



دانشکده مهندسی عمران

گروه عمران-خاک و پی

پایان نامه کارشناسی ارشد

بررسی معیارهای مختلف گسیختگی برای طرح بهینه دیواره گود و کنترل

آن با اطلاعات پایش دیواره گود

فرهاد دهشکی

استاد راهنما:

دکتر سید مهدی حسینی

استاد مشاور :

دکتر رضا نادری

بهمن ۱۳۹۴



دانشگاه شهنتی شاپور

دانشکده: عمران و معماری

گروه: عمران-خاک و پی

پایان نامه کارشناسی ارشد آقای فرهاد دهشکی

تحت عنوان: بررسی معیارهای مختلف گسیختگی برای طرح بهینه دیواره گود و کنترل آن با

اطلاعات پایش دیواره گود

در تاریخ توسط کمیته تخصصی زیر جهت اخذ مدرک کارشناسی ارشد مورد ارزیابی و با درجه
مورد پذیرش قرار گرفت.

امضاء	اساتید مشاور	امضاء	اساتید راهنما
	نام و نام خانوادگی:		نام و نام خانوادگی:

امضاء	نماینده تحصیلات تکمیلی	امضاء	اساتید داور
	نام و نام خانوادگی: 		نام و نام خانوادگی: نام و نام خانوادگی:

تعهد نامه

اینجانب فرهاد دهشکی دانشجوی دوره کارشناسی ارشد رشته مهندسی عمران - خاک و پی دانشکده مهندسی عمران و معماری دانشگاه صنعتی شاهرود نویسنده پایان نامه با عنوان بررسی معیارهای مختلف گسیختگی برای طرح بهینه دیواره گود و کنترل آن با اطلاعات پایش دیواره گود تحت راهنمایی دکتر سید مهدی حسینی متعهد می شوم .

- 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 می باشد 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 بوده‌اند در مقالات مستخرج از پایان نامه رعایت می گردد.
- 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 اخلاقی انسانی رعایت شده است .

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 می باشد . این مطلب باید به نحو مقتضی در تولیدات علمی مربوطه ذکر شود .
- استفاده از اطلاعات و نتایج موجود در پایان نامه بدون ذکر مرجع مجاز نمی باشد .

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

چکیده مطالب

گودبرداری یکی از کارهای پیچیده و خطرناک مهندسی به شمار می‌رود که به منظور حفاظت از جان انسان‌های داخل و خارج از گود، ساختمان‌های مسکونی و تجاری مجاور و فراهم آوردن شرایط ایمن و مطمئن جهت انجام کار، می‌بایستی دیواره‌های اطراف آن بوسیله‌ی سازه‌های نگهدارنده‌ی همپایان همانند میخکوبی، دوخت به پشت و ... مهاربندی و پایدارسازی شود. سازه‌های نگهدارنده‌ی انواع مختلفی دارد که با توجه به نوع خاک، عمق گودبرداری و حساسیت ساختمان‌های مجاور گود انتخاب و توسط افراد دست‌اندرکار پروژه‌های گودبرداری اجرا و توسط اشخاص و سازمان‌های ذیربط نظارت می‌شود. اجرای عملیات گودبرداری نیازمند بکارگیری تمهیداتی در حین، قبل و بعد از اجرای کار می‌باشد که با بکارگیری آن‌ها می‌تواند از بروز حوادث در گودبرداری جلوگیری شود.

در این پایان‌نامه ابتدا به معرفی ۳ پروژه گودبرداری شاخص و بزرگ در شهر مشهد پرداخته شده است. سپس با تعریف مشخصات خاک و مصالح مورد استفاده در پروژه، آن‌ها را در نرم‌افزار PLAXIS 2D مدل کرده. با استفاده از مدل‌های رفتاری (MC و HS) مدل را تحلیل و جابجایی نقاط از پیش تعیین شده بدست آمده است. از طرفی با نصب تیپ کرنش سنج در مناطقی که مستعد بیشترین جابجایی افقی در دیواره هستند، جابجایی آن‌ها در طی ساخت و پس از ساخت پایش کرده و نمودارهای جابجایی در طی زمان برای هر یک از تیپ‌ها ترسیم شده. نهایتاً با برهم‌نهی اطلاعات پایش پروژه و جابجایی‌های استخراج شده از نرم‌افزار، آن‌ها را با یکدیگر مقایسه کرده و نتایج قابل توجهی بدست آمده است. از بین مدل‌های رفتاری مختلف، مدل (MC و HS) بیشترین کاربرد را در طراحی گودبرداری دارند. پس از تحلیل نتایج، شرایط و نحوه استفاده هر یک از مدل‌ها را در مراحل مختلف تحلیل و طراحی دیواره گودبرداری ذکر شده است.

کلمات کلیدی: طرح بهینه گود، مدل رفتاری، پایش دیواره و PLAXIS 2D

فهرست مطالب

فصل اول	۱.....
۱-۱ مقدمه	۲.....
۱-۱ تاریخچه‌ی موضوع	۲.....
۳-۱ بیان مسئله	۳.....
۴-۱ روش انجام تحقیق	۳.....
۵-۱ ساختار پایان نامه	۴.....
فصل دوم	۵.....
۱-۲ مقدمه	۶.....
۲-۲ معرفی سازه نگهبان	۶.....
۳-۲ انواع روش‌های پایدارسازی گود	۷.....
۱-۳-۲ مهاربندی جداره‌ها توسط المان‌های افقی و مایل	۸.....
۲-۳-۲ مهاربندی توسط المان‌های کششی	۹.....
۳-۳-۲ مهاربندی توسط سپر کوبی	۱۰.....
۴-۳-۲ مهاربندی توسط شمع‌های درجا	۱۰.....
۵-۳-۲ مهاربندی توسط دیوار دیافراگمی	۱۱.....
۶-۳-۲ جداره‌های مهاربندی شده توسط نیلینگ	۱۳.....
۱-۶-۳-۲ روش‌های تعادل حدی (LEM)	۱۷.....
۲-۶-۳-۲ مقایسه با روش‌های المان محدود (FEM)	۲۰.....
۷-۳-۲ جداره‌های مهاربندی شده توسط انکراژ	۳۰.....

۳۴ ۸-۳-۲ جداره های مهاربندی شده توسط دوخت به پشت -پین گذاری
۳۶ ۱-۸-۳-۲ نحوه اجرای روش انکرینگ
۴۱ ۲-۸-۳-۲ مصالح و مشخصات انکر
۴۳ ۹-۳-۲ جداره های مهاربندی شده توسط میکروپایل
۴۳ ۱۰-۳-۲ جداره های مهاربندی شده توسط خرپا
۴۴ ۱۱-۳-۲ شیبدار کردن
۴۵ ۴-۲ فاکتورهای مهم طراحی برای گودبرداری های عمیق
۴۶ ۱-۴-۲ پایداری
۴۷ ۲-۴-۲ فشار خاک و سیستم سازه نگهدارنده
۴۸ ۳-۴-۲ حرکت زمین
۵۱ ۵-۲ مدل های عددی
۵۴ فصل سوم
۵۴ ۱-۳ مقدمه
۵۴ ۲-۳ روش المان محدود
۵۵ ۳-۳ مدل های رفتاری خاک
۵۵ ۱-۳-۳ مدل موهر - کولمب (MC)
۵۶ ۲-۳-۳ مدل سنگ درزه دار (JR)
۵۷ ۳-۳-۳ مدل خاک سخت شونده (HS)
۶۰ ۴-۳-۳ مدل خاک نرم خزشی (SSC)
۶۰ ۵-۳-۳ مدل خاک نرم شونده (SS)
۶۰ ۶-۳-۳ مدل Cam-Clay اصلاح شده (MCC)

۴-۳ ساخت مرحله‌ای:..... ۶۱

۵-۳ مشخصات مصالح:..... ۶۱

۶-۳ مدل‌سازی عددی:..... ۶۱

فصل چهارم ۶۶

۱-۴ مقدمه ۶۶

۲-۴ تعریف مشخصات پروژه باهر در **Plaxis** ۶۶

۱-۲-۴ تعریف مشخصات دیوار شماره یک ۶۷

۲-۲-۴ تعریف مشخصات دیوار شماره دو ۶۸

۳-۲-۴ تعریف مشخصات دیوار شماره سه ۶۹

۴-۲-۴ تحلیل گودبرداری پروژه باهر ۶۹

۵-۲-۴ بررسی نتایج گودبرداری پروژه باهر ۷۱

۳-۴ تعریف مشخصات پروژه پاسارگاد در **Plaxis** ۷۴

۱-۳-۴ تعریف مشخصات دیوار شماره یک ۷۵

۲-۳-۴ تعریف مشخصات دیوار شماره دو ۷۶

۳-۳-۴ تحلیل گودبرداری پروژه پاسارگاد ۷۷

۴-۳-۴ نتایج تحلیل گودبرداری پروژه پاسارگاد ۷۹

۴-۴ تعریف مشخصات پروژه صارمی در **Plaxis** ۸۲

۱-۴-۴ تعریف مشخصات دیوار شماره یک ۸۲

۲-۴-۴ تعریف مشخصات دیوار شماره دو ۸۴

۳-۴-۴ تعریف مشخصات دیوار شماره سه ۸۴

۴-۴-۴ تحلیل گودبرداری پروژه صارمی ۸۴

۴-۴-۵ آزمایش بارگذاری صفحه ۸۷

۴-۴-۶ نتایج تحلیل گودبرداری پروژه صارمی ۸۸

فصل پنجم ۹۲

۱-۵ مقدمه ۹۲

۲-۵ تحلیل نتایج گودبرداری پروژه باهر ۹۲

۳-۵ تحلیل نتایج گودبرداری پروژه پاسارگاد ۹۴

۴-۵ تحلیل نتایج گودبرداری پروژه صارمی ۹۷

۵-۵ نتیجه گیری ۱۰۰

۶-۵ محدودیت‌های تحقیق ۱۰۲

۷-۵ پیشنهادات ۱۰۳

منابع ۱۰۴

پیوست ۱۰۸

فهرست جداول

- جدول ۱-۲ مشخصات خاک، میخ ها و پوشش ۲۲
- جدول ۲-۲ کاهش تغییرشکل افقی به کمک طراحی بهینه اجزا ۲۶
- جدول ۳-۲ پارامترهای اصلاح شده طراحی برای دیوارهای ۷ و ۱۰ متری ۲۷
- جدول ۴-۲ مشخصات مصالح استفاده شده توسط Singh و Babu ۲۸
- جدول ۵-۲ فاکتورهای موثر بر عملکرد گودبرداری مطرح شده توسط Mana and Cloug ۴۶
- جدول ۶-۲ محاسبات دقیق بر اساس پایداری خاک نرم تا متوسط ۴۶
- جدول ۱-۴ مشخصات مکانیک خاک پروژه باهر ۶۷
- جدول ۲-۴ مشخصات مکانیکی المان صفحه دیوار شماره یک ۶۷
- جدول ۳-۴ مشخصات مکانیکی انکرهای دیوار شماره یک ۶۸
- جدول ۴-۴ مشخصات مکانیکی المان صفحه دیوار شماره دو ۶۸
- جدول ۵-۴ مشخصات مکانیکی انکرهای دیوار شماره دو ۶۹
- جدول ۶-۴ مشخصات مکانیکی المان صفحه دیوار شماره دو ۶۹
- جدول ۷-۴ مشخصات مکانیک خاک پروژه پاسارگاد ۷۵
- جدول ۸-۴ مشخصات مکانیکی المان صفحه پروژه پاسارگاد ۷۶
- جدول ۹-۴ مشخصات مکانیکی انکرهای دیوار شماره یک ۷۶
- جدول ۱۰-۴ مشخصات مکانیک خاک پروژه صارمی ۸۳

جدول ۱۱-۴ مشخصات مکانیکی المان صفحه دیوار شماره یک پروژه صارمی..... ۸۳

جدول ۱۲-۴ مشخصات مکانیکی انکرهای دیوار شماره یک..... ۸۳

جدول ۱۳-۴ مشخصات مکانیکی دیوار شماره دو و سه..... ۸۴

فهرست اشکال

- شکل ۱-۲ ناحیه ی فعال پشت دیوار گودبرداری شده..... ۷
- شکل ۲-۲ روش های متعدد پایدارسازی گودها..... ۸
- شکل ۳-۲ مهاربندی جداره ها توسط المان های افقی و مایل..... ۹
- شکل ۴-۲ مهاربندی توسط المان های کششی..... ۹
- شکل ۵-۲ مهار بندی به روش **Sheet pile**..... ۱۰
- شکل ۶-۲ مهاربندی توسط شمع های درجا..... ۱۱
- شکل ۷-۲ مهار بندی توسط دیوار دیافراگمی..... ۱۲
- شکل ۸-۲ مراحل اجرای دیوار دیافراگمی..... ۱۳
- شکل ۹-۲ جداره های مهاربندی شده توسط نیلینگ..... ۱۳
- شکل ۱۰-۲ سطح مقطعی از یک دیوار میخ گذاری شده در خاک..... ۱۵
- شکل ۱۱-۲ مراحل اجرای سیستم نیلینگ..... ۱۶
- شکل ۱۲-۲ روش German با فرض سطح گسیختگی دو خطی..... ۱۷
- شکل ۱۳-۲ روش Shen به فرض سطح گسیختگی سهمی وار..... ۱۸
- شکل ۱۴-۲ روش Juran با فرض سطح گسیختگی به صورت اسپیرال لگاریتمی..... ۱۹
- شکل ۱۵-۲ رویکرد چند معیاری و تئوری تسلیم نهایی Schlosser..... ۱۹
- شکل ۱۶-۲ چارتهای طراحی Jewell برای بررسی خدمت پذیری دیوارهای میخکوبی شده..... ۲۰

- شکل ۲-۱۷ نمای کلی و مش بندی دیوار میخ‌کوبی شده در مراحل مختلف ۲۱
- شکل ۲-۱۸ تغییر شکل افقی دیوار در مراحل مختلف گودبرداری (برای میخ با طول ۶ متر) ۲۲
- شکل ۲-۱۹ جابجایی افقی (a) در عمق خاکبرداری ۳/۷ متر (b) در عمق خاکبرداری ۵/۵ متر (c) در عمق خاکبرداری ۷/۳ متر (d) در عمق خاکبرداری ۹/۲ متر ۲۳
- شکل ۲-۲۰ مقایسه تغییر شکل افقی دیوار با نتایج Hong و همکاران ۲۴
- شکل ۲-۲۱ تغییر شکل افقی دیوار در اثر تغییرات طول میخ‌ها ۲۵
- شکل ۲-۲۲ اثر تغییرات فاصله افقی و سطح موثر میخ‌ها بر تغییر شکل افقی ۲۵
- شکل ۲-۲۳ تغییر شکل افقی در اثر تغییرات شیب قرارگیری میخ ۲۶
- شکل ۲-۲۴ شبیه‌سازی عددی دیوار ۱۰ متری میخ‌کوبی شده ۲۸
- شکل ۲-۲۵ تغییر مکان جانبی دیوار میخ‌کوبی شده در مراحل مختلف گودبرداری ۲۹
- شکل ۲-۲۶ مهاربندی به روش انکراژ ۳۰
- شکل ۲-۲۷ ضریب ایمنی بدست آمده ۳۱
- شکل ۲-۲۸ سیستم ترکیبی میخ‌کوبی و انکراژ پروژه‌ی سام شرق تهران ۳۲
- شکل ۲-۲۹ مدل‌سازی عددی انجام شده توسط قنبری و همکاران ۳۲
- شکل ۲-۳۰ تاثیر دامنه‌ی بار اعمالی بر روی جابجایی گود (قنبری و همکاران) ۳۳
- شکل ۲-۳۱ آرایش انکرهای آزمایش شده و جاگذاری سنسورها ۳۴
- شکل ۲-۳۲ نحوه‌ی تغییرات نیروی کششی و مقاومت اصطکاکی در مقابل طول دوغاب کاری شده ۳۴

- شکل ۲-۳۳ اجزا تشکیل دهنده انکر..... ۳۵
- شکل ۲-۳۴ نمایش سیستم نگهدارنده انکر..... ۳۶
- شکل ۲-۳۵ نمایش مقطع عرضی از دیواره ترکیبی شمع فلزی به همراه انکر و نیل..... ۳۶
- شکل ۲-۳۶ نمایش مقطع عرضی از شمع بتنی و انکر..... ۳۷
- شکل ۲-۳۷ دستگاه حفاری دریل واگن..... ۳۷
- شکل ۲-۳۸ نمایش نحوه مونتاژ دسته استرند..... ۳۸
- شکل ۲-۳۹ نمایش انواع مختلف تزریق..... ۳۹
- شکل ۲-۴۰ نمایش پمپ کشش..... ۴۰
- شکل ۲-۴۱ طرح شماتیک عملیات کشش انکر..... ۴۱
- شکل ۲-۴۲ مراحل مهاربندی به روش دوخت به پشت..... ۴۱
- شکل ۲-۴۳ نمای برش از یک انکر مونتاژ شده..... ۴۲
- شکل ۲-۴۴ مهاربندی به روش میکروپایل..... ۴۳
- شکل ۲-۴۵ مهاربندی به روش شیبدار کردن..... ۴۵
- شکل ۲-۴۷ دیاگرام فشار خاک برای طراحی Strut ها (ترزاقی و همکاران)..... ۴۷
- شکل ۲-۴۸ پروفیل حرکت دیوار..... ۴۸
- شکل ۲-۴۹ ماکزیمم حرکت دیوار و نشست سطح زمین برای سیستم نگهبان در رسها..... ۴۹

- شکل ۲-۵۰ ماکزیمم حرکت جانبی مشاهده شده برای دیوارهای درجا ۴۹
- شکل ۲-۵۱ ماکزیمم نشست مشاهده شده در خاکهای نگهداری شده توسط دیوار درجا ۵۰
- شکل ۲-۵۲ پروفیل نشست پیشنهادی برای تخمین توزیع نشست نشست مجاور محل گودبرداری شده ۵۰
- شکل ۲-۵۳ روش پیشنهادی برای پیش‌بینی پروفیل نشست ۵۱
- شکل ۳-۱ مسیرهای تنش مدل مور کولمب، مقایسه مسیر تنش زهکشی نشده A و B با مسیر تنش واقعی ۵۶
- شکل ۳-۲ تغییرات مقدار سختی نسبت به سطح کرنش بدست آمده از آزمایش سه محوری ۵۷
- شکل ۳-۳ سطح تسلیم و سختی های متفاوت در مدل HS بر روی مختصات p-q ۵۸
- شکل ۳-۴ رفتار کرنش-سختی خاک با محدوده ی کرنشی مختلف و آزمایشات آزمایشگاهی مربوطه ۵۹
- شکل ۳-۵ مقطع طولی و عرضی دیوار C-D-E-F پروژه ی پاسارگاد ۶۲
- شکل ۳-۶ هندسه ی دیواره ۶۳
- شکل ۳-۷ مش‌بندی دیواره ۶۳
- شکل ۳-۸ تنش‌های برجا در دیواره ۶۴
- شکل ۳-۹ تنش‌های برجا در دیواره ۶۴
- شکل ۴-۱ موقعیت پروژه ی باهر ۶۶
- شکل ۴-۲ فاز اول (بارهای وارده لبه گود) ۶۹
- شکل ۴-۳ فاز دوم (اجرای شمع فلزی) ۷۰
- شکل ۴-۴ فاز سوم (خاکبرداری و تحکیم ردیف اول) ۷۰

- شکل ۴-۵ فاز چهارم (خاکبرداری و تحکیم ردیف دوم)..... ۷۰
- شکل ۴-۶ فاز پنجم (خاکبرداری و تحکیم ردیف سوم)..... ۷۱
- شکل ۴-۷ فاز ششم (خاکبرداری و تحکیم ردیف چهارم)..... ۷۱
- شکل ۴-۸ فاز هفتم (خاکبرداری و تحکیم ردیف پنجم)..... ۷۱
- شکل ۴-۹ فاز هشتم (خاکبرداری و تحکیم ردیف ششم)..... ۷۱
- شکل ۴-۱۰ فاز نهم (خاکبرداری و تحکیم ردیف هفتم)..... ۷۲
- شکل ۴-۱۱ تعریف نقطه مورد نظر جهت ثبت جابجایی..... ۷۲
- شکل ۴-۱۲ حالت Deformed mesh..... ۷۲
- شکل ۴-۱۳ نمودار جابجایی های دیوار شماره یک..... ۷۳
- شکل ۴-۱۴ نمودار جابجایی های دیوار شماره دو..... ۷۳
- شکل ۴-۱۵ نمودار جابجایی های دیوار شماره سه..... ۷۴
- شکل ۴-۱۶ عکس هوایی از موقعیت پروژه پاسارگاد..... ۷۵
- شکل ۴-۱۷ فاز اول (بارهای وارده لبه گود)..... ۷۷
- شکل ۴-۱۸ فاز دوم (خاکبرداری و تحکیم ردیف اول)..... ۷۷
- شکل ۴-۱۹ فاز سوم (خاکبرداری و تحکیم ردیف دوم)..... ۷۸
- شکل ۴-۲۰ فاز چهارم (خاکبرداری و تحکیم ردیف سوم)..... ۷۸
- شکل ۴-۲۱ فاز پنجم (خاکبرداری و تحکیم ردیف چهارم)..... ۷۸

- شکل ۴-۲۲ فاز ششم (خاکبرداری و تحکیم ردیف پنجم)..... ۷۸
- شکل ۴-۲۳ فاز هفتم (خاکبرداری و تحکیم ردیف ششم)..... ۷۸
- شکل ۴-۲۴ فاز هشتم (خاکبرداری و تحکیم ردیف هفتم)..... ۷۸
- شکل ۴-۲۵ تعریف نقطه مورد نظر جهت ثبت جابجایی..... ۷۹
- شکل ۴-۲۶ حالت Deformed mesh..... ۸۰
- شکل ۴-۲۷ نمودار جابجایی های دیوار شماره یک..... ۸۰
- شکل ۴-۲۸ نمودار جابجایی های دیوار شماره دو..... ۸۱
- شکل ۴-۲۹ تشکیل گوه در دیوار شماره یک پاسارگاد..... ۸۱
- شکل ۴-۳۰ موقعیت جغرافیایی پروژه صارمی..... ۸۲
- شکل ۴-۳۱ فاز اول (بارهای وارده لبه گود)..... ۸۳
- شکل ۴-۳۲ فاز دوم (خاکبرداری و تحکیم ردیف اول)..... ۸۵
- شکل ۴-۳۳ فاز سوم (خاکبرداری و تحکیم ردیف دوم)..... ۸۵
- شکل ۴-۳۴ فاز چهارم (خاکبرداری و تحکیم ردیف سوم)..... ۸۵
- شکل ۴-۳۵ فاز پنجم (خاکبرداری و تحکیم ردیف چهارم)..... ۸۶
- شکل ۴-۳۶ فاز ششم (خاکبرداری و تحکیم ردیف پنجم)..... ۸۶
- شکل ۴-۳۷ فاز هفتم (خاکبرداری و تحکیم ردیف ششم)..... ۸۶
- شکل ۴-۳۸ فاز هشتم (خاکبرداری و تحکیم ردیف هفتم)..... ۸۶

- شکل ۴-۳۹ فاز نهم (خاکبرداری و تحکیم ردیف هشتم) ۸۳
- شکل ۴-۴۰ تعریف نقطه مورد نظر جهت ثبت جابجایی ۸۷
- شکل ۴-۴۱ نمودار آزمایش بارگذاری صفحه (Plate Load Test) ۸۸
- شکل ۴-۴۲ نمودار جابجایی های دیوار شماره یک ۸۹
- شکل ۴-۴۳ نمودار جابجایی های دیوار شماره دو ۸۹
- شکل ۴-۴۴ نمودار جابجایی های دیوار شماره سه ۹۰
- شکل ۵-۱ نمودار خطای مرحله‌ای دیوار شماره یک پروژه باهر ۹۳
- شکل ۵-۲ نمودار خطای مرحله‌ای دیوار شماره دو پروژه باهر ۹۳
- شکل ۵-۳ نمودار خطای مرحله‌ای دیوار شماره سه پروژه باهر ۹۴
- شکل ۵-۴ نمودار خطای مرحله‌ای دیوار شماره یک پروژه پاسارگاد ۹۶
- شکل ۵-۵ نمودار خطای مرحله‌ای دیوار شماره دو پروژه پاسارگاد ۹۶
- شکل ۵-۶ نمودار خطای مرحله‌ای دیوار شماره یک پروژه صارمی ۹۸
- شکل ۵-۷ نمودار خطای مرحله‌ای دیوار شماره دو پروژه صارمی ۹۸
- شکل ۵-۸ نمودار خطای مرحله‌ای دیوار شماره سه پروژه صارمی ۹۹
- شکل ۵-۹ مقایسه دیواره‌های شمع دار از نظر دقت تحلیل ۱۰۱
- شکل ۵-۱۰ مقایسه دیواره‌های فاقد شمع از نظر دقت تحلیل ۱۰۲

مقدمه

۱-۱ مقدمه

گودبرداری یکی از کارهای پیچیده و خطرناک مهندسی به شمار می‌رود که به منظور حفاظت از جان انسان‌های داخل و خارج از گود، ساختمانهای مسکونی و تجاری مجاور و فراهم آوردن شرایط ایمن و مطمئن جهت انجام کار می‌بایستی دیواره‌های اطراف آن بوسیله سازه‌های نگهدارنده همانند میخ کوبی، دوخت به پشت و ... مهاربندی و پایدارسازی شود. سازه‌های نگهدارنده انواع مختلفی دارد که با توجه به نوع خاک، عمق گودبرداری و حساسیت ساختمان‌های مجاور گود انتخاب و توسط افراد دست‌اندر کار پروژه‌های گودبرداری ساختمانی که هر یک وظایف و مسئولیت‌های مشخصی دارند اجرا و توسط اشخاص و سازمان‌های ذیربط نظارت می‌شود. اجرای عملیات گودبرداری نیازمند بکارگیری تمهیداتی در حین، قبل و بعد از انجام کار می‌باشد که بکارگیری آنها می‌تواند از بروز حوادث گودبرداری جلوگیری کند.

ساخت و سازه‌های نوین شهری و احداث سازه‌های بلند مرتبه در مجاورت ساختمان‌های قدیمی که دارای طبقات متعدد زیرزمین با کاربردهای مختلف به ویژه پارکینگ می‌باشند، سبب توجه هرچه بیشتر مهندسين ساختمان به پایدارسازی گودها و حفاظت ساختمان‌های مجاور از بروز هرگونه خسارت احتمالی ناشی از گودبرداری گردید و لذا استفاده از انواع مختلف پایدارسازی گود که اجرای آن در احداث تونل‌ها و پایدارسازی شیروانی در مجاورت بزرگراه‌ها و جاده‌ها از سابقه طولانی برخوردار بوده است، در ساخت و سازه‌های شهری و شیروانی و گودهای درون شهری رواج یافت.

۱-۲ تاریخچه موضوع

روش‌های مختلف پایدارسازی گودها در دهه‌های اخیر در سطح وسیعی در پایدار کردن شیب‌ها، دیواره‌ی گودبرداری‌ها و به عنوان حائل جانبی دیوارهای خاکی برای جلوگیری از ریزش و لغزش استفاده شده است. این روشها اساساً یک شیوه‌ی پایدار کردن ترانشه‌ها، شیب‌ها و نگهداری خاک در برابر حرکت جانبی لبه گود است. این سیستم‌های پایدارسازی سبب افزایش مقاومت برشی خاک و کاهش تغییر مکان‌های آن می‌شود.

اولین برنامه‌ی عمده پژوهش درباره‌ی دیوارهای نگهدارنده و دیوارهای میخ‌گذاری شده در خاک، در خلال سال‌های ۱۹۷۵ تا ۱۹۸۱ توسط دانشگاه کارلسروهه و شرکت ساختمانی باور برعهده گرفته شد. این برنامه کاوش، آزمایش تمام مقیاس دیوارهای آزمایشگاهی با تنوعی در پیکربندی و گستره‌ای از روش‌های تحلیل که در ساخت استفاده شده بودند را شامل می‌شد.

۳-۱ بیان مسئله

تئوری استفاده از روش پایدارسازی گود بر مبنای مسلح کردن و مقاوم نمودن توده خاک با استفاده از دوختن توده خاک توسط مهارهای کششی فولادی (Nail & Anchor) با فواصل نزدیک به یکدیگر، اجرای شمع های نگهبان، سیستم خرپایی و دیگر روش های پایدار سازی می باشد. استفاده از این روش ها موجب افزایش مقاومت برشی توده خاک و همچنین در اثر استفاده از این روش ها، مقاومت برشی در سطح لغزش به دلیل افزایش نیروی قائم بیشتر شده و در نتیجه باعث محدود نمودن تغییر مکان های خاک می شود و دیگر فایده این روش نیز کاهش نیروی لغزش در سطح گسیختگی می باشد. اما مسئله این است که اگر در اطراف جایی که پایدار شده است، سرباری قرار گیرد، در اثر باری که به زمین اعمال می کند نیروهای جانبی در خاک ایجاد می کند که این نیروهای جانبی باعث تغییراتی در وضعیت دیوار کارگذاشته شده می گردد. بنابراین متغیرهایی که باید مورد تحلیل قرار گیرند شامل وضعیت تنش و کرنش در خاک، بررسی تغییر مکان های دیوار و غیره می باشد. در این تحقیق سعی شده با استفاده از نرم افزار Plaxis 2D به مدل سازی موارد مطالعاتی سه پروژه ی گودبرداری در مشهد (پروژه ی پاسارگارد، پروژه ی باهر، پروژه ی صارمی) پرداخته شود، در واقع به مدل سازی یک سیستم نگهدارنده استفاده شده در مطالعات میدانی خواهیم پرداخت و نتایج پایش واقعی را با نتایج شبیه سازی های عددی با استفاده از دو مدل رفتاری موهر-کولمب و مدل سخت شونده مقایسه خواهیم کرد و نهایتاً به بررسی پارامترهای موثر در هر دو مدل خواهیم پرداخت تا به روشی ایمن و البته بهینه، جهت طراحی پایداری گودبرداری با استفاده از روش های انکرینگ و نیلینگ دست پیدا کنیم.

۴-۱ روش انجام تحقیق

در مرحله اول و در هنگام اجرای پروژه های مورد نظر با انتخاب نقاط متعددی به ثبت پایش واقعی در دیواره گودبرداری مورد نظر خواهیم پرداخت. در مرحله دوم برای مدل سازی عددی با استفاده از نتایج آزمایش ها و بررسی های محلی و همچنین انتخاب پارامترهای مناسب متناظر با واقعیات اجرایی، با استفاده از نرم افزار Plaxis 2D به مدل سازی این گودها برای دو مدل رفتاری موهر کولمب (Mohr- Colomb Model) و مدل خاک سخت شونده (-Hardening Soil model) خواهیم پرداخت و بهترین مدل سازی که نزدیک به مدل واقعی می باشد را معرفی خواهیم کرد.

۵-۱ ساختار پایان نامه

ساختار پایان نامه موجود به این ترتیب می باشد که:

در فصل اول ابتدا کلیاتی از دلایل استفاده از سیستم‌های نگهبان و اهداف و نحوه‌ی مدل‌سازی عددی به اختصار شرح داده می‌شود.

در فصل دوم، انواع سیستم‌های نگهبان استفاده شده بیان می‌شود و مروری بر مطالعات و تحقیقات انجام شده توسط محققین پیشین ارائه شده است.

در فصل سوم به معرفی کوتاهی از نرم افزار Plaxis 2D پرداخته شده و سپس به بیان نحوه‌ی مدل‌سازی اقدام شده است.

در فصل چهارم به مقایسه‌ی نتایج بدست آمده از پایش‌های میدانی و نتایج عددی به کمک دو مدل رفتاری ذکر شده پرداخته می‌شود.

در نهایت در فصل پنجم جمع‌بندی و نتیجه‌گیری از مطالب مطرح شده ارائه و پیشنهادهایی برای ادامه تحقیق در این زمینه آورده شده است.

مروری بر مطالعات پیشین

۱-۲ مقدمه

در دهه‌های اخیر به دلیل افزایش تراکم و ساخت و ساز و نیاز به تامین زیرزمین و سایر امکانات خدماتی در ساختمان‌ها بویژه در مناطق مرکزی شهرها، عمق گودبرداری ایجاد شده نیز مخصوصاً در کلان شهرها بیشتر شده است. متأسفانه بسیاری بر این باور بودند که استفاده از مسائل ایمنی در ایمن سازی گودها هزینه ای اضافی را به دنبال دارد. در حالیکه گودبرداری اصولاً جزء کارهای پیچیده و بسیار خطرناک مهندسی محسوب می‌شود و بویژه در گودهای با عمق زیادتر نیازمند بررسی های همه جانبه، استفاده از سیستم مطمئن، نظارت و در نهایت صرف هزینه و زمان قابل ملاحظه ای است تا خطری ساکنان و ساختمانهای مجاور را تهدید نکند. به هر حال عدم توجه و شناخت مسائل فنی و عدم توجه به مسائل ایمنی منجر به ایجاد خطر و خسارت می شود. پایداری دیوار بلافاصله بعد از خاکبرداری دلیل پایداری همیشگی آن نمی‌باشد و ممکن است در روزها یا هفته‌های آتی بر اثر پدیده خستگی و یا هوازگی پایداری خود را از دست دهد. پس باید به کمک روش های اصولی و فنی، ایمنی ساختمان‌های مجاور را تامین کرده و با توجه به منطقه‌ی مورد نظر، از سیستم سازه نگهبان مناسب استفاده کرد.

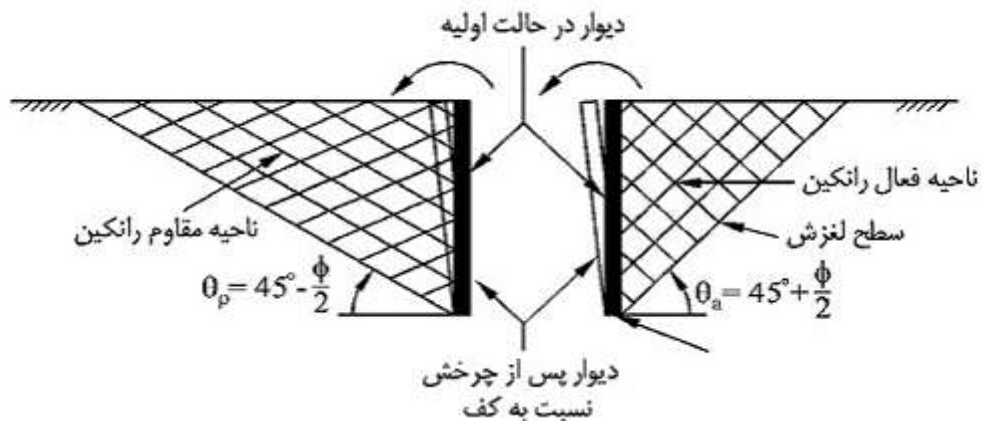
گودبرداری‌ها به دو گروه کلی **حفاظت شده** یا مهاربندی شده و **حفاظت نشده** یا مهاربندی نشده تقسیم می شوند. برای حالت گودبرداری‌های حفاظت نشده و یا مهاربندی نشده، پایداری شیب‌ها یا جداره‌های قائم گودبرداری‌ها در خاک‌های چسبنده بدون هیچ گونه مهاربندی توسط شرایط مکانیکی خاک تامین می شوند.

۲-۲ معرفی سازه نگهبان

در مناطق شهری، استفاده از سازه‌های نگهبان بسیار مورد توجه قرار گرفته است. سازه نگهبان موقت، سیستمی است که در داخل زمین تعبیه می شود تا از ریزش دیواره‌های گود، ناپایداری‌های ساختمان‌های مجاور، ممانعت از رانش خاک، ایجاد مقاومت و ایستادگی در برابر حرکت افقی یا جانبی دیواره‌های محل‌های گودبرداری شده جلوگیری کند.

به دلیل تماس سازه نگهبان با خاک باید نسبت به پایداری ژئوتکنیکی شناخت کامل حاصل شود. از طرف دیگر، سازه نگهبان سازه‌ای است که باید بر اساس اصول شناخته شده مهندسی طراحی و ساخته شود و همچنین قادر باشد تا در مقابل ناپایداری‌های ممکنه مقاومت نشان داده و با پایداری و ایستادگی لازم در مقابل هرگونه رانش، ریزش و حرکات افقی، خاک را مهار کند. در حالت کلی خاک‌ها دارای سه پارامتر مقاومتی می باشد که در مقابل ناپایداری‌های ممکن،

مقاومت نشان می دهد: چسبندگی (c)، زاویه اصطکاک داخلی (φ) و وزن مخصوص (γ) می باشد. با توجه به این پارامترها و شرایط گودبرداری، خاکها مطابق شکل ۱-۲ (قسمت هاشور خورده) تمایل به ناپایداری و ریزش دارند که باید با انواع روش های مهندسی و پایدارسازی ژئوتکنیکی نسبت به پایدارسازی گود اقدام گردد.



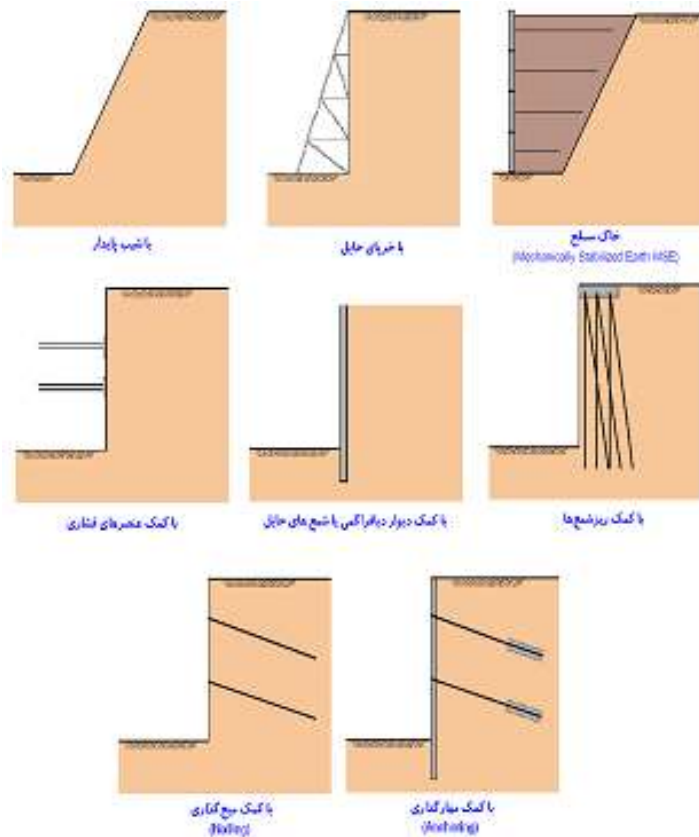
شکل ۱-۲ ناحیه ی فعال پشت دیوار گودبرداری شده

۳-۲ انواع روش های پایدارسازی گود

برای پایدارسازی گودها موارد زیر را بصورت تکی یا مرکب می توان استفاده کرد:

۱. جداره های مهاربندی شده توسط المان های افقی و مایل (Braced Wall Using Wale Struts)
۲. جداره های مهاربندی شده توسط المان های کششی (Soldier Beam and Lagging)
۳. جداره های مهاربندی شده توسط سپر کوبی (Braced Sheet Pile)
۴. جداره های مهاربندی شده توسط شمع های درجا (Bored Pile Walls)
۵. جداره های مهاربندی شده توسط دیوار دیافراگمی (Diaphragm Walls – Slurry Wall)
۶. جداره های مهاربندی شده توسط نیلینگ (Soil Nailing)
۷. جداره های مهاربندی شده توسط انکراژ (Anchorage)
۸. جداره های مهاربندی شده توسط دوخت به پشت - پین گذاری (Tie Back)
۹. جداره های مهاربندی شده توسط میکروپایل (Micropile)
۱۰. جداره های مهاربندی شده توسط خرپا (Truss-Raker)
۱۱. شیبدار کردن (Sloping)

در شکل ۲-۲ تمام موارد ذکر شده در بالا آورده شده است.



شکل ۲-۲ روش های متعدد پایدارسازی گودها

۲-۳-۱ مهار بندی جداره ها توسط المان های افقی و مایل

روش مهار به کمک المان های افقی و مایل برای نگهداری و حفاظت جداره های حاصل از گودبرداری و جلوگیری از تغییر مکان های افقی در گودبرداری های با عرض نسبتا کم در مناطق شهری و کلان شهرها می باشد. از معایب این روش، از بین رفتن فضای قابل ملاحظه ای از محیط داخلی گود و محدودیت و مشکلات در بکارگیری ماشین آلات و تجهیزات مورد نیاز جهت خاکبرداری و همچنین افزایش ریسک برخورد با المان ها و به مخاطره انداختن آنها می باشد. (شکل ۲-۳)

(۳)

در این روش برای خاکبرداری ناچار به استفاده از نیروی کارگری و یا ماشین آلات کوچک (توماس و بابکت) می باشیم لذا این امر باعث افزایش هزینه و زمان اجرا خواهد شد.



شکل ۲-۳ مهاربندی جداره ها توسط المان های افقی و مایل

۲-۳-۲ مهاربندی توسط المان های کششی

در روش مهاربندی توسط المان های کششی بیشتر به پایدارسازی موقت گود در مناطق شهری توجه می گردد. همان طور که در شکل ۲-۴ دیده می شود، در این روش از پروفیل های متداول فولادی و بتنی به صورت ستون های پیوسته که درون خاک کوبیده می شود و تا عمق کف گود اجرا خواهد شد، استفاده می گردد. فاصله بین المان های کششی استفاده شده بین ۲ الی ۴ متر می باشد و فضای بین آنها را با تخته های چوبی پر می کنند. در این روش از مهارهای کششی به منظور حفاظت و نگهداری جانبی گود استفاده می شود و وظیفه ی المان های کششی اتصال ستون ها به کمک میل مهارها و جوشکاری می باشد.



شکل ۲-۴ مهاربندی توسط المان های کششی

۳-۳-۲ مهاربندی توسط سپر کوبی

در روش مهاربندی توسط سپر کوبی، صفحات فلزی تحت عنوان Sheet Pile، در داخل خاک و جداره گود توسط وزنه های به اسم چکش پنوماتیک و یا با استفاده از لرزش کوبیده می شوند و به کمک اتصالات بین خود به یکدیگر متصل شده و یک سیستم یکپارچه و جداره پیوسته ای را تشکیل می دهند. از ویژگی های مثبت این روش سهولت در کوبیدن، اتصال و بیرون کشیدن صفحات فلزی بوده و مصالح قابلیت استفاده مجدد در دیگر پروژه های ژئوتکنیکی را دارد. همان طور که در شکل ۲-۵ دیده می شود، در این روش به المان های افقی و مایل کمتری نسبت به روش های دیگر نیاز می باشد. بنابراین محدودیت های موجود در اشغال فضای داخل گود نسبت به روش های دیگر کمتر می باشد. از معایب این روش، وابستگی به نصب سپرهای فلزی در محیط های شهری بدلیل وجود تاسیسات و ابزارآلات زیربنایی شهری و ایجاد لرزش در هنگام کوبش و صدای ناشی از کوبش سپرها محدودیت هایی را بوجود می آورد. همچنین جهت استفاده از این روش می بایست عمق درگیر سپرهای فلزی رابه اندازه عمق گودبرداری در نظر گرفت.



شکل ۲-۵ مهار بندی به روش Sheet pile

۳-۳-۴ مهار بندی توسط شمع های درجا

از روش های مرسوم در پایدارسازی حفاظت جداره ها با شرایط متنوع زمین همانند زمین سخت تا سست و نرم، استفاده از شمع های درجا توصیه می شود. شمع درجا علاوه بر تامین مسئله پایداری، نقش آب بندی و تحمل بار قائم را نیز برعهده دارد. نمونه ای از اجرای سیستم شمع های درجا در شکل ۲-۶ آورده شده است. مهاربندی جداره ها توسط شمع های درجا بعنوان انتخابی مطلوب برای موارد زیر در حفاظت جانبی گود مطرح می باشند:

- در حالت‌هایی که امکان کوبیدن و نصب سپرهای فولادی وجود نداشته باشد و همچنین حالتی که زمین دارای سختی بیش از حد باشد و امکان عملیات کوبش سپر در آن وجود نداشته باشد.
 - مواردی که امکان نصب مهارهای کششی در زیر ساختمان‌های نزدیک محل گودبرداری شده وجود نداشته باشد.
 - در حالتی که به دلیل شرایط آب زیرزمین و به دلیل وجود فشار بیش از حد آب نیاز به آب‌بند کردن جداره باشد.
 - در مواقعی که امکان استفاده از سیستم حفاظت گود به عنوان بخشی از سازه اصلی و باربری وجود داشته باشد.
- ✚ از معایب این روش می‌توان به هزینه بالا و زمان‌بر بودن این روش و البته مهمتر از همه، برای گودبرداری‌های ساختمانی، از ابعاد زمین به اندازه قطر چاه گرفته خواهد شد و با توجه به بالا بودن ارزش زمین در مناطق شهری این مسئله برای بسیاری از کارفرمایان حائز اهمیت می‌باشد.



شکل ۲-۶ مهاربندی توسط شمع‌های درجا

۲-۳-۵ مهاربندی توسط دیوار دیافراگمی

یکی دیگر از روش‌های تامین پایداری گودها با استفاده از سازه‌های نگهدارنده، استفاده از دیوار دیافراگمی و یا دیوار دوغابی Wall Slurry می‌باشد. به کمک این روش، ابتدا توسط دستگاه‌هایی مخصوص و متناسب با سختی زمین حفاری قسمتی از دیوار انجام می‌شود و همزمان با حفاری به منظور پایداری دیواره حفاری شده و ممانعت از ریزش‌های موضعی از دوغاب بنتونیت استفاده می‌شود. از این روش بیشتر در زیر هسته سدهای خاکی استفاده می‌شود و دوغاب

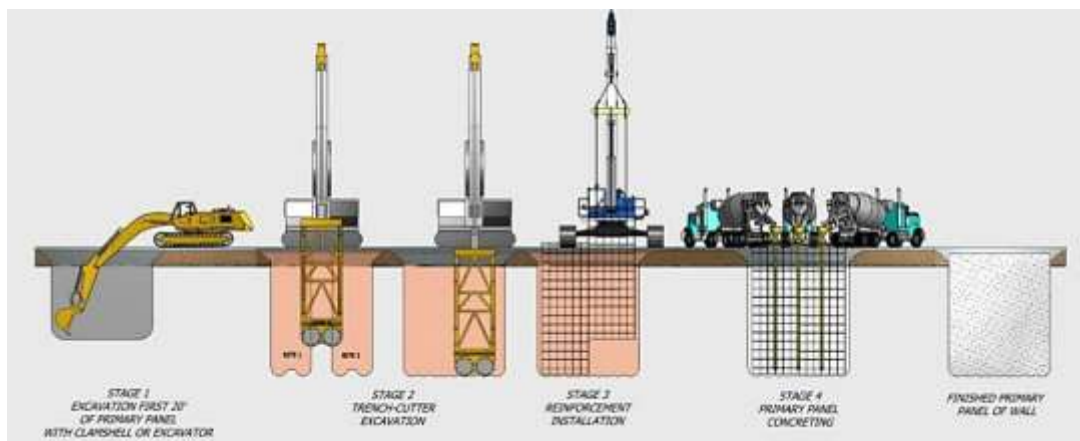
بنتونیت از هرگونه عبور آب از زیر سد جلوگیری می نماید. همان طور که در شکل ۲-۷ مشاهده می گردد، استفاده از روش دیوار دیافراگمی در مناطق شهری نیز با محدودیتها و موانعی نظیر استفاده از روش مهاربندی افقی و مایل و المانهای کششی مواجه می باشد.



شکل ۲-۷ مهار بندی توسط دیوار دیافراگمی

در شکل ۲-۸ مراحل اجرای دیوار دیافراگمی دیده می شود که گام به گام در زیر ذکر شده است:

۱. حفاری و گودبرداری محل مورد نظر به صورت گام به گام به کمک دستگاه های ویژه (هیدروفورز یا گراب)
۲. پر کردن همزمان محل گودبرداری شده با بنتونیت یا گل حفاری
۳. کارگذاشتن شبکه بندی مربوط به آرماتورها
۴. بتن ریزی دیوار



شکل ۸-۲ مراحل اجرای دیوار دیافراگمی

۶-۳-۲ جداره های مهاربندی شده توسط نیلینگ

روش مهاربندی توسط سیستم میخکوبی (نیلینگ) از حدود چهار دهه‌ی اخیر شروع شده و تا هم اکنون نیز به عنوان یک تکنیک برای پایداری ترانشه‌ها و حفاظت گود با انعطاف‌پذیری بالا استفاده می‌گردد. میخ‌کوبی در سطح وسیعی در پایدار کردن شیب‌ها، دیواره‌ی گودبرداری‌ها و به‌عنوان حائل جانبی دیوارهای خاکی برای جلوگیری از ریزش و لغزش استفاده شده است. این روش اساساً یک شیوه‌ی پایدار کردن ترانشه‌ها، شیب‌ها و نگهداری خاک در برابر حرکت جانبی است. میخ‌کوبی خاک شامل تسلیح و مقاوم نمودن خاک در محل یا نصب میلگردهای فولادی نزدیک به هم در داخل یک شیب یا گود می‌باشد. این سیستم پایداری سبب افزایش مقاومت برشی خاک و کاهش تغییر مکانهای آن می‌شود. درواقع هدف از مسلح کردن توده خاک، مقاومت در برابر بار ناشی از خاک غیرمسلح است. (شکل ۹-۲)

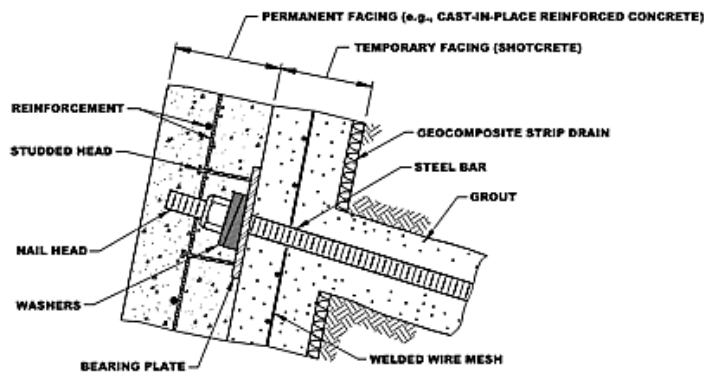
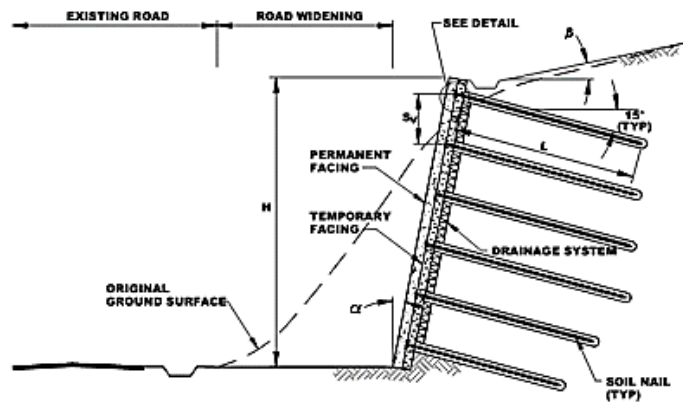


شکل ۹-۲ جداره های مهاربندی شده توسط نیلینگ

یکی از اولین کاربردهای میخ‌کوبی در سال ۱۹۷۲ در نزدیکی شهر ورسای فرانسه بوده که در آن به منظور عریض‌سازی خط راه‌آهن، یک شیب ماسه‌ای به ارتفاع ۱۸ متر بوسیله روش میخ‌کوبی پایدار گردید. به جهت اینکه این روش به لحاظ اقتصادی مناسب و به لحاظ اجرایی سریع تر از سایر روش‌های مهاربندی بود، استفاده از روش میخ‌کوبی خاک در فرانسه و سایر کشورهای اروپایی افزایش یافت.

رایج‌ترین روش اجرای میخ‌کوبی در خاک عبارت است از میخ‌های گذاشته‌شده در خاک توسط مته‌کاری، که در آن یک میلگرد فولادی در یک گمانه افقی مایل قبلاً حفاری شده، جاسازی می‌شود و داخل گمانه دوغاب ریخته می‌شود. شکل ۱۰-۲ سطح مقطعی از یک دیوار میخ‌کوبی شده در خاک را نمایش می‌دهد، که اجزا زیر قابل تشخیص می‌باشند:

۱. آرماتورهای فولادی: آرماتورهای محکم فولادی جز اصلی سیستم دیوار میخ‌کوبی شده در خاک می‌باشند که در گمانه‌های با مته حفاری شده، تعبیه می‌شوند و سپس با دوغاب پوشیده می‌شوند. در خلال عملیات حفاری متعاقب، تنش کششی به‌طور انفعالی به میخ‌ها، در پاسخ به تغییر شکل مواد نگه‌داشته شده (خاک)، اعمال می‌شود.
۲. دوغاب: پس از جاسازی میلگردها، دوغاب وارد می‌شود. کارکرد اصلی دوغاب، انتقال تنش از زمین به میخ می‌باشد. همچنین دوغاب، تا حدی میخ‌ها را در برابر خوردگی محافظت می‌کند.
۳. سر میخ: سر میخ انتهای رزوه شده میخ می‌باشد که از روکش دیوار، بیرون آمده و مهره سر آن بسته می‌شود.
۴. مهره، واشر و صفحه اتکا: این اجزا به سر میخ متصل می‌شوند و برای اتصال میخ به روکش بکار می‌روند.
۵. روکش موقت و دائمی: روکش اتصال سازه‌ای را تأمین می‌کند. روکش موقت به‌عنوان سطح تکیه‌گاهی برای صفحه اتکا عمل می‌کند و خاک بدون پوشش را نگه می‌دارد. این روکش روی گود بدون پشت‌بند تعبیه می‌شود (پیش از جلو رفتن مراحل گودبرداری). پس از نصب میخ‌ها و سفت کردن مهره‌ها، روکش دائمی روی روکش موقت، جاسازی می‌شود.
۶. زهکش نواری ژئوکامپوزیت: سیستم زهکش نواری ژئوکامپوزیت، پیش از اجرای روکش موقت، جاسازی می‌شود تا آبی که ممکن است به‌سوی روکش موقت نشت کند را گردآوری و منتقل کند.
۷. محافظ در برابر خوردگی (که در شکل ۱۰-۲ نشان داده شده است)

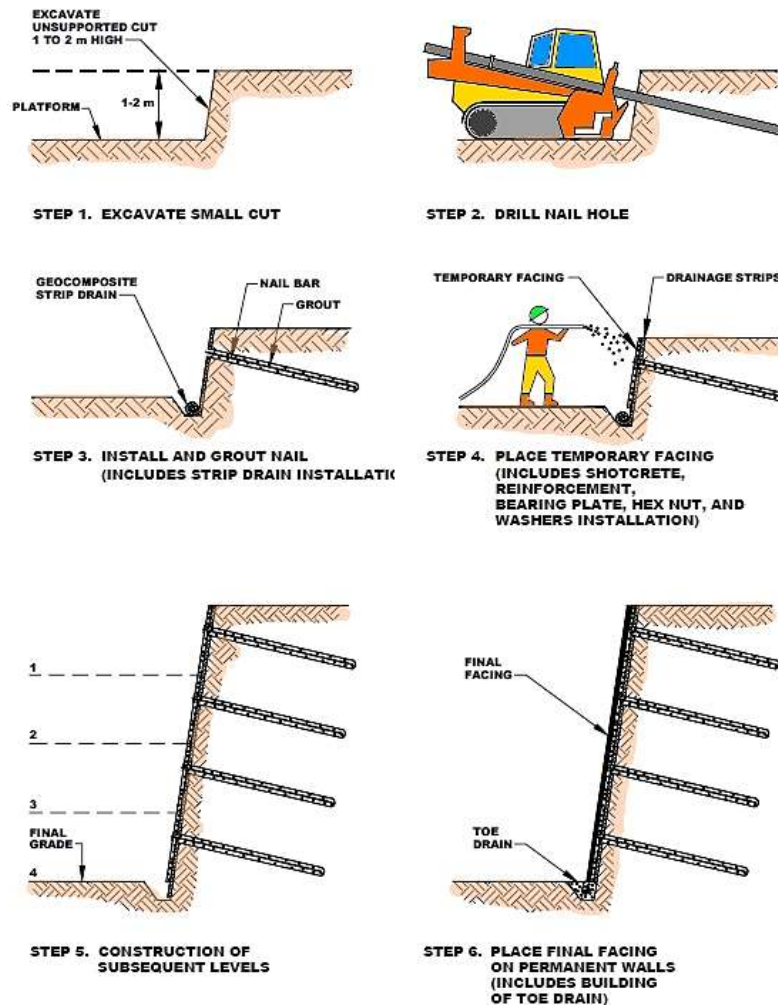


شکل ۱۰-۲ سطح مقطعی از یک دیوار میخ گذاری شده در خاک

مراحل اجرای سیستم میخ کوبی (نیلینگ) به صورت زیر می باشد:

۱. گودبرداری گام به گام که در مرحله اول ایجاد ترانشه می باشد.
 ۲. حفاری زمین جهت نصب مهار کششی.
 ۳. گذاشتن آرماتورها داخل گمانه از پیش حفاری شده و اجرای سیستم زهکشی.
 ۴. اجرای شاتکریت جداره و نصب صفحات فولادی.
 ۵. گودبرداری گام بعدی ترانشه و ایجاد گام های بعدی علمیات.
 ۶. اجرای پوشش شاتکریت نهایی پس از اتمام آخرین مرحله گودبرداری.
- ✚ در ایران (جهت صرفه جویی در وقت و هزینه) بجای پوشش شاتکریت نهایی در پروژه های گودبرداری ساختمانی، پس از اجرای فنداسیون دیوار حایل اجرا می گردد!

در شکل ۱۱-۲ مراحل اجرای سیستم میخکوبی نشان داده شده است.



شکل ۱۱-۲ مراحل اجرای سیستم نیلینگ

استفاده از روش میخکوبی به عنوان یک سیستم حفاظت جداره ترانشه و گود در مناطق شهری و فضاهای محدود بسیار کارا بوده و به دلیل امکان هم زمانی اجرا در چند جبهه کاری از سرعت خوبی برخوردار می‌باشد و با توجه به درجه پایداری امکان اجرای گود قائم وجود داشته و همچنین در انواع شرایط خاک، اجرای آن امکان پذیر می‌باشد که مهمترین ویژگی این روش محسوب می‌شود و برای سازه‌های زیرزمینی بخصوص در فضاهای محدود شهری مانند ایستگاه‌های مترو مناسب می‌باشد.

اگرچه میخکوبی شبیه روش‌های دیگر مقاوم‌سازی زمین (همانند شمع کوبی) و زمین مسلح شده (ژئوتکستایل) می‌باشد، به دلیل طبیعت مجزای فعالیت و بسیج شدن نیروهای ذخیره شده در آن، معیار طراحی مجزا جهت پایداری شیب‌ها با استفاده از میخکوبی لازم است. در مهندسی عمران، بیشتر معیارهای طراحی بر اساس دو مسئله

لحاظ می شود:

۱- حالت حدی نهایی (ULS) که پایداری و تغییر شکلهای گسیختگی سازه‌ای را لحاظ می‌کند

۲- حالت حدی خدمت‌پذیری (SLS) که رفتار سیستم را نسبت به تغییر شکل‌ها و تغییر مکانها در محدوده‌ی

اطمینان در نظر می‌گیرد.

بسیاری از معیارهای طراحی گذشته، از روش تعادل حدی (LEM) برای حل پایداری مسائل ژئوتکنیکی استفاده

می‌کنند. با پیشرفت سیستم میخ‌کوبی و حل همیشگی پایداری شیب‌ها و دیواره‌های سازه نگهبان، نیاز بیشتری به

مطالعه عملکرد جابجایی و تغییر شکل سیستم‌های میخ‌کوبی می‌باشد.

۲-۳-۱-۶ روش‌های تعادل حدی (LEM)

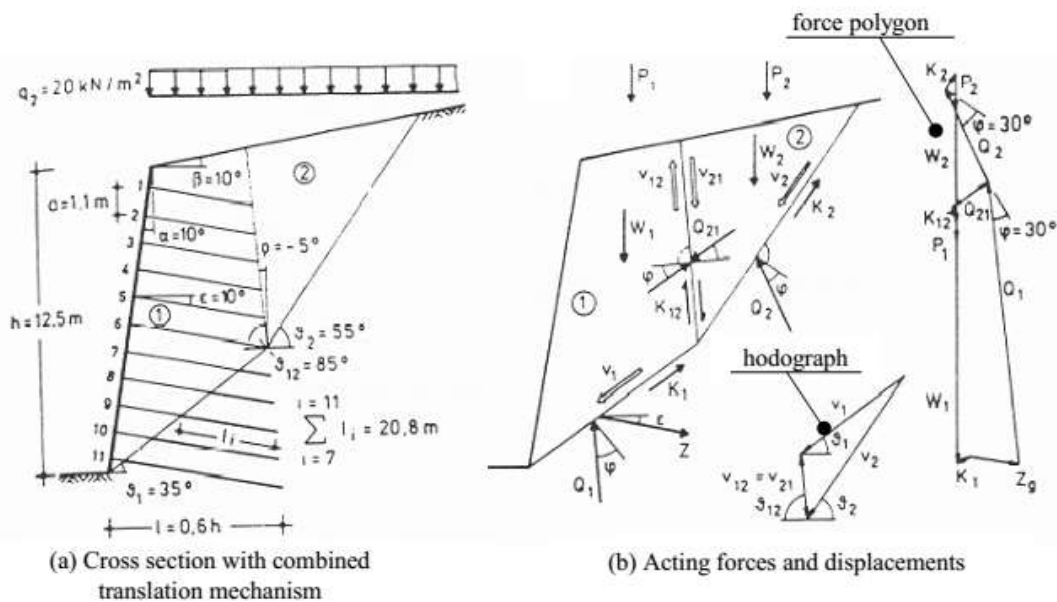
روش طراحی با استفاده از LEM اولین بار توسط Stocker و همکارانش [۱] و Shen [۲] بیان شد. روش German

که متعاقباً توسط Gassler و Gudehus [۳] بیان شد، سطوح گسیختگی دو سویه را برای پیش‌بینی نیروها در تعادل

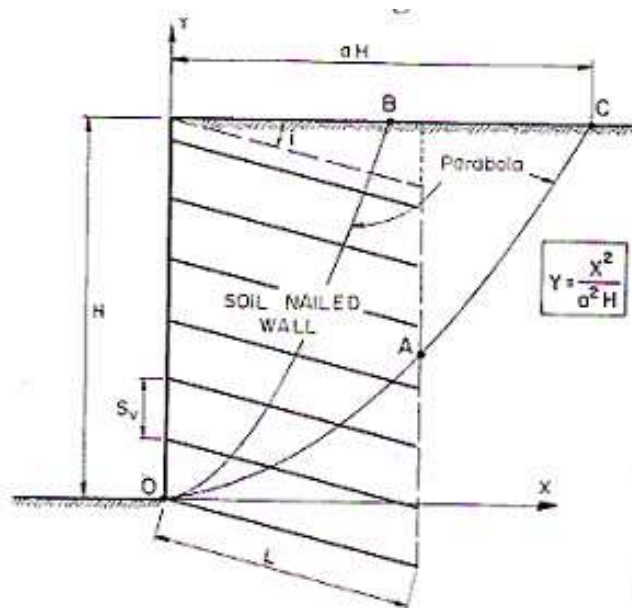
ULS بیان می‌کند. ظرفیت خمشی میخ‌ها نادیده گرفته شده‌اند. روش Shen، که در دانشگاه کالیفرنیا مطرح شده

است، مشابه روش German می‌باشد با فرض اینکه سطوح گسیختگی به صورت سهمی باشند که از پایین دیوار شروع

می‌شود (شکل ۲-۱۲ و ۲-۱۳)



شکل ۲-۱۲ روش German با فرض سطح گسیختگی دو خطی [۱]

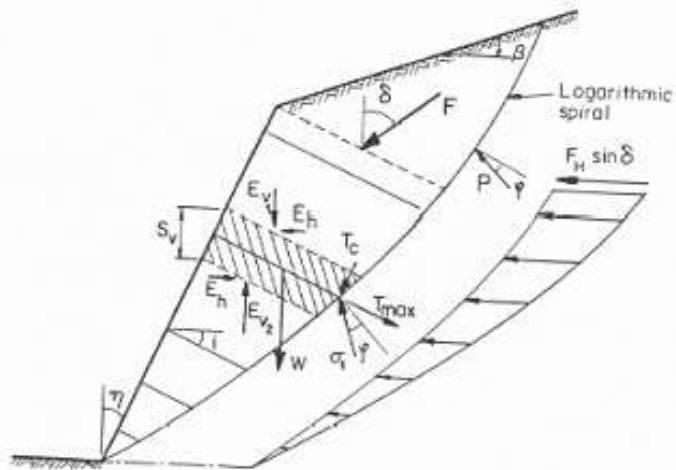


شکل ۲-۱۳ روش Shen به فرض سطح گسیختگی سهمی وار [۲]

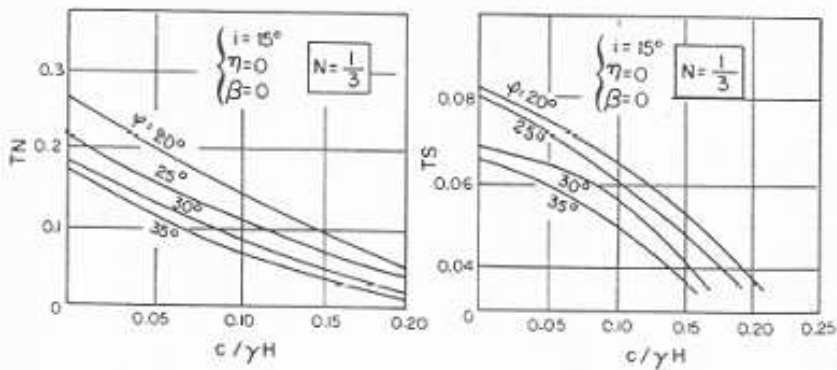
Juran و همکارانش [۴] روشی بر اساس LEM مشابه روش اتخاذ شده برای زمین‌های مسلح شده، برای محاسبه‌ی نقطه‌ی گسیختگی دیوارهای میخ‌کوبی شده مطرح کردند. پتانسیل سطح گسیختگی در این روش فرض شده که به صورت اسپیرال لگاریتمی که پایین دیوار را قطع می‌کند، می‌باشد. فرض شده که کشش ماکزیمم و نیروی برشی ماکزیمم در ردیف میخ‌ها هم‌زمان با سطح گسیختگی بحرانی اتفاق می‌افتد. با وجود اینکه این روش در مقابل گسیختگی پیش‌رونده در طول میخ‌ها مقاومت نشان می‌دهد اما گسیختگی ترکیبی در آن لحاظ نشده است. کشش، برش و خمش میخ‌ها در این روش در نظر گرفته شده‌اند. این روش‌های طراحی فقط از خاصیت کششی میخ‌ها در پایداری سیستم استفاده می‌کنند. روش چند معیاری از نیروی کششی، خمشی و برشی میخ‌ها، برای پایداری کلی سیستم استفاده می‌کند و اندرکنش بین میخ و خاک را نیز لحاظ می‌کند (شکل ۲-۱۴ و ۲-۱۵) [۴]

به هر حال تلاش‌های گسترده‌ای در زمینه میخ‌کوبی انجام شده است. روش طراحی مطرح شده توسط Juran و همکارانش در سال ۱۹۹۰ برای طراحی دیوارهای میخ‌کوبی شده در شرایط خدمت‌پذیری می‌باشد. این روش بر اساس فرض مقاومت برشی پیک خاک می‌باشد که در شرایط خدمت در طول خط کششی ماکزیمم بسیج می‌شود.

Jewell روشی را معرفی کرد که سازگاری کرنش در میخ را با تعادل سیستم معرفی می‌کند. این روش بیان می‌کند که جابجایی در نوک مسلح‌کننده، همانی است که در facing رخ می‌دهد. این روش فرض می‌کند که ناحیه‌ی تعادلی رانکین در پشت facing جایی است که شرایط چسبندگی کامل وجود دارد. این فرض طراحی به انعطاف

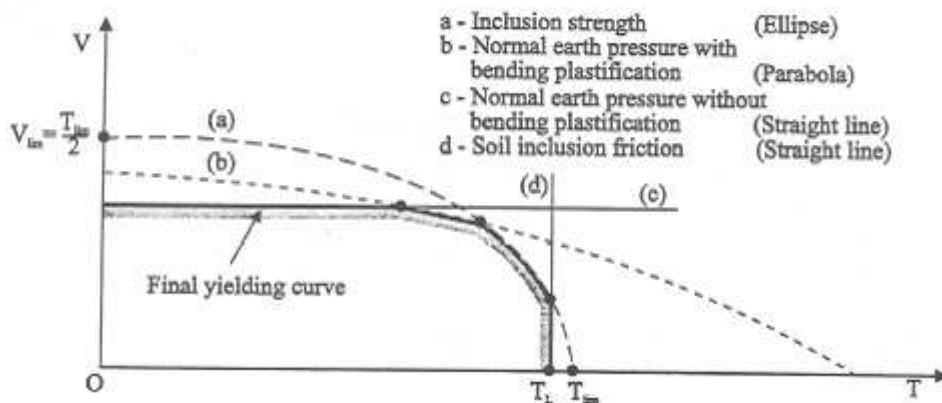


(a) Cross section with log-spiral failure surface assumptions indicating forces on failure mass



(b) Charts used to calculate $T_n = T_{max}$ and T_c

شکل ۱۴-۲ روش Juran با فرض سطح گسیختگی به صورت اسپیرال لگاریتمی

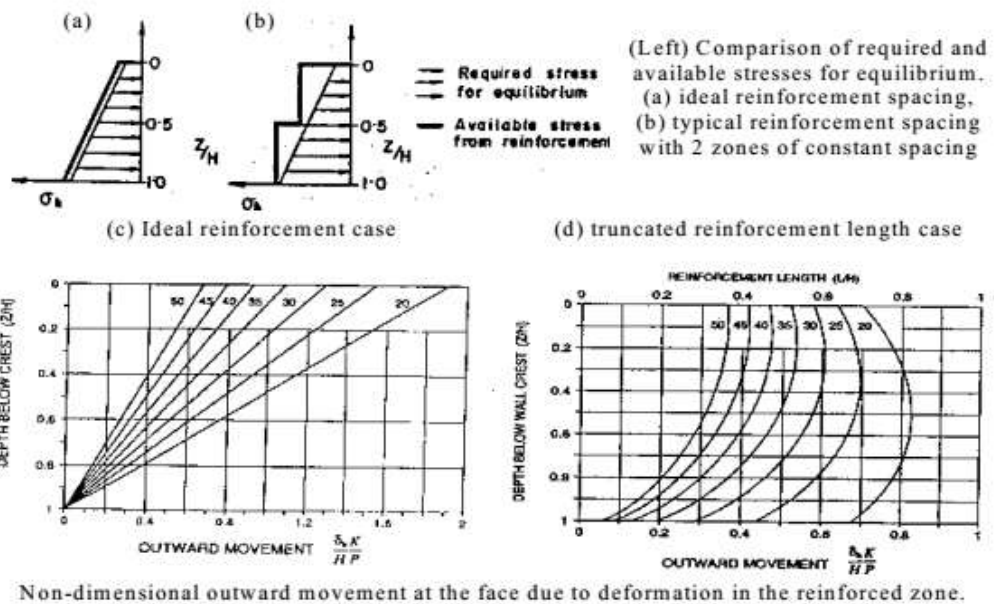


شکل ۱۵-۲ رویکرد چند معیاری و تئوری تسلیم نهایی Schlosser

-پذیری میخها یا زاویه ی انحراف میخها بستگی دارد که لغزش بین خاک و میخ حداقل باشد. تغییر شکل افقی توسط

پارامتر بدون بعد $\frac{\delta_h K}{HP}$ بیان می شود که در آن δ_h ماکزیمم تغییر شکل، H ارتفاع دیوار، K سختی مسلح کننده و P

نیروی مسلح کننده بسیج شده در هر لایه تعریف می‌شود. چارت‌هایی برای زوایای اصطکاک و طول مسلح کننده مختلف ارائه شده است. (شکل ۲-۱۶) فرض می‌شود که نیروی هر میخ معادل فشار فعال رانکین بر روی دیوار می‌باشد. به هر حال گاهی مواقع روش های مطرح شده برای طراحی زمین‌های مسلح شده بسیار کاربردی می‌باشند. بعلاوه چارت‌ها دارای فرضیاتی می‌باشند که شامل مصالح توسعه پذیر می‌باشند. به دلیل اینکه بیشتر میخ‌ها به صورت سخت فرض می‌شوند لذا نتایج بدست آمده ممکن است برای میخ‌کوبی کاربردی نباشد. Jewel [۵]



شکل ۲-۱۶ چارت‌های طراحی Jewel برای بررسی خدمت پذیری دیوارهای میخ‌کوبی شده

۲-۳-۲-۲ مقایسه با روش های المان محدود (FEM)

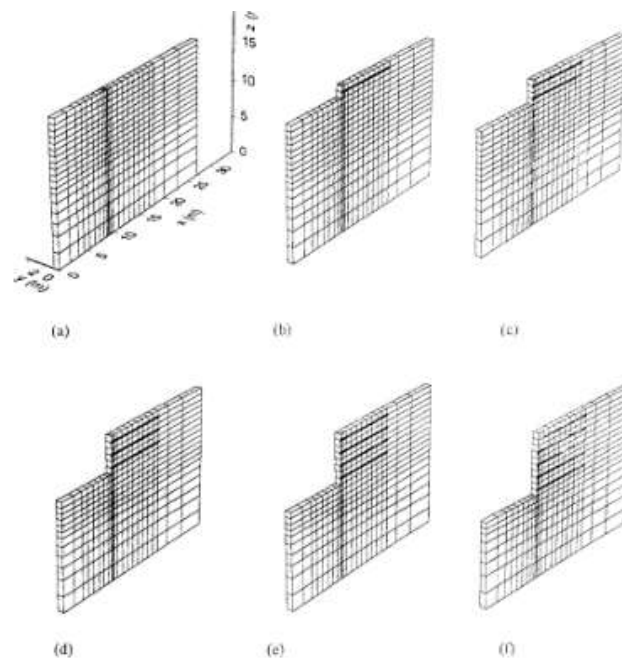
معیار طراحی برای SLS نسبت به معیار طراحی ULS توانایی کمتری دارد. بدون فهم پارامترهای سختی موضعی خاک، کار بسیار پیچیده می‌باشد. بنابراین، احتمال دارد که طراحی هندسه‌ی میخ‌کوبی خاک از محلی به محل دیگر متفاوت باشد که باعث پیچیده‌تر شدن کار می‌شود. همانند دیگر فعالیت‌های مهندسی که دارای سازوکار پیچیده‌ای می‌باشند، استفاده از تحلیل‌های عددی، انعطاف‌پذیری ویژه‌ای را به یکسان‌سازی هندسه‌های مختلف می‌دهد، در حالی که مسئله‌ی اصلی بحث رفتار اندرکنشی بین خاک و میخ می‌باشد تا عملکرد مطلوبی داشته باشند.

Yashima مقالات گسترده‌ای در زمینه‌ی تحلیل‌های عددی با استفاده از FEM بر روی زمین‌های مسلح شده توسط میخ‌کوبی ارائه نمود. [۶]

FEM به دلیل ویژگی های آمده در زیر یک ابزار تحلیلی قدرتمند نسبت به LEM می‌باشد:

- میزان تغییر شکل، توزیع تنش کرنش از جمله اطلاعاتی می‌باشند که در طراحی سازه‌های مهم مهندسی نیاز می‌باشند.
- به مهندسين کمک بیشتری می‌کند تا مکانیزم زمین‌های مسلح شده را درک کنند.
- اطلاعات تکمیلی جهت درک بهتر رفتار اندرکنشی سازه‌ای می‌دهد تا از روش‌های طراحی ساده استفاده شود.
- روش طراحی نسبتاً ساده ای را ارائه می‌کند.
- فرآیند ساخت را لحاظ می‌کند که یکی از فاکتورهای مهم تاثیرگذار در رفتار خاک‌های مسلح شده می‌باشد.
- مشخص بودن صفحات گسیختگی

Zhang و همکاران تغییر مکان دیوار میخکوبی شده را با استفاده روش المان محدود سه‌بعدی مورد آنالیز قرار دادند. در این مدل، غیرخطی بودن خاک، اندرکنش خاک و میخ و آنالیز لایه به لایه لحاظ شده است. شکل ۲-۱۷ نمای کلی و مش بندی دیوار موردنظر را نشان می‌دهد. [۷]



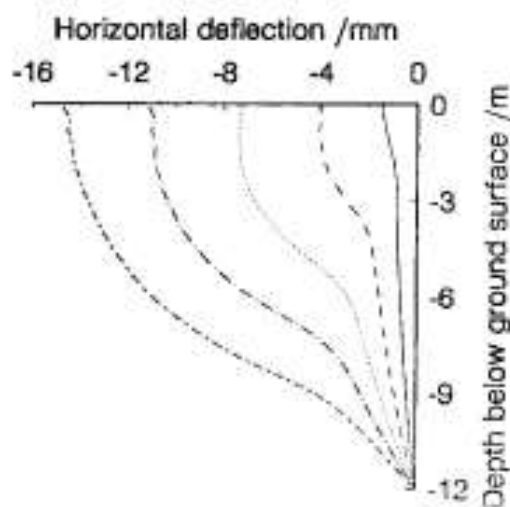
شکل ۲-۱۷ نمای کلی و مش بندی دیوار میخکوبی شده در مراحل مختلف

این محققان بیان داشتند که رابطه خطی تنش کرنش برای آنالیز تغییر شکل خاک مناسب نیست، زیرا حتی در تنش کوچک هم خاک رفتار غیرخطی از خود نشان می‌دهد، لذا از مدل غیرخطی E-B پیشنهادی Duncan و همکاران (۱۹۷۰ و ۱۹۸۰) که دربرگیرنده رفتار اصلی تغییر شکل خاک است، استفاده می‌شود و تأثیر پارامترهای مختلف روی رفتار سیستم خاک - میخ را مورد بررسی قرار دادند. این پارامترها شامل عمق گودبرداری H ، طول میخ L و فاصله افقی میخ‌ها S_n است. عمق گودبرداری ۹ متر در ۵ مرحله و هر مرحله به ضخامت ۱/۸ متر و میخ‌هایی با طول های

مختلف ۶، ۹ و ۱۵ متر در نظر گرفته شده‌اند. مشخصات خاک، میخ‌ها و پوشش در جدول ۱-۲ نشان داده شده است. شکل ۱۸-۲ نیز پروفیل تغییر شکل افقی در مراحل مختلف گودبرداری را نشان می‌دهد.

جدول ۱-۲ مشخصات خاک، میخ‌ها و پوشش

Friction angle ϕ_1 (degree)	30
$\Delta\phi$ (degree)	0
Cohesion c (kPa)	10
Loading modulus parameter K	200
Unloading modulus parameter K_{ur}	600
Exponent n	0.7
Failure ratio R_f	0.8
Exponent m	0.5
Bulk modulus parameter K_b	100
Coefficient of lateral earth pressure at rest K_0	0.49
Unit weight of soil γ (kN/m ³)	18
Nail failure strength f_y (MPa)	340
Ultimate shear stress between nail and soil τ_{ult} (kPa)	60
Young's modulus of nail E (MPa)	15
Poisson's ratio of shotcrete facing ν	0.3
Unit weight of shotcrete facing γ (kN/m ³)	26
Young's modulus of shotcrete facing E (MPa)	25



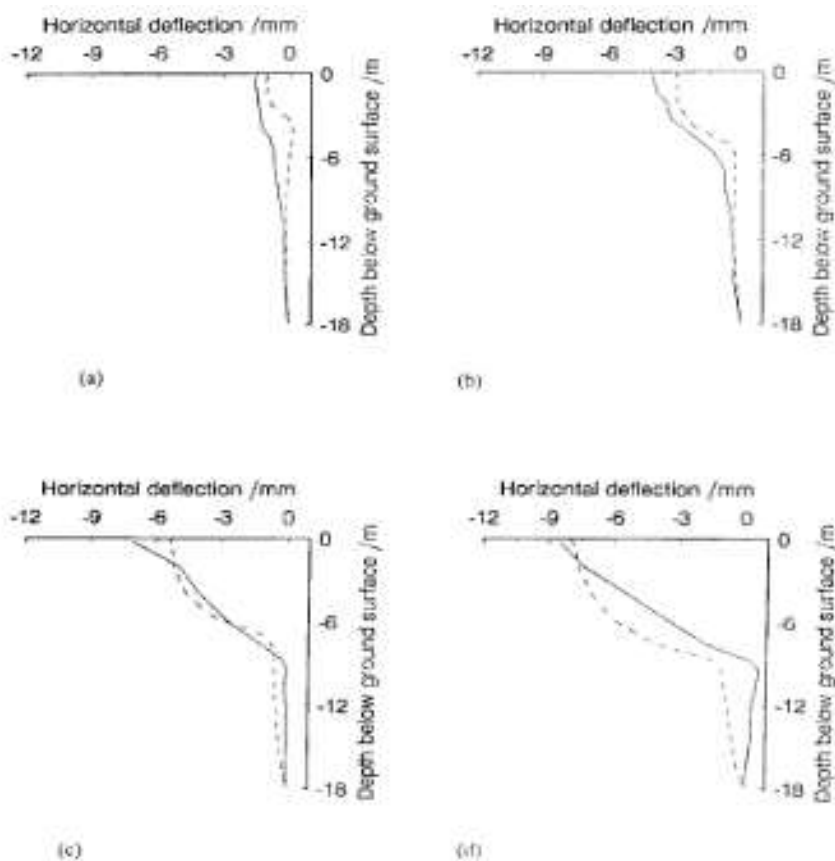
شکل ۱۸-۲ تغییر شکل افقی دیوار در مراحل مختلف گودبرداری (برای میخ با طول ۶ متر)

از این شکل نتایج زیر قابل مشاهده است:

- (۱) تغییر شکل افقی با افزایش عمق از سطح زمین، کاهش می‌یابد. تغییر ناگهانی شیب منحنی‌ها که در شکل نشان داده شده به دلیل طبیعت انعطاف پذیر خاک میخ‌کوبی شده است.
 - (۲) جابجایی افقی همراه با افزایش افقی هر برداشت خاک، افزایش می‌یابد.
- ✚ Zhang و همکاران با بررسی تأثیر طول میخ‌ها و فاصله افقی آن‌ها بر تغییر شکل افقی دیوار به این نتیجه

رسیدند که جابجایی افقی با افزایش طول میخ کاهش می‌یابد و میخ‌های بلندتر می‌توانند جابجایی افقی نزدیک به سطح زمین را محدود کنند. همچنین تغییر شکل افقی با کاهش فاصله میخ‌ها از یکدیگر، کاهش می‌یابد.

دستگاه شیب سنج جهت ثبت تغییر مکان افقی و نشست زمین در داخل بعضی گمانه‌ها نصب گردید و قبل و بعد از هر مرحله حفاری، میزان تغییر شکل جانبی دیوار را ثبت کرده‌اند. شکل ۲-۱۹ مقایسه یکی از تغییرمکانهای افقی ثبت شده در فاصله ۱/۵ متری سطح گود، توسط دستگاه شیب سنج را با مقادیر به دست آمده از آنالیز المان محدود به‌عنوان مثال نشان می‌دهد.

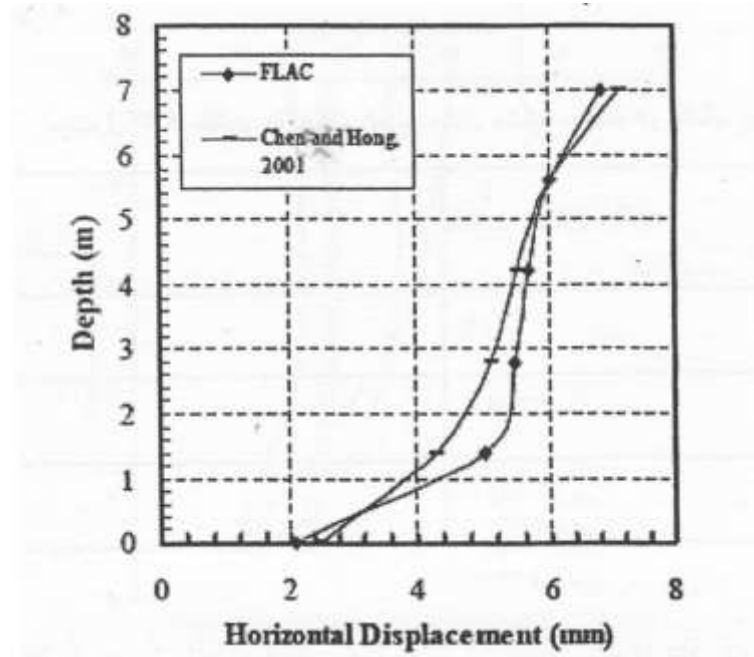


شکل ۲-۱۹ جابجایی افقی (a) در عمق خاکبرداری ۳/۷ متر (b) در عمق خاکبرداری ۵/۵ متر (c) در عمق خاکبرداری ۷/۳ متر (d) در عمق خاکبرداری ۹/۲ متر

در شکل بالا تطابق مناسبی بین جابجایی افقی ثبت شده توسط دستگاه شیب سنج، در مقایسه با داده‌های به دست آمده از آنالیز، مشاهده می‌شود. علاوه بر آن در هر دو حالت، در فاصله ۱/۵ متری سطح گود، ماکزیمم تغییرمکان جانبی حدوداً ۱۲ میلی‌متر است.

این محققین، آنالیز سه بعدی را با تاکید بر به دست آوردن تغییر شکل دیوار میخ کوبی شده تحت شرایط سرویس انجام داده و به این نتیجه رسیدند که تطابق مناسب نتایج آنالیز عددی و اندازه گیری های در محل، حاکی از آن است که مدل المان محدود می تواند به طور منطقی رفتار تغییر شکل در محل سیستم میخ کوبی شده را به دست آورد.

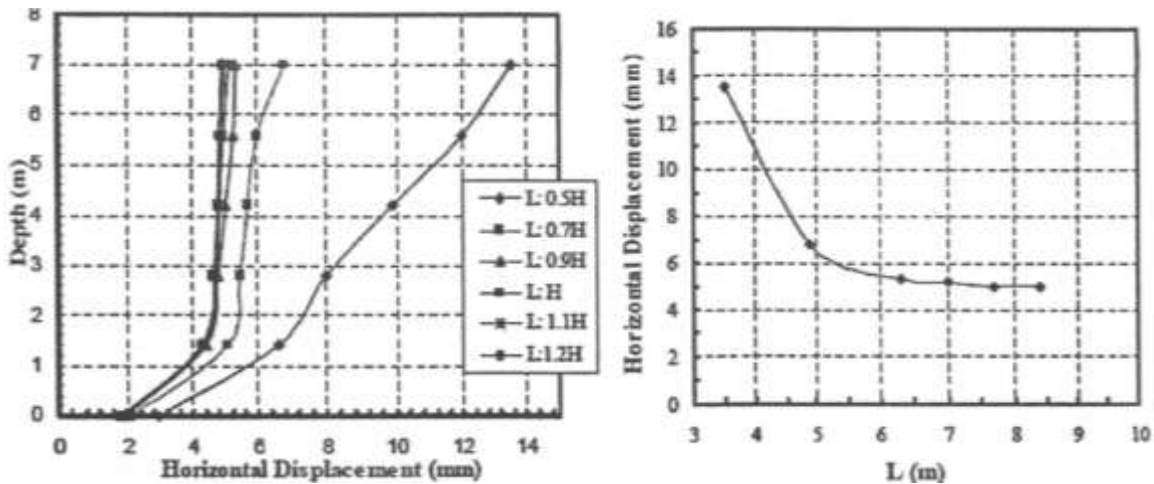
مهدی زاده [۸] مطالعه ای عددی بر روی رفتار دیوارهای میخ کوبی شده تحت بارهای استاتیکی انجام داد. مدل سازی عددی مراحل ساخت دیوارهای میخ کوبی شده توسط نرم افزار تفاضل محدود FLAC و به صورت دوبعدی انجام شده است. او برای مدل کردن رفتار خاک، از مدل های پیربولیک Duncan و همکاران (۱۹۸۰)، در قسمت الاستیک استفاده کرده است. همچنین در این مدل سازی میخ ها با المان کابل مدل شده اند. دیوار مدل شده دارای ارتفاعی برابر با ۷ متر می باشد که در ۵ مرحله، حفاری شده است. برای بررسی صحت عملکرد مدل، از نتایج Hong و همکاران (۲۰۰۱) استفاده شده است که در شکل ۲-۲۰ یکی از این نتایج نشان داده شده است. در این شکل تطابق مناسبی بین نمودارهای به دست آمده از نرم افزار Flac با نتایج Hong و همکاران مشاهده می شود. [۸]



شکل ۲-۲۰ مقایسه تغییر شکل افقی دیوار با نتایج Hong و همکاران

او در ادامه، با مطالعه گسترده پارامتریک به بیان رفتار دیوارهای میخ کوبی شده تحت بارهای استاتیکی پرداخته است. این مطالعه در پنج دسته پارامتر عمده صورت پذیرفت. این پارامترها شامل خصوصیات میخ، دوغاب، پوشش، خاک و خصوصیات مکانیکی سیستم (طول میخ ها، شیب قرار گیری میخ ها و فاصله افقی بین آنها) می باشند.

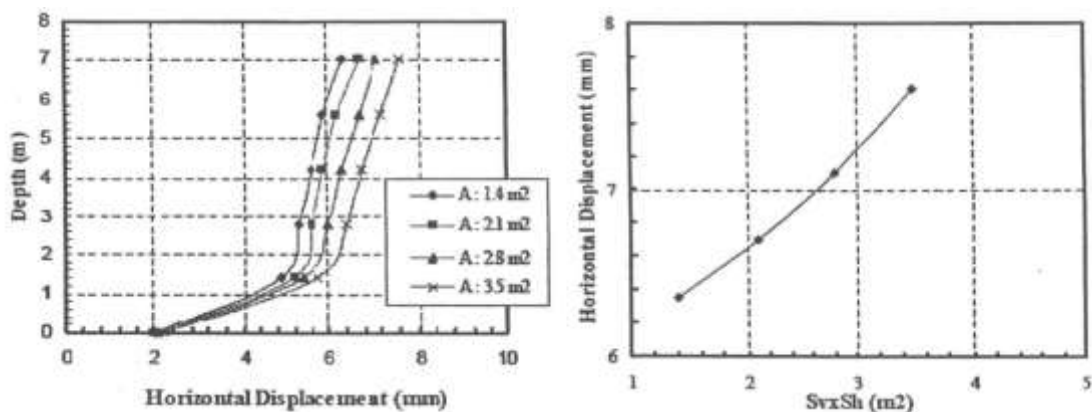
در این قسمت به نتایج به دست آمده از اثر خصوصیات مکانیکی سیستم بر تغییر شکل افقی دیوار اشاره می‌شود. شکل ۲۱-۲ نتایج تغییرات طول میخ بر تغییر شکل افقی دیوار را نشان می‌دهد. در بررسی اثر طول میخ‌ها، تغییرات طول از ۰.۵ متر تا ۱.۲ متر در نظر گرفته شده و از آرایش یکنواخت استفاده شده است.



شکل ۲۱-۲ تغییر شکل افقی دیوار در اثر تغییرات طول میخ‌ها

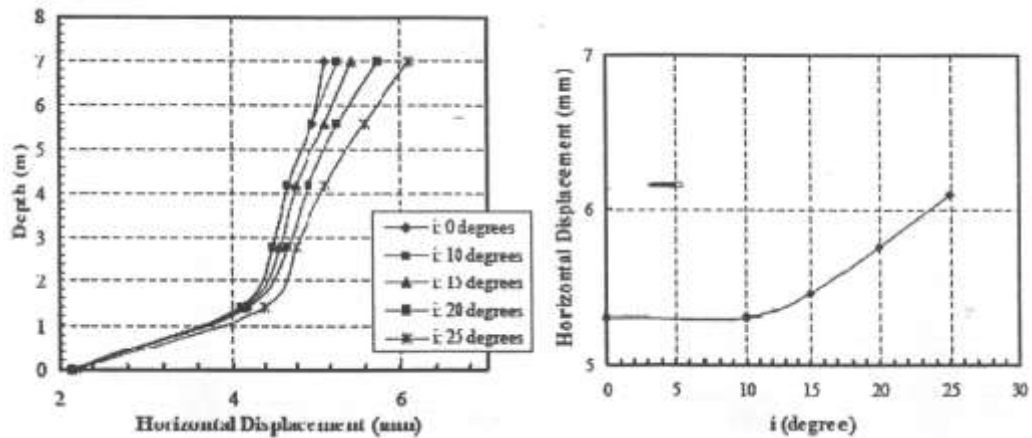
نمودارهای شکل ۲۲-۲ نشان می‌دهند که تغییر شکل‌های افقی دیوار با افزایش طول میخ‌ها، کاهش می‌یابد. همچنین در نظر گرفتن ۰.۷ متر برای طول میخ‌ها مناسب و منطقی به نظر می‌رسد.

شکل ۲۲-۲ اثر فاصله افقی و قائم میخ‌ها بر تغییر شکل افقی دیوار را نشان می‌دهد. برای آنکه تغییرات سطح موثر میخ‌ها بررسی شود، با ثابت نگه‌داشتن S_v و تغییر S_h از ۱ الی $2/5$ متر به گونه‌ای که در هر مرحله 0.5 متر به آن اضافه می‌شود، سطح موثر از $1/4$ به $3/5$ متر مربع تغییر می‌کند.



شکل ۲۲-۲ اثر تغییرات فاصله افقی و سطح موثر میخ‌ها بر تغییر شکل افقی

بررسی ها نشان می دهند که با افزایش سطح موثر هر میخ، تغییر شکل ها با روند ثابتی افزایش می یابند. در واقع کاهش فاصله میخ ها تا جایی که به مشکلات اجرایی منجر نشود، باعث کاهش تغییر شکل افقی دیوار می شود. در شکل ۲-۲۳ مشاهده می شود که افزایش شیب قرارگیری میخ ها باعث افزایش تغییر شکل دیوار می گردد. افزایش تغییر شکل افقی دیوار که ناشی از افزایش شیب میخ ها می باشد، تقریباً نرخ ثابتی داشته و تغییرات آن به صورت خطی است.



شکل ۲-۲۳ تغییر شکل افقی در اثر تغییرات شیب قرارگیری میخ

در جدول ۲-۲ خلاصه تأثیر پارامترهای مختلف بر روی کاهش تغییر شکل افقی دیوار نشان داده شده است. این جدول نشان می دهد که برای کاهش تغییر شکل تا یک مقدار خاص می توان از روش های متفاوتی استفاده نمود. مثلاً برای کاهش ۲۰ درصدی تغییر شکل افقی دیوار می توان قطر میخ ها را از ۲ به ۵ سانتی متر افزایش داد و یا می توان شیب قرارگیری میخ ها را از ۲۵ درجه به حالت افقی تغییر داد.

جدول ۲-۲ کاهش تغییر شکل افقی به کمک طراحی بهینه اجزا

مشخصات میخ	میزان تغییرات پارامترها	میزان کاهش تغییر شکل افقی دیوار
قطر میخ	۲-۵ cm	۲۰٪
مدول الاستیسیته	۱۰۰-۳۰۰ MPa	۱۰٪
فاصله افقی	۱-۲,۵ متر	۱۵٪
طول میخ	۰,۷ متر الی ۰,۹ متر	۲۵٪
شیب قرارگیری میخ	۰-۲۵ درجه	۲۰٪

مهدی زاده [۸] در ادامه کار خود، تأثیر پارامترهای ذکر شده در بالا، بر روی دیوار میخ کوبی شده در حین تغییر ارتفاع دیوار، را مورد بررسی قرار داده و پیشنهادهایی برای دیوارهای ۷ و ۱۰ متری و ۱۴ تا ۱۸ متر ارائه داد که در جدول ۲-۲

۳ پارامترهای اصلاح شده برای دیوار ۷ و ۱۰ متری را به‌عنوان نمونه نشان می‌دهد. او به این نتیجه رسید که به‌عنوان مثال، اصلاحات انجام شده در طراحی اجزا باعث کاهش ۲۰ درصدی در تغییرشکل افقی برای دیوار ۷ متری می‌شود.

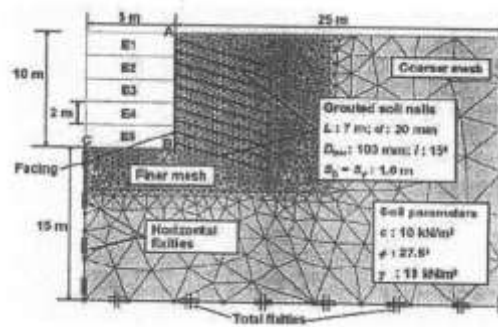
جدول ۲-۳ پارامترهای اصلاح شده طراحی برای دیوارهای ۷ و ۱۰ متری

پارامترهای اصلاح شده	پارامترهای اولیه طراحی	مشخصات میخ
۰ درجه	۱۵ درجه	شیب قرارگیری میخ
۰,۹ متر	۰,۷ متر	طول میخ
۱ m	۱,۱۵ m	فاصله افقی میخ‌ها
۴۰ mm	۲۳,۴ mm	قطر میخ

در زیر به چند نتیجه مهم که او از تحقیق خود به دست آورد، اشاره می‌شود:

- در نظر گرفتن طول ۰,۹ متر برای میخ‌ها برای گودهای تا ارتفاع ۱۵ متر و ۱,۱ متر برای گودهای بلندتر
- اجرای میخ‌ها به‌صورت افقی و یا با شیب کم و حداکثر تا زاویه ۱۰ درجه زیر افق
- کاهش فاصله میخ گذاری حداکثر تا ۱ متر بخصوص در گودهای عمیق
- کاهش قابل توجه تغییرشکل‌های افقی با توجه به شرایط اقتصادی، اجرایی و ارتفاع دیوار
- کاهش تغییرشکل افقی با اجرای یک یا دو ردیف مهار پیش تنیده

Singh و Babu دو مدل پیشرفته خاک به نام‌های مدل HS (Hardening Soil model) و مدل Small HS را در مقایسه با مدل رایج مور کولمب برای شبیه‌سازی دیوار میخ‌کوبی شده مورد بررسی و مفهوم در نظرگیری سختی خم‌شی میخ‌ها و تراکم مش بندی المان محدود بر روی نتایج شبیه‌سازی دیوارهای میخ‌کوبی شده مورد مطالعه قرار دادند. برای انجام آنالیز، یک دیوار با ارتفاع ۱۰ متر در نرم‌افزار Plaxis شبیه‌سازی شده و شرایط کرنش صفحه‌ای و رفتار بلندمدت برای آن در نظر گرفته شده است. جدول ۲-۴ پارامترهای در نظر گرفته شده برای مدل‌سازی دیوار میخ‌کوبی شده مفروض را نشان می‌دهد. برای مطالعه مفهوم استفاده از مدل‌های رفتاری خاک و مقادیر به دست آمده از پارامترهای مختلف مدل خاک، در این تحقیق از پارامترهای مدل Brinkgreve و همکاران (۲۰۰۶) استفاده شده است. [۹]



شکل ۲-۲۴ شبیه‌سازی عددی دیوار ۱۰ متری میخ‌کوبی شده

شکل ۲-۲۴ دیوار میخ‌کوبی شده را به همراه پارامترهای خاک در محل، مش بندی و شرایط مرزی نشان می‌دهد. در این مدل‌سازی، از آنالیز لایه به لایه استفاده شده و ۵ لایه به ضخامت ۲ متر در نظر گرفته شده است.

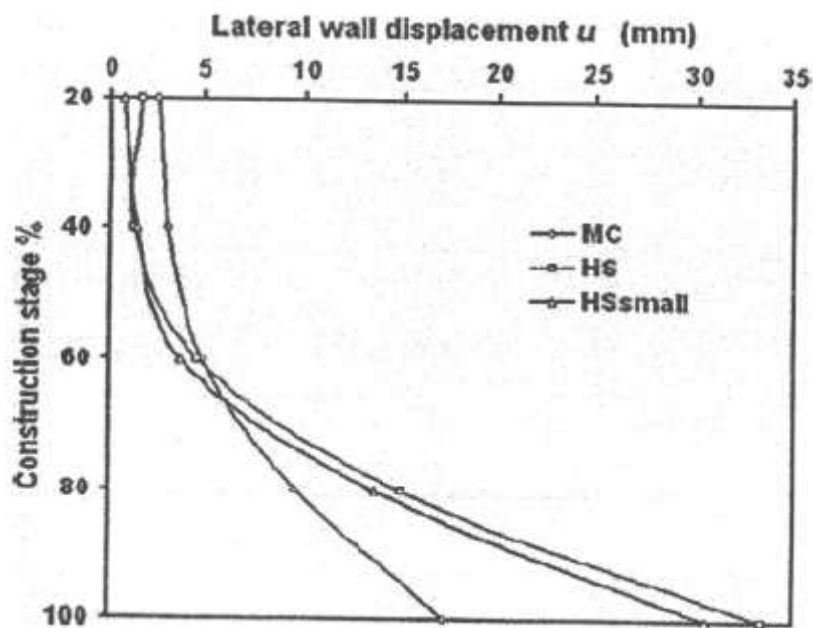
جدول ۲-۴ مشخصات مصالح استفاده شده توسط Singh و Babu

پارامترها	مقدار
ارتفاع قائم دیوار (متر)	۱۰
زاویه صفحه	۰
زاویه پستی شیب	۰
نوع میخ	دوغاب کاری شده
مدل مصالح	الاستیک
مقاومت تسلیم مسلح کننده ها (مگا پاسگال)	۴۱۵
مدول الاستیسیتة مسلح کننده (گیگاپاسگال)	۲۰۰
مدول الاستیسیتة بتن (گیگاپاسگال)	۲۲
قطر میخ‌ها (میلی‌متر)	۲۰۰
قطر حفاری‌شده (میلی‌متر)	۱۰۰
طول میخ (متر)	۷
زاویه افقی میخ‌ها	۱۵
فاصله افقی و فاصله عمودی	۱*۱
ضخامت صفحه	۲۰۰

شکل ۲-۲۵ ماکزیمم تغییرمکان جانبی دیوار شبیه‌سازی شده را در مراحل مختلف ساخت و برای هر سه مدل رفتاری نشان می‌دهد. با توجه به شکل مشاهده می‌شود که وقتی کمتر از ۶۰٪ مراحل گودبرداری به اتمام برسد، تغییرمکان جانبی دیوار که وسط مدل مور کولمب به دست آمده، بیشتر از مقادیر به دست آمده از مدل‌های HS و HSsmall، و

اگر بیشتر از ۶۰٪ مراحل اجرا انجام شده باشد، حداکثر تغییرمکان جانبی دیوار که از مدل مور کولمب به دست آمده، به‌طور قابل توجهی کمتر از مقادیر به دست آمده از مدل‌های HS و HSsmall است.

این محققین در ادامه، نقش سختی خمشی را بر میخ‌ها، مورد بررسی قرار داده و بنابراین نتایجی بر اساس در نظرگیری دو المان صفحه ای و ژئوگریدی به دست آوردند که مشاهده شد که تقریباً هر دو المان صفحه ای و ژئوگریدی، تغییرمکان مشابهی دارند و این نشان می‌دهد که در نظرگیری سختی خمشی تأثیر ناچیزی بر تغییر شکل دیوار می‌خکوبی شده دارد.



شکل ۲-۲۵ تغییرمکان جانبی دیوار میخ‌کوبی شده در مراحل مختلف گودبرداری

آن‌ها همچنین با مطالعه تأثیر تراکم مش بر آنالیز دیوار میخ‌کوبی شده، دریافتند که با وجود اینکه مش ریزتر می‌شود، سبب آنالیز دقیق‌تر می‌شود ولی در عین حال باعث افزایش قابل توجه زمان کلی انجام آنالیز می‌شود. لذا با توجه به میزان دقت مورد نیاز و ظرفیت محاسباتی کامپیوتر، مش بندی با تراکم مناسب بایستی انجام شود. به‌طور کلی، در اطراف دیوار میخ‌کوبی شده مفروض از مش ریز، و در سایر مناطق از مش درشت استفاده می‌شود.

نتایج آنالیزهای صورت گرفته نشان می‌دهد که هنگامی که تغییرمکان جانبی دیوار برای سازه‌ای مجاور بحرانی باشد، استفاده از مدل‌های پیشرفته تر خاک مطلوب است. به‌طور کلی بررسی‌ها نشان می‌دهد که مدل‌های پیشرفته تر خاک نیاز به حافظه و زمان محاسباتی بیشتر، مطالعات ژئوتکنیکی پیچیده تر و پارامترهای آزمایش شده بیشتری دارد.

۷-۳-۲ جداره های مهاربندی شده توسط انکراژ

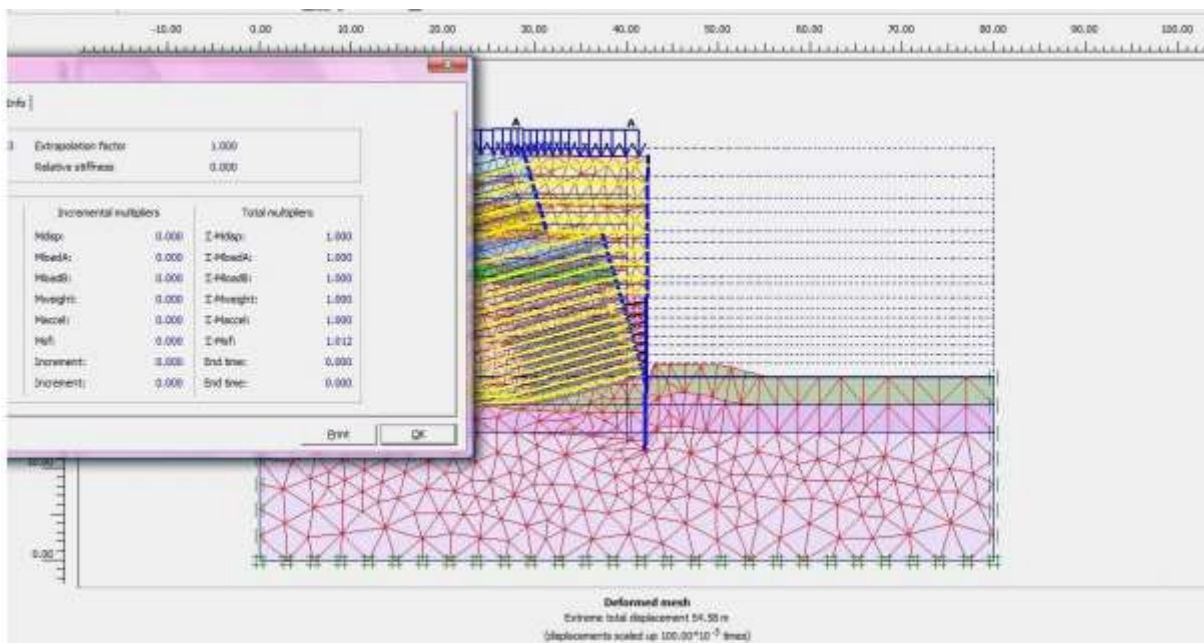
روش مهاربندی به کمک انکراژ بیشتر در اطراف محلی که قرار است گودبرداری شود در فواصل مشخصی چاههایی حفر می شود. عمق چاهها برابر عمق گود بعلاوه مقداری اضافه برای قسمت گیردار انتهایی شمعها است. درون گودالها پروفیل‌های دابل I شکل و H شکل تقریباً در فاصله ۳۰ در صد پایین‌تر از کف گود قرار داده می شود و در نقطه‌ی انتهایی پروفیل‌ها شاخک‌هایی در نظر گرفته می شود. قسمت گیردار آخر شمعها را که قبلاً آرماتور کار گذاشته‌ایم، بتن ریزی می‌کنیم لذا پروفیل‌ها در شمعها مهار می‌شوند. سپس گودبرداری گام به گام از بالا به پایین شروع می‌شود. برای جلوگیری از ریزش گود، به کمک دستگاه حفاری در بدنه قسمت گودبرداری شده، سوراخ‌هایی افقی یا مایل به قطر ۱۰ تا ۱۵ سانتی متر حفاری می‌شود و درون آنها نیز آرماتورهایی (و یا کابل) به طول مشخص (حدوداً ۶ الی ۱۲ متر) گذاشته می‌شود، متعاقباً بتن تزریق می‌شود. همان‌طور که در شکل ۲-۲۶ مشاهده می‌شود، پانل بتنی پیش ساخته‌ای بین پروفیل‌های قائم داده می‌شود. این روش را می‌توان سازه نگهبان ترکیبی نامید.



شکل ۲-۲۶ مهاربندی به روش انکراژ

سازه نگهبان ترکیبی به روش مقاوم سازی دیواره گودبرداری که از دو یا چند روش به صورت تلفیقی استفاده شود، نامند. استفاده از سیستم‌های ترکیبی باعث کاهش وابستگی پایداری جداره به نوع و مقاومت خاک گشته و دامنه کاربرد آنرا افزایش می‌دهد. [۳۹]

در سال ۱۳۹۳، سمیرا حیدری بر روی تحلیل و طراحی پایدارسازی گودبرداری های شهری با مطالعه موردی سیستم های تحکیم امکان پذیر جهت پایدار سازی دائم پروژه های گود هتل های نرگس ۳ و ۵ مشهد، دیوارهای شمالی، شرقی، جنوبی و غربی مطالعاتی را انجام دادند. تحلیل های پایدار برای سیستم انکراژ (در دیوارهای شرقی، جنوبی و غربی به همراه خاک مسلح و بتن پر کننده) انجام شده و ضریب اطمینان با روش های تعادل حدی (روش بیشاب) و روش های عددی (phi/c reduction) ارائه شد که با توجه به مراجع مرتبط در محدوده مجاز قرار گرفتند. با توجه به عدم وجود فضای کافی جهت اجرای خاک مسلح و احتمال ناکافی بودن طول ژئوگرید جهت ایجاد نیروی کششی مناسب، اتصال ژئوگرید به نیل/ انکرهای مجاور در هنگام اجرا در نظر گرفته شد. در شکل ۲-۲۷ نمونه ای از خروجی نرم افزار عددی استفاده شده در این تحقیق آورده شده است. [۱۰]



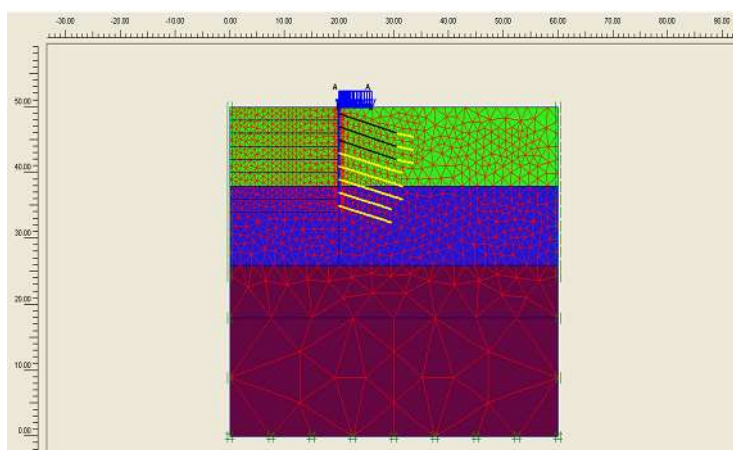
شکل ۲-۲۷ ضریب ایمنی بدست آمده

در سال ۱۳۹۳، علی قنبری و همکاران بر روی گودبرداری های پایدار شده به کمک سیستم ترکیبی میخ کوبی و انکر تحت بارهای دینامیکی مطالعاتی را به صورت موردی انجام دادند. مدل مطالعه شده توسط آنها، گودبرداری ساختمان مجتمع تجاری فرهنگی سام واقع در شرق تهران می باشد. عمق گود این ساختمان برابر با ۱۶ متر و سیستم پایدار کننده موقت این گود سیستم ترکیبی انکر و نیلینگ می باشد که در شکل ۲-۲۷ نمایی از دیواره پروژه نشان داده شده است. [۱۱]



شکل ۲-۲۸ سیستم ترکیبی میخ‌کوبی و انکراژ پروژه‌ی سام شرق تهران

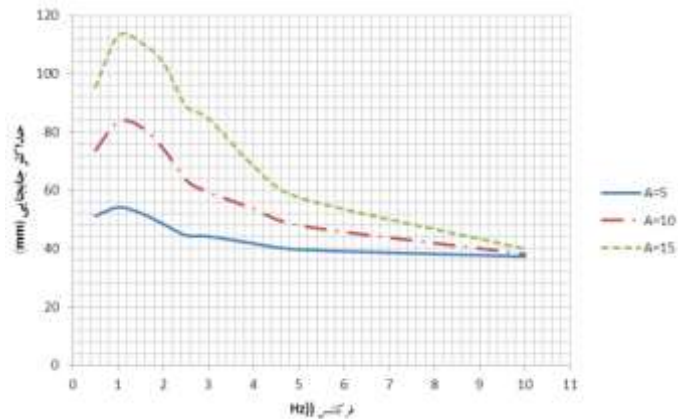
در این پروژه، برای سه ردیف بالا از سیستم انکر جهت پایدارسازی دیواره گود استفاده شده است. انکرها پس از نصب و دوغاب‌ریزی، با نیروی پس‌تنیدگی مناسب کشیده می‌شوند. سیستم خاک‌برداری به صورت لایه به لایه در نظر گرفته می‌شود که پس از خاک‌برداری هر لایه به ارتفاع ۲ متر سیستم انکراژ یا نیلینگ به صورت کامل اجرا شده و سپس لایه بعدی خاک‌برداری می‌گردد. در ردیف‌های ۴ تا ۸ جهت پایدارسازی گود از سیستم میخ‌کوبی استفاده شده است. فاصله ی افقی و قائم نیل‌ها و انکرها برابر ۲ متر می‌باشد. نیل‌ها با زاویه ۱۵ درجه نسبت به افق در خاک پس از حفاری قرار گرفته‌اند. در شکل ۲-۲۹ مدل‌سازی انجام شده به کمک plaxis نشان داده شده است.



شکل ۲-۲۹ مدل‌سازی عددی انجام شده توسط قنبری و همکاران

مطالعات صورت گرفته توسط آنها نشان داد که با افزایش دامنه‌ی بار اعمالی، حداکثر جابجایی در تاج گود افزایش می‌یابد و همچنین در فرکانس‌های بالا، دامنه تاثیر قابل توجهی در جابجایی ندارد و افزایش یا کاهش دامنه تاثیر بسیار ناچیزی بر گسیختگی گود خواهد داشت. همچنین در فرکانس‌های کمتر از فرکانس تشدید، هرچه دامنه کمتر باشد،

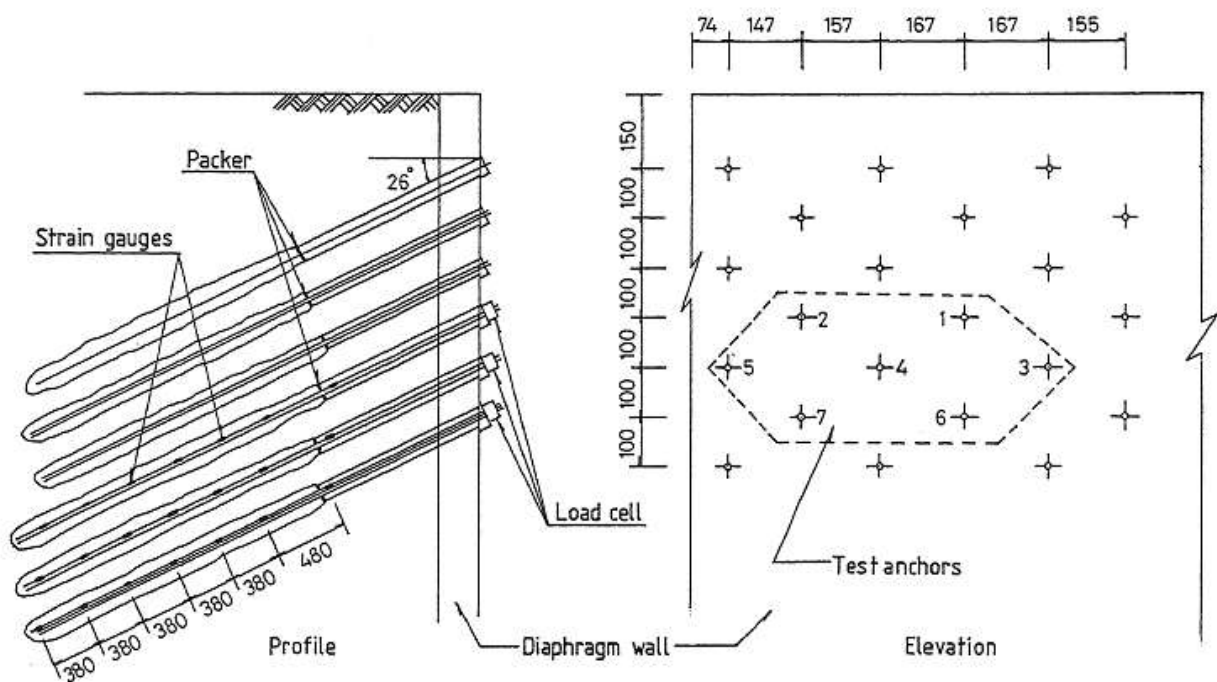
میزان حداکثر جابجایی نسبت به جابجایی فرکانس تشدید نزدیک‌تر می‌باشد. تمام موارد مطرح شده در شکل ۲-۳۰ دیده می‌شود.



شکل ۲-۳۰ تاثیر دامنه ی بار اعمالی بر روی جابجایی گود (قنبری و همکاران)

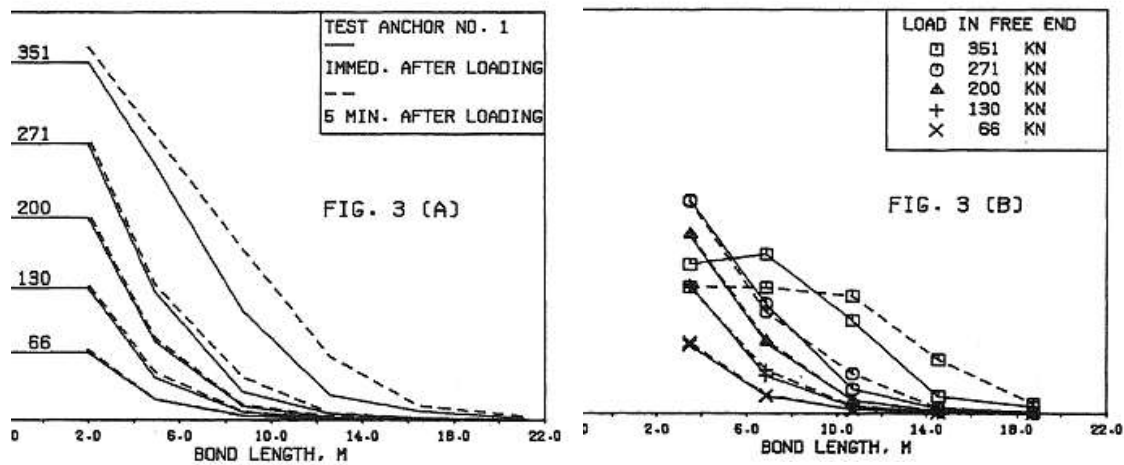
هفت انکر نصب شده در آزمایش تمام مقیاس میدانی پروژه ی زیرزمینی راه آهن Taipei مورد تحلیل قرار گرفتند. خاک محل مورد نظر به صورت رس سیلت دار و سیلت رس دار می‌باشد. طول انکر استفاده شده ۴۰ متر می‌باشد که ۲۳ متر آن دوغاب ریزی شده است (طول گیردار). قطر سوراخ‌های ایجاد شده ۱۲۵ میلی‌متر و زاویه انحراف آنها ۲۶ درجه می‌باشد. سنسورهایی که در طول انکرها نصب شده است، می‌تواند به تعیین پارامترهای مختلف مورد استفاده قرار گیرد. توزیع مقاومت اصطکاکی در طول قسمت دوغاب کاری شده با استفاده از کرنش سنجهایی تعیین می‌شود و نیروی کششی در انکرها به کمک لودسل‌هایی انجام می‌شود.

نتیجه‌ای که از این مطالعه‌ی میدانی حاصل شد، نشان می‌دهد که بیشترین بار طراحی در ۱۰ متر ابتدایی در قسمت دوغاب کاری شده ایجاد می‌شود. همچنین نزدیک‌ترین فاصله به ۱/۵ متر بین انکرها به عنوان فاصله‌ای که تاثیر گروه و اندرکنش بین انکرها نادیده گرفته می‌شود، بدست آمد. در شکل ۲-۳۱ نحوه ی آرایش انکر ها و نصب سنسورها در این پروژه نشان داده شده است. [۱۲]



شکل ۲-۳۱ آرایش انکرهای آزمایش شده و جاگذاری سنسورها

کلیه ی مواردی که در قسمت قبل بیان شد در نمودارهای شکل ۲-۳۲ آورده شده است و نحوه ی تغییرات پارامترهای مختلف در آنها دیده می شود.



شکل ۲-۳۲ نحوه ی تغییرات نیروی کششی و مقاومت اصطکاکی در مقابل طول دوغاب کاری شده

۲-۳-۸ جداره های مهاربندی شده توسط دوخت به پشت -پین گذاری

آئین نامه FHWA آمریکا انکر را اینگونه تعریف می کند:

انکر المان سازه ای می باشد که در دیواره گودبرداری های خاکی یا سنگی نصب می شود و جهت تحکیم دیواره، بار اعمالی کششی را به لایه های محکم تر خاک منتقل می کند. [۳۹]

اجزا اصلی تشکیل دهنده یک انکر شامل :

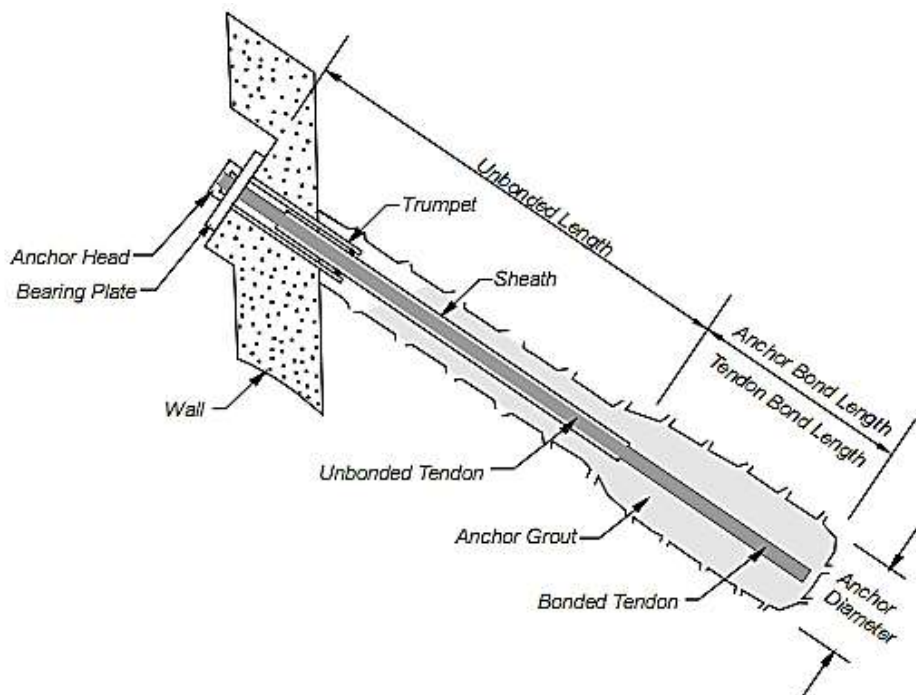
۱. نگهدارنده (Anchorage)

۲. طول آزاد (Free Stressing Length)

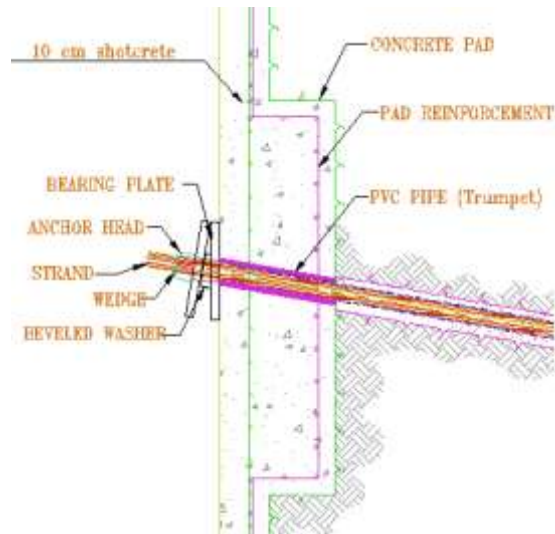
۳. طول باند (Bond Length)

اجزا تشکیل دهنده انکر به صورت شماتیک در شکل های ۲-۳۳ و ۲-۳۴ نمایش داده شده است.

سیستم مهاربندی دوخت به پشت دارای شباهت نسبتاً زیادی با روش مهارسازی انکراژ است، تنها روش اجرای این دو تفاوت کوچکی دارد که در قسمت بعدی به نحوه اجرای روش دوخت به پشت پرداخته شده است.



شکل ۲-۳۳ اجزا تشکیل دهنده انکر



شکل ۲-۳۴ نمایش سیستم نگهدارنده انکر

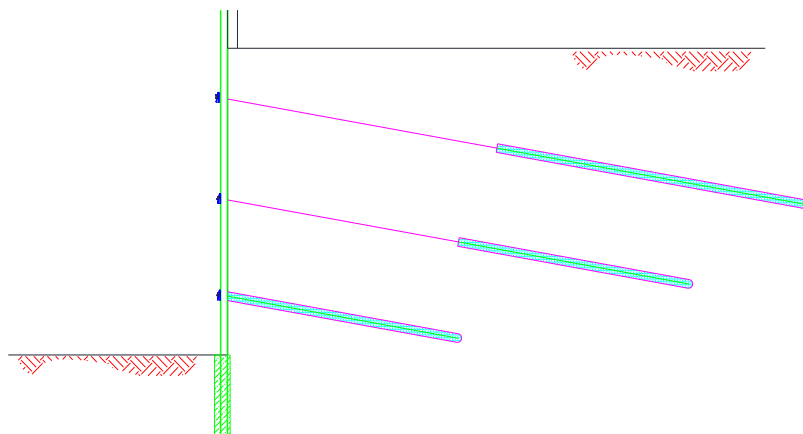
۲-۳-۸-۱ نحوه اجرای روش انکرینگ

این روش یکی از روش‌های متداول جهت تحکیم دیواره گودبرداری‌های بزرگ و عمیق شهری می‌باشد. روش‌های متعددی وجود دارد که در آن از سیستم انکرینگ استفاده می‌شود که عبارتند از:

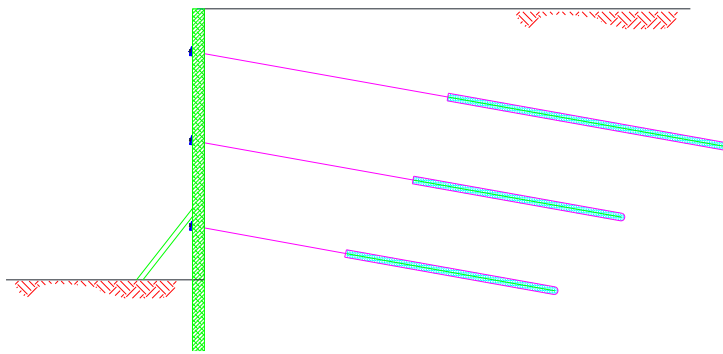
۱- اجرای انکر با پد بتنی شکل (۲-۳۴)

۲- اجرای انکر با شمع فلزی شکل (۲-۳۵)

۳- اجرای انکر با شمع بتنی شکل (۲-۳۶)



شکل ۲-۳۵ نمایش مقطع عرضی از دیواره ترکیبی شمع فلزی به همراه انکر و نیل



شکل ۲-۳۶ نمایش مقطع عرضی از شمع بتنی و انکر

در تمامی روش‌های مذکور نحوه اجرای سیستم انکرینگ مشابه بوده که در ذیل اساس کلی اجرای آن ذکر خواهد گردید:

۱. ابتدا تا عمق معینی که طرح آن از قبل در نقشه‌های اجرائی مشخص شده خاکبرداری می‌کنیم. در خاکبرداری برای جلوگیری از تراکم یا اتساع بیش از حد خاک اطراف مرز گودبرداری اکیداً توصیه می‌شود تا با استفاده از بیل مکانیکی خاکبرداری انجام شود و از ماشین آلاتی چون لودر، بدلیل فشار آوردن به دیواره هنگام بارکردن خاک استفاده نگردد.

۲. در مرحله بعد گمانه‌هایی که عموماً با افق زاویه حدود ۱۰ الی ۱۵ درجه دارند و دارای طول مشخصی هستند را با ماشین حفار (دریل واگن) شکل (۲-۳۷) حفاری می‌کنند. این گمانه‌ها براساس راد (Rod) یا مته مورد استفاده دارای قطر حدود ۱۰ الی ۱۵ سانتیمتر بوده و با فاصله افقی معینی که طراح در نقشه تعیین کرده (بین ۱/۵ الی ۴ متر) حفاری می‌گردند.



شکل ۲-۳۷ دستگاه حفاری دریل واگن

• روش های اصلی حفاری در خاک و سنگ جهت اجرای انکر شامل:

۱- حفاری چرخشی

۲- حفاری ضربه ای

۳- حفاری چرخشی - ضربه ای

روش حفاری بر اساس شرایط موجود، نوع سنگ و خاک قابل انتخاب می باشد. عموماً در ایران برای حفاری در خاک از دریل واگن استفاده می شود که با استفاده از فشار هوای تولیدی از کمپرسور عملیات حفاری چرخشی را انجام می دهد.

۳. سپس با استفاده از کابل های مقاومت بالایی که استرنده نام دارد دسته ۴، ۵، ۶ و تایی از آنها را به همراه اسپیسر (Spacer) و دو عدد شلنگ تزریق رفت و برگشتی مونتاژ کرده و داخل گمانه ها قرار می دهند. نحوه مونتاژ استرندها در شکل (۲-۳۸) نشان داده شده است. ضمناً جهت عملیات تزریق و کشش طول استرندها و شلنگ تزریق باید از طول گمانه بیشتر باشد و مقداری از گمانه بیرون بماند، زیرا در هنگام کشش حداقل ۶۰ سانتیمتر در داخل جک کشش قرار می گیرد.



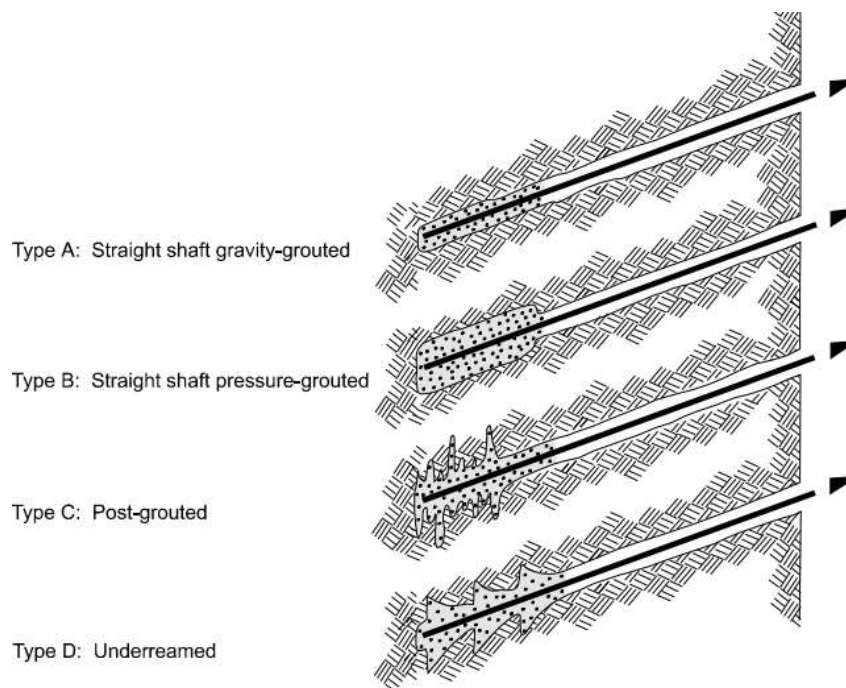
شکل ۲-۳۸ نمایش نحوه مونتاژ دسته استرندها

۴. در این مرحله که تزریق نام دارد، پس از اینکه سر گمانه را با گچ یا پگر (Packer) پنماتیک مسدود کردند، شلنگ رفت را به شلنگ پمپ تزریق متصل کرده، درون دستگاهی به نام میکسر و پمپ تزریق مخلوط آب و

سیمان را بر اساس نوع خاک با فشار ۲ الی ۴ بار (Bar) درون گمانه‌ها تزریق می‌کنیم. سر گمانه را با گچ یا پگر (Packer) پنماتیک بسته و شلنگ رفت را به شلنگ تزریق متصل می‌کنیم. در ابتدا مخلوط آب و سیمان را به نسبت ۱/۵ به صورت ثقلی تزریق کرده و پس از اینکه دوغاب سیمان از شلنگ برگشت شروع به خارج شدن کرد آن را مسدود می‌کنیم و از آن پس مخلوط آب و سیمان را به نسبت ۱/۲ و با فشار ۲ الی ۴ بار وارد گمانه تزریق می‌کنیم.

انکرها از لحاظ تزریق دوغاب سیمان به چهار دسته تقسیم می‌شود که عبارتند از [۳۹] (شکل ۲-۳۹)

- ۱- تزریق ثقلی دوغاب در راستای میله حفاری شده انکر
- ۲- تزریق با فشار مستقیم انکر
- ۳- تزریق متعدد و با فشار دوغاب در انکر
- ۴- دیواره تراشی قسمت طول باند انکر و تزریق با فشار دوغاب درون میله حفاری شده (این روش امروزه در دنیا کاربرد محدود و خاصی دارد)



شکل ۲-۳۹ نمایش انواع مختلف تزریق

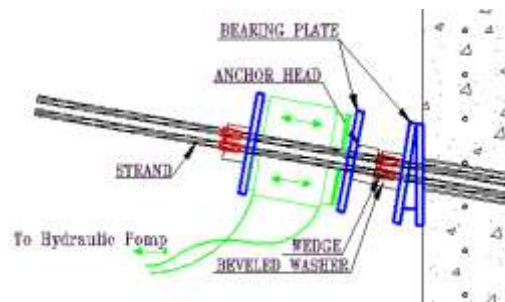
انتخاب نوع و نحوه تزریق دوغاب سیمان به شدت وابسته به نوع و جنس خاک یا سنگ، نحوه حفاری و وجود آب و حفرات بزرگ در محدوده تزریق می‌باشد. به عنوان مثال اگر در حفاری گمانه به چاه آب یا فاضلاب همسایه مجاور

برخورد کنیم، به علت وجود خاک اشباع باید از سیلیکات و یا زودگیرها در تزریق استفاده کرد. همچنین جهت جلوگیری از ورود دوغاب سیمان به داخل چاه باید از وسیله‌ای به نام پکر (Packer) استفاده شود که اطراف انکر را پر کرده و از رسوخ دوغاب به داخل چاه جلوگیری می‌کند.

- در خاک های درشت دانه که فاصله بین ذرات خاک زیاد بوده فشار تزریق کمتر از مواقعی است که لازم است تزریق در خاک های رسی و ریزدانه صورت پذیرد.
- ۵. پس از گذشت بین ۷ الی ۱۰ روز از تاریخ تزریق باید انکرهای اجراء شده را تحت کشش قرارداده و آنها را قفل کنیم تا با نیرویی خلاف جهت درمقابل ریزش گود و ایجاد گوه مقاومت کند. همانطور که میدانیم معنای لغوی انکر (Anchor) در زبان انگلیسی لنگر کشتی می‌باشد. حال با تحت کشش قراردادن انکر از ریزش دیواره گود جلوگیری می‌کنیم. با استفاده از دستگاهی به نام پمپ کشش شکل (۲-۴۰) و همانطور که در شکل (۴۱-۲) مشاهده می‌گردد با استفاده از یک صفحه و دیسک و تعدادی انگشتی انکرها را در سه سیکل متمادی تحت کشش قرار داده تا پیش تنیدگی آنها به مقداری که محاسب در نقشه ها ذکر کرده برسد، سپس با آزاد کردن پمپ کشش انکرها تحت همان نیروی کشش باقی می‌ماند.
- انگشتی (Wedge) به گونه ای طراحی شده است که هنگامی که در جای خود قرار می‌گیرد و رو به داخل حرکت می‌کند در صورت باربرداری در همان وضعیت کابل را تحت کشش نگه می‌دارد.



شکل ۲-۴۰ نمایش پمپ کشش

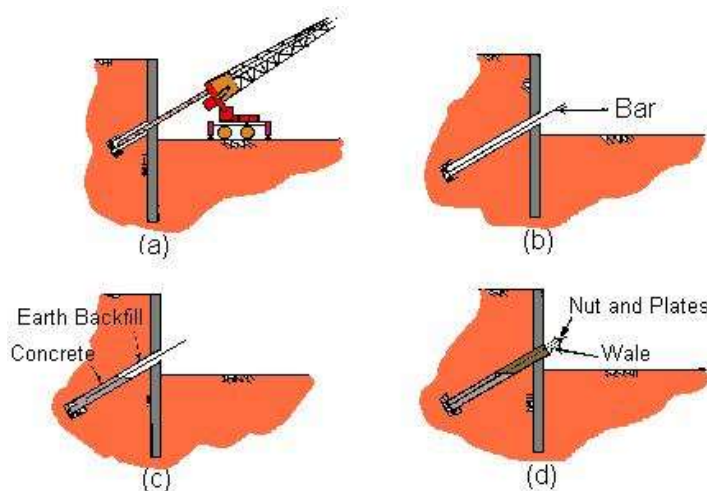


شکل ۲-۴۱ طرح شماتیک عملیات کشش انکر

۶. پس از اجرای انکر جهت جلوگیری از ریزش خاک بین انکرها می توان از قطعات پیش ساخته بتنی و یا مش بندی و شاتکریت استفاده کرد.

- گفتنی است در روش انکر با پد بتنی ، بعد از تزریق و قبل از کشش داخل رفتگی به عمق حدود ۳۵ الی ۴۰ سانتیمتر اطراف انکر ایجاد کرده و با استفاده از شبکه میلگرد و مش بندی، خاک اطراف انکر را همانند یک پی منفرد برای اعمال بار متمرکز انکر آماده می کنیم.

در شکل ۲-۴۲ کل مراحل مهاربندی به روش دوخت به پشت دیده می شود



شکل ۲-۴۲ مراحل مهاربندی به روش دوخت به پشت

۲-۸-۳-۲ مصالح و مشخصات انکر

عموماً در پروژه های سازه نگهبان از استرندها با قطر متوسط ۱۵/۳ میلیمتر (۰.۶") که دارای ۷ رشته در هم تنیده ، با مقاومت کششی نهایی ۲۷۰ کیلو نیوتن به صورت ترکیب چند تایی استفاده می شود. همانطور که در شکل ۲-۴۳

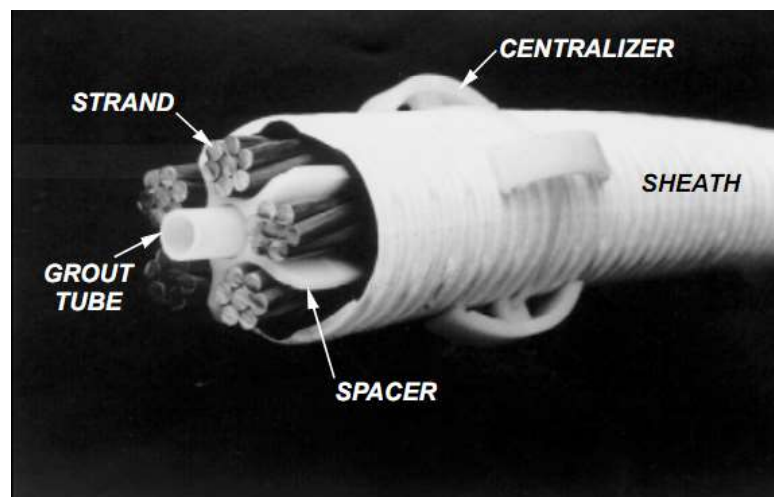
م مشاهده می شود برای رعایت کردن پوشش دوغاب اطراف هر استرن در طول باند باید از اسپیس سرهای مخصوصی استفاده کرد. اسپیس سرهای مصرفی نباید از مواد خورنده بتن و استرن درست شده باشند و همچنین قابلیت مقاومت در برابر فشار تزریق را نیز داشته باشند. در طول آزاد استرن هیچ تماسی بین دسته استرن با بتن نباید وجود داشته باشد لذا دو روش قابل اجرا می باشد: [۳۹]

۱- استفاده از روکش استرن در قسمت طول آزاد

۲- استفاده از پیکر پنماتیک یا برزنتی در مرز طول آزاد و طول باند

(در ایران عموماً از روش اول به علت سهولت اجرا و هزینه کمتر استفاده می شود.)

روکش باید عاری از هرگونه مواد خورنده باشد و توانایی مقاومت در برابر فشار تزریق را داشته باشد. در انکر دو شلنگ جهت تزریق نیز تعبیه می شود که یکی از آن ها تا انتهای انکر (شلنگ تزریق) و دیگری تا ابتدای طول باند (شلنگ برگشت) ادامه دارد. هنگام تزریق از طریق شلنگ تزریق دوغاب با فشار وارد گمانه می شود و هنگامی که از شلنگ برگشت دوغاب بیرون آید شلنگ را مسدود و از آن پس عملیات تزریق با فشار ۲ الی ۴ بار انجام می شود. مطمئناً شلنگ تزریق باید تحمل این فشار را داشته باشد تا عملیات تزریق با مشکل مواجه نشود.



شکل ۲-۴۳ نمای برش از یک انکر مونتاژ شده

۹-۳-۲ جداره های مهاربندی شده توسط میکروپایل

در شرایطی که میکروپایل ها با هدف تحکیم و بهسازی بستر پی سازه ها و افزایش ظرفیت باربری زمین مورد استفاده قرار می گیرند، محاسبات فنی میکروپایل مشابه با محاسبه شمع های متداول است. این محاسبات فنی وابسته به سه بخش طرح سازه ای، طرح ژئوتکنیک و کنترل برش پانچ در آن می باشد. Micropile از یکسو به دلیل دارا بودن مصالح مسلح کننده شامل جدار ضخیم فولادی و آرماتور تسلیح، قابلیت انتقال و پخش بار به لایه های مقاوم و مستحکم زیرین و نیز کنترل نشست های کلی و تفاضلی به دلیل سختی بالای فولاد و تسلیح عمقی خاک را دارد و از سوی دیگر به دلیل تزریق دوغاب سیمان، مشخصات مکانیکی خاک نظیر سختی، ظرفیت باربری، تراکم پذیری، ضریب اصطکاک و چسبندگی و غیره را بهبود می بخشد. لذا میکروپایل در مقایسه با سایر روشها مانند حفاری و تزریق، تثبیت خاک با سیمان و یا آهک، تراکم دینامیکی و غیره به دلیل عملکرد ترکیبی (استفاده از عناصر باربر و اصلاح خاک) دارای اولویت و برتری می باشد. همچنین بایستی توجه نمود که عملیات کوبش میکروپایل ها باعث انتقال انرژی جنبشی و ارتعاشی به توده خاک گردیده و منجر به تحکیم، تثبیت و تراکم توده خاکی اطراف میکروپایل خواهد شد و به عبارتی باعث تغییر خصوصیات مکانیکی خاک اطراف میکروپایل ها خواهد شد. این امر به خصوص در خاکهای دانه ای بارزتر می باشد. (شکل ۲-۴۴)



شکل ۲-۴۴ مهاربندی به روش میکروپایل

۱۰-۳-۲ جداره های مهاربندی شده توسط خرپا

روش مهاربندی به روش خرپا، یکی از مناسب ترین و متداول ترین روش های اجرای سازه نگهبان در مناطق شهری به خصوص کلان شهرها است. به منظور اجرای این نوع از سازه های نگهبان، ابتدا در محل مورد نظر، برای عضوهای قائم

خرپا که در مجاورت دیواره گود قرار دارند، چاههایی را حفر می‌کنیم. آنگاه درون شمع را آرماتورگذاری کرده و عضو قائم را در داخل شمع قرار می‌دهیم و سپس شروع به بتن‌ریزی شمع می‌کنیم. پس از گیرش کامل بتن، انتهای تحتانی عضو قائم به صورت گیردار در داخل شمع قرار گرفته است. سپس خاک محصور بین اعضای قائم و افقی خرپاها را در سرتاسر امتداد دیواره به صورت گام به گام برداشته و در هر مرحله اعضای افقی و قطری خرپا را به تدریج نصب می‌کنیم تا آنکه خرپا تکمیل شود. (شکل ۲-۴۵)



شکل ۲-۴۵ مهاربندی توسط سیستم خرپایی

۲-۳-۱۱ شیبدار کردن

در سیستم شیبدار کردن، عدم قرارگیری سیستم نگهداری موقت در درون زمین اصلی که باعث کاهش مساحت موثر زمین و یادست و پاگیر شدن اجرای سازه اصلی می‌شود و همچنین سرعت اجرای بالا و هزینه کم از مزایای این روش می‌باشد. روش شیبدار کردن نیازمند فضای باز در اطراف زمین می‌باشد، لذا در زمینهایی که فضای کاری محدودی دارند از این روش نمی‌توان استفاده نمود. (شکل ۲-۴۶)



شکل ۲-۴۶ مهاربندی به روش شیبدار کردن

۲-۴ فاکتورهای مهم طراحی برای گودبرداری های عمیق

روش های مشاهده‌ای، اولین بار توسط Terzaghi and Peck [۱۳] و Peck [۱۴] در مکانیک خاک به منظور نظارت، کنترل و بررسی رفتار خاک مورد استفاده قرار گرفت. نظارت بر گود و پاسخ سیستم سازه نگهدارنده، ضبط فعالیت‌های ساخت و ثبت داده‌های اندازه‌گیری شده (پایش گودبرداری) برای بررسی رفتار خاک، یکی از مولفه‌های اساسی در استفاده این روش‌ها می‌باشد. علاوه بر این، طراحی گودبرداری‌های مطمئن بر اساس روش‌های تجربی نیز انجام می‌شود. (Dunnicliff [۱۵]).

در جدول ۲-۵ خلاصه‌ای از فاکتورهای اساسی موثر بر عملکرد گودبرداری‌ها آورده شده است. در یک طراحی مطمئن، اطمینان از عملکرد سازه‌های سیستم‌های حائل بر اساس ماکزیمم نیروی اعمالی بر آن لازم می‌باشد. در بخش ۲-۴-۱، رویکردهای متعدد پایداری گودهای عمیق شرح داده می‌شود و در بخش ۲-۴-۲ نیز توضیح مختصری در مورد روش‌های طراحی مورد استفاده برای سازه‌های نگهدارنده گودها بیان می‌شود. حرکت افقی خاک یکی از مولفه‌های محدودکننده در گودبرداری‌های شهری می‌باشد. بنابراین، پیش‌بینی حرکت خاک یکی از مسائل مهم می‌باشد. در بخش ۲-۳-۴ خلاصه‌ای از روش‌های متعدد بر اساس رفتار میدانی مشاهده شده برای پیش‌بینی شدت و توزیع حرکت خاک در حین گودبرداری آورده شده است. این روش‌ها یک تخمین تقریبی برای حرکت زمین و فاکتورهای محدودکننده موثر بر شدت و توزیع آن را ارائه می‌کنند.

جدول ۲-۵ فاکتورهای موثر بر عملکرد گودبرداری مطرح شده توسط Mana and Clough [۲۰]

Design	Site	Construction
- Depth and width of excavation - Support spacing - Stiffness of support - Stiffness of the wall	- Soil Properties - Existing structures and utilities - Transient loads during and after construction	- Method and sequence of construction - Duration of construction

۲-۴-۱ پایداری

روش های تعادل حدی عمدتاً برای محاسبه‌ی جداگانه پایداری بر اساس مکانیزم گسیختگی پیشنهاد شده توسط Terzaghi [۱۶] و Bjerrum and Eide [۱۷] و پایداری کلی سیستم (Bishop [۱۸] و Spencer [۱۹]) مورد استفاده قرار می‌گیرند. ضریب اطمینان در مقابل بلند شدگی‌های (Heave) اساسی، در تخمین تغییر شکل گودها و سیستم‌های سازه نگهبان برای خاک‌های چسبیده نرم بسیار مهم می‌باشد (Mana and Clough [۲۰]). Hashash and Whittle [۲۱] تعدادی از روش های جایگزین (Terzaghi [۱۶], Bjerrum and Eide [۱۷], Hashash and Whittle [۲۱]) برای تعیین ضریب اطمینان در مقابل بلند شدگی بصورت جدول ۲-۶ ارائه کردند. آنها همچنین نتایج پارامتری تحلیل المان محدود را با روش‌های بسته مقایسه کردند و متوجه شدند که عمق نفوذ دیوارهای سازه نگهبان تاثیر شاخصی بر روی پایداری کلی گودها و گسیختگی خاک‌ها دارد.

جدول ۲-۶ محاسبات دقیق بر اساس پایداری خاک نرم تا متوسط [۲۱]

Reference	Capacity Factors		Avg. Depths for S_u		Notes
	N_c	N^*	n	S_{ub} / S_{um}	
Terzaghi (1943)	5.7	0	1	$H + B/(2\sqrt{2})$ / $(H/2)$	--
Bjerrum and Eide (1956)	5.7 to 6.2	0	0	$H + B/(2\sqrt{2})$ / --	N_c function of H/B
O'Rourke (1992)	5.7 to 6.2	$\sqrt{2}\alpha M_f \pi^2 / [B(L+h-H)]$		$H + B/(2\sqrt{2})$ / --	--
Hashash and Whittle (1992)	$(2+\pi)/f$	$(B/4) f \gamma_s (S_{u0.05} / \sigma'_{w0})$	H	$(H/2)$	Values of f from Davis and Booker (1973)

$$\text{General Equation: } FS = \{N_c S_{ub} + N^* / H[\gamma - n\sqrt{2}(S_{um} / B)]\}$$

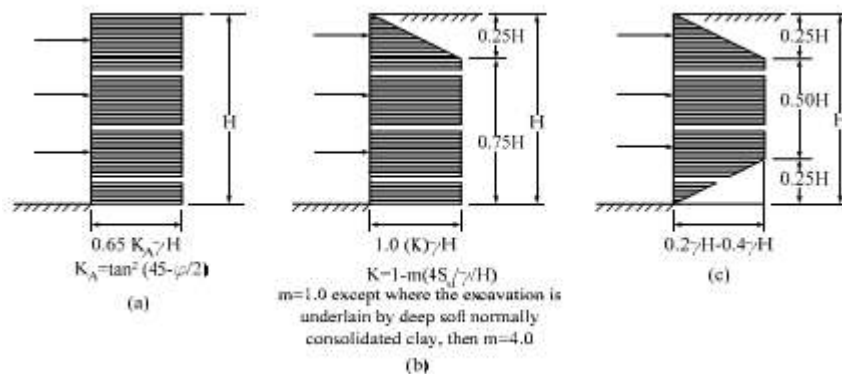
Note: α =end condition factor, B =excavation width, f =stability calculation factor, h =average vertical support spacing, H =depth of excavation, N_c =bearing capacity factor as a function of H/B , N^* =stability calculation factor in general equation, n =stability calculation factor in general equation, S_{ub} =depth averaged shear strengths, $S_{u0.05}$ =undrained shear strength from direct shear test, γ_s =soil total unit at base of excavation.

۲-۴-۲ فشار خاک و سیستم سازه نگهدارنده

سیستم نگهدارنده برای گودبرداری‌های عمیق شامل دیوار نگهدارنده و سازه‌های حائل می‌باشد. ورقه‌ها و دیوارهای دیافراگمی بتنی دو نمونه‌ای از دیوارهای سازه نگهدارنده بسیار رایج می‌باشند. دیوارها هم ممکن است از داخل گود مهار شوند و هم می‌توانند دوخت به پشت انجام شوند. تمرکز طراحی سازه‌های برای اطمینان از سیستم سازه نگهدارنده می‌تواند در مقابل بارهای پیشنهادی مقاومت نشان دهد و می‌تواند حرکت دیوار را در حد مجاز کنترل کند. چهار فرض اساسی زیر در طراحی دیوارهای نگهدارنده می‌تواند لحاظ شود:

۱. داشتن مقاومت کافی در مقابل بارهای اعمالی
۲. داشتن سختی کافی برای محدود کردن خمش و تغییرشکل
۳. داشتن عمق نفوذ کافی برای تضمین پایداری
۴. داشتن عمق نفوذ کافی برای کنترل تراوش در طول گودبرداری

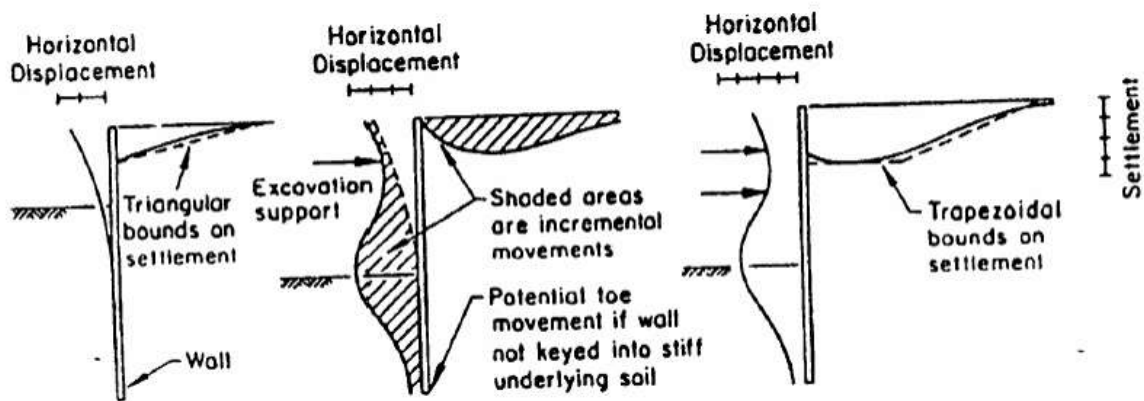
Mueller et al خلاصه‌ای از روش‌های استفاده شده برای طراحی دیوارهای دارای میل مهار را بیان کردند. در حالت کلی انتخاب نمودار فشار خاک مناسب برای تخمین بارهای دیوارهای نگهدارنده به دیوار مورد استفاده و حرکت خاک بستگی دارد. نمودار فشار خاک نشان داده شده در شکل ۲-۴۷ برای دیوارهای انعطاف پذیر مناسب می‌باشند و برای دیوارهای سخت قابل استفاده نیستند. [۲۲]



شکل ۲-۴۷ دیاگرام فشار خاک برای طراحی Strut ها (ترزاقی و همکاران)

۲-۴-۳ حرکت زمین

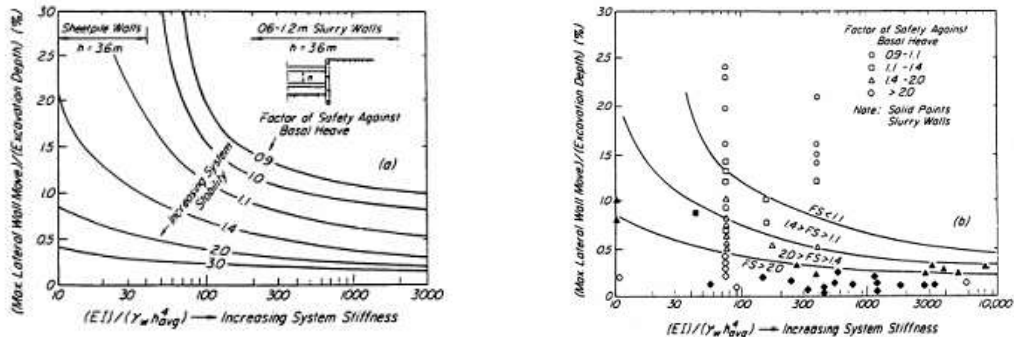
در مناطق شهری پر جمعیت، نگرانی‌های عمده‌ای در مورد حرکت خاک به دلیل گودبرداری‌های عمیق وجود دارد. طراحی سیستم‌های سازه نگهبان مورد استفاده در گودها باید تغییر شکل زمین را به مقدار مجاز محدود کند. بنابراین، تخمین شدت و مقدار حرکت زمین به دلیل گودبرداری برای هر دو شخص مهندس و کارفرما امری حیاتی و مهم می‌باشد (Boscardin and Cording [۲۳]). به دلیل مشکلات قضایی که ممکن است بعد از ریزش گودها پیش بیاید، تخمین دقیق حرکت زمین یکی از مسائل مهم در فرآیند گودبرداری‌های عمیق در مناطق شهری می‌باشد. در شکل ۲-۴۸ الگوی کلی حرکت زمین در فرآیند گودبرداری نشان داده شده است. در کل، روش‌های موجود برای پیش‌بینی فرآیند گودبرداری بر اساس مشاهدات تجربی و شبیه‌سازی‌های عددی می‌باشند. روش‌های تجربی در تلاش هستند تا ارتباط کلی بین حرکت زمین و فعالیت‌های ساخت و ساز را بر اساس تعدادی از گودبرداری‌های مشابه ارائه کنند.



شکل ۲-۴۸ پروفیل حرکت دیوار

Clough et al. [۲۴] و Clough and O'Rourke [۲۵] روش‌های نیمه تجربی برای تخمین تغییر شکل گودها در خاکهای رسی نرم ارائه کردند. ماکزیمم تغییر شکل جانبی گود به سختی سیستم و ضریب اطمینان در مقابل بلندشدگی بستگی دارد. سختی کلی سیستم نگهبان توسط پارامتری تحت عنوان سختی موثر سیستم معرفی می‌شود و مطابق شکل ۲-۴۸ تعریف می‌شود. طبق نظر آنها، زمانی که ضریب اطمینان در مقابل بلندشدگی کمتر از ۱/۵ باشد، سختی سیستم تاثیر شاخصی بر روی حرکت خاک دارد. شکل ۲-۴۹ تغییر شکل جانبی ماکزیمم دیوار را بر حسب درصدی از عمق گودبرداری بیان می‌کند که با انتخاب سختی مناسب برای سیستم، ضریب اطمینان در مقابل بلندشدگی قابل محاسبه می‌باشد. باید به این نکته توجه کرد که ضریب اطمینان محاسبه شده توسط Clough et al. [۲۴] افزایش

پایداری به دلیل نفوذ دیوار را لحاظ نمی‌کند. Hashash et al. [۲۶] نشان دادند که نفوذ دیوار می‌تواند حرکت افقی آن را نسبت به مقادیر پیشنهاد شده توسط افراد دیگر محدود کند.

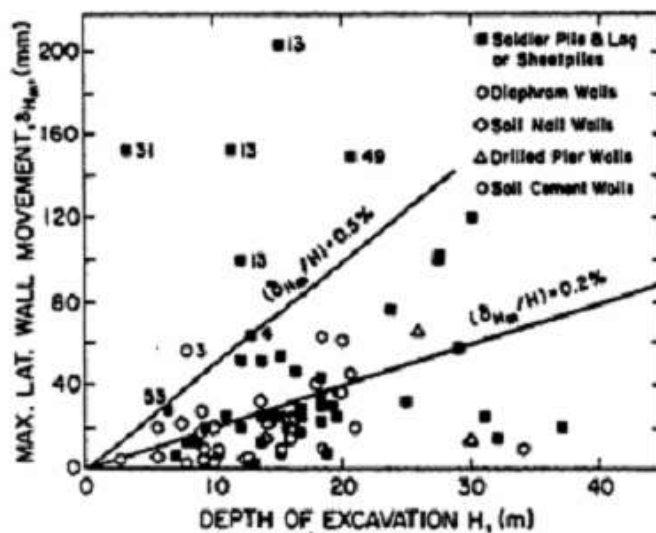


آنالیز المان محدودی استفاده شده

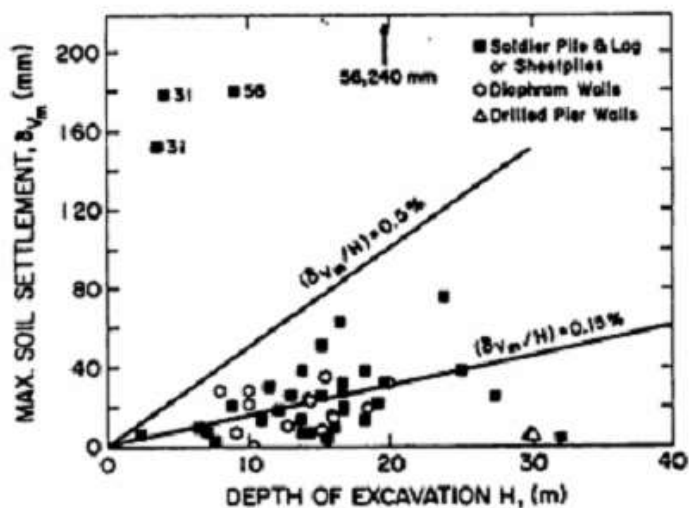
مقایسه با نتایج میدانی

شکل ۲-۴۹ ماکزیمم حرکت دیوار و نشست سطح زمین برای سیستم نگهدارنده در رس‌ها

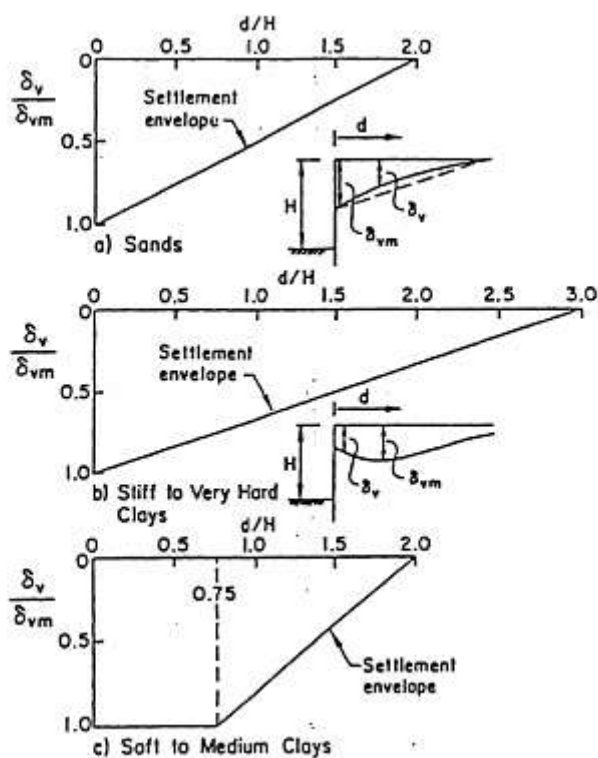
شکل ۲-۵۰ و شکل ۲-۵۱ توسط Clough and O'Rourke [۲۵] پیشنهاد شده است و به ترتیب نشان می‌دهد که ماکزیمم تغییر شکل جانبی دیوار و نشست سطحی تابعی از عمق گودبرداری می‌باشند. این اشکال معمولاً برای حرکت ماکزیمم دیوار و خاک مورد استفاده قرار می‌گیرند. Hashash et al. [۲۶] نشان داد که برای تونل Central Artery، سختی زیاد سیستم سازه نگهدارنده و نفوذ دیوار، مقادیر تغییر شکل جانبی و نشست سطحی را مقادیری کمتر از پیشنهادی Clough and O'Rourke [۲۵] مطرح می‌کند. آنها همچنین پروفیل نشست بدون بعدی مطابق شکل ۲-۵۲ مطرح کرد که پایه و اساس تخمین الگوی نشست مجاور گودبرداری می‌باشد.



شکل ۲-۵۰ ماکزیمم حرکت جانبی مشاهده شده برای دیوارهای درجا [۲۲]

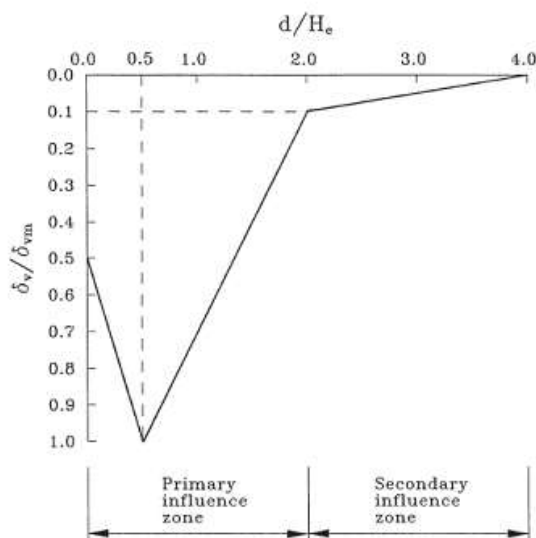


شکل ۲-۵۱ ماکزیمم نشست مشاهده شده در خاکهای نگهداری شده توسط دیوار درجا



شکل ۲-۵۲ پروفیل نشست پیشنهادی برای تخمین توزیع نشست نشست مجاور محل گودبرداری شده

بر اساس ۱۰ مورد مطالعاتی در تایپی تایوان، Ou et al. [۲۷] مشاهده کرد که حرکت قائم خاک پشت دیوار ممکن است در طول قابل ملاحظه‌ای ادامه یابد. برای پروفیل نشست به صورت مقعر، Hsieh and Ou [۲۸] برای هر دو نوع خاک رس نرم و خاک رس سخت پیشنهاداتی را مطرح کردند که نشست را در مسافتی بیشتر از ۲ متر از گود در نظر می‌گیرد. (شکل ۲-۵۳).



شکل ۲-۵۳ روش پیشنهادی برای پیش بینی پروفیل نشست [۲۶]

۲-۵ مدل های عددی

در سال های اخیر، شبیه سازی های عددی برای تحلیل گودبرداری ها در مناطق شهری بسیار مرسوم شده است. مدل های عددی برای پیش بینی تغییر شکل زمین در اطراف لبه گودبرداری شده استفاده می شود (Morgenstern and Eisenstein [۲۹]، Wong [۳۰]، Clough and Tsui [۳۱]، Mana and Clough [۳۲]، Hashash [۳۳]، Hashash and Whittle [۳۴]، Ou et al. [۳۵]، Ukritchon et al. [۳۶]، Kung et al. [۳۷]).

پیش بینی المان محدود شامل عدم قطعیت های مرتبط با ویژگی های خاک، جزئیات سیستم های سازه نگهبان و روال ساخت می باشد. اگرچه بسیاری از فاکتورها همانند اطلاعات محدود در مورد ترتیب و مراحل ساخت (Clough and O'Rourke [۲۵])، بررسی های میدانی محدود (Hashash and Whittle [۳۴])، معرفی نامناسب از رفتار تشکیل دهنده خاک کاربرد استفاده از شبیه سازی عددی گودبرداری را محدود می کند، اما هنوز ابزاری قدرتمند برای پیش بینی عملکرد گودبرداری می باشد.

در عمل معمولاً تحلیل دوبعدی کرنش صفحه ای برای شبیه سازی حرکت زمین و دیوار در گودبرداری مورد استفاده قرار می گیرد. این فرضیات، در بیشتر موارد با رفتار گودبرداری واقعی منافات دارند. در بیشتر تحلیل های پیچیده ای که رفتار ناحیه ی کناری گود مهم می باشد، از فرض تحلیل تقارن صفحه ای استفاده می شود. امروزه، به دلیل هزینه زیاد

محاسبات و محدودیت‌های زمانی، از تحلیل‌های کاملاً سه بعدی استفاده می‌شود. تعداد زیادی تحلیل بر روی مدل‌سازی سه‌بعدی گودبرداری‌ها صورت گرفته است.

Ou و همکاران تکنیک المان محدود سه بعدی غیرخطی برای مدل‌سازی گودبرداری‌های عمیق پیشنهاد کرد. آنها تاثیر وجود لبه بر روی رفتار تغییر شکلی گودبرداری‌ها در خاک‌های نرم تا متوسط را بررسی کردند. با انجام یک سری از مطالعات پارامتریک، ارتباط اولیه‌ای برای تخمین تغییر شکل ماکزیمم دیوار از تحلیل سه بعدی و نتایج المان محدود دو بعدی ارائه کردند. تکنیک پیشنهادی با جزئیات بیشتری برای گودبرداری TNEC برای مطالعات میدانی توسط Ou و همکاران مورد بررسی قرار گرفت. [۳۵]

Finno و همکاران ۱۵۰ عدد شبیه‌سازی عددی به منظور بررسی تاثیر هندسه گودبرداری همانند طول، عرض و عمق گودبرداری، سختی دیوار و ضریب اطمینان در مقابل بلندشدگی بر روی حرکت زمین سه بعدی در گودبرداری رسی انجام دادند. نتایج تحلیل‌های آنها به صورت نسبت کرنش صفحه‌ای، PSR (حرکت ماکزیمم در مرکز محل گودبرداری شده از تحلیل سه بعدی نسبت به شبیه‌سازی کرنش صفحه‌ای). نتایج تحلیل‌های آنها نشان داد که مقادیر PSR از این موارد تاثیر می‌پذیرد: [۳۸]

۱. نسبت طول دیوار به عمق گودبرداری ۲. ابعاد صفحه گودبرداری ۳. سختی سیستم دیوار که توسط رابطه Clough و همکاران قابل محاسبه است ۴. ضریب اطمینان در مقابل بلندشدگی.

معرفی مدل‌های رفتاری و نرم افزار PLAXIS

۳-۱ مقدمه

PLAXIS یک برنامه کامپیوتری المان محدود با هدف انجام آنالیز پایداری و تغییرشکل در کاربردهای مختلف ژئوتکنیکی استفاده می شود. کاربردهای ژئوتکنیکی نیازمند مدل های تشکیل دهنده پیشرفته جهت مدل سازی رفتار غیرخطی، وابسته به زمان و ناهمسانگرد خاک و یا سنگ می باشد. علاوه بر این، نظر به اینکه خاک یک مصالح چندفازی است، پروسه های ویژه ای جهت بررسی فشار آب منفذی ایستایی و غیرایستایی در خاک لازم است. هر چند مدل سازی خام به خودی خود موضوع مهمی است، بسیاری از پروژه های ژئوتکنیکی شامل مدل سازی سازه ها و اندرکنش میان سازه ها و خاک می باشد. Plaxis مجهز به خصوصیات جهت بررسی جنبه های مختلف سازه های ژئوتکنیکی پیچیده می باشد. ورودی های لایه خاک، سازه ها، مراحل ساخت، شرایط بارگذاری و مرزی بر اساس دستورالعمل رسم ساده CAD که امکان مدل سازی با جزئیات هندسه مقطع عرضی را فراهم می کند. از این هندسه مدل، مش بندی اجزا محدود دوبعدی به سادگی ایجاد می گردد. این نرم افزار یک گزینه ساده جهت مدل سازی سیستم های سازه نگهبان می باشد. المان ها و فصل مشترک ها ممکن است جهت مدل سازی سازه های نگهبان با خاک اطراف بکار روند. روش های مختلف جهت آنالیز تغییرشکل هایی که به عنوان نتایج روش های مختلف ساخت سازه های نگهبان رخ می دهد، انجام می شود. المان های مفصل جهت مدل سازی اندرکنش خاک-سازه در دسترس هستند. مقادیر زاویه اصطکاک و چسبندگی فصل مشترک بطور کل مشابه مقادیر زاویه اصطکاک و چسبندگی در خاک اطراف نیستند. مدل موهر - کولمب تعریف شده در این نرم افزار به عنوان یک مدل ساده غیرخطی و قوی، بر اساس پارامترهای خاک که در تکنیک های مهندسی مشهور است، می باشد. هر چند کلیه خصوصیات غیرخطی رفتار خاک در این مدل شامل نمی شود. مدل موهر کولمب جهت محاسبه فشارهای واقع گرایانه تکیه گاه برای جبهه تونل ها، بارهای نهایی شالوده ها و ... بکار می رود. این مدل همچنین جهت محاسبه ضریب اطمینان با استفاده از رویکرد کاهش Phi-C بکار می رود.

۳-۲ روش المان محدود

در روش المان محدود، زمین اصولاً به صورت پیوسته مدل می شود و ناپیوستگی ها می تواند جداگانه مدل شود. محیط مسئله به تعداد محدودی المان تقسیم می شود که در نقاط گرهی به هم متصل هستند. هر المان محدود است یعنی هندسه مشخص و اندازهی محدودی دارد. رابطه تنش - کرنش خاک با یک قانون رفتاری مناسبی بیان می شود. تنش، کرنش و تغییر شکل با تغییر در شرایط زمین بوجود می آید. تنش، کرنش و تغییر شکل ایجاد شده در یک المان بر رفتار

المان‌های مجاورش تاثیر می‌گذارد. رابطه پیچیده بین المان‌های متصل به هم، مسئله بسیار پیچیده ریاضی را ایجاد می‌کند. سیستم معادلاتی که مقادیر مجهول را به مقادیر معلوم مرتبط می‌کند بر حسب یک ماتریس سختی عمومی بیان می‌شود. برای مثال رابطه نیروهای گرهی بر حسب تغییر مکانها به این ترتیب در سراسر شبکه اجزا محدود تحلیل می‌شود.

✓ محاسن: شرایط پیچیده زیرزمینی و مشخصات سازه‌های نگهدارنده می‌تواند تحلیل شود. توانایی روش اجزا محدود شامل شبیه سازی قوانین رفتاری پیچیده و ناهمگنی، اثر برداشت گام به گام خاک و مشخصات وابسته به زمان روش‌های ساخت است.

✓ معایب: حل مسئله پیچیده ریاضی به حافظه زیاد کامپیوتر احتیاج دارد. همچنین شرایط مرزی خارجی مدل اجزا محدود باید تعریف شود و به منظور جلوگیری از اثر مرزها بر آنالیز تنش - کرنش، باید مرزها به قدر کافی از سازه اصلی دور باشند و در نتیجه مدل بزرگی احتیاج است که نیاز کامپیوتری با ظرفیت بالا دارد.

۳-۳ مدل‌های رفتاری خاک

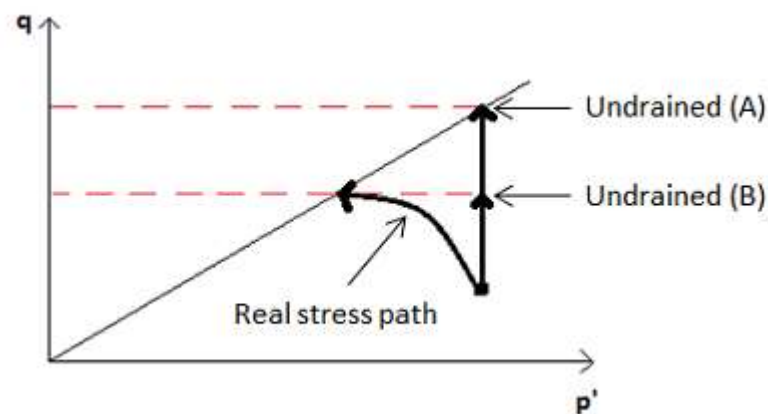
رفتار خاک ممکن است با دقت‌های متفاوتی مدل شود. برای مثال قانون هوک خطی، الاستیسیته ایزوتروپیک ممکن است به عنوان ساده‌ترین رابطه تنش - کرنش تصور شود. چنانچه دو پارامتر ورودی مدول یانگ و ضریب پواسون را شامل می‌شود. اساساً به دست آوردن ترکیب‌های لازم از رفتار سنگ و خاک هنوز بطور کامل امکان پذیر نیست. اگرچه جهت مدل کردن المان‌های سازه‌ای توده‌ای و لایه‌های بستر سنگی، الاستیسیته خطی مناسب به نظر می‌رسد.

۳-۳-۱ مدل موهر - کولمب (MC)

مدل موهر کولمب الاستو پلاستیسیته پنج پارامتر ورودی را شامل می‌شود. یعنی E و ν برای الاستیسیته خاک، C و ϕ برای پلاستیسیته خاک و ψ برای زاویه اتساع. مدل موهر کولمب، یک تقریب مرتبه اول از رفتار سنگ یا خاک را نشان می‌دهد. پیشنهاد شده است که این مدل برای یک تحلیل اولیه از مسئله استفاده شود. برای هر لایه یک سختی میانگین ثابت حدس زده می‌شود. به واسطه این ثابت سختی محاسبات نسبتاً سریع می‌شوند و می‌توان یک تصور اولیه از تغییر شکل‌ها پیدا کرد. علاوه بر پنج پارامتر مدل اشاره شده در بالا، شرایط اولیه خاک نقش اساسی در بیشتر مسائل تغییر شکل خاک دارد. تنش‌های افقی اولیه خاک باید به وسیله انتخاب مقادیر صحیح K بوجود آیند.

مدل MC یک مدل خطی الاستیک کاملاً پلاستیک می باشد، که پارامترهای ورودی آن در بالا ذکر شد. یک مهندس ژئوتکنیک همیشه باید آگاه باشد که مدل MC در صورت استفاده از گزینه‌ی زهکشی نشده (A در شکل ۱-۳) می تواند مقاومت برشی زهکشی نشده را بیشتر از حالت معمول تخمین بزند. ورودی های مورد نیاز برای این حالت زهکشی نشده، پارامترهای بسیار تاثیرگذاری می باشند و وقتی که Plaxis مقاومت برشی زهکشی نشده را محاسبه می کند، این مقدار افزایش می یابد تا زمانی که مسیر تنش به خط گسیختگی برسد که این توسط فلش در شکل ۱-۳ آورده شده است. در این حالت مقدار C_u از مقدار واقعی بیشتر است و مقاومت برشی زهکشی نشده بیش تخمین می باشد. به هر حال، در حالتی که پارامترهای زهکشی نشده و نوع زهکشی به صورت حالت B لحاظ شود، هیچ گونه بیش تخمینی اتفاق نمی افتد و C_u مربوط به حالت B مورد استفاده قرار می گیرد.

مسیرهای تنش برای این مدل (MC)، مسیر تنش واقعی نمی باشد. حالت های اتخاذ شده برای مدل مور کولمب به دلیل فرض پلاستیک کاملاً الاستیک لحاظ می شود.



شکل ۱-۳ مسیرهای تنش مدل مور کولمب (MC)، مقایسه مسیر تنش زهکشی نشده A و B با مسیر تنش واقعی

۲-۳-۳ مدل سنگ درزه دار (JR)

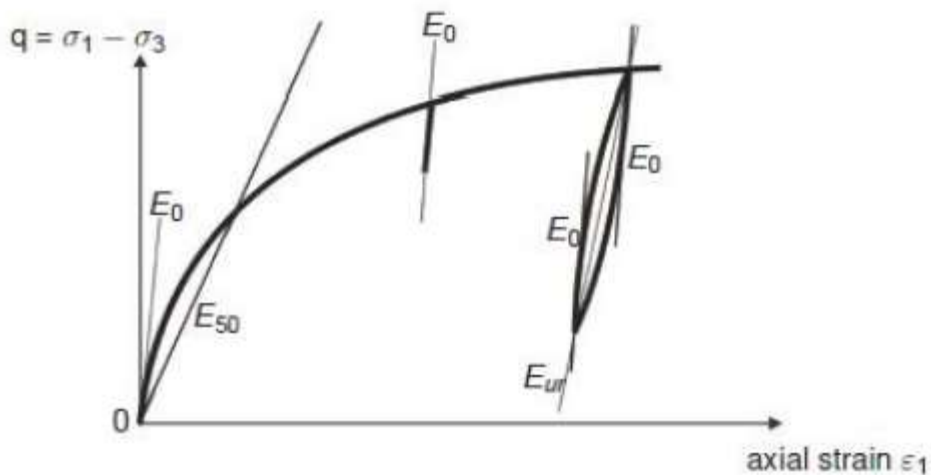
مدل سنگ درزه دار یک مدل الاستوپلاستیک غیر ایزوتروپیک، مخصوصاً به منظور شبیه سازی رفتار لایه های سنگی شامل یک لایه بندی و جهت گسلش مخصوص می باشد. پلاستیسیته تنها در سه جهت اصلی برش می تواند اتفاق بیافتد.

هر صفحه پارامترهای مقاومتی c و ϕ خودش را دارد و فرض می‌شود سنگ دست نخورده کاملاً الاستیک با مشخصات سختی ثابت E و رفتار می‌کند. مشخصه‌های الاستیک کاهش یافته ممکن است برای جهت لایه بندی تعریف شوند.

۳-۳-۳ مدل خاک سخت شونده (HS)

مدل خاک سخت شونده یک مدل پیشرفته برای شبیه سازی خاک است. چنانچه برای مدل موه‌ر کولمب حالات محدود تنش به وسیله زاویه اصطکاک، چسبندگی و زاویه اتساع توصیف می‌شود. اما سختی خاک با استفاده از سه ورودی مختلف سختی بسیار دقیقتر توصیف می‌شوند: سختی بارگذاری سه محوری E_{50} ، سختی باربرداری سه محوری E_{ur} ، سختی بارگذاری ادمتر E_{oed} . فرق اساسی مدل موه‌ر کولمب و خاک سخت شونده این است که مدل خاک سخت شونده، تابع تنش بودن مدول سختی را لحاظ کرده است، یعنی تمام سختی‌ها با افزایش فشار، افزایش می‌یابد.

مدل‌های HS و HSs (خاک سخت شونده با سختی کرنشی کوچک) هر دو مدل‌های پیشرفته‌تری نسبت به مدل MC می‌باشند. تفاوت اصلی بین مدل MC و این مدل‌ها در این می‌باشد که در مدل‌های HS و HSs سختی خاک به سطح تنش وابسته می‌باشد. به عنوان مثال، تغییرات مدول الاستیسیته به حالت تنش خاک وابسته است. (شکل ۳-۲)



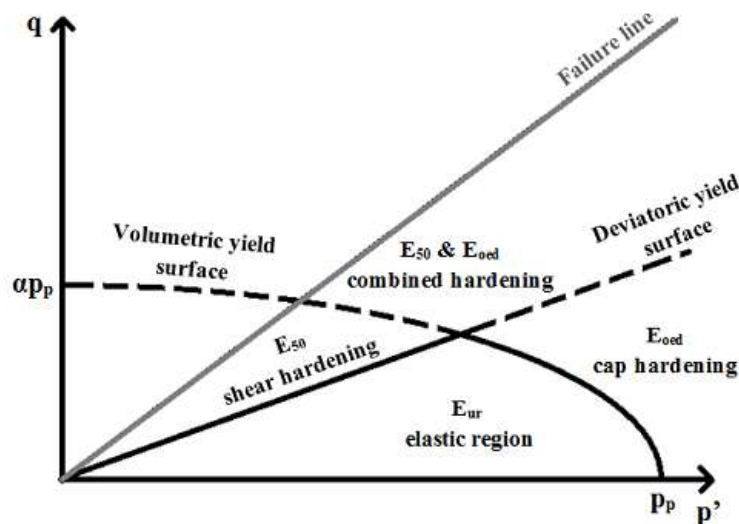
شکل ۳-۲ تغییرات مقدار سختی نسبت به سطح کرنش بدست آمده از آزمایش سه محوری

به دلیل اینکه آزمایش بر روی خاک‌های نرم حساس معمولاً تحت شرایط زهکشی نشده انجام می‌شود، سختی محاسبه شده در حالت زهکشی نشده انجام می‌شود و نیازمند محاسبات مجدد برای حالت موثر می‌باشد. برای E_{ur} و E_u از

معادله‌ی ۱-۳ استفاده می‌شود که با فرض نسبت پواسون زهکشی نشده (U_u) برابر با ۰/۵ و نسبت پواسون موثر (U') برابر با ۰/۲ انجام می‌گیرد.

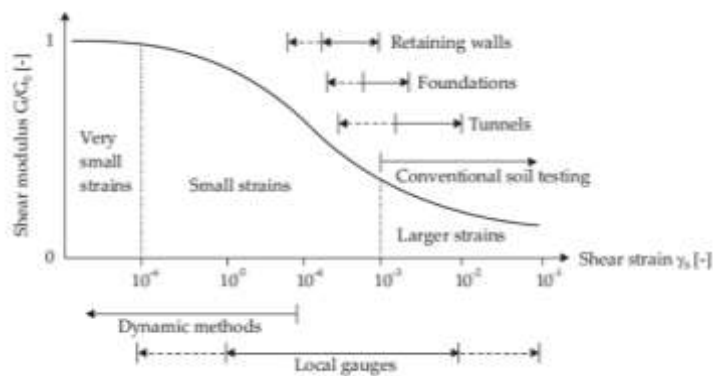
$$\frac{E_u}{2(1+\nu_u)} = \frac{E'}{2(1+\nu')} \quad (1-3)$$

سطح تسلیم مدل HS در شکل ۳-۳ نشان داده شده است. کلاهک تسلیم یا سطح تسلیم حجمی به صورت بیضی می‌باید که طول این بیضی بر روی محور p ، p_p بر اساس OCR تعیین می‌شود. محل تقاطع بیضی با محور q به مقدار $K_{0,nc}$ بستگی دارد. هرگونه تمایلی از سطح تنش انحرافی با محاسبه‌ی نسبت q/p وقتی که $\sigma'_1 = \sigma'_c$ و $\sigma'_3 = \sigma'_c \times K_{0,nc}$ می‌باشند، بدست می‌آید و به سطح تنش محاسبه شده بستگی دارد. (شکل ۳-۳)



شکل ۳-۳ سطح تسلیم و سختی‌های متفاوت در مدل HS بر روی مختصات p - q

تفاوت بین HS و HSs در این می‌باشد که در مدل HSs مدل‌سازی سختی خاک در سطح کرنش‌های بسیار کم انجام می‌شود. این سختی به صورت شاخصی بیشتر از مقادیر محاسباتی در آزمایشات مرسوم می‌باشد. (شکل ۳-۴). برای اندازه‌گیری مقدار سختی خاک در کرنش‌های بسیار کم، نیاز به اندازه‌گیری‌های لرزه‌ای امواج برشی داریم.



شکل ۳-۴ رفتار کرنش - سختی خاک با محدوده ی کرنشی مختلف و آزمایشات آزمایشگاهی مربوطه

پارامترهای مورد نیاز در مدل HS به صورت زیر می باشد:

- چسبندگی ظاهری (c)
- زاویه اصطکاک حالت بحرانی (φ_{cv})
- سختی سکانت موثر (E_{50}^{ref})
- سختی ادومتری موثر (E_{oed}^{ref})
- سختی بارگذاری و باربرداری موثر (E_{ur}^{ref})
- توان تنش وابسته با سختی (m)
- ضریب پواسون موثر در حالت بارگذاری و باربرداری (ν_{ur})
- فشار مرجع (P_{ref})
- ضریب فشار جانبی زمین (K_0)

برای هر دو مدل رفتاری HS و HSs، تغییرات سختی با تنش بر اساس معادلات ۲-۳، ۳-۳، ۴-۳ و ۵-۳ تعیین می شوند:

$$E_{oed}' = E_{oed}^{ref} \left(\frac{c' \cos \varphi - \sigma_1' \sin \varphi}{c' \cos \varphi + p^{ref} \sin \varphi} \right)^m \quad (2-3)$$

$$E_{50}' = E_{50}^{ref} \left(\frac{c' \cos \varphi - \sigma_3' \sin \varphi}{c' \cos \varphi + p^{ref} \sin \varphi} \right)^m \quad (3-3)$$

$$E'_{ur} = E'_{ur}{}^{ref} \left(\frac{c' \cos \varphi - \sigma'_3 \sin \varphi}{c' \cos \varphi + p^{ref} \sin \varphi} \right)^m \quad (4-3)$$

در این معادلات، σ'_1 تنش اصلی حداکثر و σ'_3 تنش اصلی حداقل و p_{ref} فشار مرجع می باشد. E'_{oed} از آزمایش ادمتر قابل محاسبه می باشد. اما همچنین می توان از رابطه ی مطرح شده در معادله ۳-۵ نیز استفاده کرد. هر دو مقدار M_L و σ'_c استفاده شده در این رابطه از آزمایش CRS بدست می آید.

$$E'_{oed}{}^{ref} = M_L \left(\frac{P_{ref}}{\sigma'_c} \right) \quad (5-3)$$

۴-۳-۳ مدل خاک نرم خزشی (SSC)

مدل خاک سخت شونده برای همه خاکها مناسب است اما تاثیرات ویسکوزیته را در نظر نمی گیرد، یعنی خزش و وارفتگی تنش. در واقع همه ی خاکها مقداری خزش نشان می دهند و بنابراین فشار اولیه بو سیله یک مقدار معینی از فشار ثانویه نتیجه می شود. مورد دوم که در خاکهای نرم بسیار مهم است یعنی خاکهای عادی تحکیم یافته، سیلتها و خاک نباتی. در مدل خاک سخت شونده و مدل خاک نرم خزشی، داده های مربوط به تنش پیش تحکیمی را نیز شامل می شوند تا تاثیر پیش تحکیمی لحاظ شود.

۵-۳-۳ مدل خاک نرم شونده (SS)

مدل خاک نرم شونده یک نوع مدل Cam-Clay است که خصوصاً برای فشار اولیه رس های نزدیک عادی تحکیم یافته (NC) در نظر گرفته شده است. اگرچه توانایی مدل کردن این مدل به وسیله مدل خاک سخت شونده جانشین شده است.

۶-۳-۳ مدل اصلاح شده Cam-Clay (MCC)

مدل Cam-Clay اصلاح شده یک اقتباس از مدل اصلی است که به وسیله Wood توصیف شده است. این روش اساساً برای مدل کردن رس های نزدیک به NC در نظر گرفته شده است. توصیه شده است که مدل موهر کولمب برای تحلیل اولیه ساده و سریع مدل استفاده شود. در بسیاری از موارد، چنانچه داده های خوب از لایه های خاک داشته باشیم،

استفاده از مدل خاک سخت شونده در یک تحلیل اضافه شده مناسب است و نهایتاً تحلیل خاک نرم شونده خزشی می تواند برای تخمین خزش بکار آید، یعنی تراکم ثانویه در خاک‌های بسیار نرم.

۳-۴ ساخت مرحله ای:

عموماً ضریب مربوطه برای ساخت مرحله‌ای، $\sum Mstage$ ، در هر فاز محاسبه‌ای که ساخت مرحله‌ای به عنوان ورودی بارگذاری انتخاب شده است، از صفر شروع و به یک ختم می‌شود. در بعضی موقعیت‌های ویژه، انجام دادن فقط قسمتی از ساخت مرحله‌ای کاربرد دارد. این عمل به وسیله کلیک کردن بر روی کلید Advanced در برچسب Parameters می‌تواند انجام شود و یک سطح نهایی $\sum Mstage$ کوچکتر از ۱ تخصیص داده می‌شود. کوچکترین مقدار ورودی ۰/۰۰۱ می‌باشد.

۳-۵ مشخصات مصالح:

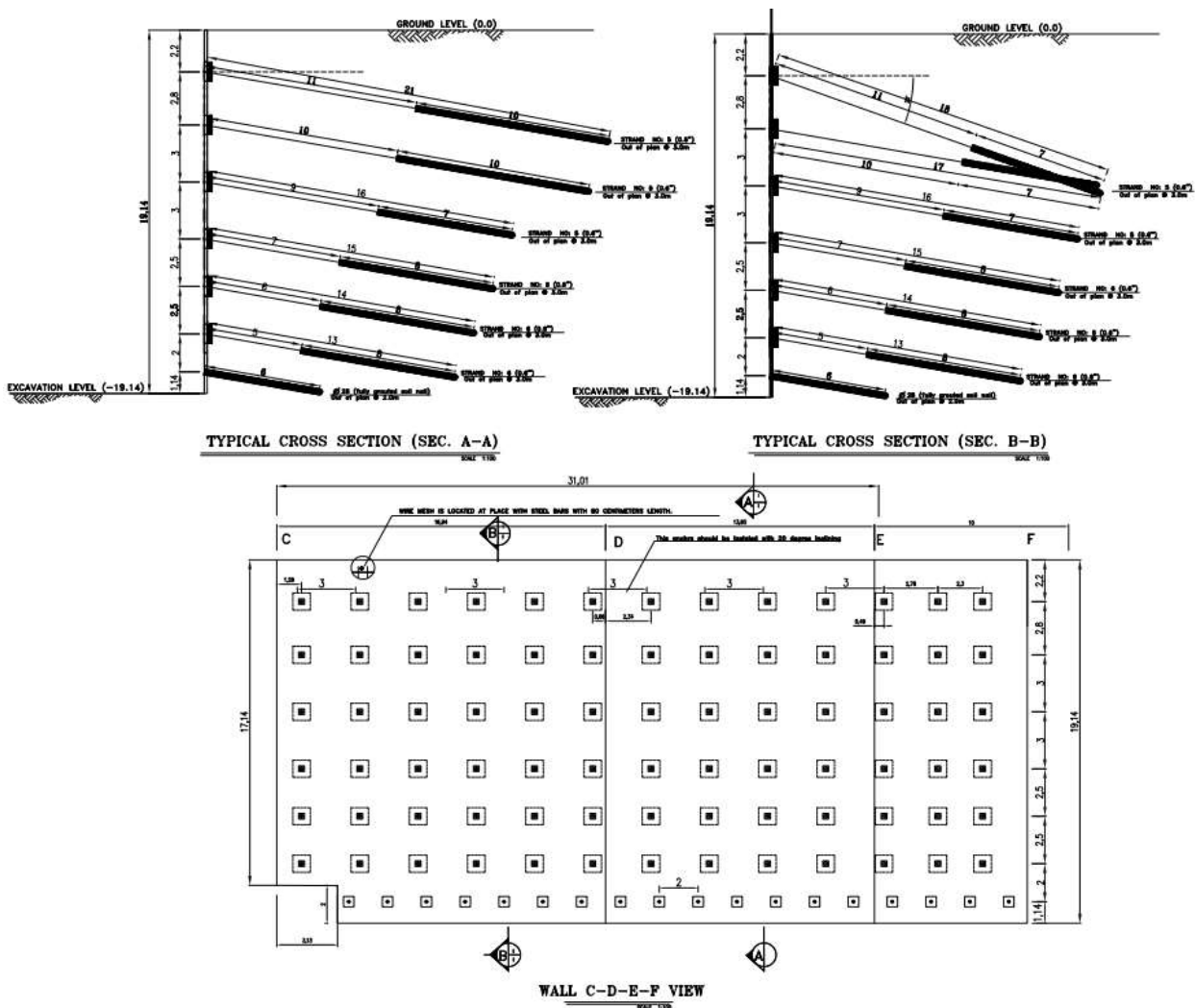
در تحلیل خطی مقدار E_c در بتن معمولی با وزن مخصوص ۲۳ تا ۲۵ کیلونیوتن بر مترمکعب و مقاومت فشاری مشخصه ۲۰ MPa تا ۴۰ MPa می‌توان از رابطه زیر استفاده کرد. ضریب پواسون بتن و فولاد را می‌توان به ترتیب برابر با ۰/۱۵ تا ۰/۳ در نظر گرفت.

$$E_c = 5000\sqrt{f_c'}, Mpa \quad (۸-۳)$$

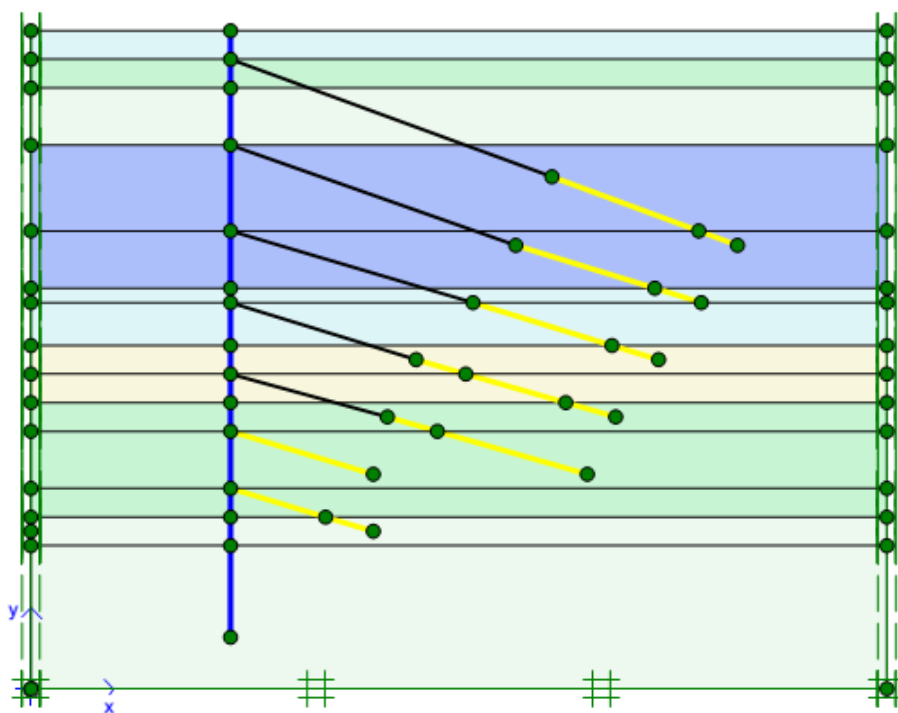
۳-۶ مدل‌سازی عددی:

با توجه به اینکه مطالعه حاضر به بررسی مقایسه نتایج میدانی اندازه‌گیری جابجایی دیوارهای تحکیم شده توسط انکر و نیل و نتایج مدل‌سازی عددی دیوار می‌پردازد، در این بخش، مراحل مربوط به مدل‌سازی و تحلیل‌ها را به‌طور کامل ذکر خواهیم کرد. برای آشنایی با مدل‌سازی، یکی از دیوارها را انتخاب می‌کنیم (مقطع B-B مربوط به پروژه‌ی پاسارگاد)، سایر دیوارها نیز همانند مورد ذکر شده مدل‌سازی خواهند شد. در مواردی که تغییرات و تفاوت‌هایی وجود دارد، آن‌ها را ذکر کرده و روش مدل‌سازی آن‌ها ذکر خواهد شد. هندسه، ابعاد و جزئیات این دیوار در شکل ۳-۵ نشان داده شده است.

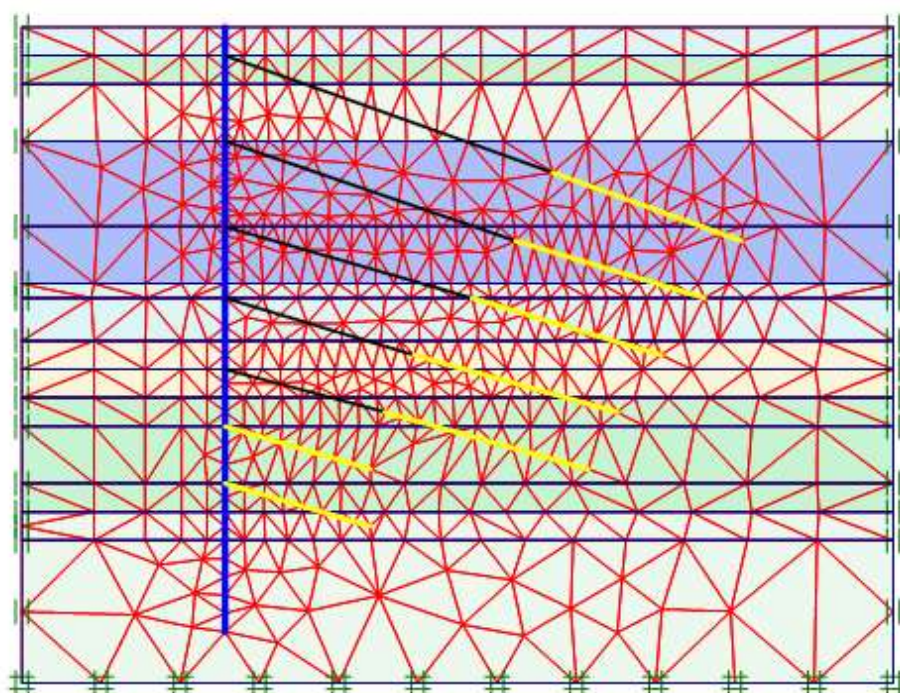
مرحله نخست در مدل سازی موردنظر، ایجاد هندسه موردنظر و مش بندی آن می باشد، هندسه گود موردنظر در جهت شمالی و جنوبی دارای عمق ۱۹/۱۴ متر و عرض ۱۵/۲۹ متر می باشد. بعد از ایجاد هندسه نوبت به مش بندی می رسد که با توجه به تعداد زیاد المان ها و دقت موردنیاز، در این مطالعه از المان های مکعبی- مثلثی استفاده شده است. شکل ۳-۶ هندسه گود را نشان می دهد. پس از ایجاد هندسه و مش بندی، ویژگی های به دست آمده از آزمایش ها به مصالح الحاق می شود. در شکل ۳-۷ مش بندی اختصاص داده شده، آورده شده است. مرحله بعدی ایجاد نوع مرزهای مکانیکی می باشد، برای اینکار مرزهای کف مدل در هر سه جهت محدود می شود و مرزهای طرفین مدل به دلیل وجود دیوارهای کناری در راستای X و Y مسدود می شوند. مرز جلو و پشت گود نیز در راستای X محدود می شود (شکل ۳-۶ و ۳-۷). سپس تنش های درجا در گود مورد مطالعه، ایجاد می شود (شکل ۳-۸ و ۳-۹).



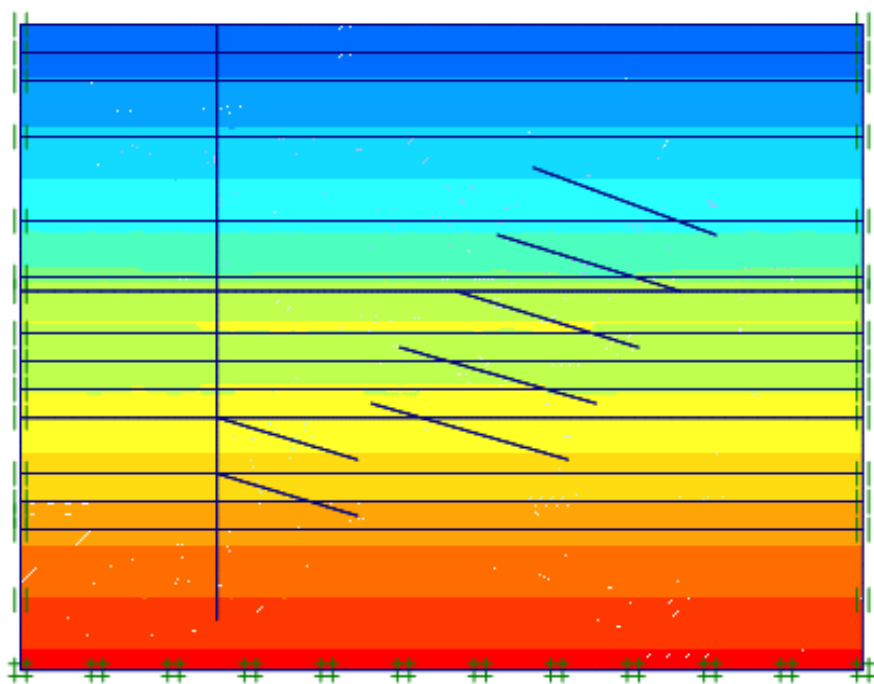
شکل ۳-۵ مقطع طولی و عرضی دیوار C-D-E-F پروژه پاسارگاد



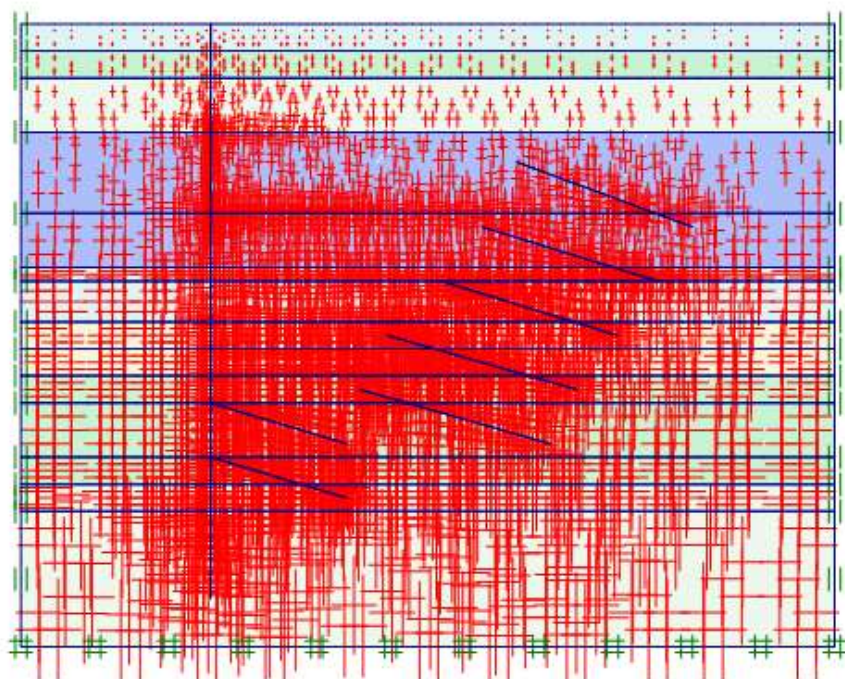
شکل ۳-۶ هندسه‌ی دیواره



شکل ۳-۷ مش‌بندی دیواره



شکل ۳-۸ تنش‌های برجا در دیواره



شکل ۳-۹ تنش‌های برجا در دیواره

فصل چهارم

مدلسازی و تحلیل پروژه

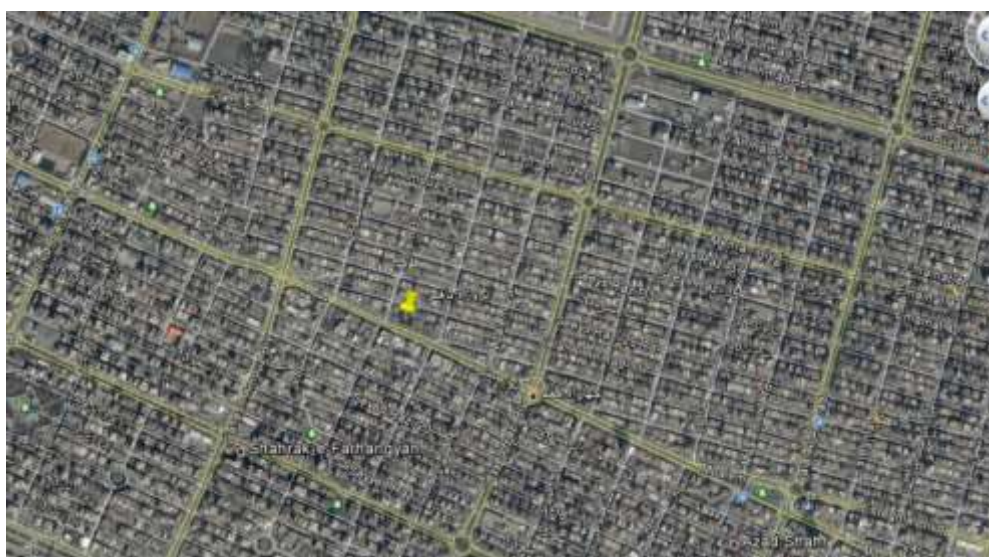
۱-۴ مقدمه

در این فصل، ابتدا به تعریف مشخصات هر یک از پروژه‌ها پرداخته می‌شود و به نحوه محاسبه آن‌ها اشاره خواهد شد. سپس مراحل تحلیل و طراحی با استفاده از دو مدل رفتاری مورد بحث در این پایان نامه، مدل موهر-کولمب و مدل سخت شوندگی، بررسی می‌شود و در نهایت اطلاعات مربوط به جابجایی نقاط مشخص شده با نتایج تحلیل هر یک از مدل‌های رفتاری مقایسه خواهد شد.

۲-۴ تعریف مشخصات پروژه باهر در Plaxis

این پروژه در بلوار معلم مشهد، حد فاصل معلم ۳۱ و ۳۳ واقع گردیده (شکل ۱-۴) که عمق گودبرداری آن در قسمت شمالی ۲۰ متر و در قسمت جنوبی ۲۳ متر می‌باشد. پیوست ۲ پلان کلی پروژه و نمای دیواره‌ها را نمایش می‌دهد.

این پروژه از جنوب به طول ۳۸ متر در راستای بلوار معلم که دارای بار ترافیکی زیاد می‌باشد قرار گرفته، لذا بار ترافیکی برابر 25 KN/m^2 در نظر گرفته شده است. (طبق توصیه آئین‌نامه FHWA آمریکا) در قسمتی از ضلع شرقی پروژه ساختمان دو طبقه‌ای قرار دارد که بار آن 20 KN/m^2 در نظر گرفته شده است و در قسمت‌های دیگر که ساختمان یک طبقه یا حیاط قرار دارد، در نرم‌افزار 10 KN/m^2 منظور شده است. در قسمت غربی پروژه دو ساختمان یک طبقه که با حیاط از یکدیگر جدا شده‌اند؛ قرار دارد که بار آن‌ها نیز 10 KN/m^2 در نظر گرفته شده است. در نهایت بار ضلع شمالی پروژه که کوچه‌ای با ترافیک کم می‌باشد برابر 10 KN/m^2 منظور شده است.



شکل ۱-۴ موقعیت پروژه باهر

در این قسمت دیواره‌های یک، دو و سه را مورد بحث قرار خواهیم داد.

۱-۲-۴ تعریف مشخصات دیوار شماره یک

با آزمایش‌های صورت گرفته بر روی نمونه‌های خاک حاصل از حفاری دستی در هنگام حفر چاه‌های شمع‌های فلزی، مشخصات مکانیکی پروفیل خاک بصورت جدول ۱-۴ می‌باشد. در تعریف مشخصات مکانیکی خاک ۷ نوع خاک با دو مدل رفتاری موهر-کولمب و سخت شوندگی تعریف شده، که بر اساس عمق به مدل دو بعدی رسم شده نسبت داده می‌شود.

در مرحله بعد نوبت به تعریف مشخصات مکانیکی المان صفحه در سربرگ (Plate) نرم‌افزار می‌رسد، که مطابق جدول ۲-۴ تعریف و به المان شمع فلزی نسبت داده شده است. گفتنی است در محاسبات مربوط به مشخصات مکانیکی شمع فلزی، سختی خمشی و سختی محوری مش بندی و شاتکریت بین شمع‌های فلزی را نیز در نظر گرفته‌ایم.

جدول ۱-۴ مشخصات مکانیک خاک پروژه باهر

مشخصات مکانیکی خاک						نوع طبقه خاک	عمق
m	E_{ur}^{ref}	$E_{oed}^{ref}=E_{50}^{ref}$	SPT	ϕ	C		
0.5	188000	38000	39	29	5	SM	0
							14
0.5	125000	43000	43	32	2	GC-GM	18
0.5	968800	31000	47	30	6	SM	22
0.5	106300	34000	54	33	4	GM	26
0.5	106300	36000	43	34	5	GM	30
1	62500	20000	46	25	9	ML	32
1	62500	20000	48	19	21	CL	36

جدول ۲-۴ مشخصات مکانیکی المان صفحه دیوار شماره یک

W	EA	EI	مقطع فولادی
KN/m/m	KNm ² /m	KN/m	
0.18	4414	3E+06	2IPE20 c/c20@3m

در دیواره شماره یک از انکرهای ۶، ۵ و ۴ رشته ۰،۶ اینچی جهت طراحی استفاده شده است. مقاومت گسیختگی آن طبق برگه پیوست یک (آزمایش مقاومت استرند) ۲۷۱ کیلونیوتن بوده که طبق آئین‌نامه FHWA ایجاد پیش‌تنیدگی تا

۷۰ درصد مقاومت گسیختگی، با استفاده از نیروی کششی، مجاز است. لذا با توجه به این مهم، مقاومت محوری انکر در دو سربرگ Geogrid، جهت قسمت انتهایی گیردار انکر و Anchor، جهت قسمت طول آزاد انکر بصورت جدول ۳-۴ محاسبه و در نرم افزار وارد شده است.

جدول ۳-۴ مشخصات مکانیکی انکرهای دیوار شماره یک

Geogrid			Anchor			تعداد رشته
Np (KN/m)	EA (KN/m)	فاصله (m)	F [Max-Comp] (KN)	F [Max-Tens] (KN)	EA (KN)	
4*260/3=346	۳,۸۲E+۴	3	4*260=1041	4*260=1040	۱/۱۰E+۰۵	۴ رشته
433	4.78E+4	3	1300	1300	1/44E+05	۵ رشته
520	۵.۷۴E+۴	3	1560	1560	1/72E+05	۶ رشته
Breaking Strength=		۲۶۰ KN		E=205KN/mm2	A=140mm2	هر استرند

۲-۲-۴ تعریف مشخصات دیوار شماره دو

مشخصات مکانیکی خاک و لایه بندی آن تغییری نسبت به جدول ۱-۴ ندارد. تعریف مشخصات مکانیکی المان صفحه در سربرگ (Plate) نرم افزار به شرح جدول ۴-۴ می باشد که به المان شمع فلزی نسبت داده شده است.

جدول ۴-۴ مشخصات مکانیکی المان صفحه دیوار شماره دو

W	EI	EA	مقطع فولادی
KN/m/m	KNm2/m	KN/m	
0.16	3330	2.85E+06	2IPE18c/c18 @3.5

در جدول ۵-۴ مشخصات مکانیکی انکرهای به کار رفته در دیوار شماره دو شرح داده شده است. پارامترهایی که در جدول ۵-۴ آمده بصورت پارامترهایی بر اساس واحد در نرم افزار وارد می شود.

جدول ۴-۵ مشخصات مکانیکی انکرهای دیوار شماره دو

Geogrid		Anchor				تعداد رشته
Np (KN/m)	EA (KN/m)	فاصله (m)	F [Max-Comp] (KN)	F [Max-Tens] (KN)	EA (KN)	
4*260/3.5=297	3.29E+04	3.5	4*260=1040	4*260=1040	1.15E+05	۴ رشته
371	4.11E+04	3.5	1300	1300	1.44E+05	۵ رشته
445	4.91E+04	3.5	1560	1560	1.72E+05	۶ رشته
Breaking strenght=		260KN		E=205KN/mm2	A=140mm2	هر استرند

۴-۲-۳ تعریف مشخصات دیوار شماره سه

مشخصات مکانیکی خاک و لایه بندی آن تغییری نسبت به جدول ۴-۱ ندارد. تعریف مشخصات مکانیکی المان صفحه در سربرگ (Plate) نرم افزار به شرح جدول ۴-۶ می باشد که به المان شمع فلزی نسبت داده شده است.

جدول ۴-۶ مشخصات مکانیکی المان صفحه دیوار شماره دو

W	EI	EA	مقطع فولادی
KN/m/m	KNm2/m	KN/m	
0.14	3600	2.89E+06	2IPE18c/c18 @3

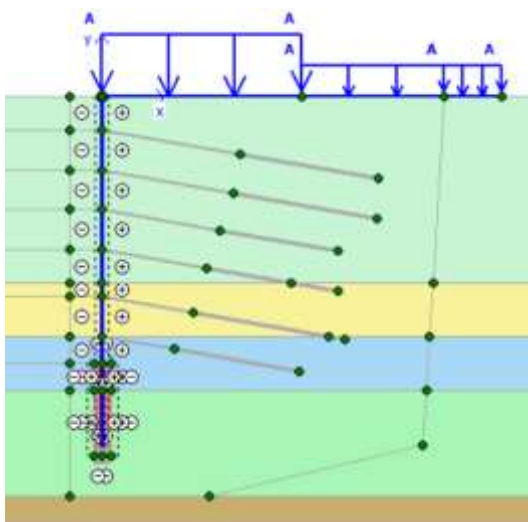
مشخصات مکانیکی انکرهای به کار رفته نیز در دیوار شماره سه به شرح جدول شماره ۴-۳ می باشد.

۴-۲-۴ تحلیل گودبرداری پروژه باهر

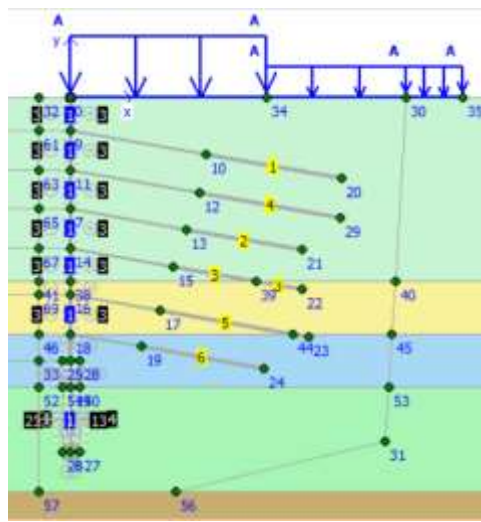
پس از تعریف مشخصات درج شده در جداول فوق، مدل آماده برای مش بندی و تحلیل می باشد. گفتنی است در تمامی تحلیل های صورت گرفته در این پایان نامه از تراکم متوسط مش در مدل استفاده شده است، اما در قسمتی که گوه گسیختگی تشکیل می شود و لبه گود، از تراکم بالای مش استفاده شده است. برای تمامی دیواره های گودبرداری این پروژه، یک فاز جهت بارگذاری سرگود، یک فاز جهت حفر چاه و اجرای شمع فلزی و هفت فاز خاکبرداری و تحکیم دیواره در نرم افزار تعریف شده است. در تمامی فازهای عملیات گودبرداری و تحکیم، نوع محاسبه را محاسبه پلاستیک قرار داده و برای خاک رفتار زهکشی نشده را در نظر نمی گیریم.

در مرحله اول مطابق شکل ۲-۴، بارهای وارده به لبه گود که از قدیم بصورت دراز مدت به خاک محل پروژه اعمال شده است را مدل کرده و جابجایی حاصل از اعمال این بار را در مرحله بعد صفر کرده تا از این پس جابجایی‌ها سنجیده شود.

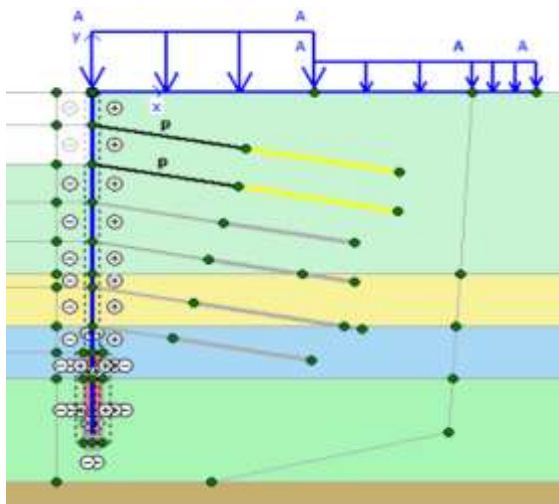
در مرحله دوم، مطابق شکل ۳-۴ شمع فلزی و قسمت بتنی گیردار انتهایی آن را مدل نموده و از آن پس هر مرحله خاکبرداری و تحکیم را به ترتیب مطابق اشکال ۴-۴ تا ۱۰-۴ مدل کرده و آن‌ها را فعال نموده.



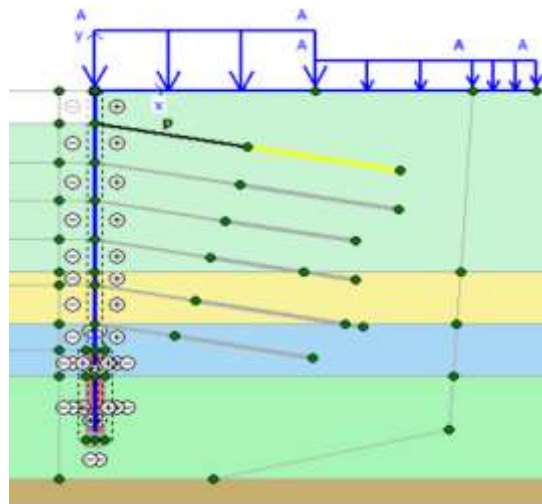
شکل ۳-۴ فاز دوم (اجرای شمع فلزی)



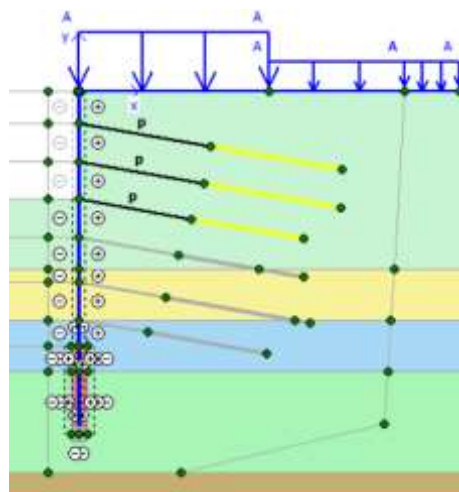
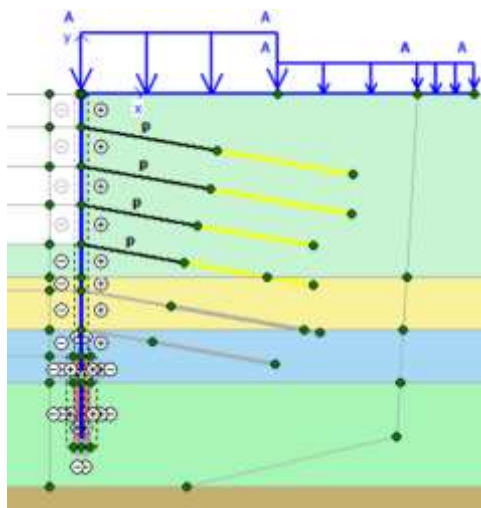
شکل ۲-۴ فاز اول (بارهای وارده لبه گود)



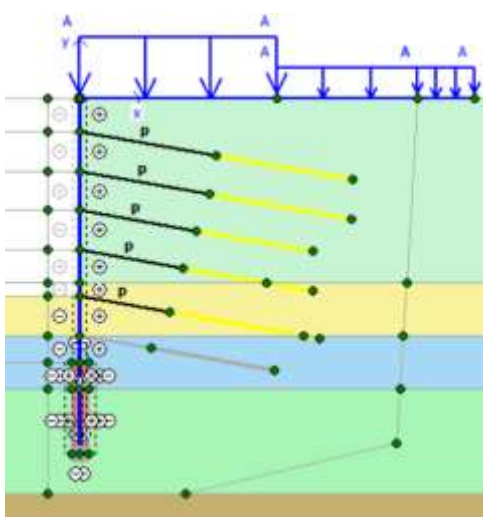
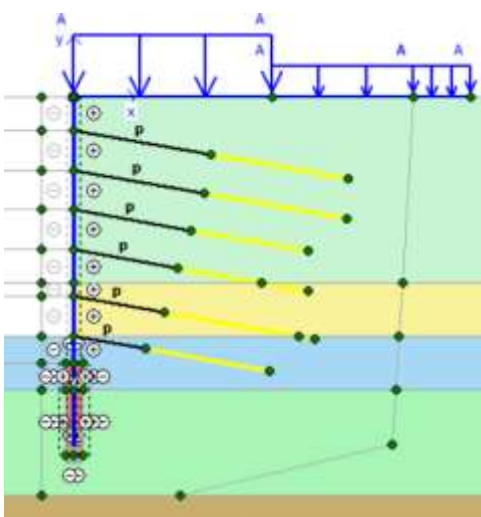
شکل ۴-۵ فاز چهارم (خاکبرداری و تحکیم ردیف دوم)



شکل ۴-۴ فاز سوم (خاکبرداری و تحکیم ردیف اول)



شکل ۴-۶ فاز پنجم (خاکبرداری و تحکیم ردیف سوم) شکل ۴-۷ فاز ششم (خاکبرداری و تحکیم ردیف چهارم)



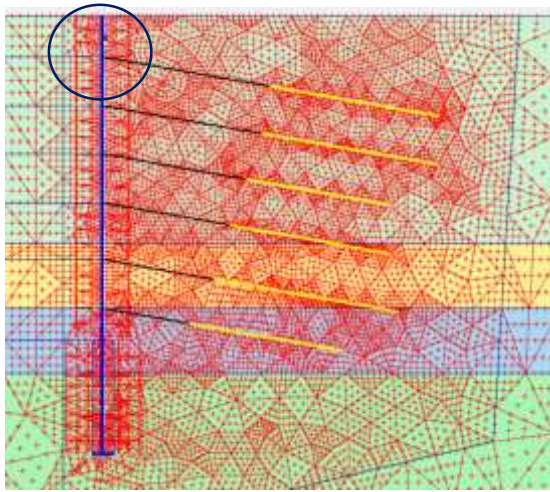
شکل ۴-۸ فاز هفتم (خاکبرداری و تحکیم ردیف پنجم) شکل ۴-۹ فاز هشتم (خاکبرداری و تحکیم ردیف ششم)

پس از تعریف فازهای خاکبرداری و تحکیم، نوبت به تعریف نقطه‌ای که تیپ‌های جابجایی سنج در آن محل‌ها نصب شده است می‌رسد. این نقاط طبق برداشت نقشه برداری فاصله‌شان از کد صفر محل مشخص بوده، دقیقاً همان نقاط را علامت زده. شکل ۴-۱۱ پنجره تعریف این نقاط را نشان می‌دهد.

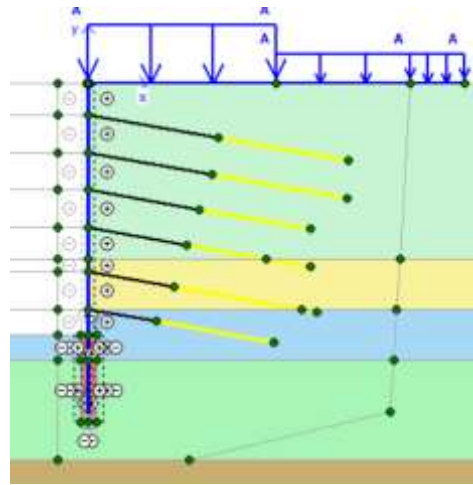
۴-۲-۵ بررسی نتایج گودبرداری پروژه باهر

پس از اجرای تحلیل تو سط برنامه Plaxis، نوبت به نمایش نتایج می‌رسد. در شکل ۴-۱۲ حالت Deformed Mesh دیوار شماره یک را با مقیاس ۵۰ برابر نمایش می‌دهد. در بررسی پیش رو، دیواره‌های یک، دو و سه را که با دو مدل رفتاری موهر-کولمب و سخت شوندگی طرح شده با یکدیگر و نهایتاً با جابجایی ثبت شده توسط تیپ‌های جابجایی سنج نصب شده در

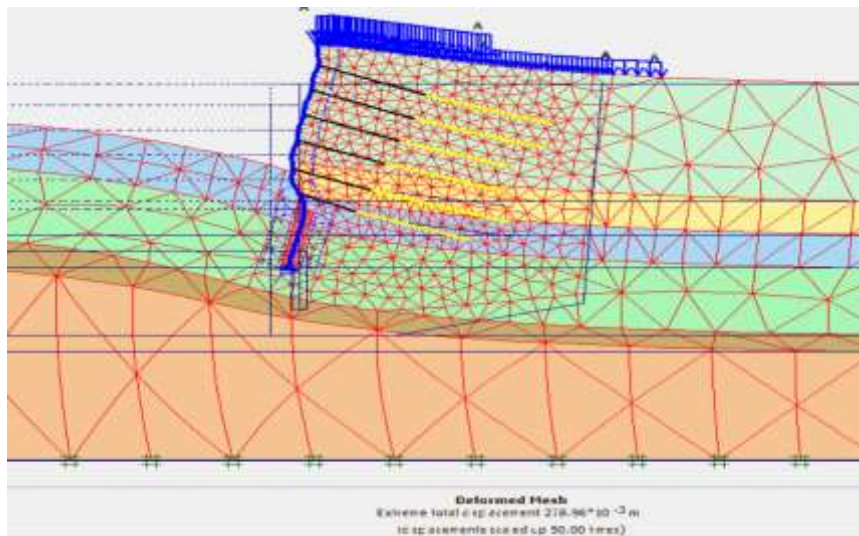
پروژه، مقایسه می‌شود. شکل‌های ۱۳-۴ الی ۱۵-۴ نمودارهای جابجایی هر دیواره برای دو مدل رفتاری مذکور را نمایش داده است.



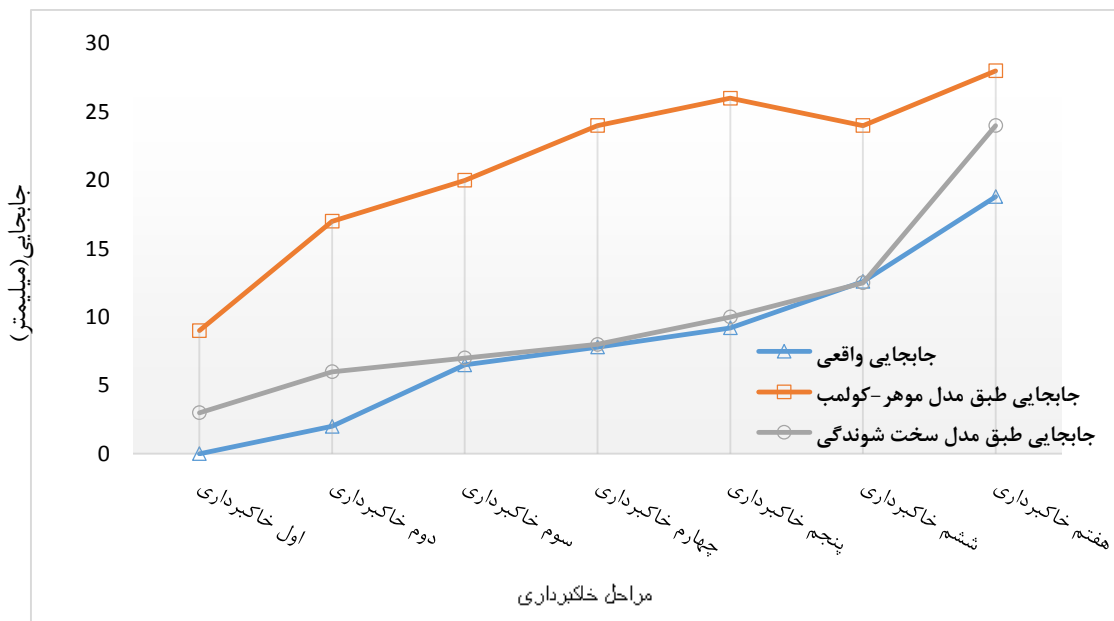
شکل ۱۱-۴ تعریف نقطه مورد نظر جهت ثبت جابجایی



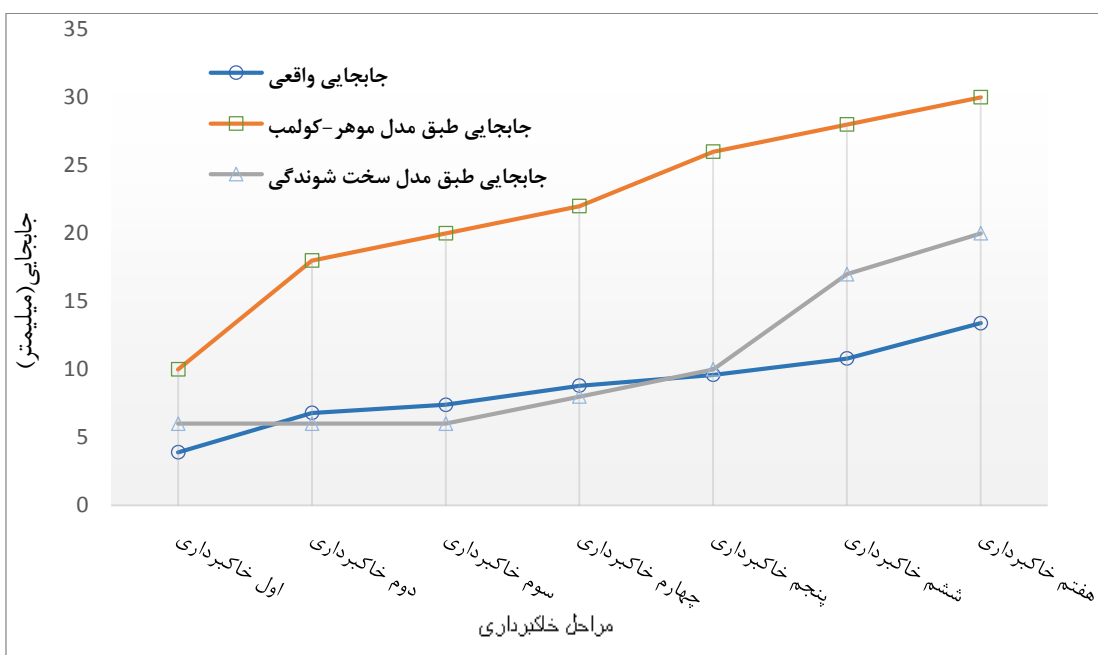
شکل ۱۰-۴ فاز نهم (خاکبرداری و تحکیم ردیف هفتم)



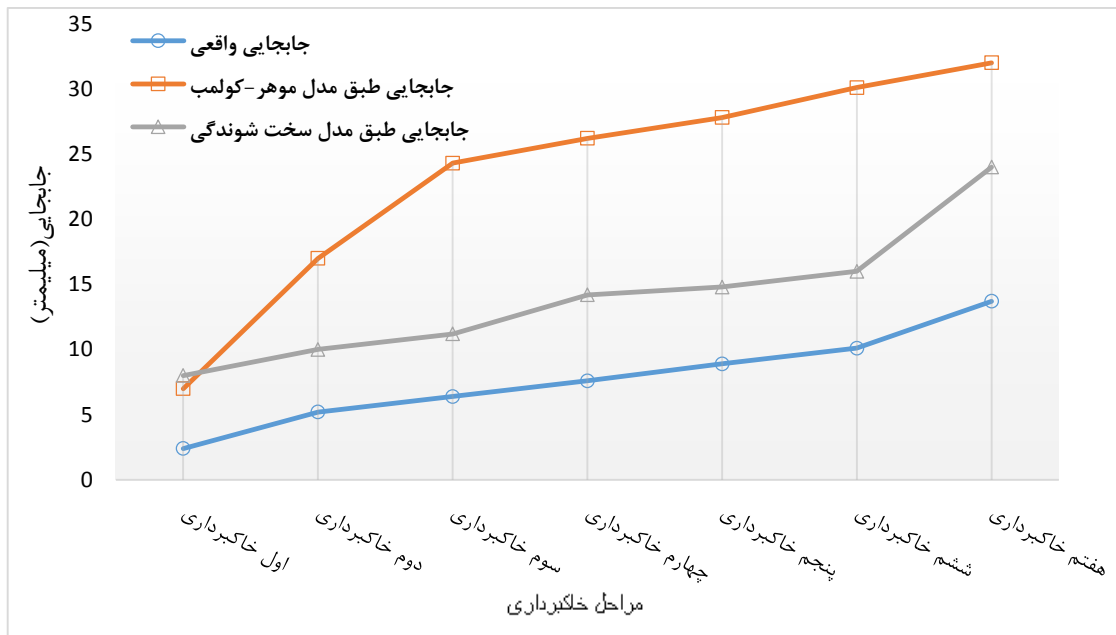
شکل ۱۲-۴ حالت Deformed mesh



شکل ۴-۱۳ نمودار جابجایی های دیوار شماره یک



شکل ۴-۱۴ نمودار جابجایی های دیوار شماره دو

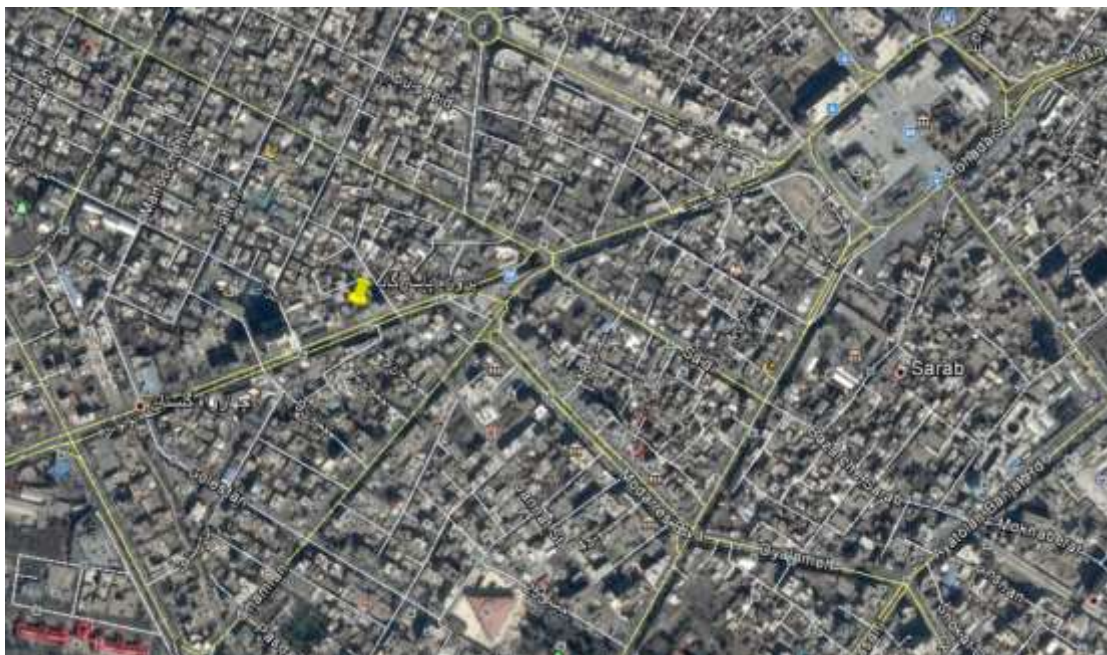


شکل ۴-۱۵ نمودار جایجایی های دیوار شماره سه

همانطور که در سه شکل مشاهده می‌گردد در بیشتر نقاط مدل سخت شونده بیشترین همپوشانی را با جایجایی برداشت شده دارد و این می‌تواند به دلیل تخمین صحیح اطلاعات اولیه خاک توسط آزمایشات آزمایشگاهی و برجا و همچنین شبیه‌سازی صحیح مدل رفتاری خاک سخت‌شونده و رفتار خاک محل باشد. این نکته گفتنی است در قسمت خاکبرداری شده پروفیل خاک، درشت دانه می‌باشد.

۴-۳ تعریف مشخصات پروژه پاسارگاد در Plaxis

این پروژه واقع در نبش خیابان دانشگاه ۱۷ شهر مشهد می‌باشد (شکل ۴-۱۶) که در قسمت شمالی دارای کد ۱۹/۱۴- متر و در قسمت جنوبی دارای کد ۱۷/۱۴- متر می‌باشد. در ضلع جنوبی و قسمتی از ضلع غربی پروژه که در مجاورت هتل صدر می‌باشد، از سیستم دیوار برلنی به روش معکوس استفاده شده، در ضلع شرقی از شمع بتنی با عمق گیرداری ۱۷- متر استفاده شده و در ضلع شمالی و قسمتی از ضلع غربی از سیستم پد بتنی و انکر و نیل استفاده شده است. قصد داریم تا در این پایان‌نامه دیوارهای شمالی و غربی که از سیستم انکرینگ استفاده شده است را مورد بحث و بررسی قرار دهیم.



شکل ۴-۱۶ عکس هوایی از موقعیت پروژه پاسارگاد

۴-۳-۱ تعریف مشخصات دیوار شماره یک

با آزمایش‌های صورت گرفته بر روی نمونه‌های خاک حاصل از حفاری دستی و حفاری ماشینی، مشخصات مکانیکی پروفیل خاک بصورت جدول ۴-۷ می‌باشد. در تعریف مشخصات مکانیکی خاک ۴ نوع خاک با دو مدل رفتاری موهر-کولمب و سخت‌شوندگی تعریف شده، که بر اساس عمق به مدل دو بعدی رسم شده نسبت داده می‌شود.

جدول ۴-۷ مشخصات مکانیک خاک پروژه پاسارگاد

مشخصات مکانیکی خاک							نوع طبقه خاک	عمق خاک
γ_{sat}	γ_d	E_{ur}^{ref}	$E_{oed}^{ref}=E_{50}^{ref}$	SPT	ϕ	C		
18.5	16.85	1.20E+05	4.00E+04	>50	32	14	SC-SM	0
								8
20.9	19	1.26E+05	4.20E+04	>50	23	37	GC-GM	14
18.8	16.1	1.14E+05	3.80E+04	38	9	75	CL-ML	26
21.8	19.8	1.35E+05	4.50E+04	40	12	38	SP	35

در مرحله بعد نوبت به تعریف مشخصات مکانیکی المان صفحه در سربرگ (Plate) نرم‌افزار می‌رسد، که مطابق جدول ۴-۸ آنرا تعریف و به المان مش‌بندی و شاتکریت نسبت داده‌ایم.

جدول ۴-۸ مشخصات مکانیکی المان صفحه پروژه پاسارگاد

W	EA	EI	المان Plate
KN/m/m	KNm ² /m	KN/m	
0.1	6.8E+4	8.2E+08	مشبندی +۱۰ سانتیمتر شاتکریت

در دیواره شماره یک از انکر های ۶ و ۵ رشته ۰,۶ اینچی جهت طراحی استفاده شده است که مقاومت گسیختگی آن طبق برگه پیوست یک (آزمایش مقاومت استرنند) ۲۷۱ کیلونیوتن که طبق آئین نامه FHWA آمریکا تنها مجاز بوده تا ۷۰ درصد مقاومت گسیختگی را با استفاده از نیروی کششی، در انکر پیش تنیدگی ایجاد شود. لذا با توجه به این مهم، مقاومت محوری انکر در دو سر برگ Geogrid، جهت قسمت انتهایی گیردار انکر و Anchor، جهت قسمت طول آزاد انکر بصورت جدول ۴-۹ محاسبه و بر اساس واحد نرم افزار وارد می شود.

جدول ۴-۹ مشخصات مکانیکی انکرهای دیوار شماره یک

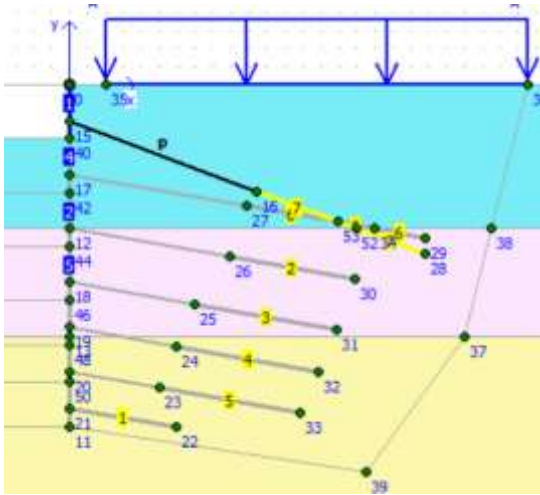
Geogrid			Anchor			
Np	EA	فاصله	F[max-Comp]	F[max-Tens]	EA	تعداد رشته
(KN/m)	(KN/m)	(m)	(KN)	(KN)	(KN)	
433	4.78E+4	3	1300	1300	1/44E+05	۵ رشته
520	5.74E+4	3	1560	1560	1/72E+05	۶ رشته
7250	6.5E+4	2				Nailφ28
Breaking Strength=		۲۶۰ KN		E=205KN/mm ²	A=140mm ²	هر استرنند

۴-۳-۲ تعریف مشخصات دیوار شماره دو

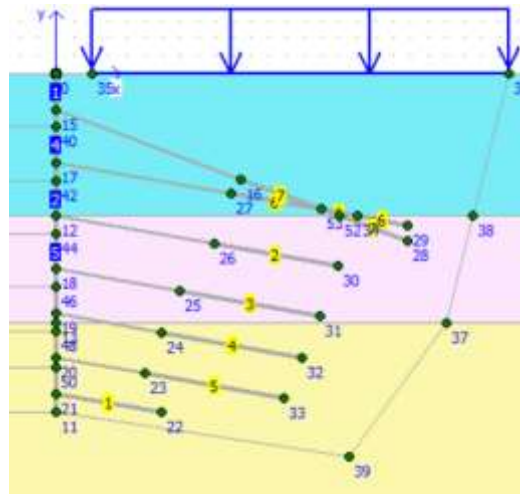
مشخصات مکانیکی خاک و لایه بندی آن تغییری نسبت به جدول ۴-۷ ندارد. تعریف مشخصات مکانیکی المان صفحه نیز مطابق جدول ۴-۸ می باشد. همچنین مشخصات مکانیکی انکرها نیز مطابق جدول ۴-۹ به المان های انکر نسبت داده شده است.

۳-۳-۴ تحلیل گودبرداری پروژه پاسارگاد

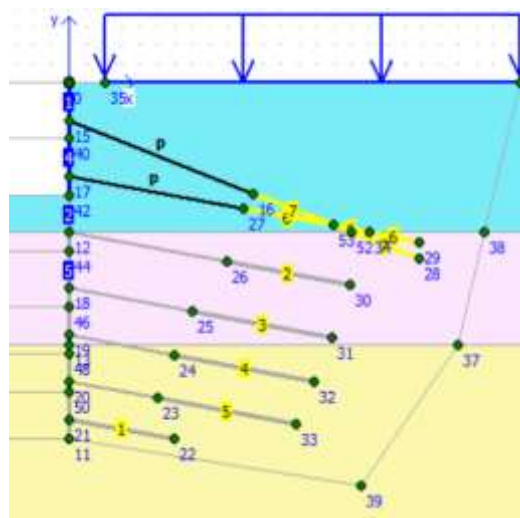
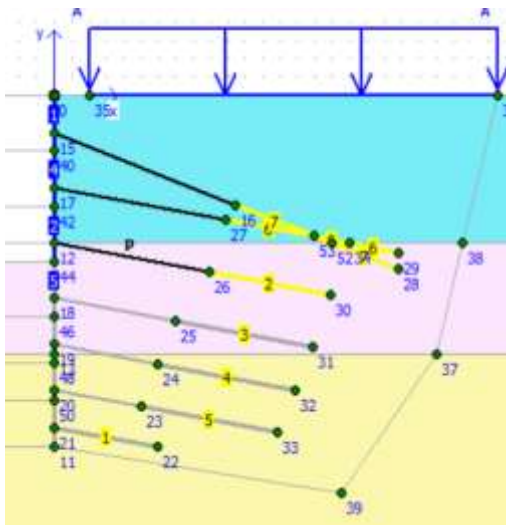
پس از تعریف مشخصات درج شده در جداول فوق، مدل آماده برای مش بندی و تحلیل می‌باشد. گفتنی است در تمامی تحلیل‌های این پروژه از تراکم متوسط مش در مدل استفاده شده است، اما در قسمتی که گوه گسیختگی تشکیل می‌شود و در لبه گود، از تراکم بالای مش استفاده شده است. برای تمامی دیواره‌های گودبرداری این پروژه، یک فاز جهت بارگذاری سرگود و هفت فاز خاکبرداری و تحکیم دیواره در نرم افزار تعریف شده است. در تمامی فازهای عملیات گودبرداری و تحکیم، نوع محاسبه را محاسبه پلاستیک قرار داده و از محاسبات رفتار زهکشی نشده صرف نظر شده است.



شکل ۴-۱۸ فاز دوم (خاکبرداری و تحکیم ردیف اول)

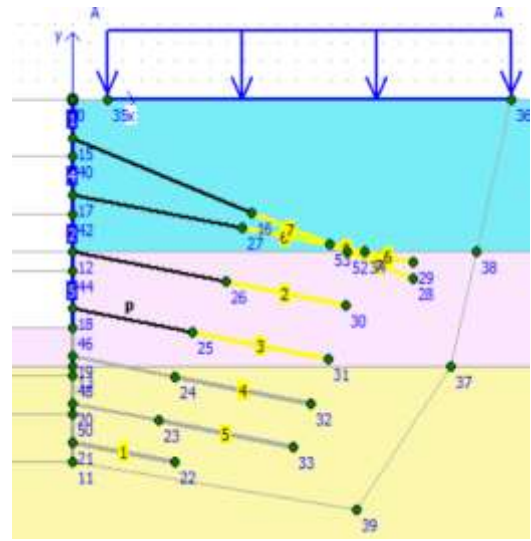
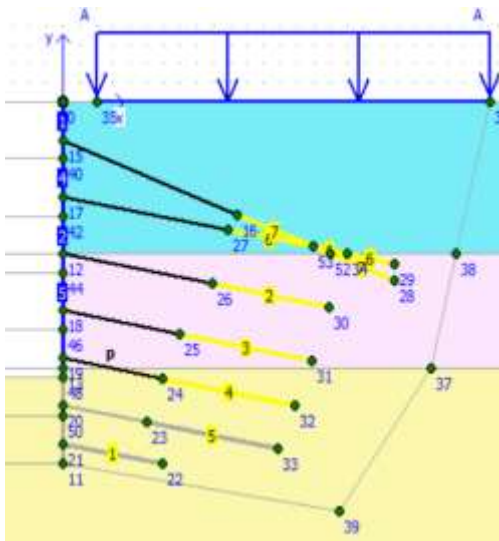


شکل ۴-۱۷ فاز اول (بارهای وارده لبه گود)



شکل ۱۹-۴ فاز سوم (خاکبرداری و تحکیم ردیف دوم) شکل ۲۰-۴ فاز چهارم (خاکبرداری و تحکیم ردیف سوم)

(سوم)

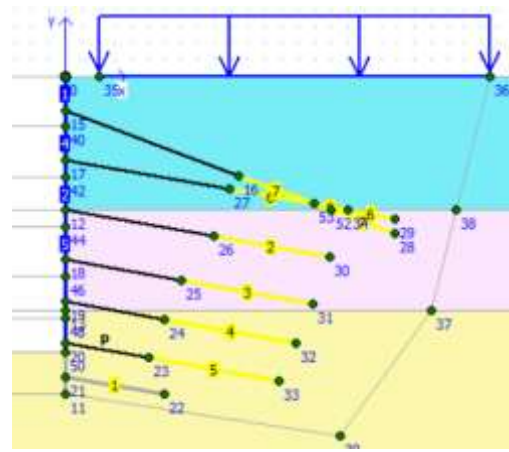
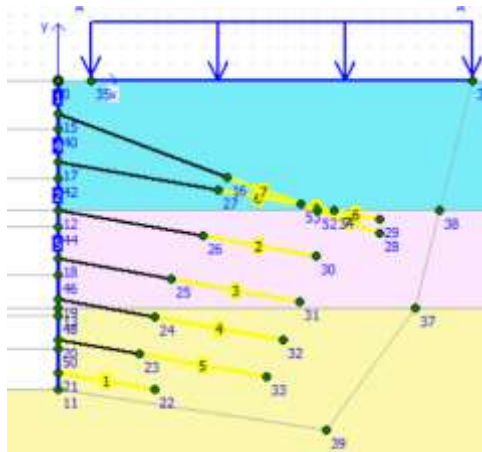


شکل ۲۲-۴ فاز ششم (خاکبرداری و تحکیم ردیف پنجم)

شکل ۲۱-۴ فاز پنجم (خاکبرداری و تحکیم ردیف چهارم)

(پنجم)

(چهارم)



شکل ۲۴-۴ فاز هشتم (خاکبرداری و تحکیم ردیف هفتم)

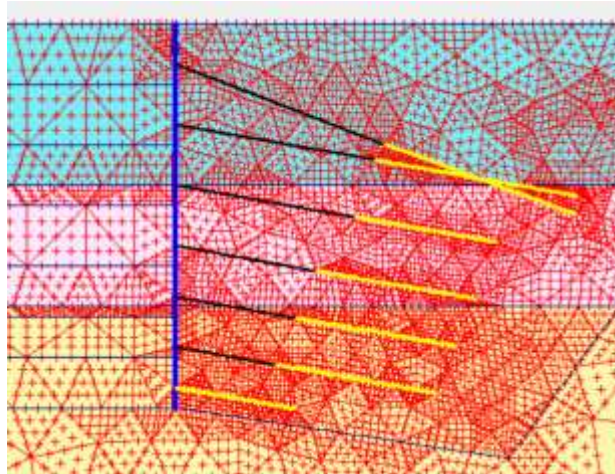
شکل ۲۳-۴ فاز هفتم (خاکبرداری و تحکیم ردیف ششم)

(هفتم)

(ششم)

در شکل‌های ۱۷-۴ تا ۲۴-۴ مراحل تعریف ساخت مرحله‌ای و تحکیم دیواره نشان داده شده است، که در هر مرحله ۳ متر خاکبرداری کرده و انکر یا نیل ردیف مورد نظر فعال شده است.

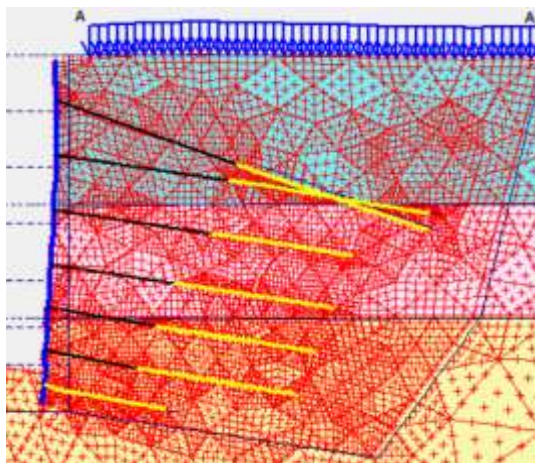
پس از تعریف فازهای خاکبرداری و تحکیم، نوبت به تعریف نقطه مورد نظر جهت پایش لبه گود می‌رسد. این نقاط طبق برداشت نقشه برداری فاصله‌شان از کد صفر محل مشخص می‌باشد. شکل ۴-۲۵ پنجره تعریف جابجایی را نشان می‌دهد.



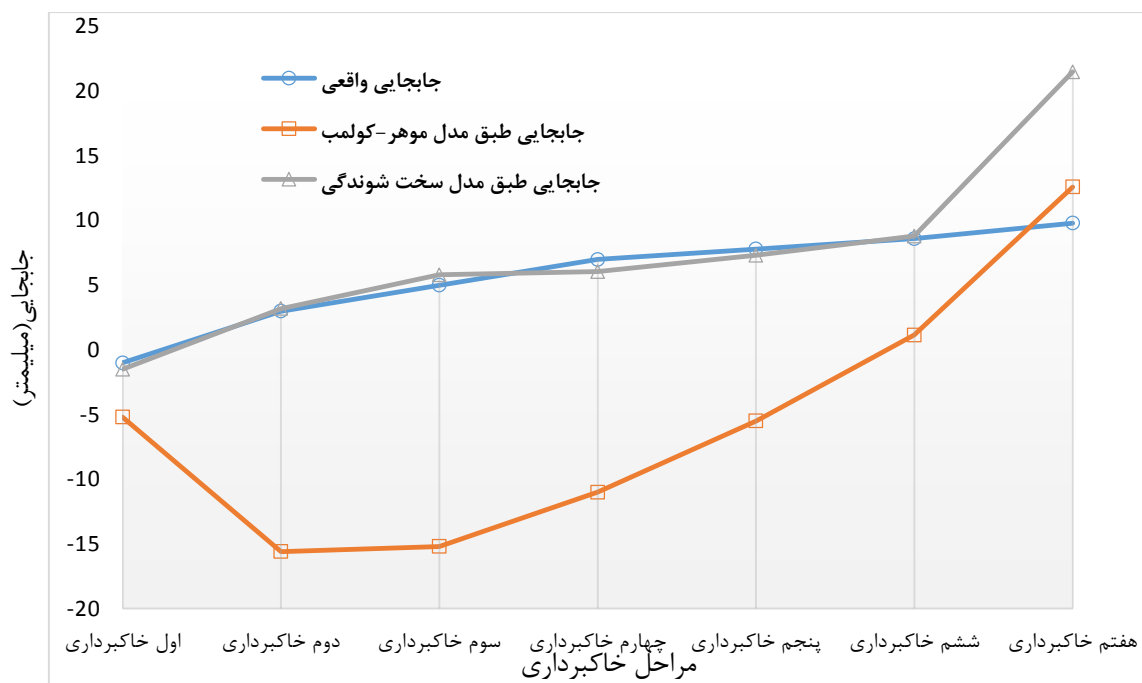
شکل ۴-۲۵ تعریف نقطه مورد نظر جهت ثبت جابجایی

۴-۳-۴ نتایج تحلیل گودبرداری پروژه پاسارگاد

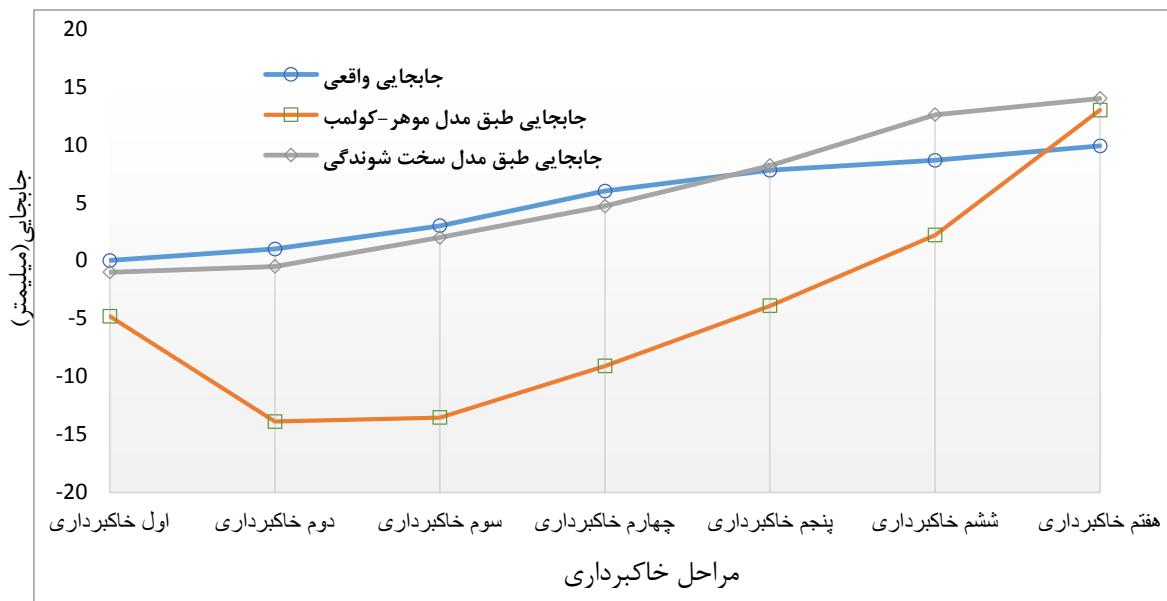
پس از اجرای تحلیل توسط برنامه Plaxis، نوبت به بررسی نتایج می‌رسد. در شکل ۴-۲۶ حالت Deformed Mesh دیواره شماره یک را با مقیاس ۵۰ برابر نمایش می‌دهد. در بررسی پیش رو، دیواره‌های یک و دو را که با دو مدل رفتاری موهر-کولمب و سخت‌شوندگی طرح شده را با یکدیگر و نهایتاً با جابجایی ثبت شده توسط تیپ‌های جابجایی سنج نصب شده در پروژه، مقایسه کرده. در شکل‌های ۴-۲۷ و ۴-۲۸ نمودارهای جابجایی هر دیواره برای دو مدل رفتاری مذکور را نمایش داده است.



شکل ۴-۲۶ حالت Deformed mesh

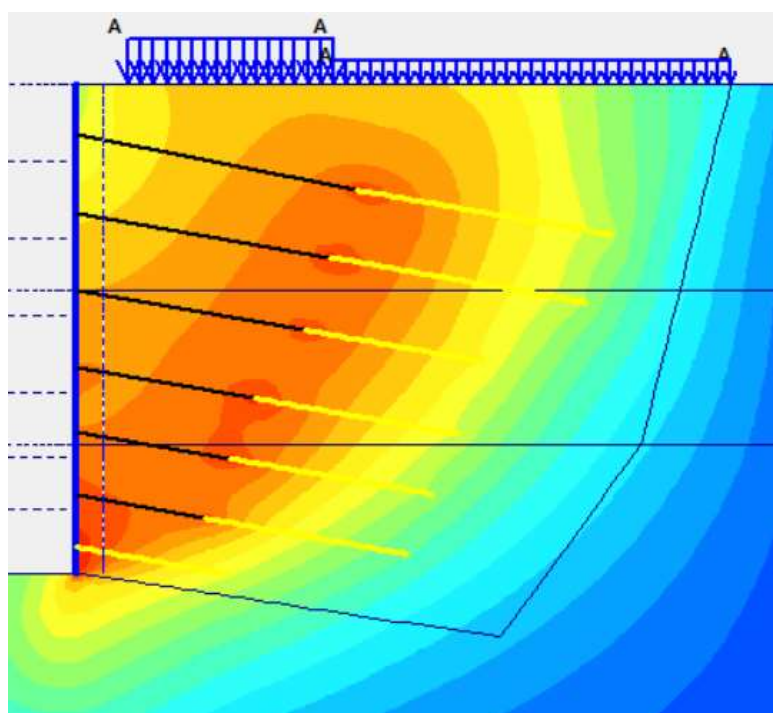


شکل ۴-۲۷ نمودار جابجایی های دیوار شماره یک



شکل ۴-۲۸ نمودار جایجایی های دیوار شماره دو

شکل ۴-۲۹ تشکیل گوه را در حالت مدل سخت شونده نشان می دهد.



شکل ۴-۲۹ تشکیل گوه در دیوار شماره یک پاسارگاد

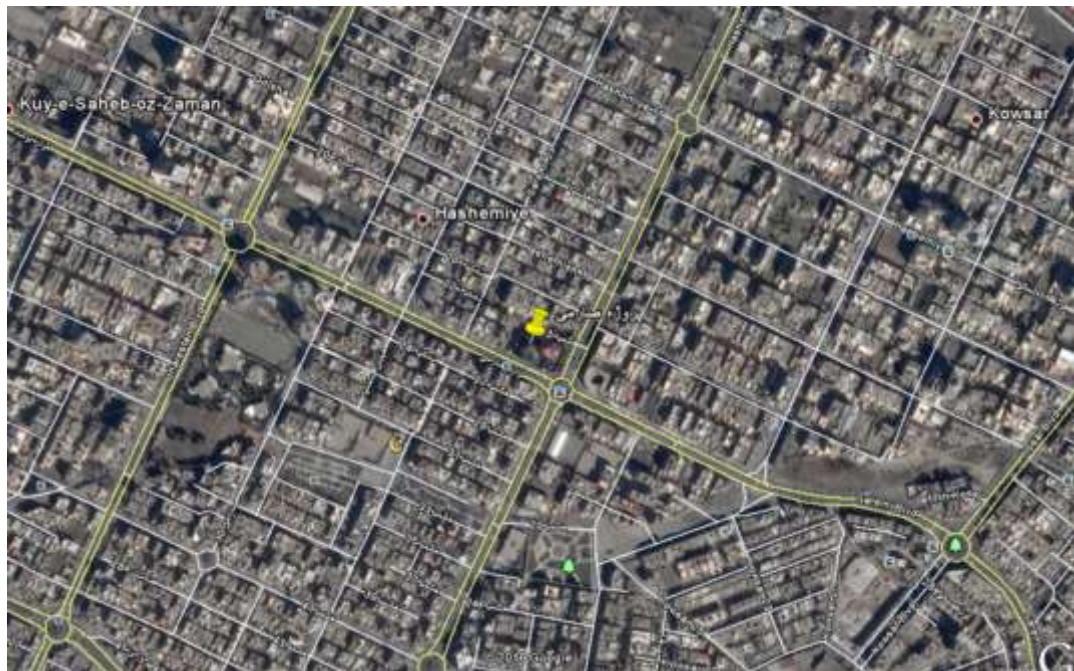
۴-۴ تعریف مشخصات پروژه صارمی در Plaxis

این پروژه در بلوار صارمی شهر مشهد واقع می‌باشد و عمق گودبرداری آن ۲۳ متر است (شکل ۴-۳۰). در قسمت شمالی و شرقی حیاط همسایه است که در این دیواره از پد بتنی و انکر و یک ردیف نیل استفاده شده است. در دیوار ضلع غربی ساختمان ۵ سقف قرار داشته که این دیواره توسط شمع فلزی به همراه انکر تحکیم گردیده است. در ضلع جنوبی که در مجاورت بلوار صارمی قرار دارد هم از پد بتنی و سیستم انکرینگ استفاده شده است. در این پایان نامه به بررسی هر سه دیواره پرداخته خواهد شد.

۴-۴-۱ تعریف مشخصات دیوار شماره یک

با آزمایش‌های صورت گرفته بر روی نمونه‌های خاک حاصل از حفاری دستی و حفاری ماشینی، مشخصات مکانیکی پروفیل خاک بصورت جدول ۴-۱۰ می‌باشد. در تعریف مشخصات مکانیکی خاک ۴ نوع خاک با دو مدل رفتاری موهر-کولمب و سخت‌شوندگی تعریف شده، که بر اساس عمق به مدل دو بعدی رسم شده نسبت داده می‌شود.

در مرحله بعد نوبت به تعریف مشخصات مکانیکی المان صفحه در سربرگ (Plate) نرم‌افزار می‌رسد، که مطابق جدول ۴-۱۱ آنرا تعریف و به المان شمع فلزی به همراه مش بندی و شاتکریت نسبت داده شده است.



شکل ۴-۳۰ موقعیت جغرافیایی پروژه صارمی

جدول ۴-۱۰ مشخصات مکانیک خاک پروژه صارمی

مشخصات مکانیکی خاک							نوع طبقه خاک	عمق خاک
γ_{sat}	γ_d	E_{ur}^{ref}	$E_{oed}^{ref}=E_{50}^{ref}$	SPT	ϕ	C		
19.5	18.5	8.40E+04	2.8E+04	36	30	5	GP	0 2
21	19	9E+04	3E+04	40	32	7	GW-GM	8
18.8	16.1	9.33E+04	3.11E+04	41	31	5	SM-SW	10
21	19	9E+04	3E+04	40	32	7	GW-GM	35

جدول ۴-۱۱ مشخصات مکانیکی المان صفحه دیوار شماره یک پروژه صارمی

W	EA	EI	المان Plate
KN/m/m	KNm2/m	KN/m	
0.5	5.63E+3	3.03E+6	مش بندی ۱۰ سانتیمتر شاتکریت

در دیواره شماره یک از انکر های ۳، ۴ و ۵ رشته ۰،۶ اینچی جهت طراحی استفاده شده است که مقاومت گسیختگی آن طبق برگه پیوست یک (آزمایش مقاومت استرنده) ۲۷۱ کیلونیوتن می باشد. طبق آئین نامه FHWA مجاز هستیم تا ۷۰ درصد مقاومت گسیختگی را با استفاده از نیروی کششی، در انکر پیش تنیدگی ایجاد کرده. لذا با توجه به این مهم، مقاومت محوری انکر در دو سر برگ Geogrid، جهت قسمت انتهایی گیردار انکر و Anchor، جهت قسمت طول آزاد انکر بصورت جدول ۴-۱۲ محاسبه و در نرم افزار وارد نموده.

بارگذاری لبه گود برای این دیواره برابر 50 KN/m^2 جهت مدل سازی ساختمان ۵ سقف در نظر گرفته شده است.

جدول ۴-۱۲ مشخصات مکانیکی انکرهای دیوار شماره یک

Geogrid			Anchor			
Np (KN/m)	EA (KN/m)	فاصله (m)	F[max-Comp] (KN)	F[max-Tens] (KN)	EA (KN)	تعداد رشته
$3*260/1.5=520$	5.74E+04	1.5	$3*260=780$	$3*260=780$	$8.61E+04$	۳ رشته
$4*260/3=346$	3.82E+04	3	$4*260=1040$	$4*260=1040$	1.15E+05	۴ رشته
433	4.78E+4	3	1300	1300	1.44E+05	۵ رشته
19.3E+3	5.63E+4	3				Nail ϕ 32
Breaking Strength=		۲۶۰ KN		E=205KN/mm2	A=140mm2	هر استرنده

۲-۴-۴ تعریف مشخصات دیوار شماره دو

مشخصات مکانیکی خاک و لایه بندی مطابق جدول ۴-۱۰ می باشد. تعریف مشخصات مکانیکی المان صفحه نیز در جدول ۴-۱۳ می باشد و همچنین مشخصات مکانیکی انکرها نیز مطابق جدول ۴-۱۲ به المان های انکر نسبت داده شده است. بارگذاری لبه گود در این دیواره برای مدل سازی بار بلوار صارمی برابر 20 KN/m^2 در نظر گرفته شده است.

جدول ۴-۱۳ مشخصات مکانیکی دیوار شماره دو و سه

W	EA	EI	المان Plate
KN/m/m	KNm ² /m	KN/m	
0.1	6.8E+4	8.2E+08	مش بندی +۱۰ سانتیمتر شاتکریت

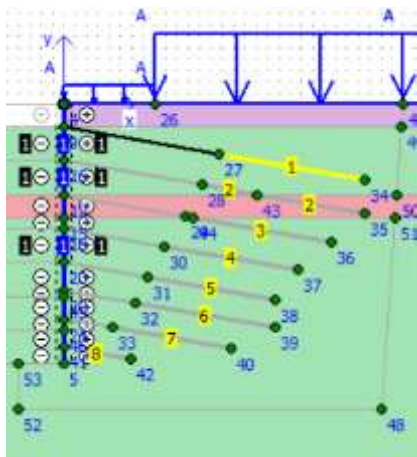
۳-۴-۴ تعریف مشخصات دیوار شماره سه

مشخصات مکانیکی خاک و لایه بندی مطابق جدول ۴-۱۰ و تعریف مشخصات مکانیکی المان صفحه نیز در جدول ۴-۱۳ می باشد. همچنین مشخصات مکانیکی انکرها نیز مطابق جدول ۴-۱۲ به المان های انکر نسبت داده شده است. بارگذاری این دیواره جهت مدل سازی بار حیات همسایه برابر 10 KN/m^2 در نظر گرفته شده است.

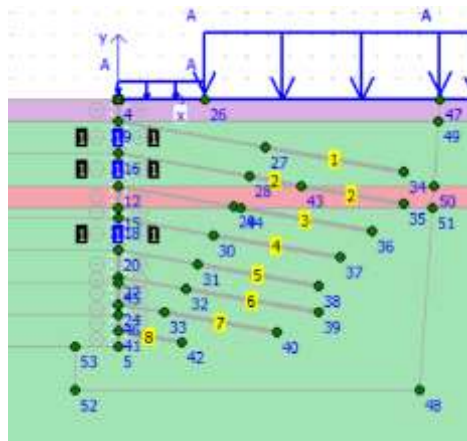
۴-۴-۴ تحلیل گودبرداری پروژه صارمی

پس از تعریف مشخصات درج شده در جداول فوق، مدل آماده برای مش بندی و تحلیل می باشد. در این مدل نیز از تراکم متوسط مش استفاده شده است، اما در قسمتی که گوه گسیختگی تشکیل می شود و در لبه گود، از تراکم بالای مش استفاده شده است. برای تمامی دیواره های گودبرداری پروژه مورد مطالعه، یک فاز جهت بارگذاری سرگود و هفت فاز خاکبرداری و تحکیم دیواره در نرم افزار تعریف شده است. در تمامی فازهای عملیات گودبرداری و تحکیم، نوع محاسبه را محاسبه پلاستیک قرار داده و از شرایط زهکشی نشده صرف نظر شده است.

در مرحله اول مطابق شکل ۴-۳۱، بارهای وارده ناشی از لبه گود فعال شده و جابجایی ناشی از این بار در مرحله دوم صفر در نظر گرفته شده است. سپس مطابق شکل ۴-۳۲ با خاکبرداری به ارتفاع ۲ متر و اجرای انکر ۵ رشته در ردیف اول و نهایتاً کشش آن به میزان گفته شده در جدول ۴-۱۲، این مرحله ثبت می گردد.

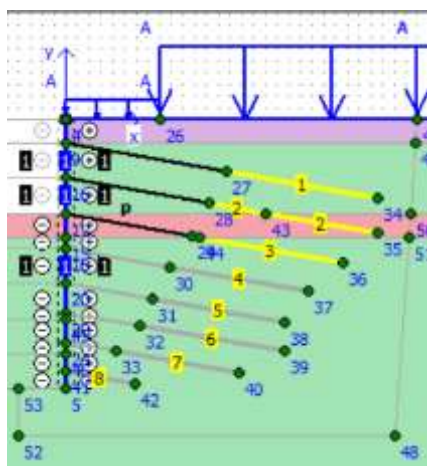


شکل ۴-۳۲ فاز دوم (خاکبرداری و تحکیم ردیف اول)

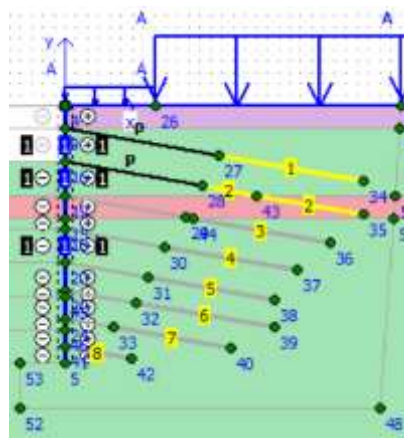


شکل ۴-۳۱ فاز اول (بارهای وارده لبه گود)

در مرحله سوم الی هشتم مطابق شکل‌های ۴-۳۳ الی ۴-۳۹ با تعریف خاکبرداری به ارتفاع ۳ متر و اجرای انکر و نهایتاً کشش آن به میزان گفته شده، مراحل ثبت می‌گردد. نقشه‌های پروژه صارمی در پیوست شماره چهار آورده شده است.

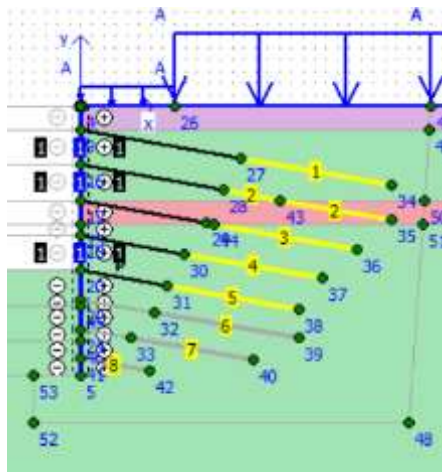


شکل ۴-۳۴ فاز چهارم (خاکبرداری و تحکیم ردیف سوم)



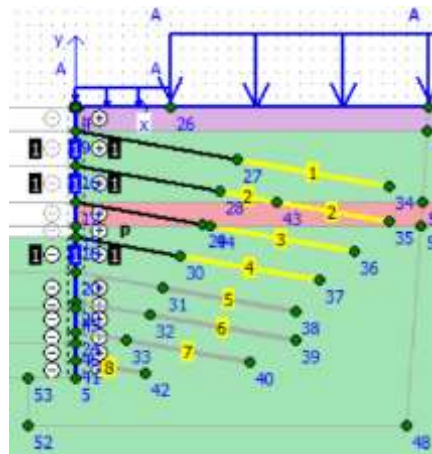
شکل ۴-۳۳ فاز سوم (خاکبرداری و تحکیم ردیف دوم)

(سوم)



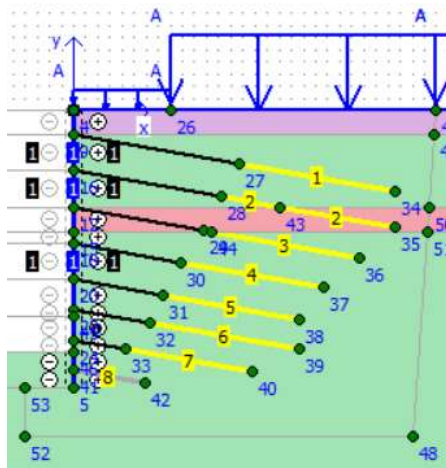
شکل ۴-۳۶ فاز ششم (خاکبرداری و تحکیم ردیف

پنجم)



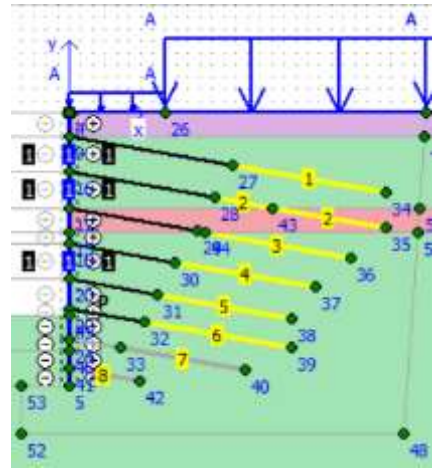
شکل ۴-۳۵ فاز پنجم (خاکبرداری و تحکیم ردیف

چهارم)



شکل ۴-۳۸ فاز هشتم (خاکبرداری و تحکیم ردیف

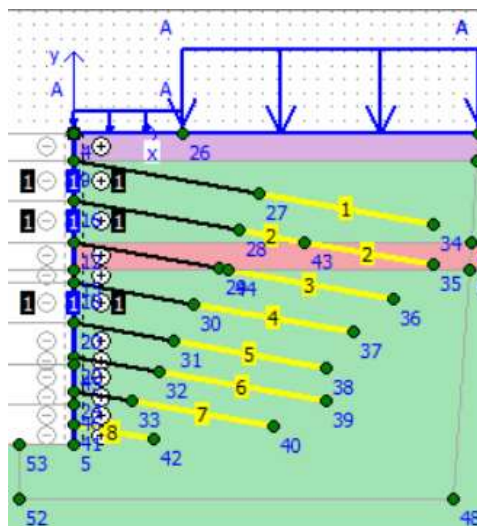
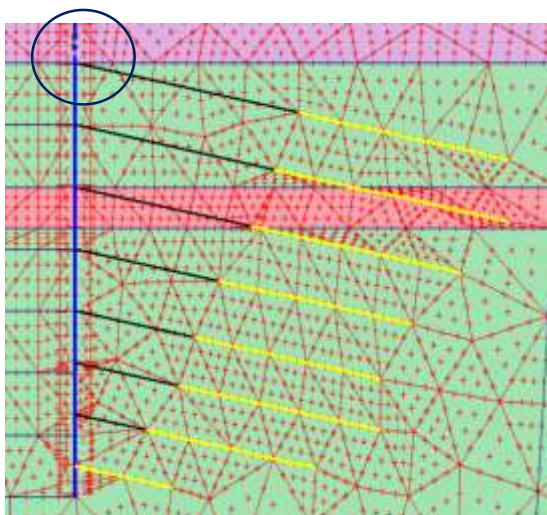
هفتم)



شکل ۴-۳۷ فاز هفتم (خاکبرداری و تحکیم ردیف

ششم)

پس از تعریف فازهای خاکبرداری و تحکیم، نوبت به تعریف نقطه مورد نظر جهت پایش لبه گود می‌رسد. این نقطه‌ها طبق برداشت نقشه برداری، فاصله‌شان از کد صفر محل مشخص بوده و تنها لازم است در نرم‌افزار نقطه مورد نظری که تیپ جابجایی سنج نصب شده، علامت زده شود. شکل ۴-۴۰ پنجره تعریف جابجایی را نشان می‌دهد.



شکل ۴-۳۹ فاز نهم (خاکبرداری و تحکیم ردیف هشتم) شکل ۴-۴۰ تعریف نقطه مورد نظر جهت ثبت جابجایی

۴-۴-۵ آزمایش بارگذاری صفحه

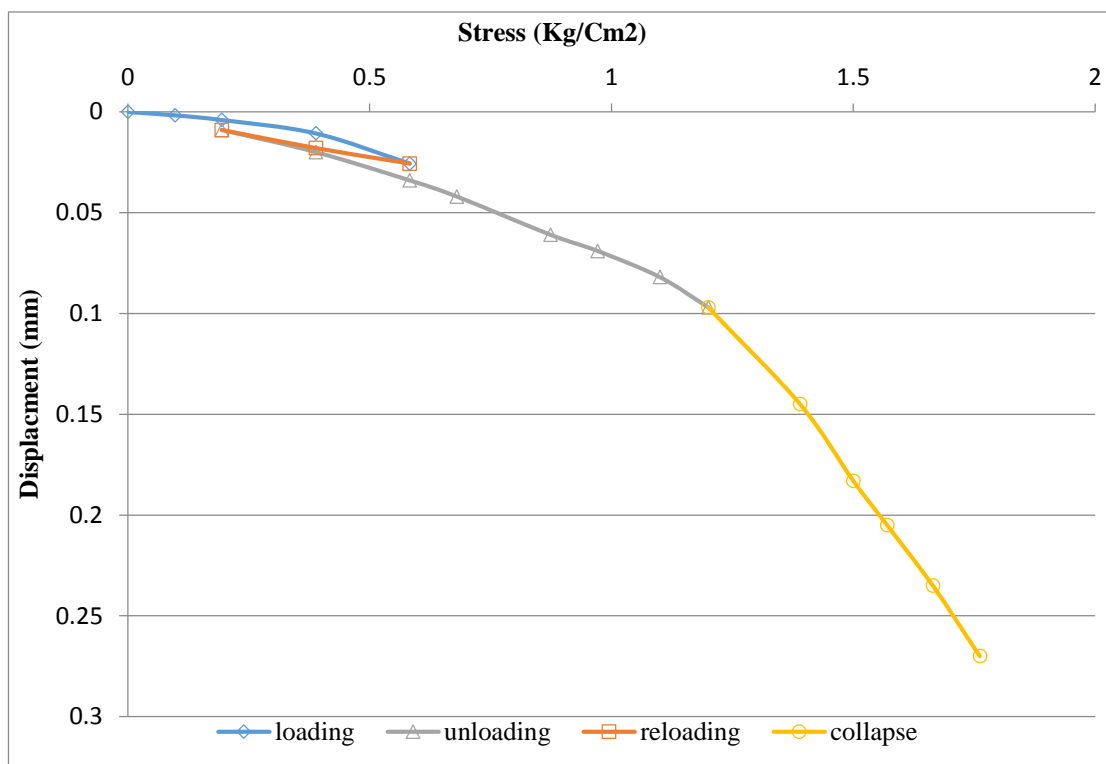
برای طراحی سازه نگهبان پروژه صارمی در ابتدا از مشخصات مکانیکی خاک ذکر شده در جدول ۴-۱۰ استفاده شد و طبق آن نقشه‌های اجرایی به پیمانکار ابلاغ و کار اجرائی آغاز شد. پس از پیشروی پروژه و گودبرداری تا عمق ۱۱ متر، طی رایزنی‌های متعدد نماینده مشاور با کارفرما، تصمیم گرفته شد تا آزمایش بارگذاری صفحه جهت بهینه‌سازی فونداسیون انجام شود. از دیگر مزایای این آزمایش استفاده از نتایج آن برای تحلیل هر چه دقیق‌تر این پروژه بود. نمودار تنش - جابجایی آزمایش PLT در شکل ۴-۴۱ مشاهده می‌گردد. با استفاده از این نمودار می‌توان مقادیر مدول الاستیسیته را برای مدل سخت شوندگی بصورت زیر اصلاح کرد:

$$E_{50}=6.18 E+4$$

$$E_{oed}=6.88 E+4$$

$$E_{ur}=1.34 E+5$$

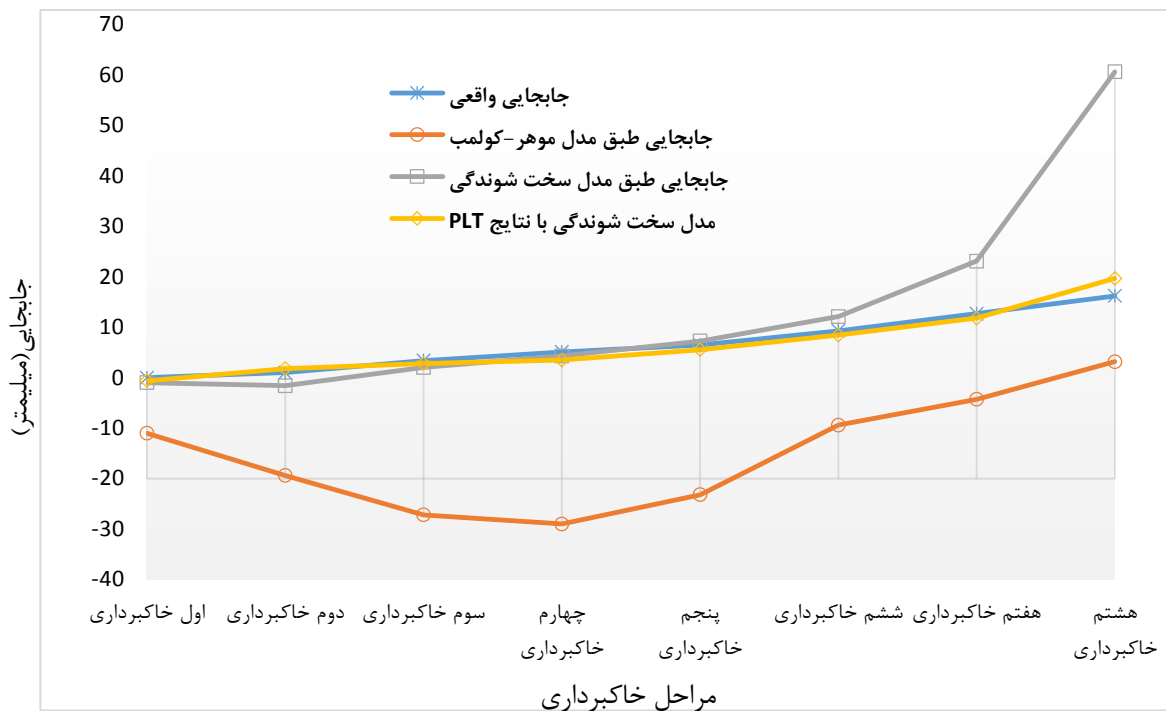
بیشترین تاثیر تغییرات مدول الاستیسیته بروی مدل سخت شوندگی اتفاق می‌افتد، لذا در این بخش با جایگذاری این مدول‌ها در مدل سخت‌شوندگی مجدداً هر سه دیواره تحلیل و طراحی شده و جابجایی‌های آن را به همراه دو مدل قبلی در اشکال ۴-۴۲ الی ۴-۴۴ ارائه شده است.



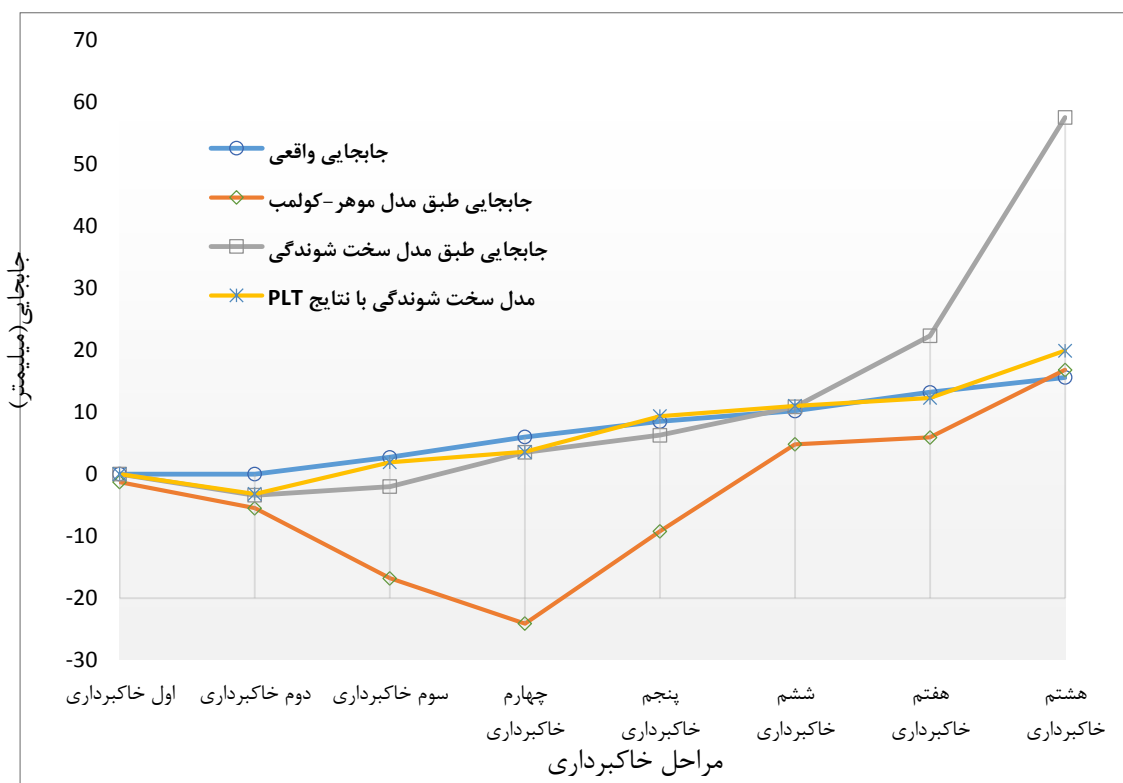
شکل ۴-۴۱ نمودار آزمایش بارگذاری صفحه (Plate Load Test)

۴-۴-۶ نتایج تحلیل گودبرداری پروژه صارمی

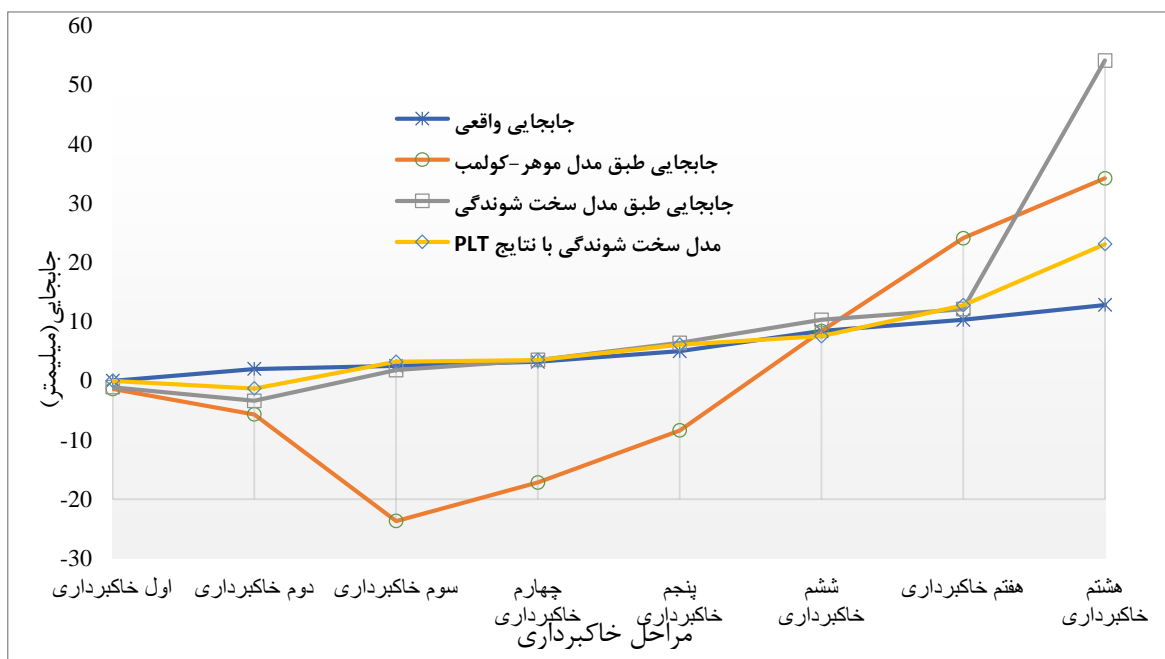
پس از اجرای تحلیل توسط برنامه Plaxis، نوبت به بررسی و تحلیل نتایج می‌رسد. در بررسی پیش رو می‌خواهیم دیواره‌های شماره‌ی یک، دو و سه را، که با دو مدل رفتاری موهر-کولمب و سخت شوندگی طرح شده، با یکدیگر و با جابجایی ثبت شده توسط تیپ‌های جابجایی سنج نصب شده در پروژه، مقایسه کنیم. در شکل‌های ۴-۴۲ الی ۴-۴۴ نمودارهای جابجایی هر دیواره برای دو مدل رفتاری مذکور را نمایش داده است.



شکل ۴-۴۲ نمودار جابجایی های دیوار شماره یک



شکل ۴-۴۳ نمودار جابجایی های دیوار شماره دو



شکل ۴-۴۴ نمودار جایجایی های دیوار شماره سه

خط زرد رنگ در این نمودارها تحلیل مجدد دیواره‌ها با نتایج آزمایش بارگذاری صفحه می‌باشد. در مدلسازی این دیواره‌ها از مدول الاستیسیته بدست آمده از تست PLT استفاده شده است که در فصل پنجم شرح کامل آن خواهد آمد.

بحث و نتیجه گیری

۵-۱ مقدمه

در این فصل، ابتدا به بررسی و تحلیل نتایج بدست آمده از فصل چهارم، برای هر یک از پروژه‌ها، پرداخت شده تا به جواب و راه‌حل مناسبی برای پاسخ به سوال مطرح شده در مقدمه فصل اول دست یابیم. سپس برای طرح سازه نگهبان‌های عمیق مشابه، الگوریتمی جهت طراحی ایمن و بهینه تعریف خواهد شد، که در حین هزینه کم و امنیت بالا، کاربردی و اجرایی نیز باشد.

۵-۲ تحلیل نتایج گودبرداری پروژه باهر

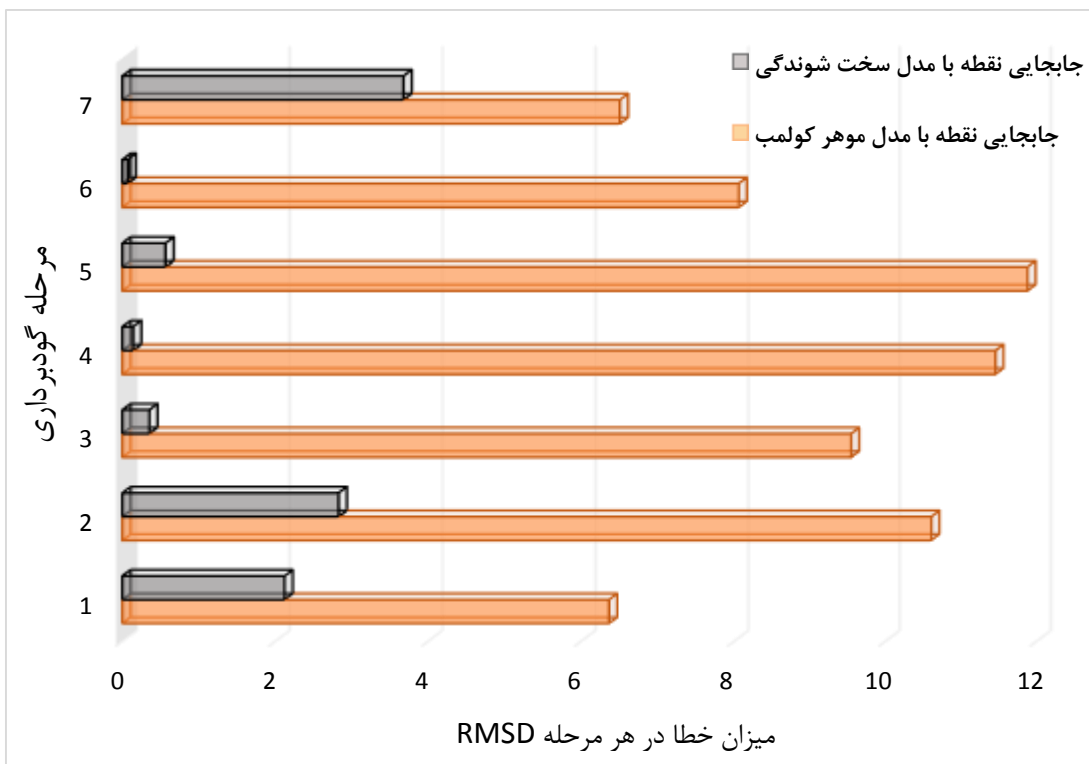
در این قسمت به بررسی و تحلیل نتایج فصل ۴-۲ پرداخته می‌شود. همانطور که در اشکال ۴-۱۳ الی ۴-۱۵ مشاهده شد، بیشترین برهم نهی نمودارها در طی عملیات گودبرداری، بین نمودار پایش دیواره با نمودار جابجایی طبق مدل سخت شوندگی مشاهده می‌شود. در اشکال ۵-۱ الی ۵-۳ نمودار خطای دو مدل را بر اساس روش RMSD مشاهده می‌شود.

خطای جذر میانگین مربعات یا انحراف جذر میانگین مربعات ((Root-Mean-Square Deviation) (RMSD) تفاوت میان مقدار پیش‌بینی شده توسط مدل یا برآوردگر آماری و مقدار واقعی می‌باشد. خطای جذر میانگین مربعات یک برآوردگر آماری $\hat{\theta}$ با توجه به پارامتر پیش‌بینی شده θ به عنوان مجذور مربع ریشه‌ی خطای میانگین مربعات تعریف می‌شود:

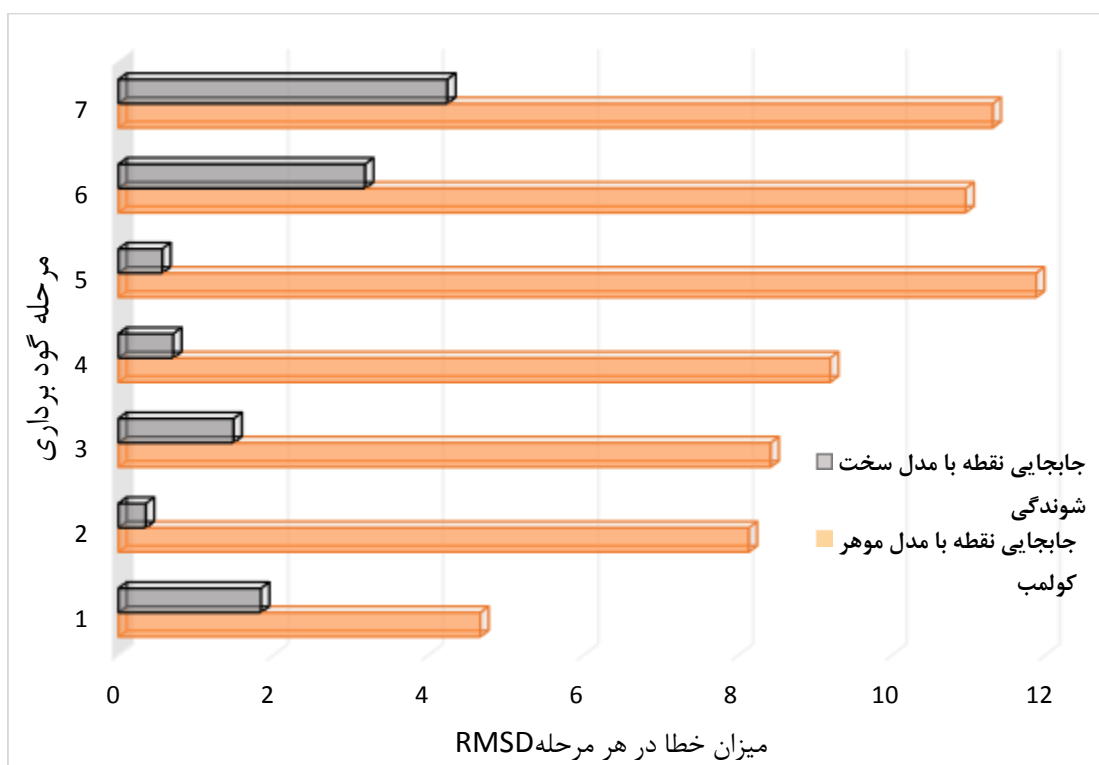
$$\text{RMSD}(\hat{\theta}) = \sqrt{\text{MSE}(\hat{\theta})} = \sqrt{E((\hat{\theta} - \theta)^2)}. \quad (1-5)$$

برای برآوردگر بی‌طرف، RMSD مربعات ریشه‌ی واریانس است و به عنوان خطای استاندارد شناخته می‌شود.

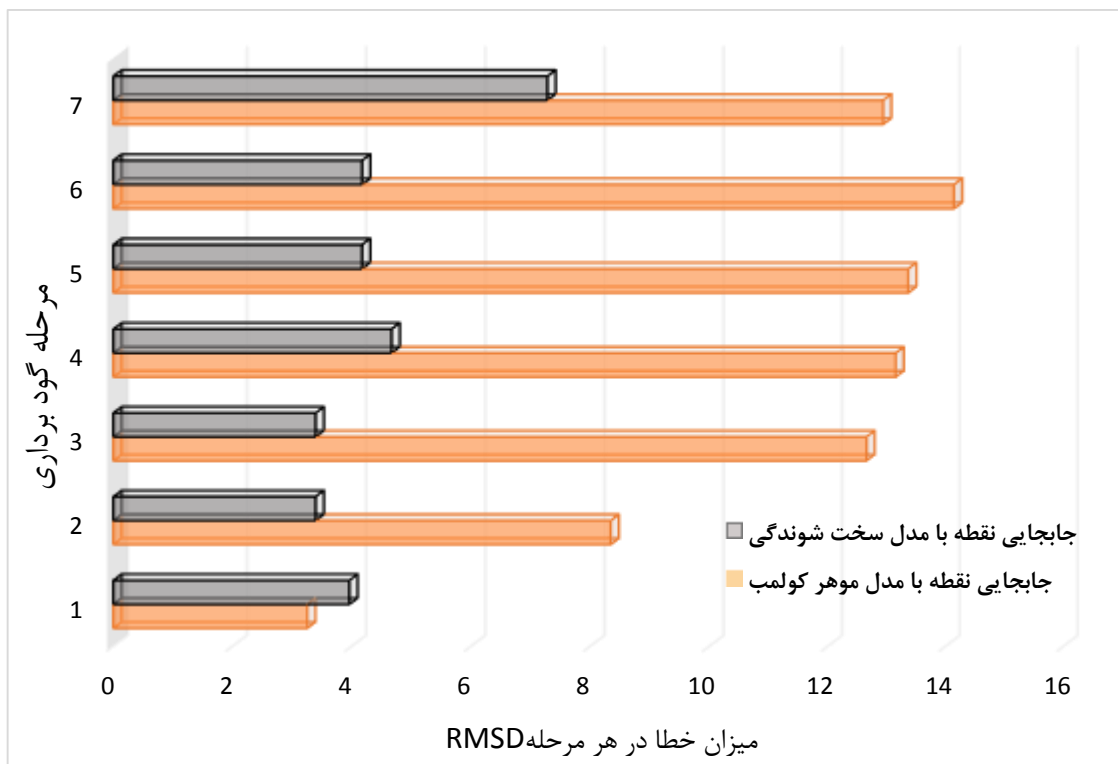
همانطور که در اشکال ۵-۱ تا ۵-۳ مشاهده می‌شود، بیشترین میزان خطا نسبت به پایش واقعی صورت گرفته را روش موهر-کولمب دارد که این می‌تواند به علت عدم تطابق رفتار این مدل با رفتار خاک محل باشد. در نقطه‌ی مقابل، بعلت تطبیق مدل رفتاری خاک سخت شونده با رفتار خاک، بیشترین برهم‌نهی را بین نتایج حاصل از تحلیل با این مدل با نمودار پایش مشاهده می‌شود. خطای به وجود آمده در دیوار شماره سه می‌تواند بعلت افزایش فاصله بین شمع‌های فلزی و در نتیجه انکرها باشد، چرا که برنامه Plaxis 2D یک مقطع عرضی یک متری را تحلیل می‌کند لذا مقاومت همان انکرها بر دهانه بیشتری تقسیم می‌گردد.



شکل ۵-۱ نمودار خطای مرحله‌ای دیوار شماره یک پروژه باهر



شکل ۵-۲ نمودار خطای مرحله‌ای دیوار شماره دو پروژه باهر



شکل ۳-۵ نمودار خطای مرحله‌ای دیوار شماره سه پروژه باهر

در مدل خاک سخت شونده، مدول الاستیسیته بیشترین تاثیر را در میان دیگر پارامترها در میزان جابجایی دارد، حال اگر تخمین درستی از آن شده باشد نتیجه طراحی به واقعیت نزدیکتر خواهد بود. در این پروژه مدول الاستیسیته بر اساس میزان SPT محاسبه شده، اما اگر محدودیت‌های مالی و کاری نمی‌بود و توانایی استفاده از نتایج آزمایش PLT وجود داشت، مطمئناً پیش‌بینی جابجایی‌های احتمالی به واقعیت نزدیک‌تر بود و میزان خطا نیز کمتر می‌شد.

در نهایت برای پروفیل خاک پروژه مذکور که اکثراً در دامنه گودبرداری، درشت دانه می‌باشد، مدل سخت‌شوندگی عملکرد بهتری از خود نشان داده است.

۳-۵ تحلیل نتایج گودبرداری پروژه پاسارگاد

در فصل ۳-۴ به تحلیل گودبرداری پروژه پاسارگاد پرداخته شد، حال در این قسمت به بررسی نتایج این پروژه پرداخته می‌شود. همانطور که در اشکال ۲۷-۴ و ۲۸-۴ مشاهده می‌گردد، بیشترین تطابق نمودارها در طی عملیات گودبرداری، بین نمودار پایش دیواره با نمودار جابجایی طبق مدل سخت شوندگی وجود دارد. در اشکال ۴-۵ و ۵-۵ نمودار خطای دو مدل بر اساس روش RMSD ارائه شده است.

همانطور که در این اشکال مشاهده می شود، در بیشتر نقاط مدل سخت شونده کمی کمترین میزان خطا را با جابجایی برداشت شده دارد و این می تواند به دلیل تخمین صحیح اطلاعات اولیه خاک توسط آزمایشات آزمایشگاهی و برجا و همچنین شبیه سازی صحیح مدل رفتاری خاک سخت شونده و رفتار خاک محل باشد.

همانطور که در شکل ۴-۵ مشاهده می شود در مرحله آخر، دیوار شماره یک به صورت ناگهانی جابجایی زیادی را نشان می دهد، که موارد ذکر شده در زیر می تواند دلیل این امر باشد:

۱- عدم برابری زاویه اصطکاک داخلی یک یا چند لایه که باعث تشکیل زود هنگام گوه گسیختگی در این تراز به نسبت واقعیت می شود.

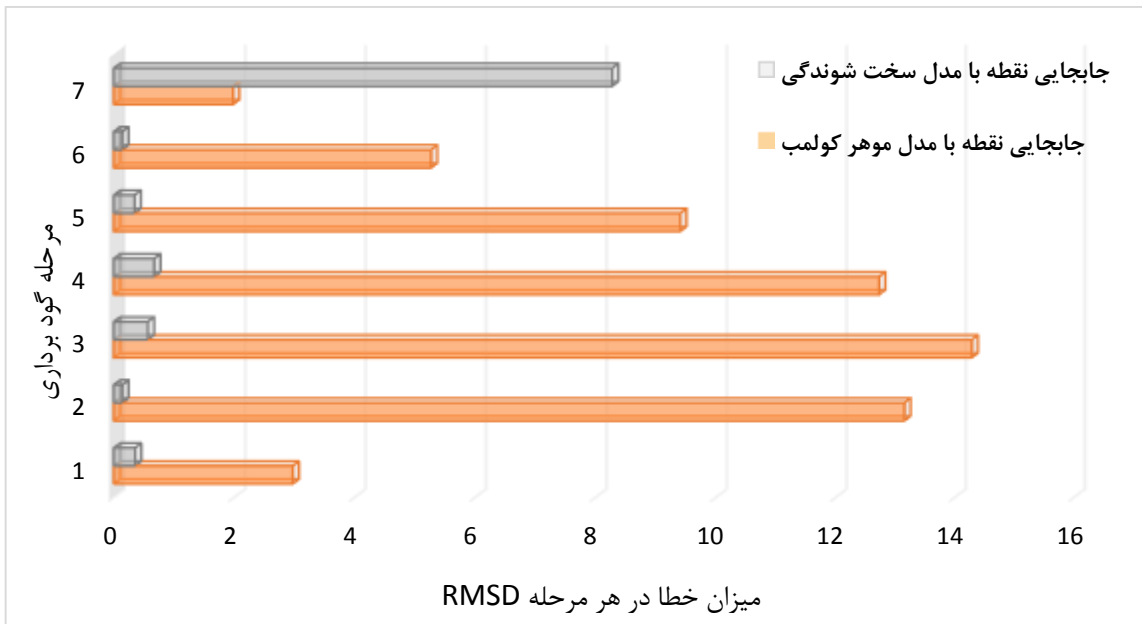
۲- دلیل دیگر آن، وجود لایه رس با زاویه اصطکاک داخلی ناچیز از ۱۴ متر تا ۱۹ متر می باشد، که به طور صحیح پارامتر ϕ در نظر گرفته نشده است.

۳- دلیل دیگر برای افزایش ناگهانی خطا در مرحله آخر در مدل خاک سخت شونده، این است که در عمق تقریبی ۱۷ متر و در آخرین ردیف تحکیم که گوه تشکیل می شود (مطابق شکل ۴-۲۷)، یک ردیف نیل در طراحی استفاده شده است. که دقیقاً این ردیف نیل در لایه رس، که دارای کمترین میزان چسبندگی می باشد نیز واقع شده. از طرفی، همانطور که می دانید نیل در حالت اکتیو عمل می کند و به خاک اجازه میزان مشخصی جابجایی می دهد، که همین جابجایی باعث زیاد شدن خطا در این مرحله شده است. گفتنی است این جابجایی را در مدل موهر-کولمب نیز می توان دید.

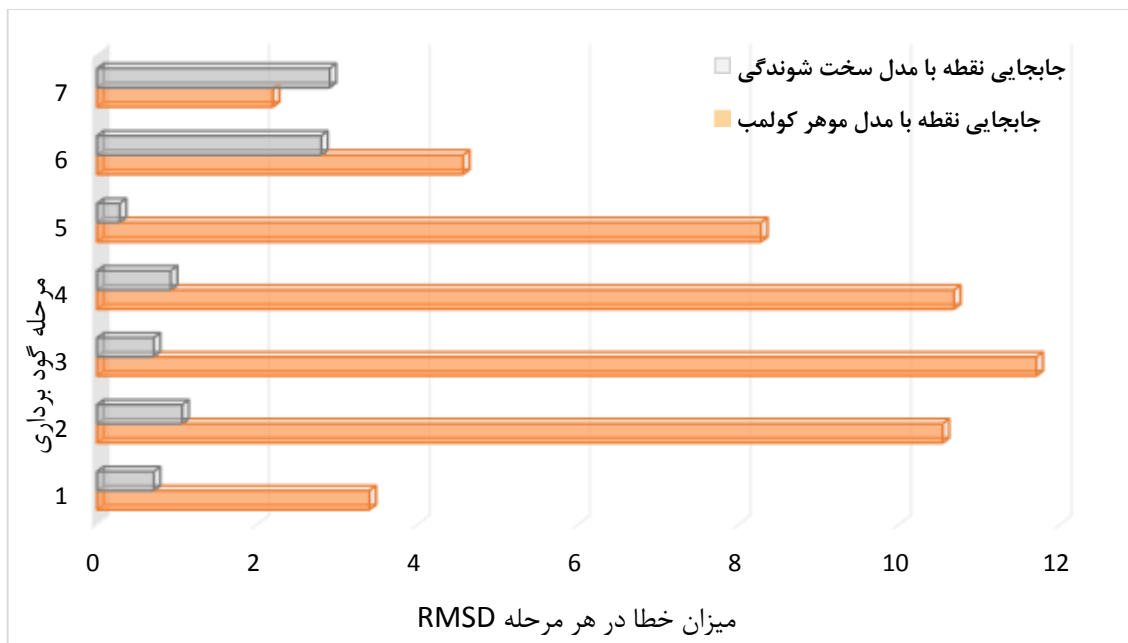
می توان اینگونه گفت، که در اعماق کمتر از ۱۷ متر نمودار مدل سخت شونده تطابق بیشتری با مدل واقعی دارد. اما با افزایش عمق، پیش بینی این مدل از جابجایی، به نسبت جابجایی واقعی، بیشتر می شود.

در مدل خاک سخت شونده، مدول الاستیسیته بیشترین تاثیر را در میان دیگر پارامترها در میزان جابجایی دارد، حال اگر تخمین درستی از آن شده باشد نتیجه طراحی به واقعیت نزدیکتر خواهد بود. در این پروژه مدول الاستیسیته بر اساس میزان SPT محاسبه شده، اما اگر محدودیت های موجود، اجازه استفاده از نتایج آزمایش PLT را می داد، مطمئناً پیش بینی جابجایی های احتمالی به واقعیت نزدیک تر و میزان خطا نیز کمتر بود.

در نهایت با توجه به پروفیل خاک این پروژه و میزان جابجایی های هر دو مدل می توان نتیجه گرفت، مدل سخت شونده عملکرد بهتری از خود نشان داده است.



شکل ۴-۵ نمودار خطای مرحله‌ای دیوار شماره یک پروژه پاسارگاد



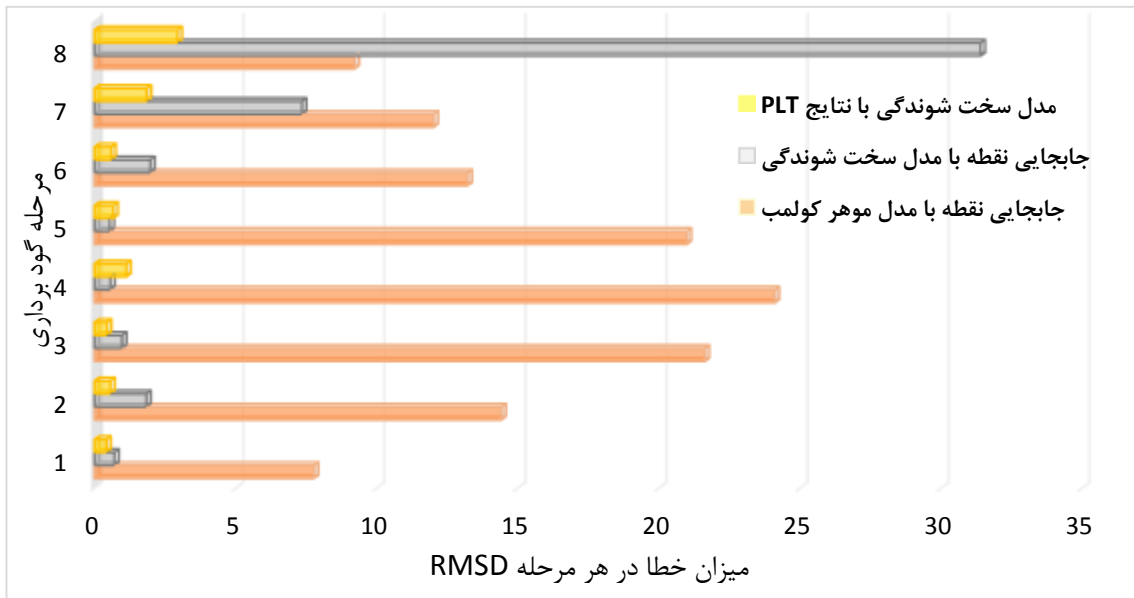
شکل ۵-۵ نمودار خطای مرحله‌ای دیوار شماره دو پروژه پاسارگاد

۴-۵ تحلیل نتایج گودبرداری پروژه صارمی

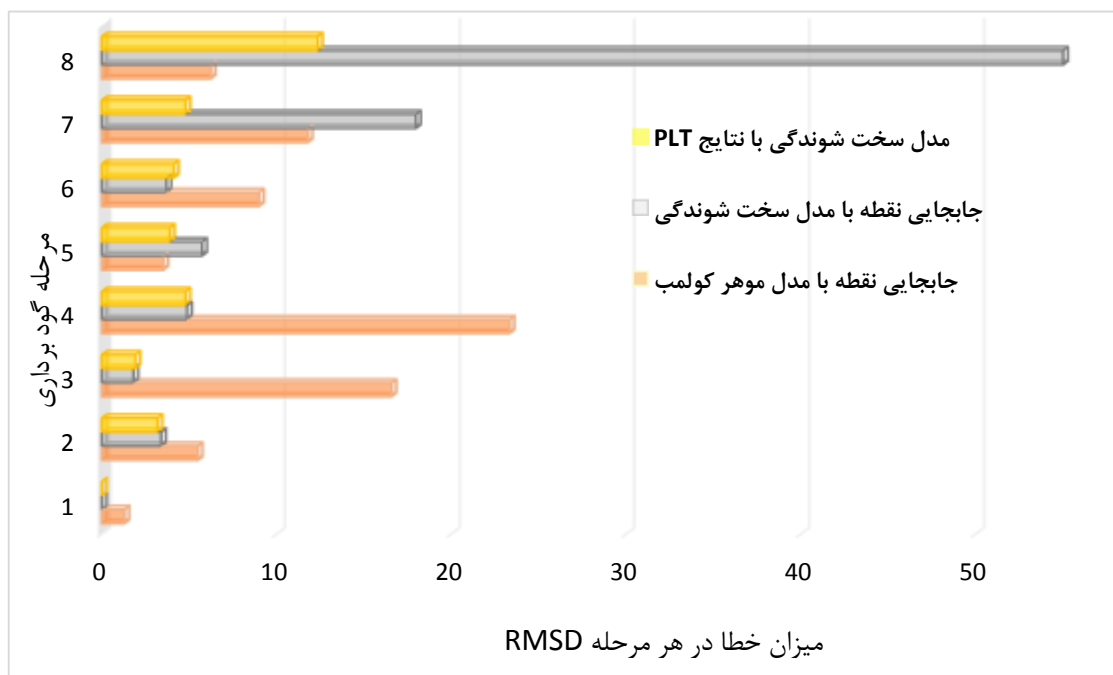
در بخش ۴-۴ گودبرداری پروژه صارمی تحلیل شد، حال در این قسمت نتایج پروژه بررسی و تحلیل شده است. همانطور که در اشکال ۴-۴ الی ۴-۴ مشاهده شد، بیشترین برهم نمودارها در طی عملیات گودبرداری بین نمودار پایش دیواره با نمودار جابجایی طبق مدل سخت شوندگی برقرار بود. در اشکال ۵-۶ الی ۵-۸ نمودار خطای دو مدل بر اساس روش RMSD نشان داده شده است.

همانطور که در بخش ۴-۴ الی ۵-۴ گفته شد، در این پروژه از آزمایش بارگذاری صفحه جهت تخمین مدول الاستیسیته مناسب، استفاده شده است. در اشکال ۴-۴ الی ۴-۴ می توان تاثیر استفاده از مدول الاستیسیته مناسب را بر روی مدل خاک سخت شونده مشاهده کرد. اما متأسفانه بیشتر کارفرمایان از هزینه انجام این آزمایش گریزان هستند، این در حالی است که با انجام این آزمایش بعضاً بین ۱۰ الی ۱۸ درصد در هزینه نهایی اجرای سازه نگهدارنده صرفه جویی خواهد شد و مهم‌تر از آن، ایمنی طرح نیز افزایش می‌یابد.

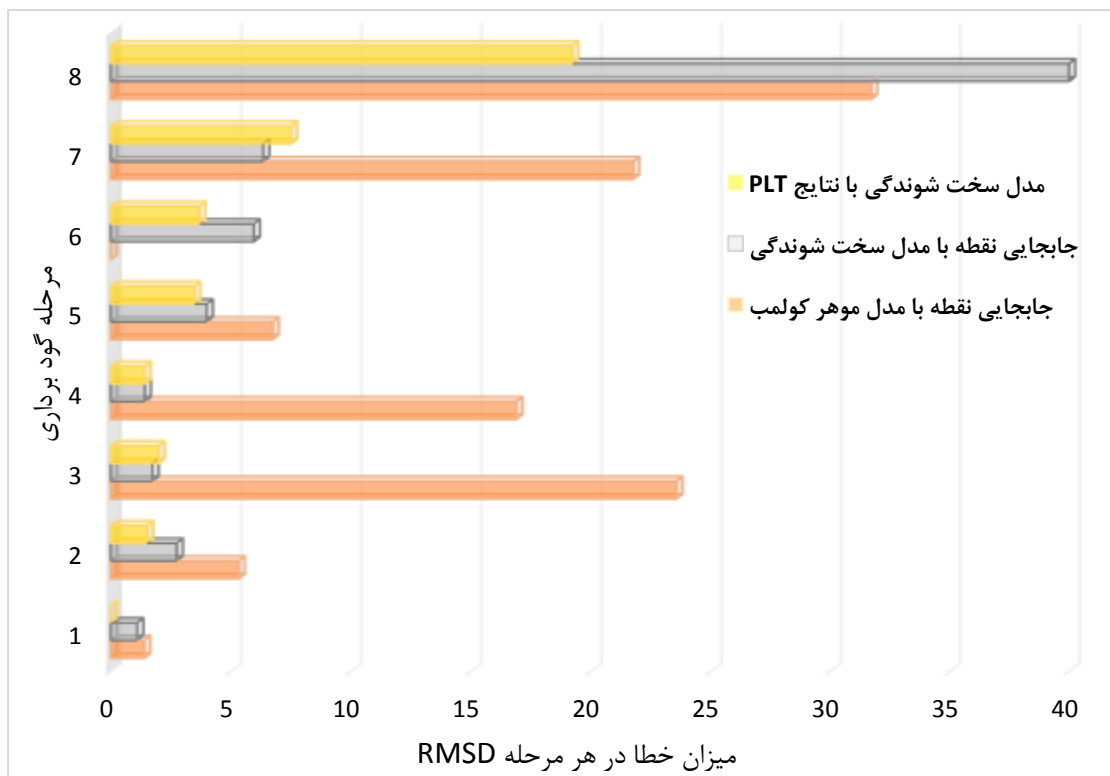
همانطور که در اشکال ۵-۶ تا ۵-۸ مشاهده می‌شود، مجدداً در بیشتر نقاط مدل سخت شوندگی کمترین میزان خطا را با جابجایی برداشت شده دارد و این می‌تواند به دلیل تخمین صحیح اطلاعات اولیه خاک توسط آزمایشات آزمایشگاهی و برجا و همچنین شبیه‌سازی صحیح مدل رفتاری خاک سخت شونده و رفتار خاک محل باشد. اما پس از تحلیل مجدد دیواره‌های پروژه با اطلاعات آزمایش PLT می‌توان مشاهده کرد که میزان خطا حاصل از روش سخت شوندگی کاهش یافته است.



شکل ۵-۶ نمودار خطای مرحله‌ای دیوار شماره یک پروژه صارمی



شکل ۵-۷ نمودار خطای مرحله‌ای دیوار شماره دو پروژه صارمی



شکل ۵-۸ نمودار خطای مرحله‌ای دیوار شماره سه پروژه صارمی

همانطور که ملاحظه می‌کنید، در مرحله هفتم و هشتم میزان خطا در هر دو مدل افزایش می‌یابد، دلیل این امر این است که در عمق تقریبی ۲۱ متر و در آخرین ردیف تحکیم که گوه گسیختگی تشکیل می‌شود (مطابق شکل ۴-۲۷)، طراح یک ردیف نیل استفاده کرده و با توجه به این که نیل در حالت اکتیو عمل می‌کند و به خاک اجازه میزان مشخصی جابجایی می‌دهد، همین جابجایی باعث زیاد شدن خطا در این مرحله شده است. گفتنی است این جابجایی را در مدل موهر-کولمب نیز می‌توان دید.

در مدل خاک سخت شونده، مدول الاستیسیته بیشترین تاثیر را در میان دیگر پارامترها در میزان جابجایی دارد، حال اگر تخمین درستی از آن شده باشد نتیجه طراحی به واقعیت نزدیکتر خواهد بود. در این پروژه، مدول الاستیسیته در ابتدا بر اساس میزان SPT محاسبه شده، اما پس از انجام آزمایش PLT مدول الاستیسیته حاصل از نتایج آزمایش PLT استفاده شده تا تفاوت را بیشتر درک کنیم. با انجام تست PLT می‌توان مدول الاستیسیته لازم جهت استفاده در نرم‌افزار Plaxis را با بیشترین دقت محاسبه کرد که منجر به کمترین خطا برای این روش شده است.

در نهایت با توجه به پروفیل خاک این پروژه و میزان جابجایی‌های هر دو مدل می‌توان نتیجه گرفت، مدل سخت‌شوندگی با استفاده از نتایج PLT، عملکرد بهتری از خود نشان داده است.

۵-۵ نتیجه‌گیری

با توجه به موارد ذکر شده فوق می‌توان موارد زیر را نتیجه گرفت:

۱- مدل خاک سخت‌شونده بیشترین دقت را جهت برآورد جابجایی لبه گود دارد. در صورتی که عمق گودبرداری کمتر از عمق تشکیل گوه باشد این تخمین دارای کمترین حد خطا می‌باشد.

۲- در صورت استفاده از مدل خاک سخت‌شونده اکیدا توصیه می‌شود که مدول الاستیسیته را با آزمایشات برجا محاسبه کرده تا با مورد آزمایش قرار دادن خاک دست نخورده، خطا به کمترین میزان خود برسد. از میان آزمایشات برجا آزمایش بارگذاری صفحه نیز بالاترین دقت را در محاسبه مدول الاستیسیته بارگذاری و باربرداری دارد.

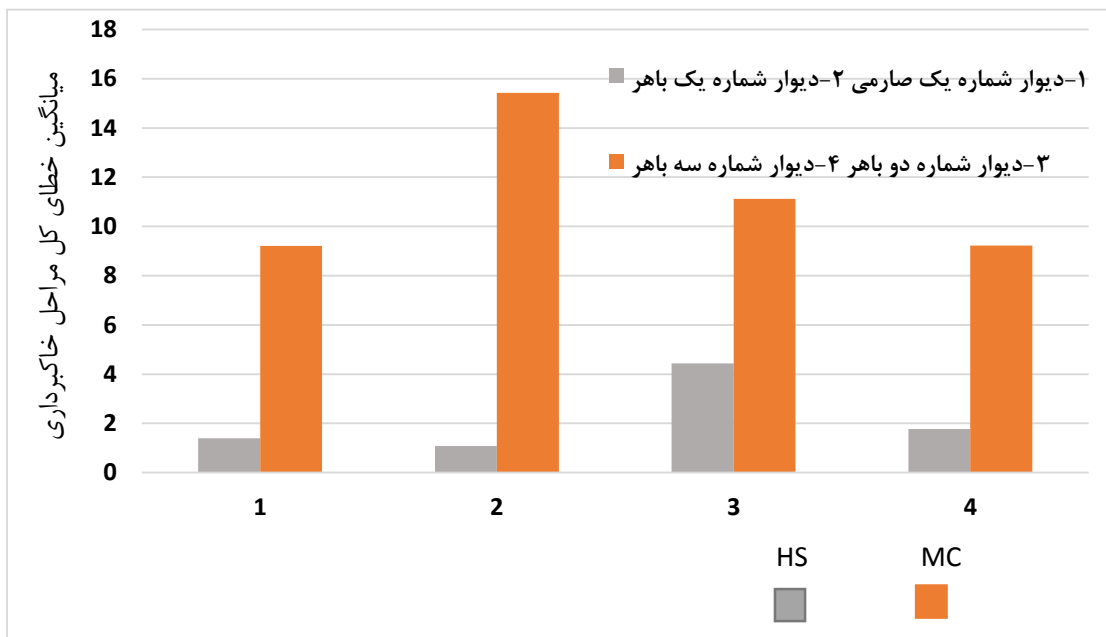
۳- اگر در پروژه‌های محدودیت مالی و زمان باشد، می‌توان در لایه‌ای از خاک که بیشترین ضخامت را داراست یا لایه‌ای در محدوده تشکیل گوه آزمایش بارگذاری صفحه انجام داد. اکیدا توصیه می‌شود از انجام آزمایش در محل دیواره دائمی گود و بروی دیواره خودداری شود زیرا در صورت انجام تست در دیواره، خاک منطقه اطراف محل آزمایش گسیخته می‌شود و دیگر توان تحمل تنش‌های برشی ناشی از گودبرداری و تشکیل گوه را نخواهد داشت.

۴- با انجام آزمایش PLT نه تنها هزینه آن به علت طراحی بهینه و اقتصادی گود برمی‌گردد، بلکه حدود ۱۰ الی ۱۸ درصد در اجرای سازه نگهدارنده صرفه‌جویی می‌شود.

۵- در صورت وجود سربار سنگین در لبه گود بهتر است از شمع استفاده شود، که در میان شمع‌ها، شمع فلزی از دشواری اجرای کمتری برخوردار است ولی هزینه بیشتری داشته در مقابل شمع بتنی بسیار جاگیر بوده و فضای مفید زیرزمین یا پارکینگ را کاهش خواهد داد. در شکل ۵-۹ میانگین خطای کلی دیواره‌های شمع‌دار را با یکدیگر مقایسه می‌کند که بیشترین و کمترین مقادیر به ترتیب برای مدل موهر-کولمب و سخت‌شوندگی به دیوار شماره یک پروژه صارمی تعلق دارد که بیشترین بارگذاری لبه گود را در پروژه‌های مورد بحث دارد. که می‌تواند بعلت جابجایی منفی مدل موهر-کولمب در هنگام کشش ردیف‌های اولیه انکر در لبه گود باشد.

۶- در ردیفی که گوه تشکیل می شود از انکر جهت تحکیم دیواره استفاده شود زیرا در صورت استفاده از نیل، به همان قسمت از دیواره که بیشترین جابجایی را خواهد داشت اجازه میزان بیشتری جابجایی می دهیم که این امر هم خطرناک و هم در طرح بهینه گود باعث بروز اشکال می گردد.

۷- در دیواره های فاقد شمع همانطور که در شکل ۵-۱۰ مشاهده می کنید، دیوار شماره یک پروژه پا سارگاد کمترین خطا را در هر دو مدل دارد که می تواند ناشی از صحت پارامترهای ورودی باشد.



شکل ۵-۹ مقایسه دیواره های شمع دار از نظر دقت تحلیل



شکل ۵-۱۰ مقایسه دیواره‌های فاقد شمع از نظر دقت تحلیل

۵-۶ محدودیت‌های تحقیق

در راستای انجام این تحقیق موارد زیر باعث محدودیت شده است:

۱- انجام آزمایش بارگذاری صفحه، بعلت نیاز به سربار بسیار سنگین و ثابت در طول انجام تست، بسیار پر هزینه بوده و از عهده شخص دانشجو خارج می‌باشد.

۲- دریافت اجازه انجام آزمایش بارگذاری صفحه در پروژه‌هایی که در آن مسئولیتی نداشته، کاری تقریباً غیر ممکن بود.

۳- در پروژه‌هایی که نیاز به انجام آزمایش PLT می‌باشد، این آزمایش به مدت نسبتاً طولانی فضای زیادی از کف گود را اشغال می‌کند که با مخالفت‌های شدیدی مواجه شدم.

۴- اخذ نمونه‌های خاک در مراحل مختلف گودبرداری از نقاط مختلف کف گود به صورتی که عاری از هرگونه مواد خارجی باشد، مستلزم ارتباط تنگاتنگی بین بنده و عوامل کارگاهی بود که در بیشتر مواقع این اتفاق نمی‌افتاد و مجبور به حفر دستی قسمتی از کف پروژه بوده تا به خاک بکر برسیم تا نمونه‌گیری صورت پذیرد.

۷-۵ پیشنهادات

در این قسمت به محقق‌هایی که این مجموعه را مطالعه می‌کنند توصیه می‌شود که:

- ۱- بر روی مدل‌های رفتاری دیگر از جمله مدل Cam-Clay کار شود تا تفاوت این مدل‌ها در حالت باربرداری با واقعیت مقایسه شده تا نهایتاً مدل مناسب انتخاب شود.
- ۲- جهت پیش‌بینی جابجایی‌های لبه گود با استفاده از مدل‌های رفتاری جدید و یا ترکیبی بر روی نرم‌افزار FLAC استفاده شود.
- ۳- نحوه محاسبه مدول الاستیسیته از آزمایشات بر جای دیگر (آزمایش CBR و ...) مطالعه شود.

- ۱) Stocker MF, Korber GW, Gaessler G, Gudehus G (1979) Soil nailing. In: Proceedings of the International Conference on Soil Reinforcement, Paris, pp 469-474
 - ۲) Shen CK, Mitchell JF, Denatale JS and Romstad KM (1979). Laboratory testing and model studies of friction in reinforced earth. C.R Coll. Int of Reinforcement des Sols, Paris pp169-174.
 - ۳) Gassler G, Gudehus G. Soil nailing some aspects of new technique, Proceedings of Tenth ICSMFE, Stochhom, 1981 pp 665-70.
 - ۴) Juran I, Baudrand G, Khalid F and Elias V (1990). Kinematical limit analysis for desing of soil nailed structure. Journal of Geotechnical Engineering ASCE, Vol 116, No 1, January 1990. 54-72.
 - ۵) R.A. Jewell, 1988, Compatibility, serviceability and design factors for reinforced soil walls, Proc. From. Int. Geotech. Sym..Theory and Practice of Earth Reinforcement, Fukuoka, Japan, Balkema, Rotterdam, pp. 611-6۱۶
 - ۶) Yashima, 1997, Finite Element Analysis on Earth Reinforcement- Current and Future, Proceedings of International Geotechnical Symposium on Theory and Practice of Earth Reinforcement, Ochiai et al.(eds), Fukuoka, Japan, Balkema, Rotterdam, pp. 329-3۳۴
 - ۷) Zhang, M. and Song, E., Chen, Z., 1999, Ground movement analysis of soil nailing construction by three-dimensional (3-D) Finite element modeling (FEM), *Computers and Geotechnics* 25:191±204.
- ۸) مهدی زاده محسن، تبرئی عبدالله " بررسی پارامترهای موثر در روش میخ کوبی با استفاده از مدلسازی عددی دو بعدی " همایش ملی مهندسی عمران کاربردی و دستاورهای نوین
- ۹) V.P. Singh, G.S. Babu, 2D numerical simulations of soil nail walls, *Geotechnical and Geological Engineering*, 2010; 28: 299-309
- ۱۰) حیدری سمیرا (۱۳۹۳) " پایدارسازی دائمی گودبرداری هتل های نرگس مشهد با استفاده از سیستم نیلینگ و خاک مسلح " دومین کنفرانس ملی مهندسی ژئوتکنیک ایران
- ۱۱) قنبری علی، افتخار منش میلاد، تاجیک توحید (۱۳۹۳) " تحلیل عددی رفتار گودبرداری های عمیق پایدار شده به روش ترکیبی میخ کوبی و انکر تحت بارهای دینامیکی هارمونیک به روش المان محدود- مطالعه موردی " اولین کنفرانس ملی مکانیک خاک و مهندسی پی
- ۱۲) Li JC, Shi LP, Yao HL and Shy BI (1988) "Behavior of ground anchors for Taipei sedimentary Soils" Second International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering

- ١٣) Terzaghi, K, Peck, R. B (1948).” Soil mechanics in engineering practice”. New York, John Wiley & Sons
- ١٤) Peck, R.B (1969). “Advantage and limitations of the observational method in applied soil mechanics.” *Geotechnique* 19(1): 171-187
- ١٥) Dunicliff, J (1996).” Geotechnical instrumentation for monitoring field performance”. John Wiley and Sons.
- ١٦) Terzaghi, K (1943).” Theoretical Soil Mechanics”. New York, J Wiley and Sons.
- ١٧) Bjerrum L and Eide O (1956). “Stability of Struttred Excavation in Clay.”
- ١٨) Bishop A.W (1955).” The use of the slip circle in the stability analysis of slopes” *Geotechnique* 5(7-17).
- ١٩) Spenser E (1967). “A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel interslice forces. “ *Geotechnique* 17(1): 11-26
- ٢٠) Mana, A. I., and Clough, G. W. 1981. “Prediction of movements for braced cuts in clay.” *J. Geotech. Eng. Div., Am. Soc. Civ. Eng.*, 1076, 759–777.
- ٢١) Hashash, Y. M. A., and Whittle, A. J. (2002). “Mechanisms of load transfer and arching for braced excavations in clay.” *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 128(3), 187 –197
- ٢٢) Mueller CG, Long J H, Weatherby DE, Cording EJ, Powers WF and Briaud JL (1998).” Summary report on permanent ground anchor walls, volume III: Model scale wall tests and ground anchor ties”, FHWA: 181
- ٢٣) Boscardin MD and Cording EJ (1989).” Builing response to eccavation induced settlement” *Journal of Geotechnical Engineering* 115(1):1-21
- ٢٤) Clough GW, Smith EM and Sweeney BP (1989). “Movement control of excavation support system by iterative design”. *Foundation Engineering Proceedings Congress. Evanston IL ASCE: 869-884*
- ٢٥) Clough GW and Orourke TD (1990). “Construction induced movements of insitu walls” *Design and Performance of Earth Retaining Structures. New York, NY, ASCE: 439-470.*
- ٢٦) Hashash YMA, Fu Q, Ghaboussi J, Lade PV and Saucier C (2008). “Inverse analysis based interpretation of sand behavior from triaxial shear tests subjected to full end restraint. “ *Canadian Geotechnical Journal* in press.
- ٢٧) Ou CY, Hsien PG and Chiou DC (1993). “Characteristics of ground surface settlement during excavation”. *Canadian Geotechnical Journal* 30: 758-767.
- ٢٨) Hsieh PG and Ou CY (1998).” Shape of ground surface settlement profiles caused by excavation. “*Canadian Geotechnical Journal* 35(6): 1004-1017.
- ٢٩) Morgenstern, NR and Eisenstein Z (1970). “Methods of Estimating Lateral Loads and Deformations”. *Specialty Conference on Lateral Stress in the Ground and the Design of Earth Retaining Structure, ASCE.*
- ٣٠) Wong IH (1970). “The Prediction of the Performance of the Braced Excavations” *Civil Engineering. Cambridge, MA, MIT.*
- ٣١) Clough GW and Tsui Y (1974). “Performance of thed back walls in clay.” *Journal of the Geotechnical Engineering Division* 100(GT12): 1259-1273.
- ٣٢) Mana AI and Clough GW (1981). “Prediction of Movements for Braced Cuts in Clay.” *Journal of Geotechnical Division* 107(GT6): 759-777.
- ٣٣) Hashash YMA (1992). “Analysis of deep excavations in clay”. *Department of civil and Environmental Engineering. Cambridge, MA, Massachusetts Institute of Technology: 377p.*

- ㄣㄨ) Hashash, Y. M. A., and Whittle, A. J. (1996). "Ground movement prediction for deep excavations in soft clay." *J. Geotech. Engrg. Div.*, 122(6), 474–486.
- ㄣㄛ) Ou CY, Shiau BY and Wang IW (2000). "Three dimensional deformation behavior of the Taipei National Enterprise Center (TNEC) excavation case history. " *Can Geotechnical Journal* 37: 438-448.
- ㄣㄜ) Ukritchon B, Whittle A and Sloan S (2003). "Undrained stability of braced excavations in clay". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental* 129(8):738-755
- ㄣㄝ) Kung GTC, Juang CH, Hsiao ECL and Hashash YMA (2007). "A simplified model for wall deflection and ground surface settlement caused by braced excavation in clays". *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 133(6):pp 1-17.f
- ㄣㄞ) Finno RJ, Blackburn JT and Roboski JF (2007). "Three dimensional effects for supported excavations in clay. " *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 133(1): 30-36.
- ㄣㄟ) P.J. Sabatini, D.G.Pass, R.C.Bachus (1999). "Geotechnical engineering Circular No4_Ground Anchor and Anchor System" FHWA IF99-015

Abstract

One of the most complicated work in civil engineering is excavation in municipals. To protect human lives in and out of excavation area and neighbor buildings and to assemble safe condition to do excavation, should make excavation's wall stable with nailing, anchoring and so on. There is various type of retaining structures which choose according to type of soil and its specification, depth of embankment, sensitivity of the adjacent buildings and Excavation projects run by those involved and by the individuals and organizations concerned are superintended. We need to use measures during excavation operations, before and after work, which they can use to prevent accident during excavation.

In this thesis, first of all introduced 3 most important excavation projects in Mashhad city then define specification of soil and used materials in projects into the Plaxis 2d model. With two behavioral models (HS & MC) analyses them and compare with observation tools that installed on walls of excavation. Finally, after comparison between them we gather information about which behavioral model in which project condition is better.

Keyword: analyses optimize retaining structures, behavioral model, wall monitoring, Plaxis 2d



Shahrood University of Technology

Civil and Architectural Faculty

**Studying Some Failure Criteria For Excavation Walls And
Monitor It With Displacements Of Retaining Walls**

Farhad Deheshki

Supervisor

Dr. Seyed Mahdi Hossaini

Dr. Reza Naderi

2016 February