



اثر دانه‌بندی و تنش محدودکننده بر نتایج آزمون‌های سه محوری مونوتونیک بزرگ مقیاس مصالح شندار

عطا آقایی آرایبی^{۱*}، فرزین کلانتری^۲، عباس قلندرزاده^۳، حبیب شاه‌نظری^۴،
ناهید عطارچیان^۵، ایرج رحمانی^۶، امیرسعید سلامت^۷

۱. دانشیار، مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی، بخش ژئوتکنیک و زیرساخت

۲. استادیار، دانشکده عمران، دانشگاه خواجه نصیرالدین طوسی

۳. دانشیار، دانشگاه تهران

۴. دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران

۵ و ۶. استادیار، مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی، بخش ژئوتکنیک و زیرساخت

۷. کارشناس، مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی، بخش ژئوتکنیک و زیرساخت

* تهران، بزرگراه شیخ فضل‌ا... نوری، فاز ۲ شهرک فرهنگیان، خیابان نارگل، خیابان شهید علی مروی، خیابان حکمت، صندوق پستی: ۱۶۹۶-۱۳۱۴۵

E-mail: aghaeiarai@bhrc.ac.ir

چکیده

انجام دادن آزمایش‌های مونوتونیک سه محوری مصالح شندار و آگاهی از نتایج آنها در انتخاب شرایط و طرح آزمایش‌های سیکلی مقاومتی و دینامیکی و یا تفسیر نتایج آنها بسیار با اهمیت است. مثلاً حداکثر اضافه فشار آب حفره‌ای تولیدی در مرحله گسیختگی و تنش تفاضلی نظیر آزمایش مونوتونیک به ترتیب در تفسیر نتایج آب حفره‌ای و انتخاب نسبت تنش سیکلی مناسب در آزمایش سیکلی مقاومتی مصالح شندار، مفید است. تعیین حداکثر مقاومت مونوتونیک نمونه در انتخاب نسبت غیرهمسانی تنش برای آزمایش‌های دینامیکی لازم است. حتی در بررسی رفتار تغییر شکلی بر اثر رمبش اشباعی مصالح سنگریزه‌ای، انتخاب میزان تنش برشی آزمایش‌های خشک-اشباع، نیازمند انجام دادن آزمایش‌های مونوتونیک روی نمونه خشک است. در حد فاصل سال‌های ۱۳۷۳ تا ۱۳۹۷، حدود ۱۵۰ آزمون سه محوری مونوتونیک روی نمونه‌های متراکم تحت شرایط زهکشی شده و زهکشی نشده بر روی انواع مصالح سنگریزه‌ای سدها، خاکریزهای مهندسی انجام شده است. رفتار مکانیکی مصالح خاکی و سنگریزه‌ای وابسته به مشخصات مصالح، شامل: ترکیبات معدنی، دانه‌بندی، شرایط زهکشی، محدوده تنش محدودکننده، مقاومت شکست ذرات، اندازه و شکل ذرات است. با توجه به مشابهت رفتاری مصالح با ویژگی مشابه، مرور اجمالی تجربیات حاصل از آزمایش‌های سه محوری انجام شده، خصوصاً اثرهای دانه‌بندی و تنش محدودکننده، مفید است.

کلیدواژگان

سه محوری، مونوتونیک، تنش محدودکننده

Effect of Particle Size Distribution and Confining Pressure on Monotonic Behaviors in Large Triaxial Tests

Ata Aghei Araei^{1*}, Farzin Kalantari², Abbas Ghalandarzadeh³, Habib Shahnazari⁴, Nahid Attarchian⁵,
Iraj Rahmani⁶, Amir Saeid Salamat⁷

1. Associate Professor, Soil and Foundation, Road, Housing and Urban Development Research Center, Tehran, Iran

2. Assistant Professor, Soil and Foundation, Khajeh Nasir University, Tehran, Iran

3. Associate Professor, Soil and Foundation, Tehran University, Tehran, Iran

4. Associate Professor, Soil and Foundation, Iran Science and Technology University, Tehran, Iran

5. Assistant Professor, Soil and Foundation, Road, Housing and Urban Development Research Center, Tehran, Iran

6. Assistant Professor, Soil and Foundation, Road, Housing and Urban Development Research Center, Tehran, Iran

7. Expert, Soil and Foundation Department, Road, Housing and Urban Development Research Center, Tehran, Iran

* P.O. Box: 13145-1696, Tehran, Iran, E-mail: aghaeiarai@bhrc.ac.ir

Abstract

Performing monotonic triaxial tests on gravelly soils and knowledge about their behaviors are prerequisite actions design of cyclic strength and dynamic tests as well as results interpretations. For example, maximum excess pore pressure at failure state and corresponding deviatoric stress are respectively useful in analysis of generated excess pore pressure and adopting cyclic stress ratio in cyclic strength tests over gravelly materials. Maximum monotonic strength is used in selection of induced anisotropy ratios before dynamic testing. Moreover, for saturation collapse test of rockfill material, selection of the level of shear stress in dry-saturated is required dry monotonic tests. During 1994 to 2017, 150 large monotonic triaxial tests are carried out on high compacted rockfill materials and engineering filling under drained and untrained conditions. Mechanical behavior of engineering filling and rockfill materials is depended on mineral composition, grain size distribution, drainage conditions, ranges of confining pressures, particle breakage index, size and shape of grain. Due to similarity of materials behavior with same characteristics, especially about the effect of particle size distribution and confining pressure, assessment of previously obtained results is very useful.

Keywords

Triaxial, Monotonic, Confining Pressure

۱- مقدمه

یکی از راه‌های معمول شناسایی رفتار مکانیکی مصالح خاکی و سنگریزه‌ای، انجام دادن آزمون‌های سه‌محوری متناسب با شرایط خاک در ساختگاه و بارگذاری است [۱]. در سال‌های اخیر، در راستای مطالعات پروژه‌های متعدد عمرانی و خصوصاً سدسازی و مطالعات ریزپهنه‌بندی ژئوتکنیک لرزه‌ای در مناطق مختلف کشور، انواع روش‌های آزمون سه‌محوری استاتیکی و دینامیکی بنا به فراخور نیاز مورد استفاده بوده و رفتار انواع مصالح خاکی و سنگریزه‌ای در شرایط مختلف در مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی مورد آزمایش و مطالعه قرار گرفته است. در طراحی اولیه بدنه خاکریزها، تحلیل‌ها و حتی طراحی آزمایش‌ها، به دلیل مشابهت رفتاری مصالح با ویژگی مشابه، با قضاوت مهندسی، پارامترهای مورد نیاز انتخاب می‌شود. لذا مرور اجمالی تجربیات حاصل از آزمایش‌های سه‌محوری انجام شده با توجه به صرفه‌جویی در وقت و هزینه، بسیار بااهمیت است. دانه‌بندی و حداکثر اندازه دانه‌ها و همچنین تنش محدودکننده از جمله مهمترین پارامترهای تاثیرگذار در رفتار مونوتونیک مصالح است [۲، ۳، ۴، ۵، ۶ و ۷].

Marachi و همکاران [۸] نشان دادند که مقاومت اصطکاکی و تراکم‌پذیری یک توده دانه‌ای، تابعی از اندازه دانه‌هاست. حداکثر اندازه دانه‌ها در یک نمونه آزمایشگاهی مصالح سنگریزه‌ای (d_{max}) معمولاً از روی کوچکترین بعد نمونه مورد آزمایش (D) تعیین می‌شود. حد پایین نسبت D/d_{max} برای دانه‌بندی عریض برابر با ۴ و برای یک دانه‌بندی باریک برابر با ۶ پیشنهاد شده است [۹]. Charls و Watts [۱۰] پیشنهاد کردند که کمتر از ۳۰٪ وزنی دانه‌ها در حالت دانه‌بندی واقعی، در محدوده اندازه حداکثر باشند. در شکل ۱ نحوه تغییر زاویه اصطکاک داخلی با حداکثر اندازه دانه‌ها با شرط D/d_{max} برابر با ۶ برای مصالح رودخانه Oroville نشان داده شده است. مصالح شنی این مصالح خوب گرد شده ولی دانه‌های ریزدانه نیمه گرد شده تا نیمه تیز گوشه آمفیبولیت است. ملاحظه می‌شود در کلیه سطوح تنش محدودکننده افزایش d_{max} تا حدود ۱۰۰ mm منجر به کاهش مقدار ϕ می‌شود.

بعد از این که حداکثر اندازه دانه‌ها (d_{max}) با توجه به ابعاد نمونه سه‌محوری تعیین شد، ترکیب دانه‌بندی نمونه آزمایشی را می‌توان بر طبق یکی از دو روش: الف) روش مقیاس موازی^۱، ب) روش سرند کردن^۲ تعیین کرد (شکل ۲).

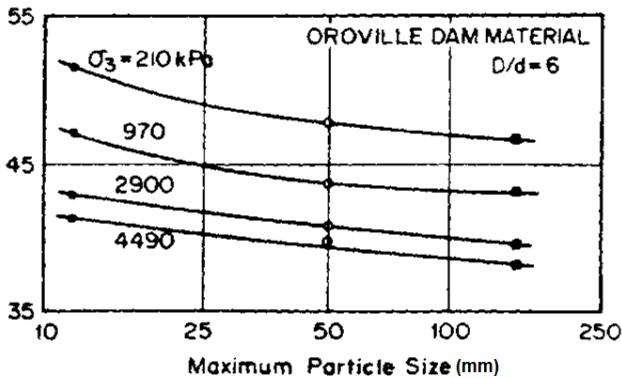


Fig. 1 Variation of ϕ versus d in triaxial test

شکل ۱ تغییرات ϕ با d در آزمایش سه‌محوری [۱۱]

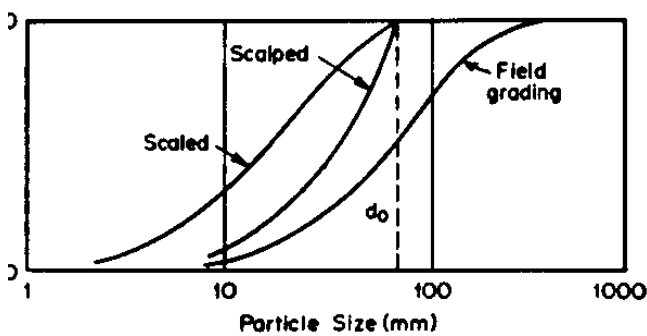


Fig. 2 Different methods for selection particle size of laboratory specimens

شکل ۲ تبدیل دانه‌بندی نمونه‌های آزمایشگاهی

روش مقیاس موازی روشی متداول و منطقی است [۱۲]. در این حالت، منحنی دانه‌بندی مصالح واقعی با یک شیفت ثابت به قسمت چپ انتقال می‌یابد؛ به طوری که حداکثر اندازه دانه‌ها به مقدار d_{max} کاهش یابد. این روش بیشتر شبیه سرند کردن دانه‌های بزرگ و ترکیب مجدد آنها به شکل منحنی انتقال یافته است. در نتیجه بایستی به استفاده از مواد ریزدانه توجه کرد به طوری که ذرات ریزدانه آن از نظر سختی، مقاومت و شکل، همانند مصالح سنگریزه‌ای واقعی باشند [۱۳]. روش مقیاس موازی می‌تواند باعث به وجود آمدن عدم تناسب روی مقدار مواد ریزدانه شود. این مسأله می‌تواند بر روی مقدار ϕ و حداکثر اضافه فشار آب حفره‌ای موثر باشد [۱۴]. روش

¹ Parallel Scaling
² Scalping

حداقل (Δu_{\min}) در آزمون زهکشی نشده (UU [۱۶] و CU [۱۷]) و کرنش حجمی حداقل ($\varepsilon_{v\min}$) در آزمون زهکشی شده (CD [۱۸]) استخراج می‌شوند. همان‌گونه که ملاحظه می‌شود اختلاف فازی بین Δu_{\min} و $\varepsilon_{v\min}$ از نظر میزان کرنش محوری وجود دارد. در کرنشی که $\varepsilon_{v\min}$ حداقل است، Δu_{\min} از حداکثر کمترین مقدارش کاهش پیدا کرده و به صفر نزدیک می‌شود. وجود این اختلاف فاز، مدل‌سازی عددی دقیق منحنی رفتار مصالح تنش-کرنش در حالت CU را در صورت به‌کارگیری مفاهیم اتساع قدری مشکل می‌سازد [۱۹].

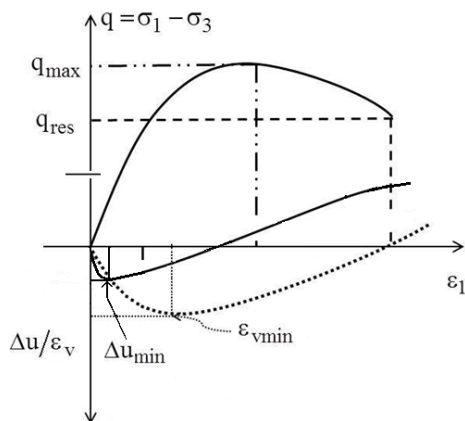


Fig. 3 Definition of maximum deviatoric stress, residual deviatoric stress, minimum excess pore water pressure, minimum volumetric stress for specimen under low confining pressure [14]

شکل ۳ تعاریف مربوط به تنش تفاضلی حداکثر، تنش تفاضلی باقی‌مانده، اضافه فشار آب حفره‌ای حداقل و کرنش حجمی حداقل برای نمونه تحت تنش‌های محدودکننده کم [۱۴]

۳- اثر دانه‌بندی بر منحنی مسیر تنش

اندازه دانه‌ها و نحوه توزیع دانه‌ها در ساختار خاک بر رفتار مکانیکی مصالح خاکی و سنگریزه‌ای بسیار موثر است. مشخصات دانه‌بندی خاک به کمک شاخص‌هایی، مانند: حداکثر اندازه دانه‌ها، ضریب یکنواختی، درصد ریزدانه و یا نسبت ذرات ریز (ماسه و سیلت) به ذرات درشت (شن) قابل تعریف است. در شکل ۴ مسیر تنش برای دو نوع خاک درشت‌دانه و ریزدانه تحت آزمون CU ارائه شده است. همان‌طور که ملاحظه می‌شود افزایش ذرات ریزدانه در خاک به شدت می‌تواند مسیر تنش را تحت تاثیر قرار دهد.

۴- اثر دانه‌بندی بر نسبت تغییرات تنش تفاضلی حداکثر به تنش محدودکننده

یکی از پارامترهایی که به شدت تحت تاثیر میزان درصد ریزدانه مصالح خاکی قرار دارد، نسبت تنش تفاضلی به تنش محدودکننده (q/σ'_3) است. در شکل ۵ روند تغییرات q/σ'_3 در برابر تنش محدودکننده برای نتایج آزمون

مقیاس موازی می‌تواند به کاهش توان زهکشی مصالح سنگریزه منجر شود. این مسأله هنگامی که از نمونه‌های سه‌محوری قطر بزرگ استفاده می‌شود، اهمیت بیشتری دارد.

روش دیگر ترکیب دانه‌بندی نمونه‌های آزمایشگاهی استفاده از روش سرند کردن است [۱۵]. در این روش همه دانه‌ها با قطر بزرگتر از d_{\max} از مخلوط نمونه جدا می‌شوند. درصد عبوری هر یک از اندازه‌های کوچکتر از d_{\max} بعداً با یک ضریب ثابت شیفت داده می‌شود. در این روش نمونه سرند شده، باید نماینده مصالح سنگریزه‌ای محل باشد، در غیر این صورت باید نمونه آزمایشگاهی به وسیله شکستن و خردکردن سنگ‌های بزرگ تهیه شود. در این روش اگر با مشکل زهکشی روبرو شویم، ممکن است به سرند کردن ریزدانه‌های انتهای پایین منحنی دانه‌بندی تبدیل شده نیاز باشد.

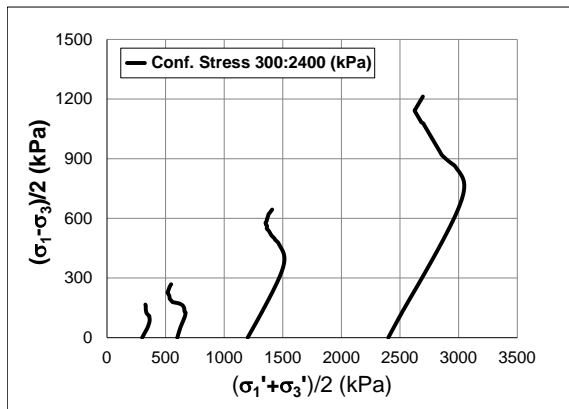
انتخاب روش تبدیل منحنی دانه‌بندی بستگی به نوع سنگ و دانه‌بندی آن در محل دارد. برای سنگ‌های سخت و دانه‌بندی‌های باریک مثل بازالت‌های خرد شده، Marachi و همکاران [۱۱] روش مقیاس موازی را انتخاب کردند. برای دانه‌بندی‌های عریضتر با مقدار بیشتر ریزدانه، روش سرند کردن ممکن است برای اجتناب از مشکل ریزدانه مناسبتر باشد. برای سنگ‌های نرم که دانه‌های آن در طول تراکم خرد می‌شود، روش مقیاس موازی ممکن است اهمیت کمتری داشته‌باشد. براساس تجربیات موجود در سدهای سنگریزه‌ای کشور، اکثراً از روش سرند کردن برای ساخت نمونه‌های آزمایشگاهی استفاده می‌شود. از طرفی درصد گذشته از الک نمره ۰/۲ mm اثر زیادی بر زمان اشباع‌سازی نمونه‌ها دارد. بر اساس تجربیات در مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی زمان اشباع‌سازی (B_{value}>95%) نمونه‌های قطر بزرگ (۳۰ cm) بسیار متراکم بدون گذشته از الک نمره ۰/۲ mm کمتر از ۴ روز و نمونه با گذشته از الک ۰/۲ mm بیش از ۰ تا ۱۲٪ حدود ۴ تا ۱۲ روز و برای نمونه‌های با ۰/۲۲٪ گذشته از الک ۰/۲ mm زمان اشباع از ۱۲ تا ۳۵ روز متغیر است. اثرهای تنش محدودکننده به‌خصوص تنش‌های بالا اثرهای ویژه‌ای بر رفتار مصالح تحت بارگذاری‌های زهکشی شده و زهکشی نشده دارد. با توجه به تنوع مصالح بررسی شده در این تحقیق ارائه نتایج حاصل به‌خصوص در تنش‌های محدودکننده بالا می‌تواند در طراحی صحیح آزمایش‌های سه‌محوری بسیار کمک‌کننده باشد. شایان ذکر است که این مقاله روند تقریبی رفتار مونوتونیک مصالح بر اساس برازش بر داده‌های واقعی ارائه می‌شود.

۲- تعاریف مربوط به استخراج پارامترهای مقاومتی از آزمایش‌های سه‌محوری مونوتونیک

به منظور تفسیر نتایج آزمون‌های سه‌محوری، لازم است منحنی تغییرات تنش تفاضلی-کرنش محوری ترسیم شوند. مقادیر تنش تفاضلی در محور قائم و مقادیر کرنش نظیر در محور افقی پیاده می‌شوند. بر حسب معیار گسیختگی تعریف شده، مقادیر تنش تفاضلی گسیختگی و مقدار کرنش نظیر تعیین می‌شود. در آزمون‌های زهکشی نشده در صورت اندازه‌گیری مقدار اضافه فشار آب حفره‌ای، منحنی تغییرات اضافه فشار آب حفره‌ای-کرنش نیز قابل ترسیم است و در آزمون‌های زهکشی شده بر اساس تغییرات حجم آب محفظه منحنی تغییرات کرنش حجمی-کرنش نیز قابل ترسیم است (شکل ۳). پارامترهای مقاومت برشی خاک معمولاً در مقادیر تنش تفاضلی حداکثر (q_{\max})، تنش تفاضلی باقی‌مانده (q_{res}) و اضافه فشار آب حفره‌ای

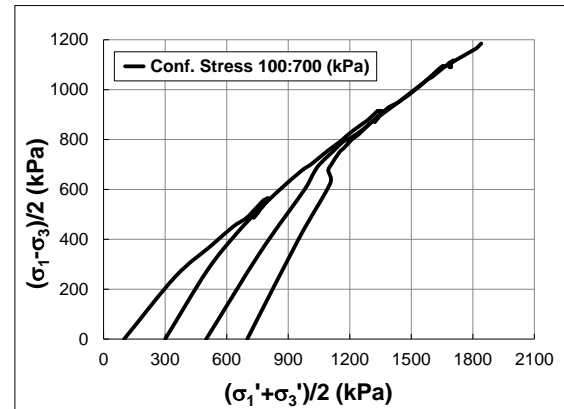
همچنین، برای نمونه‌های شندار با درصد گذشته از الک ۰/۲ mm بیش از ۲۲٪، حداکثر و حداقل مقدار q/σ_3' به ترتیب حدود ۳ و حتی کمتر از ۱ است. ضروری است این نسبت در انتخاب دامنه بارهای سیکلی SR آزمون‌های سیکلی مقاومتی (ASTM D 5311 [۲۰]) و دینامیکی (ASTM D 3999 [۲۱]) برای مصالح خاکی ریزدانه، مورد توجه قرار گیرد.

CU نشان داده شده است [۱۴]. نسبت تنش تفاضلی به تنش محدودکننده (q/σ_3') در تعیین ظرفیت لودسل مورد نیاز در دستگاه سه‌محوری عامل تعیین‌کننده است. مثلاً برای نمونه‌های شندار با درصد گذشته از الک ۰/۲ mm کمتر از ۱۲٪، حداقل مقدار q/σ_3' برابر با ۳ است. لذا برای تنش همه‌جانبه ۱/۵ MPa و نمونه با قطر ۳۰ cm، ظرفیت لودسل باید بیش از ۴۲ تن باشد که غالباً ۵۰ تن انتخاب می‌شود.



b) Fine grained soil material

(ب) مصالح خاکی ریزدانه



a) Coarse grained soil material

(الف) مصالح خاکی درشت دانه

Fig. 4 Stress path curves for material under CU test, [14]

شکل ۴ منحنی مسیر تنش مصالح تحت آزمون CU، (الف) مصالح خاکی درشت دانه، (ب) مصالح خاکی ریزدانه [۱۴]

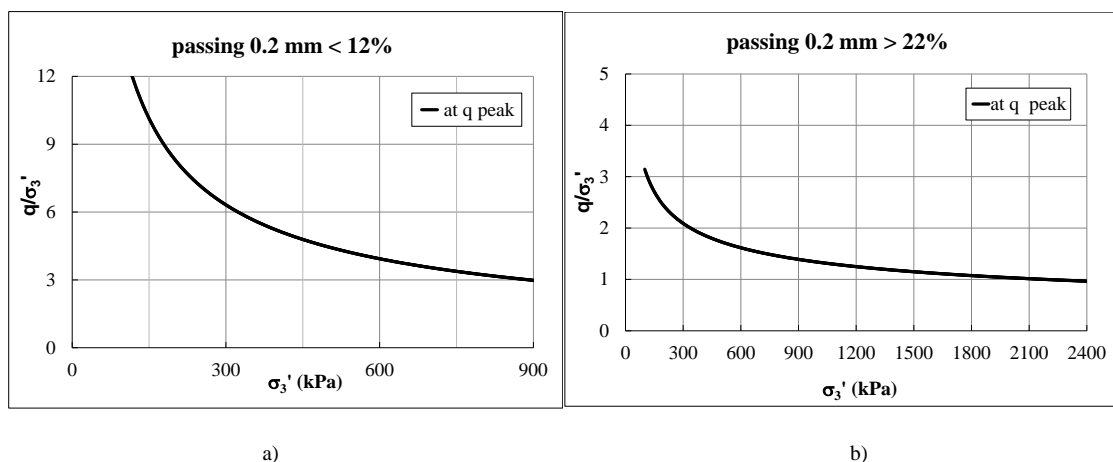


Fig. 5 Variation of q/σ_3' versus confining pressure under CU test, (a) coarse grain soil material, (b) Fine grain soil materials

شکل ۵ تغییرات q/σ_3' در برابر تنش محدودکننده برای نتایج آزمون CU، (a) مصالح خاکی درشت دانه، (b) مصالح خاکی ریزدانه

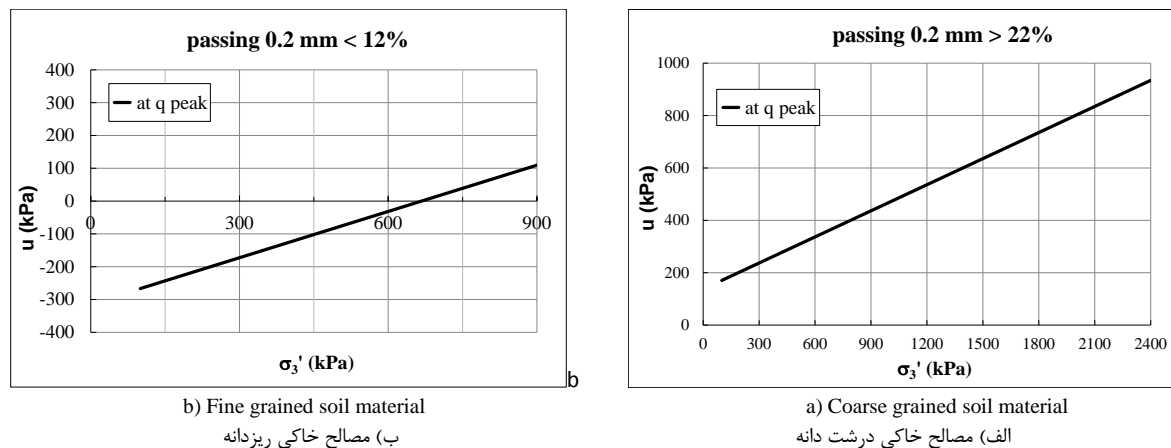


Fig. 6 Variation of excess pore water pressure versus confining pressure under CU test, [14]

شکل ۶ تغییرات اضافه فشار آب حفره‌ای در برابر تنش محدودکننده برای نتایج آزمون CU، الف) مصالح خاکی درشت دانه، ب) مصالح خاکی ریزدانه [۱۴]

محوری تحت آزمایش سیکلی مقاومتی مشاهده شده است که در آن نمونه‌ها، نسبت اضافه فشار آب حفره‌ای لحظه گسیختگی کمتر از واحد است [۲۲]. ایده بالا از طریق تاریخچه اضافه فشار آب حفره‌ای، تنش کل و نسبت تنش افقی با استفاده از نتایج ابزار دقیق سد بلند سنگریزه‌ای مسجسدلیمان^۲ (MES) در هنگام ساخت و اولین آگیری قابل راستی‌آزمایی است [۲۳]. مصالح هسته این سد بلند سنگریزه‌ای حالت خرابی را در تراز ۳۱۰ از سطح دریا (EL. 310 masl) و کمتر تجربه کرد. نتایج جدول ۱ نشان می‌دهد که به طور کلی مقادیر ru تقریباً به بزرگی $Pv/\gamma h$ است که اندکی کوچکتر از $Ph/\gamma h$ ، و حداکثر مقدار ru برابر با $0.88/88$ است. همچنین، ru از $0.32/320$ (در شناژ ۲۶۰ (CH. 260) و تراز ۳۱۰ متر از سطح دریا (EL. 310 masl) به حدود $0.07/70$ (در CH. 260 و El. 230 masl) افزایش می‌یابد [۲۴].

۶- اثر دانه‌بندی بر تغییرات زاویه اصطکاک تنش کل و تنش موثر

شکل‌های ۷ و ۸ تغییرات زاویه اصطکاک در برابر تنش محدودکننده در کرنش نظیر تنش تفاضلی حداکثر به ترتیب برای شرایط تنش کل و تنش موثر نتایج آزمون CU را نشان می‌دهد. مطابق شکل ۷ زاویه اصطکاک نمونه‌های شن‌دار با درصد گذشته از الک 0.2 mm کمتر از $0.12/12$ ، تقریباً ۲ برابر مقادیر نظیر نمونه با درصد گذشته از الک 0.2 mm بیش از $0.22/22$ است.

حداکثر مقدار زاویه اصطکاک تنش کل نمونه شن‌دار با درصد گذشته از الک 0.2 mm زیر $0.12/12$ برای تنش محدودکننده زیر 200 kPa بیش از 60 درجه و برای تنش محدودکننده 900 kPa حدود 35 درجه است. مطابق شکل ۸ دامنه تغییرات زاویه اصطکاک زهکشی شده نمونه شن‌دار با درصد گذشته از الک 0.2 mm زیر $0.12/12$ بین $45-40$ درجه است. دامنه تغییرات زاویه اصطکاک زهکشی شده نمونه شن‌دار با درصد گذشته از الک 0.2 mm بیش از $0.24/24$ بین $45-30$ درجه است که بیشتر از مقادیر نظیر

لذا به نظر می‌رسد که در مصالح شن‌دار با درصد گذشته از الک 0.2 mm کمتر از $0.12/12$ ، امکان اعمال غیرهمسانی تنش اولیه (σ_1'/σ_3') بیش از ۲ در همه حال ممکن است، در صورتی که برای مصالح شن‌دار با درصد گذشته از الک 0.2 mm بیش از $0.22/22$ ، اعمال غیرهمسانی بیش از ۲ سبب گسیختگی نمونه شده و امکان بارگذاری سیکلی بعدی برای آزمایش‌ها طبق استانداردهای [۲۱ و ۲۰] ممکن نیست. معمولاً نسبت تنش سیکلی^۱ SR [۲۱ و ۲۰] باید کمتر از نصف تنش محدودکننده باشد، اما در مصالح شن‌دار با درصد گذشته از الک 0.2 mm بیش از $0.22/22$ ، در صورت اعمال با توجه به مقاومت نهایی ($1 < q/\sigma_3' < 0.7$) [۲۲]، تنش سیکلی SR بین عددی بین $0.33/33$ تا $0.45/45$ انتخاب شود. مثلاً برای $q/\sigma_3' = 0.7$ در حالت گسیختگی بدون اعمال هرگونه غیرهمسانی تنش، SR باید حداکثر $0.33/33$ انتخاب شود و گرنه اعمال تنش سیکلی بیش از مقدار ذکر شده به سبب ایجاد تغییرشکل‌های زیاد باعث می‌شود که کنترل دامنه تنش‌ها در آزمایش‌های کنترل تنش ممکن نباشد.

۵- اثر دانه‌بندی بر تغییرات اضافه فشار آب در برابر تنش محدودکننده

شکل ۶ تغییرات اضافه فشار آب حفره‌ای (u_{\max}) برای کرنش نظیر حداکثر تنش انحرافی (q_{peak}) در برابر تنش محدودکننده برای نتایج آزمون CU را نشان می‌دهد. از نکات جالب برای نمونه‌های شن‌دار با درصد گذشته از الک 0.2 mm کمتر از $0.12/12$ ، ایجاد اضافه فشار آب حفره‌ای منفی و سپس اضافه فشار آب حفره‌ای مثبت است.

برای نمونه‌های شن‌دار با درصد گذشته از الک 0.2 mm بیش از $0.22/22$ ، اضافه فشار آب حفره‌ای همواره مثبت و نسبت u_{\max}/σ_3' عددی کمتر از ۱ بوده و با افزایش تنش محدودکننده مقدار آن کاهش می‌یابد. رفتار مشابهی از نظر میزان حداکثر اضافه فشار آب حفره‌ای در نمونه‌های سه

² Masjed-E-Soleyman

¹ Cyclic Stress Ratio

مقادیر نظیر حالت تنش کل و در تنش محدودکننده بیش از 7 kg/cm^2 روند برعکس است. شایان ذکر است که در بیشتر مصالح گردگوشه بعد از تنش محدودکننده 7 kg/cm^2 دچار شکست دانه‌ای قابل ملاحظه‌ای می‌شوند.

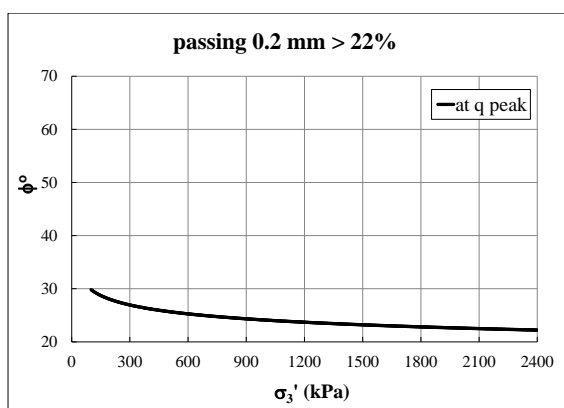
زاویه اصطکاک تنش کل است. لذا انتخاب شرایط آزمایش و تحلیل نتایج باید با توجه به شرایط بهره‌برداری خاکریز مهندسی انتخاب شود. برای مصالح شندار با درصد گذشته از الک $0/2 \text{ mm}$ کمتر 12% ، زاویه اصطکاک حالت تنش موثر تا تنش محدودکننده 7 kg/cm^2 کمتر از

جدول ۱ نسبت تنش عمودی کل ($P_v/\gamma h$)، نسبت تنش افقی کل ($P_h/\gamma h$)، نسبت اضافه فشار آب حفره‌ای (ru) در مرکز (C/L) و پایین دست (D/L) در هسته سد سنگریزه‌ای MES [۲۳]

Table 1 Ratio of total vertical stress ($P_v/\gamma h$), ratio of total horizontal stress ($P_h/\gamma h$), ratio of excess pore water pressure (ru) in center line (C/L), down stream (D/L) in core of MES rockfill dam [23]

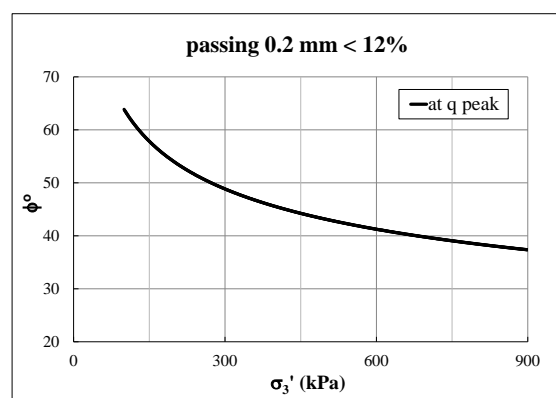
		$P_v/\gamma h$		P_h/P_v		Ru حداکثر		ru		$P_v/\gamma h$		P_h/P_v		ru حداکثر	
		(قبل از آگیری)		(قبل از آگیری)		(قبل از آگیری)		(قبل از آگیری)		(بعد از آگیری)		(بعد از آگیری)		(بعد از آگیری)	
CH (m)	EL (masl)	Core (C/L)	Core (D/L)	Core (C/L)	Core (D/L)	Core (C/L)	Core (D/L)	Core (C/L)	Core (D/L)	Core (C/L)	Core (D/L)	Core (C/L)	Core (D/L)	Core (C/L)	Core (D/L)
160	280	0.67	0.66	0.967	0.992	0.81	0.78	0.61	0.62	0.71	0.72	0.97	0.95	0.64	0.67
160	310		0.59		0.749		0.44		0.36		0.61		0.89		0.43
260	230	0.68	0.78	1.035	0.849	0.83	0.82	0.65	0.7	0.71	0.79	1.03	0.85	0.68	0.73
260	270	0.6	0.65	0.913	0.971	0.88	0.86	0.59	0.63	0.66	0.69	0.91	0.94	0.63	0.68
260	310		0.46				0.4		0.32		0.53				0.4
360	280	0.65	0.66	0.99	0.885	0.84	0.83	0.56	0.59	0.65	0.69	0.96	0.9	0.61	0.63
360	310		0.6		0.646		0.49		0.41		0.65		0.65		0.47
430	310		0.62		0.635		0.38		0.34		0.64		0.61		0.36

توضیحات: CH: شناز، EL: تراز ارتفاعی، masl: تراز آب بالای سطح دریا، h: ارتفاع بالاسری، P_v : تنش عمودی کل اندازه‌گیری شده، P_h : تنش افقی کل اندازه‌گیری شده، $P_v/\gamma h$: نسبت تنش عمودی کل، ru : نسبت فشار آب حفره‌ای (نسبت فشار آب اندازه‌گیری شده به γ ، وزن واحد



b) Fine grained Soil material

(ب) مصالح خاکی ریزدانه

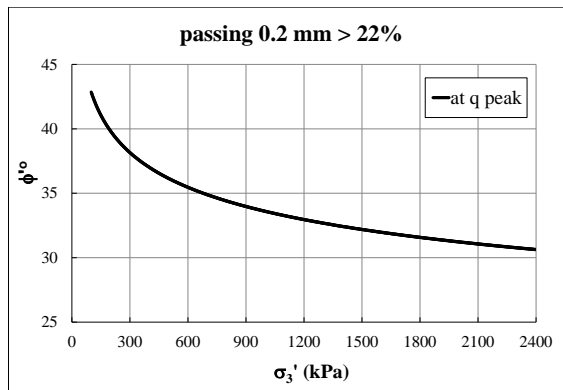


a) Coarse grained soil material

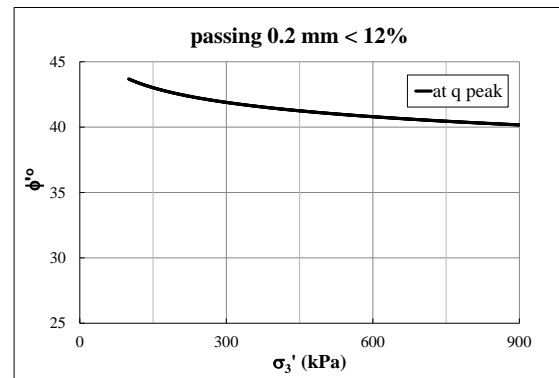
(الف) مصالح خاکی درشت دانه

Fig. 7 Variation of friction angle (for total stress condition) versus confining pressure under CU test, (a) coarse grain soil material, (b) fine grain soil materials [14]

شکل ۷ تغییرات زاویه اصطکاک (تنش کل) در برابر تنش محدودکننده برای نتایج آزمون CU (الف) مصالح خاکی درشت دانه، (ب) مصالح خاکی ریزدانه [۱۴]



b) Fine grained soil material
(ب) مصالح خاکی ریزدانه



a) Coarse grained soil material
(الف) مصالح خاکی درشت دانه

Fig. 8 Variation of friction angle (for effective stress) versus confining pressure under CU test, (a) coarse grain soil material, (b) fine grain soil materials [14]

شکل ۸ تغییرات زاویه اصطکاک (تنش موثر) در برابر تنش محدودکننده برای نتایج آزمون CU (الف) مصالح خاکی درشت دانه، (ب) مصالح خاکی ریزدانه [۱۴]

۸- اثر تنش محدودکننده بر زاویه اصطکاک داخلی تحت آزمایش

CD

یکی از پارامترهای بسیار تاثیرگذار در مشخصات مکانیکی مصالح خاکی و سنگریزه‌ای محدوده تنش محدودکننده است. به طور کلی، زاویه اصطکاک داخلی مصالح سنگریزه‌ای تیز گوشه با افزایش تنش محدودکننده کاهش می‌یابد (شکل ۱۰). در مصالح گرد گوشه به علت تغییرات شدید مقاومت دانه‌ها، افزایش یا کاهش تنش محدودکننده منجر به بروز روند واحدی در تغییرات زاویه اصطکاک داخلی نمی‌شود [۲].

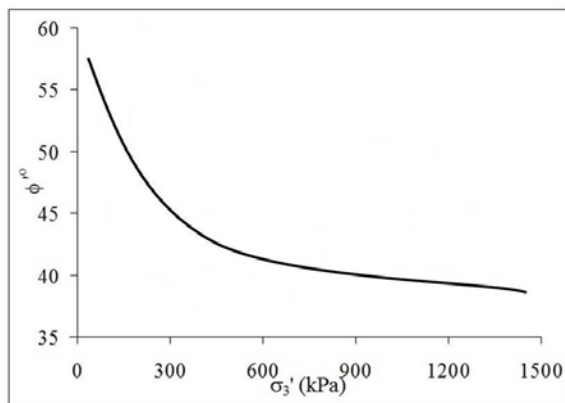


Fig. 10 Variation of friction angle versus confining pressure in blasted rockfill materials under CD condition

شکل ۱۰ تغییرات زاویه اصطکاک داخلی با تنش همه جانبه در مصالح سنگریزه‌ای تیز گوشه تحت آزمایش CD

۹- اثر تنش محدودکننده بر کرنش حجمی

نتایج آزمون‌های سه محوری بزرگ مقیاس انجام شده بر روی مصالح تیز گوشه و گرد گوشه کنگلومرایبی مورد استفاده در پوسته سد مسجد سلیمان نشان می‌دهد، در هر دو رده مصالح، میزان کرنش محوری گسیختگی و تغییر حجم نمونه در زمان گسیختگی متأثر از میزان تنش محدودکننده اعمال شده به نمونه است [۲]. بر اساس نتایج حاصل، با افزایش تنش محدودکننده،

۷- شکل و اندازه ذرات

یکی از پارامترهای تاثیرگذار در مقاومت شکست ذرات علاوه بر نوع ترکیبات معدنی، اندازه و شکل دانه‌هاست. بر اساس نتایج مطالعات انجام شده [۲۵]، شکست ذرات در زمان اعمال تنش محدودکننده و تنش تفاضلی در خاک‌های با ذرات درشت و تیز گوشه به دلیل افزایش تمرکز تنش بالاتر است. همچنین، اندازه دانه‌ها اثر مهمی بر مقادیر زاویه اصطکاک هر دو مصالح تیز گوشه (انفجاری) و گرد گوشه (رودخانه‌ای) دارد [۲۵، ۲۶ و ۲۷]. معمولاً زاویه اصطکاک مصالح سنگریزه‌ای تیز گوشه و گرد گوشه تحت یک تنش با افزایش اندازه دانه‌ها به ترتیب کاهش و افزایش می‌یابد. اما این مورد برای مصالح سنگریزه‌ای تیز گوشه کنگلومرایبی با سیمانی شدن ضعیف صادق نیست و زاویه اصطکاک با افزایش حداکثر اندازه دانه از ۳۰ mm به ۱۴۰ mm مقادیر زاویه اصطکاک افزایش می‌یابد [۳]. با افزایش تنش محدودکننده، مقادیر زاویه اصطکاک مصالح با حداکثر اندازه دانه متفاوت به هم نزدیک می‌شود. شکل ۹ اثر اندازه دانه بر تغییرات زاویه اصطکاک مصالح کنگلومرایبی در برابر تنش محدودکننده را نشان می‌دهد. بر اساس نتایج، با افزایش اندازه دانه‌ها، زاویه اصطکاک کاهش می‌یابد.

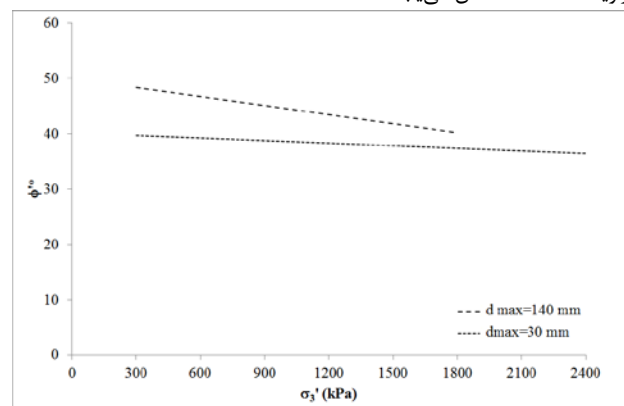


Fig. 9 Effect of particle size on friction angle of conglomerate materials versus confining pressure

شکل ۹ اثر اندازه دانه روی تغییرات زاویه اصطکاک مصالح کنگلومرایبی در برابر تنش محدودکننده

۵. براساس نتایج آزمون CU زاویه اصطکاک حالت تنش موثر در برابر تنش محدودکننده مصالح شندار با درصد گذشته از الک ۰/۲ mm بیش از ۰/۲۲٪ بیشتر از مقادیر نظیر حالت تنش کل است. اما برای مصالح شندار با درصد گذشته از الک ۰/۲ mm کمتر ۰/۱۲٪، زاویه اصطکاک حالت تنش موثر تا تنش محدودکننده 7 kg/cm^2 کمتر از مقادیر نظیر حالت تنش کل و در تنش محدودکننده بیش از 7 kg/cm^2 روند برعکس است.

۶. برای نمونه‌های شندار با درصد گذشته از الک ۰/۲ mm بیش از ۰/۲۲٪، اضافه فشار آب حفره‌ای همواره مثبت و نسبت u_{\max} / σ'_3 عددی کمتر از ۱ است و با افزایش تنش محدودکننده از مقدار آن کاسته می‌شود. این رفتار در تفسیر نتایج آزمایش‌های سیکلی مقاومتی مصالح ریزدانه مفید است.

۷. حداکثر مقاومت مونوتونیک مصالح سنگریزه‌ای کنگلومرایی با تغییر اندازه دانه‌ها تا حدودی متأثر از مقاومت مصالح سیمانی شدن بین سنگدانه‌هاست و برعکس رفتار معمول مصالح سنگریزه‌ای تیزگوش، با افزایش اندازه دانه‌ها، افزایش می‌یابد.

۱۱- تشکر و قدردانی

این مقاله از پروژه تحقیقاتی "بازخوانی تجارب بیش از ۳۰۰ آزمایش استاتیکی و دینامیکی با استفاده از دستگاه سه محوری قطر بزرگ (راهنمای انجام دادن، تحلیل و مدل‌سازی)" استخراج شده است. بدین وسیله از مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی بابت حمایت مالی تشکر می‌گردد.

۱۲- منابع

- [1] REC-ERC-84-17, *Determining Dynamic Properties for Embankment Dams from Laboratory Testing*, Engineering and Research Center, U.S. Department of Interior, Bureau of Reclamation, 1984.
- [2] A. Aghaei Araei, A. Soroush, M. H. T. Rayhani, *Testing and numerical modeling of rounded and angular rockfill materials*, Scientia Iranica, Transactions A: Civil Engineering, 17(3), 169-183, 2010.
- [3] A. Aghaei Araei, S. Hashemi Tabatabaei, H. R. Razeghi, *Cyclic and post-cyclic monotonic behavior of crushed conglomerate rockfill material under dry and saturated conditions*, Scientia Iranica A 19 (1), 64-76, 2012.
- [4] A. Aghaei Araei, A. Soroush, S. H. Tabatabaei, A. Ghalandarzadeh, *Consolidated undrained behavior of gravelly materials*, Scientia Iranica, Trans. A., Civil Eng., 19(6), 1391-1410, 2012.
- [5] A. Tabibnejad, A. Heshmati, H. Salehzadeh, S. H. Tabatabaei, *Effect of Gradation Curve and Dry Density on Collapse Deformation Behavior of a Rockfill Material*, KSCE Journal of Civil Engineering, 19(3), 631-640, 2015.
- [6] M. K. Jafari, A. Shafiee, *Mechanical behavior of compacted composite clays*, Canadian Geotechnical Journal, 41(6), 1152-1167, 2004.
- [7] J. S. Budiman, J. Mohammadi, S. Bandi, *Effect of large inclusions on liquefaction of sands*, Static and Dynamic Properties of Gravelly Soils, Geotechnical Special Publication, No. 56, ASCE, 48-63, 1995.
- [8] N. D. Marachi, C. K. Chan, H. B. Seed, *Evaluation of properties of rockfill materials*, J. SMFE, (98), 95-114, 1972.
- [9] A. D. M. Penman, *Rockfill*, Building Research Station Paper 15-71, BRE, Garston, Watford, 1971.
- [10] J. A. Charls, K. S. Watts, *The influence of confining pressure on the shear strength of compacted rockfill*, Geotechnique, 30(4), 353-367, 1980.

میزان کرنش محوری گسیختگی افزایش می‌یابد. میزان تنش محدودکننده همچنین بر میزان کرنش حجمی نمونه نیز موثر است و با افزایش تنش محدودکننده، میزان کرنش حجمی نمونه کاهش می‌یابد (شکل ۱۱).

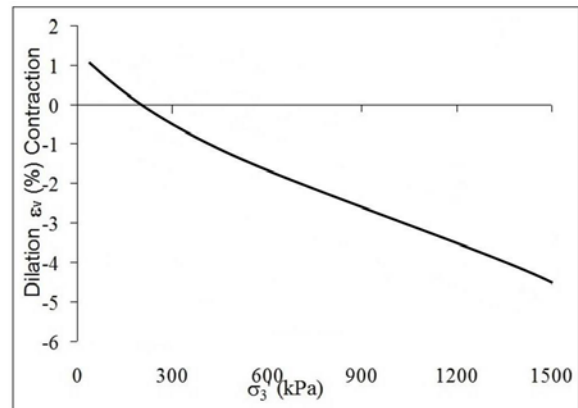


Fig. 11 Variation of volumetric strain versus confining pressure in rockfill materials under CD condition

شکل ۱۱ تغییرات کرنش حجمی با تنش همه جانبه در مصالح سنگریزه‌ای تیزگوشه تحت آزمایش CD

۱۰- جمع‌بندی و نتیجه‌گیری

مرور نتایج و تجربیات حاصل از انجام دادن آزمایش‌های سه محوری، باعث صرفه‌جویی در وقت و هزینه می‌شود. مهمترین نتایج این تحقیق به شرح زیر است:

۱. در آزمایش‌های سه محوری توصیه می‌شود که درصد گذشته از الک ۰/۲ mm با توجه اثرهای آن بر زمان لازم برای اشباع نمونه و تغییرات قابل توجه رفتار نمونه به خصوص در درصدهای بالای ۰/۱۲٪ محدود گردد.
۲. اختلاف فازی بین میزان کرنش محوری نظیر Δu_{\min} و $\epsilon_{v\min}$ در آزمایش‌های CU و CD وجود دارد. کرنش محوری که در آن $\epsilon_{v\min}$ حداقل است، از Δu_{\min} حداکثر کمترین مقدارش کاهش پیدا کرده و به صفر نزدیک می‌شود.
۳. تفاوت قابل ملاحظه‌ای بین مقدار q/σ'_3 مصالح تحت شرایط CU و CD و درصد گذشته از الک ۰/۲ mm کمتر از ۰/۱۲٪ بیش از ۰/۲۲٪ وجود دارد. به طوری که مقدار q/σ'_3 نمونه‌های با درصد عبوری از الک ۰/۲ میلی‌متر کمتر از ۰/۱۲٪ و بیشتر از ۰/۲۲٪ به ترتیب بیش از ۳ و کمتر از ۳ (حتی کمتر از ۱) است.
۴. در مصالح شندار با درصد گذشته از الک ۰/۲ میلی‌متر کمتر از ۰/۱۲٪ امکان اعمال غیرهمسانی تنشی بیش از ۲ در همه حال ممکن است. اما برای نمونه‌های شندار با درصد گذشته از الک ۰/۲ میلی‌متر بیش از ۰/۲۲٪ درصد، اعمال غیرهمسانی بیش از ۲ سبب گسیختگی نمونه شده و امکان بارگذاری سیکل بعدی حتی با $SR = +0.4$ طبق استاندارد [۲۰ و ۲۱] ممکن نیست.

- [11] N. D. Marachi, C. K. Chan, H. B. Seed, J. M. Duncan, "Strength and Deformation Characteristics of Rockfill Materials", Report TE-69-5, University of California, Berkeley, USA, 1969.
- [12] E. Fumagalli, *Tests on cohesionless materials for rockfill dams*, J. SMFE, ASCE, 95, SM1, 313-332, 1969.
- [13] E. Fumigalli, B. Mosconi, *Laboratory tests on material and static models for rockfill dams*, Proceedings of 10th International Congress on Large Dams, Montreal, 1, 531-551, 1970.
- [14] A. Aghaei Araei, F. Kalantari, A. Ghalandarzadeh, H. Shahnazari, N. Attarchian, I. Rahmani, Guidelines for test, analysis and numerical modeling of monotonic and dynamic triaxial tests using the large scale apparatus (overview of achieved experiments from 300 tests), Research report, Road, Housing and Urban Development Research Center, 1396. (in Persian فارسی)
- [15] J. Zeller, R. Wullimann, The Shear Strength of the Shell Materials for the Geschenalp Dam, Switzerland, Proc. 4th Inst., J. SMFE, London, 2, 399, 1957.
- [16] ASTM 2850-15, Standard Test Method for Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils, 2015.
- [17] ASTM 4767-11, "Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils", 2011.
- [18] ASTM 7181-11, Standard Test Method for Consolidated Drained Triaxial Compression Test for Soils, 2011.
- [19] A. Aghaei Araei, A. Soroush, S. Hashemi Tabatabaei, A. Ghalandarzadeh, Assessment of triaxial monotonic behavior of the gravelly material, Research report, Road, Housing and Urban Development Research Center, 1391. (in Persian فارسی)
- [20] ASTM D5311-13, "Standard Test Method for Load Controlled Cyclic Triaxial Strength of Soil", 2013.
- [21] ASTM D3999-96, "Standard Test Methods for the Determination of the Modulus and Damping Properties of Soils Using the Cyclic Triaxial Apparatus", Reapproved, 2006.
- [22] A. Aghaei Araei, S. Hashemi Tabatabaei, A. R. Ghodrati Ghazaani, A. S. Salamat, H. Hassani, B. Katebi, Assessment of the cyclic behaviour of the gravelly soils with high Compacted, Research report Road, Housing and Urban Development Research Center, 1395. (in Persian فارسی)
- [23] A. Aghaei Araei, Back analysis of deformations induced during first impounding of Masjed-e-Soleyman dam, MSc Thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, Amirkabir University of Technology, Tehran, Iran, 2002.
- [24] A. Soroush, A. Aghaei Araei, *Analyses behavior of high rockfill dam*, Geotechnical Engineering Journal, Proceedings of ICE, 159, 49-59, 2006.
- [25] A. Varadarajan, K. G. Sharma, K. Venkatachalam, A. K. Gupta, *Testing and modeling two rockfill materials*, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 129(3), 206-218, 2003.
- [26] A. Varadarajan, K. G. Sharma, S. M. Abbas, A. K. Dhawan, The role of nature of particles on the behavior of rockfill materials, Soils and Foundations, 46(5), 569-584, 2006.
- [27] A. Aghaei Araei, A. Soroush, S. Hashemi Tabatabaei, A. Ghalandarzadeh, Assessment of particle breakage of rockfill materials using triaxial tests, Journal of Geological Engineering, 2(5), 1216-1193, 1390. (in Persian فارسی)