



WWW.CIVILSAYMAN.COM

WWW.CIVILSAYMAN.IR

مرجع تخصصی مهندسی و دانشجویان عمران

راهنمای طراحی دیوارهای حائل

نشریه شماره ۳۰۸

وزارت نیرو
سازمان مدیریت منابع آب ایران
دفتر استانداردها و معیارهای فنی
<http://www.wrm.or.ir/standard>

سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور
معاونت امور فنی
دفتر تدوین ضوابط و معیارهای فنی
<http://www.mporg.ir>

جمهوری اسلامی ایران
سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور

راهنمای طراحی دیوارهای حائل

نشریه شماره ۳۰۸

وزارت نیرو
شرکت مدیریت منابع آب ایران
دفتر استانداردها و معیارهای فنی

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

فهرست برگه

سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور، دفتر امور فنی، تدوین معیارها و کاهش خطرپذیری ناشی از زلزله
راهنمای طراحی دیوارهای حائل / معاونت امور فنی، دفتر امور فنی، تدوین معیارها و کاهش
خطرپذیری ناشی از زلزله؛ وزارت نیرو، شرکت مدیریت منابع آب ایران، دفتر استانداردها و معیارهای
فنی. - تهران: سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور، معاونت امور اداری، مالی و منابع انسانی، مرکز
مدارک علمی، موزه و انتشارات، ۱۳۸۴.

XIII، ۳۰۳ ص: مصور - (سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور، دفتر امور فنی، تدوین معیارها و
کاهش خطرپذیری ناشی از زلزله؛ نشریه شماره ۳۰۸) (انتشارات سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور؛
۸۴/۰۰/۶۶)

ISBN 964-425-649-2

مربوط به بخشنامه شماره ۱۰۱/۵۳۴۸۶ مورخ ۱۳۸۴/۳/۲۹

کتابنامه: ص. ۳۰۳

۱. دیوارهای حایل - دستنامه‌ها. ۲. سیل بندها و مخزنهای آب - دستنامه‌ها. الف. شرکت
مدیریت منابع آب ایران. دفتر استانداردها و معیارهای فنی. ب. سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور.
مرکز مدارک علمی، موزه و انتشارات. ج. عنوان. د. فروست.

۱۳۸۴ ش. ۳۰۸ ۲۴ س / ۳۶۸ TA

ISBN 964-425-649-2

شابک ۶۴۹-۲ - ۴۲۵-۴۴۴

راهنمای طراحی دیوارهای حائل

ناشر: سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور، معاونت امور اداری، مالی و منابع انسانی، مرکز مدارک
علمی، موزه و انتشارات

چاپ اول، ۱۰۰۰ نسخه

قیمت: ۳۲۰۰۰ ریال

تاریخ انتشار: سال ۱۳۸۴

لیتوگرافی: قاسملو

چاپ و صحافی: اتحاد

همه حقوق برای ناشر محفوظ است.



بسمه تعالی

ریاست جمهوری
سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور
رئیس سازمان

شماره : ۱۰۱/۵۳۴۸۶	بخشنامه به دستگاه‌های اجرایی ، مهندسان مشاور و پیمانکاران
تاریخ : ۸۴/۳/۲۹	
موضوع : راهنمای طراحی دیوارهای حائل	
<p>به استناد آیین‌نامه استانداردهای اجرایی طرح‌های عمرانی ، موضوع ماده ۲۳ قانون برنامه و بودجه و در چهارچوب نظام فنی و اجرایی طرح‌های عمرانی کشور (مصوبه شماره ۲۴۵۲۵/ت/۱۴۸۹۸هـ ، مورخ ۱۳۷۵/۴/۴ هیأت محترم وزیران) به پیوست نشریه شماره ۳۰۸ دفتر امور فنی، تدوین معیارها و کاهش خطرپذیری ناشی از زلزله این سازمان ، با عنوان «راهنمای طراحی دیوارهای حائل» از نوع گروه سوم ، ابلاغ می‌گردد .</p> <p>دستگاه‌های اجرایی ، مهندسان مشاور ، پیمانکاران و عوامل دیگر می‌توانند از این نشریه به عنوان راهنما استفاده نمایند و در صورتی که روش‌ها ، دستورالعمل‌ها و راهنماهای بهتری در اختیار داشته باشند ، رعایت مفاد این نشریه الزامی نیست.</p> <p>عوامل یاد شده باید نسخه‌ای از دستورالعمل‌ها ، روش‌ها و یا راهنمایی‌های جایگزین را برای دفتر امور فنی، تدوین معیارها و کاهش خطرپذیری ناشی از زلزله این سازمان ، ارسال دارند .</p> <p>حمید شرکاء معاون رئیس جمهور و رئیس سازمان</p>	

اصلاح مدارک فنی

خواننده گرامی :

دفتر امور فنی، تدوین معیارها و کاهش خطرپذیری ناشی از زلزله سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور با استفاده از نظر کارشناسان برجسته میادرت به تهیه این دستورالعمل نموده و آنرا برای استفاده به جامعه 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 این رو، از شما خواننده گرامی صمیمانه تقاضا دارد در صورت مشاهده هرگونه ایراد و اشکال فنی مراتب را بصورت زیر گزارش فرمایید :

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

۲- ایراد مورد نظر را بصورت خلاصه بیان دارید.

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

۴- نشانی خود را برای تماس احتمالی ذکر فرمایید.

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

پیشاپیش از همکاری و دقت نظر جنابعالی قدردانی می‌شود.

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

بسمه تعالی

پیشگفتار

استفاده از ضوابط، معیارها و استانداردها در مراحل تهیه (مطالعات امکان‌سنجی)، مطالعه و طراحی، اجرا، بهره‌برداری و نگهداری طرح‌های عمرانی به لحاظ توجه فنی و اقتصادی طرح‌ها، کیفیت طراحی و اجرا (عمر مفید) و هزینه‌های نگهداری و بهره‌برداری از اهمیت ویژه برخوردار می‌باشد.

نظام فنی و اجرایی طرح‌های عمرانی کشور (مصوبه مورخ ۱۳۷۵/۴/۴ هیأت محترم وزیران) یکارگیری 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 تأکید جدی قرار داده است.

باتوجه به مراتب یاد شده و شرایط اقلیمی و محدودیت منابع آب در ایران، امور آب وزارت نیرو (طرح تهیه و تدوین ضوابط و معیارهای صنعت آب کشور) با همکاری معاونت امور فنی سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور (دفتر امور فنی، تدوین معیارها و کاهش خطرپذیری ناشی از زلزله) براساس ماده ۲۳ قانون برنامه و بودجه اقدام به تهیه استانداردهای مهندسی آب نموده است.

استانداردهای مهندسی آب با در نظر داشتن موارد زیر تهیه و تدوین شده است :

- استفاده از تخصص‌ها و تجربه‌های کارشناسان و صاحب‌نظران شاغل در بخش عمومی و خصوصی
 - استفاده از منابع و مأخذ معتبر و استانداردهای بین‌المللی
 - بهره‌گیری از تجارب دستگاه‌های اجرایی، سازمان‌ها، نهادهای صنعتی، واحدهای مطالعه، طراحی و ساخت
 - پرهیز از دوباره‌کاری‌ها و اتلاف منابع مالی و غیرمالی کشور
 - توجه به اصول و موازین مورد عمل مؤسسه استانداردها و تحقیقات صنعتی ایران و سایر مؤسسات تهیه‌کننده استاندارد
- ضمن تشکر از کارشناسان محترم برای بررسی و اظهار نظر در مورد این استاندارد، امید است مجریان و دست‌اندرکاران بخش آب، با یکارگیری استانداردهای یاد شده، برای پیشرفت و خودکفایی این بخش از فعالیت‌های کشور تلاش نموده و صاحب‌نظران و متخصصان نیز با اظهار نظرهای سازنده در تکامل این استانداردها مشارکت کنند.

معاون امور فنی

بهار ۱۳۸۴

اعضای کمیته تدوین راهنمای طراحی دیوارهای حایل

این راهنما در دانشگاه صنعتی امیرکبیر با مسئولیت و سرپرستی آقای مهندس شاپور طاحونی و همکاری آقای مهندس محمدرضا اخوان لیل آبادی تهیه شده است. اعضای گروه نظارت بر تهیه این راهنما به ترتیب حروف الفباء عبارتند از :

آقای محمود آدرنگی	شرکت مهندسين مشاور یکم	فوق لیسانس راه و ساختمان
آقای ابوالقاسم صانعی نژاد	شرکت مهندسين مشاور پارس اسلوب	دکترای سازه
آقای محمدرضا عسکری	شرکت مهندسين مشاور بندآب	دکترای سازه
آقای ایرج غلامی علم	شرکت مدیریت منابع آب ایران	فوق لیسانس مهندسی عمران
آقای فرهاد گلشن	شرکت مهندسين مشاور تهران بوستن	فوق لیسانس سازه
خانم نیکو ملک احمدی	شرکت مدیریت منابع آب ایران	لیسانس عمران آب

فهرست مطالب

صفحه	عنوان
۱	فصل ۱- معرفی
۳	۱-۱ هدف
۳	۲-۱ دامنه کاربرد
۳	۳-۱ کلیات
۳	۱-۳-۱ انواع دیوارها
۳	۲-۳-۱ انواع شالوده
۳	۳-۳-۱ ضوابط خاص دیوارهای سیل بند
۳	۴-۳-۱ ضوابط ژئوتکنیکی و سازه‌ای
۵	فصل ۲- رده‌بندی دیوارهای حایل
۷	۱-۲ انواع دیوارهای حایل
۷	۱-۱-۲ دیوارهای حایل وزنی
۸	۲-۱-۲ دیوارهای حایل غیروزی
۸	۳-۱-۲ دیوارهای حایل انعطاف‌پذیر
۱۵	۲-۲ انواع دیوارهای سیل بند و ساحلی
۱۵	۱-۲-۲ دیوارهای طره‌ای T معکوس
۱۵	۲-۲-۲ دیوارهای طره‌ای I و L
۱۶	۳-۲-۲ سپرهای بتنی مهارشده
۱۶	۴-۲-۲ سپرهای فولادی
۱۶	۵-۲-۲ دیوارهای صندوقه‌ای
۱۶	۶-۲-۲ دیوارهای بتن مسلح پشت‌بنددار
۱۶	۷-۲-۲ دیوارهای وزنی
۱۶	۸-۲-۲ خاک مسلح
۱۷	۹-۲-۲ دیوارهای گابیونی (توری سنگی)
۱۷	۱۰-۲-۲ شمع‌های پهلوی به پهلوی
۱۷	۳-۲ مبانی طراحی
۱۷	۱-۳-۲ کلیات
۱۷	۲-۳-۲ زهکشی

فهرست مطالب

<u>عنوان</u>	<u>صفحه</u>
فصل ۳- نیروهای مؤثر بر دیوارهای حایل و سیل بند	۲۳
۱-۳ معرفی	۲۵
۲-۳ بار مرده	۲۵
۳-۳ وزن خاک	۲۵
۴-۳ فشار جانبی خاک	۲۵
۱-۴-۳ کلیات	۲۵
۲-۴-۳ ضریب فشار جانبی	۲۶
۳-۴-۳ ضریب فشار جانبی در حالت سکون	۲۸
۴-۴-۳ ضریب فشار در حالت فعال	۳۱
۱-۴-۴-۳ نظریه رانکین	۳۱
۲-۴-۴-۳ نظریه کولمب	۳۱
۵-۴-۳ ضریب فشار جانبی در حالت مقاوم	۳۴
۱-۵-۴-۳ نظریه رانکین	۳۴
۲-۵-۴-۳ نظریه کولمب	۳۴
۵-۳ فشار آب زیرزمینی	۳۴
۶-۳ فشار برخاست (فشار برگشت)	۳۵
۷-۳ فشار جانبی به علت سربار	۳۵
۱-۷-۳ سربار گسترده یکنواخت	۳۵
۲-۷-۳ بار نقطه‌ای	۳۵
۳-۷-۳ بار خطی گسترده یکنواخت	۳۶
۴-۷-۳ بار نواری	۳۷
۸-۳ فشار برخورد امواج	۳۸
۹-۳ نیروهای زلزله	۴۰
فصل ۴- پایداری دیوارهای حایل	۴۱
۱-۴ معرفی	۴۳
۲-۴ ترکیبات بارگذاری	۴۳
۳-۴ ترکیبات بارگذاری دیوارهای حایل	۴۳

فهرست مطالب

<u>صفحه</u>	<u>عنوان</u>
۴۳	۴-۴ ترکیبات بارگذاری دیوارهای سیل بند
۴۴	۵-۴ ترکیبات بارگذاری دیوار ساحلی
۴۵	۶-۴ ضوابط پایداری
۴۵	۷-۴ معیارهای پایداری
۴۵	۸-۴ واژگونی
۴۵	۱-۸-۴ محل برآیند بارها
۴۹	۲-۸-۴ دیوار با زبانه برشگیر
۵۳	۳-۸-۴ دیوار با خاکریز شیبدار
۵۴	۴-۸-۴ برخاست در دیوارهای دارای زبانه برشگیر
۵۴	۹-۴ معیار پایداری واژگونی
۵۷	۱۰-۴ تحلیل پایداری لغزشی
۵۷	۱-۱۰-۴ کلیات
۵۷	۲-۱۰-۴ مدل تحلیل صفحه گسیختگی
۵۹	۳-۱۰-۴ صفحه گسیختگی بحرانی
۵۹	۱۱-۴ ضریب ایمنی لغزش
۶۱	۱۲-۴ فرضیات و ساده سازی ها
۶۲	۱۳-۴ معادله عمومی
۶۴	۱۴-۴ زاویه صفحه لغزش
۶۴	۱۵-۴ تحلیل گوه منفرد
۶۸	۱۶-۴ تحلیل چندگوه ای
۶۸	۱۷-۴ معیار پایداری لغزشی
۶۹	۱۸-۴ نکات طراحی
۶۹	۱۹-۴ کنترل ظرفیت باربری بستر شالوده
۷۰	۲۰-۴ ظرفیت باربری ناکافی
۷۰	۲۱-۴ معیار ظرفیت باربری
۷۰	۲۲-۴ روند طراحی

فهرست مطالب

<u>صفحه</u>	<u>عنوان</u>
۷۳	فصل ۵- ظرفیت باربری پی دیوار
۷۵	۱-۵ مفاهیم پایه
۷۷	۲-۵ رابطه ظرفیت باربری عمومی
۷۷	۳-۵ ضرایب ظرفیت باربری
۷۹	۴-۵ ضرایب عمق (ζ_d)
۸۱	۵-۵ ضرایب شیب بار (ζ_i)
۸۱	۶-۵ ضرایب شیبدار بودن کف شالوده (ζ_t)
۸۱	۷-۵ ضرایب شیبدار بودن خاک جلوی شالوده (ζ_g)
۸۲	۸-۵ فشار مؤثر سربار
۸۲	۹-۵ تأثیر آب زیرزمینی
۸۳	۱۰-۵ ترکیب ضرایب
۸۳	۱۱-۵ گسیختگی موضعی
۸۴	۱۲-۵ نشست
۸۶	۱۳-۵ لغزش عمیق
۸۹	۱۴-۵ پتانسیل روانگرایی
۹۱	فصل ۶- ملاحظات اجرایی
۹۳	۱-۶ آماده‌سازی بستر شالوده
۹۳	۲-۶ مصالح بتن
۹۳	۳-۶ قابلیت اجرا
۹۳	۴-۶ درزها
۹۶	۵-۶ خاکریز پشت دیوار (پشته‌ریزی)
۹۷	۶-۶ زهکشی
۱۰۷	۷-۶ دلایل خرابی‌ها
۱۰۹	فصل ۷- دیوارهای سیل‌بند
۱۱۱	۱-۷ کلیات
۱۱۱	۲-۷ حالات بارگذاری
۱۱۳	۳-۷ ملاحظات عمومی

فهرست مطالب

<u>صفحه</u>	<u>عنوان</u>
۱۱۶	۴-۷ کنترل نشت زیر دیوار (زیرنشت)
۱۲۱	۵-۷ انواع شالوده دیوار
۱۲۲	۶-۷ فشار افقی آب و خاک بر زبانه برشی
۱۲۳	۷-۷ مصالح نامناسب پی و پایداری ساحل
۱۲۳	۸-۷ حفاظت در مقابل آب‌شستگی
۱۲۵	۹-۷ جزئیات در نقاط تغییر امتداد
۱۲۵	۱۰-۷ بازشوها (دسترسی‌ها)
۱۲۵	۱۱-۷ سازه‌های زهکشی
۱۲۵	۱۲-۷ اتصال بین دیوار سیل‌بند و سیل‌بند خاکی
۱۲۷	۱۳-۷ نوارهای آب‌بند
۱۲۷	۱۴-۷ درزهای انقباضی و انبساطی
۱۳۰	۱۵-۷ سازه‌های مجاور و حریم اطراف
۱۳۳	۱۶-۷ ملاحظات معماری و آرایش ساختگاه
۱۳۳	۱۷-۷ کلیات و ملاحظات ویژه
۱۳۴	۱۸-۷ انواع ابزاربندی
۱۳۵	۱۹-۷ اهداف کلی
۱۳۵	۲۰-۷ نظارت
۱۳۷	۲۱-۷ عملیات مرمت
۱۴۱	فصل ۸- دیوارهای وزنی بنایی و بتنی
۱۴۳	۱-۸ معرفی
۱۴۳	۲-۸ فونداسیون
۱۴۳	۳-۸ مصالح
۱۴۳	۱-۳-۸ مصالح بتن
۱۴۳	۲-۳-۸ مصالح بنایی
۱۴۵	۴-۸ بارهای طراحی
۱۴۶	۵-۸ تناسبات اولیه

فهرست مطالب

عنوان	صفحه
۸-۶ ترکیبات بارگذاری، کنترل‌های پایداری، تنش‌های مجاز	۱۴۸
۸-۶-۱ ترکیبات بارگذاری	۱۴۸
۸-۶-۲ پایداری خارجی	۱۴۸
۸-۶-۳ پایداری داخلی	۱۴۸
۸-۶-۴ تنش‌های مجاز شالوده	۱۴۸
۸-۶-۵ تنش‌های مجاز در دیوارهای بتنی	۱۴۹
۸-۶-۶ تنش‌های مجاز دیوارهای بنایی سنگی	۱۴۹
فصل ۹- دیوارهای طره‌ای بتن مسلح	۱۵۱
۹-۱ کلیات	۱۵۳
۹-۲ ظرفیت باربری شالوده	۱۵۳
۹-۳ مصالح	۱۵۳
۹-۴ پوشش آرماتور	۱۵۳
۹-۵ بارهای طراحی	۱۵۴
۹-۶ ترکیبات بارگذاری، کنترل‌های پایداری	۱۵۴
۹-۶-۱ ترکیبات بارگذاری	۱۵۴
۹-۶-۲ پایداری خارجی	۱۵۴
۹-۶-۳ پایداری داخلی	۱۵۵
۹-۷ طراحی سازه‌ای	۱۵۵
۹-۸ طراحی بتن مسلح	۱۵۶
۹-۸-۱ کلیات	۱۵۶
۹-۸-۲ حالت حدی نهایی و حالت حدی بهره‌برداری	۱۵۷
۹-۸-۳ طراحی خمشی مقطع	۱۵۹
۹-۸-۴ مقاومت برشی	۱۶۰
۹-۸-۵ آرماتورهای حرارتی	۱۶۱
فصل ۱۰- دیوارهای حایل مهارشده (سپرها)	۱۶۷
۱۰-۱ معرفی	۱۶۹
۱۰-۲ احداث دیوارهای حایل با سپرکوبی	۱۷۱

فهرست مطالب

<u>صفحه</u>	<u>عنوان</u>
۱۷۴	۳-۱۰ سپرهای طره‌ای کوبیده شده در خاک‌های ماسه‌ای (خاک‌های دانه‌ای)
۱۸۰	۴-۱۰ حالات خاصی از سپرهای طره‌ای کوبیده شده در خاک‌های ماسه‌ای
۱۸۲	۵-۱۰ سپرهای طره‌ای کوبیده شده در خاک‌های رسی
۱۸۶	۶-۱۰ حالات خاص برای سپرهای طره‌ای کوبیده شده در خاک‌های رسی
۱۸۸	۷-۱۰ سپر مهارشده با پای مفصلی در زمین ماسه‌ای
۱۹۱	۸-۱۰ سپر مهارشده با پای مفصلی در زمین رسی
۱۹۳	۹-۱۰ کاهش لنگر برای سپرهای مهارشده
۱۹۶	۱۰-۱۰ روش نمودار فشار محاسباتی برای سپرهای کوبیده شده در خاک ماسه‌ای
۱۹۸	۱۱-۱۰ سپر مهار شده با پای گیردار در زمین ماسه‌ای
۲۰۰	۱۲-۱۰ مهاریه‌ها
۲۱۳	فصل ۱۱- سیستم‌های نوین دیوارهای خایل
۲۱۵	۱-۱۱ معرفی
۲۱۵	۲-۱۱ سیستم‌های جایگزین دیوار خایل
۲۱۵	۳-۱۱ سیستم‌های خاک مسلح
۲۱۵	۴-۱۱ گزینه‌های موجود از سیستم‌های خاک مسلح
۲۱۶	۱-۴-۱۱ اجزای اصلی
۲۱۶	۲-۴-۱۱ سازوکار و رفتار خاک مسلح
۲۱۶	۳-۴-۱۱ تسمه‌های مسلح‌کننده
۲۱۶	۴-۴-۱۱ شبکه‌های مسلح‌کننده
۲۱۷	۵-۱۱ مزایا و معایب
۲۲۱	۶-۱۱ ملاحظات اقتصادی
۲۲۱	۷-۱۱ سازوکار و رفتار
۲۲۱	۱-۷-۱۱ سازوکار
۲۲۳	۲-۷-۱۱ رفتار
۲۲۳	۸-۱۱ مصالح
۲۲۴	۹-۱۱ ملاحظات طراحی
۲۲۴	۱-۹-۱۱ پایداری خارجی

فهرست مطالب

<u>صفحه</u>	<u>عنوان</u>
۲۲۵	۱۱-۹-۲ پایداری داخلی
۲۲۷	۱۱-۹-۳ زهکشی
۲۲۷	۱۱-۱۰ ملاحظات اجرایی
۲۲۸	۱۱-۱۱ ابزاربندی و مشاهدات عینی
۲۲۸	۱۱-۱۲ تعمیر و نگهداری
۲۲۹	۱۱-۱۳ سیستم‌های پیش‌ساخته بتنی مدولار
۲۲۹	۱۱-۱۳-۱ اجزای اصلی
۲۲۹	۱۱-۱۳-۲ مزایا
۲۳۰	۱۱-۱۳-۳ معایب
۲۳۰	۱۱-۱۳-۴ ملاحظات طراحی
۲۳۱	۱۱-۱۳-۵ ملاحظات اجرایی
۲۳۱	۱۱-۱۳-۶ ابزاربندی و پایش
۲۳۱	۱۱-۱۳-۷ مرمت
۲۳۷	فصل ۱۲- خاک مسلح
۲۳۹	۱۲-۱ معرفی
۲۴۰	۱۲-۲ روش اجرا و کاربری‌های متعارف
۲۴۲	۱۲-۳ مشخصات اجزای تشکیل‌دهنده خاک مسلح
۲۴۲	۱۲-۳-۱ خاکریز
۲۴۴	۱۲-۳-۲ عناصر مسلح‌کننده
۲۴۴	۱۲-۳-۳ عناصر پوسته
۲۴۶	۱۲-۴ دوام و پایایی
۲۴۷	۱۲-۵ رفتار خاک مسلح
۲۴۷	۱۲-۵-۱ رفتار نمونه‌های مصالح خاک مسلح
۲۴۸	۱۲-۵-۲ اصطکاک بین خاک و عناصر مسلح‌کننده (تسمه‌ها)
۲۴۹	۱۲-۵-۳ رفتار و مکانیزم سازه خاک مسلح
۲۵۰	۱۲-۶ روش طراحی
۲۵۰	۱۲-۶-۱ معرفی

فهرست مطالب

<u>صفحه</u>	<u>عنوان</u>
۲۵۰	۱۲-۶-۲ پایداری خارجی یا کلی سازه
۲۵۳	۱۲-۶-۳ پایداری داخلی
۲۶۲	۱۲-۷ رفتار لرزه‌ای خاک مسلح
۲۶۳	فصل ۱۳- خاک مسلح با مصنوعات پلیمری
۲۶۵	۱۳-۱ معرفی
۲۷۰	۱۳-۲ اجرای دیوارهای ژئوسینتتیک
۲۷۰	۱۳-۳ وصله ژئوسینتتیک‌ها
۲۷۲	۱۳-۴ مبانی طراحی دیوار ژئوسینتتیک
۲۷۳	۱۳-۵ طراحی دیوارهای ژئوتکستایل
۲۷۳	۱۳-۵-۱ پایداری داخلی
۲۷۷	۱۳-۵-۲ پایداری خارجی
۲۷۸	۱۳-۶ طراحی دیوارهای ژئوگرید
۲۸۱	فصل ۱۴- طراحی لرزه‌ای دیوارهای حایل
۲۸۳	۱۴-۱ مقدمه
۲۸۳	۱۴-۲ شکست لرزه‌ای انواع حایل‌ها
۲۸۳	۱۴-۳ پاسخ دینامیکی دیوارهای حایل
۲۸۴	۱۴-۴ فشارهای لرزه‌ای بر حایل‌ها
۲۸۴	۱۴-۴-۱ حایل‌ها با قابلیت تغییر مکان نسبی
۲۹۰	۱۴-۴-۲ حایل‌های ثابت
۲۹۲	۱۴-۴-۳ اثر آب بر فشار خاک
۲۹۵	۱۴-۴-۴ دیوارهای خاک مسلح
۲۹۸	پیوست فصل هشتم- مثالی از محاسبات پایداری دیوارهای حایل وزنی
۳۰۳	منابع و مراجع

مقدمه

مجموعه حاضر «راهنمای طراحی دیوارهای حایل» است که زیر نظر کمیته تخصصی سد و تونل‌های انتقال دفتر استانداردها و معیارهای فنی شرکت سهامی مدیریت منابع آب ایران تهیه شده است. همان‌طور که عنوان این راهنما نشان می‌دهد، هدف از تهیه آن در دسترس قراردادن مجموعه‌ای از راهنمایی‌ها و ضوابط برای طراحی دیوارهای حایل است. دست‌اندرکاران و تهیه‌کنندگان این راهنما از زحمات کلیه کسانی که در مورد پیش‌نویس ارسالی اظهارنظر نموده‌اند تشکر می‌نمایند.

امید است که کارشناسان و صاحب‌نظران با توجهی که مبذول می‌فرمایند این استاندارد را مورد بررسی دقیق قرار داده و با ارائه نظرات و راهنمایی‌های ارزنده خود کمیته تخصصی سد و تونل‌های انتقال دفتر استانداردها و معیارهای فنی را در بازنگری‌های آینده یاری فرمایند.

فصل ۱

معرفی

۱-۱ هدف

هدف از تهیه این راهنما ارائه دستورالعمل‌ها و راهنمایی‌هایی برای طراحی ایمن و ساخت اقتصادی دیوارهای حایل^۱ و دیوارهای سیل‌بند^۲ و ساحلی است.

۲-۱ دامنه کاربرد

این ضوابط نه تنها دیوارهای حایل خشک، بلکه دیوارهای حایلی که تحت بارهای هیدرولیکی نظیر آب در حال جریان، غوطه‌وری، تأثیر موج و ناحیه پاششی آن و همچنین حالتی که تحت شرایط خورنده محیطی و جوی قرار دارند را نیز دربر می‌گیرد. ضوابط این راهنما، از لحاظ ارتفاعی محدود به دیوارها با ارتفاع کمتر از ۱۰ متر می‌باشد.

۳-۱ کلیات

۱-۳-۱ انواع دیوارها

دیوار حایل، دیواری است که فشار ناشی از وضعیت موجود در اختلاف تراز به وجود آمده به علت خاکریزی، خاکبرداری و یا عوامل طبیعی را به صورت پایدار حفظ نماید. دیوار سیل‌بند دیواری است که علاوه بر آن، وظیفه محافظت منطقه‌ای را از ورود سیلاب به آن عهده‌دار است. به علاوه دیوارهای ساحلی^۳ نیز وجود دارند که وظیفه آنها محافظت منطقه ساحلی از خسارات ناشی از ضربه امواج و بالا آمدن آب دریا در حین طوفان است. سطح دیوارهای ساحلی دارای هندسه و انحنا خاصی برای استهلاک انرژی امواج برخوردکننده است. اختلاف عمده دیوارهای حایل معمولی با دیوارهای سیل‌بند و یا ساحلی وجود آب در دو مورد اخیر به عنوان عامل فرسایش‌دهنده و ایجادکننده اضافه فشار خارجی است.

۲-۳-۱ انواع شالوده

برحسب نوع زمین، شالوده دیوارهای حایل می‌تواند از نوع سطحی یا عمیق (مستقر بر شمع) باشند. در هر دو مورد توضیحات لازم در فصول مربوطه ارائه شده است.

۳-۳-۱ ضوابط خاص دیوارهای سیل‌بند

دیوارهای سیل‌بند حالت خاصی از دیوارهای حایل می‌باشند. بنابراین تمام ضوابط این راهنما برای دیوارهای سیل‌بند نیز صادق است، مگر اینکه ضابطه‌ای به یکی از این دو نوع دیوار اختصاص داده شده باشد.

۴-۳-۱ ضوابط ژئوتکنیکی و سازه‌ای

این راهنما هم ضوابط سازه‌ای و هم ضوابط ژئوتکنیکی طراحی دیوارهای حایل را بیان می‌نماید. در طراحی دیوارهای حایل، هماهنگی بین مهندس زمین‌شناس، ژئوتکنیک، و سازه ضروری است.

1 - Retaining wall

2 - Flood wall

3 - Sea wall

فصل ۲

رده‌بندی دیوارهای حایل

۱-۲ انواع دیوارهای حایل

دیوارهای حایل را می‌توان از نظر مصالح، روش اجرا، کاربری و عملکرد رده‌بندی کرد. از لحاظ عملکرد سازه‌ای انواع متعارف دیوارهای حایل به شرح زیر می‌باشد:

الف - دیوارهای حایل صلب^۱

دیوارهایی را گویند که خود را با نشست‌های محیط میزبان هماهنگ نمی‌نمایند. انواع متداول آنها عبارتند از :

- دیوارهای حایل وزنی (بنایی و بتنی)
- دیوارهای حایل غیروزی (طره‌ای و پشت‌بنددار و ...)
- دیوارهای حایل عمیق^۲ (سپرهای بتنی)

ب - دیوارهای حایل انعطاف‌پذیر^۳

دیوارهایی را گویند که خود را با نشست‌های محیط میزبان هماهنگ می‌نمایند. انواع متداول آنها عبارتند از:

- دیوارهای خاک مسلح با تسمه‌های فولادی
- دیوارهای خاک مسلح با شبکه‌های پلیمری^۴
- دیوارهای حایل توری سنگی^۵
- دیوارهای قفسه‌ای^۶
- سپرهای فولادی

ضوابط طراحی دیوارهای فوق در فصول بعدی مورد توجه قرار می‌گیرد. علاوه بر موارد فوق، می‌توان دیوارهای خاص و بلند را نام برد که بررسی آنها خارج از دامنه این راهنماست.

۱-۱-۲ دیوارهای حایل وزنی

دیوارهای حایل وزنی شامل دیوارهای بنایی (به‌طور معمول سنگی)، و دیوارهای حایل بتن غیرمسلح می‌باشند (شکل ۱-۲-الف). هندسه این دیوارها طوری انتخاب می‌گردد که برآیند نیروهای وارد بر آن (شامل وزن و نیروهای جانبی) در هسته^۷ قاعده و یا مقاطع افقی آن قرار گیرد. در مواقعی تنش کششی ناچیزی در مقاطع افقی دیوار و یا منطقه بدون فشار در قاعده دیوار مجاز است.

1 - Rigid
2 - Embedded
3 - Flexible
4 - Geogrid
5 - Gabion
6 - Crib
7 - Kern

۲-۱-۲ دیوارهای حایل غیروزنی

مطابق شکل ۱-۲-ب، دیوار حایل طره‌ای از دیوار و شالوده بتن مسلح تشکیل می‌یابد که طرح هندسی مقطع آن شبیه به T وارونه است. دیوار و شالوده برای مقابله با نیروی برشی و لنگر خمشی ناشی از بارها و فشارهای خارجی، با استفاده از آرماتور، مسلح می‌گردد. عرض پایه طوری انتخاب می‌شود که از واژگونی و لغزش دیوار جلوگیری به عمل آمده و تنش تماسی خاک در زیر آن از مقدار مجاز کمتر باشد. تراز زیر شالوده باید پایین‌تر از عمق یخبندان باشد.

در مقایسه با سایر دیوارهای غیروزنی، دیوار حایل طره‌ای از همه ساده‌تر و معمولتر است. دیوارهای بتن آرمه پشت‌بنددار هرچند که ممکن است در مصرف بتن و آرماتور صرفه‌جویی به عمل آورند، اما به علت مشکلات قالب‌بندی و اجرایی چندان مورد استقبال قرار نمی‌گیرد (شکل ۱-۲-پ).

در شکل ۱-۲-ت، نوع خاصی از دیوارهای حایل طره‌ای که در آن طاقچه‌های خاصی برای بارگذاری معکوس دیوار تعبیه شده، به نمایش درآمده است. این طاقچه‌ها هم از فشار جانبی می‌کاهند و هم لنگری مخالف لنگر واژگونی ایجاد می‌نمایند. از این‌رو به آنها رف‌های فشارشکن و به دیوار، دیوار حایل رف‌دار^۱ گفته می‌شود.

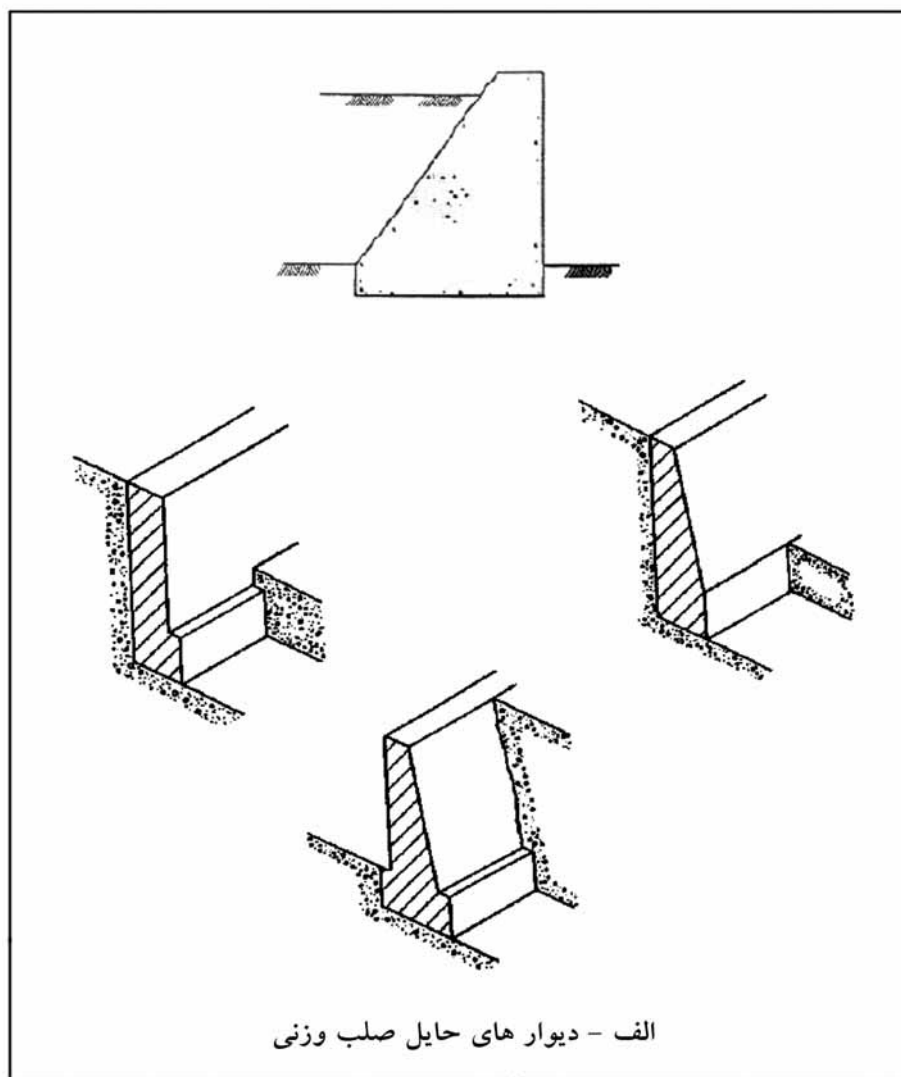
۳-۱-۲ دیوارهای حایل انعطاف‌پذیر

علاوه بر روش‌های سنتی، روش‌های نوینی برای احداث دیوارهای حایل ابداع شده است که موضوع فصول بعدی است. در ادامه شکل ۱-۲ تعدادی از این روش‌ها ارائه شده‌اند. دیوارهای حایل ساخته شده با این روش‌ها، علاوه بر تازگی، خصوصیت بارزی دارند که آنها را از دیوارهای قبلی متمایز می‌کند. این خصوصیت انعطاف‌پذیری آنها و قابلیت تطبیق با نشست‌های طبیعت است که روش‌های سنتی فاقد آن هستند. به همین دلیل در مقابل روش‌های سنتی که دیوارهای صلب^۲ نامیده می‌شوند، روش‌های نوین به دیوارهای انعطاف‌پذیر^۳ معروف هستند. هرچند که هزینه اولیه این دیوارها نسبت به دیوارهای صلب کمتر است، ولی باید به عمر کمتر آنها در مقام مقایسه با دیوارهای صلب توجه خاص نمود و در مقایسه گزینه‌ها آن را مدنظر گرفت.

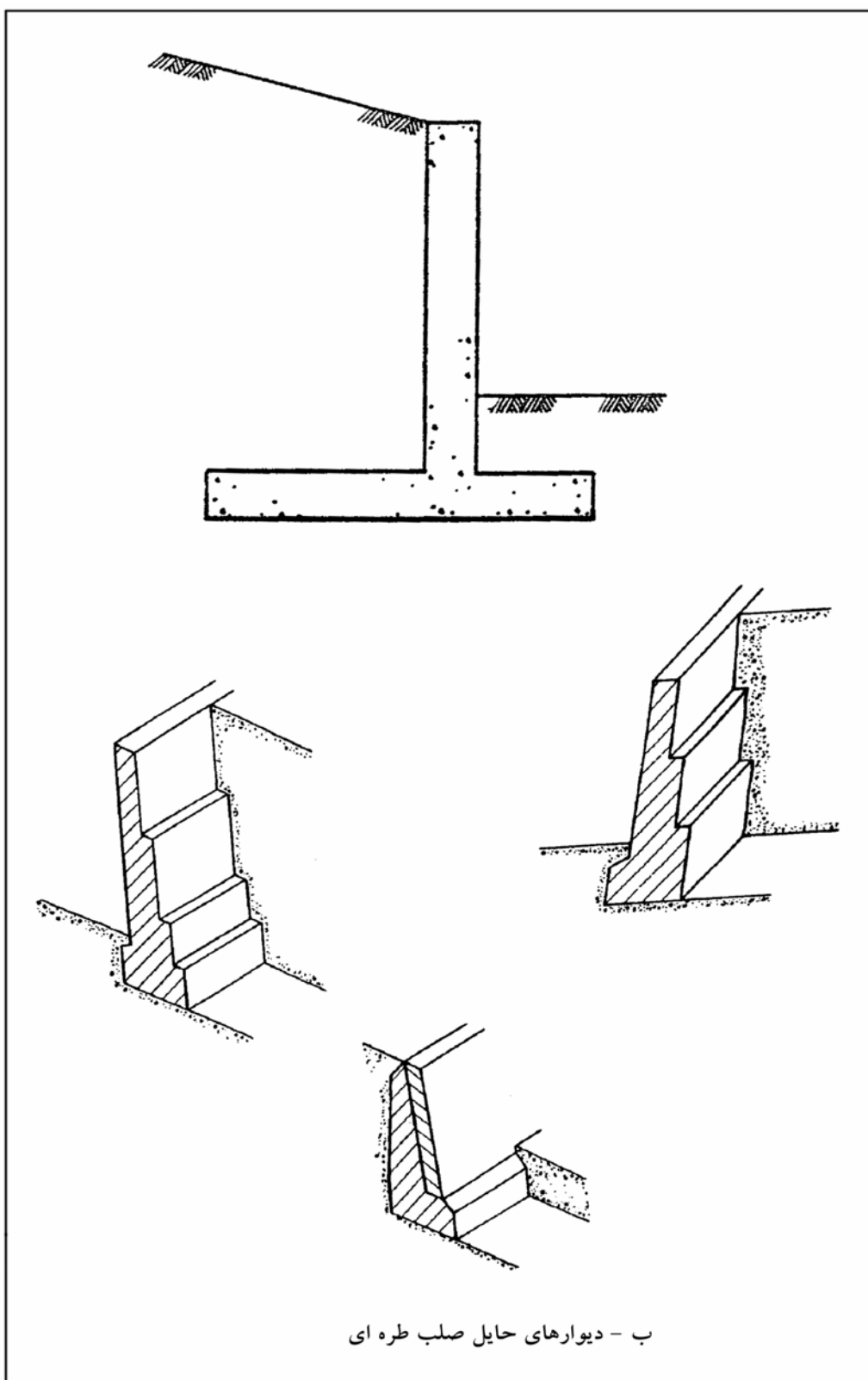
۱- رف به معنای طاقچه می‌باشد.

2 - rigid

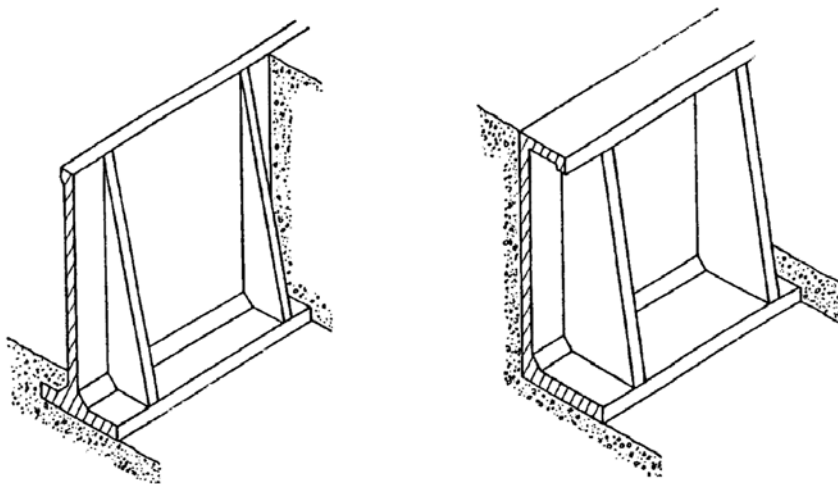
3 - flexible



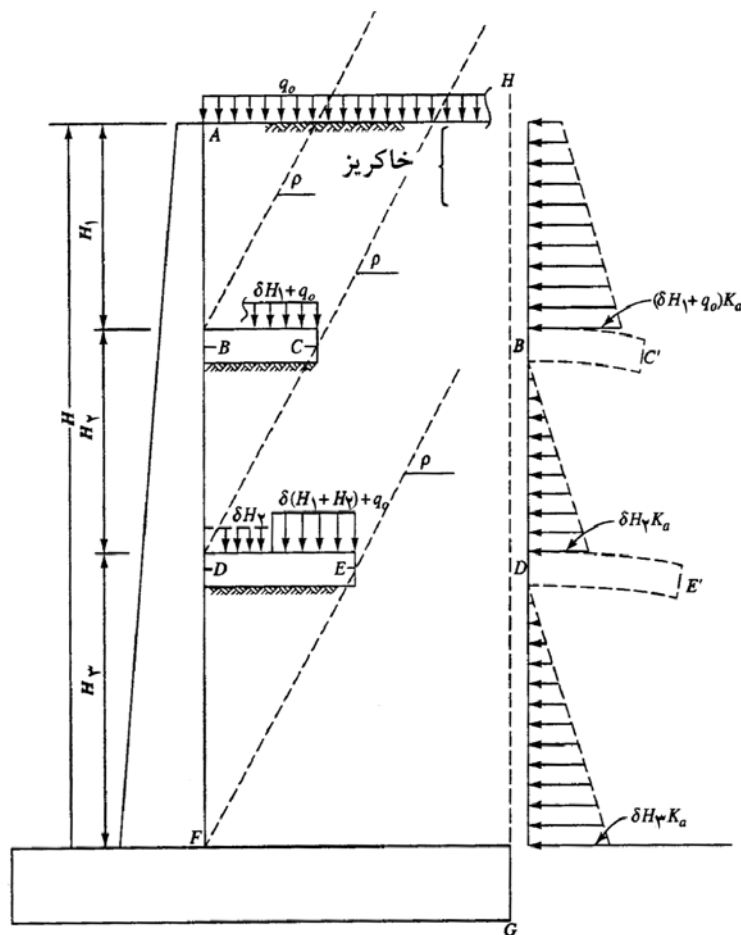
شکل ۲-۱ - انواع دیوارهای حایل



شکل ۱-۲ - انواع دیوارهای حایل (ادامه)

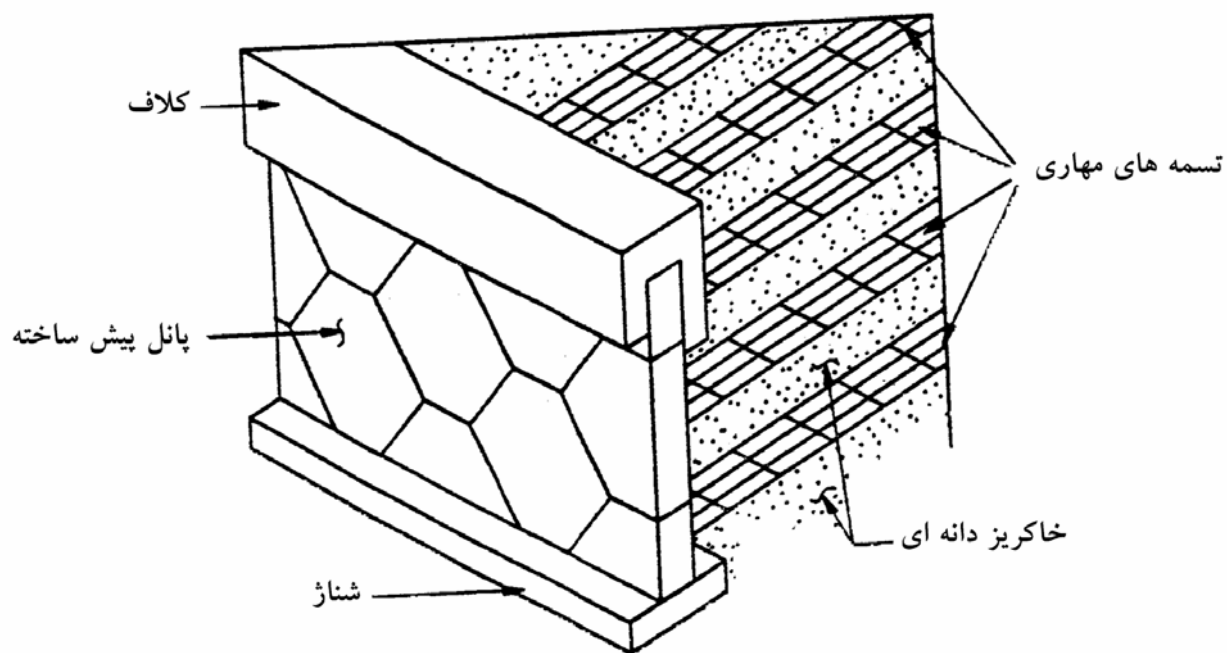


پ - دیوارهای حایل پشت بنددار

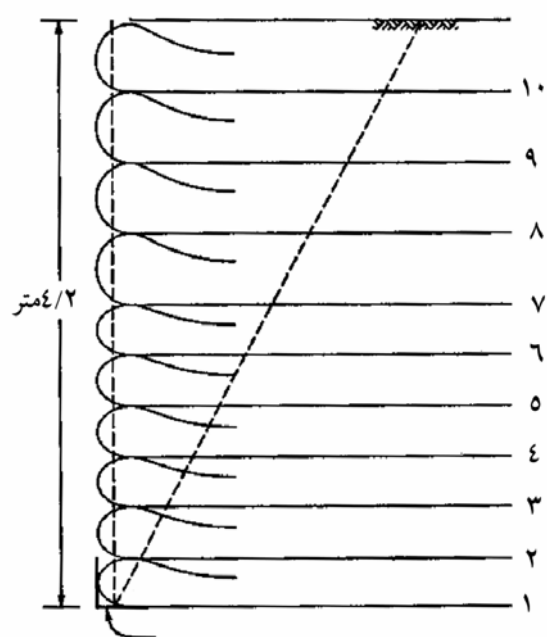


ت - دیوار حایل رف دار

شکل ۲-۱- انواع دیوارهای حایل (ادامه)

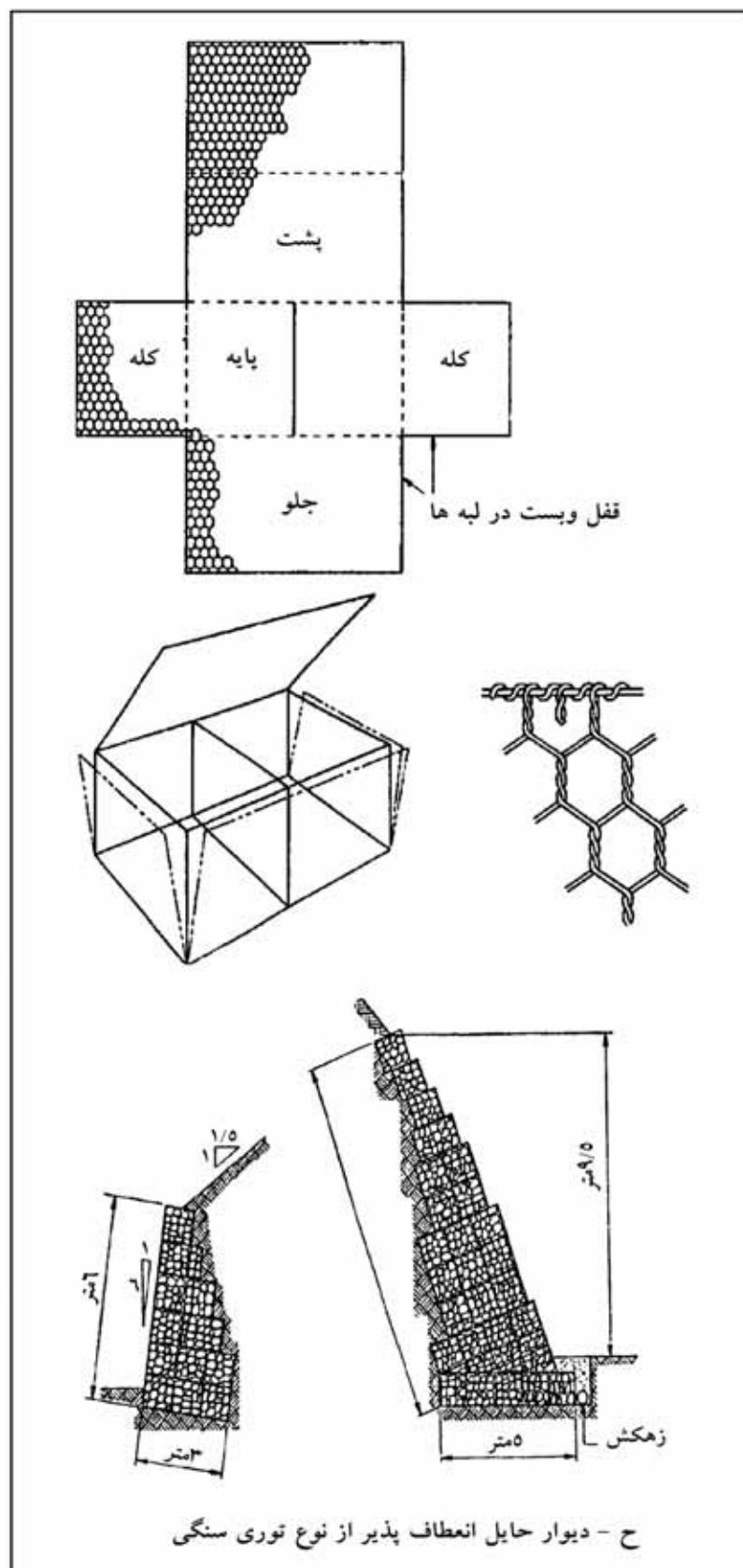


ث - دیوار حایل انعطاف پذیر از نوع خاک مسلح با تسمه های مهاری فولادی



ج - دیوار حایل انعطاف پذیر از نوع خاک مسلح با ژئوتکستایل (پارچه گونه)

شکل ۱-۲ - انواع دیوارهای حایل (ادامه)



شکل ۱-۲ - انواع دیوارهای حایل (ادامه)

۲-۲ انواع دیوارهای سیل‌بند و ساحلی

انواع متعارف دیوارهای سیل‌بند عبارتند از:

الف- دیوارهای سیل‌بند صلب

- دیوارهای وزنی (بنایی، بتنی و خاکی)
- دیوارهای غیروزی (طره‌ای T، I، L، پشت‌بنددار و ...)
- دیوارهای عمیق (سپرهای بتنی)
- دیوارهای صندوقه‌ای

ب - دیوارهای انعطاف‌پذیر

- سپرهای فولادی
- خاک مسلح (با شبکه‌های فولادی و یا پلیمری)
- دیوارهای گابیونی (توری سنگی)
- شمع‌های پهلوی به پهلوی^۱

۱-۲-۲ دیوارهای طره‌ای T معکوس

اغلب دیوارهای سیل‌بند از نوع طره‌ای T معکوس می‌باشند که در فصول بعد مورد بررسی تفصیلی قرار خواهند گرفت. این دیوارها شامل شالوده و دیوار (سیل‌بند) می‌باشند. در صورتی که در روی خاک احداث شوند، برای افزایش ضریب اطمینان در مقابل لغزش می‌توان از زبانه^۲ برشگیر استفاده نمود. در صورتی که روی سنگ احداث شوند، معمولاً نیاز به زبانه برشگیر نخواهند داشت. در صورتی که در زمین نامناسب احداث شوند، وجود فونداسیون شمعی لازم خواهد بود. استفاده از تدابیری جهت جلوگیری از فرسایش پای دیوار در مقابل جریان آب لازم است. سپر فلزی در پای دیوار بتنی می‌تواند به عنوان یک راه‌حل مورد توجه قرار گیرد. پایه دیوارهای T می‌تواند به صورت افقی یا شیب‌دار ساخته شود که معایب و مزایای هریک در فصول بعد مورد بررسی قرار خواهد گرفت (شکل ۲-۲-الف).

۲-۲-۲ دیوارهای طره‌ای I و L

دیوارهای طره‌ای I و L شامل سپر یا شمع فولادی می‌باشند که در بالای آنها دیواری احداث شده است (شکل ۲-۲-ب). از این دیوارها در زمین‌های نرم با ظرفیت باربری کم که احتمال فرسایش ناشی از جریان آب در آنها زیاد است استفاده می‌شود.

1 - Soldier pile

2 - Shear key

۳-۲-۲ سپرهای بتنی مهارشده

این دیوارها متشکل از سپرهای بتنی می‌باشد که در مجاورت یکدیگر کوبیده شده‌اند و در بالای آنها کلاف بتنی به صورت درجا ریخته می‌شود که باعث یکپارچگی آنها می‌گردد. کلاف به کمک اتصالات برشگیر با سپرهای پیش‌ساخته یکپارچه می‌شود (شکل ۲-۲-پ). از این دیوارها به عنوان دیوارهای ساحلی به وفور استفاده می‌شود. استفاده از این دیوارها در مواردی که سطح آب زیرزمینی بالاست، ایده‌آل می‌باشد.

۴-۲-۲ سپرهای فولادی

از انواع دیگر دیوارهای سیل‌بند، سپرهای فلزی می‌باشند که می‌توانند به صورت مهارشده و یا مهار نشده باشند. در شکل ۳-۲-الف، نوع دیگری از سپرهای فولادی در آرایش سلولی نشان داده شده‌اند. در کل استفاده از سپرهای فولادی به عنوان دیوارهای سیل‌بند از لحاظ اجرا ساده و سریع، لیکن از لحاظ هزینه گران می‌باشد.

۵-۲-۲ دیوارهای صندوقه‌ای

دیوارهای صندوقه‌ای از انواع دیگر دیوارهای ساحلی می‌باشند که در آنها به منظور کاهش وزن، حفره‌های توخالی توسط دیواره‌های بتنی ایجاد شده است. در شکل ۳-۲-ب، نمونه‌ای از دیوارهای صندوقه‌ای نشان داده شده است.

۶-۲-۲ دیوارهای بتن مسلح پشت‌بنددار

نوع دیگری از دیوارهای سیل‌بند است که در مواردی که ارتفاع دیوار بلند باشد، مورد استفاده قرار می‌گیرند. به علت وزن زیاد، استفاده از آنها در زمین‌های با مقاومت کافی امکان‌پذیر است (شکل ۳-۲-پ).

۷-۲-۲ دیوارهای وزنی

دیوارهای سیل‌بند وزنی در انواع خاکی، بنایی و بتنی متداول می‌باشند. در ایران نوع سنگی برای ساحل‌سازی رودخانه‌ها و مسیل‌ها بسیار مورد استفاده قرار می‌گیرند. شرط استفاده از این دیوارها وجود زمین با مقاومت کافی در زیر آن است (شکل ۳-۲-ت).

نوع خاکی نیز برای ترفیع دیواره‌های رودخانه و یا هدایت رواناب در کناره‌های مسیل و جلوگیری از هجوم سیلاب به‌اراضی کشاورزی و شهری مورد استفاده زیاد می‌باشد.

۸-۲-۲ خاک مسلح

از خاک مسلح می‌توان به عنوان دیوارهای سیل‌بند استفاده نمود. در شکل ۳-۲-ث، مثالی از کاربرد خاک مسلح به عنوان دیوار سیل‌بند نشان داده شده است.

۹-۲-۲ دیوارهای گابیونی (توری سنگی)

در رودخانه‌های آبرفتی، به علت وفور سنگ قلوه، دیوارهای گابیونی انتخاب مناسب و اقتصادی برای ساحل‌سازی و ایجاد دیوارهای سیل‌بند می‌باشد. در این روش سنگ قلوه درون صندوقه‌های ساخته شده از توری ریخته شده و این توری‌ها با ابعاد بزرگ، همانند دیوارهای سنگی روی هم چیده می‌شوند. در شکل ۳-۲-ج نمونه‌ای از این نوع دیوارهای سیل‌بند نشان داده شده است.

۱۰-۲-۲ شمع‌های پهلوی به پهلوی^۱

در سواحل رودخانه‌ها با آب زیرزمینی بالا و خاک ضعیف، شمع‌های پهلوی به پهلوی گزینه‌ای مناسب به عنوان جایگزین سپرهای فولادی و بتنی به منظور ساخت دیوارهای سیل‌بند است. در این روش شمع‌ها در مجاورت یکدیگر به صورت چسبیده اجرا شده و سپس کلافی در بالای شمع‌ها ساخته می‌شود. این کلاف باعث یکپارچگی شمع‌ها به یکدیگر می‌شود (شکل ۳-۲-چ).

۳-۲ مبانی طراحی

۱-۳-۲ کلیات

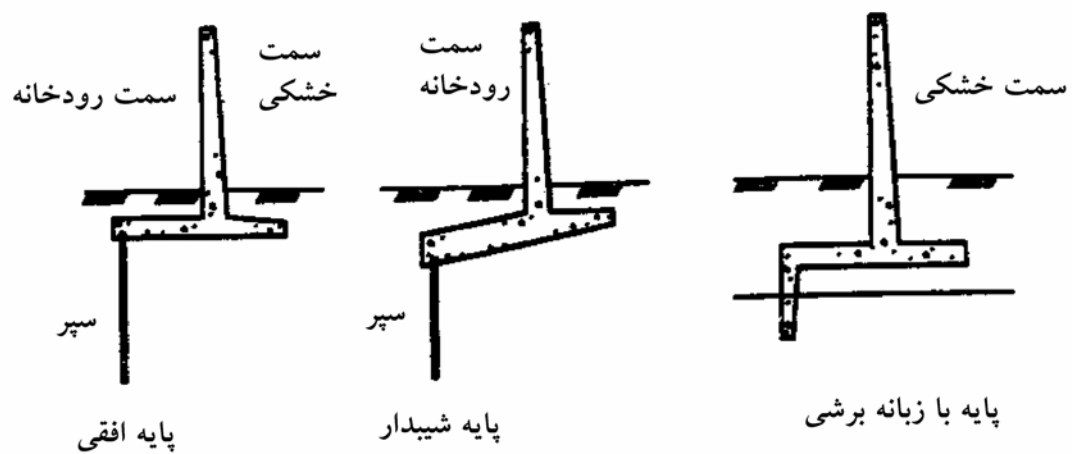
همان‌طور که در مقدمه نیز عنوان شد، دیوار حایل دیواری است که برای حفظ پایداری توده خاک در فصل مشترک یک اختلاف ارتفاع مورد استفاده قرار می‌گیرد. دیوار سیل‌بند علاوه بر وظیفه فوق، باید از فرسایش جداره‌ها و سرریز شدن سیلاب به منطقه مورد محافظت جلوگیری نماید. دیوار سیل‌بند علاوه بر فشار خاک، تحت تأثیر فشار ناشی از سیلاب، آب زیرزمینی و برکنش (نیروی ارشمیدس) نیز می‌باشد. یک دیوار در یک ترکیب بارگذاری می‌تواند در رده دیوار حایل و در ترکیب بارگذاری دیگر، به عنوان دیوار سیل‌بند تلقی گردد.

۲-۳-۲ زهکشی

دیوارهای حایل و دیوارهای سیل‌بند در مقابل افزایش فشار حفره‌ای آب به هر دلیل (چه به علت افزایش تراز آب زیرزمینی و چه به علت زلزله) حساس هستند. لذا باید سهولت زهکشی در آنها فراهم گردد. این سهولت به کمک تدابیر زیر حاصل می‌گردد:

- ۱- استفاده از مصالح دانه درشت و تمیز به عنوان مصالح پرکننده در پشت دیوار
- ۲- تعبیه لوله‌های زهکش در بدنه دیوار به منظور تسهیل خروج آب‌های جمع شده در پشت دیوار (شکل ۴-۲) در فصل ششم اطلاعات بیشتری در خصوص زهکشی ارائه شده است.

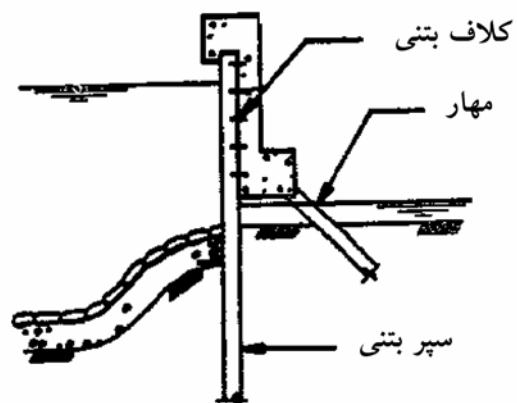
1 - oldier pile



(الف) دیوار T وارونه

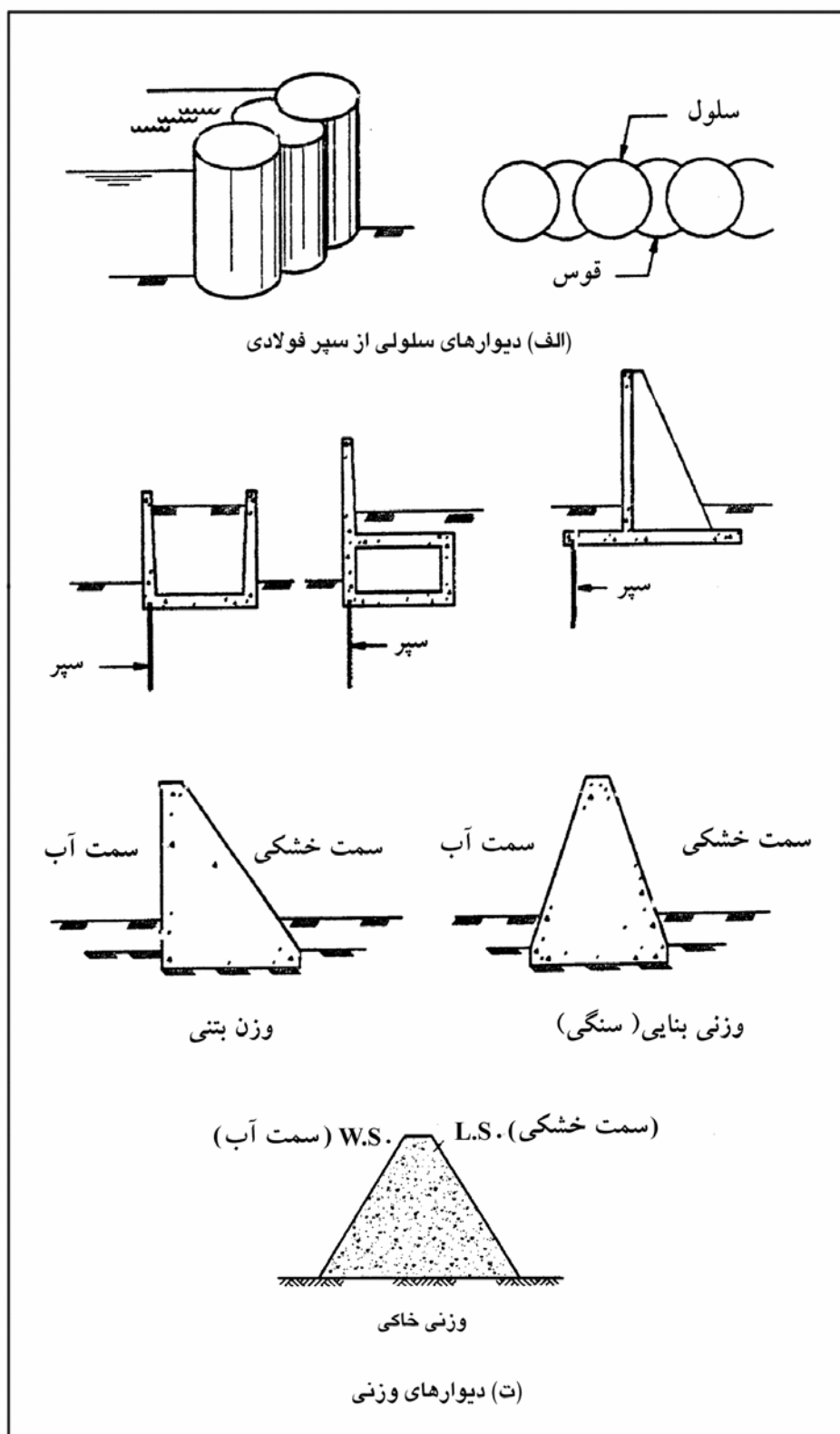


(ب) دیوار بتن آرمه I و L



(پ) سپر بتنی مهار شده

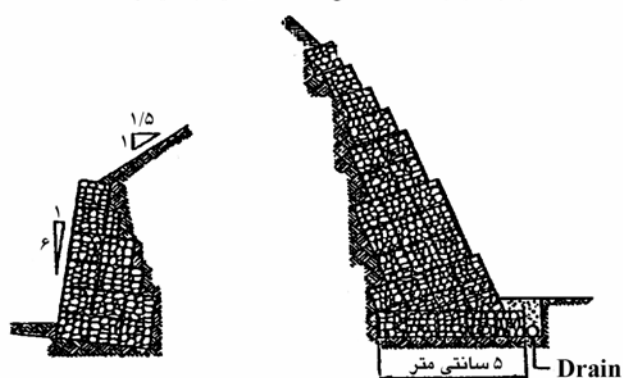
شکل ۲-۲- دیوارهای سیل بند بتن آرمه



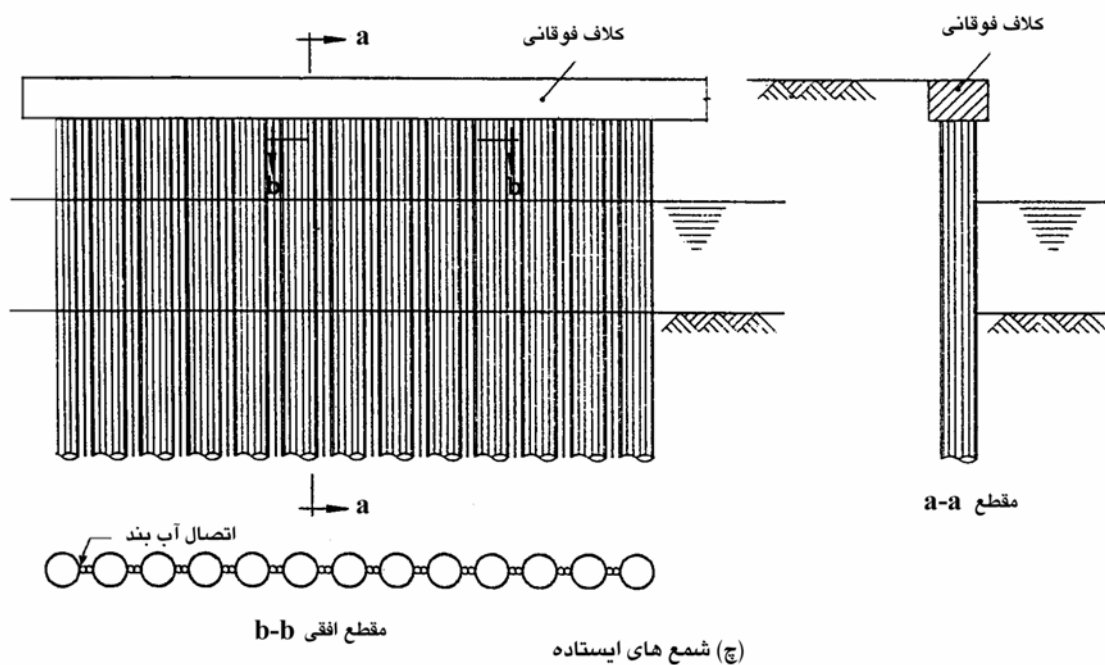
شکل ۲-۳- انواع دیوارهای سیل‌بند



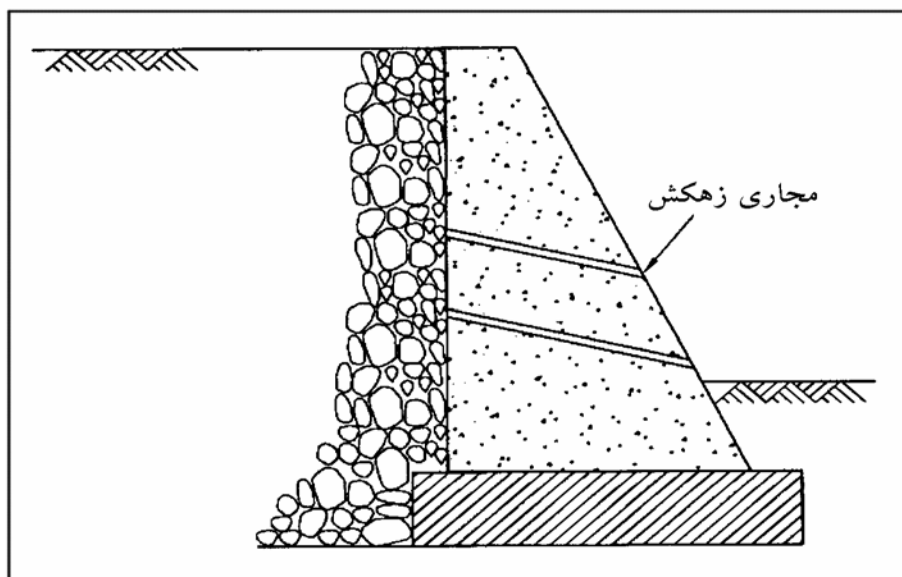
(ث) کاربرد خاک مسلح به عنوان دیوار سیل بند



(ج) کاربرد دیوار گابیونی به عنوان دیوار سیل بند



شکل ۲-۳ (ادامه)



شکل ۲-۴ - زهکشی خاک پشت دیوار

فصل ۳

نیروهای مؤثر بر دیوارهای حایل و سیل‌بند

۱-۳ معرفی

دیوارهای حایل یا سیل‌بند باید تحت اثر بارهای زیر و یا ترکیبات نامساعدی از آنها مورد طراحی و یا محاسبه قرار گیرند:

- بار مرده
- وزن خاک
- فشار جانبی خاک
- فشار آب زیرزمینی
- فشار برخاست (برکش)
- فشار جانبی ناشی از سربار
- فشار برخورد امواج
- نیروهای زلزله
- فشار یخ

در ادامه، بارهای فوق مورد بررسی قرار می‌گیرند.

۲-۳ بار مرده

بار مرده شامل وزن اجزای سازه‌ای و ملحقات دیوار می‌باشد. برای تعیین وزن اجزاء لازم است وزن مخصوص مصالح از آیین‌نامه حداقل بار وارد بر ساختمان‌ها و ابنیه فنی (استاندارد ۵۱۹) تعیین گردد.

۳-۳ وزن خاک

وزن مخصوص خاک در حالت خشک، طبیعی و یا اشباع از نتایج آزمایش‌ها تعیین می‌گردد. برحسب نوع خاک و میزان تراکم آن، وزن مخصوص خشک خاک‌ها عددی بین ۱۶ تا ۱۸ کیلونیوتن بر مترمکعب و وزن مخصوص اشباع، عددی بین ۱۷ تا ۲۰ کیلونیوتن بر مترمکعب می‌باشد.

۴-۳ فشار جانبی خاک

۱-۴-۳ کلیات

فشار جانبی خاک باید در یکی از سه حالت زیر مورد توجه قرار گیرد :

• فشار فعال^۱

وقتی که دیوار در مقابل فشار خاک به سمت جلو دوران نماید، کمترین فشار جانبی به وجود می‌آید (شکل ۳-۱-الف). مقدار دوران لازم برای حصول فشار و فعال معادل $0/001$ تا $0/003$ رادیان می‌باشد.

• فشار مقاوم^۲

در صورتی که دیوار به سمت خاک دوران نماید، بزرگترین فشار جانبی خاک به وجود می‌آید. مقدار دوران دیوار به سمت خاک برای حصول فشار مقاوم بین $0/02$ تا $0/2$ رادیان می‌باشد (شکل ۳-۱-ب).

• فشار سکون^۳

در صورتی که بین خاک و دیوار حرکتی موجود نباشد، فشار حالت سکون رخ می‌دهد که فشار آن مقداری بین دو حالت فعال و مقاوم می‌باشد.

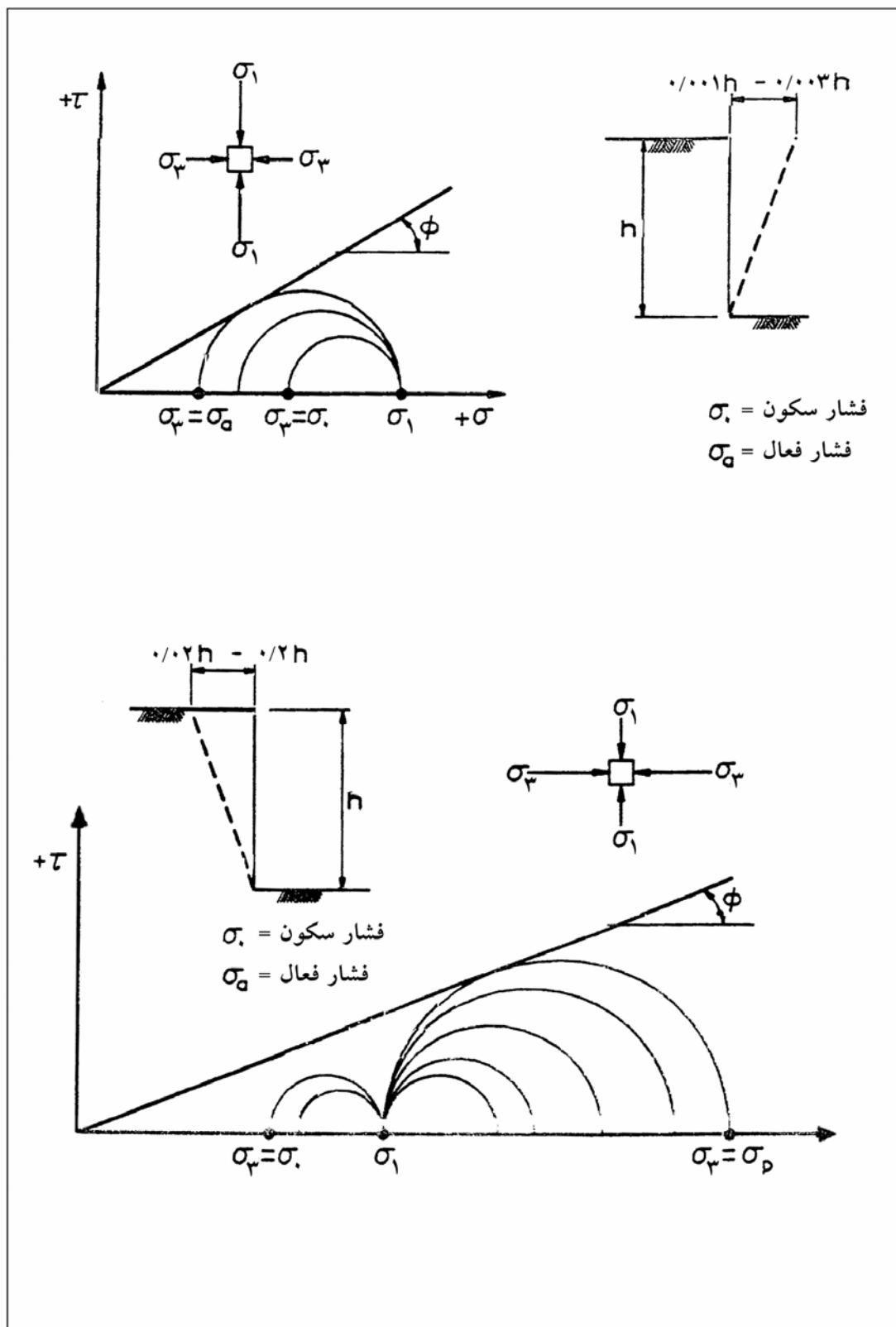
۳-۴-۲ ضریب فشار جانبی

در هر نقطه نسبت فشار جانبی به فشار قائم خاک، ضریب فشار جانبی نامیده شده و با حرف K بیان می‌گردد. ضریب فشار جانبی در حالت فعال (اکتیو) با K_a در حالت سکون با K_0 و در حالت مقاوم (پاسیو) با K_p نشان داده می‌شود. مقدار K برای سیالات مساوی واحد است. اما برای خاک در حالت فعال و سکون از ۱ کوچکتر و برای حالت مقاوم از ۱ بزرگتر است. در شکل ۲-۳ دامنه ضرایب فشار برای خاک‌های دانه‌ای و خاک‌های چسبنده ارائه شده است.

1 - Active Earth Pressure

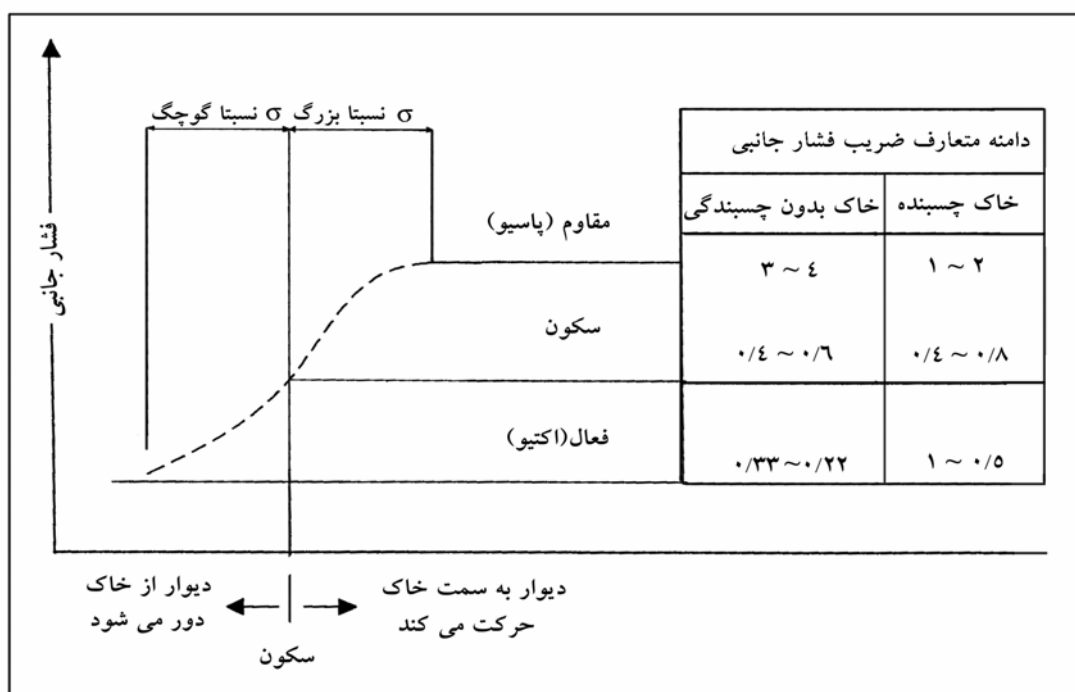
2 - Passive Earth Pressure

3 - At Rest Earth Pressure



شکل ۳-۱- ساز و کار حصول فشار فعال (اکتیو) و مقاوم (پاسیو) خاک

در شکل ۳-۳ نیز رابطه بین ضریب فشار جانبی برحسب دوران دیوار نشان داده شده است. حاصل ضرب $K\gamma$ را وزن مخصوص مایع معادل خاک گویند. در محاسبات مقدار آن نباید کوچکتر از ۵ کیلونیوتن بر مترمکعب منظور گردد.



شکل ۳-۲- دامنه ضرایب فشار برای خاک‌های دانه‌ای و خاک‌های چسبنده

۳-۴-۳ ضریب فشار جانبی در حالت سکون

برای خاک‌های دانه‌ای عادی تحکیم‌یافته، ضریب فشار جانبی در حال سکون K_0 را می‌توان از رابطه زیر به دست آورد:

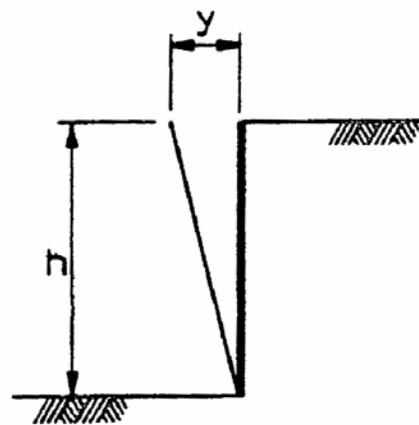
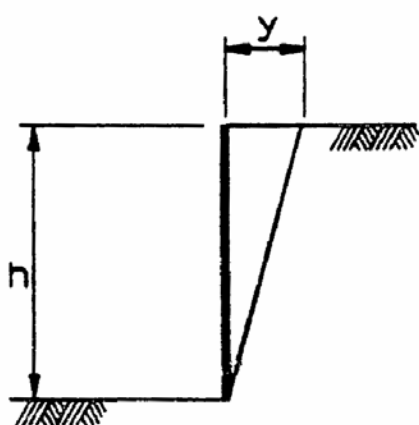
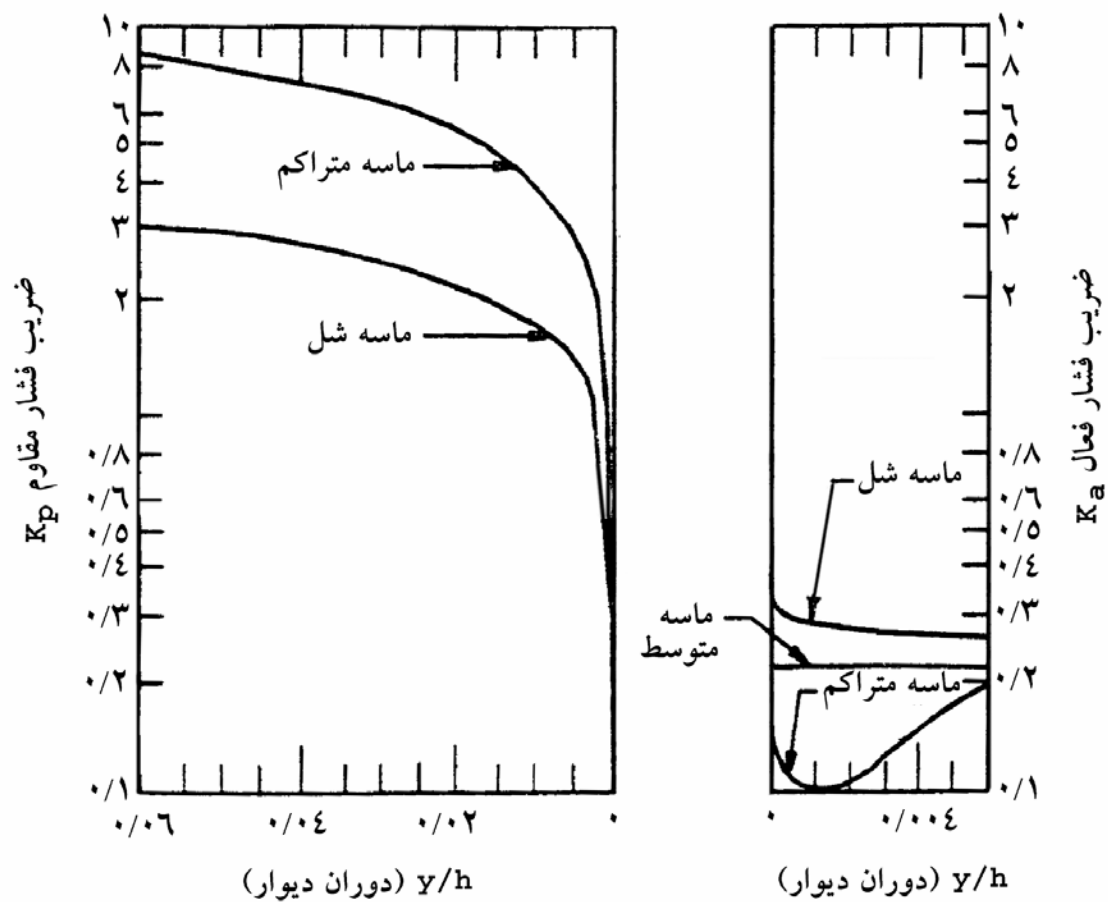
$$K_0 = 1 - \sin \phi \quad (۱-۳)$$

ϕ زاویه اصطکاک داخلی می‌باشد.

برای رس‌های عادی تحکیم‌یافته، ضریب فشار جانبی در حال سکون را می‌توان از رابطه زیر تعیین نمود:

$$K_0 = 0.95 - \sin \phi \quad (۲-۳)$$

که در رابطه فوق، ϕ زاویه اصطکاک زهکشی شده است.



شکل ۳-۳- ارتباط بین دوران دیوار و میزان فشار مؤثر بر دیوار

برای خاک‌های رسی عادی تحکیم‌یافته می‌توان از نتایج تجربی بروکر و ایرلند^۱، مقدار K_o را برحسب نشانه خمیری PI تعریف نمود:

$$K_o = 0.4 + 0.007(PI) \quad (3-3) \quad (\text{برای } PI \text{ بین } 0 \text{ تا } 40)$$

$$K_o = 0.64 + 0.001(PI) \quad (3-4) \quad (\text{برای } PI \text{ بین } 41 \text{ تا } 80)$$

برای رس‌های پیش‌تحکیم‌یافته داریم :

$$K_o \approx K_o(\text{عادی تحکیم‌یافته}) \sqrt{OCR} \quad (3-5)$$

$$OCR = \text{نسبت پیش‌تحکیمی}^2$$

برای خاک‌های ماسه‌ای شل، رابطه ۳-۱ نتایج رضایت‌بخشی به‌دست می‌دهد، لیکن برای ماسه متراکم، رابطه زیر به‌نتایج دقیق‌تری منجر می‌گردد:

$$K_o = (1 - \sin \varphi) + \left(\frac{\gamma_d}{\gamma_{d \min}} - 1 \right) 5/5 \quad (3-6)$$

که در آن :

$$\gamma_d = \text{وزن مخصوص در جای ماسه}$$

$$\gamma_{d(\min)} = \text{وزن مخصوص حداقل خشک ماسه}$$

در صورتی که سطح خاکریز زاویه β با افق بسازد (β وقتی مثبت است که شیب به سمت بالا باشد)، ضریب فشار سکون با رابطه زیر اصلاح می‌گردد:

$$K_{o\beta} = K_o (1 + \sin \beta) \quad (3-7)$$

1 - Brooker and Irland
2 - Over Consolidation Ratio

۴-۴-۳ ضریب فشار در حالت فعال

۴-۴-۳-۱ نظریه رانکین^۱

مطابق شکل ۴-۳ دیوار حایلی را در نظر بگیرید که تحت فشار جانبی دورانی به اندازه Δx به سمت جلو انجام داده است. در شکل ۴-۳-ب، دواير a و b ، دواير مور برای $\Delta x = 0$ و $\Delta x > 0$ می باشند. اگر Δx افزایش یابد، زمانی می رسد که دایره مور بر پوش گسیختگی مور - کولمب که طبق رابطه $s = c + \sigma \tan \phi$ تعریف می شود، مماس گردد. در این وضعیت دایره با حرف c نشان داده شده است. این دایره نشان دهنده شرایط گسیختگی در توده خاک است و فشار جانبی در این زمان مساوی σ_a می باشد. فشار افقی σ_a ، فشار فعال (اکتیو) رانکین نامیده می شود. در این حالت سطوح گسیختگی در خاک زاویه $(45 + \phi/2)$ با افق می سازند (شکل ۴-۳-الف). با استفاده از روابط تنش های اصلی می توان ثابت نمود :

$$\begin{aligned} p &= \sigma_a = \sigma_v \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) - 2c \tan \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \\ p &= \sigma_a = \sigma_v K_a - 2c \sqrt{K_a} \\ K_a &= \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \end{aligned} \quad (۸-۳)$$

K_a را ضریب فشار فعال طبق نظریه رانکین نامند.

برای خاک های $c-\phi$ ، تغییرات فشار جانبی، در شکل ۴-۳-پ، نشان داده شده است. در $z=0$ فشار قائم σ_v مساوی صفر و در $z=H$ فشار قائم $\sigma_v = \gamma H$ می باشد. توزیع فشار فعال نشان می دهد که در $z=0$ فشار فعال مساوی $-2c\sqrt{K_a}$ می باشد که کششی است. این تنش کششی با عمق کاهش می یابد و در عمق $z = z_c$ مساوی صفر می شود.

$$z_c = \frac{2c}{\gamma \sqrt{K_a}}$$

در خاک های دانه ای ($c=0$)، عبارت دوم رابطه σ_a وجود ندارد و تغییرات فشار جانبی در ارتفاع خطی بوده و از صفر به مقدار حداکثر می رسد.

۴-۴-۳-۲ نظریه کولمب

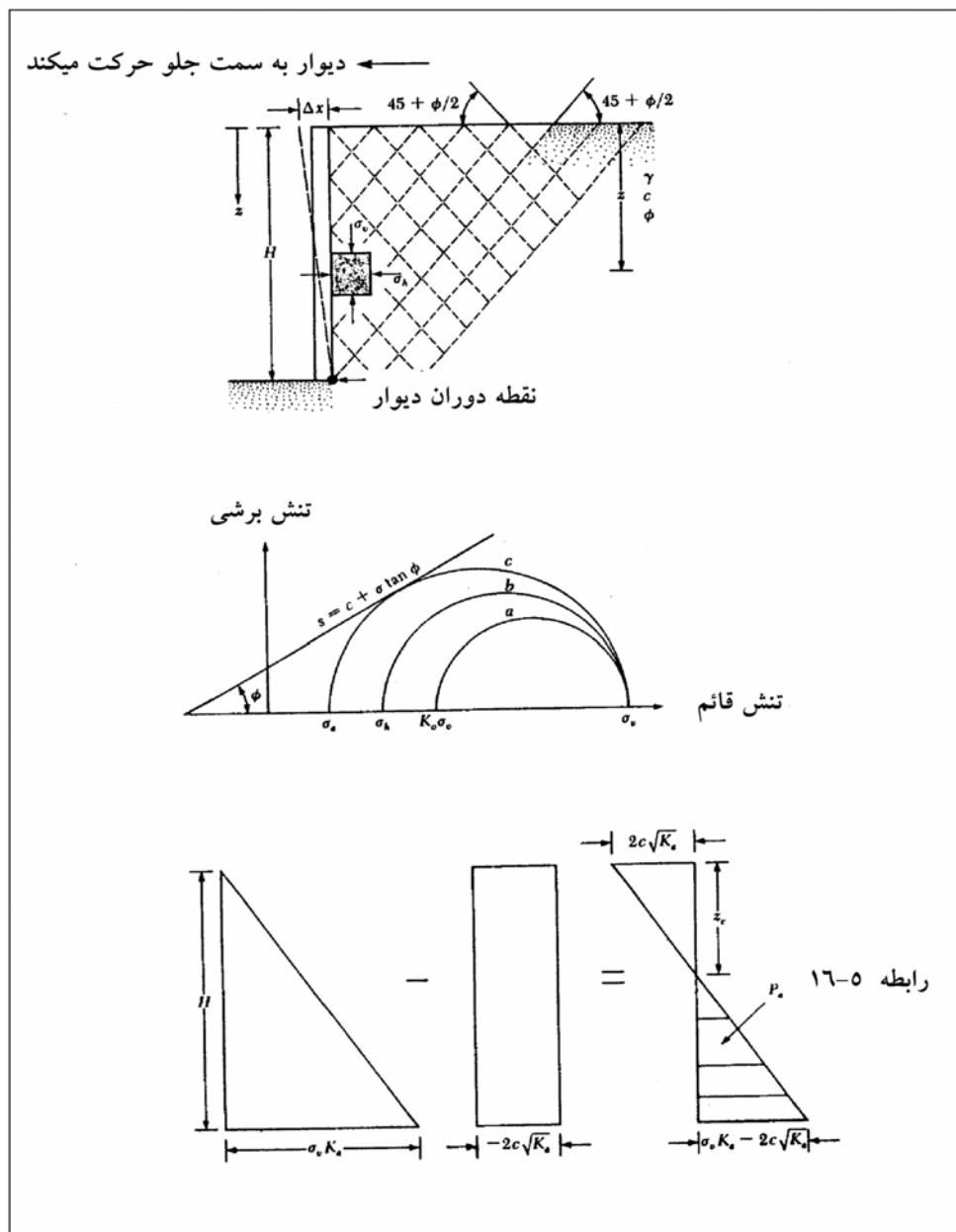
شکل ۴-۳-۵ حالت عمومی خاکریز دانه ای ($c=0$) و دیوار حایل را نشان می دهد. با دوران کافی دیوار به سمت جلو، فشار جانبی فعال به وجود می آید که ضریب فشار جانبی با اعمال معادلات تعادل بر گوه شکست به صورت زیر درمی آید :

$$K_a = \frac{\sin^2(\beta + \phi)}{\sin^2 \beta \sin(\beta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \alpha)}{\sin(\beta - \delta) \sin(\beta + \alpha)}} \right]^2} \quad (۹-۳)$$

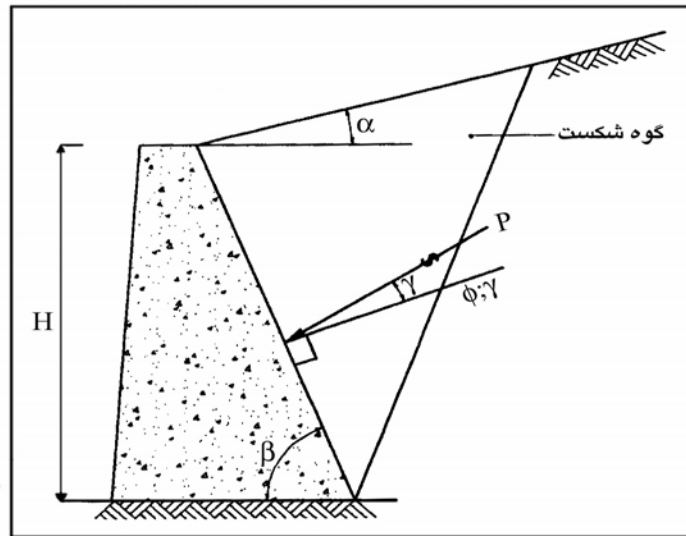
ϕ = زاویه اصطکاک داخلی خاک

تمام پارامترهای رابطه فوق در شکل تعریف شده‌اند. δ نیز زاویه اصطکاک بین خاک و دیوار است. در صورتی که اصطکاک دیوار ناچیز باشد، $\delta=0$ ، رابطه ۳-۸ به صورت زیر درمی‌آید:

$$K_a = \frac{\sin^2(\beta + \phi)}{\sin^3 \beta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin \phi \sin(\phi - \alpha)}{\sin \beta \sin(\beta + \alpha)}} \right]^2} \quad (۱۰-۳)$$



شکل ۳-۴- فشار جانبی - نظریه رانکین

$$K_a = \frac{\cos^2 \varphi}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi \sin(\varphi - \alpha)}{\cos \alpha}}\right]^2} \quad (11-3)$$


در صورتی که $\beta = 90^\circ$ ، $\delta = 0^\circ$ و $\alpha = 0^\circ$ باشد، رابطه ضریب فشار جانبی در ساده‌ترین حالت به صورت زیر درمی آید:

$$K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \tan^2(45^\circ - \frac{\phi}{2}) \quad (11-3)$$

توجه:

$$\varphi_r = \tan^{-1} \left(\frac{2}{3} \tan \varphi \right), c_r = \frac{2}{3} c$$

نتایج حاصل نزدیک به ضرایب فشار سکون خواهد شد. این توصیه می‌تواند محاسبات مربوط به فشار سکون را به تمام حالاتی که نظریه کولمب و رانکین تعریف شده است، تعمیم دهد.

۳-۴-۵ ضریب فشار جانبی در حالت مقاوم

۳-۴-۵-۱ نظریه رانکین

در صورتی که دیوار مطابق شکل ۳-۱-ب، به مقدار Δx به سمت خاک حرکت نماید، حالت فشار جانبی مقاوم به وجود آمده و فشار مقاوم جانبی مطابق رابطه زیر درمی‌آید:

$$\begin{aligned}\sigma_p &= \sigma_v \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2}\right) + 2c \tan \left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \\ &= \sigma_v K_p + 2c \sqrt{K_p} \\ K_p &= \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2}\right) = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}\end{aligned}\quad (3-12)$$

K_p ضریب فشار مقاوم رانکین می‌باشد.

۳-۴-۵-۲ نظریه کولمب

طبق نظریه کولمب برای دیواری با هندسه شکل ۳-۵، رابطه فشار مقاوم کولمب به صورت زیر درمی‌آید:

$$K_p = \frac{\sin^2 (\beta - \phi)}{\sin^2 \beta \cdot \sin (\beta + \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin (\phi + \delta) \sin (\phi + \alpha)}{\sin (\beta + \delta) \sin (\beta + \alpha)}} \right]^2}\quad (3-13)$$

۳-۵ فشار آب زیرزمینی

در صورت وجود آب زیرزمینی، فشار جانبی آب باید علاوه بر فشار جانبی خاک، در محاسبات پایداری و سازه‌های دیوار منظور شود. با ظهور آب زیرزمینی، از وزن مخصوص غوطه‌ور خاک در محاسبات فشار جانبی استفاده می‌شود.

$$\gamma_b = \gamma_s - \gamma_w$$

$$\gamma_b = \text{وزن مخصوص غوطه‌ور}$$

$$\gamma_s = \text{وزن مخصوص خاک}$$

$$\gamma_w = \text{وزن مخصوص آب}$$

۶-۳ فشار برخاست^۱ (فشار برکنش)

در صورت وجود آب زیرزمینی، فشار رو به بالای آب (فشار برخاست)، باید در محاسبات پایداری و سازه‌ای دیوار منظور شود. مقدار فشار برخاست وارد بر هر درز افقی ناشی از ماند آب درازمدت در پشت یا جلوی دیوار، برحسب نفوذپذیری دیوار یا درز، معادل ۵۰ تا ۱۰۰ درصد فشار هیدرواستاتیک مؤثر بر دو وجه دیوار در نظر گرفته می‌شود. برای تعیین فشار برخاست بر شالوده باید از روش شبکه جریان، روش خزشی و یا روش اجزای محدود استفاده نمود. در صورت وجود هرگونه ابهام، فشار برخاست باید مساوی ۱۰۰ درصد فشار هیدرواستاتیک منظور گردد.

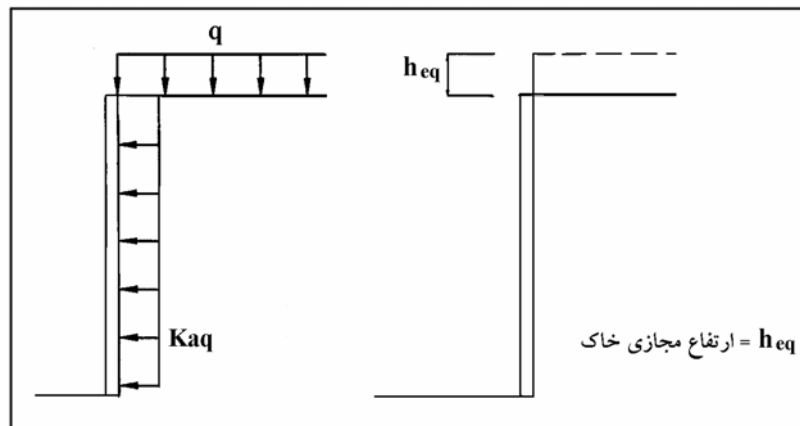
۷-۳ فشار جانبی به علت سربار

۱-۷-۳ سربار گسترده یکنواخت

اگر مطابق شکل ۶-۳ سربار گسترده‌ای به شدت q روی خاکریز دیوار قرار داشته باشد، تولید فشار جانبی معادل $K_a q$ در پشت دیوار می‌نماید. این فشار را می‌توان با ارتفاع مجازی خاک h_{eq} جایگزین نمود.

(۱۴-۳)

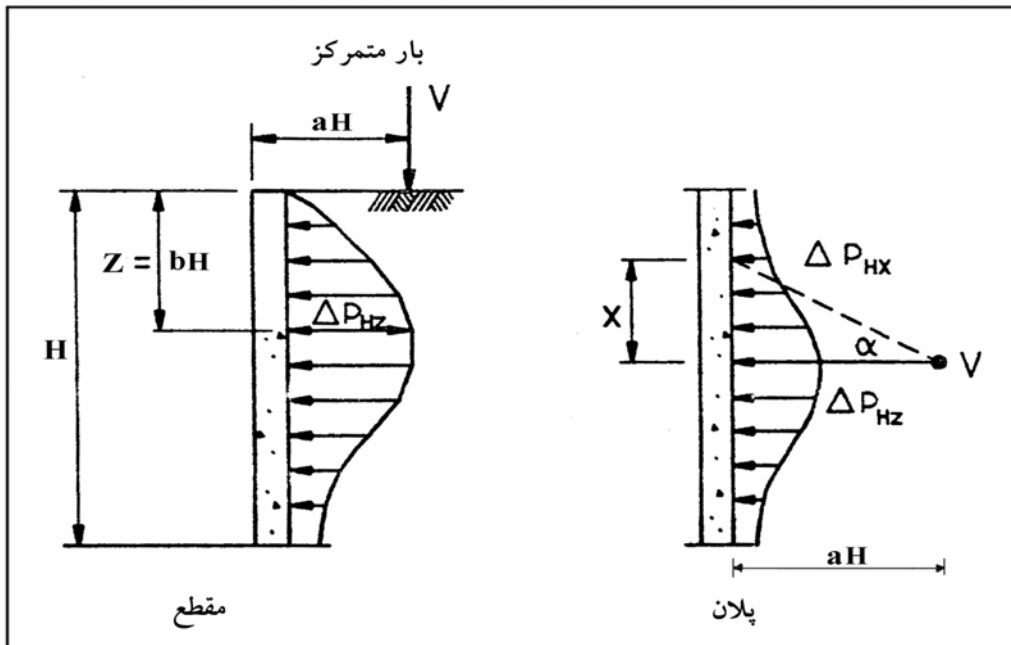
$$h_{eq} = \frac{q}{\gamma}$$



شکل ۶-۳ - فشار یکنواخت مؤثر روی خاکریز دیوار حایل

۲-۷-۳ بار نقطه‌ای

با استفاده از تحلیل الاستیک، افزایش فشار به علت تأثیر بار متمرکز، مطابق شکل ۷-۳ می‌باشد.



شکل ۳-۷- افزایش فشار جانبی به علت تأثیر بار متمرکز

توزیع در مقطع قائم :

$$\sigma_{Hz} = \left(\frac{1/77V}{H^2} \right) \left(\frac{a^2 b^2}{(a^2 + b^2)^3} \right) \quad \text{برای} \quad a > 0/4$$

$$\sigma_{Hz} = \left(\frac{0/28V}{H^2} \right) \left(\frac{b^2}{(0/16 + b^2)^3} \right) \quad \text{برای} \quad a \leq 0/4 \quad (15-3)$$

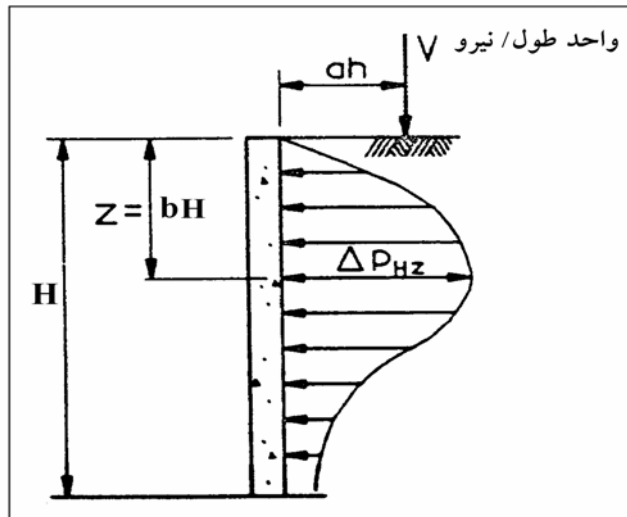
توزیع در پلان :

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{X}{aH} \right)$$

$$\sigma_{HX} = \sigma_{Hz} \cos^2(1/\alpha)$$

۳-۷-۳ بار خطی گسترده یکنواخت

با استفاده از تحلیل الاستیک، افزایش فشار جانبی به علت تأثیر بار گسترده خطی، مطابق شکل ۳-۸ می باشد.



$$\sigma_h = \left(\frac{4q}{\pi H} \right) \left(\frac{a^2 b}{(a^2 + b^2)^2} \right) \quad \text{برای} \quad a > 0.4 \quad (16-3)$$

$$\sigma_h = \left(\frac{q}{H} \right) \left(\frac{0.203 b}{(0.16 + b^2)^2} \right) \quad \text{برای} \quad a \leq 0.4$$

شکل ۳-۸- افزایش فشار جانبی به علت تأثیر بار خطی یکنواخت

۳-۷-۴ بار نواری

شکل ۳-۹ بار نواری یکنواخت به شدت q و عرض a' را که به فاصله b' از دیواری به ارتفاع H قرار دارد، نشان می‌دهد. بر پایه تئوری الاستیسیته، فشار افقی σ بر روی دیوار در عمق z ، از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$\sigma_h = \frac{2q}{H} (\beta - \sin \beta \cdot \cos 2\alpha) \quad (17-3)$$

کل نیروی جانبی P برای واحد طول دیوار و محل تأثیر آن (\bar{Z})، در مورد بار نواری به صورت زیر درمی‌آید:

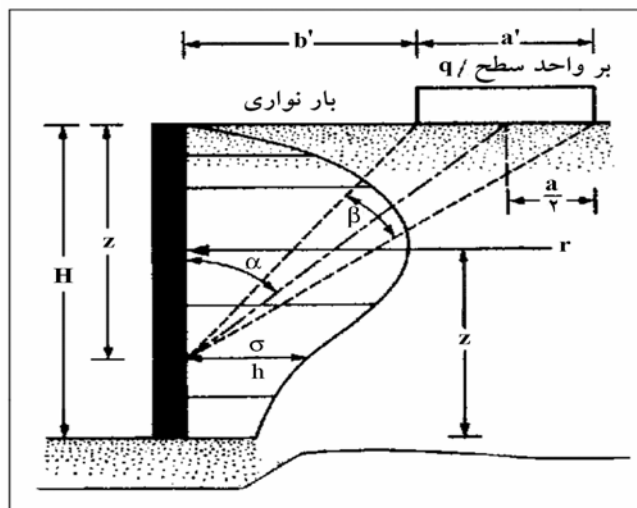
$$P = \frac{q}{90} [H(\theta_2 - \theta_1)] \quad (18-3)$$

$$\theta_1 = \tan^{-1} \left(\frac{b'}{H} \right), \theta_2 = \tan^{-1} \left(\frac{a' + b'}{H} \right) \quad (\text{بر حسب درجه})$$

$$\bar{Z} = \frac{H^2(\theta_2 - \theta_1) - (R - Q) + 57/30 a'H}{2H(\theta_2 - \theta_1)}$$

$$R = (a' + b')^2 (90 - \theta_2)$$

$$Q = b'^2 (90 - \theta_1)$$



شکل ۳-۹- افزایش فشار جانبی به علت تأثیر بار نواری

۳-۸ فشار برخورد امواج

وقتی موجی مستقیماً روی بدنه قائم سازه می‌شکند، نیروی ضربه‌ای دینامیکی روی سازه وارد می‌شود که حول تراز ایستایی عمل می‌نماید (شکل ۳-۱۰). توزیع فشار در دیوار از روابط زیر تعیین می‌گردد:

$$\eta^* = 0.75(1 + \cos \beta) H_{\max} \quad (۳-۱۹)$$

در رابطه (۳-۱۹) داریم:

β = زاویه جهت موج تابشی با خط عمود بر دیوار

H_{\max} = ارتفاع مرتفع‌ترین موج

$$H_{\max} = 1/8 H_s \quad (۳-۲۰)$$

$$H_s = 1/416 H_{\text{rms}}$$

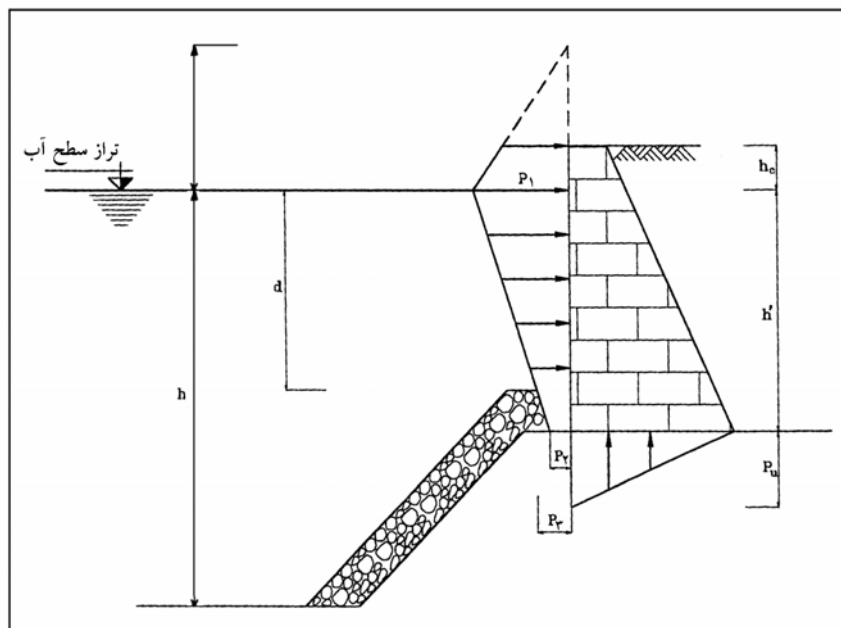
$$H_{\text{rms}} = \sqrt{\sum \frac{H_i^2}{N}} = 1/13 H_{\text{av}}$$

$$H_{\text{av}} = \frac{\sum H_i}{N}$$

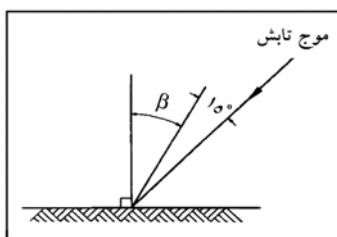
H_s = ارتفاع موج مؤثر

H_{rms} = جذر میانگین مربعات ارتفاع موج

H_i = ارتفاع N موج ثبت شده



شکل ۳-۱۰- توزیع فشار موج در حال شکست روی دیوار



شکل ۳-۱۱- زاویه تابش موج

فشار موج :

$$p_1 = \frac{1}{2} (1 + \cos \beta) (\alpha_1 + \alpha_2 \cos^2 \beta) \gamma H_{\max} \quad (۲۱-۳)$$

$$p_2 = \frac{p_1}{\cosh(2\pi h / L)} \quad (۲۲-۳)$$

$$p_3 = \alpha_3 p_1 \quad (۲۳-۳)$$

$$\alpha_1 = 0.6 + \frac{1}{2} \left[\frac{4\pi H / L}{\sinh(4\pi h / L)} \right]^2$$

$$\alpha_2 = \min \left[\frac{h_b - d}{3h_b} \left(\frac{H_{\max}}{d} \right)^2, \frac{2d}{H_{\max}} \right]$$

$$\alpha_3 = 1 - \frac{h'}{h} \left[1 - \frac{1}{\cosh(2\pi h / L)} \right]$$

γ = وزن مخصوص آب دریا (حدود $10/5 \text{ kN/m}^3$)

h_b = عمق آب در محلی به فاصله $5H_s$ از دیوار در سمت دریا

L = طول موج

مقدار فشار برکنش p_u برابر است با :

$$p_u = \frac{1}{2}(1 + \cos \beta) \alpha_1 \alpha_3 \gamma H_{\max} \quad (3-24)$$

۹-۳ نیروهای زلزله

در اثر وقوع زلزله، در دیوار حایل اضافه فشار خاک و در زمین‌های آبدار اضافه فشار خاک و آب به وجود می‌آید. مباحث مربوط به زلزله به فصل ۱۱ واگذار شده است.

فصل ۴

پایداری دیوارهای حایل

۱-۴ معرفی

این فصل اختصاص به تحلیل پایداری دیوارهای حایل، سیل‌بند و ساحلی دارد که در آن با توجه به نیروهای معرفی شده در فصل سوم، روش‌های تحلیل پایداری لغزشی و واژگونی و تعیین ظرفیت باربری زمین شرح داده می‌شود.

۲-۴ ترکیبات بارگذاری

در تحلیل پایداری دیوارهای حایل، سیل‌بند و ساحلی باید ترکیبات بارگذاری مطابق بندهای ۳-۴ تا ۵-۴ منظور شوند.

۳-۴ ترکیبات بارگذاری دیوارهای حایل

الف- حالت R1 - بارهای عادی

در این حالت خاک پشت دیوار تا تراز نهایی در نظر گرفته می‌شود. اگر سربار وجود داشته باشد، پایداری باید هم با اعمال سربار و هم بدون آن کنترل گردد. در صورت وجود هر نوع فشار جانبی یا برخاست (برکنش) به علت فشار آب، خاک پشت دیوار به دو صورت خشک و مستغرق با تراز آب در حالت بهره‌برداری در نظر گرفته می‌شود.

ب- حالت R2 - بارهای غیرعادی

این حالت بارگذاری شبیه حالت R1 می‌باشد. با این تفاوت که تراز آب در پشت دیوار در بالاترین سطح محتمل منظور می‌شود. همچنین در این حالت بارهای آبی نظیر باد شدید، سربار تجهیزات در حین اجرا و هر نوع سربار موقت در ترکیب بار در نظر گرفته می‌شوند.

پ- حالت R3 - بارگذاری زلزله

این حالت شامل حالت R1 به علاوه آثار مؤلفه‌های افقی و قائم شتاب زلزله در خاک، آب و دیوار می‌باشد. فشار برخاست مشابه حالت R1 است.

۴-۴ ترکیبات بارگذاری دیوارهای سیل‌بند

الف- حالت II - بارگذاری سیل طراحی

در این حالت خاک پشت دیوار تا تراز نهایی، سربار، تراز آب در سمت رودخانه تا تراز سیل طراحی^۱ (به اندازه ارتفاع آزاد^۲ پایینتر از بالای دیوار) در نظر گرفته می‌شود.

۱- سیل طراحی غالباً با دوره بازگشت ۵۰ تا ۱۰۰ ساله منظور می‌شود.

ب - حالت I2 - آب تا بالای دیوار

این حالت مشابه حالت I1 است جز اینکه تراز آب در سمت رودخانه تا بالای دیوار در نظر گرفته می‌شود.

پ- حالت I3 - بارگذاری زلزله

خاک پشت دیوار تا تراز نهایی و تراز آب سمت رودخانه در حالت عادی (غیرسیلابی)^۱، نیروی برخاست، و آثار مؤلفه‌های افقی و قائم شتاب زلزله در خاک، آب و سازه.

ت- حالت I4 - بارهای آبی (کوتاه‌مدت) حین اجرا

دیوار سیل‌بند تحت تأثیر بارهایی که در حین اجرا ممکن است وجود داشته باشند قرار می‌گیرد. این بارها باید کوتاه‌مدت باشند نظیر بادهای قوی و سربار تجهیزات اجرا. کنترل حالت فروکش ناگهانی سیلاب رودخانه^۲

۴-۵ ترکیبات بارگذاری دیوار ساحلی

الف- حالت C1 - بارگذاری آب ساکن

خاک پشت دیوار تا تراز نهایی و در سمت دریا تراز آب در وضعیت ساکن در نظر گرفته می‌شود (نیروی موج در نظر گرفته نمی‌شود). ضریب اطمینان باید در دو حالت خاک خشک، و خاک مستغرق (تراز آب زیرزمینی در حالت عادی) با فشار جانبی و برخاست آب زیرزمینی انجام گردد.

ب- حالت C2a - بارگذاری موج نشکسته

این حالت بارگذاری مشابه حالت C1 به علاوه نیروی موج نشکسته می‌باشد. در این حالت نیروی برخاست مشابه حالت C1 اعمال می‌شود.

پ- حالت C2b - بارگذاری موج در حال شکست

این حالت بارگذاری نیز مشابه حالت C1 ولی به همراه نیروی موج در حال شکست می‌باشد. در این حالت نیز تأثیر نیروهای برخاست مشابه حالت C1 اعمال می‌شود.

ت- حالت C2c - بارگذاری موج شکسته

این حالت بارگذاری نیز مشابه حالت C1 به همراه نیروی موج شکسته می‌باشد. در این حالت نیز نیروی برخاست، مشابه حالت C1 اعمال می‌شود.

۱- سیلاب با دوره بازگشت ۵ ساله

ث- حالت C3 - بارگذاری زلزله

خاک پشت دیوار در تراز نهایی، آب در تراز عادی (ساکن)، و نیروی برخاست نیز در صورت وجود اعمال می‌شود. آثار مؤلفه‌های افقی و قائم شتاب زلزله در خاک، آب، و سازه نیز در ترکیب بار منظور می‌شود.

ج- حالت C4 - بارهای کوتاه‌مدت (آنی) حین ساخت

دیوار ساحلی تحت تأثیر بارهایی که در زمان ساخت ممکن است وجود داشته باشند و به‌صورت آنی (کوتاه‌مدت) اثر نمایند، نظیر بادهای قوی و سربرابر تجهیزات ساخت، کنترل می‌گردد.

چ- حالت C5 - بارگذاری باد

خاک پشت دیوار در تراز نهایی آن می‌باشد، تراز آب در سمت دریا در تراز عادی و نیروی بادی به‌میزان ۲۵۰ کیلوگرم بر مترمربع بر سمت خشکی دیوار اعمال می‌شود.

۴-۶ ضوابط پایداری

در شکل (۱-۴) موده‌های ناپایداری دیوارهای حایل نشان داده شده است که سازه دیوار باید برای آنها کنترل گردد. ضوابط پایه برای پایداری دیوارهای حایل، سیل‌بند و ساحلی برای تمام شرایط بارگذاری به‌شرح زیر است :

الف - دیوار باید در مقابل لغزش پایه (شالوده) در داخل هریک از لایه‌های خاک یا سنگ زیر بستر ایمن باشد.

ب - دیوار باید در مقابل واژگونی نسبت به پایه خود ایمن باشد. و همچنین در دیوارهای وزنی این ایمنی باید نسبت به هر تراز افقی داخل دیوار تأمین گردد.

پ - دیوار باید در مقابل گسیختگی زمین بستر و نشست‌های نامتقارن بیش از حد شالوده ایمن باشد.

۴-۷ معیارهای پایداری

معیارهای پایداری دیوارهای حایل، سیل‌بند و ساحلی برای ترکیبات مختلف بارگذاری در جدول‌های ۱-۴ تا ۳-۴ ارائه شده است.

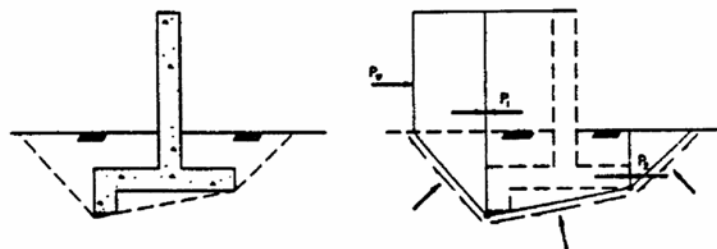
۴-۸ واژگونی

۴-۸-۱ محل برآیند بارها

برای محاسبه و کنترل واژگونی یک دیوار، همان‌گونه که در شکل ۲-۴ نشان داده شده است، باید تمام نیروهای وارده در نمودار آزاد دیوار نشان داده شوند. با لنگرگیری این نیروها نسبت به نقطه واژگونی O و جمع آنها، فاصله افقی محل اثر برآیند نیروها تا نقطه O محاسبه می‌شود.

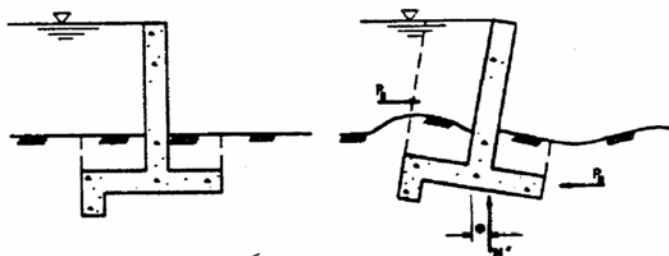
(۱-۴)

$$x_R = \frac{\text{مجموع لنگرها نسبت به نقطه O}}{\sum v}$$



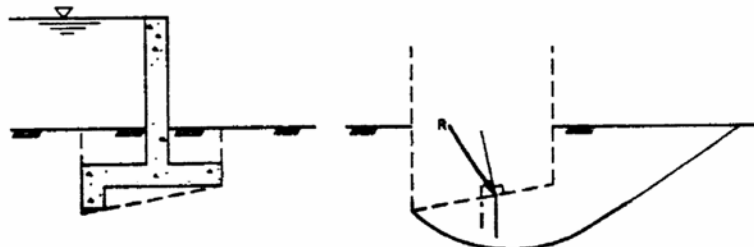
$$\text{ضریب ایمنی} = \frac{\text{مقاومت برشی قابل حصول}}{\text{مقاومت برشی لازم برای تعادل}}$$

الف - لغزش



ایمنی در مقابل واژگونی بر مبنای
محل تاثیر برآیند قابل کنترل است

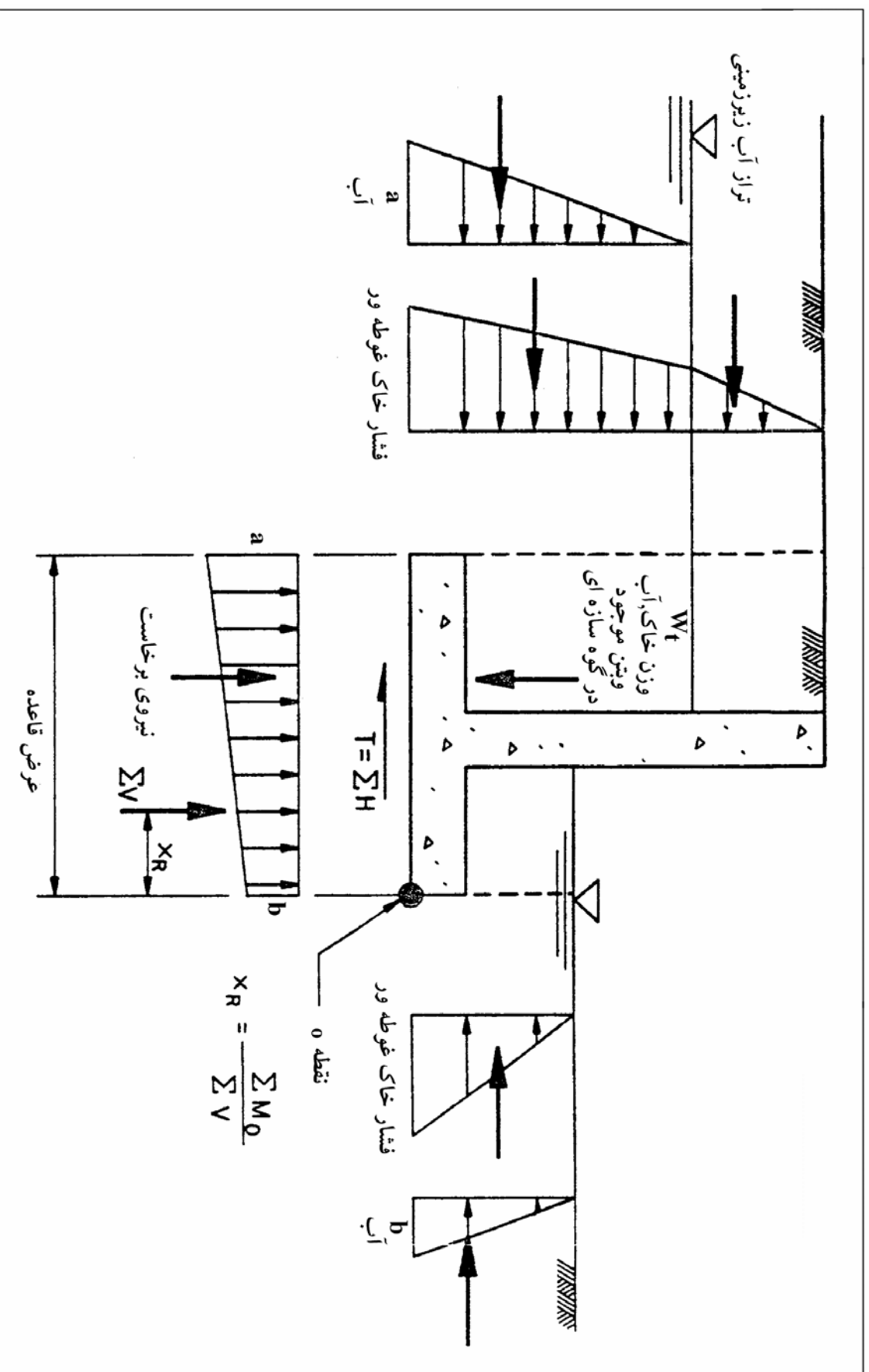
ب - وارگونی



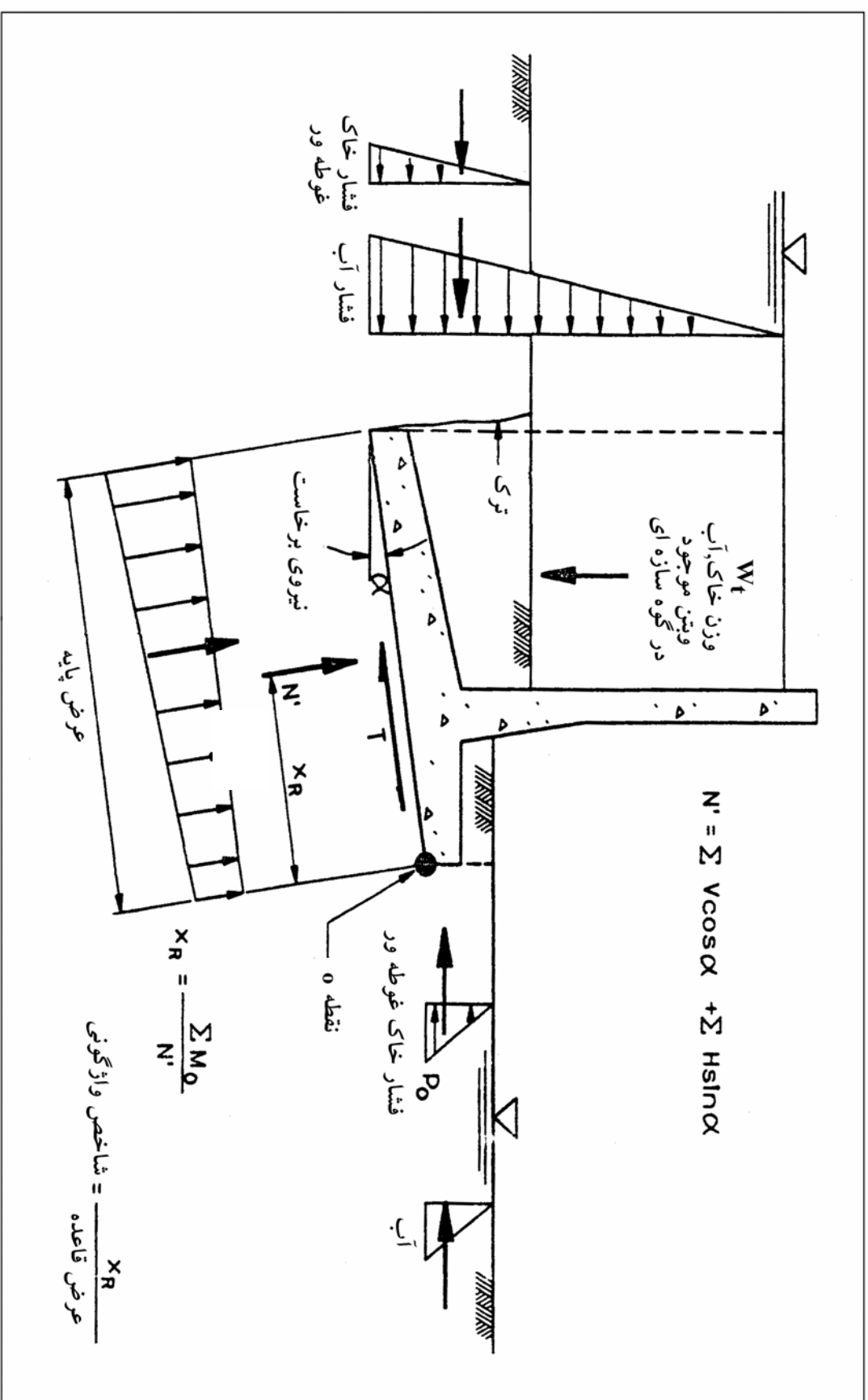
از نظریه های ظرفیت باربری برای بار
برون محور مایل استفاده نمایید

پ - ظرفیت باربری زمین

شکل ۴-۱- ضوابط پایداری برای دیوارهای حایل و سیل بند



شکل ۴-۲- نیروهای وارده برای تحلیل واژگونی دیوارها با پایه افقی



شکل ۴-۳ - نمودار آزاد و نیروهای وارده برای تحلیل واژگونی دیوارها با پایه شیبدار

$$\Sigma v = \text{جمع جبری نیروهای قائم}$$

$$X_R = \text{فاصله نقطه اثر برآیند تا نقطه واژگونی O}$$

با توجه به مقدار X_R ، شاخص واژگونی به صورت زیر تعریف می شود.

$$\text{شاخص واژگونی} = \frac{X_R}{\text{عرض افقی پایه}} \quad (2-4)$$

معادلات (۱-۴) و (۲-۴) برای دیواری با شالوده افقی، با و یا بدون زبانه برشی و همچنین دیواری با پایه شیبدار و همراه با زبانه برشی صادق است. در صورتی که پایه دیوار فقط شیبدار باشد (بدون زبانه) همان گونه که در شکل ۳-۴ نشان داده شده است مقدار X_R و شاخص واژگونی از روابط زیر محاسبه می شود؛

$$X_R = \frac{\text{مجموع لنگرها نسبت به نقطه O}}{N' \text{ (نیروی عمود بر پایه)}} \quad (3-4)$$

$$\text{شاخص واژگونی} = \frac{X_R}{\text{عرض شیبدار پایه}} \quad (4-4)$$

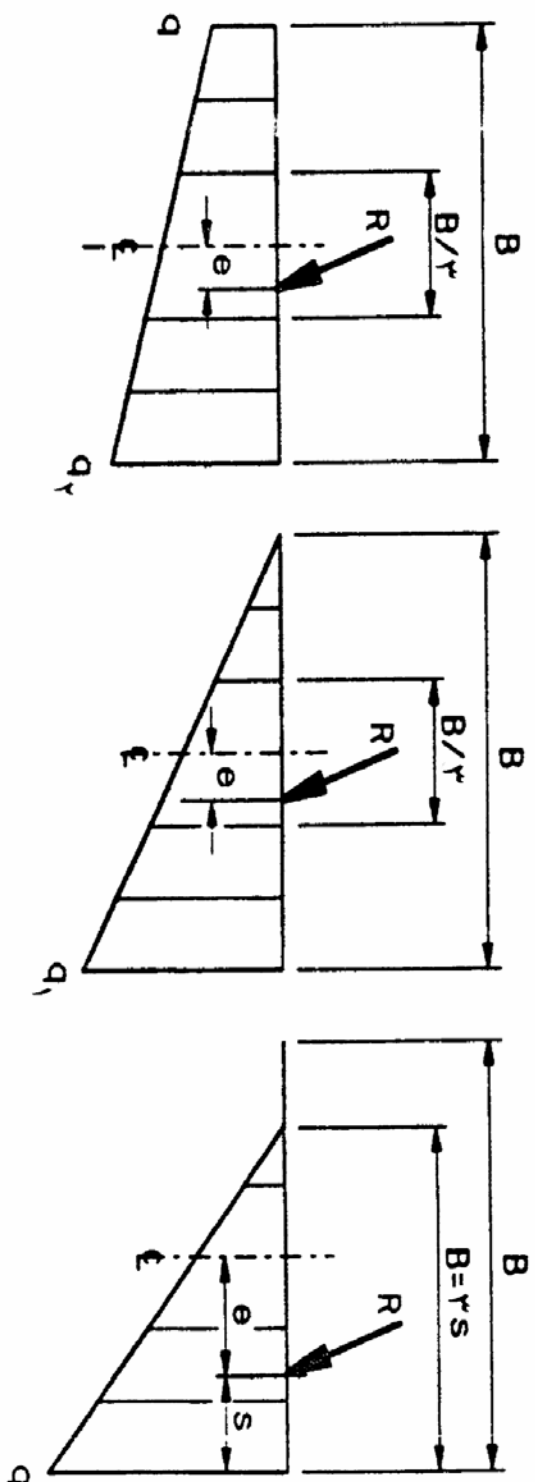
نسبت برآیند، بیانگر درصدی از عرض پایه است که تحت فشار قرار دارد (شکل ۴-۴).

۲-۸-۴ دیوار با زبانه برشگیر

برای انجام محاسبات پایداری واژگونی در دیوارهای دارای زبانه برشگیر، لازم است نیروهای مقاوم اعمالی بر زبانه و پایه مشخص شوند. از آنجایی که این نیروها نامعین هستند و نمی توان آنها را با روش های تعادل به دست آورد، فرضیات زیر برای انجام محاسبات پایداری واژگونی انجام می شود.

در دیواری با پایه افقی و زبانه برشگیر، مقاومت برشی پایه مساوی صفر در نظر گرفته می شود و نیروهای افقی بر زبانه برشی وارد می شوند که به وسیله معادلات تعادل محاسبه می شوند (شکل ۴-۵).

در دیواری با پایه شیبدار و زبانه برشگیر، همان گونه که در شکل ۴-۶ نشان داده شده است، نیروی مقاوم افقی مورد نیاز برای تأمین تعادل، بر تصویر قائم پایه و زبانه برشی اعمال می شود.



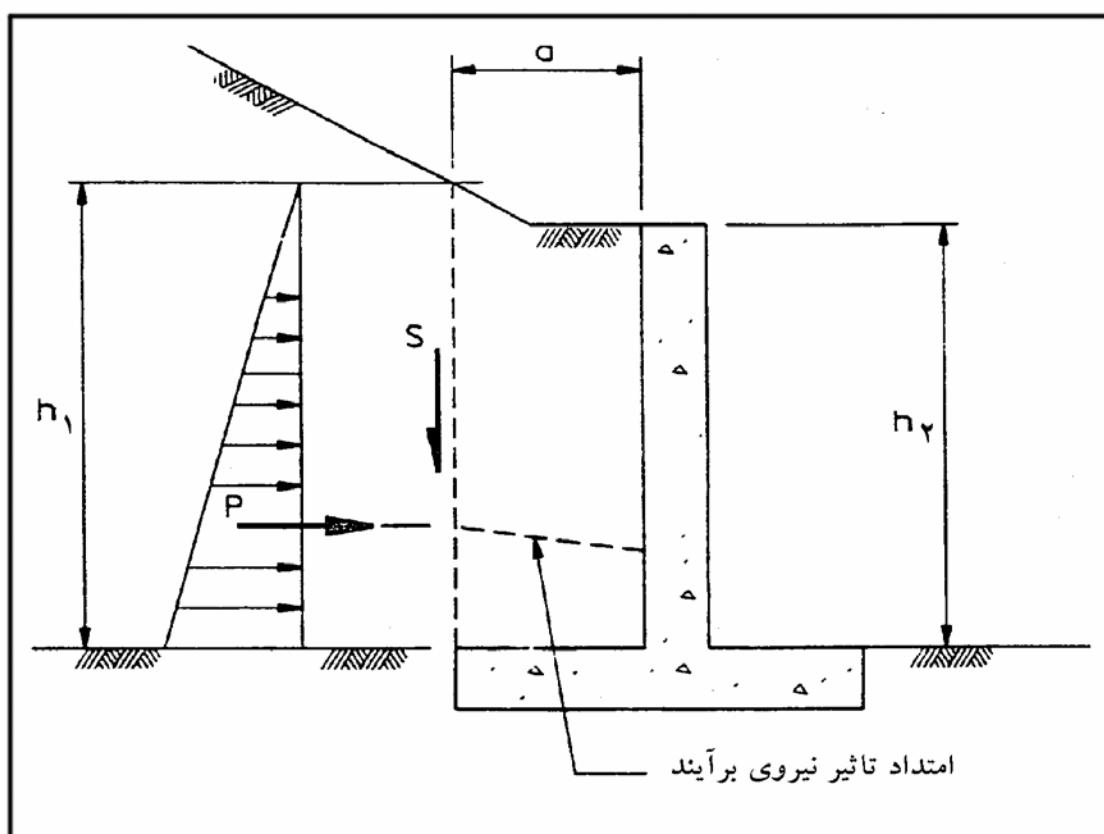
شکل ۴-۴- رابطه بین عرض پایه و عرض ناحیه فشاری و محل تأثیر برآیند

در همهٔ حالت‌ها، نیروی مقاوم را می‌توان با در نظر گرفتن فشار سکون خاک محاسبه کرد به شرطی که مصالح سمت مقاوم، مشخصات مقاومتی خود را با هر نوع تغییر احتمالی در میزان آب یا شرایط محیطی از دست نداده و در طول عمر دیوار در معرض فرسایش و یا حفاری قرار نگیرند.

قبل از انجام محاسبات پایداری واژگونی، ارتفاع زبانه برشی و عرض پایه باید از تحلیل پایداری لغزش مشخص شده باشند.

۴-۸-۳ دیوار با خاکریز شیبدار

در دیوار با خاکریز شیبدار با شیب رو به بالا، نیروی برشی رو به پایینی ایجاد می‌شود که به پایداری دیوار در مقابل واژگونی کمک می‌کند. مقدار این نیروی برشی که در شکل ۷-۴ نشان داده شده است، به قدر کافی بزرگ است تا اثر واژگونی اضافه فشار افقی ناشی از گوهٔ مثلثی واقع در بالای سطح افقی خاکریز را جبران نماید. برای کاهش اثر فشار جانبی می‌توان از پله (برم) در شیب خاکریز استفاده نمود.



شکل ۷-۴- نیروی برشی برای خاکریزی شیبدار

۴-۸-۴ برخاست در دیوارهای دارای زبانه برشگیر

در دیوارها با زبانه برشی، طول خزش برای آب زیرزمینی را می‌توان مساوی عرض پایه و محیط زبانه برشی در نظر گرفت. وجود ناحیه بدون فشار، تأثیری روی طول خزش ندارد.

۹-۴ معیار پایداری واژگونی

ضوابط پایداری واژگونی در جدول‌های ۴-۱ تا ۴-۳ به صورت حداقل درصد محدوده تحت فشار پایه ارائه شده است. در شکل ۴-۴ نیز رابطه بین درصد محدوده تحت فشار پایه و محل برآیند ارائه شده است.

جدول ۴-۱ - ضوابط پایداری دیوار حایل

ترکیب بار	شرایط بارگذاری	ضریب ایمنی لغزش	آزمایش مقاومت برشی موردنیاز		ضابطه واژگونی حداقل سطح پایه تحت فشار		حداقل ضریب ایمنی ظرفیت باربری
			بستر خاکی	بستر سنگی ^۳	بستر خاکی	بستر سنگی	
R _۱	عادی	۱/۵	Q و یا S ^۱	برش مستقیم	۱۰۰٪	۷۵٪	۳
R _۲	غیرعادی	۱/۳۳	Q و یا S ^۱	برش مستقیم	۷۵٪	۵۰٪	۲
R _۳	زلزله	۱/۱	Q	برش مستقیم	محل برآینددر محدوده پایه	محل برآینددر محدوده پایه	>۱

تذکرات:

- ۱- وقتی که خاک زیر شالوده با توان زهکشی کم باشد (با ضریب نفوذپذیری کوچکتر از 10^{-3} cm/s)، تحلیل برای مقاومت‌های S و Q انجام می‌شود و طراحی برای بدترین حالت انجام می‌گردد. برای خاک زیر شالوده با زهکشی آزاد (با ضریب نفوذپذیری بزرگتر از 10^{-3} cm/s)، تحلیل فقط برای مقاومت S انجام می‌شود.
- ۲- برای بارهای در حین اجرا در حالت‌های R_۱ و R_۲ وقتی که افزایش فشار آب منفذی وجود دارد از پارامترهای مقاومتی Q و وقتی که فشار آب منفذی وجود ندارد از پارامترهای مقاومتی S استفاده می‌شود.
- ۳- تحلیل لغزشی دیوار حایل متکی بر سنگ براساس مقاومت اصطکاکی ($\tan \phi$) بتن با سنگ یا سنگ با سنگ انجام می‌شود. مقدار مقاومت فوق از آزمایش‌های برش مستقیم بر روی نمونه‌های بتن بر روی سنگ یا سنگ بر روی سنگ و یا از آزمایش‌های برش مستقیم بر روی سنگ طبیعی با لایه‌بندی مشابه وضعیت زیر دیوار به دست می‌آید.
- ۴- در صورت کوچکتر بودن نسبت پایه تحت فشار از مقادیر حداقل فوق، به شرط تأمین ایمنی کافی در برابر نشست‌های نامتقارن غیرقابل قبول و گسیختگی باربری می‌توان آن را قابل قبول دانست.

جدول ۴-۲- ضوابط پایداری دیوار سیل‌بند

ترکیب بار	شرایط بارگذاری	ضریب ایمنی لغزش (Fs)	آزمایش مقاومت برشی موردنیاز		ضابطه واژگونی حداقل سطح پایه تحت فشار		حداقل ضریب ایمنی ظرفیت باربری
			بستر خاکی	بستر سنگی ^۳	بستر خاکی	بستر سنگی	
I _۱	سیل طراحی	۱/۵	Q و یا S ^۱	برش مستقیم	۴٪۱۰۰	۴٪۷۵	۳
I _۲	آب تا بالای دیوار	۱/۳۳	Q و یا S ^۱	برش مستقیم	۴٪۷۵	۴٪۵۰	۲
I _۳	زلزله	۱/۱	Q	برش مستقیم	محل برآینددر محدوده پایه	محل برآینددر محدوده پایه	>۱
I _۴	اجرا	۱/۳۳	Q و یا S ^۱	برش مستقیم	۴٪۷۵	۴٪۵۰	۲

تذکرات:

- ۱- وقتی که خاک زیر شالوده با توان زهکشی کم باشد (ضریب نفوذپذیری کوچکتر از 10^{-3} cm/s)، تحلیل برای مقاومت‌های Q و S انجام می‌شود و طراحی برای بدترین حالت انجام می‌گیرد. برای خاک زیر شالوده با زهکشی آزاد (ضریب نفوذپذیری بزرگتر از 10^{-3} cm/s) تحلیل فقط برای مقاومت‌های S انجام می‌گیرد.
- ۲- برای بارهای اجرایی هنگامی که افزایش فشار آب منفذی وجود داشته باشد از پارامترهای مقاومتی Q و وقتی که وجود نداشته باشد از پارامترهای مقاومتی S استفاده می‌شود.
- ۳- تحلیل لغزشی دیوار حایل متکی بر سنگ براساس مقاومت اصطکاکی ($\tan \phi$) بتن با سنگ، یا سنگ با سنگ انجام می‌شود. مقدار مقاومت فوق از آزمایش‌های برش مستقیم بر روی نمونه‌های بتن بر روی سنگ یا سنگ بر روی سنگ و یا آزمایش‌های برش مستقیم بر روی سنگ طبیعی با لایه‌بندی مشابه وضعیت زیر دیوار به‌دست می‌آید.
- ۴- در صورت کوچکتر بودن نسبت پایه تحت فشار از مقادیر حداقل فوق، به‌شرط تأمین ایمنی کافی در برابر نشست‌های نامتقارن غیرقابل قبول و گسیختگی باربری، می‌توان آن را قابل قبول دانست.

جدول ۴-۳- ضوابط پایداری دیوارهای ساحلی

ترکیب بارگذاری	شرایط بارگذاری	ضریب ایمنی لغزش	آزمایش مقاومت برشی موردنیاز		ضابطه واژگونی، حداقل سطح پایه تحت فشار		حداقل ضریب ایمنی ظرفیت باربری
			بستر خاکی	بستر سنگی ^۳	بستر خاکی	بستر سنگی	
C1	دریای ساکن	۱/۵	Q و یا S ^۱	برش مستقیم	۱۰۰٪ ^۵	۷۵٪ ^۵	۳
C2	موج						
C2a	نشکسته	۱/۳۳	Q و یا S ^۱	برش مستقیم	۷۵٪ ^۵	۵۰٪ ^۵	۲
C2b	در حال شکست	۱/۲۵	Q ^۴	برش مستقیم	۶۰٪ ^۵	۴۰٪ ^۵	۱/۵
C2c	شکسته	۱/۳۳	Q ^۴	برش مستقیم	۷۵٪ ^۵	۵۰٪ ^۵	۲
C3	زلزله	۱/۱	Q	برش مستقیم	برآیند در محدوده پایه	برآیند در محدوده پایه	>۱
C4	اجرا	۱/۳۳	Q و یا S ^۲	برش مستقیم	۷۵٪ ^۵	۵۰٪ ^۵	۲
C5	باد	۱/۳۳	Q و یا S ^۲	برش مستقیم	۷۵٪ ^۵	۵۰٪ ^۵	۲

تذکرات:

- ۱- وقتی که خاک زیر شالوده با توان زهکشی کم باشد (ضریب نفوذپذیری کوچکتر از 10^{-3} cm/s)، تحلیل برای مقاومت‌های Q و S انجام می‌شود و طراحی برای بدترین حالت انجام می‌گیرد. برای خاک زیر شالوده با زهکشی آزاد (ضریب نفوذپذیری بزرگتر از 10^{-3} cm/s) تحلیل تنها برای مقاومت‌های S انجام می‌گیرد.
- ۲- برای بارهای اجرایی هنگامی که افزایش فشار آب منفذی وجود داشته باشد از پارامترهای مقاومتی Q و وقتی که وجود نداشته باشد از پارامترهای مقاومتی S استفاده می‌شود.
- ۳- تحلیل لغزشی دیوار حایل متکی بر سنگ براساس مقاومت اصطکاکی ($\tan \phi$) بتن با سنگ، یا سنگ با سنگ انجام می‌شود. مقدار مقاومت فوق از آزمایش‌های برش مستقیم بر روی نمونه‌های بتن بر روی سنگ یا سنگ بر روی سنگ و یا آزمایش‌های برش مستقیم بر روی سنگ طبیعی با لایه‌بندی مشابه وضعیت زیر دیوار به‌دست می‌آید.
- ۴- وقتی که خاک زیر شالوده با توان زهکشی کم باشد (ضریب نفوذپذیری کوچکتر از 10^{-3} mls)، تحلیل برای مقاومت Q انجام می‌شود. برای خاک‌ریز شالوده با زهکشی آزاد (ضریب نفوذپذیری مساوی یا بیشتر از 10^{-3} mls) تحلیل، تنها برای مقاومت‌های S انجام می‌شود.
- ۵- در صورت کوچکتر بودن نسبت پایه تحت فشار از مقادیر حداقل فوق، به‌شرط تأمین ایمنی کافی در برابر نشست‌های نامتقارن غیرقابل قبول و گسیختگی باربری، می‌توان آن را قابل قبول دانست.

۴-۱۰ تحلیل پایداری لغزشی

۴-۱۰-۱ کلیات

هدف از انجام تحلیل پایداری لغزشی، تعیین ایمنی سازه در مقابل پتانسیل گسیختگی ناشی از تغییر مکان‌های افقی بیش از حد می‌باشد. ضریب ایمنی در مقابل لغزش را می‌توان با تعیین نسبت نیروهای برشی وارده، به نیروهای برشی مقاوم در امتداد یک سطح گسیختگی فرضی، بررسی نمود. گسیختگی لغزشی وقتی که نسبت نیروهای برشی وارده به نیروهای برشی مقاوم کوچکتر از ۱ باشد، منتفی خواهد بود.

۴-۱۰-۲ مدل تحلیل صفحه گسیختگی

در تعیین مدل تحلیلی صفحه گسیختگی عوامل زیر باید مورد توجه قرار گیرد:

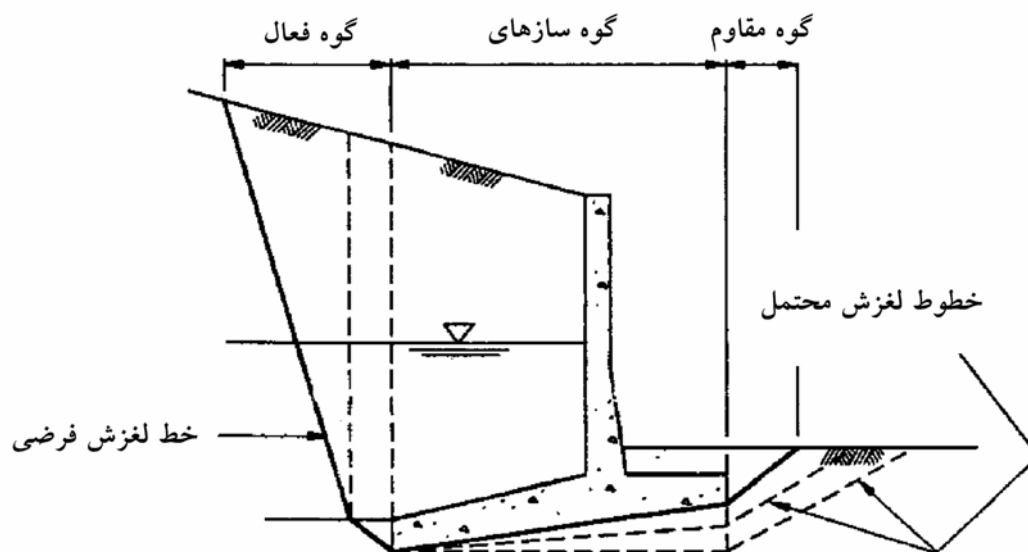
الف - شکل سطح گسیختگی بسته به یکنواختی و یکسانی مصالح خاکریز و زیر شالوده متغیر می‌باشد. سطح گسیختگی را می‌توان به صورت هر نوع ترکیبی از سطوح خمیده و صفحه‌ای در نظر گرفت، لیکن برای ساده‌سازی و سهولت، همه سطوح گسیختگی به صورت صفحه‌ای در نظر گرفته می‌شوند (شکل ۴-۸).

ب - به جز در حالت‌های بسیار ساده، بیشتر مسائل عملی پایداری لغزش که مهندسين با آن مواجه هستند، از لحاظ استاتیکی نامعین می‌باشد. برای تبدیل مسئله نامعین فوق به یک مسئله معین استاتیکی، با تقسیم کل سیستم به تعدادی گوه صلب که تعادل لنگر نیروهای موجود بین گوه‌ها در هر امتداد دلخواه برقرار باشد و از نیروهای اصطکاک بین گوه‌ها صرف‌نظر شود مسئله ساده می‌شود.

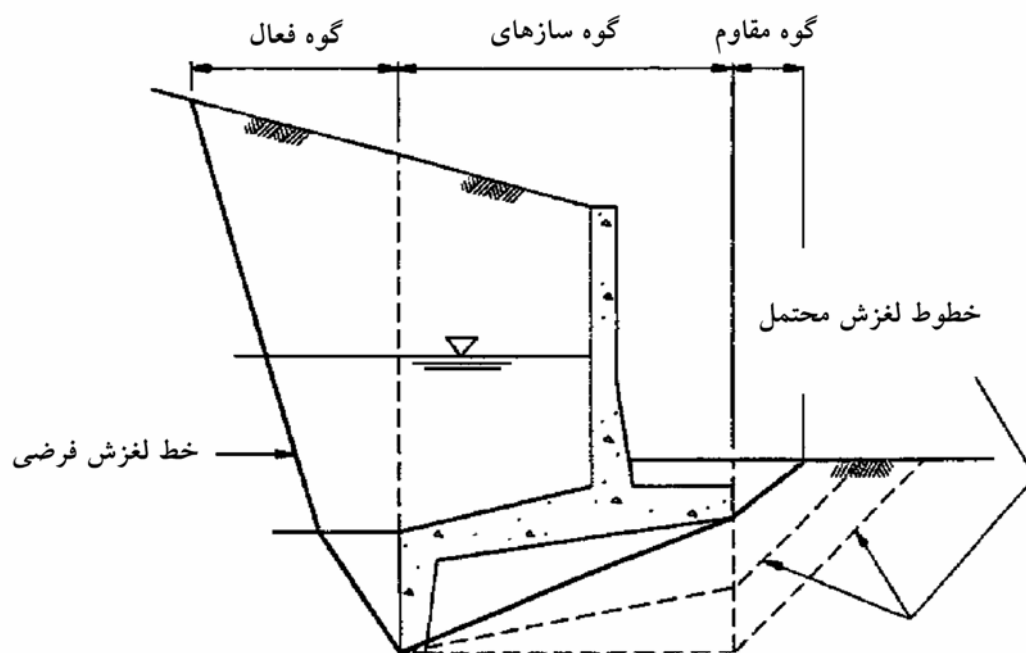
پ - در شکل ۴-۸ نحوه تقسیم سطوح گسیختگی به گوه‌ها نشان داده شده است. پایین گوه می‌تواند دربرگیرنده بخشی از سطح گسیختگی عبورکننده از یک لایه خاک و یا پایه سازه باشد. سطح تماس بین دو گوه به صورت صفحه قائم در نظر گرفته می‌شود که از محل تقاطع دو گوه آغاز شده و تا سطح خاک ادامه می‌یابد. پایین گوه، سطوح تماس قائم در هر طرف گوه و سطح خاک بین سطوح قائم تماس به عنوان مرزهای هر گوه تعریف می‌شود.

ت - در تحلیل لغزش، دیوار (حایل یا سیل‌بند) و خاک در تماس با آن (احاطه‌کننده) به صورت مجموعه‌ای از گوه‌ها در نظر گرفته می‌شود (شکل ۴-۸). سیستم خاک - سازه به یک یا چند گوه (یک گوه سازه‌ای و یک یا چند گوه مقاوم) تقسیم می‌شود.

ث - با توجه به شرایط ژئوتکنیکی و زمین‌شناسی مصالح زیر شالوده، موقعیت تمام سطح گسیختگی یا بخش‌هایی از آن را می‌توان مشخص نمود. شیب سطوح گسیختگی یا محل شروع این سطوح باید با توجه به شرایط محلی تدقیق شوند. شرایطی که موقعیت سطوح گسیختگی را مشخص می‌نماید، بستگی به لایه‌بندی بستر یا درزه‌ها در بستر سنگی دارد.



الف - صفحات گسیختگی در دیوار بدون زبانه برشگیر



ب - صفحه گسیختگی در دیوار با زبانه برشگیر

شکل ۴-۸- سیستم کلی سازه - خاک با صفحات گسیختگی فرضی

۴-۱۰-۳ صفحه گسیختگی بحرانی

با استفاده از سعی و خطا می‌توان صفحه گسیختگی بحرانی را تعیین نمود. برای ضریب ایمنی مشخص، شیب پایه هر گوه برای حصول حداکثر نیروی محرک در گوه محرک یا حداقل نیروی مقاوم در گوه مقاوم تغییر داده می‌شود. مقدار ضریب ایمنی در نظر گرفته شده، در شیب بحرانی پایه گوه فرضی مؤثر می‌باشد. ضریب ایمنی آنقدر تغییر می‌یابد تا سطح لغزشی ایجاد گردد که تعادل را برقرار می‌نماید. صفحه گسیختگی که با این روش به دست می‌آید، صفحه گسیختگی با حداقل ضریب ایمنی است که به آن صفحه گسیختگی بحرانی گویند.

چندین شیب پایه برای گوه سازه‌ای باید در نظر گرفت تا صفحه گسیختگی بحرانی با حداقل ضریب ایمنی به دست آید (شکل ۴-۸).

۴-۱۱ ضریب ایمنی لغزش

برای تخمین و تعیین پایداری در مقابل لغزش، تحلیل تعادل حدی به کار گرفته می‌شود. در این تحلیل ضریب ایمنی بر پارامترهای مقاومتی مصالح که بر پایداری لغزشی مؤثر می‌باشند اعمال می‌شود. ضریب ایمنی به نحوی اعمال می‌گردد که تعادل نیروهای وارد بر گوه‌های خاک و سازه برقرار باشد. از آنجایی که پارامترهای مقاومتی بر جای سنگ و خاک کاملاً دقیق نمی‌باشند، نقش ضریب ایمنی بهبود عدم قطعیت‌های موجود در مقادیر مشخص شده می‌باشد. به عبارت دیگر ضریب ایمنی نشان‌دهنده اختلاف بین مقاومت برشی واقعی و مقاومت برشی در نظر گرفته شده برای تحلیل است. تعادل حدی هنگامی برقرار است که در امتداد سطح گسیختگی، تنش‌های برشی وارده با حداکثر مقاومت برشی مساوی باشند.

بنابراین یک سازه هنگامی در مقابل لغزش در امتداد یک سطح مستعد گسیختگی پایدار است که تنش‌های برشی وارده کمتر از مقاومت برشی قابل حصول باشند. نسبت مقاومت برشی به تنش برشی وارده در امتداد سطح مستعد گسیختگی، ضریب ایمنی (FS) تعریف می‌گردد.

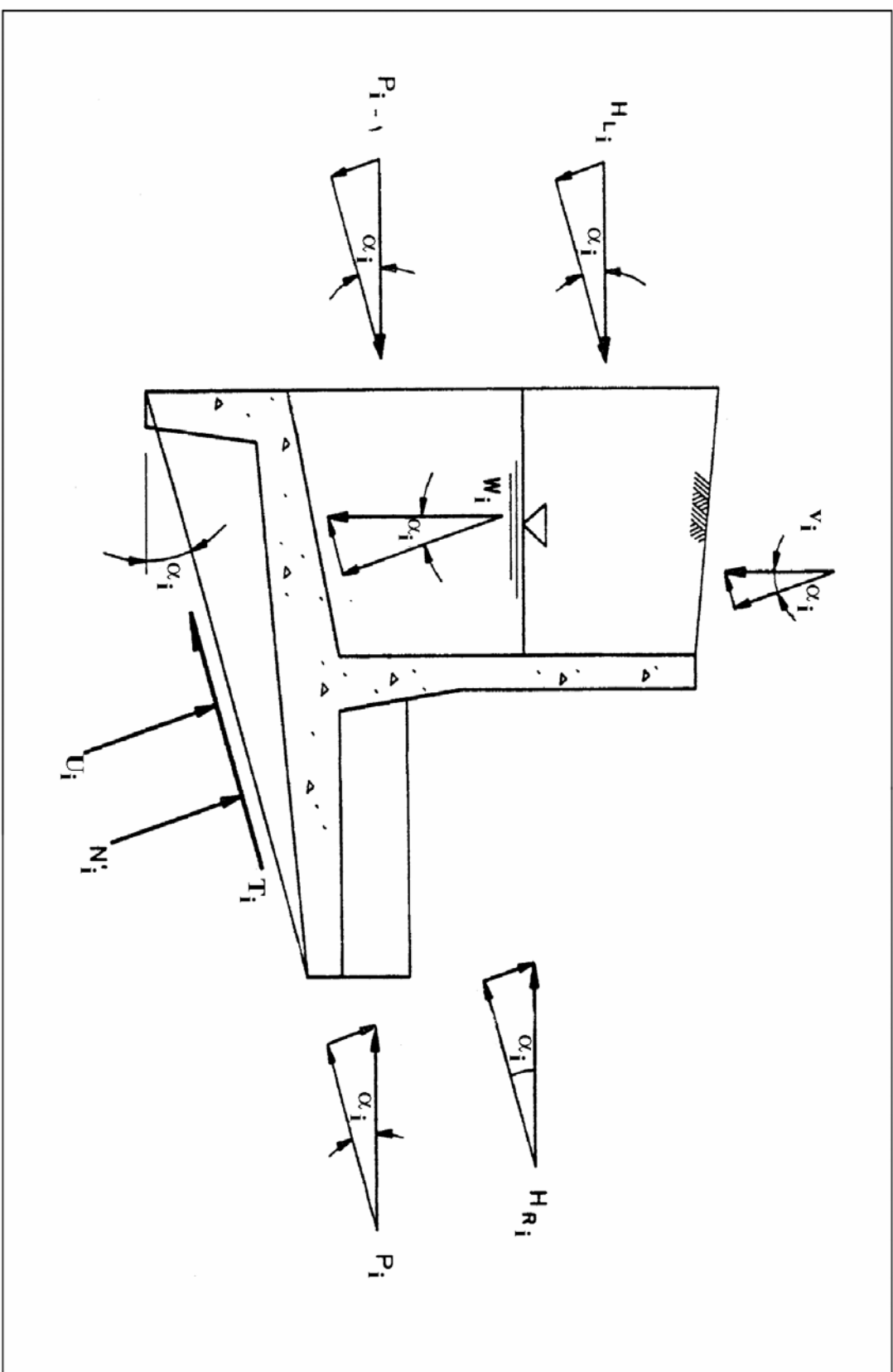
$$FS = \frac{\tau_f}{\tau} = \frac{\sigma'(\tan \phi) + c}{\tau} \quad (۴-۵)$$

در رابطه فوق داریم:

$$\tau_f = \text{حداکثر مقاومت برشی براساس معیار گسیختگی مور - کولمب}$$

$$\tau = \text{تنش برشی وارده}$$

ضریب ایمنی لغزش FS را می‌توان به صورت نسبت نیروی برشی لازم (τ_f) جهت ایجاد گسیختگی در امتداد سطح لغزش به نیروی برشی موجود در امتداد سطح برشی در حالت بهره‌برداری نیز تعریف کرد (شکل ۴-۹).



شکل ۹-۴ - نمودار آزاد گوه لغزش

$$FS = \frac{\tau_f}{\tau} = \frac{N' \tan \phi + cL}{\tau} \quad (۴-۶)$$

که در این رابطه L طول پایه تحت فشار برای عرض واحد دیوار می باشد.
در صورتی که $C = 0$ باشد، خواهیم داشت :

$$FS = \frac{N' \tan \phi}{N' \tan \phi_d} = \frac{\tan \phi}{\tan \phi_d} \quad (۴-۷)$$

که $\tan \phi_d$ و c_d درصدی از مقاومت برشی هستند که در امتداد صفحات لغزش بسیج^۱ می شوند.

۴-۱۲ فرضیات و ساده سازی ها

الف- سطح لغزش

سطح لغزش می تواند ترکیبی از سطوح منحنی یا صفحه ای باشد، لیکن برای سهولت همه سطوح به صورت صفحه ای در نظر گرفته می شوند. این صفحات مجموعه سطوح پایین گوه ها می باشند. برای آنکه تحلیل واقعی باشد باید صفحات لغزش از لحاظ هندسی امکان حرکت را داشته باشند. در بسترهای سنگی، درزها و شکاف ها، سطوح مستعد لغزش می باشند.

ب- تحلیل دوبعدی

تحلیل حدی ارائه شده یک روش تحلیل دوبعدی است. اگر مشخصات هندسی و بارهای بحرانی مؤثر بر پایداری لغزشی یک سازه خاص به صورت سه بعدی باشند، روش تحلیل فوق باید برای یک تحلیل سه بعدی تعمیم داده شود.

پ- تعادل نیروها

در این بررسی فقط تعادل نیروها لازم است و تعادل لنگرها لازم نیست. از نیروهای برشی موازی فصل مشترک دو گوه صرف نظر می شود. بنابراین قاعده هر گوه تحت تأثیر نیروهایی قرار می گیرد که در بالا و پایین آن قرار دارند. همچنین هیچ گونه واکنش قائمی بین دو سطح در تماس گوه ها در نظر گرفته نمی شود. فرض می شود که برآیند نیروهای مؤثر بر هر گوه افقی هستند.

ت- تغییر مکان

به طور کلی در تحلیل حدی، بررسی تغییر مکان ها مورد توجه قرار نمی گیرد. صلبیت نسبی متفاوت مصالح پی و سازه بتنی بر نتیجه تحلیل پایداری لغزشی اثر می گذارد. چنین سیستم پیچیده خاک (پی) - سازه، مطالعات بیشتری نسبت به روش تعادل

1 - Mobilized or Developed Shear Strength

حدی می‌طلبد. آثار سازگاری کرنش در امتداد سطح لغزش فرضی در روش تعادل حدی را می‌توان به‌وسیله انتخاب پارامترهای مقاومت برشی به‌دست آمده از نتایج آزمایشگاهی یا صحرایی با ملحوظ نمودن آثار کرنش خرابی در مصالح سخت‌تر تخمین زد. برای بررسی تغییرمکان، تحلیل‌های عددی پیشرفته قابل توصیه است.

ث- رابطه بین نیروهای برشی و عمودی

فرض می‌شود بین نیروی برشی مقاوم و نیروی عمودی وارد بر قاعده سطح لغزش یک رابطه خطی وجود دارد. این رابطه با معیار گسیختگی مور - کولمب بیان می‌شود.

ج- گوه سازه‌ای

در رابطه‌سازی عمومی، فرض می‌شود که در گوه سازه‌ای، نیروهای برشی در مرزهای قائم گوه وجود ندارد. بنابراین از آنجایی که سازه‌های بتنی ظرفیت انتقال نیروی برشی زیادی را در امتداد صفحات قائم داخلی خود دارند لذا فقط یک گوه سازه‌ای می‌تواند وجود داشته باشد. ناپیوستگی در مسیر لغزش زیر گوه سازه‌ای باید با در نظر گرفتن یک صفحه لغزش میانگین در امتداد پایه گوه سازه‌ای مدل شود.

چ- فصل مشترک سایر گوه‌ها با گوه سازه‌ای

فصل مشترک مجموعه گوه‌های محرک و گوه سازه‌ای به‌صورت یک صفحه قائم در نظر گرفته می‌شود که در قسمت پاشنه گوه سازه‌ای واقع شده است و تا قاعده گوه سازه‌ای نیز ادامه پیدا می‌کند. فصل مشترک گوه مقاوم و گوه سازه‌ای به‌صورت یک صفحه قائم در نظر گرفته می‌شود که در قسمت پنجه گوه سازه‌ای واقع شده است و تا قاعده گوه سازه‌ای نیز ادامه پیدا می‌کند.

۴-۱۳ معادله عمومی

الف- قراردادها

- هندسه و نمادهای گوه i ام و گوه‌های مجاور آن در شکل ۴-۱۰ نشان داده شده است. معادلات عمومی پایداری لغزشی سیستم گوه با استفاده از دستگاه مختصات راستگرد به‌دست می‌آیند. مبدأ هر گوه در گوشه پایینی سمت چپ آن گوه در نظر گرفته می‌شود. محور x ، افقی و محور y ، قائم می‌باشد.
- محورهای مماسی (t) و عمودی (n) (نسبت به سطح گسیختگی) با زاویه α نسبت به محورهای $+x$ و $+y$ مشخص می‌شوند. جهت مثبت زاویه α در خلاف جهت عقربه‌های ساعت می‌باشد.

ب- معادلات

با نوشتن معادلات تعادل نیروها در امتداد موازی و عمود بر سطوح لغزش گوه عمومی شکل ۴-۹، و با حل کردن آن برای N'_i و T_i و جایگزینی عبارتهای N'_i و T_i در معادله (۴-۶)، ضریب ایمنی (FS) گوه i ام از رابطه زیر به دست می آید :

$$FS = \frac{\{[(W_L + V_i) \cos \alpha_i + (H_{Li} - H_{Ri}) \sin \alpha_i + (P_{i-1} - P_i) \sin \alpha_i - U_i] \tan \phi_i + c_i L_i\}}{[(H_{Li} - H_{Ri}) \cos \alpha_i + (P_{i-1} - P_i) \cos \alpha_i - (W_i + V_i) \sin \alpha_i]} \quad (۴-۸)$$

با حل رابطه فوق برای $(P_{i-1} - P_i)$ خواهیم داشت :

$$(P_{i-1} - P_i) = \frac{[(W_i + V_i)(\tan \phi_{di} \cos \alpha_i + \sin \alpha_i) - U_i \tan \phi_{di} + (H_{Li} - H_{Ri})(\tan \phi_{di} \sin \alpha_i - \cos \alpha_i) + c_{di} L_i]}{(\cos \alpha_i - \tan \phi_{di} \sin \alpha_i)} \quad (۴-۹)$$

در روابط (۴-۸ و ۴-۹) پارامترهای استفاده شده به شرح زیر می باشند:

i = شماره گوه مورد تحلیل

$(P_{i-1} - P_i)$ = مجموع نیروهای افقی وارد بر گوه i ام. (مقدار منفی برای این پارامتر نشان می دهد که نیروهای اعمالی بر گوه

i ام از نیروهای مقاوم لغزشی در امتداد پایه گوه بیشترند و مقدار مثبت برای این پارامتر نشان می دهد که نیروهای اعمالی بر

گوه i ام از نیروهای مقاوم لغزشی در امتداد پایه گوه کمتر می باشند).

W_i = مجموع وزن آب، خاک، سنگ یا بتن در گوه i ام

V_i = نیروی قائم اعمالی بر بالای گوه i ام

$$\tan \phi_i / FS = \tan \phi_{di}$$

α_i = زاویه بین سطح لغزش گوه i ام و افق

V_i = نیروی برخاست در امتداد سطح لغزش (برش) گوه i ام

H_{Li} = هرگونه نیروی افقی وارده بر بالای رأس و یا پایین قاعده گوه مجاور چپ

H_{Ri} = هرگونه نیروی افقی وارده بر بالای رأس و یا پایین قاعده گوه مجاور راست

$$C/FS = C_{di}$$

L_i = طول سطح لغزش (برش) گوه i ام

• رابطه فوق برای محاسبه مجموع نیروهای وارده بر هر گوه برای ضریب ایمنی فرضی FS مشخصی به کار می رود.

ضریب ایمنی یکسانی برای تمام گوه ها استفاده می شود. سیستم گوه ها وقتی در تعادل است که مجموع نیروهای افقی

محاسبه شده از رابطه (۴-۹) برای همه گوه ها مساوی صفر باشد.

۴-۱۴ زاویه صفحه لغزش

الف- زاویه سطح برش بحرانی

مقدار زاویه α با مقادیر مختلف FS تغییر می‌کند. برای یک گوه محرک مقدار بحرانی α وقتی است که نیروی محاسبه شده از رابطه (۴-۹) حداکثر شود. برای یک گوه مقاوم مقدار بحرانی α وقتی است که نیروی مقاوم محاسبه شده از رابطه (۴-۹) حداقل شود. از آنجایی که تعیین مقدار α به سعی و خطا احتیاج دارد برای اولین سعی در گوه محرک می‌توان از مقدار زیر استفاده کرد.

$$\alpha = 45^\circ + \frac{\phi_d}{2} \quad (۴-۱۰)$$

که در این رابطه $\phi_d = \tan^{-1} \left(\frac{\tan \phi}{S} \right)$ می‌باشد.

همچنین برای یک گوه مقاوم می‌توان از رابطه زیر استفاده نمود.

$$\alpha = 45^\circ - \frac{\phi_d}{2} \quad (۴-۱۱)$$

دو رابطه فوق مقدار دقیق زاویه سطح لغزش برای گوه‌ها با سطح فوقانی افقی یا بدون اعمال سربار یکنواخت می‌باشند.

۴-۱۵ تحلیل گوه منفرد

الف- مقدمه

برای کنترل سریع پایداری لغزشی سازه می‌توان با انجام تحلیل گوه منفرد سازه‌ای و با استفاده از بارهای محاسبه شده برای تحلیل واژگونی به آن دست یافت به شرطی که حداقل ضریب اطمینان لغزشی (FS) مورد نیاز بزرگتر از ۱/۵ نباشد.

ب- روش تحلیل گوه منفرد

- در ابتدا نیروهای مقاوم موردنیاز جهت تعادل در امتداد موازی با بخش تحتانی سطح لغزش گوه سازه‌ای محاسبه می‌شوند. در این حالت نیروهای محاسبه شده برای تحلیل واژگونی به‌طور یکسان برای تحلیل لغزش نیز به‌کار می‌رود. نحوه محاسبه نیروهای مقاوم در برابر لغزش در شکل ۴-۱۱ نشان داده شده است.
- نیروی کل مقاوم در برابر لغزش در امتداد قاعده گوه سازه‌ای با استفاده از پارامترهای مقاومت برشی بدون ضریب مصالح محاسبه می‌شود. سپس نیروی به‌دست آمده بر حداقل ضریب ایمنی موردنیاز تقسیم می‌گردد.

- اگر نیروی مقاوم در برابر لغزش موردنیاز که در بند ۱ محاسبه شده است، مساوی و یا کمتر از نیروی مقاوم موجود تقسیم بر حداقل ضریب ایمنی موردنیاز که در بند ۲ محاسبه شده است باشد، استفاده از روش تحلیل چند گوه‌ای لازم نیست.

در این روش کنترل پایداری لغزشی را می‌توان با رابطه زیر بیان کرد:

$$FS = \frac{\text{نیروی مقاوم}}{\text{نیروی لغزشی}} = \frac{F_r + P_p}{T} = \frac{(N' \tan \phi + cL) + P_p}{T} \quad (۱۲-۴)$$

در رابطه فوق داریم:

T = مؤلفه نیروی رانش در امتداد سطح لغزش (شکل ۱۱-۴)

N' = مؤلفه عمود بر سطح لغزش نیروهای وارده (شکل ۱۱-۴)

$\tan \phi, c$ = پارامترهای مقاومت برشی بدون ضریب مصالح زیر شالوده

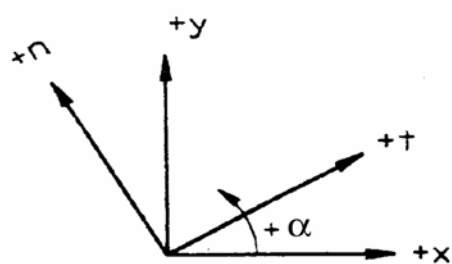
L = طول بخش تحتانی سطح لغزش

FS = حداقل ضریب ایمنی لغزشی مورد نیاز (جداول ۱-۴ تا ۳-۴)

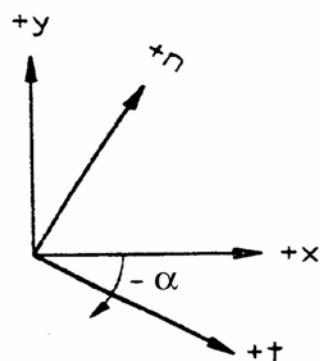
P_p = نیروی مقاوم در جلوی دیوار

اگر سطح لغزش فرضی افقی باشد، T مؤلفه افقی نیروی رانش و N' مؤلفه قائم نیروهای وارده می‌باشد،

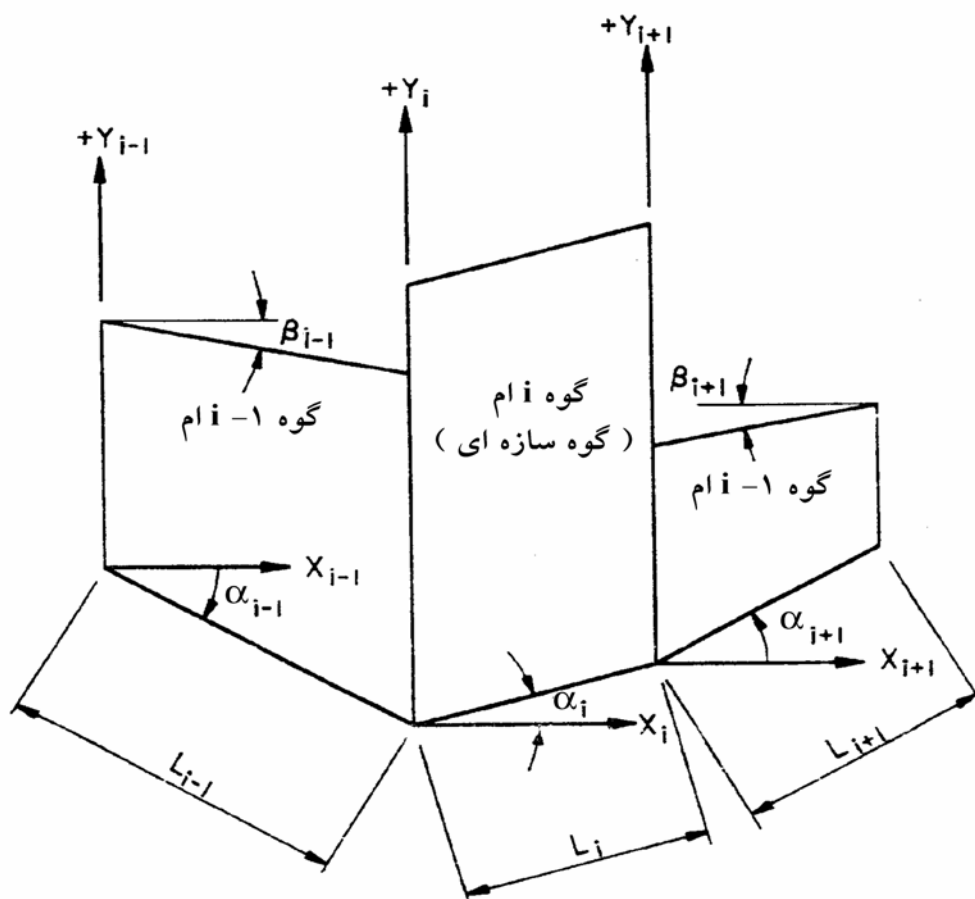
- اگر معادله (۱۲-۴) برآورده نشود، انجام تحلیل چند گوه‌ای برای تعیین ضریب ایمنی لغزشی واقعی لازم می‌باشد.



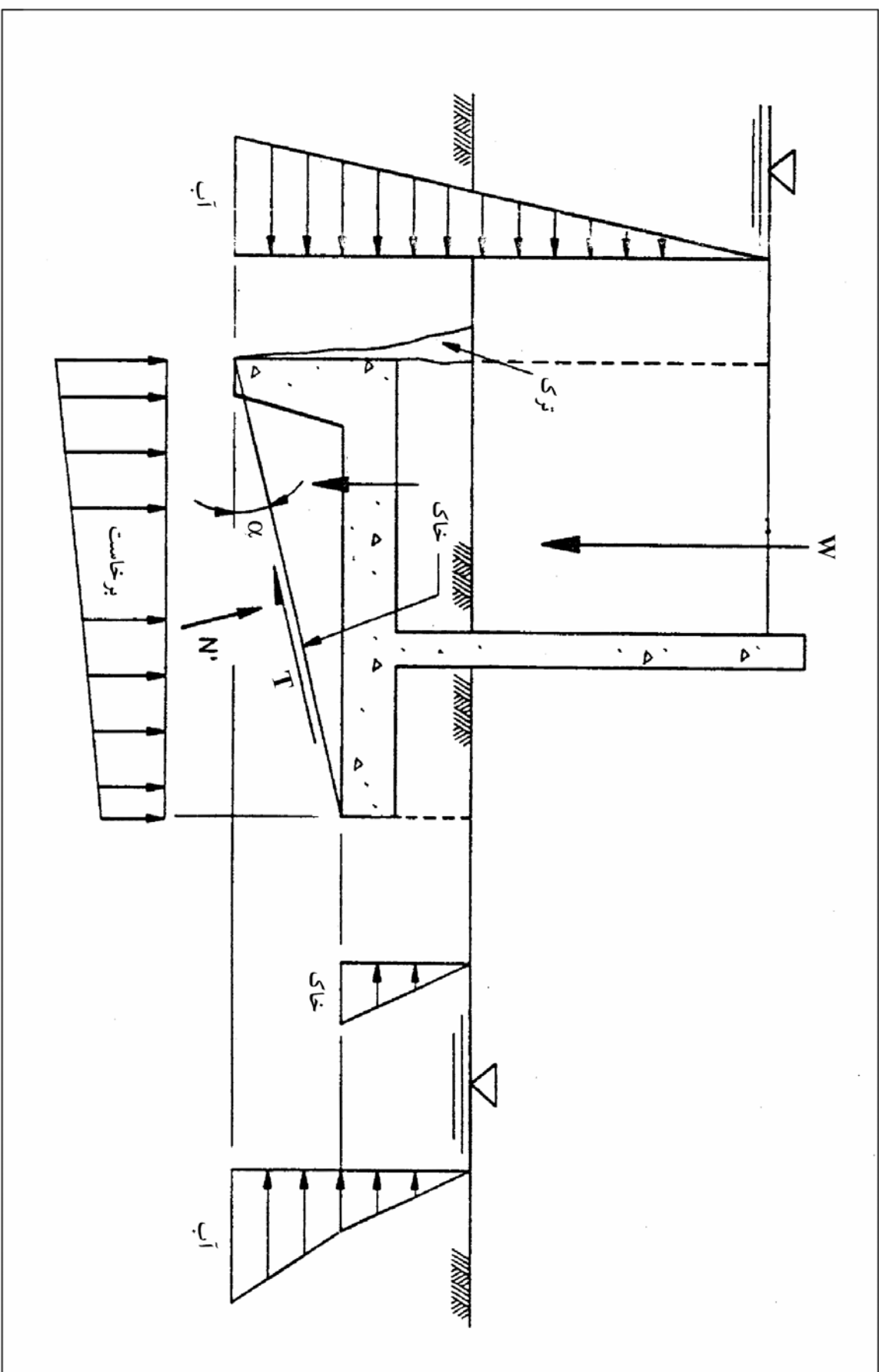
دوران مثبت محورها



دوران منفی محورها



شکل ۴-۱۰- هندسه گوه i ام و گوه های مجاور



شکل ۴ - ۱۱ - تحلیل گره منفرد برای پایداری لغزشی

۱۶-۴ تحلیل چندگوه‌ای

- الف - در ابتدا توده لغزش فرضی به تعدادی گوه تقسیم می‌شود که شامل یک گوه سازه‌ای می‌باشد و بقیه تقسیمات با توجه به شکل و ناپیوستگی‌های خاکریز، تناسبات دیوار و ناپیوستگی‌های پی (بستر) انجام می‌شود.
- ب - مقداری برای FS در اولین سعی فرض می‌شود.
- پ - برای هر گوه زاویه لغزش بحرانی محاسبه می‌شود. در یک گوه محرک زاویه بحرانی، زاویه‌ای است که نیروی محرک حداکثر را به وجود آورد و در یک گوه مقاوم، زاویه بحرانی، زاویه‌ای است که نیروی مقاوم حداقل به وجود می‌آورد.
- ت - فشارهای برخاست در امتداد سطح لغزش محاسبه می‌شوند. آثار نشست باید در نظر گرفته شوند.
- ث - وزن گوه‌ها با در نظر گرفتن آب و سربارها محاسبه می‌شود.
- ج - مجموع نیروهای جانبی برای هر گوه با استفاده از رابطه کلی گوه به دست می‌آید [رابطه (۴-۹)]. در حالتی که شرایط بارگذاری یا مشخصات هندسی گوه پیچیده باشد، محاسبه زوایای بحرانی گوه‌ها به آسانی انجام نمی‌شود. با استفاده از رابطه کلی گوه زاویه بحرانی هر گوه با تغییر زاویه برای پیدا کردن حداقل نیروی مقاوم و یا حداکثر نیروی محرک به دست می‌آید.
- چ - مجموع نیروهای جانبی برای کل گوه‌ها محاسبه می‌شود.
- ح - اگر مجموع نیروهای جانبی منفی باشد، مقدار FS باید کاهش داده شود و مجدداً مجموع نیروهای جانبی محاسبه شود. با کاهش مقدار FS، درصد بزرگتری از مقاومت برشی در امتداد سطح لغزش فعال می‌شود. اگر مجموع نیروهای جانبی مثبت باشد، مقدار FS باید افزایش داده شود و محاسبات مجدداً انجام پذیرد. با افزایش مقدار FS، درصد کوچکتري از مقاومت برشی در امتداد سطح لغزش فعال می‌شود.
- خ - مراحل آزمون و خطای فوق تا جایی که مجموع نیروهای جانبی تقریباً برابر صفر شود ادامه پیدا کند. با این روش مقدار ضریب ایمنی را که باعث می‌شود توده لغزنده در امتداد افق متعادل باشد، به دست می‌دهد.
- د - اگر مقدار ضریب ایمنی (FS) کمتر از حداقل مورد نیاز باشد باید با عریض کردن یا شیبدار کردن پایه دیوار یا تعبیه یک‌زبانۀ برشی مجدداً طرح را کنترل نمود.

۱۷-۴ معیار پایداری لغزشی

معیار پایداری لغزشی برای حالت‌های مختلف بارگذاری به صورت پارامترهای حداقل ضریب ایمنی در جدول‌های (۴-۱ تا ۴-۳) ارائه شده است.

۴-۱۸ نکات طراحی

الف - آثار ترک در پی

در تحلیل پایداری لغزشی باید آثار ترک‌های ناشی از اختلاف نشست، افت و یا درزه‌های بین سنگ‌ها در سمت محرک گوه سازه‌ای را در نظر گرفت. عمق ترک در مصالح چسبنده خاک فونداسیون با سطح زمین به صورت صفحه‌ای را می‌توان از رابطه زیر محاسبه کرد:

$$d_c = \frac{2c_d}{\gamma' \sqrt{K_a}} = \frac{2c_d}{\gamma'} \tan \left(45^\circ + \frac{\phi_d}{2} \right) \quad (4-13)$$

که در این رابطه پارامترها به شرح زیر می‌باشند:

$$c/FS = c_d$$

$$\tan^{-1} \left(\frac{\tan \phi}{s} \right) = \phi_d$$

$$K_a = \text{ضریب فشار فعال}$$

$$\gamma' = \text{وزن مخصوص خاک}$$

ب - نیروی مقاوم

در صورتی که از نیروی مقاوم استفاده می‌شود، نکات خاصی را باید در نظر گرفت. بستر سنگی یا خاکی که تحت اثر جریان آب با سرعت زیاد می‌باشد، نباید مورد استفاده قرار داد مگر در مقابل این جریان محافظت شوند. همچنین مقاومت فشاری لایه‌های سنگی باید به حدی باشد که گوه مقاوم تشکیل شود. در برخی حالات گوه مقاوم نباید بدون مسائل خاص در نظر گرفته شود، نظیر مهاریه‌های سنگ.

۴-۱۹ کنترل ظرفیت باربری بستر شالوده

ظرفیت باربری برای شرایط بارگذاری مشابه تحلیل واژگونی باید کنترل شود. ظرفیت باربری برای صفحات فرضی در نظر گرفته شده برای تحلیل لغزش باید کنترل شود. نیروی عمودی (N') و نیروی مماسی (T) برای گوه سازه‌ای در طول صفحه باربری فرضی محاسبه می‌شوند. این نیروها در شکل ۴-۱۱ نشان داده شده است. ترکیب نیروهای N' و T برای کنترل ظرفیت باربری به کار می‌رود. ضریب ایمنی ظرفیت باربری از تقسیم مؤلفه عمودی ظرفیت باربری نهایی به نیروی عمودی اعمالی مؤثر بر گوه سازه‌ای و مطابق رابطه زیر به دست می‌آید.

$$FS = \frac{Q}{N'} \quad (4-14)$$

که در این رابطه :

$$Q = \text{مؤلفه عمودی ظرفیت باربری نهایی}$$

$$N' = \text{نیروی عمودی مؤثر اعمالی بر گوه سازه‌ای}$$

تعیین ظرفیت باربری نهایی Q در فصل پنجم به‌طور مشروح ارائه شده است.

۲۰-۴ ظرفیت باربری ناکافی

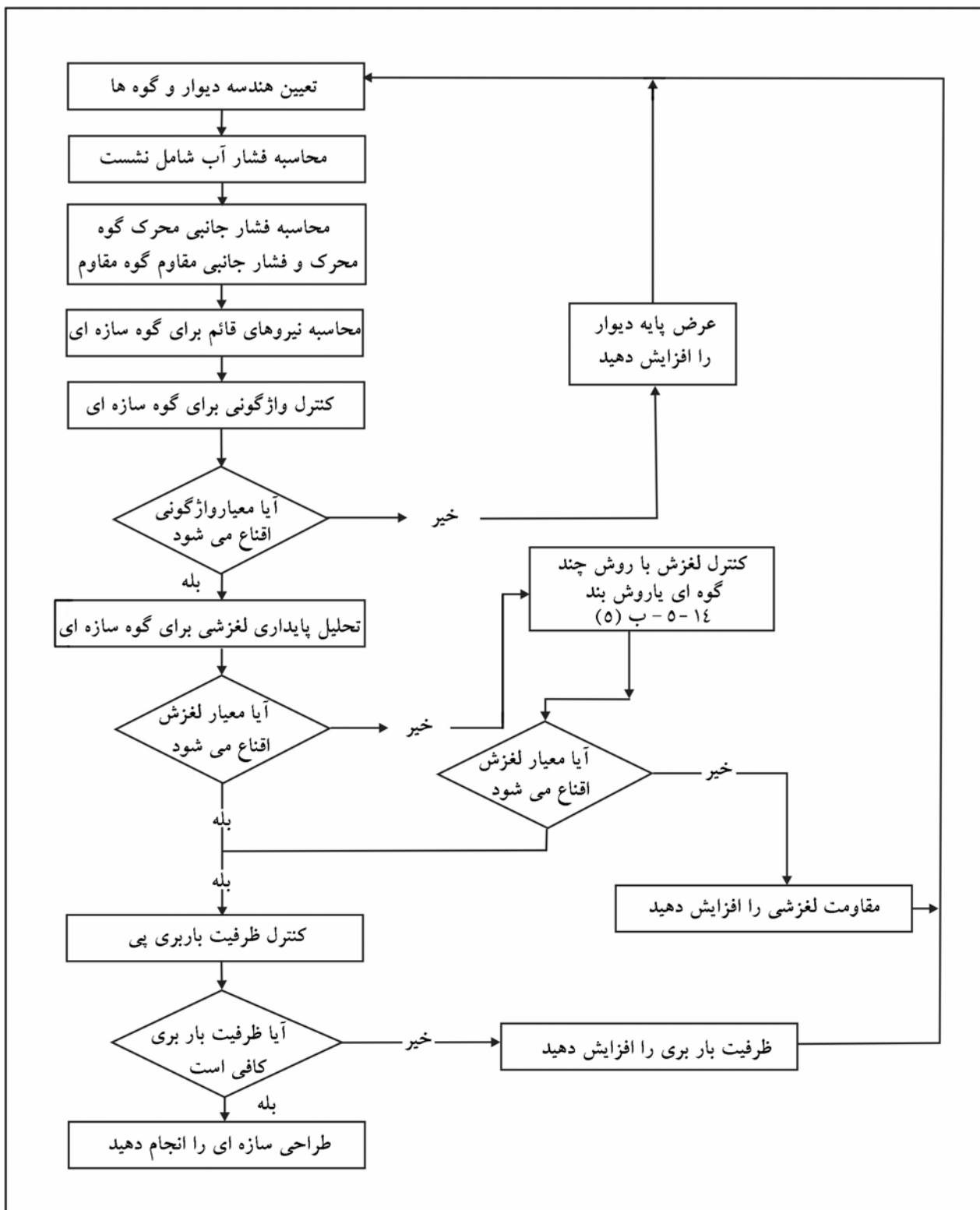
اگر ضریب ایمنی گسیختگی باربری ناکافی باشد، باید عرض پایه دیوار افزایش داده شود یا پایه دیوار پایینتر برود یا دیوار بر روی شمع احداث شود.

۲۱-۴ معیار ظرفیت باربری

معیار ظرفیت باربری به‌صورت ضرایب ایمنی که در بند ۱۹-۴ شرح داده شده‌اند در جدول‌های ۱-۴ تا ۳-۴ ارائه شده است.

۲۲-۴ روند طراحی

شکل ۱۲-۴ خلاصه‌ای از روند طراحی شرح داده شده در این فصل را نشان می‌دهد.



شکل ۴-۱۲- نمودار جریان طراحی دیوار حایل

فصل ۵

ظرفیت باربری پی دیوار

الف- معرفی

هرچند که استفاده از معادله عمومی ظرفیت باربری ترزاقی:

$$q = cN_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma$$

روش متداولی برای تعیین ظرفیت باربری نهایی پی است، لیکن این رابطه آثار بارهای مورب، زمین شیبدار، گوه مقاوم با سطح شیبدار، اضافه فشار سربار و بارهای برون محور را لحاظ نکرده است. همه پارامترهای فوق برای محاسبه ظرفیت باربری دیوارهای حایل و سیل بند مورد نیاز است.

ب- طبیعت گسیختگی خاک زیر پی

طبیعت گسیختگی خاک به تراکم پذیری نسبی خاک، شرایط بارگذاری و نسبت عمق به عرض شالوده بستگی دارد. برحسب شرایط موجود سه نوع گسیختگی خاک خواهیم داشت (شکل ۱-۵):

۱- گسیختگی کلی ۲- گسیختگی موضعی ۳- گسیختگی سوراخ کننده

گسیختگی برشی کلی، معمولاً در ماسه متراکم و رس سخت رخ می دهد. برای ماسه شل و رس نرم که ممکن است در دیوارهای سیل بند احداث شده در زمین های سیلابی به تناوب مشاهده شوند، ظرفیت باربری باید براساس شرایط گسیختگی موضعی محاسبه شوند.

پ- ضریب ایمنی (FS)

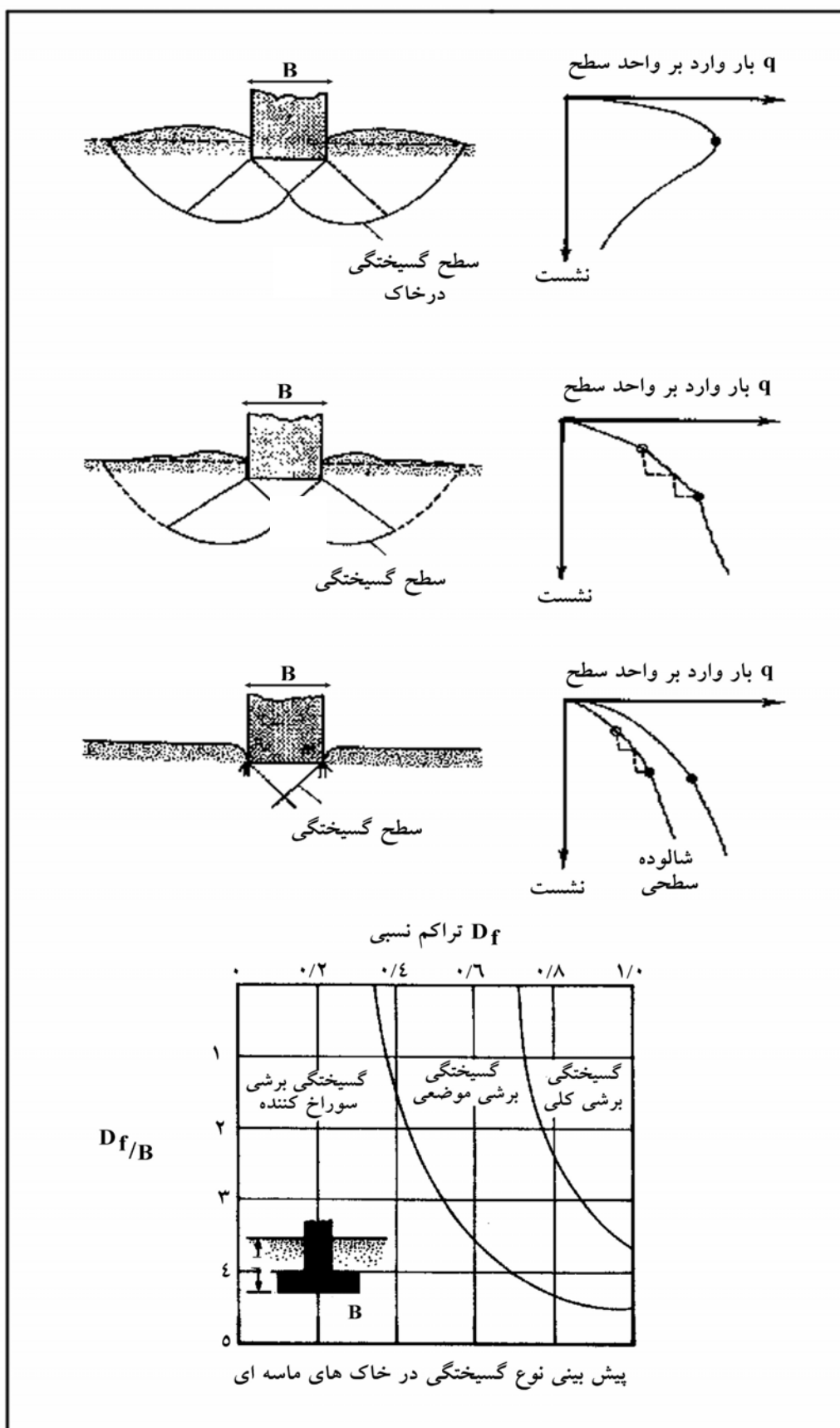
ضریب ایمنی ظرفیت باربری پی به صورت زیر تعریف می شود :

$$F.S. = \frac{Q}{N'} \quad (1-5)$$

N' = نیروی عمودی مؤثر اعمال شده بر پایین سازه

Q = مؤلفه عمودی ظرفیت باربری نهایی در زیر سازه

حداقل ضرایب ایمنی ظرفیت باربری قابل قبول برای دیوارهای حایل و دیوارهای سیل بند و دیوارهای ساحلی برای حالت های مختلف بارگذاری در جدول های (۱-۴ تا ۳-۴) ارائه شده است. برای هر حالت بارگذاری که در جدول های فوق وجود ندارد، بارگذاری که تحلیل واژگونی یکسانی دارد مورد استفاده قرار می گیرد.



شکل ۵-۱- طبیعت گسیختگی برشی در بار نهایی

۲-۵ رابطه ظرفیت باربری عمومی

رابطه عمومی ظرفیت باربری شالوده نواری دیوار حایل به صورت زیر است :

$$Q = \bar{B} \left[(\zeta_{cd} \zeta_{ci} \zeta_{ct} \zeta_{cg} c N_c) + (\zeta_{qd} \zeta_{qi} \zeta_{qt} \zeta_{qg} q_o N_q) + \frac{1}{2} (\zeta_{\gamma d} \zeta_{\gamma i} \zeta_{\gamma t} \zeta_{\gamma g}) \bar{B} \gamma N_\gamma \right] \quad (2-5)$$

که در آن:

Q = مؤلفه عمودی ظرفیت باربری نهایی شالوده نواری

\bar{B} = عرض مؤثر پایه (مساوی $B-2e$ در شکل ۲-۵)

B = عرض پایه (شکل ۱-۵)

c = چسبندگی

ζ = ضرایبی که در بندهای (۴-۵ تا ۸-۵) شرح داده می شوند.

N_γ, N_q, N_c = ضرایب ظرفیت باربری برای شالوده نواری

q_o = فشار مؤثر سربار بر صفحه عبوری از زیر شالوده

γ = وزن مخصوص خاک (به بند ۹-۵ توجه شود)

γ_{sat} = وزن مخصوص اشباع خاک

در شکل ۲-۵ سایر پارامترهای موردنیاز در بندهای (۳-۵ تا ۸-۵) نشان داده است.

۳-۵ ضرایب ظرفیت باربری

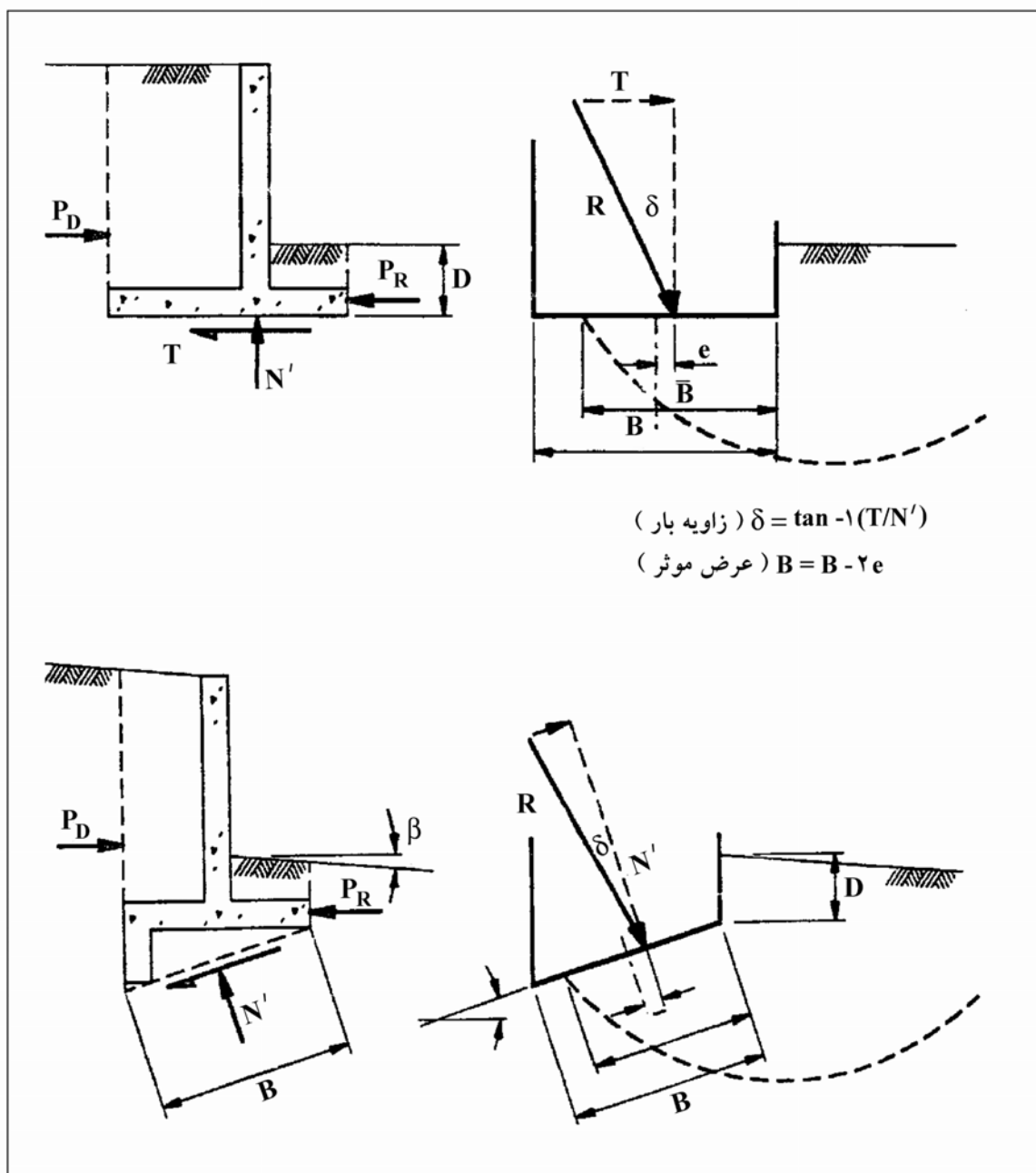
ضرایب ظرفیت باربری برای یک پی نواری افقی تحت بارهای قائم عبارتند از :

$$N_q = \left[e^{(\pi \tan \phi)} \right] \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \quad (3-5 \text{ الف})$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad (\text{برای } \phi > 0) \quad (3-5 \text{ ب})$$

$$N_c = 5/14 \quad (\text{برای } \phi = 0) \quad (3-5 \text{ پ})$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan (1/4 \phi) \quad (3-5 \text{ ت})$$



شکل ۵-۲- پارامترهای به کار رفته در رابطه ظرفیت باربری

مقادیر ضرایب ظرفیت باربری برای ϕ های متغیر بین صفر تا ۵۰ درجه در جدول ۵-۱ ارائه شده است.

۴-۵ ضرایب عمق (ζ_d)

ضرایب عمق برای در نظر گرفتن مقاومت برشی موجود در صفحه لغزش خاک واقع در بالای شالوده و در جلوی دیوار اعمال می‌شوند. این ضرایب را می‌توان از روابط زیر محاسبه کرد :

$$\zeta_{cd} = 1 + 2 \left(\frac{D}{B} \right) \tan \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \quad (\text{الف-۴-۵})$$

$$\zeta_{qd} = \zeta_{\gamma d} = 1 \quad (\text{ب-۴-۵}) \quad (\phi = 0)$$

$$\zeta_{qd} = \zeta_{\gamma d} = 1 + 0.1 \left(\frac{D}{B} \right) \tan \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \quad (\text{پ-۴-۵}) \quad (\phi > 10^\circ)$$

وقتی ϕ بین ۰ و ۱۰ درجه باشد، مقدار $\zeta_{\gamma d}$ بین ۱ برای $\phi = 0$ و $\left(\frac{D}{B} \right) \tan \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) + 0.1$ برای $\phi = 10$ به صورت خطی تغییر می‌کند. ضرایب عمق مقاومت برشی بالای پایه شالوده را به حساب می‌آورند. اگر مقاومت برشی وجود نداشته باشد، به کارگیری این ضرایبها نامطمئن است.

جدول ۵-۱ - ضرایب ظرفیت باربری

ϕ	N_c	N_q	N_γ	$\tan\phi$	$\tan^2(45^\circ + \frac{\phi}{2})$
۰	۵/۱۴	۱/۰۰	۰/۰۰	۰/۰۰۰۰	۱/۰۰۰۰
۱	۵/۳۸	۱/۰۹	۰/۰۰	۰/۰۱۷۵	۱/۰۳۵۵
۲	۵/۶۳	۱/۲۰	۰/۰۱	۰/۰۳۴۹	۱/۰۷۲۳
۳	۵/۹۰	۱/۳۱	۰/۰۲	۰/۰۵۲۴	۱/۱۱۰۵
۴	۶/۱۹	۱/۴۳	۰/۰۴	۰/۰۶۹۹	۱/۱۵۰۰
۵	۶/۴۹	۱/۵۷	۰/۰۷	۰/۰۸۷۵	۱/۱۹۱۰
۶	۶/۸۱	۱/۷۲	۰/۱۱	۰/۱۰۵۱	۱/۲۳۳۵
۷	۷/۱۶	۱/۸۸	۰/۱۵	۰/۱۲۲۸	۱/۲۷۷۶
۸	۷/۵۳	۲/۰۶	۰/۲۱	۰/۱۴۰۵	۱/۳۲۳۳
۹	۷/۹۲	۲/۲۵	۰/۲۸	۰/۱۵۸۴	۱/۳۷۰۹
۱۰	۸/۳۴	۲/۴۷	۰/۳۷	۰/۱۷۶۳	۱/۴۲۰۳
۱۱	۸/۸۰	۲/۷۱	۰/۴۷	۰/۱۹۴۴	۱/۴۷۱۶
۱۲	۹/۲۸	۲/۹۷	۰/۶۰	۰/۲۱۲۶	۱/۵۲۵۰
۱۳	۹/۸۱	۳/۲۶	۰/۷۴	۰/۲۳۰۹	۱/۵۸۰۵
۱۴	۱۰/۳۷	۳/۵۹	۰/۹۲	۰/۲۴۹۳	۱/۶۳۸۲
۱۵	۱۰/۹۸	۳/۹۴	۱/۱۳	۰/۲۶۷۹	۱/۶۹۸۴
۱۶	۱۱/۶۳	۴/۳۳	۱/۳۷	۰/۲۸۶۷	۱/۷۶۱۰
۱۷	۱۲/۳۴	۴/۷۷	۱/۶۶	۰/۳۰۵۷	۱/۸۲۶۳
۱۸	۱۳/۱۰	۵/۲۶	۲/۰۰	۰/۳۲۴۹	۱/۸۹۴۴
۱۹	۱۳/۹۳	۵/۸۰	۲/۴۰	۰/۳۴۴۳	۱/۹۶۵۵
۲۰	۱۴/۸۳	۶/۴۰	۲/۸۷	۰/۳۶۴۰	۲/۰۳۹۶
۲۱	۱۵/۸۲	۷/۰۷	۳/۴۲	۰/۳۸۳۹	۲/۱۱۷۱
۲۲	۱۶/۸۸	۷/۸۲	۴/۰۷	۰/۴۰۴۰	۲/۱۹۸۰
۲۳	۱۸/۰۵	۸/۶۶	۴/۸۲	۰/۴۲۴۵	۲/۲۸۲۶
۲۴	۱۹/۳۲	۹/۶۰	۵/۷۲	۰/۴۴۵۲	۲/۳۷۱۲
۲۵	۲۰/۷۲	۱۰/۶۶	۶/۷۷	۰/۴۶۶۳	۲/۴۶۳۹
۲۶	۲۲/۲۵	۱۱/۸۵	۸/۰۰	۰/۴۸۷۷	۲/۵۶۱۱
۲۷	۲۳/۹۴	۱۳/۲۰	۹/۴۶	۰/۵۰۹۵	۲/۶۶۲۹
۲۸	۲۵/۸۰	۱۴/۷۲	۱۱/۱۹	۰/۵۳۱۷	۲/۷۶۹۸
۲۹	۲۷/۸۶	۱۶/۴۴	۱۳/۲۴	۰/۵۵۴۳	۲/۸۸۲۱
۳۰	۳۰/۱۴	۱۸/۴۰	۱۵/۶۷	۰/۵۷۷۴	۳/۰۰۰
۳۱	۳۲/۶۷	۲۰/۶۳	۱۸/۵۶	۰/۶۰۰۹	۳/۱۲۴۰
۳۲	۳۵/۴۹	۲۳/۱۸	۲۲/۰۲	۰/۶۲۴۹	۳/۲۵۴۶
۳۳	۳۸/۶۴	۲۶/۰۹	۲۶/۱۷	۰/۶۴۹۴	۳/۳۹۲۱
۳۴	۴۲/۱۶	۲۹/۴۴	۳۱/۱۵	۰/۶۷۴۵	۳/۵۳۷۱
۳۵	۴۶/۱۲	۳۳/۳۰	۳۷/۱۵	۰/۷۰۰۲	۳/۶۹۰۲
۳۶	۵۰/۵۹	۳۷/۷۵	۴۴/۴۳	۰/۷۲۶۵	۳/۸۵۱۸
۳۷	۵۵/۶۳	۴۲/۹۲	۵۳/۲۷	۰/۷۵۳۶	۴/۰۲۲۸
۳۸	۶۱/۳۵	۴۸/۹۳	۶۴/۰۸	۰/۷۸۱۳	۴/۲۰۳۷
۳۹	۶۷/۸۷	۵۵/۹۶	۷۷/۳۳	۰/۸۰۹۸	۴/۳۹۵۵
۴۰	۷۵/۳۱	۶۴/۲۰	۹۳/۶۹	۰/۸۳۹۱	۴/۵۹۸۹
۴۱	۸۳/۸۶	۷۳/۹۰	۱۱۳/۹۹	۰/۸۶۹۳	۴/۸۱۴۹
۴۲	۹۳/۷۱	۸۵/۳۸	۱۳۹/۳۲	۰/۹۰۰۴	۵/۰۴۴۷
۴۳	۱۰۵/۱۱	۹۹/۰۲	۱۷۱/۱۵	۰/۹۳۲۵	۵/۲۸۹۳
۴۴	۱۱۸/۳۷	۱۱۵/۳۱	۲۱۱/۴۱	۰/۹۶۵۷	۵/۵۵۰۰
۴۵	۱۳۳/۸۸	۱۳۴/۴۴	۲۶۲/۷۵	۱/۰۰۰۰	۵/۸۲۸۴
۴۶	۱۵۲/۱۰	۱۵۸/۵۱	۳۲۸/۷۴	۱/۰۳۵۵	۶/۱۲۶۰
۴۷	۱۷۳/۶۴	۱۸۷/۲۱	۴۱۴/۳۴	۱/۰۷۲۴	۶/۴۴۴۷
۴۸	۱۹۹/۲۶	۲۲۲/۳۱	۵۲۶/۴۷	۱/۱۱۰۶	۶/۷۸۶۵
۴۹	۲۲۹/۹۳	۲۶۵/۵۱	۶۷۴/۹۴	۱/۱۵۰۴	۷/۱۵۳۶
۵۰	۲۶۶/۸۹	۳۱۹/۰۷	۸۷۳/۸۸	۱/۱۹۱۸	۷/۵۴۸۶

۵-۵ ضرایب شیب بار (ζ_i)

ضرایب شیب بار، برای به حساب آوردن بارهای شیبدار اعمال شده بر شالوده می‌باشند. این ضرایب از روابط زیر محاسبه می‌شوند.

$$\zeta_{qi} = \zeta_{ci} = \left(1 - \frac{\delta^\circ}{90^\circ}\right)^2 \quad (\text{الف-۵-۵})$$

$$\zeta_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\delta^\circ}{\phi}\right)^2 \quad (\text{ب-۵-۵})$$

در روابط فوق δ ، زاویه بین بار وارده و خط عمود بر کف شالوده است. اگر $\delta > \phi$ باشد مقدار $\zeta_{\gamma i}$ باید مساوی صفر در نظر گرفته شود.

۶-۵ ضرایب شیبدار بودن کف شالوده (ζ_t)

این ضرایب برای اعمال نمودن اثر شیبدار بودن کف شالوده به کار می‌روند. ضرایب فوق از روابط زیر محاسبه می‌شوند.

$$\zeta_{qt} = \zeta_{\gamma t} = (1 - \alpha \tan \phi)^2 \quad (\alpha \text{ برحسب رادیان}) \quad (\text{الف-۶-۵})$$

$$\zeta_{ct} = 1 - \left(\frac{2d}{\pi + 2}\right) \quad (\alpha \text{ برحسب رادیان}) \quad (\phi = 0) \quad (\text{ب-۶-۵})$$

$$\zeta_{ct} = \zeta_{qt} - \left(\frac{1 - \zeta_{qt}}{N_c \tan \phi}\right) \quad (\phi > 0) \quad (\text{پ-۶-۵})$$

α زاویه بین کف شالوده با افق می‌باشد که برحسب رادیان اندازه‌گیری می‌شود. علامت α با توجه به مطالب ارائه شده در فصل چهارم مشخص می‌شود.

۷-۵ ضرایب شیبدار بودن خاک جلوی شالوده (ζ_g)

این ضرایب برای تصحیح اثر سطح شیبدار زمین در جلوی دیوار، استفاده می‌شوند. این ضرایب با روابط زیر محاسبه می‌شوند:

$$\zeta_{\gamma g} = \zeta_{qg} = (1 - \tan \beta)^2 \quad (\text{الف-۷-۵})$$

$$\zeta_{cg} = 1 - \left(\frac{2\beta}{\pi + 2}\right) \quad (\beta \text{ برحسب رادیان}) \quad (\phi = 0) \quad (\text{ب-۷-۵})$$

$$N_{\gamma} = -2 \sin \beta \quad (\text{برای } \phi = 0) \quad (5-7 \text{ پ})$$

$$\zeta_{cg} = \zeta_{qg} - \frac{1 - \zeta_{qg}}{N_c \tan \phi} \quad (\text{برای } \phi \geq 0) \quad (5-7 \text{ ت})$$

β زاویه سطح زمین با افق می‌باشد که برحسب رادیان اندازه‌گیری می‌شود. β وقتی مثبت است که شیب زمین سرازیری باشد.

۸-۵ فشار مؤثر سربار

q_0 (فشار مؤثر سربار) به صورت تنش عمودی مؤثر، ناشی از وزن خاک و یا بارهای سطحی در تراز کف شالوده و در سمت جلوی دیوار (پنجه دیوار) تعریف می‌گردد و مقدار آن از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$q_0 = \gamma' D \quad (5-8 \text{ الف})$$

در رابطه فوق پارامترها به شرح زیر می‌باشند:

$\gamma' =$ وزن مخصوص مؤثر خاک لایه‌های بالای تراز کف شالوده

$D =$ عمق از سطح زمین تا تراز کف شالوده

در حالت خاص که سطح شیبدار است مقدار q_0 از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$q_0 = \gamma' D \cos \beta \quad (5-8 \text{ ب})$$

۹-۵ تأثیر آب زیرزمینی

در محاسبه q_0 باید به تراز آب زیرزمینی توجه نمود. برحسب تراز آب زیرزمینی می‌توان حالت زیر را متصور بود:

حالت ۱: اگر سطح آب زیرزمینی در تراز باشد که $0 \leq D_1 < D_f$ است، q_0 به صورت زیر درمی‌آید:

$$q_0 = D_1 \gamma + D_2 (\gamma_{sat} - \gamma_w) = D_1 \gamma + D_2 \gamma' \quad (9-5)$$

$\gamma_{sat} =$ وزن مخصوص خاک اشباع

$\gamma_w =$ وزن مخصوص آب

همچنین γ موجود در جمله آخر رابطه ۲-۵ با مقدار $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$ عوض شود.

حالت ۲: اگر سطح آب زیرزمینی در تراز باشد که $0 \leq d \leq B$ است، مقدار q_0 از رابطه زیر به دست می‌آید:

(۱۰-۵)

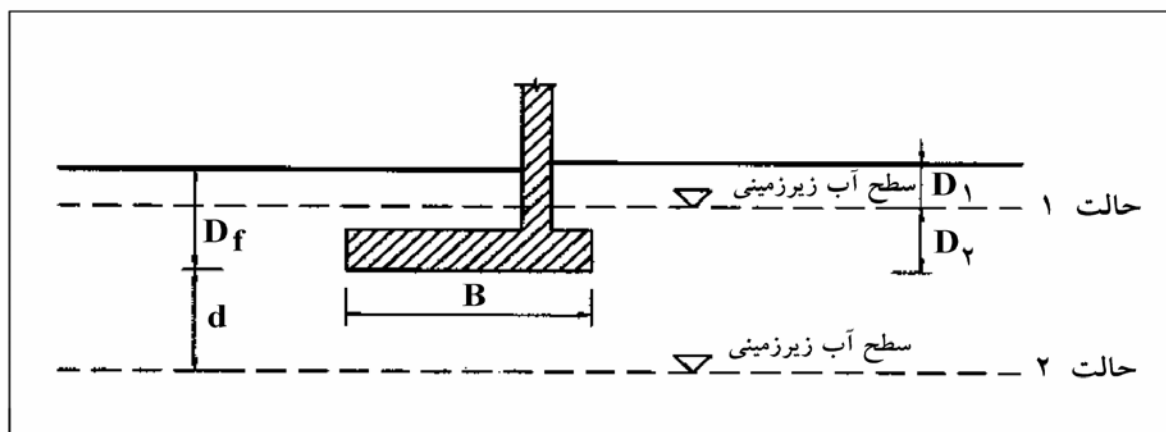
$$q_o = \gamma D_f$$

γ موجود در جمله آخر رابطه ۵ - ۲ باید با مقدار زیر جایگزین شود :

(۱۱-۵)

$$\bar{\gamma} = \gamma' + \frac{d}{B}(\gamma - \gamma')$$

حالت ۳ : وقتی که سطح آب زیرزمینی در تراز قرار دارد که $d \geq B$ است، آب زیرزمینی هیچ گونه تأثیری در ظرفیت باربری ندارد.



شکل ۵-۳- تأثیر آب زیرزمینی

۱۰-۵ ترکیب ضرایب

ضرایب تصحیح شیب بار، شیب کف شالوده، شیب زمین، و برون محوری بار تنها زمانی که همه عوامل فوق در یک جهت یکسان تمایل به ایجاد گسیختگی دارند، باید به صورت همزمان اعمال شوند.

۱۱-۵ گسیختگی موضعی

برای شالوده نواری متکی بر خاکهای ضعیف که در آن احتمال گسیختگی موضعی وجود دارد، ظرفیت باربری نهایی را می توان از رابطه زیر تعیین نمود:

(۱۲-۵)

$$q_u = \frac{2}{3} c N'_c + q N'_q + \frac{1}{2} \gamma B N'_\gamma$$

برای محاسبه N'_c ، N'_q و N'_γ از همان جدول ۵-۱ با جایگزینی زیر به جای ϕ استفاده می‌شود:

$$\phi' = \tan^{-1} \left(\frac{2}{3} \tan \phi \right) \quad (۵-۱۳)$$

۵-۱۲ نشست

دو نوع نشست اصلی می‌تواند برای شالوده دیوار رخ دهد: نشست آنی یا الاستیک S_e و نشست تحکیم S_c . نشست آنی شالوده بعد از احداث سازه دیوار و خاکریزی پشت آن (یعنی وقتی که تمام تنش‌ها به شالوده اعمال شدند) رخ می‌دهد. نشست تحکیم، نشست تابع زمان می‌باشد.

الف- نشست آنی

نشست متوسط آنی یک شالوده نواری صلب از رابطه زیر قابل محاسبه است :

$$S_e = \frac{2Bq}{E_s} (1 - \mu_s^2) \quad (۵-۱۴)$$

در رابطه فوق:

E_s = مدول الاستیسیته خاک (جدول ۵-۲)

μ_s = ضریب پواسون خاک (جدول ۵-۲)

q = شدت متوسط فشار زیر شالوده با فرض برون محوری صفر

B = عرض شالوده

ب- نشست تحکیم

نشست تحکیم برای شالوده‌های متکی بر رس اشباع از رابطه زیر تعیین می‌گردد:

$$S_c = \frac{C_c H_c}{1 + e_o} \log \frac{p_o + \Delta p_{av}}{p_o} \quad (۵-۱۵)$$

در رابطه فوق:

S_c = نشست تحکیم

p_o = فشار مؤثر متوسط در روی لایه رسی قبل از احداث شالوده

Δp_{av} = افزایش فشار متوسط در لایه رسی به علت احداث دیوار

$$\Delta p_{av} = \frac{1}{6} (\Delta p_t + 4\Delta p_m + \Delta p_b) \quad (5-16)$$

Δp_t = افزایش فشار در بالای لایه رسی

Δp_m = افزایش فشار در وسط لایه رسی

Δp_b = افزایش فشار در پایین لایه رسی

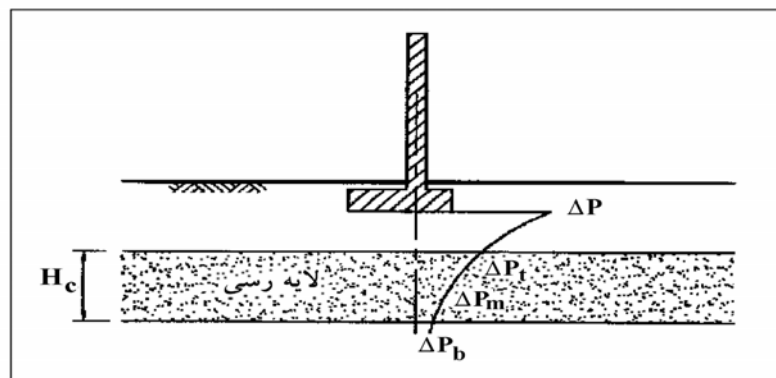
H_c = ضخامت لایه رسی

C_c = نشانه فشردگی که از آزمایشات مکانیک خاک انجام شده بر روی لایه رسی به دست می آید.

e_0 = نسبت تخلخل اولیه لایه رسی

جدول ۵-۲- پارامترهای الاستیک خاک

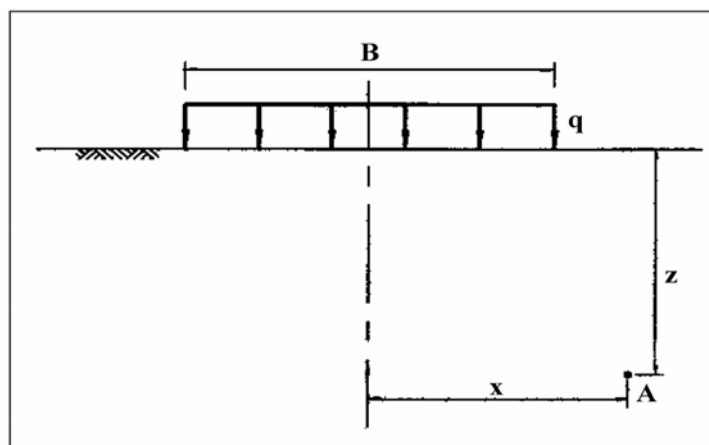
نوع خاک	ضریب الاستیسیته E_s (kg/cm^2)	نسبت پواسون μ_s
ماسه شل	۱۰۰ تا ۲۵۰	۰/۲ تا ۰/۴
ماسه با تراکم متوسط	۱۷۵ تا ۳۰۰	۰/۲۵ تا ۰/۴
ماسه متراکم	۳۵۰ تا ۵۵۰	۰/۳ تا ۰/۴۵
ماسه لای دار	۱۰۰ تا ۱۷۵	۰/۲ تا ۰/۴
ماسه و شن	۷۰۰ تا ۱۷۵۰	۰/۱۵ تا ۰/۳۵
رس نرم	۲۰ تا ۵۰	۰/۲ تا ۰/۵
رس متوسط	۵۰ تا ۱۰۰	
رس سفت	۱۰۰ تا ۲۵۰	



شکل ۵-۴- نشست لایه رسی

افزایش فشار Δp برای بار نواری با شدت یکنواخت q را می‌توان از رابطه زیر تعیین نمود (شکل ۵-۵):

$$\Delta p = \frac{q}{\pi} \left\{ \tan^{-1} \left[\frac{z}{x - (B/2)} \right] - \tan^{-1} \left[\frac{z}{x + (B/2)} \right] - \frac{Bz[x^2 - z^2 - (B^2/4)]^2}{[x^2 + z^2 - (B^2/4)]^2 + B^2z^2} \right\} \quad (۱۷-۵)$$



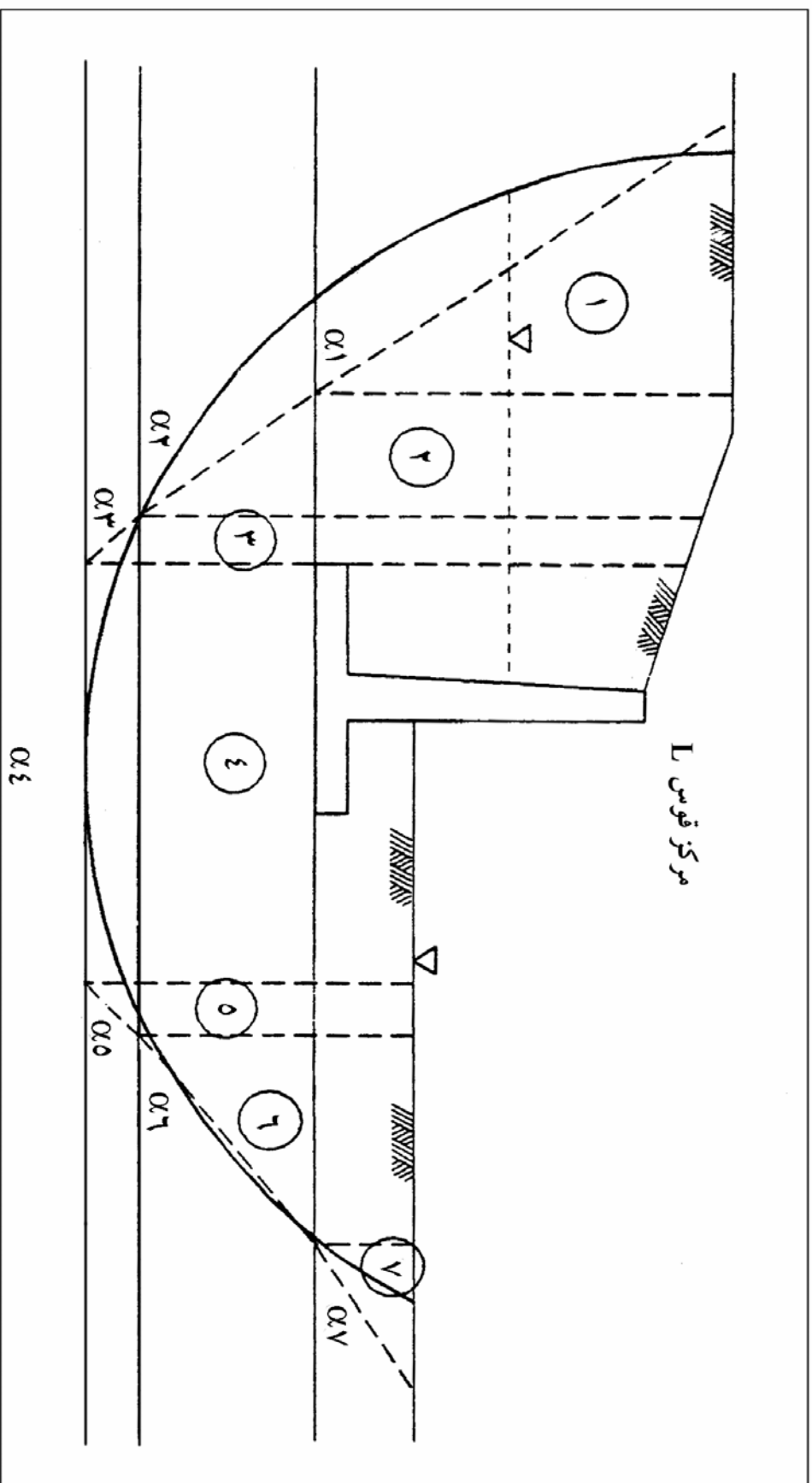
شکل ۵-۵- افزایش فشار در خاک به علت سربار نواری

پ- نشست مجاز

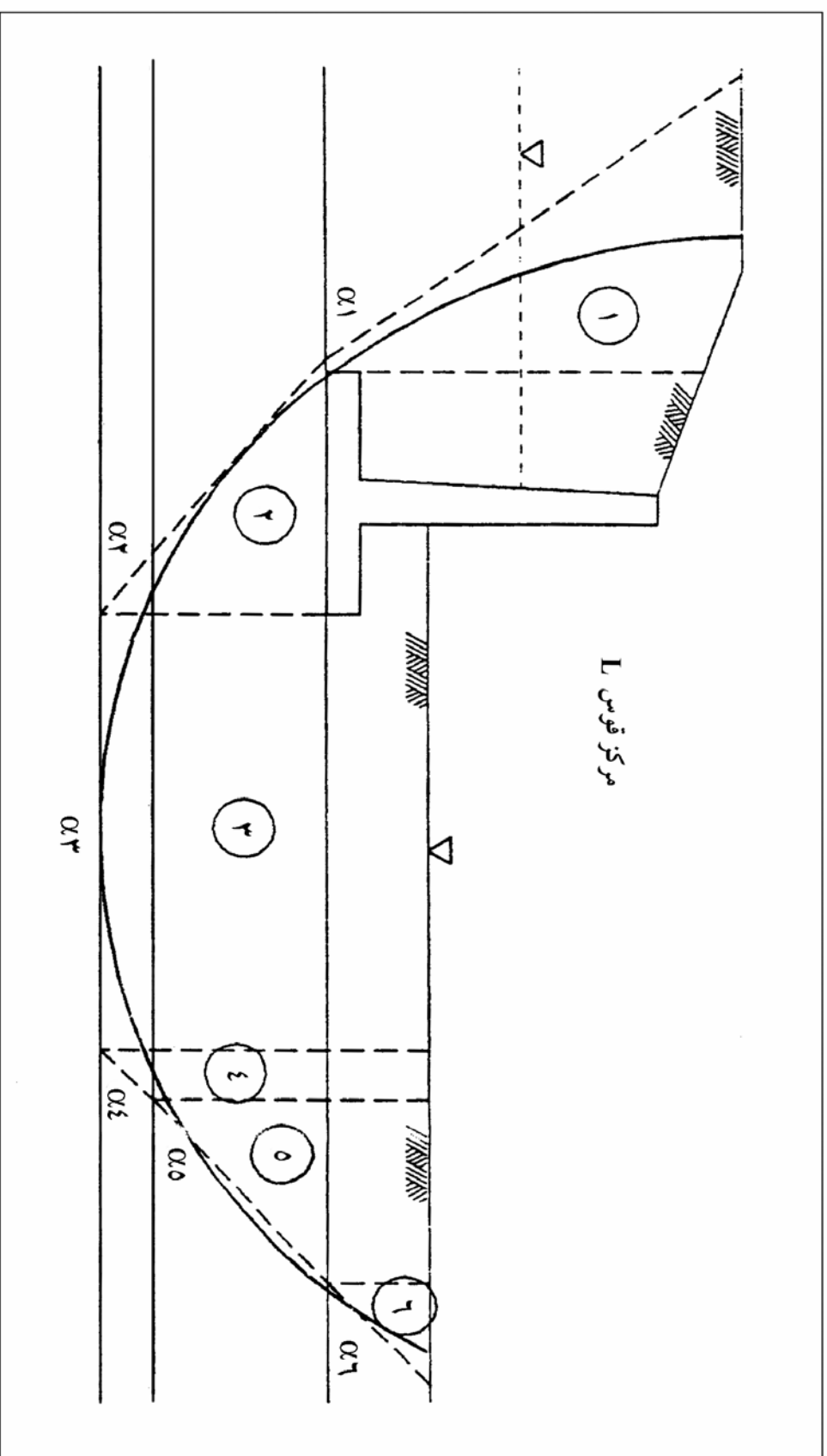
حداکثر مقدار چرخش زاویه‌ای (طول سازه / نشست) که دیوارهای حایل بتن مسلح بدون ترک خوردن می‌توانند تحمل کنند بین ۰/۰۰۲ تا ۰/۰۰۳ رادیان می‌باشد.

۵-۱۳ لغزش عمیق

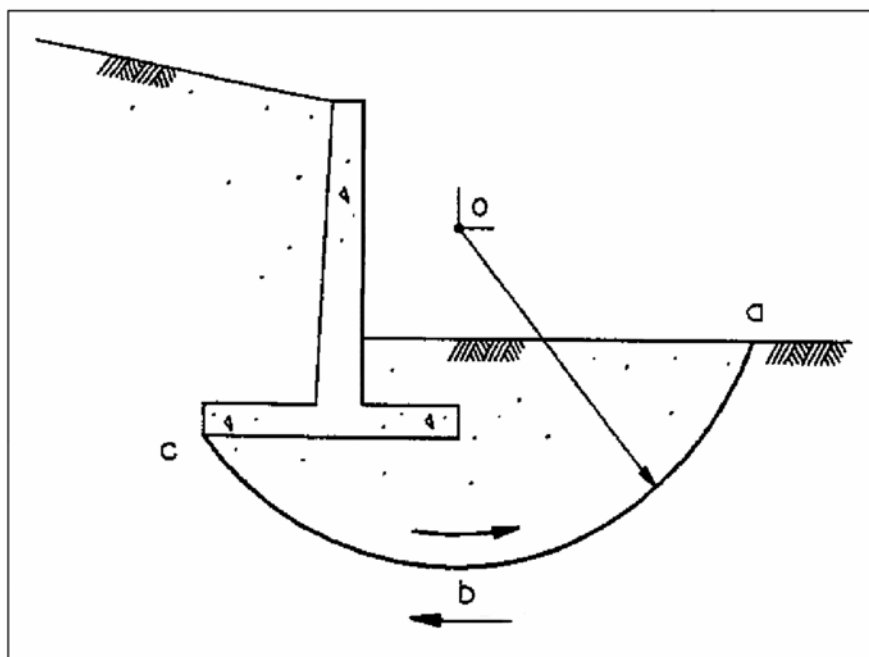
تحلیل لغزش عمیق برای کنترل لغزش لایه‌های ضعیفی که ممکن است در زیر سازه وجود داشته باشند باید انجام شود. این تحلیل باید مطابق با روش شرح داده شده در بند (۴-۱۶) باشد. گوه‌های محرک و مقاوم باید در فاصله مناسبی قرار گیرند تا لغزش دورانی سطح انجام شود. معمولاً سطح لغزشی به صورت کمانی از دایره با شعاعی مساوی ارتفاع گوه محرک منطبق بر این خواسته است (شکل‌های ۵-۶ و ۵-۷). وقتی دیوار بر روی لایه ضخیمی از خاک‌های ضعیف (سست) قرار دارد، گسیختگی برشی سطحی باید بررسی و کنترل گردد. برای این موضوع می‌توان فرض کرد که سطح لغزش از انتهای پاشنه در امتداد یک سطح استوانه‌ای عبور می‌کند (شکل ۵-۸). حداقل ضریب ایمنی نباید کمتر از ۱/۵ باشد که به وسیله روش سعی و خطا با تغییر مرکز دایره مشخص می‌شود.



شکل ۵-۶- تحلیل دایره لغزش عمیق با گوه رانش در پاشنه



شکل ۵-۷ - تحلیل دایره لغزش عمیق با گوه رانش در پنجه



شکل ۵-۸- صفحه برش سطحی

۵-۱۴ پتانسیل روانگرایی

هنگامی که در مناطق زلزله‌خیز، دیوارها بر روی لایه‌ای از ماسه اشباع واقع می‌شوند، باید ایمنی سازه در مقابل روانگرایی خاک تأمین گردد. دیوارهای سیل‌بند در دره‌های آبرفتی که بر روی ماسه‌های اشباع و ضعیف واقع می‌باشند مستعد روانگرایی می‌باشند.

برای تخمین اولیه از پتانسیل روانگرایی می‌توان از روش ساده‌شده سید استفاده نمود (سید ۱۹۷۶، سید و ادیس ۱۹۸۲) که متکی بر عدد نفوذ استاندارد (SPT) می‌باشد. اگر پی مستعد روانگرایی نبود، احتیاج به تحلیل دیگری نمی‌باشد. اگر امکان روانگرایی وجود داشته باشد، باید تخمینی از خطرات (ریسک‌ها) و نتایج خرابی روانگرایی و هزینه‌های مربوط به کاهش خطرات صورت گیرد.

در دیوارهای سیل‌بند احتمال وقوع زمین‌لرزه در هنگام سیلاب، کوچکتر از زمان غیرسیلابی است، لیکن در بیشتر دیوارها (به‌جز تعداد کمی از دیوارهای حایل) احتمال خرابی‌های ناشی از روانگرایی را می‌توان با شیوه‌های مختلف کاهش داد. شیوه‌های مختلفی که با توجه به پتانسیل روانگرایی قابل انجام می‌باشند، شامل موارد زیر هستند:

الف - تغییر محل دیوار (اگر امکان‌پذیر باشد، معمولاً بهترین حالت است)

ب - برداشت مصالح مستعد روانگرایی و جایگزینی با مصالح مناسب

ج - اصلاح مصالح مستعد روانگرایی در محل با تحکیم یا تزریق

د - پذیرش ریسک و خطرات ناشی از روانگرایی

فصل ۶

ملاحظات اجرایی

۱-۶ آماده‌سازی بستر شالوده

خاک بستر باید کاملاً متراکم شده و قبل از بتن‌ریزی باید سطح آن تمیز شده باشد. بستر سنگی باید کاملاً تمیز باشد و هرگونه اصلاح لازم جهت تضمین چسبندگی بتن به سنگ در آن ایجاد گردد. در برخی از بسترهای سنگی (نظیر شیل‌ها) برای جلوگیری از تخریب سنگ در اثر هوازگی، لازم است بلافاصله بعد از سنگبرداری، یک لایه بتن به‌منظور محافظت سطحی سنگ روی آن اجرا نمود. این لایه باید دارای عیار سیمان کافی به‌منظور ایجاد چسبندگی مناسب با سنگ باشد.

۲-۶ مصالح بتن

مشخصات مصالح بتن شامل سیمان، آب، سنگدانه (شن و ماسه)، و مواد افزودنی و پوزولان باید منطبق بر مفاد فصل سوم از آیین‌نامه بتن ایران (آبا) و مشخصات آرماتور مصرفی باید منطبق بر مفاد فصل چهارم از آیین‌نامه بتن ایران و کیفیت و عمل‌آوری بتن تازه باید منطبق بر فصل‌های ششم و هفتم از آیین‌نامه بتن ایران (آبا) باشد. همچنین در طراحی دیوارهای سیل‌بند و ساحلی ضوابط عمومی طراحی سازه‌های آبی باید مدنظر قرار گیرد.

۳-۶ قابلیت اجرا

ابعاد دیوار باید به‌گونه‌ای باشد که آرماتورگذاری و بتن‌ریزی به‌طور مناسبی انجام شود. آیین‌نامه بتن ایران (آبا) راهنمایی‌هایی برای بتن‌ریزی (فصل هفتم) و عمل‌آوری (فصل ششم) و جزییات آرماتوربندی (فصل هشتم) و قالب‌بندی و درزها (فصل نهم) ارائه کرده است. ضخامت شالوده و ضخامت بالای دیوار در دیوارهای طره‌ای با ارتفاعی بیشتر از ۲/۴ متر، برای سهولت در بتن‌ریزی نباید کمتر از ۳۰ سانتی‌متر باشد. ضخامت تیغه در دیوارهای کوتاه‌تر از ۲/۴ متر و با یک لایه آرماتورگذاری قائم را می‌توان تا ۲۰ سانتی‌متر در نظر گرفت. مقطع دیوار باید با توجه به‌سهولت و استفاده مجدد از قالب‌ها طرح شود. هرگونه محدودیت‌های اجرایی ناشی از جانمایی باید در طراحی در نظر گرفته شود.

۴-۶ درزها

به‌منظور جلوگیری از وقوع ترک‌های حرارتی ناخواسته، لازم است دیوارهای حایل، به‌کمک درزهایی به‌قطعات طولی کوچکتر تقسیم شوند. محل کلیه درزهای قائم و افقی باید در نقشه‌ها نشان داده شود.

الف- درزهای انبساطی

۱- کلیات

درزهای انبساطی برای کنترل آثار زیانبار ناشی از تغییر طول‌های حرارتی فصلی، نشست‌های تکیه‌گاهی، ارتعاشات طولی ناشی از زلزله، در دیوارهای حایل تعبیه می‌شوند. معمولاً درزهای انبساطی برای جلوگیری از خردشدگی و ترک‌خوردگی و گاهی اوقات برای قطع یکسری موردنیاز می‌باشند. در دیوارهای نسبتاً نازک، درزها در نواحی که انبساط یا نشست‌های نامساوی در آنجا قابل انتظار می‌باشد تعبیه می‌گردند. تعبیه درزهای انبساط در نقاط تغییر در امتداد دیوار، تغییرات ناگهانی در مقطع، تغییرات ناگهانی در جنس خاک پی، و در فواصل منظم در طول‌های مستقیم لازم است.

در درز انبساط بین دو لبه دیوار فاصله مناسب منظور شده و آرماتورهای طولی در محل درزها قطع می‌شوند و از آن عبور نمی‌کنند. برای جلوگیری از حرکت‌های خارج از صفحه، می‌توان میلگردهایی به صورت زبانه در محل درز انبساط تعبیه نمود، مشروط بر اینکه با بتن مجاور چسبندگی نداشته باشند. (آرماتورهای برشی) در محل‌هایی که نیاز به آب‌بندی وجود دارد، آب‌بندی درز طبق اصول بند ۴-۶-۴ پ، انجام می‌گردد.

۲- مواد پرکننده درز

ضخامت مصالح پرکننده برای تحمل تغییرشکل‌های ناشی از انقباض اولیه و انبساط‌های بعدی در اثر حداکثر تغییرات دما انتخاب می‌شود. برای این موضوع باید از مصالح پرکننده آزمایش شده و همچنین درزها و پخ‌های مناسب استفاده نمود.

ب- درزهای انقباضی

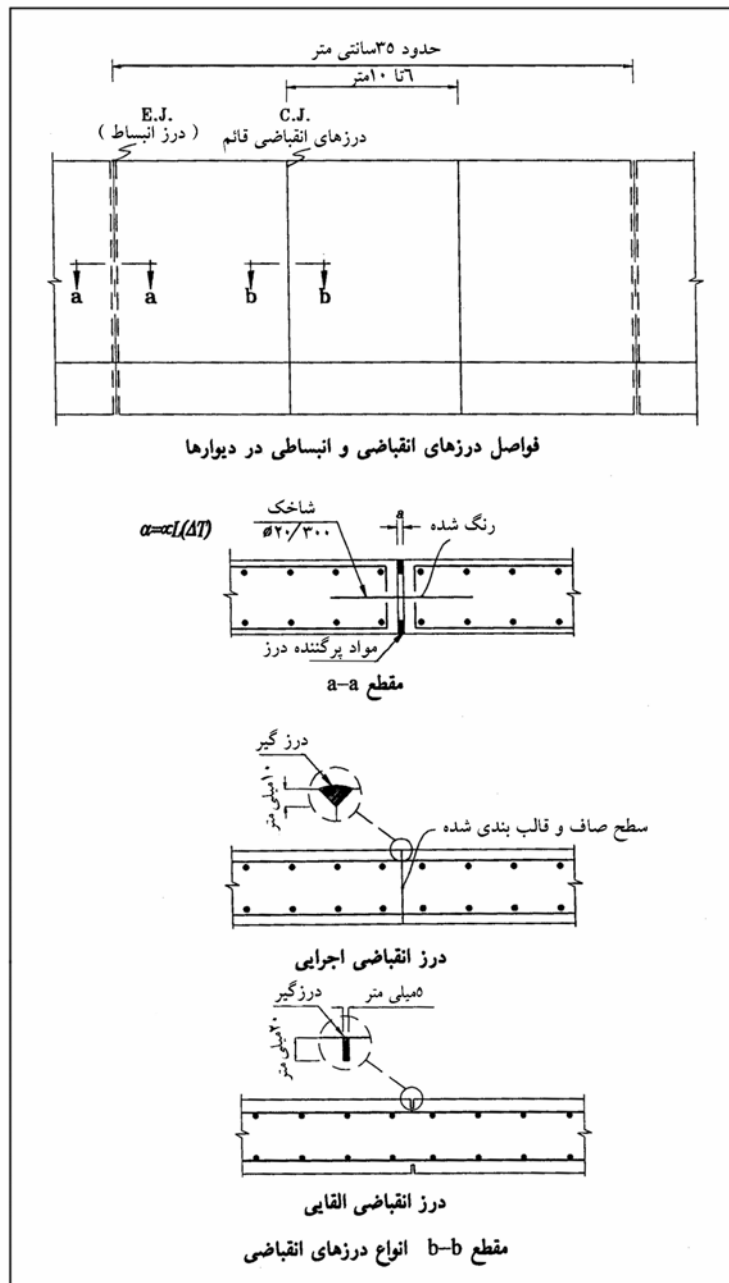
در دیوارهای طویل یا سطوح وسیع، مقاطعی به‌طور عمدی ضعیف طراحی می‌شوند تا ترک خوردن بتن که می‌تواند اجتناب‌ناپذیر و غیرقابل پیش‌بینی باشد، در موقعیت‌ها و سطوح مشخص رخ دهد. از درز انقباضی می‌توان برای تقسیم سازه به قطعات قابل اجرا به‌عنوان جایگزین درزهای اجرایی استفاده نمود. با توجه به اینکه تعبیه آرماتور افقی کافی برای جلوگیری از ایجاد هرگونه ترک، غیرعملی و غیراقتصادی است، به‌عنوان روش عملی، استفاده از درزهای انقباضی قائم با آرماتورهای افقی ممتد، برای کنترل موقعیت ترک‌ها مناسب می‌باشد. قوانین و قواعد کاملی برای موقعیت این درزها وجود ندارد. به‌طور کلی در هر پروژه موقعیت این درزها با بررسی نیازهای طراحی سازه‌ای، حجم اقتصادی بتن‌ریزی در یک قطعه اجرایی و استفاده بهینه و اقتصادی از قالب‌ها مشخص می‌شوند. به‌طور معمول درزهای انقباضی در فواصلی به‌طول ۶ تا ۱۰ متر تعبیه می‌شوند. معمولاً سطح درز انقباضی به‌صورت صاف و قالب‌بندی شده می‌باشد. در دیوارهای طره‌ای بتنی، درزهای انقباضی تنها در تیغه دیوار تعبیه می‌شوند و امتداد آن به‌پی الزامی نیست. مطابق شکل ۶-۱، درزهای انقباضی قائم می‌تواند به‌صورت انقباضی اجرایی و یا انقباضی القایی باشد. در درز انقباضی - اجرایی بتن قطع می‌شود، لیکن در درز انقباضی - القایی بتن‌ریزی مداوم است و فقط مقطع درز تضعیف می‌گردد.

ج- درزهای اجرایی افقی

این درزها برای تقسیم ارتفاعی دیوار به‌چند مرحله اجرایی استفاده می‌شوند، لیکن تعداد آنها باید تا حد امکان در حداقل حفظ گردد. تعداد این درزها بستگی به ارتفاع مجاز بتن‌ریزی در یک مرحله دارد. البته به‌جای استفاده از چند مرحله بتن‌ریزی در ارتفاع، استفاده از بتن‌ریزی یکپارچه با استفاده از پنجره‌های میانی می‌تواند مورد مطالعه قرار گیرد. استفاده از زبانه (کلید) در این درزها توصیه نمی‌شود و استفاده از درز افقی مضرّس، ارجح است، زیرا سطوح با چسبندگی و پیوستگی خوب به یکدیگر، نسبت به انتقال برش عملکرد بهتری دارند.

۱- دیوارهای وزنی بتنی

محل درزهای افقی در این دیوارها با توجه به ارتفاع بتن‌ریزی در هر مرحله^۱ مشخص می‌شود. معمولاً در این دیوارها هر مرحله بتن‌ریزی حدود ۳ متر ارتفاع دارد. سطح بالای هر مرحله بتن‌ریزی باید تمیز شده و به وسیله فشار جت آب قبل از بتن‌ریزی مرحله جدید به صورت مضرس (خشن) درآید.



شکل ۶-۱- درزهای انبساطی و انقباضی قائم

۲- دیوارهای طره‌ای بتنی

در این نوع دیوارها باید در محل اتصال دیوار با فونداسیون یک درز اجرایی تعبیه شود و درزهای افقی اضافی در ارتفاع دیوار، با فواصلی در حدود ۳ متر تعبیه شوند. سطح هر درز جهت کسب مقاومت برشی باید تا حد ممکن مضرس شود.

د- جزییات درزها در دیوارهای سیل‌بند

برای مشاهده جزییات درزها در دیوارهای سیل‌بند، به بند ۷-۱۴ مراجعه شود.

هـ- نوارهای آب‌بند^۱

نوارهای آب‌بند در درزهایی که نیاز به نفوذناپذیری دارند، استفاده می‌گردند. نوارهای آب‌بند غیرفلزی نظیر نوارهای لاستیکی یا pvc باید منطبق بر مشخصات آیین‌نامه^{*} ۱۲۳ سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور باشند. برای جزییات آب‌بندهای خاص دیوارهای سیل‌بند به بخش‌های ۲ و ۵ فصل هفتم رجوع شود.

۵-۶ خاکریز پشت دیوار (پشته‌ریزی)^۲

الف- انتخاب مصالح

برای خاکریز پشت دیوار، مصالح مختلفی را می‌توان استفاده کرد. توصیه می‌شود در صورت امکان از مصالح قابل دسترسی محلی استفاده شود. در صورتی که خاک منطقه نامناسب باشد یا کنترل پدیده رگاب لازم باشد، می‌توان از مصالح مناسب غیرمحلی استفاده نمود.

ب- مصالح

شن و ماسه تمیز مناسبترین مصالح می‌باشند. این مصالح به سرعت زهکشی می‌شوند و تحت تأثیر یخ‌زدگی قرار نمی‌گیرند و به‌صورت اولیه باقی می‌مانند. ماسه‌های لای‌دار، لای‌ها و خاک‌های درشت‌دانه شامل مقداری رس، از آنجایی که به‌کندی زهکشی می‌شوند چندان مناسب نمی‌باشند. این خاک‌ها تحت تأثیر تغییرات حجمی فصلی قرار می‌گیرند و مقاومتشان را با گذشت زمان ازدست می‌دهند. ایجاد ترک‌های انقباضی ناشی از پر شدن آب در رس‌ها می‌تواند باعث اعمال فشار هیدرواستاتیکی بر دیوار گردد. همان‌گونه که در بند ۶-۷ ذکر شده است، خاک رس به‌عنوان مصالح زیر فونداسیون و یا پشته‌ریزی باعث بیشترین خرابی‌های دیوارهای حایل شده است. در هنگام اجرا در زمستان، مصالح خاکریز یخ‌زده نباید زیر فونداسیون سازه مورد استفاده قرار گیرد. این مصالح ممکن است در هنگام خاکریزی، مناسب به‌نظر برسند، لیکن وقتی که گرم شوند می‌توانند خواص متفاوتی را کسب نمایند.

1 - Water Stop

* آیین‌نامه ۱۲۳ سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی - ضوابط و معیارهای طراحی و محاسبه مخازن بتنی

2 - Soil Backfill

ج- خاکریزی و تراکم

مصالح خاکریز باید به دقت انتخاب شوند. مصالح باید برای جلوگیری از نشست‌های بزرگ ناشی از وزن، متراکم شوند. میزان تراکم مورد نیاز به خواص مصالح و نیازهای سازه‌ای بستگی دارد. در خاک‌های چسبنده، کنترل خیلی شدیدتری بر روی میزان تراکم لازم است.

وقتی از خاک‌های دانه‌ای استفاده می‌شود، مصالح باید در لایه‌های نازک پخش و کوبیده شوند و هر لایه قبل از ریختن لایه بعدی به طور کامل متراکم شود. (به نشریه ۱۰۱ سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور*). به هر حال باید توجه داشت که از تراکم بیش از حد به دلیل اعمال نیروهای جانبی به سازه جلوگیری نمود. اگر از غلتک‌های سنگین برای کوبیدن خاک در نزدیکی دیوار استفاده می‌شود، باید در طراحی اثر فشارهای جانبی خاک بر روی دیوار در نظر گرفته شود. به منظور کنترل فشارهای دیوار باید وزن متراکم‌کننده‌ها (غلتک‌ها) محدود شود. به عنوان یک تجربه خوب استفاده از یک لایه خاک نفوذناپذیر (آب‌بند) به ضخامت حداقل ۳۰ سانتی‌متر در بالاترین لایه خاکریزی برای کاهش نفوذ آب باران توصیه می‌شود. خاکریزی در هر دو سمت دیوار باید به طور مساوی تا رسیدن به زمین طبیعی ادامه پیدا کند.

۶-۶ زهکشی

الف- دلایل لزوم سیستم زهکش

همان گونه که در بند ۶-۷ ذکر شده، از عمده‌ترین دلایل خرابی دیوارهای حایل، سیستم زهکشی نامناسب است. سیستم‌های زهکشی برای از بین بردن فشارهای هیدرواستاتیک وارد بر سطح گسیختگی و سطح پشت دیوار در اثر نشست آب و نفوذ آب باران لازم می‌باشند. در برخی حالات سیستم زهکش برای ممانعت از افزایش فشار ناشی از یخ‌زدگی خاکریز یا حداقل کردن فشار ناشی از تورم خاک‌های چسبنده لازم است. نوع سیستم زهکشی به جنس مصالح خاکریز، مقدار بارش، شرایط آب سطحی و زیرزمینی و پتانسیل یخ‌زدگی بستگی دارد. علاوه بر استفاده از سیستم زهکش، دیوار باید دارای ضریب ایمنی مناسب در ارتباط با سیستم زهکشی باشد.

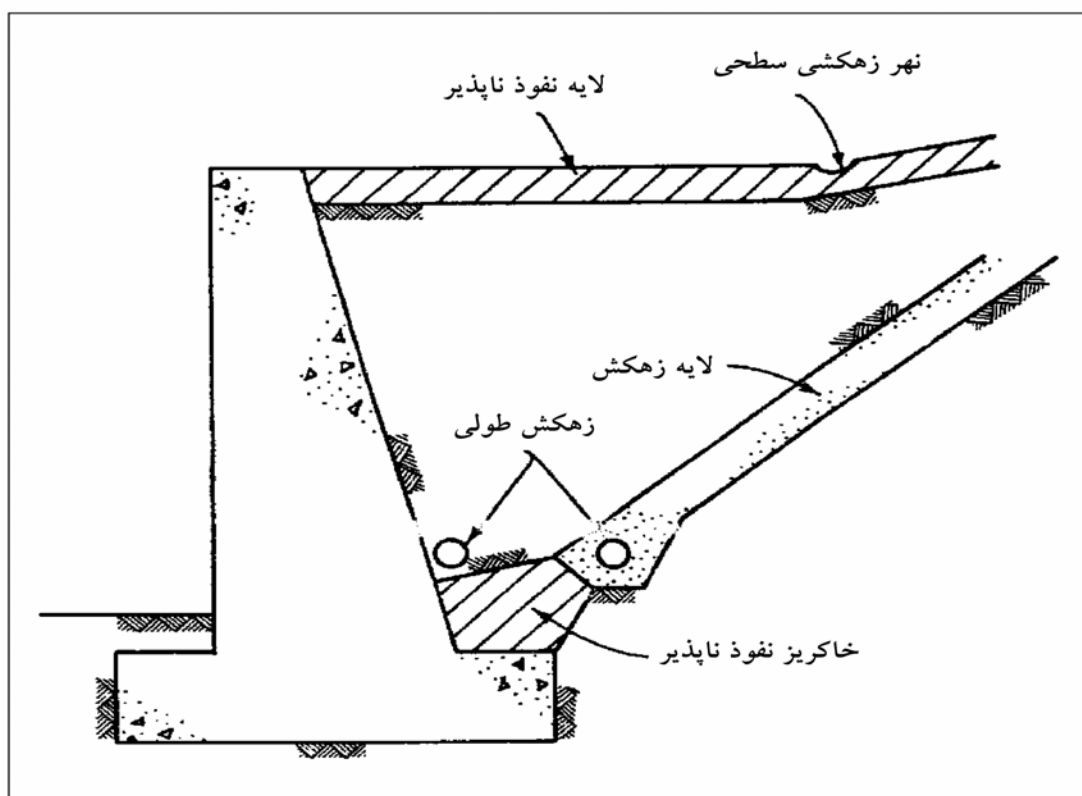
ب- روش‌های زهکشی

دیوارهای حایل باید دارای سیستم زهکشی سطحی مناسب برای دفع آب‌های سطحی باشند. همان گونه که در بالا اشاره شد، باید لایه‌ای از خاک نفوذناپذیر در بالای خاکریز برای کاهش نفوذ آب باران قرار داده شود. مؤثرترین روش برای کنترل زهکشی، انجام خاکریزی بر روی یک لایه زهکش شیبدار و دارای زهکش طولی است (شکل ۶-۲). لایه زهکش شیبدار افزایش فشارهای هیدرواستاتیک بر روی سطح گسیختگی در اثر نشست آب زیرزمینی و نفوذ

* نشریه شماره ۱۰۱ سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور تحت عنوان مشخصات فنی عمومی راه.

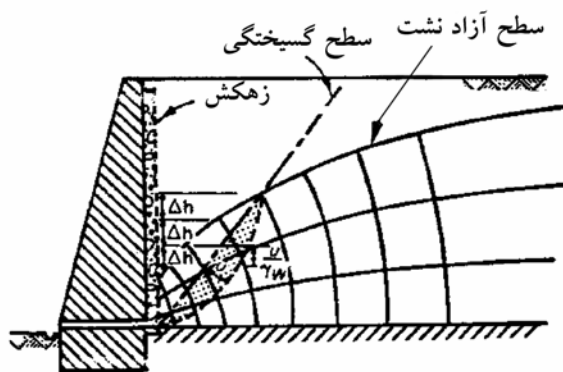
آب باران را به حداقل می‌رساند. استفاده از زهکش در امتداد دیوار تأثیر کمتری دارد و غالباً باعث اعمال نیروهای بزرگتری به دیوار می‌شود (شکل ۶-۳). لیکن برای دیوارهای نسبتاً کوتاه (تقریباً کمتر از ۳ متر) افزایش این نیروها، خیلی زیاد نیست و روش استفاده از زهکش در مجاورت دیوار اغلب به کار می‌رود. زهکش‌های در امتداد دیوار را می‌توان به صورت یک لایه زهکش درجا (شکل ۶-۴) یا یک سیستم زهکشی پیش‌ساخته* (شکل ۶-۵) در نظر گرفت.

وقتی مسئله گسترش یخ‌زدگی وجود دارد، باید از سیستمی مشابه سیستم زهکش شکل (۶-۶) استفاده نمود. اگر از خاک‌های چسبنده (ریزدانه) به عنوان مصالح خاگریز استفاده می‌شود، برای جلوگیری از تغییر میزان رطوبت خاک و در نتیجه کاهش ترک‌خوردگی و پتانسیل تورم باید از سیستم زهکش نشان داده شده در شکل (۶-۷) استفاده نمود. سایر روش‌های کنترل نشت در بند (۷-۴) شرح داده شده است.



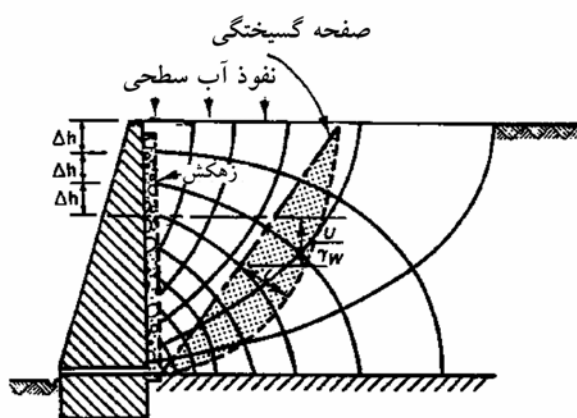
شکل ۶-۲- لایه زهکشی شیب‌دار

* در صورت استفاده از زهکش پیش‌ساخته در مجاورت دیوار، مقاومت خرد شدن زهکش پیش‌ساخته باید از ۳ برابر حداکثر فشار جانبی وارد بر دیوار بزرگتر باشد. استفاده از این زهکش‌ها برای زهکش شیب‌دار به دلیل امکان وارد آمدن صدمه به زهکش در حین عملیات کوبیدن خاک و همچنین لغزش زهکش در امتداد صفحه زهکش توصیه نمی‌شود.



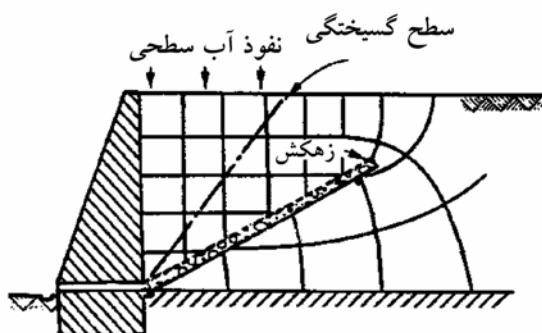
توزیع فشار روی سطح گسیختگی
به علت نشت دائمی

الف - زهکش قائم - شرایط زهکشی دائم



افزایش در فشار آب در روی سطح گسیختگی
به علت نفوذ آب های سطحی

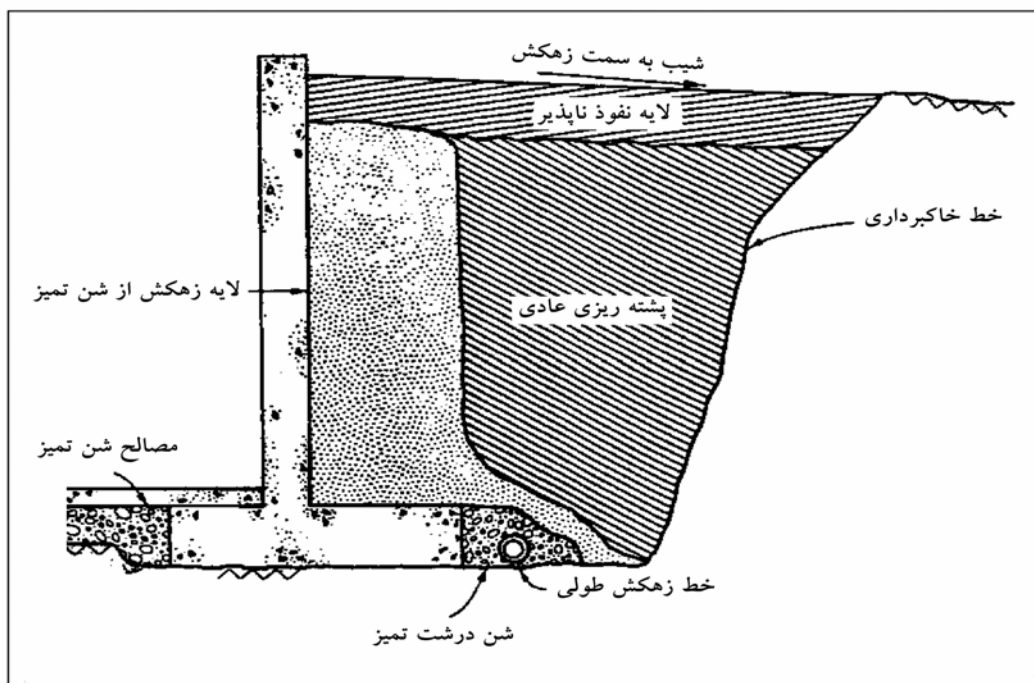
ب - زهکش قائم - نفوذ آب سطحی



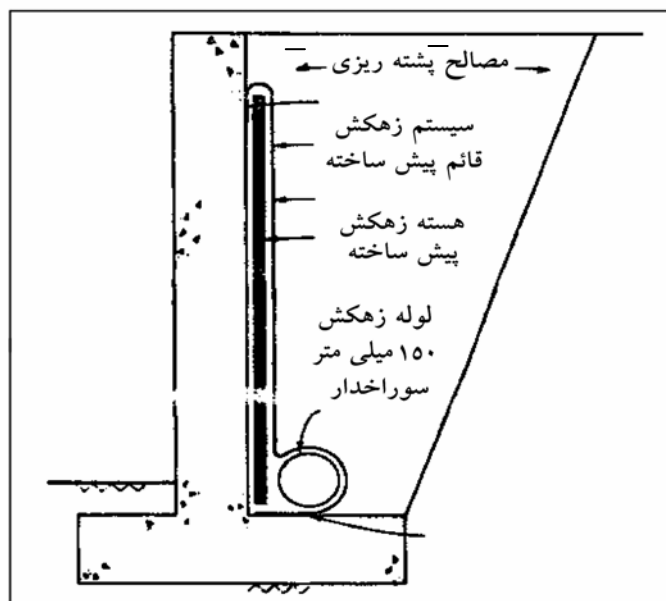
فشار آب روی سطح گسیختگی صفر است

پ - زهکش شیبدار - نفوذ آب سطحی

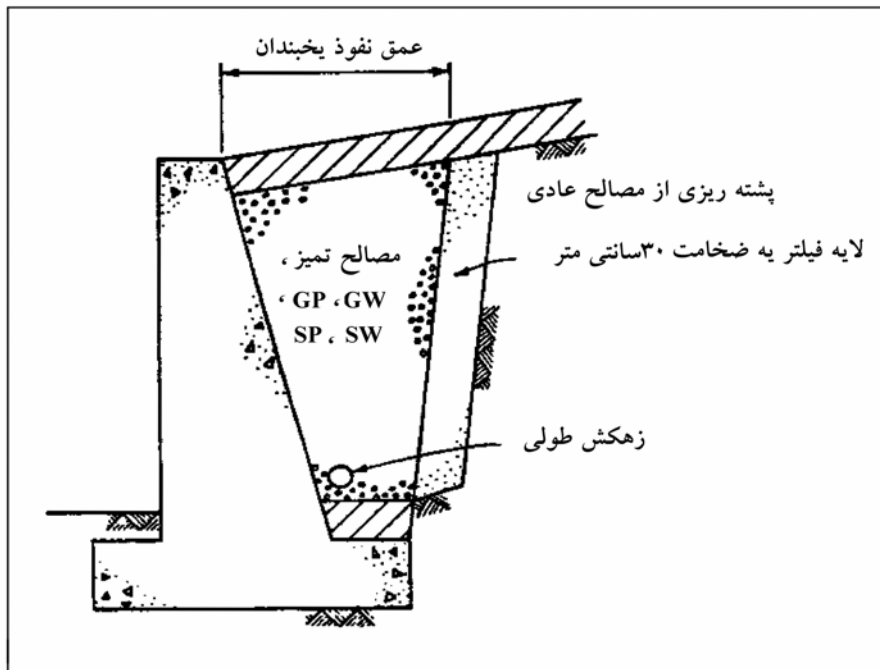
شکل ۶-۳- تأثیر موقعیت زهکش بر روی افزایش فشار هیدرواستاتیک بر روی سطح گسیختگی



شکل ۴-۶- لایه زهکش در امتداد دیوار حایل



شکل ۵-۶- سیستم زهکش پیش ساخته مرکب قائم (در مجاورت دیوار)



شکل ۶-۶- سیستم زهکش برای جلوگیری از نفوذ یخ زدگی در پشت دیوار حایل

ج- زهکش‌های طولی

زهکش‌های طولی برای تخلیه آب از پشت دیوار حایل به داخل یک آبرو، کانال یا ... استفاده می‌شوند. قطر زهکش‌های طولی باید به اندازه کافی بزرگ باشند و همچنین برای تأمین سرعت مناسب جهت شستن رسوبات از داخل زهکش باید دارای شیب طولی مناسب باشند*. برای حداقل کردن مسدودشدگی در نیمه تحتانی لوله باید سوراخ‌هایی را تعبیه نمود. برای تعمیر و نگهداری زهکش‌ها و برای کاهش بارهای طراحی، آدم‌روها و دریچه‌های بازدید (شکل ۶-۸) باید در ورودی‌های مهم و در هر خم تند لوله برای سهولت در بازدیدها و تمیز کردن تعبیه شود. در انتهای زهکش طولی باید یک شیر یکطرفه برای جلوگیری از پس زدن آب تعبیه شود (شکل ۶-۹). مقطع انتهایی لوله نگهدارنده شیر یکطرفه باید دارای درپوش قابل برداشت جهت بازدید و تمیز کردن باشد.

د- سوراخ زهکش^۱

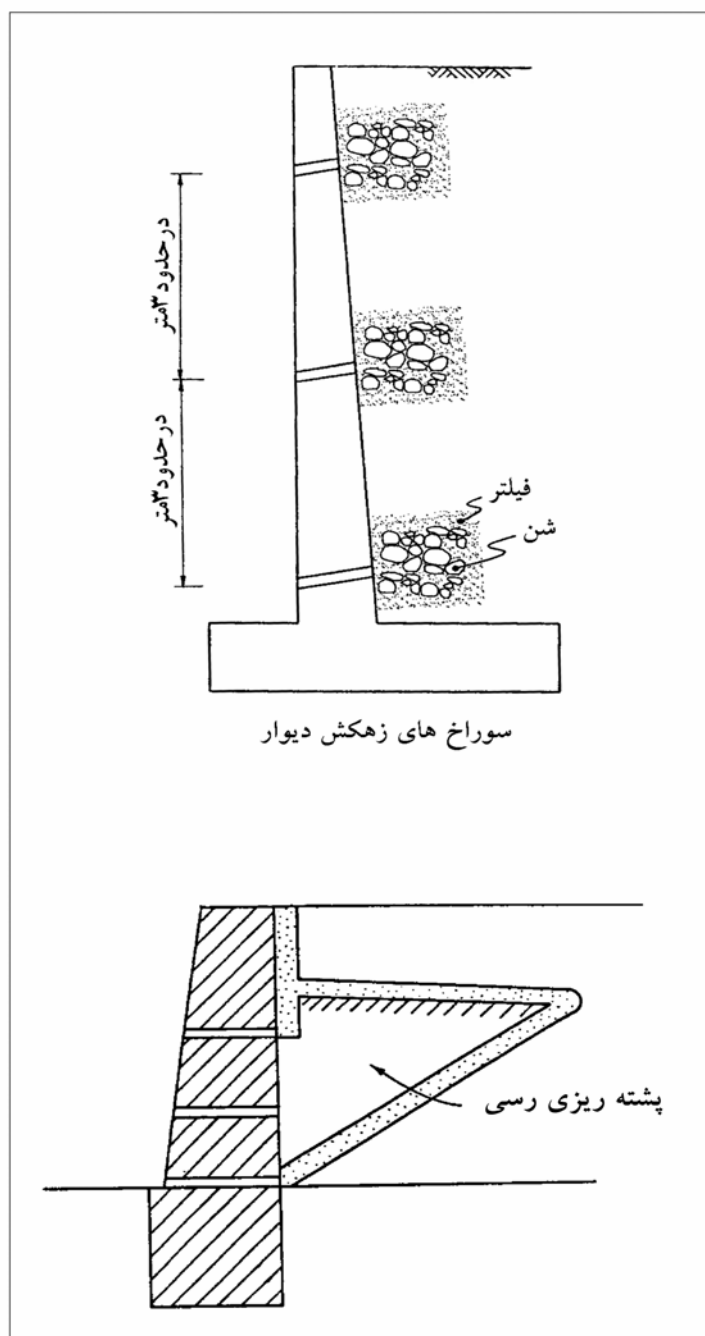
سوراخ زهکش شامل لوله‌ای به قطر حداقل ۷/۵ سانتی‌متر می‌باشد که به‌طور عرضی در داخل تیغه دیوار قرار دارند. برای جلوگیری از مسدود شدن لوله‌های زهکش، باید در ورودی لوله‌ها، توده شنی و مصالح فیلتر تعبیه گردد. به‌طور معمول فاصله سوراخ زهکش به صورت قائم و افقی نباید بیش از ۳ متر باشد.

* برای یک لوله به قطر ۱۵ سانتی‌متر حداقل شیب در حدود ۰/۱۵ درصد می‌باشد.

1- weep holes (بارباکان)

هـ - ضوابط فیلترها

زهکش‌ها باید با استفاده از لایه‌های فیلتر به‌طور مناسبی محافظت شوند تا بدون اینکه مصالح خاگریز به‌داخل زهکش وارد شود، عمل خروج آب به‌طور آزاد انجام پذیرد. معیار پایداری یا کنترل رگاب براساس نسبت اندازه دانه‌بندی بین مصالح محافظت شده و مصالح فیلتر طبق روابط ۱-۶ و ۲-۶ می‌باشد :



شکل ۶-۷- سیستم زهکشی برای پشته‌ریزی رسی

$$\frac{D_{15F}}{D_{85B}} \leq 5 \quad (۱-۶)$$

(شرط پایداری)

$$\frac{D_{50F}}{D_{50B}} \leq 25 \quad (۲-۶)$$

که در روابط فوق :

$$D_{15F} = \text{قطر مصالح فیلتر در نقطه } 15\% \text{ عبوری}$$

$$D_{85B} = \text{قطر مصالح محافظت شده در نقطه } 85\% \text{ عبوری}$$

$$D_{50F} = \text{قطر مصالح فیلتر در نقطه } 50\% \text{ عبوری}$$

$$D_{50B} = \text{قطر مصالح محافظت شده در نقطه } 50\% \text{ عبوری}$$

برای اطمینان از اینکه مصالح فیلتر نسبت به مصالح زهکش آب را بهتر از خود عبور دهند باید شرط نفوذپذیری زیر برقرار باشد :

$$\frac{D_{15F}}{D_{15B}} \geq 5 \quad (۳-۶)$$

(شرط نفوذپذیری)

برای جلوگیری از گرفتگی لوله‌های سوراخدار زهکش طولی، باید ضوابط زیر رعایت شود:

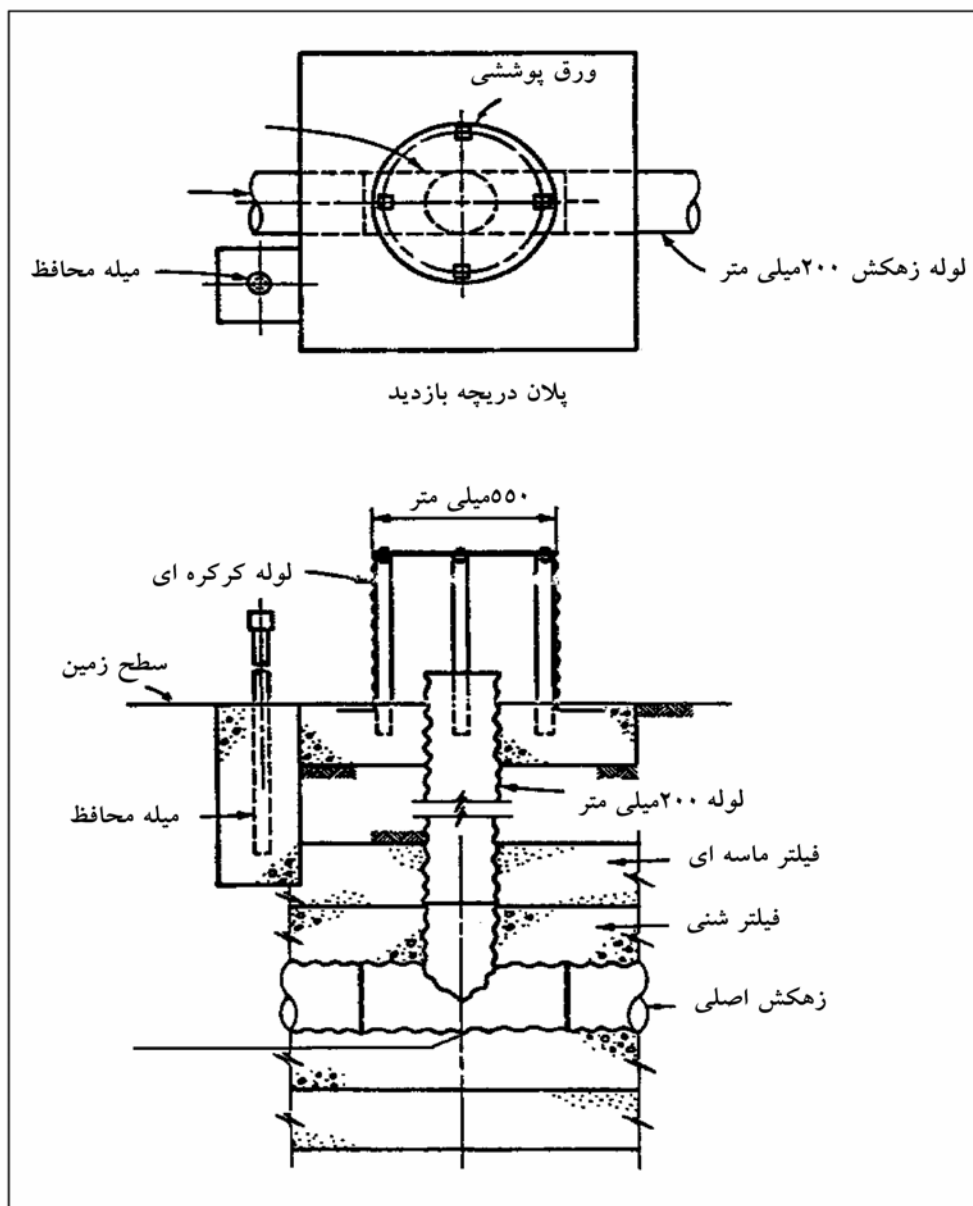
الف- برای سوراخ‌های دایره

$$\frac{D_{50F}}{\text{قطر سوراخ}} \geq 1 \quad (۴-۶)$$

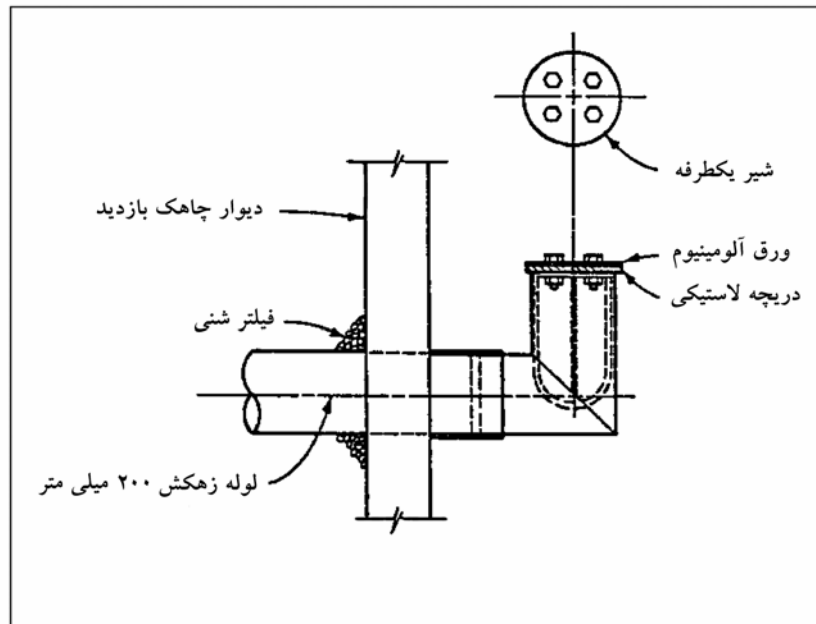
ب- برای سوراخ‌های لوبیایی

$$\frac{D_{50F}}{\text{عرض سوراخ}} \geq 1/20 \quad (۵-۶)$$

مصالح فیلتر می‌توانند ضوابط مربوط به پایداری و نفوذپذیری را ارضا نمایند، لیکن برای اقلان ضوابط مربوط به سوراخ‌ها، لازم است ریزدانه باشند، بنابراین ممکن است استفاده از فیلترهای لایه‌بندی شده لازم گردد. در این مورد استفاده از فیلترهای پیش‌ساخته، ممکن است باعث سهولت گردد.



شکل ۶-۸- دریچه‌های بازدید برای زهکش‌های طولی



شکل ۶-۹- شیر یکطرفه در انتهای زهکش طولی

و- ضوابط زهکش‌ها

زهکش باید بتواند جریان آب طرح را به‌طور آزاد و بدون حرکت ذرات خاک از خود عبور دهد. لایه‌های زهکشی را می‌توان از شن و ماسه تمیز یا زهکش مرکب پیش‌ساخته (برای کاربردهای خاص) ساخت. مقدار جریان طرح را می‌توان از شبکه جریان به‌دست آورد. در یک شبکه، برای خاک با شرایط ایزوتروپ خواهیم داشت :

$$q_b = k_b h \frac{n_f}{n_d} \quad (۶-۶)$$

که در آن :

q_b = مقدار بده عبوری از خاک پشت دیوار حایل در واحد عرض دیوار

k_b = نفوذپذیری خاک خاکریز

h = ارتفاع هیدرواستاتیک موجود در پشت دیوار

n_f = تعداد کانال‌های (خطوط) جریان در شبکه جریان

n_d = تعداد خطوط هم‌پتانسیل (افت پتانسیل) در شبکه جریان

حداقل مقدار نفوذپذیری از رابطه زیر محاسبه می‌شود :

$$k_d = \frac{q_d}{i_d A_d} \quad (۷-۶)$$

که در آن :

k_d = حداقل نفوذپذیری لازم برای زهکش

q_d = مقدار بده عبوری از لایه زهکشی یا زهکش پیش ساخته مرکب در واحد عرض دیوار

i_d = گرادیان جریان (شیب هیدرولیکی) در زهکش (برای زهکش قائم مساوی ۱ و برای زهکش شیبدار مساوی شیب زهکش)

Ad = سطح مقطع جریان در زهکش

نشت در مصالح درشت دانه به صورت آشفته است و برای ضریب نفوذپذیری باید طبق شکل ۶ - ۱۰ ضریب کاهش اعمال نمود. میزان نفوذپذیری در داخل صفحه، باید حداقل ۲۰ برابر بزرگتر از مقدار محاسبه شده تئوریک باشد. در زهکش‌های پیش ساخته با افزایش فشار جانبی مقدار نفوذپذیری داخل صفحه کاهش می‌یابد. بنابراین میزان نفوذپذیری باید براساس حداکثر فشار جانبی اعمالی بر روی دیوار در نظر گرفته شود.

ز- ضوابط اجرایی

۱- شن و ماسه

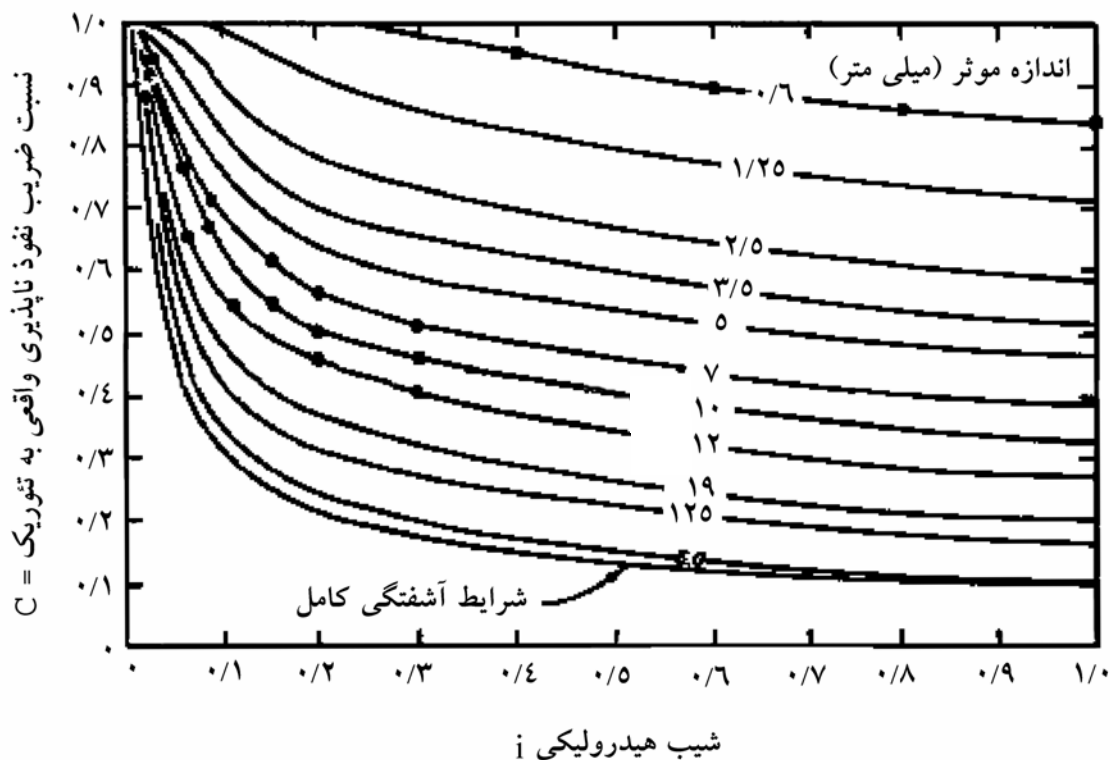
در هنگام ریختن مصالح زهکش، نباید جدایی^۱ در دانه‌ها به وجود آمده و یا دچار آلودگی گردند. جدایی دانه‌ها باعث برهم خوردن شرایط نفوذپذیری و پایداری مصالح زهکش می‌گردد.

آلوده شدن مصالح فیلتر به مواد مضر در اثر آب گل‌آلود، گرد و غبار و ... در حین اجرا می‌تواند باعث گرفتگی سوراخ‌ها و فضاهای خالی در مصالح شده و مانع انجام زهکشی صحیح گردد. در صورتی که مصالح فیلتر یا زهکشی دارای مواد مضر باشند باید آنها را تعویض نمود. مصالح فیلتر که تحت تأثیر سفت شدن (گیرش) می‌باشد باید خارج شود.

۲- زهکش پیش ساخته

هنگامی که عملیات کوبیدن مصالح خاگریز در نزدیکی زهکش پیش ساخته مجاور دیوار حایل انجام می‌شود باید شرایط خاصی رعایت شود. کوبیدن و تراکم در نزدیکی دیوار حایل می‌تواند فشارهای جانبی را افزایش داده و باعث خرد شدن زهکش پیش ساخته و یا کاهش نفوذپذیری داخل صفحه آن شود. توصیه‌های سازندگان این زهکش‌ها برای خاگریزی و کوبیدن خاک نزدیک زهکش‌ها باید رعایت شود. استفاده از قطعه آزمایشی برای تعیین شرایط عملی قابل قبول برای وسایل تراکم لازم می‌باشد. هنگامی که از سنگ شکسته به عنوان مصالح خاگریز استفاده می‌شود، لایه‌ای از ماسه باید در مقابل زهکش پیش ساخته برای محافظت از آن در برابر آسیب‌های ناشی از تراکم تعبیه شود.

1- segregated



شکل ۶-۱۰- تخمین کاهش در نفوذپذیری مصالح نازک دانه‌بندی شده در اثر جریان متلاطم

۳- زهکش‌های طولی

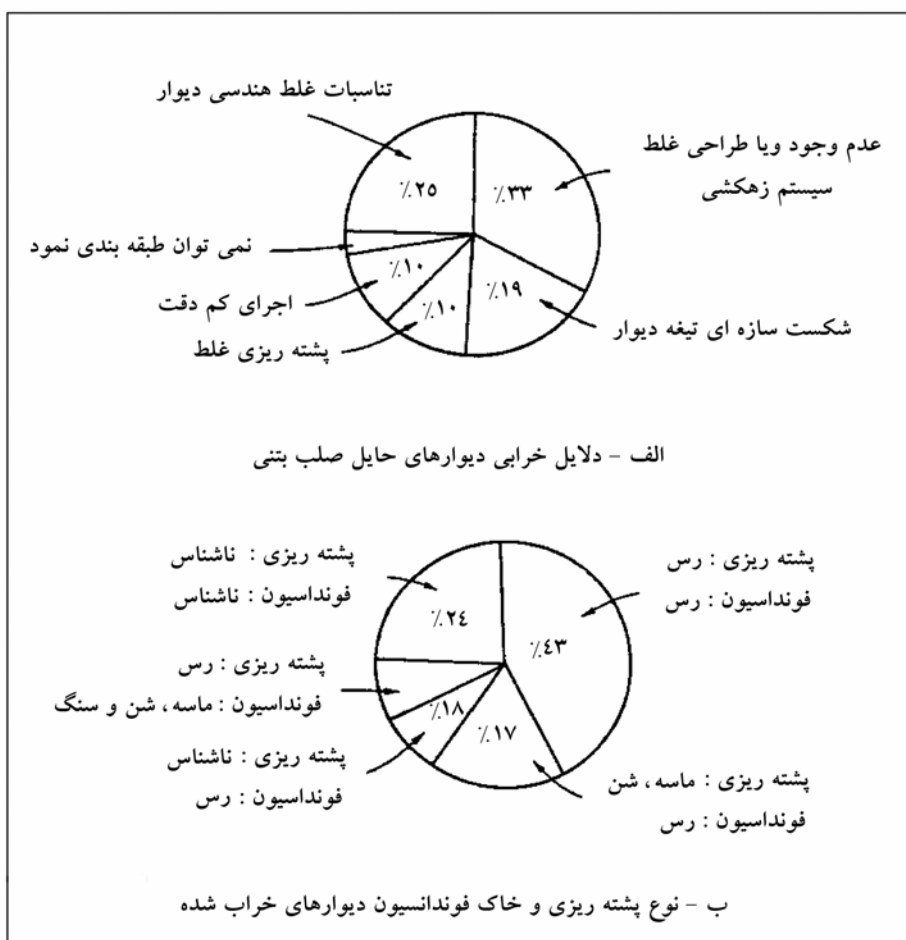
اتصال نامناسب و بد می‌تواند عملکرد کل سیستم زهکش طولی را مختل سازد. در هنگام کوبیدن و متراکم کردن خاک در بالای زهکش باید دقت لازم را برای جلوگیری از شکستن لوله انجام داد. نشست‌های نامساوی می‌تواند باعث باز شدن اتصالات لوله‌ها به سمت بالا و داخل شدن خاک به درون لوله شوند. برای حداقل کردن این موضوع باید دقت نمود تا مصالح زیر لوله به‌طور یکنواخت و مناسب متراکم شوند.

۶-۷ دلایل خرابی‌ها

نتیجه دو مطالعه آماری در ارتباط با خرابی دیوارهای حایل در شکل ۶-۱۱ ارائه شده است. مشاهده می‌شود:

الف - استفاده از رس به عنوان مصالح خاکریز پشت دیوار یا زیر شالوده باعث بیشترین خرابی‌های دیوارهای حایل شده است.

ب - طراحی نادرست سیستم زهکش و یا پایه دیوار مهمترین دلیل خرابی دیوارهای حایل است.



شکل ۶-۱۱- دلایل عملکرد نامناسب دیوارهای حایل

فصل ۷

دیوارهای سیل‌بند

۱-۷ کلیات

عملکرد اصلی دیوار سیل‌بند هدایت رواناب و جلوگیری از گسترش سیل در منطقه مورد محافظت می‌باشد. دیواره سیل‌بند، در یک وجه تحت تأثیر بارگذاری فشار هیدرواستاتیک سیلاب و در وجه دیگر تحت تأثیر فشار خاک و آب زیرزمینی می‌باشد. دو نوع اصلی سیل‌بندها، عبارتند از سیل‌بندهای رودخانه‌ای و سیل‌بندهای ساحلی. سیل‌بندهای رودخانه‌ای در طول مشخصی از ساحل رودخانه یا مسیل اجرا شده و در هنگام سیلاب با جلوگیری از ورود سیل به‌اراضی کشاورزی و شهری، تحت تأثیر فشار هیدرواستاتیک از سمت رودخانه تا تراز سیلاب قرار می‌گیرند. در مقابل سیل‌بندهای ساحلی که در کنار دریاها اجرا می‌شوند، تحت تأثیر بارهای کوتاه‌مدت ناشی از بالا آمدن آب در اثر موج، ضربات موج، و یا اثر جزر و مد دریا می‌باشند. امواج ساحلی ماهیت دینامیکی داشته و در مدت چند ثانیه بر سازه اثر می‌کند. در خلال طوفان، به‌علت سرعت باد و شدت برخورد امواج، اجرای عملیات ترمیمی در دیوار ساحلی و همچنین جریان‌های حیاتی مرتبط با آنها بسیار مشکل است. لذا باید با اعمال تدابیر طراحی و جزییات اجرایی مناسب، از عملکرد رضایت‌بخش دیوارها در شرایط بحرانی مطمئن شد.

۲-۷ حالات بارگذاری

الف- تراز سیلاب طرح

۱- در طراحی دیوار سیل‌بند یا ساحلی، اطلاعات لازم برای تعیین تراز سیلاب طرح باید در اسناد و اطلاعات هیدرولیکی / هیدرولوژی پروژه جمع‌آوری گردد. مشخصات جریان که معمولاً مشتمل بر مدارک تاریخی براساس مشاهدات و یا اندازه‌گیری‌ها موجود می‌باشد، از جمله اطلاعات پایه در طراحی دیواره‌های سیل‌بند رودخانه‌ای می‌باشد. طرح سیل‌بندهای ساحلی معمولاً مستلزم انجام شبیه‌سازی و مطالعه اثر موج دریا در شرایط مختلف است. برخورد و یا سرریز موج از روی سیل‌بند ممکن است منجر به آب‌شستگی شدیدی در نزدیکی وجه محافظت‌شده دیواره گردد. جزییات بارگذاری موج در فصل سوم ارائه شده است.

۲- برخی از پارامترهای مؤثر بر پروفیل سطح آب و ارتفاع دیواره سیل‌بند، عبارتند از :

الف- بده سیلاب طرح و تغییرات کف رودخانه یا ساحل در اثر رسوب‌گذاری یا آب‌شستگی، و یا رشد و یا ازبین رفتن پوشش‌های گیاهی.

ب - امواج و ارتفاع آنها.

پ - وجود آشغال، یخ و سایر مواد زائد.

ت - وجود شیب عرضی سطح آب در خلال ورود یا خروج به کانال‌ها و یا اختلاف بار سرعت ($v^2/2g$) بین جریان آب در کانال و در کناره ساحل رودخانه.

ث - ناپایداری و ثابت نبودن پروفیل سطح آب در حاشیه‌های غیرهموار و یا در پیچ‌ها.

ج - افت انرژی آب به‌دلیل تغییرات سطح جریان در برخورد با پایه پل‌ها و یا در محل پیچ‌ها.

چ - تغییرات در نوع رژیم سیلاب به‌دلیل تغییرات در حوزه آبریز منطقه.

ب- ارتفاع آزاد

ارتفاع آزاد، ارتفاعی است که در بالای تراز سیلاب یا موج طراحی تأمین می‌شود. هدف از منظور کردن ارتفاع آزاد، تأمین بعضی مقاصد طراحی و مقابله با نوسانات پیش‌بینی نشده سطح آب و بعضی عوامل ناشناخته و کمیت‌ناپذیر طراحی است. دلایل انتخاب ارتفاع آزاد به شرح زیرند :

۱- مقاصد طراحی عبارتند از :

الف - اطمینان از عدم سرریز آب^۱ در مناطق با خطر کمتر^۲

ب - کاهش حجم موج سرریز شده

پ - افزایش فواصل زمانی عملیات اصلی نگهداری سیل‌بند، نظیر جمع‌آوری رسوبات فرونشسته در پای دیوار

۲- ارتفاع آزاد جهت مقابله با تغییرات پیش‌بینی نشده‌ای است که در سطح نیمرخ آب رخ می‌دهد و عموماً این نوسانات یا به دلیل کوچکی بیش از حد و یا به دلیل طبیعت غیرمنظم قابل اندازه‌گیری و کمیت‌پذیر نبوده و لذا امکان تعیین ضابطه مشخصی برای مقابله با آنها غیر از تأمین ارتفاع آزاد وجود ندارد. عوامل اصلی تأثیرگذار بر سطح نیمرخ آب، عوامل کمیت‌پذیری می‌باشند که عموماً در طراحی و انتخاب سطح طراحی آب دخالت دارند نه در تعیین ارتفاع آزاد.

۳- نشست و یا چرخش دیواره سیل‌بند معمولاً به عنوان یک عامل طراحی در هنگام تعیین ارتفاع کل دیوار مدنظر قرار می‌گیرد و از عوامل منظور شده در ارتفاع آزاد نیست.

۴- طراحی ارتفاع آزاد باید در خلال پیشرفت مطالعات مرحله اول^۳ مورد توجه قرار گیرد و انتخاب آن نباید به مطالعات مرحله دوم^۴ (تهیه جزییات اجرایی) واگذار شود. سعی در تدقیق ارتفاع آزاد در هر مرحله از طراحی بر هزینه‌های کل طرح اثر مستقیم خواهد داشت و باید همواره مدنظر باشد. در مراحل اولیه، عموماً انتخاب ارتفاع آزاد برپایه تجربیات و مقادیر پیش‌فرض طراحی و به صورت یک تخمین سریع می‌باشد، در این راستا ارتفاع ۶۰۰ میلی‌متر برای دیوار سیل‌بند زمین‌های کشاورزی و ارتفاع ۱۰۰۰ میلی‌متر برای دیوارهای سیل‌بند مناطق شهری به عنوان تخمین اولیه انتخاب می‌شود. لیکن با پیشرفت مراحل طراحی، این عدد پیش‌فرض نیز اصلاح و با مقادیر مناسب جایگزین می‌گردد.

۵- هنگامی که دیواره سیل‌بند در معرض موج‌های پیوسته و بزرگ قرار داشته باشد، ارتفاع آزاد بر پایه اجازه روگذری (سرریز) بخشی از موج از روی دیوار تعیین می‌گردد. باید توجه داشت که روگذری موج از روی دیوار در برخی موارد منجر به خوردگی و فرسایش سطح سمت حفاظت شده دیوار می‌گردد که جهت مقابله با این امر اجرای یک روسازی صلب و مقاوم با عرض ۶ تا ۹ متر در سمت پشت لازم است.

پ- حالات بارگذاری

برای تعیین بارگذاری ناشی از خاک و فشار آب بر روی دیواره سیل‌بند به فصل سوم مراجعه نمایید.

1 - Overtopping

2 - Least Hazardous

3 - Concept Design

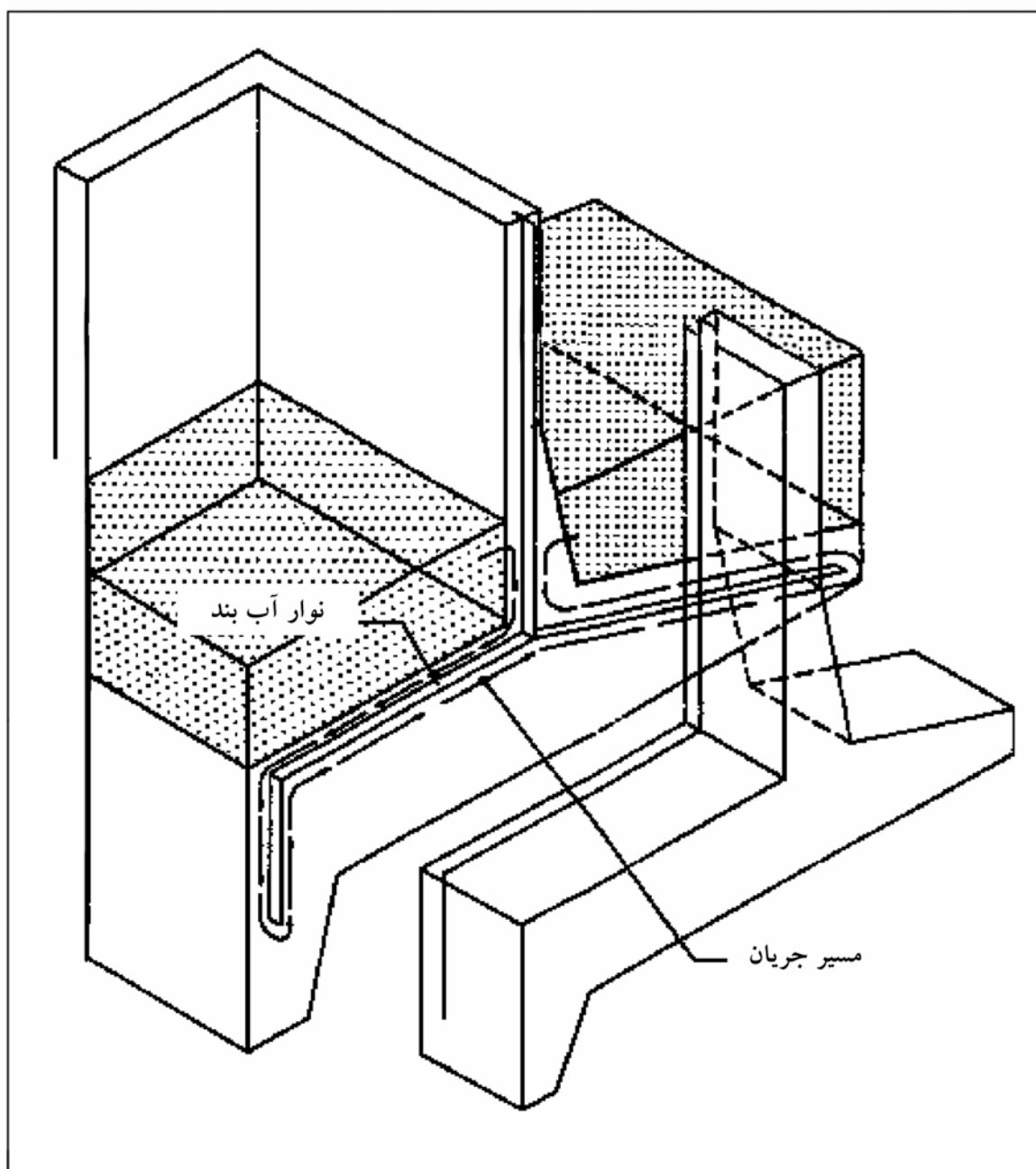
4 - Detailed Design Phase

۳-۷ ملاحظات عمومی

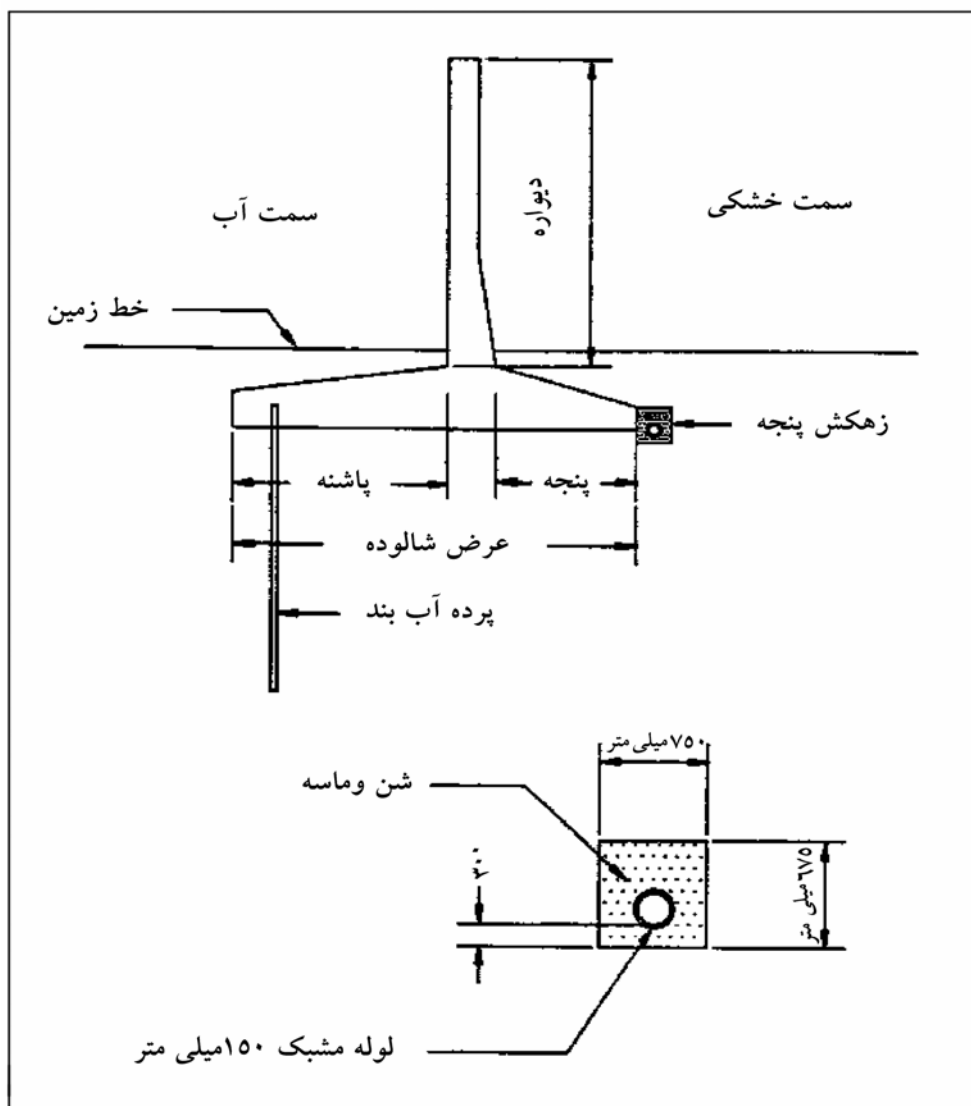
دیوارهای سیل‌بند و ساحلی، غالباً تحت تأثیر نشت از میان جسم سازه^۱، زیرنشت^۲ یا جریان زه در بخش تحتانی و یا نشت در اطراف و انتهای خود^۳ می‌باشند. کنترل نشت از جمله ملاحظات اصلی در طرح دیواره‌های سیل‌بند است و نشت کنترل نشده معمولاً منجر به افزایش فشار و یا ایجاد فشار برخاست (برکنش) در زیر دیوار و کاهش ضریب ایمنی پایداری خواهد گشت. افزایش فشار منفذی در مصالح زیر شالوده و یا در حوالی پنجه دیوار ممکن است شرایط ژئوتکنیکی را جهت جوشش ماسه و یا تورم خاک در زیر شالوده را فراهم نماید. پدیده نشت در شالوده ممکن است دارای چنان سرعتی باشد که برای جابه‌جایی مصالح غیرچسبنده زیر شالوده و ایجاد پدیده رگاب^۴ کافی باشد. کنترل نشت مستلزم طراحی جزییاتی است که فشار نشت و سرعت حرکت آن در خاک در محدوده مجاز حفظ شود. در بعضی موارد ممکن است نشت کنترل شده حتی در صورت بزرگ بودن مقدار آن، فاقد خطر جدی باشد. در صورتی که دیوار سیل‌بند برای محافظت مناطق مسکونی احداث شود، باید نشت آب از طریق پمپ نمودن آن به بیرون از ناحیه حفاظت شده تخلیه گردد. از آنجایی که بده نشت آب در مقایسه با دیگر منابع کوچک است، به ندرت لازم می‌گردد جزییاتی خاص جهت کنترل و کاهش مقدار آب نشتی منظور کرد. کنترل ناقص نشت آب، همان‌طور که در شکل ۷-۱ به عنوان نمونه نشان داده شده است، می‌تواند پایداری دیواره سیل‌بند را به خطر اندازد.

در سیل‌بندها، کنترل جریان آب از میان جسم دیوار از طریق نصب لاستیک‌های آب‌بند در درزهای اجرایی یا انبساطی (حرکتی) صورت می‌گیرد که در بند ۷-۱۳ معرفی می‌شوند. کنترل زه در دو انتهای دیوار از طریق ساخت خاکریز انتهایی^۵ و آب‌بند نمودن آن با دیوار حایل صورت می‌گیرد که جزییات آن در بند ۷-۱۲ ارائه می‌شود. برای کنترل نشت در زیر شالوده دیوار، مطابق شکل ۷-۲ از پرده آب‌بند^۶ (سپر فولادی یا بتنی) و زهکش پنجه^۷ استفاده می‌گردد.

-
- 1 - Through Seepage
 - 2 - Underseepage
 - 3 - Around Seepage
 - 4 - Piping
 - 5 - Levee
 - 6 - Cut off Wall
 - 7 - Toe Drain



شکل ۷-۱- جریان آب در اطراف نوار آب بند در شالوده دیوار



شکل ۷-۲- روش کنترل زیرنشت

گاهی دیواره‌های سیل‌بند روی مصالح آبرفتی اجرا می‌شوند به‌طوری که مصالح نفوذپذیر با ضخامت قابل توجه در زیر لایه نسبتاً نفوذناپذیر فوقانی قرار داشته و به‌صورت هیدرولیکی به‌رودخانه متصل می‌باشند. به‌دلیل لایه‌ای بودن مصالح آبرفتی، نفوذپذیری آنها در امتداد افق به‌میزان قابل ملاحظه‌ای بزرگتر از نفوذپذیری در امتداد قائم است. مجموع این شرایط باعث وقوع پدیده نشت و جریان آب از زیر دیوار خواهد شد. زمانی که دیواره سیل‌بند بر خاک نفوذپذیر مستقر باشد (که در اکثر مواقع این‌گونه است) لزوم توجه به‌پرده آب‌بند برای قطع زیرنشت، علاوه بر انجام زهکشی جریان آب در پنجه دیوار باید مدنظر قرار گیرد. روش کنترل زیرنشت (زیرجریان) منحصر به‌فرد نیست و انتخاب یک الگو و شکل تحلیلی کاملاً به‌شرایط ویژه محل بستگی خواهد داشت. به‌ویژه به‌خواص نفوذپذیری خاک زیر دیوار، امتداد جریان نشت، مسائل اجرایی و هزینه‌ها نیز بستگی خواهد داشت. برخی از انواع شیوه‌ها در کنترل زیر جریان در شالوده دیواره‌های سیل‌بند در بند ۷-۴ تشریح شده است.

۴-۷ کنترل نشت زیر دیوار (زیرنشت)

هدف اصلی از تحلیل جریان نشت در زیر دیوار، محاسبه گرادیان خروجی در لبه پنجه دیوار سیل بند و خاکریز دو انتها و مقایسه آن با مقدار گرادیان بحرانی که بین $0/8$ تا $1/0$ متغیر است، می باشد.

در این راستا گرادیان مجاز در جهت اطمینان معادل $0/5$ تا $0/8$ انتخاب شده و در صورت افزایش شیب هیدرولیکی در لبه پنجه از این مقدار، کنترل زیر جریان صورت می گیرد. محاسبه شیب هیدرولیکی مذکور با هدف ارزیابی نیاز به کنترل نشت و یا طراحی سیستم های کنترلی خاص انجام می گیرد. برای این مقصود، خاک زیر شالوده دیوار به صورت دولایه شامل یک لایه نسبتاً نفوذناپذیر که بر روی یک لایه نفوذپذیر قرار گرفته، فرض می شود. جزییات تحلیل این مسئله در منابع مربوط به اصول ژئوتکنیک و نشت وجود دارد.

در مواردی که شرایط محل شامل شرایط هندسی، غیرهمگن بودن خاک محل و لایه بندی خاک زیر شالوده پیچیده باشند، نیاز به تحلیل های دقیق بر پایه تحلیل خطوط جریان و یا تحلیل اجزای محدود نشت خواهد بود. پاره ای از انواع مختلف کنترل زیرنشت در ادامه تشریح می شود.

الف- پرده آب بند^۱

اجرای دیواره آب بند در زیر پاشنه دیوار که وارد لایه نفوذپذیر گردد، یکی از راه حل های مفید جهت کنترل زه جریان در زیر دیوار می باشد. پرده آب بند می تواند شامل ترانشه پر شده با مصالح متراکم نفوذناپذیر، ترانشه پر شده با گل بنتونیت، زبانه برشی بتنی در مقیاس بزرگتر، و یا سپر کوبیده شده در زمین باشد (شکل ۷-۳).

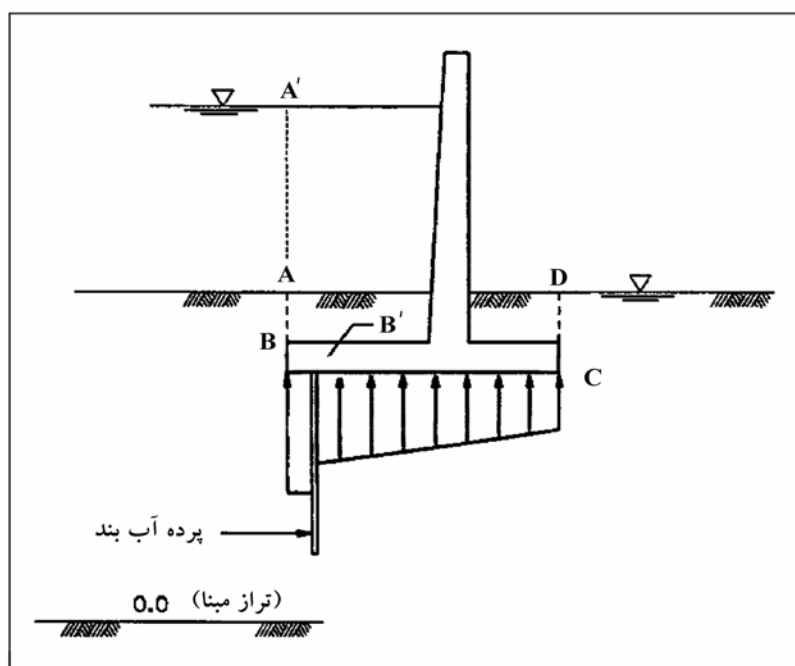
پرده آب بند معمولاً در انتهای پاشنه دیوار قرار می گیرد. عمق نفوذ پرده آب بند باید براساس تحلیل نشست تعیین گردد. پرده آب بند باید آنقدر عمیق باشد تا کاهش قابل توجه میزان جریان آب در خاک زیرشالوده دیوار مشهود باشد، هرچند پرده های آب بند کوتاهتر نیز می توانند در کاهش فشار برخواست زیر دیوار مؤثر باشند. پرده های عمیق عموماً مانع از تبادل عادی جریان آب زیرزمینی بین سفره زیرسطحی و جریان رودخانه در مواقع غیرسیلابی بوده و باید تنها در مواردی که مطالعات جامع هیدرولوژی در این خصوص انجام شده است، (تا مشخص شود که در سیکل جریان آب خلل ایجاد نمی کند) مورد توجه قرار گیرند.

نوع و عمق پرده آب بند باید بر پایه تحلیل نشت و شرایط واقعی محل تعیین گردد. سپرهای فولادی به علت عدم درزبندی مناسب در محل قفل و بست لبه ها، کاملاً نفوذناپذیر نیستند، با این حال در کاهش گرادیان هیدرولیکی و کاهش پدیده رگاب در پنجه شالوده های احداث شده در خاک های درشت دانه بسیار مؤثر می باشند، به گونه ای که اثر آنها در کاهش فشار برخواست زیر شالوده های مستقر بر خاک درشت دانه تا ۵۰ درصد نیز می رسد. ترسیم نمودار فشار برخواست در تحلیل پایداری دیوار باید با فرض ارتفاع کامل فشار در نقطه B در وجه بیرون پرده آب بند (وجه محافظت نشده) انجام گیرد و از افت فشار به جهت حرکت جریان آب در خاک در طول مسیر AB صرف نظر گردد (شکل ۷-۳). ارتفاع فشار در نقطه B' در سمت محافظت شده پرده

1 - Cutoff

آببند باید به میزان ۵۰ درصد اختلاف ارتفاع فشار در دو نقطه ابتدای پنجه دیوار و انتهای پاشنه دیوار (نقطه B و نقطه C) کاهش یابد. محاسبات فشار برخاست در زیر شالوده در شکل ۷-۳ نشان داده شده است.

اثر پرده آببند از نوع سپرهای فولادی در کاهش فشار برخاست به شرح پیش گفته ممکن است در مواردی بیش از ۵۰ درصد باشد که لحاظ آن در محاسبات باید بر پایه وجود تجربه‌های مشابه و دقت خاصی صورت گیرد. اثر پرده‌های آببند در خاک‌های ریزدانه کمتر از مصالح درشت‌دانه می‌باشد، زیرا چسبندگی موجود در مصالح ریزدانه منجر به وقوع ترک‌خوردگی یا جدایی خاک از پرده آببند می‌گردد.



شکل ۷-۳- توزیع فشار برخاست در زیر دیوار با پرده آببند

ب- زهکش پنجه^۱

کلیه سیل‌بندهایی که در خشکی قرار می‌گیرند، باید مجهز به زهکش پنجه در سمت خشکی مشابه آنچه در شکل ۷-۲ نشان داده شده است، باشند. لیکن نیاز به این نوع زهکش در مورد دیوارهای ساحلی باید با تحلیل نشت تعیین گردد. این نوع زهکش که در لبه شالوده دیوار در سمت خشکی قرار گرفته و به موازات آن امتداد می‌یابد، به عنوان مجرای برای خروج جریان‌های موضعی زیر دیوار، کنترل‌کننده پدیده رگاب، و فشار برخاست اضافی در نزدیکی شالوده می‌باشد. در مورد شالوده‌های مستقر بر خاک‌های نفوذناپذیر، تعبیه زهکش پنجه جهت کنترل مسائل نشت، در زیر دیوار کافی است، لیکن در مورد خاک‌های نفوذپذیر،

1 - Toe Drain

استفاده از انواع دیگر سیستم‌های کنترل باید مدنظر قرار گیرد. در مورد شالوده‌های مستقر بر شمع، نصب زهکش پنجه معمولاً برای جلوگیری از شسته شدن و از بین رفتن مصالح دانه‌ای زیر پایه دیوار کافیس^۱. زهکش نباید هیچ‌گاه در زیر شالوده قرار گیرد تا امکان نگهداری و قابلیت دسترسی به آن فراهم باشد و احیاناً از شکستگی آن جلوگیری شود. زهکش‌های پنجه نوعاً شامل لوله‌ای به قطر ۱۵۰ تا ۲۰۰ میلی‌متر می‌باشد که نیمه تحتانی آن در فواصل مشخص سوراخکاری شده است و این لوله در درون یک لایه مصالح فیلتر (مطابق ضوابطی که در بخش‌های قبلی ذکر شده است) با ضخامتی بین ۱۵۰ تا ۳۰۰ میلی‌متر محصور است. آبی که توسط زهکش جمع‌آوری می‌گردد معمولاً به صورت ثقلی به درون کانال‌های جمع‌آوری یا جوی، حوضچه‌های سطحی یا ایستگاه‌های پمپاژ هدایت شده و از محل دور می‌شود. در هنگام طراحی و اجرا باید امکان دسترسی به زهکش جهت رفع مشکل و اجرای عملیات نگهداری و مراقبت و یا تعویض جهت‌گیری آن در فواصلی کمتر از ۱۵۰ متر فراهم گردد، در ضمن لوله‌های تخلیه نیز باید برای انتقال حداکثر میزان متحمل آب سطحی جمع‌شده طراحی گردند.

پ- ترانشه زهکش^۲

در صورت کم بودن ضخامت لایه نفوذناپذیر فوقانی و یا عدم وجود چنین لایه‌ای، استفاده از ترانشه زهکش جهت کنترل نشت زیر دیوار در نزدیکی پنجه مدنظر قرار می‌گیرد. ترانشه زهکش عملکردی مشابه زهکش پنجه، لیکن در مقیاس بزرگتری دارد، و به صورت یک خندق یا ترانشه می‌باشد که از سطح زمین شروع شده و تا درون لایه نفوذپذیر سطحی یا زیرسطحی (لایه‌ای که بعد از لایه نفوذناپذیر سطحی قرار دارد) امتداد می‌یابد که این عمق نفوذ عملاً به تجهیزات حفاری موجود و میزان خشک‌اندازی مورد انتظار برای منطقه بستگی خواهد داشت. انجام حفاری ترانشه، قرار دادن لوله‌های زهکش و خاکریزی آن باید در خشکی کامل صورت گیرد و به منظور اطمینان از کفایت ظرفیت انتقال و زهکشی، معمولاً لوله‌های زهکش را قدری دست‌بالا نسبت به محاسبات انجام شده در نظر می‌گیرند. خاکریزی مجدد درون ترانشه توسط مصالح فیلتر (مطابق مشخصات قبل) صورت می‌گیرد. امکان دسترسی به ترانشه زهکش در فواصل مشخص جهت بازبینی و انجام عملیات تعمیر و نگهداری و همچنین حفاظت از مصالح خاکریز در فواصل مشخص مشابه زهکش‌های پنجه باید فراهم گردد. انجام محاسبات نشت جهت تعیین میزان جریان آب در زیر دیوار باید با فرض تراز پایین دست منطبق بر تراز آب خروجی در زهکش انجام شود. لیکن در صورتی که امکان راکد ماندن آب در پشت دیواره سیل‌بند در سمت خشکی وجود داشته باشد، انجام محاسبات فشار برخواست باید با توجه به تأثیر مانداب انجام گیرد.

ت- چاه‌های تخلیه^۳ یا بارشکن

چاه‌های فشارشکن جهت کاهش فشار برخواست در عمق لایه نفوذپذیر به کار می‌روند که این فشار اضافی ممکن است باعث جوشش ماسه یا وقوع رگاب (آب‌شستگی) در مصالح زیر شالوده گردد. عملکرد این چاه‌ها کنترل جوشش ماسه در خاک‌های دانه‌ای به علت زیر فشار، کاهش فشار (آزاد کردن فشار) به واسطه تخلیه آب زیرزمینی، لیکن با حفظ خاصیت مصالح فیلتر و جداکننده زیر شالوده می‌باشد و معمولاً مزیت استفاده از آنها در صورت ضخیم بودن لایه نفوذپذیر یا بیشتر بودن ضخامت آن نسبت به لایه‌های ناتراوا، مشهود است. استفاده از این چاه‌ها بخصوص در کنترل نشت زیاد آب در لایه‌های نفوذپذیری که در

1 - Roofing

2 - Trench Drain

3 - Relief Well

تماس مستقیم با رودخانه می‌باشند بسیار مفید است. از دیگر مزایای این چاه‌ها، سهولت اجرای آنها در مواردی است که فشار پیژومتریک اندازه‌گیری شده در محل زیاد باشد و نیاز به کنترل فشار نشت را ملزم نماید. طراحی این نوع چاه‌های زهکش در کتب تخصصی تشریح شده است. اصول کلی طراحی آنها شامل انتخاب اصل، قطر و عمق آنها در یک خط طرح می‌باشد به گونه‌ای که گرادیان (افت گرادیان) موردنظر در خط واصل بین پنجه دیوار و ردیف چاه‌ها تأمین گردد. معمولاً این چاه‌ها در تقاطع با زه یا جریان‌های آب سطحی در خاک فاقد عملکرد مناسب و مؤثر می‌باشند و در چنین مواردی از طرح ترکیب آنها با زهکش‌های پنجه دیوار استفاده می‌گردد. انجام آزمایش پمپاژ بر روی این چاه‌ها در هنگام نصب یا راه‌اندازی لازم است و با توجه به اینکه پس از مدتی به دلیل فرسایش بدنه چاه و گرفتگی‌های ناشی از موجودات ذره‌بینی، و بالطبع کاهش بازده آنها، بازبینی و مراقبت منظم از آنها در حین دوره بهره‌برداری و انجام عملیات ترمیمی جهت اطمینان از حفظ کیفیت و قابلیت‌های فنی سیستم زهکش، امری ضروری است. در طول دوره بهره‌برداری از چاه‌ها، انجام آزمایش پمپاژ و مقایسه ظرفیت ویژه چاه (نسبت جریان به افت سطح ایستایی) در زمان آزمایش مقدار نظیر در ابتدای عمر چاه لازم است. برای محاسبه فشار برخاست زیر دیوار، ارتفاع فشار در امتداد مسیر چاه، باید مساوی میانگین ارتفاع آب در صفحه چاه‌های بارشکن فرض شود. با این شیوه و با مراجعه به مآخذ ذکر شده می‌توان فشار برخاست را محاسبه نمود.

ث- کفپوش^۱ ناتراوا سمت جریان (سمت آب)

استفاده از یک لایه نفوذناپذیر که اصطلاحاً کفپوش نفوذناپذیر یا ناتراوا خوانده می‌شود، روی لایه نفوذپذیر راه‌حل مناسبی در کاهش مقدار نشت، فشار برخاست و گرادیان هیدرولیکی در سمت خشکی در زیر دیواره سیل‌بند می‌باشد. جنس کفپوش می‌تواند از مصالح طبیعی نفوذناپذیر مثل خاک رس و یا مواد پلیمری مصنوعی باشد. تحلیل تأثیر کفپوش نفوذناپذیر بر موارد فوق با استفاده از روش اجزای محدود، شبکه جریان، و روابط تحلیلی امکان‌پذیر می‌باشد که در این خصوص استفاده از کتب تخصصی توصیه می‌گردد.

کفپوش ناتراوا در سمت رودخانه می‌تواند روی یک لایه نفوذناپذیر طبیعی که خود نقش لایه ناتراوا را دارد، به منظور بهبود خواص طبیعی آن در کنترل نشت اجرا شود و ممکن است در حالت دیگری به طور مستقیم روی مصالح نفوذپذیر اجرا گردد. باید توجه داشت که در مواردی شیب تند ساحل رودخانه اجرای کفپوش ناتراوا را غیرعملی می‌سازد، همچنین به ندرت امکان اجرای این کفپوش روی لایه‌های نفوذپذیر رودخانه در زیر آب نیز وجود دارد. شواهد موجود حاکی از آن است که وجود ناپیوستگی در کفپوش ناتراوا می‌تواند تأثیر منفی در عملکرد آن بگذارد. همچنین لازم است بین لایه نفوذناپذیر و شالوده دیوار همپوشانی و اتصال کافی وجود داشته باشد تا به واسطه تغییر شکل دیوار به سمت خشکی در اثر فشار آب، گسیختگی و ناپیوستگی در لایه ناتراوا به وجود نیاید.

کفپوش ناتراوا در سمت آب (رودخانه) ممکن است در اثر تغییرات مداوم یا شدید رژیم رودخانه تحت اثر فرسایش قرار گیرد و یا در صورتی که در حین اجرا به طور کامل و پیوسته مرطوب نشده باشد، احتمال ترک خوردگی (باز شدن ترک‌های

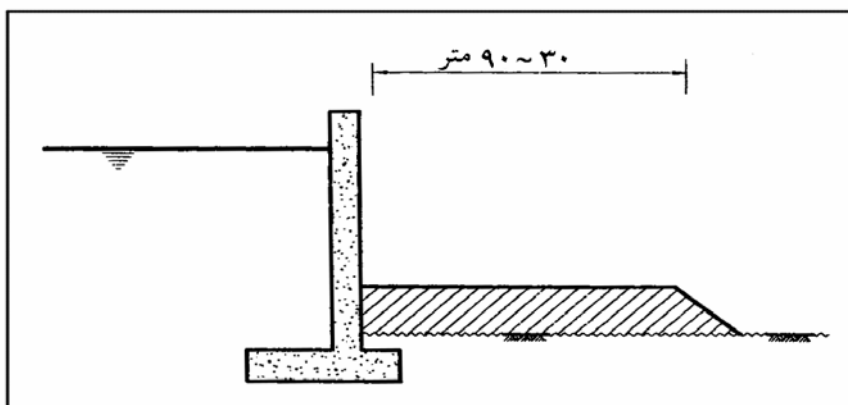
1 - Impervious Blankets

داخلی) وجود دارد، لذا جهت جلوگیری از وقوع چنین حالاتی حفاظت این پتوی ناتراوا بلافاصله پس از اجرا، امری ضروری است.

معمولاً اجرای مناسب پوشش گیاهی جهت مقاومت در مقابل چنین معضلاتی کافی است و در طول مسیر ساحل رودخانه یا نواحی دور از ساحل، استفاده از سنگ چین یا دیگر تمهیدات حفاظتی مناسب خواهند بود.

ج- خاکریز در سمت خشکی

عملکرد سکوهای خاکی در سمت خشکی، تأمین ضخامت اضافی برای خاک سمت خشکی، طولانی تر کردن مسیر نشت و در نتیجه کاهش گرادیان هیدرولیکی می باشد. عرض آنها معمولاً ۳۰ تا ۹۰ متر است. نظر به آنکه معمولاً سیل بندها در محلی احداث می شوند که حریم ساحلی و یا فضای کافی جهت احداث تأسیسات جانبی وجود ندارد، به ندرت سیل بندها توأم با سکوهای خاکی اجرا می شوند.



ج- تزریق درزهای لایه سنگی

در حالاتی که لایه سنگ سطحی در موقعیتی قرار دارد که امکان قرار دادن مستقیم سازه سیل بند بر روی آن وجود دارد، انجام آزمایش ها و بررسی لایه سنگی به لحاظ عدم وجود درز و ترک های باز در این لایه که به نوعی منجر به نشت آب گردند، ضروری است. کنترل این نوع درزها در صورت وجود و باز بودن آنها، از طریق تمیز کردن مواد داخلی و سپس انجام تزریق صورت می گیرد و بعد از آن شالوده سیل بند اجرا می گردد. در صورت احتمال وجود فرار آب از لایه سنگی به درون لایه های نفوذپذیر و عدم عملکرد مناسب تزریق نقطه ای، اجرای یک پرده تزریقی در مسیر نشت، مفید می باشد.

۵-۷ انواع شالوده دیوار

دیواره‌های سیل‌بند T وارونه به‌طور گسترده‌ای مورد استفاده قرار می‌گیرند و معمولاً در دو حالت شالوده افقی و شالوده مایل اجرا می‌شوند که هریک از این دو نوع دارای مزایایی می‌باشند که به‌شرح آن می‌پردازیم:

الف- شالوده‌های افقی (شکل ۷-۲)

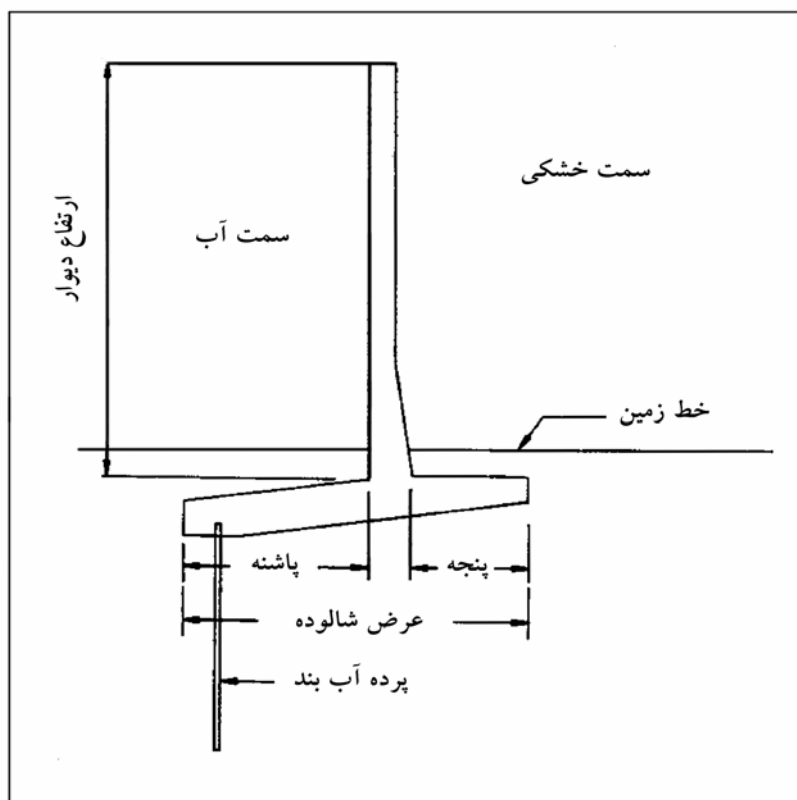
- ۱- حجم عملیات خاکبرداری و حفاری در اجرای شالوده‌های افقی کمتر بوده و کلاً سهولت اجرایی بیشتری دارند.
- ۲- ظرفیت باربری این دو نوع شالوده و مقدار فشار وارده خاک مستقیماً قابل مقایسه نمی‌باشد، لیکن برای دیواره‌هایی با ارتفاع مساوی، فشار وارد بر کف شالوده افقی به‌لحاظ کاهش سربار خاک و عرض بیشتر، در مقایسه با شالوده مایل مقداری کوچکتر است.

ب- شالوده مایل (شکل ۷-۴)

- ۱- اجرای شالوده مایل باعث کاهش طول زبانه برشی و یا حذف کامل آن گشته، لذا میزان عملیات خاکبرداری را کاهش می‌دهد، همچنین کوتاه شدن عمق زبانه برشی یا حذف آن، باعث تولید لنگر کوچکتری در پاشنه و در نزدیکی زبانه می‌گردد که این امر منجر به استفاده از شالوده کم‌عرض‌تری جهت تأمین ضریب ایمنی واژگونی خواهد شد.
- ۲- ضخامت بیشتر خاکریز موجود روی پاشنه شالوده مایل، احتمال گسیختگی این لایه را در هنگام تغییر مکان دیوار در خلال بارگذاری (سیل یا خاک) کاهش می‌دهد.
- ۳- برآیند نیروهای وارد بر شالوده مایل نزدیک به امتداد قائم بر آن می‌باشد، لذا تمایل به لغزش سازه در قبال نیروهای جانبی کاهش می‌یابد.
- ۴- انجام آزمایش‌های تمام مقیاس روی این دو نوع دیوار نشان می‌دهد که تغییر مکان‌های دیواره‌های با شالوده مایل نسبت به شالوده‌های افقی در خلال بارگذاری‌های مختلف، کمتر است.

پ- انتخاب

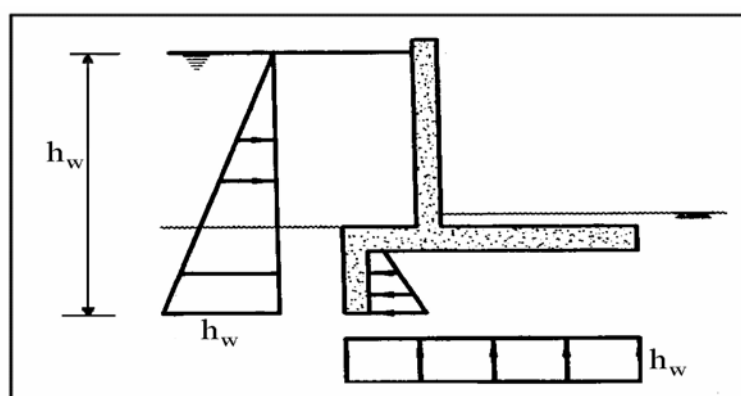
با توجه به موارد فوق‌الذکر، هر دو نوع شالوده دارای مزایا و معایبی می‌باشند، لذا انتخاب هریک از آنها براساس شرایط خاص هر ساختگاه و ملاحظات طراحی و اجرای هر پروژه صورت می‌گیرد.



شکل ۷-۴- دیوار سیل بند T با شالوده مایل

۶-۷ فشار افقی آب و خاک بر زبانه برشی

در مورد دیوارهایی که بر روی لایه رسی قرار دارند، معمولاً تراز کامل سیلاب طراحی به طور محافظه کارانه به عنوان فشار مؤثر بر کف زبانه برشی در نظر گرفته می شود و فشار افقی وارد بر آن نیز براساس فشار حاصل از تراز افقی آب در سمت رودخانه محاسبه می گردد. در نتیجه شروع خط نشت از کف زبانه فرض می شود. وجهی از زبانه که در سمت خشکی قرار دارد، تحت تأثیر فشار مقاوم خاک قرار خواهد داشت.



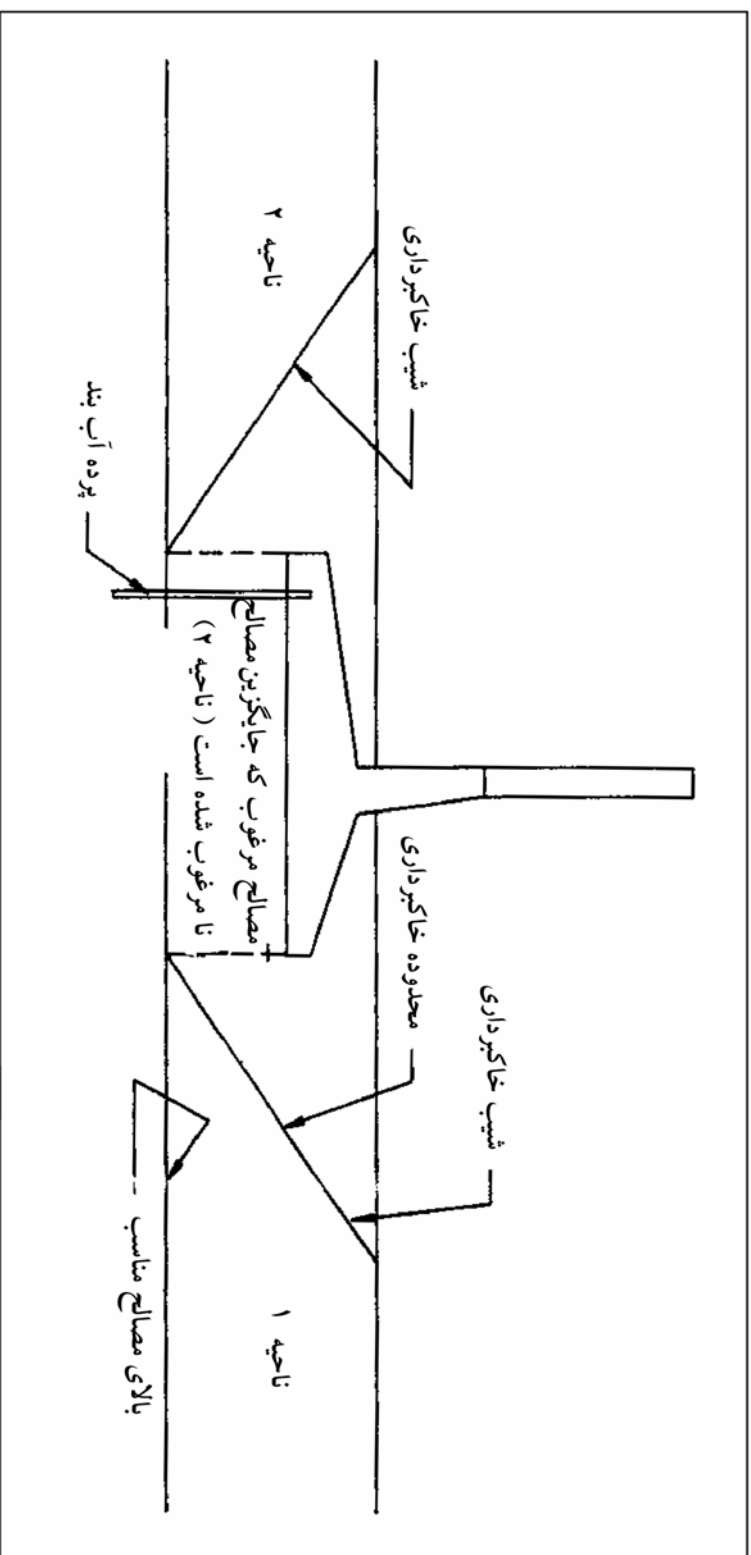
۷-۷ مصالح نامناسب پی و پایداری ساحل

در برخورد با مصالح نامناسب در پی دیوار، می‌توان با تغییر جانمایی دیوار و یا جایگزینی این مصالح با خاکریز مرغوب، شالوده دیوار را اصلاح نمود (شکل ۷-۵) و یا آثار نامطلوب این مصالح را به حداقل رساند. در صورت وجود لایه‌های باربر در عمق مناسب، می‌توان از شالوده‌های عمیق (شمع) یا نیمه‌عمیق نیز بهره برد. در بعضی حالات اقدام به جایگزینی مصالح نامناسب با مصالح مرغوب منجر به انجام عملیات خاکبرداری در محدوده حریم بستر رودخانه می‌گردد. در بعضی حالات به لحاظ حریم قانونی ساحل رودخانه، دیواره سیل‌بند در نزدیکی لبه فوقانی ساحل و یا حتی در محدوده بستر رودخانه به ساحل قرار می‌گیرد. در چنین حالتی در صورت انجام تمهیدات لازم و دقت در اجرا، اجازه عملیات در لبه ساحل رودخانه داده می‌شود. در این راستا باید در پیدا کردن موقعیت مصالح غیرمناسب و برداشتن آنها و همچنین انتخاب مصالح مرغوب و ریختن آنها در محل به عنوان یک طرح بهسازی، دقت ویژه‌ای مبذول داشت. مصالح جدید باید پس از حمل به محل، ریخته شده و براساس ضوابط مربوطه متراکم شوند تا کفایت باربری لازم به عنوان تکیه‌گاه دیواره سیل‌بند را تأمین نمایند. انجام آزمایش‌های آزمایشگاهی مشابه آنچه که در مورد مصالح پی توصیه می‌شود، برای مصالح خاکریز جدید ضروری بوده و نحوه ریختن و تراکم آنها نیز عموماً از ضوابط اجرای سدهای خاکی در انتخاب ضخامت لایه‌ها و میزان تراکم هر لایه پیروی می‌کند. خاکبرداری با شیب تندتر از ۱/۵ به ۱ (افقی به قائم) و انتخاب سطوحی که نیازمند تراکم دستی باشند، باید به حداقل برسد. انجام مطالعات تکمیلی بر روی پایداری شیروانی‌هایی که مدرکی دال بر ناپایداری آنها در گذشته وجود دارد و یا بخشی از بدنه آنها را خاکریز دستی تشکیل می‌دهد، لازم است. همچنین در صورتی که گسیختگی یا رانش ساحل رودخانه، پایداری دیواره رودخانه را به مخاطره بیاندازد، کنترل اطمینان از پایداری نواحی ساحلی رودخانه ضروری خواهد بود.

۸-۷ حفاظت در مقابل آب‌شستگی^۱

در اکثر موارد به لحاظ امتداد شکل و سرعت جریان سیلاب یا موج‌های ساحلی، خصوصیات شیمیایی خاکریز پشت و توپوگرافی منطقه، دیواره‌های سیل‌بند در معرض آب‌شستگی‌های مختلف قرار می‌گیرند. توجه به آب‌شستگی زیر شالوده دیوار بسیار مهم بوده و در صورت احتمال چنین مسئله‌ای باید با لایه‌های سنگچین براساس مشخصات فنی مربوطه و سایر تمهیدات لازم حفاظت در مقابل آن صورت گیرد.

در نقاطی مثل تغییر امتداد، شروع و ختم دیوار، و موارد مشابه لازم است با ایجاد جزئیات مناسب از یکپارچگی دیوار سیل‌بند مطمئن گردید تا نقطه رسوخ امواج و خرابی دیوار نگردد.



شکل ۷-۵- محدوده برداشت مصالح نامناسب زیر شالوده

۹-۷ جزئیات در نقاط تغییر امتداد

تغییر در امتداد دیوار نیازمند ایجاد بلوک‌های خاصی می‌باشد (شکل ۶-۷). بلوک‌های با تغییر امتداد کمتر از ۱۰ درجه در صفحه افق، نیازمند تحلیل خاصی نیستند. بلوک‌های یکپارچگی با طول کوتاه و یا نواحی تغییر امتداد ناگهانی، ممکن است نیازمند شالوده نسبتاً عریض باشند. بلوک‌های کنج برای تغییر امتداد ۹۰ درجه در صفحه افق (شکل ۶-۷)، سازه‌های نامعینی می‌باشند و تحلیل دقیق آنها ممکن است نیازمند مدل‌سازی سه‌بعدی با منظور کردن تأثیرات دیوارهای متقاطع است.

۱۰-۷ بازشوها (دسترسی‌ها)

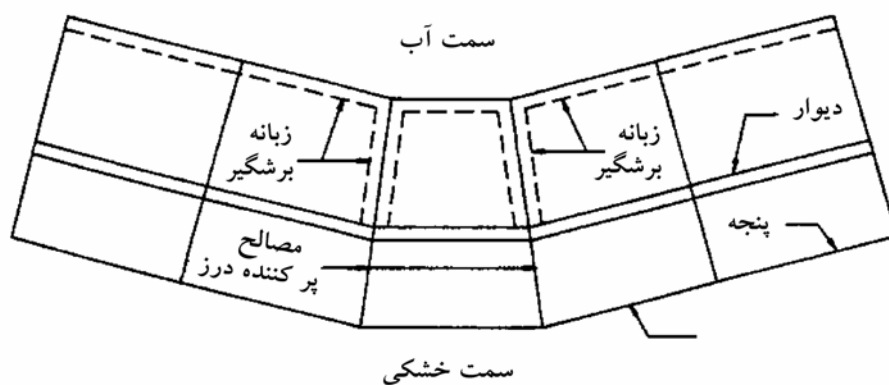
تعبیه تعدادی بازشو در دیوارهای سیل‌بند جهت تأمین دسترسی طرفین دیوار برای مقاصد رفت و آمد تجاری، امنیتی، و تفریحی در خلال رژیم‌های کم‌آبی رودخانه لازم است که تعداد و اندازه آنها به شرایط و ضوابط خاص محلی بستگی خواهد داشت. بازشوهای مذکور باید دارای دریچه‌های مناسب باشند تا حین سیلاب بسته شوند. در حالت ساده دریچه‌ها می‌توانند به صورت بلوک‌های بتنی باشند که به صورت قائم در شیارها تعبیه شده در دیوار انداخته می‌شوند و یا در حالت پیچیده‌تر به صورت دریچه‌های فلزی کشویی باشند. و در طراحی دریچه‌ها بارگذاری حداکثر تراز آب و بار ترافیک در خلال کم‌آبی رودخانه، لازم است.

۱۱-۷ سازه‌های زهکشی

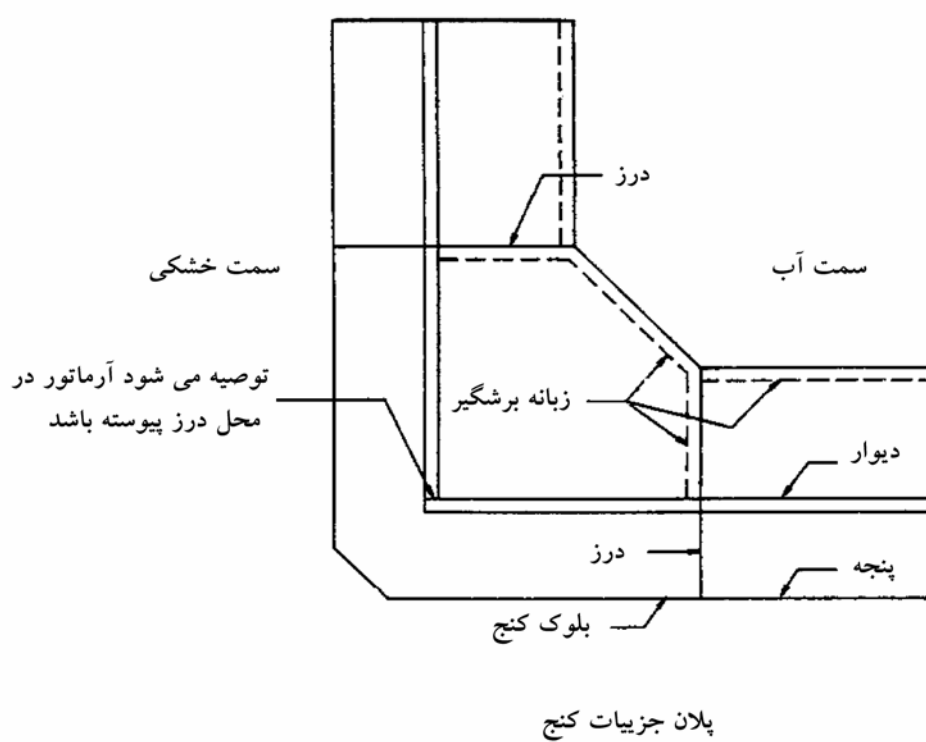
در مواردی که شرایط توپوگرافی منطقه، نوع شالوده و ملاحظات اقتصادی اجازه دهد، تأسیسات زهکشی شامل دریچه‌ها و تلمبه‌خانه ارجح است به صورت واحدهای مستقل از دیوار حایل طراحی شوند. این واحدها باید در مقابل اختلاف نشست نامتقارن در حد فاصل دو واحد یا بین دو واحد مجاور هم کنترل شوند و آب‌بندی کامل بین واحد و واحدهای مجاور برقرار گردد.

۱۲-۷ اتصال بین دیوار سیل‌بند و سیل‌بند خاکی

واحد اتصال. اتصال مستقیم دیوار سیل‌بند T و سیل‌بند خاکی توصیه نمی‌شود و این اتصال باید با استفاده از یک واحد تبدیل کوتاه متشکل از سپرکوبی و کلاhek بتنی انجام گردد (شکل‌های ۷-۷ و ۸-۷). از جمله نکات اساسی در طرح این تبدیل انتخاب جزئیات به گونه‌ای است که تغییر مکان نسبی (اختلاف تغییر مکان دیوار سیل‌بند و سیل‌بند خاکی) در محل درز اتصال به حداقل برسد. اجرای واحد تبدیل بهتر است به مدتی بعد از اجرای سیل‌بند خاکی موکول شود تا نشست‌های خاکریز تکمیل شده باشد.



پلان جزییات دیوار در محل تغییر استاندارد



شکل ۶-۷- جزییات تغییر امتداد در پلان

۷-۱۳ نوارهای آب‌بند

مطابق اشکال ۷-۹-الف و ب، در محل درز انبساط و یا درز اجرایی از نوار آب‌بند U (کف خواب) در کف شالوده و از نوار آب‌بند دمبلی در درز قائم دیوار استفاده می‌شود. این دو نوار در محل اتصال دیوار به شالوده به یکدیگر متصل می‌شوند. تجربه نشان داده است که قرار دادن آب‌بندهای دمبلی در وسط ضخامت شالوده منجر به افزایش نشت از دیوار می‌گردد. در مورد دیواره‌هایی که در زیر دیوار دارای پرده آب‌بند می‌باشند، نوارهای آب‌بند موجود دیوار تا درون پرده بتنی (از نوع درجا و یا بلوک‌های پیش‌ساخته) ادامه یافته و نوار آب‌بند شالوده در محل برخورد با پرده آب‌بند قطع می‌گردد. بخشی از سطح خاک که نوار آب‌بند U (کف خواب) روی آن قبل از بتن‌ریزی نصب می‌گردد، باید عاری از هرگونه پستی و بلندی، کلوخ و حتی آشغال و گرد و خاک ریز و کلاً هر عاملی که مانع اتصال پیوسته نوار آب‌بندی با سطح خاک می‌گردد، باشد. توصیه می‌شود زیر نوار آب‌بند کف خواب، بتن مگر اجرا شود.

۷-۱۴ درزهای انقباضی و انبساطی

به منظور کنترل آثار حرارتی، و جلوگیری از ترک‌خوردگی بتن، دو نوع درز در دیوارهای سیل‌بند مورد استفاده قرار می‌گیرد:

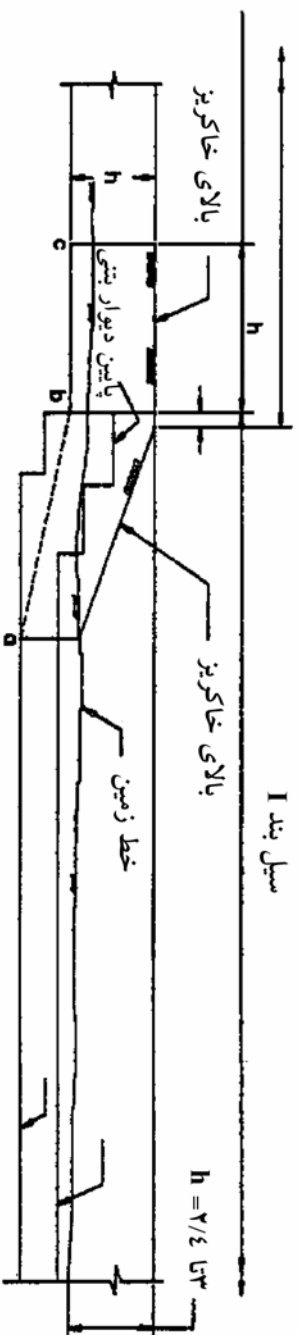
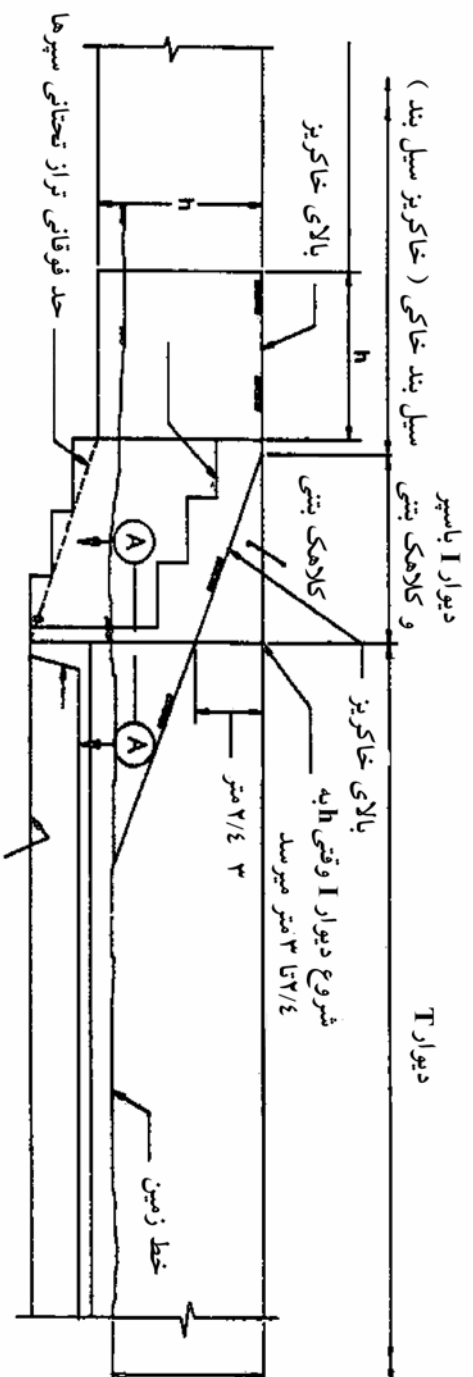
الف) درزهای انقباضی ب) درزهای انبساطی

درزهای انقباضی

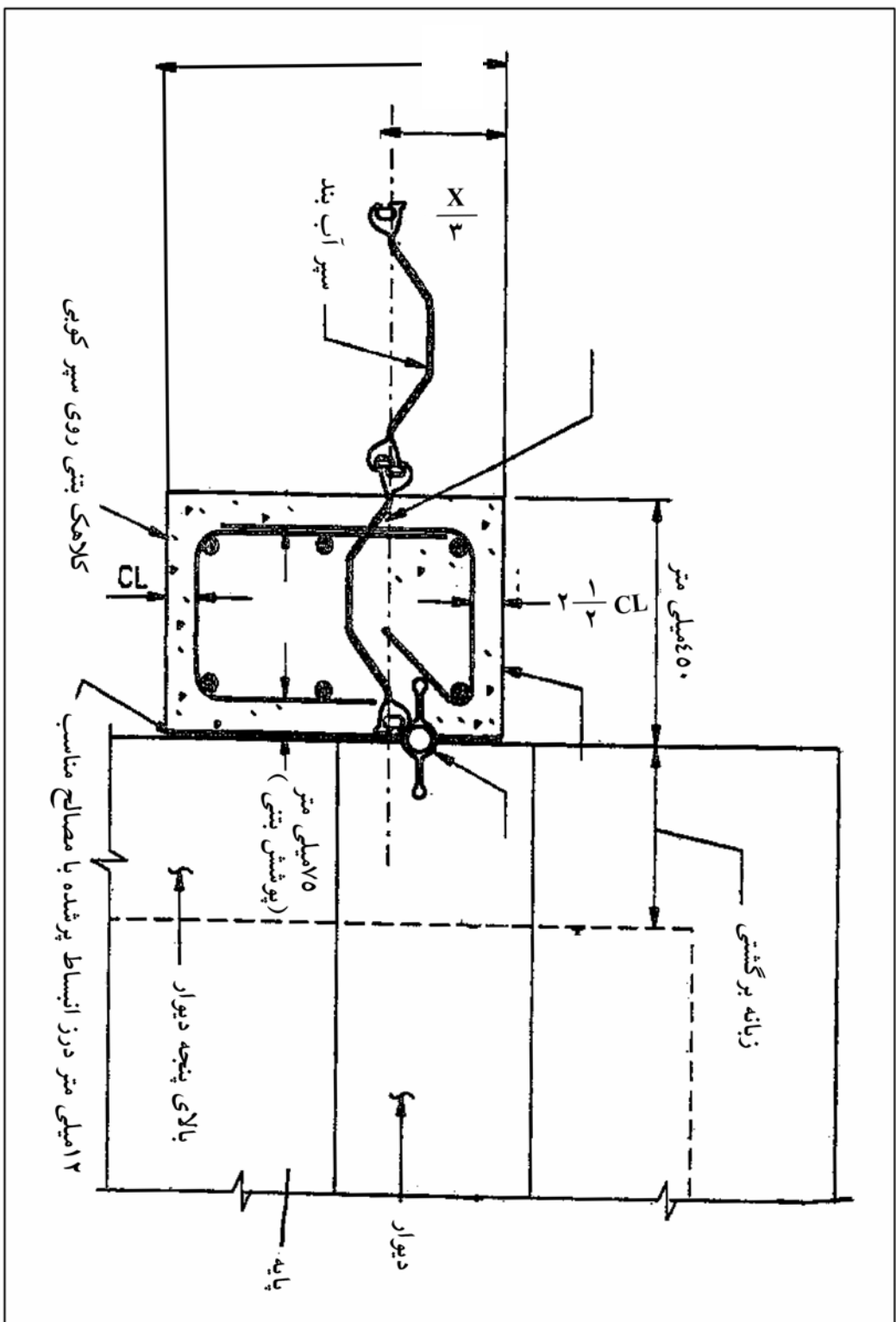
درزهای انقباضی غالباً در فواصل ۷ تا ۱۰ متر در طول دیوار اجرا می‌شوند. در این درزها بتن قطع شده، لیکن آرماتورهای طولی ادامه می‌یابند. سطح قطع بتن باید قالب‌بندی شده و صاف باشد. در محل درز دو بتن قدیم و جدید مجاور یکدیگر با فاصله صفر اجرا می‌شوند. در عمل محل درزهای اجرایی بر درز انقباضی منطبق می‌گردد. برای آب‌بندی لازم است در محل درز انقباضی نوار آب‌بند اجرا گردد. در این خصوص ضوابط عمومی طراحی سازه‌های آبی بتنی باید مدنظر قرار گیرد.

درزهای انبساطی

درزهای انبساطی غالباً در فواصل ۳۰ تا ۳۵ متر در طول دیوار اجرا می‌شوند. در این درزها بتن و آرماتورهای طولی هر دو قطع می‌شوند و بین دو لبه بتن فاصله‌ای حدود ۱۲ تا ۲۰ میلی‌متر ایجاد می‌گردد. این فاصله باید با مصالح انقباضی مناسب پر گردد. در درز انبساطی باید نوار آب‌بند تعبیه شود. به علاوه برای جلوگیری از حرکت نسبی خارج از صفحه دو دیوار، لازم است شاخک‌های برشگیر متشکل از $\phi 20$ در هر ۵۰ سانتی‌متر در محل درز نصب گردد. این شاخک‌ها از میلگرد ساده می‌باشند که برای جلوگیری از چسبندگی با بتن، روی آنها رنگ می‌شود (شکل ۷-۹).



شکل ۷-۷ - تبدیل دیوار سیل بند با خاکریز سیل بند

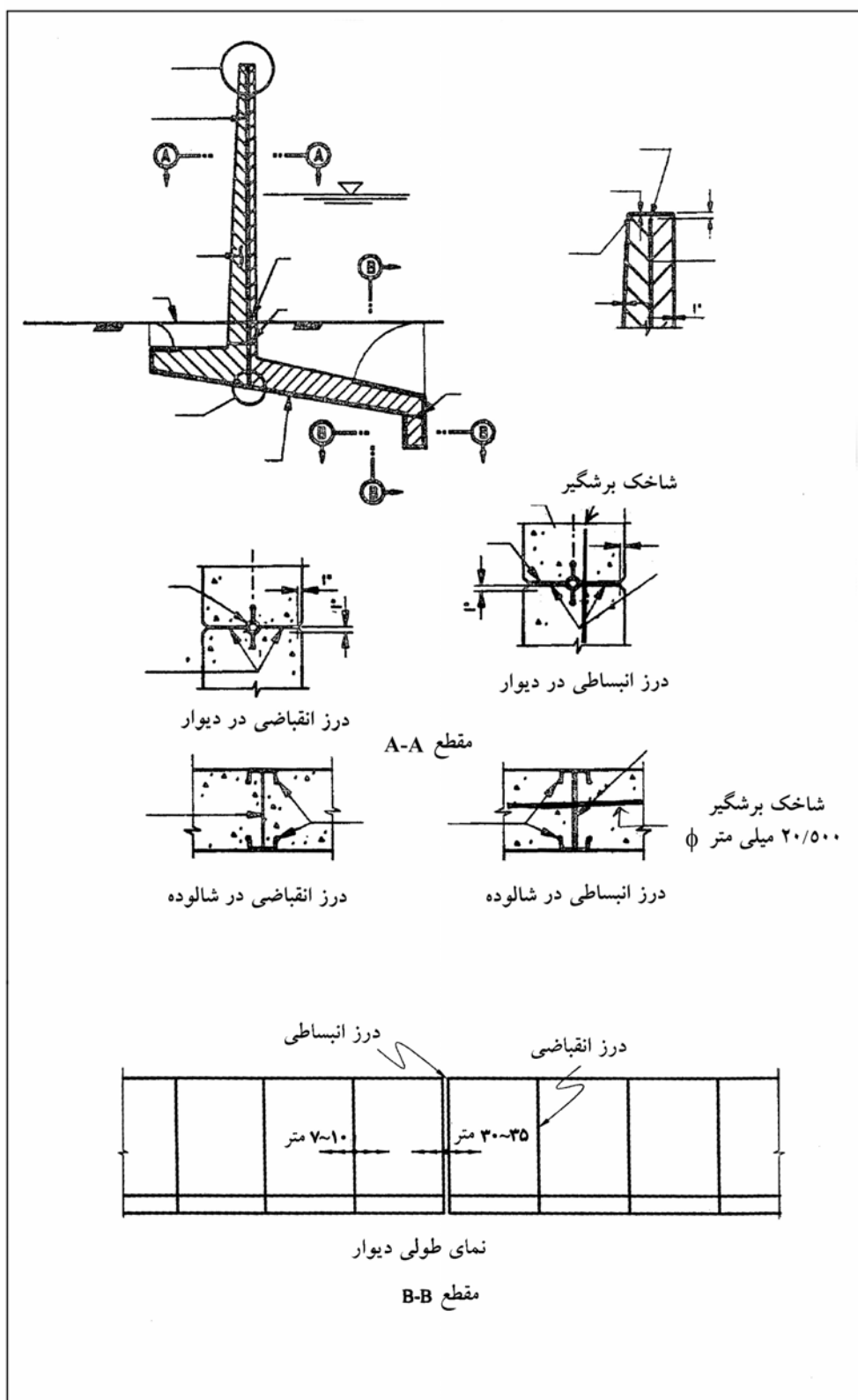


شکل ۷-۸- جزئیات تیب اتصال دیوار T با واحد اتصال

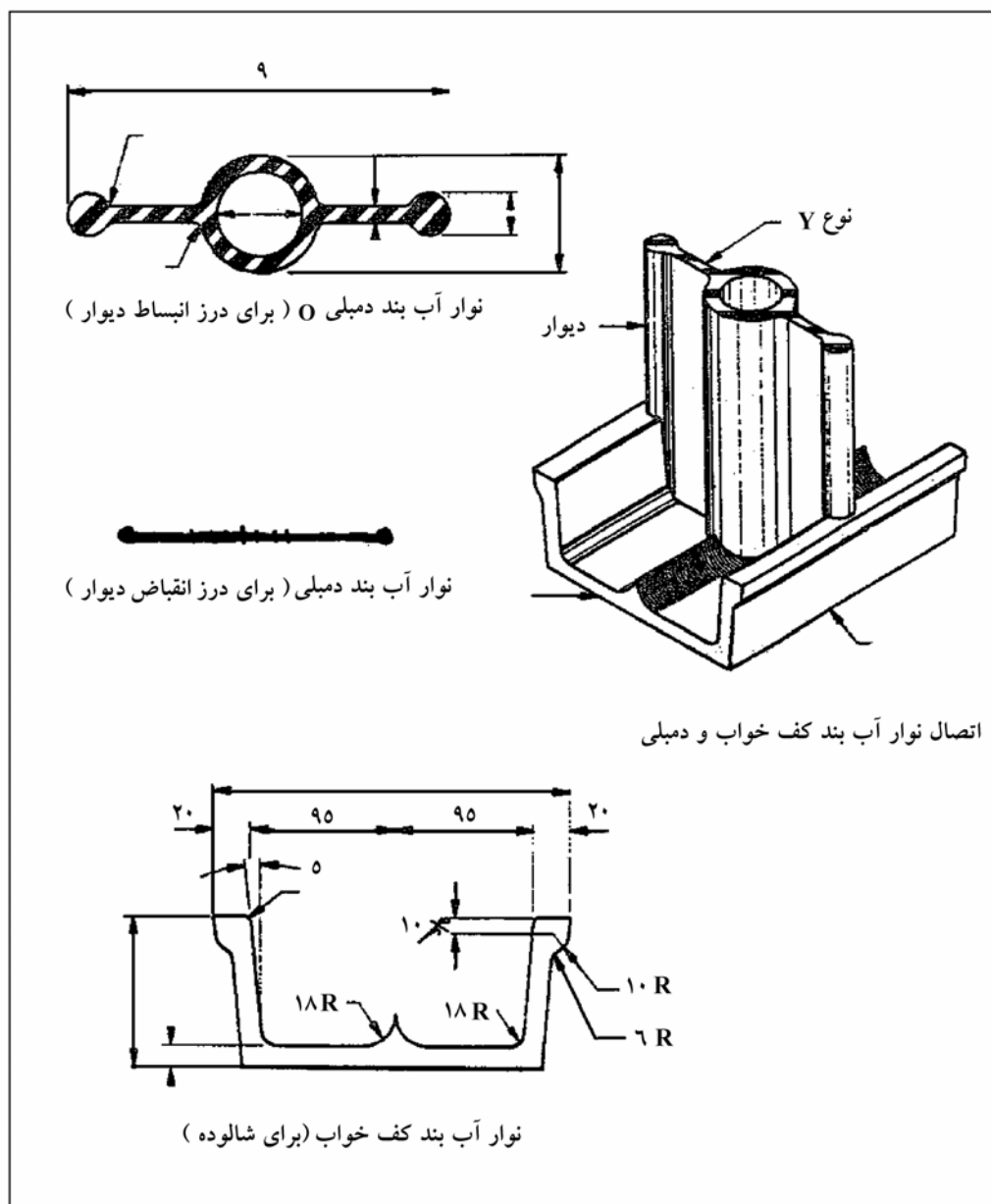
۷-۱۵ سازه‌های مجاور و حریم اطراف

معمولاً علت اجرای سازه‌های سیل‌بند عدم دسترسی به حریم کافی در کنار راه می‌باشد و کم‌عرض بودن این حریم عمده‌تاً به علت وجود سازه‌های ساختمانی و غیرساختمانی در کنار مسیر است. وجود لوله‌های فاضلاب با درزهای باز، سازه‌های با طبقات زیرزمینی یا بخش‌های مدفون، و یا وجود مناطق حفاری شده در نزدیکی دیواره‌های سیل‌بند، پایداری آنها را به خطر می‌اندازد. علاوه بر این احداث سازه‌های جدید نیز چنین خطری را به همراه خواهد داشت. مراجع قانونی هیچ‌گونه معنی برای ساخت و ساز در حریم راه در نظر نمی‌گیرند، لیکن جهت انجام چنین امری، بخصوص در هنگام اجرای عملیات ساختمانی در مجاورت دیواره‌های سیل‌بند، پتانسیل خطرپذیری عملیات، ملاحظات طراحی و مسائل اجرایی باید همواره مدنظر بوده و تحت نظارت مهندسین مربوطه انجام گیرد. پتانسیل خطرات احتمالی، در صورت انجام طراحی صحیح و رعایت اصول صحیح اجرایی می‌تواند به حداقل ممکن کاهش یابد. یکی از مخاطرات مهم نشت است. وجود سازه‌های مدفون (نظیر طبقات مدفون یک ساختمان) یا وجود حفاری در سمت خشکی یک سیل‌بند باعث کوتاه شدن مسیر نشت گشته و وجود آنها در سمت آب (ساحل) در صورت نفوذ در لایه نفوذناپذیر و یا کفپوش ناتراوا نیز باعث کاهش طول نشت می‌گردد که در هر دو حالت مطلوب نیست. در چنین مواردی لازم است منطقه حفاری شده یا سازه زیرزمینی با استفاده از مصالح مشابه پی دیوار، خاکریزی گردد. در صورتی که از چاه‌های فشارشکن برای کنترل نشت استفاده می‌گردد، بهتر است که جانمایی آنها در حد فاصل پنجه دیواره و سازه‌های مجاور انتخاب گردد. ممکن است به منظور حفاظت از سازه‌های زیرزمینی مجبور به پایین آوردن تراز تخلیه ایمن سیل‌بند باشیم. باید توجه داشت که انتخاب موقعیت چاه‌های فشارشکن در مناطق مجاور سازه‌های زیرزمینی بلامانع است، لیکن در این صورت باید وجود مشکلاتی نظیر مسائل اجرایی نگهداری و تخلیه چاه مدنظر باشد. در صورتی که مسئله نشت تنها بخشی از مشکلات یک ساختگاه باشد، استفاده از سیستم چاهک و پمپاژ موقت می‌تواند راه‌حلی برای دوران پرابی باشد. خطر دیگر وجود سازه‌های مدفون و یا مناطق حفاری شده در سمت خشکی، کاهش مقاومت لغزشی دیوار در امتداد صفحه گسیختگی شالوده است. در این حالت مقاومت برشی صفحات مختلف در منطقه حفاری و یا مجاورت سازه زیرزمینی باید مطالعه شود. برای مقابله با این مشکل در صورتی که پر کردن منطقه حفاری شده ممکن نباشد، تمهیدات دیگر نظیر اضافه نمودن خاکریزی بین دیوار و سازه‌های مجاور و یا تقویت سازه زیرزمین، مقاومت لغزشی لازم را تأمین نمود. در مورد حفاری‌های سمت آب که منجر به ناپایداری شالوده در کناره ساحل رودخانه می‌گردند، انجام خاکریزی به گونه‌ای که ضریب ایمنی پایداری لازم را تأمین نماید، ضروری است.

در مواردی که دیوار تحت نیروی جانبی زیاد، نظیر فشار ناشی از شکست موج، قرار دارد، انتخاب سیل‌بند T، با وجود داشتن هزینه بیشتر نسبت به سایر گزینه‌ها، مناسبتر خواهد بود. این نوع دیوار به لحاظ دارا بودن شالوده عریض به جهت تأمین پایداری لازم، نیازمند حریم بیشتری و در نتیجه هزینه اجرایی بیشتری خواهد بود. لیکن بعد از خاکریزی و پر کردن روی پایه دیوار، به علت ضخامت نسبتاً کم دیوار نسبت به سایر راه‌حل‌های موجود، (نظیر سیل‌بند خاکی و یا موارد مشابه) سطح قابل استفاده بیشتری در دسترس خواهد بود. این موضوع باعث برتری دیوارهای T شکل برای استفاده در حریم‌های محدود می‌گردد. در صورتی که امکان عملیات سپرکوبی با توجه به اثر ارتعاش تولیدی در سازه‌های مجاور باشد، استفاده از دیوار I می‌تواند به عنوان گزینه مناسب مورد توجه باشد.



شکل ۷-۹- درزها و نوارهای آب‌بند



شکل ۷-۹- جزئیات نوارهای آب بند (ادامه)

۱۶-۷ ملاحظات معماری و آرایش ساختگاه

رعایت اصول معماری و زیبایی‌شناسی در طرح و اجرای دیواره‌های سیل‌بند لازم است. تا حد ممکن هندسه دیوار باید از فرم توپوگرافی طبیعی زمین پیروی نماید. در واقع طرح دیواره سیل‌بند، باید براساس توافق فنی و اجرایی بین مهندس طراح، معمار طرح و مهندس معمار محوطه‌سازی باشد. باید در نظر داشت در موارد نادری که امکان تبعیت از وضعیت موجود و حفظ آرایش طبیعی ساختگاه وجود ندارد، با به‌کارگیری روش‌های نو در طراحی و شیوه‌های ظریف اجرایی باید دست‌خوردگی در وضع طبیعی را به حداقل رساند. انتخاب جانمایی سازه‌های مختلف در ساختگاه و طراحی آنها باید با توجه به‌اثربخشی محدود داخلی طرح از شیوه مورد استفاده در اجرا صورت پذیرد.

۱۷-۷ کلیات و ملاحظات ویژه

ابزاربندی دیواره‌های سیل‌بند با توجه به‌اهمیت رفتارسنجی (پایش) آنها در خلال دوره پرآبی امری ضروری است، لیکن انتخاب تعداد، نوع و جانمایی ابزار رفتارسنجی با توجه به‌سه عامل تعیین می‌گردد :

الف - کنترل و ارزیابی اطلاعات خام رفتارسنجی به‌عهده چه کسی یا چه نهادی است؟ و انتظار از آنها در چه حدی است.

ب - امکان دسترسی به‌ابزار نصب شده در شرایط سیلابی، بخصوص در شرایط سیلاب‌های ناشی از تندباد که وزش باد شدید نیز امکان دسترسی به‌ابزارها را مختل می‌سازد.

پ - زمان لازم برای بررسی نتایج به‌دست آمده در قبال دوره انتظار سیلاب‌های طراحی.

ت - سایر ملاحظات مختلف برای شرایط خاص.

توضیحات و شرحی که در مورد ابزاربندی در ادامه می‌آید باید با توجه به‌موارد فوق‌الذکر تکمیل گردد. به‌طور کلی دیواره‌های بلند، دیواره‌هایی با عمق نفوذ کم، ساختگاه‌های با مصالح شالوده جایگزین، خاکریزهای دستی در بالادست، وجود مصالح نفوذپذیر در شالوده و نقاط تغییر امتداد دیوار، موارد ویژه‌ای می‌باشند که نیاز به‌ابزاربندی خواهند داشت. وقتی که دیوار سیل‌بند روی خاک بنا می‌شود، فاصله آن تا چاه پی‌زومتر نباید بیش از ۳۰۰ متر باشد. نصب صحیح، رعایت اصول نگهداری و برداشت مناسب و به‌موقع اطلاعات ابزار نصب‌شده از جمله مواردی است که وقوع شرایط خطرناکی که ممکن است باعث ناپایداری دیوار گردد، را نشان می‌دهد. قرائت داده‌های ابزاربندی باید بلافاصله پس از اتمام عملیات اجرایی صورت گیرد. آگاهی از شرایط ساختگاه در حین اجرا نیز برای پیش‌بینی رفتار سازه در آینده مفید خواهد بود. اولین قرائت پی‌زومتر باید آنقدر تکرار شود تا سطح ایستایی به‌حالت پایدار رسیده باشد و سپس به‌عنوان اولین برداشت ثبت گردد. قرائت داده‌های ابزاربندی باید توسط نقشه‌بردار تعلیم‌یافته (مرتبط با این موضوع) و یا پرسنل بخش نگهداری سازه انجام شود.

بهتر است که قرائت ابزارها به‌تناوب و در خلال دوره‌های پرآب دیوار انجام گیرد. معمولاً انجام چنین امری در حین وقوع سیلاب‌های طراحی غیرممکن است، چرا که افراد مربوطه در جبهه سیل قرار می‌گیرند، به‌هر حال قرائت ابزارها باید در موقعیت مکانی از پیش تعیین شده و در خلال وقوع سیل طراحی نیز صورت گیرد که قطعاً مشکل و خطرناک است. قرائت و ارزیابی اطلاعات ابزاربندی در رژیم‌های عادی نیز لازم است و در واقع ثبت و ذخیره‌سازی آنها در کنار برداشت‌های مربوط به‌دوران پرآب سیل‌بند، رفتار سازه را در هر دو رژیم کم‌آب و پرآب منعکس می‌کند. برای مشاهده اصول قرائت ابزارهای مختلف و برنامه‌ریزی دوره‌های برداشت اطلاعات و دسته‌بندی آنها باید به‌آیین‌نامه‌های مربوطه مراجعه نمود.

۷-۱۸ انواع ابزاربندی

ابزارهای اصلی در رفتارنگاری سیل‌بندها، ابزار مشاهده حرکات سازه (در دو جهت قائم و افقی) و ابزار ثبت فشار هیدرواستاتیک واقع بر شالوده می‌باشند. ابزارهای مورد استفاده باید به سهولت نصب شده و به راحتی قرائت شوند و از لحاظ کیفی و عملکردی مناسب باشند. پایش حرکات افقی و قائم سیل‌بند، امکان پیش‌بینی پایداری دیوار در مقابل لغزش و امکان گسیختگی نوارهای آب‌بند را فراهم می‌کند. نصب پیزومتر در شالوده دیوار، فشار هیدرواستاتیک وارد بر آن را ثبت کرده و پیش‌بینی امکان وقوع فشار برخاست و یا فشار نشت اضافی را ممکن می‌سازد. سیستم‌های مختلف ابزاربندی، نحوه نصب و تشریح دستگاه‌های مربوطه در آیین‌نامه‌ها و یا کاتالوگ سازندگان وجود دارد.

الف- پایش حرکات دیوار

کلیه مراجع تأکید دارند که مشاهده و پایش حرکات دیوار باید نسبت به یک خط مبنای ثابت و بدون حرکت صورت گیرد به گونه‌ای که متأثر از تغییر مکان‌های دیوار نباشد. در غیر این صورت تغییر مکان‌های دیوار در هر قرائت به صورت نسبی بوده و با ارزیابی آنها به عنوان تغییر مکان‌های نسبی نمی‌توان رفتار دیوار را پیش‌بینی نمود. در ضمن مشاهده و ثبت تغییر مکان‌های دیوار در حین اجرا نیز ضروری است. علایمی (BM)^۱ از جنس فلز ضد زنگ باید در فواصل ۱۵۰ میلی‌متری انتهای هر واحد و بر روی سطح فوقانی ساقه دیوار نصب گردد. این علایم باید برای هر چهار تا شش واحد* متوالی دیوار با استفاده از تئودولیت یا ریسمان روی خط مستقیم قرار گیرند.

در هر دوره برداشت، مختصات این علایم باید با دقت ۰/۵ میلی‌متر ثبت گردد. ایستگاه قرائت و ثبت نتایج باید در نقطه‌ای با موقعیت ثابت و با دید مناسب به دیوار، بر روی سطح صاف و در سمت خشکی قرار گیرد. انتخاب موقعیت ایستگاه مزبور به عواملی نظیر تغییر راستای دیوار، جنس مصالح شالوده، مصالح جایگزین شالوده، ارتفاع دیوار و موقعیت تداخل دیوار با سازه‌های زهکش بستگی دارد. در ضمن ایستگاه باید از دسترس مزاحمین به دور باشد.

ب- فشارسنج‌های شالوده

ساده‌ترین و کاربردی‌ترین راه برای اندازه‌گیری فشار حفره‌ای در شالوده سیل‌بندها استفاده از لوله‌های فشارسنج (پیزومتر) باز می‌باشد که برای خاک‌های نفوذناپذیر پیزومترهای کاواگرانده به طول ۶۰۰ میلی‌متر توصیه می‌شود. برای اندازه‌گیری صحیح فشار هیدرواستاتیک در انتهای پیزومتر، حفره‌ای که برای نصب پیزومتر تعبیه می‌گردد باید کاملاً عایق‌بندی گردد تا فشار نشت باعث اختلال در سطح ایستابی نگردد. برای خاک‌های نیمه‌نفوذپذیر تا نفوذپذیر، پیزومترهای چاهکی و از نوع رانشی توصیه می‌شوند. در صورت امکان، میله پیزومتر باید به درون مصالح لایه تحتانی و یا حفره‌های از پیش تعبیه‌شده‌ای فرستاده شود. بسته به شرایط مصالح شالوده انواع مختلف فشارسنج قابل استفاده می‌باشند.

1 - Bench Mark

* هر واحد از دیوار فاصله بین دو درز و یا سیستم متفاوت از دیوار است.

۱۹-۷ اهداف کلی

ضوابط مربوط به استفاده و نگهداری از سیل‌بندها در قالب پاره‌ای نکات عمومی در آیین‌نامه‌های مختلف ذکر شده است، لیکن باید توجه داشت که بسته به موارد متعددی این ضوابط قابل تغییر هستند و برای هر نوع پروژه خاص قابل تعریف می‌باشند. به‌طور کلی حق قانونی نظارت و کنترل عملکرد و نگهداری چنین سازه‌هایی بر عهده دفاتر عمران یا بخش‌های مربوط به طرح‌های عمرانی می‌باشد و آنها باید اطمینان کامل از عملکرد مناسب یک سیل‌بند داشته و دستورالعمل‌های مربوط به بازبینی و نگهداری آن را به کار گیرند.

۲۰-۷ نظارت

نظارت بر سیل‌بندها و کنترل عملکرد آنها باید در قالب یک برنامه زمان‌بندی شده پس از دورهٔ پرآبی رودخانه و یا بعد از وقوع تغییرات خاصی نظیر انجام عملیات حفاری یا ساختمان‌سازی صورت گیرد. در این برنامه باید نقاط ضعف دیوار از لحاظ آب‌بندی و یا پایداری موضعی به‌عنوان نقاط بحرانی مشخص شده و تمهیدات لازم در رفع عیب برای آنها لحاظ گردد که نحوهٔ تعیین این نقاط بحرانی نیز در ادامه تشریح می‌گردد. محدوده‌های مشکل‌دار بسته به میزان نقص و یا ضعفی که دارند، براساس ضوابط مربوطه مورد توجه و بازبینی قرار می‌گیرند.

الف- تغییر مکان افقی

کلیه نقاطی از دیوار که تغییر مکان افقی آنها در امتداد خط مستقیم نیست و یا تغییر مکان نسبی بین دو واحد بیش از حد مجاز است، به‌عنوان نقطهٔ بحرانی مورد توجه قرار می‌گیرند.

ب- بازشدگی درزها

درزهای مورد نظر در این قسمت، درزهایی هستند که درون آنها نوار آب‌بند قرار گرفته است. براساس تجارب عملی، بیشترین بازشدگی درزها، در گوشه‌های تغییر امتداد دیوار، بخصوص در کنج‌های ۹۰ درجه است. بنابراین درزهای موجود در گوشه‌ها نسبت به سایر درزها بحرانی‌تر هستند. بعد از درزهای گوشه، درزهای باز واقع در زیر خاک به‌عنوان درزهای بحرانی مورد توجه قرار می‌گیرند. بازشدگی درزها می‌تواند به‌علت کمبود ماده پرکننده (فیلر) و یا وقوع نشست‌های نامساوی بین دو بخش از دیوار یا بین دو سازه مجاور نظیر دیوار و بند خاکی، ایستگاه‌های پمپاژ، دریچه چاه‌ها و یا کوله‌ها باشد. در مورد درزهای مدفون، باید با انجام عملیات حفاری از کفایت مواد پرکنندهٔ درز، اطمینان حاصل نمود و در غیر این صورت، به‌عنوان یک نقطه بحرانی باید تمهیدات لازم را در رفع نقص مربوطه به کار بست.

پ- وجود مواد زاید در درز

وجود مواد خارجی سخت نظیر ملات و یا سنگدانه بتن در درزها از دو نظر خطرآفرین است: وجود ملات در درزی که آب‌بند در آن قرار گرفته، انعطاف‌پذیری نوار آب‌بند را از بین برده و در صورت وقوع تغییر مکان‌های نامساوی، احتمال پیچیدن و یا شکست

نوار آب‌بند وجود دارد. وجود ملات و یا سنگدانه در یک درز مانع از عملکرد کامل انبساطی آن می‌گردد. نقصان در عملکرد درز انبساط در هوای گرم، برای دیوار زیانبار بوده و باعث ناهمبادی و کج شدن دیوار می‌شود. وقوع پدیده گوه‌ای شدن در درز انبساط حدفصل دو واحد مجاور هم، باعث ایجاد خمش در بدنه دیوار می‌گردد، به گونه‌ای که حتی ممکن است منجر به ایجاد ترک‌های خمشی در آن گردد. کج شدن دیوار می‌تواند در واحدهای گوشه (شکل ۷ - ۶) نیز اتفاق افتد، که در این مورد تنش‌های کششی متوجه بیرونی دیوار می‌باشد که به علت وجود آرماتورهای خمشی کافی، نگران کننده نیست.

ت- آب‌بندها

نقاط پارگی و یا بریده شده آب‌بندها، به عنوان نقاط بحرانی باید مدنظر باشند. آب‌بندهای بریده شده ممکن است در حین بازبینی دیوار، جلب توجه نکنند بخصوص اگر درز مربوطه نیز بدون بازشدگی باشد، با باز شدن درز، پارگی نوار آب‌بند نیز باز شده و نشت آب از میان درز آغاز می‌شود. نوارهای آب‌بند درزهای انبساطی دارای سوراخ طولی بوده و اصطلاحاً به آنها واتراستاپ O گفته می‌شود (شکل ۷-۹). این واتراستاپ‌ها امکان باز شدن بیشتری را برای درز فراهم می‌آورند. با این حال در صورتی که مقدار بازشدگی درز از حدود ۱۵ میلی‌متر تجاوز نماید، امکان پارگی نوار آب درون درز وجود خواهد داشت.

ث- حفره‌های شالوده

کلیه نشست‌های نامتقارن در شالوده دیواره‌های سیل‌بند باید مورد توجه قرار گیرند. در عمل، نشست‌های نامتقارن در نزدیکی سازه‌های جانبی سیل‌بند نظیر ایستگاه پمپاژ و یا دریچه‌های مختلف باید به شدت مورد توجه قرار گیرند، چرا که وقوع چنین مسئله‌ای باعث مختل شدن این تجهیزات می‌گردد. ممکن است واحدهایی از دیوار روی خاکریز اجرا گردد. وقوع نشست اولیه نامتقارن در خاکریز، سبب می‌گردد که یک بخش از دیوار روی سازه‌های مجاور تکیه کند و اصطلاحاً پل بزند. نشست ثانوی خاکریز در زیر چنین واحدی که به سازه مجاور تکیه کرده، سبب وقوع حفره‌هایی می‌گردد (چون لزوماً همه دیوار نشست نمی‌کند) که بسیار خطرناک است و تنها کاوش‌های زیرسطحی وجود آنها را نشان می‌دهد.

ج- تحلیل پایداری

پس از اجرای دیوار و بهره‌برداری از آن، مسیر واقعی نشت در زیر آن و شرایط واقعی شالوده باید مشخص گردد. در این خصوص باید از وجود لایه‌های نفوذپذیر در حدفصل دیوار و ساحل رودخانه اطمینان حاصل نمود. در موارد لزوم، تحلیل نشت و پایداری باید مطابق با روش‌های فصول قبل تکرار شود. در محاسبات مجدد، شرایط واقعی خاک محل، مقاومت برشی، میزان تحکیم و نفوذپذیری آن باید لحاظ گردد و در صورت کمبود اطلاعات در یک ناحیه بخصوص، می‌توان نمونه‌گیری مجدد انجام داد. نواحی که پایداری آنها زیر سؤال است باید در خلال دوره سیلابی مورد توجه و بازبینی کامل قرار گیرند و با به کارگیری تمهیدات ویژه ضرایب ایمنی لازم را برای آنها تأمین نمود.

چ- انجام حفاری

در صورت انجام هرگونه عملیات حفاری در اطراف شالوده دیوار، طراحی و محاسبات مجدد جهت اطمینان از پایداری دیوار و سازه‌های وابسته باید در دستور کار قرار گیرد.

ح- نشت در سمت خشکی

در صورت نیاز باید اثر فشار نشت در سمت خشکی مطالعه شده و احیاناً با استفاده از تمهیداتی نظیر چاه‌های فشارشکن، این مسئله کنترل گردد.

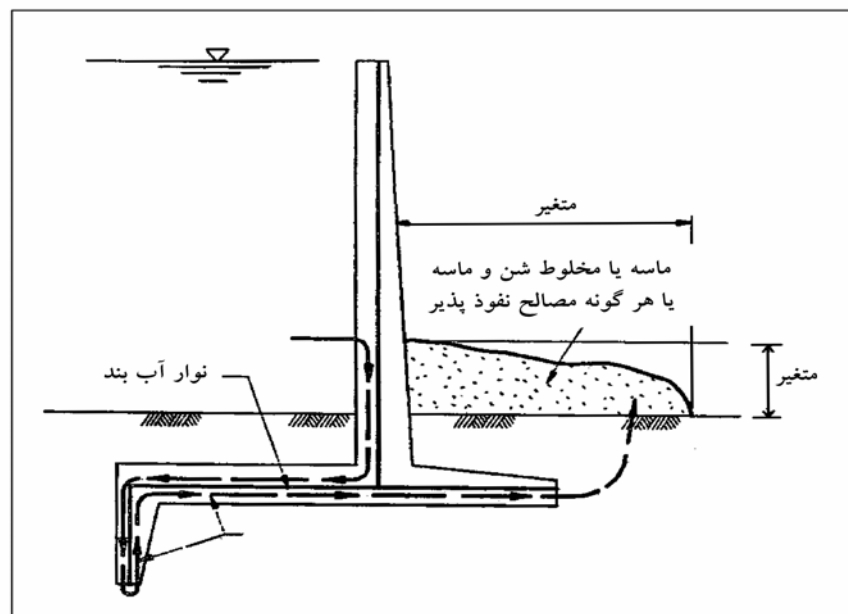
۷-۲۱ عملیات مرمت

الف - کلیات

راه‌حلهایی که در ادامه معرفی می‌شوند، جنبه پیشنهادی داشته و کاربرد آنها اجباری نیست، بلکه در هر پروژه و در هر شرایط خاص، استفاده از هرگونه عملیاتی که کاراتر و اقتصادی‌تر باشد، بلامانع است.

ب- انجام خاکریز در سمت خشکی

یکی از راه‌حل‌های کاربردی و مناسب برای کاهش تغییر مکان‌های افقی و یا افزایش ضریب ایمنی پایداری در مقابل لغزش دیوار، خاکریز در سمت خشکی مطابق شکل (۷-۱۰) می‌باشد. در مواردی که افزایش خاکریز به علت وجود اتوبان، راه‌آهن و یا سازه‌های مشابه در سمت خشکی امکان‌پذیر نباشد، راه‌حلی جهت کاهش فشار نشت (که در ادامه تشریح می‌شود) به کار گرفته می‌شود تا تغییر مکان‌ها کاهش یافته و پایداری لازم تأمین گردد.



شکل ۷-۱۰- انجام خاکریز در سمت خشکی برای کاهش گرادیان هیدرولیکی نشت و افزایش پایداری لغزشی

پ- خاکریز در سمت آب

در مناطقی که مقدار پوشش (خاکریز) در سمت آب بر روی پاشنه دیوار کم است، افزایش این پوشش و تکمیل آن به گونه‌ای که کاملاً روی پاشنه دیوار را بپوشاند، توصیه می‌گردد.

ت- مرمت آب‌بندی و آب‌بندی تکمیلی

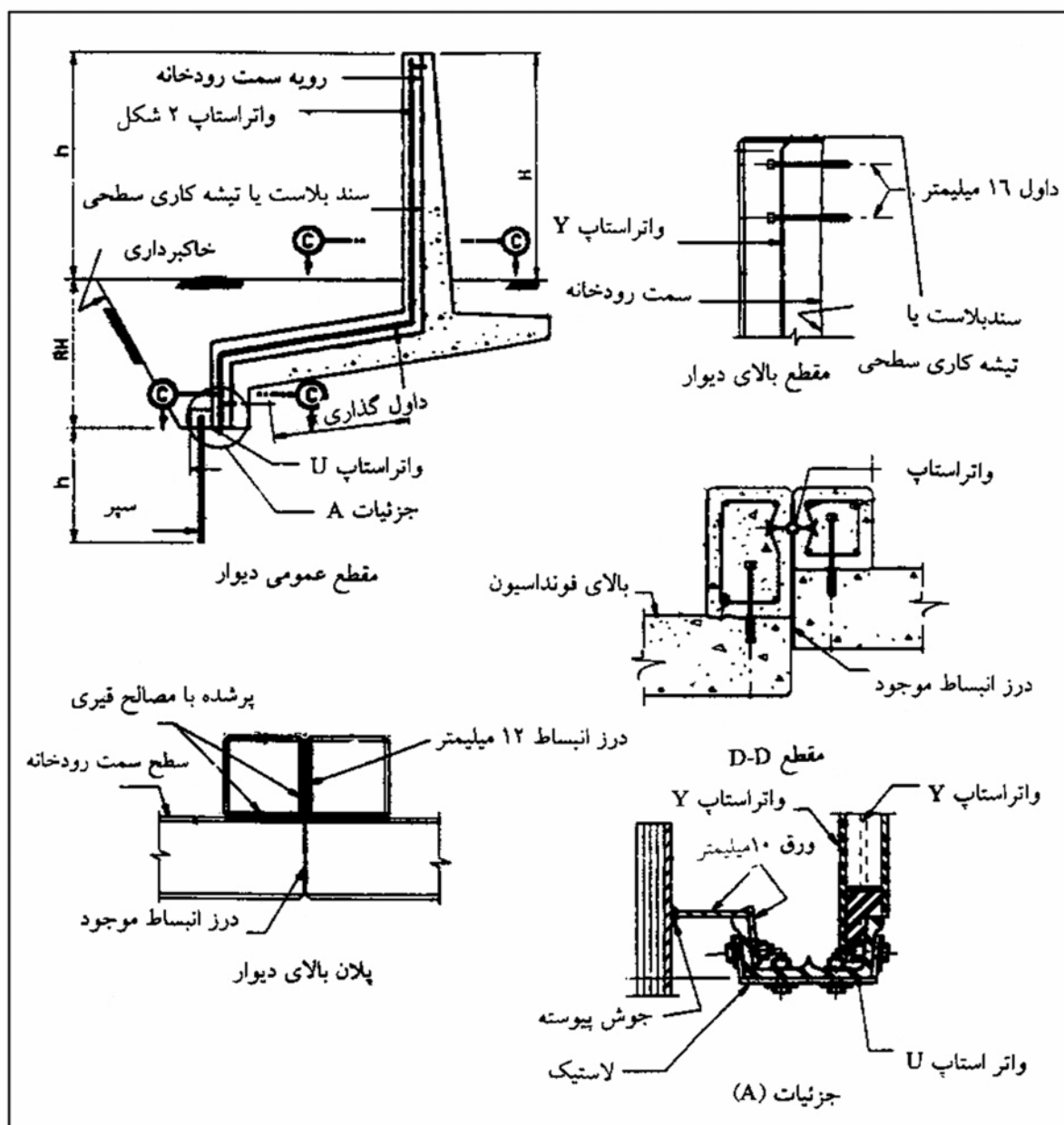
شمای یک سیستم آب‌بندی تکمیلی در شکل ۷ - ۱۱ نشان داده شده است که نمایانگر اجرای صحیح آب‌بندی برای جلوگیری پارگی، باز شدن درزها، و یا ترک‌خوردگی احتمالی روی زبانه برشی به علت ضخامت کم خاکریز روی پاشنه دیوار و یا وقوع تغییر مکان زیاد می‌باشد. کاربرد پرده آب‌بندی نشان داده شده در شکل، برای تأمین پرده آب‌بند عمقی جهت افزایش مسیر نشت و کاهش فشار نشت در طرفین دیوار ضروری است. کلاhek سپر باید در قسمت تحتانی زبانه برشی قرار گیرد. روش دیگر مرمت، آب‌بندی نمودن بازشدگی درزها در زیر نوارهای آب‌بندی با استفاده از تزریق دوغاب سیمانی می‌باشد، لیکن آب‌بندی درزها در قسمت بالایی نوار آب‌بندی باید با استفاده از مصالح ارتجاعی نظیر مصالح پلیمری انجام پذیرد.

ث- مشکلات متفرقه

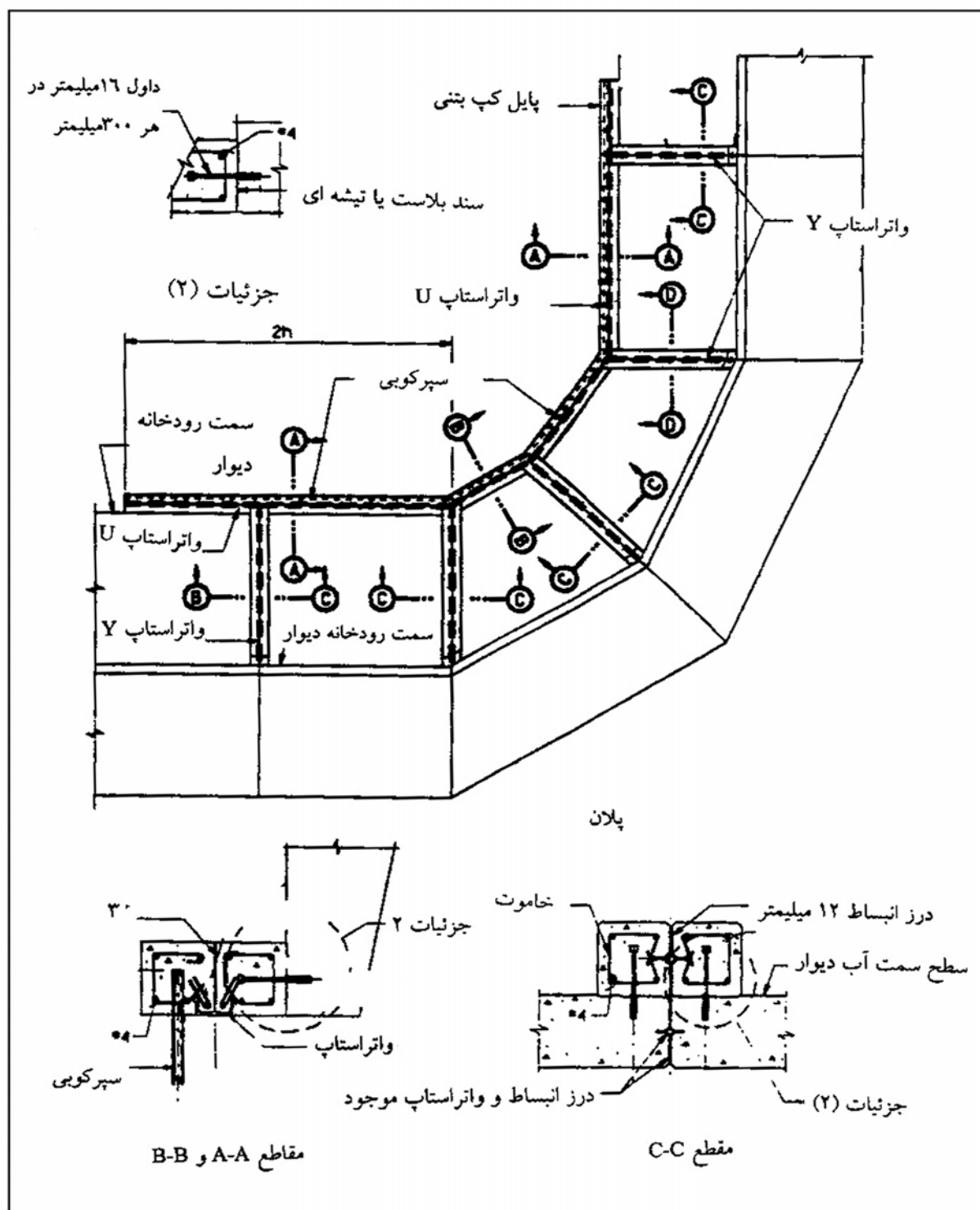
کلیه مصالح سخت باید از درون درزهای موجود در دیوار خارج شوند. همچنین هرگونه فضایی که به واسطه حفاری در سمت رودخانه یا دریاچه در نزدیکی پاشنه دیوار انجام شده است، در صورتی که در معرض شرایط نشت خطرناک آب در خلال بالا آمدن آب باشد، باید با استفاده از مصالح نفوذناپذیر خاکریزی و پر گردد.

ج- آب‌شستگی از سرریز آب

در مواردی که سرریز آب از روی دیوار سیل‌بند یا ساحلی باعث آب‌شستگی خاکریز روی پنجه در سمت خشکی می‌شود، باید حفرات ایجاد شده با مصالح مناسب پر شده و برای جلوگیری از آب‌شستگی بعدی، کف‌پوش سنگ‌چین و یا بتنی در روی آن با عرضی مساوی ۶ متر از بر دیوار اجرا شود.



شکل ۷-۱۱- مرمت آب بندی



شکل ۷-۱۱ - (ادامه)

فصل ۸

دیوارهای وزنی بنایی و بتنی

۱-۸ معرفی

دیوارهای حایل وزنی دیوارهایی هستند که عامل پایداری آنها در مقابل نیروهای خارجی وزنشان است. معمولاً از بتن غیرمسلح (دیوار وزنی بتنی) و یا بنایی سنگی (دیوار وزنی بنایی) ساخته می‌شوند (شکل ۱-۸).

عوامل عمده که باید در طرح دیوارهای حایل وزنی مدنظر قرار گیرند عبارتند از :

۱- وضعیت خاک بستر و تنش مجاز آن

۲- مصالح دسترس در منطقه شامل شن، ماسه، سنگ ساختمانی، سیمان

۳- بارهای طراحی

۴- تناسبات اولیه هندسه دیوار

۵- کنترل‌های پایداری و تنش‌های مجاز

۲-۸ فونداسیون

ضوابط مورد نظر در مطالعه فونداسیون دیوارهای حایل وزنی در بخش ۵-۲ توضیح داده شده است.

۳-۸ مصالح

۱-۳-۸ مصالح بتن

استفاده از بتنی با مقاومت فشاری مشخصه ۱۵ تا ۲۰ نیوتن بر میلی‌مترمربع روی نمونه استوانه‌ای (۱۵ - C تا ۲۰ - C) معمولاً نیازهای طراحی دیوارهای حایل وزنی را برآورده می‌نماید. در صورتی که بنا به شرایط محیطی، دوام و پایداری مصالح دیوار مدنظر باشد، استفاده از بتنی با مقاومت مشخصه بیشتر و رعایت حداقل نسبت آب به سیمان مطابق ضوابط فصل ۶ از آیین‌نامه آبا و ضوابط عمومی طراحی سازه‌های بتنی آبی لازم خواهد بود.

مشخصات مصالح شامل سیمان، سنگدانه (ماسه و شن)، آب و افزودنی‌ها باید منطبق بر ضوابط فصل سوم از آیین‌نامه بتن ایران (آبا) باشد.

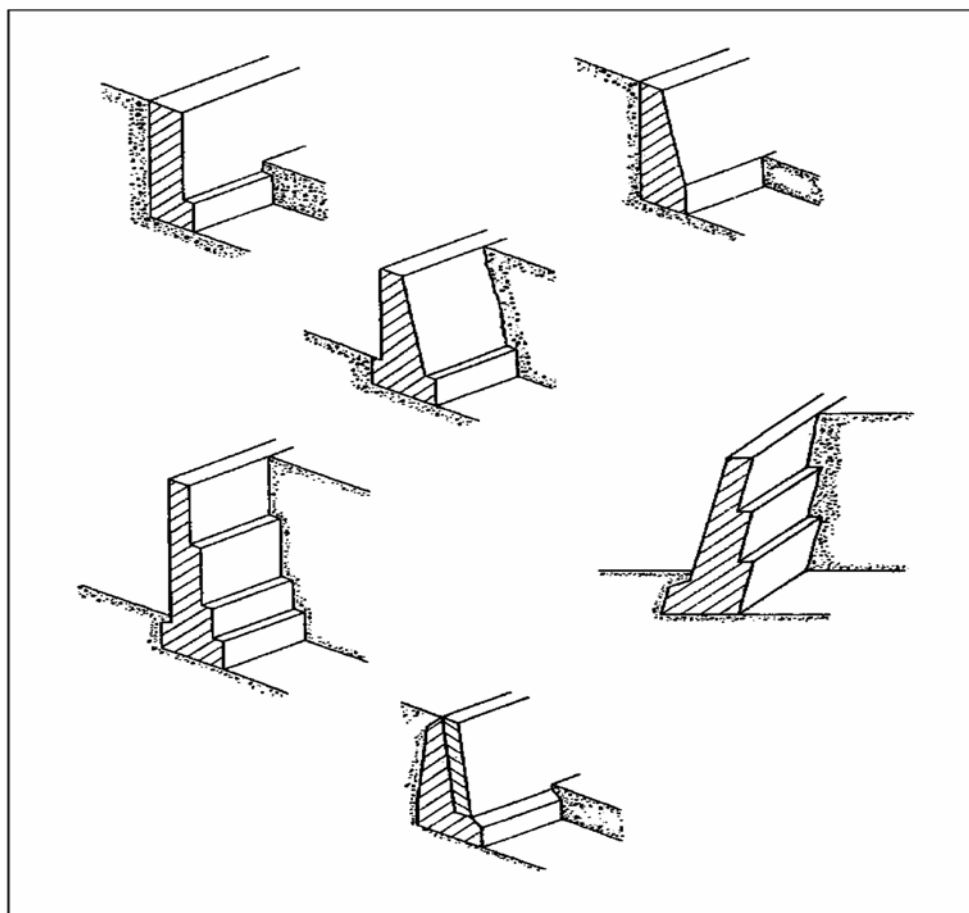
روش‌های اختلاط بتن و بتن‌ریزی نیز باید منطبق بر ضوابط فصل هفتم از آیین‌نامه بتن ایران (آبا) باشد.

۲-۳-۸ مصالح بنایی

الف- سنگ‌های بنایی

در نشریه شماره ۹۰ سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور، مشخصات فنی سنگ‌های مورد استفاده در ساخت دیوارهای سنگی بنایی و همچنین روش ساخت این نوع دیوارها را ارائه نموده است. ساخت هر نوع دیوار سنگی بنایی باید منطبق بر ضوابط این نشریه باشد. به‌طور مثال توف سبز البرز از جمله سنگ‌هایی است که در احداث دیوارهای سنگی مورد استفاده قرار می‌گیرد.

نشریه ۱۱۵ (اردیبهشت ۱۳۶۹) از مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن مشخصات فنی و مکانیکی این نوع سنگ را مورد توجه قرار داده است. در سایر نقاط ایران نیز سنگ‌های مناسب بنایی وجود دارد که از آنها حتی در ساخت ابنیه فنی راه و راه‌آهن نیز استفاده شده که پایداری آنها در طی چندین دهه از احداث آنها به اثبات رسیده است.



شکل ۸-۱- دیوارهای حایل وزنی

ب- ملات

ملات‌های مورد استفاده در دیوارهای بنایی سنگی شامل ملات ماسه‌سیمان و ملات باتارد می‌باشند. مشخصات و طرح اختلاف این ملات‌ها در جدول ۸-۱ ارائه شده است.

جدول ۸-۱- مشخصات ملات‌های مورد مصرف در دیوارهای حایل بنایی

ردیف	نوع ملات	ماده شسته عبوری از الک نمرة ۴ (۴/۷۶) میلی‌متر)	سیمان پرتلند	در آهک شکفته	آب	ملات تهیه شده ملات مخصوص	مقاومت نمونه ۷۰×۷۰×۷۰ میلی‌متر	
							۲۸ روزه	۷ روزه
۱	ستون	۲	۳	۴	۵	۶	۷	۸
۲	وزن مخصوص	-	۱۲۴۰ تا ۱۶۲۰	۱۱۵۰	۵۷۵	۱۰۰۰	-	-
۳	واحد	-	مترمکعب	کیلوگرم	کیلوگرم	لیتر	کیلوگرم بر مترمکعب	نیوتن بر میلی‌متر مربع
۴	ملات ماسه‌سیمان ۱ : ۶	۱/۰۳۳	۱۹۸	-	۲۵۶	۲۰۵۷	۲/۳ تا ۴/۳	۴/۵ تا ۴/۵
۵	ملات ماسه‌سیمان ۱ : ۵	۱/۰	۲۲۷	-	۲۶۵	۲۰۶۴	۴/۶ تا ۷/۵	۴/۹ تا ۸/۷
۶	ملات ماسه‌سیمان ۱ : ۴	۰/۹۹	۲۸۵	-	۲۶۱	۲۰۷۳	۷/۶ تا ۱۳/۷	۱۲/۹ تا ۱۳/۷
۷	ملات ماسه‌سیمان ۱ : ۳	۰/۹۴	۳۶۰	-	۲۵۸	۲۰۸۹	۱۱۷ تا ۲۲/۰	۲۰/۵ تا ۲۰/۵
۸	دوغاب ماسه‌سیمان ۱ : ۵	۰/۹۱	۲۲۰	-	۳۴۰	۲۰۶۹	-	-
۹	ملات باتارد ۱ : ۲ : ۸	۰/۹۱	۱۳۱	۱۳۱	۲۸۰	۱۹۷۲	۱۴	۲/۰ تا ۲/۸
۱۰	ملات باتارد ۱ : ۲ : ۱۰	۰/۹۶	۱۱۰	۱۱۰	۲۷۵	۱۹۹۲	۶ تا ۹	۱/۴ تا ۲/۱

برای تهیه مخلوط با نسبت‌های حجمی مختلف در کارگاه به نحوی که مبنای کار یک کیسه سیمان باشد باید مکعب مستطیلی به ابعاد ۴۰*۴۰*۲۷ تهیه و به کمک آن مخلوط مورد نظر را تهیه نمود. به طور مثال برای تهیه ملات باتارد ۱ : ۲ : ۸ کافی است که به کمک مکعب مستطیل فوق، هشت حجم ماسه و دو حجم پودر آهک شکفته برداریم و سپس به آن یک کیسه سیمان اضافه کنیم تا مخلوط ۱ : ۲ : ۸ به دست آید.

- نوع سیمان براساس شرایط خورندگی محلی تعیین می‌گردد.

۸-۴ بارهای طراحی

نیروهای طراحی وارد بر دیوارهای حایل وزنی شامل بارهای زیر می‌باشند :

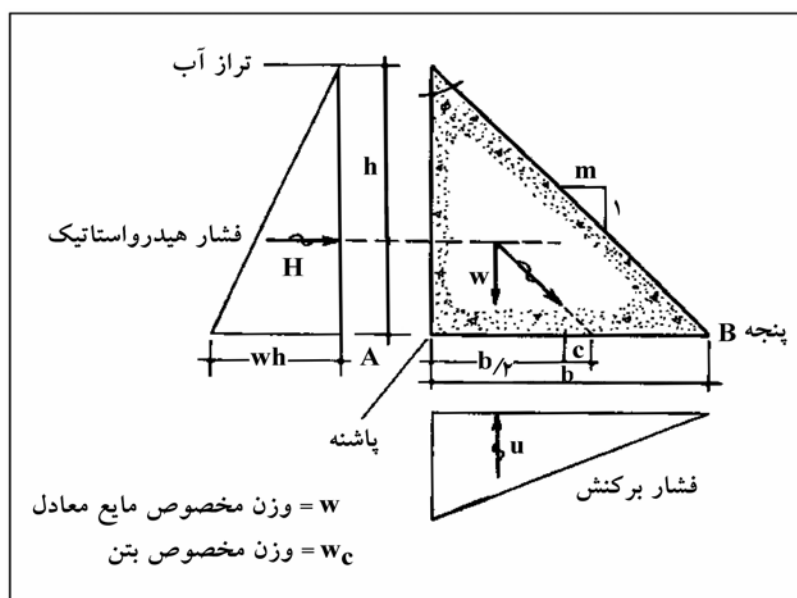
- ۱- بار مرده
- ۲- وزن خاک

- ۳- فشار جانبی خاک
- ۴- فشار آب زیرزمینی
- ۵- فشار برخاست
- ۶- فشار جانبی ناشی از سربار
- ۷- فشار برخورد امواج
- ۸- نیروهای زلزله
- ۹- فشار یخ

کلیه نیروهای فوق به‌طور مشروح در فصل سوم مورد بررسی قرار گرفته‌اند.

۵-۸ تناسبات اولیه

هندسه ایده‌آل مقطع دیوار وزنی همانند شکل ۸-۲، به‌صورت مثلث است. منظور از تناسبات هندسی برقراری تناسب بین عرض قاعده و ارتفاع دیوار می‌باشد. این نسبت در شکل ۸-۲ به‌صورت $m = \frac{b}{h}$ تعریف شده است (b عرض قاعده و h ارتفاع دیوار است). لازم به توضیح است که این نسبت‌ها برای شرایط بسیار ایده‌آل تعیین شده‌اند و بیشتر مناسب حدس اولیه هستند تا طرح نهایی. طرح نهایی لازم است براساس نیروهای وارده و معیارهای وارده، به‌دقت کنترل گردد.



شکل ۸-۲- مقطع ایده‌آل دیوار وزنی

حالت ۱ - دیوار ایمن در مقابل واژگونی (بدون فشار برخاست و آب زیرزمینی)
با گرفتن لنگر حول نقطه B (شکل ۸ - ۲).

$$B \text{ لنگر } W \text{ حول } = \frac{w_c m h^2}{2} \frac{2mh}{3} = \frac{w_c m^2 h^3}{3}$$

$$B \text{ لنگر } H \text{ حول } = \frac{w_c h^3}{6}$$

با ضریب ایمنی ۱/۵ در مقابل واژگونی داریم :

$$\frac{w_c m^2 h^3}{3} - \frac{1}{5} \frac{w h^3}{6} \geq 0 \quad \text{یا} \quad m \geq \sqrt{\frac{w}{1/33 w_c}}$$

با فرض $w_c = 24 \text{ kN/m}^3$ و $w = 7 \text{ kN/m}^3$ داریم :

$$m \geq \sqrt{\frac{7}{133 \times 24}} = 0/47$$

$$b = 0/47h$$

حالت ۲ - ایمن در مقابل واژگونی (فشار برکنش با توزیع مثلثی) :

$$\frac{w_c m^2 h^3}{3} - \frac{w h^3}{6} - \frac{w m^2 h^3}{3} \geq 0$$

$$m \geq \sqrt{\frac{w}{2(w_c - w)}} \geq 0/68 \rightarrow b \geq 0/68h$$

(با فرض ضریب ایمنی ۱)

حالت ۳ - ایمن در مقابل لغزش (بدون فشار برکنش) :

$$\frac{H}{W} \leq f \leq 0/75 \quad (\text{به فرض})$$

$$\frac{\frac{w h^2}{2}}{\frac{w_c m h^2}{2}} \geq 0/75$$

$$m \geq \frac{4w}{3w_c} \geq 0/4 \rightarrow b \geq 0/4h$$

(با فرض ضریب ایمنی ۱)

توجه : با توجه به اینکه ضرایب ایمنی به کار رفته در حالت‌های ۲ و ۳ و ۴ مساوی ۱ منظور شده است، این مطالعات حالت آکادمیک داشته و ارزش عملی ندارند.

حالت ۴- ایمن در مقابل لغزش (فشار برکنش با توزیع مثلثی) :

$$\frac{H}{W - U} \leq f \leq 0.75$$

$$\frac{\frac{wh^2}{2}}{\frac{w_c m h^2}{2} - \frac{w m h^2}{2}} \leq 0.75$$

$$m \geq \frac{4w}{3(w_c - w)} \geq 1/2 \rightarrow b \geq 1/2 h$$

در این حالت برای کاهش b، با استفاده از زبانه برشی کاملاً توصیه می‌گردد.

۸-۶ ترکیبات بارگذاری، کنترل‌های پایداری، تنش‌های مجاز

۸-۶-۱ ترکیبات بارگذاری

ترکیبات بارگذاری باید مطابق بندهای ۲-۴، ۳-۴، ۴-۴ و ۵-۴ از فصل ۴ باشد.

۸-۶-۲ پایداری خارجی

پایداری در مقابل لغزش و واژگونی باید منطبق بر ضوابط بندهای ۴-۶ تا ۴-۱۸ از فصل چهارم باشد.

۸-۶-۳ پایداری داخلی

برآیند کل نیروهای وارد بر مقطع افقی دیوار باید در محدوده داخلی و یا نزدیک هسته مقطع شالوده باشد تا از ایجاد تنش‌های کششی قابل ملاحظه در دیوار جلوگیری به عمل آید.

۸-۶-۴ تنش‌های مجاز شالوده

تحلیل شالوده دیوار باید منطبق بر ضوابط بند ۴-۱۹، ۴-۲۰ و ۴-۲۱ از فصل چهارم و روش‌های ارائه شده در فصل پنجم باشد.

۸-۶-۵ تنش‌های مجاز در دیوارهای بتنی

تنش‌های مجاز در دیوارهای بتنی به‌قرار ذیل است :

حالت	تنش مجاز	F_c (N/mm ²)		
		۱۵	۲۰	۲۵
تنش مجاز فشاری ناشی از خمش	$0.45f_c$	۶/۷۵	۹	۱۱/۲۵
تنش مجاز کششی ناشی از خمش	$0.135\sqrt{f_c}$	۰/۵۲	۰/۶	۰/۶۸
تنش مجاز برشی	$0.1\sqrt{f_c}$	۰/۳۹	۰/۴۵	۰/۵

f_c = مقاومت مشخصه نمونه استوانه‌ای ۲۸ روزه (N/mm^2)

در روابط فوق، f_c مقاومت مشخصه ۲۸ روزه نمونه استوانه‌ای می‌باشد.

۸-۶-۶ تنش‌های مجاز دیوارهای بنایی سنگی

تنش‌های مجاز فشاری ناشی از خمش در دیوارهای سنگی مطابق جدول ۸-۲ می‌باشد. تنش کششی مجاز ناشی از خمش و

تنش برشی مجاز در دیوارهای بنایی سنگی در صورت وجود نظارت مؤثر بر اجرا مساوی $0.1N/mm^2$ و در صورت عدم وجود

نظارت مؤثر مساوی $0.05N/mm^2$ توصیه می‌گردد.

جدول ۸-۲- تنش‌های مجاز دیوارهای باربر سنگی (N/mm^2)

گروه‌بندی دیوارها					نوع ملات مصرفی	ردیف	نوع سنگ چینی
هـ	د	ج	ب	الف			
۰/۹	۰/۷	۰/۵	۰/۳	۰/۲	ملات باتارد	۱	لاشه چینی با قفل و بست کامل
۱/۲	۱/۰	۰/۶	۰/۵	۰/۳	ملات ماسه‌سیمان	۲	
۱/۶	۱/۲	۰/۹	۰/۷	۰/۵	ملات باتارد	۳	سنگ چینی با سنگ بادبر با ابعاد نامنظم
۲/۲	۱/۶	۱/۲	۱/۰	۰/۶	ملات ماسه‌سیمان	۴	
۲/۲	۱/۶	۱/۲	۰/۹	۰/۷	ملات باتارد	۵	سنگ چینی با سنگ کلنگی و رگ‌های نامنظم
۳/۰	۲/۲	۱/۶	۱/۲	۱/۰	ملات ماسه‌سیمان	۶	
۴/۰	۳/۰	۲/۲	۱/۶	۱/۲	ملات باتارد	۷	سنگ چینی با سنگ تیشه‌ای منظم با رگ‌های منظم و گشته (مانند آجرچینی)
۵/۰	۴/۰	۳/۰	۲/۲	۱/۶	ملات ماسه‌سیمان	۸	

گروه	شرح	حداقل مقاومت فشاری (N/mm^2)
الف	سنگ‌های آهکی - تراورتن - توف‌های آتشفشانی	۲۰/۰
ب	ماسه‌سنگ‌های متراکم	۳۰/۰
ج	سنگ‌های آهکی متراکم - دولومیت و مرمر متراکم	۵۰/۰
د	ماسه‌سنگ‌های کوارتزی و نظایر آن	۸۰/۰
هـ	گرانیت - سینیست - دیوریت - پرفیر کوارتزی - ملافیر و دیاباز و نظایر آن	۱۲۰/۰

فصل ۹

دیوارهای طره‌ای بتن مسلح

۹-۱ کلیات

دیوارهای طره‌ای بتن مسلح نوع خاصی از دیوارهای وزنی می‌باشند که بخشی از پایداری آن در مقابل واژگونی به‌واسطه وزن خاکریز متکی بر دال بتنی پاشنه دیوار تأمین می‌گردد. اجزای دیوار حایل شامل دیوار^۱، پایه^۲، برشگیر^۳ (و احیاناً پشت‌بند در نوع خاص دیوارهای پشت‌بنددار) باید برای نیروهای داخلی شامل لنگر خمشی و نیروی برشی ناشی از فشار جانبی خاک و فشار واکنش تکیه‌گاهی طراحی گردند. در طراحی دیوارهای سیل‌بند بتن‌آرمه ضوابط آیین‌نامه بتن ایران (آبا) به‌طور اعم و ضوابط عمومی طراحی سازه‌های آبی بتنی از انتشارات دفتر تحقیقات و استانداردهای وزارت نیرو به‌طور اخص مورد توجه قرار گیرد، مگر اینکه به‌نحوی در این فصل مورد اصلاح قرار گرفته باشند.

۹-۲ ظرفیت باربری شالوده

ضوابط مربوط به مطالعات شالوده در بخش پنجم از فصل ۲ تشریح شده است.

۹-۳ مصالح

خواص مصالح بتنی و نسبت‌های اختلاط مربوطه همچنین رعایت نسبت آب به‌سیمان مورد نظر برای کسب دوام بتن باید مطابق ضوابط فصل ۶ از آیین‌نامه بتن ایران و یا نشریه ضوابط عمومی طراحی سازه‌های آبی بتنی باشد. بتن‌هایی با مقاومت فشاری مشخصه ۲۰ نیوتن بر میلی‌متر مربع (C۲۰) و بالاتر در دیوارهای طره‌ای به‌کار می‌روند. مشخصات مصالح مصرفی برای ساخت بتن شامل سنگدانه‌ها، سیمان، آب، و مواد مضاف باید مطابق ضوابط فصل سوم از آیین‌نامه بتن ایران باشد. مشخصات مکانیکی آرماتورهای فولادی باید مطابق ضوابط فصل چهارم از آیین‌نامه بتن ایران و جزییات آرماتوربندی باید طبق ضوابط فصل هشتم از آیین‌نامه بتن ایران باشد.

۹-۴ پوشش آرماتور

ضخامت پوشش بتنی روی میلگردها باید مطابق بند ۸-۲-۹ از آیین‌نامه بتن ایران منظور گردد. برای دال‌ها و دیوارها مقادیر حداقل پوشش بتنی طبق بند فوق به‌شرح جدول زیر است :

شرایط محیطی					
ملایم	متوسط	شدید	بسیار شدید	فوق‌العاده شدید	
۲۰	۳۰	۳۵	۵۰	۶۰	دال‌ها و دیوارها

1 - Stem
2 - Foundation
3 - Shear Key

- * برای دیدن تعاریف شرایط محیطی به آیین نامه آبا مراجعه شود.
- ** مقادیر داده شده در جدول را می توان به استثنای شرایط محیطی بسیار شدید و فوق العاده شدید، به اندازه ۵ میلی متر برای بتن های رده C۳۵ و C۴۰ یا ۱۰ میلی متر برای بتن های رده بالاتر کاهش داد، مشروط بر اینکه ضخامت پوشش به هر حال از ۲۰ میلی متر کمتر نشود. در شرایط شدید و فوق العاده شدید با استفاده از بتن رده C۴۰ با میکروسیلیس و خاکستر بادی، می توان کاهش ۱۰ میلی متر را منظور نمود.
- *** مقادیر جدول برای میلگردهای با قطر بیش از ۳۶ میلی متر باید به اندازه ۱۰ میلی متر افزایش داده شود.
- **** در صورتی که بتن در جوار دیواره خاکی مقاوم ریخته می شود و به طور دائم با آن در تماس باشد، ضخامت پوشش نباید کمتر از ۷۵ میلی متر اختیار شود.

۵-۹ بارهای طراحی

نیروهای طراحی وارد بر دیوارهای حایل وزنی شامل بارهای زیر می باشند :

- ۱- بار مرده
- ۲- وزن خاک
- ۳- فشار جانبی خاک
- ۴- فشار آب زیرزمینی
- ۵- فشار برخاست
- ۶- فشار جانبی ناشی از سربار
- ۷- فشار برخورد امواج
- ۸- نیروهای زلزله
- ۹- فشار یخ

کلید نیروهای فوق به طور مشروح در فصل سوم مورد بررسی قرار گرفته اند.

۶-۹ ترکیبات بارگذاری، کنترل های پایداری

۹-۶-۱ ترکیبات بارگذاری

ترکیبات بارگذاری باید مطابق بندهای ۲-۴، ۳-۴، ۴-۴، و ۵-۴ از فصل ۴ باشد.

۹-۶-۲ پایداری خارجی

پایداری در مقابل لغزش و واژگونی باید منطبق بر ضوابط بندهای ۴-۶ تا ۸-۴ از فصل چهارم باشد.

۹-۶-۳ پایداری داخلی

کلیه مقاطع دیوار باید در مقابل نیروهای داخلی ناشی از بارهای خارجی طراحی شده و مقاومت خمشی و برشی لازم باید در آنها تعبیه گردد.

۹-۷ طراحی سازه‌ای

الف - کلیات

دیوارهای حایل طره‌ای بتن مسلح باید برای ترکیبات بارگذاری معرفی شده در بند ۹-۶-۱ و همچنین فشارهای وارد بر شالوده دیوار به علت ترکیبات بارگذاری فوق طراحی شوند. قسمت‌های مختلف دیوار حایل شامل دیوار و شالوده (شامل پنجه و پاشنه) به صورت تیرهای طره‌ای تحلیل می‌شوند (شکل ۹-۱).

در مقاطع مختلف از آرماتورهای فشاری استفاده نمی‌شود و آرماتورهای حرارتی و انقباضی نیز مطابق حداقل‌های توصیه شده آیین‌نامه بتن ایران می‌باشند. یک مثال محاسباتی در پیوست همین فصل ارائه شده است. در حالتی که سطح خاکریز پشت دیوار شیب مثبت به سمت بالا داشته باشد، باید نیروی برشی اضافی علاوه بر فشار افقی خاک بر گوه خاکریز پشت مطابق شکل ۹-۱ در نظر گرفته شود.

ب - دیوار (تیغه)

بارهای محوری وارد بر دیوار عمدتاً ناچیز و قابل اغماض بوده و در طراحی صرف نظر می‌شود.

پ - پنجه

طراحی پنجه دیوار براساس بارهایی شامل فشار خاک، فشار آب، وزن بتن و توزیع تنش زیر پی دیوار و غیره صورت می‌گیرد. اثر نیروهای محوری در طراحی پنجه قابل اغماض می‌باشد.

ت - پاشنه

بارگذاری روی پاشنه دیوار شامل وزن خاکریز متکی بر پاشنه، فشار آب و وزن بتن که هر سه از بالا به پایین عمل می‌کنند در مقابل فشار برخواست آب زیرزمینی و توزیع تنش کف پی که رو به بالا اثر می‌کنند، می‌باشد. در صورت شیبدار بودن خاکریز پشت دیوار، توزیع تنش زیر پی براساس فشار افقی خاک و اضافه‌برش ناشی از شیب مثبت خاکریز محاسبه می‌گردد. وجود نیروی اصطکاک در فصل مشترک شالوده و زمین می‌تواند نیروی کششی در پاشنه به وجود آورد، لیکن در عمل از آن صرف نظر می‌گردد.

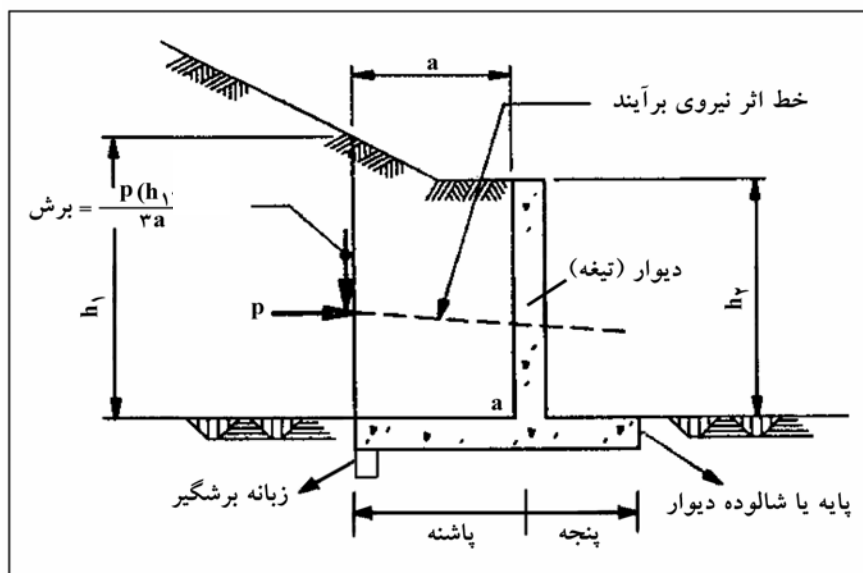
ث- ملاحظات خاص برای دیوارها با زبانه برشی

ضابطه کنترل پایداری واژگونی دیوارهایی که دارای زبانه برشی می‌باشند، فرض توزیع یکنواخت فشار مقاوم خاک بر وجهی از کلید برشی که به سمت خاک حرکت می‌کند، می‌باشد. لحاظ نمودن اثر زبانه برشی در محاسبات باعث طرح غیرمحافظة کارانه در تعیین آرماتورهای فوقانی پاشنه در محل اتصال به تیغه دیوار می‌شود (توجه شود که در شکل ۹-۱، لنگر ناشی از فشار وارد بر زبانه برشی، از لنگر منفی مقطع a می‌کاهد). به همین جهت پس از کنترل پایداری براساس وجود زبانه برشی، در طراحی آرماتور از وجود آن صرف نظر می‌شود.

۸-۹ طراحی بتن مسلح

۹-۱-۱ کلیات

دیوارهای حایل بتن مسلح باید طبق ضوابط آیین نامه بتن ایران و به روش حد نهایی طراحی شوند. کلیه ضوابط طراحی مطابق ضوابط مندرج در آیین نامه آبا بوده و نکات استثنا در این قسمت توضیح داده خواهند شد. طراحی دیوارهای حایل و سیل بندها براساس ضرایب بار معرفی شده در آیین نامه آبا (جلد اول) برای سربارهای دائم، سربارهای زنده، فشار خاک و فشار آب می‌باشند.



شکل ۹-۱- اضافه برشی وارد بر گوه خاک ناشی از شیب مثبت خاکریز

۹-۱-۲ حالت حدی نهایی و حالت حدی بهره‌برداری

۹-۱-۲-۱ مقاومت لازم

دیوارهای حایل بتن مسلح (طره‌ای و پشت‌بنددار) باید به‌گونه‌ای طراحی شوند که کلیه مقاطع و عناصر آنها حداقل مقاومت لازم را در برابر نیروهای داخلی ایجادشده در اثر ترکیبات بارگذاری زیر را داشته باشند :

حالت معمول بارگذاری

$$U = 1/25D + 1/5L + 1/5H \quad (۹-۱)$$

یا

$$U = 0/85D + 1/5H \quad (۹-۲)$$

D = اثر بار مرده (وزن اعضا، وزن خاک، وزن آب زیرزمینی)

L = اثر بار زنده

H = اثر فشار جانبی خاک یا آب تحت‌الارضی

حالت بارگذاری ویژه

$$U = D + 1/2L + 1/2H + 1/2E \quad (۹-۳)$$

یا

$$U = 0/85D + 1/2H + 1/2E \quad (۹-۴)$$

E = اثر زلزله

توجه : در محاسبه پاشنه دیوار، فشار زمین بر کف شالوده اثر کاهش‌دهنده در لنگر منفی طراحی دارد، لذا با ضریب ۱ وارد روابط ۹-۱ تا ۹-۴ می‌گردد.

۹-۱-۲-۲ ضرایب کاهش مقاومت

در تعیین مقاومت نهایی مقطع، ضرایب جزیی ایمنی مقاومت‌های زیر باید در مقاومت‌های مشخصه بتن و فولاد اثر داده شوند :

الف- ضریب جزیی ایمنی مقاومت بتن : $\phi_c = 0/6$

ب- ضریب جزیی ایمنی مقاومت فولاد: $\phi_s = 0/85$

توجه : حداقل رده بتن در طراحی دیوار حایل در محیط‌های ملایم تا شدید C20 و در محیط‌های شدید و بسیار شدید، C30 می‌باشد. به علاوه، استفاده از آرماتورهای رده بالاتر از S400 باید براساس ملاحظات فنی در مورد شکل‌پذیری و خدمت‌پذیری آنها و با تصویب مشاور (طراح) انجام گیرد.

۹-۲-۱-۳ حداکثر آرماتور کششی

در مورد اعضای خمشی و یا اعضای که تحت ترکیب خمش و نیروی فشاری می‌باشند، در صورتی که بار محوری نهایی (N_u)، کمتر از کوچکترین دو مقدار $0.1\phi_c f_c A_g$ و N_b باشد، مقدار آرماتورهای کششی حداکثر به ρ_b (نسبت فولاد متعادل) محدود می‌شوند (آیین‌نامه آبا).

$$\rho_b = 0.5 \frac{f_c}{f_y} \frac{600}{600 + f_y} \quad (f_c \leq 30 \text{ N/mm}^2 \text{ برای})$$

f_c و f_y = به ترتیب مقاومت مشخصه نمونه استوانه‌ای بتن و تنش تسلیم مشخصه فولاد (نیوتن بر میلی‌متر مربع) به منظور رعایت اقتصاد کار و استفاده از میلگرد کمتر، توصیه می‌شود. ضخامت اجزای دیوار طوری انتخاب شود که نسبت آرماتور کششی به $0.5\rho_b$ محدود شود.

۹-۲-۱-۴ حداقل آرماتور خمشی و حرارتی

نسبت آرماتور خمشی حداقل در مقاطع اجزای خمشی دیوار حایل نظیر تیغه دیوار، پاشنه و پنجه مطابق بند ۸-۷ از آیین‌نامه آبا تعیین می‌گردد.

۹-۲-۱-۵ کنترل تغییر شکل و ترک خوردگی

در صورت رعایت ضوابط طراحی آیین‌نامه آبا و عدم استفاده از آرماتوری بیش از $0.35\rho_b$ در مقاطع خمشی، مطالعه و کنترل تغییر شکل و ترک خوردگی مقطع تحت اثر بارهای خدمت (بدون ضریب) لازم نیست. در صورت عدم رعایت محدودیت‌های فوق‌الذکر، کنترل عرض ترک در مقطع و همچنین کنترل میزان تغییر شکل اعضای مختلف، تحت اثر بارهای خدمت و براساس ضوابط آیین‌نامه آبا لازم خواهد بود.

حداکثر عرض ترک در دیوارهای خشک 0.3 ، در دیوارهای داخل آب زیرزمینی 0.2 و در محیط‌های شدید و فوق‌العاده شدید 0.1 میلی‌متر می‌باشد (آیین‌نامه آبا).

۹-۲-۱-۶ توزیع آرماتور خمشی

فواصل محور به محور آرماتورهای خمشی در بخش کششی مقطع نباید بیش از 300 میلی‌متر اختیار گردد. برای سایر آرماتورها ضوابط آبا حاکم می‌باشد.

۹-۱-۲-۷ بارگذاری فوق‌العاده

در مورد بارگذاری‌های فوق‌العاده که در طول عمر مفید و اقتصادی سازه خیلی غیرمتمثل می‌باشد، نظیر زلزله‌هایی با دوره بازگشت طولانی، انتخاب ضرایب ترکیب بار و ضوابط مقاومتی با محافظه‌کاری کمتر نسبت به آنچه که در بندهای قبل ذکر شد، قابل توجیه می‌باشد. در مورد بارگذاری و طراحی در مقابل نیروها و آثار ویژه باید به راهنمایی‌ها و ضوابط مربوطه (نظیر آیین‌نامه زلزله ایران و ضوابط خاص آیین‌نامه آبا در مناطق زلزله‌خیز) توجه نمود.

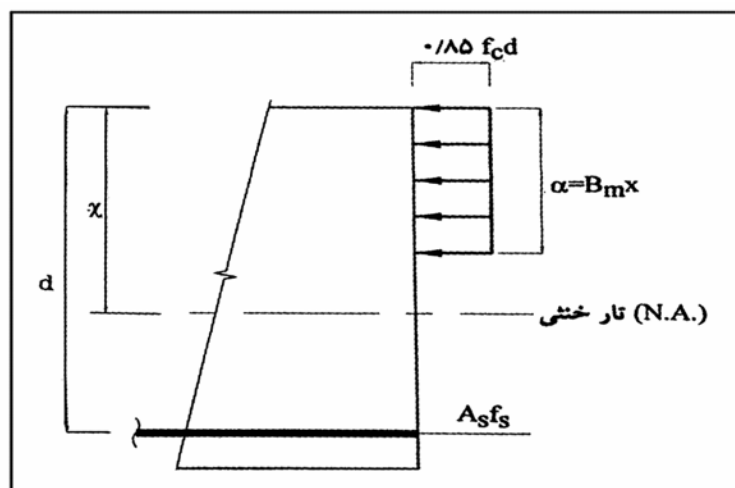
۹-۱-۳ طراحی خمشی مقطع

۹-۱-۳-۱ فرضیات طراحی

الف- کرنش - حداکثر کرنش در دورترین تار بتن فشاری معادل 0.003 در نظر گرفته می‌شود. در این حال کرنش طراحی، ϵ_m ، در دورترین تار بتن فشاری، معادل نصف کرنش حداکثر در دورترین تار بتن فشاری برای سازه‌های هیدرولیکی نظیر دیوارهای حایل و سیل‌بندها لحاظ خواهد شد.

ب - شرایط تعادل - شرایط تعادل زمانی فراهم خواهد شد که آرماتورهای کششی به تنش تسلیم خود، f_y ، و دورترین تار بتن فشاری به کرنش حداکثر طراحی، ϵ_m ، برسد. طراحی اعضای دیوارهای T شکل باید مبتنی بر وقوع شکست ترد (شکل‌پذیر) در سمت کششی شرایط تعادل باشد.

پ- تنش در بتن - توزیع تنش فشاری در بتن به صورت یکنواخت که اصطلاحاً به بلوک تنش مستطیلی معروف است با ارتفاع a به صورت نسبتی از ارتفاع تار خشی، $a = \beta_m x$ و شدت تنش معادل $0.85 \phi_c f_c$ بیان می‌شود. ضریب β_m برای بتن با مقاومت فشاری مشخصه تا ۳۰ نیوتن بر میلی‌متر مربع برابر 0.85 و برای مقاومت‌های بیشتر به ازای هر نیوتن بر میلی‌متر مربع افزایش مقاومت مقدار β_m به صورت خطی به اندازه 0.008 کاهش می‌یابد و هیچ‌گاه نباید از 0.65 کمتر گردد.



۹-۳-۲ معادلات طراحی

معادلات مربوط به طرح و برای مقطع بتن مسلح در شکل‌های ۹-۲ تا ۹-۵ معرفی شده‌اند. این معادلات تنها روابط لازم برای تعیین مقدار آرماتور در مقاطع خمشی دیوارهای حایل و سیل‌بندها در حالات عملی و مطابق ضوابط آیین‌نامه آبا می‌باشند.

الف- حداقل عمق مؤثر مقطع، d ، به نحوی که احتیاج به فولاد فشاری نداشته باشیم و شکل‌پذیری لازم برای مقطع تأمین گردد:

$$d_{\min} = \sqrt{\frac{M_u}{b \rho_b f_{yd} (1 - 0.5 m \rho_{\max})}} \quad (9-13)$$

که در آن:

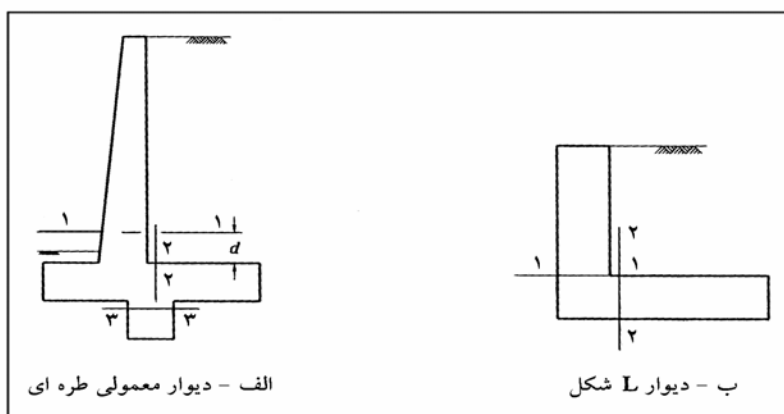
$$f_{cd} = \phi_c f_c$$

$$m = \frac{f_{yd}}{0.85 f_{cd}}, \quad f_{yd} = \phi_s f_y$$

در ضمن در رابطه فوق، ρ_{\max} ، حداکثر درصد فولاد کششی مقطع می‌باشد (بند ۳ از ماده ۹-۸-ب).

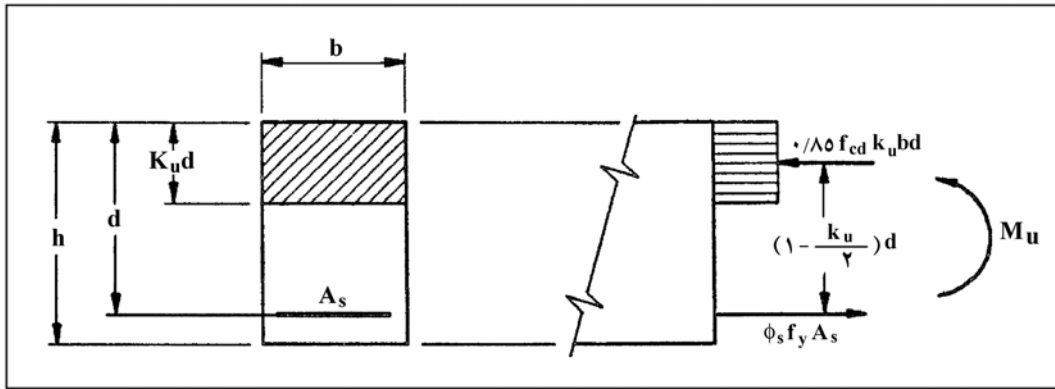
۹-۸-۴ مقاومت برشی

تعیین مقاومت برشی مقطع بتن، V_c ، مطابق ضوابط آیین‌نامه آبا، فصل دوازدهم، انجام می‌گیرد. در طراحی تیغه دیوار، مقطع بحرانی جهت کنترل و طرح برش، به فاصله d از پای دیوار (محل اتصال به شالوده) می‌باشد و در طرح زبانه برشی، مقطع بحرانی بخش فوقانی زبانه (محل اتصال به شالوده) می‌باشد. در صورتی که در مورد دیوارهای L شکل که بدون پنجه می‌باشند، مقطع بحرانی برای کنترل برش در تیغه، بخش تحتانی آن و در مورد پاشنه، وجه پشت دیوار (محل اتصال تیغه به پاشنه) می‌باشد (مطابق شکل زیر):



۹-۱-۵ آرماتورهای حرارتی

برای کنترل آثار حرارتی، علاوه بر درزهای انقباضی و انبساطی، لازم است میلگردهای حرارتی در امتدادهای افقی و قائم (مخصوصاً در امتداد افقی) در تیغه و پایه قرار داده شود. میلگردهای حرارتی به عنوان یک معیار حداقل معرفی می شوند. بدین معنی که اگر میلگردهای محاسباتی این مقادیر حداقل را تأمین نمایند، احتیاج به میلگردهای اضافی نیست. ولی اگر مقدار میلگردهای محاسباتی کمتر از مقادیر حداقل باشد، و یا اصلاً میلگرد محاسباتی نباشد، سطح مقطع میلگرد تعبیه شده در آن مقطع، نباید کمتر از مقادیر حداقل توصیه شده توسط آیین نامه باشد. طبق آیین نامه آبا، سطح مقطع میلگردهای افقی تعبیه شده نباید کمتر از ۰/۲۵ درصد مساحت کلی مقطع بتنی و سطح مقطع میلگردهای قائم، نباید کمتر از ۰/۱۵ درصد مساحت کل مقطع بتنی گردد. در صورتی که قطر میلگرد مصرفی کمتر از ۱۶ میلی متر باشد و یا از شبکه های جوش شده استفاده شده باشد، حداقل های فوق به ترتیب به ۰/۲ و ۰/۱۲ درصد کاهش می یابند.



طراحی :

داده‌ها :

$$M_u, b, d, h, f_y, f_c \quad \phi_s = 0.85, \phi_c = 0.6$$

خواسته‌ها :

$$k_u, A_s, \rho$$

$$f_{cd} = \phi_c f_c \quad f_{yd} = \phi_s f_y$$

$$k_u = 1 - \sqrt{1 - \frac{M_u}{0.425 f_{cd} b d^2}}, \quad A_s = \frac{0.85 f_{cd} k_u b d}{f_{yd}}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b d} \leq \rho_{\max}, \quad \rho = \frac{0.85 f_{cd} k_u}{f_{yd}}$$

$$f_{cd} = \phi_c f_c$$

$$f_{yd} = \phi_s f_y$$

کنترل مقطع :

داده‌ها :

$$b, d, h, f_y, f_c, A_s, \rho = \frac{A_s}{b d} \leq \rho_{\max}$$

خواسته‌ها :

$$k_u, M_u$$

$$k_u = \frac{f_{yd} \rho}{0.85 f_{cd}}, \quad M_u = \phi_s f_y \rho \left(1 - \frac{f_{yd} \rho}{1.7 f_{cd}}\right) b d^2$$

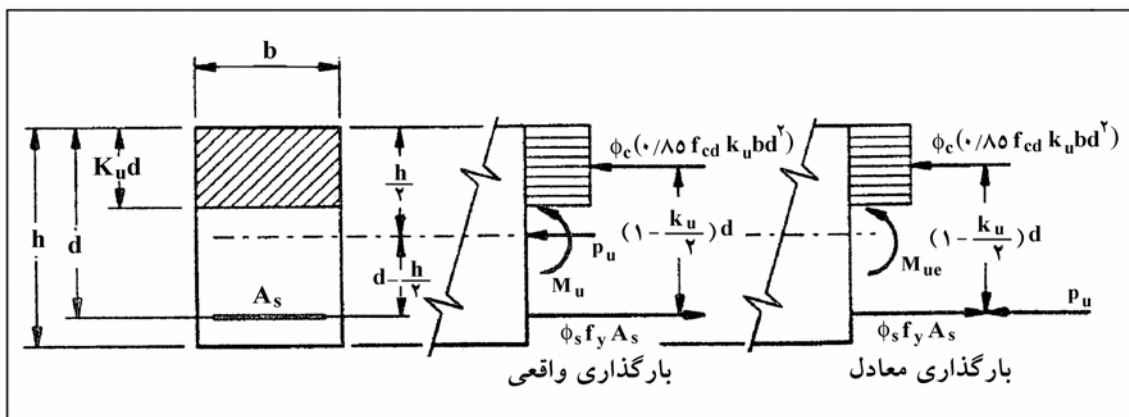
درصد فولاد متعادل

$$\rho_b = 0.6 \beta \frac{f_c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}$$

$$f_c \leq 30 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \beta_1 = 0.85$$

$$f_c > 30 \rightarrow \beta_1 = 0.85 - 0.008 (f_c - 30) \geq 0.65$$

شکل ۹-۲ - تیر مستطیل - خمشی ساده بدون آرماتور فشاری



$$M_{ue} = M_u + P_u \left(d - \frac{h}{2}\right) \quad (\text{لنگر خمشی معادل})$$

طراحی :

داده‌ها :

$$P_u, M_u, b, d, h, f_y, f_c$$

$$\phi_s = 0.85, \quad \phi_c = 0.6, \quad f_{cd} = \phi_c f_c, \quad f_{yd} = \phi_s f_y$$

خواسته‌ها :

$$k_u, A_s, \rho$$

$$k_u = 1 - \sqrt{1 - \frac{M_{ue}}{0.425 f_{cd} b d^2}}, \quad A_s = \frac{0.85 f_{cd} k_u b d - P_u}{f_{yd}}$$

$$\rho = \frac{0.85 f_{cd} k_u - \frac{P_u}{b d}}{f_{yd}} \leq \rho_{\max}$$

کنترل:

داده‌ها :

$$P_u, b, d, h, f_y, f'_c, \phi_c, \phi_s, A_s, \rho \leq \rho_{\max}$$

خواسته‌ها :

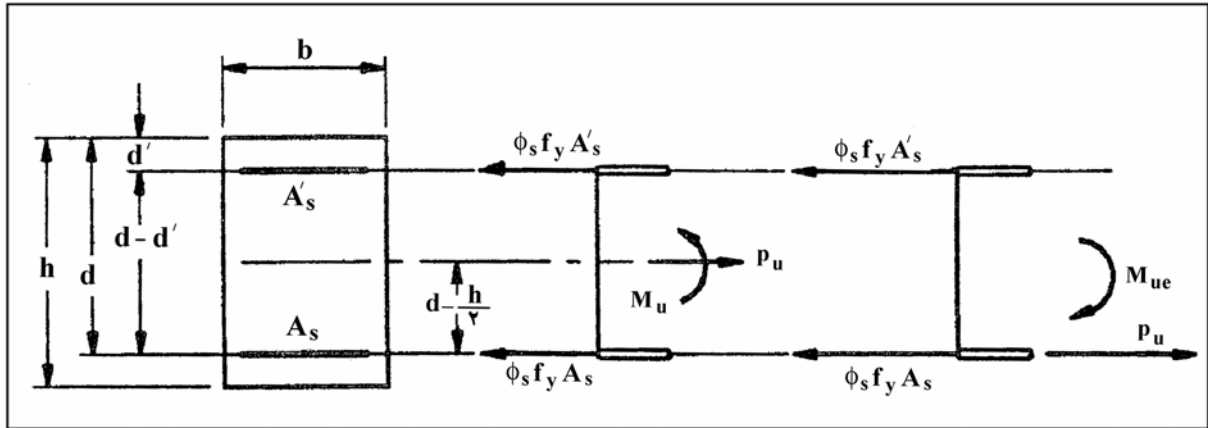
$$k_u, M_{ue}, M_u$$

$$k_u = \frac{\frac{P_u}{b d} + f_{yd} \rho}{0.85 f_{cd}}$$

$$M_{ue} = 0.85 f_{cd} k_u \left(1 - \frac{k_u}{2}\right) b d^2$$

$$M_u = M_{ue} - P_u \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

شکل ۹-۳- مقطع مستطیلی، خمش به علاوه نیروی محوری فشاری کوچک، بدون آرما تور فشاری



لنگر معادل : $M_{ue} = -M_u + P_u \left(d - \frac{h}{2}\right)$

طراحی :

$P_u, M_u, b, d, h, f_y, f_c, \phi_s = 0.85 \quad \phi_c = 0.6$
 A_s, A_s'

داده‌ها :

خواسته‌ها :

$$A_s = \frac{P_u - f_{yd} A_s'}{f_{yd}}, \quad A_s' = \frac{M_{ue}}{f_{yd}(d - d')}$$

کنترل:

$P_u, b, d, h, f_y, f_c, \phi_c, \phi_s, A_s, A_s'$
 M_{ue}, M_u, f_s'

داده‌ها :

خواسته‌ها :

$$M_{ue} = (P_u - f_{yd} A_s')(d - d')$$

$$M_u = P_u \left(d - \frac{h}{2}\right) - M_{ue}$$

$$f_s' = \frac{P_u - f_{yd} A_s}{A_s'} \leq f_y$$

شکل ۹-۵- مقطع مستطیلی، خمش به علاوه نیروی محوری کششی وقتی که

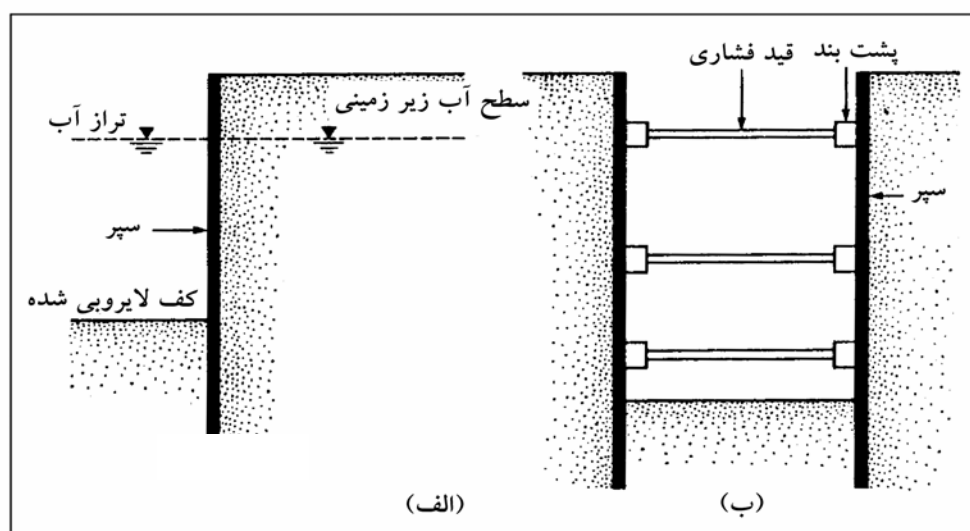
می‌باشد. $M_u / P_u < (d - h/2)$

فصل ۱۰

دیوارهای حایل مهارشده (سپرها)

۱-۱۰ معرفی

سپرها^۱ نوعی دیوار حایل هستند که اغلب برای احداث دیوارهای ساحلی (شکل ۱-۱۰-الف) و یا سازه‌های موقت (نظیر مهاربندی ترانشه‌ها - شکل ۱-۱۰-ب) مورد استفاده قرار می‌گیرند. مزیت سپر بر دیوارهای حایل مورد بحث در فصل پنجم، عدم نیاز به تمهیدات خاص در محل اجراست و سپرها حتی در داخل آب هم قابل اجرا هستند. در این فصل اصول طراحی سپرها به عنوان دیوارهای ساحلی مورد بحث قرار می‌گیرد.



شکل ۱-۱۰- مثال‌هایی از موارد کاربرد سپرها. (الف) دیوارهای ساحلی، (ب) سازه نگهبان ترانشه با جدار قائم (مهاربندی ترانشه).

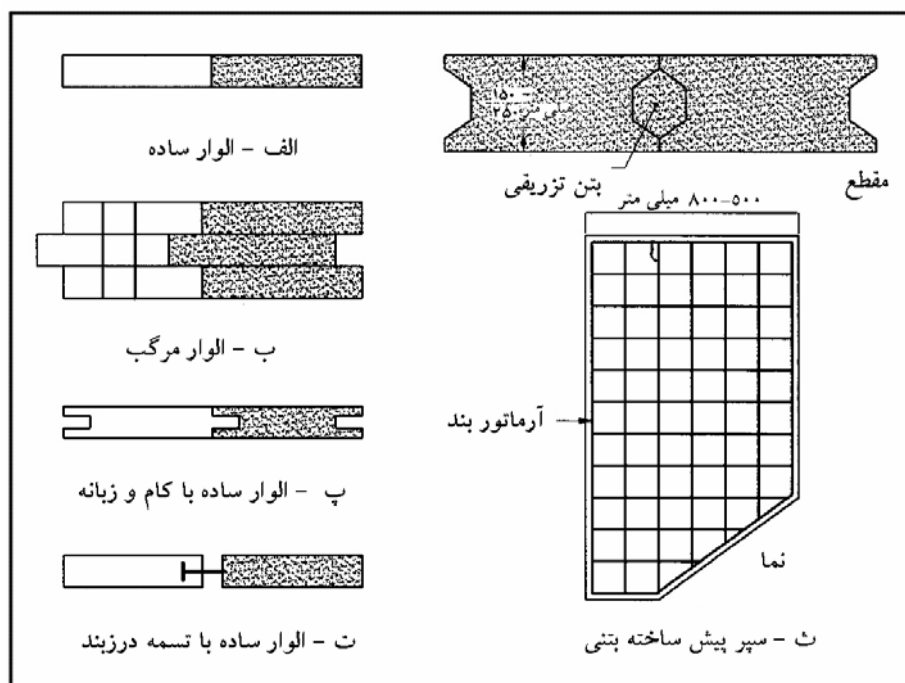
سپرها دارای انواع مختلف هستند که عبارتند از : (الف) سپرهای چوبی، (ب) سپرهای بتنی پیش‌ساخته و (پ) سپرهای فولادی. سپرهای آلومینیومی نیز برای حالات خاص ساخته می‌شوند. از سپرهای چوبی فقط در مورد سازه‌های موقت سبک که در بالای سطح آب قرار دارند، استفاده می‌شود. دو نوع سپر چوبی وجود دارد، الوارهای چوبی ساده^۲ و الوارهای چوبی مرکب^۳. الوارهای چوبی دارای ابعاد ۵۰×۳۰۰ میلی‌متر در مقطع می‌باشند و به صورت لبه‌های مماس برهم در داخل زمین کوبیده می‌شوند (شکل ۲-۱۰-الف). الوارهای چوبی مرکب، از میخ کردن سه الوار ساده به دست می‌آیند که الوار وسطی نسبت به دو الوار دیگر در حدود ۵۰ تا ۷۵ میلی‌متر جابه‌جا شده است (شکل ۲-۱۰-ب). الوارهای چوبی ساده را می‌توان مطابق شکل ۲-۱۰-پ، در لبه‌ها به صورت کام و زبانه درآورد. در شکل ۲-۱۰-ت، جزئیات

1 - Sheet pile

2 - Plank

3 - Wake Field Pile

دیگری از الوارهای چوبی نشان داده شده که در آن در لبه‌های الوار، شیارهایی ایجاد شده که پس از کوبیدن الوارها در زمین، یک قطعه فولادی، در درز بین دو الوار کوبیده می‌شود و درز آنها را می‌بندد.



شکل ۱۰-۲- انواع مختلف سپرهای چوبی و بتنی

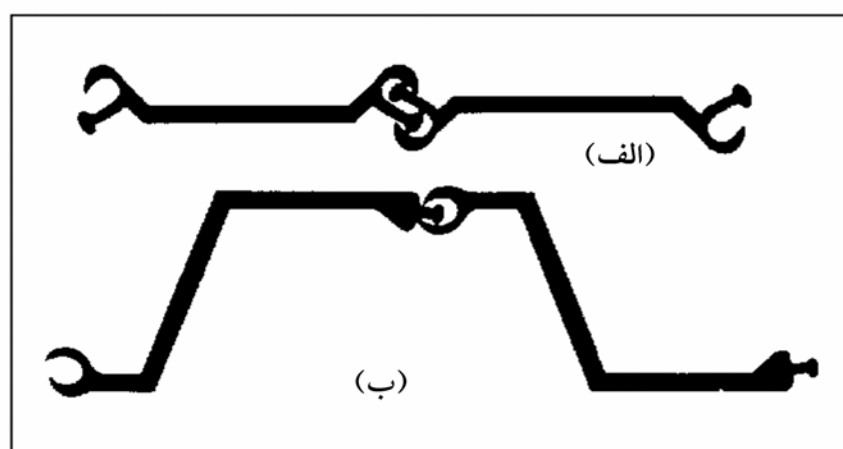
سپرهای بتنی پیش ساخته بسیار سنگین هستند و به منظور مقابله با نیروهای ایجاد شده در آنها در حین حمل و نقل، کوبیدن، و بهره‌برداری، داخل آنها آرماتوربندی (میلگردگذاری) می‌شود. این سپرها دارای عرض ۵۰ تا ۸۰۰ میلی‌متر و ضخامت ۱۵۰ تا ۲۵۰ میلی‌متر در مقطع می‌باشند. در شکل ۱۰-۲، ث، مقطع و نمای این سپرها نشان داده شده است.

سپرهای فولادی آمریکایی دارای ضخامت ۱۰ تا ۱۳ میلی‌متر می‌باشند. سپرهای اروپایی نازکتر و عریضتر هستند. نیمرخ سپرهای فولادی ممکن است به صورت Z، عمیق^۱، کم عمق^۲، تخت^۳ باشند. برای درزبندی و یکپارچگی، لبه‌های نیمرخ‌های فولادی به نحو خاصی به صورت کام و زبانه درمی‌آیند. در شکل ۱۰-۳، الف، اتصال کام و زبانه انگشتی^۴ و در شکل ۱۰-۳، ب، کام، زبانه توپی^۵ نشان داده شده است.

-
- 1 - Deep Arch
 - 2 - Low Arch
 - 3 - Straight Web
 - 4 - thumb and finger
 - 5 - Ball and Socket

در جدول ۱۰-۱ مشخصات هندسی سپرهای تولیدشده در آمریکا ارائه شده است. تنش مجاز خمشی برای این سپرهای فولادی به قرار زیر می باشد :

تنش مجاز خمشی (نیوتن بر میلی متر مربع) نوع فولاد	
ASTM A-328	$170 (\approx 25,000 \text{ lb} / \text{in}^2)$
ASTM A-572	$170 (\approx 25,000 \text{ lb} / \text{in}^2)$
ASTM A-690	$170 (\approx 25,000 \text{ lb} / \text{in}^2)$



شکل ۱۰-۳ اتصال سپرهای فولادی در لبه ها. (الف) کام و زبانه انگشتی، (ب) کام و زبانه تویی

کاربرد سپرهای فولادی راحت است، زیرا قادر به مقاومت در مقابل تنش های قابل توجهی در حین کوبیدن می باشند. وزن آنها نیز سبک بوده و قابل استفاده مجدد هستند. در این فصل عمدتاً کاربرد سپرها در احداث دیوارهای ساحلی مورد بحث قرار می گیرد.

۱۰-۲ احداث دیوارهای حایل با سپرکوبی

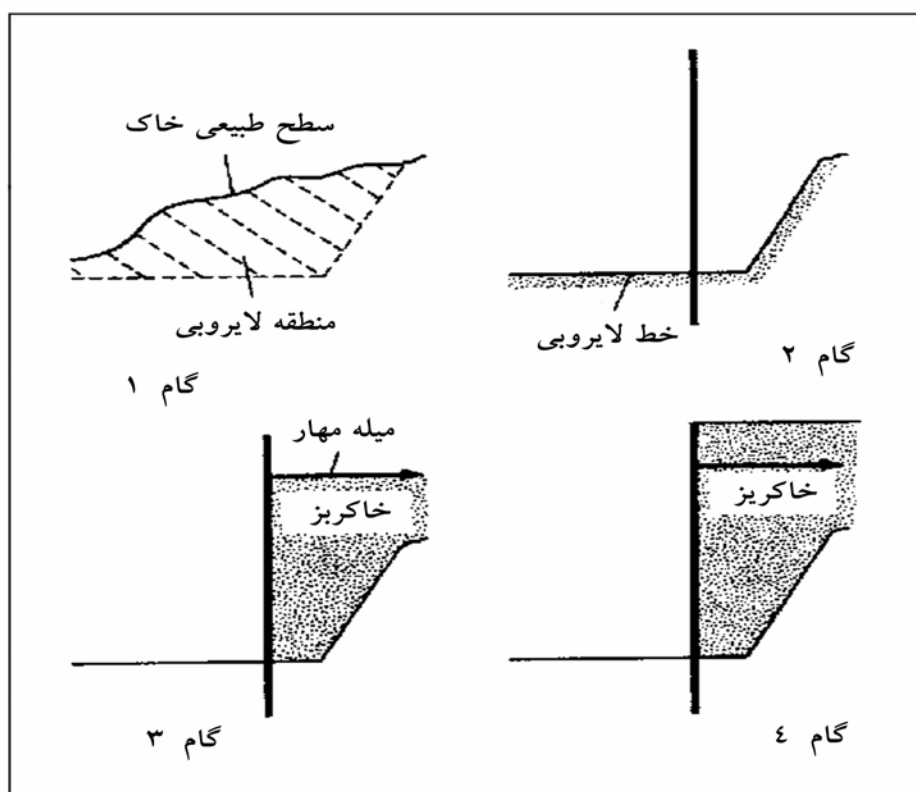
دیوارهای حایل احداث شده با سپرکوبی به دو دسته اصلی، (الف) سپرهای طره ای^۱، (ب) سپرهای مهارشده^۲ تقسیم می شوند. سپرهای طره ای در این بخش و بخش های بعدی و سپرهای مهارشده در بخش ۱۰-۱۲ مورد بررسی قرار می گیرند. احداث دیوارهای حایل با سپرکوبی به دو طریق می تواند انجام شود. در روش اول سپرها در سمت آب کوبیده شده و پشت آن خاکریز

1 - Cantilever Sheet Pile Wall

2 - Anchored Sheet Pile Wall

می‌شود و در روش دوم، سپرها در سمت خاک کوبیده شده و جلوی آن لایروبی می‌شود. در هر حال، خاک مورد استفاده برای خاکریز پشت دیوار، معمولاً دانه‌ای است. خاکی که ریشه سپر در آن کوبیده شده، ممکن است ماسه‌ای و یا رسی باشد. تراز زمین در جلوی دیوار (سمت آب)، به تراز یا خط لایروبی^۱ معروف است. با توجه به مطالب ارائه شده، دو روش برای احداث دیوارهای سپرکوبی شده وجود دارد :

- ۱- دیوار خاکریزی شده
 - ۲- دیوار لایروبی شده
- مراحل اجرای دیوار خاکریزی شده به قرار زیر است (شکل ۱۰-۴):
- گام ۱ - لایروبی خاک موجود در جلو و پشت دیوار پیشنهادی
 - گام ۲ - کوبیدن سپرها
 - گام ۳ - خاکریزی تا تراز مهار دیوار و نصب سیستم مهار
 - گام ۴ - تکمیل خاکریزی تا بالای دیوار
- برای سپرهای طره‌ای فقط گام‌های ۱، ۲ و ۴ مورد استفاده قرار می‌گیرند.



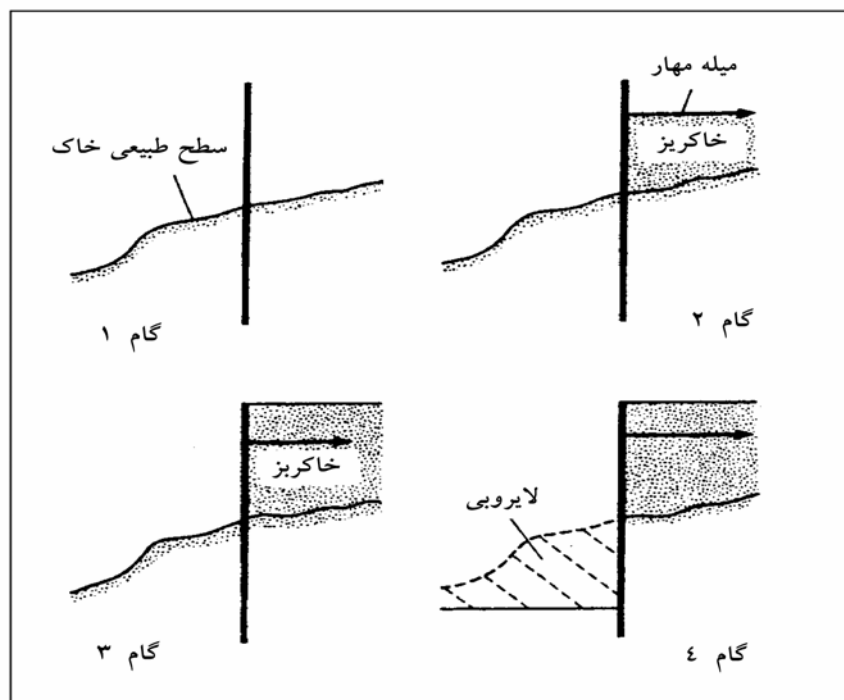
شکل ۱۰-۴ - مراحل اجرای دیوار خاکریزی شده

مراحل اجرای دیوارهای لایروبی شده به‌قرار زیر است (شکل ۱۰-۵).

- گام ۱ - کوبیدن سپرها
 - گام ۲ - خاکریزی تا تراز مهار و نصب سیستم مهار
 - گام ۳ - خاکریزی تا بالای دیوار
 - گام ۴ - لایروبی جلوی دیوار
- برای دیوار طره‌ای گام ۲ لازم نیست.

سپردهای طره‌ای

سپردهای طره‌ای برای ارتفاعات حدود ۶ متر یا کمتر از خط لایروبی، قابل توصیه هستند. در این حالت رفتار دیوار به‌صورت یک تیر طره‌ای است.

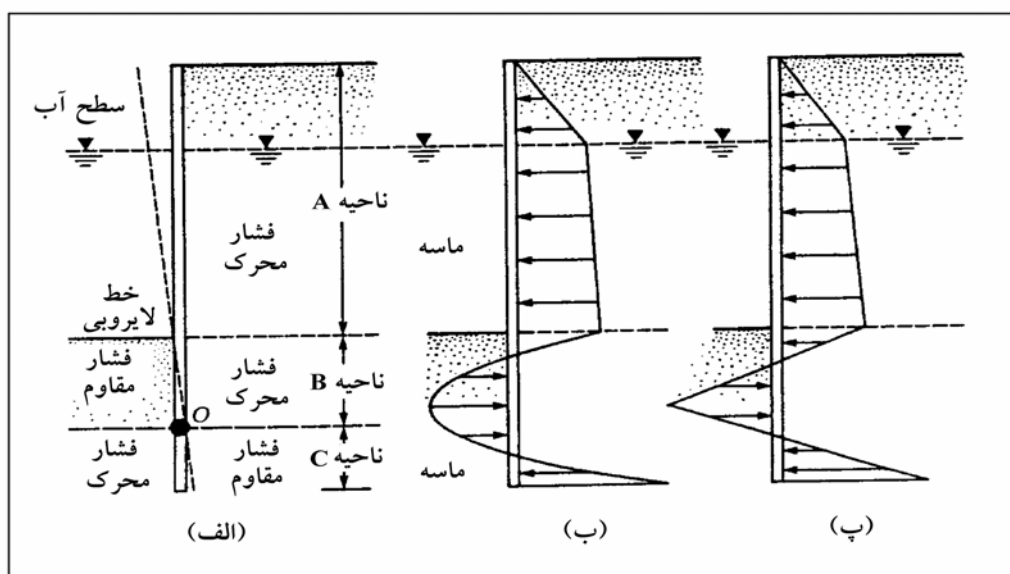


شکل ۱۰-۵- مراحل اجرای دیوار لایروبی شده

شکل ۱۰-۶ نشان‌دهنده رفتار و تغییر شکل جانبی سپر کوبیده شده به‌لایه ماسه‌ای در زیر خط لایروبی است. به‌کمک این شکل می‌توان توزیع فشار جانبی خالص خاک را به‌روی سپردهای طره‌ای شرح داد. دیوار در حول نقطه O دوران می‌نماید. از آنجایی که در تمام ارتفاع سپر، فشارهای هیدرواستاتیک از دو طرف یکدیگر را خنثی می‌کنند، فقط فشار مؤثر خاک مورد توجه

قرار خواهد گرفت. در ناحیه A، تنها فشار جانبی موجود، فشار محرک سمت خاکریز است. در ناحیه B به علت تغییر شکل جانبی سپر، از سمت خاک فشار محرک، و از خاک سمت آب، فشار مقاوم وجود خواهد داشت. در ناحیه C که در زیر نقطه دوران قرار دارد: شرایط عکس می شود. توزیع و فشار خالص واقعی در روی سپر مشابه شکل ۶-۱۰ - ب، است، لیکن برای مقاصد طراحی، این توزیع فشار به صورت شکل ۶-۱۰ - پ، ساده می شود.

در بخش های بعدی (۱۰-۳ تا ۱۰-۶) تحلیل ریاضی برای بیان رفتار سپرهای طره ای ارائه می شود. توجه به این نکته لازم است که در بعضی دیوارهای ساحلی، به علت جزر و مد، تراز آب در جلوی سپر دارای نوسان است که در چنین حالتی معمولاً زمان کافی برای زهکشی و به تعادل رسیدن آب زیرزمینی سمت خاک وجود ندارد. در نتیجه در تعیین تراز آب که در روی نمودار فشار مؤثر تأثیر می گذارد، باید دقت کافی به عمل آید.



شکل ۶-۱۰ - سپر طره ای کوبیده شده در ماسه

۱۰-۳ سپرهای طره ای کوبیده شده در خاک های ماسه ای (خاک های دانه ای)

برای حصول روابطی برای تعیین عمق نفوذ سپر کوبیده شده به خاک های دانه ای، شکل ۱۰-۷ - الف، در نظر گرفته می شود. خاک نگهداری شده توسط سپر در بالای خط لایروبی نیز ماسه ای است. تراز سفره آب در عمق L_1 از بالای دیوار قرار دارد. زاویه اصطکاک ماسه ϕ فرض شود. شدت فشار محرک در عمق $z = L_1$ را می توان طبق رابطه زیر نشان داد :

$$p_1 = \gamma L_1 K_a \quad (۱-۱۰)$$

که در آن :

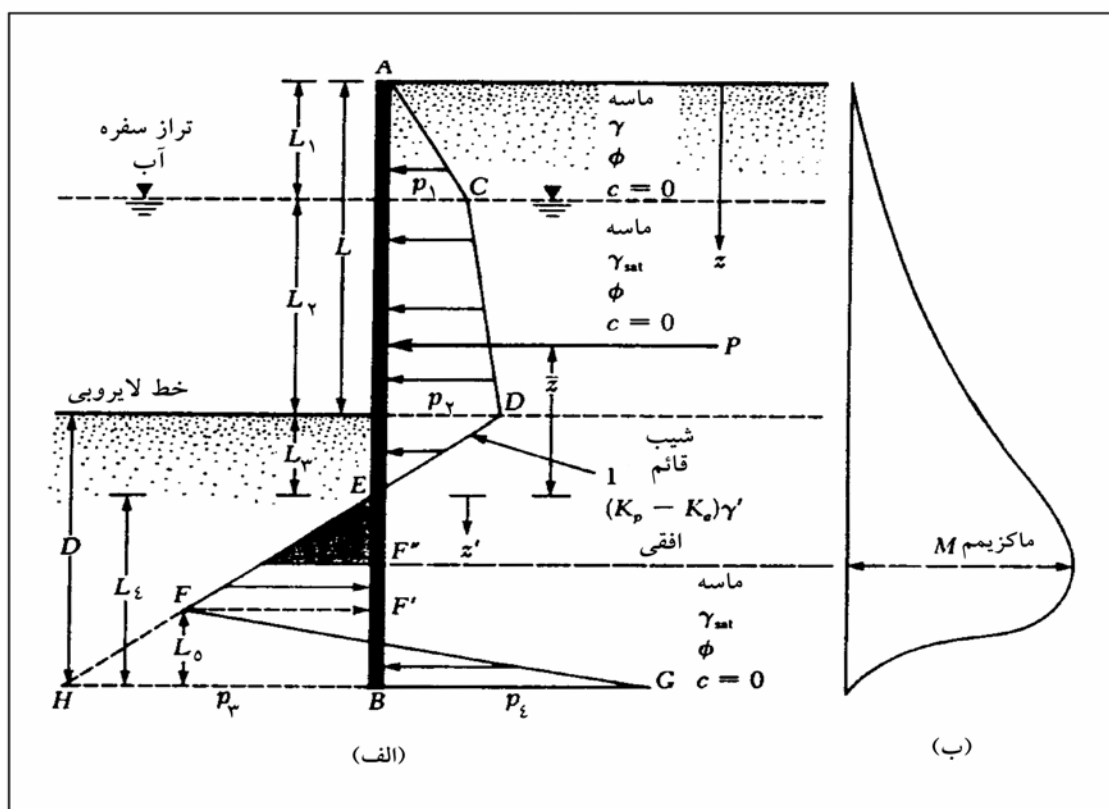
$$K_a = \tan^2(45 - \phi/2) = \text{رانکین فشار محرک}$$

γ = وزن مخصوص خاک واقع در بالای سفره آب

به طور مشابه، شدت فشار محرک در عمق $z = L_1 + L_2$ (تراز خط لایروبی) برابر است با :

$$p_2 = (\gamma L_1 + \gamma' L_2) K_a \quad (2-10)$$

که در آن γ' وزن مخصوص مؤثر خاک یعنی $\gamma_{sat} - \gamma_w$ می باشد.



شکل ۱۰-۷ - سپر طره‌ای کوبیده شده در ماسه. (الف) نمودار تغییرات فشار خالص، (ب) تغییرات لنگر.

توجه شود که در تراز خط لایروبی، فشارهای هیدرواستاتیک از دو طرف با هم مساوی بوده و یکدیگر را خنثی می نمایند.

به منظور تعیین فشار جانبی خالص در زیر خط لایروبی تا نقطه دوران O (شکل ۱۰-۶ الف)، می‌بایست فشار مقاوم خاک سمت آب (با جهتی از چپ به راست) و فشار محرک سمت خاک (با جهتی از راست به چپ) در نظر گرفته شود. برای چنین حالتی، با صرف نظر کردن از فشار هیدرواستاتیک از دو طرف دیوار، فشار محرک در عمق z از رابطه زیر به دست می‌آید :

$$p_a = [\gamma L_1 + \gamma' L_2 + \gamma' (z - L_1 - L_2)] K_a \quad (3-10)$$

همچنین فشار مقاوم در عمق z برابر است با :

$$p_p = \gamma' (z - L_1 - L_2) K_p \quad (4-10)$$

که در آن $K_p = \tan^2(45^\circ + \phi/2)$ ضریب فشار مقاوم رانکین می‌باشد.
با ترکیب روابط ۱۰-۳ و ۱۰-۴، فشار جانبی خالص به صورت زیر به دست می‌آید :

$$\begin{aligned} p &= p_a - p_p = (\gamma L_1 + \gamma' L_2) K_a - \gamma' (z - L_1 - L_2) (K_p - K_a) \\ &= p_2 - \gamma' (z - L) (K_p - K_a) \end{aligned} \quad (5-10)$$

که در آن :

$$L = L_1 + L_2$$

حال عمق L_3 که به ازای آن فشار خالص مساوی صفر می‌شود، به دست می‌آید :

$$p_2 - \gamma' (z - L) (K_p - K_a) = 0$$

$$L_3 = (z - L) = \frac{p_2}{\gamma' (K_p - K_a)} \quad (6-10)$$

با استفاده از معادله قبل، آشکار است که شیب نمودر فشار خالص DEF مساوی ۱ قائم به $\gamma' (K_p - K_a)$ افقی می‌باشد.
بنابراین در نمودار فشار داریم :

$$\overline{HB} = p_3 = L_4 (K_p - K_a) \gamma' \quad (7-10)$$

در پایین سپر، فشار مقاوم p_p از راست به چپ و فشار محرک از چپ به راست عمل می‌کند. در عمق $z = L + D$ داریم :

$$p_p = (\gamma L_1 + \gamma' L_2 + \gamma' D) K_p \quad (8-10)$$

در همان عمق :

$$p_a = \gamma' D K_a \quad (۹-۱۰)$$

بنابراین فشار جانبی خالص در ته سپر برابر است با :

$$\begin{aligned} p_4 = p_p - p_a &= (\gamma L_1 + \gamma' L_2) K_p + \gamma' D (K_p - K_a) \\ &= (\gamma L_1 + \gamma' L_2) K_p + \gamma' L_3 (K_p - K_a) + \gamma' L_4 (K_p - K_a) \\ &= p_5 + \gamma' L_4 (K_p - K_a) \end{aligned} \quad (۱۰-۱۰)$$

که در آن :

$$p_5 = (\gamma L_1 + \gamma' L_2) K_p + \gamma' L_3 (K_p - K_a) \quad (۱۱-۱۰)$$

$$D = L_3 + L_4 \quad (۱۲-۱۰)$$

$$D = L_3 + L_4$$

برای پایداری دیوار، حال می‌توان معادلات تعادل ایستایی را نوشت :

$$\Sigma = 0 \quad (\text{نیروهای افقی برای واحد طول دیوار})$$

9

$$\Sigma = 0 \quad (\text{لنگر نیروهای وارد بر واحد طول دیوار نسبت به نقطه B})$$

برای جمع نیروهای افقی داریم :

$$= 0 \quad \text{مساحت FHBG} + \text{مساحت EFHB} - \text{مساحت نمودار فشار ACDE}$$

یا :

$$P - \frac{1}{2} p_3 L_4 + \frac{1}{2} L_5 (p_3 + p_4) = 0 \quad (۱۳-۱۰)$$

که در آن P مساحت زیر نمودار فشار ACDE می‌باشد.

$$P = p_1 L_{\frac{1}{2}} + (p_1 + p_2) L_{\frac{2}{2}} + p_2 L_{\frac{3}{2}}$$

با گرفتن لنگر تمام نیروها در حول نقطه B به دست می آید :

$$P(L_4 + \bar{z}) - \left(\frac{1}{2}L_4p_3\right)\left(\frac{L_4}{3}\right) + \frac{1}{2}L_5(p_3 + p_4)\left(\frac{L_5}{3}\right) = 0 \quad (14-10)$$

از رابطه ۱۰-۱۳ نتیجه می شود :

$$L_5 = \frac{p_3L_4 - 2P}{p_3 + p_4} \quad (15-10)$$

با ترکیب روابط ۱۰-۷، ۱۰-۱۰، ۱۰-۱۴ و ۱۰-۱۵ و ساده کردن آنها معادله درجه چهارم (۱۰-۱۶) به دست می آید :

$$L_4^4 + A_1L_4^3 - A_2L_4^2 - A_3L_4 - A_4 = 0 \quad (16-10)$$

که در آن :

$$A_1 = \frac{p_5}{\gamma'(K_p - K_a)} \quad (17-10)$$

$$A_2 = \frac{8P}{\gamma'(K_p - K_a)} \quad (18-10)$$

$$A_3 = \frac{6P[2\bar{z}\gamma'(K_p - K_a) + p_5]}{\gamma'^2(K_p - K_a)^2} \quad (19-10)$$

$$A_4 = \frac{P(6\bar{z}p_5 + 4P)}{\gamma'^2(K_p - K_a)^2} \quad (20-10)$$

روش گام به گام برای تعیین نمودار فشار

بر پایه تحلیل فوق، روش گام به گام تعیین نمودار فشار برای یک سپر قائم که در خاک دانه ای کوبیده شده، به شرح زیر می باشد:

گام ۱. مقادیر K_a و K_p را محاسبه نمایید.

گام ۲. از رابطه ۱۰-۱ مقدار p_1 ، از رابطه ۱۰-۲ مقدار p_2 را محاسبه نمایید. توجه شود که مقادیر L_1 و L_2 معلوم است.

گام ۳. از رابطه ۱۰-۶ مقدار L_3 را محاسبه نمایید.

گام ۴. P را محاسبه نمایید (شکل ۱۰-۷).

گام ۵. با لنگرگیری حول نقطه E، مقدار z یعنی مرکز فشار سطح ACDE را محاسبه نمایید.

گام ۶. از رابطه ۱۰-۱۱ مقدار p_5 را محاسبه کنید.

گام ۷. از روابط ۱۰-۱۷ تا ۱۰-۲۰، مقادیر A_1 ، A_2 ، A_3 ، و A_4 را محاسبه کنید.

گام ۸. با استفاده از آزمون و خطا، رابطه ۱۰ - ۱۶ را برای تعیین L_4 حل نمایید.

گام ۹. با استفاده از رابطه ۱۰ - ۱۰، مقدار p_4 را محاسبه کنید.

گام ۱۰. با استفاده از رابطه ۱۰ - ۷، مقدار p_3 را محاسبه نمایید.

گام ۱۱. از رابطه ۱۰ - ۱۵، L_5 را تعیین نمایید.

گام ۱۲. حال می‌توان مطابق شکل ۱۰-۷ الف، نمودار فشار را رسم نمود.

گام ۱۳. عمق نفوذ تئوریک یعنی حاصل جمعی $L_3 + L_4$ را محاسبه نمایید. عمق واقعی (ایمن) نفوذ، حدود ۲۰ تا ۳۰ درصد بزرگتر از عمق تئوریک منظور می‌شود.

توجه: بعضی طراحان ترجیح می‌دهند که به جای اعمال افزایش طول، در ابتدای کار ضریب ایمنی را بر ضریب فشار مقاوم خاک اعمال نمایند. در چنین حالتی در گام ۱ می‌توان نوشت:

$$K_{p(\text{design})} = \frac{K_p}{FS}$$

ضریب ایمنی مناسب تابع دقت اندازه‌گیری داده‌های ژئوتکنیکی (ϕ , c) و اهمیت سازه است و حداقل آن بهتر است برای سازه‌های دایم و مهم مساوی ۱/۵ و برای سازه‌های موقتی و با اهمیت کم، کمتر اختیار شود.

در این حالت گام‌های ۱ تا ۱۲ با $K_a = \tan^2(45 - \phi/2)$ و $K_{p(\text{design})}$ (به جای K_p) دنبال می‌شود. طول واقعی نفوذ را می‌توان با جمع کردن L_3 از گام ۳ و L_4 از گام ۸ تعیین نمود.

محاسبه لنگر خمشی حداکثر

نمودار تغییرات لنگر خمشی سپر طره‌ای در شکل ۱۰ - ۷ ب، نشان داده شده است. حداکثر لنگر بین نقاط E و F' رخ می‌دهد. برای تعیین لنگر حداکثر (M_{\max}) بر واحد طول دیوار، باید نقطه برش صفر به‌دست آید. با انتخاب محور z' با مبدأ E ، برای نقطه برش صفر داریم:

$$P = \frac{1}{2}(z')^2(K_p - K_a)\gamma'$$

$$z' = \sqrt{\frac{2P}{(K_p - K_a)\gamma'}} \quad (21-10)$$

با تعیین نقطه برش صفر (نقطه F'' در شکل ۱۰-۷ الف)، مقدار لنگر خمشی حداکثر را می‌توان به‌صورت زیر تعیین نمود:

$$M_{\max} = P(\bar{z} + z') - \left[\frac{1}{2}\gamma'z'^2(K_p - K_a)\right]\left(\frac{1}{3}z'\right) \quad (22-10)$$

با داشتن لنگر خمشی حداکثر و انتخاب تنش مجاز مناسب، اساس مقطع لازم برای سپر از رابطه زیر به‌دست می‌آید:

$$S = \frac{M_{\max}}{\sigma_{\text{all}}} \quad (23-10)$$

که در آن :

$S =$ اساس مقطع لازم برای سپر در واحد طول

$\sigma_{all} =$ تنش مجاز خمشی سپر

۴-۱۰ حالات خاصی از سپرهای کوبیده شده در خاک‌های ماسه‌ای

در این بخش دو حالت خاص از رابطه‌سازی‌های بخش ۳-۱۰ ارائه می‌شود.

حالت ۱ - سپر طره‌ای کوبیده شده در خاک ماسه‌ای در غیاب سفره آب

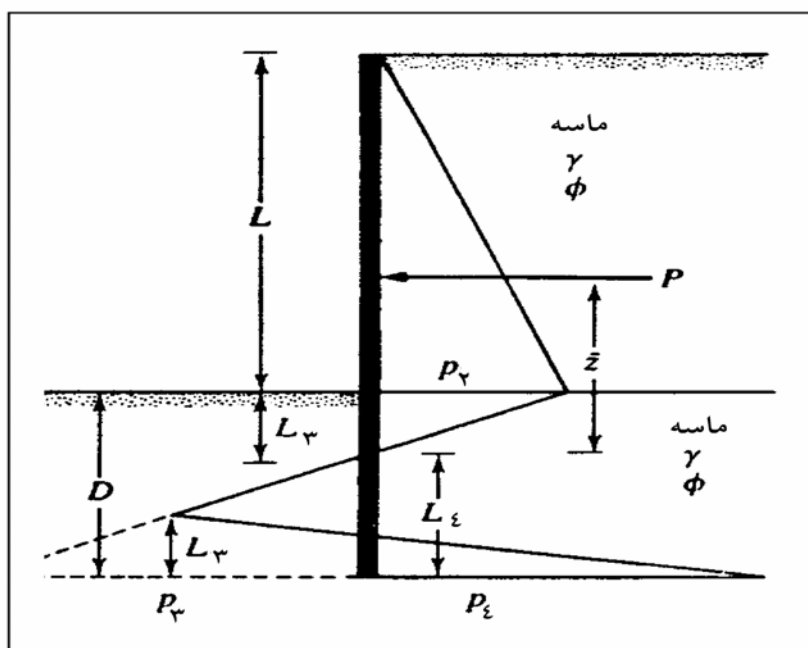
در غیاب سفره آب، نمودار فشار خالص وارد بر سپر طره‌ای مطابق شکل ۱۰-۸ خواهد بود که حالت اصلاح‌شده‌ای از شکل ۷-۱۰ است. با اعمال $L_1=L$ ، $L_2=0$ و $\gamma'=\gamma$ ، روابط قبلی برای این حالت به‌صورت زیر درمی‌آیند :

$$p_2 = \gamma L K_a \quad (24-10)$$

$$p_3 = L_4 (K_p - K_a) \gamma \quad (25-10)$$

$$p_4 = p_5 + \gamma L_4 (K_p - K_a) \quad (26-10)$$

$$p_5 = \gamma L K_p + \gamma L_3 (K_p - K_a) \quad (27-10)$$



شکل ۱۰-۸ - سپر طره‌ای کوبیده شده در زمین ماسه‌ای بدون وجود سفره آب

$$L_3 = \frac{p_2}{\gamma(K_p - K_a)} = \frac{LK_a}{(K_p - K_a)} \quad (28-10)$$

$$P = \frac{1}{2}p_2L + \frac{1}{2}p_2L_3 \quad (29-10)$$

$$\bar{z} = L_3 + \frac{L}{3} = \frac{LK_a}{K_p - K_a} + \frac{L}{3} = \frac{L(2K_a + K_p)}{3(K_p - K_a)} \quad (30-10)$$

برای این حالت خاص، رابطه ۱۰-۱۶ به شکل زیر درمی آید :

$$L_4^4 + A'_1L_4^3 - A'_2L_4^2 - A'_3L_4 - A'_4 = 0 \quad (31-10)$$

که در آن :

$$A'_1 = \frac{p_5}{\gamma(K_p - K_a)} \quad (32-10)$$

$$A'_2 = \frac{8P}{\gamma(K_p - K_a)} \quad (33-10)$$

$$A'_3 = \frac{6P[2\bar{z}\gamma(K_p - K_a) + p_5]}{\gamma^2(K_p - K_a)^2} \quad (34-10)$$

$$A'_4 = \frac{P(6\bar{z}p_5 + 4P)}{\gamma^2(K_p - K_a)^2} \quad (35-10)$$

حالت ۲ - سپر طره‌ای کوبیده شده در خاک ماسه‌ای با نیروی خطی در بالا

شکل ۱۰-۹ یک سپر طره‌ای را نشان می‌دهد که در خاک ماسه‌ای کوبیده شده و یک بار خطی به شدت P بر واحد طول در بالای آن قرار دارد. برای این حالت داریم :

$$D^4 - \left[\frac{8P}{\gamma(K_p - K_a)} \right] D^2 - \left[\frac{12PL}{\gamma(K_p - K_a)} \right] D - \left[\frac{2P}{\gamma(K_p - K_a)} \right]^2 = 0 \quad (36-10)$$

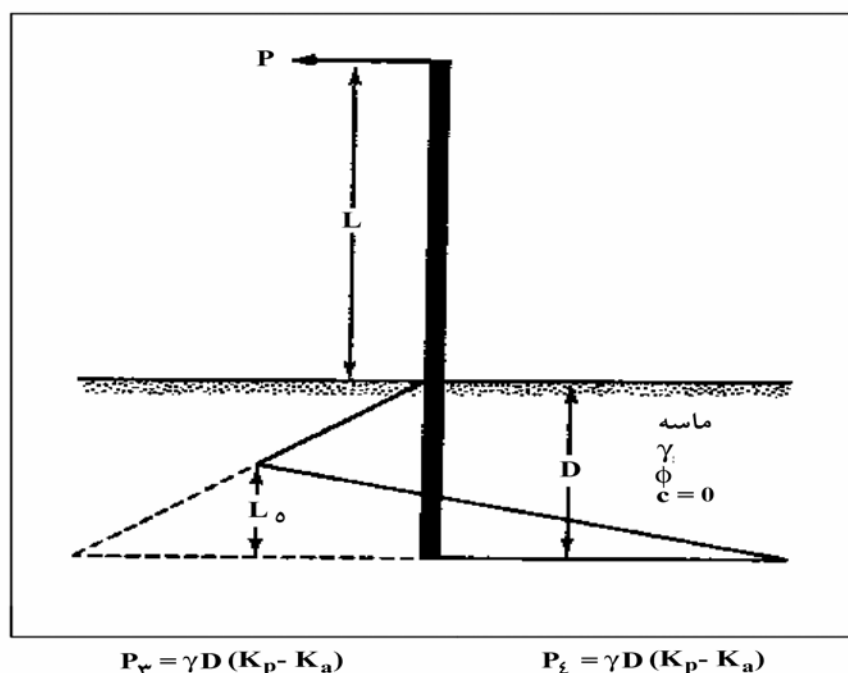
$$L_5 = \frac{\gamma(K_p - K_a)D^2 - 2P}{2D(K_p - K_a)\gamma} \quad (37-10)$$

$$M_{\max} = P(L + z') - \frac{\gamma z'^3(K_p - K_a)}{6} \quad (38-10)$$

$$z' = \sqrt{\frac{2P}{\gamma(K_p - K_a)}} \quad (39-10)$$

۱۰-۵ سپرهای طره‌ای کوبیده شده در خاک‌های رسی

در عمل، موارد متعددی پیش می‌آید که در آن سپرها لازم است به یک لایه رسی که دارای چسبندگی زهکشی نشده c (مفهوم $\phi=0$) می‌باشد، کوبیده شود. در این حالت نمودار فشار خالص، مقداری با نمودار نشان داده شده در شکل ۱۰-۷ الف، متفاوت خواهد بود. شکل ۱۰-۱۰ یک سپر طره‌ای را نشان می‌دهد که به یک لایه رسی کوبیده شده و خاکریز پشت آن در بالای خط لایروبی، دانه‌ای است. تراز سفره آب نیز در عمق L_1 از بالای دیوار قرار دارد. همانند گذشته با استفاده از روابط ۱۰-۱ و ۱۰-۲، می‌توان فشارهای خالص p_1 و p_2 و در نتیجه نمودار توزیع فشار را در بالای خط لایروبی تعیین نمود.



شکل ۱۰-۹- سپر طره‌ای کوبیده شده در خاک ماسه‌ای با بار خطی در بالای دیوار

نمودار فشار خالص در پایین خط لایروبی به صورت زیر رسم می‌شود :

در عمق دلخواه z که بزرگتر از $L_1 + L_2$ بوده و در بالای نقطه دوران O (نقطه O در شکل ۱۰-۶ الف، دیده می‌شود) قرار دارد، فشار محرک p_a که از راست به چپ عمل می‌نماید، برابر است با :

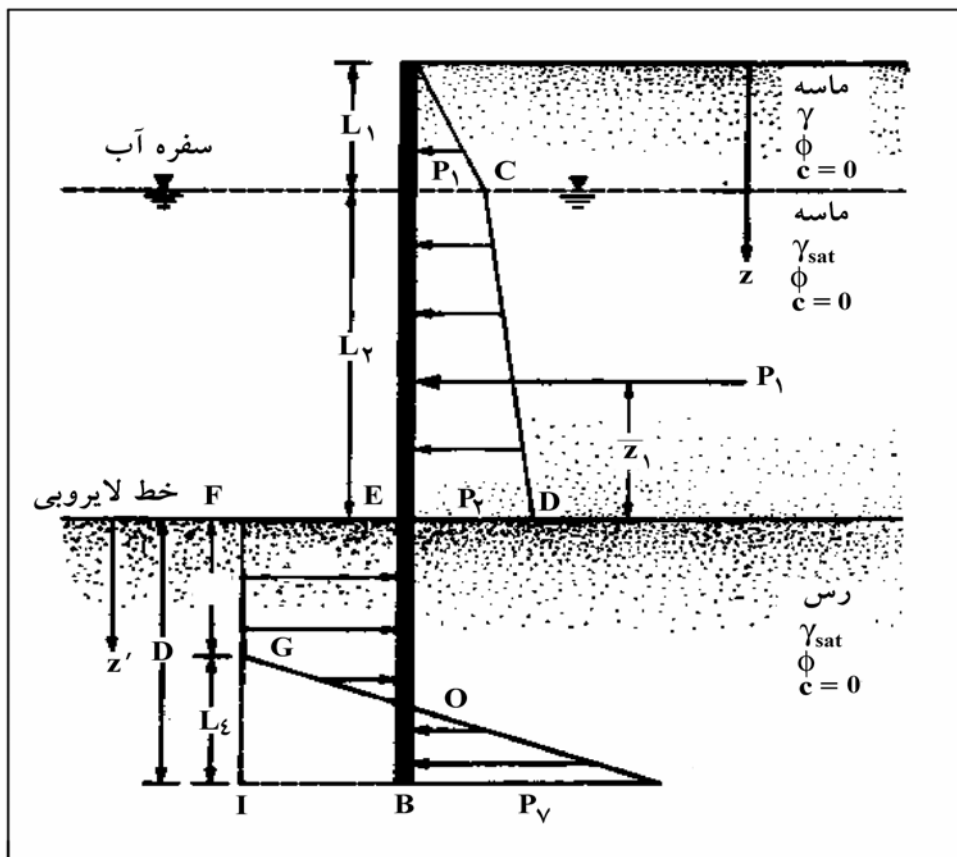
$$p = [\gamma L_1 + \gamma' L_2 + \gamma_{sat} (z - L_1 - L_2)] K_a - 2c \sqrt{K_a} \quad (۱۰-۴۰)$$

که در آن K_a ضریب فشار محرک رانکین می‌باشد و با $\phi=0$ مقدار آن مساوی واحد می‌شود.

به‌طور مشابه، فشار مقاوم p_p که از چپ به‌راست عمل می‌نماید، برابر است با :

$$p_p = \gamma_{\text{sat}}(z - L_1 - L_2)]K_p + 2c\sqrt{K_p} \quad (41-10)$$

که در آن K_p ضریب فشار مقاوم رانکین می‌باشد که با $\phi=0$ مقدار K_p مساوی واحد می‌شود.



شکل ۱۰-۱۰- سپر طره‌ای که در خاک رسی کوبیده شده است

بنابراین فشار خالص برابر است با :

$$p_6 = p_p - p_a = [\gamma_{\text{sat}}(z - L_1 - L_2) + 2c] - [\gamma L_1 + \gamma' L_2 + \gamma_{\text{sat}}(z - L_1 - L_2)] + 2c \quad (42-10)$$

$$= 4c - (\gamma L_1 + \gamma' L_2)$$

در پایین سپر، فشار مقاوم از راست به چپ برابر است با :

$$p_p = (\gamma L_1 + \gamma' L_2 + \gamma_{\text{sat}} D) + 2c \quad (43-10)$$

به طور مشابه، فشار محرک از چپ به راست برابر است با :

$$p_a = \gamma_{\text{sat}} D - 2c \quad (44-10)$$

بنابراین فشار خالص برابر می شود با :

$$p_7 = p_p - p_a = 4c + (\gamma L_1 + \gamma' L_2) \quad (45-10)$$

تبادل نیروهای افقی یعنی $\Sigma F_H = 0$ ایجاد می کند که در نمودار فشار، مساحت ACDE منهای مساحت EFIB، به علاوه مساحت GIH مساوی صفر باشد، یا :

$$P_1 - [4c - (\gamma L_1 + \gamma' L_2)]D + \frac{1}{2}L_4[4c - (\gamma L_1 + \gamma' L_2) + 4c + (\gamma L_1 + \gamma' L_2)] = 0$$

که در آن P_1 مساحت سطح ACDE می باشد.

با ساده کردن رابطه فوق به دست می آید :

$$L_4 = \frac{D[4c - (\gamma L_1 + \gamma' L_2)] - P_1}{4c} \quad (46-10)$$

با نوشتن معادل تعادل لنگر $\Sigma M_B = 0$ به دست می آید :

$$P_1(D + \bar{z}_1) - [4c - (\gamma L_1 + \gamma' L_2)]\frac{D^2}{2} + \frac{1}{2}L_4(8c)\left(\frac{L_4}{3}\right) = 0 \quad (47-10)$$

که در آن \bar{z}_1 فاصله مرکز فشار سطح ACDE از تراز خط لایروبی می باشد.

با ترکیب روابط ۴۶ - ۱۰ و ۴۷ - ۱۰ به دست می آید :

$$D^2[4c - (\gamma L_1 + \gamma' L_2)] - 2DP_1 - \frac{P_1(P_1 + 12c\bar{z}_1)}{(\gamma L_1 + \gamma' L_2) + 2c} = 0 \quad (48-10)$$

با حل رابطه فوق برای D ، عمق نفوذ تئوریک در لایه رسی برای سپر به دست می آید.

روش گام به گام برای تعیین نمودار فشار

گام ۱. محاسبه ضریب فشار جانبی $K_a = \tan^2(45 - \frac{\phi}{2})$ برای خاکریز دانه ای

گام ۲. محاسبه فشارهای p_1 و p_2 از روابط $1 - 10$ و $2 - 10$

گام ۳. محاسبه p_1 و \bar{z}_1

گام ۴. محاسبه مقدار تئوریک D از رابطه $10 - 48$

گام ۵. محاسبه L_4 با استفاده از رابطه $10 - 46$

گام ۶. محاسبه مقادیر p_6 و p_7 از روابط $10 - 42$ و $10 - 45$

گام ۷. رسم نمودار توزیع فشار خالص مطابق شکل $10 - 10$

گام ۸. تعیین عمق نفوذ ایمن

D (ایمن) = $1/6$ تا $1/4$ D (تئوریک)

ضریب ایمنی به کار رفته تابعی از درجه اهمیت سازه و یا دایمی یا موقت بودن آن است. برای سازه های دایمی عدد $1/6$ و

برای سازه های موقت، مقادیر کمتر توصیه می شود.

لنگر خمشی حداکثر

مطابق شکل $10 - 10$ ، نقطه برش صفر نظیر نقطه حداکثر لنگر خمشی، در محدوده زیر قرار دارد :

$$L_1 + L_2 < z < L_1 + L_2 + L_3$$

با استفاده از مختصات جدید $z'(=0)$ در تراز لایروبی، شرط صفر بودن برش را می توان به صورت زیر نوشت :

$$P_1 - p_6 z' = 0$$

یا :

$$(10 - 49)$$

$$z' = \frac{P_1}{p_6}$$

حال می توان مقدار لنگر خمشی حداکثر را تعیین نمود :

$$M_{\max} = P_1(z' + \bar{z}_1) - \frac{p_6 z'^2}{2} \quad (10 - 50)$$

با داشتن لنگر خمشی حداکثر، اساس مقطع لازم را می توان از رابطه $6 - 23$ تعیین نمود.

۱۰-۶ حالات خاص برای سپرهای کوبیده شده در خاک‌های رسی

حالت ۱- سپر طره‌ای کوبیده شده در لایه رسی در غیاب سفره آب

با مراجعه به شکل ۱۰-۱۱ داریم :

$$p_2 = \gamma L K_a \quad (۱۰-۵۱)$$

$$p_6 = 4c - \gamma L \quad (۱۰-۵۲)$$

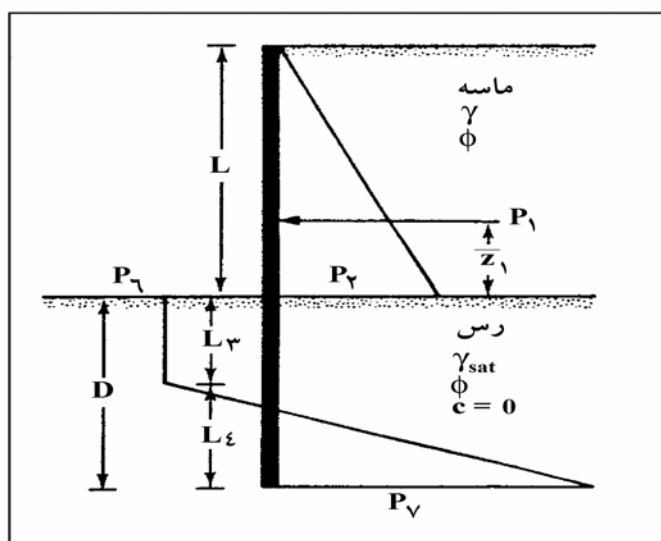
$$p_7 = 4c + \gamma L \quad (۱۰-۵۳)$$

$$P_1 = \frac{1}{2} L p_2 = \frac{1}{2} \gamma L^2 K_a \quad (۱۰-۵۴)$$

$$L_4 = \frac{D(4c - \gamma L) - \frac{1}{2} \gamma L^2 K_a}{4c} \quad (۱۰-۵۵)$$

عمق نفوذ تئوریک D را می‌توان از حل معادله درجه دوم تعیین کرد :

$$D^2(4c - \gamma L) - 2DP_1 - \frac{P_1(P_1 + 12c\bar{z}_1)}{\gamma L + 2c} = 0 \quad (۱۰-۵۶)$$



شکل ۱۰-۱۱- سپر طره‌ای کوبیده شده در رسی در غیاب سفره آب

که در آن :

$$\bar{z}_1 = \frac{L}{3} \quad (57-10)$$

مقدار لنگر خمشی حداکثر برابر است با :

$$M_{\max} = P_1(z' + \bar{z}_1) - \frac{P_6 z'^2}{2} \quad (58-10)$$

که در آن :

$$z' = \frac{P_1}{P_6} = \frac{\frac{1}{2} \gamma L^2 K_a}{4c - \gamma L} \quad (59-10)$$

حالت ۲- سپر طره‌ای کوبیده شده در لایه رسی با بار خطی در بالای سپر

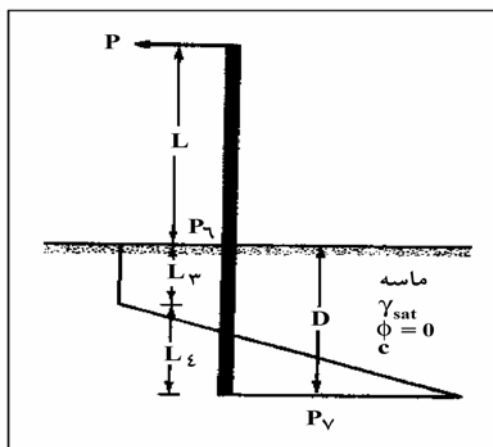
شکل ۱۰-۱۲ یک سپر طره‌ای را نشان می‌دهد که در لایه رسی کوبیده شده و در بالای آن بار خطی با شدت P بر واحد طول تأثیر می‌نماید. برای این حالت داریم :

$$p_6 = p_7 = 4c \quad (60-10)$$

عمق نفوذ D از رابطه زیر به دست می‌آید :

$$4D^2c - 2PD - \frac{P(P + 12cL)}{2c} = 0 \quad (61-10)$$

همچنین برای رسم نمودار فشار :

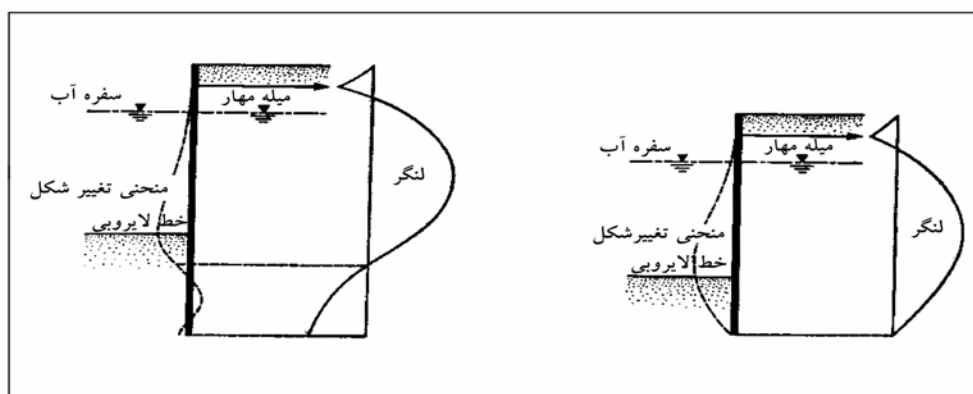


شکل ۱۰-۱۲- سپر طره‌ای کوبیده شده در خاک رسی با بار خطی در بالای سپر

سپرهای مهارشده

وقتی که ارتفاع سپر (از تراز لایروبی) از حدود ۶ متر تجاوز نماید و یا تغییر مکان بالای آن قابل قبول نباشد، اقتصادی تر است که سپر در نزدیکی بالای آن مهار شود. این حالت سپر مهارشده^۱ نامیده می شود. مهار سپر، باعث کاهش عمق نفوذ و کاهش لنگر خمشی سپر می گردد، لیکن در طرح و اجرای مهار باید دقیق بود.

دو روش اصلی برای طرح و اجرای سپرهای مهارشده وجود دارد: (الف) پای مفصلی^۲، (ب) پای گیردار^۳. در شکل ۱۰-۱۳ منحنی تغییر شکل و نمودار لنگر خمشی برای هریک از دو حالت فوق ارائه شده است.



(ب) پای گیردار

(الف) پای ساده

شکل ۱۰-۱۳- نمودار تغییر شکل و لنگر خمشی برای سپرهای مهارشده.

(الف) پای ساده، (ب) پای گیردار

در سپر مهارشده با پای مفصلی، طول نفوذ سپر نسبت به حالت گیردار، کمتر است و سیستم سازه ای آن معین می باشد.

۷-۱۰ سپر مهارشده با پای مفصلی در زمین ماسه ای

شکل ۱۰-۱۴ یک سپر مهارشده را نشان می دهد که در خاک ماسه ای کوبیده شده است. میله مهار در عمق l_1 از بالای سپر، سپر را به یک نقطه مناسب (مثلاً یک شمع کوبیده شده در زمین) مهار کرده است.

نمودار توزیع فشار خالص در بالای خط لایروبی، مشابه شکل ۷-۱۰ خواهد بود. در عمق $z=L_1$ مقدار $p_1=\gamma L_1 K_a$ بوده و در

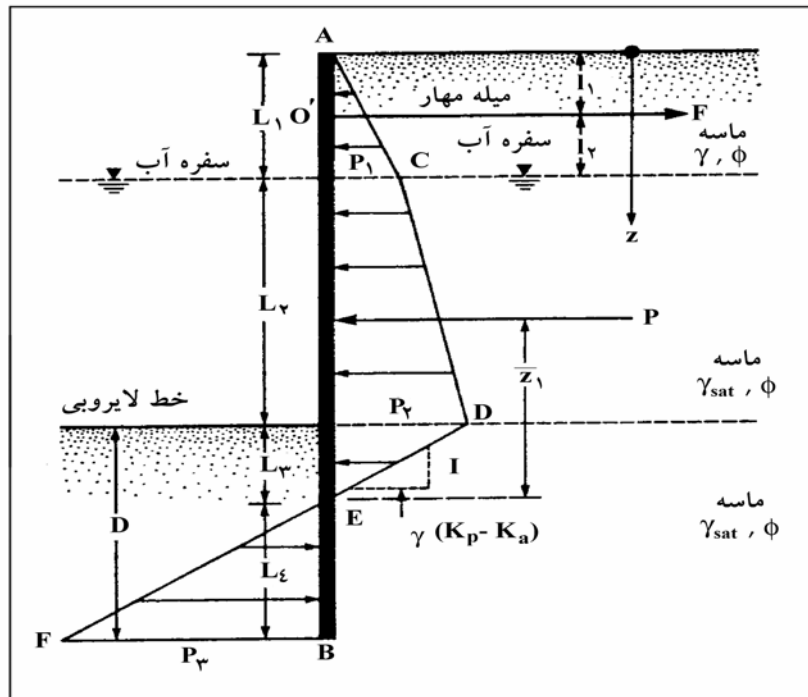
عمق $z=L_1+L_2$ داریم :

$$p_2 = (\gamma L_1 + \gamma' L_2) K_a$$

1 - Anchored Sheet Pile

2 - Free Earth Support

3 - Fixed Earth Support

$$L_3 = \frac{p_2}{\gamma'(K_p - K_a)}$$


در عمق $z = (L_1 + L_2 + L_3 + L_4)$ فشار خالص را می‌توان از رابطه زیر تعیین نمود:

توجه شود که شیب خط DEF مساوی ۱ قائم به $\gamma'(K_p - K_a)$ افقی می‌باشد. برای تعادل سپر، مجموع نیروهای افقی و مجموع لنگرها در حول نقطه O' مساوی صفر قرار داده می‌شود (O' در تراز میله‌مهار قرار دارد).

با جمع زدن نیروها در امتداد افقی (برای واحد طول دیوار) خواهیم داشت :

۱۸۹

که در آن F کشش میله‌مهار برای واحد طول دیوار می‌باشد :

$$P - \frac{1}{2} p_8 L_4 - F = 0$$

یا :

$$F = P - \frac{1}{2} [\gamma' (K_p - K_a)] L_4^2 \quad (66-10)$$

که در آن P مساحت نمودار فشار ACDE می‌باشد.

با نوشتن لنگر نیروها در حول نقطه O' به‌دست می‌آید :

$$-P[(L_1 + L_2 + L_3) - (\bar{z} + \ell_1)] + \frac{1}{2} [\gamma' (K_p - K_a)] \times L_4^2 \times (\ell_2 + L_2 + L_3 + \frac{2}{3} L_4) = 0$$

یا :

$$L_4^3 + 1/5 L_4^2 (\ell_2 + L_2 + L_3) - \frac{3P[(L_1 + L_2 + L_3) - (\bar{z} + \ell_1)]}{\gamma' (K_p - K_a)} = 0 \quad (67-10)$$

رابطه فوق را می‌توان با آزمون و خطا برای محاسبه L_4 حل کرد. با تعیین این مقدار، عمق نفوذ تئوریک به‌صورت زیر به‌دست می‌آید :

$$D_{\text{theoretical}} = L_3 + L_4 \quad (\text{تئوریک})$$

عمق نفوذ واقعی ۳۰ تا ۴۰ درصد بزرگتر از عمق تئوریک در نظر گرفته می‌شود :

$$D (\text{واقعی}) = 1/3 \text{ تا } 1/4 D (\text{تئوریک}) \quad (68-10)$$

در روش گام به‌گام بخش ۳-۱۰ اشاره شد که به‌جای اعمال ضریب ایمنی در آخر مسئله به‌عمق نفوذ، می‌توان در ابتدای کار، ضریب ایمنی را به‌ضریب فشار مقاوم K_p اعمال کرد.

$$K_p (\text{طرح}) = K_p / FS$$

اگر این کار انجام شود، دیگر لازم نیست ضریب ایمنی دیگری به‌عمق نفوذ در انتهای کار اعمال گردد. روش اعمال ضریب ایمنی به K_p نتایج محافظه‌کارانه‌تری به‌دست می‌دهد.

حداکثر لنگر خمشی سپر، در حد فاصل $z=L_1$ تا $z=L_1+L_2$ قرار خواهد داشت. عمق z که در آن برش صفر و لنگر خمشی حداکثر می‌شود، می‌تواند از حل رابطه زیر تعیین شود :

$$\frac{1}{2}p_1L_1 - F + p_1(z - L_1) + \frac{1}{2}K_a\gamma'(z - L_1)^2 = 0 \quad (69-10)$$

با تعیین عمق z ، مقدار حداکثر لنگر خمشی را می‌توان به آسانی تعیین نمود. روش‌های تعیین ظرفیت باربری مهار در بخش ۱۰-۱۲ مورد بحث قرار می‌گیرد.

۱۰-۸ سپر مهارشده با پای مفصلی در زمین رسی

شکل ۱۰-۱۵ یک سپر مهارشده را نشان می‌دهد که در یک لایه رسی کوبیده شده و دارای خاکریز دانه‌ای می‌باشد. نمودار فشار در بالای خط لایروبی مشابه شکل ۱۰-۱۰ می‌باشد. توزیع فشار خالص در زیر خط لایروبی (از $z=L_1+L_2$ تا $z=L_1+L_2+D$) می‌تواند به صورت زیر نشان داده شود (رابطه ۱۰-۴۲) :

$$p_6 = 4c - (\gamma L_1 + \gamma' L_2)$$

برای تعادل استاتیکی، مجموع نیروها در امتداد افق باید مساوی صفر باشد، داریم :

$$P_1 - p_6 D = F \quad (70-10)$$

که در آن :

P_1 = مساحت سطح ACD در نمودار توزیع فشار

F = نیروی مهار برای واحد طول دیوار

۹-۱۰ کاهش لنگر برای سپرهای مهارشده

سپرهای انعطاف پذیر هستند. به علت این انعطاف پذیری، دارای تغییر مکان جانبی می باشند. این تغییر مکان جانبی باعث باز توزیع فشار جانبی می شود که نتیجه آن کاهش لنگر خمشی حداکثر M_{max} نسبت به نتایج محاسباتی ارائه شده در قسمت های قبل می باشد. راو^۱ (۱۹۵۲ و ۱۹۵۷) روشی برای کاهش لنگر حداکثر طرح در سپرهای مهارشده با پای مفصلی ارائه نمود. در این قسمت اصول کاهش لنگر راو، مورد بررسی قرار می گیرد.

سپرهای کوبیده شده در ماسه

در شکل ۱۰-۱۶ که برای سپرهای کوبیده شده در ماسه معتبر است، از علایم زیر استفاده شده است :

$$H' = \text{ارتفاع کل سپر (یعنی مجموع } (L_1 + L_2 + D_{actual})$$

$$\rho = \text{انعطاف پذیری نسبی سپر}$$

$$\rho = 10/91 \times 10^{-7} \left(\frac{H'^4}{EI} \right) \quad (10-72)$$

انعطاف پذیری نسبی سپر

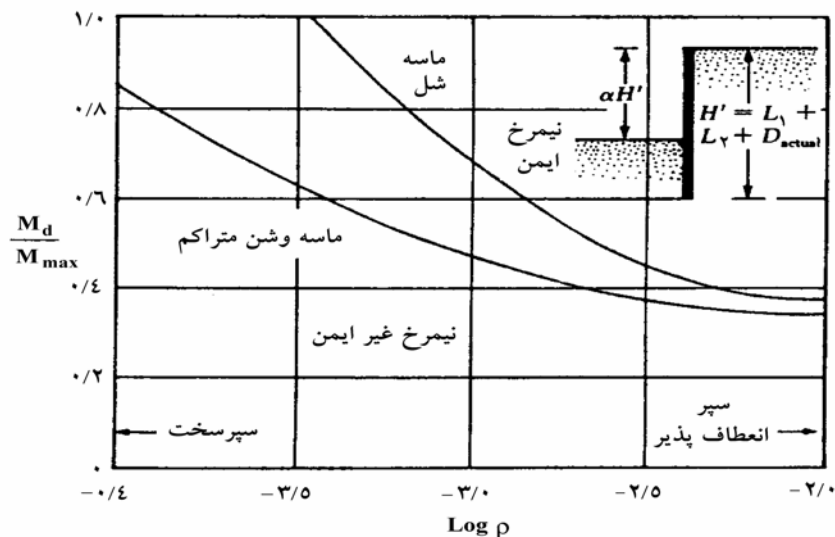
که در آن H' بر حسب متر می باشد.

E = ضریب الاستیسیته مصالح سپر (نیوتن بر میلی متر مربع)

I = ممان اینرسی واحد طول سپر (m^3/m)

M_d = لنگر طرح

M_{max} = لنگر تئوریک حداکثر



شکل ۱۰-۱۶ نمودار در مقابل M_d/M_{max} برای سپرهای کوبیده شده در ماسه

در سیستم آحاد انگلیسی، رابطه ۷۰-۱۰ شکل زیر را به خود می گیرد :

$$\rho = \frac{H'^4}{EI} \quad (۷۳-۱۰)$$

که در آن H' برحسب فوت، E برحسب پاند بر اینچ مربع و I برحسب توان چهارم اینچ برای یک فوت طول دیوار روش استفاده از نمودار کاهش لنگر (شکل ۱۰-۱۷) به شرح زیر می باشد :

گام ۱. یک نیمرخ برای سپر مورد طراحی انتخاب نمایید (جدول ۱۰-۱).

گام ۲. اساس مقطع نیمرخ انتخابی در گام ۱ را برای واحد طول سپر تعیین نمایید.

گام ۳. ممان اینرسی نیمرخ انتخابی در گام ۱ را برای واحد طول سپر تعیین نمایید.

گام ۴. مقدار H' را به دست آورده و ρ را از روابط ۱۰-۷۲ یا ۱۰-۷۳ محاسبه نمایید.

گام ۵. $\log \rho$ را تعیین کنید..

گام ۶. از رابطه $M_d = \sigma_{all} \cdot S$ ، ظرفیت خمشی نیمرخ انتخابی در گام ۱ را تعیین نمایید.

گام ۷. نسبت M_d/M_{max} را محاسبه نمایید. M_{max} لنگر خمشی حداکثر تئوریک می باشد که در محاسبات قبل به دست آمده است.

گام ۸. نقاط $\log \rho$ (گام پنج) و M_d/M_{max} را روی شکل ۱۰-۱۶ ببرید.

گام ۹. گام های ۱ تا ۸ را برای نیمرخ های مختلف تکرار نمایید. نقاطی که در بالای منحنی قرار می گیرند (برحسب مورد،

منحنی ماسه شل، و یا منحنی ماسه متراکم و شن)، مربوط به نیمرخ های ایمن هستند. نقاطی که در زیر منحنی قرار می گیرند،

نیمرخ های غیرایمن می باشند. از میان نیمرخ هایی که نقاط مربوطه آن در بالای منحنی قرار دارد، می توان سبکترین نیمرخ را

انتخاب نمود. توجه شود که نیمرخ انتخابی دارای $M_d < M_{max}$ خواهد بود.

سپرهای کوبیده شده در رس

برای سپرهای کوبیده شده در رس، علایم به کار رفته در شکل ۱۰-۱۷ به قرار زیر می باشند :

۱ - عدد پایداری

$$S_n = 1/25 \frac{c}{(\gamma L_1 + \gamma' L_2)} \quad (۷۴-۱۰)$$

که در آن c چسبندگی زهکشی نشده می باشد (شرایط $\phi=0$).

برای تعریف γ ، γ' ، L_1 و L_2 به شکل ۱۰-۱۵ مراجعه شود.

۲ - ضریب آلفا

$$\alpha = \frac{L_1 + L_2}{L_1 + L_2 + D_{actual}} \quad (۷۵-۱۰)$$

۳- عدد انعطاف پذیری ρ (به روابط ۱۰-۷۲ و ۱۰-۷۳ مراجعه شود).

۴- لنگرهای طرح و حداکثر

M_d = لنگر طرح

M_{max} = لنگر تئوریک حداکثر

روش کاهش لنگر با استفاده از شکل ۱۰-۱۷ به قرار زیر می باشد :

گام ۱. تعیین H'

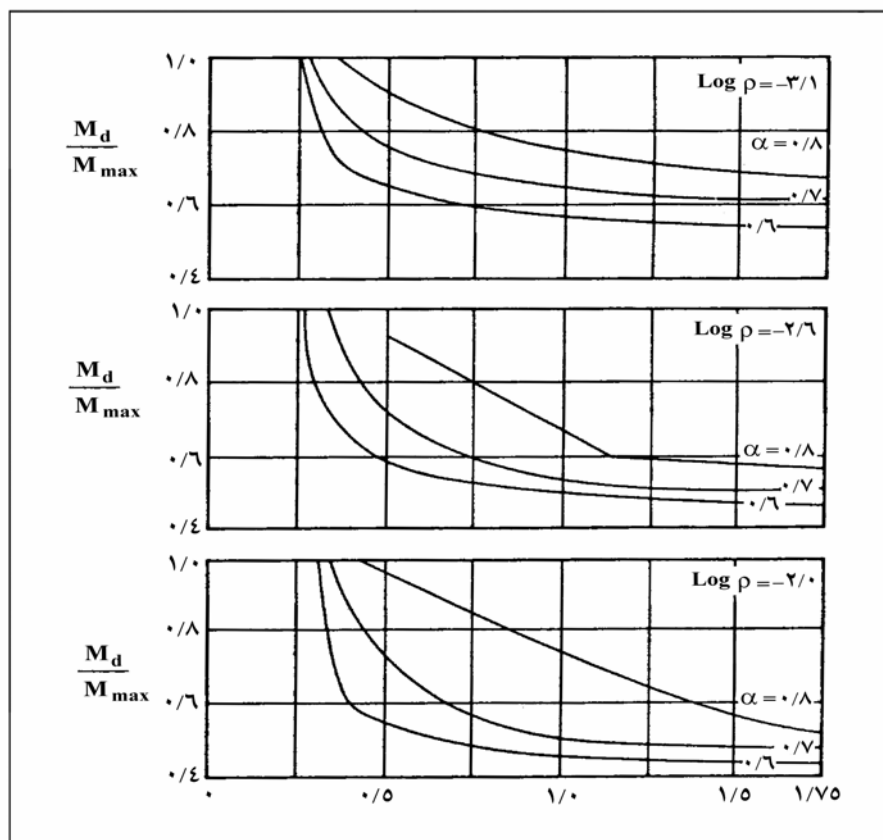
گام ۲. تعیین $\alpha = (L_1 + L_2) / H'$

گام ۳. تعیین S_n (رابطه ۱۰-۷۴)

گام ۴. برای یک مقدار مشخص α و S_n (گام های ۲ و ۳)، مقدار M_d / M_{max} را برای مقادیر مختلف $\log \rho$ از شکل ۱۰-۱۷

تعیین نمایید و نمودار M_d / M_{max} را در مقابل $\log \rho$ رسم کنید.

گام ۵. گام های ۱ تا ۹ ارائه شده برای سپرهای کوبیده شده در ماسه را دنبال نمایید.



شکل ۱۰-۱۷- نمودار M_d / M_{max} در مقابل عدد پایداری برای سپرهای کوبیده شده در رس (راو ۱۹۷۵)

۱۰-۱۰ روش نمودار فشار محاسباتی برای سپرهای کوبیده شده در خاک ماسه‌ای

روش نمودار فشار محاسباتی (روش CPD^۱) برای سپرهای مهارشده کوبیده شده در خاک‌های ماسه‌ای یک روش ساده و جایگزین برای روش پای مفصلی می‌باشد که در بخش‌های ۷-۱۰ و ۹-۱۰ شرح داده شد (ناتاراج، و هادلی^۲ ۱۹۸۴). در این روش نمودار فشار خالص نشان داده شده در شکل ۱۰-۱۴ با یک نمودار فشار مستطیلی مطابق شکل ۱۰-۱۸ جایگزین می‌شود.

توجه شود که \bar{p}_a عرض نمودار فشار محرک خالص در بالای خط لایروبی و \bar{p}_p عرض نمودار فشار مقاوم خالص در زیر خط لایروبی است. مقادیر \bar{p}_a و \bar{p}_p را می‌توان به صورت زیر بیان نمود:

$$\bar{p}_a = CK_a \gamma_{av} L \quad (۷۶-۱۰)$$

$$\bar{p}_p = RCK_a \gamma_{av} L = R\bar{p}_a \quad (۷۷-۱۰)$$

$$(L = L_1 + L_2)$$

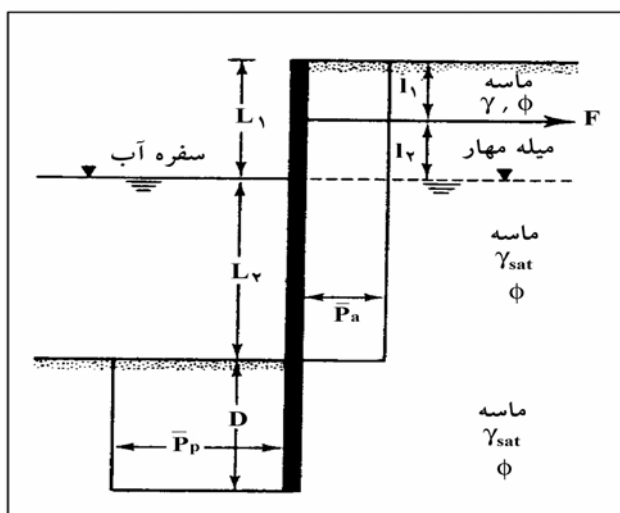
که در آن:

γ_{av} = وزن مخصوص مؤثر متوسط ماسه که برابر است با:

$$\approx \frac{\gamma L_1 + \gamma' L_2}{L_1 + L_2} \quad (۷۸-۱۰)$$

C = ضریب

$$R = \text{ضریب} = \frac{L(L - 2\ell_1)}{D(2L + D - 2\ell_1)} \quad (۷۹-۱۰)$$



شکل ۱۰-۱۸ روش نمودار فشار محاسباتی (توجه: $L_1 + L_2 = L$)

1 - Computational Pressure Diagram

2 - Nutaradje and Hadly

دامنه تغییرات C و R در جدول ۲-۱۰ ارائه شده‌اند.

جدول ۲-۱۰ - دامنه تغییرات C و R (روابط ۶-۷۶ و ۶-۷۷)

نوع خاک	C ^a	R
ماسه شل	۰/۸ - ۰/۸۵	۰/۳ - ۰/۵
ماسه متوسط	۰/۷ - ۰/۷۵	۰/۵۵ - ۰/۶۵
ماسه متراکم	۰/۵۵ - ۰/۶۵	۰/۶۰ - ۰/۷۵

a - برای حالاتی معتبر است که هیچ‌گونه سربار در روی خاکریز وجود ندارد.

عمق نفوذ D و نیروی مهار برای واحد طول دیوار و حداکثر لنگر M_{max} را می‌توان از روابط زیر تعیین نمود :

عمق نفوذ

$$D^2 + 2DL \left[1 - \left(\frac{\ell_1}{L} \right) \right] - \left(\frac{L^2}{R} \right) \left[1 - 2 \left(\frac{\ell_1}{L} \right) \right] = 0 \quad (۸۰-۱۰)$$

نیروی مهار

$$F = \bar{p}_a (L - RD) \quad (۸۱-۱۰)$$

حداکثر لنگر

$$M_{max} = 0/5 \bar{p}_a L^2 \left[\left(1 - \frac{R}{D} \right)^2 - \left(\frac{2\ell_1}{L} \right) \left(1 - \frac{RD}{L} \right) \right] \quad (۸۲-۱۰)$$

لازم به‌تذکر است که :

۱- مقدار D به‌دست آمده از رابطه ۸۰-۱۰ در حدود ۱/۲۵ تا ۱/۵ برابر مقدار D تئوریک به‌دست آمده در روش پای مفصلی می‌باشد که در بخش ۷-۱۰ مورد بحث قرار گرفت. در نتیجه D به‌دست آمده از رابطه ۸۰-۱۰ عمق ایمن می‌باشد و نیازی به‌اعمال ضریب ایمنی نیست.

$$D \approx D \text{ (واقعی)}$$



رابطه ۶۸-۱۰ رابطه ۸۰-۱۰

۲- مقدار F به دست آمده از رابطه ۱۰-۸ در حدود $1/2$ تا $1/6$ برابر مقدار به دست آمده از رابطه ۱۰-۶۶ است. بنابراین اعمال ضریب ایمنی اضافی لزومی ندارد.

۳- مقدار M_{max} به دست آمده از اعمال رابطه ۱۰-۸۱ در حدود $0/6$ تا $0/75$ مقدار M_{max} به دست آمده از روش معمول پای مفصلی است. بنابراین بدون استفاده از روش کاهش راو، این مقدار می تواند به عنوان لنگر کاهش یافته تلقی شود.

۱۰-۱۱ سپر مهار شده با پای گیردار در زمین ماسه‌ای

در طراحی سپرها به روش پای گیردار، فرض می شود که پای ستون در مقابل دوران گیردار است. (شکل ۱۰-۱۹ الف). در این شکل، نمودار توزیع فشار خالص جانبی نیز نشان داده شده است. در تحلیل پای گیردار، قسمت پایینی نمودار توزیع فشار، یعنی $HFH'GB$ ، با نیروی متمرکز P' جایگزین می شود. برای محاسبه L_4 ، معمولاً یک حل ساده که روش تیر معادل^۱ نامیده می شود، مورد استفاده قرار می گیرد. برای درک روش تیر معادل، نقطه I که نقطه عطف منحنی تغییر شکل سپر است، مورد توجه قرار می گیرد. در این نقطه، می توان فرض کرد که سپر لولاشده و لنگر خمشی مساوی صفر است (شکل ۱۰-۱۹ ب). فاصله قائم بین نقطه I و خط لایروبی مساوی L_5 در نظر گرفته می شود. بلوم (۱۹۳۱) یک راه حل ریاضی برای تعیین L_5 و L_1+L_2 ارائه داد. در شکل ۱۰-۱۹، تغییرات $L_5/(L_1+L_2)$ در مقابل زاویه اصطکاک ϕ رسم شده است.

حال با دانستن ϕ و L_1+L_2 ، مقدار L_5 را می توان به دست آورد. قسمتی از سپر که در بالای نقطه I قرار داشته (شکل ۱۰-۱۹ پ) و تحت فشار جانبی خالص می باشد، با نیروی مهاری F و برش P'' متعادل می شود. نیروی برشی P'' را می توان با لنگرگیری حول نقطه O' (نقطه مهار سپر) تعیین نمود. بعد از تعیین P'' ، طول L_4 را می توان با لنگرگیری حول نقطه H به دست آورد (به قسمت پایین نمودار ۱۰-۱۹ پ، مراجعه شود). عمق نفوذ D چیزی در حدود $(L_3+L_4) 1/4$ تا $1/2$ در نظر گرفته می شود.

روش گام به گام برای تعیین D

بر مبنای مطالب فوق الذکر، روش گام به گام تعیین عمق نفوذ در سپر مهار شده با پای گیردار در زمین ماسه‌ای به شرح زیر می باشد:

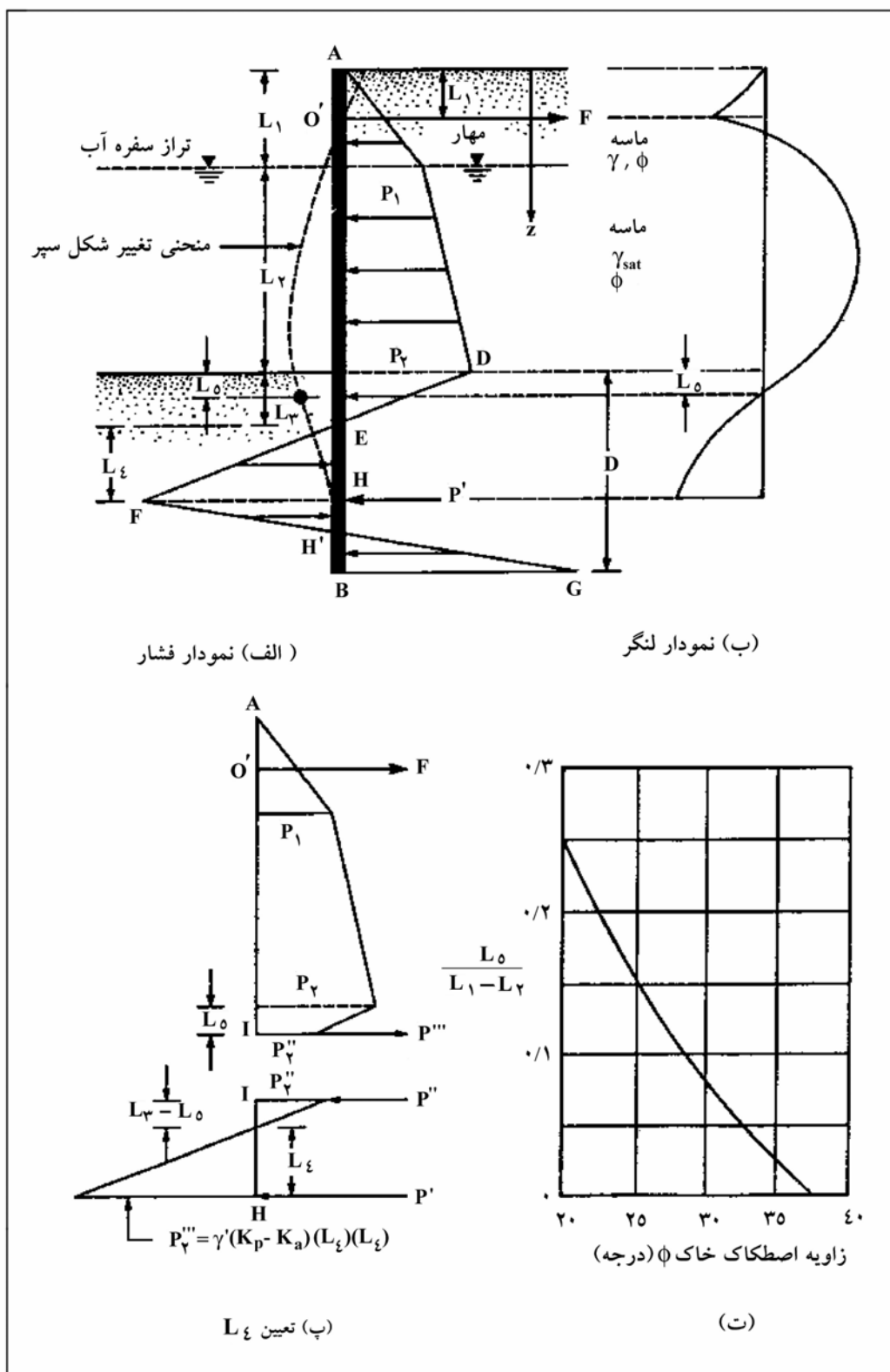
گام ۱. مقادیر K_a و K_p را تعیین نمایید.

گام ۲. با استفاده از روابط ۱۰-۱ و ۱۰-۲ مقادیر p_1 و p_2 را محاسبه نمایید.

گام ۳. با استفاده از رابطه ۱۰-۶ مقدار L_3 را محاسبه نمایید.

گام ۴. مقدار L_5 را از شکل ۱۰-۱۹، ت، محاسبه نمایید.

گام ۵. مقدار p''_2 را محاسبه نمایید (شکل ۱۰-۱۹ پ)



شکل ۱۰-۱۹- روش پای گیردار برای سپر کوبیده شده در ماسه

$$p_2'' = \frac{p_2(L_3 - L_5)}{L_3} \quad (۱۰ - ۸۳)$$

گام ۶. مطابق شکل ۱۰ - ۱۹ - پ، نمودار توزیع فشار را بر آن قسمت از سپر که در بالای نقطه I قرار دارد، رسم نمایید.

گام ۷. برای نمودار رسم شده در گام ۶، تعادل لنگر نیروها را نسبت به نقطه O' بنویسید تا P'' محاسبه شود.

گام ۸. با معلوم شدن P''، مطابق شکل ۱۰ - ۱۹ - پ، نمودار توزیع فشار را برای قسمتی از سپر که بین نقاط I و H قرار دارد، رسم نمایید. توجه شود که در این نمودار p_2'' مساوی $\gamma'(K_p - K_a)(L_4)$ می باشد.

گام ۹. برای نمودار رسم شده در گام ۸، تعادل لنگر نیروها را نسبت به نقطه H بنویسید تا L_4 محاسبه شود.

گام ۱۰. مقدار $(L_3 + L_4) \frac{1}{4}$ تا $D = \frac{1}{2}$ را محاسبه نمایید.

توجه: انتخاب یکی از دو حالت پای گیردار، و پای مفصلی بستگی به شرایط تغییرشکلی و مقایسه اقتصادی بین دو حالت دارد. در روش پای گیردار، طول فرورفته سپر بزرگتر می شود، لیکن در مقابل، لنگر خمشی حداکثر و تغییرشکل آن کمتر می شود.

۱۰-۱۲ مهاریها

در بخش های ۱۰-۷ تا ۱۰-۱۱، تحلیل سپرهای مهار شده ارائه گردید. در این بخش ها روش محاسبه نیروی مهار لازم برای واحد طول دیوار نیز مورد بحث قرار گرفت. در این قسمت، جزییات بیشتری در مورد انواع مختلف مهار و روش محاسبه ظرفیت باربری نهایی آنها ارائه می شود.

انواع مختلف مهاریهایی که در سپرهای مهار شده مورد استفاده قرار می گیرند، به شرح زیر می باشند:

۱- تیرها و صفحات مهار^۱

۲- میله مهاریه با انتهای تزریق شده^۲ (میله مهار کور شده)

۳- شمع های مهار قائم^۳

۴- تیرهای مهار با شمع های مایل^۴

برای صفحات یا تیرهای مهار معمولاً از قطعات پیش ساخته بتنی استفاده می شود (شکل ۱۰-۲۰ الف). مهاریها توسط میله مهار^۵ به سپر وصل می شوند. برای اتصال میله مهاریه به سپر، یک پشت بند افقی^۶ در جلو و یا پشت سپر قرار داده می شود تا تکیه گاه مناسب و صلبی برای سپر تأمین گردد. برای محافظت میله مهار در مقابل خوردگی، معمولاً روی آن توسط رنگ یا اپوکسی اندود می شود.

1 - Anchor Plates And Beams (Deadman)

2 - Tie Back

3 - Vertical Anchor Pile

4 - Anchor Beams Supported by Batter

5 - Tie Rods

6 - Wale

در مهار با انتهای تزریق شده (شکل ۱۰-۲۰-ب)، ابتدا یک سوراخ در زمین حفر شده و در داخل آن میله یا کابل مهاری قرار داده شده و انتهای آن تزریق می‌شود (کابل‌ها از نوع فولاد پرمقاومت که در کارهای پیش‌تنیده از آنها استفاده می‌شود، می‌باشند).

در اشکال ۱۰-۲۰-پ و ۱۰-۲۰-ت، استفاده از شمع‌های قائم و شمع‌های مایل برای مهار سپر نشان داده شده است.

نصب مهاریه‌ها

نیروی مقاوم صفحات یا تیرهای مهاری، ناشی از فشار مقاوم خاک موجود در جلوی آنها می‌باشد. برای تعیین بهترین محل برای یک صفحه مهاری (برای حداکثر کارایی)، شکل ۱۰-۲۰-الف، که در آن AB سپر موردنظر برای مهاری می‌باشد، در نظر گرفته می‌شود. اگر صفحه مهاری در داخل گوه ABC (ناحیه محرک رانکین) قرار گیرد، هیچ‌گونه مقاومتی در مقابل خرابی دیوار نخواهد داشت. به‌عنوان روش دیگر، می‌توان مهار را در ناحیه CFEH قرار داد. توجه شود که خط DFG، خط لغزش برای فشار مقاوم رانکین در مقابل صفحه یا تیر مهاری است. اگر قسمتی از گوه مقاوم در داخل گوه محرک ABC قرار گیرد، فشار مقاوم کامل در هنگام خرابی دیوار، در جلوی صفحه مهاری به‌وجود نمی‌آید. حال اگر تیر یا صفحه مهاری در ناحیه ICH قرار گیرد، ناحیه فشار مقاوم در جلوی صفحه یا تیر مهاری کاملاً خارج از ناحیه فشار محرک قرار گرفته و مقاومت مهاری کامل در جلوی صفحه یا تیر مهاری به‌وجود می‌آید.

اشکال ۱۰-۲۰-ب، ۱۰-۲۰-پ، و ۱۰-۲۰-ت، نیز نشان‌دهنده محل قرارگیری صحیح میله مهار با انتهای تزریق شده (کورشده)، شمع مهاری قائم و تیر مهاری با شمع‌های مایل می‌باشند.

محاسبه مقاومت نهایی صفحات و تیرهای مهاری

تنگ^۱ (۱۹۶۲)، رابطه زیر را برای تعیین مقاومت نهایی مهاری صفحات یا تیرهای مهاری در خاک‌های دانه‌ای که در نزدیکی سطح زمین قرار دارند (۲ تا $H/h \leq 1/5$ در شکل ۱۰-۲۱)، ارائه داد.

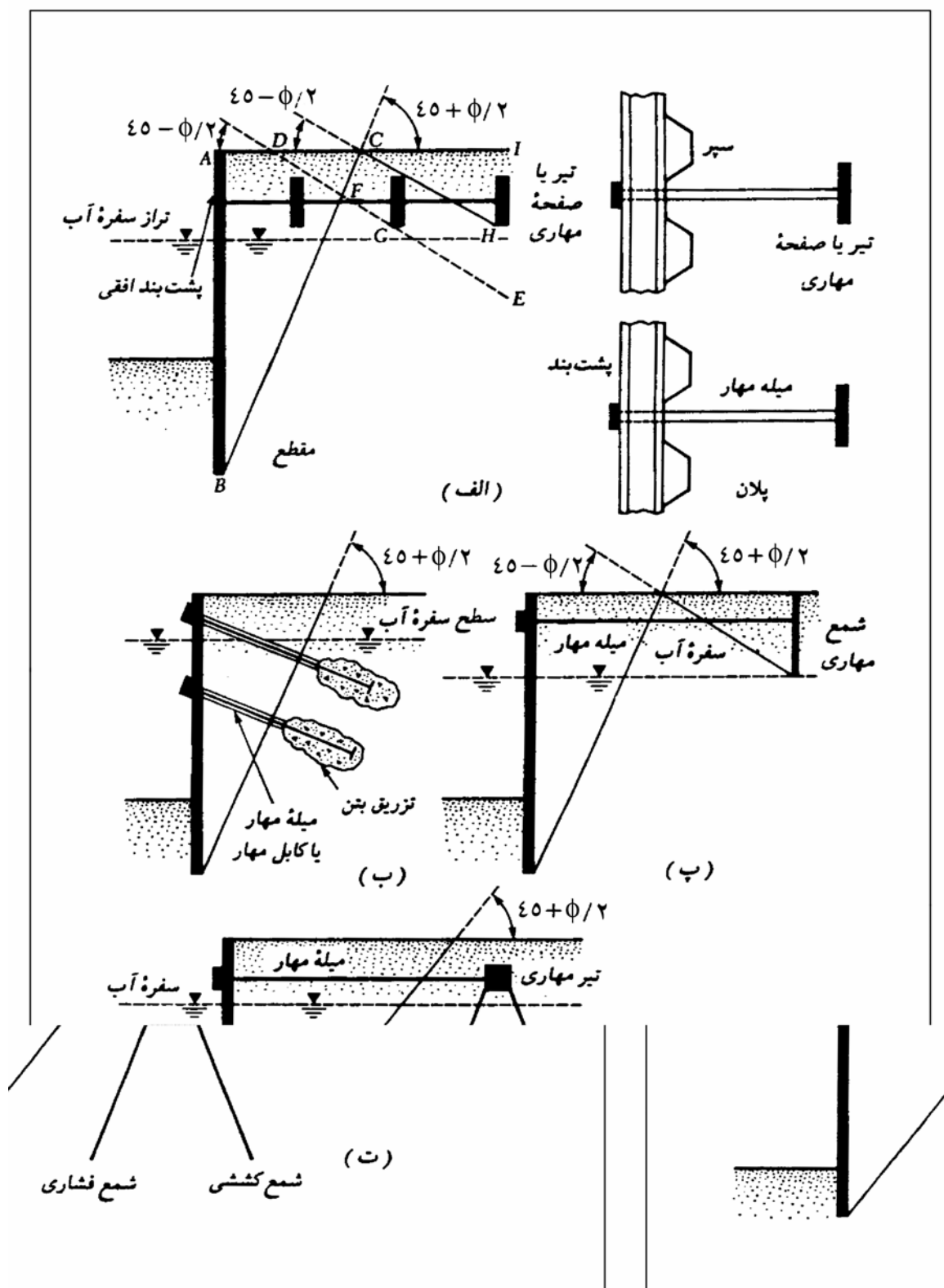
$$P_u = B(P_p - P_a) \quad (B/h \approx \infty \text{ یعنی - صفحات پیوسته - برای تیرها یا صفحات پیوسته -}) \quad (۱۰-۸۴)$$

که در آن :

P_u = ظرفیت مقاومت نهایی مهار

B = طول مهار در امتداد عمود بر مقطع نشان داده شده در شکل (در امتداد طول دیوار)

P_p و P_a = نیروی محرک و مقاوم رانکین برای واحد طول مهار



شکل ۱۰-۲۰- انواع مختلف مهاری سپرها. (الف) تیر یا صفحه مهاری، (ب) مهاری با انتهای تزریق شده، (پ) شمع مهاری قائم، (ت) تیر مهاری با شمع های مایل.

توجه شود که مطابق شکل ۱۰-۲۱، در جلوی صفحه مهار عمل می‌نماید، همچنین داریم :

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma h^2 \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (۱۰-۸۵)$$

و

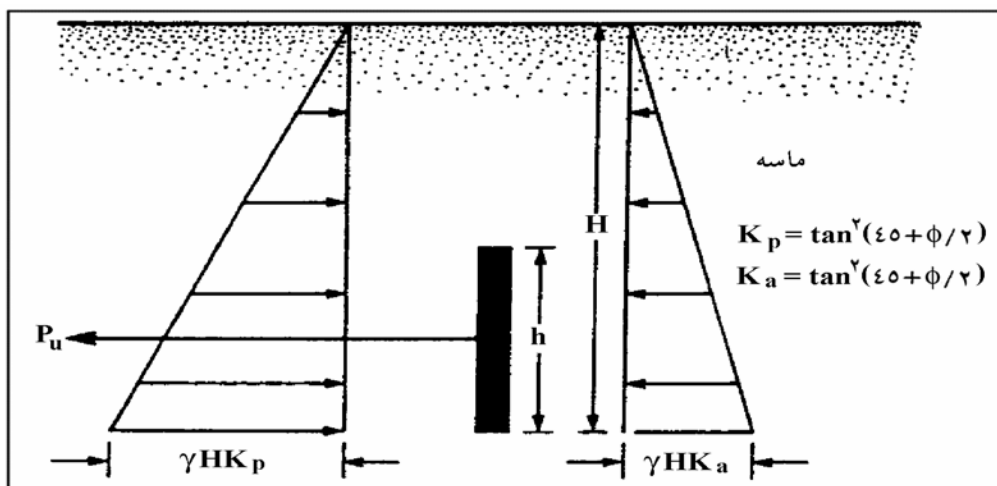
$$P_a = \frac{1}{2} \gamma h^2 \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad (۱۰-۸۶)$$

رابطه ۱۰-۸۴ برای شرایط کرنش صفحه‌ای معتبر است. برای تمام حالات عملی $B/h > ۵$ و با تقریب خوب شرایط کرنش صفحه‌ای برآورده می‌شود. برای B/h کوچکتر از حدود ۵، باید سطح گسیختگی سه‌بعدی در نظر گرفته شود. تنگ (۱۹۶۲) رابطه زیر را برای تعیین مقاومت نهایی صفحه مهار ا ارائه کرد :

$$P_u = B(P_p - P_a) + \frac{1}{3} K_o \gamma \left(\sqrt{K_p} + \sqrt{K_a} \right) h^3 \tan \phi \quad (۱۰-۸۷) \quad \left(\frac{H}{h} \leq ۱/۵ \text{ تا } ۲ \text{ برای} \right)$$

در رابطه فوق K_o ضریب فشار خاک در حالت سکون می‌باشد که مقدار تقریبی آن حدود $۰/۴$ می‌باشد. اوسن، و استرمن^۱ (۱۹۷۲) روشی برای تعیین مقاومت نهایی مهاری در ماسه ارائه کرده‌اند که منطقی‌تر از روش تنگ است و استفاده از آن توصیه می‌شود. گام‌های اساسی در این روش به‌قرار زیر می‌باشند :

گام ۱ - حالت پایه : طول مدفون H را تعیین نمایید. فرض کنید که صفحه مهاری دارای ارتفاع H بوده و طول B آن در امتداد عمود بر صفحه کاغذ بی‌نهایت است (شکل ۱۰-۲۲). این وضعیت، حالت پایه نامیده می‌شود.



شکل ۱۰-۲۱- ظرفیت مقاوم نهایی صفحات یا تیرهای مهاری در ماسه. (روابط ۱۰-۸۴ و ۱۰-۸۷)

در شکل ۱۰-۲۲ از علایم زیر استفاده شده است :

P_p = نیروی مقاوم برای واحد طول مهار

P_a = نیروی محرک برای واحد طول مه‌ار

ϕ = زاویه اصطکاک خاک

$$\delta = \text{زاویه اصطکاک بین صفحهٔ مهاری و خاک}$$

P'_u = مقاومت نهایی برای واحد طول مهار

$W = \text{وزن واحد طول صفحه مهاری}$

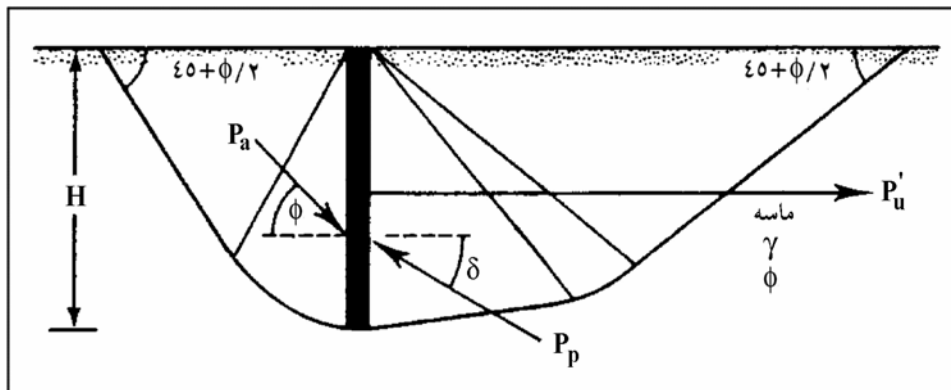
مقدار P'_u را می‌توان به صورت زیر تعریف کرد :

$$\begin{aligned} P'_u &= \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p \cos \delta - P_a \cos \varphi = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p \cos \delta - \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p \cos \varphi \\ &= \frac{1}{2} \gamma H^2 (K_p \cos \delta - K_a \cos \varphi) \end{aligned} \quad (\text{A.10})$$

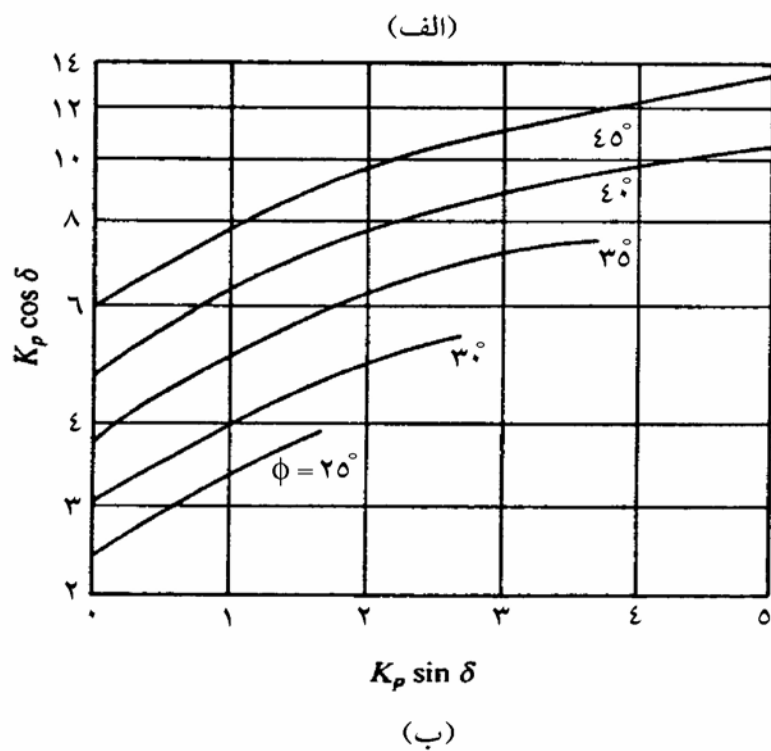
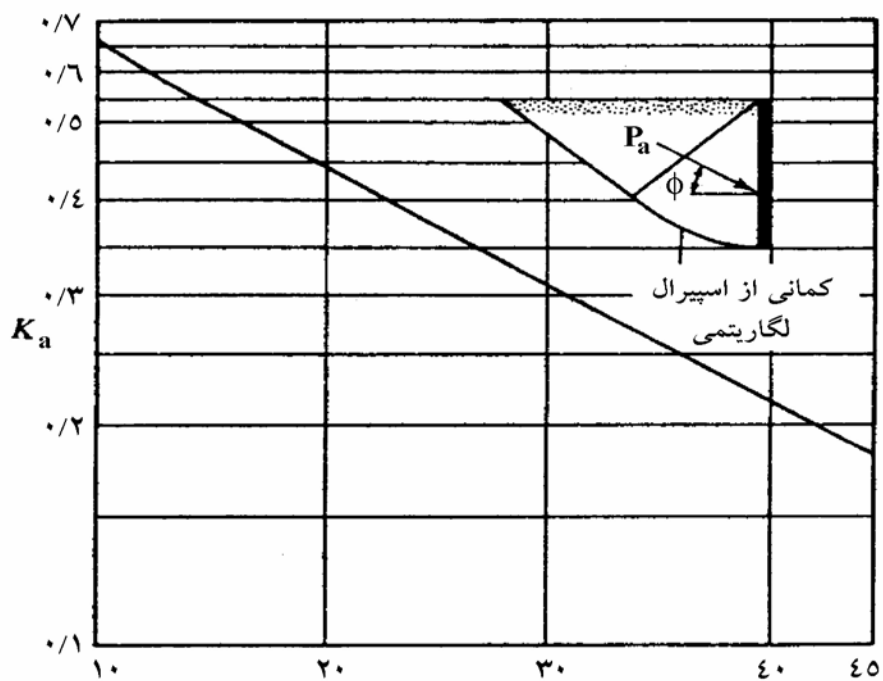
که در آن :

K_a = ضریب فشار فعال با $\delta = \phi$ (به شکل ۱۰-۲۳ الف، مراجعه شود).

$K_p = \text{ضریب فشار مقاوم}$



شکل ۱۰-۲۲- حالت پایه - صفحهٔ مهار قائم در خاک دانه‌ای



شکل ۱۰-۲۳- (الف) تغییرات K_p (برای $\delta=\phi$)، (ب) تغییرات $K_a \cos \delta$ یا $K_p \sin \delta$ بر پایه تحلیل اوسن، و استرومن

برای محاسبه $K_p \sin \delta$ ، ابتدا $K_p \cos \delta$ را از رابطه زیر محاسبه نمایید :

$$K_p \sin \delta = \frac{W + P_a \sin \phi}{\frac{1}{2} \gamma H^2} = \frac{W + \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a \sin \phi}{\frac{1}{2} \gamma H^2} \quad (۸۹-۱۰)$$

با استفاده از $K_p \sin \delta$ به دست آمده از رابطه ۸۹-۱۰، مقدار $K_p \cos \delta$ را می توان از نمودار ارائه شده در شکل ۱۰-۲۳-ب، تعیین کرد.

گام ۲ - حالت نواری : طول واقعی h مهار را که لازم است ساخته شود، تعیین نمایید. اگر یک مهار پیوست (با $B=\infty$) به ارتفاع h در عمق H قرار داده شود (شکل ۱۰-۲۴)، مقاومت نهایی آن در واحد طول از رابطه زیر به دست می آید :

$$P'_{us} = \left[\frac{C_{ov} + 1}{C_{ov} + \left(\frac{H}{h} \right)} \right] P'_u \quad \uparrow$$

رابطه ۱۰-۸۸

که در آن :

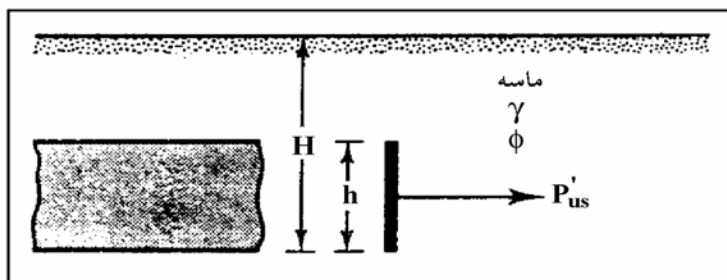
P'_{us} = مقاومت نهایی برای حالت نواری

C_{ov} = ضریبی مساوی ۱۹ برای ماسه متراکم و ۱۴ برای ماسه شل

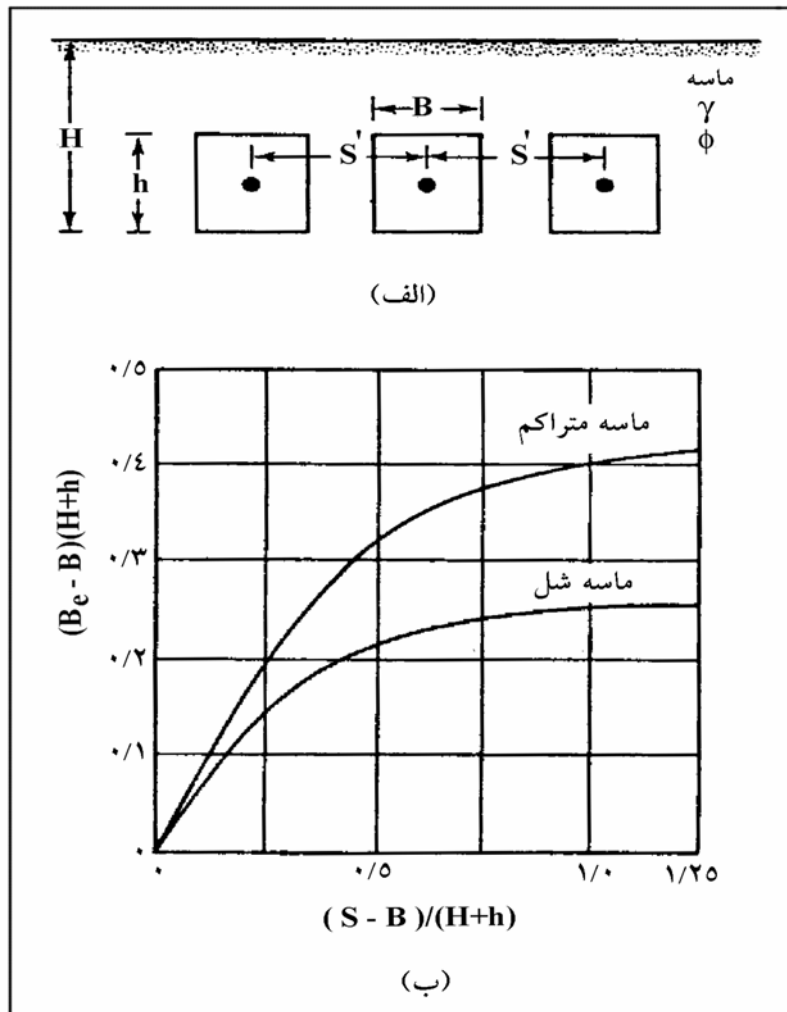
گام ۳ - حالت واقعی : در عمل صفحات مهاری مطابق شکل ۱۰-۲۵ - الف، به صورت صفحات جدا از هم در یک ردیف به فواصل S' قرار داده می شوند. برای این حالت که به حالت واقعی موسوم است، مقاومت نهایی هر مهار، P_u ، از رابطه زیر به دست می آید :

$$P_u = P'_{us} B_e \quad (۹۱-۱۰)$$

که در آن B_e طول معادل می باشد.



شکل ۱۰-۲۴ - حالت نواری برای مهار صفحه ای قائم



شکل ۱۰-۲۵ - (الف) حالت واقعی نصب مهاریها، (ب) تغییرات $(B_e - B)/(H+h)$ در مقابل $(S' - B)/(H+h)$ بر پایه تحلیل اوسن و استرومن

طول معادل تابعی از S' ، B ، H و h می باشد. شکل ۱۰-۲۵ - ب، نمودار $(B_e - B)/(H+h)$ را در مقابل $(S' - B)/(H+h)$ برای حالت ماسه شل و متراکم نشان می دهد. برای مقادیر معلوم S' ، B ، H و h ، می توان مقدار B_e را برای استفاده در رابطه ۱۰-۹۱ محاسبه نمود.

مطالعات انجام شده در مورد رابطه بار - تغییر مکان مهاریها نسبتاً محدود می باشد. شکل ۱۰-۲۶ نشان دهنده تغییر مکان بدون بعد مهاریها در بار نهایی برای مقادیر مختلف B/h و H/h می باشد که به طور تجربی توسط نیلی، استوارت، و گراهام^۱ در

ماسه متراکم و متوسط به دست آمده است. دس (۱۹۷۵)، و دس، و سیلی (۱۹۷۵) به کمک آزمایش روابط مشابهی برای مهاریها در ماسه شل به دست آوردند. بر پایه نتایج تجربی، دس، و سیلی (۱۹۷۵)، رابطه بار تغییر مکان زیر را برای مهاریها ارائه دادند:

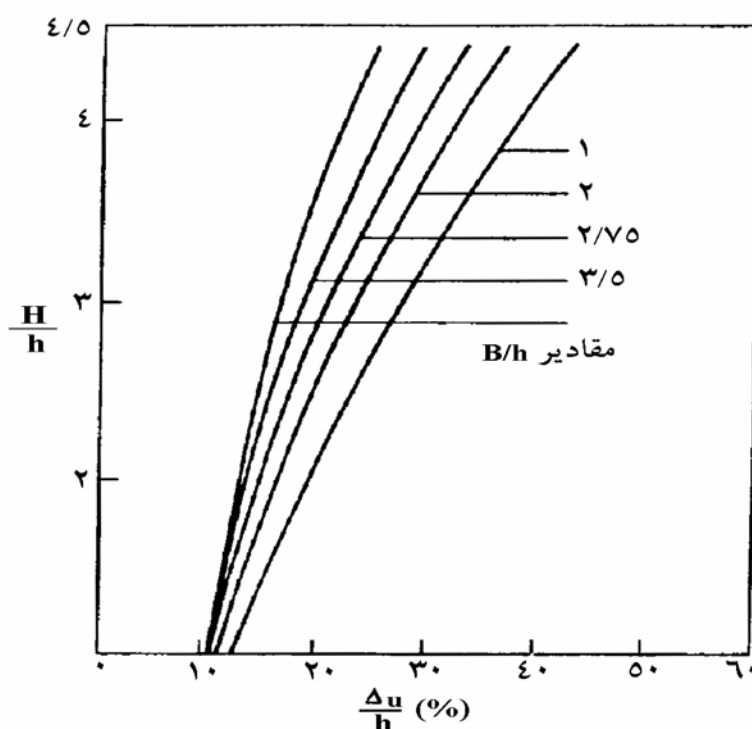
$$\bar{P} = \frac{\bar{\Delta}}{0.15 + 0.85 \bar{\Delta}} \quad (92-10)$$

که در آن:

$$\bar{P} = \frac{\Delta \text{ بار مهار در تغییر مکان افقی}}{\Delta_u \text{ بار نهایی در تغییر مکان افقی}} \quad (93-10)$$

$$\bar{\Delta} = \frac{\Delta}{\Delta_u} \quad (94-10)$$

رابطه ۹۲-۱۰ برای مقادیر B/h بین ۱ تا ۵ و H/h بین ۱ تا ۵ معتبر می باشد.

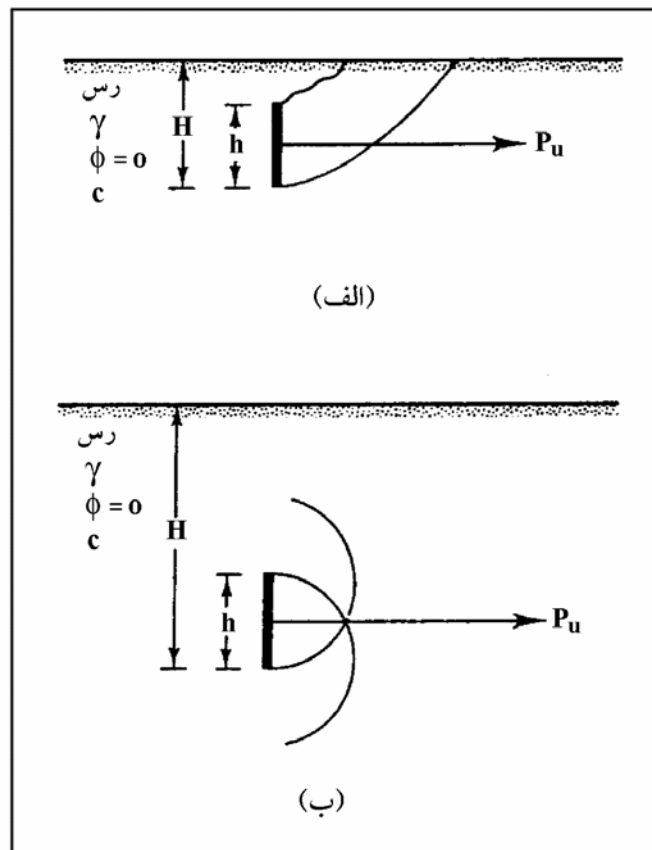


شکل ۱۰-۲۶- تغییر مکان افقی صفحات یا تیرهای مهاری در بار نهایی
(نیلی، استوارت، و گراهام - ۱۹۷۳)

مقاومت نهایی صفحات و تیرهای مهار در رس (شرایط $\phi = 0$)

آزمایش‌های نسبتاً کمی در روی تخمین مقاومت نهایی صفحات و تیرهای مهار در خاک‌های رسی (شرایط $\phi = 0$) انجام شده است.

مکنزی (۱۹۵۵) و چپوتاریف (۱۹۷۳) با استفاده از مدل‌های آزمایشگاهی، رابطه‌ای به شکل بی بعد برای مقاومت نهایی صفحات و تیرهای مهار برحسب H ، h ، و c (چسبندگی زهکشی نشده برای شرایط $\phi = 0$) تهیه کردند. دس، تارکوین، و مورنو^۱ (۱۹۸۵) روش زیر را برای تعیین مقاومت نهایی یک مهار مدفون در رس ارائه نمودند: وقتی که یک صفحه مهار با ابعاد $h \times B$ در عمق H مدفون است، سطح گسیختگی خاک در بار نهایی مطابق شکل ۱۰ - ۲۷ الف، تا سطح خاک توسعه می‌یابد. این وضعیت وقتی رخ می‌دهد که نسبت H/h نسبتاً کوچک باشد. لیکن برای مقادیر بزرگتر H/h ، در بار نهایی، گسیختگی برشی موضعی رخ می‌دهد (شکل ۱۰ - ۲۷ ب).



شکل ۱۰-۲۷ طبیعت گسیختگی برشی خاک در مقابل صفحه مهار

(الف) H/h نسبتاً کوچک، (ب) $H/h > (H/h)_{cr}$

مقدار بحرانی H/h که در آن گسیختگی برشی کلی به گسیختگی برشی موضعی تبدیل می‌شود، از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$\left(\frac{H}{h}\right)_{cr-S} = 4/7 + 2/9 \times 10^{-3} c \leq 7 \quad (95-10)$$

($B/h = 1$ مهاری مربع)

و

$$\left(\frac{H}{h}\right)_{cr-R} = \left(\frac{H}{h}\right)_{cr-S} \left[0/9 + 0/1 \left(\frac{B}{h}\right) \right] \leq 1/3 \left(\frac{H}{h}\right)_{cr-S} \quad (96-10)$$

($B/h \geq 1$ مهاری مستطیل)

در روابط ۹۵-۱۰ و ۹۶-۱۰، واحد چسبندگی زهکشی نشده برحسب پاند بر فوت مربع lb/ft^2 می‌باشد.

مقاومت نهایی یک صفحه مهاری در شکل بی بعد به صورت زیر بیان شده است:

$$F_c = \frac{P_u}{Bhc} \quad (97-10)$$

که در آن :

F_c = ضریب شکست

P_u = مقاومت نهایی

در شکل ۲۸-۱۰ تغییرات F_c در مقابل H/h یک صفحه مهاری که در خاک رس مدفون است، نشان داده شده است. توجه

شود که برای $H/h \geq (H/h)_{cr}$ ، مقدار F_c مساوی $F_{c(max)}$ است که مقدار ثابتی می‌باشد. برای صفحات مربع (با $B=h$) مقدار

$F_{c(max)}$ مساوی ۹ می‌باشد. بنابراین با $H/h \geq (H/h)_{cr-S}$ داریم :

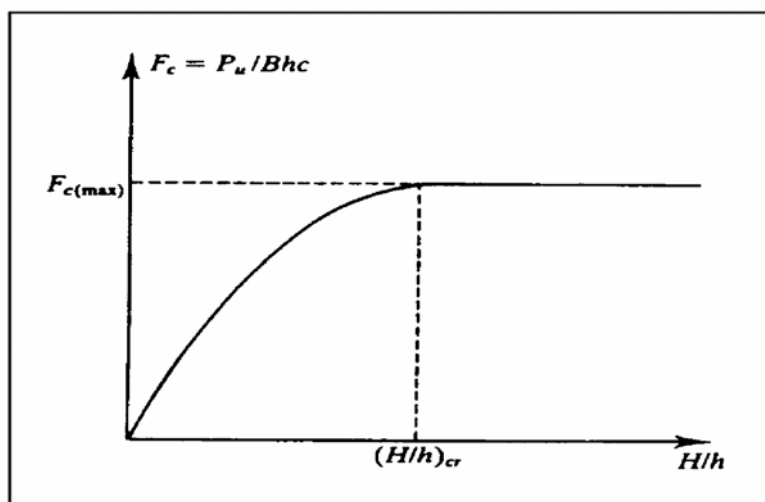
$$P_u = 9h^2c \quad (98-10) \quad (\text{برای مهاری مربع})$$

برای مهاری مستطیل با $H/h \geq (H/h)_{cr-R}$ ، مقاومت نهایی می‌تواند طبق روابط زیر تعریف شود :

$$P_u = 9Bhc \left[0/825 + 0/175 \left(\frac{h}{B}\right) \right]$$

یا :

$$P_u = Bhc \left[7/425 + 1/575 \left(\frac{h}{B}\right) \right] \quad (99-10)$$



شکل ۱۰-۲۸- تغییرات F_c با H/h برای صفحه مهاری در رس

برای مهاریهای مربع یا مستطیل با $H/h \leq (H/h)_{cr}$ ، مقاومت نهایی را می توان از رابطه تجربی زیر محاسبه کرد :

$$\frac{\left[\frac{H/h}{(H/h)_{cr}} \right]}{\left[\frac{P_u / c B h}{7/425 + 1/575 (h/B)} \right]} = 0/41 + 0/59 \left[\frac{H/h}{(H/h)_{cr}} \right] \quad (10-100)$$

ضریب ایمنی برای تیرها و صفحات مهاری

مقاومت مجاز هر صفحه مهاری، P_{all} ، را می توان به صورت زیر بیان نمود :

$$P_{all} = \frac{P_u}{FS} \quad (10-101)$$

که در آن FS ضریب ایمنی می باشد. معمولاً ضریب ایمنی مساوی ۲ توصیه می شود.

فواصل صفحات مهاری

فواصل مرکز به مرکز صفحات مهاری، S' ، را می توان به صورت زیر تعیین کرد :

$$S' = \frac{P_{all}}{F} \quad (10-102)$$

که در آن F نیروی وارد بر واحد طول سپر می باشد.

مقاومت نهایی میله‌مهاریه‌ها با انتهای تزریق شده^۱ (کور شده)

مطابق شکل ۱۰-۲۹، مقاومت نهایی یک میله‌مهار با انتهای تزریق شده را می‌توان به صورت زیر تعیین کرد :

(۱۰۳-۱۰)

$$P_u = \pi d \ell \bar{\sigma}'_v K \tan \phi$$

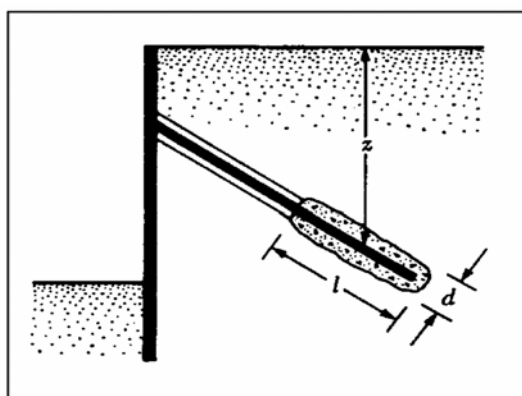
که در آن :

P_u = مقاومت نهایی

ϕ = زاویه اصطکاک خاک

$\bar{\sigma}'_v$ = تنش قائم مؤثر متوسط (مساوی γz در ماسه خشک)

K = ضریب فشار خاک



شکل ۱۰-۲۹- پارامترهای لازم برای تعیین مقاومت نهایی میله‌مهاریه‌ها با انتهای تزریق شده

اگر عمل تزریق تحت فشار انجام شود، K را می‌توان مساوی ضریب فشار خاک در حالت سکون (K_0) در نظر گرفت (لیتل جان - ۱۹۷۰). حد پایین K ، ضریب فشار محرک رانکین می‌باشد. در رس، مقاومت نهایی میله‌مهار با انتهای تزریق شده را می‌توان به صورت زیر تقریب زد :

(۱۰۴-۱۰)

$$P_u = \pi d \ell c_a$$

که در آن c_a چسبندگی می‌باشد.

مقدار c_a را به طور تقریب می‌توان مساوی $\frac{2}{3}c$ در نظر گرفت که در آن c چسبندگی زهکشی نشده می‌باشد.

برای تعیین مقاومت مجاز میله‌مهار با انتهای تزریق شده، می‌توان ضریب ایمنی مساوی ۱/۵ تا ۲ بر مقاومت نهایی اعمال کرد.

فصل ۱۱

سیستم‌های نوین دیوارهای حایل

۱-۱۱ معرفی

چهار نوع اصلی دیوارهای حایل عبارتند از دیوارهای وزنی، دیوارهای طره‌ای، دیوارهای مهارشده و سیستم‌های خاک مسلح. پایداری دیوارهای وزنی درمقابل واژگونی به‌واسطه وزنشان است. پایداری دیوارهای طره‌ای بتن‌آرمه در مقابل واژگونی به‌واسطه وزن خاکریز بر دال پاشنه دیوار و مقاومت داخلی آنها به‌واسطه وجود آرماتورها و بتن تأمین می‌شود. مقاومت دیوارهای مهارشده در مقابل نیروهای جانبی به‌واسطه میل مهاریهایی است که یک یا چند نقطه سازه دیوار را به خاک پشت آن مهار می‌کنند. خاک مسلح عبارت است از مهار و یکپارچه نمودن اجزای دیوار به خاک پشت آن به‌وسیله تسمه‌های فولادی و یا شبکه‌های پلیمر شامل ژئوگرید و ژئوتکستایل. در این حالت دیوار تبدیل به‌غشای نازکی می‌شود و شبکه‌های فولادی و پلیمر مسلح‌کننده، خاک را تبدیل به یک توده خودایستا می‌نمایند.

۲-۱۱ سیستم‌های جایگزین دیوار حایل

همان‌طور که در فصل دوم تشریح شد، دیوارهای حایل از نوع وزنی و طره‌ای بیشترین کاربرد را در موارد عمومی دارند و اغلب به‌شیوه بتن‌ریزی درجا اجرا می‌گردند. لیکن امروزه تعدادی از سیستم‌های تقویت خاک و یا حایل‌های انعطاف‌پذیر بتنی (خاک مسلح) به‌دلیل عملکرد مناسب و هزینه پایین به‌جایگزین مناسبی برای دیوارهای حایل وزنی و طره‌ای بدل گشته‌اند. این فصل اختصاص به تشریح عملکرد و طراحی این سیستم‌ها و همچنین طرح و اجرای سیستم‌های پیش‌ساخته بتنی دارد. لازم به‌ذکر است که ذکر مشخصات سیستم‌های مختلف در این متن با توجه به تنوع آنها در طرح و اجرا، به‌معنی تصدیق و یا تأیید مطلق یک نوع خاص نیست و قضاوت طراح را طلب می‌کند. به‌طور کلی انواع مختلفی از سیستم‌های حایل و جایگزین حایل‌های سنتی وجود دارد که هدف این بخش نیز فراهم نمودن کلیه راهکارهای طرح و اجرای آنها نمی‌باشد، بلکه روند طرح و اجرا عموماً از جانب کارخانجات سازنده ارائه می‌گردد و انتخاب هر سیستم نیز برپایه ملاحظات فنی و اقتصادی صورت می‌گیرد و از آنجا کارخانجات سازنده تنها بخشی از مبانی طراحی را انجام می‌دهند، کسب اطمینان از کفایت سیستم مهاربندی مورد استفاده به‌عهده مهندس طراح است.

۳-۱۱ سیستم‌های خاک مسلح

خاک مسلح در واقع یک نوع مصالح مرکب متشکل از خاک و مصالح مسلح‌کننده است که کیفیت خاک موجود را بهبود می‌بخشند. این مواد معمولاً به‌شکل نوار، شبکه، میله، الیاف و یا ورقه‌هایی می‌باشند که نقش اصلی آنها تأمین مقاومت کششی لازم برای خاک به‌مقداری بیش از مقاومت کششی خاک تنها می‌باشد.

۴-۱۱ گزینه‌های موجود از سیستم‌های خاک مسلح

گزینه‌های مختلفی از خاکریزهای تثبیت‌شده به‌عنوان جایگزین دیوارهای حایل وجود دارند.

۱۱-۴-۱ اجزای اصلی

عموماً سیستم‌های خاکریز مسلح دارای سه جزء اصلی می‌باشند، عنصر مسلح‌کننده^۱، خاکریز^۲ و اجزای نما^۳. برای عناصر تقویت، هر دو نوع مصالح فلزی و غیرفلزی (از نوع پلیمری شامل ژئوتکستایل و پلاستیک) به کار می‌روند. به منظور برآوردن نیازهایی نظیر زهکشی، دوام لازم و انتقال تنش اصطکاکی از عنصر مسلح‌کننده به خاک، عموماً مصالح خاکریز از نوع دانه‌ای انتخاب می‌شوند. اجزای نما برای نگاه داشتن مصالح خاکریز در امتداد دیوار، جلوگیری از خوردگی عناصر مسلح‌کننده و همچنین تأمین زیبایی حایل اجراشده به کار می‌روند. اجزای نما تنها برای فشارهای افقی کوچکی طراحی می‌شوند و جنس آنها عموماً از پانل‌های بتنی پیش‌ساخته، ورقه‌های فلزی پیش‌ساخته، توری‌های سیمی، شبکه‌های پلیمری و سایر مصالح متنوع می‌باشد.

۱۱-۴-۲ سازوکار و رفتار خاک مسلح

سازوکار اصلی انتقال تنش بین عنصر مسلح‌کننده و خاک بر پایه دو مفهوم به شرح زیر می‌باشد :

- اصطکاک بین سطح تماس عنصر مسلح‌کننده و خاک
- مقاومت مقاوم (پاسیو) خاک اطراف عنصر مسلح‌کننده در امتداد عرضی نسبت به امتداد حرکت

انتقال تنش در خاک در تسمه‌ها، ورق‌ها و میلگردهای مسلح‌کننده از طریق اصطکاک و در ژئوگریدها انتقال تنش هم از طریق اصطکاک و هم از طریق فشار مقاوم خاک انجام می‌گیرد.

۱۱-۴-۳ تسمه‌های مسلح‌کننده

به منظور تثبیت مکانیکی خاکریزها، تسمه‌های فولادی مسلح‌کننده به صورت افقی و در فواصل مشخصی از یکدیگر بر روی خاک قرار داده می‌شوند. سپس یک لایه خاک ریخته و متراکم می‌گردد و تسمه‌های ردیف بعدی چیده می‌شوند. و این کار تا تراز بالای خاکریز ادامه می‌یابد. نمونه‌ای از جزییات خاک مسلح با استفاده از تسمه‌های فلزی در شکل (۱-۱۱) نشان داده شده است.

۱۱-۴-۴ شبکه‌های مسلح‌کننده

سیستم شبکه مسلح‌کننده یا ژئوگرید، شامل المان‌های فلزی یا پلیمری می‌باشند که مقاومت کششی بالایی دارند و در صفحات افقی در داخل خاکریز به صورت لایه‌لایه مشابه تسمه‌های فلزی قرار می‌گیرند. نمونه‌ای از اجرای دیوارهای حایل با استفاده از شبکه‌های مسلح‌کننده فولادی در شکل‌های (۲-۱۱ و ۳-۱۱) نشان داده شده‌اند. شبکه‌های مسلح‌کننده با استفاده از مواد پلیمری نیز ساخته می‌شود که نمونه‌ای از آن در شکل (۴-۱۱) نشان داده شده است.

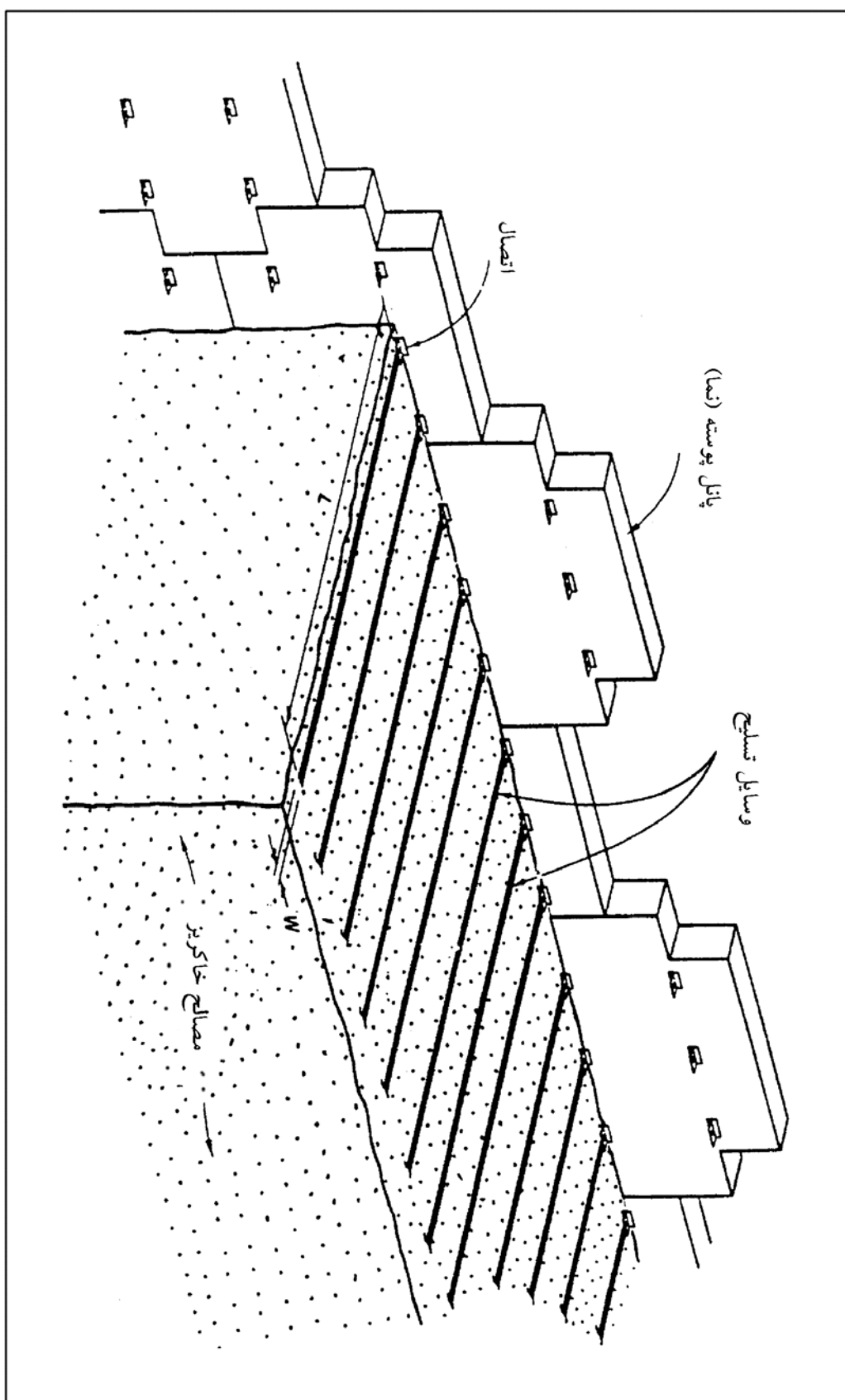
1 - Reinforcement
2 - Backfill
3 - Facing Elements

۵-۱۱ مزایا و معایب

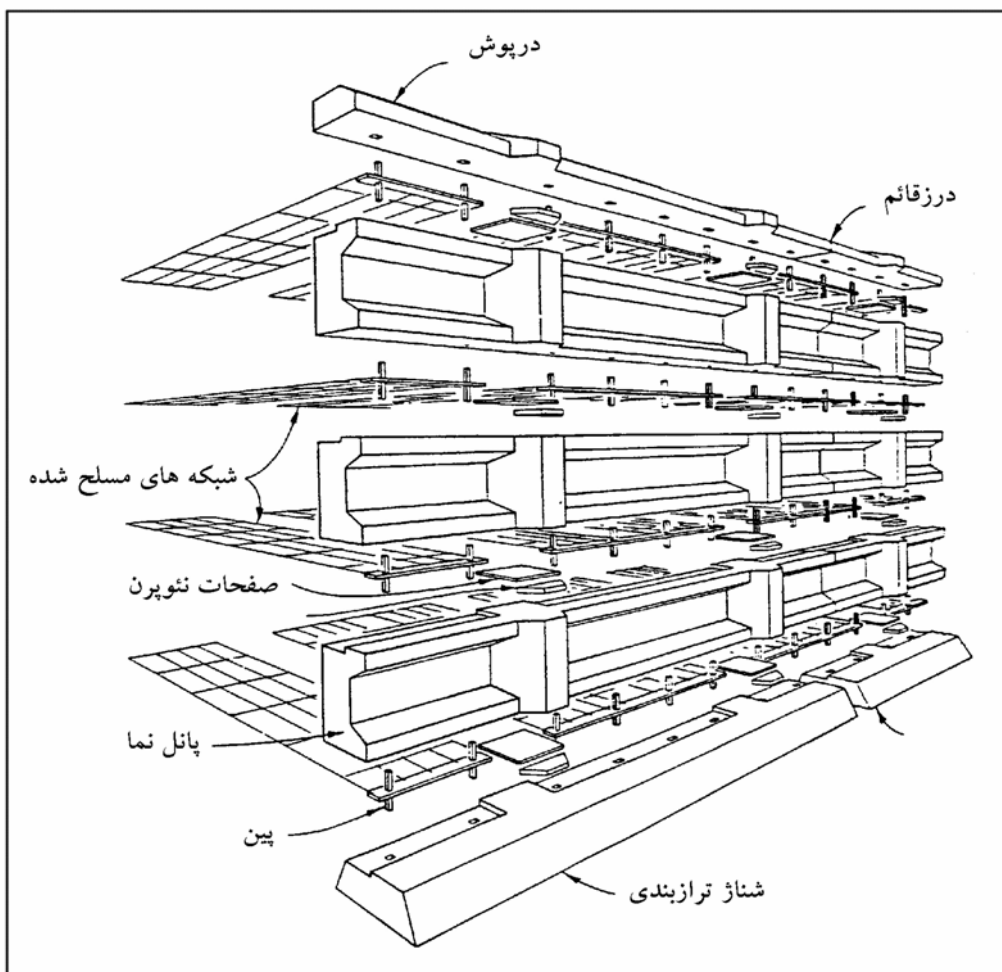
مزایا و معایب سیستم خاک مسلح به شرح زیر می‌باشند :

الف- مزایا

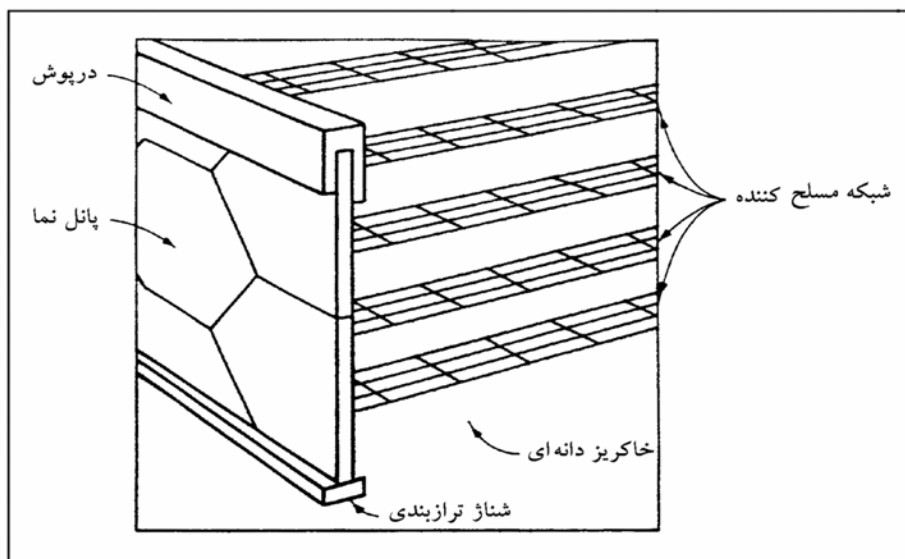
- ۱- سیستم خاک مسلح در مقایسه با دیوارهای حایل معمولی اقتصادی‌تر است.
- ۲- سرعت و سهولت اجرای خاک مسلح نسبت به دیوارهای حایل بیشتر است و نیازی به نیروی کارگر زیاد و تجهیزات تخصصی ندارد. بسیاری از اجزای اجرایی آن پیش ساخته بوده و منجر به یک اجرای دقیق و سریع خواهند شد.
- ۳- بدون توجه به ارتفاع و طول دیوار، سازه خاک مسلح در حین اجرا کاملاً پایدار است.
- ۴- سیستم‌های خاک مسلح در مقایسه با حایل‌های طره‌ای از انعطاف‌پذیری بیشتری برخوردارند (و به همین دلیل به حایل‌های انعطاف‌پذیر نیز مشهورند) و قادر به تحمل تغییر شکل‌ها و نشست‌های بزرگتری می‌باشند. زمانی که چنین تغییر مکان‌های بزرگی پیش‌بینی شود، تعبیه درزهای قائم لغزشی امکان حرکت و تغییر مکان دیوار را تسهیل می‌کند. در صورت استفاده از حایل‌های خاک مسلح امکان کاهش ضرایب ایمنی ظرفیت باربری خاک نسبت به حایل‌های صلب معمولی وجود خواهد داشت.
- ۵- با توجه به انعطاف‌پذیری و خاصیت جذب انرژی توده خاک یکپارچه^۱ پشت دیوار، عملکرد لرزه‌ای دیوارهای خاک مسلح نسبت به دیوارهای حایل صلب بهتر است. در طراحی لرزه‌ای دیوارهای خاک مسلح به منظور حصول سازه‌ی شکل‌پذیر، باید لغزش عناصر مسلح‌کننده درون خاک بیشتر مورد توجه قرار گیرد تا مقاومت کششی آنها.
- ۶- پایداری سیستم خاک مسلح به لحاظ انعطاف‌پذیری و جرم بیشتر، در مقابل بارگذاری‌های دینامیکی نظیر بار چرخ وسایل نقلیه، آثار موج و ضربه قایق‌های کوچک بیشتر است.
- ۷- پایایی تسمه‌ها یا شبکه‌های پلیمری در مقابل حملات شیمیایی یا بیولوژیکی معمول در خاک نسبت بسته‌های فولاد بیشتر است.
- ۸- با توجه به اینکه اجزای نما دارای نقش درجه دوم در پایداری سیستم خاک مسلح هستند، انعطاف‌پذیری بیشتری در انتخاب هندسه و آرایش آنها به منظور حصول زیبایی نسبت به دیوارهای حایل متعارف وجود دارد. طرح هندسی، رنگ، و آرایش عناصر نما که از جنس پانل‌های بتنی پیش ساخته می‌باشند، از جمله پارامترهای قابل تغییر جهت ایجاد طرح‌های متنوع در نمای سیستم‌های خاک مسلح می‌باشند.



شکل ۱-۱ - جزئیات اجرای دیوار حایل خاک مسلح



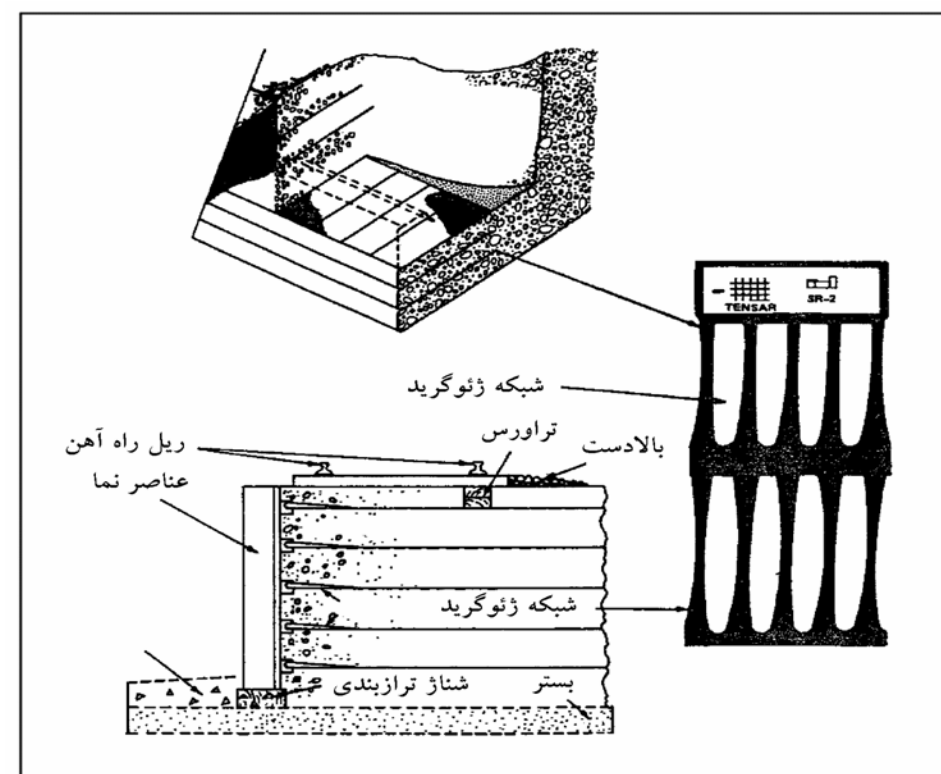
شکل ۱۱-۲- جزئیات شماتیک حایل خاک مسلح



شکل ۱۱-۳- اجرای خاک مسلح به شیوه VSL

ب - معایب

- ۱- در صورت زیاد بودن قلیایی خاک امکان خوردگی تسمه‌های فلزی وجود خواهد داشت، لذا قبل از اجرای خاک مسلح باید پتانسیل قلیایی خاک و نرخ خوردگی تسمه‌های مزبور تعیین شود. اجرای پوشش‌های ویژه نظیر گالوانیزه و چسب‌های اپوکسی با ضخامت مشخص بر روی تسمه‌های فلزی جهت کاهش خوردگی و کاهش ضخامت آنها در طول دوره بهره‌برداری مدنظر می‌باشد.
- ۲- هرچند که شبکه‌های پلیمری مقاومت اولیه زیادی دارند، لیکن امکان کاهش مقاومت آنها در حین اجرا و به‌لحاظ زخم و ساییدگی وجود خواهد داشت. مقدار کاهش مقاومت بسته به نوع پلیمر متغیر است.
- ۳- پلیمرهای مختلف ویژگی‌های خزشی متفاوت دارند. بار مجاز وارد بر شبکه یا نوارهای مسلح‌کننده از جنس پلیمر متناسب با تغییر شکل مجاز آنها و با در نظر گرفتن مقدار تغییر شکل خزشی تعیین می‌شود در این راستا تحقیقات زیادی روی رفتار تابع زمان ژئوگریدهای پلیمری انجام شده است.
- ۴- اجرای سیستم خاک مسلح به‌لحاظ برداشتن کل خاکریز و ریختن و تراکم مجدد آن دارای عملیات خاکی بیشتری نسبت به حایل‌های معمولی خواهد بود.
- ۵- امکان خاکبرداری از خاکریزهای مسلح شده وجود ندارد، چرا که پایداری و توان باربری سیستم به‌واسطه وزن خاک متکی بر تسمه‌ها یا شبکه‌های مسلح‌کننده تأمین می‌شود.



شکل ۱۱-۴ - نمونه‌ای از سیستم ژئوگرید (تسلیح خاک با شبکه‌های پلیمری)

۱۱-۶ ملاحظات اقتصادی

در صورتی که سطح دیوار حایل بیش از ۲۰۰ متر مربع یا ارتفاع آن بیش از ۳ متر باشد، و یا دیوار حایل نیاز به شالوده عمیق داشته باشد، کاهش هزینه‌های اجرایی در صورت استفاده از سیستم خاک مسلح به‌طور چشمگیری مشهود است. کاربرد سیستم مدولار از پانل‌های پیش‌ساخته بتنی در صورت افزایش مساحت حایل از ۵۰۰ مترمربع و افزایش ارتفاع حایل از ۲/۵ متر تأثیر اقتصادی مهمی در بخش عملیات خاکبرداری نسبت به حایل‌های معمولی خواهد داشت. البته هزینه‌های بعدی در بخش پشته‌ریزی شامل تأمین مصالح مناسب، دقت مورد نیاز در تسطیح و رگلاژ و تراکم لایه‌های خاکریزی و یا لزوم تأمین تکیه‌گاه‌های موقت در خلال عملیات خاکبرداری، مزایای اقتصادی این سیستم را قدری کاهش می‌دهد. در شیروانی‌های خاکریزی، اجرای سیستم خاک مسلح ۳۰ تا ۵۰ درصد نسبت به حایل‌های معمول اقتصادی‌تر است. لیکن، عمر کوتاه، شکست‌های موضعی، هزینه‌های تعمیر و یا تعویض اجزای خاک مسلح تا حدودی باعث جبران هزینه‌های اولیه می‌گردد. کاهش زمان عملیات اجرایی در دیوارهای حایل مسلح نسبت به دیوارهای حایل صلب، از عوامل مؤثر در کاهش زمان سرمایه‌گذاری و بازگشت سود سرمایه می‌باشد.

۱۱-۷ سازوکار و رفتار

پایداری سیستم‌های خاک مسلح به‌نحوه انتقال تنش بین خاک و تسمه‌های مسلح‌کننده وابسته است. لازم به ذکر است که اغلب مصالح مسلح‌کننده خاصیت شکل‌پذیری کمی دارند، به‌گونه‌ای که در کرنش‌های بسیار پایتتر از آن مقدار که برای گسیختگی خاک لازم است، شکسته (گسیخته) می‌گردند. البته بعضی از ژئوتکستایل‌ها که پس از تحمل تغییر شکل‌های زیادی گسیخته می‌شوند، استثنا هستند.

۱۱-۷-۱ سازوکار

انتقال تنش بین تسمه (یا مصالح) مسلح‌کننده و خاک به‌واسطه اصطکاک و (یا) مقاومت حاصل از فشار مقاوم خاک در اثر کشش تسمه‌های تقویتی است، بدین‌مفهوم که وزن حاصل از خاک روی تسمه‌ها به‌عنوان نیروی عمودی و وجود ضریب اصطکاک بین خاک و تسمه‌های مسلح‌کننده موجب ایجاد نیروی اصطکاک در خلاف جهت حرکت تسمه می‌شود. علاوه بر این، حرکت جزیی تسمه به‌سمت بیرون موجب ایجاد مقاومت پاسیو در خاک گشته و این فشار مقاوم جلوی حرکت تسمه را می‌گیرد. در بعضی حالات ممکن است هر دو سازوکار در انتقال تنش بین خاک و دیوار مؤثر باشند، لیکن تعیین سهم نسبی هریک امکانپذیر نیست.

۱۱-۷-۱-۱ مقاومت اصطکاکی

بار منتقله به‌واسطه اصطکاک در واحد سطح مصالح مسلح‌کننده به‌ویژگی‌های فصل مشترک خاک و تسمه که عمدتاً تابعی از ویژگی‌های هندسی و ظاهری تسمه یا ادوات مسلح‌کننده و همچنین رفتار تنش - تغییر شکل خاک هستند و همچنین به‌میزان تنش قائم ناشی از وزن خاک وارد بر تسمه که فقط تابعی از خصوصیات وزنی خاک می‌باشد، بستگی دارد. به‌همین دلیل امکان

تخمین و تعیین ضریب اصطکاک بین خاک و تسمه به صورت تحلیلی وجود دارد و معمولاً تعیین این ضریب در قالب مطالعات آزمایشگاهی نظیر آزمایش بیرون کشیدن تسمه، آزمایش برش مستقیم بین خاک و ادوات مسلح کننده و ابزاربندی مدل های تمام مقیاس و انجام آزمایش بر روی آنها صورت می گیرد. ضریب اصطکاک به صورت نسبت تنش برشی ایجاد شده در طول تسمه در حین حرکت آن، به تنش قائم وارد بر تسمه ناشی از سربار فوقانی تعریف می شود. نتایج حاصل از آزمایش های بیرون کشش روی تسمه های مسلح کننده، حاکی از کاهش مقدار این ضریب با افزایش عمق تسمه بدون توجه به نوع آن (ساده یا آجدار) می باشد و این به خاطر تغییر مقدار تنش قائم مؤثر به واسطه اندرکنش بین خاک و تسمه در اعماق زیاد است.

با اعمال کرنش های برشی در خاک های دانه ای، متراکم، تمایل به اتساع در جسم خاک به وجود می آید. در صورتی که با اعمال شرایط مرزی خاص از اتساع نمونه جلوگیری به عمل آید، با افزایش تنش های محدود کننده (همه جانبه) موضعی، تمایل به اتساع نمونه کاهش می یابد. به همین جهت مادامی که تمایل به اتساع خاک با افزایش عمق کاهش می یابد، ضریب اصطکاک بین خاک و تسمه، نیز کاهش می یابد. به طور کلی نتایج تحقیقات اخیر نشان می دهد که ضریب اصطکاک برای خاک های دانه ای با ضریب یکنواختی^۱ (کمتر از ۴) در حدود یک می باشد که عدد کمی است.

۱۱-۷-۱-۲ فشار مقاوم خاک

فشار مقاوم خاک در زمان بیرون کشیدن تسمه یا سایر ادوات مسلح کننده در خلاف نیروی کششی تسمه در سطحی عمود بر محور تسمه به وجود می آید. در مورد سیستم های مسلح کننده شبکه ای که در آنها فواصل بین میلگردهای عرضی (عمود بر امتداد کشش) بیش از ۱۵ سانتی متر باشد، سهم بزرگی از مقاومت خاک به واسطه نیروی مقاوم خاک یا ظرفیت باربری خاک در وجه جلویی آرماتورهای مسلح کننده است که در صفحه نیروی کششی لیکن در جهت عمود بر آن قرار گرفته اند، به گونه ای که در خاک های شن و ماسه ای با شبکه های مسلح کننده، سهم فشار مقاوم خاک در انتقال تنش بین خاک و مفتول های فلزی در حدود ۹۰ درصد می باشد.

۱۱-۷-۱-۳ سازگاری کرنش ها

ایجاد اصطکاک بین خاک و تسمه های فلزی ساده (با سطح صاف) منوط به وقوع تغییر مکانی در حدود ۱/۵ میلی متر می باشد و این در حالی است که فشار مقاوم خاک در مقابل حرکت تسمه ها در صورت وقوع تغییر مکان نسبی معادل ۱۰۰ میلی متر بین خاک و تسمه فعال می شود. البته بخش قابل توجهی از این مقاومت (بیش از ۵۰ درصد) در صورت وقوع تغییر مکان نسبی حدود ۱۰ میلی متر بسیج خواهد شد. در سیستم های شبکه ای به علت عدم سازگاری تغییر شکل بین مقاومت اصطکاکی و فشار مقاوم، معمولاً سهم مقاومت اصطکاکی مفتول های طولی در مقابل فشار فعال خاک در مقابل مفتول های عرضی، قابل صرف نظر می باشد.

1- Coefficient of Uniformity=Cu=D60/D10

توزیع فشار جانبی وارد بر سیستم‌های خاک مسلح به عواملی نظیر خصوصیات شکل‌پذیری وسایل تسلیح، روش اجرایی به کار رفته و به نوع سازه خاک مسلح بستگی دارد. در مورد سیستم‌های انعطاف‌پذیر نظیر ژئوتکستایل‌ها از فشار محرک خاک (با فرض دور شدن حایل از خاک) استفاده می‌شود. فشار جانبی بیشتر، (نظیر فشار حالت سکون) برای سیستم‌ها با انعطاف‌پذیری کمتر نظیر تسمه‌های فلزی، شبکه‌های مفتولی جوشی و همچنین در نواحی سطحی که فشار محدودکننده کم و تمایل به اتساع در خاک زیاد است، محتمل می‌باشد. در تنش‌های محدودکننده کم در صورت بیرون کشیده شدن تسمه از خاک احتمال گسیختگی سیستم خاک مسلح وجود دارد، لیکن در فشارهای محدودکننده زیاد (نواحی عمیق) این گسیختگی ممکن است به واسطه شکست وسایل تسلیح رخ دهد.

۱۱-۸ مصالح

مطابق مطالب ارائه شده، سیستم‌های خاک مسلح شامل سه جزء اصلی می‌باشند که عبارتند از وسایل تسلیح، خاکریز و عناصر نما.

الف- وسایل تسلیح

وسایل تسلیح مورد استفاده در سیستم‌های خاک مسلح براساس نوع مصالح (فلزی یا غیرفلزی) و همچنین هندسه (نوار و تسمه، شبکه و ورق) تقسیم‌بندی می‌شوند. از مهمترین ویژگی‌های وسایل تسلیح، مقاومت، پایداری، تغییرشکل‌های خزشی کم و ضریب اصطکاک زیاد با مصالح خاکریز و دوام آنها می‌باشد. بسته به خواص الکتروشیمیایی مصالح خاکریز و بسته به طبیعت سازه (که ممکن است سازه دریایی یا در تماس با آب خالص باشد یا ممکن است در محیطی باشد که جریان برق در خاک وجود داشته باشد) مصالح فولادی با پوشش گالوانیزه، مصالح فولادی با پوشش اپوکسی و یا محصولات پلیمری به عنوان وسایل تسلیح قابل استفاده می‌باشند. نقطه قوت مصالح پلیمری عدم خوردگی آنها در تماس با خاک و نقطه ضعف آنها تغییرشکل‌های قابل توجه تابع زمان و کاهش مقاومت آنها تحت بار ثابت و یا در اثر تغییرات دمای خاک می‌باشد.

ب- خاکریز

کاربرد سیستم‌های خاک مسلح اغلب برای پایدارسازی خاکریزهای دانه‌ای (غیرچسبنده) است. لیکن از آنجا که سهم بیشتری از مقاومت مفتول‌ها و شبکه‌های جوش‌شده به واسطه فعال شدن فشار مقاوم خاک می‌باشد، به همین جهت پایدارسازی خاکریزهای چسبنده نظیر رس و لای با استفاده از این قبیل وسایل تسلیح به جای تسمه‌ها و نوارهای فلزی (یا غیرفلزی) که عملکرد آنها بیشتر مبتنی بر مقاومت اصطکاکی می‌باشد، امکانپذیر است. مزایای عمده خاکریزهای دانه‌ای، عدم وجود تغییرشکل‌های خزشی (تابع زمان)، زهکشی آب‌های سطحی، عدم یخبندان، و عدم خوردگی وسایل تسلیح می‌باشد. در کنار این مزایا، بزرگترین عیب این مصالح هزینه زیاد است که از این لحاظ در نقطه مقابل بزرگترین مزیت مصالح چسبنده، یعنی قابلیت دسترسی فراوان به آنها و هزینه کم خاکریزی قرار می‌گیرد. معایب خاکریزهای ریزدانه و چسبنده، مشکل پایداری درازمدت آنها (خوردگی و

استعداد یخبندان زیاد) و تغییر شکل و اعوجاج سازه خاک مسلح به لحاظ تغییر شکل های خزشی این مصالح است. در صورتی که در منطقه ای مصالح غیرچسبنده در دسترس باشد، باید از آنها استفاده نمود، لیکن در صورت عدم دسترسی به این مصالح، صرفه جویی اقتصادی ناشی از کاربرد مصالح چسبنده در مقایسه با عملکرد نه چندان مناسب آنها طبق توضیحات فوق، باید مورد ارزیابی قرار گیرد و سپس مصالح مناسب با جمع بندی ملاحظات فنی و اقتصادی صورت گیرد.

پ- اجزای نما (پوسته)

با توجه به اینکه اجزای نما (پوسته) تنها به عنوان یک جزء سازه ای با عملکرد ثانویه مدنظر می باشند، لذا در انتخاب مصالح و طرح ظاهری آنها می توان انعطاف پذیری بیشتری نسبت به حایل های صلب داشت. محدوده وسیعی از مصالح، شکل، ظاهر معماری و رنگ های مختلف برای این اجزاء مورد استفاده می باشد. انتخاب طرح مورد نظر از این مجموعه تابعی از نوع سازه خاک مسلح، نوع مصالح تسلیح و ملاحظات خاص معماری خواهد بود.

۹-۱۱ ملاحظات طراحی

شرکت های مختلف ساختمانی که سازنده و مجری سیستم های خاک مسلح می باشند، دستورالعمل های خاص طراحی برای محصولات خود دارند. این گونه سازه های خاک مسلح در دو حالت پایداری داخلی و خارجی باید کنترل گردند. کنترل پایداری خارجی آنها مشابه شیوه مورد استفاده برای دیوارهای بتنی وزنی و شامل کنترل واژگونی، لغزش و ظرفیت باربری است. کنترل پایداری داخلی این سیستم ها شامل بررسی نیروهای داخلی وسایل تسلیح و عدم گسیختگی یا بیرون آمدن آنها تحت بارهای وارده می باشد.

۱-۹-۱۱ پایداری خارجی

پایداری خارجی سیستم های خاک مسلح شامل کنترل لغزش بین خاک و دیوار، چرخش و واژگونی حول پنجه دیوار و کنترل ظرفیت باربری در سطح پایه، کنترل پایداری شیروانی فوقانی و کنترل نشست های نامساوی در طول دیوار است. در کنترل های فوق الذکر فرض می شود که کل سیستم خاک مسلح شامل خاکریز، وسایل تسلیح، و اجزای نما به صورت واحد یکپارچه عمل می کنند.

۱-۱-۹-۱۱ لغزش در طول پایه سازه

سازه خاک مسلح باید در مقابل لغزش در امتداد کف سازه (چون این سیستم ها فاقد شالوده می باشند) ناشی از نیروهای جانبی وارده مقاوم باشد. حداقل ضریب ایمنی لازم در مقابل لغزش مساوی ۱/۵ است و این عامل معمولاً در دیوارهای بلند (بیش از ۱۰ متر) و وجود خاکریزهای شیبدار تعیین کننده است.

۱۱-۹-۲ واژگونی حول پنجه دیوار

سیستم خاک مسلح باید در مقابل واژگونی حول پنجه دیوار پایدار باشد. معمولاً در صورتی که سازه به اندازه کافی انعطاف پذیر باشد، امکان چرخش آن حول پنجه کم است. در این مورد تمام سطح کف دیوار باید در تمامی ترکیبات بارگذاری در تماس با سطح زمین باشد. کنترل واژگونی در مواردی که حداقل طول تسمه های تقویتی حدود ۷۰ درصد ارتفاع دیوار باشد، بعضاً تعیین کننده است.

۱۱-۹-۳ ظرفیت باربری و کنترل نشست

ظرفیت باربری شالوده خاکی زیر سیستم خاک مسلح باید کفایت لازم را با تأمین حداقل ضریب اطمینانی معادل ۲/۰ اقل نماید. حداقل ضریب ایمنی مذکور نسبت به دیوارهای حایل معمولی کمتر است و این به خاطر انعطاف پذیری دیوار و قابلیت تبعیت مناسب از شرایط موجود پس از وقوع تغییر شکل های بزرگ می باشد، خاصیتی که در دیوارهای حایل معمولی وجود ندارد. در صورتی که ظرفیت باربری لازم در زیر دیوار تأمین نگردد، آنگاه تمهیدات خاصی جهت بهبود خواص خاک شالوده نظیر استفاده از ستون های سنگی (پرسیده با سنگ)، تراکم ارتعاشی، و یا تراکم دینامیکی خاک اتخاذ می گردد. حداکثر اختلاف نشست دیوار در جهت طولی بسته به قابلیت تغییر شکل پذیری اجزای نمای دیوار محدود می گردد و در مورد پانل های بتنی پیش ساخته، بدون درزهای قائم^۱، مقدار اختلاف نشست مجاز معادل ۱ سانتی متر در هر متر طول دیوار می باشد.

۱۱-۹-۴ پایداری کلی شیروانی

با توجه به اینکه عمده تاً عملکرد سیستم خاک مسلح به عنوان حایل شیروانی های خاکی می باشد، لذا کل مجموعه سازه و شالوده آن باید در مقابل گسیختگی شیروانی پایدار باشد. پتانسیل لغزش کلیه سطوح بحرانی شامل آنهایی که از پای دیوار و یا از وسایل تسلیح عبور می کنند، همچنین لغزش عمیق شیروانی باید مطالعه گردد. حداقل ضریب ایمنی لازم برای لغزش شیروانی مساوی ۱/۵ است.

۱۱-۹-۲ پایداری داخلی

کنترل پایداری سیستم خاک مسلح در مقابل بیرون آمدن تسمه ها یا ادوات تقویتی همچنین کنترل گسیختگی آنها امری ضروری است.

۱۱-۹-۱ ظرفیت پیوستگی (بیرون کشش)^۲ وسایل تسلیح

در کنترل ظرفیت پیوستگی وسایل تسلیح باید در نظر داشت که طول تسمه پس از نقطه قطع تئوری، یعنی نقطه ای که طول بیشتر از آن جهت انتقال تنش لازم نیست، باید قدری ادامه یابد، تا اطمینان کامل از انتقال تنش بین خاک و وسایل تسلیح

1 - Built in Vertical Joint

2 - Pull Out

بدون بیرون کشیده شدن آن از داخل خاک، حاصل شود. مقاومت در مقابل کشیده شدن تسمه‌ها به واسطه اصطکاک، و در مورد شبکه‌های مفتولی به واسطه فشار مقاوم خاک، و در مورد ژئوگریدها ترکیبی از فشار مقاوم و نیروی اصطکاک است. براساس نتایج بدست آمده از مطالعات آزمایشگاهی، تأمین حداقل ضریب ایمنی معادل ۱/۵ در مقابل بیرون کشیده شدن وسایل تسلیح، در تغییر شکل حداکثری برابر با ۲۰ میلی‌متر لازم است.

۱۱-۲-۹ گسیختگی وسایل تسلیح

جهت اطمینان از کفایت ظرفیت گسیختگی (شکست) وسایل تسلیح، سطح مقطع آن با در نظر گرفتن کاهش ابعاد به علت خوردگی، باید در مقابل نیروهای وارده کافی باشد. تنش کششی مجاز در تعیین سطح مقطع تسمه‌ها یا ادوات تقویتی معادل ۵۵ درصد حد تسلیم وسایل در نظر گرفته می‌شود. به‌عنوان مثال برای تسمه‌های فولادی خواهیم داشت :

$$F_t = 0.55 F_y$$

۱۱-۲-۹ پایایی وسایل تسلیح

ارزیابی پایایی وسایل تسلیح از ملاحظات مهم در امر طراحی می‌باشد. پوسیدگی مصالح پلیمری در خلال عملیات اجرایی ممکن است اتفاق بیفتد. همچنین کاهش مقاومت این مصالح با افزایش عمر مفید سازه و تحت بار و دمای ثابت خاک نیز اتفاق می‌افتد. خوردگی مصالح فلزی در صورت تماس با هوای آزاد، آب و ترکیبات شیمیایی موجود در خاکریز محتمل است. معمولاً در شرایط ملایم تا متوسط از لحاظ وجود آب و ترکیبات شیمیایی خورنده، از مصالح فولادی با روکش گالوانیزه و با رعایت ضخامت لازم جهت تأمین مقاومت کافی در طول عمر مفید سازه، استفاده می‌شود. خواص شیمیایی محیط‌های مزبور به‌قرار زیر است :

مقاومت الکتریکی $> 3000 \Omega\text{-cm}$

pH = ۵ ~ ۱۰

یون کلرید $< 200 \text{ ppm}$

یون سولفات $< 1000 \text{ ppm}$

در این شرایط میزان خوردگی پوشش محافظ به‌ترتیب زیر است :

پوشش گالوانیزه	سال $6 \mu\text{m}$	در دو سال اول
	سال $2/5 \mu\text{m}$	برای سال‌های بعدی
فولاد	سال $9 \mu\text{m}$	پس از خوردگی کامل پوشش روی (گالوانیزه)

استفاده از فولادهای ضدزنگ^۱ یا آلومینیم^۲ توصیه نمی‌شود، چرا که گسیختگی آنها در موارد متعددی تجربه شده است. در محیط‌های دریایی یا در مواردی که جریان‌های الکتریکی در خاک وجود داشته و یا اینکه خواص شیمیایی خاک خارج از محدوده فوق‌الذکر باشد، یا باید از دیوارهای حایل وزنی معمولی استفاده نمود و یا در صورت استفاده از سیستم خاک مسلح باید از پوشش‌های اپوکسی بهره برد. حداقل ضخامت لایه اپوکسی به‌منظور حفظ پایایی تسمه‌ها درون خاک و حمل و نقل، و نصب، ۴۵۰ میکرون توصیه می‌شود. در صورت استفاده از پوشش‌های اپوکسی، مصالح خاکریز اولاً باید گردگوشه بوده، ثانیاً حداکثر اندازه دانه‌ها معادل ۲۵ میلی‌متر باشد. عمر مفید پوشش‌های اپوکسی در طراحی معمولاً معادل عمر مفید پوشش‌های گالوانیزه یعنی معادل ۲۰ oz/m^۲ یا ۳۰ سال در نظر گرفته می‌شود، در ضمن ضخامت فولاد (تسمه یا مفتول) نیز باید در حدی انتخاب شود که با پوشش اپوکسی ضریب ایمنی لازم را در مقابل خوردگی در طول عمر مفید سازه تأمین نماید.

۱۱-۹-۳ زهکشی

باید تدابیر لازم برای زهکشی خاک پشت دیوار خاک مسلح اتخاذ گردد تا به‌حالت اشباع درنیاید. همچنین باید با تعبیه جزییات مناسب، از ورود آب‌های سطحی به‌خاکریز پشت خاک مسلح جلوگیری به‌عمل آید، چرا که احتمال آلودگی این آبها به مواد شیمیایی مضر برای وسایل تسلیح و عناصر نما مضر می‌باشد. در صورتی که سیستم خاک مسلح نگهدارنده خاکریز راه‌های اصلی و یا جاده‌هایی باشد که در فصل زمستان با استفاده از ترکیبات شیمیایی یخ‌زدایی می‌شوند، تعبیه غشاء نفوذناپذیر بین لایه آسفالت و اولین ردیف از تسمه‌های فلزی جهت جلوگیری از دخول هرگونه جریان مواد شیمیایی در داخل جسم خاک مسلح لازم است.

۱۱-۱۰ ملاحظات اجرایی

اجرای سیستم‌های خاک مسلح نیازمند پیمانکار خاص، نیروی کارگری ماهر و متخصص و یا تجهیزات ویژه‌ای نیست. بسیاری از اجزای این سیستم شامل قطعات پیش‌ساخته‌ای هستند که به‌سهولت حمل شده و در جای خود مستقر شده و منجر به‌اجرای دقیق و سریع می‌گردند. جابه‌جایی پانل‌های پیش‌ساخته پوسته (نما) معمولاً توسط جرثقیل‌های کوچک صورت می‌گیرد. بارگیری کامیون‌ها جهت اجرای خاکریز با استفاده از لودرهای کوچک صورت می‌گیرد. تراکم بستر خاکریز در هر لایه با استفاده از غلتک‌های لرزه‌ای کوچک در نواحی دور از دیوار و با استفاده از تخماق‌های دستی در نواحی نزدیک به‌پوسته (نما) انجام می‌شود. اولین فعالیت، دکاپاژ یعنی آماده‌سازی ناحیه اجرایی شامل جمع‌آوری گیاهان، ریشه درختان، آشغال و سایر مصالح اضافی می‌باشد. معمولاً جهت استقرار امتداد صحیح دیوار، یک پاشنه کوچک به‌نام شناژ تراز^۳ که عملاً یک جزء غیرسازه‌ای است، در پای دیوار اجرا می‌گردد. اولین مرحله از پانل‌های پیش‌ساخته پوسته روی پاشنه قرار گرفته و پشت آن اولین لایه خاکریز پخش شده، تسطیح و متراکم می‌گردد. سپس تسمه‌ها یا انواع دیگر وسایل تسلیح روی خاکریز استقرار یافته و با لایه دوم خاکریز به‌طریق فوق‌الذکر پوشانده می‌شود و این ترتیب تا تراز فوقانی دیوار تکرار می‌گردد. تجهیزات اجرایی نباید مستقیماً

1 - Stainless Steel

2 - Aluminum

3 - Concrete Pad Leveling

روی وسایل تسلیح حرکت نمایند. پانل‌های پیش‌ساخته بتنی باید قدری به سمت خاکریز شیب‌دار اجرا شوند (شیبی در حدود $\frac{1}{50}$ در ارتفاع) تا حرکتی را که دیوار تا بسیج نیروهای مقاوم تسمه‌ها به سمت خارج می‌نمایند، جبران نمایند. مصالح پرکننده (الیاف، فوم، نئوپرن و ...) درحد فاصل درز افقی بین پانل‌های پوسته جهت یکنواختی توزیع فشار بین پانل‌ها قرار داده می‌شود. معمولاً یک لایه ژئوتکستایل، بر روی کل درزهای بین پانل‌های بتنی در سمت خاکریز قرار می‌گیرد تا مانع از رد شدن ذرات ریز خاک از درز بین المان‌های بتنی پیش‌ساخته گردد.

۱۱-۱۱ ابزاربندی^۱ و مشاهدات عینی^۲

عمر سیستم‌های خاک مسلح نسبت به سایر سازه‌ها بسیار جوان است^{*}، به همین دلیل جمع‌آوری اطلاعات واقعی از سازه‌های تمام مقیاس جهت تصحیح و تکمیل فرضیات طراحی بسیار مهم است. سازه خاک مسلح در شرایط متفاوت از لحاظ نوع تسلیح، مصالح پوسته، و نوع خاکریز، و همچنین در شرایط خاصی نظیر تغییرات سطح آب زیرزمینی باید ابزاربندی و پایش شوند. اندازه‌گیری‌ها باید شامل تعیین تغییر مکان‌های قائم واقعی پوسته، فشار جانبی خاک وارد بر پوسته، نیروی کششی وسایل تسلیح (مثلاً تسمه‌ها) در نقاط حداکثر، و همچنین انجام آزمایش بیرون کشیدن تسمه‌ها از داخل خاک باشد. مشاهده سیستم‌های خاک مسلح به لحاظ کنترل پایداری آن پس از شروع بهره‌برداری از دیوار باید به‌طور منظم انجام شود. کنترل پایداری خارجی این سازه‌ها باید مشابه روش اتخاذ شده برای دیوارهای حایل معمولی صورت گیرد و این مورد شامل کنترل سیستم زهکش، خوردگی پنجه دیوار و غیره می‌باشد. البته لازم به ذکر است که شکست و گسیختگی این سازه‌ها ممکن است در اثر عدم پایداری داخلی دیوار نیز اتفاق بیفتد که این می‌تواند ناشی از حفاری خاکریز پشت دیوار و به تبع آن از بین رفتن عامل انتقال تنش بین خاک و وسایل تسلیح، تغییر بیش از حد سطح سفره آب زیرزمینی، و همچنین خرابی‌های احتمالی غیرمترقبه در نواحی نمای دیوار باشد.

۱۱-۱۲ تعمیر و نگهداری

با توجه به اینکه از کاربرد سیستم‌های خاک مسلح مدت زمان زیادی نمی‌گذارد، لذا تجربه‌های محدودی در زمینه مسائل و ملاحظات مربوط به تعمیر و نگهداری این سیستم‌ها وجود دارد. مشکلات عمده در این مجموعه مراقبت از پانل‌های پوسته می‌باشد که با توجه به نقش ثانویه آنها و تحمل فشارهای جانبی کم، تعمیر و تعویض آنها به شیوه‌های متعارف صورت می‌گیرد. لیکن رفع مشکلات و معایب مرتبط با وسایل تسلیح نظیر خوردگی مصالح فلزی بسیار مشکل است. در صورت برخورد با پوسیدگی وسایل تسلیح و در خطر افتادن پایداری دیوار، روش‌های متعددی جهت ترمیم دیوار پیشنهاد شده که استفاده از سیستم میله‌مهار از پشت^۳ (میخکوبی دیوار) و یا ساخت پایه‌های قائم در جلوی دیوار می‌باشد.

1 - Instrumentation

2 - Monitoring

* ابداع تسمه‌های مسلح‌کننده به سال ۱۹۷۲، شبکه‌های مفتولی به سال ۱۹۷۵ و کاربرد ژئوگریدها به سال ۱۹۸۴ برمی‌گردد.

3 - Tie Back Rod (Nailing)

۱۱-۱۳ سیستم‌های پیش ساخته بتنی مدولار

سیستم‌های مدولار بتن پیش ساخته در واقع متشکل از بلوک‌های بتنی توخالی می‌باشد که با خاک پر شده و با قفل و بست و درگیری در یکدیگر، به صورت حایل وزنی عمل می‌کنند. سرعت زیاد اجرای این سیستم معمولاً باعث صرفه‌جویی در هزینه‌ها نسبت به سیستم‌های متداول خاک مسلح می‌باشند.

در شرایط خاصی که مثلاً نشست‌های نامتقارن و زیادی پیش‌بینی شود و کنترل آنها توسط سازه دیوار لازم باشد، سازه‌ها و سیستم‌های خاصی نظیر دیوارهای حایل انبارهای فولادی^۱ ارجح بر سیستم‌های خاک مسلح با قطعات بتن پیش ساخته، لیکن بسیار پرهزینه‌تر از آنها خواهند بود. اما در مجموع از دیوارهای حایل معمولی و متداول بتنی و سنگی ارزانتر می‌باشند.

۱۱-۱۳-۱ اجزای اصلی

اجزای اصلی تشکیل دهنده این سیستم قطعات یا بلوک‌های بتن مسلح پیش ساخته‌ای می‌باشند که در قسمت داخلی خود فضای خالی داشته که با خاک پر می‌شود و این مجموعه پس از همبندی و درگیری مکانیکی، بر روی خاک طبیعی و یا بر روی یک شالوده بتنی قرار می‌گیرند (به شکل‌های ۱۱-۵ و ۱۱-۶ مراجعه شود). بعضی از انواع این سیستم‌ها دارای آرایش خاص و یا بازشویی در قسمت میانی سازه دیوار می‌باشند. (شکل‌های ۱۱-۷ و ۱۱-۸). در بعضی موارد امکان پرورش گیاهان و گل در قسمت میانی این سیستم نیز وجود دارد که نمونه آن در شهر تهران و در کنار بزرگراه مدرس به چشم می‌خورد. چنین طرحی موجب کاهش صدا و همچنین کاهش آلودگی‌های زیست محیطی خواهد شد.

۱۱-۱۳-۲ مزایا

- ۱- سیستم‌های بلوک پیش ساخته بتنی از لحاظ عملیات حفاری و محل قرارگیری نسبت به دیوارهای حایل معمولی بسیار اقتصادی هستند، بخصوص در حالاتی که سطح دیوار بیش از ۵۰ متر مربع و ارتفاع کل دیوار بیش از ۲/۵ متر باشد.
- ۲- سرهم‌بندی بلوک‌های پیش ساخته نیازی به قفل و بست و گیره و یا سایر ادوات مکانیکی ندارد و حتی استفاده مجدد از آنها نیز امکانپذیر است.
- ۳- در مورد این سیستم از هیچ گونه المان تقویتی (فلزی یا غیرفلزی) در داخل خاک استفاده نمی‌گردد، به همین جهت هیچ دچار مشکل خوردگی نخواهند شد.
- ۴- انجام حفاری در خاکریز پشت دیوار، ضریب ایمنی پایداری مجموعه حایل را برخلاف دیوارهای خاک مسلح که نسبت به این مسئله حساس هستند، به خطر نمی‌اندازد.

۱۱-۱۳-۳ معایب

حایل‌های اجرا شده از بلوک‌های بتنی پیش‌ساخته، ترک‌های نسبتاً کوچکی را در محل اتصالات داخلی به یکدیگر که عموماً ناشی از تغییر مکان‌های نامتقارن طولی است، متحمل می‌شوند. این ترک‌ها در نشست نامتقارنی به میزان ۱ سانتی‌متر در ۲ متر به وجود می‌آیند.

۱۱-۱۳-۴ ملاحظات طراحی

در این مورد نیز مشابه دیوارهای حایل خاک مسلح، شرکت‌های مختلف، محاسبات، ضوابط فنی و نقشه‌های اجرایی مربوط به محصولات خود را دارا می‌باشند. کنترل پایداری این مجموعه مشابه دیوارهای حایل معمولی صورت می‌گیرد. و در این مورد نیز فرض بر رفتار یکپارچه سیستم مدولار بلوک‌بتنی پیش‌ساخته و خاک درون آن می‌باشد.

کنترل پایداری خارجی شامل کنترل لغزش در امتداد شالوده یا خاک طبیعی کف، کنترل واژگونی حول پنجه دیوار، کنترل ظرفیت باربری دیوار و کنترل نشست‌های نامتقارن و کنترل کلی پایداری شیروانی خاکریز پشت دیوار است.

۱۱-۱۳-۴-۱ لغزش در امتداد کف سازه

حداقل ضریب ایمنی لازم در کنترل لغزش دیوار در امتداد کف شالوده یا خاک طبیعی ناشی از فشارهای جانبی معادل ۱/۵ می‌باشد.

۱۱-۱۳-۴-۲ واژگونی حول پنجه دیوار

پایداری لازم در مقابل واژگونی مجموعه دیوار حول پنجه آن در اثر فشار جانبی خاک باید تأمین گردد. با توجه به اینکه بلوک‌های بتنی مورد نظر در جهت قائم فاقد اتصال مکانیکی به یکدیگر می‌باشند، لذا کنترل واژگونی باید تراز به تراز و بر اثر بارهای وارده در یک عرض مشخص از دیوار صورت گیرد. در کلیه ترکیبات بارگذاری، سطح کل شالوده باید در تماس با زمین یا خاک طبیعی باشد (منطقه بدون فشار نداشته باشیم). معمولاً در مورد این دیوارها، کنترل واژگونی در طراحی تعیین کننده است.

۱۱-۱۳-۴-۳ ظرفیت باربری و نشست

ظرفیت باربری خاک زیر دیوار باید در حد مجاز باشد و تأمین ضریب ایمنی حداقل معادل ۳، در این مورد لازم است. در صورتی که ضریب ایمنی مذکور تأمین نگردد، آنگاه باید تمهیدات خاصی را در تسلیح خاکریز و یا بهبود خواص خاک زیر پی نظیر استفاده از ستون‌های سنگی، تراکم ارتعاشی، و یا تراکم دینامیکی به کار بست.

همان‌طور که در بندهای قبلی ذکر شد، این سیستم به لحاظ عدم همبندی مکانیکی در حد فاصل بین بلوک‌ها یا قطعات بتنی پیش‌ساخته، نسبت به ترک خوردگی ناشی از اختلاف نشست‌های طولی حساس است و مقدار مجاز این نشست‌ها حدود

۱ سانتی‌متر در ۲ متر طول دیوار می‌باشند و این محدودیت بخصوص در مورد دیوارهای بلند که عرض بلوک کف تا حدود ۶ متر ممکن است برسد، حساس‌تر نیز می‌باشد.

۱۱-۱۳-۴ پایداري کلی شیروانی خاکریز

کنترل پایداری کلی شیروانی خاکریز پشت دیوار در صورتی که به‌صورت شیبدار و غیرافقی باشد، ضروری است. حداقل ضریب ایمنی لازم برای کلیه سطوح لغزش معادل ۱/۵ می‌باشد.

۱۱-۱۳-۵ زهکشی

اجرای تمهیدات خاص جهت زهکشی خاکریز پشت دیوار و جلوگیری از اشباع شدن خاک پشت دیوار امری ضروری است. در ضمن در مورد سیستم‌هایی که وجه آن رو به فضای باز و در نما و یا معرض دید می‌باشد، استفاده از ورق‌های ژئوتکستایل در وجه پشت دیوار در قسمت درزها به لحاظ جلوگیری از جابه‌جایی ذرات ریزدانه خاک از پشت دیوار و از لابه‌لای درزها به بیرون لازم است.

۱۱-۱۳-۵ ملاحظات اجرایی

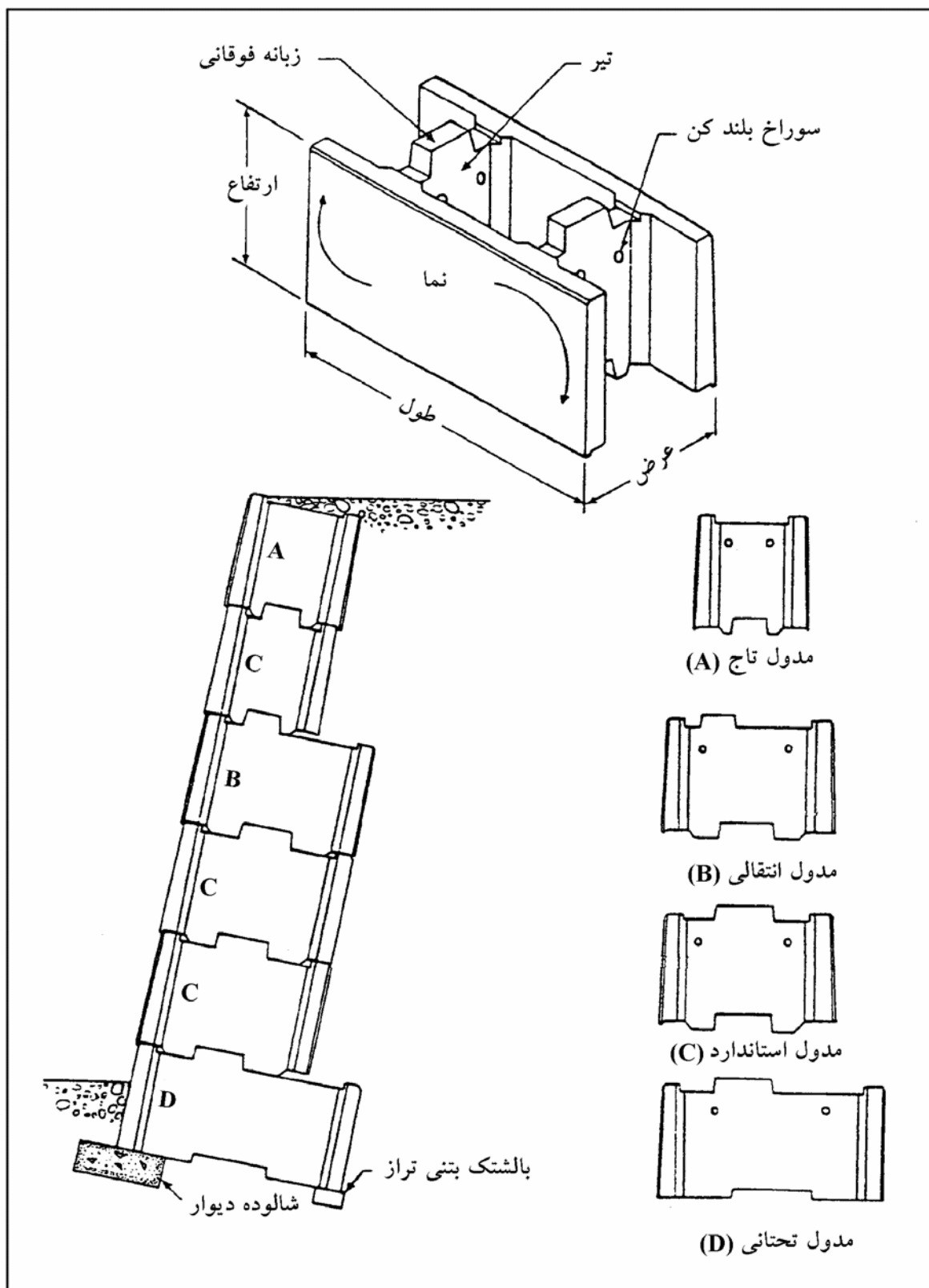
اجرای حایل‌های مدولار از بلوک‌های بتنی پیش‌ساخته نیازمند پیمانکار خاص، نیروی کارگری ماهر و یا تجهیزات ویژه‌ای نمی‌باشد. پیش‌ساخته بودن قطعات مصرفی، موجب سهولت حمل و نقل و چیدمان و کلاً اجرای سریع می‌گردد. خاکریز موجود در پشت حایل باید حتی‌المقدور متراکم شود تا از پس‌نشست‌های اجرایی جلوگیری به عمل آید.

۱۱-۱۳-۶ ابزاربندی و پایش

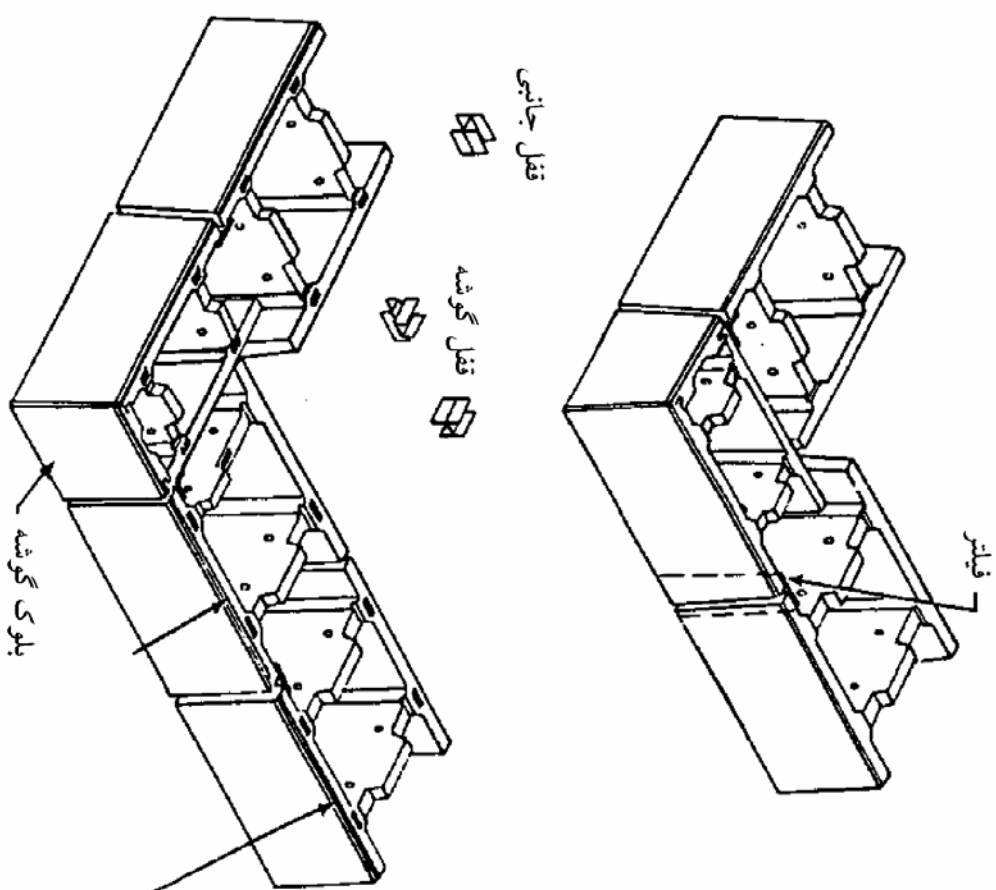
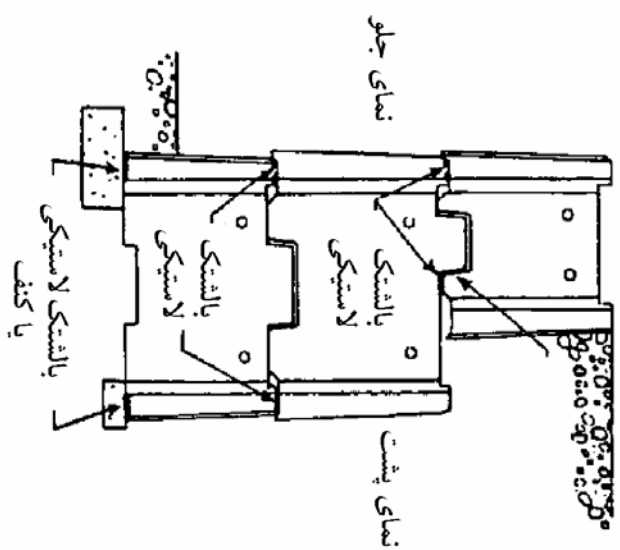
با توجه به عمر نه‌چندان طولانی این سیستم اطلاعات محلی بیشتری از آنها جهت انجام قضاوت‌های مهندسی لازم است. این‌گونه دیوارها در شرایط خاص و بحرانی مانند وقوع تغییر مکان‌های قائم قابل توجه باید ابزاربندی شده و اطلاعات حاصل از آنها برداشت شود. اندازه‌گیری‌ها باید شامل تعیین تغییر مکان‌ها و فشارها در وجه جلو و پشت دیوار باشد. کنترل پایداری خارجی این مجموعه نیز مشابه روش‌های اتخاذ شده برای دیوارهای حایل وزنی معمولی شامل کنترل سیستم زهکشی، خوردگی پنجه دیوار و غیره می‌باشد. در ضمن علاوه بر اندازه‌گیری‌ها، خرابی‌های احتمالی نیز در دیوار باید مشاهده و ضبط گردند.

۱۱-۱۳-۷ مرمت

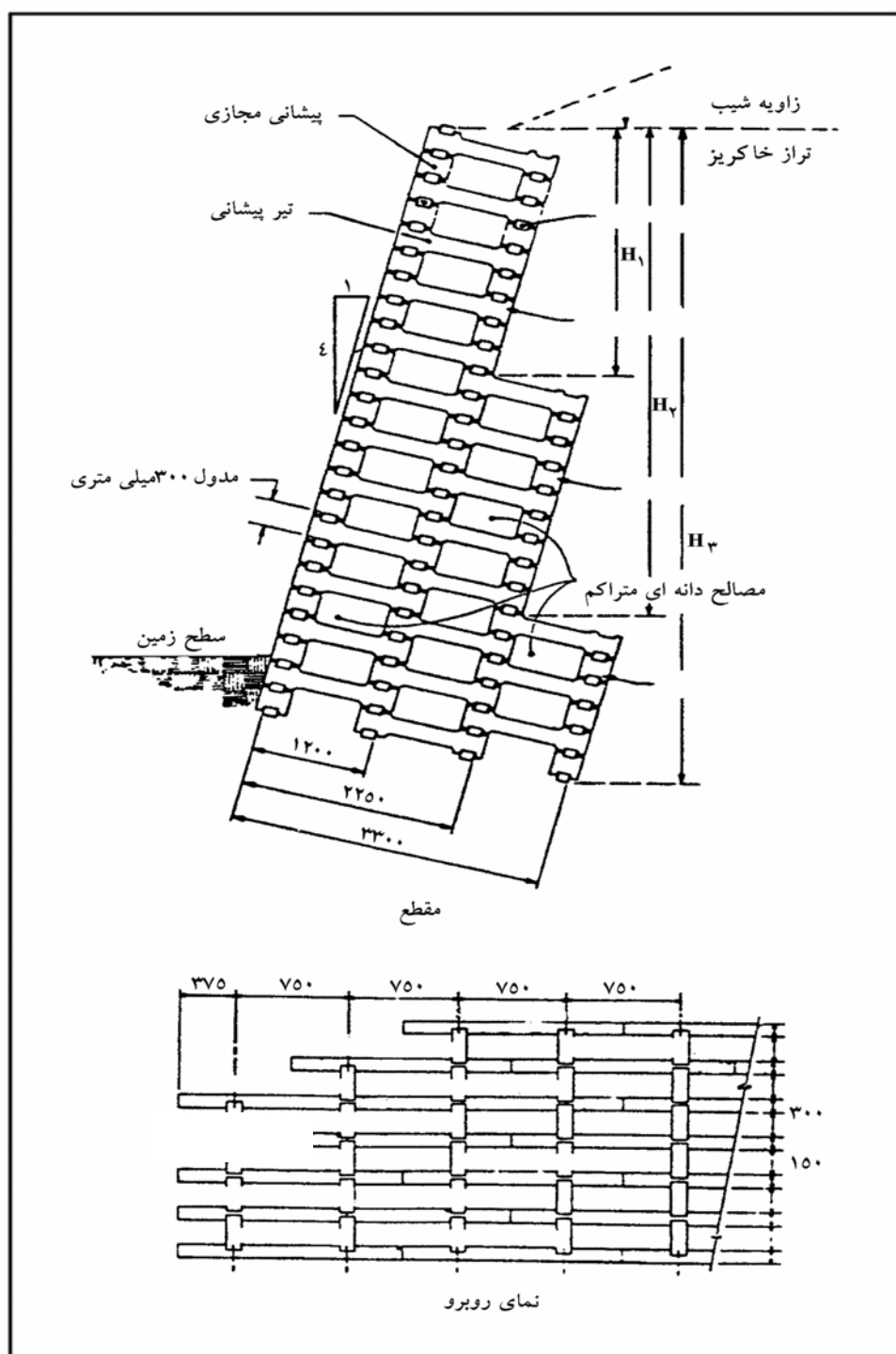
با توجه به نو بودن این سیستم اجرایی، تجربه‌های خیلی زیادی در مورد اصول کلی ترمیم و نگهداری آنها وجود ندارد. امروزه یکی از راه‌حل‌های متداول جهت جلوگیری از صدمات احتمالی ناشی از نشست‌های نامتقارن قائم، جایگزینی مقطع دیوار با مقطعی است که حساسیت کمتری نسبت به این نشست‌های نامتقارن داشته باشد، نظیر سیستم خاک مسلح با درزهای قائم (مطابق شکل ۱۱-۲) و یا یک دیوار انباره فولادی و یا چیدن یک ستون سنگی در جلوی دیوار که راه‌حل‌های موجود می‌باشند و بنابر ملاحظات فنی و اقتصادی باید نسبت به انتخاب گزینه مناسب اقدام نمود.



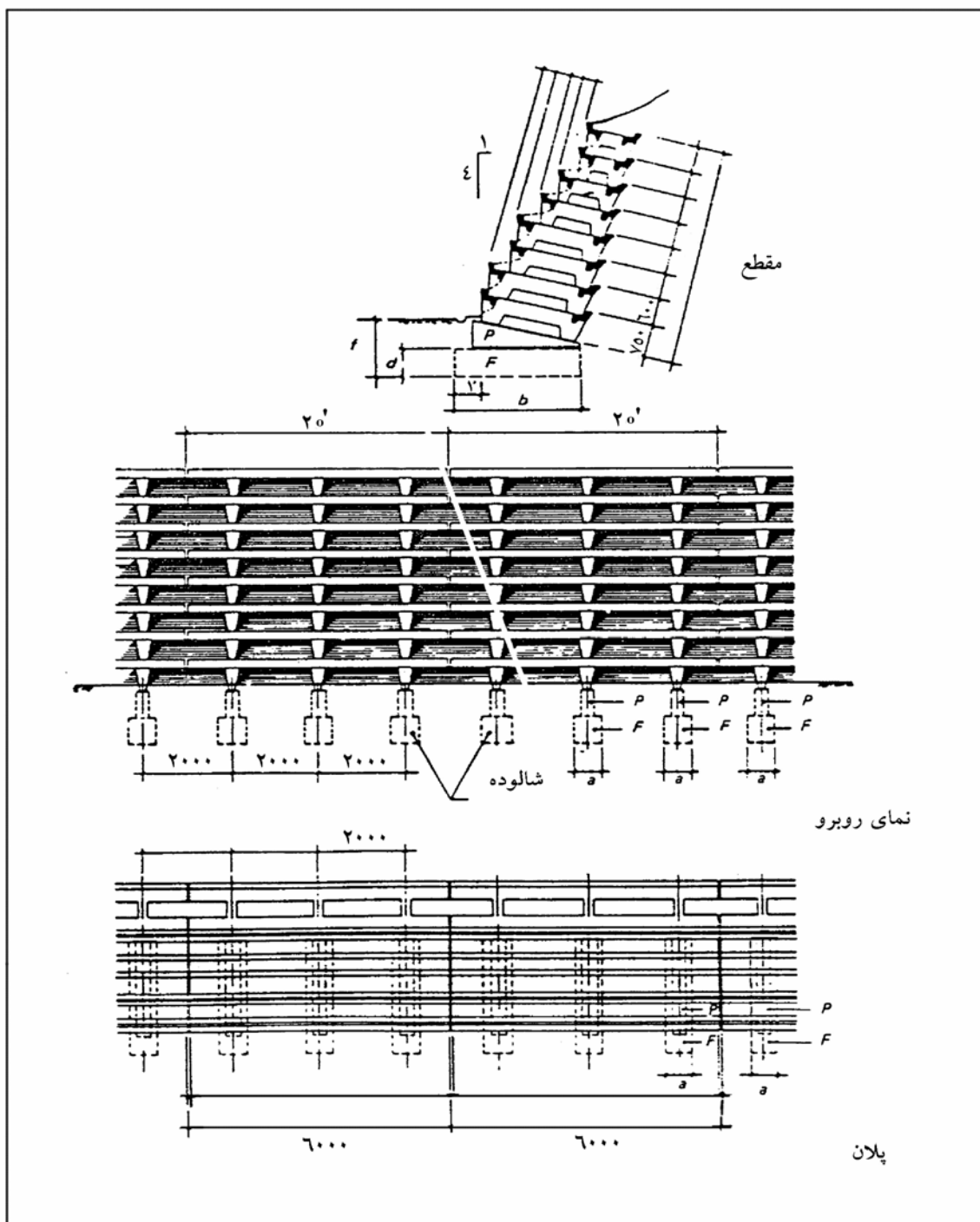
شکل ۱۱-۵- نمونه‌ای از بلوک‌های پیش ساخته بتنی



شکل ۱۱-۶- نمونه‌ای از بلوهای پیش ساخته بتنی



شکل ۱۱-۷- نمونه‌ای از دیوارهای حایل با تیرک‌های پیش‌ساخته بتنی



شکل ۱۱-۸ - نمونه‌ای دیگر از دیوارهای حایل با قطعات پیش‌ساخته بتنی

فصل ۱۲

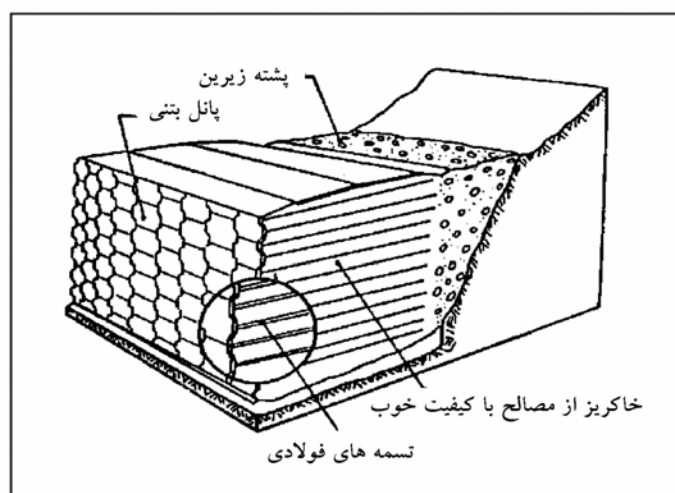
خاک مسلح

۱-۱۲ معرفی

خاک مسلح روش نسبتاً جدیدی است که نخستین بار توسط هنری ویدال^۱، مهندس فرانسوی، در سال ۱۹۶۳ ابداع شد. دیوار حایل پراگنیرس^۲ نخستین نمونه خاک مسلح بود که در سال ۱۹۶۵ در فرانسه بنا شد و پس از آن در سال‌های ۶۹-۱۹۶۸ اجرای یک پروژه طولانی دیوارهای حایل بر روی شیب‌های ناپایدار در جنوب فرانسه، فرصت انجام بررسی‌های تحقیقاتی و پیشرفت‌های فنی را فراهم نمود.

خاک مسلح مجموعه‌ای از خاکریز^۳ (نوع خاک آن معمولاً دانه‌ای است)، عناصر مسلح‌کننده (به صورت تسمه، میلگرد و غیره) و اجزای پوسته می‌باشد. عناصر مسلح‌کننده به گونه‌ای در خاکریز جای داده می‌شوند که منجر به کاهش کرنش کششی حاصله شوند. خاک‌های دانه‌ای عموماً در مقابل فشار و برش مقاوم هستند، اما در مقابل کشش ضعیف می‌باشند. در خاک مسلح وجود عناصر مسلح‌کننده در جهت کرنش کششی باعث بهبود رفتار خاک می‌شود (مشابه بتن مسلح) دیوارهای خاک مسلح در گروه دیوارهای انعطاف‌پذیر قرار دارند و بخش‌های اصلی آن عبارتند از (شکل ۱-۱۲) :

- ۱- خاکریز : عموماً از خاک‌های دانه‌ای استفاده می‌شود.
 - ۲- عناصر مسلح‌کننده : در بیشتر موارد از تسمه‌های باریک و پهن که در فواصل معینی قرار داده شده‌اند، استفاده می‌شود.
 - ۳- پوسته : قطعات پوسته به یک انتهای عناصر مسلح‌کننده متصل هستند و وجه خارجی دیوار را پوشش می‌دهند. نسبت عرض به ارتفاع در دیوارهای خاک مسلح معمولاً بزرگ است و در نتیجه برخلاف دیوارهای حایل معمولی، پدیده تمرکز تنش در پنجه دیوار دیده نمی‌شود. به همین دلیل برای بسترهای با ظرفیت باربری کم مناسب هستند.
- درصد زیادی از حجم دیوار خاک مسلح را خاک تشکیل می‌دهد (اگر از حجم المان پوسته صرف نظر شود، مقدار آن به بیش از ۹۹٪ می‌رسد)، در نتیجه سازه بسیار انعطاف‌پذیری است که قابلیت شکل‌پذیری و مقاومت در برابر نشست‌های نامساوی در آن نسبتاً زیاد است.



شکل ۱-۱۲ - دیوار خاک مسلح

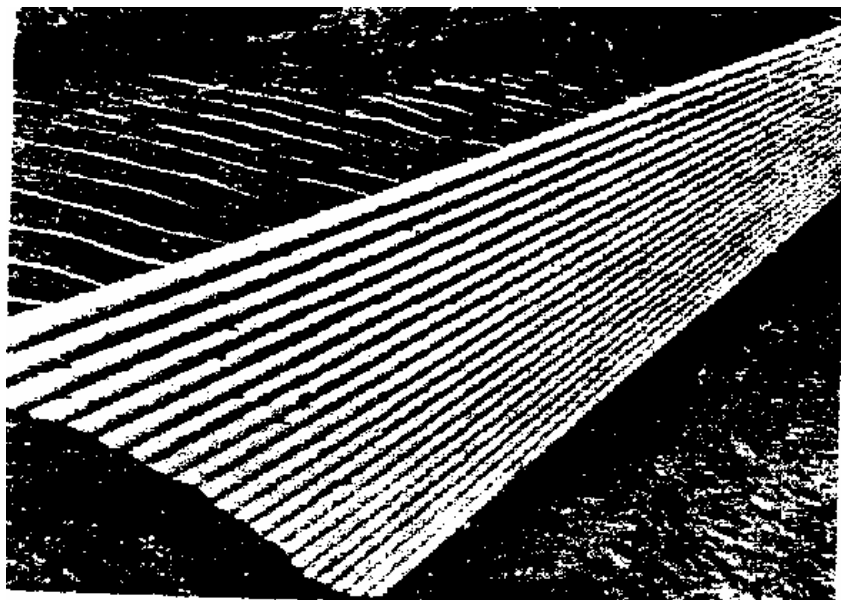
1 - Henry Vidal
2 - Henry Vidal
3 - Backfill

در خاک مسلح با استفاده از عناصر مسلح کننده که در داخل خاک قرار گرفته اند و ابتدای آنها به عناصر پوسته متصل شده است، عناصر پوسته و به تبع آن خاکریز مهار می شود. در این روش خاکریز از یکسو روی اجزای پوسته فشار جانبی اعمال کرده و از دیگر سو، اندرکنش آن با تسمه ها باعث مهار خاک می شود.

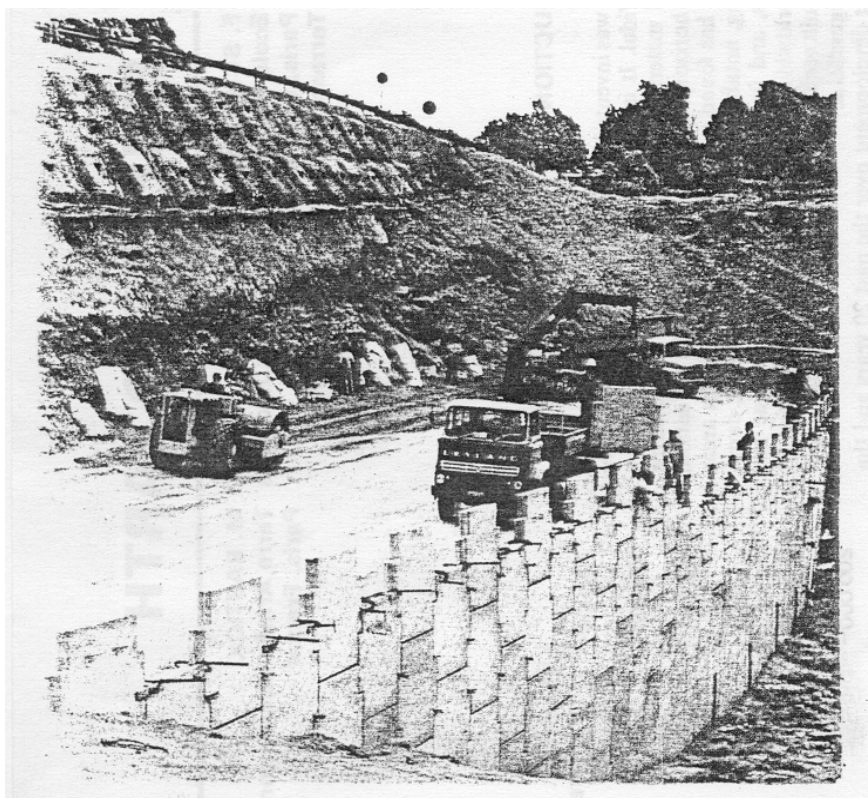
۱۲-۲ روش اجرا و کاربری های متعارف

خاکریزی در سازه های خاک مسلح به صورت لایه لایه اجرا شده و مشابه خاکریزهای معمول متراکم می شود. المان های مسلح کننده در فاصله بین این لایه ها قرار می گیرند. المان های پوسته به دو صورت، فلزی و با مقطع نیم بیضی و بتنی پیش ساخته چلیپایی شکل استفاده می شود. اجرای دیوارهای خاک مسلح با استفاده از این قطعات بدین ترتیب است که ابتدا یک ردیف المان های پوسته در محل خود قرار داده می شود و پس از آن یک لایه خاکریز و المان های مسلح کننده اجرا می شود. [۴] (شکل های ۱۲-۲ و ۱۲-۳).

- از مقایسه خاک مسلح با سایر سیستم های معمول دیوار حایل می توان به نتایج زیر رسید :
- امکان اجرای سریع و ساده خاک مسلح بخصوص با استفاده از امکانات پیش ساختگی وجود دارد.
- هزینه ها در مقایسه با سایر سیستم های معمول دیوار حایل کاهش می یابد.
- تطابق پذیری آن بالاست و امکان اجرا در انواع شیب ها و با شرایط مختلف خاک وجود دارد.



شکل ۱۲-۲- خاک مسلح با پوسته فلزی



شکل ۱۲-۳- خاک مسلح با پوسته بتنی



شکل ۱۲-۴- اجرای دیوار خاک مسلح

- وجود المان‌های پوسته امکان ایجاد بیشترین هماهنگی بین سازه و محیط اطراف را به‌طراح می‌دهد.
- انعطاف‌پذیری و تغییرشکل‌پذیری نسبتاً بالای خاک مسلح امکان تحمل نشست‌های زیاد را فراهم می‌آورد. تنها محدودیت موجود در این مورد، نشست نامساوی است که منجر به‌خرابی و شکست المان‌های پوسته می‌شود، بدین‌منظور نشست نامساوی به ۱ تا ۲ درصد محدود می‌شود.
- در این میان مشکل اصلی خاک مسلح پدیده خوردگی المان‌های مسلح‌کننده در خاک است. بنابراین در طراحی و اجرای خاک مسلح باید توجه خاصی به‌دوام و پایداری مصالح المان‌های مسلح‌کننده در خاک داشت. در مجموع تجربه‌های حاصل از اجرای نمونه‌های مختلف خاک مسلح بیانگر کارایی مناسب آن برای موارد زیر است :
- دیوارهای خاک مسلح در جاده‌های کوهستانی که بر روی بسترهای ضعیف و یا شیب‌های ناپایدار اجرا شده‌اند.
- دیوارهای خاک مسلح برای آزادراه‌ها که در آنها اجرای سریع و هزینه پایین اهمیت بسیاری دارد.
- دیوارهای خاک مسلح در اطراف خطوط راه‌آهن که برای آنها مقاومت بالا در مقابل ارتعاش مدنظر است.
- دیوارهای خاک مسلح به‌عنوان دیوارهای ساحلی به‌دلیل مقاومت خوب آنها در مقابل ضربات امواج و فرسایش ناشی از آن.

۱۲-۳ مشخصات اجزای تشکیل‌دهنده خاک مسلح

همان‌طور که بیان شد در سیستم خاک مسلح سه بخش اساسی دیده می‌شود (شکل ۱۲-۵).

۱- خاکریز، ۲- المان‌های مسلح‌کننده، ۳- المان‌های پوسته

در این بخش ویژگی‌های لازم برای هر کدام از این اجزا بررسی می‌شود.

۱۲-۳-۱ خاکریز

برای افزایش کارایی خاک مسلح باید توجه خاصی به ویژگی‌های خاکریز داشت. ویژگی‌های مهم در این مورد عبارتند از :

الف - پایداری خاکریز در درازمدت و کوتاه‌مدت

ب - خواص مکانیکی خاک (چسبندگی و اصطکاک داخلی)

پ - خواص شیمیایی (مسائل دوام و پایداری، خوردگی عناصر مسلح‌کننده)

در مورد خاک‌های دانه‌ای و خاک‌های چسبنده باید به‌موارد زیر به‌هنگام انتخاب خاکریز برای خاک مسلح توجه داشت. انتخاب خاک‌های دانه‌ای متراکم شده که به‌هنگام اعمال نیروی برشی دچار افزایش حجم می‌شوند مناسبتر هستند، در خاک‌های دانه‌ای خوب زهکشی‌شده، تنش مؤثر عمودی پس از اجرای هر لایه خاکریز سریعاً بین خاکریز و المان‌های مسلح‌کننده منتقل می‌شود و کاهش مقاومت برشی با بارگذاری قائم بدون تأخیر فاز صورت می‌گیرد. در محدوده بارهای معمول خاک مسلح این خاک‌ها رفتاری الاستیک از خود نشان می‌دهند، در نتیجه پدیده تغییرشکل پسماند (پس از اجرا) در آن رخ نمی‌دهد.

از سوی دیگر در خاک‌های ریزدانه که معمولاً خوب زهکشی نمی‌شوند، تنش مؤثر سریعاً منتقل نمی‌شود و در نتیجه ضریب ایمنی زمان اجرا بسیار کاهش می‌یابد. علاوه بر آن به دلیل وجود رفتار الاستو - پلاستیک یا پلاستیک در این خاک‌ها احتمال رخداد تغییر شکل پسماند (پس از اجرا) وجود دارد. از سویی در این خاک‌ها المان‌های مسلح‌کننده با تنش بالا، مستعد پدیده خزش هستند و خوردگی در آنها بیشتر دیده می‌شود. براساس این مجموعه موارد استفاده از خاک‌های ریزدانه برای خاکریز خاک مسلح مناسب نیست.

دانه‌بندی مناسب خاک به منظور استفاده در خاک مسلح در جدول ۱۲-۱ ارائه شده است.

جدول ۱۲-۱ - دانه‌بندی مناسب برای خاکریز خاک مسلح

شماره الک	درصد عبوری
۱۵۰ میلی‌متر	۱۰۰
۷۵ میلی‌متر	۷۵ - ۱۰۰
۷۵ میکرون	۲۵ - ۰
$P.I < 6$	

در شرایط خاص اقتصادی‌تر است که برای تأمین تمام ویژگی‌های لازم از چند نوع خاک و حتی در لایه‌های متفاوت استفاده شود. ضریب اصطکاک داخلی خاکریز خاک مسلح از عوامل مهم طراحی است که مقدار آن توسط آزمایش اندازه‌گیری می‌شود. در ساختگاه‌های آبی، مقدار حداقل ϕ مساوی ۲۵ درجه توصیه می‌گردد.

ت- ضابطه کیفیت مکانیکی

به‌طور کلی و به دلایل عملی، ارزیابی کیفیت مکانیکی مصالح خاکریز که عمدتاً میزان اصطکاک خاک و تسمه می‌باشد، توسط ضوابط دانه‌بندی بیان می‌شود که عامل تعیین‌کننده، درصد مصالح ریزتر از $80 \mu m$ و $15 \mu m$ می‌باشند. این ضوابط در جدول (۱۲-۲) نشان داده شده است. به عنوان مثال اگر مقدار مصالح ریزتر از $80 \mu m$ بیش از ۱۵ درصد و مصالح ریزتر از $15 \mu m$ نیز حدود ۱۵ درصد باشند، در این حالت در صورت استفاده از تسمه‌های آجدار زاویه اصطکاک داخلی خاک باید بیش از ۲۵ درجه باشد، در غیر این صورت مصالح قابل استفاده نمی‌باشند و در صورت استفاده از تسمه‌های صاف زاویه اصطکاک خاک و تسمه باید بیش از ۲۲ درجه باشد. یا مثلاً در صورتی که مصالح ریزتر از $80 \mu m$ بیش از ۱۵ درصد و مقدار مصالح ریزتر از $15 \mu m$ نیز بیش از ۲۰ درصد باشند، مصالح برای خاکریز خاک مسلح قابل استفاده نمی‌باشند.

در ضمن با توجه به ضخامت لایه‌ها (بین ۳۳ تا ۳۷/۵ سانتی‌متر) ابعاد بزرگترین دانه خاکریز نباید بیش از ۲۵۰ میلی‌متر باشد.

جدول ۱۲-۲- محدوده دانه‌بندی مناسب برای ضوابط مکانیکی

درصد عبور از ۸۰ m μ	≤ ۱۵٪	ضابطه مکانیکی را ارضا می کند				
	> ۱۵٪	درصد عبور از ۱۵ μ m	≤ ۱۰٪	ضابطه مکانیکی را ارضا می کند		
				زاویه اصطکاک داخلی ≥ ۲۵°	ضابطه مکانیکی را ارضا می کند	
			با پیوستگی H.A.		زاویه اصطکاک داخلی ≥ ۲۵°	مصلح غیرقابل استفاده در خاک مسلح
				تا ۱۰٪ ۲۰٪	زاویه اصطکاک خاک و تسمه ≥ ۲۲°	ضابطه مکانیکی را ارضا می کند
			زاویه اصطکاک خاک و تسمه < ۲۲°			مصلح غیرقابل استفاده در خاک مسلح
			> ۲۰٪		مصلح غیرقابل استفاده در خاک مسلح	

۱۲-۳-۲ عناصر مسلح‌کننده

این عناصر عوامل کلیدی خاک مسلح برای انتقال نیرو از ناحیه محرک به ناحیه مقاوم هستند. این عناصر باید پیوستگی و اصطکاک مناسبی با مصالح خاکنیز داشته، دوام و پایایی آنها مناسب، و دارای شکل‌پذیری زیاد در هنگام گسیختگی باشند. میزان وادادگی آنها تحت تنش‌های کششی باید کم باشد.

بر این اساس موادی که با موفقیت در مسلح‌سازی انواع سازه‌های مهندسی به کار رفته‌اند عبارتند از فولاد گالوانیزه، آلیاژ آلومینیوم - منیزیم، فولاد ضدزنگ^۱، و مواد پلیمری.

عناصر مسلح‌کننده به اشکال مختلفی نظیر تسمه، شبکه، میله مهار، صفحات گسترده، توری و ... کار شده‌اند. معمولترین شکل این المان‌ها تسمه است که معمولاً به صورت فلزی و با استفاده از فولاد گالوانیزه، آلیاژ آلومینیوم - منیزیم و فولاد ضدزنگ ۱۷٪ کرم ساخته می‌شوند. مهمترین مسئله برای مصالح فلزی تخمین دقیق نرخ خوردگی آن است.

عناصر مسلح‌کننده غیرفلزی معمولاً از پلیمرها ساخته می‌شوند، البته استفاده از ژئوسینتتیک‌ها (نظیر ژئوتکستایل، ژئوگرید و ژئوکامپوزیت) هم معمول است. این المان‌ها معمولاً ضعیفتر از المان‌های مشابه فلزی هستند، دچار خوردگی نمی‌شوند اما توسط عوامل دیگر مورد حمله قرار می‌گیرند و پدیده خزش معمولاً در مورد این مواد از اهمیت بسیاری برخوردار است.

۱۲-۳-۳ عناصر پیوسته

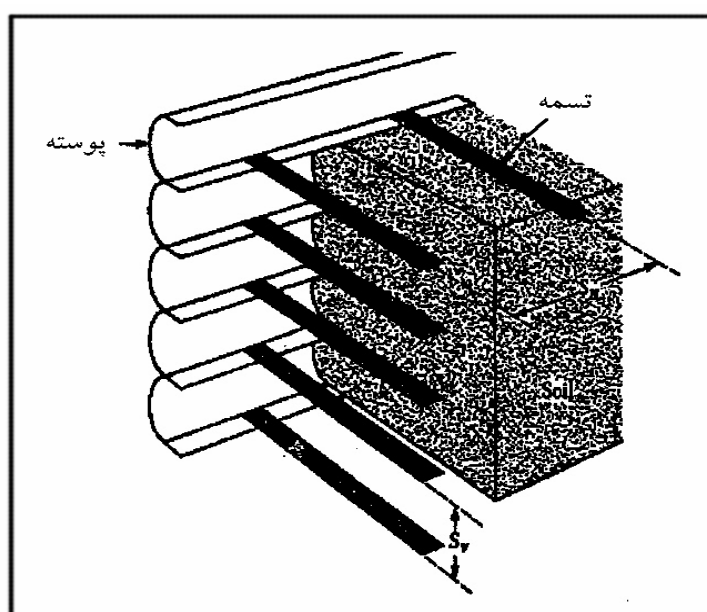
این عناصر در واقع پوششی برای خاک مسلح هستند و عملکرد اصلی آنها جلوگیری از ریزش خاک بین المان‌های مسلح‌کننده است، این اجزا برای جلوگیری از فرسایش سطحی و ایجاد یک نمای مناسب استفاده می‌شوند. خاک مسلح به دلیل

1 - Stainless Steel

انعطاف‌پذیری بالای آن در بسیاری موارد بر روی خاک‌های نرم که نشست بسیاری در آنها رخ می‌دهد اجرا می‌شوند، بر این اساس المان پوسته هم باید انعطاف‌پذیری لازم را داشته باشد.

بیشترین نوع المان‌های پوسته که معمولاً مورد استفاده قرار می‌گیرند، عبارتند از :

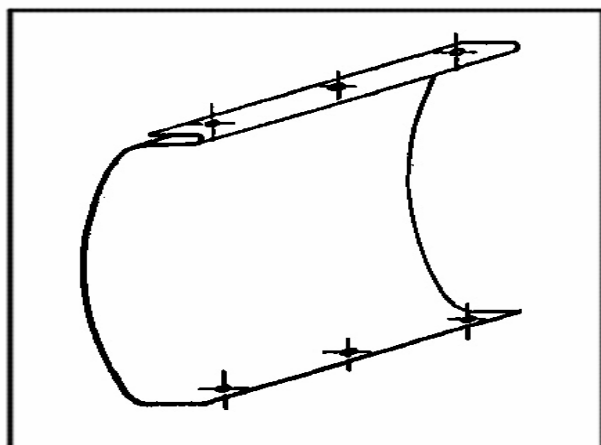
قطعات فلزی یا فولادی : شکل این المان‌ها به صورت مقطعی از نیم‌بیضی است که بسیار انعطاف‌پذیر و مقاوم هستند، برای نصب این المان‌ها آنها را به یکدیگر پیچ کرده و المان‌های مسلح‌کننده را در فاصله بین آنها قرار می‌دهند. استفاده از این نوع المان پوسته برای مناطقی که مشکل حمل و نقل و دسترسی وجود داشته باشد به دلیل سبکی بالایشان بسیار مناسب است (شکل ۱۲-۶).



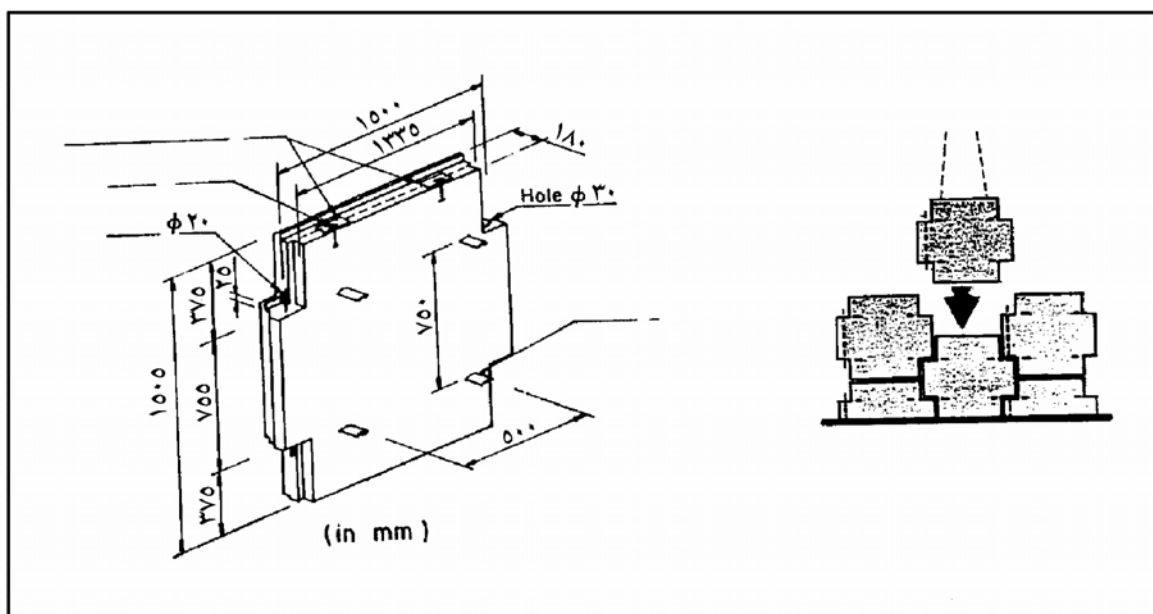
شکل ۱۲-۵- اجزای تشکیل‌دهنده خاک مسلح

قطعات بتنی : شکل این المان‌ها معمولاً به صورت چلیپایی است و با استفاده از بتن به صورت پیش‌ساخته تهیه می‌شوند. اتصالات آنها به گونه‌ای تعبیه شده که امکان تحمل تغییر شکل قابل ملاحظه‌ای را بدون ترک‌خوردگی در بتن داشته باشند و از دیگر سو خاک از آن محل خارج نشود (شکل ۱۲-۷).

قطعات بتنی امکان اجرای انواع پوشش‌های نما را فراهم می‌آورند.



شکل ۱۲-۶ - المان‌های فلزی



شکل ۱۲-۷ - المان‌های پیش ساخته بتنی

۱۲-۴ دوام و پایداری

رفتار و عملکرد خاک مسلح در درازمدت تابعی از رفتار المان‌های مسلح کننده آن در طول زمان است. براساس ویژگی‌های مکانیکی مورد نیاز برای المان‌های مسلح کننده، فولاد یکی از بهترین انتخاب‌ها است، اما پدیده خوردگی در فولاد باعث تقلیل رفتار خاک مسلح می‌شود. بدین دلیل بررسی بر روی سایر مصالح برای انتخاب آنها به جای المان‌های مسلح کننده همزمان با کاربرد خاک مسلح شروع شده است.

اولین نمونه آزمایشی خاک مسلح با استفاده از تسمه‌های فایبرگلاس و المان‌های پوسته پیش‌ساخته در سال ۱۹۶۶ اجرا شد، تسمه‌های پلاستیکی در اثر حمله باکتری‌ها از بین رفته و در نتیجه دیوار در مدت ۱۰ ماه خراب شد. تجربه‌هایی اینچنین برای سازه‌های خاک مسلح وجود دارد که نمایانگر لزوم توجه به رفتار درازمدت المان‌های مسلح‌کننده در خاک است.

۱۲-۵ رفتار خاک مسلح

خاک مسلح را می‌توان نتیجه مشارکت دو ماده با مدول الاستیسیته متفاوت دانست که اساس آن بر اصطکاک و اندرکنش خاک و المان‌های مسلح‌کننده پایه‌گذاری شده است.

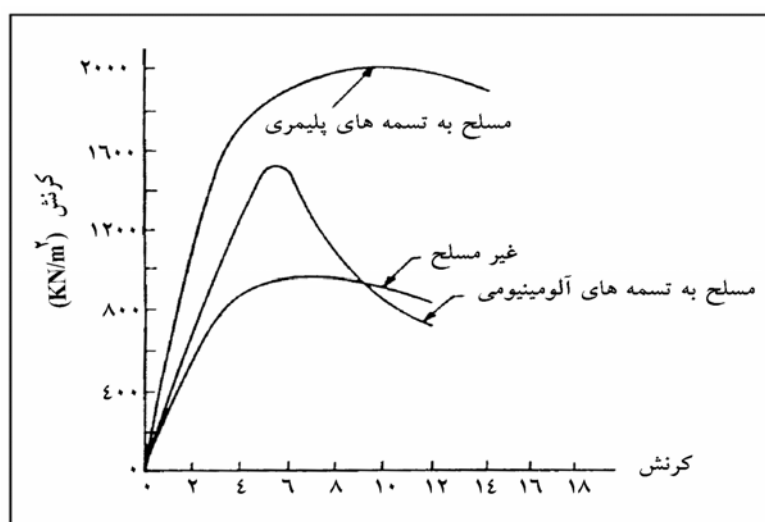
برای درک رفتار سازه‌های خاک مسلح ابتدا رفتار نمونه‌های آزمایشگاهی مصالح خاک مسلح و سپس اصطکاک بین خاک و المان‌های مسلح‌کننده و در نهایت رفتار سازه‌های خاک مسلح بررسی می‌شود.

۱۲-۵-۱ رفتار نمونه‌های مصالح خاک مسلح

یک نمونه آزمایشگاهی از خاک مسلح را به‌عنوان یک نوع مصالح مورد آزمایش قرار می‌دهیم. نتایج حاصله از یک‌سری آزمایش‌های سه‌محوری بر روی نمونه‌های ماسه مسلح شده با دیسک‌های افقی آلومینیومی نمایانگر تأثیر چگالی ماسه، فواصل و مقاومت کششی عناصر مسلح‌کننده بر روی رفتار نمونه است. در این آزمایش‌ها دو مد خرابی قابل مشاهده است:

الف - خرابی در اثر پارگی المان‌های مسلح‌کننده^۱

ب - خرابی در اثر لغزش بین خاک و المان‌های مسلح‌کننده^۲ (شکل ۱۲-۸).



شکل ۱۲-۸ - منحنی تنش - کرنش در ماسه مسلح

1 - Breacking

2 - Slippage

براساس میزان فشار همه‌جانبه^۱ (σ_3) مدهای خرابی را می‌توان به شرح زیر بیان کرد (شکل ۱۲-۹):

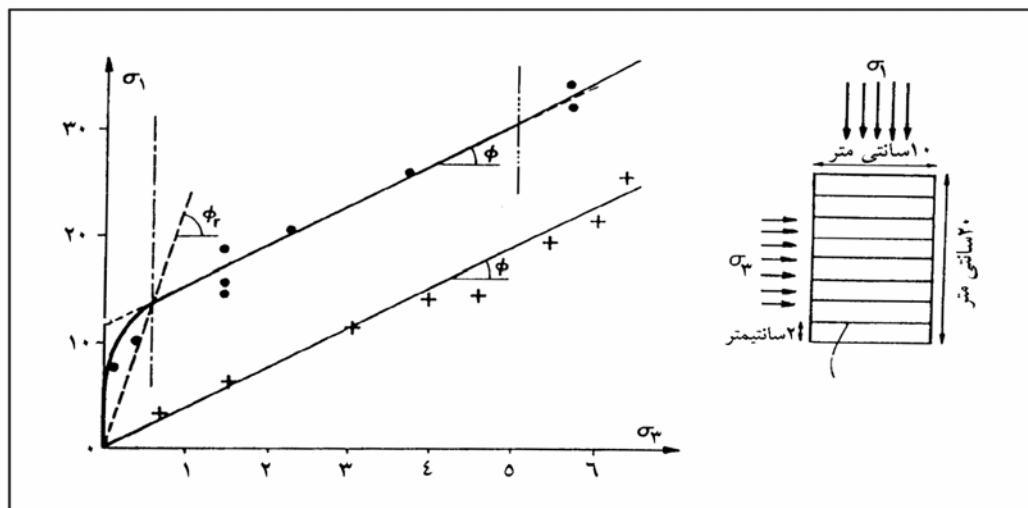
- به‌ازای مقادیر کم σ_3 ، خرابی نمونه ناشی از لغزش المان‌های مسلح‌کننده است. منحنی شکست در محورهای اصلی تنش را می‌توان تقریباً با یک خط مستقیم تخمین زد. این خط مستقیم از مرکز مختصات می‌گذرد و شیب خط زاویه ϕ_r با محور افق را می‌سازد. براین اساس مقاومت نمونه را می‌توان با زاویه اصطکاک داخلی ϕ_r تعریف کرد. مقدار ϕ_r بیش از زاویه اصطکاک داخلی نمونه مسلح نشده ϕ است.
- به‌ازای مقادیر زیاد σ_3 ، خرابی نمونه در اثر گسیختگی المان‌های مسلح‌کننده است. منحنی شکست در این حالت خطی به‌موازات خط شکست نمونه مسلح نشده است و مقاومت برشی نمونه را می‌توان با استفاده از پارامترهای مقاومتی خاک شامل زاویه اصطکاک داخلی و میزان چسبندگی آن تخمین زد. در این راستا مقدار C تابعی از درصد تسمه‌ها و مقاومت کششی آنهاست.

۱۲-۵-۲ اصطکاک بین خاک و عناصر مسلح‌کننده (تسمه‌ها)

بررسی پدیده اصطکاک در خاک مسلح بر مبنای آزمایش‌هایی روی نمونه‌های آزمایشگاهی و واقعی پایه‌گذاری شده است. بیرون کشیدن یک المان مسلح‌کننده از داخل خاک باعث ایجاد کرنش برشی در ناحیه‌ای از خاک‌های اطراف می‌شود. حجم این ناحیه با افزایش زبری المان اضافه می‌شود. مجموعه این عوامل باعث تعریف یک ضریب اصطکاک مجازی زیر می‌شود:

(۱۲-۱)

$$\mu^* = \frac{\tau_{\max}}{\sigma_o}$$



شکل ۱۲-۹- منحنی گسیختگی برای خاک ماسه‌ای مسلح

در این رابطه τ_{max} تنش برشی حداکثر روی عنصر مسلح کننده و σ_0 تنش عمودی اولیه است که برای مقاصد طراحی مقدار آن را با فشار وارده γz تخمین می زنند. مقدار μ^* تابعی از انبساط پذیری خاک است و مقدار آن می تواند به بیش از ضریب اصطکاک بین خاک و عنصر مسلح کننده $\tan \psi$ یا حتی ضریب اصطکاک داخلی خاک $\tan \phi$ برسد.

$$\mu^* = \tan \psi \quad (2-12)$$

$$\mu^* = \tan \phi \quad (3-12)$$

عوامل متفاوتی بر مقدار ضریب اصطکاک مجازی μ^* تأثیرگذار هستند. این عوامل عبارتند از: وزن مخصوص خاکریز، زبری سطوح المان های مسلح کننده، فشار خاک وارده روی عناصر مسلح کننده، نوع خاکریز، میزان رطوبت خاکریز.

۱۲-۵-۳ رفتار و مکانیزم سازه خاک مسلح

آزمایش های انجام شده نشانگر تغییر نیروی کششی در طول المان های مسلح کننده و رسیدن آن به یک مقدار حداکثر در این طول است. مکان هندسی محل تنش حداکثر در المان های مسلح کننده برای لایه های متفاوت خط نیروی کششی حداکثر را تعریف می کند. این خط دو ناحیه محرک و مقاوم را از هم جدا می کند (شکل ۱۲-۱۰).

الف - ناحیه محرک^۱: در این ناحیه خاک تمایل به جدا شدن از سازه دارد و عامل اصطکاک در طول المان مسلح کننده آن را مهار می کند.

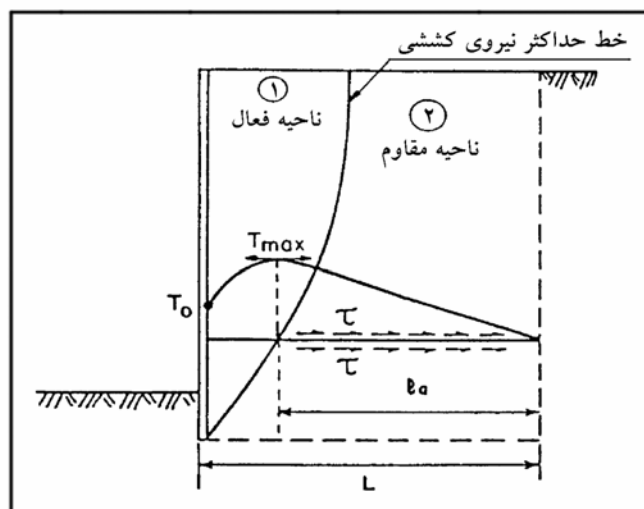
ب - ناحیه مقاوم^۲: در این ناحیه تنش برشی مانع از لغزش المان های مسلح کننده می گردد. خط مرزی بین این دو ناحیه (خط کشش حداکثر) سطح محتمل گسیختگی در سازه است. موقعیت این خط تابع چند پارامتر از جمله هندسه سازه، نیروهای وارده و تأثیرات دینامیکی است. علاوه بر آن میزان صلبیت المان های مسلح کننده هم بر روی شکل آن اثرگذار است.

این سطح گسیختگی متفاوت از گوه گسیختگی کولمب است، این خط در ناحیه فوقانی دیوار عمودی است و این به دلیل وجود المان های مسلح کننده نسبتاً صلب در خاک است که باعث تغییر توزیع تنش، کرنش در خاک می شود.

نتایج حاصله از آزمایش دیوارهای مسلح شده با عناصر مسلح کننده پلیمری همچنین بررسی نمونه های المان محدود نشان داده اند که با افزایش انبساط پذیری (کاهش صلبیت) المان های مسلح کننده محل خط کشش حداکثر از دیوار دور شده و به شکل گوه گسیختگی کولمب نزدیک می شود.

1 - Active Zone

2 - Resistant Zone



شکل ۱۲-۱۰ خط کشش حداکثر و نواحی محرک و مقاوم

۱۲-۶ روش طراحی

۱۲-۶-۱ معرفی

طراحی سازه‌های خاک مسلح شامل کنترل پایداری خارجی یا کلی و پایداری داخلی می‌باشد.

۱۲-۶-۲ پایداری خارجی یا کلی سازه

مدهای معمول خرابی در این مورد عبارتند از: (شکل‌های ۱۲-۱۱ تا ۱۲-۱۴):

الف - لغزش

ب - واژگونی

پ - عدم کفایت باربری بستر (کج‌شدگی)

ت - لغزش عمیق

برای این منظور می‌توان خاک مسلح را مشابه یک سازه وزنی فرض نمود و کل نیروهای وارد بر سازه خاک مسلح (شکل

۱۲-۱۵) را با فرض توزیع رانکین برای فشار جانبی خاک و توزیع دوزنقه‌ای برای تنش خاک در زیر سازه در نظر گرفت.

الف - لغزش

$$\text{ضریب ایمنی} = \frac{\text{نیروی در مقابل لغزش}}{\text{نیروی}} = \frac{\mu(\gamma_w HL + W_s L)}{K_{ab} \gamma_b \frac{H^2}{2} + K_{ab} W_s H} = \frac{2\mu(\gamma_w H + W_s)}{K_{ab}(\gamma_b H + 2W_s) \left(\frac{H}{L}\right)} \quad (۱۲-۴)$$

ب - واژگونی

$$\text{ضریب ایمنی} = \frac{\text{لنگر مقاوم حول پنجه}}{\text{لنگر واژگون کننده حول پنجه}} = \frac{\gamma_w \frac{HL^2}{2} + W_s \frac{L^2}{2}}{K_{ab} \gamma_b \frac{H^3}{6} + K_{ab} W_s \frac{H^2}{2}} \quad (5-12)$$

$$\text{(واژگونی)} \quad FS = \frac{3(\gamma_w H + W_s)}{K_{ab} (\gamma_b H + 3W_s) \left(\frac{H}{L}\right)^2} \quad (6-12)$$

در این خصوص توصیه می شود نسبت $L/H \geq 0.7$ اختیار گردد.

پ - ظرفیت باربری بستر

این پدیده به ظرفیت باربری بستر و نشست آن مربوط است. برای این منظور عموماً ظرفیت باربری مجاز را سی تا پنجاه درصد ظرفیت باربری نهایی بستر فرض می کنند. در مورد بسترهای ضعیف که افزایش عرض پایه کافی نیست، یکی از روش های شکل ۱۲ - ۱۶ برای کاهش فشار وارده بر روی بستر یا نشست نامساوی توصیه می شود. علاوه بر آن توصیه می شود که فشار وارده در تمام سطح زیر دیوار به صورت فشاری باشد و منطقه کششی نداشته باشیم. به طور کلی مقدار فشار وارد بر بستر به ترتیب زیر تعیین می شود :

$$\sigma = \frac{V}{A} \pm \frac{M}{I} y = (\gamma_w H + W_s) \pm \frac{\left(K_{ab} \gamma_b \frac{H^3}{6} + K_{ab} W_s \frac{H^2}{2}\right)}{\left(\frac{L^3}{12}\right)} y \quad (7-12)$$

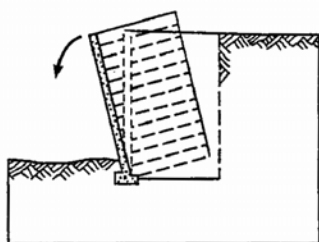
$$\sigma_{\max} = (\gamma_w H + W_s) + K_{ab} (\gamma_b H + 3W_s) \left(\frac{H}{L}\right)^2 \leq q_a \quad (8-12)$$

$$\sigma_{\min} = (\gamma_w H + W_s) + K_{ab} (\gamma_b H + 3W_s) \left(\frac{H}{L}\right)^2 \geq 0 \quad (9-12)$$

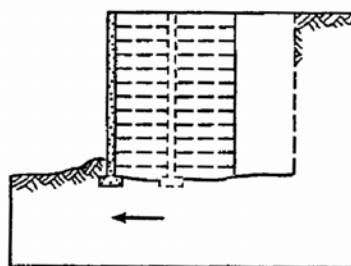
پارامترهای به کار رفته در روابط فوق در شکل (۱۵-۱۲) نشان داده شده اند.

ت - لغزش شیروانی

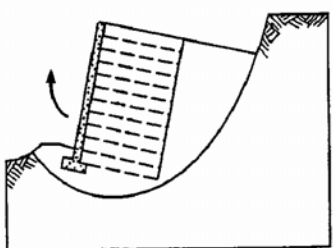
مشابه سایر انواع دیوار حایل باید تمام سطوح محتمل شکست بررسی شود. شکل ۱۲-۱۷ مبنای کار همان روش ها و ضرایب ایمنی دیوارهای حایل معمولی است.



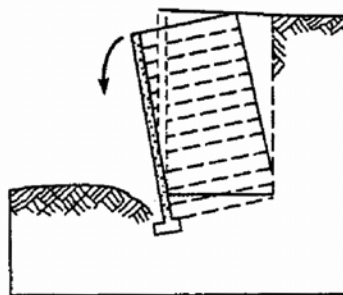
شکل ۱۱-۱۲ - لغزش



شکل ۱۲-۱۲ - واژگونی

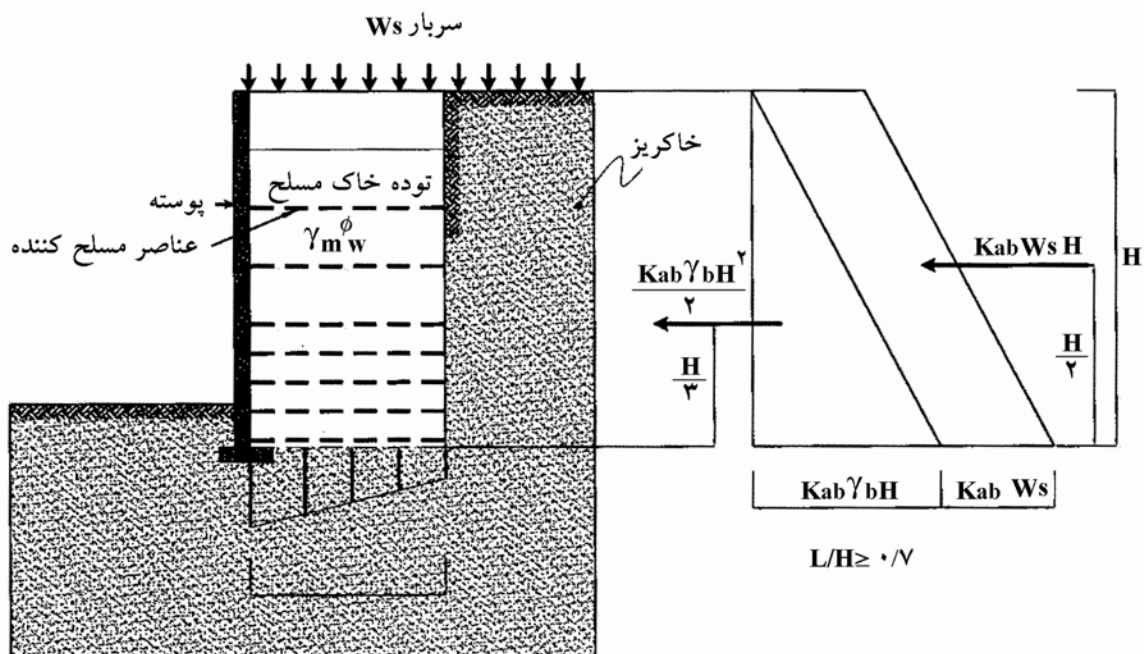


شکل ۱۳-۱۲ - باربری خاک

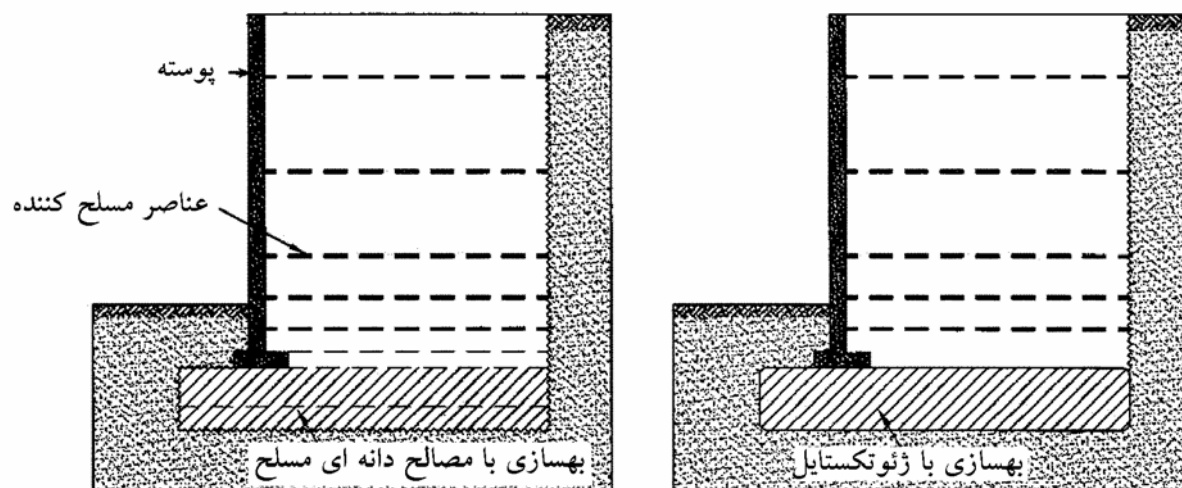


شکل ۱۴-۱۲ - لغزش عمیق شیروانی

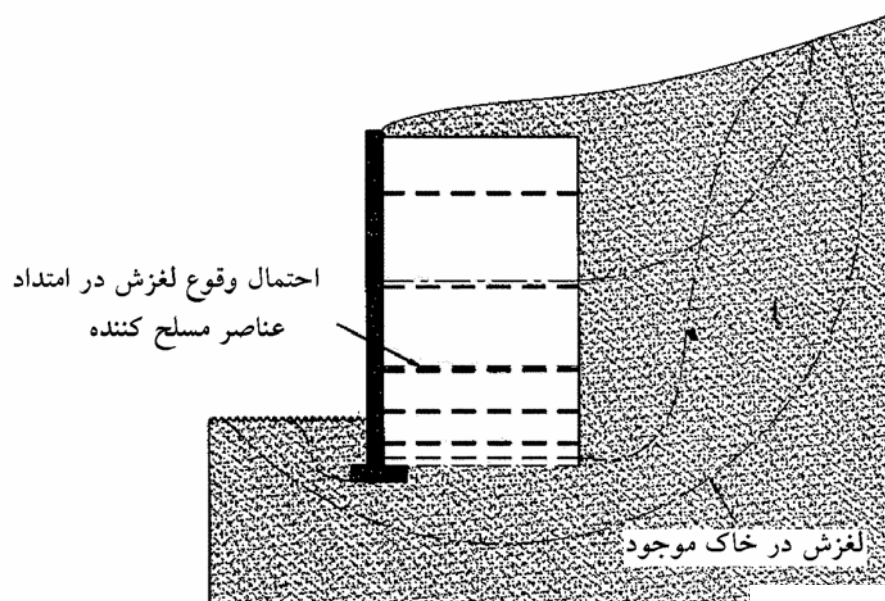
مودهای ناپایداری کلی سازه



شکل ۱۵-۱۲ - نیروهای وارد بر سازه خاک مسلح



شکل ۱۲-۱۶- روش‌های تقویت بستر



شکل ۱۲-۱۷- لغزش شیروانی

۱۲-۶-۳ پایداری داخلی

۱۲-۶-۳-۱ فشار افقی محرک و مقاوم

شکل ۱۲-۱۸- الف، دیوار حایلی را با خاکریز دانه‌ای با وزن مخصوص γ و زاویه اصطکاک ϕ نشان می‌دهد.

در زیر پایه دیوار حایل، خاک طبیعی برداشته شده و با مصالح خاکریز پر و متراکم شده است. خاک طبیعی زیردیوار حایل نیز دارای وزن مخصوص γ_2 ، زاویه اصطکاک داخلی ϕ_2 و چسبندگی c_2 می باشد. در بالای دیوار حایل نیز سرباری به شدت q قرار داده شده است. دیوار دارای تسمه هایی می باشد که در اعماق $z = 0, S_v, 2S_v, \dots, NS_v$ قرار داده شده است. ارتفاع کل دیوار نیز $NS_v = H$ می باشد.

طبق تئوری فشار محرک رانکین داریم :

$$\sigma_a = \sigma_v K_a - 2c \sqrt{K_a} \quad (10-12)$$

که در آن :

σ_a = فشار محرک رانکین در عمق دلخواه

برای خاک های دانه ای خشک بدون سربار فوقانی، $c = 0$ ، $\sigma_v = \gamma z$ و $K_a = \tan^2(45 - \phi_1/2)$ می باشد. بنابراین :

$$\sigma_a = \gamma_1 z K_a \quad (11-12)$$

اگر مطابق شکل ۱۲-۱۸ در بالای دیوار سربار قرار داده شود، خواهیم داشت :

$$\sigma_v = \sigma_{v(1)} + \sigma_{v(2)} = \gamma_1 z \quad (12-12)$$

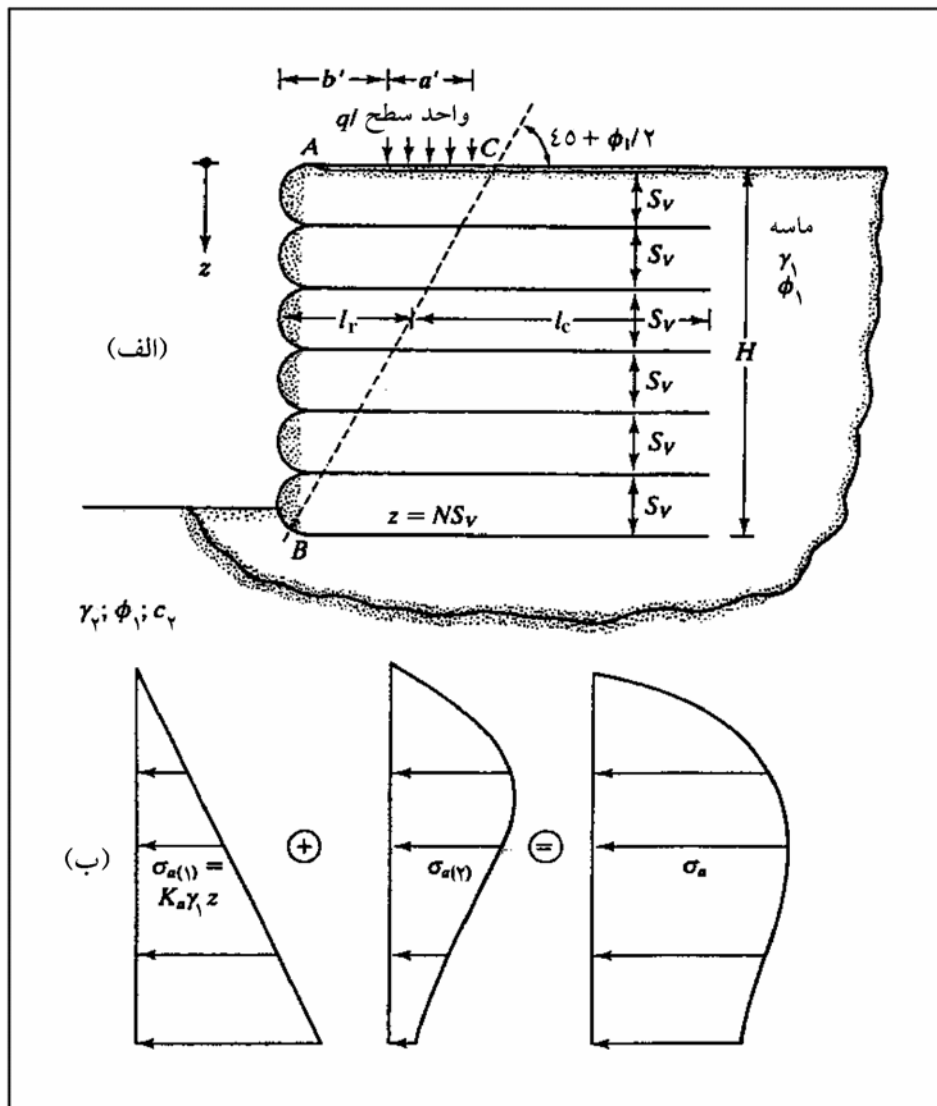
\uparrow \uparrow
 (فقط به علت خاک) (به علت سربار)

مقدار $\sigma_{v(2)}$ را می توان با استفاده از روش توزیع تنش ۲ به ۱ محاسبه نمود. این کار در شکل ۱۲-۱۹ الف، نشان داده شده است. طبق پیشنهاد لایبا، و کندی (۱۹۸۶) داریم :

$$\sigma_{v(2)} = \frac{qa'}{a' + z} \quad (\text{برای } z \leq 2b') \quad (13-12)$$

و

$$\sigma_{v(2)} = \frac{qa'}{a' + \frac{z}{2} + b'} \quad (\text{برای } z > 2b') \quad (14-12)$$

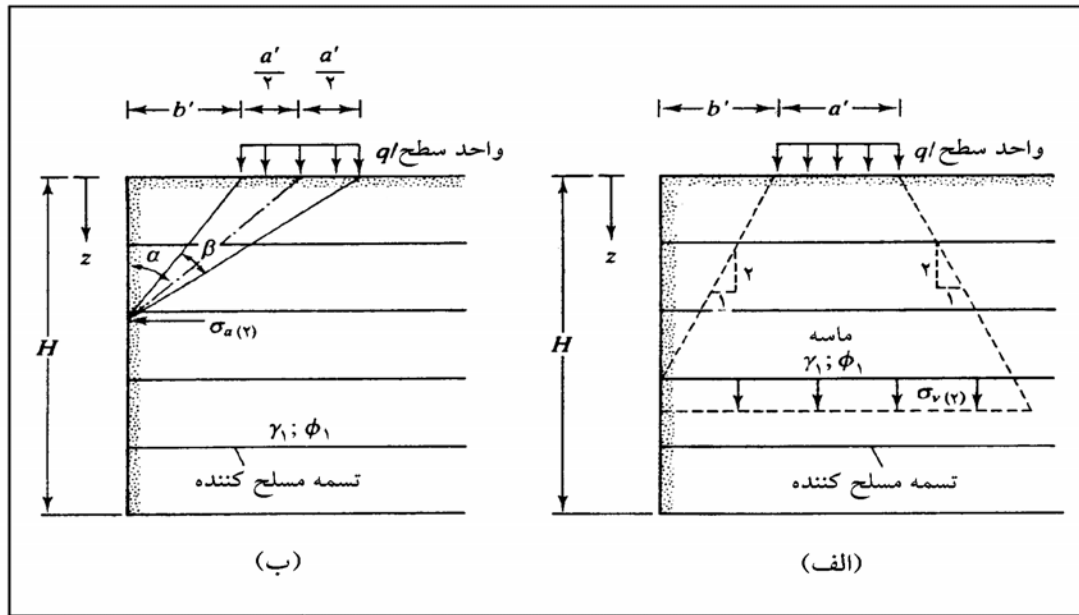


شکل ۱۲-۱۸- تحلیل دیوار خاک مسلح

همچنین در صورت وجود سربار در سطح خاکریز، فشار افقی در هر عمق برابر است با :

$$\sigma_a = \sigma_{a(1)} + \sigma_{a(2)} = K_a \gamma_1 z \quad (12-15)$$

\uparrow \uparrow
 (بعلت خاک) (بعلت سربار)



شکل ۱۲-۱۹ (الف) علایم به کار رفته برای محاسبه $\sigma_v(z)$ در روابط (۱۲-۱۳ و ۱۲-۱۴)،
(ب) علایم به کار رفته برای محاسبه $\sigma_a(z)$ در روابط (۱۲-۱۶ و ۱۲-۱۷)

طبق کارهای لا با و کندی (۱۹۸۶)، $\sigma_a(z)$ را می‌توان با استفاده از روابط زیر محاسبه نمود (شکل ۱۲-۱۹ - ب):

$$\sigma_{a(2)} = M \left[\frac{2q}{\pi} (\beta - \sin \beta \cdot \cos 2\alpha) \right] \quad (12-16)$$

(برحسب رادیان)

که در آن :

$$M = 1/4 - \frac{0/4b'}{0/14H} \geq 1 \quad (12-17)$$

توزیع فشارهای جانبی محرک محاسبه شده طبق روابط (۱۲-۱۵ و ۱۶ و ۱۷) در شکل ۱۲-۱۸ - ب، نشان داده شده است.

نیروی تسمه‌ها

با مراجعه به شکل ۱۲-۱۸ نیروی تسمه‌ها برای واحد طول دیوار در عمق z می‌تواند از رابطه زیر محاسبه شود :

$$T = (z \text{ در عمق خاک در عمق } z) * (\text{فشار محرک خاک در عمق } z)$$

بنابراین :

$$T = (\sigma_a)(S_v S_H) \quad (12-18)$$

S_H = فاصله افقی تسمه‌ها

S_v = فاصله قائم تسمه‌ها

ضریب ایمنی در مقابل گسیختگی تسمه‌ها

گسیختگی تسمه‌ها به دو صورت (الف) پارگی، و (ب) بیرون کشیدگی^۱ می‌تواند رخ دهد. ضریب ایمنی در مقابل پارگی به صورت زیر بیان می‌شود :

$$FS_{(B)} = \frac{\text{مقاومت جاری شدن هر تسمه}}{\text{حداکثر نیروی ایجادشده در هر تسمه}} = \frac{w t f_y}{\sigma_a S_v S_H} \quad (12-19)$$

که در آن :

w = عرض هر تسمه

t = ضخامت هر تسمه

f_y = تنش جاری شدن (تنش تسلیم) مصالح تسمه

در این مورد ضریب ایمنی در حدود ۲/۵ تا ۳ برای تسمه‌ها در ترازهای مختلف توصیه می‌شود.

در صورتی که نیروی کششی تسمه از مقاومت اصطکاکی بین تسمه و خاک تجاوز کند، گسیختگی از نوع بیرون کشیدگی می‌تواند رخ دهد. طول مؤثری از هر تسمه که می‌تواند در مقاومت اصطکاکی شرکت نماید، به طور محافظه کارانه طولی در نظر گرفته می‌شود که بعد از ناحیه گسیختگی محرک رانکین قرار دارد (ناحیه ABC در شکل ۱۲-۱۸). خط BC در شکل ۱۲-۱۸ زاویه $45^\circ + \phi/2$ با افق می‌سازد. حال حداکثر نیروی اصطکاک قابل حصول F_R برای تسمه‌ای در عمق z برابر است با :

$$F_R = 2 \ell_e w \sigma_v \tan \phi_\mu \quad (12-20)$$

که در آن :

ℓ_e = طول مؤثر

σ_v = فشار قائم مؤثر در عمق z

ϕ_μ = زاویه اصطکاک بین خاک و تسمه

بنابراین ضریب ایمنی در مقابل بیرون کشیدگی در عمق z ، می تواند به صورت زیر تعریف گردد :

$$FS_{(P)} = \frac{F_R}{T} \quad (۱۲-۲۱)$$

که در آن :

$FS_{(P)}$ = ضریب ایمنی در مقابل بیرون کشیدگی

T = نیروی کششی تسمه ها در ترازهای مختلف

با قرار دادن روابط ۱۲-۱۸ و ۱۲-۲۰ در رابطه ۱۲-۲۱ به دست می آید :

$$FS_{(P)} = \frac{2\ell_e w \sigma_v \tan \phi_\mu}{\sigma_a S_V S_H} \quad (۱۲-۲۲)$$

طول کل تسمه

طول کل تسمه در هر عمق دلخواه برابر است با :

$$L = \ell_r + \ell_e \quad (۱۲-۲۳)$$

که در آن :

ℓ_r = طول تسمه در ناحیه گسیختگی محرک رانکین

ℓ_e = طول مؤثر

برای ضریب ایمنی معلوم $FS_{(P)}$ ، رابطه ۱۲-۲۲ را می توان به صورت زیر نوشت :

$$\ell_e = \frac{FS_{(P)} \sigma_a S_V S_H}{2w \sigma_v \tan \phi_\mu} \quad (۱۲-۲۴)$$

در عمق دلخواه z داریم :

$$\ell_r = \frac{(H-z)}{\tan\left(45 + \frac{\phi_1}{2}\right)} \quad (۱۲-۲۵)$$

با ترکیب روابط ۱۲-۲۳، ۱۲-۲۴، و ۱۲-۲۵ به دست می آید :

$$L = \frac{(H-z)}{\tan\left(45 + \frac{\phi_1}{2}\right)} + \frac{FS_{(P)} \sigma_a S_V S_H}{2w \sigma_v \tan \phi_\mu} \quad (۱۲-۲۶)$$

روش عمومی طراحی

در زیر روش گام به گام طراحی خاک مسلح ارائه می شود :

گام ۱. ارتفاع H دیوار و مشخصات ϕ_1 و γ_1 خاکریز دانه‌ای انتخاب شده برای پر کردن پشت دیوار را انتخاب نمایید.

گام ۲. مقدار ضریب اصطکاک بین تسمه و خاک ϕ_u و همچنین مقادیر FS(P) و FS(B) را انتخاب نمایید.

گام ۳. عرض تسمه w و فواصل افقی و قائم تسمه‌ها را انتخاب نمایید.

گام ۴. مقدار σ_a را با استفاده از روابط ۱۲-۱۵، ۱۲-۱۶ و ۱۲-۱۷ محاسبه نمایید.

گام ۵. نیروی تسمه‌ها را در ترازهای مختلف محاسبه نمایید.

گام ۶. با داشتن ضریب ایمنی FS(B)، ضخامت تسمه، (t) را برای مقابله با پارگی محاسبه نمایید :

$$T = \sigma_a S_V S_H = \frac{w t f_y}{FS(B)} \quad \text{یا :}$$

$$t = \frac{(\sigma_a S_V S_H) [FS(B)]}{w f_y} \quad (12-27)$$

مرسوم است که ضخامت t برای ترازهای مختلف ثابت در نظر گرفته شود. بنابراین σ_a در رابطه ۱۲-۲۷ باید مساوی

($\sigma_a(\max)$) فرض شود.

گام ۷. با مقادیر معلوم ϕ_u و FS(P)، طول L را برای ترازهای مختلف از رابطه ۱۲-۲۶ محاسبه نمایید.

گام ۸. مقادیر S_V ، S_H ، t، ω ، و L را می‌توان برای دستیابی به اقتصادی‌ترین طرح، تغییر داد.

گام ۹. بعد از طراحی عناصر مسلح‌کننده، باید پایداری کلی دیوار، یعنی واژگونی، لغزش، و ظرفیت باربری کنترل گردد. این

کار مشابه روش به کار گرفته شده برای دیوارهای حایل معمولی در فصل پنجم می‌باشد (به شکل ۱۲-۲۰ مراجعه شود).

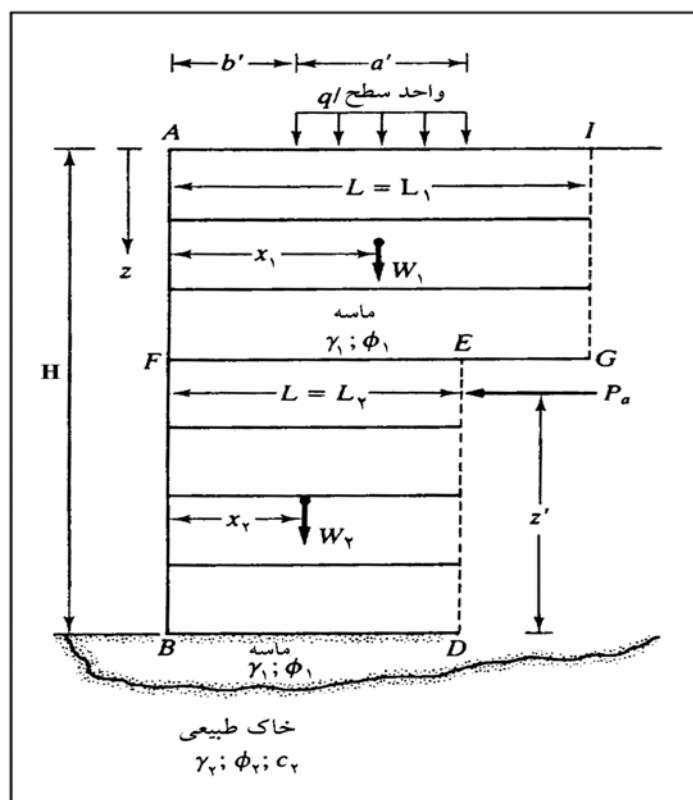
کنترل واژگونی

با گرفتن لنگر در حول نقطه B، لنگر واژگونی برای واحد طول دیوار برابر است با :

$$M_o = P_a z' \quad (12-28)$$

که در آن :

$$P_a = \text{نیروی محرک} = \int_0^H \sigma_a \cdot dz$$



شکل ۱۲-۲۰- کنترل پایداری برای دیوارهای خاک مسلح

لنگر مقاوم برای واحد طول دیوار برابر است با :

$$M_R = W_1 x_1 + W_2 x_2 + \dots + q a' \left(b' + \frac{a'}{2} \right) \quad (۱۲-۲۹)$$

که در آن :

$$W_1 = (\gamma_1) (۱) (\text{سطح AFEGI})$$

$$W_2 = (\gamma_2) (۱) (\text{سطح FBDE})$$

·
·
·

بنابراین :

$$FS_{(\text{overturning})} = \frac{M_R}{M_o} = \frac{W_1 x_1 + W_2 x_2 + \dots + q a' \left(b' + \frac{a'}{2} \right)}{\left(\int_0^H \sigma_a \cdot dz \right) z'} \quad (۱۲-۳۰)$$

کنترل لغزش

ضریب ایمنی درمقابل لغزش از رابطه زیر به دست می آید :

$$FS_{(sliding)} = \frac{(W_1 + W_2 + \dots + qa')[\tan(k\phi_1)]}{P_a} \quad (31-12)$$

که در آن $k \approx \frac{2}{3}$ می باشد.

کنترل ظرفیت باربری پی

ظرفیت باربری نهایی شالوده های سطحی می تواند از رابطه زیر به دست آید :

$$q_{ult} = cN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + qN_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

برای حالت مورد بحث، ضرایب شکل، عمق و شیب مساوی ۱ می باشند. همچنین $B = L$ ، $c = c_r$ ، $\gamma = \gamma_r$ ، و $q = 0$ است (عمق شالوده مساوی صفر می باشد). بنابراین :

$$q_{ult} = c_2 N_c + \frac{1}{2} \gamma_2 L_2 N_\gamma \quad (32-12)$$

ضرایب ظرفیت باربری N_c و N_γ مربوط به زاویه اصطکاک ϕ_r می باشند. با استفاده از رابطه ۱۲-۱۲، تنش قائم در عمق $z = H$ برابر است با :

$$\sigma_{v(H)} = \gamma_1 H + \sigma_{v(2)} \quad (33-12)$$

بنابراین ضریب ایمنی برای ظرفیت باربری پی برابر است با :

$$FS_{(bearing\ capacity)} = \frac{q_{ult}}{\sigma_{v(H)}} \quad (34-12)$$

معمولاً حداقل ضرایب ایمنی پایداری به صورت زیر در نظر گرفته می شوند.

$$FS_{(overturning)} = \text{ضریب ایمنی واژگونی} = 2$$

$$FS_{(sliding)} = \text{ضریب ایمنی لغزش} = 1/5$$

$$FS_{(bearing\ capacity\ failure)} = \text{ضریب ایمنی باربری پی} = 3$$

۷-۱۲ رفتار لرزه‌ای خاک مسلح

براساس آزمایش‌های میز لرزان، مشاهده نمونه‌های واقعی پس از زلزله و تحلیل‌های عددی اجزای محدود مشخص شده که سازه‌های خاک مسلح عموماً به دلیل انعطاف‌پذیری خوب، زلزله‌های شدید را بدون خرابی تحمل می‌کنند.

توزیع عناصر مسلح‌کننده در جرم سازه باعث توزیع و استهلاک انرژی لرزه‌ای می‌شود، در نتیجه احتمال ایجاد نیروی متمرکز و به دنبال آن خرابی کاهش می‌یابد.

تأثیر زلزله روی پایداری کلی سازه خاک مسلح را می‌توان براساس فرضیات حاکم بر سایر سیستم‌های حایل وزنی انعطاف‌پذیر تخمین زد. در مورد پایداری داخلی، زلزله منجر به افزایش نیروهای دینامیکی در عناصر مسلح‌کننده می‌شود، توزیع نیروها در حالت دینامیکی متفاوت از توزیع آن در حالت استاتیکی است. تأثیر زلزله‌های با شدت کم بر روی موقعیت خط کشش حداکثر ناچیز است، اما در زلزله‌های شدید این خط از وجه خارجی دیوار دور می‌شود، به طوری که در بالای دیوار فاصله آن از وجه خارجی دیوار (D) به مقدار زیر می‌رسد (شکل ۱۲-۲۱).

(۱۲-۳۵)

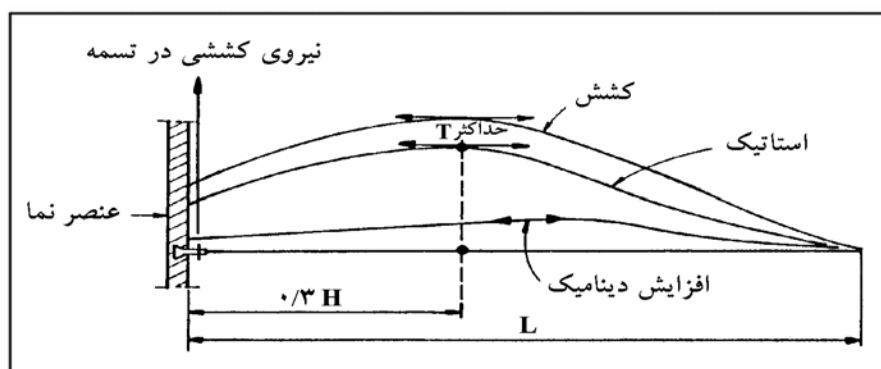
$$D = \left(0.3 + 0.5 \frac{a}{g} \right) H$$

که در آن :

a = شتاب زلزله

g = شتاب ثقل

H = کل ارتفاع دیوار



شکل ۱۲-۲۱- تأثیر زلزله بر روی نیروهای کششی در المان‌های مسلح‌کننده [1]

فصل ۱۳

خاک مسلح با مصنوعات پلیمری

۱-۱۳ معرفی

ژئوسینتتیک^۱ نام کلی مجموعه مصالحی است که از مواد مصنوعی نظیر پلیمرها ساخته شده و برای پایداری و بهسازی رفتار خاک استفاده می‌شوند. این مصالح عموماً به صورت شبکه یا ورقه‌های نازک تولید می‌شوند که قابلیت زهکشی، مسلح‌سازی و جداسازی خاک را دارند.

تفکر اولیه استفاده از مصالحی نظیر منسوجات در عملیات خاکی، جدید نیست. به عنوان مثال از یک قرن پیش با قرار دادن پارچه‌های کرباس در خاکریزها اقدام به کاهش فشار جانبی وارده بر دیوارهای حایل می‌کردند. هلندی‌ها حدود ۵۰ سال پیش از منسوجات مصنوعی به عنوان فیلتر برای بازسازی و تعمیر سریع آب‌بندهای دریای شمال استفاده می‌کردند. در آمریکا هم با استفاده از پارچه‌های کتان جین اقدام به پایدارسازی جاده‌های خاکی می‌نمودند.

امروزه ژئوسینتتیک‌ها کاربرد فراوانی در مهندسی ژئوتکنیک پیدا کرده‌اند. تکنولوژی دیوارهای ژئوسینتتیک براساس ایده تکنولوژی خاک مسلح پایه‌گذاری شده است. انواع اصلی ژئوسینتتیک عبارتند از (شکل ۱-۱۳) :

الف - ژئوتکستایل^۲ : عموماً جزء منسوجات شمرده می‌شوند که به جای الیاف طبیعی از الیاف مصنوعی (عموماً پلی‌پروپیلن یا پلی‌استر) بافته می‌شوند. این محصولات پلیمری انعطاف‌پذیر و متخلخل هستند. ویژگی اصلی آنها تخلخل‌شان است. امروزه ژئوتکستایل‌ها در زمینه مسلح‌سازی خاک کاربرد گسترده‌ای پیدا کرده‌اند.

ب - ژئوگرید^۳ : ورقه‌های شبکه مانند پلاستیکی هستند که برای بهبود خواص فیزیکی‌شان در زمان تولید در یک جهت یا دو جهت کشیده می‌شوند. کاربرد اصلی آن مسلح‌سازی خاک است، براین اساس مقاومت کششی در آنها از عوامل حاکم در طراحی می‌باشد.

پ - ژئونت^۴ : ماده پلیمری توری‌مانندی است که تا حدی مشابه ژئوگرید است، اما روش تولید آن متفاوت می‌باشد. بیشترین کاربرد آن در زمینه زهکشی است.

ت - ژئوممبرن^۵ : صفحات نازک پلیمری نفوذناپذیری هستند که به عنوان آب‌بند استفاده می‌شوند.

ث - ژئوکامپوزیت^۶ : محصولات حاصله از مجموعه گروه‌های بالا به صورت لایه‌ای یا ترکیبی است که برای کاربری‌های خاص مواد افزودنی دیگری هم به آن اضافه می‌شود.

برای عملیات خاکی، خواص مکانیکی، فیزیکی و هیدرولیکی ژئوسینتتیک مدنظر است (جدول ۱-۱۳). این خواص تابعی از نوع ژئوسینتتیک، نوع پلیمر، روش تولید و غیره هستند. به علاوه باید توجه ویژه‌ای به دوام و پایداری آنها شود، زیرا مشابه سایر مصالح ساختمانی، مشخصات مکانیکی آنها در طول زمان تغییر می‌کند. این تغییر تابع عوامل چندی از جمله شرایط محیطی، نوع پلیمر و وضعیت تنش در مصالح است. یکی از عوامل مخرب برای این مصالح اشعه ماورای بنفش می‌باشد، در نتیجه حفاظت در مقابل این اشعه از اهمیت بالایی برخوردار است. ژئوسینتتیک مصرفی برای کارهای ژئوتکنیکی متناسب با کاربری

1 - Geosynthetics

2 - Geotextile

3 - Geogrid

4 - Geonet

5 - Geomembrane

6 - Geocomposite

موردنظر انتخاب می‌شود (جدول ۱۳-۲). از سویی به‌ازای هر نوع انتخابی، محصولات و ترکیبات بسیاری وجود دارد. بنابراین انتخاب مصالح نیازمند توجه ویژه‌ای است.

جدول ۱۳-۱ - فهرست خواص و ویژگی‌های ژئوسینتتیک‌ها در کارهای ژئوتکنیکی [۳]

Physical	Mechanical	Hydraulic (Permittivity)	Durability Resistance to degradation by :
Mass/Unit area	Short-term	نفوذپذیری	پرتوافکنی (Irradiation)
	Load/deformation		Chemicals
Pore size			Bacteria
			سایش (Abrasion)
Surface friction	Long-term	انتقال‌پذیری	پارگی (Tearing)
Or adhesion	Load/deformation (creep)		سوراخ‌شدگی (Puncturing)

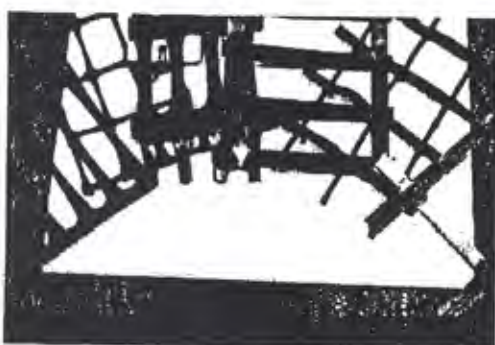
جدول ۱۳-۲ - کاربری‌های موجود برای انواع ژئوسینتتیک‌ها

Type	Available Functions				
	Separation	Reinforcement	Filtration	Drainage	Moisture Ba
Geotextile	P or S	P or S	P or S	P or S	n/a
Geogrid	S	P	n/a	n/a	n/a
Geonet	S	n/a	n/a	P	n/a
Geomembrane	S	n/a	n/a	n/a	P
Geocomposite	P or S	P or S	P or S	P or S	P or S

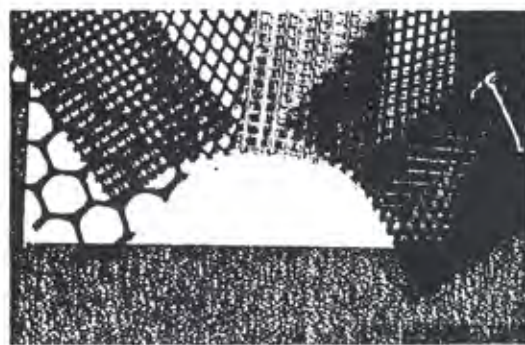
Note: P = primary function; S = secondary function; n/a = not applicable.



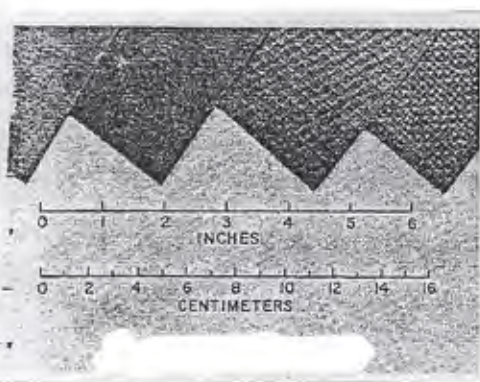
(الف) ژئوتکستایل ها - مسلح سازی خاک



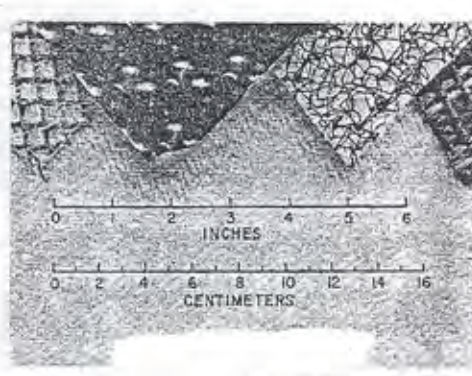
(ب) ژئوگریدها - مسلح سازی خاک



(پ) ژئونت ها (زهکشی)



(ت) ژئوممبران ها (لایه نفوذناپذیر)



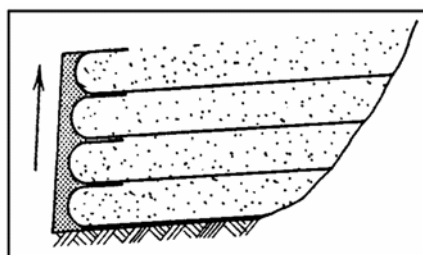
(ث) ژئوکامپوزیت ها

شکل ۱۳-۱ - انواع ژئوسینتتیک ها

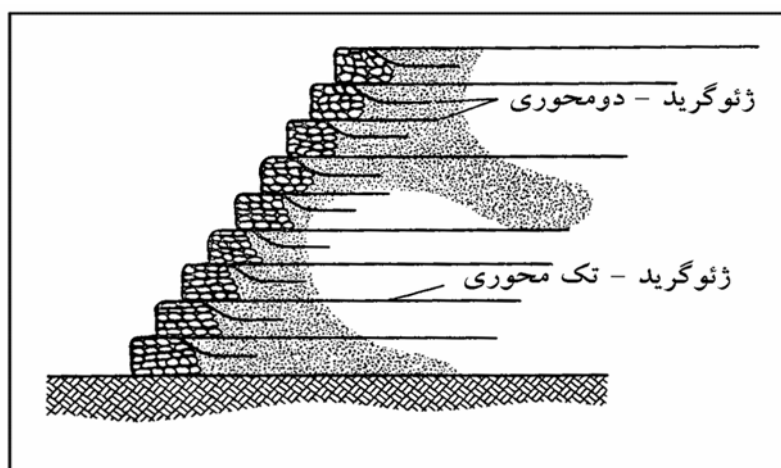
تکنولوژی دیوارهای ژئوسینتتیک برگرفته شده از ایده خاک مسلح است. این دیوارها به شکل‌های متفاوت و با استفاده از انواع ژئوسینتتیک‌ها طراحی و اجرا می‌شوند. معروفترین نمونه‌های این دیوارها عبارتند از:

الف - دیوارهای ژئوتکستایل : در این دیوارها خاکریز به صورت لایه لایه اجرا می‌شود و هر لایه بین صفحات ژئوتکستایل قرار گرفته و وجه خارجی دیوار عموماً برای حذف اثر منفی اشعه مافوق بنفش پوشش می‌شود (شکل ۱۳-۲).

ب - دیوارهای ژئوگرید : در این دیوارها با استفاده از ژئوگرید دیوارهای حایلی مشابه دیوارهای ژئوتکستایل اجرا می‌شود. به دلیل وجود سوراخ‌های ژئوگرید امکان رشد سبزه در فاصله بین این سوراخ‌ها و یا پشت آنها وجود دارد. از سویی تأثیر اشعه مافوق بنفش هم کمتر است و در نتیجه وجه خارجی این دیوارها عموماً پوشش نمی‌شود (شکل ۱۳-۳).



شکل ۱۳-۲- دیوار ژئوتکستایل



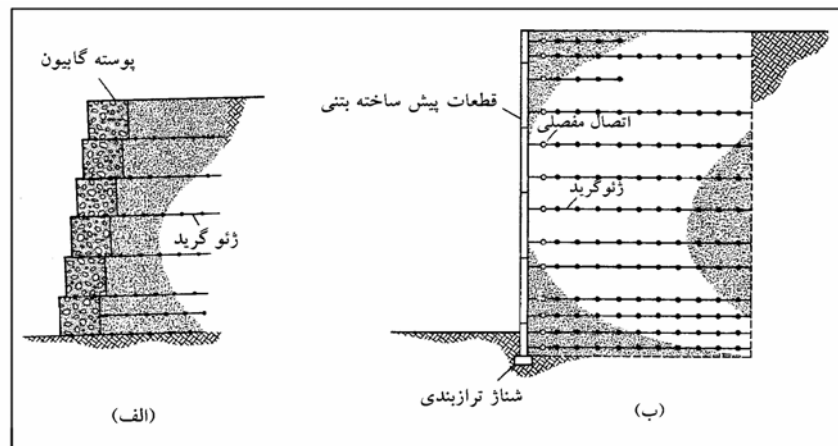
شکل ۱۳-۳- دیوار ژئوگرید

پ - دیوارهای مسلح با ژئوگرید : این دیوارها تلفیقی از ایده خاک مسلح و دیوارهای حایل ژئوسینتتیک هستند. برای اجرای این دیوارها از ژئوگرید برای مسلح‌سازی خاکریز دانه‌ای استفاده شده است (شکل ۱۳-۴).

در مجموع مزایا و معایب دیوارهای ژئوسینتتیک در مقایسه با دیوارهای خاک مسلح و حایل متعارف را می‌توان به‌شرح زیر خلاصه کرد :

مزایا :

- الف - سیستم سازه‌ای دیوارهای ژئوسینتتیک انعطاف‌پذیرتر هستند. در مقابل نشست‌های نامساوی و همچنین نیروهای زلزله مقاومت‌ر هستند.
- ب - حجم عملیات خاکی و حفاری پشت دیوار کمتر است.
- پ - پدیده خوردگی بتن و فولاد در دیوارهای ژئوسینتتیک مشاهده نمی‌شود.
- ت - خاکریز پشت دیوار می‌تواند شامل ریزدانه هم باشد.
- در دیوارهای ژئوتکستایل عملیات زهکشی به‌راحتی قابل انجام است.
- احتیاج به تجهیزات سنگین برای اجرای دیوار نیست و در اجرای آن می‌توان از نیروی کار کارگر غیرماهر استفاده کرد.
- در مجموع عموماً اقتصادی‌تر است.



شکل ۱۳-۴- دیوارهای مسلح شده با ژئوگرید. (الف) پوسته گابیون،
(ب) پوسته با قطع‌ات پیش ساخته بتنی

معایب :

- الف - پدیده خزش در ژئوسینتتیک‌ها وجود دارد.
- ب - به‌مسائل دوام و پایداری آنها باید توجه کافی داشت. به‌عنوان مثال در مورد دیوارهای ژئوتکستایل باید وجه خارجی دیوار از آثار اشعه مافوق بنفش حفاظت شود.

۱۳-۲ اجرای دیوارهای ژئوسینتتیک

برای اجرای دیوارهای ژئوسینتتیک نیازی به عملیات پی‌سازی نیست و تنها باید عملیات بسترسازی انجام شود. آماده‌سازی بستر شامل برداشتن خاک نامناسب (دکا‌پاز) و متراکم‌سازی بستر و یا در موارد خاص تقویت بستر با خاک مناسب است. روش کلی اجرای دیوارهای ژئوسینتتیک عموماً مشابه است، به‌عنوان نمونه مراحل اجرایی دیوار ژئوتکستایل به‌اختصار بیان می‌شود (شکل ۱۳-۵) :

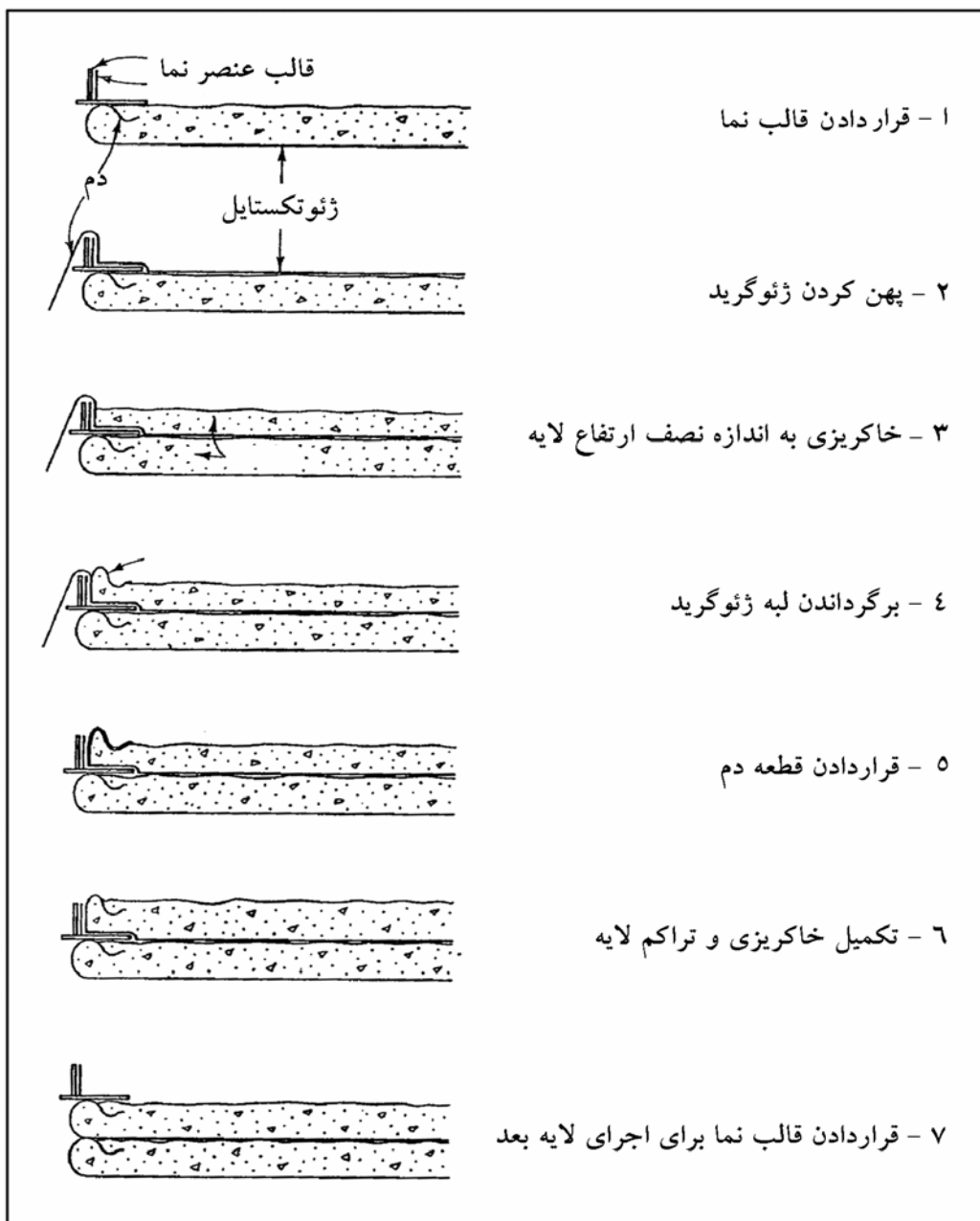
- ۱- پس از انجام عملیات بسترسازی، یک قالب چوبی با ارتفاعی اندک بیش از ارتفاع لایه‌های خاکریز بر روی زمین (یا بر روی لایه اجرا شده قبلی) قرار می‌گیرد. این قالب مجموعه‌ای از یک‌سری نشیمن‌های L شکل فلزی و یک تخته سرتاسری به‌موازات وجه خارجی دیوار است.
 - ۲- ژئوتکستایل به‌گونه‌ای گسترده می‌شود که تقریباً یک متر از روی لبه فوقانی قالب بیرون افتاده و آزاد باشد. معمولاً جهت الیاف عمود بر دیوار است و درزهای نوارهای مجاور دوخته شده یا بر روی هم به‌صورت همپوشانی اجرا می‌شود.
 - ۳- خاکریز به ارتفاع $\frac{3}{4}$ ضخامت لایه (بین ۲۰ تا ۴۵ سانتی‌متر) ریخته شده و متراکم می‌شود. چنین خاکریزی عموماً از خاک‌های دانه‌ای زهکشی‌شده انتخاب می‌شود.
 - ۴- یک ریشه^۱ اندکی بلندتر از ارتفاع لایه در مجاورت قالب اجرا می‌شود.
 - ۵- انتهای آزاد ژئوتکستایل به‌روی ریشه برگردانده می‌شود.
 - ۶- خاکریز بقیه ارتفاع لایه تا ضخامت طراحی شده لایه اجرا شده و متراکم می‌شود.
 - ۷- قالب چوبی از جلوی لایه و نشیمن فلزی از زیر آن برداشته می‌شود و اجرای لایه بعدی به‌همین صورت انجام می‌گیرد. پس از اتمام دیوار، پوسته خارجی برای جلوگیری از تأثیرات سوء اشعه مافوق بنفش بر روی ژئوتکستایل، پوشش می‌شود. محصولات آسفالتی، قیر و یا بتن‌پاشی پوشش‌های معمول در این مورد هستند.
- به‌دلیل تنوع محصولات تولیدی، در اجرای ژئوسینتتیک‌ها انطباق کیفیت محصولات اجرایی با موارد مدنظر طراحی اهمیت بسیاری دارد، علاوه بر آن حفاظت مناسب آن در کارگاه تا زمان اجرا (به‌خصوص حفاظت در مقابل اشعه مافوق بنفش) بسیار مهم است.

۱۳-۳ وصله ژئوسینتتیک‌ها

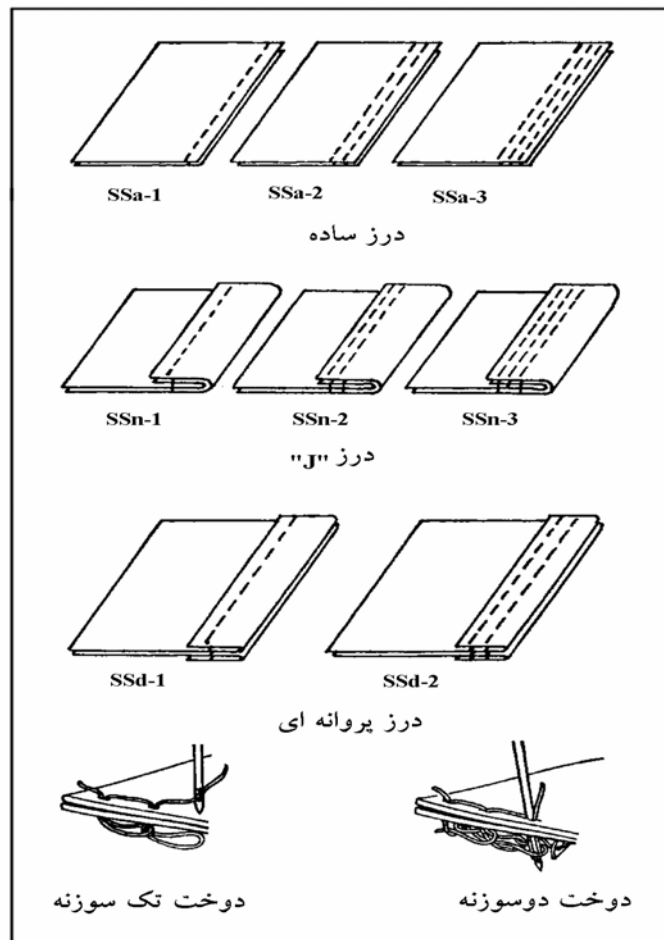
وصله بین ژئوسینتتیک‌ها به‌دو روش دوختن و پوششی انجام می‌شود.

الف - دوختن : در شکل ۱۳-۶ روش‌های مختلف دوختن ژئوسینتتیک‌ها (اغلب ژئوتکستایل) نشان داده شده است.

ب - وصله پوششی : طول پوشش در وصله‌های پوششی تابعی از نوع ژئوسینتتیک، نوع خاکریز و اصطکاک آن با خاکریز است. در این روش علاوه بر افزایش مصرف ژئوسینتتیک، انجام آزمایش‌های مربوط به اصطکاک بین دو لایه ژئوسینتتیک هم الزامی است. مجموعه عوامل فوق باعث برتری روش اول یعنی دوختن می‌شود.



شکل ۱۳-۵- مراحل اجرای دیوار ژئوتکستایل



شکل ۱۳-۶- روش‌های مختلف برای دوختن درزهای ژئوتکستایل

۱۳-۴ مبانی طراحی دیوار ژئوسینتتیک

برای طراحی هر کدام از دیوارهای ژئوسینتتیک روش‌های متفاوتی وجود دارد. در مجموع می‌توان ملاحظات طراحی را به شرح زیر خلاصه کرد:

۱- رابطه $\sigma_h = k\sigma_v = k\gamma z$ تخمین مناسبی برای فشار جانبی وارده است. مقدار ضریب فشار جانبی خاک (k) تابعی از میزان درگیری بین عناصر مسلح‌کننده و خاک است. شکل ۱۳-۷ نمایانگر مقادیر توصیه‌شده k برای حالت‌های مختلف است.

۲- اندازه‌گیری‌های تجربی و تحلیل‌های تئوری سطح شکست را تابعی از نوع و خواص عناصر مسلح‌کننده نشان داده‌اند. شکل ۱۳-۸ موقعیت صفحه شکست در خاکریز دانه‌ای را برای دیوارهای با دو نوع عناصر مسلح‌کننده (با قابلیت اتساع و بدون قابلیت اتساع) نمایش داده است.

طراحی دیوارهای ژئوسینتتیک را می‌توان به سه بخش تقسیم کرد :
 تأمین شرایط پایداری داخلی^۱ : به منظور تعیین ضخامت لایه‌ها و کنترل طول مهار و تعیین طول کل ژئوسینتتیک انجام می‌شود.

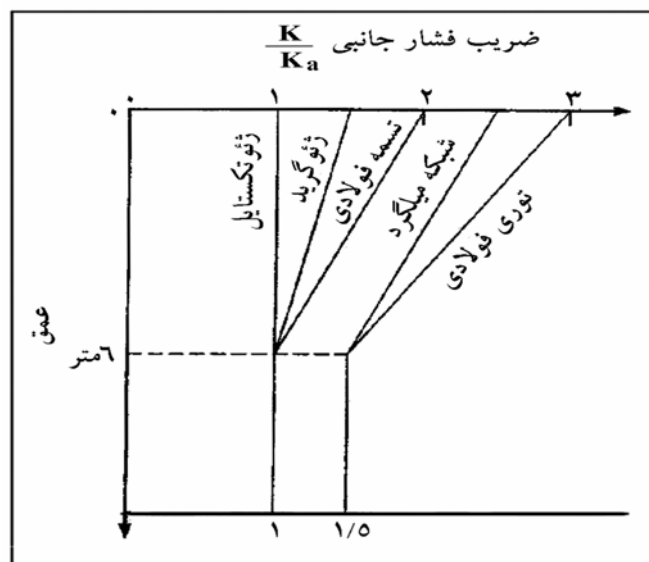
کنترل پایداری خارجی (کلی)^۲ : شرایط واژگونی و لغزش بررسی شده و ظرفیت باربری بستر نیز کنترل می‌شود.
 انجام سایر جزییات لازم نظیر نحوه پوشش دیوار و ...

۱۳-۵ طراحی دیوارهای ژئوتکستایل

۱۳-۵-۱ پایداری داخلی

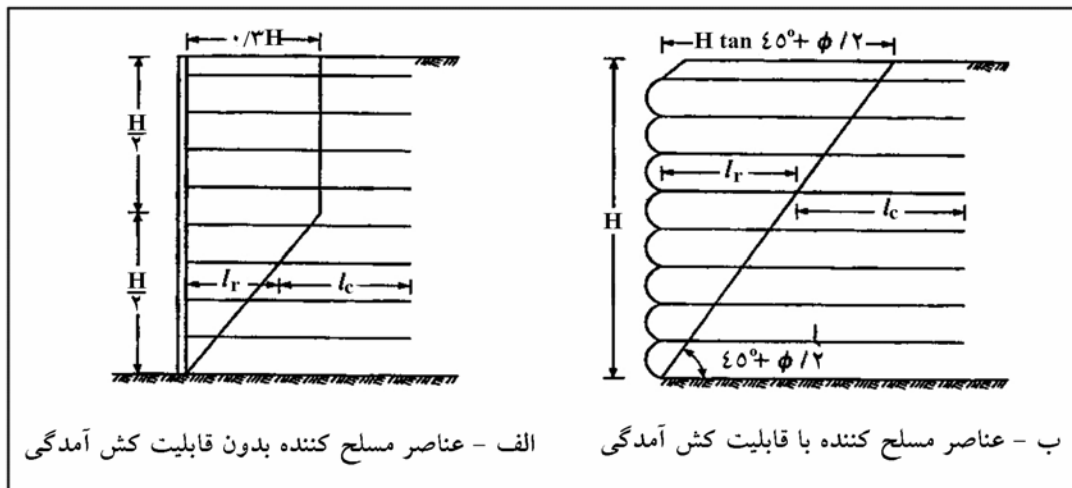
الف - تعیین ضخامت لایه‌ها

بدین منظور توزیع فشار جانبی خاک، خطی و با ضریب k فرض می‌شود و برای توزیع سربار موجود بر روی خاکریز از تئوری الاستیک بوسینسک^۳ استفاده می‌شود و شکست دیوار براساس تئوری رانکین به زاویه شکست $\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}$ با افق تعریف می‌شود (شکل ۱۳-۹).



شکل ۱۳-۷- توصیه‌های طراحی برای انتخاب ضریب فشار جانبی خاک (K)

- 1 - Internal Stability
- 2 - External Stability
- 3 - Boussinesq



شکل ۱۳-۸ - موقعیت سطوح شکست در دیوار

مقدار فشار جانبی وارده به صورت زیر تعیین می شود :

فشار جانبی وارده از سوی خاک	$\sigma_{hs} = K\gamma z$	(۱-۱۳)
فشار جانبی وارده از سوی سربار گسترده q	$\sigma_{hq} = Kq$	(۲-۱۳)
فشار جانبی وارده از سوی سربار متمرکز p	$\sigma_{hp} = p \frac{x^2 z}{R^5}$	(۳-۱۳)
کل فشار جانبی وارده	$\sigma_h = \sigma_{hs} + \sigma_{hq} + \sigma_{hp}$	(۴-۱۳)

که در این روابط :

K = ضریب فشار جانبی خاک که در طراحی های مختلف از K_0 تا K_a متغیر است. برای طراحی با ضریب ایمنی دست بالا مقدار K_0 منظور می شود.

γ = وزن مخصوص خاکریز

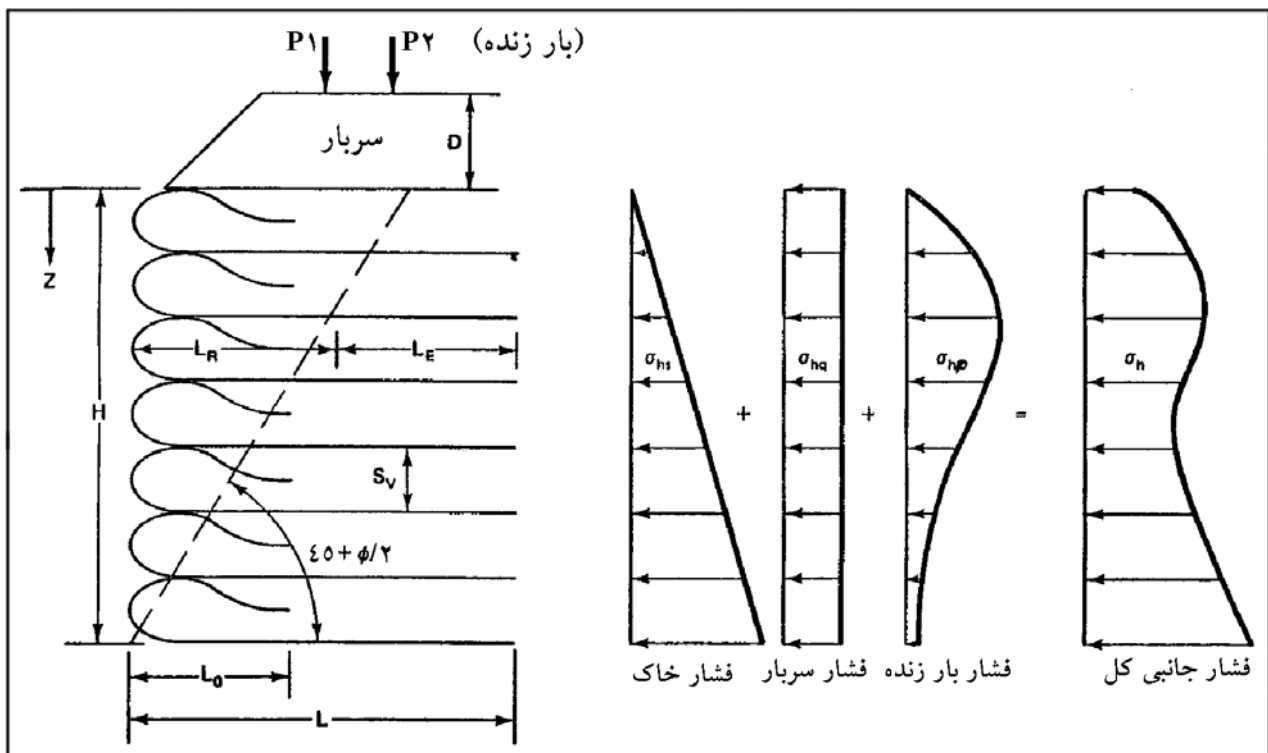
z = عمق لایه مورد نظر از سطح لایه فوقانی

q = سربار گسترده وارده

p = بار متمرکز

x = فاصله افقی محل اثر بار متمرکز تا وجه خارجی دیوار

R = فاصله محل اثر بار متمرکز تا لایه مورد نظر که فشار در آن تعیین می شود.



شکل ۱۳-۹- اصول حاکم بر طراحی دیوارهای ژئوتکستایل

برای تعیین ضخامت لایه‌ها بازدن مقطع در هر عمقی و تعادل فشارهای افقی داریم :

$$\sigma_h S_v = \frac{T_a}{FS} \quad (۱۳-۵)$$

$$S_v = \frac{T_a}{\sigma_h \cdot FS} \quad (۱۳-۶)$$

که در آن :

S_v = ضخامت لایه در عمق z (فاصله عمودی بین لایه‌های ژئوتکستایل در عمق z)

T_a = مقاومت مجاز کششی ژئوتکستایل

FS = ضریب ایمنی که مقدار آن معمولاً بین ۱/۳ تا ۱/۵ انتخاب می‌شود.

ب - محاسبه طول کلی ژئوتکستایل و کنترل طول مهاري آن

طول کلی ژئوتکستایل (L) برابر مجموع طول ژئوتکستایل در داخل ناحیه گوه شکست (L_R) و طول مهاري در خارج از این ناحیه (L_E) است.

$$L_R = (H - Z) \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \quad \text{طول ژئوتکستایل در داخل گوه شکست} \quad (۷-۱۳)$$

طول مهاري با استفاده از رابطه زیر تعيين می‌شود.

$$\begin{aligned} S_v \sigma_h FS &= 2\tau L_E \\ &= 2(C + \sigma_v \operatorname{tg} \delta) L_E \\ &= 2(C + \gamma z \operatorname{tg} \delta) L_E \\ \text{طول مهاري} \quad L_E &= \frac{S_v \sigma_h FS}{2(C + \gamma z \operatorname{tg} \delta)} \geq 1m \end{aligned} \quad (۸-۱۳)$$

$$L = L_E + L_R \quad \text{طول کلی ژئوتکستایل}$$

که در آن :

C = چسبندگی خاکریز (برای خاک‌های دانه‌ای $C=0$)

ϕ = زاویه اصطکاک داخلی خاکریز

δ = زاویه اصطکاک برشی بین ژئوتکستایل و خاک، مقدار $\frac{2}{3}\phi$ تخمین مناسبی برای آن است (جدول ۳-۱۳).

جدول ۳-۱۳- زاویه اصطکاک بین انواع ژئوتکستایل و خاک و (δ) در خاکریزهای غیرچسبنده

(به همراه نسبت $\frac{\delta}{\phi}$)

Geotextile type	Manufacturer's designation	Concrete sand, $\phi=30^\circ$	Rounded sand, $\phi=28^\circ$	Sandy silt, $\phi=26^\circ$
Woven, monofilament	Polyfilter X	$26^\circ (\%87)$	—	—
Woven, slit film	۵۰۰X	$24^\circ (\%80)$	$24^\circ (\%86)$	$23^\circ (\%88)$
Nonwoven, heat set	۳۴۰۱	$26^\circ (\%87)$	—	—
Nonwoven, needled	CZ۶۰۰	$30^\circ (\%100)$	$26^\circ (\%93)$	$25^\circ (\%96)$

طول همپوشانی (L_o) در محل وجه خارجی دیوار نیز براساس روش مورد استفاده در تعیین طول مهاري (L_E) تعیین می‌شود، با این تفاوت که در این مورد Z نمایانگر عمق وسط لایه است و از سویی چون تنش حداکثر در محل صفحه شکست

رخ می‌دهد و پس از آن سریعاً کاهش پیدا می‌کند استفاده از $\frac{1}{2}\sigma_h$ به جای σ_h تخمین مناسبی

است. بنابراین :

$$L_o = \frac{S_v \cdot \sigma_h \cdot FS}{4 (C + \gamma \cdot z \cdot \tan \delta)} \geq 1m \quad (۹-۱۳)$$

۱۳-۵-۲ پایداری خارجی

برای کنترل پایداری مجموعه سازه دیوار مشابه سایر سیستم‌های دیوار حایل عمل می‌شود (شکل ۱۳-۱۰):

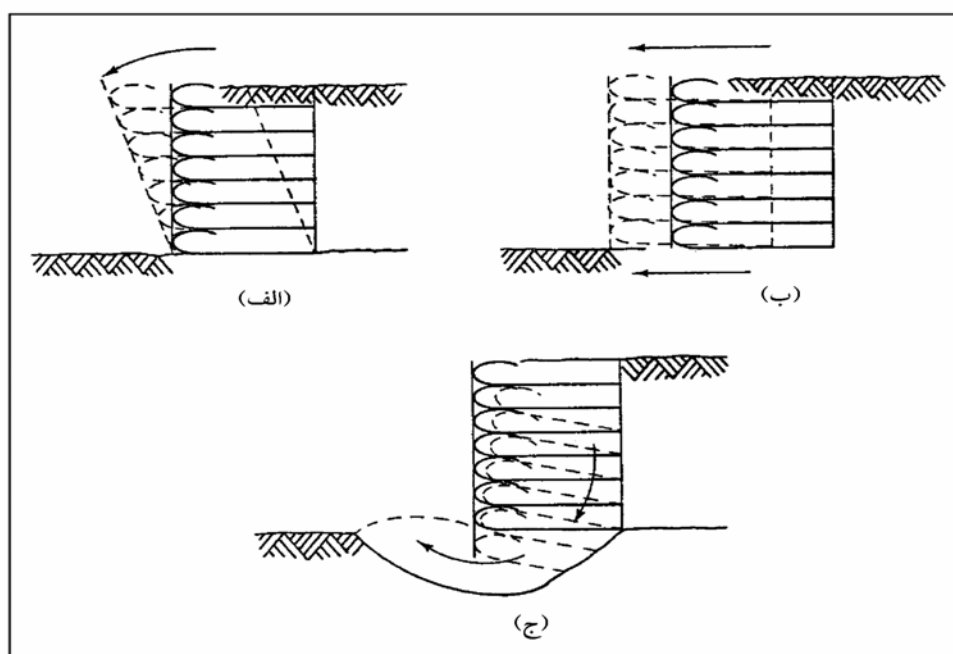
الف - واژگونی

$$\frac{\text{لنگر ناشی از نیروهای مقاوم}}{\text{لنگر واژگون‌کننده حول پنجه دیوار}} \geq 3 \quad (۱۰-۱۳)$$

ب - لغزش

$$\frac{\text{نیروهای}}{\text{نیروهای لغزنده}} \geq 3 \quad (۱۱-۱۳)$$

ج - ظرفیت باربری : بدین منظور ظرفیت باربری بستر براساس تئوری ظرفیت باربری پی‌های سطحی و با استفاده از ضریب ایمنی ۳ کنترل می‌شود.



شکل ۱۳-۱۰- مدهای ناپایداری خارجی. (الف) واژگونی، (ب) لغزش،
(ج) عدم کفایت ظرفیت باربری بستر

۱۳-۶ طراحی دیوارهای ژئوگرید

اصول حاکم بر طراحی دیوارهای ژئوگرید مشابه اصولی است که در طراحی دیوارهای ژئوتکستایل به آنها اشاره شد. فرضیات اصلی برای کنترل پایداری داخلی به شرح زیر است :

۱- مود اصلی شکست دیوار همان سطح شکست رانکین است که با افق زاویه $\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}$ تشکیل می دهد.

۲- توزیع فشار جانبی وارده از سوی خاک خطی و با ضریب K به شرح زیر اعمال می شود.

$$K = K_A \quad : H > 6 \text{ m}$$

$$K = K_o \left(1 - \frac{z}{H} \right) + K_A \left(\frac{z}{H} \right) \quad : H \leq 6 \text{ m}$$

برای طراحی این دیوارها مجموعه ای از اصول حاکم بر طراحی خاک مسلح و دیوارهای ژئوتکستایل و ژئوگرید را باید مدنظر داشت.

فهرست علائم

انگلیسی

C = چسبندگی خاکریز (KN / m^2)

FS = ضریب ایمنی

K = ضریب فشار جانبی خاک

K_A = ضریب فشار محرک

K_o = ضریب فشار در حالت سکون

H = ارتفاع دیوار (m)

L = طول کلی ژئوسینتتیک (m)

L_E = طول مهارى (m)

L_R = طول در داخل گوه شکست (m)

L_o = طول همپوشانی در وجه خارجی دیوار (m)

P = بار متمرکز (KN)

q = سربار گسترده (KN/m)

R = فاصله محل اثر بار متمرکز تا نقطه مورد نظر برای تعیین فشار جانبی (m)

S_v = ضخامت لایه (m)

T_a = مقاومت کششی مجاز ژئوسینتتیک (KN)

x = فاصله افقی بین محل اثر بار متمرکز تا نقطه مورد نظر برای تعیین فشار جانبی (m)

z = عمق (m)

یونانی

γ = وزن مخصوص خاکریز (KN/m^3)

δ = زاویه اصطکاک برشی بین ژئوسینتتیک و خاک

σ_h = فشار جانبی کل (KN/m^2)

σ_{hp} = فشار جانبی وارده از سوی بار متمرکز (KN/m^2)

σ_{hq} = فشار جانبی وارده از سوی بار گسترده (KN/m^2)

σ_{hs} = فشار جانبی وارده از سوی خاک (KN/m^2)

τ = تنش برشی (KN/m^2)

ϕ = زاویه اصطکاک داخلی خاکریز (درجه)

فصل ۱۴

طراحی لرزه‌ای دیوارهای حایل

استفاده از سازه‌های حایل نظیر دیوارهای نگهبان، دیوارهای جناحی پل‌ها، دیوارهای ساحلی، اسکله‌ها، دیوارهای مهارشده، و سیستم‌های مختلف خاک مسلح در همه مناطق از جمله مناطق لرزه‌خیز نیز مورد توجه می‌باشند. سازه‌های مذکور در بنادر و سواحل، جناحین پل‌ها، کنار اتوبان‌ها، و سایر شریان‌های حیاتی نقش مهمی داشته و خسارت وارده به آنها در اثر وقوع زلزله، عواقب اقتصادی و اجتماعی زیادی را در مناطق شهری در پی خواهد داشت. لذا کنترل پایداری این قبیل سازه‌ها در خلال وقوع زلزله امری ضروری است. در این فصل رفتار لرزه‌ای دیوارهای حایل در مقابل بارهای دینامیکی تشریح شده و روش‌های متداول در طراحی لرزه‌ای آنها به‌منظور جلوگیری از خسارت مالی و جانی ذکر می‌گردد.

۱۴-۲ شکست لرزه‌ای انواع حایل‌ها

مطابق مطالب ارائه شده در فصول قبل دیوارهای حایل دارای وزن نسبی و انعطاف‌پذیری متفاوت بوده و به‌انواع مختلفی نظیر دیوارهای ثقیل، دیوارهای گابیونی، حایل‌های طره‌ای و سیستم‌های خاک مسلح تقسیم‌بندی می‌شوند. در تشریح رفتار هریک از انواع فوق‌الذکر، در فصول گذشته نوع شکست، عوامل مؤثر در پایداری دیوار و نیروهای وارد بر آنها مشخص شدند و به‌طور کلی تأکید شد که هدف از طراحی کامل یک حایل برقراری تعادل نیروهای مذکور بدون وقوع تنش‌های برشی بیش از حد تحمل خاک پشت و زیر دیوار می‌باشد. لیکن در خلال زلزله و وقوع نیروهای داخلی ناشی از جنبش زمین و تغییرات مقاومت خاک، تعادل استاتیکی به‌هم خورده و موجب بروز تغییرمکان‌های دایمی در دیوار می‌گردد که در صورت افزایش این تغییرمکان از حد مجاز، گسیختگی دیوار به‌صورت لغزش، واژگونی، کج شدن و یا سازوکارهای دیگر محتمل خواهد بود.

۱۴-۳ پاسخ دینامیکی دیوارهای حایل

پاسخ دینامیکی دیوارهای حایل حتی در ساده‌ترین نوع پیچیده است و میزان جابه‌جایی دیوار و فشار وارد بر آن به‌اندرکنش خاکریز پشت و خاک زیر دیوار، جسم دیوار، و طبیعت جنبش زمین بستگی دارد. با توجه به‌کمبود اطلاعات موجود از رفتار دینامیکی حایل‌ها براساس اندازه‌گیری‌ها و مشاهدات محلی، تکیه اکثر مطالعات بر روی مدل‌های آزمایشگاهی و عددی می‌باشد که نتایج آنها نیز، حاوی نکات زیر است:

- ۱- حرکت دیوارها به‌صورت جابه‌جایی (تغییرمکان) و یا دوران می‌باشد که مقدار نسبی هریک به‌انعطاف‌پذیری دیوار بستگی دارد. هریک از حالات مذکور ممکن است به‌تنهایی و یا همزمان اتفاق بیفتد.
 - ۲- مقدار و نحوه توزیع فشار دینامیکی خاکریز پشت دیوار برحسب مود حرکت دیوار (نظیر تغییرمکان، دوران حول قاعده یا دوران حول بخش فوقانی) متفاوت است. در این راستا نقطه اثر برآیند رانش خاک بر دیوار در خلال اعمال بارهای لرزه‌ای نسبت به‌حالت استاتیکی به‌سمت بالا و پایین حرکت می‌کند.
- در زمان حرکت دیوار به‌سمت خاکریز، فشار مذکور حداکثر و موقعیت برآیند آن در دورترین فاصله از کف و در اثر فاصله گرفتن دیوار از خاکریز به‌صورت دوران یا انتقال، مقدار این رانش حداقل و در پایین نقطه قرار می‌گیرد.

۳- رانش دینامیکی متأثر از اندرکنش دینامیکی دیوار و خاکریز پشت بوده و مقدار جابه‌جایی افقی دیوار در فرکانس‌های نزدیک به فرکانس طبیعی سیستم خاک و دیوار، با توجه به وقوع پدیدهٔ تشدید، به مقدار قابل ملاحظه‌ای افزایش می‌یابد. لازم به ذکر است که جابه‌جایی‌های افزایش‌یافته مذکور ممکن است پس از یک دوره جنبش نیرومند زمین بر حایل موردنظر باقی بمانند (رانش ماندگار).

با توجه به پیچیدگی‌های موجود در اندرکنش خاک و سازه مراحل طراحی لرزه‌ای حایل‌ها بر مبنای فرضیات ساده‌کننده‌ای استوار می‌باشد که گرچه دربرگیرنده تمام خصوصیات رفتار خاک و سازه نمی‌باشند، لیکن بستر مناسبی را جهت طراحی و کنترل پایداری فراهم می‌کنند.

۱۴-۴ فشارهای لرزه‌ای بر حایل‌ها

فشار لرزه‌ای وارد بر دیوارهای حایل بستگی به قابلیت حرکت آنها نسبت به خاکریز پشت دارد. در صورتی که امکان حرکت دیوار نسبت به خاکریز پشت وجود داشته باشد، تعیین فشارهای دینامیکی مؤثر بر دیوار از طریق روش‌های استاتیکی یا شبه‌استاتیکی انجام می‌گیرد و در صورت عدم امکان حرکت نسبی خاک و دیوار (دیوارهای ثابت)، تحلیل الاستیک صورت می‌گیرد.

۱۴-۴-۱ حایل‌ها با قابلیت تغییر مکان نسبی

در این نوع حایل با توجه به امکان تغییر شکل و یا تغییر مکان نسبی حایل و خاک، تعیین فشارهای دینامیکی با استفاده از روش‌های استاتیکی یا شبه‌استاتیکی امکانپذیر است. یکی از روش‌های شبه‌استاتیکی که در واقع بسط مستقیم نظریه رانش جانبی کولمب می‌باشد، روش مونونوبه اوکابه یا $M-O$ می‌باشد که در آن شتاب‌های شبه‌استاتیک بر گوه کولمب در حالت محرک یا مقاوم اعمال شده و مقدار رانش موردنظر از برقراری تعادل بین نیروهای مؤثر بر گوه قابل محاسبه است.

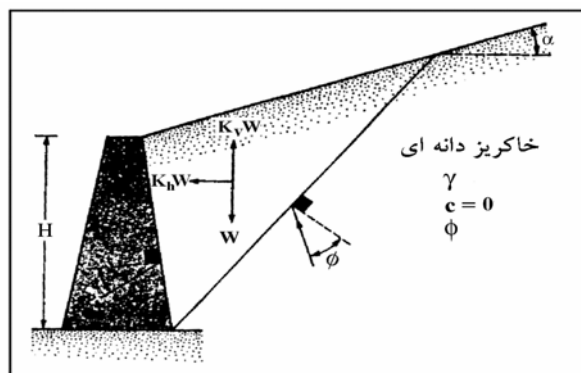
فشار دینامیکی در حالت محرک: نیروهای مؤثر بر گوه محرک در یک خاک دانه‌ای و خشک در شکل ۱۴-۱ نشان داده شده است. نیروهای وارده با نیروهای نظریه کولمب یکسان بوده و فقط نیروهای شبه‌استاتیک افقی و قائم ناشی از ارتعاشات زلزله در دو جهت می‌باشند. با برقراری تعادل بین نیروهای وارد بر گوه فعال نیروی مؤثر بر واحد طول دیوار به ترتیب زیر قابل محاسبه است.

$$P_{ae} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - k_v) K_{ae} \quad (14-1)$$

که در آن ضریب فشار محرک دینامیکی، K_{ae} ، به ترتیب زیر است:

K_{ae} = ضریب فشار جانبی محرک در حالت زلزله

$$K_{ac} = \frac{\sin^2(\varphi + \beta - \theta')}{\cos \theta' \sin^2 \beta \sin(\beta - \theta' - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \theta' - \alpha)}{\sin(\beta - \delta - \theta') \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (14-2)$$



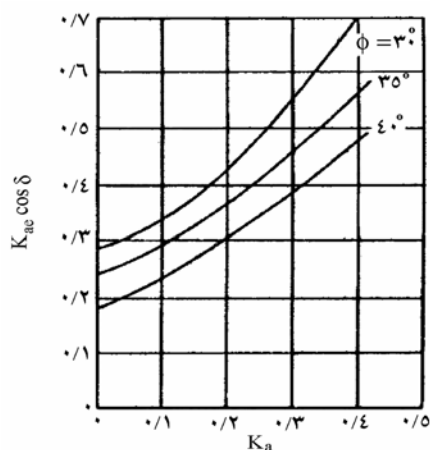
شکل ۱۴-۱- نیروهای وارده بر گوه محرک در تحلیل M-O

$$\theta' = \tan^{-1} \left[\frac{k_h}{1 - k_v} \right] \quad (۳-۱۴)$$

که در آن k_h ضریب زلزله افقی و k_v ضریب زلزله قائم می باشد. مقدار k_h برای مناطق با زلزله خیزی شدید 0.2 توصیه می شود و برای سایر مناطق آن را می توان به نسبت شتاب مبنای طرح A طبق استاندارد ۲۸۰۰ کاهش داد.

لازم به ذکر است در شرایط غیر زلزله یعنی $\theta = 0$ ، $k_v = k_h = 0$ ، $K_{ae} = k_e$ خواهد بود. با استفاده از توضیحات و جداول فصول و همچنین جدول ۱۴-۱ می توان δ را تعیین نمود.

تحلیل رابطه (۱۴-۲) نشان می دهد در حالتی که k_v در حدود $1/2$ تا $2/3$ مقدار k_h در نظر گرفته شود، تأثیری کمتر از ۱۰ درصد بر مقادیر P_{ae} خواهد داشت، لذا در طراحی لرزه ای دیوارهای حایل متعارف به روش M-O، می توان از شتاب قائم و نیروی اینرسی حاصل از آن صرف نظر نمود. بر این اساس در شکل ۱۴-۲ تغییرات K_{ae} برحسب k_h با فرض $\alpha = k_v = 0$ ، $\beta = 0$ و $\delta = \frac{1}{2}\phi$ و برای مقادیر مختلف زاویه اصطکاک داخلی خاک نشان داده شده است.



شکل ۱۴-۲- تغییرات K_{ae} برحسب k_h

جدول ۱۴-۱- زوایای نمونه اصطکاک در فصل مشترک دیوار و خاک

مصالح دیوار	مصالح پشت دیوار	زاویه اصطکاک در فصل مشترک (δ)
بتن حجیم :	• سنگ تمیز و سالم	۲۵ درجه
	• شن تمیز، مخلوط شن و ماسه، ماسه درشت‌دانه	۲۹ - ۳۱
	• ماسه تمیز ریز تا متوسط، ماسه لای‌دار متوسط تا درشت، شن لای‌دار یا رس‌دار	۲۴ - ۲۹
	• ماسه تمیز ریز، ماسه رس‌دار یا لای‌دار ریز تا متوسط	۱۹ - ۲۴
	• لای به‌همراه ماسه ریز و لای غیرپلاستیک	۱۷ - ۱۹
بتن قالب‌بندی‌شده:	• رس سخت و رس با سختی متوسط، رس لای‌دار	۱۷ - ۱۹
	• شن تمیز، مخلوط شن و ماسه، سنگریزه با دانه‌بندی خوب به‌همراه قطعات سنگ	۲۲ - ۲۶
	• ماسه تمیز، مخلوط شن و ماسه لای‌دار، سنگریزه سخت یکدست	۱۷ - ۲۲
سپرهای فلزی :	• ماسه لای‌دار، مخلوط شن یا ماسه با لای یا رس، لای به‌همراه ماسه ریزدانه، لای غیرپلاستیک	۱۷
	• شن تمیز، مخلوط شن و ماسه، سنگریزه خوب دانه‌بندی‌شده	۱۴
	• ماسه تمیز مخلوط شن و ماسه لای‌دار، سنگریزه سخت یکدست	۱۷
	• ماسه لای‌دار شن یا ماسه مخلوط با رس یا لای، لای به‌همراه ماسه ریز، لای غیرپلاستیک	۱۱

نتایج مطالعات تجربی حاکی از آن است که در شرایط بارگذاری دینامیکی، نیروی به‌دست آمده از رابطه (۱-۱۴) در نقطه بالاتری از یک‌سوم قاعده وارد می‌شود. در این راستا، فشار محرک کل P_{ae} ، به‌دو مؤلفه فشار استاتیک و اضافه‌فشار دینامیک تقسیم می‌شود :

$$P_{ae} = P_a + \Delta P_{ae} \quad (۴-۱۴)$$

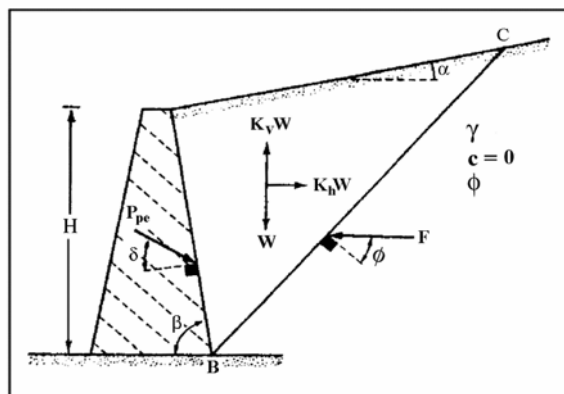
مؤلفه استاتیکی P_a ، در $H/3$ از پای دیوار اثر کرده و نقطه اثر اضافه‌فشار دینامیک در حدود $H/6$ از پای دیوار خواهد بود. در این صورت نیروی کل در ارتفاعی معادل h_{ae} از پای دیوار اثر می‌کند.

$$h_{ae} = \frac{(0/6H)(\Delta P_{ae}) + (\frac{H}{3})(P_a)}{P_{ae}} \quad (۵-۱۴)$$

فشار محرک P_a از روابط فشار محرک رانکین و یا کولمب (فصل سوم) قابل تعیین است.

فشار دینامیکی در حالت مقاوم : نظریه فشار مقاوم کولمب را می‌توان برای دربرگرفتن نیروی ناشی از زلزله توسعه داد. نیروهای مؤثر گوه مقاوم در شکل (۱۴-۳) نشان داده شده است. با برقراری تعادل بین نیروهای وارده، نیروی مؤثر بر واحد طول دیوار در حالت مقاوم به ترتیب زیر قابل محاسبه است :

$$P_{pe} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - k_u) K_{pe} \quad (9-14)$$



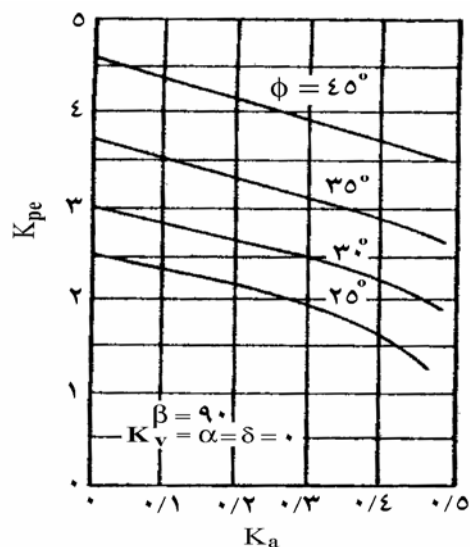
شکل ۱۴-۳- نیروهای وارد بر گوه مقاوم در تحلیل M-0

که در آن، K_{pe} ، ضریب فشار مقاوم خاک به ترتیب زیر به دست می آید:

K_{pe} = ضریب فشار مقاوم خاک

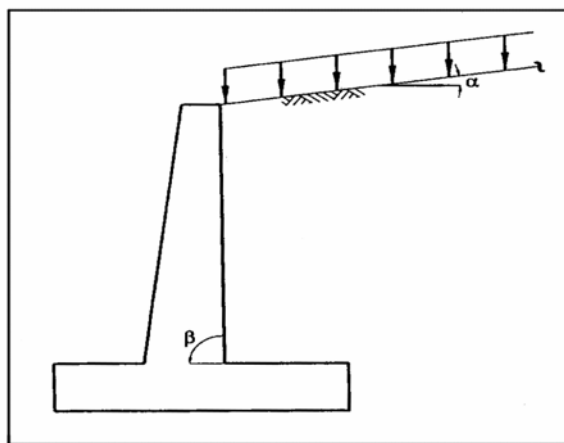
$$K_{pe} = \frac{\sin^2(\beta + \theta' - \varphi)}{\cos \theta' \cdot \sin^2 \beta \cdot \sin(\delta + \beta + \theta' - 90)} \times \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi + \alpha - \theta')}{\sin(\beta + \delta + \theta') \cdot \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2 \quad (V-14)$$

شکل ۴-۱۴ تغییرات K_{pe} را برحسب زاویه اصطکاک داخلی خاک، ϕ و k_n در شرایط $k_v=\alpha=\delta=0$ و $\beta=90^\circ$ نشان می‌دهد. لازم به‌ذکر است که رانش مقاوم کل قابل تقسیم به مؤلفه استاتیکی و اضافه فشار دینامیکی می‌باشد، و با توجه به عملکرد اضافه فشار دینامیکی در خلاف جهت مؤلفه استاتیکی، باعث کاهش فشار مقاوم خاک وارد بر دیوار حایل می‌گردد. به‌طور کلی نیروی محرک کل دینامیکی برای شتاب افقی مثبت از نیروی استاتیکی بیشتر و نیروی مقاوم دینامیکی کل از نیروی مقاوم استاتیکی کمتر می‌باشد، که هر دو حالت نسبت به حالت استاتیکی بحرانی‌تر هستند. روش مونونوبه اوکابه به‌عنوان یک تحلیل شبه‌استاتیکی، طبیعت دینامیکی بارگذاری لرزه‌ای را بسیار تقریبی و فقط با یک عامل شتاب افقی در نظر می‌گیرد. علاوه بر این در صورت وجود خاک چسبنده در پشت دیوار، تعادل گوه‌ها باید مجدداً برقرار گردد. دو ضعف قوق، توسط روش‌های جدیدتر تا حدودی برطرف شده‌اند، لیکن در طراحی‌های معمول می‌توان نتایج حاصل از تحلیل $M-O$ را مدنظر قرار داد و البته در مواردی نظیر کاهش مقاومت خاک حین زلزله و یا وجود سربارهای مختلف بر سطح خاکریز، نیازمند تحلیل پایداری شبروانی، با روش‌های دقیق، خواهیم بود.



شکل ۱۴-۴ - تغییرات K_{pe} برحسب ϕ و k_n

لازم به ذکر است در صورت وجود سربار گسترده معادل q بر روی سطح فوقانی خاکریز، مطابق شکل زیر، روابط (۱۴-۱) و (۱۴-۶) برای فشارجانبی سربار گسترده به ترتیب زیر اصلاح خواهند شد :



اضافه فشار دینامیکی محرک ناشی از وجود سربار قائم :

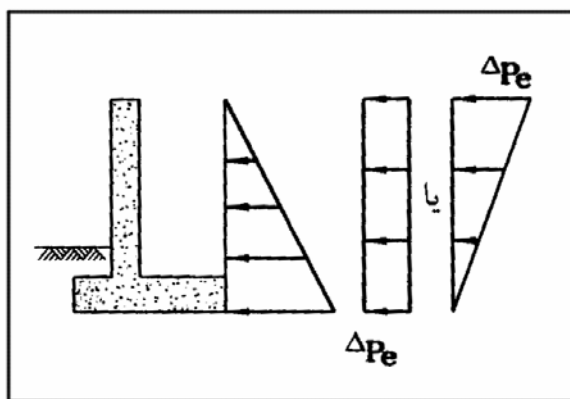
$$(\Delta P_{ae})_q = \frac{1}{2} q h (1 - k_v) \cdot \frac{\sin \beta}{\sin (\alpha + \beta)} K_{ae}$$

اضافه فشار دینامیکی مقاوم ناشی از وجود سربار قائم :

$$(\Delta P_{pe})_q = \frac{1}{2} q h (1 - k_v) \cdot \frac{\sin \beta}{\sin (\alpha + \beta)} K_{pe}$$

علاوه بر روابط نظری فوق‌الذکر در تعیین فشار جانبی لرزه‌ای، برخی آیین‌نامه‌ها و دستورالعمل‌های طراحی نیز، روابط ساده‌ای را جهت تعیین فشار جانبی لرزه‌ای بر حایل‌ها ارائه نموده‌اند که به آیین‌نامه آشتو و FEMA¹ می‌توان اشاره نمود. در این قسمت روابط ارائه شده توسط آیین‌نامه FEMA در تعیین اضافه‌فشار دینامیکی وارد بر دیوارهای حایل در خلال وقوع زلزله به‌ترتیب زیر بیان می‌گردد :

$$\Delta p_e = 0.4 k_h \gamma_t H_{rw} \quad (14-8)$$



که در آن :

ΔP_e = اضافه‌فشار دینامیکی در اثر لرزش زلزله که به‌صورت فشار یکنواخت فرض می‌شود.

k_h = ضریب زلزله افقی در خاک که معادل $\frac{S_{xc}}{2/5}$ فرض می‌شود.

γ_t = وزن مخصوص کل خاک

H_{rw} = ارتفاع دیوار حایل

S_{xc} = پارامتر شتاب طیفی مطابق تعریف زیر :

مناطق با خطر نسبی بالا $S_{xc} \geq 0.5$

مناطق با خطر نسبی متوسط $0.167 \leq S_{xc} < 0.25$

مناطق با خطر نسبی پایین $S_{xc} < 0.167$

رابطه ۱۴-۸ در آیین‌نامه طراحی لرزه‌ای پل‌ها به‌شکل زیر پیشنهاد شده است :

$$\Delta p_{ae} = 1/25 A_s K_a \gamma H \quad (14-8 \text{ الف})$$

1 - Federal Emergency Management Agency

که در آن :

Δp_{ae} = اضافه فشار محرک (اکتیو) خاک

A = شتاب مبنای طرح طبق استاندارد ۲۸۰۰ ایران

K_a = ضریب فشار محرک خاک در حالت عادی

γ = وزن مخصوص خاک

H = ارتفاع دیوار

اضافه فشار محرک خاک به صورت زیر در ارتفاع دیوار توزیع می شود :

الف - در دیوارهای طره‌ای که رأس آنها می‌تواند تغییر مکان جانبی داشته باشد، این فشار به صورت نمودار مثلی که قاعده آن در رأس دیوار قرار دارد، توزیع می‌شود.

ب - در کوله‌ها و دیوارها که رأس آنها تغییر مکان جانبی ندارد، پخش فشار به صورت یکنواخت صورت می‌گیرد.

پ - برای حالت‌های بین الف و ب، پخش فشار به صورت نمودار دوزنقه‌ای که مشخصات آن با قضاوت مهندس طراح تعیین می‌شود، صورت می‌گیرد.

۱۴-۴-۲ حایل‌های ثابت

برخی از حایل‌ها نظیر دیوارهای حایل سنگین، دیوارهای زیرزمین یا دیوار پیرامونی در طبقات مدفون ساختمان‌ها که در بالا و پایین مهار شده‌اند، فاقد حرکت لازم جهت بسیج مقاومت محرک یا مقاوم خاکریز پشت خود می‌باشند. به‌طور کلی نتایج تحقیقات^۱ اخیر نشان داده شده است برای محدوده فرکانس‌های کمتر از فرکانس طبیعی سیستم خاک و سازه، فشارهای وارد بر دیوار از روش الاستیک برای یک شتاب افقی و ثابت، قابل محاسبه می‌باشد. برای دیوارهای صلب و بدون اصطکاک، رانش دینامیکی و لنگر واژگونی حول پایه دیوار مطابق روابط (۱۴-۹ و ۱۴-۱۰) بیان می‌شوند :

$$\Delta P_{eq} = \gamma H^2 k_h F_p \quad (14-9)$$

$$\Delta M_{eq} = \gamma H^3 k_h F_m \quad (14-10)$$

که در آنها :

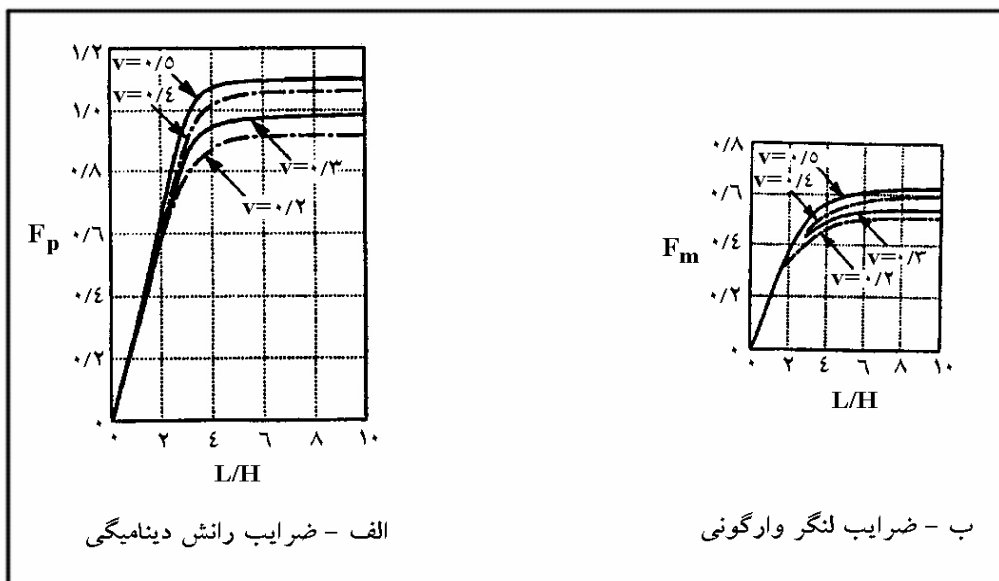
k_h = مؤلفه افقی شتاب زلزله

γ = وزن مخصوص خاک مرطوب

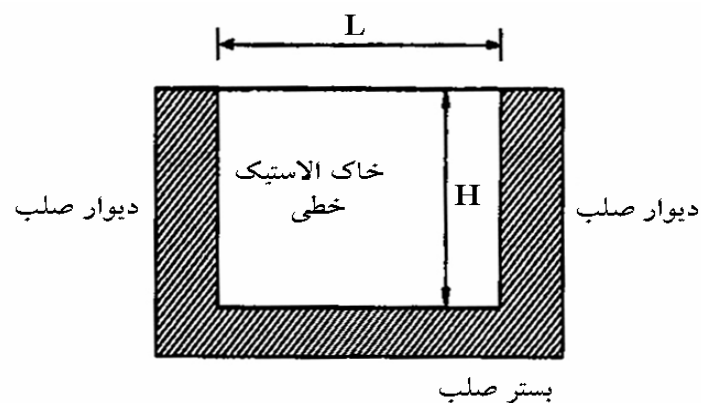
F_p, F_m = ضرایب بدون بعد رانش دینامیکی و لنگر واژگونی که از شکل‌های (۱۴-۵ - الف و ب) تعیین می‌شوند.

سایر پارامترهای نظیر H و L در شکل (۱۴-۶) نشان داده شده‌اند.

1 - Wood (1973)



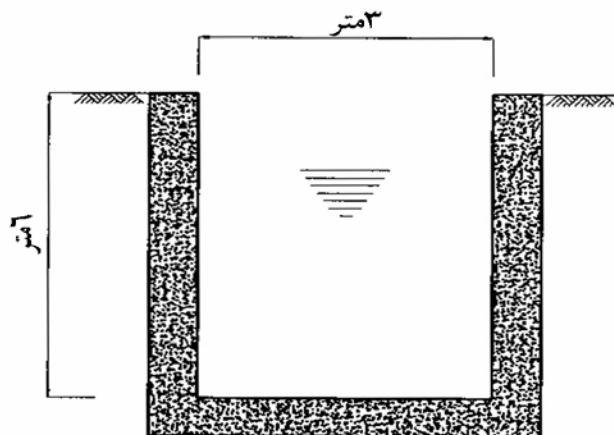
شکل ۱۴-۵- ضرایب بدون بعد برای هندسه و ضرایب پواسون مختلف



شکل ۱۴-۶- هندسه دیوارهای ثابت

مثال ۱۴-۱

یک کانال بتن مسلح مطابق شکل به عنوان حایل خاکریز اطراف عمل می‌کند. رانش دینامیکی وارد بر دیواره این کانال را زمانی که تحت اثر حرکت زمین با $k_h = 0.2$ قرار گیرد محاسبه نمایید.



شکل مثال ۱۴-۱ - مشخصات هندسی کانال انحراف آب

حل. با فرض عدم جابه‌جایی کانال بر روی قاعده خود خواهیم داشت :

$$L = 3/0 \text{ m}$$

$$H = 6/0 \text{ m}$$

$$\frac{L}{H} = 0/5 \quad \text{نمودار} \quad F_p = 0/1$$

$$v = 0/3 \quad \text{ضریب پواسون خاک}$$

$$\Delta P_{eq} = \gamma H^2 k_h F_p$$

$$= 18 \times 6^2 \times 0/2 \times 0/1 = \frac{77/76}{12/96} \text{ kN/m}$$

۱۴-۴-۳ اثر آب بر فشار خاک

روش‌های فوق‌الذکر در تعیین فشار دینامیکی وارد بر دیوارهای حایل که در بخش‌های قبل بیان شد، در شرایط خشک بودن خاک پشت دیوار قابل استفاده می‌باشند و با توجه به تعبیه سیستم زهکش در پشت دیوارهای حایل، چنین فرضی در غالب موارد صحیح است، لیکن در بعضی موارد نظیر دیوارهای ساحلی، یا دیواره‌های کنار آبگیرها، وجود آب در پشت یا جلو دیوار موجب تغییر رانش دینامیکی گردید، و منظور نمودن اثر آن در طراحی ضروری است. به‌طور کلی فشار آب بر دیوارها در صورت عدم تأمین سیستم زهکشی مناسب، به‌دو مؤلفه فشار هیدروستاتیک که با عمق به‌صورت خطی افزایش می‌یابد و فشار هیدرودینامیکی که از پاسخ دینامیکی آب ناشی می‌شود، قابل تفکیک است.

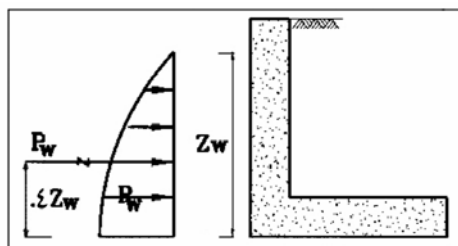
۱۴-۴-۳-۱ حضور آب در جلو دیوار

در صورت قرارگیری یک حجم آب در جلوی دیوار حایل، با فرض قرارگیری یک حایل صلب در مقابل یک مخزن نیمه بی‌نهایت، می‌توان فشار هیدرودینامیک آب را که از پاسخ دینامیکی حجم آب حین وقوع زلزله ناشی می‌شود را از روش

وسترگاد تعیین نمود. طبق مطالعات وی، در صورت پایین بودن فرکانس حرکت لرزه‌ای نسبت به فرکانس طبیعی مخزن، فشار هیدرودینامیک آب با جذر عمق افزایش می‌یابد. فرکانس طبیعی یک مخزن مطابق رابطه $f_o = \frac{v_p}{4H}$ که در آن v_p سرعت موج فشاری در آب در حدود ۱/۵ کیلومتر بر ثانیه و H عمق مخزن می‌باشد. در شرایط متعارف همواره بیش از فرکانس حرکت زلزله‌های معمول خواهد بود. به‌عنوان مثال خواهیم داشت :

$$H = 10m$$

$$f_o = \frac{1/5 \times 10^3}{4 \times 10} = 37/5 \text{ Hz}$$



فشار دینامیکی و برآیند فشار مذکور مطابق روابط زیر تعیین خواهد شد :

$$P_N = \frac{7}{8} k_h \gamma_w \sqrt{z_w} H \quad (11-14)$$

$$P_w = \frac{7}{12} k_h \gamma_w H^2 \quad (12-14)$$

که در آن z_w ارتفاع آب و H ارتفاع دیوار می‌باشد.

فشار جانبی کل ناشی از حضور آب در جلو یک دیوار حایل حین وقوع زلزله مجموع فشار هیدروستاتیک و اضافه‌فشار هیدرودینامیک خواهد بود. موقعیت اضافه‌فشار دینامیک در شکل نشان داده شده است.

در طراحی دیوارهای حایل در مقابل آبگیرها، افت سریع آب در مخزن در کنترل واژگونی دیوار باید مدنظر باشد، همچنین در حین وقوع زلزله نیز بالا آمدن سریع آب در جلو دیوار باعث افزایش پایداری آن، لیکن پایین رفتن همین سطح آب باعث کاهش ضریب ایمنی پایداری خواهد شد که باید در طراحی مدنظر قرار گیرد.

۱۴-۳-۲ حضور آب در خاک پشت دیوار

در صورتی که خاک پشت دیوار از نوع خاک ریزدانه با ضریب نفوذپذیری خیلی کم باشد، آب منفذی در حین زلزله با خاک اطراف خود حرکت می‌کند، لیکن در صورتی که خاک از نوع ماسه‌ای و با ضریب نفوذپذیری بالا باشد، در حین لرزش، اسکلت خاک حرکت کرده و آب حفره‌ای ساکن می‌ماند، در این حالت امکان وقوع فشارهای هیدرودینامیک برای این آب حفره‌ای آزاد وجود خواهد داشت.

برای خاک‌های ریزدانه، با وارد کردن ضریب فشار حفره‌ای در روابط M-O به‌ترتیب زیر می‌توان فشار محرک خاک اشباع در حالت زلزله را تعیین نمود :

$$\gamma = \gamma_b (1 - r_u)$$

$$\psi = \tan^{-1} \left[\frac{\gamma_{sat}}{\gamma} \cdot \frac{k_h}{1 - k_v} \right] \quad (13-14)$$

در حالت خاک اشباع، فشار هیدروستاتیک بر مبنای وزن مخصوص مایع معادل، γ_{eq} ، به فشار جانبی خاک اضافه خواهد شد.

$$\gamma_{eq} = \gamma_w + r_u \gamma_b$$

r_u = ضریب فشار آب حفره‌ای

در صورت عدم اشباع کامل خاک، فشار محرک با استفاده از یک وزن مخصوص میانگین بر مبنای حجم نسبی خاک در گوه لغزش فعال در بخش فوقانی و تحتانی سطح آب قرار دارد که به ترتیب زیر، محاسبه خواهد شد.

$$\bar{\gamma} = \lambda^2 \gamma_{sat} + (1 - \lambda^2) \gamma_d$$

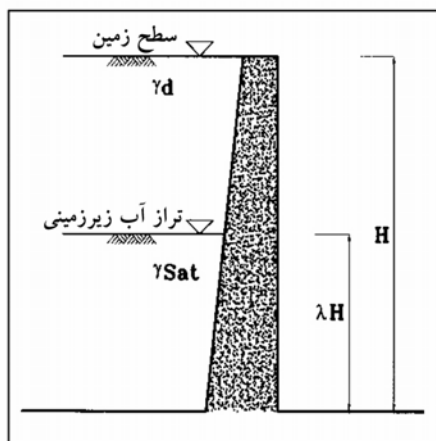
در روابط فوق:

$$\gamma_b = \text{وزن مخصوص غوطه‌ور} = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

$$\gamma_{sat} = \text{وزن مخصوص خاک اشباع}$$

$$\gamma_d = \text{وزن مخصوص خشک خاک}$$

$$\gamma = \text{وزن مخصوص خاک مرطوب}$$



شکل ۱۴-۷

۱۴-۳-۴ حضور آب در طرفین دیوار - دیوارهای ساحلی'

در بعضی موارد نظیر دیوارهای ساحلی، در یک سمت آب حفره‌ای و در طرفین دیگر فشار آب وجود دارد، برای چنین مواردی برخی محققین افزایش فشار حفره‌ای در سمت خشکی را ۷۰ درصد اضافه فشار دینامیکی در سمت آب پیشنهاد کرده‌اند. در این حالت:

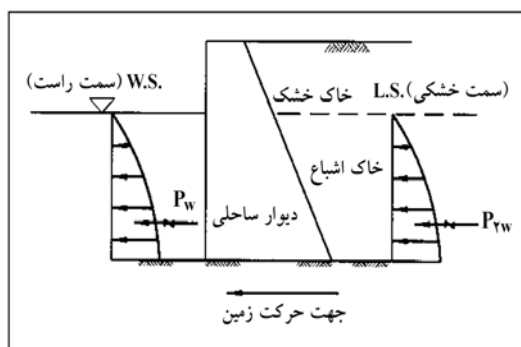
$$p_2 = 0.7 \left(\frac{7}{8} k_h \gamma_w \sqrt{z_w H} \right) = 0.6125 k_h \gamma_w \sqrt{z_w H} \quad (14-14)$$

که در آن p_2 اضافه فشار دینامیکی آب حفره‌ای خاکریز پشت دیوار در هنگام زلزله و معادل ۷۰ درصد فشار دینامیکی طبق رابطه ۱۴-۱۱ می‌باشد، برآیند این فشار طبق رابطه ۱۴-۱۲ برابر است با :

$$p_2 = 0.7 \left(\frac{7}{12} k_h \gamma_w H^2 \right) = 0.4083 k_h \gamma_w H^2 \quad (14-15)$$

در هنگام وقوع زلزله فشار وارد از سمت دریاچه به اندازه p_w کاهش و فشار وارد از سمت خشکی به اندازه p_{2w} افزایش می‌یابد، در نتیجه افزایش فشار دینامیکی کل بر روی دیوارهای ساحلی برابر می‌شود با :

$$p_w = p_w + p_{2w} = 1.7 \left(\frac{7}{12} k_h \gamma_w H^2 \right) = 0.9917 k_h \gamma_w H^2 \quad (14-16)$$



۴-۴-۱۴ دیوارهای خاک مسلح

همان‌طور که در فصول ۱۲ و ۱۳ اشاره شد، دیوارهای خاک مسلح، به دو ناحیه تفکیک می‌شوند، یکی ناحیه مسلح‌شده با تسمه‌های فولادی و دیگر بلوک خاک غیرمسلح در پشت این ناحیه. در اثر وقوع زلزله، ناحیه خاک غیرمسلح تحت اثر رانش دینامیکی و ناحیه مسلح تحت اثر نیروی اینرسی قرار می‌گیرد. طراحی لرزه‌ای دیوارهای خاک مسلح با هدف کنترل لغزش و واژگونی ناحیه مسلح به تسمه‌ها و همچنین کنترل شکست کشش در تسمه‌های فولادی در خلال وقوع زلزله انجام می‌گیرد. مراحل طراحی به شرح زیر است.

۴-۴-۱۴-۱ کنترل پایداری خارجی

در این شرایط، مشابه دیوارهای حایل ثقیل، نیروهای وزن، فشار جانبی استاتیکی و اضافه فشار دینامیکی، ΔP_{ae} بر ناحیه غیرمسلح و نیروی اینرسی، P_{ir} ، بر ناحیه مسلح، مطابق مراحل زیر وارد می‌شود.

الف - تعیین ضریب زلزله افقی k_h

ب - تعیین اضافه نیروی دینامیکی جانبی :

(۱۷-۱۴)

$$\Delta P_{ae} = 0.375 k_h \gamma_s H^2$$

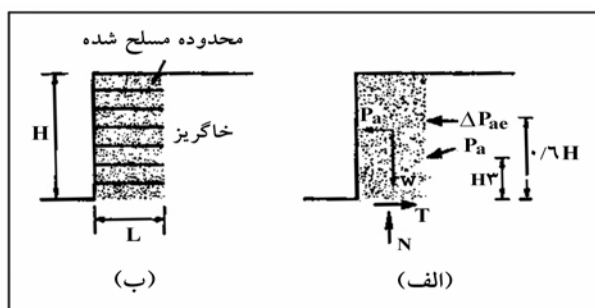
که در آن γ_s وزن مخصوص خاک پشت دیوار است.

پ - تعیین نیروی اینرسی وارد بر ناحیه مسلح

(۱۴ - ۱۸)

$$P_{ir} = k_h \gamma_{rs} HL$$

که در آن γ_{rs} وزن مخصوص توده خاک مسلح می‌باشد. سایر پارامترها در شکل ۱۴-۸ نشان داده شده‌اند.



شکل ۱۴-۸- اطلاعات مورد استفاده در تعیین نیروهای دینامیکی وارد بر خاک مسلح

- با توجه به عدم احتمال وقوع ΔP_{ae} و P_{ir} ، کنترل لغزش و پایداری براساس نیروی زیر صورت می‌گیرد:

(۱۴ - ۱۹)

$$P_T = P_a + \Delta P_{ae} + \frac{1}{3} P_{ir}$$

ضریب ایمنی لازم در کنترل لغزش و واژگونی معادل ۷۵ درصد ضرایب ایمنی قابل قبول در شرایط استاتیکی می‌باشند.

۱۴-۴-۴ کنترل پایداری داخلی

با توجه به متفاوت بودن سطح شکست داخلی بحرانی برای تسمه‌های مورد استفاده در خاک مسلح بسته به نوع و جنس آنها،

پایداری داخلی مطابق شکل ۱۴-۹ به ترتیب زیر کنترل خواهد شد:

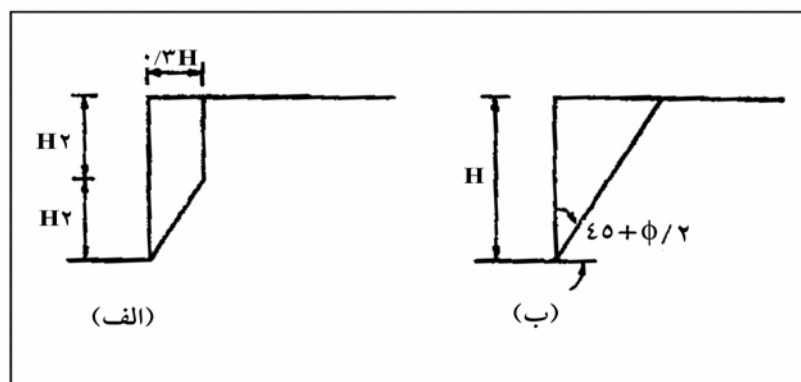
- تعیین نیروی شبه‌استاتیکی وارد بر ناحیه ناپایدار در اثر شکست درونی

(۱۴ - ۲۰)

$$P_{ir} = k_h W_A$$

که در آن W_A وزن گوه لغزش مطابق شکل ۱۴ - ۹ خواهد بود.

- توزیع نیروی P_{ir} در هر لایه متناسب با مقاومت ناحیه‌ای و تعیین مؤلفه کشش مؤثر بر تسمه‌ها در اثر اضافه فشار شبه‌استاتیک مطابق مطالب و روش‌های فصل.
- کنترل تنش کششی تسمه‌ها در اثر نیروهای استاتیکی و دینامیکی بر روی سطح مقطع تسمه و کسب حداقل ضریب ایمنی لازم معادل ۷۵ درصد ضریب ایمنی حالت استاتیکی.
- کنترل ضریب ایمنی لغزش تسمه‌ها در اثر نیروهای استاتیکی و اضافه فشار شبه‌استاتیک و کنترل طول ممتد تسمه در ناحیه مسلح.

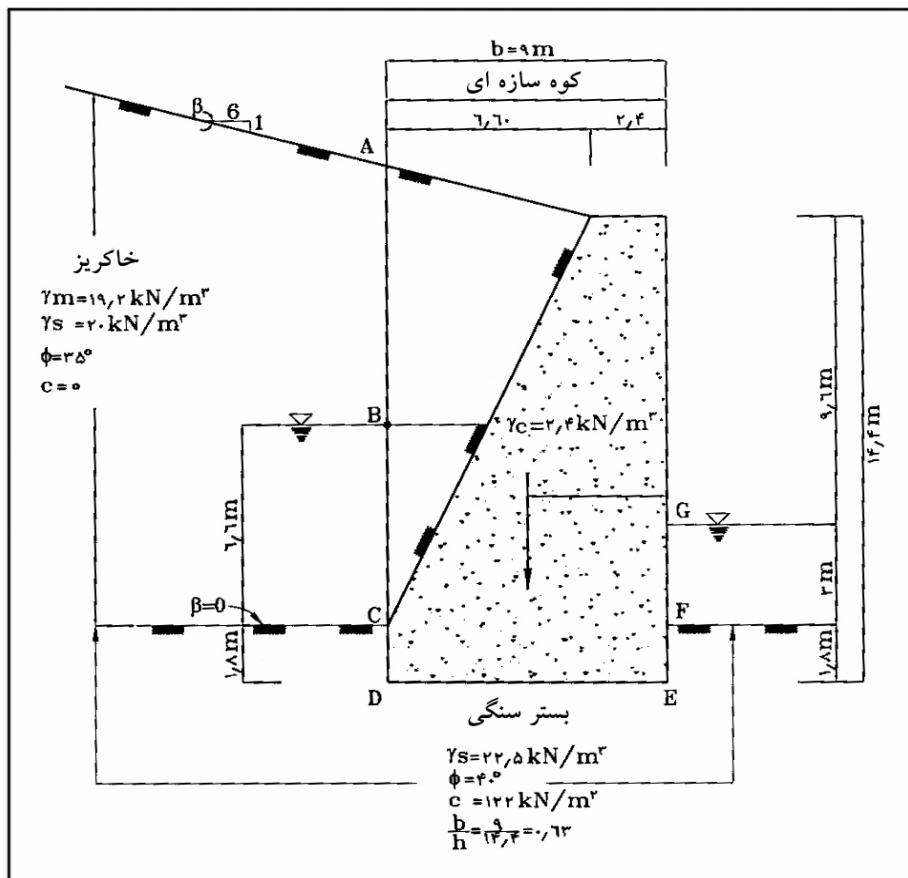


شکل ۱۴-۹- سطوح شکست بحرانی در کنترل پایداری داخلی لرزه‌ای. (الف) تسمه‌های کشش‌پذیر، (ب) تسمه‌های کشش‌ناپذیر

پیوست فصل هشتم

مثالی از محاسبات پایداری دیوارهای حایل وزنی

مطابق شکل پ ۸-۱ مقطع دیوار حایل وزنی بتنی مفروض است. این دیوار را در مقابل واژگونی، لغزش، و ظرفیت باربری پی کنترل نمایید. حالت R۲، شرایط بارگذاری غیرعادی را کنترل نمایید.



شکل پ - ۸ - ۱

حل :

با توجه به اینکه دیوار روی بستر سنگی قرار گرفته است، تصمیم گرفته می شود که از فشار حالت سکون استفاده گردد. به جای استفاده مستقیم از روابط فشار حالت سکون از روابط کولمب با ϕ و c کاهش یافته استفاده می گردد. نمودار آزاد نیروهای مؤثر در شکل پ - ۸ - ۲ رسم شده که در زیر به تشریح نیروهای حاصل از آن پرداخت می شود:

۱- فشار جانبی در سمت خاکریز :

در ارتفاع CD به علت سنگی بودن، فشار جانبی منظور نمی شود.

در ارتفاع AC :

$$C = 0$$

$$\phi_d = \tan^{-1}\left(\frac{2}{3} \tan \phi\right) = \tan^{-1}\left(\frac{2}{3} \tan 35\right) = 25^\circ$$

$$K_a = \cos \alpha \frac{\cos \alpha - \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}}{\cos \alpha + \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}}$$

$$\alpha = 9/46^\circ \quad \phi = 25$$

$$K_a = \cos 9/46 \frac{\cos 9/46 - \sqrt{\cos^2 9/46 - \cos^2 25}}{\cos 9/46 + \sqrt{\cos^2 9/46 - \cos^2 25}} = 0/986 \times \frac{0/579}{1/376}$$

$$K_a = 0/428 \approx 0/43$$

$$\text{رابطه فشار سکون} = (1 - \sin \phi)(1 + \sin \beta) = (1 - \sin 35)(1 + \sin 9/46) = 0/497$$

تطابق خوبی بین ضرایب فشار جانبی وجود دارد. دنباله مسئله با ضریب ۰/۴۳ دنبال می شود.

$$p_B = 0/43 \times 7/1 \times 19/2 = 58/62 \text{ kN/m}^2$$

$$p_C = 58/62 + (20 - 10) \times 0/43 \times 6/6 = 87 \text{ kN/m}^2$$

$$P = 58/62 \times \frac{7/1}{2} + 58/62 \times 6/6 + \frac{(87 - 58/62)}{2} \times 6/6 = 689$$

$$= 208/1 + 386/89 + 93/65 = 689 \text{ kN}$$

$$\bar{X} = 1/8 + \frac{208/1 \times (6/6 + \frac{7/1}{3}) + 386/89 \times 3/3 + 93/65 \times \frac{6/6}{3}}{689} = 1/8 + 4/86 = 6/66$$

$$P_h = 689 \times \cos 9/46 = 680 \text{ kN}, M_{oT} = 680 \times 6/66 = 4529 \text{ kN.m}$$

$$P_v = 689 \times \sin 9/46 = 113 \text{ kN}, M_R = 113 \times 9 = 1017 \text{ kN.m}$$

۲- فشار آب در بالادست:

$$p_w = 8/4 \times 10 = 84 \text{ kN/m}^2$$

$$P_w = 84 \times \frac{8/4}{2} \times 353 \text{ kN}, M_{oT} = P_w \times 2/8 = 988 \text{ kN.m}$$

۳- فشار آب در پایین دست:

$$p_w = 4/8 \times 10 = 48 \text{ kN/m}^2$$

$$P_w = 48 \times \frac{4/8}{2} \times 115 \text{ kN}, M_R = P_w \times 1/6 = 184 \text{ kN.m}$$

۴- زیر فشار

به صورت خطی از فشار آب در D تا فشار آب در E منظور می شود.

$$P_u = 48 \times 9 + (84 - 48) \times \frac{9}{2} = 432 + 162 = 594$$

$$M_{oT} = 432 \times \frac{9}{2} + 162 \times \frac{2}{3} \times 9 = 2916 \text{ kN.m}$$

۵- وزن دیوار و خاک آن

	$W_i \text{ (kN)}$	$e_i \text{ (m)}$	$M_R \text{ (kN.m)}$
W_1	$9 \times 1/8 \times 24 = 389$	$4/5$	1750
W_2	$2/4 \times 12/6 \times 24 = 726$	$1/2$	871
W_3	$6/6 \times 12/6 \times \frac{1}{2} \times 24 = 998$	$4/6$	4590
W_4	$1/1 \times 6/6 \times \frac{1}{2} \times 19/2 = 70$	$6/8$	474
W_5	$6/6 \times 12/6 \times \frac{1}{2} \times 19/2^* = 798$	$6/8$	5429
Σ	$W=2981$		13114

* از اضافه وزن مخصوص قسمت زیر آب صرف نظر شده است.

کنترل واژگونی

$$\Sigma M_{oT} = 4529 + 988 + 184 + 2916 = 8617 \text{ kN.m}$$

$$\Sigma M_R = 1017 + 184 + 13114 = 14315$$

$$FS = \frac{14315}{8617} = 1/66 > 1/5 \quad \text{خوبست}$$

کنترل لغزش

$$H = 680 + 353 - 115 = 918$$

$$N = 113 - 594 + 2981 = 2500$$

$$\mu = \tan\left(\frac{2}{3}\phi\right) = \tan\left(\frac{2}{3} \times 40\right) = 0/5$$

$$FS = \frac{\mu N}{H} = \frac{0/5 \times 2500}{918} = 1/36 > 1/33$$

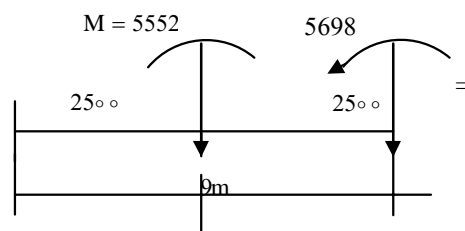
کنترل تنش قائم

$$M_R - M_{OT} = 14315 - 8617 = 5698$$

$$N = 2500$$

$$M = 2500 \times 4/5 - 5698 = 5552$$

$$e = \frac{5552}{2500} = 2/22 > \frac{b}{6} = 1/50$$



منطقه بدون فشار خواهیم داشت.

$$x_R = 4/5 - 2/22 = 2/28 \text{ m}$$

$$3 x_R = 3 \times 2/28 = 6/84 \text{ m} \rightarrow \frac{6/84}{9} = 0/76 > 0/75\%$$

$$\frac{1}{2} \times p_{\max} \times 6/84 = 2500$$

$$p_{\max} = 731 \text{ kN/m}^2$$

توجه:

با توجه به وقوع منطقه فشار به عرض $2/16 \text{ m}$ ، $9 - 6/84 = 2/16$ ، در توزیع فشار برخاست باید اصلاحی انجام پذیرد. یعنی در شکل پ - ۸-۲ از نقطه D به سمت E باید در عرض $2/16$ متر فشار برخاست مساوی مقدار ثابت 84 kN/m^2 منظور شود. این اصلاح تغییر عمده‌ای در محاسبات ایجاد نمی‌کند.

محاسبه ظرفیت باربری :

$$q = \gamma' D = (22/5 - 10) \times 1/8 = 22/5 \text{ kN/m}^2$$

$$\xi_{cd} = 1 + 0/2(D/\bar{B}) \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)$$

$$\xi_{cd} = 1 + 0/2(0/4975)(2/1445) = 1/213$$

$$\xi_{qd} = \xi_{yd} = 1 + 0/1(D/\bar{B}) \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) = 1/107$$

$$\xi_{qi} = \xi_{ci} = \left(1 - \frac{\delta^\circ}{90^\circ}\right)^2 = \left(1 - \frac{22/87}{90}\right)^2 = 0/5564$$

$$\xi_{yi} = \left(1 - \frac{\delta^\circ}{\phi}\right)^2 = \left(1 - \frac{22/87}{40}\right)^2 = 0/1834$$

$$N_c = 75/31, N_q = 64/20, N_\gamma = 93/69$$

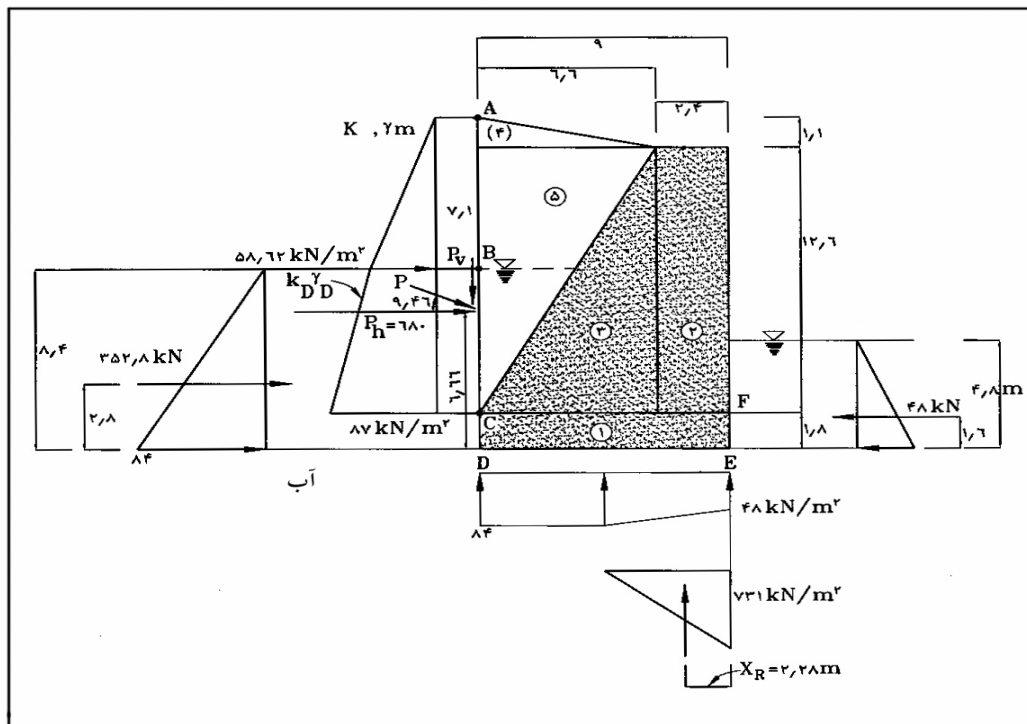
$$Q = \bar{B} \left(\xi_{cd} \xi_{ci} c N_c + \xi_{qd} \xi_{qi} q_0 N_q + \frac{\xi_{yd} \xi_{yi} \bar{B}_\gamma N_\gamma}{2} \right)$$

$$\bar{B} = B - 2e = 9 - 2 \times 2/22 = 4/56$$

$$Q = 4/56 \left[1/213 (0/5564) (122) (75/31) + 1/107 (0/5564) (22/5) (64/20) + \frac{1/107 (0/1834) (4/56) (11/5) (93/69)}{2} \right]$$

$$Q = 4/56 (6201 + 890 + 499) = 34610$$

$$FS = \frac{34610}{2500} = 13/84 > 2$$



شکل پ - ۸-۲- نمودار نیروها

منابع و مراجع

- 1- US Army Corps of Engineers, 1994, No, 4 Retaining and Flood Walls
- 2- BS 8002 ; 1994, Code of Practice for Earth Retaining Structures
- 3- Reinforced Earth Structures Recommendations – Rules of The ART
- 4- Bowles, 1996 Fifth Edition; Foudation Analysis and Design
- 5- B. Das, 2000; Fourth Edition, Principles of Foundation Engineering

۶- محمد زاهدی، ۱۳۷۴، سازه‌های خاک مسلح – نشریه شماره ۱۶ استاندارد مهندسی آب

این راهنما

شامل دستورالعمل‌ها و راهنمایی‌هایی برای برای طراحی ایمن و ساخت اقتصادی دیوارهای حایل و دیوارهای سیل‌بند و ساحلی است.

این ضوابط نه تنها دیوارهای حایل خشک، بلکه دیوارهای حایلی که تحت بارهای هیدرولیکی نظیر آب در حال جریان، غوطه‌وری، تأثیر موج و ناحیه پاششی آن و همچنین حالاتی که تحت شرایط خورنده محیطی و جوی قرار دارند را نیز دربر می‌گیرد. ضوابط این راهنما، از لحاظ ارتفاعی محدود به دیوارهای با ارتفاع کمتر از ۱۰ متر می‌باشد.

In the Name of God
Islamic Republic of Iran
Ministry of Energy
Iran Water Resources Management CO.
Deputy of Research
Office of Standard and Technical Criteria

Guideline for Design of Retaining Walls