شده است (جدول ۲).



شکل ۵. نمونه‌یی از نتایج آزمایش سه‌محوری تناوبی.

۴. نتایج آزمایش‌ها

۱.۴. نتایج آزمایش‌های المان خمشی

با داشتن سرعت موج برشی اندازه‌گیری‌شده از آزمایش‌های المان خمشی و براساس تئوری کشسانی، مدول برشی کرنش‌های کوچک با استفاده از رابطه‌ی ۳ به‌دست می‌آید:

$$G_0 = \rho V_s^2 \qquad (۳)$$

که در آن، G_0 مدول برشی کرنش‌های کوچک، V_s سرعت موج برشی، و ρ چگالی کل خاک است. مدول برشی کرنش‌های کوچک برای خاک‌های دانه‌یی تابعی از نسبت تخلخل و تنش مؤثر است و به این منظور می‌توان از رابطه‌ی تجربی ارائه‌شده

www.SID.ir

Archive of SID

در پژوهشی در سال ۱۹۹۱ استفاده کرد (رابطه‌ی ۴):[۲۸]

$$G_{\circ} = C_g P_A^{1-n_g} e^{a_g} \sigma_m'^{n_g} \qquad (۴)$$

که در آن، P_A تنش مرجع برای فشار اتمسفر (معادل حدود ۱۰۰ کیلوپاسکال) و σ_m' تنش مؤثر میانگین با همان واحد تنش مرجع است، که از طریق رابطه‌ی ۵ محاسبه می‌شود. همچنین a_g، n_g و C_g پارامترهایی هستند که به نوع خاک بستگی دارند (پارامترهای مدول برشی کرنش‌های کوچک):

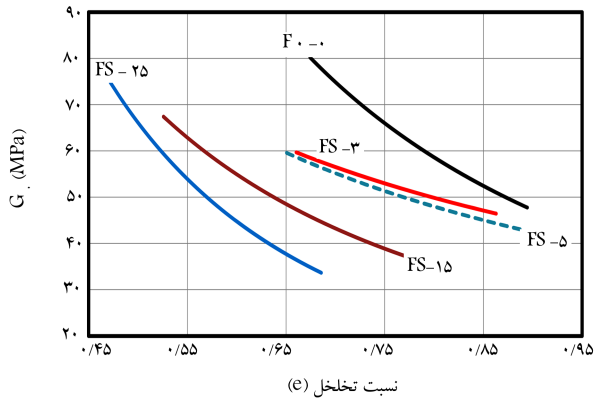
$$\sigma_m' = \frac{1+2K_{\circ}}{3}\sigma_v' \qquad (۵)$$

که در آن، σ_v' تنش مؤثر قائم و $K_{\circ}$ نسبت تنش مؤثر افقی به تنش مؤثر قائم است.

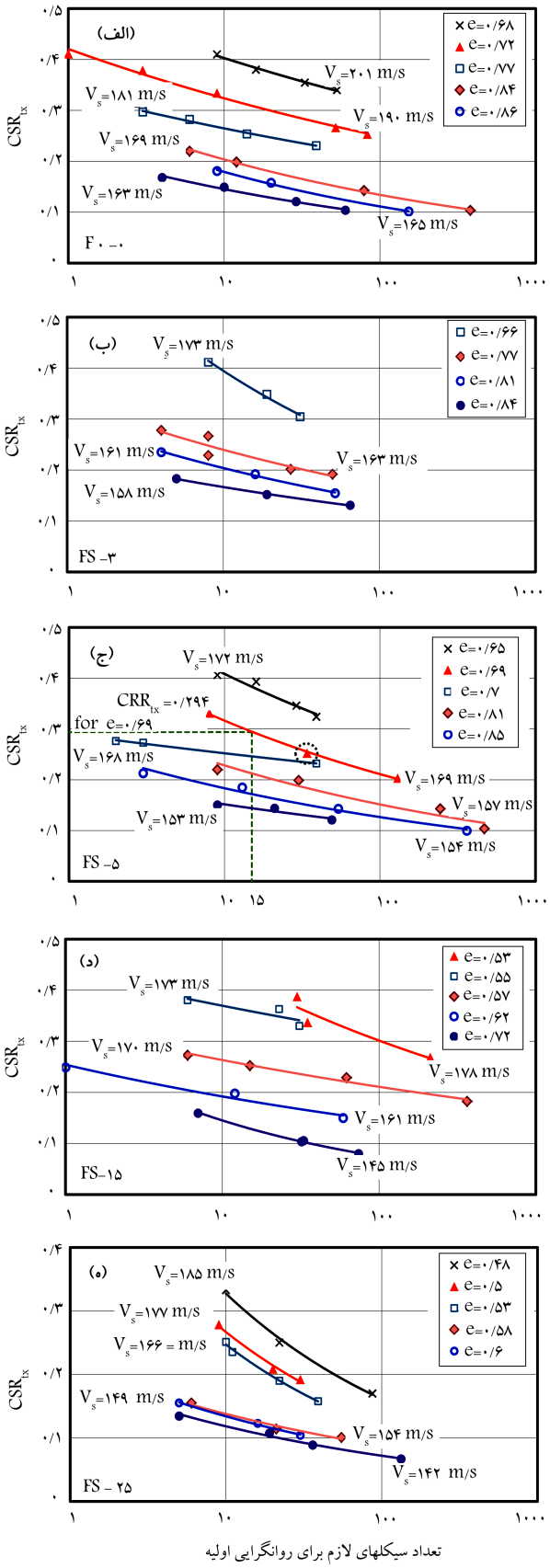
با برازش نتایج آزمایش‌های المان خمشی انجام‌شده در نسبت‌های مختلف تخلخل و تنش‌های همه‌جانبه‌ی متفاوت، پارامترهای مدول برشی کرنش‌های کوچک در رابطه‌ی ۴ برای ترکیب‌های مختلف ماسه و سیلت آزمایش‌شده به‌دست آمده‌اند (جدول ۲). در جدول مذکور همچنین ضریب همبستگی (R^2)، برای برازش‌های مذکور ارائه شده است. نزدیک‌بودن ضریب همبستگی کلیه‌ی نتایج به ۱، نشان‌دهنده‌ی دقت بالای همبستگی است. در شکل ۶، مدول برشی کرنش‌های کوچک در مقابل نسبت تخلخل برای ترکیب‌های مختلف ماسه و سیلت در تنش همه‌جانبه‌ی ۱۰۰ کیلوپاسکال، که از طریق رابطه‌ی ۴ به‌دست آمده‌اند، نشان داده شده است. بدیهی است در تنش‌های همه‌جانبه‌ی دیگر در محدوده‌ی آزمایش‌های انجام‌شده (تا ۲۰۰ کیلوپاسکال) نیز می‌توان نمودارهای مشابهی را ترسیم کرد. همان‌طورکه در شکل ۶ مشاهده می‌شود، مطابق انتظار در کلیه‌ی ترکیب‌ها، مدول برشی کرنش‌های کوچک با افزایش نسبت تخلخل کاهش می‌یابد.

۲.۴. نتایج آزمایش‌های سه‌محوری تناوبی

در شکل ۷، نتایج آزمایش‌های سه‌محوری تناوبی، به‌صورت نسبت تنش برشی (CSR_{tx}) در مقابل تعداد سیکل‌های بارگذاری، به تفکیک برای درصدهای مختلف ریزدانه با نسبت‌های تخلخل مختلف نشان داده شده است. همان‌طور که انتظار می‌رود، برای یک نوع خاک مشخص با افزایش نسبت تخلخل، مقاومت روان‌گرایی کاهش می‌یابد. در شکل ۷، متوسط سرعت موج برشی اندازه‌گیری‌شده در آزمایش‌های انجام‌شده در هر نسبت تخلخل، مربوط به تنش همه‌جانبه‌ی مؤثر ۱۰۰ کیلوپاسکال نیز در کنار منحنی‌ها ارائه شده است. در شکل ۷ج، نقطه‌یی با یک دایره در پیرامون آن، مربوط به آزمایشی است که نتایج مبسوط آن در شکل ۵ ارائه شده است.



شکل ۶. مدول برشی کرنش‌های کوچک در مقابل نسبت تخلخل در تنش تحکیمی همه‌جانبه‌ی ۱۰۰ کیلوپاسکال.



شکل ۷. منحنی روان‌گرایی برای ترکیب‌های آزمایش‌شده در نسبت‌های تخلخل مختلف.

www.SID.ir

Archive of SID

با استفاده از نمودارهای شکل ۷، می‌توان نسبت مقاومت روانگرایی (CRR_{tx}) را در هر نسبت تخلخل دلخواه به‌دست آورد. در صورتی که در یک نمودار، نسبت مقاومت روانگرایی در مقابل نسبت تخلخل برای یک نوع خاک نشان داده شود، مطابق شکل ۸، می‌توان یک رابطه‌ی توانی به‌صورت رابطه‌ی ۶ به این نقاط برازش کرد:

$$CRR_{tx} = \alpha . e^{\beta} \qquad (۶)$$

که در آن، e نسبت تخلخل، و α و β پارامترهای مقاومت روانگرایی برای هر نوع مصالح هستند. با توجه به برازش انجام‌شده، مطابق شکل ۸، مقادیر α و β برای ترکیب‌های آزمایش‌شده در این پژوهش به‌دست آمده و در جدول ۲ ارائه شده است. براساس ضرایب همبستگی (R^2) ارائه‌شده در جدول ۲، این همبستگی مورد قبول است.

۳.۴. ایجاد همبستگی بین CRR و V_s

به‌منظور ایجاد همبستگی بین سرعت موج برشی و مقاومت روانگرایی لازم است که مقاومت روانگرایی اندازه‌گیری‌شده در آزمایشگاه برای لحاظ شرایط واقعی محلی تصحیح شود.

در آزمایش سه‌محوری، ضریب فشار مؤثر افقی (K_0) برابر ۱ است، لیکن در شرایط محلی، K_0 بسیار کمتر از ۱ است. همچنین لرزش‌های واقعی ناشی از زلزله، چندجهته هستند؛ در حالی که آزمایش سه‌محوری تناوبی یک‌جهته است. لذا لازم است مقاومت روانگرایی به‌دست‌آمده از آزمایش‌های سه‌محوری تناوبی برای شرایط محلی اصلاح شود. پژوهشگران مختلف روابط زیادی برای اصلاح پیشنهاد کرده‌اند. به این منظور در این پژوهش، رابطه‌ی پیشنهادی در پژوهشی در سال ۱۹۷۹،[۲۹] به‌صورت رابطه‌ی ۷ استفاده شده است؛ که در آن ضریب ۰٫۹ برای درنظرگرفتن اثر لرزش‌های چندجهته‌ی ناشی از زلزله است:

$$CRR = ۰٫۹ \left(\frac{۱ + ۲K_0}{۳}\right) CRR_{tx} \qquad (۷)$$

برای به‌دست‌آوردن رابطه‌ی همبستگی بین G_{01} (مدول برشی کرنش‌های کوچک در تنش قائم مؤثر ۱۰۰ کیلوپاسکال) یا V_{s1} (سرعت موج برشی در تنش مؤثر قائم ۱۰۰ کیلوپاسکال) و مقاومت روانگرایی در محل (CRR)، می‌توان e را از رابطه‌ی ۴ به‌دست آورد و در رابطه‌ی ۶ جایگذاری کرد. در نتیجه، رابطه‌ی ۸ برای ایجاد همبستگی به‌دست می‌آید:

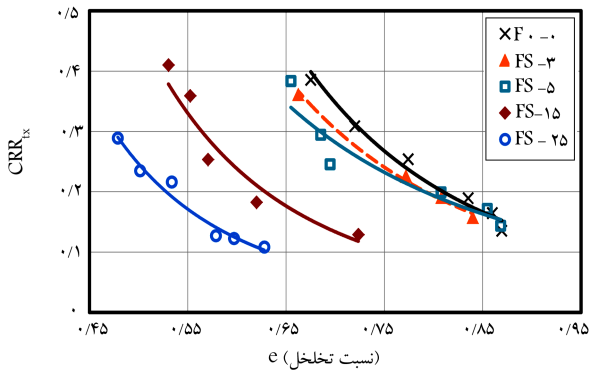
$$CRR = (K_c P_A^{-1} G_{01})^{n_c} = (K_c P_A^{-1} \rho V_{s1}^2)^{n_c} \qquad (۸)$$

براساس نتایج آزمایش‌های سه‌محوری تناوبی و حصول پارامترهای مقاومت روانگرایی α و β (جدول ۲) و همچنین نتایج آزمایش‌های المان خمشی و حصول پارامترهای مدول برشی کرنش‌های کوچک a_g، n_g و C_g (جدول ۲)، و انتخاب K_0 مناسب، پارامترهای همبستگی مربوط به هر خاک (K_c و n_c) با استفاده از روابط ۹ و ۱۰ بدست می‌آیند:

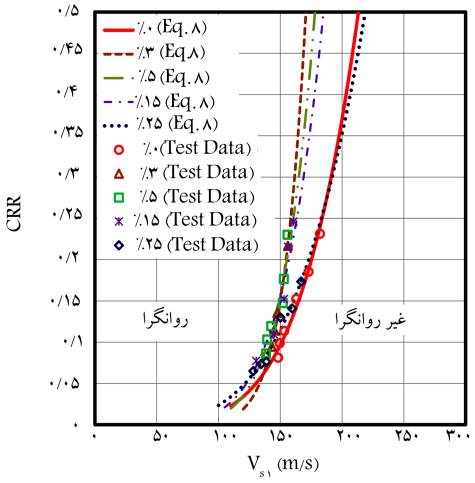
$$K_c = (۰٫۹\alpha)^{\frac{a_g}{\beta}} . \left(\frac{۱}{C_g}\right) . \left(\frac{۱ + ۲K_0}{۳}\right)^{\frac{a_g}{\beta} - n_g} \qquad (۹)$$

$$n_c = \frac{\beta}{a_g} \qquad (۱۰)$$

براساس فرمول K_0 معروف جکی برای خاک‌های عادی تحکیم یافته ($K_0 = 1 - \sin\varphi$، که در آن φ زاویه‌ی اصطکاک داخلی خاک است)، K_0



شکل ۸. مقاومت روانگرایی در مقابل نسبت تخلخل.



شکل ۹. منحنی‌های پیشنهادی ارزیابی مقاومت روانگرایی با سرعت موج برشی به همراه نتایج آزمایش‌ها.

برای مصالح آزمایش‌شده بین ۰٫۴ تا ۰٫۶ است؛ از سوی دیگر، براساس رابطه‌ی ۹، K_0 تأثیر زیادی در همبستگی ندارد، به‌طوری که تغییر این پارامتر از ۰٫۴ به ۰٫۶، فقط به‌میزان بیشینه‌ی ۴٪ تغییر در K_c ایجاد می‌کند، لذا مقدار میانگین ۰٫۵ برای K_0 انتخاب شده است.

پارامترهای همبستگی مربوط به هر خاک (K_c و n_c) در جدول ۲ ارائه شده است. با استفاده از پارامترهای K_c و n_c ارائه‌شده در جدول ۲ برای خاک‌های آزمایش‌شده و همچنین استفاده از رابطه‌ی ۸، منحنی همبستگی مقاومت روانگرایی و سرعت موج برشی به تفکیک برای ترکیب‌های مختلف ماسه و سیلت آزمایش‌شده به‌دست آمده و در شکل ۹ نشان داده شده است. همچنین در شکل ۹، نتایج آزمایش‌ها که برای شرایط محلی اصلاح شده‌اند، نیز ارائه شده است. براساس شکل مذکور، همبستگی خوبی بین سرعت موج برشی و مقاومت روانگرایی وجود دارد؛ و استفاده از روش ارائه‌شده برای ایجاد این همبستگی (رابطه‌ی ۸) به نتایج قابل قبولی منجر شده است.

۵. بحث

براساس نتایج این پژوهش، که از شکل ۶ قابل استنتاج است، در یک نسبت تخلخل ثابت، با افزایش میزان ریزدانه‌ی غیرخمیری (سیلت) به ماسه، مدول برشی کرنش‌های

www.SID.ir

Archive of SID

کوچک و همچنین سرعت موج برشی کاهش می‌یابد. نرخ این کاهش در درصدهای پایین ریزدانه (۳ و ۵ درصد) بیش از درصدهای بالای ریزدانه است؛ به‌عبارت دیگر، با افزودن درصد کمی ریزدانه‌ی غیرخمیری (سیلت) به ماسه در یک نسبت تخلخل ثابت، مدول برشی کرنش‌های کوچک به شدت کاهش می‌یابد، با افزودن مقدار بیشتری سیلت به ماسه، مدول برشی کرنش‌های کوچک با سرعت کمتری کاهش می‌یابد.

همچنین براساس شکل ۸، در یک نسبت تخلخل ثابت، با افزایش سیلت به ماسه، مقاومت روان‌گرایی کاهش می‌یابد، لیکن برخلاف مدول برشی کرنش‌های کوچک، کاهش مقاومت روان‌گرایی در درصدهای پایین ریزدانه بسیار کمتر از درصدهای بالای ریزدانه است.

درخصوص همبستگی بین سرعت موج برشی و مقاومت روان‌گرایی، صرف‌نظر از میزان ریزدانه، همبستگی خوبی بین سرعت موج برشی و مقاومت روان‌گرایی وجود دارد و لذا می‌توان از سرعت موج برشی برای ارزیابی مقاومت روان‌گرایی استفاده کرد. لیکن، این همبستگی به میزان ریزدانه بستگی دارد، و مطابق شکل ۹، در سرعت‌های پایین موج برشی، وجود ریزدانه تأثیر زیادی در تغییر همبستگی ندارد؛ ولی در سرعت‌های موج برشی بالا، تأثیر میزان ریزدانه در همبستگی بیشتر می‌شود. براساس شکل ۹، به‌طورکلی در یک سرعت موج برشی ثابت با افزایش میزان ریزدانه، ابتدا مقاومت روان‌گرایی افزایش و سپس با افزایش بیشتر ریزدانه، مقاومت روان‌گرایی کاهش می‌یابد.

در حال حاضر برای ارزیابی مقاومت روان‌گرایی از روی سرعت موج برشی، از روش ارائه‌شده‌ی اندروس و استوک استفاده می‌شود.[۳] این روش مطابق همان ساختار روش ساده‌شده‌ی سید و ادریس،[۱] است و براساس اطلاعات محلی ۲۶ زلزله در بیش از ۷۰ سایت به‌دست آمده و توسط NCEER نیز توصیه شده است. در روش مذکور، CRR از طریق رابطه‌ی ۱۱ از روی سرعت موج برشی محاسبه می‌شود:

$$\mathrm{CRR} = \left\{ a\left(\frac{V_{s1}}{100}\right)^2 + b\left(\frac{1}{V_{s1}^* - V_{s1}} - \frac{1}{V_{s1}^*}\right)\right\} \qquad (11)$$

که در آن، a و b ضرایب برازش و به ترتیب برابر ۰٫۰۲۲ و ۲٫۸ هستند. همچنین V_{s1}^*، حد بالای V_{s1} برای وقوع روان‌گرایی است و به میزان ریزدانه بستگی دارد و از رابطه‌های ۱۲ الی ۱۴ به‌دست می‌آید:

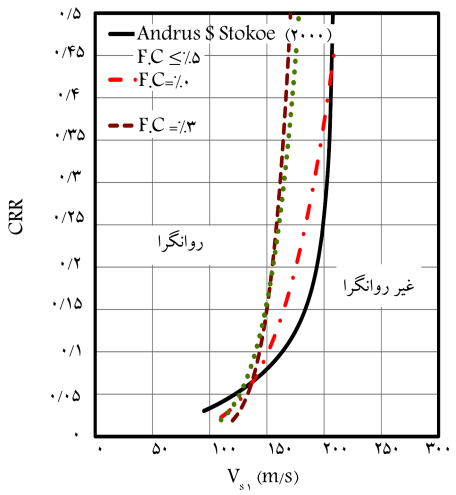
$$V_{s1}^* = 215 \text{ m/s} \qquad FC \le 5\% \qquad (12)$$

$$V_{s1}^* = 215 - 0.5(FC - 5) \text{ m/s} \qquad 5\% < FC < 35\% \qquad (13)$$

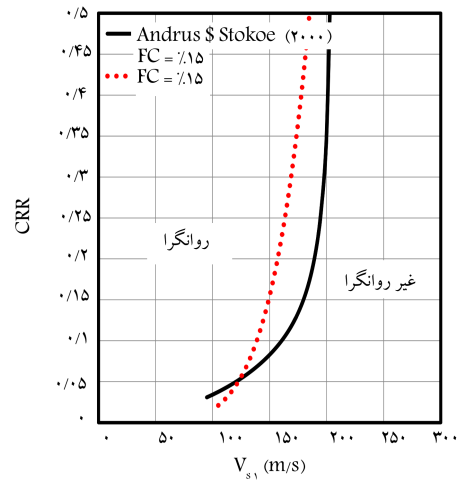
$$V_{s1}^* = 200 \text{ m/s} \qquad FC \ge 35\% \qquad (14)$$

که در آن‌ها، FC درصد ریزدانه‌ی ماسه است. بر این اساس، روش ارائه‌شده‌ی اندروس و استوک،[۳] به میزان ریزدانه بستگی دارد و در یک سرعت موج برشی ثابت، با افزایش ریزدانه، مقاومت روان‌گرایی افزایش می‌یابد. در شکل‌های ۱۰ الی ۱۲، جهت امکان مقایسه، منحنی‌های پیشنهادی این روش با منحنی‌های به‌دست‌آمده از آزمایش‌های انجام‌شده و روش نیمه‌تجربی ـ نیمه‌تحلیلی استفاده‌شده در این پژوهش، به تفکیک میزان ریزدانه در کنار یکدیگر ارائه شده است.

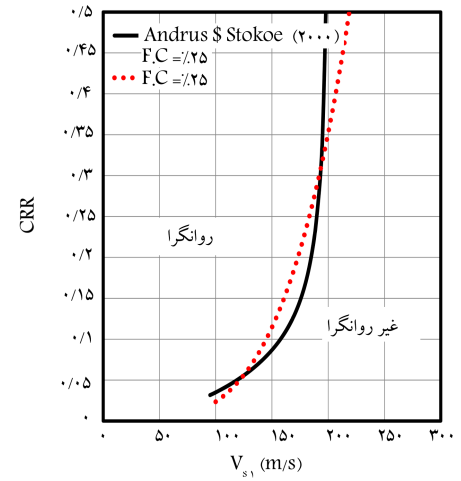
همان‌طورکه در شکل‌های ۱۰ الی ۱۲ ملاحظه می‌شود، علی‌رغم نزدیک‌بودن منحنی موجود (رابطه‌ی پیشنهادی اندروس و استوک)[۳] و منحنی به‌دست‌آمده در این پژوهش برای ماسه‌ی تمیز، در درصدهای پایین ریزدانه (کمتر از ۱۵٪)، استفاده از منحنی‌های موجود به‌طور عمده محافظه‌کارانه است، به ویژه با افزایش درصد



شکل ۱۰. منحنی‌های این پژوهش و منحنی موجود برای ارزیابی مقاومت روان‌گرایی براساس سرعت موج برشی برای ریزدانه‌ی کمتر از ۵٪.



شکل ۱۱. منحنی‌این پژوهش و منحنی موجود برای ارزیابی مقاومت روان‌گرایی براساس سرعت موج برشی برای ۱۵٪ ریزدانه.



شکل ۱۲. منحنی‌این پژوهش و منحنی موجود برای ارزیابی مقاومت روان‌گرایی براساس سرعت موج برشی برای ۲۵٪ ریزدانه.

www.SID.ir

Archive of SID

کمی ریزدانه (کمتر از ۵٪) به ماسه‌ی تمیز در یک سرعت موج برشی ثابت، مقاومت روانگرایی به شدت افزایش می‌یابد (شکل ۱۰). لیکن با افزایش بیشتر میزان ریزدانه، استفاده از منحنی‌های موجود به ویژه در سرعت‌های بالای موج برشی، ممکن است به نتایج غیرمحافظه‌کارانه نیز منجر شود (شکل ۱۲).

بنابراین می‌توان این‌گونه نتیجه‌گیری کرد که همبستگی بین سرعت موج برشی و مقاومت روانگرایی به نوع خاک بستگی دارد و منحنی‌های موجود فقط برای برآورد اولیه می‌توانند مورد استفاده قرار گیرند. شایان ذکر است برخی پژوهش‌های دیگر که اخیراً انجام شده است، نشان‌دهنده‌ی خاص‌بودن همبستگی سرعت موج برشی و مقاومت روانگرایی برای هر نوع خاک است.[۳۰،۶،۵] لذا برای برآورد دقیق مقاومت روانگرایی از روی سرعت موج برشی لازم است با انجام آزمایش‌های آزمایشگاهی، همبستگی خاص خاک موردنظر را به‌دست آورد. به این منظور می‌توان از روش ارائه‌شده در این پژوهش استفاده کرد.

۶. نتیجه‌گیری

در این پژوهش، برای بررسی تأثیر ریزدانه‌ی غیرخمیری (سیلت) در همبستگی مقاومت روانگرایی و سرعت موج برشی و بررسی دقت روش‌های موجود ارزیابی مقاومت روانگرایی از روی سرعت موج برشی، المان‌های خمشی بر روی دستگاه سه‌محوری تناوبی سوار شده است. سرعت موج برشی، قبل از اعمال بارگذاری تناوبی، در تنش‌های تحکیمی متفاوت برای ماسه‌ی تمیز و ترکیب ماسه با درصدهای مختلف سیلت تا ۲۵٪ در نسبت‌های مختلف تخلخل اندازه‌گیری شده است. در ادامه، مقاومت روانگرایی با بارگذاری تناوبی در شرایط زهکشی‌نشده اندازه‌گیری شده است. روش جدید و ساده به‌صورت نیمه‌تجربی ـ نیمه‌تحلیلی برای ایجاد همبستگی بین سرعت موج برشی و مقاومت روانگرایی پیشنهاد شده است. به‌طور خلاصه، این نتایج از این پژوهش به‌دست آمده است:

- در ترکیب ماسه و سیلت، با افزایش میزان ریزدانه، سرعت موج برشی و مدول برشی کرنش‌های کوچک کاهش می‌یابد. نرخ این کاهش در درصدهای کم ریزدانه بیش از درصدهای بالای ریزدانه است.
- در ترکیب ماسه و سیلت، با افزایش میزان ریزدانه، مقاومت روانگرایی نیز کاهش می‌یابد، لیکن این کاهش در درصدهای پایین ریزدانه بسیار کمتر از درصدهای بالای ریزدانه است.
- برای ماسه‌ی تمیز و همچنین ترکیب‌های مختلف ماسه و سیلت، همبستگی مناسبی بین سرعت موج برشی و مقاومت روانگرایی وجود دارد. روش پیشنهادشده در این نوشتار را می‌توان برای ایجاد این همبستگی استفاده کرد.
- با افزایش میزان ریزدانه‌ی غیرخمیری ماسه، در یک سرعت موج برشی ثابت، ابتدا مقاومت روانگرایی افزایش و سپس با افزایش بیشتر میزان ریزدانه، مقاومت روانگرایی کاهش می‌یابد.
- براساس آزمایش‌های انجام‌شده در این پژوهش، منحنی موجود جهت ارزیابی مقاومت روانگرایی از روی سرعت موج برشی، برای ماسه‌ی تمیز تا حدودی قابل قبول است، لیکن استفاده از این منحنی‌ها برای ماسه‌های با ریزدانه‌ی مورد آزمایش در این پژوهش، عمدتاً منجر به نتایج محافظه‌کارانه می‌شود؛ هر چند ممکن است در برخی شرایط مانند درصدهای بالای ریزدانه در سرعت‌های موج برشی بالا، نتایجی خلاف محافظه‌کاری نیز حاصل شود. بنابراین براساس مطالب ذکرشده می‌توان این‌گونه نتیجه‌گیری کرد که ارزیابی دقیق مقاومت روانگرایی از سرعت موج برشی منوط به ایجاد همبستگی خاص خاک موردنظر با استفاده از آزمایش‌های آزمایشگاهی است.

پانوشت‌ها

1. standard penetration test
2. cone penetration test
3. cyclic resistance ratio
4. bender element
5. cyclic stress ratio

منابع (References)

1. Seed, H.B. and Idriss, I.M. "Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential", *Journal of Geotechnical Engineering, Division, ASCE,* **97**(9), pp. 1249-1273 (1971).
2. Tokimatsu, K. and Uchida, A. "Correlation between liquefaction resistance and shear wave velocity", *Soils Found.*, **30**(2), pp. 33-42 (1990).
3. Andrus, R.D. and Stokoe II, K.H. "Liquefaction resistance of soils from shear wave velocity", *J. Geotech. Geoenviron. Eng., ASCE,* **126**(11), pp. 1015-1125 (2000).
4. Chen, Y.M., Ke, H. and Chen, R.P. "Correlation of shear wave velocity with liquefaction resistance based on laboratory tests", *J. Soil Dyn. Earthquake Eng.,* **25**(6), pp. 461-469 (2005).
5. Zhou, Y.G. and Chen, Y.M. "Laboratory investigation on assessing liquefaction resistance of sandy soils by shear wave velocity", *J. Geotech. Geoenviron. Eng., ASCE,* **133**(8), pp. 959-972 (2007).
6. Zhou, Y.G., Chen, Y.M. and Shamoto, Y. "Verification of the soil-type specific correlation between liquefaction resistance and shear-wave velocity of sand by dynamic centrifuge test", *J. Geotech. Geoenviron. Eng., ASCE,* **136**(1), pp. 165-177 (2010).
7. Iwasaki, T. and Tatsuoka, F. "Effects of grain size and grading on dynamic shear moduli of sands", *Soils Found.,* **17**(3), pp. 19-35 (1977).
8. Randolph, M.F., Dolwin, J. and Beck, R. "Design of driven piles in sand", *Géotechnique*, **44**(3), pp. 427-448 (1994).

www.SID.ir

Archive of SID

9. Chang, N.Y., Yeh, S.T. and Kaufman, L.P. "Liquefaction potential of clean and silty sands", *Proc., 3rd Int. Earthquake Microzonation Conf.*, pp. 1017-1032 (1982).

10. Dezfulian, H. "Effects of silt content on dynamic properties of sandy soils", *Proc., 8th World Conf. on Earthquake Engrg.*, pp. 63-70 (1982).

11. Amini, F. and Qi, G.Z. "Liquefaction testing of stratified silty sands", *J. Geotech. Geoenviron. Eng., ASCE,* **126**(3), pp. 208-217 (2000).

12. Shen, C.K., Vrymoed, J.L. and Uyeno, C.K. "The effects of fines on liquefaction of sands", *Proc., 9th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engrg.*, **2**, pp. 381-385 (1977).

13. Troncoso, J.H. and Verdugo, R. "Silt content and dynamic behavior of tailings sands", *Proc. 11, ICSMFE, San Francisco,* **3**, pp. 1311-1314 (1985).

14. Finn, W.D.L., Ledbetter, R.H. and Wu, G. "Liquefaction in silty soils: Design and analysis", *Ground Failures Under Seismic Conditions, Geotech. Spec. Publ., ASCE,* New York, **44**, pp. 51-76 (1994).

15. Vaid, Y.P. "Liquefaction of silty soils, ground failures under seismic conditions", *Proc., ASCE Convention, Geotech. Spec. Pub., ASCE,* S. Prakash and P. Dakoulas, eds., Atlanta, GA, **44**, pp. 1-16 (Oct. 1994).

16. Lade, P.V. and Yamamuro, J.A. "Effects of nonplastic fines on static liquefaction of sands", *Can. Geotech. J.,* **34**(6), pp. 918-928 (1997).

17. Zlatovic, S. and Ishihara, K. "Normalized behavior of very loose nonplastic soil: Effects of fabric", *Soils and Found.*, Tokyo, **37**(4), pp. 47-56 (1997).

18. Law, K.T. and Ling, Y.H. "Liquefaction of granular soils with noncohesive and cohesive fines", *Proc., 10th World Conf. on Earthquake Engrg.*, pp. 1491-1496 (1992).

19. Koester, J.P. "The influence of fine type and content on cyclic resistance", *Ground Failures Under Seismic Conditions, Geotech. Spec. Publ., ASCE*, New York, **44**, pp. 17-33 (1994).

20. Maheshwari, B.K., Singh, H.P. and Saran, S. "Effects of reinforcement on the liquefaction resistance of Solani sand", *J. Geotech. Geoenviron. Eng., ASCE*, **138**(7), pp. 831-840 (2012).

21. Liu, N. and Mitchell, J.K. "Influence of nonplastic fines on shear wave velocity-based assessment of liquefaction", *J. Geotech. Geoenviron. Eng., ASCE,* **132**(8), pp. 1091-1097 (2006).

22. Huang, Y.T., Huang, A.B., Kuo, Y.C. and Tsai, M.D. "A laboratory study on the undrained strength of a silty sand from Central Western Taiwan", *J. Soil Dyn. Earthquake Eng.,* **24**(9-10), pp. 733-743 (2004).

23. Ishihara, K. "Liquefaction and flow failure during earthquakes", *Geotechnique*, **43**(3), pp. 351-415 (1993).

24. Ladd, R.S. "Preparing test specimens using undercompcation", *Geotech. Testing. J., ASTM,* **1**(1), pp. 16-23 (1978).

25. Dyvik, R. and Madshus, C. "Laboratory measurement of Gmax using bender elements", *Advances in the Art of Testing Soils Under Cyclic Conditions, ASCE,* New York, pp. 186-196 (1985).

26. Yang, J. and Gu, X.Q. "Shear stiffness of granular material at small strains: Does it depend on grain size", *Géotechnique,* **63**(2), pp. 165-179 (2013).

27. Lee, J.S. and Santamarina, J.C. "Bender elements: Performance and signal interpretation", *J. Geotech. Geoenviron. Eng., ASCE,* **131**(9), pp. 1063-1070 (2005).

28. Jamiolkowski, M., Leroueil, S. and Lo Presti, D.C.F. "Theme lecture: Design parameters from theory to practice", *Proc., Geo-Coast'91, Yokohama,* **2**, pp. 877-917 (1991).

29. Seed, H.B. "Soil liquefaction and cyclic mobility evaluation for level ground during earthquakes", *J. Geotech. Eng. Div., ASCE,* **105**(GT2), pp. 201-255 (1979).

30. Baxter, C.D.P., Bradshaw, A.S., Green, R.A. and Wang, J. "Correlation between cyclic resistance and shear-wave velocity for providence silts", *J. Geotech. Geoenviron. Eng., ASCE*, **134**(1), pp. 37-46 (2008).

www.SID.ir