

### چکیده

یافته‌های تجربی نشان داده‌اند که وجود لای غیر خمیری در ماسه‌ها می‌تواند کاهش مقاومت برشی و افزایش گرایش به انباشت فشار آب حفره‌ای در شرایط زهکشی‌نشده را در پی داشته باشد. مدل‌های رفتاری موجود در اساس بر پایه مشاهدات تجربی رفتار ماسه‌های تمیز ارائه شده‌اند و شبیه‌سازی رفتار ماسه‌های لای‌دار تنها با تعیین دوباره پارامترهای مدل به ازای هر مقدار مشخص لای امکان‌پذیر است. در این نوشتار، با شبیه‌سازی رفتار به روش اجزای گسسته نشان داده می‌شود که افزایش نسبت وزنی فاز ریزدانه موجب کاهش نسبت تخلخل حالت بحرانی در محیط‌های با دانه‌بندی دوگانه می‌گردد که دلیل آن مشارکت کمتر دانه‌های فاز ریزدانه در ساختار باربر محیط دانه‌ای است. همچنین نشان داده می‌شود که اگر حالت بحرانی بر اساس نسبت تخلخل میان دانه‌ای بیان گردد، تنها یک خط حالت بحرانی یکتا برای ماسه‌های لای‌دار با مقادیر مختلف نسبت وزنی لای به دست می‌آید. در ادامه، فرمول‌بندی یک مدل رفتاری کشسان-خمیری سطح مرزی سازگار با مکانیک خاک حالت بحرانی برای ماسه‌های تمیز به گونه‌ای اصلاح می‌گردد که در آن نسبت تخلخل میان دانه‌ای جایگزین نسبت تخلخل کلی گردد. نشان داده می‌شود که مدل رفتاری اصلاح‌شده می‌تواند رفتار نمونه‌های ماسه تمیز و لای‌دار را تنها با به کارگیری یک مجموعه پارامتر شبیه‌سازی نماید.

**کلمات کلیدی:** ماسه لای‌دار، نسبت تخلخل میان دانه‌ای، حالت بحرانی، پارامتر حالت، نظریه خمیری سطح مرزی، روانگرایی

## بررسی حالت بحرانی خاک‌های دانه‌ای به روش اجزای گسسته و پیشنهاد یک مدل رفتاری متحد برای ماسه‌های تمیز و لای‌دار

علی لشکری (نویسنده مسؤل)

دانشیار، دانشکده مهندسی عمران و محیط‌زیست

دانشگاه صنعتی شیراز

Email: [lashkari@sutech.ac.ir](mailto:lashkari@sutech.ac.ir)

معصومه کریمی

دانشجوی کارشناسی ارشد، دانشکده مهندسی عمران و

محیط‌زیست دانشگاه صنعتی شیراز

### 1- مقدمه

در پی خواهد داشت. هرچند که بررسی یامامورو و لده [3] نشان داد که بیشتر موارد روانگرایی در زمین‌لرزه‌های تاریخی در ساختگاه‌های با ماسه دارای ریزدانه و نه دارای ماسه به نسبت تمیز رخ داده است. بررسی‌های آزمایشگاهی اخیر نشان داده‌اند که تا مقدار تقریبی 30 تا 40 درصد ریزدانه، افزایش ریزدانه کاهش پیوسته مقاومت برشی و افزایش گرایش به افزایش فشار آب حفره‌ای را در پی دارد. در چارچوب نظری ارائه‌شده به وسیله توانا یا گام و مارتین [4] به منظور توضیح این پدیده بیان می‌شود که دانه‌های لای در ماسه‌های لای‌دار فضای خالی میان دانه‌های بزرگ‌تر ماسه را پر می‌کنند و از نسبت تخلخل کلی خاک می‌کاهند. اما زمانی که مقدار لای در توده‌ی خاک کم باشد، دانه‌های لای نمی‌توانند با ایجاد تماس‌های پایدار با دانه‌های درشت

بارهای چرخه‌ای ناشی از زمین‌لرزه می‌توانند کاهش تنش مؤثر و از دست رفتن مقاومت برشی، افزایش فشار آب حفره‌ای و جابه‌جایی‌های ماندگار در خاک‌های دانه‌ای را در شرایط زهکشی نشده در پی داشته باشند که به این مجموعه رویدادها در ادبیات فنی مکانیک خاک روانگرایی گفته می‌شود. کاهش شدید مقاومت برشی و جابه‌جایی‌های بزرگ ناشی از روانگرایی، مسؤل آسیب دیدگی‌های بی‌شمار در زمین‌لرزه‌های تاریخی بوده‌اند [1-2]. از دیدگاه تاریخی، دانش بنیادی درباره‌ی سازوکار پدیده‌ی روانگرایی در اساس از بررسی آزمایشگاهی رفتار ماسه‌های تمیز به دست آمده است و تا نزدیک به دو دهه پیش، گمان غالب بر آن بود که وجود ریزدانه غیر خمیری مانند لای در ماسه‌ها، همواره کاهش استعداد روانگرایی ماسه لای‌دار در مقایسه با ماسه تمیز را

تحمیلی بر رفتار ماسه‌های تمیز را در بارگذاری‌های تک‌سویه و چرخه‌ای شبیه‌سازی نماید. در این مقاله، این مدل رفتاری به‌عنوان مدل پایه انتخاب شده و فرمول‌بندی آن با جایگزین‌سازی نسبت تخلخل میان دانه‌ای با نسبت تخلخل کلی به‌گونه‌ای اصلاح شده است که بتواند رفتار ماسه‌های لای‌دار را نیز شبیه‌سازی نماید.

## 2- بررسی حالت بحرانی محیط‌های دانه‌ای با دانه‌بندی دوگانه به روش اجزای گسسته

### 2-1- پایه‌ها

در محیط‌های ناپیوسته مانند محیط‌های دانه‌ای، بردارهای جفتی نیروهای کنش و واکنش در محل تماس میان دانه‌ها مبادله می‌شود و دانه‌های مجاور با توجه به بزرگای جفت نیروی کنش و واکنش مبادله شده، نیروی اصطکاکک بسیج شده در محل تماس دانه‌ها و هندسه‌ی دانه‌ها نسبت به یکدیگر جابه‌جا می‌شوند. بر این اساس، بدیهی است که تنش و کرنش در اساس دو مفهوم سازگار برای محیط‌های پیوسته‌اند. با افزایش تعداد دانه‌ها و به دنبال آن افزایش تعداد تماس‌های میان دانه‌ای، ترفندهای همگن‌سازی<sup>3</sup> امکان‌بازتعریف تنش مؤثر و کرنش معادل بر پایه بردارهای نیرو مبادله شده میان دانه‌ها و تغییر هندسه محیط‌های دانه‌ای را فراهم می‌آورد. تنسور تنش مؤثر میانگین معادل  $(\sigma_{ij})$  برای گروه دانه‌هایی که در حجم معرف  $V$  قرار دارند، از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$\sigma_{ij} = \frac{1}{V} \sum_{p=1}^{N_p} \sum_{c=1}^{N_c} \mathbf{I}_{pc}^i \otimes f_{pc}^j \quad (1)$$

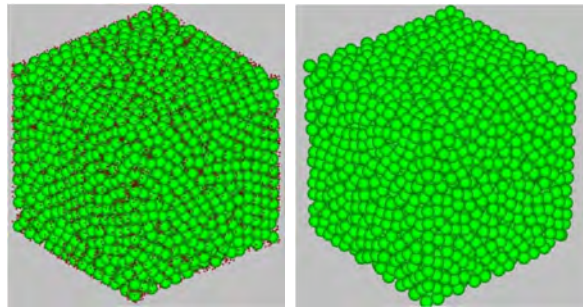
در رابطه (1)،  $V$  نشانگر حجم نمونه،  $\mathbf{I}_{pc}^i$  بردار واصل مرکز دانه  $p$ ام به نقطه تماس  $c$ ام و  $f_{pc}^j$  بردار نیروی وارد شده بر دانه‌ی  $p$ ام در تماس  $c$ ام می‌باشد. تعداد کل دانه‌ها و تماس‌ها در حجم  $V$  به ترتیب  $N_p$  و  $N_c$  می‌باشد. پس از محاسبه مؤلفه‌های تنش، تنش مؤثر همه‌جانبه ( $p$ ) و تنش برشی ( $q$ ) در فضای تنش‌های سه محوری به‌صورت رابطه (2) محاسبه می‌شوند:

$$p = \frac{1}{3}(\sigma_{11} + 2\sigma_{33}) \quad ; \quad q = \sigma_{11} - \sigma_{33} \quad (2)$$

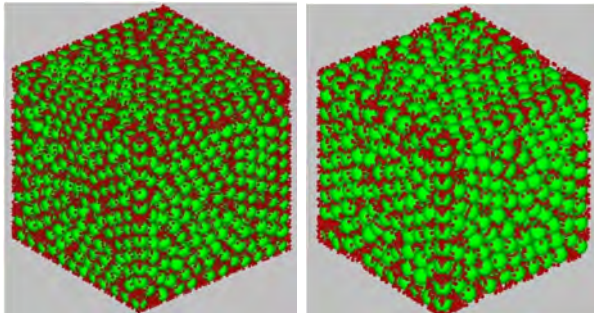
که در رابطه‌ی (2)،  $\sigma_{11}$  و  $\sigma_{33}$  به ترتیب مؤلفه‌های تنش قائم

ماسه و نیز دیگر دانه‌های لای مشارکت مناسبی در ساختار باربر خاک داشته باشند. بنابراین، با وجود کاهش نسبت تخلخل کلی خاک به دلیل وجود دانه‌های لای در توده‌ی خاک، در عمل افزایش مقاومت ساختار باربر خاک را در پی نداشته و مقاومت برشی خاک کمتر از مقاومت برشی ماسه‌ی میزبان تمیز در همان نسبت تخلخل می‌باشد. با افزایش مقدار ریزدانه، مشارکت دانه‌های لای در ساختار باربر خاک افزایش می‌یابد و با رسیدن مقدار ریزدانه به مقدار ریزدانه آستانه<sup>1</sup> که مقدار آن در حدود 30 تا 40 درصد وزن کلی خاک می‌باشد، زنجیره‌های باربر انتقال نیرو در ساختار باربر خاک بیشتر میان دانه‌های لای تشکیل می‌گردد. به ازای مقدار ریزدانه بیشتر، دانه‌های ماسه در عمل میان دانه‌های لای شناور بوده و نقش مهمی را در ساختار باربر خاک بازی نمی‌کنند. در ادامه توانایاگام و مارتین [4] مفهوم نسبت تخلخل میان‌دانه‌ای<sup>2</sup> را که بر اساس نسبت تخلخل میان دانه‌های فعال در ساختار باربر خاک (و نه همه دانه‌ها) تعریف می‌شود را به‌عنوان جایگزینی مناسب برای نسبت تخلخل کلی در ماسه‌های لای‌دار پیشنهاد نمودند.

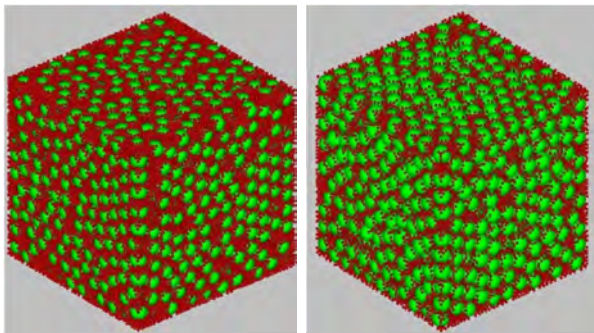
محیط‌های دانه‌ای با دانه‌بندی دوگانه از آمیختن دو محیط دانه‌ای با دانه‌بندی یکنواخت یا به نسبت یکنواخت ساخته شده‌اند. ماسه‌های لای‌دار گونه‌ای شناخته شده از محیط‌های دانه‌ای با دانه‌بندی دوگانه در مکانیک خاک می‌باشند. در این نوشتار، نخست حالت بحرانی محیط‌های دانه‌ای با دانه‌بندی دوگانه به‌وسیله شبیه‌سازی آزمایش‌های سه محوری به روش اجزای گسسته شبیه‌سازی می‌گردد. نشان داده می‌شود که نسبت تخلخل حالت بحرانی وابسته به مقدار فاز ریزدانه بوده و یکتا نمی‌باشد درحالی‌که با به‌کارگیری مفهوم نسبت تخلخل میان‌دانه‌ای می‌توان توصیفی یکتا برای حالت بحرانی ماسه‌های تمیز و لای‌دار به دست آورد. به منظور رعایت پایداری انرژی در بخش کشسان رفتار و نیز در نظر گرفتن اثر ناهمسانی تحمیلی بر بخش‌های کشسان و خمیری رفتار خاک‌های دانه‌ای، لشکری و گلچین [5] و گلچین و لشکری [6] یک مدل رفتاری سازگار با مکانیک خاک حالت بحرانی و در چارچوب نظریه خمیری سطح مرزی پیشنهاد نمودند. نشان داده شده است که مدل رفتاری مذکور می‌تواند اثر ناهمسانی



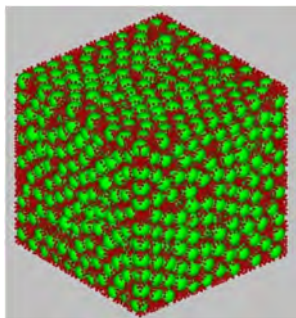
(الف) (ب)



(پ) (ت)



(ث) (ج)



(چ)

شکل (1): نمایش نمونه‌های عددی بکار رفته در شبیه‌سازی به روش اجزای گسسته رفتار سه محوری زهکشی شده مرسوم: (الف) نمونه درشت‌دانه تمیز، (ب) نمونه درشت‌دانه دارای 2/5 درصد وزنی ریزدانه، (پ) نمونه درشت‌دانه دارای 5 درصد وزنی ریزدانه، (ت) نمونه درشت‌دانه دارای 7/5 درصد وزنی ریزدانه، (ث) نمونه درشت‌دانه دارای 10 درصد وزنی ریزدانه، (ج) نمونه درشت‌دانه دارای 15 درصد وزنی ریزدانه، (چ) نمونه درشت‌دانه دارای 30 درصد وزنی ریزدانه

(بیشینه) و تنش افقی (کمینه) می‌باشند.

از آنجایی که تغییر شکل محیط‌های دانهای هندسه فضاهای خالی میان دانه‌ها را نیز دستخوش دگرگونی‌های شدید می‌سازد، اعمال رویکرد سنجش لغزش دانه‌ها در نقاط تماس به منظور محاسبه‌ی کرنش معادل ناکارآمد می‌باشد. در حال حاضر، چگونگی محاسبه‌ی کرنش در محیط‌های گسسته از خط‌های مقدم پژوهش می‌باشد. از میان رویکردهای گوناگون پیشنهاد شده، روش محاسبه کرنش معادل بر پایه جابه‌جایی مرزها در این مقاله برگزیده و به کار رفته است. در این مقاله، کرنش محوری به صورت زیر محاسبه می‌شوند:

$$\varepsilon_a = \frac{2DH}{H_{old} + H_{new}} \quad (3)$$

در رابطه‌ی (4)،  $\varepsilon_a$  کرنش محوری معادل،  $H_{old}$ ،  $H_{new}$  و  $DH$  به ترتیب ارتفاع ابتدایی، ارتفاع کنونی و تغییر ارتفاع نمونه می‌باشند. به گونه‌ی مشابه  $\varepsilon_v$  کرنش حجمی معادل را می‌توان از رابطه زیر محاسبه نمود:

$$\varepsilon_v = \frac{2DV}{V_{old} + V_{new}} \quad (4)$$

که  $V_{old}$ ،  $V_{new}$  و  $DV$  به ترتیب حجم ابتدایی، حجم کنونی و تغییر حجم نمونه می‌باشند.

در ادامه، رفتار زهکشی شده نمونه‌های درشت‌دانه تمیز و درشت‌دانه به همراه مقادیر مختلف ریزدانه در مد سه محوری فشاری مرسوم شبیه‌سازی شده است. تمام نمونه‌ها در ابتدا (پیش از اعمال برش) مکعبی می‌باشند و شرایط سه محوری زهکشی شده مرسوم با یکسان تعریف کردن مؤلفه‌های تنش جانبی (افقی)، ثابت نگه داشتن مؤلفه‌های تنش جانبی در زمان اعمال برش و همچنین تعریف نکردن قید بر تغییر حجم ایجاد می‌گردد. شبیه‌سازی آزمایش‌های عددی به گونه‌ای برنامه‌ریزی شده است تا شرایط ابتدایی نمونه‌ها، دامنه به نسبت گسترده‌ای از مقادیر نسبت تخلخل (تراکم) و تنش مؤثر همه‌جانبه را دارا باشد. نمونه‌ی درشت‌دانه تمیز و نمونه‌های دارای مقادیر مختلف ریزدانه در شکل (1) نمایش داده شده‌اند. همچنین پارامترهای به کار برده شده در شبیه‌سازی‌ها در جدول (1) آورده شده‌اند.

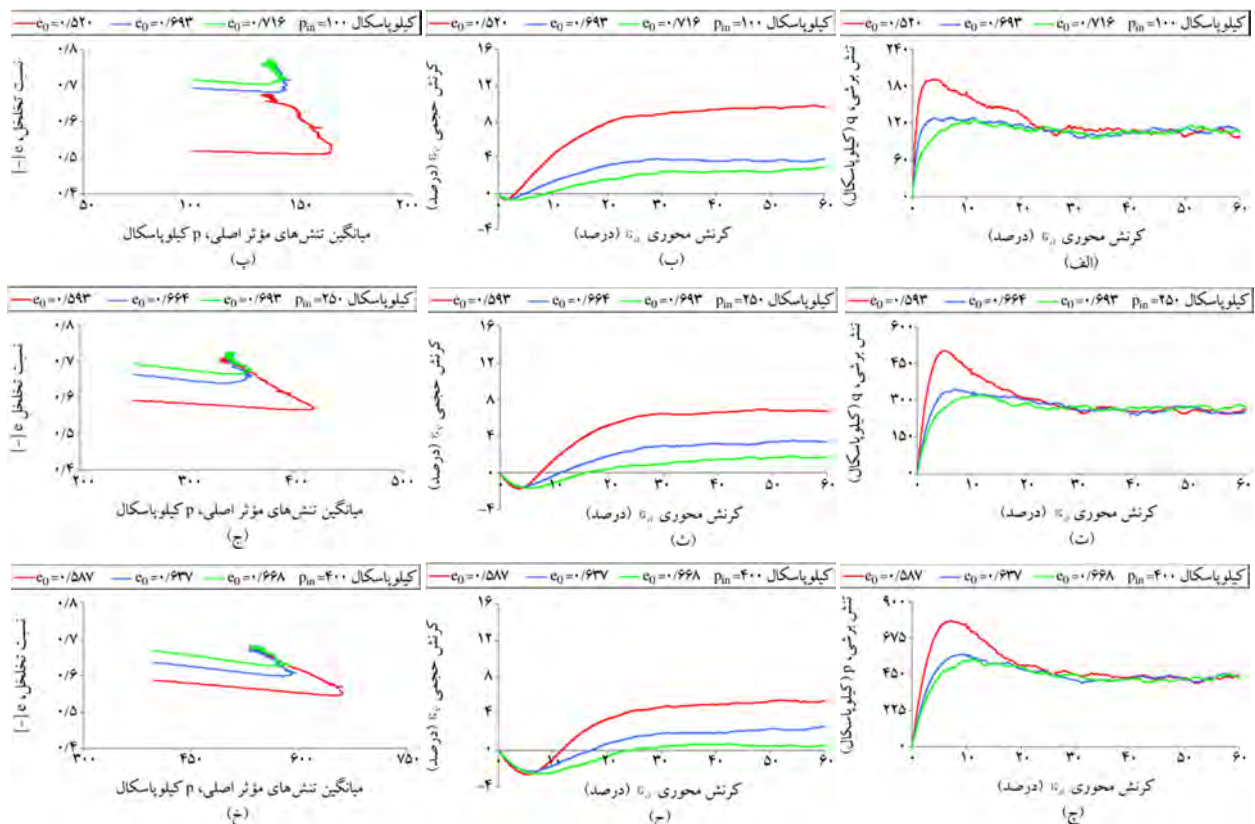
**جدول (1): پارامترهای بکار برده شده در شبیه‌سازی آزمایش‌های سه محوری زهکشی شده**

پارامتر	مقدار [واحد]
چگالی دانه‌ها	2650 کیلوگرم بر متر مکعب
ضریب اصطکاک میان دانه‌ها	0/50 [-]
ضریب اصطکاک میان دانه‌ها و مرزهای خارجی	0/0 [-]
میرایی	0/70 [-]
سختی مرزهای خارجی	$1 \times 10^7$ کیلونیوتن بر متر
سختی نرمال و مماسی دانه‌ها	$K_0 = 1 \times 10^5$ که در آن $K_n = K_s = K_0 \times r$ کیلونیوتن بر متر مربع می‌باشد
شعاع دانه‌های فاز درشت دانه	0/108 میلی‌متر
شعاع دانه‌های فاز ریزدانه	0/0216 میلی‌متر

## 2-2- شبیه‌سازی رفتار زهکشی‌شده‌ی نمونه‌های درشت‌دانه تمیز

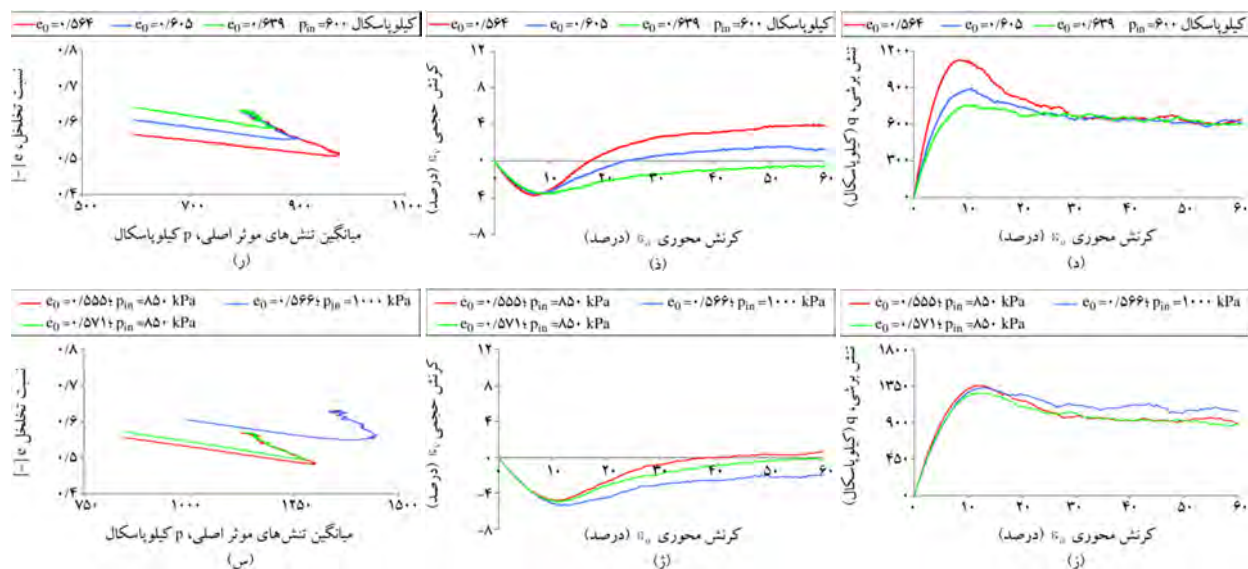
رفتارهای مقاومتی و تغییر شکلی 15 نمونه درشت‌دانه تمیز در

آزمایش سه محوری زهکشی شده مرسوم در شکل (2) شبیه‌سازی شده است. در شبیه‌سازی آزمایش‌ها، نسبت تخلخل ابتدایی در دامنه 0/520 تا 0/716 و تنش همه‌جانبه دامنه به نسبت بزرگ 100 تا 1000 کیلو پاسکال را در بر می‌گیرند. لازم به توضیح است که شکستگی شدید در رفتارهای مقاومتی و تغییر شکلی نشانگر از دست رفتن همگنی در نمونه بوده و مشارکت‌دهی این شبیه‌سازی‌ها در بررسی حالت بحرانی محیط دانه‌ای به دلیل ناهمگنی نمونه درست نمی‌باشد. بنابراین، از میان شبیه‌سازی‌های انجام شده، تنها رفتار نمونه‌هایی که فاقد شکستگی شدید در رفتارهای مقاومتی و تغییر حجمی هستند در شکل (2) گزارش شده است. بررسی اجمالی شکل (2) نشان می‌دهد که در کرنش‌های محوری بزرگ (مثلاً کرنش‌های بیشتر از 40 درصد)، همه نمونه‌ها مجانب‌وار به سوی یک حالت حدی میل می‌کنند که در آن تنش مؤثر همه‌جانبه، تنش برشی و حجم نمونه با اعمال کرنش‌های محوری (برشی) بیشتر



شکل (2): شبیه‌سازی مقاومت برشی بر حسب کرنش محوری، کرنش حجمی بر حسب کرنش محوری و تغییرات نسبت تخلخل با تنش مؤثر همه‌جانبه نمونه‌های درشت‌دانه تمیز به روش اجزای گسسته: (الف تا ج) سه نمونه با تنش همه‌جانبه ابتدایی 100 کیلو پاسکال، (د تا و) سه نمونه با تنش همه‌جانبه ابتدایی 250 کیلو پاسکال، (ز تا ط) سه نمونه با تنش همه‌جانبه ابتدایی 400 کیلو پاسکال، (ی تا ل) سه نمونه با تنش همه‌جانبه ابتدایی 600 کیلو پاسکال، (م تا س) سه نمونه با تنش همه‌جانبه ابتدایی 850 و 1000 کیلو پاسکال





ادامه شکل (2)

و 30 درصد وزنی ریزدانه در دامنه‌ی تنش همه‌جانبه دامنه به نسبت بزرگ 100 تا 1000 کیلو پاسکال بررسی شده که از این میان، رفتار نمونه‌هایی که تنش مؤثر همه‌جانبه آنها پیش از اعمال برش 250 کیلو پاسکال بوده، در شکل (4) به‌عنوان نمونه گزارش شده است. رسیدن به حالت بحرانی در کرنش‌های محوری بزرگ در رفتار همه نمونه‌های دارای ریزدانه قابل مشاهده است. با رسیدن به کرنش محوری 60 درصد، حالت نهایی مسیر تنش تمام نمونه‌ها در شکل (5-الف) نمایش داده شده است. با برآزش بهترین خط مستقیم به داده‌ها، می‌توان دریافت که تفاوت معناداری میان خط حالت بحرانی نمونه‌های درشت‌دانه تمیز و نمونه‌های درشت‌دانه دارای مقادیر مختلف ریزدانه (از 2/5 تا 30 درصد وزنی) موجود نمی‌باشد. به بیان دقیق‌تر، در حالی که  $M = 0/775$  برای شیب خط حالت بحرانی برای نمونه‌های درشت‌دانه تمیز در شکل (3-الف) برآورد گردید، به دست آوردن  $M = 0/781$  برای همه نمونه‌های تمیز و با ریزدانه کمتر از 30 درصد وزنی در شکل (5-الف) نشان می‌دهد که مقدار فاز ریزدانه تأثیر چندانی بر شیب خط حالت بحرانی در صفحه  $q-p$  ندارد. پیش از این، چو و همکاران [7] با بررسی رفتار 85 خاک دانه‌ای مختلف گزارش کرده‌اند که زاویه اصطکاک داخلی حالت بحرانی تنها به شکل دانه‌ها وابسته

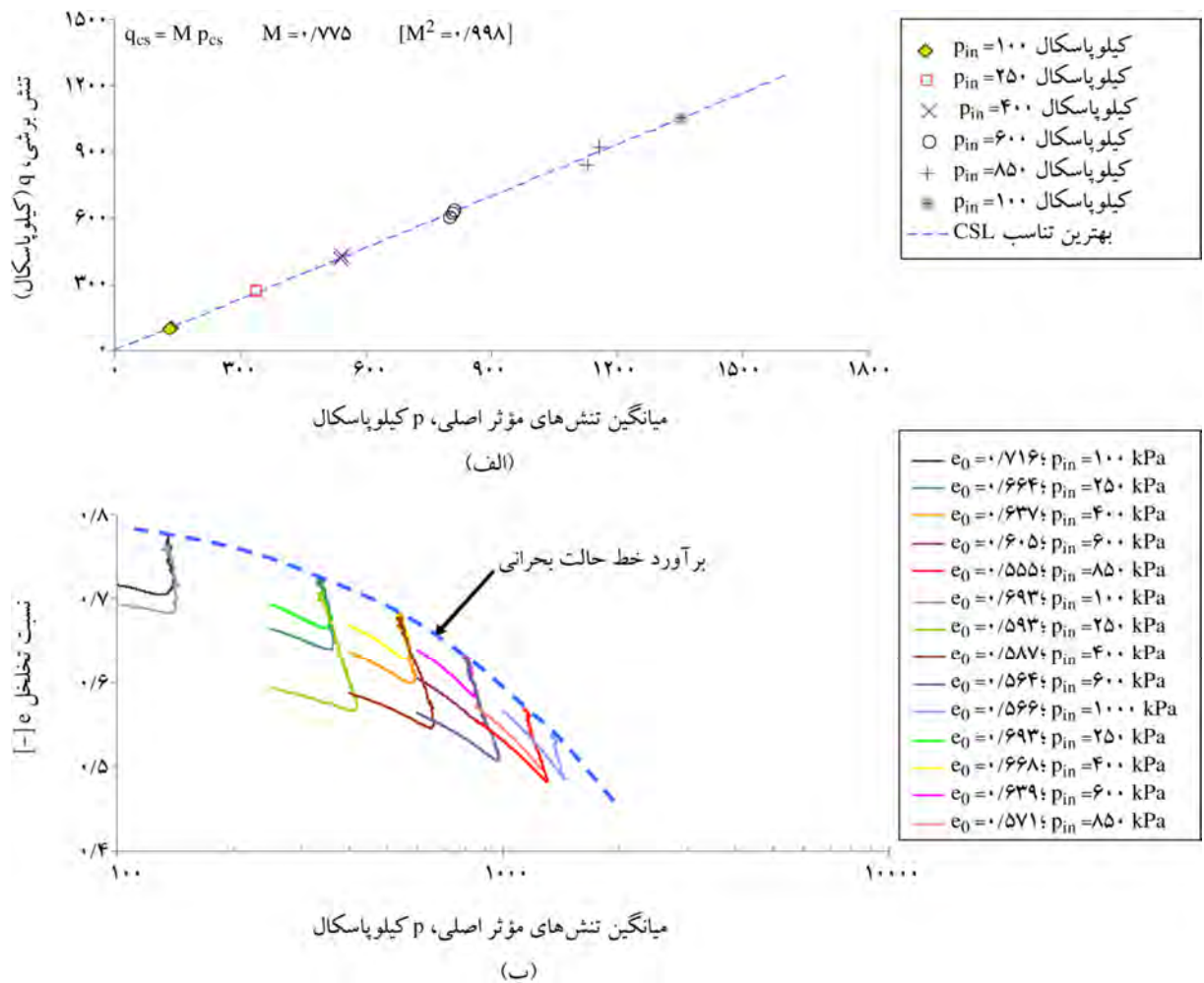
کمابیش ثابت می‌ماند. به آسانی می‌توان دریافت که مشاهده‌ی اخیر سازگار با تعریف حالت بحرانی در مکانیک خاک بوده و تنها با پذیرش چند پیش‌فرض درباره فیزیک اندرکنش دانه‌ها در محیط‌های دانه‌ای، حالت بحرانی به‌خودی‌خود شبیه‌سازی شده است. با به‌کارگیری حالات نهایی نمونه‌های نمایش داده شده در شکل (2)، حالت بحرانی نمونه‌های درشت‌دانه تمیز در شکل (3) بررسی شده است.

شکل (3-الف) نشان می‌دهد که یک خط مستقیم گذرنده از مبدأ مختصات به‌خوبی حالت بحرانی نمونه‌های درشت‌دانه را در صفحه  $q-p$  توصیف می‌کند. روند تغییرات نسبت تخلخل (e) با میانگین تنش‌های مؤثر اصلی (p) در بخش (ب) شکل (3) بررسی شده است. می‌توان دید که حالت نهایی نسبت تخلخل نمونه‌ها در صفحه  $e-p$  به‌وسیله یک خط حالت بحرانی یکتا قابل توصیف می‌باشد.

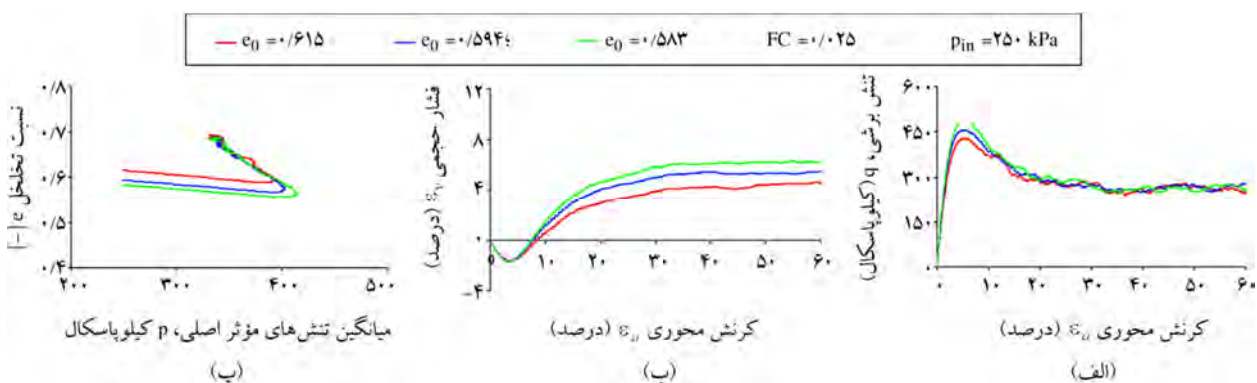
### 2-3- شبیه‌سازی رفتار زهکشی شده نمونه‌های درشت‌دانه دارای مقادیر مختلف ریزدانه

در بخش پیشین نشان داده شد که روش اجزای گسسته به‌خوبی از توانمندی شبیه‌سازی حالت بحرانی در محیط‌های دانه‌ای برخوردار می‌باشد. با پیگیری الگوی مشابه، رفتارهای مقاومتی و تغییر حجمی و نمونه‌های درشت‌دانه دارای 2/5، 5، 7/5، 10، 15

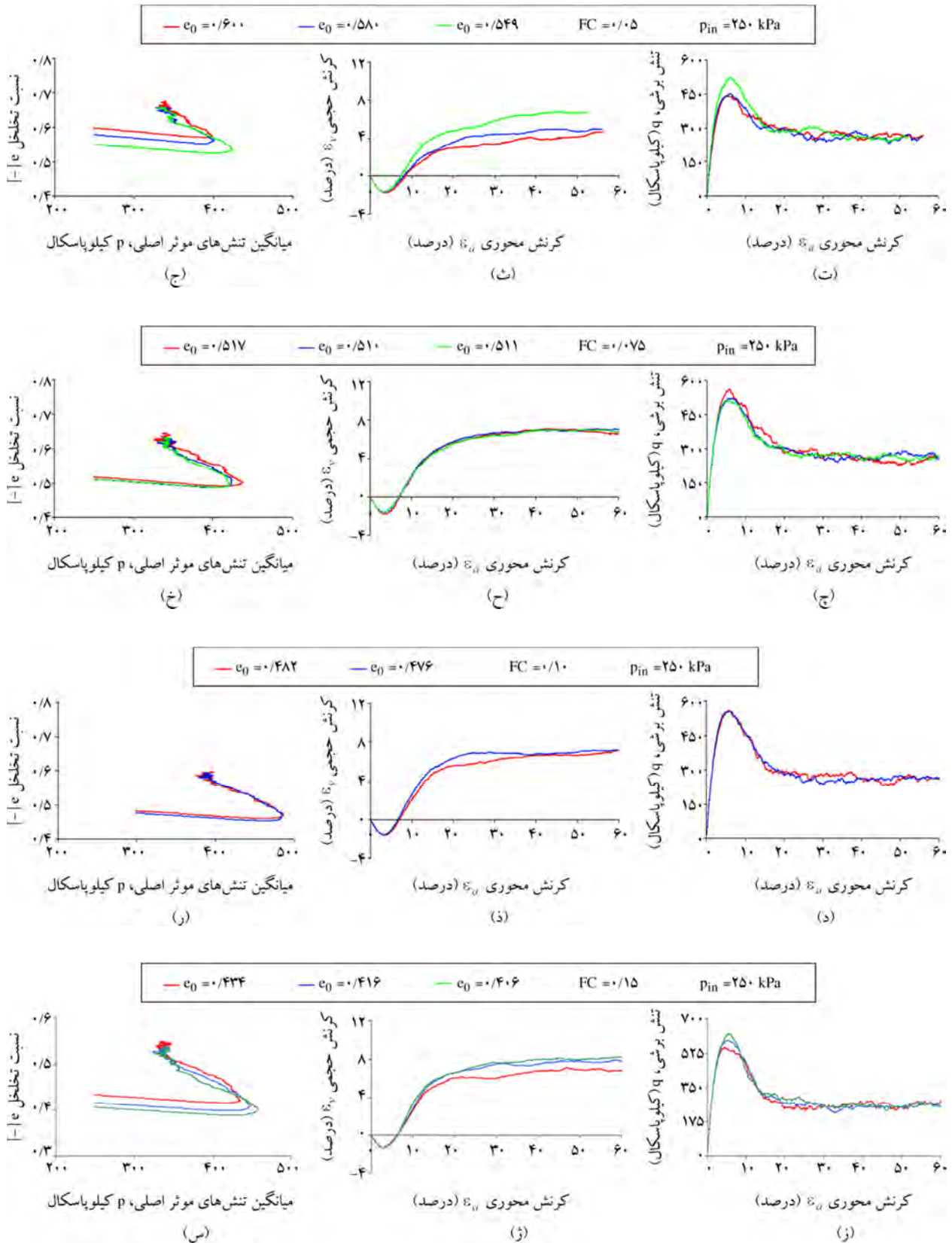
می‌باشد. با توجه به کرووی بودن دانه‌های فاز درشت‌دانه و ریزدانه در این پژوهش، مشاهده تغییرات ناچیز شیب خط حالت بحرانی در صفحه  $q$ - $p$  سازگار با نظریه چو و همکاران [7] می‌باشد.



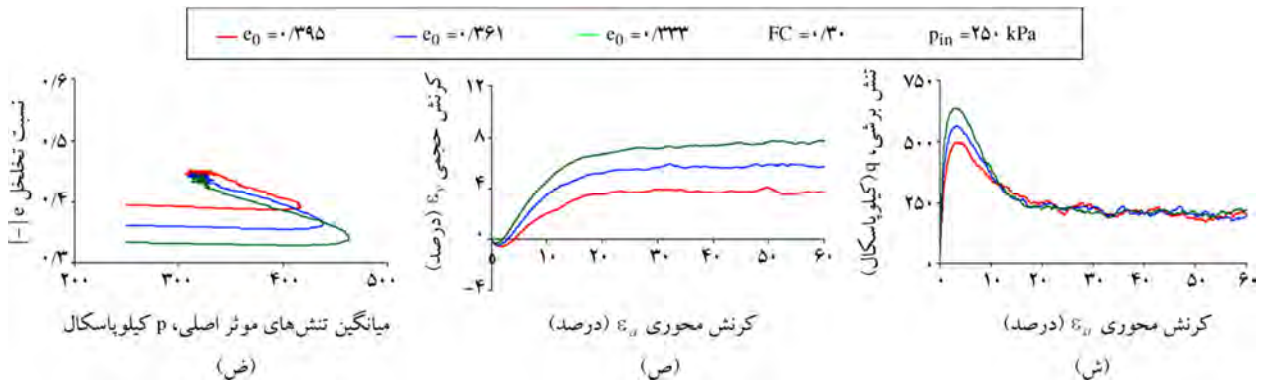
شکل (3): بررسی حالت بحرانی نمونه‌های درشت‌دانه تمیز در دامنه به نسبت گسترده مقادیر مختلف نسبت تخلخل و تنش مؤثر همه‌جانبه. (الف) حالت بحرانی در صفحه  $q$ - $p$  و (ب) منحنی‌های چگونگی تغییر نسبت تخلخل و خط حالت بحرانی در صفحه  $e$ - $p$



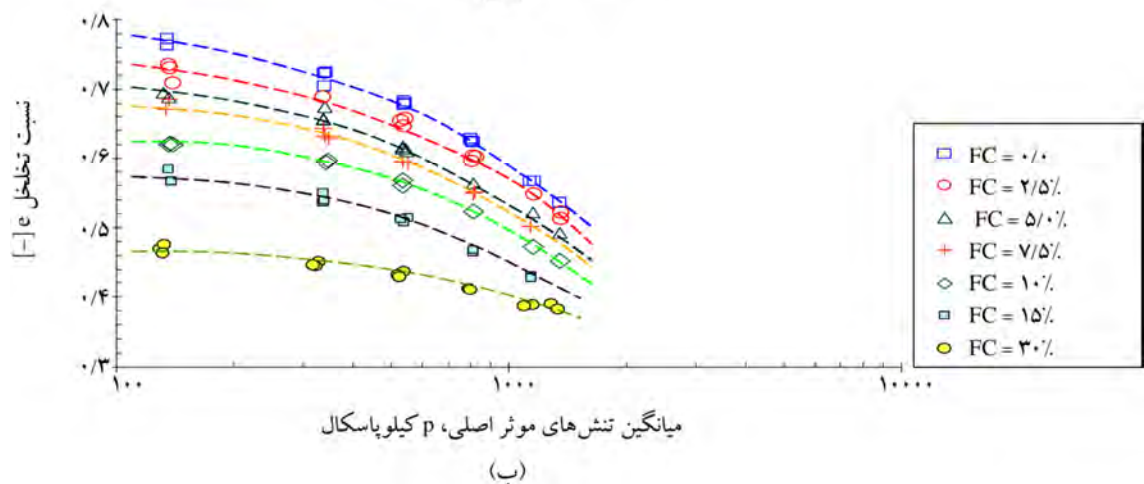
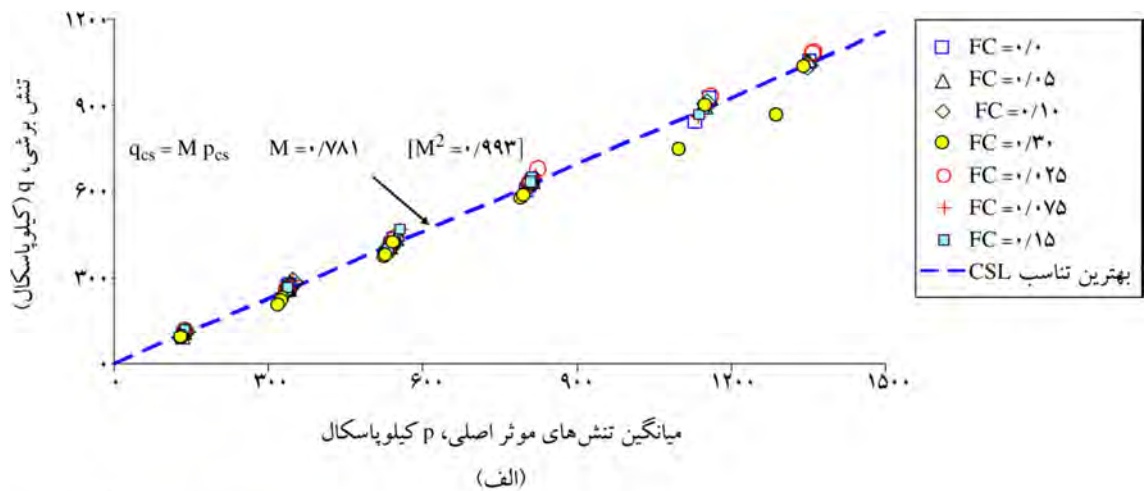
شکل (4): شبیه‌سازی مقاومت برشی بر حسب کرنش محوری، کرنش حجمی بر حسب کرنش محوری و تغییرات نسبت تخلخل با تنش مؤثر همه‌جانبه نمونه‌های دارای مقادیر مختلف ریزدانه به روش اجزای گسسته: (الف تا پ) نمونه‌های دارای 2/5 درصد وزنی ریزدانه، (ت تا ج) نمونه‌های دارای 5 درصد وزنی ریزدانه، (چ تا خ) نمونه‌های دارای 7/5 درصد وزنی ریزدانه، (د تا ر) نمونه‌های دارای 10 درصد وزنی ریزدانه، (ز تا س) نمونه‌های دارای 15 درصد وزنی ریزدانه و (ش تا ص) نمونه‌های دارای 30 درصد وزنی ریزدانه



ادامه شکل (4)



ادامه شکل (4)



شکل (5): بررسی اثر مقدار ریزدانه بر حالت بحرانی در نمونه‌های دارای مقادیر مختلف ریزدانه به ازای مقادیر مختلف نسبت تخلخل و میانگین تنش‌های مؤثر اصلی. (الف) حالت بحرانی در صفحه q-p و (ب) خط حالت بحرانی در صفحه e-p

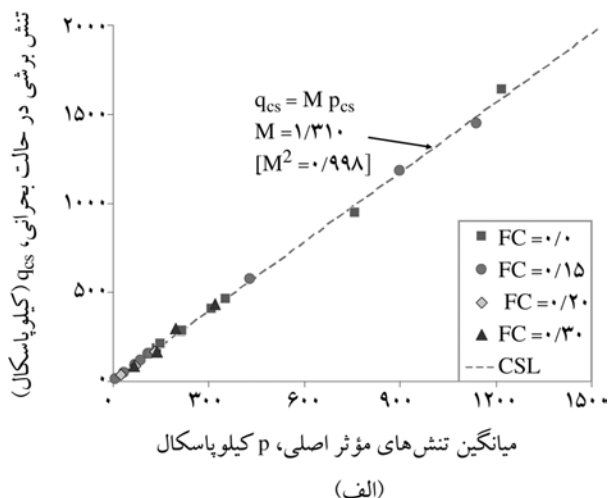
ریزدانه در صفحه e-p قابل تعریف است، اما این خطوط با خط حالت بحرانی به‌دست آمده برای نمونه‌های درشت‌دانه تمیز یکسان نبوده و نسبت تخلخل حالت بحرانی با افزایش مقدار فاز ریزدانه به آرامی کاهش می‌یابد.

با بهره‌گیری از مقادیر نهایی نسبت تخلخل، حالت بحرانی نمونه‌های تمیز و دارای مقادیر مختلف ریزدانه در شکل (6) نمایش داده شده است. بر خلاف آنچه که در صفحه q-p مشاهده شد، یک خط حالت بحرانی یکتا به ازای هر مقدار

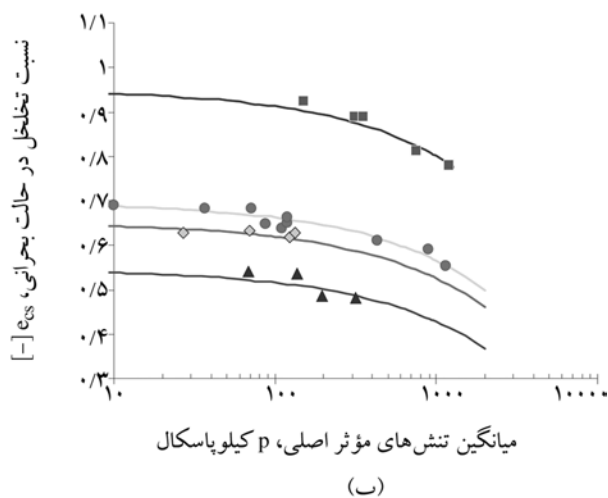


مقابل، نسبت تخلخل حالت بحرانی در شکل (6-ب) با افزایش مقدار لای غیر خمیری ماجورا به گونه‌ای پیوسته کاهش یافته است. مقایسه دو شکل (5) و (6) نشان می‌دهد که اثر افزودن ریزدانه بر حالت بحرانی به دست آمده از شبیه‌سازی آزمایش‌های سه محوری زهکشی شده به روش اجزای گسسته کاملاً مشابه الگوی رفتاری مشاهده شده در آزمایش‌های سه محوری زهکشی نشده واقعی است.

نخستین بار توانایاگام و همکاران [10] و همچنین توانایاگام و مارتین [11] تحلیلی هندسی برای چگونگی اندرکنش میان فازهای ریز و درشت‌دانه در خاک‌های دانهای با دانه‌بندی دو گانه پیشنهاد دادند. در این چارچوب، به ازای مقادیر ریزدانه کمتر از یک مقدار آستانه (در حدود 30 تا 40 درصد وزنی)، ساختار برابر خاک بیشتر از فاز درشت‌دانه اثر می‌پذیرد و بخشی از فاز ریزدانه در ساختار برابر خاک مشارکت فعال ندارند. به ازای مقادیر ریزدانه بیشتر از مقدار آستانه، تماس مستقیم دانه‌های درشت با یکدیگر از میان رفته و دانه‌های فاز درشت‌دانه در میان دانه‌های ریزتر فاز ریزدانه شناورند. در این مقاله تنها به حالت نخست یعنی خاک درشت‌دانه دارای ریزدانه کمتر از مقدار آستانه (مانند ماسه‌های لای‌دار) پرداخته می‌شود. در ماسه‌های لای‌دار، دانه‌های لای فضای خالی میان دانه‌های درشت‌تر ماسه را پر می‌کنند و از نسبت تخلخل کلی خاک می‌کاهند، اما الزاماً مشارکت فعالی در ساختار برابر خاک ندارند. در حالی که در ماسه‌های تمیز کمتر بودن نسبت تخلخل کلی خاک به ازای یک مقدار تنش همه‌جانبه مشخص به معنای استحکام بیشتر ساختار برابر می‌باشد، کمتر بودن نسبت تخلخل ماسه‌های لای‌دار در مقایسه با نمونه‌های ماسه‌ی تمیز و یا نمونه‌های لای‌دار با مقدار ریزدانه‌ی کمتر به معنای مستحکم‌تر بودن ساختار برابر نیست. با توجه به این کاستی مفهوم نسبت تخلخل کلی، توانایاگام و همکاران [4] مفهوم نسبت تخلخل میان‌دانه‌ای که بر اساس فضای خالی میان دانه‌های



(الف) میانگین تنش‌های مؤثر اصلی،  $p$  کیلوپاسکال



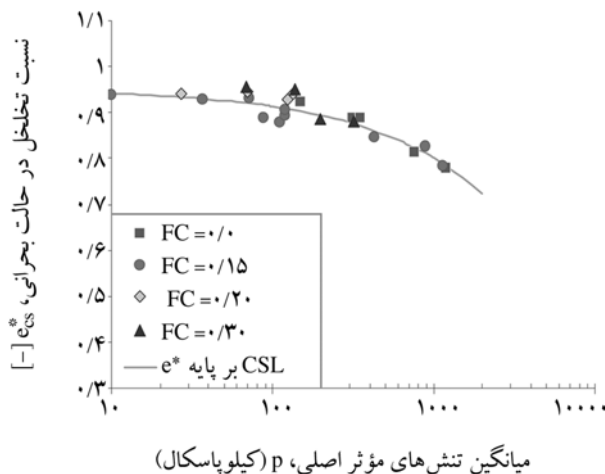
(ب) نسبت تخلخل در حالت بحرانی،  $e_{cs}$  میانگین تنش‌های مؤثر اصلی،  $p$  کیلوپاسکال

شکل (6): بررسی اثر مقدار ریزدانه بر حالت بحرانی نمونه‌های تمیز و لای‌دار ماسه سیدنی. (الف) حالت بحرانی در صفحه  $q-p$  و (ب) خط حالت بحرانی در صفحه  $e-p$  (داده‌های تجربی برگرفته از رحمان و همکاران [9] می‌باشد)

#### 4-2- اثر ریزدانه بر حالت بحرانی خاک‌های با دانه‌بندی دوگانه

رحمان و همکاران [8] و رحمان و همکاران [9] با انجام آزمایش‌های سه محوری زهکشی نشده، حالت بحرانی ماسه سیدنی و همچنین ماسه سیدنی به همراه درصدهای مختلف وزنی لای رودخانه ماجورا را بررسی کردند. شکل (6-الف) نشان می‌دهد که یک خط یکتا، حالت بحرانی نمونه‌های تمیز و لای‌دار ماسه سیدنی را در صفحه  $q-p$  توصیف می‌نماید. در

با به کارگیری رویکرد لشکری [14] به منظور برآورد مشارکت فاز ریزدانه در ساختار باربر خاک، حالت بحرانی نمونه‌های تمیز و لای‌دار ماسه سیدنی بر حسب نسبت تخلخل میان دانه‌ای در شکل (7) نمایش داده شده است. بررسی این شکل نشان می‌دهد که یک خط حالت بحرانی یکتا می‌تواند حالت بحرانی نمونه‌های تمیز و لای‌دار ماسه سیدنی را در صفحه  $e^*-p$  توصیف نماید.



شکل (7): بررسی حالت بحرانی نمونه‌های تمیز و لای‌دار ماسه سیدنی در صفحه  $e^*-p$  (داده‌های تجربی خام برگرفته از رحمان و همکاران [9] می‌باشد)

## 2-5- راهبرد پیشنهادی برای توسعه مدل‌های رفتاری متحد توصیف‌گر رفتار ماسه‌های تمیز و لای‌دار

با انجام مجموعه‌ی گسترده‌ای از آزمایش‌های سه محوری زهکشی شده و زهکشی نشده، بین و جفریز [16] نشان دادند که رفتار ماسه‌های تمیز به وسیله‌ی پارامتر حالت که به صورت زیر تعریف می‌شود، به خوبی قابل توصیف می‌باشد:

$$\psi = e - e_{cs} \quad (8)$$

در رابطه‌ی بالا،  $e$  نشانگر نسبت تخلخل کنونی و  $e_{cs}$  مقدار نسبت تخلخل حالت بحرانی متناظر با مقدار کنونی تنش مؤثر همه‌جانبه می‌باشد. نشان داده شده است که اگر مقدار ابتدایی پارامتر حالت مثبت باشد، ماسه گرایش به رفتار تراکمی داشته و نسبت به روانگرایی جریانی آسیب‌پذیر است. در مقابل، اگر مقدار

شرکت کننده در ساختار باربر خاک و نه فضای خالی میان همه دانه‌ها تعریف می‌شود را به عنوان معیاری برای بیان استحکام ساختار باربر خاک پیشنهاد نمود:

$$e^* = \frac{e + (1-b)FC}{1 - (1-b)FC} \quad (5)$$

در رابطه‌ی (5)،  $e$  نسبت تخلخل خاک و  $FC$  میزان ریزدانه‌ی موجود در خاک است.  $FC$  در بازه صفر (خاک درشت‌دانه تمیز) تا یک (خاک ریزدانه تمیز) تغییر می‌کند.  $b$  در رابطه (5) نشانگر مشارکت فاز ریزدانه در ساختار باربر خاک است که در بازه صفر تا یک تغییر می‌کند.  $b = 0$  به معنای مشارکت نکردن فاز ریزدانه در ساختار باربر و  $b = 1$  به معنای مشارکت کامل فاز ریزدانه در ساختار باربر خاک می‌باشد. در صورت مشارکت کامل فاز ریزدانه در ساختار باربر خاک، مقدار نسبت تخلخل میان دانه‌ای برابر با نسبت تخلخل کلی ( $e$ ) به دست می‌آید. در حال حاضر، هیچ حل جامع و فراگیری به منظور محاسبه  $b$  در دست نیست. توانایاگام و همکاران [4] و نی و همکاران [12] مقدار  $b = 0.25$  را برای ماسه‌های لای‌دار پیشنهاد دادند. در ادامه، رحمان و لو [13]، لشکری [14] و وحیدی‌نیا و همکاران [15] نشان دادند که افزایش مقدار ریزدانه می‌تواند افزایش میزان مشارکت فاز ریزدانه در ساختار باربر خاک را در پی داشته باشد. در سال‌های اخیر، رحمان و لو [13] و رحمان و همکاران [9] رابطه تجربی زیر را برای برآورد  $b$  پیشنهاد نموده‌اند:

$$b = \left[ 1 - \exp\left(-0.30 \frac{(FC / FC_{th})}{1 - Z^{-0.25}}\right) \right] \left( \frac{1}{Z} \cdot \frac{FC}{FC_{th}} \right)^{\frac{1}{Z}} \quad (6)$$

در رابطه‌ی (6)،  $FC_{th}$  برابر میزان ریزدانه‌ی آستانه و  $Z = D_{10} / d_{50}$  می‌باشد که در آن  $D_{10}$  و  $d_{50}$  به ترتیب اندازه‌ی مؤثر فاز درشت‌دانه و اندازه‌ی میانه فاز ریزدانه می‌باشد. همچنین اگر شکل دانه‌های فازهای درشت‌دانه و ریزدانه مشابه باشد، لشکری [14] رابطه تجربی زیر را برای برآورد مشارکت فاز ریزدانه در ساختار باربر پیشنهاد نموده است:

$$b \approx 1.93 FC Z^{-0.20} \quad (7)$$

### 3- مدل رفتاری متحد برای شبیه‌سازی رفتار ماسه‌های تمیز و لای‌دار

#### 3-1- فرمول‌بندی صریح مدل رفتاری برای ماسه‌های تمیز

به منظور در نظر گرفتن پایستاری انرژی در بخش کشسان رفتار و همچنین در نظر گرفتن آثار ناهمسانی تحمیلی بر بخش‌های کشسان و خمیری خاک‌های دانه‌ای بدون به کارگیری رویکردهایی مانند وابسته‌سازی معادلات رفتاری به تنسور بافت، گلچین و لشکری [6] و لشکری و گلچین [5] یک مدل رفتاری در چهارچوب نظریه‌ی خمیری سطح مرزی<sup>4</sup> و سازگار با مکانیک خاک حالت بحرانی پیشنهاد نمودند. با توجه به آنکه مبانی نظری توسعه‌ی این مدل رفتاری پیش از این به‌طور کامل منتشر شده است (به‌عنوان نمونه گلچین [20]، گلچین و لشکری [9] و لشکری و گلچین [5، 21])، در این نوشتار تنها به ارائه شکل صریح فرمول‌بندی نهایی این مدل بسنده می‌شود.

مدل رفتاری در فضای تنش‌ها و کرنش‌های سه محوری فرمول‌بندی شده است. تنش مؤثر همه‌جانبه ( $p$ ) و تنش برشی ( $q$ ) در این فضا به‌صورت زیر تعریف می‌شوند:

$$p = \frac{1}{3}(\sigma_1 + 2\sigma_3) \quad ; \quad q = \sigma_1 - \sigma_3 \quad (11)$$

که  $\sigma_1$  و  $\sigma_3$  به ترتیب تنش مؤثر اصلی بیشینه و کمینه می‌باشند. به گونه‌ی مشابه، کرنش حجمی ( $\varepsilon_v$ ) و کرنش برشی ( $\varepsilon_q$ ) در فضای کرنش‌های سه محوری به‌صورت زیر تعریف می‌گردد:

$$\varepsilon_v = \varepsilon_1 + 2\varepsilon_3 \quad ; \quad \varepsilon_q = \varepsilon_1 - \varepsilon_3 \quad (12)$$

که در تعریف بالا،  $\varepsilon_1$  و  $\varepsilon_3$  به ترتیب کرنش‌های اصلی بیشینه و کمینه می‌باشند.

در مدل رفتاری، نمو تنش مؤثر همه‌جانبه و تنش برشی به‌وسیله‌ی معادله‌ی زیر به نمو کرنش حجمی و کرنش برشی وابسته شده‌اند:

$$\begin{Bmatrix} \dot{\varepsilon}_v \\ \dot{\varepsilon}_q \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} D_{pp} & D_{pq} \\ D_{qp} & D_{qq} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{\varepsilon}_p \\ \dot{\varepsilon}_q \end{Bmatrix} \quad (13)$$

که در معادله‌ی (13)،  $D_{pp}$ ،  $D_{pq}$ ،  $D_{qp}$  و  $D_{qq}$  از معادلات رفتاری زیر به دست می‌آیند.

ابتدایی پارامتر حالت منفی باشد، گرایش به اتساع در رفتار تغییر حجمی ماسه دیده می‌شود و در شرایط زهکشی‌نشده رفتار خاک سخت‌شونده و مقاوم در برابر روانگرایی جریانی است. در ادامه، رحمان و همکاران [9] با بررسی داده‌های آزمایشگاهی نشان دادند که نگارشی گسترش یافته از پارامتر حالت بین و جفریز [15] با نام پارامتر حالت میان دانه‌ای می‌تواند رفتار ماسه‌های لای‌دار را به‌خوبی توصیف نماید:

$$\psi^* = e^* - e_{cs} \quad (9)$$

که در رابطه (9)،  $\psi^*$  پارامتر حالت میان دانه‌ای و  $e^*$  نسبت تخلخل میان دانه‌ای کنونی خاک می‌باشد.  $e_{cs}$  نشانگر نسبت تخلخل حالت بحرانی ماسه‌ی تمیز است. با توجه به یکتایی خط حالت بحرانی در صفحه  $e^*-p$ ، از خط حالت بحرانی ماسه‌ی تمیز در تعریف پارامتر حالت میان دانه‌ای استفاده شده است. با به کارگیری پیشنهاد لی و وانگ [17]، خط حالت بحرانی به‌وسیله‌ی رابطه‌ی زیر توصیف می‌شود:

$$e_{cs} = e_0 - \lambda \left( \frac{p}{p_{ref}} \right)^\xi \quad (10)$$

که در رابطه‌ی بالا،  $e_0$ ،  $\lambda$  و  $\xi$  پارامتر وابسته به نوع خاک و  $p_{ref} = 100 \text{ kPa}$  یک فشار مرجع می‌باشند.

با وابسته‌سازی صریح اتساع و مدول سخت‌شوندگی خمیری به پارامتر حالت، منظری و دافالیاس [18] و دافالیاس و منظری [19] موفق به توسعه‌ی مدل‌های رفتاری کشسان-خمیری با توانایی شبیه‌سازی رفتار ماسه‌ها در بازه‌های بسیار بزرگ تراکم و تنش مؤثر همه‌جانبه با به کارگیری تنها یک مجموعه پارامتر گردیدند. در بخش پیش رو، با جایگزین‌سازی نسبت تخلخل میان دانه‌ای بجای نسبت تخلخل کلی و کاربرد پارامتر حالت میان دانه‌ای به جای پارامتر حالت بین و جفریز [16]، فرمول‌بندی مدل رفتاری سطح مرزی ارائه‌شده به‌وسیله‌ی یکی از نویسندگان برای شبیه‌سازی رفتار ماسه‌های تمیز به گونه‌ای گسترش می‌یابد تا از توانایی شبیه‌سازی همزمان رفتار ماسه‌های تمیز و لای‌دار برخوردار گردد.

$$\begin{aligned}
 D_{pp} &= K - \left[ \frac{sH(L)(1+G_{,qq}\chi_{,\alpha}K_p)}{spK_p + (1+G_{,qq}\chi_{,\alpha}K_p)[s(3G-J\eta)+(J-K\eta)d]} \right] (J+sKd)(J-K\eta) \\
 D_{pq} &= J - \left[ \frac{sH(L)(1+G_{,qq}\chi_{,\alpha}K_p)}{spK_p + (1+G_{,qq}\chi_{,\alpha}K_p)[s(3G-J\eta)+(J-K\eta)d]} \right] (J+sKd)(3G-J\eta) \\
 D_{qp} &= J - \left[ \frac{sH(L)(1+G_{,qq}\chi_{,\alpha}K_p)}{spK_p + (1+G_{,qq}\chi_{,\alpha}K_p)[s(3G-J\eta)+(J-K\eta)d]} \right] (3G+sJd)(J-K\eta) \\
 D_{qq} &= 3G - \left[ \frac{sH(L)(1+G_{,qq}\chi_{,\alpha}K_p)}{spK_p + (1+G_{,qq}\chi_{,\alpha}K_p)[s(3G-J\eta)+(J-K\eta)d]} \right] (3G+sJd)(3G-J\eta)
 \end{aligned} \tag{14}$$

متغیرهای زیادی در دسته معادلات رفتاری (14) موجودند که نیازمند تعریف می‌باشند. در ادامه، تعریف و مفهوم این متغیرها ارائه می‌گردد.

به منظور سازگاری ترمودینامیکی، معادلات رفتاری بخش کشسان رفتار با مشتق‌گیری از یک تابع انرژی آزاد گیبس<sup>5</sup> به دست می‌آیند. رویکرد مزبور مدول‌های بخش کشسان رفتار خاک را به گونه‌ای به یکدیگر وابسته می‌سازد تا پایداری انرژی در هر مسیر تنش بسته تضمین گردد (به‌عنوان نمونه لشکری و گلچین [5]). در این نوشتار، تابع انرژی آزاد گیبس پیشنهادی اینا و پوزرین [22] برای محاسبه‌ی مدول‌های کشسانی به کار رفته است:

$$K = \frac{G_{,qq}}{G_{,pp}G_{,qq} - G_{,pq}G_{,qp}} = \frac{1}{1 - \frac{\chi(\chi-1)}{2}\eta^2\left(\frac{\bar{K}}{3G}\right)} \bar{K} p_{ref} \left(\frac{p}{p_{ref}}\right)^\chi \tag{16}$$

$$G = \frac{1}{3} \frac{G_{,pp}}{G_{,pp}G_{,qq} - G_{,pq}G_{,qp}} = \frac{1}{1 - \frac{\chi(\chi-1)}{2}\eta^2\left(\frac{\bar{K}}{3G}\right)} \left(\bar{G} + \frac{\chi(\chi+1)}{6}\eta^2\bar{K}\right) p_{ref} \left(\frac{p}{p_{ref}}\right)^\chi$$

$$J = -\frac{G_{,pq}}{G_{,pp}G_{,qq} - G_{,pq}G_{,qp}} = \frac{1}{1 - \frac{\chi(\chi-1)}{2}\eta^2\left(\frac{\bar{K}}{3G}\right)} (\chi\eta\bar{K}) p_{ref} \left(\frac{p}{p_{ref}}\right)^\chi = \chi\eta K$$

در رابطه‌ی (15)،  $G$  نشانگر تابع انرژی آزاد گیبس می‌باشد.  $p_0$  و  $q_0$  به ترتیب مقادیر تنش مؤثر همه‌جانبه و تنش برشی می‌باشند که به ازای آنها، هر دو مقدار کرنش‌های حجمی و برشی کشسان صفر شوند. همچنین،  $\bar{G}$  و  $\bar{K}$  پارامترهای تابع انرژی آزاد گیبس و وابسته به نسبت تخلخل می‌باشند. در نگارش پایه اینا و پوزرین [22]، مقدار  $\chi$  همواره ثابت فرض می‌گردد درحالی‌که به دلیل جفت‌شدگی کشسان - خمیری<sup>6</sup> در چارچوب پیشنهادی گلچین و لشکری [6] و لشکری و گلچین [5]،  $\chi$  وابسته به پارامتر (های) سخت‌شوندگی می‌باشد. سرانجام،



در دسته رابطه (14)،  $K_p$  مدول سخت‌شوندگی خمیری

است و از رابطه‌ی زیر به دست می‌آید:

$$K_p = h H(\rho, \bar{\rho}) \frac{\alpha^b - s \alpha}{|\alpha - \alpha_{in}|} \left( \frac{P_{ref}}{P} \right)^{1-\chi} \quad (21)$$

در رابطه‌ی (21)،  $h$  و  $H(\rho, \bar{\rho})$  به ترتیب وابسته به تراکم خاک و خاطره بارگذاری‌های پیشین می‌باشند و  $\alpha^b$  نسبت تنش سطح حالت مرزی<sup>7</sup> است [23]. تعریف این متغیرها در ادامه آورده می‌شود.  $\alpha_{in}$  نیز برابر مقدار  $\alpha$  در آغاز بارگذاری اخیر می‌باشد که باید در آغاز بارگذاری برشی جدید به روز رسانی شود.

تابع اتساع در مدل رفتاری به صورت زیر تعریف می‌گردد:

$$d = A (\alpha^d - s \alpha) \quad (22)$$

که در آن  $A$  پارامتر مدل و  $\alpha^d$  نسبت تنش سطح اتساع<sup>8</sup> می‌باشد. تغییرات  $\chi$  به وسیله‌ی تابع زیر شبیه‌سازی می‌گردد:

$$\chi = \chi(\alpha) = \chi_{min} + \frac{(\chi_{max} - \chi_{min})}{1 + B (\alpha^b / |\alpha| - 1)} \quad (23)$$

که در آن  $B$  پارامتر مدل می‌باشد.  $\chi_{max}$  و  $\chi_{min}$  به ترتیب مقادیر کمینه و بیشینه  $\chi$  می‌باشند. انتخاب  $\chi_{max} = 0.95$  و  $\chi_{min} = 0.45 \sim 0.50$  در بیشتر مسائل از دقت کافی برخوردار می‌باشد. با مشتق‌گیری از رابطه (23) نسبت به  $\alpha$  خواهیم داشت:

$$\frac{\partial \chi}{\partial \alpha} = \chi_{,\alpha} = (\chi_{max} - \chi_{min}) \cdot \left( \frac{\alpha}{|\alpha|} \right) \cdot \frac{B \alpha^b}{(|\alpha| + B(\alpha^b - |\alpha|))^2} \quad (24)$$

شاخص بارگذاری در مدل رفتاری از معادله‌ی زیر محاسبه

می‌شود:

$$L = \frac{(3G - J\eta) \mathcal{E}_q + (J - K\eta) \mathcal{E}_s}{spK_p + (1 + G_{,q\chi} \chi_{,\alpha} K_p) [s(3G - J\eta) + (J - K\eta)d]} \quad (25)$$

اگر علامت شاخص بارگذاری محاسبه‌شده مثبت باشد، کرنش‌های خمیری تولید می‌گردند و رفتار خاک کشسان-خمیری پیش‌بینی می‌گردد. در مقابل، اگر علامت شاخص بارگذاری منفی به دست آید، رفتار باید کشسان در نظر گرفته

رابطه (16) به شکل زیر ساده می‌گردند:

$$K = \bar{K} p_{ref} \left( \frac{P}{P_{ref}} \right)^\chi$$

$$J = 0 \quad (17)$$

$$G = \bar{G} p_{ref} \left( \frac{P}{P_{ref}} \right)^\chi$$

بدیهی است که مدول‌های کشسانی رابطه‌ی (17) تنها به ازای ترازهای پایین تنش یا کرنش برشی اعتبار دارند و در حالت عمومی باید از مدول‌های کشسانی رابطه (16) استفاده نمود.

به دلیل تعریف جفت‌شدگی کشسان-خمیری در چارچوب پیشنهادی گلچین و لشکری [6] و لشکری و گلچین [5]، مدول جفت‌شدگی  $G_{,q\chi}$  نیز مورد نیاز می‌باشند که به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$G_{,q\chi} = \frac{1}{3\bar{G} p_{ref}} \times \left( q \left( \frac{P_{ref}}{P} \right)^\chi \ln \left( \frac{P_{ref}}{P} \right) - q_0 \left( \frac{P_{ref}}{P_0} \right)^\chi \ln \left( \frac{P_{ref}}{P_0} \right) \right) \quad (18)$$

تابع تسلیم در مدل رفتاری به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$f = f(\eta, \alpha) = |\eta - \alpha| - m = 0 \quad (19)$$

در رابطه‌ی (19)،  $m = 0.001$  نشانگر اندازه‌ی تابع تسلیم می‌باشد و  $\alpha$  امتداد تابع تسلیم در صفحه‌ی  $q-p$  را به دست می‌دهد. با اعمال شرط سازگاری به تابع تسلیم ( $df = 0$ )، چگونگی تغییرات پارامتر سخت‌شوندگی ( $\alpha$ ) به دست می‌آید:

$$df = \frac{\partial f}{\partial \eta} \mathcal{E}_\eta + \frac{\partial f}{\partial \alpha} \mathcal{E}_\alpha + \frac{\partial f}{\partial m} \mathcal{E}_m = 0 \quad (20)$$

که با توجه به ثابت ماندن  $m$  در طی بارگذاری، انجام مشتق‌گیری‌های لازم و جا نشانی در رابطه (20)، شرط  $\mathcal{E}_m = \mathcal{E}_\eta$  را برای محاسبه‌ی تغییرات پارامتر سخت‌شوندگی به دست می‌دهد که دانستن آن برای محاسبه‌ی چگونگی تغییر  $\chi$  ضروری می‌باشد. مقدار  $s$  در دسته رابطه (14) با توجه به موقعیت نسبت تنش  $\eta$  در مقایسه با پارامتر سخت‌شوندگی  $\alpha$  تعیین می‌شود.  $s = +1$  فرض می‌شود اگر  $\eta = \alpha + m$  برقرار باشد. در مقابل  $s = -1$  فرض می‌گردد، اگر  $\eta = \alpha - m$  باشد.

تخلخل میان دانه‌ای وابسته شده‌اند که تابع  $F(e)$  به صورت  $F(e^*) = (2.97 - e^*)^2 / (1 + e^*)$  تعریف می‌شود.

مدول سخت‌شوندگی خمیری، رابطه (21)، تابع اتساع، رابطه (22) و تغییرات  $\chi$  وابسته به حالت خاک نسبت به خط حالت بحرانی می‌باشند. به این منظور، نسبت‌های تنش سطح حالت مرزی و سطح اتساع به صورت زیر به پارامتر حالت میان دانه‌ای وابسته می‌گردند:

$$\alpha^b = M \exp(-n^b \psi^*) - m \quad (26)$$

$$\alpha^d = M \exp(+n^d \psi^*) - m$$

در رابطه‌ی (26)،  $n^d$  و  $n^b$  پارامتر مدل می‌باشند.  $M$  برابر شیب خط بحرانی در مد فشاری سه محوری می‌باشد اگر  $s = +1$  برقرار باشد. در صورتی که  $s = -1$  باشد،  $M$  باید برابر شیب خط حالت بحرانی در مد سه محوری گسترش جانبی در نظر گرفته شود. سرانجام در رابطه‌ی (26)،  $Y^*$  نشانگر پارامتر حالت میان دانه‌ای است که پیش از این در رابطه‌ی (9) تعریف شده است.

#### 4- ارزیابی مدل رفتاری متحد برای ماسه‌های تمیز و لای‌دار

بر پایه فرمول‌بندی مدل گسترش یافته متحد، یک نرم‌افزار به منظور شبیه‌سازی رفتار نمونه‌های تمیز و لای‌دار ماسه در بارگذاری‌های تک‌سویه و چرخه‌ای سه محوری زهکشی نشده تهیه گردید. داده‌های ورودی این نرم‌افزار مقادیر ابتدایی تنش مؤثر همه‌جانبه، نسبت تخلخل کلی و نسبت ریزدانه می‌باشند و خروجی نرم‌افزار در شرایط زهکشی نشده، مسیر تنش مؤثر و مقاومت برشی بر اساس کرنش برشی می‌باشد. بوبی [26] و رحمان و همکاران [9] رفتار نمونه‌های تمیز و لای‌دار ماسه سیدنی را در آزمایش سه محوری تک‌سویه و چرخه‌ای بررسی نمودند. در این بخش از داده‌های تجربی گزارش شده توسط ایشان برای ارزیابی مدل رفتاری پیشنهادی استفاده می‌شود. برای این خاک مقدار  $Z (= D_{10} / d_{50}) = 37$  می‌باشد. همچنین پارامترهای به کار رفته برای شبیه‌سازی رفتار نمونه‌های تمیز و لای‌دار ماسه سیدنی در جدول (2) ارائه شده‌اند.

شود. در دسته رابطه (15)، جمله  $H(L)$  علامت شاخص بارگذاری بر نوع رفتار را اعمال می‌نماید که در آن  $H$  تابع پله‌ای هویساید می‌باشد:  $H(L) = +1$  می‌باشد اگر علامت شاخص بارگذاری مثبت باشد و  $H(L) = 0$  در نظر گرفته می‌شود، اگر علامت شاخص بارگذاری منفی باشد.

#### 3-2- گسترش دامنه‌ی کاربرد مدل رفتاری به منظور

##### شبیه‌سازی رفتار ماسه‌های تمیز و لای‌دار

همان‌گونه که پیش از این گفته شد، نسبت تخلخل کلی به دلیل توجه نکردن به میزان مشارکت هر فاز در ساختار باربر خاک‌های با دانه‌بندی دوگانه نمی‌تواند به‌عنوان معیاری کارآمد برای بیان چگونگی رفتار و میزان سختی ساختار باربر خاک به کار برده شود. در مقابل، نسبت تخلخل میان دانه‌ای مشارکت فاز ریزدانه را بر اساس تعریف در نظر گرفته و می‌تواند نامزد مناسبی برای توصیف سختی و مقاومت ساختار باربر خاک‌های با دانه‌بندی دوگانه باشد. در ادامه، فرمول‌بندی مدل رفتاری پیشنهادی گلچین و لشکری [6] و لشکری و گلچین [5] به‌گونه‌ای اصلاح می‌گردد که نسبت تخلخل میان دانه‌ای جایگزین نسبت تخلخل کلی گردد. سپس، در بخش (4) نشان داده می‌شود که با این جایگزینی می‌توان رفتار ماسه‌های تمیز و لای‌دار را تنها با یک مجموعه پارامتر شبیه‌سازی نمود.

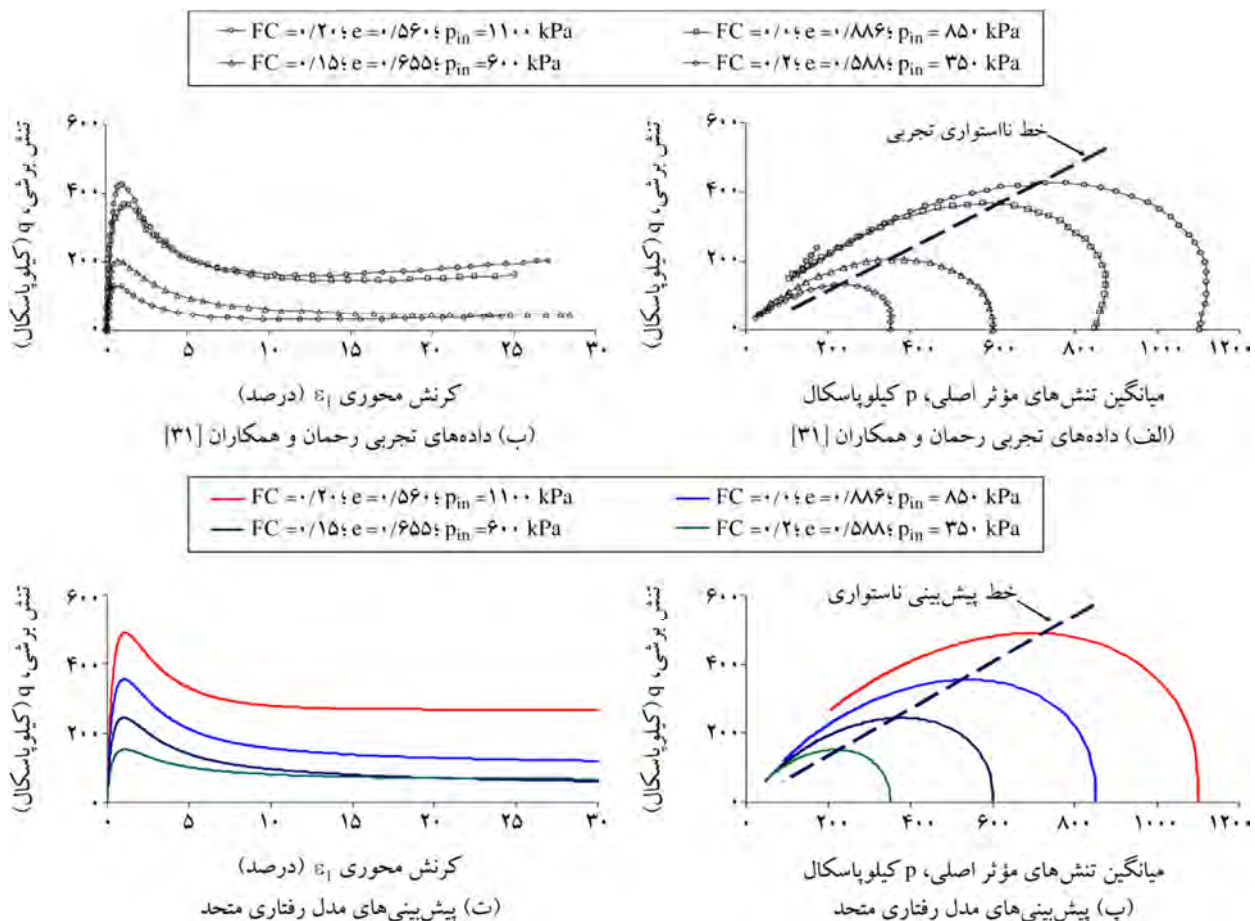
در ماسه‌های تمیز، با برگزیدن  $\bar{G} = G_0 F(e)$  و  $\bar{K} = K_0 F(e)$ ، مدول‌های کشسانی به‌دست آمده از رابطه‌ی (18) به شکل آشنای مدول‌های کشسانی گزارش شده به‌وسیله هاردین و ریچارت [24] در می‌آیند. در این انتخاب، نقش تابع  $F(e)$  اعمال اثر نسبت تخلخل در مدول‌های کشسانی می‌باشد. یک انتخاب مرسوم  $F(e) = (2.97 - e)^2 / (1 + e)$  برای ماسه‌های با دانه‌های تیز می‌باشد. رحمان و همکاران [25] نشان دادند که با جایگزین‌سازی نسبت تخلخل میان دانه‌ای به جای نسبت تخلخل کلی در رابطه تجربی هاردین و ریچارت [24] می‌توان توصیفی یکتا از مدول برشی ماسه‌های تمیز و لای‌دار به دست آورد. بر این اساس، مدول‌های کشسانی در این نوشتار با به‌کارگیری  $\bar{G} = G_0 F(e^*)$  و  $\bar{K} = K_0 F(e^*)$  به نسبت

جدول (2): پارامترهای به کار برده شده در شبیه‌سازی آزمایش‌های نشان داده شده در شکل‌های (8) تا (13)

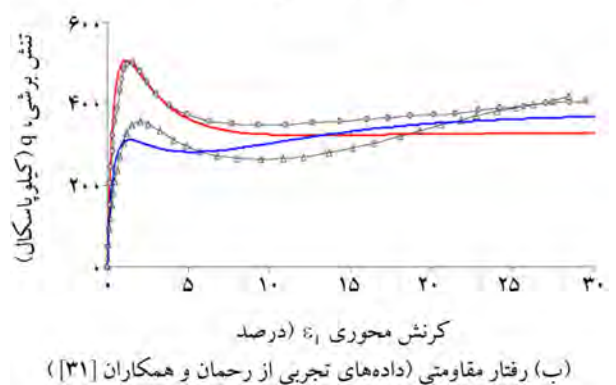
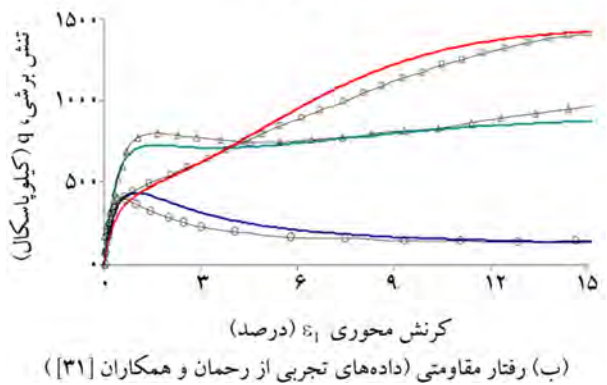
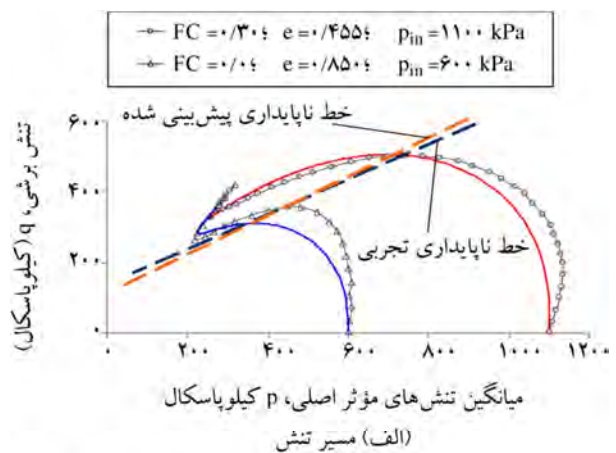
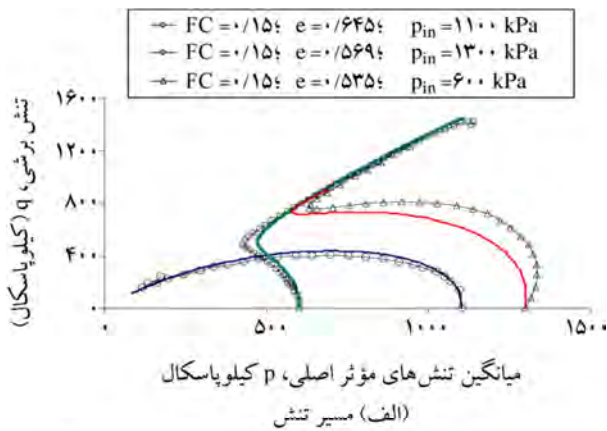
وابستگی		کشنایی					خط حالت بحرانی				سخت‌شوندگی خمیری		اتساع		بارگذاری چرخه‌ای	
پارامتر	$\chi_{\min}$	$\chi_{\max}$	$G_0$	$\nu$	$B$	$M$	$e_0$	$\lambda$	$\xi$	$h_0$	$c_h$	$n^b$	$A$	$n^d$	$\kappa$	$N$
مقدار	0/45	0/95	50	0/15	0/10	1/305	0/92	0/0375	0/60	286	0/954	0/80	0/65	2/0	25	11

لازم به گفتن است که خط ناپایداری با برازش بهترین خط گذرنده از اوج مقاومت برشی نمونه‌های زوال یافته از روانگرایی جریانی به دست می‌آید [23] و [26-30]. مقایسه‌ی پیش‌بینی‌ها با داده‌های تجربی نشان می‌دهد که مدل رفتاری متحد توانسته است رفتار هر چهار نمونه را به خوبی شبیه‌سازی نماید. بدون تغییر پارامترهای مدل رفتاری، رفتار یک نمونه ماسه تمیز و همچنین رفتار یک نمونه ماسه لای‌دار با  $FC = 0.30$  پیش‌بینی و در شکل (9) با داده‌های تجربی مقایسه شده‌اند. رفتار هر دو نمونه روانگرایی با جریان محدود<sup>11</sup> بوده که به خوبی شبیه‌سازی شده است. همچنین بررسی شکل نشان می‌دهد که خط ناپایداری نیز با دقت مناسبی پیش‌بینی شده است.

برای یک نمونه ماسه تمیز و سه نمونه ماسه لای‌دار با مقادیر مختلف نسبت ریزدانه ( $FC$ )، مقایسه میان پیش‌بینی‌های مدل و داده‌های تجربی در شکل (8) ارائه شده است. در هر شکل مقادیر نسبت تخلخل، نسبت ریزدانه و تنش مؤثر همه‌جانبه ابتدایی هر نمونه نیز نشان داده شده است. نسبت تخلخل نمونه‌ها با افزایش میزان نسبت ریزدانه کاهش یافته است ولی این کاهش نسبت تخلخل موجب بهبود مقاومت نمونه‌ها نشده و در هر چهار نمونه روانگرایی جریانی<sup>9</sup> رخ داده که به وسیله مدل نیز پیش‌بینی شده است. همچنین همخوانی مناسبی میان خط ناپایداری<sup>10</sup> پیش‌بینی شده و خط ناپایداری به دست آمده از داده‌های تجربی در شکل دیده می‌شود.

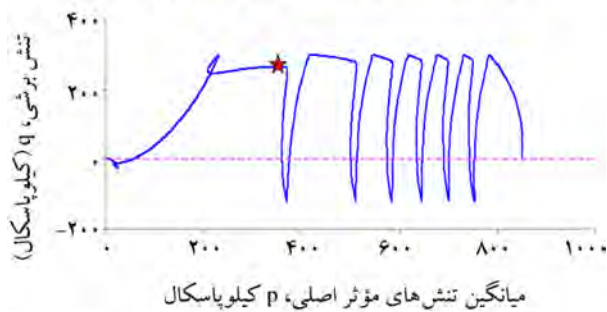
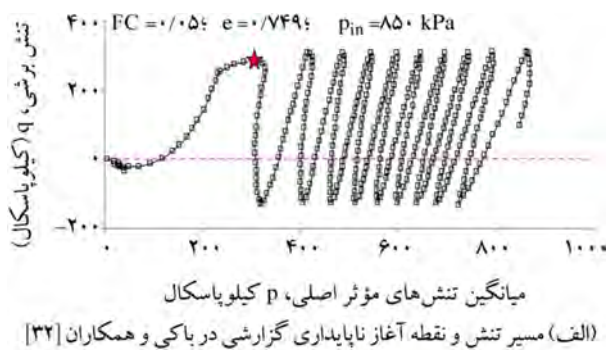


شکل (8): مقایسه پیش‌بینی‌های مدل رفتاری و داده‌های تجربی برای یک نمونه تمیز و سه نمونه لای‌دار ماسه سبیدی



شکل (10): مقایسه پیش‌بینی‌های مدل رفتاری و داده‌های تجربی سه نمونه لای‌دار ماسه سیدنی با نسبت ریزدانه  $FC = 0.15$

شکل (9): مقایسه پیش‌بینی‌های مدل رفتاری و داده‌های تجربی برای یک نمونه تمیز و یک نمونه لای‌دار ماسه سیدنی



شکل (11): مقایسه پیش‌بینی‌های مدل رفتاری با داده تجربی یک نمونه لای‌دار ماسه سیدنی با نسبت ریزدانه  $FC = 0.05$  در بارگذاری چرخه‌ای

به‌طور مشابه، مقایسه‌ی دیگری برای سه نمونه ماسه با نسبت ریزدانه یکسان  $FC = 0.15$  در شکل (10) ارائه شده است. در حالی که رفتار دو نمونه اتساعی و همراه با بهبود پیوسته مقاومت می‌باشد، یک نمونه دچار روانگرایی جریانی شده است. مشاهده می‌شود که در همه حالت‌ها مدل توانسته است رفتار خاک را به‌خوبی شبیه‌سازی نماید.

شکل (11) مقایسه مسیر تنش پیش‌بینی شده برای یک نمونه با  $FC = 0.05$  در بارگذاری زهکشی نشده چرخه‌ای با داده‌های تجربی را نشان می‌دهد. در این حالت نیز مدل رفتاری پیش‌بینی‌های قابل قبولی را فراهم آورده است. در شکل، نقطه‌ی آغاز روانگرایی با جریان محدود با ستاره مشخص شده است. به‌طور مشابه، مسیر تنش پیش‌بینی شده برای نمونه دیگری با  $FC = 0.20$  در شکل (12) با داده‌های تجربی مقایسه شده است. بر خلاف حالت پیشین، چه در داده گزارش شده آزمایشگاهی



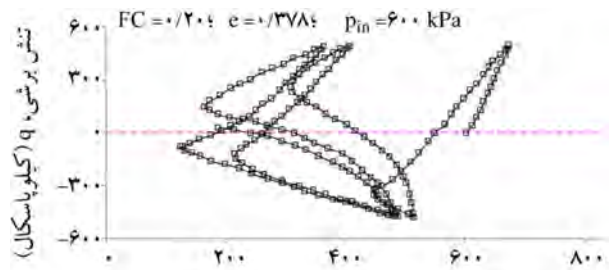
محاسبه و نتایج در شکل (13) نشان داده شده‌اند. می‌توان دید که افزایش مقدار ریزدانه موجب کاهش تعداد چرخه‌های لازم برای رسیدن به روانگرایی در یک نسبت تنش چرخه‌ای مشخص می‌شود. الگوی مشابه پیش از این در پژوهش‌های تجربی زناکی و آتاناسوپولوس [33] و استاماتوپولوس [34] گزارش شده است.

### 5- خلاصه و نتیجه‌گیری

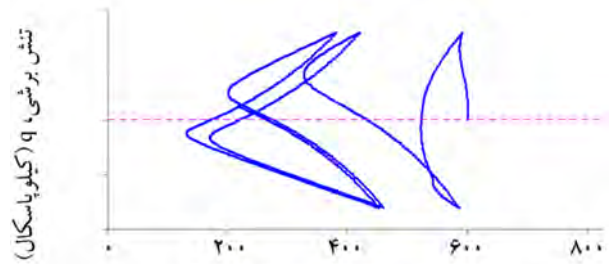
یافته‌های تجربی نوین نشان می‌دهند که افزایش مقدار ریزدانه در ماسه‌های لای‌دار تا یک مقدار ریزدانه آستانه موجب آسیب‌پذیرتر شدن خاک در برابر روانگرایی می‌گردد. در این مقاله نشان داده شد که با جایگزین‌سازی نسبت تخلخل میان دانه‌ای به جای نسبت تخلخل کلی در مدل‌های رفتاری می‌توان توصیفی توانمند از حالت و استحکام ساختار باربر خاک را به دست آورد. سپس فرمول‌بندی یک مدل رفتاری سطح مرزی سازگار با مکانیک خاک حالت بحرانی با به‌کارگیری نسبت تخلخل میان دانه‌ای اصلاح شده است. نشان داده شده است که مدل رفتاری اصلاح‌شده می‌تواند رفتار نمونه‌های ماسه‌ی تمیز و نمونه‌های ماسه دارای لای را تنها با به‌کارگیری یک مجموعه پارامتر شبیه‌سازی نماید.

### مراجع

1. Ishihara, K., Haeri, S.M., Moinfar, A.A., Towhata, I., and Tsujino, S. (1992) Geotechnical aspects of the June 20, 1990 Manjil earthquake in Iran. *Soils and Foundations*, **32**(3), 61-78.
2. Ishihara, K. (1993) Liquefaction and flow failure during earthquakes. *Geotechnique*, **43**(3), 351-414.
3. Yamamuro, J.A. and Lade, P.V. (1999) Experiments and modeling of silty sands susceptible to static liquefaction. *Mechanics of Cohesive-Frictional Materials*, **4**: 545-564
4. Thevanayagam, S. and Martin, G.R. (2002) Liquefaction in silty soils-screening and remediation issue. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **22**, 1035-1042.

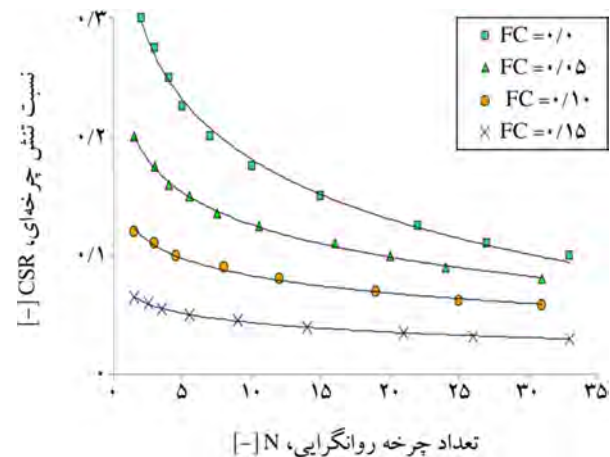


میانگین تنش‌های مؤثر اصلی،  $p$  کیلوپاسکال  
(الف) مسیر تنش گزارش‌شده در رحمان و همکاران [31]



میانگین تنش‌های مؤثر اصلی،  $p$  کیلوپاسکال  
(ب) مسیر تنش پیش‌بینی‌شده به وسیله مدل رفتاری متحد

شکل (12): مقایسه پیش‌بینی‌های مدل رفتاری با داده تجربی یک نمونه لای‌دار ماسه سیدنی با نسبت ریزدانه  $FC=0.20$  در بارگذاری چرخه‌ای



شکل (13): پیش‌بینی اثر مقدار نسبت ریزدانه بر وابستگی تعداد دوره‌های اعمال بارگذاری برشی یکنواخت لازم برای رخداد روانگرایی به نسبت تنش چرخه‌ای برای نمونه‌های با نسبت تخلخل  $e = 0.70$

و چه در رفتار پیش‌بینی‌شده برای این نمونه، ناپایداری دیده نمی‌شود. سرانجام، با انجام 37 شبیه‌سازی برای نمونه‌های تمیز و لای‌دار، تعداد چرخه‌های لازم برای رسیدن به روانگرایی به ازای مقادیر مختلف نسبت تنش چرخه‌ای  $CSR = \frac{q}{2\sigma_{3in}}$

15. Vahidi-Nia, F., Lashkari, A., and Binesh, S.M. (2015) An insight into the mechanical behavior of binary granular soils. *Particuology*, **21**, 82-89.
16. Been, K. and Jefferies, M.G. (1985) A state parameter for sands. *Géotechnique*, **35**(2), 99-112.
17. Li, X.S. and Wang, Y. (1998) Linear representation of steady state line for sands. *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **124**(12), 1215-1217.
18. Manzari, M.T. and Dafalias, Y.F. (1997) A critical state two surface plasticity model for sands. *Géotechnique*, **47**(2), 255-272.
19. Dafalias, Y.F. and Manzari, M.T. (2004) Simple plasticity sand model accounting for fabric change effects. *ASCE Journal of Engineering Mechanics*, **130**(6), 622-634.
20. Golchin, A. (2012) *A Hyperelastic Model for Granular Soils*. M.Sc. Thesis, Shiraz University of Technology, Shiraz, Iran.
21. Lashkari, A. and Golchin, A. (2013) 'A critical state sand model with elastic-plastic coupling'. In: *Constitutive Modeling of Geomaterials: Advances and New Applications*, Yang, Q., Zhang, J.M., Zheng, H., and Yao, Y. (Eds.), Springer.
22. Einav, I. and Puzrin, A.M. (2004) Pressure-dependent elasticity and energy conservation in elastoplastic models for soils. *ASCE J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, **130**(1), 81-92.
23. Lashkari, A. (2015) Prediction of flow liquefaction instability of clean and silty sands. *Acta Geotechnica*, accepted for publication: DOI 10.1007/s11440-015-0413-9
24. Hardin, B.O. and Richart, F.E. (1963) Elastic wave velocities in granular soils. *ASCE Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division*, **89**(SM1), 33-65.
25. Rahman, M.M., Cubrinovski, M., and Lo, S.R. (2012) Initial shear modulus of sandy soils and equivalent granular void ratio. *Geomechanics and Geoengineering: An International Journal*, **7**(3), 219-226.
5. Lashkari, A. and Golchin, A. (2014) On the influence of elastic-plastic coupling on sands response. *Computers and Geotechnics*, **55**, 352-364.
6. Golchin, A. and Lashkari, A. (2014) A critical state sand model with elastic-plastic coupling. *International Journal of Solids and Structures*, **51**, 2807-2825.
7. Cho, G-C., Dodds, J., and Santamarina, J.C. (2006) Particle shape effects on packing density, stiffness, and strength: natural and crushed sands. *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **132**(5), 591-602.
8. Rahman, M.M., Lo, S.R., and Gnanendran, C.T. (2008) On equivalent granular void ratio and steady state behavior of loose sand with fines. *Canadian Geotechnical Journal*, **45**, 1439-1456.
9. Rahman, M.M., Lo, S.R., and Baki, M.A.L. (2011) Equivalent granular state parameter and undrained behavior of sand-fines mixtures. *Acta Geotechnica*, **6**, 183-194.
10. Thevanayagam, S., Shenthan, T., Mohan, S., and Liang, J. (2002) Undrained fragility of clean sands, silty sands, and sandy silts. *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **128**(10), 849-859.
11. Thevanayagam, S. and Martin, G.R. (2004) Liquefaction in silty soils-screening and remediation issue. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **22**, 1035-1042
12. Ni, Q., Tan, T.S., Dasari, G.R., and Hight, D.W. (2004) Contribution of fines to the compressive strength of mixed soils. *Géotechnique*, **54**(9), 561-569.
13. Rahman, M.M., and Lo, S.R. (2008) The prediction of equivalent granular steady state line of loose sand with fines. *Geomechanics and Geoengineering: An International Journal*, **3**(3), 179-190.
14. Lashkari, A. (2014) Recommendations for extension and re-calibration of an existing sand constitutive model taking into account varying non-plastic fines content. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **61-62**, 212-238.

### اصطلاحات فنی

Threshold Fines Content	1- مقدار ریزدانه آستانه
Intergranular Void Ratio	2- نسبت تخلخل میان‌دانه‌ای
Homogenization	3- همگن‌سازی
Bounding Surface Plasticity	4- نظریه خمیری سطح مرزی
Gibbs Free Energy Function	5- تابع انرژی آزاد گیبس
Elastic-Plastic Coupling	6- جفت‌شدگی کشسان - خمیری
Bounding Surface	7- سطح حالت مرزی
Dilatancy Surface	8- سطح اتساع
Flow Liquefaction	9- روانگرایی جریان
Instability Line	10- خط ناپایداری
Limited Flow Liquefaction	11- روانگرایی با جریان محدود

26. Bobei, D. (2004) *Static Liquefaction of Sand with a Small Amount of Fines*. Ph.D. Thesis, University of New South Wales at Australian Defense Force Academy, Canberra, Australia.
27. Sladen, J.A., D'Hollander, R.D., and Krahn, J. (1985) The liquefaction of sands, a collapse surface approach. *Canadian Geotechnical Journal*, **22**(4), 564-578.
28. Lade, P.V. (1993) Initiation of static instability in the submarine Nerlerk berm. *Canadian Geotechnical Journal*, **30**(6), 895-904.
29. Rahman, M.M. and Lo, S.R. (2012) Predicting the onset of static liquefaction of loose sand with fines. *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **138**(8), 1037-1041.
30. Andrade, J.E., Ramos, A.M., and Lizcano, A. (2013) Criterion for flow liquefaction instability. *Acta Geotechnica*, **8**, 525-535.
31. Rahman, M.M., Baki, M.A.L., and Lo, S.R. (2014) Prediction of undrained monotonic and cyclic liquefaction behavior of sand with fines based on the equivalent granular state parameter. *ASCE International Journal of Geomechanics*, **14**, 254-266.
32. Baki, M.A.L., Rahman, M.M., and Lo, S.R. (2014) Predicting onset of cyclic instability of loose sand with fines using instability curves. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **61-62**, 140-151.
33. Xenaki, V.C. and Athanasopoulos, G.A. (2003) Liquefaction resistance of sand-silt mixtures: an experimental investigation of the effect of fines. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **23**, 183-194.
34. Stamatopoulos, C.A. (2010) An experimental study of the liquefaction strength of silty sands in terms of the state parameter. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **30**, 662-678.

## DEM Study of Critical State in Binary Granular Soils and a Unified Constitutive Model for Clean and Silty Sands

Ali Lashkari<sup>1</sup> and Masoomeh Karimi<sup>2</sup>

1. Associate Professor, Department of Civil and Environmental Engineering, Shiraz University of Technology, Iran, Corresponding Author, e-mail: lashkari@sutech.ac.ir
2. M.Sc. Student, Department of Civil and Environmental Engineering, Shiraz University of Technology

Earthquake-induced cyclic shear stresses may lead to a remarkable loss of shear strength, accumulation of pore water pressure, and permanent large amplitude deformations in granular soils. The technical term *liquefaction* is commonly attributed to the family of phenomena named above. Liquefaction of clean sands has been studied extensively in the laboratory, and in past, it used to be believed that the presence of non-plastic fines in coarse granular soils definitely eventuates in strengthening the soil structure against liquefaction. Nevertheless, Yamamuro and Lade [1] revealed that the majority of the catastrophic liquefaction case histories have occurred in natural and man-made silty sand alluvia. Surprisingly, the latest experimental studies have pointed out that the silty sands are very prone to flow liquefaction instability under both monotonic and cyclic shear loading scenarios. In this subject, adding non-plastic fines up to a transitional threshold within the range of 30 to 40% by weight of the total solid phase leads to a gradual decrease in both shear strength and tendency towards dilation. More recent experimental studies have reported the gradual downward relocation of the Critical State Line (CSL) with fines content in void ratio vs. mean principal effective stress (i.e.,  $e$  vs.  $p$ ) plane for fines contents lower than the threshold value [2, 3]. Downward relocation of the CSL within the context of the critical state soil mechanics can explain the continuing decrease in shear strength and the tendency towards the contraction observed in silty sands.

Recently, Discrete Element Method (DEM) has received considerable attention as a state-of-the-art versatile tool to study the macro- as well as micro-mechanical behavior of granular media. Herein, the drained behavior of coarse granular samples over a wide range of void ratio and confining stress values is simulated using DEM. It is shown that all samples approach towards an asymptotic ultimate state at which soil deforms continuously without any further changes in shear stress, mean principal effective stress, and volumetric strain, a certain state known as the *critical state* in soil mechanics. Consequently, samples with 2.5, 5.0, 7.5, 10, 15, and 30% by total weight of homogeneously distributed fines are made. Diameter of particles in the coarse phase is five times greater than that of the fines phase. At least, ten numerical simulations are performed for each fines content. In the shear stress vs. mean principal effective (i.e.,  $q$  vs.  $p$ ) plane, it is observed that the slope of CSL is not affected by the fines content indicating that the slope of CSL in the  $q$  vs.  $p$  plane is mainly influenced by the particles shape, Figure 1(a). In an opposite fashion, it is observed that CSL in the  $e$  vs.  $p$  plane relocates remarkably with the increase of fines content, Figure 1(b).

To explain the downward relocation of CSL in the  $e$  vs.  $p$  plane, Thevanayagam et al. [3] concluded that fine particles fill the voids between coarse particles and reduce the void ratio; however, they do not participate actively in soil load carrying microstructure. As a direct outcome, the conventional void ratio expressed in term of voids between all particles may not be considered as a legitimate index of compactness in sand with varying fines content. Thevanayagam et al. [3] suggested that the concept of *intergranular void ratio*,  $e^*$ , in terms of the voids between active particles in the load carrying structure must be used instead of the conventional void ratio in silty sands:

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



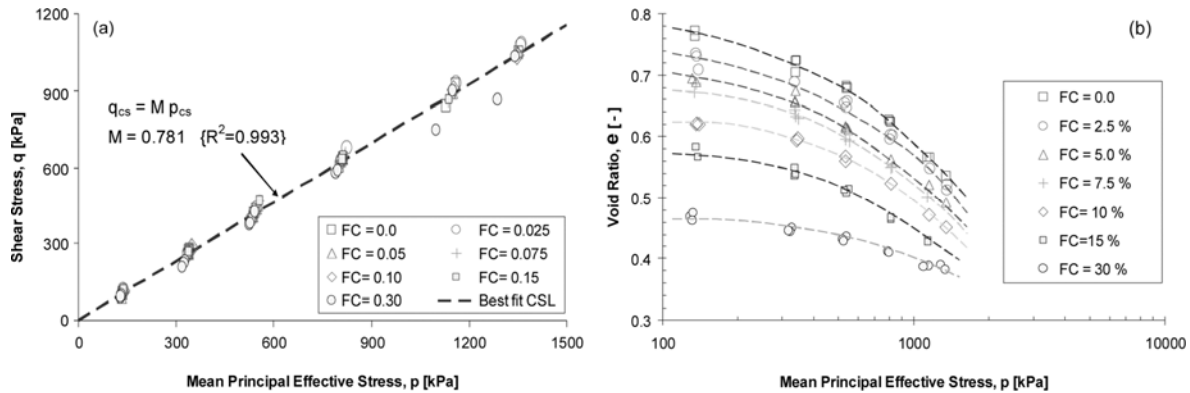


Figure 1. DEM study on the impact of fines content on critical state line in: (a)  $q$  vs.  $p$  plane; (b)  $e$  vs.  $p$  plan.

where FC is fines content and  $b \in [0, 1]$  is fines participation factor. For  $b=0$ , fine particles act as filler without any participation in loading the bearing structure. On the other hand, fine particles contribute as actively as coarse particles when  $b=1$ .

Golchin and Lashkari [4] and Lashkari and Golchin [5] suggested a critical state compatible bounding surface plasticity model for clean sands with the following distinctive features: Elastic strains are obtained from a Gibbs free energy function to guarantee the conservation of elastic energy in any arbitrary closed loop. Proper constitutive equations enable the model to consider elastic-plastic coupling in medium-large shear strains. As a direct consequence, the model can take into account the impact of shear stress-induced anisotropy on the elastic ingredients of the model. In this study, constitutive equations of the model of Golchin and Lashkari [4] and Lashkari and Golchin [5] is modified in such a way that intergranular void ratio is used instead of the conventional void ratio. This modification enables the model to consider the relocation of CSL in the  $e$  vs.  $p$  plane with evolving fines content. It is shown that the model can reasonably simulate the mechanical behavior of clean and silty sands with varying fines content using a single set of parameters, Figure (2).

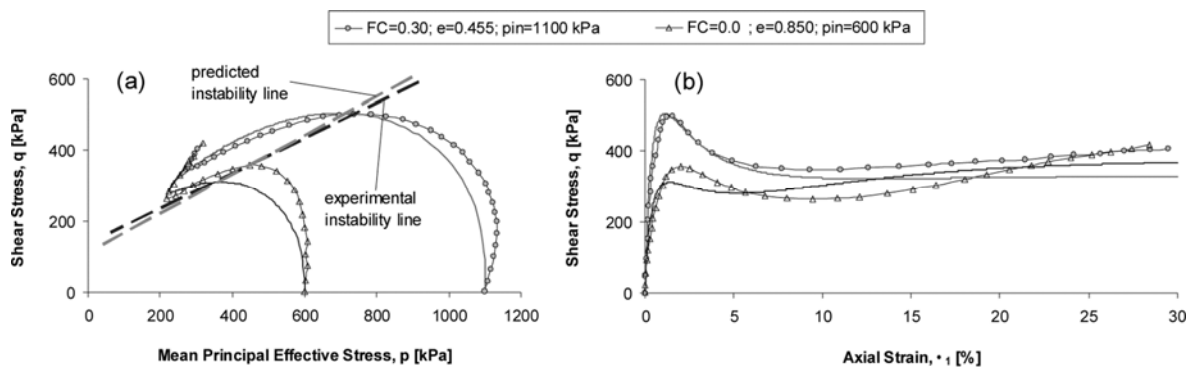


Figure 2. Simulation of the mechanical behavior of a clean (FC=0) and silty sand (FC=0.30) by the unified constitutive model using a single set of parameters in: (a) shear stress versus mean principal effective stress plane; (b) shear stress versus axial strain plane

## ABSTRACT

**Keywords:** Silty Sand; Intergranular Void Ratio; Critical State; State Parameter; Bounding Surface Plasticity; Liquefaction.

### References

1. Yamamuro, J.A., and Lade, P.V. (1999) Experiments and modeling of silty sands susceptible to static liquefaction. *Mechanics of Cohesive-Frictional Materials*, **4**, 545-564.
2. Rahman, Md. M., Lo, S.R., and Baki, Md. A.L. (2011) Equivalent granular state parameter and undrained behavior of sand-fines mixtures. *Acta Geotechnica*, **6**, 183-194.
3. Thevanayagam, S., Shenthana, T., Mohan, S., and Liang, J. (2002) Undrained fragility of clean sands, silty sands, and sandy silts. *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **128**(10), 849-859.
4. Golchin, A., and Lashkari, A. (2014) A critical state sand model with elastic-plastic coupling. *International Journal of Solids and Structures*, **51**, 2807-2825.
5. Lashkari, A., and Golchin, A. (2014) On the influence of elastic-plastic coupling on sands response. *Computers and Geotechnics*, **55**, 352-364.