جمهوری اسلامی ایران

سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور

آیین‌نامه طراحی بنادر و سازه‌های دریایی ایران

نشریه شماره ۳-۳۰۰

(مکانیک خاک و پی)

معاونت امور فنی

دفتر امور فنی، تدوین معیارها و کاهش خطرپذیری ناشی از زلزله

http://tec.mporg.ir

وزارت راه و ترابری

معاونت آموزش، تحقیقات و فناوری

پژوهشکده حمل و نقل

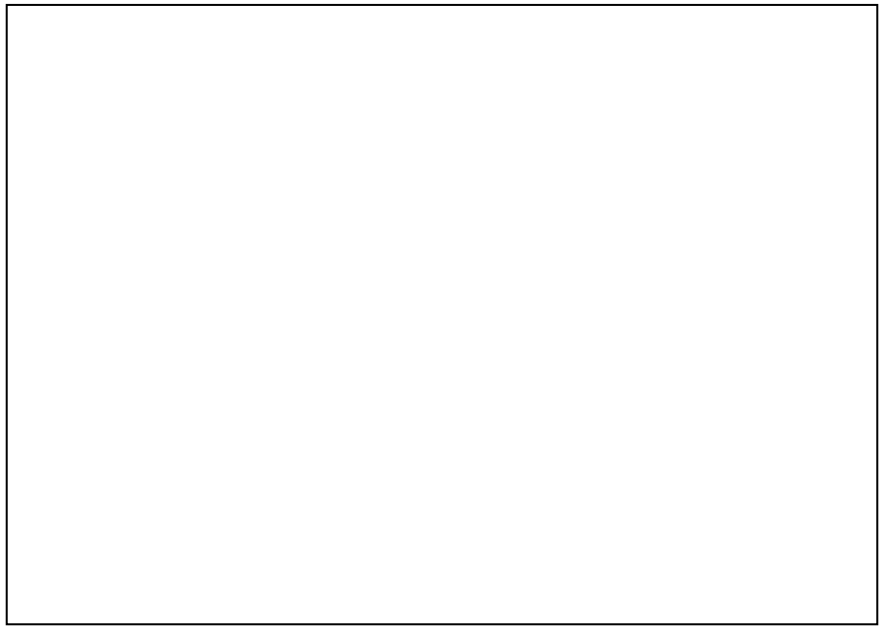
www.rahiran.ir

۱۳۸۵

omoorepeyman.ir

omoorepeyman.ir

فهرستبرگه



omoorepeyman.ir

ریاست جمهوری
سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور
رئیس سازمان

بسمه‌تعالی

به دستگاه‌های اجرایی، مهندسان مشاور و پیمانکاران	شماره : ۱۰۰/۲۰۰۴۶
	تاریخ : ۱۳۸۵/۲/۱۱

موضوع : آیین‌نامه طراحی بنادر و سازه‌های دریایی ایران (مکانیک خاک و پی)

به استناد آیین‌نامه استانداردهای اجرایی طرح‌های عمرانی، موضوع ماده (۲۳) قانون برنامه و بودجه و در چارچوب نظام فنی و اجرایی طرح‌های عمرانی کشور مصوبه شماره ۲۴۵۲۵/ت۱۴۸۹۸هـ مورخ ۱۳۷۵/۴/۴ هیأت محترم وزیران به پیوست، نشریه شماره ۳-۳۰۰ دفتر امور فنی، تدوین معیارها و کاهش خطرپذیری ناشی از زلزله این سازمان، با عنوان «**آیین‌نامه طراحی بنادر و سازه‌های دریایی ایران (مکانیک خاک و پی)**» از نوع گروه سوم، ابلاغ می‌شود.

دستگاه‌های اجرایی، مهندسان مشاور، پیمانکاران و عوامل دیگر می‌توانند از این نشریه به عنوان راهنما استفاده کنند و در صورتی که روش‌ها، دستورالعمل‌ها و راهنماهای بهتری در اختیار داشته باشند، رعایت مفاد این نشریه الزامی نیست.

عوامل یاد شده باید نسخه‌ای از دستورالعمل‌ها، روش‌ها و یا راهنماهای جایگزین را برای دفتر امور فنی، تدوین معیارها و کاهش خطرپذیری ناشی از زلزله، ارسال دارند.

فرهاد رهبر
معاون رییس جمهور و رییس سازمان

omoorepeyman.ir

omoorepeyman.ir

اصلاح مدارک فني

خواننده گرامي:

دفتر امور فنی، تدوین معیارها و کاهش خطرپذیری ناشی از زلزله سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور با استفاده از نظر کارشناسان برجسته، مبادرت به تهیه این دستورالعمل نموده و آن را برای استفاده به جامعه مهندسی کشور عرضه نموده است. با وجود تلاش فراوان، این اثر مصون از ایرادهایی نظیر غلطهای مفهومی، فنی، ابهام، ایهام و اشکالات موضوعی نیست.

از این رو، ***از شما خواننده گرامی صمیمانه تقاضا دارد در صورت مشاهده هرگونه ایراد و اشکال فنی، مراتب را به صورت زیر گزارش فرمایید:***

۱- شماره بند و صفحه موضوع مورد نظر را مشخص کنید.

۲- ایراد مورد نظر را به صورت خلاصه بیان دارید.

۳- در صورت امکان، متن اصلاح شده را برای جایگزینی ارسال نمایید.

۴- نشانی خود را برای تماس احتمالی ذکر فرمایید.

کارشناسان این دفتر نظرهای دریافتی را به دقت مطالعه نموده و اقدام مقتضی را معمول خواهند داشت.

پیشاپیش از همکاری و دقت نظر جنابعالی قدردانی می‌شود.

نشانی برای مکاتبه: تهران، خیابان شیخ بهایی، بالاتر از ملاصدرا، کوچه لادن، شماره ۲۴
سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور، دفتر امور فنی، تدوین معیارها و کاهش خطرپذیری ناشی از زلزله
صندوق پستی ۴۵۴۸۱- ۱۹۹۱۷
E-mail: tsb.dta@mporg.ir
Web: http://tec.mporg.ir

omoorepeyman.ir

omoorepeyman.ir

بسمه‌تعالی

پیشگفتار

استفاده از ضوابط و معیارها در مراحل تهیه (مطالعات امکان‌سنجی)، مطالعه، طراحی و اجرای طرحهای تملک دارایی سرمایه‌ای به لحاظ توجیه فنی و اقتصادی طرحها و ارتقای کیفیت طراحی و اجرا (عمر مفید) از اهمیت ویژه برخوردار است. از این‌رو نظام فنی و اجرایی طرحهای عمرانی کشور (مصوبه شماره ۲۴۵۲۵/ت۱۴۸۹۸ هـ مورخ ۱۳۷۵/۴/۴ هیأت وزیران) به‌کارگیری معیارها، استانداردها و ضوابط فنی در مراحل تهیه و اجرای طرح را مورد تأکید قرار داده است.

بنابر مفاد ماده (۲۳) قانون برنامه و بودجه، سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور موظف به تهیه و ابلاغ ضوابط، مشخصات فنی، آیین‌نامه‌ها و معیارهای مورد نیاز طرحهای عمرانی است، لیکن با توجه به تنوع و گستردگی طرحهای عمرانی، طی سالهای اخیر سعی شده است در تهیه و تدوین این‌گونه مدارک علمی از مراکز تحقیقاتی دستگاههای اجرایی ذی‌ربط نیز استفاده شود. در این راستا مقرر شده است پژوهشکده حمل و نقل در معاونت آموزش، تحقیقات و فنّاوری وزارت راه و ترابری در تدوین ضوابط و معیارهای فنی بخش راه و ترابری، ضمن هماهنگی با دفتر امور فنی، تدوین معیارها و کاهش خطرپذیری ناشی از زلزله سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور، عهده‌دار این مهم باشد.

در سال ۱۳۸۲، تفاهم‌نامه‌ای با هدف همکاری و هماهنگی معاونت آموزش، تحقیقات و فنّاوری وزارت راه و ترابری و معاونت امور فنی سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور (دفتر امور فنی، تدوین معیارها و کاهش خطرپذیری ناشی از زلزله) در زمینه تهیه ضوابط و معیارهای فنی بخش راه و ترابری، مبادله و به منظور هدایت، راهبری و برنامه‌ریزی منسجم و اصولی امور مرتبط، کمیته راهبردی متشکل از نمایندگان دو مجموعه تشکیل گردید. این کمیته با تشکیل جلسات منظم نسبت به هدایت و راهبری پروژه‌های جدید و جاری، در مراحل مختلف تعریف و تصویب پروژه‌ها، انجام، نظارت و آماده‌سازی نهایی

omoorepeyman.ir

و ابلاغ آنها، اقدامهای لازم را انجام داده است. یکی از پروژه‌های حاصل از این فرایند نشریه حاضر می‌باشد.

ایران در مرزهای شمالی و جنوبی خود حدود ۳۰۰۰ کیلومتر ساحل داشته و در سالهای اخیر سرمایه‌گذاری فراوانی در احداث بنادر، تأسیسات و سازه‌های دریایی در دستور کار دولت قرار دارد. سیاستهای کلان بخش حمل‌ونقل نیز بیانگر توجه ویژه به توسعه حمل‌ونقل دریایی می‌باشد.

در سال ۱۳۷۶ سازمان بنادر و کشتیرانی مجموعه‌ای تحت عنوان آیین‌نامه سازه‌های دریایی ایران تهیه و تدوین نمود. سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور و مرکز تحقیقات و آموزش وزارت راه و ترابری از سال ۱۳۷۷ ضمن تشکیل کمیته تدوین نهایی آیین‌نامه طراحی بنادر و سازه‌های دریایی ایران، با عضویت نمایندگان سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور، سازمان بنادر و کشتیرانی، معاونت ساخت و توسعه بنادر و فرودگاهها و مرکز تحقیقات و آموزش وزارت راه و ترابری، خط مشی و محورهای اصلی آیین‌نامه را ترسیم و پیگیری نمود. تنوع موضوعات مورد نظر در این بخش سبب شد تا تهیه آیین‌نامه مذکور در یازده بخش مجزا تقسیم‌بندی و توسط گروههای کاری جداگانه تدوین آن صورت پذیرد. این یازده بخش عبارتند از:

۱- ملاحظات محیطی و بارگذاری

۲- مصالح

۳- مکانیک خاک و پی

۴- اصول و مبانی مطالعات و طراحی بنادر

۵- موج‌شکنها و سازه‌های حفاظتی

۶- سازه و تجهیزات پهلوگیری

۷- آبراهه و حوضچه

۸- تسهیلات و تجهیزات بهره‌برداری و پشتیبانی بنادر

۹- سکوهای دریایی

۱۰- ملاحظات زیست‌محیطی بنادر ایران

۱۱- سازه و تجهیزات تعمیر شناور

omoorepeyman.ir

مقدمه بخش سوم (مکانیک خاک و پی)

مطالعه وضعیت سطحی و زیرسطحی لایه‌های خاک در محل و یا نزدیکی منطقه پیشنهادی جهت احداث هر نوع سازه‌ای اعم از دریایی و غیر دریایی یکی از پیش‌نیازهای اساسی مطالعه و طراحی سازه مورد نظر می‌باشد. اطلاعات نسبتاً خوبی را می‌توان از ارزیابیهای اولیه زمین‌شناسی با توجه به مورفولوژی منطقه به دست آورد. این ارزیابی و مطالعه اولیه می‌تواند کمک قابل توجهی در تعیین محدوده بررسیهای ژئوتکنیکی و انجام آزمایشهای مورد نیاز محسوب شود، علاوه بر آنکه می‌توان از آنها در تشریح و ارزیابی اطلاعات به دست آمده در مراحل بعدی استفاده نمود.

معمولاً مطالعات ژئوتکنیک باید شامل ارزیابی مشخصات لایه‌های خاک و سنگ باشد که پی سازه‌ها بر روی آن قرار می‌گیرد و یا این لایه‌ها در شیبهای تند توسط سازه‌های حایل نگهداری می‌شود و یا به صورتی دیگر در کارهای خاکی با این لایه‌های خاک یا سنگ برخورد خواهد شد.

جمع‌آوری اطلاعات ژئوتکنیکی از محل سازه باید به نحوی صورت پذیرد که منجر به انتخاب پارامترهای طراحی ژئوتکنیکی گردد و در نتیجه با استفاده از این پارامترها به توان رفتار لایه‌های خاک یا سنگ را ارزیابی و پیش‌بینی نمود.

مرحله بعدی در روند طراحی ژئوتکنیکی، محاسبات مربوط به مقاومت زمین، فشار لایه‌های خاک و دیگر بارگذاریهای اعمالی می‌باشد که با انجام این محاسبات بتوان وضعیت زمین را از نظر قابلیت اجرای سازه ارزیابی نمود.

این بخش از آیین‌نامه با توجه به نیازهای طراحی ژئوتکنیکی و با عنایت خاص به کاربرد آنها در سازه‌های دریایی، به نحوی تدوین گردیده تا بتواند حتی‌الامکان مهندس طراح را در انجام وظیفه خود یاری نماید. مباحثی همچون شناسایی ژئوتکنیکی زمین، روشهای طراحی پی‌های سطحی و عمیق، پایداری شیروانیها و بهسازی خاک از جمله مواردی هستند که در این بخش به آنها اشاره می‌گردد.

در پایان از تلاش و جدیت پژوهشکده حمل و نقل وزارت راه و ترابری و سازمانها، مؤسسات و ادارات ذی‌ربط به ویژه سازمان بنادر و کشتیرانی و کارشناسان مشروح زیر که در تهیه و تدوین این مجموعه همکاری داشته و زحمات فراوانی کشیده‌اند، تشکر و قدردانی می‌نماید.

omoorepeyman.ir

اعضای کمیته اجرایی بررسی نهایی و تکمیل آیین‌نامه

مهندس کامبیز احمدی
مهندس مرتضی بنی جمالی
مهندس بهناز پورسید
مهندس علیرضا توتونچی
دکتر محرم دولتشاهی
دکتر حمید رحیمی‌پور
مهندس محمد سعید سجادپور
دکتر محمود صفارزاده
مهندس میرمحمود ظفری
دکتر رضا غیاثی
مهندس مهران غلامی
دکتر مرتضی قارونی
مهندس افشین کلانتری
مهندس حسین مثقالی
مهندس عبدالرضا محبی
مهندس خسرو مشتریخواه

اعضای کمیته راهبردی

مهندس حمیدرضا بهرامیان
مهندس بهناز پورسید
دکتر محمود صفارزاده
مهندس میرمحمود ظفری
دکتر کیومرث عماد
مهندس مهران غلامی
مهندس طاهر فتح الهی

بخش سوم (مکانیک خاک و پی) **مجری: معاونت پژوهشی دانشکده فنی دانشگاه تهران**

دکتر رضا غیاثی
دکتر علی فاخر
دکتر منوچهر لطیفی
دکتر مجید مرادی
دکتر اصغر میرقاسمی
ناظرین: دکتر محمد بصیر، دکتر عباس سروش

مهدی تفضلی
معاون امور فنی
۱۳۸۵

omoorepeyman.ir

فهرست تفصیلی مطالب

عنوان **صفحه**

فصل اول : شناسایی ژئوتکنیکی زمین **۱**

۱-۱ کلیات **۳**

۱-۱-۱ اهداف ۳

۱-۱-۲ مراحل شناسایی ۴

۱-۱-۳ شناسایی مقدماتی، نهایی و تکمیلی ۵

۱-۱-۴ مرور و تغییر برنامه شناسایی در عمل ۵

۱-۱-۵ نقش شناساییهای ژئوفیزیکی ۵

۱-۲ مطالعات دفتری **۶**

۱-۳ بازدید محلی **۷**

۱-۴ گمانه‌زنی و حفاری **۸**

۱-۴-۱ عمق شناسایی ۸

۱-۴-۲ تعداد و محل گمانه‌ها ۱۲

۱-۴-۳ حفاری گمانه ۱۴

۱-۴-۴ پایدارسازی گمانه ۱۹

۱-۴-۵ پر کردن گمانه ۲۰

۱-۴-۶ سکوی حفاری ۲۰

۱-۴-۷ عمق‌یابی لایه‌های زمین ۲۲

۱-۵ مشاهده آب زیرزمینی **۲۵**

۱-۵-۱ کلیات ۲۵

۱-۵-۲ زمان پاسخ ۲۵

۱-۵-۳ روشهای مشاهده ۲۶

۱-۶ نمونه‌گیری **۲۷**

۱-۶-۱ کلیات ۲۷

omoorepeyman.ir

۱-۶-۲ ابزار نمونه‌گیری ۲۸
۱-۶-۳ حمل و شماره‌گذاری نمونه‌ها ۳۴
۱-۷ آزمونهای صحرایی **۳۴**
۱-۷-۱ کلیات ۳۴
۱-۷-۲ تعیین وزن مخصوص در محل ۳۵
۱-۷-۳ آزمایش نفوذ استاندارد **SPT** ۳۵
۱-۷-۴ آزمایش نفوذ مخروط **CPT** ۳۸
۱-۷-۵ بارگذاری صفحه ۳۹
۱-۷-۶ تعیین نفوذپذیری در محل ۴۰
۱-۷-۷ آزمایش پرسیومتری ۴۰
۱-۷-۸ آزمایش برش پره ۴۱
۱-۸ آزمونهای آزمایشگاهی **۴۲**
۱-۸-۱ کلیات ۴۲
۱-۸-۲ آزمونهای خاک ۴۳
۱-۸-۳ آزمونهای سنگ ۴۷
۱-۹ نیروی انسانی و نظارت در شناساییها **۴۷**
۱-۱۰ تهیه گزارش ژئوتکنیکی **۴۸**
۱-۱۰-۱ گزارش توصیفی ۴۹
۱-۱۰-۲ گزارش مهندسی ۵۲
فصل دوم: پی سطحی **۵۵**
۲-۱ مقدمه **۵۷**
۲-۲ ظرفیت باربری پی سطحی **۵۷**
۲-۲-۱ تأثیر شرایط مختلف بر ظرفیت باربری پی سطحی ۵۹
۲-۲-۲ قرارگیری یک لایه خاک ضعیف در زیر خاک پی ۶۲
۲-۳ تخمین ظرفیت باربری با استفاده از روشهای نیمه تجربی **۶۳**

omoorepeyman.ir

۲-۴ ضریب اطمینان ۶۴
۲-۵ تنش خاک ۶۴
۲-۵-۱ کلیات ۶۴
۲-۵-۲ محاسبه تنشها ۶۵
۲-۶ نشست ۶۶
۲-۶-۱ مقدمه ۶۶
۲-۶-۲ نشست آنی ۶۶
۲-۶-۳ نشست تحکیم ۷۲
۲-۶-۴ مجموع نشست خاکهای ریزدانه ۷۵
۲-۶-۵ تغییرات زمانی نشست ناشی از تحکیم اولیه ۷۵
۲-۶-۶ نشست مجاز ۷۷
۲-۷ تحلیل دینامیکی **۷۸**
فصل سوم: پی‌های شمعی **۷۹**
۳-۱ کلیات **۸۱**
۳-۲ انواع شمعها **۸۱**
۳-۳ ظرفیت محوری شمعها **۸۲**
۳-۳-۱ شمع منفرد ۸۲
۳-۳-۲ گروه شمع ۹۴
۳-۳-۳ اصطکاک منفی در شمعها ۹۵
۳-۳-۴ ظرفیت محوری کششی شمعها ۹۶
۳-۳-۵ ضریب اطمینان برای ظرفیت باربری ۹۷
۳-۴ نشست شمعها **۹۷**
۳-۴-۱ شمع منفرد ۹۸
۳-۴-۲ گروه شمع ۱۰۱
۳-۴-۳ نشست مجاز ۱۰۲

omoorepeyman.ir

۳-۵ ظرفیت جانبی شمعها **۱۰۳**
۳-۶ آزمایش بارگذاری شمع **۱۰۵**
۳-۶-۱ آزمایش فشاری ۱۰۵
۳-۶-۲ آزمایش کششی ۱۰۷
۳-۶-۳ آزمایش جانبی ۱۰۷
۳-۷ طراحی سازه‌ای شمعها **۱۰۸**
۳-۸ نظارت بر اجرای شمع **۱۰۸**
فصل چهارم: روانگرایی **۱۱۱**
۴-۱ کلیات **۱۱۳**
۴-۲ انواع روانگرایی **۱۱۳**
۴-۳ روشهای بررسی روانگرایی **۱۱۳**
۴-۴ بررسی پتانسیل روانگرایی ناشی از جاری شدن **۱۱۴**
۴-۵ بررسی پتانسیل روانگرایی سیکلی **۱۱۵**
۴-۶ ضریب اطمینان **۱۲۰**
فصل پنجم: پایداری شیروانیها **۱۲۱**
۵-۱ کلیات **۱۲۳**
۵-۲ عوامل محیطی مؤثر در پایداری شیروانیها **۱۲۳**
۵-۲-۱ تأثیر فشار آب منفذی ۱۲۳
۵-۲-۲ تأثیر تغییر در شکل شیروانی ۱۲۴
۵-۲-۳ نیروهای دینامیکی ۱۲۴
۵-۳ ملاحظات طراحی **۱۲۴**
۵-۳-۱ رفتارنگاری پایداری شیب ۱۲۴
۵-۳-۲ پایداری کوتاه‌مدت و بلندمدت شیروانیها ۱۲۵
۵-۳-۳ روش تحلیل پایداری ۱۲۵
۵-۳-۴ بررسیهای طراحی ۱۲۶

omoorepeyman.ir

۵-۳-۵ ضریب اطمینان و ریسک گسیختگی ۱۲۷
۵-۴ حفاظت شیب **۱۲۸**
۵-۵ شیروانیهای سنگی **۱۲۹**
فصل ششم: مهار سازه‌ها و سپر **۱۳۱**
۶-۱ کلیات **۱۳۳**
۶-۲ انواع سازه‌های سپری **۱۳۴**
۶-۲-۱ دیوار سپری مهار شده ۱۳۴
۶-۲-۲ دیوار سپری با سکوی کاهنده ۱۳۵
۶-۲-۳ دیوارهای سپری طرهای ۱۳۶
۶-۲-۴ روشهای اجرای دیوارهای سپری ۱۳۷
۶-۳ مهاربندی **۱۴۰**
۶-۳-۱ روشهای مهاربندی ۱۴۱
۶-۳-۲ وزنه مهار (مهاربندی با صفحه، بلوک و یا تیر) ۱۴۱
۶-۳-۳ مهارهای زمینی یا مهار شده در زمین ۱۴۴
۶-۳-۴ مهاربندی با شمعهای مایل ۱۴۷
۶-۳-۵ مهاربندی طره‌ای ۱۴۹
۶-۳-۶ مهاربندی عمودی ۱۵۰
۶-۴ اجزای مهاربندی: تیر مهار **۱۵۱**
۶-۴-۱ کلیات ۱۵۱
۶-۴-۲ تیر زیرسری یا تیر مهار ۱۵۱
۶-۴-۳ طراحی ۱۵۲
۶-۴-۴ انواع تیرهای پشتبند (مهار) ۱۵۳
۶-۵ اجزای مهاربندی: میل‌مهار **۱۵۵**
۶-۵-۱ مقطع میل‌مهار ۱۵۵
۶-۵-۲ اجرای میل‌مهار ۱۵۶

omoorepeyman.ir

۷-۱ مقدمه **۱۶۱**
۷-۲ تراکم سطحی **۱۶۱**
۷-۲-۱ شرح روش و مبانی آن ۱۶۱
۷-۲-۲ دامنه کاربرد ۱۶۱
۷-۲-۳ معایب و مزایا ۱۶۲
۷-۲-۴ تجهیزات و ملاحظات اجرا ۱۶۲
۷-۲-۵ کنترل و نظارت ۱۶۳
۷-۳ جایگزینی **۱۶۳**
۷-۳-۱ شرح روش و مبانی آن ۱۶۳
۷-۳-۲ دامنه کاربرد ۱۶۴
۷-۳-۳ معایب و مزایا ۱۶۴
۷-۳-۴ تجهیزات و ملاحظات اجرا ۱۶۴
۷-۳-۵ ملاحظات طراحی ۱۶۵
۷-۳-۶ کنترل و نظارت ۱۶۵
۷-۴ پیش‌بارگذاری **۱۶۶**
۷-۴-۱ شرح روش و مبانی آن ۱۶۶
۷-۴-۲ دامنه کاربرد ۱۶۶
۷-۴-۳ معایب و مزایا ۱۶۷
۷-۴-۴ تجهیزات و ملاحظات اجرا ۱۶۷
۷-۴-۵ ملاحظات طراحی ۱۶۷
۷-۴-۶ کنترل و نظارت ۱۶۸
۷-۵ زهکش قائم **۱۶۹**
۷-۵-۱ شرح روش و مبانی آن ۱۶۹
۷-۵-۲ دامنه کاربرد ۱۷۰

omoorepeyman.ir

۷-۵-۳ معایب و مزایا ۱۷۰
۷-۵-۴ تجهیزات و ملاحظات اجرا ۱۷۱
۷-۵-۵ ملاحظات طراحی ۱۷۱
۷-۵-۶ کنترل و نظارت ۱۷۴
۷-۶ تحکیم دینامیکی **۱۷۵**
۷-۶-۱ شرح روش و مبانی آن ۱۷۵
۷-۶-۲ دامنه کاربرد ۱۷۵
۷-۶-۳ معایب و مزایا ۱۷۶
۷-۶-۴ تجهیزات و ملاحظات اجرا ۱۷۷
۷-۶-۵ ملاحظات طراحی ۱۷۸
۷-۶-۶ کنترل و نظارت ۱۷۹
۷-۷ سایر روشهای اصلاح زمین **۱۷۹**
۷-۷-۱ اختلاط عمیق ۱۷۹
۷-۷-۲ تزریق ۱۸۰
۷-۷-۳ تراکم عمیق با ارتعاش ۱۸۰
۷-۷-۴ تسلیح خاک ۱۸۱
۷-۷-۵ ستون آهک زنده ۱۸۲
۷-۷-۶ پیش‌بارگذاری با مکش ۱۸۲
مراجع **۱۸۳**
واژه‌نامه **۱۹۱**

omoorepeyman.ir

فهرست جدولها

عنوان **صفحه**

جدول ۱-۱ فاصله گمانه‌ها در جهت طولی و عرضی اسکله‌ها و موج‌شکنها به متر ۱۴
جدول ۱-۲ روشهای حفاری گمانه ۱۶
جدول ۱-۳ طبقه‌بندی کیفیت مورد نیاز نمونه ۲۸
جدول ۱-۴ جرم مورد نیاز نمونه در آزمونهای مختلف..... ۲۸
جدول ۱-۵ علامتهای پیشنهادی برای انواع خاک و سنگ ۵۱
جدول ۲-۱ ضریب تأثیر شکل و صلبیت (**I1**) برای محاسبه نشست آنی لایه خاک با ضخامت نامحدود..... ۶۹
جدول ۲-۲ ضریب شکل و صلبیت شالوده (**I1**) برای محاسبه نشست آنی لایه خاک قرار گرفته بر روی بستر غیر قابل تراکم..... ۷۰
جدول ۲-۳ حداکثر نشستهای مجاز بر حسب میلیمتر ۷۸
جدول ۳-۱ محدوده تغییرات..... ۸۳
جدول ۳-۲ محدوده تغییرات **b**..... ۸۴
جدول ۳-۳ محدوده تغییرات **Nb** برای خاکهای غیر چسبنده..... ۸۵
جدول ۳-۴ مقدار **Nb** برای خاکهای چسبنده..... ۸۸
جدول ۳-۵ مقادیر **Ns** و **flim**..... ۹۱
جدول ۴-۱ ضریب اصلاح بزرگی زلزله نسبت تنش سیکلی..... ۱۱۹
جدول ۵-۱ محدوده دانه‌بندی و ضخامت لایه‌های سنگچین..... ۱۲۹

omoorepeyman.ir

فهرست شکلها

عنوان **صفحه**

شکل ۱-۱ تعیین عمق گمانه برای گروه شمع (**H'** عمق گمانه برای پی فرضی، **H** عمق گمانه برای گروه شمع و **L** طول شمع می‌باشد) ۱۱

شکل ۱-۲ عمق گمانه برای ابنیه نگهبان خاک ۱۱

شکل ۱-۳ عمق گمانه برای گودبرداریها ۱۲

شکل ۱-۴ محل گمانه‌ها در امتداد عرضی، (الف) گمانه‌های جلوسازه، (ب) گمانه‌های زیرسازه و (ج) گمانه‌های پشت سازه ۱۴

شکل ۱-۵ دستخوردگی خاک زیر گمانه (الف) در اثر حفاری، بخشی از خاک زیر گمانه دستخورده می‌شود. (ب) در اثر حفاری خاک دست نخورده وارد نمونه‌گیر می‌شود ۱۹

شکل ۱-۶ زمین‌کاو مکینتاش ۲۴

شکل ۱-۷ زمین‌کاو استاتیکی ساده ۲۴

شکل ۱-۸ طرح شماتیک یک پیزومتر لوله‌ای قائم ۲۷

شکل ۱-۹ جزئیات اصلی نمونه‌گیر استوانه‌ای ته باز ۳۳

شکل ۱-۱۰ نمونه‌گیر جدار نازک ۳۳

شکل ۲-۱ ترازهای مختلف سطح آب زیرزمینی نسبت به پی ۵۹

شکل ۲-۲ توزیع تنش زیر پی برای لایه اول و دوم ۶۳

شکل ۲-۳ ضریب تأثیر ژرفای پی ۷۱

شکل ۲-۴ ضریب تأثیر شکل و سختی ۷۱

شکل ۲-۵ ..... ۷۲

شکل ۲-۶ نمودار تحکیم اولیه و ثانویه ۷۴

شکل ۲-۷ روش لگاریتم زمان ۷۵

شکل ۲-۸ رابطه بین درجه تحکیم و ضریب زمان ۷۷

شکل ۳-۱ ضریب باربری نوک شمع ۸۶

شکل ۳-۲ مقاومت سطح جانبی شمعها در رس ۸۸

omoorepeyman.ir

شکل۳-۳ مقادیر α_1 وα_2 برای شمعهای طویل (**L** طول شمع و **b** قطر شمع می‌باشد.)..... ۸۹
شکل ۳-۴ نحوه تعیین، q_1و q_2و q_3 ..... ۹۲
شکل ۳-۵ حداکثر مقدار **q** ۹۲
شکل ۳-۶ ضریب اصطکاک منفی جدار (**b**) برای شمعهای کوبیده شده در خاک رس ۹۶
شکل ۳-۷ ضریب تأثیر نشستI_0 ..... ۹۹
شکل ۳-۸ تغییرات ضریب اصلاح تراکم‌پذیری R_k نسبت به $K = \frac{R_A E_P}{E_S}$ ۱۰۰
شکل ۳-۹ ضریب اصلاح نسبت پواسون، R_v ۱۰۰
شکل ۴-۱ ضریب کاهش تنش در عمق..... ۱۱۶
شکل ۴-۲ ارتباط بین مقاومت نفوذ استاندارد اصلاح شده و نسبت تنش سیکلی مقاوم برای زلزله‌ای به بزرگی ۷/۵ ریشتر ۱۱۷
شکل ۴-۳ تغییرات ضریب اصلاح تنش برشی بر حسب نسبت تنش برشی اولیه به تنش مؤثر قائم..... ۱۱۸
شکل ۴-۴ تغییرات ضریب اصلاح فشار مؤثر قائم بر حسب تنش مؤثر قائم..... ۱۱۹
شکل ۶-۱ دیوار سپری مهار شده..... ۱۳۵
شکل ۶-۲ دیوار سپری با سکوی کاهنده..... ۱۳۶
شکل ۶-۳ دیوار سپری طره‌ای..... ۱۳۷
شکل ۶-۴ مراحل مختلف اجرای دیوار در حالت خاکریزی شده..... ۱۳۹
شکل ۶-۵ مراحل مختلف اجرای دیوار در حالت لایروبی شده ۱۴۰
شکل ۶-۶ انواع مهاربندی ۱۴۱
شکل ۶-۷ انواع قرارگیری میل‌مهار درون و خارج منطقه گسیختگی..... ۱۴۴
شکل ۶-۸ مهارهای تزریقی عمودی و مایل در زیر کف سازه‌های زیرزمینی برای مقابله با نیروهای زیر فشار ۱۴۶
شکل ۶-۹ مهاربندی با شمعهای مایل..... ۱۴۹
شکل ۶-۱۰ تیر زیر سری (تیر پشتبند) و میل‌مهار ۱۵۲

omoorepeyman.ir

شکل ۷-۱ بشقابکهای ارتعاشی برای تراکم سطحی بستر دریا..... ۱۶۲
شکل ۷-۲ زهکش قائم در ترکیب با پیش‌بارگذاری ۱۶۹
شکل ۷-۳ نصب زهکش قائم ماسه‌ای با لوله فلزی ۱۷۱
شکل ۷-۴ مثالی از مقطع یک نوار زهکش ۱۷۴
شکل ۷-۵ تحکیم دینامیکی در دریا ۱۷۶
شکل ۷-۶ اعمال ضربات بر سطح بستر دریا با چکش هیدرولیکی ۱۷۸
شکل ۷-۷ تراکم عمیق با ارتعاش..... ۱۸۱

omoorepeyman.ir

۱

شناسایی ژئوتکنیکی زمین

omoorepeyman.ir

omoorepeyman.ir

۱-۱ کلیات

اصول حاکم بر ژئوتکنیک دریایی مشابه اصول ژئوتکنیک خشکی می‌باشد. از آنجا که احداث سازه در دریا با مشکل دسترسی، وجود خاکهای خاص، جزر و مد، موج، جریان و سایر پدیده‌های دریایی مواجه است، مسایل ویژه‌ای در آنها مطرح می‌شود که باید در شناسایی‌های زمین هم مورد توجه باشد.

۱-۱-۱ اهداف

در این قسمت، شناسایی زمین برای پروژه‌های دریایی مورد توجه قرار می‌گیرد. با توجه به عمومی بودن آیین‌نامه، مسایل ویژه سازه‌های دور از ساحل مطرح نمی‌شود. از آنجا که شناسایی زمین برای بسیاری از سازه‌های ساحلی شامل شناسایی خشکی نیز می‌شود، به شناسایی در خشکی هم اشاره می‌گردد.

شناسایی ژئوتکنیکی زمین شامل تعیین دقیق موارد ذیل است:

- تعیین جنس، ضخامت و توالی لایه‌های زیرسطحی
- شرایط آب زیرزمینی
- خواص فیزیکی خاک و سنگ لایه‌های زیرسطحی
- خواص مکانیکی خاک و سنگ لایه‌های زیرسطحی
- اطلاعات خاص در صورت نیاز، مثل ترکیبات شیمیایی آب و خاک

اهداف اصلی از گردآوری اطلاعات بالا عبارتند از:

الف: مناسب بودن زمین – بررسی مناسب بودن زمین (بستر دریا و یا نقطه ساحلی) برای پروژه موردنظر

ب: طراحی – تهیه اطلاعات جهت طراحی ایمن و اقتصادی

ج: اجرا – تعیین مناسب‌ترین روش اجرا در ارتباط با زمین و مشکلات قابل پیش‌بینی آن در دریا

د: تأثیر تغییرات – تعیین تغییرات محتمل زمین و شرایط محیطی در آینده

هـ: انتخاب محل – پیشنهاد بهترین محل برای پروژه در صورت مطرح بودن چندین محل

omoorepeyman.ir

۱-۱-۲ مراحل شناسایی

شناسایی زمین بستر دریا و یا زمینی که در مجاورت دریا قرار دارد، دارای مراحل ذیل می‌باشد. (این مراحل همواره یکی پس از اتمام دیگری انجام نمی‌شوند و اغلب هم‌پوشانی زمانی دارند):

- مطالعات دفتری
- بازدید محلی
- گمانه‌زنی و آزمونهای محلی و نمونه‌برداری
- آزمونهای آزمایشگاهی
- تهیه گزارش

قبل از شروع کار باید برنامه‌ریزی دقیق برای کلیه مراحل و همچنین تخمین مناسبی از هزینه‌های شناسایی زمین انجام گیرد. با وجود این نمی‌توان توصیه کرد که هزینه شناسایی زمین در ایران باید در چه حدودی نسبت به قیمت پروژه باشد، زیرا این موضوع مستلزم تحقیق و بررسی گسترده با توجه به هزینه‌های مصالح، دستمزد، ماشین‌آلات و نظایر آن در ایران می‌باشد. درصدهای پیشنهادی در مراجع خارجی نیز می‌تواند با احتیاط و واقع‌بینانه به کار رود که برخی از آنها عبارتنداز:

- استاندارد انگلستان (**BS 5930, 1981**)، توصیه می‌کند که یک درصد سرمایه‌گذاری پروژه صرف شناسایی زمین شود.
- مرکز تحقیقات ساختمان انگلستان (**BRE, 1987**)، پیشنهاد می‌کند برای ساختمانهای کم‌ارتفاع (۰/۲٪) هزینه پروژه به عنوان هزینه شناسایی زمین در نظر گرفته شود.
- برخی از مراجع آمریکایی پیشنهاد می‌کنند که هزینه شناسایی زمین به طور معمول باید در حدود (۰/۱٪) الی (۰/۵٪) هزینه ساختمان باشد.

باید توجه داشت که حجم مناسب شناسایی به شدت تابع شرایط و وضعیت زمین و اهمیت پروژه است و درصدهای ذکر شده در بالا نباید به صورت کورکورانه مورد استفاده قرار گیرد. به عبارت دیگر نباید برنامه‌ریزی و حجم شناسایی به گونه‌ای انجام شود که دور از اعتدال باشد.

omoorepeyman.ir

۱-۱-۳ شناسایی مقدماتی، نهایی و تکمیلی

شناسایی زمین در پروژه‌های بزرگ در دو بخش مقدماتی و نهایی (تکمیلی) انجام می‌شود.

شناسایی مقدماتی به قصد تهیه اطلاعات جهت مقایسه گزینه‌های مختلف و تعیین طرح کلی، نوع و ابعاد اولیه پی‌ها انجام می‌شود. وقتی که محل دقیق ابنیه و ابعاد اولیه آن مشخص شد، آنگاه شناسایی نهایی برنامه‌ریزی و اجرا می‌شود تا اطلاعات لازم برای طراحی دقیق به دست آید.

شناسایی‌های تکمیلی ممکن است در طول اجرای پروژه به دلایل مختلفی مانند تغییرات پروژه و یا رفع نواقص احتمالی ضرورت یابد.

ضروری است در حین اجرای پروژه، وضعیت زمین مورد بازرسی دایم قرار گیرد و مشاهدات حین خاکبرداری و نظایر آن با اطلاعات حاصل از شناسایی مقدماتی و نهایی مطابقت داده شود. چنان‌چه تناقض وجود داشته باشد با انجام مطالعات تکمیلی در صورت نیاز برای تجدید نظر در طراحی اقدام گردد.

۱-۱-۴ مرور و تغییر برنامه شناسایی در عمل

قبل از شروع عملیات شناسایی زمین باید اطلاعات لازم اولیه مانند وضعیت زمین‌شناسی محل و جنس کلی خاک تا حد امکان جمع‌آوری شود و پس از آن برنامه‌ریزی دقیق عملیات انجام گیرد. در عمل با توجه به هر گونه اطلاعات جدیدی که به دست می‌آید، برنامه شناسایی‌ها مرور شده و تغییرات لازم اعمال می‌گردد، این تغییرات می‌تواند شامل عمق و تعداد گمانه‌ها، عمق و تعداد آزمونهای صحرایی و نمونه‌گیری و نظایر آن باشد. مرور و تغییر برنامه شناسایی‌ها در عمل اهمیت زیادی دارد.

اصولاً تفسیر اطلاعات از ابتدای تهیه آنها در زمین آغاز می‌شود. بنابراین لازم است مهندس با تجربه و دارای اختیارات کافی از ابتدا به تفسیر اطلاعات پرداخته و تغییرات لازم را در برنامه شناسایی‌ها در حین انجام اعمال کند.

۱-۱-۵ نقش شناسایی‌های ژئوفیزیکی

موضوع شناسایی ژئوفیزیکی مستقل از شناسایی‌های ژئوتکنیکی است و معمولاً توسط گروه‌های مستقل انجام می‌گیرد. روشهای اصلی شناسایی‌های ژئوفیزیکی شامل آزمایشات صحرایی لرزه‌نگاری

omoorepeyman.ir

(اندازه‌گیری سرعت امواج برشی) و ژئوالکتریک (اندازه‌گیری مقاومت الکتریکی) می‌باشد. بر اساس تغییرات خواص فیزیکی خاک می‌توان تغییرات ضخامت لایه‌های خاک را در حد فاصل ما بین گمانه‌ها تعیین نمود و به این ترتیب امکان کاهش تعداد و عمق گمانه‌ها مقدور می‌گردد. تفسیر واقع‌بینانه نتایج آزمایشهای ژئوفیزیکی فقط با کمک گمانه‌زنی و اندازه‌گیری‌های ژئوتکنیکی مقدور است.

شناسایی ژئوفیزیکی جهت تعیین لایه‌بندی عمومی و اولیه زمین انجام می‌شود تا ارزیابی اولیه و سریع از زمین را به دست دهد. لذا در شناسایی‌های دور از ساحل بسیار متداول است.

در شناسایی‌های ژئوفیزیکی دریایی باید تفسیرها بر مبنای یک سطح تراز ثابت انجام شود و اطلاعات مربوط به جزر و مد اعمال گردد. عمق‌یابی مسیر حرکت شناور در شناسایی‌های ژئوفیزیکی دریایی به طور پیوسته ضروری است.

کاربرد شناسایی مقاومت الکتریکی خاک عمدتاً در ارزیابی خورندگی محیط خاک و تأثیر آن بر مصالح ساختمانی مثل بتن و فولاد می‌باشد. شناسایی سرعت امواج برشی خاک معمولاً در مورد بررسی‌های سختی خاک به ازای کرنشهای کوچک و مواردی مثل زلزله کاربرد دارد.

۱-۲ مطالعات دفتری

عملیات شناسایی زمین با مطالعات دفتری آغاز می‌شود. در گام اول باید اطلاعات لازم از بنای مورد نظر جهت احداث تا حد امکان تهیه گردد. نوع سازه‌ها، کاربری آنها، زمان محتمل برای شروع عملیات ساختمانی و مدت ساخت و روش ساخت می‌تواند کمک مؤثری در انجام مطالعات مرتبط باشد. همچنین اطلاعات سازه‌های مجاور که تحت تأثیر پروژه جدید قرار می‌گیرند باید تهیه شود. جمع‌آوری و بررسی‌های ذیل در مطالعات دفتری قابل انجام است:

- تهیه اطلاعات ژئوتکنیکی از گمانه‌های حفر شده در نزدیکی محل پروژه
- بررسی نقشه‌های هیدروگرافی، توپوگرافی و زمین‌شناسی و عکسهای هوایی و تعیین موقعیت پروژه در آنها
- بررسی پیشینه لرزه‌خیزی و بررسی وجود گسل در منطقه
- بررسی گزارشهای خاک‌شناسی کشاورزی در صورت وجود

omoorepeyman.ir

– بررسی اطلاعات موجود در خصوص استفاده‌های قبلی از زمین پروژه
– تهیه نقاط مبنای نقشه‌برداری در منطقه یا نقاط مشخص دیگر به عنوان مبنای پیاده کردن محل گمانه‌های آتی
– وجود آبروهای سطحی یا جویبار و رودخانه در مناطق ساحلی
– تهیه اطلاعات هواشناسی، بارندگی و همچنین طغیان یا سیل‌ها
– بررسی خطر سیل برای محل پروژه در وضعیت فعلی و خطر ناشی از احداث پروژه جدید
– جمع‌آوری اطلاعات از موانع زیرسطحی مثل لوله‌های آب یا گاز
– بررسی دسترسی به منطقه از راه زمینی، راه‌آهن، هوایی و دریایی
– جمع‌آوری نقشه‌های دریانوردی در خصوص عمق آب، موج، جزر و مد
– بررسی نحوه کسب مجوز جهت بازدید و عملیات اکتشافی آتی

۱-۳ بازدید محلی

بازدید محلی معمولاً پس از شروع مطالعات دفتری و قبل از اتمام آن انجام می‌گیرد. جمع‌آوری اطلاعات و بررسی اولیه دفتری آنها قبل از بازدید ضروری است. اما از طرف دیگر بازدید محلی می‌تواند به مطالعات دفتری تکمیلی کمک کند. موارد و کارهای ذیل می‌تواند در بازدید محلی انجام پذیرد:
– قدم زدن در کل منطقه در پروژه‌های ساحلی و غواصی در صورت امکان
– جمع‌آوری اطلاعات مربوط به رفتار پی ابنیه موجود در مجاورت محل پروژه مورد نظر و اطلاع از تجربیات محلی
– بررسی چاه‌های منطقه در پروژه‌های ساحلی و اطلاع از شور یا شیرین بودن آب آنها و تغییرات فصلی سطح آب و همچنین تغییرات احتمالی آب چاه‌ها در اثر جزر و مد
– رخنمون‌های خاک یا سنگ در ساحل
– شواهد فرسایش یا رسوب‌گذاری
– علایم موجود از سطح آب دریا در ترازهای مختلف در ساحل
– شواهد دوام مصالح سنگی

omoorepeyman.ir

- جستجوی اولیه در خصوص مصالح سنگی یا خاکی (منابع قرضه) مورد نیاز پروژه
- بررسی زهکشی منطقه و وجود مسیل یا مسیر آب و رودخانه و تخمین دبی آنها
- امکان دسترسی به زمین پروژه جهت تجهیزات گمانه‌زنی و شناسایی زمین
- نحوه تأمین آب برای دستگاه‌های حفاری جهت حفر گمانه‌ها
- مشخص کردن تقریبی محل ابنیه مختلف
- تطابق دادن نقشه‌ها با زمین و خط ساحلی و مشخص کردن تفاوت نقشه‌ها با واقعیت
- مشخص کردن موانعی مثل خطوط تلفن، برق، فاضلاب و ...
- بررسی ساختمانهایی که احتمالاً در اثر پروژه جدید تحت تأثیر قرار می‌گیرند.
- بررسی دستی بودن خاک
- وجود چشمه یا فشارهای ارتزین و سطح آب زیرزمینی شور و شیرین
- بررسی محل‌های محتمل برای اسکان پرسنل حفاری، انبار موقت و سایر نیازها
- بررسی احتمال استفاده از کارگر یا امکانات محلی در عملیات شناسایی

۱-۴ گمانه‌زنی و حفاری

۱-۴-۱ عمق شناسایی

در بندهای آتی توصیه‌هایی برای تعیین عمق‌های شناسایی ارایه می‌گردد. در اغلب کارها لازم نیست که تمام گمانه‌ها تا عمق‌های توصیه شده حفر شوند. وقتی که نیمرخ کلی زمین حاصل شد، می‌توان سایر گمانه‌ها را تا عمق کمتر حفاری کرد.

– عمق شناسایی و حفاری گمانه‌ها باید برابر با عمقی باشد که بنای مورد نظر موجب نوعی تغییر در شرایط زمین در آن عمق (مثل افزایش تنش مؤثر) یا موجب تغییر در شرایط آب زیرزمینی تا آن عمق می‌گردد.

– اگر به سنگ بستر برخورد شود، حداقل ۳ متر حفاری در سنگ همراه با مغزه‌گیری برای بیش از یک گمانه لازم است. چنان‌چه اطمینان از وجود سنگ بستر حاصل نشود، این عمق افزایش می‌یابد.

omoorepeyman.ir

– نوع پی، مثلاً سطحی یا عمیق، بر عمق‌های شناسایی مؤثر است. اگر نوع پی، قبل از عملیات شناسایی معلوم نباشد، چنان‌چه حجم کار اجازه دهد، می‌توان شناسایی‌ها را در دو مرحله انجام داد وگرنه نتایج، حین پیشرفت عملیات شناسایی مورد تجزیه و تحلیل قرار گرفته و طبق آن عمل خواهد شد.

– برای پی‌های سطحی مثل کیسون‌ها و پی ساختمانهای معمولی در بندر، عمق گمانه برای حداقل دو عمق زیر در نظر گرفته می‌شود:

الف: عمقی که افزایش فشار ناشی از بار ساختمان در آن عمق، برابر با (۵٪) تنش مؤثر اولیه است.

ب: عمقی که افزایش فشار ناشی از بار ساختمان در آن عمق، برابر با (۱۰٪) تنش ناشی از ساختمان بر کف پی است[۱].

اگر بنای مورد نظر به نشست حساس نباشد (مثل یک خاکریز) توصیه بند "الف" بسیار بیش از عمق مورد نیاز است.

– به عنوان یک قاعده ساده برای پی‌های سطحی ساختمانهای بندری، می‌توان عمق گمانه را برابر با ۱/۵ برابر عرض منطقه بارگذاری شده در نظر گرفت. این عرض برای پی‌های گسترده برابر با ۱/۵ برابر عرض آن می‌باشد. قاعده این بند، برای پی‌های سطحی که تحت بار زیاد قرار دارند (مثلاً کیسون‌ها) همواره قابل استفاده نیست.

– عمق گمانه برای پی‌های عمیق تابع طول آنها است. مطالعات با کمک تخمین اولیه آغاز می‌شود زیرا نمی‌توان طول پی عمیق را قبل از شناسایی زمین تعیین کرد، با تخمین اولیه، مطالعات آغاز می‌شود. با پیشرفت عملیات گمانه‌زنی ممکن است عمق مورد نیاز با توجه به لایه‌های مورد برخورد تغییر کند. دانش فنی، دقت طراح و ناظر عملیات شناسایی و ارتباط مستقیم بین آنها شرط اساسی برای موفقیت در کار است تا از هزینه اضافی جلوگیری شود یا عمق شناسایی کار می‌باشد وگرنه هزینه اضافی صرف می‌شود یا اینکه عمق شناسایی کافی نخواهد بود.

---

۱. در برخی از مراجع اروپایی، این دو معیار به ترتیب به (۱۰٪) و (۲۰٪) تبدیل می‌شود که عمق کمتری به دست می‌دهند و در برخی گمانه‌ها قابل استفاده است.

omoorepeyman.ir

– اگر نوع شمع متکی بر سنگ باشد، باید از وجود سنگ بستر اطمینان حاصل نمود و برخی گمانه‌ها را تا آنجا ادامه داد که احتمال برخورد به سنگ سست منتفی گردد. اگر سنگ هوازده باشد، همچون خاک در نظر گرفته می‌شود و ممکن است حفاری تا رسیدن به سنگ سالم ادامه یابد.

– پی‌های گسترده که بر روی گروه شمع در رس قرار دارند، برای کاهش نشست به کار می‌روند. در این شرایط باید عمق شناسایی در برگیرنده کلیه لایه‌هایی باشد که نقش مهمی در مقدار نشست دارند. همان‌طور که در شکل ۱–۱ نشان داده شده است، معمولاً یک پی گسترده فرضی در عمقی برابر با $\frac{2}{3}$ طول شمع در خاک در نظر گرفته می‌شود و عمق فرورفت گمانه برای آن محاسبه می‌شود. بنابراین عمق گمانه برای گروه شمع معادل است با عمق گمانه برای پی گسترده مذکور به علاوه $\frac{2}{3}$ طول شمع در خاک.

– در عمل عمق حاصل از محاسبات بند قبل زیاد است زیرا به لایه‌های سخت رس برمی‌خوریم که نشست قابل توجه نخواهد داشت. در این شرایط باید مهندس ناظر به عملیات حفاری خاتمه دهد.

– برای ابنیه نگهبان خاک، مثلاً سپرها، عمق شناسایی برای بررسی پایداری باید در برگیرنده عمقی از خاک باشد که ممکن است سطح گسیختگی عمیق در آن به وجود آید. این عمق در لایه‌های سست به **2H** می‌رسد، شکل ۱–۲ که **H** ارتفاع کلی سازه نگهبان می‌باشد.

– عمق مورد نیاز برای مطالعه پی دیوارهای نگهبان مثل اسکله‌های وزنی، همچون سایر پی‌ها تعیین می‌گردد.

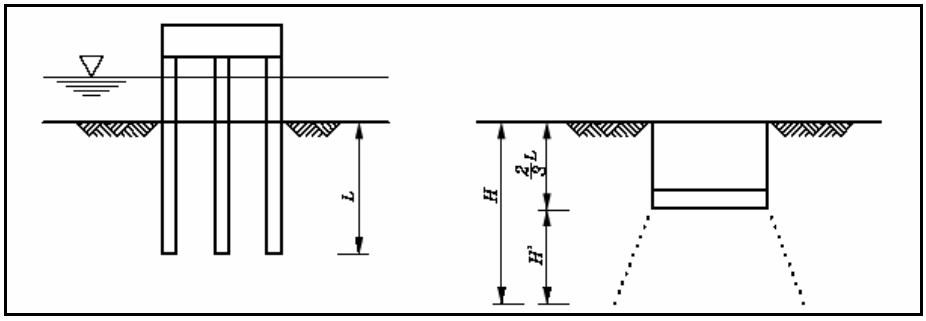
– برای گودبرداری‌های عمیق، عمق گمانه و محل آنها باید دربر گیرنده سطح لغزش احتمالی و فشار آب باشد. در یک خاک همگن اعداد مندرج در شکل ۱–۳ می‌تواند به عنوان راهنما قابل استفاده باشد (**Lancellota**، ۱۹۹۵).

– برای محدوده مورد نظر جهت لایروبی، باید عمق گمانه برابر با ضخامت لایه مورد لایروبی به‌علاوه عمقی باشد که ممکن است ناخواسته لایروبی گردد یا در توسعه‌های آتی جهت لایروبی مدنظر باشد.

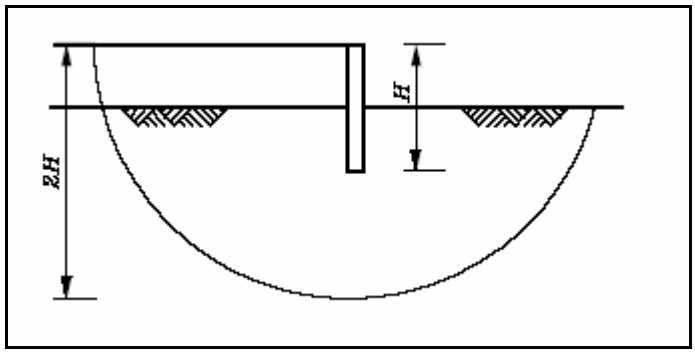
omoorepeyman.ir

– برای موج‌شکنها، باید عمق شناسایی برای انجام مطالعات ظرفیت باربری، و همچنین برای بررسی پایداری و گسیختگی‌های عمیق ناشی از دوران پی کفایت کند. اگر حساسیت به نشست زیاد است، عمق گمانه‌ها افزایش می‌یابد.

– برای خطوط لوله کوچک و سطحی، معمولاً شناسایی تا یک متر کافی است. برای لوله‌های کوچک در ترانشه‌های عمیق‌تر، شناسایی باید موجب پیش‌بینی مشکلات احتمالی حفاری و نگهداری لوله باشد لذا عمق یک الی دو متر قابل توصیه است. در خصوص لوله‌های بزرگ و سنگین باید ملاحظات مربوط به ظرفیت باربری و نشست مورد توجه باشد.

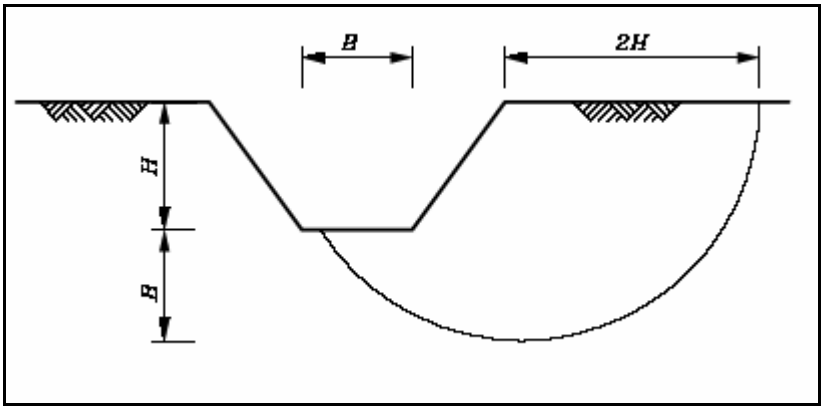


شکل ۱-۱ تعیین عمق گمانه برای گروه شمع (H' عمق گمانه برای پی فرضی، H عمق گمانه برای گروه شمع و L طول شمع می‌باشد)



شکل ۱-۲ عمق گمانه برای ابنیه نگهبان خاک

omoorepeyman.ir



شکل ۱-۳ عمق گمانه برای گودبرداری‌ها

۱-۴-۲ تعداد و محل گمانه‌ها

– تعداد و فاصله گمانه‌ها تابع ناهمگونی شرایط زمین، نوع پروژه، نیازهای زمان بهره‌برداری، تجربیات قبلی و قضاوت مهندسی است. محل گمانه‌های شناسایی چنان انتخاب می‌گردد که محدوده تحت تأثیر را در جهت طولی و عرضی پوشش دهد.

– برای اسکله‌ها و دیوارهای ساحلی که در امتداد خط خشکی می‌باشند، محل گمانه‌ها چنان انتخاب می‌شود که نیمرخ زمین در امتداد طولی (در امتداد ساحل) و امتداد عرضی (عمود بر خط ساحلی) به‌دست آید. نیمرخ عرضی از گمانه‌های ذیل به دست می‌آید:

الف: گمانه‌هایی که در جلوی اسکله برای به دست آوردن اطلاعات در خصوص فشار مقاوم خاک، پایداری کلی و مشخصات لایروبی حفر می‌گردند.

ب: گمانه‌هایی که در محل سازه اصلی اسکله حفر می‌گردند تا اطلاعات در خصوص ظرفیت باربری و نشست سازه اسکله یا وضعیت فشار محرک خاک به دست آورند.

ج: گمانه‌هایی که در پشت سازه اسکله حفر می‌شوند تا اطلاعات لازم در خصوص احیای زمین پشت سازه اسکله یا ساختمانهای سمت خشکی ارایه دهند.

شکل ۱-۴ گمانه‌های الف، ب و ج را نشان می‌دهد. فاصله طولی این گمانه‌ها می‌تواند متفاوت باشد.

omoorepeyman.ir

– فاصله گمانه‌ها از یکدیگر برای ابنیه دریایی نظیر اسکله و موج‌شکن در جهت طولی و عرضی معمولاً متفاوت است. اعداد جدول ۱–۱ به عنوان راهنما در مطالعات شناسایی نهایی ذکر می‌گردند. اگر لازم است تعداد گمانه‌ها به خاطر محدودیتهای زمانی یا مالی کاهش یابد، اولاً روشهای سریع و ارزان‌تر باید جایگزین شود و ثانیاً ریسک ناشی از کاهش شناسایی باید بین کارفرما، مشاور و پیمانکار تقسیم شود.

– محل حفر گمانه در زمان حفاری ممکن است با توجه به شرایط اسکله یا موج‌شکن، خشک باشد. و حفاری ممکن است در دریا نیز صورت گیرد که از نظر هزینه حفاری گران بوده و دقت بیشتری را در انتخاب محل و تعداد گمانه‌ها می‌طلبد.

– برای موج‌شکنها معمولاً گمانه‌ها روی محور مرکزی موج‌شکن در پلان حفر می‌شوند. در برخی از مقاطع ممکن است بیش از یک گمانه برای تعیین نیمرخ عرضی زمین حفر گردد.

– برای محدوده‌های وسیع مورد نظر جهت لایروبی، می‌توان گمانه‌ها را به صورت شبکه‌ای حفر کرد.

– برای ساختمانهای خشکی که در یک محدوده کوچک (۲۵۰ متر مربع) احداث می‌گردند، حداقل ۳ گمانه ترجیح دارد. اگر تعداد زیادی ساختمان در مجاورت هم احداث می‌گردند، یک گمانه به ازای هر ساختمان می‌تواند کافی باشد.

– تنها یک گمانه برای یک پی متمرکز مثل پی یک برج دیده‌بانی یا فانوس دریایی با فرض مشخص بودن محل دقیق احداث پی می‌تواند کافی باشد. گاهی ممکن است، نتایج این گمانه گمراه کننده باشد، مثلاً حفاری در یک قطعه سنگ بزرگ ممکن است با سنگ بستر اشتباه گردد، در این صورت بایستی حداقل از یک گمانه کمکی دیگر نیز استفاده شود.

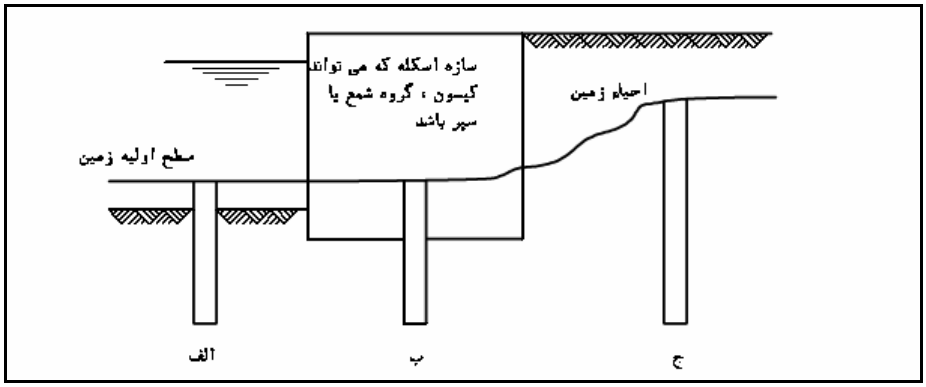
– برای ساختمانهای خشکی که مساحت ۲۵۰ الی ۱۰۰۰ متر مربع دارند، حداقل چهار گمانه می‌تواند کافی باشد، به شرطی که سطح زمین مسطح و دو گمانه اول نشان‌دهنده لایه‌بندی منظم زمین باشند. پنج گمانه (یکی در مرکز و چهار تا در گوشه‌ها) به طور معمول ترجیح دارد.

– اعداد ذکر شده در این قسمت حالت راهنما را برای تعیین حداقل شناسایی دارند و با توجه به شرایط پروژه ممکن است تغییر یابند.

omoorepeyman.ir

جدول ۱-۱ فاصله گمانه‌ها در جهت طولی و عرضی اسکله‌ها و موج‌شکنها به متر

لایه‌بندی	در جهت طولی	در جهت عرضی
یکنواخت	۵۰ الی ۱۰۰	۲۰ الی ۳۰
پیچیده	۱۰ الی ۳۰	۱۰ الی ۲۰



شکل ۱-۴ محل گمانه‌ها در امتداد عرضی، (الف) گمانه‌های جلوسازه، (ب) گمانه‌های زیرسازه و (ج) گمانه‌های پشت سازه

۱-۴-۳ حفاری گمانه

حفر گمانه با روشهای مختلف انجام می‌شود. ساده‌ترین آن عبارت از حفاری چاهک با بیل و کلنگ است و به آن چاه دستی می‌گویند. این روش در مناطق ساحلی و فقط بالای سطح آب قابل استفاده است. چاه دستی قابل اعتمادترین روش حفاری گمانه از نظر صحت و وسعت اطلاعات حاصله می‌باشد. اما حفاری چاه دستی کند است و نمی‌توان تا اعماق زیاد زیر سطح آب حفاری نمود. جدول ۱-۲ روشهای مکانیکی حفر گمانه با دستگاه را ارایه می‌نماید.

به طور معمول حفاری با دستگاه در هر یک الی دو متر متوقف می‌شود و اغلب سیستم حفاری از گمانه خارج می‌شود و سپس ابزار نمونه‌گیری یا آزمون درجا به درون گمانه فرستاده می‌شود. دیواره گمانه با روشهایی که در بخش بعد اشاره می‌شود، پایدار می‌گردد تا ریزش نکند.

omoorepeyman.ir

فشار یا ضربه ناشی از سیستم حفاری و همچنین خروج آب از نوک مته حفاری موجب دست‌خوردگی بخشی از خاک می‌شود (شکل ۱–۵). لذا فشارها و ضربه‌های سنگین در حفاری گمانه به قصد شناسایی زمین به کار نمی‌رود.

– در روش حفاری دورانی، سرعت دوران مته و فشار وارد بر نوک مته باید به نحوی تنظیم شود که عملیات حفاری متناسب با عوامل مختلف از جمله سختی و قطر گمانه یا نمونه‌گیر، پیوسته باشد.

– سیال حفاری معمولاً آب است اما هوا یا گل حفاری نیز می‌تواند به کار رود. سیال حفاری موجب خارج کردن مصالح حفاری شده از کف گمانه می‌گردد. انتخاب سیال حفاری باید به دقت انتخاب شود تا متناسب با تجهیزات حفاری و نوع زمین باشد. آب ساده‌ترین و معمول‌ترین سیال حفاری است. گل حفاری که شامل آب و رس یا بنتونیت است و همچنین آب با یک افزودنی مثل کلرات سدیم و همچنین فوم و ترکیبات پلیمری نیز به عنوان سیال حفاری برای شستشوی کف گمانه به کار می‌روند. محلول آب و بنتونیت یا آب به علاوه یک افزودنی در مقایسه با آب خالص دارای این مزیت هستند که ممکن است مصالح کف گمانه را در سرعت کمتر خارج کنند. بنابراین دست‌خوردگی کمتری به وجود می‌آورند و در مصالح ضعیف و بدون سیمان‌تاسیون اولویت دارند. هوا نیز می‌تواند به عنوان سیال حفاری به کار رود. در سنگهای ضعیف که حفاری و مغزه‌گیری با آب یا گل حفاری ممکن نیست، استفاده از هوا اولویت دارد. آب یا گل حفاری موجب افزایش رطوبت طبیعی و هوا موجب کاهش آن می‌شود.

– از آنجا که در روش حفاری دورانی نیز از آب برای خارج کردن مصالح حفاری شده از کف گمانه استفاده می‌شود، اغلب به اشتباه به آن حفاری شستشویی گفته می‌شود[۱]. مهندسی که گزارش حفاری را در دفتر کار مطالعه می‌کند باید با پرس و جو از کادر حفاری، از این موضوع اطمینان حاصل کند.

– حفر چاه دستی کم‌عمق با بیل مکانیکی مقدور است. این روش در ارزیابی زمین برای مهاربندی سطحی و پی‌های سبک بسیار مناسب می‌باشد. اگر زمین مورد مطالعه با خاکریزی به دست آمده باشد، با حفر چاه می‌توان مصالح خاکریز را مورد مشاهده و ارزیابی قرار داد.

---

۱. این اشتباه در بین پرسنل حفاری در ایران متداول است.

omoorepeyman.ir

– استفاده از حفاری ضربه‌ای در کارهای دریایی برای حفر گمانه در خاک و سنگ ضعیف متداول‌تر از کارهای خشکی است. قطر گمانه‌ای که با روش ضربه‌ای حفر می‌گردد باید آنقدر باشد که امکان تهیه نمونه دست نخورده به قطر ۱۰۰ میلی‌متر را فراهم آورد.

– حفاری در سنگ سخت معمولاً با مغزه‌گیری انجام می‌شود. قطر مغزه‌گیری چنان انتخاب گردد که تا حد امکان، بازیافت نمونه (۱۰۰٪) باشد تا تمام لایه‌های نازک، ضعیف و خرد شونده را شامل گردد. این نکته در بررسی میزان مورد نیاز فرو رفت شمع در سنگ ضعیف برای فراهم آوردن مقاومت جانبی و مقاومت کششی اهمیت زیادی دارد. بازیافت (۱۰۰٪) نمونه در ارزیابی زمین سخت برای لایروبی نیز اهمیت دارد.

جدول ۱-۲ روشهای حفاری گمانه

روش حفاری	روش کار	کاربرد
چاه دستی	– با بیل و کلنگ توسط نیروی انسانی حفاری می‌شود. در ایران چاه‌هایی با عمق بسیار زیاد با این روش حفر می‌گردد، لیکن به دلیل سرعت کم عملیات حفاری در اعماق زیاد، در شناسایی‌های ژئوتکنیکی معمولاً گمانه‌ای عمیق را به صورت دستی حفر نمی‌کنیم. – برای افزایش سرعت می‌توان چاه دستی را با بیل مکانیکی حفر کرد. عمق چاهکها در این حالت معمولاً کمتر از ۵ متر و حداکثر ۱۰ متر می‌تواند باشد.	– مطمئن‌ترین روش حفاری در شناسایی‌های ژئوتکنیکی است زیرا امکان مشاهده مستقیم خاک و اخذ نمونه دست نخورده با ابعاد بزرگ را فراهم می‌آورد. – عمق حفاری دستی، محدود به تراز آب زیرزمینی است لذا فقط برای گمانه‌های ساحلی در بالای تراز آب قابل استفاده می‌باشد. – عملیات حفاری چاه دستی معمولاً توسط کارگران محلی انجام می‌شود و هزینه تجهیز کارگاه آن ناچیز است. – دست خوردگی خاک در حفاری دستی می‌تواند به حداقل برسد ولی در حفاری با بیل مکانیکی، قدری دست‌خوردگی به وجود می‌آید.
مته دستی	– معمولاً از مته‌های مارپیچی استفاده می‌شود که با نیروی انسانی چرخانده می‌شوند. مرحله به مرحله، مته از گمانه خارج شده و خاک دست خورده را خارج می‌نماید. اگر از مته مارپیچی پیوسته استفاده شود،	– خاک خارج شده دست خورده است. تغییر لایه‌ها با مشاهده خاک تشخیص داده می‌شود. – معمولاً برای شناسایی سطحی خاکهای غیر اشباع ماسه، لای و همچنین خاکهای رس در بالای تراز

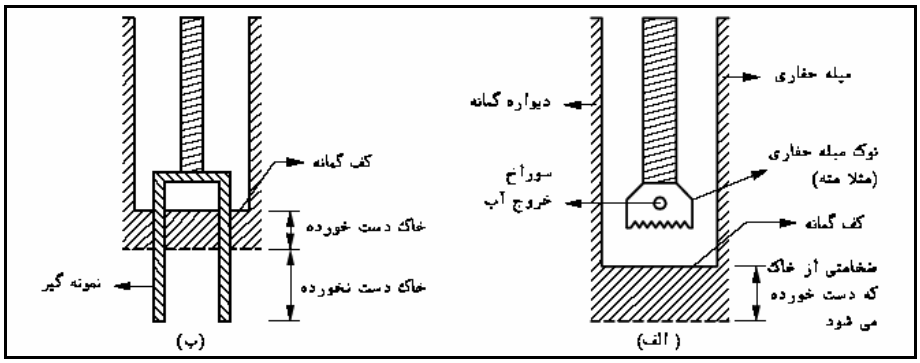
omoorepeyman.ir

روش حفاری	روش کار	کاربرد
	خاک به تدریج خارج می‌گردد. – برای افزایش سرعت می‌توان از موتورهای کوچک استفاده کرد که با دست نگاهداری شده و مته را می‌چرخاند.	آب به کار می‌رود. – از آنجا که لوله‌گذاری برای پایدار کردن گمانه متداول نیست، دیواره‌های گمانه در زیر سطح آب اغلب ریزش می‌کند.
اوگر Auger	– مته مارپیچی پیوسته‌ای است که از سطح زمین تا انتهای گمانه ادامه دارد و با پیشرفت حفاری، به طول آن افزوده می‌شود. – مته حلزونی با موتور چرخانده می‌شود و خاک حفاری شده، روی لبه‌های آن چرخیده و به بالا می‌آید. – اگر مته توپر باشد، باید برای نمونه‌گیری دست‌نخورده یا آزمونهای محلی، کل مته را از گمانه خارج کرد. در صورت به کارگیری مته توخالی می‌توان نمونه‌گیر را از درون مته حلزونی به کف گمانه فرستاد.	– خاکی که با مته حلزونی از زمین خارج می‌شود، دست‌خورده است. برای نمونه‌گیری دست‌نخورده باید نمونه‌گیر را به درون گمانه فرستاد. – در اغلب خاکها قابل استفاده است ولی در خاک چسبنده ترجیح دارد. وقتی مقدار قلوه‌سنگ زیاد است یا مقاومت خاک بسیار بالا می‌باشد، ممکن است موتور قادر به چرخاندن مته حلزونی نباشد. – برای اخذ نمونه‌های دست‌نخورده در خاکهای ماسه‌ای و سلیتی نباید نمونه‌گیر را از درون مته توخالی به کف گمانه فرستاد و نمونه‌گیری کرد چرا که تراوش شدید آب در هنگام نمونه‌گیری به دلیل اختلاف فشار ناگهانی موجب دست‌خوردگی می‌شود.
حفاری‌شستشویی Wash Boring	– حفاری خاک با بالا و پایین رفتن و چرخش مته تیغه مانندی انجام می‌شود که آب یا سیال دیگری با فشار از نوک ان خارج می‌گردد. –آب یا سیال حفاری علاوه بر حفاری، حفاری شده از ته گمانه را نیز خارج می‌نماید. – لوله‌گذاری برای جلوگیری از ریزش گمانه می‌تواند انجام شود. لوله‌گذاری در اعماق سطحی به طور معمول ضروری است. – تشخیص تغییر لایه‌ها در زمان حفاری با استفاده از سرعت پیشرفت حفاری، عملکرد میله حفاری و بررسی ذرات خاک که در درون سیال حفاری به بالا می‌آید مقدور است.	– در ماسه و شن بدون قلوه سنگ و در خاکهای چسبنده نرم تا سخت قابل استفاده است. – به دلیل سبک بودن دستگاه حفاری، می‌توان این روش را در شرایطی که دسترسی مشکل است، (برای مثال در آب، در باتلاق، روی شیب‌ها و درون ساختمانها) به کار گرفت. – خاکی که توسط آب با فشار از ته گمانه بالا آورده می‌شود، حتی نشان دهنده دانه‌بندی خاک در وضعیت دست‌خورده هم نیست. – عمق قابل توجهی از خاک ته گمانه (شکل ۲–۵) در اثر بالا و پایین رفتن مته و فشار آب دست‌خورده می‌شود لذا تهیه نمونه دست‌نخورده مناسب در این روش، مشکل است.

omoorepeyman.ir

روش حفاری	روش کار	کاربرد
حفاری دورانی Rotary Drilling	– مته که به نوک میله حفاری متصل است، با سرعت چرخانده می‌شود و مصالح را حفر می‌کند. فشار ثابتی نیز بر نوک مته به طور معمول باید اعمال گردد. – آب یا سیال دیگری از سوراخی که در مته تعبیه شده، خارج می‌شود و ضمن خنک کردن مته، مصالح حفاری شده را به سطح زمین می‌آورد. – برای نمونه‌گیری و آزمایش صحرایی، اغلب باید مته و میله حفاری را از گمانه خارج کرد. – تشخیص تغییر لایه‌ها در زمان حفاری مانند حفاری شستشویی است.	– در اغلب خاکها قابل استفاده است مگر آنکه خاک حاوی شن و قلوه سنگ درشت باشد. – به دلیل سنگینی دستگاه حفاری، در شرایطی که دسترسی مشکل است، کمتر در خاک به کار می‌رود. – عملکرد چرخشی و فشاری مته حفاری موجب دست‌خوردگی خاک ته گمانه می‌شود. فشار آب نیز موجب دست‌خوردگی می‌باشد.
ضربه‌ای Percussion Drilling	– مته سنگین به کف گمانه برخورد می‌کند و ضمن حفر خاک ان را خارج می‌نماید. – ضربات سنگین وارد بر کف گمانه در خاکهای سست می‌تواند موجب دست خوردگی خاک حفاری شده گردد.	– در برخی از کشورهای اروپایی، به علت کاهش دست‌خوردگی خاک ته گمانه، حفاری ضربه‌ای را به حفاری دورانی ترجیح می‌دهند. – گاهی در ترکیب با سایر روشهای حفاری برای عبور از یک لایه سخت یا حاوی شن درشت و قلوه سنگ به کار می‌رود.
حفاری با نمونه‌گیری پیوسته	– مثل حفاری دورانی است، لیکن مته به شکل یک استوانه توخالی است که خاک یا سنگ به درون آن می‌رود.	– امکان مشاهده لایه‌های بسیار نازک را فراهم می‌آورد. – برای حفاری در سنگ یا خاک حاوی قطعات سنگی ترجیح دارد. – نمونه خاک حاصل از این روش قطعاً دست‌خورده است.

omoorepeyman.ir



شکل ۱-۵ دست‌خوردگی خاک زیر گمانه (الف) در اثر حفاری، بخشی از خاک زیر گمانه دست‌خورده می‌شود. (ب) در اثر حفاری خاک دست نخورده وارد نمونه‌گیر می‌شود.

۱-۴-۴ پایدارسازی گمانه

لازم است دیواره و کف گمانه در حین عملیات حفاری یا نمونه‌برداری پایدار باشد و این شرط در تمام روشهای حفاری وجود دارد.

– گمانه‌های ساحلی در بالای سطح آب می‌توانند بدون تمهیدات خاص پایدار باشند اما با افزایش عمق یا برخورد به آب زیرزمینی نیاز به پایدارسازی دارند.

– گمانه می‌تواند با آب درون آن پایدار بماند. فشار آب درون گمانه نباید کمتر از فشار آب زیرزمینی باشد تا بتواند از تراوش آب به درون گمانه جلوگیری کند. پایدارسازی گمانه با آب، در سنگها و رسهای سخت کارایی دارد اما در خاکهای غیر چسبنده و خاکهای نرم خمیری، مؤثر نیست.

– کارایی محلول بنتونیت در پایدارسازی گمانه بیش از آب است. تأثیر مثبت محلول بنتونیت بستگی به تشکیل کیک "بنتونیت – خاک" در دیواره و کف گمانه دارد. چنان‌چه از بنتونیت جهت پایدارسازی گمانه استفاده شود، نمی‌توان آزمونهای نفوذپذیری در گمانه یا مشاهدات سطح آب زیرزمینی را انجام داد.

– لوله‌گذاری مطمئن‌ترین روش پایدارسازی دیواره گمانه است و در خاکهای بسیار سست نیز کارایی دارد اما هزینه آن زیاد است. برای آزمونهای نفوذپذیری یا مشاهده آب زیرزمینی، روش لوله‌گذاری مانعی را ایجاد نمی‌کند. لازم است توجه شود که لوله‌گذاری مانع ناپایداری کف گمانه نمی‌شود. برای جلوگیری

omoorepeyman.ir

از ناپایداری کف گمانه باید به مقدار کافی آب در درون گمانه باشد تا مانع تراوش آب زیرزمینی از کف به درون گمانه شود.

۱-۴-۵ پر کردن گمانه

عدم پر کردن چاهکهای دستی با مصالح مناسب بسیار خطرناک است و پر کردن گمانه‌های ماشینی نیز ضروری می‌باشد. گمانه‌ای که با مصالح مناسب پر نشده است، موجب نشست سطح زمین می‌شود و همچون مسیری برای آب می‌باشد.

– اگر چاهک در ساحل و در شرایط خشک قرار دارد و مشکل ناشی از نفوذ آب، محتمل نیست، می‌توان چاهک را با خاک متراکم شده پر کرد. برای تراکم می‌توان از وسایل حفاری موجود، مثل بیل مکانیکی استفاده نمود. حصول تراکم مشکل است و اگر چه در جبران مقاومت زمین می‌تواند مؤثر باشد اما در جلوگیری از نفوذ آب، معمولاً ناموفق است.

– بهترین روش برای پر کردن گمانه، استفاده از دوغاب سیمان است. دوغاب باید با لوله هادی به انتهای گمانه ریخته شود و از پایین به بالا، گمانه را پر کند. سیمان به تنهایی به دلیل انقباض، مناسب نیست و ترکیب سیمان و بنتونیت مثلاً با نسبت ۴ به ۱ ترجیح دارد. مقدار آب برابر با حداقل مقدار لازم برای به حرکت درآمدن دوغاب در لوله هادی می‌باشد.

– تأثیر منفی ناشی از عدم پر کردن گمانه در دریا و خشکی در حالت کلی یکسان است و بستگی به اهمیت و شرایط سازه دارد.

۱-۴-۶ سکوی حفاری

دستگاه حفاری گمانه و ملحقات ان باید به گونه‌ای استقرار یابند که حین حفاری واژگون نشوند و در ضمن حداقل ارتعاش و لرزش را منتقل نمایند. سکوی حفاری در حفاری‌های خشکی معمولاً زمین طبیعی با تمهیدات ساده است. برای حفاری در دریا یا رودخانه می‌توان عملیات را با کمک غواص، نصب دستگاه در بستر دریا و استفاده از دستگاه‌های مستغرق انجام داد اما معمولاً سکوی مناسب برای استقرار دستگاه حفاری و ملحقات آن در بالای سطح آب و باید به کار گرفته شود.

omoorepeyman.ir

– سکوی حفاری در بالای سطح آب به شکلهای مختلف نظیر داربست موقت، سکوی خودبالارو یا شناور می‌باشد. گمانه‌ها معمولاً از درون یک لوله هادی قائم حفر می‌گردند. این لوله هادی بین سکوی حفاری تا بستر دریا قرار دارد.

– تعیین وسعت شناسایی‌ها در آب، روش حفاری، نمونه‌برداری و آزمونهای محلی، باید با توجه به مشکلات محل انجام شود. وقتی شناسایی در دریا و رودخانه انجام می‌گردد، باید ملاحظات ایمنی، توصیه‌ها و خطرات تردد دریایی و قوانین محلی مورد توجه باشد.

– وقتی که یک سکوی ثابت مثل سکوی نفتی و نظایر آن در محل موجود است، می‌توان پس از بررسی‌های لازم، یک قسمت طره‌ای موقت برای استقرار دستگاه حفاری ایجاد کرد و عملیات را مشابه خشکی انجام داد. در اعماق کم می‌توان یک داربست موقت برای حفر گمانه احداث کرد.

– سکوی خودبالارو برای حفاری در دریا و رودخانه بسیار متداول هستند. این سکوها در وضعیت شناور، به محل حمل می‌شوند و سپس در محل مورد نظر با فرو کردن پایه‌ها در بستر دریا و بالا آوردن عرشه از سطح آب مستقر می‌گردند. حفاری مشابه خشکی انجام می‌گردد و کیفیت نمونه‌برداری و آزمونهای صحرایی می‌تواند بسیار خوب باشد. وقتی عمق آب بیش از ۲۰ الی ۲۵ متر است، استفاده از سکوی خودبالارو برای شناسایی‌های ژئوتکنیکی معمولاً اقتصادی نیست و استقرار سکوی خودبالارو نیاز به شناسایی قبلی زمین دارد. سکوهای خودبالارو پرحادثه‌ترین سازه‌های دریارو می‌باشند و باید توسط نیروی انسانی با تجربه به کار گرفته شوند.

– استقرار دستگاه‌های حفاری بر روی شناور و انجام عملیات حفاری، نمونه‌برداری و آزمونهای صحرایی از روی آن مقدور می‌باشد. نوع شناور مورد استفاده و ابعاد آن بستگی به شرایط محیطی دریا مثل ارتفاع امواج و سرعت جریان در زمان کار و شرایط لنگراندازی بستر دریا دارد. ابعاد شناور باید به‌نحوی باشد که فضای کار، انبار کردن تجهیزات و استقرار پرسنل را فراهم آورد. استقرار شناور حفاری با حداقل ۴ لنگر انجام می‌گردد.

– مشکل اصلی حفاری گمانه از روی شناور عبارت از بالا و پایین رفتن در آب متلاطم و انتقال این حرکت نوسانی به مته حفاری و ابزار نمونه‌گیری است. افزایش ابعاد شناور در کاهش این حرکت مؤثر می‌باشد، اما اغلب نیاز به تجهیزات مکانیکی برای مستهلک کردن نوسانات قائم می‌باشد. بالا و پایین

omoorepeyman.ir

رفتن شناور در اثر جزر و مد نیز باید مورد توجه باشد. حفاری دورانی بیش از سایر روشهای حفاری به‌نوسانات قائم شناور حساس است، زیرا در این روش فشار ناشی از مته به کف گمانه باید ثابت بماند. به‌طور کلی کیفیت نمونه‌برداری و آزمونهای صحرایی در شرایطی که از یک شناور به عنوان سکوی حفاری استفاده شده است، بستگی به نوع، ابعاد و تجهیزات خاص شناور برای کاهش نوسانات قائم دارد.

– موقعیت گمانه در دریا باید با روش مناسب تعیین گردد. در نزدیکی ساحل یا در نزدیکی نقاطی که مختصات معلوم دارند، می‌توان از تئودولیت استفاده کرد. برای نقاط دور از ساحل یا در شرایطی که دید کافی وجود ندارد باید از روشهای الکترونیکی بهره جست.

– وقتی حفاری در دریا انجام می‌شود، لازم است علاوه بر متغیرهای معمولی ژئوتکنیکی، شرایط آب (مثل موج، جریان، جزر و مد) نیز گزارش گردد.

۱-۴-۷ عمق‌یابی لایه‌های زمین

عمق‌یابی لایه‌ها که به اصطلاح "کاویدن" خوانده می‌شود، به شناسایی ابتدایی لایه‌ها و تعیین عمق آنها با روشهای ارزان قیمت و بدون حفر گمانه اطلاق می‌شود. برای مثال وقتی که سطح زمین از یک لایه سست تشکیل شده است، می‌توان میله نوک‌تیزی را با ضربه یا فشار در زمین فرو کرد تا به لایه سخت برخورد نماید، آنگاه عمق لایه سست مشخص می‌گردد.

– ابزار مختلفی برای کاویدن زمین ابداع شده که به اصطلاح "زمین‌کاو " خوانده می‌شوند. اساس تمام آنها این است که "سوراخ کردن " زمین با استفاده از میله‌ای با یک نوک خاص انجام می‌گردد. نوک میله را "کاوه[۱]" می‌نامیم. مقاومت لازم برای فرو کردن میله ثبت می‌شود. اگر میله با ضربه یا فشار در زمین فرو برده شود، مقاومت زمین به ترتیب با تعداد ضربه و نیروی فشار لازم برای فرورفت میله تعیین می‌گردد. مقاومت فرورفت با خواص مکانیکی لایه‌ها ارتباط دارد و به این ترتیب عمق لایه‌ها مشخص می‌شود. توسعه دستگاه‌های ساده زمین‌کاو منجر به ابداع آزمونهای درجا گردیده است که در جای خود

---

۱. اسم آلت برای مصدر کاویدن و معادل probe

omoorepeyman.ir

بحث می‌گردند. در اینجا فقط دستگاه‌های ساده بحث می‌شود که علی‌رغم ارزان بودن ابزار و روشها در ایران چندان متداول نیستند.

– زمین‌کاوها را با توجه به اینکه از ضربه یا فشار برای فرو کردن میله استفاده می‌کنند می‌توان به زمین‌کاوهای دینامیکی و استاتیکی تقسیم کرد. دستگاه لازم برای کاوش دینامیکی زمین شامل میله‌ای است که طول آن با فرورفت میله در زمین و افزودن قطعات دیگر، افزایش می‌یابد. قطر کاوه که به نوک میله متصل می‌گردد، به طور معمول اندکی بیشتر از قطر میله است. اعمال ضربه به میله با استفاده از سقوط آزاد وزنه‌ای با جرم ثابت و از ارتفاع ثابت انجام می‌گیرد. یکی از این ابزار ساده متداول، عبارت از کاوشگر مکینتاش[1] است. شکل ۱–۶، این ابزار را نشان می‌دهد. کوچکتر بودن قطر میله از قطر کاوه موجب می‌شود که تا حدودی به توان از تأثیر اصطکاک خاک و سطح جانبی میله بر نتایج صرف‌نظر کرد، اما در برخی خاکها و با افزایش عمق باید اصطکاک جانبی را در نظر گرفت. زمین‌کاو مکینتاش دارای میله توخالی است که اگر کاوه به نوک میله متصل نباشد، برای نمونه‌گیری به کار می‌رود. قطر نمونه کمتر از یک سانتی‌متر است و برای مشاهده ظاهری جنس خاک مفید است.

– عمق شناسایی با استفاده از زمین‌کاوهای دینامیکی قابل توجه است. زمین‌کاو مکینتاش تا عمق ۵ الی۱۰ متر به راحتی در زمین رسی نرم فرو می‌رود. زمین‌کاوهای دینامیکی خودکار که دارای وزنه سنگین‌تر و قطر میله بیشتر هستند، تا لایه‌های عمیق‌تر فرو می‌روند.

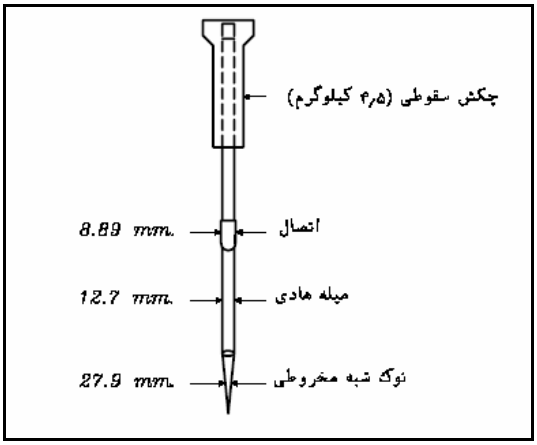
– زمین‌کاوهای استاتیکی ساده دارای عمق نفوذ کم هستند. معمولاً نیروی لازم با نیروی انسانی و انداختن بخشی از وزن بدن به روی آن تأمین می‌شود. این زمین‌کاوها برای تعیین تراکم سطح زمین مفید هستند (شکل ۱–۷).

– اگر در یک منطقه روابط تجربی قابل اعتماد بین نتایج زمین‌کاوی و خواص خاک پیشنهاد شده باشد، می‌توان از زمین‌کاو برای تخمین خواص لایه‌ها و عمق آنها استفاده کرد. کاربرد اصلی زمین‌کاوها عبارت از تعیین عمق و خواص لایه‌ها در فاصله بین دو گمانه است. اگر مجاور هر گمانه، اقدام به

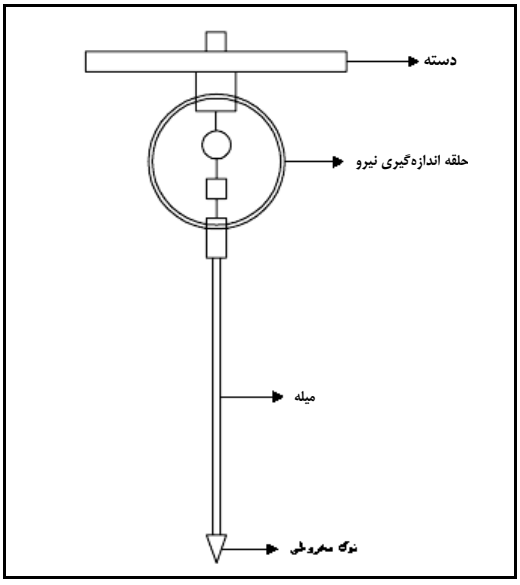
1. Mackintosh Probe

omoorepeyman.ir

زمین‌کاوی نماییم، می‌توان فاصله گمانه‌ها را بیشتر کرد و بین آنها فقط زمین‌کاوی نمود. با این کار می‌توان موجب افزایش دقت عملیات شناسایی زمین و کاهش هزینه به صورت توأم شد.



شکل ۱-۶ زمین‌کاو مکینتاش



شکل ۱-۷ زمین‌کاو استاتیکی ساده

omoorepeyman.ir

۱-۵ مشاهده آب زیرزمینی

۱-۵-۱ کلیات

بررسی آب زیرزمینی برای طراحی پی ابنیه ساحلی اهمیت زیادی دارد. بسیاری از مشکلات پی‌ها را می‌توان به طور مستقیم یا غیر مستقیم ناشی از آب زیرزمینی دانست. بنابراین شرایط آب زیرزمینی هم از نظر فیزیکی و هم شیمیایی باید در تمام مراحل شناسایی زمین مورد توجه باشد.

سطح آب زیرزمینی در طول زمان به دلایلی مثل جزر و مد تغییر می‌کند، بنابراین ممکن است نیاز به مشاهده آب زیرزمینی در مدت زمان معین باشد. در مناطق ساحلی که به طور معمول سفره آب شیرین به‌روی سفره آب شور قرار دارد، بررسی تغییرات آب زیرزمینی و عکس‌العمل آن نسبت به جزر و مد اهمیت ویژه‌ای دارد. در برخی نقاط ساحلی ایران سفره آب آرتزین وجود دارد که باید اندازه‌گیری فشار آنها انجام شود.

۱-۵-۲ زمان پاسخ

روشهای مختلفی برای مشاهده آب زیرزمینی وجود دارد که در تمام آنها، حفره قائمی در زمین ایجاد می‌شود و سطح یا فشار آب در این حفره به عنوان فشار آب زیرزمینی در نظر گرفته می‌شود. این حفره قائم ممکن است یک گمانه یا یک پیزومتر باشد. هر چه قطر گمانه یا پیزومتر بیشتر باشد، حجم آب بیشتری باید به درون آن نفوذ کند تا سطح آب در درون گمانه یا پیزومتر به تعادل برسد. بنابراین همواره مدت زمانی لازم است که سطح آب در درون گمانه یا پیزومتر به طور دقیق نشان‌دهنده فشار آب زیرزمینی در آن نقطه باشد، این زمان را "زمان پاسخ" می‌گویند. زمان پاسخ پیزومتر علاوه بر خصوصیات پیزومتر به کیفیت آب زیرزمینی و نفوذپذیری زمین بستگی دارد.

omoorepeyman.ir

۱-۵-۳ روشهای مشاهده

روشهای مختلف مشاهده آب زیرزمینی در اینجا ذکر می‌گردد. معمولاً مشاهده به طور مستقیم درچاه گمانه یا با نصب پیزومتر در چاه گمانه انجام می‌شود. توصیه می‌گردد در پروژه‌های ساحلی حداقل یک الی دو پیزومتر برای مشاهده تأثیر جزر و مد یا تغییر فشار لایه‌های آرتزین برای مدت طولانی حفظ شود.

الف: مشاهده در چاهک یا گمانه

ساده‌ترین روش مشاهده آب زیرزمینی عبارت از مشاهده سطح آب در چاهک یا گمانه است. دیواره گمانه ممکن است باز باشد یا با لوله سوراخ‌دار پایدار شده باشد. زمان پاسخ در این روش می‌تواند خیلی طولانی باشد، مگر اینکه خاک دارای نفوذپذیری زیادی باشد. ضمناً سطح آب همواره نشان‌دهنده فشار لایه مورد نظر نیست.

ب: مشاهده در پیزومتر لوله‌ای قائم

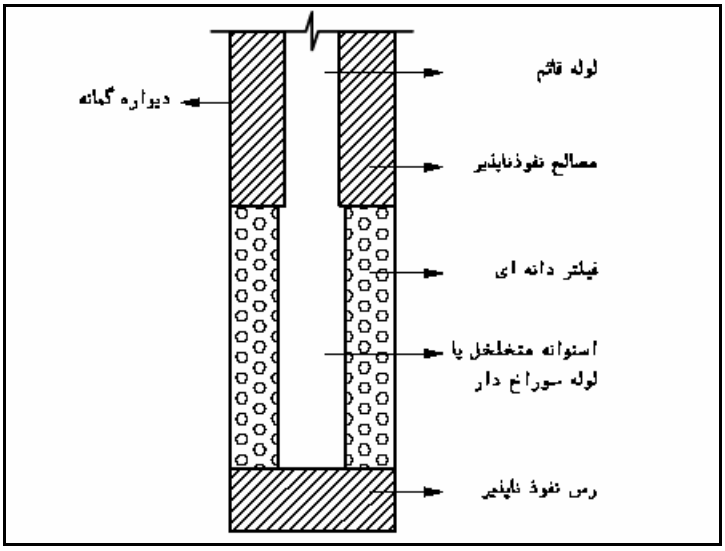
پیزومتر لوله‌ای قائم عبارت از لوله‌ای است که یک استوانه متخلخل یا لوله سوراخ‌دار در انتهای آن وجود دارد. اطراف استوانه متخلخل یا لوله سوراخ‌دار، فیلتر ریخته می‌شود ولی اطراف لوله فوقانی نفوذناپذیر می‌گردد. شکل شماتیک پیزومتر لوله‌ای قائم در شکل ۲-۸ ارایه شده است.

– قطر لوله قائم حداقل باید ۱۲ میلی‌متر باشد تا حبابهای هوا به راحتی بالا رود.

ج: سایر پیزومترها

"زمان پاسخ" پیزومتر لوله‌ای قائم کمتر از چاهک یا گمانه است، اما هنوز برای کارهای دقیق و خاکهای با نفوذپذیری کم مناسب نیست. استفاده از سایر انواع پیزومتر مثل پیزومترهای هیدرولیکی، الکتریکی و پیزومترهای با هوای فشرده به بهبود و دقت مشاهدات به خصوص در شرایط جذر و مدی کمک می‌کند. این پیزومترها ابزار دقیقی هستند و باید از سازندگان معتبر با ضمانت کافی تهیه گردند.

omoorepeyman.ir



شکل ۱-۸ طرح شماتیک یک پیزومتر لوله‌ای قائم

۱-۶ نمونه‌گیری

۱-۶-۱ کلیات

انتخاب روش نمونه‌گیری بستگی به کیفیت مورد نیاز نمونه و نوع زمین دارد. کیفیت مورد نیاز نمونه بستگی به هدف از نمونه‌گیری و نوع آزمایش مورد نظر دارد. اگر بافت خاک حین نمونه‌گیری تغییر نکند، نمونه دست نخورده به دست می آید. اما تهیه نمونه دست نخورده واقعی بسیار مشکل می‌باشد.

کیفیت مورد نیاز نمونه به طور عمده بر مبنای آزمایش مورد نظر ارزیابی می‌گردد. طبقه‌بندی جدول ۱-۳ می‌تواند برای این کار مفید باشد.

نمونه‌های درجه ۳، ۴ و ۵ دست خورده می‌باشند. در برخی از روشها در بهترین شرایط نمونه درجه ۲ حاصل می‌گردد. نتایج آزمونهای تعیین مقاومت و مشخصات تغییر شکل و تحکیم بر نمونه‌های درجه ۲ باید با احتیاط مورد بررسی قرار گیرد.

omoorepeyman.ir

علاوه بر روش مناسب حفاری و نمونه‌گیری برای تهیه نمونه‌های درجه ۱، انتخاب قطر مناسب نیز اهمیت دارد. اگر خاک یا سنگ شامل ناپیوستگی باشد، قطر نمونه‌ها باید بزرگتر انتخاب گردد. برای خاکهای ریزدانه همگن و همسان، ممکن است نمونه به قطر ۳۵ میلی‌متر به کار رود. اما به طور کلی نمونه‌های با قطر ۱۰۰ میلی‌متر ترجیح دارند. در برخی از کارهای خاص نیز ممکن است قطر ۱۵۰ و ۲۵۰ میلی‌متر به کار رود.

جرم مورد نیاز نمونه به برنامه آزمونهای آزمایشگاهی بستگی دارد. وقتی که برنامه، قطعی نشده است، می‌توان از جدول ۱-۴ به عنوان راهنما استفاده کرد.

جدول ۱-۳ طبقه‌بندی کیفیت مورد نیاز نمونه

کیفیت نمونه	خواصی که با اطمینان قابل قبولی تعیین می‌گردد.
درجه ۱	طبقه‌بندی خاک، مقدار رطوبت، وزن مخصوص، مقاومت، مشخصات تغییر شکل و تحکیم
درجه ۲	طبقه‌بندی، مقدار رطوبت، وزن مخصوص
درجه ۳	طبقه‌بندی، مقدار رطوبت
درجه ۴	طبقه‌بندی
درجه ۵	ترتیب و عمق لایه‌ها

جدول ۱-۴ جرم مورد نیاز نمونه در آزمونهای مختلف

هدف از نمونه‌گیری	نوع خاک	جرم مورد نیاز (kg)
طبقه‌بندی خاک شامل تعیین	رس، لای و ماسه	۱
حدود اتربرگ، دانه‌بندی، مقدار رطوبت و	شن ریز و متوسط	۵
مقدار سولفات	شن درشت	۳۰
آزمونهای تراکم	تمام خاکها	۲۵ الی ۶۰
بررسی کامل خاک به عنوان مصالح و	رس، لای و ماسه	۱۰۰
همچنین تثبیت خاک	شن ریز و متوسط	۱۳۰
	شن درشت	۱۶۰

۱-۶-۲ ابزار نمونه‌گیری

به طور کلی ابزار و روشهای نمونه‌گیری را می‌توان به دسته‌های کلی زیر تقسیم کرد.

omoorepeyman.ir

الف: تهیه نمونه از وسایل حفر گمانه

وسایل حفاری مثل اوگر یا وسایل حفاری شستشویی و دورانی، مصالح حفاری شده را از گمانه خارج می‌کنند. این مصالح به عنوان نمونه در نظر گرفته می‌شوند. اگر حفاری با اوگر یا روش ضربه‌ای در زمین خشک انجام گیرد، می‌توان انتظار داشت که نمونه‌های دست خورده حاصل درجه ۳ هستند. اگر حفاری با اوگر یا روش ضربه‌ای در زمین آب‌دار چسبنده صورت گیرد، نمونه‌های درجه ۴ قابل انتظار می‌باشند. درجه‌های مذکور برای حفاری ضربه‌ای وقتی قابل انتظار است که از برش‌دهنده رس استفاده گردد. چنان‌چه حفاری ضربه‌ای با پوسته انجام شود آنگاه نمونه درجه ۵ به دست می‌آید. نمونه‌های حاصل از حفاری شستشویی یا دورانی از نوع درجه ۵ محسوب می‌گردند زیرا خارج کردن مصالح با شستشو و فشار آب انجام شده است و نمونه حتی برای دانه‌بندی مناسب نیست. نمونه خاک به دست آمده از حفاری با نمونه‌گیری پیوسته هرگز درجه ۱ محسوب نمی‌شود.

ب: نمونه‌گیر استوانه‌ای ته‌باز

این نمونه‌گیر از استوانه‌ای فلزی تشکیل شده است که در یک انتها باز است و در انتهای دیگر به میله حفاری متصل می‌شود. یک شیر یک‌طرفه در انتهای فوقانی، امکان خروج هوا و آب را درحین فرورفتن نمونه در نمونه‌گیر فراهم می‌آورد. شکل ۱-۹، جزییات اصلی یک نمونه‌گیر استوانه‌ای را نشان می‌دهد.

- قطر داخلی کفشک برنده D_C باید اندکی کوچکتر از قطر داخلی استوانه نمونه‌گیری D_S باشد تا اجازه انبساط جزیی به نمونه داده شود و فشار لازم جهت فرو رفتن نمونه در طول استوانه نمونه‌گیری کاهش یابد. معمولاً اختلاف یک درصد بین دو قطر داخلی به کار می‌رود.
- قطر خارجی کفشک برنده D_W باید اندکی بزرگتر از قطر خارجی استوانه نمونه‌گیری D_T باشد تا در بیرون کشیدن نمونه‌گیر از خاک ته گمانه تسهیل شود. معمولاً تفاوت قطرهای خارجی، خیلی بیشتر از تفاوت قطرهای داخلی نیست.
- "نسبت مساحت" نشان دهنده نسبت حجم خاک جابه‌جا شده به وسیله نمونه‌گیر به حجم نمونه است و با رابطه زیر محاسبه می‌گردد:

omoorepeyman.ir

$$\text{نسبت مساحت} = \frac{D_w^2 - D_c^2}{D_c^2} \times 100\% \quad (۱)$$

نسبت مساحت برای نمونه‌گیرهای ته باز معمولی با قطر ۱۰۰ میلی‌متر در حدود (۳۰٪) است.

– قبل از نمونه‌گیری باید ته گمانه تا حد امکان از مصالح سست شده و دست خورده پاک شود. تمام یا بخشی از این مصالح سست که قابل برداشت نباشد، وارد فضای اضافی برای نمونه در قسمت فوقانی نمونه‌گیری می‌شود.

– نمونه‌گیر را می‌توان با ضربه یا فشار در زمین فرو کرد. برتری نسبی ضربه یا فشار در خاکهای مختلف نیاز به تحقیق دارد. در هر صورت نیروی لازم برای فرو کردن نمونه‌گیر را می‌توان ثبت کرد و به عنوان نشانی از تغییرات زمین به کار برد.

– مقدار فرورفت نمونه‌گیر باید به دقت اندازه‌گیری و ثبت شود. اگر نمونه‌گیر بیش از حد، فرو شود، خاک درون نمونه‌گیر فشرده می‌گردد. کل طول فرورفت نمونه‌گیر نباید بیشتر از طول کفشک به علاوه طول استوانه نمونه‌گیری و فضای اضافی برای نمونه باشد.

– طول نمونه حاصل از نمونه‌گیر باید با طول فرورفت نمونه‌گیر در زمین مقایسه شود. اگر طول نمونه کوچکتر است می‌تواند نشانی از فشرده شدن نمونه و یا خارج شدن بخشی از نمونه حین بالا آوردن نمونه‌گیر باشد.

– نمونه‌گیر استوانه‌ای ته باز با قطر ۱۰۰ میلی‌متر بسیار متداول است و در کارهای معمولی برای تمام خاکهای چسبنده به کار می‌رود.

ج: نمونه‌گیر جدار نازک

– نمونه‌گیر جدار نازک از یک استوانه فولادی کم ضخامت تشکیل می‌شود. این نمونه‌گیر را هم می‌توان نوعی نمونه‌گیر استوانه‌ای ته باز محسوب کرد. لبه انتهایی نمونه‌گیر جدار نازک اندکی به سمت داخل شیب داده شده است تا لبه برنده به وجود آید. بنابراین کفشک برنده مستقل به نوک آن متصل نمی‌گردد.

شکل ۱–۱۰ نمونه‌گیر جدار نازک را نشان می‌دهد. نسبت مساحت، بسیار کوچک و در حدود (۱۰٪) است. لذا شیب‌دار بودن لبه نمونه‌گیر به سمت داخل در شکل قابل مشاهده نیست.

omoorepeyman.ir

– نمونه‌گیر جدار نازک در خاکهایی به کار می‌رود که نسبت به دست‌خوردگی ناشی از نمونه‌گیری حساس هستند. لذا این نمونه‌گیرها برای خاکهای ریزدانه و فاقد ذرات درشت مناسب می‌باشند.

– معمولاً این نمونه‌گیرها در تمام خاکهای چسبنده ریزدانه، نمونه با کیفیت درجه ۱ را فراهم می‌آورند. البته خاک نباید در اثر عوامل دیگر مثل حفاری گمانه، دست‌خورده شده باشد.

– معمولاً قطر نمونه‌ها بین ۷۵ الی ۱۰۰ میلی‌متر است. نمونه با قطر ۲۵۰ میلی‌متر در بررسی‌های خاص قابل حصول می‌باشد.

– اگر خاک رس نرم باشد، نمونه‌گیر هنگام بالا کشیدن از ته گمانه خالی می‌شود. در این شرایط استفاده از نمونه‌گیری پیستونی برای اعمال مکش به نمونه حین بالا کشیدن ضروری است. نمونه‌گیر پیستونی در ته گمانه فرو برده می‌شود و سپس نمونه‌گیری انجام می‌گردد. در ابتدای کار، پیستون در نوک استوانه جدار نازک قرار دارد و مانع ورود آب، گل حفاری و خاک به درون استوانه می‌شود. معمولاً نمونه‌گیر پیستونی در خاکهای ریزدانه با مقاومت اندک به کار می‌رود و نمونه با کیفیت درجه ۱ فراهم می‌آورد.

د: نمونه‌گیر **SPT**

این نمونه‌گیر برای انجام آزمایش نفوذ استاندارد به کار می‌رود. قطر نمونه ۳۵ میلی‌متر است و نسبت مساحت برابر با (۱۰۰٪) می‌باشد و نمونه‌هایی با کیفیت درجه ۳ الی ۵ را فراهم می‌آورد.

هـ: نمونه‌گیری پیوسته

نمونه‌گیری پیوسته از سنگ بسیار متداول می‌باشد و حفاری با مغزه‌گیری پیوسته نامیده می‌شود.

– حفاری با مغزه‌گیری پیوسته در خاک موجب دست‌خوردگی آن می‌شود. دوران دایمی استوانه نمونه‌گیری و جریان سیال حفاری، از عوامل اصلی دست خوردگی خاک می‌باشند.

– استفاده از استوانه مغزه‌گیری دو جداره یا سه جداره موجب بهبود کیفیت نمونه‌ها می‌شود. در این حالت نمونه کمتر در معرض تنشهای ناشی از حفاری همچنین جریان سیال حفاری قرار می‌گیرد.

– نمونه‌گیرهای پیوسته برای خاک نیز ابداع شده است. مثلاً نمونه‌گیر پیوسته دلف در دو قطر ۲۹ و ۶۶ میلی‌متر به کار می‌رود. این نمونه‌گیر با استفاده از سیستم فشار دهنده دستگاه آزمایش **CPT** در زمین نرم فرو می‌رود. تمهیداتی نیز برای کاهش اصطکاک جدار داخلی استوانه و خاک در نظر

omoorepeyman.ir

گرفته شده است. نمونه‌های با قطر ۲۹ میلی‌متر فقط برای مشاهده ظاهری و تعیین دانسیته و حدود خمیری قابل استفاده است اما نمونه‌های با قطر ۶۶ میلی‌متر برای محدوده وسیع‌تری از آزمایشها به کار می‌رود.

و: مغزه‌گیر

مغزه‌گیر به استوانه‌های نمونه‌گیری اطلاق می‌شود که دارای مته در لبه پایین هستند و با سیستم حفاری دورانی در ته گمانه فرو می‌روند.

– مغزه‌گیر معمولاً در سنگ به کار می‌رود. قطر نمونه در سنگ سالم به ۵۵ میلی‌متر قابل کاهش است، اما در سنگ‌های هوازده، ضعیف و ترک‌دار، قطرهای۱۰۰ الی ۱۵۰ میلی‌متر ترجیح داده می‌شود.

ز: نمونه‌گیر سطحی

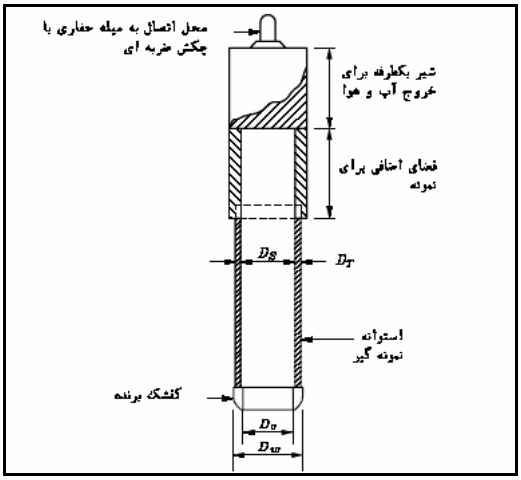
– این نمونه‌گیرها در ابتدا برای تشخیص جنس بستر دریا ابداع شدند، لیکن امروزه برای شناسایی‌های عمیق‌تر نیز به کار می‌روند. استفاده از آنها به مراتب ارزان‌تر از نمونه‌گیری با حفر گمانه است لذا در پروژه‌های دریایی بخصوص در اعماق زیاد آب (بیش از ۲۰ الی ۲۵ متر) جاذبه بسیار زیادی دارند.

– نمونه‌گیرهای ثقلی معمولاً از سطح آب رها شده و در اثر نیروی ثقل در بستر دریا فرو می‌روند. گاهی مکانیزم ساده ضربه‌ای یا انفجاری به نمونه‌گیر اضافه می‌شود که پس از فرورفت اولیه نمونه‌گیر، فعال می‌شوند و آن را بیشتر در بستر فرو می‌کنند.

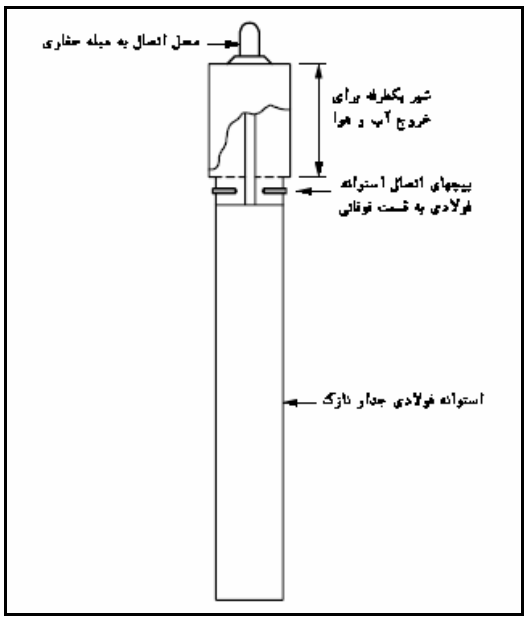
– نمونه‌گیر ارتعاشی در بستر دریا قرار داده می‌شود و سپس ویبراتوری که در بالای نمونه‌گیر قرار دارد، آن را با ارتعاش در زمین فرو می‌کند.

– کیفیت نمونه‌های حاصل از نمونه‌گیرهای سطحی بستگی به قطر و روش راندن نمونه‌گیر در خاک دارد ولی معمولاً دست‌خورده است.

omoorepeyman.ir



شکل ۱-۹ جزئیات اصلی نمونه‌گیر استوانه‌ای ته باز



شکل ۱-۱۰ نمونه‌گیر جدار نازک

omoorepeyman.ir

۱-۶-۳ حمل و شماره‌گذاری نمونه‌ها

نمونه‌ها باید به دقت با شماره‌گذاری مشخص گردند. دقت نتایج حاصل از آزمونهای آزمایشگاهی بستگی به دقت در حمل و نگهداری نمونه‌ها دارد.

– اگر نمونه‌ها یخ ببندند، کاملا کیفیت خود را از دست می‌دهند. تغییر زیاد درجه حرارت نیز می‌تواند موجب صدمه به پوششها و موم‌اندود نمونه و در نهایت لطمه به کیفیت نمونه شود. پیشنهاد شده است که نمونه‌ها در حداقل حرارت ممکن در محدوده ۲ الی ۴۵ درجه سلسیوس نگهداری شوند. تغییرات حرارت شبانه‌روزی در انبار نباید از ۲۰ درجه سلسیوس بیشتر باشد.

– شماره‌گذاری یا علامت زدن روی نمونه باید بدون فاصله پس از تهیه نمونه انجام شود. علامت روی نمونه باید حداقل نشان‌دهنده موقعیت، تاریخ، عمق و نوع آن باشد. مشخصات نمونه، جداگانه نیز ثبت می‌شود تا اگر قسمتی از علامت و اطلاعات روی نمونه از بین رفت، امکان دسترسی به اطلاعات باشد.

– اگر لازم است نمونه در رطوبت طبیعی نگهداری شود، باید بدون فاصله پس از نمونه‌گیری در ظروف غیر قابل نفوذ قرار گیرند یا موم‌اندود شوند.

– اگر قرار است نمونه در نمونه‌گیر استوانه‌ای نگهداری شود، دو انتهای نمونه به ضخامت حداقل ۲/۵ سانتی‌متر یا ضخامت خاک دست خورده برداشته می‌شود. سپس حدود ۲/۵ سانتی‌متر موم‌اندود می‌شود. چنان‌چه نفوذپذیری نمونه زیاد است، یک لایه کاغذ موم‌اندود قبل از موم‌اندود کردن، در دو انتهای نمونه قرار داده می‌شود. در صورت وجود فضای خالی بین قسمت موم‌اندود شده تا انتهای نمونه‌گیر، باید با مصالح مناسب پر گردد. دو سر نمونه‌گیر نیز باید بسته شود.

۱-۷ آزمونهای صحرایی

۱-۷-۱ کلیات

در محیط دریایی و سواحل، وجود آب در داخل خاک و نوسانات سطح آن نسبت به زمان (چه در اثر موج و پدیده جزر و مد و چه در اثر عوامل متعدد دیگر) انجام نمونه‌برداری دست نخورده جهت انجام

omoorepeyman.ir

آزمایشهای آزمایشگاهی با مشکلات زیادی توأم می‌سازد. بنابراین انجام آزمایشهای دقیق صحرایی روش بسیار مناسبی جهت تعیین خواص مختلف خاک می‌باشد.

در زیر به تعدادی از مهم‌ترین این آزمایشها اشاره شده و توضیحاتی در مورد آنها ارایه می‌گردد.

۱-۷-۲ تعیین وزن مخصوص در محل

این آزمایش فقط در خشکی قابل انجام است. هدف از این آزمایش تعیین وزن مخصوص خاک در دو حالت خشک و مرطوب می‌باشد. بدین ترتیب می‌توان درصد تراکم خاک را نیز به دست آورد. در این آزمایش گودالی در خاک مورد نظر به وجود آورده و وزن خاک درون آن در دو حالت طبیعی (مرطوب) و خشک تعیین می‌شود. سپس حجم گودال را توسط ماسه یا آب به دست آورده و در نتیجه وزن مخصوص خاک و درصد رطوبت آن قابل محاسبه خواهد بود. روش تعیین حجم گودال به نوع خاک بستگی دارد. معمولاً این آزمایش تا عمق حداکثر ۲ متر از سطح زمین انجام می‌گردد و محدود به بالای سطح آب زیرزمینی است. جهت تعیین دقیق وزن مخصوص، باید حداقل ۳ بار این آزمایش انجام شده و میانگین نتایج به دست آمده مورد استفاده قرار گیرد.

به منظور تعیین حجم گودال در خاکهایی که در آنها حجم گودال ایجاد شده ثابت نمی‌ماند و یا ماسه نمی‌تواند به سادگی حجم کل را پر کند، نمی‌بایست با استفاده از ماسه، حجم گودال مشخص گردد. همچنین روش استفاده از آب برای این منظور فقط منحصر به خاکهای چسبنده می‌باشد.

مهم‌ترین کاربرد این آزمایش تعیین تراکم خاک می‌باشد که در پروژه‌هایی نظیر طراحی راه یا محوطه‌سازی‌های بندری بیشتر مورد استفاده قرار می‌گیرد.

۱-۷-۳ آزمایش نفوذ استاندارد SPT

این آزمایش یک آزمون نفوذ دینامیکی می‌باشد که از طریق آن و با استفاده از یک نمونه‌گیر دونیم شونده، نمونه دست خورده جهت توصیف خاک حاصل می‌گردد. انجام آزمایش **SPT** در آبهای کم‌عمق متداول است اما در آب عمیق به دلیل تأثیر طول زیاد میله خطا بروز می‌کند و به کار نمی‌رود. این آزمایش با فرو افتادن یک چکش ۱۴۰ پوندی (۶۳/۵ کیلوگرمی) از ارتفاع ۳۰ اینچی (۷۶/۲ سانتیمتری)

omoorepeyman.ir

بر روی میله حفاری انجام می‌شود. تعداد ضربات لازم برای اینکه نمونه‌گیر **SPT** به اندازه ۳۰ سانتیمتر در خاک فرو رود به عنوان عدد **SPT** در نظر گرفته می‌شود. ضربات لازم برای فرو رفتن در ۱۵ سانتیمتر اول در نظر گرفته نمی‌شود، زیرا ۱۵ سانتیمتر اول به عنوان عمق رسیدن به خاک دست‌نخورده محسوب می‌گردد. ضربات لازم برای فرو رفتن از ۱۵ تا ۴۵ سانتیمتر به عنوان عدد **SPT** ثبت می‌شود. انجام صحیح این آزمایش بسیار مهم می‌باشد، زیرا نحوه انجام آزمایش به شدت بر روی نتایج اثر می‌گذارد.

توجه به نکات ذیل در مورد آزمایش نفوذ استاندارد اهمیت دارد:

– روابط همبستگی زیادی بین نتایج این آزمایش و مشخصات متغیرهای خاک، تهیه شده است. البته این آزمایش ابتدا جهت تعیین تراکم نسبی ماسه‌ها پیشنهاد شده است. لیکن، نتایج آن جهت تخمین خصوصیات مقاومتی سایر خاکها نظیر لای و رس نیز با احتیاط به کار می‌رود.

– در خاکهایی که دارای قلوه سنگهای زیاد می‌باشند، به علت اندازه کوچک نمونه‌گیر نسبت به اندازه قلوه سنگها، ممکن است نتایج آزمایش قابل اعتماد نباشد. در چنین مواقعی به جای این نمونه‌گیر از یک مخروط فلزی نوک‌تیز با زاویه نوک ۶۰ درجه استفاده می‌شود که در صورت استفاده از آن امکان نمونه‌گیری وجود نخواهد داشت.

– متداول‌ترین خطایی که در ارتباط با این آزمایش رخ می‌دهد، مربوط به لای‌ها و ماسه‌ها بوده و زمانی اتفاق می‌افتد که عملیات حفاری در زیر سطح آب زیرزمینی انجام می‌شود. اگر سطح آب در گمانه از سطح آب زیرزمینی پایین‌تر قرار گیرد، گرادیان هیدرولیکی به سمت بالا در کف گمانه ایجاد می‌شود. بدین ترتیب لای یا ماسه حالت روان و سست پیدا کرده و دانسیته نسبی آن به مقدار زیادی کاهش می‌یابد. چنین حالتی ممکن است به راحتی در اثر خارج کردن سریع میله حفاری اتفاق افتد، لذا باید دقت نمود که سطح آب در گمانه حفاری همواره قدری بالاتر از سطح آزاد آب باشد.

– آزمایش نفوذ استاندارد در خاکهای رسی شل و رسهای حساس نتایج مناسبی نمی‌دهد و نباید در چنین خاکهایی جهت استنباط کمی از نتایج استفاده شود. اگر چه این آزمایش در غیر از خاکهای ماسه‌ای نمی‌تواند به عنوان یک روش مورد اعتماد، استفاده شود. لیکن مقدار عدد **SPT**، مشخصه اولیه مفیدی را درباره استحکام یا دانسیته اکثر خاکها به دست می‌دهد، لذا همواره انجام می‌گردد.

در استفاده از نتایج آزمایش **SPT** و تفسیر آن باید به نکات زیر توجه داشت:

omoorepeyman.ir

الف: در ماسه‌های ریزدانه یا لای‌دار و متراکم یا خیلی متراکم و اشباع، حین برش در شرایط زهکشی نشده تمایل به انبساط وجود دارد، چون این انبساط نمی‌تواند حین آزمایش نفوذ استاندارد عملی گردد لذا ممکن است مقدار **N** به طرز غیر صحیحی بزرگ جلوه کند. بنابراین در چنین خاکهایی، نتایج آزمایش **SPT** باید به طور محافظه‌کارانه‌ای اصلاح شود.

ب: به علت افزایش فشار جانبی با عمق، ممکن است در اعماق زیاد تفسیر مقدار عدد **SPT**، دانسیته نسبی خاکهای دانه‌ای را بیش از مقدار واقعی نشان دهد. به این خاطر معمولاً مقدار **N** با ضرب در ضریب تصحیح C_N اصلاح می‌گردد. برای مثال، ضریب اصلاح عمق پیشنهادی **Liao** و **Whitman** (۱۹۸۶)، به عنوان راهنما بیان می‌شود.

$$C_N = 0.77 Log(\frac{20}{\sigma}) \qquad (۲)$$

در رابطه فوق σ تنش مؤثر روباره بر حسب **kg/cm²** می‌باشد. اعتبار این معادله برای $\sigma \geq 0.25 kg/cm^2$ است.

ضرایب پیشنهادی **Liao** و **Whitman** در اعماق خیلی کم منجر به جوابهای غیر واقعی می‌شود. در این حالت ضریب پیشنهادی **Skempton** (۱۹۸۶) منطقی‌تر است.

به‌کارگیری ضریب اصلاح عمق در خاکهای دانه‌ای (و نه خاکهای چسبنده) مورد اتفاق مهندسان حرفه‌ای است.

ج: علاوه بر تصحیح روباره مقدار عدد **SPT** با استفاده از ضریب تصحیح انرژی نیز قابل اصلاح می‌باشد که عوامل اصلی مؤثر در مقدار آن شامل طول میله‌های حفاری، پوشش داخل نمونه‌گیر، قطر گمانه و نوع چکش می‌باشد. باید توجه داشت که در هنگام استفاده از عدد **SPT** جهت مطالعات دقیق می‌بایست حتماً ضرایب اصلاح انرژی اعمال گردند.

د: روابط تجربی مختلفی بین عدد **SPT** و متغیرهای خاک پیشنهاد شده است. مثلاً جداول و روابط گوناگونی بین مقدار زاویه اصطکاک داخلی خاک با مقدار عدد نفوذ استاندارد **N** ارایه شده است. طراح با توجه به تجربیات قبلی خود می‌تواند به عنوان راهنما از این جدول و روابط تجربی استفاده

omoorepeyman.ir

کند. لیکن با توجه به خطاهای آزمایش و روابط تجربی، نباید تصمیمهای مهم در پروژه بر اساس نتایج **SPT** انجام گیرد.

۱-۷-۴ آزمایش نفوذ مخروط CPT

این آزمایش یک آزمون نفوذ استاتیکی می‌باشد. اساس آن فرو بردن یک مخروط 60^0 با سطح قاعده ۱۰ سانتیمتر مربع و اندازه‌گیری مقاومت نوک آن به وسیله سیستم مکانیکی، الکتریکی و یا سیستم هیدرولیکی می‌باشد. علاوه بر مقاومت نوک، نیروی کل وارد بر این مخروط و اصطکاک سطح خارجی لوله محافظ آن نیز اندازه‌گیری می‌شود. کاربرد اهمیت این آزمایش در کارهای دریایی بخصوص پروژه‌های دور از ساحل بیش از پروژه‌های خشکی است.

توجه به نکات ذیل در مورد این آزمایش اهمیت دارد:

– این آزمایش منجر به یک نیمرخ پیوسته از مشخصات خاک در عمق می‌گردد. همچنین با استفاده از یک نوع مخروط خاص موسوم به پیزوکن می‌توان فشار آب حفره‌ای را نیز اندازه‌گیری نمود.

– معمولاً این آزمایش به علت سریع و اقتصادی بودن به منظور اینترپولاسیون ما بین گمانه‌ها، تشخیص پروفیل خاک و پارامترهای مهندسی خاک استفاده می‌شود **BS 5930**. با استفاده از روابط همبستگی موجود می‌توان مهم‌ترین پارامترهای مهندسی خاک نظیر مقاومت برشی، دانسیته نسبی و خصوصیات تغییر شکل‌پذیری در خاکهای چسبنده و غیر چسبنده را تعیین کرد. از پارامترهای مهندسی تعیین شده جهت محاسبه نشست و طراحی شالوده‌های سطحی و عمیق استفاده می‌شود. نتایج این آزمایش را می‌توان به طور مستقیم جهت طراحی شمعها به ویژه شمعهای اصطکاکی مورد استفاده قرار داد. از طرف دیگر با استفاده از نتایج آزمایش نفوذ مخروط می‌توان به بررسی پتانسیل روانگرایی در خاک نیز پرداخت. همچنین رابطه همبستگی مابین نتایج آزمایش **CPT** (مقاومت نوک) و عدد **SPT** در انواع خاکها بر حسب اندازه ذرات D_{50} ارایه شده است (**CGS, 1992**).

– باید توجه داشت که آزمایش **CPT** در خاکهای دانه‌ای درشت و همچنین خاکهای رسی سخت کاربرد ندارد. از طرف دیگر در آزمایشات دقیق، باید تنش ناشی از وزن میله‌ها در محاسبات منظور گردد و روابط تجربی مورد استفاده در محل کالیبره شوند **BS 5930**.

omoorepeyman.ir

۱-۷-۵ بارگذاری صفحه

این آزمایش بر اساس اعمال بار بر یک صفحه واقع بر روی سطح خاک و اندازه‌گیری نشست آن صورت می‌پذیرد. طی این آزمایش معمولاً یک صفحه مربع یا دایره‌ای شکل در عمق مناسبی از خاک، در کف گودال آزمایشی قرار داده می‌شود، سپس به تدریج بار قائم بر آن وارد شده و نتایج آزمایش به صورت یک نمودار "نشست – بار" ترسیم می‌شود. انجام این آزمایش بر بستر دریا متداول نیست اما درخشکی متداول می‌باشد. توجه به نکات ذیل اهمیت دارد:

– این آزمایش عمدتاً جهت تعیین مشخصات تغییر شکل‌پذیری خاک به ویژه مدول الاستیسیته خاک، مدول عکس‌العمل و تعیین ظرفیت باربری نهایی پی‌ها مورد استفاده قرار می‌گیرد. این آزمایش یا به روش بار ثابت یا نرخ نفوذ ثابت انجام می‌گردد. در روش اول در هر مرحله آنقدر بار روی خاک می‌ماند تا خاک تحکیم یابد، اما در روش دوم آزمایش تحت شرایط زهکشی نشده انجام می‌شود.

– در انجام این آزمایش باید توجه داشت که حداکثر عمق اثر این آزمایش، ۱/۵ برابر عرض یا قطر صفحه آزمایش می‌باشد. بدین ترتیب چنان‌چه اثر بار ناشی از سازه بر خاک بیش از این عمق باشد نباید تنها به نتایج این آزمایش اکتفا نمود و آزمایشات دیگری می‌بایست انجام شوند. همچنین جهت تعیین تغییرات خواص خاک با عمق باید این آزمایش در چندین عمق مختلف انجام گردد.

– باید توجه داشت که خاکبرداری جهت انجام آزمایش باعث ایجاد تغییراتی در خواص خاکها می‌شود. به عنوان مثال در رسهای سخت پیش تحکیم یافته، انبساط و تورم منجر به بازشدگی ترکها و ناپیوستگی‌های خاک می‌شود و مدول تغییر شکل خاک را به طور قابل توجهی کم می‌کند.

– موقعی که آزمایش در زیر سطح آب انجام می‌شود، نیروی ناشی از تراوش می‌تواند بر روی خواصی که اندازه‌گیری می‌شود، مؤثر باشد لذا می‌بایست سطح آب را با استفاده از احداث چاه در زیر و خارج محل آزمایش پایین آورد.

– در این آزمایش مقدار بار نهایی برابر با بار متناظر با تغییر شکل مساوی با (۱۵٪) قطر یا عرض صفحه می‌باشد. با استفاده از نتایج آزمایش همان‌طور که قبلاً اشاره شد می‌توان مدول تغییر شکل و مقاومت زهکشی نشده خاک را بر مبنای ظرفیت باربری نهایی خاک به دست آورد.

omoorepeyman.ir

۱-۷-۶ تعیین نفوذپذیری در محل

یکی از راه‌های تعیین ضریب نفوذپذیری خاک انجام آزمایش پمپاژ می‌باشد. در این روش با استفاده از حفر یک چاه اصلی و چند چاه مشاهده‌ای، اندازه‌گیری، تغییرات سطح آب در چاه‌های حفاری شده و پمپاژ آب با دبی مشخص از چاه اصلی، می‌توان مقدار ضریب نفوذپذیری را تعیین کرد. حداقل قطر لازم برای چاه اصلی ۳۰۰ میلی‌متر و برای چاه‌های مشاهده‌ای ۳۵ میلی‌متر است. جهت تعیین ضریب نفوذپذیری باید توجه کرد که آیا شرایط "حالت ماندگار" در حین آزمایش به وجود آمده است یا خیر، و در هر حالت از روابط خاص آن استفاده نمود.

روش دیگر جهت اندازه‌گیری ضریب نفوذپذیری انجام آزمایش لفران از طریق حفر گمانه می‌باشد. این آزمایش به دو روش بار ثابت یا بار افتان انجام می‌گردد. در روش اول با استفاده از مقدار دبی لازم جهت ثابت نگه داشتن سطح آب در گمانه و در روش دوم بر مبنای سرعت کاهش تراز آب در گمانه مقدار ضریب نفوذپذیری تعیین می‌شود. شایان ذکر است که نتایج آزمایش پمپاژ بسیار دقیق‌تر از آزمایش لفران می‌باشد. در سنگها از آزمایش لوژن استفاده می‌گردد.

۱-۷-۷ آزمایش پرسیومتری

در آزمایش پرسیومتری یک استوانه لاستیکی با انتهای فلزی در راستای قائم درون زمین قرار می‌گیرد و با انبساط این لوله به وسیله هوا یا گاز فشرده، فشار جانبی نسبتاً یکنواختی به صورت افقی به زمین وارد می‌شود. در طول آزمایش در هر مرحله تغییر مکان خاک در اثر فشار اعمالی بر آن اندازه‌گیری شده و در نهایت منحنی "فشار – تغییر" شکل خاک به دست می‌آید. بدین ترتیب می‌توان مقاومت و خصوصیات تغییر شکل‌پذیری خاک را تعیین نمود. پرسیومتر دارای سه نوع اصلی می‌باشد:

الف: پرسیومتر در گمانه از قبل حفاری شده **PBP**

ب: پرسیومتر خودحفار **SBP**

ج: پرسیومتر رانده شده به درون گمانه **PTP**

متداول‌ترین نوع پرسیومتر، پرسیومتر منارد (از نوع **PBP**) می‌باشد. و در آن تغییر مکان به صورت حجمی اندازه‌گیری می‌گردد.

omoorepeyman.ir

– به منظور تعیین تنشهای درجا در خاک و مقدار K_0 (فشار سکون)، دقیق‌ترین نوع پرسیومتر، نوع خودحفار **SBP** می‌باشد که در آن تغییر مکان به صورت شعاعی و با سیستم الکترونیکی اندازه‌گیری می‌شود.

– باید توجه داشت که در صورت استفاده از پرسیومتر منارد می‌بایست روشی برای حفاری گمانه اتخاذ شود که ضمن به حداقل رساندن مقدار دست‌خوردگی در خاک مانع ریزش گمانه گردد.

– نتایج حاصل از پرسیومتری، هم به صورت مستقیم در طراحی قابل استفاده می‌باشند (استفاده از روابط خاص پرسیومتری برای طراحی پی‌های سطحی، پی‌های عمیق تحت بار قائم و افقی و طراحی مهارها در خاک)، و هم می‌توان به صورت مستقیم از منحنی‌های آزمایش پرسیومتری، خواص مکانیکی خاک را به دست آورده و سپس در روابط متداول طراحی به کار برد. با استفاده از نتایج این آزمایش می‌توان مدول برشی و تنش افقی درجا را تعیین کرد.

– باید توجه داشت که جهت حصول دقت در نتایج، استوانه فشار می‌بایست در محل کالیبره گردد.

– در خاکهای دانه‌ای نیز می‌توان با استفاده از لوله فلزی شکافدار و انجام کالیبراسیون نسبت به انجام این آزمایش اقدام کرد. در خاکهای خیلی درشت‌دانه که امکان نمونه‌گیری دست نخورده وجود ندارد و نتایج **SPT** هم بیش از ۵۰ است، پرسیومتری می‌تواند به نتایج مفیدی منجر گردد.

۱-۷-۸ آزمایش برش پره

یکی از متداول‌ترین روشهای اندازه‌گیری مستقیم مقاومت برشی خاکهای چسبنده، نرم و لجنی، در شرایط زهکشی نشده، انجام آزمایش برش پره‌ای می‌باشد. در این آزمایش یک پره با فشار در خاک فرو برده شده و چرخانده می‌شود. با تعیین گشتاور لازم جهت چرخاندن این پره می‌توان مقدار مقاومت برشی خاک را تعیین کرد. اگر پره به سرعت و چندین دور (۶ دور) چرخانده شود، می‌توان مقاومت خاک را در حالت دست‌خورده نیز به دست آورد. چرخاندن در جهت عکس موجب تضمین دست‌خوردگی می‌شود. بدین ترتیب نه تنها می‌توان مقاومت برشی خاک را تعیین کرد، بلکه می‌توان حساسیت خاک را نیز به دست آورد. معمولاً این آزمایش در فواصل ۱ یا ۱/۵ متری در عمق انجام می‌گردد. آزمایش برش پره‌ای معمولاً جوابهای خوبی برای مقاومت برشی به دست می‌دهد، زیرا این اندازه‌گیری، تأثیر تنش مؤثر وارد

omoorepeyman.ir

بر خاک را نیز در نظر می‌گیرد. البته همان‌طور که در فوق اشاره شد این آزمایش تنها برای خاکهای نرم و سست مورد استفاده قرار گرفته و در خاکهای سفت (با مقاومت تک‌محوری بیش از $100\ KN/m^2$) قابل استفاده نمی‌باشد.

– جهت حصول نتایج قابل قبول، ضخامت پره‌ها نباید از (۵٪) قطر پره‌ها بیشتر شود.

– از مزایای مهم این آزمایش آن است که می‌توان مقاومت خاکهای شل و نرم و رسهای حساس را بدون نیاز به نمونه‌گیری دست نخورده (که اخذ آن، با مشکلات زیادی توأم است) تعیین کرد. همچنین در شرایطی که خاک، زیر سطح آب زیرزمینی قرار دارد، حفاری و نمونه‌برداری می‌تواند منجر به تغییر در فشار منفذی خاک شود و نتایج آزمایشات آزمایشگاهی را دستخوش خطا نماید، در حالی که می‌توان با آزمایش برش پره‌ای در این شرایط نیز مقاومت برشی خاک را با دقت خوبی تعیین نمود **BS 5930**. البته نتیجه آزمایش برش پره‌ای می‌بایست بر حسب مقدار شاخص خمیری خاک و تنش مؤثر در یک ضریب اصلاحی ضرب گردد.

– باید توجه داشت که چنان‌چه خاک یکنواخت نباشد و دارای لایه‌های بسیار نازک ماسه و لای محکم باشد، ممکن است نتایج این آزمایش باعث انحراف از واقعیت گردد.

۱-۸ آزمونهای آزمایشگاهی

۱-۸-۱ کلیات

جزئیات روش انجام آزمونهای آزمایشگاهی در این آیین‌نامه نمی‌گنجد، برای یافتن آنها باید به استانداردهای معتبر مراجعه کرد.

برچسب‌گذاری و انبار کردن نمونه‌های خاک و سنگ برای انجام آزمونهای آزمایشگاهی باید به‌نحوی انجام شود که کار، ساده باشد و کیفیت نمونه‌ها نیز صدمه نبیند.

مشاهده و بازرسی ظاهری نمونه‌ها یکی از مراحل مهم شناسایی زمین است. کلیه نمونه‌های خاک و سنگ باید قبل از انجام آزمونهای آزمایشگاهی به دقت توصیف شوند. مؤکداً توصیه می‌شود، مهندس طراح در آزمایشگاه حضور یافته و کیفیت بخشی از نمونه‌ها را بازرسی ظاهری نماید.

omoorepeyman.ir

۱-۸-۲ آزمونهای خاک

نمونه‌های خاک که مورد آزمایش قرار می‌گیرند باید نشان دهنده خواص لایه مورد نظر باشند. برای تعیین خواص مکانیکی خاک باید آزمایش بر روی نمونه‌های دست نخورده انجام گیرد. در این کتاب آزمونهای خاک به چند دسته تقسیم‌بندی شده‌اند (آزمایشهایی که توسط مراجع معتبر جهانی استاندارد شده‌اند با ذکر شماره استاندارد آمده‌اند):

الف: آزمایشهای طبقه‌بندی خاک

این آزمونها به قصد طبقه‌بندی خاک انجام می‌گیرد تا بتوان لایه‌های زمین را مشخص نمود. به این منظور، معمولاً از نمونه‌های دست خورده استفاده می‌شود. این آزمونها شامل موارد ذیل است:

- مقدار رطوبت (**ASTM–D 2216, BS 1377**)
- حدود اتربرگ (**ASTM–D 424, 423, BS 1377**)
- حد انقباض (**BS 1377**)
- حد روانی با نفوذ مخروط (**BS 1377**)
- وزن مخصوص (**ASTM–C 127, D 844, BS 1377**)
- دانه‌بندی با الک (**ASTM–D 422, BS 1377**)
- هیدرومتری (**ASTM–D 422, BS 1377**)

ب: آزمونهای شیمیایی

این آزمونها می‌تواند شامل موارد ذیل باشند:

- درصد مواد آلی (**ASTM–D 2974, BS 1924, 1377**)
- مقدار سولفات (**BS 1377**)
- مقدار **PH** (**ASTM 1293, BS 1377**)
- مقدار کلرآید (**BS 1881 Part 8**)
- مقدار کربنات و بی‌کربنات
- هدایت الکتریکی

ج: آزمونهای تراکم خاک

omoorepeyman.ir

این آزمونها معمولاً بر روی مصالح قرضه که قرار است به صورت متراکم شده در پروژه، به کار روند انجام می‌گیرد. البته مصالح قرضه معمولاً با استفاده از آزمایشهای طبقه‌بندی به گروه‌های مختلف تقسیم می‌شوند. آزمایش تراکم شامل تعیین وزن مخصوص خشک خاک به ازای رطوبتهای مختلف در حین تراکم است. رطوبت بهینه تراکم در این آزمایشها به دست می‌آید. آزمایش تراکم پراکتور استاندارد به وسیله چکشی با وزن ۲/۴۹ کیلوگرم و ارتفاع سقوط ۳۰۵ میلی‌متر انجام می‌گیرد. آزمایش تراکم پراکتور اصلاح شده با چکش با وزنه ۴/۵۴ کیلوگرم و ارتفاع سقوط ۴۵۷ میلی‌متر انجام می‌شود. حجم خاک مورد استفاده در تراکم اصلاح شده بیشتر است. نسبت وزن مخصوص خاک در محل به وزن مخصوص حداکثر به ازای رطوبت بهینه را به صورت "درصد تراکم" بیان می‌کنند.

در برخی شرایط علاوه بر درصد تراکم، باید"تراکم نسبی" خاک طبیعی یا خاک متراکم شده، تعیین گردد. برای مشخص کردن تراکم نسبی نیاز به تعیین حداکثر و حداقل ممکن وزن مخصوص خاک به ترتیب در حداقل و حداکثر نسبت تخلخل می‌باشد. **ASTM-D 2049**

یکی دیگر از آزمونهای تراکم، آزمایش نسبت باربری کالیفرنیا **CBR** است که معمولاً برای طراحی روسازی راه‌ها به کار می‌رود.

د: آزمونهای تعیین مقاومت خاک

این آزمونها به تعیین مقاومت خاک در شرایط مختلف می‌پردازند. مقاومت خاک یک خاصیت ذاتی آن نیست و بستگی به شرایط زهکشی خاک حین بارگذاری دارد. برای تشابه‌سازی واقعی نمونه مورد آزمایش با شرایط محلی، باید نخست نمونه را تا حد تنشهای محلی، مورد تحکیم قرار داد. سپس رفتار واقعی نمونه تحت بارگذاری در شرایط کوتاه‌مدت و درازمدت به ترتیب با آزمایشهای زهکشی نشده و زهکشی شده مطالعه می‌گردد. آزمونهای متداول تعیین مقاومت خاک عبارتند از:

- آزمایش تک‌محوری (**ASTM-D 2166, BS 1377**)
- آزمایش برش مستقیم (**ASTM-D 3080**)
- اعمال سریع بار قائم و برش سریع **UU**
- تحکیم تحت بار قائم و برش سریع **CU**

omoorepeyman.ir

– تحکیم تحت بار قائم و برش آهسته **CD**

– آزمایش سه‌محوری (**ASTM-D 2850, BS 1377**)

– تحکیم نیافته – زهکشی نشده **UU**

– تحکیم نیافته – زهکشی نشده با اندازه‌گیری فشار آب حفره‌ای **CU**

– تحکیم یافته – زهکشی شده **CD**

– آزمونهای سه‌محوری چندین مرحله‌ای

– آزمایش برش پره آزمایشگاهی (برای تعیین مقاومت باقیمانده)

– برش مستقیم با چند بار رفت و برگشت

– سه‌محوری با صفحه برش از قبل ایجاد شده در نمونه

– برش مستقیم با صفحه برش از قبل ایجاد شده در نمونه

– برش حلقوی

هـ : آزمونهای تعیین خواص تغییر شکل خاک

تغییر شکل توده‌های خاکی جهت سادگی به تغییر شکل الاستیک و تغییر شکل ناشی از تحکیم تقسیم می‌شود. آزمونهای مربوط به تغییر شکل شامل موارد ذیل می‌باشد:

– تحکیم یک بعدی

– تحکیم با سلول بزرگ **Rowe**

– تعیین مدول الاستیسیته با آزمایش تک‌محوری که بسیار محافظه‌کارانه است.

– با آزمایش سه‌محوری

– تعیین مدول الاستیسیته با آزمایش سه‌محوری و اندازه‌گیری موضعی کرنش در وسط نمونه که دقیق است.

و: آزمایشهای تعیین نفوذپذیری

این آزمایشها شامل موارد ذیل است:

– آزمایش با بار آبی **Head** ثابت

– آزمایش با بار آبی متغیر

omoorepeyman.ir

– آزمایش تعیین نفوذپذیری با سلولهای تحکیم

– آزمایش تعیین نفوذپذیری با دستگاه سه‌محوری

ز: آزمایشهای دینامیکی

این آزمایشها به منظور مطالعه رفتار زمین در مقابل بارهای دینامیکی مثل موج، زلزله و ماشین‌آلات بسیار مفید هستند. آزمایشهای دینامیکی متداول معمولاً در سه دسته فرکانس بالا، فرکانس متوسط و فرکانس پایین (کمتر از ۱۰ هرتز) می‌گنجند. این سه دسته به ترتیب آزمایش موجی برشی یا پالس فوق صوتی، آزمایش ستون تشدید و آزمایش سیکلی می‌باشند. آزمایشهای دینامیکی برای ارزیابی پی‌ها تحت بارهای سیکلی یا گذرا مثل بار ماشین‌آلات، ضربه کشتی، بار امواج و زلزله استفاده می‌شوند. روانگرایی تحت بارهای زلزله نیازمند بررسی مستقل است. مدول الاستیسیته **E**، مدول برشی **G**، و خواص میرایی با استفاده از آزمایشهای سیکلی سه‌محوری، برش ساده سیکلی و ستون تشدید تعیین می‌گردند. سختی و میرایی تابع کرنش نمونه در آزمایش است و باید به صورت تابع کرنش ارایه شود. ضریب پواسون از آزمونهای مختلف از جمله پالس فوق صوتی با توجه به فرکانس مورد مطالعه قابل تعیین است. آزمایشهای دینامیکی عبارتند از:

– آزمونهای سیکلی شامل:

– سه‌محوری فشاری

– برش ساده

– برش پیچشی (با امکان استفاده از نمونه توخالی)

– ستون تشدید (**ASTM-D 4015**)

– پالس فوق صوتی روی خاک

– انتشار امواج برشی

omoorepeyman.ir

۱-۸-۳ آزمونهای سنگ

آزمونهای آزمایشگاهی بر روی سنگ ممکن است اطلاعات گمراه کننده‌ای در خصوص رفتار ژئومکانیکی سنگ به دست دهد، زیرا رفتار توده سنگ تابع درزها و ناپیوستگی‌ها است، در حالی‌که آزمونهای آزمایشگاهی معمولاً بر نمونه‌های فاقد ناپیوستگی انجام می‌گیرد.

متداول‌ترین آزمون آزمایشگاهی بر روی سنگ سالم عبارت از آزمایش تک‌محوری و سه‌محوری است. آزمایش مقاومت در امتداد ناپیوستگی‌ها معمولاً در جعبه برش مستقیم انجام می‌گیرد. آزمون بار نقطه‌ای نیز آزمونی ارزان قیمت است که نشانهای از مقاومت سنگ می‌باشد.

۱-۹ نیروی انسانی و نظارت در شناسایی‌ها

با توجه به اهمیت شناسایی زمین که یک مرحله مهم برای طراحی ایمن و اقتصادی سازه است، برخوردار بودن نیروهای انسانی درگیر در شناسایی‌ها، از دانش، مهارت و تجربه کافی می‌باشد.

مدیر پروژه شناسایی که عهده‌دار هدایت عملیات صحرایی و آزمونهای آزمایشگاهی است و همچنین شناسایی زمین را برنامه‌ریزی می‌کند، باید مهندس با تجربه در ژئوتکنیک باشد. او باید وسعت و کفایت شناسایی‌ها را با نظر مهندس طراح تعیین کند و سپس می‌تواند بخشی از این کارها را به سایر متخصصان همکار واگذار کند.

نظارت بر عملیات شناسایی زمین ضروری بوده و عملیات شناسایی بدون آن فاقد اعتبار است. نظارت محلی کار باید به صورت تمام وقت صورت گیرد. علاوه بر این، بازدید مهندس طراح در چند نوبت از حفاری و نمونه‌برداریها ضروری است. مهندس ناظر تمام‌وقت، می‌تواند مهندس عمران یا مهندس زمین‌شناس با تجربه کافی در مهندسی ژئوتکنیک باشد. مهندس ناظر در کارهای بزرگ می‌تواند همکارانی داشته باشد که آنها نیز مهندس یا تکنسین با تجربه می‌باشند.

اگر عملیات ژئوتکنیک بدون نظارت انجام شده باشد، مهندس طراح نمی‌تواند به داده‌ها اعتماد کند و لازم است تعدادی گمانه جدید و آزمایش برای کنترل متغیرهای مهم انجام گردد.

omoorepeyman.ir

تهیه محلی نمودار گمانه‌ها معمولاً به عهده حفار است. این نمودار شامل عمق لایه‌ها و توصیف ساده سنگ یا خاک می‌باشد. متعاقباً نمودار دقیق و جزیی گمانه‌ها توسط مهندس عمران یا مهندس زمین‌شناس با تجربه کافی در مهندسی ژئوتکنیک تهیه می‌شود.

آزمونهای آزمایشگاهی باید توسط تکنسین آموزش دیده و دارای مهارت و تجربه، انجام گیرد. کنترل و نظارت بر آزمایشها توسط مهندس با تجربه صورت می‌پذیرد. نتایج آزمایشهای بدون نظارت از اعتبار کافی برخوردار نیست.

مدیریت تهیه کردن گزارش مهندسی که دربر گیرنده تفسیر نتایج نیز می‌باشد، توسط مهندس عمران یا مهندس زمین‌شناس با تجربه کافی در مهندسی ژئوتکنیک انجام می‌شود.

مدیر تهیه گزارش، بخشهایی از آن را به عهده دیگران می‌گذارد. تفسیر مهندسی نتایج باید توسط مهندس عمران با تجربه انجام شود. مرور جنبه‌های زمین‌شناسی باید توسط مهندس زمین‌شناس انجام شود.

تکنسینها که نمونه‌گیری‌ها و آزمونهای خاص، نصب پیزومتر، زمین‌کاوی و آزمونهای محلی را انجام می‌دهند باید آموزش دیده و تجربه و مهارت کافی داشته باشند.

حفار که مسئول یک دستگاه حفاری است باید مهارت کافی در شناسایی زمین با حفر گمانه، نمونه‌برداری متداول، مشاهده آب زیرزمینی در گمانه و ثبت اطلاعات حاصل داشته باشد.

۱-۱۰ تهیه گزارش ژئوتکنیکی

آخرین مرحله از عملیات شناسایی زمین، تهیه گزارش ژئوتکنیک است. پس از مدتی که تمام نمونه‌ها و نمودارهای آزمایشگاهی و صحرایی از دسترس خارج می‌شوند، گزارش ژئوتکنیک تنها مرجع قابل استفاده خواهد بود. لذا دقت در تهیه آن بسیار اهمیت دارد.

گزارش ژئوتکنیک در دو نوع تهیه می‌شود، نوع اول "گزارش توصیفی" است که به ذکر تمام مشاهدات و نتایج آزمونها می‌پردازد. گزارش نوع دوم "گزارش مهندسی" نامیده می‌شود و شامل تحلیل، نتیجه‌گیری و پیشنهادات ژئوتکنیکی می‌باشد.

omoorepeyman.ir

۱-۱۰-۱ گزارش توصیفی

گزارش توصیفی به شرح دقیق مشاهدات می‌پردازد. این گزارش مبنای بررسی‌های تحلیل آتی خواهد بود و حداقل باید موارد ذیل را در خود گنجانده باشد.

– بیان دقیق موقعیت محل پروژه، آنچنان که بتوان به راحتی در آینده زمین مورد نظر را یافت. پیدا کردن زمین حتی در شرایطی که بسیاری از نشانه‌ها از بین می‌روند باید مقدور باشد.

– ارایه نام کارفرما، هدف عملیات شناسایی زمین و مدت زمان و تاریخ انجام عملیات و همچنین ابنیه مورد نظر جهت احداث.

– ذکر جزئیات هر آنچه که در زمان شناسایی‌ها در سطح ساحل وجود دارد، از جمله پوشش گیاهی.

– ارتفاع زمین نسبت به نقاط مجاور و همچنین ناهمواری‌های زمین.

– توصیف زمین‌شناسی زمین با ذکر منابع اطلاعات.

– بیان روش عملیات صحرایی برای حفاری، نمونه‌برداری، آزمایش و همچنین توصیف دستگاه‌های مورد استفاده.

– ذکر مشکلاتی که در عملیات صحرایی با آنها مواجه شده است از قبیل مشکلات بالا آوردن نمونه یا حفاری.

– نقشه‌ای که محل چاهکهای دستی، گمانه‌ها و آزمونهای صحرایی را نشان دهد. این نقشه باید به مقدار کافی اطلاعات توپوگرافی یا هیدروگرافی نیز داشته باشد. ضمناً محل مورد نظر جهت ابنیه جدید و ابنیه موجود را نشان دهد.

– نمودار گمانه‌ها باید در گزارش توصیفی بیاید. نمودار اولیه توسط حفار تهیه می‌گردد، ولی نمودار نهایی گمانه‌ها بر مبنای مشاهده و بازرسی دقیق نمونه‌ها و نتایج آزمایشها تهیه می‌شود و نباید فقط به توصیف حفار در هنگام حفاری اکتفا کرد. عمق کلیه فعالیتها مثل نمونه‌برداری و آزمونهای محلی و همچنین لایه‌های مورد برخورد با استفاده از محور عمق که یک محور قائم در نمودار است مشخص شود. معمولاً اطلاعات ذیل در تمام نمودارهای گمانه ثبت می‌شود.

– عنوان عملیات شناسایی

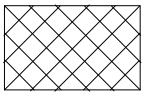
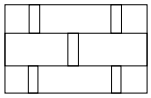
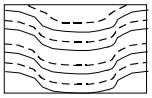
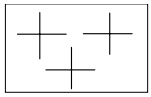
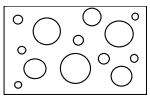
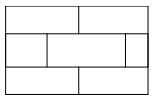
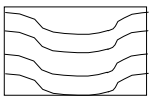
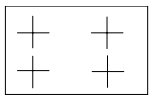
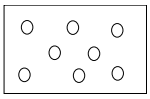
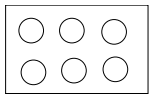
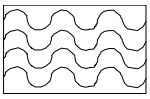
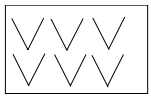
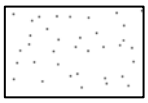
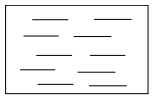
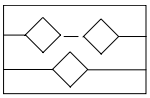
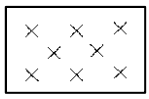
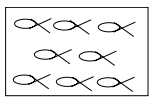
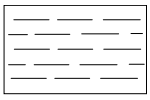
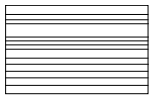
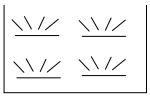
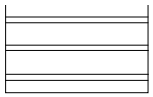
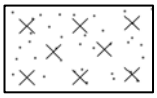
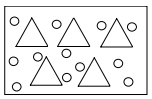
– شماره گزارش

omoorepeyman.ir

- نام کارفرما
- موقعیت دقیق جغرافیایی
- تاریخ حفاری
- شماره گمانه و شماره صفحه مربوط به آن گمانه
- نوع حفاری مثلاً حفاری ضربه‌ای
- دستگاه مورد استفاده
- تراز سطح زمین
- قطر گمانه
- قطر لوله جدار و عمق مورد استفاده
- عمق کلیه فعالیتها مثل نمونه‌برداری و آزمونهای محلی
- عمق خاتمه گمانه
- امضای تهیه کننده اطلاعات
- نام و امضای تأیید کننده اطلاعات
- تمام اطلاعاتی که در خصوص آب زیرزمینی تهیه شده است.
- نتایج آزمونهای آزمایشگاهی و استانداردهای مورد استفاده و همچنین بازرسی ظاهری نمونه‌ها
- نشانه انواع خاک و سنگ در نمودار گمانه می‌آید. جدول ۲-۵ برای انواع نشانه‌ها توصیه می‌شود:

omoorepeyman.ir

جدول ۱-۵ علامتهای پیشنهادی برای انواع خاک و سنگ

خاک	سنگ		
	رسوبی	دگرگونی	آذرین
زمین ساختگی (مثل خاک دستی)	سنگ گچ	درشت‌دانه	درشت‌دانه
			
قطعه سنگ و قلوه سنگ	سنگ آهک	متوسطه دانه	متوسط دانه
			
شن	کنگلومرا	ریزدانه	ریزدانه
			
ماسه	ماسه سنگ	ژیپس، سنگ نمک	
			
لای	لای سنگ		
			
رس	گل سنگ		
			
خاک نباتی	شیل		
			
خاکهای مرکب با علامت مرکب	پیروکلاستیک		
ماسه لای دار	(خاک آتشفشانی)		
			

omoorepeyman.ir

۱-۱۰-۲ گزارش مهندسی

گزارش مهندسی شامل تفسیر مهندسی از اطلاعات گردآوری شده از زمین بوده و موارد زیر را دربر می‌گیرد:

– نحوه به دست آمدن اطلاعات مبنای تفسیرها و نیز نحوه نظارت محلی و آزمایشگاهی باید بیان شود.

– نیمرخهای زمین در چند امتداد ارایه گردد. ترجیح دارد که مقیاس قائم و افقی یکسان باشد. اگر لازم است که مقیاس قائم بزرگتر باشد، میزان بزرگنمایی چنان انتخاب گردد که موجب گمراهی بیننده نشود.

– برای پی‌های سطحی معمولاً تراز قرارگیری پی، ظرفیت باربری مجاز، نشست کل و نشست نسبی محاسبه شده و گزینه‌های محتمل پی سطحی بیان شود.

– برای پی‌های عمیق یا شمعها معمولاً نوع مناسب، باربری مجاز و نشست محاسبه شده، بیان گردد.

– مناسب‌ترین نوع پی پیشنهاد گردد.

– برای دیوارهای نگهبان خاک، معمولاً ضرایب فشار جانبی، ضریب مناسب جهت طراحی و مقاومت اصطکاکی ذکر شود.

– ملاحظات خوردگی‌های شیمیایی بتن و فولاد در خاک بیان شود.

– برای شیروانی‌ها معمولاً توصیه‌هایی برای شیب موقت و دایم و بخصوص برای خاکبرداری‌ها بیان شود.

– برای خاکریزها مثل موج‌شکنها معمولاً پایداری خاکریز، مقدار و سرعت نشست مورد بحث قرار گیرد.

– در خصوص خاکهای خاص دریایی مثل خاکهای کربناتی و خاکهای لجنی تذکرات لازم ذکر شود.

– رفتار خاکها در شرایط زلزله مورد اظهار نظر قرار گیرد.

– در خصوص تهیه مصالح ساختمانی، احتمال استفاده از مصالح خاکبرداری شده در خاکریزها مورد بررسی قرار گیرد. در خصوص شن و ماسه نیز امکان استفاده از مصالح در دسترس مطالعه گردد.

– چنان‌چه نیاز به رفتارسنجی باشد، توصیه‌های لازم ارایه گردد.

omoorepeyman.ir

– در خصوص روش اجرای ابنیه، توصیه‌های ژئوتکنیکی لازم ارایه گردد.

– کفایت مطالعات انجام شده از نظر کمی و کیفی و مطالعات آتی مورد نیاز ارایه شود.

omoorepeyman.ir

omoorepeyman.ir

۲

پی سطحی

omoorepeyman.ir

omoorepeyman.ir

۲-۱ مقدمه

یک پی سطحی معمولاً بار سازه را در ترازی که نزدیک به سطح تحتانی سازه می‌باشد به سنگ یا خاک زیرین منتقل می‌کند. از انواع پی‌های سطحی می‌توان پی منفرد، پی نواری، پی گسترده و پی صندوقه‌ای را نام برد.

به طور کلی، پی، وقتی سطحی خوانده می‌شود که عمق آن کمتر یا مساوی عرض پی باشد.

برای طراحی یک پی سطحی می‌بایست همزمان ظرفیت باربری و نشست آن مورد بررسی قرار گیرند. در بیشتر موارد معیار نشست مجاز تعیین کننده ابعاد پی می‌باشد.

در این بخش ابتدا ظرفیت باربری پی‌های سطحی و در ادامه، روشهای محاسبه نشست مورد بحث قرار می‌گیرند.

۲-۲ ظرفیت باربری پی سطحی

برای بررسی ظرفیت باربری پی سطحی علاوه بر خصوصیات مهندسی لایه‌های خاک یا سنگ زیر پی می‌بایستی اطلاع کافی از خصوصیات زمین شناسی منطقه و تراز سطح آب زیرزمینی در اختیار باشد.

ظرفیت باربری پی‌های سطحی را می‌توان با توجه به پارامترهای مقاومت برشی خاک (چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی) به دست آورد. هر گاه مقادیر این ضرایب در محدوده عمق تأثیر در اختیار باشد، می‌توان از رابطه ذیل برای تعیین ظرفیت باربری نهایی یک پی نواری استفاده نمود:

$$q_u = c'N_c + q'N_q + 0.5\gamma' BN_\gamma \qquad (۳)$$

که در آن:

q_u، ظرفیت باربری نهایی

B، عرض پی

c'، چسبندگی مؤثر خاک زیر پی

q'، فشار مؤثر قائم خاک در تراز کف پی

omoorepeyman.ir

γ'، وزن مخصوص مؤثر خاک زیر پی

N_γ, N_q, N_c ضرایب ظرفیت باربری خاک که به شرح ذیل، تابع زاویه اصطکاک داخلی مؤثر خاک می‌باشند:

$$N_q = (e^{\pi \tan \varphi'})(\frac{1+\sin \varphi'}{1-\sin \varphi'})$$

$$N_c = (N_q - 1)\cot g\varphi' \qquad (\varphi' = o \rightarrow N_c = 5.14)$$

$$N_\gamma = 1.5(N_q - 1)\tan \varphi'$$

رابطه‌ای که برای ظرفیت باربری N_γ داده شده است، نتیجه تحقیقات **Hansen** (۱۹۷۰) می‌باشد. استفاده از روابط دیگر نظیر **Meyerhof** (۱۹۶۳) و **Vesic** (۱۹۷۳) ممکن است منتج به نتایجی شود که تفاوت زیادی با رابطه داده شده ندارد. به عنوان مثال **Vesic** رابطه N_γ را به صورت ذیل پیشنهاد کرده است:

$$N_\gamma = 2(N_q + 1)\tan \varphi'$$

در ارزیابی ظرفیت باربری پی‌های سطحی در خاکهای ریزدانه یعنی در جایی که فشار آب حفره‌ای می‌تواند موجب تغییراتی در مقاومت برشی گردد، هر دو شرایط کوتاه‌مدت و بلندمدت به طور مجزا مورد بررسی قرار می‌گیرد.

همان‌طور که ذکر شد، ضرایب مؤثر γ', φ', c' در روابط فوق به کار می‌روند. در حالت بررسی پایداری کوتاه‌مدت پی بر روی خاک چسبنده اشباع در شرایط زهکشی نشده می‌توان از ضرایب خاک بر حسب تنش کل استفاده نمود. (γ, ϕ_u, c_u)

تراز قرارگیری سطح آب زیرزمینی نسبت به تراز پی نقش مهمی در ظرفیت باربری پی‌های سطحی بخصوص در مورد خاکهای دانه‌ای دارد. با بالا آمدن تراز آب زیرزمینی میزان تنش مؤثر توده خاک کاهش خواهد یافت و کاهش ظرفیت باربری پی را موجب خواهد شد. در این راستا حالتهای زیر را می‌توان در نظر گرفت (شکل ۳-۱).

omoorepeyman.ir

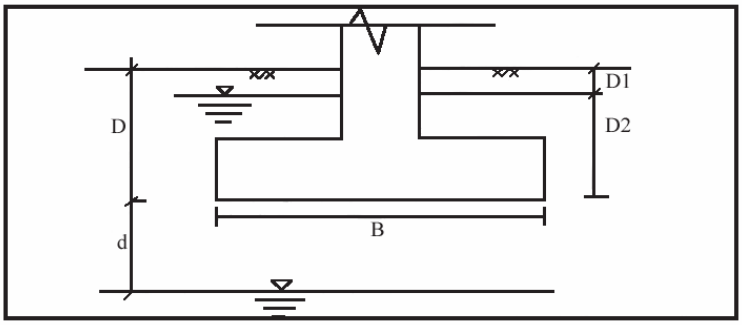
حالت ۱- اگر تراز سطح آب زیرزمینی به اندازه عرض پی (یا بیشتر از آن) پایین‌تر از کف پی باشد **d>B** ، می‌توان از وزن مخصوص مرطوب **γ_{wt}** به جای وزن مخصوص غوطه‌ور (γ_b) استفاده نمود. در این حالت آب زیرزمینی هیچ‌گونه تأثیری در ظرفیت باربری ندارد.

حالت ۲- در صورتی که این فاصله **d** کمتر از عرض پی باشد، مقدار وزن مخصوص بین دو مقدار γ_b, γ و با فرض تغییرات خطی وزن مخصوص و تراز قرارگیری سطح آب زیرزمینی انتخاب می‌شود.

$$\gamma' = \gamma_b + \frac{d}{B}(\gamma_{wt} - \gamma_b) \qquad (۴-۳)$$

حالت ۳- چنان‌چه سطح آب زیرزمینی در ترازی کمتر از عمق پی باشد **$0<D_1<D$** مقدار فشار مؤثر قائم خاک می‌بایستی به صورت زیر محاسبه شود:

$$q' = D_1\gamma_{wt} + D_2\gamma_b$$



شکل ۲-۱ ترازهای مختلف سطح آب زیرزمینی نسبت به پی

۲-۲-۱ تأثیر شرایط مختلف بر ظرفیت باربری پی سطحی

همان‌طور که اشاره گردید رابطه ارایه شده در بند ۲-۳-۲ بر این فرضیات استوار است که طول پی نامحدود است (پی نواری)، بار به صورت قائم و متمرکز بر مرکز سطح پی اثر می‌کند و سطح خاک و پی افقی است. اگر این فرضیات با واقعیات موجود مطابقت نداشته باشد، می‌بایستی به شرح ذیل از ضرایب تصحیح برای محاسبه ظرفیت باربری پی استفاده نمود:

الف: تأثیر شکل پی

omoorepeyman.ir

برای پی مستطیلی بر اساس روابط **DeBeer** (۱۹۷۰) می‌توان تأثیر شکل پی را با اعمال ضریب تصحیح **S** به صورت زیر در نظر گرفت:

$$q_u = c'N_cS_c + q'N_qS_q + 0.5\gamma'BN_\gamma S_\gamma \quad (۵)$$

$$S_c = 1 + (\frac{B}{L} \times \frac{N_q}{N_c})$$

$$S_\gamma = 1 - 0.4\frac{B}{L}$$

$$S_q = 1 + \frac{B}{L}\tan\varphi'$$

که در آن **L**، طول پی می‌باشد.

ب: تأثیر بار خروج از مرکز

چنان‌چه پی تحت تأثیر بار خارج از مرکز قرار داشته باشد و یا به طور مشابه علاوه بر بار، لنگر خمشی نیز بر آن وارد شود، تأثیر بار خروج از مرکز را می‌توان با کاهش عرض مؤثر پی در نظر گرفت. اگر بار نقطه‌ای معادل به صورت قائم و با فاصله **e** از مرکز سطح پی اعمال شود، عرض مؤثر پی B' را می‌توان از رابطه (۶) به دست آورد:

$$B' = B - 2e \quad (۶)$$

اگر بار همزمان در دو جهت عرضی (e_B) و طولی (e_L) خروج از مرکزیت داشته باشد، تصحیح می‌بایستی در مورد طول و عرض مؤثر شالوده اعمال گردد:

$$B' = B - 2e_B \quad (۷)$$

$$L' = L - 2e_L \quad (۸)$$

برای حالتهای مختلف نسبتهای e_B/B و e_L/L می‌توان با محاسبه سطح مؤثر (A') مقادیر B' و L' را با دقت بیشتری تعیین نمود. بررسی هر یک از این حالات در کتب تخصصی پی‌سازی ارایه شده است.

ج: تأثیر بار مایل

اگر بار به صورت مایل و با زاویه δ (از محور قائم) بر پی اثر کند، ضرایب تصحیح به شرح ذیل مورد استفاده قرار می‌گیرند (**Meyerhof**، ۱۹۶۳):

omoorepeyman.ir

$$q_u = c'N_c i_c + q'N_q i_q + 0.5\gamma' BN_\gamma i_\gamma \quad (۹)$$

$$i_q = i_c = (1-\frac{\delta}{90^0})^2$$

$$i_\gamma = (1-\frac{\delta}{\varphi'})^2$$

د: تأثیر عمق پی

در شرایطی که خاک زیر پی همگن باشد با افزایش عمق پی، ظرفیت باربری افزایش می‌یابد. این افزایش ظرفیت باربری ناشی از افزایش فشار همه جانبه با عمق و همچنین وجود تنشهای برشی مقاوم در سطوح تماس قائم خاک و پی می‌باشند. منظور نمودن تأثیر افزایش فشار همه‌جانبه امری پیچیده می‌باشد. از تنشهای برشی موجود در سطوح تماس قائم نیز معمولاً در محاسبات ظرفیت باربری صرف نظر می‌شود. بنابراین روابط ارایه شده در این بخش از آیین‌نامه، می‌بایستی در مورد پی‌های سطحی به کار رود.

اگر عمق پی (فاصله بین تراز کف پی و تراز سطح زمین)، **D** فرض شود، می‌توان بر اساس روابط ارایه شده توسط **Hansen** (۱۹۷۰)، تأثیر عمق پی را با اعمال ضرایب d در دو حالت عمق پی کوچکتر و بزرگتر از عرض پی به شکل زیر مورد بررسی قرار داد:

$$q_u = C'N_c d_c + q'N_q d_q + 0.5\gamma' BN_\gamma d_\gamma \quad (۱۰)$$

$$d_\gamma = 1$$

در شرایط $\frac{D}{B} \le 1$:

$$d_q = 1 + 2\tan\varphi'(1-\sin\varphi')^2 \frac{D}{B}$$

$$d_c = 1 + 0.4\frac{D}{B}$$

در شرایط: $\frac{D}{B} > 1$:

$$d_q = 1 + 2\tan\varphi'(1-\sin\varphi')^2 \tan^{-1}(\frac{D}{B})$$

$$d_c = 1 + 0.4\tan^{-1}(\frac{D}{B})$$

omoorepeyman.ir

لازم به توضیح است ضریب $\tan^{-1}(\frac{D}{B})$ باید بر حسب رادیان وارد گردد.

هـ : تأثیر شیب

خاکبرداری و یا وجود سطح شیب‌دار در مجاورت یک پی سطحی، احتمال گسیختگی خاک زیر پی را افزایش می‌دهد. در بعضی از مناطق، شیب طبیعی سطح زمین ممکن است نزدیک به شرایط تعادل حدی باشد. در این گونه موارد اگر نتوان محل پی را تغییر داد می‌بایستی به افزایش پایداری شیروانی مبادرت نمود. در تمامی حالات، تأثیر احتمالی شیب زمین و خاکبرداری‌های مجاور پی سطحی باید به دقت مورد بررسی قرار گیرد. علاوه بر آن گسیختگی ناشی از کمبود پایداری کلی پی‌های سطحی و اجزای آن در نزدیکی رودخانه، کانال، دریاچه، مخزن و یا ساحل دریا می‌بایستی کنترل گردد.

تأثیر قرارگیری یک پی نواری بر روی سطح شیب‌دار زمین و یا بر روی سطحی که در مجاورت شیب قرار گرفته است را می‌توان به وسیله روابط ارایه شده توسط افراد مختلف از جمله **Meyerhof** (۱۹۷۵) و **Shields** و همکاران (۱۹۷۷) مورد بررسی قرار داد. ظرفیت باربری با افزایش شیب زمین کاهش می‌یابد. این کاهش معمولاً برای پی واقع بر روی خاکهای دانه‌ای چشمگیر بوده ولی برای پی بر روی رس‌ها کمتر می‌باشد.

◄ ۲-۲-۲ قرارگیری یک لایه خاک ضعیف در زیر خاک پی

در جایی که یک لایه مقاوم در زیر یک لایه ضعیف واقع می‌شود، در محاسبه ظرفیت باربری، باید ضرایب مقاومت برشی مربوط به لایه ضعیف را ملاک قرار داد.

وقتی یک لایه ضعیف در عمق معینی از کف پی قرار می‌گیرد، احتمال تغییر شکلهای خمیری ناشی از گسیختگی برشی این لایه باید مورد توجه قرار گیرد. پس از ارزیابی افزایش فشار خالص ناشی از بار پی در لایه ضعیف، می‌بایستی ظرفیت باربری لایه ضعیف مورد بررسی قرار گیرد. افزایش فشار خالص ناشی از بار پی باید به مقداری محدود شود تا با ضریب اطمینان کافی گسیختگی برشی در لایه ضعیف رخ ندهد.

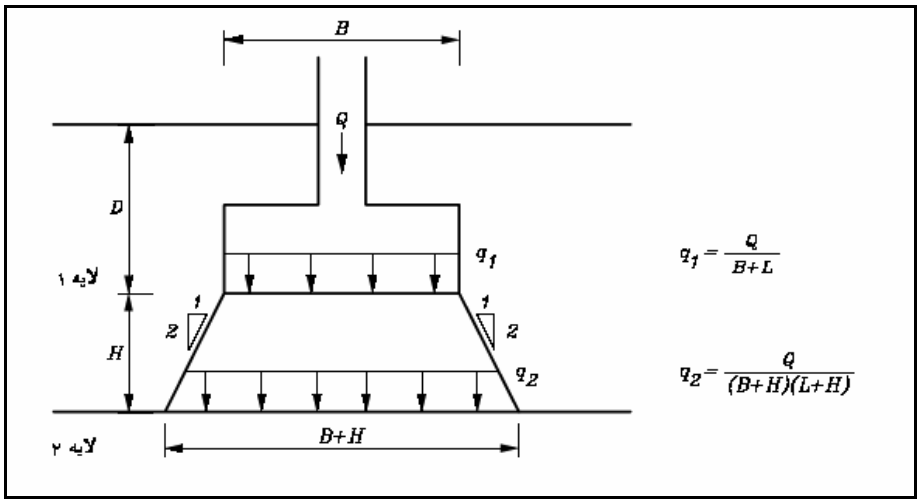
omoorepeyman.ir

برای بررسی ظرفیت باربری پی مستطیلی شکل به عرض **B** و طول **L** می‌توان از روش ساده ذیل با توجه به شرایط اشاره شده، استفاده نمود. در مورد سازه‌های مهم با توجه به شرایط خاص آن می‌بایستی بررسی‌های دقیق‌تری انجام پذیرد.

الف: $H \geq 2B$: ظرفیت باربری مجموعه برابر است با ظرفیت باربری خاک بالایی (لایه ۱).

ب: $2B > H > 1.5B$: ظرفیت باربری هر دو لایه محاسبه می‌شود و حالت بحرانی‌تر ملاک طراحی خواهد بود. برای لایه دوم می‌توان از توزیع تنش با شیب ۲ (قائم) به ۱ (افقی) در سطح بالایی آن استفاده نمود (شکل ۲-۲).

ج: $H \leq 1.5B$ ظرفیت باربری خاک زیرین (لایه ۲) حاکم بر طراحی می‌باشد.



شکل ۲-۲ توزیع تنش زیر پی برای لایه اول و دوم

۲-۳ تخمین ظرفیت باربری با استفاده از روشهای نیمه تجربی

ظرفیت باربری یک پی سطحی را می‌توان به صورت نیمه تجربی از نتایج آزمایشهای درجا و بااستفاده از نتایج محاسبه شده در تجربه‌های مشابه در ساختگاه‌های مشابه، تخمین زد. روابط زیادی در این ارتباط با استفاده از نتایج آزمایشهای نفوذ استاندارد، نفوذ مخروط، پرسیومتر و برش پره‌ای پیشنهاد شده است. در استفاده از این روابط می‌بایستی به شرایط خاص ساختگاه پی سطحی توجه نمود.

omoorepeyman.ir

۲-۴ ضریب اطمینان

به منظور جلوگیری از گسیختگی برشی خاک زیر پی، ابعاد آن باید به گونه‌ای تعیین شوند که فشار وارد بر خاک زیر پی (ظرفیت باربری مجاز) کمتر از ظرفیت باربری نهایی محاسبه شده باشد. بدین منظور می‌بایستی از ضریب اطمینان استفاده نمود. ظرفیت باربری مجاز q_{all} از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$q_{all} = \frac{q_u}{F} \quad (۱۱)$$

که در آن q_u ظرفیت باربری نهایی پی و **F** ضریب اطمینان می‌باشند.

در شرایط بارگذاری بار مرده به علاوه حداکثر بار زنده، حداقل ضریب اطمینان برابر ۳ توصیه می‌گردد.

اگر بخشی از بار زنده، موقت و یا تصادفی باشد (مانند بار زلزله، طوفان و ...)، می‌توان ضریب اطمینان حداقل ۲ را به کار بست. به عبارت دیگر در حالت بارهای تصادفی تنشهای مجاز را می‌توان تا (۳۳٪) نسبت به شرایط بارهای بهره‌برداری افزایش داد.

۲-۵ تنش خاک

۲-۵-۱ کلیات

برای محاسبه نشست پی، ابتدا می‌بایستی تنش ایجاد شده ناشی از بارگذاری پی در اعماق مختلف خاک تعیین شود. روابط **Boussinesq** که بر اساس تئوری ارتجاعی و با فرض رفتار ارتجاعی به دست آمده‌اند، به طور گسترده‌ای برای محاسبه نتش ناشی از بار وارده بر روی زمین مورد استفاده قرار می‌گیرند. اگر میزان تنشهای ایجاد شده، در حدی باشد که ضریب اطمینان لازم را در برابر گسیختگی تأمین نماید، می‌توان فرض رفتار ارتجاعی را برای خاک زیر پی مناسب شمرد. در صورت عدم تحقق این وضعیت یعنی در شرایطی که تنشهای ایجاد شده نزدیک به شرایط حدی گسیختگی باشند، برای

omoorepeyman.ir

محاسبه تنشها در توده خاک پی می‌بایستی از روشهای پیچیده‌تر که متضمن در نظر گرفتن قانون رفتاری مناسب برای خاک باشد، (رفتار غیر خطی) استفاده نمود.

۲-۵-۲ محاسبه تنش‌ها

توزیع تنش زیر پی را می‌توان از روابط، منحنی‌ها و شکلهای مختلف که همگی بر اساس فرضیه بوسینسک ارایه شده‌اند، به دست آورد. علاوه بر آن می‌توان مقادیر تنش را با استفاده از روش تقریبی زیر نیز به دست آورد.

تنش ایجاد شده ناشی از بارگذاری روی سطح خاک را می‌توان با فرض توزیع یکنواخت تنش در توده خاک به دست آورد. معمولاً فرض می‌شود که تنش در خاک با شیب ۲ (قائم) به ۱ (افقی) توزیع می‌گردد (شکل ۲-۲). در این صورت توزیع تنش در خاک در محدوده منشور توزیع تنش به صورت یکنواخت فرض می‌گردد. با فرض توزیع تنش ۲ به ۱ و برای پی مستطیلی به عرض **B** و طول **L** مقدار افزایش تنش در عمق **z** از رابطه (۱۲) محاسبه می‌گردد:

$$\sigma_z = q_0 \frac{BL}{(B+Z)(L+Z)} \qquad (۱۲)$$

که q_0 میزان تنش در محل تماس کف پی با خاک زیر پی می‌باشد.

برای یک پی نواری با طول نامحدود رابطه تنش بدین صورت به دست می‌آید:

$$\sigma_z = q_0 \frac{B}{(B+Z)} \qquad (۱۳)$$

روش تقریبی مورد اشاره تنها برای محاسبه میزان نشست زیر یک پی اعتبار دارد. این روش برای محاسبه نشست در نقاط خارج از سطح بارگذاری شده، به عنوان مثال نشست در زیر پی مجاور، کاربرد ندارد.

omoorepeyman.ir

۲-۶ نشست

۲-۶-۱ مقدمه

وجود یک ضریب اطمینان کافی در برابر گسیختگی برشی (ظرفیت باربری نهایی) لزوماً تضمینی ایجاد نمی‌کند که نشستهای یک پی به اندازه کافی کوچک بوده و یا به عبارتی دیگر در حد مجاز قرار داشته باشد. بنابراین می‌بایستی تحلیل نشست پی در تمامی شرایط انجام پذیرد.

نشست یک سازه ناشی از تغییر شکل خاک زیر پی آن می‌باشد. بنابراین میزان نشست نه تنها به خصوصیات سازه و بار، بلکه به مشخصات فیزیکی و مکانیکی خاک زیرین آن نیز بستگی دارد.

نشست خاکهای ریزدانه اشباع را می‌توان متشکل از نشست آنی، تحکیم اولیه و تحکیم ثانویه دانست. نشست آنی یا ارتجاعی، بلافاصله بعد از اعمال بار اتفاق می‌افتد. اما نشست ناشی از تحکیم اولیه و تحکیم ثانویه یا خزش به طور تدریجی و در یک زمان طولانی رخ می‌دهد. با این تفاوت که رخداد نشست تحکیمی اولیه با کاهش فشار آب حفره‌ای اضافی همراه می‌باشد. اما نشست تحکیم ثانویه یا خزش خاکهای ریزدانه متأثر از ترکیبات و ساختار اسکلت خاک می‌باشد.

نشست خاکهای دانه‌ای که در معرض بار قرار می‌گیرند به طور آنی و در اثر تراکم اسکلت جامد خاک که آن هم ناشی از جابه‌جایی ذرات خاک است به وقوع می‌پیوندد.

لازم به توضیح است که محاسبه نشست که در اینجا مورد بحث قرار می‌گیرد در شرایطی دارای اعتبار است که تنشهای موجود برشی در خاک به میزان کافی کمتر از حداکثر مقاومت برشی خاک باشند.

۲-۶-۲ نشست آنی

۲-۶-۲-۱ نشست آنی خاکهای ریزدانه

به طور کلی نشست آنی در خاکهای ریزدانه به دلیل تراکم ارتجاعی لایه‌های خاک رخ می‌دهد. برای محاسبه نشست آنی خاکهای ریزدانه می‌توان از رابطه زیر استفاده نمود:

$$S_i = qB\frac{1-\upsilon^2}{E}.I_1.I_0 \qquad (۱۴)$$

omoorepeyman.ir

که در آن **q**، مقدار فشار یکنواخت اعمال شده

B، عرض سطح بارگذاری شده

I_0، ضریب تأثیر ژرفای پی که از شکل ۲-۳ حاصل می‌شود.

b_b، ضریب تأثیر شکل و جنسیت

E، ضریب ارتجاعی زهکشی نشده خاک

υ، ضریب پواسون خاک می‌باشد که مقدار آن برای خاکهای مختلف بین ۰/۳ تا ۰/۵ تغییر می‌کند. مقادیر بیشتر مربوط به خاکهای اشباع می‌باشد.

مقادیر I_1، برای دو حالت خاک با ضخامت نامحدود و محدود در جداول ۲-۱ و ۲-۲ و در شکل ۲-۴ منعکس شده است.

۲-۶-۲-۲ نشست آنی خاکهای دانه‌ای

نشست آنی خاکهای دانه‌ای را می‌توان به کمک رابطه نیمه تجربی زیر تعیین نمود (**Schmertmann** و **Hartman**، ۱۹۷۸):

$$S_i = C_1 C_2 \Delta q \sum_0^D \frac{I_Z}{E_S} \Delta Z \qquad (۱۵)$$

که در آن I_z ضریب تأثیر کرنش است که مقدار آن برای عمقهای مشخص ذیل داده شده است. تغییرات I_z بین دو نقطه داده شده به صورت خطی است (شکل ۳-۵):

$$I_z = \begin{cases} 0.0 & z = 0 \\ 0.6 & z = 0.25D \\ 0.0 & z = D \end{cases}$$

B عرض پی

D عمق تأثیر و برابر است با:

برای پی‌های نواری: **D = 4B**

برای پی‌های دایره‌ای و مربعی: **D = 2B**

E_s ضریب ارتجاعی لایه‌های مختلف خاک می‌باشد.

Δq، فشار خالص وارده بر خاک می‌باشد ($\Delta q = q - \gamma D_f$).

omoorepeyman.ir

و C_1 و C_2 به ترتیب ضرائب تأثیر عمق و خزش می‌باشد:

$$C_1 = 1 - 0.5(\frac{\gamma D_f}{\Delta q})$$

$$C_2 = 1 + 0.2\log(10t)$$

که در آن **t** زمان بر حسب سال می‌باشد.

نشست آنی خاکهای دانه‌ای را به وسیله آزمایش بارگذاری صفحه نیز می‌توان به دست آورد. رابطه ذیل بدین منظور پیشنهاد شده است (**Terzaghi** و **Peck**، ۱۹۶۷):

$$S_i = S_1(\frac{2}{1+B_1/B})^2 \qquad (۱۷)$$

که S_i، نشست آنی پی به عرض **B**،

و S_1، نشست صفحه مربعی شکل با عرض B_1 (۳۰ سانتی‌متر) تحت فشاری مساوی با پی مورد نظر می‌باشد.

Bond (۱۹۶۱)، نیز رابطه زیر را پیشنهاد نموده است:

$$S_i = S_1(\frac{B}{B_1})^{n+1}$$

که در آن **n**، برای ماسه‌های شل بین ۰/۲ تا ۰/۴ و برای ماسه‌های متراکم بین ۰/۴ تا ۰/۵ توصیه شده است.

نشست خاکهای ریزدانه به وسیله آزمایش بارگذاری صفحه از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$S_i = S_1(\frac{B}{B_1})$$

omoorepeyman.ir

جدول ۲-۱ ضریب تأثیر شکل و صلبیت (I_1) برای محاسبه نشست آنی لایه خاک با ضخامت نامحدود

شکل و صلبیت پی	مرکز پی	گوشه‌های پی	میانگین
دایره (انعطاف‌پذیر)	۱	۰/۵۰	۰/۸۵
دایره (صلب)	۰/۷۹	۰/۷۹	۰/۷۹
مربع (انعطاف‌پذیر)	۱/۱۲	۰/۵۶	۰/۹۵
مربع (صلب)	۰/۸۲	۰/۸۲	۰/۸۲
مستطیل (انعطاف‌پذیر)			
نسبت طول به عرض ۲	۱/۵۳	۰/۷۶	۱/۳۰
نسبت طول به عرض ۵	۲/۱۰	۱/۰۵	۱/۸۲
نسبت طول به عرض ۱۰	۲/۵۶	۱/۲۸	۲/۲۴
مستطیل (صلب)			
نسبت طول به عرض ۲	۱/۱۲	۱/۱۲	۱/۱۲
نسبت طول به عرض ۵	۱/۶۰	۱/۶۰	۱/۶۰
نسبت طول به عرض ۱۰	۲/۰۰	۲/۰۰	۲/۰۰

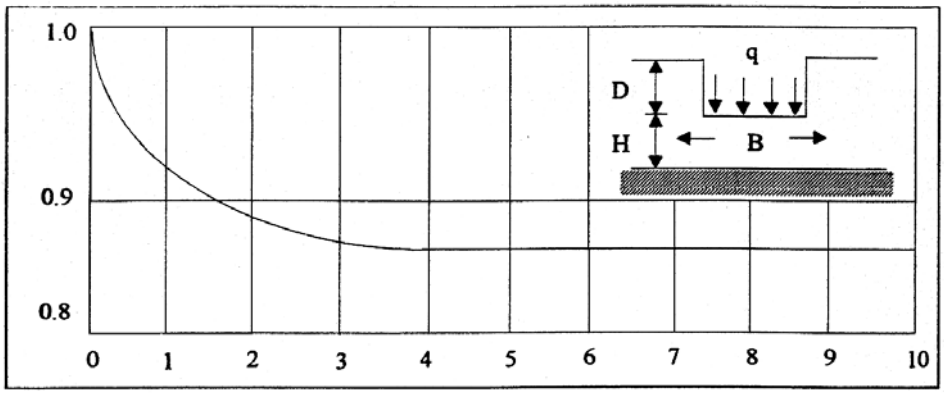
omoorepeyman.ir

جدول ۲-۲ ضریب شکل و صلبیت شالوده (I_1) برای محاسبه نشست آنی لایه خاک قرار گرفته بر روی بستر غیرقابل تراکم

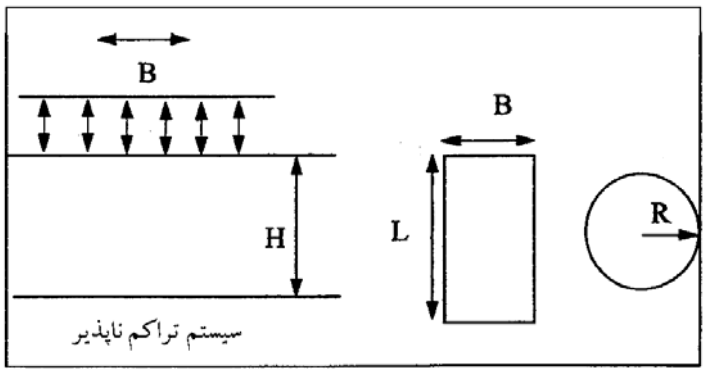
H/B	در مرکز پی دایره‌ای صلب با قطر B	در گوشه پی مستطیلی شکل انعطاف‌پذیر				
		L/B=1	L/B=2	L/B=5	L/B=10	L/B= ∞ (نواری)
$\upsilon = 0.5$						
۰/۰	۰/۰۰	۰/۰۰	۰/۰۰	۰/۰۰	۰/۰۰	۰/۰۰
۰/۵	۰/۱۴	۰/۰۵	۰/۰۴	۰/۰۴	۰/۰۴	۰/۰۴
۱/۰	۰/۳۵	۰/۱۵	۰/۱۲	۰/۱۰	۰/۱۰	۰/۱۰
۱/۵	۰/۴۸	۰/۲۳	۰/۲۲	۰/۱۸	۰/۱۸	۰/۱۸
۲/۰	۰/۵۴	۰/۲۹	۰/۲۹	۰/۲۷	۰/۲۶	۰/۲۶
۳/۰	۰/۶۲	۰/۳۶	۰/۴۰	۰/۳۹	۰/۳۸	۰/۳۷
۵/۰	۰/۶۹	۰/۴۴	۰/۵۲	۰/۵۵	۰/۵۴	۰/۵۲
۱۰/۰	۰/۷۴	۰/۴۸	۰/۶۴	۰/۷۶	۰/۷۷	۰/۷۳
$\upsilon = 0.33$						
۰/۰	۰/۰۰	۰/۰۰	۰/۰۰	۰/۰۰	۰/۰۰	۰/۰۰
۰/۵	۰/۲۰	۰/۰۹	۰/۰۸	۰/۰۸	۰/۰۸	۰/۰۸
۱/۰	۰/۴۰	۰/۱۹	۰/۱۸	۰/۱۶	۰/۱۶	۰/۱۶
۱/۵	۰/۵۱	۰/۲۷	۰/۲۸	۰/۲۵	۰/۲۵	۰/۲۵
۲/۰	۰/۵۷	۰/۳۲	۰/۳۴	۰/۳۴	۰/۳۴	۰/۳۴
۳/۰	۰/۶۴	۰/۳۸	۰/۴۴	۰/۴۶	۰/۴۵	۰/۴۵
۵/۰	۰/۷۰	۰/۴۶	۰/۵۶	۰/۶۰	۰/۶۱	۰/۶۱
۱۰/۰	۰/۷۴	۰/۴۹	۰/۶۶	۰/۸۰	۰/۸۲	۰/۸۱

توضیح- برای محاسبه نشست در وسط پی مستطیلی می‌توان سطح بارگذاری را به ۴ مستطیل مساوی تقسیم نمود. میزان نشست در وسط مستطیل بزرگ ۴ برابر نشست در گوشه مستطیل کوچکتر خواهد بود.

omoorepeyman.ir

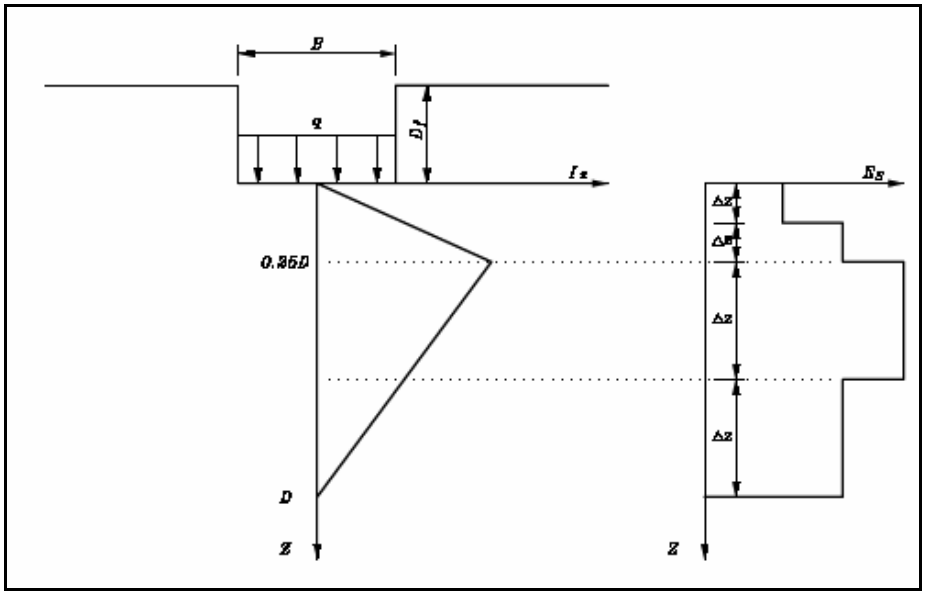


شکل ۲-۳ ضریب تأثیر ژرفای پی



شکل ۲-۴ ضریب تأثیر شکل و سختی

omoorepeyman.ir



شکل ۲-۵

۲-۶-۳ نشست تحکیم

تحکیم اولیه معمولاً نتیجه خروج آب و یا بعضاً هوا از منافذ بین دانه‌های خاک می‌باشد. در خاکهای رس ممکن است این عمل سالها به طول انجامد. تحکیم ثانویه یا خزش نیز ممکن است در خاکها به خصوص خاکهای حاوی مواد آلی رخ دهد.

الف: نشست ناشی از تحکیم اولیه

با تقسیم خاک زیر پی به لایه‌های مختلف و محاسبه تنشهای مؤثر اولیه و نهایی در وسط هر لایه و با استفاده از رابطه (۱۶) می‌توان نشست نهایی ناشی از تحکیم اولیه را برای هر لایه تعیین نمود. نشست کل خاک ریزدانه اشباع برابر با مجموع نشست محاسبه شده برای لایه‌های مختلف خواهد بود.

$$S_c = \frac{H_0}{1+e_0}[C_r \log\frac{\sigma'_c}{\sigma'_0} + C_c \log\frac{\sigma'_1}{\sigma'_c}] \qquad (۱۶)$$

که در آن:

omoorepeyman.ir

H_0، ضخامت اولیه لایه،

e_0، نسبت تخلخل اولیه لایه،

σ'_0، تنش مؤثر اولیه در وسط لایه،

σ'_1، تنش مؤثر نهایی در وسط لایه،

σ'_c، تنش پیش‌تحکیمی،

C_c، نشانه تراکم

و C_r، نشانه تراکم مجدد که همان C_s است می‌باشند.

مقادیر C_c و C_r معمولاً به وسیله انجام آزمایش تحکیم شکل۳-۶ به دست می‌آیند.

در مورد رسهای به طور عادی تحکیم یافته $(\sigma'_c = \sigma'_0)$ فقط از جمله دوم رابطه ارایه شده، استفاده می‌شود. اگر میزان تنش مؤثر نهایی یک رس پیش تحکیم یافته از تنش پیش‌تحکیمی (σ'_c) تجاوز نکند، برای محاسبه نشست از جمله اول رابطه ۱۶ استفاده می‌شود. در این دو حالت روابط نشست تحکیم به ترتیب به صورت ذیل خواهند بود:

$$S_c = \frac{C_c H_0}{1+e_0} \log \frac{\sigma'_1}{\sigma'_0} \qquad (\sigma'_1 > \sigma'_c)$$

$$S_c = \frac{C_r H_0}{1+e_0} \log \frac{\sigma'_1}{\sigma'_0} \qquad (\sigma'_1 < \sigma'_c)$$

ب: نشست ناشی از تحکیم ثانویه

هنگامی که رخداد نشست نهایی ناشی از تحکیم اولیه به پایان می‌رسد و فشار آب حفره‌ای اضافی کاملاً محو می‌گردد، نشست ناشی از تحکیم ثانویه به صورت تابعی از زمان در لایه‌های خاک ریزدانه اشباع، مشاهده می‌گردد. در خاکهایی همچون خاکها یا مواد آلی و همچنین رس‌های حساس که در آنها ممکن است نشست در اثر خزش، پر اهمیت باشد باید بررسی‌های لازم صورت پذیرد. برای تعیین نشست ناشی از تحکیم ثانویه از رابطه ذیل استفاده می‌گردد (شکل ۳-۷):

$$S_{cs} = C_\alpha . H . \log \frac{t_{cs}}{t_1} \qquad (۱۸)$$

که در آن S_{cs}، نشست ناشی از تحکیم ثانویه،

H، ضخامت لایه،

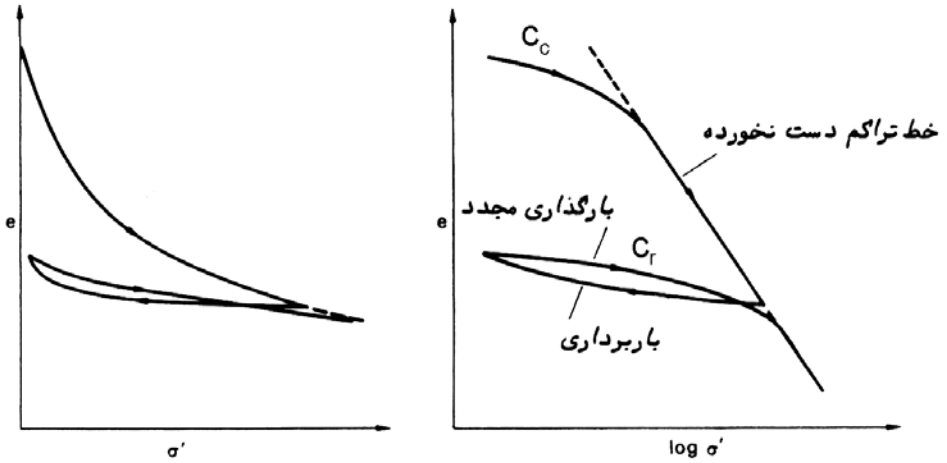
omoorepeyman.ir

t_1، زمان خاتمه تحکیم اولیه

t_{cs}، عمر مفید سازه و یا زمانی است که بخش عمده تحکیم ثانویه اتفاق می‌افتد.

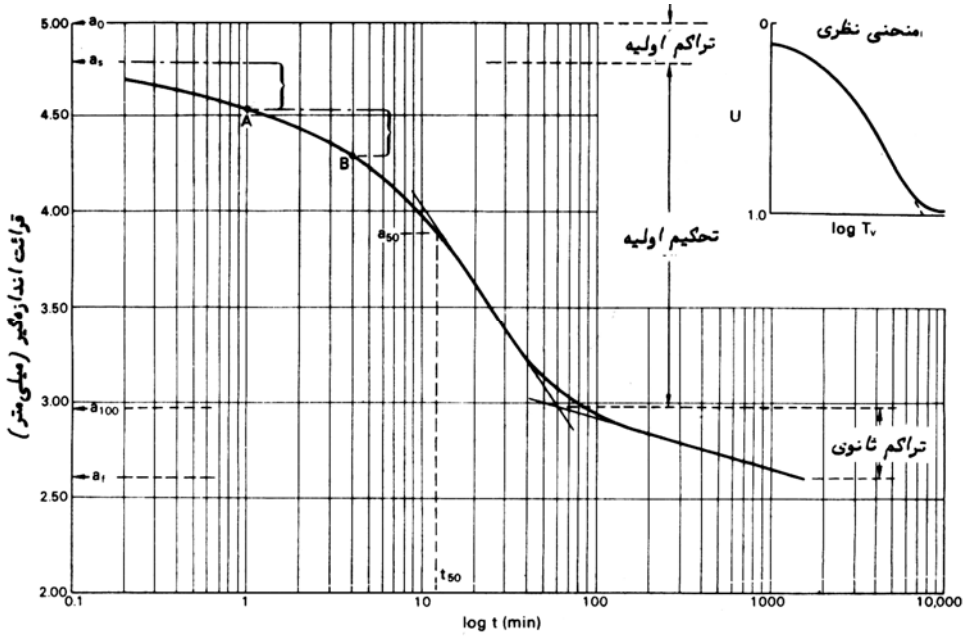
C_α، ضریب تحکیم ثانویه است که از آزمایش تحکیم به دست می‌آید. رابطه تجربی ذیل برای خاکهای فاقد ترکیبات آلی پیشنهاد شده است (**Mesri** و **Godlewski**، ۱۹۷۷):

$$C_\alpha = 0.04\frac{C_c}{1+e_0} \qquad (۱۹)$$



شکل ۲-۶ نمودار تحکیم اولیه و ثانویه

omoorepeyman.ir



شکل ۲-۷ روش لگاریتم زمان

۲-۶-۴ مجموع نشست خاکهای ریزدانه

نشست کل پی واقع بر روی خاکهای ریزدانه از مجموع نشست آنی و نشست تحکیم حاصل می‌گردد. باید توجه نمود که مقادیر محاسباتی برای نشست کل در اغلب موارد برآورد بالایی بوده و بهتر است، تصحیحات تجربی بر روی آن انجام گیرد در شرایطی که محاسبات دقیق‌تری مورد نظر می‌باشد، می‌توان از روشهای عددی و با فرض قانون رفتاری مناسب برای خاک استفاده نمود. قبل از انجام این محاسبات، طراح باید بررسی‌های لازم را در مورد دقت اطلاعات موجود در مورد شرایط خاک و زمین انجام دهد. می‌بایستی توجه نمود که دقت اطلاعات در حدی باشد که دقت محاسبات را درحد مورد نظر تضمین نماید.

۲-۶-۵ تغییرات زمانی نشست ناشی از تحکیم اولیه

مقدار نشست در هر فاصله زمانی **t** از شروع بارگذاری S_t از رابطه زیر به دست می‌آید:

omoorepeyman.ir

$$S_t = \overline{U}.S_c \qquad (۲۰)$$

که در آن $\overline{U}$ درصد تحکیم متوسط و S_c نشست نهایی ناشی از تحکیم اولیه می‌باشد.

مقدار $\overline{U}$ بر حسب ضریب زمان T_v با استفاده از تئوری یک بعدی تحکیم ترزاقی و برای شرایطی که در شکل ۲–۸ نشان داده شده است، به دست می‌آید.

مقدار ضریب زمان از رابطه ۲۱ تعیین می‌شود:

$$T_v = \frac{C_v.t}{d^2} \qquad (۲۱)$$

که در آن C_v، ضریب تحکیم است و از آزمایش تحکیم به دست می‌آید.

t، فاصله زمانی از شروع تحکیم در حالتی که لایه خاک از یک طرف زهکشی شود **d** برابر با ضخامت لایه است و در شرایطی که از دو طرف شرایط زهکشی فراهم باشد، **d** برابر با نصف ضخامت لایه خاک می‌باشد.

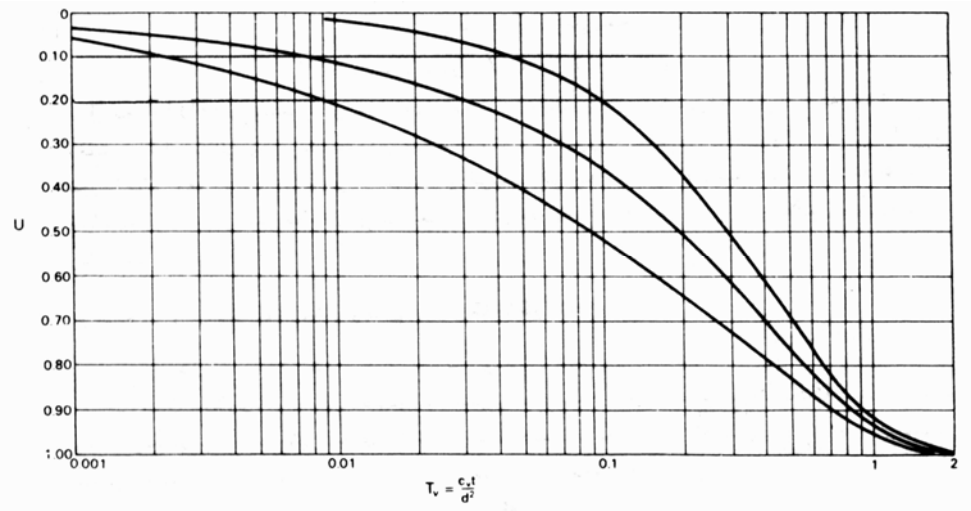
d، حداکثر طول مسیر زهکشی می‌باشد.

Taylor (۱۹۸۴)، روابط ذیل را برای تعیین درصد تحکیم متوسط پیشنهاد کرده است:

$$T_v = \frac{\pi}{4}\overline{U}^2 \qquad \overline{U} \le 0.6 \qquad (۲۲)$$

$$T_v = -0.09 - 0.933 \log(1-\overline{U}) \qquad \overline{U} > 0.6 \qquad (۲۳)$$

omoorepeyman.ir



شکل ۲-۸ رابطه بین درجه تحکیم و ضریب زمان

۲-۶-۶ نشست مجاز

طراحی پی باید به گونه‌ای باشد تا تغییر مکانهای پی در محدوده‌ای قرار گیرد که برای سازه مورد نظر قابل تحمل بوده و مشکلی برای عملکرد آن ایجاد ننماید. از آنجا که ظرفیت سازه‌های مختلف برای تحمل تغییر مکانها متفاوت می‌باشد، طراحی سازه‌ها می‌بایستی با توجه به تغییر مکانهای شالوده آنها صورت پذیرد.

نشست کل یک سازه ممکن است به عملکرد آن حین بهره‌برداری خلل وارد نماید. اما نشست نسبی باعث ایجاد تنشهای ثانویه در سازه می‌شوند. تخمین دقیق نشست در اغلب موارد کاری دشوار به نظر می‌رسد. بنابراین تأثیر آن در سازه مربوطه نیز به دقت قابل پیش‌بینی نیست. در این گونه موارد، تجربه بهترین راهنما می‌باشد.

برای سازه‌های مهم باید محاسبات نشست به تعداد کافی برای نقاط مختلف انجام گیرد تا تصویری روشن از مقادیر نشست در موقعیتهای مختلف سازه در اختیار باشد. با توجه به میزان نشست در نقاط مختلف سازه می‌توان مقادیر بیشینه نشست و نشست نسبی را به دست آورد.

omoorepeyman.ir

نشست نسبی یا غیر همگون، معمولاً در اغلب موارد رخ می‌دهد. حتی در مواردی که محاسبات، مقادیر نسبتاً یکسانی را نتیجه می‌دهد. شاید بتوان مقادیر نشست نسبی سازه‌ها را به نحوی به مقادیر نشست کل آنها ارتباط داد (**D'Appolonia** و همکاران، ۱۹۶۸). بنابراین با کاهش نشست کل یک سازه به طور غیر مستقیم می‌توان نشست غیر همگون آن را نیز محدود ساخت. در مورد پی‌های سطحی واقع بر زمینهای طبیعی، مقادیر این نشستها به طور عادی تا حدود ۱۰ میلی‌متر است، ولی معمولاً بیشتر از (۵۰٪) نشست کل محاسبه شده نمی‌باشد.

مقادیر نشست و نشست نسبی می‌بایستی با مقادیر مجاز مقایسه گردند. تعیین مقادیر مجاز نشست و نشست نسبی سازه‌ها با توجه به پیچیدگی تأثیر متقابل خاک و سازه، راه حل واحد و روشنی ندارد.

جدول ۲-۳ حاوی مقادیری است که در این زمینه ارایه شده است. با توجه به اهمیت و شرایط خاص هر سازه باید بررسی‌های لازم در این مورد صورت پذیرد و از مقادیر جدول مذکور می‌توان به عنوان راهنمای اولیه استفاده نمود.

جدول ۲-۳ حداکثر نشستهای مجاز بر حسب میلی‌متر

نشست	ماسه		رس
	مرجع ۲	مرجع ۲	مرجع ۱
حداکثر نشست نسبی (δ)	۲۵	۲۰	۴۰
حداکثر نشست پی منفرد (Δ)	۴۰	۲۵	۶۰
حداکثر نشست پی گسترده (Δ)	۴۵-۶۵	۵۰	۶۵-۱۰۰

۲-۷ تحلیل دینامیکی

برای اطمینان از اینکه ارتعاشات ناشی از بارگذاری دینامیکی (زلزله، موج، ماشین‌آلات و ...) باعث به‌وجود آمدن نشستها و ارتعاشات بیش از حد نخواهد شد باید پی سازه‌هایی که در معرض این ارتعاشات و یا بارهای لرزه‌ای هستند برای این بارها تحلیل گردند.

omoorepeyman.ir

۳

پی‌های شمعی

omoorepeyman.ir

omoorepeyman.ir

۳-۱ کلیات

شمعها یکی از انواع پی‌های عمیق هستند که بار سازه را توسط سطح جانبی و نوک خود به زمین منتقل می‌نمایند. شمعها معمولاً برای انتقال نیروهای فشاری، کششی و جانبی به زمین مورد استفاده قرار می‌گیرند.

در مورد رفتار واقعی شمعها، اندر کنش آنها با زمین و سازه فوقانی، هنوز جای تحقیق بسیاری است. در این قسمت سعی شده است تا به نکات اصلی که یک مهندس ژئوتکنیک در هنگام طراحی و اجرای شمع باید مد نظر داشته باشد اشاره شود.

روشهای موجود برای طراحی شمعها دارای تقریب زیادی بوده و مطمئن‌ترین روش در حال حاضر برای تعیین ظرفیت باربری شمعها استفاده از آزمایش بارگذاری شمع است. طراحی و اجرای شمع، هنری است که نیاز به تجربه کافی دارد. توصیه می‌شود در استفاده از روابط و روشها، محتاطانه عمل شده و از تجربیات موجود در محل، حداکثر استفاده صورت پذیرد.

۳-۲ انواع شمعها

شمعها را با استفاده از معیارهای متفاوت به شکلهای مختلفی تقسیم‌بندی می‌کنند. معیارهای مورد استفاده عبارتند از جنس شمع، نحوه اجرا، مقدار تغییر مکان، نحوه عملکرد، میزان ظرفیت باربری، شکل مقطع، امتداد، محل نصب و ... در بعضی از تقسیم‌بندی‌های ارایه شده، از ترکیبی از معیارهای ذکر شده استفاده می‌شود.

دو روش معمول برای تقسیم‌بندی شمعها، استفاده از جنس شمع و نحوه اجرای شمع است. مصالح معمول مورد استفاده برای شمعها عبارتند از بتن، فولاد و چوب. بر اساس نحوه اجرای شمع نیز می‌توان شمعها را به انواع اصلی کوبیده شده، حفر یا اجرا شده در محل کوبیده و اجرا شده در محل تقسیم نمود.

نوع شمع، بخصوص نحوه اجرا، بر روی ظرفیت باربری شمعها اثر دارد که در طراحی آنها باید مد نظر قرار گیرد.

omoorepeyman.ir

۳-۳ ظرفیت محوری شمعها

مطمئن‌ترین روش برای تعیین ظرفیت محوری شمعها، انجام آزمایش بارگذاری است. اگر انجام این آزمایش امکان‌پذیر نباشد و یا توجیه اقتصادی نداشته باشد، با احتیاط از روشهای مبتنی بر نتایج آزمایشات آزمایشگاهی یا محلی می‌توان استفاده نمود.

۳-۳-۱ شمع منفرد

به ندرت در عمل از شمع منفرد استفاده می‌شود. با این وجود روابطی جهت تخمین ظرفیت محوری شمعهای منفرد ارایه می‌گردد.

۳-۳-۱-۱ استفاده از نتایج آزمایشات آزمایشگاهی

شمعها بار خود را از طریق نوک و سطح جانبی به خاک منتقل می‌نمایند. مقدار نسبی این دو بخش به عواملی نظیر مشخصات شمع، تراکم خاک و مقاومت برشی خاک بستگی دارد. در حالت کلی می‌توان نوشت:

$$F_{ult} = F_s + F_b = \Sigma fC\Delta L + A_b q \qquad (۲۴)$$

در این رابطه:

F_{ult}، ظرفیت باربری نهایی فشاری شمع

F_s، مقاومت جدار شمع

F_b، مقاومت نوک شمع

f، تنش برشی در جدار شمع در قطعه مورد نظر

C، محیط شمع در قطعه مورد نظر

ΔL، طول قطعه مورد نظر

A_b، سطح مقطع نوک شمع

q، ظرفیت باربری واحد سطح در نوک شمع

omoorepeyman.ir

در رابطه ۲۴ فرض شده است که وزن شمع تقریباً معادل وزن خاک جابه‌جا شده در اثر اجرای شمع می‌باشد. چنانچه طول بخشی از شمع که در بالای بستر دریا است قابل توجه باشد، باید تفاوت وزن شمع و وزن خاک جابه‌جا شده را از ظرفیت باربری نهایی شمع کم نمود.

۳-۳-۱-۱-۱ شمع منفرد در خاکهای غیر چسبنده

در خاکهای غیر چسبنده مقادیر **f** و **q** به شرح زیر تخمین زده می‌شوند، برای **f** داریم:

$$f = \sigma'_v K \tan\delta_m = \beta\sigma'_v \qquad (۲۵)$$

در این رابطه:

σ'_v، تنش مؤثر قائم در مجاورت قطعه مورد نظر

K، ضریب رانش افقی خاک

δ_m، زاویه اصطکاک بین شمع و خاک

β، ضریب مقاومت جانبی

Bromes (۱۹۶۶) جدول ۳-۱ را برای تعیین δ_m در خاکهای غیر چسبنده پیشنهاد کرده است. در این جدول ϕ' زاویه اصطکاک داخلی خاک می‌باشد.

جدول ۳-۱ محدوده تغییرات δ_m

جنس شمع	δ_m
فولاد	20^0
بتن	$\frac{3}{4}\phi'$
چوب	$\frac{2}{3}\phi'$

مقدار **K** تابع عواملی نظیر زاویه اصطکاک داخلی خاک، نحوه اجرای شمع، تراکم‌پذیری خاک و اندازه و شکل شمع است. به عنوان راهنما، برای شمعهای حفاری شده می‌توان آن را مساوی ضریب رانش خاک در حالت سکون $\mathbf{K_0}$ و برای شمعهای کوبیده شده آن را معادل دو برابر $\mathbf{K_0}$ فرض کرد.

مقدار ضریب مقاومت جانبی **β** معمولاً بین ۰/۲ تا ۱/۵ مطابق جدول ۳-۲ تغییر می‌کند.

omoorepeyman.ir

جدول ۳-۲ محدوده تغییرات β

نوع خاک	شمعهای درجا	شمعهای کوبیده شده
لای	۰/۲–۰/۳	۰/۳–۰/۵
ماسه شل	۰/۲–۰/۴	۰/۳–۰/۸
ماسه نیمه متراکم	۰/۳–۰/۵	۰/۶–۱/۰
ماسه متراکم	۰/۴–۰/۶	۰/۸–۱/۲
شن	۰/۴–۰/۷	۰/۸–۱/۵

رابطه ۲۵ نشان می‌دهد که با افزایش عمق، مقدار **f** هم زیاد می‌شود. برخی از محققان نظیر **Meyerhof** (۱۹۷۶)، معتقدند که این افزایش تا عمق معینی (عمق بحرانی) که تابع قطر شمع است ادامه داشته و پس از آن ثابت می‌ماند. بر همین اساس نیز حداکثر مقدار **f** می‌تواند تقریباً یک کیلوگرم بر سانتیمتر مربع در نظر گرفته می‌شود. بررسی‌های جدید در مورد صحت نظریه عمق بحرانی تردیدهایی را ایجاد کرده است.

ظرفیت باربری نوک شمع از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$q = N_b \sigma'_b \qquad (۲۶)$$

در این رابطه:

N_b، ضریب باربری نوک شمع

σ'_b، تنش مؤثر قائم در نوک شمع

مقدار N_b تابع عواملی نظیر نوع خاک، تراکم خاک و روش اجرای شمع است. جدول ۳-۳ و شکل ۳-۱ می‌توانند به عنوان راهنما برای تعیین N_b با احتیاط مورد استفاده قرار گیرند.

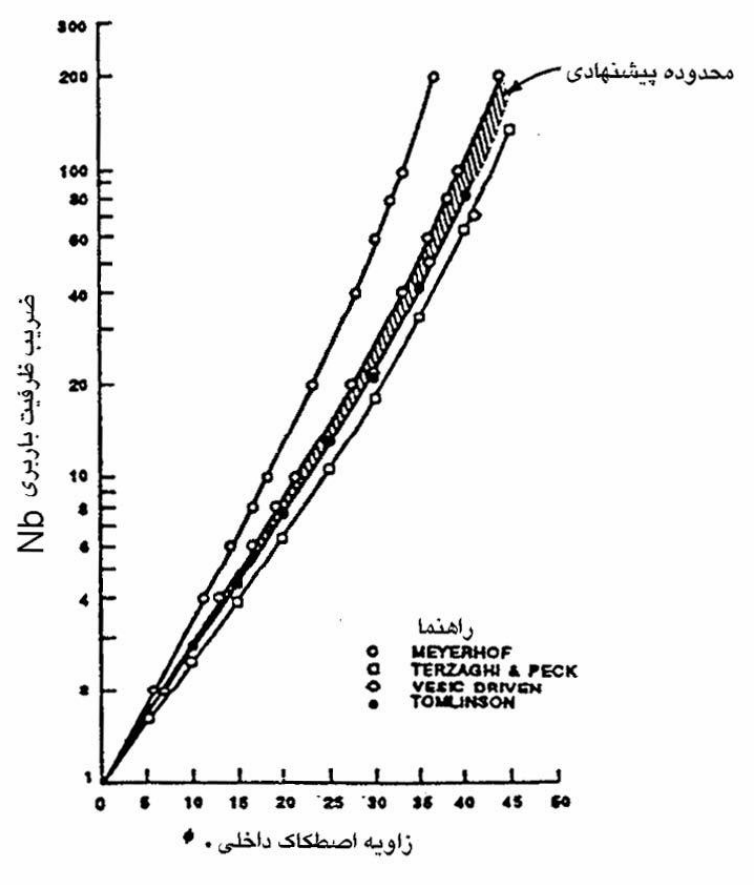
omoorepeyman.ir

جدول ۳-۳ محدوده تغییرات N_b برای خاکهای غیر چسبنده

نوع خاک	شمعهای درجا	شمعهای کوبیده شده
لای	۱۰–۳۰	۲۰–۴۰
ماسه شل	۲۰–۳۰	۳۰–۸۰
ماسه نیمه متراکم	۳۰–۶۰	۵۰–۱۲۰
ماسه متراکم	۵۰–۱۰۰	۱۰۰–۱۲۰

در استفاده از رابطه ۲۶ باید توجه داشت که گروهی از محققین، بر اساس نظریه عمق بحرانی معتقدند که مقدار σ'_b بعد از این عمق ثابت باقی می‌ماند. لذا توصیه می‌شود در طراحی، جانب احتیاط رعایت شود.

omoorepeyman.ir



شکل ۳-۱ ضریب باربری نوک شمع

omoorepeyman.ir

۳-۳-۱-۱-۲ شمع منفرد در خاکهای چسبنده

روشهای طراحی در این نوع خاکها، بخصوص برای شمعهایی که اصطکاکی کار می‌کنند و مقاومت برشی آنها زیاد است، با عدم اطمینان همراه است. لذا در صورت امکان توصیه می‌شود از نتایج آزمایش بارگذاری شمع استفاده شود.

در صورت فقدان نتایج آزمایش بارگذاری شمع، با احتیاط می‌توان مقدار **f** را از رابطه زیر به دست آورد:

$$f = \alpha C_u \qquad (۲۷)$$

در این رابطه:

α، ضریب هم‌چسبی

C_u، مقاومت برشی زهکشی نشده خاک می‌باشد. مقدار α تابع عواملی نظیر مقاومت خاک، طول شمع، جنس شمع و لایه‌بندی خاک می‌باشد. به عنوان راهنما، از شکل ۴-۲ با احتیاط می‌توان مقدار αC_u را تخمین زد.

برای شمعهای طویل، **Semple** و **Rigden** (۱۹۸۴) رابطه ۲۸ را جهت تعیین α توصیه کرده‌اند:

$$\alpha = \alpha_1 \alpha_2 \qquad (۲۸)$$

مقادیر α_1 و α_2 از شکل ۳-۳ به دست می‌آیند.

ظرفیت باربری نوک شمع در خاکهای چسبنده از رابطه زیر تخمین زده می‌شود:

$$q = N_b C_{ub} \qquad (۲۹)$$

در این رابطه:

N_b، ضریب باربری نوک شمع

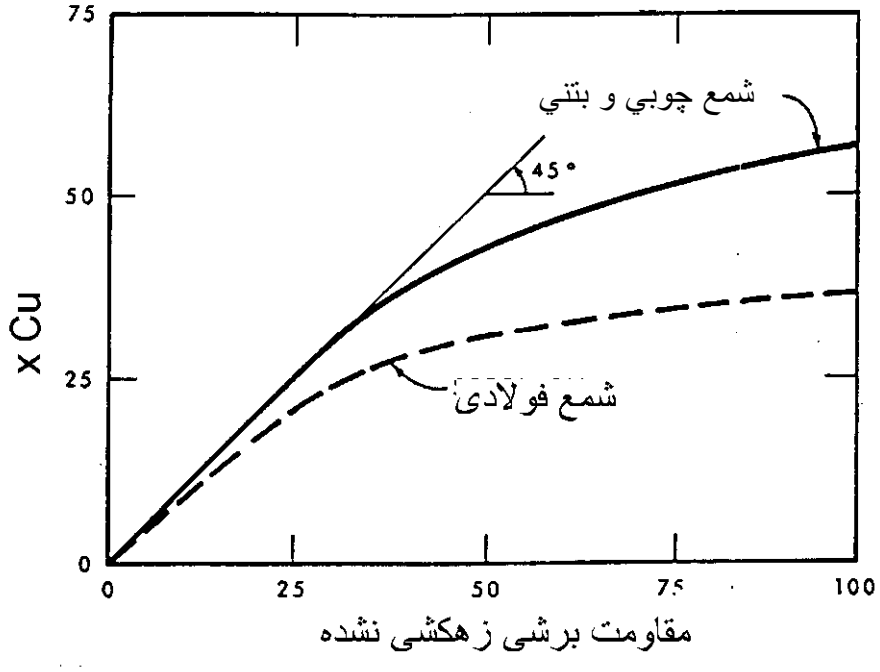
C_{ub}، مقاومت برشی زهکشی نشده خاک در نوک شمع

مقدار N_b به صورت تابعی از قطر نوک شمع در جدول ۳-۴ داده شده است.

omoorepeyman.ir

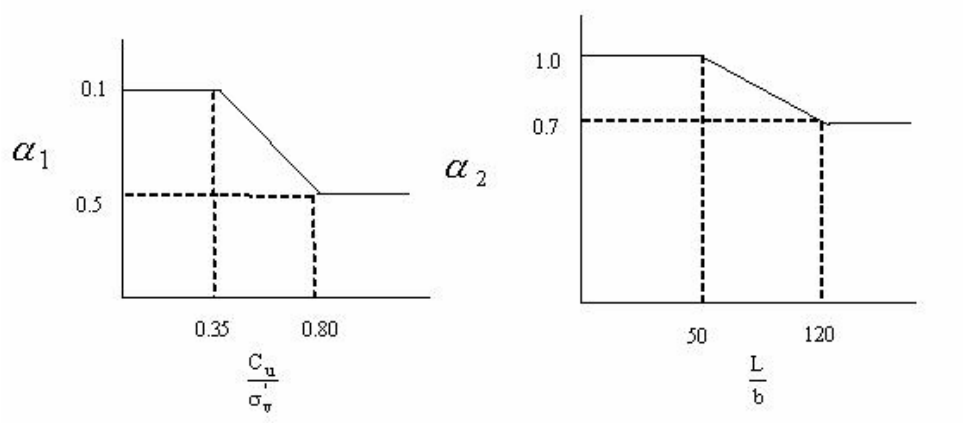
جدول ۳-۴ مقدار N_b برای خاکهای چسبنده

قطر نوک شمع	N_b
کمتر از ۰/۵متر	۹
۰/۵متر تا یک متر	۷
بزرگتر از یک متر	۶



شکل ۳-۲ مقاومت سطح جانبی شمعها در رس

omoorepeyman.ir



شکل۳-۳ مقادیر α_1 وα_2 برای شمعهای طویل (L طول شمع و b قطر شمع می‌باشد.)

۳-۳-۱-۱-۳ شمع منفرد در خاکهای با مقاومتهای اصطکاکی و چسبندگی

اگر خاک دارای مقاومت اصطکاکی (ϕ') و چسبندگی **C** باشد، در این حالت تنش برشی در سطح جانبی شمع از دو قسمت مطابق رابطه زیر تشکیل می‌شود:

$$f = K\sigma'_v \tan\delta_m + \alpha C \qquad (۳۰)$$

برای تعیین مقادیر K, δ_m و **α** از بخشهای (الف-۱) و (الف-۲) می‌توان استفاده کرد.

ظرفیت باربری نوک شمع در این نوع خاکها **q** از رابطه ۲۶ تخمین زده می‌شود و نگرانی در مورد عمق بحرانی در این خاکها نیز وجود دارد.

۳-۳-۱-۱-۴ نحوه تعیین و انتخاب پارمترهای مکانیکی خاک

تعیین و انتخاب مقادیر چسبندگی **C**، زاویه اصطکاک داخلی ϕ' و ضریب فشار جانبی **K**، مسئله مهمی است که در تخمین ظرفیت باربری شمعها اثر جدی دارد.

در حالت کلی مقادیر مناسب این پارمترها تابع نوع شمع، نوع خاک، تراکم خاک، تاریخچه تنش در خاک، روش اجرا و زمان است. توصیه‌های مختلف و بعضاً متناقضی در این زمینه وجود دارد. تجربه مهندس طراح و نتایج قبلی در محلهای مشابه در صورت وجود، حائز اهمیت زیادی است.

omoorepeyman.ir

۳-۳-۱-۲ استفاده از نتایج آزمایشات محلی

استفاده از نتایج آزمایشات محلی جهت تعیین ظرفیت محوری شمعها تجربی است و تفسیر آنها نیاز به تجربه کافی دارد. از دو آزمایش **CPT** و **SPT** بیشتر از آزمایشات محلی دیگر جهت تعیین ظرفیت باربری شمعها استفاده می‌شود. از آزمایش پرسیومتر نیز می‌توان برای تعیین ظرفیت باربری شمعها استفاده نمود، ولی کمتر از دو آزمایش دیگر مرسوم می‌باشد.

۳-۳-۱-۲-۱ استفاده از نتایج CPT

مقدار **f** با استفاده از نتایج آزمایش **CPT** به کمک رابطه زیر تخمین زده می‌شود:

$$f = \min(\frac{q_c}{N_s}, f_{\lim}) \qquad (۳۱)$$

در این رابطه:

q_c، مقاومت نفوذ مخروط

N_s، ضریب اصطکاک برای **CPT**

$f_{\lim}$، حداکثر مقدار **f**

مقادیر توصیه شده توسط **Bustamante** و **Gianeselli** (۱۹۸۱) برای N_s و $f_{\lim}$ در جدول ۴-۵ آمده است.

مقادیر توصیه شده در جدول ۳-۵ را نمی‌توان برای شمعهای کوبیده شده در ماسه‌های خیلی متراکم $(q_c > 30)$ مورد استفاده قرار داد.

omoorepeyman.ir

جدول ۳-۵ مقادیر N_s و f_{lim}

نوع خاک	qc (Mpa)	شمعهای کوبیده شده با انتهای بسته		شمعهای تزریق شده	
		Ns	flim (MPa)	Ns	flim (Kpa)
رس نرم	< ۱	۳۰	۳۵	۳۰	۱۵
رس نسبتاً سخت	۱ تا ۵	۸۰	۳۵	۴۰	۳۵
لای و ماسه شل	≤ ۵	۱۲۰	۳۵	۶۰	۳۵
رس سخت و لای متراکم	> ۵	۱۲۰	۳۵	۶۰	۳۵
ماسه و شن نیمه متراکم	۵ تا ۱۲	۲۰۰	۸۰	۱۰۰	۸۰
ماسه و شن متراکم	> ۱۲	۲۰۰	۱۲۰	۱۵۰	۱۲۰

مقدار **q** نیز با استفاده از رابطه زیر تخمین زده می‌شود:

$$2q = \frac{q_1 + q_2 + q_3}{4} \qquad (۳۲)$$

در این رابطه:

q_1، مقدار متوسط q_c در زیر نوک شمع در دو عمق **b** ۰,۷ و **b** ۴ (هر کدام که کمتر است)

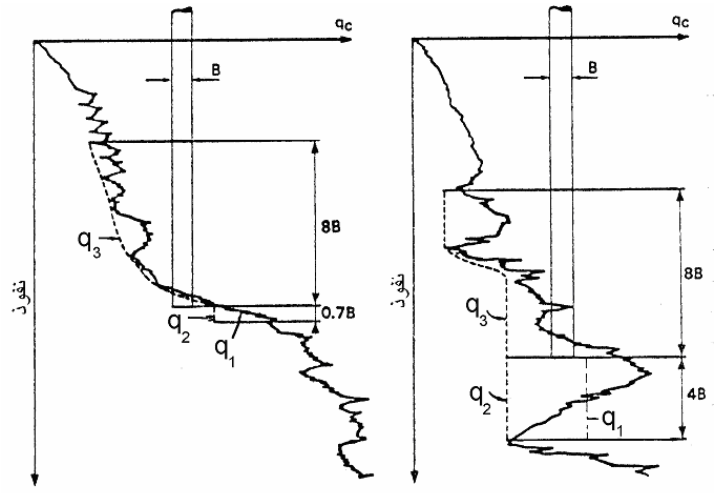
q_2، حداقل مقدار در عمقهای مشابه

q_3، مقدار متوسط حداقل q_c بین نوک شمع و **b** ۸ بالاتر از آن

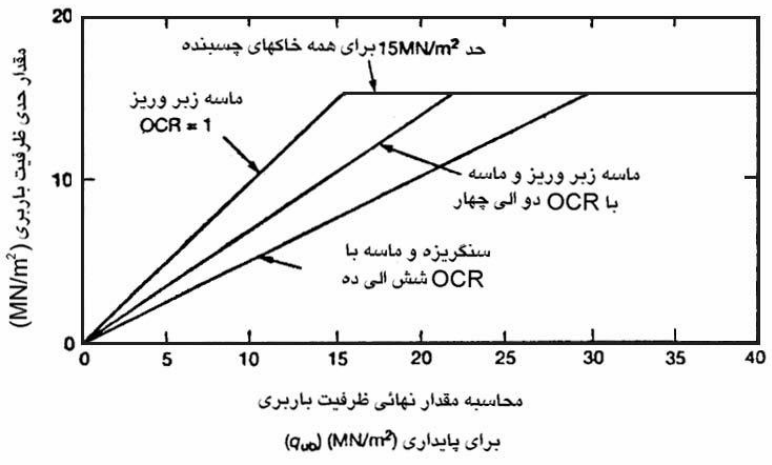
در تعیین q_3 از مقادیر بیشتر از q_c صرفنظر می‌شود. شکل ۳-۴، نحوه تعیین q_1، q_2 و q_3 را نشان می‌دهد. برای حداکثر **q** نیز بر حسب دانه‌بندی و نسبت پیش‌تحکیمی **OCR** مقادیری توصیه شده است که در شکل ۳-۵ نشان داده شده است.

در حالتی که تعداد آزمایشات **CPT** کم بوده و یا نوسانات زیادی در نتایج مشاهده شود، باید از ضریب اطمینان بزرگتری در طراحی استفاده کرد.

omoorepeyman.ir



شکل ۳-۴ نحوه تعیین q_1، q_2 و q_3



شکل ۳-۵ حداکثر مقدار q

۳-۳-۱-۲-۲ استفاده از نتایج SPT

بر اساس توصیه **Meyerhof** (۱۹۷۶)، ظرفیت محوری شمع در خاک دانه‌ای را به کمک رابطه زیر برحسب **kN** می‌توان تخمین زد:

omoorepeyman.ir

$$F_{ult} = mNA_b + n\overline{N}LA_s \quad (۳۳)$$

در این رابطه:

M، یک ضریب تجربی است که برای شمعهای کوبیده شده KP_a ۴۰۰ و برای شمعهای حفاری شده KP_a ۱۲۰ است.

N، مقدار عدد **SPT** اصلاح شده در نوک شمع.

n، یک ضریب تجربی است که برای شمعهای کوبیده شده KP_a ۲ و برای شمعهای حفاری شده KP_a ۱ است.

$\overline{N}$، مقدار متوسط عدد **SPT** در طول شمع می‌باشد.

A_s، سطح جانبی واحد طول شمع بر حسب $\mathbf{m^2}$ است.

برای تعیین **N** می‌توان از رابطه زیر استفاده کرد:

$$N = \frac{1}{2}(N_1 + \overline{N}_2) \quad (۳۴)$$

N_1، مقدار عدد **SPT** در نوک شمع

$\overline{N}_2$، متوسط عدد **SPT** در فاصله شمع تا **4b** در بالای آن می‌باشد.

با توجه به آنکه آزمایش **SPT** دارای خطاهایی است، چنانچه از نتایج این آزمایش برای تعیین ظرفیت محوری شمع استفاده شود باید حداقل ضریب اطمینان را ۴ در نظر گرفت.

۳-۳-۱-۲-۳ با استفاده از روشهای دینامیکی

ظرفیت باربری شمعهای کوبیدنی را به کمک روشهای دینامیکی می‌توان تخمین زد. این روشها به دو دسته فرمولهای دینامیکی و تحلیل معادله موج تقسیم می‌شوند.

فرمولهای دینامیکی زیادی برای تخمین ظرفیت باربری شمعها ارایه شده است. محققین زیادی نیز دقت فرمولهای ارایه شده را بررسی نموده‌اند. بر اساس بررسی‌های انجام شده در کل، دقت روابط **Janbu**، **Danish** و **Hilley** از سایر روابط بیشتر بوده است. اصولاً دقت فرمولهای دینامیکی کم بوده و برای استفاده از آنها نیاز به تجربه و قضاوت مهندسی است. توصیه می‌شود در صورت استفاده از این روابط کاملا محتاطانه عمل شود.

omoorepeyman.ir

برای تخمین ظرفیت باربری شمعها، انتخاب مناسب تجهیزات کوبش شمع و تعیین تنشهای ایجاد شده در شمع در حین کوبش، می‌توان از روش تحلیل معادله موج استفاده کرد. از این روش برای شمعهای دور از ساحل استفاده شده است. دقت این روش بیشتر از فرمولهای دینامیکی است و برنامه‌های کامپیوتری برای آن تهیه شده است.

از روشهای دینامیکی برای کنترل در حین اجرای شمع جهت بررسی مواردی نظیر ممانعت از شکست شمع، تعیین توقف کوبش شمع و تعویض تجهیزات کوبش شمع در صورت لزوم استفاده می‌شود.

به هر حال چنانچه از روشهای دینامیکی برای تخمین ظرفیت باربری شمعها استفاده شود، توجه به این نکته ضروری است که در بهترین شرایط نیز این روشها فقط ظرفیت باربری شمع را بلافاصله بعد از کوبش مشخص می‌کنند. با توجه به نوع و شرایط خاک، این ظرفیت می‌تواند با زمان، افزایش یا کاهش یابد.

۳-۳-۲ گروه شمع

در عمل معمولاً ظرفیت باربری محوری گروه شمعها به صورت نسبتی از مجموع ظرفیت شمعهای منفرد آن گروه بیان می‌شود. راندمان گروه شمع به صورت نسبت ظرفیت گروه به مجموع ظرفیت شمعهای منفرد تعریف می‌گردد.

توصیه می‌شود که حداقل فاصله مرکز تا مرکز شمعها از محیط شمعها کمتر نباشد.

۳-۳-۲-۱ خاکهای غیر چسبنده

اثر گروهی شمعها بستگی به تراکم اولیه خاک و نحوه اجرای شمعها دارد. در شمعهای کوبیده شده در خاکهای غیر چسبنده در حالتی که خاک در حین نصب شمع متراکم می‌شود، به علت افزایش فشار جانبی و تراکم خاک در اثر کوبیدن شمعها، راندمان بیشتر از یک است. بدین ترتیب در جهت اطمینان، ظرفیت محوری گروه شمعها معادل مجموع ظرفیت شمعهای منفرد در نظر گرفته می‌شود.

برای شمعهای حفاری شده، چون عملیات حفاری باعث کاهش تراکم خاک و فشار جانبی می‌شود، راندمان گروه شمعها کمتر از واحد می‌باشد.

omoorepeyman.ir

اگر در زیر شمعها یک لایه سست قرار داشته باشد، ظرفیت گروه شمعها حداقل دو مقدار مجموع ظرفیت شمعهای منفرد و ظرفیت بلوک شمع – خاک که محیط آن در پلان معادل محیطی است که شمعها را دربر می‌گیرد، در نظر گرفته می‌شود.

۳-۳-۲-۲ خاکهای چسبنده

ممکن است شمعها به صورت منفرد و یا همراه با خاک به عنوان یک بلوک عمل کنند. ظرفیت گروه شمعها را می‌توان حداقل دو مقدار مجموع ظرفیت شمعهای منفرد و ظرفیت بلوک شمع – خاک در نظر گرفت.

برای تعیین ظرفیت بلوک شمع – خاک، در محلهایی که تماس خاک با خاک است از $\tau = C_u$ و در بخشهایی که تماس خاک با شمع است از $\tau = \alpha C_u$ استفاده می‌شود. مقدار α با استفاده از بخش (الف–۲) تعیین می‌شود.

۳-۳-۳ اصطکاک منفی در شمعها

اگر شمع در داخل خاکهای تراکم‌پذیر یا تحکیم‌پذیر قرار داشته باشد، در اثر جابه‌جایی خاک نسبت به شمع، نیرویی بر شمع وارد می‌شود که در طراحی آن باید در نظر گرفته شود. مقدار جابه‌جایی نسبی لازم برای بسیج کامل این اصطکاک منفی کوچک است. مشاهدات تجربی نشان داده است که اصطکاک منفی جدار تابعی از تنش مؤثر است که محاسبه دقیق آن پیچیده است. **Meyerhof** (۱۹۷۶) رابطه زیر را جهت تخمین اصطکاک منفی جدار پیشنهاد نموده است که با احتیاط می‌توان از آن استفاده کرد.

$$f_n = \beta \sigma'_v \qquad (۳۵)$$

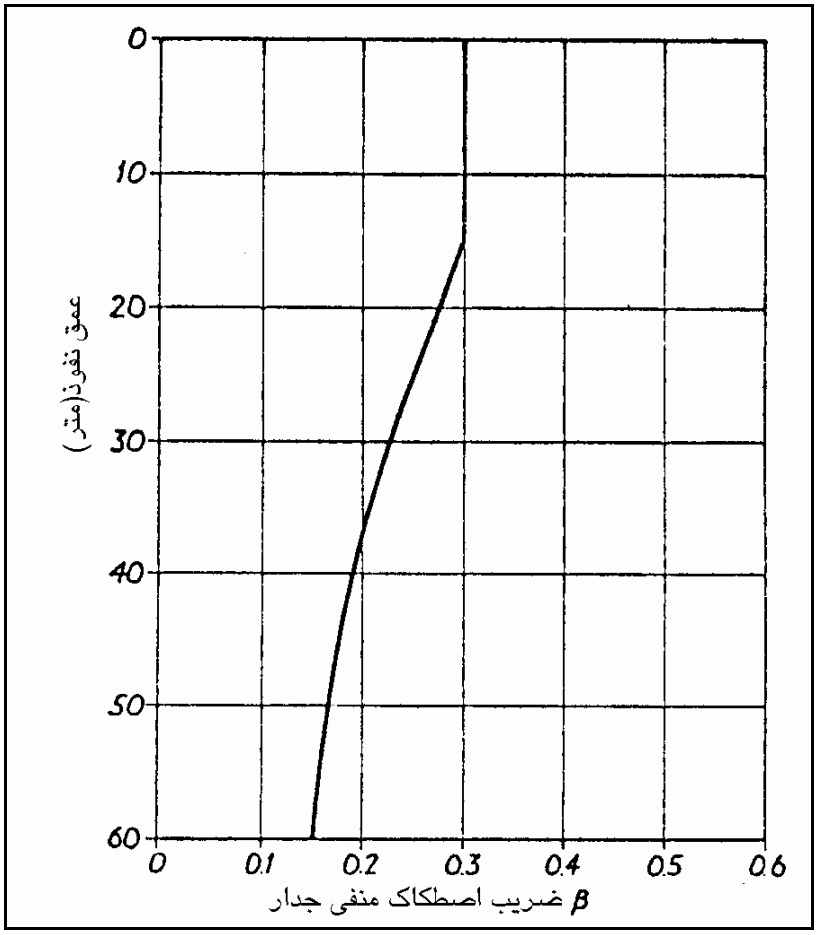
در این رابطه:

f_n، اصطکاک منفی جدار در واحد سطح است.

β، ضریب اصطکاک منفی جدار می‌باشد که مقدار آن از شکل ۴–۶ تعیین می‌شود.

σ'_v، تنش مؤثر در عمق مورد نظر می‌باشد.

omoorepeyman.ir



شکل ۳-۶ ضریب اصطکاک منفی جدار (β) برای شمعهای کوبیده شده در خاک رس

۳-۳-۴ ظرفیت محوری کششی شمعها

شمعها گاهی لازم است نیروی کششی را تحمل نمایند. در این حالت شمع باید هم از نظر سازه‌ای و هم از نظر ژئوتکنیکی، پاسخگوی نیروهای وارده باشد. مقاومت کششی شمعها عموماً کمتر از مقاومت فشاری ناشی از اصطکاک جدار آنها است. مطمئن‌ترین روش جهت تعیین مقاومت کششی شمعها انجام آزمایش کشش است. در برخی مشاهدات تجربی، برای مقاومت کششی شمعها در بارگذاری سیکلی نسبت به حالت بارگذاری یک‌سویه، کاهش گزارش شده است.

omoorepeyman.ir

۳-۳-۵ ضریب اطمینان برای ظرفیت باربری

پس از تعیین ظرفیت باربری نهایی شمعها، مقدار مجاز ظرفیت باربری با توجه به ضریب اطمینان تعیین می‌شود. مقدار مطلقی برای ضریب اطمینان نمی‌توان ارایه نمود. ضریب اطمینان مناسب تابع نوع خاک، تغییرات خاک در محل، نوع بارگذاری، روش تعیین ظرفیت باربری نهایی، نحوه انتخاب پارامترهای ژئومکانیکی خاک برای محاسبات و نوع شمع است.

معمولاً ضریب اطمینان مناسب برای شمعها بین ۲ و ۳ می‌باشد. به عنوان قاعده کلی هر چه روش تعیین ظرفیت باربری نهایی قابل اعتمادتر و کنترلهای محلی بیشتر باشد از ضریب اطمینان کوچکتری می‌توان استفاده کرد. معمولاً برای شمعهای کششی در مقایسه با شمعهای فشاری حاشیه ایمنی بیشتری لازم است.

برای بارگذاری‌های فوق‌العاده نظیر زلزله می‌توان از ضریب اطمینان کوچکتری استفاده نمود. در حالتی که از روشهای با تقریب بیشتر (مانند فرمولهای دینامیکی) جهت تعیین ظرفیت باربری نهایی استفاده شده باشد باید از ضریب اطمینان بزرگتری استفاده کرد.

در صورت تفکیک مقاومت جانبی و مقاومت نوک شمع، طراح می‌تواند از دو ضریب اطمینان مختلف برای این دو مقاومت استفاده کند.

۳-۴ نشست شمعها

عوامل متعددی بر روی نشست شمعها اثر می‌گذارند. لذا روابط ارایه شده در بخشهای بعد صرفاً جهت تعیین تقریبی نشست شمعها می‌توانند مورد استفاده قرار گیرند.

۳-۴-۱ شمع منفرد

ارتباط بار – نشست یک شمع منفرد تابع مقاومت بسیج شده سطح جانبی و نوک شمع، شرایط زمین و روش اجرای شمع است. روشهای مختلفی جهت تعیین نشست شمع منفرد ارایه شده است که هر کدام دارای خطاهایی هستند.

omoorepeyman.ir

اگر شمع در داخل یک لایه یکنواخت از خاک قرار داشته باشد، به کمک تئوری ارتجاعی **Poulos** و **Davis**، (۱۹۸۰) می‌توان مقدار نشست را از رابطه زیر به دست آورد:

$$S = \frac{Q}{E_s b} I_0 R_k R_v \qquad (۳۶)$$

در این رابطه:

S، مقدار نشست

Q، بار محوری

$\mathbf{E_s}$، مدول ارتجاعی خاک

b، قطر شمع

I_0، ضریب تأثیر نشست

R_k، ضریب اصلاح تراکم‌پذیری

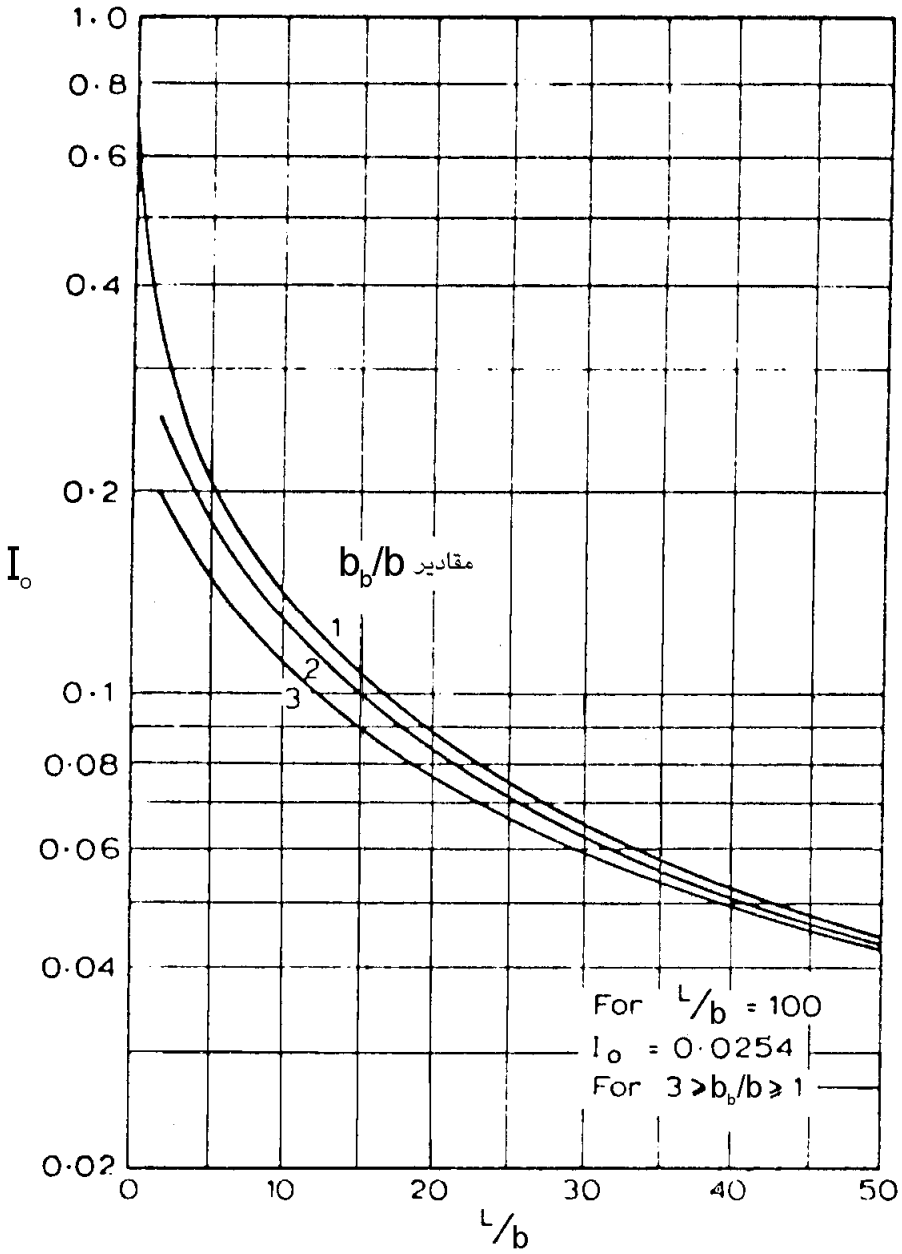
R_v، ضریب اصلاح نسبت پواسون

مقادیر I_0، R_k و R_v را می‌توان به ترتیب از شکلهای ۴-۷، ۴-۸ و ۴-۹ به دست آورد. در این شکلها، **L** طول شمع، $\mathbf{b_b}$ قطر نوک شمع، R_A (نسبت سطح مقطع به محیط دایره محیطی شمع) $\mathbf{E_p}$مدول ارتجاعی شمع و $K = \frac{R_A E_p}{E_s}$ هستند.

ایراد رابطه ۳۶ در آن است که $\mathbf{E_s}$ باید برای بار داده شده، تعیین شود. بخصوص برای شمعهای کوبیده شده، مقدار $\mathbf{E_s}$ معادل مقادیر اندازه‌گیری شده در آزمایشگاه نیست. لذا در کاربرد رابطه فوق به تجربه کافی نیاز است.

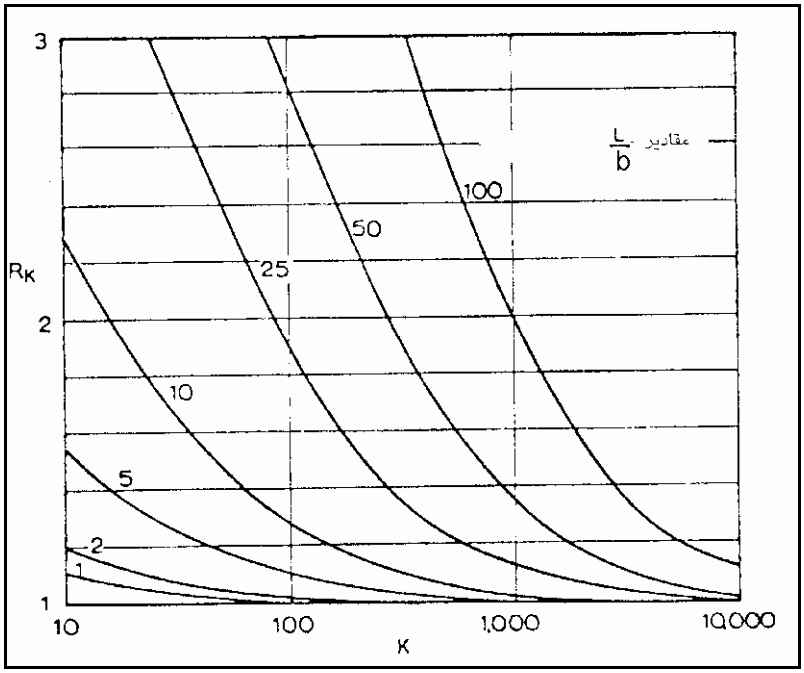
روش دیگر تخمین نشست شمع منفرد، استفاده از منحنی **t-z** می‌باشد.

omoorepeyman.ir

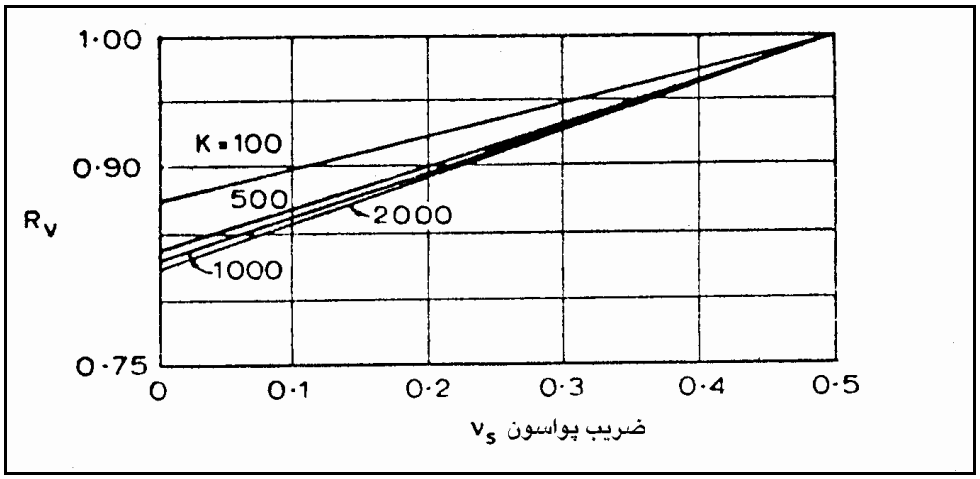


شکل ۳-۷ ضریب تأثیر نشست I_0

omoorepeyman.ir



شکل ۳-۸ تغییرات ضریب اصلاح تراکم‌پذیری R_k نسبت به $K = \frac{R_A E_P}{E_S}$



شکل ۳-۹ ضریب اصلاح نسبت پواسون، R_ν

omoorepeyman.ir

۳-۴-۲ گروه شمع

نشست گروه شمعها تحت یک بار مشخص برای هر شمع همواره بزرگتر از نشست یک شمع منفرد تحت همان بار است. تعیین نشست واقعی گروه شمعها پیچیده‌تر از تعیین نشست شمع منفرد بوده و مقادیر محاسباتی نیز دارای تقریب بیشتری است.

۳-۴-۲-۱ نشست گروه شمع در خاکهای دانه‌ای

جهت تعیین مقدار تقریبی نشست گروه شمعها در خاکهای دانه‌ای از دو روش تجربی **Vesic** (۱۹۷۰) و **Meyerhof** (۱۹۷۶) می‌توان استفاده کرد.

در روش **Vesic** (۱۹۷۰) نسبت نشست گروه شمعها با پهنای B_g به نشست شمع منفرد با قطر **b** از رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$S_g = S_i \sqrt{\frac{B_g}{b}} \qquad (۳۷)$$

در این رابطه:

S_g، نشست گروه شمع و S_i، نشست شمع منفرد می‌باشند.

در روش پیشنهادی **Meyerhof** (۱۹۷۶) مقدار نشست گروه شمعها به تعداد ضربات **SPT** ربط داده شده است:

$$S_g = 0.92 q \frac{\sqrt{B_g}}{N} I \qquad (۳۸)$$

$$q = \frac{Q}{L_g B_g} \qquad (۳۹)$$

در این روابط:

Q، فشار معادل قائم پی بر حسب **kPa**

B_g و L_g، عرض و طول پلان گروه شمع

N، تعداد متوسط ضربات آزمایش نفوذ استاندارد تا عمقی معادل عرض گروه شمع در زیر نوک شمعها

Q، کل نیروی وارد بر گروه شمع

omoorepeyman.ir

I، ضریب تأثیر که مقدار آن تابع طول شمعها **L** و پهنای گروه شمع است و مقدار آن از رابطه زیر به‌دست می‌آید:

$$I = 1 - \frac{L}{8B_g} \geq 0.5 \qquad (۴۰)$$

در موقع استفاده از رابطه ۳۸ به علت خطاهایی که آزمایش نفوذ استاندارد، دارد باید رعایت احتیاط را نمود.

۳-۴-۲-۲ نشست گروه شمع در خاکهای چسبنده

در خاکهای چسبنده مقدار نشست با فرض یک پی معادل قابل تخمین است. در حالتی که لایه خاک همگن و مقاومت شمعها اصطکاکی است، **Terzaghi** و **Peck** (۱۹۶۷) فرض کرده‌اند که بار شمعها از طریق یک پی معادل که در عمق $\frac{1}{3}$ طول گیرداری شمع از نوک آن قرار گرفته به خاک منتقل می‌شود. فرض شده است که شیب توزیع بار به صورت ۱ (افقی) به ۲ (قائم) است.

در حالتی که لایه سطحی زمین سست باشد، توصیه می‌شود که در تعیین محل پی معادل از ضخامت این لایه صرفنظر شود و تنها طول شمع در لایه‌های سخت‌تر در نظر گرفته شود. به علاوه اگر شمعها متکی بر نوک بوده و پس از عبور از لایه رسی به یک لایه ماسه‌ای تکیه می‌کنند، توصیه می‌گردد که محل پی معادل در مرز مشترک لایه رسی و ماسه‌ای در نظر گرفته شود.

۳-۴-۳ نشست مجاز

برای نشست مجاز مقدار مطلقی نمی‌توان ارایه کرد. مقدار نشست باید به گونه‌ای باشد که عملکرد سازه را با مشکل مواجه نسازد. برای تعیین نشست مجاز در پروژه خاص باید هماهنگی لازم بین مهندسین سازه و مهندسین ژئوتکنیک در موقع طراحی انجام گیرد.

به عنوان یک قاعده کلی هر چه روشی که برای محاسبه نشست شمع به کار برده می‌شود، تقریب بیشتری داشته باشد باید نشست مجاز را کاهش داد. به علاوه با زیاد شدن قطر شمع، مسئله نشست، اهمیت بیشتری پیدا می‌کند.

omoorepeyman.ir

۳-۵ ظرفیت جانبی شمعها

بارهای جانبی مؤثر بر شمعها به دو دسته نیروهای برشی و لنگر خمشی تقسیم می‌شوند. تعیین ظرفیت جانبی شمعها پیچیده بوده و در واقع به تحلیل اندرکنش سیستم شمع – خاک نیاز است. هنوز در تعیین ظرفیت جانبی شمعها جای تحقیق زیادی است و معمولاً بهترین روش انجام آزمایش بارگذاری جانبی است. ظرفیت جانبی شمعها به سه طریق ممکن است محدود شود: مقاومت جانبی خاک، مقاومت سازه‌ای شمع، و تغییر مکان سر شمع.

برای طراحی شمعها در مقابل بارهای جانبی توصیه می‌شود، ابتدا از روشهای ساده‌تر (به عنوان نمونه روش **Bromes**، ۱۹۶۴) با تقریب، ابعاد اولیه شمع مشخص شود. سپس با روشهای پیشرفته‌تر، مقدار خطا را کاهش داد. میزان دقت منطقی در هر پروژه توسط مهندس طراح تعیین خواهد شد.

یکی از روشهایی که جهت تعیین ظرفیت جانبی شمعها وجود دارد، مدل کردن خاک با فنرهای مجزا است. سختی این فنرها یا ضریب عکس‌العمل جانبی خاک K_s می‌تواند با عمق یا مقاومت خاک در هر لایه تغییر کند. روابط تجربی متعددی برای تعیین K_s در خاکهای چسبنده و غیر چسبنده نظیر (**Davisson**، ۱۹۷۰) و (**Terzaghi**، ۱۹۵۵) ارایه شده است که با تقریب می‌توان از آنها استفاده کرد. روش بهتر، استفاده از نتایج آزمایش پرسیومتر است.

در حالتهای پیچیده توصیه می‌شود رفتار غیر خطی خاک را توسط منحنی‌های **p-y** در عمقهای مختلف در نظر گرفت. روشهای مختلفی جهت تعیین و رسم منحنی **p- y** ارایه شده است. برای مثال، **Matlock** (۱۹۷۰) برای رسها و **Reese** و همکاران (۱۹۷۴) برای ماسه‌ها روشهایی را ارایه کرده‌اند. شکل منحنی (**p-y**) برای بارگذاری یک‌سویه و سیکلی متفاوت است که در استفاده از این روش باید به آن توجه داشت.

روش مناسب دیگری که برای رسم منحنی p-y خاکها وجود دارد استفاده از نتایج آزمایش پرسیومتر است. اصولا در استفاده از روش p-y، معمولاً از برنامه‌های کامپیوتری موجود استفاده می‌شود.

در طراحی شمعها در مقابل بار جانبی به نکات زیر باید توجه داشت:

omoorepeyman.ir

۱- اگر در پروژه از گروه شمعها استفاده شده باشد، چنانچه فاصله شمعها در جهت بارگذاری کمتر از شش تا هشت برابر قطر شمع باشد، باید اثر گروهی شمعها را در نظر گرفت. اثر گروهی شمعها را با کاهش $\mathbf{K_s}$ می‌توان در نظر گرفت. ضریب کاهش تابع فاصله شمعها در جهت بارگذاری است.

۲- اگر شمع تحت بارگذاری سیکلی قرار داشته باشد، مقدار $\mathbf{K_s}$ در خاکهای شل یا نرم تا (۲۵٪) و در خاکهای سخت یا متراکم تا (۵۰٪) مقدار اولیه می‌تواند کاهش یابد.

۳- بارهای جانبی ممکن است باعث ایجاد فاصله بین خاک و شمع در مجاورت سطح زمین گردد. این مشکل در خاکهای چسبنده مهم‌تر است. در طراحی، اثر این مسئله را با در نظر نگرفتن طولی از شمع که در آن جابه‌جایی افقی بیشتر از مقدار زیر است می‌توان در نظر گرفت:

$$y_c = 2.5\xi_c b \qquad (۴۱)$$

در این رابطه:

y_c، ارتفاع خنثای شمع

ξ_c، کرنش نظیر (۵۰٪) تنش ماکزیمم در آزمایشهای زهکشی نشده فشاری بر روی نمونه دست‌نخورده و **b**، قطر شمع هستند.

اگر آزمایش جهت تعیین ξ_c انجام نگرفته باشد، از مقادیر تقریبی ارایه شده (**Sullivan** و همکاران، ۱۹۸۰) می‌توان استفاده کرد.

۴- در سازه‌های دریایی استفاده از شمعهایی که بخشی از طول آنها در داخل زمین است معمول می‌باشد. ترکیب نیروهای محوری و جانبی ممکن است باعث کمانش این شمعها شود، **Davisson** و **Robinson** (۱۹۶۵) روشی را جهت تعیین طول آزاد شمع ارایه کرده‌اند. پس از تعیین این طول از روشهای معمول سازه‌ای می‌توان کمانش شمع را کنترل نمود.

۵- در تعیین ظرفیت جانبی شمعها باید اثر بارهای محوری را نیز در نظر داشت. برنامه‌های کامپیوتری وجود دارد که منحنی‌های انتقال محوری (t-z) و جانبی (p-y) را با هم ترکیب می‌کنند.

omoorepeyman.ir

۳-۶ آزمایش بارگذاری شمع

از آنجایی که روابط ارایه شده جهت تعیین ظرفیت باربری شمعها همگی تقریبی بوده و بعضاً از روشهای مختلف مقادیر متفاوتی برای ظرفیت باربری به دست می‌آید، همچنین نظر به تقریبهایی که در تعیین پارامترهای مکانیکی خاک وجود دارد، آزمایش بارگذاری شمع قابل قبول‌ترین روش برای تعیین ظرفیت باربری شمعها است. از آزمایش شمع برای تهیه توصیه‌های خاص در محل مورد نظر برای کوبش شمعها نیز استفاده می‌شود.

از طرفی انجام آزمایش بارگذاری شمع، گران است و در پروژه‌های کوچک ممکن است از نظر اقتصادی توجیه نداشته باشد. لذا قبل از انجام آزمایش، موضوع باید بررسی شود. آزمایش بارگذاری شمع به صورت فشاری، کششی و جانبی می‌تواند انجام پذیرد.

۳-۶-۱ آزمایش فشاری

از این آزمایش برای تعیین ظرفیت باربری فشاری نهایی، تعیین مقدار جابه‌جایی شمع تحت بار مشخص و بهینه‌سازی روش اجرا استفاده می‌شود. آزمایش فشاری می‌تواند طبق استاندارد **ASTM D-1143** انجام پذیرد. در این استاندارد هفت روش مختلف برای انجام آزمایش ارایه شده است. انتخاب نوع روش، تعداد آزمایشات لازم و محل انجام آنها به عهده مهندس طراح می‌باشد. استاندارد ذکر شده جنبه راهنما داشته و با توجه به شرایط خاص پروژه می‌تواند اصلاح شود. توصیه می‌شود در صورت اصلاح، علت آن در گزارش آزمایش شمع ذکر شود.

گزارش آزمایش باید کامل و شامل مطالبی نظیر وضعیت زمین، نوع شمع، نحوه بارگذاری، وسایل اندازه‌گیری، سیستم تکیه‌گاهی و فاصله آنها از شمع مورد آزمایش، نحوه اجرای شمع آزمایشی، عکس و ذکر مواردی که از استاندارد عدول شده است باشد. حتی الامکان باید شرایط شمع آزمایشی مشابه شرایط شمعهای واقعی در پروژه باشند.

در انجام آزمایش بارگذاری شمع به توصیه‌های زیر باید توجه نمود:

۱- اگر بارگذاری شمعهای واقعی سیکلی باشد، در انجام آزمایش نیز از بارگذاری سیکلی استفاده شود.

omoorepeyman.ir

۲- بین زمان اجرای شمع و انجام آزمایش باید زمان کافی جهت به تعادل رسیدن فشار حفره‌ای و مقاوم شدن مصالح شمع وجود داشته باشد.

۳- با نصب وسایل لازم در طول شمع می‌توان توزیع نیرو در طول شمع را نیز به دست آورد.

۴- اگر شمع آزمایشی با کوبش اجرا شود، می‌توان با استفاده از ابزار مناسب و ثبت اثر ضربه چکش بر شمع، اطلاعاتی در مورد عملکرد مناسب چکش، نیروی ضربه‌ای، انرژی منتقل شده و واکنش خاک در مقابل ضربه روی شمع به دست آورد. عکس‌العمل خاک می‌تواند به ظرفیت باربری شمع مربوط شود. با مقایسه این ظرفیت با ظرفیت به دست آمده از آزمایش بارگذاری شمع می‌توان روش دینامیکی را کالیبره کرد و از آن در شمعهای دیگر جهت ارزیابی ظرفیت باربری استفاده نمود. این کار باعث صرفه‌جویی اقتصادی در کل پروژه می‌شود. برای تعیین دقیق‌تر ظرفیت باربری شمع، از برنامه‌های کامپیوتری می‌توان استفاده نمود.

۵- رفتار گروهی شمعها با رفتار شمع منفرد فرق دارد. لذا در موقع استفاده از نتایج آزمایش بارگذاری باید به این موضوع توجه داشت.

نتایج آزمایش بارگذاری معمولاً به صورت منحنی‌های جابه‌جایی - نیرو و جابه‌جایی- زمان ارایه می‌شود. روشهای مختلفی نظیر **Brinch-Hansen** (۱۹۶۳)، **BS 8004**، **Davisson** (۱۹۷۲) و **Pile Commison** (۱۹۹۱) برای تفسیر نتایج و تعیین ظرفیت باربری شمعها وجود دارد. مقدار بار نهایی به دست آمده از روشهای مختلف یکسان نبوده و بعضاً به طور قابل توجهی با یکدیگر تفاوت دارند. روش **Davisson** (۱۹۷۲) معمولاً محافظه‌کارانه‌ترین روش است و به عنوان یک روش مناسب جهت تعیین بار نهایی توصیه می‌شود. در این روش بار گسیختگی به باری گفته می‌شود که در آن جابه‌جایی شمع معادل جابه‌جایی الاستیک به علاوه چهار میلی‌متر به علاوه $\frac{b}{120}$ است که **b** قطر شمع بر حسب میلی‌متر است.

در حالتی که شمع به بار گسیختگی نمی‌رسد، دو روش **Chin** (۱۹۷۰) و **Fleming** (۱۹۹۲) ارایه شده است. در روش **Chin** (۱۹۷۰) جوابها بیشتر از مقدار واقعی است و توصیه نمی‌شود. در معیار

omoorepeyman.ir

Fleming (۱۹۹۲) با توجه به منحنی بار – جابه‌جایی، بقیه منحنی قابل ترسیم بوده و با توجه به معیار **BS 8004** مقدار بار نهایی که متناظر با تغییر مکان (۱۰٪) قطر شمع است تعیین می‌شود.

برای تعیین ظرفیت باربری طراحی، با استفاده از نتایج آزمایش بارگذاری شمع، آیین‌نامه ژئوتکنیکی اروپا **Eurocode 7** با توجه به تعداد آزمایشات انجام شده، نحوه استفاده از مقاومتهای اندازه‌گیری شده و نحوه اجرای شمعها روشی را ارایه کرده است که در بخش ۷-۶-۳-۲ این راهنما آمده است.

امروزه، روش جدیدی جهت اعمال بار بر روی شمعهای آزمایشی به نام **Statnamic** ابداع شده است که در آن نیروی لازم با انفجار مواد سوختنی تأمین می‌شود. با توجه به تسهیلاتی که این روش در انجام آزمایش ایجاد می‌کند، پیش‌بینی می‌شود در آینده بخصوص برای شمعهای اجرا شده در دریا بیشتر مورد توجه مهندسین قرار گیرد.

۳-۶-۲ آزمایش کششی

آزمایش می‌تواند طبق استاندارد **ASTM D-3689** انجام گیرد. این استاندارد جنبه راهنما داشته و با توجه به شرایط خاص پروژه می‌تواند اصلاح شود. توصیه می‌شود در این صورت علت آن در گزارش آزمایش ذکر شود.

آزمایش کششی و تهیه گزارش آن تقریبا شبیه آزمایش فشاری است. نکاتی که در آزمایش فشاری است در آزمایش کششی هم صادق است. در حالتی که طبیعت بارهای واقعی سیکلی است بهتر است آزمایش کششی هم به صورت سیکلی انجام گیرد.

آیین‌نامه اروپایی بتن **Eurocode 7** برای تعیین ظرفیت باربری کششی طراحی با استفاده از نتایج آزمایش کشش، در بخش ۷-۷-۲-۲ خود روشی را ارایه می‌کند.

۳-۶-۳ آزمایش جانبی

استاندارد **ASTM D-3966** می‌تواند به عنوان راهنما مورد استفاده قرار گیرد و در صورت لزوم با توجه به شرایط خاص پروژه اصلاح شود. در صورت اصلاح توصیه می‌گردد علت در گزارش آزمایش ذکر شود.

omoorepeyman.ir

برای تعیین رفتار الاستیک سیستم خاک – شمع و بخصوص تعیین ضریب عکس‌العمل بستر K_s لازم است که با نصب دستگاه‌های لازم تنشهای خمشی و انحنا را نیز تعیین کرد. معمولاً سازه‌های دریایی تحت اثر بارهای سیکلی جانبی (مثل اثر موج) قرار دارند. در این صورت می‌توان آزمایش بارگذاری جانبی سیکلی را انجام داد. اگر تعداد بارگذاری سیکلی حدوداً ۱۰۰ باشد می‌توان ضریب کاهش بارگذاری سیکلی را هم به دست آورد.

۳-۷ طراحی سازه‌ای شمعها

شمعها به عنوان یک عضو سازه‌ای باید قادر باشند تا تنشهای ناشی از مجموع نیروهای وارد بر آن شامل نیروهای محوری، نیروهای جانبی و لنگرها را تحمل نمایند. در طراحی سازه‌ای شمعها، تمام شرایطی که ممکن است شمع با آن روبه‌رو گردد از قبیل حمل و نقل، کوبش و بهره‌برداری باید در نظر گرفته شود.

تنشهای مجاز تابع جنس شمع و شرایط بارگذاری است. به هر حال مقداری خطا در محل و امتداد شمعها در زمان اجرا اجتناب‌ناپذیر است. طراحی باید به گونه‌ای باشد که شمع بتواند این مقدار خطا را تحمل نماید.

۳-۸ نظارت بر اجرای شمع

انتخاب صحیح روش اجرا و ابزار لازم، استفاده از پیمانکاران کارآمد و نظارت دقیق بر اجرای شمع برای اجرای یک شمع خوب الزامی است. نظارت باید به طور پیوسته در حین اجرای شمعها انجام پذیرد. مفید خواهد بود اگر هر روز یک یا چند عکس از سایت گرفته شود تا پیشرفت کار و محل تجهیزات، روزانه به صورت مصور نیز ثبت گردد.

ناظر باید تجربه کافی در این زمینه داشته باشد، به گونه‌ای که بتواند موارد اشتباه فنی در حین اجرا و شرایط واقعی خاک در شمعهای حفاری شده را شناسایی نماید. به علاوه قادر باشد تا داده‌های کوبش شمع را تفسیر نماید.

omoorepeyman.ir

یک نظارت خوب قبل از شروع اجرای شمعها با بررسی تمام مدارک موجود طراحی شروع می‌شود. مدارکی نظیر گزارش بررسی‌های ژئوتکنیکی، نقشه‌های اجرایی، مشخصات فنی، قرارداد و هر مدرک دیگری در مورد نکات طراحی ویژه یا فرضیات، قبل از شروع اجرای شمعها باید در اختیار ناظر قرار گیرد.

محل استقرار، امتداد و انحنای شمعها باید کنترل گردد، تا مقادیر اختلاف با آنچه که در طراحی درنظر گرفته شده است در محدوده مجاز باشد. مقدار مجاز اختلاف باید منطقی و با توجه به شرایط اجرا تعیین گردد. برای مثال طبیعی است اختلاف مجاز محل استقرار شمعهایی که در آب کوبیده می‌شوند بیشتر از شمعهای مستقر در خشکی باشد.

در صورتی که مقدار خطا بیشتر از مقادیر مجاز باشد، باید مراتب به مهندس طراح اطلاع داده شود، تا او بتواند اثر آن را بر روی طرح ارزیابی نماید.

در شمعهای کوبیدنی، بهتر است کنترل دینامیکی کوبش شمعها انجام گیرد. با این کار ظرفیت باربری شمعها با هزینه‌ای به مراتب کمتر از انجام آزمایش بارگذاری تخمین زده می‌شود. به علاوه درمورد عملکرد چکش و شمع اطلاعات با ارزشی نظیر انرژی منتقل شده به شمع و تنشها در شمع به‌دست می‌آید. با این کار می‌توان از ایجاد ضایعات سازه‌ای بر شمعها ممانعت به عمل آورد. برای ثبت اطلاعات مربوط به عملیات کوبش شمع، وسایل کوبش و شمعها، بهتر است از قبل جداولی تهیه و درمحل پر شود.

در اجرای شمعهای نوع دیگر نیز لازم است، اطلاعات مختلفی در مورد تجهیزات، نصب، حفاری، بتن‌ریزی و ... ثبت شود که تهیه جداولی از قبل کار را تسهیل می‌نماید.

بهتر است سوابق اجرای شمع حداقل تا ۵ سال پس از تکمیل عملیات نگهداری شود. به علاوه توصیه می‌شود به صورت تصادفی، تعدادی از شمعها پس از گذشت مدتی، تحت آزمایش کوبش مجدد قرار گیرند تا از عملکرد شمعهای کوبیده شده اطمینان حاصل گردد.

omoorepeyman.ir

omoorepeyman.ir

۴

روانگرایی

omoorepeyman.ir

omoorepeyman.ir

۴-۱ کلیات

روانگرایی پدیده‌ای است که در اثر آن، خاک، مقاومت خود را به طور قابل توجهی از دست داده و تغییر شکلهای زیادی در آن ایجاد می‌شود. این پدیده در خاکهای ماسه‌ای شل تحت اثر بارهای دینامیکی یا استاتیکی می‌تواند ایجاد شود. از آنجایی که خاک موجود در سواحل معمولاً ماسه‌ای و اشباع می‌باشد، بررسی احتمال ایجاد این پدیده، پیامدهای آن و تدابیر لازم برای اجتناب از آن در طراحی سازه‌های دریایی حائز اهمیت زیادی است.

۴-۲ انواع روانگرایی

از کلمه روانگرایی برای نامگذاری پدیده‌های مختلفی در خاک استفاده شده است. با یک تقسیم‌بندی روانگرایی را می‌توان به دو نوع روانگرایی ناشی از جاری شدن و روانگرایی سیکلی طبقه‌بندی نمود.

در روانگرایی ناشی از جاری شدن، خاک با تحریک استاتیکی یا دینامیکی تغییر وضعیت داده و مقاومت آن به مقاومت حالت دایمی کاهش می‌یابد. این نوع روانگرایی وقتی می‌تواند ایجاد شود که تنش برشی موجود در خاک از مقاومت حالت دایمی آن بیشتر باشد. در این نوع روانگرایی که معمولاً سریع و دفعتاً روی می‌دهد، جابه‌جایی توده‌های خاک اغلب زیاد می‌باشد.

در روانگرایی سیکلی، خاک تحت بارگذاری سیکلی قرار گرفته و تنش مؤثر در آن به صفر کاهش می‌یابد. برای ایجاد این نوع روانگرایی باید تعداد دفعات بارگذاری کافی بوده و به علاوه دامنه بارگذاری سیکلی به گونه‌ای باشد که تنش برشی در المانهای خاک تغییر علامت دهد.

۴-۳ روشهای بررسی روانگرایی

روشهای بررسی روانگرایی را با یک دیدگاه می‌توان به سه گروه تقسیم نمود:

الف: روشهای تجربی مبتنی بر آزمایشات محلی و آزمایشگاهی

omoorepeyman.ir

در این روشها معمولاً بر اساس تجربه‌های قبلی، به کمک نتایج آزمایشات (بخصوص **SPT**) و برخی خصوصیات خاکها (نظیر دانه‌بندی)، شاخص مقاومتی خاک را تعیین و آن را با نیروهای محرک که معمولاً تابعی از شتاب ماکزیمم محلی است مقایسه و ضریب اطمینان را به دست می‌آورند.

ب: روشهای عددی بر اساس تنش کل

در این روشها تنش برشی ناشی از بارگذاری خاص توسط روشهای عددی (بخصوص اجزای محدود) با صرفنظر از اثر فشار حفره‌ای ایجاد شده در اثر بارگذاری تعیین می‌شوند.

ج: روشهای عددی بر اساس تنش مؤثر

دقیق‌ترین روشی که برای بررسی پدیده روانگرایی تاکنون شناخته شده است، استفاده از روشهای عددی بر اساس تنش مؤثر می‌باشد. برنامه‌های کامپیوتری مختلفی نیز برای آن تهیه شده است. در این روش می‌توان تغییر شکلهای بعد از اتمام زلزله را تخمین زد. دقت این روش قویاً تابع معادلات رفتاری است که تنش و کرنش را در نرم‌افزار مربوطه به یگدیگر ارتباط می‌دهند.

به هر حال بررسی پدیده روانگرایی از موضوعاتی است که همچنان مورد علاقه محققین در سرتاسر جهان است. انتخاب روش مناسب برای هر طرح تابع اهمیت طرح، اطلاعات موجود یا قابل دسترس و هزینه‌ای است که می‌تواند برای آن صرف شود. در ادامه به دو روش ساده جهت بررسی پتانسیل روانگرایی‌های ناشی از جاری شدن و سیکلی اشاره می‌شود. در طرحهای با اهمیت پیشنهاد می‌شود از روشهای عددی بر اساس تنش مؤثر یا تنش کل استفاده شود.

۴-۴ بررسی پتانسیل روانگرایی ناشی از جاری شدن

جهت بررسی پتانسیل روانگرایی ناشی از جاری شدن می‌توان از مقایسه وضعیت خاک در محل نسبت به خط حالت دایمی استفاده کرد.

مقاومت خاک در حالت دایمی تابعی از نسبت تخلخل آن می‌باشد. از آنجایی که نمونه‌گیری، محل انتقال و تحکیم خاک می‌تواند باعث تغییراتی در نسبت تخلخل آن شود و از طرفی مقاومت حالت دایمی

omoorepeyman.ir

تابع نسبت تخلخل است، **Poulos** و همکاران (۱۹۸۵) روشی را جهت تعیین خط حالت دایمی و بالطبع مقاومت حالت دایمی خاک در محل پیشنهاد نموده‌اند که می‌توان از آن استفاده نمود.

۴-۵ بررسی پتانسیل روانگرایی سیکلی

یکی از روشهای ساده ارزیابی احتمال روانگرایی سیکلی، روشی است که توسط **Seed** و **Idriss** (۱۹۷۱) ارایه شده است. در این روش نسبت تنش برشی سیکلی به تنش مؤثر قائم **CSR** برای زمینهای افقی (یا با شیب کم) از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$CSR = \frac{\tau_{cyc}}{\sigma'_v} = 0.65 \frac{a_{\max}}{g} \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} r_d \qquad (۴۲)$$

در این رابطه:

$\mathbf{a_{max}}$، شتاب ماکزیمم در سطح زمین

G، شتاب ثقل

$\mathbf{\sigma_v}$، تنش قائم کل

σ'_v، تنش قائم مؤثر

$\mathbf{r_d}$، ضریب کاهش تنش در عمق می‌باشند. مقدار $\mathbf{r_d}$ با استفاده از شکل (۴-۱) تعیین می‌شود.

برای تعیین مقاومت خاکها در برابر روانگرایی می‌توان از نتایج آزمایش مقاومت نفوذ استاندارد **SPT** استفاده نمود. **Seed** و همکاران (۱۹۷۵) پس از بررسی ارتباط بین مقاومت نفوذ استاندارد اصلاح شده $\mathbf{(N_1)_{60}}$ و نسبت تنش سیکلی در محلهایی که روانگرایی در زلزله‌ای با بزرگی ۷/۵ ریشتر اتفاق افتاده و یا اتفاق نیفتاده بود، منحنی‌های شکل ۵-۱ را ارایه نمودند. به کمک این منحنی می‌توان نسبت تنش سیکلی مقاوم را برای خاکهای ماسه‌ای با درصدهای مختلف لای در مقابل زلزله‌ای به بزرگی ۷/۵ ریشتر به دست آورد.

مقدار نسبت تنش سیکلی مقاوم برای زلزله‌های با بزرگی‌های مختلف را می‌توان به کمک جدول (۴-۱) تعیین نمود.

omoorepeyman.ir

برای زمینهایی که شیب آنها زیاد است و یا مقدار سربار بالاست، مقاومت خاکها در برابر روانگرایی با آنچه که تا به حال بیان شد متفاوت می‌باشد. **Seed** (۱۹۸۳) اثر شیب و سربار را به صورت زیر در نظر می‌گیرد:

$$(CSR)_{\alpha,\sigma'} = (CSR)_{\alpha=0,\sigma'<1ton/ft^2} K_\alpha . K_\sigma \qquad (۴۳)$$

در این رابطه:

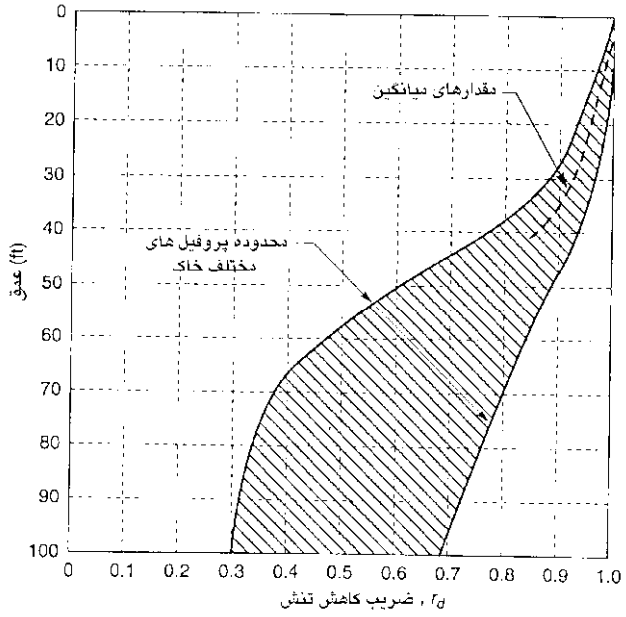
α، نسبت تنش برشی اولیه به تنش مؤثر قائم

σ'، تنش مؤثر قائم

K_α، ضریب اصلاح برای تنش برشی اولیه

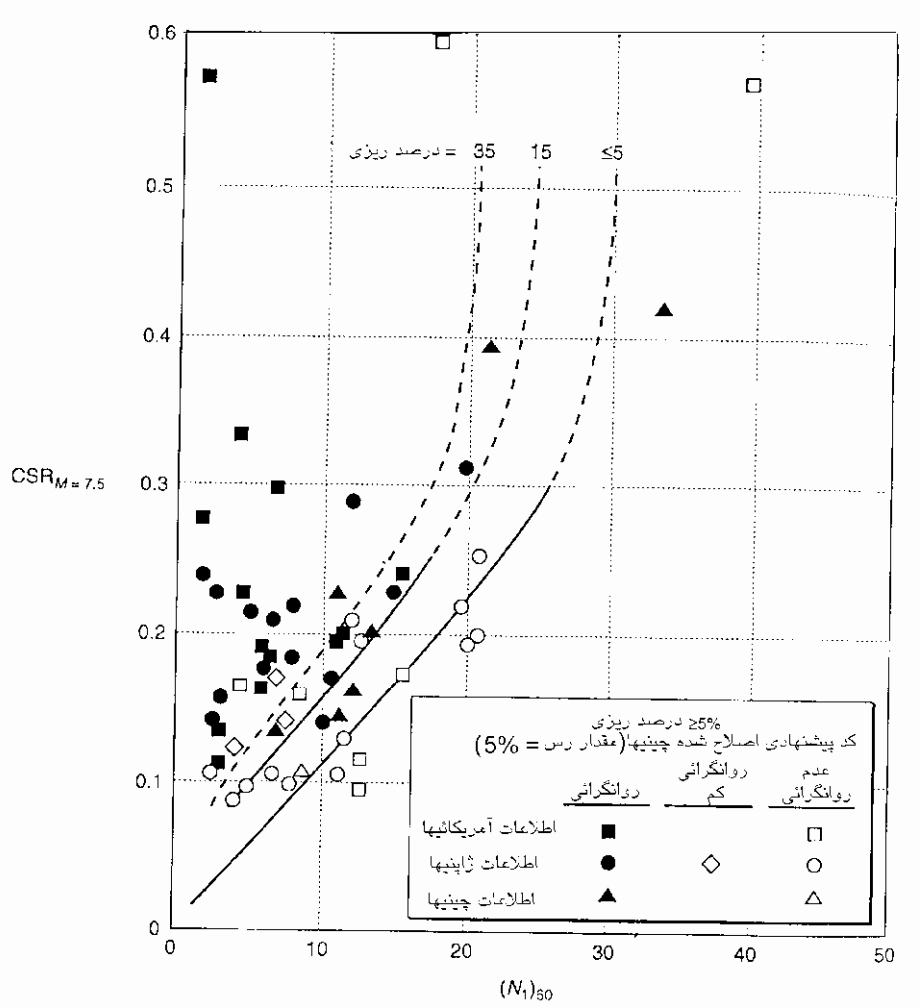
K_σ، ضریب اصلاح برای تنش مؤثر قائم

مقادیر K_α، K_σ بر طبق توصیه **Seed** و **Harder** (۱۹۹۰) به کمک شکلهای ۵-۳ و ۵-۴ تعیین می‌شوند.



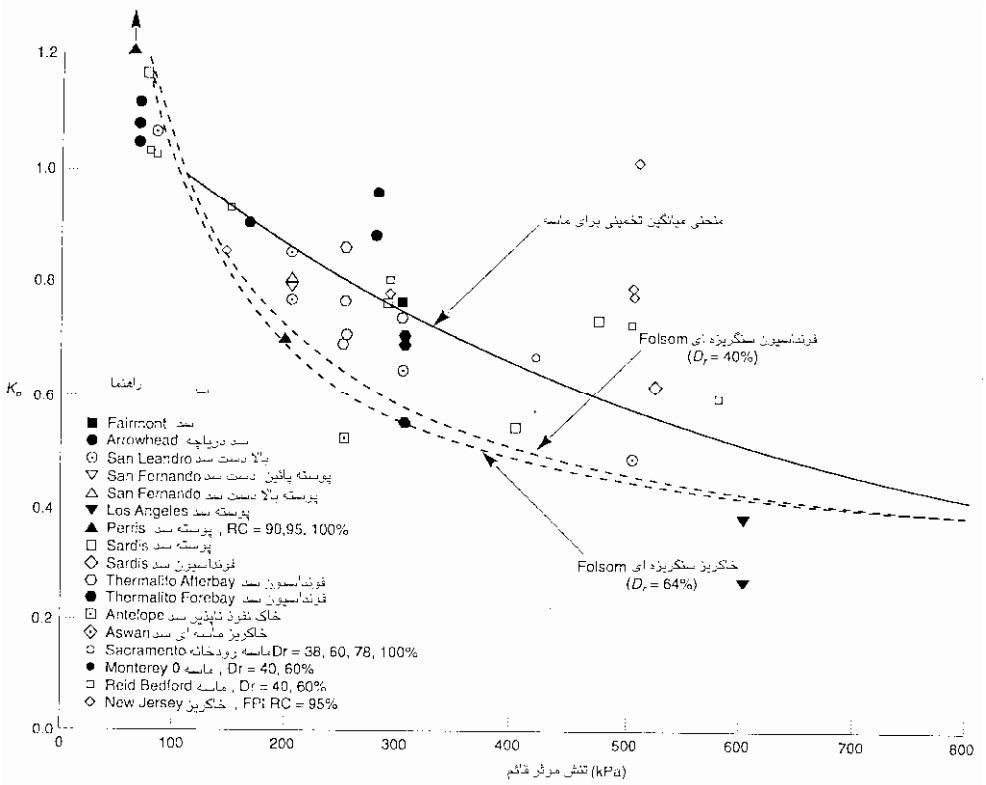
شکل ۴-۱ ضریب کاهش تنش در عمق

omoorepeyman.ir



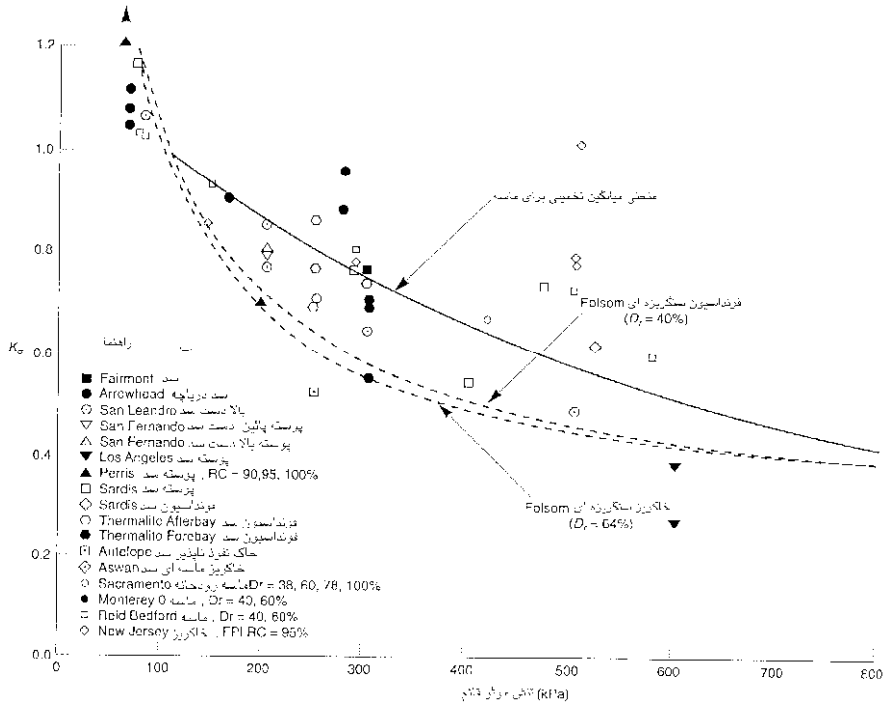
شکل ۴-۲ ارتباط بین مقاومت نفوذ استاندارد اصلاح شده و نسبت تنش سیکلی مقاوم برای زلزله‌ای به بزرگی ۷/۵ ریشتر

omoorepeyman.ir



شکل ۴-۳ تغییرات ضریب اصلاح تنش برشی بر حسب نسبت تنش برشی اولیه به تنش مؤثر قائم

omoorepeyman.ir



شکل ۴-۴ تغییرات ضریب اصلاح فشار مؤثر قائم بر حسب تنش مؤثر قائم

جدول ۴-۱ ضریب اصلاح بزرگی زلزله نسبت تنش سیکلی

بزرگی M	$CSR_M/CSR\ M=7.5$
۵,۵	۱/۴۳
۶/۰	۱/۳۲
۶/۵	۱/۱۹
۷/۰	۱/۰۸
۷/۵	۱/۰۰
۸/۰	۰/۸۴
۸/۵	۰/۷۲

omoorepeyman.ir

۴-۶ ضریب اطمینان

برای ضریب اطمینان مقدار مطلقی نمی‌توان ارایه نمود. انتخاب ضریب اطمینان مناسب با توجه به اهمیت طرح انجام خواهد شد.

استفاده از روشهای احتمالاتی در مهندسی ژئوتکنیک رو به فزونی است. روانگرایی و بررسی پتانسیل این پدیده را نیز می‌توان به کمک این روشها بررسی نمود. مزیت این روش نسبت به روشهای غیراحتمالاتی در آن است که در آخر مقدار ضریب اطمینان را می‌توان برای سطوح اطمینان مختلف به دست آورد.

omoorepeyman.ir

۵

پایداری شیروانی‌ها

omoorepeyman.ir

omoorepeyman.ir

۵-۱ کلیات

ایجاد تنش بیش از حد و یا کاهش مقاومت برشی خاک در شیروانی‌های خاکی ممکن است به گسیختگی آنی و یا پیش‌رونده منجر گردد.

با توجه به اینکه بعضی از سازه‌های ساحلی از خاک ریز و یا سنگریزه بنا می‌شوند و یا ممکن است بر روی زمین شیب‌دار ساخته شوند، ضروری است که پایداری این شیروانی‌ها در برابر بارهای خارجی مورد بررسی قرار گیرد.

۵-۲ عوامل محیطی مؤثر در پایداری شیروانی‌ها

عمق شیب یک شیروانی به همراه شرایط فشار آب منفذی از عوامل اصلی پایداری آن به شمار می‌رود.

۵-۲-۱ تأثیر فشار آب منفذی

افزایش فشار آب منفذی ناشی از بالا رفتن سطح آب منتج به کاهش مقاومت اصطکاکی در خاکهای دانه‌ای و تورم در خاکهای چسبنده می‌شود.

ضروری است مقدار فشار آب منفذی با دقت مناسب تعیین شود. تغییرات تراز آب ناشی از جزر و مد، وضعیت ساختاری خاک **Fabric** یعنی وجود درز و شکاف، یا وجود لایه‌های نفوذپذیر یا لایه‌های نفوذناپذیر تأثیر زیادی بر وضعیت فشار منفذی و در نهایت بر پایداری شیروانی دارد. تغییرات تراز آب ناشی از تأثیر امواج، موجب تغییر سریع فشار منفذی می‌گردد که می‌بایستی به روش مناسب مورد تحلیل و بررسی قرار گیرد.

علاوه بر آن افزایش فشار آب منفذی ممکن است ناشی از کارهای ساختمانی از جمله اجرای خاکریز و شمع‌کوبی باشد.

omoorepeyman.ir

۵-۲-۲ تأثیر تغییر در شکل شیروانی

در تحلیل شیروانی‌های مرتبط با سازه‌های دریایی می‌بایستی به تغییر در شکل شیروانی توجه نمود.

تغییر در شیب شیروانی ممکن است منجر به افزایش نیروهای محرک (در حالت افزایش شیب شیروانی) و یا کاهش نیروهای مقاوم (در حالت خاکبرداری پنجه شیروانی) گردد.

تندتر شدن شیب ممکن است ناشی از فرسایش پنجه شیروانی به وسیله جریان دریایی و رودخانه یا ناشی از شستشوی آن به وسیله حرکت کشتیها باشد. امواج دریایی نیز می‌توانند با حرکت دادن توده خاک و یا رسوب‌گذاری خاکهای غیر متراکم، باعث تغییر در شیب شیروانی گردند.

۵-۲-۳ نیروهای دینامیکی

حرکات دینامیکی ناشی از زلزله، انفجار و شمع‌کوبی ممکن است باعث تراکم ماسه و لای شل، گسیختگی رسهای حساس و یا افزایش فشار آب حفره‌ای گردد. نیروهای دینامیکی زلزله ممکن است باعث روانگرایی در ماسه‌های اشباع شل گردند.

۵-۳ ملاحظات طراحی

۵-۳-۱ رفتارنگاری پایداری شیب

هنگامی که تجربه و یا تحلیل، نشانگر ایمنی مطمئن پایداری شیروانی می‌باشد، احتیاجی به وسایل و ابزار ویژه جهت رفتارنگاری شیروانی نمی‌باشد، به هر حال برای سازه‌های با اهمیت می‌بایستی تغییر مکان و فشار آب حفره‌ای توده خاک در فواصل زمانی معینی در دوران ساختمان و بهره‌برداری مورد بررسی قرار گیرد. برای این کار می‌توان از وسایل اندازه‌گیری فشار حفره‌ای (پیزومترها)، نشانهای نقشه‌برداری و در صورت نیاز از انحراف‌سنجها استفاده نمود.

omoorepeyman.ir

۵-۳-۲ پایداری کوتاه‌مدت و بلندمدت شیروانی‌ها

انتخاب ضرایب مناسب مقاومت برشی خاک با توجه به شرایط بارگذاری و زهکشی، از عوامل اساسی تحلیل پایداری شیروانی به شمار می‌رود. این انتخاب معمولاً با توجه به شرایط زهکشی که متأثر از نوع خاک و شرایط دیگر محیطی می‌باشد صورت می‌پذیرد. در اکثر موارد، تنها شرایط پایداری بلندمدت شیروانی مورد بررسی قرار می‌گیرد. در این موارد تحلیل شیروانی برای خاکهای چسبنده و غیر چسبنده در فضای تنش مؤثر انجام می‌پذیرد.

در موارد محدودی همانند حفاری محل کیسون‌ها و یا دیوارهای ساحلی که بررسی پایداری کوتاه‌مدت شیروانی مورد نیاز می‌باشد، تحلیل با استفاده از ضرایب زهکشی نشده مقاومت برشی و در فضای تنش کل انجام می‌پذیرد. در مورد شیروانی‌های ساحلی، معمولاً پایداری کوتاه‌مدت شیروانی‌های موجود بر روی رس نرم بحرانی‌تر از پایداری بلندمدت آنان می‌باشد. زیرا با گذشت زمان فشار منفذی کاهش و مقاومت برشی رو به افزایش می‌رود.

الف: پایداری کوتاه‌مدت

پایداری کوتاه‌مدت شیروانی‌ها در شرایط زهکشی نشده، با استفاده از ضرایب مقاومت برشی زهکشی نشده و در فضای تنش کل انجام می‌پذیرد. ضرایب مقاومت برشی زهکشی نشده خاک را می‌توان از آزمایشات درجا و یا آزمایشگاهی به دست آورد.

ب: پایداری بلندمدت

در شرایط زهکشی شده، پایداری بلندمدت شیروانی‌ها با استفاده از ضرایب مقاومت برشی زهکشی شده خاک و در فضای تنش مؤثر انجام می‌پذیرد. ضرایب مقاومت برشی زهکشی شده خاک را می‌توان به وسیله آزمایشات زهکشی شده و یا آزمایشات زهکشی نشده همراه با ثبت فشار آب حفره‌ای به‌دست آورد. برای خاکهای دانه‌ای می‌توان از نتایج آزمایشات درجا برای تخمین زاویه اصطکاک داخلی خاک استفاده نمود.

۵-۳-۳ روش تحلیل پایداری

روشهای مختلف تحلیل پایداری را می‌توان به سه گروه طبقه‌بندی نمود:

omoorepeyman.ir

الف: روش تعادل حدی

این روش متداول‌ترین روش تحلیل پایداری شیروانی به شمار می‌آید. در اکثر روشهای تعادل حدی فرض می‌شود که معیار گسیختگی کولمب در امتداد سطح گسیختگی مفروض صدق می‌کند. تنشهای برشی ایجاد شده در امتداد سطح گسیختگی مفروض با مقادیر مقاومت برشی مورد مقایسه قرار گرفته و بر این اساس ضریب اطمینان شیروانی در برابر گسیختگی محاسبه می‌شود. کمترین ضریب اطمینان به عنوان ملاک پایداری شیروانی و سطح گسیختگی متناظر با آن، سطح گسیختگی بحرانی شناخته می‌شود.

در خاکهای همگن و چسبنده سطح گسیختگی بحرانی معمولاً عمیق می‌باشد. در حالی که لغزش سطحی متداول‌ترین نوع لغزش در خاکهای دانه‌ای همگن می‌باشد. در شرایطی که شیروانی و پی آن غیر همگن باشند، خصوصیات مقاومتی و شکل لایه‌بندی، کنترل کننده موقعیت سطح گسیختگی بحرانی می‌باشد.

ب: روش حدی

این روش بر اساس تئوری حد بالا و حد پایین، با فرض رفتار ارتجاعی – خمیری کامل مصالح استوار است. معیار تسلیم و قانون رفتاری مصالح در این روش مورد ملاحظه قرار می‌گیرد.

ج: روش اجزای محدود

این روش می‌تواند برای محاسبه تغییر شکلهای شیروانی مورد استفاده قرار گیرد. در حالتی که شیروانی متشکل از مصالح مختلف و با خصوصیات متفاوت باشد، استفاده از این روش می‌تواند بسیار مفید واقع گردد.

۵-۳-۴ بررسی‌های طراحی

هنگام اجرای خاکریز بر روی خاک چسبنده، می‌بایستی افزایش مقاومت برشی خاک در اثر تحکیم ناشی از وزن خاکریز ایجاد شده را در نظر گرفت. از طرفی دیگر سرعت اجرا باید طوری تنظیم گردد که امکان محو فشار آب حفره‌ای اضافی باشد.

omoorepeyman.ir

هنگام طراحی امتداد و شیب یک شیروانی متشکل از مصالح حاصل از لایروبی و یا مصالح یک خاکریزی، علاوه بر پایداری کلی شیب می‌بایستی بررسی‌های لازم در مورد گسیختگی‌های موضعی و یا سطحی انجام گیرد.

۵-۳-۵ ضریب اطمینان و ریسک گسیختگی

انتخاب یک ضریب اطمینان مناسب برای پایداری شیروانی‌ها به عوامل متعددی بستگی دارد. مجموعه این عوامل در دو گروه میزان و دقت اطلاعات در دسترس و پیامدهای گسیختگی شیروانی می‌گنجند. مقدار ضریب اطمینان در مواردی که شیروانی پر اهمیت بوده و گسیختگی آن باعث مشکل جدی برای سازه‌های مهم مجاور نیز می‌شود، بیشتر اختیار می‌گردد. به طور مشابه در صورت دسترس بودن اطلاعات دقیق و قابل اطمینان در مورد خصوصیات خاک و مقادیر فشار آب حفره‌ای می‌توان ضریب اطمینان کمتری را اتخاذ نمود.

مقادیر ضریب اطمینان برای شیروانی‌های ساحلی و غیر مستغرق در آب در حالات مختلف به شرح ذیل توصیه می‌گردد:

الف: ضریب اطمینان بیش از ۱/۵ برای حالت عادی بارگذاری

ب: اگر خاکریز ایجاد شده به عنوان پی سازه دیگر مورد استفاده قرار گیرد حداقل ضریب اطمینان مورد لازم برابر با ۲ اختیار می‌گردد.

ج: برای بارگذاری‌های موقت حین ساختمان، ضریب اطمینان می‌تواند بین ۱/۳ تا ۱/۲۵ اختیار شود، اگر میزان و سرعت اعمال بار وارده تحت کنترل باشد.

د: برای بارهای لحظه‌ای همانند زلزله، مقدار ضریب اطمینان به ۱/۱۵ یا ۱/۲ کاهش می‌یابد.

به لحاظ اهمیت شیروانی‌ها و تأثیر آن بر سازه‌ها و تجهیزات مهم و بعضاً پر ارزش مجاور برای شیروانی‌های زیر سطح آب می‌بایستی تحلیلهای محافظه‌کارانه انجام شود. در صورت انجام یک برنامه مناسب و استاندارد اکتشاف پی، حداقل ضریب اطمینان برای شیبهای بدون سابقه لغزش ۱/۵ توصیه می‌شود.

omoorepeyman.ir

۵-۴ حفاظت شیب

علاوه بر پایداری کلی شیروانی‌ها، پایداری سطوح شیروانی‌ها در برابر فرسایش ناشی از جریانهای ساحلی امواج، جریانهای سطحی ناشی از بارندگی، تغییرات سطح آب (جزر و مد) و ... می‌بایستی مد نظر قرار گیرد.

فرسایش شیروانی‌های واقع در بستر دریا و زیر سطح آب به وسیله جریانهای زیرسطحی و امواج ناشی از برخورد این جریانها با سطح شیروانی رخ می‌دهد.

در مورد شیروانی‌های واقع در بالای سطح آب، جریانهای سطحی ناشی از بارندگی، امواج دریا، باد و جزر و مد از عوامل مهم فرسایش سطحی شیروانی به شمار می‌آیند.

سطح شیروانی‌های در معرض باد و بارندگی را می‌توان با لایه‌های سنگ درشت‌دانه، گابیون، پوشش بتنی معمولی، پوشش بتن آسفالتی و یا پوشش گیاهی (در نواحی مرطوب) محافظت نمود. ایجاد لایه‌های محافظ سنگ چین خاک سیمان، قطعات پیش‌ساخته بتنی و گابیون روشهای مختلف حفاظت شیبهای در معرض امواج آب را تشکیل می‌دهند. در ذیل به برخی از این روشها پرداخته می‌شود:

الف: لایه پوششی متشکل از سنگهای درشت‌دانه به ضخامت ۳۰ سانتی‌متر می‌تواند از شیب شیروانی در برابر باد و بارندگی محافظت نماید.

ب: پوشش گیاهی در صورتی که نوع گیاه آن متناسب با شرایط محلی انتخاب گردد، می‌تواند به عنوان محافظ در برابر باد و بارندگی به کار گرفته شود.

ج: پوشش بتنی با حداقل ضخامت ۱۵ سانتی‌متر به عنوان یکی از روشهای حفاظت شیب می‌تواند به‌کار رود. در این مورد باید دقت نمود که دوام بتن مورد استفاده از مقاومت آن اهمیت بیشتری دارد.

د: لایه‌های سنگ‌چین بهترین عملکرد را در مورد حفاظت شیبهای در معرض امواج دارند. سنگهای مورد استفاده می‌بایستی سخت، با دوام در برابر هوازدگی و به اندازه کافی سنگین بوده تا به همراه جریان آب جابه‌جا نشوند. در جدول ۶-۱ توصیه‌های مقدماتی در مورد طراحی لایه‌های سنگ‌چین ارایه شده است.

omoorepeyman.ir

هـ : یکی دیگر از روشهای حفاظت شیب شیروانی‌ها استفاده از گابیون می‌باشد.

۱- ریزدانه‌ها شامل ماسه و پودر سنگ می‌بایستی کمتر از (۵٪) وزنی کل مصالح باشند.

۲- درصد این بخش از مصالح نباید از مقداری مشخص افزایش یابد تا فضای خالی بین سنگهای درشت‌تر را پر کند.

در هنگامی که حفاظت شیب به وسیله روشهایی از قبیل ایجاد لایه سنگ‌چینی و یا لایه متشکل از بلوکهای پیش‌ساخته بتنی صورت پذیرد، می‌بایستی تمهیدات لازم در نظر گرفته شود تا مانع حرکت ذرات ریزدانه مصالح شیروانی به درون فضای خالی لایه‌های محافظ گردد. این عمل به وسیله اجرای لایه (و یا در صورت لزوم لایه‌های) صافی صورت می‌پذیرد.

دانه‌بندی صافی می‌بایستی به گونه‌ای اختیار گردد تا مانع حرکت ریزدانه‌های خاک به همراه جریان آب گردد. جریان آب ممکن است در اثر برگشت امواج برخوردی به شیروانی و یا پایین رفتن سطح آب (ناشی از مد) در شیروانی اتفاق افتد.

در صورتی که اختلاف بین اندازه دانه‌های مصالح شیروانی و لایه محافظ زیاد باشد، به بیش از یک لایه صافی نیاز می‌باشد. بدیهی است در این صورت دانه‌بندی صافی‌ها طوری تعیین می‌گردد که دانه‌های مصالح صافی ریز دانه به داخل فضای خالی بین دانه‌های لایه صافی درشت‌دانه حرکت نکند.

جدول ۵-۱ محدوده دانه‌بندی و ضخامت لایه‌های سنگ‌چین

شیب	ضخامت (cm)	دانه‌بندی و درصد سنگهای با وزنهای مختلف (kg)			
		حداکثر اندازه	۴۰٪ تا ۵۰٪	۵۰٪ تا ۶۰٪	۰٪ تا ۱۰٪
۱ به ۳	۷۵	۱۱۵۰	بیشتر از ۵۵۰	از ۳۰ تا ۵۵۰	کمتر از ۳۵
۱ به ۲	۹۰	۲۰۰۰	بیشتر از ۱۰۰۰	از ۴۵ تا ۱۰۰۰	کمتر از ۴۵

۵-۵ شیروانی‌های سنگی

به علت مقاومت بالای توده سنگ، معمولاً شیبهای سنگی از دید پایداری وضعیت مناسبی را دارا می‌باشند. در بعضی از شرایط ممکن است امتداد نامناسب درزها و شکافهای توده سنگ منجر به

omoorepeyman.ir

ناپایداری گوه‌ای در امتداد این درزه‌ها گردد. بنابراین شناخت امتداد و جهت و میزان درز و شکافها باید مورد توجه کافی قرار گیرد.

هنگامی که ناپیوستگی توده سنگ منجر به ناپایداری شیروانی گردد، می‌بایستی سنگ به صورت مسلح با استفاده از پیچ‌سنگ محافظت گردد. تعداد و طول پیچ سنگها به ابعاد گوه در معرض لغزش بستگی دارد.

در شرایطی که فواصل بین درز و شکافها کوتاه باشد، ممکن است شبکه فولادی بتنی پاشی با پیچ سنگ به توده سنگ دوخته شود.

استفاده از سکو یکی از روشهای پایدار کردن شیروانی‌های سنگی به شمار می‌رود. فاصله قائم سکوها بین ۶ تا ۱۰ متر انتخاب می‌شوند. فاصله افقی و عرض سکوها و همچنین شیب شیروانی با توجه به مقاومت سنگ و روش حفاری شیروانی سنگ اختیار می‌شود.

omoorepeyman.ir

۶

مهار سازه‌ها

و سپر

omoorepeyman.ir

omoorepeyman.ir

۶-۱ کلیات

دیوارهای سپری به طور گسترده‌ای به عنوان سازه‌های پهلوگیر، برای شناورهای کوچک و بزرگ مورد استفاده قرار می‌گیرند. همچنین از این نوع دیوار می‌توان برای پایدارسازی شیروانی‌ها و جلوگیری از فرسایش (دیوار ساحلی) نیز استفاده نمود.

دیوارهای سپری برای اجرا در ساختگاه‌هایی که با خاکهای دانه‌ای متراکم تا نیمه متراکم و خاکهای چسبنده سفت تا سخت، مناسب‌تر می‌باشد.

دیوارهای سپری را می‌توان در خاکهای ضعیف و سست نیز اجرا نمود، اما ممکن است جایگزین نمودن خاک ضعیف با ماسه در زیر سطح لایروبی، قبل از اجرای دیوار، برای به دست آوردن پایداری اقتصادی‌تر از کوبیدن سپر در اعماق زیاد باشد. اگر ضخامت لایه رس نرم خیلی زیاد باشد، دیوار ممکن است گزینه مناسبی جهت اجرا نبوده و بهتر است از سازه‌های دیگر مانند سازه شمع و عرشه استفاده نمود.

در جایی که کف دریا عمدتاً از سنگ می‌باشد، ملاحظات لازم جهت آماده نمودن بستر سپر برای استفاده از دیوار سپری ضروری می‌باشد.

برخی از کاربردهای دیوارهای سپری عبارتند از:

- حوضچه‌های مستغرق
- به عنوان سد موقت و یا دیوار آب‌بند جهت اجرای دیوار وزنی درجا
- به عنوان سازه‌های دایمی مانند سازه پهلوگیری
- جهت افزایش عمق آب در پای یک سازه موجود؛ خصوصاً این نوع کاربرد در هنگامی که حداقل جابه‌جایی وجه رو به دریای پهلوگیر لازم است، بسیار مناسب می‌باشد.

omoorepeyman.ir

۶-۲ انواع سازه‌های سپری

۶-۲-۱ دیوار سپری مهار شده

در این نوع سازه مقاومت در برابر فشار فعال ناشی از خاک پشت سپر، توسط مقاومت خمشی سپری که به صورت تیری عمودی بین مهارها در یک یا چند تراز و فشار مقاوم در قست تحتانی دفن شده سپر (در جایی که فشار مقاوم موجود است) تأمین می‌گردد. شکل ۷-۱ نمونه‌ای از این نوع سازه را نشان می‌دهد.

مهاربندی را می‌توان در ترازی بالاتر از حداکثر مد **MHWS** قرار داد (زیرا نصب مهاربندی و تیر زیرسری در زیر جزر حداقل **MLWS** مشکل می‌باشد) و یا در محدوده جزر و مدی نصب نمود. مهاربندی می‌بایست در عمق کافی قرار گرفته تا اینکه به توان سرویسها و تأسیسات زیرزمینی را در بالای آنها تعبیه نمود.

دیوارهایی که دارای بخش طره‌ای قابل توجهی در بالای مهاربندی می‌باشند ممکن است نیازمند میل‌مهارهای کمکی در بخش فوقانی باشند که می‌توانند به مهاربندی اصلی وصل گردیده و یا به یک سیستم مهاربندی جداگانه متصل شود.

دیوارهای سپری مهار شده، یک نوع دیوار حایل می‌باشد که عمدتاً در ساخت و سازهای مجاور آب برای احداث پهلوگیر مورد استفاده قرار می‌گیرد.

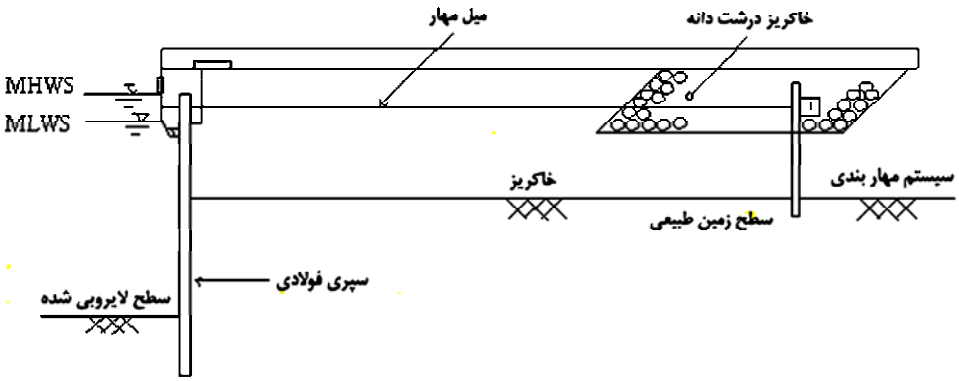
به طور خلاصه اجرای چنین دیوارهایی به این صورت است که ابتدا سپرها به داخل زمین تا عمق طراحی کوبیده می‌شوند. سپس میل‌مهار نگهدارنده به بخش فوقانی سپر متصل و به بلوک بتنی، سپرها و یا دیگر اشکال سیستم مهاربندی مهار می‌گردد. با توجه به شرایط خاک محل، معمولاً یک ردیف (در یک سطح) از مهاربندی معمولاً تا ارتفاع حدود ۱۰ متر دیوار کافی می‌باشد. در دیوارهای بلندتر ممکن است به منظور کاهش نیروی مهار و یا کاهش لنگر خمشی و یا تغییر مکان (تغییر شکل) در سپرها بیش از یک سری مهار لازم باشد.

فشار وارد بر سپر و پایداری در سپرهای مهار شده تحت تأثیر پارامترهایی مانند عمق نفوذ سپر، سختی نسبی دیوار سپری، مشخصات خاک (برای مثال تراکم‌پذیری، چسبندگی، یا غیر چسبنده بودن)،

omoorepeyman.ir

مقدار نیروی نهایی گسیختگی مهار (برای مثال، افزایش طول میلها، گسیختگی در وزنه مهار و ...)، تغییرات سطوح آب در دو طرف دیوار و تغییرات در سربارهای وارد می‌باشد.

به هر حال به خاطر تعدد متغیرهای ناشناخته مؤثر در رفتار سپرهای مهار شده، ضریب اطمینان به شکل اضافه نمودن عمق نفوذ سپر اعمال می‌گردد. این ضریب اطمینان موجب افزایش طول نفوذ سپر در محدوده (۲۰٪) تا (۵۰٪) و یا بیشتر نسبت به مقدار محاسبه شده می‌گردد.



شکل ۶-۱ دیوار سپری مهار شده

۶-۲-۲ دیوار سپری با سکوی کاهنده

دیوار سپری با سکوی کاهنده در ساختگاه‌هایی با خاک سست و ضعیف و یا در جایی که دیواری با ارتفاع بیشتری نیازمندیم، مورد استفاده قرار می‌گیرد. در این نوع دیوار، سکوی کاهنده در پشت دیوار سپری بر روی زمین موجود و یا خاکریزی شده ساخته می‌شود (شکل۷-۲).

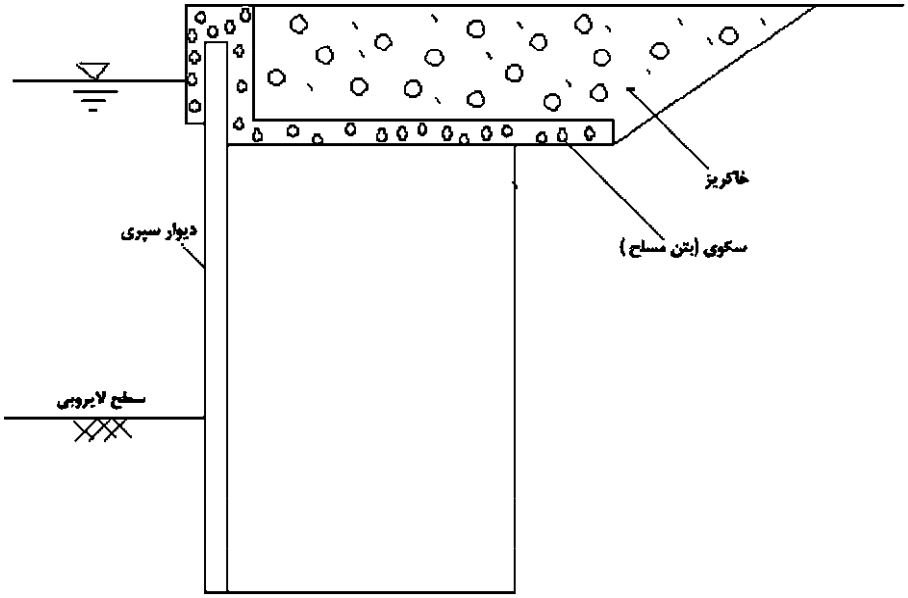
به منظور کاهش هر چه بیشتر نیروی جانبی بر روی دیوار می‌بایست عرض سکو به اندازه‌ای باشد که لبه عقب سکو، سطح گسیختگی را قطع نماید و حتی الامکان سکو در تراز پایین‌تری ساخته شود.

سکوی کاهنده معمولاً بر روی شمعهای تکیه‌گاهی قرار می‌گیرد و در بعضی موارد، یک دیوار دیافراگمی (دو جداره) می‌تواند هم به عنوان دیوار و هم به عنوان جایگزین شمعهای تکیه‌گاهی به کار رود. فشار خاک بر روی دیوار سپری را می‌توان با شیب دادن زمین زیر سکو و یا حفظ شیب موجود، کاهش بیشتری داد.

omoorepeyman.ir

بارهای عمودی توسط دیوار سپری و شمعهای تکیه‌گاهی تحمل می‌گردد و شمعهای مورب یا اجزای دیوار دیافراگمی یک سیستم مهاربندی صلب را برای دیوار سپری مهیا می‌سازند و نیروهای زیر فشار آب نیز به وسیله وزن سکو کاهش می‌یابد.

به منظور کاهش نیروهای عمودی، سکو را می‌توان به صورت یک مقطع بتنی مسلح نیمه خالی طرح نمود.



شکل ۶-۲ دیوار سپری با سکوی کاهنده

۶-۲-۳ دیوارهای سپری طره‌ای

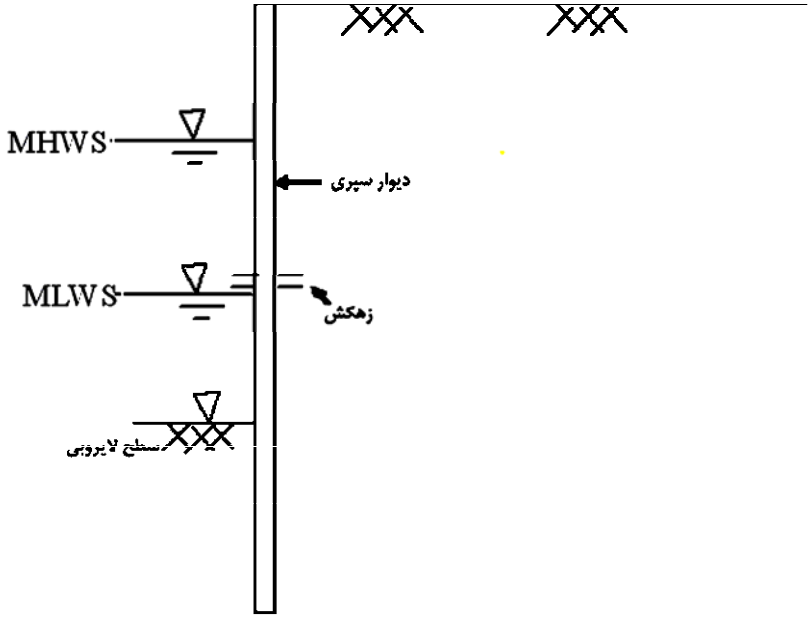
دیوار سپری طره‌ای به وسیله کوبیدن سپرها تا عمق کافی شکل گرفته، تا عکس‌العمل لازم را به عنوان یک تیر طره‌ای برای مقابله در برابر فشارهای فعال پشت دیوار بسیج نماید. از این رو عمق فرورفتن سپرها در خاک می‌بایست به اندازه‌ای کافی باشد که هم در مقابل نیروهای جانبی و هم لنگر خمشی مقاومت نماید (شکل ۶-۳).

omoorepeyman.ir

تغییر مکانهای جانبی دیوارهای طره‌ای به دلیل اینکه دارای انعطاف‌پذیری می‌باشد، بزرگ خواهد بود. همچنین، فرسایش، آب‌شستگی و مقدار تراکم خاک جلوی دیوار نیز می‌تواند این تغییر مکانها را بیشتر نماید.

عمق نفوذ سپرها با توجه به نوع خاک متفاوت می‌باشد. این مقدار برای خاکهای خیلی متراکم کمتر از ارتفاع بخش طره‌ای دیوار باشد و یا در خاکهای بسیار سست تا دو برابر ارتفاع دیوار طره‌ای، نفوذ نماید.

اجرای دیوارهای طره‌ای معمولاً حداکثر تا ارتفاع ۵ متر توصیه شده است.



شکل ۶-۳ دیوار سپری طره‌ای

۶-۲-۴ روشهای اجرای دیوارهای سپری

اجرای دیوارهای سپری به دو صورت عمده انجام می‌پذیرد. در روش اول سپرها که در داخل زمین تا اعماق لازم کوبیده شده و سپس پشت دیوار در سمت خشکی خاکریزی می‌گردد.

omoorepeyman.ir

روش دیگر بر این اساس است که ابتدا سپرها، کوبیده شده و آنگاه زمین و خاک مقابل دیوار سپری لایروبی می‌گردد. به هر صورت خاک مورد استفاده در جهت پر نمودن پشت دیوار سپری می‌بایست دانه‌ای باشد. بنابراین روشهای اجرا را به طور کلی می‌توان به دو گروه تقسیم نمود.

- سازه‌های خاکریزی شده
- سازه‌های لایروبی شده

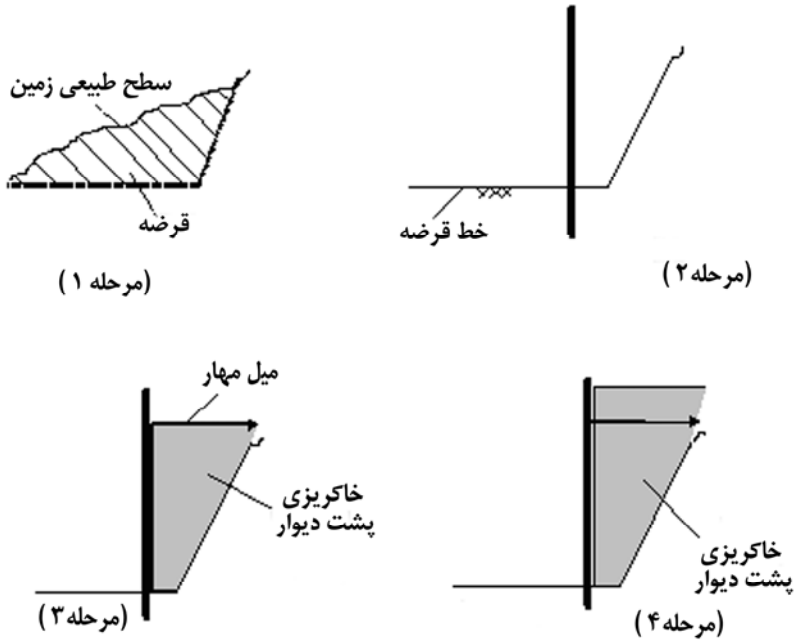
مراحل اجرای سازه خاکریزی شده شکل ۷-۴ عبارت است از:

۱- لایروبی خاک موجود در جلو و پشت سازه مورد نظر
۲- کوبیدن دیوار سپری
۳- خاکریزی پشت دیوار تا سطح قرارگیری سیستم مهاربندی و نصب مهارها
۴- ادامه خاکریزی تا ارتفاع مورد نظر

مراحل اجرای سازه‌های لایروبی شده شکل۷-۵، عبارتست از:

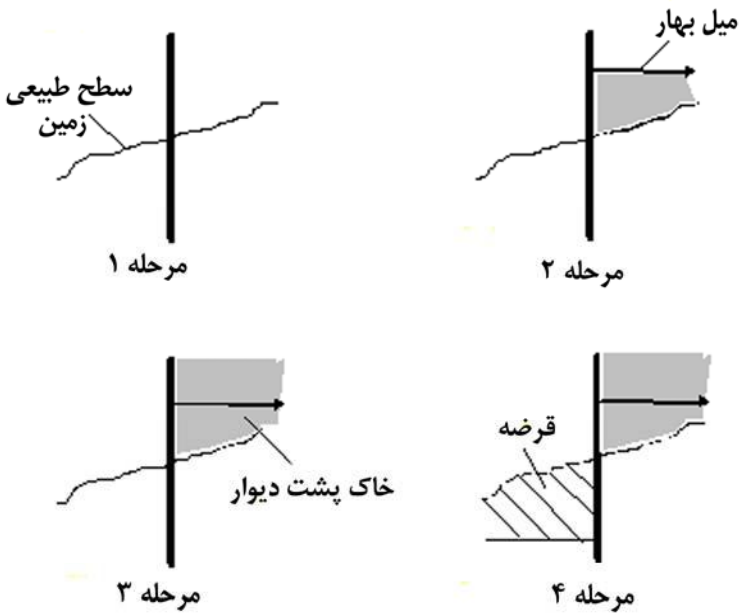
۱- کوبیدن سپرها
۲- خاکریزی پشت تا سطح قرارگیری مهارها و نصب سیستم مهاربندی
۳- خاکریزی پشت دیوار تا ارتفاع مورد نظر
۴- لایروبی جلوی دیوار

omoorepeyman.ir



شکل ۶-۴ مراحل مختلف اجرای دیوار در حالت خاکریزی شده

omoorepeyman.ir



شکل ۶-۵ مراحل مختلف اجرای دیوار در حالت لایروبی شده

۶-۳ مهاربندی

سیستمهای مهاربندی در سازه‌های دریایی به منظور نگهداری و حمایت از سازه‌ها (دیوارها) در مقابل حرکات ناشی از فشار خاک، فشار آب، نیروهای ضربه‌ای موج، نیروهای ضربه‌ای پهلوگیر و کشش طناب مهار شناورهای پهلو گرفته، مورد استفاده قرار می‌گیرد. نیروهای مربوط به بار باد، بار زلزله، بارهای ناشی از تنشهای حرارتی و نیروهای ناشی از مهار لوله‌ها نیز در برخی موارد لازم است که مورد توجه قرار گیرند.

در سازه‌های حایل خاک همانند دیوارهای ساحلی حوضچه‌های خشک و دیوار پهلوگیری، سیستم مهاربندی درست رو به خشکی قرار گرفته تا اینکه نیروهای وزنی و رانش مقاوم خاک بین مهار و سازه را بسیج نماید. همچنین مقاومت در برابر نیروهای زیر فشار آب در زیر حوضچه‌های ثابت و یا حوضچه‌های خشک را می‌توان توسط مهارهایی که نیروی وزن خاک زیر حوضچه را بسیج می‌نماید، مهیا ساخت.

omoorepeyman.ir

۶-۳-۱ روشهای مهاربندی

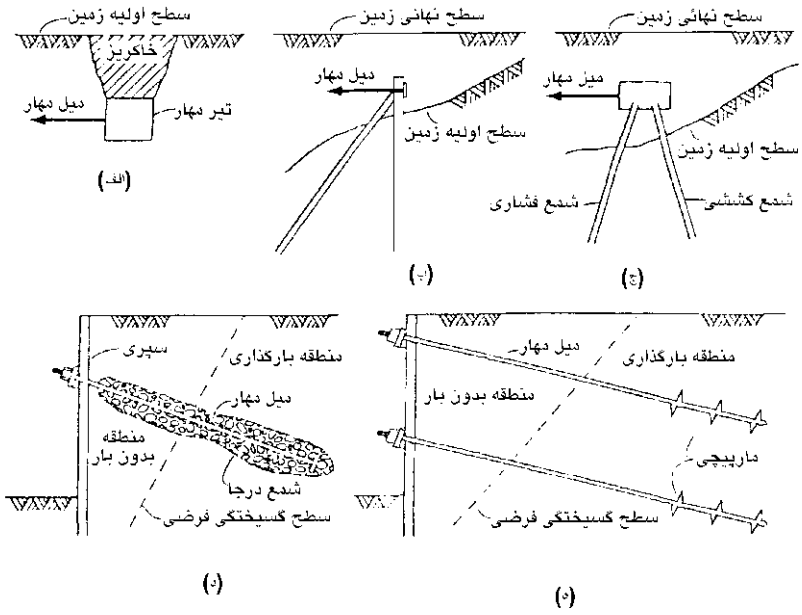
روشهای مهاربندی که به طور معمول جهت مهار سازه‌ها مورد استفاده قرار می‌گیرد، عبارتند از (شکل ۶-۶):

۱- وزنه مهار

۲- شمعهای عمودی مهاری یا مهاربندی طره‌ای

۳- مهاربندی با شمعهای مایل

۴- مهارهای زمینی



شکل ۶-۶ انواع مهاربندی

۶-۳-۲ وزنه مهار (مهاربندی با صفحه، بلوک و یا تیر)

مهاربندی با این روش شامل دیوار سپری فلزی، دیوارهای بتنی، بلوکهای بتنی و دالهای بتنی (شکل ۶-۶- الف) می‌باشد.

omoorepeyman.ir

– دیوارهای سپری فولادی نیازمند یک تیر پشت‌بند بوده تا بتواند نیروهای وارده از میل‌مهارها را برروی دیوار توزیع نمایند.

– دیوارهای بتنی می‌تواند به صورت درجا ساخته شده و یا اینکه پیش‌ساخته باشد.

– نوع انتخابی مهاربندی بستگی به وجود سطح آب زیرزمینی و یا سطح آب دریا در نزدیکی مهار دارد.

– بلوکهای بتنی و دالهای اصطکاکی، که ممکن است دفن گردیده و یا در سطح زمین قرار گیرند، قسمتی از بارهای ناشی از میل‌مهار را توسط اصطکاک و قسمتی دیگر را توسط نیروی مقاوم خاک مقابل آنها، تحمل می‌نمایند.

عموماً این نوع مهاربندی، راندمان کمتری نسبت به دیوارها جهت مقابله با نیروهای افقی داشته و معمولاً در دیوارهای سپری که نیروی میل‌مهارها خیلی بزرگ نباشد، مورد استفاده قرار می‌گیرد. این موضوع مخصوصاً هنگامی که احتمال افزایش سطح آب زیرزمینی به اندازه‌ای باشد که بتواند مقاومت اصطکاکی را کاهش دهد، قابل توجه است. اگر در پشت دیوار و نزدیکی آن یک سازه وزنی مناسب موجود باشد می‌توان دیوار را به وسیله آن مهار نمود. بلوکهای مهاری توخالی را می‌توان در جایی که میل‌مهارها، تاندونهای پیش‌تنیده هستند، مورد استفاده قرار داد. تنیدن تاندونها را می‌توان در بخش خشک بلوک انجام داد. این روش می‌تواند در مکانهایی که سطح آب زیرزمینی بالا است، مفید و سودمند باشد.

مهاربندی با وزنه می‌تواند به شکل یک دیواره ممتد بوده و یا اینکه از قطعات جداگانه‌ای تشکیل شده باشد. دیوارهای ممتد می‌بایست دارای حفراتی باشند تا از اعمال اختلاف فشار هیدروستاتیکی بر دیوار جلوگیری کند.

در صورت وجود خاک سست و ضعیف در جلو و پشت وزنه مهار، در صورت امکان این خاک را می‌بایست با مصالح دانه‌ای متراکم شده، جایگزین نمود تا مقاومت پسیو خاک را بهبود داد و فشار خاک فعال در پشت مهار را کاهش دهیم. در هنگام خاکریزی در مقابل دیوار و یا بلوک می‌بایست تمهیدات لازم را جهت کوبیدن خاک در رسیدن به مقاومت پسیو لازم به شکل همگن و یکنواخت به کار بست. مهارهای سپری ممکن است جهت مقابله با بارهای عمودی مانند بار ناشی از ریل جرثقیلها، به وسیله

omoorepeyman.ir

عمیق نمودن برخی شمعهای میانی و قرار دادن یک کلاهک مناسب مورد استفاده قرار گیرند. مقاومت در مقابل حرکت به سمت جلوی سیستم مهاربندی به وسیله مقاومت پسیو خاک مقابل مهار تأمین می‌گردد.

می‌بایست، تمهیدات لازم در مورد محل و موقعیت نصب مهار در رابطه با سطوح محتمل گسیختگی در داخل خاک در نظر گرفته شود. اگر مهار داخل گوه فعال گسیختگی قرار گیرد (مثل گوه محرک رانکین)، مهار بی‌تأثیر بوده و همچنین اگر در محلی نصب گردد که بین گوه فعال گسیختگی و گوه مقاوم هم‌پوشانی وجود داشته باشد، به صورت نیمه مؤثر عمل خواهد کرد. بهترین محل قرارگیری مهار که به طور کاملا مؤثر عمل می‌نماید، خارج از مناطق با احتمال گسیختگی می‌باشد (شکل۷-۷).

مقاومت یک بلوک یا دیوار مهار برابر است با مقاومت پسیو کل که از آن فشار فعال پشت بلوک و یا دیوار کسر گردیده باشد.

در مورد بلوکهای مدفون، مقاومت برشی خاک در وجوه گوه مقابل مهار را می‌توان به مقاومت مهار افزود. این مقاومت اضافی در وجه فوقانی گوه در خاکهای چسبنده که ترک کششی به موازات میل‌مهار ممکن است وجود داشته باشد، در محاسبات اعمال نمی‌گردد.

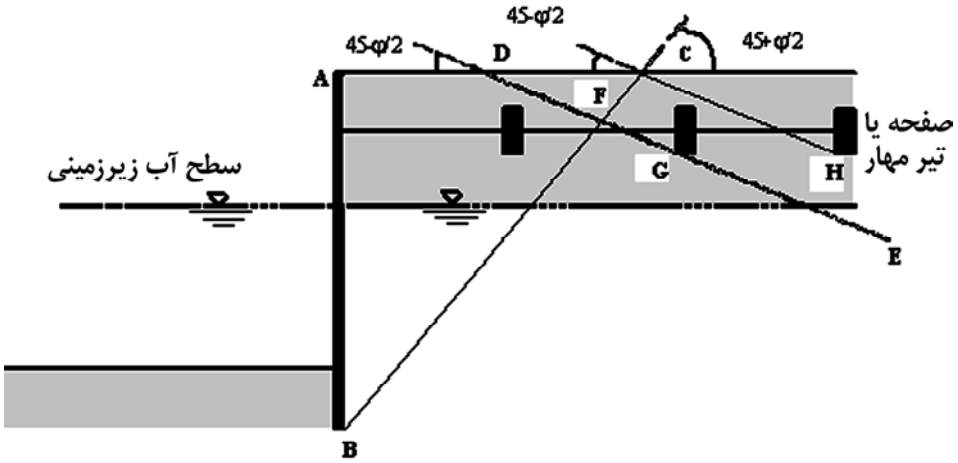
در مورد بلوکهایی که با فواصل کم از یکدیگر قرار دارند، مجموع مقاومت خالص پسیو در گوه جلویی تمام بلوکها به علاوه مقاومت اضافی ناشی از مقاومت برشی وجوه گوه‌ها، نمی‌بایست از مقاومت پسیو خالص برای یک دیوار ممتد با طول مساوی با ردیف بلوکها تجاوز نماید.

هنگام محاسبه مقاومت پسیو در مقابل دیوار و یا بلوک مهاری، فشار سربار را که بر سطح زمین وارد می‌شود نمی‌بایست در نظر گرفت.

هنگام انتخاب پارامترهای خاک جهت محاسبه مقاومت پسیو می‌بایست، اثر بارگذاری سیکلی را برروی سیستم در نظر داشت. این نوع بارگذاری می‌تواند توسط تغییرات جزر و مد و تغییرات دوره‌ای فشار هیدروستاتیک بر روی سازه ایجاد گردد.

ملاحظات لازم در مورد احتمال ایجاد تنشهای خمشی در میل‌مهار را که ناشی از نشست خاک پشت دیوار می‌باشد، می‌بایست در نظر داشت.

omoorepeyman.ir



شکل ۶-۷ انواع قرارگیری میل‌مهار درون و خارج منطقه گسیختگی

۶-۳-۳ مهارهای زمینی یا مهار شده در زمین

مهارهای زمینی که به منظور مقابله با حرکت رو به جلوی دیوار مورد استفاده قرار می‌گیرند می‌بایست با یک زاویه مایل نسبت به افق نصب گردند تا اینکه بزرگترین حجم از خاک را در خارج از گوه فعال جهت مقابله، بسیج نماید. این نوع مهارها شامل مهارهای تزریقی، مهارهای پیش‌تنیده، کشهای تنیده نشده و همچنین شمعهای مایل مهاری می‌باشند.

مهارهای زمینی مستقیماً به دیوار سپری یا تیر پشت‌بند دیوار وصل می‌گردند. مهارهای زمینی معمولاً در مواردی مورد استفاده قرار می‌گیرند که نتوان انواع دیگر سیستمهای مهاربندی را به علت اینکه فضای کافی برای قرار دادن میل‌مهار وجود ندارد و یا در داخل زمین می‌بایست سرویسهایی مهیا گردد، به کار برد.

در طراحی مهاربندی تزریقی عوامل زیر می‌بایست مورد توجه قرار گیرند:

- مقاومت کشش میل‌مهار (کش – تاندون)
- تنش پیوستگی مجاز بین میل‌مهار و مصالح تزریقی که فضای بین خاک و میل‌مهار را پر می‌نماید.
- تنش پیوستگی مجاز بین خاک و مصالح تزریق شده

omoorepeyman.ir

– مقاومت غیر فعال خاک دور مهار و خاکی که توسط میل‌مهار (تاندون) تحت تنش قرار گرفته است.

– نیروی فشاری عمودی وارد بر دیوار به وسیله نیروی کششی مهار

– محافظت در برابر خوردگی مهارها و میل‌مهارها

مهارهای تزریقی را می‌توان به صورت مهارهای بدون تنش و یا مهار تحت تنش نصب نمود. در حالت اخیر بعد از آنکه زمان مناسبی جهت سخت شدن مصالح تزریقی اجازه داده می‌شود، نیروی کشش معینی به مهار اعمال می‌گردد. نیروی کشش معمولاً ۱/۵ برابر یا ضریب مناسبی از بار طراحی مهار می‌باشد.

مهارهای تزریقی را همچنین می‌توان جهت مقابله با نیروهای زیر فشار در زیر کف حوضچه‌های خشک و دیگر سازه‌های قرار گرفته در زیر زمین به کار برد. مهارها را می‌توان به صورت عمودی و یا ترکیبی از مهارهای عمودی و مایل به کار برد شکل ۶–۸ . طول میل‌مهارها در این حالت می‌بایست به‌نحوی انتخاب گردد، تا وزن حجم خاک تحت تأثیر مهار، نیروی لازم را فراهم آورد. زاویه رأس مخروط شکل ۶–۷ بستگی به زاویه مقاومت برشی خاک داشته و در مورد مهارهای نصب شده در سنگ، به زاویه میل لایه‌ها، فضای درزها و درجه هوازدگی سنگ بستگی دارد. زاویه رأس مخروط معمولاً بین ۶۰ تا ۹۰ درجه فرض می‌گردد، اما ملاحظات لازم را می‌بایست در مواردی که تنها حجم محدودی از سنگ و یا خاک می‌تواند برای مقاومت در برابر کشش مهار بسیج شود در نظر داشت اجازه هم‌پوشانی بین مخروطهای خاک و یا سنگ تحت تنش، هنگامی که فاصله بین مهارها کم است می‌بایست داده شود.

همچنین در مهارهای تحت تنش (کشیده شده) که جهت مقابله با نیروی زیر فشار در زیر دالهای کف به کار برده می‌شود، می‌بایست تغییر شکل دال ناشی از فشار خاک در زیر کف را مورد توجه قرار داد. در صورت وجود رسهای نرم در زیر دال تغییر شکلهای قابل توجهی می‌تواند به وقوع بپیوندد.

همان‌طور که اشاره شده شمعهای مایل نیز می‌توانند به عنوان مهار، در مهاربندی زمینی مورد استفاده قرار گیرند. معمولاً شمعهایی که به عنوان مهار در رابطه با دیوارهای سپری فولادی مورد استفاده قرار می‌گیرند، مقاطع **H** شکل می‌باشند، زیرا این مقاطع علاوه بر آنکه می‌توانند مقاومت اصطکاکی قابل

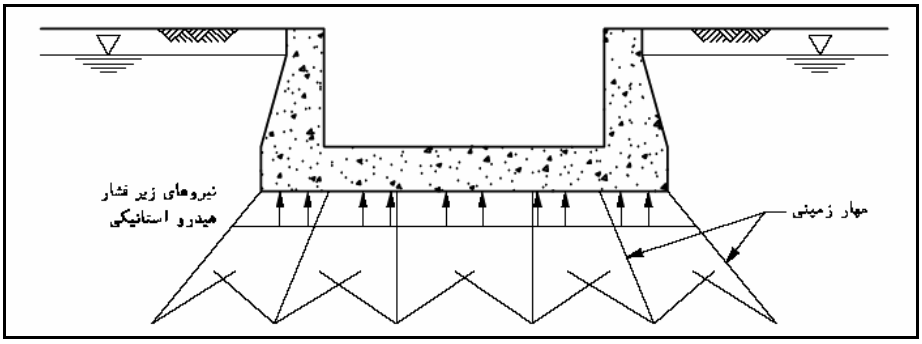
omoorepeyman.ir

توجهی را تأمین نمایند، قابلیت کوبش تا اعماق لازم را داشته و معمولاً می‌توانند در مقابل نیرو و تنشهای وارده هنگام کوبیدن بر سر مایل شمع مقابله نماید. کوبیدن شمعها می‌تواند بعد و یا قبل از نصب سپرها انجام پذیرد. در این نوع شمعها هنگام هل دادن (کوبیدن) شمعها نمی‌بایست از روش آبفشانی استفاده نمود. طراحی سیستم سپرها و مهاربندی هنگام استفاده از شمعهای مایل **H** شکل می‌بایست با در نظر گرفتن رواداری کافی برای عمل اتصال شمع مهاری با سپری انجام پذیرد، زیرا معمولاً در اثر کوبیدن شمع، امکان اینکه دقیقاً بتوان محل اتصال را از قبل تعیین نمود وجود ندارد. جهت جلوگیری از ایجاد لنگر خمشی در محل اتصال شمع مهاری به سپر، سعی می‌شود این اتصال به صورت مفصل، طراحی و اجرا گردد.

انواع دیگر شمع که بدین منظور (مهار) مورد استفاده قرار می‌گیرند، شمعهای مهاری تزریقی و شمعهای مهاری درجا (شمع حفر شده) می‌باشند. شمعهای درجا را می‌توان به صورت شمع نوک‌پهن (پافیلی) اجرا نمود تا مقاومت کششی شمع افزایش یابد.

همانند مهارهای تزریقی، طراحی شمعهای مهاری می‌بایست به نحوی انجام پذیرد که تنها مقاومت حاصل در خارج از منطقه گوه فعال محاسبه گردد. شمعها می‌بایست جهت مقابله با نیروهای فشاری ناشی از پهلوگیری شناورها نیز طراحی گردند.

در انتخاب پارامترهای مربوط به خاک برای طراحی مهارهای زمینی جهت تحمل نیروها، اثرات مربوط به بارهای سیکلی، بر روی خاک و پارامترهای مقاومتی آن را باید در نظر گرفت.



شکل ۶-۸ مهارهای تزریقی عمودی و مایل در زیر کف سازه‌های زیرزمینی برای مقابله با نیروهای زیر فشار

omoorepeyman.ir

۶-۳-۴ مهاربندی با شمعهای مایل

نیروی مهاری جهت مقابله با نیروهای جانبی به یک دیوار می‌تواند توسط یک جفت شمع مایل که به صورت یک قاب **A** شکل می‌باشند، به وجود آید. اعمال نیروی جانبی به سر یک جفت شمع مایل موجب ایجاد نیروهای محوری در شمعها می‌گردد. نیروی فشاری توسط مقاومت اصطکاک بدنه شمع و نوک آن تحمل می‌گردد و نیروی کششی تنها توسط اصطکاک بدنه شمع، وزن شمع و سر شمع به دست می‌آید. هنگامی که مهاربندی توسط شمع جهت جلوگیری از حرکت رو به جلو دیوار به کار برده می‌شود، می‌توان نیروی جانبی را از سازه به وسیله دال طره‌ای و یا توسط میل‌مهار به شمعهای مایل انتقال داد شکل ۶-۹. تعیین مقاومت اصطکاکی بدنه و مقاومت نوک شمعها را می‌توان با استفاده از روشهای معمول طراحی شمعها تعیین نمود.

کاهش در عمق نفوذ شمع در خاک و یا سنگ را می‌توان با پهن نمودن نوک شمع به دست آورد. این عمل موجب افزایش مقاومت نوک شمع در مقابل نیروی فشاری و همچنین افزایش مقاومت کششی شمع می‌گردد. در مواردی که شمعهای مایل نیروی محوری کشش را می‌بایست تحمل نمایند و بر روی سنگ قرار گرفته‌اند، ممکن است عمق نفوذ لازم در سنگ جهت بسیج مقاومت لازم از طریق اصطکاک بدنه کافی نباشد. در این موارد می‌توان از شمعهای توخالی ته‌باز که به داخل سنگ فرو برده می‌شوند به شرح زیر استفاده نمود که ابتدا مقطع توخالی به داخل زمین کوبیده شده و سپس سنگ و خاک شل شده داخل شمع بیرون آورده شده و کابل یا میل‌مهار به وسیله تزریق آنها به داخل سوراخهای حفر شده نصب می‌گردد. عمق لازم برای مهاربندی را در این حالت می‌توان با استفاده از روشهای مورد استفاده در مهارهای تزریقی به دست آورد.

در برخی موارد ممکن است لازم باشد نیروهای عمودی ناشی از سربار بر روی دیوارهای پهلوگیری توسط شمعهای مایل مهاری تحمل گردد. در این حالات نیروی کششی در شمعهای مایل کاهش خواهد یافت، اما ممکن است موجب ایجاد نیروهای فشاری زیادی در شمعهای فشاری گردد، که می‌بایست هنگام طرح شمعها، ترکیب این بار با نیروی جانبی وارد بر دو شمع مورد توجه قرار گیرد. به طور کلی هرگونه شرایطی که موجب افزایش بارهای کششی و یا فشاری در شمعها می‌گردد، می‌بایست در هنگام تعیین ابعاد و عمق شمعهای مایل و یا هر نوع سیستم مهاربندی تکمیلی و اضافی در نظر گرفته شود.

omoorepeyman.ir

هنگامی که شمعهای مایل در لایه‌های رس نرم و یا خاکریزی قرار می‌گیرند، نشست این لایه‌ها تحت وزن خود و یا تحت تأثیر سربار می‌تواند موجب ایجاد نیروهای محوری اضافی و یا تنشهای خمشی در شمعها گردد. نیروی محوری اضافی ناشی از نشست خاک، هنگام طراحی شمع در مقابل نیروی کششی در محاسبات وارد نمی‌گردد.

شمعهای مایل در دلفین‌ها جهت به دست آوردن مقاومت در مقابل کشش طنابهای مهار کشتی‌ها می‌تواند مورد استفاده قرار گیرد. اثرات بارگذاری دینامیکی ناشی از حرکت کشتی‌ها و نیروی ضربات امواج بر روی پارامترهای مقاومتی خاک می‌بایست هنگام انتخاب این پارامترها به منظور تعیین عمق لازم برای شمعها، مورد توجه قرار گیرد.

اثرات ناشی از فرسایش کف دریا و لرزشها و نوسانهای شمع بر روی عمق مؤثر فرورفتگی شمع می‌بایست در محاسبات دخالت داده شود. در شرایط آبهای عمیق، اثر فشار حفره‌ای ناشی از امواج و جریانات نیز در محاسبات مؤثر خواهد بود.

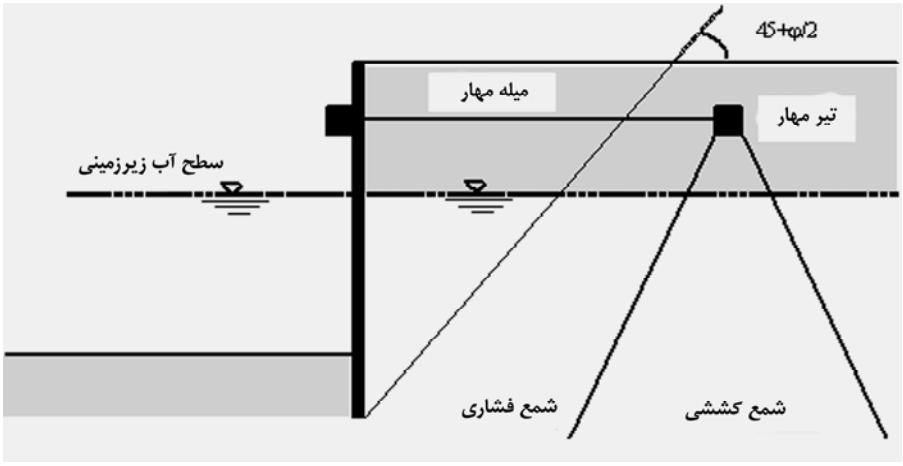
شمعهای مایل (به شکل قاب **A** شکل) اغلب در مواردی که عرض کافی برای نصب سیستم مهاربندی وزنه مهار وجود نداشته و فضای پشت دیوار محدود می‌باشد، مورد استفاده قرار می‌گیرد. همچنین، این سیستم مهاربندی در زمینهای سست و یا هنگامی که سطح زمین موجود پایین باشد، به‌کار برده می‌شود.

همان‌طور که اشاره گردید، این شمعها تنها نیروهای محوری را تحمل نموده و از این جهت نسبت به سیستم مهاربندی با شمعهای طره‌ای که می‌بایست در مقابل لنگر خمشی نیز مقاومت نمایند، مزیت داشته، ضمن آنکه تنها تغییر مکانهای بسیار کوچک در این سیستم تجربه می‌گردد.

حتی‌الامکان باید سعی گردد، شمعها خارج از محدوده گوه فعال خاک قرار گیرد تا در تمام طول شمع، مقاومت اصطکاکی بسیج گردیده و از بارگذاری ناشی از گوه فعال خاک بر روی شمع جلوگیری گردد.

معمولاً شمعها در قاب **A** شکل به وسیله یک کلاهک بتنی به یکدیگر وصل می‌شوند. وزن این کلاهک و خاک روی آن نیروی کششی را در شمعهای واقع در کشش کاهش می‌دهد.

omoorepeyman.ir



شکل ۶-۹ مهاربندی با شمعهای مایل

۶-۳-۵ مهاربندی طره‌ای

در مواردی که یک لایه خاک ضعیف بر روی یک لایه مقاومتر قرار گرفته و یا اینکه سطح آب زیرزمینی به قدری بالاست که امکان اجرای مهارهای متقارن وجود ندارد، یک دیوار مهاری با عمق بیشتر را می‌توان با کوبیدن سپری و یا ساختن بارت با استفاده از گل حفاری اجرا نمود. دیوار مهاری در این حالت همانند یک تیر طره‌ای طراحی شده که لنگرهای خمشی و تغییر مکانهای بزرگ در این نوع مهاربندی می‌تواند به وجود آید. در مواردی که لازم باشد دیوار مهاری تا اعماق زیاد در خاک فرو برده شود، شاید استفاده از دیوارهای دو جداره اقتصادی‌تر از دیوارهای یک‌جداره مهار شده باشد. همانند مهارهای وزنی، در دیوارهای ممتد مهاری می‌بایست در نقاط مختلف سوراخهای زهکش برای تعادل آب در دو طرف دیوار تعبیه نمود. اغلب دیوارهای طره‌ای جهت تحمل ریلهای جرثقیل طراحی و ساخته می‌گردند.

omoorepeyman.ir

۶-۳-۶ مهاربندی عمودی

جهت مقابله با نیروهای زیر فشار آب[1] در کف حوضچه‌های خشک و نظایر آن می‌توان از مهارهای عمودی به جای مهارهای تزریقی استفاده نمود. مهارهای عمودی به شکل شمعهای کششی و یا صفحات مدفون افقی می‌باشد. در حالتی که زیر کف حوضچه یک لایه ضعیف خاک بر روی یک لایه متراکم خاک قرار گرفته، شمعهای مهاری تا رسیدن به لایه متراکم خاک فرو برده می‌شود تا بتواند در مقابل نیروهای وارده مقاومت نمایند. این شمعها هنگامی که حوضچه پر از آب بوده یا اینکه شناور سنگینی در داخل آن در حال تعمیر است، به عنوان پایه‌های کف و دیوار حوضچه عمل می‌نماید. طراحی شمعها جهت تحمل نیروهای کششی به وسیله اصطکاک بدنه با استفاده از روشهای معمول طراحی شمع انجام می‌پذیرد. در مواردی که شمعها به داخل یک لایه سخت فرو برده شده و عمق فرو رفتن جهت حصول مقاومت لازم در برابر نیروهای زیر فشار به دست نیامده، مهاربندی را می‌توان از داخل شمع توخالی همان‌گونه که برای شمعهای مایل گفته شد، انجام داد.

مهاربندی با صفحات مدفون افقی با حفاری یک حفره تا عمق لازم و نصب صفحه انجام می‌گیرد. صفحه دایره‌ای و یا مربع مستطیل شکل که به یک میله و یا کابل که نقش مهار را دارد، وصل شده و میل‌مهار تا سطح حفره ادامه می‌یابد. سپس خاک در داخل حفره ریخته شده و در لایه‌هایی، تا رسیدن به سطح زمین متراکم می‌گردد. ضمناً صفحات را می‌توان با کوبیدن و یا لرزندان آن به وسیله سنبه‌های مخصوص (قابل بیرون آوردن) و یا صفحات مارپیچ به داخل خاک هدایت نموده و مدفون کرد.

مقاومت در مقابل نیروی زیر فشار آب در مهاربندی با صفحات مدفون، توسط وزن و اصطکاک بدنه سیلندر خاک بر روی صفحه به دست می‌آید. روش **Meyerhof** و **Adams** (۱۹۹۱) می‌تواند برای محاسبه نیروی مقاوم در برابر زیر فشار مورد استفاده قرار گیرد. اثر بارگذاری سیکلی ناشی از تغییرات جزر و مدی بر روی فشار هیدرواستاتیک در زیر دالهای مهار شده در طراحی، می‌بایست مورد توجه قرار گیرد.

1. Uplift

omoorepeyman.ir

۶-۴ اجزای مهاربندی: تیر مهار

۶-۴-۱ کلیات

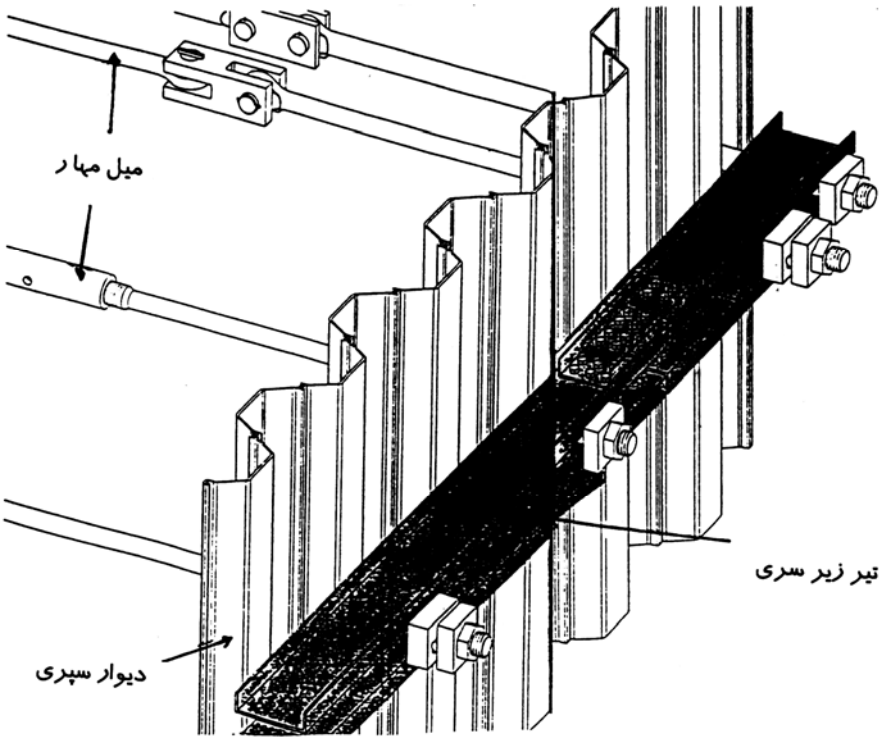
در دیوارهای سپری، معمولاً گسیختگی بیشتر در سیستم مهاربندی اتفاق افتاده و خود سپرها گسیخته نمی‌گردند. بنابراین علاوه بر طراحی سیستم مهاربند، اجزای دیگر سیستم مهاربندی نیز می‌بایست به دقت جهت تحمل بارهای وارده طراحی شده و ضریب اطمینانهای لازم جهت طراحی اعمال گردد. به جز مهار اصلی، دیگر اجزای سیستم مهاربندی شامل تیرهای زیر سری و میل‌مهار می‌باشند که در این بخش به تشریح آنها خواهیم پرداخت.

۶-۴-۲ تیر زیرسری یا تیر مهار

به منظور انتقال بارهای افقی وارد بر دیوار به میل‌مهارها و سپس به سیستم مهاربندی وجود تیرهای مهار ضروری و لازم می‌باشد.

این تیرها همانند تیرهای سراسری که در محل میل‌مهارها بر تکیه‌گاه واقع شده‌اند طرح می‌گردند. در مواردی که میل‌مهار مایل بوده، تیر مهار و اتصالات می‌بایست جهت حمل بارهای عمودی نیز طرح گردند. علاوه بر این نیروی عمودی، دیگر نیروهای عمودی که بر تیر مهار وارده می‌شود عبارتند از: وزن مرده تیر، وزن خاک، یا هر سرباری که به طور مستقیم بر روی تیر پشت‌بند (مهار) وارد می‌شود و مولفه عمودی فشار فعال خاک که بر صفحه عمودی پشت تیر وارد می‌شود.

omoorepeyman.ir



شکل ۶-۱۰ تیر زیر سری (تیر پشت‌بند) و میل‌مهار

۶-۴-۳ طراحی

کل سیستم تیر مهار و میل‌مهارها نامعین بوده و برای انجام یک تحلیل دقیق می‌بایست ارتجاعی بودن میل‌مهارها، سختی تیرها و تنشهای به وجود آمده هنگام پیچ نمودن بولت‌ها در محاسبات منظور گردد. در عمل، به کار بردن روش ساده‌ای مرسوم بوده که در آن، تیر بر اساس لنگر خمشی برابر $WL^2/10$ طرح می‌گردد که در آن **W** بار یکنواخت وارد به تیر و **L** طول دهانه تیر می‌باشد (بین دو تکیه گاه – میل‌مهار).

تیرهای مهار را می‌توان در پشت و یا جلوی دیوار سپری نصب نمود. اما در دیوارهای ساحلی و پهلوگیرها که مجاور آب دریا ساخته می‌شوند، معمولاً می‌بایست این تیرها در پشت دیوار نصب شود تا از صدمات مکانیکی به آنها جلوگیری نموده و موجب کاهش خوردگی و فرسایش آن گردد. در حالتی که

omoorepeyman.ir

تیر مهار (پشت‌بند) پشت دیوار قرار گیرد، می‌بایست به وسیله بولت و وسایل دیگر، بارهای وارده از دیوار به تیر مهار (پشت‌بند) منتقل گردد. در حالتی که کلاهک بر روی دیوار یا سکو نسبت به دیوار پیش‌آمدگی کافی داشه باشد، می‌توان تیر مهار (پشت‌بند) را در جلوی دیوار نصب کرد و در هزینه بولتها صرفه‌جویی نمود. اگر مسئله معکوس شدن جهت تنشهای ناشی از بارگذاری افقی در سازه امکان‌پذیر باشد، اتصالات تیر مهار (پشت‌بند) می‌بایست با در نظر گرفتن این مسئله طراحی گردد.

۶-۴-۴ انواع تیرهای پشت‌بند (مهار)

انواع تیرهای مهار (حفاظ) عبارتند از: تیرهای فلزی، تیرهای چوبی و تیرهای بتنی

الف: تیرهای فولادی

تیر مهارهای فولادی معمولاً شامل دو مقطع ناودانی شکل می‌باشند که از طرف جان به صورت افقی پشت به پشت هم قرار می‌گیرند و بین دو مقطع ناودانی فاصله کافی پیش‌بینی می‌گردد تا اینکه میل‌مهار از بین آنها بتواند عبور نماید و به راحتی نصب گردد. همچنین مورب بودن میل‌مهار می‌بایست در این حالت مورد توجه قرار گیرد. از قطعات بولت شده و یا جوش شده می‌توان جهت ایجاد فاصله مناسب بین مقاطع ناودانی شکل استفاده نمود. در حالتی که میل‌مهارها افقی می‌باشند، قرار دادن قطعات به فاصله ۲ تا ۲/۵ متر عموماً مناسب بوده و اما هنگامی که تیر مهار همراه با میل‌مهارهای مورب به کار می‌رود، بهتر است این فاصله را کاهش داد.

برای اطمینان از عملکرد کامل و ممتد تیر مهار، می‌بایست اتصالاتی را در طرف دیگر دیوار سپری (متضاد با تیر مهار) در مجاورت میل‌مهارها قرار داد. این اتصالات در فاصله تقریبی یک‌پنجم طول دهانه بین دو مهار در دو طرف میل‌مهار یکی به مقطع ناودانی فوقانی و دیگری به مقطع ناودانی تحتانی تیر مهار وصل می‌گردد. ممکن است در برخی مواقع برای جلوگیری از کاهش جان مقطع سپری، لازم باشد صفحات سخت کننده در سر مهار نصب گردد.

حداقل اندازه بولت‌ها برای اتصال تیر مهارها $M20\ (\phi 20)$ و حداقل اندازه برای اتصال تیر مهارها به دیوار سپری می‌بایست $M30\ (\phi 30)$ باشد.

ب: تیر مهار چوبی

omoorepeyman.ir

از تیرهای چوبی نیز می‌توان جهت تیر مهار استفاده نمود. در این نوع تیر مهار، جهت اتصال میل‌مهار به تیر، می‌بایست از صفحات فولادی با مساحت و سختی کافی جهت توزیع تنش بر روی تیر استفاده نمود تا از اعمال تنشهای بیش از حد مجاز به چوب جلوگیری گردد. تیر مهار را می‌توان به وسیله بولت و اشرها یا صفحات تکیه‌گاهی مناسب به دیوار سپری وصل نمود. اتصال تیر مهار به سپر در فواصل تقریبی یک‌پنجم دهانه (فاصله دو میل‌مهار) اجرا می‌گردد و می‌بایست به اندازه کافی قوی باشد تا بتواند یکپارچگی را تأمین نموده و نیروهای برشی وارده از مهار را تحمل نماید.

برای سازه‌های دایمی (غیر موقت)، بولتها و صفحات فولادی استفاده شده در نصب تیر مهار می‌بایست گالوانیزه بوده و تمامی کارهای چوبی بر اساس آیین‌نامه‌ها و دستورالعملهای مربوطه حفاظت گردند.

ج: تیر مهار بتنی درجا و پیش‌ساخته

تیر بتنی مورد استفاده در تیر مهار را می‌بایست بر اساس دستورالعملها و آیین‌نامه طراحی تیرهای بتنی طراحی نمود. حداقل مقاومت فشاری بتن ۲۸ روزه می‌بایست $25\ N/mm^2$ باشد. در مواقعی که بتن با خاک، آب دریا و یا آب شیرین خورنده در تماس می‌باشد، حداقل مقاومت بتن ۲۸ روزه می‌بایست $30\ N/mm^2$ باشد.

معمولاً یک تیر کلاهک بتنی بر روی بخش فوقانی دیوارهای سپری دایمی ساخته می‌شود. درمواقعی که از این تیر به عنوان تیر مهار استفاده می‌گردد، تیر مذکور می‌بایست مقاومت کافی را جهت انتقال بارهای افقی و عمودی میل‌مهارها به دیوار سپری را داشته باشد.

تیر مهار می‌بایست به عنوان یک تیر بر روی تکیه‌گاه ارتجاعی که توسط دیوار سپری در هر دو جهت افقی و عمودی ایجاد می‌گردد، طرح می‌شود. جهت تحمل نیروهای برشی وارده از سر مهار و همچنین تنشهای ناشی از انقباض و حرارت می‌بایست به اندازه کافی میلگرد در تیر بتنی تعبیه گردد.

omoorepeyman.ir

۶-۵ اجزای مهاربندی: میل‌مهار

در صورت استفاده از میل‌مهار در دیوارهای سپری، میل‌مهار می‌تواند یکی از پارامترهای بحرانی در پایداری دیوار باشد. لذا طراحی آنها می‌بایست با در نظر گرفتن افزایش تنشهای وارده در اثر خوردگی میل‌مهار و یا نشست خاک اطراف میل‌مهار و اثرات آن بر روی میل‌مهار انجام پذیرد.

به منظور حفاظت از میل‌مهارهای دایمی که در خاک دفن می‌گردند، می‌بایست یک پوشش و یا حفاظ مناسب برای آنها پیش‌بینی گردد. این پوششها می‌بایست به اندازه کافی انعطاف‌پذیر باشند تا بتوانند تغییر شکلهای کششی میل‌مهار تحت بار را تحمل نمایند. تمهیدات لازم می‌بایست جهت در نظر گرفتن خوردگی حداقل ۰/۰۵ میلی‌متر در سال صورت گیرد. در صورت قرار گرفتن میل‌مهار در خاکهای خورنده و محیط آب دریا، مقدار خورندگی سالانه را می‌بایست بیشتر در نظر گرفت. اگر از سیستم حفاظت کاتدی جهت کاهش خوردگی استفاده می‌گردد. در طراحی می‌بایست مقداری خوردگی را در محاسبات فرض نمود. همچنین در صورت استفاده از سیستم حفاظت کاتدی برای میل‌مهارها، تمامی اجزای فولادی دیوار می‌بایست با روش مشابه حفاظت گردند.

۶-۵-۱ مقطع میل‌مهار

در دیوارهای سپری دریایی، میل‌مهارها معمولاً به شکل میله‌های کشی بوده اما گاهی اوقات، میلگرد و یا کابلهای فولادی نیز به کار برده می‌شود. مقطع میل‌مهار به نحوی تعیین گردد تا بتوانند تنشهای کششی وارده را تحمل نموده و مقدار تنش از مقادیر مجاز ان تجاوز ننماید. میل‌مهار می‌تواند از جنس فولاد با درصد کربن کم یا فولاد با مقاومت بالا تهیه گردد. فولاد با درصد کربن کم در مواردی که تغییر مکان دیوار می‌بایست حداقل بوده و یا اینکه نشستهای طویل‌المدت خاک می‌تواند در جهت خمش در میل‌مهار گردد، مورد استفاده قرار می‌گیرد. در شرایط دریایی توصیه می‌شود که حداقل قطر میل‌مهار ۵۰ میلی‌متر باشد.

مقدار تنش مجاز کششی میل‌مهار می‌بایست کمتر یا مساوی (۴۰٪) تنش جاری شدن در شرایط عادی و (۶۰٪) یا کمتر در شرایط بارگذاری فوق‌العاده باشد.

omoorepeyman.ir

هنگام استفاده از کابل جهت انتقال نیرو از دیوار به سیستم مهاربندی، می‌بایست تمهیدات لازم را جهت حفاظت آنها در برابر خوردگی پیش‌بینی نمود. این کابلها معمولاً از نظر مشخصات مقاومتی مشابه به کابلهایی می‌باشند که در بتنهای پیش‌تنیده استفاده می‌شود. کابلها می‌بایست حداقل ضریب اطمینان ۳/۸ تحت شرایط بارگذاری عادی و ۲/۵ در شرایط بارگذاری فوق‌العاده داشته باشند. معمولاً کابلها به‌وسیله پوششهای پلی‌اتیلنی حفاظت می‌گردند اما نمی‌توان مقاومت آن را نسبت به صدمات وارده تضمین نمود و لذا می‌بایست تمهیدات ویژه‌ای جهت حفاظت سطوح پوشش داده شده، هنگام خاکریزی انجام داد.

۶-۵-۲ اجرای میل‌مهار

میل‌مهارها معمولاً در یک سطح به دیوار سپری متصل می‌گردند. این سطح می‌بایست حتی‌الامکان در پایین‌ترین سطح نسبت به قسمت فوقانی دیوار قرار گیرد (معمولاً این سطح در بالای **Low Water Level** می‌باشد)، تا اینکه طول دهانه عمودی کم شده و لنگرهای خمش در دیوار کاهش یابد. لنگر طره‌ای در بخش فوقانی دیوار کمک بیشتری در کاهش دهانه عمودی و لنگرها در پاشنه دیوار می‌نماید. میل‌مهارهای کمکی را نیز می‌توان در قسمت بالایی دیوار نصب نمود و یا اینکه دو دسته میل‌مهار را در سطح مهیا نمود. در صورت استفاده از میل‌مهارها به صورت قطری می‌بایست آنها به صورت جفت و در جهات متضاد آرایش داد.

در مواردی که میل‌مهار مستقیماً به دیوار متصل می‌گردد، تیر مهار مورد استفاده قرار نمی‌گیرد و دیواره می‌بایست به نحوی طراحی گردد تا قابلیت تحمل نیروهای فشاری موضعی را که به وقوع پیوندد، دارا باشد.

همان‌طور که گفته شد میل‌مهارها می‌بایست جهت تحمل نشست خاک پشت دیوار طراحی گردد. روشهایی که می‌توان به وسیله آنها از ایجاد تنشهای ناشی از نشست خاک در میل‌مهار جلوگیری نمود، شامل اتصالات مفصلی در طول میل‌مهار، قرار دادن میل‌مهار در یک قوس رو به بالا، قرار دادن میل‌مهار در یک مجرا یا لوله محافظ با قطر بزرگ و تکیه دادن تیر مهار و مجاری محافظ بر روی شمع

omoorepeyman.ir

می‌باشد. در مواردی که امکان ایجاد تغییرات تنش در میل‌مهار وجود دارد، می‌بایست دقت لازم در طراحی اتصالات مفصلی اعمال گردد.

هنگامی که میل‌مهار عمود بر دیوار نمی‌باشد. لنگر خمشی در میل‌مهار را می‌توان با استفاده از واشرهای کره‌ای شکل و یا واشرهای ماهیچه‌ای در زیر مهره‌ها حداقل نمود.

برای محدود نمودن حرکات دیوار، معمولاً تنش اولیه کوچکی به میل‌مهار وارد می‌گردد. مقدار تنش اولیه نباید کمتر از مقدار تنشی که ممکن است در طول عمر سازه رها گردد، باشد، تا از تغییرات ناگهانی بار در شرایط تغییر بارگذاری جلوگیری گردد. انتهای میل‌مهار را می‌توان برگرداند (خم نمود) و یا از رزوه‌های غلتکی استفاده نمود، تا تمام سطح کامل میل‌مهار در تحمل بار به کار گرفته شود. در مواقعی که احتمال وقوع تغییرات بزرگ تنش وجود دارد، از برگرداندن (خم کردن) انتهای میل‌مهار پرهیز نموده مگر آنکه فولاد به کار رفته، از نوع فولاد با درصد پایین کربن باشد.

omoorepeyman.ir

omoorepeyman.ir

۷

بهسازی خاک

و

اصلاح زمین

omoorepeyman.ir

omoorepeyman.ir

۷-۱ مقدمه

تصمیم‌گیری در مورد ضرورت و روش اصلاح زمین باید پس از بررسی عواملی مثل خواص خاک، نوع و ابعاد روسازه، نشست مجاز و روش اجرا انجام گیرد.

باید در هر پروژه اصلاح زمین، روشها و آزمونهای تضمین کیفیت و کنترل کیفیت مشخص گردد. کنترل کیفیت نتیجه عملیات بهبود زمین ضروری است. مناسب می‌باشد که قرارداد اصلاح زمین به مجری متخصص واگذار شود و کیفیت و نتیجه کار با آزمایش یا متغیرهای خاصی (مثل مقاومت) که در قرارداد پیش‌بینی شده است، کنترل گردد. مجری نیز باید برنامه مناسبی برای تضمین کیفیت به کار برد.

۷-۲ تراکم سطحی

۷-۲-۱ شرح روش و مبانی آن

وقتی که خاک، سست یا مرطوب است، اصلاح سطحی آن با تراکم موجب افزایش باربری می‌شود. تراکم موجب خروج هوا یا کاهش تخلخل خاک می‌گردد، لذا وزن مخصوص آن افزایش می‌یابد و خاک اصلاح می‌شود.

۷-۲-۲ دامنه کاربرد

تأثیر تراکم سطحی با غلتک، معمولاً کمتر از ۰/۵ متر است. تراکم سطحی در رس یا لای به طور معمول اثر مهمی ندارد اما ممکن است کف گودبرداری‌های انجام شده در رس سفت یا سنگ نرم را به‌دلیل سست شدن در اثر حفاری کوبید.

تراکم سطحی با غلتک در محوطه بندری و ساحلی برای سازه‌های دریایی قابل استفاده است و نمی‌توان از آن در آب استفاده کرد. البته استفاده از بشقابک‌های ارتعاشی برای تراکم سطحی کف بستر دریا به کار می‌رود (**Gerwick**، ۱۹۸۶).

omoorepeyman.ir

۷-۲-۳ معایب و مزایا

مزیت اصلی عبارت از سرعت کار و سادگی آن است و عیب اصلی آن محدود بودن عمق تأثیر می‌باشد. ضمناً عدم امکان اجرای کار در زیر سطح آب با غلتکهای معمولی برای سازه‌های دریایی و نیاز به تجهیزات ویژه در دریا، یک عیب محسوب می‌شود.

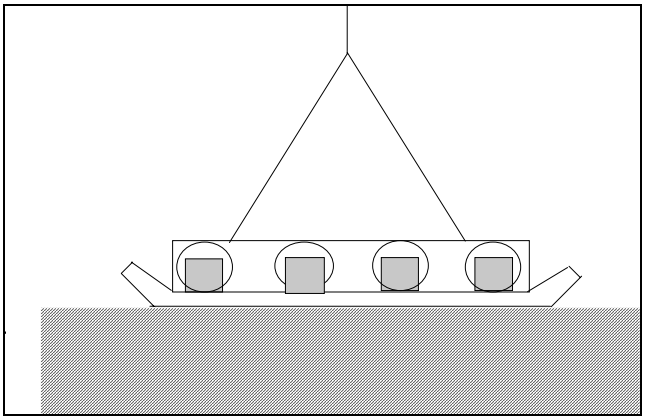
۷-۲-۴ تجهیزات و ملاحظات اجرا

انواع غلتکهای متداول در خشکی برای تراکم سطحی، در دریا نیز قابل استفاده می‌باشد. ولی تراکم سطحی بستر دریا با استفاده از بشقابک‌های ارتعاشی مطابق شکل ۷-۱ مقدور است. اصول تراکم خاک در زیر سطح آب و در خشکی مشابه می‌باشد. نکات مهم ذیل باید برای تراکم خاکها در ساحل مد نظر قرار گیرد:

– خاکهای خیلی درشت‌دانه یا خاکهای خوب دانه‌بندی شده با کمتر از (۴٪) ریزدانه به رطوبت زمان تراکم حساس نیستند ولی در خاکهای رس، لای و ماسه مقدار رطوبت در زمان تراکم مهم است.

– وجود ذرات خیلی درشت موجب عدم تراکم خاک می‌گردد. برای تراکم خاک در خاکریزهای معمولی، حداکثر قطر دانه به ۷/۵ سانتی‌متر یا نصف ضخامت هر لایه محدود شود.

– مواد آلی و گیاهی و همچنین تمام مصالح زوال‌پذیر باید قبل از تراکم برداشته شوند. ریشه قطور گیاهان نیز باید درآورده شود، اما برداشت ریشه‌های مویی لازم نیست.



شکل ۷-۱ بشقابکهای ارتعاشی برای تراکم سطحی بستر دریا

omoorepeyman.ir

۷-۲-۵ کنترل و نظارت

– یکنواختی روش تراکم و تعداد عبور وسیله متراکم کننده، کنترل می‌گردد. چنان‌چه روش کار یکنواخت باشد می‌توان با اندازه‌گیری تراکم محلی به کنترل تراکم پرداخت. اندازه‌گیری مستقیم تراکم در دریا مشکل است.

– تعداد آزمایش اندازه‌گیری تراکم محلی بستگی به اهمیت کار دارد و در خشکی معمولاً از یک آزمایش در هر ۴۰۰ الی ۸۰۰ متر مربع متغیر است.

– روش ساده‌تر تراکم در خشکی عبارت از عبور غلتک چرخ لاستیکی یا هر وسیله دیگر عملیات خاکی با چرخ لاستیکی و بررسی چشمی اثر عبور چرخ است. نقاط ضعیف با این کار شناسایی می‌گردد.

– اگر $\frac{2}{3}$ آزمایشها نشان دهند که وزن مخصوص خاک متراکم شده در محدوده (۳±٪) حداکثر وزن مخصوص مورد نیاز است، تراکم برای کارهای معمولی قابل قبول می‌باشد.

۷-۳ جایگزینی

۷-۳-۱ شرح روش و مبانی آن

وقتی خاک بستر دریا نامناسب باشد، می‌توان آن را برداشت و با خاک مناسب جایگزین کرد. برای محوطه‌های ساحلی در خشکی می‌توان همان خاک محلی یا خاک دیگر را با آهک، سیمان یا سایر افزودنی‌ها تثبیت کرد. اما تثبیت خاک در بستر دریا به سادگی عملی نیست.

کاربرد روش جایگزین برای زیر سطح آب، به طور معمول به جایگزینی رس‌های سست با خاک دانه‌ای (شن و ماسه) محدود می‌گردد. برداشت خاک در زیر دریا با وسایل لایروبی انجام می‌گیرد. اگر لایه مورد نظر خیلی سست و نازک باشد، برداشت و جایگزینی به سادگی با وزن خاکریزی مصالح دانه‌ای بر روی آن انجام می‌گیرد.

omoorepeyman.ir

۷-۳-۲ دامنه کاربرد

در خشکی می‌توان هر خاکی را با خاک بهتر یا خاک تثبیت شده با آهک، سیمان و سایر افزودنی‌ها جایگزین کرد. اما کاربرد آن در دریا به جایگزینی رس سست با شن و ماسه محدود می‌شود.

برای کارهای خشکی توصیه شده است که جایگزینی خاک نرم تا عمق ۳ الی ۵ متر انجام گردد و بیش‌تر از آن اقتصادی نیست. ولی به طور کلی عمق اقتصادی در هر پروژه باید با توجه به شرایط محلی تعیین گردد.

۷-۳-۳ معایب و مزایا

– گاهی به دلایل محیط زیستی مقدور نیست که خاک چسبنده حفاری شده از بستر دریا را در محل نزدیکی انباشته کرد.

– دسترسی ساده به ماسه یا سایر مصالح مناسب برای جایگزینی خاک رس سست در بستر دریا همواره مقدور نیست. در ضمن ممکن است ماسه‌ای که در زیر آب ریخته می‌شود، بسیار ضعیف باشد و نیاز به اصلاح داشته باشد.

۷-۳-۴ تجهیزات و ملاحظات اجرا

جایگزینی خاک در خشکی با تجهیزات متداول در عملیات خاکی انجام می‌گیرد اما حفاری و برداشت خاک رسی بستر دریا با استفاده از تجهیزات متداول برای لایروبی انجام می‌گیرد. ریختن ماسه در مقاطع مورد نظر در بستر دریا می‌تواند با روشهای سنتی مثل ریختن ماسه از روی بارج شناور و یا با استفاده از روش خاکریزهای هیدرولیکی انجام گیرد. در پروژه‌های نزدیک ساحل می‌توان خاکریزی را با تجهیزات خشکی و پیشروی از خشکی انجام داد.

بارج مورد استفاده برای ریختن شن و ماسه در دریا ممکن است باز شونده از ته یا بارج معمولی باشد. باید آبخور لازم برای بارج باز شونده تأمین گردد و توجه شود که به طور معمول در عمق آب کمتر از ۵ متر به کار نمی‌رود زیرا آبخور لازم تأمین نمی‌گردد. مزیتهای بارج باز شونده عبارت از سرعت کار و

omoorepeyman.ir

کاهش جداشدگی دانه‌ها است. بارج‌های معمولی در آبهای کم عمق به کار می‌روند. تخلیه مصالح از روی عرشه بارج به طور معمول با استفاده از بولدوزر یا چنگک انجام می‌شود و کند است.

روش اجرای خاکریزهای هیدرولیکی در پروژه‌هایی که حجم زیادی از خاک باید حمل شود، به‌این‌صورت است که مخلوطی از آب و خاک در یک مخزن تولید می‌گردد و سپس انتقال مخلوط با پمپ و لوله صورت می‌گیرد (**Fakher**، ۱۹۹۷). رضایت بخش‌ترین خاکریز هیدرولیکی متشکل از مصالح دانه‌ای با کمتر از (۱۵٪) ریزدانه غیر خمیری یا (۱۰٪) ریزدانه خمیری است. چنین مصالحی موجب حداقل اغتشاش در حال جایگزینی و زهکشی سریع پس از جایگزینی می‌شود. تراکم نسبی (D_r) برابر با ۵۰ تا ۶۰٪ می‌تواند بدون تراکم به دست آید. انجام تراکم ماسه در زیر دریا می‌تواند با تراکم دینامیکی، بشقابک‌ها یا میله‌های ارتعاشی انجام گردد (**Gerwick**، ۱۹۸۶).

۷-۳-۵ ملاحظات طراحی

– ابعاد مقطع جایگزینی خاک در کارهای دریایی باید با توجه به قدرت لایروب‌های موجود و محاسبات ظرفیت باربری و نشست تعیین گردد.

– امکان روانگرایی ماسه‌ای که به جای خاک سست رس قرار داده شده است، باید بررسی گردد. وزن مخصوص ماسه تابع نوع ماسه و روش اجرای لایه ماسه‌ای در زیر آب می‌باشد.

– مقطع جایگزینی خاک به طور معمول به شکل ذوزنقه‌ای است که قاعده کوچکتر آن در پایین قرار دارد. کنترل پایداری وجوه کناری با روشهایی مثل تحلیل لغزشهای دایره‌ای لازم است.

۷-۳-۶ کنترل و نظارت

لازم است کنترل مقطع لایروبی شده یا مقطع جایگزین شده، با استفاده از تکنیکهای مناسب مانند هیدروگرافی و نقشه‌برداری انجام گیرد.

کنترل تراکم ماسه جایگزینی در زیر سطح آب نیز لازم است. ابزارهایی مشابه ابزار مکینتاش با انجام غواصی قابل استفاده می‌باشند. گاهی گمانه‌زنی و عملیات شناسایی متداول ضروری است.

omoorepeyman.ir

۷-۴ پیش‌بارگذاری

۷-۴-۱ شرح روش و مبانی آن

در این روش بار معادل روسازه یا بیشتر از آن بر زمین اعمال می‌گردد. تحکیم خاک در اثر پیش‌بارگذاری موجب افزایش مقاومت برشی و کاهش نشست‌پذیری آن تحت بار روسازه می‌شود. اغلب، مقدار بار در پیش‌بارگذاری بیشتر از بار روسازه می‌باشد زیرا موجب کاهش زمان نشست و اثرات نشستهای ثانویه می‌گردد.

اعمال بار با استفاده از احداث خاکریز، بارگذاری با آب، مکش و یا پایین آوردن سطح آب زیرزمینی انجام می‌گیرد. اما استفاده از خاکریز، بیشتر متداول است.

پس از برداشتن بار، مقداری تورم قابل انتظار است. اما مقدار تورم ناشی از باربرداری به طور معمول بسیار کوچک می‌باشد.

۷-۴-۲ دامنه کاربرد

در خاکهایی که نفوذپذیری آنها بیشتر از حدود $۱۰^{-۶}$ متر بر ثانیه است، به طور معمول نشست به‌سرعت به وقوع می‌پیوندد و پیش‌بارگذاری فقط چند ماه به طول می‌انجامد. در خاکهای نفوذناپذیرتر ممکن است از زهکش قائم برای تسریع تحکیم استفاده شود.

اگر لایه ریزدانه نشست‌پذیر، نازک باشد و زمان کافی نیز وجود داشته باشد، می‌توان از پیش‌بارگذاری بدون زهکش قائم استفاده کرد.

پیش‌بارگذاری در خشکی و دریا قابل استفاده است. البته برداشتن خاکریز در دریا پرهزینه می‌باشد و به طور معمول، زمانی این روش در دریا به کار می‌رود که خاکریز بخشی از سازه اصلی است و نیاز به برداشتن آن نمی‌باشد.

omoorepeyman.ir

۷-۴-۳ معایب و مزایا

اگر زمان و مصالح لازم برای پیش‌بارگذاری دارای محدودیت نباشد، پیش بارگذاری روشی بسیار ساده است و به تجهیزات ویژه نیاز نیست. در ضمن روشی بی سر و صدا می‌باشد.

معایب پیش‌بارگذاری این است که احتمال دارد در عمل مدت نشست، بیشتر از مدت محاسبه شده باشد. زمان طولانی نیز می‌تواند یک عیب باشد که باید به روشهای مختلف مثل نصب زهکش قائم برطرف گردد.

۷-۴-۴ تجهیزات و ملاحظات اجرا

معمولاً نمی‌توان کل بار لازم برای پیش‌بارگذاری رس سست را در یک مرحله اعمال کرد، زیرا موجب گسیختگی می‌شود. بنابراین در صورت نیاز اعمال بار در چند مرحله انجام می‌گیرد.

اگر اعمال بار با استفاده از احداث خاکریز انجام شود، ماشین‌آلات عملیات خاکی مورد استفاده قرار خواهد گرفت. چنانچه اعمال بار با استفاده از پایین بردن آب زیرزمینی انجام شود، استفاده از چاه، پمپاژ و گاهی تجهیزات چاه نقطه‌ای متداول است.

۷-۴-۵ ملاحظات طراحی

طراحی پیش بارگذاری با مفروضاتی در مورد میزان افزایش مقاومت برشی مورد نیاز، نشست مجاز و محدوده و عمق مورد نیاز برای اصلاح آغاز می‌شود. این مفروضات باید به گونه‌ای انجام شود که از نظر فنی و اقتصادی قابل توجیه باشد.

مقدار نشست و زمان آن در پیش‌بارگذاری باید محاسبه گردد و در طراحی برنامه پیش‌بارگذاری مورد توجه باشد. سپس در عمل با توجه به نتایج رفتارسنجی باید محاسبات را اصلاح کرد.

اگر خاک خیلی نرم باشد، باید پایداری خاکریز بررسی شود. این نکته ممکن است موجب استفاده از پله‌های خاکریزی در طرفین محدوده پیش بارگذاری یا اجرای مرحله‌ای ارتفاع خاکریز شود (**Tavenas** و همکاران، ۱۹۷۸).

omoorepeyman.ir

مساحت محدوده تحت پیش‌بارگذاری باید چنان تعیین شود که اضافه تنش ناشی از پیش‌بارگذاری در هر عمق بیشتر یا مساوی با تنش ناشی از ساختمان در کناره‌ها باشد.

۷-۴-۶ کنترل و نظارت

در هر پروژه پیش‌بارگذاری باید برنامه مناسب رفتارسنجی پیش‌بینی و اجرا شود. رفتارسنجی در تمام مراحل ساخت خاکریز، مدت انتظار و برداشتن خاکریز انجام می‌گردد. گاهی رفتارسنجی ساختمان نهایی تا چند سال پس از ساخت توصیه می‌شود.

در خاکهای نفوذپذیر، اندازه‌گیری نشست چند نقطه از تراز نهایی پی کفایت می‌کند. اما در خاکهای رسی، اندازه‌گیری نشست در نقاط و اعماق مختلف، اندازه‌گیری فشار آب حفره‌ای برای مطالعه پیشرفت تحکیم توصیه می‌گردد. انحراف‌سنج نیز ممکن است در کناره‌ها نصب شود تا تغییر مکانهای افقی اندازه‌گیری گردد. در پروژه‌های معمولی، استفاده از وسایل رفتارسنجی در دریا مشکل است و به طور معمول به اندازه‌گیری نشست بسنده می‌شود. برای اندازه‌گیری نشست سطحی از صفحات نشست‌سنج استفاده می‌شود. این صفحات فولادی، چوبی یا بتنی روی سطح زمین قبل از خاکریزی قرار داده می‌شوند. سپس صفحه به لوله‌ای وصل می‌گردد. که ارتفاع آن با افزایش ارتفاع خاکریز افزوده می‌شود. قرائت نوک لوله بیانگر نشست صفحه خواهد بود.

برای اندازه‌گیری نشست یک نقطه زیر سطح زمین، نقاط مهاری در درون گمانه در عمق مورد نظر نصب می‌شوند. سپس میله اتصالی به مهار وصل می‌گردد و سپس مشابه صفحات نشست در درون لوله‌های محافظ تا بالای خاکریز آورده می‌شوند (**Abramson**، ۱۹۹۴).

برای اندازه‌گیری فشار آب حفره‌ای از پیزومتر استفاده می‌شود. نحوه مشاهده در فصل شناسایی‌های زمین بحث شده است.

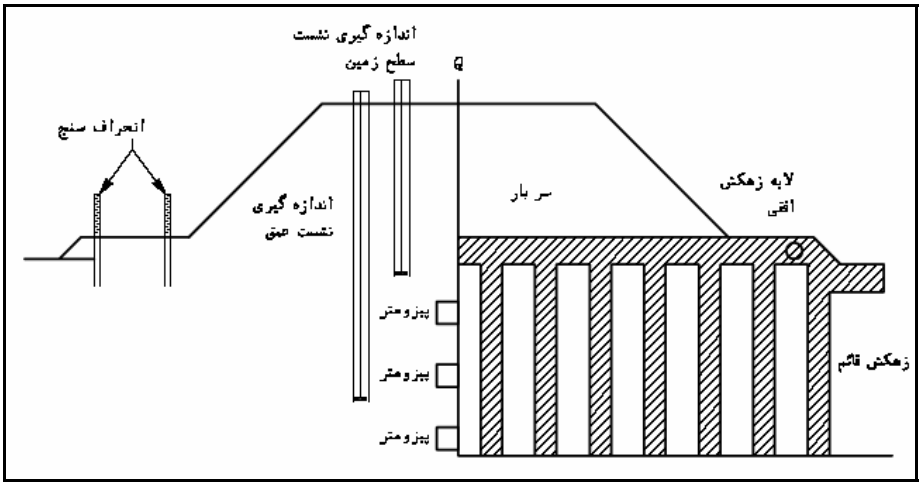
omoorepeyman.ir

۷-۵ زهکش قائم

۷-۵-۱ شرح روش و مبانی آن

تحکیم خاک رس را می‌توان با کوتاه کردن مسیر زهکشی تسریع نمود. احداث زهکش قائم می‌تواند موجب کوتاه شدن مسیر زهکشی و حذف سریع فشار اضافی آب حفره‌ای گردد. استفاده از زهکش قائم در ترکیب با پیش‌بارگذاری و برای کوتاه کردن مدت پیش‌بارگذاری متداول است شکل ۷-۲. زهکش‌های قائم از جنس ماسه یا نوارهای ژئوسنتتیکی موسوم به نوارهای زهکش هستند. زهکش قائم موجب هدایت رو به بالای آب به سطح زمین یا بالای سطح آب زیر زمینی می‌گردد و یا اینکه هدایت آب به سمت پایین و به یک لایه زهکش طبیعی انجام می‌شود.

مراجع مفصّلی در خصوص طراحی و عملکرد زهکشهای قائم وجود دارد که قابل مراجعه می‌باشند (**Holtz** و همکاران، ۱۹۹۱).



شکل ۷-۲ زهکش قائم در ترکیب با پیش‌بارگذاری

omoorepeyman.ir

۷-۵-۲ دامنه کاربرد

در خاکهای رسی که نفوذپذیری آنها خیلی کم است و لایه‌های نفوذپذیر نیز در مجاورت لایه رس وجود ندارد، نصب زهکش قائم در تسریع تحکیم بسیار مفید است.

استفاده از زهکش قائم در پروژه‌های دریایی نیز انجام شده است. نوعی زهکش ماسه‌ای کیسه‌ای آماده با قطر ۴۰ سانتی‌متر برای کارهای دریایی در ژاپن ابداع شده است.

۷-۵-۳ معایب و مزایا

نصب زهکش موجب دست خوردگی خاک اطراف زهکش، کاهش مقاومت خاک، تغییر نفوذپذیری و ایجاد فشار اضافی آب در اثر اجرا می‌گردد (شکل ۷-۳). هرچه قطر زهکش و حجم خاک رانده شده بیشتر باشد، این پدیده‌ها آشکارتر می‌شوند. قطر نوارهای زهکش کمتر از قطر زهکش ماسه‌ای است، لذا از این نظر نوارهای زهکش ترجیح دارند.

نصب لوله زهکش قائم با استفاده از جریان سریع آب نیز مقدور است ریختن ماسه به درون سوراخ زهکش قائم با نیروی وزن یا با فشار و جریان سریع انجام می‌گیرد. ماسه مورد استفاده در زهکش قائم باید از قابلیت زهکشی کافی برخوردار باشد. توصیه می‌گردد که مقدار وزنی ذرات ریز در ماسه باید کمتر از (۵٪) و ترجیحاً کمتر از (۳٪) باشد.

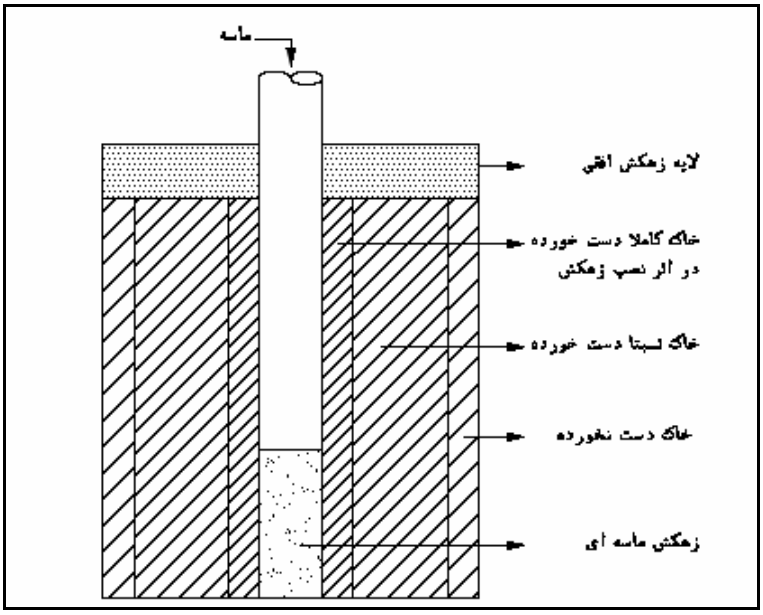
نصب نوارهای زهکش ژئوسنتتیکی با استفاده از ماشینهای راندن سنبه در زمین انجام می‌شود. نوار زهکش در درون سنبه توخالی قرار گرفته و در زمین فرو می‌شود. انتهای آن با صفحه یا میله، مهار می‌شود. اگر به لایه محکم برخورد شود، ممکن است، پیش‌حفاری قبل از فرو کردن سنبه انجام گردد.

نصب زهکش با هر روشی که موجب تغییر مکان قابل توجه خاک در حین اجرا شود، در خاک حساس به دست‌خوردگی، توصیه نمی‌گردد. بنابراین نوارهای زهکش در خاکهای حساس دارای اولویت هستند.

omoorepeyman.ir

۷-۵-۴ تجهیزات و ملاحظات اجرا

نصب زهکش قائم ماسه‌ای با روشهای مختلف مقدور است. یک روش ایجاد زهکش ماسه عبارت از حفاری با استفاده از دستگاه‌های حفر گمانه یا حفر شمع با لوله‌گذاری و سپس پر کردن درون لوله با ماسه است. لوله نیز به تدریج خارج می‌گردد (شکل ۷-۳). برای حفاری مربوط به زهکش ماسه‌ای می‌توان از دستگاه‌های حفاری اوگر نیز استفاده کرد. اما یک روش ساده برای نصب زهکش قائم در زمینهای خیلی سست عبارت از فروکردن لوله فلزی در زمین (بدون حفاری قبلی) است. قطر نوک لوله کمی بزرگتر می‌باشد و دریچه‌ای در آن برای ریختن ماسه وجود دارد.



شکل ۷-۳ نصب زهکش قائم ماسه‌ای با لوله فلزی

۷-۵-۵ ملاحظات طراحی

محاسباتی که برای طراحی زهکشها و فواصل و عمق آنها انجام می‌شود، تقریبی است و تابع متغیرهای مورد استفاده می‌باشد. استفاده از داده‌های حاصل از کارهای موفقیت‌آمیز مشابه در مجاورت پروژه یا احداث خاکریز و زهکش‌های آزمایشی در پروژه‌های بزرگ توصیه می‌گردد.

omoorepeyman.ir

محاسبات تحکیم خاک رس با زهکشهای قائم ماسه‌ای و نوارهای زهکشی در مراجع مختلف آمده است (**Hansbo**، ۱۹۷۹؛ **Koerner**، ۱۹۹۰). اساس محاسبات تحکیم در این حالت با محاسبات تحکیم معمولی فرقی ندارد. معمولاً روابطی برای تعیین فاصله تأثیر زهکش‌ها در شبکه‌های دایره‌ای یا مثلثی و همچنین قطر معادل نوارهای زهکش ارایه می‌گردد.

تعبیه یک لایه زهکش افقی ماسه‌ای در سطح زمین برای متصل کردن زهکش‌های قائم ضروری است. نشست حین پیش‌بارگذاری نباید موجب گود شدن اضافی لایه زهکش افقی و عدم امکان خروج آب شود.

نفوذپذیری و ضریب تحکیم افقی خاکهای لایه‌ای به طور معمول خیلی بیشتر از نفوذپذیری و ضریب تحکیم قائم است. احتمال دارد که نفوذپذیری افقی آنقدر بزرگ باشد که نیاز به احداث زهکش قائم برای تسریع زهکشی نگردد. بنابراین به کارگیری زهکش قائم باید از نظر اقتصادی به طور دقیق مطالعه شود. در ضمن توجه شود که طراحی بر اساس ضریب نفوذپذیری و تحکیم قائم به طور معمول منجر به طرح محافظه‌کارانه می‌شود.

استفاده از نوارهای زهکش که موجب دست خوردگی کمتر خاک در حین اجرا می‌شوند، در خاک حساس بر زهکشهای ماسه‌ای ترجیح دارد، اما اگر دبی مورد نظر جهت عبور از زهکش زیاد باشد، زهکش قائم ماسه‌ای بخصوص در خاک غیر حساس اولویت دارد. اگر نسبت طول زهکش به قطر آن کمتر از ۵۰ و نسبت فاصله زهکشها به قطر آنها بزرگتر از ۱۰ باشد، شرایط بهتری برای استفاده از زهکش ماسه‌ای فراهم می‌گردد. قطر زهکش قائم، تأثیر زیادی بر سرعت تحکیم ندارد ولی نباید قطر زهکش آن قدر کم باشد که گرفته شدن و انسداد زهکش به وقوع پیوندد. با توجه به تجربیات موفق استفاده از زهکش ماسه‌ای، می‌توان قطر ۳۰ الی ۵۰ سانتی‌متر را توصیه کرد استفاده از قطر ۱۵ سانتی‌متر هم سابقه دارد (**Abramson**، ۱۹۹۴). استفاده از زهکش ماسه‌ای در کیسه‌های ژئوسنتتیک در زمینهای نرم نیز متداول می‌باشد. قطر این کیسه‌ها به طور معمول ۱۲ سانتی‌متر است.

مشخصات زهکش قائم و افقی باید به گونه‌ای تعیین شود که ضریب نفوذپذیری و قابلیت عبوردهی دبی مورد نظر تأمین گردد. در خصوص زهکش افقی تلاش می‌شود که تأخیر در تحکیم در اثر افت بار آبی در درون زهکش افقی بروز نکند.

omoorepeyman.ir

طبق برخی از مراجع، احداث لایه زهکش افقی در سطح زمین ضروری است، بنابراین وزن خاکریز باید آنقدر باشد که سطح آب در درون زهکشهای قائم به سطح زهکش افقی برسد. برای مثال اگر سطح آب زیرزمینی در عمق ۴ متری است، فشار ناشی از خاکریز باید بیشتر از ۴ برابر وزن مخصوص آب باشد.

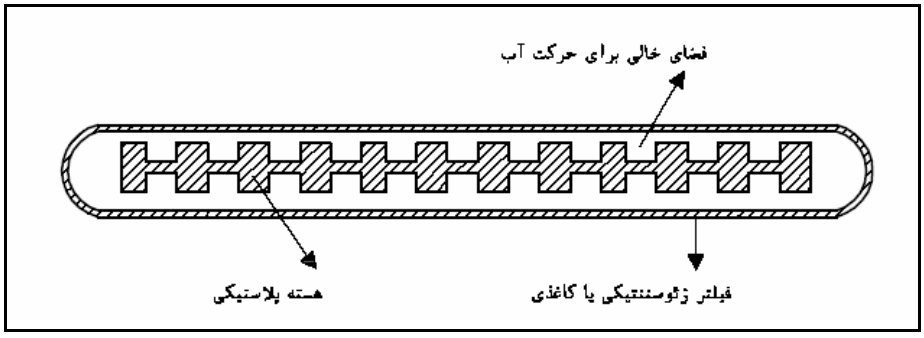
الگوی نصب زهکشهای قائم به صورت شبکه مربع یا مثلثی است. در اثر فرو رفتن زهکش قائم به خصوص در مورد روش نصب با لوله ته‌بسته، اهمیت دارد و باید ضرایب اصلاحی در نظر گرفته شود. تأثیر ناشی از فرو رفتن زهکش بر خاک بستگی به حساسیت خاک نیز دارد و با آزمایش تحکیم بر نمونه‌های دست خورده و دست نخورده و مقایسه آنها قابل مطالعه است. نوارهای زهکش مطابق شکل ۷-۴ از یک هسته پلاستیکی و پوشش فیلتر مانند، تشکیل شده است. فیلتر نوارهای زهکش باید مانع از ورود ذرات ریزدانه شود و همچنین سوراخهای آن در طول کار بسته نشود. در ضمن، فیلتر باید قابلیت دفع آب به درون لایه‌های ماسه‌ای و نفوذپذیر را داشته باشد. به طور معمول، زهکش در قسمت عمده طول خود، آب جذب می‌کند و در طول کوچکی، آن را به درون لایه‌های نفوذپذیر می‌فرستد. نفوذپذیری فیلتر نباید کمتر از ماسه ریز باشد خروج آب فقط از دو انتهای زهکش بسیار نادر است.

برای افزایش کارایی زهکشهای قائم در خاکهای ریزدانه همگن، باید سربار ناشی از خاکریزی آنقدر زیاد باشد که سطح آب در درون زهکش‌های قائم تا رسیدن به یک لایه زهکش افقی در بالای سطح آب زیرزمینی بالا بیاید.

تسریع نشست با استفاده از زهکش در شرایطی مؤثر است که تنش مؤثر نهایی ناشی از سربار در نقطه مورد نظر بیشتر از تنش پیش‌تحکیمی باشد. اغلب، این نکته تعیین کننده عمق نصب زهکش است. به طور معمول نصب زهکش در زیر یک خاکریز به عرض **B** لازم نیست تا عمق بیش‌تر از **B** / ۲ انجام شود.

حداقل عرض محدوده نصب زهکشهای قائم برابر با عرض خاکریز است. توصیه می‌شود که برای جلوگیری از گود افتادگی سطح زمین در زیر خاکریز، زهکشها در عرضی بیشتر از عرض خاکریز نصب گردند.

omoorepeyman.ir



شکل ۷-۴ مثالی از مقطع یک نوار زهکش

۷-۵-۶ کنترل و نظارت

پیشرفت تحکیم با اندازه‌گیری فشار اضافی آب حفره‌ای و نشست مشاهده می‌شود. درجه تحکیم برابر با عدد ۱ منهای نسبت فشار آب حفره‌ای در لحظه مورد نظر **u** به فشار اضافی اولیه $\mathbf{u_i}$ است. مزیت استفاده از داده‌های فشار آب برای تعیین مقدار پیشرفت تحکیم این است که از ابتدا فشار اضافی اولیه $\mathbf{u_i}$ مشخص می‌گردد و می‌توان **u** را با آن مقایسه کرد. اگر پیشرفت تحکیم را با نسبت نشست تا زمان موردنظر با نشست نهایی بررسی کنیم، این ضعف وجود دارد که نشست نهایی از ابتدا معلوم نیست و یک مقدار محاسباتی می‌باشد. عیب داده‌های فشار آب هم این است که در نقاط مختلف فرق می‌کند و همچنین خطاهای زیادی دارد. توصیه می‌شود که هر دو مورد استفاده قرار گیرد **CGS** (۱۹۹۲).

اگر آب خروجی از زهکشهای قائم به داخل زهکش افقی و سپس به یک نقطه خاص هدایت گردد، میزان دبی و کاهش آن در طول زمان نیز می‌تواند نشانی از پیشرفت تحکیم می‌باشد.

پارگی یا سوراخ شدن نوارهای زهکش در حین اجرا می‌تواند عملکرد آنها را کاملاً تحت تأثیر قرار دهد. لذا نظارت جهت پرهیز از این امر ضروری است.

محلهای اندازه‌گیری نشست در پروژه‌های مهم به سطح زمین محدود نمی‌گردد و باید نشست در عمق نیز اندازه‌گیری شود.

omoorepeyman.ir

مدت زمان رفتارسنجی زمین پس از نصب زهکشها باید به اندازه کافی طولانی باشد. وقتی که هنوز (۷۵٪) نشست نهایی به وقوع نپیوسته است، احتمال اشتباه در استنباط از داده‌های حاصل بسیار زیاد است.

کنترل فشار آب در پیزومترها در زمان ساخت خاکریز و افزایش ارتفاع آن و کنترل پایداری در زمان ساخت ضروری است.

۷-۶ تحکیم دینامیکی

۷-۶-۱ شرح روش و مبانی آن

در این روش وزنه‌های سنگین با استفاده از جرثقیل از ارتفاع مشخصی رها شده و با برخورد به سطح زمین موجب افزایش تراکم، کاهش نشست‌پذیری و افزایش مقاومت برشی خاک می‌گردند.

انرژی ضربه موجب فشردگی برگشت‌ناپذیر حفرات خاک و افزایش فشار آب حفره‌ای می‌گردد. محو فشار آب حفره‌ای برای بهبود خاک ضروری است. اگر ضربات خیلی قوی باشد، ترکهای ناشی از شکست هیدرولیکی در خاک به وجود می‌آید که می‌توانند موجب زهکشی آب حفره‌ای شوند.

۷-۶-۲ دامنه کاربرد

سابقه کاربرد موفق تحکیم دینامیکی در خاکهای اشباع وجود دارد اما قدر مسلم این است که کارایی تحکیم دینامیکی در خاکهای دانه‌ای با نفوذپذیری بالا و درجه پایین اشباع بیشتر از خاکهای چسبنده اشباع است. آیین‌نامه انگلستان **BS 8004** تحکیم دینامیکی را برای خاکهای دانه‌ای، لای (سیلت) و ترکیب آنها و همچنین برای جایگزینی خاکهای نرم آلی با خاک دانه‌ای ذکر می‌کند. تحکیم دینامیکی در خاکهای ریزدانه اشباع کم و بیش پیچیده است و باید تمهیداتی برای محور فشار اضافی آب حفره‌ای در اثر ضربات در نظر گرفت.

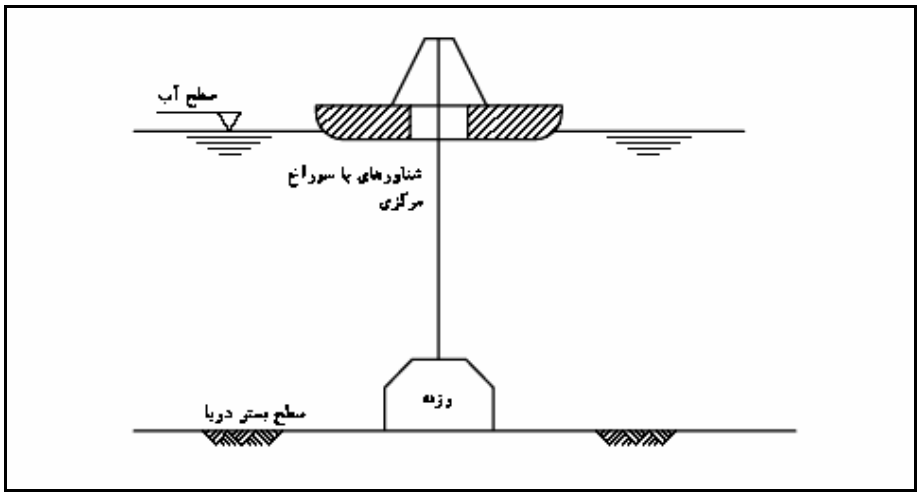
تحکیم دینامیکی برای افزایش ظرفیت باربری و کاهش نشست کل و نشست غیر یکنواخت در زمینهای همگن یا ناهمگن به کار می‌رود. این روش برای کاهش قابلیت روانگرایی خاکهای سست نیز

omoorepeyman.ir

به کار رفته است. در ضمن می‌توان از این روش برای کنار راندن خاکهای آلی و جایگزینی با مصالح خوب استفاده کرد.

تحکیم دینامیکی در خشکی و در دریا قابل انجام است و در پروژه‌های مختلف دریایی به کار رفته است (شکل ۷-۵). بدیهی می‌باشد که کارایی آن در دریا به دلیل جذب بخشی از انرژی توسط آب کاهش می‌یابد.

عمق تأثیر تحکیم دینامیکی محدود است. به طور معمول حداکثر عمق تأثیر، ۱۰ متر و گاهی ۱۵ متر برای وزنه‌های ۱۰ الی ۲۰ تن با ارتفاع سقوط حداکثر ۳۰ متر ذکر شده است. در ماسه‌های ریز لای‌دار و همچنین در لای، حداکثر عمق تأثیر با وزنه‌های سنگین‌تر قابل حصول است. بهینه بودن روش برای اعماق بیشتر از ۱۵ متر مورد تردید است.



شکل ۷-۵ تحکیم دینامیکی در دریا

۷-۶-۳ معایب و مزایا

مهم‌ترین مزیتهای تحکیم دینامیکی عبارت از هزینه کم، سرعت اجرا و محدوده کاربرد وسیع از نظر نوع خاک طبیعی، خاکریزها و خاک دستی است.

omoorepeyman.ir

به‌کارگیری روش همراه با صدا، ارتعاش و گرد و غبار است و در مناطق شهری یک عیب محسوب می‌شود. گاهی قطعات سنگی یا گل در اثر ضربه به اطراف پرتاپ شده و موجب خسارت به نیروی انسانی و ابنیه مجاور می‌شوند.

۷-۶-۴ تجهیزات و ملاحظات اجرا

وزنه‌های مورد استفاده در ساحل به طور معمول دارای وزن ۱۰ الی ۲۰ تن هستند و از ارتفاع حداکثر ۳۰ متر رها می‌شود. اعمال ضربات قوی‌تر با استفاده از جرثقیلها و ابزار خاص مقدور است. وزنه و قلاب بلند کردن آن باید به نحوی ساخته شوند که مرکز ثقل وزنه دقیقاً زیر محل بلند کردن باشد، زیرا خروج از مرکزیت موجب کج شدن وزن حین سقوط می‌شود. وزنه در کارهای دریایی نیز از وزنه‌های معمولی تشکیل شده است ولی می‌توان از شمع‌کوب هیدرولیکی نیز مطابق شکل ۷-۶ استفاده کرد.

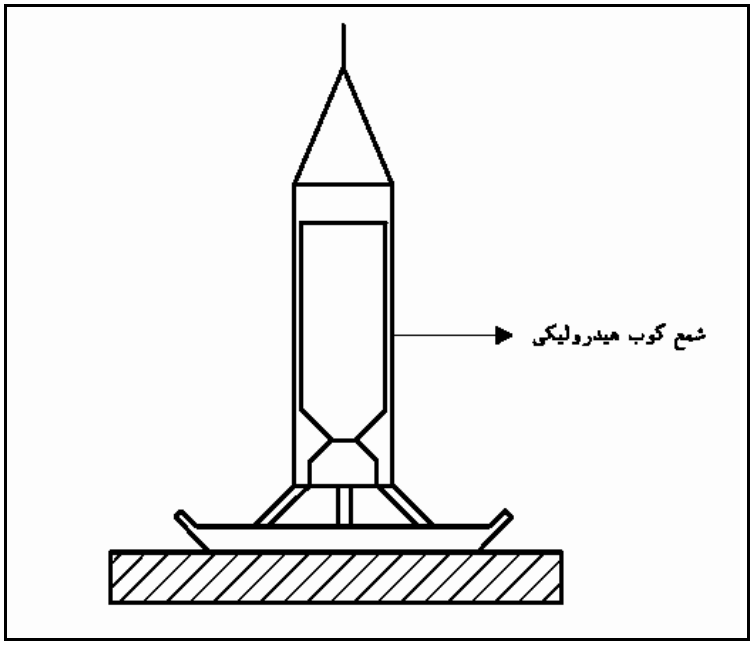
جهت کاهش انرژی جذب شده توسط آب دریا، وزنه را به صورت مشبک و سوراخ‌دار طراحی می‌نمایند.

فواصل نقاط کوبش به طور معمول ۵ الی ۱۰ متر است. نخست تعدادی ضربه متوالی در هر نقطه اعمال می‌شود که به آن ضربات سری اول می‌گویند. اصلاح کامل زمین با تحکیم دینامیکی می‌تواند شامل چند سری ضربه باشد. اغلب در ضربات سری اول، تراکم لایه‌های عمیق و در ضربات سری بعد تراکم لایه‌های سطحی مورد نظر است.

هرچه نفوذپذیزی خاک کمتر باشد، فواصل زمانی و تعداد سری‌های ضربات برای فرصت دادن به محو فشار اضافی آب حفره‌ای افزایش می‌یابد.

در زمینهای نرم، معمولاً یک لایه خاکریز ماسه‌ای بر سطح زمین اجرا می‌شود تا حرکت وسایل و تجهیزات کار را تسهیل نماید.

omoorepeyman.ir



شکل ۷-۶ اعمال ضربات بر سطح بستر دریا با چکش هیدرولیکی

۷-۶-۵ ملاحظات طراحی

مساحت وزنه‌های مورد استفاده باید چنان انتخاب شوند که با توجه به وزن و مقاومت لایه فوقانی خاک، مقدار فرورفت و گسیختگی سطح زمین در اثر هر ضربه محدود باشد. به طور معمول لازم است که سطح زمین با یک لایه خاکریز دانه‌ای پوشیده شود.

طراحی دقیق مستلزم اجرای آزمایش تحکیم دینامیکی با تغییر مشخصات ضربه و فواصل آنها است. انجام آزمونهای صحرایی قبل و بعد از تحکیم آزمایش نشانگر روش مناسب و طراحی دقیق خواهد بود.

باید ضربات سری اول یا "مرحله پر انرژی" برای اصلاح لایه‌های عمیق‌تر و ضربات سری آخر یا "مرحله تسطیح" برای متراکم کردن لایه‌های سطحی طراحی شوند.

ممکن است سایر روشهای بهبود زمین مثل نصب زهکش قائم برای محو سریع‌تر فشار آب در ترکیب با تحکیم دینامیکی به کار رود. همچنین ترکیب تزریق تراکمی برای بهبود لایه‌های عمیق‌تر با روش تحکیم دینامیکی برای بهبود لایه‌های سطحی‌تر مقدور است.

omoorepeyman.ir

۷-۶-۶ کنترل و نظارت

پس از هر سری ضربه، سطح زمین هموار می‌گردد و تراز جدید سطح زمین با نقشه‌برداری مشخص می‌شود تا نشست اعمال شده به زمین معلوم گردد. این کنترل تجربی، بسیار مهم است و یک بخش اصلی از تکنیک را شامل می‌شود.

اما به طور کلی کنترلهای عملیات تحکیم دینامیکی شامل سه بخش کنترل اجرا، کنترلهای محیط زیستی و کنترل مشخصات فنی است.

کنترل اجرا شامل جنبه‌های تضمین کیفیت **QA** می‌باشد و مواردی مثل ثبت ضربات و مشخصات هر ضربه، تراز سطح زمین در هر مرحله و اندازه‌گیری مشخصات زمین با آزمونهای صحرایی را دربر می‌گیرد.

کنترلهای محیط زیستی شامل اندازه‌گیری ارتعاشات زمین در اثر ضربات در اطراف و مرزهای ناحیه مورد تحکیم دینامیکی است. ملاحظات محیط زیستی مانند خطر آسیب به ابنیه مجاور و آزارهای روحی به مردم باید مورد توجه باشد. وقتی تحکیم دینامیکی در نزدیکی ابنیه مهم انجام می‌گردد، نصب ابزار رفتارسنجی روی آن ابنیه به منظور کنترل حرکات و تغییر مکانهای احتمالی ضرورت دارد.

۷-۷ سایر روشهای اصلاح زمین

در اینجا به چند روش دیگر بهبود زمین که در کارهای دریایی و ساحلی کاربرد دارند، اشاره می‌شود.

۷-۷-۱ اختلاط عمیق

این روش برای بهبود رسوبات نرم بستر دریا قابل استفاده است. لوله‌ای که تیغه همزن در نوک آن قرار دارد به درون رسوبات فرستاده می‌شود و عملیات اختلاط رسوبات نرم و دوغاب در عمق انجام می‌گیرد. دوغاب مورد استفاده معمولاً دوغاب سیمان است.

omoorepeyman.ir

۷-۷-۲ تزریق

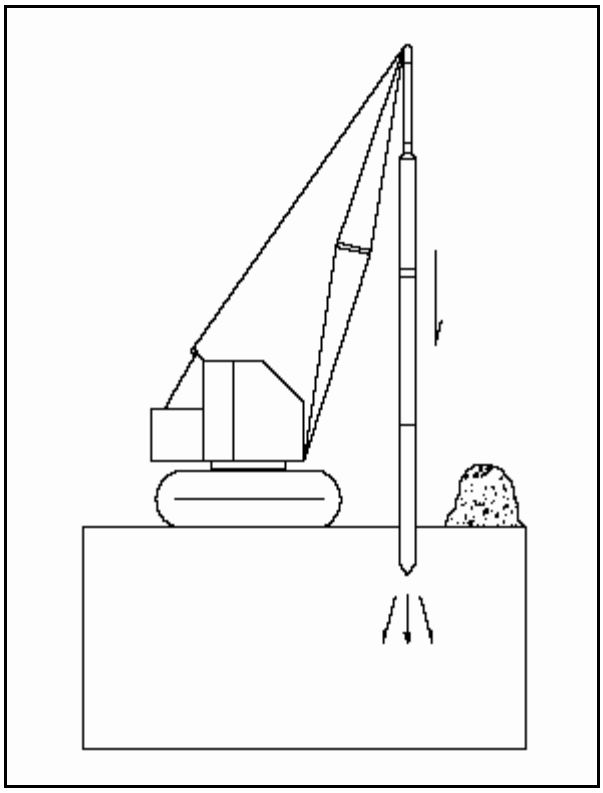
این روش برای بهبود باربری، کاهش نشست و آب‌بندی زمین قابل استفاده است. استفاده از آن برای بهبود زمین بستر دریا در سطح گسترده نادر است ولی در کارهای ساحلی به کار می‌رود. از تزریق در کارهای دریایی برای پر کردن فضای خالی زیر کیسون‌ها و اطراف شمعها استفاده می‌شود. البته تکنولوژی‌های پیشرفته تزریق در کارهای دور از ساحل دارای کاربردهای خاص از جمله بهبود موضعی زمین است که در چارچوب این آیین‌نامه نمی‌گنجد.

برای گودبرداری‌های ساحلی در زیر سطح آب، می‌توان نفوذپذیری زمین را با تزریق کاهش و سپس حفاری را انجام داد.

۷-۷-۳ تراکم عمیق با ارتعاش

در این روش یک ارتعاش دهنده لوله‌ای بزرگ در داخل خاک رانده می‌شود و با ارتعاش موجب تراکم می‌گردد، (شکل ۷-۷). کارایی روش در خاکهای دانه‌ای سست برای بهبود خواص مکانیکی و کاهش خطر روانگرایی بسیار خوب است. در خاکهای رسی می‌توان ستونی از رس را با ماسه جایگزین و متراکم کرد و در این صورت باربری به دلیل بهبود خواص رس و همچنین وجود ستونهای ماسه‌ای افزایش می‌یابد. اجرای ستونهای ماسه‌ای در رس با روشهای دیگر مثل حفاری با لوله‌گذاری و ریختن ماسه به درون لوله و همچنین تا عمق محدود با تحکیم دینامیکی مقدور می‌باشد.

omoorepeyman.ir



شکل ۷-۷ تراکم عمیق با ارتعاش

۷-۷-۴ تسلیح خاک

مسلح کردن خاک با سایر روشهای بهبود خاک تفاوت اساسی دارد و نیاز به مباحث جداگانه برای تشریح آن می‌باشد. در این روش، مصالح مسلح کننده خاک یا ژئوسنتتیکها که بسیار محکم‌تر از خاک ازنظر مقاومت برشی و کششی هستند در روی سطح خاک یا درون آن قرار می‌گیرند.

اگر از کاربرد مسلح کننده برای ساخت دیوارهای ساحلی یا اسکله‌ها صرفنظر کنیم، کاربرد آنها در کارهای دریایی به طور عمده برای افزایش ظرفیت باربری پی خاکریزهای دریایی و موج‌شکنها است.

به طور معمول یک لایه ژئوسنتتیک به طور افقی روی بستر دریا گذاشته می‌شود و خاکریز بر روی آن اجرا می‌گردد. این لایه ژئوسنتتیک موجب افزایش ظرفیت باربری می‌شود.

omoorepeyman.ir

۷-۷-۵ ستون آهک زنده

اگر آهک زنده به خاک اضافه شود، رطوبت آن را جذب می‌کند و متورم می‌شود. اجرای ستونهای آهکی در دریا بسیار مشکل است، زیرا آهک زنده به سادگی، آب دریا (نه آب حفره‌ای) را جذب می‌کند، اما استفاده از ستونهای آهک زنده برای کارهای ساحلی و بازیافت زمین به کار می‌رود.

۷-۷-۶ پیش‌بارگذاری با مکش

افزایش تنش مؤثر در این روش با کاهش فشار حفره‌ای (نه افزایش سربار) صورت می‌گیرد. این روش به طور معمول در ترکیب با مکش قائم به کار می‌رود. جاذبه اصلی این روش عدم نیاز به سربار است. کف دریا باید پوشیده شود و مکش به مدت طولانی اعمال گردد لذا کاربرد روش برای بهبود بستر دریا گران است. استفاده از پیش‌بارگذاری با مکش در کارهای دریایی به پروژه‌های خاص و تحقیقاتی محدود می‌شود ولی در ساحل بخصوص برای تحکیم رس‌های آبدار حاصل از لایروبی به کار می‌رود.

omoorepeyman.ir

مراجع

omoorepeyman.ir

omoorepeyman.ir

1- Abramson, L. W. (1994) "Soil compaction and consolidation", Ground Control and Improvement, Chapter 4, PP. 234-330.

2- American Society of Civil Engineers (1993) "Design of pile foundations".

ASCE (1976) "Subsurface investigation for design and construction of buildings", American Society of Civil Engineers, Manual and Report on Engineering Practice, No. 56, 61 p.

3- ASTM D3966 (1981) "Standard method of testing, piles under lateral loads".

4- ASTM D3689 (1983) "Standard method of testing, individual piles under static axial tensile load".

5- ASTM D1l43 (1987) "Standard test method for piles under static axial compressive load".

6- ASTM (1992) "Annual book of ASTM standards", American Society for Testing and Testing and Materials, Philadelphia.

7- Bjerrum, L. (1963) "Allowable settlement of structures", Prceedings, European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineeing, Wiesboden, Germany, Vol. III, PP. 135-137.

8- Bond, D. W. (1961) "Influence of foundation size on settlement", Geotechnique, Vol. ll, No. 2, PP. 121-143.

9- BRE (1987) "Site investigation for low-rise buildings: procurement", BRE Digest 322, Building Research Establishment, HMSO, London.

10- Bromes, B. B. (1964a) "Lateral resistance of piles in cohesive soils", J. of Soil Mechanics and Foundation Engrg., ASCE, Vol. 90, PP. 27-64.

11- Bromes, B. B. (l964b) "Lateral resistance of piles in cohesionless soils", J. of Soil Mechanics and Foumdation Engrg., ASCE, Vol. 90, PP. 123-156.

12- Bromes, B. B. (1966) "Methods of calculating the ultimate bearing capacity of piles-A summary", Sols-Soils No. 18-19.

13- BS (1924) "Method of test for stabilized soils", British Standard Institution.

14- BS (1981) "Method of testing concrete, Part 6: Analysis of Hardened Concrete", British Standard Institution.

15- BS 5930 (1981) "Code of practice for site investigation", British Standard Institution.

16- BS 6349 (1981) "British standard code of practice for maritime structures, Part 2: General Criteria", British Standard Institution.

omoorepeyman.ir

17- BS 8004 (1986) "British standard code of practice for foundations", British Standard Institution.

18- BS 1377 (1990) "Method of tests for soil for civil engineering Purpose", British Standard Institution.

19- Bustamante, M. and Gianeselli, L. (1981) "Coefficients securite lies au calcul des pieux".Proc. llth ICSMFE San Francisco, Vol. 3, PP. 1357-1360.

20- Canadian Geotechnical Society (1992) "Canadian foundation engineering manual", 3rd Ed., Canadian Geotechnical Society.

21- Chin, F. K. (1970) "Estimation of the ultimate load of piles carried to failure", 2nd S. E. Asia Conf. on Soil Eng., PP. 81-90.

22- D'Appolonia, D. J., D'Appolonia, E. and Brisette, R. F. (1968) "Settlements on spread footing on sand", American Society of Civil Engineers, ASCE Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vo1. 94, SM. 3, PP.735-760.

23- Davisson, M. T. and Robinson, K. E. (1965) "Bending and buckling of partially embedded piles", Proc. of the 6th International Conference, ISSMFE, Montreal, Vol. 2, PP. 2430.

24- Davisson, M. T. (l970) "Lateral load capacity of piles", Highway Research Board, Highway Research Record, No.333, PP. 104-112.

25- Davisson, M. T. (l972) "Inspection of pile driving operatins", Technical Report M-22, U.S. Corps of Engineers.

26- DeBeer, E. E. (1970) "Experimental determination of the shape factors and bearing capacity factors of sand", Geotechnique, Vo1. 20, No. 4, PP. 387-411.

27- Eurocode 7.

28- Fakher, A. (1997) "Experimental and analytical study of construction over super soft clays", Phd thesis, University of Newcastle Upon Tyne, VK.

29- Fleming, W. G. K. (1992) "Static load tests of piles and their appliction", Institution of Civil Engineers, Ground Engineering Board.

30- Gerwick, B. C. (1986) "Construction of offshore structures", John Wiley and Sons, 552 p.

31- Hansbo, S. (1979) "Consolidtion by bandshaped prefabricated drains", Ground Engineering, Foundation Publication ltd., London, Vo1.l2, No. 5, PP. 16-25.

32- Hansen, J. B. (1970) "A revised and extended formula for bearing capacity", Danish Geotechnical Institute, Bulletin 28, Copenhagen.

omoorepeyman.ir

33- Holtz, R. D., Jamiolkowski, M., Lancellotta, R., and Pedroni, S. (1991) "Prefabricted vertical drain-Design and performance", London.

34- Japan (1991) "Technical standards for port and harbour facilities in Japan".

35- Koerner, R M. (1990) "Designing with geosynthetics", Prentice Hall, Englewood Cliffs.

36- Lancellotta, R. (1995) "Geotechnical engineeting", A. A. Balkema, Roterdam, 436 p.

37- Liao, S. S. C. and Whitman, R. V. (1986) "Overburden correction factors for SPT in sand", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 112, NO. 3, PP. 373-377.

38- Matlock, H. (1970) "Correlations for design of laterally loaded piles on soft clay", Proc. of the Offshore Technology Conference, Houston, Texas.

39- Meyerhof, G. G. (l957) "The ultimate bearing capacity of foundations on slopes", Proceedings 4th ICSMFE, London, Vol. 1, No. 1, PP. 348-389.

40- Meyerhof, G. G. (1963) "Some recent research on the bearing capacity of foundations", Canadian Geotechnical Journol, Vol. 1, No. l, PP. 16-26.

41- Meyerhof, G. G. (1976) "Bearing capacity and settlement of pile foundations", J. of Geotech. Engrg., ASCE, Vol. 102, GT. 3, PP. 195-228.

42- Mesri, G. H., and Godlewski (1977) "Time-and stress-compressibility interrelationship", J. of Geotech. Engrg., ASCE, Vol. 103, No. 5, PP. 417-430.

43- NAVFAC (1982) "Soil mechanics", Design Manual 7.1, Department of Navy, Naval Facilities Engineering Command.

44- NAVFAC (l982) "Foundations and earth structure", Design Manual 7.2, Department of Navy, Naval Facilities Engineering Command.

45- Poulos, H. G. and Davis, E. H. (1980) "Pile foundation analysis and design", John wiley and Sons.

46- Poulos, S. J., Castro, G. and France, J. W. (1985) "Liquefaction evaluation procedure", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 111, No. 6, PP. 772-792.

47- Reese, L. C., Cox, W. R., and Koop, F. B. (l974) "Analysis of latera1ly loaded piles in sand", Proc. of the Offshore Technology. Conference, Houston, Texas.

48- Schmertmann, J. H. and Hartman, J. P. (1978) "Improved strain influence factor diagrams", Journal of the Geotechnial Engineering Division, ASCE, vol. l04, No. GT8, PP. 1131-1135.

omoorepeyman.ir

49- Seed, H. B., and Idriss, I. H. (1971) "Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potantial", Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 107, PP.1249-1274.

50- Seed, H. B., Idriss, I. H.; Makdisi, F. and Banerjee, N. (1975) "Representation of Irregular stress time histories by equivalent uniforrn stress series in liquefation analyses", EERC 75-29, Earthquake Engineering Research Center, University.of California, Berkeley.

51- Seed, H. B. (1983) "Earthquake-resistant design of earth dams", in T. R. Howard, ed. Proceedings, Symposium on Seismic Design of Earth Dams, ASCE, New york, PP. 41-64.

52- Seed, R. B. and Harder, L. F. (l990) "SPT-based analysis of cyclic pore pressure generation and undrained residual strength", in J. M. Duncan ed., Proceeding H. Bolton Seed Memorial Symposium, University of California, Berkely, Vol. 2, PP. 351-376.

53- Semple, R. M. and Rigden, W. J. (1984) "Shaft capacity of driven pile in clay", Analysis and Design of Pile Foundations, American Society of Civil Engineers, J. R. Meyer Ed., PP. 59-79.

54- Shields, D. H., Scott, J. D., Bauer, G. E., Deschenes, J. H. and Barscary, A. K. (1977) "Bearing capacily of foundations near slopes", Proceedings of 9th ICSMFE, Tohyo,Vol. 2, PP. 715-720.

55- Skempton, A. W. and MacDonald, D. H. (1956) "Allowable settlements of buildings", Proc. JCE, Part3, 5 PP.727-768.

56- Skempton, A. W. (1986) "Standard penetration test procedures and the effect in sands of overburden pressure, relative density, particle size, aging and overconsolidation", Geotechnique, Vol. 36, No. 3, pp. 425-447.

57- Sullivan, W. R., Reese, L. C. and Feoske, C. W. (l980) "Unified method for analysis of laterally loaded piles in clay", Conf. on Numerical Methods in Offshore Piling, JGE, London.

58- Tavenas, F. A., Gemeau, R., Blanchet, R. and Leroueil, S. (1978) "The stability of stage-constructed embankments on soft clays", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 15, No.2, PP. 283-305.

59- Taylor, D. W. (1948) "Soil mechonics", John wiley and Sons, New york, 700 p.

60- Terzaghi, K., (1955) "Evaluation of coefficients of subgrade reaction", Geotechnique, Vol. 5, No. 4, PP. 297 -326.

omoorepeyman.ir

61- Terzaghi, K. and Peck, R. B. (1948) "Soil mechanics in engineering practice", 1st Ed., John Wiley and Sons, New York.

62- Terzaghi, K. and Peck, R. B. (1967) "Soil mechanics in engineering practice", 2nd Ed., John Wiley and Sons, New York, 729 p.

63- Tirant, P. L. (l992) "Design guides for offshore structures".

64- Tomlinson, M. J. (1953) "The adhesion of piles driven in clay soils", Proc. 4th ICSMFE, London, Vol. 2, PP. 66-71.

65- Tomlinson ,M. J. (1994) "Pile design and construction practice", 4th Ed.

66- Vesic, A. S. (1970) "Tests on instrumented piles, Ogeechec River Site", J. of Soil Mechanics and Foundation Engrg., Vol. 6, PP. 561-584.

67- Vesic, A. S. (1973) "Analysis of ultimate loads of shallow foundations", Journal of soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, vol. 99, No. SMl, PP. 45-73.

omoorepeyman.ir

omoorepeyman.ir

واژه‌نامه

omoorepeyman.ir

omoorepeyman.ir

A

Active Wedge ..... گوه فعال

Anchored Single Sheet ... دیوار سپری مهار شده

Area Ratio ..... نسبت مساحت

B

Backfilled Structure .... سازه‌های خاکریزی شده

Berm ..... سکو

C

Cantilever Anchorage ..... مهاربندی طره‌ای

Casing ..... لوله‌گذاری

Core Recovery ..... بازیافت نمونه

Continuous ..... نمونه‌گیرهای پیوسته

Cyclic Liquefaction ..... روانگرایی سیکلی

Cyclic Loading ..... بارهای سیکلی

D

Deadman Anchorage ..... وزنه مهار

Dense ..... متراکم

Deterministic ..... روشهای غیراحتمالاتی

Drag Down ..... محوری اضافی

Dredged Structure ..... سازه‌های لایروبی شده

F

Filter ..... صافی

Flow Liquefaction روانگرایی ناشی از جاری شدن

G

Ground Anchors ..... مهارهای زمینی

Ground Probe ..... زمین‌کاو

Grouted Anchors ..... مهاربندی تزریقی

I

Impounded Basins ..... حوضچه‌های مستغرق

Inclinometer ..... انحراف‌سنج

J

Jetting ..... جریان سریع

Joint Spacing ..... فضای درزها

L

Liquefaction ..... روانگرایی

Low Water Level ..... سطح پایین آب

M

Mackintosh Probe ..... زمین‌کاو مکینتاش

Mandrel ..... راندن سنبه

Medium ..... نیمه متراکم

P

Passive ..... مقاومت غیر فعال

probe ..... کاوه

Probing ..... کاویدن

R

Raking Piles ..... مهاربندی با شمعهای مایل

Response Time ..... زمان پاسخ

Riprap ..... محافظ سنگ‌چین

Rolled Threads ..... رزوه‌های غلتکی

S

Smear Effect ..... فرو رفتن

Sounding ..... سوراخ کردن

sq yd ..... یارد مربع

Standpipe Piezometer ..... پیزومتر لوله‌ای قائم

Steady State ..... مقاومت حالت دایمی

Steady State Line ..... خط حالت دایمی

Steel Sheet-piled Wall ..... دیوار سپری فلزی

Steel Waling ..... تیرهای فولادی

omoorepeyman.ir

Stress Relief..... عمر سازه

Stifft..... سفت

T

Tendon..... کش- تاندون

Thin Wall Sampler..... نمونه‌گیر جدار نازک

Tie-Rod..... میل‌مهار

U

Unstressed..... مهارهای بدون تنش

W

Waling..... تیر زیرسری یا تیر مهار

Water Jet..... جریان سریع آب

omoorepeyman.ir

خواننده گرامی

دفتر امور فنی، تدوین معیارها و کاهش خطرپذیری ناشی از زلزله سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور، با گذشت بیش از سی سال فعالیت تحقیقاتی و مطالعاتی خود، افزون بر چهارصد عنوان نشریه تخصصی – فنی، در قالب آیین‌نامه، ضابطه، معیار، دستورالعمل، مشخصات فنی عمومی و مقاله، به‌صورت تألیف و ترجمه، تهیه و ابلاغ کرده است. نشریه پیوست در راستای موارد یاد شده تهیه شده، تا در راه نیل به توسعه و گسترش علوم در کشور و بهبود فعالیتهای عمرانی به کار برده شود. به این لحاظ برای آشنایی بیشتر، فهرست عناوین نشریاتی که طی دو سال اخیر به چاپ رسیده است به اطلاع استفاده‌کنندگان و دانش‌پژوهان محترم رسانده می‌شود.

لطفاً برای اطلاعات بیشتر به سایت اینترنتی **http://tec.mporg.ir** مراجعه نمایید.

دفتر امور فنی، تدوین معیارها و کاهش خطرپذیری ناشی از زلزله

omoorepeyman.ir

Islamic Republic of Iran

Ports and Marine Structures Design Manual

(Foundation and Soil Mechanics)

No: 300-3

Management and Planning Organization
Office of the Deputy for Technical Affairs
Technical, Criteria Codification and
Earthquake Risk Reduction Affairs Bureau

Ministry of Roads and Transportation
Deputy of Education, Research
and Technology
Transportation Research Institute

2006

این نشریه
با عنوان « آیین‌نامه طراحی بنادر و سازه‌های دریایی ایران (مکانیک خاک و پی)»، شامل هفت فصل است.
شناسایی ژئوتکنیکی زمین، پی سطحی، پی‌های شمعی، روانگرایی، پایداری شیروانیها، معمار سازه‌ها و سپر و بهسازی خاک و اصلاح زمین، فصلهای مختلف نشریه را تشکیل می‌دهند.
دستگاه‌های اجرایی، مهندسان مشاور، پیمانکاران و عوامل دیگر می‌توانند از این نشریه به عنوان راهنما استفاده کنند.

omoorepeyman.ir