

# بررسی اثر ناهمگونی مقاومت برشی زهکشی نشده در پایداری شیب‌های طبیعی

سیدرضا اعلائی (کارشناس ارشد)

رضا جهشیدی چناری\* (استادیار)  
دانشکده فنی، دانشگاه گیلان

مهندسی عمران شریف  
دوره ۲، شماره ۲، ص. ۲۲-۱۳

در این نوشتار، مقایسه‌ی بین روش‌های تحلیلی عددی مشخصه و احتمالاتی انجام، و اثر ناهمگونی تصادفی ویژگی‌های خاک بر روی ضریب اطمینان پایداری شیروانی‌های رسی بررسی شده است. ضریب اطمینان پایداری شیب رسی در شرایط زهکشی نشده با لحاظ تغییرپذیری فضایی ویژگی‌های مقاومتی محاسبه و قابلیت اعتماد به محاسبات ضریب اطمینان با تحلیل‌های اعتباری بررسی شده است. با استفاده از تئوری میدان تصادفی در ترکیب با روش تفاضل محدود و در چارچوب شبیه‌سازی‌های مونت‌کارلو، توزیع آماری ضریب اطمینان پایداری شیروانی محاسبه و مشاهده شد که میانگین ضریب اطمینان تحلیل‌های تصادفی در مقایسه با تحلیل‌های مشخصه، کاهش قابل ملاحظه‌ی دارد. نتایج به دست آمده از این مطالعه، اهمیت تحلیل‌های اعتباری را مشخص کرده است و لزوم محاسبات ضریب اطمینان پایداری شیروانی‌ها را در یک چارچوب احتمالاتی نشان می‌دهد.

واژگان کلیدی: ناهمگونی، میدان تصادفی، تحلیل تصادفی، ضریب اطمینان، ضریب اعتباری، شبیه‌سازی مونت‌کارلو.

## مقدمه

تحلیل‌های پایداری شیروانی بخش مهمی از کنترل‌های مهندسی در علم ژئوتکنیک هستند. خسارت‌های ثبت شده ناشی از کم‌توجهی به این مسئله، اهمیت موضوع را دو چندان می‌کند. در کنترل پایداری شیب‌ها بحث ضریب اطمینان در برابر لغزش همواره مطرح است. در این راستا سطوح لغزش بحرانی مورد توجه و بررسی خاص قرار می‌گیرند. جهت بررسی پایداری و تعادل شیب‌ها روش‌های مختلفی وجود دارد که از آن جمله می‌توان به روش‌های تعادل حدی، تحلیل حدی، اجزاء محدود، و تفاضلات محدود اشاره کرد. بررسی دقیقی از روش‌های مختلف در تحلیل پایداری شیروانی‌ها ارائه و بیان شده است که در آن روش‌های عددی به دلیل بی‌نیازی به پیش‌فرض در ارتباط با مکانیزم و موقعیت سطح گسیختگی، نیروهای بین قطعه‌ی و راستای آن‌ها، نسبت به روش‌های سنتی برتری دارد.<sup>[۱]</sup> روش‌های عددی را می‌توان بدون هیچ فرض اولیه‌ی ساده‌کننده‌ی برای مسائل پایداری شیب در محیط‌های دو و سه بعدی با هندسه و ویژگی‌های کاملاً پیچیده به کار برد. مهم‌ترین اصول در تحلیل پایداری شیروانی‌ها عبارتند از:<sup>[۲]</sup>

۱. انتخاب ویژگی مواد و مدل رفتاری خاک،
۲. اعتبارسنجی ضریب اطمینان محاسبه شده،
۳. انتخاب مکانیزم گسیختگی شیروانی.

\* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳۸۹/۱۲/۷، اصلاحیه ۱۳۹۰/۰۲/۲۰، پذیرش ۱۳۹۱/۴/۵.

## مدل رفتاری خاک

در این مطالعه مدل رفتاری موهر-کولمب برای توصیف رفتار مقاومتی خاک استفاده شده است. در مدل موهر-کولمب،  $\gamma$  و ویژگی مورد نیاز است، که عبارتند از:  $\phi$  (زاویه اصطکاک داخلی)،  $C$  (چسبندگی)،  $E$  (مدول تغییرشکل کشسان)،  $\nu$  (نسبت پواسون)،  $\gamma$  (وزن مخصوص)،  $\psi$  (زاویه اتساع) و  $\sigma^t$  (مقاومت کششی). در این بین مدول کشسان و نسبت پواسون در تغییرشکل‌های اولیه‌ی محاسبه شده در شروع گسیختگی شیب تأثیر زیادی دارند، اما اثر آن‌ها در محاسبات ضریب اطمینان در پایداری شیب‌ها اندک است.<sup>[۲]</sup> زاویه اتساع نیز روی تغییر حجم توده‌ی خاک در هنگام جاری‌شدگی اثر می‌گذارد، در این مطالعه مقدار زاویه اتساع صفر فرض شده است ( $\psi = 0$ ).

## ضریب اطمینان و ضریب کاهش مقاومت

شیب‌ها به این علت که مقاومت برشی مصالح حاکی در سطح لغزش کمتر از مقدار مقاومت مورد نیاز برای مقابله با تنش‌های برشی واقعی است، گسیخته می‌شوند.<sup>[۲]</sup> مقادیر ضریب اطمینان بزرگ‌تر از ۱ به مفهوم حالت پایدار در شیب است، در حالی که مقادیر کمتر از ۱ به مفهوم عدم پایداری شیب است. با توجه به مفهوم گسیختگی برشی، در این مطالعه ضریب اطمینان در برابر گسیختگی شیب‌ها با رابطه‌ی ۱ بیان

می‌شود:

$$FOS = \frac{T_f}{\tau_m} \quad (1)$$

در این رابطه  $T_f$  و  $\tau_m$  به ترتیب مقاومت برشی مصالح شیروانی و تنش برشی بسیج شده بر روی سطح لغزش هستند که از معیار موهر-کولمب محاسبه می‌شوند (رابطه‌های ۲ و ۳):

$$\tau_f = c_f + \sigma_n \tan \phi_f \quad (2)$$

$$\tau_m = c_m + \sigma_n \tan \phi_m \quad (3)$$

در این روابط، پارامترهای مقاومت برشی بسیج شده  $c_m$  و  $\phi_m$  از رابطه‌های ۴ و ۵ به دست می‌آیند:

$$c_m = \frac{c_f}{SRF} \quad (4)$$

$$\phi_m = \tan^{-1} \left( \frac{\tan \phi_f}{SRF} \right) \quad (5)$$

در این روابط، SRF ضریب کاهش مقاومت برشی است و برای رسیدن به مقدار صحیح و دقیق آن لازم است که مقادیر ضریب اطمینانی را که منجر به گسیختگی کامل شیب می‌شوند، به دست آوریم. این روش با به کار بردن یک دنباله‌ی کاهش منظم و هدفمند برای پارامترهای مقاومت برشی  $(c, \phi)$  که در نهایت منجر به گسیختگی شیب می‌شوند، ضریب اطمینان شیب را به دست می‌آورد. مقادیر کاهش یافته‌ی پارامترهای مقاومت برشی  $c_m$  و  $\phi_m$  با استفاده از معادله‌های ۴ و ۵ به دست می‌آیند و در این روابط کمینه‌ی مقدار ضریب SRF که منجر به گسیختگی شیروانی می‌شود، به منزله‌ی ضریب اطمینان تلقی می‌شود.

معیار هم‌گرایی با میزان جابجایی در هر گام زمانی مشخص می‌شود، و تغییر در جابجایی در یک نقطه بین دو مرحله‌ی زمانی پی در پی با بزرگ‌ترین مقدار قدرمطلق جابجایی نرمال می‌شود و برای تضمین، هم‌گرایی باید کمتر از ۱٪ باشد. سقف هر تکرار ۱۰۰۰ مرحله است و اگر تحلیل نتواند معیار هم‌گرایی را در ۱۰۰۰ تکرار برقرار کند، پاسخ واگراست و شیب گسیخته می‌شود.

## گسیختگی شیروانی

عدم هم‌گرایی نتایج خروجی برای تعداد تکرارهای مشخص در یک برنامه‌ی تحلیلی، شاخص مناسبی از گسیختگی شیب است.<sup>[۴]</sup> این بدین مفهوم است که توزیع تنش در شیب نمی‌تواند هم‌زمان هر دو معیار موهر-کولمب و تعادل کلی سیستم را ارضا کند. در یک تحلیل عددی، گسیختگی شیب و عدم هم‌گرایی نتایج خروجی هم‌زمان با هم اتفاق می‌افتند و با افزایش در جابجایی‌ها همراه هستند.

پیش‌بینی ضریب اطمینان در شیروانی‌ها و همچنین تحلیل پایداری آن‌ها به‌طور متعارف به کمک پارامترهای طراحی که در فضای مسئله ثابت در نظر گرفته می‌شوند، مرسوم است. این روش نه فقط در مکانیک خاک کلاسیک، بلکه در محاسبات پیشرفته‌ی عددی مکانیک خاک نیز به کار رفته است. اما خاک یک ماده‌ی طبیعی است و ویژگی‌های مهندسی آن به‌طور قابل‌ملاحظه‌ی به علت شکل‌گیری‌شان (نه‌نشینی و فرآیند هوازدگی) در محیط‌های فیزیکی و

شیمیایی متفاوت، تغییرپذیری فضایی دارد. بنابراین داده‌های ژئوتکنیکی یک محل مشخص همواره به‌طور فضایی، تصادفی و متغیر هستند،<sup>[۴]</sup> مدل‌سازی احتمالاتی این پارامترها به کمک تئوری فضای تصادفی به‌منزله‌ی ابزارای سودمند مدنظر است.

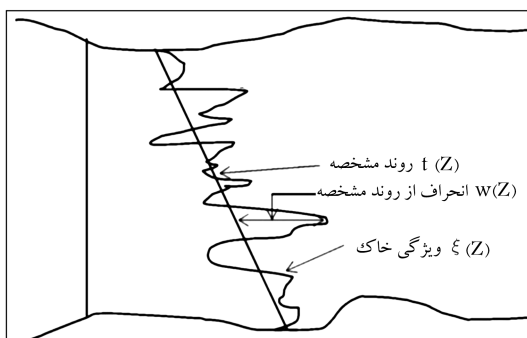
## عدم قطعیت در پارامترهای ژئوتکنیکی

مکانیزم شکل‌گیری نهشته‌های خاکی منجر به ایجاد ناهمگونی ذاتی در خاک می‌شود. درصد اطمینان به مقادیر ویژگی‌های خاک مورد استفاده برای مقاصد طراحی در مهندسی ژئوتکنیک تحت تأثیر مجموعه‌ی از عدم قطعیت‌ها قرار دارد. در تحلیل و طراحی‌های مهندسی ژئوتکنیک منابع گوناگون عدم قطعیت وجود دارد که به‌خوبی شناسایی شده‌اند. این عدم قطعیت‌ها معمولاً دارای انواع مختلفی هستند، که عبارتند از: ۱. ناهمگونی ذاتی که ناشی از فرایندهای طبیعی است؛ ۲. عدم قطعیت در مدل، که بیان‌گر ناتوانی در شبیه‌سازی مدل و روش‌های طراحی یا فرمول‌های تجربی است که برای نمایش رفتار فیزیکی سیستم انتخاب شده‌اند؛ ۳. عدم قطعیت موجود در اندازه‌گیری‌ها که مربوط به دستگاه‌های اندازه‌گیری یا روش و پروسه‌ی اندازه‌گیری یا آزمایش‌های خاک است.<sup>[۴]</sup>

همه‌ی این منابع عدم قطعیت معمولاً با یکدیگر ترکیب و اثر تجمعی آن‌ها به‌منزله‌ی یک منبع واحد برای عدم قطعیت در نظر گرفته می‌شوند و در نتایج تحلیل‌ها به‌منزله‌ی یک منبع منفرد تغییرپذیری ایجاد می‌کنند. در دهه‌ی اخیر، مطالعات زیادی به‌منظور بررسی اثر ناهمگونی ذاتی خاک بر روی رفتار مکانیکی خاک در مسائل گوناگون ژئوتکنیک انجام گرفته است. اساساً روش استفاده‌شده در بیشتر این مطالعه‌ها روش شبیه‌سازی مونت‌کارلو بوده است. ناهمگونی ذاتی خاک به‌منزله‌ی مهم‌ترین منبع عدم قطعیت محسوب می‌شود.<sup>[۵]</sup> به‌علت تغییرپذیری ذاتی، معمولاً تغییرات ویژگی‌های خاک دارای یک روند مشخصه (متغیر با ثابت با عمق) و یک مؤلفه‌ی پسماند (نوسان مقادیر در هر عمق مشخص حول مقدار میانگین مربوط به آن عمق) هستند. مؤلفه‌ی پسماند را که دارای میانگین صفر است، معمولاً با پارامترهایی نظیر ضریب تغییرات (نسبت انحراف معیار به مؤلفه‌ی مشخصه در هر عمق) و فاصله‌ی همبستگی (یا مقیاس نوسان) بیان می‌کنند. علاوه‌بر این نوع توزیع آماری آن (تابع چگالی احتمالی) همواره اهمیت قابل توجهی داشته است.

شکل ۱، تغییرپذیری فضایی ویژگی خاک  $(z)$  را در یک فضای ۲ بعدی نشان می‌دهد. این ویژگی دارای ۲ مؤلفه‌ی عمده است: الف) تابع روند مشخصه  $(z)$ ، ب) انحراف از روند مشخصه یا مؤلفه‌ی پسماند  $(w(z))$ .

تشخیص و تفکیک این دو مؤلفه و خواص هر یک از آن‌ها، مهم‌ترین بخش



شکل ۱. بیان آماری تغییرپذیری خاک.<sup>[۴]</sup>

اطمینان شیب رسی در شرایط زهکشی نشده تحت تأثیر تغییر پذیری فضایی مقاومت برشی زهکشی نشده‌ی خاک و مقایسه‌ی آن با نتایج تحلیل‌های عددی مشخصه است. ویژگی مقاومت برشی زهکشی نشده‌ی خاک به صورت میدان تصادفی نرمال همگن مدل‌سازی شده است. مدل‌سازی ناهمگونی در این مطالعه با استفاده از تلفیق تئوری فضای تصادفی با کد تفاضل محدود FLAC در چارچوب شبیه‌سازی مونت‌کارلو انجام گرفته است. تحلیل تفاضل محدود دو بعدی در شرایط هندسی کرنش مسطح با امکان تغییر شکل‌های بزرگ انجام شده است. نتایج به دست آمده از تحلیل‌های تصادفی که برای تغییرات تصادفی ویژگی مقاومت برشی زهکشی نشده محاسبه شده‌اند، با نتایج مربوط به خاک همگن با ویژگی معادل با مقدار میانگین استفاده شده در تحلیل‌های تصادفی مقایسه شده‌اند.

## تحلیل‌های احتمالاتی پایداری شیروانی‌های خاکی

ارزیابی‌های کمی مربوط به عدم قطعیت در مکانیک خاک نیازمند استفاده از محاسبات آماری و همچنین بیان مدل‌های احتمالاتی برای داده‌های به دست آمده از اندازه‌گیری‌های درجا و آزمایشگاهی است.<sup>[۱۳]</sup> اگر مجموعه‌ی داده‌های اندازه‌گیری مربوط به یک پارامتر موجود باشد، تئوری‌های احتمالاتی برای مدل‌کردن تغییرات آن پارامتر و بیان ناهمگونی ذاتی آن مفید خواهد بود. تغییرپذیری کمی هر یک از پارامترهای ژئوتکنیکی به مجموعه‌ی داده‌های اندازه‌گیری شده (که معمولاً تعدادشان محدود هست) تکیه دارد و در نتیجه این تغییرپذیری‌های کمی به اطلاعات آماری نمونه‌ها ارجاع داده می‌شوند. هدف اصلی تحلیل‌های احتمالاتی پایداری شیب‌ها تعیین توزیع و مشخصات آماری مقادیر ضریب اطمینان محاسبه شده از شبیه‌سازی مونت‌کارلو تحت اثر مجموعه‌ی از مشخصات آماری ورودی تصادفی با ویژگی‌های آماری مشخص است. از توزیع ضریب اطمینان، ضریب اعتباری، و احتمال گسیختگی را می‌توان محاسبه کرد. در این حالت ضریب اطمینان به منزله‌ی یک متغیر پاسخ شناخته می‌شود و به منزله‌ی یک تابع پاسخ محاسبه می‌شود.<sup>[۱۴]</sup>

## ناهمگونی

در روش‌های تحلیلی سنتی که با عنوان «تحلیل مشخصه» معروف است، مقدار میانگین مقاومت برشی زهکشی نشده استفاده می‌شود که در هر عمق می‌تواند ثابت یا متناسب با عمق باشد. در مقابل در تحلیل‌های تصادفی از هر دو مؤلفه‌ی ناهمگونی خاک اعم از مؤلفه‌ی مشخصه و پسماند استفاده می‌شود. آنچه که به طور متعارف در بیان ناهمگونی ذاتی به کار می‌رود، تجزیه‌ی پارامتر مورد مطالعه به مؤلفه‌های مشخصه و تصادفی است.

پارامترهای آماری یک حوزه‌ی تصادفی عبارتند از:

۱. میانگین ( $\mu$ ) که می‌تواند در فضای مسئله، ثابت یا دارای روند تغییرات مشخصی باشد.
۲. انحراف از معیار ( $\sigma$ ) که میزان پراکندگی و نوسان پارامتر مورد مطالعه حول مقدار میانگین را منعکس می‌کند.

پارامترهای آماری مذکور تغییرپذیری نقطه‌ی میدان را بیان می‌کنند. برای بیان کامل تغییرپذیری فضایی نیاز به پارامتر آماری دیگری هست که طول همبستگی فضایی<sup>۱</sup> ( $\theta$ ) نامیده می‌شود،<sup>[۱۵]</sup> و معرف میزان تشابه نوسانات و وابستگی داده‌ها در دو نقطه‌ی متفاوت است. طول همبستگی فضایی تابعی از فاصله‌ی

از تحلیل‌های ژئوتکنیکی است که عمدتاً به دو سبک تحلیل مشخصه و تصادفی انجام می‌شوند.

نوع روند مشخصه در رفتار مصالح خاکی را معمولاً می‌توان با انجام تعدادی قابل قبول از آزمایش‌های درجا و با کمک رگرسیون تخمین زد. معمولاً به علت هزینه‌ی زیاد آزمایش‌های صحرایی و درجا و وجود خطاهای اندازه‌گیری، ویژگی‌های خاک عمدتاً به صورت تصادفی با توزیع احتمالاتی مشخص و با کمک تئوری فضای تصادفی مدل می‌شوند.<sup>[۶]</sup>

در برخی پژوهش‌ها تحلیل منابع عدم قطعیت، مانند تغییرپذیری فضایی ویژگی‌های خاک و تأثیرشان بر روی تصمیم‌گیری‌های طراحی و کاربرد آن‌ها به طور گسترده‌ی بررسی شده است.<sup>[۷،۴]</sup> همچنین با پیشرفت امکانات محاسباتی بسیار سریع، تغییرپذیری فضایی ویژگی‌های خاک و کاربردشان در مسائل ژئوتکنیکی به طور گسترده‌ی با روش اجزاء محدود تصادفی در ترکیب با تحلیل‌های احتمالاتی به کمک شبیه‌سازی مونت‌کارلو مطالعه شده است.<sup>[۹،۸]</sup> در محاسبات پایداری شیب‌ها منابع مختلفی از عدم قطعیت وجود دارند، که از آن جمله می‌توان به اطلاعات زمین‌شناختی ناصحیح در برنامه‌ی اکتشافی، مشکلات مربوط به ارزیابی ویژگی‌های خاک که تعیین مقدار صحیح آن‌ها به دلیل تغییرپذیری فضایی در عملیات میدانی مشکل است، تغییرات در فشار آب حفره‌ی، خطاهای آزمایشگاهی و بسیاری از منابع دیگر اشاره کرد.<sup>[۱۰]</sup> اگر چه اهمیت عدم قطعیت در مسائل ژئوتکنیکی به اندازه‌ی کافی روشن شده است، اما در عمل به دلیل پیچیدگی به‌کارگیری این عدم قطعیت‌ها و آسان‌تر بودن ارزیابی به روش مشخصه پیشرفت قابل توجهی در این زمینه اتفاق نیفتاده است. برای اینکه در روش‌های مشخصه متعارف منابع عدم قطعیت در نظر گرفته شوند و اثر آن‌ها در محاسبات وارد شود، پارامترهای مهندسی خاک (پارامترهای طراحی) براساس تجربه‌ی عملی و گاهی اوقات تحت تأثیر عقاید شخصی، با حاشیه‌ی اطمینان بیشتری انتخاب می‌شوند تا اثر عدم قطعیت‌ها در محاسبات از بین برود.<sup>[۱۱]</sup> به طور کلی عدم قطعیت در بارها، تجزیه و تحلیل زمین‌شناختی محل، ویژگی‌های ژئوتکنیکی، مدل‌های محاسباتی و غیره همواره مطرح هستند. از طرفی در نظر گرفتن اثر کمی کلیه‌ی این اجزاء کاری بس بزرگ است، در مقابل در نظر نگرفتن این نوع عدم قطعیت‌ها در تحلیل‌های مهندسی طراح را از واقعیت موجود دور می‌کند و به نوعی کوچک‌نمایی مسئله است. در نتیجه، بررسی تغییرپذیری و عدم قطعیت در انتخاب پارامترهای رفتاری خاک در تحلیل‌های ژئوتکنیکی متعارف و طراحی‌های مهندسی باید مورد توجه ویژه قرار گیرد.

در پژوهشی دلایل ضرورت استفاده از روش‌هایی که بر پایه‌ی عدم قطعیت بنا شده‌اند، به این شرح عنوان شده است:<sup>[۱۲]</sup>

۱. وجود عدم قطعیت در پارامترهای رفتاری خاک و به تبع آن پیدایش عدم قطعیت چشمگیر در نتایج تحلیل‌ها،
۲. این روش‌ها اطلاعات کامل و واقعی را در مورد سطح ایمنی طراحی ارائه می‌دهند،
۳. این روش‌ها باعث می‌شوند که طراحی نسبتاً عقلاً نه‌ی انجام گیرد، به طوری که طراح بتواند به صورت آگاهانه تصمیماتش را بسته به سطح کارایی مورد نیاز سازه اتخاذ کند.

## اهداف مطالعه

این مطالعه به بررسی اثر ناهمگونی مقاومت برشی زهکشی نشده بر روی پایداری شیب‌های طبیعی می‌پردازد. هدف از این پژوهش، بررسی آماری و اعتباری ضریب

بین ناحیه‌هایی با مقدار ویژگی کم و زیاد است. در نتیجه، اگر مقدار طول همبستگی فضایی برای یک ماده کم باشد، بیانگر این است که فقط برای فواصل نزدیک به هم در توده خاک، ضریب همبستگی بین دو مقدار ویژگی خاک در سطح معناداری قرار دارد و ویژگی‌های خاک از نقطه‌یی به نقطه‌ی دیگر بسیار متغیرند، با افزایش طول همبستگی، تشابه و وابستگی مقادیر خاک به هم افزایش می‌یابد.

۳. تابع چگالی احتمالی<sup>۲</sup> که نشان از پیروی تغییرات پارامتر مورد مطالعه از تابع توزیع مشخصی است.

توزیع‌هایی که معمولاً در ژئوتکنیک استفاده می‌شوند، عبارتند از: توزیع نرمال، لگاریتم نرمال، یکنواخت، نمایی، و ( $\beta$ ).

براساس مطالعات گوناگون در ادبیات فنی، ویژگی‌های خاک می‌توانند تابع توزیع احتمالاتی متفاوتی را برای انواع مختلفی از خاک‌ها و موقعیت‌ها نشان دهند. اما به علت مشخصه‌ی فیزیکی این ویژگی‌ها در طبیعت، آن‌ها همواره توزیع‌هایی را باید داشته باشند که برای مقادیر غیرمنفی تعریف شده‌اند.<sup>[۱۶]</sup>

پارامتر انحراف از معیار و میانگین را با ضریب تغییرات بی‌بعد (COV) جایگزین می‌کنیم. این ضریب معمولاً برای بیان کمی تحلیل‌های عدم قطعیت در ژئوتکنیک به‌کار برده می‌شود و معیار مناسبی برای پراکندگی نسبی داده‌ها حول میانگین است. جدول ۱، محدوده و ضریب تغییرات را برای برخی ویژگی‌های خاک براساس مطالعات انجام‌شده‌ی دانکن<sup>[۱۷]</sup> نشان می‌دهد.

اگر پارامترهای آماری ( $\mu$ ،  $\sigma$ ،  $\theta$ ) برای یک ماده‌ی معلوم باشند، شبیه‌سازی عددی توزیع ویژگی‌های ماده ممکن است.<sup>[۱۵]</sup> برای مجموعه‌ی مشخص از داده‌های آماری تعداد بی‌نهایت میدان تصادفی موجود است، که هر کدام از آن‌ها به پاسخ‌های متفاوتی منجر خواهد شد و البته این پاسخ به توزیع فضایی ویژگی‌های ماده وابسته است. در نتیجه تحلیل‌های تصادفی شامل تعداد زیادی از تکرار شبیه‌سازی‌ها به عنوان بخشی از شبیه‌سازی مونت‌کارلو هستند. سپس نتایج تحلیل‌ها به صورت یک تابع چگالی احتمالاتی نشان داده می‌شوند که این تابع می‌تواند پایداری را با عنوان ریسک (احتمال رخداد گسیختگی) یا اعتبار (عدم گسیختگی) نشان دهد. نکته‌ی مهم آن است که در این نوع شبیه‌سازی‌ها تعداد زیادی از تحلیل‌ها نیاز است تا نتایج خروجی هم‌گرا شوند.

در پژوهش‌هایی نیز به مقایسه‌ی بین روش‌های مشخصه و احتمالاتی برای تحلیل پایداری شیب رسی زهکشی نشده ( $\phi = 0$ ) با روش اجزاء محدود پرداخته شده است.<sup>[۱۸، ۱۹]</sup> این مطالعات پارامتریک روی تغییر پذیری همسان فضایی مقاومت برشی زهکشی نشده با مقدار میانگین ثابت با عمق متمرکز شده بود. نتیجه‌ی مهم به‌دست‌آمده از این مطالعات حاکی است که پدیده‌هایی با قوانین ساختاری بسیار غیرخطی، تا حد بسیار زیادی تحت تأثیر ناهمگونی تصادفی ویژگی‌های خاک قرار دارند.

جدول ۱. ضریب تغییرات پارامترهای ژئوتکنیکی.<sup>[۱۷]</sup>

محدوده COV (%)	ویژگی
۲-۱۳	وزن واحد خشک ( $\gamma_d$ )
۶-۸۰	مقاومت برشی زهکشی نشده ( $c_u$ )
۷-۲۰	زاویه اصطکاک مؤثر ( $\phi'$ )
۱۵-۷۰	مدول کشسان ( $E_s$ )

## تحلیل‌های اعتباری

برای در نظر گرفتن عدم قطعیت‌ها در پارامترهای ورودی خاک و بررسی کارایی یک سیستم ژئوتکنیکی، روش‌های طراحی براساس ضریب ایمنی<sup>۳</sup> یا ضریب اعتباری مطالعه می‌شوند.<sup>[۲]</sup> این روش‌ها که بر مبنای احتمالات قرار دارند، ایمنی سازه را تحت عبارت‌های احتمالاتی و نه فقط یک عدد مشخص بیان می‌کنند. در این روش‌ها با تعیین سطوح ایمنی مشخص، قابلیت اطمینان سیستم سنجیده می‌شود. محاسبات احتمالاتی (ضریب ایمنی) برای بررسی اثرات ترکیبی عدم قطعیت‌ها و به‌ویژه برای تمایز قائل شدن بین شرایطی که عدم قطعیت‌ها خیلی زیاد یا کم هستند، بسیار مناسبند. تحلیل‌های اعتباری بیشتر روی اصل بسیار مهم کارایی یعنی احتمال گسیختگی سیستم تمرکز می‌کنند. در تحلیل‌های اعتباری پارامترهای ورودی خاک به‌منزله‌ی متغیر تصادفی پیوسته با تابع چگالی احتمالی (PDF) مشخص مدل می‌شوند. معمولاً در تحلیل‌های ژئوتکنیکی، پارامترهای ورودی خاک به‌صورت متغیرهای تصادفی پیوسته با توزیع‌های نرمال یا لگاریتم نرمال مدل می‌شوند.<sup>[۲۰]</sup>

علی‌رغم اهمیت تحلیل‌های اعتباری که ارزش بالقوه زیادی دارند، هنوز استفاده از این تحلیل‌ها چندان در روش‌های ژئوتکنیکی معمول نشده است. معمولاً تحلیل‌های ضریب اطمینان و اعتبارسنجی با هم‌دیگر ترکیب و به‌منزله‌ی مکمل یکدیگر در یک طراحی قابل قبول استفاده می‌شوند. برخی پژوهشگران در پژوهش‌های خود برای ارزیابی ضریب اعتباری ( $\beta$ ) از روش‌هایی نظیر روش اعتباری مرتبه‌ی اول<sup>۴</sup>، روش اعتباری مرتبه‌ی دوم<sup>۵</sup>، روش برآورد نقطه‌یی<sup>۶</sup> و شبیه‌سازی مونت‌کارلو<sup>۷</sup> استفاده کرده‌اند.<sup>[۲۱-۲۲]</sup>

در یکی از این پژوهش‌ها برای متغیرهای  $C$  و  $D$  با توزیع نرمال مقدار ضریب اعتباری مطابق معادله‌ی ۶ پیشنهاد شده است.<sup>[۲۰]</sup>

$$\beta = \frac{\mu_C - \mu_D}{\sqrt{\sigma_C^2 + \sigma_D^2}} \quad (۶)$$

همچنین برای متغیرهای  $C$  و  $D$  با توزیع لگاریتم نرمال، مقدار ضریب اعتباری با استفاده از معادله‌ی ۷ محاسبه می‌شود:

$$\beta = \frac{\ln \left[ \frac{\mu_C}{\mu_D} \sqrt{\frac{(1 + COV_D^2)}{(1 + COV_C^2)}} \right]}{\ln [(1 + COV_C^2)(1 + COV_D^2)]} \quad (۷)$$

آیین‌نامه‌ی USACE<sup>[۲۳]</sup>، توصیه‌نامه‌ی ویژه‌یی را برای رابطه‌ی احتمال گسیختگی و ضریب اعتباری در مهندسی ژئوتکنیک ارائه کرده است (شکل ۲). این شکل نشان می‌دهد کمیته‌ی مقدار ضریب اعتباری<sup>۴</sup>، به‌منزله‌ی کارایی خوب سیستم در نظر گرفته می‌شود و مقدار ضریب اعتباری ۳ برای کارایی میانی مناسب است.

## شبیه‌سازی مونت‌کارلو

شبیه‌سازی مونت‌کارلو روشی برای تعیین توزیع احتمالاتی متغیرهای تصادفی وابسته، با فرض داشتن توزیع احتمالاتی مشخص برای یک مجموعه از متغیرهای تصادفی مستقل است.<sup>[۲۴]</sup> کاربرد این روش بسیار ساده است و اگر شبیه‌سازی‌های کاملی صورت گیرد، نتایج این روش می‌تواند نسبتاً صحیح باشد. در این روش نمونه‌ی متغیرهای ورودی احتمالاتی تولید می‌شوند و ترکیب تصادفی آن‌ها برای انجام

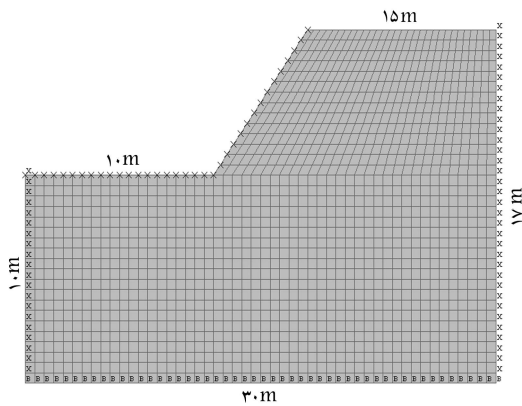
اشکال عمده‌ی روش شبیه‌سازی مونت‌کارلو این است که محاسبات آن می‌تواند گران تمام شود، به این علت که نیاز به شبیه‌سازی‌های بسیار زیادی برای رسیدن به دقت مطلوب دارد. [۲۵]

تعداد شبیه‌سازی‌های مطلوب می‌تواند منجر به تخمین دقیقی از میان‌های آماری متغیرهای خروجی شود که با کاربرد میان‌های تخمین زده‌شده و توزیع‌های احتمالی مناسب برای یک متغیر پاسخ، توزیع متغیر پاسخ می‌تواند تخمین زده شود. از روی این اطلاعات می‌توان کمیت‌هایی از قبیل احتمال گسیختگی را محاسبه کرد.

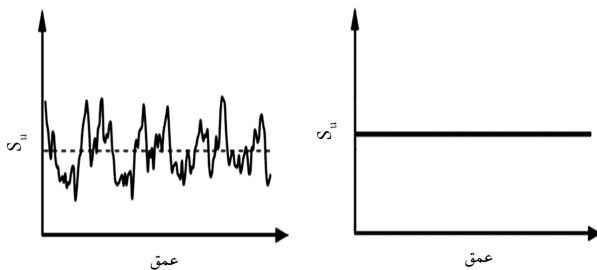
### شبیه‌سازی عددی

این مطالعه با کاربرد تئوری حوزه‌های تصادفی در ترکیب با روش تفاضل محدود در کد ۵/۰ FLAC انجام شده است. شکل ۳ هندسه‌ی مسئله و شرایط مرزی را برای یک شیب رسی با زاویه‌ی ۵۴/۵ درجه و ارتفاع ۷ متر نشان می‌دهد که بر روی فونداسیونی به عمق ۱۰ متر قرار دارد. تنش‌های برجا در مدل شیروانی بر اساس وزن واحد خاک ۲۰ کیلونیوتن بر متر مکعب تولید شده است. با توجه به شکل ۴، در صفحه‌ی زیرین شبکه، همه‌ی جابجایی‌ها محدود شده‌اند و کناره‌های جانبی فقط مجاز به حرکت در راستای قائم هستند. کل توده‌ی خاک به ۱۶۴۰ المان تفاضل محدود چهار ضلعی تقسیم شده است.

خاک با قانون رفتاری موهر-کلمب مدل شده است. در این مطالعه ۳ نوع خاک رس بررسی شده که ویژگی‌های آن‌ها در جدول ۲ ارائه شده است. به منظور نشان‌دادن اهمیت تحلیل‌های تصادفی در مقایسه با تحلیل‌های مشخصه، تعدادی تحلیل تفاضل محدود مشخصه با مقاومت برشی زهکشی‌نشده‌ی ثابت در سرتاسر فضای مدل و سپس تعدادی تحلیل‌های تصادفی با فرض میانگین مقاومت برشی



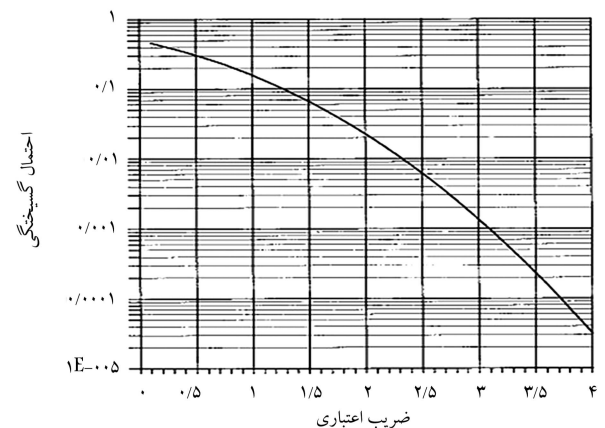
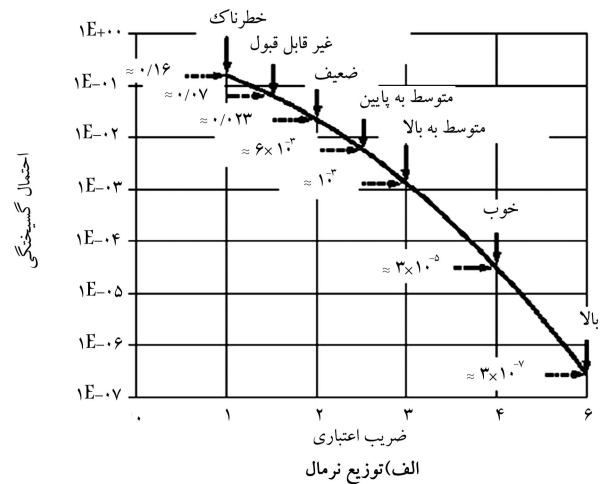
شکل ۳. هندسه‌ی مسئله و شرایط مرزی.



(ب) تحلیل تصادفی.

(الف) تحلیل مشخصه؛

شکل ۴. تغییرات شتابمیک مقاومت برشی زهکشی‌نشده.



(ب) توزیع لگاریتم نرمال

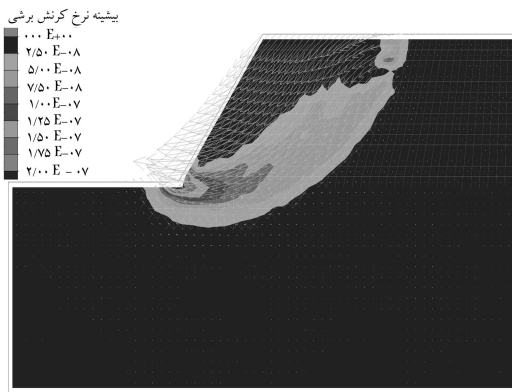
شکل ۲. توصیه‌نامه‌ی USACE [۲۳] برای ارتباط بین ضریب اعتباری (B) و احتمال گسیختگی (P\_f) منطبق بر آن.

تعدادی از محاسبات واقعی استفاده می‌شوند. شبیه‌سازی مونت‌کارلو بهترین روشی است که می‌تواند به دقت اثر تغییرپذیری فضایی ذاتی خاک را بر روی مسئله‌ی ضریب اطمینان و احتمال گسیختگی شیروانی‌های رسی که مکانیزم گسیختگی آن می‌تواند از یک شبیه‌سازی به شبیه‌سازی دیگر تغییر کند، بررسی نماید. [۱۶] یک شبیه‌سازی مونت‌کارلو استاندارد در تحلیل پایداری شیب‌ها شامل این مراحل است:

۱. تعیین مشخصه‌های احتمالاتی تغییرپذیری فضایی مقاومت برشی زهکشی‌نشده، شامل: مقدار میانگین (روند مشخصه)، ضریب تغییرات تابع توزیع احتمالاتی و تابع خود-همبستگی.
۲. تولید نمونه‌ی داده در حوزه‌ی تصادفی با مشخصه‌های احتمالاتی تعیین شده در مرحله‌ی اول. در این صورت هر نمونه‌ی تابع تولیدشده، یک شبیه‌سازی ممکن از تغییرپذیری فضایی و ویژگی تصادفی خاک را در سرتاسر ناحیه‌ی مورد تحلیل نشان می‌دهد.
۳. کاربرد یک روش تحلیل عددی مشخصه برای انجام تحلیل‌های متوالی با استفاده از توابع نمونه‌ی که شامل تغییرپذیری فضایی و ویژگی تصادفی تولیدشده در مرحله‌ی ۲ هستند.

جدول ۲. مقادیر میانگین و بزرگی‌های ورودی خاک.

پارامترهای مورد نیاز	رس نرم	رس سفت	رس سخت
مقاومت برشی زهکشی‌نشده (kPa)	۲۵	۵۰	۷۵
مدول برشی (MPa)	۴٫۱۸	۸٫۳۶	۱۶٫۷
مدول بالک (MPa)	۴۱۷	۸۳۳	۱۶۷۰
ضریب پواسون	۰٫۴۹۹	۰٫۴۹۹	۰٫۴۹۹



شکل ۵. بردارهای جابجایی برای شیب با  $s_u = ۲۵$  kPa.

جدول ۴. ضریب تغییرات مقاومت برشی زهکشی‌شده ( $COV_{s_u}$ ).

شماره	ضریب تغییرات (%)	میانگین مقاومت برشی	تابع توزیع احتمالاتی
۱	۵	۵۰، ۲۵ و ۷۵	توزیع نرمال
۲	۲۰	۵۰، ۲۵ و ۷۵	توزیع نرمال
۳	۴۰	۵۰، ۲۵ و ۷۵	توزیع نرمال
۴	۶۰	۵۰، ۲۵ و ۷۵	توزیع نرمال
۵	۸۰	۵۰، ۲۵ و ۷۵	توزیع نرمال

(میانگین و انحراف معیار ثابت در فضای مسئله) با توزیع نرمال در نظر گرفته شده است. مشکل توزیع نرمال، احتمال ظهور مقادیر منفی برای ویژگی‌های خاک است که برای مقادیر کم یا میانی ضریب تغییرات به سادگی می‌تواند با مشخص کردن یک کران پایین برای مقاومت برشی زهکشی‌شده این مشکل را بر طرف کرد. [۲۶] برای یک تابع توزیع احتمالی نرمال، ۹۹٫۷۳٪ داده‌ها در محدوده  $(\mu \pm 3\sigma)$  قرار دارند. در نتیجه برای  $COV \leq ۲۳\%$  کمتر از ۱٫۳۵٪ داده‌ها ممکن است منفی باشند که نیاز به جایگزینی دارند.

ویژگی‌های الحاق شده به هر المان توسط پارامترهای آماری (میانگین و انحراف از معیار) توزیع نرمال و تغییرپذیری فضایی از یک المان به المان دیگر با طول همبستگی فضایی کنترل می‌شوند. در این مطالعه از همبستگی بین پارامترهای خاک صرف نظر شده است و پارامترهای خاک به صورت غیرهمبسته در نظر گرفته شده‌اند. محدوده‌ی ضریب تغییرات بین ۵٪ تا ۸۰٪ فرض شده است و برای هر کدام از خاک‌های رسی، ۵ مقدار متفاوت  $COV$  مطابق جدول ۴ انتخاب شده است. شکل ۶ نمونه‌ی از شبیه‌سازی‌ها را با میانگین ثابت برای ۲ مقدار  $COV$  مختلف نشان می‌دهد. در این شکل‌ها رنگ‌های تیره‌تر مقادیر زیاد  $s_u$  و رنگ‌های روشن‌تر مقادیر کم  $s_u$  را نشان می‌دهند.

با توجه به شکل ۶ مشاهده می‌شود که با افزایش ضریب تغییرات،  $COV$  رنگ‌های روشن‌تر زیاد می‌شوند و در نتیجه پراکندگی حول میانگین افزایش می‌یابد که باعث افزایش نواحی با مقاومت کمتر می‌شوند. شکل ۷ نتایج ۲۵۰ شبیه‌سازی مونت‌کارلو را برای  $s_u = ۲۵$  kPa با مقادیر مختلف  $COV$  نشان می‌دهد. با توجه به این شکل‌ها مشاهده می‌شود که پس از ۲۵۰ شبیه‌سازی نتایج میانگین ضریب اطمینان تغییر قابل توجهی ندارد. همچنین مشاهده شد که با افزایش مقدار  $COV_{s_u}$  پراکندگی نتایج افزایش یافته و در نتیجه تعداد شبیه‌سازی‌های بیشتری نیاز است تا نتایج مربوط به ضریب اطمینان همگرا شوند. نهایتاً با توجه به نمودارهای ارائه شده

زهکشی‌نشده‌ی برابر با مقدار ثابت مربوط به تحلیل‌های مشخصه و ضرایب تغییرات مختلف انجام شده است. در نهایت پارامتر مورد مطالعه در این تحقیق که همان ضریب اطمینان پایداری شیروانی است، برای ۲ حالت مدل مشخصه و تصادفی با یکدیگر مقایسه و اهمیت تحلیل تصادفی در مقایسه با تحلیل مشخصه تبیین شده است. شکل ۴ به طور شماتیک تغییرات پارامتر مقاومت برشی زهکشی‌نشده را در حالات مختلف تحلیل نفاضل محدود نشان می‌دهد. مدول کشسان زهکشی‌نشده  $(E_u)$  به صورت کامل با مقاومت برشی زهکشی‌نشده، همبسته‌ی خطی در نظر گرفته شده است که این همبستگی با رابطه‌ی ۸ نشان داده شده است:

$$E_u = \alpha s_u \quad (۸)$$

محدوده‌ی تغییرات  $\alpha$  بین ۳۰۰ تا ۱۵۰۰ است که در این مطالعه برابر با ۵۰۰ در نظر گرفته شده است. [۱۶]

## تحلیل‌های مشخصه

روش تحلیل مشخصه برای تحلیل پایداری شیب خاکی در این مطالعه، مقدار یکنواخت مقاومت برشی و پارامترهای سختی زهکشی‌شده‌ی خاک را در فضای مدل انتخاب می‌کند و پایداری شیب را با عنوان «ضریب اطمینان کلی» با استفاده از تحلیل‌های عددی با روش کاهش مقاومت برشی ارزیابی می‌کند. این روش منجر به انجام تحلیل منفرد برای نوع خاک شده است و نتیجه‌ی ارزیابی پایداری شیروانی منجر به ارائه‌ی یک ضریب اطمینان منفرد می‌شود. نتایج این تحلیل‌ها در جدول ۳ ارائه شده است.

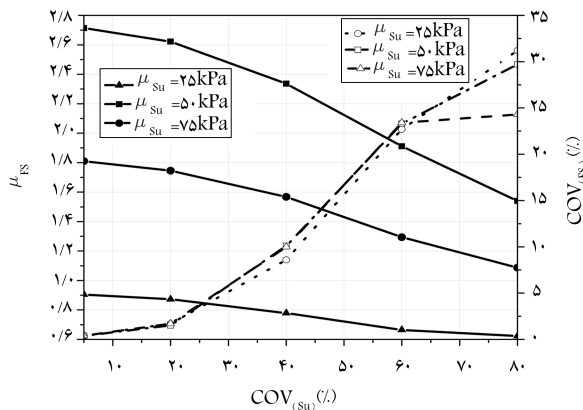
همان‌طور که مشاهده می‌شود برای شیب با  $s_u = ۲۵$  kPa ضریب اطمینان زیر مقدار ۱ است، در نتیجه شیب از لحاظ قراردادی گسیخته شده است. ولی برای شیب با  $s_u = ۵۰$  kPa و  $s_u = ۷۵$  kPa ضریب اطمینان بیش از ۱٫۵ بوده و در نتیجه ایمن هستند. شکل ۵ نمونه‌ی از بردارهای جابجایی و نواحی با کرنش بیشینه‌ی برشی را برای  $s_u = ۲۵$  kPa نشان می‌دهد.

## تحلیل‌های احتمالاتی

برای شیب موردنظر، تحلیل پایداری با در نظر گرفتن تغییرپذیری فضایی  $s_u$  انجام شده است. بدین منظور مقاومت برشی زهکشی‌نشده به صورت متغیر تصادفی همگن

جدول ۳. نتایج تحلیل مشخصه‌ی پایداری شیب.

$s_u$ (kPa)	۲۵	۵۰	۷۵
ضریب اطمینان	۰٫۹۱	۱٫۸۲	۲٫۷۳



شکل ۸. تغییرات  $\mu_{FS}$  و  $COV_{FS}$  با ضرایب مختلف تغییرات مقاومت برشی زهکشی نشده برای رس‌های مختلف.

جدول ۵. نتایج تحلیل‌های عددی احتمالاتی.

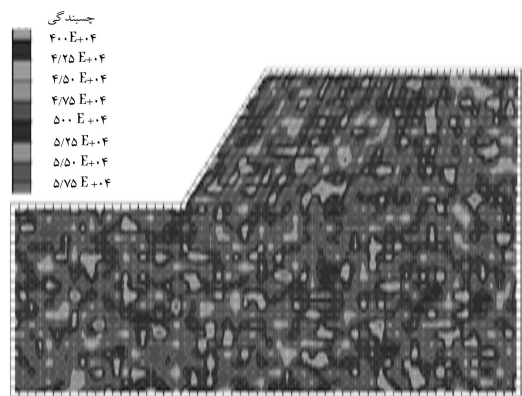
$COV_{s_u}$ (%)					$\mu_{s_u}$ (kPa)	
۸۰	۶۰	۴۰	۲۰	۵		
۰٫۶۲۳	۰٫۶۶۵	۰٫۷۷۹	۰٫۸۷۳	۰٫۹۰۴	$\mu_{FS}$	۲۵
۲۴٫۳	۲۳٫۴	۱۰	۱٫۷	۰٫۴	$COV_{FS}$ (%)	
۱٫۰۸۷	۱٫۲۴۹	۱٫۵۶۸	۱٫۷۴۵	۱٫۸۱۰	$\mu_{FS}$	۵۰
۳۱٫۲	۲۲٫۷	۸٫۶	۱٫۷	۰٫۴	$COV_{FS}$ (%)	
۱٫۵۴۵	۱٫۹۱۵	۲٫۳۳۷	۲٫۶۶۲	۲٫۷۱۴	$\mu_{FS}$	۷۵
۲۹٫۷	۲۳٫۳	۱۰٫۱	۱٫۵	۰٫۴	$COV_{FS}$ (%)	

### تحلیل تصادفی در مقایسه با تحلیل مشخصه

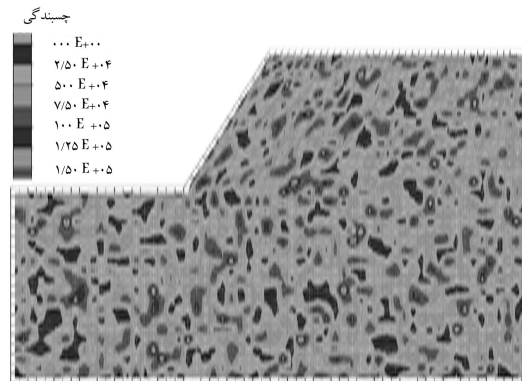
نتایج تحلیل‌های احتمالاتی در جدول ۵ نشان داده شده است. شکل ۹ نیز نتایج تحلیل‌های احتمالاتی را در برابر تعداد شبیه‌سازی‌ها نشان می‌دهد. مطابق این شکل ضریب تغییرات  $s_u = 25$  kPa اثر قابل توجهی بر روی ضریب اطمینان دارد. مشاهده می‌شود که مقدار میانگین ضریب اطمینان پایداری شیروانی در شرایطی که متغیر  $s_u$  تغییرپذیری تصادفی دارد، از ضریب اطمینان محاسبه شده در شرایط همگن کمتر است. با افزایش مقدار  $COV_{s_u}$  مقدار کاهش ضریب اطمینان در مقایسه با حالت همگن برای هر ۳ نوع میانگین به‌طور قابل توجهی افزایش می‌یابد. برای خاک  $s_u = 25$  kPa با افزایش  $COV_{s_u}$  از ۵٪ تا ۸۰٪، ضریب اطمینان پایداری ۳۱٪ کاهش می‌یابد. همچنین برای خاک رس با مقاومت برشی زهکشی نشده‌ی ۵۰ و ۷۵ کیلوپاسکال این مقدار کاهش به ترتیب ۴۰٪ و ۴۳٪ است.

همان‌طور که از شکل ۸ نیز پیداست، با افزایش مقدار میانگین مقاومت برشی زهکشی نشده، تأثیر  $COV_{s_u}$  در کاهش ضریب اطمینان پایداری شیروانی نیز مشهودتر است. علاوه بر این با افزایش  $COV_{s_u}$ ، ضریب تغییرات نتایج خروجی (ضریب اطمینان) نیز افزایش می‌یابد و همگرایی نتایج، نیازمند شبیه‌سازی‌های بیشتری است. علت این افزایش این است که ضریب تغییرات  $s_u$  در کرنش برشی بیشینه و متعاقب آن روی مکانیزم گسیختگی شیب تأثیر می‌گذارد. شکل ۱۰ اثر تغییرپذیری مقاومت برشی زهکشی نشده را روی نرخ کرنش برشی بیشینه و مکانیزم گسیختگی نشان می‌دهد.

هنگامی که  $COV_{s_u}$  کم است، مکانیزم گسیختگی بسیار مشابه با مکانیزم گسیختگی در حالت تحلیل‌های قراردادی است، ولی با افزایش  $COV_{s_u}$  و پراکندگی

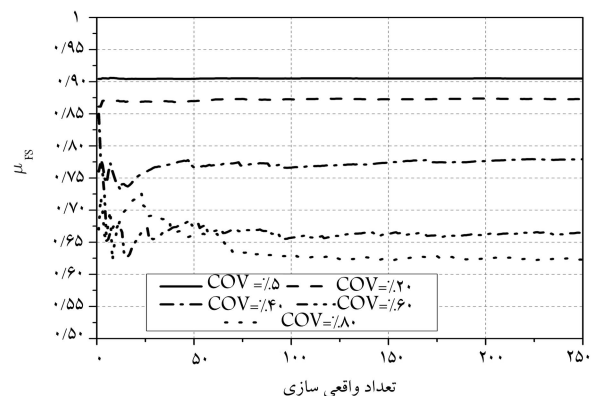


الف)  $COV = 5\%$



ب)  $COV = 80\%$

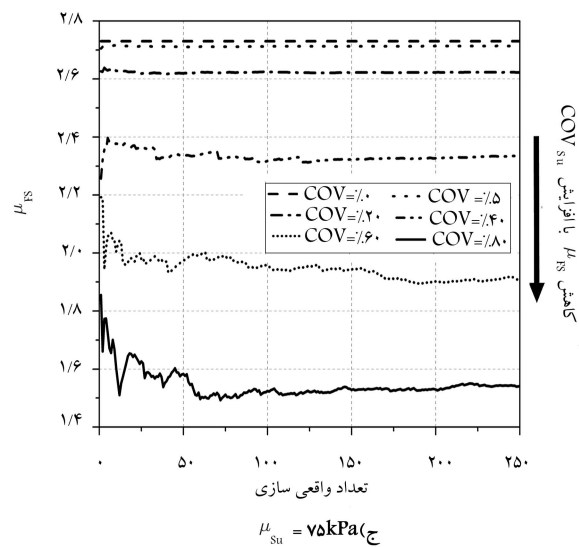
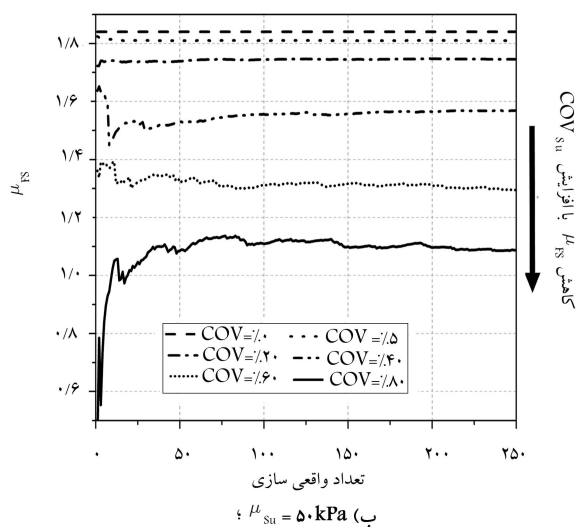
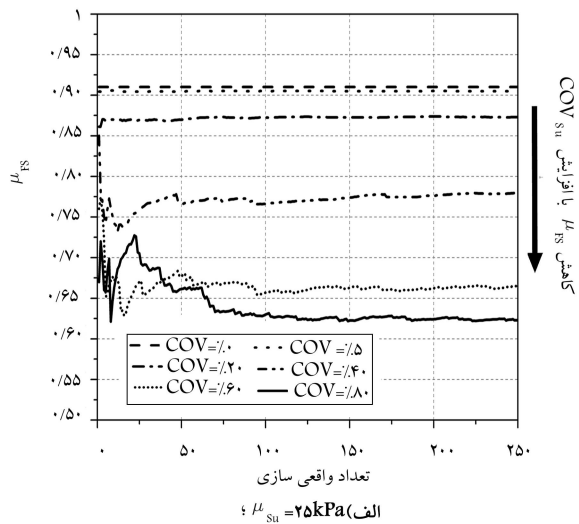
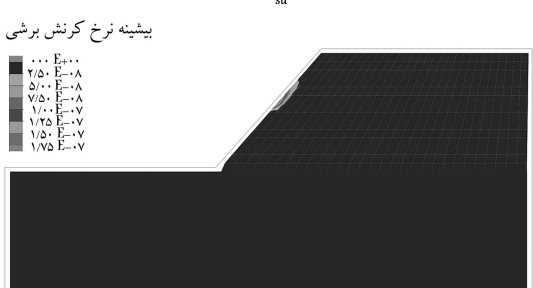
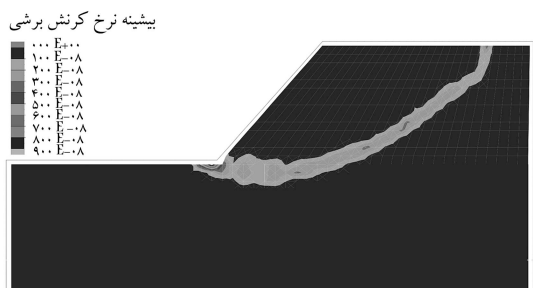
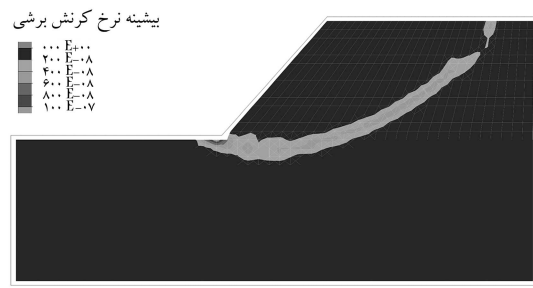
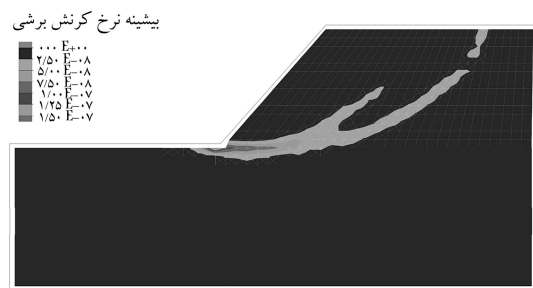
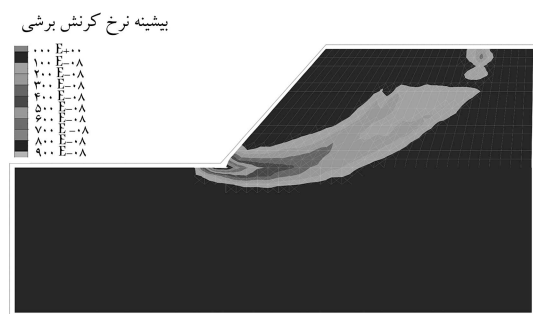
شکل ۶. تغییر پذیری فضایی  $s_u$  برای شیب  $s_u = 25$  kPa.



شکل ۷. تغییرات  $\mu_{FS}$  با تعداد شبیه‌سازی‌ها برای  $s_u = 25$  kPa.

در شکل ۷، تعداد ۲۵۰ شبیه‌سازی برای کلیه حالات مربوط به میانگین و ضریب تغییرات مقاومت برشی زهکشی نشده انتخاب شد.

شکل ۸ نتایج تغییرات میانگین و ضریب تغییرات ضریب اطمینان را در برابر  $COV_{s_u}$  نشان می‌دهد، که مطابق آن با افزایش ضریب تغییرات مقاومت برشی زهکشی نشده، مقدار میانگین ضریب تغییرات به شدت کاهش پیدا می‌کند. این کاهش به‌خصوص هنگامی که ضریب اطمینان مقداری بالا دارد، بیشتر است. زیرا با افزایش  $COV_{s_u}$ ، ضریب تغییرات ضریب اطمینان افزایش می‌یابد، که این امر باعث پراکندگی نتایج ضریب اطمینان می‌شود که خود باعث کاهش ضریب اطمینان از مقدار مشخصه می‌شود (شکل ۸).



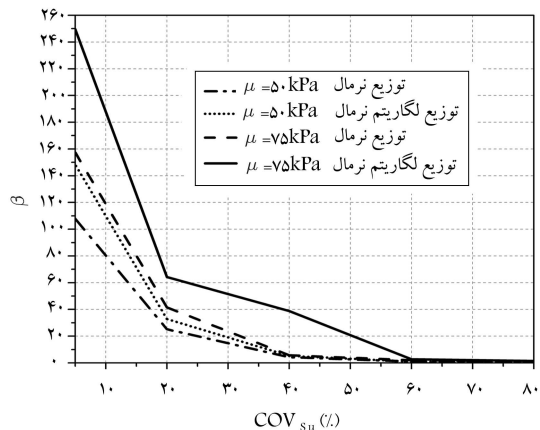
شکل ۱۰. کرنش برشی بیشینه و مکانیسم گسیختگی برای یک شبیه سازی مونت کارلو  $\mu_{cu} = 25 kPa$

شکل ۹. مقایسه ی ضریب اطمینان مشخصه با میانگین ضریب اطمینان برای تحلیل های تصادفی.



جدول ۶. ضرایب اعتباری محاسبه شده.

$\beta$ ( $\mu_{s_{uu}} = 75 \text{ kPa}$ )	$\beta$ ( $\mu_{s_{uu}} = 50 \text{ kPa}$ )		COV $_{s_{uu}}$
	لگاریتم نرمال	نرمال	
۲۴۹٫۶	۱۵۷٫۴۸	۱۴۸٫۳۱	۵
۶۴٫۲۷	۴۱٫۵	۳۲٫۷۷	۲۰
۳۸٫۸	۵٫۶۵	۵٫۲	۴۰
۲٫۷۱	۲٫۰۴	۱٫۰۳	۶۰
۱٫۳۵	۱٫۱۹	۰٫۱۲	۸۰



شکل ۱۱. تغییرات  $\beta$  با COV $_{s_{uu}}$  برای توزیع نرمال و لگاریتم نرمال F.

در روش احتمالاتی میزان اعتماد به نتایج با ضریب  $\beta$  سنجیده می‌شود. با فرض ۲ نوع توزیع نرمال و لگاریتم، برای ضریب اطمینان حاصل از شبیه‌سازی‌های مونت‌کارلو و با استفاده از معادله‌های ۶ و ۷ مقادیر ضریب  $\beta$  برای  $\mu_{s_{uu}} = 50 \text{ kPa}$  و  $\mu_{s_{uu}} = 75 \text{ kPa}$  محاسبه و در جدول ۶ ارائه شده است. شکل ۱۱ نیز تغییرات ضریب اعتباری را در برابر COV $_{s_{uu}}$  برای توزیع نرمال و لگاریتم نرمال ضریب اطمینان نشان می‌دهد.

با توجه به جدول ۶ و شکل ۱۱ مشاهده می‌شود که با افزایش COV $_{s_{uu}}$  ضریب اعتباری برای هر ۲ نوع خاک کاهش قابل ملاحظه‌ی دارد، به ویژه برای مقادیر COV $_{s_{uu}}$  در بازه‌ی ۵٪ الی ۴۰٪ که بازه‌ی بسیار محتمل برای تغییرپذیری  $s_{uu}$  در رس‌هاست، سطح ایمنی به شدت کاهش می‌یابد و در COV $_{s_{uu}} = 40\%$  مطابق شکل ۲، سطح کارایی سیستم برای هر ۲ توزیع در سطح خوب بوده و احتمال گسیختگی شیب کمتر از  $10^{-5} \times 3$  است.

مطابق جدول ۶ برای COV $_{s_{uu}} = 60\%$  و  $s_{uu} = 50 \text{ kPa}$  مقادیر ضریب اعتباری برای هر ۲ توزیع نرمال و لگاریتم نرمال زیر مقدار ۲ و نزدیک ۱ است که سطح ایمنی پرخطر را نشان می‌دهد و احتمال گسیختگی شیروانی در این حالت بیشتر از ۰٫۱۶ است، در حالی که ضریب اطمینان تحلیل مشخصه برای آن ۱٫۸۲ است. شرایط مشابهی برای  $s_{uu} = 75 \text{ kPa}$  در COV $_{s_{uu}} = 80\%$  برقرار است.

### نتیجه‌گیری

خاک‌ها ذاتاً دارای تغییرپذیری هستند. این مطالعه به منظور نشان دادن اثر ناهمگونی تصادفی پارامتر مقاومت برشی روی پایداری و اعتبار شیب رسی زهکشی نشده در مقایسه با شرایط همگن انجام و تئوری فضای تصادفی در ترکیب با روش تحلیل عددی تفاضل محدود استفاده شده است.

در این نوشتار نشان داده شد که ناهمگونی مقاومت برشی توده‌ی خاک در شیب مورد مطالعه در قالب تغییرپذیری فضایی با توزیع نرمال غیرهمبسته می‌تواند تأثیر زیادی در پایداری شیب خاکی در رس زهکشی نشده داشته باشد. نتایج تحلیل‌های تصادفی انجام شده که در واقع مدل‌سازی ناهمگونی ذاتی از نوع تصادفی در مصالح ژئومکانیکی است، نشان می‌دهد که نادیده گرفتن تغییرپذیری پارامترهای مقاومتی خاک‌ها در تحلیل پایداری شیب مورد مطالعه منجر به پیش‌بینی مقادیر غیرواقعی ضریب اطمینان می‌شود و به عبارت دیگر محاسبه‌ی مقادیر بیشتر از واقعیت برای ضریب اطمینان پایداری شیب، غیرمحافظه‌کارانه است و لذا باید همواره توجه ویژه‌ی به ناهمگونی ذاتی مقاومت برشی خاک‌ها و به خصوص ناهمگونی ذاتی تصادفی داشت. نتایج نشان می‌دهد که تغییرپذیری فضایی مقاومت برشی زهکشی نشده یک شیروانی رسی منجر به کاهش ضریب اطمینان پایداری شیروانی در مقایسه با حالت همگن می‌شود و این کاهش ایمنی با افزایش ضریب تغییرات مقاومت برشی بیشتر می‌شود. علاوه بر این ضریب تغییرات ضریب اطمینان نیز با افزایش تغییرپذیری مقاومت برشی زهکشی نشده افزایش می‌یابد که این خود منجر به کاهش ضریب اعتباری و نهایتاً کاهش سطح کارایی می‌شود.

استفاده از ضریب اعتباری به جای ضریب اطمینان در این تحقیق معرفی شده است و با توجه به پارامترهای آماری مربوط به ضریب اطمینان محاسبه شده در تحلیل مونت‌کارلو که در واقع میانگین و انحراف معیار ضریب اطمینان هستند، ضریب اعتباری محاسبه و سطح کارایی مدل و شیب مورد نظر با توجه به ضریب اعتباری محاسبه شده تعیین شدند.

نقاط ضعیف و قوی، مسیر گسیختگی از نقاط ضعیف توسعه پیدا می‌کند و باعث تأثیر روی مکانیزم گسیختگی می‌شود که این خود منجر به وجود پاسخ‌های متغیر برای FS می‌شود. توجه کنید که توزیع کرنش برشی بیشینه، نوع مکانیزم گسیختگی را کنترل می‌کند. سطح گسیختگی می‌تواند با عبارت تجمع کرنش‌های برشی در نزدیکی شیب تعریف شود. این سطح وابسته به حضور نواحی ضعیف و قوی در نقاط مختلف است.

تحلیل‌های تصادفی پایداری شیروانی‌ها به قابلیت اعتماد یعنی احتمال اینکه شیب گسیخته نشود، منجر می‌شوند که تعریف بسیار کارآمدتری از ضریب اطمینان برای پایداری است. تحلیل‌های تصادفی نقش بسیار مهمی را در طراحی می‌توانند ایفا کنند، به طوری که ضریب اطمینان منطبق بر سطح مشخصی از کارایی را می‌توانند ارائه دهند. در روش‌های سنتی معمولاً مقدار کمیته‌ی ضریب اطمینان ۱٫۵ برای کمترین سطح ایمنی در نظر گرفته می‌شود. با توجه به این مقدار در تحلیل مشخصه، شیب با  $s_{uu} = 25 \text{ kPa}$  کمترین سطح ایمنی را نیز ندارد و شیب با  $s_{uu} = 50 \text{ kPa}$  و  $s_{uu} = 75 \text{ kPa}$  به ترتیب سطح ایمنی کمیته و متوسط را دارند. برای تحلیل‌های احتمالاتی، همانند تحلیل‌های مشخصه‌ی شیب با  $\mu_{s_{uu}} = 25 \text{ kPa}$  و تمام مقادیر COV $_{s_{uu}}$  ایمن نیست، اما در این تحلیل‌ها شیب با  $\mu_{s_{uu}} = 50 \text{ kPa}$  و COV $_{s_{uu}} = 60\%$  و COV $_{s_{uu}} = 80\%$  نیز کمترین سطح ایمنی را ندارد، برای COV $_{s_{uu}}$ ‌های دیگر کمیته‌ی سطح ایمنی وجود دارد. این نتایج نشان می‌دهند شیب‌هایی که با تحلیل‌های مشخصه‌ی ایمن در نظر گرفته می‌شوند، ممکن است سطح ایمنی مورد نظر را برآورده نکنند و برای COV $_{s_{uu}}$ ‌های ۵٪، ۲۰٪ و ۴۰٪ کمیته‌ی ایمنی را دارند. علاوه بر این شیب با  $\mu_{s_{uu}} = 75 \text{ kPa}$  و تمام مقادیر COV $_{s_{uu}}$  ایمن است.

## پانوشتها

1. spatial correlation length
2. probabilite density function
3. safe index
4. first order reliability method
5. second order reliability method
6. point estimate method
7. MonteCarlo simulation

## منابع (References)

1. Duncan, J.M. "State of the art: Limit equilibrium and finite element analysis of slopes", *J. of Geotechnical Eng., ASCE*, **122**(7), pp. 577-596 (1996).
2. *Application of the Finite Element Method to Slope Stability*, Rocscience Inc, Toronto, pp. 1-57 (2001-2004).
3. Malkawi, A.I.H., Hassan, W.F. and Sarma, S.K. "Global search method for locating general slip surfaces using monte carlo techniques", *J. of Geotechnical and Geoenvironmental Eng.*, **127**(8), pp. 688-698 (2001).
4. Phoon, K.K. and Kulhawy, F.H. "Characterization of geotechnical variability", *Canadian Geotechnical J.*, **36**(4), pp. 612-624 (1999a).
5. Phoon, K.K. and Kulhawy, F.H. "Evaluation of geotechnical property variability", *Canadian Geotechnical J.*, **36**(4), pp. 625-639 (1999b).
6. Popescu, R., Prevost, J.H. and Deodatis, G. "Effects of spatial variability on soil liquefaction: some design recommendations", *Geotechnique*, **47**(5), pp. 1019-1036 (1997).
7. Babu, G.L.S. and Fox, P.J. "Discussion of 'Municipal landfill biodegradation and settlement'", *J. of Environmental Eng., ASCE*, **123**(5), pp. 521 (1997).
8. Griffiths, D.V. and Fenton, G.A. "Bearing capacity of spatially random soil: The undrained clay Prandtl problem revisited", *Geotechnique*, **51**(4), pp. 351-359 (2001).
9. Griffiths, D.V. and Fenton, G.A. "Probabilistic slope stability analysis by finite elements", *J. of Geotechnical and Geoenvironmental Eng.*, **130**(5), pp. 507-518 (2004).
10. Malkawi, A.I.H., Hassan, W.F. and Abdulla, F.A. "Uncertainty and reliability analysis applied to slope stability", *Structural Safety*, **22**, pp. 161-187 (2000).
11. Schweiger, H.F., Thurner, R. and Pottler, R. "Reliability analysis in geotechnics with deterministic finite elements", *Int. J. of Geomechanics*, **1**(4), pp. 389-413 (2001).
12. Uzielli, M., Lacasse, S., Nadim, F. and Phoon, K.K. "Soil variability analysis for geotechnical practice", In: Tan, Phoon, Hight, Leroueil (Eds.), *Characterization and Eng. Properties of Natural Soils*. Taylor & Francis Group, ISBN: 978-0-415-42691-6, London (2007).
13. Srivastava, A. and Babu, G.L.S. "Effect of soil variability on the bearing capacity of clay and in slope stability problems", *Eng. Geology, Elsevier*, **108**(1-2), pp. 142-152 (2009).
14. Hammah, R.E. and Yacoub, T.E., *Probabilistic Slope Analysis with the Finite Element Method*, Rocscience Inc., Toronto, ON, Canada (2008).
15. Michael, A., Hicks, M.A. and Kristinah, S. "Influence of heterogeneity on undrained clay slope stability", *Quarterly J. of Eng. Geology and Hydrogeology*, **35**, pp. 41-49 (2002).
16. Popescua, R., Deodatis, G. and Nobahar, A. "Effects of random heterogeneity of soil properties on bearing capacity", *Probabilistic Eng. Mechanics*, **20**, pp. 324-341 (2005).
17. Duncan, J.M. "Factors of safety and reliability in geotechnical engineering", *J. of Geotechnical and Geoenvironmental Eng.*, pp. 307-316 (April 2000).
18. Paice, G.M. and Griffiths, D.V. "Reliability of an undrained clay slope formed from spatially random soil", *Proceedings of the 9th Int. Conf. of the Int. Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics, IACMAG 97*, (ed. J-X. Yuan), Pub. Balkema, pp. 543-548 (1997).
19. Griffiths, D.V. and Fenton, G.A. "Influence of soil strength spatial variability on the stability of an undrained clay slope by finite elements", *Geotechnical Special Publications No. 101*, Slope Stability 2000, the Geoinstitute of the American Society of Civil Eng. (2000).
20. Baecher, G.B. and Christian, J.T., *Reliability and Statistics in Geotechnical Engineering*, Chi Chester, John Wiley Publications (2003).
21. Harr, M.E., *Reliability-Based Design in Civil Engineering*, McGraw-Hill Book Company, New York (1987).
22. Haldar, A. and Mahadevan, S., *Probability, Reliability and Statistical Methods in Engineering Design*, John Wiley & Sons, NY (2000).
23. USACE, *Risk-Based Analysis in Geotechnical Engineering for Support of Planning Studies, Engineering and Design*, US Army Corps of Engineers, Department of Army, Washington, DC, p. 20314-100 (1997).
24. Haldar, S. and Babu G.L.S. "Effect of soil spatial variability on the response of laterally loaded pile in undrained clay", *Computers and Geotechnics*, **35**, pp. 537-547 (2008).
25. Srivastava, A., Babu, G.L.S. and Haldar, S. "Influence of spatial variability of permeability property on steady state seepage flow and slope stability analysis", *Eng. Geology, Elsevier*, **110**, pp. 93-101 (2010).
26. Michael, A., Hicks, M.A. and Kristinah S. "Influence of heterogeneity on undrained clay slope stability", *Quarterly J. of Eng. Geology and Hydrogeology*, **35**, pp. 41-49 (2002).

# EFFECT OF THE HETEROGENEITY OF UNDRAINED SHEAR STRENGTH ON THE STABILITY OF NATURAL SLOPES

R. Alaie

mhbonab@gmail.com

R. J. Chenari (corresponding author)

jamshidi\_reza@guilan.ac.ir

Dept. of Civil Engineering  
University of Guilan

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 29, Issue 2, Page 13-22, Original Article

© Sharif University of Technology

- Received 26 February 2011; received in revised form 10 January 2010; accepted 25 June 2012.

## Abstract

Slope stability analysis is a geotechnical engineering problem characterized by many sources of uncertainty. Some of the uncertainties are related to the variability of soil properties involved in the analysis. The influence of spatial variation on the mean of the safety factor is discussed in both deterministic and stochastic numerical analysis contexts. A numerical procedure for a probabilistic slope stability analysis, based on Monte Carlo simulation, which considers the spatial variability of soil properties, is presented to assess the influence of randomly distributed undrained shear strength. In the proposed method, the commercially available finite difference numerical code, FLAC 5.0, is merged with random field theory generated using the Cholesky decomposition technique. For each realization, the random field of  $c_u$  is generated by Cholesky decomposition at the center of the element level, and the in-situ stresses in the slope are generated by applying gravity loading. This method considers the spatial variability of soil properties, and applies a strength reduction method to estimate the safety factor of a slope. Considering the case of a 5.0 m high cohesive soil slope of  $54.5^\circ$  (a range of coefficients of variation (COV) from 10% to 50% in cohesion values), parametric studies are performed to study the effect of stochastic soil cohesion on the statistics of the safety factor, in comparison to the deterministic solution available for the uniformly constant cohesion property. Effects of the statistical range of variability of  $c_u$  on the mean of the safety factor are also presented and give an important insight into their effect on reliability analyses. The results obtained in this study are useful to understand the role of cohesion variations in slope stability analysis under different slope conditions and material properties. The coefficient of variation of

undrained shear strength was proven to have a significant effect on the reliability of safety factor calculations. The observations made from this study help to explain the requirement for slope stability calculations in a probabilistic framework. It is further demonstrated that the variability of soil properties translates into a substantial reduction in the safety factor (in an average sense), compared to the corresponding deterministic (homogeneous soil) case.

**Key Words:** Heterogeneity, random field, stochastic analysis, factor of safety, reliability index, Monte Carlo.