

# مقایسه فنی و اقتصادی روش‌های مختلف پایدارسازی موقت و دائمی شیروانی‌های خاکی (مطالعه موردی - دانشگاه آزاد اسلامی واحد علوم و تحقیقات)

امید توسلی\*، استادیار، گروه مهندسی عمران، واحد تهران شرق، دانشگاه آزاد اسلامی، تهران، ایران

بهرام نادى، استادیار، گروه مهندسی عمران، واحد نجف آباد، دانشگاه آزاد اسلامی، اصفهان، ایران

حمید اوصالی، دانش آموخته کارشناسی ارشد، گروه مهندسی عمران، واحد تهران شرق، دانشگاه آزاد اسلامی، تهران، ایران  
شاهین نورایی کیا، دانش آموخته کارشناسی ارشد، گروه مهندسی عمران، واحد تهران شرق، دانشگاه آزاد اسلامی، تهران، ایران

\*پست الکترونیکی نویسنده مسئول: o.tavasoli@iauet.ac.ir

دریافت: ۹۶/۱۰/۰۸ - پذیرش: ۹۷/۰۱/۱۸

صفحه ۶۹-۸۵

## چکیده

بسیاری از سازه‌های عمرانی مانند راه‌ها و پل‌ها معمولاً بر روی شیروانی‌های خاکی ساخته شده و یا نظیر مخازن سدها و ابنیه‌ها مستعد پذیرش خطر از سمت شیروانی‌های محیط مجاور قرار دارند. به این ترتیب لزوم پایدارسازی شیروانی‌ها و روش‌های اجرای آن بیش از پیش اهمیت یافته است. یکی از مسائل مهم در پایدارسازی شیروانی‌ها بویژه در فضاهای شهری، ملاحظات فنی، اقتصادی، زیست محیطی و محدودیت فضا است، که شرایط ویژه‌ای را بر هر پروژه‌ای تحمیل می‌نماید. بدون شک ارزیابی لرزه‌ای از مهمترین مسائل در مورد شیروانی‌های خاکی بوده و بررسی پایداری دینامیکی و مقاوم‌سازی شیروانی‌ها در برابر خطرات ناشی از زلزله، می‌تواند از تلفات مالی و جانی بسیاری جلوگیری کند. در این مقاله، پایداری شیروانی‌های خاکی شمالغرب تهران واقع در سایت دانشگاه آزاد اسلامی واحد علوم و تحقیقات که در مجاورت راه‌های دسترسی و سازه‌های مختلف قرار دارند، با استفاده از نرم‌افزار ABAQUS بر پایه روش اجزاء محدود در حالت استاتیکی و دینامیکی مورد بررسی قرار گرفته است. همچنین با استفاده از چهار روش تحکیم و پایدارسازی شیب شامل میخکوبی، انکراژ، دیوار خاک مسلح با ژئوگرید و کابوین، پایداری شیب‌ها در حالت تسلیم شده ارزیابی گردیده و در انتها ضرایب اطمینان، تغییر شکل و مکانیزم گسیختگی این شیب‌ها و همچنین بررسی اقتصادی و آنالیز ریالی عملیات اجرایی آنها در دو حالت بدون تحکیم و تحکیم شده با یکدیگر مقایسه گردیده است. از نتایج بدست آمده استنباط می‌گردد که علاوه بر پارامترهای مقاومتی خاک، هندسه شیب و روش تحکیمی دیواره آن نیز در پاسخ لرزه‌ای شیروانی نقش بسزایی داشته و از نظر فنی و اقتصادی در بین روش‌های بررسی شده، پایدارسازی با استفاده از دیوار خاک مسلح با ژئوگرید، ضمن افزایش ضریب اطمینان و تامین پایداری کافی، هزینه‌های اجرایی معقولی را نیز به دنبال دارد.

واژه‌های کلیدی: پایداری شیروانی، جابجایی بیشینه، تحکیم شیب، تحلیل دینامیکی، آنالیز اقتصادی، روش اجزاء محدود

## ۱- مقدمه

دیوارهای حائل سازه‌هایی هستند که به عنوان نگهدارنده و کنترل کننده فشار جانبی خاک در زمینه‌های مختلف مانند راه‌سازی، گودبرداری، مهندسی رودخانه و نظایر آن مورد استفاده قرار می‌گیرند. احتمال وقوع ناپایداری برای هر نوع شیروانی وجود داشته و لازم است، این پایداری با توجه به شرایط حاکم بر آن و تحت تاثیر عوامل زیادی چون

and Lue 2008). امکان استفاده از انکر و بهینه سازی زاویه میخ‌ها با استفاده از روش اجزاء محدود و به منظور تامین ضریب اطمینان مورد نیاز توسط محققین مختلف نیز بررسی شده است. (Zheng et al. 2005, 2006) و (Shafabakhsh et al. 2008) با در نظر گرفتن رفتار ارتجاعی-خمیری برای مدل‌سازی رفتار سطح مشترک بین ژئوتکستایل و خاک، به تحلیل عددی اثر بارگذاری یکنواخت و سیکی بر سطح مشترک بین ژئوتکستایل و خاک پرداختند. رفتار لرزه‌ای دیوارهای خاک مسلح و ارزیابی پاسخ دینامیکی آنها نیز، با تکیه بر مشاهده انواع مودهای تغییر شکل و تشخیص ساز و کارهای مختلف گسیختگی و شناسایی متغیرهای موثر در شکل‌گیری هر یک از مودهای تغییر شکل با استفاده از روش اجزای محدود ارزیابی شده است. این بررسی‌ها نشان داده‌اند که استفاده از مسلح کننده‌های انعطاف پذیر، مود تغییر شکل را به سمت تغییر شکل محدب و مسلح کننده‌های سخت‌تر را به سمت تغییر شکل واژگونی سوق می‌دهد. دیوارهای گابیونی از جنبه‌های مختلف شکل‌پذیری، خصوصیات رفتاری، روش محاسبه و طراحی نیز مورد بررسی قرار گرفته و پایداری آنها در خاک‌های مختلف با اعمال نیروهای متغیر با دو روش تعادل حدی و روش عددی ارزیابی شده است. (Liuet et al. 2003, Mirlatifi et al. 2011, Fakher et al. 2013, Yazdani and Komak Panah 2016) همچنین بررسی پایداری شیب خاکی با استفاده از روش اجزاء محدود و به کمک تکنیک کاهش مقاومت برشی خاک، کاربرد فراوانی دارد. این روش تا به امروز توسط پژوهشگران بسیاری از جمله (Naylor, 1982)، (Matsui and San, 1992)، (Cai, Griffith and lane, 1999)، (Dawson et al., 2000)، (Liu et al., 2005) and Ugai, 2004) جهت بررسی پایداری شیروانی در حالات مختلف کاربرد داشته است. در این روش مقاومت برشی خاک در حالت پایدار، آنقدر کاهش داده می‌شود تا توده خاک در آستانه ریزش قرار گیرد. به عبارت دیگر پارامترهای مقاومت برشی خاک نظیر چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی، از حالت پایدار اولیه خود تا زمانی که شیب در آستانه فرو ریزش قرار گیرد، کاسته شده و حالت تعادل حدی در گوه گسیختگی خاک برقرار گردد (Chowdhury and Xu 1992 and 1995, Zhao et al. 2015) در نتیجه

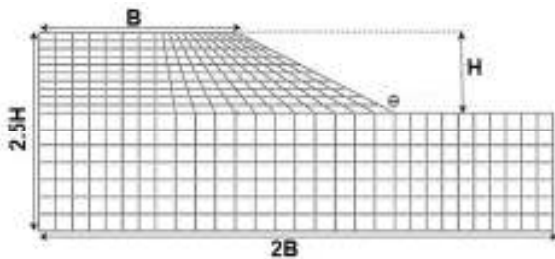
خصوصیات زمین‌شناختی، توپوگرافی، هندسه شیب، ویژگی‌های هیدرولوژیکی و نوع مصالح مورد بررسی و ارزیابی قرار گیرد. به این ترتیب شناخت رفتار دیوارها در مجاورت محیط‌های دیگر از جمله محیط خاکی به لحاظ طراحی بهینه و اقتصادی آنها حائز اهمیت است (Bishop and Morgenstern 1960, Fredlund and Krahn 1977, Aloetti and Chowdhury 1999, Bai et al. 2014, Duncan et al. 2014). همچنین بارهای لرزه‌ای به عنوان یکی از عوامل مهم ناپایداری شیب‌ها بوده، که در مناطق زلزله خیز خسارات مالی و جانی زیادی را ایجاد می‌کند. از آن جایی که کشور ایران در یکی از مناطق لرزه خیز جهان قرار دارد و تا کنون زمین لرزه‌های بسیار بزرگی در نقاط مختلف آن همچون زلزله رودبار و زلزله بم رخ داده، ضرورت ارزیابی پایداری استاتیکی و دینامیکی شیروانی‌های خاکی بویژه در مجاورت راه‌ها و دیواره گودبرداری‌ها از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است. روش‌های مختلفی جهت تحکیم و حفاظت شیروانی‌ها و گودها وجود دارد، لیکن بطور کلی هر روشی که برای محافظت از شیروانی و تامین پایداری آن مورد استفاده قرار می‌گیرد، بسته به شرایط گوناگون دارای مزایا و معایب منحصر به فرد بوده و روش مورد استفاده ضمن تامین پایداری، باید تا حد امکان کم هزینه و دارای شرایط اجرایی آسان باشد. (Donald and Giam, 1988, Ugai and Hosobori 1988, Hungr et al. 1989, Yamagami and Jiang 1997, Griffith and Marquez 2007) تجزیه و تحلیل پایداری شیب یکی از قدیمی‌ترین برنامه‌های کاربردی در مهندسی ژئوتکنیک بوده و با این حال، یکی از فعال‌ترین زمینه‌های تحقیق است. اکثریت قریب به اتفاق تحلیل‌های شیب پایداری در دو بعد تحت شرایط کرنش مسطح انجام می‌شود. زیرا اکثریت کار بر روی این موضوع نشان می‌دهد که در حالت دوبعدی ضریب اطمینان، محافظه‌کارانه است و روش‌های موجود سه‌بعدی پیچیده و شامل مفروضات متعدد هستند. امروزه استفاده از روش‌های عددی و بکارگیری مدل رفتاری مناسب برای خاک جهت بررسی مسائل پایداری و حفاظت شیروانی‌ها و پیش‌بینی تغییر شکل‌های آنها، رو به گسترش است. برای مدل‌سازی سیستم میخکوبی عمدتاً از الگوی رفتاری موهر-کولمب با در نظر گرفتن شرایط نرم‌شوندگی یا سخت‌شوندگی استفاده گردیده یا پایداری آن در شرایط مختلف مانند وجود تراز آب زیرزمینی یا سربار ناشی از بار ترافیکی در نظر گرفته شده است. (Kim et al. 1997, Zhang et al. 1999, Sivakumar Babu et al. 2002, Fan

این روش، ضریب اطمینان شیروانی با استفاده از رابطه ذیل قابل استخراج است:

$$FOS = \frac{\tau_{مقاوم}}{\tau_{محرک}} \quad (1)$$

پارامتر مقاومت برشی خاک در حالت مقاوم ( $\tau_{مقاوم}$ ) با استفاده از چسبندگی و زاویه اصطکاک اولیه خاک قابل محاسبه است. برای تشخیص اینکه چه موقع خاک به حالت تعادل حدی خود می‌رسد و یافتن مقاومت برشی خاک در حالت محرک ( $\tau_{محرک}$ ) سه کنترل شامل الف) رسیدن به فاز ناهمگرایی در محاسبات به دلیل وقوع کرنش‌های بزرگ در خاک ناشی از فرو ریزش خاک، ب) مشاهده نقاط خمیری گسترده از پای شیب تا تاج آن، ج) وقوع جابجایی ناگهانی و بزرگ به دلیل شروع فرآیند ریزش شیب، وجود دارد (Tschuching et al. 2015, Dai et al. 2017, Hu et al. 2017). در این مقاله، پایداری شیروانی‌های خاکی شمالغرب تهران واقع در سایت دانشگاه آزاد اسلامی واحد علوم و تحقیقات که در مجاورت راه‌های دسترسی و سازه‌های مختلف قرار دارند، با استفاده از روش اجزاء محدود و با بهره‌گیری از نرم افزار ABAQUS در حالت استاتیکی و دینامیکی مورد بررسی قرار گرفته است. سپس با استفاده از چهار روش تحکیم و پایداری شیب شامل میخکوبی، انکراژ، دیوار خاک مسلح با ژئوگرید و دیوار گابیونی، اقدام به تسلیح شیب‌ها گردیده و در انتها ضرایب اطمینان، تغییر شکل و مکانیزم گسیختگی این شیب‌ها در دو حالت بدون تحکیم و تحکیم شده، تحلیل گردیده است. همچنین بررسی اقتصادی و آنالیز ریالی عملیات اجرایی این روش‌ها ضمن مقایسه مزایا و معایب هر کدام، انجام و مورد ارزیابی قرار داده شده است.

گردیده است. این نرم افزار قابلیت‌های بسیاری در مدل کردن انواع شیروانی خاکی و روش‌های حفاظتی آن داشته و از این جهت، برای بررسی این مساله این نرم افزار انتخاب و استفاده شده است. اساس کلی کار در این تحقیق بدین صورت است که در ابتدا ابعاد و هندسه شیب مدل‌سازی گردیده و سپس پارامترها و خصوصیات مقاومتی و مدل رفتاری خاک به آن تخصیص داده می‌شود. پس از اختصاص پارامترها، بارگذاری تحت اثر وزن توده خاک در اثر شتاب ثقل، بر روی شیب اعمال شده و ضریب اطمینان پایداری آن با روش کاهش مقاومت برشی خاک محاسبه و نتایج تحلیل‌ها استخراج می‌گردد. هندسه و ابعاد شیب، مرزهای مدل و همچنین الگوی مش‌بندی در شکل ۱ آورده شده است. ارتفاع شیب (H) برابر ۲۰ متر، عرض تاج آن (B) معادل ۹۰ متر و زاویه شیب (Q) برابر ۲۲/۵ درجه می‌باشد. مش‌بندی با استفاده از المان‌های چهار وجهی چهار گره‌ای CPE4 در حالت کرنش مسطح صورت گرفته، که تعداد المان‌ها در مدل‌سازی انجام شده، ۲۴۵۰۰ المان است.



شکل ۱. هندسه و ابعاد شیب در مطالعه حاضر و صحت سنجی آن

جهت اعمال شرایط مرزی، برای اطراف مدل تغییر مکان در جهت X و برای کف مدل تغییر مکان در جهت X، Y و Z مقید شده است. برای بررسی رفتار خاک از مدل گسیختگی موهر-کولمب با رفتار ارتجاعی-خمیری کامل استفاده گردیده، که در جدول ۱ پارامترهای ژئومکانیکی آن مشاهده می‌شود. دو پارامتر چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی خاک در طی فرآیند تحلیل با استفاده از روابط (۲) و (۳) جهت دستیابی به مقاومت برشی بحرانی، به صورت خطی کاهش داده شده و هنگامی که جابجایی بزرگ و ناگهانی در مدل رخ دهد، کاستن مقاومت متوقف شده و ضریب اطمینان با استفاده از رابطه (۴) تعیین می‌گردد.

## ۲- بررسی عددی پایداری شیروانی خاکی با روش

### اجزاء محدود و صحت سنجی آن

در تحقیقات گذشته، مساله پایداری شیروانی‌ها توسط (Bishop and Morgenstern, 1960) و (Griffith and Lane, 1999) مورد بررسی و ارزیابی قرار گرفته و در این قسمت، مدل‌سازی یک شیب بر اساس تحقیق ایشان با استفاده از نرم‌افزار ABAQUS بر پایه روش اجزاء محدود انجام

جدول ۱. مشخصات پارامترهای ژئومکانیکی شیروانی

خاکی در مطالعه حاضر

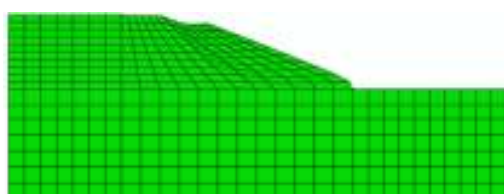
پارامتر	E (MPa)	$\gamma \left( \frac{\text{kg}}{\text{cm}^3} \right)$	$\mu_s$	C (KPa)	$\phi$ (deg)
شیروانی	۱۰۰	۲۰۰۰	۰.۳۰	۲۰	۲۰



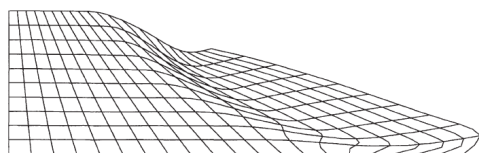
(ب)

شکل ۲. موقعیت تشکیل نقاط خمیری و گوه گسیختگی در شیب

(الف) مطالعه حاضر (ب) (Griffith and Lane, 1999)



(الف)

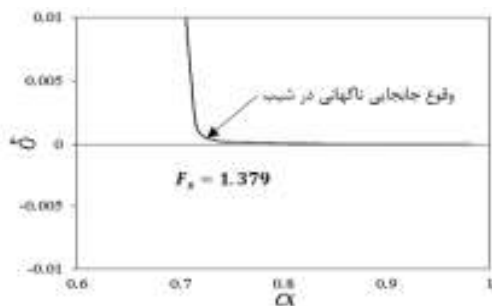


(ب)

شکل ۳. تغییر شکل شیروانی در هنگام ریزش

(الف) مطالعه حاضر (ب) (Griffith and Lane, 1999)

همانطور که در شکل ۴ مشاهده می‌شود، با کاهش ضریب مقاومت برشی، پارامترهای چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی خاک رو به کاهش رفته و در نتیجه مقاومت برشی خاک کمتر شده و تا جایی ادامه می‌یابد که شیب در پی وقوع اولین جابجایی ناگهانی و بزرگ، در آستانه ریزش قرار گیرد. این مساله منجر می‌گردد که از ضریب آلفا به تدریج کاسته شده و در مقدار معادل ۰/۷۲۵، اولین جابجایی ناگهانی در شیب رخ داده و با توقف محاسبات، ضریب اطمینان برابر ۱/۳۷۹ بدست آمده است.



شکل ۴. ارتباط بین وقوع کرنش ناگهانی در مدل با ضریب کاهنده

مقاومت

$$C_{critical} = \alpha C_{original} \quad 0 < \alpha \leq 1 \quad (2)$$

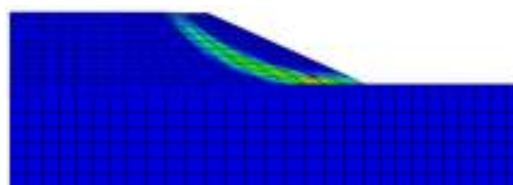
$$\phi_{critical} = \tan^{-1}(\alpha \tan \phi_{original}) \quad 0 < \alpha \leq 1 \quad (3)$$

$$FoS = \frac{1}{\alpha} \quad (4)$$

شیب در نظر گرفته شده در ابتدا حالتی پایدار داشته و با کاهش مقاومت برشی خاک، کرنش‌های خمیری در خاک شروع به شکل گرفتن نموده و توده خاک به سمت فروریزش حرکت می‌کند. همان‌طور که بیان شد، معیار متوقف شدن محاسبات، بروز اولین جابجایی بزرگ و ناگهانی است، که حاکی از تشکیل گوه گسیختگی و رسیدن به حالت حدی مقاومت برشی است. به منظور بررسی بروز جابجایی ناگهانی در شیب، از رابطه زیر استفاده می‌گردد:

$$\delta = \frac{u_{max}}{H} \quad (5)$$

که در آن  $u_{max}$  بزرگترین جابجایی افقی در بالاترین نقطه شیب و  $H$  ارتفاع شیب است. به عبارت ساده‌تر، این نسبت بیان‌کننده بزرگترین کرنش رخ داده در شیب بوده و نشان می‌دهد که نقاط خمیری از پاشنه تا تاج شیب گسترش یافته و گوه گسیختگی به صورت کامل در شیب شکل گرفته است. در نتیجه وقتی این نسبت به طور ناگهانی روند صعودی به خود بگیرد، محاسبات متوقف و ضریب اطمینان با استفاده از رابطه (۴) تعیین می‌گردد. شکل‌های ۲ و ۳، موقعیت تشکیل گوه گسیختگی و همچنین جابجایی و تغییر شکل در شیب را نمایش داده و همچنین حداکثر جابجایی تاج شیروانی خاکی، برابر ۳۳۸ میلی‌متر بدست آمده است.



(الف)



شکل ۵. عکس هوایی ساختگاه مورد مطالعه

شیب‌های موجود با توجه به محل قرارگیری و همچنین بررسی و آنالیز پایداری آنها، پهنه‌بندی و به هفت دسته تقسیم گردیده است. مطابق شکل ۶، مقاطع عرضی انتخاب شده جهت مدل‌سازی، بحرانی‌ترین مقطع موجود در هر یک از شیب‌ها بوده، که در صورت پایدار بودن این مقاطع، شیب‌های مرتبط با آنها نیز پایدار هستند و بروز ناپایداری در هر کدام از این مقاطع نیز، حاکی از ناپایداری شیب مرتبط خواهد بود. مشخصات هندسی شیب شامل طول پاشنه (عرض) و ارتفاع آن و همچنین نتایج پارامترهای مکانیکی خاک حاصل از نقشه برداری و آزمایش‌های صحرایی و آزمایشگاهی و همچنین موقعیت قرارگیری و ساختار خاک در پهنه بندی ساختگاه مورد مطالعه مطابق جدول ۳، در شکل‌های ۷ و ۸ نمایش داده شده است.



شکل ۶. نمای روبروی ساختگاه مورد مطالعه

نتایج تحلیل ضریب پایداری شیروانی خاکی در مقایسه با تحقیقات گذشته در جدول ۲ آورده شده است. همانطور که ملاحظه می‌گردد، در شرایط یکسان و با استفاده از آنالیز تعادل حدی، (Bishop and Morgenstern, 1960) به ضریب اطمینانی برابر با ۱/۳۸ دست یافته و همچنین (Griffith and Lane, 1999) نیز ضریب اطمینان شیب مذکور را برابر با ۱/۴۰ ارزیابی کرده اند. بنابراین با مقایسه نتایج حاصل از تحلیل عددی با استفاده از ABAQUS و تحقیقات گذشته، ملاحظه می‌گردد که انطباق قابل قبولی بین نتایج تحلیلی و عددی بدست آمده و در نتیجه صحت عملکرد نرم‌افزار مورد تایید می‌باشد.

#### جدول ۲. مقایسه نتایج بدست آمده برای ضریب اطمینان پایداری

شیب در مطالعه حاضر با تحقیقات گذشته

تحقیق	ضریب اطمینان
(Griffiths and Lane, 1999)	۱/۴۰
(Bishop and Morgenstern, 1960)	۱/۳۸
مطالعه حاضر	۱/۳۷۹

طبق نتایج حاصل از مدل‌سازی عددی به روش اجزاء محدود و روش کاهش مقاومت، این روش ضرایب اطمینان پایداری شیب را در محدوده ای پایین‌تر معین می‌کند. بنابراین ضریب اطمینان به دست آمده از روش مذکور با دقت بسیار مناسبی محافظه کارانه بوده و نتایج حاصل از آن به واقعیت نزدیکتر است. این موضوع باعث گردیده مکانیزم گسیختگی و فروریزش شیب به درستی ارزیابی و شناخته شود و در نتیجه، منجر به انتخاب راهکارهای مناسبی برای تحکیم آنها گردد.

### ۳- بررسی پایداری استاتیکی شیب‌های واقع در

دانشگاه آزاد اسلامی واحد علوم و تحقیقات

#### ۳-۱- مشخصات کلی ساختگاه

در این قسمت، به منظور بررسی پایداری شیروانی خاکی در حالت استاتیکی و دینامیکی، ساختگاهی در شمالغرب تهران واقع در دانشگاه آزاد اسلامی واحد علوم و تحقیقات در حدفاصل کیلومتر ۳۰۰+۰ الی ۷۵۰+۰ در نظر گرفته شده، که در شکل ۵، موقعیت قرارگیری ساختگاه مورد مطالعه مشاهده می‌شود.

جدول ۳. پهنه‌بندی و پارامترهای مکانیکی شیب‌های موجود

در مکان مورد مطالعه

مقطع	ارتفاع (m)	عرض (m)	E (MPa)	$\mu_s$	C (KPa)	$\phi$ (deg)
A	۱۴	۱۶	۶۳۰	۰/۲۱	۵۳	۲۵
B	۲۷	۳۱	۲۷/۵	۰/۲۷	۷	۳۴
C1	۲۲	۲۴	۴۳۵	۰/۲۵	۲۸	۲۳
C2	۲۰	۱۹	۴۶۰	۰/۲۴	۲۸	۲۲
D1	۲۰	۱۵	۴۹۰	۰/۲۳	۳۶	۲۴
D2	۱۳	۱۱	۴۳۰	۰/۲۴	۲۶	۲۴
E	۷	۵	۳۳۰	۰/۲۶	۱۶	۲۳

از تحلیل عددی برای شیروانی‌های مختلف را در مقایسه با مقادیر اولیه طراحی شده توسط حوزه عمرانی واحد علوم و تحقیقات نشان می‌دهد.

جدول ۴. ضرایب اطمینان محاسبه شده حاصل از تحلیل عددی

نام شیب	ضریب اطمینان محاسبه شده	ضریب اطمینان در طراحی اولیه
A	۲/۰۳۸	۲/۰۲
B	۱/۰۳۴	۱/۰۱
C1	۱/۱۰۸	۱/۱۲
C2	۱/۰۳۹	۱/۰۸
D1	۱/۱۱۶	۱/۱۱
D2	۱/۲۵	۱/۲۱
E	۱/۲۷۳	۱/۱۶

مکانیزم گسیختگی و کرنش‌های خمیری ایجاد شده و همچنین نمودار تغییرات ضریب کاهنده و بروز جابجایی ناگهانی در شیب‌ها پس از انجام تحلیل استاتیکی و محاسبه ضریب اطمینان پایداری آنها، در شکل‌های ۹ الی ۱۴ دیده می‌شود. همان‌طور که از نمودارهای تغییرات ضریب کاهنده مشخص است، گاهی فروریزش شیب ناگهانی رخ داده و گاهی در یک بازه کوچک شروع شده و سرانجام به فروریزش منجر شده است. این موضوع ناشی از جنس و پارامترهای برشی خاک شیروانی است، بطوری‌که در خاک‌های سست با کاهش پارامترهای برشی، جابجایی‌هایی در مدل اتفاق افتاده، ولی این جابجایی‌ها منجر به گسیختگی برشی کلی نگردیده و با کاهش بیشتر پارامترهای برشی، جابجایی‌ها افزایش یافته تا اینکه گسیختگی کلی اتفاق افتاده است.



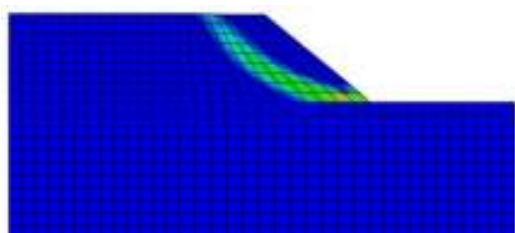
شکل ۷. نمای محل قرارگیری زون‌های A و B در ساختگاه مورد مطالعه



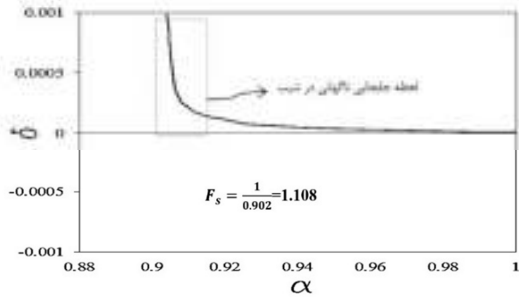
شکل ۸. نمای محل قرارگیری زون‌های B، C1، C2 و D1 در ساختگاه مورد مطالعه

### ۳-۲- تحلیل پایداری استاتیکی شیب‌های موجود

در این قسمت، با استفاده از روش کاهش مقاومت و با بهره‌گیری از شرط کنترل وقوع جابجایی ناگهانی در مدل، آنالیز پایداری و تعیین ضریب اطمینان شیروانی‌ها مورد ارزیابی قرار گرفته است. با توجه به بدست آمدن جواب‌های مناسب از تحلیل صحت سنجی، المان‌های مورد استفاده جهت مش‌بندی و تمامی شرایط اولیه و مرزی در مدل‌سازی، مطابق آن اعمال گردیده است. جدول ۴، ضرایب اطمینان محاسبه شده حاصل

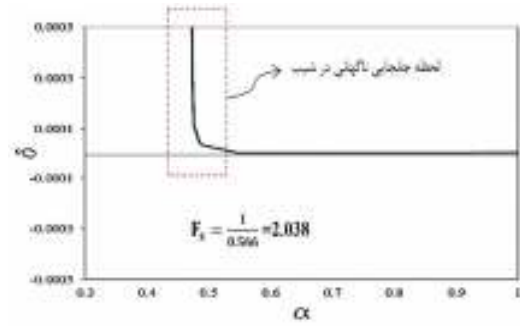


(الف)



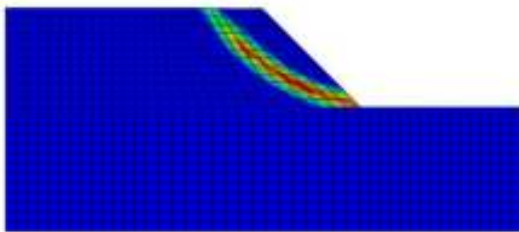
(ب)

شکل ۱۱. الف- نمودار گوه گسیختگی و ب- تغییرات ضریب کاهنده در شیب C1

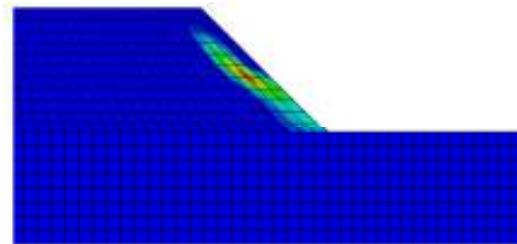


(ب)

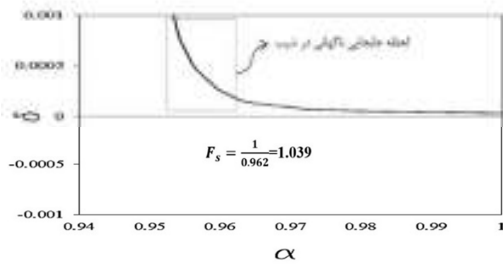
شکل ۹. الف- نمودار گوه گسیختگی و ب- تغییرات ضریب کاهنده در شیب A



(الف)

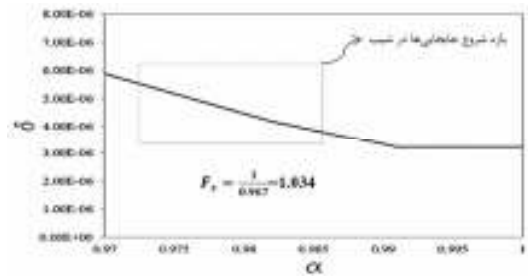


(الف)



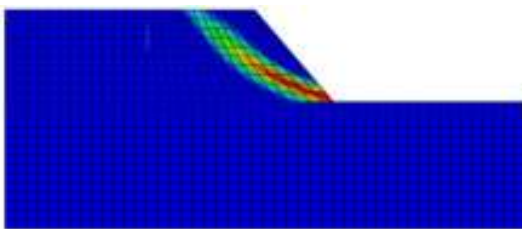
(ب)

شکل ۱۲. الف- نمودار گوه گسیختگی و ب- تغییرات ضریب کاهنده در شیب C2

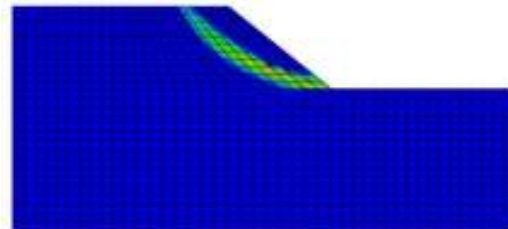


(ب)

شکل ۱۰. الف- نمودار گوه گسیختگی و ب- تغییرات ضریب کاهنده در شیب B



(الف)

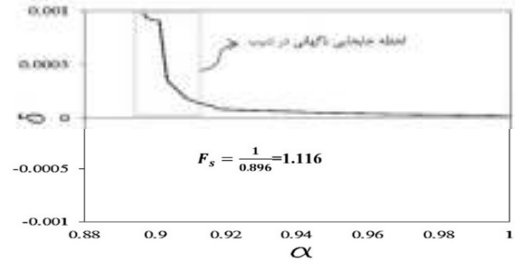


(الف)

### ۲-۳- تحلیل پایداری استاتیکی شیب‌های موجود با روش‌های مختلف تحکیم

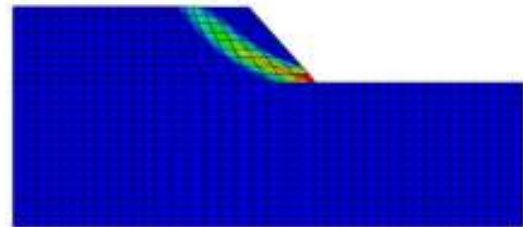
از آنجایی که کمترین ضریب اطمینان برای شیب B محاسبه گردید، بنابراین در ادامه به بررسی پایداری استاتیکی و انجام عملیات تحکیم این شیب با استفاده از چهار روش میخکوبی، انکراژ، دیوار خاک مسلح با ژئوگرید و گابیون پرداخته شده و انتخاب بهترین و بهینه‌ترین روش از لحاظ فنی و اقتصادی جهت پایدارسازی شیب‌ها، مورد بررسی و مطالعه قرار گرفته است. سایر شیب‌های مورد مطالعه را نیز می‌توان با استفاده از روش پیشنهادی برای شیب B، مورد حفاظت و تحکیم قرار داد. در این قسمت ابتدا به توضیح مشخصات مکانیکی و عملکرد چهار روش تحکیمی در نظر گرفته شده پرداخته می‌شود. روش میخکوبی در حقیقت تکنولوژی قرار دادن مهارهای زمینی و تاندون فولادی در خاک یا سنگ است، که بطور فزاینده‌ای برای پایدارسازی شیب‌ها مورد استفاده قرار می‌گیرند. مهارها بارهای کششی ناشی از نیروی دیوار یا شیب را تحمل کرده و همانند یک عضو سازه‌ای از حرکت آنها به سمت خارج سطح جلوگیری می‌کنند. در دیوارهای کنسولی و شیب‌ها، یک یا مجموعه‌ای از مهارها، لنگر خمشی بیشینه را کاهش داده و اجازه می‌دهد دیوار یا ترانشه ارتفاع بیشتری از خاک را محافظت نماید. مهار ابتدا با حفر گمانه‌ای زاویه‌دار عمیق در زمین ساخته شده و سپس با جایگذاری یک میلگرد فولادی در گمانه، اطراف آن با تزریق دوغاب سیمانی پر می‌شود. مشخصات مصالح برای تاندون‌های میلگرد و سیمی به ترتیب در ASTM A416 و ASTM A722 آورده شده است. دوغاب مهار، یک دوغاب سیمانی تمیز و عاری از مصالح ریزدانه می‌باشد، که برای قطرهای بزرگ گمانه ممکن است از دوغاب ماسه و سیمان نیز استفاده شود. نسبت وزنی آب به سیمان ۰/۴ تا ۰/۵۵ بوده و معمولاً زاویه مهار با افق ۱۰ الی ۳۰ درجه در نظر گرفته می‌شود.

در این تحقیق، برای روش میخکوبی مطابق با استانداردهای فوق، استفاده از میلگرد با قطر ۳۲ میلیمتر در ۵ ردیف و به طول ۱۲ متر لحاظ گردیده، که با زاویه ۲۰ درجه نسبت به افق اجرا شده است. مشخصات مکانیکی مصالح میخکوبی در جدول ۵ مشاهده می‌شود. برای مدل‌سازی میخ‌ها در نرم افزار از المان‌های truss استفاده گردیده، که این المان‌ها همانند میلگرد عمل نموده و تنها قادر به انتقال بار محوری هستند.

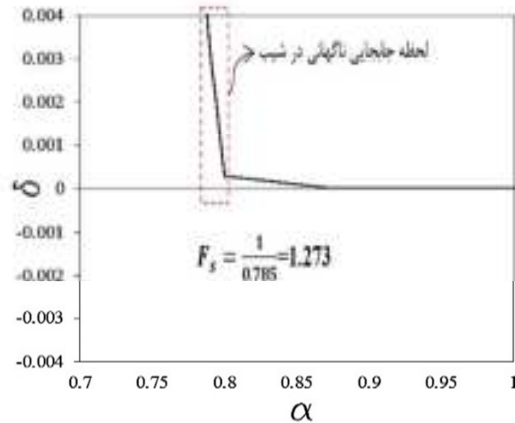


(ب)

شکل ۱۳. الف- نمودار گوه گسیختگی و ب- تغییرات ضریب کاهنده در شیب D1



(الف)



(ب)

شکل ۱۴. الف- نمودار گوه گسیختگی و ب- تغییرات ضریب کاهنده در شیب E

با توجه به جدول ۴ و مقایسه نتایج ضریب پایداری شیب‌ها با آیین‌نامه‌ها، ملاحظه می‌گردد که شیب A دارای ضریب اطمینان پایداری استاتیکی مناسب بوده و از این رو، نیازی به انجام تحکیم و پایداری سازی موقت ندارد. ولی سایر شیب‌ها دارای ضریب اطمینان کافی نبوده و در نتیجه، نیازمند به پایدارسازی و انجام عملیات تحکیم به روش مناسب هستند.



مراحل مدل‌سازی روش اجرایی میخکوبی، بدین صورت است که در ابتدا یک لایه نازک از مش و شاتکریت با عیار ۴۰۰ کیلوگرم سیمان روی شیب اجرا شده و سپس حفاری و کارگذاری مهارها انجام گردیده است.

جدول ۵. مشخصات مصالح در روش میخکوبی

مصالح	مشخصات
شاتکریت	با عیار سیمان ۴۰۰ با مقاومت ۱۵ مگاپاسکال
مش	از میلگرد نمره ۶ با چشمه ۱۰ در ۱۰ سانتیمتر
میلگرد	به قطر ۳۲ میلیمتر با مدول الاستیک ۲۰۰ گیگاپاسکال

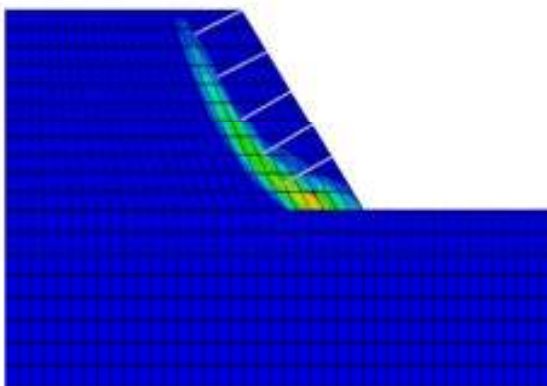
پایدارسازی به روش انکراژ، از نقطه نظر اجرایی مشابه روش میخکوبی بوده، با این تفاوت که در تاندون‌ها به وسیله صفحات زیر سری و جک‌های هیدرولیکی، نیروی پیش‌تندگی ایجاد شده و سپس عملیات تزریق دوغاب صورت می‌گیرد. با این کار لایه‌ها خاک با نیروی بیشتری به هم دوخته می‌شوند. در این مطالعه، با توجه به تاندون آرماتور با قطر ۶۴ میلیمتر و مطابق با استاندارد ASTM، نیروی پیش‌تندگی برابر با ۲۰ مگاپاسکال در نظر گرفته شده است. همچنین استفاده از ژئوستنتیک‌ها به منظور پایداری ابنیه خاکی رو به گسترش بوده و از این میان، ژئوگریدها با بهبود خواص برشی خاک، باعث افزایش مقاومت برشی آن شده و در کارهای پایدارسازی شیب و شیروانی‌ها جایگاه ویژه‌ای دارند. در این تحقیق، مطابق استانداردهای ASTM D7864 و ASTM D6637 و همچنین با توجه به این که شیب‌های موجود در یک راستا حالت فروریزی دارند، نوع تک سویه مسلح کننده خاک با مقاومت نهایی ۲۰ کیلونیوتن بر متر جهت انجام بررسی‌ها، انتخاب و در نظر گرفته شده است.

گابیون‌ها نیز بسته‌های مکعبی شکل هستند که به وسیله توری و سنگ لاشه یا قلوه ساخته می‌شوند. این توده‌های سنگی در روی شیب، با تراز بندی مناسب به صورت پلکانی اجرا و به صورت ثقلی پایدار گردیده و در نهایت همانند حایلی باعث افزایش پایداری شیب می‌شوند. در این مدل‌سازی، گابیون‌ها به ابعاد یک متر عرض، یک متر ارتفاع و یک متر طول که با سنگ قلوه با وزن مخصوص در حدود ۲/۵ تن بر مترمکعب پر شده، لحاظ گردیده است.

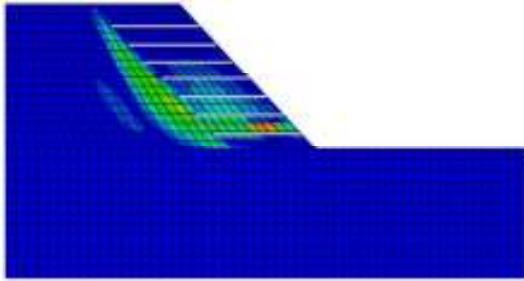
با توجه به نتایج بدست آمده در بخش قبل، شیب B با استفاده از چهار روش تحکیمی اشاره شده در بالا، مدل‌سازی

گردیده و پایداری استاتیکی آن مورد بررسی و تحلیل قرار گرفته است. در شکل ۱۵، مکانیزم گسیختگی و گستره کرنش‌های خمیری در شیب B پس از تحکیم به روش میخکوبی و انکراژ نمایش داده شده است. همانگونه که مشاهده می‌گردد، با انجام عملیات میخکوبی و انکراژ، مقاومت برشی خاک در برابر ریزش و گسیختگی افزایش یافته، بطوری‌که قبل از تحکیم، شیب B به دلیل پایین بودن مقدار ضریب اطمینان، تمایل به ریزش داشته و گوه گسیختگی به سرعت در این شیب پدیدار گردید. در حقیقت، با انجام عملیات میخکوبی و انکراژ، مساحت گوه گسیختگی افزایش یافته و نشان می‌دهد که مقاومت بسیج شده سیستم خاک و میخکوبی در برابر نیروی برشی بیشتر شده است. در نتیجه، ضریب اطمینان پایداری شیب بیشتر گردیده و این افزایش نسبت به حالت بدون تحکیم، در حدود ۴۹ درصد محاسبه شده است.

از آنجایی که مطابق نشریه شماره ۳۰۸ سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور، ضریب اطمینان معادل ۱/۵، ضریب اطمینانی بهینه به منظور طراحی شیب‌های پایدار است، بنابراین عملیات میخکوبی و انکراژ بر روی شیب‌های مورد مطالعه در جهت طراحی بهینه فنی است. همچنین مطابق شکل ۱۶، لحظه وقوع جابجایی ناگهانی در روش انکراژ همواره کمتر از روش میخکوبی است. این مساله بدین معنا است که شیب به سمت پایداری بیشتر متمایل گردیده و با توجه به طول مهارها و شرایط مکانیکی خاک، با ایجاد کشش در تاندون‌ها ضریب اطمینان در حدود ۵ درصد نسبت به میخکوبی افزایش داشته است.



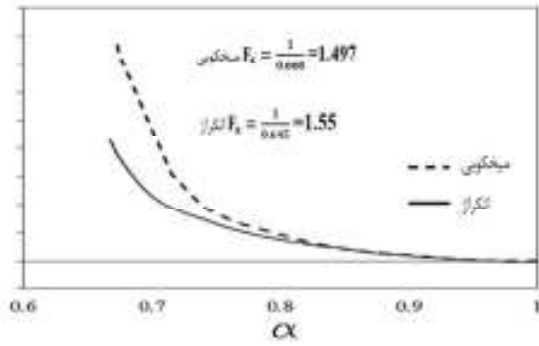
شکل ۱۵. مکانیزم گوه گسیختگی و کرنش‌های خمیری در شیب B پس از تحکیم به روش میخکوبی و انکراژ



(ب) دیوار خاک مسلح با ژئوگرید

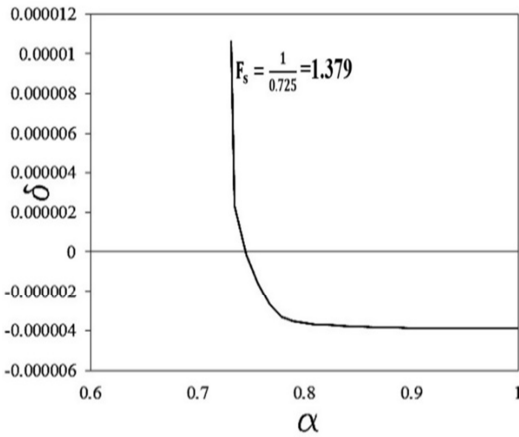
شکل ۱۷. مکانیزم گسیختگی و کرنش‌های خمیری در شیب B

پس از تحکیم

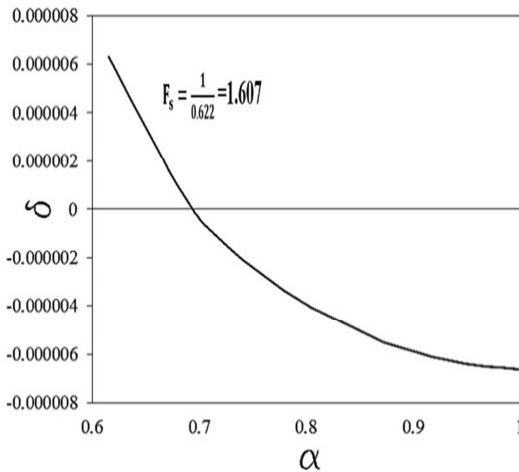


شکل ۱۶. تغییرات ضریب کاهنده و بروز جابجایی ناگهانی در

شیب B پس از تحکیم به روش میخکوبی و انکراز



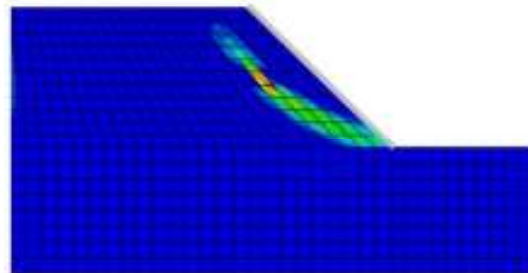
(الف) گابیون



(ب) دیوار خاک مسلح با ژئوگرید

شکل ۱۸. نمودار تغییرات ضریب کاهنده و بروز جابجایی ناگهانی

در شیب B پس از تحکیم



(الف) گابیون

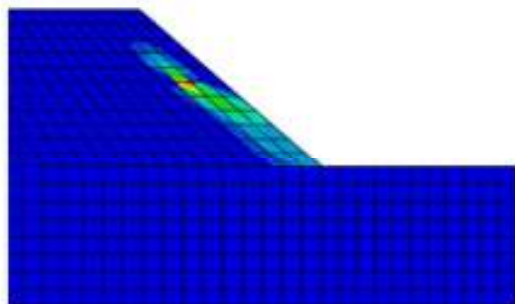
مکانیزم گسیختگی و گستره کرنش‌های خمیری در شیب B نیز پس از تحکیم به روش گابیون و دیوار خاک مسلح با ژئوگرید در شکل ۱۷ نشان داده شده است. همانگونه که مشاهده می‌شود، با انجام این روش‌های تحکیمی، مقاومت برشی خاک در برابر ریزش و گسیختگی با افزایش نیروی بسیج شده، بیشتر گردیده و دامنه گسترش نقاط خمیری خاک نیز افزایش می‌یابد. در نتیجه، ضریب اطمینان پایداری شیب در حدود ۳۳ تا ۵۵ درصد نسبت به حالت بدون تحکیم بیشتر شده است. در اینجا مشاهده می‌گردد که استفاده از روش حفاظتی گابیون موجب افزایش ضریب اطمینان پایداری شیب نسبت به حالت بدون تحکیم شده، ولی مقدار آن از ضریب اطمینان مجاز کمتر بوده و نیاز به افزایش ابعاد دیوار گابیونی است. همچنین مطابق شکل ۱۸، لحظه وقوع جابجایی ناگهانی در روش دیوار خاک مسلح با ژئوگرید از همه روش‌های تحکیمی گفته شده کمتر بوده و در نتیجه، شیب به پایداری بیشتری تمایل پیدا کرده است.

#### ۴- بررسی پایداری دینامیکی شیب‌های واقع در

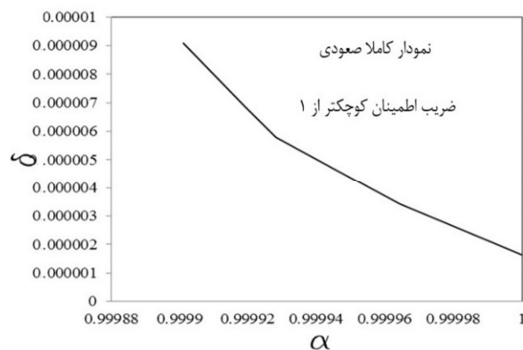
دانشگاه آزاد اسلامی واحد علوم و تحقیقات

#### ۴-۱- تحلیل پایداری دینامیکی شیب‌های موجود

در این بخش، آنالیز پایداری و تعیین ضریب اطمینان دینامیکی شیب‌های اشاره شده در جدول ۳، مورد بررسی قرار داده شده است. تمامی شرایط اولیه و مرزی و هندسه و ابعاد مدل‌ها مانند قسمت قبل بوده و در اینجا بر اساس آئین‌نامه ۲۸۰۰ ویرایش چهارم، با توجه به اینکه محل پروژه در پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد قرار دارد، شتاب مبنای طرح در تحلیل‌های دینامیکی معادل  $0.35g$  در نظر گرفته شده است. با اعمال بار زلزله بر مدل با استفاده از شتاب مبنای طرح، بررسی دینامیکی بر روی هفت شیب موردنظر در حالت بدون تحکیم انجام گردیده و نتایج شرایط پایداری و مکانیزم گسیختگی پس از وقوع زلزله با شتاب طرح در شکل‌های ۱۹ الی ۲۴ آورده شده است.

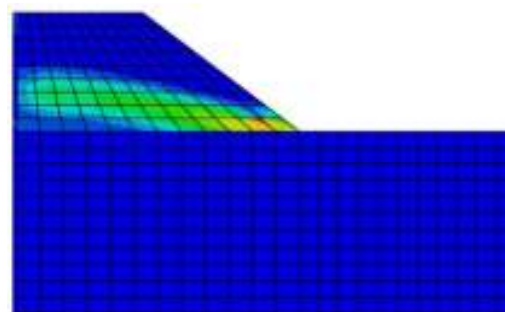


(الف)

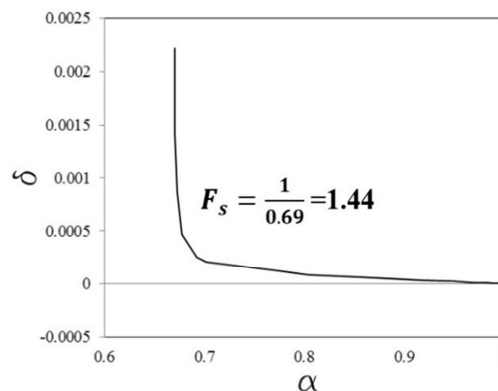


(ب)

شکل ۲۰. الف- نمودار مکانیزم گسیختگی و ب- تغییرات ضریب کاهنده در شیب B پس از اعمال بار زلزله

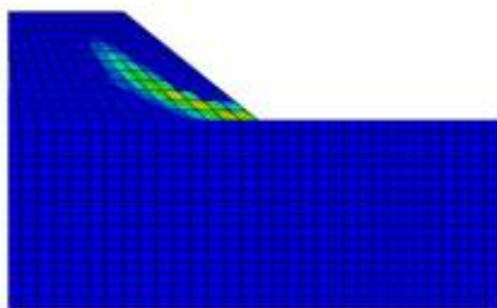


(الف)

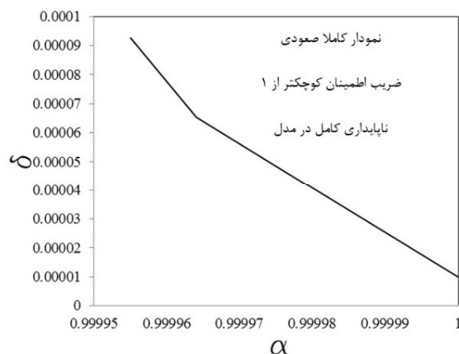


(ب)

شکل ۱۹. الف- نمودار مکانیزم گسیختگی و ب- تغییرات ضریب کاهنده در شیب A پس از اعمال بار زلزله

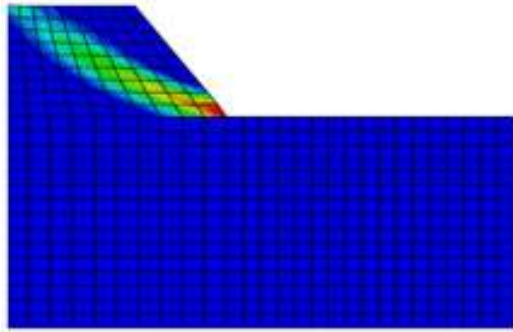


(الف)

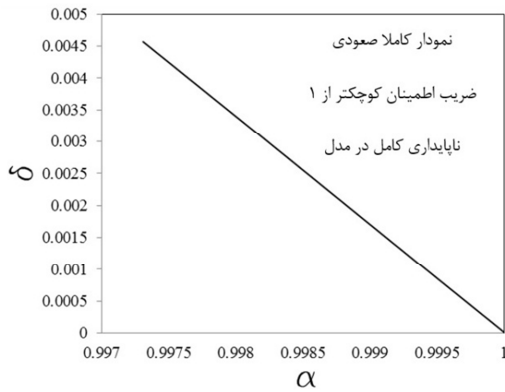


(ب)

شکل ۲۱. الف- نمودار مکانیزم گسیختگی و ب- تغییرات ضریب کاهنده در شیب C1 پس از اعمال بار زلزله



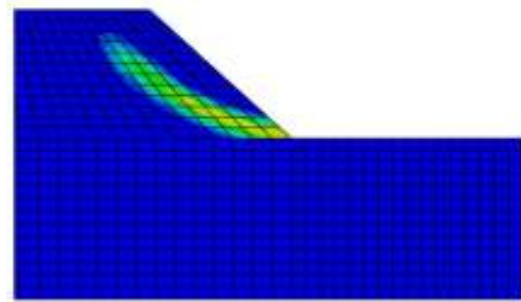
(الف)



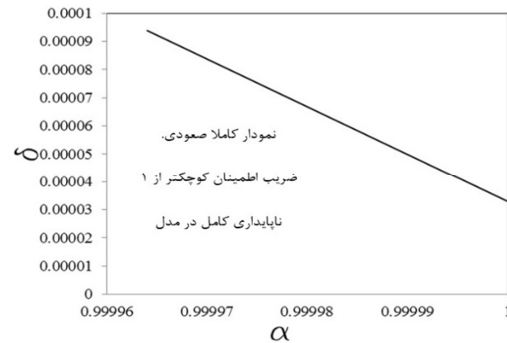
(ب)

شکل ۲۴. الف- نمودار مکانیزم گسیختگی و ب- تغییرات ضریب در شیب E پس از اعمال بار زلزله

همانطور که مشاهده می‌شود، پس از اعمال شتاب مبنای طرح زلزله به شیروانی‌های خاکی، به دلیل ضعیف بودن پارامترهای خاک و همچنین وضعیت ابعاد و هندسه آنها، تمامی شیب‌ها حالت ناپایدار داشته و با نیروی رانشی ناشی از زلزله با شتاب معادل ۰/۳۵ گرم گسیخته شده و فرو ریخته اند. شیب A در حالت استاتیکی دارای ضریب اطمینان ۲/۰۳ بوده و با بروز زلزله و اعمال نیروی جانبی به شیب، مقاومت برشی و نیروی بسیج شده در خاک توانایی تحمل این نیروی محرک را نداشته و در نتیجه، شیب مذکور به سوی ناپایداری سوق پیدا کرده و در پایان تحلیل دینامیکی، ضریب اطمینان به مقدار ۱/۴۴ کاهش یافته است. سایر شیب‌ها نیز با توجه به تحلیل استاتیکی صورت گرفته، دارای ضریب اطمینان پایین بوده و از این رو، در حین وقوع زلزله دچار فروپاشی کامل شده است. این موضوع در شکل‌های ۲۰ تا ۲۴ به‌وضوح قابل مشاهده بوده، بطوری‌که از ابتدای تحلیل در تمامی نمودارها، تغییرات ضریب کاهنده روندی صعودی به خود گرفته و در تمام طول زمان اعمال بار دینامیکی، این افزایش بدون توقف روی داده

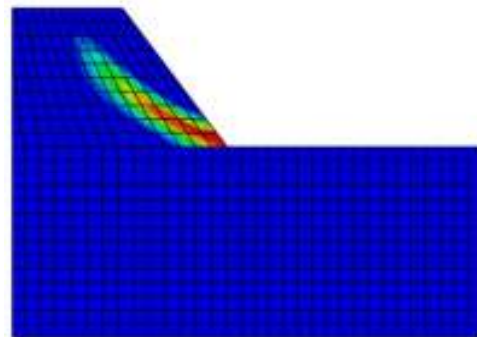


(الف)

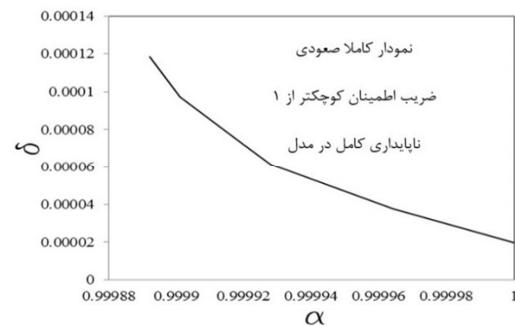


(ب)

شکل ۲۲. الف- نمودار مکانیزم گسیختگی و ب- تغییرات ضریب کاهنده در شیب C2 پس از اعمال بار زلزله



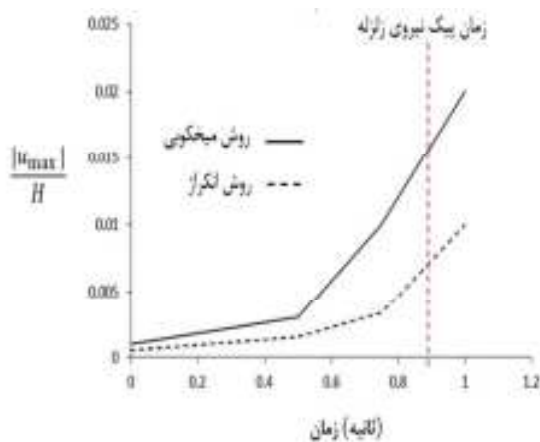
(الف)



(ب)

شکل ۲۳. الف- نمودار مکانیزم گسیختگی و ب- تغییرات ضریب کاهنده در شیب D1 پس از اعمال بار زلزله

نیروی برش غالب افزایش یافته است. در نتیجه شیب در برابر نیروهای استاتیکی و دینامیکی، پایداری خود را بطور کامل حفظ نموده و ضریب اطمینان پایداری شیب در انتهای زلزله برای روش میخکوبی و انکراژ به ترتیب به ۱/۷۵ و ۲/۰۱ افزایش یافته است. با توجه به شکل ۲۵، در هنگام اعمال نیروی زلزله در صورتی که شیب به روش انکراژ تسلیح شده باشد، همواره قدر مطلق جابجایی بیشینه، کمتر از وقتی است که شیب به روش میخکوبی مسلح شده باشد. به عبارت دیگر، در جابجایی‌های کوچک در ابتدای زلزله، هر دو روش دارای شیب جابجایی تقریباً مشابه و یکسانی هستند. علت این موضوع بدین صورت قابل توضیح است که در جابجایی‌های کوچک ناشی از زلزله، نیروی پیش‌تندگی موجود در میخ‌ها در روش انکراژ، بطور کامل فعال نشده و به عبارت ساده‌تر، نیروی پیش‌تندگی با توجه به جابجایی‌های کم زلزله، تاثیری در کنترل حرکات شیب ندارد و تا حدودی شبیه میخ عمل می‌کند. ولی هنگامی که نیروی زلزله به بیشترین مقدار خود می‌رسد، نیروی پیش‌تندگی تا بیشینه ظرفیت خود فعال و بسیج شده و از این رو، جابجایی رخ داده با استفاده از انکراژ بسیار کمتر از روش میخکوبی است.



شکل ۲۵. نمودار تغییرات جابجایی بیشینه نسبت به ارتفاع شیب در زمان‌های مختلف در روش میخکوبی و انکراژ

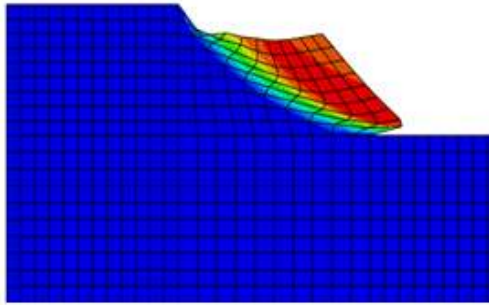
تغییرات جابجایی بیشینه نسبت به ارتفاع شیب به ازای زلزله با شتاب‌های مختلف در شکل ۲۷ آورده شده است. همانگونه که مشاهده می‌شود، با افزایش شتاب مبنای طرح، جابجایی شیب نیز بیشتر شده است، بطوریکه در زلزله‌های با شتاب کمتر از ۰/۲۵ گرم، نرخ تغییرات و روند افزایشی بیشینه جابجایی،

است. این مسأله نشان می‌دهد که شیب‌های B، C1، C2، D1، D2 و E در صورت وقوع پدیده زلزله، دچار گسیختگی کامل و فروپاشی می‌شوند و در مقابل، شیب A همچنان پایدار باقی مانده و در برابر نیروی دینامیکی زلزله از خود مقاومت کافی نشان می‌دهد. بنابراین برای جلوگیری از ریزش این شیروانی‌های خاکی در حین زلزله، بایستی تدابیر مناسبی اتخاذ گردیده، تا در صورت بروز نیروهای جانبی لرزه‌ای، پایداری دینامیکی خود را حفظ نمایند. به این جهت در ادامه، به بررسی اثر روش‌های تحکیم و حفاظت شیب شامل میخکوبی، انکراژ، دیوار خاک مسلح با ژئوگرید و گابیون بر پایداری دینامیکی شیروانی‌ها پرداخته شده است. با توجه به اینکه تمامی شیب‌های مورد مطالعه به جزء شیب A نیاز به تحکیم دارند، بنابراین از میان آنها شیب E را با توجه اینکه به دلیل بیشتر بودن شیب نمودار فروپاشی آن، زودتر از سایر شیب‌ها دچار گسیختگی می‌شود، انتخاب و ارزیابی کرده و پس از آن، سایر شیب‌ها نیز می‌توانند با استفاده از روش پیشنهادی در مورد شیب E، مورد تحکیم قرار داده شوند.

#### ۴-۲- تحلیل پایداری دینامیکی شیب‌های تحکیم شده موجود با روش‌های مختلف

در این بخش، آنالیز پایداری دینامیکی و تعیین ضریب اطمینان مربوط به شیب‌های حفاظت شده موجود، مورد بررسی و مطالعه قرار گرفته است. با استفاده از چهار روش تحکیمی که در قبل توضیح داده شد، به ارزیابی میزان افزایش ضریب اطمینان پایداری دینامیکی شیب E در صورت وقوع نیروی زلزله پرداخته شده و میزان ضریب اطمینان حاصل از عملیات تحکیم با حالت بدون تحکیم مقایسه گردیده است.

در ابتدا، شیروانی مورد نظر با روش‌های میخکوبی و انکراژ حفاظت و تحکیم شده است. با انجام این روش‌ها ملاحظه می‌گردد که مقاومت برشی خاک در برابر ریزش و گسیختگی افزایش یافته، بطوریکه قبل از تحکیم و با اعمال نیروی زلزله، شیب E تمایل به ریزش داشته و به سرعت دچار فروپاشی شده است. ولی با انجام عملیات تسلیح خاک با این روش‌ها، کرنش‌های خمیری رخ داده ناشی از نیروی زلزله در تمام طول تحلیل، موجب ایجاد گسیختگی در خاک نشده و این حاکی از این موضوع است که مقاومت بسیج شده در خاک نسبت به

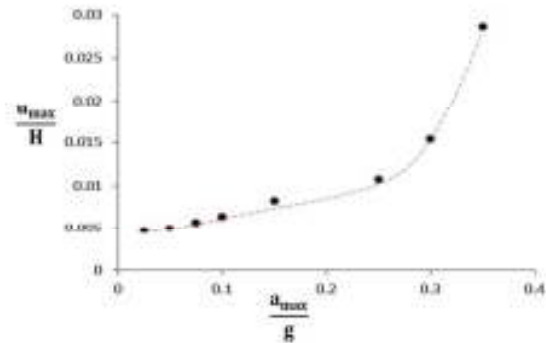


الف) روش گابیون

ب) روش دیوار خاک مسلح با ژئوگرید

شکل ۲۷. مکانیزم گسیختگی و گستره کرنش‌های خمیری در اثر نیروی زلزله در شیب تحکیم شده

اندک بوده ولی در شتاب‌های بیشتر از این مقدار، نرخ تغییرات جابجایی به شدت افزایش می‌یابد. این نکته در محاسبه و کنترل پایداری شیب‌ها در حالت دینامیکی، بسیار حائز اهمیت بوده و بایستی در طراحی‌ها مورد توجه قرار داده گیرد.



شکل ۲۶. تغییرات نسبت جابجایی بیشینه شیب با شتاب‌های مختلف زلزله

## ۵- بررسی اقتصادی عملیات پایدارسازی و تحکیم

### شیروانی‌های خاکی مورد مطالعه

با توجه به این که برای انجام پروژه‌های عمرانی بطور معمول از میان چند گزینه فنی پیشنهاد شده، طرحی انتخاب و اجرایی می‌شود که دارای توجیه اقتصادی مناسب باشد، بنابراین در این قسمت به بررسی و مقایسه اقتصادی چهار روش تحکیمی پرداخته شده است. بدین منظور، آنالیز ریالی و قیمت تمام شده هر مترمربع تحکیم شیروانی‌های مورد نظر با استفاده از فهرست‌بهای ژئوتکنیک و ابنیه سال ۱۳۹۶ سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور، محاسبه گردیده است. سپس بهترین روش تحکیمی جهت منطقه مورد مطالعه با در نظر گرفتن ملاحظات فنی، اجرایی و اقتصادی پیشنهاد شده است. پس از انجام تحلیل‌های فنی با استفاده از بررسی پایداری استاتیکی و دینامیکی شیروانی‌ها با روش اجزاء محدود و همچنین بررسی اقتصادی آنها، خلاصه نتایج بدست آمده در جداول ۶ و ۷ ارائه می‌گردد. با توجه به مبالغ ریالی محاسبه شده، استفاده از دیوار خاک مسلح با ژئوگرید، از نظر فنی و اقتصادی گزینه‌ای برتر نسبت به سه روش میخکوبی، انکراژ و گابیون است. اما نکته مهم در این پایدارسازی، رعایت نکات فنی و اجرایی در طول اجرا شامل پهن کردن صحیح ژئوگرید، انتخاب مصالح خاکی مناسب و متراکم بهینه آنها و اتصال دقیق ژئوگریدها به پانل‌های بتنی آن است. در روش میخکوبی و انکراژ، شیب در تمامی حالات پایدار است و در هنگام وقوع زلزله و اعمال بار دینامیکی، جابجایی اندکی در شیب رخ می‌دهد. در حالی که در

همان‌گونه که در شکل ۲۷ دیده می‌شود، شیب موردنظر در برابر نیروی زلزله دچار تغییر شکل شده، اما این تغییر شکل‌ها منجر به فرو ریزش کامل شیب نگردیده است. همانطور که در شکل نیز مشخص است، تحکیم به روش دیوار خاک مسلح با ژئوگرید نسبت به روش میخکوبی و انکراژ، در هنگام وقوع زلزله به دلیل نیروی رفت و برگشتی آن، دچار جمع‌شدگی شده و از این رو، کرنش‌های خمیری در نواحی وسط شیب ایجاد گردیده است.

میزان این کرنش‌ها به اندازه ای نیست که باعث فرو ریزش کلی شیب شود. در این حالت، ضریب اطمینان پایداری شیب در انتهای زلزله به ۱/۶۴ افزایش یافته است. همچنین در اثر اعمال نیروی زلزله، با بکار بردن روش گابیون، شیب موردنظر در برابر زلزله مقاومت کافی را نداشته و در نتیجه دچار گسیختگی و ریزش شده است. به عبارتی وزن گابیون‌های تامین کننده نیروی مقاوم، به اندازه کافی نبوده و شیب دچار تغییر شکل‌های بزرگ گردیده است. ضریب اطمینان در تحکیم به روش گابیون نیز در انتهای زمان زلزله برابر ۰/۷ بدست آمده و در این حالت شیروانی موردنظر کاملاً ناپایدار است.

روش گابیون، در اثر نیروهای زلزله ناپایداری در شیب رخ داده و اگر چه نسبت به سه روش دیگر هزینه کمتری دارد، ولی گزینه مناسبی از لحاظ تامین شرایط پایداری شیب‌های مورد نظر نیست.

جدول ۶. مقایسه فنی و اقتصادی روش‌های تحکیم شیروانی

در حالت استاتیکی

شیب	FoS	روش تحکیم	FoS پس از تحکیم	هزینه اجرایی (ریال بر مترمربع)	نسبت هزینه اجرایی بر FoS
B	۱/۰۳۴	میخکوبی	۱/۴۹۷	۲,۱۳۵,۲۵۵	۱,۴۲۶,۳۵۶
		انکراژ	۱/۵۵۰	۲,۳۷۲,۴۸۲	۱,۵۳۰,۶۳۳
		خاک مسلح با ژئوگرید	۱/۶۰۷	۷۲۱,۷۹۰	۱۵۴,۴۴۹
		گابیون	۱/۳۷۹	۴۲۵,۵۲۵	۳۰۸,۵۷۵

جدول ۷. مقایسه فنی و اقتصادی روش‌های تحکیم شیروانی

در حالت دینامیکی

شیب	FoS	روش تحکیم	FoS پس از تحکیم	هزینه اجرایی (ریال بر مترمربع)	نسبت هزینه اجرایی بر FoS
B	۱/۰۳۴	میخکوبی	۱/۷۵	۲,۱۳۵,۲۵۵	۱,۲۲۰,۱۴۶
		انکراژ	۲/۰۱	۲,۳۷۲,۴۸۲	۱,۱۸۰,۳۳۹
		خاک مسلح با ژئوگرید	۱/۶۴	۷۲۱,۷۹۰	۴۴۰,۱۱۶
		گابیون	۰/۷	۴۲۵,۵۲۵	۶۰۷,۸۹۳

سپس با استفاده از روش کاهش مقاومت، ضریب اطمینان آنها در برابر لغزش محاسبه گردید.

پس از تحلیل استاتیکی شیب‌ها، پایداری دینامیکی آنها نیز با در نظر گرفتن لرزه خیزی منطقه و تغییرات شتاب مبنای طرح زلزله، به صورت بارگذاری دینامیکی به شیروانی‌ها اعمال و جابجایی‌های رخ داده و مکانیزم گسیختگی آنها ارزیابی گردید. از نتایج بدست آمده از تحلیل‌ها می‌توان استنباط کرد که علاوه بر پارامترهای مقاومتی خاک نظیر چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی، هندسه شیب نیز در پاسخ لرزه‌ای نقش بسزایی دارد. از این رو شیب واقع در زون E با توجه به هندسه و پارامترهای مکانیکی آن، بیشترین تاثیر را از نیروی زلزله می‌پذیرد. از این رو این شیب به عنوان شیب بحرانی تلقی و جهت پایداری آن، چهار روش میخکوبی، انکراژ، دیوار خاک مسلح با ژئوگرید و گابیون بررسی گردید. در روش میخکوبی و انکراژ، جابجایی‌های بسیار کمی در اثر نیروهای وارده در شیب رخ داده، ولی با توجه به تحلیل اقتصادی صورت گرفته و به دلیل استفاده از مصالح فولادی بیشتر، این روش با هزینه‌های مضاعفی همراه است. در پایداری به روش دیوار خاک مسلح با ژئوگرید علاوه بر تامین پایداری کافی، هزینه‌های قابل قبولی برای اجرا خواهد داشت. در روش گابیون، در اثر نیروی‌های وارده پایداری شیب به اندازه کافی تامین نشده و علیرغم پایین بودن قیمت تحکیم شیب‌ها، به عنوان یک روش اجرایی مناسب توصیه نمی‌شود.

## ۷- مراجع

-Aleotti, P., and Chowdhury, R. (1999), "Landslide hazard assessment: summary review and new perspectives", Bulletin of engineering geology and the environment, 58(1), pp. 21-44.

-ASTM A416. (2017), "Standard Specification for Low-Relaxation, Seven-Wire Steel Strand for Prestressed Concrete", ASTM International, West Conshohocken, PA.

-ASTM A722. (2015), "Standard Specification for High-Strength Steel Bars for Prestressed Concrete", ASTM International, West Conshohocken, PA.

## ۶- نتیجه گیری

در این مقاله، به بررسی پایداری و ضریب اطمینان شیب‌های واقع در شمالغرب تهران در حالت‌های استاتیکی و دینامیکی با استفاده از نرم افزار ABAQUS بر پایه روش اجزاء محدود، پرداخته شده است. برای این منظور شیب‌های موجود در سایت دانشگاه آزاد اسلامی واحد علوم و تحقیقات، مدل‌سازی و مورد بررسی قرار گرفته اند. در ابتدا جهت بررسی درستی عملکرد نرم افزار، مدل‌سازی یک شیروانی خاکی در مقیاسه و کنترل با نتایج تحقیقات گذشته، مورد صحت سنجی قرار گرفته و با توجه به نتایج بدست آمده و مقایسه نمودارها، مشاهده گردید که نتایج قابل قبولی حاصل شده است. شیب‌ها در ابتدا تحت بارگذاری استاتیکی تحت نیروی وزن خود قرار گرفته و

- Donald, I. B., and Giam, S. K. (1988). "Application of the nodal displacement method to slope stability analysis", Fifth Australia-New Zealand Conference on Geomechanics: Prediction Versus Performance, pp. 456-468.
- Duncan, J. M., Wright, S. G., and Brandon, T. L. (2014), "Soil strength and slope stability". John Wiley and Sons.
- Fakher, A., Zare, H., Farhadi, A. (2013), "Numerical analysis of deformation modes of reinforced soil walls". *Journal of Engineering Geology*, 7(1), pp. 1669-1690 (in Persian).
- Fan, C. C., and Luo, J. H. (2008), "Numerical study on the optimum layout of soil-nailed slopes", *Computers and Geotechnics*, 35(4), pp. 585-599.
- Fredlund, D. G., and Krahn, J. (1977), "Comparison of slope stability methods of analysis", *Canadian Geotechnical Journal*, 14(3), pp. 429-439.
- Griffiths, D. V., and Lane, P. A. (1999), "Slope stability analysis by finite elements", *Geotechnique*, 49(3), pp. 387-403.
- Griffiths, D. V., and Marquez, R. M. (2007), "Three-dimensional slope stability analysis by elasto-plastic finite elements", *Geotechnique*, 57(6), pp. 537-546.
- Hu, J., Feng, J., Xu, X., Guo, F., and Yang, C. (2017), "Study on Calculation of Slope Safety Factor by Strength Reduction Finite Element Method". *DEStech Transactions on Engineering and Technology Research*, (icaenm).
- Hung, O., Salgado, F. M., and Byrne, P. M. (1989), "Evaluation of a three-dimensional method of slope stability analysis", *Canadian Geotechnical Journal*, 26(4), pp. 679-686.
- Kim, J. S., Kim, J. Y., and Lee, S. R. (1997), "Analysis of soil nailed earth slope by discrete element method", *Computers and Geotechnics*, 20(1), pp. 1-14.
- Liu, H. L., Fei, K., and Gao, Y. F. (2003), "Time history analysis method of slope seismic stability", *Rock and Soil Mechanics*, 24(4), pp. 553-556.
- ASTM D6637. (2015), "Standard Test Method for Determining Tensile Properties of Geogrids by the Single or Multi-Rib Tensile Method", ASTM International, West Conshohocken, PA.
- ASTM D7864. (2015). "Standard Test Method for Determining the Aperture Stability Modulus of Geogrids", ASTM International, West Conshohocken, PA.
- Bai, B., Yuan, W., and Li, X. C. (2014), "A new double reduction method for slope stability analysis". *Journal of Central South University*, 21(3), pp. 1158-1164.
- Bishop, A. W., and Morgenstern, N. R. (1960), "Stability coefficients for earth slopes".
- Cai, F., and Ugai, K. (2004), "Numerical analysis of rainfall effects on slope stability", *Int. J. of Geomechanics*, 4(2), pp. 69-78.
- Cheng, Y. M., Lansivaara, T., & Wei, W. B. (2007), "Two-dimensional slope stability analysis by limit equilibrium and strength reduction methods". *Computers and Geotechnics*, 34(3), pp.137-150.
- Chowdhury, R. N., and Xu, D. W. (1992), "Reliability index for slope stability assessment-two methods compared", *Reliability Engineering and System Safety*, 37(2), pp. 99-108.
- Chowdhury, R. N., and Xu, D. W. (1995), "Geotechnical system reliability of slopes", *Reliability Engineering and System Safety*, 47(3), pp. 141-151.
- Dai, W., Jiang, P., Ding, J., and Fu, B. (2017), "The influence of strength reduction method on slope stability under different instability criteria". *DEStech Transactions on Engineering and Technology Research*, (icaenm).
- Dawson, E., Motamed, F., Nesarajah, S., and Roth, W. (2000). "Geotechnical stability analysis by strength reduction", In *Slope Stability*, pp. 99-113.



- Wu, W., Wang, X. T., and Aschauer, F. (2008), "Investigation on failure of a geosynthetic lined reservoir", *Geotextiles and Geomembranes*, 26(4), pp. 363-370.
- Yamagami, T., & Jiang, J. (1997), "A search for the critical slip surface in three-dimensional slope stability analysis". *Soils and Foundations*, 37(3), pp. 1-16.
- Yazdi M., and Komak Panah, A., (2016), "Recommendation of earthquake equivalent horizontal acceleration coefficient in polymeric strips reinforced soil retaining w". *Journal of Engineering Geology*, 9(4), pp. 3151-3174 (in Persian).
- Zhang, M. and Song, E. and Chen, Z. (1999), "Ground movement analysis of soil nailing construction by three dimensional finite element modeling", *Computers and Geotechnics*, 25(4), pp. 191-204.
- Zhao, L., Yang, F., Zhang, Y., Dan, H., and Liu, W. (2015), "Effects of shear strength reduction strategies on safety factor of homogeneous slope based on a general nonlinear failure criterion". *Computers and Geotechnics*, 63, pp. 215-228.
- Zheng, H., Liu, D. F., and Li, C. (2005), "Slope stability analysis based on elasto plastic finite element method", *Int. J. Numerical Methods in Engineering*, 64(14), pp. 1871-1888.
- Zheng, H., Tham, L. G., and Liu, D. (2006), "On two definitions of the factor of safety commonly used in the finite element slope stability analysis", *Computers and Geotechnics*, 33(3), pp. 188-195.
- Liu, Z. Q., Zhou, C. Y., Dong, L. G., Tan, X. S., and Deng, Y. M. (2005), "Slope stability and strengthening analysis by strength reduction FEM", *Rock and Soil Mechanics*, 26(4), pp. 558-561.
- Matsui, T., and San, K. C. (1992), "Finite element slope stability analysis by shear strength reduction technique", *Soils and foundations*, 32(1), pp. 59-70.
- Mirlatifi, A., Fakher, A., Ghalandarzadeh A. (2011), "The deformation study of reinforced earth walls against earthquake". *Journal of Civil and Surveying Engineering*, 44(5), pp. 705-717 (in Persian).
- Naylor, D. J. (1982), "Finite elements and slope stability", *Int. J. Numerical methods in geomechanics*, pp. 229-244.
- Shafabakhsh, Gh., Haddad, A., Akbari, M. (2008), "Applicability study of geosynthetic reinforced soil walls: a case study in golestan special road". *Journal of Transportation Research*, 5(1), pp. 49-60 (in Persian).
- Sivakumar Babu, G. L., Srinivasa Murthy, B. R., and Srinivas, A. (2002), "Analysis of construction factors influencing the behaviour of soil-nailed earth retaining walls", *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Ground Improvement*, 6(3), pp. 137-143.
- Tschuchnigg, F., Schweiger, H. F., and Sloan, S. W. (2015), "Slope stability analysis by means of finite element limit analysis and finite element strength reduction techniques. Part I: Numerical studies considering non-associated plasticity". *Computers and Geotechnics*, 70, pp. 169-177.
- Tschuchnigg, F., Schweiger, H. F., Sloan, S. W., Lyamin, A. V., and Raissakis, I. (2015). "Comparison of finite element limits analysis and strength reduction techniques". *Geotechnique*, 65(4), pp. 249-257.
- Ugai, K., and Hosobori, K. (1988), "Extension of simplified Bishop Method, simplified Janbu method and Spencer's method to three dimensions", *Doboku Gakkai Ronbunshu*, 394, pp. 21-26.