

Investigation of the Effect of Particle Morphology on the Anisotropic Behavior of Sands Using a Hollow Cylinder Shear Apparatus

Salar hafezan¹, Hadi Bahadori^{2*}

1- P.h.D. Student, dept. of Civil Engineering, Urmia University, Urmia, Iran

2- Professor, dept. of Civil Engineering, Urmia University, Urmia, Iran

ABSTRACT

This study focuses on understanding how sand morphology influences the inherent anisotropic behavior of sands under varying stress conditions. Morphology, which refers to the shape and texture of sand particles, plays a significant role in determining the mechanical behavior of soils. To investigate this effect, a series of undrained torsional shear tests were carried out using a Hollow Cylindrical Torsional Shear Apparatus (HCTA). This advanced apparatus allows for the simulation of diverse stress paths, making it a highly suitable tool for studying soil anisotropy under controlled laboratory conditions. The tests were conducted on five distinct types of sand: Hamedan (HAM), Chamkhaleh (CHM), Firouzkouh (FIR), Leighton Buzzard (LBS), and Ottawa (OTW). During the experiments, the principal stress direction was systematically varied between 15 and 60 degrees to explore the anisotropic response, while maintaining a constant intermediate principal stress ratio (b) of 0.5 and a confining pressure of 100 kPa. The study utilized advanced two-dimensional and three-dimensional image analysis techniques to classify particle shape properties accurately. Morphological features such as sphericity and roundness were quantified using scanning electron microscope (SEM) images. These images were analyzed with FIJI software for sphericity calculations and Matlab for roundness calculations, providing detailed insights into particle geometry. The results revealed a clear relationship between sand morphology and anisotropic behavior. Specifically, an increase in the sphericity index corresponded to a decrease in anisotropic effects. This finding underscores the importance of particle shape in governing the mechanical behavior of sands and highlights the sphericity index as a more critical factor than roundness in influencing anisotropic properties.

ARTICLE INFO

Receive Date: 12 February 2025

Revise Date: 07 April 2025

Accept Date: 21 April 2025

Keywords:

Hollow Cylindrical Torsional Shear Apparatus, Sand, Morphology, Anisotropic Behavior, Sphericity, Undrained Shear Strength

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: 10.22065/jsce.2025.500363.3630

*Corresponding author: Hadi Bahadori.

Email address: h.bahadori@urmia.ac.ir

بررسی اثر مورفولوژی ذرات بر رفتار ناهمسان ماسه‌ها با استفاده از دستگاه برش سیلندر توخالی

سالار حافظان^۱، هادی بهادری^{۲*}

۱- دانشجوی مقطع دکتری، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه ارومیه، ارومیه، ایران

۲- استاد، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه ارومیه، ارومیه، ایران

چکیده

در این مقاله تأثیر مورفولوژی ماسه‌ها بر رفتار ناهمسان ذاتی ماسه‌ها مورد مطالعه قرار گرفته است. مجموعه‌ای از آزمایش‌های برشی پیشگی زهکشی نشده با زاویه شیب ثابت (α) و نسبت تنش اصلی متوسط (b) ثابت توسط دستگاه استوانه پیشگی توخالی^۱ که در این مقاله به اختصار ($HCTA$) قید می‌شود، روی پنج نوع ماسه با عناوین همدان (HAM)، چمخاله (CHM)، فیروزکوه (FIR)، لیتون بازارد (LBS) و اتاوا (OTW) انجام شد. دستگاه استوانه پیشگی توخالی ابزاری پیشرفته برای اعمال مسیر تنش‌های متنوع و مناسب مطالعه رفتار ناهمسانی خاک است. در انجام این کار، جهت زاویه تنش اصلی از ۱۵ درجه تا ۶۰ درجه تغییر می‌کند، در حالی که تنش اصلی میانی بر روی ۰/۵ و فشار محصورکننده بر روی صد کیلو پاسکال ثابت نگه‌داشته شده‌اند. برای بررسی ویژگی‌های مورفولوژیکی، از تجزیه و تحلیل تصاویر دوبعدی استفاده شد و خواص شکل ذرات با روش‌های دقیق طبقه‌بندی گردید. این مشخصات مورفولوژیکی از تجزیه و تحلیل تصاویر میکروسکوپ الکترونی روبشی توسط نرم‌افزار فیجی^۲ به صورت شاخص کرویت تعریف شد. نتایج آزمایش‌ها بر روی هر پنج نوع ماسه نشان می‌دهد که با افزایش اندازه شاخص کرویت، اثرات ناهمسانی کاهش می‌یابد. همچنین نتایج آزمایش‌های انجام شده در این تحقیق تأییدی بر تأثیر توأمان زاویه بارگذاری بر رفتار ناهمسان ماسه است.

کلمات کلیدی: دستگاه استوانه پیشگی توخالی، ماسه، مورفولوژی، رفتار ناهمسان، کرویت، مقاومت برشی زهکشی نشده.

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	10.22065/jsce.2025.500363.3630	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	10.22065/jsce.2025.500363.3630	۱۴۰۴/۱۰/۳۰	۱۴۰۴/۰۲/۰۱	۱۴۰۴/۰۲/۰۱	۱۴۰۴/۰۱/۱۸	۱۴۰۳/۱۱/۲۴
هادی بهادری					*نویسنده مسئول:	
h.bahadori@urmia.ac.ir					پست الکترونیکی:	

¹ Hollow Cylindrical Torsional Shear Apparatus

² Fiji

۱- مقدمه

بر اساس مطالعات صورت پذیرفته، خاک متأثر از پارامترهای فراوانی همچون تراکم نسبی، فشار همه‌جانبه، شرایط زهکشی، نوع بارگذاری (سیکلی و مونوتونیک)، بافت خاک، میزان پیش‌تحکیم‌یافتگی و ناهمسانی است. مطالعات فراوانی بر این پارامترهای تأثیرگذار انجام پذیرفته که باعث شده است رفتار خاک تا حدودی شناخته شود. ناهمسانی و بافت خاک یکی از پارامترهای مهم و کمتر شناخته‌شده است که تقریباً تحت هر شرایطی اثر خود را بر رفتار خاک می‌گذارد. ناهمسانی به‌طور کلی به تفاوت در رفتار مصالح در راستاهای مختلف اعمال تنش گفته می‌شود. خاک‌ها در زمان ته‌نشینی با توجه به شرایط محیطی باعث تشکیل ساختاری می‌شوند که منجر به تفاوت رفتار در بارگذاری با جهات مختلف می‌گردد که به‌نوعی مبین ناهمسانی ذاتی خاک است. همچنین خاک‌ها ممکن است در زمان پیش از بارگذاری، دچار شرایط خاصی از تنش باشند که باگذشت زمان و تأثیرپذیری از این شرایط تنش، رفتار خاک را در زمان بارگذاری متأثر کند؛ این امر بیشتر نمایانگر ناهمسانی القایی است. البته به‌طور کلی تفکیک ناهمسانی ذاتی و القایی مرز کاملاً شفافی نداشته و نمی‌توان به‌طور کامل آن‌ها را نسبت به هم مستقل دانست. به همین علت لازم است با مقایسه و بررسی اثر ناهمسانی در زمان تحکیم و ناهمسانی در زمان بارگذاری، در خصوص اثرپذیری رفتار ماسه‌ها ناشی از این عوامل، تحقیق‌های لازم صورت پذیرد. تحقیقات فراوانی همچون سیمز و همکاران (۱۹۸۸) [۱]؛ یوشیمینه و ایشیهارا (۱۹۹۸) [۲]؛ بهادری و همکاران (۲۰۰۸) [۳]؛ سیواسایلان و وید (۲۰۰۲) [۴] و کاتو و همکاران (۲۰۰۱) [۵] به منظور بررسی اثر ناهمسانی و یا دوران تنش‌ها در زمان بارگذاری خاک صورت پذیرفته است.

در سال‌های اخیر تحقیقات مختلفی در مورد رفتار ناهمسان خاک‌های ماسه‌ای انجام شده است. مطالعات انجام‌شده بر روی این خاک‌ها بیانگر آن است که شکل ذرات به‌طور قابل‌توجهی بر رفتار و مقاومت برشی خاک‌های ماسه‌ای تأثیر می‌گذارد. با این حال، ناهمسانی ماسه از نظر تأثیر اشکال مختلف ذرات، کمتر مورد مطالعه قرار گرفته است. برای انجام یک مطالعه جامع در مورد خواص مقاومت ناهمسان ماسه، لازم است دستگامی در اختیار باشد که علاوه بر توانایی کنترل سه تنش اصلی، توانایی چرخش تنش اصلی بزرگ‌تر را نیز داشته باشد. همچنین این دستگام باید امکان ایجاد شرایط زهکشی مختلف و اندازه‌گیری تغییرات فشار آب منفذی را نیز داشته باشد. دستگام برشی پیچشی استوانه‌ای توخالی ($HCTA$) که توسط ایشیهارا و توهاتا [۶] ساخته شده و به‌وسیله پرادل و همکاران [۷] با سیستم کنترل تنش و کرنش خودکار با استفاده از رایانه شخصی بهبود یافته و به کار گرفته شد. روش محاسبه تنش‌ها و کرنش‌ها توسط پرادل و همکاران [۸] و پرادل و همکاران [۷] تشریح شده است. آزمایش‌های متنوعی توسط $HCTA$ برای اثبات اثر ناهمسانی در خاک‌های ماسه‌ای انجام شده است [۲، ۴، ۹، ۱۰]. ویژگی‌های مقاومتی و تغییر شکل اکثر ماسه‌های طبیعی از ناهمسانی تأثیرپذیر هستند [۱۱]. یوشیمینه و همکاران [۲] مطالعه‌ای بر روی اثر ناهمسانی ذاتی در ماسه توپورا انجام داده و مشاهده کرد با افزایش زاویه تنش اصلی مربوط به جهت رسوبی (عمودی) (α)، رفتار ماسه نرم شونده می‌شود و بیشتر رفتار انبساطی پیدا می‌کند. همان‌طور که یوشیمین و همکاران [۲] گزارش کرده‌اند در $\alpha=15$ درجه، نسبت فشار آب منفذی تنها ۲۰ درصد بیشتر شد و رفتار ماسه سخت شونده بود، از سوی دیگر، وقتی $\alpha=75$ درجه، نسبت فشار آب منفذی تا نزدیک به ۹۰ درصد افزایش یافت و رفتار کرنشی نرم شونده بود. اوتایاکومار و وید [۱۰] و سیواتایلان و وید [۴] نیز نتایج مشابهی را گزارش کردند. وابستگی قابل‌توجه رفتار ماسه به زاویه اعمال نیرو نشان‌دهنده ناهمسانی ذاتی ماسه به دلیل آرایش ذرات خاک است. در تحقیقی دیگر، شاه نظری و توحاتا [۱۲] مشاهده کردند که وقتی یک نمونه خاک تحت بارگذاری چرخه‌ای قرار می‌گیرد، به دلیل تغییر شکل‌های برشی، چگالی آن افزایش می‌یابد. این تغییر بر رفتار تنش-کرنش خاک در مراحل بعدی برش تأثیر می‌گذارد. در طول برش چرخه‌ای، علاوه بر اثرات چگالی، تاریخچه برشی بر رفتار ماسه‌ها نیز تأثیر می‌گذارد. بهادری و همکاران [۳] اثر ناهمسانی ذاتی را بر رفتار زهکشی نشده ماسه‌ها با استفاده از دستگام پیچشی استوانه‌ای توخالی ($HCTA$) مورد مطالعه قرار داد. آن‌ها مشاهده کردند که وقتی پارامتر تنش میانی (b) ثابت است، افزایش زاویه شیب مربوط به جهت رسوب‌گذاری (α) باعث کاهش استحکام در ماسه خالص می‌شود. در $\alpha=75$ درجه، جریان محدود یا رفتار شبه حالت پایدار به دست می‌آید. در مقادیر پایین‌تر α ، رفتار نرم شونده رخ

نداد و رفتار انبساطی غالب بود. در تمام آزمایش‌های ماسه خالص، تبدیل فاز رفتار معمولی را در موارد ماسه با چگالی متوسط نشان می‌دهد. همین نتایج توسط خیاط و همکاران گزارش شده است [۱۳]. در چند دهه اخیر، پژوهش‌های متعددی هم به صورت آزمایش‌های آزمایشگاهی و هم به صورت مدل‌سازی عددی برای ارزیابی تأثیر شکل و اندازه ذرات بر رفتاری ناهمسان ماسه انجام شده است که بیانگر افزایش مقاومت برشی با بزرگ‌تر شدن اندازه ذرات ماسه است [۱۴-۱۸].

از بین پارامترهای کلیدی مبحث ناهمسانی که بر رفتار ماسه‌ها تأثیرگذار هستند، شکل ذرات به عنوان یک پارامتر مهم شناخته می‌شود که باید به درستی شناسایی شود. مطالعات انجام‌یافته ارتباط شکل ذرات و تیزگوشه بودن ذرات را بر مقاومت مصالح دانه‌ای شناسایی کرده‌اند. شاهو و یودبیر [۱۹] آزمایش‌های برش مستقیم را روی سه ماسه طبیعی تراکم پذیر تیزگوشه و یک ماسه گرد با تراکم‌پذیری کم انجام دادند. بر اساس نتایج این آزمایش‌ها، آن‌ها نشان دادند که در یک تراکم نسبی معین، زاویه مقاومت برشی برای ماسه‌های تیزگوشه تر بالاتر است. مشاهدات مشابهی در مورد افزایش مقاومت برشی با افزایش میزان تیزگوشگی ذرات توسط کوئرر (۱۹۷۰) [۲۰]، الشیبلی و استور (۲۰۰۰) [۲۱]، شینوها و همکاران (۲۰۰۰) [۲۲]، سوکوماران و اشماوی (۲۰۰۱) [۲۳]، مایر و همکاران (۲۰۰۲) [۲۴]، لیو و ماتسوکا (۲۰۰۳) [۲۵] و راوز و همکاران (۲۰۰۸) [۲۶] گزارش شده است. وید و همکاران (۱۹۸۵) نشان داد که در چگالی‌های نسبی مساوی، ماسه‌های تیزگوشه تر در فشارهای محصورکننده پایین‌تر در برابر روانگرایی مقاوم‌تر است اما در فشارهای محصورکننده بالاتر، ماسه‌های گرد مقاومت بیشتری دارند [۲۷]. نوکیور و همکاران (۲۰۰۳) تأثیر شکل ذرات و تیزگوشگی بر رفتار مصالح دانه‌ای را با استفاده از روش اجزا منفصل^۳ مورد مطالعه قرار دادند و دریافتند که برای مصالح همسانگرد، نمونه‌های با ذرات تیزگوشه تر منجر به مقاومت بالاتری شدند [۲۸]. میر قاسمی و همکاران (۲۰۰۲) کدی بر اساس روش اجزا منفصل برای شبیه‌سازی رفتار مصالح دانه‌ای زاویه‌دار با بارگذاری مجموعه‌های ذرات چندضلعی شکل دوبعدی ایجاد کرد و دریافت که زاویه‌ای بودن ذرات مقاومت برشی و اتساع را افزایش می‌دهد [۲۹]. تسوکوموس و جورجیانو (۲۰۱۰) گزارش دادند که تحت بارگذاری پیچشی زهکشی نشده، نمونه‌های با تراکم متوسط از ماسه‌هایی که از دانه‌های زاویه‌دار تشکیل شده‌اند، پاسخی پایدار با افزایش مداوم استحکام با کرنش نشان دادند. از سوی دیگر، ماسه‌های گرد با چگالی مشابه رفتار ناپایدار و کاهش تنش برشی پس از یک مقاومت پیک گذرا نشان دادند. باین‌حال، نمونه‌های متراکم‌تر از ماسه‌های گرد نیز رفتار پایدار نشان دادند [۳۰].

در این تحقیق با استفاده از مدل‌سازی دقیق دوبعدی از شکل ذرات پنج نوع ماسه با درجات گردی و کرویت مختلف و انجام آزمایش برشی پیچشی استوانه‌ای توخالی با سه زاویه تنش اصلی ۱۵، ۳۰ و ۶۰ درجه و نسبت تنش اصلی میانی ۰/۵ به بررسی تأثیر شکل ذرات بر رفتار زهکشی نشده ماسه‌های اشباع پرداخته شد. لازم به ذکر است که تحقیقات محدودی انحصاراً در مورد تأثیر اندازه شکل ماسه بر رفتار ناهمسان ماسه اشباع انجام شده است. می‌توان بیان کرد که نتایج این مطالعه قادر خواهد بود با توجه به موارد فوق ابهام در مورد تأثیر ویژگی‌های فیزیکی بر رفتار ناهمسان ماسه‌ها را برطرف کند.

۲- کارهای انجام شده

۲-۱- ناهمسانی و حالت‌های پایدار

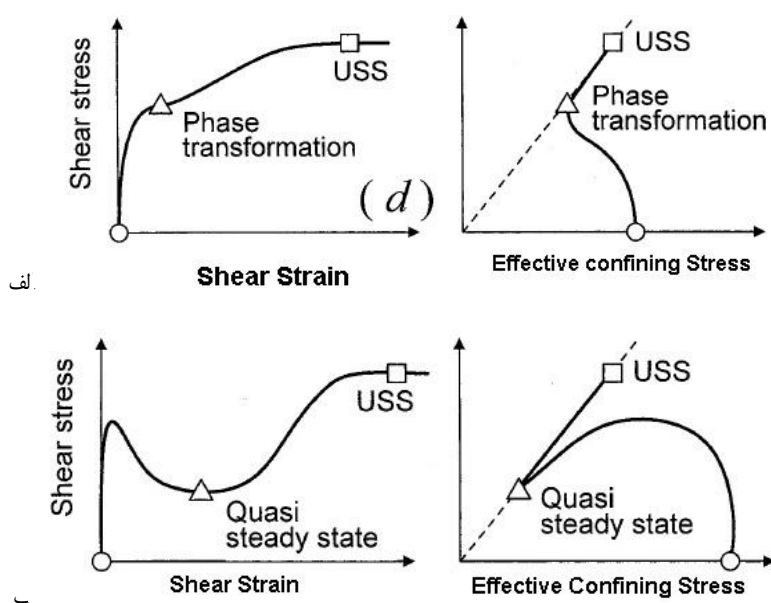
در سال ۱۹۳۵ در یک سخنرانی کاساگرانده نتیجه‌گیری نمود که حین تغییر شکل برشی زهکشی شده، ماسه‌های شل یا متراکم تمایل دارند به "دانسیتته بحرانی" یا "نسبت تخلخل بحرانی" میل کنند که در آن نسبت تخلخل، "خاک غیر چسبنده می‌تواند بدون تغییر حجم، تغییر شکل دلخواه یا به تعبیری جریان پیدا کند." او همچنین ابراز کرد که اگر ماسه اشباع تحت حجم یکسان تحت برش قرار گیرد، در این صورت تمایل به تغییر حجم، به تغییر در فشار آب حفره‌ای منجر خواهد شد. بدین صورت که ماسه با نسبت تخلخل کمتر از نسبت

³ discrete element method

تخلخل بحرانی افزایش فشار آب حفرهای تجربه خواهد کرد که منجر به کاهش مقاومت برشی و در صورت قابل توجه بودن این کاهش باعث جاری شدن خاک خواهد شد

پیشرفت‌های برجسته در مطالعه رفتار مکانیکی ماسه‌های اشباع تحت شرایط زهکشی نشده معمولاً به مسئله پایداری توده‌های ماسه‌ای مرتبط است که در معرض بارگذاری‌های سریع، نظیر زلزله، امواج جزر و مدی و ارتعاشات قرار می‌گیرند. ماسه‌های اشباع و سست همچنان به‌عنوان چالش‌هایی اساسی در مهندسی ژئوتکنیک مطرح هستند و می‌توانند پیامدهای فاجعه‌باری به همراه داشته باشند. این چالش‌ها اغلب با پدیده روانگرایی آغاز می‌شوند که در اثر فعالیت‌های لرزه‌ای زمین رخ می‌دهد [۳۱-۳۳]. روانگرایی همچنین می‌تواند در اثر بارگذاری‌های استاتیکی یا یکنواخت به‌صورت جریان منجر به آسیب شود [۳۴]. نقش بارگذاری استاتیکی در آغاز روانگرایی و نیز در لغزش‌های جریان پس از وقوع روانگرایی، به‌ویژه در شرایط خاص، قابل توجه است [۳۵، ۳۶]. در این میان، تنش برشی استاتیکی خاک می‌تواند عامل اصلی لغزش‌های جریان پس از وقوع روانگرایی باشد [۳۱].

ماسه‌های متراکم معمولاً در فشارهای محصورکننده پایین، زمانی که سطوح تنش به آستانه گسیختگی نزدیک می‌شوند، رفتار انبساطی در تغییر حجم نشان می‌دهند. این گذار وابسته به تنش که از رفتار اولیه فشاری به رفتار انبساطی تغییر می‌کند، در فضای تنش تحت شرایط زهکشی نشده در امتداد یک خط موسوم به «خط تحول فاز» رخ می‌دهد. موقعیت این خط تحول فاز به تنش‌های اصلی میانی و فرعی و همچنین چگالی نسبی ماسه وابسته است [۳۷]. در فضای $q-p'$ ، تحول فاز در مسیر تنش مؤثر و در نقطه‌ای اتفاق می‌افتد که مسیر تنش تغییر جهت می‌دهد، یعنی نقطه محوری انحنای جایی که تنش مؤثر میانگین نرمال (p') به حداقل مقدار خود می‌رسد (شکل ۱- الف). با در نظر گرفتن «حالت پایدار» به‌عنوان وضعیتی که در آن تغییر شکل تحت تنش‌های ثابت رخ می‌دهد [۳۸، ۳۹]، نقطه تحول فاز می‌تواند به‌عنوان یک «حالت شبه پایدار» (QSS) در نظر گرفته شود. در این حالت، تغییر شکل‌های پس از اوج تنش، تحت تنش مؤثر میانگین ثابت (p') ظاهر می‌شوند. پس از QSS ، حالت پایدار نهایی (USS) دنبال می‌شود. برخلاف ماسه‌های متراکم، در ماسه‌های سست و تحت سطوح پایین فشار محدودکننده، QSS در نقطه تحول فاز و در حداقل تنش برشی رخ می‌دهد (شکل ۱- ب) همچنین به [مراجعه کنید. معمولاً یک دوره سخت‌شوندگی کرنش پس از QSS مشاهده می‌شود، مگر آنکه ماسه در سطوح نسبتاً بالای فشار محدودکننده مؤثر اولیه باشد یا در حالتی بسیار سست قرار داشته باشد که فشار محدودکننده مؤثر نسبتاً بالا ارزیابی شود. در این حالت، هیچ سخت‌شوندگی پس از اوج رخ نمی‌دهد و وضعیت تنش حداقل به حالت پایدار بحرانی CSS تبدیل می‌شود.



شکل ۱: (الف) شکلی شماتیک از یک نقطه‌ی تغییر فاز [۲]. (ب) شکلی شماتیک از یک نقطه‌ی شبه حالت پایدار [۲]

۲-۲ - پارامترهای مورفولوژی

اهمیت ترتیب ویژگی‌های مورفولوژیکی در پاسخ مکانیکی مصالح دانه‌ای عمدتاً از طریق شبیه‌سازی‌های روش اجزای گسسته مورد بررسی قرار گرفته است. در این شبیه‌سازی‌ها، هر دانه به صورت جداگانه مدل‌سازی شده و با دانه‌های دیگر تعامل دارد [۶، ۸-۱۰]. باین‌حال، تمرکز اصلی این روش‌ها عمدتاً بر شکل‌های منظم دانه‌ها مانند کره‌ها، اشکال چندوجهی، استوانه‌های گرد و پلی‌هدرون‌های گرد بوده است. این اشکال در مقایسه با شکل‌های نامنظم و متنوع دانه‌های طبیعی، بیش‌از حد ساده‌سازی شده‌اند [۴۰-۴۲]. توصیف‌گرهای شکل دانه‌ها عمدتاً توسط زمین‌شناسان ارائه شده‌اند که در ابتدا اشکال دانه‌ها را با استفاده از تصاویر دوبعدی طبقه‌بندی می‌کنند. یکی از مهم‌ترین توصیف‌گرهای شکل، کرویت است که به عنوان یک شاخص برای شکل دانه‌ها عمل می‌کند و نشان‌دهنده میزان شباهت دانه به یک کره است. ودل [۴۳] توضیح داد که کرویت با مقایسه سطح یک دانه با سطح کره‌ای که حجم برابر دارد، تعیین می‌شود. اگرچه این تعریف ممکن است ساده به نظر برسد، اما نیاز به یک شکل سه‌بعدی واقع‌گرایانه از دانه دارد. از این رو، این تعریف ظاهراً ساده، ناگزیر در بسیاری از کاربردهای مهندسی توسط معادل‌های دوبعدی آن جایگزین شده است. در این کاربردها، کرویت دوبعدی به راحتی از طریق مقایسه شکل دانه‌ای که از دیدگاه مقیاس دانه‌ای مشاهده می‌شود، با نمودار استاندارد از پیش آماده، اندازه‌گیری می‌شود. این رویکرد، همان‌طور که کرومبین [۴۴] و ASTM International (ASTM, 2009) اشاره کرده‌اند، سطح دقت را به طور قابل توجهی کاهش می‌دهد. سیستم طبقه‌بندی دیگر برای شکل ذرات، نمودار زینگ است که برای ترسیم ابعاد نسبی کادر محصورکننده یک دانه (به ویژه طولانی‌ترین، کوتاه‌ترین و ابعاد میانی) به کار می‌رود. این نمودار، دانه‌ها را بر اساس شکل‌هایشان به عنوان ورقه‌ای، فشرده، مسطح یا کشیده طبقه‌بندی می‌کند. نمودار زینگ این طبقه‌بندی را از طریق دو شاخص مستقل (تختی و کشیدگی) انجام می‌دهد که توسط زینگ [۴۵] پیشنهاد شده‌اند. بر اساس چارچوب زینگ، یک سیستم طبقه‌بندی جدید توسط انگلیداکیس و همکاران معرفی شد [۴۶]. این سیستم نوآورانه، مشکلات مرتبط با طبقه‌بندی نادرست دانه‌ها ورقه‌ای که در طبقه‌بندی زینگ رخ می‌دهد، برطرف می‌کند. از سوی دیگر، پیشرفت‌های سریع در عکاسی میکروسکوپی و سیستم‌های پردازش تصویر، روش‌های واقع‌گرایانه‌ای برای تعیین کرویت دوبعدی و توصیف‌گرهای دیگر (مانند گردی، فشرده‌گی، تحدب، تیز گوشه‌گی و ابعاد اصلی) ارائه داده‌اند. این روش‌ها از تحلیل تصاویر و هندسه محاسباتی برای تجزیه و تحلیل تصاویر دوبعدی ذرات استفاده می‌کنند [۲۳، ۴۷، ۴۸].

۲-۲-۱- تعریف کرویت

اندازه‌گیری چالش‌برانگیز مساحت سه‌بعدی سطح دانه‌های خاک که توسط وادل [۴۹] پیشنهاد شده بود، منجر به ارائه چندین تعریف عملی بر اساس مساحت تصویر شده ذره (نسخه دوبعدی کرویت) شد. تلاش اولیه، قطر دایره‌ای با مساحت برابر با بزرگ‌ترین مساحت تصویر شده را تعریف کرد که بر قطر کوچک‌ترین دایره‌ای که می‌توانست تصویر ذره را دربر بگیرد تقسیم می‌شد.

با گذشت زمان، تعاریف مختلف دیگری از کرویت ارائه شده است [۴۴، ۴۸، ۵۰]. جدول ۱ نمای کلی از برخی از رایج‌ترین تعاریف کرویت دوبعدی موجود در متون علمی را ارائه می‌دهد. این جدول شامل مجموعه‌ای از تعاریف کرویت دوبعدی مرور شده توسط [۵۰، ۵۱] است. پارامترهای به کاررفته در هر تعریف در جدول ۱ توضیح داده شده‌اند.

جدول ۱: توصیف شاخص‌های کرویت در دو بعد و سه بعد

شاخص‌های	فرمولاسیون	توصیف فرمولاسیون	مرجع
----------	------------	------------------	------

		کرویت
Reviewed by Mitchell and Soga [50] and Rodriguez [51] et al	A_s : مساحت ذره خاک	$S_A = \frac{A_s}{A_{cir}}$
	A_{cir} : مساحت کوچکترین دایره محیطی	
	D_c : قطر دایره‌ای با مساحت برابر با ذره خاک	$S_D = \frac{D_c}{D_{cir}}$
	D_{cir} : قطر کوچکترین دایره محیطی	$S_C = \frac{D_{ins}}{D_{cir}}$
	D_{cir} : قطر بزرگترین دایره محیطی	
P_c : محیط دایره‌ای با مساحت برابر با ذره خاک	$S_P = \frac{P_c}{P_s}$	
P_s : محیط ذره خاک	$S_{wl} = \frac{D}{L}$	
D : کوچکترین اندازه فرت (Ferret)		
L : بزرگترین اندازه فرت (Ferret)		

۳- روش تحقیق

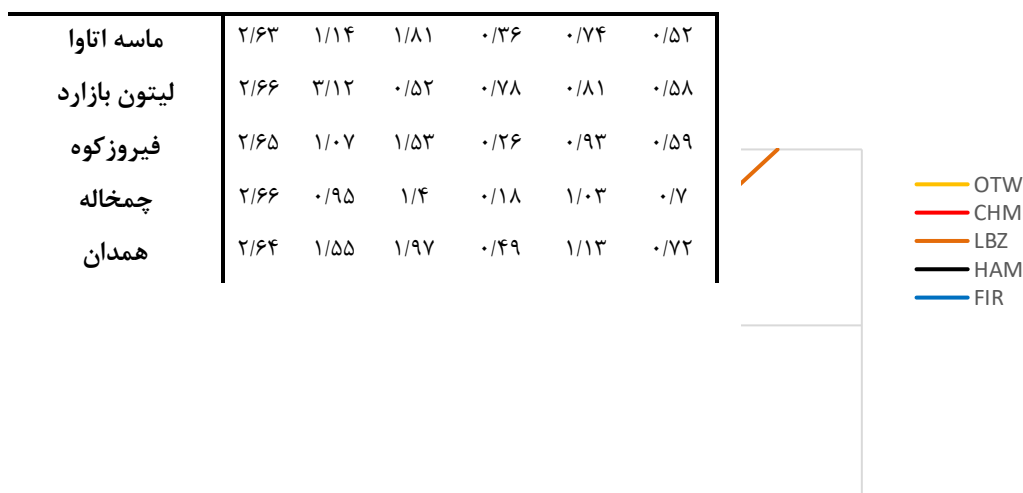
۳-۱- مصالح مورد آزمایش

پنج نوع مصالح دانه‌ای مختلف که از نظر اندازه و شکل متنوع هستند، در این مطالعه مورد استفاده قرار گرفته‌اند. این مواد در جدول ۲ فهرست شده‌اند که ویژگی‌های فیزیکی مربوط به هر یک از آن‌ها را ارائه می‌دهد. تمام مواد آزمایش شده در دسته‌بندی ماسه‌های ریز تا متوسط قرار می‌گیرند که نسبت قابل توجهی از دانه‌ها متعلق به دسته ماسه‌های ریز می‌شود. ماسه‌های ریز به‌طور عمدی برای این مطالعه انتخاب شدند، زیرا تعیین میزان تختی این دانه‌ها تنها از طریق بازرسی بصری دشوار است. این دانه‌ها همچنین در معرض خطاهای بیشتری در اندازه‌گیری کرویت قرار دارند. باین‌حال، کرویت یک شاخص بدون بعد است، به این معنا که یافته‌های این مطالعه را می‌توان به دانه‌ها با اندازه‌های مختلف تعمیم داد. ماسه‌های فیروزکوه، اتاوا، همدان و لیتون بازرسی صنعتی هستند و ماسه چمخاله از نوع طبیعی است. شکل ۳ نمودار منحنی دانه‌بندی این پنج نوع ماسه را نشان می‌دهد.

جدول ۲- مشخصات

مصالح مورد استفاده

مصالح	خصوصیات بنیادین					
	G_s	C_c	C_u	D_{50}	e_{max}	e_{min}



0.8

شکل ۳: منحنی‌های توزیع اندازه ماسه‌های مورد آزمایش

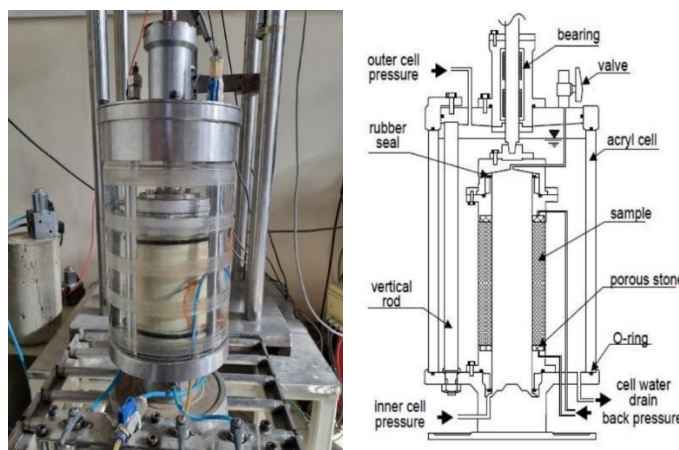
باید توجه داشت که شاخص کرویت دانه‌ها به‌طور کمی با استفاده از رویکردهای دویبعدی و سه‌بعدی ارزیابی خواهند شد. سه مورد از مصالح آزمایش‌شده از مناطق مختلف ایران انتخاب شده‌اند که شامل ماسه فرسایش یافته ساحلی دریای خزر (ماسه چمخاله) و ماسه سنگ آهکی دولومیتیک (ماسه فیروز کوه) و سنگ فیلیت (ماسه همدان) هستند که دو مورد آخر از کارخانه‌های خردایش و فرآوری برای اهداف صنعتی به دست آمده‌اند. این مواد نمونه‌های خوبی از ماسه‌های ریز هستند که در مطالعات آزمایشگاهی متعدد برای بررسی رفتارهای مکانیکی و دینامیکی آن‌ها مورد استفاده قرار گرفته‌اند.

۳-۲- روش نمونه سازی

نمونه‌های باکیفیت خاک‌های چسبنده به راحتی با استفاده دقیق از تکنیک‌های معمول نمونه‌برداری قابل دستیابی هستند. مشکل زمانی ایجاد می‌شود که بخواهیم نمونه‌های دست‌نخورده از خاک‌های ماسه‌ای تهیه کنیم. از آنجا که هزینه تهیه نمونه‌های دست‌نخورده و باکیفیت از خاک‌های دانه‌ای با استفاده از روش انجماد زمین بسیار زیاد است [۵۲]، بسیاری از پژوهشگران به تهیه نمونه‌های بازسازی‌شده از خاک‌های ماسه‌ای از طریق بارش خشک یا مرطوب، رسوب‌دهی دوغابی، ایجاد ارتعاش، یا تراکم لایه‌ای مرطوب با کوبش هر لایه نسبت به لایه بعدی متکی هستند [۵۳، ۵۴]. علاوه بر این، مطالعات اخیر نشان داده‌اند که نرخ رسوب‌دهی خاک در طول تهیه نمونه نیز بر چگالی خشک نمونه تأثیر می‌گذارد [۵۵، ۵۶]. همچنین در برخی موارد از روش بارش خشک با استفاده از قیف، با نگه داشتن قیف در ارتفاع ثابت بالای پایه قالب‌هایی به طول ۷۶ تا ۱۰۰ میلی‌متر، به دلیل کوچکی دستگاه استفاده شده است [۵۷، ۵۸]. در این مطالعه، از روش بارش خشک با قیف به‌عنوان تکنیک آماده‌سازی نمونه استفاده شد. ابعاد نمونه ۱۲ سانتی‌متر ارتفاع، ۶ سانتی‌متر قطر داخلی و ۱۰ سانتی‌متر قطر خارجی بود. پیش از مرحله اشباع‌سازی، گاز دی‌اکسید کربن (CO_2) و آب بدون هوا از درون نمونه عبور داده شد. پس از آماده‌سازی نمونه، مرحله اشباع‌سازی تا زمانی که مقدار B اسکمپتون به عدد ۰/۹۶ یا بیشتر برسد ادامه می‌یابد. نمونه‌ها به‌صورت همسانگرد (ایزوتروپیک) تحکیم شدند تا اثر ناهمسانگردی القائی جلوگیری شود ($P'_c = 200$ کیلوپاسکال). تمام آزمایش‌ها به روش تحکیم‌یافته زهکشی‌نشده (CU) انجام شدند. مرحله برش پس از مرحله تحکیم آغاز شد، جایی که نرخ سرعت گشتاور ۰/۵ درجه در دقیقه بود، که کمترین سرعت قابل اعمال به سیستم است. در پایان آزمایش‌ها، تخلخل نمونه‌ها اندازه‌گیری شد.

۳-۳- دستگاه آزمایشگاهی

رفتار خاک اساساً به مسیر تنش وابسته است. مسیر تنش برای سازه‌های ژئوتکنیکی شامل چرخش جهت‌های تنش اصلی حول سه محور است. دستگاه برش سه‌محوری معمولی در کنترل جهت‌های تنش اصلی ناتوان است. دستگاه برش پیچشی سیلندر توخالی (HCTA) امکان اعمال همزمان بار محوری، گشتاور، فشار داخلی و خارجی را فراهم می‌کند؛ بنابراین، این دستگاه کنترل بر جهت تنش‌های اصلی و همچنین تنش اصلی میانی را در رویکرد مسیر تنش ممکن می‌سازد HCTA. فرصتی برای درک بهتر ویژگی‌های خاک و پیامدهای آن بر رفتار تنش-کرنش (پس از اوج) فراهم می‌کند. شکل (۵) دستگاه HCTA را همراه با یک نمونه در آزمایش نشان می‌دهد.



شکل ۴: نمودار شماتیک دستگاه پیچشی سیلندر توخالی و یک نمونه در آزمایش با استفاده از HCTA.

۳-۴- روش انجام آزمایش

یک سری آزمایش‌های تحکیم‌یافته زهکشی‌نشده (CU) بر روی نمونه‌های ماسه انجام شد. برای اعمال فشارهای داخلی و خارجی محفظه، علاوه بر بارهای محوری و پیچشی، از عملگرهای پنوماتیکی استفاده شد. همچنین، ۴ مبدل الکتریکی/پنوماتیکی (E/P) برای این منظور به کار گرفته شد و در مجموع از ۱۱ مبدل استفاده شد. برای ثبت رفتار خاک پس از نقطه اوج، از یک موتور پله‌ای برای آزمایش‌های کرنش پیچشی استفاده گردید. سرعت چرخش سیلندر در تمام آزمایش‌ها در مقدار پایین ۰/۵ درجه در دقیقه نگه داشته شد که کمترین نرخ گشتاوری است که توسط دستگاه ارائه می‌شود. جهت تنش اصلی (α°) و نسبت تنش اصلی میانی (b) در طول آزمایش‌های برش پیچشی ثابت نگه داشته شدند. محفظه داخلی از محفظه محصورکننده خارجی جدا شده است که این امکان را فراهم می‌کند تا تغییرات تنش در مرز داخلی نمونه آزمایش به‌طور کامل مستقل از تنش در مرز خارجی باشد. اگرچه دستگاه امکان اعمال فشارهای مشابه برای محفظه‌های داخلی و خارجی را فراهم می‌کند، اما در این تحقیق، فشار محفظه داخلی (Pi) و فشار محصورکننده خارجی (P0) برابر نبودند. سایمز [۶] معادلات (۱) تا (۵) را برای فرمول‌بندی تنش نرمال محیطی (σ_θ)، تنش نرمال عمودی (σ_z)، تنش نرمال شعاعی (σ_r) و تنش برشی ($\sigma_{z\theta}$) که به دیواره نمونه اعمال می‌شوند، پیشنهاد کرد. فشارهای محصورکننده به عنوان تابعی از تنش‌های محیطی و شعاعی در معادله (۵) فرموله شده‌اند.

$$\sigma_\theta = \sigma_z - \frac{2\tau_{z\theta}}{\tan 2\alpha} \quad (1)$$

$$\sigma_r = \sigma_z - \frac{\sigma_{z\theta}(\cos 2\alpha - 2b + 1)}{\sin 2\alpha} \quad (2)$$

$$\tau_{z\theta} = \frac{1}{2} \left\{ \frac{3T}{2\pi(r_0^3 - r_i^3)} + \frac{T}{\pi(r_0^2 + r_i^2)(r_0 - r_i)} \right\} \quad (3)$$

$$\sigma_z = \frac{F_v + \pi(p_0 r_0^2 - p_i r_i^2) - A_r p_0}{A_s} \quad (4)$$

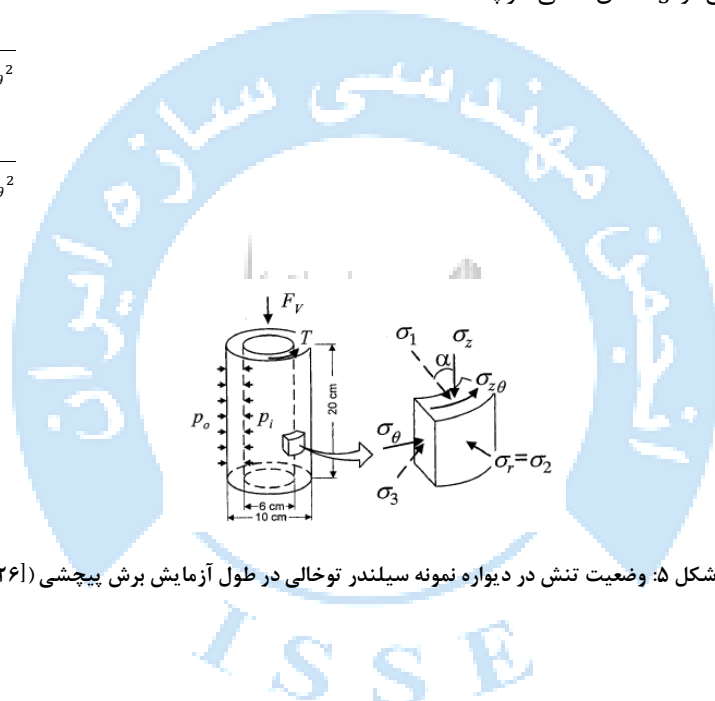
$$\begin{cases} P_i = \frac{\sigma_r(r_0 + r_i) - \sigma_\theta(r_0 - r_i)}{2r_i} \\ P_o = \frac{\sigma_r(r_0 + r_i) - \sigma_\theta(r_0 - r_i)}{2r_\theta} \end{cases} \quad (5)$$

که در آن r_0 و r_i به ترتیب شعاع داخلی و شعاع خارجی فعلی نمونه هستند و T گشتاور یکنواخت است. F_v نیروی عمودی-نیروی اصطکاک سطحی است. A_s و A_r به ترتیب مساحت مقطع عرضی برای میله محوری و نمونه هستند. شرایط بارگذاری و تنش در سیستم $HCTA$ به صورت گرافیکی در شکل ۵ نشان داده شده است. تنش‌های اصلی در معادلات (۶) تا (۸) فرموله شده‌اند، به طوری که σ_1 تنش اصلی بزرگ، σ_2 تنش اصلی میانی، و σ_3 تنش اصلی کوچک است.

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_z + \sigma_\theta}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_z - \sigma_\theta}{2}\right)^2 + \tau_{z\theta}^2} \quad (6)$$

$$\sigma_2 = \sigma_r \quad (7)$$

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_z + \sigma_\theta}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_z - \sigma_\theta}{2}\right)^2 + \tau_{z\theta}^2} \quad (8)$$



شکل ۵: وضعیت تنش در دیواره نمونه سیلندر توخالی در طول آزمایش برش پیچشی (۲۶)

۴ - بحث بر روی نتایج:

از نتایج آزمایش‌های برشی پیچشی استوانه‌ای توخالی زهکشی نشده برای بررسی تأثیر شکل دانه بر رفتار ناهمسان ماسه‌های اشباع استفاده می‌شود. این آزمایش‌ها با فشار تحکیم اولیه ۱۰۰ کیلو پاسکال، در سه زاویه شیب تنش اصلی ۱۵، ۳۰ و ۶۰ درجه و نسبت تنش اصلی میانی ۰/۵ انجام می‌شود. جدول (۳) مشخصات آزمایش‌های انجام شده را نشان می‌دهد. زاویه شیب مربوط به بارگذاری (عمودی) (α)، نسبت تنش میانی (b)، نسبت تخلخل پس از تحکیم (e) و تراکم نسبی (D_r) متغیرهای آزمایش بودند (جدول ۳).

جدول ۳: فهرست آزمون‌های انجام شده

Test No.	Sand	P'_c	α°	b	e	$D_r\%$
۱	HAM	۱۰۰	۱۵	۰/۵	۰/۸۸	۶۱

۲	HAM	۱۰۰	۳۰	۰/۵	۰/۸۹	۵۹
۳	HAM	۱۰۰	۶۰	۰/۵	۰/۸۹	۶۰
۴	CHM	۱۰۰	۱۵	۰/۵	۰/۸۹	۶۱
۵	CHM	۱۰۰	۳۰	۰/۵	۰/۹	۶۰
۶	CHM	۱۰۰	۶۰	۰/۵	۰/۹	۵۹
۷	FIR	۱۰۰	۱۵	۰/۵	۰/۷۶	۶۰
۸	FIR	۱۰۰	۳۰	۰/۵	۰/۷۶	۵۹
۹	FIR	۱۰۰	۶۰	۰/۵	۰/۷۷	۵۹
۱۰	LBZ	۱۰۰	۱۵	۰/۵	۰/۶۶	۶۰
۱۱	LBZ	۱۰۰	۳۰	۰/۵	۰/۶۶	۶۱
۱۲	LBZ	۱۰۰	۶۰	۰/۵	۰/۶۶	۶۰
۱۳	OTW	۱۰۰	۱۵	۰/۵	۰/۶	۶۰
۱۴	OTW	۱۰۰	۳۰	۰/۵	۰/۶	۶۰
۱۵	OTW	۱۰۰	۶۰	۰/۵	۰/۶	۶۱

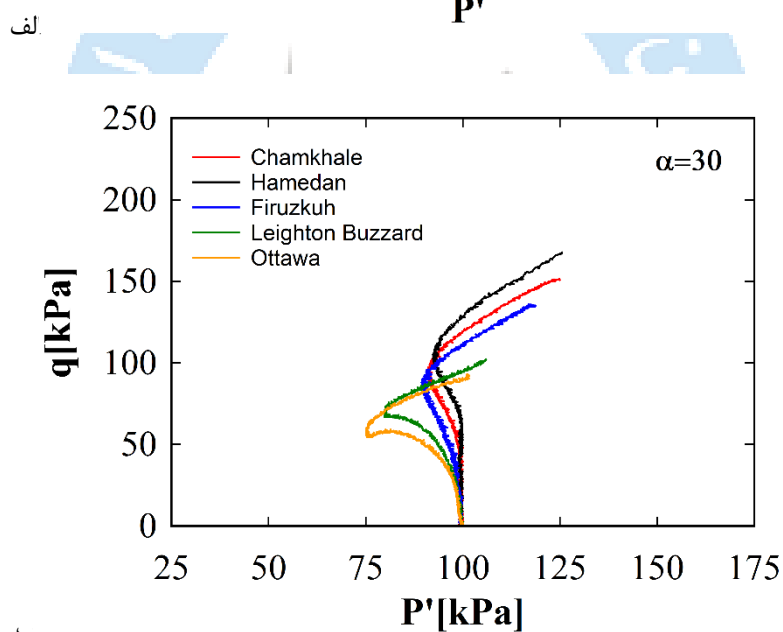
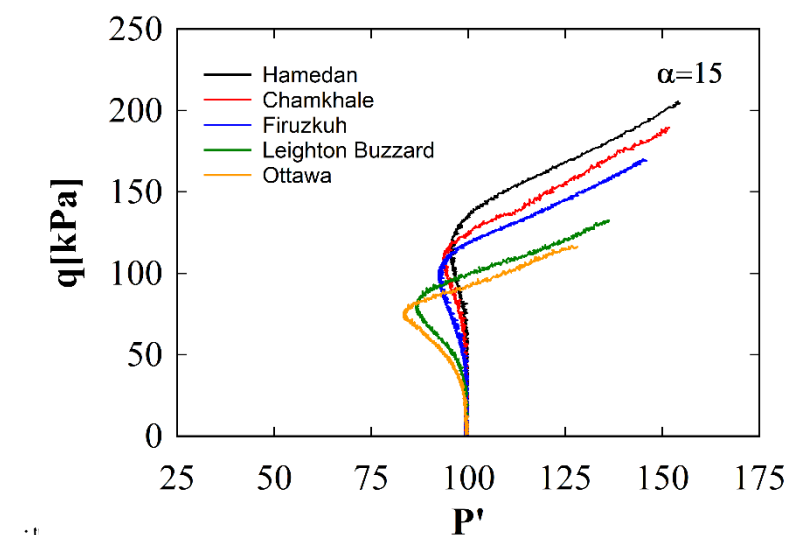
۴-۱- نمودارهای مسیرهای تنش

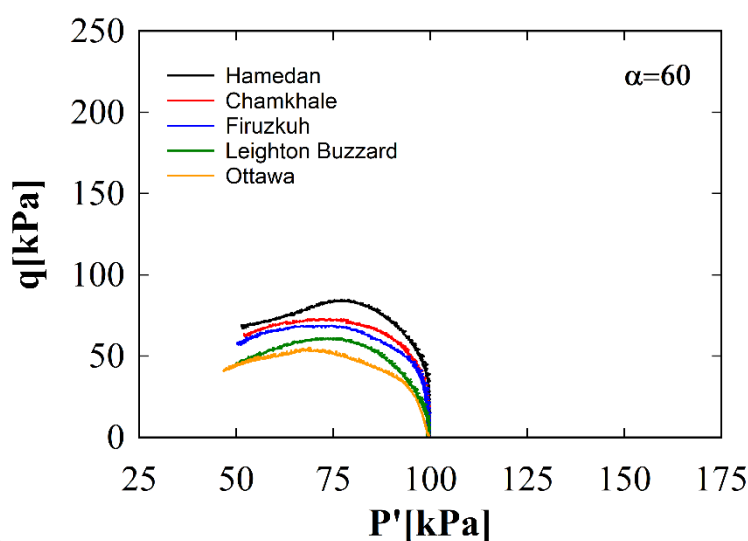
شکل (۶) نتایج آزمایش‌ها را به صورت نمودارهای مسیر تنش نشان می‌دهد. در این آزمایش‌ها، زاویه شیب تنش اصلی (α) از ۱۵ به ۶۰ درجه تغییر کرده و آزمایش‌ها در نسبت تنش اصلی میانی ۰/۵ انجام شدند. این نمودارها نشان می‌دهند که رفتار ماسه‌ها در پاسخ به تغییرات زاویه تنش اصلی، وابستگی قابل توجهی به کرویت ذرات دارد. به طور کلی، در زوایای پایین‌تر (۱۵ و ۳۰ درجه)، مسیرهای تنش نشان‌دهنده رفتار سخت‌شونده و انقباضی ماسه‌ها هستند که در این شرایط، تنش برشی با افزایش کرنش افزایش می‌یابد. این موضوع می‌تواند به دلیل قرارگیری ذرات در وضعیت متراکم‌تر و افزایش نیروهای بین‌دانه‌ای باشد.

در زاویه ۶۰ درجه، مسیرهای تنش نشان‌دهنده کاهش در سخت‌شوندگی و افزایش رفتار انبساطی هستند. در این شرایط، نمونه‌های ماسه‌ای با کرویت بیشتر، تمایل بیشتری به رفتار نرم‌شونده دارند، در حالی که نمونه‌های با کرویت کمتر همچنان مقاومت بالاتری از خود نشان می‌دهند. این روند تأیید می‌کند که با افزایش زاویه تنش اصلی، تأثیر ناهمسانی بیشتر مشهود می‌شود و در عین حال، ماسه‌های کروی‌تر تمایل به کاهش میزان تغییرات رفتاری دارند.

در مجموع، بررسی نمودارهای مسیر تنش نشان می‌دهد که تأثیر زاویه تنش اصلی بر رفتار ماسه، با کرویت ذرات در ارتباط مستقیم است. ماسه‌هایی با کرویت بالا کمتر تحت تأثیر ناهمسانی قرار می‌گیرند و تغییرات رفتاری کمتری نشان می‌دهند، در حالی که ماسه‌های

کشیده تر تغییرات چشمگیرتری در پاسخ به تغییرات زاویه تنش اصلی دارند. این نتایج می تواند در طراحی های ژئوتکنیکی و پیش بینی رفتار ماسه های اشباع تحت بارگذاری های مختلف بسیار حائز اهمیت باشد.





شکل ۶: الف- نمودارهای مسیر تنش در $\alpha = 15^\circ$ ، ب- نمودارهای مسیر تنش در $\alpha = 30^\circ$ ، پ- نمودارهای مسیر تنش در $\alpha = 60^\circ$

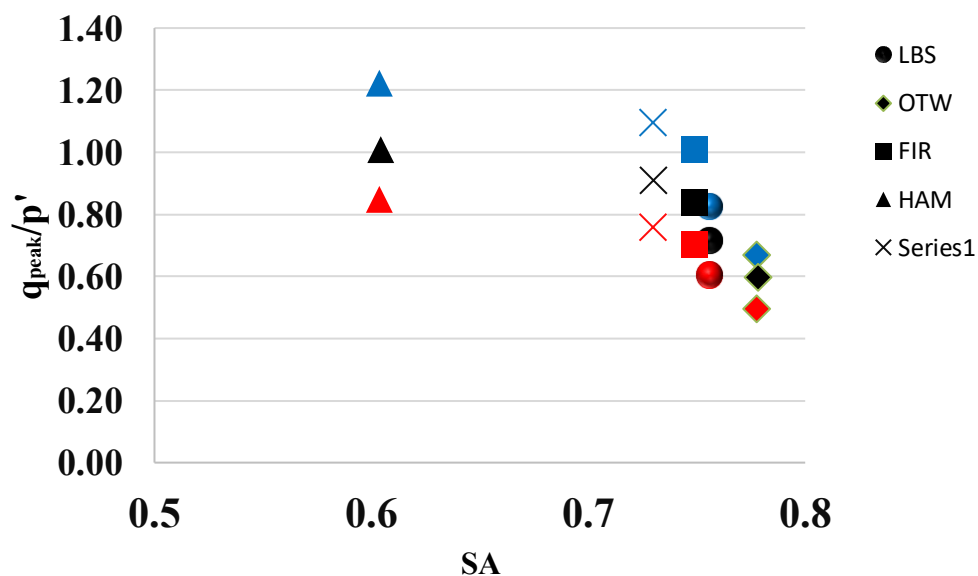
۲-۴- تاثیر کرویت بر ناهمسانی

در این پژوهش از تعاریف متنوعی برای بررسی کرویت هم به صورت دو بعدی استفاده شده است تا اثر شاخص کرویت ذرات بر رفتار ناهمسان ماسه‌های اشباع مورد بررسی قرار گیرد. جدول (۴) نمایانگر نتیجه محاسبات شاخص کرویت دوبعدی با تعاریف جدول (۱) برای همه ماسه‌ها، با مقاومت برشی نرمال شده حالت پیک ($\frac{q_{peak}}{P'_c}$) نمونه‌ها را نشان می‌دهد. این نمودارها نشان می‌دهند که مقاومت برشی زهکشی نشده در حالت پیک نمونه‌ها با کاهش مقدار شاخص کرویت ذرات افزایش یافته است. بررسی دقیق این نمودارها نشان می‌دهد که فاصله بین نمودارهای آلفا با افزایش کرویت ماسه کمتر می‌شود و تفاوت در مقدار مقاومت برشی زهکشی نشده نمونه‌های ماسه کاهش می‌یابد. بنابراین، می‌توان نتیجه گرفت که مقاومت برشی زهکشی نشده حالت پیک نمونه‌های ماسه با کرویت بیشتر، با افزایش زاویه تمایل تنش اصلی بزرگ‌تر (آلفا) نسبت به ماسه‌های با کرویت کمتر، کمتر تغییر می‌کند. این موضوع نشان می‌دهد که اثر ناهمسانی در نمونه‌های ماسه با شاخص کرویت کوچکتر بیشتر از نمونه‌های ماسه با شاخص کرویت بزرگتر است، به عبارت دیگر هرچه ذرات ما کشیده‌تر باشند در زوایای تنش اصلی متفاوت رفتار ناهمسان داشت. شکل (۷) به عنوان یک نمونه از بین تعاریف مختلف کرویت برای S_A با مقدار نرمالایز شده q_{peak} ارائه شده است.

جدول ۴: شاخص کرویت دو بعدی

sand	α	P'_c	q_{peak}	Δq_{peak}	S_A	S_D	S_C	S_P	S_{wl}	$\frac{q_{peak}}{P'_c}$
HAM	۱۵	۱۰۰	۱۲۲/۱۷	-	۰/۶۰۴	۰/۸۰۲	۰/۶۸۷	۰/۸۷۴	۰/۶۴۳	۱/۲۲
HAM	۳۰	۱۰۰	۱۰۰/۸۲	-۲۱/۳۵	۰/۶۰۴	۰/۸۰۲	۰/۶۸۷	۰/۸۷۴	۰/۶۴۳	۱/۰۱
HAM	۶۰	۱۰۰	۸۴/۷۱	-۳۷/۴۶	۰/۶۰۴	۰/۸۰۲	۰/۶۸۷	۰/۸۷۴	۰/۶۴۳	۰/۸۵

CHM	۱۵	۱۰۰	۱۰۹/۵۰	-	۰/۷۳	۰/۸۵۴	۰/۷۶۱	۰/۹۱۵	۰/۷۳۱	۱/۱۰
CHM	۳۰	۱۰۰	۹۰/۹۵	-۱۸/۵۶	۰/۷۳	۰/۸۵۴	۰/۷۶۱	۰/۹۱۵	۰/۷۳۱	۰/۹۱
CHM	۶۰	۱۰۰	۷۵/۶۴	-۳۳/۸۷	۰/۷۳	۰/۸۵۴	۰/۷۶۱	۰/۹۱۵	۰/۷۳۱	۰/۷۶
FIR	۱۵	۱۰۰	۱۰۰/۸۱	-	۰/۷۴۹	۰/۸۶۵	۰/۷۸۳	۰/۹۱۴	۰/۷۴۹	۱/۰۱
FIR	۳۰	۱۰۰	۸۳/۹۳	-۱۶/۸۹	۰/۷۴۹	۰/۸۶۵	۰/۷۸۳	۰/۹۱۴	۰/۷۴۹	۰/۸۴
FIR	۶۰	۱۰۰	۶۹/۹۹	-۳۰/۸۲	۰/۷۴۹	۰/۸۶۵	۰/۷۸۳	۰/۹۱۴	۰/۷۴۹	۰/۷۰
LBS	۱۵	۱۰۰	۸۲/۲۶	-	۰/۷۵۶	۰/۸۶۹	۰/۷۸۶	۰/۸۸۲	۰/۷۵۶	۰/۸۲
LBS	۳۰	۱۰۰	۷۱/۳۹	-۱۰/۸۷	۰/۷۵۶	۰/۸۶۹	۰/۷۸۶	۰/۸۸۲	۰/۷۵۶	۰/۷۱
LBS	۶۰	۱۰۰	۶۰/۳۴	-۲۱/۹۲	۰/۷۵۶	۰/۸۶۹	۰/۷۸۶	۰/۸۸۲	۰/۷۵۶	۰/۶۰
OTW	۱۵	۱۰۰	۶۶/۶۰	-	۰/۷۷۸	۰/۸۸۲	۰/۸۰۱	۰/۹۲۷	۰/۷۷۸	۰/۶۷
OTW	۳۰	۱۰۰	۵۹/۶۰	-۷/۰۱	۰/۷۷۸	۰/۸۸۲	۰/۸۰۱	۰/۹۲۷	۰/۷۷۸	۰/۶۰
OTW	۶۰	۱۰۰	۴۹/۴۶	-۱۷/۱۴	۰/۷۷۸	۰/۸۸۲	۰/۸۰۱	۰/۹۲۷	۰/۷۷۸	۰/۴۹



شکل ۷: مقایسه تاثیر کرویت بر ناهمسانی در ماسه‌های مختلف

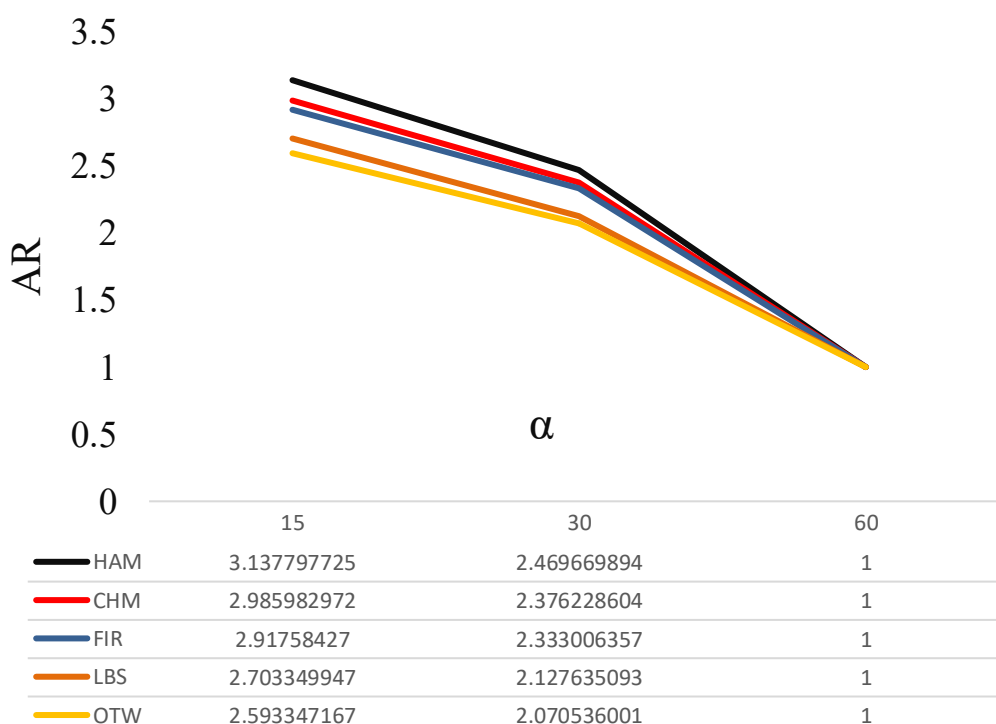
۳-۴- بررسی پارامترهای حالت بدون بعد

۴-۳-۱- شاخص رفتار ناهمسان

رابطه (۹) پارامتر نسبی رفتار ناهمسانی پیشنهاد شده توسط زارعی و همکاران [۵۹] را نشان می‌دهد. این پارامتر اثرات ناهمسانی نمونه‌ها را در مقادیر مختلف زوایای شیب α ارزیابی می‌کند.

$$AR = \frac{q_{ss}(\alpha)}{q_{ss}(\alpha = 60^\circ)} \quad (9)$$

که در این رابطه $q_{ss}(\alpha)$ مقاومت برشی حالت پایدار تحت زوایای مختلف بارگذاری تنش اصلی و $q_{ss}(\alpha = 60^\circ)$ مقاومت برشی حالت پایدار تحت زاویه ۶۰ درجه می‌باشد. مقادیر شاخص ناهمسانی برای آزمایشهای صورت گرفته بر روی نمونه‌ها در شکل (۸) ارائه شده است. مطابق شکل با افزایش اندازه شاخص کرویت ناهمسانی کمتر می‌شود، به عبارت بهتر هرچه شکل ذرات کروی‌تر باشد رفتار ناهمسان کاهش می‌یابد که نتایج حاصل شده با مطالعات بهادری و همکاران [۴۹] مطابقت دارد.



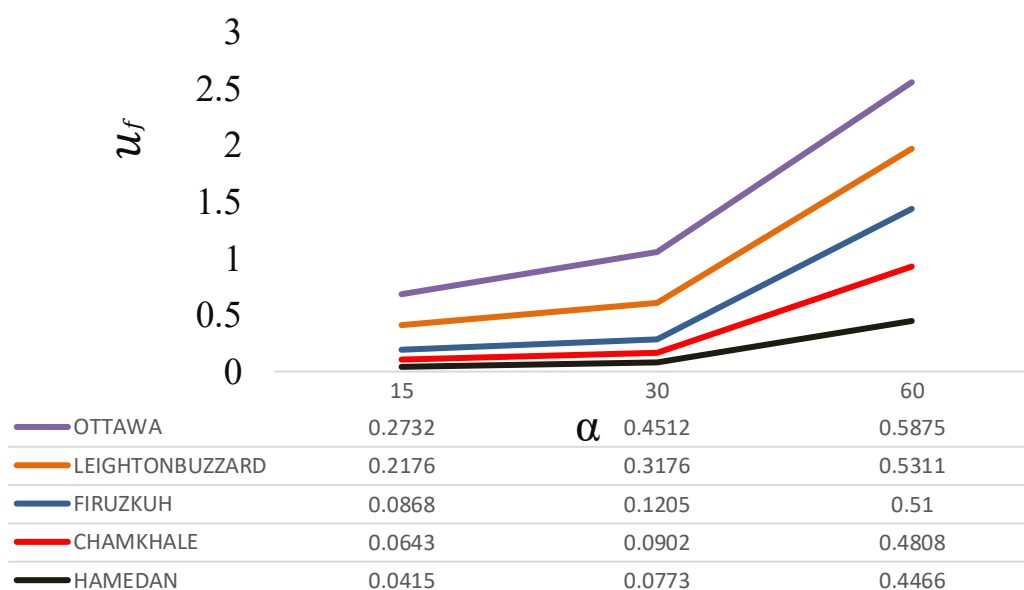
شکل ۸: شاخص رفتار ناهمسان در مقادیر مختلف کرویت و زاویه تنش‌های اصلی مختلف

۴-۳-۲- بررسی پتاندرسیل جریان

نسبت حداکثر فشار آب منفذی اضافی در طول آزمایش بارگذاری تک‌محوری زهکشی‌نشده به دست آمد و می‌توان از آن به‌عنوان شاخصی برای نمایاندن پتانسیل جریان در تحلیل‌های بعدی استفاده کرد (یوشیمینه و ایشیهارا، ۱۹۹۹). پتانسیل جریان به‌صورت رابطه (۱۰) تعریف می‌شود:

$$u_f = \left(1 - \frac{P'_{PT}}{P'_c}\right) \quad (10)$$

که در آن، P'_{PT} تنش اصلی مؤثر میانگین در مرحله تبدیل، شامل حالت پایدار بحرانی است و P'_{PT} تنش محصورکننده مؤثر ایزوتروپیک میانگین است. باید توجه داشت که پتانسیل جریان u_f یک شاخص از خواص مواد نیست که تنها با شرایط اولیه تعیین شود، بلکه به شدت تحت تأثیر شرایط تنش در طول تغییر شکل قرار می‌گیرد. این شاخص می‌تواند به‌عنوان یک شاخص نرم‌شوندگی در نظر گرفته شود. نتایج محاسبات پتانسیل جریان در شکل ۱۰ ارائه شده است. در نمونه‌های ماسه‌ای، پتانسیل جریان بسیار کم است و با افزایش زاویه شیب افزایش می‌یابد. پتانسیل جریان u_f متناسب با تغییر زاویه جهت تنش‌ای اصلی تغییر میکند و هرچه زاویه تنش اصلی بزرگتر باشد اندازه شاخص پتانسیل جریان نیز بیشتر می‌شود. همچنین با تغییر زاویه آلفا از ۱۵ درجه به ۳۰ درجه، که در هر دو زاویه شاهد رفتار سخت شونده هستیم، با افزایش شاخص کرویت اختلاف تغییرات شاخص پتانسیل جریان کمتر می‌شود. با تغییر زاویه آلفا به ۶۰ درجه که رفتار نرم‌شونده داریم اختلاف شاخص پتانسیل جریان در هر تیپ خاک بیشتر می‌شود.



شکل ۹: تأثیر کرویت و زاویه تنش اصلی بر پتانسیل جریان

۵ - جمع بندی و نتیجه گیری

این تحقیق به بررسی اثر مورفولوژی ذرات بر رفتار ناهمسان ماسه‌ها با استفاده از دستگاه برشی پیشی استوانه‌ای توخالی (HCTA) پرداخته است. آزمایش‌های انجام شده روی پنج نوع ماسه مختلف با درجات متفاوتی از کرویت نشان داد که این ویژگی نقش بسزایی در تعیین رفتار مکانیکی ماسه‌های اشباع دارد.

۱- نتایج نشان می‌دهد که هرچه مقدار شاخص کرویت افزایش یابد، مقاومت برشی زهکشی نشده کاهش یافته و اثر ناهمسانی کمتر محسوس می‌شود. به عبارت دیگر، ماسه‌هایی با ذرات کشیده‌تر و با کرویت کمتر در زوایای تنش اصلی مختلف، رفتار ناهمسان برجسته‌تری را از خود نشان می‌دهند، در حالی که ماسه‌های با کرویت بالاتر تمایل بیشتری به داشتن رفتار همسان از خود نشان داده‌اند. این نتیجه‌گیری در راستای یافته‌های پژوهشگران قبلی نظیر بهادری و همکاران (۲۰۰۸) و زارعی و همکاران (۲۰۱۹) است که تأثیر میزان کرویت را بر کاهش ناهمسانی ماسه‌ها تأیید کرده‌اند.

۲- نتایج این پژوهش همچنین نشان می‌دهد که با افزایش زاویه شیب تنش اصلی (α) از ۱۵ درجه به ۶۰ درجه، تمایل به نرم‌شوندگی در نمونه‌ها بیشتر شده است. بررسی رفتار ماسه‌ها در شرایط مختلف نشان داد که در زوایای پایین‌تر، ماسه‌ها رفتار سخت‌شونده و انقباضی داشته‌اند، در حالی که در زوایای بالاتر، تمایل به انبساط و نرم‌شوندگی افزایش یافته است. به علاوه، شاخص رفتار ناهمسانی که توسط زارعی و همکاران پیشنهاد شده بود، در تمامی ماسه‌های آزمایش شده کاهش یافت که نشان‌دهنده اثر مستقیم کرویت بر کاهش ناهمسانی است.

۳- بررسی پتانسیل جریان نیز نشان داد که افزایش زاویه شیب تنش اصلی و کاهش کرویت، منجر به افزایش میزان پتانسیل جریان در نمونه‌ها می‌شود. این بدان معناست که ماسه‌هایی که دارای کرویت بالاتر هستند، کمتر مستعد جریان یافتگی و کاهش مقاومت برشی در شرایط خاص تنش خواهند بود. این موضوع در طراحی‌های مهندسی ژئوتکنیک از اهمیت بالایی برخوردار است، چرا که انتخاب نوع ماسه بر اساس مشخصات مورفولوژیکی آن، می‌تواند در افزایش پایداری سازه‌های خاکی و کاهش خطر روانگرایی تأثیرگذار باشد.

در مجموع، یافته‌های این پژوهش نشان می‌دهد که در تحلیل‌های ژئوتکنیکی مربوط به ماسه‌های اشباع، نه تنها باید به پارامترهایی همچون فشار محصورکننده و نوع بارگذاری توجه شود، بلکه تأثیر ویژگی‌های مورفولوژیکی نظیر کرویت ذرات نیز باید در نظر گرفته شود. با توجه به اینکه مطالعات محدودی به‌طور خاص به بررسی اثر کرویت بر رفتار ناهمسان ماسه‌های اشباع پرداخته‌اند، این پژوهش می‌تواند به‌عنوان یک مبنا برای تحقیقات آینده در این حوزه قرار گیرد. پیشنهاد می‌شود که در مطالعات آتی، اثر سایر ویژگی‌های شکل ذرات مانند گردی، تیزگوشگی و فشردگی بر رفتار مکانیکی ماسه‌ها بررسی شود. علاوه بر این، مدل‌سازی عددی نیز می‌تواند به درک بهتر تأثیر این پارامترها بر رفتار ناهمسان ماسه‌ها کمک کند.

۶- مراجع

- [1] Rakesh, and W.W. Symes. (1988). Uniqueness for an inverse problem for the wave equation: Inverse problem for the wave equation. *Communications in Partial Differential Equations*, 13(1), 87-96.
- [2] Yoshimine, M., K. Ishihara, and W. Vargas. (1998). Effects of principal stress direction and intermediate principal stress on undrained shear behavior of sand. *Soils and Foundations*, 38(3), 179-188.
- [3] Bahadori, H., A. Ghalandarzadeh, and I. Towhata. (2008). Effect of non-plastic silt on the anisotropic behavior of sand. *Soils and Foundations*, 48(4), 531-545.
- [4] Sivathayalan, S. and Y. Vaid. (2002). Influence of generalized initial state and principal stress rotation on the undrained response of sands. *Canadian Geotechnical Journal*, 39(1), 63-76.
- [5] Kato, S. (2001). Basic properties of thin-disk oscillations. *Publications of the Astronomical Society of Japan*, 53(1), 1-24.
- [6] Ishihara, K. and I. Towhata. (1983). Sand response to cyclic rotation of principal stress directions as induced by wave loads. *Soils and Foundations*, 23(4), 11-26.

- [7] Pradel, D., K. Ishihara, and M. Gutierrez. (1990). Yielding and flow of sand under principal stress axes rotation. *Soils and Foundations*, 30(1), 87-99.
- [8] Pradhan, T.B., F. Tatsuoka, and N. Horii. (1988). Simple shear testing on sand in a torsional shear apparatus. *Soils and Foundations*, 28(2), 95-112.
- [9] Symes, M., A. Gens, and D. Hight. (1984). Undrained anisotropy and principal stress rotation in saturated sand. *Geotechnique*, 34(1), 11-27.
- [10] Uthayakumar, M. and Y. Vaid. (1998). Static liquefaction of sands under multiaxial loading. *Canadian Geotechnical Journal*, 35(2), 273-283.
- [11] Saada, A. and F. Townsend. (1981). State of the art: Laboratory strength testing of soils.
- [12] Shahnazari, H. and I. Towhata. (2002). Torsion shear tests on cyclic stress-dilatancy relationship of sand. *Soils and Foundations*, 42(1), 105-119.
- [13] Khayat, N., A. Ghalandarzadeh, and M.K. Jafari. (2014). Grain shape effect on the anisotropic behaviour of silt-sand mixtures. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Geotechnical Engineering*, 167(3), 281-296.
- [14] Holtz, W.G. and H.J. Gibbs. (1956). Triaxial shear tests on pervious gravelly soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 82(1), 867-1-867-22.
- [15] Frederick, M. (1961). Notes on the shape of particles and its influence on the properties of sands. *Proc. of the Midland Soil Mechanics and Foundation Engineering Society*, 157-162.
- [16] Zolkov, E. and G. Wiseman. (1965). Engineering properties of dune and beach sands and the influence of stress history. In *Proc. of Sixth Int. Conf. on SMFE*.
- [17] Islam, M.N., et al. (2019). Effect of particle size on the shear strength behavior of sands. *arXiv preprint arXiv:1902.09079*.
- [18] Vangla, P. and G.M. Latha. (2015). Influence of particle size on the friction and interfacial shear strength of sands of similar morphology. *International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering*, 1, 1-12.
- [19] Shahu, J., Yudhbir, and N.K. Rao. (1998). Discussion of "Cumulative Plastic Deformation for Fine-Grained Subgrade Soils" by Dingqing Li and Ernest T. Selig. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 124(11), 1153-1154.
- [20] Koerner, R.M. (1970). Effect of particle characteristics on soil strength. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 96(4), 1221-1234.
- [21] Alshibli, K.A. and S. Sture. (2000). Shear band formation in plane strain experiments of sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 126(6), 495-503.
- [22] Shinohara, K., M. Oida, and B. Golman. (2000). Effect of particle shape on angle of internal friction by triaxial compression test. *Powder Technology*, 107(1-2), 131-136.
- [23] Sukumaran, B. and A. Ashmawy. (2001). Quantitative characterisation of the geometry of discrete particles. *Geotechnique*, 51(7), 619-627.
- [24] Mair, K., K.M. Frye, and C. Marone. (2002). Influence of grain characteristics on the friction of granular shear zones. *Journal of Geophysical Research: Solid Earth*, 107(B10), ECV 4-1-ECV 4-9.
- [25] Liu, S. and H. Matsuoka. (2003). Microscopic interpretation on a stress-dilatancy relationship of granular materials. *Soils and Foundations*, 43(3), 73-84.

- [26] Rousé, P., R. Fannin, and D. Shuttle. (2008). Influence of roundness on the void ratio and strength of uniform sand. *Geotechnique*, 58(3), 227-231.
- [27] Vaid, Y.P., J.C. Chern, and H. Tumi. (1985). Confining pressure, grain angularity, and liquefaction. *Journal of Geotechnical Engineering*, 111(10), 1229-1235.
- [28] Nougier-Lehon, C., B. Cambou, and E. Vincens. (2003). Influence of particle shape and angularity on the behaviour of granular materials: A numerical analysis. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 27(14), 1207-1226.
- [29] Mirghasemi, A., L. Rothenburg, and E. Matyas. (2002). Influence of particle shape on engineering properties of assemblies of two-dimensional polygon-shaped particles. *Geotechnique*, 52(3), 209-217.
- [30] Tsomokos, A. and V. Georgiannou. (2010). Effect of grain shape and angularity on the undrained response of fine sands. *Canadian Geotechnical Journal*, 47(5), 539-551.
- [31] Ishihara, K. (1993). Liquefaction and flow failure during earthquakes. *Geotechnique*, 43(3), 351-451.
- [32] Chian, S.C., K. Tokimatsu, and S.P.G. Madabhushi. (2014). Soil liquefaction-induced uplift of underground structures: Physical and numerical modeling. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 140(10), 04014057.
- [33] Ardeshiri-Lajimi, S., M. Yazdani, and A. Assadi Langroudi. (2016). A study on the liquefaction risk in seismic design of foundations. *Geomechanics and Engineering*, 11(6), 805-820.
- [34] Yang, J. and L. Wei. (2012). Collapse of loose sand with the addition of fines: The role of particle shape. *Geotechnique*, 62(12), 1111-1125.
- [35] Kramer, S.L. and H.B. Seed. (1988). Initiation of soil liquefaction under static loading conditions. *Journal of Geotechnical Engineering*, 114(4), 412-430.
- [36] Hight, D., et al. (1997). Wave velocity and stiffness measurements of the Crag and Lower London Tertiaries at Sizewell. *Geotechnique*, 47(3), 451-474.
- [37] Lade, P.V. and L.B. Ibsen. (1997). A study of the phase transformation and the characteristic lines of sand behaviour. In *Proc. Int. Symp. on Deformation and Progressive Failure in Geomechanics, Nagoya*.
- [38] Vaid, Y.P. and S. Sivathayalan. (2000). Fundamental factors affecting liquefaction susceptibility of sands. *Canadian Geotechnical Journal*, 37(3), 592-606.
- [39] Yoshimine, M., P. Robertson, and C. Wride. (1999). Undrained shear strength of clean sands to trigger flow liquefaction. *Canadian Geotechnical Journal*, 36(5), 891-906.
- [40] Pena, A., R. Garcia-Rojo, and H.J. Herrmann. (2007). Influence of particle shape on sheared dense granular media. *Granular Matter*, 9(3), 279-291.
- [41] Falagush, O., G. McDowell, and H.-S. Yu. (2015). Discrete element modeling of cone penetration tests incorporating particle shape and crushing. *International Journal of Geomechanics*, 15(6), 04015003.
- [42] Ferrellec, J.-F. and G.R. McDowell. (2010). A method to model realistic particle shape and inertia in DEM. *Granular Matter*, 12, 459-467.
- [43] Wadell, H. (1933). Sphericity and roundness of rock particles. *The Journal of Geology*, 41(3), 310-331.
- [44] Krumbein, W.C. and L.L. Sloss. (1951). *Stratigraphy and Sedimentation*. Vol. 71. LWW.

- [45] Zingg, T. (1935). *Beitrag zur schotteranalyse*. ETH Zurich.
- [46] Angelidakis, V., S. Nadimi, and S. Utili. (2022). Elongation, flatness and compactness indices to characterise particle form. *Powder Technology*, 396, 689-695.
- [47] Mora, C. and A. Kwan. (2000). Sphericity, shape factor, and convexity measurement of coarse aggregate for concrete using digital image processing. *Cement and Concrete Research*, 30(3), 351-358.
- [48] Altuhafi, F., C. O'Sullivan, and I. Cavarretta. (2013). Analysis of an image-based method to quantify the size and shape of sand particles. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 139(8), 1290-1307.
- [49] Wadell, H. (1932). Volume, shape, and roundness of rock particles. *The Journal of Geology*, 40(5), 443-451.
- [50] Mitchell, J.K. and K. Soga. (2005). *Fundamentals of Soil Behavior*. Vol. 3. John Wiley & Sons New York.
- [51] Rodriguez, J., J. Johansson, and T. Edeskär. (2012). Particle shape determination by two-dimensional image analysis in geotechnical engineering. In *Nordic Geotechnical Meeting: 09/05/2012-12/05/2012*. Danish Geotechnical Society.
- [52] Yoshimi, Y., J. Tokimatsu, and A. Ohara. (1994). In situ liquefaction resistance of clean sands over a wide density range. *Geotechnique*, 44(3), 479-494.
- [53] Ladd, R.S. (1974). Specimen preparation and liquefaction of sands. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 100(10), 1180-1184.
- [54] Amini, F. and G. Qi. (2000). Liquefaction testing of stratified silty sands. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 126(3), 208-217.
- [55] Vaid, Y.P., S. Sivathayalan, and D. Stedman. (1999). Influence of specimen-reconstituting method on the undrained response of sand. *Geotechnical Testing Journal*, 22(3), 187-195.
- [56] Ghionna, V.N. and D. Porcino. (2006). Liquefaction resistance of undisturbed and reconstituted samples of a natural coarse sand from undrained cyclic triaxial tests. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 132(2), 194-202.
- [57] DeGregorio, V.B. (1990). Loading systems, sample preparation, and liquefaction. *Journal of Geotechnical Engineering*, 116(5), 805-821.
- [58] Mulilis, J.P., et al. (1977). Effects of sample preparation on sand liquefaction. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 103(2), 91-108.
- [59] Zarei, C., H. Soltani-Jigheh, and K. Badv. (2019). Effect of inherent anisotropy on the behavior of fine-grained cohesive soils. *International Journal of Civil Engineering*, 17, 687-697.