

بررسی پدیده ناهمسانی ذاتی بر رفتار زهکشی نشده ماسه‌های لای دار

رضا رفیعی دهخوارقانی^{۱*}

عباس قلندرزاده^۲

چکیده

در برخی مواقع سدها بر روی زمین‌های غیرسنگی و مصالح آبرفتی مانند مصالح ماسه‌ای و لای‌دار احداث می‌شوند. بنابراین بررسی رفتار و مقاومت زهکشی نشده ماسه‌های لای‌دار از اهمیت زیادی برخوردار است. برای مطالعه و تفسیر دقیق رفتار ماسه‌های لای‌دار اشباع که تحت اثر تنش‌های برشی که در حین بارگذاری‌های مختلف اعمال می‌شوند، لازم است تا اثر ناهمسانی ذاتی به خوبی بررسی شود. ناهمسانی ذاتی به جنس و بافت خاک بستگی دارد و باعث می‌شود تا خاک در اثر چرخش زاویه تنش‌های اصلی رفتار متفاوتی از خود نشان دهد. در این مطالعه، رفتار ناهمسان مخلوط‌های ماسه و لای با استفاده از آزمایش‌های سه محوری فشاری و کششی مورد بررسی قرار گرفته‌اند. نتایج به دست آمده نشان می‌دهند که اثر ناهمسانی ذاتی با افزایش میزان لای تا ۳۰ درصد به مقدار زیادی کاهش و پس از آن با افزودن مقدار لای افزایش می‌یابد. همچنین نوع رفتار انقباضی و انبساطی و میزان مقاومت خاک در آزمایش‌های فشاری و کششی در درصد لای‌های مختلف متفاوت است و مقاومت حداکثر لای خالص در آزمایش‌های کششی بزرگتر از مخلوط‌های حاوی ۵۰ و ۷۰ درصد لای است.

واژه‌های کلیدی

ناهمسانی ذاتی، ماسه اشباع، لای، آزمایش سه محوری.

^{۱*} استادیار دانشکده مهندسی عمران، دانشکده‌گان فنی، دانشگاه تهران، rezarafiee@ut.ac.ir

^۲ استاد دانشکده مهندسی عمران، دانشکده‌گان فنی، دانشگاه تهران

مقدمه

سدها و آببندها را همواره نمی‌توان بر بسترهای سنگی احداث کرد و ممکن است با توجه به محدودیت‌های پروژه، سدها بر روی بسترهای آبرفتی ماسه‌ای و لای‌دار ساخته شوند. در اینصورت لازم است تا ظرفیت باربری شالوده این سدها به خصوص در حالت اشباع به خوبی بررسی شوند. بنابراین در این مقاله، مقاومت زهکشی نشده مخلوط‌های ماسه و لای بررسی شده است تا بتوان از نتایج آن در طراحی شالوده سدها استفاده کرد.

به طور کلی رفتار ماسه‌های تمیز اشباع توسط محققین مختلفی مورد مطالعه قرار گرفته است و به علت حجم وسیع مطالعات انجام شده در این زمینه و ساختار و اندازه ذرات یکنواخت، رفتار این مصالح تحت بارگذاری‌های استاتیکی و دینامیکی به خوبی شناخته شده است. در طبیعت ماسه کاملاً تمیز به ندرت وجود دارد و اکثر خاک‌های ماسه‌ای دارای مقداری ریزدانه هستند. ریزدانه‌ها می‌توانند رفتار خاک را تحت تأثیر قرار دهند و مقدار تأثیر آن‌ها به درصد ریزدانه و خصوصیات خمیری آن بستگی دارد. اگر مقدار ریزدانه خیلی کم باشد (مثلاً کمتر از ۵ درصد) می‌توان از اثر آن صرف‌نظر کرد. یکی از مهمترین مشخصات ریزدانه‌ها خاصیت خمیری و چسبندگی آن‌ها است. به همین دلیل، مطالعات انجام شده بر روی مخلوط‌های ماسه و ریزدانه، بسته به میزان چسبندگی ریزدانه به دو دسته کلی تقسیم می‌شود: مخلوط‌های ماسه و رس (رس به عنوان ریزدانه‌ی چسبنده) و مخلوط‌های ماسه و لای (لای به عنوان ریزدانه‌ی غیرچسبنده).

یکی دیگر از عوامل مهم در بررسی رفتار خاک‌ها، ناهمسانی است. ناهمسانی به طور کلی به دو دسته ناهمسانی ذاتی^۱ و

ناهمسانی القایی^۲ تقسیم می‌شود (کاساگرانده و کاریو^۳، ۱۹۴۴). ناهمسانی ذاتی به بافت خاک و نوع ته‌نشینی و رسوب ذرات بستگی داشته و مستقل از نوع و چگونگی تنش‌های وارد بر خاک است. به عنوان مثال خاک‌های رسوبی لایه‌ای دارای بافت ناهمسان بوده و به صورت ذاتی دارای ناهمسانی هستند. مطالعات انجام شده نشان می‌دهند که حتی خاک‌های دانه‌ای کروی شکل که تحت اثر وزن خود ته‌نشین شده‌اند نیز ذاتاً دارای رفتار ناهمسان هستند (اودا و همکاران^۴، ۱۹۷۸). در سوی مقابل، ناهمسانی القایی، ربطی به ساختار طبیعی خاک نداشته و در اثر تنش‌های وارد بر خاک و کرنش‌های حاصل از آن به وجود می‌آید. نحوه اعمال تنش‌ها بر خاک باعث تغییر ساختار قرارگیری ذرات خاک در کنار یکدیگر شده و در واقع ساختار خاک در طول زمان به گونه‌ای شکل می‌گیرد که بتواند تنش‌های اعمال شده را تحمل نماید. به همین دلیل به این نوع ناهمسانی، القایی گفته می‌شود. با توجه به اهمیت موضوع، مطالعات گسترده‌ای در زمینه اثر ناهمسانی ذاتی و القایی بر رفتار خاک شده است. سیمز و همکاران^۵ در سال ۱۹۸۴ با استفاده از آزمایش‌های برش استوانه توخالی به رفتار ناهمسان زهکشی شده در ماسه‌های شل و متوسط پرداخته و تأثیر قابل توجه اثر چرخش تنش‌های اصلی را بر رفتار ماسه اشباع مشاهده کردند. در تحقیقی دیگر، یوشیمینه و همکاران^۶، ۱۹۹۹، به بررسی رفتار ناهمسان ماسه‌های اشباع با استفاده از مطالعات آزمایشگاهی و میدانی پرداختند. در مطالعات آزمایشگاهی از آزمایش‌های سه‌محوری فشاری و کششی استفاده کردند. همچنین، ناکاتا و همکاران^۷، ۱۹۹۸ با استفاده از آزمایش‌های برش استوانه پیچشی، پدیده ناهمسانی و تأثیر آن بر روانگرایی جریانی در ماسه‌های اشباع را مطالعه کردند. در ادامه، سیواتایالان و وید^۸، ۲۰۰۲، با استفاده از آزمایش‌های

¹ Inherent anisotropy

² Induced anisotropy

³ Casagrande and Carillo

⁴ Oda et al.

⁵ Symes et al.

⁶ Yoshimine et al.

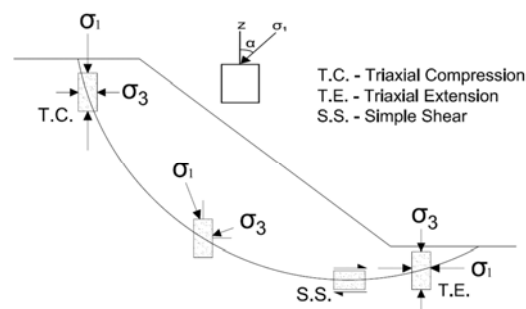
⁷ Nakata et al.

⁸ Sivathayalan and Vaid

علیرغم تحقیقات گسترده انجام شده در مورد پدیده ناهمسانی در رفتار ماسه‌های تمیز، تأثیر این پدیده بر رفتار ماسه‌های حاوی ریزدانه کماکان نیاز به تحقیق و بررسی دارد. به همین دلیل در تحقیق حاضر ابتدا به تأثیر افزودن لای بر رفتار مونوتونیک ماسه‌ها در آزمایش‌های فشاری و کششی پرداخته شده و سپس با استفاده از مفهوم ناهمسانی ذاتی و تأثیر پارامتر α ، به تغییر روند تأثیر ناهمسانی ذاتی در درصد لای‌های مختلف به صورت کمی و کیفی پرداخته شده است. از مهمترین تحقیقات انجام شده در این زمینه می‌توان به تحقیق بهادری و همکاران^۴، ۲۰۰۸ اشاره کرد که در آن به بررسی رفتار ناهمسان مخلوط‌های ماسه و لای با استفاده از آزمایش‌های برش استوانه توخالی پرداختند و مشاهده کردند که اثر ناهمسانی با افزایش میزان لای در ابتدا کاهش و سپس افزایش می‌یابد. همچنین، محمدی و بهادری^۵، ۲۰۲۰ اثر اندازه و شکل ذرات بر رفتار ناهمسان چهار نوع ماسه اشباع را با استفاده از آزمایش‌های برش استوانه توخالی مطالعه کرده و به این نتیجه رسیدند که با افزایش میزان کرویت، اثر ناهمسانی کاهش می‌یابد. در مورد تأثیر ریزدانه غیرخمیری، جانعلیزاده و همکاران^۶، ۲۰۲۰ پدیده روانگرایی در نمونه‌های ماسه بابلسر که حاوی صفر تا ۴۰ درصد لای بودند را با استفاده از آزمایش‌های سه‌محوری تناوبی مطالعه کردند. نتایج این آزمایش‌ها نشان داد که رفتار ماسه‌های حاوی مقدار کم لای مشابه ماسه‌های تمیز است. برای بررسی دقیق‌تر رفتار مکانیکی مخلوط‌های ماسه و لای، لی و همکاران^۷، ۲۰۲۱ یک مدل رفتاری بر اساس مکانیزم تماس ذرات ارائه کرده و با استفاده از آن به مطالعه رفتار ماسه‌های حاوی لای در شرایط زهکشی شده و نشده پرداختند. مدل ارائه شده، قابلیت بسیار زیادی در پیش‌بینی

برش استوانه‌ای توخالی به مطالعه تأثیر چرخش تنش‌های اصلی در رفتار روانگرایی ماسه‌ها پرداختند. در تحقیق حاضر به مطالعه اثر لای به عنوان ریزدانه‌ی غیرچسبیده بر رفتار مخلوط‌های ماسه و لای و همچنین بررسی پدیده ناهمسانی ذاتی پرداخته شده است.

با توجه به وجود پدیده ناهمسانی ذاتی، رفتار یک نمونه خاک تحت اثر تنش برشی می‌تواند متفاوت باشد. به همین دلیل باید از آزمایش‌های مختلف برای بررسی صحیح رفتار نمونه‌ها استفاده کرد. این موضوع به صورت شماتیک در شکل (۱) نشان داده شده است. این شکل نشان می‌دهد که در سطح گسیختگی، زاویه تنش اصلی حداکثر (σ_1) با محور قائم که با α نشان داده می‌شود از صفر درجه در بالای خط گسیختگی تا ۹۰ درجه در پایین خط گسیختگی تغییر می‌کند.



شکل (۱): چرخش تنش‌های اصلی بر روی خط گسیختگی (یوتایاکومار و وید، ۱۹۹۷)

در شکل (۱) مشاهده می‌شود که برای بررسی رفتار صحیح نمونه‌ها در شرایط مختلف باید از آزمایش‌های سه‌محوری فشاری^۱ (T.C.)، برش ساده^۲ (S.S.) و سه‌محوری کششی^۳ (T.E) استفاده کرد. در واقع پارامتر α یکی از پارامترهای مهم در بررسی رفتار ناهمسان ذاتی نمونه‌ها است.

¹ Triaxial Compression

² Simple Shear

³ Triaxial Extension

⁴ Bahadori et al.

⁵ Mohammadi and Bahadori

⁶ Janalizadeh et al.

⁷ Le et al.

D ₅₀ (mm)	اندازه میانگین	۰/۲۷
C _u	ضریب یکنواختی	۱/۸۷
C _c	ضریب انحنا	۰/۸۸

برای انجام آزمایش‌ها، از دستگاه سه محوری استاتیکی (مونوتونیک) فشاری و کششی موجود در آزمایشگاه مکانیک خاک دانشکده فنی دانشگاه تهران استفاده شده است. بارگذاری نمونه‌ها در این دستگاه با استفاده از یک سیستم محرک موتور-گیربکس و به صورت کنترل کرنش صورت می‌گیرد. این دستگاه قابلیت اعمال کنترل تنش را نیز دارد و مرحله تحکیم نمونه‌ها، قبل از بارگذاری، به صورت کنترل تنش صورت می‌گیرد. این دستگاه قابلیت انجام آزمایش‌های مونوتونیک فشاری و کششی سه محوری را دارد.

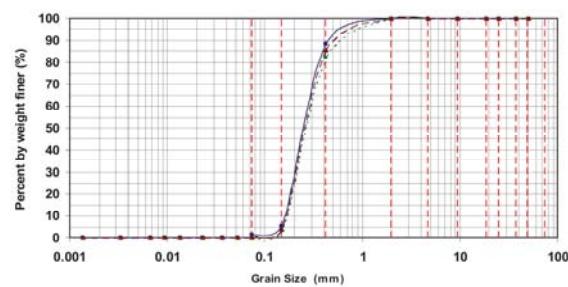
صحت‌سنجی

به منظور اطمینان یافتن از صحت نتایج، آزمایش‌ها چندین بار تکرار شده و از تکرارپذیر بودن نتایج آن‌ها اطمینان حاصل شده است. نتایج موجود در ادبیات فنی در مورد ماسه-های فیروزکوه که دقیقاً با مشخصات تحقیق حاضر انجام شده باشند، محدود هستند. در یکی از تحقیقات مشابه، فرهمند و همکاران^۵، ۲۰۱۶ به بررسی رفتار زهکشی نشده ماسه ۱۶۱ فیروزکوه تمیز و سست پرداختند. نمودارهای مسیر تنش بدست آمده در تخلخل ۰/۸۹ و ۰/۹۱ و تنش همه‌جانبه ۱۰۰ کیلوپاسکال در شکل (۳) با مسیر تنش به دست آمده در مقاله حاضر و با تخلخل ۰/۷۷ مقایسه شده‌اند. مشاهده می‌شود که نمونه متراکم، رفتار انبساطی تری نشان می‌دهد ولی شیب حالت پایدار نهایی همه نمونه‌ها تقریباً یکسان است. این امر صحت نتایج را تأیید می‌نماید چرا که در حالت پایدار نهایی، مسیر تنش یک خاک مشخص در تنش همه‌جانبه یکسان و تخلخل‌های متفاوت بر یکدیگر منطبق می‌شوند.

شروع روانگرایی دارد. اخیانی و قلندرزاده^۱، ۲۰۲۲ با استفاده از آزمایش‌های ستون تشدید^۲ به مطالعه رفتار گوی‌های کرووی شکل حاوی دانه‌های کوچک و تأثیر آن بر اندازه مدول برشی پرداختند. همچنین پایان و سنتاکیس^۳، ۲۰۱۹ تأثیر ریزدانه سیلیسی بر رابطه بین مدول برشی در کرنش‌های کوچک و ناهمسانی در ماسه‌های حاوی لای را بررسی کردند. علاوه بر لای، اثر ریزدانه خمیری رس نیز مورد مطالعه قرار گرفته است. در این زمینه می‌توان به مطالعه اخیر لو و همکاران^۴، ۲۰۲۲ اشاره کرد که در آن اثر ناهمسانی القائی و ذاتی را در برخی از خاک‌های رسی در کشور چین به صورت آزمایشگاهی بررسی کردند.

مصالح مورد آزمایش و دستگاه سه محوری

مصالح مورد آزمایش در این تحقیق، ماسه شماره ۱۶۱ فیروزکوه و لای فیروزکوه هستند. خصوصیات فیزیکی ماسه فیروزکوه در جدول (۱) و نمودار دانه‌بندی آن در شکل (۲) نشان داده شده‌اند. لازم به ذکر است که ماسه ۱۶۱ فیروزکوه دارای دانه‌بندی یکنواخت و متوسط است و در دسته خاک-های بددانه‌بندی شده قرار می‌گیرد.



شکل (۲): نمودار دانه‌بندی ماسه فیروزکوه

جدول (۱): مشخصات فیزیکی ماسه فیروزکوه

G _s	چگالی دانه‌های جامد	۲/۶۵
e _{max}	تخلخل حداکثر	۰/۸۷۴
e _{min}	تخلخل حداقل	۰/۵۴۸

¹ Akhyani and Ghalandarzadeh

² Resonant Column

³ Payan and Senetakis

⁴ Lu et al.

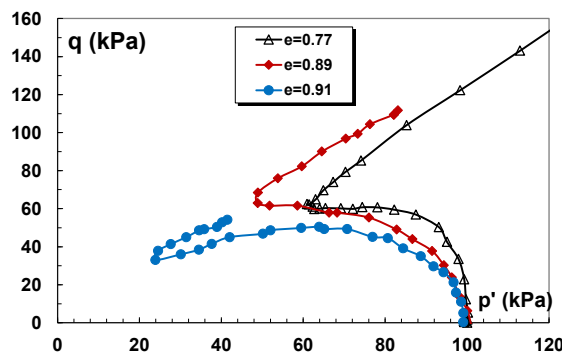
⁵ Farahmand et al.

تنش برشی حالت پایدار (q_{ss}) در شکل (۵) نشان داده شده-
اند.

بررسی رفتار ماسه خالص

نتایج آزمایش‌های سه محوری فشاری و کششی انجام شده بر روی ماسه خالص ($FC = 0\%$) در شکل (۶) نشان داده شده است. این آزمایش‌ها در جدول (۲) با شماره‌های ۱ تا ۶ نشان داده شده‌اند.

نتایج آزمایش‌ها در شکل (۶) بیانگر این است که رفتار ماسه در آزمایش‌های فشاری بسیار مقاومتر از آزمایش‌های کششی است و مقادیر q_{ss} و q_{peak} به وضوح بزرگتر هستند. رفتار نمونه‌های ماسه‌ای خالص در آزمایش‌های فشاری از نوع الف بوده و برخلاف آزمایش‌های کششی نرم شدگی در رفتار آن‌ها مشاهده نمی‌شود. این بدان معنا است که آزمایش‌های کششی نرم‌شدگی بیشتری از خود نشان داده و در نتیجه تولید اضافه فشار آب حفره‌ای در این نمونه‌ها بزرگتر است. به طور کلی، با توجه به شکل (۶) مشاهده می‌شود که در آزمایش‌های فشاری و کششی در ماسه خالص و D_r ثابت، نمونه‌ها رفتار کاملاً ناهمسانی از خود نشان می‌دهند. به عبارت دیگر تغییر زاویه α از صفر درجه در آزمایش فشاری به ۹۰ درجه در آزمایش کششی، تأثیر زیادی بر رفتار ماسه دارد و در نتیجه اثر ناهمسانی القایی مشهود است.



شکل (۳): مقایسه نتیجه آزمایش فشاری در تنش همه‌جانبه ۱۰۰ کیلوپاسکال با نتایج فرهمند و همکاران، ۲۰۱۶

مشخصات آزمایش‌های انجام شده

در تحقیق حاضر ۳۶ آزمایش سه محوری فشاری و کششی انجام شده است. این آزمایش‌ها با درصد لای‌های ۰، ۱۵، ۳۰، ۵۰، ۷۰ و ۱۰۰ و سه تنش همه‌جانبه تحکیمی ۱۰۰، ۲۰۰ و ۴۰۰ کیلوپاسکال انجام شده‌اند. شماره و مشخصات این آزمایش‌ها در جدول (۲) ذکر شده‌اند. در این جدول FC ، P^*c ، e و D_r به ترتیب بیانگر درصد ریزدانه^۱، تنش تحکیمی همه‌جانبه^۲، تخلخل، و دانسیته نسبی^۳ هستند. دانسیته نسبی از رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$D_r = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \quad (1)$$

به صورت کیفی و با توجه به تحقیقات (یوشیمینه و ایشیهارا^۴، ۱۹۹۸ و بهادری و همکاران^۵، ۲۰۰۸) رفتار ماسه‌های زهکشی نشده را به سه دسته الف، ب و پ مطابق شکل (۴) تقسیم‌بندی نمود. در این شکل، نقاط حالت پایدار نهایی^۶، حالت شبه پایدار^۷، حالت پایدار بحرانی^۸ و تغییر فاز^۹ به صورت شماتیک نشان داده شده‌اند. در ستون آخر جدول (۲) نوع رفتار هر یک از این نمونه‌ها بر اساس این طبقه‌بندی تعیین شده‌اند. همچنین برای بررسی بهتر نتایج، مقادیر تنش برشی حداکثر (q_{peak})، تنش برشی حداقل (q_{min}) و

¹ Fine Content

² Confining Consolidation Pressure

³ Relative Density

⁴ Yoshimine and Ishihara

⁵ Bahadori et al.

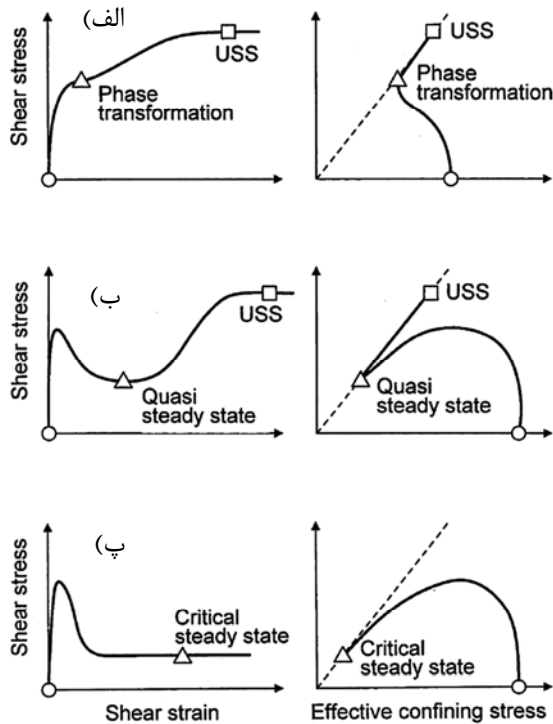
⁶ USS: ultimate steady state

⁷ Quasi steady state

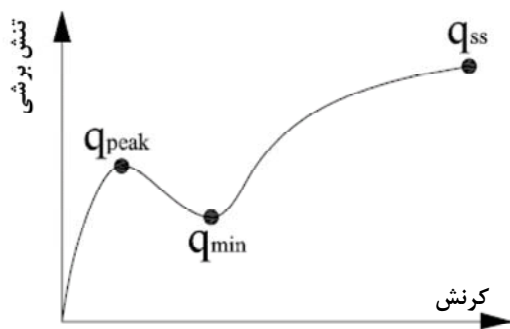
⁸ Critical steady state

⁹ Phase transformation

$$q = \sigma_1 - \sigma_3$$



شکل (۴): انواع رفتار ماسه‌های زهکشی نشده (یوشیمینه و ایشیهارا، ۱۹۹۸)



شکل (۵): تنش‌های حداکثر (peak)، حداقل (min) و حالت پایدار (ss) (بهداری و همکاران، ۲۰۰۸)

بررسی رفتار ماسه با ۱۵ درصد لای

نتایج آزمایش‌های سه محوری فشاری و کششی انجام شده بر روی ماسه با ۱۵ درصد لای (FC = 15%) در شکل (۷) نشان داده شده است. این آزمایش‌ها در جدول (۲) با شماره‌های ۷ تا ۱۲ نشان داده شده‌اند.

با افزایش ۱۵ درصد لای به ماسه، مقاومت نمونه‌ها در آزمایش‌های فشاری و کششی به مقدار زیادی در مقایسه با

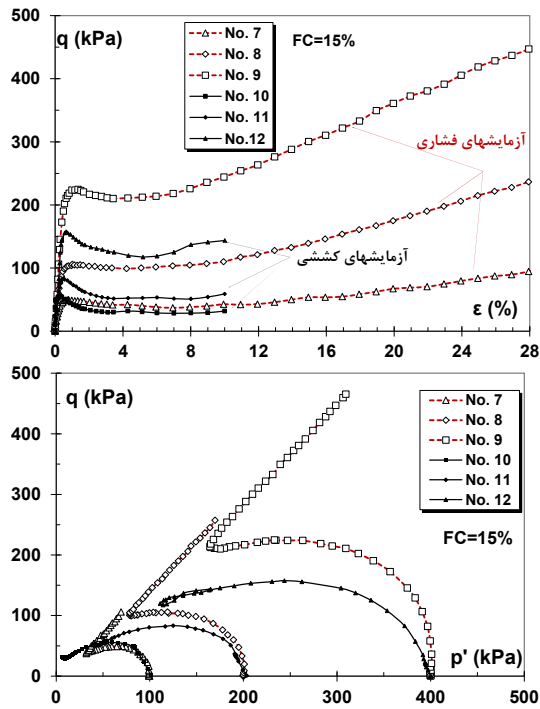
جدول (۲): مشخصات آزمایش‌های انجام شده

شماره	نوع آزمایش	FC (%)	P'c (kPa)	e	D _r (%)	نوع رفتار
۱	فشاری	۰	۱۰۰	۰/۷۷	۳۱	الف
۲	فشاری	۰	۲۰۰	۰/۷۶	۳۴	الف
۳	فشاری	۰	۴۰۰	۰/۷۵	۳۸	الف
۴	کششی	۰	۱۰۰	۰/۷۶	۳۳	ب
۵	کششی	۰	۲۰۰	۰/۷۵	۳۷	ب
۶	کششی	۰	۴۰۰	۰/۷۴	۴۱	ب
۷	فشاری	۱۵	۱۰۰	۰/۷۲	۴۵	ب
۸	فشاری	۱۵	۲۰۰	۰/۶۸	۵۳	ب
۹	فشاری	۱۵	۴۰۰	۰/۶۷	۵۵	ب
۱۰	کششی	۱۵	۱۰۰	۰/۷۰	۴۸	پ
۱۱	کششی	۱۵	۲۰۰	۰/۶۷	۵۵	پ
۱۲	کششی	۱۵	۴۰۰	۰/۶۶	۵۸	پ
۱۳	فشاری	۳۰	۱۰۰	۰/۶۳	۶۰	ب
۱۴	فشاری	۳۰	۲۰۰	۰/۶۰	۶۵	ب
۱۵	فشاری	۳۰	۴۰۰	۰/۵۸	۶۹	ب
۱۶	کششی	۳۰	۱۰۰	۰/۶۱	۶۳	پ
۱۷	کششی	۳۰	۲۰۰	۰/۶۰	۶۵	پ
۱۸	کششی	۳۰	۴۰۰	۰/۵۸	۶۹	پ
۱۹	فشاری	۵۰	۱۰۰	۰/۵۹	۶۹	ب
۲۰	فشاری	۵۰	۲۰۰	۰/۵۶	۷۵	ب
۲۱	فشاری	۵۰	۴۰۰	۰/۵۵	۷۸	ب
۲۲	کششی	۵۰	۱۰۰	۰/۵۹	۷۱	پ
۲۳	کششی	۵۰	۲۰۰	۰/۵۶	۷۵	پ
۲۴	کششی	۵۰	۴۰۰	۰/۵۵	۷۸	پ
۲۵	فشاری	۷۰	۱۰۰	۰/۶۲	۷۴	ب
۲۶	فشاری	۷۰	۲۰۰	۰/۵۶	۸۳	ب
۲۷	فشاری	۷۰	۴۰۰	۰/۵۶	۸۳	ب
۲۸	کششی	۷۰	۱۰۰	۰/۶۲	۷۴	پ
۲۹	کششی	۷۰	۲۰۰	۰/۵۷	۸۱	پ
۳۰	کششی	۷۰	۴۰۰	۰/۵۶	۸۳	پ
۳۱	فشاری	۱۰۰	۱۰۰	۰/۶۷	۹۰	ب
۳۲	فشاری	۱۰۰	۲۰۰	۰/۶۴	۹۵	ب
۳۳	فشاری	۱۰۰	۴۰۰	۰/۶۰	۱۰۱	ب
۳۴	کششی	۱۰۰	۱۰۰	۰/۶۶	۹۱	پ
۳۵	کششی	۱۰۰	۲۰۰	۰/۶۳	۹۶	پ
۳۶	کششی	۱۰۰	۴۰۰	۰/۶۰	۱۰۱	پ

در این مقاله پارامترهای تنش میانگین مؤثر (p') و تنش برشی (q) به صورت زیر تعریف می‌شوند:

$$p' = \frac{\sigma'_1 + 2\sigma'_3}{3} \quad (۲)$$

کیلوپاسکال همسان تر می شوند ولی در تنش های همه جانبه ۲۰۰ و ۴۰۰ کیلوپاسکال، اثر ناهمسانی کماکان مشهود است.



شکل (۷): نمودارهای تنش برشی- کرنش برشی (q-ε) و مسیر تنش (q-p') در ماسه با ۱۵٪ لای (FC = 15%)

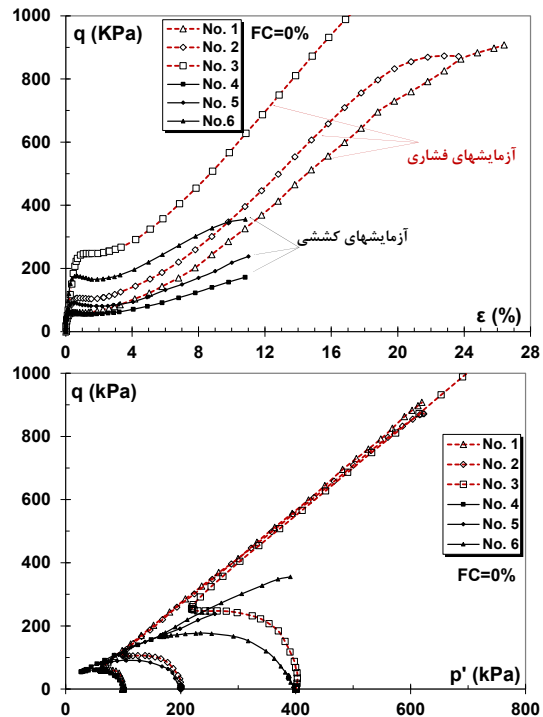
بررسی رفتار ماسه با ۳۰ درصد لای

نتایج آزمایش های سه محوری فشاری و کششی انجام شده بر روی ماسه با ۳۰ درصد لای (FC = 30%) در شکل (۸) نشان داده شده است. این آزمایش ها در جدول (۲) با شماره های ۱۳ تا ۱۸ نشان داده شده اند.

به طور کلی با افزایش مقدار ریزدانه به ۳۰ درصد، مقاومت حالت پایدار (q_{ss}) و مقاومت حداکثر (q_{peak}) نمونه ها در آزمایش های فشاری و کششی به مقدار قابل توجهی کاهش می یابند. رفتار نمونه ها در آزمایش های فشاری از نوع "ب" و در آزمایش های کششی از نوع "پ" است.

مقایسه نمودارهای تنش-کرنش و مسیر تنش در شکل (۸) نشان می دهد که با در (FC = 30%) رفتار نمونه ها بسیار شبیه به یکدیگر شده و اثر ناهمسانی به مقدار زیادی از بین می رود.

ماسه تمیز کاهش می یابد. نکته جالب این است که با افزایش لای مقدار تراکم نسبی (D_r) حدود ۱۵ تا ۲۰ درصد افزایش می یابد و این رفتار نشان می دهد که تراکم نسبی یا تخلخل، مطابق مطالعات (توانایاگام^۱، ۱۹۹۸ و لشکری^۲، ۲۰۱۴) شاخص مناسبی برای ارزیابی مخلوط های ماسه و لای نیست. رفتار نمونه های فشاری و کششی در تنش تحکیمی ۱۰۰ کیلوپاسکال شباهت زیادی دارد و می توان گفت که اثر ناهمسانی القایی در این تنش کم است. البته باید توجه کرد که رفتار نمونه در آزمایش فشاری از نوع "ب" و در آزمایش کششی از نوع "پ" است. در تنش های تحکیمی بزرگتر (یعنی ۲۰۰ و ۴۰۰ کیلوپاسکال) رفتار نمونه ها ناهمسان تر و مقاومت حداکثر (q_{peak}) و مقاومت حالت پایدار (q_{ss}) به وضوح در آزمایش های فشاری بزرگتر هستند. همچنین مقدار اضافه فشار حفره ای تولید شده در آزمایش های کششی بیشتر از آزمایش های فشاری است.

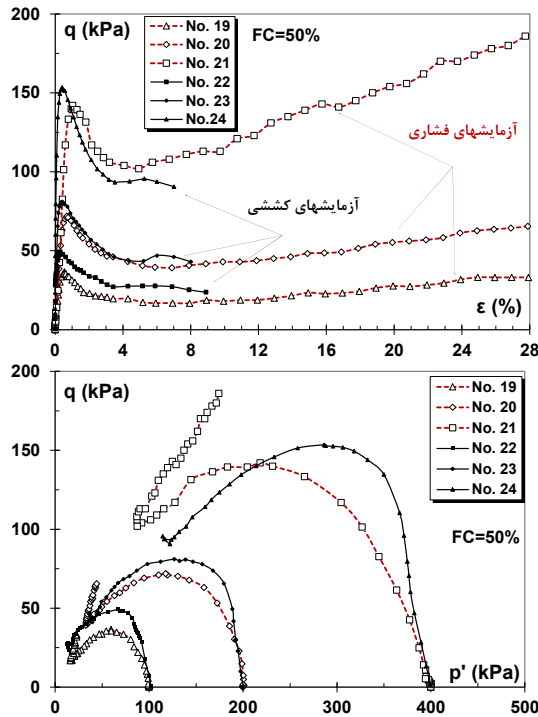


شکل (۶): نمودارهای تنش برشی-کرنش برشی (q-ε) و مسیر تنش (q-p') در ماسه تمیز (FC = 0%)

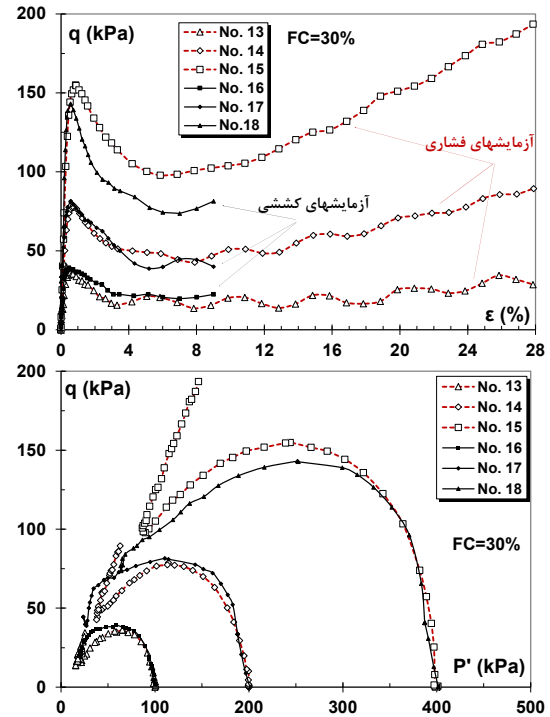
در مقایسه با ماسه های خالص می توان گفت که با افزایش ۱۵ درصد لای، رفتار نمونه ها در تنش همه جانبه ۱۰۰

¹ Thevanayagam

² Lashkari



شکل (۹): نمودارهای تنش برشی- کرنش برشی (q-ε) و مسیر تنش (q-p') در ماسه با ۵۰٪ لای (FC = 50%)



شکل (۸): نمودارهای تنش برشی- کرنش برشی (q-ε) و مسیر تنش (q-p') در ماسه با ۳۰٪ لای (FC = 30%)

بررسی رفتار ماسه با ۷۰ درصد لای

نتایج آزمایش‌های سه محوری فشاری و کششی انجام شده بر روی ماسه با ۷۰ درصد لای (FC = 70%) در شکل (۱۰) نشان داده شده است. این آزمایش‌ها در جدول (۲) با شماره‌های ۲۵ تا ۳۰ نشان داده شده‌اند.

نتایج به دست آمده نشان می‌دهند که گرچه میزان تراکم نسبی (D_r) حدود ۴۱ تا ۴۵ درصد در نمونه‌های با درصد لای ۷۰ درصد نسبت به ماسه‌های تمیز، افزایش می‌یابد ولی مقاومت حداکثر و حالت پایدار نمونه‌ها کماکان کاهش می‌یابند.

مشابه ماسه‌های دارای ۵۰ درصد لای، در نمونه‌های با ۷۰ درصد لای نیز مسیر تنش در آزمایش‌های کششی در سمت راست آزمایش‌های فشاری قرار می‌گیرند و این بدان معنا است که میزان تولید فشار آب حفره‌ای در آزمایش‌های کششی کمتر است. به طور کلی می‌توان گفت که اثر ناهمسانی ذاتی در نمونه‌های حاوی ۷۰ درصد لای بیشتر از نمونه‌های حاوی ۵۰ درصد لای است.

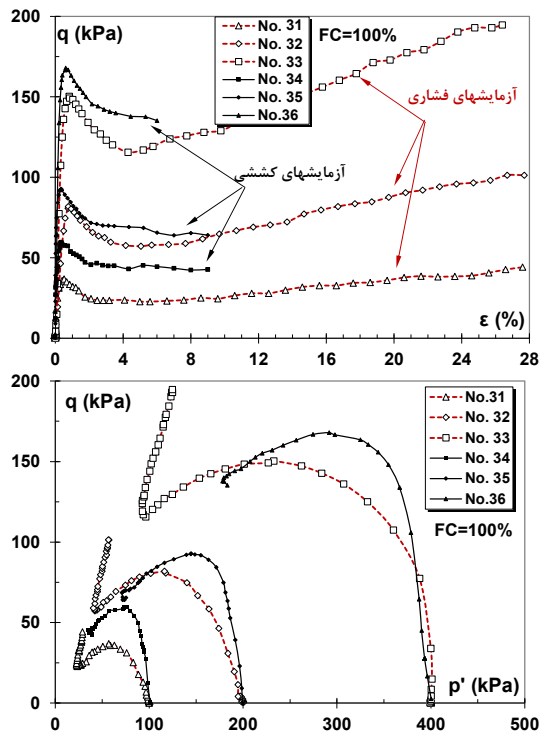
بررسی رفتار ماسه با ۵۰ درصد لای

نتایج آزمایش‌های سه محوری فشاری و کششی انجام شده بر روی ماسه با ۵۰ درصد لای (FC = 50%) در شکل (۹) نشان داده شده است. این آزمایش‌ها در جدول (۲) با شماره‌های ۱۹ تا ۲۴ نشان داده شده‌اند.

مجدداً، در مقایسه با ماسه‌های خالص، با افزایش ۵۰ درصد لای مقاومت نمونه‌ها به مقدار قابل توجهی کاهش می‌یابد. رفتار نمونه‌های فشاری از نوع "ب" و رفتار نمونه‌های کششی از نوع "پ" است. نکته مهم در مورد نمونه‌های ماسه‌ای دارای ۵۰ درصد لای این است که مقاومت حداکثر (q_{peak}) نمونه‌ها در آزمایش‌های کششی بیشتر از آزمایش‌های فشاری است. در مقایسه با نمونه‌های با ۳۰ درصد لای، می‌توان گفت که اثر ناهمسانی ذاتی در FC = 50% مجدداً پدیدار می‌شود.

بررسی رفتار لای خالص

نتایج آزمایش‌های سه محوری فشاری و کششی انجام شده بر روی لای خالص (FC = 100%) در شکل (۱۱) نشان داده شده است. این آزمایش‌ها در جدول (۲) با شماره‌های ۳۱ تا ۳۶ نشان داده شده‌اند.

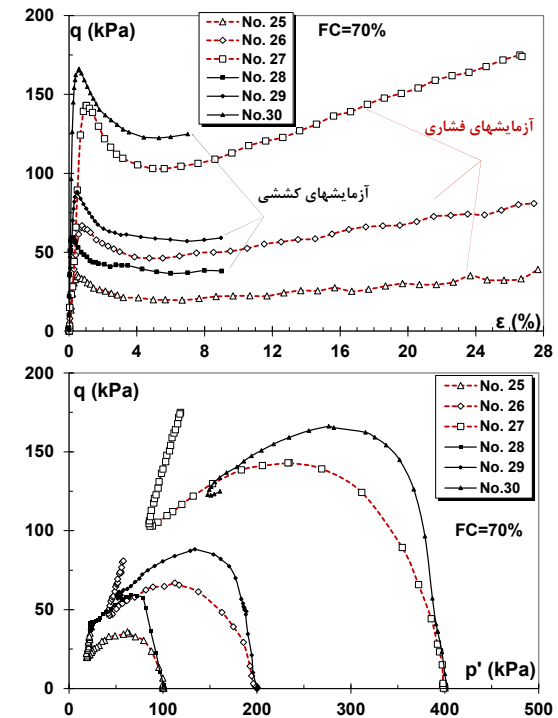


شکل (۱۱): نمودارهای تنش-برشی-گرنش برشی ($q-\epsilon$) و مسیر تنش ($q-p'$) در لای تمبیز (FC = 100%)

تأثیر میزان لای در آزمایش‌های فشاری

در این بخش به مطالعه اثر میزان لای در آزمایش‌های فشاری پرداخته می‌شود. برای این منظور نمودارهای تنش برشی-گرنش و مسیر تنش در درصد لای‌های مختلف برای هر مقدار تنش تحکیمی مشخص رسم و اثر افزایش میزان لای بررسی شده‌اند. نمودارهای مربوط به آزمایش‌های فشاری در تنش‌های تحکیمی ۱۰۰، ۲۰۰ و ۴۰۰ کیلوپاسکال به ترتیب در شکل (۱۲)، شکل (۱۳) و شکل (۱۴) نشان داده شده‌اند.

به طور کلی در همه تنش‌های تحکیمی، نمونه‌های ماسه‌ای تمبیز رفتار بسیار مقاومتری در مقایسه با مخلوط‌های ماسه و لای دارند و نمودارهای مسیر تنش و تنش-گرنش آن‌ها کاملاً در بالای نمودارهای مخلوط‌های ماسه و لای قرار دارند. در نتیجه مقاومت حداکثر و بخصوص مقاومت حالت پایدار آنها بسیار بزرگتر از نمونه‌های دارای لای هستند. بررسی نمودارهای مسیر تنش نیز نشان می‌دهد که میزان افزایش

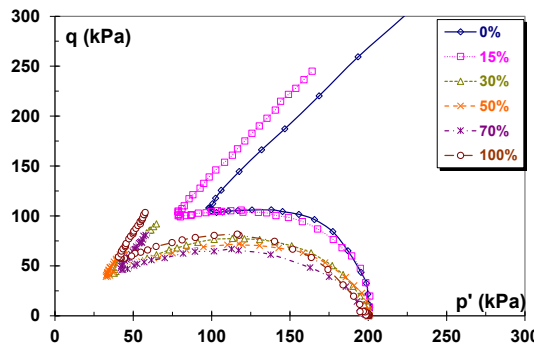
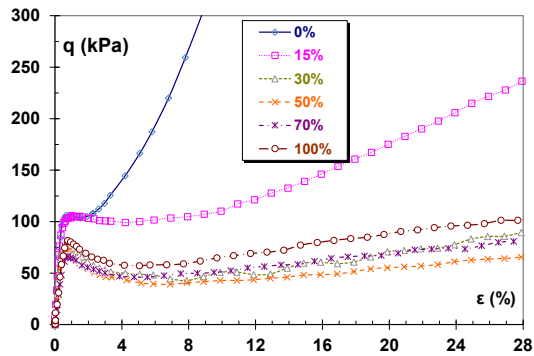


شکل (۱۰): نمودارهای تنش-برشی-گرنش برشی ($q-\epsilon$) و مسیر تنش ($q-p'$) در ماسه با ۷۰٪ لای (FC = 70%)

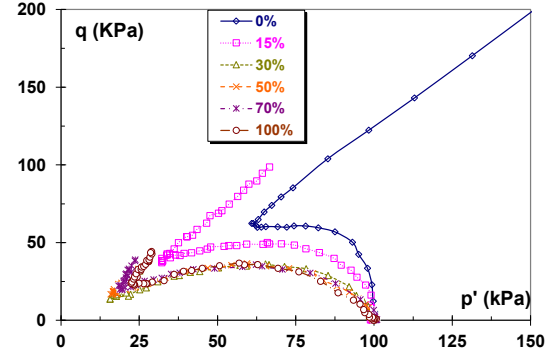
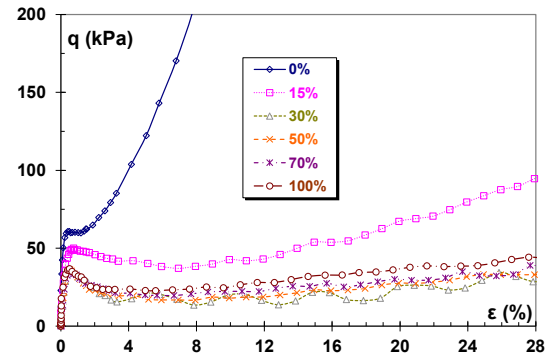
در لای خالص و در آزمایش‌های فشاری و کششی رفتار نمونه‌ها به ترتیب از نوع "ب" و "پ" هستند. مشابه مخلوط-های حاوی ۵۰ و ۷۰ درصد لای، نمودارهای تنش-گرنش در آزمایش‌های کششی بالاتر از نمودارهای فشاری هستند. همچنین افزایش فشار آب حفره‌ای در نمونه‌های فشاری بیشتر بوده و نمودارهای مسیر تنش در آزمایش‌های کششی در سمت راست آزمایش‌های فشاری قرار دارند.

با مقایسه نمودارهای مسیرهای تنش و تنش-گرنش در آزمایش‌های فشاری و کششی انجام شده بر روی نمونه‌های لای خالص اثر ناهمسانی مشهود و در مقایسه با ماسه‌های حاوی ۵۰ یا ۷۰ درصد لای بیشتر است. دلیل مشاهده این رفتار این است که به علت همگن بودن نمونه لای خالص، اثر ذاتی ناهمسانی بیشتر پدیدار می‌شود در حالی که در مخلوط‌های حاوی ۵۰ و ۷۰ درصد لای، رفتار نمونه گرچه

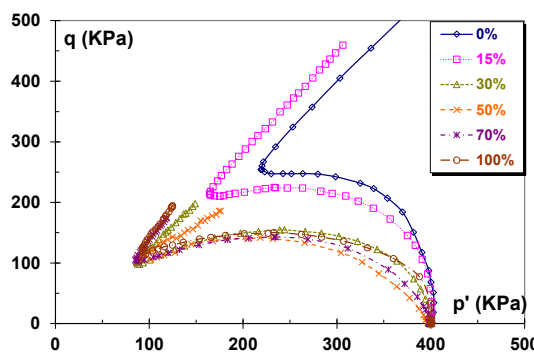
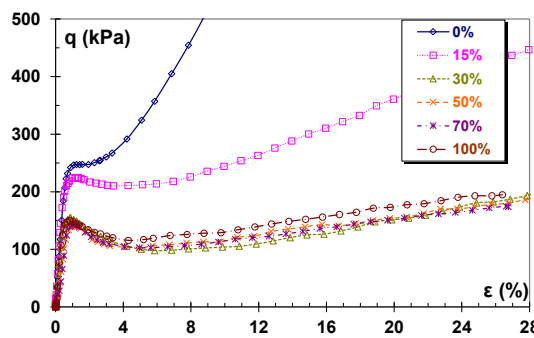
فشار آب حفره‌ای در ماسه‌های تمیز در مقایسه با مخلوط-های ماسه و لای کمتر است.



شکل (۱۳): نمودارهای مربوط به آزمایش‌های فشاری در تنش تحکیمی ۲۰۰ کیلوپاسکال



شکل (۱۴): نمودارهای مربوط به آزمایش‌های فشاری در تنش تحکیمی ۱۰۰ کیلوپاسکال

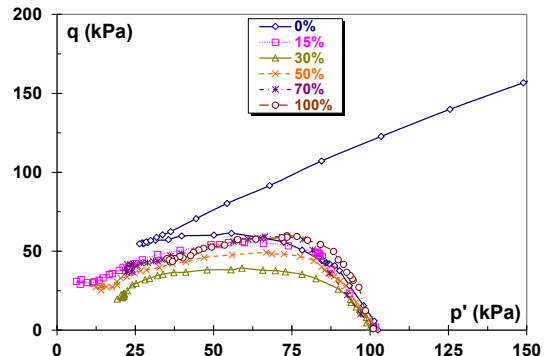
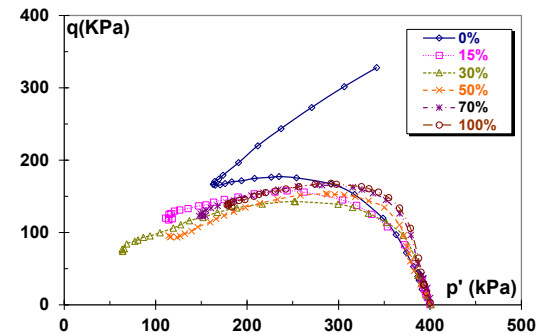
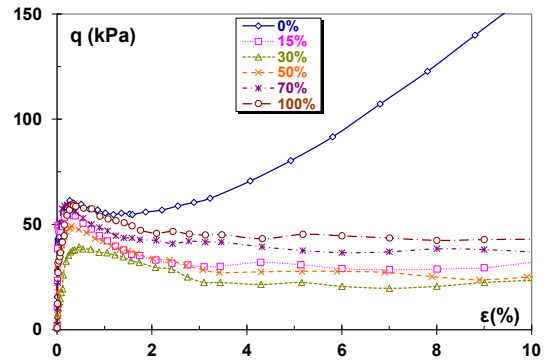
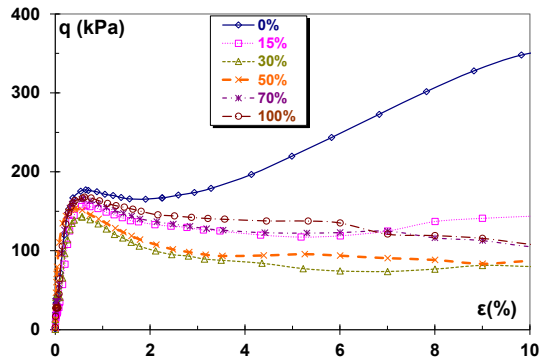


شکل (۱۵): نمودارهای مربوط به آزمایش‌های فشاری در تنش تحکیمی ۴۰۰ کیلوپاسکال

با افزایش میزان لای تا ۱۵ درصد مقاومت نمونه‌ها به وضوح کاهش می‌یابد ولی کماکان در مقایسه با نمونه‌ها با درصد لای ۳۰، ۵۰، ۷۰ و ۱۰۰ به مقدار قابل توجهی بیشتر است. با افزایش مقدار لای مقاومت نمونه‌ها کاهش و تقریباً شبیه به یکدیگر می‌شوند ولی نکته جالب این است که مقاومت لای خالص اندکی بیشتر از مقاومت ماسه با درصد لای ۳۰، ۵۰ و ۷۰ است.

تأثیر میزان لای در آزمایش‌های کششی

در این بخش به مطالعه اثر میزان لای در آزمایش‌های کششی پرداخته می‌شود. برای این منظور نمودارهای تنش برشی-کرنش و مسیر تنش در درصد لای‌های مختلف برای هر مقدار تنش تحکیمی مشخص رسم و اثر افزایش میزان لای بررسی شده‌اند. نمودارهای مربوط به آزمایش‌های کششی در تنش‌های تحکیمی ۱۰۰، ۲۰۰ و ۴۰۰ کیلوپاسکال به ترتیب در شکل (۱۵)، (۱۶) و شکل (۱۷) نشان داده شده‌اند.



شکل (۱۷): نمودارهای مربوط به آزمایش‌های کششی در تنش
تحکیمی ۴۰۰ کیلوپاسکال

شکل (۱۵): نمودارهای مربوط به آزمایش‌های کششی در تنش
تحکیمی ۱۰۰ کیلوپاسکال

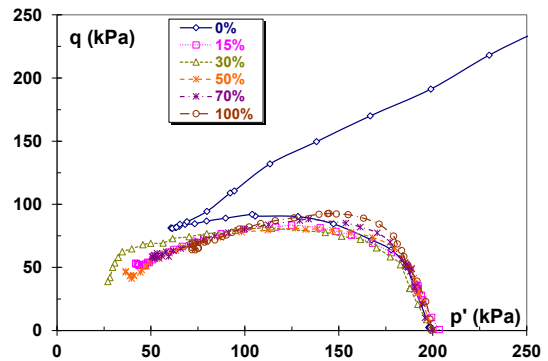
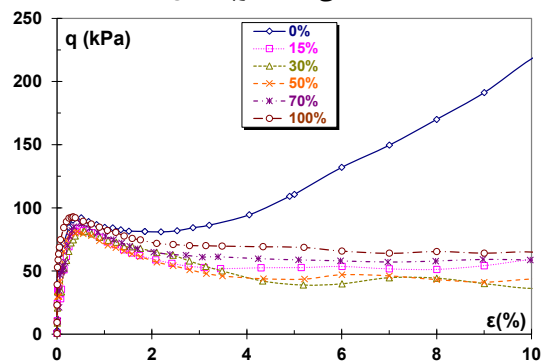
روند تغییر رفتار در آزمایش‌های کششی با افزایش میزان لای مشابه آزمایش‌های فشاری است بدین صورت که ماسه تمیز دارای بیشترین و مخلوط حاوی ۳۰ درصد لای دارای کمترین مقاومت است. همچنین افزایش جزئی مقاومت در لای خالص در مقایسه با ماسه‌های حاوی ۳۰، ۵۰ و ۷۰ نیز قابل تشخیص است.

تحلیل کمی ناهمسانی ذاتی در مخلوط‌های ماسه و لای

هدف از این بخش بررسی کمی میزان تأثیر ناهمسانی ذاتی بر رفتار مخلوط‌های ماسه و لای است که در قسمت‌های قبلی به صورت کیفی به آن پرداخته شد. برای این منظور از پارامترهای مختلف استفاده شده در ادبیات فنی استفاده می‌کنیم که در ادامه شرح داده خواهند شد.

بررسی پارامتر فشار آب حفره‌ای حداکثر (U_f) با توجه به شکل (۱۸) پارامتر فشار آب حفره‌ای حداکثر به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$U_f(\%) = \left(1 - \frac{p'_{PT}}{p'_0}\right) \times 100 \quad (۳)$$



شکل (۱۶): نمودارهای مربوط به آزمایش‌های کششی در تنش
تحکیمی ۲۰۰ کیلوپاسکال

در $FC=30\%$ مقدار پارامتر U_f در آزمایش‌های فشاری و کششی تقریباً با یکدیگر برابر شده و عملاً اثر ناهمسانی از بین می‌رود. در $FC>30\%$ مقدار U_f در آزمایش‌های فشاری به مقدار کم ولی در آزمایش‌های کششی به میزان قابل توجهی کاهش پیدا کرده و نمونه‌های حاوی ۵۰ و ۷۰ درصد لای و همچنین لای خالص در آزمایش‌های فشاری رفتار انقباضی تری از خود نشان می‌دهند.

بررسی پارامتر فشار آب حفره‌ای در مقاومت حداکثر (U_p)

با توجه به شکل (۱۸) پارامتر فشار آب حفره‌ای در مقاومت حداکثر به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$U_p(\%) = \left(1 - \frac{P'_{peak}}{P'_0}\right) \times 100 \quad (۴)$$

بطوریکه P'_0 و P'_{peak} به ترتیب بیانگر تنش میانگین مؤثر در مقاومت حداکثر نمونه^۲ و تنش تحکیمی (قبل از شروع بارگذاری) هستند. هر چه مقدار U_p بزرگتر باشد، مقدار اضافه فشار حفره‌ای تولید شده در مقاومت حداکثر بیشتر است. با توجه به شکل (۲۰)، در $FC<30\%$ مقادیر U_p در آزمایش‌های فشاری و کششی به یکدیگر نزدیک هستند و این تفاوت در $FC=30\%$ به حداقل می‌رسد. در $FC>30\%$ مقدار U_p در آزمایش‌های فشاری به وضوح بیشتر از آزمایش‌های کششی است و این بدان معنا است که در آزمایش‌های کششی اضافه فشار آب حفره‌ای تولید شده در مقاومت حداکثر کمتر است.

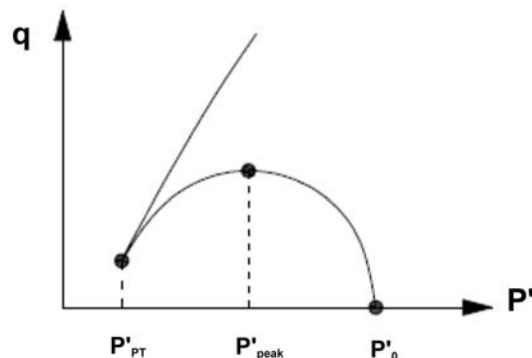
مشابه روندی که در بررسی مقدار پارامتر U_f مشاهده شد، با بررسی U_p نیز می‌توان به این نتیجه رسید که در $FC=30\%$ ، اثر ناهمسانی ذاتی به مقدار زیادی از بین می‌رود.

بررسی شاخص تردی (I_B)

با توجه به شکل (۵) شاخص تردی به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$I_B = \frac{q_{peak} - q_{min}}{q_{peak}} \quad (۵)$$

بطوریکه P'_{PT} و P'_0 به ترتیب بیانگر تنش میانگین مؤثر در نقطه تغییر فاز^۱ و تنش تحکیمی (قبل از شروع بارگذاری) هستند. هر چه مقدار U_f بزرگتر باشد، مقدار اضافه فشار حفره‌ای تولید شده در حین بارگذاری بزرگتر و رفتار نمونه انقباضی‌تر است.



شکل (۱۸): نمودار شماتیک مسیر تنش در آزمایش‌های زهکشی نشده

در شکل (۱۹) روند تغییرات پارامتر اضافه فشار آب حفره‌ای بر حسب درصد لای در تنش‌های تحکیمی ۱۰۰، ۲۰۰ و ۴۰۰ کیلوپاسکال و همچنین میانگین این پارامتر بر حسب درصد لای نشان داده شده‌اند. در هر یک از نمودارها دو خط نشان داده شده‌اند. خط توپر مربوط به آزمایش‌های کششی است که با مخفف ext و خط چین نشان دهنده‌ی نتایج مربوط به آزمایش‌های فشاری است که با مخفف comp نشان داده شده است.

با مقایسه نمودارها در شکل (۱۹) می‌توان رفتار مخلوط‌های ماسه و لای را در سه ناحیه $FC<30\%$ ، $FC=30\%$ و $FC>30\%$ بررسی کرد. در $FC<30\%$ ماسه خالص در آزمایش‌های کششی رفتار انقباضی تری نسبت به آزمایش‌های فشاری از خود نشان می‌دهد زیرا مقدار پارامتر U_f در آن‌ها بزرگتر است. با افزایش ۱۵ درصد سلیت به ماسه خالص U_f در آزمایش‌های فشاری افزایش و در آزمایش‌های کششی تقریباً ثابت می‌ماند. ولی به طور کلی، رفتار در آزمایش‌های فشاری و کششی به یکدیگر نزدیک‌تر شده و اثر ناهمسانی کاهش می‌یابد.

¹ Phase Transformation

² Peak

در درصد لای‌های کمتر از ۳۰، آزمایش نرم‌شونده‌تری از خود نشان می‌دهند و مقدار I_B در آن‌ها بیشتر از آزمایش‌های فشاری است. در درصد لای‌های بیشتر از ۳۰ نیز همین رفتار برقرار است (به غیر از تنش تحکیمی ۱۰۰ کیلوپاسکال) و رفتار نمونه‌ها در آزمایش‌های کششی نرم‌تر است. در $FC=30\%$ مقدار I_B در آزمایش‌های فشاری و کششی با یکدیگر تقریباً برابر و اثر ناهمسانی ناچیز است.

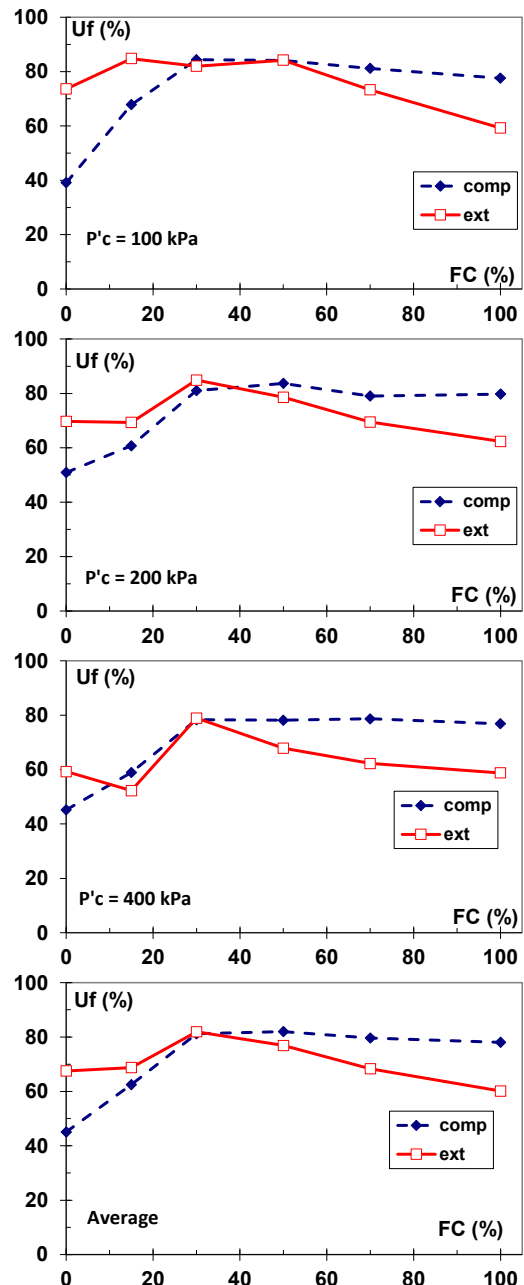
بررسی پارامتر مقاومت حداکثر بی‌بعد $(\frac{q_{peak}}{P'_c})$

این پارامتر برای بررسی کمی مقاومت حداکثر نمونه‌ها قبل از شروع رفتار نرم‌شونده و تغییر شکل‌های بزرگ می‌باشد. از آن‌جا که رفتار خاک به تنش همه‌جانبه وابسته است، برای بررسی صحیح‌تر، مقاومت حداکثر خاک (q_{peak}) نسبت به تنش همه‌جانبه (P'_c) بی‌بعد می‌شود. به طور کلی و با توجه به شکل (۲۲)، با افزایش لای تا ۳۰ درصد، مقاومت حداکثر نمونه‌ها در آزمایش‌های فشاری و کششی کاهش می‌یابد. همچنین در $FC < 30\%$ و به استثنای تنش تحکیمی ۱۰۰ کیلوپاسکال، مقاومت حداکثر بی‌بعد نمونه‌ها در آزمایش‌های فشاری بزرگتر از آزمایش‌های کششی است. این در حالی است که در $FC > 30\%$ مقاومت حداکثر بی‌بعد نمونه‌ها در آزمایش‌های کششی بزرگتر از آزمایش‌های فشاری است. در $FC=30\%$ مقاومت حداکثر بی‌بعد شده در آزمایش‌های فشاری و کششی تقریباً با یکدیگر برابر هستند.

بررسی پارامتر مقاومت حالت پایدار بی‌بعد $(\frac{q_{ss}}{P'_c})$

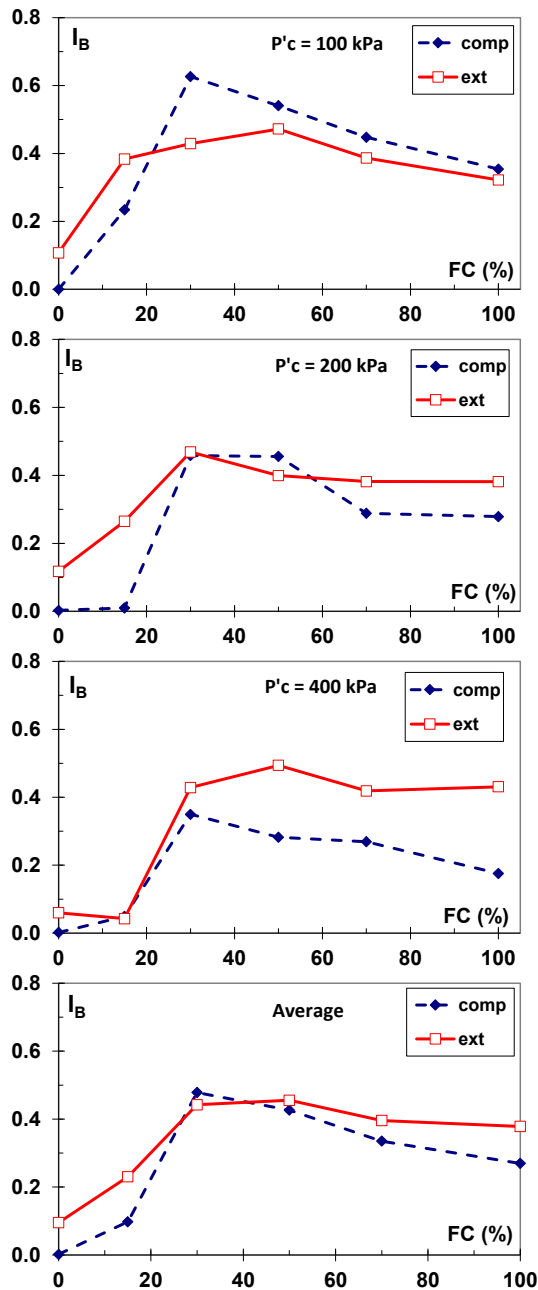
با استفاده از این پارامتر می‌توان مقدار مقاومت نمونه‌ها در کرنش‌های بزرگ را بررسی نمود. مشابه پارامترهای قبلی، تغییرات مقاومت حالت پایدار بی‌بعد نسبت به درصد لای، در تنش‌های تحکیمی مختلف و میانگین آن در شکل (۲۳) نشان داده شده‌اند. در مقادیر لای کمتر از ۳۰ درصد و در آزمایش‌های فشاری پارامتر مقاومت حالت پایدار بی‌بعد در مقایسه با آزمایش‌های کششی به مقدار قابل ملاحظه‌ای بیشتر است. در مقادیر بزرگتر از ۳۰ درصد، پارامتر مقاومت حالت پایدار بی‌بعد در آزمایش‌های فشاری اندکی بیشتر از آزمایش‌های کششی است ولی این تفاوت ناچیز و تقریباً برابر با یکدیگر هستند.

بطوریکه q_{min} و q_{peak} به ترتیب بیانگر حداکثر و حداقل مقاومت برشی زهکشی نشده مطابق شکل (۵) هستند. این پارامتر، شاخص مناسبی برای تعیین پتانسیل نرمی شدگی نمونه‌ها است. در شکل (۲۱) روند تغییرات شاخص تردی نسبت به درصد لای در تنش‌های همه‌جانبه مختلف و همچنین میانگین این شاخص بر حسب درصد لای نشان داده شده است.

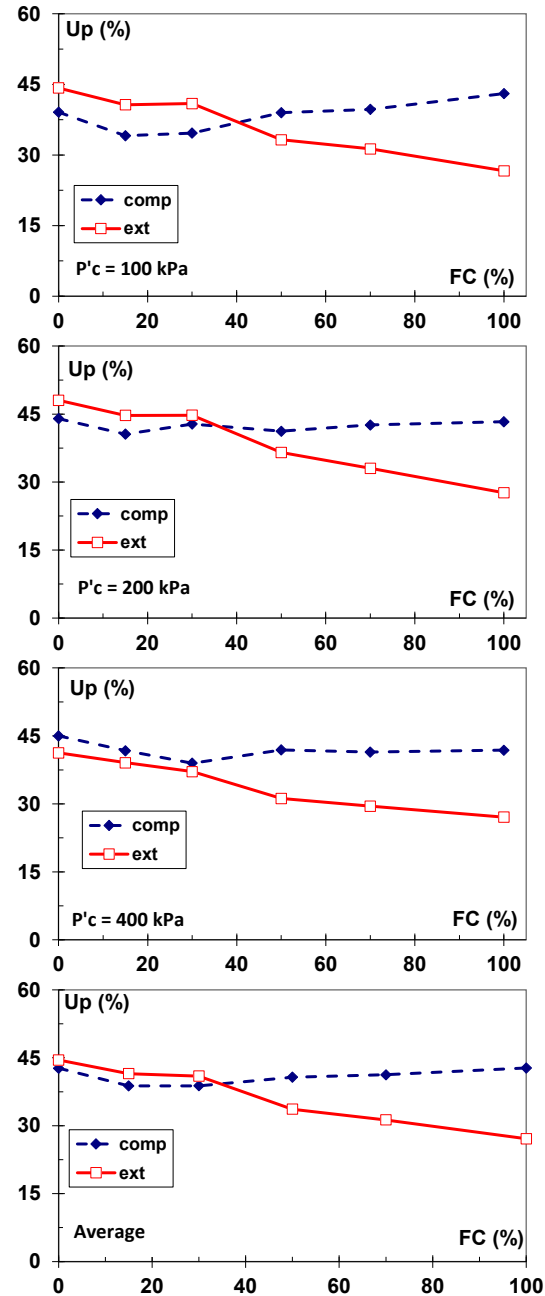


شکل (۱۹): روند تغییرات پارامتر اضافه فشار آب حفره‌ای بر حسب درصد لای در آزمایش‌های فشاری و کششی

چه مقدار این نسبت بزرگتر باشد، پتانسیل نرم‌شوندگی نمونه کمتر و در واقع رفتار سخت‌شونده است. اگر $\frac{q_{min}}{q_{peak}} = 1$ باشد، نمونه در حین بارگذاری دچار نرم‌شوندگی نشده و همواره رفتار سخت‌شونده دارد. اگر $\frac{q_{min}}{q_{peak}} = 0$ باشد، نمونه پس از رسیدن به مقاومت حداکثر، مقاومت خود را کاملاً از دست داده و کاملاً روانگرا می‌شود.



شکل (۲۱): روند تغییرات شاخص تردی بر حسب درصد لای در آزمایش‌های فشاری و کششی



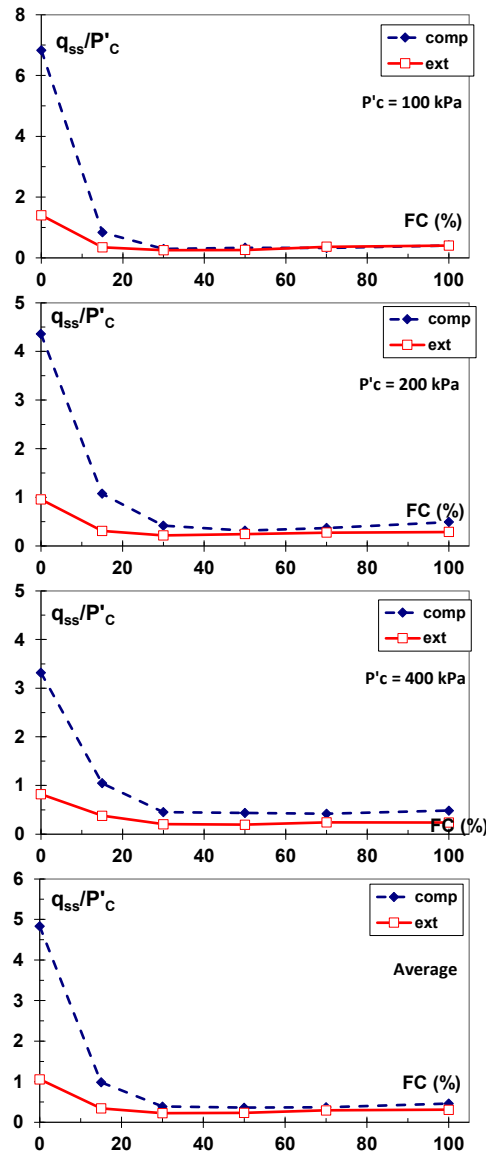
شکل (۲۰): روند تغییرات پارامتر اضافه فشار آب حفره‌ای در مقاومت حداکثر بر حسب درصد لای در آزمایش‌های فشاری و کششی

بررسی نسبت مقاومت حداقل به مقاومت حداکثر

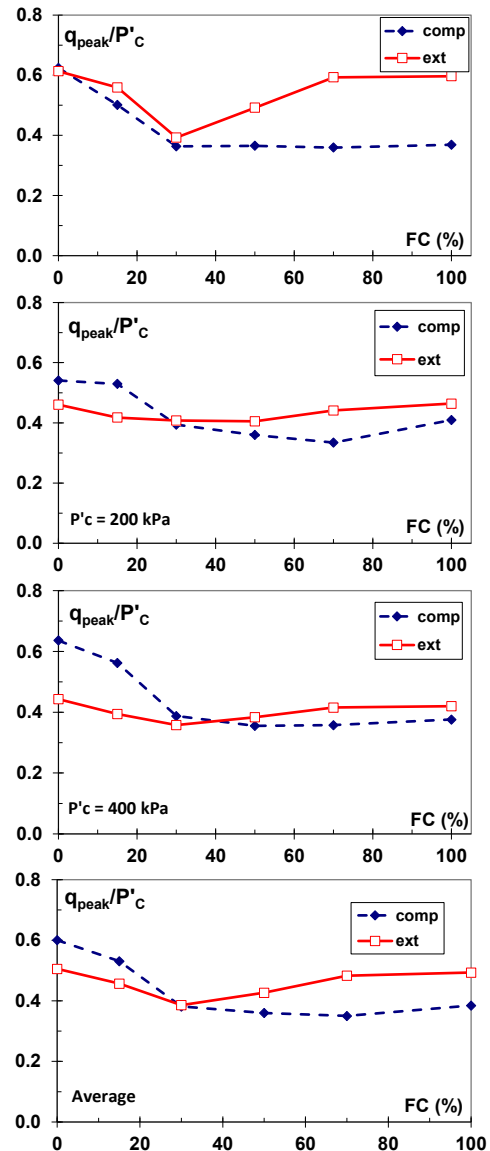
$$\left(\frac{q_{min}}{q_{peak}}\right)$$

این پارامتر توسط (یامامورو و کوورت^۱، ۲۰۰۱) معرفی شده است و بیانگر نسبت مقاومت حداقل نمونه‌ها (q_{min}) به مقاومت حداکثر (q_{peak}) آن‌ها، مطابق شکل (۵) است. هر

¹Yamamuru and Covert



شکل (۲۳): روند تغییرات مقاومت حداکثر بی بعد بر حسب درصد لای در آزمایش‌های فشاری و کششی



شکل (۲۲): روند تغییرات مقاومت حداکثر بی بعد بر حسب درصد لای در آزمایش‌های فشاری و کششی

بحث در مورد اثر ناهمسانی

با توجه به نتایج ارائه شده در شکل (۶) تا شکل (۲۴)، می‌توان هم به صورت کیفی و هم به صورت کمی به این نتیجه رسید که تأثیر ناهمسانی ذاتی در مخلوط‌های ماسه حاوی ۳۰ درصد لای بسیار کم می‌شود و نمونه‌ها در آزمایش‌های فشاری و کششی رفتار مشابهی خواهند داشت. لازم به ذکر است که نتایج به دست آمده در مقاله حاضر و به خصوص کمینه بودن اثر ناهمسانی ذاتی در درصد لای ۳۰ درصد، تطابق بسیار خوبی با نتایج به دست آمده توسط

تغییرات نسبت مقاومت حداقل به حداکثر نسبت به درصد لای در تنش‌های تحکیمی مختلف و میانگین آن در شکل (۲۴) نشان داده شده‌اند. در $FC < 30\%$ با افزایش درصد لای، نسبت مقاومت حداقل به حداکثر هم در آزمایش‌های فشاری و هم در آزمایش‌های کششی کاهش می‌یابد و نمونه‌ها رفتار نرمتری از خود نشان می‌دهند. در $FC > 30\%$ با روند برعکس بوده و با افزایش این نسبت، نمونه رفتار سخت‌شونده خواهد داشت.

بهداری و همکاران، ۲۰۰۸ و کووانو و همکاران^۱، ۱۹۹۵ دارد. در اکثر تحقیقات انجام شده بر روی مخلوط‌های ماسه و لای، درصد لای آستانه که باعث تغییر رفتار مخلوط می‌شود، بین ۳۰ تا ۴۰ درصد گزارش شده‌است.

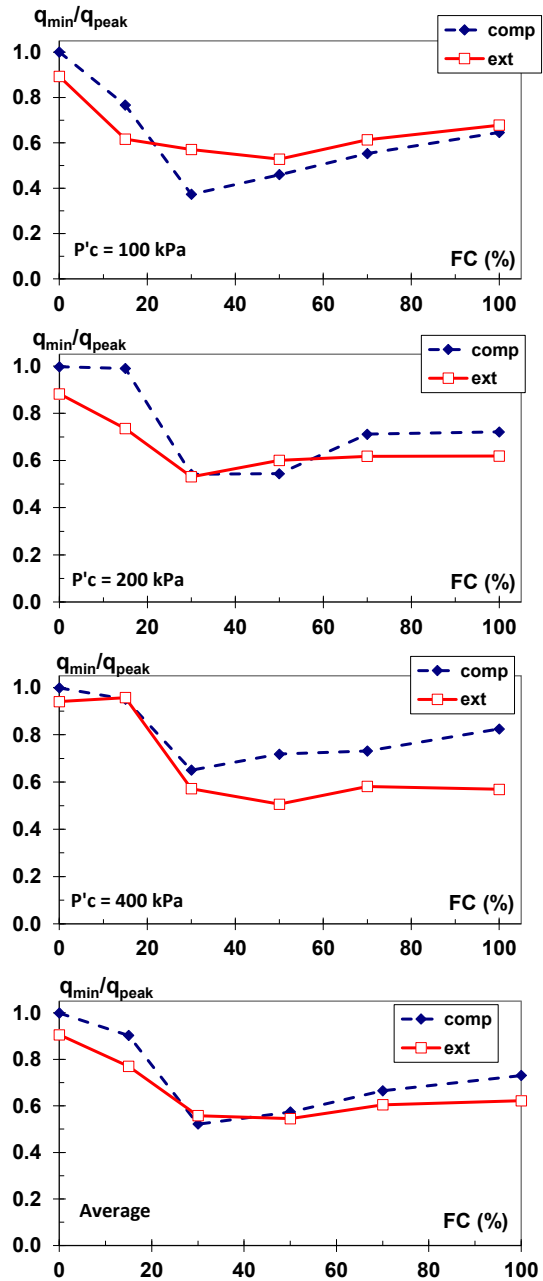
نتیجه‌گیری

در این مقاله به مطالعه تاثیر ناهمسانی ذاتی بر رفتار مخلوط‌های ماسه و لای با استفاده از آزمایش‌های سه‌محوری فشاری و کششی پرداخته شده است. برای این منظور نمونه‌های خاک با شش مقدار مختلف درصد لای (۰، ۱۵، ۳۰، ۵۰، ۷۰ و ۱۰۰) تهیه و تحت سه تنش تحکیمی مختلف (۱۰۰، ۲۰۰ و ۴۰۰ کیلوپاسکال) بارگذاری شده‌اند. به طور کلی ۳۶ آزمایش سه‌محوری (۱۸ آزمایش فشاری و ۱۸ آزمایش کششی) زهکشی نشده انجام شده و نتایج زیر حاصل شده است:

- در آزمایش‌های فشاری، با افزایش میزان لای تا ۱۵ درصد مقاومت نمونه‌ها کاهش می‌یابد و این مقاومت بزرگتر از مقاومت نمونه‌ها با درصد لای ۳۰، ۵۰، ۷۰ و ۱۰۰ است. با افزایش مقدار لای مقاومت نمونه‌ها کاهش و تقریباً شبیه به یکدیگر می‌شوند و مقاومت لای خالص اندکی بیشتر از مقاومت ماسه با درصد لای ۳۰، ۵۰ و ۷۰ است.
- در آزمایش‌های کششی، ماسه تمیز دارای بیشترین و مخلوط حاوی ۳۰ درصد لای دارای کمترین مقاومت است. مقاومت لای خالص نیز در مقایسه با ماسه‌های حاوی ۳۰، ۵۰ و ۷۰ نیز اندکی بیشتر است.
- برای بررسی کمی میزان ناهمسانی، از پارامترهای فشار آب حفره‌ای حداکثر، فشار آب حفره‌ای در مقاومت حداکثر، شاخص تردی، نسبت مقاومت حداکثر بی‌بعد و نسبت مقاومت حداقل به مقاومت حداکثر استفاده شده است. بررسی روند تغییر این پارامترها نسبت به درصد لای نشان می‌دهد که میزان ناهمسانی ذاتی در درصد لای ۳۰ درصد به مقدار قابل توجهی کاهش و نمونه‌ها رفتار بسیار مشابهی در آزمایش‌های فشاری و کششی از خود نشان می‌دهند.

مراجع

- 1- Akhyani, S., Ghalandarzadeh, A., (2022), "Effect of fines content and particle diameter ratio on maximum shear modulus of dense binary packing of spherical particles", *Granular Matter* 24, 67.



شکل (۲۴): روند تغییرات نسبت مقاومت حداقل به حداکثر بر حسب درصد لای در آزمایش‌های فشاری و کششی

¹ Kuwano

- principal stress rotation. *Soils and Foundations*”, 38(2): 115-128.
- 12- Oda, M., Koishikawa, I. And Higuchi, T. (1978) “Experimental study of anisotropic shear strength of sand by plane strain test”, *Soils and Foundations*, 18(1): 25-38.
 - 13- Payan, M., Senetakis, K., (2019), “Effect of Anisotropic Stress State on Elastic Shear Stiffness of Sand-Silt Mixture”, *Geotech Geol Eng* 37, 2237–2244.
 - 14- Sivathayalan, S. & Vaid, Y.P. (2002) “Influence of generalized initial state and principal stress rotation on the undrained response of sands”, *Canadian Geotechnical Journal*, 39(1):63–76.
 - 15- Thevanayagam, S., Shenthana, T., Mohan, S. and Liang, J. (2002), “Undrained fragility of sands, silty sands and silt”, *ASCE, J. Geotech. & Geoenv. Eng.*, 128(10), 849- 859.
 - 16- Symes, M.J., Gens, A. and Hight, D.W. (1984) “Undrained Anisotropy and Principal Stress Rotation in Saturated Sand”, *Géotechnique*, 34, No. 1, pp. 11-27.
 - 17- Uthayakumar, M., Vaid, Y.P. (1997) “Undrained Anisotropy and Principal Stress Rotation in Saturated Sand”, *Canadian Geotechnical Journal*, 35(2):273-283.
 - 18- Yamamuro, J.A., & Covert, K.M. (2001), “Monotonic and Cyclic Liquefaction of Very Loose Sands with High Silt Content”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, 127(4), 314-324.
 - 19- Yoshimine, M., & Ishihara, K. (1998), “Flow potential of sand during liquefaction”, *Soils and Foundations*. 38(3), 189-198.
 - 20- Yoshimine, M., Robertson, P. K., Wride, C. E. (1999) Undrained shear strength of clean sands to trigger flow liquefaction. *Canadian Geotechnical Journal*, 36(5):891-906.
 - 2- Bahadori, H. Ghalandarzadeh, A., & Towhata, I. (2008) “Effect of non-plastic silt on the anisotropic behavior of sand. *Soils and Foundations*”, 48(4): 531- 546.
 - 3- Casagrande, A. and N. Carillo (1944) "Shear failure of Anisotropic Materials", *Proceedings Boston Soc. Civil Eng.* 37,74-87.
 - 4- Farahmand, K., Lashkari, A., Ghalandarzadeh, A. (2016), “Firoozkuh Sand: Introduction of a Benchmark for Geomechanical Studies”, *Iran. J. Sci. Technol.Trans. Civ. Eng.*, 40: 133-148.
 - 5- Janalizadeh Choobasti, A., Selatahneh, H. & Karimi Petanlar, M, (2020), “Effect of fines on liquefaction resistance of sand”, *Innov. Infrastruct. Solut.* 87(5).
 - 6- Kuwano J., Iimura H., Takahara, K., Nakazawa, H. (1995), “Undrained cyclic and monotonic shear behavior of sand-kaolin mixture”, *IS-Tokyo '95, Rotterdam.* 1995, p.166–170.
 - 7- Lashkari A. (2014), “Recommendations for extension and recalibration of an existing sand constitutive model taking into account varying non-plastic fines content”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 61-62: 212-238.
 - 8- Le, L. A., Nguyen, G. D., Ha H. Bui, H. H., Andrade, J. E., (2021) “Modelling the influence of fines content on the instability of silty sands considering grain scale interactions”, *International Journal of Plasticity*, 143 (103020).
 - 9- Lu, Z., Xu, L., AnneBaudet, B., Gao, C., and Huang, C. (2022), “Small strain shear stiffness anisotropy of a saturated clayey loess”, *Géotechnique*, 0 0:0, 1-46
 - 10- Mohammadi, A., Bahadori, H. (2020), “Investigating the Effect of Particle Size on the Anisotropic Behavior of Saturated Sands, Using Hollow Cylindrical Torsional Shear Apparatus”, *AUT Journal of Civil Engineering*, 4(4), 5-5.
 - 11- Nakata, Y., Hyodo, M., Murata, H. and Yasufuku, N. (1998) “Flow deformation of sands subjected to

Studying the effect of inherent anisotropy on undrained behavior of sand-silt mixtures

Reza Rafiee-Dehkharghani*¹

Abbas Ghalandarzadeh²

Abstract

In some situations, dams need to be built on non-rock alluvial grounds such as sand and sand-silt deposits. Therefore, undrained behavior and strength of silty sands are of great importance. One of the critical factors in studying the behavior of sand-silt mixtures is inherent anisotropy, a natural soil characteristic that depends on its texture and is independent of the soil's initial stress state. This type of anisotropy causes the soil behaves differently under the rotation of the principal stress angle concerning the vertical direction. In this study, the effect of inherent anisotropy is studied in sand-silt mixtures using triaxial compression and extension tests. The results show that adding 30 percent of silt to the sand significantly reduces the effect of inherent anisotropy. However, adding more silt increases the inherent anisotropy effect again. Furthermore, the dilative and contractive specimen behaviors at different silt contents and their peak strength values differ in compression and extension tests. The peak strength in pure silt is larger than in specimens containing 50 and 70 percent of silt.

Keywords

Inherent anisotropy, saturated sand, silt, triaxial test.

¹Assistant Professor, School of Civil Engineering, college of Engineering, University of Tehran, Tehran, IRAN

² Professor, School of Civil Engineering, college of Engineering, University of Tehran, Tehran, IRAN