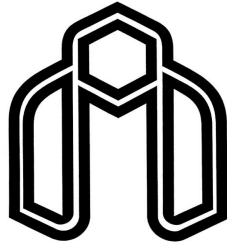


بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



دانشگاه صنعتی شاهرود

دانشکده مهندسی عمران
پایان نامه کارشناسی ارشد مهندسی ژئوتکنیک

بررسی علل تخریب دیواره‌های میخ‌کوبی شده در گودبرداری‌های قائم،
تحلیل عددی و مطالعه موردی

نگارنده : سعید وزیرنژاد

استاد راهنما :

دکتر رضا نادری

بهمن ۱۳۹۵

تشکر و قدردانی

سپاس خدایی را که همواره بزرگ‌ترین یاورم بوده است و با لطف بی‌کرانش مسیر زندگی‌ام را روشن نموده است. تمام آن‌چه دارم و هستم وام‌دار چشمان مهربان و دستان پرتلاش پدر عزیزم و مادر مرحومم است که هرگز قادر به سپاس‌گذاری نخواهم بود.

از همسر صبور و مهربانم که در کلیه مراحل تهیه و تنظیم این پایان‌نامه من را حمایت کرد بینهایت متشکرم.

از استاد بزرگوارم جناب آقای دکتر رضا نادری که از راهنمایی‌های ارزنده و نظرات سودمندشان در تهیه و ارائه این پایان‌نامه بهره بردم، سپاس‌گذاری و قدردانی می‌نمایم و از کمک‌های دلسوزانه ایشان کمال تشکر را دارم. بزرگ‌ترین افتخار من شاگردی ایشان است.

در پایان از تمام دوستانی که به نحوی این‌جانب را در تدوین این مجموعه یاری نمودند صمیمانه تشکر می‌نمایم.

سعید وزیرنژاد

بهمن ۹۵

تعهد نامه

اینجانب **سعید وزیرنژاد** دانشجوی دوره کارشناسی ارشد رشته **عمران گرایش ژئوتکنیک** دانشکده مهندسی **عمران** دانشگاه صنعتی شاهرود نویسنده پایان نامه **بررسی علل تخریب دیواره‌های میخ‌کوبی شده در گودبرداری‌های قائم، تحلیل عددی و مطالعه موردی تحت راهنمایی جناب آقای دکتر نادری** متعهد می‌شوم .

- تحقیقات در این پایان نامه توسط اینجانب انجام شده است و از صحت و اصالت برخوردار است .
- در استفاده از نتایج پژوهشهای محققان دیگر به مرجع مورد استفاده استناد شده است .
- مطالب مندرج در پایان نامه تاکنون توسط خود یا فرد دیگری برای دریافت هیچ نوع مدرک یا امتیازی در هیچ جا ارائه نشده است .
- کلیه حقوق معنوی این اثر متعلق به دانشگاه صنعتی شاهرود می‌باشد و مقالات مستخرج با نام « دانشگاه صنعتی شاهرود » و یا « Shahrood University of Technology » به چاپ خواهد رسید .
- حقوق معنوی تمام افرادی که در به دست آمدن نتایج اصلی پایان نامه تأثیرگذار بوده اند در مقالات مستخرج از پایان نامه رعایت می‌گردد.
- در کلیه مراحل انجام این پایان نامه ، در مواردی که از موجود زنده (یا بافتهای آنها) استفاده شده است ضوابط و اصول اخلاقی رعایت شده است .
- در کلیه مراحل انجام این پایان نامه، در مواردی که به حوزه اطلاعات شخصی افراد دسترسی یافته یا استفاده شده است اصل رازداری ، ضوابط و اصول اخلاق انسانی رعایت شده است .

تاریخ

امضای دانشجو

مالکیت نتایج و حق نشر

کلیه حقوق معنوی این اثر و محصولات آن (مقالات مستخرج ، کتاب ، برنامه های رایانه ای ، نرم افزار ها و تجهیزات ساخته شده است) متعلق به دانشگاه صنعتی شاهرود می‌باشد . این مطلب باید به نحو مقتضی در تولیدات علمی مربوطه ذکر شود .

* متن این صفحه نیز باید در ابتدای نسخه های تکثیر شده پایان نامه وجود داشته باشد .

چکیده

میخکوبی خاک یکی از روش‌های مسلح کردن خاک، با استفاده از میله‌های فولادی (میخ) با فواصل کم نسبت به هم در داخل یک شیب یا گود، با ساخت از بالا به پایین می باشد. این میله ها معمولاً میلگردهای مسلح کننده ای به قطر ۲۰ تا ۳۰ میلی‌متر بوده که در گمانه‌های از پیش حفر شده (قطر تا حدود ۱۵ سانتی متر) همراه با تزریق ملات قرار می گیرند. یا با استفاده از دستگاه حفاری ضربه‌ای تحت زاویه ۱۰ تا ۱۵ درجه نسبت به سطح افق اجرا می‌شوند. با این روش می‌توان تغییر مکان دیواره‌ی شیب یا گود را کم و ضریب اطمینان پایداری آن را افزایش داد. از مزایای این روش می‌توان مدت زمان کوتاه احداث و هزینه کم نسبت به سایر روش‌های پایدارسازی را نام برد.

در سال‌های اخیر بنا به دلایلی از قبیل عدم توانایی و تجربه‌ی کافی طراح در ارائه‌ی طرح و یا عدم دقت در اجرا، پروژه‌ها با تخریب برخی از دیواره‌های میخکوبی شده روبه‌رو شده‌اند، که این امر باعث نگرانی و سلب اعتماد نسبت به این روش، گردیده است. در این پایان‌نامه، با مطالعه و بررسی چند گود که در آنها پایدارسازی دیوارها با روش میخکوبی خاک انجام شده است، مشخص گردید که ریزش دیوارها ناشی از عوامل مختلفی از جمله وجود خاک دستی، عدم انجام مطالعات دقیق ژئوتکنیک جهت طراحی و همچنین در برخی موارد عدم اجرای صحیح مطابق با طرح می‌باشد. در نهایت با مدل کردن مجدد خاک با روش عددی اجزا محدود به کمک نرم‌افزار PLAXIS با شرایط درست و واقعی می‌توان به این نتیجه رسید که اگر طراحی و اجرا به درستی صورت می‌پذیرفت دیواره گود به کمک روش میخکوبی با ضریب اطمینان لازم پایدار می‌ماند. نتایج حاصل از تحقیق نشانگر این واقعیت است که روش میخکوبی خاک با امکانات موجود در کشور، در برخی موارد با تامین ضریب اطمینان مورد نیاز، اقتصادی تر و سریع تر از سایر روش‌های پایدارسازی می‌باشد و می‌توان به عنوان یک روش کارا و مطمئن از آن بهره جست.

کلمات کلیدی: سازه نگهبان، ژئوتکنیک، گودبرداری، ریزش، میخکوبی.

فهرست مطالب

۱	فصل اول: مقدمه
۱-۱	مقدمه
۱-۲	معرفی
۳-۱	هدف تحقیق
۴-۱	ساختار پایان نامه
۷	فصل دوم: روش های پایدارسازی گودبرداری
۷-۱	گود برداری و سازه های نگهدارنده
۸-۲	انواع روش های پایدارسازی گود
۸-۲-۱	روش مهارسازی
۸-۲-۲	روش دوخت به پشت
۸-۲-۳	روش دیواره دیافراگمی
۸-۲-۴	روش مهار متقابل
۸-۲-۵	روش اجرای شمع
۸-۲-۶	روش سپر کوبی
۸-۲-۷	روش خرپایی
۸-۳	روش میخکوبی در خاک
۸-۴	فرآیند احداث:
۸-۵	کاربردهای دیوارهای خاکی میخکوبی شده
۸-۶	مزایا و محدودیت های میخکوبی خاک
۸-۷	اصل انتقال بار در دیوارهای خاکی میخکوبی شده
۸-۸	حالت های گسیختگی دیوارهای خاکی میخکوبی شده
۸-۸-۱	گسیختگی ناشی از بیرون آمدگی میخ

فصل سوم: تاریخچه میخکوبی و کاربرد آن در ایران

۳۵

- ۳-۱-۳ مروری بر پژوهشهای پیشین..... ۳۷
- ۳-۱-۳-۱ مدلسازی عددی توسط Fan و Lou برای بهینه کردن طراحی دیوار..... ۳۷
- ۳-۱-۳-۲ پروژه Clouterre در فرانسه..... ۴۶
- ۳-۱-۳-۳ پروژه Bodenvernagelung در آلمان..... ۴۸
- ۳-۱-۳-۴ پروژه FHWA در آمریکای شمالی..... ۴۹
- ۳-۱-۳-۵ توسعه در سایر کشورها..... ۵۰
- ۳-۲ کاربرد دیوارهای میخکوبی شده..... ۵۱

فصل چهارم: روش طراحی در دیوارهای میخکوبی شده

۵۵

- ۴-۱ مقدمه..... ۵۵
- ۴-۲ گام ۱: ملاحظات اولیه در طراحی دیوار میخکوبی..... ۵۸
- ۴-۳ گام ۲: طراحی مقاومتی با استفاده از نمودارهای ساده شده..... ۶۰
- ۴-۴ گام ۳: طراحی نهایی..... ۶۲
- ۴-۵ گام ۴: تخمین و ارزیابی تغییر شکل ها..... ۶۷
- ۴-۶ گام ۵: سایر ملاحظات طراحی..... ۶۷
- ۴-۷ طراحی دیوار میخکوبی شده..... ۶۹

فصل پنجم: چالشهای موجود در گودبرداری ها

۷۱

- ۵-۱ مقدمه..... ۷۱
- ۵-۲ چالشهای موجود در پروژههای پایدارسازی..... ۷۲
- ۵-۲-۱ خاک دستی..... ۷۲
- ۵-۲-۲ آب های سطحی و زیرسطحی..... ۷۶
- ۵-۲-۳ قنوات، حفرات و فاضلاب..... ۸۵
- ۵-۲-۴ مطالعات ژئوتکنیکی با رویکرد پایدارسازی..... ۹۰

فصل ششم: مدلسازی و مطالعات موردی گودبرداریهای میخکوبی شده

۹۱

- ۶-۱ پروژه برج سبز..... ۹۱

۹۹.....	۲-۶ پروژه حسینیہ قمی ها
۱۰۵.....	۳-۶ پروژه بلوار مصلی نبش چمن ۴۸
۱۰۹.....	۱-۳-۶ مدلسازی بر اساس سربار 10 kN/m^2
۱۱۲.....	۲-۳-۶ مدلسازی بر اساس سربار 30 kN/m^2
۱۱۶.....	۳-۳-۶ مدلسازی بر اساس سربار 30 kN/m^2 (مدل پایدار)
۱۱۹.....	۴-۶ پروژه ورزشگاه آستان قدس
۱۲۲.....	۱-۴-۶ مدلسازی بر اساس خاک غیر اشباع
۱۲۵.....	۲-۴-۶ مدلسازی بر اساس خاک اشباع
۱۲۸.....	۳-۴-۶ مدلسازی بر اساس خاک اشباع (مدل پایدار)
۱۳۳	فصل هفتم: نتیجه گیری و پیشنهادات
۱۳۳.....	۱-۷ مقدمه
۱۳۴.....	۲-۷ نتیجه گیری
۱۳۵.....	۳-۷ پیشنهادات

فهرست اشکال

۷	فصل دوم: روشهای پایدارسازی گودبرداری
۹.....	شکل ۱-۲ مقطع گودبرداری به روش مهارسازی
۱۱.....	شکل ۲-۲ روش دوخت به پشت
۱۲.....	شکل ۳-۲ روش دیواره دیافراگمی
۱۳.....	شکل ۴-۲ روش مهار متقابل
۱۴.....	شکل ۵-۲ روش اجرای شمع
۱۵.....	شکل ۶-۲ روش سپر کوبی
۱۶.....	شکل ۷-۲ روش خریابی
۱۷.....	شکل ۸-۲ نیروهای کششی و برشی در میخ
۱۸.....	شکل ۹-۲ اجزای اصلی یک دیوار میخ کوبی شده
۱۹.....	شکل ۱۰-۲ خاکبرداری
۲۰.....	شکل ۱۱-۲ حفاری سوراخ ها
۲۰.....	شکل ۱۲-۲ نصب میخ و تزریق ملات
۲۱.....	شکل ۱۳-۲ احداث سطوح شاتکریت
۲۲.....	شکل ۱۴-۲ احداث ترازهای بعدی
۲۲.....	شکل ۱۵-۲ احداث سطح نهایی
۲۷.....	شکل ۱۶-۲ مکانیزم انتقال بار در میخ
۲۹.....	شکل ۱۷-۲ گسیختگی در طول ساخت
۳۰.....	شکل ۱۸-۲ حالات گسیختگی خارجی
۳۱.....	شکل ۱۹-۲ حالات گسیختگی داخلی
۳۴.....	شکل ۲۰-۲ انتقال تنش در بخشی از میخ
۳۵	فصل سوم: تاریخچه میخکوبی و کاربرد آن در ایران

۳۸	۱-۳ نتایج آزمایشات برش مستقیمی Jewell.1980
۳۹	۲-۳ ترتیب مدل ساخته شده توسط Clouterre
۳۹	۳-۳ مدل عددی در برنامه Plaxis
۴۰	۴-۳ نتایج جابجایی جانبی دیوار
۴۰	۵-۳ توزیع نیروی کششی در طول میخ
۴۰	۶-۳ تغییرات نیروی کششی بیشینه در عمق
۴۱	۷-۳ نمونه ای از یک مدل ساخته شده
۴۳	۸-۳ حالت های مختلف قرارگیری میخ نسبت به سطح لغزش
۴۳	۹-۳ تغییرات ضریب اطمینان دیوار به ازای تغییر در زاویه استقرار دیوار و زاویه نصب میخ
۴۴	۱۰-۳ تغییرات جا به جایی جانبی دیوار در ۲/۵ متر پشت آن (نقطه A)
۴۶	شکل ۳-۱۱ اولین دیوار خاکی میخکوبی شده جهان در ورسایلز فرانسه ۱۹۷۲/۷۳
۴۷	شکل ۳-۱۲ گسیختگی ناشی از پاره شدگی در دیوار آزمایشی شماره ۱
۷۱	فصل پنجم: چالش های موجود در گودبرداری ها
۷۴	شکل ۵-۱ ایجاد ترک به دلیل وجود خاک دستی
۷۵	شکل ۵-۲ ریزش به علت عبور کانال تاسیسات و پر شدن اطراف آن با نخاله و خاک دستی
۷۶	شکل ۵-۳ اجرای مش و شاتکریت بر روی دیواره
۷۶	شکل ۵-۴ اجرای ستونهای فلزی
۷۸	شکل ۵-۵ اجرای المانهای زهکشی در دیواره
۷۹	شکل ۵-۶ برخورد با لایه آبدار
۸۰	شکل ۵-۷ برخورد با لایه آبدار و حفاری گمانه
۸۰	شکل ۵-۸ خروج آب از محدوده پروژه
۸۱	شکل ۵-۹ اجرای شبکه زهکشی کف
۸۱	شکل ۵-۱۰ اجرای شبکه زهکشی کف
۸۲	شکل ۵-۱۱ اجرای چاههای زهکش و گالری پیرامونی به همراه پمپاژ دائمی آب

- شکل ۵-۱۲. پمپاژ آب از داخل پروژه ۸۳
- شکل ۵-۱۳. کانال کشی کف گود ۸۴
- شکل ۵-۱۴. جمع شدن آب در محدوده پروژه ۸۴
- شکل ۵-۱۵. حفرات موازی جداره گود ۸۶
- شکل ۵-۱۶. حفرات عمود بر جداره گود ۸۶
- شکل ۵-۱۷. ریزشهای موضعی به علت وجود لایه های سیلتی ۸۷
- شکل ۵-۱۸. مش و شاتکریت و سپس پرکردن با پوکه و تزریق میان پوکه ۸۸
- شکل ۵-۱۹. پر کردن گالری و ادامه عملیات پایدارسازی ۸۹

فصل ششم: مدلسازی و مطالعات موردی گودبرداری های میخکوبی شده

- شکل ۶-۱. موقعیت مکانی پروژه برج سبز ۹۲
- شکل ۶-۲. موقعیت گمانه ها پروژه برج سبز ۹۲
- جدول ۶-۲. پارامترهای ژئوتکنیکی خاک پروژه برج سبز ۹۳
- شکل ۶-۳. اجرای شاتکریت دیوارها پروژه برج سبز ۹۴
- شکل ۶-۴. عملیات حفاری توسط دریل واگن ۹۴
- شکل ۶-۵. رگلاژ دستی دیوارها ۹۵
- شکل ۶-۶. مشبندی دیواره جهت اجرای شاتکریت ۹۵
- شکل ۶-۷. مدل تهیه شده پروژه برج سبز ۹۶
- شکل ۶-۸. مدل خاک پروژه برج سبز با مش بندی ۹۶
- شکل ۶-۹. مش تغییر شکل یافته پروژه برج سبز ۹۷
- شکل ۶-۱۰. تغییر مکانهای افقی خاک پروژه برج سبز ۹۷
- شکل ۶-۱۱. تغییر مکان افقی لبه ی گود پروژه برج سبز ۹۸
- شکل ۶-۱۲. الگوی محتملترین سطح لغزش دیواره پروژه برج سبز ۹۸
- شکل ۶-۱۳. کروکی زمین پروژه حسینییه قمیها ۱۰۰
- شکل ۶-۱۴. حفاری گمانه مطالعاتی پروژه حسینییه قمیها ۱۰۱

- شکل ۶-۱۵. مدل تهیه شده پروژه حسینیہ قمیہا ۱۰۲
- شکل ۶-۱۶. مدل خاک پروژه حسینیہ قمیہا با مشبندی ۱۰۲
- شکل ۶-۱۷. مش تغییر شکل یافته پروژه حسینیہ قمیہا ۱۰۳
- شکل ۶-۱۸. تغییر مکانهای افقی خاک پروژه حسینیہ قمیہا ۱۰۳
- شکل ۶-۱۹. تغییر مکان افقی لبه ی گود پروژه حسینیہ قمیہا ۱۰۴
- شکل ۶-۲۰. الگوی محتملترین سطح لغزش دیواره پروژه حسینیہ قمیہا ۱۰۴
- شکل ۶-۲۱. موقعیت گمانه ها پروژه چمن ۴۸ ۱۰۵
- شکل ۶-۲۲. بارگذاری انبار لبه گود و ریزش دیوار پروژه چمن ۴۸ ۱۰۸
- شکل ۶-۲۳. اجرای شاتکریت در ضلع شمالی پروژه چمن ۴۸ ۱۰۹
- شکل ۶-۲۴. مدل تهیه شده پروژه چمن ۴۸ (سربار 10 kN/m^2) ۱۰۹
- شکل ۶-۲۵. مدل خاک پروژه چمن ۴۸ با مشبندی (سربار 10 KN/m^2) ۱۱۰
- شکل ۶-۲۶. مش تغییر شکل یافته پروژه چمن ۴۸ (سربار 10 kN/m^2) ۱۱۰
- شکل ۶-۲۷. تغییر مکانهای افقی گود پروژه چمن ۴۸ (سربار 10 kN/m^2) ۱۱۱
- شکل ۶-۲۸. تغییر مکان افقی لبه ی گود پروژه چمن ۴۸ (سربار 10 kN/m^2) ۱۱۱
- شکل ۶-۲۹. الگوی محتملترین سطح لغزش دیواره پروژه چمن ۴۸ (سربار 10 kN/m^2) ۱۱۲
- شکل ۶-۳۰. مدل تهیه شده پروژه چمن ۴۸ (سربار 30 kN/m^2) ۱۱۳
- شکل ۶-۳۱. مدل خاک پروژه چمن ۴۸ با مشبندی (سربار 30 KN/m^2) ۱۱۳
- شکل ۶-۳۲. مش تغییر شکل یافته پروژه چمن ۴۸ (سربار 30 kN/m^2) ۱۱۴
- شکل ۶-۳۳. تغییر مکانهای افقی گود پروژه چمن ۴۸ (سربار 30 kN/m^2) ۱۱۴
- شکل ۶-۳۴. تغییر مکان افقی لبه ی گود پروژه چمن ۴۸ (سربار 30 kN/m^2) ۱۱۵
- شکل ۶-۳۵. الگوی محتملترین سطح لغزش دیواره پروژه چمن ۴۸ (سربار 30 kN/m^2) ۱۱۵
- شکل ۶-۳۶. مدل تهیه شده پروژه چمن ۴۸ (سربار 30 kN/m^2 (مدل پایدار)) ۱۱۶
- شکل ۶-۳۷. مدل خاک پروژه چمن ۴۸ با مشبندی (سربار 30 kN/m^2 (مدل پایدار)) ۱۱۷
- شکل ۶-۳۸. مش تغییر شکل یافته پروژه چمن ۴۸ (سربار 30 kN/m^2 (مدل پایدار)) ۱۱۷

- شکل ۶-۳۹. تغییر مکانهای افقی گود پروژه چمن ۴۸ (سربار 30 KN/m^2 (مدل پایدار))..... ۱۱۸
- شکل ۶-۴۰. تغییر مکان افقی لبه ی گود پروژه چمن ۴۸ (سربار 30 KN/m^2 (مدل پایدار))..... ۱۱۸
- شکل ۶-۴۱. الگوی محتملترین سطح لغزش دیواره پروژه چمن ۴۸ (مدل سوم)..... ۱۱۹
- شکل ۶-۴۲. موقعیت پروژه ورزشگاه آستان قدس ۱۲۰
- شکل ۶-۴۳. عکس هوایی پروژه ورزشگاه آستان قدس ۱۲۰
- شکل ۶-۴۴. مدل تهیه شده پروژه ورزشگاه آستان قدس (خاک غیر اشباع) ۱۲۲
- شکل ۶-۴۵. مدل خاک پروژه ورزشگاه آستان قدس با مش بندی (خاک غیر اشباع) ۱۲۲
- شکل ۶-۴۶. مش تغییر شکل یافته پروژه ورزشگاه آستان قدس (خاک غیر اشباع)..... ۱۲۳
- شکل ۶-۴۷. تغییر مکانهای افقی گود پروژه ورزشگاه آستان قدس (خاک غیر اشباع)..... ۱۲۳
- شکل ۶-۴۸. تغییر مکان افقی لبه ی گود پروژه ورزشگاه آستان قدس (خاک غیر اشباع) ۱۲۴
- شکل ۶-۴۹. الگوی محتملترین سطح لغزش دیواره پروژه ورزشگاه آستان قدس (خاک غیر اشباع) ۱۲۴
- شکل ۶-۵۰. مدل تهیه شده پروژه ورزشگاه آستان قدس در (خاک اشباع)..... ۱۲۵
- شکل ۶-۵۱. مدل خاک پروژه ورزشگاه آستان قدس با مش بندی (خاک اشباع)..... ۱۲۶
- شکل ۶-۵۲. مش تغییر شکل یافته پروژه ورزشگاه آستان قدس (خاک اشباع) ۱۲۶
- شکل ۶-۵۳. تغییر مکانهای افقی گود پروژه ورزشگاه آستان قدس (خاک اشباع) ۱۲۷
- شکل ۶-۵۴. تغییر مکان افقی لبه ی گود پروژه ورزشگاه آستان قدس (خاک اشباع) ۱۲۷
- شکل ۶-۵۵. الگوی محتملترین سطح لغزش دیواره پروژه ورزشگاه آستان قدس (خاک اشباع)..... ۱۲۸
- شکل ۶-۵۶. مدل تهیه شده پروژه ورزشگاه آستان قدس (خاک اشباع، مدل پایدار)..... ۱۲۹
- شکل ۶-۵۷. مدل خاک پروژه ورزشگاه آستان قدس با مش بندی (خاک اشباع، مدل پایدار) ۱۲۹
- شکل ۶-۵۸. مش تغییر شکل یافته پروژه ورزشگاه آستان قدس (خاک اشباع، مدل پایدار)..... ۱۳۰
- شکل ۶-۵۹. تغییر مکانهای افقی گود پروژه ورزشگاه آستان قدس (خاک اشباع، مدل پایدار) ۱۳۰
- شکل ۶-۶۰. تغییر مکان افقی لبه ی گود پروژه ورزشگاه آستان قدس (خاک اشباع، مدل پایدار) ۱۳۱
- شکل ۶-۶۱. الگوی محتملترین سطح لغزش دیواره پروژه ورزشگاه آستان قدس (خاک اشباع، مدل پایدار) ۱۳۱

جداول

۳۵	فصل سوم: تاریخچه میخکوبی و کاربرد آن در ایران
۴۲	جدول ۱-۳ پارامترهای مورد استفاده در مدل اجزای محدود
۴۴	جدول ۲-۳. زاویه بهینه ی نصب میخ به ازای شرایط هندسی مختلف دیوار
۵۵	فصل چهارم: روش طراحی در دیوارهای میخکوبی شده
۵۶	جدول ۱-۴. گام های طراحی دیوار میخکوبی
۶۲	جدول ۲-۴ پارامترهای متغیر
۶۷	جدول ۳-۴ تخمین جابجایی افقی و قائم δ_H, δ_V در بالای دیوار
۷۰	جدول ۴-۴ مقایسه روش های مختلف طراحی دیوار خاکی میخکوبی شده
۷۱	فصل پنجم: چالش های موجود در گودبرداری ها
۷۹	جدول ۱-۵ عمق آب موجود در گمانه ها پروژه مجتمع توانیر
۹۱	فصل ششم: مدلسازی و مطالعات موردی گودبرداری های میخکوبی شده
۹۳	جدول ۱-۶. وضعیت کلی لایه های خاک پروژه برج سبز
۹۳	جدول ۲-۶. پارامترهای ژئوتکنیکی خاک پروژه برج سبز
۹۹	جدول ۳-۶. مشخصات گمانه های مطالعات پروژه حسینیه قمی ها
۱۰۰	جدول ۴-۶ پارامترهای ژئوتکنیکی خاک پروژه حسینیه قمی ها
۱۰۶	جدول ۵-۶. پارامترهای ژئوتکنیکی نمونه های مورد آزمایش پروژه چمن ۴۸
۱۰۷	جدول ۶-۶. پارامترهای ژئوتکنیکی خاک پروژه چمن ۴۸
۱۲۱	جدول ۷-۶. مشخصات خاک پروژه ورزشگاه آستان قدس (شرایط در نظر گرفته شده برای طراحی اولیه)
۱۲۱	جدول ۸-۶. مشخصات خاک پروژه ورزشگاه آستان قدس (شرایط واقعی)

فصل اول

مقدمه

۱-۱- مقدمه

در سال های اخیر با افزایش تراکم و تعداد طبقات و نیاز به تأمین پارکینگ و سایر سطوح خدماتی در ساختمان ها به ویژه در مناطق مرکزی شهرها، عمق گودبرداری نیز بیشتر شده است. پایدارسازی و تحکیم دیواره های گودبرداری از اهمیت بالایی برخوردار می باشد. اما در جهت پایدارسازی گودبرداری های عمیق مذکور، از همان روش های سنتی که در گودهای کم عمق گذشته استفاده می شده است، استفاده می شود. متأسفانه بسیاری هنوز فکر می کنند که به کارگیری تمهیدات ایمنی لازم در گودبرداری، هزینه و زمان بیهوده ای را به کار تحمیل می کند، در حالی که گودبرداری اصولاً جزء کارهای پیچیده و بسیار خطرناک مهندسی محسوب می شود و به ویژه در گودهای با عمق زیادتر نیازمند بررسی های همه جانبه، دقت و نظارت و در نهایت صرف وقت و هزینه قابل ملاحظه ای است تا جان و مال مردم از این طریق به خطر نیفتد. بنابراین در بسیاری از پروژه های ساختمانی، به منظور احداث زیرزمین یا پارکینگ طبقاتی لازم است که زمین به صورتی خاکبرداری شود که جداره های آن قائم یا نزدیک به قائم باشند. فشار جانبی وارد بر این جداره ها ناشی از رانش خاک بر اثر وزن خود آن، و نیز سربارهای احتمالی روی خاک کنار گود می باشد. این سربارها می توانند شامل خاک بالاتر از تراز افقی در لبه گود، ساختمان های مجاور، بارهای ناشی از بهره برداری از معابر مجاور و غیره باشند. به منظور جلوگیری از ریزش گود و تبعات منفی احتمالی ناشی از این خاکبرداری، سازه های موقتی یا دائمی را برای مهار گود اجرا می کنند که به آن سازه های نگهدارنده می گویند [۱].

حفظ جان انسان ها، حفظ اموال داخل و خارج گود، و نیز فراهم آوردن شرایط امن برای اجرای کار از

اهداف اصلی ایمن سازی جداره های گود با استفاده از سازه های نگهدارنده، می باشد [۴].

موضوع گودبرداری و طراحی و اجرای سازه‌های نگهدارنده در مهندسی عمران دارای گستره وسیعی است و نیاز به بررسی‌ها و مطالعات و ملاحظات ژئوتکنیکی، سازه‌ای، مواد و مصالح، تکنولوژیکی و اجرایی، و اقتصادی و اجتماعی دارد. در نتیجه می‌توان گفت که انتخاب روش مناسب بستگی به جمیع شرایط تأثیرگذار دارد، و می‌تواند در شرایط مختلف، به صورت‌های گوناگونی باشد. از سوی دیگر تئوری‌ها و روش‌های اجرایی گودبرداری و سازه‌های نگهدارنده، هم مبتنی بر اصول تئوریک و هم متأثر از ملاحظات اجرایی و تجربی، توأمأ، است [۸۱].

پایدارسازی جداره‌های گودبرداری به صورت‌ها و روش‌های مختلفی انجام می‌گیرد، که از جمله آن‌ها می‌توان به روش‌های: مهارسازی^۱، دوخت به پشت^۲، دیواره دیافراگمی، مهار متقابل، اجرای شمع، سپرکوبی، اجرای خرپا و میخکوبی خاک^۳ اشاره نمود [۶۱].

۱-۲- معرفی

میخکوبی خاک یکی از روش‌های مسلح کردن خاک با استفاده از میله‌های فولادی (میخ) نزدیک به هم در داخل یک شیب یا گود، هم‌زمان با ساخت از بالا به پایین می‌باشد. این میله‌ها معمولاً میلگردهای مسلح کننده‌ای به قطر ۲۰ تا ۳۰ میلی‌متر بوده که در گمانه‌های از پیش حفر شده (قطر تا حدود ۱۵ سانتی‌متر) همراه با تزریق ملات قرار می‌گیرند و یا با استفاده از دستگاه حفاری ضربه ای تحت زاویه ۱۰ تا ۱۵ درجه زیر سطح افق رانده می‌شوند. زهکشی خاک توسط زهکش‌های نواری فراهم شده و سطح حفاری هم‌زمان با ساخت از بالا به پایین توسط بتن شاتکریت یا پانل‌های بتنی پیش ساخته محافظت می‌گردد. با این روش می‌توان تغییر مکان دیواره‌ی شیب یا گود را کم و ضریب اطمینان پایداری آن را

^۱. Anchoring

^۲. Tie back

^۳. Soil Nailing

افزایش داد. از مزایای این روش می توان مدت زمان کوتاه احداث و هزینه کم نسبت به سایر روش های پایدارسازی را نام برد [۲۳ و ۴۸].

۱-۳- هدف تحقیق

مهم ترین عامل در تحلیل و طراحی دیوارهای خاکی میخکوبی شده ظرفیت بیرون آمدگی^۴ میخ می- باشد، که به دو عامل اصلی اندازه مجموعه میخ و مقاومت چسبندگی^۵ بین خاک و ملات بستگی دارد [۵۰ و ۱۴]. در سال های اخیر بنا به دلایلی از قبیل عدم توانایی و تجربه ی کافی طراح در طرح ارائه شده و یا عدم دقت در اجرای پروژه ها و یا در اختیار نداشتن تمامی پارامترهای مورد نیاز جهت طراحی با تخریب برخی از دیواره های میخکوبی شده روبه رو شده اند، که این امر، باعث نگرانی و سلب اعتماد نسبت به این روش گردیده است. هدف این تحقیق بررسی عوامل موثر در ریزش گودها می باشد.

بر اساس تجربه، مشخص شده است که برای میخهایی که با حفاری و تزریق اجرا می شوند، مقاومت چسبندگی بین خاک و ملات متأثر از شرایط زیر است: [۱۴ و ۱۶].

۱- مشخصات خاک شامل: رطوبت خاک، دانسیته نسبی، درجه اشباع، پارامترهای مقاومت برشی خاک

و غیره

۲- تنش قائم اعمالی

۳- میزان سختی و زبری سطح

۴- چگونگی نصب میخها شامل روش حفاری، فشار تزریق، اندازه منطقه تزریق.

در این تحقیق سعی بر آن است تا با تحلیل و بررسی تعدادی از گودبرداری هایی که با استفاده از روش میخکوبی، مقاوم سازی دیواره ها صورت گرفته است و در برخی از آنها با ریزش روبه رو شده علل دقیق تخریب را مشخص نموده و با شرایط موجود خاک را به کمک نرم افزار PLAXIS مدل کرده و در نهایت

4. Pullout Capacity

5. Bond Strength

نسبت به کارایی روش میخکوبی دیواره‌ها برای گودبرداری‌های قائم اظهار نظر کرد و راهکارهایی برای جلوگیری از ریزش آنها ارائه داد.

۴-۱- ساختار پایان نامه

این تحقیق شامل فصل‌های زیر است:

فصل ۱: شامل معرفی مختصری از روش میخکوبی خاک، مهم‌ترین عوامل اثرگذار در تحلیل و طراحی دیوارهای خاکی میخکوبی شده، هدف از انجام تحقیق و پارامترهای مورد مطالعه در آن و در نهایت معرفی ساختار پایان نامه است.

فصل ۲: در این فصل به معرفی روش‌های مختلف پایدارسازی گودبرداری‌ها پرداخته می‌شود. و در نهایت روش‌های اجرایی میخکوبی خاک شرح داده خواهد شد.

فصل ۳: در این فصل تاریخچه میخکوبی، کاربرد و گسترش روش میخکوبی خاک، رفتار دیوارهای خاکی میخکوبی شده و برخی مطالعات انجام گرفته در این روش مورد بررسی قرار می‌گیرد.

فصل ۴: هدف اصلی این فصل، ارائه اصول آنالیز و طراحی دیوارهای میخکوبی شده می‌باشد. این فصل حداقل ضرایب اطمینان توصیه شده و رهنمودهایی برای شرایط بارگذاری اعمالی در طراحی دیوارهای میخکوبی را ارائه می‌کند و در ادامه شامل یک روش گام به گام کلی برای طراحی دیوار میخکوبی می‌باشد.

فصل ۵: چالش‌های موجود در گودبرداری‌ها و مشکلات آن بررسی شده است که در برخی موارد این مشکلات باعث ریزش دیواره‌ی گود می‌گردد. در ادامه به مطالعات موردی چند پروژه پرداخته خواهد شد.

فصل ۶: در این فصل ۴ پروژه متفاوت به صورت موردی بررسی گردیده است که دیواره‌ی گود در دو مورد به عللی ریزش کرده است و در دو مورد پایدار مانده است. طرح‌های موجود بررسی شده و مجدداً با شرایط جدید، خاک مدل می‌گردد.

فصل ۷: نتایج تحقیقات و مدل‌سازی‌ها با یکدیگر مقایسه خواهد شد و پیشنهاداتی برای طرح‌های آینده ارائه خواهد گردید.

فصل دوم

روش‌های پایدارسازی گودبرداری

۲-۱- گود برداری و سازه‌های نگهدارنده

در بسیاری از پروژه‌های ساختمانی لازم است که زمین به صورتی خاکبرداری شود که جداره‌های آن، قائم یا نزدیک به قائم باشند. این کار ممکن است به منظور احداث زیر زمین، کانال منبع آب و غیره صورت گیرد. فشار جانبی وارد بر این جداره‌ها ناشی از رانش خاک بر اثر وزن خود آن، و نیز سربارهای^۶ احتمالی روی خاک کنار گود می‌باشد. این سربارها می‌توانند شامل خاک بالاتر از تراز افقی در لبه گود ساختمان‌های مجاور، بارهای ناشی از بهره برداری از معابر مجاور باشند. به منظور جلوگیری از ریزش ترانشه و تبعات منفی احتمالی ناشی از این خاکبرداری، سازه‌های موقتی و یا دائمی را برای مهار ترانشه اجرا می‌کنند که به آن، سازه‌های نگهدارنده^۷، می‌گویند.

اهداف اصلی از ایمن سازی جداره‌های گود با استفاده از سازه‌های نگهدارنده، حفظ جان انسان‌های خارج و داخل گود، حفظ اموال خارج و داخل گود و نیز فراهم آوردن شرایط امن و مطمئن برای اجرای کار می‌باشند.

موضوع گود برداری و طراحی و اجرای سازه‌های نگهدارنده در مهندسی عمران دارای گستره وسیعی است. و نیاز به بررسی‌ها و مطالعات و ملاحظات ژئوتکنیکی سازه‌ای، مواد و مصالح تکنولوژیکی و اجرایی،

^۶- scoria

^۷- Retaining structures; support systems

اقتصادی و اجتماعی دارد. در نتیجه می‌توان گفت که انتخاب روش مناسب بستگی به جمیع شرایط تاثیر- گذار دارد و می‌تواند در شرایط مختلف به صورت‌های گوناگونی باشد. از سوی دیگر، تئوری‌ها و روش‌های اجرایی گودبرداری و سازه‌های نگهبان، هم مبتنی بر اصول تئوریک و هم متأثر از ملاحظات اجرایی و تجربی، هم‌زمان می‌باشد.

پایدارسازی جداره‌های گودبرداری به صورت‌ها و روش‌های مختلفی صورت می‌گیرد. که از جمله آنها می‌توان به روش‌های: مهارسازی^۸، دوخت به پشت^۹، دیواره دیافراگمی^{۱۰}، مهار متقابل^{۱۱}، اجرای شمع^{۱۲}، سپر کوبی^{۱۳}، و اجرای خرپا^{۱۴} اشاره نمود.

۲-۲- انواع روش‌های پایدارسازی گود

۲-۲-۱- روش مهارسازی

در این روش برای مهار حرکت و رانش خاک، با استفاده از تمهیداتی خاص، از خود خاک‌های دیواره کمک گرفته می‌شود. ابتدا در حاشیه زمینی که قرار است گودبرداری شود، در فواصل معین چاه‌هایی حفر می‌گردد، عمق این چاه‌ها برابر است با عمق گود به اضافه مقداری اضافه برای شمع بتنی انتهای تحتانی این چاه‌ها. پس از حفر چاه‌ها، در درون آن‌ها پروفیل‌های I شکل یا H شکل قرار داده می‌شود. به منظور تامین گیرداری و مهار کافی برای این پروفیل‌ها، انتهای پروفیل‌ها را به میزان ۰/۲۵ تا ۰/۳۵ عمق گود، پایین تر از رقوم گود در درون بخش شمع ادامه می‌دهند و در انتهای پروفیل‌ها نیز شاخک‌هایی در نظر گرفته می‌شود. سپس انتهای تحتانی شمع که قبلاً آرماتوربندی آن اجرا شده، بتن ریزی می‌گردد. بدین ترتیب

⁸ anchorage

⁹ tie back

¹⁰ Diaphragm wall

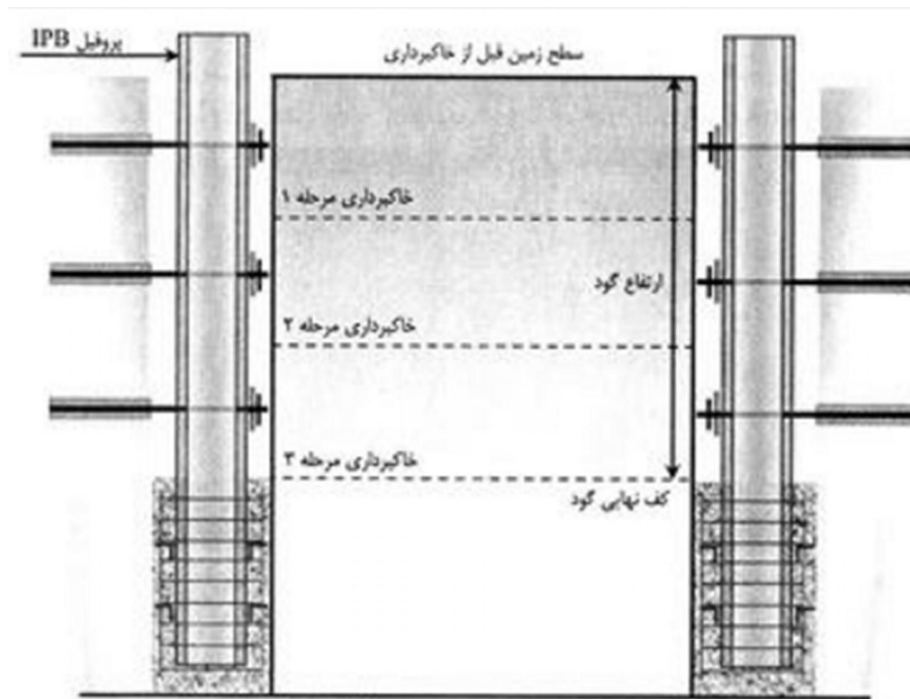
¹¹ Reciprocal support

¹² piling

¹³ sheet piling

¹⁴ truss construction

پروفیل‌های فولادی مزبور در شمع مهار می‌شوند و پروفیل‌های فولادی همراه با شمع نیز در خاک مهار می‌گردند. پس از اجرای مراحل فوق عملیات گود برداری به صورت مرحله به مرحله اجرا می‌شود (شکل ۱-۲).



شکل ۱-۲ مقطع گودبرداری به روش مهارسازی [۵۴]

در هر مرحله، پس از برداشتن خاک در عمق آن مرحله، برای جلوگیری از ریزش خاک با استفاده از دستگاه‌های حفاری ویژه در بدنه گود چاهک‌هایی افقی یا مایل به قطر حدود ۱۰ تا ۱۵ سانتی‌متر، در جداره گود حفر می‌گردد، آنگاه درون این چاهکها میلگردهایی را به کار گذاشته و سپس درون آنها بتن تزریق می‌شود. طول این چاهک‌ها به نوع خاک و پارامترهای فیزیکی و مکانیکی آن، و نیز به عمق گود بستگی دارد. و مقدار آن در حدود ۵ تا ۱۰ متر است. پس از انجام این مرحله، پانل‌های بتنی پیش ساخته ای را در بین پروفیل‌های قائم قرار داده و

آنها را از سویی به میلگردهای بیرون آمده از چاهک‌ها به نحو مناسبی متصل می‌کنند و از سویی دیگر پانل‌ها را به پروفیل‌های قائم وصل می‌نمایند. به جای استفاده از این پانل‌های پیش ساخته می‌توان آن‌ها را به صورت درجا اجرا کرد. همچنین می‌توان ابتدا بر روی دیواره آرماتور بندی کرده و سپس بر روی آن بتن پاشی نمود. برای اتصال پانل‌ها به میلگردهای بیرون آمده از چاهک‌ها می‌توان سر میلگردهای مزبور را روزه کرده و سپس با استفاده از صفحات سوراخ دار تکیه‌گاهی و مهره آنها را با پانل درگیر کرد.

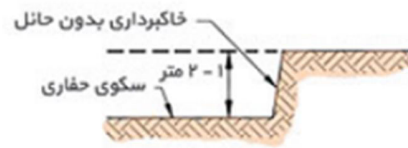
۲-۲-۲- روش دوخت به پشت

این روش شباهت زیادی به روش‌های مهارسازی دارد. در این روش نیز حفاری به صورت مرحله به مرحله و از بالا به پایین گود اجرا می‌گردد.

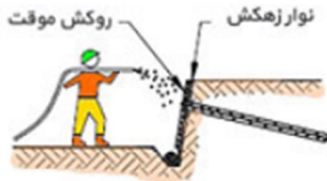
در هر مرحله به کمک دستگاه‌های حفاری ویژه، چاهک‌های افقی یا مایل در بدنه دیوار گود حفر می‌شود. سپس درون این چاهک‌ها کابل‌های پیش تنیده قرار می‌گیرد و با تزریق بتن در انتهای چاهک، این کابل‌ها کاملاً در خاک مهار می‌گردد. سپس کابل‌های مزبور به کمک جک‌های ویژه ای کشیده می‌شود و انتهای بیرون آمده کابل بر روی سطح جداره گود مهار می‌گردد. آنگاه به درون چاهک‌های مزبور بتن تزریق می‌شود (شکل ۲-۲).



۲- حفر گمانه میخ



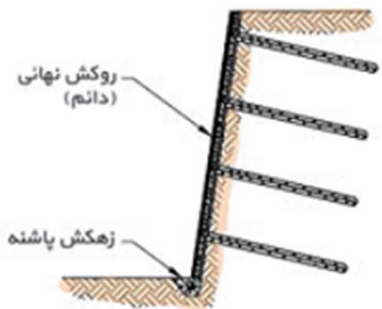
۱- خاکبرداری لیفت اول با عمق کم



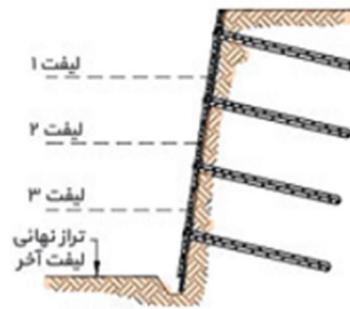
۴- اجرای روکش موقت (شامل نصب شانکریت، مهره شش گوش، پلیت باربر، واشرا)



۳- استقرار میلگرد و تزریق دوغاب (همچنین نصب نوارهای زهکش)



۶- اجرای روکش دانم و تکمیل سیستم زهکش



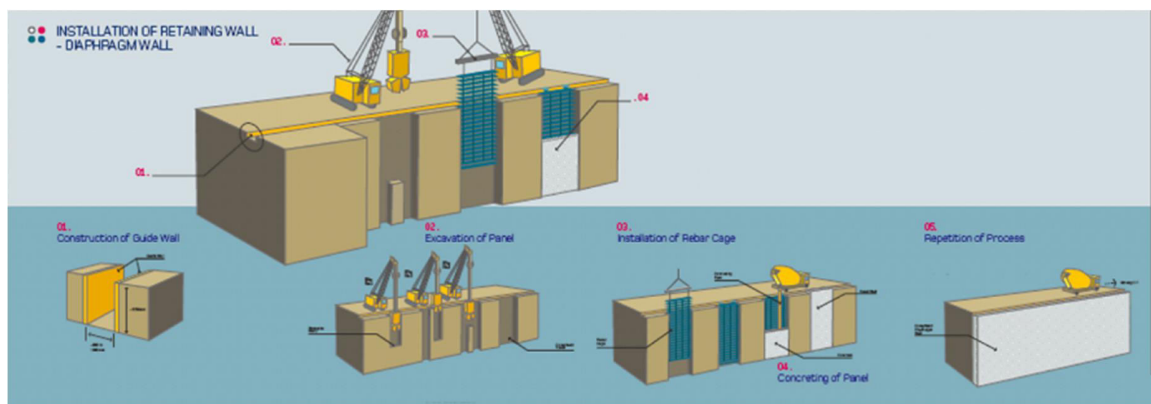
۵- اجرای لیفت‌های بعدی (تکرار)

شکل ۲-۲ روش دوخت به پشت [۵۴]

پس از سخت شدن بتن و کسب مقاومت کافی آن ، کابل‌ها را از جک آزاد می‌نمایند، این کار موجب می‌شود که نیروی پیش تنیدگی موجود در کابل خاک را فشرده سازد، و در نتیجه خاک فشرده‌تر و متراکم‌تر شده و رانش ناشی از آن کاهش یابد. و در عین حال کل نیروی رانش خاک در جداره گود به خاک های داخل بدنه دیواره منتقل شده و خاک انتهایی، به عنوان سازه‌نگهبان عمل کرده و رانش خاک بدنه مجاور جداره را تحمل کند. عمق گود برداری در هر مرحله بستگی به نوع خاک و فاصله بین چاهک‌ها دارد و معمولاً در حدود ۲ تا ۳ متر است.

۲-۲-۳- روش دیواره دیافراگمی

در این روش، ابتدا به کمک دستگاه‌های حفاری ویژه محل دیواره نگهدارنده حفر شده، سپس به طور هم‌زمان محل حفر شده را با گل بنتونیت^{۱۵} و سیمان پر می‌کنند تا از ریزش خاک دیواره محل حفر شده جلوگیری شود. سپس قفسه آرماتورهای دیوار نگهدارنده، که از قبل ساخته شده، در داخل محل حفر شده دیواره جای می‌گیرد، آنگاه بتن ریزی دیوار را انجام می‌دهند. (شکل ۲-۳).



شکل ۲-۳ روش دیواره دیافراگمی [۵۵]

۲-۲-۴- روش مهار متقابل

این روش برای گودهای به عرض کم مناسب است. در این روش ابتدا در دو طرف گود، در فواصلی معین از یکدیگر چاهک‌هایی حفر می‌شود، طول این چاهک‌ها برابر با عمق گود به اضافه مقداری اضافه‌تر به میزان حدود ۰/۲۵ تا ۰/۳۵ برابر عمق گود است. این عمق اضافه به منظور تامین گیرداری انتهای تحتانی پروفیل‌هایی است که در چاهک قرار داده می‌شوند.

سپس در درون این چاهک‌ها پروفیل‌های H یا I مطابق با محاسبات و نقشه‌های اجرایی، قرار می‌گیرد. طول این پروفیل‌ها معمولاً به گونه‌ای در نظر گرفته می‌شود که انتهای فوقانی آن‌ها تا حدی بالاتر از تراز بالای گود قرار گیرند. آنگاه قسمت فوقانی هر دو پروفیل قائم متقابل مزبور را به کمک تیرها یا خرپاهایی

¹⁵ Bentonite clay

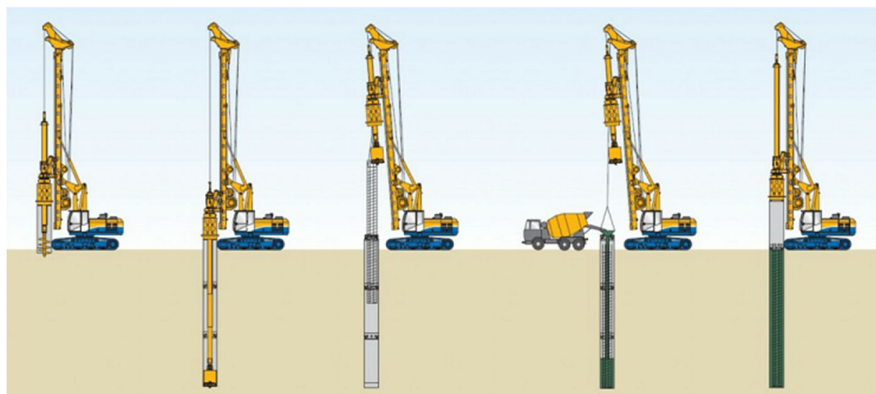
به یکدیگر متصل کرده که این کار موجب می‌شود که هر دو پروفیل قائم متقابل به پایداری یکدیگر کمک کنند. پس از آن عملیات گود برداری به تدریج انجام می‌گیرد. در صورت لزوم، در نقاط دیگری از ارتفاع پروفیل‌های قائم نیز، سیستم مهار متقابل اجرا می‌شود (شکل ۲-۴).



شکل ۲-۴ روش مهار متقابل [۵۵]

۲-۲-۵- روش اجرای شمع

در این روش، در پیرامون زمینی که قرار است گود برداری شود، در فواصل معینی از هم شمع‌هایی را اجرا می‌نمایند. این شمع‌ها می‌توانند از انواع مختلف مصالح سازه‌ای نظیر فولاد، بتن و چوب باشند. همچنین شمع‌های بتنی را می‌توان به صورت پیش ساخته یا در جا اجرا کرد (شکل ۲-۵).



شکل ۲-۵ روش اجرای شمع [۵۴]

در این روش، شمع‌ها فشار جانبی خاک را به صورت تیرهای یکسر گیردار تحمل می‌کنند. طول گیرداری لازم در انتهای شمع‌ها چیزی در حدود $0.3H$ است. پس از اجرای شمع‌ها می‌توان عملیات گودبرداری را اجرا کرد. در صورت لزوم باید شمع‌ها در امتداد دیواره گود مهار بندی شوند.

۲-۲-۶- روش سپر کوبی

در این روش، ابتدا در طرفین گود سپرهای کوبیده و سپس خاکبرداری شروع می‌گردد. پس از آنکه عمق خاکبرداری به حد کافی رسید، در کمرکش سپرها و بر روی آن‌ها تیرهای پشت بند افقی را نصب نموده و سپس قیده‌های فشاری قائم را در جهت عمود بر صفحه سپرها به این پشت بند های افقی وصل می‌نمایند (شکل ۲-۶). سپرها و پشت‌بند ها و قیده‌های فشاری در عرض‌های کم و خاک های غیر سست، معمولاً از نوع چوبی است. ولی در عرض‌های بیشتر و خاک‌های سست‌تر استفاده از سپرها و پشت‌بند ها و قیده‌های فشاری فلزی اجتناب ناپذیر است.



شکل ۲-۶ روش سپر کوبی [۵۶]

۲-۲-۷- روش خرپایی

این روش، یکی از مناسب‌ترین و متداول‌ترین روش‌های اجرای سازه‌نگهبان در مناطق شهری است، اجرای آن ساده بوده و نیاز به تجهیزات و تخصص بالایی ندارد، و درعین حال قابلیت انعطاف زیادی از نظر اجرا در شرایط مختلف دارد. برای اجرای این نوع سازه نگهبان، ابتدا در محل عضوهای قائم خرپا، که در مجاورت دیواره گود قرار دارند، چاههایی حفر می‌شود که عمق این چاهها برابر با عمق گود به اضافه مقداری اضافه برای اجرای انتهای تحتانی شمع است. طول شمع را که با LP نشان داده می‌شود از طریق محاسبه به دست می‌آید. آنگاه درون شمع را آرماتوربندی کرده و عضو قائم را در داخل شمع قرار می‌دهند و سپس شمع را بتن‌ریزی می‌کنند. پس از سخت شدن بتن، انتهای تحتانی عضو قائم به صورت گیردار در داخل شمع قرار خواهد داشت. سپس خاک در امتداد دیواره گود با شیب مطمئن برداشته می‌شود. آنگاه فونداسیون پای عضو مایل را اجرا می‌نمایند. این فونداسیون در پلان به صورت مربعی است. بعد یا عرض فونداسیون را با Bf و ضخامت یا ارتفاع آن را با B نشان می‌دهند. پس از آن عضو مایل را از

یک طرف به عضو قائم و از طرف دیگر به ورق کف ستون بالای فونداسیون متصل می‌نمایند. عملیات فوق برای کلیه خرپاهای سازه نگهبان در امتداد دیواره به صورت همزمان اجرا می‌شود. حال، خاک محصور بین اعضای قائم و افقی خرپاها را در سرتاسر امتداد دیواره، به صورت مرحله به مرحله بر می‌دارند و در هر مرحله اعضای افقی و قطری خرپا به تدریج نصب می‌شود تا آنکه خرپا تکمیل گردد (شکل ۲-۷).

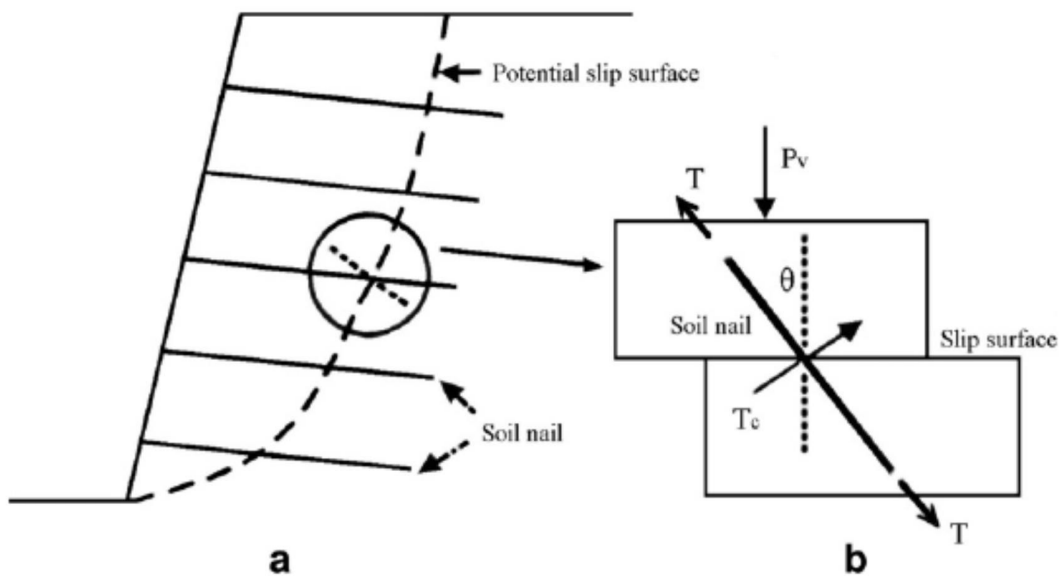


شکل ۲-۷ روش خرابایی [۵۴]

۲-۳- روش میخکوبی در خاک

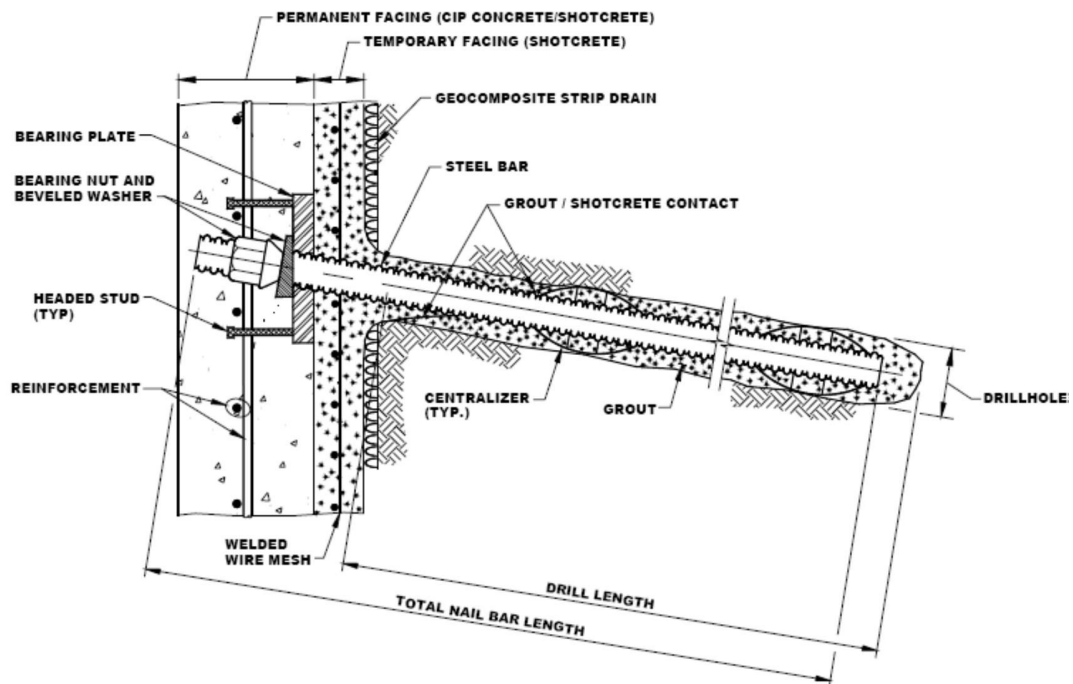
میخکوبی خاک یک روش مسلح سازی گودبرداری‌ها، ترانشه‌ها و شیب‌های موجود می‌باشد. خاک ماده‌ایست که از نظر سازه‌ای ضعیف بوده و در کشش دارای مقاومت بسیار کمی می‌باشد و برخلاف آن فولاد در کشش بسیار قوی است. مفهوم پایه ای میخکوبی خاک مسلح سازی خاک به وسیله نصب میله‌های فلزی مقاوم (میخ) در فواصل مشخص نسبت به هم، به وسیله تزریق ملات، در سطح دیواره گود یا شیب می‌باشد.

بدین ترتیب مقاومت برشی کلی خاک برجا افزایش یافته و جابجایی‌های دیواره مهار می‌شود. در تعریف بالا کلمه "مقاوم" بدین معنی است که میخ‌ها هنگام نصب در خاک پیش تنیده نشده بلکه، در اثر تغییر مکان افقی زمین، در آن‌ها نیرو به وجود می‌آید [50,42]. در پایداری یک دیوار خاکی میخکوبی شده دو مکانیسم وجود دارد [16]: (شکل ۸-۲)



شکل ۸-۲ نیروهای کششی و برشی در میخ [۱۶]

- ۱- نیروهای مقاوم کششی در میخ‌ها، که باید در ناحیه مقاوم خاک به واسطه اصطکاک یا چسبندگی بسیج شده در سطح مشترک میخ و خاک انتقال یابد.
- ۲- نیروهای مقاوم برشی که در محل تماس میخ‌ها با صفحات گسیختگی خاک در میخ‌ها به وجود می‌آیند.



شکل ۲-۹ اجزای اصلی یک دیوار میخ کوبی شده [۵۰]

شکل ۲-۹ مقطعی از یک دیوار خاکی میخکوبی شده را نشان می‌دهد، که شامل ۶ جزء اصلی می‌باشد [50]:

(۱) میله‌های مسلح کننده فلزی (میخ‌ها)

(۲) مجموعه سر میخ شامل: صفحه تکیه‌گاه، مهره و واشر، گل میخ

(۳) غلافی از ملات ماسه سیمان

(۴) هم مرکز کننده‌ها^{۱۶}

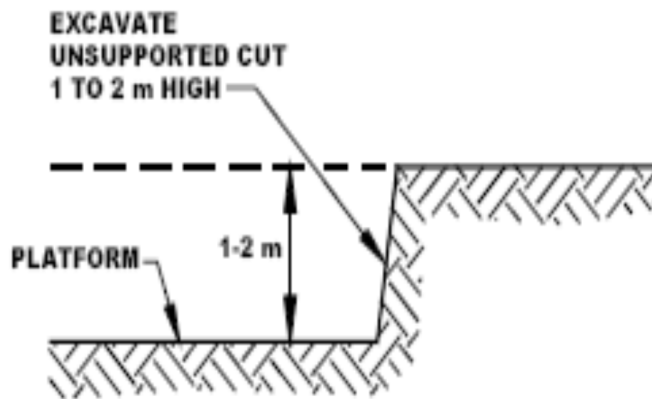
(۵) رویه دیوار

(۶) سیستم زهکش

۲-۴- فرآیند احداث:

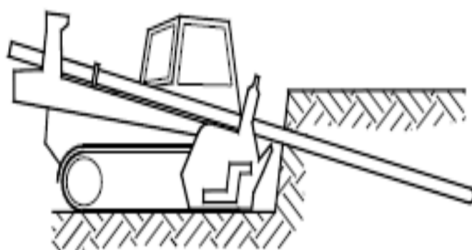
فرآیند متداول احداث دیوار خاکی میخکوبی شده با استفاده از میله‌های (میخ‌های) فولادی با توجه به اشکال ۲-۱۰ تا ۲-۱۵ به صورت زیر می باشد [۴۸و۱۶].

گام ۱- خاکبرداری: خاکبرداری اولیه تا عمقی که در آن، سطح خاکبرداری شده توانایی پایداری بدون مهار برای مدت کوتاهی را داشته باشد (معمولاً ۲۴ تا ۴۸ ساعت)، انجام می‌گیرد. عمق هر بار خاکبرداری معمولاً بین ۱ تا ۲ متر (شکل ۲-۱۰) و عرض آن به اندازه ای است که عملیات نصب به راحتی انجام پذیرد.



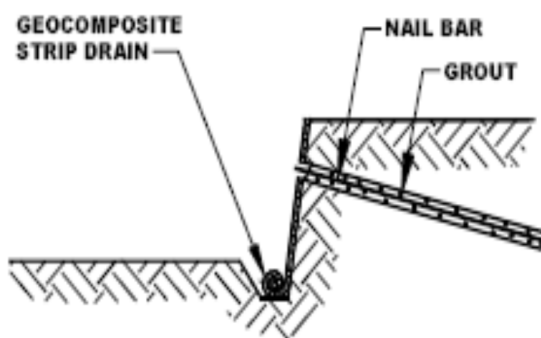
شکل ۲-۱۰ خاکبرداری [۴۸و۱۶]

گام ۲- حفاری سوراخ‌ها: سوراخ‌ها با یک طول (محاسبه می‌شود)، قطر (بین ۱۰ تا ۱۵ سانتی‌متر)، شیب (بین ۰ تا ۱۵ درجه) و فواصل افقی و قائم معین (بین ۱/۲۵ تا ۲ متر) حفاری می‌شوند (شکل ۲-۱۱).



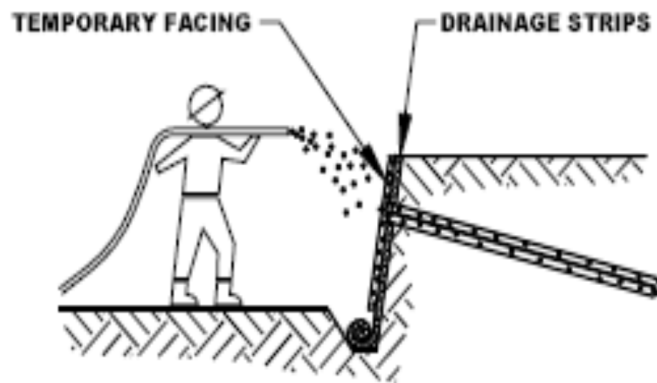
شکل ۱۱-۲ حفاری سوراخ‌ها/۴۸و۱۶/

گام ۳- نصب میخ‌ها و تزریق ملات: میله‌های فولادی (میخ‌ها) در سوراخ‌های حفاری شده قرار داده می‌شوند. قبل از داخل کردن میخ‌ها وسیله هم مرکزکننده دور آن‌ها قرار می‌گیرد تا به صحیح قرار گرفتن میخ‌ها کمک کند. همچنین این وسیله باعث ایجاد یک پوشش مناسب از ملات برای جلوگیری از خوردگی میخ‌ها می‌شود. لوله ترمی نیز در این مرحله وارد حفره می‌شود و تمام آن را با ملات سیمان پر می‌کند. ملات معمولاً با فشار تزریق کم یا به صورت ثقلی سوراخ را پر می‌کند. قبل از شروع گام ۴ نوارهای زهکشی ژئوکامپوزیتی بر روی سطح خاکبرداری شده قرار داده می‌شوند. این نوارها در قسمت پایین دیوار نیز گسترده می‌شوند تا آب‌های جمع‌آوری شده را از پای دیوار به وسیله یک زهکش طولی خارج کنند (شکل ۱۲-۲).



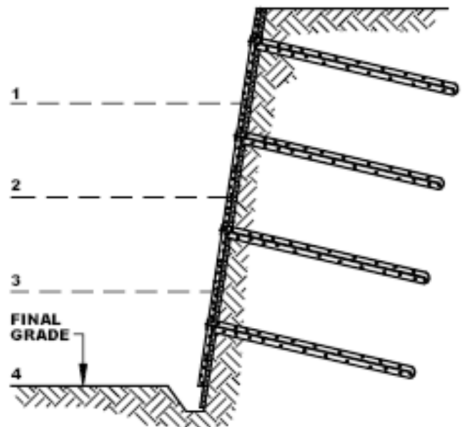
شکل ۱۲-۲ نصب میخ و تزریق ملات/۴۸و۱۶/

گام ۴- احداث سطوح شاتکریت شده موقت: پس از مراحل بالا یک سطح موقت به منظور نگهداری دیواره حفاری شده احداث می‌شود. معمول‌ترین روش، شامل یک لایه شاتکریت مسلح شده با مش سیمی و ضخامت ۱۰۰ میلیمتر است، که تقریباً در وسط ضخامت لایه قرار داده می‌شود. طول این مش سیمی باید به گونه‌ای باشد که حداقل یک ردیف از این مش با مش بعدی روی هم قرار گیرند. با توجه به زمان عمل آوری بتن در سطح موقت، صفحه باربر فولادی بر روی سر میخ که از حفره بیرون زده شده است، قرار می‌گیرد. سپس مهره و واشر بر روی سر میخ و صفحه محکم می‌شوند (این عمل معمولاً ۲۴ ساعت پس از شاتکریت انجام می‌شود). قبل از انجام مرحله بعد، شاتکریت باید حداقل مقاومت فشاری ۱۰/۵ مگاپاسکال (حداقل مقاومت فشاری ۳ روزه) را کسب کند (شکل ۲-۱۳).



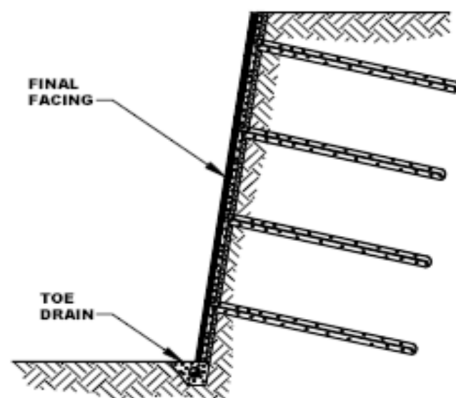
شکل ۲-۱۳ احداث سطوح شاتکریت [۴۸ و ۱۶]

گام ۵- احداث ترازهای بعدی: مانند گام های ۱ تا ۴ ترازهای بعدی نیز اجرا می شوند (شکل ۲-۱۴).



شکل ۲-۱۴ احداث ترازهای بعدی [۴۸و۱۶]

گام ۶- احداث سطح نهایی (دائمی): پس از آنکه خاکبرداری به انتها رسید و مراحل فوق انجام شد، سطح نهایی که شامل یک لایه بتن شاتکریت مسلح یا پانل‌های پیش‌ساخته بتنی می‌باشند، اجرا می‌شود (شکل ۲-۱۵).



شکل ۲-۱۵ احداث سطح نهایی [۴۸و۱۶]

۲-۵- کاربردهای دیوارهای خاکی میخکوبی شده

دیوارهای خاکی میخکوبی شده، در پایدارسازی خاکبرداری‌های قائم یا نزدیک به قائم بسیار

مناسب می‌باشند و از کاربردهای آن‌ها می‌توان به موارد زیر اشاره کرد [۴۹ و ۵۰]:

- ۱- احداث و پایدارسازی ترانشه‌ها در اطراف راه‌های برون شهری.
- ۲- تعمیر و بهسازی سازه‌های نگهبان موجود.
- ۳- خاکبرداری‌های دائمی و موقتی در محیط شهری (مثلا دیواره اطراف بزرگراه‌های درون شهری).

۲-۶- مزایا و محدودیت های میخکوبی خاک

روش میخکوبی خاک طی ۴۰ سال اخیر، به سرعت در جهان گسترش یافته، و دارای مزایا و محدودیت‌هایی است که در ادامه به آن‌ها پرداخته می‌شود. مزیت میخ‌های نصب شده همراه با تزریق ملات آن است که در این روش، می‌توان بر موانع احتمالی موجود در زمین مانند سنگ‌های بزرگ غلبه کرد، و همچنین هم‌زمان با حفاری اطلاعاتی درباره زمین محل پروژه بدست آورد. علاوه بر این‌ها در این روش می‌توان از میخ‌های با طول زیاد نیز استفاده کرد. همچنین عملیات تزریق ملات باعث افزایش مقاومت چسبندگی بین خاک و میخ شده و از خوردگی آن نیز جلوگیری می‌کند [۱۴].

مزایای استفاده از میخکوبی خاک با در نظر گرفتن شرایط احداث، هزینه و کارایی به شرح زیر می‌باشند [۵۰]:

الف) انعطاف پذیری در شرایط احداث: بدین معنی که محدودیت‌ها و شرایط متنوع زمین را می‌توان به راحتی با تغییر دادن محل، طول یا شیب میخ‌ها برطرف کرد.

ب) به علت کوچک بودن دستگاه‌های مورد نیاز و همچنین جابه‌جایی آسان آن‌ها، نیاز به فضای کار زیادی نیست.

ج) این روش در مقایسه با بسیاری از روش‌های پایدارسازی موجود، دارای اثرات سوء کمتری نسبت به محیط زیست و ساختمان‌های اطراف می‌باشد.

د) در این روش زمان و هزینه کمتری نسبت به سایر روش‌های متداول صرف می‌گردد.

ه) در حالات مختلف گسیختگی، دیوارهای خاکی میخکوبی شده نسبتاً شکل پذیر بوده، بنابراین پیش از گسیختگی نشانه‌هایی در دیواره به وجود می‌آید.

مشابه دیگر روش‌های متداول پایدارسازی، میخکوبی خاک نیز دارای محدودیت‌هایی است، که عبارتند از [۳۰]:

الف) مهم‌ترین محدودیت در کشورهای دیگر عدم امکان استفاده از زمین مجاور به علت محدودیت قانونی می‌باشد.

ب) وجود تأسیسات، سازه‌های زیرزمینی و موانع مدفون در خاک محدودیت‌هایی را در فرآیند احداث به وجود می‌آورند.

ج) احداث این دیوارها در زمین‌هایی که سطح آب زیرزمینی بالاست یا زمین دارای نفوذپذیری زیاد است، به سختی انجام می‌گیرد.

د) نصب میخ‌های با طول خیلی زیاد سخت بوده، بنابراین این روش برای زمین لغزش‌های عمیق یا شیب‌های با ارتفاع زیاد مناسب نیست.

ه) هنگام استفاده از میخکوبی خاک در رس‌های نرم نیاز به تدابیر محافظتی ویژه‌ای است.

و) محدوده اشغال شده توسط میخکوبی در خاک می‌تواند باعث محدودیت‌هایی در پروژه‌های عمرانی زمین‌های مجاور شود.

ز) استفاده از میخکوبی خاک در زمین‌هایی که خاصیت خورندگی دارند، با محدودیت و استفاده از تدابیر ویژه همراه است.

۲-۷- اصل انتقال بار در دیوارهای خاکی میخکوبی شده

فرآیندهای متفاوت گسیختگی در دیوارهای خاکی میخکوبی شده، یکی از مهم‌ترین عوامل تأثیرگذار در تحلیل و طراحی این‌گونه دیوارها می‌باشد. پیش از بحث پیرامون این مطلب، به بررسی رفتار این دیوارها در طول فرآیند ساخت پرداخته می‌شود. پاسخ دیوار و مکانیزم انتقال بار در دیوارهایی که به روش حفاری و تزریق ملات احداث می‌شوند، به شرح زیر می‌باشد [۱۶]:

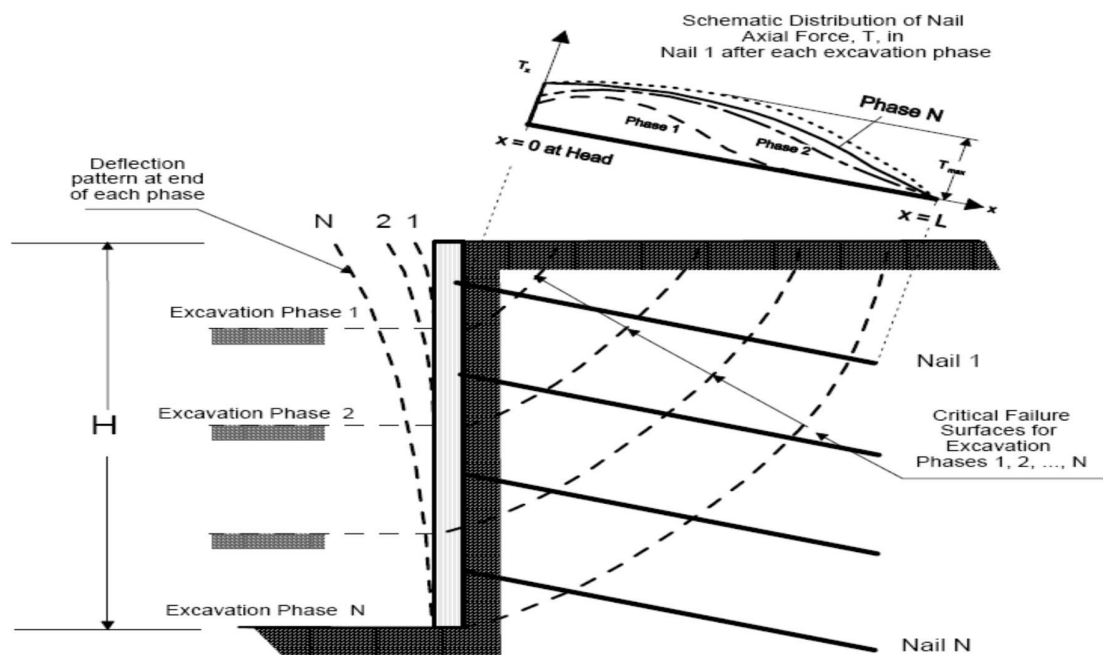
- حفاری از سطح خاک آغاز گردیده و تا تکمیل فاز ۱ ادامه می‌یابد (شکل ۲-۱۶). به علت قابلیت خاک در پایدار ماندن بدون مهار، پیش از آنکه اولین ردیف میخ‌ها نصب گردند، بخش بالایی خاک حفاری شده پایدار می‌باشد. بدین ترتیب که مقاومت خاک در طول بالاترین سطح بحرانی محتمل گسیختگی فعال می‌گردد تا امکان پایداری دیوار را بدون مهار فراهم آورد.
- در حالی که میخ‌های ردیف اول و رویه موقت نصب می‌گردند، برخی بارهای ناشی از تغییر شکل خاک فوقانی، به شکل تنش‌های برشی به میخ‌ها اعمال شده و سپس به نیروهای محوری در طول میخ تبدیل می‌شوند. بخش بالایی شکل ۲-۱۶ به صورت شماتیک توزیع نیروی محوری در میخ‌های ردیف اول را در انتهای فاز ۱ حفاری نشان

می‌دهد. در این مرحله، رویه موقتی سطح حفاری شده را نگهداری می‌کند و اتصال میان میخ‌های مجاور در ردیف اول را فراهم می‌آورد.

- با پیشرفت حفاری در فاز ۲، قسمت‌های بالایی و بدون مهار دیوار میخ‌کوبی شده به صورت جانبی تغییر شکل می‌دهند. در این مرحله، یک سطح لغزش محتمل دیگر که از پایه حفاری فاز ۲ آغاز می‌شود، شکل می‌گیرد (شکل ۲-۱۶). سطح لغزش بحرانی در این تراز حفاری با آنچه در تراز حفاری پیش وجود داشت متفاوت می‌باشد.

- سپس میخ‌های ردیف دوم نصب می‌گردند. متعاقباً رویه موقت این فاز نیز احداث گردیده و به رویه ساخته شده در فاز ۱ متصل می‌گردد. جابه‌جایی خاک بالای عمق فاز ۲ نیروهای اضافی در میخ‌های ردیف اول ایجاد کرده و نیروهایی نیز در میخ‌های ردیف دوم به‌وجود می‌آورد. به توزیع نیروی افزوده شده در میخ‌های ردیف اول در انتهای فاز ۲ حفاری توجه کنید.

- جهت فراهم آوردن پایداری کلی، بایستی میخ‌های کوبیده شده در خاک تا آن‌سوی سطح گسیختگی محتمل ادامه یابند. به سبب حفاری‌های متوالی، با افزایش تغییر شکل‌های جانبی، تنش‌های برشی مازاد در طول سطح تماس میخ‌های کوبیده شده با خاک و نیروهای محوری اضافی در میخ‌های پیش‌تر نصب شده، به‌وجود می‌آیند. بدین ترتیب هم‌چنان که عمق حفاری افزایش می‌یابد، اندازه توده نگاه داشته شده نیز افزایش می‌یابد، که در شکل ۲-۱۶ نشان داده شده است.



شکل ۲-۱۶ مکانیزم انتقال بار در میخ [۱۶]

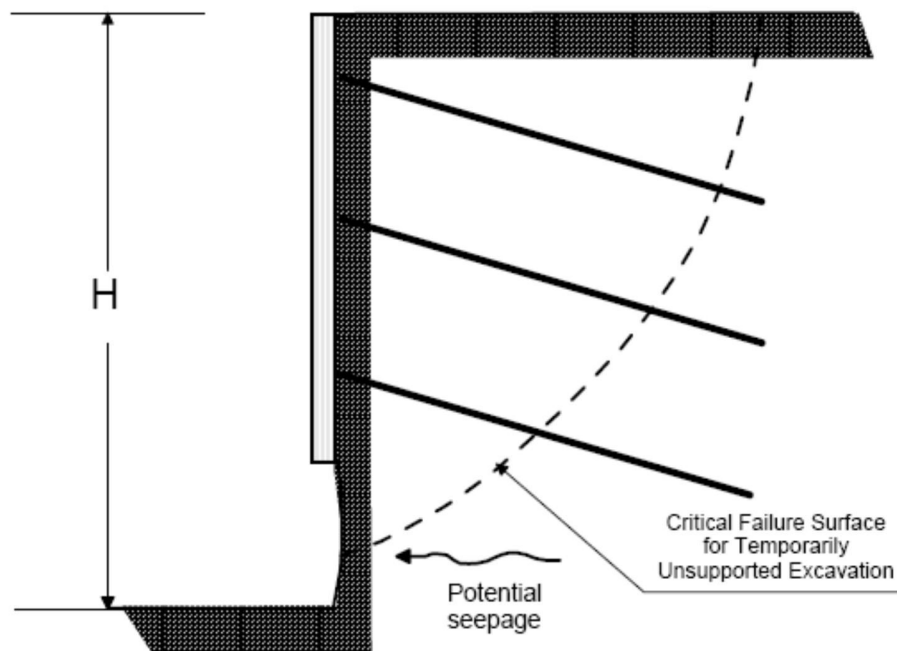
- با افزایش اندازه ناحیه نگاه داشته شده، تنش‌ها در سطح خاک و میخ و نیروهای محوری در میخ‌ها افزایش می‌یابد. تنش‌های کششی القاء شده، توسط اثر مهاري^{۱۷} به پشت ناحیه نگاه داشته شده منتقل می‌شود. این تنش‌ها نهایتاً منجر به پایداری توده محتمل لغزش می‌شوند.
- در حالی که نیروی کششی در میخ‌های ردیف‌های وسط و پایین با افزایش عمق حفاری زیاد می‌شود، ممکن است نیروی کششی در برخی از میخ‌های ردیف‌های بالا به علت توزیع مجدد بار کاهش یابد. برای مثال، قسمت بالایی شکل ۲-۱۶ به صورت شماتیک

نشان می‌دهد که توزیع نیروی محوری برای میخ‌های ردیف اول در انتهای آخرین فاز حفاری، بیش‌ترین مقادیر را دارا نمی‌باشد.

- هم‌چنان که سطح گسیختگی بحرانی، عمیق‌تر و بزرگ‌تر می‌گردد، اثر میخ‌های ردیف‌های بالاتر در پایداری این توده بزرگ در حال لغزش، کمتر می‌شود. در برخی موارد، ممکن است میخ‌های ردیف‌های بالاتر در ارزیابی سطوح گسیختگی بحرانی عمیق کاملاً غیر مؤثر باشند. در هر حال نباید میخ‌های بالایی را زاید در نظر گرفت، چرا که آن‌ها در پایداری در مراحل نخستین حفاری شرکت می‌جویند و به کاهش جابجایی‌های جانبی کمک می‌کنند.

در تحلیل دیوارهای خاکی میخکوبی شده باید هر دو حالت بارگذاری "در طول ساخت" و "پس از ساخت" را در نظر گرفت، تا بتوان بحرانی‌ترین حالت در هر تراز میخ کوبیده شده در خاک را بررسی کرد. ممکن است بحرانی‌ترین حالت پس از اتمام دیوار و به دلیل ترکیبی از بارهای طولانی مدت طراحی (برای مثال بار مرده، بار زنده و بار ناشی از عبور و مرور) و بارهای فوق العاده (برای مثال زلزله) اتفاق افتد.

در حالات دیگر ممکن است، بحرانی‌ترین حالت در طول ساخت اتفاق افتد (شکل ۲-۱۷)، زیرا پایین‌ترین سطح حفاری به علت عدم میخکوبی و اجرای شاتکریت، به صورت موقتی بدون مهار باقی مانده است. این حالت بارگذاری کوتاه مدت می‌تواند توسط شرایط موقتی تراوش تشدید شود. انتخاب ضرایب ایمنی کمتر برای شرایط حفاری موقتی، نسبت به شرایط طولانی مدت قابل قبول بوده و عموماً به این دلیل مقادیر کمتری می‌باشند که مدت زمان قرارگیری در معرض این گسیختگی بسیار کوتاه‌تر است [16].



شکل ۲-۱۷ گسیختگی در طول ساخت [۱۶]

۲-۸- حالت های گسیختگی دیوارهای خاکی میخکوبی شده

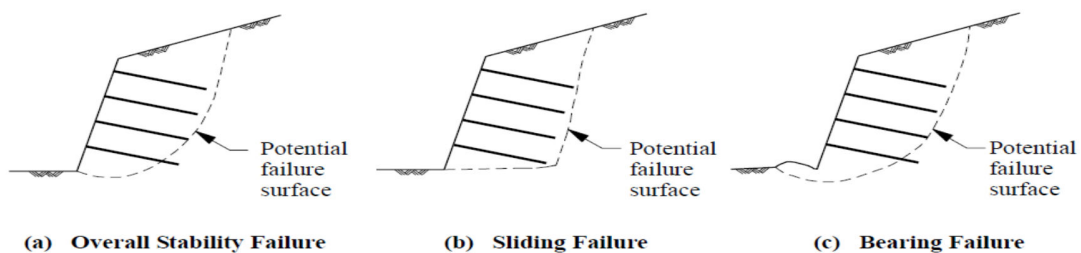
ممکن است سطح گسیختگی در یک دیوار خاکی میخکوبی شده، با میخها برخورد کرده یا بدون برخورد با میخها گسیختگی به وجود آید. حالات دارای پتانسیل گسیختگی در یک دیوار خاکی میخکوبی شده با توجه به موقعیت سطح گسیختگی به دو نوع گسیختگی خارجی و گسیختگی داخلی تقسیم بندی می شوند [28,29].

حالات گسیختگی خارجی (شکل ۲-۱۸) به گسترش سطح گسیختگی محتمل، از میان و یا پشت میخ کوبیده شده در خاک، اطلاق می گردد (یعنی سطح گسیختگی برخی میخها را قطع کرده و برخی دیگر را قطع نمی کند). در حالات گسیختگی خارجی، عموماً با مجموعه دیوار میخکوبی شده به عنوان یک توده^{۱۸}

رفتار می‌شود. در محاسبات پایداری، نیروهای مقاوم خاک در طول سطح گسیختگی را به منظور بررسی تعادل این توده در نظر می‌گیرند. چنانچه سطح گسیختگی، یک یا بیش از یک میخ را قطع نماید، میخ‌های قطع شده در پایداری توده شرکت می‌جویند. به این ترتیب که نیروی پایدار کننده‌ای به وجود می‌آورند که باید به نیروهای مقاوم در طول سطح گسیختگی اضافه گردد [16,48].

عواملی که در پایداری خارجی دیوار خاکی میخکوبی شده مؤثرند، عبارتند از: ارتفاع دیوار، پروفیل خاک پشت دیوار، پهنای قسمت میخکوبی شده (یعنی طول میخ) و مقاومت بین سطح تماس خاک با میخ. حالات گسیختگی خارجی شامل موارد زیر می‌شوند [16,48]:

- حالت گسیختگی کلی^{۱۹}
- حالت گسیختگی لغزشی^{۲۰} (برش در پایه)
- حالت گسیختگی تکیه‌گاهی^{۲۱} (بالا آمدگی در پای دیوار)



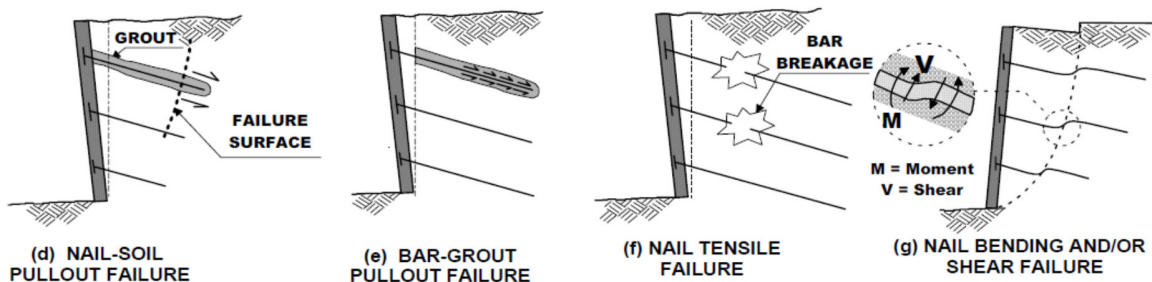
شکل ۲-۱۸ حالات گسیختگی خارجی [16,48]

19 . Global Failure Mode
 20 . Sliding Failure Mode
 21 . Bearing Failure Mode

حالات گسیختگی داخلی، به گسیختگی در مکانیزم‌های انتقال بار میان خاک، میخ و ملات اطلاق می‌گردد. هنگامی که دیوار خاکی میخکوبی شده در طول خاکبرداری تغییر شکل می‌دهد، مقاومت چسبندگی بین ملات و خاک اطراف فعال شده و به صورت پیش‌رونده‌ای در سرتاسر طول میخ‌ها با توزیع مشخصی که متأثر از فاکتورهای متعددی می‌باشد، انتقال می‌یابد. با انتقال مقاومت چسبندگی، نیروهای کششی در میخ‌ها گسترش می‌یابند. بسته به مقاومت کششی و طول میخ‌های کوبیده شده در خاک و مقاومت چسبندگی، گسترش تنش متغیر بوده و حالات گسیختگی داخلی قابل تعریف می‌باشند [16,48].

شکل ۱۹-۲ حالات گسیختگی داخلی را نشان می‌دهد، که عبارتند از:

- گسیختگی ناشی از بیرون آمدگی میخ
- گسیختگی ناشی از لغزش سطح تماس آرماتور-ملات
- گسیختگی ناشی از نیروی کششی بیش از حد در میخ
- گسیختگی ناشی از خمش و برش در میخ



شکل ۱۹-۲ حالات گسیختگی داخلی [16,48]

۲-۸-۱- گسیختگی ناشی از بیرون آمدگی میخ

این گسیختگی ناشی از بیرون آمدگی اصلی‌ترین حالت گسیختگی داخلی در یک دیوار خاکی میخ‌کوبی شده است. این حالت گسیختگی هنگامی که ظرفیت بیرون آمدگی برای واحد طول کافی نباشد و یا طول میخ ناکافی باشد رخ می‌دهد. در حالت کلی، بیرون آمدگی فعال شده واحد طول، Q ، (همچنین با نام نرخ انتقال بار نیز شناخته می‌شود) به صورت رابطه ۱-۲ بیان می‌گردد [16,48]:

$$Q = \pi q D_{DH} \quad \text{رابطه ۱-۲}$$

که q تنش برشی فعال شده پیرامون سطح تماس میخ - خاک و D_{DH} قطر متوسط یا قطر مؤثر سوراخ حفر شده می‌باشد.

با در نظر گرفتن بخشی از میخ که در معرض نیروی کششی T_0 قرار دارد و با به کار بردن تعادل نیروها در یک dx از میخ نشان داده شده در شکل ۲-۲۰، نیروی کششی را می‌توان به صورت رابطه ۲-۲ به تنش برشی موجود در سطح تماس مرتبط ساخت :

$$dT = \pi D_{DH} q dx = Q dx \quad \text{رابطه ۲-۲}$$

معادله بالا مکانیزم تبدیل تنش در سطح تماس میخ-خاک را به نیروهای کششی موجود در میخ‌ها نشان می‌دهد. عموماً نیروی کششی (T) در فاصله " x " در طول میله به صورت رابطه ۲-۳ بیان می‌شود :

$$T(x) = \int_0^x \pi D_{DH} q dx = \int_0^x Q dx \quad \text{رابطه ۲-۳}$$

توزیع واقعی تنش چسبندگی فعال شده (و نرخ انتقال بار) یکنواخت نمی‌باشد و به فاکتورهای گوناگونی از قبیل: طول میخ، شدت نیروی کششی مؤثر، ویژگی‌های ملات و شرایط خاک بستگی دارد. به منظور ساده‌سازی، مقاومت چسبندگی فعال شده اغلب در طول میخ ثابت فرض می‌گردد، که سبب ایجاد یک نرخ انتقال بار ثابت، Q ، می‌شود. بنابراین، نیروی میخ در انتهای طول بیرون کشیدگی، L_p ، با توجه به رابطه ۴-۲ برابر است با:

$$T(L_p) = T_0 = QL_p \quad \text{رابطه ۴-۲}$$

ظرفیت بیرون آمدگی، R_p ، هنگام رسیدن به مقاومت چسبندگی نهایی فعال می‌گردد و بصورت رابطه ۵-۲ بیان می‌شود:

$$R_p = T_{\max} = Q_u L_p \quad \text{رابطه ۵-۲}$$

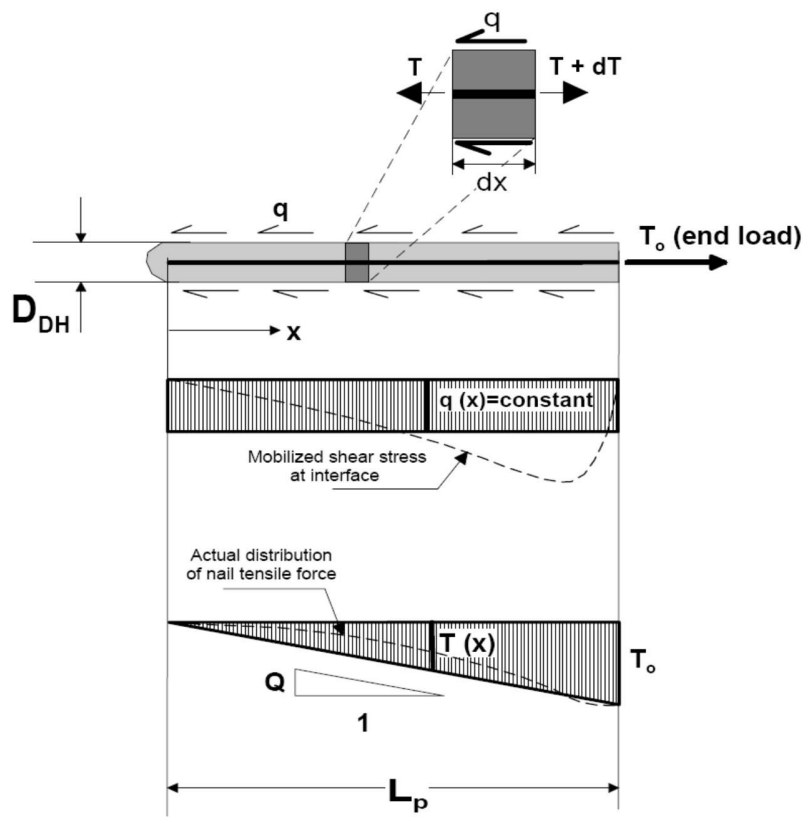
که Q_u با استفاده از رابطه ۶-۲ قابل محاسبه است :

$$Q_u = \pi q_u D_{DH} \quad \text{رابطه ۶-۲}$$

که:

Q_u = ظرفیت بیرون آمدگی در واحد طول (ظرفیت نرخ انتقال بار^{۲۲})؛ و

q_u = مقاومت چسبندگی نهایی.



شکل ۲-۲ انتقال تنش در بخشی از میخ [16,48]

به منظور در نظر گرفتن عدم قطعیت‌های مربوط به مقاومت چسبندگی و اندرکنش بین خاک و ملات، مقادیر مجاز مقاومت چسبندگی یا ظرفیت بیرون آمدگی واحد طول بر اساس روابط ۷-۲ و ۸-۲ در طراحی مورد استفاده قرار می گیرند:

$$q_{all} = \frac{q_u}{FS_p} \quad \text{رابطه ۷-۲}$$

$$R_{Pall} = \frac{R_p}{FS_p} \quad \text{رابطه ۸-۲}$$

که FS_p ضریب ایمنی در برابر گسیختگی بیرون آمدگی می باشد و مقدار آن حداقل ۲ توصیه می شود.

فصل سوم

تاریخچه میخکوبی و کاربرد آن در ایران

برای اولین بار مهندسين اتریشی از روش میخکوبی برای پایدارسازی شیروانی‌های سنگی در تونل استفاده کردند. آنها در اوایل دهه ۱۹۶۰ برای پایدارسازی جداره‌های تونل، شبکه‌ای از سوراخ‌ها را در طاق و دیوارهای سنگی تونل حفاری کرده، در داخل آن میلگردهای فولادی قرار داده و قسمت انتهایی آن را با شبکه‌ی مش‌بندی در محیط تونل گیردار کردند. سپس با دوغاب‌ریزی در سوراخ‌های حفر شده و بتن‌پاشی به جداره‌ی تونل، موفق به پایداری ایمن جداره‌های داخلی تونل شدند. این روش بعدها توسط مهندسين آلمانی و فرانسوی برای پایدارسازی در شیروانی‌های خاکی مورد استفاده قرار گرفت. به عبارت دیگر مهندسين آلمانی و فرانسوی، روش اتریشی میخکوبی در سنگ را برای شیب‌ها و دیوارهای خاکی به کار بستند. آنها استفاده از تکنولوژی میخکوبی در تونل را به پایدار نمودن شیب‌ها و دیوارهای خاکی گودبرداری شده و کوله‌ی پل‌ها تعمیم دادند.

پس از آن استفاده از میخکوبی به طور گسترده در طرح‌های مختلف عمرانی نظیر تثبیت ترانشه‌های خط‌آهن و بزرگراه‌ها، ساخت سازه‌های نگهبان گودبرداری شده در مناطق شهری جهت احداث ساختمان‌های بلندمرتبه که شامل چندین طبقه در داخل زمین هستند و تثبیت شیب‌های زمین در برابر لغزش‌های احتمالی به کار بسته شد.

یکی از اولین کاربردهای میخکوبی در خاک در سال ۱۹۷۲ برای تعریض خط آهن نزدیک ورسایل در فرانسه صورت گرفت. در آن پروژه یک شیروانی خاکبرداری شده به ارتفاع ۱۸ متر با استفاده از میخکوبی پایدار شد [۲۲ و ۲۵].

در آلمان برای اولین بار برنامه‌ی تحقیقاتی گسترده‌ای بر روی دیوارهای میخکوبی شده توسط دانشگاه کارلسروهه و شرکت ساختمانی بوئر بین سال‌های ۱۹۷۵ تا ۱۹۸۱ انجام شد. این برنامه‌ی تحقیقاتی شامل آزمایش بر روی دیوارهای آزمایشی با مقیاس واقعی و با اندازه‌های مختلف بود تا بتوان از طریق آن روش‌های تحلیل و طراحی دیوارهای میخکوبی شده را گسترش داد [۱۴].

در فرانسه برنامه‌ی تحقیقاتی کلوتر متشکل از شرکای خصوصی و دولتی در سال ۱۹۸۶ برای انجام تحقیقات عددی و آزمایشگاهی پیرامون دیوارهای میخکوبی کلید خورد. در آمریکای شمالی برای اولین بار در دهه‌ی ۱۹۷۰ دیوارهای میخکوبی شده‌ی زیادی در شهرهای ونکوور، واشنگتن و مکزیکوسیتی اجرا شد. یکی از اولین دیوارهای میخکوبی شده‌ی قابل توجه در آمریکا، مهار خاکبرداری با عمق ۱۳/۷ متر در ماسه لای‌دار متراکم برای توسعه بیمارستان گودساماپتان واقع در پورتلند اورگان بود که در سال ۱۹۷۶ به بهره‌برداری رسید. مهندسين این طرح در مقام مقایسه بین اجرای دیوار میخکوبی شده و اجرای دیوار حایل بتنی ابراز داشتند که این طرح با نصف زمان و ۸۵ درصد کاهش هزینه نسبت به اجرای دیوار حایل بتنی به بهره‌برداری رسیده است.

از دیگر پروژه‌های مهم میخکوبی در دهه‌ی ۱۹۸۰ در آمریکا می‌توان به دیوار میخکوبی با ارتفاع ۱۲ متر در یکی از پروژه‌های دولتی وزارت راه آمریکا در کامبرلند گپ واقع در ایالت

کنتاکی اشاره کرد. همچنین وزارت راه آمریکا در سال ۱۹۸۹ برای اولین بار از تکنولوژی میخکوبی برای گودبرداری کوله‌های پل استفاده کرد. در دو دهه‌ی اخیر استفاده از تکنولوژی میخکوبی در سراسر جهان رشد چشمگیری داشته است. این روش جز روش‌های مورد علاقه‌ی کارفرمایان بوده و مهندسين طراح و اجرا توجه بیشتری به تکنیک‌های طراحی و اجرایی میخکوبی پیدا کرده‌اند. در ابتدای رواج سیستم میخکوبی، از این سیستم بیشتر برای احداث سازه‌های نگهبان موقت استفاده می‌شد، در حالی که در ۱۰ سال گذشته استفاده از میخکوبی در احداث سازه‌های نگهبان دائمی نیز رشد چشمگیری پیدا کرده است.

در ایران نیز از این روش به منظور پایدارسازی گودبرداری‌ها و همچنین ترانشه‌های احداثی در راه‌ها استفاده می‌شود [37].

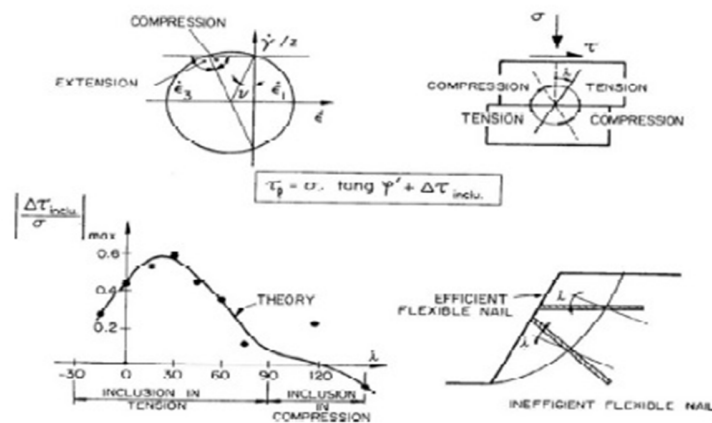
هدف این فصل مروری بر کاربرد و گسترش روش میخکوبی خاک، رفتار دیوارهای خاکی میخکوبی شده و برخی مطالعات انجام گرفته بر روی این روش می‌باشد.

۳-۱-۳- مروری بر پژوهش‌های پیشین

۳-۱-۱-۳- مدل‌سازی عددی توسط فن و لو برای بهینه کردن طراحی دیوار

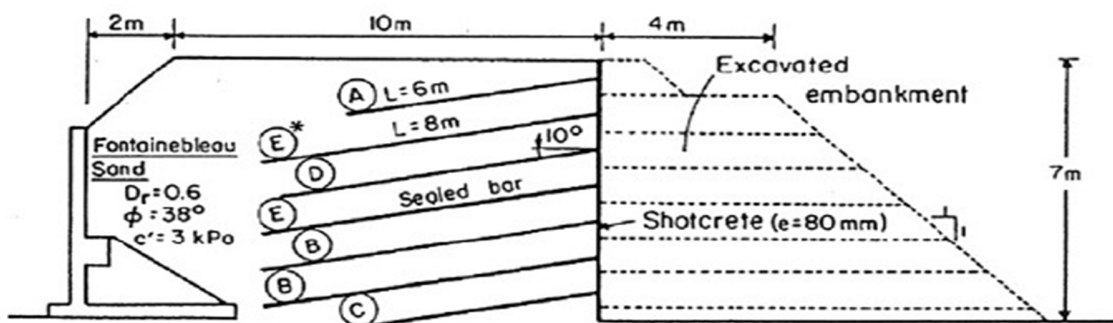
مقدمه: در روش‌های سنتی طراحی دیوار میخکوبی شده، معمولاً طول میخ‌ها و فاصله افقی و عمودی آن‌ها یکنواخت است. سهم میخ‌ها در پایداری گود، عمدتاً به نحوه‌ی چیدمان میخ‌ها بستگی دارد. به‌عنوان مثال اگر میخ‌های ردیف‌های بالایی دارای طول بیشتری باشند، سهم بیشتری در کاهش جابجایی جانبی دیوار خواهند داشت. اگر میخ‌های ردیف‌های پایینی دارای طول بیشتری باشند، در کاهش احتمال وقوع گسیختگی لغزشی تاثیر بیشتری خواهند داشت. زیرا این میخ‌ها زاویه بیشتری با سطح گسیختگی دارند و همچنین از طول مهارتی بیشتری در ناحیه مقاوم برخوردار هستند. از طرف دیگر زاویه نصب میخ‌ها نیز دارای اهمیت فوق‌العاده‌ای می‌باشد.

مطابق آزمایشات برش مستقیمی که در سال 1980 جی‌ول انجام داد، زاویه‌ی بهینه میخ نسبت به خط عمود بر صفحه‌ی برش، برای ایجاد بیش‌ترین مقاومت برشی در توده‌ی خاک، تقریباً ۳۰ درجه می‌باشد [۱۳]. شکل ۱-۳ نتایج آزمایشات این محقق را نشان می‌دهد. در این پژوهش پایداری کلی شیب‌های میخکوبی شده، با زوایای مختلف میخ و نحوه‌ی چیدمان مختلف، توسط مدل اجزا محدود، بررسی شده است. به این منظور ضریب اطمینان پایداری شیب مورد محاسبه قرار گرفته است.

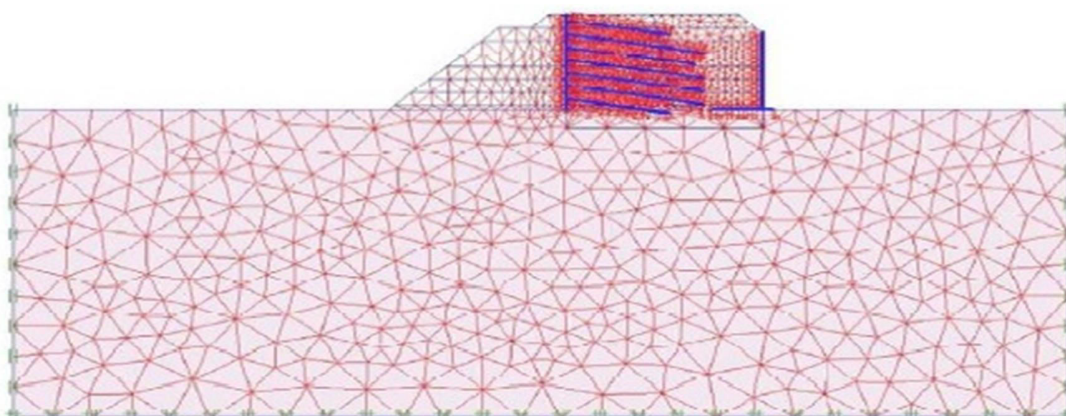


۱-۳ نتایج آزمایشات برش مستقیمی Jewell.1980

مدل‌سازی عددی و صحت‌سنجی: برای مدل‌سازی دیوار میخکوبی شده از نرم افزار Plaxis استفاده شده است. برای صحت‌سنجی نتایج مدل‌سازی، دیوار ساخته شده توسط کلوتر که در سال 1990، آنالیز شد، استفاده گردید شکل های ۲-۳ و ۳-۳ به ترتیب مدل ساخته شده توسط کلوتر و مدل عددی در برنامه Plaxis را نشان می‌دهند [۱۴].



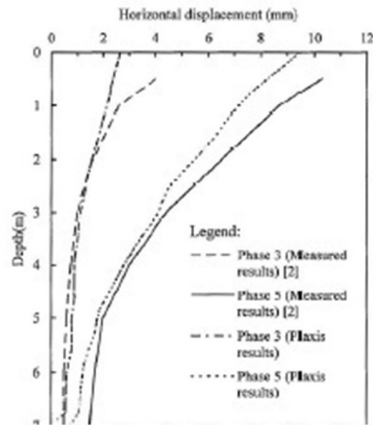
۲-۳ ترتیب مدل ساخته شده توسط Clouterre



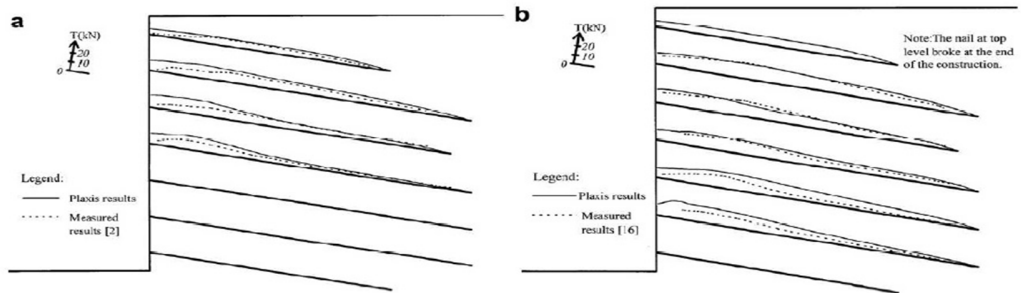
۳-۳ مدل عددی در برنامه Plaxis

پس از تحلیل مدل عددی و مقایسه نتایج حاصل با نتایج اندازه‌گیری شده، ملاحظه می‌شود که نتایج تجربی، کمی بزرگ‌تر از نتایج محاسبه شده می‌باشند. شکل‌های ۳-۴ تا ۳-۶، مقایسه نتایج جابجایی جانبی دیوار، توزیع نیروی کششی در طول میخ و تغییرات نیروی کششی بیشینه در عمق را نشان می‌دهند

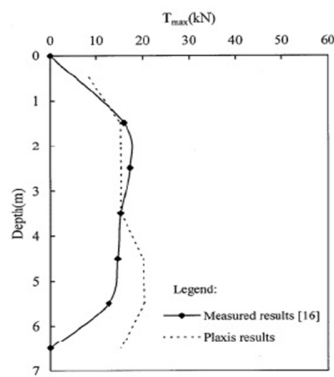
دهند



۴-۳ نتایج جابجایی جانبی دیوار



۵-۳ توزیع نیروی کششی در طول میخ

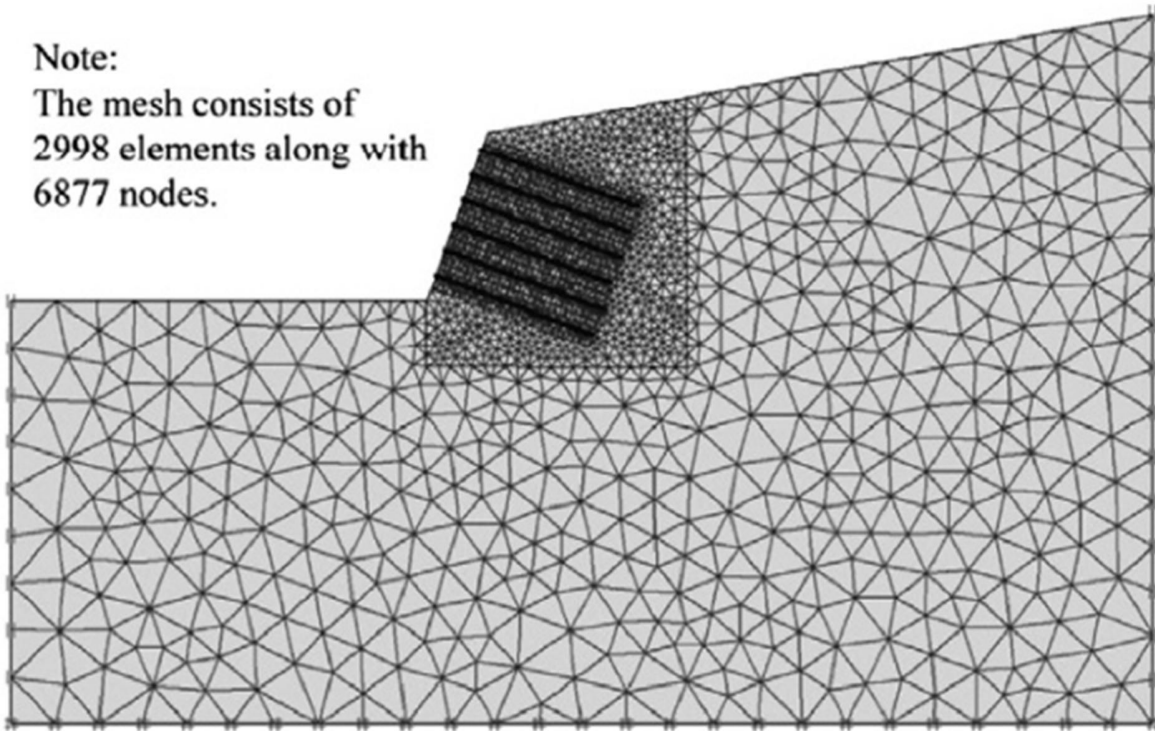


۶-۳ تغییرات نیروی کششی بیشینه در عمق

مطالعات پارامتریک: دیوار مورد مطالعه برای بهینه سازی، دارای ارتفاع ۱۰ متر می باشد. در این دیوار از آرماتورهایی با قطر ۲۹ میلی متر به عنوان میخ استفاده شده است، که به روش تزریقی در داخل دیوار قرار گرفته اند. اطراف میخ را دوغاب با قطر ۱۰ سانتی متر احاطه کرده است. طول و زاویه قرارگیری میخها در این پژوهش برای بهینه سازی، متغیر فرض شده است. فاصله ی افقی و قائم میخها به ترتیب ۱/۵ متر و ۱ متر می باشد. همچنین زاویه شیب دیوار و زاویه سطح زمین در بالای دیوار متغیر فرض شده است. شکل ۳-۷ نمونه ای از یک مدل ساخته شده را نشان می دهد.

Note:

The mesh consists of
2998 elements along with
6877 nodes.



۳-۷ نمونه ای از یک مدل ساخته شده

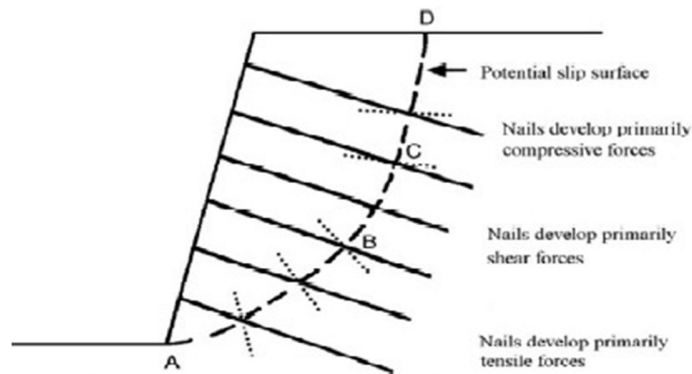
سایر پارامترهای مربوط به مدل در جدول ۳-۱ آمده است.

جدول ۳-۱ پارامترهای مورد استفاده در مدل اجزای محدود

مقدار	پارامتر
۱۹	وزن مخصوص کل γ_t (kN/m^3)
۱۶	وزن مخصوص خشک γ_{dry} (kN/m^3)
۳۰	زاویه اصطکاک ϕ^* (درجه)
۵۰	چسبندگی C (kPa)
30	مدول الاستیک خاک E_s (MPa)
۰/۳	نسبت پواسون خاک ν_s
۲۱۰	مدول الاستیک آرماتور E_n (GPa)
۰/۱۵	نسبت پواسون آرماتور ν_n
۲۷۷	نیروی کششی حد خمیری آرماتور T_p (kN/m)
۱/۷۱	لنگر حد خمیری آرماتور M_p (kN.m/m)
۱۹	زاویه اصطکاک سطح مشترک خاک و میخ ϕ'_i (درجه)

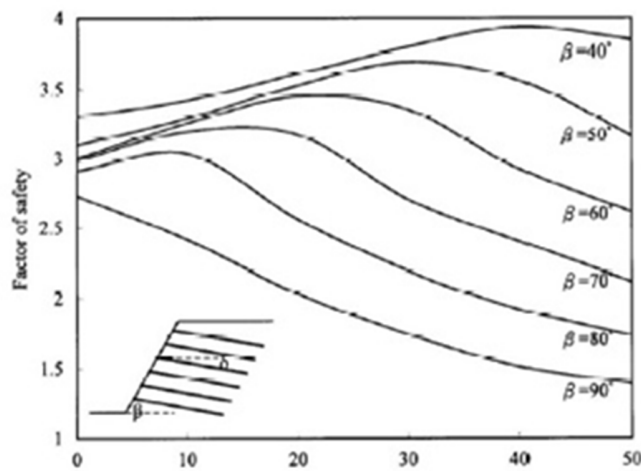
الف) اثر زاویه میخ

سهام هر میخ در افزایش مقاومت برشی توده ی خاک، به زاویه میخ نسبت به سطح لغزش بستگی دارد. شکل ۳-۸ حالت های مختلف قرارگیری میخ را نسبت به سطح لغزش نشان می دهد. همان طور که در این شکل ملاحظه می شود، نیروهای به وجود آمده در میخ ممکن است به صورت نیروهای کششی به همراه مقادیر اندکی نیروی برشی (فاصله A تا B) یا نیروهای برشی به همراه مقادیر اندکی نیروی محوری (فاصله B تا C) و یا نیروهای فشاری به همراه مقادیر اندکی نیروی برشی (فاصله C تا D) باشد.



۳-۸ حالت های مختلف قرارگیری میخ نسبت به سطح لغزش

شکل ۳-۹ تاثیر زاویه‌ی نصب میخ را روی ضریب اطمینان پایداری شیب، برای شیب‌هایی که در آن‌ها زاویه سطح زمین در بالای دیوار صفر است، به ازای زوایای مختلف استقرار دیوار نشان می‌دهد. همان‌طور که در این شکل ملاحظه می‌شود، زاویه‌ی بهینه برای نصب میخ‌ها، با کاهش زاویه‌ی استقرار دیوار، افزایش می‌یابد.



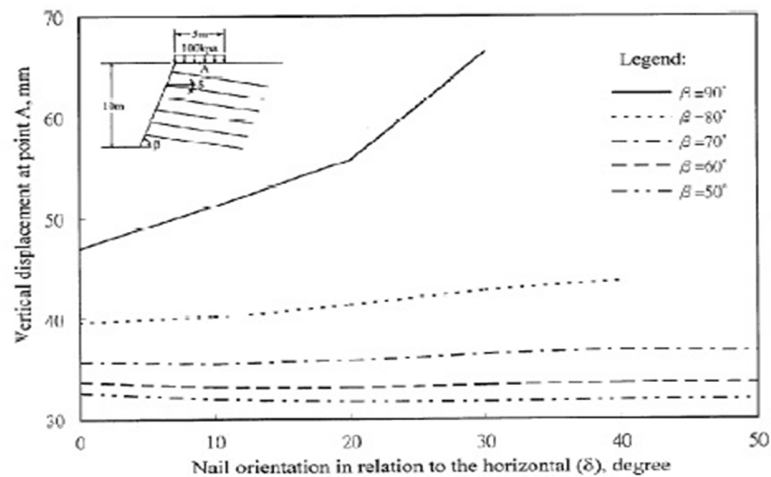
۳-۹ تغییرات ضریب اطمینان دیوار به ازای تغییر در زاویه استقرار دیوار و زاویه نصب میخ

همچنین جدول ۲-۳، زاویه بهینه ی نصب میخ را به ازای شرایط هندسی مختلف دیوار نشان می دهد.

جدول ۲-۳. زاویه بهینه ی نصب میخ به ازای شرایط هندسی مختلف دیوار

زاویه سطح زمین بالای دیوار			زاویه استقرار دیوار β (درجه)
$\alpha = 20^\circ$	$\alpha = 10^\circ$	$\alpha = 0^\circ$	
۶۵	۵۰	۴۰	۴۰
۵۸	۴۰	۳۰	۵۰
۴۷	۳۰	۲۳	۶۰
۳۰	۲۰	۱۶	۷۰
۲۰	۱۰	۸	۸۰
۱۰	.	.	۹۰

از طرف دیگر، با بررسی تغییر مکان جانبی دیوار، در شرایطی که بار یکنواخت ۱۰۰ کیلوپاسکال با عرض ۵ متر در بالای آن اعمال می شود، و شیب سطح زمین در بالای دیوار صفر است، مشخص می شود که زاویه ی بهینه میخ برای این شرایط نیز تقریباً برابر با زاویه ی بهینه میخ برای بیشترین ضریب اطمینان است. شکل ۳-۱۰ تغییرات جابجایی جانبی دیوار را در ۲/۵ متر پشت آن (نقطه A) نشان می دهد.



۳-۱۰ تغییرات جابه جایی جانبی دیوار در ۲/۵ متر پشت آن (نقطه A)

ب) اثر آرایش طول میخ:

برای مطالعه اثر طول میخ‌ها روی پایداری کلی دیوار میخکوبی شده، طول دیوار به سه قسمت تقسیم شده است. هر بخش دارای ۲ عدد میخ است. اثر آرایش طول میخ‌ها با ایجاد تغییر در میخ‌های هر بخش و اثر آن روی پایداری دیوار، مطالعه شده است. زاویه میخ‌ها با توجه به جدول فوق، در هر کدام از موارد به صورت بهینه انتخاب شده است. تاثیر میخ‌های نصب شده در یک سوم پایین دیوار، تاثیر بیشتری روی ضریب اطمینان دیوار در مقابل واژگونی کلی دارد. این اثر به خصوص در دیوارهای میخکوبی شده (زاویه استقرار دیوار برابر ۹۰ درجه) بیشتر از شیب‌های میخکوبی شده است.

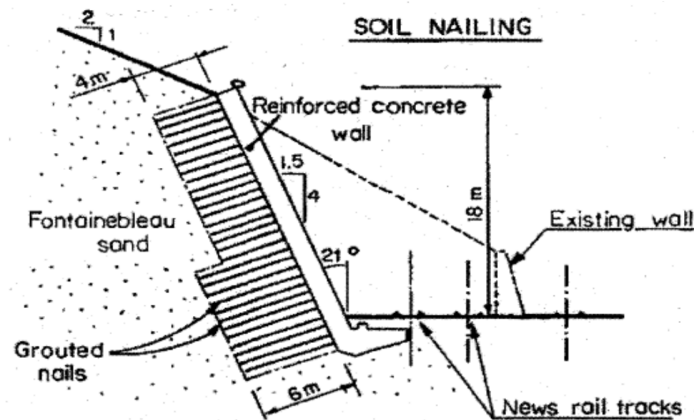
از طرف دیگر در دیوارهای میخکوبی شده، تاثیر میخ‌کوبی در یک سوم پایین دیوار، در حالتی که نسبت طول میخ‌ها به ارتفاع دیوار بیشتر از ۱ باشد، افزایش می‌یابد. بنابراین توصیه می‌شود که میخ‌های یک سوم پایین دیوار دارای طولی حداقل برابر با ارتفاع دیوار باشند.

ج) **اثر فاصله قائم میخ:** برای بررسی اثر فاصله قائم میخ‌ها، دیوار به دو بخش تقسیم شده و اثر فاصله قائم میخ‌ها در هر بخش جداگانه بررسی شده است. برای این منظور طول میخ‌ها ۱۰ متر در نظر گرفته شده است. همچنین زاویه‌ی نصب میخ‌ها، در هر کدام از موارد به صورت بهینه انتخاب شده است. در تحلیل‌ها، نسبت فاصله قائم میخ‌ها در نیمه‌ی پایینی دیوار به فاصله قائم میخ‌ها در نیمه‌ی بالایی دیوار، از ۰/۲ تا ۰/۵ متغیر بوده است.

تاثیر فاصله قائم میخ‌ها روی پایداری کلی دیوارهای میخکوبی شده بیشتر از شیب‌ها است. هر چند که در دیوارهای میخکوبی شده نیز این تاثیر چشمگیر نیست [۱۲].

۳-۱-۲- پروژه کلوتر در فرانسه

اولین استفاده ثبت شده از میخکوبی خاک ظاهراً در فرانسه و در سال ۱۹۷۲ بوده که در آن یک دیوار خاکی میخکوبی شده به منظور تعریض ترانشه‌ای در خط راه آهن ورسایلز ساخته شده است [22,25]. این دیواره با ۱۸ متر ارتفاع و شیب ۷۰ درجه، در یک خاک ماسه ای متراکم با دانه بندی غیریکنواخت و به صورت موقتی احداث شد و همان گونه که در شکل ۳-۱۱ مشاهده می شود میخ ها دارای طول های ۴ و ۶ متر بوده و در فواصل نزدیک به هم نصب شده اند.



شکل ۳-۱۱ اولین دیوار خاکی میخکوبی شده جهان در ورسایلز فرانسه ۱۹۷۲/۷۳ [22,25]

در سال ۱۹۸۶ پروژه تحقیقاتی Clouterre در فرانسه آغاز گردید. این پروژه شامل سه دیوار آزمایشی بزرگ مقیاس و شش دیوار ابزارگذاری شده در حال بهره برداری بود. هر کدام از دیوارهای آزمایشی به منظور بررسی حالت خاصی از گسیختگی ساخته شدند [۲۵ و ۲۲]. در آزمایش شماره ۱ گسیختگی ناشی از پاره شدگی میخ پس از اشباع نسبی خاک در قسمت بالایی دیوار مورد مطالعه قرار گرفت. شکل شماره ۳-۱۲ دیوار مذکور را پس از گسیختگی نشان می دهد. در آزمایش شماره ۲ دیواره به علت افزایش ارتفاع خاکبرداری در یک مرحله مشخص، در معرض گسیختگی قرار گرفت. در آزمایش شماره ۳ گسیختگی ناشی از کاهش تصاعدی طول میخها مورد بررسی قرار گرفت. نتایج عمده به دست آمده از این سه دیواره عبارتند از [۲۵ و ۲۲]:

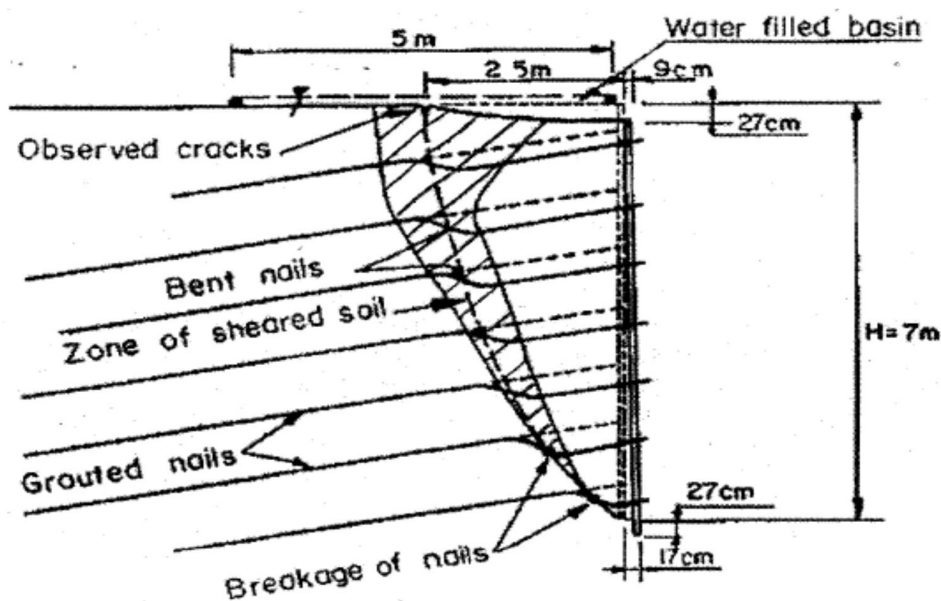
الف) حداکثر نیروی کششی میخ در ابتدای آن (رویه دیواره) نبوده، بلکه در یک فاصله‌ای از رویه دیواره این نیروی کششی به وجود می‌آید. همچنین با افزایش خاکبرداری نسبت نیروی موجود در ابتدای میخ به نیروی حداکثر کاهش می‌یابد.

ب) اولین نیروی مقاوم به وجود آمده در میخ نیروی کششی می‌باشد. همچنین پیش از گسیختگی، سختی خمشی میخ‌ها نیز به ضریب اطمینان افزوده شده و از گسیختگی سریع جلوگیری می‌کند.

ج) هرگاه درصد رطوبت خاک، از میزان رطوبت بهینه به طرف رطوبت اشباع افزایش یابد، حداکثر نیروی کششی میخ به بیشتر از نصف کاهش می‌یابد.

د) به نظر می‌رسد روش‌های تعادل حدی برای پیش‌بینی نسبتاً دقیق رفتار دیوارهای خاکی میخکوبی شده در لحظه گسیختگی مناسب باشند.

ه) ارتفاع قائم خاکبرداری در هر مرحله، یک عامل تعیین کننده برای پایداری موقتی دیوار در طی خاکبرداری می‌باشد.



شکل ۳-۱۲ گسیختگی ناشی از پاره شدگی در دیوار آزمایشی شماره ۱ (۲۲ و ۲۵)

علاوه بر سه دیوار مذکور، در پروژه کلوتر شش دیوار احداث شده در مناطق مختلف فرانسه ابزارگذاری شده و رفتار آن‌ها کنترل گردید. در تمامی این دیوارها کنترل بر روی تنش و تغییر مکان‌های رویه دیواره، هرکدام از میخ‌ها و توده خاک انجام گرفت. با استفاده از نتایج به‌دست آمده از این اقدام، نمودارهایی به منظور طراحی اولیه دیوارهای خاکی میخکوبی شده، که به روش فرانسوی معروف است، ارائه گردیدند.

۳-۱-۳ پروژه بادنورن آگلانگ در آلمان

با وجود اینکه اولین دیوارهای خاکی میخکوبی شده در فرانسه احداث شدند، اما اولین پروژه تحقیقاتی-مقایسه‌ای بر روی این دیوارها در کشور آلمان، توسط دانشگاه کالسروهه و طی سالهای ۱۹۷۵ تا ۱۹۸۱ انجام گردید [۵۳]. این برنامه شامل هفت آزمایش میدانی بزرگ مقیاس و ابزارگذاری شده به همراه مدل-های آزمایشگاهی و تحقیقات عددی بود. آزمایشات مربوط به مدل، در یک محفظه بزرگ انجام گرفت، تا رفتارهای گسیختگی تحت شرایط متنوع بارگذاری مورد بررسی قرار گیرند. تقریباً تعداد ۱۰۰ آزمایش بیرون کشیدگی با فشارهای سربار مختلف بر روی میخ‌ها انجام گرفت. همچنین شایان ذکر است هفت دیوار بزرگ مقیاس مذکور دارای ارتفاع‌های مختلف و در خاک‌های متنوع احداث شده بودند. مهم‌ترین نتایج بدست آمده از این پروژه به شرح ذیل اند [۵۳]:

(الف) دیوار میخکوبی شده مشابه یک دیوار وزنی رفتار می‌کند.

(ب) طول مورد نیاز میخ‌ها برای یک دیوار قائم با خاکریز افقی در بالای دیوار، تقریباً $0/5$ تا $0/8$ برابر ارتفاع دیوار می‌باشد.

(ج) فواصل بین میخ‌ها می‌بایست کمتر از $1/5$ متر باشد.

(د) فشار خاک بر روی دیوار را می‌بایست یکنواخت فرض کرده و مقدار آن را حدود $0/4$ تا $0/7$ برابر فشار محرک خاک به روش کولمب در نظر گرفت.

مشاهدات و نتایج بدست آمده از پروژه بادنورن آگلانگ منجر به استفاده از روش تعادل حدی با سطح گسیختگی دوخطی، که به روش آلمانی معروف است، در تحلیل و طراحی دیوارهای خاکی میخکوبی شده گردید.

۳-۱-۴- پروژه FHWA^{۲۳} در آمریکای شمالی

تحقیقات اولیه در آمریکا مستقل از اروپا بوده و با نام کلی سازه‌های نگهبان خاک آغاز شد. این تحقیقات برای اولین بار در دانشگاه داویس کالیفرنیا، توسط بنگ و همکارانش در سال ۱۹۸۰ انجام گرفت. در این پروژه مطالعات بر روی مدل گریز از مرکز، سازه بزرگ مقیاس ابزارگذاری شده و اندازه‌گیری‌های میدانی هم‌زمان به وقوع پیوست. همچنین از روش اجزا محدود برای شبیه‌سازی مدل‌های گریز از مرکز بهره گرفته شد [۱۶].

روش طراحی داویس با بهره‌گیری از مطالب فوق و با استفاده از روش تعادل حدی و سطح گسیختگی سهمی‌گون ارائه گردید و در این روش فقط سهم نیروی محوری میخ‌ها در پایداری در نظر گرفته شده است.

در سال ۱۹۹۶، سازمان بزرگراه‌های ایالات متحده آیین نامه "طراحی، احداث و کنترل دیوارهای خاکی میخکوبی شده" را منتشر کرد. این آیین نامه براساس اطلاعات بدست آمده از ۵۰ پروژه انجام گرفته در بین سال‌های ۱۹۸۷ تا ۱۹۹۵ در آمریکا نگارش شد. روش طراحی ارائه شده در این آیین نامه براساس در نظر گرفتن سهم مقاومت کششی میخ‌ها در پایداری می‌باشد، اما نهایتاً انتخاب حالت گسیختگی غالب بر عهده تجربه مهندس محاسب گذاشته شده است [۱۶].

²³- Federal Highway Administration

۳-۱-۵- توسعه در سایر کشورها

روش میخکوبی خاک به طور گسترده در سایر نقاط جهان نیز مورد استفاده قرار گرفت. اما پذیرش این روش در کشورهای انگلیس، فرانسه، آلمان و آمریکا به کندی انجام گرفت، که می‌توان گفت یکی از دلایل آن، نگرانی مربوط به کارایی بلندمدت این روش بود. اما در اواخر دهه ۹۰ و اوایل قرن ۲۱ استفاده از روش میخکوبی سرعت گرفته و به‌طور مثال در سال ۲۰۰۲ بیش از ۶۰۰۰۰ مترمربع دیواره در کشور انگلیس میخکوبی گردید.

در انگلیس مطالعات دانشگاهی بسیاری در زمینه میخکوبی خاک انجام گرفت، که برخی از آنها عبارتند از: اهمیت نیروهای مقاوم خمشی و برشی در مقایسه با نیروهای کششی در میخکوبی خاک [۳۳]، عوامل تأثیرگذار بر روی مقاومت چسبندگی بین میخ و خاک های رسی و ماسه ای [۴۱]، مدل گریز از مرکز یک شیب پایدار شده به‌وسیله میخکوبی [۳۳] و مدل‌سازی اجزا محدود دیوارهای خاکی میخکوبی شده [۳۳]. میخکوبی خاک بطور گسترده ای در اواخر دهه ۹۰ در ژاپن رونق یافت. به طوری که متوسط سالیانه حدود ۴۰۰۰۰ مترطول میخ برای پایداری ترانشه‌ها و شیب‌های موجود در بزرگراه‌های این کشور مورد استفاده قرار گرفت [۱۶].

در استرالیا اولین مورد استفاده از میخکوبی خاک برای پایدارسازی یک خاکریز متشکل از ماسه و لای در شمال سیدنی و در سال ۱۹۹۲ گزارش گردیده است [۱۶]. در این پروژه سه میخ به مدت ۱/۷ سال به منظور بررسی کارایی ابزارگذاری گردیدند و مشاهده شد که با توجه به عدم جابجایی در خاکریز یک افزایش کم اما مستمر در نیروی میخ‌ها به‌وجود می‌آید.

۳-۲- کاربرد دیوارهای میخکوبی شده

میخکوبی دیوارهای خاکی به خصوص زمانی که برش‌های قائم یا نزدیک به قائم خاک نیاز است بسیار مناسب می‌باشد. این تکنیک در عملیات ساخت بزرگراه‌ها، خاکبرداری از فونداسیون پل‌ها به هنگام تعریض زیرگذر، تعمیر، تحکیم و بازسازی سازه‌های نگهدارنده فرسوده و همچنین وردی تونل‌ها بسیار موفقیت‌آمیز بوده است. در عملیات های زیر مشخص شده است که میخکوبی دیوارهای خاکی جهت استفاده موقت یا دائمی مناسب می‌باشد.

۱. کوه بری به هنگام جاده‌سازی

۲. تعریض جاده‌های قرار گرفته در زیر پایه پل‌ها

۳. تعمیر و بازسازی سیستم های نگهدارنده‌ی قدیمی

۴. حفاری های موقت یا دائمی در محدوده‌های شهری

سازه نگهدارنده و گودبرداری ها

دیواره های میخکوبی شده می تواند جهت نگهداری موقت یا دائم در گودبرداری قائم یا نزدیک به قائم مورد توجه باشد. به کارگیری آن‌ها به همراه سیستم های نگهداری متداول (نظیر دیوارهای انکر شده) موجب استحکام بیشتر می شود. همچنین در مناطقی که شرایط زمین مساعد است می‌توان از آن‌ها به عنوان سازه نگهدارنده جایگزین استفاده نمود. طیف نسبتاً گسترده‌ای از سیستم‌های پوششی جهت تزئین دیوار وجود دارد که، امکان استفاده از آن‌ها در شرایط مختلف زیباسازی منطقه می‌تواند به کار آید. روش نیلینگ به دلیل اینکه اجازه می‌دهد شیب دیوار به حداقل ممکن برسد، خاکبرداری کم‌تری صورت می‌گیرد که جذابیت خاصی برای این روش پدید آورده است. همچنین با به کارگیری این روش نیازی به قطع جریان ترافیک جاده نمی‌باشد. تغییرات زیست‌محیطی نیز در طول جاده به حداقل می‌رسد. کاربرد

میخکوبی به خصوص در پروژه های تعریض جاده های کنار تپه، به خصوص زمانی که لازم است ترافیک جاده برقرار باشد و همچنین احداث جاده در عوارض شیب دار زمین، گزینه مناسبی باشد.

سازه نگهبان در زیر پایه پل های موجود

به هنگام تعریض زیرگذر عبور کرده از زیر پل ها، استفاده از دیوار میخکوبی شده در انتهای دیواره شیب دار، نزدیک پایه پل در مقایسه با دیوار مهار شده توسط انکر ها می تواند امتیازاتی داشته باشد. احداث دیواره میخکوبی شده نه تنها می تواند از نظر هزینه قابل قیاس باشد، بلکه جهت تاسیس دیوار میخکوبی شده، نیازی به قطع جریان ترافیک روی پل نمی باشد. اگر لازم به ساخت دیوار مهار شده به زمین باشد، به دلیل فضای محدود بالاسری، پایین سطح شیب دار و پل، لازم است ستون های حامل، قبل از شروع عملیات حفاری و از روی عرشه پل ساخته شوند. که برای اجرای این کار لازم است ترافیک روی پل قطع شود، به علاوه هزینه های اضافی جهت ایجاد خط عبور و مرور موقت برای وسایل نقلیه و همچنین تهیه تیرهای فولادی قطور تحلیل می گردد. بالعکس آرماتورهای فولادی به کار رفته در روش میخکوبی به سهولت در دسترس می باشند یکی از مشکلات اجرایی به کارگیری میخ ها در این مورد وجود ستون های اصلی پل است که ایجاد مزاحمت در نصب میخ ها می نماید و معمولاً این مساله با تغییر موقعیت دیوار و ایجاد فاصله افقی مناسب از ستون برطرف می گردد.

تعمیر بازسازی سازه های نگهبان قدیمی

میخکوبی می تواند جهت پایدار سازی و یا تقویت سازه های نگهبان قدیمی که ضعیف یا شکسته شده اند استفاده گردد. میخ ها مستقیماً میان سازه نگهبان قدیمی نصب می گردند. در این مورد تناقضی نسبت به مفهوم ابتدایی استفاده از نیل های دیده می شود. از آنجا که با جابجایی و تغییر شکل زمین فعال سازی این سیستم لازم می باشد و این جابه جایی در نتیجه خروج خاک پس از نصب میخ های تراز بعدی اتفاق

می افتد، در اینجا جابه‌جایی مورد نیاز با حرکت ضعیف سازه حاصل می‌شود. برخی از موارد بازسازی عبارتند از :

- ۱- دیوارهای ساخته شده از بتن مسلح یا مصالح بنایی که در معرض زوال ساختاری یا تغییر شکل سریع قرار گرفته‌اند و غالباً ناشی از پر کردن ضعیف یا از دست دادن مقداری خاک می‌باشد و یا عملکرد ضعیف فونداسیون موجب آن شده است.
- ۲- دیوارهای تقویت شده به صورت مکانیکی (MSE) یا دیوارهای بلوکی که به دلیل فرسودگی آرماتورها یا کیفیت ضعیف پر کردن خراب شده‌اند.

فصل چهارم

روش طراحی در دیوارهای میخکوبی شده

۴-۱- مقدمه

با پیشرفت‌های به‌وجود آمده در راهسازی و راه‌آهن و عبور این گونه راه‌ها از مناطق کوهستانی مشکلات اجرایی زیادی برای مهندسان به‌وجود آمده است که از جمله آنها پایدارسازی شیب‌ها و ساخت دیوارهای نگهدارنده در شرایط سخت محیطی است از طرفی حفاری در خاک‌های نرم برای اجرای زیرزمین‌ها و سازه‌های مدفون مستلزم پایدار نگه‌داشتن دیواره‌های حفاری است که این خود مشکلات ویژه‌ای دارد. هزینه‌های بالای اجرای دیوارهای حائل صلب و به‌طور کلی معایب روش‌های معمول مهندسان طراح را به سمت استفاده از روش‌های دیگر پایدارسازی سوق داده است به‌طوری‌که به تدریج سیستم‌های انعطاف‌پذیر با نشست‌پذیری نسبی بیشتر جایگزین سازه‌های معمول نگهدارنده شده‌اند. اساس سیستم خاک مسلح بر مبنای استفاده از مصالحی است که توانایی تحمل تنش‌های کششی بالایی را دارند به‌گونه‌ای که توده خاک مسلح شده پایدار باشد. در راستای استفاده موثر از خاک مسلح استفاده از روش‌های جدیدتری نظیر خاک میخکوبی شده معمول شده است. سیستم‌های مهاربندی و میخکوبی خاک جهت پایدارسازی و نگهداری سازه‌های خاکی طراحی می‌شوند تا توسط المان‌های کششی تغییر مکان سازه را محدود نمایند. اساس طراحی این عناصر بر مبنای انتقال بار از طریق اصطکاک یا چسبندگی در ناحیه فصل مشترک خاک و مصالح تسلیح می‌باشد.

هدف این فصل ارائه یک روش گام به گام و مدون برای طراحی دیوار میخکوبی می باشد .

جدول ۴-۱. گام‌های طراحی دیوار میخکوبی

ملاحظات اولیه در طراحی دیوار میخکوبی	
<p>الف . آرایش دیوار (مثلا ارتفاع دیوار ، طول و زاویه آن)</p> <p>ب . فواصل افقی و قائم میخ</p> <p>ج .الگوی آرایش میخ‌ها در رویه دیوار (مثلا مربعی ، شطرنجی و یا سایر الگوهای نامنظم)</p> <p>د. زاویه میخ</p> <p>ذ. طول و توزیع میخ‌ها</p> <p>ه. نوع مصالح میخ (مثلا انتخاب درجه فولاد میلگرد)</p> <p>و. انتخاب خصوصیات مرتبط با زمین برای طراحی(مثلا مقاومت برشی خاک، تراز آب زیر زمینی و غیره)</p> <p>ی. سایر ملاحظات اولیه</p>	گام ۱
<p style="text-align: center;">طراحی اولیه و مقدماتی با استفاده از نمودارهای ساده شده</p> <p>این نمودارها برای تخمین طول اولیه میخ و حداکثر نیروی میخ استفاده می‌شوند.</p>	گام ۲
طراحی نهایی	
<p>الف . مدهای گسیختگی خارجی</p> <p>الف ۱- پایداری کلی</p>	

<p>الف. ۲- پایداری لغزشی</p> <p>الف. ۳- ظرفیت برشی</p> <p>ب. ملاحظات لرزه ای</p> <p>ج. مدهای گسیختگی داخلی</p> <p>ج. ۱- مقاومت میخ در برابر بیرون کشیده شدن</p> <p>ج-۲- مقاومت کششی میخ</p> <p>د. طراحی روکش</p> <p>د-۱ بار سر میخ</p> <p>د-۲ نوع روکش دیوار و ضخامت آن</p> <p>د-۳ مصالح روکش</p> <p>د-۴ مقاومت خمشی</p> <p>د-۵ مقاومت برش پانچ روکش</p> <p>د-۶ مقاومت گل میخ روکش</p> <p>د-۷ سایر ملاحظات طراحی روکش</p>	<p>گام ۳</p>
<p>تخمین حداکثر تغییر شکل های دیوار</p>	<p>گام ۴</p>

سایر ملاحظات طراحی	
الف- زهکشی	گام ۵
ب- محافظت از یخزدگی	
ج- بارهای خارجی	
د- تکیه‌گاه بار مرده روکش (مثلا، تکیه‌گاه فونداسیون روکش پیش ساخته دیوار)	

قبل از اجرای هر یک از گام‌های مذکور در جدول ۴-۱ مهندس طراح دیوار میخکوبی باید :

- الزامات پروژه از جمله محدودیت‌های ساخت (مثلا توپوگرافی، دسترسی محل، موقعیت املاک مجاور، تاسیسات سازه‌های مجاور) را مشخص کند.
- الزامات زیبا شناختی و معیارهای عملکرد (مثلا تغییر شکل، پایداری و دوام) را ارزیابی کند.

۴-۲- گام ۱: ملاحظات اولیه در طراحی دیوار میخکوبی

الف) آرایش دیوار (ارتفاع دیوار، طول دیوار، شیب دیوار (معمولا زاویه دیواره، بین ۰ تا ۱۰ درجه متغیر است.))

ارزیابی آرایش دیوار همچنین شامل تهیه پروفیل طولی دیوار، تعیین موقعیت متعلقات دیوار (مثلا حصارهای ترافیکی، تاسیسات و سیستم زهکشی) و تعیین محدودیت‌های املاک مجاور می‌باشد. جهت ارتقا پایداری روکش موقت می‌توان دیوارها را مایل انتخاب نمود، چرا که رویه مایل نیروهای کوچک‌تری را به دیوار اعمال می‌کند، بنابراین طول لازم میخ نیز کوتاه‌تر می‌شود. صرفه جویی در مصالح ناشی از میخ‌های کوتاه‌تر می‌تواند هزینه‌های اضافی حفاری متمایل دیوار را جبران کند. معمولا به دلایل

زیبا شناختی، شیب ملایمی (مثلاً کمتر از ۱۰ درجه) انتخاب می‌شود، به‌ویژه در اطراف قوس‌های افقی، که می‌تواند برای تضمین پایداری روکش موقت نیز کافی باشد. زاویه بزرگتر از ۱۰ درجه می‌تواند پایداری را افزایش دهد.

ب) فواصل افقی و قائم میخ‌ها

معمولاً فواصل افقی SH و قائم SV میخ یکسان می‌باشد. در میخ‌های حفاری-تزریق شده، فواصل میخ بین ۱/۲۵ تا ۲ متر متغیر است و در میخ‌های رانشی ممکن است ۰/۵ متر باشد. این کاهش فاصله در میخ‌های رانشی لازم است، چون که مقاومت پیوند ایجاد شده توسط میخ‌های حفر-تزریق شده بیشتر است. معمولاً فاصله ۱/۵ متر ترجیح داده می‌شود. فاصله میخ‌ها ممکن است از حضور سازه‌های زیر زمینی موجود تاثیر پذیرد.

فاصله میخ‌ها در جهات افقی و قائم باید چنان باشد که، ناحیه تاثیر هر میخ برابر $SH \cdot SV \leq 4m^2$ باشد. مهندس طراح بایستی حداقل فاصله افقی میخ‌ها را در حدود ۱ متر مشخص کند. نیروهای طرح پایداری کلی و طراحی روکش از فواصل میخ تاثیر می‌پذیرند. به‌طور کلی فاصله بزرگ‌تر منجر به نیروهای طرح بزرگ‌تری می‌گردد. هدف از تعیین حداقل فاصله میخ‌ها اطمینان از به حداقل رسیدن تاثیر میخ‌های مجاور ناشی از فصل اشتراک محتمل میخ‌ها به دلیل انحراف در حفاری می‌باشد، که این امر تاثیر گروه ظرفیت باربری میخ‌ها را کاهش می‌دهد. همچنین حداکثر فاصله میخ‌ها نیز باید مشخص شود. هدف از تعیین حداکثر فاصله (معمولاً حدود ۲ متر) اجرای نسبتاً راحت میخ‌ها می‌باشد به گونه‌ای که به‌طور موثر و کافی، فشار جانبی خاک و سربارهای اعمالی را تحمل کند.

ج - الگوی میخکوبی در رویه دیوار

- ۱- مربع (مستطیلی)
- ۲- شطرنجی در یک الگوی مثلثی
- ۳- نامنظم (درموقعیت های محدود)

د- زاویه تمایل میخها

زاویه میخهای مایل معمولا بین ۱۰ تا ۲۰ درجه نسبت به افق می باشد، ولی غالبا تحت زاویه ۱۵ درجه اجرا می شوند. این بازه زاویه، جریان آسان تر دوغاب در طول گمانه را در گمانه‌های میخ‌هایی با ابعاد معمول و دوغاب‌های معمولی تضمین می‌کند. تاثیر زاویه میخ بایستی در آنالیز پایداری کلی و موضعی دیوار میخکوبی لحاظ گردد، زیرا ضریب اطمینان پایداری سیستم، به‌ویژه در آنالیز گوه‌های لغزشی در بخش فوقانی دیوار، توام با افزایش زاویه نسبت به افق می‌تواند به شدت کاهش یابد.

۴-۳- گام ۲: طراحی مقاومتی با استفاده از نمودارهای ساده شده

معمولا قطر، طول و فاصله میخ، پایداری بیرونی و داخلی دیوار میخکوبی را کنترل می‌نماید. بنابراین این پارامترها ممکن است در حین طراحی مکررا تنظیم شوند تا زمانی که همه الزامات پایداری داخلی و بیرونی ارضا شوند، مثلا ضریب اطمینان محاسبه شده برای هر مد گسیختگی بزرگ‌تر از حداقل مقادیر انتخاب شده در طراحی گردد. با استفاده از برنامه کامپیوتری snail می‌توان یک‌سری نمودارهای کمکی طراحی جهت تعیین طول اولیه میخ و حداکثر نیروی کششی به‌دست آورد. در تهیه این نمودارها، فرضیات اصلی زیر در نظر گرفته شده اند :

- خاک های همگن

- بدون سربار

- بدون نیروهای لرزه ای

- بدون آب زیر زمینی

- طول ، فاصله و زاویه تمایل یکنواخت برای میخ ها

زمانی که شرایط یک آنالیز جدید با فرضیات فوق الذکر تطابق نداشته باشد، برای تخمین طول میخ از روی این نمودارها درون یابی یا برون یابی توصیه شده است .

همچنین می توان از یک طول میخ اولیه بین ۰/۷ تا ۱/۰ برابر ارتفاع دیوار استفاده نمود. این بازه طولی برای شرایط خاکی نامطلوب ، ارتفاع دیوار بزرگتر از ۱۰ متر و مواردی که دیوار متحمل سربارهای بزرگی می باشد ، استفاده می گردد.

نمودارها برای مقادیر مختلف شیب دیواره α شیب پشته β زاویه اصطکاک موثر φ و مقاومت پیوند نهایی qu توسعه یافته اند. جدول ۲-۴ مجموعه ای از مقادیر استفاده شده برای تهیه این نمودارهای طراحی را ارائه می کند .

جدول ۲-۴ پارامترهای متغیر

پارامتر	واحد	مقادیر
شیب دیواره	درجه	۱۰،۰
شیب پشته	درجه	۳۰، ۲۰، ۱۰، ۰
زاویه اصطکاک موثر	درجه	۳۹، ۳۵، ۳۱، ۲۷
مقاومت پیوند نهایی	کیلوپاسکال	۶۸۹، ۲۷۶، ۱۷۲، ۱۰۴، ۵۲

این مقادیر محدوده وسیعی از هندسه دیوارهای میخکوبی و شرایط زمینی را در بر می‌گیرد. اگر در یک پروژه خاص بررسی مقادیر پارامترهای بینابین لازم باشد، استفاده از درون‌یابی بین مقادیر نمودارها جهت تخمین طول اولیه میخ و حداکثر نیروی کششی میخ، مجاز می‌باشد.

۴-۴-۳: طراحی نهایی

لازم است در طراحی نهایی هندسه واقعی دیوار، چینه شناسی، بارها، تغییرات پارامترهای مهندسی (در صورت وجود) و سایر شرایط لحاظ گردند. گام‌های طراحی نهایی به قرار زیر می‌باشند.

الف مدهای گسیختگی خارجی

برای طراحی نهایی یک دیوار میخکوبی مدهای گسیختگی خارجی زیر در نظر گرفته می‌شوند.

الف-۱- پایداری گلوبال

با استفاده از طول میخ انتخابی ، ضریب اطمینان گلوبال محاسبه می‌گردد. ضریب اطمینان گلوبال محاسبه شده را با حداقل ضریب اطمینان توصیه شده مقایسه کرده و اگر نیاز به کاهش طول میخ، بدون کاهش ضریب اطمینان باشد آنگاه قطر گمانه را افزایش و یا فواصل میخ را کاهش می‌دهند.

الف- ۲ پایداری لغزشی

نیروهای مقاوم افقی ΣR و نیروهای محرک افقی را محاسبه کرده و ضریب فشار محرک زمین را تخمین می‌زنند. نیروی محرک جانب زمین را محاسبه کرده و فرض کرده که نیروی محرک جانبی زمین در فاصله‌ای از کف دیوار میخکوبی اعمال می‌شود. سپس ضریب اطمینان در مقابل لغزش را ارزیابی می‌نمایند.

اگر ضریب اطمینان در مقابل لغزش کمتر از حداقل مقدار مشخص شده باشد طول میخ‌های پایینی را افزایش داده و مجدداً پایداری لغزشی را ارزیابی می‌کنند.

الف- ۳ ظرفیت باربری

ابتدا پتانسیل ظرفیت باربری گسیختگی را ارزیابی کرده و ضریب اطمینان در مقابل بالازدگی ظرفیت باربری را ارزیابی می‌نمایند. اگر ضریب اطمینان در مقابل ظرفیت باربری کمتر از حداقل میزان مشخصه باشد، ممکن است زمین برای ساخت دیوار میخکوبی مناسب نباشد .

ب - مدهای گسیختگی داخلی

مقاومت پول اوت میخ R_p

پروژه مشروحه در گام ۳- الف- ۱- پایداری گلوبال خود به خود شرایط مقاومت پولوت را ارضا می کند. یعنی، $T_{Max} \leq R_p / F_s$ (متناظر با ضریب اطمینان گلوبال قابل قبول برای یک سطح گسیختگی بحرانی معین براساس مقادیر ظرفیت پولوت می باشد که از قبل به واسطه ضریب اطمینان پولوت یعنی F_{sp} کاهش یافته است.

مقاومت کششی میخ R_T

آنالیز SNAIL، مقدار میانگین نیروی کششی میخ محاسبه شده را برای $F_{SG} = 1.0 (T_{avg-s})$ تامین می کند.

مجموع نیروهای میخها را بر تعداد میخها در سطح مقطع آنالیز شده تقسیم کرده تا بار میانگین میخ (T_{avg}) به دست آید.

آنالیز SNAIL حداکثر نیروی کششی میخ را T_{max} ارائه می کند. حداکثر نیروی کششی میخ را به قرار زیر محاسبه می نمایند.

$$T_{max} = \frac{T_{avg}}{T_{avg}} \times 1.3 T_{max} \quad \text{رابطه ۴-۱}$$

مقدار گسیختگی میخ f_y را انتخاب و به وسیله f_y و T_{max} ضریب اطمینان در مقابل گسیختگی کششی محاسبه می شود. سطح مقطع عرضی مورد نیاز میلگرد فولادی میخ A_t را براساس رابطه زیر محاسبه می نمایند.

$$A \geq \frac{T_{max} \times F_{St}}{f_y} \quad \text{رابطه ۴-۲}$$

طراحی روکش

نیروی کششی طراحی سر میخ T_0 در رویه از رابطه ۳-۴ محاسبه می‌گردد.

$$T_0 = T_{max} \times [0.6 + 0.2(s_v \times m - 1)] \quad \text{رابطه ۳-۴}$$

سپس ضخامت روکش دیوار انتخاب می‌گردد.

ضخامت روکش موقت: برای مثال ۱۰۰، ۱۵۰، ۲۰۰ میلی‌متر

ضخامت روکش دائمی برای مثال ۲۰۰ میلی‌متر

مقاومت خمشی R_{FF} روکش موقت و دائمی باید بررسی شود. حداقل نسبت تقویت از رابطه ۴-۴ محاسبه می‌شود.

$$\rho_{min} [\%] = \left[\frac{20\sqrt{f'c}}{f_y} \right] \times \left[\frac{600}{600+f_y} \right] \quad (MPa) \quad \text{رابطه ۴-۴}$$

معمولا مقدار تقویت در سر میخ و دهانه وسط در جهت افقی و عمودی یکسان است.

$$a_n = a_m + \frac{A_{vw}}{S_H} \quad \text{رابطه ۵-۴}$$

نسبت تقویت « ρ » در سر میخ و دهانه وسط از روابط ۴-۶ و ۴-۷ قابل محاسبه می‌باشد.

$$\rho_n = \frac{100a_n}{0.5b \times h} \quad \text{رابطه ۶-۴}$$

$$\rho_m = \frac{100a_m}{0.5b \times h} \quad \text{رابطه ۷-۴}$$

باید بررسی کرد که، نسبت تسلیح روکش موقت و دائم در دهانه وسط و سر میخ بزرگ‌تر از حداقل تسلیح باشد ($\rho \geq \rho_{min}$). در غیر این صورت مقدار تسلیح (a_n و یا a_m)، مادامیکه ارضا گردد افزایش می‌یابد.

باید بررسی کرد که نسبت تسلیم روکش موقت و دائم در دهانه وسط و سر میخ کوچک‌تر از حداکثر تسلیم باشد ($\rho \leq \rho_{max}$). در غیر این صورت مقدار تسلیم (a_n) یا a_m مادامیکه ارضا گردد، کاهش می‌یابد

سایر ملاحظات طراحی روکش

برای به حداقل رساندن احتمال گسیختگی در اتصال سر میخ برای المان‌های آهنین از حداقل مشخصات توصیه شده ذیل باید استفاده نمود.

پلیت‌های برابر (تکیه‌گاهی): پلیت‌های برابر بایستی از فولاد با مقاومت متوسط و

حداقل تنش گسیختگی برابر با $f_y=250\text{MPa}$ باشند (ASTM A36/A36M)

مهره‌ها: مهره‌ها بایستی سخت‌کار، شش‌گوش با محافظ خوردگی باشند.

واشرهای پخ‌دار: واشرهای پخ‌دار در صورت استفاده بایستی از جنس فولاد یا فولاد

گالوانیزه باشند اگر پلیت و سایر المان‌های آهنین در محدوده توصیه شده نباشند،

بایستی ظرفیت باربری محاسبه شود. باید توجه کرد که برخی سیستم‌های

اختصاصی مهره‌های تکیه‌گاهی کرومی و گرد را که نیاز به واشر ندارند به کار می-

گیرند.

۴-۵- گام ۴: تخمین و ارزیابی تغییر شکل ها

جابجایی افقی و قائم δ_H , δ_V را در بالای دیوار تخمین زده می شود (جدول ۴-۳).

جدول ۴-۳ تخمین جابجایی افقی و قائم δ_H , δ_V در بالای دیوار

متغیر	سنگ هوازده و خاک سفت	ماسه ای	رسی
$\delta h/H$ and $\delta v/H$	1/1000	1/500	1/333
c	1.25	0.8	0.7

منطقه تاثیر D_{DEF} جایی که تغییر شکل های قابل توجهی در زمین رخ می دهد از رابطه ۴-۸ به دست می آید.

$$\frac{D_{DEF}}{H} = C \times (1 - tga) \quad \text{رابطه ۴-۸}$$

جابجایی های تخمینی، باید در مقابل حداکثر معیارهای تغییر شکل، بررسی گردد

۴-۶- گام ۵: سایر ملاحظات طراحی

الف- زهکشی

باید آب های سطحی و شرایط آب زیر زمینی محل ارزیابی شود. برای اجتناب از مشکلات ساخت و یا زوال عملکرد بلند مدت، اجرا و نصب تجهیزات و سیستم کنترل آب سطحی مثل کانال ها و کنترل آب زیر زمینی مثل زهکش های ژئوکامپوزیتی و wipe hole لوله های زهکشی باید در نظر گرفته شوند.

در محل‌های که نتوان زهکش‌های نصب شده را به طور مناسب بازرسی نمود، دیوارهای میخکوبی را با فرض سطح آب زیر زمینی بالا برای شرایط بلند مدت آنالیز می‌نمایند.

ب - یخ زدگی

عمق نفوذ یخ زدگی باید ارزیابی شود، قابلیت یخ زدگی خاک به قرار زیر ارزیابی می‌شود.

از روی منحنی توزیع دانه‌بندی ضریب یکنواختی C_u تخمین زده می‌شود، اصطکاک خاک‌های کوچک‌تر از $0/02$ میلی‌متر محاسبه می‌گردد. خاک‌هایی مستعد یخ زدگی می‌باشند که اصطکاک آن‌ها بزرگتر از 3% برای خاک‌های غیر یکنواخت ($C_u > 5$) و یا بزرگتر از 10% برای خاک‌های یکنواخت باشد.

اگر خاک مستعد یخ‌زدگی شناخته شود، باید ضخامتی بیشتر از عمق نفوذ یخبندان را تامین کرد. برای کاهش ضخامت مورد نیاز از عایق استفاده می‌گردد.

ج- بارهای خارجی

باید شرایط بارگذاری مناسب شامل بارهای دائم مثلاً وزن خود دیوار، فونداسیون-های مجاور و بارهای گذرا مثلاً ترافیک ساخت مشخص شود. برای به حساب آوردن تاثیر تجهیزات سنگین ساخت و انبارها و مخازن، یک سربار 12 کیلو پاسکالی ناشی از ترافیک فرض می‌شود. همچنین برای شرایط موقت باری برابر با 15 کیلو پاسکال را در نظر می‌گیرند.

د- تکیه گاه بار مرده روکش

برای مراحل ابتدایی و اولیه خاکبرداری، در روکش‌های موقت ضخیم‌تر از ۱۰۰ میلی‌متر، توانایی میخ‌ها را در تحمل وزن روکش موقت به‌واسطه برش و اصطکاک بین روکش و خاک ارزیابی می‌نمایند.

۴-۷- طراحی دیوار میخکوبی شده

روش‌های رایج مختلف و متعددی برای طراحی دیوار خاکی میخکوبی شده وجود دارد، که اغلب آن‌ها از روش‌های کلاسیک تحلیل پایداری شیب‌ها، با در نظر گرفتن نیروهای مقاوم اضافی که توسط میخ‌ها تولید می‌شوند، به‌وجود آمده‌اند. در تمامی این روش‌ها هر دو گسیختگی داخلی و خارجی کنترل می‌شوند [۴۸].

تعدادی از روش‌های طراحی متداول عبارتند از: روش آلمانی، روش فرانسوی، روش اصلاح شده داویس^{۲۴}، روش سازمان بزرگراه‌های آمریکا و روش انگلیسی. تفاوت اصلی این روش‌ها در سطح گسیختگی فرض شده آن‌ها (جدول ۴-۴) می‌باشد. روش فرانسوی به منظور کنترل پایداری داخلی، مقاومت کششی و مقاومت برشی میخ را به‌طور همزمان در تحلیل در نظر می‌گیرد، در حالی که دیگر روش‌ها فقط مقاومت کششی را در نظر می‌گیرند.

²⁴ . Davis

جدول ۴-۴ مقایسه روش های مختلف طراحی دیوار خاکی میخ کوبی شده [۴۸]

Design method روش طراحی	Failure surface سطح گسیختگی	Nail forces نیروهای میخ
German Method (Gassler1987, Stocker et al.1991)	Bi-linear	Tension
French Method (Clouterre 1991)	Circular	Tension, Shearing, Bending
Modified Davis Method (Bang et al. 1980)	Parabola	Tension
FHWA Design Method (FHWA 1996)	Bi-linear, Circular	Tension
UK Method (HA68/94 1994)	Bi-linear	Tension

فصل پنجم

چالش‌های موجود در گودبرداری‌ها

۵-۱- مقدمه

یکی از چالش برانگیزترین مسائل در جامعه در حوزه مدیریت شهری و سایر حوزه‌های مرتبط، موضوع گودبرداری برای تامین فضاهای زیرزمینی از جمله پارکینگ در ساختمان‌های مسکونی و مترو می‌باشد. این موضوع که در حیطه مهندسی ژئوتکنیک است همواره چالش‌های زیادی را در جامعه به دنبال داشته است. ایجاد حجم بالای خسارات جانی و مالی و نگرانی برای همسایگان مجاور گودبرداری‌های ساختمانی همگی این موضوع را به مسئله‌ای با اهمیت در جامعه و نیز در حوزه مهندسی تبدیل نموده است، به گونه‌ای که هرازچندگاهی خبر ریزش یک گود در منطقه‌ای از شهر و ایجاد خسارات جانی و مالی به گوش می‌رسد که همه‌ی این موارد ضرورت بررسی چالش‌های این موضوع را اجتناب‌ناپذیر کرده است. آن‌چه بیش از همه در حوزه مهندسی نیاز به توجه دارد پایش مستمر گودبرداری‌ها چه در مرحله اجرا و چه پس از آن می‌باشد. همچنین مقایسه ابزارگذاری و پایش گودها بین ایران و دیگر کشورها نشان می‌دهد که سطح پایش در ایران هم به لحاظ کمیت (هزینه اختصاص داده شده) و هم به لحاظ کیفیت (تنوع ابزار دقیق مورد استفاده) بسیار پایین‌تر از دیگر کشورهای در حال توسعه و توسعه‌یافته می‌باشد. در حوزه کارفرمایی و سرمایه‌گذاری، عدم اشراف فنی و حقوقی کارفرمایان و در نتیجه عدم تنظیم دقیق اسناد مناقصه و قرارداد مناسب و رسیدن پروژه به پیمانکاری که نیازهای اصلی یک پروژه گودبرداری همچون، پایش، زهکشی و غیره را در نظر نمی‌گیرد به عنوان اصلی‌ترین دلیل ریزش گودها بیان شده است.

۵-۲- چالش‌های موجود در پروژه‌های پایدارسازی

در پروژه‌های پایدارسازی مهندسی با مشکلات و چالش‌های فراوانی روبه‌رو می‌باشند که در صورت عدم توجه به موقع به مساله و همچنین در برخی موارد به علت عدم وجود تخصص کافی، دیواره‌ی گود گسیخته شده و ریزش می‌کند. برخی از چالش‌های پیش‌رو در پروژه‌های پایدارسازی عبارتند از:

۱. برخورد به خاک دستی و راهکارهای مقابله با آن از چالش‌های مهم در پایدارسازی می‌باشد.
۲. پایدارسازی در زیر تراز آب زیرزمینی و مدیریت آب‌های زیرسطحی با مشکلات فراوانی همراه است.
۳. تمهیدات مناسب در قبال حفرات و فضاهای خالی ناشی از برخورد کردن با قنوات و حفرات زیرزمینی و فاضلاب، اتخاذ گردد.
۴. مطالعات ژئوتکنیک با رویکرد پایدارسازی باید انجام گیرد.
۵. روش مناسب پایدارسازی انتخاب گردد.

۵-۲-۱- خاک دستی

معمولا هرچه خاک محل ضعیف‌تر باشد خطر بیشتری برای ریزش گود و تخریب ساختمان‌های مجاور وجود دارد. خاک‌های دستی بارزترین نمونه خاک‌های ضعیف هستند. توضیح آنکه در گذشته بسیاری از نقاطی که اکنون در داخل شهر هستند، خارج از شهر محسوب می‌شده‌اند و کامیون‌های حامل خاک و نخاله بار خود را در آنجا تخلیه می‌کرده‌اند. بعدها با اضافه شدن این محل‌ها به داخل شهر، اغلب این خاک‌ها و نخاله‌ها در همان‌جا بدون تراکم مهندسی تسطیح شده‌اند و اکنون خاک دستی را تشکیل می‌دهند. همچنین در بسیاری از موارد محل به صورت تپه ماهور و یا بستر

مسایل بوده و با خاک یا نخاله به صورت غیر مهندسی تسطیح شده است. رسوبات سست جوان که غالباً در اطراف مسیله‌ها و پای دامنه‌ها وجود دارند نیز از جمله خاک‌های ضعیف محسوب می‌شوند.

امکان زیادی وجود دارد که سازنده ساختمانی که در مجاورت زمین محل احداث پروژه قرار دارد، در زمان ساخت، خاک ضعیف را جابه‌جا نکرده و پی ساختمان را بر روی همان خاک سست قرار داده باشد. در این صورت ساختمان مجاور تا هنگامی که گودی در کنار آن ایجاد نشده استوار است اما به محض اینکه با گودبرداری ولو کم‌عمق اطراف آن خالی شود، خاک ضعیف موجود در زیر پی آن ریزش کرده و باعث خرابی ساختمان مجاور خواهد شد.

باید توجه شود گاهی وجود این قسمتهای ضعیف در خاک با حفر گمانه‌ها به خوبی مشخص نمی‌شود. برای شناسایی این تغییرات می‌توان موارد زیر را انجام داد:

- بررسی عکس‌های هوایی قدیمی که پستی و بلندی‌ها یا مسیله‌های قدیمی را نشان می‌دهند.
- بررسی نشست ساختمان‌های اطراف صورت پذیرد.
- پرس‌وجوی محلی انجام شود.

در ادامه ۲ پروژه که با مشکل خاک دستی روبه‌رو بوده است به طور خلاصه بررسی می‌گردد.

پروژه الف: مجتمع امام صادق(ع)

محل پروژه: تهران - مدیریت

مساحت: ۱۶۷۲ مترمربع

عمق حداکثر: ۱۱

در گزارش ژئوتکنیک ارائه شده این پروژه در ضلع شمالی ۵ متر خاک دستی پیش‌بینی شده بود که پس از انجام ۷ متر از پایدارسازی مشاهده شد که، خاک دستی پایین‌تر از ۵ متر هم وجود داشته است و این مطلب باعث ایجاد ترک شد (شکل ۵-۱).



شکل ۵-۱ ایجاد ترک به دلیل وجود خاک دستی

برای جلوگیری از ریزش دیواره و خطرات احتمالی در اقدامی سریع و در کوتاه‌ترین زمان ممکن عملیات خاکریزی و اجرای میخ اضافه انجام شد و از تغییر شکل‌های اضافی جلوگیری گردید.

پروژه ب: مجتمع توانیر

محل پروژه: تهران - توانیر

مساحت: ۱۰۰۰ مترمربع

عمق حداکثر: ۱۸

در این پروژه به علت عبور کانال تاسیسات و پر شدن اطراف آن با نخاله و خاک دستی امکان اجرای میخ وجود نداشت و به همین علت در قسمتی از پروژه ریزش اتفاق افتاد (شکل ۲-۵).



شکل ۲-۵ ریزش به علت عبور کانال تاسیسات و پر شدن اطراف آن با نخاله و خاک دستی

اجرای مش و شاتکریت بر روی دیواره (شکل ۳-۵) و سپس اجرای ستون‌های فلزی (شکل ۴-۵) اقدامات انجام شده برای حل این مشکل بود.



شکل ۳-۵ اجرای مش و شاتکریت بر روی دیواره



شکل ۴-۵ اجرای ستون‌های فلزی

۵-۲-۲- آب های سطحی و زیرسطحی

معمولا با افزایش زمان بازماندن گود حتی اگر بارندگی یا تغییرات جوی مطرح نباشد، خطر ریزش گود بیشتر می‌شود. اما افزایش زمان بازماندن گود به ویژه در فصل‌های بارندگی و رطوبت (زمستان و بهار)، با وقوع بارش‌هایی گاه سنگین و سیل‌آسا همراه است که با اشباع

شدن خاک و یا جاری شدن آب‌های سطحی خطر ریزش گود را به مراتب افزایش می‌دهد. به طوری که بسیاری از ریزش‌های گود در گذشته به فاصله چند ساعت تا چند روز بعد از شروع بارندگی روی داده است.

بالا بودن سطح عمومی آب‌های زیرزمینی در منطقه، معمولاً عملیات آبکشی جهت پایین انداختن سطح آب زیرزمینی را ضروری می‌سازد. معمولاً وجود سطح آب زیرزمینی بالا خطر ریزش گود به ویژه بعد از چند روز از انجام عملیات گودبرداری و رسیدن سطح آب زیرزمینی به تعادل را افزایش می‌دهد. همچنین از طرفی وجود جریان‌های آب زیرزمینی نظیر نهرهای مدفون یا قنات‌ها می‌تواند در افزایش خطر ریزش گود بسیار موثر می‌باشد. جریان آب‌های سطحی نیز از عواملی هستند که می‌توانند باعث فرسایش خاک گود و اشباع شدن آن شده و خطر ریزش گود را افزایش دهد. دور نگه‌داشتن جریان آب‌های سطحی موجود یا محتمل (مثلاً در اثر بارندگی) از مهم‌ترین و اصلی‌ترین قدم‌های اولیه حفاظت گود است.

در شهرهای تهران و مشهد با توجه به وضعیت توپوگرافی، در برخی نقاط تراز آب زیر زمینی بالا بوده و یا وجود قنات‌ها و یا آب میان لایه‌ای، موجب بروز مشکلات فنی در پروژه می‌شود. به خصوص اگر مطالعه مناسب نیز در این مورد صورت نپذیرفته باشد. این موضوع در میانه پروژه سبب افزایش حجم عملیات پایدارسازی و طولانی شدن زمان پروژه می‌شود. البته در اکثر مناطق تهران تراز سفره آب زیرزمینی بسیار پایین‌تر از سطح زمین می‌باشد و آب‌های مشاهده شده در پروژه‌ها، جریان‌های زیرسطحی است. در موارد وجود آب زیر سطحی در پروژه رعایت نکات زیر ضروری به نظر می‌رسد.

- فشار ناشی از آب زیرزمینی در مدل‌های اجزای محدود مدل‌های تعادل حدی در نظر گرفته شود.
- المان‌های زهکشی در دیواره اجرا گردد.
- پمپاژ آب توسط چاه در اطراف پروژه انجام گیرد.
- سیستم جمع‌آوری آب از کف گود طراحی و اجرا گردد.



شکل ۵-۵ اجرای المان‌های زهکشی در دیواره

در ادامه ۴ پروژه که با مشکل آب زیرزمینی روبه‌رو بوده است به طور خلاصه بررسی می‌گردد.

پروژه الف : مجتمع توانیر

محل پروژه : تهران - توانیر

مساحت : ۱۰۰۰ مترمربع

عمق حداکثر : ۱۸

گزارش ژئوتنیک ارائه شده توسط شرکت سانو نشان دهنده وجود آب میان لایه در پروژه می‌باشد
(جدول ۵-۱).

جدول ۵-۱ عمق آب موجود در گمانه‌ها پروژه مجتمع توانیر

ردیف	شماره گمانه	عمق گمانه (m)	تاریخ اتمام حفاری	تاریخ اندازه گیری سطح آب	عمق آب اندازه گیری شده در گمانه (m)
۱				۸۸/۶/۲۶	۶.۲
۲				۸۸/۶/۳۰	۷.۵
۳	B.H-1	۳۰	۸۸/۶/۲۵	۸۸/۷/۴	۷.۵
۴				۸۸/۷/۷	۷.۵
۵				۸۸/۷/۱۱	۷.۵
۶				۸۸/۶/۲۸	۸.۳
۷				۸۸/۶/۳۰	۸.۱
۸	B.H-2		۸۸/۶/۲۶	۸۸/۶/۳۱	۸
۹				۸۸/۷/۴	۷.۶
۱۰				۸۸/۷/۸	۷.۵
۱۱				۸۸/۷/۱۱	۷.۶
۱۲				۸۸/۷/۸	۳(۵متر به خیابان ولیعصر)
۱۳	T.P-1	۱۰.۵	۸۸/۷/۱۹	۸۸/۷/۱۴	۳(۵متر به خیابان ولیعصر)
۱۴				۸۸/۷/۱۹	۳(۵متر به خیابان ولیعصر)

در هنگام خاکبرداری و حفاری پس از برخورد به لایه آبدار ابتدا با خارج کردن آب از محل پروژه اجرای عملیات ادامه یافت و در نهایت با ایجاد شبکه‌ی زهکشی کف این مشکل مرتفع گردید (شکل ۵-۶) تا (شکل ۵-۱۰).



شکل ۵-۶ برخورد با لایه آبدار



شکل ۵-۷ برخورد با لایه آبدار و حفاری گمانه



شکل ۵-۸ خروج آب از محدوده پروژه



شکل ۵-۱۹ اجرای شبکه زهکشی کف



شکل ۵-۱۰ اجرای شبکه زهکشی کف

پروژه ب : مجتمع امام رضا(ع)

محل پروژه : تهران - پاسداران

مساحت : ۵۵۰۰ مترمربع

عمق حداکثر : ۴۵

چاه‌های شناسایی ژئوتکنیک در این پروژه نشان‌دهنده وجود آب زیرزمینی از ۱۵ متری کف گود بود. برآوردها نشان‌دهنده‌ی نفوذ آب با دبی حدود ۴۰ لیتر بر ثانیه به داخل پروژه بوده است. وجود این آب باعث بروز مشکلات زیادی از جمله ریزش‌های موضعی در برخی دیواره‌ها و همچنین افزایش خطر ریزش دیواره از زمان گودبرداری تا زمان پایدارسازی گردید و همچنین مشکلات اجرایی از قبیل جابجایی دستگاه‌ها در زمین نامساعد و ایجاد محدودیت‌های فراوان در پی داشت. اجرای چاه‌های زهکش و گالری پیرامونی به همراه پمپاژ دائمی آب (شکل ۵-۱۱) در این پروژه انجام گردید و تا حد بالایی از گسیختگی دیواره‌ها جلوگیری شد.



شکل ۵-۱۱ اجرای چاه‌های زهکش و گالری پیرامونی به همراه پمپاژ دائمی آب

پروژه ج : مجتمع تجاری صبا

محل پروژه : تهران - قیطریه

مساحت : ۱۷۰۰ مترمربع

عمق حداکثر : ۱۶

در این پروژه نیز مانند پروژه قبل شدت نفوذ آب به محدوده پروژه به نحوی بود که باعث بروز مشکلات زیادی از جمله ریزش‌های موضعی در برخی دیواره‌ها و همچنین افزایش خطر ریزش دیواره از زمان گودبرداری تا زمان پایدارسازی گردید و همچنین مشکلات اجرایی از قبیل جابجایی دستگاه‌ها در زمین نامساعد و ایجاد محدودیت‌های فراوان در پی داشت، که با پمپاژ از داخل پروژه (شکل ۵-۱۲) و کانال کشی کف (شکل ۵-۱۳) این مشکل مرتفع گردید.



شکل ۵-۱۲ پمپاژ آب از داخل پروژه



شکل ۵-۱۳ کانال کشی کف گود

پروژه د : مجتمع عمار

محل پروژه : تهران - نیاوران

مساحت : ۱۰۶۰ مترمربع

عمق حداکثر : ۱۷

عدم زهکشی مناسب در این پروژه باعث جمع شدن آب در محدوده پروژه شد (شکل ۵-۱۴) و به دلیل رسی بودن خاک ساختگاه، عملیات اجرایی را غیر ممکن می نمود.



شکل ۵-۱۴ جمع شدن آب در محدوده پروژه

پس از مواجه شدن با این مشکل، اجرای چاه و گالری پیرامونی باعث خروج آب از محدوده گود و امکان پذیر نمودن اجرا گردید.

۵-۲-۳- حفرات و فاضلاب

خطرات احتمالی نظیر چاه‌ها، قنات و حفره‌های زیرزمینی دیگر باید در مطالعات ژئوتکنیک شناسایی شده و عمق، موقعیت و تاثیر آن‌ها بر ساختمان و نحوه مقاوم‌سازی آن‌ها جهت رفع خطر به تفصیل بیان گردد. به عنوان گام اولیه پیش از شروع طراحی و عملیات اجرایی بایستی موارد زیر انجام گیرد:

۱. از محل چاه‌های فاضلاب اطراف پروژه برداشت به صورت مناسب انجام گیرد.

۲. نقشه قنات محل پروژه بررسی گردد.

برخی مشکلات ناشی از وجود حفرات، قنات و چاه‌های فاضلاب پیرامون محدوده گودبرداری

عبارتند از :

۱ جداره گود ناپایدار گردد.

۲ تغییر شکل‌های سازه‌های اطراف تشدید شود.

۳ المان‌های پایدارسازی نظیر میخ و انکر عملکرد نامناسب داشته باشند.

حفرات، بسته به شکل قرارگیری نسبت به جداره گود عبارتند از:

- حفرات موازی جداره گود: حفراتی که در امتداد طول جداره می‌باشند. (شکل ۵-۱۵)
- حفرات عمود بر جداره گود (شکل ۵-۱۶)



شکل ۵-۱۵ حفرات موازی جداره گود



شکل ۵-۱۶ حفرات عمود بر جداره گود

در ادامه ۲ پروژه که با مشکل وجود حفرات روبه‌رو بوده است به طور خلاصه بررسی می‌گردد.

پروژه الف: لتمال

محل پروژه : تهران - انتهای غربی اتوبان همت

مساحت : ۱۴۰۰۰ مترمربع

عمق حداکثر : ۳۴ متر

در این پروژه به دلیل وجود لایه‌های سیلتی، ریزش‌های موضعی در برخی دیواره‌ها می‌گردید (شکل ۵-۱۷).



شکل ۵-۱۷ ریزش‌های موضعی به علت وجود لایه‌های سیلتی

برای جلوگیری از این ریزش‌های در ابتدا درون حفره‌ها پوک‌ریزی گردید و بعد از آن مش و شاتکریت انجام شد و در نهایت میان پوک‌ها دوغاب سیمان تزریق شد (شکل ۵-۱۸).



شکل ۵-۱۸ مش و شاتکریت و پرکردن با پوک و تزریق میان پوک

در قسمت دیگری در این پروژه وجود حفره‌ای به حجم حدود ۱۷ متر مکعب در زیر ساختمان همسایه وجود داشت که پس از برخورد میخ‌ها به آن شناسایی شد که این مشکل نیز با پر کردن حفره توسط بتن مرتفع گردید.

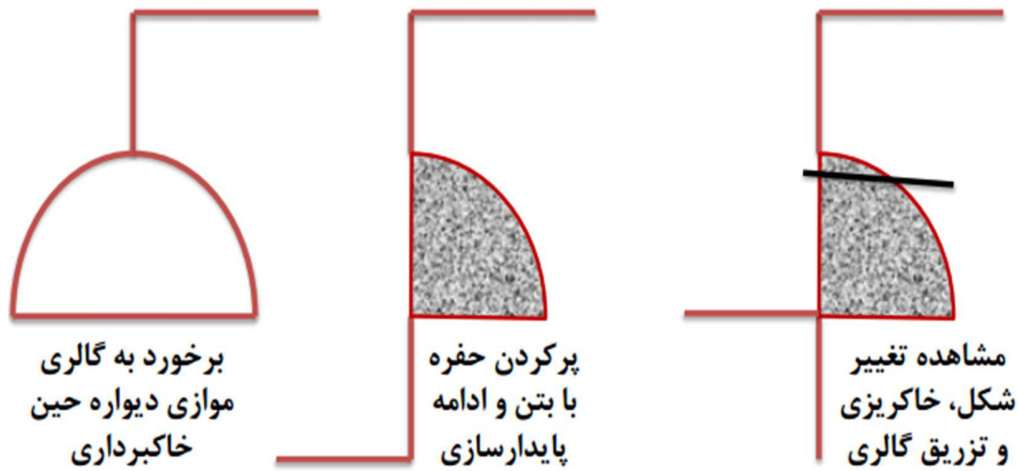
پروژه ب: مجتمع تجاری صبا

محل پروژه: تهران - قیطریه

مساحت: ۱۷۰۰ مترمربع

عمق حداکثر: ۱۶

برخورد به گالری موازی دیواره، مشکل مشاهده شده در این پروژه بود. پر کردن گالری با بتن اولین اقدام در رفع این مشکل بود، پس از پر کردن گالری و ادامه عملیات پایدارسازی مشاهده گردید که تغییر شکل‌ها افزایشی بود. در این مرحله با خاکریزی مجدد و حفاری گمانه‌های تزریقی مشکل به صورت کامل رفع گردید. البته برخورد به حفرات در برخی قسمت‌های دیوار منجر به تغییر زیاد طرح نسبت به طرح اولیه گردید (شکل ۵-۱۹).



شکل ۵-۱۹ پر کردن گالری و ادامه عملیات پایدارسازی

۵-۲-۴ مطالعات ژئوتکنیکی با رویکرد پایدارسازی

نارسایی‌های زیر در اکثر پروژه‌های پایدارسازی شهر تهران و مشهد، در زمینه مطالعات ژئوتکنیک مشاهده می‌شود:

- انجام مطالعات ژئوتکنیک با شرح خدماتی در حد حداقل‌های مورد نیاز مراجع قانونی نظیر شهرداری جهت صدور پروانه ساخت می‌باشد.
 - تمرکز گزارش‌های ژئوتکنیک به مقوله طراحی پی است و تنظیم آزمایشات محلی با توجه به این نیاز می‌باشد و مقوله پایدارسازی کمتر مورد توجه است.
- اطلاعاتی که از یک گزارش ژئوتکنیک به منظور طرح پایدارسازی مورد نیاز است عبارتند از :
- پارامترهای فیزیکی (جنس خاک و وزن مخصوص خاک)
 - پارامترهای مقاومتی خاک (چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی خاک)
 - پارامترهای تغییر شکل پذیری (مدول الاستیسیته خاک)
 - ضخامت خاک دستی
 - وضعیت قنوات و حفره‌های زیرزمینی
 - وضعیت آب زیرزمینی
 - جمع بندی داده‌ها

فصل ششم

مدل سازی و مطالعات موردی گودبرداری های میخکوبی شده

در این فصل ۴ پروژه که در آنها سیستم میخکوبی، به عنوان سیستم سازه نگهبان استفاده شده است به صورت موردی بررسی می‌گردد. که در ۲ مورد اول گود پایدار بوده ولی در دو مورد بعدی به علت افزایش سربار و اشباع شدن خاک، دیواره گود ریزش کرده است.

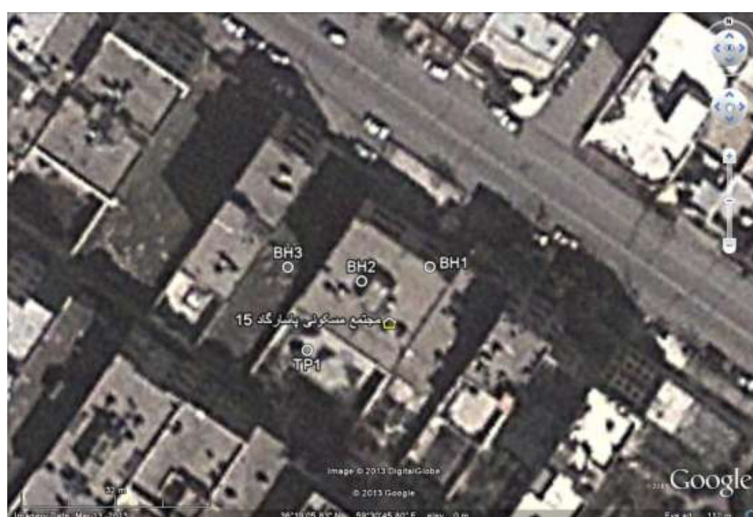
۶-۱- پروژه برج سبز

زمین مورد مطالعه در ضلع جنوب غربی دشت مشهد مطابق عکس هوایی (شکل ۶-۱) قرار دارد. پروژه مورد نظر در مشهد، بلوار هاشمیه واقع شده است. این پروژه ساختمانی مسکونی شامل ۱۳ طبقه (سه طبقه زیرزمین) می‌باشد و عمق استقرار فونداسیون آن، ۱۵- متر است. ابعاد زمین مورد مطالعه، در سمت شمال ۳۸/۷۰ متر، در سمت غرب ۲۴/۸۰ متر، در سمت جنوب ۳۷/۵۵ متر و در سمت شرق ۲۵ متر می‌باشد.

به منظور شناسایی لایه‌های خاک، تعداد چهار گمانه در موقعیت استقرار سازه حفر گردید (شکل ۶-۲) که یکی از آنها به صورت دستی تا عمق ۳۰ متر و سه گمانه دیگر به صورت ماشینی تا عمق‌های ۴۵، ۶۵ و ۳۰ متر بودند.



شکل ۱-۶ موقعیت مکانی پروژه برج سبز



شکل ۲-۶. موقعیت گمانه‌ها پروژه برج سبز

وضعیت کلی لایه‌های خاک پس از انجام آزمایشات در محل پروژه در جدول ۱-۶ مشاهده می‌شود.

جدول ۶-۱. وضعیت کلی لایه‌های خاک پروژه برج سبز

عمق	طبقه بندی خاک	γ_e (gr/cm^3)	W %	C (Kg/cm^2)	ϕ (deg)	SPT	K_0	K_{σ}	$K_{\sigma\sigma}$	E_s (Kg/cm^2)	μ
۰-۳	SM	۱,۸۲	۳,۲	۰,۱۸	۳۱	>۵۰	۰,۴۸	۰,۳۲	۰,۵۴	۲۳۰	۰,۳۰
۱۳	GW-GM	۱,۹۱	۴,۵	۰,۴۶	۳۵	>۵۰	۰,۴۳	۰,۲۷	۰,۴۷	۲۴۰	۰,۳۰
۲۳	SM	۱,۷۸	۵,۱	۰,۳۰	۲۳	>۵۰	۰,۴۵	۰,۲۹	۰,۵۱	۳۰۰	۰,۳۰
۴۴	CL	۱,۸۲	۱۶,۹	۰,۱۰	۲۶	>۵۰	—	—	—	۲۸۰	۰,۳۵
۶۵											

پارامترهای ژئوتکنیکی مورد استفاده جهت مدل سازی خاک مطابق جدول ۶-۲ می باشد.

جدول ۶-۲. پارامترهای ژئوتکنیکی خاک پروژه برج سبز

پروژه برج سبز					
عمق (m)	γ (kN/m^3)	γ_{sat} (kN/m^3)	C(kN/m^2)	Φ	E(kN/m^2)
0-13	18.8	18.8	30	31	2.3×10^4
13-15	19.6	19.6	46	35	5.1×10^4

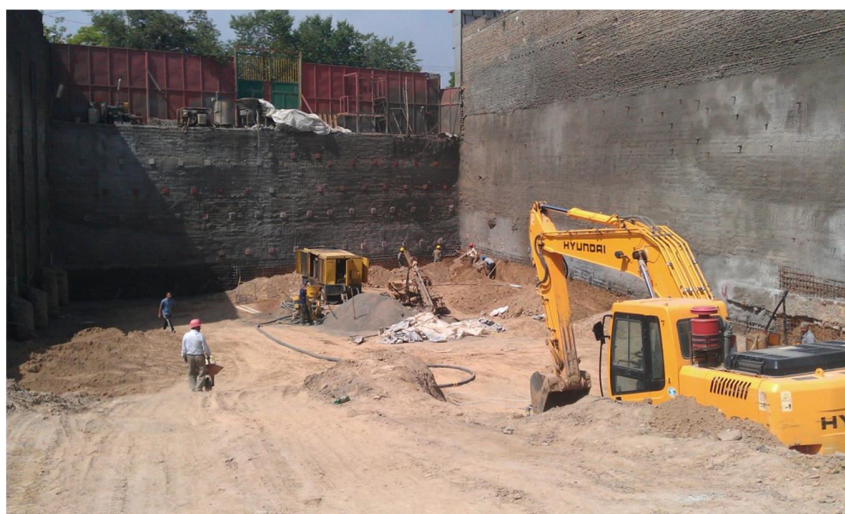
در این پروژه از سیستم میخ کوبی، به عنوان سازه نگهبان استفاده گردید. که در ادامه مدل سازی انجام شده و نتایج به دست آمده و اجرا شده مشاهده می گردد.



شکل ۳-۶. اجرای شاتکریت دیوارها پروژه برج سبز



شکل ۴-۶. عملیات حفاری توسط دریل واگن



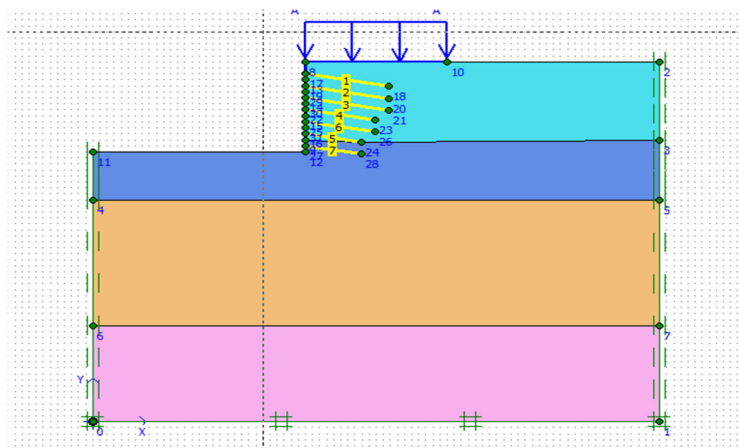
شکل ۶-۵. رگلاژ دستی دیوارها



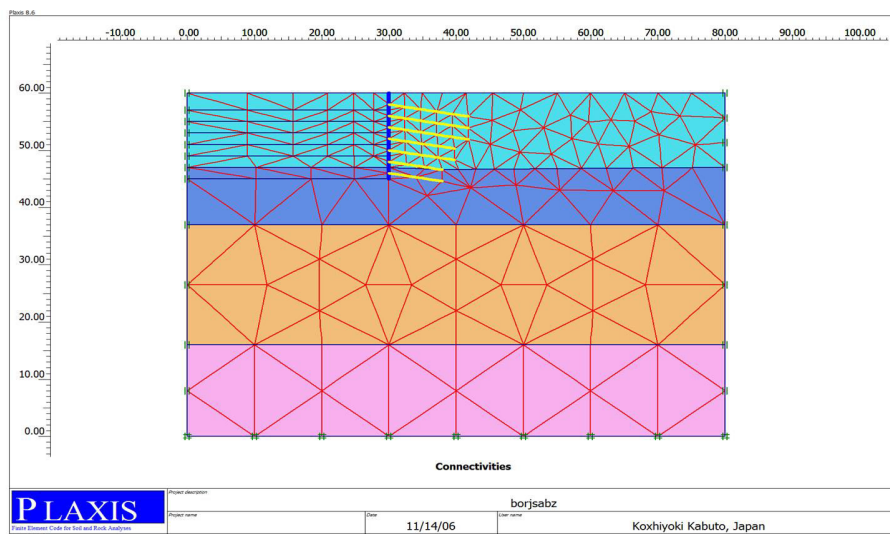
شکل ۶-۶. مش بندی دیواره جهت اجرای شاتکریت

در این پروژه جهت پایدارسازی دیواره‌ی گود از ۷ ردیف میخ استفاده شده است. که طول میخ‌ها در سه ردیف اول آن ۱۲ متر، در ردیف چهارم و پنجم ۱۰ متر و در دو ردیف آخر ۸ متر می‌باشد. از میلگرد $\varnothing 28$ به عنوان میخ در فواصل افقی و عمودی به ترتیب ۲ متر استفاده گردیده است. در لبه گود به دلیل

وجود ساختمان ۲ طبقه سربار 20 kN/m^2 در نظر گرفته شده است. مدل تهیه شده پروژه بدون مش - بندی در شکل ۶-۷ و مدل خاک پروژه با مش بندی در شکل ۶-۸ مشاهده می شود.

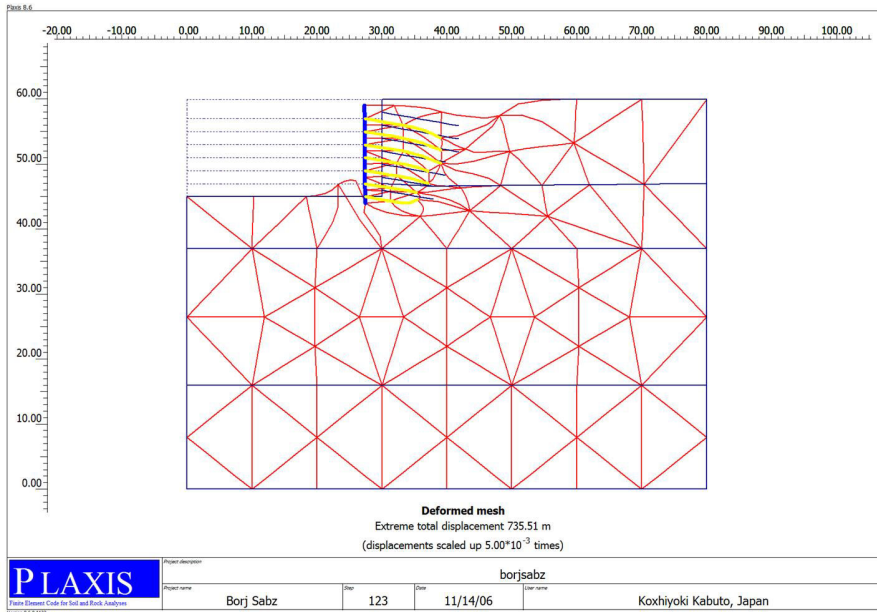


شکل ۶-۷. مدل تهیه شده پروژه برج سبز



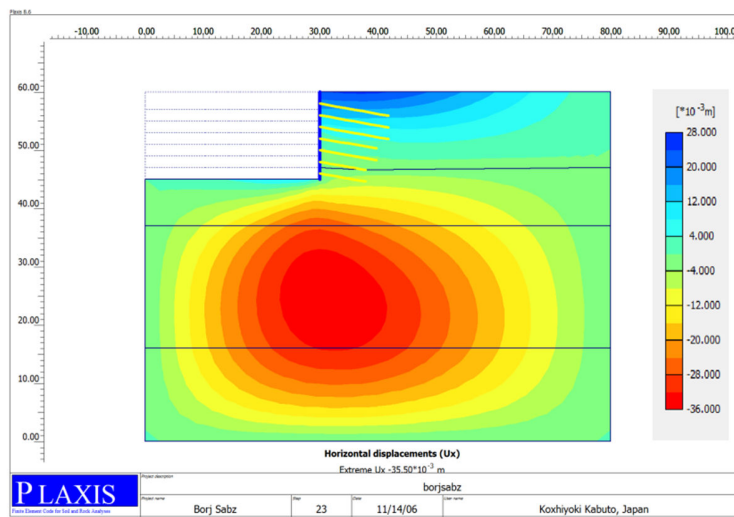
شکل ۶-۸. مدل خاک پروژه برج سبز با مش بندی

در شکل ۶-۹ مش تغییر شکل یافته پس از خاکبرداری و اجرای سازه نگهبان ملاحظه می گردد که این تغییر شکل ها در نزدیکی دیواره دیده می شود.



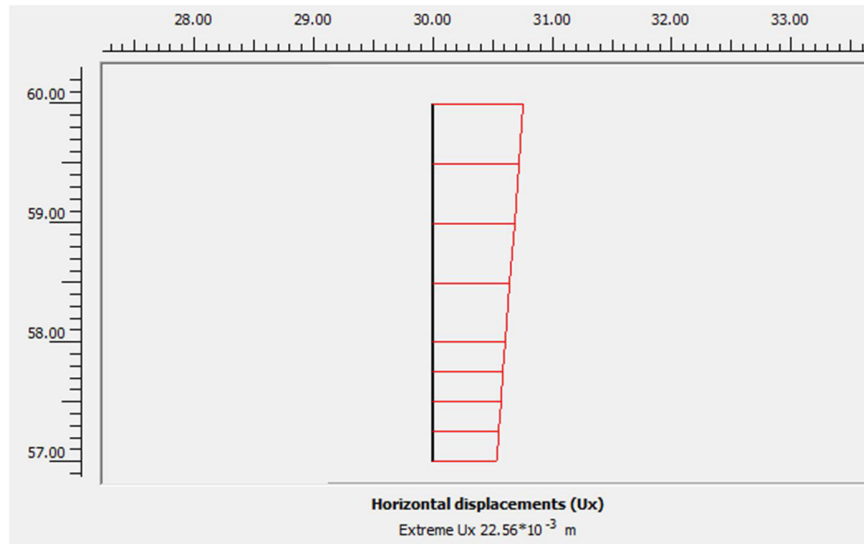
شکل ۶-۹. مش تغییر شکل یافته پروژه برج سبز

در شکل ۶-۱۰ تغییر مکان‌های افقی دیواره گود که از ۲۳ میلی‌متر در لبه‌ی گود تا ۴ میلی‌متر در کف گود می‌باشد، دیده می‌شود.



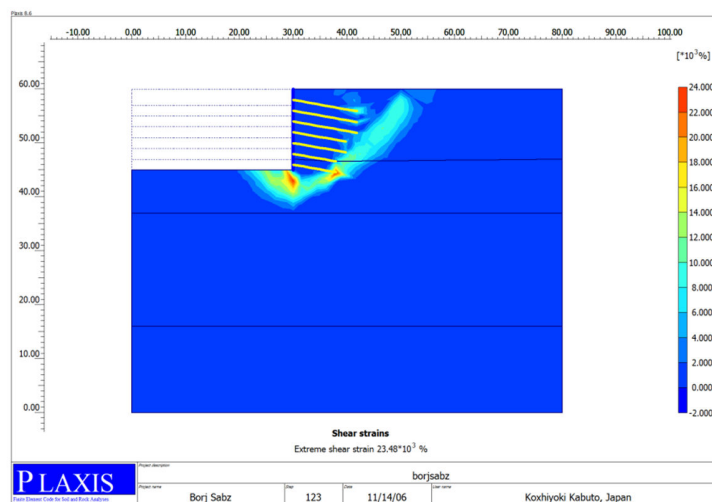
شکل ۶-۱۰. تغییر مکان‌های افقی خاک پروژه برج سبز

در شکل ۱۱-۶ تغییر مکان افقی لبه گود که حداکثر آن ۲۲ میلی‌متر می‌باشد و از بالا به پایین کاهش پیدا می‌کند مشاهده می‌گردد.



شکل ۱۱-۶. تغییر مکان افقی لبه‌ی گود پروژه برج سبز

در شکل ۱۲-۶ الگوی محتمل‌ترین سطح لغزش دیواره که بر اساس کرنش‌های برشی حداکثر می‌باشد مشاهده می‌گردد.



شکل ۱۲-۶. الگوی محتمل‌ترین سطح لغزش دیواره پروژه برج سبز

با توجه به اینکه تغییر مکان‌های افقی لبه گود و دیواره در محدوده مجاز می‌باشد و ضریب اطمینان طرح ۲/۲۶ می‌باشد گود با این طرح اجرا گردید و پایدار ماند.

۶-۲- پروژه حسینیہ قمی‌ها

زمین مورد مطالعه در شهر مشهد، سرشور ۳۷، جنب حسینیہ قمی‌ها واقع است، سازه مورد نظر از نوع اسکلت فلزی به همراه مهار جانبی از نوع دیوار برشی می‌باشد. همچنین سازه مذکور دارای ۹ سقف، شامل سه طبقه زیرزمین و سطح اشغال حدود ۴۴۰ مترمربع در هر طبقه می‌باشد. محاسبات برای پی‌های نواری و گسترده با ابعاد مختلف و عمق استقرار حدود ۱۳- متر انجام گرفته است.

جهت شناسایی لایه‌های تحت‌الارضی ۳ گمانه از تراز زمین طبیعی، به روش دستی و ماشینی، مطابق جدول ۶-۳ حفاری گردید.

جدول ۶-۳. مشخصات گمانه‌های مطالعات پروژه حسینیہ قمی‌ها

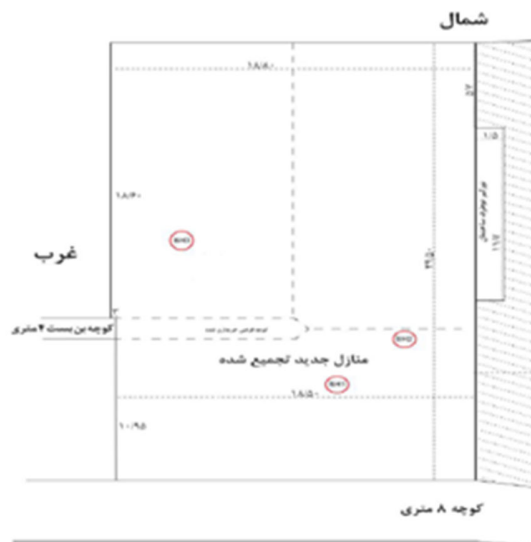
توضیحات	نقوذ استاندارد	نمونه برداری			روش حفاری	عمق (متر)	شماره گمانه
		رطوبت	دست نخورده	دست خورده			
	۷	۷	۱	۷	دستی	۱۴	۱
از تراز صفر تا حدود ۴ متر دارای خاک نباتی می‌باشد و در عمق ۲۰ متر به آب برخورد گردید.	۱۹	۱۸	۴	۱۸	ماشینی	۳۷	۲
در عمق ۲۰ متر به آب برخورد گردید.	۱۲	۱۲	۲	۱۲	ماشینی	۳۷	۳

پارامترهای ژئوتکنیکی مورد استفاده جهت مدل سازی خاک مطابق جدول ۴-۶ می باشد.

جدول ۴-۶ پارامترهای ژئوتکنیکی خاک پروژه حسینیہ قمی ها

پروژه زائرسرا و حسینیہ قمی ها					
عمق (m)	γ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	C(kN/m ²)	Φ	E(kN/m ²)
0-2	17.3	17.3	12	25	1.5×10^4
2-6	18.2	18.2	14	26	1.7×10^4
6-10	18.5	18.5	15	27	1.9×10^4
10-13	18.9	18.9	18	25	2.1×10^4

کروکی زمین مطابق شکل ۱۳-۶ می باشد.



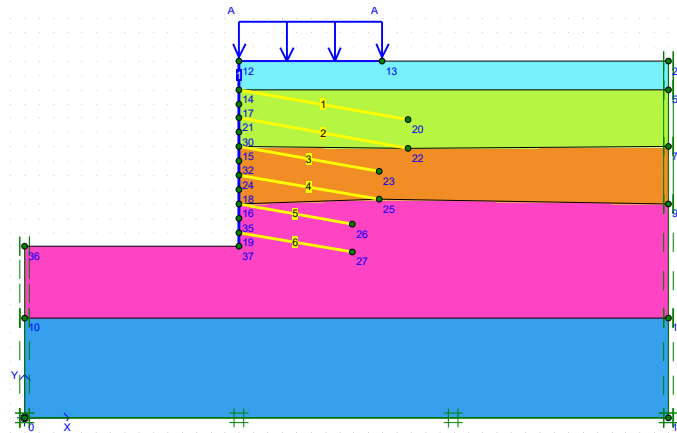
شکل ۱۳-۶. کروکی زمین پروژه حسینیہ قمی ها



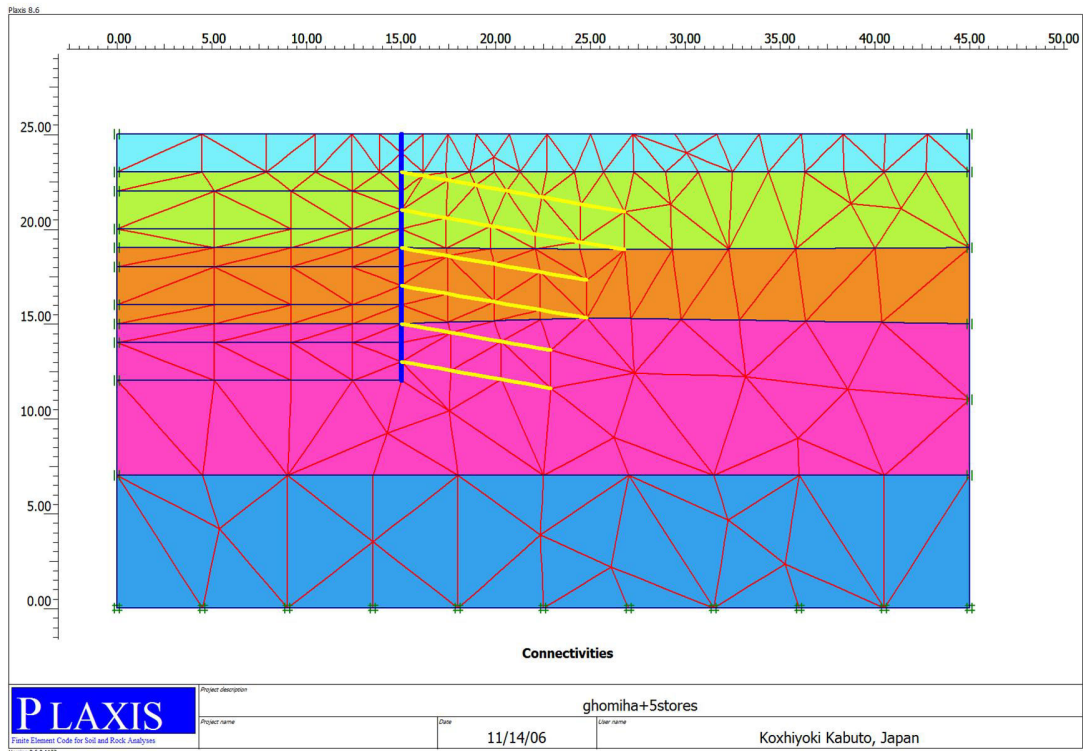
شکل ۶-۱۴. حفاری گمانه مطالعاتی پروژه حسینیه قمی‌ها

در این پروژه، جهت پایدارسازی دیواره‌ی گود، از ۶ ردیف میخ استفاده شده است. که طول میخ‌ها در دو ردیف اول آن ۱۲ متر، در ردیف سوم و چهارم ۱۰ متر و در دو ردیف آخر ۸ متر می‌باشد. از میلگرد $\varnothing 28$ به عنوان میخ در فواصل افقی و عمودی به ترتیب ۲ متر استفاده گردیده است. به دلیل وجود خیابان با تردد ترافیکی کم در لبه‌ی گود، بار گسترده $\frac{KN}{m^2}$ ۱۰ در طراحی منظور گردیده است. مدل تهیه شده پروژه بدون مش‌بندی در شکل ۶-۱۵ و مدل خاک

پروژه با مش بندی در شکل ۱۶-۶ مشاهده می شود.

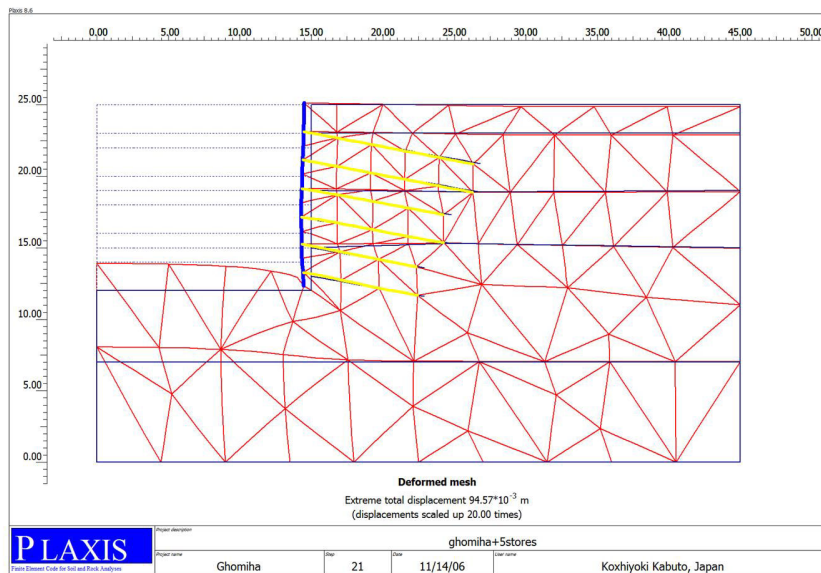


شکل ۱۵-۶. مدل تهیه شده پروژه حسینه قمی ها



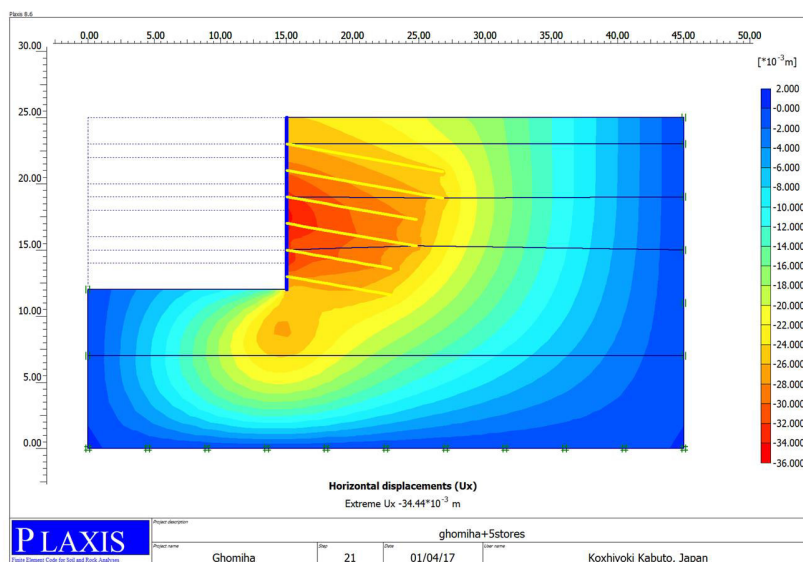
شکل ۱۶-۶. مدل خاک پروژه حسینه قمی ها با مش بندی

در شکل ۶-۱۷ مش تغییر شکل یافته پس از خاکبرداری و اجرای سازه نگهبان ملاحظه می‌گردد که این تغییر شکل‌ها در نزدیکی دیواره دیده می‌شود.



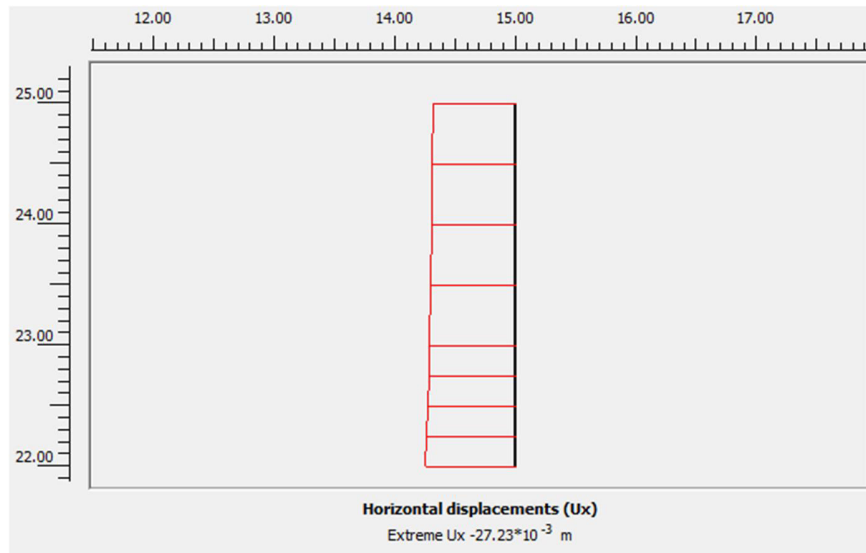
شکل ۶-۱۷. مش تغییر شکل یافته پروژه حسینیہ قمی‌ها

در شکل ۶-۱۸ تغییر مکان‌های افقی دیواره گود که از ۲۵ میلی‌متر تا ۳۰ میلی‌متر متغیر است، دیده می‌شود.



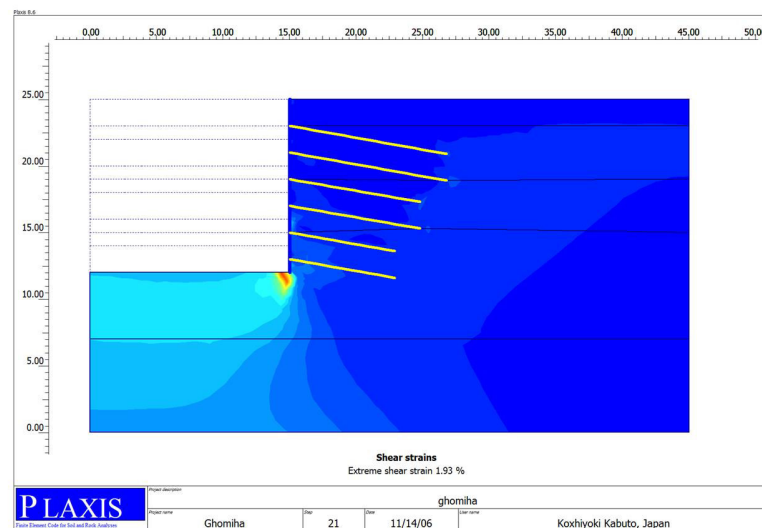
شکل ۶-۱۸. تغییر مکان‌های افقی خاک پروژه حسینیہ قمی‌ها

در شکل ۱۹-۶ تغییر مکان افقی لبه گود که حداکثر آن ۲۷ میلی‌متر می‌باشد و کمتر از حد مجاز است، مشاهده می‌گردد.



شکل ۱۹-۶. تغییر مکان افقی لبه‌ی گود پروژه حسینیه قمی‌ها

در شکل ۲۰-۶ الگوی محتمل‌ترین سطح لغزش دیواره که بر اساس کرنش‌های برشی حداکثر می‌باشد مشاهده می‌گردد.



شکل ۲۰-۶. الگوی محتمل‌ترین سطح لغزش دیواره پروژه حسینیه قمی‌ها

ضریب اطمینان در این پروژه ۱,۵ می‌باشد و با توجه به اینکه جابجایی‌های افقی لبه گود و دیواره در محدوده مجاز می‌باشد این گود با ۶ ردیف میخ و ۱۳ متر عمق اجرا گردیده و پایدار مانده است.

۶-۳- پروژه بلوار مصلی نبش چمن ۴۸

پروژه مورد نظر در مشهد، چهارراه مصلی، بلوار چمن واقع شده است. این پروژه ساختمانی مسکونی شامل ۹ طبقه (سه طبقه زیرزمین) می‌باشد و عمق استقرار فونداسیون آن، ۱۱- متر است. ابعاد زمین مورد مطالعه، در سمت شمال ۳۱/۷۷ متر، در سمت غرب ۲۲/۸۰ متر، در سمت جنوب ۳۵/۵۵ متر و در سمت شرق ۲۱/۳۵ متر می‌باشد. در سمت شمالی پروژه، کوچه‌ای به عرض ۳ متر و پس از آن ساختمان-های ۲ طبقه قدیمی فاقد زیرزمین است. در سمت شرقی پیاده‌رویی به عرض ۳ متر و سپس خیابان با تردد ترافیکی بالا می‌باشد. در قسمت جنوبی که سمت بحرانی پروژه هم می‌باشد انبار خواربار چسبیده به پروژه وجود دارد و در نهایت در سمت غربی پروژه خیابان فرعی به عرض ۳ متر با تردد ترافیکی کم و پس از آن زمین بایر می‌باشد. تاسیسات عبوری نیز تنها در ضلع شمالی و شرقی پروژه می‌باشد، که در سمت شمال در عمق کمتر از ۲ متر و در قسمت شرقی در فاصله ۱۲ متری و در عمق ۲ متری است. به منظور شناسایی لایه‌های خاک محل پروژه و اخذ نمونه‌های دست‌خورده و دست‌نخورده خاک اقدام به حفر یک گمانه ماشینی با عمق ۴۰ متر و دو گمانه دستی به اعماق ۲۰ و ۱۰/۵ متری شده است. موقعیت گمانه‌ها در شکل ۶-۲۱ مشاهده می‌گردد.



شکل ۶-۲۱. موقعیت گمانه‌ها پروژه چمن ۴۸

جهت تکمیل مطالعات شناسایی مشخصات فنی خاک، بر روی نمونه‌های اخذ شده در آزمایشگاه، آزمایش‌های دانه‌بندی، برش مستقیم، سه محوری و تحکیم انجام شد. بر مبنای نتایج آزمایش‌ها، پارامترهای ژئوتکنیکی نمونه‌های مورد آزمایش به طور خلاصه در جدول ۶-۵ ارائه شده است.

جدول ۶-۵. پارامترهای ژئوتکنیکی نمونه‌های مورد آزمایش پروژه چمن ۴۸

(BH1) گمانه یک

Bore hole No.	Depth (m)	ASTMD 2487	LL	PI	γ gr/cm ³	γ_d gr/cm ³	W%	C kg/cm ²	ϕ Deg	E Kg/cm ²	SPT			
											NI	NI	NI	NI
BH1	0.00 – 2.00	SP-SM	-	-	1.71	1.65	3.5			165	6	12	18	30
BH1	2.00 – 4.00	SM	-	-	1.72	1.65	4.3			110	8	15	16	31
BH1	4.00 – 6.00	SM	-	-	1.75	1.67	4.4	0	26	117	7	14	19	33
BH1	6.00 – 8.00	SM	-	-	1.77	1.68	5.0			123	9	16	19	35
BH1	8.00 – 10.00	SM	-	-	1.79	1.71	4.7	0	27	126	8	15	21	36
BH1	10.00 – 12.00	SP-SM	-	-	1.82	1.75	4.2	0	29	205	10	17	23	40
BH1	12.00 – 14.00	SC-SM	21	8	1.80	1.71	5.3	0	28	200	12	18	20	38
BH1	14.00 – 16.00	SM	-	-	1.80	1.72	4.8			135	10	17	22	39
BH1	16.00 – 18.00	SP-SC	29	11	1.84	1.75	5.1			215	13	19	23	42
BH1	18.00 – 20.00	SM	-	-	1.82	1.70	7.0			140	12	20	21	41
BH1	20.00 – 22.00	SM	-	-	1.82	1.71	6.2			145	12	18	24	42
BH1	22.00 – 24.00	SP-SM	-	-	1.85	1.74	6.3			220	16	21	23	44
BH1	24.00 – 26.00	CL	27	11	1.66	1.45	14.5	0.18	21	100	12	15	20	35
BH1	26.00 – 28.00	CL	30	12	1.65	1.41	16.8			100	11	16	19	35
BH1	28.00 – 30.00	CL-ML	16	7	1.68	1.41	19.1			100	13	18	19	37
BH1	30.00 – 32.00	CL-ML	18	8	1.71	1.40	22.2			110	10	17	21	38
BH1	32.00 – 34.00	SM	-	-	1.82	1.55	17.6			147	14	20	23	43
BH1	34.00 – 36.00	SM	-	-	1.82	1.51	20.3			144	15	18	24	42
BH1	36.00 – 38.00	ML	-	-	1.72	1.38	24.5			110	11	16	22	38
BH1	38.00 – 40.00	SM	-	-	1.80	1.48	21.8			140	13	19	22	41

گمانه دو (BH2)

Bore hole No.	Depth (m)	ASTMD 2487	LL	PI	γ gr/cm ³	γ_d gr/cm ³	W%	C kg/cm ²	ϕ Deg	E Kg/cm ²	SPT			
											N1	N2	N3	N
BH2	0.00 – 2.00	ML	-	-	1.56	1.48	5.3			80	5	10	14	24
BH2	2.00 – 4.00	ML	-	-	1.58	1.47	7.2	0.23	15	90	6	11	14	25
BH2	4.00 – 6.00	SP	-	-	1.78	1.70	4.4			250	8	15	20	35
BH2	6.00 – 8.00	SP-SM	-	-	1.75	1.67	5.0			180	8	16	17	33
BH2	8.00 – 10.00	SP	-	-	1.80	1.72	4.8	0	28	260	11	16	21	37
BH2	10.00 – 12.00	SC	22	11	1.78	1.68	5.6	0	27	165	10	18	19	37
BH2	12.00 – 14.00	SP	-	-	1.80	1.71	5.2	0	29	270	12	18	21	39
BH2	14.00 – 16.00	CL	28	12	1.61	1.48	8.7			90	8	10	19	29
BH2	16.00 – 18.00	SP	-	-	1.81	1.72	5.5			270	11	17	22	39
BH2	18.00 – 20.00	CL	27	10	1.64	1.49	9.7			100	9	16	16	32

گمانه سه (BH3)

Bore hole No.	Depth (m)	ASTMD 2487	LL	PI	γ gr/cm ³	γ_d gr/cm ³	W%	C kg/cm ²	ϕ Deg	E Kg/cm ²	SPT			
											N1	N2	N3	N
BH3	0.00 – 2.00	SM	-	-	1.71	1.64	4.1			110	8	12	19	31
BH3	2.00 – 4.00	ML	-	-	1.57	1.48	5.8			90	6	11	14	25
BH3	4.00 – 6.00	ML	-	-	1.60	1.50	6.7	0.18	17	90	7	13	15	28
BH3	6.00 – 8.00	SM	-	-	1.76	1.68	4.6	0	26	120	10	15	19	34
BH3	8.00 – 10.50	SP-SM	-	-	1.80	1.72	4.4			195	13	18	20	38

پارامترهای ژئوتکنیکی مورد استفاده جهت مدل سازی خاک مطابق جدول ۶-۶ می باشد.

جدول ۶-۶. پارامترهای ژئوتکنیکی خاک پروژه چمن ۴۸

پروژه چمن ۴۸					
عمق(m)	γ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	C(kN/m ²)	Φ	E(kN/m ²)
0-1	16	16	23	19	10 ⁴
1-5	16	16	18	20	10 ⁴ ×1.3
5-7	18	18	10	27	10 ⁴ ×1.5
7-11	18	18	10	28	10 ⁴ ×1.7

در ضلع جنوبی پروژه با توجه به بررسی‌های میدانی و آنالیزهای اقتصادی و اطلاعات به دست آمده از تحقیقات، سیستم میخکوبی به عنوان سیستم سازه نگهبان انتخاب شد. در هنگام طراحی سازه نگهبان در این ضلع، با توجه وجود انبار موقت و بدون استفاده در لبه‌ی گود، جهت اطمینان سرباری به میزان $10 \frac{KN}{m^2}$ در نظر گرفته شد متأسفانه در هنگام اجرا همسایه بدون اطلاع شروع به استفاده از انبار نموده و سربار را به $30 \frac{KN}{m^2}$ افزایش داد که این امر همان‌طور که در شکل ۶-۲۲ مشاهده می‌شود سبب ریزش دیواره گردید. جهت بررسی این پروژه ۳ مدل‌سازی صورت گرفته است، در مدل اول خاک با سربار $10 \frac{kN}{m^2}$ مدل می‌گردد در طراحی دوم همان طرح اول با سربار $30 \frac{kN}{m^2}$ مجدداً بررسی می‌شود و در مدل‌سازی آخر خاک با شرایط واقعی، یعنی بر اساس سربار $30 \frac{kN}{m^2}$ مدل می‌گردد. در نهایت این سه مدل با یکدیگر مقایسه می‌گردند.



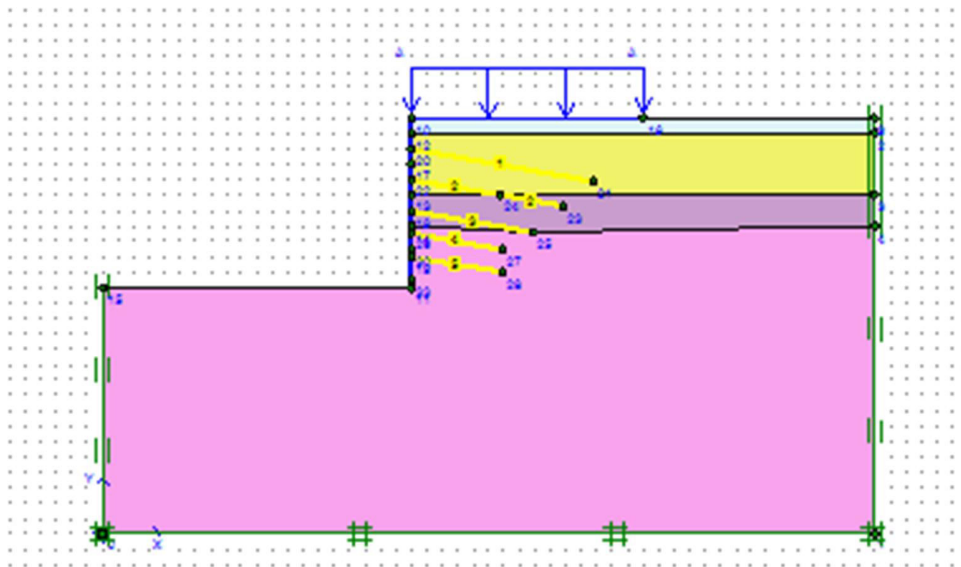
شکل ۶-۲۲. بارگذاری انبار لبه گود و ریزش دیوار پروژه چمن ۴۸



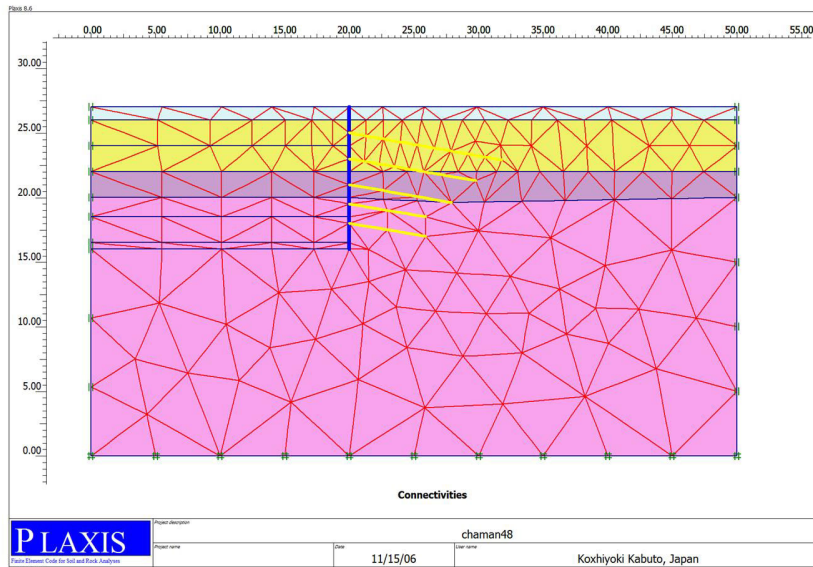
شکل ۶-۲۳. اجرای شاتکریت در ضلع شمالی پروژه چمن ۴۸

۶-۳-۱- مدل سازی بر اساس سربار $10 \frac{kN}{m^2}$

در این مدل سازی خاک توسط ۵ ردیف میخ به طول های ۱۲، ۸، ۱۰، ۶ و ۶ متر با فواصل افقی ۲/۵ متر و فواصل قائم ۲ و ۱/۵ متر مدل گردید و با ضریب اطمینان ۱/۳ پایدار ماند. مدل تهیه شده پروژه بدون مش بندی در شکل ۶-۲۴ و مدل خاک پروژه با مش بندی در شکل ۶-۲۵ مشاهده می شود.

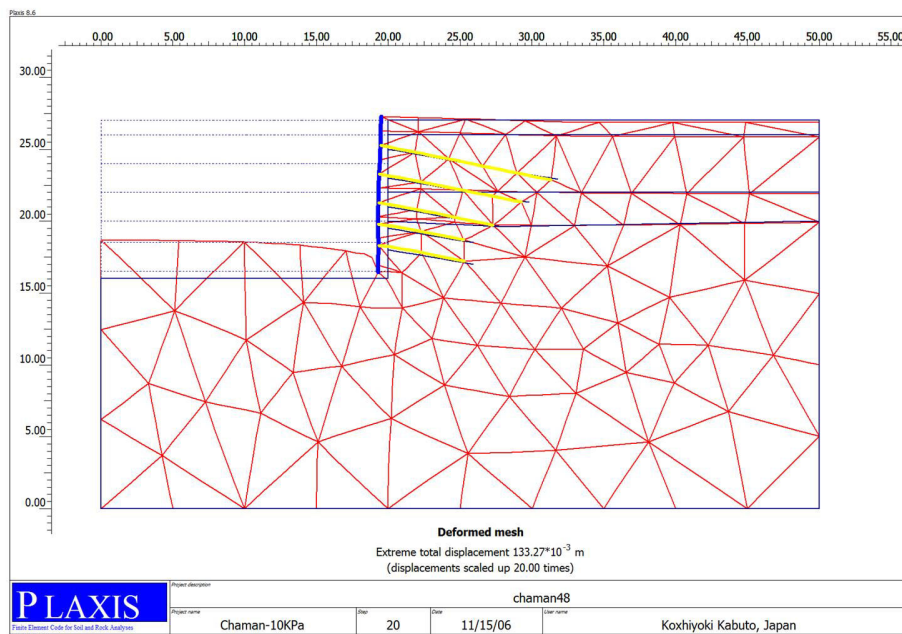


شکل ۶-۲۴. مدل تهیه شده پروژه چمن ۴۸ (سربار $10 \frac{kN}{m^2}$)



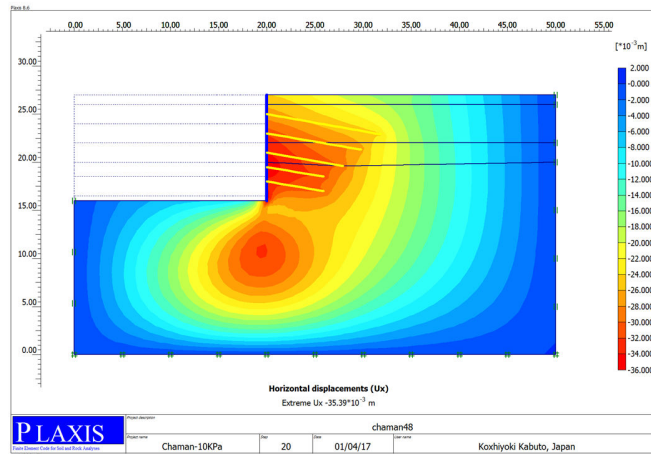
شکل ۶-۲۵. مدل خاک پروژه چمن ۴۸ با مش بندی (سربار $10 \frac{kN}{m^2}$)

در شکل ۶-۲۶ مش تغییر شکل یافته پس از خاکبرداری و اجرای سازه نگهبان ملاحظه می گردد که این تغییر شکل ها در نزدیکی دیواره دیده می شود.



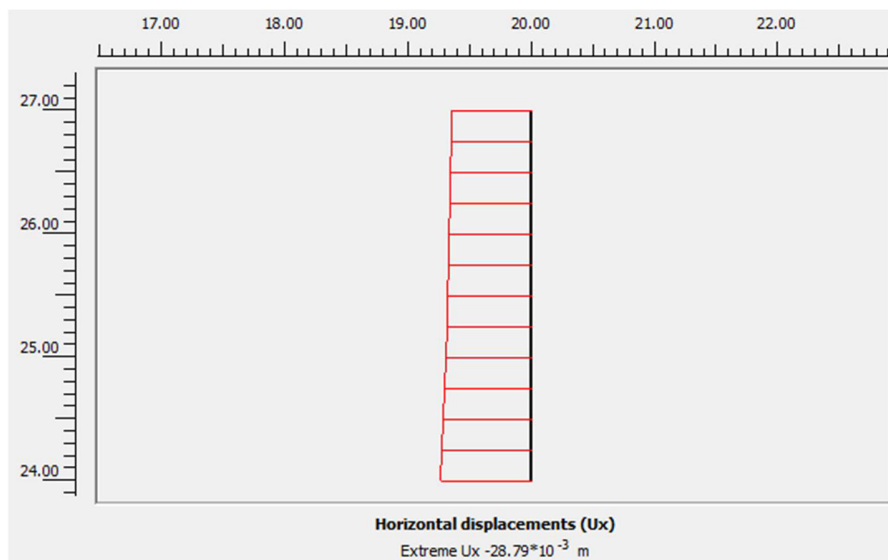
شکل ۶-۲۶. مش تغییر شکل یافته پروژه چمن ۴۸ (سربار $10 \frac{kN}{m^2}$)

در شکل ۶-۲۷ تغییر مکان‌های افقی دیواره گود که از ۲۳ میلی‌متر تا ۲۸ میلی‌متر در کف گود می‌باشد، دیده می‌شود.



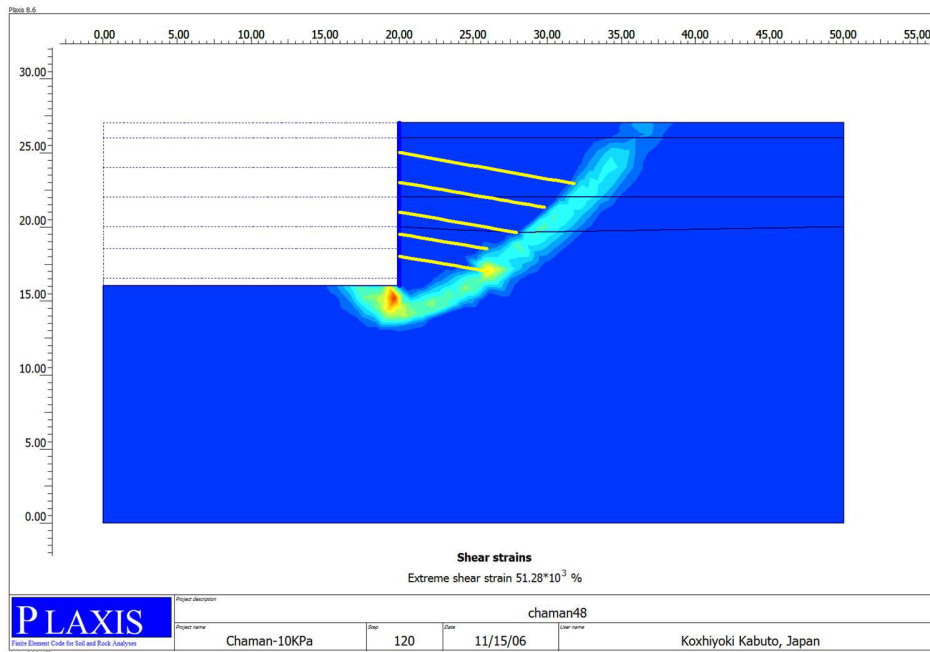
شکل ۶-۲۷. تغییر مکان‌های افقی گود پروژه چمن ۴۸ (سر بار $10 \frac{kN}{m^2}$)

در شکل ۶-۲۸ تغییر مکان افقی لبه‌ی گود که حداکثر آن ۲۹ میلی‌متر می‌باشد مشاهده می‌گردد.



شکل ۶-۲۸. تغییر مکان افقی لبه‌ی گود پروژه چمن ۴۸ (سر بار $10 \frac{kN}{m^2}$)

در شکل ۶-۱۲ الگوی محتمل ترین سطح لغزش دیواره که بر اساس کرنش های برشی حداکثر می باشد مشاهده می گردد.

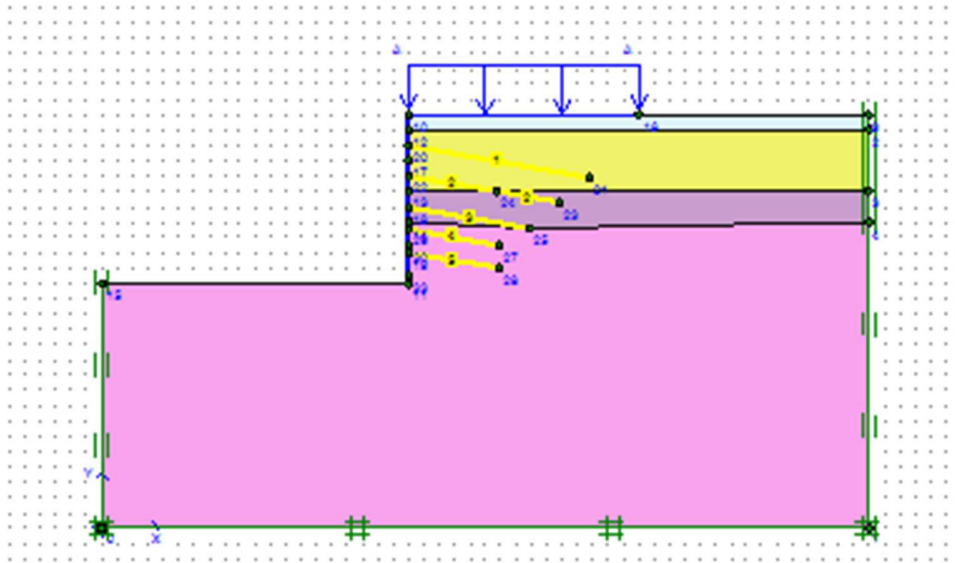


شکل ۶-۲۹. الگوی محتملترین سطح لغزش دیواره پروژه چمن ۴۸ (سربار $10 \frac{kN}{m^2}$)

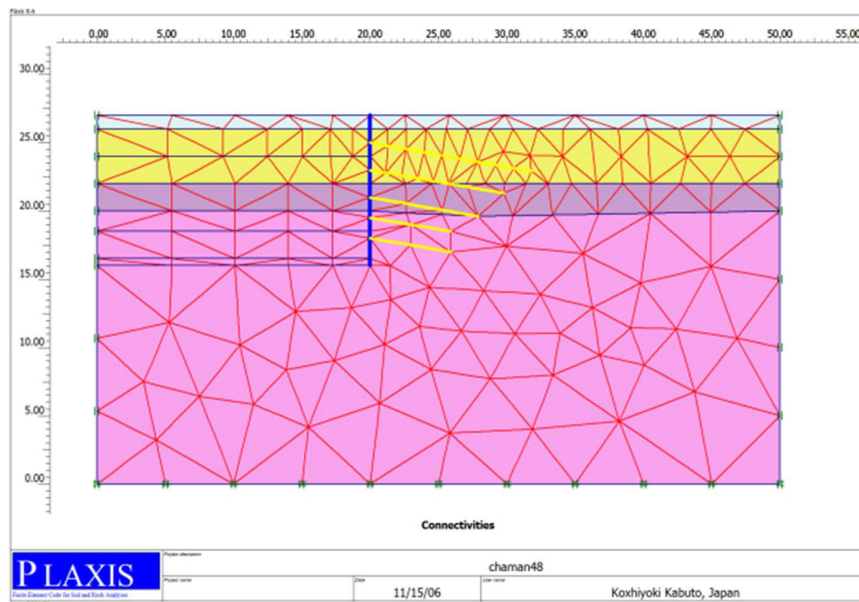
این طرح برای گود با پارامترهای خاک مندرج در جدول ۴-۶ به عمق ۱۱ متر، با سربار $10 \frac{kN}{m^2}$ با ضریب اطمینان ۱,۵ و جابجایی های افقی حداکثر ۳۰ میلیمتر، طرح پایداری می باشد.

۶-۳-۲- مدل سازی بر اساس سربار $30 \frac{kN}{m^2}$

در هنگام اجرا با توجه به اینکه سربار لبه ی گود به $30 \frac{kN}{m^2}$ افزایش پیدا کرد، مدل با سربار جدید و با همان طرح قبل کنترل گردید که ضریب اطمینان $1/24$ و تغییر مکان لبه ی گود $5/5$ سانتی متر، که بیش از حد مجاز است، گردید. مدل تهیه شده پروژه بدون مش بندی در شکل ۶-۳۰ و مدل خاک پروژه با مش بندی در شکل ۶-۳۱ مشاهده می شود.

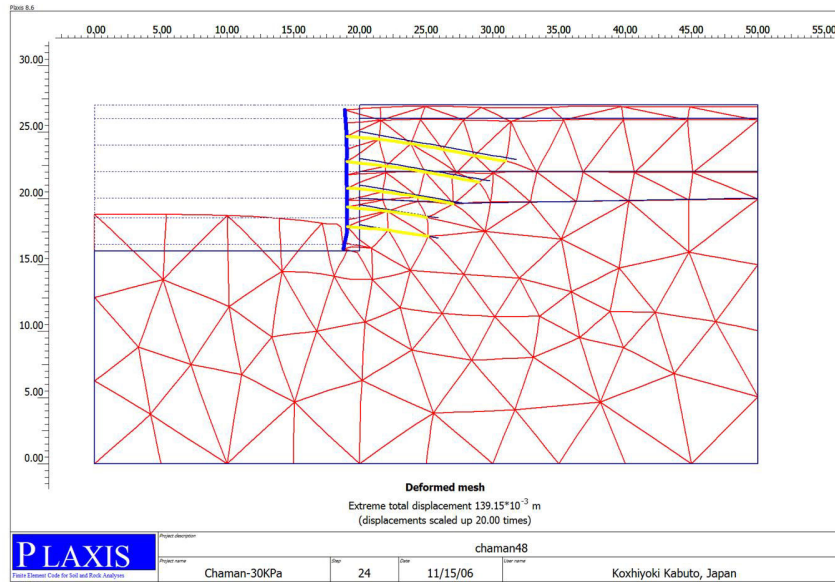


شکل ۶-۳۰. مدل تهیه شده پروژہ چمن ۴۸ (سربار $۳۰ \frac{kN}{m^2}$)



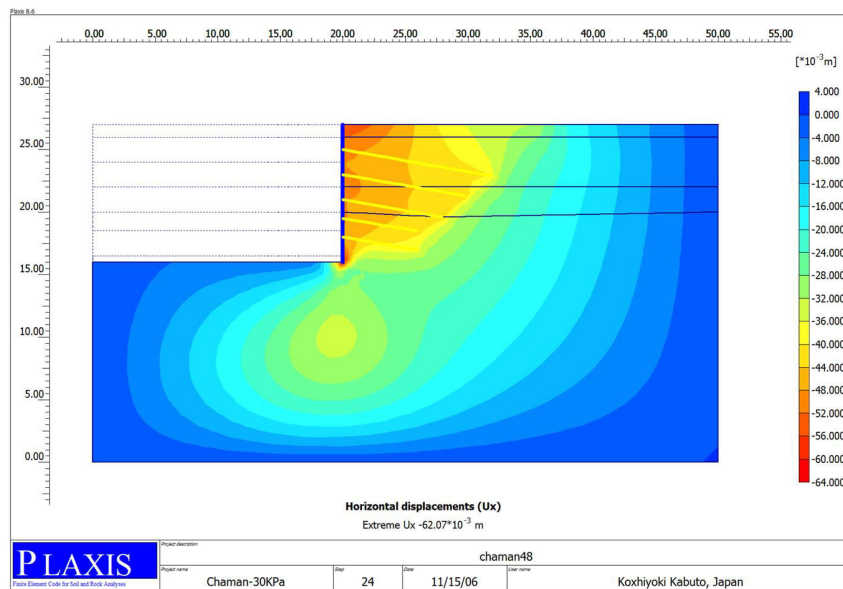
شکل ۶-۳۱. مدل خاک پروژہ چمن ۴۸ با مش بندی (سربار $۳۰ \frac{KN}{m^2}$)

در شکل ۳۲-۶ مش تغییر شکل یافته پس از خاکبرداری و اجرای سازه نگهبان ملاحظه می‌گردد که این تغییر شکل‌ها در نزدیکی دیواره دیده می‌شود..



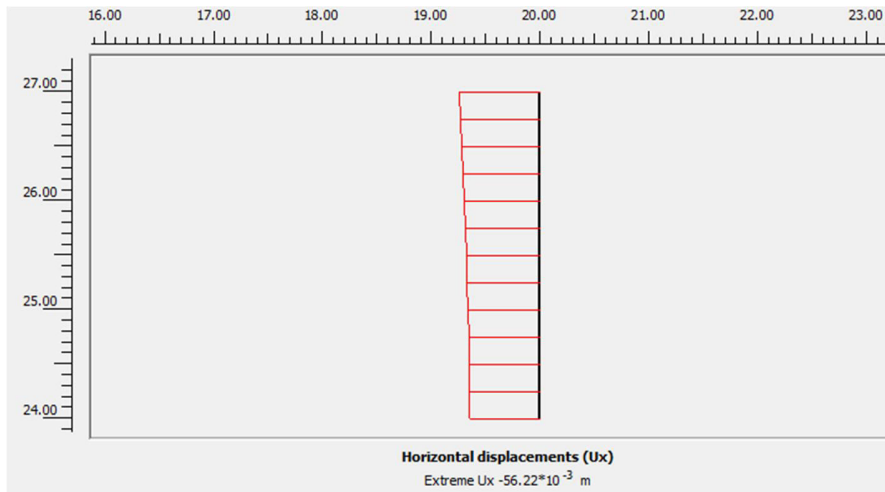
شکل ۳۲-۶. مش تغییر شکل یافته پروژه چمن ۴۸ (سربار $30 \frac{kN}{m^2}$)

در شکل ۳۳-۶ تغییر مکان‌های افقی دیواره گود که از ۵۰ میلی‌متر تا ۶۴ میلی‌متر می‌باشد، دیده می‌شود.



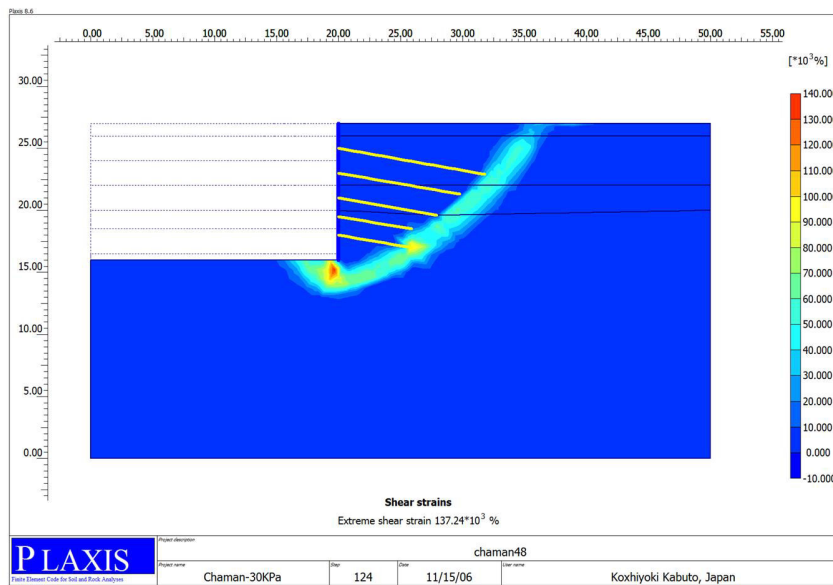
شکل ۳۳-۶. تغییر مکان‌های افقی گود پروژه چمن ۴۸ (سربار $30 \frac{kN}{m^2}$)

در شکل ۳۴-۶ تغییر مکان افقی لبه گود که حداکثر آن ۵۶ میلی‌متر می‌باشد و از بالا به پایین کاهش پیدا می‌کند مشاهده می‌گردد که این حد بیش از حد مجاز می‌باشد.



شکل ۳۴-۶. تغییر مکان افقی لبه‌ی گود پروژه چمن ۴۸ (سربار $30 \frac{kN}{m^2}$)

در شکل ۳۵-۶ الگوی محتمل‌ترین سطح لغزش دیواره که بر اساس کرنش‌های برشی حداکثر می‌باشد مشاهده می‌گردد.

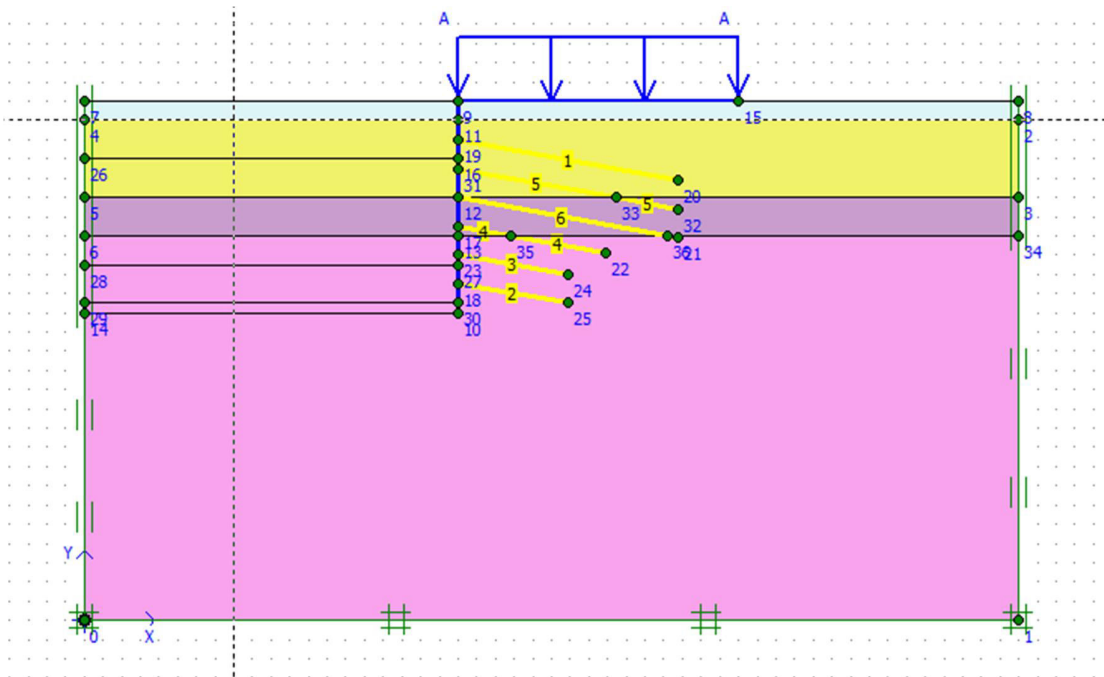


شکل ۳۵-۶. الگوی محتمل‌ترین سطح لغزش دیواره پروژه چمن ۴۸ (سربار $30 \frac{kN}{m^2}$)

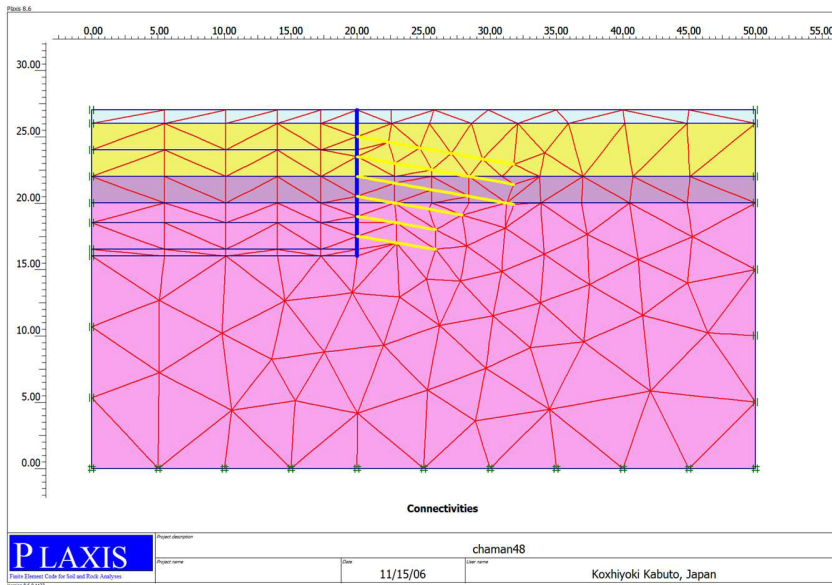
با توجه به اینکه طرح بر اساس سربار $10 \frac{kN}{m^2}$ بوده و در واقعیت سربار به $30 \frac{kN}{m^2}$ افزایش پیدا کرده است همان طور که مشاهده گردید با تغییر سربار در مدل سازی ضریب اطمینان به کمتر از ۱,۳ کاهش پیدا کرد و همچنین جابجایی های افقی لبه گود از حد مجاز تجاوز کرد و گود گسیخته گردید.

۳-۳-۶- مدل سازی بر اساس سربار $30 \frac{kN}{m^2}$ (مدل پایدار)

با توجه به اینکه طرح اولیه با سربار $30 \frac{kN}{m^2}$ ناپایدار می باشد، با افزایش یک ردیف میخ و افزایش طول میخ ها، دیواره ی گود با ضریب اطمینان $1/36$ و جابجایی افقی $2/3$ سانتی متر در لبه ی گود پایدار می گردد. در این مدل سازی خاک توسط ۶ ردیف نیل به طول های ۱۲، ۱۲، ۱۲، ۸، ۶ و ۶ متر با فواصل افقی ۲ متر و فواصل قائم $1/5$ متر مدل گردید. مدل تهیه شده پروژه بدون مش بندی در شکل ۳۶-۶ و مدل خاک پروژه با مش بندی در شکل ۳۷-۶ مشاهده می شود.

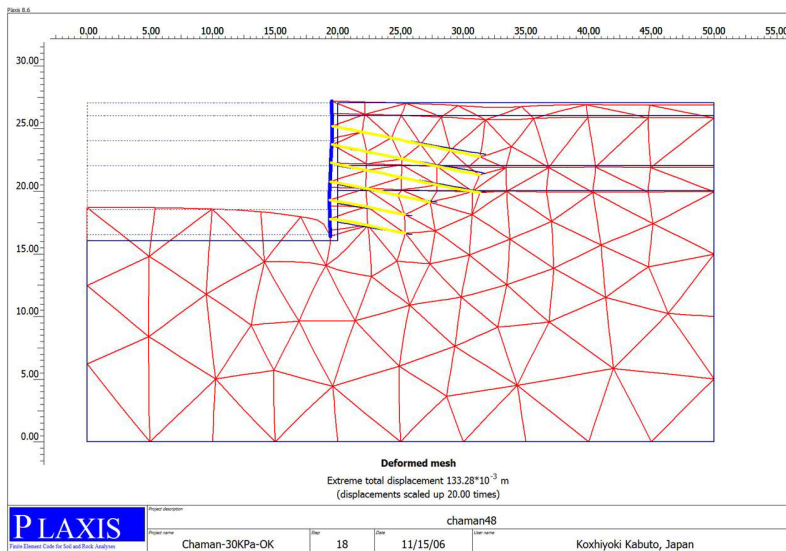


شکل ۳۶-۶. مدل تهیه شده پروژه چمن ۴۸ (سربار $30 \frac{kN}{m^2}$) (مدل پایدار)



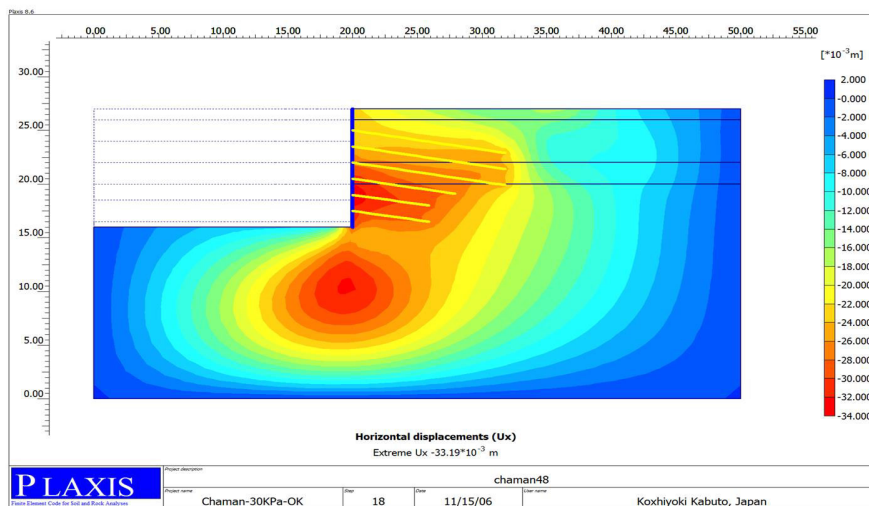
شکل ۶-۳۷. مدل خاک پروژه چمن ۴۸ با مش بندی (سربار $30 \frac{kN}{m^2}$ مدل پایدار))

در شکل ۶-۳۸ مش تغییر شکل یافته پس از خاکبرداری و اجرای سازه نگهبان ملاحظه می گردد که این تغییر شکل ها در نزدیکی دیواره دیده می شود.



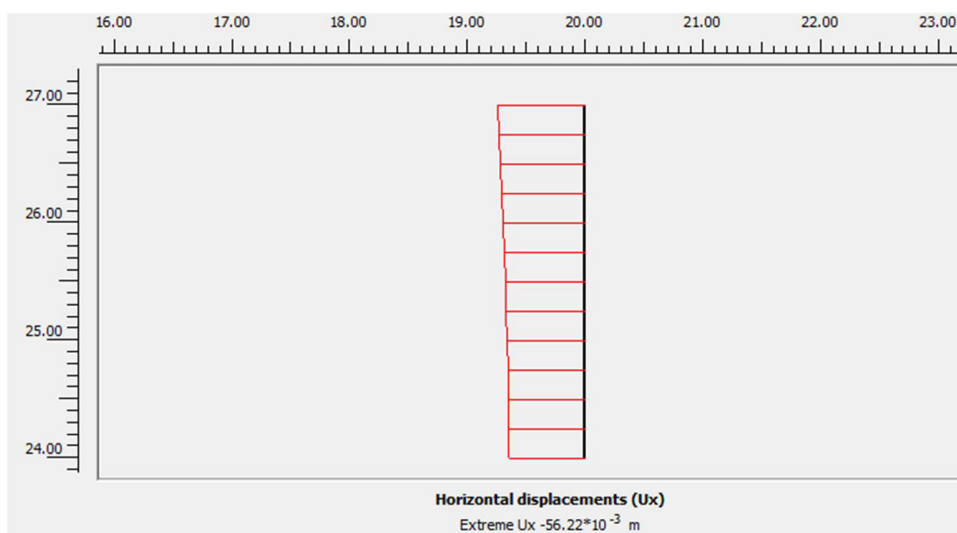
شکل ۶-۳۸. مش تغییر شکل یافته پروژه چمن ۴۸ (سربار $30 \frac{kN}{m^2}$ مدل پایدار))

در شکل ۳۹-۶ تغییر مکان‌های افقی دیواره گود که از ۲۰ میلی‌متر تا ۳۰ میلی‌متر متغیر است، دیده می‌شود.



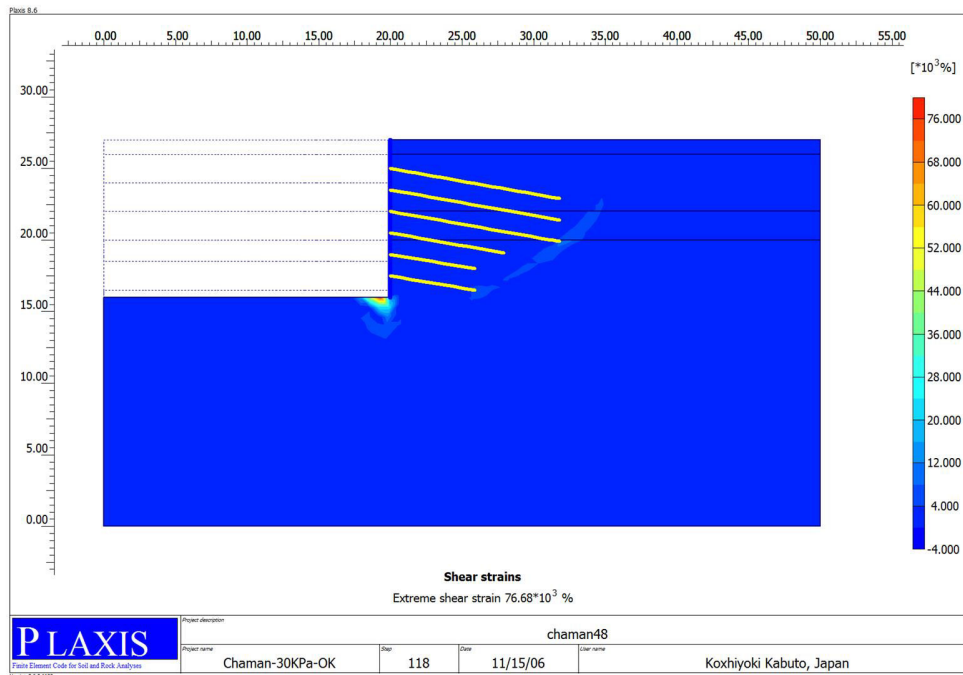
شکل ۳۹-۶. تغییر مکان‌های افقی گود پروژه چمن ۴۸ (سربار $30 \frac{KN}{m^2}$ (مدل پایدار))

در شکل ۴۰-۶ تغییر مکان افقی لبه گود که حداکثر آن ۲۲ میلی‌متر می‌باشد و از بالا به پایین کاهش پیدا می‌کند مشاهده می‌گردد.



شکل ۴۰-۶. تغییر مکان افقی لبه‌ی گود پروژه چمن ۴۸ (سربار $30 \frac{KN}{m^2}$ (مدل پایدار))

در شکل ۴۱-۶ الگوی محتمل ترین سطح لغزش دیواره که بر اساس کرنش‌های برشی حداکثر می‌باشد مشاهده می‌گردد.



شکل ۴۱-۶. الگوی محتمل ترین سطح لغزش دیواره پروژه چمن ۴۸ (مدل سوم)

با افزایش یک ردیف میخ و افزایش طول میخ‌ها دیواره‌ی گود با ضریب اطمینان ۱/۳۶ و جابجایی افقی ۲/۳ سانتی‌متر در لبه‌ی گود پایدار می‌گردد.

۴-۶- پروژه ورزشگاه آستان قدس

پروژه مورد نظر، پروژه‌ای تاسیساتی در شهر مشهد و واقع در بلوار خیام می‌باشد. عمق استقرار فونداسیون ۱۲- متر است. ابعاد زمین مورد مطالعه، در سمت شمال ۴۰ متر، در سمت غرب ۲۵ متر، در سمت جنوب ۳۷ متر و در قسمت شرقی ۲۴ متر می‌باشد. در سمت شمالی پروژه، ساختمان ۲ طبقه اداری فاقد زیرزمین می‌باشد. در قسمت غربی پروژه زمین خالی و در قسمت جنوبی و شرقی، پس از ۳ متر پیاده‌رو خیابان اصلی با تردد ترافیکی بالا وجود دارد. تصاویر مربوط به پروژه (شکل ۴۲-۶) و

(شکل ۴۳-۶)، و جداول مشخصات خاک (جدول ۶-۷ و جدول ۶-۸) در ادامه مشاهده می شود.



شکل ۴۲-۶. موقعیت پروژه ورزشگاه آستان قدس



شکل ۴۳-۶. عکس هوایی پروژه ورزشگاه آستان قدس

جدول ۶-۷. مشخصات خاک پروژه ورزشگاه آستان قدس (شرایط در نظر گرفته شده برای طراحی اولیه)

پروژه آستان قدس (شرایط در نظر گرفته شده برای طراحی اولیه)					
عمق (m)	γ_{unsat} (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	C(kN/m ²)	Φ	E(kN/m ²)
0-4	15.6	20	26	23	10^4
4-12	18.3	21	11	31	3.5×10^4

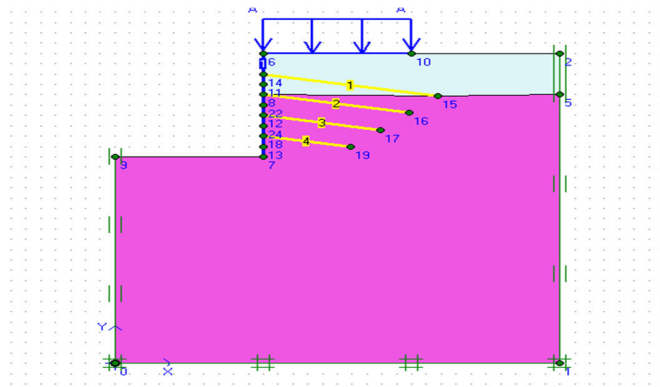
جدول ۶-۸. مشخصات خاک پروژه ورزشگاه آستان قدس (شرایط واقعی)

پروژه آستان قدس (شرایط واقعی)					
عمق (m)	γ_{unsat} (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	C(kN/m ²)	Φ	E(kN/m ²)
0-4	20	20	20	15	10^4
4-12	21	21	10	22	2×10^4

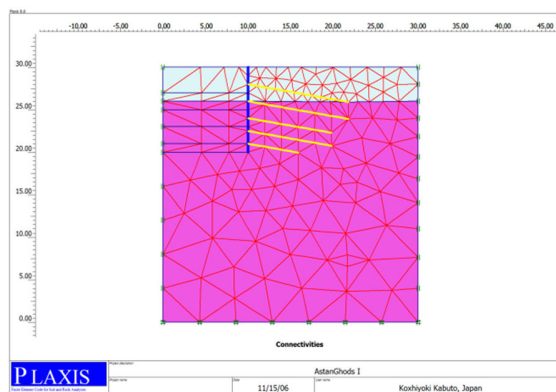
در ضلع جنوبی پروژه با توجه به بررسی‌های میدانی و آنالیزهای اقتصادی و اطلاعات به دست آمده از تحقیقات سیستم میخ‌کوبی به عنوان سیستم سازه نگهبان انتخاب شد. در هنگام طراحی سازه نگهبان در این ضلع با توجه به اینکه در اطراف پروژه خاک غیر اشباع بوده طراحی بر این اساس انجام گردید که متأسفانه به دلیل سهل انگاری پرسنل مجموعه آب استخر نزدیک زمین هنگام تخلیه به پشت گود هدایت شده و باعث ریزش گود گردیده است. جهت بررسی پروژه ۳ مدل‌سازی صورت گرفته است در مدل اول طراحی بر اساس خاک غیراشباع انجام شد و گود پایدار ماند. در مدل دوم همان طراحی برای خاک اشباع انجام شد که دیواره گود ناپایدار گردید و در مدل سوم با شرایط اینکه خاک اشباع باشد طراحی صورت گرفته و در نهایت این سه مدل بررسی و نتیجه‌گیری می‌شود. مدل‌سازی‌ها به روش اجزای محدود به کمک المان‌های ۱۵ گره‌ای و به صورت plane strain انجام می‌شود.

۶-۴-۱- مدل سازی بر اساس خاک غیر اشباع

جهت پایدارسازی گود از ۴ ردیف میخ ۱۲، ۱۰، ۸ و ۶ متر در فواصل افقی و قائم ۲ متر استفاده شده است که دیواره با ضریب اطمینان ۱/۶ و جابجایی ۱/۵ سانتی متر در لبه ی گود پایدار گردیده است. با توجه به وجود ساختمان ۲ طبقه در لبه گود سربار $20 \frac{KN}{m^2}$ در نظر گرفته شده است. مدل تهیه شده پروژه بدون مش بندی در شکل ۶-۴۲ و مدل خاک پروژه با مش بندی در شکل ۶-۴۳ مشاهده می شود.

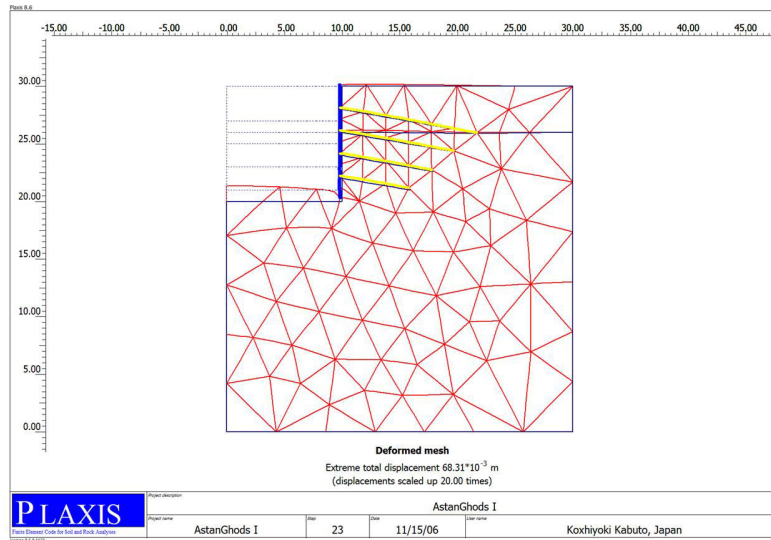


شکل ۶-۴۴. مدل تهیه شده پروژه ورزشگاه آستان قدس (خاک غیر اشباع)



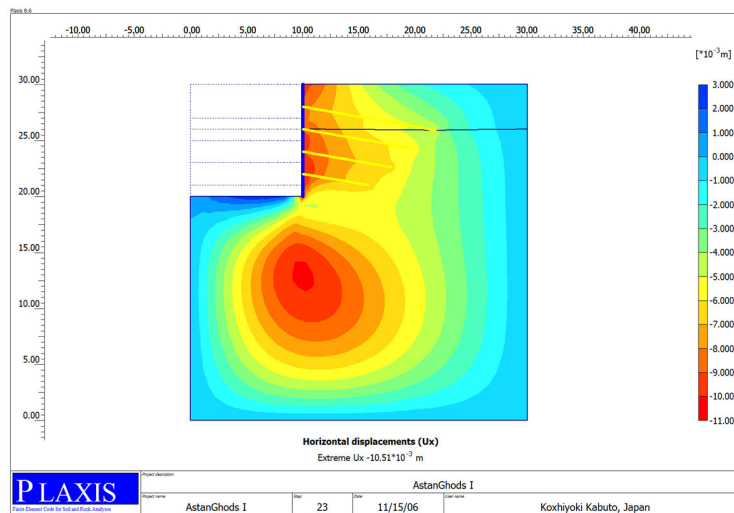
شکل ۶-۴۵. مدل خاک پروژه ورزشگاه آستان قدس با مش بندی (خاک غیر اشباع)

در شکل ۴۶-۶ مش تغییر شکل یافته پس از خاکبرداری و اجرای سازه نگهبان ملاحظه می‌گردد که این تغییر شکل‌ها در نزدیکی دیواره دیده می‌شود.



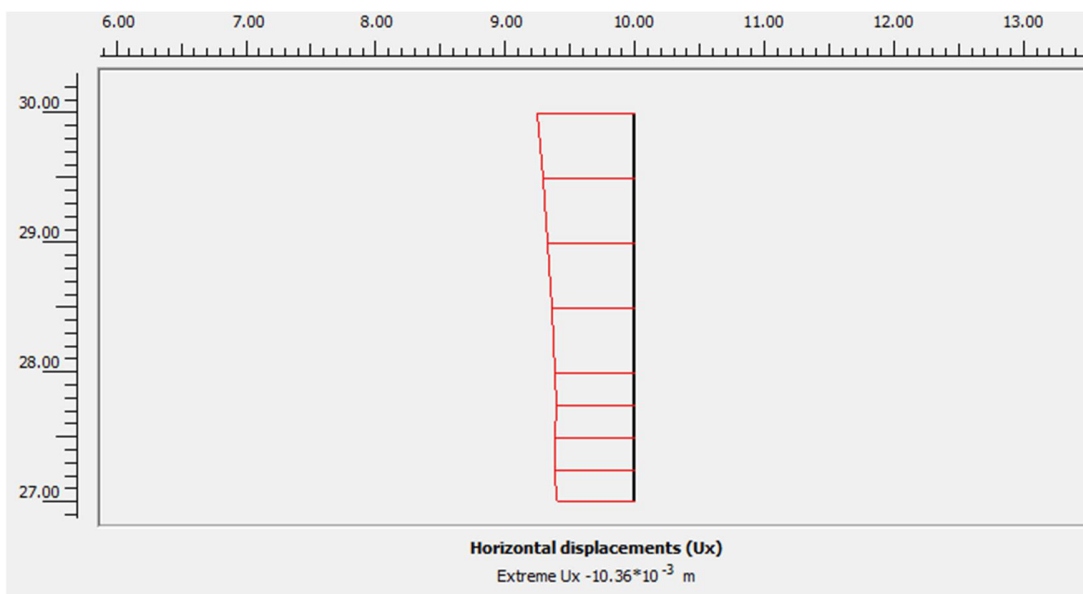
شکل ۴۶-۶. مش تغییر شکل یافته پروژه ورزشگاه آستان قدس (خاک غیر اشباع)

در شکل ۴۷-۶ تغییر مکان‌های افقی دیواره گود که حداکثر ۱۱ میلی‌متر می‌باشد، دیده می‌شود.



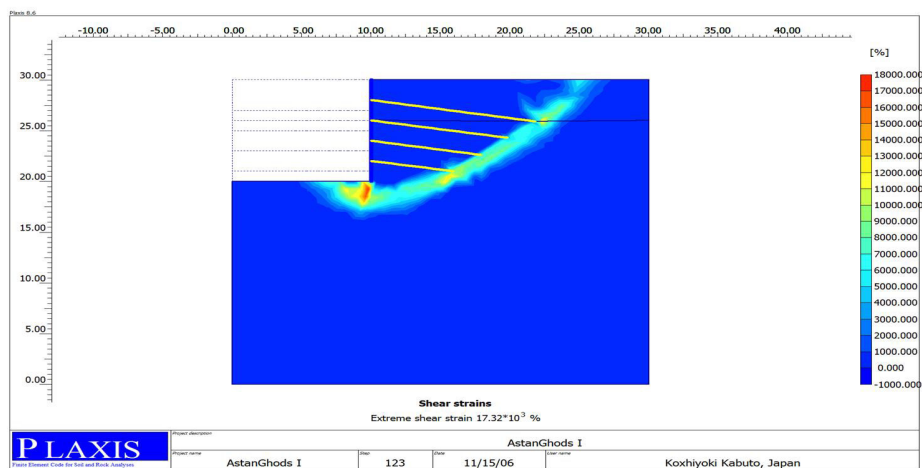
شکل ۴۷-۶. تغییر مکان‌های افقی گود پروژه ورزشگاه آستان قدس (خاک غیر اشباع)

در شکل ۴۸-۶ تغییر مکان افقی لبه‌ی گود که حداکثر آن ۱۰ میلی‌متر می‌باشد و از بالا به پایین کاهش پیدا می‌کند مشاهده می‌گردد.



شکل ۴۸-۶. تغییر مکان افقی لبه‌ی گود پروژه ورزشگاه آستان قدس (خاک غیر اشباع)

در شکل ۴۹-۶ الگوی محتمل‌ترین سطح لغزش دیواره که بر اساس کرنش‌های برشی حداکثر می‌باشد مشاهده می‌گردد.

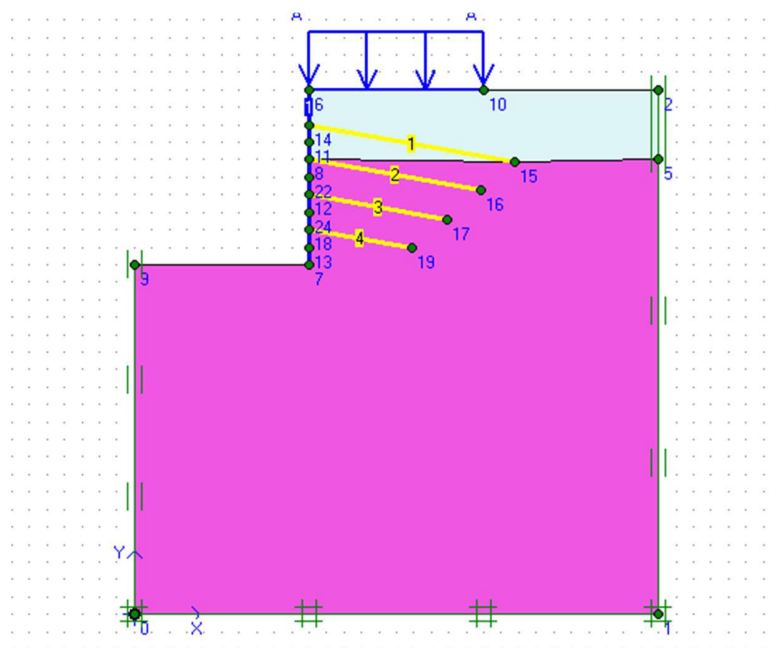


شکل ۴۹-۶. الگوی محتمل‌ترین سطح لغزش دیواره پروژه ورزشگاه آستان قدس (خاک غیر اشباع)

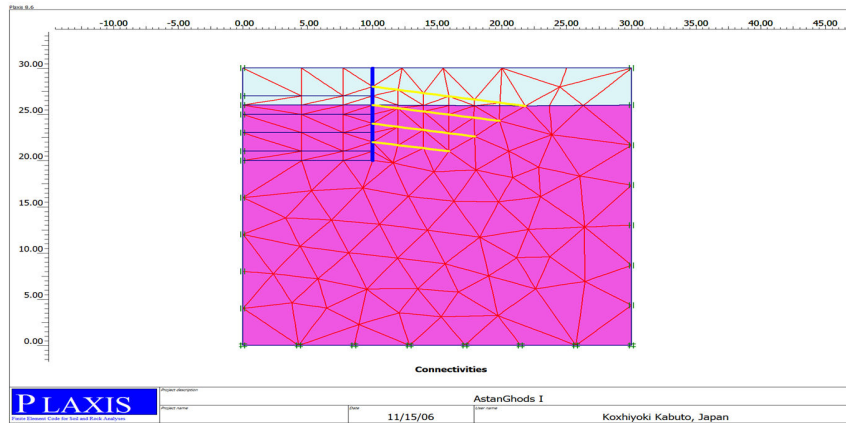
این طرح برای گود با پارامترهای خاک مندرج در جدول ۶-۷ به عمق ۱۲ متر، با ضریب اطمینان ۱,۶ و جابجایی‌های افقی حداکثر ۱۵ میلیمتر در لبه گود، طرح پایداری می‌باشد.

۶-۴-۲- مدل‌سازی بر اساس خاک اشباع

در هنگام اجرا با توجه به اینکه خاک محیط به دلیل اشتباهات انسانی اشباع گردید، همان طرح با شرایط اشباع و پارامترهای مندرج در جدول ۶-۸ مدل گردید و کنترل شد. مدل تهیه شده پروژه بدون مش‌بندی در شکل ۶-۵۰ و مدل خاک پروژه با مش‌بندی در شکل ۶-۵۱ مشاهده می‌شود.

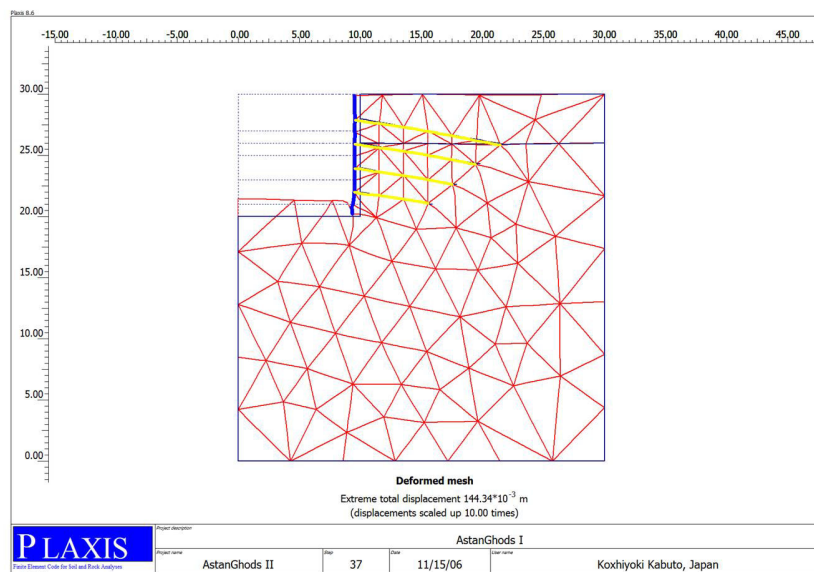


شکل ۶-۵۰. مدل تهیه شده پروژه ورزشگاه آستان قدس (خاک اشباع)



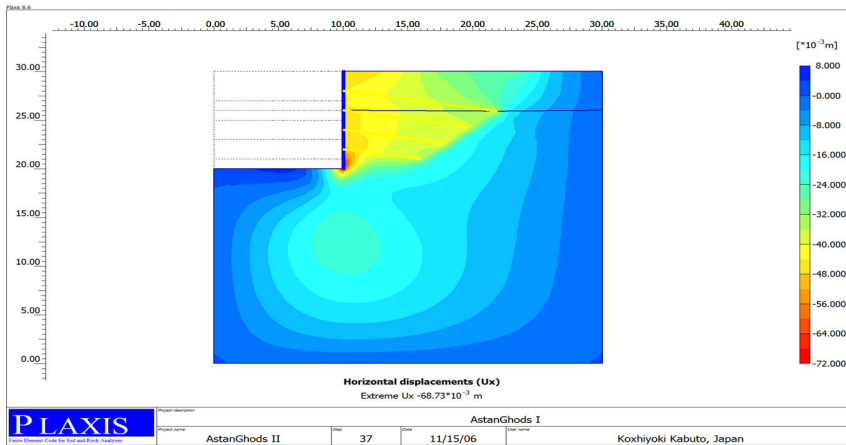
شکل ۶-۵۱. مدل خاک پروژه ورزشگاه آستان قدس با مش بندی (خاک اشباع)

در شکل ۶-۵۲ مش تغییر شکل یافته پس از خاکبرداری و اجرای سازه نگهبان ملاحظه می گردد که این تغییر شکل ها در نزدیکی دیواره دیده می شود.



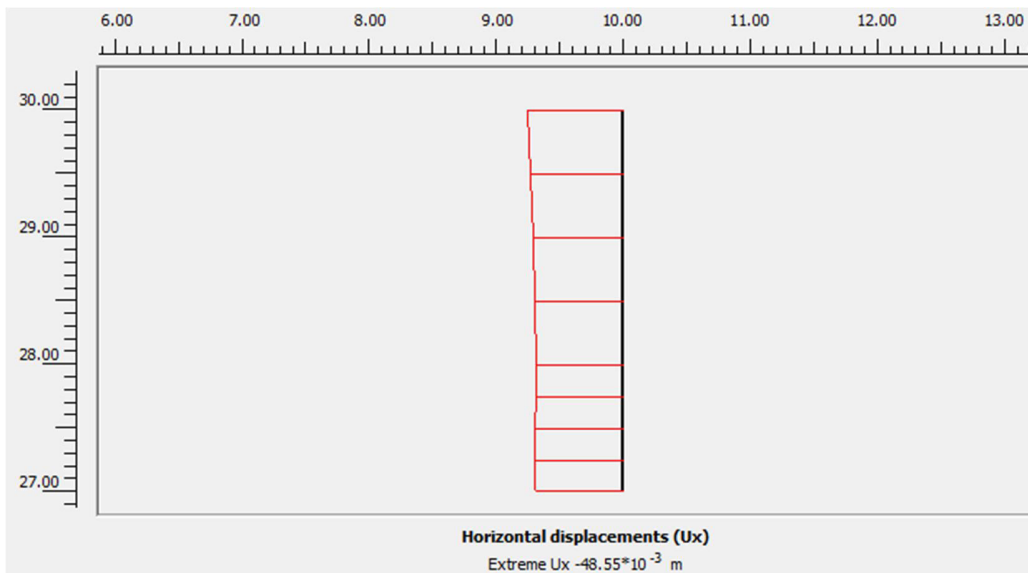
شکل ۶-۵۲. مش تغییر شکل یافته پروژه ورزشگاه آستان قدس (خاک اشباع)

در شکل ۶-۵۳ تغییر مکان‌های افقی دیواره گود که از ۴۰ میلی‌متر تا ۶۵ میلی‌متر می‌باشد، دیده می‌شود.



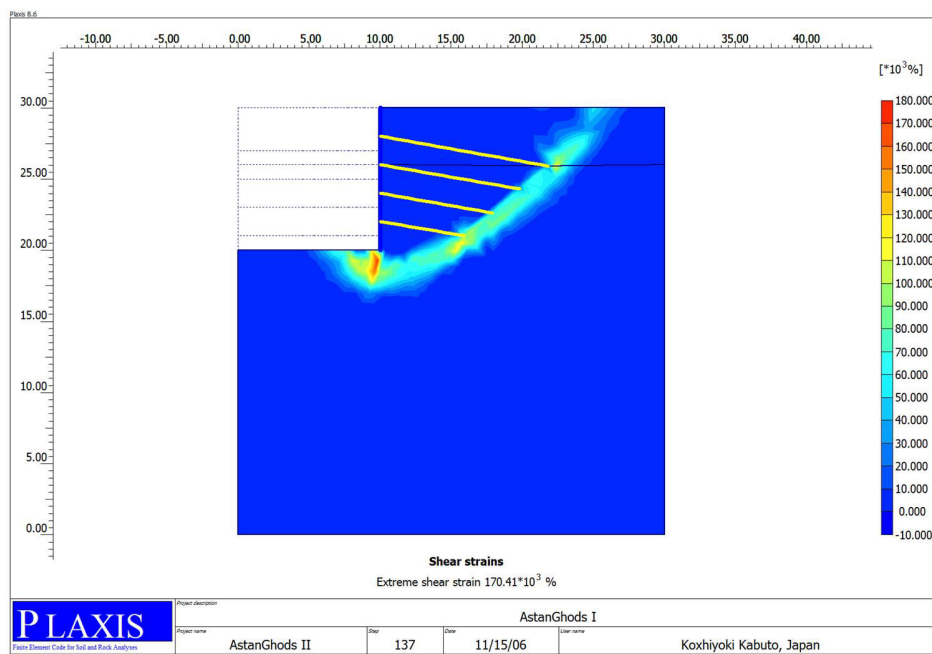
شکل ۶-۵۳. تغییر مکان‌های افقی گود پروژه ورزشگاه آستان قدس (خاک اشباع)

در شکل ۶-۵۴ تغییر مکان افقی لبه گود که حداکثر آن ۴۸ میلی‌متر می‌باشد و بیش از حد مجاز است، مشاهده می‌گردد.



شکل ۶-۵۴. تغییر مکان افقی لبه‌ی گود پروژه ورزشگاه آستان قدس (خاک اشباع)

در شکل ۶-۱۲ الگوی محتمل ترین سطح لغزش دیواره که بر اساس کرنش‌های برشی حداکثر می‌باشد مشاهده می‌گردد.

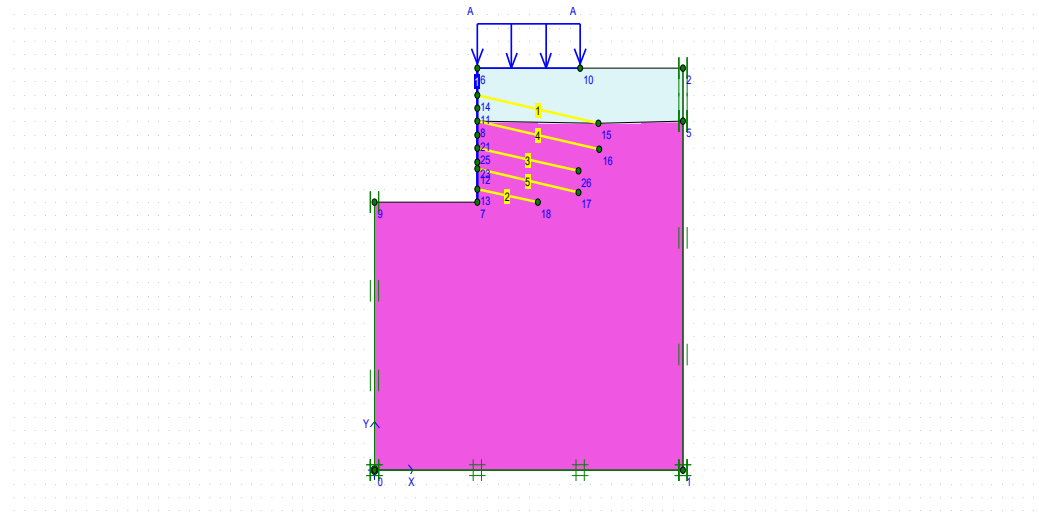


شکل ۶-۵۵. الگوی محتمل ترین سطح لغزش دیواره پروژه ورزشگاه آستان قدس (خاک اشباع)

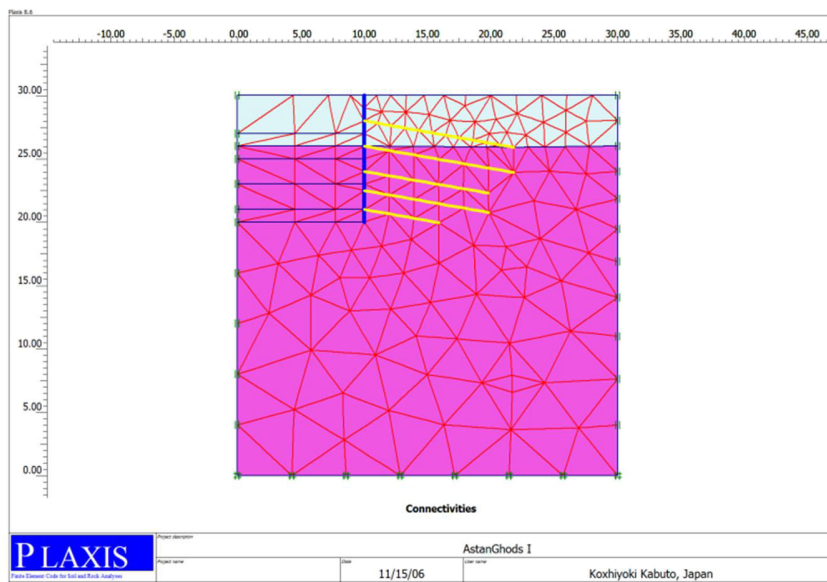
پس از مدل‌سازی با همان طرح قبل و اشباع در نظر گرفتن خاک، ضریب اطمینان به شدت کاهش یافت و به ۱/۰۷ تغییر یافت همچنین تغییر مکان لبه‌ی گود نیز ۴/۸ سانتی‌متر گردید، که بیش از حد مجاز است و این اشباع شدن باعث گسیختگی دیواره گود شد.

۶-۴-۳- مدل‌سازی بر اساس خاک اشباع (مدل پایدار)

با توجه به اینکه طرح اولیه برای خاک اشباع ناپایدار می‌باشد، با افزایش یک ردیف میخ و افزایش طول میخ‌ها و در نظر گرفتن شرایط اشباع خاک مجدداً مدل گردید. در این مدل‌سازی خاک توسط ۵ ردیف میخ به طول‌های ۱۲، ۱۲، ۱۰، ۱۰ و ۶ متر با فواصل افقی ۲ متر و فواصل قائم ۱/۵ متر مدل شد. مدل تهیه شده پروژه بدون مش‌بندی در شکل ۶-۵۶ و مدل خاک پروژه با مش‌بندی در شکل ۶-۵۷ مشاهده می‌شود.

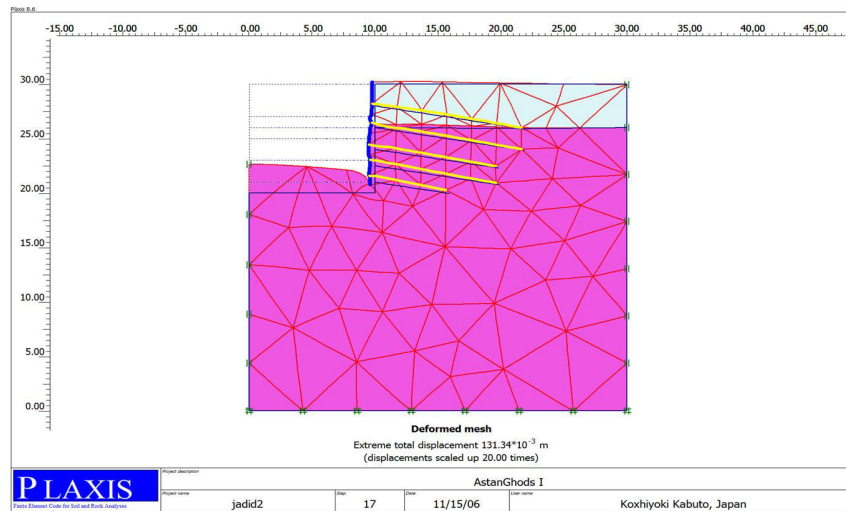


شکل ۶-۵۶. مدل تهیه شده پروژه ورزشگاه آستان قدس (خاک اشباع، مدل پایدار)



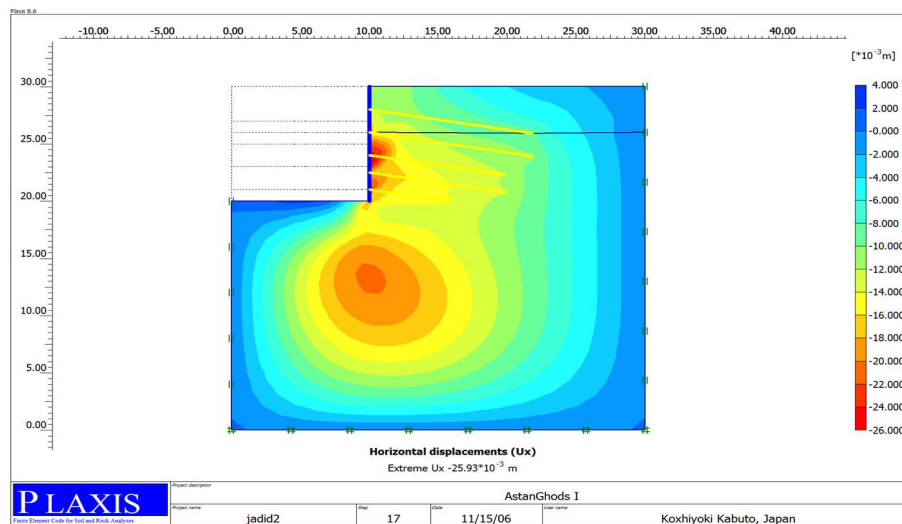
شکل ۶-۵۷. مدل خاک پروژه ورزشگاه آستان قدس با مش بندی (خاک اشباع، مدل پایدار)

در شکل ۵۸-۶ مش تغییر شکل یافته پس از خاکبرداری و اجرای سازه نگهدارنده ملاحظه می‌گردد که این تغییر شکل‌ها در نزدیکی دیواره دیده می‌شود.



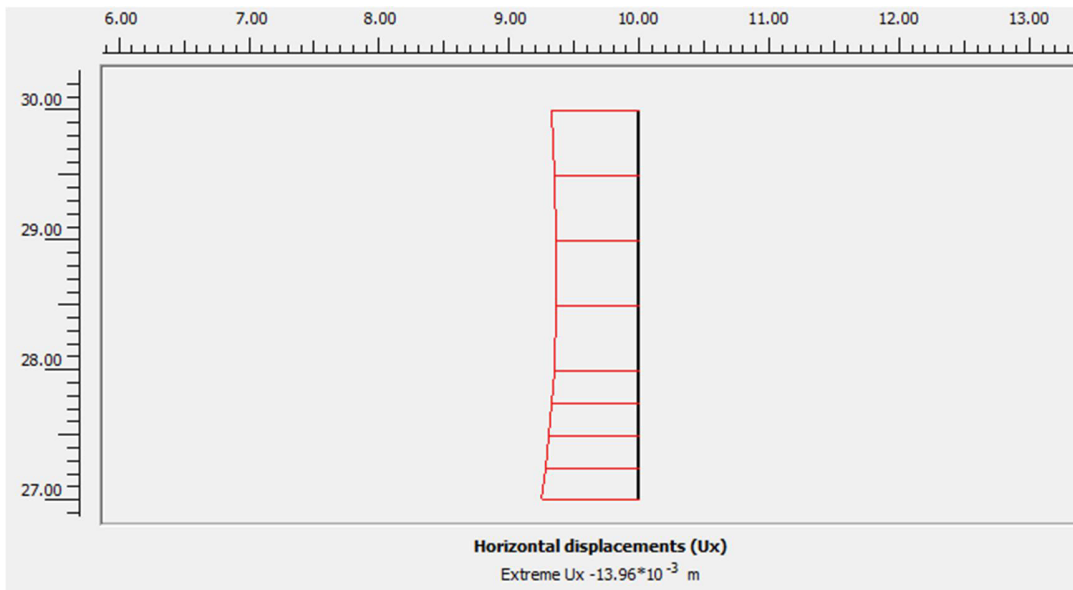
شکل ۵۸-۶. مش تغییر شکل یافته پروژه ورزشگاه آستان قدس (خاک اشباع، مدل پایدار)

در شکل ۵۹-۶ تغییر مکان‌های افقی دیواره گود که از ۱۲ میلی‌متر تا ۲۲ میلی‌متر می‌باشد، دیده می‌شود.



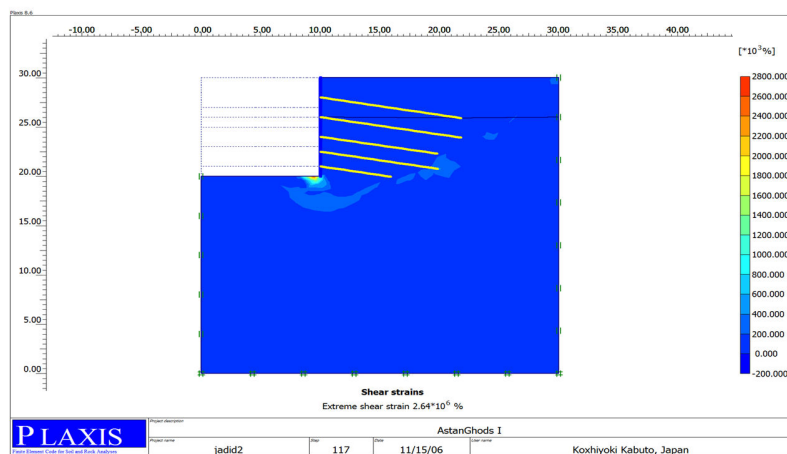
شکل ۵۹-۶. تغییر مکان‌های افقی گود پروژه ورزشگاه آستان قدس (خاک اشباع، مدل پایدار)

در شکل ۶۰-۶ تغییر مکان افقی لبه گود که حداکثر آن ۱۴ میلی‌متر می‌باشد و در حد مجاز می‌باشد.



شکل ۶-۶۰. تغییر مکان افقی لبه‌ی گود پروژه ورزشگاه آستان قدس (خاک اشباع، مدل پایدار)

در شکل ۶-۶۱ الگوی محتمل‌ترین سطح لغزش دیواره که بر اساس کرنش‌های برشی حداکثر می‌باشد مشاهده می‌گردد.



شکل ۶-۶۱. الگوی محتمل‌ترین سطح لغزش دیواره پروژه ورزشگاه آستان قدس (خاک اشباع، مدل پایدار)

همانطور که مشاهده می‌شود در طرح و مدل جدید با افزایش یک ردیف میخ و افزایش طول میخ‌ها، دیواره گود با ضریب اطمینان ۱,۳ و جابجایی افقی ۱۴ میلیمتر در لبه گود پایدار می‌گردد.

فصل هفتم

نتیجه‌گیری و پیشنهادات

۷-۱- مقدمه

در بسیاری از پروژه‌های ساختمانی لازم است که زمین به صورتی خاکبرداری شود که جداره‌های آن قائم یا نزدیک به قائم باشند. این کار ممکن است به منظور احداث زیر زمین، کانال، منبع آب و غیره صورت گیرد. فشار جانبی وارد بر این جداره‌ها ناشی از رانش خاک بر اثر وزن خود آن، و نیز سرباره‌های احتمالی روی خاک کنار گود می‌باشد. این سرباره‌ها می‌توانند شامل خاک بالاتر از تراز افقی در لبه گود ساختمان‌های مجاور، بارهای ناشی از بهره‌برداری معابر مجاور و غیره باشند. به منظور جلوگیری از ریزش ترانشه و تبعات منفی احتمالی ناشی از این خاکبرداری، سازه‌های موقتی را برای مهار ترانشه اجرا می‌کنند که به آن سازه‌های نگهدارنده، می‌گویند.

اهداف اصلی ایمن‌سازی جداره‌های گود با استفاده از سازه‌های نگهدارنده عبارتند از: حفظ جان انسان‌های خارج و داخل گود، حفظ اموال خارج و داخل گود و نیز فراهم آوردن شرایط امن و مطمئن برای اجرای کار.

موضوع گودبرداری و طراحی و اجرای سازه‌های نگهدارنده در مهندسی عمران، دارای گستره وسیعی است و نیاز به بررسی‌ها و مطالعات و ملاحظات ژئوتکنیکی سازه‌ای، مواد و مصالح تکنولوژیکی و اجرایی، اقتصادی و اجتماعی دارد. در نتیجه می‌توان گفت که انتخاب روش مناسب بستگی به جمیع شرایط تاثیرگذار دارد و می‌تواند در شرایط مختلف به صورت‌های گوناگونی باشد. از سوی دیگر، تئوری‌ها

و روش‌های اجرایی گودبرداری و سازه‌های نگهدارنده، هم مبتنی بر اصول تئوریک و هم متأثر از ملاحظات اجرایی و تجربی، تواما است.

۷-۲ نتیجه گیری

با مطالعه‌ی ۴ پروژه که پایدارسازی دیواره‌ی گود در آن‌ها با استفاده از میخ انجام گردیده است و در ۲ مورد با ریزش مواجه شده است و همچنین با بررسی علل دقیق ریزش دیواره و اصلاح طرح و مقایسه‌ی ضریب اطمینان و جابجایی افقی لبه‌ی گود مشخص گردید که در پروژه‌ی آستان قدس به دلیل سهل‌انگاری در هنگام اجرا و تخلیه آب استخر و نفوذ آب به پشت دیواره، خاک اشباع گردید و به دلیل در نظر نگرفتن شرایط اشباع برای خاک، دیواره دچار گسیختگی شد. در پروژه‌ی چمن نیز به دلیل افزایش سربار انبار موجود در لبه‌ی گود توسط همسایه بدون اطلاع به تیم اجرایی پروژه، متاسفانه گود ریزش کرد. که پس از آن با مدل‌سازی مجدد و در نظر گرفتن شرایط جدید با اضافه کردن یک ردیف میخ و افزایش طول میخ‌ها در هر دو پروژه خاک پایدار گردید.

همان‌گونه که از بررسی‌ها و مطالعات موردی برمی‌آید واضح است که در بسیاری از پروژه‌ها به دلایل مختلف از جمله کاهش هزینه‌ها و محدودیت‌های زمانی و اجرایی، میخکوبی می‌تواند به عنوان روش مطمئن و کارا جهت پایدارسازی گود استفاده گردد. ولی متاسفانه در سال‌های اخیر با توجه به اینکه روش نیلینگ یکی از روش‌های ارزان‌تر و ساده‌تر نسبت به سایر روش‌ها می‌باشد، بسیاری از افراد سودجو و غیر متخصص به این کار ورود پیدا کرده‌اند، که این عدم تخصص، باعث می‌شود خطاهای انسانی افزایش یابد و کار به صورت صحیح اجرا نگردد و این امر سبب ریزش دیواره گردد. و باعث بروز نگرانی و صلب اعتماد نسبت به این روش شود. در حالی که روش میخکوبی همان‌طور که در مطالعه موردی پروژه برج سبز و حسینیه قمی‌ها روشن است اگر به صورت درست انجام گیرد می‌تواند در بسیاری از پروژه‌های مشابه به عنوان انتخاب اول برای سازه نگهدارنده در نظر گرفته شود.

۳-۷ پیشنهادات

۱. علل ریزش در پروژه‌هایی که از روش‌های دیگر به عنوان سازه نگهبان استفاده گردیده است، بررسی شود و نتایج با مطالعات موردی در این تحقیق مقایسه گردد.
۲. از آنجا که در پروژه‌های سازه نگهبان، دو عامل هزینه و ایمنی در انتخاب روش اجرایی تاثیرگذار است، با مطالعه بر روی پروژه‌های مختلف رابطه‌ای بین عمق و روش با هزینه و ایمنی به دست آورد.
۳. تحقیقات عددی بر روی سازه‌نگهبان‌های ترکیبی با میخ کوبی مانند میخ و شمع و یا میخ و انکر انجام گردد. و نمودارهای هزینه-ایمنی آن‌ها بررسی و با یکدیگر مقایسه گردد.
۴. با انجام مدل‌سازی‌های دقیق‌تر و بیشتر و با استفاده از پارامترهایی که مستخرج از مطالعات خاک با رویکرد پایدارسازی می‌باشند، پروژه‌ها بررسی و مقایسه گردند.
۵. تحقیقات و بررسی‌ها با انجام مدل‌سازی ۳ بعدی صورت گیرد.

مراجع :

- [۱] اشرفی، حمیدرضا. "اصول و مبانی گودبرداری و سازه های نگهبان"، انتشارات دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان، چاپ اول، اردیبهشت ۱۳۸۵.
- [۲] البرزی، م.، (۱۳۸۳)، "آشنایی با شبکه‌های عصبی"، تهران، موسسه انتشارات علمی.
- [۳] بولز، جوزف. "تحلیل و طراحی پی"، ترجمه: اطمیابی، اردشیر. انتشارات جویبار، چاپ دوم، پائیز ۱۳۸۴.
- [۴] بنی احمد، شهروز. "راهنمای ارزیابی سیستم های نگهدارنده خاک"، انتشارات معاونت آموزش، تحقیقات و فناوری وزارت راه و ترابری، چاپ اول، زمستان ۱۳۸۳.
- [۵] جورابیان، م. و هوشمند، ر.، (۱۳۸۲)، "منطق فازی و شبکه‌های عصبی"، انتشارات دانشگاه شهید چمران اهواز.
- [۶] داس، برآجا ام. "اصول مهندسی ژئوتکنیک"، ترجمه: طاحونی، شاپور. انتشارات پارس آئین، چاپ هشتم، زمستان ۱۳۸۳.
- [۷] رهائی، علیرضا. "اصول مهندسی پی"، انتشارات دانشگاه صنعتی امیرکبیر، چاپ چهارم، پائیز ۱۳۸۶.
- [۸] زاهدی، محمد. "طرح و اجرای سازه های خاک مسلح" نشریه شماره ۱۶، انتشارات وزارت نیرو، معاونت امور آب، بهمن ۱۳۷۴.
- [۹] مشکانی، ع. و ناظمی، ع.ر.، (۱۳۸۸)، "مقدمه‌ای بر داده کاوی"، دانشگاه آزاد اسلامی نیشابور.
- [۱۰] منهج، م.ب.، (۱۳۸۱)، "شبکه‌های عصبی مصنوعی" انتشارات دانشگاه صنعتی امیر کبیر.
- [۱۱] مهدی‌زاده، م.، (۱۳۸۳)، "شبکه‌های عصبی مصنوعی و کاربردهای آن در مهندسی عمران"، انتشارات عبادی.

- [12] B. Pradhan, L. G. Tham, Z. Q. Yue, S. M. Junaideen, and C. F. Lee, "Soil-Nail Pullout Interaction in Loose Fill Materials," *International Journal of Geomechanics*, pp. 238-247.
- [13] Briaud, J.L. (1989). "The Pressuremeter Test for Highway Application," Report FHWA-IP-89-008, Federal Highway Administration, Washington, D.C.
- [14] Bridle, R. J. 1989. "Soil nailing – analysis and design. *Ground Engineering*, 22(6), pp. 52-56.
- [15] Bujang B.K. Huat, Han Khee Kwong, Loh Wooi Chuan, "Retaining Structures, design and construction in tropical soils", University Putra Malasia Press, 2006.
- [16] Carlos A.Lazrte, Victor Elias, R.David Espinosa, Paul J.Sabatini, "Geotechnical Engineering Circular No.7, Soil Nail Walls ", FHWA Technical Consultant, 2003.
- [17] Chu, L. M., 2003,"Study on the Interface Sear Strength of Soil Nailing in Completely Decomposed Granite (CDG) Soil," MPhil thesis, The Hong Kong Polytechnic University.
- [18] Chu, L.M., and Yin, J. H., 2004,"Testing Study on the Interface Between Soil and Soil Nail," in *Recent advances in Geotechnical Engineering*, HKIE-GDC and HKGES, Hong Kong, pp. 243-253.
- [19] Chu, L. M., and Yin, J. H., 2005,"A Laboratory device to test the pullout behavior of soil nail," *Geotech. Test. J.*, Vol. 28, No. 5, pp. 1-15.
- [20] Christodoulou, C. and Georgiopoulos, M., (2001), "*Application of neural networks in electromagnetics*", Artech House, Norwood.
- [21] Chow, C. M., and Tan, Y. C., "Soil Nailing Design: A Malaysian Perspective,".
- [22] CLOUTERRE (1993). "Recommandation CLOUTERRE 1991-Soil Nailing Recommendations 1991," English Translation.
- [23] Colin J.F.P jones, "Earth Reinforcement & Soil Structures ", American Society of Civil Engineers, Publicant Sales Department, 1996.
- [24] Cortes, C. and Vapnik, V.N., (1995), "*Support vectors networks*", *Machine Learning*, 20, pp. 1-25.

- [25] FHWA (1993b). “French National Research Project Clouterre, 1991-Recommendation Clouterre 1991”,(English Translation) Soil Nailing Recommendation, Publication FHWA-SA-93-026, Federal Highway Administration, Washington, D.C.
- [26] Franzen, G., 1998,”Soil Nailing-A Laboratory and Field Study of Pullout Capacity.” Ph.D. thesis, Department of Geotechnical Engineering, Chalmers University of Technology, Sweden.
- [27] Garson, G.D. (1991), “*Interpreting neural-networks connection weight*”, AI Expert, 6(7), pp. 47-51.
- [28] Geo (1998) . “Guide to rock and Soil description,” Geoguide 3, Geotechnical Engineering Office, Civil Engineering Dep., The Government of Hong Kong SAR.
- [29] Geo, 2000, “Geotechnical Manual for Slopes,”, Geotechnical Engineering Office, Hong Kong.
- [30] Gregory P.Tschebotarioff, “ Foundations, Retaining and Earth Structures “, McGraw-Hill Book Company, 1973.
- [31] Guilloux, A., Schlosser, F., and Long, N. T. (1979). “Laboratory study of friction between soil and reinforcement,” Proc., Int. Conf. Soil and Reinforcement Practice, Paris, France, 1, 35-40.
- [32] Hecht-Neilen, R., (1990), “*Neurocomputing*”, Addison Wesley Publishing Company.
- [33] Jewell, R. A. (1990). “Review of theoretical models for soil nailing.” Proc., Int. Reinforced Soil Conf., A. McGown, K. Yeo, and K. Z. Andrawes, eds., Glasgow, U.K., 265-275.
- [34] Jian-Hua Yin and Li-Jun Su, “An Innovative Laboratory Box for Testing Nail Pullout Resistance in Soil,”. Geotechnical Testing Journal, Vol. 29, No.6.
- [35] Junaideen, S. M., Tham,L. G. Law, K.T., Lee C. F., and Yue, Z. Q., 2004,” Laboratory Study of Soil Nail Interactin in Loose, Completely Decomposed Granite,” Can. Geotech. J., Vol. 41, No 2, pp. 274-286.
- [36] Kennedy, J.B. and Neville, A.D., (1964), “*Basic statistical methods for engineers and scientists*”, Happer International Edition.
- [37] Liew Shaw-Shong, “ Soil Nailing For Slope Strengthening “, Gue & Partners Sdn Bhd, Kuala Lumpur, Malaysia, May 2005.

- [38] Li-Jun, S., Terence, C. F. Chan, Y.K. Shiu, Tony, C., and Jian-Hua, Y., "Influence of degree of saturation on soil nail pullout resistance in compacted completely decomposed granite fill.", *Can. Geotech. J.*44, pp. 1314-1328.
- [39] Lok-Man, C., and Jian-Hua, Y., "Comparison of Interface Shear Strength of Soil Nails Measured by Both Direct Shear Box Test and Pullout Tests.
- [40] Milligan, G. W. E., Chang, K. T., and Morris, J. D. (1997). "Pullout resistance of soil nails in sand and clay," *Proc., 3rd Int. Conf. of Ground Improvement Geosystem*, M. C. R. Davis and F. Scholler, eds., London, 415-422.
- [41] Milligan, G. W. E., and Tei, K. (1998). "The pullout resistance of model soil nails," *Soils Found.*, 38(2), 179-190.
- [42] Muni Budu, "Foundations and Earth Retaining Structures", John Wiley & Sons, Inc, 2007.
- [43] Padmin, D., Ilamparuthi, K., and Sudheer, K. P., "Pullout Capacity Prediction of Circular Plate Anchors in Cohesionless Soils using Artificial Neural Networks.", *The 12th International Conference, International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics (IACMAG)*, 1-6 October 2008, Goa. India.
- [44] Palmeira, E. M. (1987). "The study of soil reinforcement interaction by means of large scale laboratory tests," PhD thesis, Univ. of Oxford, Oxford, U.K.
- [45] P.J Sabatini, D.G Pass, R.C Bachus, "Geotechnical Engineering Circular No.4, Ground Anchores and Anchored Systems", FHWA Technical Consultant, June 1999.
- [46] Potyondy, J. G. (1996). "Skin friction between various soils and construction materials." *Geotechnique*, 11(4), 339-353.
- [47] Rabcewicz, L.V. (1965). "The New Austrian Tunneling Method," Part 3, *Water Power*, London, Vol. 17, January, pp19-24.
- [48] R.K.S Chan, "Guide to Soil Nail Design and Construction", Geotechnical Engineering Office, Civil Engineering and Development Department the Government of the Hong-Kong, March 2008.
- [49] S. Abdol Chini & Gabriel Genauer, "Excavation Support Systems for Construction Operations", *Journal of Construction Education*, Fall 1997.

- [50] Schlosser, F. (1982). "Behavior and Design of Soil Nailing," in Proceeding of the Symposium of Recent Developments in Ground Improvement Techniques, Asian Institute of Technology, Bangkok, Thailand, pp.319-413.
- [51] Smith, G.N., (1986), "*Probability and statistics in civil engineering*", Collins.
- [52] V.N.S Murthy, " Advanced Foundation Engineering ", CBS Publishers & Distributer, Author 2007.
- [53] Zhou, W. H., "Experimental and Theoretical Study on Pullout Resistance of Grouted Soil Nails.", Ph.D. thesis, 2008. Department of Civil and Structural Engineering, The Hong Kong Polytechnic University.
- [54] www.7civil.com
- [55] www.civilmaster.ir
- [56] www.donegan.co.uk

Abstract

Soil nailing is one of the methods of arming the soil, using steel bars (nails) with intervals of less than a slope or deep inside the building from top to bottom. These bars are usually 20 to 30 mm in diameter reinforcement bars that are pre-drilled boreholes (diameter up to 15 cm) are associated with injection mortar Or using a blow drill at an angle of 10 to 15 degrees to the horizontal run. With this method we can shift to a low wall or concave slope stability and increased confidence. The advantages of this method can be of short duration and low cost compared to other methods of stabilizing named.

In recent years, for reasons such as lack of sufficient experience in providing project design or inaccuracy in the implementation of cross walls are faced with destruction, This is a cause of concern and confidence is sent to this method .In this thesis, by studying several projects with Soil nailing wall retaining structure in which stabilization was carried out, it was determined that the walls collapsed due to various factors such as the soil is manually lack of studies Geotechnical design also in some cases, the lack of proper implementation is according to plan. Finally, this Soil model with finite element software PLAXIS real terms, if properly designed and implemented, excavation by using cross with confidence to remain constant. The results indicate the fact that the method of soil nailing facilities in the country, in some cases by providing needed confidence, more economical and faster than other methods, and can be used as an efficient and safe stabilization of interest Search.

Key words:supporting structures, geotechnics, excavation, landslip, nailing



Shahrood University of Technology

Faculty of Civil Engineering

M.Sc. Thesis in Geotechnical Engineering

**Study of nailing wall failures in vertical excavations,
Analysis and Case Study**

By: Saeed Vazirnezhad

supervisor
Dr. Reza Naderi

January 2017