

# اصلاح یک مدل رفتاری برای شبیه‌سازی رفتار ماسه‌های لای‌دار

علی لشکری (استادیار)

دانشکده‌ی مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه صنعتی شیراز

مهندسی عمران شریف، (پاییز ۱۳۹۳)  
دوره‌ی ۲-۳، شماره‌ی ۳، ص. ۱۳-۳

ماسه‌های لای‌دار بیش از ماسه‌های تمیز، مستعد روان‌گرایی‌اند، زیرا مشارکت دانه‌های لای در ساختار باربر خاک کم‌تر از مشارکت دانه‌های ماسه است. بنابراین، نسبت تخلخل میان‌دانه‌یی، که بر اساس فضای خالی میان دانه‌های فعال در ساختار باربر تعریف می‌شود، توصیف بهتری از تراکم ساختار باربر ماسه‌ها ارائه می‌دهد. مدل‌های رفتاری موجود در توصیف نظام‌مند رفتار ماسه‌های لای‌دار ناتوان هستند. نشان داده شده است که با کاربرد نسبت تخلخل میان‌دانه‌یی به جای نسبت تخلخل کلی، می‌توان چارچوب یکپارچه‌یی برای بیان رفتار ماسه‌های تمیز و لای‌دار به دست آورد. مقایسه‌ی پیش‌بینی‌های یک مدل رفتاری اصلاح شده با داده‌های تجربی ماسه‌های تمیز و لای‌دار نشان داده است رفتار نمونه‌ها را می‌توان فقط با یک دسته پارامتر پیش‌بینی کرد.

واژگان کلیدی: ماسه، لای، نسبت تخلخل میان‌دانه‌یی، پارامتر حالت، حالت پایدار، روان‌گرایی جریان‌ی.

lashkari@sut.ech.ac.ir

## ۱. مقدمه

تخلخل اسکلت باربر خاک به منزله‌ی جایگزینی برای نسبت تخلخل کلی خاک در ماسه‌های لای‌دار معرفی شده است (رابطه‌ی ۱):<sup>[۷]</sup>

$$e_s = \frac{e + (FC/100)}{1 - (FC/100)} \quad (1)$$

در این رابطه،  $FC$  درصد وزنی لای موجود در خاک و  $e$  نسبت تخلخل کلی خاک است. نسبت تخلخل اسکلت خاک در ماسه‌های لای‌دار همواره قدری بیشتر از نسبت تخلخل کلی خاک است و در ماسه‌های تمیز ( $FC = 0$ ) به نسبت تخلخل کلی تبدیل می‌شود. مطالعات بعدی نشان داده است که چشم‌پوشی کامل از مشارکت دانه‌های لای در اسکلت باربر خاک، پنداری درست نیست و سهم لای در ساختار باربر خاک باید به حساب آورده شود. به این منظور، برخی پژوهشگران نسبت تخلخل میان‌دانه‌یی که به صورت رابطه‌ی ۲ تعریف می‌شود، را به‌عنوان جایگزین مناسب‌تری برای نسبت تخلخل کلی پیشنهاد کرده‌اند:<sup>[۴-۶]</sup>

$$e^* = \frac{e + (1-b)(FC/100)}{1 - (1-b)(FC/100)} \quad (2)$$

در این رابطه، پارامتر  $b$  معرف میزان مشارکت فاز لای در ساختار باربر خاک است و مقدار آن عددی بین ۰ تا ۱ است. اگر فاز ریزدانه کاملاً در باربری مشارکت کند، مقدار  $b$  برابر ۱ است. در مقابل، اگر فاز لای هیچ مشارکتی در ساختار باربر خاک نداشته باشد، مقدار  $b$  برابر ۰ خواهد بود.<sup>[۴]</sup> در حالت نخست، نسبت تخلخل میان‌دانه‌یی به نسبت تخلخل کلی تبدیل می‌شود و در حالت دوم، نسبت تخلخل میان‌دانه‌یی برابر نسبت تخلخل اسکلت خاک است.

روان‌گرایی پدیده‌یی است که در آن افزایش فشار آب حفره‌یی موجب کاهش تنش مؤثر خاک و کاهش شدید یا از دست رفتن کامل مقاومت برشی به همراه تغییر مکان‌های ماندگار بزرگ می‌شود. روان‌گرایی می‌تواند در خاک‌های دانه‌یی تمیز و یا همراه با ریزدانه رخ دهد. تا یک دهه‌ی پیش، بیشتر پژوهش‌ها در زمینه‌ی روان‌گرایی بر روی ماسه‌های تمیز یا با مقدار بسیار کم ریزدانه متمرکز شده بود و گمان غالب بر آن بود که وجود لای، الزاماً کاهش استعداد روان‌گرایی خاک را در پی خواهد داشت. گزارش‌های متعدد از رخداد روان‌گرایی در ساختگاه‌های دارای ماسه‌های لای‌دار، در سال‌های اخیر مؤید نادرستی این باور بوده است.<sup>[۱۱]</sup> یافته‌های نوین نشان می‌دهند که بر خلاف باورهای پیشین، افزایش میزان لای موجب افزایش استعداد روان‌گرایی ماسه‌های لای‌دار در تراکم ثابت می‌شود.<sup>[۱۲-۱۴]</sup> در واقع، دانه‌های لای با پرکردن بخشی از فضای خالی میان دانه‌های ماسه باعث کاهش نسبت تخلخل کلی خاک می‌شوند، ولی مشارکت آنها در اسکلت باربر خاک به میزان قابل توجهی کم‌تر از مشارکت دانه‌های ماسه است. بر این اساس، با افزودن لای به توده‌ی خاک ماسه‌یی، نسبت تخلخل کلی خاک کاهش می‌یابد، اما مقاومت برشی خاک متناسب با کاهش نسبت تخلخل خاک افزایش نمی‌یابد.<sup>[۱۲-۱۴]</sup> بنابراین، نسبت تخلخل کلی ماسه‌های لای‌دار، که بر مبنای نسبت فضای خالی میان دانه‌ها به حجم دانه‌ها بیان می‌شود، نمی‌تواند معیار مناسبی برای قضاوت در خصوص رفتار مقاومتی خاک قرار داده شود. با چشم‌پوشی کامل از مشارکت دانه‌های لای در اسکلت باربر خاک، نسبت

تاریخ: دریافت ۱۳۹۰/۲/۳۰، اصلاحیه ۱۳۹۱/۱۲/۱۹، پذیرش ۱۳۹۲/۱/۳۱.

همبستگی درجه‌ی اشباع و سختی سیال میان‌دانه‌ی، چگونگی ایجاد و اتلاف فشار آب حفره‌ی در طی زمین‌لرزه و پس از آن را در استعداد روان‌گرایی یک ساختمان گوسزد کرده‌اند. [۱۸-۲۱] همچنین وجود لایه‌های ریزدانه مانند لای و رس در بالای لایه‌های درشت‌دانه‌ی اشباع می‌تواند با کاهش تراوایی و جلوگیری از اتلاف اضافه فشار حفره‌ی موجب روان‌گرایی لایه‌های ماسه‌ی شود. [۲۰، ۲۱] در چنین شرایطی، اجرای چاهک شنی با فراهم آوردن امکان زهکشی می‌تواند منجر به کاهش و یا توقف روند افزایش فشار آب حفره‌ی شود.

## ۲. فرمول‌بندی یک مدل رفتاری برای شبیه‌سازی رفتار

### ماسه‌های تمیز [۲۲]

تاکنون مدل‌های رفتاری گوناگونی به منظور پیش‌بینی رفتار ماسه‌های تمیز پیشنهاد شده است. [۲۲-۲۶] در این بخش، فرمول‌بندی مدل رفتاری پیشنهادی در پژوهشی در سال ۲۰۰۰ برای شبیه‌سازی رفتار ماسه‌های تمیز شرح داده شده است. [۲۲] سپس فرمول‌بندی به گونه‌ی گسترش می‌یابد که مدل نیز دارای توانایی شبیه‌سازی رفتار ماسه‌های لای‌دار شود.

در فرمول‌بندی مدل، نرخ کرنش‌های حجمی و برشی به صورت رابطه‌ی ۶ به دو بخش کشسان (برگشت‌پذیر) و خمیری (برگشت‌ناپذیر) جداسازی می‌شوند:

$$\begin{aligned} \dot{\epsilon}_v &= \dot{\epsilon}_v^e + \dot{\epsilon}_v^p \\ \dot{\epsilon}_q &= \dot{\epsilon}_q^e + \dot{\epsilon}_q^p \end{aligned} \quad (6)$$

که در این رابطه، زیرنویس‌های  $v$  و  $q$  به ترتیب معرف بخش‌های حجمی و برشی کرنش و نیز بالانویس‌های  $e$  و  $p$  نمایش‌گر بخش‌های کشسان و خمیری کرنش هستند. نظریه‌ی کشسانی هوک برای ارتباط بخش‌های میان نرخ مؤلفه‌های حجمی و برشی کرنش کشسان و نرخ تغییرات تنش‌های متناظر به‌کار برده می‌شود (رابطه‌ی ۷):

$$\begin{aligned} \dot{\epsilon}_v^e &= \frac{\dot{p}'}{K} \\ \dot{\epsilon}_q^e &= \frac{\dot{q}}{3G} \end{aligned} \quad (7)$$

در این روابط،  $p'$  تنش مؤثر میانگین همه‌جانبه و  $q$  تنش برشی اعمال‌شده بر خاک، و  $K$  و  $G$  به ترتیب مدول‌های حجمی و برشی کشسانی هستند. در خاک‌های دانه‌ی، مدول‌های کشسانی تابع تراز تنش مؤثر همه‌جانبه و نیز تراکم خاک هستند. در این پژوهش، رابطه‌ی تجربی مرسوم (رابطه‌ی ۸) برای مدول کشسانی پذیرفته شده است. [۲۲]

$$G = G_{pref} \frac{(2.97 - e)^2}{1 + e} \sqrt{\frac{p'}{p_{ref}}} \quad (8)$$

در این رابطه،  $G_{pref}$  پارامتر وابسته به نوع خاک و  $p_{ref}$  نیز فشار مرجع است که معمولاً برابر فشار جو (۱۰۰ kPa) انتخاب می‌شود. با معرفی  $\nu$  به عنوان نسبت بواسون، مدول حجمی کشسانی از طریق رابطه‌ی ۹ به مدول کشسانی برشی وابسته می‌شود:

$$K = \frac{2}{3} G \left( \frac{1 + \nu}{1 - 2\nu} \right) \quad (9)$$

با به‌کارگیری روابط ۷ الی ۹، رفتار کشسان خاک شبیه‌سازی می‌شود. با افزایش تنش برشی اعمال‌شده به خاک، کرنش‌های خمیری (برگشت‌ناپذیر) ظاهر می‌شوند و بزرگی آنها با افزایش تراز تنش برشی اعمال‌شده افزایش می‌یابد.

یافته‌های تجربی نشان می‌دهند که مقدار  $b$  متناسب با مقدار ریزدانه‌ی موجود در خاک افزایش می‌یابد. [۱۰] همچنین، در یک سری مطالعات تجربی وجود یک همبستگی میان  $\chi = D_{10}/d_{50}$  که از این پس نسبت اندازه نامیده می‌شود، و  $b$  گزارش شده است. [۱۰، ۱۱] در تعریف نسبت اندازه،  $D_{10}$  اندازه‌ی مؤثر فاز درشت‌دانه (ماسه) و  $d_{50}$  اندازه‌ی میانه‌ی فاز ریزدانه (لای) است. بر این اساس، رابطه‌ی ۳ برای تخمین مقدار  $b$  پیشنهاد شده است که در آن  $A_1$  تا  $A_2$  پارامترهای بی‌بعد هستند:

$$b \approx A_1 \left( \frac{FC}{100} \right)^{A_2} \chi^{A_3} \quad (3)$$

برخی پژوهشگران این‌گونه استدلال کرده‌اند که مقاومت ساختار باربر دو ماسه‌ی لای‌دار معادل است، اگر بخش درشت‌دانه‌ی میزبان در آنها یکسان باشد و نمونه‌های تهیه‌شده از آن دو خاک، مقاومت حالت پایدار یکسان در شرایط زهکشی نشده داشته باشند. عملاً، آنان مقدار  $b$  را با استفاده از این استدلال برآورد می‌کنند. [۱۰، ۱۱، ۱۲، ۱۳، ۱۴] در این پژوهش با استفاده از داده‌های آزمایشگاهی گزارش‌شده در برخی پژوهش‌ها، [۱۲، ۱۳، ۱۴، ۱۵] مقدار  $b$  برآورد شده است. سپس با به‌کارگیری روش رگرسیون چندمتغیره، مقادیر پارامترهای  $A_1$  تا  $A_2$  به ترتیب  $۱$ ،  $۲/۱$  و  $-۰/۲۱$  تخمین زده شده است. بر این اساس، رابطه‌ی ۴ برای تعیین مقدار  $b$  در این پژوهش پیشنهاد می‌شود:

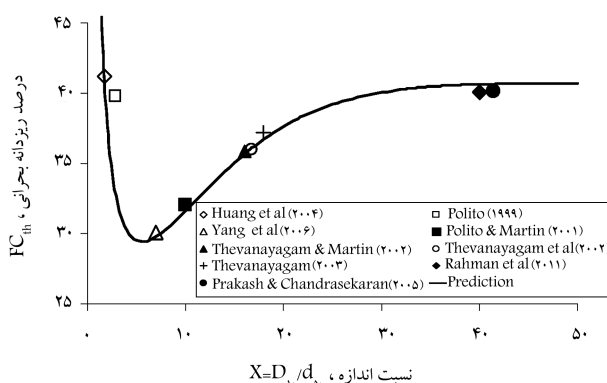
$$b \approx ۲/۱ \left( \frac{FC}{100} \right) \chi^{-۰/۲۱} \quad (4)$$

مشاهدات تجربی نشان داده‌اند که استعداد روان‌گرایی ماسه‌های لای‌دار با افزایش میزان لای تا رسیدن به یک مقدار حدی افزایش می‌یابد. این میزان حدی، که بسته به دانه‌بندی ماسه و لای در بازه‌ی بین ۲۵ تا ۴۰ درصد لای قرار می‌گیرد، تقریباً منطبق بر آستانه‌ی است که در آن رفتار خاک از ماسه‌ی لای‌دار به لای ماسه‌دار گذار می‌یابد. در پژوهش‌های اخیر، رابطه‌ی ۵ برای تخمین درصد ریزدانه‌ی حدی پیشنهاد شده است: [۱۲، ۱۳]

$$FC_{th} = 40 \left( \frac{1}{1 + \exp(0.15 - 0.13\chi)} + \frac{1}{\chi} \right) \quad (5)$$

در شکل ۱، مقدار درصد ریزدانه‌ی حدی پیش‌بینی‌شده از طریق رابطه‌ی ۵ با داده‌های تجربی مقایسه شده است.

علاوه بر رفتار مکانیکی خاک، که با مدل‌های رفتاری شبیه‌سازی می‌شود، عوامل دیگری نیز بر قابلیت روان‌گرایی یک ساختمان در شرایط واقعی مؤثرند. پژوهشگران مختلف اهمیت آثار شرایط مرزی، هندسه‌ی لایه‌بندی توده‌ی خاک، اثر



شکل ۱. مقایسه‌ی درصد ریزدانه‌ی بحرانی پیش‌بینی‌شده با رابطه‌ی ۵ با داده‌های تجربی. [۱۲، ۱۳، ۱۴، ۱۵]

انتقاب‌ی در شرایط زهکشی شده و کاهش پیوسته‌ی تنش مؤثر همه‌جانبه در شرایط زهکشی شده است. برای نمونه‌های با حالت متراکم،  $\psi \leq 0$  می‌شود. در این وضعیت در این وضعیت  $M \exp(-n^b \psi) \geq M \geq M \exp(n^d \psi)$  می‌توان دریافت که در این وضعیت، رخداد اوج مقاومت برشی و رفتار اتساعی در شرایط زهکشی شده مجاز است. همچنین در شرایط زهکشی نشده، مقدار تنش مؤثر همه‌جانبه نخست کاهش و سپس افزایش می‌یابد. همه‌ی این نتیجه‌گیری‌ها با مشاهده‌های تجربی سازگار هستند.

### ۱.۲. فرم صریح معادلات رفتاری مدل

با جای‌گذاری معادلات ۶ و ۱۰ در معادله‌ی ۱۱، رابطه‌ی ۱۷ به دست می‌آید:

$$K_p L = -\eta \dot{p}' + \dot{q} = -\eta K \dot{\varepsilon}_v^e + \mathfrak{I}G \dot{\varepsilon}_q^e \quad (17)$$

حال با توجه به روابط ۶ و ۱۲، رابطه‌ی ۱۸ را خواهیم داشت:

$$K_p L = -\eta K (\dot{\varepsilon}_v - DL) + \mathfrak{I}G (\dot{\varepsilon}_q - L) \quad (18)$$

با مراجعه به رابطه‌ی ۱۲ و بازآرایی جملات، رابطه‌ی ۱۹ برای محاسبه‌ی شاخص بارگذاری به دست می‌آید:

$$L = \frac{\mathfrak{I}G \dot{\varepsilon}_q - \eta K \dot{\varepsilon}_v}{K_p + \mathfrak{I}G - \eta K D} \quad (19)$$

در نهایت، جای‌گذاری روابط ۵، ۱۲ و ۱۹ در رابطه‌ی ۶، منجر به فرم صریح رابطه‌ی ۲۰ برای رابطه‌ی میان نرخ مؤلفه‌های تنش و کرنش می‌شود:

$$\begin{Bmatrix} \dot{q} \\ \dot{p}' \end{Bmatrix} = \left[ \begin{pmatrix} \mathfrak{I}G & 0 \\ 0 & K \end{pmatrix} - \frac{1}{K_p + \mathfrak{I}G - \eta K D} \begin{pmatrix} \mathfrak{I}G & -\mathfrak{I}K G \eta \\ \mathfrak{I}K G D & -K \eta D \end{pmatrix} \right] \begin{Bmatrix} \dot{\varepsilon}_q \\ \dot{\varepsilon}_v \end{Bmatrix} \quad (20)$$

### ۳. مدل رفتاری تعمیم‌یافته برای ماسه‌های تمیز و لای‌دار

با یادآوری تفاوت میان رفتار ماسه‌های لای‌دار با ماسه‌های تمیز، کاربرد مستقیم مدل‌های رفتاری موجود برای شبیه‌سازی رفتار ماسه‌های لای‌دار ممکن نیست. [۲۴-۲۲] ساختار کلی یک مدل کشسان - خمیری از معادلات رفتاری برای توصیف رفتار کشسان، تابع تسلیم برای بیان محدوده‌ی رفتار کشسان خالص، قانون جریان برای به دست آوردن مؤلفه‌های نرخ کرنش خمیری و سرانجام قانون سخت‌شوندگی برای بیان چگونگی تغییر تابع تسلیم با تولید کرنش‌های خمیری تشکیل یافته است. در این پژوهش، با جایگزین‌سازی نسبت تخلخل میان‌دانه‌یی به جای نسبت تخلخل کلی در فرمول‌بندی یک مدل رفتاری تابع حالت برای ماسه‌های تمیز، نشان داده شده است که می‌توان دامنه‌ی کاربرد این مدل را برای پیش‌بینی رفتار ماسه‌های لای‌دار نیز گسترش بخشید. تغییر مذکور یک جایگزین‌سازی ساده نیست، بلکه بر اساس آنچه در ادامه خواهد آمد، موجب تغییر بنیادین در همه اجزای ساختار یک مدل کشسان - خمیری می‌شود.

تابع تسلیم محدوده‌ی رفتار کشسان خالص را به دست می‌دهد و بر اساس رابطه‌ی ۱۰ تعریف می‌شود:

$$f(p', q, \eta) = q - \eta p' = 0 \quad (10)$$

در این رابطه،  $\eta$  نسبت تنش است و نقش یک پارامتر سخت‌شوندگی را ایفا می‌کند. اعمال شرط سازگاری به تابع تسلیم، شاخص بارگذاری را مطابق رابطه‌ی ۱۱ به دست می‌دهد:

$$L = \frac{1}{K_p} \left( \frac{\partial f}{\partial p'} \dot{p}' + \frac{\partial f}{\partial q} \dot{q} \right) = \frac{p' \dot{\eta}}{K_p} \quad (11)$$

در این رابطه،  $K_p$  مدول سخت‌شوندگی خمیری است که در ادامه معرفی خواهد شد.

مؤلفه‌های حجمی و برش نرخ تغییر کرنش خمیری نیز به صورت رابطه‌ی ۱۲ به شاخص بارگذاری ارتباط داده می‌شوند:

$$\begin{aligned} \dot{\varepsilon}_v^p &= D \dot{\varepsilon}_q^p \\ \dot{\varepsilon}_q^p &= L \end{aligned} \quad (12)$$

در این رابطه،  $D$  تابع اتساع است و نقش آن مدل‌سازی نوع و مقدار رفتار تغییر حجمی خمیری خاک است.

مدول سخت‌شوندگی خمیری از رابطه‌ی ۱۳ به دست می‌آید:

$$K_p = h(e) G \left( \frac{M \exp(-n^b \psi)}{\eta} - 1 \right) \quad (13)$$

در این رابطه،  $M$  و  $n^b$  پارامترهای مدل هستند.  $h(e)$  تابعی از نسبت تخلخل است و اثر افزایش نسبت تخلخل در کاهش مدول سخت‌شوندگی خمیری را اعمال می‌کند، و  $M$  شیب خط حالت پایدار در صفحه‌ی  $q - p'$  و  $\psi$  پارامتر حالت است: [۲۵-۲۱]

$$\psi = e - e_{ss} \quad (14)$$

در این رابطه،  $e_{ss}$  نسبت تخلخل حالت پایدار ماسه‌ی تمیز در مقدار کنونی تنش مؤثر همه‌جانبه است و مقدار آن از رابطه‌ی ۱۵ به دست می‌آید:

$$e_{ss} = e_0 - \lambda \left( \frac{p'}{p_{ref}} \right)^\xi \quad (15)$$

که در آن،  $e_0$ ،  $\lambda$  و  $\xi$  پارامترهای مشخص‌کننده‌ی موقعیت و شکل خط حالت پایدار در صفحه‌ی  $e - p'$  هستند. در ماسه‌های با حالت شل، مقدار پارامتر حالت یک مقدار مثبت و در ماسه‌های با حالت متراکم مقدار آن منفی است. با رسیدن خاک به حالت پایدار مقدار پارامتر حالت به سوی ۰ میل می‌کند. تابع اتساع (از رابطه‌ی ۱۲) به صورت رابطه‌ی ۱۶ تعریف می‌شود:

$$D = A [M \exp(n^d \psi) - \eta] \quad (16)$$

در این رابطه،  $n^d$  پارامتر مدل و همواره مثبت است. برای نمونه‌های با حالت شل،  $\psi \geq 0$  است. با توجه به همواره مثبت بودن  $n^d$  و  $n^b$ ، می‌توان به آسانی دریافت که در ماسه‌های شل  $M \exp(n^d \psi) \geq M \geq M \exp(-n^b \psi) \geq \eta$  می‌توان برقرار می‌شود. با توجه به نتیجه‌گیری اخیر و با استفاده از رابطه‌ی ۱۳ می‌توان دریافت که در شرایط زهکشی شده، اوج مقاومت برشی برای نمونه‌های شل رخ نخواهد داد. همچنین مقدار تابع اتساع باید همواره مثبت باشد، که معرف رفتار

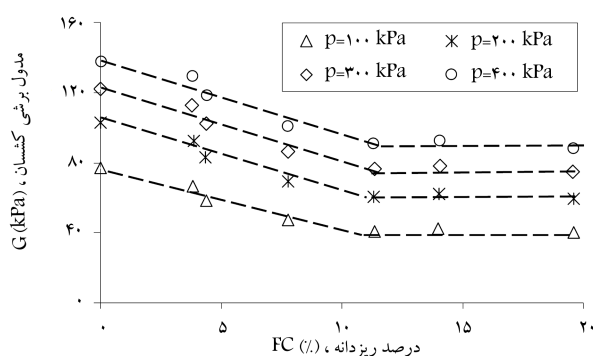
## ۱.۳. معادلات رفتاری تعمیم یافته برای توصیف رفتار کشسان

## ماسه‌های تمیز و لای دار

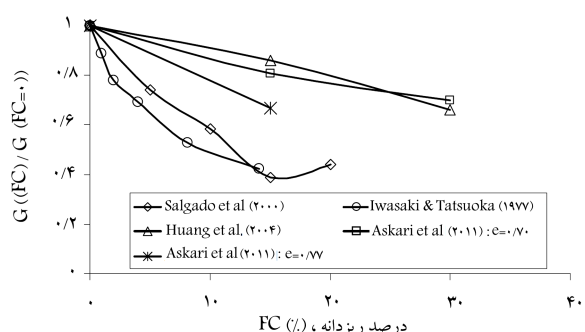
نظریه‌ی کشسانی هوک (معادلات ۷) کماکان برای ارتباط بخشی نرخ مؤلفه‌های حجمی و برشی کرنش کشسان و نرخ تغییرات تنش‌های متناظر به کار برده می‌شوند. مطالعات تجربی نشان داده‌اند که مدول برشی ماسه‌های لای دار با افزایش میزان لای تا میزان ریزدانه آستانه (رابطه‌ی ۵) کاهش می‌یابد و به ازای ریزدانه‌ی بیشتر کمابیش ثابت می‌ماند. [۲۷] شکل ۱۲ الف، چگونگی تغییرات مدول کشسانی با افزایش میزان ریزدانه در چندین مقدار تنش مؤثر همه‌جانبه در آزمایش ستون تشدید را نشان می‌دهد. [۲۷] می‌توان دید که تا رسیدن میزان ریزدانه به مقدار تقریبی ۱۱٪، مدول برشی پیوسته کاهش یافته و پس از آن کمابیش ثابت مانده است. بر اساس شواهد تجربی از این قبیل، رابطه‌ی ۲۱ برای پیش‌بینی مقدار  $G_0$  به صورت تابعی از میزان ریزدانه‌ی موجود در خاک پیشنهاد شده است:

$$G_0 = \begin{cases} G_0 (FC = 0) (1 - C(FC/FC_{th})) & FC < FC_{th} \\ G_0 (FC = 0) (1 - C) & FC \geq FC_{th} \end{cases} \quad (21)$$

که در آن،  $C$  ثابت و وابسته به نوع خاک است. با بررسی نتایج داده‌های آزمایشگاهی و مطالعات برجای ارائه شده، [۲۷-۳۰] دامنه‌ی تغییرات  $C$  در خاک‌های مختلف بین ۰٫۳ تا ۰٫۶ برآورد می‌شود (شکل ۲ ب). با داشتن نسبت پواسون، مدول حجمی کشسانی همچنان از رابطه‌ی ۹ به دست می‌آید.



الف) بررسی اثر افزایش ریزدانه در مقادیر مختلف تنش محصور کننده؛ [۲۷]



ب) نسبت مدول برشی کشسانی ماسه‌ی لای دار به مدول برشی کشسانی ماسه‌ی لای دار به مدول برشی کشسانی ماسه‌ی لای دار به مدول برشی کشسانی ماسه‌ی لای دار گزارش شده در پژوهش‌های تجربی مختلف. [۲۷ و ۳۰]

شکل ۲. بررسی اثر افزایش مقدار ریزدانه در مدول برشی کشسانی ماسه‌های لای دار.

## ۲.۳. معادلات رفتاری تعمیم یافته برای توصیف حالت

یافته‌های نوین آزمایشگاهی نشان می‌دهند که اگر پارامتر حالت بر پایه‌ی نسبت تخلخل میان دانه‌ی (و نه بر اساس تخلخل کلی) بیان شود، همچنان می‌تواند توصیف‌یکتایی را از حالت ماسه‌های لای دار فراهم آورد. [۱۰، ۶، ۱۲، ۱۳، ۱۴] در این پژوهش، پارامتر حالت با رابطه‌ی ۲۲ بر اساس نسبت تخلخل میان دانه‌ی تعریف می‌شود:

$$\psi^* = e^* - e_{ss} \quad (22)$$

در این رابطه،  $\psi^*$  پارامتر حالت میان دانه‌ی،  $e^*$  نسبت تخلخل میان دانه‌ی (رابطه‌ی ۲) و  $e_{ss}$  نسبت تخلخل حالت پایدار در مقدار کمونی تنش مؤثر همه‌جانبه است که مقدار آن از رابطه‌ی ۱۵ به دست می‌آید. در شکل ۳، خط حالت پایدار بیان شده بر حسب نسبت تخلخل کلی و نسبت تخلخل میان دانه‌ی (روابط ۲ و ۴) برای سه نوع ماسه نمایش داده شده است. می‌توان دید که با تعریف خط حالت پایدار بر پایه‌ی ساختار باربر خاک (نسبت تخلخل میان دانه‌ی)، با دقت قابل ملاحظه‌ی حالت پایدار توسط یک خط منحصر به فرد تعریف می‌شود.

در ماسه‌های تمیز، نسبت تخلخل میان دانه‌ی برابر نسبت تخلخل کلی می‌شود و مقدار پارامتر حالت میان دانه‌ی برابر پارامتر حالت بر اساس نسبت تخلخل کلی (رابطه‌ی ۱۴) می‌شود. در ماسه‌های لای دار همواره  $b > 0$  است. از رابطه‌ی ۲ می‌توان به آسانی دریافت که مقدار نسبت تخلخل میان دانه‌ی در ماسه‌های لای دار همواره از نسبت تخلخل کلی بیشتر است ( $e^* > e$ ). همچنین، هر چه میزان لای بیشتر باشد، اختلاف میان  $e$  و  $e^*$  بیشتر خواهد بود. با به کارگیری نتیجه‌گیری‌های اخیر به همراه رابطه‌ی ۱۴ می‌توان استدلال کرد که در شرایط تنش و نسبت تخلخل کلی یکسان، مقدار پارامتر حالت میان دانه‌ی برای ماسه‌های لای دار همواره بیشتر از پارامتر حالت برای نمونه‌ی تمیز خواهد بود ( $\psi^* > \psi$ ). همچنین، هر چه میزان لای بیشتر باشد، مقدار پارامتر حالت میان دانه‌ی بیشتر خواهد بود. استدلال اخیر، پایه‌ی اصلاح سازوکارهای مدل در شبیه‌سازی بخش خمیری رفتار است.

## ۳.۳. معادلات رفتاری تعمیم یافته برای مدول سخت‌شوندگی خمیری

## و تابع اتساع

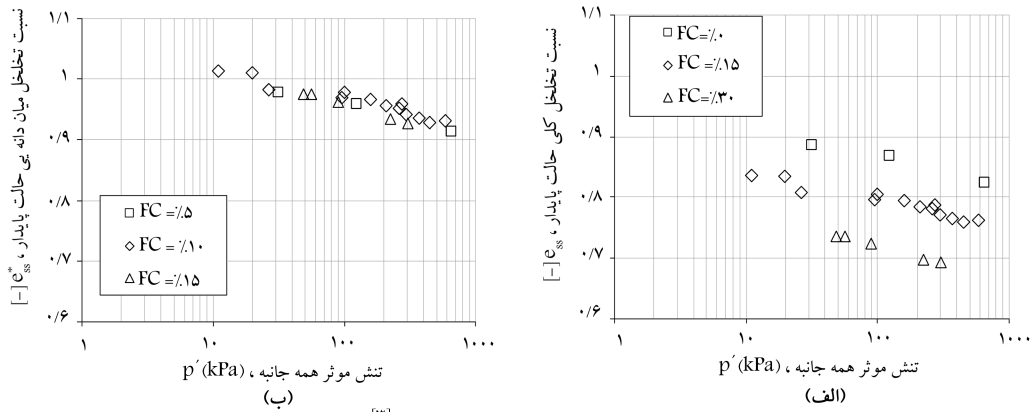
مدول سخت‌شوندگی خمیری به صورت رابطه‌ی ۲۳ بر مبنای نسبت تخلخل و پارامتر حالت میان دانه‌ی بازتعریف می‌شود:

$$K_p = h(e^*) G \left( \frac{M \exp(-n^b \psi^*)}{\eta} - 1 \right) \quad (23)$$

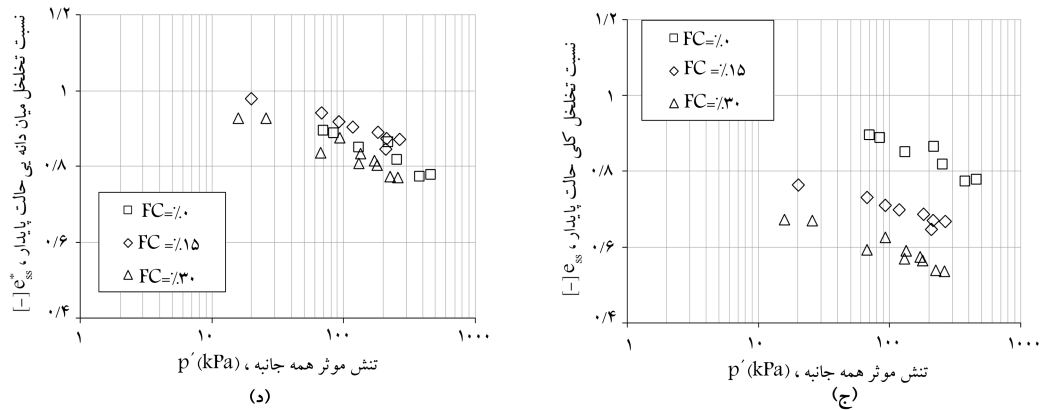
به گونه‌ی مشابه، تابع اتساع از طریق رابطه‌ی ۲۴ با به کارگیری پارامتر حالت میان دانه‌ی بازتعریف می‌شود:

$$D = A [M \exp(n^d \psi^*) - \eta] \quad (24)$$

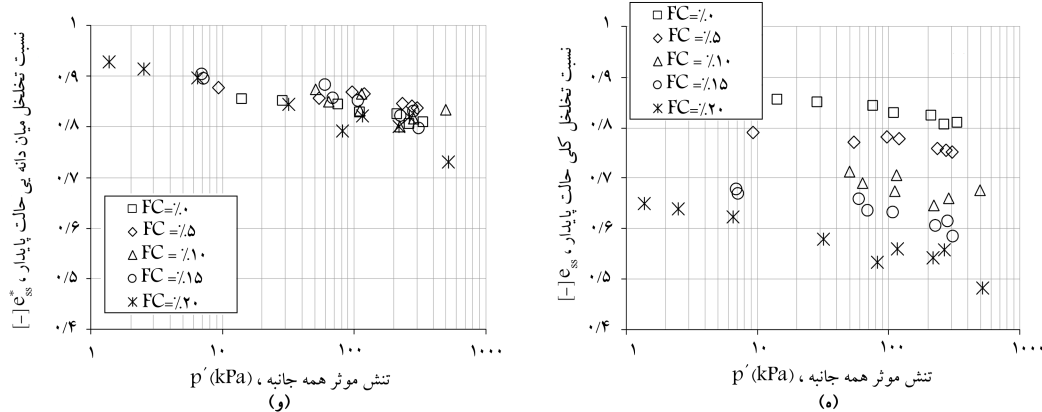
با توجه به بحث انتهای زیر بخش ۲.۳، در ماسه‌های لای دار همواره  $e^* > e$  و  $\psi^* > \psi$  برقرارند. رابطه‌ی ۲۳ نشان می‌دهد که در شرایط تنش و نسبت تخلخل کلی یکسان، رابطه‌ی ۲۳ مقدار مدول سخت‌شوندگی کم‌تری را برای ماسه به میزان لای بیشتر پیش‌بینی می‌کند. همچنین در شرایط تنش و نسبت تخلخل کلی یکسان، پیشینه‌ی مقدار مدول سخت‌شوندگی خمیری مربوط به ماسه‌ی تمیز (بدون ریزدانه) است.



داده های تجربی ماسه ی لای دار Toyoura؛ [۳]



داده های تجربی ماسه ی لای دار Mai Liao؛ [۲]



داده های تجربی ماسه ی لای دار Hokksund؛ [۱۷]

شکل ۳. نمایش خطوط حالت پایدار بر اساس نسبت تخلخل کلی و نسبت تخلخل میان دانه‌یی برای ۳ نوع ماسه با مقادیر مختلف لای.

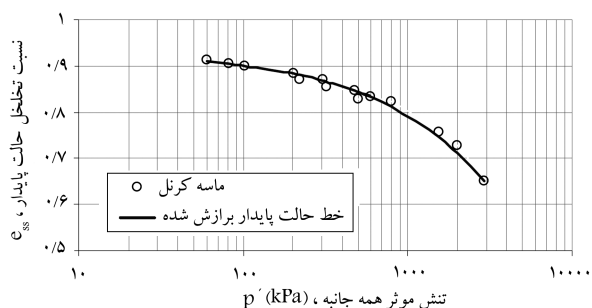
باید. در این گذار، در حالی که نمونه‌های تمیز و یا با میزان ریزدانه‌ی کم، سرانجام رفتار اتساعی از خود نشان می‌دهند؛ در نمونه‌های با مقدار ریزدانه‌ی زیاد، رفتار کاملاً تراکمی است و در شرایط زهکشی‌نشده‌ی نمونه با روان‌گرایی جریانی زوال می‌یابد.

بر این اساس می‌توان دریافت که در نگارش اخیر مدول سخت‌شوندگی خمیری و تابع اتساع بر اساس پارامتر حالت میان‌دانه‌یی، سختی خاک در بخش کشسان - خمیری رفتار با افزایش میزان لای کاهش می‌یابد. همچنین، افزایش لای افزایش تمایل به رفتار تراکمی را در پی خواهد داشت. پیش‌بینی‌های اخیر سازگار با یافته‌های آزمایشگاهی درباره‌ی رفتار ماسه‌های لای‌دار هستند. [۲-۱۲]

خاک‌های دانه‌یی بلافاصله پس از اعمال برش، رفتاری تراکمی نشان می‌دهند. رفتار تراکمی تا حالت پایدار در خاک‌های با حالت شُل ادامه خواهد داشت. در صورتی که حالت ماسه متراکم باشد، رفتار تراکمی با اعمال برش و رسیدن نسبت تنش ( $\eta$ ) به مقدار  $M \exp(n^d \psi^*)$  متوقف و رفتار اتساعی آغاز می‌شود تا حالت پایدار حاصل شود. در رابطه‌ی ۲۴، مقدار  $M \exp(n^d \psi^*)$  با افزایش میزان ریزدانه افزایش می‌یابد و بنابراین رفتار تراکمی اولیه بیشتر خواهد بود. در سازوکار اخیر، مقدار ریزدانه در یک ساختار متراکم درشت‌دانه می‌تواند به گونه‌یی افزایش یابد که مقدار پارامتر حالت میان‌دانه‌یی از مقداری منفی برای نمونه‌های تمیز یا با ریزدانه‌ی کم به مقداری مثبت برای نمونه‌های با ریزدانه‌ی زیاد گذار

#### ۴. ارزیابی مدل در شبیه‌سازی رفتار ماسه‌های تمیز و لای دار

مدل رفتاری پایه‌ی به‌کاررفته در این پژوهش به گونه‌ی گسترده برای مدل‌سازی جلوه‌های مختلف رفتار خاک‌های دانه‌ی توسط پژوهشگران مختلف بهبود و ارتقاء یافته است. [۲۶-۲۲] روند کالیبراسیون پارامترهای این مدل به‌طور کامل در سایر منابع آمده است، [۲۶-۲۲] و به دلیل محدودیت حجم نوشتار از تکرار مجدد جزئیات در اینجا خودداری می‌شود. پارامترهای به‌کاررفته در کلیه‌ی شبیه‌سازی‌های در جدول ۱ ارائه شده‌اند.



شکل ۴. نمایش خط حالت پایدار برازش شده با نتایج گزارش شده برای حالت پایدار ماسه‌ی کرنل. [۲۸]

#### ۱.۴. ارزیابی مدل در شبیه‌سازی رفتار زهکشی نشده‌ی ماسه‌های تمیز

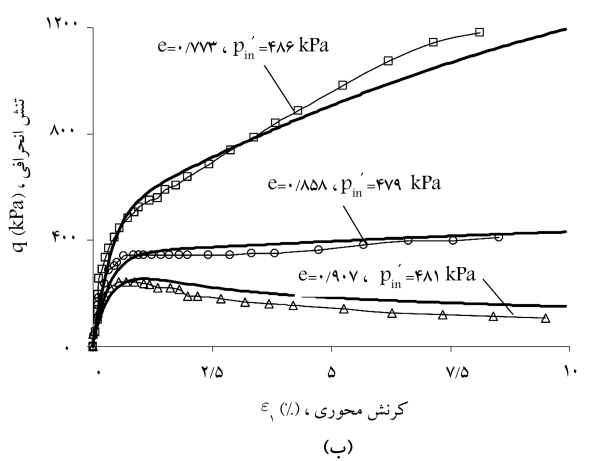
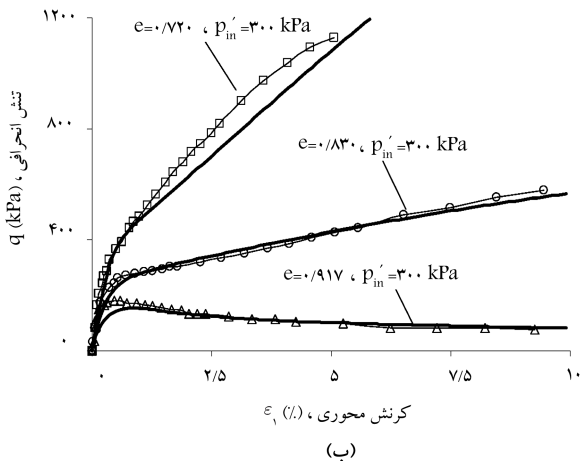
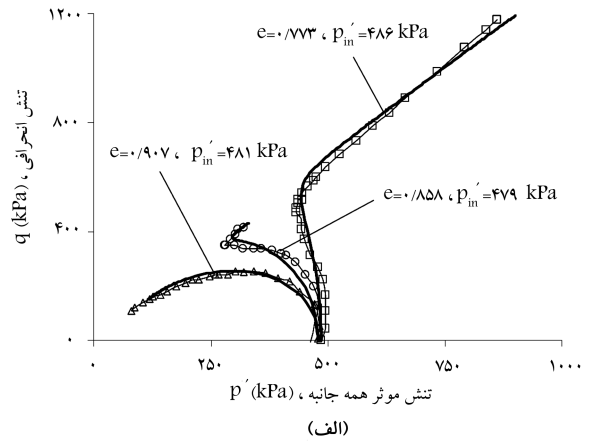
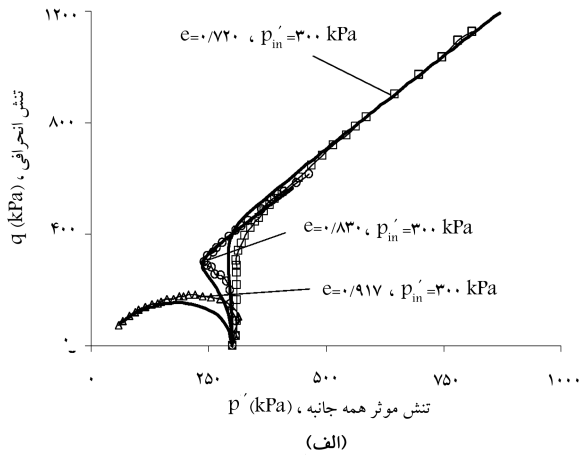
رفتار زهکشی‌نشده‌ی ماسه‌ی کرنل<sup>۱</sup> در آزمایش سه محوری بررسی شده است. [۳۲] دانه‌های ماسه‌ی مزبور عمدتاً کوارتزی و تیز گوشه بوده و این ماسه فاقد ریزدانه است. دانه‌بندی این خاک یکنواخت (ضریب یکنواختی =  $1/83$ ) و اندازه‌ی میانه‌ی دانه‌ها برابر  $0/31$  میلی‌متر است. برای این خاک مقادیر نسبت تخلخل بیشینه و کمینه به ترتیب  $0/92$  و  $0/60$  هستند. با به‌کارگیری داده‌های آزمایشگاهی، پارامترهای خط حالت پایدار متناظر با این خاک تعیین (جدول ۱) و خط حالت پایدار برازش شده به همراه داده‌های تجربی در شکل ۴ نمایش داده شده است. برای ۳ نمونه‌ی متراکم، با تراکم میانه و شل این ماسه که در تنش مؤثر تحکیمی حدود  $480$  kPa به آنها تنش برشی اعمال شده است، پیش‌بینی‌های مدل رفتاری در شکل ۵ با داده‌های تجربی مربوط به مسیر تنش و تنش برشی - کرنش محوری در شرایط زهکشی‌نشده مقایسه شده‌اند. همچنین برای ۳ نمونه‌ی متراکم، با تراکم میانه و شل دیگر که در تحکیمی حدود  $300$  kPa بارگذاری برشی شده‌اند، مقایسه‌های مشابه در شکل ۶ ارائه شده است. دیده می‌شود که مدل رفتاری قادر است رفتار تابع حالت را در دامنه‌های گسترده‌ی از تغییرات نسبت تخلخل و تنش شبیه‌سازی کند. پارامترهای به کار رفته در شبیه‌سازی‌ها در جدول ۱ ارائه شده‌اند.

#### ۲.۴. ارزیابی مدل در شبیه‌سازی رفتار زهکشی نشده‌ی ماسه‌های لای دار

رفتار نمونه‌های ماسه‌ی سیدنی<sup>۲</sup> حاوی ریزدانه در آزمایش سه محوری زهکشی‌نشده بررسی و گزارش شده است. [۴] ریزدانه‌ی مزبور از جنس لای اخذ شده از رودخانه‌ی مایورا<sup>۳</sup> ( $66\%$  وزنی)، که با کاتولین ( $34\%$  وزنی) مخلوط شده است، بوده است. برای بخش ریزدانه، ضریب یکنواختی  $21/6$  گزارش شده است. ماسه‌ی تمیز سیدنی، یک ماسه‌ی کوارتزی با دانه‌بندی یکنواخت (ضریب یکنواختی =  $1/5$ ) است. دانه‌های این ماسه عمدتاً تیز گوشه و اندازه‌ی میانه‌ی آنها  $0/27$  میلی‌متر گزارش شده است. برای این ماسه، نسبت تخلخل بیشینه و کمینه به ترتیب  $0/855$  و  $0/565$  است. اندازه‌ی میانه‌ی دانه‌ها در فاز ریزدانه  $0/06$  میلی‌متر و نسبت اندازه برای این خاک  $37$  گزارش شده است. برای ترکیب ماسه‌ی میزبان و درصد‌های مختلف ریزدانه، منحنی دانه‌بندی در شکل ۷ ارائه شده است. در کلیه‌ی آزمایش‌های گزارش شده، میزان ریزدانه‌ی موجود در خاک از میزان ریزدانه‌ی حدی (رابطه‌ی ۵) فراتر نمی‌رود. در شکل ۸ الف، مقادیر نسبت تخلخل کلی نمونه‌های با میزان ریزدانه مختلف که به حالت پایدار رسیده‌اند؛ بر حسب مقادیر نهایی حالت پایدار تنش مؤثر همه‌جانبه نمایش داده شده است. به ازای هر مقدار ریزدانه، یک الگوی مشخص برای نقاط

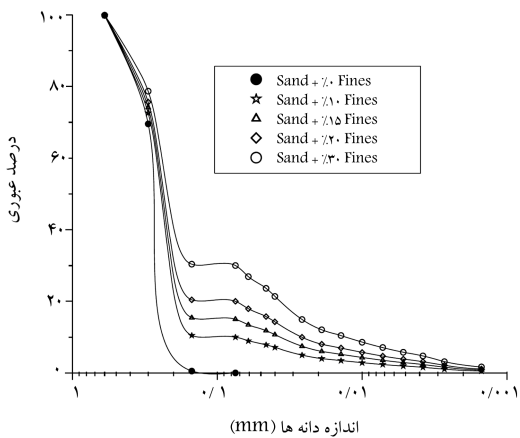
جدول ۱. پارامترهای به‌کار برده شده در شبیه‌سازی‌ها.

نوع پارامتر	پارامتر	داده‌های تجربی [۳۲]	داده‌های تجربی [۶]
دانه‌بندی	$\chi$	-	۳۷
کشسانی	$G_0 (FC = 0)$	$68/0$	$90/0$
	$\nu$	$0/15$	$0/15$
	$C$	-	$0/40$
حالت بحرانی	$M$	$1/373$	$1/305$
	$e_c$	$0/930$	$0/920$
	$\lambda$	$0/0295$	$0/0375$
	$\xi$	$0/67$	$0/60$
اتساع	$A$	$0/90$	$0/50$
	$n^b$	$0/65$	$0/80$
وابستگی به حالت	$n^d$	$1/2$	$2/0$
	$h(e^*)$	$0/330 \exp(-1/1 e^*)$	$0/182 \exp(-4/76 e^*)$



شکل ۶. مقایسه‌ی پیش‌بینی‌های مدل رفتاری با داده‌های تجربی ۳ آزمایش زهکشی نشده روی نمونه‌های شل ( $e = 0.917$ )، با تراکم میانه ( $e = 0.830$ ) و متراکم ( $e = 0.720$ ) ماسه‌ی کرنل [۳۲].

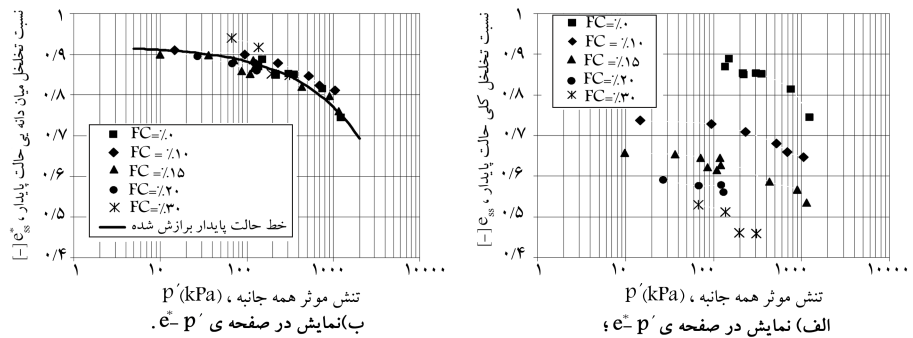
شکل ۵. مقایسه‌ی پیش‌بینی‌های مدل رفتاری با داده‌های تجربی ۳ آزمایش زهکشی نشده روی نمونه‌های شل ( $e = 0.907$ )، با تراکم میانه ( $e = 0.858$ ) و متراکم ( $e = 0.773$ ) ماسه‌ی کرنل [۳۲].



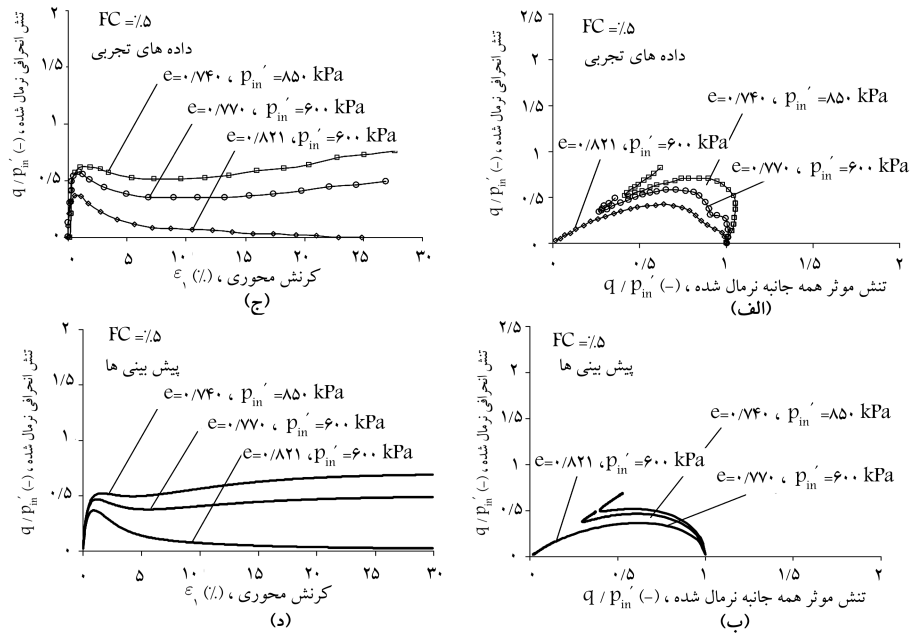
شکل ۷. نمودار دانه‌بندی ماسه‌ی سیدنی حاوی مقادیر مختلف ریزدانه [۶].

رفتار به روان‌گرایی جریانی گذار یافته است که به درستی با مدل شبیه‌سازی شده است. در روان‌گرایی جریانی که در ماسه‌های شل مشاهده می‌شود، مقاومت برشی زهکشی‌نشده به اوج می‌رسد و در پی آن به گونه‌ی شدید کاهش می‌یابد. برخلاف رفتار جریان با تغییرشکل محدود، کاهش اخیر پایدار است. مقایسه‌های مشابهی برای نمونه‌های با ۱۵٪ لای در شکل ۱۰ ارائه شده است. لازم به توضیح

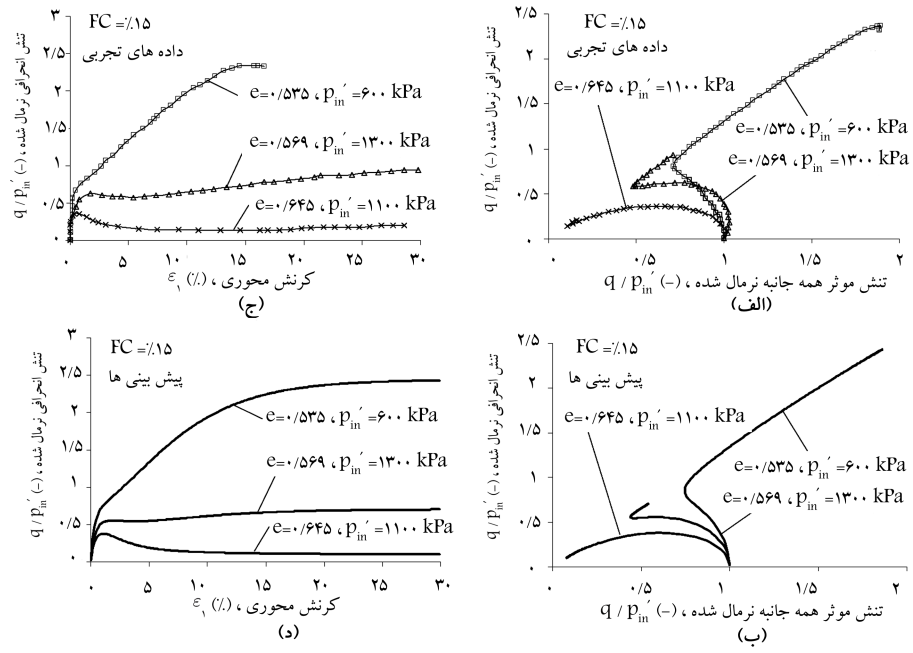
متناظر با حالت پایدار قابل تشخیص است. همچنین، به‌طور کلی تمایل به کاهش نسبت تخلخل حالت پایدار در یک مقدار مشخص تنش مؤثر همه‌جانبه با افزایش میزان ریزدانه (البته تا پیش از میزان ریزدانه‌ی آستانه) قابل مشاهده است. با به‌کارگیری روابط ۲ الی ۴، مقادیر نسبت تخلخل میان‌دانه‌ی حالت پایدار آزمایش‌های مذکور محاسبه و مقادیر بر حسب متناظر تنش مؤثر همه‌جانبه در شکل ۸ ترسیم شده است. همان‌گونه که مشاهده می‌شود، نقاط متناظر با حالت پایدار در یک نوار نسبتاً باریک قرار گرفته‌اند و پراکندگی داده‌ها به‌طور نسبی در قیاس با شکل ۸ الف کاهش قابل ملاحظه‌ی یافته است. در بخش‌های الف و ج در شکل ۹، مسیر تنش و نیز مقاومت برشی بر حسب کرنش محوری سه نمونه ماسه با ۵٪ ریزدانه ارائه شده است. رفتار متناظر پیش‌بینی‌شده توسط مدل در بخش‌های ب و د، در شکل ۹ ارائه شده است. مشاهده می‌شود که رفتار دو نمونه با نسبت تخلخل کلی ۷۴٪ و ۷۷٪ از نوع جریان با تغییرشکل محدود بوده است، که توسط مدل اصلاح شده نیز به درستی پیش‌بینی شده است. لازم به توضیح است که رفتار جریان با تغییرشکل محدود که در ماسه‌های با حالت نیمه شل رخ می‌دهد، مقاومت برشی خاک در برش زهکشی‌نشده نخست به یک نقطه‌ی اوج می‌رسد و در پی آن کاهش می‌یابد. اما این کاهش گذراست و پس از آن مقاومت برشی خاک مجدداً بهبود می‌یابد. در دامنه‌ی میان نقطه‌ی اوج مقاومت برشی و بهبود مجدد آن، خاک به‌طور گذرا تغییرشکل نسبتاً بزرگی را متحمل می‌شود. با افزایش نسبت تخلخل کلی به ۸۲٪ در نمونه‌ی سوم،



شکل ۸. نمایش داده‌های مربوط به حالت پایدار نمونه‌های ماسه‌ای تمیز و لای دار ماسه‌ای سیدنی [۶].

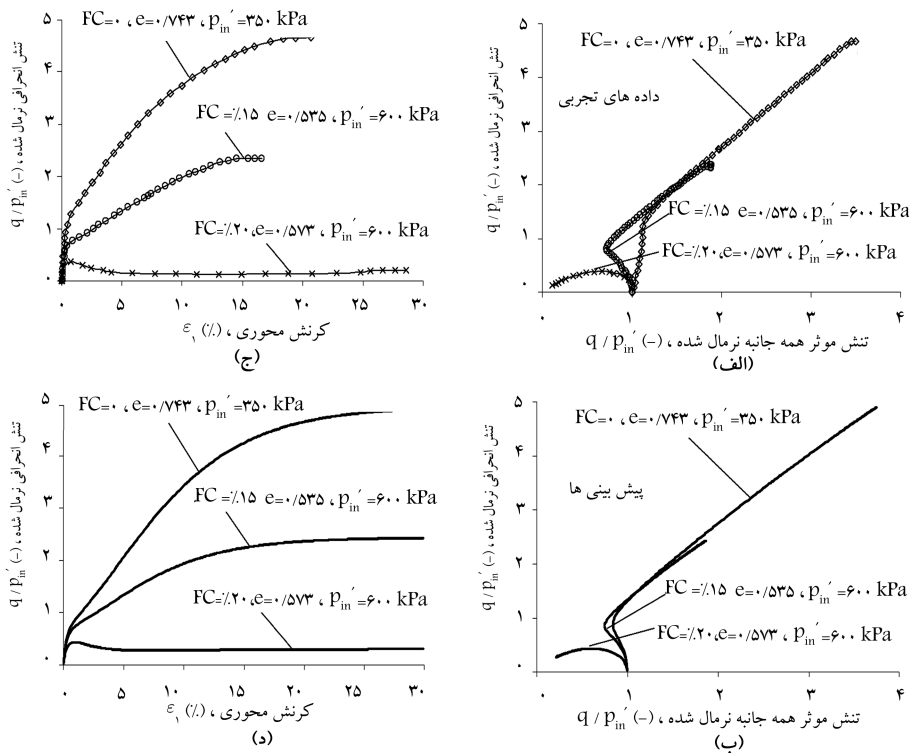


شکل ۹. مقایسه‌ی پیش‌بینی‌های مدل رفتاری با داده‌های تجربی [۶] سه آزمایش زهکشی نشده روی نمونه‌های ماسه‌ای سیدنی حاوی ۵٪ ریزدانه‌ی غیرخمیری عمدتاً لای.

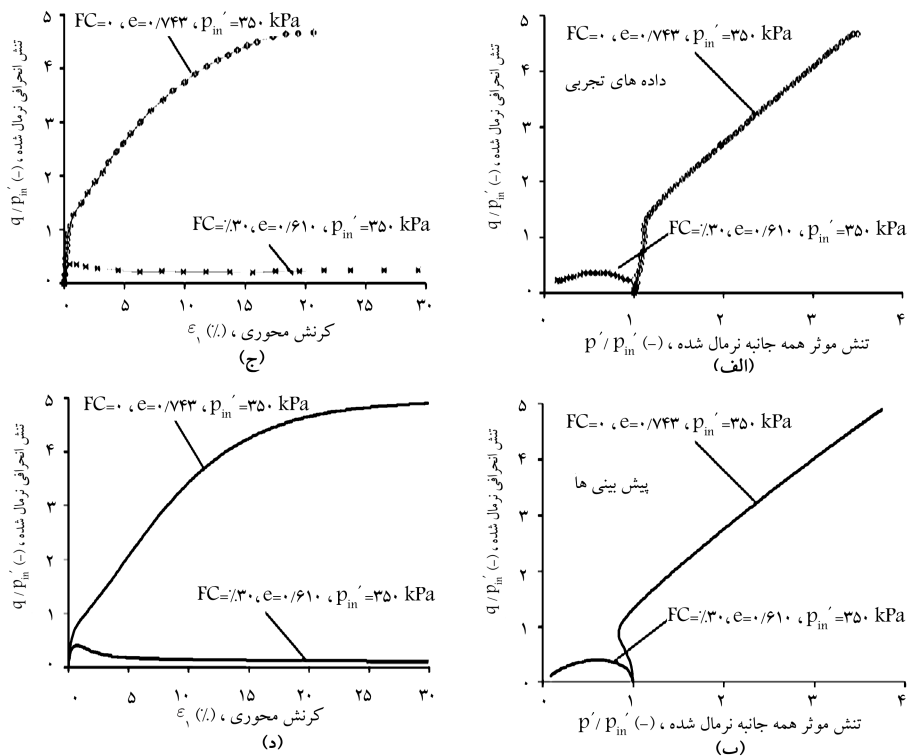


شکل ۱۰. مقایسه‌ی پیش‌بینی‌های مدل رفتاری با داده‌های تجربی [۶] سه آزمایش زهکشی نشده روی نمونه‌های ماسه‌ای سیدنی حاوی ۱۵٪ ریزدانه‌ی غیرخمیری عمدتاً لای.





شکل ۱۱. مقایسه‌ی پیش‌بینی‌های مدل رفتاری با داده‌های تجربی [۶] سه آزمایش زهکشی نشده روی یک نمونه ماسه‌ی تمیز سیدنی و دو نمونه حاوی ۱۵ و ۲۰ درصد ریزدانه‌ی غیر خمیری عمدتاً لای.



شکل ۱۲. مقایسه‌ی پیش‌بینی‌های مدل رفتاری با داده‌های تجربی [۶] برای دو آزمایش زهکشی نشده روی یک نمونه ماسه‌ی تمیز سیدنی و نمونه‌ی دیگر حاوی ۳۰٪ ریزدانه‌ی غیرخمیری عمدتاً لای (تنش محصورکننده‌ی ابتدایی دو آزمایش یکسان است).

نیز هماهنگی مناسبی میان پیش‌بینی‌ها و داده‌های آزمایشگاهی مشاهده می‌شود.

## ۵. نتیجه‌گیری

در ماسه‌های لای‌دار، با آنکه دانه‌های لای بخشی از فضای خالی میان دانه‌های ماسه را پر می‌کنند، معمولاً مشارکت کم‌تری را در ساختار باربر خاک در قیاس با دانه‌های ماسه ایفا می‌کنند. بنابراین، پیشنهاد شده است که از نسبت تخلخل میان‌دانه‌یی که بر مبنای فضای خالی میان دانه‌های فعال در ساختار باربر خاک تعریف می‌شود، به‌عنوان شاخصی برای بیان تراکم ساختار باربر خاک استفاده شود. در این پژوهش نشان داده شده است که با تعریف پارامتر حالت، تابع اتساع و مدول سخت‌شوندگی خمیری بر اساس نسبت تخلخل میان‌دانه‌یی، می‌توان چهارچوب متحدی را برای توصیف و پیش‌بینی رفتار ماسه‌های تمیز و لای‌دار به‌دست آورد. در این رویکرد، یک خط حالت پایدار منحصر به فرد برای نمونه‌های ماسه‌ی لای‌دار با مقادیر لای مختلف به‌دست می‌آید و نیاز به انجام تعداد زیاد آزمایش و تعیین خط حالت پایدار به ازای مقادیر مختلف لای مرتفع می‌شود. پیش‌بینی‌های مدل اصلاح‌شده با داده‌های تجربی نمونه‌های ماسه‌ی لای‌دار با میزان لای مختلف مقایسه شدند و در کلیه‌ی حالات پیش‌بینی‌های مدل اصلاح‌شده با داده‌های تجربی سازگار بودند. همچنین نشان داده شد که رفتار کلیه‌ی نمونه‌ها را می‌توان فقط با یک دسته پارامتر پیش‌بینی کرد. توسعه بیشتر مدل رفتاری این مقاله به منظور در نظر گرفتن آثار ناهمسانی اولیه و شکل دانه‌ها در منبع<sup>[۳۲]</sup> آمده است.

است که پیش‌بینی‌های ترسیم‌شده در بخش‌های ب و د، در شکل ۱۰ بدون تغییر دادن پارامترهای مدل به‌دست آمده‌اند. برای نمونه‌ی متراکم‌تر ( $e = 0.535$ )، رفتار تا رسیدن به حالت پایدار، همواره توأم با سخت‌شوندگی بوده است. با افزایش نسبت تخلخل کلی در نهایت، رفتار نمونه با نسبت تخلخل  $0.645$  از نوع روان‌گرایی جریانی بوده است. در شکل ۱۱، اثر تغییر میزان لای بر رفتار برای سه نمونه‌ی بدون لای،  $15\%$  لای و  $20\%$  لای بررسی شده است. با افزایش میزان لای رفتار به شدت انقباضی می‌شود که مدل اصلاح‌شده در شبیه‌سازی این رفتار موفق است. در این شکل مشاهده می‌شود که رفتار نمونه متراکم‌تر ( $e = 0.535$ ) ولی با میزان لای بیشتر ( $15\%$ )، انقباضی‌تر از رفتار نمونه‌ی شل‌تر ( $e = 0.743$ ) بدون لای است که در ظاهر با رفتار مورد انتظار از خاک‌های دانه‌یی ناسازگار است. رد پای رفتارهایی از این دست را می‌توان کمابیش با بررسی شکل‌های ۹ و ۱۰ نیز یافت. در مورد این پدیده لازم به توضیح است که مطابق آنچه پیش از این گفته شد، نسبت تخلخل کلی خاک پارامتر مناسبی برای بیان رفتار نیست، زیرا بخشی از لای با آنکه فضای خالی را پر می‌کند، ولی در باربری مشارکت نمی‌کند. در مقابل، نسبت تخلخل میان‌دانه‌یی چون بر اساس فضای خالی میان‌دانه‌هایی که در باربری مشارکت می‌کنند (و نه همه‌ی دانه‌ها) تعریف شده است، می‌تواند توضیح مناسبی را برای چگونگی رفتار مشاهده‌شده فراهم آورد و به همین دلیل فرمول‌بندی مدل رفتاری بر اساس نسبت تخلخل میان‌دانه‌یی و نه نسبت تخلخل کلی بیان شده است. سرانجام در شکل ۱۲ پیش‌بینی‌ها برای رفتار یک نمونه ماسه‌ی تمیز و یک نمونه با  $30\%$  ریزدانه، که هر دو از یک مقدار یکسان تنش مؤثر همه‌جانبه آغاز شده‌اند، با داده‌های تجربی مقایسه شده‌اند. در این حالت

## پانویس‌ها

1. Kurnell
2. Sydney
3. Majura

## منابع (References)

1. Kerwin, S.T. and Stone, J.J. "Liquefaction failure and remediation: King harbor redondo beach, California", *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **123**(8), pp. 760-769 (1997).
2. Huang, Y-T., Huang, A-B., Kuo, Y-C. and Tsai, M-D. "A laboratory study on the undrained strength of a silty sand from Central Western Taiwan", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **24**(9-10), pp. 733-743 (2004).
3. Zlatović, S. and Ishihara, K. "On the influence of non-plastic fines on residual strength", *In Proceeding of the 1st International Conference of Earthquake Geotechnical Engineering (ISTOKYO 95)*, K. Ishihara, (eds.), A.A. Balkema, Eds, Rotterdam, The Netherlands, pp. 239-244 (1995).
4. Thevanayagam, S., Shenthan, T., Mohan, S. and Liang, J. "Undrained fragility of clean sands, silty sands, and

sandy silts", *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **128**(10), pp. 849-859 (2002).

5. Bahadori, H., Ghalandarzadeh, A. and Towhata, I. "Effect of non-plastic silt on the anisotropic behavior of sand", *Soils and Foundations*, **48**(4), pp. 531-545 (2008).
6. Rahman, M.M., Lo, S.R. and Baki, A.L. "Equivalent granular state parameter and undrained behavior of sand-fines mixtures", *Acta Geotechnica*, **6**(4), pp. 183-194 (2011).
7. Thevanayagam, S. and Mohan, S. "Intergranular state variables and stress-strain behavior of silty sands", *Geotechnique*, **50**(1), pp. 1-24 (2000).
8. Murthy, T.G., Loukidis, D., Carraro, J.A.H., Prezzi, M. and Salgado, R. "Undrained monotonic resistance of clean and silty sands", *Geotechnique*, **57**(3), pp. 273-288 (2007).
9. Xeniki, V.C. and Athanasopoulos, G.A. "Liquefaction resistance of sand-silt mixtures: An experimental investigation of the effect of fines", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **23**(3), pp. 183-194 (2003).
10. Rahman, M.M., Lo, S.R. and Gnanendran, C.T. "On equivalent granular void ratio and steady state behavior of loose sand with fines", *Canadian Geotechnical Journal*, **45**(10), pp. 1439-1456 (2008).

11. Ni, Q., Tan, T.S., Dasari, G.R. and Hight, D.W. "Contribution of fines to the compressive strength of mixed soils", *Géotechnique*, **54**(9), pp. 561-569 (2004).
12. Rahman, M.M. and Lo, S.R. "Predicting the onset of static liquefaction of loose sands with fines", *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **138**(8), pp. 1037-1041 (2012).
13. Polito, C.P. "The effects of non-plastic and plastic fines on the liquefaction of sandy soils", PhD thesis in Civil Engineering, the Virginia Polytechnic Institute and State University, USA (1999).
14. Polito, C.P. and Martin, J.R. "Effects of nonplastic fines on the liquefaction resistance of solids", *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **127**(5), pp. 408-415 (2002).
15. Thevanayagam, S., Shenthan, T. and Kanagalingam, T., *Role of Intergranular Contacts on Mechanisms Causing Liquefaction and Slope Failure in Silty Sands*, Publisher: University at Buffalo, State University of New York, Department of Civil, Structural, and Environmental Engineering (2003).
16. Prakash, K.S. and Chandrasekaran, V.S. "Behavior of marine sand-clay mixtures under static and cyclic triaxial shear", *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **131**(2), pp. 213-222 (2005).
17. Yang, S.L., Sandven, R. and Grande, L. "Steady-state lines of sand-silt mixtures", *Canadian Geotechnical Journal*, **43**(11), pp. 1213-1219 (2006).
18. Arulanandan, K. and Scott, R.F. "Verification of numerical procedures for the analysis of soil liquefaction problems", *Proceedings of the International Conference on the Verification of Numerical Procedures for the Analysis of Soil Liquefaction Problems*, Davis, California, Edited by Arulanandan & Scott. A.A. Balkema, The Netherlands (1993).
19. Byrne, P.M., Park, S-S., Beaty, M., Sharp, M., Gonzalez, L. and Abdoun, T. "Numerical modeling of liquefaction and comparison with centrifuge tests", *Canadian Geotechnical Journal*, **41**, pp. 193-211 (2004).
20. Kulasingam, R., Malvick, E.J., Boulanger, R.W. and Kutter, B.L. "Strength loss and localization at silt interlayers in slopes of liquefied sand", *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **130**(11), pp. 1192-1202 (2004).
21. Seid-Karbasi, M. and Byrne, P.M. "Seismic liquefaction, lateral spreading, and flow slides: A numerical investigation into void redistribution", *Canadian Geotechnical Journal*, **44**(7), pp. 873-890 (2007).
22. Li, X.S. and Dafalias, Y.F. "Dilatancy in cohesionless soils", *Géotechnique*, **50**(4), pp. 449-460 (2000).
23. Papadimitriou, A.G., Bouckovalas, G.D. and Dafalais, Y.F. "Plasticity model for sand under small and large cyclic strains", *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **127**(11), pp. 973-983 (2001).
24. Dafalias, Y.F. and Manzari, M.T. "Simple plasticity sand model accounting for fabric change effects", *ASCE Journal of Engineering Mechanics*, **130**(6), pp. 622-634 (2004).
25. Lashkari, A. "A SANISAND Sanisand model with anisotropic elasticity", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **30**(12), pp. 1462-1477 (2010).
26. Lashkari, A., "On the modeling of the state dependency of granular soils", *Computers and Geotechnics*, **36**(7), pp. 1237-1245 (in Persian) (2009).
27. Wichtmann, T., Navarette Hernandez, M., Martinez, R., Duran Graeff, F. and Triantafyllidis, T. "Estimation of the small-strain stiffness of granular soils taking into account the grain size distribution curve", *5th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, Santiago, Chile (10-13 Jan. 2011).
28. Salgado, R., Bandini, P. and Karim, A. "Shear strength and stiffness of silty sand", *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*, **126**(5), pp. 451-462 (2000).
29. Iwasaki, T. and Tatsuoka, F. "Effects of grain size on dynamic shear moduli of sands", *Soils and Foundations*, **17**(3), pp. 9-35 (1977).
30. Askari, F., Dabiri, R., Shafiee, A. and Jafari, M.K. "Liquefaction resistance of sand-silt mixtures using laboratory-based wave velocity", *International Journal of Civil Engineering*, **9**(2), pp. 135-144 (2011).
31. Chiu, C.F. and Fu, X.J. "Interpreting undrained instability of mixed soils by equivalent intergranular state parameter", *Géotechnique*, **58**(9), pp. 751-755 (2008).
32. Russell, A.R. "Cavity expansion in unsaturated soils", PhD thesis, University of New South Wales, Sydney, Australia (2004).
33. Lashkari, A., "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**, pp. 212-238 (in Persian)(2014).