

جمهوری اسلامی ایران
سازمان برنامه و بودجه کشور

طراحی ژئوتکنیکی موج شکن های توده سنگی روی بسترهای رسی نرم و ملاحظات استفاده از ژئوسینتتیک

نشریه شماره ۷۹۹

سازمان بنادر و دریانوردی
اداره کل مهندسی سواحل و بنادر
pmo.ir

معاونت فنی، امور زیربنایی و تولیدی
امور نظام فنی اجرایی، مشاورین و پیمانکاران
nezamfanni.ir

۱۳۹۸



omooorepeyman.ir

باسمه تعالی



شماره:	۹۸/۶۹۹۵۷۴	بخشنامه به دستگاه‌های اجرایی، مهندسان مشاور و پیمانکاران
تاریخ:	۱۳۹۸/۱۲/۰۳	
موضوع: طراحی ژئوتکنیکی موج‌شکن‌های توده‌سنگی روی بسترهای رسی نرم و ملاحظات استفاده از ژئوسینتتیک		
<p>در چارچوب ماده (۳۴) قانون احکام دائمی برنامه‌های توسعه کشور موضوع نظام قنی و اجرایی یکپارچه، ماده (۲۳) قانون برنامه و بودجه و آیین‌نامه استانداردهای اجرایی طرح‌های عمرانی، به پیوست ضابطه شماره ۷۹۹ امور نظام قنی اجرایی، مشاورین و پیمانکاران با عنوان «طراحی ژئوتکنیکی موج‌شکن‌های توده‌سنگی روی بسترهای رسی نرم و ملاحظات استفاده از ژئوسینتتیک» از نوع گروه سوم ابلاغ می‌شود.</p> <p>رعایت مفاد این ضابطه در صورت نداشتن ضوابط بهتر، از تاریخ ۱۳۹۹/۰۴/۰۱ الزامی است.</p> <p>امور نظام قنی اجرایی، مشاورین و پیمانکاران این سازمان دریاقت‌کننده نظرات و پیشنهادهای اصلاحی در مورد مفاد این ضابطه بوده و اصلاحات لازم را اعلام خواهد کرد.</p>		
		

شماره: ۲۸۶۷۱۶۱



oמוorepeyman.ir

اصلاح مدارک فنی

خواننده گرامی:

امور نظام فنی اجرایی، مشاورین و پیمانکاران معاونت فنی، امور زیربنایی و تولیدی سازمان برنامه و بودجه کشور، با استفاده از نظر کارشناسان برجسته مبادرت به تهیه این نشریه کرده و آن را برای استفاده به جامعه‌ی مهندسی کشور عرضه نموده است. با وجود تلاش فراوان، این اثر مصون از ایرادهایی نظیر غلط‌های مفهومی، فنی، ابهام، ابهام و اشکالات موضوعی نیست.

از این‌رو، از شما خواننده‌ی گرامی صمیمانه تقاضا دارد در صورت مشاهده هر گونه ایراد و اشکال فنی، مراتب را به صورت زیر گزارش فرمایید:

۱- در سامانه مدیریت دانش اسناد فنی و اجرایی (سما) ثبت‌نام فرمایید: sama.nezamfanni.ir

۲- پس از ورود به سامانه سما و برای تماس احتمالی، نشانی خود را در بخش پروفایل کاربری تکمیل فرمایید.

۳- به بخش نظرخواهی این نشریه مراجعه فرمایید.

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

۵- ایراد مورد نظر را بصورت خلاصه بیان دارید.

۶- در صورت امکان متن اصلاح شده را برای جایگزینی ارسال کنید.

کارشناسان این امور 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، میدان بهارستان، خیابان صفی علی‌شاه - مرکز تلفن ۳۳۲۷۱

سازمان برنامه و بودجه کشور، امور نظام فنی اجرایی، مشاورین و پیمانکاران

Email: nezamfanni@mporg.ir

web: nezamfanni.ir



پیشگفتار

نظام فنی و اجرایی کشور (مصوبه شماره ۴۲۳۳۹/ت/۳۳۴۹۷ه، مورخ ۱۳۸۵/۴/۲۰ هیات وزیران) به کارگیری معیارها، استانداردها و ضوابط فنی در مراحل تهیه و اجرای طرح و نیز توجه لازم به هزینه‌های نگهداری و بهره‌برداری در قیمت تمام شده طرح‌ها را مورد تاکید جدی قرار داده است و این امور براساس نظام فنی اجرایی یکپارچه، موضوع ماده ۳۴ قانون احکام دائمی برنامه‌های توسعه کشور، ماده ۲۳ قانون برنامه و بودجه و آیین‌نامه استانداردهای اجرایی مصوب هیات محترم وزیران، تهیه و تدوین ضوابط و معیارهای فنی طرح‌های توسعه‌ای کشور را به عهده دارد.

کشور ایران به سبب داشتن نوار ساحلی گسترده در جنوب و شمال، ظرفیت ساخت بنادر بزرگ و کوچک را در حوزه‌های مختلف از قبیل تجارت، شیلات، صنعت، و گردشگری دارد. موج‌شکن‌های توده‌سنگی از سازه‌های پرکاربرد در ساخت بنادر می‌باشند. به‌خاطر شرایط زمین‌شناسی نوار ساحلی، احتمال برخورد با نهشته‌های رسی نرم، زیاد می‌باشد. ساخت سازه‌های توده‌سنگی بر روی این نهشته‌ها مستلزم منظور داشتن ملاحظات ویژه طراحی و اجرایی است. استفاده از ژئوتکستایل نقش بسزایی در کاهش مخاطرات ژئوتکنیکی این نهشته‌های نرم دارد.

سازمان بنادر و دریانوردی کشور در چارچوب طرح تهیه ضوابط و معیارهای فنی مدیریت سواحل، تهیه ضابطه حاضر را با هماهنگی امور نظام فنی اجرایی، مشاورین و پیمانکاران سازمان برنامه و بودجه کشور در دستور کار قرار داد. ضابطه حاضر به شماره ۷۹۹ با عنوان «طراحی ژئوتکنیکی موج‌شکن‌های توده‌سنگی روی بسترهای رسی نرم و ملاحظات استفاده از ژئوسینتتیک» در قالب برنامه کارگروه تخصصی ضوابط و معیارهای فنی و اجرایی سازه‌های ساحلی و دریایی کشور تهیه شده است.

در راستای تکمیل و پربار شدن این ضابطه، پیشنهادهای اصلاحی، بررسی شده و در صورت نیاز به اصلاح در متن، با همفکری نمایندگان جامعه فنی کشور و کارشناسان این حوزه، نسبت به تهیه متن اصلاحی، اقدام گردیده و از طریق پایگاه اطلاع‌رسانی نظام فنی و اجرایی کشور برای بهره‌برداری عموم، اعلام خواهد شد. به همین منظور و برای تسهیل در پیدا کردن آخرین ضوابط ابلاغی معتبر، در بالای صفحات، تاریخ تدوین مطالب آن صفحه درج شده است که در صورت هرگونه تغییر در مطالب هر یک از صفحات، تاریخ آن نیز اصلاح خواهد شد. از اینرو همواره مطالب صفحات دارای تاریخ جدیدتر معتبر خواهد بود.

حمیدرضا عدل

معاون فنی، امور زیربنایی و تولیدی

زمستان ۱۳۹۸



تهیه و کنترل «طراحی ژئوتکنیکی موج شکن‌های توده‌سنگی روی بسترهای رسی نرم و ملاحظات استفاده از

ژئوسینتتیک» [ضابطه شماره ۷۹۹]

اعضای گروه تهیه‌کننده:

دکترای مهندسی عمران-ژئوتکنیک	دانشگاه خوارزمی	هادی شهیر (مدیر پروژه)
دکترای مهندسی عمران-ژئوتکنیک	دانشگاه صنعتی شریف	علی پاک
دکترای مهندسی عمران-ژئوتکنیک	دانشگاه تهران	عباس قلندرزاده
فوق لیسانس مهندس عمران-ژئوتکنیک	شرکت مهندسين مشاور سازه‌پردازی ایران	ابوالفضل علی‌عسگری
فوق لیسانس مهندس عمران-ژئوتکنیک	دانشگاه خوارزمی	حامد قاضی
فوق لیسانس مهندس عمران-ژئوتکنیک	دانشگاه خوارزمی	مسعود حق‌پرست
فوق لیسانس مهندس عمران-ژئوتکنیک	دانشگاه خوارزمی	صدیقه مسعودی

اعضای گروه هدایت و راهبری (سازمان بنادر و دریانوردی):

معاون مهندسی و توسعه امور زیربنایی	محمد رضا اله یار
مدیرکل مهندسی سواحل و بنادر	حمید خلیلی
رئیس اداره مهندسی بنادر	بهزاد الوند
کارشناس فنی مهندسی بنادر	زهرا آزادبخت

اعضای گروه نظارت و تایید (کمیته فنی کارگروه تخصصی ضوابط و معیارهای فنی و اجرایی سازه‌های ساحلی و

دریایی - سازمان بنادر و دریانوردی):

کارشناسی ارشد سازه دریایی	مهندسين مشاور خاک بافت	غلامرضا سنائی
کارشناسی ارشد فیزیک دریا	شرکت مهندسين نوآندیشان فن و تجارت	امین افشار
کارشناسی ارشد سازه‌های هیدرولیکی	تهران برلکی	حسن صفری
دکتری مهندسی سواحل	دکتری محیط زیست	محمد هادی معینی
دکتری محیط زیست	سازمان بنادر و دریانوردی	سحر مختاری (دبیر کمیته)

اعضای گروه هدایت و راهبری (سازمان برنامه و بودجه کشور):

معاون امور نظام فنی و اجرایی، مشاوران و پیمانکاران	علیرضا توتونچی
رییس گروه امور نظام فنی و اجرایی، مشاوران و پیمانکاران	فرزانه آقارمضانعلی
کارشناس امور نظام فنی و اجرایی، مشاوران و پیمانکاران	حمیدرضا خاشعی
کارشناس امور راه و ترابری و مدیریت عمران شهری و روستایی	محمدامیر طبخها



فهرست مطالب

<u>صفحه</u>	<u>عنوان</u>
۱	فصل اول - کلیات
۳	۱-۱- هدف
۳	۲-۱- دامنه کاربرد
۳	۳-۱- سازه‌های توده‌سنگی و ملاحظات ژئوتکنیکی آن‌ها
۶	۱-۳-۱- ملاحظات ژئوتکنیکی
۷	۴-۱- بسترهای نرم در سواحل ایران
۱۱	فصل دوم - شناسایی بسترهای رسی نرم
۱۳	۱-۲- مقدمه
۱۳	۲-۲- نمونه‌برداری سطحی از خاک
۱۴	۳-۲- نمونه‌برداری عمیق از خاک
۱۵	۴-۲- تعداد و عمق نمونه‌برداری
۱۶	۵-۲- نگهداری نمونه‌ها
۱۶	۱-۵-۲- دست‌خوردگی
۱۸	۶-۲- آزمایش‌های برجا
۱۸	۱-۶-۲- کلیات
۱۸	۲-۶-۲- آزمایش نفوذ استاندارد (SPT)
۲۰	۳-۶-۲- آزمون نفوذ مخروط (CPT)
۲۰	۴-۶-۲- آزمایش برش پره‌ای
۲۲	۵-۶-۲- آزمایش پرسیمتری
۲۳	۷-۲- آزمایش‌های آزمایشگاهی
۲۴	۱-۷-۲- آزمایش نفوذسنج جیبی
۲۴	۲-۷-۲- آزمایش برش پره جیبی یا تروین
۲۵	۳-۷-۲- آزمایش برش مستقیم
۲۵	۴-۷-۲- آزمایش سه‌محوری
۲۶	۵-۷-۲- آزمایش تحکیم
۲۷	۶-۷-۲- آزمایش فشاری ساده یا تک‌محوری
۲۷	۸-۲- خصوصیات خاک‌های رسی دریایی



فهرست مطالب

<u>صفحه</u>	<u>عنوان</u>
۲۸	۱-۸-۲- خصوصیات اندیسی
۲۸	۲-۸-۲- مقاومت برشی
۳۱	۳-۸-۲- خصوصیات تحکیمی
۳۳	فصل سوم - راهکارهای مواجهه با بسترهای نرم و تسلیح سطح بستر
۳۵	۱-۳- مقدمه
۳۵	۲-۳- مشکلات ناشی از بستر نرم در احداث موج‌شکن توده‌سنگی
۳۵	۳-۳- نفوذ سنگ در رسوبات نرم حین اجرا
۳۵	۱-۳-۳- پایداری موج‌شکن بعد از احداث
۳۵	۲-۳-۳- نشست‌های پس از ساخت
۳۶	۳-۳-۳- پایداری دینامیکی تحت اثر بارهای لرزه‌ای
۳۶	۴-۳- راهکارهای مواجهه با مساله بسترهای رسی نرم در سواحل
۳۶	۱-۴-۳- جایگزینی
۳۶	۲-۴-۳- بهسازی عمیق
۳۷	۳-۴-۳- تسلیح سطحی
۳۸	۵-۳- تسلیح سطحی بستر در ساخت موج‌شکن‌های توده‌سنگی
۳۸	۱-۵-۳- کاربرد ژئوسینتتیک‌ها در تسلیح سطحی
۴۲	۲-۵-۳- روش‌های اجرای ژئوتکستایل در بستر دریا
۴۵	فصل چهارم - روش‌های طراحی
۴۷	۱-۴- مقدمه
۴۷	۲-۴- مبانی طراحی
۴۹	۳-۴- ضرایب اطمینان
۵۰	۴-۴- حالت‌های حدی نهایی
۵۱	۱-۴-۴- مقاومت مجاز درازمدت ژئوتکستایل
۵۲	۲-۴-۴- کنترل پایداری موضعی و دورانی
۵۳	۳-۴-۴- ظرفیت باربری
۵۴	۴-۴-۴- لغزش جانبی
۵۵	۵-۴-۴- بیرون‌زدگی بستر



فهرست مطالب

<u>صفحه</u>	<u>عنوان</u>
۵۷	۴-۵- کنترل‌های حالت بهره‌برداری
۵۷	۴-۵-۱- کرنش مسلح‌کننده
۵۸	۴-۵-۲- نشست پی
۵۸	۴-۶- کنترل‌های مازاد در عملکرد جداکنندگی ژئوتکستایل
۵۸	۴-۶-۱- مقاومت در مقابل پانچ
۵۹	۴-۶-۲- مقاومت در مقابل ضربه
۶۱	۴-۷- انتخاب خصوصیات خاکریز و ژئوسینتتیک
۶۱	۴-۷-۱- الزامات مربوط به مقاومت ژئوتکستایل
۶۳	۴-۷-۲- الزامات مربوط به زهکش
۶۳	۴-۷-۳- ملاحظات زیست محیطی و شیمیایی
۶۴	۴-۷-۴- الزامات مربوط به قابلیت ساخت (قابلیت دوام)
۶۴	۴-۸- محدوده کاربرد استفاده از ژئوتکستایل در تسلیح سطحی بستر
۶۵	۴-۹- مثال طراحی موج‌شکن مسلح‌شده در بستر
۶۹	۴-۱۰- مدلسازی عددی موج‌شکن‌های توده‌سنگی بر روی بستر نرم
۷۰	۴-۱۰-۱- دیدگاه لاگرانژی در تحلیل اجزاء محدود
۷۰	۴-۱۰-۲- دیدگاه اویلری در تحلیل اجزاء محدود
۷۱	۴-۱۰-۳- Coupled Eulerian-Lagrangian (CEL) method
۷۲	۴-۱۱- مدلسازی فیزیکی
۷۲	۴-۱۱-۱- روش مدلسازی ثقلی
۷۵	۴-۱۱-۲- ساخت بستر رسی
۷۶	۴-۱۱-۳- نصب ژئوتکستایل
۷۷	۴-۱۱-۴- ابزارگذاری
۷۸	۴-۱۱-۵- ساخت بدنه موج‌شکن
۷۹	۴-۱۱-۶- روش مدلسازی سانتریفیوژی
۸۷	منابع و مراجع



فهرست شکل‌ها

صفحه	عنوان
۵	شکل ۱-۱- اجزای مهم یک موج‌شکن توده‌سنگی
۸	شکل ۲-۱- موقعیت موج‌شکن‌ها و راه‌های دسترسی واقع در استان خوزستان که با مشکل بستر نرم مواجه بوده‌اند.
۹	شکل ۳-۱- موقعیت موج‌شکن‌های واقع در استان بوشهر که با مشکل بستر نرم مواجه بوده‌اند.
۱۰	شکل ۴-۱- موقعیت موج‌شکن‌های مهم در استان هرمزگان
۱۴	شکل ۱-۲- انواع نمونه‌گیرهای سطحی
۱۹	شکل ۲-۲- نحوه انجام آزمایش SPT
۲۰	شکل ۳-۲- بخش نفوذ سنج دستگاه CPT
۲۱	شکل ۴-۲- مراحل انجام آزمایش برش‌پره‌ای
۲۳	شکل ۵-۲- ادوات آزمایش پرسیومتری درون گمانه
۲۸	شکل ۶-۲- روابط خمیری برای رس‌های دریایی
۳۰	شکل ۷-۲- مقاومت برشی زهکشی‌نشده رس دریایی عادی تحکیم‌یافته
۳۰	شکل ۸-۲- نسبت مقاومت برشی زهکشی‌نشده (Cu) به عدد SPT بر اساس دامنه خمیری
۳۲	شکل ۹-۲- نشانه فشردگی رس‌های دریایی
۳۹	شکل ۱-۳- (a) ژئوتکستایل بافته‌نشده (b) ژئوتکستایل بافته‌شده
۴۱	شکل ۲-۳- کاربردهای مختلف ژئوسینتتیک‌ها در موج‌شکن‌های توده‌سنگی
۴۲	شکل ۳-۳- استفاده از تیر غوطه‌ورکننده برای حمل ژئوتکستایل
۴۳	شکل ۴-۳- انتقال ژئوتکستایل با قاب بلند کننده به وسیله جرثقیل
۴۳	شکل ۵-۳- مستغرق کردن مترس با یک شناور
۴۴	شکل ۶-۳- باز نمودن مترس از روی یک شناور
۴۴	شکل ۷-۳- نصب ژئوسینتتیک‌ها در بستر دریا توسط بارج
۴۸	شکل ۱-۴- حالت‌های حدی نهایی برای تسلیح سطحی بستر موج‌شکن‌های واقع بر روی خاک نرم
۴۹	شکل ۲-۴- حالت‌های بهره‌برداری برای تسلیح سطحی بستر موج‌شکن‌های واقع بر روی خاک نرم
۵۴	شکل ۳-۴- پایداری لغزش جانبی در سطح موج‌شکن- مسلح کننده
۵۷	شکل ۴-۴- آنالیز پایداری بیرون زدگی بستر
۵۹	شکل ۵-۴- شکل شماتیک پانچ شدن ژئوتکستایل با اعمال فشار از بالا
۶۰	شکل ۶-۴- انرژی بسیج شده سقوط سنگ بر روی ژئوتکستایل



فهرست شکل‌ها

صفحه	عنوان
۶۱	شکل ۴-۷- ضریب اصلاحی برای اصلاح انرژی سقوط بر روی ژئوتکستایل با اعداد CBR و مقاومت برشی زهکشی نشده
۶۵	شکل ۴-۸- مشخصات موج‌شکن در نظر گرفته شده در مثال طراحی
۶۶	شکل ۴-۹- آنالیز سطوح لغزش بدون تسلیح سطحی بستر موج‌شکن مثال طراحی
۶۶	شکل ۴-۱۰- آنالیز سطوح لغزش با تسلیح سطحی بستر با ژئوتکستایل ۴۰۰ کیلونیوتن بر متر مثال طراحی
۷۱	شکل ۴-۱۱- تغییر شکل محیط پیوسته در آنالیز لاگرانژی و اوپلری
۷۱	شکل ۴-۱۲- تصویرسازی روش تماس پنالتی
۷۳	شکل ۴-۱۳- مدلسازی هسته یک موج‌شکن متداول به منظور تخمین ابعاد باکس
۷۴	شکل ۴-۱۴- تعریف نواحی مختلف موج‌شکن تغییر شکل یافته در مدلسازی فیزیکی
۷۷	شکل ۴-۱۵- نحوه نصب ژئوتکستایل و ایجاد تکیه‌گاه غلتکی در مجاورت جداره باکس
۷۸	شکل ۴-۱۶- تصاویری از ابزارگذاری‌های انجام شده در جعبه مدلسازی فیزیکی ثقلی دانشگاه خوارزمی
۷۸	شکل ۴-۱۷- نام‌گذاری گیج‌های تغییر مکان و محل نصب تلق‌ها در جعبه مدلسازی فیزیکی ثقلی دانشگاه خوارزمی
۷۹	شکل ۴-۱۸- نمونه‌ای از مدلسازی بدنه موج‌شکن در جعبه مدلسازی فیزیکی ثقلی دانشگاه خوارزمی
۸۰	شکل ۴-۱۹- اصول مدلسازی فیزیکی
۸۲	شکل ۴-۲۰- نمودار تنش (کششی)- کرنش ژئوسینتتیک در مدل و مقیاس واقعی
۸۴	شکل ۴-۲۱- شماتیک مدل ساخته شد در باکس سانتریفیوژ
۸۶	شکل ۴-۲۲- میزان تغییر شکل‌های موج‌شکن قبل و پس از انجام آزمایش و تغییرات نشانه‌های بستر

فهرست جدول‌ها

صفحه	عنوان
۴۱	جدول ۳-۱- کاربردهای مختلف ژئوسینتتیک‌ها در موج‌شکن‌های توده‌سنگی
۵۸	جدول ۴-۱- حداکثر کرنش مجاز ژئوسینتتیک‌ها برای انواع خاک‌ها
۵۹	جدول ۴-۲- مقادیر توصیه شده برای ضرایب استفاده شده در کنترل پانچ ژئوتکستایل
۶۳	جدول ۴-۳- ضرایب کاهش پیشنهادی برای کاهش مقاومت در برابر مواد شیمیایی برای محیط با PH های مختلف
۶۴	جدول ۴-۴- آزمایشات مورد نیاز ژئوسنتتیک‌ها
۸۱	جدول ۴-۵- روابط مقیاسی حاکم بر پارامترهای معمول در مدل‌سازی سانتریفیوژی
۸۳	جدول ۴-۶- قوانین مقیاسی حاکم برای ژئوسینتتیک‌ها



فصل ۱

کلیات



۱-۱- هدف

بسترهای رسی نرم (بسترهای لجنی)، به دلیل معضلات مهندسی متعدد و عدم کارایی روش‌های متداول بهسازی بستر یا هزینه‌های بسیار بالای آن‌ها، همواره چالش برانگیز می‌باشند. این بسترها معمولاً از مصالح ریزدانه (رس و لای) با درصد بالای رطوبت (نزدیک به حد روانی و بالاتر از آن) تشکیل شده است. این خاک‌ها حالتی بین جامد و مایع داشته و مقاومت برشی و ظرفیت باربری پایینی دارند. این نوع خاک‌ها در نواحی ساحلی و دریاچه‌ها به وفور وجود دارند، لذا باعث ایجاد مشکلات متعددی در ساخت و سازهای این مناطق می‌گردند. فرو رفت مصالح، نشست و عدم پایداری سازه‌هایی همچون موج‌شکن توده‌سنگی از جمله معضلات این‌گونه خاک‌هاست.

هدف از این دستورالعمل تعیین حداقل ضوابط و مقررات برای طراحی ژئوتکنیکی و احداث موج‌شکن‌های توده‌سنگی بر روی بسترهای رسی با استفاده از ژئوسینتتیک‌ها می‌باشد، به طوری که شرایط مطلوب و پایداری در طول عمر موج‌شکن حفظ شود.

۱-۲- دامنه کاربرد

این دستورالعمل حداقل الزامات استفاده از ژئوتکستایل‌ها و ملاحظات طراحی و اجرای آن را در ساخت موج‌شکن‌های توده‌سنگی بر روی بسترهای رسی تعیین می‌کند. در این دستورالعمل استفاده از ژئوتکستایل‌ها در نقش تسلیح بستر در مواجهه با بسترهای رسی نرم مدنظر می‌باشد.

در کنار رعایت این دستورالعمل رعایت تمام الزامات سازه‌ای و هیدرولیکی در ساخت موج‌شکن‌های توده‌سنگی الزامی است.

۱-۳- سازه‌های توده‌سنگی و ملاحظات ژئوتکنیکی آن‌ها

به طور کلی، موج‌شکن‌ها با هدف تامین آبی آرام برای لنگر اندازی و پهلوگیری کشتی‌ها و حفاظت از آن‌ها در مقابل حمله امواج و یا جریان‌ها احداث می‌شوند. همان‌طور که در نشریه شماره ۵-۳۰۰ سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور بیان شده است، کاربردهای دیگری نیز برای موج‌شکن‌ها متصور است. [۱]

مقطع عرضی یک سازه توده‌سنگی متداول، معمولاً از هندسه ساده‌ای با مقطع دوزنقه‌ای و شیب جداره مابین ۱:۱/۳۳ تا ۱:۲ برخوردار است. در برخی موارد، ممکن است یک سکو در طراحی مشارکت کند تا اتلاف انرژی موج را افزایش داده و دانه‌بندی کوچک‌تری را برای لایه آرمور مقدور سازد. این سازه، موج‌شکن سکویی نامیده می‌شود. معمولاً در طراحی اجازه پاره‌ای جابجایی‌های اولیه در قطعات سنگی بر روی سکو داده می‌شود تا یک پروفیل متعادل حاصل شود.



موج‌شکن‌های توده‌سنگی اغلب راه‌کار طراحی مرجعی هستند چراکه شیب‌های بیرونی آن‌ها، امواج طوفانی را می‌شکند و در نتیجه انرژی آن‌ها را پراکنده ساخته و تنها بخشی از آن را منعکس می‌کند. همچنین این نوع موج‌شکن‌ها به دلایل زیر فراوان هستند:

- معمولاً سنگ در دسترس است و قطعات سنگی می‌توانند اغلب از معادن محلی تامین شوند.
 - هنگامی که قطعات آرمور مصنوعی مورد نیاز است، تکنیک ساخت این قطعات ساده است.
 - حتی در شرایطی که تجهیزات، منابع و مهارت‌های حرفه‌ای محدود است، سازه‌ها قادرند به نحوی ساخته شوند که عملکرد موافی داشته باشند.
 - هنگامی که از شروط طراحی سازه‌هایی که به طور مناسب طراحی شده باشند، تجاوز شود، تخریب تدریجی خواهد بود و به یکباره رخ نخواهد داد.
 - تغییر شکل‌پذیری سازه‌ها، آن‌ها را خیلی به نشست‌های نامتقارن حساس نخواهد کرد.
- مقطع معمول یک موج‌شکن توده‌سنگی شامل اجزای متنوعی است. بخش اصلی بدنه از هسته که معمولاً شامل دانه‌بندی گسترده‌ای از مصالح لایروبی شده یا انفجار معادن است، یک یا چند زیرلایه یا فیلتر و پوشش یا لایه آرمور تشکیل یافته است. تاج ممکن است توسط لایه آرمور محافظت شود؛ اما عموماً متشکل از اجزای تاج بتنی یا دیواره تاج و یک جاده می‌باشد. پنجه^۱ و لایه کف‌بند^۲ در وجه رو به دریای موج‌شکن که بر روی مصالح ماسه‌ای بستر ساخته می‌شوند، وظیفه حفظ پایداری شیب و جلوگیری از فرسایش بستر دریا را به عهده دارند. اجزای مهم موج‌شکن‌های توده‌سنگی به شرح ذیل می‌باشد:

- آرمور^۳

لایه آرمور مهم‌ترین قسمت یک موج‌شکن توده‌سنگی است. زیرا وارد آمدن آسیب یا تخریب آن می‌تواند به تخریب سایر قسمت‌های سازه منتهی شود. استفاده از آرمور سنگی به وسیله بزرگ‌ترین اندازه سنگی که با توجه به ملاحظات اقتصادی قابل تولید است، محدود می‌شود. اگر چه حداکثر وزن سنگ قابل استحصال در معدن معمولاً بین ۱۰ تا ۱۵ تن است، اما این میزان در مقایسه با وزن قطعات آرمور مورد نیاز، پاسخگو نیست. گاهی از قطعات بتنی به اشکال مختلف به عنوان مصالح لایه آرمور استفاده می‌شود که وزن آن‌ها از ۱۵ تا ۶۰ تن متغیر است.

1- Toe
2- Scour Protection
3- Armor



- هسته^۱ و زیرلایه‌ها

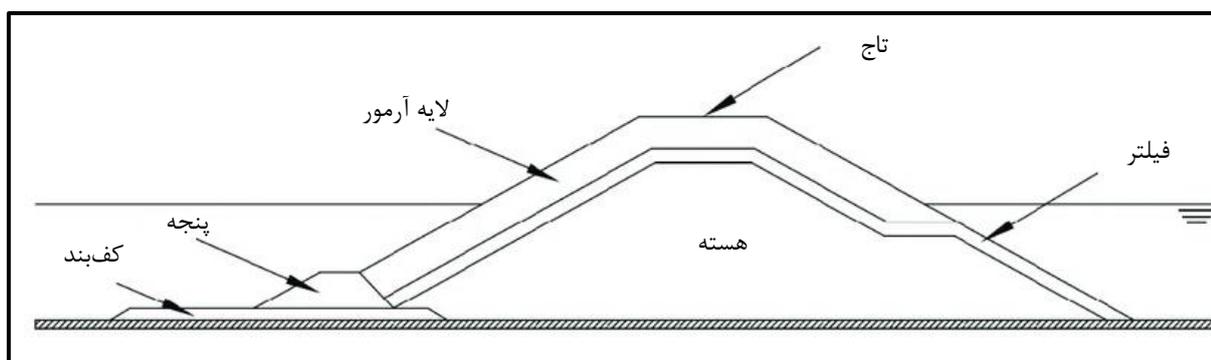
وظیفه اصلی موج‌شکن یعنی جلوگیری از عبور امواج، معمولاً تا حد زیادی توسط هسته آن ایفا می‌شود. به کارگیری یک یا چند زیرلایه به عنوان فیلتر برای جلوگیری از شسته شدن مصالح هسته از میان لایه آرمور ضروری است. بنابراین اندازه‌های مصالح هسته، زیرلایه‌ها و لایه آرمور باید به طور صحیح به یکدیگر مربوط شوند. به علاوه، زیرلایه و هسته باید طوری طراحی شوند که تا حدی در مقابل عمل موج در حین احداث سازه مقاومت کنند. قابل توصیه است که نسبت مصالح ریزدانه هسته (مثلاً یک کیلوگرم) به کل مصالح به کم‌تر از ۱٪ محدود شوند. مصالح با وزن یک تا ۱۰ کیلوگرم نیز باید به میزان ۵٪ تا ۱۰٪ کل مصالح هسته محدود شوند. وزن متوسط مصالح هسته معمولاً معادل یک صدم وزن قطعه آرمور اولیه در نظر گرفته می‌شود.

- لایه میانی یا فیلتر^۲

سنگ‌های میانی یا لایه فیلتر با استفاده از مصالح با قطر اسمی متوسط بین قطر اسمی متوسط سنگ‌های لایه آرمور و سنگ‌های تشکیل دهنده هسته، جهت جلوگیری از فرار مصالح هسته و ممانعت از نشست مصالح لایه آرمور به داخل هسته اجرا می‌شود. با توجه به ابعاد مصالح هسته و آرمور، ممکن است بیش از یک لایه میانی نیاز باشد.

- پنجه و کفبند

پنجه موج‌شکن توده‌سنگی در شرایط آب کم‌ژرفا می‌تواند تحت اثر موج شکسته قرار گیرد. سرعت‌های زیاد آب و معکوس شدن گرادیان هیدرولیکی می‌توانند موجب فرسایش مصالح بستر دریا (مگر در مورد بستر سنگی) و نشست پنجه سازه شوند. چنین نشستی را می‌توان با ایجاد یک کفبند فیلتر در زیر پنجه کنترل کرد. همچنین یکی از وظایف مهم سازه پنجه ایجاد تکیه‌گاه برای آرمور است. عرض این سازه باید به اندازه‌ای باشد که در آن بتوان حداقل چهار سنگ را جا داد. [۳-۱۵]



شکل ۱-۱- اجزای مهم یک موج‌شکن توده‌سنگی [۱]

- 1- Core
- 2- Filter



۱-۳-۱- ملاحظات ژئوتکنیکی

در مناطق ساحلی احتمال برخورد به بستر نرم به خاطر فعال بودن پدیده رسوب‌گذاری، بسیار بیش‌تر از مناطق دور از ساحل است. عواملی نظیر باد، موج، جزر و مد و جریان پدیده‌هایی هستند که در رسوب‌گذاری نزدیک ساحل موثرند. یکی از فرایندهای نزدیک ساحل، انتقال کران‌های ساحلی است که به حرکت رسوبات توسط امواج و جریان‌ها در ناحیه خیزابی نزدیک ساحل گفته می‌شود. انتقال کران‌های ساحلی به دو دسته کلی تقسیم می‌شود: انتقال موازی ساحل و عمود بر ساحل [۲].

انتقال مواد رسوبی به سمت یا دور از ساحل در مرحله نخست با سرعت و پیروود موج، اندازه رسوبات و شیب ساحل تعیین می‌شود. به طور کلی امواج با شیب تند، مواد رسوبی را از ساحل به طرف دریا حرکت داده و امواج با پیروود بالا، این مواد را به طرف ساحل انتقال می‌دهند.

انتقال مواد رسوبی، از کنده شدن رسوبات از بستر به واسطه شکست موج و حرکت این مواد با مولفه‌های انرژی موج در امتداد ساحل و جریان موازی ساحل که ناشی از شکست موج می‌باشد، شکل می‌گیرد. جهت جریان موازی ساحل دقیقاً بستگی به جهت پیشروی و زاویه قله موج نسبت به ساحل دارد. لذا به دلیل تغییرات امواج نزدیک شونده، جهت حمل مواد رسوبی به موازات ساحل می‌تواند فصل به فصل، روز به روز و ساعت به ساعت تغییر یابد. [۳]

از سویی مطالعه در مورد شرایط سطحی و زیرسطحی منطقه، از مسایل اساسی و حیاتی مربوط به طراحی موج‌شکن‌ها و سازه‌های حفاظت ساحلی می‌باشد. با توجه خاص به روند مورفولوژیکی موجود و ژئولوژی منطقه مورد طرح، مشخصه‌های زیادی در مورد طراحی سازه ساحلی می‌توان برداشت و تفسیر کرد. این اطلاعات می‌توانند مقدار بررسی ژئوتکنیکی و آزمایش‌های مورد نیاز را تعیین کرده و همچنین به ارزیابی و تفسیر اطلاعات به دست آمده کمک کرد. مطالعه ژئوتکنیکی می‌بایست شامل تعیین مشخصه‌های خاک و سنگ باشد. از جمله مهم‌ترین اقدامات پیش از جانمایی و طراحی موج‌شکن، آگاهی از وضعیت بستر به کمک شناسایی‌های ژئوفیزیکی و ژئوتکنیکی است.

تغییر شکل در سازه تنها ناشی از بارهای خارجی نیست، بلکه وضعیت و شکل هندسی سازه هم در میزان تغییر شکل‌ها، نشست‌ها و ناپایداری احتمالی سازه نقش دارد. در صورت وجود یک سازه غیر خاکی، عملکرد سازه از نظر ژئوتکنیکی ناشی از اندرکنش سازه با خاک کف خواهد بود. به این لحاظ مقاومت خاک بستر و خصوصیات مختلف آن ارتباط مستقیمی با نوع سازه انتخاب شده، پیدا می‌کند. به عنوان مثال همان‌گونه که استفاده از سازه‌هایی مثل سپری در بسترهای سخت ممکن نیست، ساخت یک کیسون سنگین روی بستر نرم باعث به وجود آمدن مشکلات مختلف می‌شود. هنگامی که یک بستر لجنی تحت بررسی است، ساخت و طرح یک سازه شناور یا ساخت سازه منعطف با بهسازی جزئی زمین ممکن است مقرون به صرفه باشد. [۴]

بسته به نوع خاک بستر، موج‌شکن ممکن است مستقیماً بر روی بستر دریا ساخته شود یا بر روی فیلترهای مخصوصی که از سنگ‌های معدنی و یا ژئوتکستایل ساخته شده است، قرار گیرد. در شرایط وجود پی بسیار ضعیف، بهسازی بستر یا راهکارهای دیگر برای دستیابی به پایداری ژئوتکنیکی سازه مورد نیاز خواهد بود. همچنین از جمله



مکانیزم‌های ژئوتکنیکی خرابی در سازه‌های توده‌سنگی، نشست و لغزش است. وزن سازه یک نیروی اضافه بر حالات طبیعی به خاک زیر سازه وارد می‌کند. خاک در زیر سازه در اثر این نیرو در خطر فشردگی و تحکیم یا لغزش قرار دارد. این آسیب می‌تواند بلافاصله پس از ساخت یا با گذشت زمان بسته به شرایط خاک زیر سازه اتفاق بیفتد. در مناطقی که پی ساختار آهکی دارد و در آن حفرات و قسمت‌های خالی وجود دارد، احتمال فرو ریزش این قسمت‌ها وجود دارد. در کنار این مسایل خود سازه ممکن است در دوران ساخت یا پس از آن متراکم شود. نتیجه ناشی از پدیده‌های فوق، پایین آمدن تاج سازه، احتمال واژگونی آن و در صورت نشست نامتقارن خرابی و لغزش یک قسمت یا کل سازه است. برای سازه‌های مستغرق، نشست به پایداری پوشش‌های حفاظتی کمک می‌کند. [۵]

پایداری یک شیروانی وابسته به شیب آن، وزن مخصوص قطعات پوششی، فشارهای منفذی ناشی از حرکت امواج و اصطکاک و چسبندگی درونی است. شتاب‌های افقی وارد بر سازه نیز مهم هستند. لغزش در نواحی مرزی بین مصالح مختلف بسیار محتمل است، چون در این نواحی اصطکاک کاهش می‌یابد. خصوصیات خاک زیر سازه نیز در تحمل وزن آن و همچنین امکان ایجاد فشارهای منفذی اضافی و یا روانگرایی در لایه‌های ریزدانه زیر پوشش‌ها می‌تواند از پارامترهای موثر دیگر در ایجاد لغزش باشند.

با توجه به موارد فوق قبل از هرگونه اقدام جدی جهت طراحی، جانمایی و استفاده از الزامات این دستورالعمل در ساخت موج‌شکن توده‌سنگی، باید مطالعات ژئوتکنیک جامعی در دستور کار قرار گیرد و توسط متخصصین ژئوتکنیکی، آزمایش‌های مورد نیاز تعیین و تحلیل شود.

۱-۴- بسترهای نرم در سواحل ایران

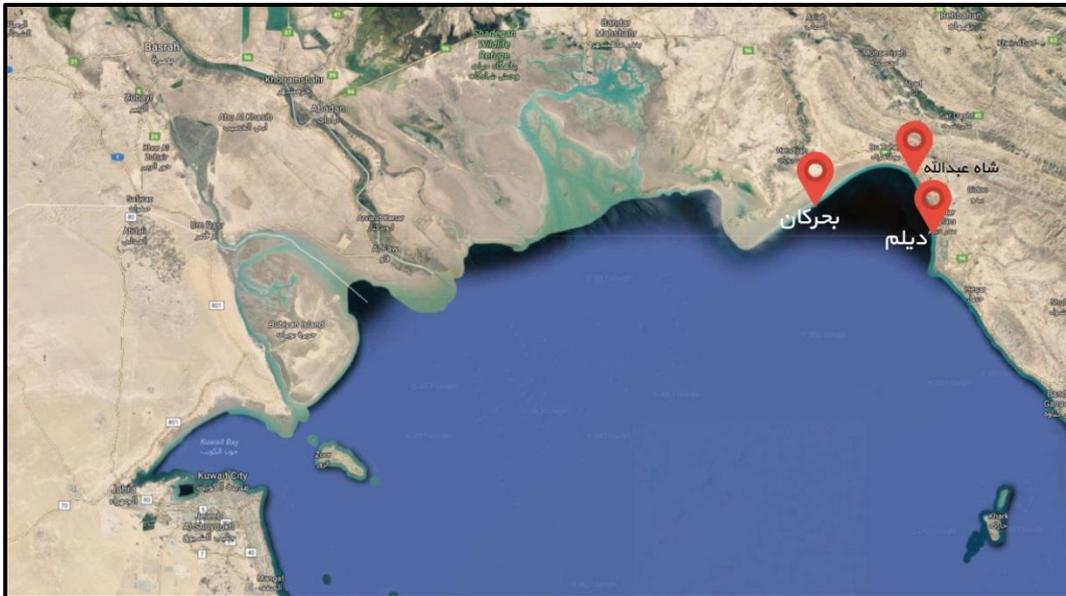
بسترهای نرم و لجنی، سطح قابل توجهی از سواحل کشور بالاخص در سواحل جنوبی را در بر گرفته است. این موضوع به دلیل ساختار زمین‌شناسی و ژئوتکنیکی عمومی سواحل جنوب کشور می‌باشد. در ذیل با تقسیم سواحل جنوبی کشور به ۴ ناحیه در استان‌های خوزستان، بوشهر، هرمزگان و سیستان و بلوچستان به تفسیر بسترهای سواحل این ۴ ناحیه پرداخته می‌شود. [۳]

با توجه به تعدد رودخانه‌هایی که در استان خوزستان جریان دارند، سواحل این استان از آوردهای رودخانه‌ای، که اغلب رس‌های نرم تحکیم‌نیافته می‌باشد تشکیل شده‌است. از منتهی‌الیه سواحل غرب با توجه به مصب رودخانه‌های اروند، بهمنشیر و زهره اغلب بنادر بزرگ مانند ماهشهر و امام خمینی در محدوده خورموسی در شرق استان خوزستان احداث شده‌اند.

بندر صیادی بحرکان در سواحل شرقی استان خوزستان قرار دارد که به دلیل وجود بستر نرم و نشست زیاد در این منطقه از احداث موج‌شکن توده‌سنگی اجتناب شده و به ساخت یک راه دسترسی، با تکنولوژی شمع و عرشه اکتفا شده است. با توجه به اظهارات مجریان باسابقه، میزان فرورفت شمع در اثر وزن در این منطقه، حدود ۷-۸ متر بوده است.



در موج‌شکن شاه عبدالله، حدود ۱۵۰۰ متر از موج‌شکن اجرا شده و از لحاظ فرو رفتن مشکلی نداشته است ولی بعد از آن، با فرورفتن شدید که تا ۷ متر نیز گزارش شده است مواجه شده‌اند و پروژه متوقف شده است. [۶]



شکل ۱-۲- موقعیت موج‌شکن‌ها و راه‌های دسترسی واقع در استان خوزستان که با مشکل بستر نرم مواجه بوده‌اند.

سواحل استان بوشهر نیز از رسوبات تحکیم‌نیافته دریایی تشکیل شده است. تراکم این رسوبات ضعیف تا متوسط است. موج‌شکن بعدی که در رسوبات نرم رسی احداث‌شده موج‌شکن دیلم می‌باشد. با توجه به شیب‌دار بودن لایه ماسه‌ای که بر روی لایه رس قرار گرفته و نقش مترس را داشته‌است، هنگامی که لایه ماسه تمام می‌شود، فرورفت‌های بزرگی گزارش شده است.

موج‌شکن امام حسن در بخش غربی سواحل استان بوشهر واقع شده، که از دو بخش مردمی (قدیمی) و نیروی دریایی سپاه (جدید) تشکیل شده‌است، که نشست در حد عرف (حدود ۰/۵ متر) داشته است.

موج‌شکن‌های احداث شده در بندرگناوه و کوه‌موند با توجه به نوع بستر، در زمان اجرا مشکلی نداشته‌اند ولی موج‌شکن احداث شده در بندر ریگ، در منطقه رسوبات نرم قرار گرفته است. اطلاعات ثبت شده‌ای در مورد نشست و فرورفت در دسترس نیست ولی با توجه به منطقه، احتمالاً با مشکل فرورفت مواجه بوده است.

در خلیج بوشهر به دلیل رسوباتی که رودخانه جله به همراه دارد و بستر نرم، سازه‌ای ساخته نشده است. برای موج‌شکن ری‌شهر مشکلی از لحاظ نشست و فرورفت گزارش نشده است. ولی موج‌شکن‌های مردمی جائینک، محمد عامری و بوالخیر با مقادیری از نشست و فرورفت همراه بوده‌اند.

به منظور توسعه پایانه‌های نفتی برای صادرات، با توجه به عمق آب، موج‌شکن کیسونی برای سواحل بندر تنبک طراحی شد، که با توجه به عدم انجام مطالعات ژئوتکنیکی به محض اجرا ۱/۵ متر فرورفت آنی داشته و پروژه متوقف شده است.



شکل ۱-۳- موقعیت موج‌شکن‌های واقع در استان بوشهر که با مشکل بستر نرم مواجه بوده‌اند.

بافت سواحل استان هرمزگان بسیار متغیر است. به طوری که در مناطقی از لایه‌های سنگی، کنگلومرا و یا لایه‌های مرجانی در نقاطی رخنمون دارند و در نقاط دیگر در زیر لایه‌های ماسه‌ای مدفون گشته‌اند این امر به دلیل رسوب‌گذاری عرضی در این مناطق می‌باشد. تغییر در مشخصات ژئوتکنیکی لایه‌ها به حدی است که در بندر لنگه در عمق ۳ الی ۴ متری به سنگ کنگلومرا با سیمان‌تاسیون متوسط برخورد گردید ولی در بندر شناس به فاصله ۲ کیلومتری از بندر لنگه به دلیل نرم بودن لایه‌های بستر، ساخت موج‌شکن به دلیل فرورفت مصالح با مشکل روبرو شده است. بندر خمیران و برکه‌سفلین از دیگر مناطقی است که به هنگام ساخت موج‌شکن با نشست همراه بوده است.

- بندر خمیر در تنگه خوران قرار دارد که با وجود جنگل‌های حراء و رسوبات نرم با نشست مواجه بوده است. به همین دلیل، اسکله احداث شده از روش شمع و عرشه بوده است.
- نخل ناخدا از دیگر موج‌شکن‌های بااهمیتی است که تقریباً ۳-۴ متر فرورفت داشته و اجرای آن متوقف شده است. موج‌شکن مردمی بیریزک نیز با مشکل فرورفت مواجه بوده ولی ساخت آن به پایان رسیده است. احداث موج‌شکن‌های گرگوشکی و گزین نیز متوقف شده است. [۷]





شکل ۱-۴- موقعیت موج‌شکن‌های مهم در استان هرمزگان

بستر دریا در سواحل استان سیستان و بلوچستان، از رسوبات و ریزدانه تشکیل شده است. به دلیل رسوب‌گذاری عرضی، در نظر گرفتن مشخصات ژئوتکنیکی برای ساخت بندار در این منطقه بسیار مهم است. مشکل فرورفت مصالح در سواحل، از سمت غرب (استان خوزستان) به سمت شرق (استان سیستان و بلوچستان) کم‌تر می‌شود. با این وجود در سواحل شرقی نیز در مواردی ساخت موج‌شکن، با فرورفت مصالح درون بستر نرم مواجه شده است.



فصل ۲

شناسایی بسترهای رسی نرم



۲-۱- مقدمه

خواص خاک در یک محل می‌تواند با نمونه‌برداری از خاک و ارسال آن به آزمایشگاه جهت انجام آزمون‌های آزمایشگاهی بررسی شود. به طور کلی، در آب‌های با عمق کم، روش‌های حفاری و نمونه‌برداری که در خشکی مورد استفاده قرار می‌گیرند، می‌تواند با استفاده از یک قایق یا پلنفرم ثابت مورد استفاده قرار گیرد. در آب‌های عمیق، به دلیل عمق زیاد آب، نمونه‌گیری از رسوبات خاک اغلب نیازمند تجهیزات و تکنیک‌های پیچیده‌تر از نمونه‌برداری در خشکی یا نزدیک ساحل است. در آب‌های عمیق، نمونه‌برداری باید با یک کشتی شناور انجام شود. برای نمونه‌برداری از عمق ۳ تا ۶ متر، معمولاً از مغزه‌گیرهای وزنی یا ویراتور استفاده می‌شود. در زیر این عمق، سکوه‌های حفاری و روش نمونه‌گیری ممتد به طور معمول استفاده می‌شود. عملکرد این تکنیک‌های نمونه‌برداری در آب‌های عمیق به خاطر تاثیر شرایط آب و هوایی و قابلیت‌های بارج یا کشتی محدود می‌شود.

۲-۲- نمونه‌برداری سطحی از خاک

نمونه‌برداری از خاک در عمق‌های سطحی معمولاً به عنوان بخشی از بررسی اولیه منطقه انجام می‌شود. برای تخمین شرایط اولیه خاک و تعیین حجم عملیات شناسایی ژئوتکنیک، نمونه‌های سطحی خاک می‌توانند پارامترهای اولیه خاک و وضعیت آن را نشان دهند. تجهیزات مورد استفاده برای نمونه‌برداری سطحی از خاک در آب‌های عمیق عبارتند از: نمونه‌گیرهای چنگکی یا لایروبی سطحی^۱، مغزه‌گیر باکسی^۲، مغزه‌گیر وزنی^۳ و مغزه‌گیر ارتعاشی^۴. در شکل (۲-۱) تصویری از هر یک از این نمونه‌گیرها ارائه می‌شود. [۸]

^۱ Grab or Dredge Samplers
^۲ Box Corer
^۳ Gravity Corers
^۴ Vibracorer

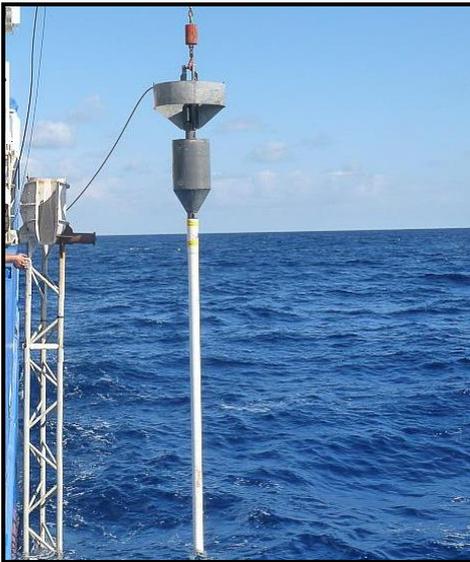




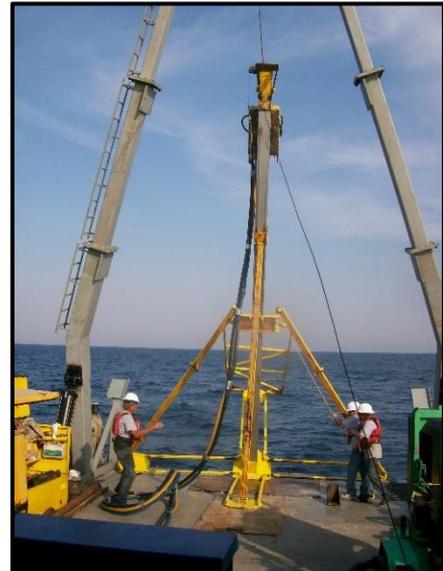
نمونه‌گیر لایروبی سطحی



مغزه‌گیر باکسی



مغزه‌گیر وزنی



مغزه‌گیر ارتعاشی

شکل ۱-۲- انواع نمونه‌گیرهای سطحی

۲-۳- نمونه‌برداری عمیق از خاک

شناسایی سایت‌های دریایی برای سازه‌های مهندسی دور از ساحل، به ویژه آن‌هایی که بر روی شمع قرار می‌گیرند، نیاز به نمونه‌گیری ممتد از خاک و استخراج نمونه‌ها از عمق‌های پایین‌تر دارند. تکنیک‌های حفر گمانه عمیق در دریا نیاز به تجهیزات پیچیده‌تر برای حفاری و همچنین بارج یا پلتنفرم برای استقرار تجهیزات نسبت به نمونه‌گیری سطحی دارند.



عملیات حفاری و نمونه‌برداری عموماً از یک پلتفرم ثابت^۱، یک پلتفرم خودبالارو^۲، یک بارج یا کشتی ثابت^۳ یا یک کشتی متحرک^۴ صورت می‌گیرد.

در شناسایی‌های ژئوتکنیکی نزدیک ساحل استفاده از پلتفرم خودبالارو یا جک‌آپ متداول می‌باشد. جک‌آپ‌های ژئوتکنیکی چندان بزرگ نبوده و عمدتاً در عمق‌های کم (حداکثر ۲۰ متر) فعالیت می‌کنند. به منظور شناسایی ژئوتکنیکی در عمق‌های بیش‌تر از ۲۰ متر از شناور به دلایل فنی و اقتصادی (بارج یا کشتی ثابت یا متحرک) استفاده می‌شود. در این شناورها حرکات قائم شناور با استفاده از مستهلک‌کننده‌های حرکات قائم مهار می‌شود. از آنجایی که جک‌آپ‌ها پر حادثه‌ترین سازه‌های دریایی هستند، ساخت و احداث جک‌آپ‌های شناسایی ژئوتکنیکی نیازمند استفاده از تجربیات متخصصین حفاری‌های دریایی است. [۸]

پس از استقرار جک‌آپ، عملیات حفاری و نمونه‌برداری شروع می‌شود. برای نمونه‌برداری از بسترهای نرم، یکی از دو نوع نمونه‌گیری زیر جهت اخذ نمونه‌ها، پیشنهاد می‌شود:

۱- نمونه‌گیر جدار نازک یا شلبی^۵ و ۲- نمونه‌گیر پیستونی

استفاده از نمونه‌گیر جدار نازک متداول‌ترین روش تهیه نمونه دست‌نخورده از خاک می‌باشد. نمونه‌گیرهای جدار نازک شلبی معمولاً برای به دست آوردن نمونه‌های با کیفیت استفاده می‌شوند. اگر چه بدون توجه به روش نمونه‌گیری مورد استفاده، مقداری دست‌خوردگی در نمونه اجتناب‌ناپذیر است. لوله‌های جدار نازک شلبی در قطرهای ۲ تا ۳ اینچ در طول معمول ۳۰ اینچ موجود بوده و از فولاد گالوانیزه ساخته می‌شوند.

نمونه‌گیر پیستونی نوع اصلاح شده نمونه‌گیرهای جدار نازک است که از یک پیستون برای افزایش کیفیت نمونه و افزایش درصد بازافت نمونه استفاده شده است. نمونه‌گیر پیستونی برای نمونه‌گیری دست‌نخورده از خاک‌های نرم سیلنتی و رسی از کارایی مناسبی برخوردار است و کیفیت نمونه‌های اخذ شده توسط آن در حد بالایی است. [۹]

۲-۴- تعداد و عمق نمونه‌برداری

استفاده از مشاور ژئوتکنیک ذیصلاح جهت تخمین تعداد و عمق گمانه‌ها ضروری می‌باشد. اعماق لازم جهت نمونه‌برداری خاک بستگی به نوع و اندازه سازه دریایی دارد. این موضوع بستگی به عملکرد سازه، حوزه تنش‌های قائم در بستر و تاثیر شرایط ژئوتکنیکی خاص به عملکرد سازه در زمان ساخت و بهره‌برداری بستگی دارد.

- 1- Fixed Platform
- 2- Jackup Platform
- 3- Anchored Barg or Ship
- 4- Dynamically Positioned Ship
- 5- Shelby



به عنوان مثال برای بیش‌تر فونداسیون‌های شمعی، نمونه‌گیری باید تا حداقل عمق شمع بعلاوه ۳ برابر قطر یک شمع انجام شود. یا برای سازه‌های وزنی همچون موج‌شکن حداقل عمق گمانه حفاری شده ۱ الی ۲ برابر عرض فونداسیون بر اساس شرایط خاک در محل سازه می‌باشد. به طور کلی خاک‌های نرم‌تر، گمانه‌های عمیق‌تری نیاز دارد. اگر پروفیل‌های خاک در یک منطقه وسیع به صورت یکنواخت باشد، یک گمانه عمیق در وسط سازه به همراه تعدادی گمانه کم عمق کافی است. اگر سوابق منطقه یا نتایج گمانه ابتدایی بی‌نظمی‌هایی در لایه‌بندی زمین نشان دهد یا از نظر مقاومتی لایه حفاری شده نرم باشد، حفر گمانه‌های عمیق کمکی الزامی می‌باشد. برای سازه‌هایی که طول آن زیاد است همچون موج‌شکن‌ها، حفر یک گمانه عمیق تا حداقل عمق ۳۰ متر در هر ۵۰۰ متر الزامی است. همچنین می‌توان از مغزه‌گیرهای وزنی برای شناسایی سطحی شرایط ژئوتکنیکی کمک گرفت. [۱۰]

۲-۵- نگهداری نمونه‌ها

برای به حداقل رساندن دست‌خوردگی نمونه، مغزه‌ها باید در اسرع وقت پس از استخراج آماده و بسته‌بندی شوند. اطلاعات دقیق هر یک از نمونه‌ها، عمق قرارگیری آن‌ها و قسمت بالایی و پایینی هر نمونه باید دقیقاً مشخص شود. همچنین نمونه باید کاملاً موم اندود شود تا هیچ رطوبتی از آن خارج نشود. برای مغزه‌گیر باکسی، جعبه فلزی آب‌بند نمی‌باشد، لذا نگهداری رطوبت نمونه‌ها بسیار مشکل است. برای این منظور باید بر روی عرشه نمونه‌گیری ثانویه‌ای از نمونه‌های استخراجی به همراه نشان‌گذاری در اسرع وقت صورت گیرد. خاک‌های مازاد که حین بیرون کشیدن و نمونه‌گیری باقی‌مانده است، برای انجام آزمون‌های دست‌خورده مناسب بوده، لذا این خاک‌ها نیز به صورت جداگانه بسته‌بندی، علامت‌گذاری و مهر و موم می‌شود. معمولاً بهتر است که نمونه‌ها به صورت عمودی نگه داشته شوند، این موضوع برای حفظ جهت‌گیری طبیعی و محدود کردن دست‌خوردگی یا تغییر در شرایط تنش صورت می‌گیرد. نمونه‌ها باید در دمای 5 ± 22 درجه سانتیگراد در رطوبت نسبی ۱۰۰ درصد و دور از نور مستقیم خورشید برای جلوگیری از رشد بیولوژیکی و سایر تغییرات فیزیکی که ممکن است رخ دهند، نگهداری شوند. نمونه‌ها باید در اسرع وقت آزمایش شوند زیرا حتی نگهداری مناسب هم با گذشت زمان باعث ایجاد تغییرات در خواص مهندسی خاک در طول زمان می‌شود. برای این منظور پس از رساندن نمونه‌ها به ساحل به سرعت باید به محل آزمایشگاه منتقل و آزمایش‌های مورد نیاز روی نمونه‌ها انجام گیرد. [۹]

۲-۵-۱- دست‌خوردگی

سه عامل در دست‌خوردگی نمونه‌های خاک مشارکت داشته و عملاً امکان اخذ نمونه‌های دست‌نخورده را مشکل می‌کند، که عبارتند از:

۱- دست‌خوردگی مکانیکی: این دست‌خوردگی ناشی از جداسازی جداره از نمونه خاک داخل تیوپ نمونه‌گیری می‌باشد.



- ۲- دست خوردگی ناشی از تغییر وضعیت تنش: که ناشی از بین رفتن تنش درمحل در زمان نمونه‌گیری می‌باشد.
- ۳- دست خوردگی ناشی از انبساط گازها درون نمونه: که اثرات از بین رفتن تنش می‌باشد.
- دو عامل دست خوردگی اولیه ذکر شده علاوه بر مسایل دریایی در کارهای خشکی نیز متداول است. اثرات دست خوردگی مکانیکی در ادبیات فنی توسط Hvorslev (1949) به تفصیل بیان شده است. در بسیاری از شناسایی‌های دریایی اثرات دست خوردگی مکانیکی بسیار حائز اهمیت می‌باشد. [۹]
- در بعضی از آزمایش‌ها شرایط بارگذاری نمونه در آزمایشگاه با بارگذاری محلی و واقعی تفاوت می‌کند و بر همین اساس نتایج حاصله برای نمونه معرف خواص واقعی خاک محل نیست. در این موارد به رغم اخذ نمونه دست‌نخورده و نگهداری در شرایط مناسب، به علت عدم انطباق شرایط بارگذاری آزمایشگاهی با شرایط بارگذاری محلی ممکن است نتایج آزمایشگاهی قابل انطباق بر زمین محل نباشد. در این ارتباط می‌توان به موارد زیر اشاره کرد:
- ۱- فشارهای افقی و قائم محلی وارد بر نمونه پس از اخذ نمونه از روی آن برداشته شده و مجدداً در آزمایشگاه اعمال می‌شود. تخمین این سیکل باربرداری و بارگذاری ممکن است منجر به تغییر خواص مصالح شود.
 - ۲- جهت لایه‌بندی و تشکیل ساختار نمونه‌ی محلی در میزان بارهای وارد بر آن تاثیر دارد. ممکن است زاویه بین بار و لایه‌بندی نمونه در محل و آزمایشگاه متفاوت باشد.
 - ۳- مسیر تنش‌های وارده بر نمونه باید منطبق بر مسیر تنش محلی باشد. در واقع نه تنها مقدار و جهت تنش‌های وارده به یک نمونه اهمیت دارد، بلکه مسیر طی شده در صفحه تنش‌ها برای دستیابی به مقادیر تنش اهمیت دارد. در همین ارتباط پله‌ای یا پیوسته بودن روش اعمال بار بر نتایج آزمایش نیز موثر خواهد بود [۹]
- معضل انبساط گاز در مسایل ژئوتکنیکی دریایی متداول‌تر از مسایل خارج از دریاست. وقتی که گاز درون نمونه خاک دریا منبسط شود، خصوصیات فیزیکی و مهندسی تغییرات قابل توجهی می‌کند. به عنوان مثال وزن مخصوص و درجه اشباع کاهش می‌یابد و مقاومت و تراکم‌پذیری تغییرات غیرقابل بازگشتی خواهند داشت و مقاومت برشی زهکشی‌نشده نسبت به شرایط محلی تغییرات زیادی می‌کند. جهت کم کردن مشکلات ناشی از انبساط گاز درون نمونه‌ها راهکارهای زیر پیشنهاد می‌شود:
- ۱- آزمایش‌های مقاومتی بر روی نمونه‌های استخراجی باید در کوتاه‌ترین زمان ممکن انجام شود.
 - ۲- تست برش پره کوچک در زمانی که هنوز نمونه داخل نمونه‌گیر قرار دارد و انبساط گاز هنوز اثرات تخریبی بر روی نمونه نداشته است، باید انجام شود.
 - ۳- نمونه مجدداً تحت تحکیم قرار داده شود. برای این موضوع باید تنش موثر و میزان بیش‌تحکیمی نمونه در محل تخمین زده شود.



۲-۶- آزمایش‌های برجا

۲-۶-۱- کلیات

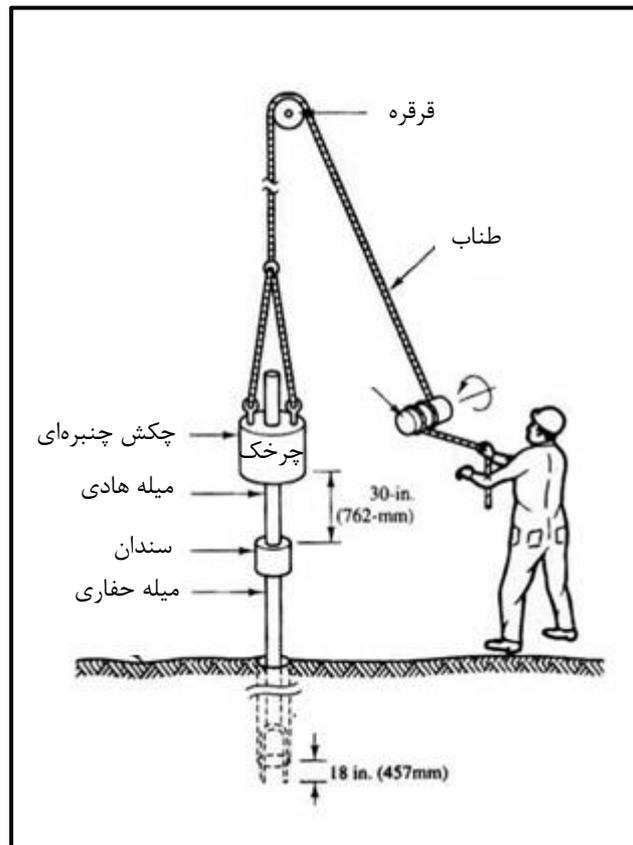
آزمون‌های صحرایی متعددی وجود دارد که پارامترهای ژئوتکنیکی زمین را به طور مستقیم یا غیرمستقیم به دست می‌دهند. مهم‌ترین دلیل انجام آزمایش‌های در محل این است که خصوصیات خاک کاملاً حفظ شده و پارامترهای استخراجی مطابق با شرایط محلی نمونه در زیر دریا می‌باشد. اخذ نمونه از اعماق دریا و انجام آزمایش در خشکی با فرض بهترین شرایط نگهداری باز هم تغییراتی در خصوصیات خاک خواهد داشت. از بین رفتن فشار هیدرواستاتیک آب در بالا و همچنین حذف تنش همه‌جانبه خاک یکی از علل متداول خطا در آزمایش‌های آزمایشگاهی می‌باشد. در برخی مواقع کاهش فشار هیدرواستاتیک مخصوصاً در رس‌ها باعث افزایش حجم گازها و دست‌خوردگی شدید نمونه می‌شود. در بخش بعدی انواع آزمایش‌ها و پارامترهای استخراجی از هر یک از آزمایش‌های صحرایی مورد بررسی قرار می‌گیرد. بحث مفصل‌تر در مورد آزمایش‌های و تجهیزات در محل در مراجع فنی معتبر قابل برداشت است.

۲-۶-۲- آزمایش نفوذ استاندارد (SPT)^۱

آزمایش نفوذ استاندارد، یکی از قدیمی‌ترین و معمولترین آزمایش‌های صحرایی ژئوتکنیک است که از آن برای تخمین مقاومت خاک کف گمانه استفاده می‌نمایند. روند انجام آزمایش بدین صورت است که پس از عملیات حفاری وقتی که گمانه به عمق مطلوب رسید، مته بیرون کشیده شده و نمونه‌گیر به سر میله حفاری متصل و به داخل گمانه فرستاده می‌شود. سپس ضربات چکش به بالای میله حفاری نواخته می‌شود. وزن چکش $63/5$ کیلوگرم (۱۴۰ پوند) است. برای هر ضربه، چکش از ارتفاع 760 میلی‌متری (۳۰ اینچی) رها می‌شود. تعداد ضربات لازم برای سه مرحله نفوذ 15 سانتی‌متری (۶ اینچی) نمونه‌گیر به داخل خاک، یادداشت می‌شود. مجموع تعداد ضربات لازم برای دو مرحله انتهایی، عدد نفوذ استاندارد N نامیده می‌شود. شایان ذکر است در صورتی که بیش از 50 ضربه برای 15 سانتی‌متر نفوذ لازم باشد معمولاً آزمایش متوقف می‌شود. معمولاً آزمایش SPT بسته به شرایط پروژه در فواصل $1/5$ تا 2 متری در درون گمانه انجام می‌شود. عدد N برای خاک‌های نرم و خاک‌های خیلی سفت به طور متوسط کم‌تر از 5 و بیش‌تر از 50 می‌باشد. شایان ذکر است استاندارد ۱۸۲-الف با عنوان «دستورالعمل آزمایش نفوذ استاندارد» توسط استاندارد مهندسی آب کشور وابسته به وزارت نیرو تدوین شده است. در این دستورالعمل اطلاعات کاملی در ارتباط با نحوه انجام این آزمایش و همچنین ضرایب اصلاحی ارائه شده است. در شکل (۲-۲) شکل شماتیک از ادوات این آزمایش نشان داده شده است.

1- Standard Penetration Test





شکل ۲-۲- نحوه انجام آزمایش SPT

این آزمایش به صورت ساختاری دارای نواقص و اشکالاتی است که لازم است مورد توجه واقع شود. برخی از این اشکالات از مکانیزم انجام آزمایش و برخی دیگر از اندازه، شکل و مشخصات تجهیزات آن ناشی می‌شود. ضمن اینکه پاره‌ای ایرادها نیز به نحوه به کارگیری نتایج آن و عدم کفایت این آزمون در ارائه اطلاعاتی صحیح از شرایط زیر سطحی برمی‌شود. اما مشکل اصلی که در اغلب منابع فنی بدان اشاره شده است. عدم کاربرد این آزمایش در زمین‌های رسی نرم می‌باشد. علت این موضوع تغییر زیاد نتایج این آزمایش با میزان حساسیت رطوبت لایه می‌باشد.

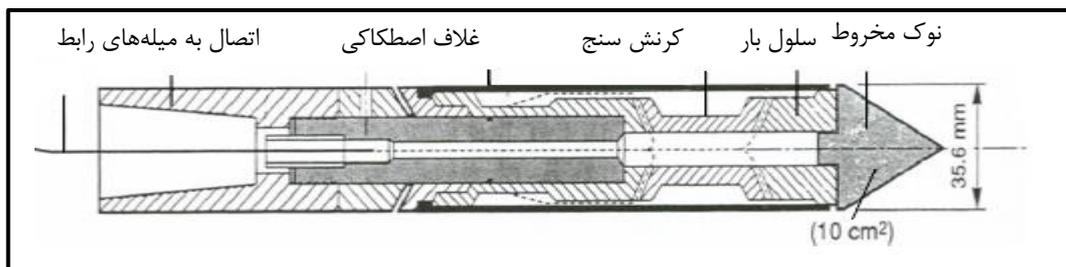
در عین حال استفاده از این آزمایش بخاطر سادگی اجراء، هزینه کم و همچنین وجود روابط همبسته متعدد برای استخراج پارامترهای ژئوتکنیکی مورد اقبال مهندسان ژئوتکنیک می‌باشد. ولی باید توجه شود تخمین پارامترهایی همچون مقاومت برشی زهکشی نشده خاک رسی با استفاده از نتایج این آزمایش در طراحی نهایی با احتیاط باید مورد استفاده قرار گیرد. [۱۱]



۲-۶-۳- آزمون نفوذ مخروط (CPT)^۱

آزمون نفوذ مخروط بر اساس نفوذ پیوسته ابزار استوانه‌ای با نوک مخروطی شکل (نفوذسنج) به داخل زمین عمل می‌نماید. نفوذسنج دارای نوک مخروطی با زاویه نوک ۶۰ درجه و قطر ۳۷/۵ میلی‌متر است. این مخروط با نرخ ثابت (۲۰ میلی‌متر در ثانیه) در خاک فرو رفته و مقاومت نوک و اصطکاک جانبی اندازه‌گیری می‌شود. این داده‌ها با مقاومت خاک و دیگر ویژگی‌های خاک مرتبط است. آزمایش نفوذ مخروط اطلاعات پیوسته‌ای از محل را با عمق ارائه می‌کند. آزمون نفوذ مخروط، صرفاً برای مطالعه مقاومت رس‌های خیلی نرم تا ماسه‌های با تراکم متوسط کارایی دارد و در مصالح شنی و رسوبات حاوی قطعات سنگی توصیه نمی‌شود.

در شکل (۲-۳) به طور شماتیک بخش نفوذ سنج دستگاه CPT نمایش داده شده است. مخروط نوک در واقع به وجود آورنده مقاومت انتهایی و غلاف اصطکاکی به وجود آورنده اصطکاک جانبی می‌باشد. ساختار بعضی از نفوذسنج‌ها به نحوی است که می‌توانند مقاومت انتهایی و اصطکاک جانبی را به طور مستقل از هم اندازه‌گیری نمایند. با این حال در برخی دیگر از این دستگاه‌ها مقاومت انتهایی توسط یک حسگر الکترونیکی و مجموع مقاومت‌های انتهایی و جانبی توسط حسگر دیگری اندازه‌گیری می‌شود. طول غلاف اصطکاکی حدود ۱۳۴ میلی‌متر می‌باشد.



شکل ۲-۳- بخش نفوذ سنج دستگاه CPT

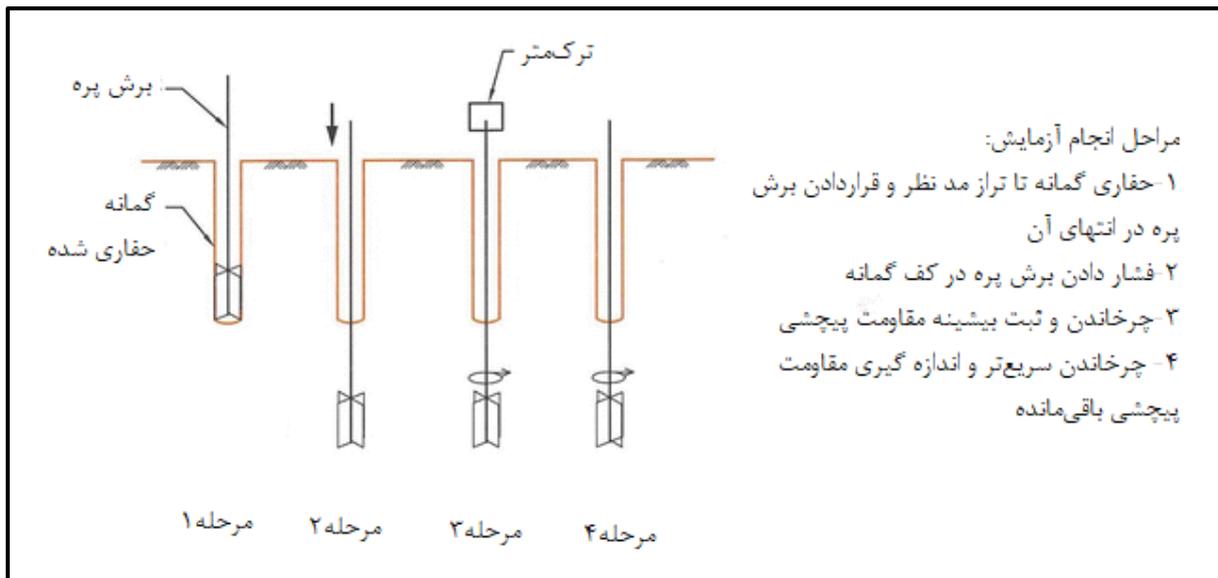
پارامترهای مقاومتی، تغییر شکل‌پذیری، شرایط تراکمی، نفوذپذیری و پارامترهای تحکیمی خاک می‌تواند از طریق تفسیر داده‌های نفوذ مخروط برآورد شوند. با توجه به گستردگی پارامترها و روابط موجود در ادبیات فنی برای انواع مختلف خاک‌ها استفاده از مراجع فنی معتبر در ارتباط با تفسیر پارامترهای مختلف توصیه می‌شود. [۱۱]

۲-۶-۴- آزمایش برش پره‌ای^۲

آزمایش برش پره یکی از آزمایش‌های صحرایی است که در آن ابزاری چهار پره مانند آنچه که در شکل (۲-۴) نشان داده شده است با اعمال فشار وارد زمین شده و از طریق اندازه‌گیری نیروی لازم برای چرخش آن در خاک، مقاومت

1- Cone Penetration Test
2- Vane Shear Test

برشی رس‌های نرم اندازه‌گیری می‌شود. استفاده از این آزمایش محدود به خاک‌هایی می‌شود که چرخش آرام تیغه‌ها (۶ درجه در دقیقه) بتواند باعث گسیختگی برشی زهکشی نشده در آن‌ها شود. قطر پره استاندارد ۶۵ میلی‌متر و ارتفاع آن ۱۳۰ میلی‌متر و ضخامت آن ۲ میلی‌متر می‌باشد. با این حال پره‌هایی با قطر ۳۸ تا ۹۲ میلی‌متر و ارتفاع ۷۶ تا ۱۸۴ میلی‌متر و ضخامت ۱/۶ تا ۳/۲ میلی‌متر در شرایط مختلف مورد استفاده قرار می‌گیرند. شکل پره‌ها عمدتاً مستطیلی است با این حال برای سهولت نفوذ در خاک در برخی موارد لبه‌ها را پخ می‌کنند.



شکل ۲-۴- مراحل انجام آزمایش برش پره‌ای

یک پره استاندارد با قطر ۶۵ میلی‌متر مقاومت برشی زهکشی نشده حداکثر ۱۲۵ کیلونیوتن بر متر مربع را قادر به اندازه‌گیری می‌باشد. مقاومت برشی زهکشی نشده را می‌توان از مقادیر گشتاور اندازه‌گیری با استفاده رابطه زیر حساب نمود:

$$S_u = \frac{2T}{\pi D^3 \left(\frac{H}{D} + \frac{1}{3} \right)} \quad (1-2)$$

که در آن T گشتاور اندازه‌گیری شده، D قطر پره، و H ارتفاع پره می‌باشد.

عوامل زیادی می‌توانند بر روی مقادیر اندازه‌گیری شده مقاومت برشی زهکشی نشده با استفاده از دستگاه برش پره‌ای تاثیر بگذارند. رس‌های حساس، بیش تحکیم‌یافته یا رس‌های سیمانته شده بخاطر دست‌خورده شدن هنگام فرو کردن پره در داخل خاک نتایج غیر واقعی می‌دهند. [۱۱]



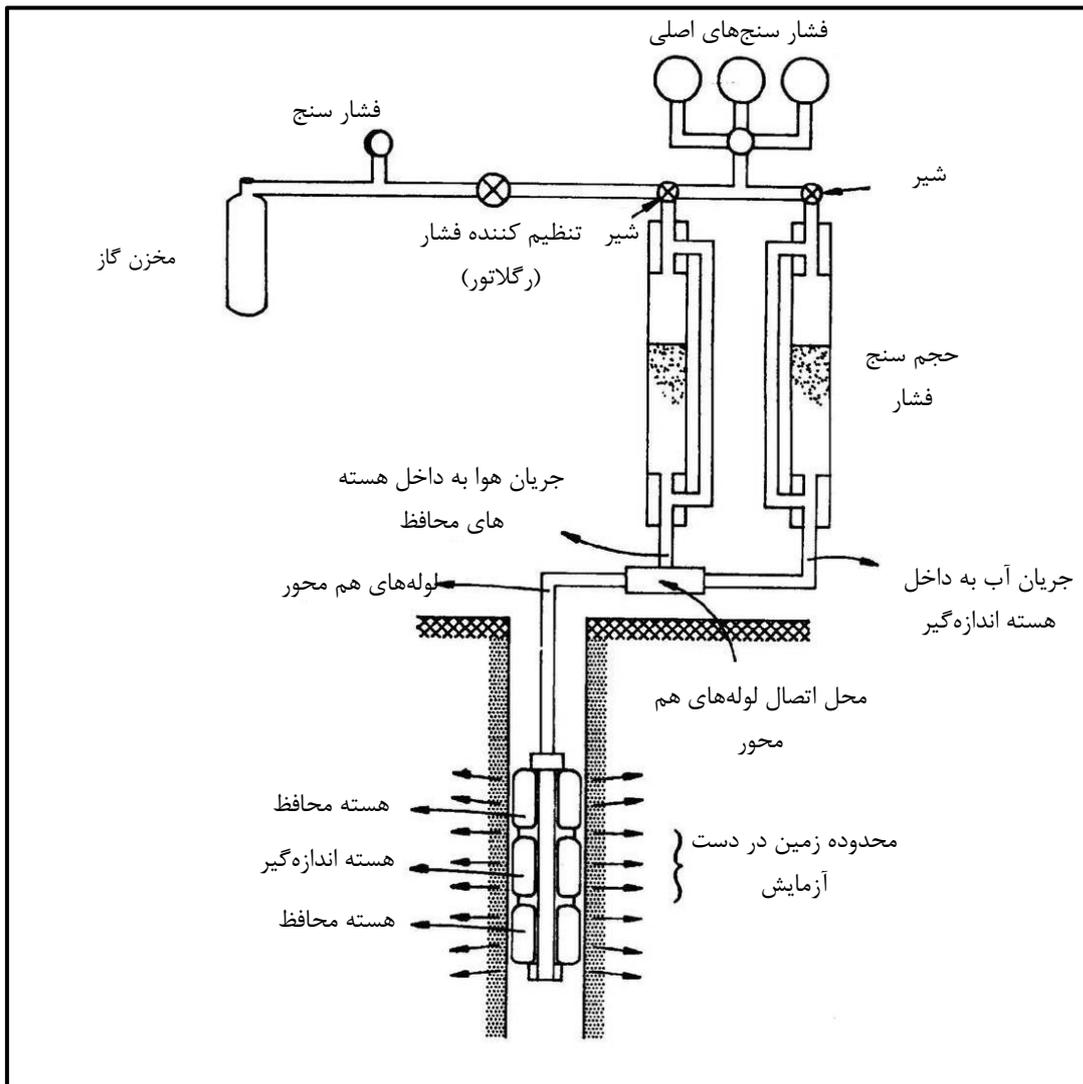
۲-۶-۵- آزمایش پرسیومتری^۱

پرسیومتری یکی از آزمایش‌های صحرایی است که برای شناسایی و ارزیابی خواص فیزیکی و مکانیکی خاک کاربرد دارد. از معمول‌ترین ویژگی‌هایی که بر اساس این آزمایش ارزیابی می‌شود مدول تغییر شکل خاک، مقاومت زهکشی نشده خاک‌های رسی اشباع و فشار جانبی است. از مزایای آزمایش پرسیومتری این است که شرایط نمونه خاک در محل تقریباً مشابه شرایط بارگذاری واقعی بوده و نسبت به بسیاری از آزمایش‌های مکانیک خاک محیط تحت آزمایش دست‌خوردگی کم‌تری دارد. به دلیل مزیت مذکور و سهولت کار با دستگاه، این آزمایش در پروژه‌های مختلف از کارایی بالایی برخوردار است.

در این آزمایش یک بالن استوانه‌ای تحت فشار سیال درون گمانه انبساط می‌یابد و تغییرات حجم و فشار به طور پیوسته اندازه‌گیری می‌شود. سپس این داده‌ها به صورت نمودار فشار اعمالی در مقابل تغییر حجم یا فشار در مقابل تغییر شعاع بالن، ترسیم می‌شود. با استفاده از نتایج این آزمایش می‌توان پارامترهای مختلفی از خاک را به دست آورد. پارامترهای زیادی از خاک بر اساس نتایج آزمایش پرسیومتری قابل اندازه‌گیری یا مقایسه با سایر آزمایش‌ها هستند. اندازه‌گیری‌هایی که با آزمایش پرسیومتری انجام می‌شود به لحاظ مکانیزم بارگذاری انطباق بیش‌تری با بارگذاری‌های وارده بر توده خاکی دارد و نیز این آزمایش نسبت به سایر آزمایش‌های برجا پشتوانه علمی و تئوری محکم‌تری داشته و پارامترهای حاصل از آن بیش‌تر قابل قبول هستند. در شکل (۲-۵) ادوات آزمایش پرسیومتری نشان داده شده است.

¹ Pressurmeter Test





شکل ۲-۵- ادوات آزمایش پرسیومتری درون گمانه

۲-۷- آزمایش‌های آزمایشگاهی

آزمایش‌های آزمایشگاهی یکی از ملزومات کاوش‌های ژئوتکنیکی در کارهای دریایی می‌باشد و عموماً به کمک آن‌ها پارامترهای زیادی از خاک جهت انجام آنالیزهای ژئوتکنیکی فراهم می‌شود. داده‌های استخراجی از آزمایش‌های درون سایت عموماً تکمیل کننده داده‌های آزمایشگاهی هستند. معمولاً در کاوش‌های ژئوتکنیکی در یک پروژه بزرگ دو فاز اصلی وجود دارد. اول آزمایش‌های سریع بلافاصله پس از استخراج نمونه و دوم آزمایش‌های با جزئیات بیشتر در آزمایشگاه‌های معمول.

نگرانی اصلی در دوفاز مطرح شده از آزمایش‌های آزمایشگاهی، امکان دست‌خوردگی نمونه‌های خاک می‌باشد.

بنابراین قبل از انجام آزمایش‌ها موارد مطرح شده در بند ۲-۵ جهت جلوگیری از دست‌خوردگی مد نظر قرار گیرد. [۹]



آزمایش‌های ابتدایی در سایت بر روی ۲۵٪ از نمونه‌هایی که بلافاصله از محل استخراج می‌شود انجام می‌گیرد این آزمایش‌های شامل تعیین درصد رطوبت، دانسیته، مقاومت برشی زهکشی نشده توسط دستگاه نفوذسنج یا پنترومتر جیبی^۱، تعیین خصوصیات فیزیکی همچون رنگ، تشخیص نظری دانه‌بندی و ساختار نمونه می‌باشد. در ادامه به توضیح برخی از این آزمایش‌ها پرداخته می‌شود:

۲-۷-۱- آزمایش نفوذسنج جیبی

آزمایش نفوذسنج جیبی، آزمایشی کاملاً کم‌هزینه و با تجهیزات بسیار ساده می‌باشد. این آزمایش قابلیت انجام هم در آزمایشگاه و هم به صورت برج‌ها از نمونه‌های اخذ شده از گمانه‌ها را داراست. این ابزار توانایی اندازه‌گیری مقاومت برشی زهکشی نشده خاک‌های چسبنده را دارد. دستگاه آزمایش پنترومتر جیبی دارای شاخصی است که به موجب فرورفتن میله پنترومتر جابجا شده و به روی عدد موجود بر میله مدرج قرار می‌گیرد. مقاومتی که خاک در برابر فرو رفتن نوک استوانه‌ای به میزان مشخص شده ۶ میلی‌متر نشان می‌دهد، موجب برآورد مقاومت فشاری محدود نشده خاک (q_u) بر روی استوانه مدرج بر این ابزار می‌شود. به جهت سادگی و کم‌هزینه بودن این آزمایش در تعیین مقاومت برشی، این ابزار روش مفیدی برای تعیین مقاومت برشی زهکشی نشده در خاک است. همچنین به منظور ارزیابی ناهمسانی در مقاومت برشی خاک و مقایسه مقادیر مقاومت برشی زهکشی نشده در دو راستای افقی و قائم می‌توان از این ابزار مناسب و کم‌هزینه استفاده نمود.

۲-۷-۲- آزمایش برش پره جیبی یا توروین^۲

آزمایش برش پره جیبی یا توروین یک ابزار ساده برای به دست آوردن تقریبی مقاومت برشی زهکشی نشده خاک‌های رسی در آزمایشگاه یا به صورت برج‌ها در سایت می‌باشد. اندازه‌گیری مقاومت برشی در این روش مشابه آزمایش برش پره درون گمانه‌ای ولی با سایز کوچک‌تر می‌باشد. این ابزار متشکل از تیغه‌های کوچکی می‌باشد که درون نمونه خاک فرو رفته و با ایجاد پیچش مقاومت نهایی برای برش نهایی یک استوانه از خاک دست‌نخورده اندازه‌گیری می‌شود. این آزمایش یک راهکار ساده برای طبقه‌بندی سریع مقاومت برشی رس در شرایط تنش کل می‌باشد.

آزمایش‌های تکمیلی در آزمایشگاه نیز بر روی نمونه‌هایی که به خوبی نگهداری شده انجام می‌گیرد. این آزمایش‌ها شامل آزمایش دانه‌بندی و هیدرومتری، نفوذپذیری، تحکیم یک‌بعدی، آزمایش سه‌محوری، آزمایش برش ساده و دیگر آزمایش‌های مورد نیاز با توجه به شرایط پروژه و جنس لایه‌ها می‌باشد. هر یک از آزمایش‌های مذکور بر اساس

1- Pocket Penetrometer
2- Torvane Test



استانداردهای متداول بین‌المللی باید انجام گیرد. در ذیل مهم‌ترین آزمایش‌های آزمایشگاهی مورد نیاز به اختصار توضیح داده می‌شود.

۲-۷-۳- آزمایش برش مستقیم

یکی از قدیمی‌ترین آزمایش‌های تعیین مقاومت برشی خاک‌های تحکیم شده چسبنده، آزمایش برش مستقیم است. در این آزمایش تنش‌های وارد بر سطحی که در آن گسیختگی رخ می‌دهد در سراسر آزمایش مستقیماً کنترل می‌شود دستگاه برش مستقیم اساساً مرکب از یک قوطی است که در جهت افقی به دو قسمت تقسیم شده است قسمت پایین به طور ثابت به پایه دستگاه اتصال یافته و بدون حرکت است در حالیکه قسمت بالایی آزاد است و می‌تواند در هر دو جهت افقی و قائم حرکت کند که مقدار حرکت را می‌توان بوسیله گیج اندازه‌گیری نمود. مقاومت برشی توده خاک، مقاومت داخلی واحد سطح آن خاک است که می‌تواند برای مقابله با گسیختگی یا لغزش در امتداد هر صفحه داخلی بروز دهد. در طول برش نمونه خاک، داده‌های مربوطه ثبت می‌شوند. این داده‌ها شامل قرائت گیج‌های عقبه‌ای افقی و قائم و قرائت‌های حلقه بار، بارسنج یا وزنه‌ها است که برای محاسبه تنش برشی استفاده می‌شوند. سرعت آزمایش باید به قدری کم باشد که فشار منفذی در نمونه ایجاد نشود. یعنی اگر نمونه تمایل به اتساع نشان داد، باید زمان کافی برای ورود آب به نمونه وجود داشته باشد. بالعکس اگر نمونه تمایل به تراکم نشان داد، باید زمان کافی برای خروج آب به نمونه وجود داشته باشد.

این آزمایش حداقل در سه سربار تکرار شده و تنش بیشینه در هر مرحله استخراج می‌شود. سپس نتایج حاصل در نمودار تنش برشی بیشینه-تنش قائم ترسیم و خطی برازش داده می‌شود. محور قائم چسبندگی و زاویه خط مذکور زاویه اصطکاک داخلی خاک می‌باشد. از جمله معایب آزمایش برش مستقیم این است که گسیختگی ممکن است در زمانی که نیروها روی صفحه افقی و یا نزدیک آن در وسط بسیج شده‌اند روی ضعیف‌ترین سطح اتفاق نیفتد. موقعیت ثابت صفحه برش در آزمایش برش مزیتی برای تعیین مقاومت برشی در یک صفحه ضعیف از پیش مشخص شده و یا بررسی سطح تماس دو ماده غیرمشابه می‌باشد. همچنین تنش‌ها و جابجایی‌های برشی به طرز غیر یکنواختی در نمونه توزیع می‌شوند و ارتفاع مناسبی برای تعیین کرنش برشی وجود ندارد. سرعت کم جابجایی باعث از بین رفتن فشار آب منفذی می‌شود، ولی باعث جریان خمیری خاک‌های چسبنده نرم نیز می‌شوند. باید مراقب بود که شرایط آزمایش نماینده شرایط مورد بررسی باشد. در اغلب خاک‌های چسبنده نرم اطلاعات حاصل از این آزمایش دور از واقعیت می‌باشد.

۲-۷-۴- آزمایش سه‌محوری

هدف این آزمایش تعیین پارامترهای مقاومت برشی خاک است. آزمایش سه‌محوری نسبت به آزمایش‌های دیگر روش پیچیده‌تر و قابل اعتمادتری برای تعیین مقاومت برشی خاک‌ها می‌باشد.



روند کلی این آزمایش به این صورت است که یک نمونه خاک که اغلب ارتفاع آن دو برابر قطر آن است درون محفظه‌ای قرار گرفته و سپس تحت تاثیر یک فشار همه‌جانبه قرار می‌گیرد که در این حالت اگر قصد تحکیم نمونه را داشته باشیم شیرهای خروج آب بازنگه‌داشته می‌شود تا نمونه تحکیم شود و فشار منفذی به صفر برسد. پس از این مرحله با اعمال بار قائم نمونه به گسیختگی می‌رسد در این حالت اختلاف بار قائم و بار همه‌جانبه که به تنش انحرافی معروف است باعث گسیختگی نمونه می‌شود در صورتی که قصد زهکشی نمونه وجود داشته باشد در این مرحله نیز شیرهای خروج آب باز نگه داشته می‌شود.

این آزمایش نیز با فشارهای جانبی مختلف انجام می‌شود سپس دوایر موهر حاکم بر هر کدام از آزمایش‌ها در یک دستگاه مختصات ترسیم شده و پوش این دوایر رسم می‌شود، شیب این خط زاویه اصطکاک داخلی خاک و عرض از مبدا آن چسبندگی خاک می‌باشد.

این آزمایش به سه شکل به شرح ذیل انجام می‌گیرد:

۱- آزمایش زهکشی نشده، تحکیم نیافته (UU): این آزمایش در شرایطی انجام می‌شود که شیر زهکشی در تمام مراحل بسته است و آزمایش بلافاصله بعد از نصب سلول فشار آغاز می‌شود. مورد استفاده آن مثلاً در پایداری کوتاه‌مدت شیب‌ها است.

۲- آزمایش زهکشی نشده، تحکیم یافته (CU): این آزمایش در شرایطی که شیر زهکشی مرحله تحکیم باز است و در مرحله بارگذاری بسته است، انجام می‌گیرد. از این آزمایش برای مدل کردن شرایط پایداری سدهای خاکی در زمانی که آب پشت سد به سرعت تخلیه شود و سد در مرحله دوم فرصت کافی برای زهکشی نداشته باشد، استفاده می‌شود. قابل توجه است در صورت یادداشت مقدار فشار آب حفره‌ای در لحظه گسیختگی امکان اخذ پارامترهای زهکشی شده آزمایش CD وجود دارد.

۳- آزمایش زهکشی شده، تحکیم یافته (CD): در این آزمایش شیر زهکشی در تمام مراحل باز است. این آزمایش برای پایداری دراز مدت شیب‌ها و دیگر سازه‌ها بکار می‌رود.

آزمایش سه‌محوری عمدتاً بر روی نمونه‌های دست‌نخوره که به وسیله شلبی یا نمونه‌گیر پیستونی اخذ شده‌اند انجام می‌شود. وجود درزه و ترک در نمونه‌های اخذ شده نتایج نهایی را به شدت دستخوش تغییر می‌کند. تعیین فشار مناسب در حین اشباع سازی برای یکنواخت کردن نمونه بسیار حائز اهمیت است. انجام این آزمایش به صورت دست‌نخورده بر روی رس‌های خیلی نرم به سختی امکان‌پذیر می‌باشد. در چنین شرایطی استفاده از نتایج آزمایش‌های دیگر همچون برش پره یا پنتومتر جیبی برای کنترل نهایی با داده‌های آزمایشگاهی بسیار مهم می‌باشد.

۲-۷-۵- آزمایش تحکیم

این آزمایش جهت تعیین سرعت میزان نشست خاک در اثر فشردگی در طول زمان بکار می‌رود. وقتی خاک اشباع تحت بارگذاری قرار می‌گیرد، در آغاز تمام بارگذاری توسط آب حفره‌ای تحمل می‌شود که به آن افزایش فشار آب



حفره‌ای می‌گویند. در صورتی که زهکشی انجام شود، به مرور زمان حجم خاک کاهش می‌یابد که به آن تحکیم گفته می‌شود و باعث نشست می‌شود.

نرخ تغییر حجم نمونه تحت بارگذاری به نفوذپذیری نمونه بستگی دارد، از این رو، آزمایش تحکیم معمولا در خاک‌های با نفوذپذیری کم (مانند رس) انجام می‌گیرد.

آزمایش تحکیم در واقع آزمایشی جهت بر آورد پارامترهای تحکیم یک بعدی ترازقی است که از حل همزمان دو معادله تعادل و پیوستگی به صورت تک بعدی حاصل شده است. پارامترهای مهم خاک که از آزمایش تحکیم به دست می‌آید یکی اندیس‌های تراکم است که میزان تراکم‌پذیری نمونه خاک را مشخص می‌کند (C_c , C_r) و ثانیاً ضریب تحکیم (C_v) می‌باشد که سرعت تحکیم را تعیین می‌کند.

۲-۷-۶- آزمایش فشاری ساده یا تک‌محوری

آزمایش فشاری تک محوری نوع ویژه‌ای از آزمایش تحکیم نیافته است که معمولا برای نمونه‌های رسی مورد استفاده قرار می‌گیرد. این آزمایش معادل آزمایش سه‌محوری با فشار محدود کننده صفر است. بار محوری تا ایجاد گسیختگی در نمونه با سرعت ثابت اعمال می‌شود. مقاومت نهایی ایجاد شده معادل فشار تک‌محوری می‌باشد. این آزمایش برای خاک‌های رسی مناسب است که مقاومت آن‌ها پس از حذف تنش همه‌جانبه حفظ شود. لذا استفاده از این آزمایش در رس‌های بسیار نرم تا نرم ممکن نیست.

۲-۸- خصوصیات خاک‌های رسی دریایی

تفاوت‌هایی میان رسوبات رسی دریایی و رس‌های موجود در خشکی وجود دارد که به تنش‌های برجا و احتمال وجود گازها در آبرفت‌های دریایی مربوط می‌شود. همچنین نمونه‌های دست‌نخورده از رسوبات دریایی از کیفیت کمی برخوردار است. اگرچه، شواهدی وجود دارد که اساس رفتار در رس‌های دریا و خشکی با یکدیگر مشابه است و روابط و همبستگی‌های به دست آمده برای خصوصیات مهندسی رس‌های خشکی، قابل کاربرد برای رس‌های دریایی نیز هست.

سه حالت برای خاک‌های رسی دریایی متصور است:

- عادی تحکیم یافته (NC^1)
- بیش تحکیم یافته (OC^2)
- حالت تحکیم ناتمام یا خاک‌های تحت تحکیم (UC^3)

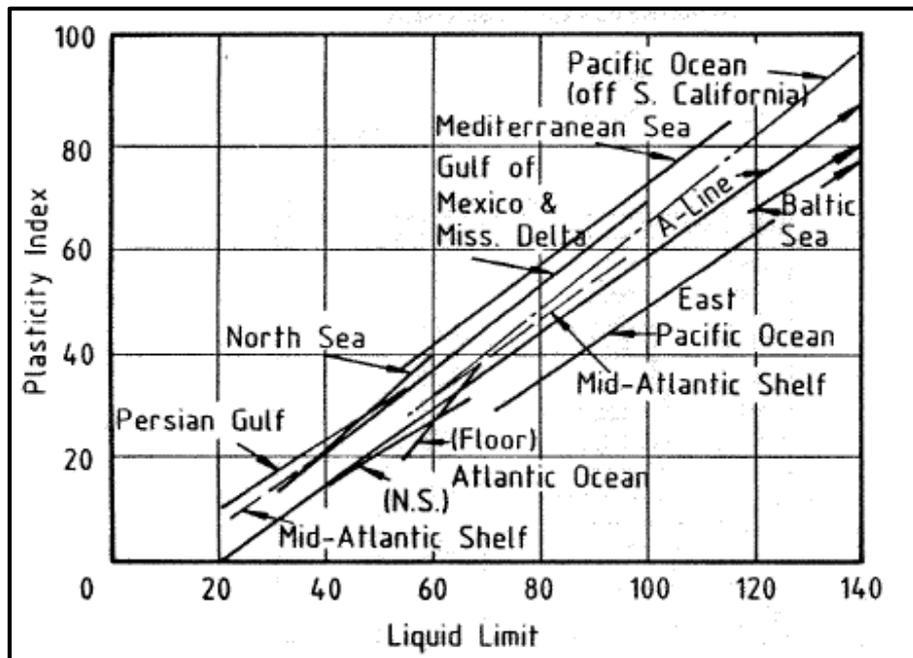
- 1- Normally Consolidated
- 2- Overconsolidated
- 3- Underconsolidated



در شرایط NC، فشار سربار موثر σ'_{v0} ، برابر است با فشار پیش‌تحکیمی (موثر) σ'_{vc} که عموماً با آزمون‌های آزمایشگاهی تحکیم تعیین می‌شود. در خاک‌های OC، σ'_{v0} کم‌تر از σ'_{vc} است. در خاک‌های UC، σ'_{v0} بیش‌تر از σ'_{vc} است. نسبت پیش‌تحکیمی $OCR = \sigma'_{vc} / \sigma'_{v0}$ نقش مهمی را در رفتار مهندسی آبرفت‌ها ایفا می‌کند. با توجه به نوع فرآیند رسوب‌گذاری، انتظار می‌رود که آبرفت‌های دریایی عادی تحکیم‌یافته باشند، اما فرآیندهای ممکن برای ایجاد دو حالت دیگر نیز محتمل است. به طور کلی، تحکیم ناتمام در ارتباط با وجود اضافه‌فشار حفره‌ای در خاک است به گونه‌ای که تنش موثر $\sigma' = \sigma - u$ کم‌تر از فشار موثر سربار محاسبه شده $\gamma'z$ می‌باشد. [۱۲]

۲-۸-۱- خصوصیات انديسی

مایرهوف (۱۹۷۹) به جمع‌آوری تعدادی از داده‌های خصوصیات خمیری رس‌های نزدیک به ساحل و دور از ساحل پرداخت که این اطلاعات به همراه سایر داده‌ها در شکل (۲-۶) نشان داده شده است. بسیاری از این خاک‌ها در نقاطی بر روی یک خط به موازات و بالای خط A در نمودار خمیری قرار دارند که معرف رس‌های غیرآلی با درجات مختلفی از خمیری و قابلیت فشرده‌گی هستند. شواهدی وجود دارد که نشانه خمیری با افزایش عمق آب، افزایش می‌یابد که احتمالاً به دلیل تاثیر عمق آب بر رسوب‌گذاری است. نشانه روانی $(LI = (\omega - PL) / (LL - PL))$ برای رس‌های نرم دریایی در بازه ۱ تا ۱/۵ غیرمعمول نیست؛ اما در رس‌های سفت‌تر، مقدار نشانه روانی به مراتب کم‌تر و حتی کوچک‌تر از صفر است.



شکل ۲-۶- روابط خمیری برای رس‌های دریایی (مایرهوف، ۱۹۷۹) [۱۲]

۲-۸-۲- مقاومت برشی

به دلیل دست‌خوردگی حین نمونه‌گیری و روند انجام آزمون و دستگاه‌های مورد استفاده، اندازه‌گیری‌های آزمایشگاهی مقاومت برشی زهکشی‌نشده، با عدم دقت و پراکندگی قابل توجهی همراه است. بارگس و همکاران (۱۹۸۳)



نشان دادند که تفاوت عمده‌ای میان نتایج آزمون‌های برجا و آزمایشگاهی برای تعیین مقاومت برشی وجود دارد. بنابراین، روندی لازم است تا مقاومت برشی با استفاده از روش‌هایی منطقی‌تر تعیین شود. یکی از این روش‌ها، تاریخچه تنش و خصوصیات مهندسی نرمال شده خاک ($SHANSEP^1$) است که توسط لد و فوت (۱۹۷۴) توصیف شده است.

برای خاک‌های NC نشان داده شده است که مقاومت برشی نرمال شده S_u / σ'_{v0} با افزایش نشانه خمیری افزایش می‌یابد (جروم و سیمونز، ۱۹۶۰). داده‌های جمع‌آوری شده توسط مایرهورف (۱۹۷۹) به همراه داده‌های لد و ازوز (۱۹۸۳) در شکل ۲-۷ این موضوع را نشان می‌دهد. به هر صورت، باید این موضوع نیز بیان شود که برخی خاک‌ها مانند لای‌ها مقادیر مقاومت برشی زهکشی‌نشده بالاتری نسبت به آنچه در این شکل نشان داده شده است، بروز داده‌اند.

همبستگی تقریبی مفیدی میان مقاومت برشی زهکشی‌نشده و نشانه روانی توسط ورث و وود (۱۹۷۸) و ورث (۱۹۷۹) پیشنهاد شده است و برای رس‌های دریای شمال به کار رفته است. بر مبنای مشاهدات صورت گرفته برای رس‌های بازسازی شده، نشان داده شد که مقاومت برشی زهکشی‌نشده در رطوبتی معادل حد روانی، حدود ۱/۷ کیلونیوتن بر مترمربع است؛ درحالی‌که در حد خمیری در حدود ۱۷۰ کیلونیوتن بر مترمربع می‌باشد. با فرض رابطه خطی میزان رطوبت با لگاریتم مقاومت برشی زهکشی‌نشده، رابطه زیر به دست می‌آید:

$$S_u = 170 \exp(-4.6LI) \quad \text{kNm}^{-2} \quad (2-2)$$

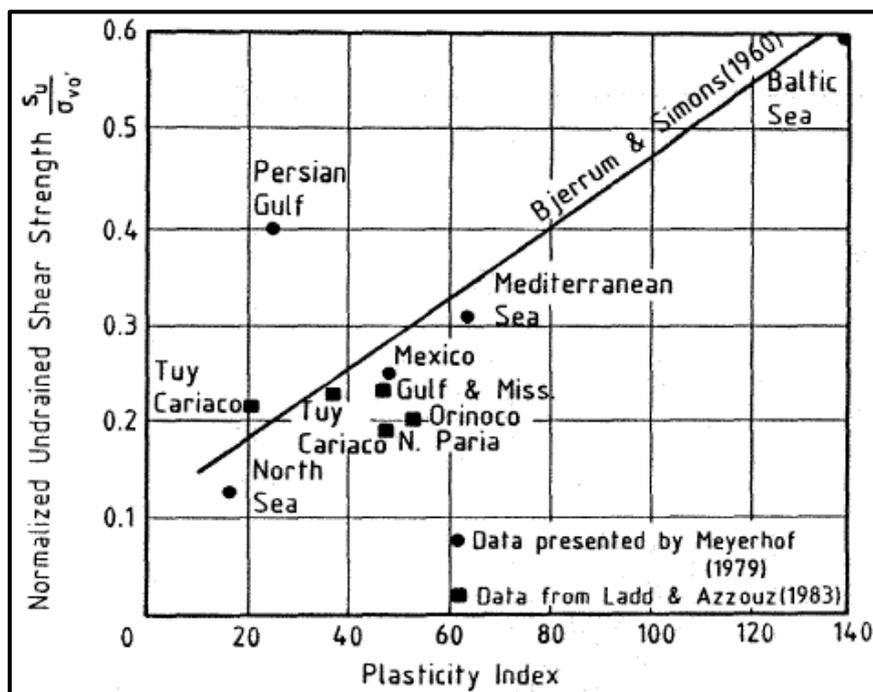
که در آن، S_u^* مقاومت برشی زهکشی‌نشده نمونه بازسازی شده و LI نشانه روانی است. می‌توان مقاومت برشی زهکشی‌نشده نرمال شده را بر حسب پارامترهای مقاومتی موثر، زاویه اصطکاک داخلی ϕ' و چسبندگی موثر c' به صورت زیر نوشت:

$$\frac{S_u}{\sigma'_{v0}} = \frac{[K_0 + A_f(1 - K_0)\sin\phi' + \left(\frac{c'}{\sigma'_{v0}}\right)\cos\phi']}{1 + (2A_f - 1)\sin\phi'} \quad (3-2)$$

که در آن، K_0 ضریب فشار جانبی خاک در حالت سکون، A_f پارامتر فشار حفره‌ای اسکمپتون در حالت گسیختگی و σ'_{v0} تنش موثر قائم اولیه است. برای خاک‌های رسی عادی تحکیم‌یافته، K_0 را می‌توان با استفاده از رابطه جکی (۱۹۴۴) تخمین زد:

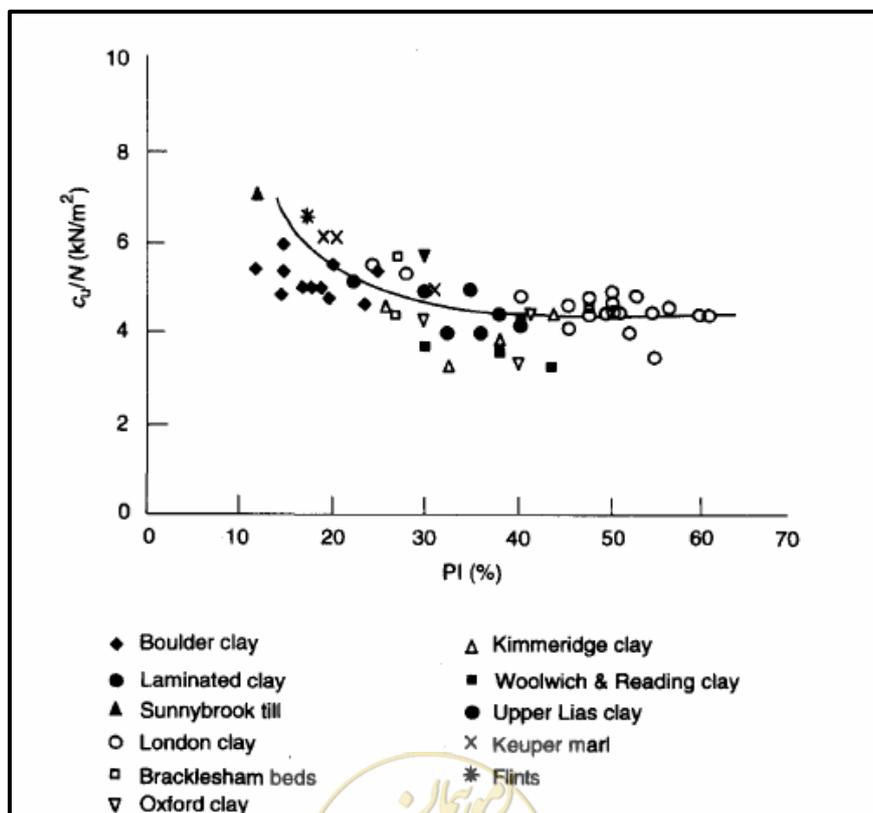
$$K_0 = 1 - \sin\phi' \quad (4-2)$$

A_f نیز برای خاک‌های رسی عادی تحکیم‌یافته، بین ۰/۶ تا ۱/۰ است. پارامترهای بیان شده برای رس‌های بیش تحکیم‌یافته، به نسبت پیش تحکیمی وابسته‌اند. [۱۲]



شکل ۲-۷- مقاومت برشی زهکشی نشده رس دریایی عادی تحکیم‌یافته (مایر هوف، ۱۹۷۹) [۱۲]

استرود (۱۹۸۹) یک سری روابط همبستگی مفید بین عدد SPT و پارامترهای خاکی ارائه نمود. در شکل (۲-۸) یک رابطه همبستگی بسیار مفید بین عدد SPT و C_u خاک رسی بیش تحکیم‌یافته ارائه شده است.



شکل ۲-۸- نسبت مقاومت برشی زهکشی نشده (C_u) به عدد SPT بر اساس دامنه خمیری (استرود، ۱۹۷۴) [۱۲]



همچنین متداول است در خاک‌های چسبنده مقاومت برشی زهکشی نشده با استفاده از نتایج آزمایش CPT تعیین شود. به عنوان یک راهکار ساده با استفاده از ظرفیت باربری یک پی، مقاومت نوک تابعی از فشار سربار (σ_v) و مقاومت برشی زهکشی نشده خاک رسی (C_u) می‌باشد، لذا در این شرایط داریم:

$$q_c = N_k C_u + \sigma_v \quad (5-2)$$

بنابراین مقاومت برشی زهکشی نشده از رابطه ذیل قابل محاسبه است:

$$C_u = \frac{(q_c - \sigma_v)}{N_k} \quad (6-2)$$

که در آن q_c مقاومت نوک می‌باشد. σ_v نیز سربار قائم است که در اعماق سطحی یا در خاک‌های بسیار بیش تحکیم‌یافته قابل صرف‌نظر کردن است. N_k مقداری ثابت نیست و وابسته به نوع مخروط CPT، نسبت بیش تحکیمی، درجه سیمان‌تاسیون است و همواره در رس بیش تحکیم‌یافته مقدار بیش‌تری نسبت به رس عادی تحکیم‌یافته دارد. اما متداول است حدود ۱۰ تا ۲۰ را برای محاسبه مقدار مقاومت برشی زهکشی نشده در نظر می‌گیرند.

۲-۸-۳- خصوصیات تحکیمی

قابلیت فشردگی یک‌بعدی خاک می‌تواند به شیوه‌های گوناگون بیان شود، اما متداول‌ترین شیوه، استفاده از نشانه فشردگی C_1 است که بیان‌گر تغییرات نسبت تخلخل با لگاریتم تنش موثر است. برای رس‌های عادی تحکیم‌یافته، C_1 با افزایش حد روانی تمایل به افزایش دارد.

$$c_1 = \frac{e}{\text{Log}(\sigma'_f / \sigma'_0)} \quad (7-2)$$

که در آن:

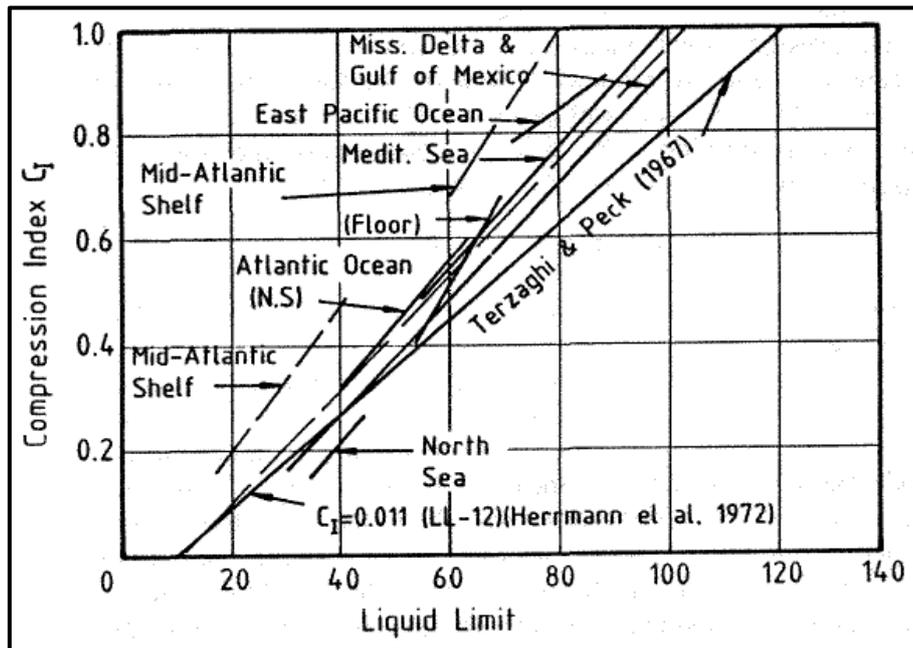
e : تغییرات تخلخل خاک

σ'_f : تنش موثر در وسط لایه رسی بعد از اعمال بار

σ'_0 : تنش موثر در وسط لایه رسی قبل از اعمال بار

داده‌های جمع‌آوری شده توسط مایرهورف (۱۹۷۹) برای رس‌های نزدیک به ساحل و دور از ساحل با عمق کم در شکل (۲-۹) نشان داده شده و با داده‌های مربوط به رس‌های دست‌نخورده با حساسیت کم یا متوسط (ترزاقی و پیک، ۱۹۶۷) مقایسه شده است. یک رابطه همبستگی برای رسوبات دریایی پیشنهاد شده است که با داده‌های گفته شده هم‌خوانی خوبی دارد. بر این اساس، مقدار C_1 برای رس لای دار خلیج ماین با حد روانی ۱۲۴، برابر با ۱/۴ است. به طور کل، با دور شدن از ساحل C_1 تمایل به افزایش دارد که شاید به دلیل نرخ آرام‌تر رسوب‌گذاری و ساختار بازتر آن است.





شکل ۲-۹- نشانه فشردگی رس‌های دریایی (مایرهوف، ۱۹۷۹) [۱۲]

همبستگی مفید دیگر میان C_1 با نشانه خمیری و چگالی ویژه خاک است که توسط ورث (۱۹۷۹) ارائه شده است. با استفاده از مفاهیم حالت بحرانی، رابطه زیر برای رس‌های بازسازی شده قابل توسعه است:

$$c_1 = G_s PI / 200 \quad (۸-۲)$$

که در آن G_s چگالی ویژه و PI نشانه خمیری خاک بر حسب درصد است.

مایرهوف (۱۹۷۹) بیان کرد که مقدار ضریب تحکیم c_v در بازه حدود 10^{-3} تا 10^{-6} سانتی‌متر مربع بر ثانیه قرار دارد

که با آبرفت‌های خشکی با خصوصیات خمیری مشابه، تشابه دارد.



فصل ۳

راهکارهای مواجهه با بسترهای نرم و

تسلیح سطح بستر



۳-۱- مقدمه

در این فصل ضمن برشمردن مشکلات ناشی از بسترهای نرم، راهکارهای مختلف جهت رفع این مشکلات ارائه می‌شود. با توجه به سوابق موجود، استفاده از راهکارهای مختلف بهسازی و تسلیح بستر در این فصل مورد بررسی قرار گرفته و راهکار بهینه و اقتصادی برای مقابله با این معضل پیشنهاد می‌شود.

۳-۲- مشکلات ناشی از بستر نرم در احداث موج‌شکن توده‌سنگی

۳-۳- نفوذ سنگ در رسوبات نرم حین اجرا

فرورفت سنگدانه‌ها حین مصالح‌ریزی به داخل بستر لجنی، شرایط تشکیل پی را فراهم نکرده و حجم مصالح مصرفی را به طور چشم‌گیری افزایش دهد. میزان این نفوذ به عمق لایه لجنی و مقاومت برشی زهکشی‌نشده آن بستگی دارد و اقتصاد پروژه را مستقیماً تحت تاثیر قرار می‌دهد. این معضل در بسیاری از پروژه‌های کشور از جمله پروژه‌های تپه رشادت، بوالخیر و شاه‌عبدالله مشاهده شده است [۶].

۳-۳-۱- پایداری موج‌شکن بعد از احداث

پایداری موج‌شکن در شرایط استاتیکی از جمله موارد موثر در طراحی هندسه موج‌شکن است. وجود بستر نرم در زیر موج‌شکن، سبب تسهیل در تشکیل گوه گسیختگی و ناپایداری سازه موج‌شکن خواهد شد. این امر، کاهش شیب بدنه موج‌شکن و در نتیجه افزایش مصالح مصرفی را در پی خواهد داشت و مانند بند قبل، منجر به افزایش هزینه پروژه خواهد شد. همچنین گسیختگی برشی ناشی از ظرفیت باربری پایین پی، مستلزم ترمیم موج‌شکن و افزایش قابل توجه مصالح مصرفی خواهد شد.

۳-۳-۲- نشست‌های پس از ساخت

نشست‌های پس از احداث را می‌توان به سه بخش تقسیم نمود:

- نشست‌های ناشی از فرورفت سنگدانه‌های موج‌شکن در بستر ناشی از عملکرد منفرد دانه‌ها؛
- نشست‌های آبی ناشی از تغییر شکل جانبی بستر رسی در شرایط زهکشی نشده؛
- نشست‌های تحکیمی ناشی از خروج آب از بافت لجنی بستر تحت وزن موج‌شکن.

با توجه به موارد فوق، تعمیر و نگهداری موج‌شکن‌های ساخته شده بر روی بسترهای نرم، هزینه‌های اضافی بیش‌تری را به پروژه تحمیل خواهد نمود.



۳-۳-۳- پایداری دینامیکی تحت اثر بارهای لرزه‌ای

مساله پایداری دینامیکی موج‌شکن‌های احداث شده بر روی بسترهای نرم تحت اثر بارهای دینامیکی زلزله نیز از جمله مواردی است که می‌تواند پروژه را با شکست مواجه سازد.

۳-۴- راهکارهای مواجهه با مساله بسترهای رسی نرم در سواحل

بهسازی بسترهای نرم به سه روش کلی جایگزینی، بهسازی عمیق و تسلیح سطحی دسته‌بندی می‌شوند:

۳-۴-۱- جایگزینی

در صورت نامناسب بودن خاک بستر دریا می‌توان آن را با خاک مناسب جایگزین کرد. در دسترس بودن مصالح سنگی، فاصله حمل و توانایی اجرا می‌بایست علاوه بر بررسی‌های فنی مد نظر قرار گیرد.

جایگزینی اجباری: این روش در پروژه‌هایی قابل اجراست که خاک‌های نرم توسط وزن موج‌شکن، انفجار و روش‌های دیگر کنار زده شده و سپس توسط خاک با کیفیت مناسب جایگزین شود. در شرایطی که ضخامت لایه لجنی چندان زیاد نباشد و یا مقاومت برشی این لایه کم باشد، این روش به عنوان گزینه بهینه قابل بررسی است.

لایروبی و جایگزینی: در این روش ابتدا به وسیله لایروب، خاک نامناسب از بستر برداشته می‌شود و سپس خاک مناسب جایگزین می‌شود. تفاوت این روش با روش قبل، جایگزینی کنترل شده مصالح است که می‌تواند به اطمینان از پایداری و کنترل نشست موج‌شکن کمک کرد، لیکن به دلایلی چون نیاز به تجهیزات خاص لایروبی در خاک نرم و نیاز به مصالح مناسب جهت جایگزینی با خاک نرم، پرهزینه خواهد بود.

۳-۴-۲- بهسازی عمیق

در صورتی که ضخامت لایه نرم و یا مقدار سربار وارده زیاد باشد و بهسازی سطحی نتیجه مطلوب را تامین نکند، روش‌های بهسازی عمیق پیشنهاد می‌شوند. با استفاده از این روش‌ها، زمین تا اعماق بیش‌تری تحت تاثیر قرار گرفته و پارامترهای ژئوتکنیکی آن بهبود می‌یابد. روش‌هایی چون پیش‌بارگذاری به همراه زهکش قائم، ستون‌های سنگی، اختلاط عمیق از جمله روش‌های بهسازی عمیق در بسترهای رسی نرم محسوب می‌شوند.

پیش‌بارگذاری و زهکش‌های قائم^۱: هنگامی که لایه رس عادی تحکیم‌یافته با قابلیت فشردگی زیاد در عمق محدودی از سطح زمین قرار گرفته باشد، استفاده از پیش‌بارگذاری برای حذف نشست‌های بعد از احداث سازه، توصیه می‌شود.



در صورت استفاده از زهکش‌های قائم به صورت همزمان، با وجود ضخامت زیاد لایه رس، اجرای این روش نتایج مطلوبی خواهد داشت. [۱۳]

ستون سنگی^۱: این روش مبتنی بر جابجایی ۱۵ الی ۳۵ درصد حجم خاک نامرغوب به وسیله حفر چاه‌هایی با قطر، عمق و فاصله معین از یکدیگر و پرکردن چاه‌ها به وسیله ماسه یا شن یا سنگریزه و متراکم نمودن به صورت ستون‌های عمودی می‌باشد. مصالح دانه‌ای به صورت لایه‌لایه در چاه حفر شده ریخته شده و سپس به وسیله دستگاه‌های مخصوص مرتعش و متراکم می‌شود. به طور کلی، روش‌های اجرای ستون سنگی متفاوت بوده و شامل روش خشک و مصالح ریزی از بالا، روش خشک و مصالح ریزی از پایین، روش تر و مصالح ریزی از بالا و روش ستون‌های ماسه‌ای متراکم می‌باشد. [۱۳]

اختلاط عمیق^۲: لوله‌ای که تیغه همزن در نوک آن قرار دارد به درون خاک نرم فرستاده می‌شود و عملیات اختلاط رسوبات نرم و دوغاب در عمق انجام می‌گیرد. دوغاب مورد استفاده معمولاً دوغاب سیمان، آهک و خاکستر بادی است. فرآیند اختلاط خاک موجب تولید ستون‌های یکنواختی با قطر ثابت از خاک و دوغاب می‌شود. با همپوشانی این ستون‌ها قبل از گیرش کامل، دیوارهای پیوسته‌ای زیر سطح زمین قابل احداث می‌باشند. [۱۴]

در ساخت بندرها و سازه‌های دریایی، با اجرای کار از روی بارج، می‌توان به نتایج با ارزشی دست یافت. در استفاده از اختلاط عمیق خاک، زمین در شرایط درجا اصلاح شده، مشخصات ژئوتکنیکی آن به سطح قابل قبول می‌رسد و این زمین اصلاح شده بخشی از سیستم خاک-سازه می‌شود. به طور کل، روش‌های بهسازی عمیق در محیط دریا به سختی و با هزینه گزاف انجام‌پذیر است و در موارد خاص استفاده می‌شود.

۳-۴-۳- تسلیح سطحی

مسلح کردن خاک با سایر روش‌های بهبود خاک تفاوت اساسی دارد. در این روش، مصالح مسلح‌کننده خاک یا ژئوسنتتیک‌ها که از نظر مقاومت کششی از خاک قوی‌تر هستند، در روی سطح خاک یا درون آن قرار می‌گیرند. اثرات سودمند تسلیح سطحی ناشی از سه پدیده (الف) افزایش مقاومت کششی خاک، (ب) مقاومت برشی به وجود آمده به علت اصطکاک موجود در سطح تماس خاک و مسلح‌کننده و (ج) جداسازی مصالح نرم بستر از قطعات سنگی موج‌شکن (که از طرفی مانع فرورفتن انفرادی دانه‌ها شده و از طرفی از جریان یافتن مصالح نرم به منفذ توده‌سنگی جلوگیری می‌کند) می‌باشد. [۱۵-۱۶]

1- Stone Column
2- Deep Mixing



استفاده از هر یک از راهکارهای فوق با در نظرگیری شرایط پروژه می‌تواند مشکلات ناشی از وجود بسترهای نرم در ساخت موج‌شکن‌های توده‌سنگی را کاهش دهد. استفاده از تسلیح سطحی جزء راهکارهای بهینه از نظر سهولت اجرایی و اقتصادی می‌باشد. لذا در این دستورالعمل با نگاه ویژه به ارائه راهکار طراحی فنی و اجرایی روش فوق می‌پردازد.

۳-۵- تسلیح سطحی بستر در ساخت موج‌شکن‌های توده‌سنگی

علاوه بر کاربرد مسلح‌کننده برای ساخت دیوارهای ساحلی یا اسکله‌ها کاربرد آن‌ها در پروژه‌های دریایی به‌طور عمده برای افزایش ظرفیت باربری پی، خاکریزهای دریایی و موج‌شکن‌ها می‌باشد. به‌طور معمول یک لایه ژئوسنتتیک به‌طور افقی روی بستر دریا گذاشته می‌شود و خاکریز بر روی آن اجرا می‌گردد. این لایه ژئوسنتتیک موجب افزایش پایداری می‌شود.

عدم تشکیل پی و فررفت مصالح در بسترهای لجنی باعث بروز مشکلات جدی در احداث سازه‌هایی نظیر موج‌شکن بر روی این بسترها می‌شود. راهکار مناسب برای جلوگیری از فرورفت مصالح با توجه به ویژگی‌های خاص هر پروژه انتخاب می‌شود. استفاده از ژئوتکستایل برای اصلاح و مقاوم‌سازی بستر در پروژه‌های دریایی به خصوص احداث موج‌شکن یک راهکار مناسب می‌باشد. یک یا چند لایه مصالح ژئوتکستایل با مقاومت کششی بالا و به صورت ترکیبی با مصالح مغزه یک توده خاک مسلح را به عنوان پی موج‌شکن شکل داده و بار سازه را به سطح بزرگ‌تری از بستر انتقال می‌دهد.

منسوج ژئوسینتتیکی‌ای که به‌منظور مقاوم‌سازی استفاده می‌شود باید هر دو معیار مقاومت و سختی را تامین نماید تا علاوه بر انتقال نیروی وارده، تغییری در شکل منسوج نیز از مقدار مجاز بیشتر نشود. در نتیجه مدول الاستیسیته منسوج ژئوسنتتیکی باید مقدار بالایی داشته باشد. لذا محصولات پلی‌استری که مقاومت کششی و سختی آن‌ها بالا است و میزان خزش پایینی نیز دارند برای این منظور مناسب‌ترند. منسوجات پلی‌پروپیلنی و پلی‌آمیدی در برابر خزش آسیب‌پذیرترند و در نتیجه کاربرد این دو نوع مصالح در مقاوم‌سازی باید محدود به شرایطی باشد که سختی کمتری برای منسوج ژئوتکستایلی مورد نیاز باشد و یا میزان بارگذاری درازمدت بر روی منسوج نسبتاً پایین تعیین شود. اصطکاک بین خاک بستر و لایه ژئوسنتتیکی یکی از عوامل موثر در انتقال نیرو و در نتیجه عملکرد مناسب ژئوسنتتیک‌ها در مقاوم‌سازی می‌باشد. میزان اصطکاک به نوع و عملکرد منسوج ژئوسنتتیکی و ویژگی‌های خاک بستر مانند چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی موثر خاک بستگی دارد.

۳-۵-۱- کاربرد ژئوسینتتیک‌ها در تسلیح سطحی

ژئوسینتتیک‌ها موادی هستند که با استفاده از انواع مختلف پلیمرها ساخته می‌شوند و استفاده از آن‌ها به عنوان مصالحی جدید در طرح‌های آب و خاک مورد استقبال قرار گرفته است. به‌طور کلی ژئوسنتتیک عنوانی فراگیر برای توصیف صفحات نازک و انعطاف‌پذیری است که در داخل توده خاک یا در ارتباط با مصالح خاکی با اهداف مختلفی مانند مسلح‌سازی، جداسازی، عایق‌بندی رطوبتی، مهار فرسایش، فیلتر، زهکشی و غیره مورد استفاده قرار می‌گیرند. در بسیاری

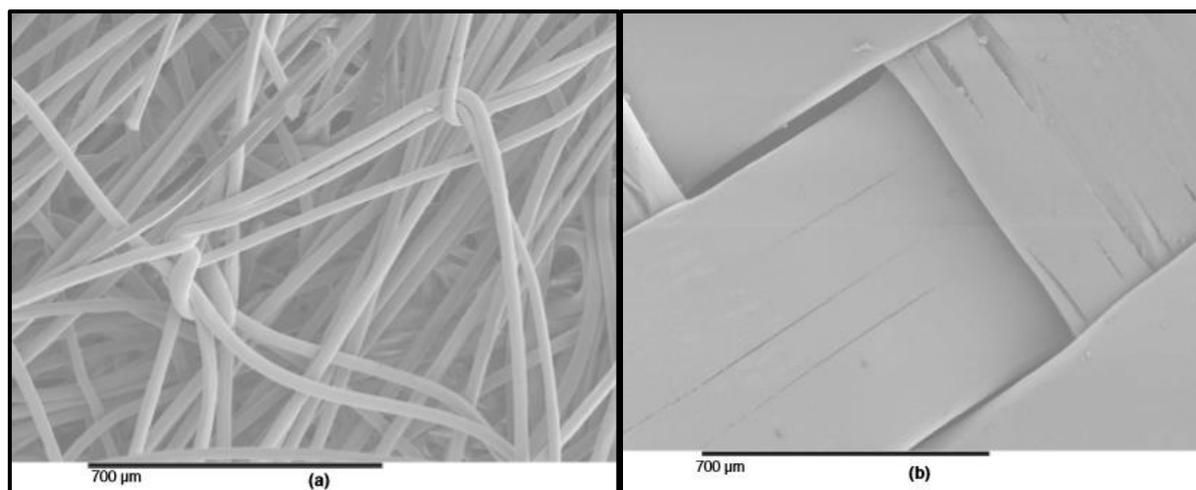


از موارد، این ورقه‌ها ممکن است ترکیبی از وظایف مذکور را به عهده داشته باشند. خواص فیزیکی و مکانیکی ژئوسنتتیک‌ها همچون عمر طولانی، نفوذناپذیری، مقاومت در برابر فرسایش و از همه مهم‌تر مقاومت کششی بالای آن‌ها نسبت به وزنشان باعث به وجود آمدن گستره‌ی وسیعی از کاربرد این مواد در طرح‌های عمرانی شده است. از این مصالح در زمینه‌های مختلف از قبیل بهبود وضعیت خاک، اصلاح موارد زیست محیطی، سازه‌های هیدرولیکی و حمل و نقل استفاده می‌شود.

ژئوسنتتیک‌ها به چهار گروه اصلی تقسیم می‌شوند: ژئوتکستایل (از انواع بافته شده و بافته نشده یا مرکب)، ژئوگریدها، ژئونت‌ها و ژئوممبران‌ها. هر کدام از این گروه‌ها دارای خصوصیات مخصوص به خود هستند و با توجه به همین خصوصیات در پروژه‌های مختلف از آن‌ها استفاده می‌شود. البته در هر یک از انواع فوق، طبقه‌بندی‌های متنوعی وجود دارد و این تقسیم‌بندی به گونه‌های مختلفی با یکدیگر ترکیب شده و مصالح مرکب زمین‌ساختی ارتقا یافته‌ای را به وجود می‌آورند. در بعضی موارد مصالح فوق می‌توانند به شکل گابیون یا کیسه‌هایی با اشکال مختلف نیز درآیند.

از آنجا که هدف این دستورالعمل بهسازی بسترهای نرم در محیط دریایی می‌باشد، کاربرد ژئوسنتتیک‌ها برای مسلح‌سازی، جداسازی و فیلتراسیون می‌باشد که این اهداف توسط ژئوتکستایل‌ها قابل تامین است و در ادامه به توضیحاتی در این زمینه پرداخته می‌شود.

ژئوتکستایل‌ها منسوجاتی متخلخل، مسطح و مصنوعی هستند که به صورت بافته شده و بافته نشده یا مرکب ساخته می‌شوند که به صورت رول‌هایی ضخیم با عرض تا ۹ متر و طول تا ۲۰۰ متر تهیه می‌شوند. ژئوتکستایل‌ها در کنار مصالح دانه‌ای و سنگی به عنوان جزئی یکپارچه از سازه دریایی به کار گرفته می‌شود. ژئوتکستایل‌ها به صورت دو نوع بافته شده و بافته نشده موجود می‌باشند (شکل ۱-۳). در ادامه توضیح مختصری در مورد آن‌ها داده می‌شود.



شکل ۱-۳- (a) ژئوتکستایل بافته نشده (b) ژئوتکستایل بافته شده

ژئوتکستایل بافته نشده: این محصول ژئوتکستایلی، تک لایه است که به وسیله اتصال الیاف پشم‌گونه ساخته می‌شود. این الیاف پشم‌گونه یا از الیاف گیره‌ای به اندازه ۳-۱۵ سانتی‌متر یا از الیاف دراز (باریک) که به صورت نامنظم



کنار هم قرار گرفته‌اند تشکیل شده است. اتصال این الیاف می‌تواند به صورت مکانیکی (پانچ یا سوراخ کردن) یا به وسیله چسباندن و یا حرارت (ذوب کردن) باشد.

ژئوتکستایل بافته شده: محصولی بافته شده متشکل از الیاف نخی که به صورت عمودی به هم بافته شده‌اند. نخ‌های قرار گرفته در راستای طولی، تار و نخ‌های قرار گرفته در راستای عرضی، پود نامیده می‌شوند.

محصولات مرکب: ژئوتکستایل مرکب شامل لایه‌های متعددی است که هر لایه منفرد از لحاظ ساختار با سایر لایه‌ها متفاوت است.

با توجه به روش بافت ژئوتکستایل‌ها هنگام ساخت، نتایج متفاوتی را در منسوج ایجاد می‌کند. منسوجات بافته شده از رشته‌های تک الیافی دارای اندازه روزنه‌های نسبتاً همگن و منظم هستند. این منسوجات در مواردی که کارکرد فیلتراسیون دارند، بحرانی و مهم تلقی شده تا جایی که هزینه‌های بالای استفاده از آن را توجیه کند. مثلاً در سازه‌های مهمی مانند موج‌شکن‌هایی که نشست سازه به دلیل عبور لوله و غیره روی آن‌ها می‌بایست محدود گردد، می‌تواند کاربرد داشته باشد. ژئوتکستایل‌های بافته نشده از الیاف گسسته‌ای تشکیل گردیده‌اند که به روش‌های مختلفی به هم اتصال یافته‌اند و منسوج ضخیم‌تری را می‌سازند. تخلخل این منسوج می‌تواند توسط سوراخ‌های ایجاد شده با سوزن تامین شود تا قابلیت فیلتراسیون همگون را پدید آورد. اگرچه هر دو نوع ژئوتکستایل بافته شده و بافته نشده در سواحل دنیا استفاده شده‌اند، لیکن در سازه‌های دریایی، ژئوتکستایل‌های بافته شده تک الیافی به مراتب به سایر انواع آن به دلیل مهم بودن عملکرد فیلتراسیون مناسب در طول عمر سازه دریایی برای این سازه‌های نسبتاً مهم و گران قیمت ترجیح داده می‌شوند. ژئوتکستایل‌ها در ساخت و سازه‌های عمرانی کاربردهای مختلفی دارند. در احداث موج‌شکن‌ها، ژئوتکستایل‌ها در موارد زیر استفاده می‌گردند.

فیلتراسیون: می‌تواند به طرز قابل توجهی کارایی یک سازه‌ی خاکی را بالا ببرد و ژئوتکستایل‌ها می‌توانند برای ایجاد سیستم‌های فیلتر کننده‌ی موثر به کار روند. کاربرد فیلتر به این ترتیب است که اجازه دهد آب از صافی آن بگذرد و ذرات موجود در خاک فیلتر شده و باقی بماند. فیلتراسیون می‌تواند کارایی یک سازه‌ی خاکی را با کنترل کردن فرسایش سازه و پایین آوردن میزان ذرات خاکی که از مجموعه شسته و جدا می‌شود را بالا ببرد. هنگامی که ذرات از خاک جدا می‌شوند پیوستگی و چسبندگی مجموعه کاهش پیدا می‌کند. از بین بردن این دو معضل منجر به بالا رفتن طول عمر سازه نیز می‌شود.

زهکشی: در تمام سازه‌های خاکی به‌منظور حذف آب‌های سطحی و کاهش فشارهای وارد بر سازه‌های خاکی مورد نیاز است، زهکش‌ها از این جهت با فیلترکننده‌ها متفاوتند که آب عمود بر صافی فیلترکننده رد می‌شود در حالی که در زهکش آب در داخل صفحه زهکش حرکت می‌کند.

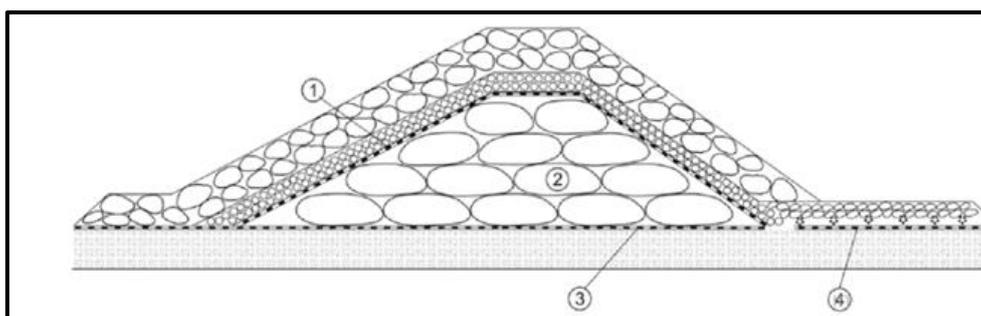
محافظت: در برخی از پروژه‌های خاکی لازم است که قسمتی از خاک به دلایل مختلفی چون حفظ کردن یک سازه‌ی خاکی از فرسایش، از قسمت‌های دیگر جدا شده و از آن حفاظت شود. ژئوتکستایل‌ها برای این کار مناسب هستند.



جداسازی: ژئوتکستایل دو لایه از خاک را که محل قرارگیری و اندازه‌ی ذراتشان با یکدیگر متفاوت است، از هم جدا می‌کند. به عنوان مثال؛ ژئوتکستایل‌ها از رسوخ لایه هسته به داخل آرمور در موج‌شکن‌ها جلوگیری می‌کنند تا ساختار، ضخامت و کل سازه پایدار بماند.

مقاوم‌سازی: استفاده از ژئوتکستایل‌ها در نقش مسلح‌کننده در افزایش پایداری سازه‌هایی همچون موج‌شکن‌های بنا شده بر بسترهای نرم، شیب‌های احداث شده و جلوگیری از لغزش جانبی موج‌شکن‌ها کاربرد دارد. استفاده از ژئوتکستایل‌ها نشست‌های نامتقارن را کاهش داده و افزایش ضریب اطمینان در مقابل پایداری کلی موج‌شکن‌های توده‌سنگی را به همراه خواهد داشت. روش‌ها و مبانی طراحی مورد بحث در این بخش بر روی بررسی کلیه مکانیزم‌های گسیختگی محتمل و راهکارهای کنترلی ارائه شده در آئین‌نامه‌های مختلف و متون فنی می‌باشد.

به طور کلی، بعنوان کاربردهای دریایی ژئوتکستایل‌ها می‌توان به نقش فیلتراسیون و مسلح‌کنندگی در بستر، نقش فیلتر بین هسته و آرمور و همچنین در سازه‌های جانبی و جلوگیری از فرسایش پنجه موج‌شکن اشاره نمود. در شکل (۲-۳) و جدول (۱-۳) کاربردهای مذکور به طور خلاصه نشان داده شده است. [۱۸-۱۹]



شکل ۳-۲- کاربردهای مختلف ژئوسینتتیک‌ها در موج‌شکن‌های توده‌سنگی [۱۸]

جدول ۳-۱- کاربردهای مختلف ژئوسینتتیک‌ها در موج‌شکن‌های توده‌سنگی [۱۸]

شماره	المان ژئوتکستایل	جدا کننده	فیلتراسیون	زهکشی	جلوگیری از فرسایش	تسلیح کنندگی
۱	جدا کننده/ فیلتر آرمور	×	×			
۲	فیلتر هسته موج‌شکن یا ژئوبگ ^۱		×			
۳	فیلتر/جداکننده بستر موج‌شکن	×	×			×
۴	فیلتر در محافظت از پنجه (نقش مترس)		×	×	×	

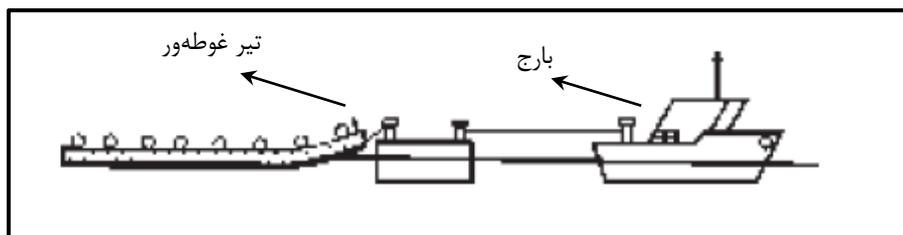
۳-۵-۲- روش‌های اجرای ژئوتکستایل در بستر دریا

در این بخش به اختصار به روش‌های اجرای ژئوتکستایل‌ها در بستر دریا در نقش جداسازی یا مسلح‌سازی پرداخته می‌شود.

۳-۵-۲-۱- قراردادن ژئوتکستایل در بستر در نزدیکی ساحل

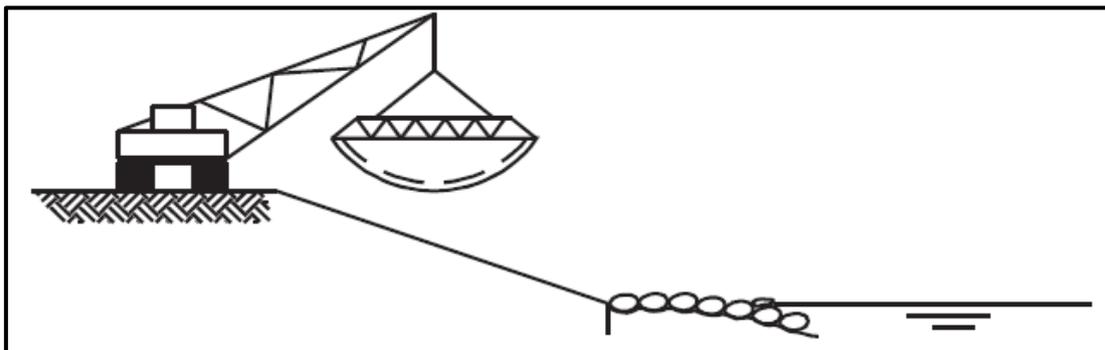
سازوکار ارائه شده در این بخش توسط تجهیزات کوچک قابل اجرا می‌باشد. در این روش بخشی از ژئوتکستایل که قرار است در زیر موج‌شکن قرار بگیرد، در ساحل به ابعاد مشخص آماده می‌شود. حمل ژئوتکستایل بر روی سطح آب، با افزایش نیروی شناوری آن و همچنین جلوگیری از تاشدن آن ممکن می‌شود. برای این منظور از یک تیرک غوطه ورسازی که از یک طرف روی آب قرار گرفته و از سمت دیگر توسط طناب‌هایی به یک شناور سبک متصل می‌شود، استفاده می‌شود. سپس در محل نصب با استفاده از غرق کردن یک سمت آن به زیر آب هدایت می‌شود (شکل ۳-۳). در صورتی که استقرار در نزدیکی ساحل مد نظر باشد، ژئوتکستایل‌ها توسط جرثقیل و با استفاده از قاب بلندکننده نصب می‌شوند (شکل ۳-۴).

پس از استقرار ژئوتکستایل در ابتدا به کمک غواص‌ها گوشه‌های ژئوتکستایل توسط میله‌هایی به درون زمین دوخته می‌شود. سپس با رهاسازی سنگ سبک روی آن (عموماً ۱۰-۱ کیلوگرم) عملیات مستغرق نمودن باقی ژئوتکستایل صورت می‌گیرد. لازم به ذکر است مطابق کنترل‌های ذکر شده در بخش طراحی (مقاومت در برابر ضربه و پانچ ژئوتکستایل) با انتخاب ابعاد مناسب سنگدانه، در حین مصالح‌ریزی از آسیب به ژئوتکستایل جلوگیری به عمل می‌آید. به علاوه، بافت‌های محافظ می‌تواند به ژئوتکستایل دوخته شود تا صدمات حین ساخت به حداقل برسد. پس از این مرحله، سنگ‌های سنگین‌تری بر روی بستر ریخته شود. این روش برای طول‌های کوتاه اجرای ژئوتکستایل‌ها در بستر قابل استفاده می‌باشد. [۱۸-۱۹]



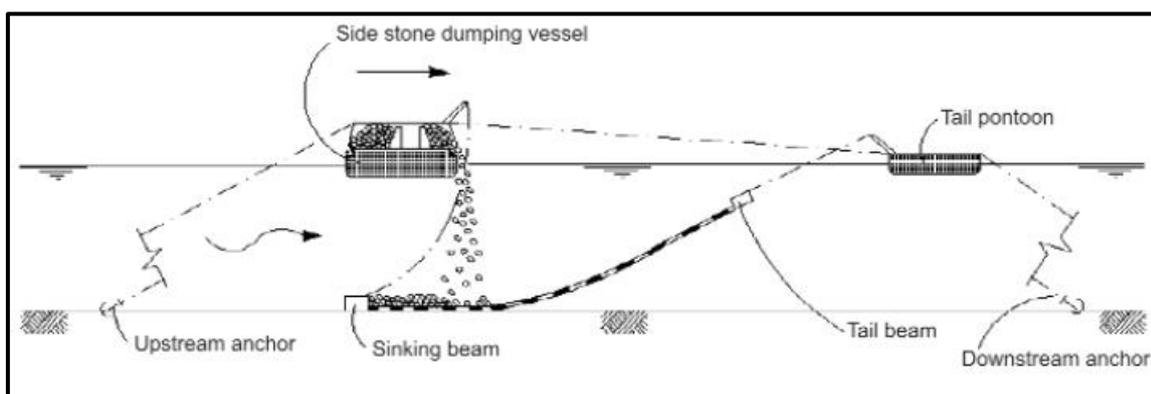
شکل ۳-۳- استفاده از تیر غوطه‌ورکننده برای حمل ژئوتکستایل [۲۰-۲۱]





شکل ۳-۴- انتقال ژئوتکستایل با قاب بلند کننده به وسیله جرثقیل [۲۱-۲۰]

روش دیگری برای غرقاب کردن وجود دارد که در آن یک شناور سنگ‌انداز^۱ با شناور جلویی ادغام شده و بلافاصله پس از پایین بردن تیر غرق کننده سنگ‌ریزی آغاز می‌شود. در این حالت با کشیده نگه‌داشتن ژئوتکستایل با استفاده از شناور جلویی می‌توان ژئوتکستایل را در شرایط بهتری زیر سطح آب بدون تاشدگی اجرا نمود. (شکل ۳-۵)



شکل ۳-۵- مستغرق کردن مترس با یک شناور [۲۱-۲۰]

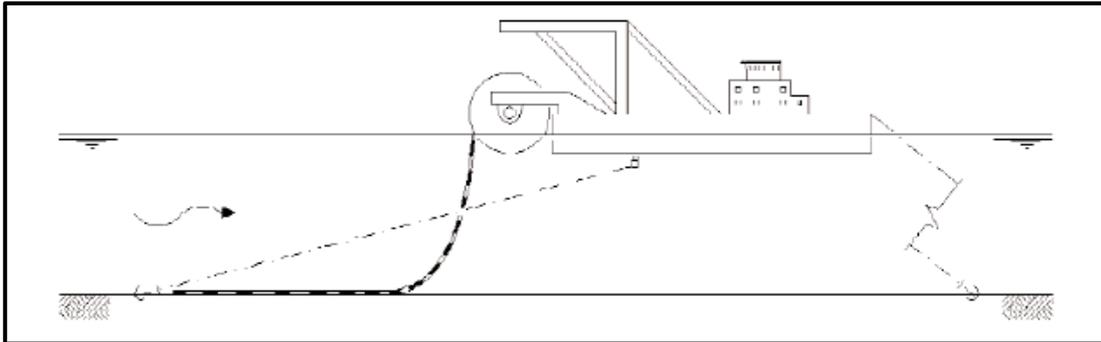
۳-۵-۲-۲- قرار دادن ژئوتکستایل در بستر دور از ساحل

در پروژه‌های بزرگ‌تر بخاطر اجرای طول زیاد ژئوتکستایل و فاصله از ساحل، استفاده از روش‌های ذکر شده از دقت اجرایی خوبی برخوردار نمی‌باشد و عملاً در برخی موارد که جریان آب زیاد باشد غیر ممکن است. لذا در این شرایط برای پروژه‌های بزرگ، ژئوتکستایل می‌تواند به صورت یک رول بر روی یک شناور بزرگ قرار گرفته و به آرامی بر روی بستر پهن شود. (شکل ۳-۶) شناور کشیده شده و سیلندر باز می‌شود. این روش نیازمند تجهیزات ویژه بوده و در مواردی استفاده می‌شود که الزامات سفت و سختی برای اجرای ژئوتکستایل وجود داشته باشد. یک راه‌کار ساده برای غرق نمودن ژئوتکستایل این است که رول‌ها در خشکی باز شده و میلگردهای کوتاهی به آن وصل شود، به طوری که کاملاً سنگین

1- Stone Dumping Vessel



شود. این ساختار سپس مجدداً روی لوله‌ای فلزی رول شده و به شناور مذکور متصل می‌شود. با این تکنیک ژئوتکستایل پس از شدن تحت وزن خود و میلگرد به زیر آب می‌رود. در این روش اتصال یا همپوشانی بین ژئوتکستایل‌های مجزا حائز اهمیت است. لذا نیازمند غواصی است که به طور پیوسته اطمینان حاصل شود ژئوتکستایل‌ها در محل انفصال بهم متصل هستند یا خیر و نیز اتصالات مورد نیاز را اعمال نمایند. یک نمونه از روش اجرای ژئوتکستایل‌ها در بستر دریا به کمک یک بارج به همراه مصالح ریزی همزمان در شکل (۳-۷) نشان داده شده است.



شکل ۳-۶- باز نمودن مترس از روی یک شناور [۲۰-۲۱]



شکل ۳-۷- نصب ژئوسینتتیک‌ها در بستر دریا توسط بارج [۲۰-۲۱]



فصل ۴

روش‌های طراحی



۴-۱- مقدمه

شرایط نامناسب ژئوتکنیکی محل پروژه می‌تواند موجب پدید آمدن خرابی‌ها و یا شرایط نامطلوب در موج‌شکن‌های احداث شده بر روی بستر ضعیف شود. شدت و دامنه‌ی خرابی‌ها ممکن است تا حدی گسترش یابد که پایداری کلی و شرایط سرویس‌دهی کامل پروژه را تحت تاثیر قرار دهد.

از کاربردهای اصلی مسلح‌سازی در ژئوتکنیک می‌توان به کاهش شیب موج‌شکن‌ها، ساخت دیواره‌های قائم و مسلح‌سازی بستر سازه‌ها و موج‌شکن‌های ساخته شده بر روی بسترهای نرم اشاره کرد. در این دستورالعمل، استفاده از تسلیح بستر برای مساله احداث موج‌شکن که سازه‌ای به خودی خود پایدار است، بر روی پی ضعیف مدنظر است. این موضوع می‌بایست از کاربرد تسلیح جهت پایدارسازی بدنه یک موج‌شکن به منظور ایجاد شیب تند یا به علت ارتفاع زیاد آن، تمیز داده شود.

۴-۲- مبانی طراحی

جهت طراحی یک موج‌شکن بر روی بستر نرم رسی، حالات مختلف گسیختگی بایستی بررسی و کنترل شود. پایداری موج‌شکن ساخته شده بر روی خاک نرم، عمدتاً تحت تاثیر مقاومت برشی پی بوده و در اکثر حالات ظرفیت باربری پی کنترل کننده خواهد شد. تسلیح سطحی بستر در تراز پی می‌تواند از گسیختگی برشی جلوگیری کرد. همچنین، لایه تسلیح به عنوان لایه جداکننده نیز عمل کرده و مانع فرورفت سنگدانه‌ها حین مصالح‌ریزی به داخل بستر لجنی خواهد شد. لازم بذکر است که لایه تسلیح به تنهایی مانع کاهش نشست آبی و تحکیمی ناشی از وزن موج‌شکن نخواهد شد و هرگونه کاهش در نشست متقارن و نامتقارن، نیازمند اجرای تمهیدات بیش‌تر می‌باشد.

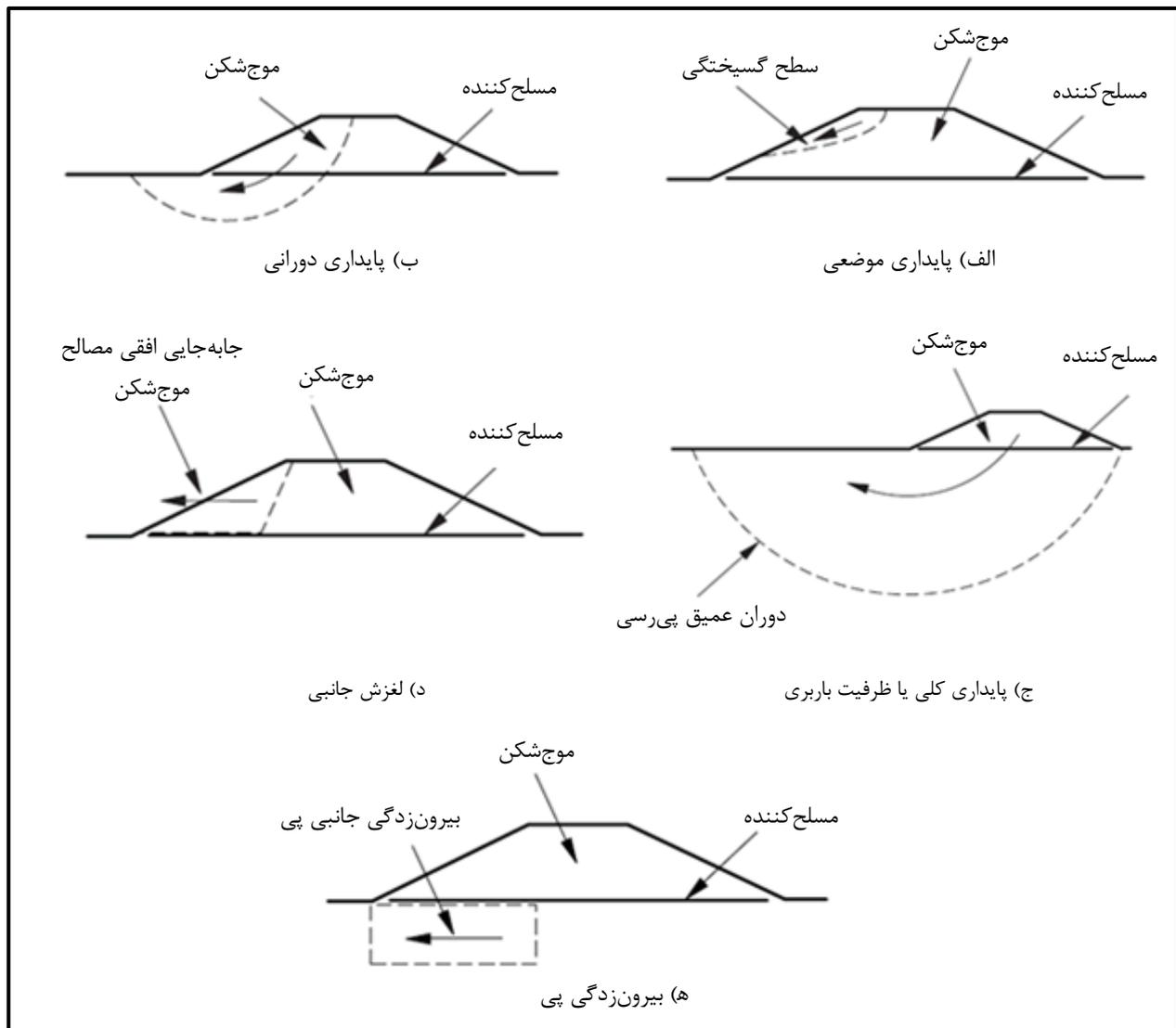
پایداری موج‌شکن بر روی خاک نرم، در طول ساخت بحرانی‌تر خواهد بود؛ چراکه نفوذپذیری کم خاک ریزدانه نرم، اجازه زهکشی و تحکیم را در مدت معمول دوره ساخت نمی‌دهد. بارگذاری در پایان دوره ساخت اعمال می‌شود، اما مقاومت برشی مورد نیاز جهت پایداری به علت عدم تحکیم ممکن است کافی نباشد. زمانی که تحکیم تکمیل شود، با بهبود مقاومت برشی حاصله معمولاً نیاز به تسلیح جهت تامین پایداری منتفی می‌شود. بنابراین در دوره زمانی بین پایان مرحله ساخت و تحکیم پی، نیاز به مقاومت تسلیح به گونه‌ای است که در هر لحظه مقاومت طراحی ضریب‌دار مسلح‌کننده مساوی یا بیش از بارهای وارده باشد.

همان‌گونه که گفته شد، حالات حدی برای طراحی سازه‌های انعطاف‌پذیر همچون موج‌شکن ساخته شده بر روی بستر نرم در نظر گرفته می‌شود. سه حالت کلی در نظر گرفته شده برای طراحی حالت حدی نهایی، حالت بهره‌برداری و کنترل‌های ژئوتکستایل در عملکرد جداکنندگی می‌باشد. [۲۲]



حالت حدی نهایی برای یک مود گسیختگی خاص، زمانی به وقوع می‌پیوندد که اثرات نیروهای محرک برابر یا بیشتر از اثرات نیروهای مقاوم باشد. حاشیه اطمینان در برابر رسیدن به حالت حدی نهایی، با استفاده از ضرایب اطمینان در نظر گرفته می‌شود. حالت‌های حدی نهایی که می‌بایست در طراحی مد نظر قرار گیرند، عبارتند از:

- پایداری موضعی (شکل ۱-۴-الف)
- پایداری دورانی (شکل ۱-۴-ب)
- ظرفیت باربری (شکل ۱-۴-ج)
- لغزش جانبی (شکل ۱-۴-د)
- بیرون‌زدگی پی (شکل ۱-۴-ه)



شکل ۱-۴- حالت‌های حدی نهایی برای تسلیح سطحی بستر موج‌شکن‌های واقع بر روی خاک نرم [۲۲]



حالت بهره‌برداری مادامی حائز اهمیت می‌باشد که مقدار تغییر شکل ایجاد شده در طول عمر مفید سازه بیش از مقادیر توصیه شده در زمان طراحی باشد. برای محاسبه تغییر مکان‌ها یا کرنش‌ها در حالت حدی بهره‌برداری و همچنین محاسبه نشست کلی و نشست نامتقارن، هیچ ضریب اطمینانی در نظر گرفته نمی‌شود. حالت‌های بهره‌برداری که می‌بایست مد نظر قرار گیرند، عبارتند از:

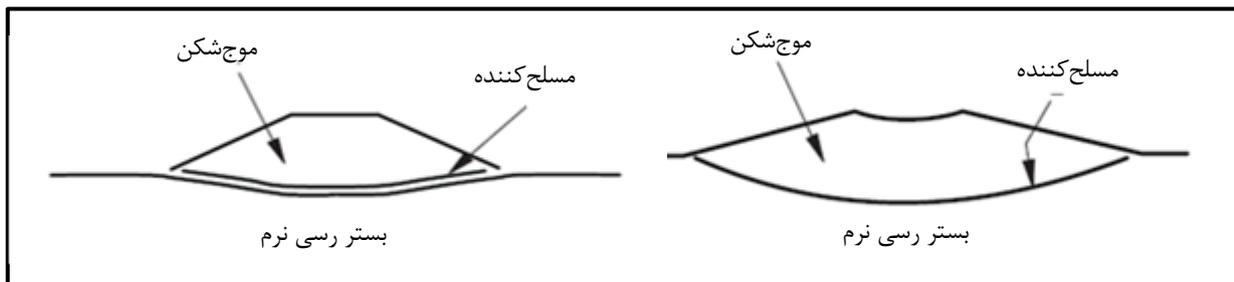
- کرنش مسلح‌کننده (شکل ۴-۲-الف)

- نشست پی (شکل ۴-۲-ب)

کنترل‌های ژئوتکستایل در عملکرد جداکنندگی نیز در شرایط حین ساخت بسیار حایز اهمیت می‌باشد و ژئوتکستایل مصرفی باید خصوصیات اولیه در نظر گرفته شده در زمان طراحی را حفظ کرد. این کنترل‌ها عبارتند از:

- مقاومت در مقابل پانچ

- مقاومت در مقابل ضربه



شکل ۴-۲- حالت‌های بهره‌برداری برای تسلیح سطحی بستر موج‌شکن‌های واقع بر روی خاک نرم [۲۲]

۴-۳- ضرایب اطمینان

در این دستورالعمل روش تنش مجاز در نظر گرفته می‌شود. در این روش ضرایب مربوط به بار و مصالح یک در نظر گرفته می‌شود. سپس با اعمال ضریب اطمینان مناسب تنش مجاز یا نیروها محاسبه می‌شود. کمینه ضریب اطمینانی که در این دستورالعمل توصیه می‌شود، مربوط به حالتی است که مطالعات شناخت ژئوتکنیک کامل به همراه آزمایش‌های آزمایشگاهی مورد نیاز انجام شود. ضرایب ارائه شده در این آئین نامه مشخصاً به روش آنالیز، فرضیات ساده‌سازی طراحی، شرایط شناسایی خاک زیرسطحی، کیفیت نمونه‌های استخراجی طی مطالعات ژئوتکنیک و آزمایش، هزینه‌های متحمل شده در صورت ناپایداری سیستم و تجربیات مهندسی قبلی در سایت‌های مشابه بستگی دارد. به طور خلاصه هر عدم قطعیتی در بارها، آنالیزها و خصوصیات خاک بستر در انتخاب ضریب اطمینان مناسب تاثیرگذار است.

کمینه ضرایب اطمینان توصیه شده در ادامه آمده است، این ضرایب اطمینان در پروژه‌های معمول مناسب می‌باشد.

- پایداری موضعی و دورانی: ۱/۳

- پایداری کلی و ظرفیت باربری: ۱/۵ تا ۲

- لغزش جانبی و بیرون‌زدگی پی: ۱/۵



- بیرون کشیدگی ژئوتکستایل: ۱/۵

- بارگذاری دینامیکی: ۱/۱

زمانی که ضریب اطمینان محاسبه شده در موج‌شکن غیرمسلح کم‌تر از ضریب اطمینان توصیه شده برای پایداری باشد، استفاده از ژئوتکستایل‌ها ضریب اطمینان مازادی به سیستم در مقابل عدم پایداری می‌دهد. در این شرایط علاوه بر پایداری، میزان نشست‌ها و تغییرشکل‌های ایجاد شده باید در محدوده مجاز مورد نیاز پروژه قرار گیرد. [۲۳]

۴-۴- حالت‌های حدی نهایی

برای کنترل و طراحی موج‌شکن در حالت حدی نهایی از روش تعادل حدی استفاده می‌شود. در این روش، گوه گسیختگی بحرانی برای مودهای مختلف گسیختگی موج‌شکن در نظر گرفته شده و تعادل نیروهای محرک و مقاوم ضریب‌دار در حالت نهایی برقرار می‌شود.

تسلیح سطحی بستر با ممانعت از گسیختگی دورانی، لغزش جانبی و بیرون‌زدگی پی باعث پایدارسازی موج‌شکن بر روی بستر نرم می‌شود. این نیروهای پایدارساز در مسلح‌کننده با انتقال تنش برشی توسط خاک پی به مسلح‌کننده ایجاد می‌شوند و آن را به کشش می‌اندازند. حالت حدی نیروی کششی T_r که توسط تسلیح بستر بایستی تحمل شود، بزرگ‌ترین سه مقدار زیر است:

۱- حداکثر نیروی کششی مورد نیاز برای مقاومت در مقابل ناپایداری دورانی^۱ (T_{ro})

۲- نیروی کششی مورد نیاز برای مقاومت در مقابل لغزش^۲ (T_{ls}) بعلاوه نیروی کششی مورد نیاز برای مقاومت در

مقابل بیرون‌زدگی پی^۳ (T_{fe})

به عبارت دیگر:

$$T_r = \text{Max} \{ T_{ro}, T_{ls} + T_{fe} \} \quad (۱-۴)$$

جهت اطمینان از اینکه گسیختگی مسلح‌کننده رخ نمی‌دهد، باید رابطه زیر برقرار شود:

$$T_D \geq T_r \quad (۲-۴)$$

که در آن:

T_D : مقاومت طراحی مسلح‌کننده

1- Rotational Limited State

2- Lateral Sliding

3- Foundation Extrusion



جهت حصول اطمینان از این مساله که نیروی کششی حالت حدی در سرتاسر طول تسلیح توسعه می‌یابد، می‌بایست درگیری (باند) کافی میان مسلح‌کننده و خاک مجاور آن برقرار باشد. برای تعیین هریک از نیروهای کششی حالت‌های حدی (T_{fe} و T_{ls} , T_{ro}) می‌بایست درگیری تسلیح کنترل شود تا از ایجاد نیروی کششی حالت حدی در مسلح‌کننده اطمینان حاصل شود.

۴-۴-۱- مقاومت مجاز درازمدت ژئوتکستایل

پس از محاسبه مقاومت نهایی مجاز طراحی، ژئوتکستایل مناسب برای عملکرد درازمدت در زیر موج‌شکن باید انتخاب شود. برای این منظور باید مقاومت مجاز ژئوتکستایل تعیین شود. لازم به ذکر است مقاومتی که بر روی کاتالوگ ژئوتکستایل درج می‌شود مقاومت کوتاه مدت یا اسمی آن می‌باشد. معادله زیر رابطه بین مقاومت نهایی یا اسمی و مقاومت مجاز طراحی ژئوتکستایل را نشان می‌دهد:

$$T_D = \frac{T_U}{FS_{ID} \times FS_{CR} \times FS_{CD} \times FS_{BD}} \quad (۳-۴)$$

در این رابطه:

T_U : مقاومت نهایی یا اسمی

T_D : مقاومت مجاز طراحی

FS_{ID} : ضریب کاهش مقاومت به علت صدمات احتمالی حمل، نصب و اجرا

FS_{CR} : ضریب کاهش مقاومت به علت خزش

FS_{CD} : ضریب کاهش مقاومت به علت صدمات شیمیایی

FS_{BD} : ضریب کاهش مقاومت به علت صدمات بیولوژیکی

- ضریب کاهش مقاومت به علت صدمات احتمالی در هنگام حمل، نصب و اجرا

یکی از عواملی که بر روی مقاومت نهایی یا اسمی ژئوتکستایل تاثیرگذار است ضریب صدمات ناشی از حمل و اجراست. در هنگام نصب ژئوتکستایل، ممکن است خساراتی به ژئوتکستایل وارد شود. نوع خاک و فرارگیری ماشین‌آلات در مقدار این ضریب موثر می‌باشد. بنابراین مقدار این ضریب به عوامل اجرایی و کیفیت روند اجرا و نظارت بستگی قابل توجهی دارد ولی به عنوان یک معیار به طور معمول بین ۱/۱ تا ۲ می‌باشد.

- ضریب کاهش مقاومت به علت خزش

رفتار دراز مدت ژئوتکستایل‌ها در مقابل نیروهای کششی که از محیط و یا مصالح اطراف به آن‌ها وارد می‌شود و در بسیاری شرایط دارای مقداری ثابت و یکنواخت است، یکی از مهم‌ترین مشخصه‌های دوام ژئوتکستایل‌ها به شمار می‌آید. تغییرشکل دراز مدت اجسام در اثر اعمال نیرویی ثابت که در طول زمان رفته رفته شکل می‌گیرد خزش نامیده می‌شود.



ژئوتکستایل‌ها به دلیل ساختار ذاتی خود اغلب در مکان‌هایی نصب می‌شوند که در معرض نیروها و یا تغییر شکل‌های کششی هستند. مقدار و جهت این نیروها در طول زمان چندان دچار تغییر نمی‌شود اما مصنوعات پلیمری در طول زمان دچار تغییر شکل می‌گردند. این ضریب به کیفیت مصالح تولیدی وابستگی زیادی دارد. برخی از تولید کنندگان مقدار این ضریب را به نحو قابل ملاحظه‌ای کاهش داده‌اند لیکن پیشنهاد می‌شود در صورت امکان این ضریب مشخصاً توسط آزمایش تعیین شود. به عنوان یک معیار دامنه تغییرات این ضریب را می‌توان در محدوده ۲ تا ۴ در نظر گرفت.

– ضریب کاهش مقاومت به دلیل اثرات محیطی (شیمیایی و بیولوژیکی)

پایداری و مقاومت ژئوتکستایل در مقابل عوامل طبیعی و محیطی یکی از عوامل مهم بر پایداری و دوام سازه‌های مسلح‌شده با ژئوتکستایل می‌باشد. عوامل محیطی شامل اثرات دمای محیط، اثرات ناشی از اکسیداسیون، اثرات ناشی از محلول‌های شیمیایی، اثرات ناشی از امواج رادیواکتیو، اثرات ناشی از نور خورشید و اثرات ناشی از ترک خوردگی در اثر اعمال تنش می‌باشند. قالباً ضریب کاهش مقاومت به علت صدمات شیمیایی در محدوده ۱/۰ تا ۱/۵ و ضریب کاهش مقاومت به علت صدمات بیولوژیکی در محدوده ۱/۰ تا ۱/۳ در نظر گرفته می‌شود. با ایجاد پوشش مناسب و جلوگیری از تابش مستقیم نور آفتاب، کنترل PH محیط و کنترل سایر مواد خورنده می‌تواند تا حدود زیادی این ضرایب را کاهش داد.

سازه موج‌شکن مسلح‌شده با ژئوتکستایل باید تا مدت‌ها پایدار بماند. برای همین منظور ژئوتکستایل انتخابی باید حداقل مقاومت (T_D) را دارا باشد. پس از طراحی و تعیین مقاومت مجاز طراحی مطابق توضیحات بخش ۴-۳، مقاومت ژئوتکستایل را در ضرایب کاهش فوق‌الذکر ضرب نموده تا مقاومت نهایی T_U یا اسمی ژئوتکستایل مورد نیاز به دست آید. این همان عددی است که در کاتالوگ مسلح‌کننده به عنوان مقاومت آن‌ها درج می‌شود. مقادیر ضرایب کاهش برای هر یک از محصولات ژئوسینتتیکی متغیر است. برای تعیین ژئوتکستایل مورد نیاز باید ضرایب کاهش به طور دقیق تعیین شود. این ضرایب در جداول داده‌های فنی هر شرکت تولید کننده موجود بوده و به متقاضیان ارائه می‌شود.

۴-۴-۲- کنترل پایداری موضعی و دورانی

ناپایداری دورانی برای موج‌شکن واقع بر روی بستر نرم با تسلیح سطحی می‌تواند بصورت موضعی در بدنه موج‌شکن (شکل ۴-۱-الف)، هم در بدنه و هم در بستر موج‌شکن (شکل ۴-۱-ب) و یا بصورت کلی در بستر موج‌شکن (شکل ۴-۱-ج) روی دهد. آنالیز تعادل حدی و ارزیابی ضریب اطمینان سطوح لغزش بحرانی یکی از مرسوم‌ترین روش‌های کنترل پایداری دورانی می‌باشد. در حالت موج‌شکن تسلیح شده در بستر، مسلح‌کننده با فراهم کردن لنگر اضافی، پایداری کلی توده سنگ را افزایش می‌دهد. آنالیز تعادل حدی موج‌شکن واقع بر روی بستر نرم با تسلیح سطحی را می‌توان با نرم‌افزارهای مختلف تعادل حدی انجام داد. در این شرایط در نظرگیری المان مناسب که قابلیت در نظرگیری کشش و خصوصیات ژئوتکستایل را دارا باشد، در مدلسازی حائز اهمیت می‌باشد.



باید در انتخاب شکل سطوح محتمل لغزش دقت شود تا امکان در نظر گرفتن لایه‌های خاکی با مقاومت‌های متغیر در داخل خاک بستر نرم وجود داشته باشد. تحلیل می‌تواند با استفاده از پارامترهای تنش موثر و با در نظر گرفتن فشار آب حفره‌ای انجام گیرد؛ با این حال تحلیل بر اساس شرایط زهکشی نشده ساده‌تر بوده و عموماً راهکار درست‌تری برای پایداری کوتاه‌مدت ارائه می‌کند.

برای غالب هندسه‌های موج‌شکن‌ها، تحلیل سطوح لغزش تنها برای یک سمت موج‌شکن کافی است تا به مقدار T_{FO} (نیروی مورد نیاز مسلح کننده در واحد طول) دست پیدا شود. با این حال برای موج‌شکن‌های عریض، تحلیل سطوح لغزش می‌بایست تا پشت مرکز موج‌شکن ادامه پیدا کند تا T_{FO} حاصل شود. جهت بسیج نیروی کشش T_{FO} ، مسلح کننده می‌بایست با خاک اطراف پیوند کافی داشته باشد. این پیوستگی، باید هم در داخل و هم پشت سطح محتمل لغزش حاصل شود. طول توصیه شده پیوند، به برهم کنش سطح مشترک خاک/مسلح کننده و خاک بستر بستگی دارد. با در نظر گرفتن یک لایه مصالح دانه‌ای بالا و پایین مسلح کننده جهت بهبود مقاومت پیوستگی، می‌توان طول پیوستگی را کاهش داد.

برای موج‌شکن‌های مستقر بر نهشته‌های عمیق خاکی خیلی نرم، باید پایداری کلی برای اطمینان از عدم وقوع گسیختگی دورانی ظرفیت باربری و یا گسیختگی بلوک لغزشی کنترل شود. تحلیل سطح لغزش، برای کنترل این حالت حدی بکار می‌رود.

۴-۴-۳- ظرفیت باربری

برای موج‌شکن‌های مستقر بر نهشته‌های عمیق خاکی خیلی نرم، ظرفیت باربری باید برای اطمینان از عدم وقوع گسیختگی دورانی کنترل شود. مسلح‌سازی، ظرفیت باربری کلی خاک را افزایش نمی‌دهد. لذا زمانی که خاک زیرین ظرفیت باربری کافی برای احداث سازه را نداشته باشد، امکان ساخت سازه وجود ندارد. بنابراین ظرفیت باربری کلی موج‌شکن احداث شده قبل از هرگونه ملاحظات استفاده از ژئوتکستایل باید ارضاء شود. برای همین منظور تنش متوسط قائم زیر پی موج‌شکن احداثی با توجه به عرض موج‌شکن با فرض یک پی گسترده نیمه صلب باید محاسبه شود. وقتی ضخامت خاک نرم بیش‌تر از عرض موج‌شکن باشد از تئوری کلاسیک ظرفیت باربری مطابق رابطه ذیل می‌توان استفاده نمود:

$$\gamma_{fill} H \leq \frac{c_u N_c}{SF} \quad (4-4)$$

که در آن N_c فاکتور ظرفیت باربری است که مقدار آن $5/14$ در نظر گرفته می‌شود. ضریب اطمینان در این حالت حداقل $1/5$ در نظر گرفته می‌شود. [۲۳]



۴-۴-۴- لغزش جانبی

در پایداری جانبی موج‌شکن در برابر لغزش (شکل ۴-۱-د) می‌بایست تمام سطوح لغزش ایجاد شده بین خاک و سطح بالایی مسلح‌کننده در نظر گرفته شود. مسلح‌کننده بستر، می‌تواند برای مقاومت در برابر حرکت رو به بیرون مصالح موج‌شکن ضروری باشد. فرض می‌شود کشش مسلح‌کننده در تاج موج‌شکن، بیشینه باشد (شکل ۴-۳). این نیرو T_{ls} از رابطه زیر حاصل می‌شود:

$$T_{ls} = P_a \times SF \quad (۵-۴)$$

$$P_a = K_a w_s H + K_a (0.5\gamma h_1^2 + \gamma h_1 h_2 + 0.5\gamma' h_2^2) \quad (۶-۴)$$

T_{ls} : کشش مورد نیاز مسلح‌کننده در واحد طول

K_a : ضریب فشار فعال خاک

H : ارتفاع موج‌شکن (h_1 ارتفاع بخش بالای سطح آب، h_2 ارتفاع سطح زیر آب موج‌شکن)

γ : وزن مخصوص مصالح موج‌شکن

w_s : سربار بالای موج‌شکن

SF : ضریب اطمینان در این حالت حداقل برابر ۱.۵ پیشنهاد می‌شود

جهت بسیج نیروی کششی T_{ds} در مسلح‌کننده، مصالح موج‌شکن نباید به سمت بیرون، روی مسلح‌کننده بلغزد. برای

جلوگیری از این لغزش افقی، کمینه طول پیوستگی مسلح‌کننده L_e طبق رابطه زیر محاسبه می‌شود:

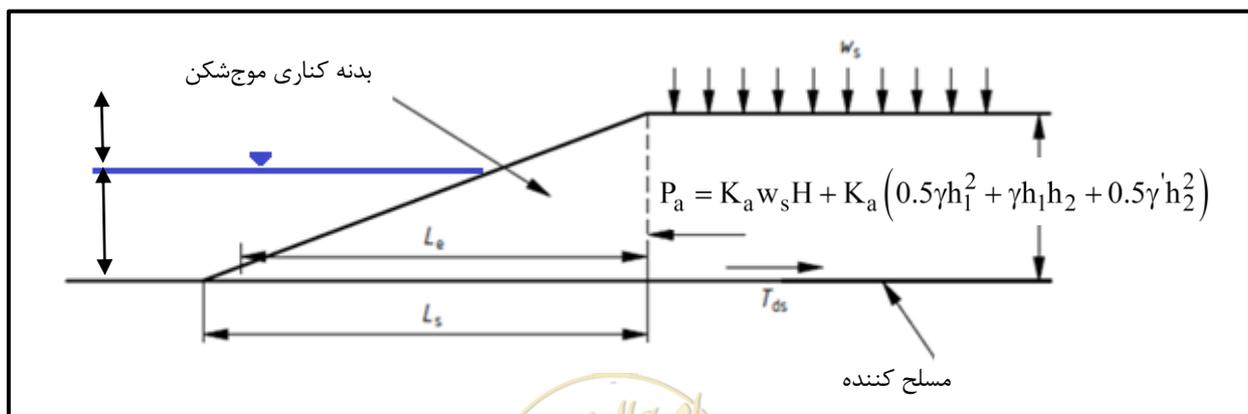
$$L_e \geq \frac{P_a}{\sigma' \tan \delta} \times SF \quad (۷-۴)$$

که در آن:

σ' : تنش متوسط بر روی طول L_e مسلح‌کننده

δ : زاویه اصطکاک بین مصالح موج‌شکن و مسلح‌کننده

SF : ضریب اطمینان که در این حالت حداقل برابر ۱/۵ پیشنهاد می‌شود.



شکل ۴-۳- پایداری لغزش جانبی در سطح موج‌شکن - مسلح‌کننده

۴-۴-۵- بیرون زدگی بستر

هندس‌ه موج‌شکن موجب به وجود آمدن تنش‌های برشی رو به بیرون در داخل خاک نرم بستر می‌شود و در جایی که خاک بستر نرم و کم عمق باشد، تنش‌های برشی رو به بیرون می‌تواند منجر به بیرون زدگی بستر شود. برای جلوگیری از بیرون زدگی بستر طول شیب جانبی موج‌شکن (L_s)، باید به اندازه‌ای باشد که از بسیج شدن این تنش‌های برشی جانبی رو به بیرون جلوگیری کرد.

مکانیزم گسیختگی فرض می‌کند که بیرون زدگی جانبی خاک بستر، از زیر خاک بستر اتفاق می‌افتد. برای جلوگیری از وقوع این حالت حدی، حرکت رو به بیرون بستر، باید با ایجاد محصور شدگی جانبی کافی روی یک سطح مناسب، در زیر مسلح کننده محدود شود. برای دستیابی به این منظور، دو حالت زیر باید ارضا شود:

۱- مقاومت برشی کلی در زیر مسلح کننده باید برای مقاومت در برابر بارهای جانبی به وجود آمده در خاک بستر، کافی باشد.

۲- مسلح کننده باید مقاومت کششی کافی برای تحمل بارهای کششی ناشی از تنش برشی منتقل شده از خاک بستر را داشته باشد.

برای جلوگیری از بیرون زدگی بستر رابطه زیر باید اعمال شود:

$$R_{ha} \leq \frac{R_{hp} + R_s + R_R}{SF} \quad (۸-۴)$$

که در آن:

R_{ha} : نیروی افقی عامل بیرون زدگی بستر

R_{hp} : نیروی افقی مقاوم بستر

R_s : نیروی افقی مربوط به مقاومت برشی خاک بستر در عمق Z_c

R_R : نیروی افقی مربوط به مقاومت برشی خاک بستر در زیر مسلح کننده

SF: ضریب اطمینان که در این حالت حداقل برابر ۱/۵ پیشنهاد می‌شود.

برای تعیین کمینه طول شیب جانبی L_s مورد نیاز برای جلوگیری از بیرون زدگی بستر باید آنالیز حساسیت با استفاده از مقادیر مختلف Z_c صورت گیرد. حداکثر عمق Z_c به اندازه دو برابر ارتفاع موج‌شکن می‌باشد. معمولاً تحلیل با پارامترهای زهکشی نشده صورت می‌گیرد. اگر ضخامت لایه خاک بستر نرم کم و مقاومت برشی زهکشی نشده در عمق ثابت باشد، مقدار Z_c برابر ضخامت لایه رسی در نظر گرفته می‌شود. در غیر این صورت استفاده از رابطه زیر برای تعیین این عمق پیشنهاد می‌شود.

$$Z_c = \sqrt{\frac{(1 + \alpha) C_u n H}{2p}} \quad (۹-۴)$$

که در آن:



α : ضریب چسبندگی خاک بستر و مسلح کننده

C_u : مقاومت برشی زهکشی نشده خاک نرم بستر

n : شیب کناری موج شکن

ρ : افزایش مقاومت برشی در واحد عمق

H : ارتفاع موج شکن

با در دست داشتن روابط زیر و قرار دادن آن در نامساوی رابطه فوق، کمینه طول لازم برای L_s را محاسبه نمود:

$$R_{ha} = (\gamma_1 h_1 + \gamma_1' h_2 + w_s) \times Z_c + \frac{1}{2} \gamma_2 Z_c^2 - 2C_u Z_c \quad (10-4)$$

$$R_{hp} = \frac{1}{2} \gamma_2 Z_c^2 + 2C_u Z_c$$

$$R_s = L_s \times C_u$$

$$R_R = L_s \times \alpha C_u$$

که در آن:

γ_1 : وزن مخصوص مصالح موج شکن

γ_2 : وزن مخصوص خاک بستر

H : ارتفاع موج شکن (h_1 ارتفاع بخش بالای سطح آب، h_2 ارتفاع سطح زیر آب موج شکن)

w_s : سربار بالای موج شکن

C_u : مقاومت برشی زهکشی نشده خاک نرم بستر

Z_c : عمق خاک نرم بستر

α : ضریب چسبندگی خاک بستر و مسلح کننده

نیروی کششی تولید شده در مسلح کننده T_{fe} در واحد طول که در اثر تنش برشی رو به بیرون بستر ایجاد می‌شود

از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$T_{fe} = \alpha C_u L_e SF \quad (11-4)$$

که در آن:

L_e : طول مورد نیاز مسلح کننده (شکل ۴-۴)

C_u : مقاومت برشی زهکشی نشده خاک بستر زیر مسلح کننده

SF : ضریب اطمینان که در این حالت حداقل برابر ۱/۵ پیشنهاد می‌شود.

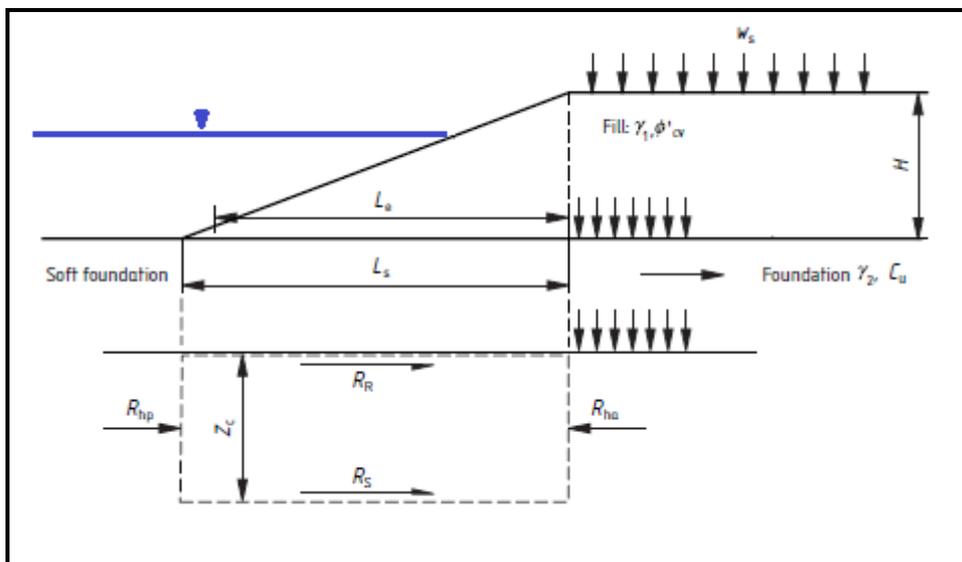
باید در انتخاب مقدار α (ضریب چسبندگی در سطح مشترک مسلح کننده با خاک نرم بستر) دقت شود. مقدار این

ضریب، نه تنها به خصوصیات سطحی مسلح کننده، بلکه به کرنش مسلح کننده در قیاس با کرنش بستر نرم بستگی

دارد. برای تامین بیشینه ضریب پیوستگی، سازگاری کرنشی بین مسلح کننده و خاک نرم بستر باید برقرار باشد. این



موضوع خصوصا در مواردی که خاک بستر حساس باشد اهمیت پیدا می‌کند که طی آن، کرنش در مسلح کننده، نباید از کرنشی که در آن مقاومت برشی زهکشی نشده بیشینه در خاک بستر بسیج شده تجاوز کرد. به علاوه لازم به ذکر است در مواردی که خاک بستر سابقه‌ی حرکت توده را داشته باشد، سطوح برشی ممکن است هنوز وجود داشته باشد. خاک این منطقه‌ی برش خورده، احتمالا در اثر جابجایی، متحمل کرنش‌های بزرگی شده و شرایطی نزدیک به شرایط مقاومت برشی پسماند داشته باشد. در این گونه خاک‌ها، مقاومت برشی پسماند باید در تحلیل مورد استفاده قرار گیرد و عمق بحرانی غالباً توسط پایین‌ترین سطح منطقه برش خورده تعیین می‌شود.



شکل ۴-۴- آنالیز پایداری بیرون زدگی بستر

۴-۵- کنترل‌های حالت بهره‌برداری

۴-۵-۱- کرنش مسلح کننده

تغییرشکل بیش از حد موج‌شکن و مسلح کننده، صرف نظر از این که خرابی کلی رخ بدهد یا خیر، می‌تواند بهره‌برداری سیستم را محدود و عملکرد آن را مختل کرد. معمول‌ترین راه برای محدود کردن تغییرشکل‌ها، محدود کردن کرنش مجاز ژئوسینتتیک‌ها می‌باشد. این به آن دلیل است که نیروی کششی مورد نیاز ژئوسینتتیک برای جلوگیری از گسیختگی لغزش جانبی، بدون وجود مقداری کرنش و مقداری جابجایی جانبی بسیج نمی‌شود. از این رو از مدول تغییرشکل ژئوسینتتیک برای کنترل لغزش جانبی استفاده می‌شود.

توزیع کرنش در ژئوسینتتیک از مقدار صفر در پای موج‌شکن تا مقدار بیشینه در بالای آن، به صورت خطی فرض می‌شود. این فرض با نحوه ایجاد فشار جانبی خاک در زیر شیب‌های موج‌شکن سازگار است. برای فرض توزیع کرنش



خطی، بیشینه کرنش در ژئوسینتتیک دو برابر کرنش در موج‌شکن می‌باشد. مقدار مدول مسلح‌کننده از رابطه زیر به دست می‌آید.

$$J = T_D / \varepsilon_{\text{geosynthetic}} \quad (12-4)$$

بنابراین با محاسبه مقدار T_D مطابق بخش ۴-۴ و داشتن کرنش مجاز ژئوسینتتیک مقدار مدول مسلح‌کننده مطابق رابطه فوق قابل اندازه‌گیری می‌باشد. بدیهی است مدول ژئوتکستایل مصرفی باید از مقدار محاسبه شده بیش‌تر باشد. توصیه‌هایی برای حدکرنش مسلح‌کننده برای خاک‌های مختلف در جدول (۱-۴) ارائه شده است.

جدول ۱-۴- حداکثر کرنش مجاز ژئوسینتتیک‌ها برای انواع خاک‌ها

نوع خاک	حدکرنش ژئوسینتتیک ($\varepsilon_{\text{geosynthetic}}$)
خاک‌های غیر چسبنده	٪۱۰-٪۵
خاک‌های چسبنده حساس	٪۲
خاک‌های آلی	٪۱۰-٪۲

۴-۵-۲- نشست پی

وجود ژئوتکستایل در بستر به تنهایی تاثیر زیادی بر روی خصوصیات نشست‌پذیری بستر موج‌شکن ندارد. بنابراین تحلیل‌های نشست باید توسط روش‌های مرسوم و کلاسیک مکانیک خاک یا با استفاده از نرم‌افزارهای اجزاء محدود کنترل و تعیین شود. نشست بستر تنش‌کششی یا همان نیرو را در ژئوتکستایل افزایش می‌دهد. توضیحات تکمیلی در خصوص نحوه مدلسازی اجزای محدود موج‌شکن توده‌سنگی بر بستر نرم در بخش ۴-۹ ارائه شده است. [۲۳]

۴-۶- کنترل‌های مازاد در عملکرد جداکنندگی ژئوتکستایل

۴-۶-۱- مقاومت در مقابل پانچ

ژئوتکستایل باید در تمامی مراحل ساخت و احداث موج‌شکن سالم و بدون نقص باقی بماند؛ این موضوع در تمامی کاربردهای ژئوتکستایل باید رعایت شود. در این رابطه، سنگ‌های تیز، کنده درختان، ریشه‌ها و یا دیگر مواد در سطح زیر ژئوتکستایل یا سطح رویی آن ممکن است باعث آسیب به آن شود. این موضوع ممکن است باعث پانچ ژئوتکستایل در حین عملیات مصالح‌ریزی و یا در زمان بهره‌برداری شود. روش کنترل این موضوع در طراحی‌ها در شکل (۴-۵) به صورت شماتیک نشان داده شده است. در این وضعیت نیروی قائم اعمال شده به ژئوتکستایل که در سطح مشخص شده در شکل نشان داده شده، از رابطه زیر به دست می‌آید. [۲۴]

$$F_{\text{reqd}} = p'd_a^2 S_1 S_2 S_3 \quad (13-4)$$

که در آن:

F_{reqd} : نیروی حداقلی که باید ژئوتکستایل در مقابل پانچ مقاومت کند



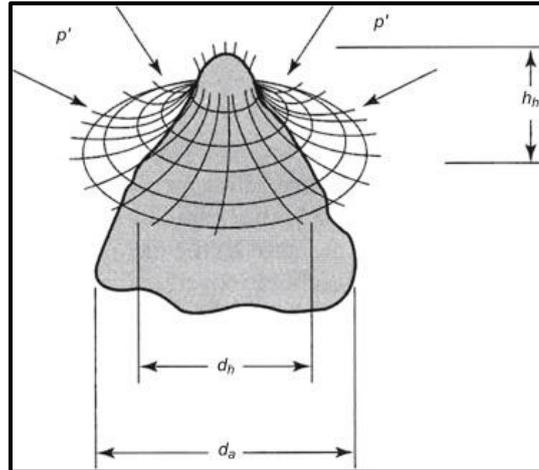
d_a : قطر متوسط قطعه ای که باعث پانچ می‌شود

p' : فشار وارد شده بر ژئوتکستایل (تقریباً برابر ۱۰۰٪ فشاری که از روی زمین به سطح ژئوتکستایل وارد می‌شود)

S_1 : ضریب بیرون‌زدگی برای ژئوتکستایل در شرایط پانچ (جدول ۴-۲)

S_2 : ضریب مقیاس برای تطبیق با شرایط آزمون پانچ ژئوتکستایل (ASTM D4833)

S_3 : ضریب شکل، برای تطبیق با شرایط آزمون پانچ ژئوتکستایل (ASTM D4833)



شکل ۴-۵- شکل شماتیک پانچ شدن ژئوتکستایل با اعمال فشار از بالا [۲۴]

جدول ۴-۲- مقادیر توصیه شده برای ضرایب استفاده شده در کنترل پانچ ژئوتکستایل [۲۴]

S_3	S_2	S_1	شی پانچ کننده
۰/۹	۰/۸	۰/۹	تیز گوشه و تقریباً بزرگ
۰/۷	۰/۶	۰/۶	تیز گوشه و تقریباً کوچک
۰/۶	۰/۶	۰/۷	تقریباً گرد گوشه و تقریباً بزرگ
۰/۵	۰/۴	۰/۴	تقریباً گرد گوشه و تقریباً کوچک
۰/۴	۰/۴	۰/۵	گرد گوشه و تقریباً بزرگ
۰/۳	۰/۲	۰/۲	گرد گوشه و تقریباً کوچک

۴-۶-۲- مقاومت در مقابل ضربه

علاوه بر مقاومت پانچ، وقتی ژئوتکستایل در نقش مسلح کننده و یا جداکننده در زیر موج‌شکن قرار می‌گیرد، باید مقاومت در مقابل ضربه وارد شده از مصالح را داشته باشد، برای کنترل این موضوع باید انرژی ذخیره شده در یک سنگ که از ارتفاع مشخص سقوط می‌کند را به دست آوریم، بنابراین فقط نیروی جاذبه در محاسبات مدنظر قرار می‌گیرد. برای ارائه نمودارهایی برای طراحی، مقدار چگالی ویژه سنگ ۲/۶ در نظر گرفته شده و قطر از ۲۵ تا ۶۰۰ میلی‌متر و ارتفاع سقوط از ۰/۵ تا ۵ متر متغیر در نظر گرفته شد. محاسبات مطابق فرمولاسیون زیر می‌باشد و در نمودار (۴-۶) نشان داده شده است.



$$E=mgh \quad (۱۴-۴)$$

$$=(v \times \rho)gh$$

$$=[V \times (\rho_w G_s)]gh$$

$$=\left(\frac{\pi \left(\frac{d_a}{1000}\right)^3}{6}\right) \left(\frac{1000 \text{kg}}{\text{m}^3}\right) (2.6)(9.81)h$$

$$E=13.35 \times 10^{-6} d_a^3 h$$

E: انرژی ذخیره شده (ژول)

m: وزن جسم سقوط کننده (کیلوگرم)

g: شتاب جاذبه زمین (m/sec^2)

h: ارتفاع سقوط (m)

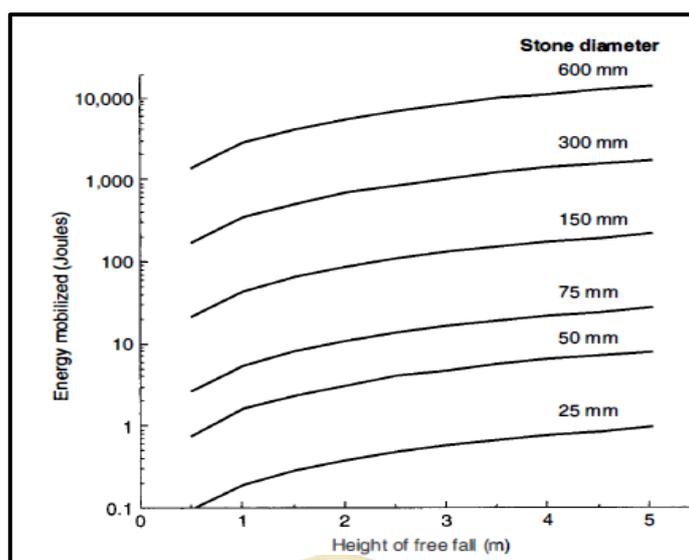
V: حجم جسم سقوط کننده (m^3)

ρ : دانسیته جسم سقوط کننده (kg/m^3)

G_s : چگالی ویژه جسم سقوط کننده

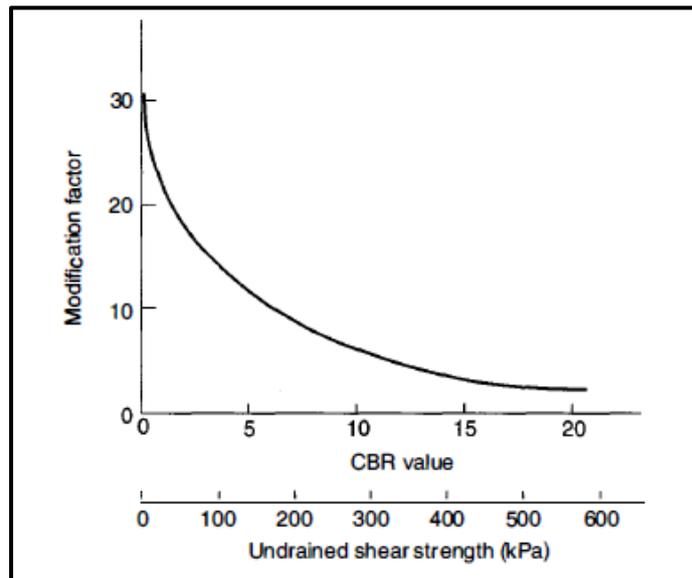
d_a : قطر جسم سقوط کننده (mm)

البته باید دقت شود که این انرژی محاسبه شده برای زمانی است که ژئوتکستایل روی یک سطح بدون تکیه قرار گیرد، این درحالیست عملاً خاک در زیر ژئوتکستایل قرار می‌گیرد، با این اوصاف ژئوتکستایل تحمل انرژی بیشتری نسبت به مورد بالا را دارد. برای این منظور باید از ضریب اصلاحی مطابق شکل (۴-۷) استفاده شود. با داشتن عدد CBR یا مقاومت زهکشی نشده خاک بستر بدون مسلح کننده، ضریب اصلاحی به سادگی قابل استخراج می‌باشد. [۲۴]



شکل ۴-۶- انرژی بسیج شده سقوط سنگ بر روی ژئوتکستایل





شکل ۴-۷- ضریب اصلاحی برای اصلاح انرژی سقوط بر روی ژئوتکستایل با اعداد CBR و مقاومت برشی زهکشی نشده [۲۴]

۴-۷- انتخاب خصوصیات خاکریز و ژئوسینتتیک

پس از مشخص شدن الزامات مقاومتی در طراحی، ژئوسینتتیک متناسب می‌بایست انتخاب شود. علاوه بر خصوصیات اصطکاکی و کششی که در بخش‌های قبل بدان اشاره شد، الزامات مربوط به زهکشی، شرایط ساخت و عوامل زیست‌محیطی نیز باید در نظر گرفته شود. دیگر جنبه‌ی مهم طراحی، گزینش مصالح خاکریزی مناسب در لایه‌های سطحی می‌باشد. تا حد امکان باید از مصالح دانه‌ای همانند مصالح ماسه‌ای در لایه سطحی رو و زیر ژئوتکستایل استفاده شود.

۴-۷-۱- الزامات مربوط به مقاومت ژئوتکستایل

مهم‌ترین خصوصیات مکانیکی ژئوتکستایل‌ها عبارتند از: مقاومت کششی و مدول مسلح‌کننده، مقاومت درز، اصطکاک خاک-ژئوسینتتیک و مقاومت خزشی.

مقدار مقاومت کششی و مدول مسلح‌کننده بهتر است از طریق آزمایش کششی در خاک تعیین شود. تحقیقات McGown, Andrawes and Kabir (1982) نشان می‌دهد که خصوصیات بسیاری از ژئوسینتتیک‌ها در خاک، به میزان قابل توجهی متفاوت از نتایجی است که از تست‌های انجام شده در هوا به دست می‌آید. با این حال، تست‌های در خاک هنوز چندان متداول و استاندارد نیستند. جایگزین عملی، استفاده از تست کشش عرضی (ASTM D 4595) به عنوان معیاری از مقاومت در خاک است. این نکته توسط Christopher and Holtz (1985) و Bonaparte, Holtz, Giroud (1985) بررسی شده است. مقاومت و مدول بر اساس تست کشش عرضی ASTM D 4595 تعیین می‌شوند. این استاندارد، مدول کششی را در قالب مدول کششی اولیه، مدول کششی انحرافی (آفت) یا مدول کششی سکانت تعریف می‌کند. مدول سکانت می‌تواند بین هر دو نقطه کرنش تعریف شود. مدول ژئوسینتتیک برای طراحی خاکریزها می‌بایست



مدول سکانت باشد که بین نقطه کرنش صفر و نقطه حدی کرنش طراحی (۲ تا ۱۰٪) تعریف می‌شود. معیار حداقلی برای خصوصیات کششی ژئوسنتتیک‌ها به صورت زیر می‌باشد:

۱- کرنش گسیختگی مسلح‌کننده باید حداقل ۱/۵ برابر کرنش متناظر مدول سکانت باشد تا از گسیختگی ترد جلوگیری شود. استثنائاً در فونداسیون‌های نرمی که مسلح‌کننده قرار است حین ساخت در معرض تنش‌های کششی خیلی بزرگ قرار گیرد، یا باید خود ژئوسنتتیک مقاومت کافی برای نگهداری موج‌شکن را داشته باشد یا هم به موج‌شکن و هم به مسلح‌کننده باید اجازه‌ی تغییرشکل داده شود. در این حالت، ازدیاد طول در زمان پارگی تا ۵۰٪ هم می‌تواند پذیرفته شود. در هر یک از این حالت‌ها، ژئوسنتتیک باید مقاومت بالا داشته و تدابیر اجرایی ویژه‌ای اتخاذ شود.

۲- اگر امکان تشکیل ترک کششی در موج‌شکن یا بروز کرنش‌های زیاد حین ساخت وجود داشته باشد، می‌بایست از مقاومت لغزش جانبی T_{Is} در کرنش ۲٪ استفاده نمود.

۳- مقاومت لغزش جانبی مورد نیاز T_{Is} باید به منظور در نظرگیری خزش و آسیب‌های ناشی از ساخت افزایش داده شود چون پتانسیل خزشی ژئوسنتتیک، به پتانسیل خزشی فونداسیون بستگی دارد. اگر وقوع خزش زیاد در فونداسیون مورد انتظار باشد، پتانسیل خزش ژئوسنتتیک در تنش‌های طراحی باید بررسی شود. ضمن اینکه این موضوع باید در نظر گرفته شود که افزایش مقاومت در فونداسیون، پتانسیل خزش را کاهش خواهد داد. آسیب ناشی از ساخت نیز بستگی به سختی شرایط اجرا دارد.

۴- الزامات مقاومتی ژئوسنتتیک باید هم در راستای ماشین و هم در راستای عرضی آن ارزیابی و مشخص شود. معمولاً مقاومت درز، کنترل‌کننده‌ی مقاومت عرضی ژئوسنتتیک می‌باشد.

بسته به الزامات مقاومتی، در دسترس بودن ژئوسنتتیک و کارایی درز، ممکن است بیش از یک لایه مسلح‌کننده برای دستیابی به مقاومت کششی مد نظر نیاز باشد. در صورت استفاده از چند لایه، یک لایه دانه‌ای ۲۰۰ تا ۳۰۰ میلیمتری باید مابین هردو ژئوسنتتیک متوالی قرار داده شود یا لایه‌ها باید به صورت مکانیکی به هم متصل شوند (دوختن). همچنین، ژئوسنتتیک‌ها باید سازگاری کرنشی داشته باشند یعنی برای هر لایه باید ژئوسنتتیک یکسانی استفاده شود.

برای به دست آوردن مقادیر اصطکاک خاک-ژئوسنتتیک، باید از نتایج تست بیرون کشش یا برش مستقیم استفاده شود. در خاک‌های رسی، تست‌های اصطکاکی لازم‌الاجرا بوده و باید تحت هر شرایطی انجام شود.

هرچند انجام تست‌های خزش در خاک امکان‌پذیر است، اما امروزه چندان معمول نیست. توصیه می‌شود در طراحی، تنش مجاز، تا مقدار زیادی کم‌تر از حد خزش ژئوسنتتیک در نظر گرفته شود. در این راستا معمولاً معیار بین ۴۰ تا ۶۰٪ تنش نهایی مناسب خواهد بود. پلی‌استرها عموماً خزش کم‌تری نسبت به پلی‌پروپیلن یا پلی‌اتیلن‌ها دارند. همچنین نسبت بارهای زنده به مرده می‌بایست در نظر گرفته شود. بارهای زنده‌ی کوتاه مدت، در قیاس با بارهای مرده‌ی پایدار، از



نظر خزش بسیار اثر منفی کم‌تری دارند. و در نهایت نرخ تغییر شکل ژئوسنتتیک در برابر تحکیم و افزایش مقاومت خاک فونداسیون می‌بایست لحاظ شود. اکثرا خزش در پایداری موج‌شکن مسلح، مشکل‌ساز نیست. [۲۳]

۴-۷-۲- الزامات مربوط به زهکش

ژئوسنتتیک باید امکان زهکشی عمودی خاک بستر را به صورت آزادانه فراهم کند تا از افزایش فشار آب حفره‌ای زیر خاکریز جلوگیری شود. خصوصیات هیدرولیکی مرتبط با این موضوع، مقاومت در برابر جوشش و نفوذپذیری ژئوسنتتیک هستند. توصیه می‌شود نفوذپذیری ژئوسنتتیک حداقل ۱۰ برابر بزرگ‌تر از خاک زیرین باشد. ابعاد منافذ باید بر اساس الزامات پروژه انتخاب شود. در هر صورت اندازه منافذ باید بیش‌ترین میزان ممکن باشد که در عین نگهداری خاک زیرین، احتمال مسدود شدن منافذ نیز کاهش یابد. [۲۳]

۴-۷-۳- ملاحظات زیست محیطی و شیمیایی

کم شدن مقاومت با گذر زمان نتیجه تخریب بافت مولکولی پلیمر است که باعث کاهش وزن مولکولی محصول می‌شود. این مکانیزم در محصولات ژئوسنتتیک در اثر اکسیداسیون، گرما و مجاورت در برابر نور ماورا بنفش شروع شده و به خاطر انتقال مواد شیمیایی محلول در محیط دریایی افزایش می‌یابد. در اغلب عملیات خاک مسلح، ژئوسنتتیک‌ها مقاومت بالایی در برابر تهاجم‌های شیمیایی و بیولوژیکی دارند. از این رو، سازگاری بیولوژیکی و شیمیایی، معمولا مسئله‌ی مهمی نیست. با این حال در شرایط نامعمول مانند خاک‌های با اسیدیته خیلی بالا (بزرگ‌تر از ۹) یا خیلی پایین (کم‌تر از ۳)، یا سایر محیط‌های شیمیایی غیرعادی، سازگاری شیمیایی پلیمر ژئوسنتتیک باید کنترل شود. بدین طریق اطمینان حاصل می‌شود که مقاومت طراحی، دست کم تا زمانی که خاک زیرین بتواند سازه را بدون تسلیح نگه دارد حفظ می‌شود. محصولات ژئوتکستایل با پایه PET بخاطر دارا بودن وزن مولکولی بالا و کم بودن عدد گروه کربوکسیلی (Carboxyl End Group) برای استفاده در محیط‌های بسیار اسیدیته مناسب نیستند. بنابراین در محیط‌های حساس همچون دریا حتما باید کاهش مقاومت در برابر شرایط محیطی مختلف بررسی شود. مقدار ضرایب کاهش زیر با توجه به PH محیط برای ژئوتکستایل‌ها و ژئوگریدها برای عمر ۱۰۰ ساله پیشنهاد می‌شود.

جدول ۴-۳- ضرایب کاهش پیشنهادی برای کاهش مقاومت در برابر مواد شیمیایی برای محیط با PH های مختلف [۲۳]

ضرایب کاهش		ژئوسنتتیک
5 < PH < 8	3 < PH < 9 یا 8 < PH < 5	
1.6	2	ژئوتکستایل
1.3	1.5	ژئوگرید



۴-۷-۴- الزامات مربوط به قابلیت ساخت (قابلیت دوام)

علاوه بر الزامات مربوط به مقاومت طراحی، ژئوتکستایل یا ژئوگرید باید مقاومت کافی برای بقا در حین ساخت را هم داشته باشند. اگر ژئوتکستایل در حین ساخت پاره یا سوراخ شود، مقاومت نگهدارنده‌ی سازه‌ی موج‌شکن کاهش یافته و گسیختگی می‌تواند رخ دهد. الزامات ساخت‌پذیری در AASHTO M288 ارائه شده است. در جدول زیر آزمایش‌های مورد نیاز بر روی ژئوتکستایل برای استفاده بعنوان مسلح‌کننده ارائه شده است. حداقل پارامترهای مورد نیاز برای هر یک از آزمایشات ارائه شده بر روی ژئوتکستایل بر اساس شرایط هر پروژه توسط مشاور ذیصلاح تعیین می‌شود.

جدول ۴-۴- آزمایشات مورد نیاز ژئوسنتتیک‌ها

روش آزمون	آزمایش
ASTM D5199	تعیین ضخامت (Thickness)
ASTM D5261	جرم واحد سطح (Mass Per Area)
ASTM D4595	مقاومت کششی (Tensile Strength)
ASTM D4632	مقاومت کششی عرضی ژئوتکستایل (Grab Strength)
ASTM D4884	مقاومت درز دوخته شده (Sewn Seam Strength)
ASTM D4533	مقاومت پارگی (Tear Strength)
ASTM D4833	مقاومت سوراخ شدگی (Puncture Strength)
ASTM D3786	مقاومت ترکیدگی (Burst Strength)
ASTM D4491	تراوایی (Permittivity)
ASTM D4751	ابعاد اسمی منافذ (Apparent Opening Size)
ASTM D4355	پایداری در برابر ماورا بنفش (Ultraviolet Stability)
ASTM D5322 ASTM D5885	مقاومت شیمیایی (Chemical Resistance)
ASTM D1987 ASTM G21&G22	مقاومت بیولوژیکی (Biological Resistance)
ASTM D5321	آزمایش برش مستقیم ((Direc Shear Test (soil-geosynthetic))

۴-۸- محدوده کاربرد استفاده از ژئوتکستایل در تسلیح سطحی بستر

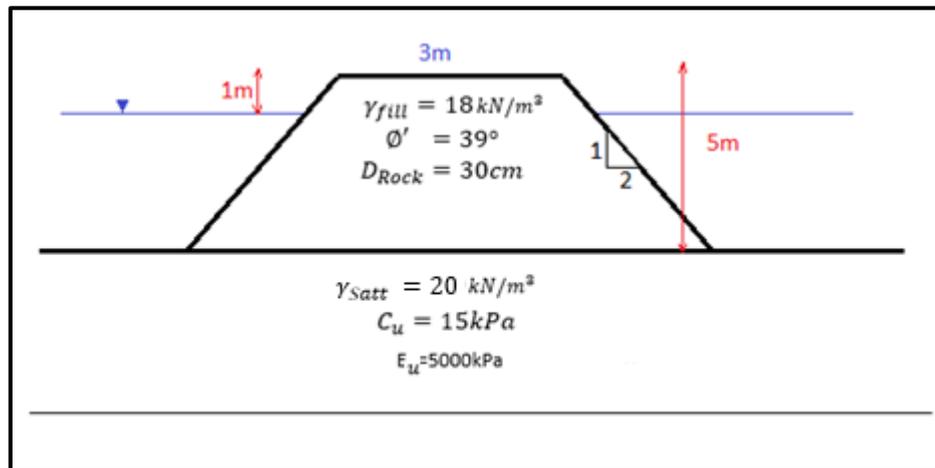
یکی از مهم‌ترین پرسش‌هایی که قبل از استفاده از روش تسلیح سطحی بستر با استفاده از ژئوسینتتیک‌ها و طراحی آن باید مد نظر طراح قرار گیرد، تعیین کارایی این مصالح برای پایداری موج‌شکن درحین و پس از اجرای کامل آن می‌باشد. در این قسمت به دو نکته در خصوص محدوده کارایی این روش در بسترهای نرم اشاره می‌شود. در کنترل ظرفیت باربری دو پارامتر مقاومت برشی زهکشی نشده (C_u) و ارتفاع موج‌شکن (H) جزو پارامترهای تاثیرگذار می‌باشند. با توجه به آن که مسلح‌سازی سطحی تاثیر چشم‌گیری بر روی ظرفیت باربری کل موج‌شکن ندارد، این موضوع را می‌توان یکی از محدودیت‌های استفاده از روش تسلیح سطحی بستر در خاک‌های نرم در نظر گرفت. زیرا در این شرایط فرورفت کلی موج‌شکن در بستر رسی تا زمان ایجاد پی مناسب ادامه خواهد یافت.



همچنین تحقیقات انجام شده نشان می‌دهد با افزایش نسبت عرض قاعده موج‌شکن به ضخامت بستر نرم، استفاده از ژئوتکستایل جهت تسلیح سطحی بستر می‌تواند موثرتر باشد. لذا در شرایطی که عمق بستر نرم بسیار زیاد می‌باشد، برای استفاده از راهکار تسلیح سطحی بستر عرض موج‌شکن بیش‌تر از ضخامت لایه نرم در نظر گرفته شود.

۹-۴- مثال طراحی موج‌شکن مسلح‌شده در بستر

در این بخش مثالی کاربردی از روش طراحی پیشنهادی در بخش‌های قبلی ارائه می‌شود و تمام کنترل‌های مورد نیاز انجام می‌شود. برای این منظور موج‌شکنی مطابق شکل (۴-۸) در نظر گرفته شده است. در این موج‌شکن بخاطر مواجهه با مشکل فرورفت و تغییر شکل‌های زیاد، استفاده از ژئوتکستایل در تمام مقطع زیرین در دستور کار قرار گرفته است. در مراحل بعدی به صورت گام به گام کنترل‌های تشریح شده در این فصل برای تعیین رده ژئوتکستایل صورت می‌گیرد.



شکل ۴-۸- مشخصات موج‌شکن در نظر گرفته شده در مثال طراحی

گام ۱: ظرفیت باربری کلی موج‌شکن احداث شده قبل از هرگونه ملاحظات استفاده از ژئوتکستایل مطابق توضیحات بخش ۴-۷ باید ارضاء شود. علت این موضوع تاثیر ناچیز ژئوتکستایل سطحی در افزایش ظرفیت باربری پی می‌باشد. وقتی ضخامت خاک نرم بیش‌تر از عرض موج‌شکن باشد از تئوری کلاسیک ظرفیت باربری مطابق رابطه ذیل می‌توان استفاده نمود:

$$\gamma_{fill} H \leq \frac{c_u N_c}{SF} \quad (15-4)$$

$$\gamma_{fill} \times 1 + \gamma_{fill}' \times 4 = 50 \text{ kPa} < \frac{15 \times 5.14}{1.5} = 51/4 \quad \text{ok} \quad (16-4)$$

همان‌گونه که ملاحظه می‌شود رابطه فوق با حداقل ضریب اطمینان جوابگوست.

گام ۲: رابطه زیر باید در شرایط کلی برقرار باشد، همچنین توسط نرم‌افزارهای حالت حدی همچون GeoSlope

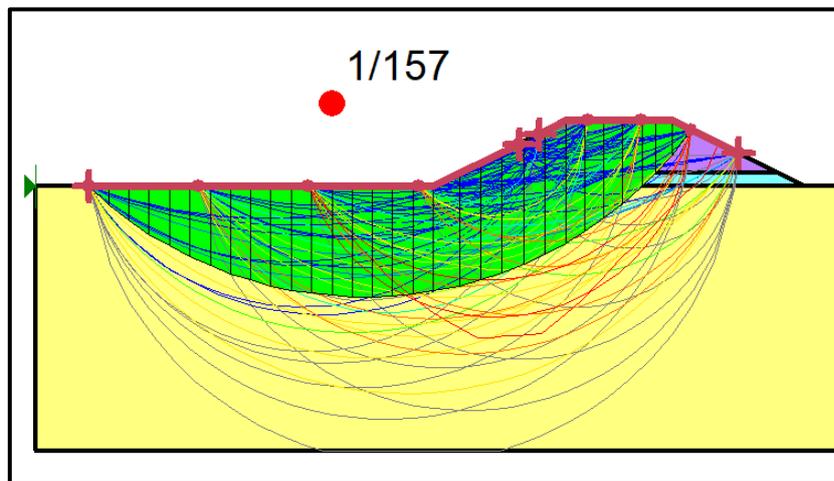
امکان کنترل تمام حالت‌های محتمل و محاسبه بحرانی‌ترین سطح گسیختگی همراه با ضریب اطمینان امکان‌پذیر است.



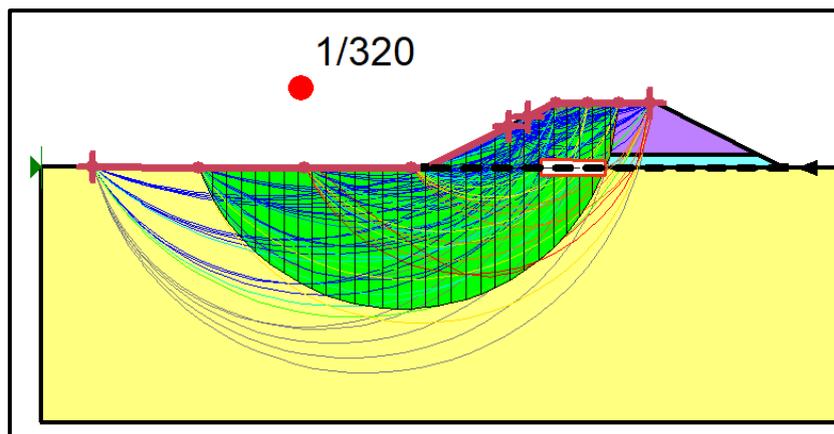
$$\frac{H}{L_s} \leq \frac{\tan \phi'_{cv}}{SF} \tag{۱۷-۴}$$

$$\frac{5}{10} \leq \frac{\tan 39}{1.5} \quad 0.5 \leq 0.53 \quad \text{ok} \tag{۱۸-۴}$$

گام ۳: آنالیز سطوح لغزش با استفاده از نرم‌افزارهای تعادل حدی به راحتی قابل انجام است. در شکل (۹-۴) ضریب اطمینان پایداری دورانی موج‌شکن مثال بدون تسلیح را نشان می‌دهد. شکل (۱۰-۴) نیز همان موج‌شکن با تسلیح سطحی بستر با استفاده از ژئوتسکتایل با مقاومت ۴۰۰ کیلونیوتن را نشان می‌دهد. همان‌طور که مشخص است، ضریب اطمینان در مقابل پایداری از ۱/۱۵ به ۱/۳۲ که برابر حداقل ضریب اطمینان در مقابل پایداری دورانی (۱/۳) است، افزایش یافته است.



شکل ۹-۴- آنالیز سطوح لغزش بدون تسلیح سطحی بستر موج‌شکن مثال طراحی

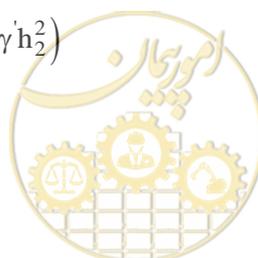


شکل ۱۰-۴- آنالیز سطوح لغزش با تسلیح سطحی بستر با ژئوتسکتایل ۴۰۰ کیلونیوتن بر متر مثال طراحی

گام ۴: کنترل لغزش جانبی مطابق رابطه ارائه شده به شرح زیر می‌باشد:

$$P_a = K_a w_s H + K_a (0.5\gamma h_1^2 + \gamma h_1 h_2 + 0.5\gamma' h_2^2) \tag{۱۹-۴}$$

$$T_{ls} = P_a \times SF$$

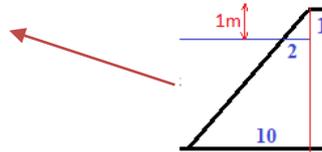


$$SF = \frac{L_e \sigma' \tan \delta}{P_a}$$

برای محاسبه تنش متوسط زیر شیب کناری وزن توده را بر روی سطح پخش می‌کنیم:

$$F = \frac{1 \times 2 \times 18}{2} + \left(\frac{2+10}{2} \right) \times 4 \times 8 = 210 \text{ kN/m} \quad (20-4)$$

$$\sigma' = \frac{210}{10} = 21 \text{ kPa}$$



$$K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \frac{0.37}{1.62} = 0.22 \quad (21-4)$$

$$P_a = 0.22 \times 20 \times 5 + 0.22 \left(0.5 \times 18 \times 1^2 + 18 \times 1 \times 4 + 0.5 \times 8 \times 4^2 \right) = 53.9 \text{ kPa}$$

$$T_{ls} = 53.9 \times 1.5 \cong 81 \text{ kN/m}$$

$$SF = \frac{10 \times 21 \times \tan(26)}{53.9} = 1.9 \text{ ok}$$

گام ۵: جهت کنترل بیرون‌زدگی بستر نیروهای وارد بر توده مستطیل زیرین تعیین می‌شود.

$$R_{ha} \leq \frac{R_{hp} + R_s + R_r}{SF} \quad (22-4)$$

$$T_{fe} = \alpha c_u L_e SF$$

$$Z_c = \sqrt{\frac{(1 + \alpha) c_u n H}{2 \rho}} \cong 5 \text{ m}$$

$$R_{ha} = (18 \times 1 + 8 \times 4 + 20) \times 5 + \frac{1}{2} \times 10 \times 5^2 - 2 \times 15 \times 5 = 325 \quad (23-4)$$

$$R_{hp} = \frac{1}{2} \times 10 \times 5^2 + 2 \times 15 \times 5 = 275$$

$$R_s = 10 \times 15 = 150$$

$$R_r = 10 \times 15 \times 0.5 = 75$$

$$SF = \frac{275 + 150 + 75}{325} = 1.53 \text{ ok}$$

So →

$$T_{fe} = 0.5 \times 15 \times 10 \times 1.5 = 113 \text{ kN/m}$$

گام ۶: تعیین مقاومت مجاز مورد نیاز ژئوتکستایل

$$T_r = \text{Max} \{ T_{ro}, T_{ls} + T_{fe} \} = \text{Max} \{ 400, 81 + 113 \} = 400 \text{ kN/m} \quad (24-4)$$

$$T_D \geq T_r$$

$$T_D \geq 400 \text{ kN/m}$$



برای انتخاب ژئوتکستایل مصرفی و تعیین مقاومت اسمی ژئوتکستایل یا مقاومت نهایی آن، ضرایب کاهش خزش، خرابی‌های ناشی از نصب و خوردگی شیمیایی و بیولوژیکی بر مقاومت نهایی ژئوتکستایل مطابق کاتالوگ محصول انتخابی اعمال می‌شود. در این مثال فرض شده است ضریب مربوط به نصب و اجرا برابر ۱/۱، ضریب مربوطه به خزش ۱/۵۸، ضریب مربوط به خوردگی شیمیایی و بیولوژیکی به ترتیب برابر ۱/۱۶ و ۱/۱ باشد.

$$T_u = T_{Dall} (RF_{ID} \times RF_{CR} \times FS_{CD} \times FS_{BD}) \quad (۲۵-۴)$$

$$T_u = 400(1.1 \times 1.58 \times 1.16 \times 1.1) = 887 \text{ kN/m}$$

لذا انتخاب ژئوتکستایل با مقاومت کششی اسمی بیش‌تر از ۹۰۰ کیلونیوتن بر متر باید در دستور کار قرار گیرد.
گام ۷: با محاسبه مقدار T_D از بخش‌های قبلی و داشتن کرنش مجاز ژئوسینتتیک مقدار مدول مسلح‌کننده مطابق رابطه فوق قابل اندازه‌گیری می‌باشد. بدیهی است مدول ژئوتکستایل مصرفی باید از مقدار محاسبه شده بیش‌تر باشد. مقدار کرنش مجاز برای این خاک ۱۰٪ در نظر گرفته می‌شود. لذا خواهیم داشت:

$$J = T_D / \varepsilon_{\text{geosynthetic}} \quad (۲۶-۴)$$

$$J = \frac{250}{0.1} = 2500 \text{ kPa}$$

$$J_{\text{Design}} > 2500 \text{ kPa}$$

گام ۸: مقدار نشست با استفاده از روابط کلاسیک مکانیک خاک قابل محاسبه است. قابل ذکر است مقدار نشست با استفاده از نرم‌افزارهای اجزا محدود با دقت خوبی تخمین زده می‌شود. در بخش ۴-۹ به تشریح این موضوع پرداخته می‌شود. محاسبه میزان نشست تحکیمی با روابط کلاسیک مکانیک خاک با فرض انجام آزمایش تحکیم بر روی رس زیر مقطع موج‌شکن به شرح زیر می‌باشد.

$$C_c = 0.395, C_s = 0.0279, P_c = 1.1 \text{ kg/cm}^2 \quad (۲۷-۴)$$

$$S_c = \frac{('C'_s \text{ or } 'C_c)H}{1 + e_0} \log \left(\frac{p_0 + \Delta p}{p_0} \right)$$

$$\Delta p = \frac{1}{6} (\Delta p_t + 4\Delta p_m + \Delta p_b)$$

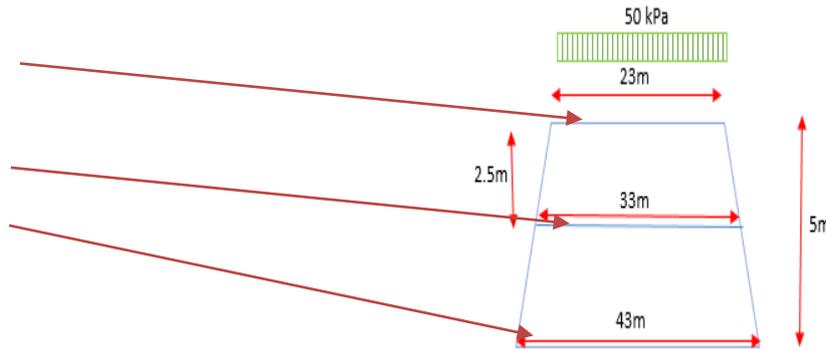


(۲۸-۴)

$$\square p_t = 50 \text{ kPa}$$

$$\square p_m = 33 \text{ kPa}$$

$$\square p_b = 26 \text{ kPa}$$



پخش تنش در خاک به روش ۱ به ۲

$$\square p = \frac{1}{6} (50 + 4 \times 34 + 26) = 35 \text{ kPa}$$

$$S_c = \frac{0.395 \times 5}{1 + 1.1} \log \left(\frac{25 + 35}{25} \right) = 36 \text{ cm}$$

مقدار نشست فوق اندک می‌باشد لذا مخاطرات چندانی در حین ساخت و پس از آن وجود نخواهد داشت.

گام ۹: کنترل مقاومت در برابر پانچ مطابق رابطه زیر می‌باشد:

$$F_{\text{reqd}} = p' d_a^2 S_1 S_2 S_3 \quad (۲۹-۴)$$

$$F_{\text{reqd}} = 50 \times 0.3^2 \times 0.9 \times 0.8 \times 0.9 = 2.916 \text{ kN}$$

$$F_{\text{Design}} > 2.916 \times 1.5 = 4.4 \text{ kPa}$$

گام ۱۰: مقاومت در برابر ضربه مطابق در برابر سقوط آزاد مطابق رابطه زیر کنترل می‌شود. قابل ذکر است با توجه به

آن که سرعت سقوط در آب بسیار کم‌تر از هوا می‌باشد. مقدار ارتفاع سقوط در محاسبات معادل می‌شود:

$$E = 13.35 \times 10^{-6} d_a^3 h \quad (۳۰-۴)$$

$$E = 13.35 \times 10^{-6} \times 300^3 \times 2 = 721 \text{ j}$$

$$E_{\text{reqd}} = \frac{721}{28} = 25.7 \text{ j}$$

۴-۱۰- مدل‌سازی عددی موج‌شکن‌های توده‌سنگی بر روی بستر نرم

با توجه به تحقیقات صورت‌گرفته شامل مقالات موجود، آزمایش‌های فیزیکی در شرایط 1g، آزمایش‌های سانتریفیوژ

در شرایط Ng، مدل‌سازی موج‌شکن تحت تنش‌های واقعی، تجربه‌های ساخت موج‌شکن بر روی بستر نرم و پدیده‌های

رخ‌داده در مدل‌سازی عددی، مدل‌سازی کرنش‌های بزرگ و نیز اندرکنش ژئوتکستایل با خاک از موارد حائز اهمیت در

انتخاب مدل رفتاری و روش عددی مناسب جهت مدل‌سازی می‌باشد.



با توجه به ماهیت مساله و وجود بستر رسی نرم و توده‌های سنگی و نیز فرورفت توده‌های سنگ در بستر، در نظر گرفتن تغییرشکل‌های بزرگ در نتایج تاثیر بسزایی دارد. در این میان نرم‌افزارهای ژئوتکنیکی محدودی وجود دارند که قادر به مدل‌سازی این تغییرشکل‌ها هستند. تکنیک‌های مختلفی برای این منظور وجود دارد. این تکنیک‌ها بر مبنای دو دیدگاه معروف لاگرانژی و اویلری در تحلیل مسایل اجزاء محدود می‌باشد.

۴-۱-۱- دیدگاه لاگرانژی در تحلیل اجزاء محدود

استفاده از نقطه نظر لاگرانژی در تحلیل اجزاء محدود، از پیشینه بیش‌تری برخوردار است. این روش تحلیل، بر پایه دیدگاه لاگرانژ در حل مسایل استوار شده است که اساس آن تعقیب مسیر حرکت ذرات می‌باشد. مسایل تحلیل سازه، ارتعاشات (بدون دخیل بودن سیال)، انتقال حرارت، تحلیل خستگی و... از حوزه‌های متداول کاربرد این دیدگاه می‌باشند. در روش لاگرانژی، محیط حل (ماده) به تعدادی المان تقسیم‌بندی می‌شود و ماده تنها از طریق تغییرشکل المان‌ها و شبکه‌بندی موجود حرکت می‌کند، لذا شکل هندسی ماده در حین تحلیل و به تناسب بارگذاری اعمال شده، دستخوش تغییر خواهد شد. از آنجایی که المان‌های لاگرانژی همواره و به شکل ۱۰۰٪ دربرگیرنده تنها یک ماده هستند (المانی با ۸۰٪ ماده و دارای ظرفیت خالی وجود ندارد)، مرزهای ماده منطبق بر مرزهای المان خواهد بود.

در مسایل دینامیکی که اغلب با تغییرشکل‌های بزرگ همراه است، استفاده از این روش نیازمند توجه ویژه است، زیرا با تغییرشکل بیش از اندازه یک المان، ژاکوبین ماتریس نگاشت منفی شده و عملاً امکان ادامه حل در نرم‌افزار وجود ندارد. استفاده از تکنیک‌هایی نظیر ALE Adaptive Meshing که ترکیبی از حل لاگرانژی و اویلری است، یکی از راه‌های مفید در راستای رفع مشکل مذکور است.

۴-۱-۲- دیدگاه اویلری در تحلیل اجزاء محدود

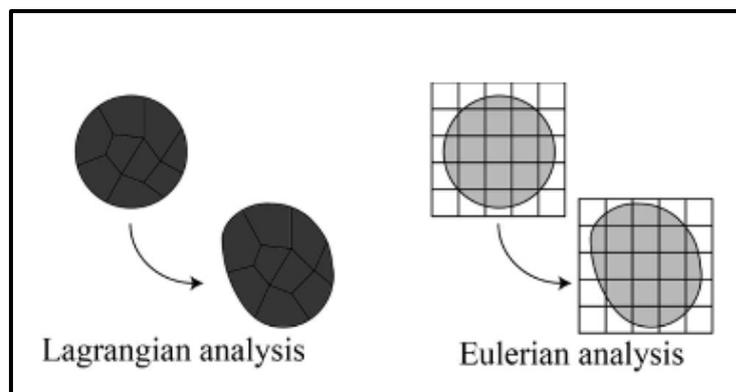
همان‌طور که اشاره شد، در دیدگاه سنتی تحلیل لاگرانژی، گره‌های شبکه بر روی ماده تثبیت شده‌اند و المان‌ها با تغییرشکل ماده، دچار تغییر می‌شوند. در نقطه مقابل، دیدگاه اویلری قرار دارد که برای شبیه‌سازی حرکت ماده مورد استفاده قرار می‌گیرد. در واقع بر خلاف روش لاگرانژی، در یک تحلیل اویلری گره‌ها به شکل ثابت در فضا قرار گرفته‌اند و ماده اجازه حرکت در بین المان‌هایی که دچار تغییرشکل نشده‌اند را پیدا می‌کند.

المان‌های اویلری لزوماً با ماده پر نشده‌اند و ممکن است دارای یک بخش خالی و یا حتی تماماً خالی باشند (حفره). با توجه به ویژگی‌هایی که برشمرده شد، مرزهای ماده اویلری همواره باید در حین هر گام از تحلیل محاسبه شوند و در حالت کلی ممکن است منطبق بر مرزهای یک المان نباشند. به شکل متداول، مش اویلری یک شبکه ساده مستطیلی از المان‌ها است و با این هدف ایجاد شده که بتواند به‌خوبی فراتر از مرزهای ماده اویلری گسترش پیدا کند و با این کار، به ماده اجازه حرکت و تغییرشکل را بدهد. چنانچه هر بخش از ماده اویلری خارج از مش اویلری حرکت کند، از شبیه‌سازی حذف خواهد شد.



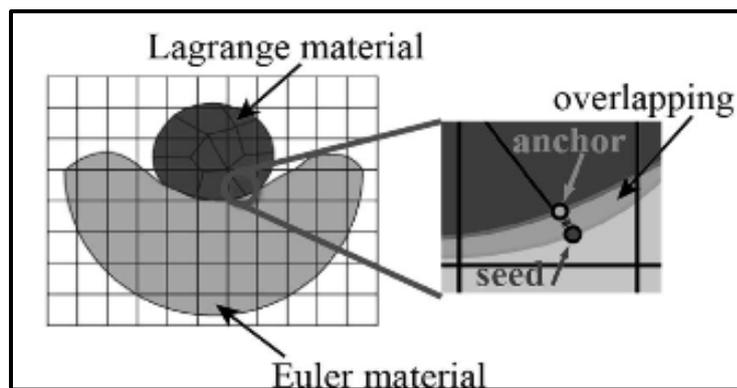
۳-۱۰-۴ Coupled Eulerian-Lagrangian (CEL) method

Coupled Eulerian-Lagrangian (CEL) method تکنیک عددی است که برای حل برخی از مسایل نفوذ مورد استفاده قرار می‌گیرد. این روش ترکیب سودمندی از آنالیز لاگرانژی با فرمولاسیون اویلری است. فرمولاسیون لاگرانژی، مش شکل‌پذیری دارد که با مصالح حرکت می‌کند به این معنی که حرکت محیط پیوسته به صورت تابعی از زمان و مختصات مصالح شرح داده شده است. در آنالیز اویلری، حرکت محیط پیوسته به صورت تابعی از زمان و مختصات فضایی فرموله شده است. مش فرمولاسیون اویلری بدون تغییر شکل باقی می‌ماند و مصالح آزادانه در میان مش حرکت می‌کنند. هر دو تکنیک در شکل (۴-۱۱) نشان داده شده است.



شکل ۴-۱۱- تغییر شکل محیط پیوسته در آنالیز لاگرانژی و اویلری

در طی یک آنالیز اویلری- لاگرانژی، یک عضو لاگرانژی در منطقه اویلری حرکت می‌کند. توزیع مصالح داخل منطقه اویلری با جزءهای کوچک حجمی اویلری تعریف می‌شود (EVF). یک المان می‌تواند همه حالات را دربر گیرد. وقتی المان توسط متریاال پر می‌شود، $EVF=1$ و هنگامی که خالی است، $EVF=0$. جسم لاگرانژی می‌تواند بدون مقاومت در منطقه حرکت کند تا با مصالح اویلری تماس پیدا کند. سپس الگوریتم تماس عمل می‌کند.



شکل ۴-۱۲- تصویرسازی روش تماس پناستی

۴-۱۱- مدلسازی فیزیکی

روش‌های طرح و استفاده از ژئوسینتتیک‌ها در ساخت سازه‌های ساحلی همچون موج‌شکن‌های توده‌سنگی در آئین‌نامه‌های دریایی به طور مستقیم ارائه نشده است. هرچند آئین‌نامه‌های مربوط به راهسازی در دهه‌های اخیر مصرف این مصالح را زیر خاکریزها موثر دانسته و نشریه‌های متفاوتی برای روش‌های طراحی و اجرا پیشنهاد نموده‌اند. در دستورالعمل حاضر با توجه به تجربه کم اجرای ژئوسینتتیک‌ها در زیر موج‌شکن‌های توده‌سنگی پیشنهاد می‌شود پس از اتمام مراحل طراحی ذکر شده در این دستورالعمل، نسبت به مدلسازی فیزیکی به روش ثقلی یا سانتریفیوژی اقدام شود. برای این منظور کلیاتی مربوط به روش‌های مدلسازی فیزیکی (مدلسازی ثقلی و مدلسازی سانتریفیوژی) ارائه می‌شود.

۴-۱۱-۱- روش مدلسازی ثقلی

۴-۱۱-۱-۱- روابط مقیاس^۱

یای (۱۹۸۹) بیان نمود چنانچه ضریب مقیاس هندسی (طول و تغییر مکان) برای مدلسازی فیزیکی ثقلی λ باشد، ضریب مقیاس برای تنش و مقاومت برشی زهکشی نشده برابر با λ و برای زمان برابر با $\lambda^{0.5}$ است. البته با توجه به ماهیت چندپدیده‌ای بودن مساله مورد بررسی، ضرایب مقیاس بیان شده به کمک رابطه تحلیلی ارائه شده برای نفوذ قطعات سنگی درون بستر رسی نیز کنترل شد. [۲۵]

بر این مبنا، اگر اندازه دانه‌های مصالح سنگی و ابعاد هندسی موج‌شکن با نسبت λ کوچک شوند، ضریب مقیاس برای مقاومت برشی زهکشی نشده نیز برابر با λ به دست خواهد آمد. مقادیر ۱۰ تا ۱۵ برای ضریب مقیاس در مدلسازی موج‌شکن توده‌سنگی به منظور حصول نتایج مناسب‌تر توصیه می‌شود.

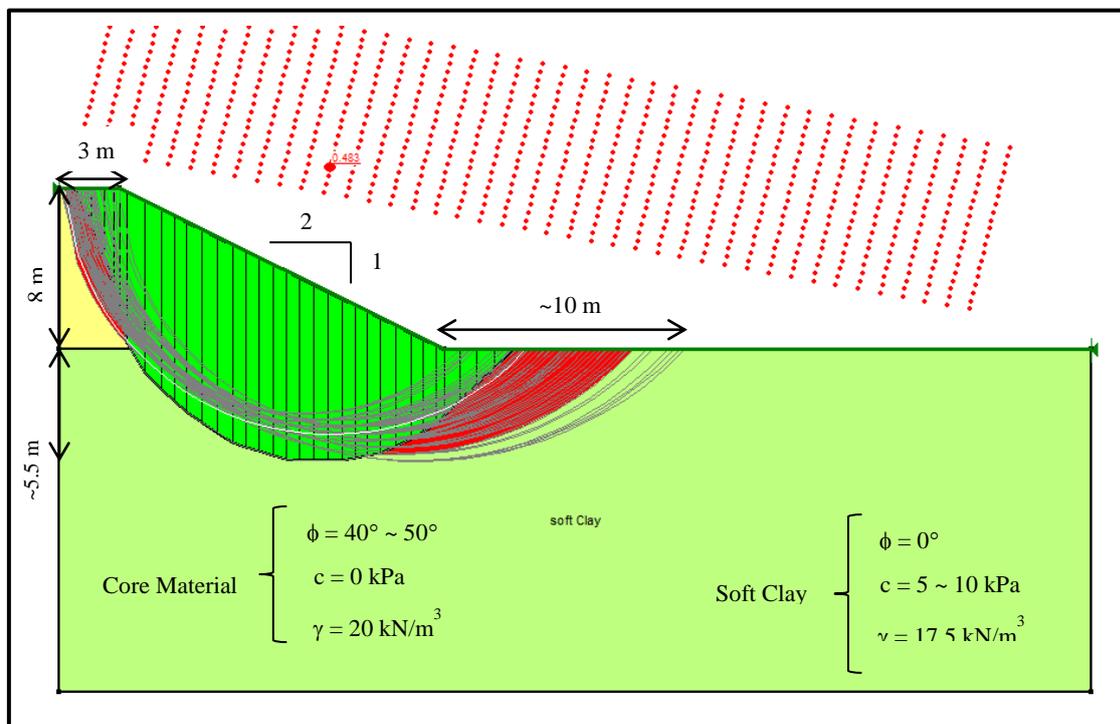
۴-۱۱-۲- ابعاد جعبه آزمون

لازم است ابعاد جعبه آزمون به گونه‌ای باشد که مانعی برای شکل‌گیری گوه‌های گسیختگی و مکانیسم‌های تغییر شکل موج‌شکن و پی ایجاد نکند. محدوده محتمل گوه‌های گسیختگی در امتداد، عرض و عمق موج‌شکن به روش تعادل حدی و با مدلسازی موج‌شکن در نرم‌افزارهایی مانند Geo-slope به دست می‌آید. با توجه به طول زیاد موج‌شکن نسبت به سایر ابعاد آن، فرضیات کرنش صفحه‌ای برای مساله برقرار است. همچنین با عنایت به تقارن مقطع هسته موج‌شکن، مدلسازی نیمی از آن کفایت می‌کند. شکل (۴-۱۳) نمونه‌ای از مدلسازی تعادل حدی هندسه مدل و مشخصات مصالح هسته موج‌شکن و بستر رسی نرم را نشان می‌دهد. در این شکل، ارتفاع هسته موج‌شکن و عرض تاج به



ترتیب ۸ و ۶ متر و شیب آن ۱ قائم به ۲ افقی در نظر گرفته شده است. همان‌طور که در شکل مشاهده می‌شود، عمق حدود ۵/۵ متری از سطح بستر و طول حدود ۱۰ متری از پنجه هسته موج‌شکن، محدوده تاثیر گویه گسیختگی برای مساله‌ی مورد نظر است. بنابراین، مدل فیزیکی باید قادر باشد تا طولی معادل ۲۹ متر و ارتفاعی معادل ۱۳/۵ متر را پوشش دهد. چنانچه طول و ارتفاع باکس مدلسازی فیزیکی ثقلی را به ترتیب ۲/۲ و ۱/۰ متر در نظر بگیریم، نسبت مقیاس برابر با ۱۳ به دست خواهد آمد که برای مدلسازی فیزیکی ثقلی، مقدار مناسبی است. به منظور تامین فضای کافی جهت ابزارگذاری‌ها، لازم است مقدار بیش‌تری برای ارتفاع باکس منظور شود. مقدار ۱/۲ متر برای ارتفاع باکس در مساله بیان شده مناسب است.

عرض باکس (راستای طولی موج‌شکن) نیز باید به گونه‌ای تعیین شود که برای اغماض از اثرات اصطکاک جداره و شرایط مرزی، کفایت کرد. برای مثال بیان شده، عرض باکس برابر با ۰/۸ متر مناسب است.



شکل ۴-۱۳- مدلسازی هسته یک موج‌شکن متداول به منظور تخمین ابعاد باکس

۴-۱۱-۳-۴- طراحی آزمون‌ها

مقدار مصالح مورد نیاز برای ساخت موج‌شکن، از حاصلضرب حجم مقطع طراحی شده در وزن مخصوص اندازه‌گیری شده برای مصالح سنگی به دست می‌آید ($W_{initial}$ در شکل ۴-۱۴). اما هنگام ساخت موج‌شکن، مقطع از پیش طراحی شده دچار تغییراتی می‌شود که منجر به مصرف مصالحی به مراتب بیش‌تر از نتایج برآورد اولیه می‌شود (W_{Total}). می‌توان مقطع تغییرشکل یافته را از لحاظ وزنی به نواحی زیر تقسیم‌بندی نمود:



$W_{Settled}$: مصالح جای گرفته در بستر تغییرشکل یافته

$W_{Penetrated}$: مصالح فرو رفته در بستر

W_{Uplift} : ناحیه بالا زدگی بستر رسی در بدنه از پیش طراحی شده

W_{Over} : مصالح اضافی ناشی از تغییر شکل پنجه

W_{Extra} : مصالح اضافی ریخته شده نسبت به برآورد اولیه

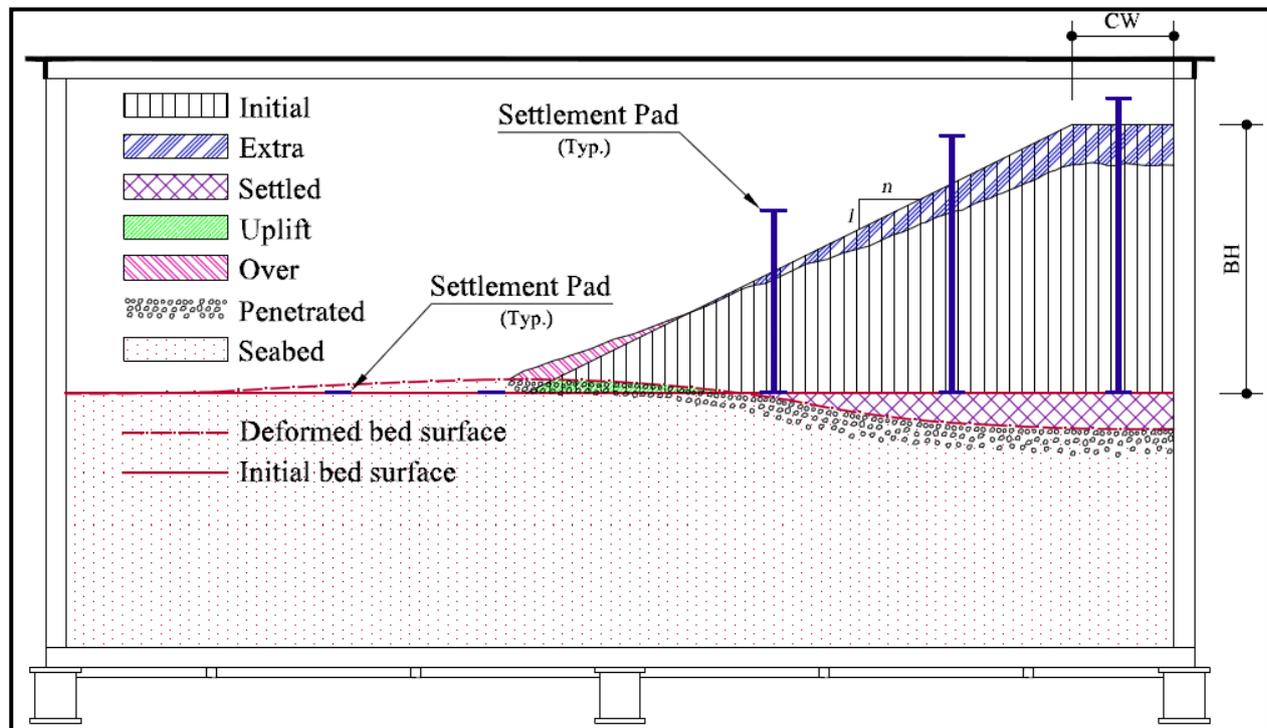
میان نواحی فوق‌الذکر روابط زیر برقرار است:

$$W_{Total} = W_{Initial} + W_{Extra} \quad (۳۱-۴)$$

$$W_{Total} = W_{Initial} + W_{Over} + W_{Settled} + W_{Penetrated} - W_{Uplift} \quad (۳۲-۴)$$

بنابراین:

$$W_{Extra} = W_{Over} + W_{Settled} + W_{Penetrated} - W_{Uplift} \quad (۳۳-۴)$$



شکل ۴-۱۴- تعریف نواحی مختلف موج‌شکن تغییر شکل یافته در مدلسازی فیزیکی

W_{Extra} هنگام مصالح ریزی مشخص است. با انتگرال‌گیری از سطح تغییر شکل یافته بستر، مقادیر دیگر شامل

$W_{Settled}$ ، W_{Uplift} و W_{Over} به دست می‌آید و به کمک رابطه ۳ مقدار مصالح فرو رفته در بستر، $W_{Penetrated}$ نیز قابل

محاسبه خواهد بود. به این ترتیب تمام‌نواحی شکل (۴-۱۴) معلوم خواهد بود.



۴-۱۱-۴-۴ نحوه انجام آزمایش

۴-۱۱-۲-۴ ساخت بستر رسی

برای ساخت نمونه‌ای همگن از مصالح رسی جهت بازسازی بستر رسی دریا، لازم است اختلاط مناسب صورت گیرد. برای این کار، دو راه وجود دارد:

- تعیین رابطه مقاومت برشی زهکشی‌نشده با میزان رطوبت و اختلاط رس خشک با آب به میزان رطوبت تعیین شده

- اختلاط رس خشک با آب به شکل دوغاب و طی زمان به منظور ته‌نشست مخلوط و حصول مقاومت برشی زهکشی‌نشده مورد نظر

وجود روابط تجربی در ادبیات فنی میان مقاومت برشی زهکشی‌نشده با میزان رطوبت از یک طرف و امکان برقراری رابطه مورد نظر با انجام آزمایش‌هایی بر روی رس انتخاب شده، از مزایای روش نخست است. برای رسیدن به مقاومت‌های بالاتر، اختلاط رس در رطوبت به دست آمده، موجب محبوس شدن هوا در مخلوط می‌شود که در نتایج آزمایش‌های مدل فیزیکی تاثیرگذار خواهد بود. اما با در نظرگیری ضریب مقیاس، مخلوط رسی در بازه مقاومت برشی نزدیک به ۱ کیلوپاسکال، بیش از حد روانی بوده و هوای محبوس در مخلوط به حداقل می‌رسد. روش دوم مستلزم صرف زمانی بسیار طولانی بوده و حصول مقاومت برشی مد نظر ممکن است مقدور نباشد. بنابراین روند انجام آزمایش به صورت اختلاط خاک رسی با آب به کمک یک همزن متحرک در جعبه توصیه می‌شود که با تنظیم مقدار آب، مقاومت برشی مطلوب به دست می‌آید. از مهم‌ترین موارد مدلسازی، همگن نمودن بستر رسی است.

با توجه به تحکیم نیافتگی و UC^۱ (تحت تحکیم) بودن بسترهای رسی دریا در بسیاری از موارد، رسیدن به مقاومت برشی مورد نظر در ساخت بستر رسی تنها عامل کنترل‌کننده می‌باشد.

به منظور تعیین مقاومت برشی زهکشی‌نشده بستر رسی، راه‌های گوناگونی وجود دارد که از آن میان می‌توان به موارد

زیر اشاره نمود:

- انجام آزمون برش سه‌محوری
- استفاده از نفوذگر جیبی
- استفاده از دستگاه برش پره جیبی
- انجام آزمون برش پره درجا



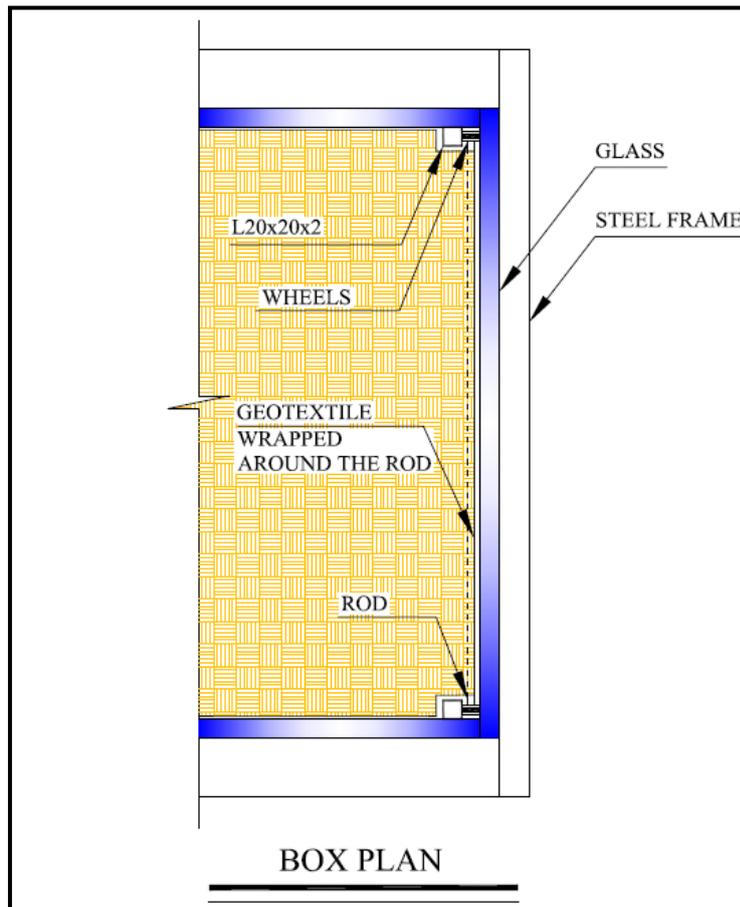
با توجه به عدم امکان اخذ نمونه دست‌نخورده در عمق بستر رسی ساخته شده و همچنین عدم امکان خارج کردن نمونه نرم رسی بازسازی شده در قالب و بارگذاری در سلول سه‌محوری، گزینه اول منتفی است. گزینه‌های دوم و سوم نیز به دلیل طول کم و دقت پایین، کارآیی مناسبی برای مساله حاضر ندارند. بهترین گزینه، استفاده از آزمون برش پره در جا می‌باشد که به کمک آن می‌توان مقاومت برشی زهکشی‌نشده بستر رسی بازسازی شده را در عمق باکس تعیین نمود. استاندارد ASTM D2573 به این آزمون اختصاص دارد.

با انجام این آزمون در قسمت‌های مختلف پلان و عمق جعبه، می‌بایست از یکنواختی مخلوط اطمینان حاصل کرد. نکته حائز اهمیت در آزمون برش پره، انتخاب ترکم‌تر (گشتاورسنج) مناسب است. این انتخاب می‌بایست با توجه به میزان نرمی خاک رسی و محدوده مقاومت برشی زهکشی‌نشده بستر رسی دریا و در نتیجه، محدوده گشتاور وارد بر ترکم‌تر صورت گیرد تا دقت نتایج را تحت تاثیر قرار ندهد.

۴-۱۱-۳- نصب ژئوتکستایل

در آن دسته از آزمون‌هایی که اثر تسلیح سطحی بستر بررسی می‌شود، لازم است ژئوتکستایل نصب شود. برای این منظور ژئوتکستایل می‌بایست به گونه‌ای نصب شود که کشش در آن ایجاد شده و فرضیات انجام شده برای مدل شامل فرض کرنش صفحه‌ای و تقارن مقطع موج‌شکن برقرار باشد. با نصب دو پروفیل قوطی در داخل باکس، می‌توان تکیه‌گاه لازم را برای قرارگیری ژئوتکستایل روی بستر فراهم نمود به گونه‌ای که از یک سو از جداره عرضی باکس فاصله نگیرد و از سوی دیگر اجازه تغییرمکان قائم به آن داده شود. به عبارت دیگر فرض تکیه‌گاه غلتکی برای اتصال ژئوتکستایل به جداره عرضی باکس برقرار باشد. این کار با پیچاندن ژئوتکستایل به دور یک میله و دوختن آن میسر است. در دو انتهای میله، بلب‌رینگ برای آزادی حرکت در جهت قائم جوش می‌شود. این موضوع در شکل (۴-۱۵) نشان داده شده است.





شکل ۴-۱۵- نحوه نصب ژئوتکستایل و ایجاد تکیه‌گاه گلته‌گی در مجاورت جداره باکس

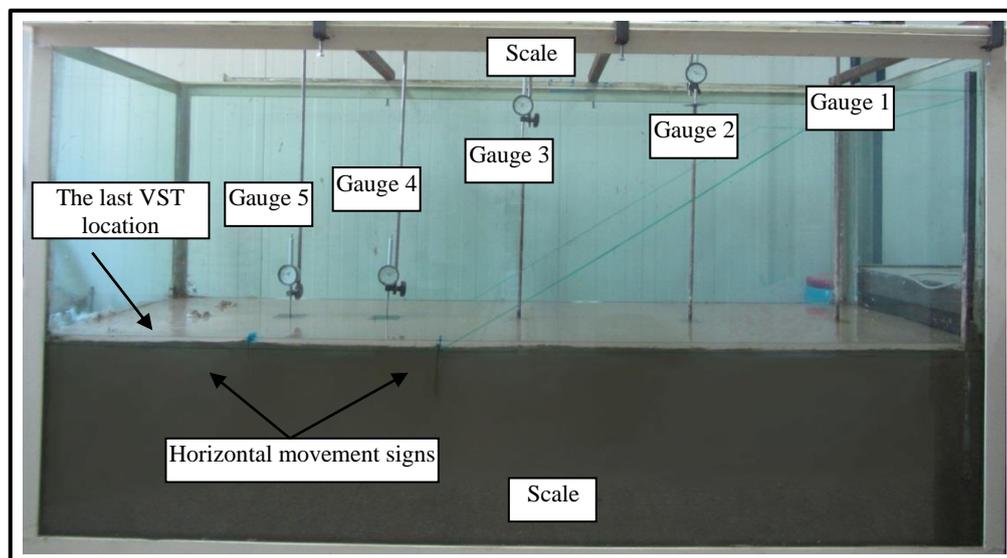
۴-۱۱-۴- ابزارگذاری

پس از رسیدن به مقاومت برشی مورد نظر، صاف نمودن سطح بستر، تمیز نمودن جداره شفاف جعبه و خط‌کشی ابعاد موج‌شکن بر روی آن، لازم است ابزارگذاری‌ها به منظور ثبت تغییرمکان‌ها صورت گیرد. برای این منظور علاوه بر عکس‌برداری به صورت متناوب، استفاده از نشست‌سنج بر روی بستر توصیه می‌شود. ابعاد صفحه نشست‌سنج باید به گونه‌ای باشد که اولاً فرورفت خود نشست‌سنج در بستر رسی قابل اغماض باشد و ثانیاً آن قدر بزرگ نباشد که در رفتار مدل تأثیرگذار باشد. همچنین تغییرمکان افقی پنجه نیز در هر مرحله قابل ثبت است. این کار با فرو بردن نوارهای تعلق در فواصل تعیین شده و به صورت قائم در بستر رسی و اندازه‌گیری تغییرمکان آن نسبت به نقطه‌ای ثابت صورت می‌گیرد. تصاویری از ابزارگذاری‌های بیان شده در ادامه ارائه شده است.





شکل ۴-۱۶- تصاویری از ابزارگذاری‌های انجام شده در جعبه مدل‌سازی فیزیکی ثقلی دانشگاه خوارزمی



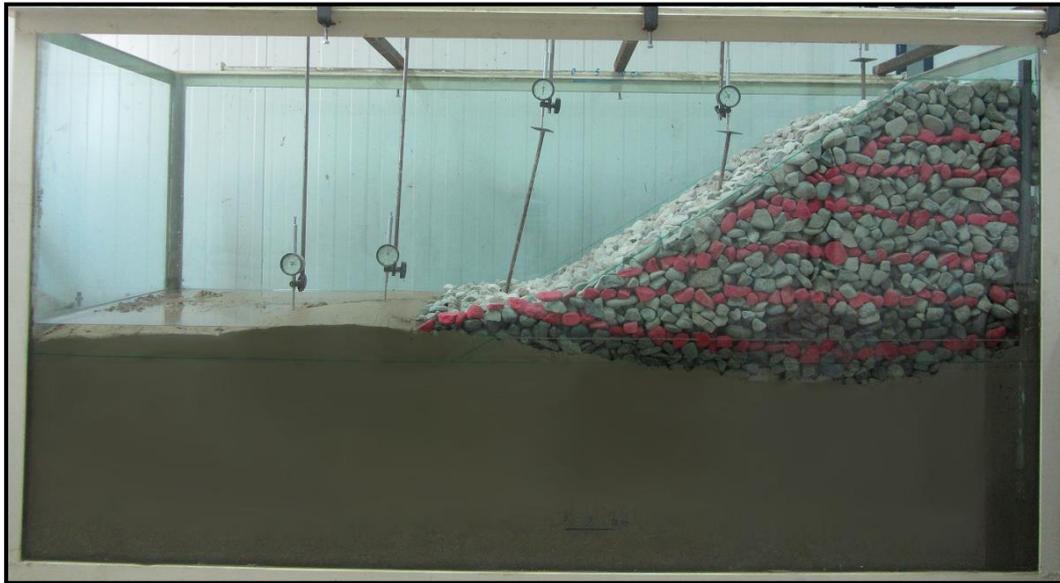
شکل ۴-۱۷- نام‌گذاری گیج‌های تغییرمکان و محل نصب تلق‌ها در جعبه مدل‌سازی فیزیکی ثقلی دانشگاه خوارزمی

۴-۱۱-۵- ساخت بدنه موج‌شکن

به منظور وحدت رویه در ساخت بدنه موج‌شکن، لازم است تا ارتفاع بدنه به قسمت‌های مساوی تقسیم شده و وزن مصالح مربوط به هر بخش با در نظرگیری شیب بدنه و دانستن وزن مخصوص مصالح محاسبه شود. توزین مصالح در هر



مرحله انجام شده و مصالح ریزی به صورت لایه‌لایه صورت گیرد. همچنین سعی شود تا فاصله ثابتی برای تخلیه مصالح در نظر گرفته شود تا سرعت برخورد مصالح به بستر با شرایط واقعی و با در نظر گیری اثر مقیاس معادل باشد. نمونه‌ای از مدلسازی بدنه موج‌شکن در شکل (۴-۱۸) نشان داده شده است.



شکل ۴-۱۸- نمونه‌ای از مدلسازی بدنه موج‌شکن در جعبه مدلسازی فیزیکی ثقلی دانشگاه خوارزمی

۴-۱۱-۶- روش مدلسازی سانتریفیوژی

آزمایش‌های مدل تحت شتاب ثقل زمین نمی‌تواند رفتار سازه‌ها در مقیاس واقعی را به طور کامل نشان دهد، علت این موضوع به خاطر نیروهای حاصل از وزن زیاد سازه‌ها در مهندسی ژئوتکنیک و فشارهای احاطه کننده ناشی از آن‌ها در رفتار توده‌ی خاکی می‌باشد. بنابراین برای مدل‌سازی یک پدیده در حالت واقعی که شرایط تنش‌های موجود به درستی تکرار شوند و با محدودیت‌های انجام آزمایش در مقیاس واقعی مثل هزینه‌ی زیاد، پیچیدگی ساماندهی این آزمایش‌ها و خطای ناشی از دقت کم اینگونه آزمایش‌ها، روبرو نباشند، بهتر است پدیده‌ها و نمونه‌های واقعی را در مقیاس کوچک‌تری انجام دهیم و با دستگاه سانتریفیوژ شتاب را N برابر افزایش دهیم.

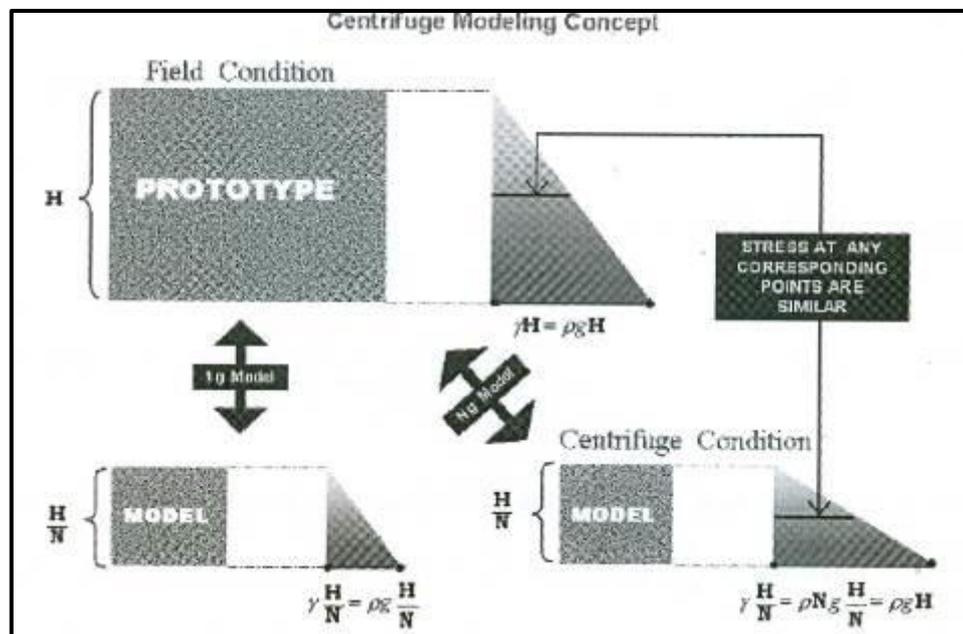
۴-۱۱-۶-۱- قوانین مقیاس حاکم بر مدلسازی سانتریفیوژی

برای تکرار تنش‌های ناشی از شتاب ثقل یک نمونه‌ی واقعی در یک مدل که به اندازه‌ی $\frac{1}{N}$ کوچک شده است، لازم است که مدل را در معرض شتاب ثقل N برابر بزرگ‌تر از نمونه‌ی واقعی قرار گیرد. به نظر می‌رسد که یک سانتریفیوژ معمول‌ترین وسیله برای اعمال شتاب به مقدار بیش‌تر از شتاب ثقل زمین در یک مدل باشد. در آزمایش سانتریفیوژ نمونه‌ی خاک مورد آزمایش در انتهای بازویی صلب مستقر شده و در صفحه‌ی افقی شروع به دوران می‌کند. در چنین



چرخشی، نمونه تحت اثر میدان شتاب گرانشی تا چندین برابر شتاب ثقل زمین قرار می‌گیرد. بدین ترتیب می‌توان تنش‌های محل را در نمونه‌ی آزمایشی تکرار کرد.

اگر دقیقاً حاکی مشابه با خاک سازه‌ی اصلی در مدل استفاده شود (البته با در نظر گرفتن اثر اندازه‌ی ذرات) و همچنین روش تهیه‌ی نمونه به خوبی انجام بگیرد، بگونه‌ای که مدل دقیقاً همان تاریخچه‌ی تنشی را تجربه کند که سازه‌ی اصلی تحمل کرده است و سپس مدل سانتریفیوژی تحت شتاب گریز از مرکز N برابر شتاب گرانش زمین قرار گیرد، آنگاه تنش قائم در عمق h_m از مدل برابر تنش قائم در عمق h_p از سازه‌ی اصلی خواهد بود، به طوری که $h_m \times N = h_p$. این موضوع همان قانون اساسی مدل‌سازی با سانتریفیوژ است که در آن، تشابه تنش‌ها در نقاط مشابه توسط شتابدهی یک مدل با مقیاس N برابر کوچک‌تر، به اندازه‌ی N برابر شتاب گرانش برقرار می‌شود (شکل ۴-۱۹).



شکل ۴-۱۹- اصول مدل‌سازی فیزیکی [۲۶]

همان‌طور که در بالا اشاره گردید، قانون اصلی مقیاس با حصول اطمینان از تشابه مابین مدل و سازه‌ی اصلی مربوطه به دست می‌آید. اگر شتابی N برابر شتاب گرانش زمین به یک مصالح با چگالی ρ اعمال شود، آنگاه تنش قائم σ_v در عمق h_m از مدل توسط رابطه‌ی زیر به دست می‌آید:

$$\sigma_{vm} = \rho \cdot N \cdot g \cdot h_m \quad (۳۴-۴)$$

و در سازه‌ی اصلی برابر خواهد بود با رابطه:

$$\sigma_{vp} = \rho \cdot g \cdot h_p \quad (۳۵-۴)$$

بنابراین برای ارضای شرط $\sigma_{vm} = \sigma_{vp}$ باید داشته باشیم: $h_m = h_p \cdot N^{-1}$ و نتیجتاً فاکتور مقیاس $\left(\frac{\text{Model}}{\text{Prototype}}\right)$

برای ابعاد خطی، $\frac{1}{N}$ به دست می‌آید. از آن جا که مدل نماینده‌ی مقیاس خطی از سازه‌ی اصلی می‌باشد، آنگاه



تغییر مکان‌ها نیز فاکتور مقیاسی برابر $\frac{1}{N}$ خواهند داشت و در نتیجه فاکتور مقیاس $\frac{1}{1}$ برای کرنش‌ها به دست می‌آید و می‌توان نتیجه گرفت که آن بخش از منحنی تنش-کرنش که در مدل بسیج می‌شود دقیقاً معادل سازه‌ی اصلی خواهد بود.

همان‌طوری که بیان شد روابط مقیاس را می‌توان با تحلیل ابعادی و یا بررسی معادلات دیفرانسیلی حاکم بر مسئله استنتاج نمود. در جدول (۴-۵) روابط مقیاسی برای پارامترهای معمول ژئوتکنیکی در مدل‌سازی با سانتی‌فیوژ ارائه شده است. [۲۶]

جدول ۴-۵- روابط مقیاسی حاکم بر پارامترهای معمول در مدل‌سازی سانتی‌فیوژی [۲۶]

مقیاس نمونه‌ی واقعی	مدل گریز از مرکز تحت اثر N برابر شتاب ثقل	کمیت
۱	$\frac{1}{N}$	ابعاد
۱	۱	تنش
۱	۱	کرنش
۱	۱	چگالی
۱	$\frac{1}{N^2}$	نیرو
۱	۱	جابجایی
۱	N	سرعت
۱	$\frac{1}{N}$	شتاب
۱	۱	چگالی مایع حفراهی
۱	$\frac{1}{N^2}$	زمان در مسایل مکانیکی
۱	$\frac{1}{N^2}$	زمان در مسایل انتشار و نفوذ

۴-۱۱-۶-۲- روابط مقیاسی حاکم در مدل‌سازی ژئوتکستایل

در رابطه با مدل کردن ژئوسینتتیک‌ها در سانتی‌فیوژ تلاش‌های زیادی شده است، عمده این تحقیقات در بحث مربوط به مدل کردن ژئوسینتتیک‌ها در شیب‌ها و دیواره‌های خاک مسلح وجود دارد. برخلاف دیگر مصالح همچون خاک، ژئوسینتتیک‌ها را نمی‌توان دقیقاً به طور یکسان در مدل و مقیاس واقعی در نظر گرفت. در رابطه با مدل کردن خود ژئوتکستایل‌ها دو مسئله باید حتماً ارضاء شود: ۱- شبیه‌سازی رفتار تنش (کششی)-کرنش در مدل ۲- ضخامت ژئوتکستایل مورد استفاده در مدل. ژئوتکستایل مدل از ضعیف‌ترین حالت به عنوان گاز پزشکی (کاربرد در دیواره خاک مسلح) تا قوی‌ترین حالت که ژئوتکستایل تجاری (کاربرد در زیر پی‌ها و خاکریزها) می‌باشد. [۲۷-۳۰]

به خاطر کاربرد ژئوتکستایل و نقش مقاومت کششی در زیر موج‌شکن، برای مدل کردن ژئوتکستایل دو فرض اساسی ذیل به عنوان راهکار یکسان نمودن رفتار مدل و مقیاس واقعی در نظر گرفته شده است: ۱- مدل کردن رفتار تنش (کششی)-کرنش ۲- مدل کردن اندرکرنش سطح ژئوتکستایل و خاک. برای یکسان‌سازی مصالح اولیه در مدل و مقیاس



واقعی، رفتار تنش کرنش ژئوتکستایل فرض می‌شود از قانون ارائه شده در معادلات ذیل تبعیت کند. در شکل شماره (۴-۲۰) این رفتار به صورت شماتیک نشان داده شده است، مطابق روابط و نمودار ارائه شده روند کار به این صورت است که مصالح مصرفی در مدل مقاومت کششی نهایی N برابر کوچک‌تر از ژئوتکستایل مقیاس واقعی دارد ولی در همان سطح کرنش گسیختگی رخ خواهد داد. [۳۱]

$$(T_g)_m = \frac{(T_g)_p}{N} \quad (۴-۳۶)$$

$$(\varepsilon_g)_m = (\varepsilon_g)_p$$

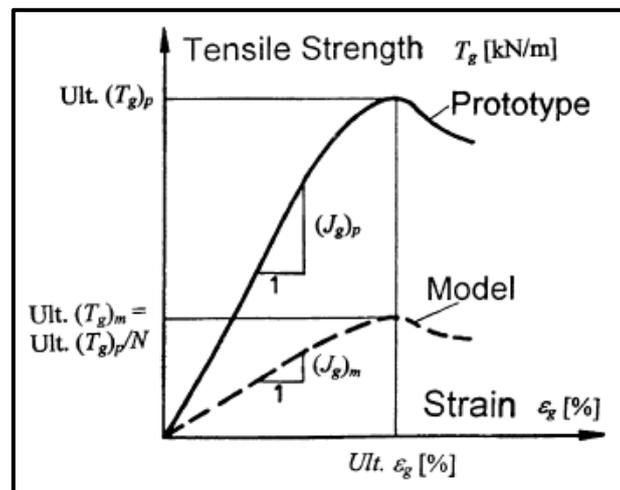
که در آن:

زیرنویس‌های m و p به ترتیب اشاره به مدل و مقیاس واقعی دارد.

T_g : مقاومت کششی نهایی در ژئوتکستایل

ε_g : کرنش ایجاد شده در ژئوتکستایل

N : ضریب مقیاس یا همان ضریب شتاب سانتریفیوژ



شکل ۴-۲۰- نمودار تنش (کششی)- کرنش ژئوسینتتیک در مدل و مقیاس واقعی [۲۹]

دومین شرایط شبیه‌سازی مدل و مقیاس واقعی همان‌طور که پیش‌تر ذکر شد، تشابه‌سازی اندرکشن سطح ژئوتکستایل و خاک می‌باشد، که برای این موضوع با فرض استفاده از مصالح با جنس یکسان، زاویه اصطکاک سطح ژئوتکستایل- خاک در مدل و مقیاس واقعی برابر فرض می‌شود. [۳۰]

$$(\phi_{sg})_m = (\phi_{sg})_p \quad (۴-۳۷)$$

که در آن:

زیرنویس‌های m و p به ترتیب اشاره به مدل و مقیاس واقعی دارد.

ϕ_{sg} : زاویه اصطکاک سطح ژئوتکستایل



در جدول (۴-۶) قوانین مقیاسی حاکم که توسط ویسوندهم و همکاران، (۲۰۰۷) و زورنبرگ و همکاران (۱۹۹۸) برای ژئوتکستایل‌ها ارائه شده، نشان داده می‌شود.

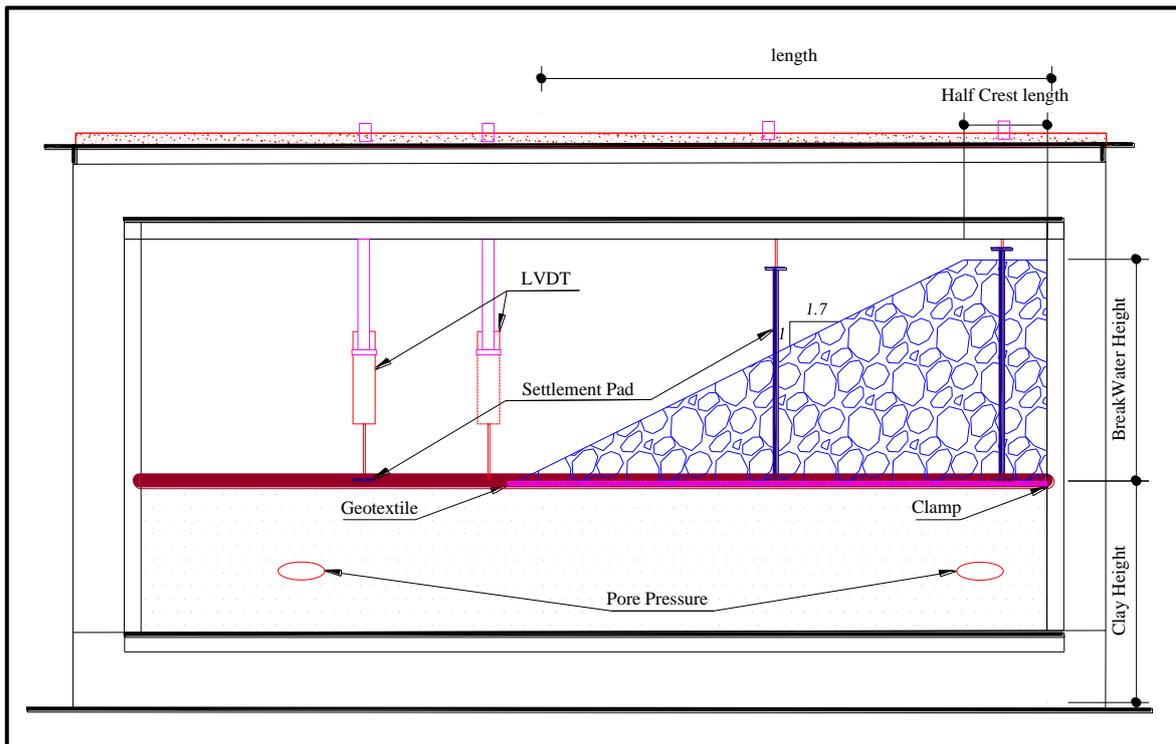
جدول ۴-۶- قوانین مقیاسی حاکم برای ژئوسینتتیک‌ها [۳۰]

ضریب مقیاس	پارامتر
1	کرنش ژئوسینتتیک ϵ_g (%)
$1/N$	طول (m)
$1/N$	جابه‌جایی δ (mm)
$1/N$	مقاومت کششی T_g (KN/m)
$1/N$	مدول سکانتی J_g (KN/m)
$1/N^2$	نیروی بیرون کشیدگی ژئوتکستایل (KN)
1	تنش ایجاد شد در طول باند (KN/m^2)
1	زاویه اصطکاک خاک-ژئوسینتتیک ϕ_{gg} (درجه)

۴-۱۱-۶-۳- طراحی آزمایش سانتریفیوژ

مطابق با قوانین مقیاس حاکم بر مدلسازی سانتریفیوژی که در بخش‌های قبلی تشریح گردید، مشخصات مدل ساخته شده در باکس سانتریفیوژ تخمین زده می‌شود. شایان ذکر است با توجه به ابعاد مدل واقعی و با استفاده از نرم‌افزارهای تعادل حدی ژئوتکنیکی موجود گوه‌های گسیختگی تعیین می‌شود. با توجه به موضوع فوق ابعاد باکس مورد استفاده در سبد سانتریفیوژ تخمین زده می‌شود. با توجه به طول زیاد موج‌شکن نسبت به سایر ابعاد آن، فرضیات کرنش صفحه‌ای برقرار بوده و با توجه به وجود تقارن در مقطع، می‌توان نیمی از آن مدل نمود. ابزارگذاری‌هایی به منظور تخمین میزان نشست در بستر موج‌شکن و همچنین تخمین میزان اضافه فشار آب حفره‌ای توصیه می‌شود. شایان ذکر است در صورت استفاده از بدنه شفاف در یک طرف باکس امکان رویت میزان تغییرشکل‌های صورت گرفته در طول آزمایش میسر می‌شود. در شکل زیر یک نمونه شماتیک از یک مدل در باکس سانتریفیوژ نشان داده شده است. مصالح بستر و موج‌شکن قبل از انجام آزمایش مطابق قوانین مقیاس حاکم مدل می‌شود.





شکل ۴-۲۱- شماتیک مدل ساخته شده در باکس سانتریفیوژ

۴-۱۱-۶-۴ نحوه انجام آزمایش سانتریفیوژ

- ساخت بستر رسی

بسترهای نرم در دریاها از نقطه نظر رفتاری و مقاومتی متفاوت از بسترهای نرم در خشکی می‌باشد. برای این منظور توصیه می‌شود از خاک محل پروژه نمونه‌برداری شود و جهت ساخت بستر در آزمایشگاه مورد استفاده قرار گیرد. مهم‌ترین پارامتر موثر در میزان نشست در خاک‌های رسی در بستر، مقاومت برشی زهکشی‌نشده خاک لجنی می‌باشد. برای ساخت خاک رسی با مقاومت برشی مورد نظر، با توجه به این که مقاومت برشی خاک بسیار تحت تاثیر نسبت درصد رطوبت به حد روانی می‌باشد (فاخر و جونز، ۱۹۹۹). برای این منظور ابتدا با افزودن درصد‌های رطوبت مختلف، مقاومت برشی زهکشی‌نشده با انجام آزمایش برش پره تعیین می‌شود. این روند سیر تغییرات مقاومت برشی با افزایش رطوبت خاک را نشان داده و این امکان را مهیا می‌سازد مستقیماً با افزودن درصد رطوبت خاصی به خاک به مقاومت برشی مد نظر برسیم.

- نصب ژئوتکستایل

همان‌طور که گفته شده باید نیمی از بدنه موج‌شکن به دلیل تقارن، سهولت اجرا و همچنین محدودیت ابعاد باکس مدلسازی شود. جهت برقرار بودن فرضیه تقارن محوری در مدلسازی، ژئوتکستایل استفاده شده باید در وسط موج‌شکن توانایی حرکت در راستای قائم را داشته ولی در راستای افقی حرکتش محدود شود. برای این منظور از روش ارائه شده در



بخش مدلسازی ثقلی استفاده می‌شود. شایان ذکر است با توجه به قوانین مقیاس گفته شده در بخش‌های قبلی در صورت استفاده از میله فلزی به دلیل وزن زیاد، امکان فرورفت تکی آن درون لایه لجنی وجود داشت، لذا جهت جلوگیری از این خطا، میله مذکور از جنس سبک‌تر در نظر گرفته شود.

- ابزارگذاری

می‌توان به منظور کنترل تغییرشکل‌های خاک رسی زیرین با تکنیک پردازش تصاویر یک سری نشانه‌گذاری درون خاک بستر رسی در جدار سطح شفاف قرار داده شود. به علت سازگاری بیشتر، جنس نشانه‌های قرارداده شده در بستر رسی از نوع یونولیت پیشنهاد می‌شود. به این ترتیب با توجه به شبکه بندی جداره شفاف باکس آزمایش، تغییرات بستر رسی در شتاب‌های مختلف سانتی‌متر فیوژ قابل رصد کردن می‌باشد.

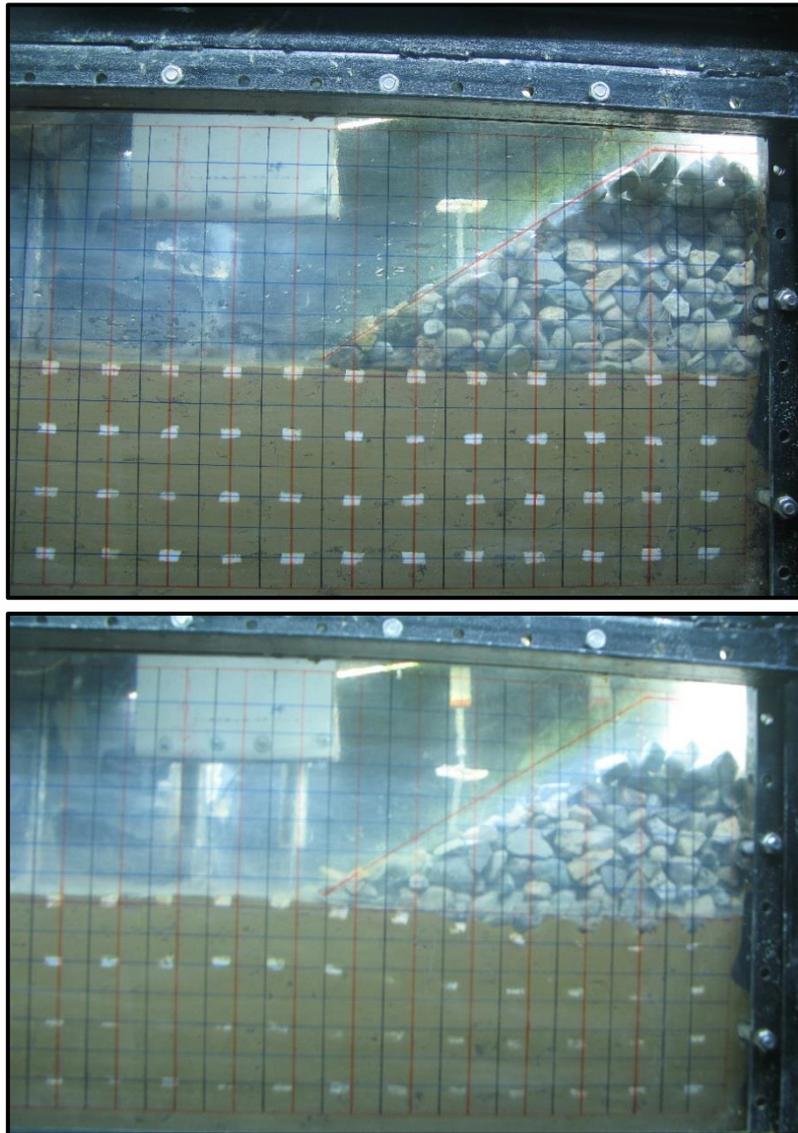
همچنین با نصب پد نشست، مقدار تغییرشکل سطحی بستر قابل اندازه‌گیری است. این امر به وسیله سنسور نشست‌سنج دیجیتال^۱ که به دیتا لاگر متصل می‌باشد، میسر می‌شود. ثبت تغییرشکل‌های بستر به وسیله LDVT ها این امکان را محقق می‌کند تا میزان نشست یا بالازدگی بستر قابل اندازه‌گیری باشد. استفاده از سنسورهای فشار آب حفره‌ای امکان تعیین فشار آب در هر لحظه میسر می‌شود. لذا امکان تخمین میزان نشست تحکیمی با در دسترس داشتن پارامترهای تحکیمی امکان پذیر است.

- ساخت موج‌شکن و انجام آزمایش

پس از اتمام مراحل ساخت بستر و جانمایی نشست‌سنج‌ها، ابعاد موج‌شکن مورد نظر بر روی بدنه شفاف باکس خط‌کشی می‌شود. سپس به صورت لایه به لایه موج‌شکن در شرایط ثقلی 1g ساخته می‌شود. به دلیل کم بودن تنش فی‌مابین بستر و موج‌شکن حادثاتی تغییرشکل‌ها در این مرحله تقریباً برابر صفر است. سپس شتاب در آزمایش سانتی‌متر فیوژ تا شتاب طراحی شده بالا برده می‌شود و نتایج ابزار دقیق موجود در مدل توسط مهندس ژئوتکنیک تحلیل می‌شود. در شکل (۴-۲۲) یک نمونه تست انجام شده در دستگاه سانتی‌متر فیوژ نشان داده می‌شود.

1- Linear Variable Differential Transformer (LVDT)





شکل ۴-۲۲- میزان تغییر شکل‌های موج‌شکن قبل و پس از انجام آزمایش و تغییرات نشانه‌های بستر



منابع و مراجع

- ۱- طراحی بنادر و سازه‌های دریایی ایران- موج‌شکن‌ها و سازه‌های حفاظتی، ۱۳۸۵، نشریه شماره ۵-۳۰۰ سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور
- ۲- اسدی، فرید؛ فاطمه ولیخواه و ابوالفضل اسلامی، ۱۳۹۳، «مطالعه شرایط ژئوتکنیکی بستر پل ملی خلیج فارس؛ بندر عباس- قشم»، اولین کنفرانس ملی مکانیک خاک و مهندسی پی، تهران، دانشگاه تربیت دبیر شهید رجایی، دانشکده عمران دانشگاه شهید رجایی
- ۳- کریمی، مسعود، ۱۳۷۹، «ملاحظات زمین‌شناسی مهندسی در جانمایی بنادر سواحل خلیج فارس»، چهارمین همایش بین‌المللی سواحل، بنادر و سازه‌های دریایی، بندرعباس، سازمان بنادر و دریانوردی
- ۴- نیک‌قلب‌پور، مینو؛ ۱۳۸۹، «ارزیابی روش‌های متداول در تخمین نشست سازه‌های وزنی دریایی در طول دوره ساخت (مطالعه موردی موج‌شکن بندر هندیجان)»، پایان‌نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه گیلان
- ۵- احمدی تطفی، حسن و فاخر، علی، ۱۳۸۰، «نفوذ مصالح موج‌شکن در بسترهای نرم لجنی و اثر جداکننده‌ها»، نشریه دانشکده فنی دانشگاه تهران، جلد ۳۵، شماره ۳، از صفحه ۲۲۱ تا ۲۳۳.
- ۶- معصومی، محمدمهدی؛ مهدی رجحانی و روح‌الله امیرآبادی، ۱۳۹۱، «کارآمدی راهکارهای مختلف کاهش فرورفت موج‌شکن توده‌سنگی در بسترهای نرم مطالعات موردی: پروژه‌های تپه‌رشادت، بوالخیر و شاه‌عبدالله»، دهمین همایش بین‌المللی سواحل، بنادر و سازه‌های دریایی، تهران، سازمان بنادر و دریانوردی
- ۷- کاظمی اسکی، محمد عامر؛ علی بردیده و مجید جندقی علایی، ۱۳۹۳، «بررسی نشست موج‌شکن نخل ناخدا (راه دسترسی جزیره هرمز) و راهکار ارائه شده»، یازدهمین همایش بین‌المللی سواحل، بنادر و سازه‌های دریایی، تهران، سازمان بنادر و دریانوردی
- 8- FAKHER, A., and B. PAHLAVAN. "Lessons learned from using Jack up barges for geotechnical drilling." *Geoengineering in arid lands*. 2000.
- 9- Thompson, David, et al. *Handbook for marine geotechnical engineering*. No. NFESC-SP-2209-OCN. Naval Facilities Engineering Command Port Hueneme CA Engineering Service Center, 2012.
- ۱۰- طراحی بنادر و سازه‌های دریایی ایران- مکانیک خاک و پی، ۱۳۸۵، نشریه شماره ۳-۳۰۰ سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور
- ۱۱- قنبری، علی؛ ۱۳۸۸، «کتاب کاوش‌های صحرایی در مهندسی ژئوتکنیک»، نشر نوآوران شریف، سمنان، دانشگاه سمنان
- 12- Poulos, Harry George. *Marine geotechnics*. Routledge, 1988.
- 13- Saowapakpiboon, J., et al. "PVD improvement combined with surcharge and vacuum preloading including simulations." *Geotextiles and Geomembranes* 29.1 (2011): 74-82.



- 14- Mitchell, James K., and Timothy R. Huber. "Performance of a stone column foundation." *Journal of Geotechnical Engineering* 111.2 (1985): 205-223.
- 15- Bruce, Donald A., and E. C. O. Geosystems. *An introduction to the deep soil mixing methods as used in geotechnical applications*. No. FHWA-RD-99-138. United States. Federal Highway Administration. Office of Infrastructure Research and Development, 2000.
- 16- Zhang, Ning, et al. "Evaluation of effect of basal geotextile reinforcement under embankment loading on soft marine deposits." *Geotextiles and Geomembranes* 43.6 (2015): 506-514.
- 17- Palmeira, Ennio M., et al. "Advances in geosynthetics materials and applications for soil reinforcement and environmental protection works." *Electronic Journal of Geotechnical Engineering* 13 (2008): 1-38.
- 18- PIANC conference report "Geotextiles and Geomembranes in river and maritime works. (1997)"
- 19- PIANC, WG113. "The application of Geosynthetics in waterfront areas." Report of working group 113, (2011)
- 20- Ciria, Cur. "CETMEF (2007)-The Rock Manual. The Use of Rock in Hydraulic Engineering." Publicação C683 (2007)
- 21- MANUAL, PROCEDURE. "CUR" (1975)
- 22- BS8006, British Standard. "Code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills." British Standard Institution, London, UK, (2010)
- 23- FHWA, Federal Highway Administration, "Geosynthetic Design and Construction Guidelines", National Highway Institution, (1998).[11] Poulos, Harry George. *Marine geotechnics*. Routledge, 1988.
- 24- Koerner, Robert M. *Designing with geosynthetics*. Vol. 1. Xlibris Corporation, 2012.
- 25- Iai S. Similitude for shaking table tests on soil-structure-fluid model in 1g gravitational field. *Soils and Foundations* 1989;29(1):105-118.
- 26- Taylor, RN ed. *Geotechnical centrifuge technology*. CRC Press, 2014.
- 27- Springman, S. M., et al. "Modelling and instrumentation of a geotextile in the geotechnical centrifuge." *Proc. Int. Symp. on Earth Reinforcement Practice, Kyushu*. Vol. 167. 1992.
- 28- Zornberg, Jorge G., J. K. Mitchell, and N. Sitar. "Testing of reinforced slopes in a geotechnical centrifuge." *Geotechnical Testing Journal* 20.4 (1997): 470-480
- 29- Viswanadham, B. V. S., and R. R. Mahajan. "Centrifuge model tests on geotextile-reinforced slopes." *Geosynthetics International* 14.6 (2007): 365-379.
- 30- Viswanadham, B. V. S., and D. König. "Centrifuge modeling of geotextile-reinforced slopes subjected to differential settlements." *Geotextiles and Geomembranes* 27.2 (2009): 77-88.
- 31- Costa, Carina Maia Lins, et al. "Centrifuge evaluation of the time-dependent behavior of geotextile-reinforced soil walls." *Geotextiles and Geomembranes* 44.2 (2016): 188-200.



خواننده گرامی

امور نظام فنی اجرایی، مشاورین و پیمانکاران سازمان برنامه و بودجه کشور، با گذشت بیش از چهل سال فعالیت تحقیقاتی و مطالعاتی خود، افزون بر هفتصد عنوان نشریه تخصصی - فنی، در قالب آیین نامه، ضابطه، معیار، دستورالعمل، مشخصات فنی عمومی و مقاله، به صورت تالیف و ترجمه، تهیه و ابلاغ کرده است. ضابطه حاضر در راستای موارد یاد شده تهیه شده، تا در راه نیل به توسعه و گسترش علوم در کشور و بهبود فعالیت های عمرانی به کار برده شود. فهرست نشریات منتشر شده در سال های اخیر در سایت اینترنتی **nezamfanni.ir** قابل دستیابی می باشد.



Abstract

Rubble-mound breakwaters are among the most important structures used in the construction of ports. Due to geomorphologic conditions of the coastal areas in Iran, there is a high probability of encountering soft clay deposits. The construction of rubble mound structures on these sediments leads to numerous operational difficulties. To tackle these problems, the use of geotextile as a separating and reinforcing layer plays a significant role in reducing geotechnical hazards of such soft deposits. This study is aimed at providing a design approach for using geotextile under a rubble mound breakwater placed over the seabed to reduce the amount of material loss in the breakwater body. This publication could be used as a manual for offshore designers along with coastal or geotechnical engineers.



Islamic Republic of Iran
Plan and Budget Organization

Geotechnical design of rubble- mound breakwaters on soft clay foundations and geosynthetics application considerations

No. 799

Deputy of Technical, Infrastructure and
Production Affairs

Department of Technical & Executive affairs,
Consultants and Contractors

nezamfanni.ir

Ports & Maritime Organization

Directorate General for Coastal and Port
Engineering

pmo.ir



omooorepeyman.ir

این نشریه

راهکارهای ژئوتکنیکی مواجهه با بسترهای نرم را در ساخت سازه‌های توده سنگی با نگاه ویژه به ژئوسنتتیک‌ها به عنوان لایه تسلیح سطحی و جداکننده ارائه می‌نماید. در نوار ساحلی بخاطر جاری بودن رودخانه‌های متعدد، احتمال برخورد با نهشته‌های رسی نرم بسیار زیاد می‌باشد. در مناطق جلگه‌ای شدت رسوبات نرم به خاطر قرارگیری در دلتای رودخانه‌ها فزاینده می‌باشد. در این ضابطه سعی شده راهکارهای طراحی و همچنین اجرایی استفاده از ژئوتکستایل در بستر موج‌شکن‌های توده سنگی به منظور کاهش هدر رفت مصالح بدنه موج‌شکن و افزایش پایداری، مورد بررسی قرار گیرد. این ضابطه می‌تواند راهنمایی برای طراحان سازه‌های دریایی و مهندسان سواحل و ژئوتکنیک در نظر گرفته شود.

