

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.mpor.org.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 خطر بدببری ناشی از زلزله

فهرست برگه

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

ص. ۳۰۲، ص: مصور - (سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور، دفتر امور فنی، تدوین معيارها و
کاهش خطرپذیری ناشی از زلزله؛ نشریه شماره ۳۰۸) (انتشارات سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور؛
۱۳۸۴/۰۰/۶۶)

ISBN 964-425-649-2

مریوط به پختنامه شماره ۱۰۱/۵۳۴۸۶ ۱۳۸۴/۲/۲۹ مورخ
کتابنامه: ص. ۳۰۲

۱. دیوارهای حائل - دستامدها. ۲. سیل بندها و مخزنیهای آب - دستامدها. الف. شرکت
مدیریت منابع آب ایران، دفتر استانداردها و معيارهای فنی، به سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور.
مرکز مدارک علمی، موزه و انتشارات. ج. عنوان. د. فروست.

۱۳۸۴ ش. ۳۰۸ ۲۶۸ س / ۲۲۴ TA

ISBN 964-425-649-2

شابک ۲-۶۴۹-۹۲۵ - ۹۶۴

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.

(P)

بسم تعالیٰ

ریاست جمهوری
سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور
رئیس سازمان

شماره :	۱۰۱/۵۳۴۸۶	بخشنامه به دستگاه‌های اجرایی، مهندسان مشاور و پیمانکاران
تاریخ :	۸۴/۲/۲۹	
موضوع :		راهنمای طراحی دیوارهای حائل

به استناد آین نامه استانداردهای اجرایی طرح‌های عمرانی، موضوع ماده ۲۳ قانون برنامه و بودجه و در چهارچوب نظام فنی و اجرایی طرح‌های عمرانی کشور (محبوبه شماره ۲۴۵۲۵/ت ۱۴۸۹۸)، مورخ ۱۳۷۵/۴/۴ هیات 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.

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

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.

حصید شرکاء

معاون رئیس جمهور و رئیس سازمان

اصلاح مدارک فلی

خوانده گرامی :

دفتر امور فنی، تدوین معیارها و کاهش خطرپذیری ناشی از زلزله سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور با استفاده از نظر کارشناسان پرجسته مبادرت 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، ایهام و اشکالات موضوعی نیست.

از این‌رو، از شما خوانده گرامی حمایت‌ناهای تلقاضاً 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 تسدیه را برای جایگزینی ارسال نمایید.
- ۴- نشانی خود را برای تعامل احتمالی ذکر فرمایید.

کارشناسان این دفتر نظرهای دریافتی را به دقت مطالعه نموده و اقدام مقتضی را معمول خواهد داشت.
پیشنهاد از همکاری و دقت نظر جانبی 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 ۱۹۹۱۷-۴۵۴۸۱
<http://tec.mpor.org.ir>

پسمه تعالی

پیشگفتار

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

نظام فنی و اجرایی طرح‌های عمرانی کشور (مصطفوی مورخ ۱۳۷۵/۴/۴ هیأت محترم وزیران) بکارگیری معیارها، استانداردها و خواص فنی در مراحل تهیه و اجرای طرح و نیز توجه لازم به هزینه‌های نگهداری و پیره‌برداری در قیمت تمام شده طرح‌ها را مورد تأکید جدی قرار داده است.

پاتوچه به مراتب یاد شده و شرایط اقلیمی و محدودیت منابع آب در ایران، امور آب وزارت نیرو (طرح تهیه و تدوین خواص و معیارهای صنعت آب کشور) با همکاری معاونت امور فنی سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور (دفتر امور فنی، تدوین معیارها و کاهش خطری‌زیری ناشی از زلزله) براساس ماده ۲۲ 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
- پیره‌گیری از تجارب دستگاه‌های اجرایی، سازمان‌ها، نهادها، واحدهای صنعتی، واحدهای مطالعه، طراحی و ساخت
- پرهیز از دوباره کاری‌ها و اثلاف 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 بکارگیری 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

اعضای کمیته تدوین راهنمای طراحی دیوارهای حاصل

این راهنمای صنعتی امیرکبیر با مسئولیت و سرپرستی آقای مهندس شاپور طاحونی و همکاری آقای مهندس محمد رضا اخوان لیل آبادی تهیه شده است. اعضای گروه ناظارت بر تهیه این راهنمای به ترتیب حروف الفباء عبارتند از :

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

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- رد بندی دیوارهای حاصل
۷	۱-۲ انواع دیوارهای حاصل
۷	۱-۱-۲ دیوارهای حاصل وزنی
۸	۲-۱-۲ دیوارهای حاصل غیر وزنی
۸	۳-۱-۲ دیوارهای حاصل انعطاف پذیر
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 مهار شده
۱۶	۴-۲-۲ سپرهای فولادی
۱۶	۵-۲-۲ دیوارهای صندوقه‌ای
۱۶	۶-۲-۲ دیوارهای بتون مسلح پشت بنددار
۱۶	۷-۲-۲ دیوارهای وزنی
۱۶	۸-۲-۲ خاک مسلح
۱۷	۹-۲-۲ دیوارهای گایبیونی (توری سنگی)
۱۷	۱۰-۲-۲ شمعهای پهلو به پهلو
۱۷	۳-۲ مبانی طراحی
۱۷	۱-۳-۲ کلیات
۱۷	۲-۳-۲ زهکشی

فهرست مطالب

صفحه

عنوان

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

فهرست مطالب

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

فهرست مطالب

صفحه	عنوان
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 (z _d)
۸۱	۵-۵ ضرایب شیب بار (i _s)
۸۱	۶-۵ ضرایب شیبدار بودن کف شالوده (γ _c)
۸۱	۷-۵ ضرایب شیبدار بودن خاک جلوی شالوده (γ _w)
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 یتن
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	۸-۶ دیوارهای سیل‌بند
۱۱۱	۹-۶ کلیات
۱۱۱	۱۰-۶ حالات بارگذاری
۱۱۳	۱۱-۶ ملاحظات عمومی

فهرست مطالب

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

فهرست مطالب

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

فهرست مطالب

صفحه

عنوان

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 مهاریها
۲۱۳	فصل ۱۱- سیستم‌های نوین دیوارهای حائل
۲۱۵	۱-۱۱ معرفی
۲۱۵	۲-۱۱ سیستم‌های جایگزین دیوار حائل
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 مسلح کننده
۲۱۶	۴-۴-۱۱ شبکه‌های مسلح کننده
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	پایداری داخلی ۲-۹-۱۱
۲۲۷	زهکشی ۳-۹-۱۱
۲۲۷	۱۰-۱۱ ملاحظات اجرایی
۲۲۸	۱۱-۱۱ ابزاربندی و مشاهدات عینی
۲۲۸	۱۲-۱۱ تعمیر و نگهداری
۲۲۹	۱۳-۱۱ سیستم‌های پیش‌ساخته بتنی مدولار
۲۲۹	۱-۱۳-۱۱ اجزای اصلی
۲۲۹	۲-۱۳-۱۱ مزايا
۳۳۰	۳-۱۳-۱۱ معایب
۲۳۰	۴-۱۳-۱۱ ملاحظات طراحی
۲۳۱	۵-۱۳-۱۱ ملاحظات اجرایی
۲۳۱	۶-۱۳-۱۱ ابزاربندی و پایش
۲۳۱	۷-۱۳-۱۱ مرمت
۲۳۷	فصل ۱۲- خاک مسلح
۲۳۹	۱-۱۲ معرفی
۲۴۰	۲-۱۲ روش اجرا و کاربری‌های متعارف
۲۴۲	۳-۱۲ مشخصات اجزای تشکیل‌دهنده خاک مسلح
۲۴۲	۱-۳-۱۲ خاکریز
۲۴۴	۲-۳-۱۲ عناصر مسلح‌کننده
۲۴۴	۳-۳-۱۲ عناصر پوسته
۲۴۶	۴-۱۲ دوام و پایایی
۲۴۷	۵-۱۲ رفتار خاک مسلح
۲۴۷	۱-۵-۱۲ رفتار نمونه‌های مصالح خاک مسلح
۲۴۸	۲-۵-۱۲ اصطکاک بین خاک و عناصر مسلح‌کننده (تسمه‌ها)
۲۴۹	۳-۵-۱۲ رفتار و مکانیزم سازه خاک مسلح
۲۵۰	۶-۱۲ روش طراحی
۲۵۰	۱-۶-۱۲ معرفی

فهرست مطالب

صفحه

عنوان

۲۵۰	پایداری خارجی یا کلی سازه	۲-۶-۱۲
۲۵۳	پایداری داخلی	۳-۶-۱۲
۲۶۲	رفتار لرزه‌ای خاک مسلح	۷-۱۲
۲۶۳	فصل ۱۳ - خاک مسلح با مصنوعات پلیمری	
۲۶۵	۱-۱۳ معرفی	
۲۷۰	اجرای دیوارهای ژئوسینتیک	۲-۱۳
۲۷۰	وصله ژئوسینتیک‌ها	۳-۱۳
۲۷۲	مبانی طراحی دیوار ژئوسینتیک	۴-۱۳
۲۷۳	طراحی دیوارهای ژئوتکستایل	۵-۱۳
۲۷۳	پایداری داخلی	۱-۵-۱۳
۲۷۷	پایداری خارجی	۲-۵-۱۳
۲۷۸	طراحی دیوارهای ژئوگرید	۶-۱۳
۲۸۱	فصل ۱۴ - طراحی لرزه‌ای دیوارهای حايل	
۲۸۳	۱-۱۴ مقدمه	
۲۸۳	شکست لرزه‌ای انواع حايل‌ها	۲-۱۴
۲۸۳	پاسخ دینامیکی دیوارهای حايل	۳-۱۴
۲۸۴	۴-۱۴ فشارهای لرزه‌ای بر حايل‌ها	
۲۸۴	حايل‌ها با قابلیت تغییرمکان نسبی	۱-۴-۱۴
۲۹۰	حايل‌های ثابت	۲-۴-۱۴
۲۹۲	اثر آب بر فشار خاک	۳-۴-۱۴
۲۹۵	دیوارهای خاک مسلح	۴-۴-۱۴
۲۹۸	پیوست فصل هشتم - مثالی از محاسبات پایداری دیوارهای حايل 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 قرارداده 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 راهنمایی 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 راهنمایی 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 انحنای 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 ایجاد کننده اضافه‌فشار خارجی است.

۱-۳-۲ انواع شالوده

بر حسب 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.

۱-۳-۳ ضوابط خاص دیوارهای سیل‌بند

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

۱-۳-۴ ضوابط ژئوتکنیکی و سازه‌ای

این راهنمایی 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

ردبندی دیوارهای حاصل

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 نشسته‌های محیط میزبان هماهنگ نمی‌نمایند. انواع متداول آنها عبارتند از :

- دیوارهای حایل وزنی (بنایی و بتی)
- دیوارهای حایل غیروزنی (طره‌ای و پشت‌بنددار و ...)
- دیوارهای حایل عمیق^۲ (سپرهای بتی)

ب - دیوارهای حایل انعطاف‌پذیر^۳

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

- دیوارهای خاک مسلح با تسممه‌های 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.

۱-۱-۱ 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 تنש 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 ۲-۱-۲-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 لغش دیوار جلوگیری به عمل آمده و تنش تماسی خاک در زیر آن از مقدار مجاز کمتر باشد. تراز زیر شالوده باید پایین‌تر از عمق یخنداش 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 ۲-۱-پ).

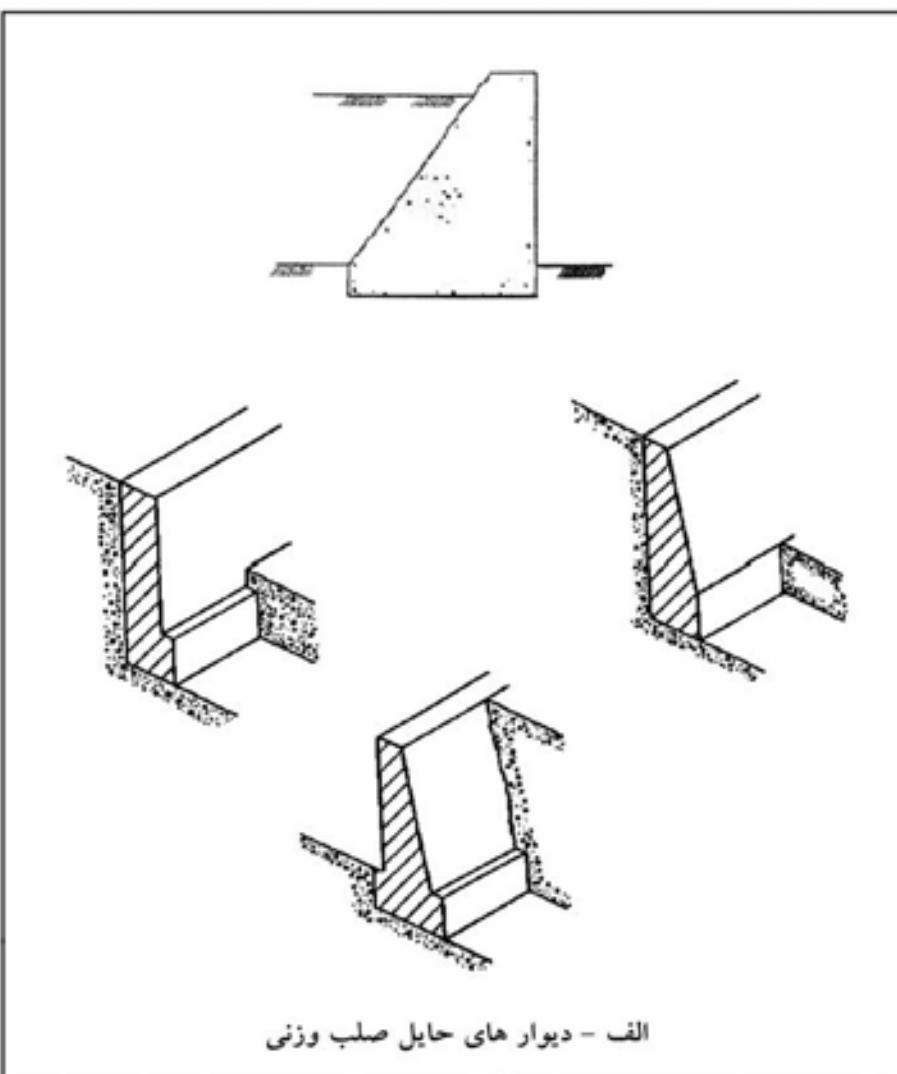
در شکل ۲-۱-ت، نوع خاصی از دیوارهای حایل طرهای که در آن طاقچه‌های خاصی برای بارگذاری معکوس دیوار تعییه شده، به نمایش درآمده است. این طاقچه‌ها هم از فشار جانبی می‌کاهند و هم لنگری مخالف لنگر واژگونی ایجاد می‌نمایند. از این رو به آنها رف‌های فشارشکن و به دیوار، دیوار حایل رف‌دار^۱ گفته می‌شود.

۳-۱-۲ دیوارهای حایل انعطاف‌پذیر

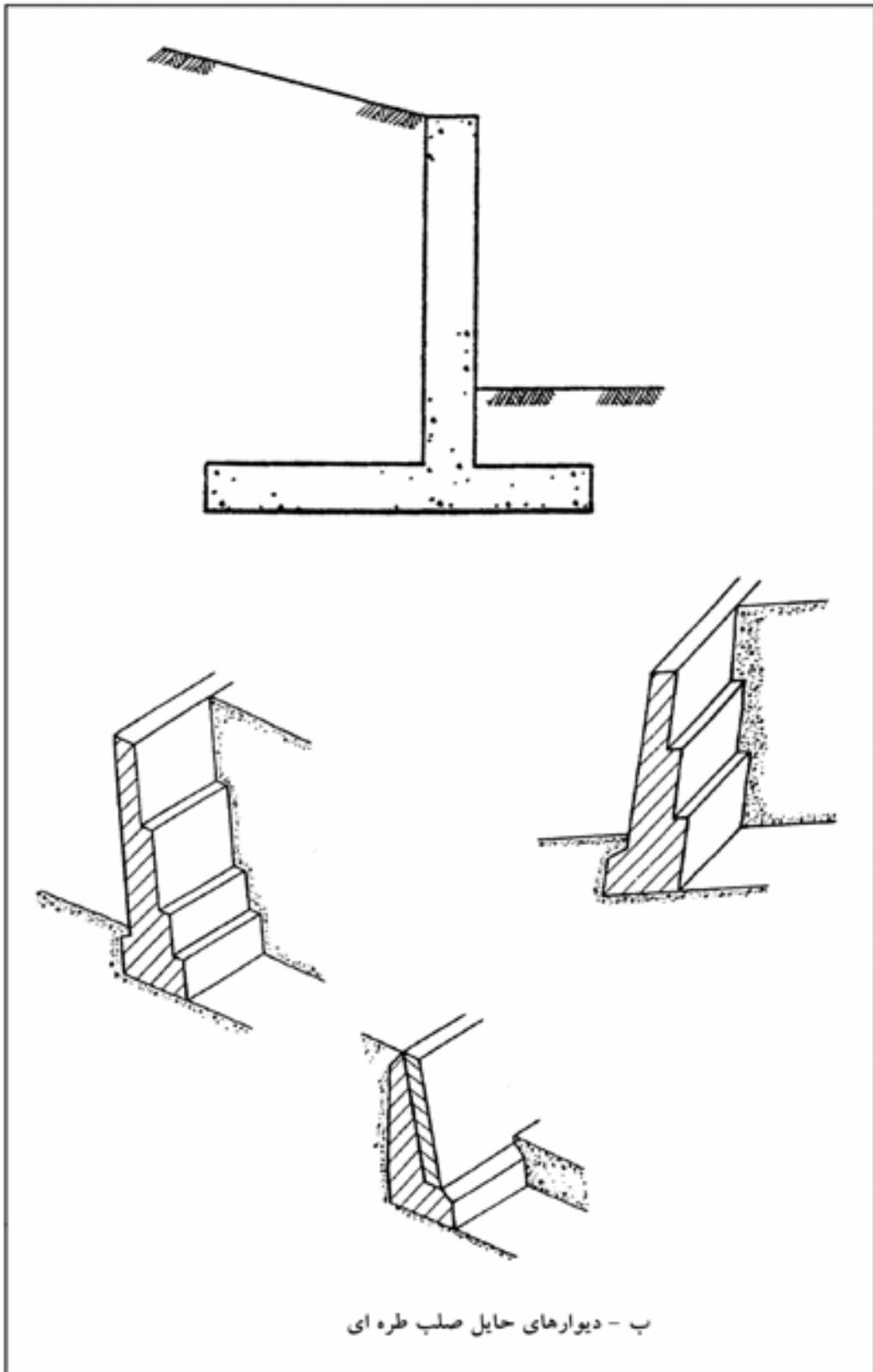
علاوه بر روش‌های سنتی، روش‌های نوینی برای احداث دیوارهای حایل ابداع شده است که موضوع فصول بعدی است. در ادامه شکل ۲-۱ تعدادی از این روش‌ها ارائه شده‌اند. دیوارهای حایل ساخته شده با این روش‌ها، علاوه بر تازگی، خصوصیت بارزی دارند که آنها را از دیوارهای قبلی متمایز می‌کند. این خصوصیت انعطاف‌پذیری آنها و قابلیت تطبیق با نشیستهای 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.

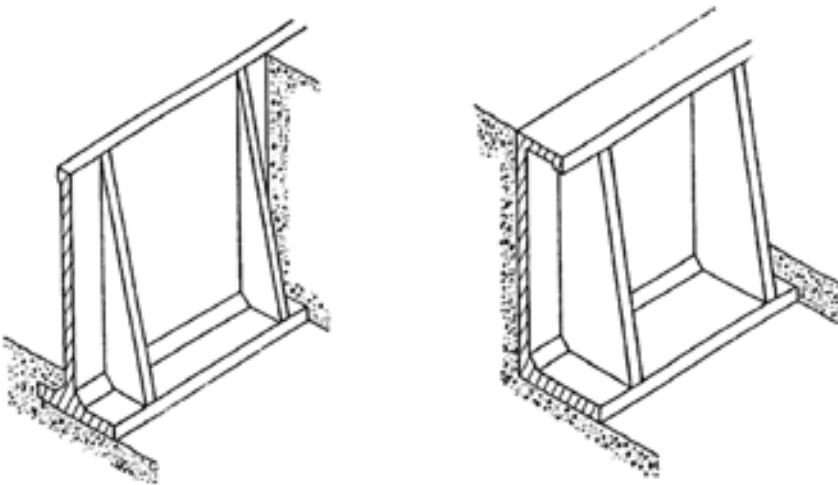
2 - rigid
3 - flexible



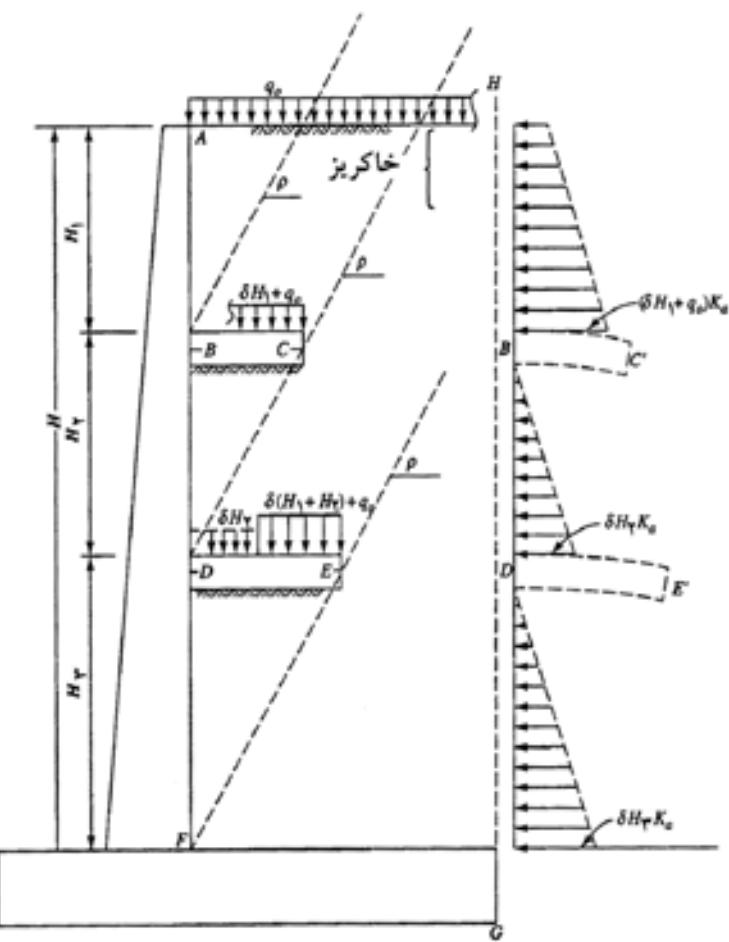
شکل ۲-۱- انواع دیوارهای حایل



شکل ۲-۱- انواع دیوارهای حایل (ادامہ)

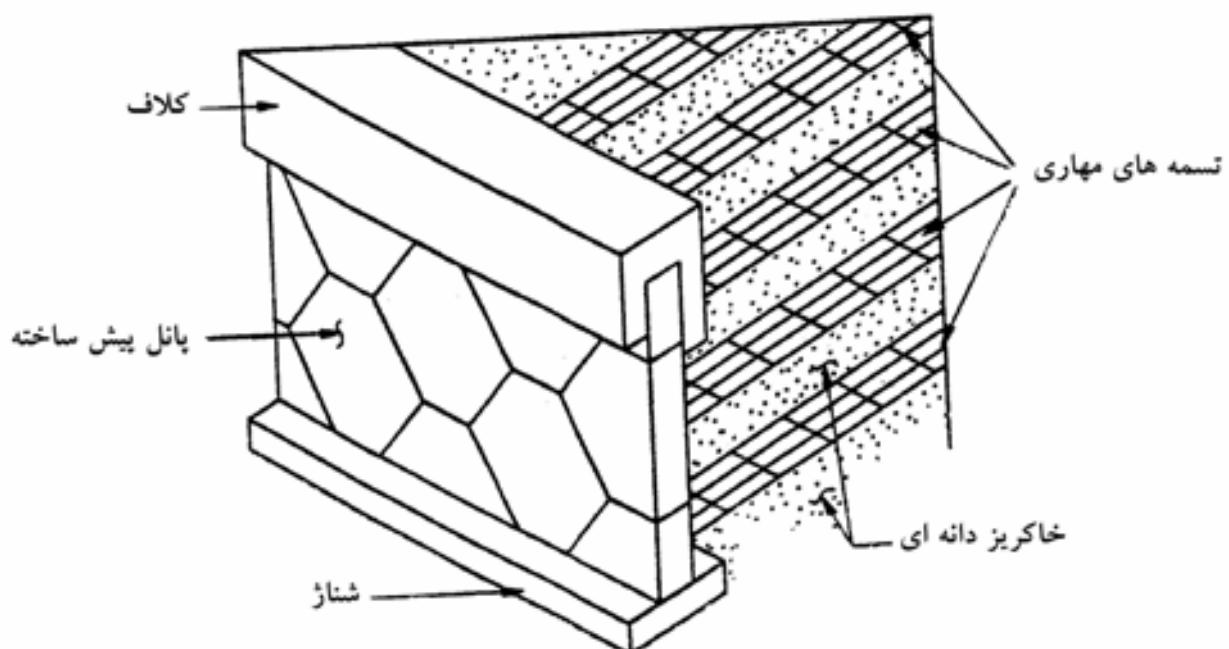


ب - دیوارهای حایل پشت بنددار

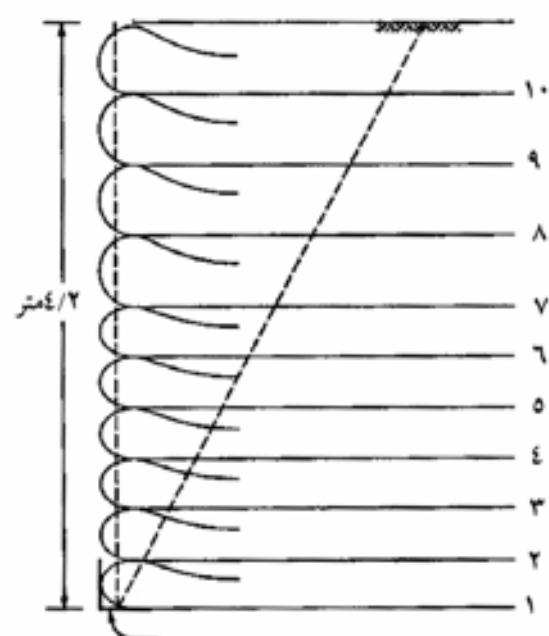


ت - دیوار حایل رف دار

شکل ۱-۲- انواع دیوارهای حایل (ادامه)

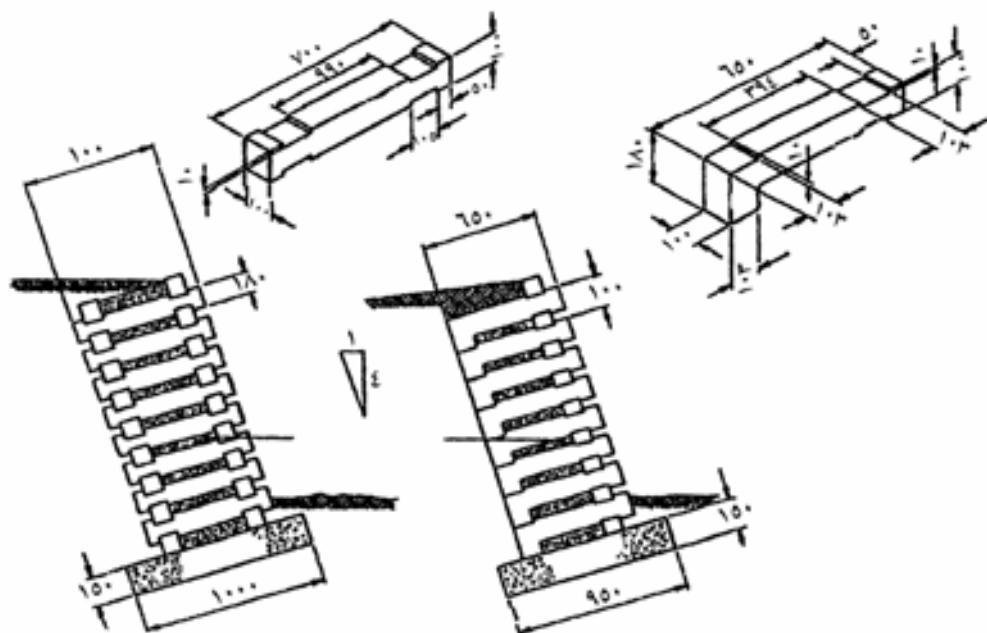
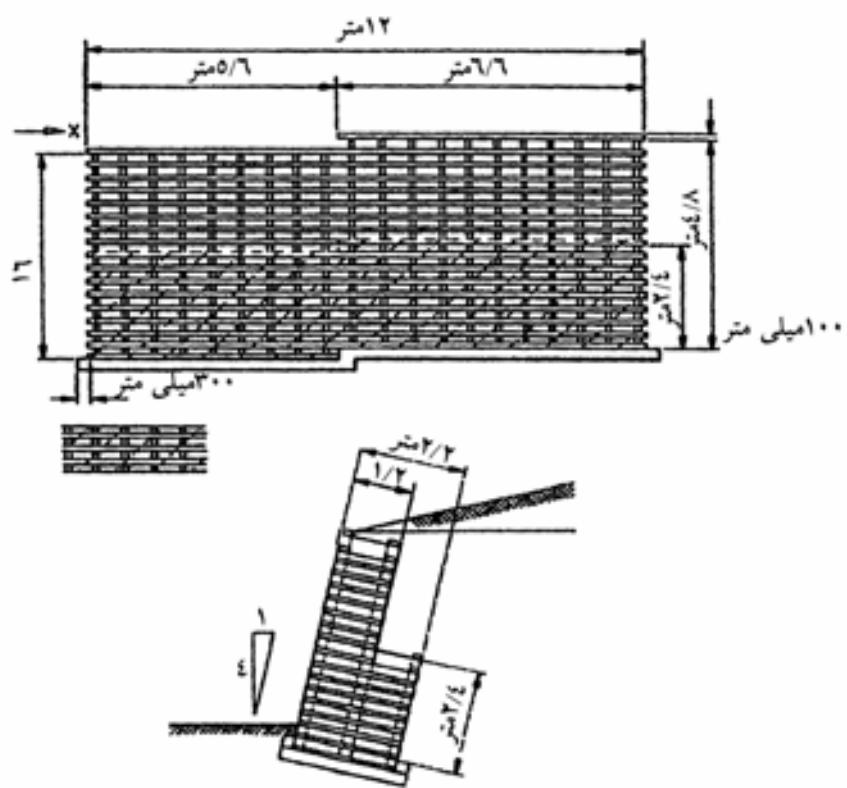


ث - دیوار حایل انعطاف پذیر از نوع خاک مسلح با تسمه های مهاری فولادی



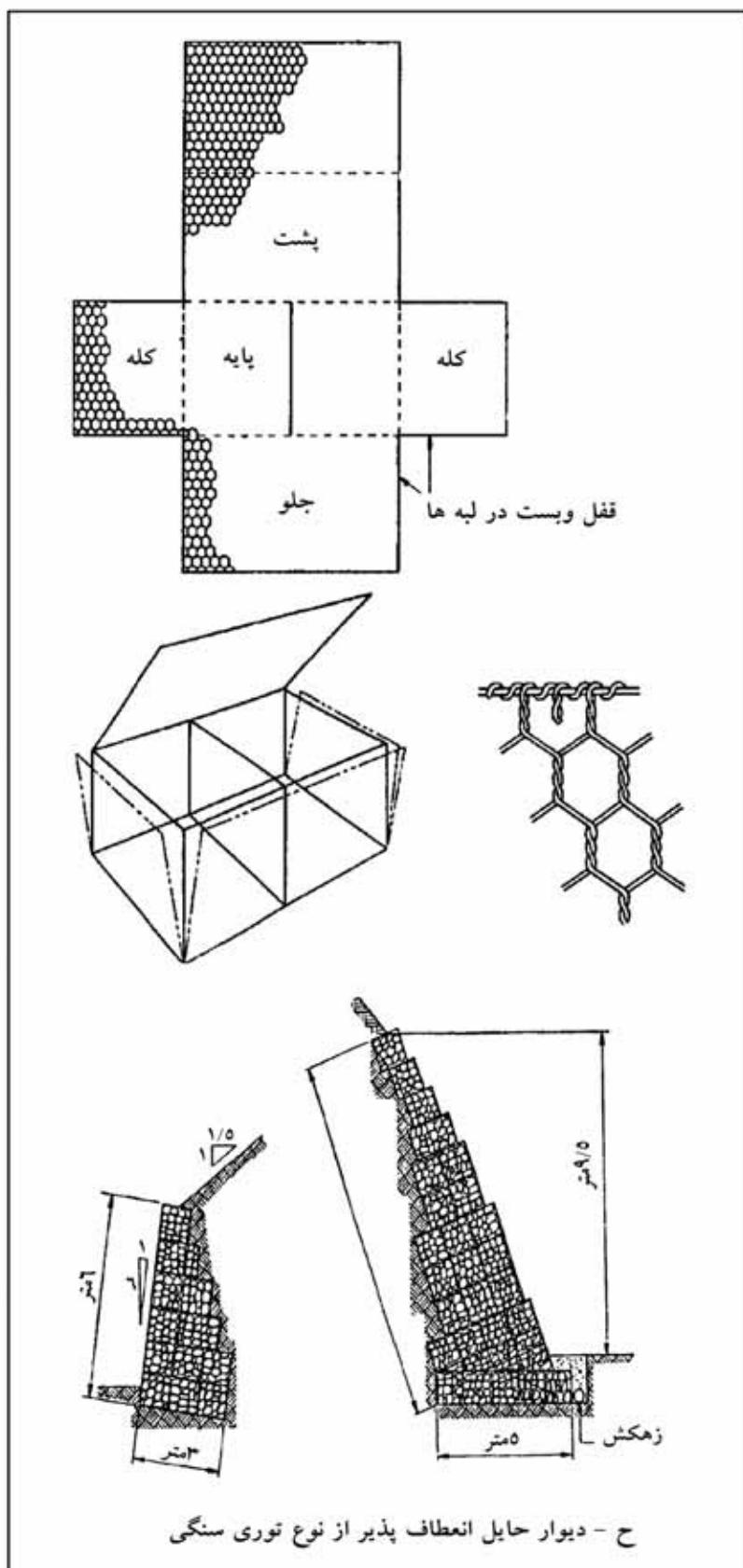
ج - دیوار حایل انعطاف پذیر از نوع خاک مسلح با ژئوتکستیل (پارچه گونه)

شکل ۱-۲- انواع دیوارهای حایل (ادامه)



ج - دیوار حایل انعطاف پذیر از نوع قفسه ای

شکل ۲-۱-۱- انواع دیوارهای حایل (ادامه)



شکل ۱-۲- انواع دیوارهای حائل (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 غیروزنی (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 گاییونی (توری سنگی)
- شمع‌های پهلو به‌پهلو^۱

۱-۳-۲ 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 ضربی اطمینان در مقابل لغزش می‌توان از زبانه برشگیر^۲ استفاده نمود. در صورتی که روی سنگ احداث شوند، معمولاً نیاز به‌زبانه برشگیر نخواهند داشت. در صورتی که در زمین نامناسب احداث شوند، وجود فونداسیون شمعی لازم خواهد بود. استفاده‌های تدبیری جهت جلوگیری از فرسایش پای دیوار در مقابل جریان آب لازم است. سپرفلزی در پای دیوار بتنی می‌تواند به عنوان یک راه حل مورد توجه قرار گیرد. پایه دیوارهای T می‌تواند به صورت افقی یا شیبدار ساخته شود که معاوی و مزایای هریک در فصول بعد مورد بررسی قرار خواهد گرفت (شکل ۲-۲-الف).

۲-۲-۳ 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 برابری کم که احتمال فرسایش ناشی از جریان آب در آنها زیاد است استفاده می‌شود.

1 - Soldier pile
2 - Shear key

۳-۲-۳ سپرهای بتی مهارشده

این دیوارها متشکل از سپرهای بتی می‌باشد که در مجاورت یکدیگر کوبیده شده‌اند و در بالای آنها کلاف بتی 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.

۴-۲-۳ سپرهای فولادی

از انواع دیگر دیوارهای سیل‌بند، سپرهای فلزی می‌باشند که می‌توانند به صورت مهارشده و یا مهار نشده باشند. در شکل ۴-۳-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.

۵-۲-۳ دیوارهای صندوقه‌ای

دیوارهای صندوقه‌ای از انواع دیگر دیوارهای ساحلی می‌باشند که در آنها به منظور کاهش وزن، حفره‌های توخالی توسط دیوارهای بتی ایجاد شده است. در شکل ۵-۲-۳-ب، نمونه‌ای از دیوارهای صندوقه‌ای نشان داده شده است.

۶-۲-۴ دیوارهای بتی 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 ۶-۲-پ).

۷-۲-۳ دیوارهای وزنی

دیوارهای سیل‌بند وزنی در انواع خاکی، بنایی و بتی 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 ۷-۲-ت).

نوع خاکی نیز برای ترکیب دیوارهای رودخانه و یا هدایت رواناب در کناره‌های مسیل و جلوگیری از هجوم سیلاب به اراضی کشاورزی و شهری مورد استفاده زیاد می‌باشد.

۸-۲-۲ خاک مسلح

از خاک مسلح می‌توان به عنوان دیوارهای سیل‌بند استفاده نمود. در شکل ۸-۲-ث، مثالی از کاربرد خاک مسلح به عنوان دیوار سیل‌بند نشان داده شده است.

۹-۲-۳ دیوارهای گاییونی (توری سنگی)

در رودخانه‌های آبرفتی، بهعلت وفور سنگ قلوه، دیوارهای گاییونی 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 ۲-۳-ج نمونه‌ای از این نوع دیوارهای سیل‌بند نشان داده شده است.

۱۰-۳-۱ شمع‌های پهلو به پهلو^۱

در سواحل رودخانه‌ها با آب زیرزمینی بالا و خاک ضعیف، شمع‌های پهلو به پهلو گزینه‌ای مناسب به عنوان جایگزین سپرهای فولادی و بتی 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 ۲-۳-ج).

۳-۲ مبانی طراحی

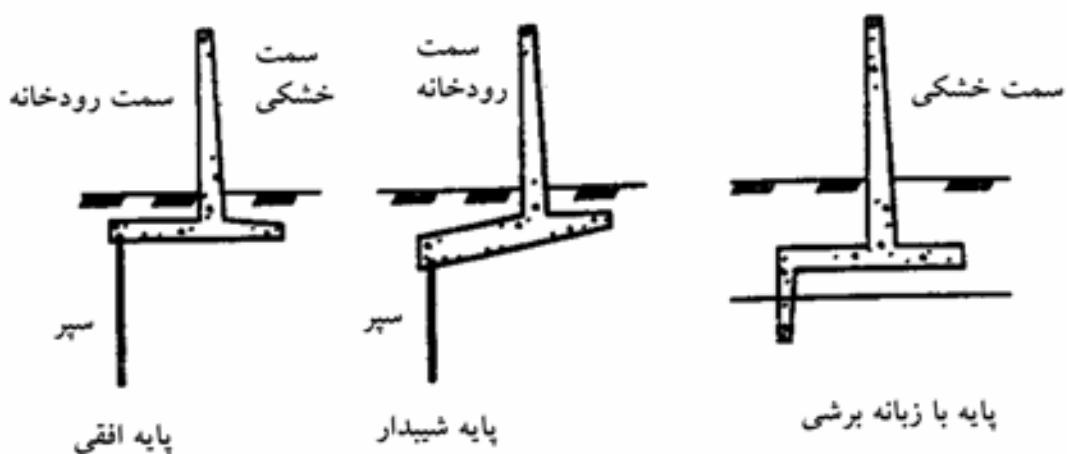
۱-۳-۱ کلیات

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 سرریزشدن سیلا布 به منطقه مورد محافظت جلوگیری نماید. دیوار سیل‌بند علاوه بر فشار خاک، تحت تأثیر فشار ناشی از سیلا布، 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.

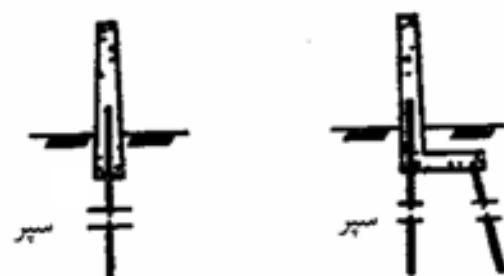
۲-۳-۲ زهکشی

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 تدبیر زیر حاصل می‌گردد:

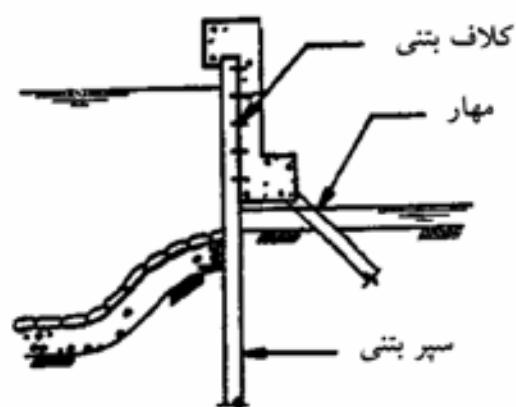
- ۱- استفاده از مصالح دانه درشت و تمیز به عنوان مصالح پرکننده در پشت دیوار
- ۲- تعبیه لوله‌های زهکش در بدنه دیوار به منظور تسهیل خروج آب‌های جمع شده در پشت دیوار (شکل ۴-۲) در فصل ششم اطلاعات بیشتری در خصوص زهکشی ارائه شده است.



(الف) دیوار T وارونه

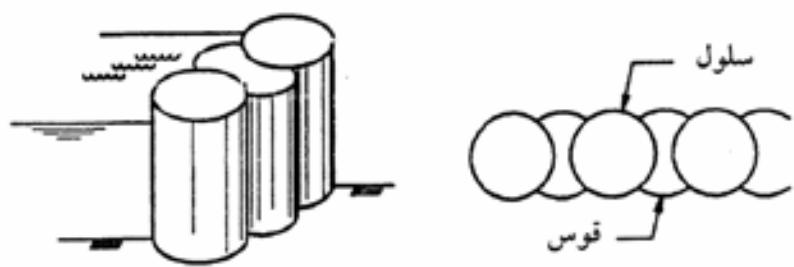


(ب) دیوار بتن آرمه I و L

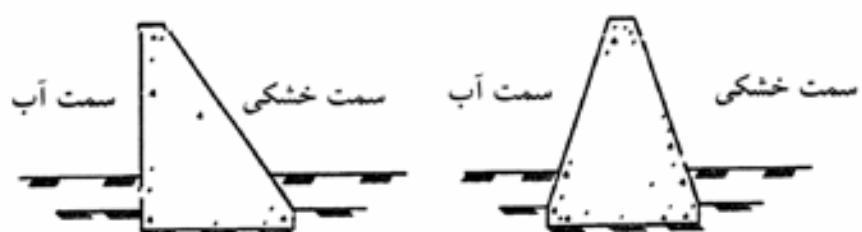
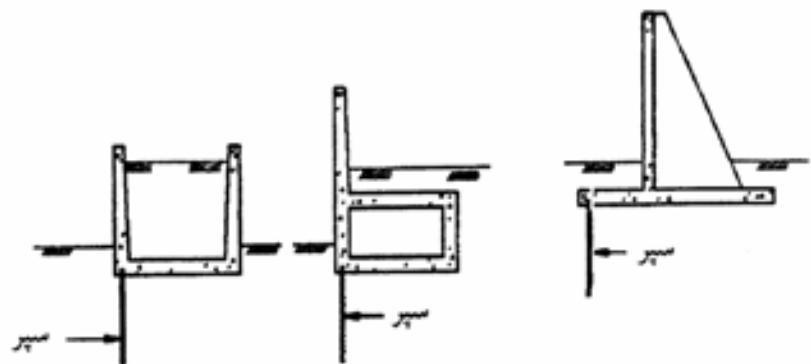


(پ) سپر بتنی مهار شده

شکل ۲-۲- دیوارهای سیل‌بند بتن‌آرمه



(الف) دیوارهای سلولی از سپر فولادی



وزنی بنایی (سنگی)

سمت خشکی (W.S.) (سمت آب) L.S.

وزنی خاکی

(ت) دیوارهای وزنی

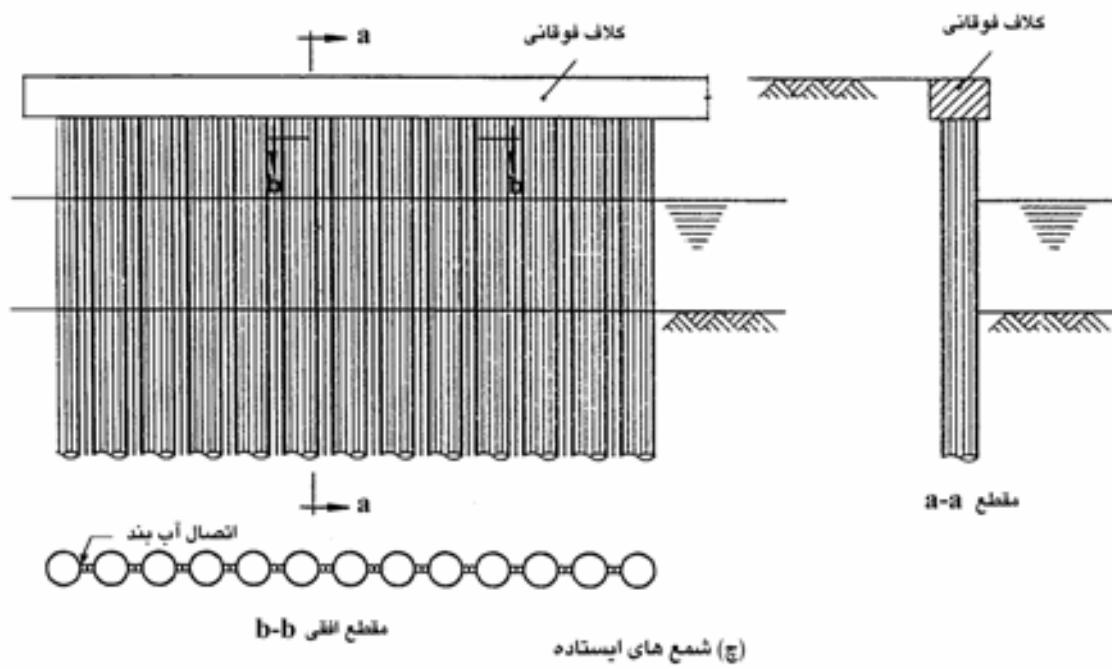
شکل ۲-۳-۳- انواع دیوارهای سیل‌بند



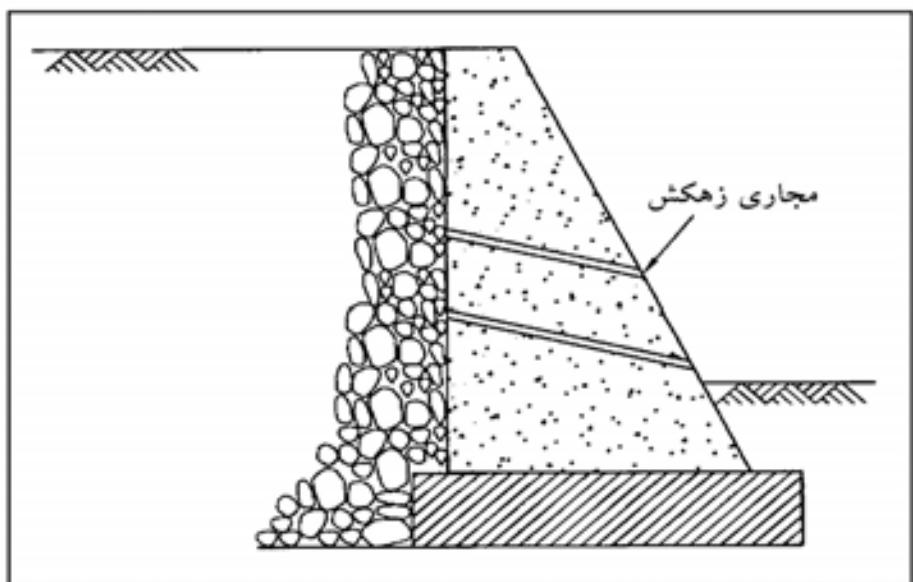
(ث) کاربرد خاک مسلح به عنوان دیوار سیل بند



(ج) کاربرد دیوار کابیوپتی به عنوان دیوار سیل بند



شکل ۳-۲ (ادامه)



شکل ۲-۴- زهکشی خاک پشت دیوار

فصل ۳

نیروهای مؤثر بر دیوارهای حاصل و سیل بند

۱-۳ معرفی

دیوارهای حایل یا سیل بند 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 (برکنش)
- فشار جانبی ناشی از سربار
- فشار برخورد امواج
- نیروهای زلزله
- فشار بخ

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 اجزا، لازم است وزن مخصوص صالح از آیین‌نامه حداقل بار وارد بر ساختمان‌ها و اینیه فنی (استاندارد ۵۱۹) تعیین گردد.

۳-۳ وزن خاک

وزن مخصوص خاک در حالت خشک، طبیعی و یا اشباع از نتایج آزمایش‌ها تعیین می‌گردد. بر حسب 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 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 ۰/۰۰۱ تا ۰/۰۰۳ 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 ۰/۰۲ تا ۰/۰۴ رادیان می‌باشد (شکل ۳-۱-ب).

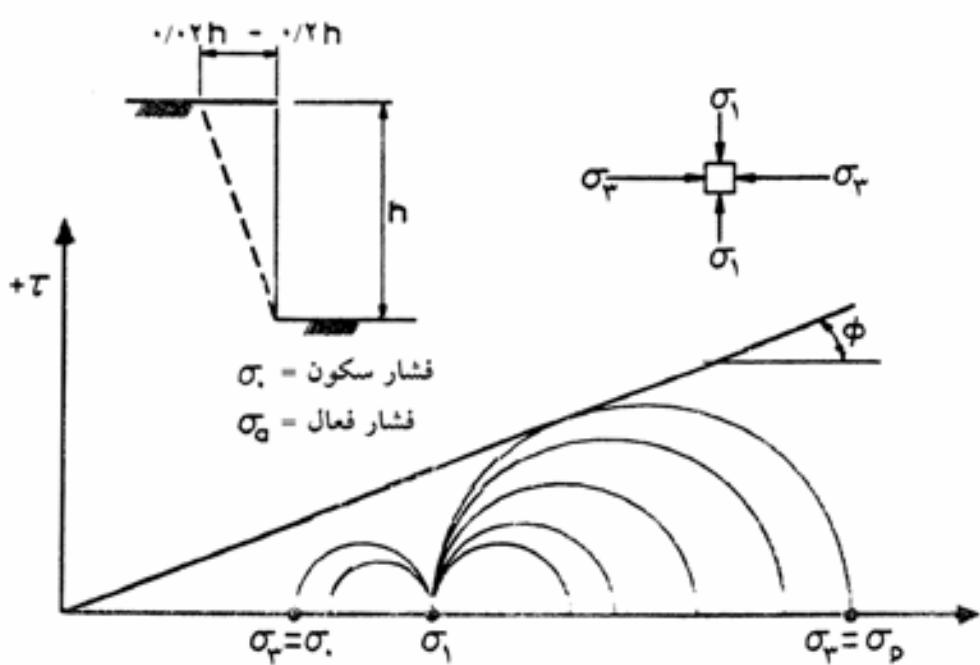
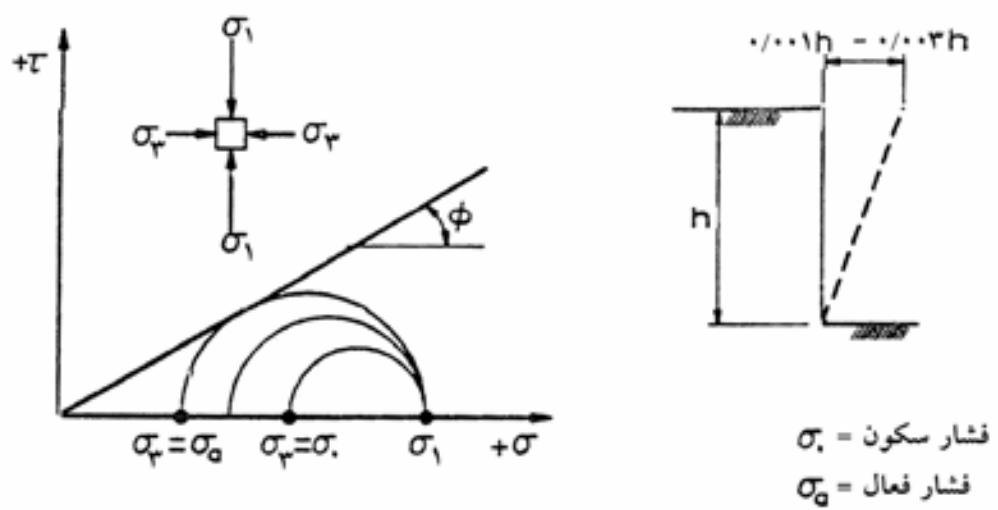
• فشار سکون^۳

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.

۳-۴-۳ ضریب فشار جانبی

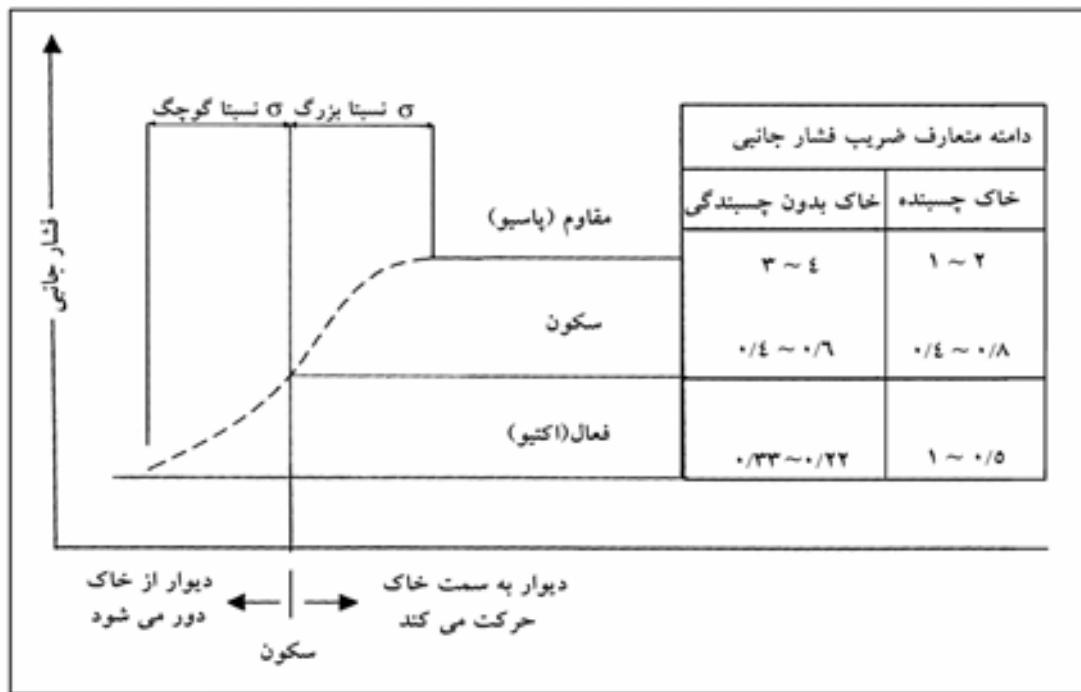
در هر نقطه نسبت فشار جانبی به فشار قائم خاک، ضریب فشار جانبی نامیده شده و با حرف K بیان می‌گردد. ضریب فشار جانبی در حالت فعال (اکتیو) با K_a در حالت سکون با K_0 و در حالت مقاوم (پاسیو) با K_p نشان داده می‌شود. مقدار K برای سیالات مساوی واحد است. اما برای خاک در حالت فعال و سکون از ۱ کوچکتر و برای حالت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



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

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



۳-۴-۳ ضریب فشار جانبی در حالت سکون

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

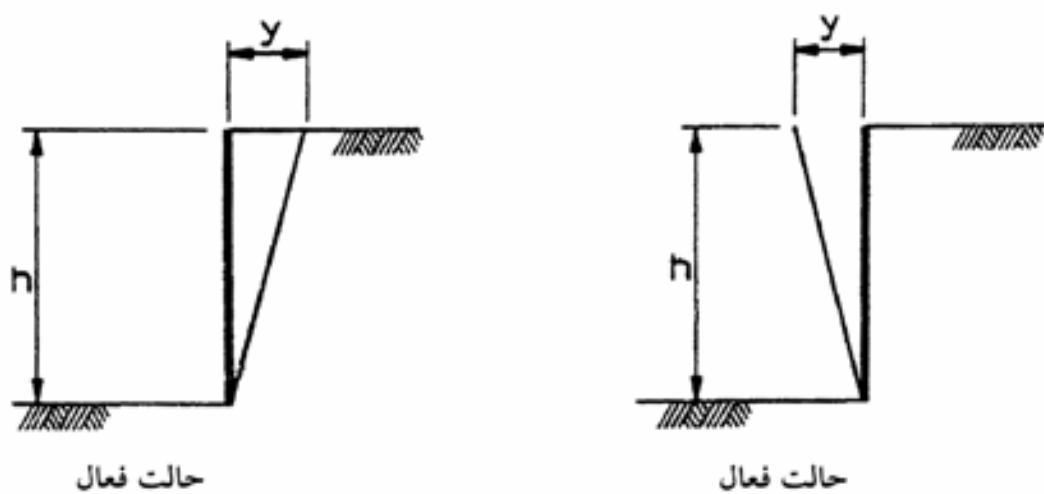
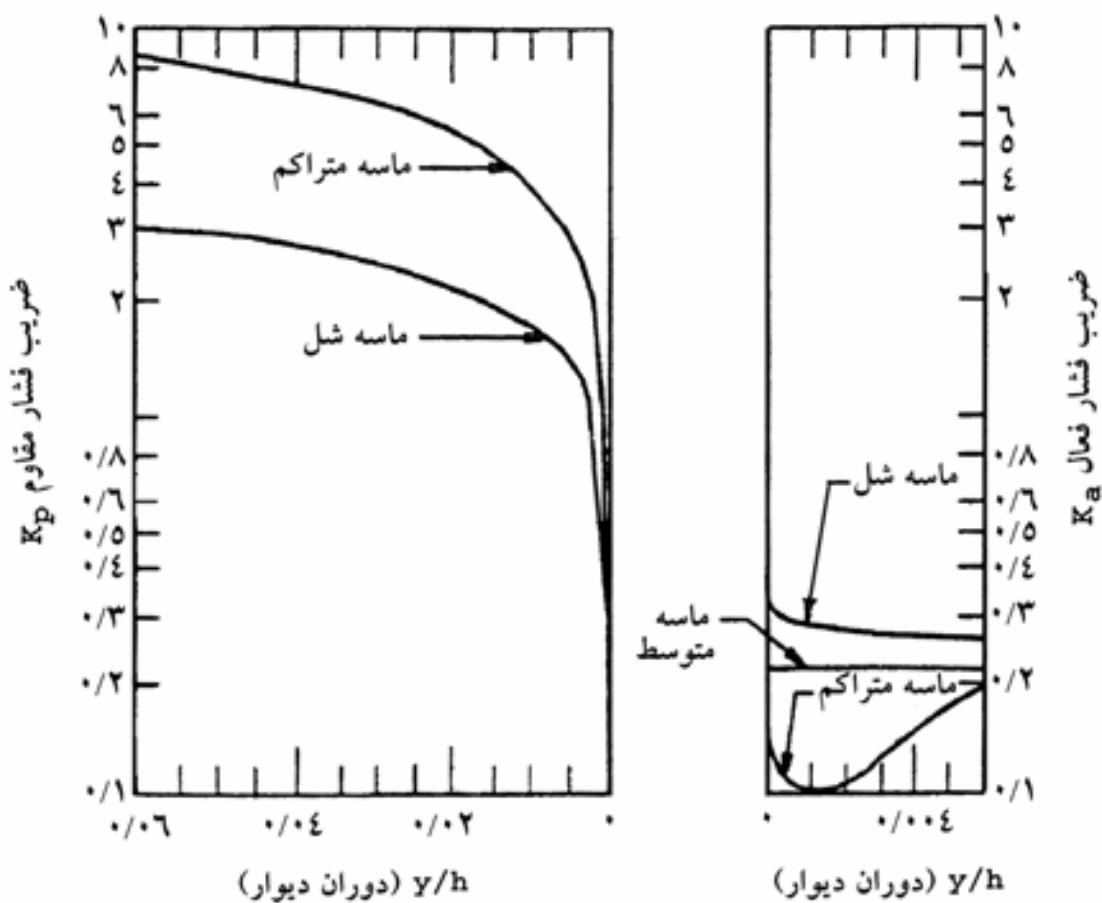
$$K_s = 1 - \sin \phi \quad (1-3)$$

ϕ زاویه اصطکاک داخلی می‌باشد.

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

$$K_s = 0.95 - \sin \phi \quad (2-3)$$

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



شكل 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 بر حسب نشانهٔ خمیری PI تعریف نمود:

$$K_o = 0/4 + 0/007(PI) \quad (3-3) \quad (\text{برای PI بین } ۴۰ \text{ تا } ۳۰)$$

$$K_o = 0/64 + 0/001(PI) \quad (4-3) \quad (\text{برای PI بین } ۴۱ \text{ تا } ۸۰)$$

برای رس‌های پیش‌تحکیم‌یافته داریم:

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

$$\text{OCR} = \frac{\gamma_d}{\gamma_{d(\min)}} \quad (6-3)$$

برای خاک‌های ماسه‌ای شل، رابطهٔ ۱-۳ نتایج رضایت‌بخشی به دست می‌دهد، لیکن برای ماسهٔ متراکم، رابطهٔ زیر به نتایج دقیق‌تری منجر می‌گردد:

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

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 زاویهٔ β با افق بسازد (β وقتی مثبت است که شیب به سمت بالا باشد)، ضریب فشار سکون با رابطهٔ زیر اصلاح می‌گردد:

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

۳-۴-۴-۳ ضریب فشار در حالت فعال

۳-۴-۳-۱ نظریه رانکین^۱

مطابق شکل ۳-۴ دیوار حایلی را در نظر بگیرید که تحت فشار جانبی دورانی به اندازه Δx به سمت جلو انجام داده است. در شکل ۳-۳-ب، دواخرا و b ، دواخرا a و c می‌باشند. اگر $\Delta x > 0$ باشد، زمانی می‌رسد که دایره مور بر پوش گسیختگی مور - کولمب که طبق رابطه $s = c + \sigma \tan \phi$ تعریف می‌شود، مماس گردد. در این وضعیت دایره با حرف c نشان داده شده است. این دایره نشان‌دهنده شرایط گسیختگی در توده خاک است و فشار جانبی در این زمان مساوی σ_a می‌باشد. فشار افقی σ_a ، فشار فعال (اکتیو) رانکین نامیده می‌شود. در این حالت سطوح گسیختگی در خاک زاویه $(\phi/2 + 45^\circ)$ با افق می‌سازند (شکل ۳-۴-الف). با استفاده از روابط تنش‌های اصلی می‌توان ثابت نمود:

$$\begin{aligned} p &= \sigma_a = \sigma_v \tan^2(45 - \frac{\phi}{2}) - 2c \tan(45 - \frac{\phi}{2}) \\ p &= \sigma_a = \sigma_v K_a - 2c \sqrt{K_a} \\ K_a &= \tan^2(45 - \frac{\phi}{2}) = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \end{aligned} \quad (8-3)$$

را ضریب فشار فعال طبق نظریه رانکین نامند. K_a برای خاک‌های $\phi - c$ ، تغییرات فشار جانبی، در شکل ۳-۴-پ، نشان داده شده است. در $z = 0$ فشار قائم σ_v مساوی صفر و در $z = H$ فشار قائم $\sigma_v = \gamma H$ می‌باشد. توزیع فشار فعال نشان می‌دهد که در $z = 0$ فشار فعال مساوی $2c \sqrt{K_a}$ - می‌باشد که کششی است. این تنش کششی با عمق کاهش می‌یابد و در عمق z_c مساوی صفر می‌شود.

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

در خاک‌های دانه‌ای ($c = 0$)، عبارت دوم رابطه σ_a وجود ندارد و تغییرات فشار جانبی در ارتفاع خطی بوده و از صفر به مقدار حداکثر می‌رسد.

۳-۴-۳-۲ نظریه کولمب

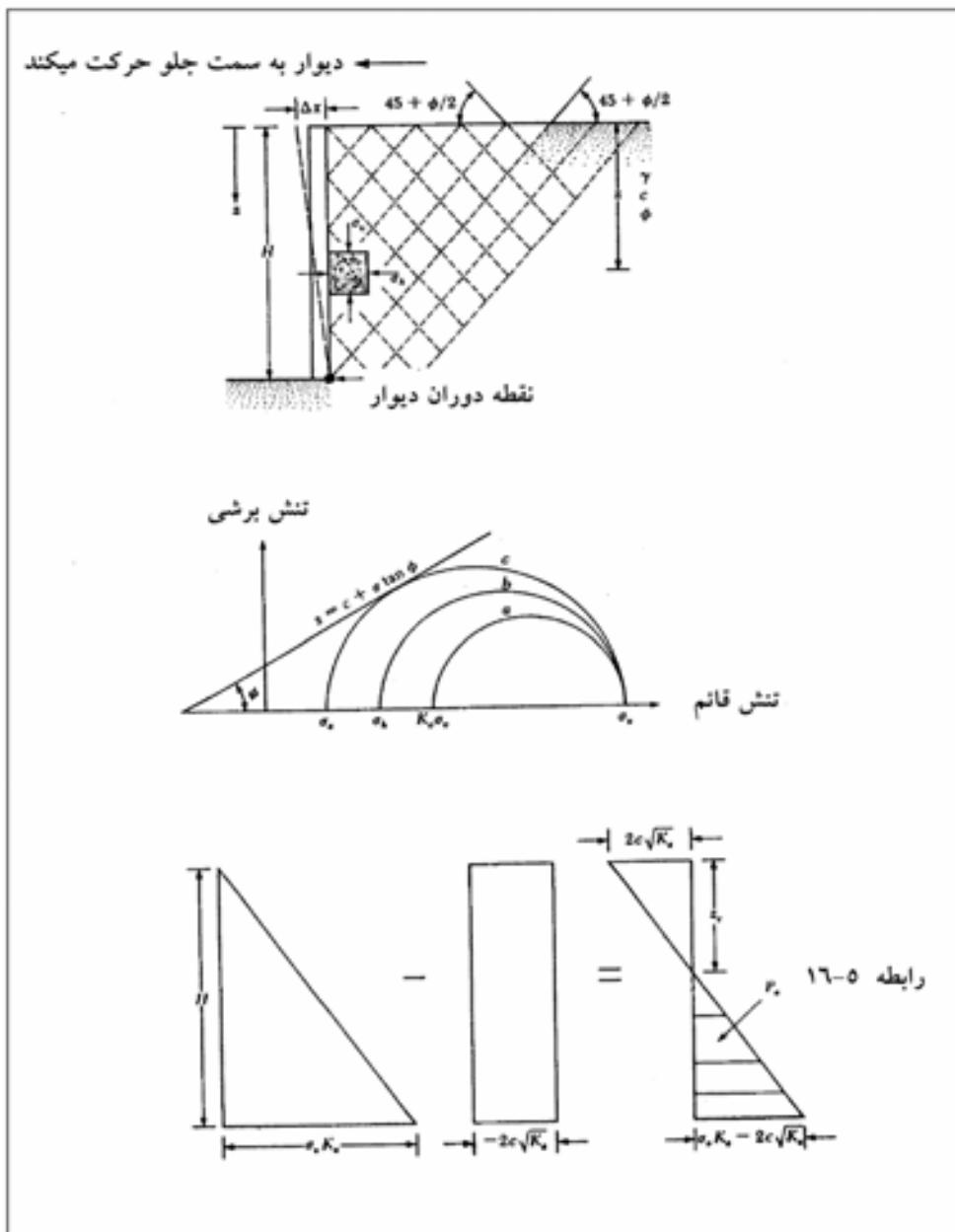
شکل ۳-۵ حالت عمومی خاکریز دانه‌ای ($c = 0$) و دیوار حایل را نشان می‌دهد. با دوران کافی دیوار به سمت جلو، فشار جانبی فعال به وجود می‌آید که ضریب فشار جانبی با اعمال معادلات تعادل بر گوئه شکست به صورت زیر درمی‌آید:

$$K_a = \frac{\sin^2(\beta + \phi)}{\sin^2 \beta \sin(\beta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \alpha)}{\sin(\beta - \delta) \sin(\beta + \alpha)}} \right]^2} \quad (9-3)$$

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، $\delta = 0^\circ$ ، رابطه ۳-۸ به صورت زیر درمی‌آید:

$$K_a = \frac{\sin^2(\beta + \phi)}{\sin^3 \beta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin \phi \sin(\phi - \alpha)}{\sin \beta \sin(\beta + \alpha)}} \right]^2} \quad (10-3)$$



شکل ۳-۴- فشار جانبی - نظریه رانکین

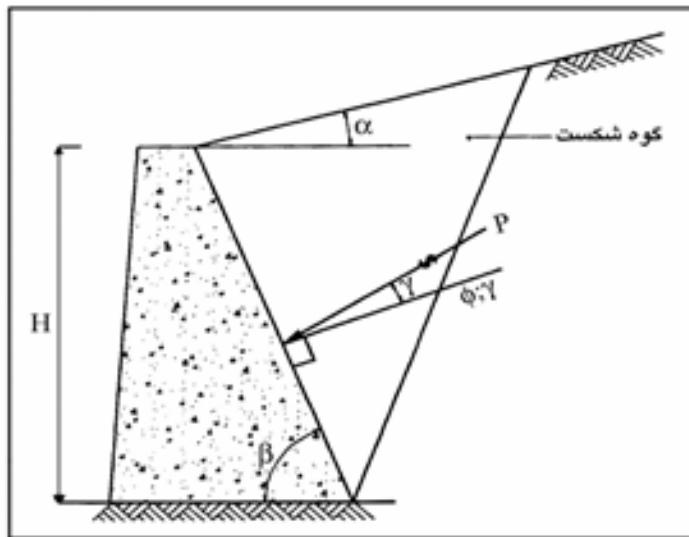
در خاک‌های چسبنده ($\phi = 0$) و اشباع، فشار خاک باید در دو حالت مورد بررسی قرار گیرد:

الف- حالت سریع که در آن c وجود داشته و مقدار ϕ ناچیز (و یا مساوی صفر) است.

ب- حالت زهکشی شده که در آن c مساوی c_d و ϕ مساوی ϕ_d (zechshī شده) است.

در صورتی که زاویه پشت دیوار به صورت قائم بوده ($\beta = 90^\circ$) و $\delta = 0^\circ$ باشد، رابطه به صورت ساده‌تر زیر درمی‌آید :

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



شکل ۳-۵- فشار فعال خاک - نظریه کولمب

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

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

رابطه فوق همان ضریب فشار رانکین می‌باشد.

توجه:

اگر در روابط فشار فعال رانکین و کولمب مقادیر ϕ و c با مقادیر زیر جایگزین گردند :

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

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

۵-۴-۳ ضریب فشار جانبی در حالت مقاوم

۱-۵-۴-۳ نظریه رانکین

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

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

K_p ضریب فشار مقاوم رانکین می‌باشد.

۲-۵-۴-۳ نظریه کولمب

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

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

۳-۵-۴ فشار آب زیرزمینی

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

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

γ_b = وزن مخصوص غوطه‌ور

γ_s = وزن مخصوص خاک

γ_w = 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، بر حسب 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 خرزی و یا روش اجزای محدود استفاده نمود. در صورت وجود هرگونه ابهام، فشار برخاست باید مساوی ۱۰۰ درصد فشار هیدرواستاتیک منظور گردد.

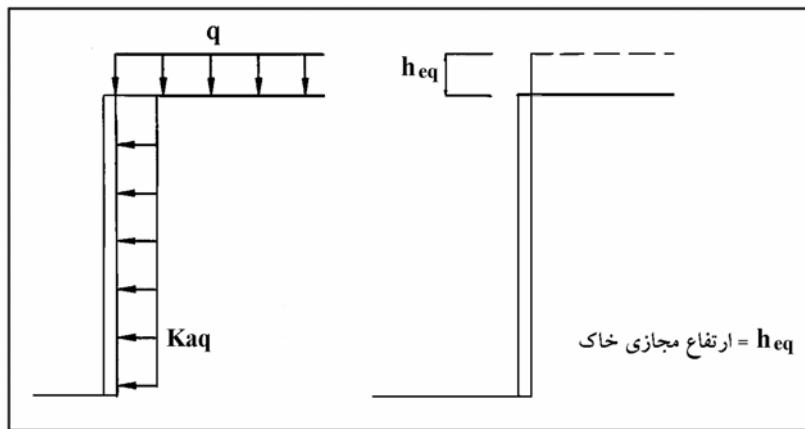
۷-۳ فشار جانبی به علت سربار

۱-۷-۳ سربار گستردۀ یکنواخت

اگر مطابق شکل ۳-۶ سربار گستردۀای بهشت 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)

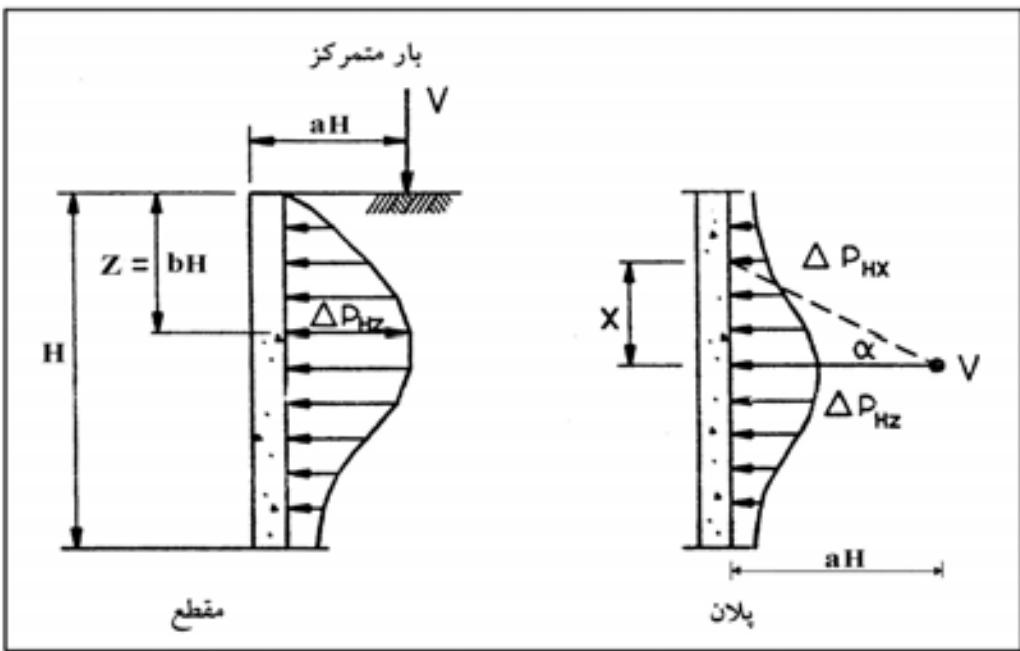
$$h_{eq} = \frac{q}{\gamma}$$



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

۲-۷-۳ بار نقطه‌ای

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



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

توزيع در مقطع قائم :

$$\begin{aligned} \sigma_{Hz} &= \left(\frac{1/77V}{H^2} \right) \left(\frac{a^2 b^2}{(a^2 + b^2)^3} \right) \quad \text{برای } a > 0/4 \\ \sigma_{Hz} &= \left(\frac{0/28V}{H^2} \right) \left(\frac{b^2}{(0/16 + b^2)^3} \right) \quad \text{برای } a \leq 0/4 \end{aligned} \quad (15-۳)$$

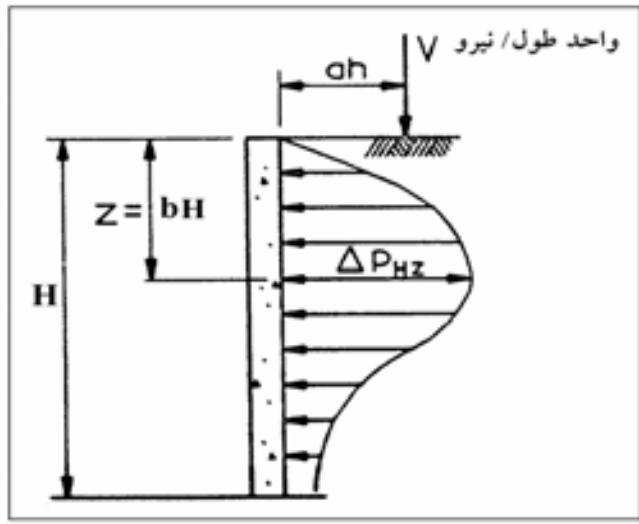
توزيع در پلان :

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

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

۳-۷-۳ بار خطی گسترده یکنواخت

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



$$\begin{aligned}\sigma_h &= \left(\frac{4q}{\pi H} \right) \left(\frac{a^2 b}{(a^2 + b^2)^2} \right) && \text{برای } a > 0/4 \\ \sigma_h &= \left(\frac{q}{H} \right) \left(\frac{0/203 b}{(0/16 + b^2)^2} \right) && \text{برای } a \leq 0/4\end{aligned}\quad (16-3)$$

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

۴-۷-۳ بار نواری

شکل ۹-۳ 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 بدست 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:

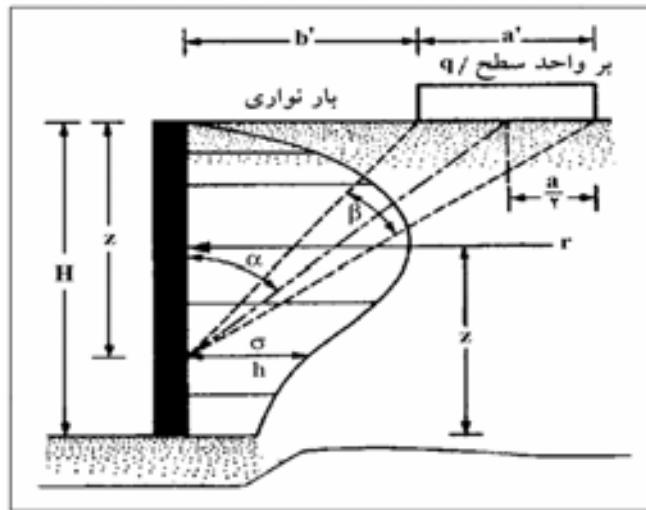
$$P = \frac{q}{90} [H(\theta_2 - \theta_1)] \quad (18-3)$$

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

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

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

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



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

۸-۳ فشار برخورد امواج

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

$$\eta^* = 0/75(1 + \cos\beta)H_{max} \quad (19-3)$$

در رابطه (۱۹-۳) داریم:

β = زاویه جهت موج تابشی با خط عمود بر دیوار

H_{max} = ارتفاع مرتفع‌ترین موج

$$H_{max} = 1/8 H_s \quad (20-3)$$

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

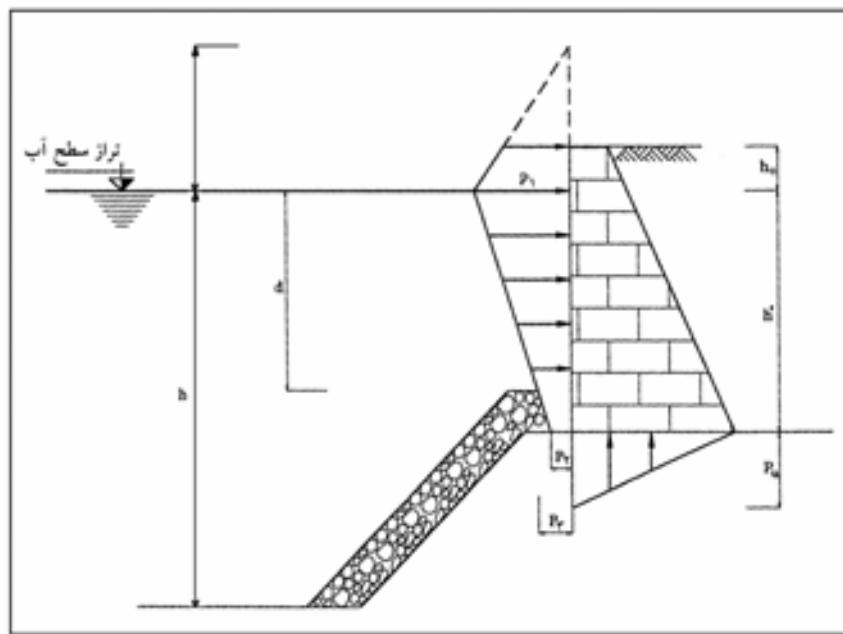
$$H_{rms} = \sqrt{\sum \frac{H_i^2}{N}} = 1/13 H_{av}$$

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

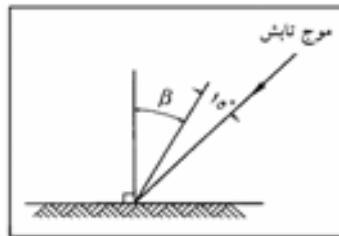
ارتفاع موج مؤثر = H_s

جذر میانگین مربعات ارتفاع موج = H_{rms}

ارتفاع N موج ثبت شده = H_i



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



شکل ۳-۱۱-۳- زاویه تابش موج

فشار موج :

$$p_1 = \frac{1}{2}(1 + \cos \beta)(\alpha_1 + \alpha_2 \cos^2 \beta) \gamma H_{\max} \quad (31-3)$$

$$p_2 = \frac{p_1}{\cosh(2\pi h/L)} \quad (32-3)$$

$$\alpha_1 = 0/6 + \frac{1}{2} \left[\frac{4\pi H/L}{\sinh(4\pi h/L)} \right]^2 \quad (33-3)$$

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

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

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 :

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

۹-۳ نیروهای زلزله

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

فصل ۴

پایداری دیوارهای حاصل

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 بارگذاری 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 آنی 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 I1 - 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 پاییتر 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 (غیرسیلانی^۱، نیروی برخاست، و آثار مؤلفه‌های افقی و قائم شتاب زلزله در خاک، آب و سازه.

ت - حالت I4 - بارهای آنی (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 سیلان رودخانه^۲

۴-۴ 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- سیلان 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 به صورت آنی (کوتاه‌مدت) اثر نمایند، نظریه‌های قوی و سربار 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 به میزان ۲۵۰ کیلوگرم بر مترمربع بر سمت خشکی دیوار اعمال می‌شود.

۶-۴ ضوابط پایداری

در شکل (۱-۴) مودهای 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 به شرح 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.

۷-۴ معیارهای پایداری

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

۸-۴ واژگونی

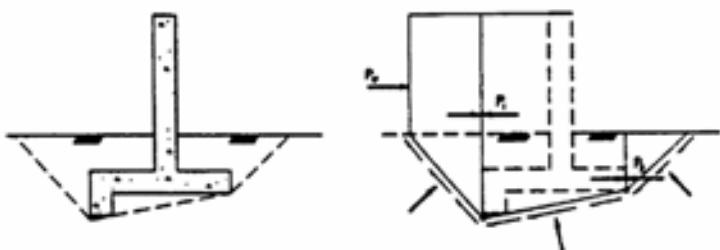
۱-۱-۴ محل برآیند بارها

برای محاسبه و کنترل واژگونی یک دیوار، همان‌گونه که در شکل ۲-۴ نشان داده شده است، باید تمام نیروهای وارد 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.

مجموع لنگرها نسبت به نقطه O

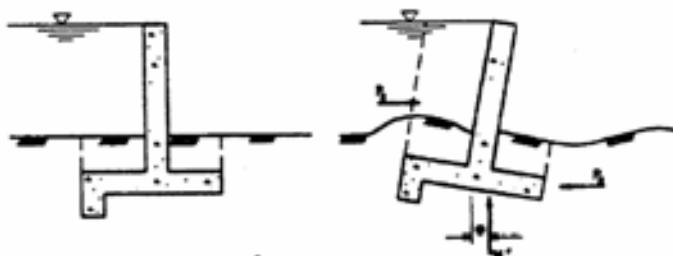
(۱-۴)

$$x_R = \frac{\sum v}{\sum v}$$



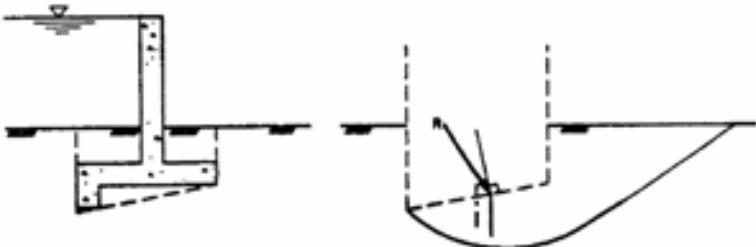
$$\frac{\text{ مقاومت برشی قابل حصول}}{\text{ مقاومت برشی لازم برای تعادل}} = \text{ ضریب ایمنی}$$

الف - لغزش



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

ب - وارگونی

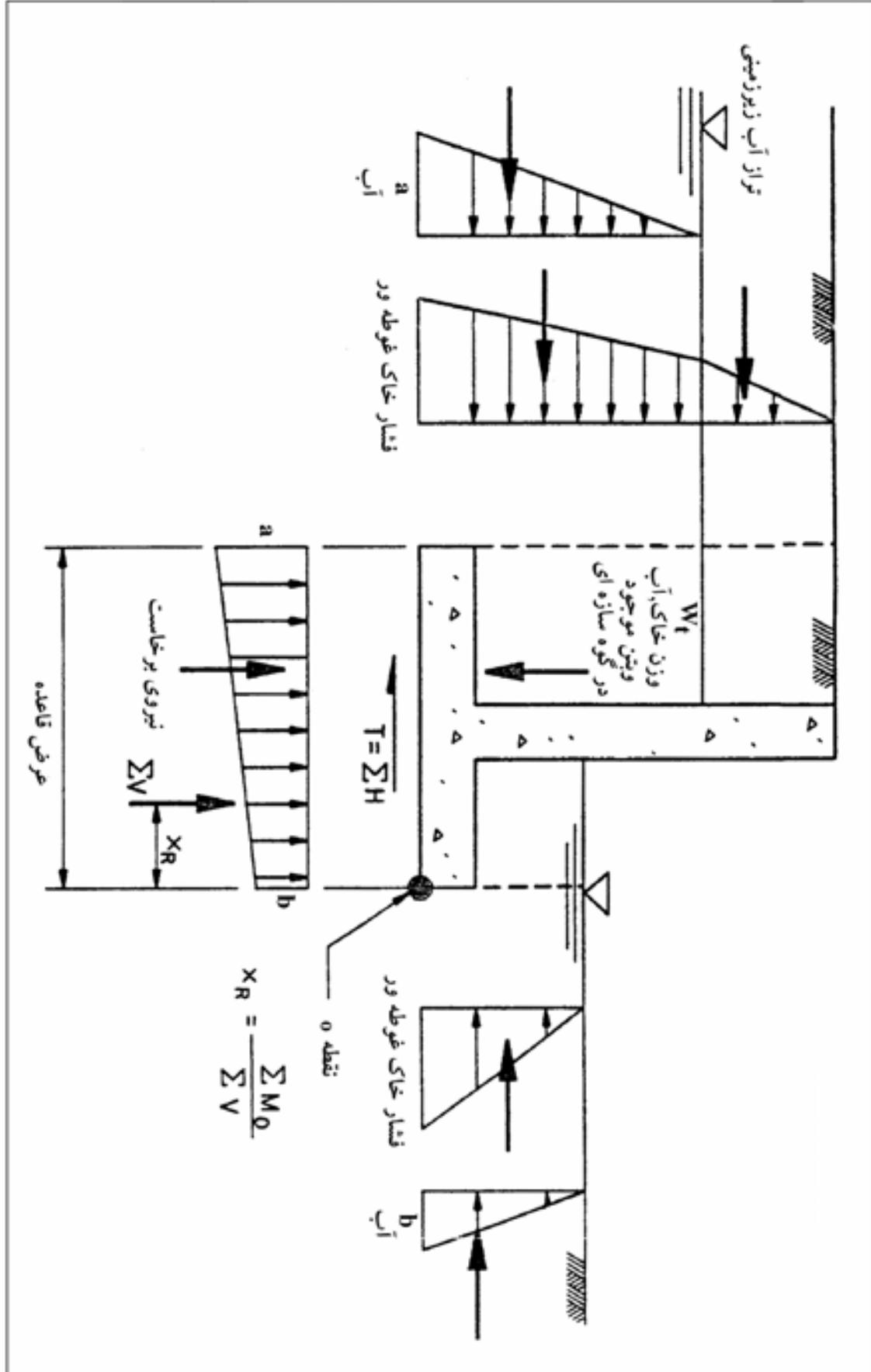


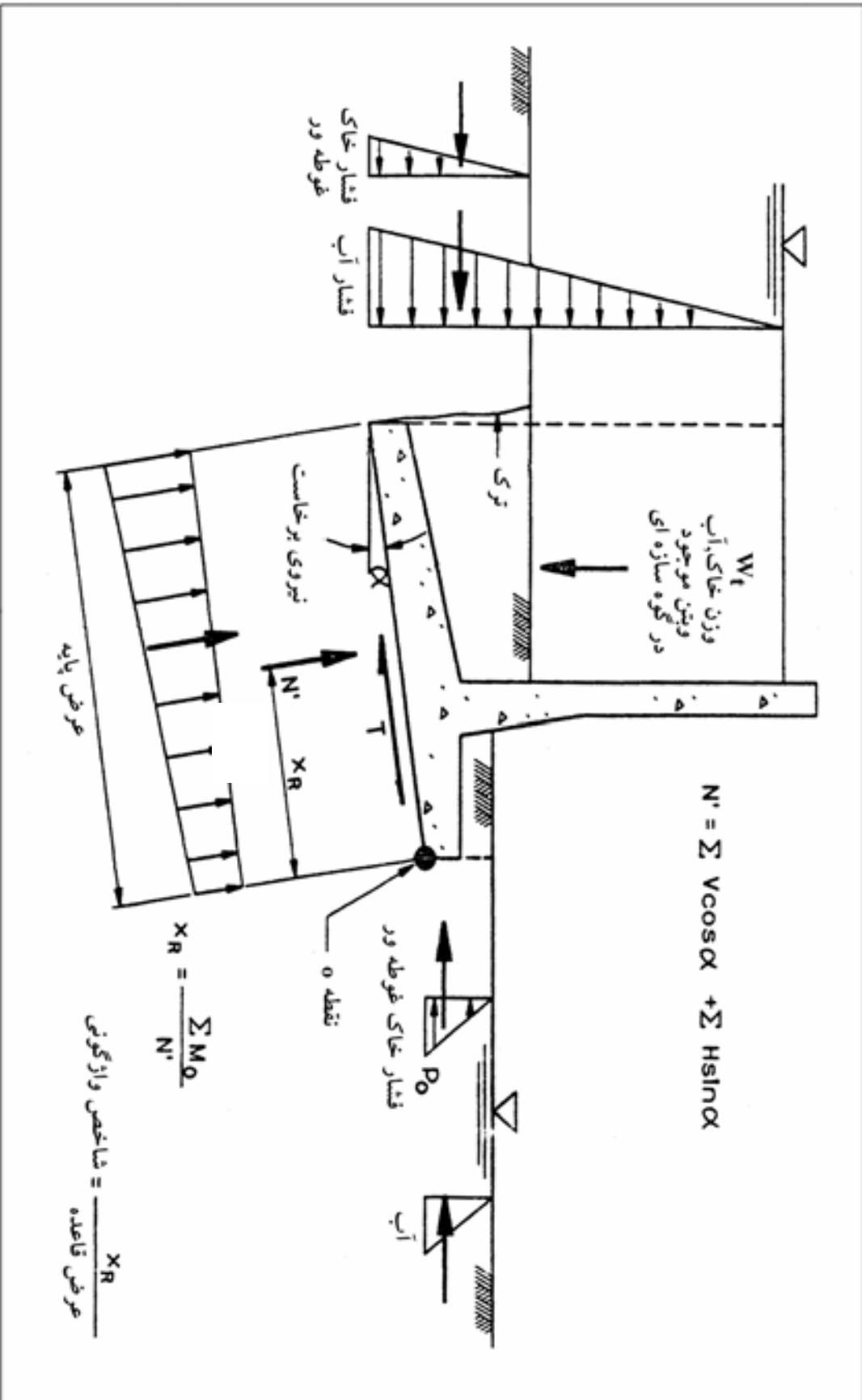
از نظرهای ضرفيت باربری برای بار
 بروز محور مایل استفاده نمایید

پ - ظرفیت باربری زمین

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

شکل ۴-۳ - نیروهای وارد و بارگذاری برای تحلیل واژگونی





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

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

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

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

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 صدق است. در صورتی که پایه دیوار فقط شیبدار باشد (بدون زبانه) همان‌گونه که در شکل ۳-۴ نشان داده شده است مقدار x_R و شاخص واژگونی از روابط زیر محاسبه می‌شود:

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

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

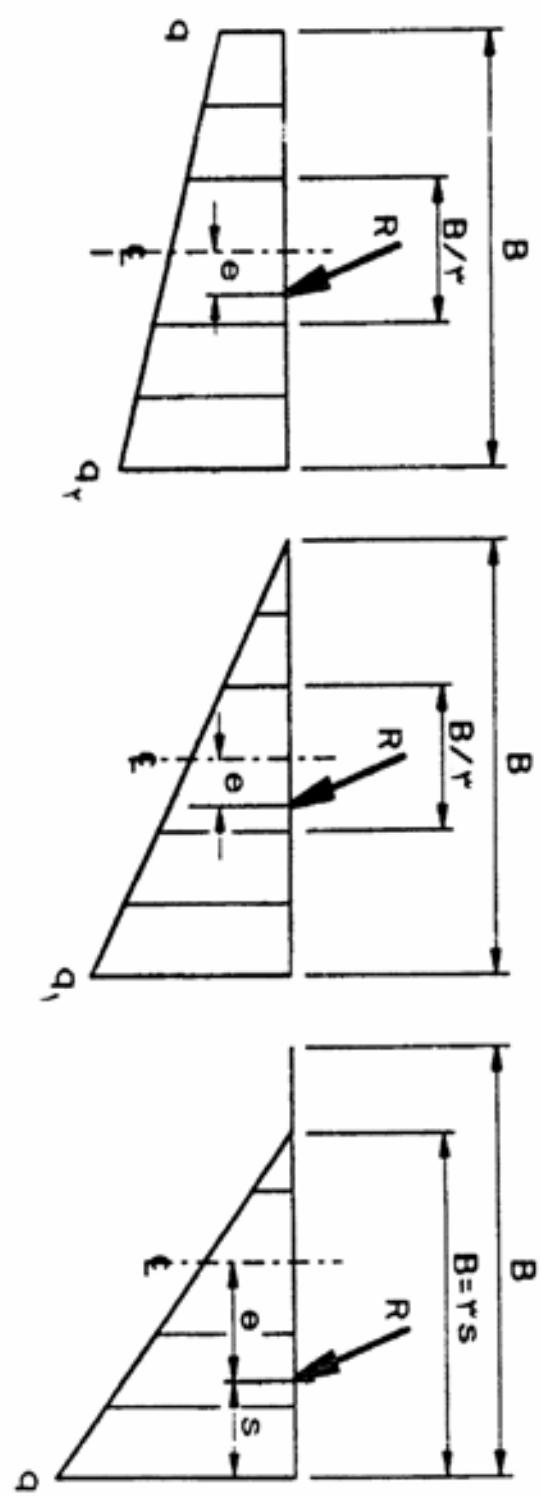
نسبت برآیند، بیانگر درصدی از عرض پایه است که تحت فشار قرار دارد (شکل ۴-۴).

۲-۸-۴ دیوار با زبانه برشگیر

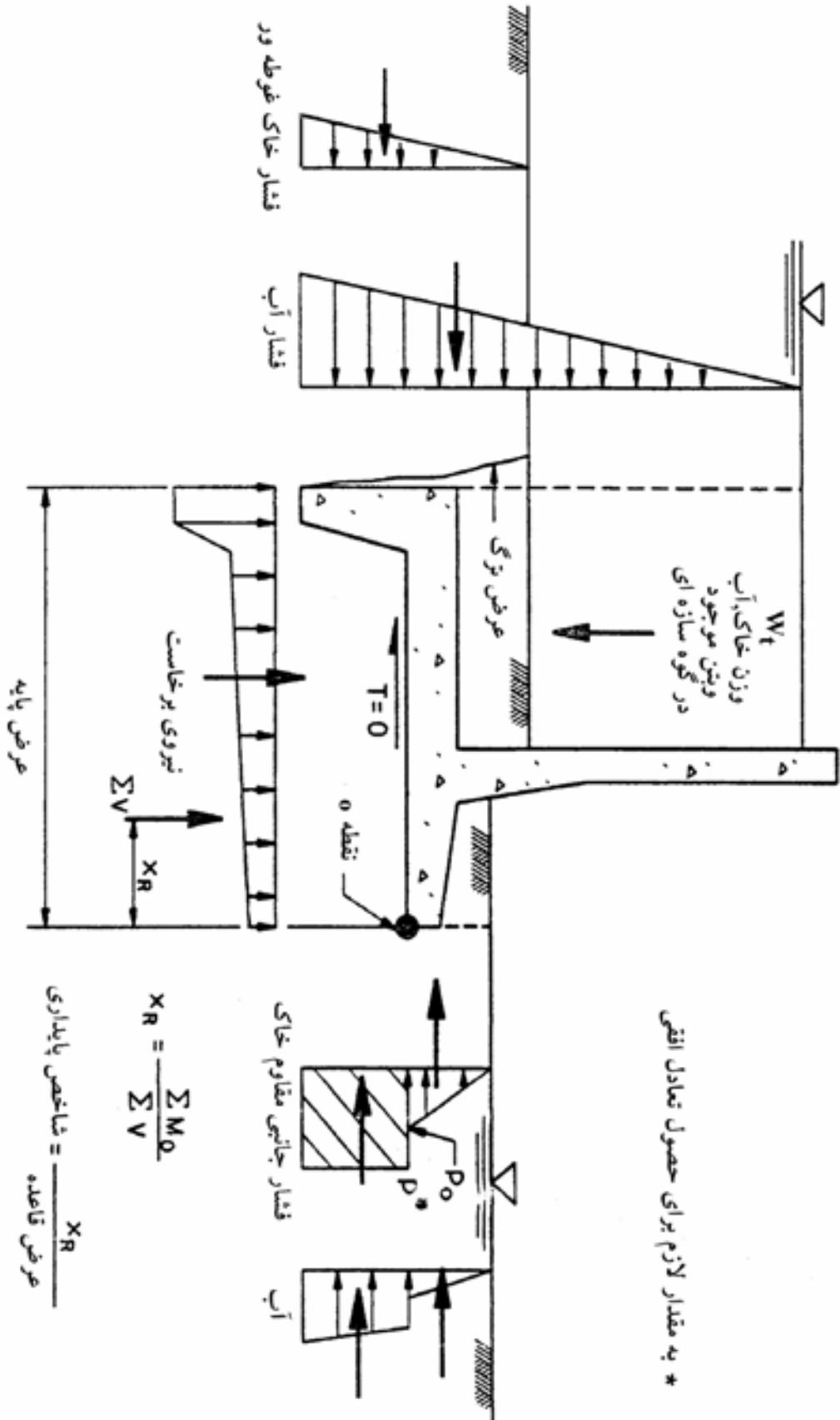
برای انجام محاسبات پایداری واژگونی در دیوارهای دارای زبانه برشگیر، لازم است نیروهای مقاوم اعمالی بر زبانه و پایه مشخص شوند. از آنجایی که این نیروها نامعین هستند و نمی‌توان آنها را با روش‌های تعادل به دست آورد، فرضیات زیر برای انجام محاسبات پایداری واژگونی انجام می‌شود.

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

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

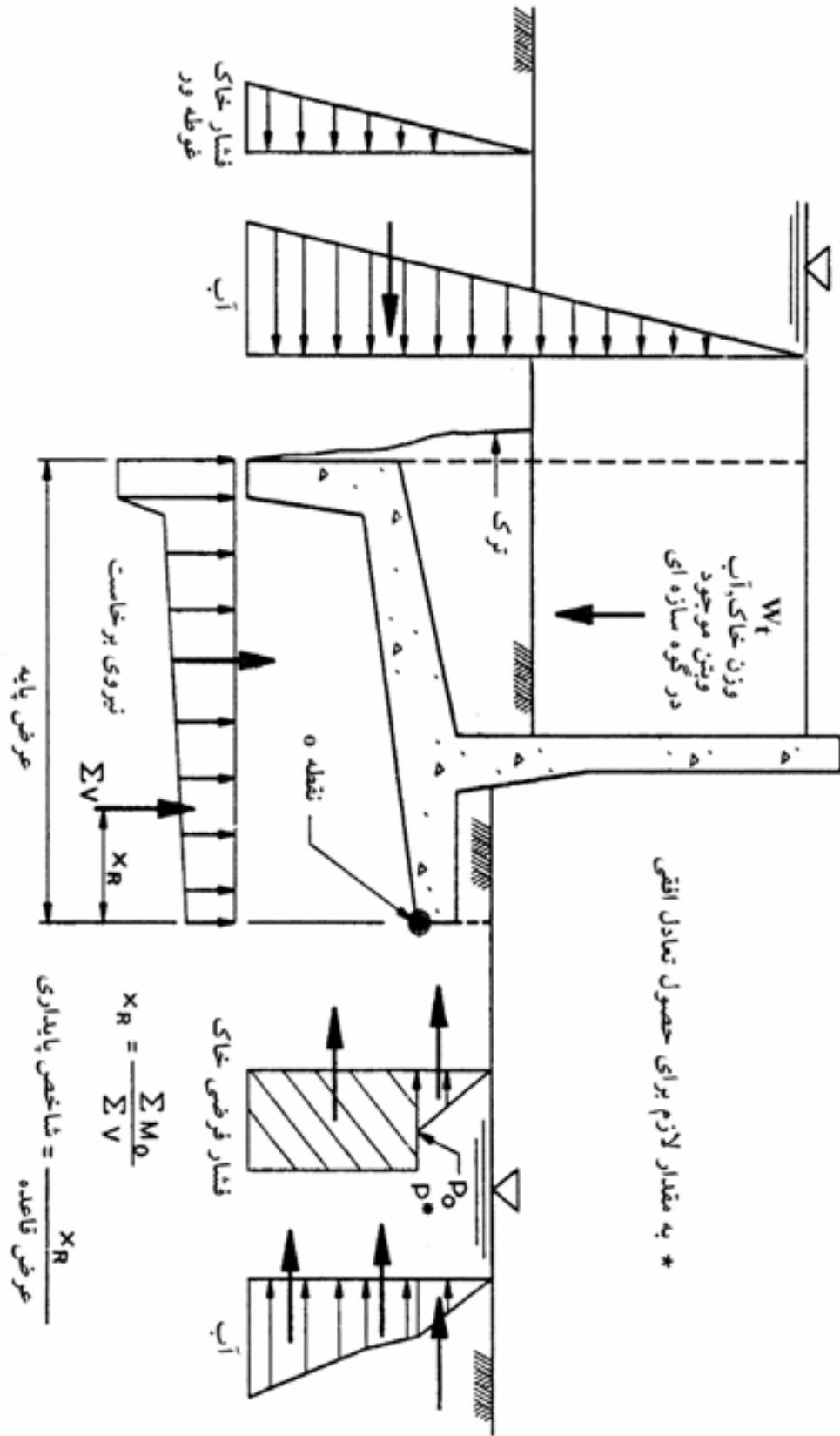


شکل ۴-۴- رابطه بین عرض پایه و عرض ناجیه فشاری و محل تأثیر برآیند



شکل ۴-۵- نمودار آزاد نیروهای واردہ به منظور تحلیل و ارزشی برآوردها با پایه افقی و زبانه بر شگیر

* به مقدار لازم برای حصول تعادل افقی



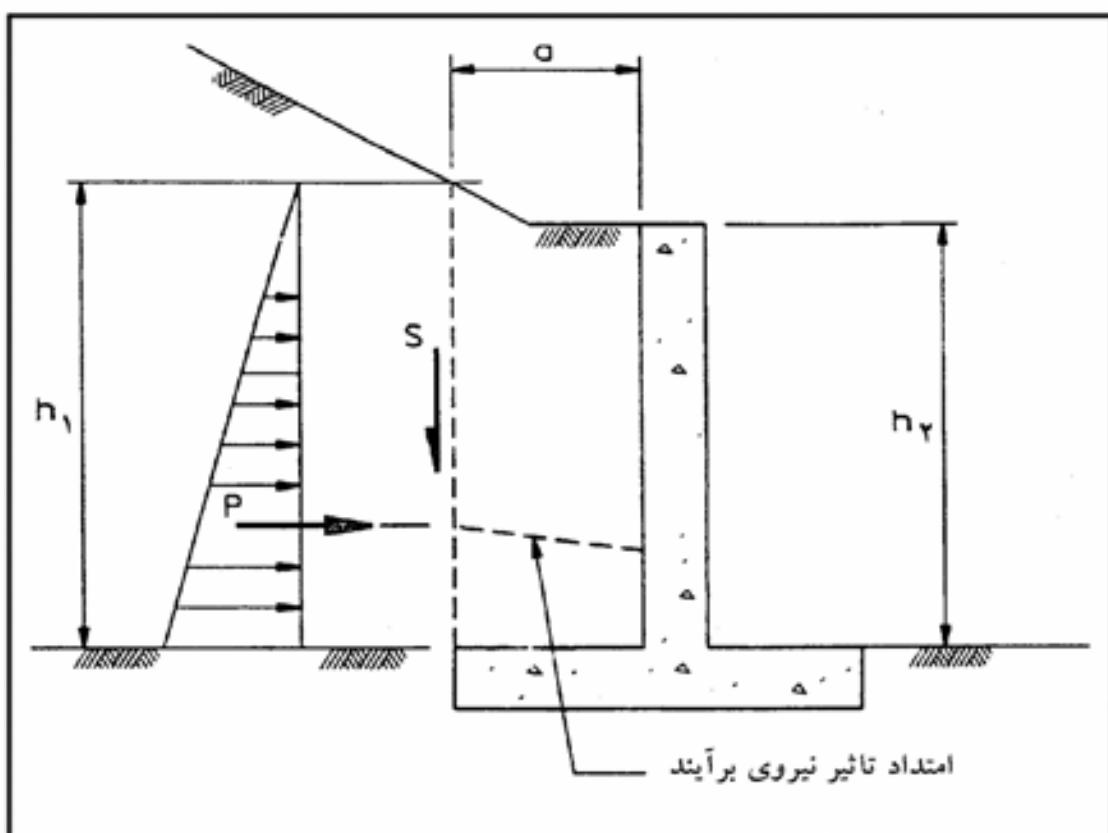
شکل ۴-۶ - نمودار آزاد و نیروهای واردہ به منظور تحلیل واژگونی برای دیوارها با پایه شبیدار و زیانه برشگیر

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.

۳-۸-۴ 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 گوءهٔ 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

۴-۱-۴ برحاست در دیوارهای دارای زبانه برشگیر

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

۹-۴ معیار پایداری واژگونی

ضوابط پایداری واژگونی در جدول‌های ۱-۴ تا ۳-۴ 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 ۱-۴ - ضوابط پایداری دیوار حاصل

حداقل ضریب ایمنی ظرفیت باربری	ضابطه واژگونی حداقل سطح پایه تحت فشار		مقاومت برشی آزمایش موردنیاز	ضریب ایمنی لغزش	شرایط بارگذاری	ترکیب بار
	بستر سنگی	بستر خاکی				
۳	٪۷۵	٪۱۰۰	برش مستقیم Q و یا S ^{۲۰}	۱/۵	عادی	R _۱
۲	٪۵۰	٪۷۵	برش مستقیم Q و یا S ^{۲۰}	۱/۳۳	غیرعادی	R _۲
>۱	محل برآیند محدوده پایه	محل برآیند محدوده پایه	برش مستقیم Q	۱/۱	زلزله	R _۳

تذکرات:

- ۱ وقتی که خاک زیر شالوده با توان زهکشی کم باشد (با ضریب نفوذپذیری کوچکتر از cm/s^{3-} 10^{-3})، 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 cm/s^{3-} 10^{-3})، 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 حاصل متکی بر سنگ براساس مقاومت اصطکاکی ($\phi \tan \theta$) 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 ۲-۴- ضوابط پایداری دیوار سیل‌بند

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

تذکرات:

- 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.
- 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.
- تحلیل لغزشی دیوار حاصل ممکن بر سنگ براساس مقاومت اصطکاکی ($\phi \tan \theta$) 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 به دست می‌آید.
- 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 ۴-۳- ضوابط پایداری دیوارهای ساحلی

حداقل ضریب ایمنی ظرفیت باربری	ضابطه واژگونی، حداقل سطح پایه تحت فشار		آزمایش موردنیاز بروش	ضریب ایمنی لغزش	شرایط بارگذاری	ترکیب بارگذاری
	بستر سنگی	بستر خاکی				
۳	^۵ /۷۵	^۵ /۱۰۰	برش مستقیم	'S و Q	۱/۵	دریای ساکن
۲	^۵ /۵۰	^۵ /۷۵	برش مستقیم	'S و Q	۱/۳۳	موج
۱/۵	^۵ /۴۰	^۵ /۶۰	برش مستقیم	'Q	۱/۲۵	نشکسته
۲	^۵ /۵۰	^۵ /۷۵	برش مستقیم	'Q	۱/۳۳	درحال شکست
>۱	برآیند در محدوده پایه	برآیند در محدوده پایه	برش مستقیم	Q	۱/۱	زلزله
۲	^۵ /۵۰	^۵ /۷۵	برش مستقیم	'S و Q	۱/۳۳	اجرا
۲	^۵ /۵۰	^۵ /۷۵	برش مستقیم	'S و Q	۱/۳۳	باد

تذکرات:

- 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.
- 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.
- تحلیل لغزشی دیوار حاصل ممکن است بر سنگ مبنای مقاومت اصطکاکی ($\phi \tan \phi$) باشد، 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 به دست می‌آید.
- 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.
- در صورت کوچکتر بودن نسبت پایه تحت فشار از مقادیر حداقل فوق، به شرط تأمین ایمنی کافی در برابر نشسته‌های نامتقارن غیرقابل قبول و گسیختگی باربری، می‌توان آن را قابل قبول دانست.

۱۰-۴ تحلیل پایداری لغزشی

۱-۱۰-۱ 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 وارد، به نیروهای برشی مقاوم در امتداد یک سطح گسیختگی فرضی، بررسی نمود. گسیختگی لغزشی وقتی که نسبت نیروهای برشی وارد بدنیروهای برشی مقاوم کوچکتر از ۱ باشد، منتفی خواهد بود.

۲-۱۰-۲ مدل تحلیل صفحه گسیختگی

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

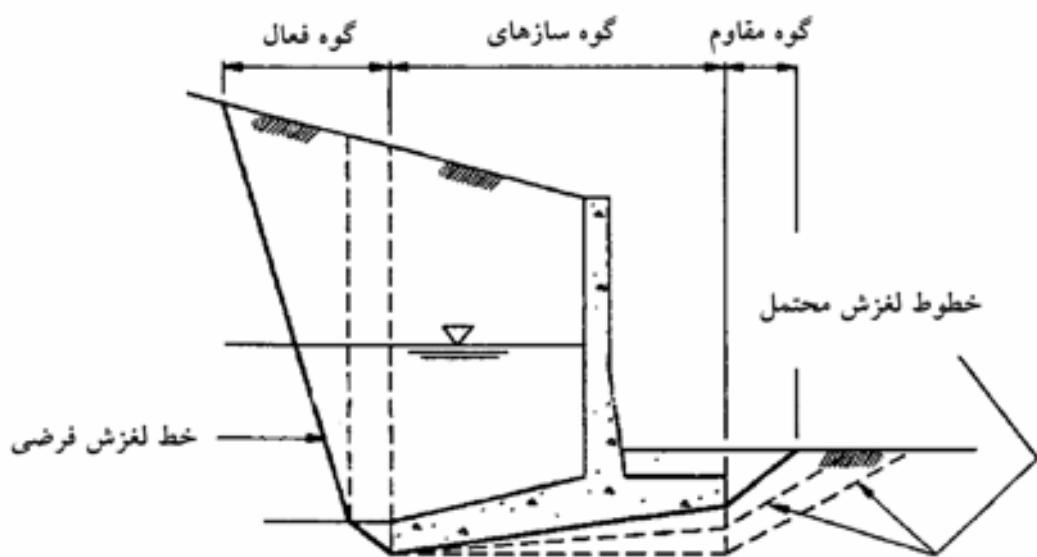
الف - شکل سطح گسیختگی بسته به یکنواختی و یکسانی مصالح خاکریز و زیر شالوده متغیر می‌باشد. سطح گسیختگی را می‌توان به صورت هر نوع ترکیبی از سطوح خمیده و صفحه‌ای در نظر گرفت، لیکن برای ساده‌سازی و سهولت، همه سطوح گسیختگی به صورت صفحه‌ای در نظر گرفته می‌شوند (شکل ۸-۴).

ب - به جز در حالت‌های بسیار ساده، بیشتر مسائل عملی پایداری لغزش که مهندسین 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 گوۀ صلب که تعادل لنگر نیروهای موجود بین گوۀها در هر امتداد دلخواه برقرار باشد و از نیروهای اصطکاک بین گوۀها صرفنظر شود مسئله ساده می‌شود.

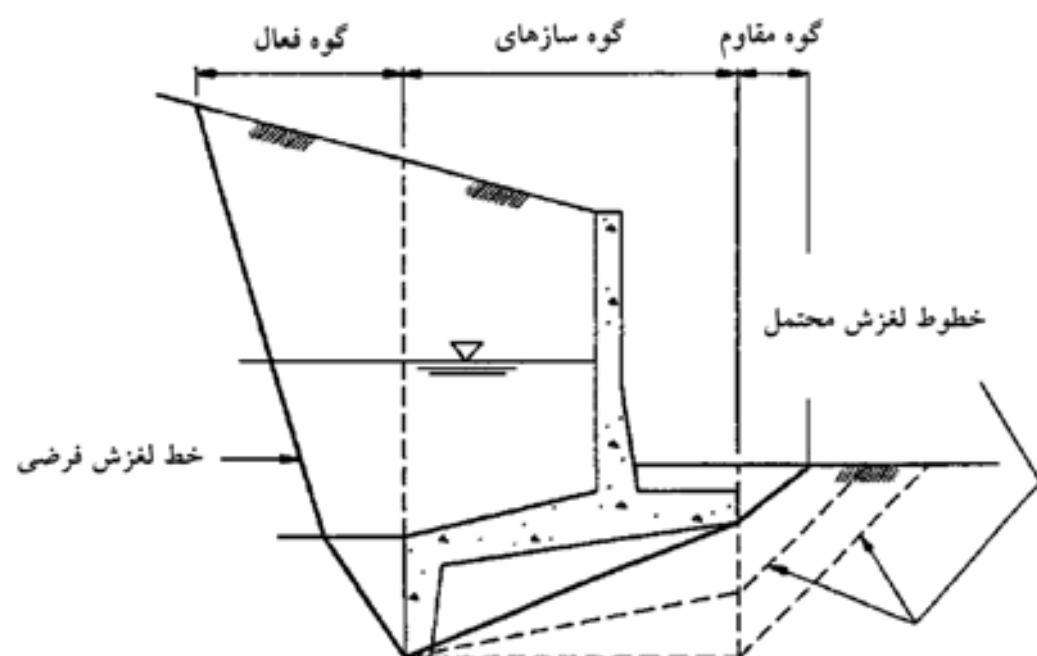
پ - در شکل ۸-۴ نحوه تقسیم سطوح گسیختگی به گوۀها نشان داده شده است. پایین گوۀ می‌تواند در برگیرنده بخشی از سطح گسیختگی عبور کننده از یک لایه خاک و یا پایه سازه باشد. سطح تماس بین دو گوۀ به صورت صفحه قائم در نظر گرفته می‌شود که از محل تقاطع دو گوۀ آغاز شده و تا سطح خاک ادامه می‌یابد. پایین گوۀ سطح تماس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

ت - در تحلیل لغزش، دیوار (حاصل یا سیل‌بند) و خاک در تماس با آن (احاطه‌کننده) به صورت مجموعه‌ای از گوۀها در نظر گرفته می‌شود (شکل ۸-۴). سیستم خاک - سازه به یک یا چند گوۀ (یک گوۀ سازه‌ای و یک یا چند گوۀ 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. شب 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 درزهای در بستر سنگی دارد.



الف - صفحات گسیختگی در دیوار بدون زبانه برشگیر



ب - صفحه گسیختگی در دیوار با زبانه برشگیر

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

۳-۱۰-۳ صفحه گسیختگی بحرانی

با استفاده از سعی و خطا می‌توان صفحه گسیختگی بحرانی را تعیین نمود. برای ضریب ایمنی مشخص، شب 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 شب 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 بدست می‌آید، صفحه گسیختگی با حداقل ضریب ایمنی است که به آن صفحه گسیختگی بحرانی گویند.

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

۱۱-۴ 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 به‌نحوی 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 وارد با حداقل مقاومت برشی مساوی باشند.

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

$$FS = \frac{\tau_f}{\tau} = \frac{\sigma'(\tan \phi) + c}{\tau} \quad (5-4)$$

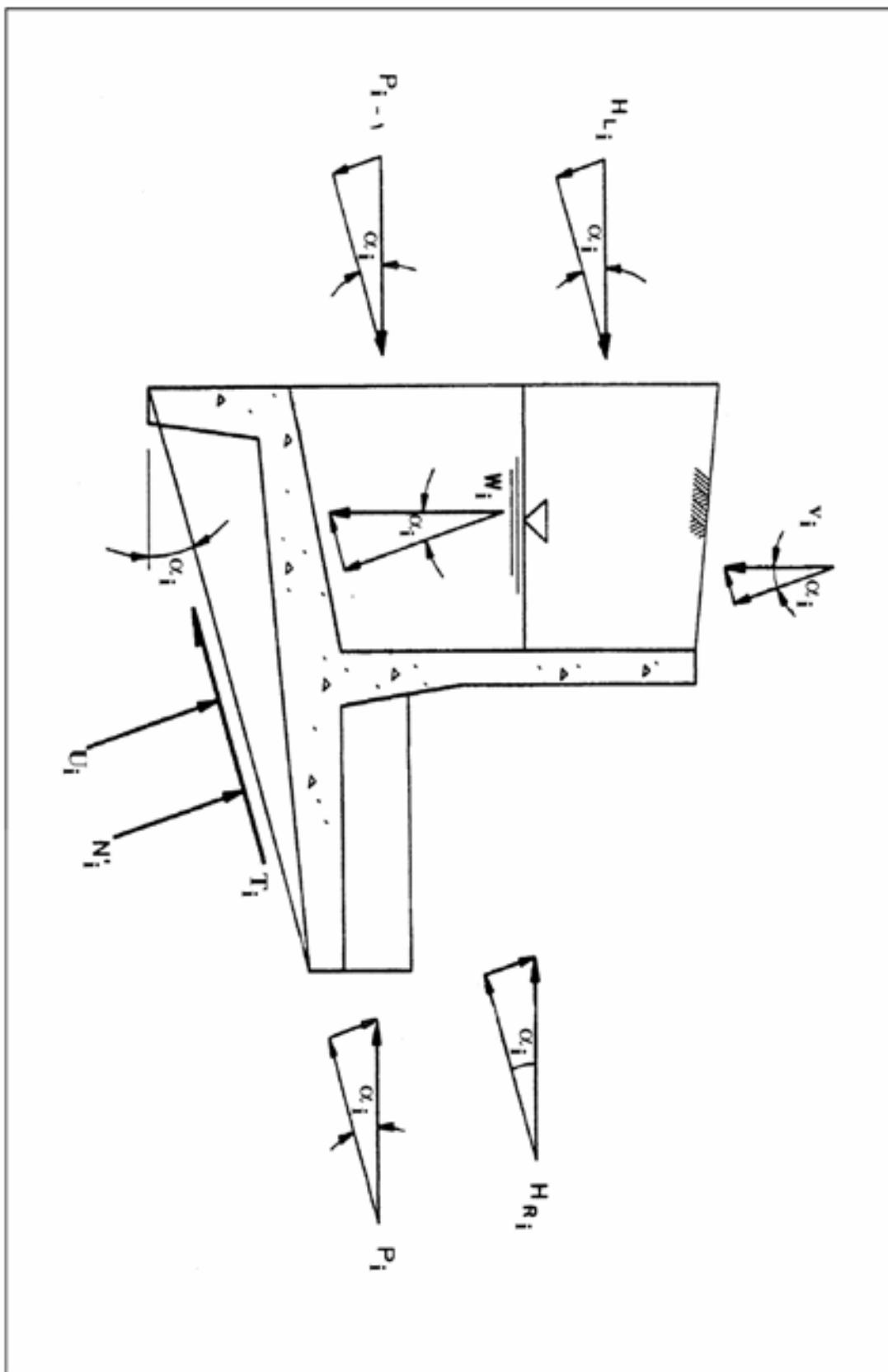
در رابطه فوق داریم:

τ_f = حداثر مقاومت برشی براساس معیار گسیختگی مور - کولمب

τ = تنش برشی وارد

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 پهنه‌برداری نیز تعریف کرد (شکل ۹-۴).

شکل ۴-۹ - نمودار آزاد گوه لغزش



$$FS = \frac{\tau_f}{\tau} = \frac{N' \tan \phi + cL}{\tau} \quad (6-4)$$

که در این رابطه L طول پایه تحت فشار برای عرض واحد دیوار می‌باشد.

در صورتی که $C = 0$ باشد، خواهیم داشت:

$$FS = \frac{N' \tan \phi}{N' \tan \phi_d} = \frac{\tan \phi}{\tan \phi_d} \quad (7-4)$$

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

۱۲-۴ فرضیات و ساده‌سازی‌ها

الف- سطح لغزش

سطح لغزش می‌تواند ترکیبی از سطوح منحنی یا صفحه‌ای باشد، لیکن برای سهولت همه سطوح به صورت صفحه‌ای در نظر گرفته می‌شوند. این صفحات مجموعه سطوح پایین گوهها می‌باشند. برای آنکه تحلیل واقعی باشد باید صفحات لغزش از لحاظ هندسی امکان حرکت را داشته باشند. در بسترها سنگی، درزها و شکافها، سطوح مستعد لغزش می‌باشند.

ب- تحلیل دو بعدی

تحلیل حدی ارائه شده یک روش تحلیل دو بعدی 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 لنگرهای برشی موازی فصل مشترک دو گوه صرف نظر می‌شود. بنابراین قاعدة هر گوه تحت تأثیر نیروهایی قرار می‌گیرد که در بالا و پایین آن قرار دارند. همچنین هیچ گونه واکنش قائمی بین دو سطح در تماس گوهها در نظر گرفته نمی‌شود. فرض می‌شود که برآیند نیروهای مؤثر بر هر گوه افقی هستند.

ت- تغییر مکان

به طور کلی در تحلیل حدی، بررسی تغییر مکان‌ها مورد توجه قرار نمی‌گیرد. صلبیت نسبی متفاوت مصالح پی و سازه بتی بر نتیجه تحلیل پایداری لغزشی اثر می‌گذارد. چنین سیستم پیچیده خاک (پی) - سازه، مطالعات بیشتری نسبت به روش تعادل

حدی می‌طلبد. آثار سازگاری کرنش در امتداد سطح لغزش فرضی در روش تعادل حدی را می‌توان به وسیله انتخاب پارامترهای مقاومت برشی به دست آمده از نتایج آزمایشگاهی یا صحرایی با ملاحظه 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 قاعدة 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 بتی 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 به صورت یک صفحه قائم در نظر گرفته می‌شود که در قسمت پاشنه گوه سازه‌ای واقع شده است و تا قاعدة گوه سازه‌ای نیز ادامه پیدا می‌کند.

فصل مشترک گوه مقاوم و گوه سازه‌ای به صورت یک صفحه قائم در نظر گرفته می‌شود که در قسمت پنجه گوه سازه‌ای واقع شده است و تا قاعدة گوه سازه‌ای نیز ادامه پیدا می‌کند.

۱۳-۴ معادله عمومی

الف- قراردادها

- هندسه و نمادهای گوه α و گوه‌های مجاور آن در شکل ۱۰-۴ نشان داده شده است. معادلات عمومی پایداری لغزشی سیستم گوه با استفاده از دستگاه مختصات راستگرد به دست 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 $x + y$ 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 گوئه عمومی شکل ۹-۴، و با حل کردن آن برای N'_i و T_i و جایگزینی عبارت‌های N'_i و T_i در معادله (۹-۴)، ضریب ایمنی (FS) گوئه i ام از رابطه زیر به دست می‌آید :

$$FS = \frac{\{(W_L + V_i) \cos \alpha_i + (H_{Li} - H_{Ri}) \sin \alpha_i = +(P_{i-1} - P_i) \sin \alpha_i - U_i\} \tan \varphi_i + c_i L_i}{\{ (H_{Li} - H_{Ri}) \cos \alpha_i + (P_{i-1} - P_i) \cos \alpha_i - (W_i + V_i) \sin \alpha_i\}} \quad (9-4)$$

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

$$(P_{i-1} - P_i) = \frac{[(W_i + V_i)(\tan \phi_{di} \cos \alpha_i + \sin \alpha_i) - U_i \tan \phi_{di} + (H_{Li} - H_{Ri})(\tan \phi_{di} \sin \alpha_i - \cos \alpha_i) + c_{di} L_i]}{(\cos \alpha_i - \tan \phi_{di} \sin \alpha_i)} \quad (9-4)$$

در روابط ۸-۴ و ۹-۴ پارامترهای استفاده شده به شرح زیر می‌باشند:

i = شماره گوئه مورد تحلیل

$(P_{i-1} - P_i)$ = مجموع نیروهای افقی وارد بر گوئه i ام. (مقدار منفی برای این پارامتر نشان می‌دهد که نیروهای اعمالی بر گوئه i ام از نیروهای مقاوم لغزشی در امتداد پایه گوئه بیشترند و مقدار مثبت برای این پارامتر نشان می‌دهد که نیروهای اعمالی بر گوئه i ام از نیروهای مقاوم لغزشی در امتداد پایه گوئه کمتر می‌باشند).

W_i = مجموع وزن آب، خاک، سنگ یا بتون در گوئه i ام

V_i = نیروی قائم اعمالی بر بالای گوئه i ام

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

α_i = زاویه بین سطح لغزش گوئه i ام و افق

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

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

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

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

L_i = طول سطح لغزش (برش) گوئه i ام

- رابطه فوق برای محاسبه مجموع نیروهای واردہ بر هر گوئه برای ضریب ایمنی فرضی FS مشخصی به کار می‌رود. ضریب ایمنی یکسانی برای تمام گوئه‌ها استفاده می‌شود. سیستم گوئه‌ها وقتی در تعادل است که مجموع نیروهای افقی محاسبه شده از رابطه (۹-۴) برای همه گوئه‌ها مساوی صفر باشد.

۱۴-۴ زاویه صفحه لغزش

الف- زاویه سطح برش بحرانی

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

$$\alpha = 45^\circ + \frac{\phi_d}{2} \quad (10-4)$$

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

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

$$\alpha = 45^\circ - \frac{\phi_d}{2} \quad (11-4)$$

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

۱۵-۴ تحلیل گوشه منفرد

الف- مقدمه

برای کنترل سریع پایداری لغزشی سازه می‌توان با انجام تحلیل گوشه منفرد سازه‌ای و با استفاده از بارهای محاسبه شده برای تحلیل واژگونی به‌آن دست یافت به‌شرطی که حداقل ضریب اطمینان لغزشی (FS) مورد نیاز بزرگتر از $1/5$ نباشد.

ب- روش تحلیل گوشه منفرد

- در ابتدا نیروهای مقاوم موردنیاز جهت تعادل در امتداد موازی با بخش تحتانی سطح لغزش گوشه سازه‌ای محاسبه می‌شوند. در این حالت نیروهای محاسبه شده برای تحلیل واژگونی به‌طور یکسان برای تحلیل لغزش نیز به کار می‌رود. نحوه محاسبه نیروهای مقاوم در برابر لغزش در شکل ۱۱-۴ نشان داده شده است.
- نیروی کل مقاوم در برابر لغزش در امتداد قاعده گوشه 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:

$$FS = \frac{\text{نیروی مقاوم}}{\text{نیروی لغزشی}} = \frac{F_r + P_p}{T} = \frac{(N' \tan \phi + cL) + P_p}{T} \quad (12-4)$$

در رابطه فوق داریم:

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

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

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

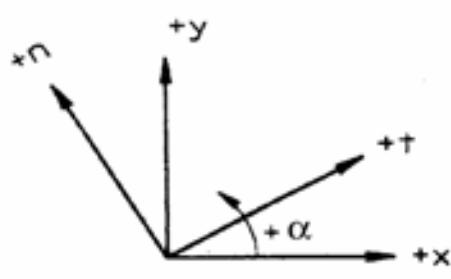
L = طول بخش تحتانی سطح لغزش

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

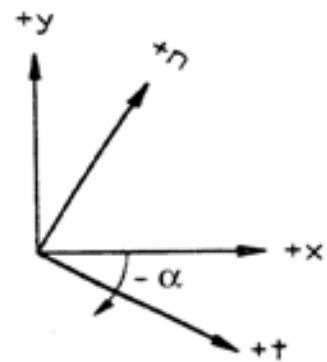
P_p = نیروی مقاوم در جلوی دیوار

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

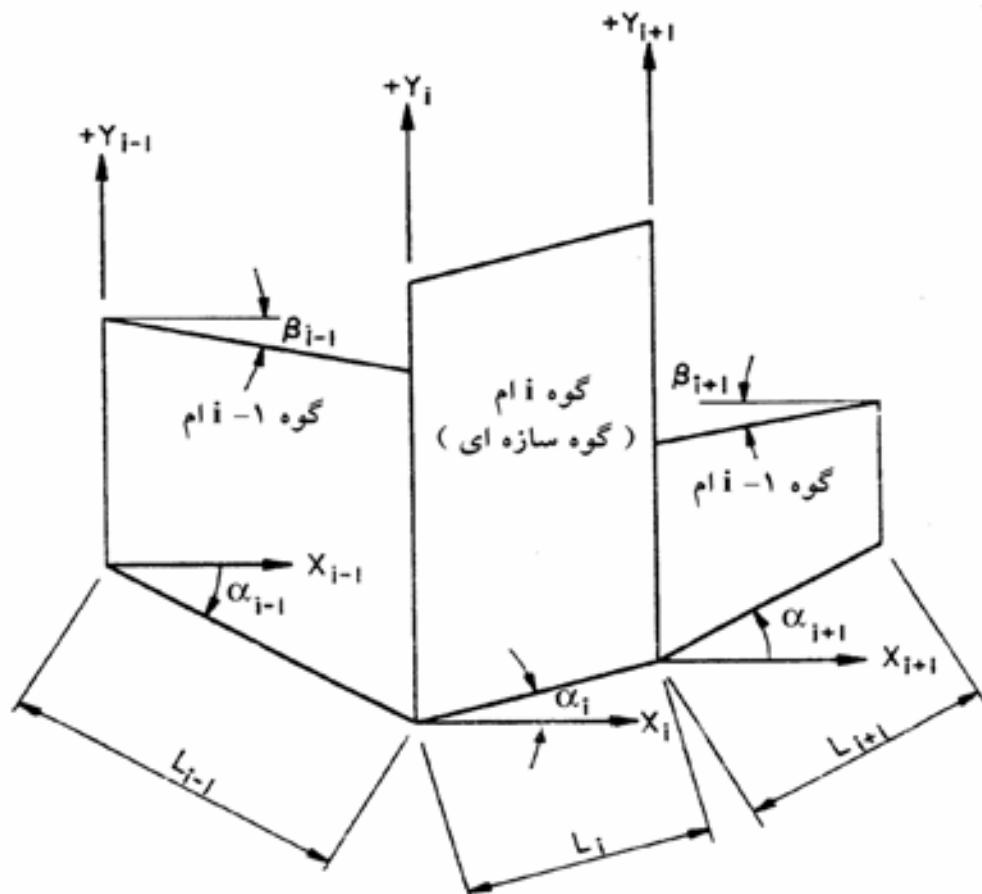
- اگر معادله (۱۲-۴) برآورده نشود، انجام تحلیل چند گوهای برای تعیین ضریب ایمنی لغزشی واقعی لازم می‌باشد.



دوران مثبت محورها

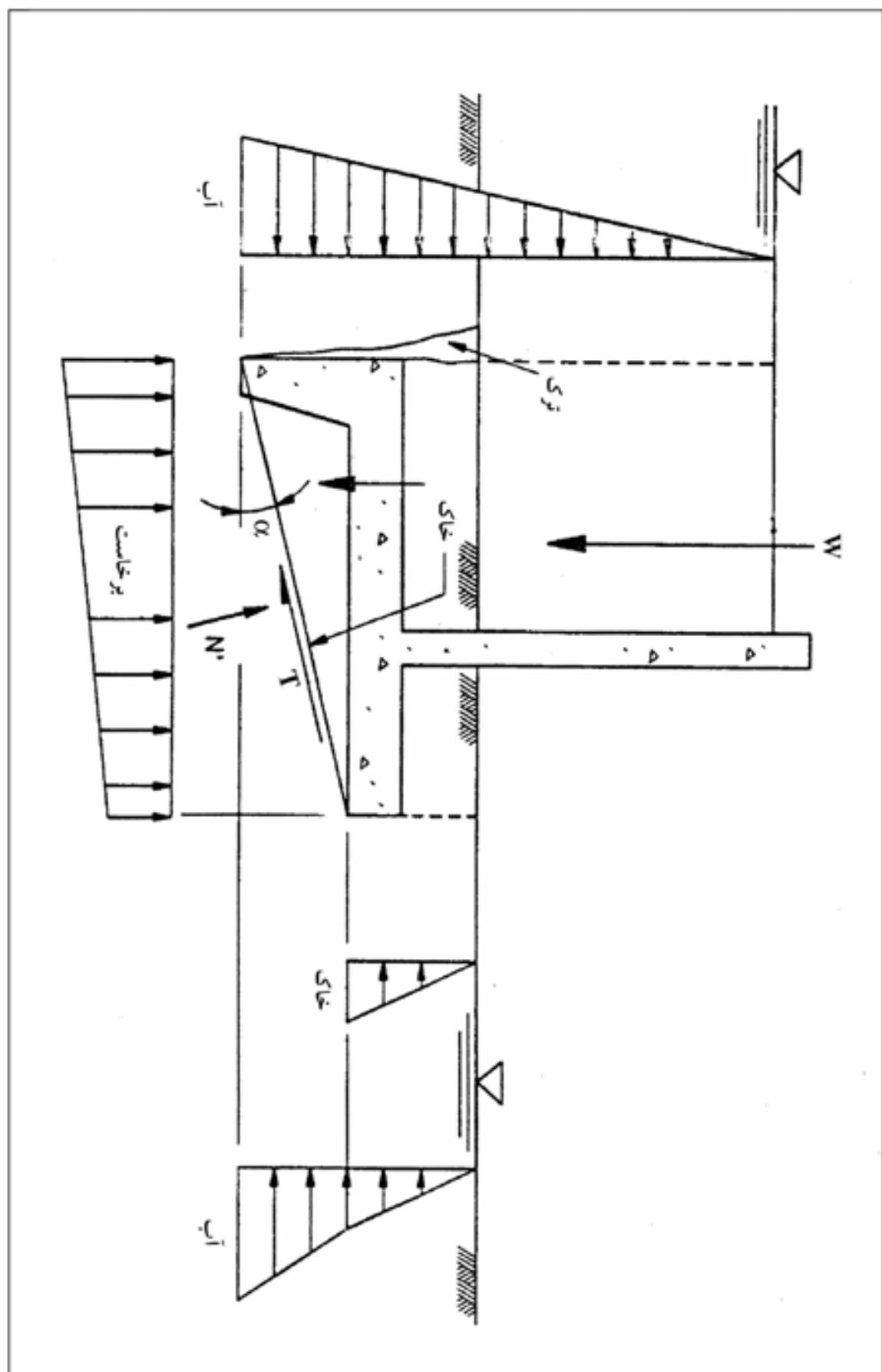


دوران منفی محورها



شکل ۴-۱۰- هندسه گوه ام و گوههای مجاور

شکل ۴ - ۱۱ - تحلیل گوه منفرد برای پایداری لغزشی



۱۶-۴ تحلیل چندگوهای

- الف - در ابتدا توده لغزش فرضی به تعدادی گوه تقسیم می شود که شامل یک گوه سازه ای می باشد و بقیه تقسیمات با توجه به شکل و ناپیوستگی های خاکریز، تناسبات دیوار و ناپیوستگی های پی (بستر) انجام می شود.
- ب - مقداری برای FS در اولین سعی فرض می شود.
- پ - برای هر گوه زاویه لغزش بحرانی محاسبه می شود. در یک گوه محرک زاویه بحرانی، زاویه ای است که نیروی محرک حداکثر را به وجود آورد و در یک گوه مقاوم، زاویه بحرانی، زاویه ای است که نیروی مقاوم حداقل به وجود می آورد.
- ت - فشارهای برخاست در امتداد سطح لغزش محاسبه می شوند. آثار نشست باید در نظر گرفته شوند.
- ث - وزن گوهها با در نظر گرفتن آب و سربارها محاسبه می شود.
- ج - مجموع نیروهای جانبی برای هر گوه با استفاده از رابطه کلی گوه به دست می آید [رابطه (۹-۴)]. در حالتی که شرایط بارگذاری یا مشخصات هندسی گوه پیچیده باشد، محاسبه زوایای بحرانی گوهها به آسانی انجام نمی شود. 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 می آید.
- ج - مجموع نیروهای جانبی برای کل گوهها محاسبه می شود.
- 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 می شود. اگر مجموع نیروهای جانبی مثبت باشد، مقدار FS باید افزایش داده شود و محاسبات مجدداً انجام پذیرد. با افزایش مقدار FS، درصد کوچکتری از مقاومت برشی در امتداد سطح لغزش فعال می شود.
- 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 می شود توده لغزنده در امتداد افق متعادل باشد، به دست می دهد.
- د - اگر مقدار ضریب ایمنی (FS) کمتر از حداقل موردنیاز باشد باید با عریض کردن یا شیبدار کردن پایه دیوار یا تعییه یکزبانه برشی مجدداً طرح را کنترل نمود.

۱۷-۴ معیار پایداری لغزشی

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

۱۸-۴ نکات طراحی

الف- آثار ترک در پی

در تحلیل پایداری لغزشی باید آثار ترک‌های ناشی از اختلاف نشست، افت و یا درزهای بین سنگ‌ها در سمت محرک گوئه 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 :

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

که در این رابطه پارامترها به شرح زیر می‌باشند:

$$c/FS = c_d$$

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

$$s = K_a \text{ ضریب فشار فعال}$$

$$\gamma' = \text{وزن مخصوص خاک}$$

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 مهاریهای سنگ.

۱۹-۴ 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 ۱۱-۴ نشان داده شده است. ترکیب نیروهای N' و T برای کنترل ظرفیت باربری به کار می‌رود. ضریب اینمی ظرفیت باربری از تقسیم مؤلفه عمودی ظرفیت باربری نهایی به نیروی عمودی اعمالی مؤثر بر گوه سازه‌ای و مطابق رابطه زیر به دست می‌آید.

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

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 به طور مشروح ارائه شده است.

۲۰-۴ ظرفیت باربری ناکافی

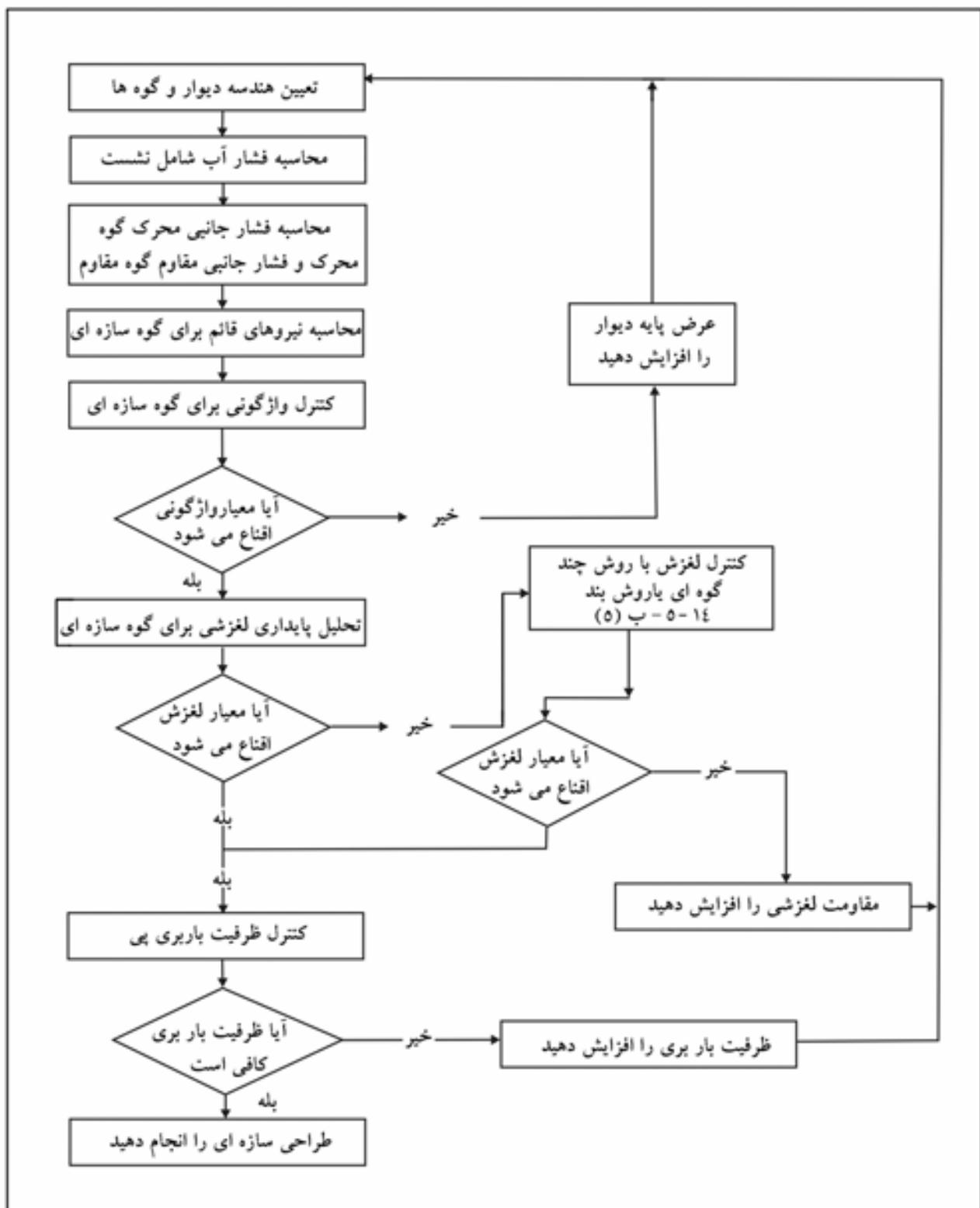
اگر ضریب ایمنی گسیختگی باربری ناکافی باشد، باید عرض پایه دیوار افزایش داده شود یا پایه دیوار پاییتر برود یا دیوار بر روی شمع احداث شود.

۲۱-۴ معیار ظرفیت باربری

معیار ظرفیت باربری به صورت 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 ۱۲-۴- نمودار جریان طراحی دیوار حائل

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، اضافه‌فشار سربار و بارهای برون محور را لاحاظ نکرده است. همهٔ پارامترهای فوق برای محاسبه ظرفیت باربری دیوارهای حایل و سیل‌بند مورد نیاز است.

ب- طبیعت گسیختگی خاک زیر پی

طبیعت گسیختگی خاک به تراکم‌پذیری نسبی خاک، شرایط بارگذاری و نسبت عمق به عرض شالوده بستگی دارد. بر حسب شرایط موجود سه‌نوع گسیختگی خاک خواهیم داشت (شکل ۱-۵):

۱ - گسیختگی کلی ۲ - گسیختگی موضعی ۳ - گسیختگی سوراخ‌کننده

گسیختگی برشی کلی، معمولاً در ماسهٔ متراکم و رس سخت رخ می‌دهد. برای ماسهٔ شل و رس نرم که ممکن است در دیوارهای سیل‌بند احداث شده در زمین‌های سیلابی به تناوب مشاهده شوند، ظرفیت باربری باید براساس شرایط گسیختگی موضعی محاسبه شوند.

پ- ضریب ایمنی (FS)

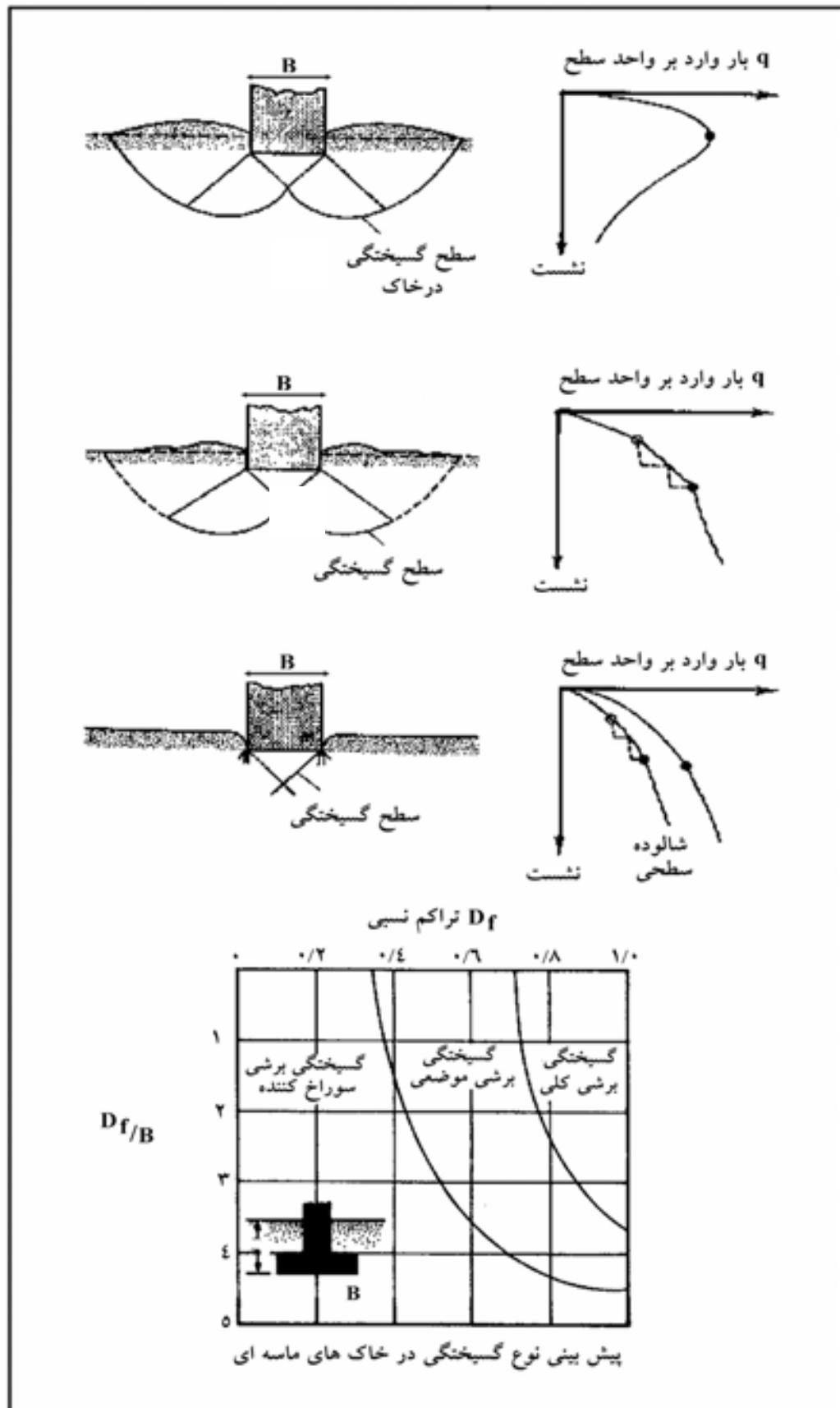
ضریب ایمنی ظرفیت باربری پی به صورت زیر تعریف می‌شود:

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

N' = نیروی عمودی مؤثر اعمال شده بر پایین سازه

Q = مؤلفهٔ عمودی ظرفیت باربری نهایی در زیر سازه

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



شکل ۵-۱- طبیعت گسیختگی برشی در بار نهایی

۲-۵ رابطه ظرفیت باربری عمومی

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

$$Q = \bar{B} \left[(\zeta_{cd} \zeta_{ci} \zeta_{ct} \zeta_{cg} c N_c) + (\zeta_{qd} \zeta_{qi} \zeta_{qt} \zeta_{qg} q_0 N_q) + \frac{1}{2} (\zeta_{\gamma d} \zeta_{\gamma i} \zeta_{\gamma t} \zeta_{\gamma g}) \bar{B} \gamma N_\gamma \right] \quad (2-5)$$

که در آن:

Q = مؤلفه عمودی ظرفیت باربری نهايی شالوده نواری

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

B = عرض پایه (شکل ۱-۵)

c = چسبندگی

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

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

q_0 = 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

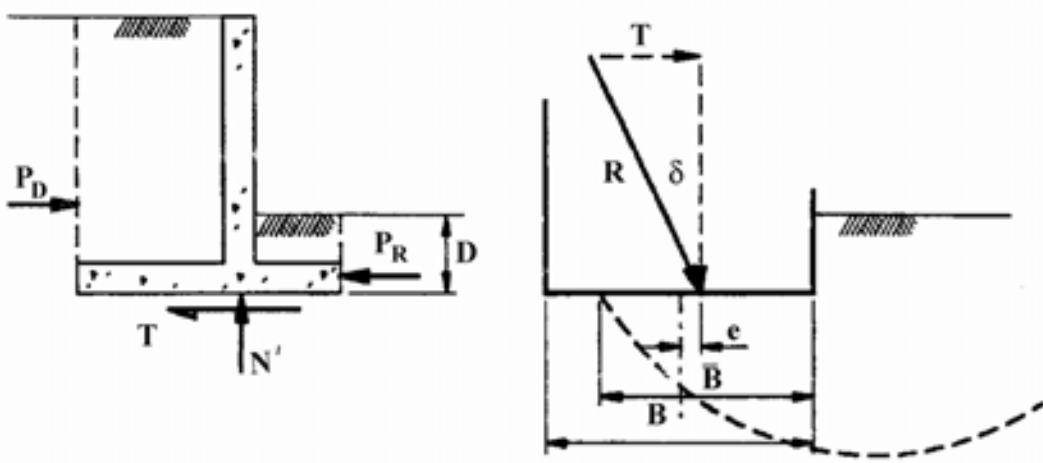
ضرایب ظرفیت باربری برای یک پی نواری افقی تحت بارهای قائم عبارتند از :

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

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

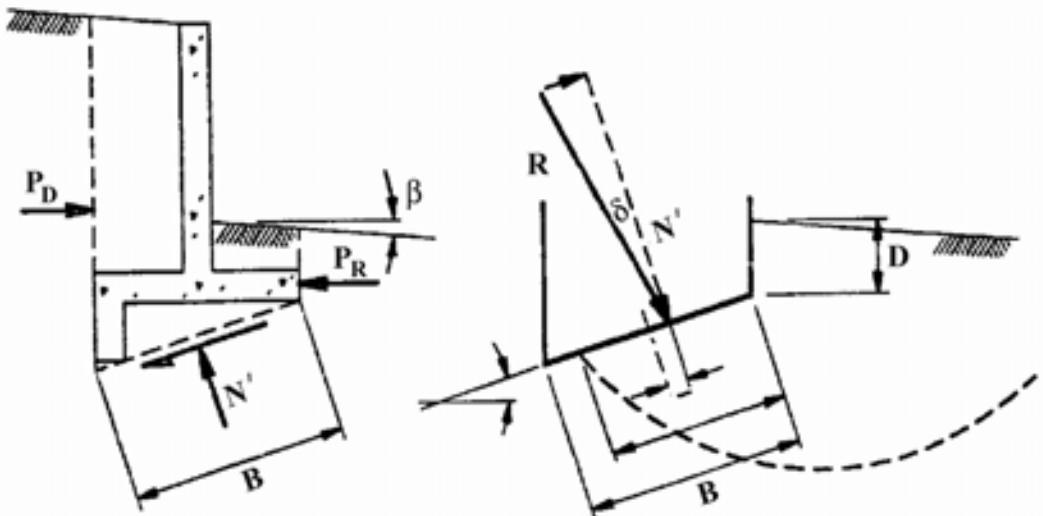
$$N_c = 5/14 \quad (\text{برای } \phi = 0) \quad (3-5-\gamma)$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan (1/4 \phi) \quad (3-5-\delta)$$



$$(\text{زاویه بار}) \quad \delta = \tan^{-1}(T/N')$$

$$(\text{عرض موثر}) \quad B = B - \gamma e$$



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

مقادیر ضرایب ظرفیت باربری برای ϕ های متغیر بین صفر تا 50° درجه در جدول ۱-۵ ارائه شده است.

۴-۵ ضرایب عمق (ζ)

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:

$$\zeta_{cd} = 1 + 2 \left(\frac{D}{B} \right) \tan(45^\circ + \frac{\phi}{2}) \quad (4-5\text{-الف})$$

$$\zeta_{qd} = \zeta_{yd} = 1 \quad (\text{برای } \phi = 0) \quad (4-5\text{-ب})$$

$$\zeta_{qd} = \zeta_{yd} = 1 + 0.1 \left(\frac{D}{B} \right) \tan(45^\circ + \frac{\phi}{2}) \quad (\text{برای } \phi > 10^\circ) \quad (4-5\text{-پ})$$

وقتی ϕ بین 0° و 10° درجه باشد، مقدار ζ بین $1 + 0.1$ و $1 + 0.1 \left(\frac{D}{B} \right) \tan(45^\circ + \frac{\phi}{2})$ 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 ضریب‌ها نامطمئن است.

جدول ١-٥ - ضرایب ظرفیت باربری

ϕ	N_c	N_q	N_γ	$\tan\phi$	$\tan^2(45^\circ + \frac{\phi}{2})$
.		1/..		./.....	1/.....
١	٥/١٤	١/٠٩	./..	./٠١٧٥	١/٠٣٥٥
٢	٥/٣٨	١/٢٠	./..	./٠٣٤٩	١/٠٧٢٣
٣	٥/٦٣	١/٣١	./..	./٠٥٢٤	١/١١٠٥
٤	٥/٩٠	١/٤٣	./..	./٠٦٩٩	١/١٥٠٠
	٦/١٩		./..		
٥	٦/٤٩	١/٥٧	./..	./٠٨٧٥	١/١٩١٠
٦	٦/٨١	١/٧٢	./..	./١٠٥١	١/٢٣٣٥
٧	٧/١٦	١/٨٨	./..	./١٢٢٨	١/٢٧٧٦
٨	٧/٥٣	٢/٠٦	./..	./١٤٠٥	١/٢٢٣٣
٩	٧/٩٢	٢/٢٥	./..	./١٥٨٤	١/٣٧٠٩
			./..		
١٠	٨/٣٤	٢/٤٧	./..	./١٧٦٣	١/٤٢٠٣
١١	٨/٨٠	٢/٧١	./..	./١٩٤٤	١/٤٧١٦
١٢	٩/٢٨	٢/٩٧	./..	./٢١٢٦	١/٥٢٥٠
١٣	٩/٨١	٣/٢٦	./..	./٢٣٠٩	١/٥٨٠٥
١٤	٩/١٧	٣/٥٩	./..	./٢٤٩٣	١/٦٣٨٢
			./..		
١٥	١٠/٩٨	٣/٩٤	./..	./٢٦٧٩	١/٦٩٨٤
١٦	١١/٦٣	٤/٣٣	./..	./٢٨٦٧	١/٧٤١٠
١٧	١٢/٣٤	٤/٧٧	./..	./٣٠٥٧	١/٨٢٦٣
١٨	١٣/١٠	٥/٢٦	./..	./٣٢٤٩	١/٨٩٤٤
١٩	١٣/٩٣	٥/٨٠	./..	./٣٤٤٣	١/٩٦٥٥
			./..		
٢٠	١٤/٨٣	٦/٤٠		./٣٦٤٠	٢/٠٣٩٦
٢١	١٥/٨٢	٧/٠٧	٢/٨٧	./٣٨٣٩	٢/١١٧١
٢٢	١٦/٨٨	٧/٨٢	٣/٤٢	./٤٠٤٠	٢/١٩٨٠
٢٣	١٧/٠٥	٨/٦٦	٤/٠٧	./٤٢٤٥	٢/٢٨٢٦
٢٤	١٩/٣٢	٩/٦٠	٤/٨٢	./٤٤٥٢	٢/٣٧١٢
			٥/٧٢		
٢٥	٢٠/٧٢	١٠/٦٦	٦/٧٧	./٤٦٦٣	٢/٤٦٣٩
٢٦	٢٢/٢٥	١١/٨٥	٨/..	./٤٨٧٧	٢/٥٦١١
٢٧	٢٣/٩٤	١٣/٢٠	٩/٤٦	./٥٠٩٥	٢/٦٦٢٩
٢٨	٢٥/٨٠	١٤/٧٢	١١/١٩	./٥٣١٧	٢/٧٦٩٨
٢٩	٢٧/٨٦	١٦/٤٤	١٣/٢٤	./٥٥٤٣	٢/٨٨٢١
٣٠	٣٠/١٤	١٨/٤٠	١٥/٦٧	./٥٧٧٤	٣/...٠
٣١	٣٢/٦٧	٢٠/٦٣	١٨/٥٦	./٦٠٠٩	٣/١٢٤٠
٣٢	٣٥/٣٩	٢٣/١٨	١٨/٥٦	./٦٢٤٩	٣/٢٥٤٦
٣٣	٣٨/٦٤	٢٦/٠٩	٢٢/٠٢	./٦٤٩٤	٣/٢٩٢١
٣٤	٤٢/١٦	٢٩/٤٤	٢٦/١٧	./٦٧٤٥	٣/٥٣٧١
٣٥	٤٦/١٢	٣٣/٣٠	٣١/١٥	./٧٠٠٢	٣/٨٩٠٢
٣٦	٥٠/٥٩	٣٧/٧٥	٣٧/١٥	./٧٢٦٥	٣/٨٥١٨
٣٧	٥٥/٦٣	٤٢/٩٢	٤٤/٤٣	./٧٥٣٦	٤/٠٢٢٨
٣٨	٦١/٣٥	٤٨/٩٣	٤٨/٢٧	./٧٨١٣	٤/٢٠٣٧
٣٩	٦٧/٨٧	٥٥/٩٦	٦٤/٠٨	./٨٠٩٨	٤/٣٩٥٥
			٧٧/٣٣		
٤٠	٧٥/٣١	٦٤/٢٠	٩٣/٦٩	./٨٣٩١	٤/٥٩٨٩
٤١	٨٣/٨٦	٧٣/٩٠	١١٣/٩٩	./٨٦٩٣	٤/٨١٤٩
٤٢	٩٣/٧١	٨٥/٣٨	١٢٩/٣٢	./٩٠٠٤	٥/٠٤٤٧
٤٣	١٠٥/١١	٩٩/٠٢	١٢١/١٥	./٩٣٢٥	٥/٢٨٩٣
٤٤	١١٨/٣٧	١١٥/٣١	٢١١/٤١	./٩٦٥٧	٥/٥٥٠٠
٤٥	١٣٣/٨٨	١٣٤/٤٤	٢٦٢/٧٥	./.....	٥/٨٢٨٤
٤٦	١٥٢/١٠	١٥٨/٥١	٣٢٨/٧٤	./٠٣٥٥	٦/١٢٦٠
٤٧	١٧٣/٦٤	١٨٧/٢١	٤١٤/٣٤	./٠٧٢٤	٦/٤٤٤٧
٤٨	١٩٩/٢٦	٢٢٢/٣١	٥٢٦/٤٧	./١١٠٦	٦/٧٨٦٥
٤٩	٢٣٩/٩٣	٢٦٥/٥١	٦٧٤/٩٤	./١٥٠٤	٧/١٥٣٦
٥٠	٢٦٦/٨٩	٣١٩/٠٧	٨٧٣/٨٨	./١٩١٨	٧/٥٤٨٤

۵-۵ ضرایب شیب بار (ζ)

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

$$\zeta_{qi} = \zeta_{ci} = \left(1 - \frac{\delta^\circ}{90^\circ}\right)^2 \quad (5-5\text{-الف})$$

$$\zeta_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\delta^\circ}{\phi}\right)^2 \quad (5-5\text{-ب})$$

در روابط فوق δ ، زاویه بین بار وارد و خط عمود بر کف شالوده است. اگر $\phi > \delta$ 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.

$$\zeta_{qt} = \zeta_{\gamma t} = (1 - \alpha \tan \phi)^2 \quad (\text{برحسب رادیان}) \quad (6-5\text{-الف})$$

$$\zeta_{ct} = 1 - \left(\frac{2d}{\pi + 2} \right) \quad (\text{برای } \phi = 0 \text{ برحسب رادیان}) \quad (6-5\text{-ب})$$

$$\zeta_{ct} = \zeta_{qt} - \left(\frac{1 - \zeta_{qt}}{N_c \tan \phi} \right) \quad (\text{برای } \phi > 0) \quad (6-5\text{-پ})$$

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:

$$\zeta_{\gamma g} = \zeta_{qg} = (1 - \operatorname{tg} \beta)^2 \quad (7-5\text{-الف})$$

$$\zeta_{cg} = 1 - \left(\frac{2\beta}{\pi + 2} \right) \quad (\text{برحسب رادیان}) \quad (\text{برای } \phi = 0) \quad (7-5\text{-ب})$$

$$N_\gamma = -2 \sin \beta \quad (\text{برای } \phi = 0) \quad ٧-٥$$

$$\zeta_{cg} = \zeta_{qg} - \frac{1 - \zeta_{qg}}{N_c \operatorname{tg} \phi} \quad (\text{برای } \phi \geq 0) \quad ٧-٦$$

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

٨-٥ فشار مؤثر سربار

q (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 :

$$q_0 = \gamma' D \quad (8-5)$$

در رابطه فوق پارامترها به شرح زیر می‌باشند:

γ' = 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 از رابطه زیر محاسبه می‌شود :

$$q_0 = \gamma' D \cos \beta \quad (8-5)$$

٩-٥ تأثیر آب زیرزمینی

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

حالت ۱ : اگر سطح آب زیرزمینی در ترازی باشد که $q_0 \leq D_f < D_1$ است، q₀ به صورت زیر درمی‌آید:

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

γ_{sat} = وزن مخصوص خاک اشباع

γ_w = وزن مخصوص آب

همچنین γ' موجود در جمله آخر رابطه ٢-٥ با مقدار $\gamma_{sat} - \gamma_w = \gamma'$ عوض شود.

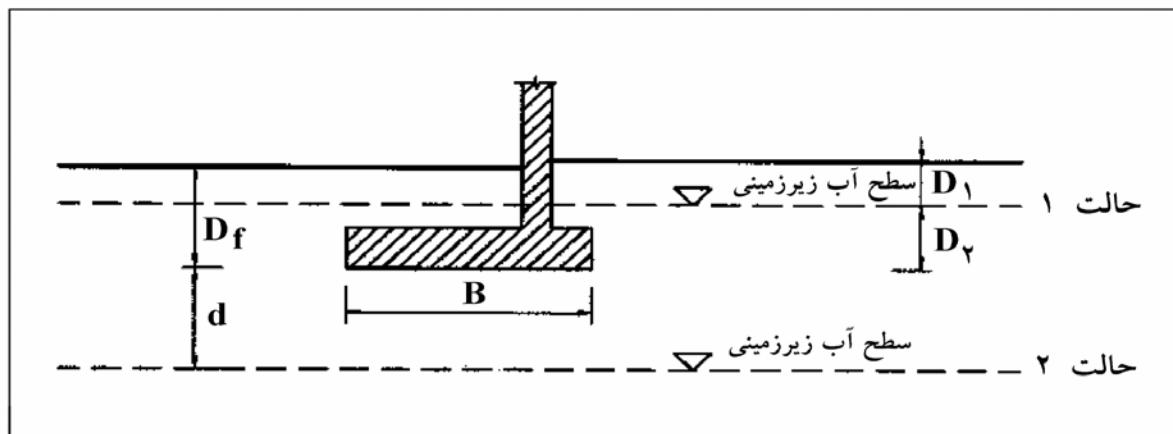
حالت ۲ : اگر سطح آب زیرزمینی در ترازی باشد که $B \leq d \leq 0$ است، مقدار q₀ از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$q_o = \gamma D_f \quad (10-5)$$

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

$$\bar{\gamma} = \gamma' + \frac{d}{B}(\gamma - \gamma') \quad (11-5)$$

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



شکل ۳-۵- تأثیر آب زیرزمینی

۱۰-۵ ترکیب ضرایب

ضرایب تصحیح شیب بار، شیب کف شالوده، شیب زمین، و برومنحوری بار تنها زمانی که همه عوامل فوق در یک جهت یکسان تمايل به ايجاد گسيختگی دارند، باید به صورت همزمان اعمال شوند.

۱۱-۵ گسيختگی موضعی

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

$$q_u = \frac{2}{3} c N'_c + q N'_q + \frac{1}{2} \gamma B N'_\gamma \quad (12-5)$$

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

$$\phi' = \tan^{-1} \left(\frac{2}{3} \tan \phi \right) \quad (13-5)$$

۱۲-۵ 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 تنשها 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 :

$$S_e = \frac{2Bq}{E_s} (1 - \mu_s^2) \quad (14-5)$$

در رابطه فوق:

E_s = مدول الاستیسیته خاک (جدول ۲-۵)

μ_s = ضریب پواسون خاک (جدول ۲-۵)

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

B = عرض شالوده

ب- نشست تحکیم

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

$$S_c = \frac{C_c H_c}{1 + e_o} \log \frac{p_o + \Delta p_{av}}{p_o} \quad (15-5)$$

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

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

Δp_t = افزایش فشار در بالای لایه رسی

Δp_m = افزایش فشار در وسط لایه رسی

Δp_b = افزایش فشار در پایین لایه رسی

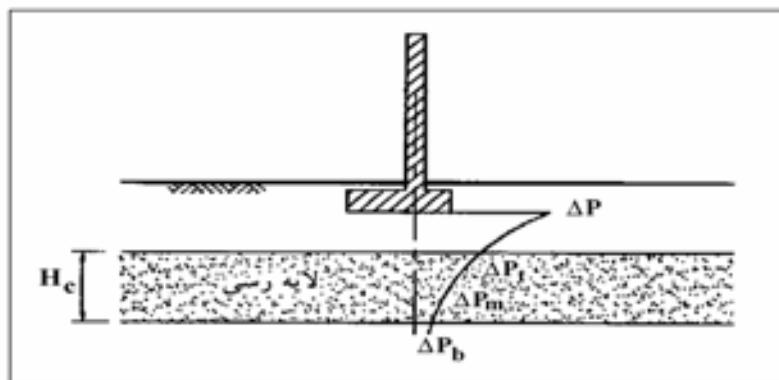
H_c = ضخامت لایه رسی

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

e_0 = نسبت تخلخل اولیه لایه رسی

جدول ۵-۲ - پارامترهای الاستیک خاک

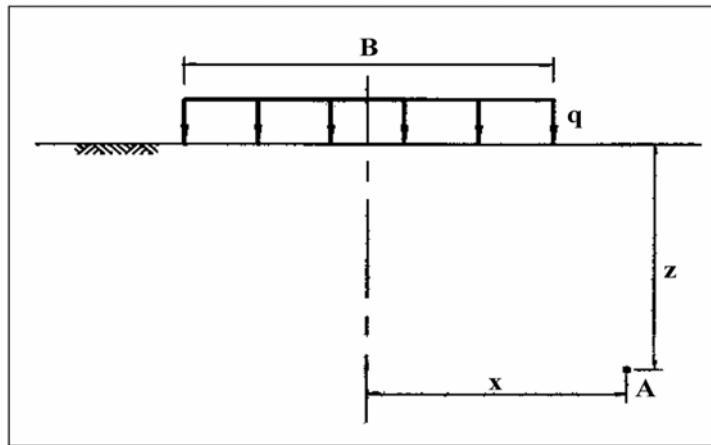
نسبت پواسون μ_s	ضریب الاستیسیته E_s (kg/cm ²)	نوع خاک
۰/۰ تا ۰/۴	۱۰۰ تا ۲۵۰	ماسه شل
۰/۰ تا ۰/۲۵	۳۰۰ تا ۱۷۵	ماسه با تراکم متوسط
۰/۰ تا ۰/۴۵	۳۵۰ تا ۵۵۰	ماسه متراکم
۰/۰ تا ۰/۴	۱۰۰ تا ۱۷۵	ماسه لایی دار
۰/۰ تا ۰/۳۵	۷۰۰ تا ۱۷۵۰	ماسه وشن
۰/۰ تا ۰/۵	۲۰ تا ۵۰	رس نرم
	۱۰۰ تا ۵۰	رس متوسط
	۱۰۰ تا ۲۵۰	رس سفت



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):

$$\Delta p = \frac{q}{\pi} \left\{ \tan^{-1} \left[\frac{z}{x - (B/2)} \right] - \tan^{-1} \left[\frac{z}{x + (B/2)} \right] - \frac{Bz[x^2 - z^2 - (B^2/4)]^2}{[x^2 + z^2 - (B^2/4)]^2 + B^2 z^2} \right\} \quad (17-5)$$



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

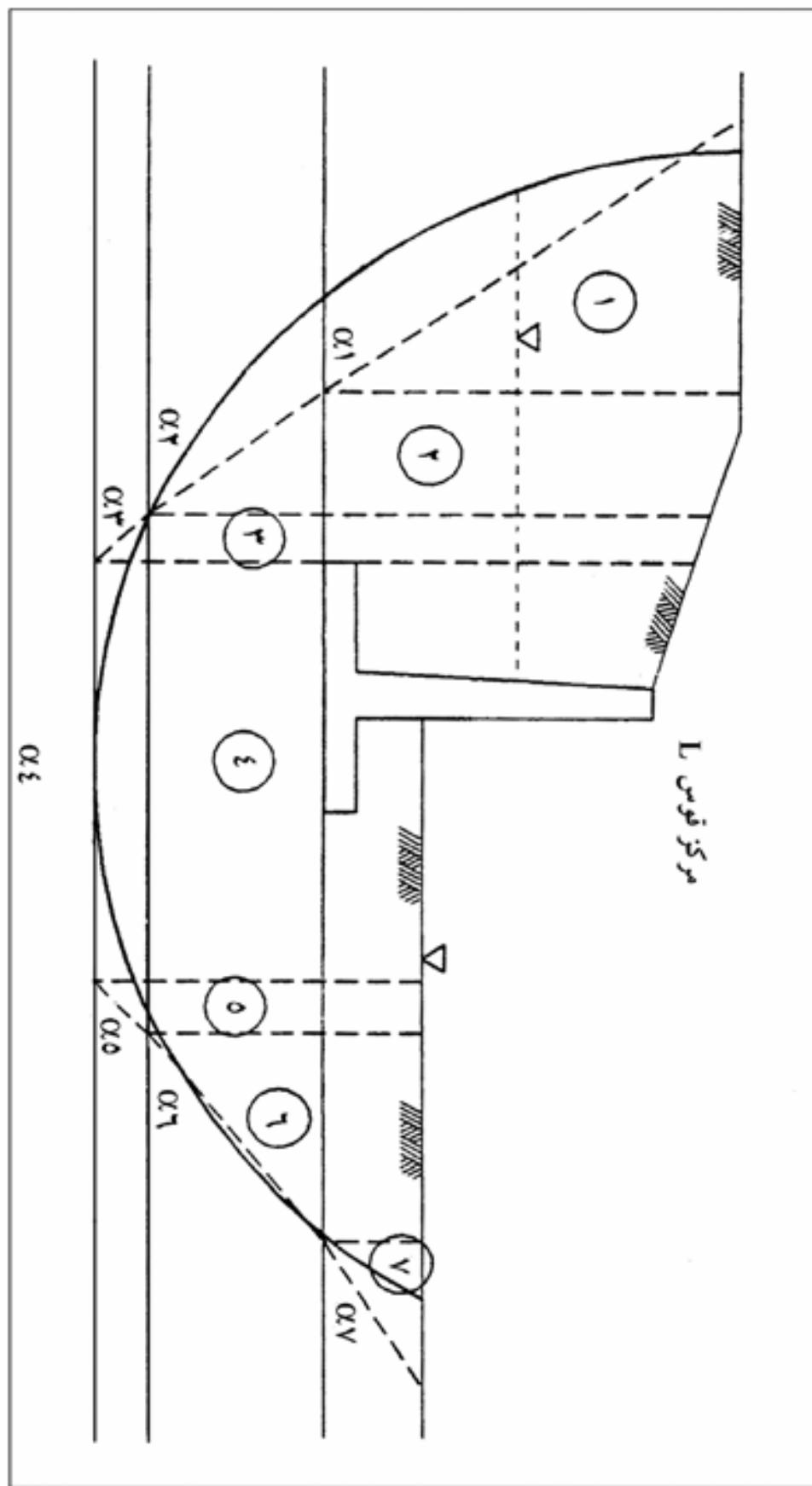
پ- نشست مجاز

حداکثر مقدار چرخش زاویه‌ای (طول سازه / نشست) که دیوارهای حایل بتن مسلح بدون ترک خوردن می‌توانند تحمل کنند بین $200/0$ تا $300/0$ رادیان می‌باشد.

۱۳-۵ لغزش عمیق

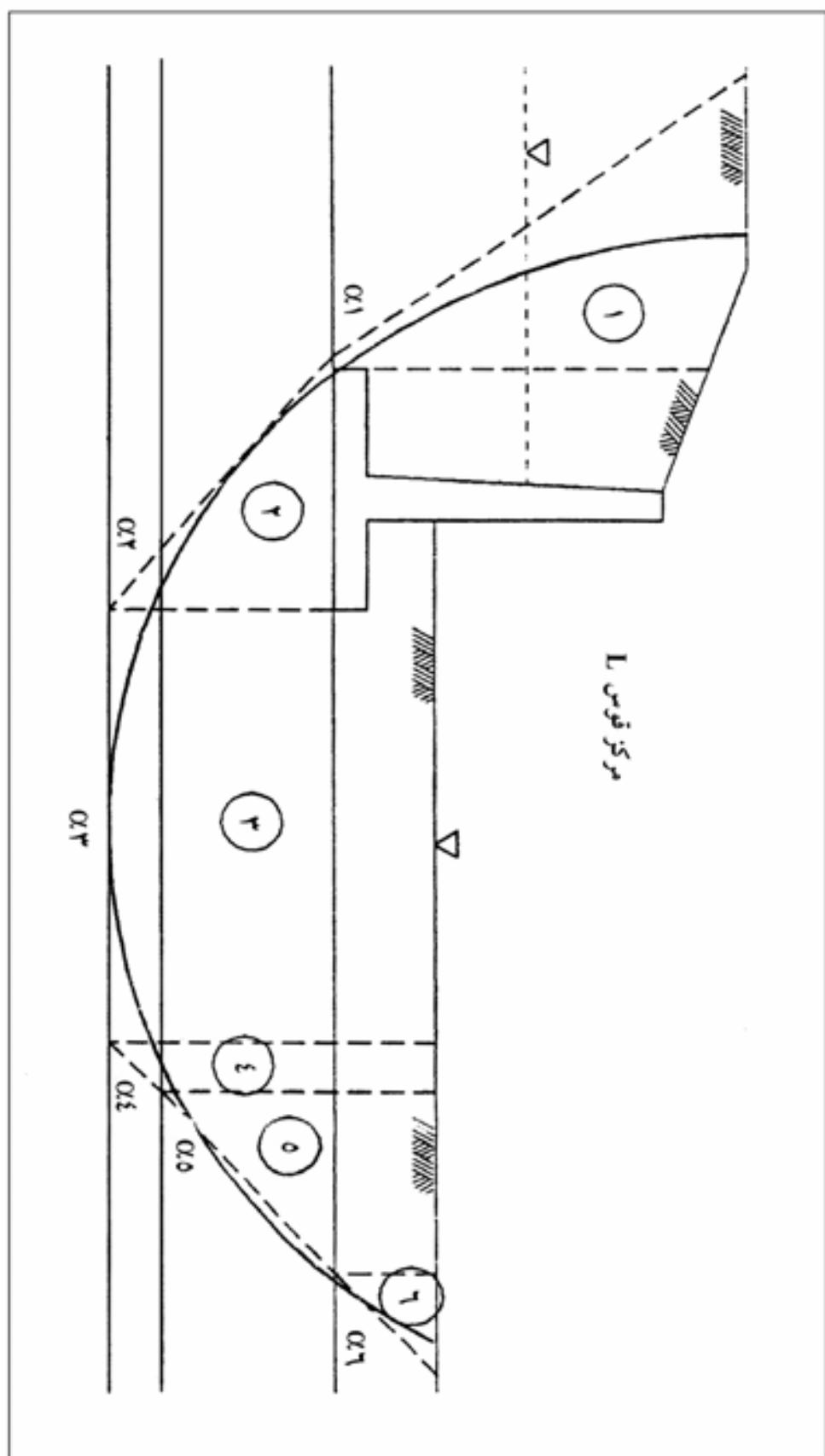
تحلیل لغزش عمیق برای کنترل لغزش لایه‌های ضعیفی که ممکن است در زیر سازه وجود داشته باشند باید انجام شود. این تحلیل باید مطابق با روش شرح داده شده در بند (۱۶-۴) باشد. گوههای محرک و مقاوم باید در فاصله مناسبی قرار گیرند تا لغزش دورانی سطح انجام شود. معمولاً سطح لغزشی به صورت کمانی از دایره با شعاعی مساوی ارتفاع گوة محرک منطبق بر این خواسته است (شکل‌های ۶-۵ و ۷-۵). 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 ۸-۵). حداقل ضریب ایمنی نباید کمتر از $1/5$ باشد که به وسیله روش سعی و خطأ با تغییر مرکز دایره مشخص می‌شود.

مورخوس L

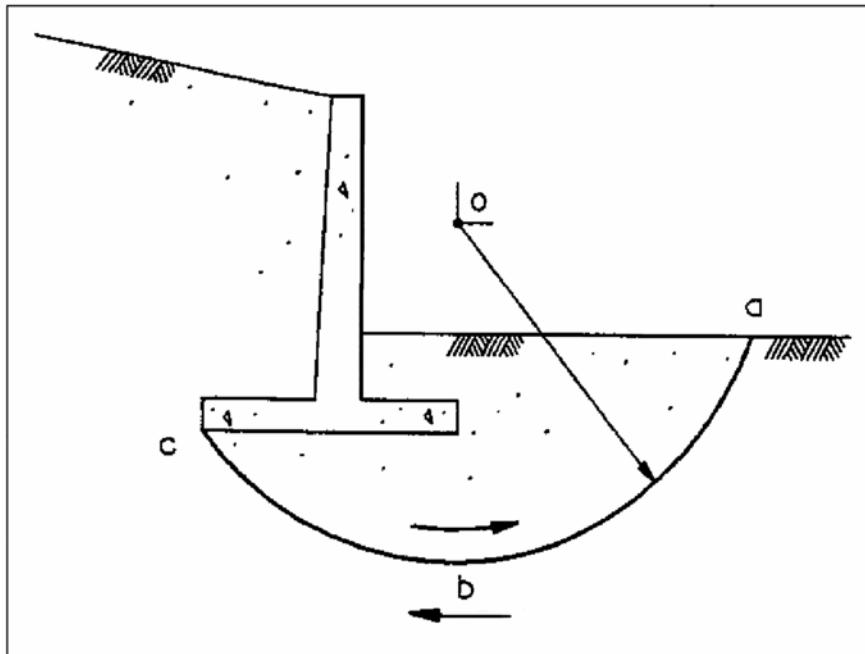


شکل ۵-۶-۳ - تحلیل دایره لغزش عمیق با گوهد رانش در پاشنه

مرکز قوس L



شکل ۵ - تحلیل دایره لغزش عمیق با گوشه انش در پنجه



شکل ۸-۵- صفحه برش سطحی

۱۴-۵ پتانسیل روانگرایی

هنگامی که در مناطق زلزله خیز، دیوارها بر روی لایه‌ای از ماسه اشباع واقع می‌شوند، باید اینمی 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 و ادریس ۱۹۷۶، سید و ادریس 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 (به جز 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 امکان پذیر 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 ٦

ملاحظات اجرائي

۱-۶ آماده‌سازی بستر شالوده

خاک بستر باید کاملاً متراکم شده و قبل از بتن ریزی 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 بسترها سنگی (نظیر شیل‌ها) برای جلوگیری از تخریب سنگ در اثر هوازدگی، لازم است بلا فاصله بعد از سنگبرداری، یک لایه بتن به منظور محافظت سطحی سنگ روی آن اجرا نمود. این لایه باید دارای عیار سیمان کافی به منظور 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 مقاد فصل سوم از آیین‌نامه بتن ایران (آبا) و مشخصات آرماتور مصرفی باید منطبق بر مقاد 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 بتن ریزی به‌طور مناسبی انجام شود. آیین‌نامه بتن ایران (آبا) راهنمایی‌هایی برای بتن ریزی (فصل هفتم) و عمل‌آوری (فصل ششم) و جزئیات آرماتوربندی (فصل هشتم) و قالب‌بندی و درزها (فصل نهم) را رائه کرده است. ضخامت شالوده و ضخامت بالای دیوار در دیوارهای طره‌ای با ارتفاعی بیشتر از $2/4$ متر، برای سهولت در بتن ریزی نباید کمتر از 30 سانتی‌متر باشد. ضخامت تیغه در دیوارهای کوتاه‌تر از $2/4$ متر و با یک لایه آرماتورگذاری قائم را می‌توان تا 20 سانتی‌متر در نظر گرفت. مقطع دیوار باید با توجه به سهولت و استفاده مجدد از قالب‌ها طرح شود. هرگونه محدودیت‌های اجرایی ناشی از جانمایی باید در طراحی در نظر گرفته شود.

۴-۶ درزها

به منظور جلوگیری از وقوع ترک‌های حرارتی ناخواسته، لازم است دیوارهای حاصل، به کمک درزهایی به قطعات 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 حاصل تعبیه می‌شوند. معمولاً درزهای انبساطی برای جلوگیری از خردشیدگی و ترک‌خوردگی و گاهی اوقات برای قطع یکسرگی 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 تعییه نمود، مشروط بر اینکه با بتن مجاور چسبندگی نداشته باشد. (آرماتورهای برشی)
در محل‌هایی که نیاز به آب‌بندی وجود دارد، آب‌بندی درز طبق اصول بند ۴-۶-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

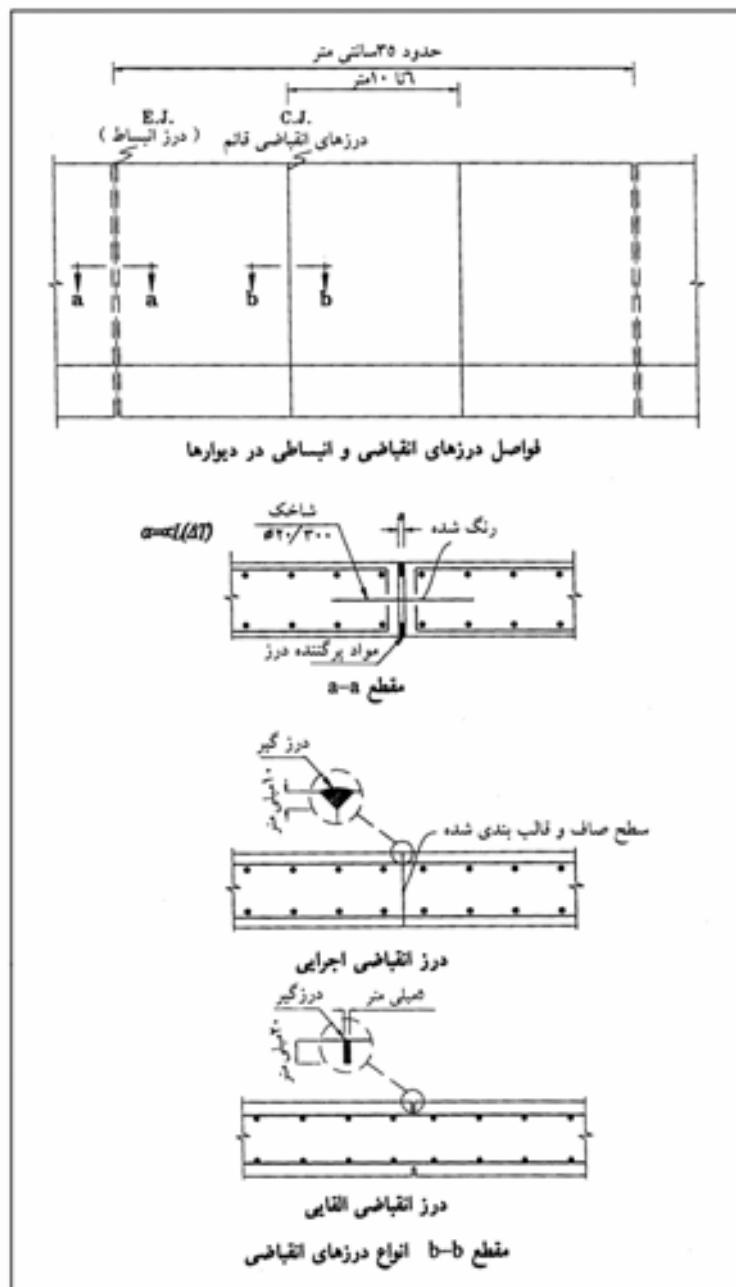
در دیوارهای طویل یا سطوح وسیع، مقاطعی به‌طور عمدی ضعیف طراحی می‌شوند تا ترک خوردن بتن که می‌تواند اجتناب‌ناپذیر و غیرقابل پیش‌بینی باشد، در موقعیت‌ها و سطوح مشخص رخ دهد. از درز انقباضی می‌توان برای تقسیم سازه به قطعات قابل اجرا به عنوان جایگزین درزهای اجرایی استفاده نمود. با توجه به اینکه تعییه آرماتور افقی کافی برای جلوگیری از ایجاد هرگونه ترک، غیرعملی و غیراقتصادی است، به عنوان 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 تعییه می‌شوند. معمولاً سطح درز انقباضی به‌صورت صاف و قالب‌بندی شده می‌باشد. در دیوارهای طرہای بتنی، درزهای انقباضی تنها در تیغه دیوار تعییه 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 به جای 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 به‌یکدیگر، نسبت به انتقال برش عملکرد بهتری دارند.

۱- دیوارهای وزنی بتنی

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



شکل ۱-۶- درزهای انبساطی و انقباضی قائم

۲- دیوارهای طرہای بتنی

در این نوع دیوارها باید در محل اتصال دیوار با فونداسیون یک درز اجرایی تعییه شود و درزهای افقی اضافی در ارتفاع دیوار، با فواصلی در حدود ۳ متر تعییه 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، به‌بند ۱۴-۷ مراجعه شود.

ه- نوارهای آب‌بند^۱

نوارهای آب‌بند در درزهایی که نیاز به‌نفوذناپذیری دارند، استفاده می‌گردد. 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.

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 غیر محلی استفاده نمود.

ب- مصالح

شن و ماسه تمیز مناسبترین مصالح می‌باشند. این مصالح به سرعت زهکشی می‌شوند و تحت تأثیر یخ‌زدگی قرار نمی‌گیرند و به صورت 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 پرشدن آب در رس‌ها می‌تواند باعث اعمال فشار هیدرواستاتیکی بر دیوار گردد. همان‌گونه که در بند ۷-۶ ذکر شده است، خاک رس به عنوان 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 بررسند، 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 بدقت انتخاب شوند. مصالح باید برای جلوگیری از نشستهای بزرگ ناشی از وزن، متراکم شوند. میزان تراکم موردنیاز 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^{*}). بهر 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 متراکم کننده‌ها (غلتك‌ها) 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

همان‌گونه که در بند ۶-۷ ذکر شده، از عمدترين 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 نشت 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.

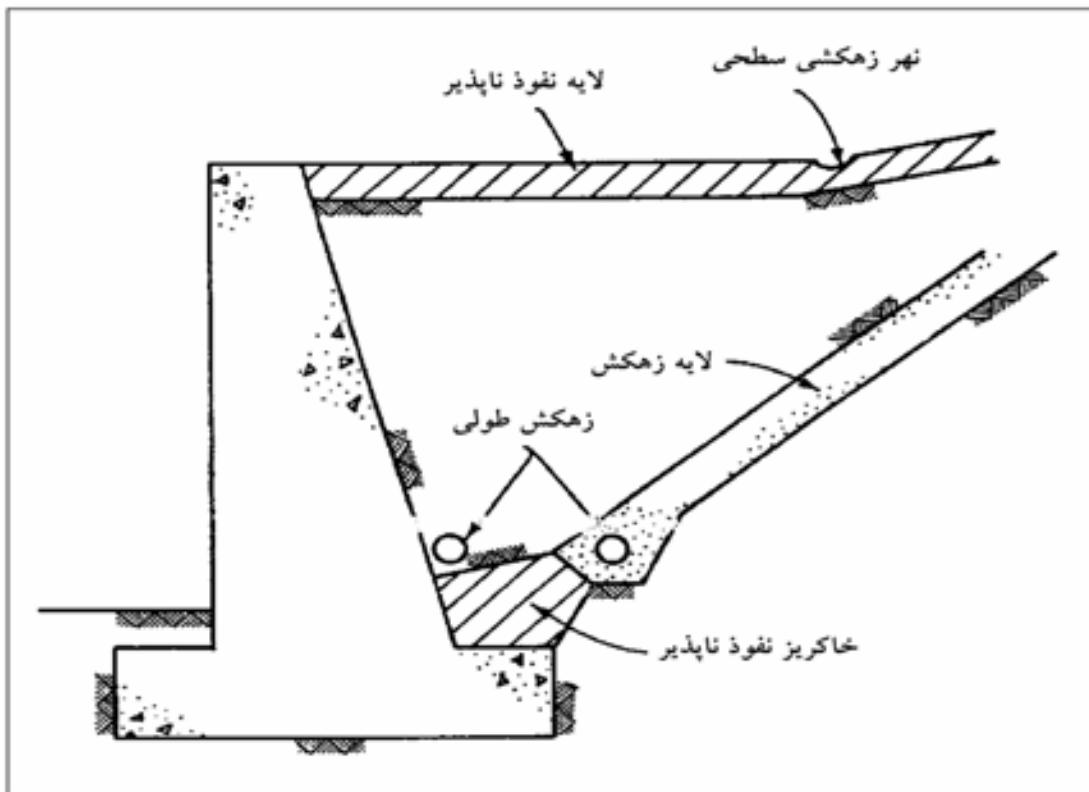
ب- روش‌های زهکشی

دیوارهای حایل باید دارای سیستم زهکشی سطحی مناسب برای دفع آبهای سطحی باشند. همان‌گونه 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 نشت آب زیرزمینی و نفوذ

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

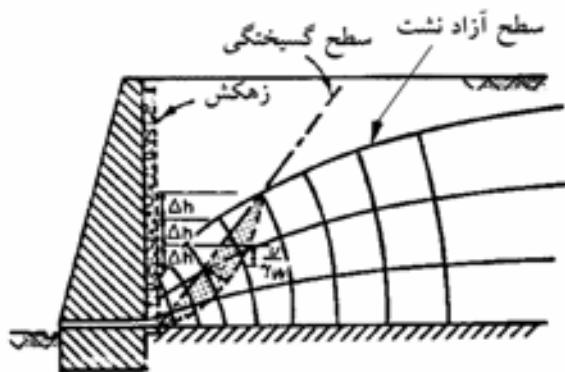
آب باران را به حداقل می‌رساند. استفاده از زهکش در امتداد دیوار تأثیر کمتری دارد و غالباً باعث اعمال نیروهای بزرگتری به دیوار می‌شود (شکل ۶-۳). لیکن برای دیوارهای نسبتاً کوتاه (تقریباً کمتر از ۳ متر) افزایش این نیروها، خیلی زیاد نیست و روش استفاده از زهکش در مجاورت دیوار اغلب به کار می‌رود. زهکش‌های در 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 سیستم مشابه سیستم زهکش شکل (۶-۶) استفاده نمود. اگر از خاک‌های چسبنده (ریزدانه) به عنوان مصالح خاکریز 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 (۷-۶) استفاده نمود. سایر روش‌های کنترل نشت در بند (۴-۷) شرح داده شده است.



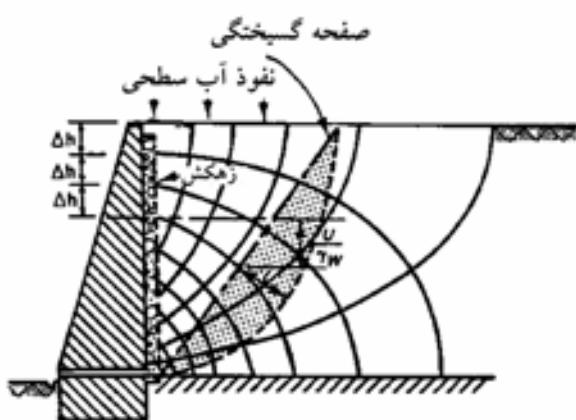
شکل ۶-۲- لایه زهکشی شیبدار

* 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.



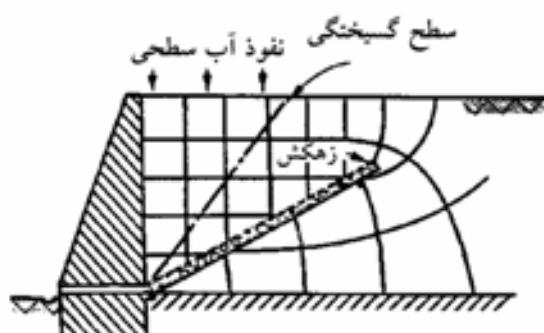
توزیع فشار روی سطح گسیختگی
به علت نشت دائمی

الف - زهکش قائم - شرایط زهکشی دائم



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

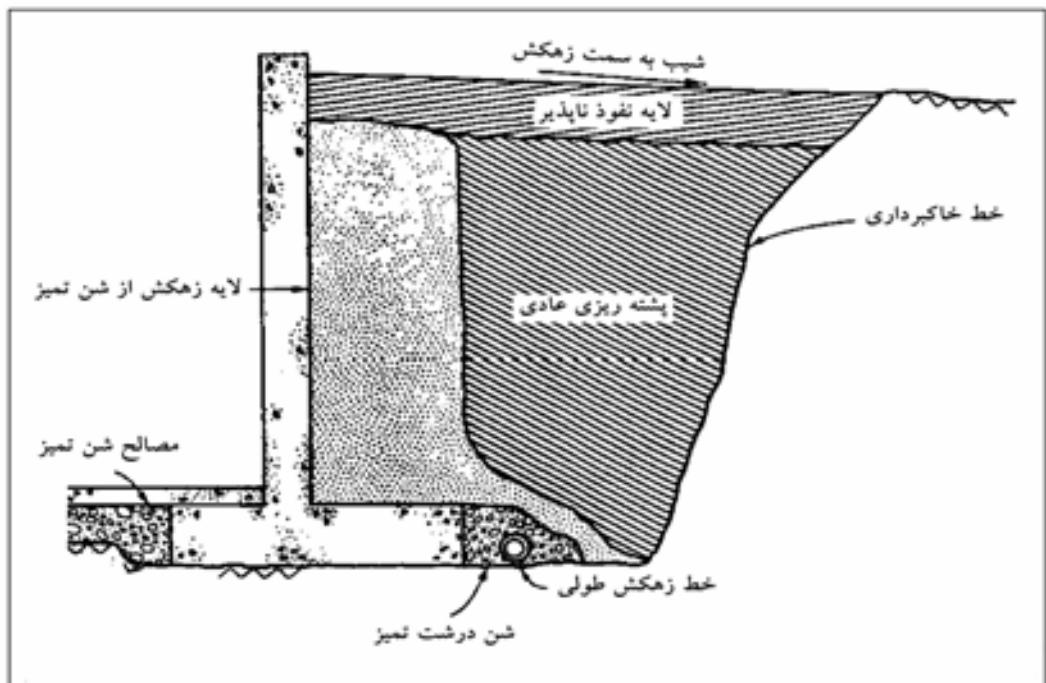
ب - زهکش قائم - نفوذ آب سطحی



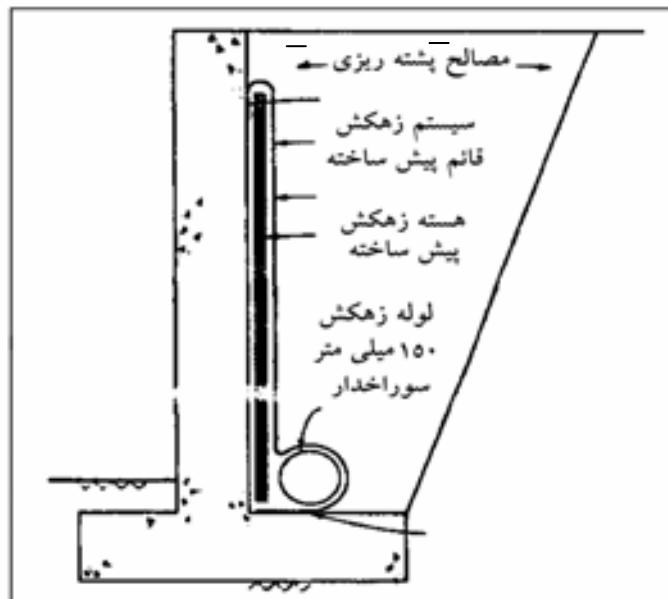
فشار آب روی سطح گسیختگی صفر است

پ - زهکش شبیدار - نفوذ آب سطحی

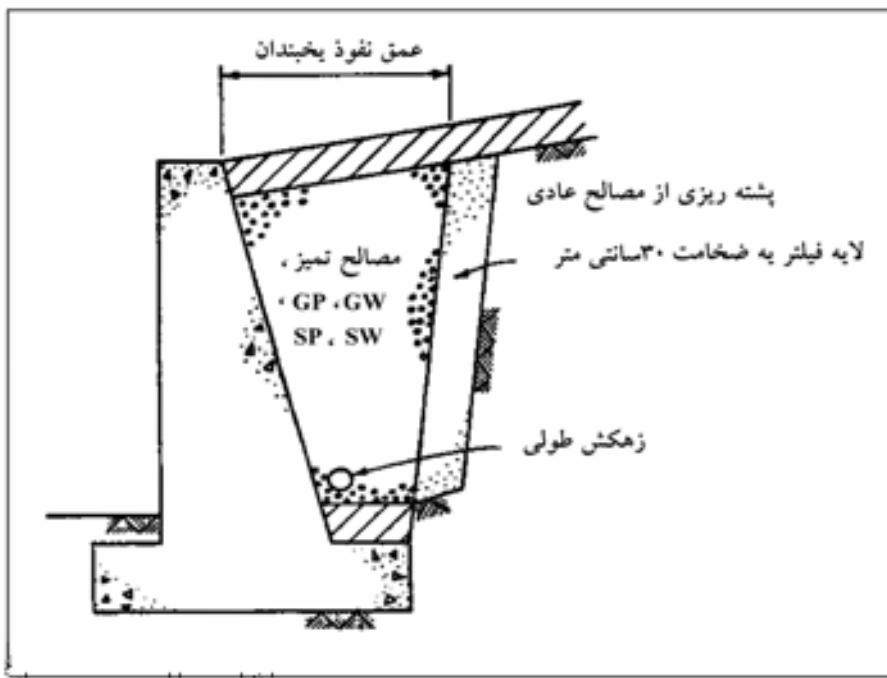
شکل ۶-۳- تأثیر موقعیت زهکش بر روی افزایش فشار هیدرواستاتیک بر روی سطح گسیختگی



شکل ۶-۴- لایه زهکش در امتداد دیوار حائل



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



شکل ۶-۶- سیستم زهکش برای جلوگیری از نفوذ یخ‌زدگی در پشت دیوار حائل

ج- زهکش‌های طولی

zechesh-hai طولي برای تخلیه آب از پشت دیوار حائل به داخل یک آبرو، کanal 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 مسدودشدنگی در نیمه تحتانی لوله باید سوراخ‌هایی را تعییه 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 تعییه شود. در انتهای زهکش طولی باید یک شیر یکطرفه برای جلوگیری از پس زدن آب تعییه 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

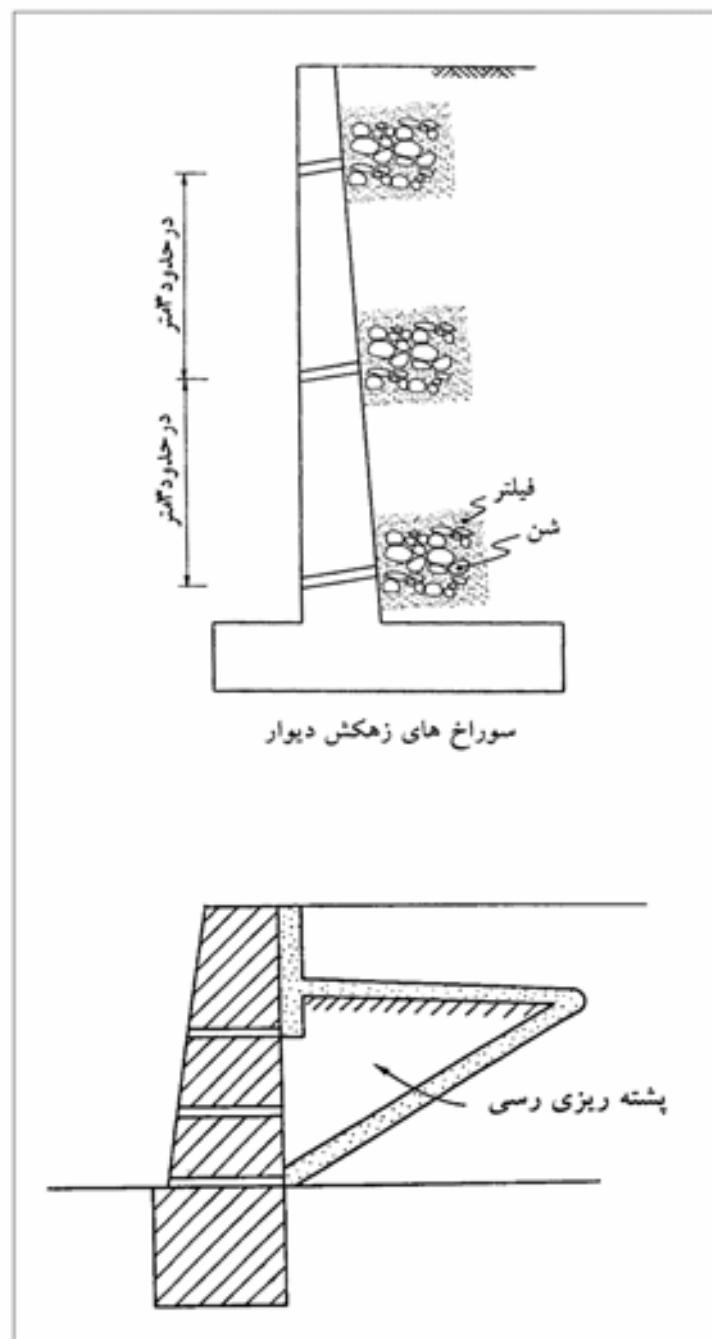
سوراخ زهکش شامل لوله‌ای به قطر حداقل $7/5$ سانتی‌متر می‌باشد که به طور عرضی در داخل تیغه دیوار قرار دارد. برای جلوگیری از مسدود شدن لوله‌های زهکش، باید در ورودی لوله‌ها، توده‌شنبی و مصالح فیلتر تعییه گردد. به طور معمول فالصله سوراخ زهکش به صورت قائم و افقی نباید بیش از ۳ متر باشد.

* برای یک لوله به قطر ۱۵ سانتی‌متر حداقل شیب در حدود $15/0$ درصد می‌باشد.

1- weep holes (بارباکان)

هـ - ضوابط فیلترها

زهکش‌ها باید با استفاده از لایه‌های فیلتر به طور مناسبی محافظت شوند تا بدون اینکه مصالح خاکریز به داخل زهکش وارد شود، عمل خروج آب به طور 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 پشته ریزی رسی

$$\frac{D_{15F}}{D_{85B}} \leq 5 \quad (1-6)$$

(شرط پایداری)

$$\frac{D_{50F}}{D_{50B}} \leq 25 \quad (2-6)$$

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 :

$$\frac{D_{15F}}{D_{15B}} \geq 5 \quad (3-6)$$

(شرط نفوذپذیری)

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

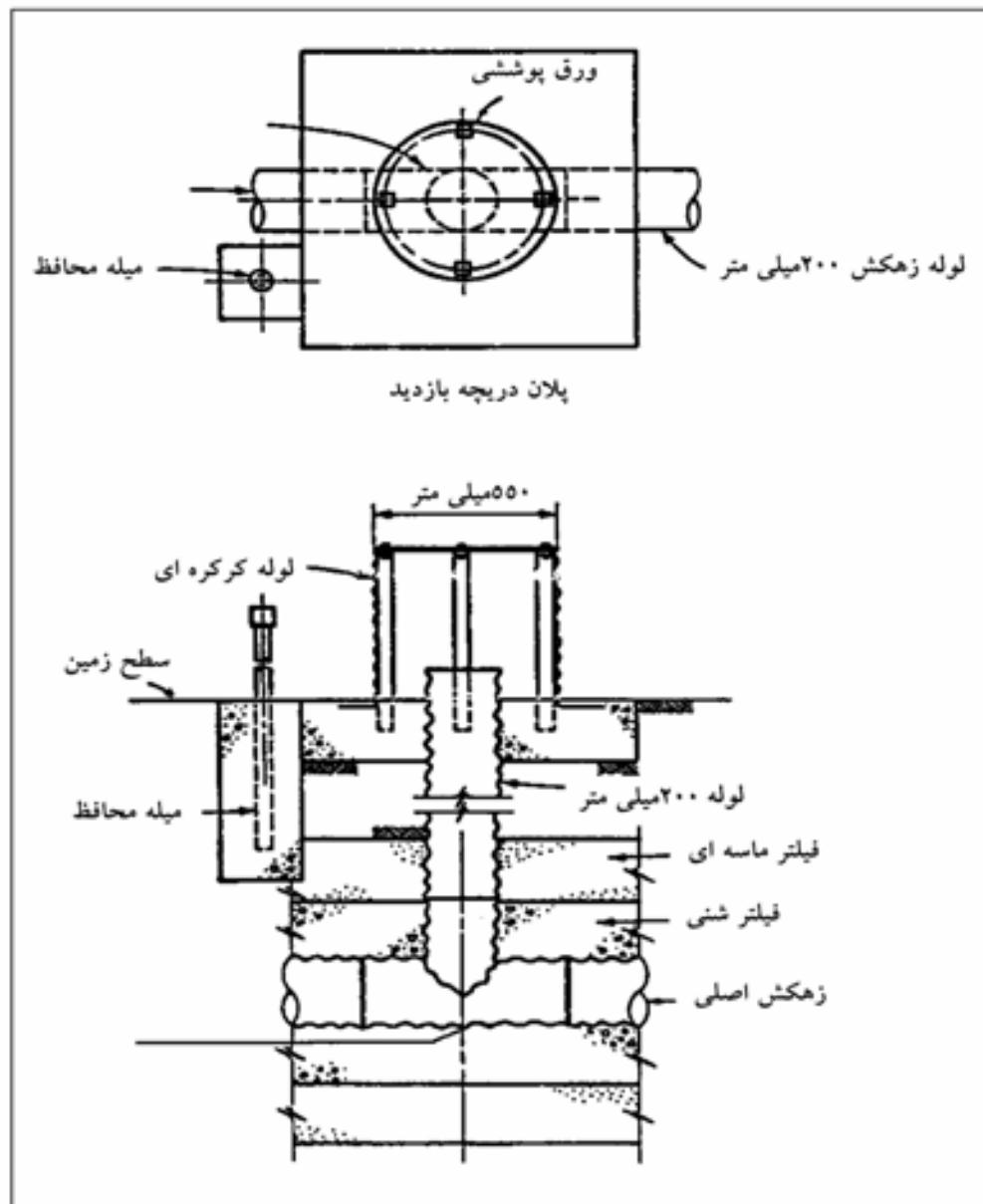
الف- برای سوراخ‌های دایره

$$\frac{D_{50F}}{\text{قطر سوراخ}} \geq 1 \quad (4-6)$$

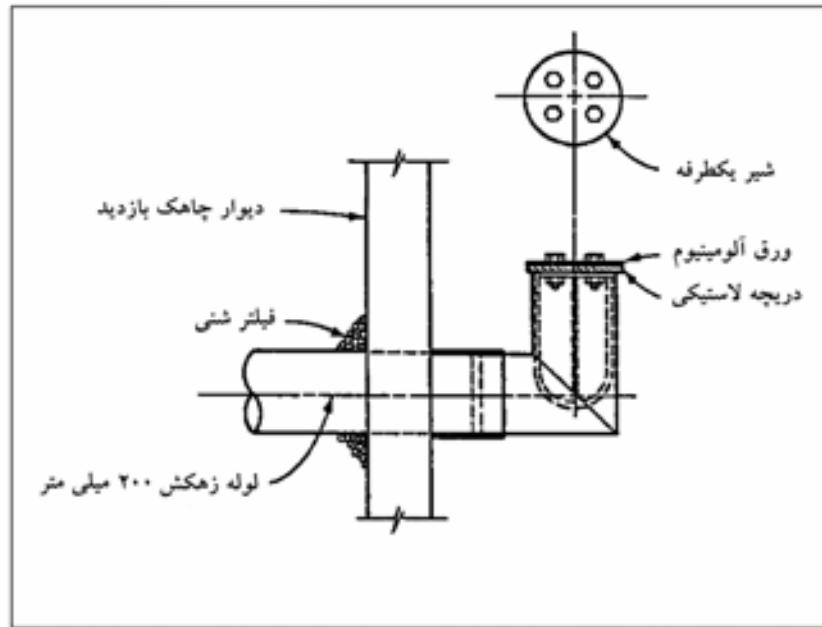
ب- برای سوراخ‌های لوبيا ي

$$\frac{D_{50F}}{\text{عرض سوراخ}} \geq 1/20 \quad (5-6)$$

مصالح فیلتر می‌توانند ضوابط مربوط به پایداری و نفوذپذیری را ارضاء نمایند، لیکن برای اقناع 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

zechesh باید بتواند جریان آب طرح را به طور 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 :

$$q_b = k_b h \frac{n_f}{n_d} \quad (6-6)$$

که در آن :

q_b = مقدار بدنه عبوری از خاک پشت دیوار حاصل در واحد عرض دیوار

k_b = نفوذپذیری خاک خاکریز

h = ارتفاع هیدرواستاتیک موجود در پشت دیوار

n_f = تعداد کanal‌های (خطوط) جریان در شبکه جریان

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

حداقل مقدار نفوذپذیری از رابطه زیر محاسبه می‌شود :

$$k_d = \frac{q_d}{i_d A_d} \quad (7-6)$$

که در آن :

$$k_d = \text{حداقل نفوذپذیری لازم برای زهکش}$$

q_d = مقدار بده عوری از لایه زهکشی یا زهکش پیش‌ساخته 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)

$$Ad = \text{سطح مقطع جریان در زهکش}$$

نشت در مصالح درشت‌دانه 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 پیش‌ساخته با افزایش فشار جانبی مقدار نفوذپذیری داخل صفحه کاهش می‌یابد. بنابراین میزان نفوذپذیری باید براساس حداقل فشار جانبی اعمالی بر روی دیوار در نظر گرفته شود.

ز- ضوابط اجرایی

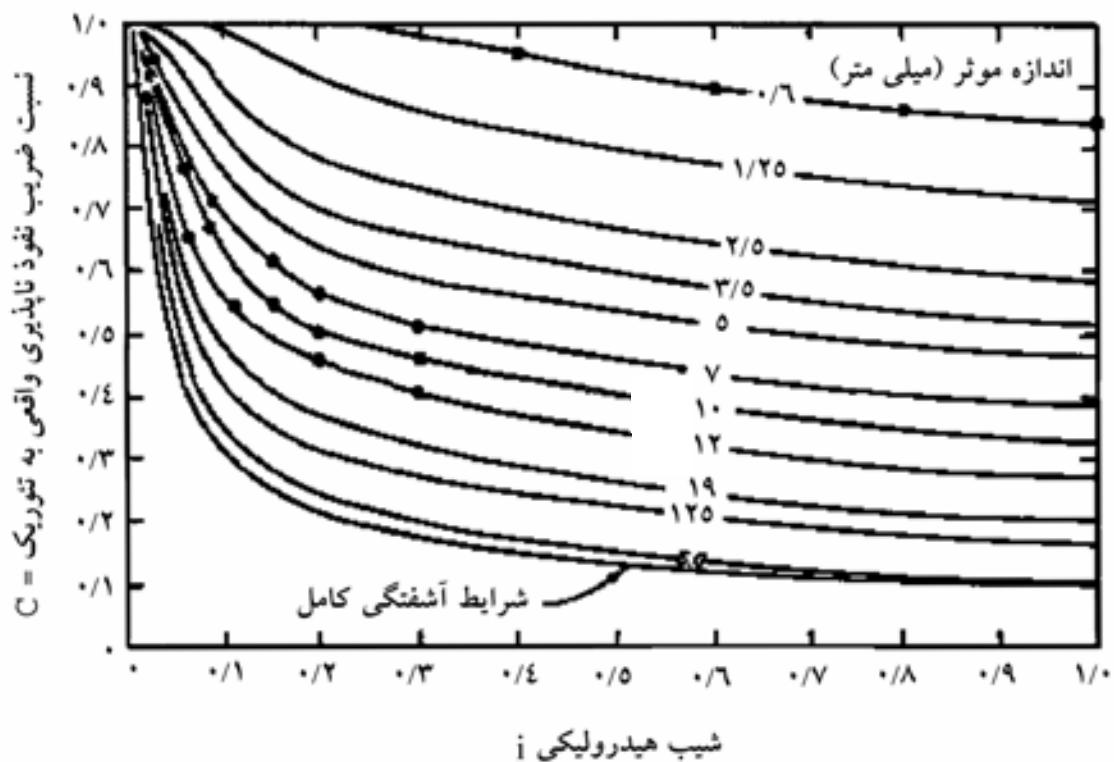
۱- شن و ماسه

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 پیش‌ساخته

هنگامی که عملیات کوبیدن مصالح خاکریز در نزدیکی زهکش پیش‌ساخته مجاور دیوار حاصل انجام می‌شود باید شرایط خاصی رعایت شود. کوبیدن و تراکم در نزدیکی دیوار حاصل می‌تواند فشارهای جانبی را افزایش داده و باعث خرد شدن زهکش پیش‌ساخته و یا کاهش نفوذپذیری داخل صفحه آن شود. توصیه‌های سازندگان این زهکش‌ها برای خاکریزی 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 خاکریز استفاده می‌شود، لایه‌ای از ماسه باید در مقابل زهکش پیش‌ساخته برای محافظت از آن در برابر آسیب‌های ناشی از تراکم تعییه شود.



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 دقیق 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 دقیق لازم تا مصالح زیر لوله به‌طور یکنواخت و مناسب متراکم شوند.

۷-۶ دلایل خرابی‌ها

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

- الف - استفاده از رس به عنوان مصالح خاکریز پشت دیوار یا زیر شالوده باعث بیشترین خرابی‌های دیوارهای حائل شده است.
- ب - طراحی نادرست سیستم زهکش و یا پایه دیوار مهمترین دلیل خرابی دیوارهای حائل است.



شکل ۱۱-۶- دلایل عملکرد نامناسب دیوارهای حابل

٧ فصل

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 شریان‌های حیاتی مرتبط با آنها بسیار مشکل است. لذا باید با اعمال تدبیر طراحی و جزیئات 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 پژوهه جمع‌آوری گردد. مشخصات جریان که معمولاً مشتمل بر مدارک تاریخی براساس مشاهدات و یا اندازه‌گیری‌ها موجود می‌باشد، از جمله اطلاعات پایه در طراحی دیوارهای سیل‌بند رودخانه‌ای می‌باشد. طرح سیل‌بندهای ساحلی معمولاً مستلزم انجام شبیه‌سازی و مطالعه اثر موج دریا در شرایط مختلف است. برخورد و یا سرریزی موج از روی سیل‌بند ممکن است منجر به آب‌شستگی شدیدی در نزدیکی وجه محافظت‌شده دیواره گردد. جزیئات بارگذاری موج در فصل سوم ارائه شده است.

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

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

ب - امواج و ارتفاع آنها.

پ - وجود آشغال، بخ و سایر مواد زاید.

ت - وجود شبیب عرضی سطح آب در خلال ورود یا خروج به کانال‌ها و یا اختلاف بار سرعت ($g/2\lambda^3$)^۷ بین جریان آب در کanal 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 پیش‌بینی‌نشده سطح آب و بعضی عوامل ناشناخته و کمیت‌نابذیر 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 سرریزشده

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

۲- ارتفاع آزاد جهت مقابله با تغییرات پیش‌بینی‌نشده‌ای است که در سطح نیمرخ آب رخ می‌دهد و عموماً این نوسانات یا به‌دلیل کوچکی پیش از حد و یا به‌دلیل 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 منظورشده 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 جزئیات 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 تخمين سریع می‌باشد، در این راستا ارتفاع ۶۰۰ میلی‌متر برای دیوار سیل‌بند زمین‌های کشاورزی و ارتفاع ۱۰۰۰ میلی‌متر برای دیوارهای سیل‌بند مناطق شهری به عنوان تخمين 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 حفاظت‌شده 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

دیوارهای سیل‌بند و ساحلی، غالباً تحت تأثیر نشت از میان جسم سازه^۱، زیرنشست^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 دیوارهای سیل‌بند است و نشت کنترل نشده معمولاً منجر به افزایش فشار و یا ایجاد فشار برخاست (برکنش) در زیر دیوار و کاهش ضربی اینمی 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 جزیاتی 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 بدنه نشت آب در مقایسه با دیگر منابع کوچک است، به ندرت لازم می‌گردد جزیاتی خاص جهت کنترل و کاهش مقدار آب نشتی منظور کرد. کنترل ناقص نشت آب، همان‌طور که در شکل ۱-۷ به عنوان نمونه نشان داده 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 انساطی (حرکتی) صورت می‌گیرد که در بند ۱۳-۷ معرفی می‌شوند. کنترل زه در دو انتهای دیوار از طریق ساخت خاکریز انتهایی^۵ و آب‌بند نمودن آن با دیوار حایل صورت می‌گیرد که جزیات آن در بند ۱۲-۷ ارائه می‌شود. برای کنترل نشت در زیر شالوده دیوار، مطابق شکل ۷-۲ از پرده آب‌بند^۶ (سپر فولادی یا بتُنی) و زهکش پنجه^۷ استفاده می‌گردد.

1 - Through Seepage

2 - Underseepage

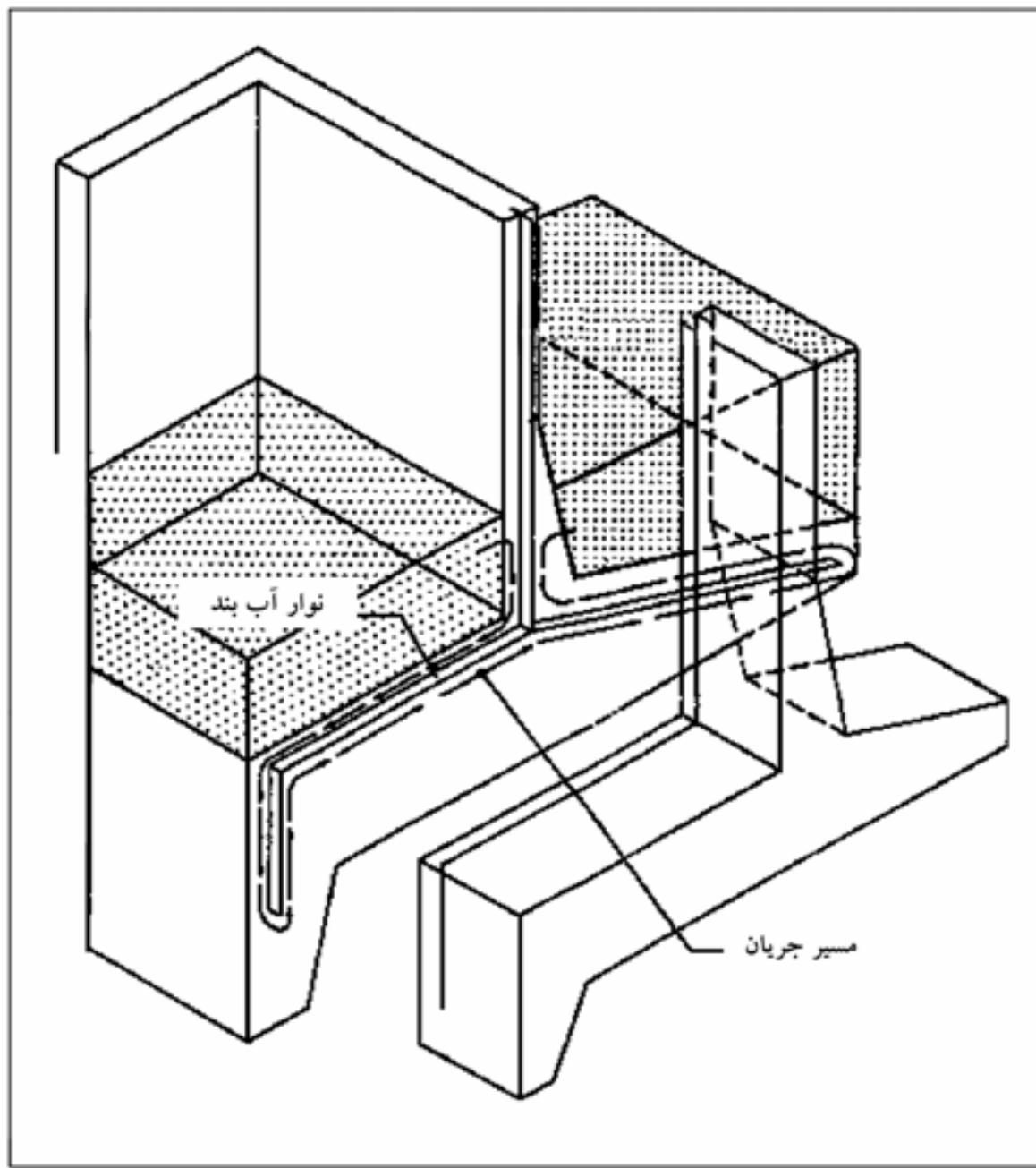
3 - Around Seepage

4 - Piping

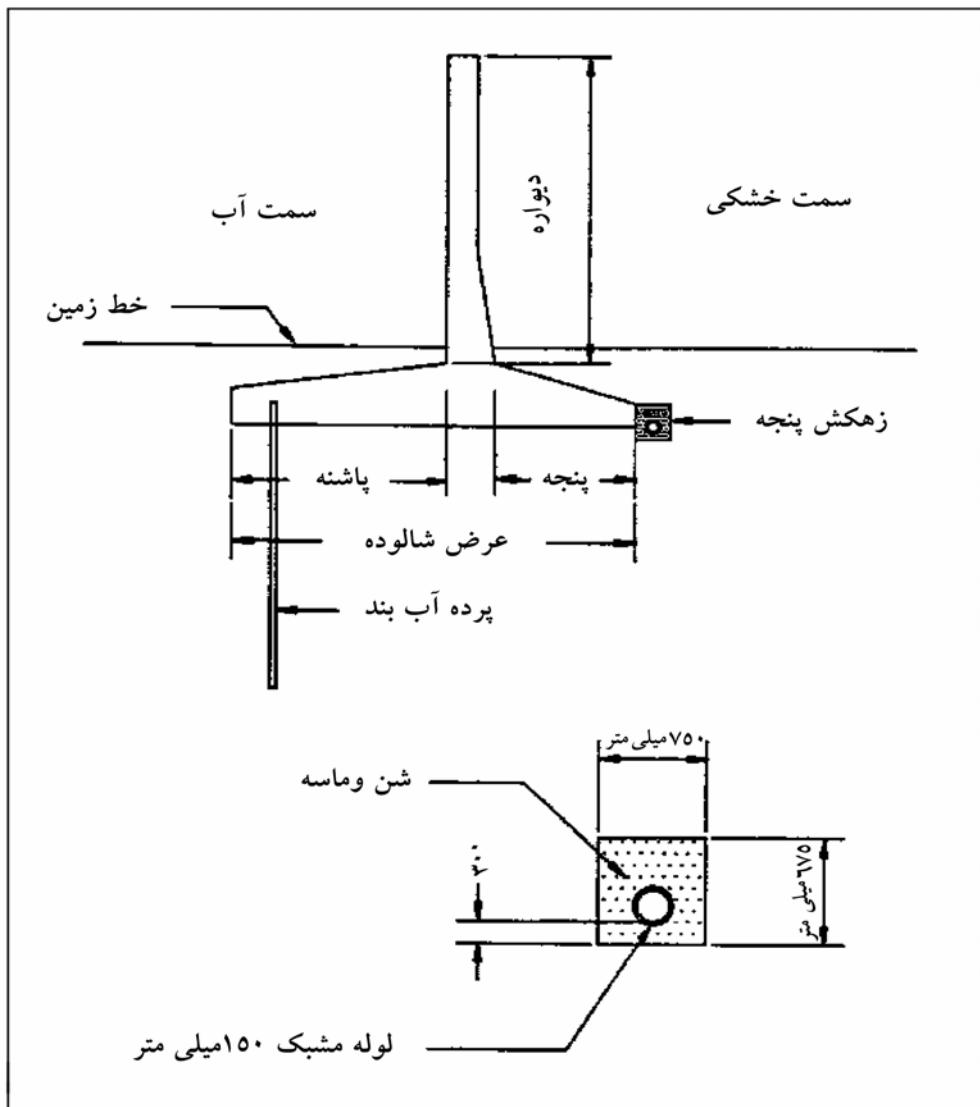
5 - Levee

6 - Cut off Wall

7 - Toe Drain



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



شکل ۲-۷- روشن کنترل زیرنشست

گاهی دیوارهای سیل‌بند روی مصالح آبرفتی اجرا می‌شوند به طوری که مصالح نفوذپذیر با ضخامت قابل توجه در زیر لایه نسبتاً نفوذناپذیر فوقانی قرار داشته و به صورت هیدرولیکی به رودخانه متصل می‌باشند. بدلیل لایه‌ای بودن مصالح آبرفتی، نفوذپذیری آنها در امتداد افق به میزان 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 این گونه است) لزوم توجه به پرده آب‌بند برای قطع زیرنشست، علاوه بر انجام زهکشی جریان آب در پنجه دیوار باید مدنظر قرار گیرد. روش کنترل زیرنشست (زیرجریان) منحصر به‌فرد نیست و انتخاب یک الگو و شکل تحلیلی کاملاً به شرایط ویژه محل بستگی خواهد داشت. به‌ویژه به خواص 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 دیوارهای سیل‌بند در بند ۴-۷ تشریح شده است.

۴-۷ کنترل نشت زیر دیوار (زیرنشست)

هدف اصلی از تحلیل جریان نشت در زیر دیوار، محاسبه گرادیان خروجی در لبه پنجه دیوار سیل‌بند و خاکریز دو انتهای مقایسه آن با مقدار گرادیان بحرانی که بین $1/0 \text{ تا } 8/0$ متغیر است، می‌باشد.

در این راستا گرادیان مجاز در جهت اطمینان معادل $5/0 \text{ تا } 8/0$ انتخاب شده و در صورت افزایش شیب هیدرولیکی در لبه پنجه از این مقدار، کنترل زیر جریان صورت می‌گیرد. محاسبه شیب هیدرولیکی مذکور با هدف ارزیابی نیاز به کنترل نشت و یا طراحی سیستم‌های کنترلی خاص انجام می‌گیرد. برای این مقصود، خاک زیر شالوده دیوار به صورت دولایه شامل یک لایه نسبتاً نفوذناپذیر که بر روی یک لایه نفوذپذیر قرار گرفته، فرض می‌شود. جزئیات 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 لایه‌بندی خاک زیر شالوده پیچیده باشند، نیاز به تحلیل‌های دقیق بر پایه تحلیل خطوط جریان و یا تحلیل اجزای محدود نشت خواهد بود. پاره‌ای از انواع مختلف کنترل زیرنشست در ادامه تشریح می‌شود.

الف- پرده آب‌بند^۱

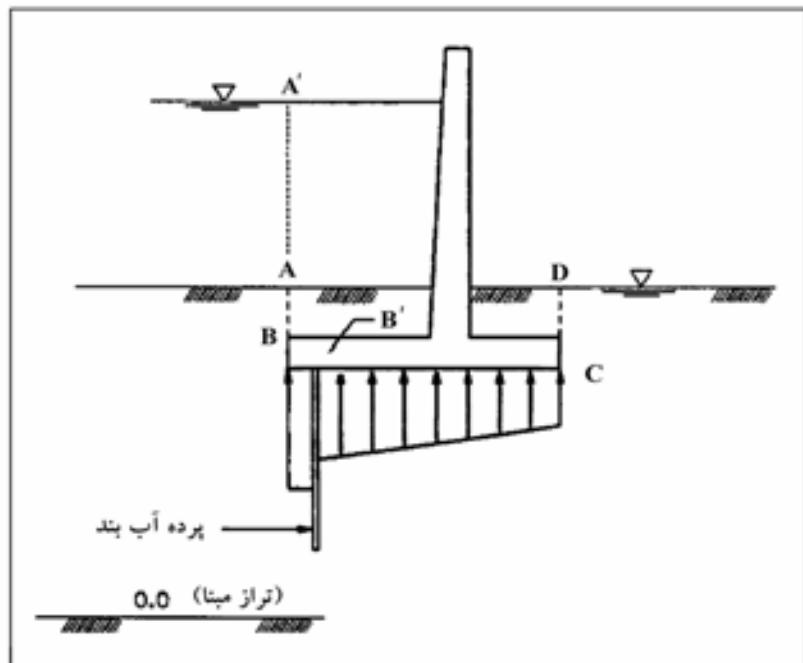
اجرای دیواره آب‌بند در زیر پاشنه دیوار که وارد لایه نفوذپذیر گردد، یکی از راه حل‌های مفید جهت کنترل زه جریان در زیر دیوار می‌باشد. پرده آب‌بند می‌تواند شامل ترانشه پرشده با مصالح متراکم نفوذناپذیر، ترانشه پرشده با گل بنتونیت، زبانه برشی بتنی در مقیاس بزرگتر، و یا سپر کوبیده شده در زمین باشد (شکل ۳-۷).

پرده آب‌بند معمولاً در انتهای پاشنه دیوار قرار می‌گیرد. عمق نفوذ پرده آب‌بند باید براساس تحلیل نشست تعیین گردد. پرده آب‌بند باید آنقدر عمیق باشد تا کاهش قابل توجه میزان جریان آب در خاک زیرشالوده دیوار مشهود باشد، هرچند پرده‌های آب‌بند کوتاه‌تر نیز می‌توانند در کاهش فشار برخاست زیر دیوار مؤثر باشند. پرده‌های عمیق عموماً مانع از تبادل عادی جریان آب زیرزمینی بین سفره زیرسطحی و جریان رودخانه در موقع 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 نمی‌کند) مورد توجه قرار گیرند.

نوع و عمق پرده آب‌بند باید بر پایه تحلیل نشت و شرایط واقعی محل تعیین گردد. سپرهای فولادی به علت عدم درزبندی مناسب در محل قفل و بست لبه‌ها، کاملاً نفوذناپذیر نیستند، با این حال در کاهش گرادیان هیدرولیکی و کاهش پدیده رگاب در پنجه شالوده‌های احداث شده در خاک‌های درشت‌دانه بسیار مؤثر می‌باشند، به‌گونه‌ای که اثر آنها در کاهش فشار برخاست زیر شالوده‌های مستقر بر خاک درشت‌دانه تا 50° درصد نیز می‌رسد. ترسیم نمودار فشار برخاست در تحلیل پایداری دیوار باید با فرض ارتفاع کامل فشار در نقطه B در وجه بیرون پرده آب‌بند (وجه محافظت نشده) انجام گیرد و از افت فشار به جهت حرکت جریان آب در خاک در طول مسیر AB صرف‌نظر گردد (شکل ۳-۷). ارتفاع فشار در نقطه B' در سمت محافظت شده پرده

آب بند 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 ۳-۷ نشان داده شده است.

اثر پرده آب بند از نوع سپرهای فولادی در کاهش فشار برخاست به شرح پیش‌گفته 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 آب بند در خاک‌های ریزدانه کمتر از مصالح درشت‌دانه می‌باشد، زیرا چسبندگی موجود در مصالح ریزدانه منجر به وقوع ترک‌خوردگی یا جدایی خاک از پرده آب بند می‌گردد.



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

ب- زهکش پنجه^۱

کلیه سیل‌بندهایی که در خشکی قرار می‌گیرند، باید مجهر زهکش پنجه در سمت خشکی مشابه آنچه در شکل ۲-۷ 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 می‌باید، به عنوان مجرایی برای خروج جریان‌های موضعی زیر دیوار، کنترل کننده 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،

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 ازبین رفتن مصالح دانه‌ای زیر پایه دیوار کافیست.¹ 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 گرددند.

پ- ترانشه زهکش²

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 نفوذناپذیر 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 کفايت 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 مشابه زهکش‌های پنجه باید فراهم گردد. انجام محاسبات نشت جهت 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 برخاست باید با توجه به تأثیر مانداب انجام گیرد.

ت- چاه‌های تخلیه³ یا بارشکن

چاه‌های فشارشکن جهت کاهش فشار برخاست در عمق لایه نفوذناپذیر 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 به‌علت زیر فشار، کاهش فشار (ازاد کردن فشار) به‌واسطه 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 نفوذناپذیر یا بیشتر بودن ضخامت آن نسبت به لایه‌های ناتراوا، مشهود است. استفاده از این چاه‌ها بخصوص در کنترل نشت زیاد آب در لایه‌های نفوذناپذیری که در

1 - Roofing

2 - Trench Drain

3 - Relief Well

تماس مستقیم با رودخانه می‌باشد بسیار مفید است. از دیگر مزایای این چاهها، سهولت اجرای آنها در مواردی است که فشار پیزومتریک 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 واصل، قطر و عمق آنها در یک خط طرح می‌باشد به‌گونه‌ای 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 به‌اینکه پس از مدتی به‌دلیل فرسایش بدنۀ 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 به‌افت 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 به‌مأخذ 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 نفوذناپذیر را حل 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، به‌منظور بهبود خواص طبیعی آن در کنترل نشت اجرا شود و ممکن است در حالت دیگری به‌طور مستقیم روی مصالح نفوذناپذیر اجرا گردد. باید توجه داشت که در مواردی شبیه تند ساحل رودخانه اجرای کف‌پوش ناتراوا را غیرعملی می‌سازد، همچنین به‌ندرت امکان اجرای این کف‌پوش روی لایه‌های نفوذناپذیر 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 به‌واسطه تغییرشکل دیوار به‌سمت خشکی در اثر فشار آب، گسیختگی و ناپیوستگی در لایه ناتراوا به‌وجود نیاید.

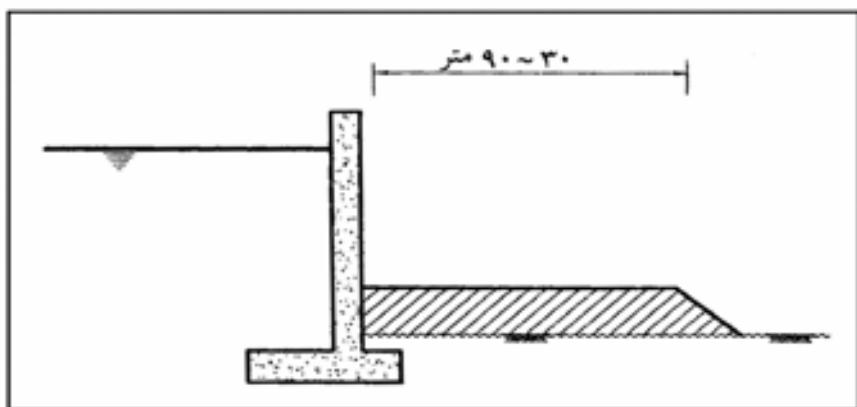
کف‌پوش ناتراوا در سمت آب (رودخانه) ممکن است در اثر تغییرات مداوم یا شدید رژیم رودخانه تحت اثر فرسایش قرار گیرد و یا در صورتی که در حین اجرا به‌طور کامل و پیوسته مرطوب نشده باشد، احتمال ترک‌خوردگی (باز شدن ترک‌های

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

معمولًاً 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 سنگچین یا دیگر تمهیدات حفاظتی مناسب خواهد بود.

ج- خاکریز در سمت خشکی

عملکرد سکوهای خاکی در سمت خشکی، تأمین ضخامت اضافی برای خاک سمت خشکی، طولانی‌تر کردن مسیر نشت و در نتیجه کاهش گرادیان هیدرولیکی می‌باشد. عرض آنها معمولاً ۳۰ تا ۹۰ متر است. نظر به آنکه معمولاً سیل‌بندها در محلی احداث می‌شوند که حریم ساحلی و یا فضای کافی جهت احداث تأسیسات جانبی وجود ندارد، بهندرت سیل‌بندها توأم با سکوهای خاکی اجرا می‌شوند.



چ- تزریق درزهای لایه سنگی

در حالاتی که لایه سنگ سطحی در موقعیتی قرار دارد که امکان قرار دادن مستقیم سازه سیل‌بند بر روی آن وجود دارد، انجام آزمایش‌ها و بررسی لایه سنگی به لحاظ عدم وجود درز و ترک‌های باز در این لایه که به نوعی منجر به نشت آب گردند، ضروری است. کنترل این نوع درزهای در صورت وجود و باز بودن آنها، از طریق تمیز کردن مواد داخلی و سپس انجام تزریق صورت می‌گیرد و بعد از آن شالوده سیل‌بند اجرا می‌گردد. در صورت احتمال وجود فرار آب از لایه سنگی به درون لایه‌های نفوذپذیر و عدم عملکرد مناسب تزریق نقطه‌ای، اجرای یک پرده تزریقی در مسیر نشت، مفید می‌باشد.

۵-۷ انواع شالوده دیوار

دیوارهای سیل‌بند T وارونه به‌طور گستره‌های 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 ۲-۷)

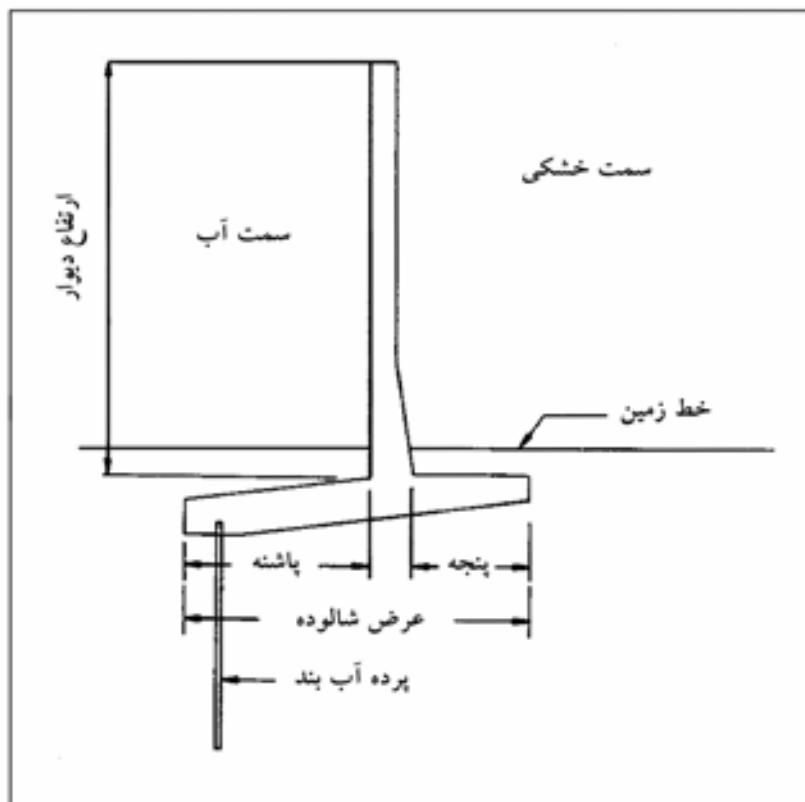
- ۱- حجم عملیات خاکبرداری و حفاری در اجرای شالوده‌های افقی کمتر بوده و کلاً سهولت اجرایی بیشتری دارند.
- ۲- ظرفیت برابری این دو نوع شالوده و مقدار فشار واردۀ خاک مستقیماً قابل مقایسه نمی‌باشد، لیکن برای دیوارهای با ارتفاع مساوی، فشار وارد بر کف شالوده افقی به‌لحاظ کاهش سربار خاک و عرض بیشتر، در مقایسه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

ب- شالوده مایل (شکل ۴-۷)

- 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 کم عرض‌تری جهت تأمین ضریب ایمنی واژگونی خواهد شد.
- ۲- ضخامت بیشتر خاکریز موجود روی پاشنه شالوده مایل، احتمال گسیختگی این لایه را در هنگام تغییرمکان 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 تغییرمکان‌های دیوارهای با شالوده مایل نسبت به شالوده‌های افقی در خلال بارگذاری‌های مختلف، کمتر است.

پ- انتخاب

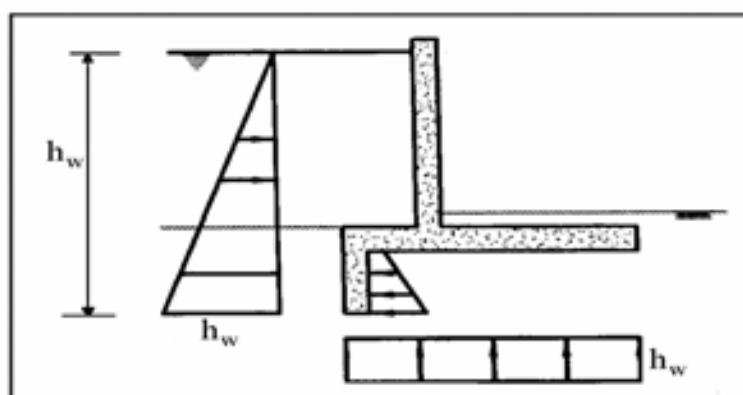
با توجه به موارد فوق‌الذکر، هر دو نوع شالوده دارای مزایا و معایبی می‌باشند، لذا انتخاب هریک از آنها براساس شرایط خاص هر ساختگاه و ملاحظات طراحی و اجرای هر پروژه صورت می‌گیرد.



شکل ۴-۷- دیوار سیل‌بند 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 به‌طور محافظه‌کارانه به عنوان فشار مؤثر بر کف زبانه برشی در نظر گرفته می‌شود و فشار افقی وارد بر آن نیز براساس فشار حاصل از تراز افقی آب در سمت رودخانه محاسبه می‌گردد. در نتیجه شروع خط نشت از کف زبانه فرض می‌شود. وجهی از زبانه که در سمت خشکی قرار دارد، تحت تأثیر فشار مقاوم خاک قرار خواهد داشت.



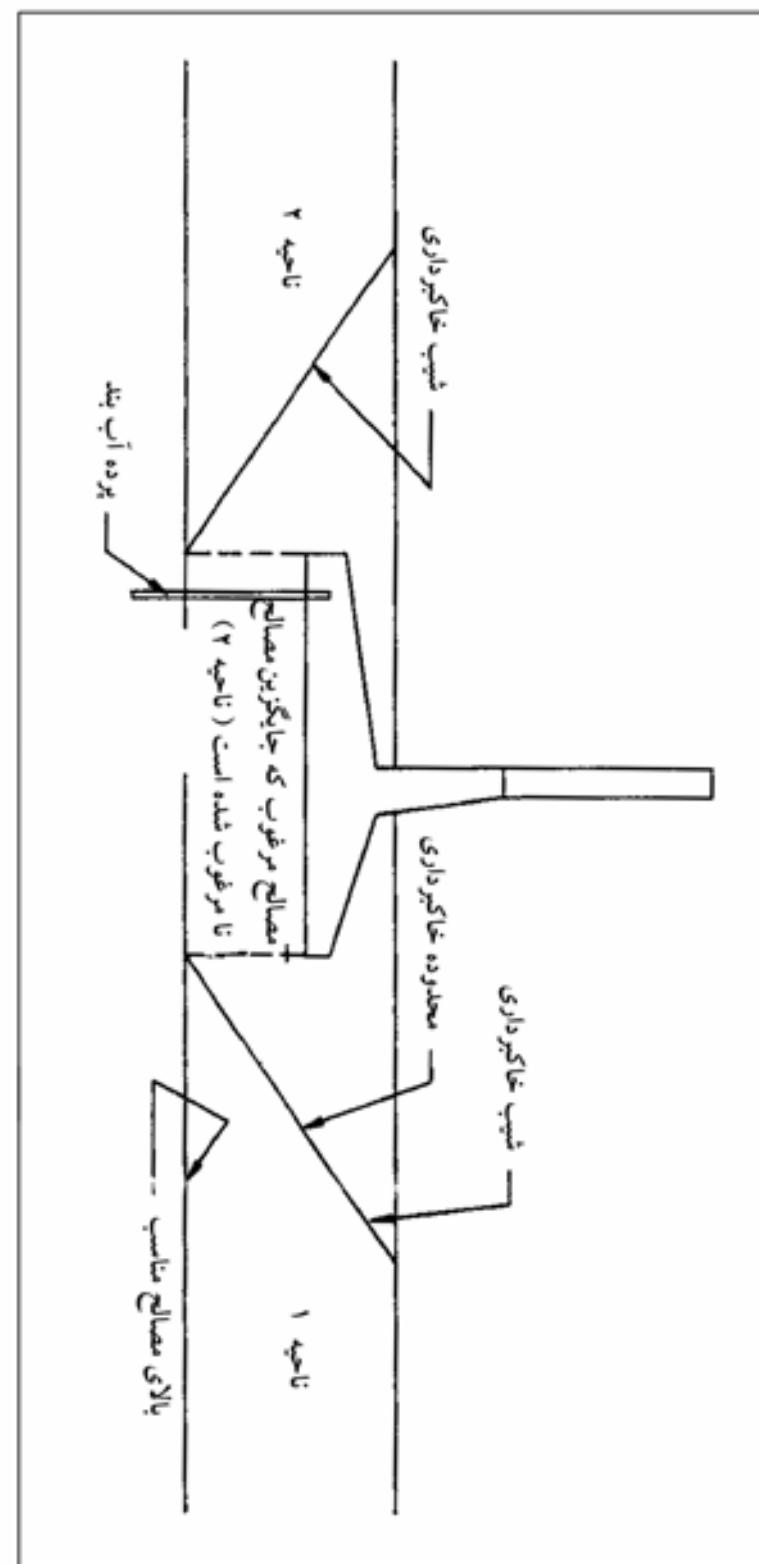
۷-۷ مصالح نامناسب پی و پایداری ساحل

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 ۵-۷) 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 فوچانی 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 شبیه 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 نایابیاری 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 سیلان 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 جزییات در نقاط تغییر امتداد

تغییر در امتداد دیوار نیازمند ایجاد بلوک‌های خاصی می‌باشد (شکل ۷-۶). 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 ۷-۶)، سازه‌های نامعینی می‌باشند و تحلیل دقیق آنها ممکن است نیازمند مدل‌سازی سه‌بعدی با منظور کردن تأثیرات دیوارهای مقاطع است.

۱۰-۷ بازشوها (دسترسی‌ها)

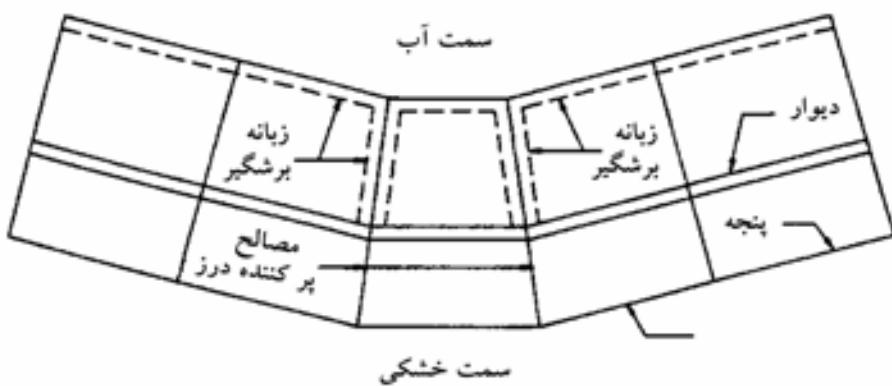
تعییه تعدادی بازشو در دیوارهای سیل‌بند جهت تأمین دسترسی طرفین دیوار برای مقاصد رفت و آمد تجاری، امنیتی، و تفریحی در خلال رژیم‌های کم‌آبی رودخانه لازم است که تعداد و اندازه آنها به شرایط و ضوابط خاص محلی بستگی خواهد داشت. بازشوها مذکور باید دارای دریچه‌های مناسب باشند تا حین سیلان بسته شوند. در حالت ساده دریچه‌ها می‌توانند به صورت بلوک‌های بتنی باشند که به صورت قائم در شیارها تعییه 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

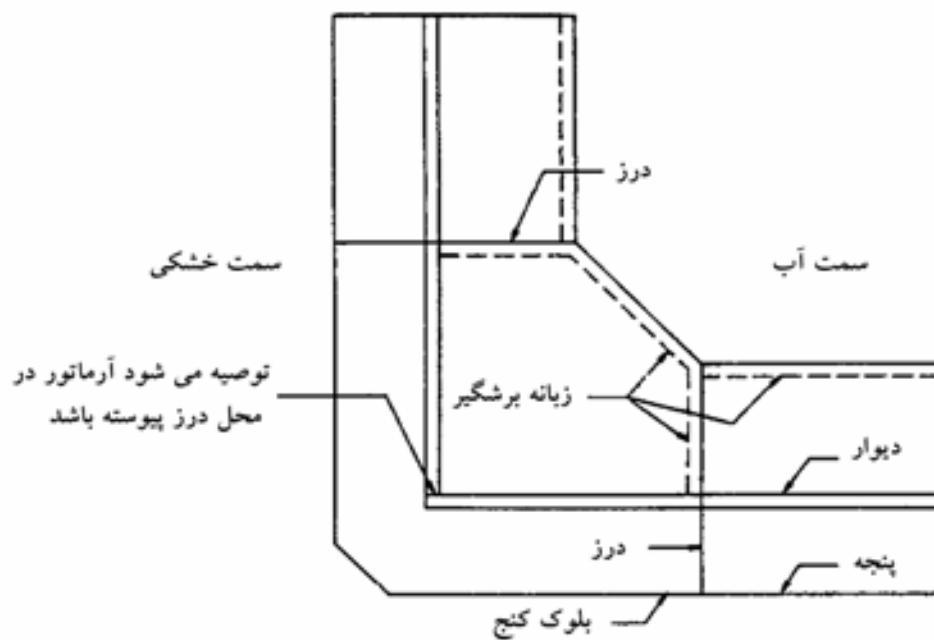
در مواردی که شرایط توپوگرافی منطقه، نوع شالوده و ملاحظات اقتصادی اجازه دهد، تأسیسات زهکشی شامل دریچه‌ها و تلمبه‌خانه ارجح است به صورت واحدهای مستقل از دیوار حاصل طراحی شوند. این واحدها باید در مقابل اختلاف نشست نامتقاضان در حد فاصل دو واحد یا بین دو واحد مجاور هم کنترل شوند و آب‌بندی کامل بین واحد و 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 مت Shank از سپرکوبی و کلاهک بتنی انجام گردد (شکل‌های ۷-۷ و ۸-۷). از جمله نکات اساسی در طرح این تبدیل انتخاب جزییات 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 جزئیات دیوار در محل تغییر استاندارد



پلان جزئیات کنچ

شکل ۷-۶-۷- جزئیات تغییر امتداد در پلان

۱۳-۷ نوارهای آببند

مطابق اشکال ۹-۷-الف و ب، در محل درز انساط 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 دیوارهایی که در زیر دیوار دارای پرده آببند می‌باشند، نوارهای آببند موجود دیوار تا درون پرده بتئی (از نوع درجا و یا بلوكهای 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 بتئن ریزی 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، بتئن مگر اجرا شود.

۱۴-۷ درزهای انقباضی و انساطی

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

الف) درزهای انقباضی

ب) درزهای انساطی

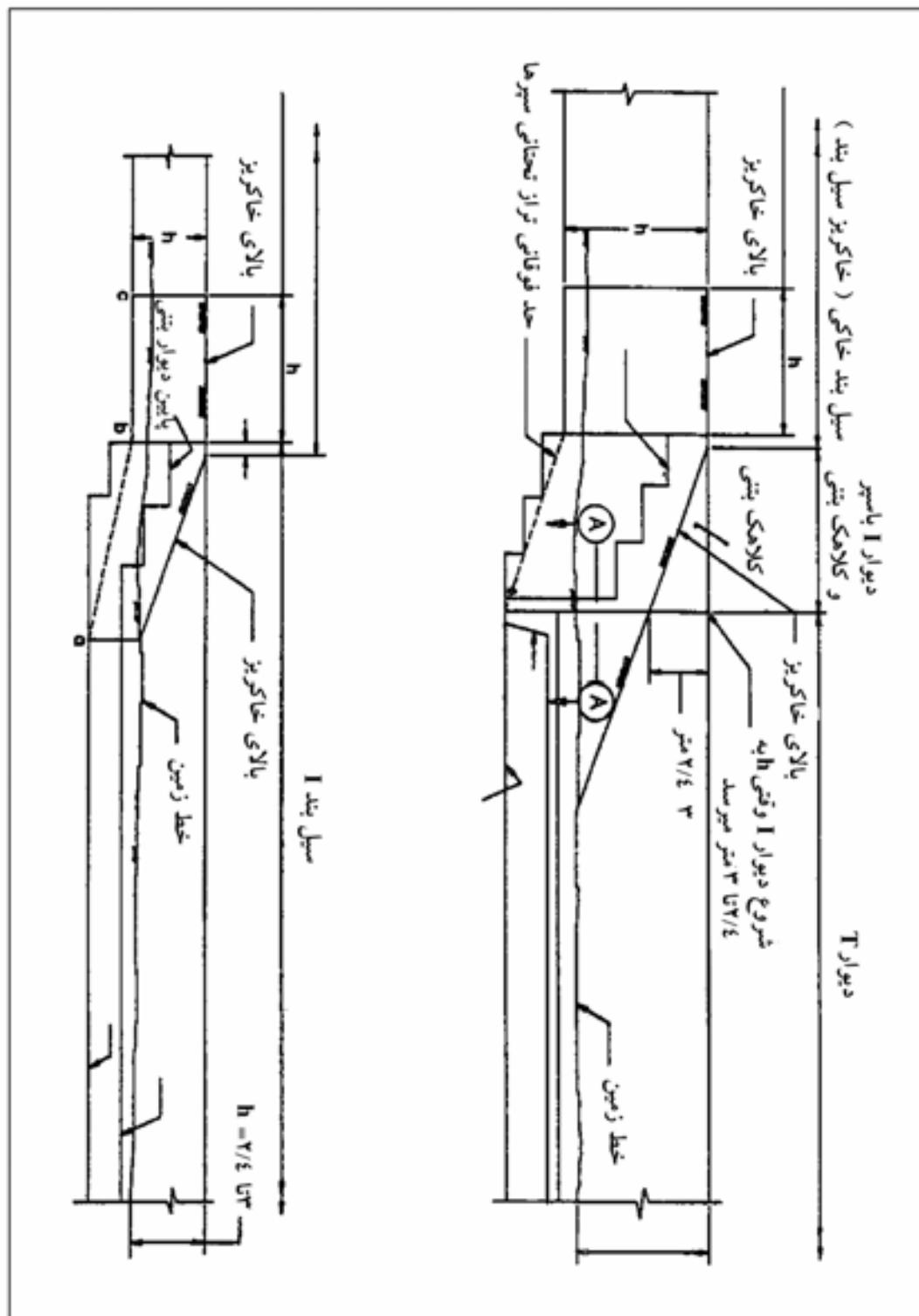
درزهای انقباضی

درزهای انقباضی غالباً در فواصل ۷ تا ۱۰ متر در طول دیوار اجرا می‌شوند. در این درزها بتئن قطع شده، لیکن آرماتورهای طولی ادامه می‌یابند. سطح قطع بتئن باید قالب‌بندی شده و صاف باشد. در محل درز دو بتئن 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 بتئن باید مدنظر قرار گیرد.

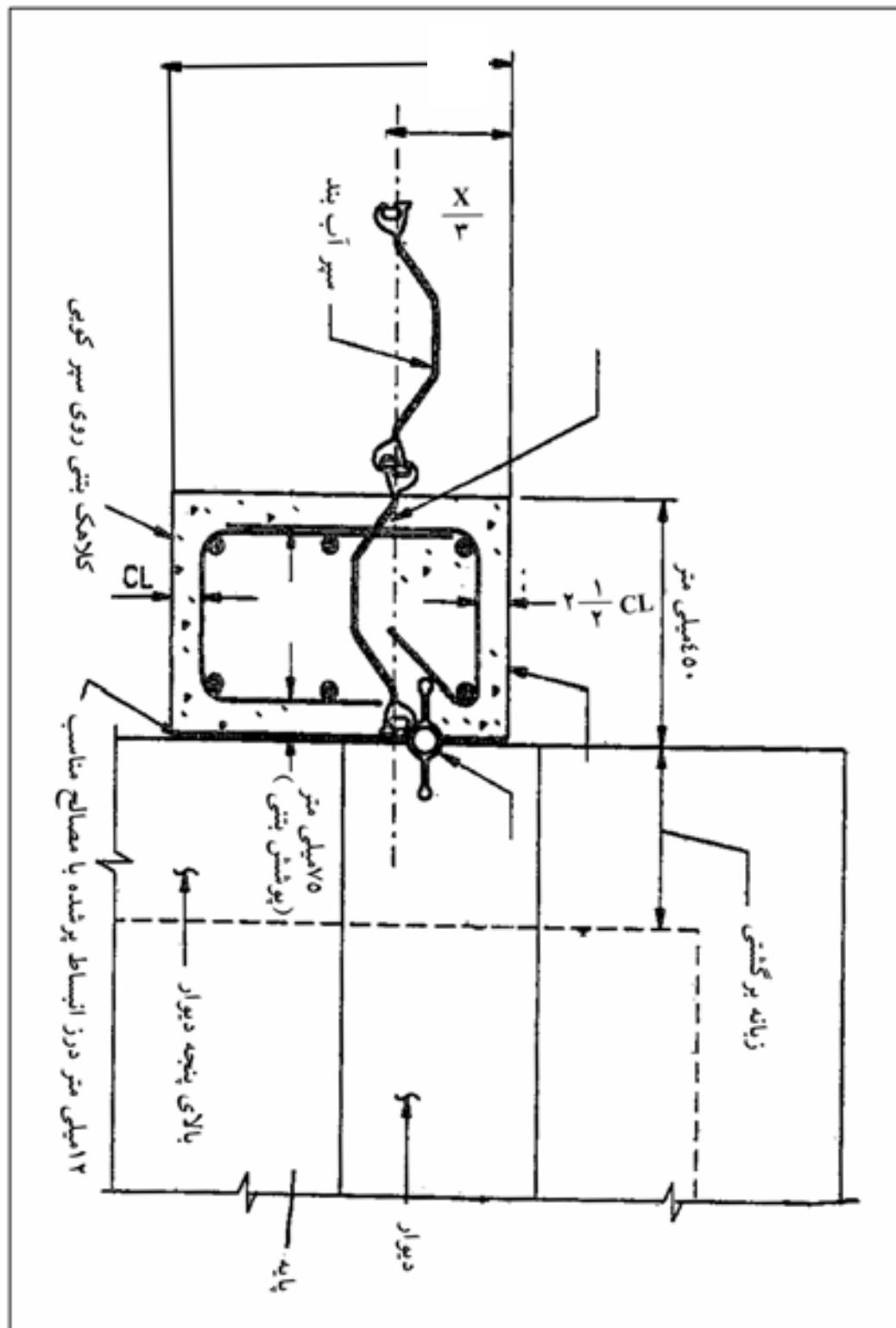
درزهای انساطی

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

جذب مکانیکی همراه با جذب مکانیکی توانی - ۸-۸ کمپ



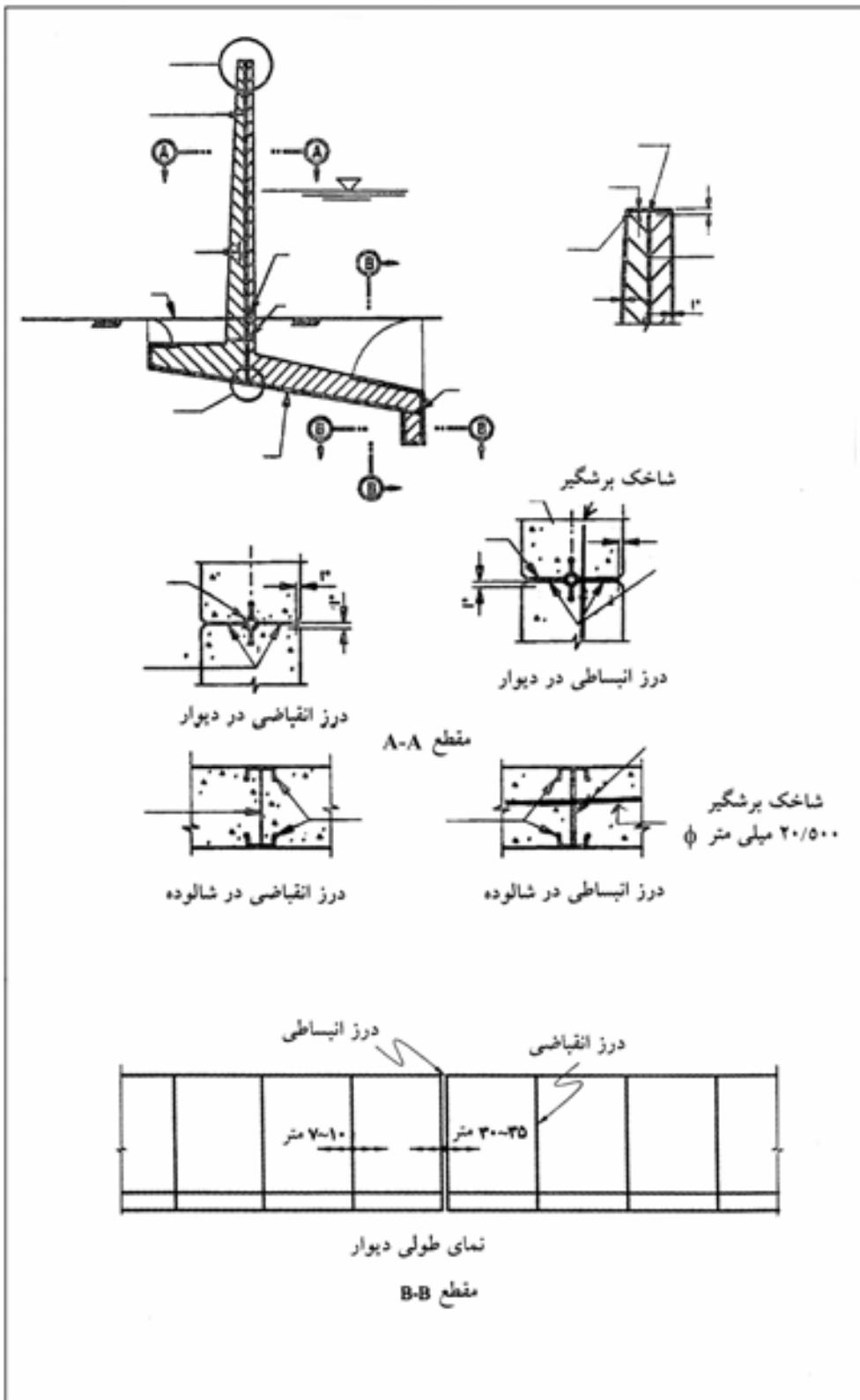
شکل ۷-۸-۷- جزیات تیپ اتصال دیوار T با واحد اتصال



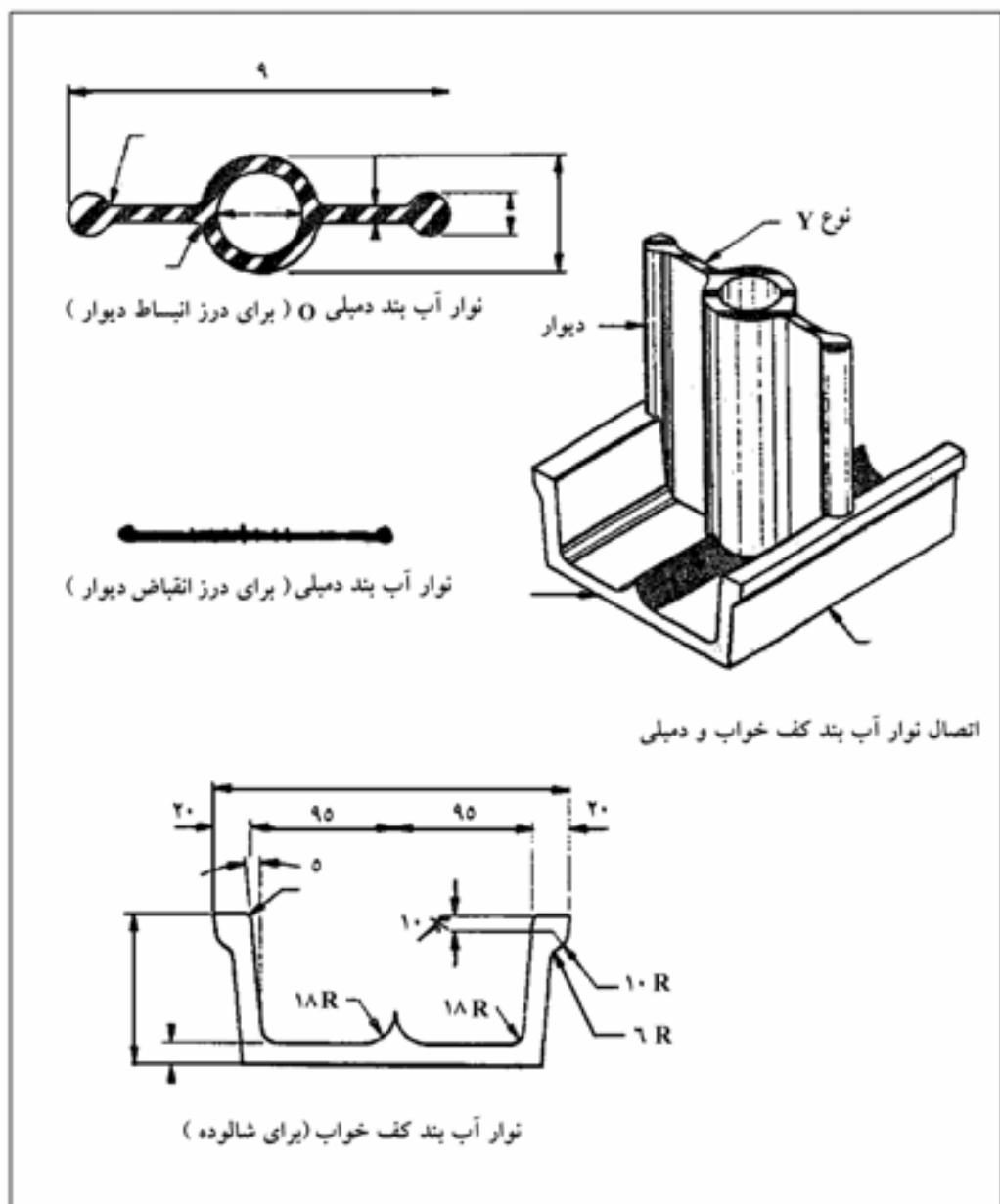
۱۵-۷ سازه‌های مجاور و حریم اطراف

معمولاً علت اجرای سازه‌های سیل‌بند عدم دسترسی به حریم کافی در کنار راه می‌باشد و کم‌عرض بودن این حریم عمدتاً 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 دیوارهای 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 دیوارهای 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 دیوار و سازه‌های مجاور انتخاب گردد. ممکن است به منظور حفاظت از سازه‌های زیرزمینی مجبور به پایین آوردن تراز تخلیه این 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 راه حلی برای دوران پرآمی 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 می‌گردد، 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 راه حل‌های 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 معماري و آرایش ساختگاه

رعايت اصول معماري و زيبايي شناسی در طرح و اجرای دیواره های سيل بند لازم است. تا حد ممکن هندسه دیوار باید از فرم توپوگرافی طبیعی زمین پیروی نماید. در واقع طرح دیواره سيل بند، باید براساس توافق فني و اجرائي بین مهندس طراح، معمار طرح و مهندس معمار محظوظه سازی باشد. باید در نظر داشت در موارد نادری که امكان تبعيت از وضعیت موجود و حفظ آرایش طبیعی ساختگاه وجود ندارد، با به کارگيري روش های نو در طراحی و شيوه های ظريف اجرائي باید دست خوردگي در وضع طبیعی را به حداقل رساند. انتخاب جانمایي سازه های مختلف در ساختگاه و طراحی آنها باید با توجه به اثر پذيری محدوده داخلی طرح از شيوه مورد استفاده در اجرا صورت پذيرد.

۱۷-۷ کليات و ملاحظات ويژه

ابزاربندی دیواره های سيل بند با توجه به اهمیت رفتار سنجی (پایش) آنها در خلال دوره پرآبی امری ضروری است، لیکن انتخاب تعداد، نوع و جانمایي ابزار رفتار سنجی با توجه به سه عامل تعیين می گردد:

الف - کنترل و ارزیابی اطلاعات خام رفتار سنجی به عهده چه کسی یا چه نهادی است؟ و انتظار از آنها در چه حدی است.

ب - امكان دسترسی به ابزار نصب شده در شرایط سیلابی، بخصوص در شرایط سیلاب های ناشی از تندباد که وزش باد شدید نیز امكان دسترسی به ابزارها را مختل می سازد.

پ - زمان لازم برای بررسی نتایج به دست آمده در قبال دوره انتظار سیلاب های طراحی.

ت - سایر ملاحظات مختلف برای شرایط خاص.

توضیحات و شرحی که در مورد ابزاربندی در ادامه می آید باید با توجه به موارد فوق الذکر تکمیل گردد. به طور کلی دیواره های بلند، دیواره هایی با عمق نفوذ کم، ساختگاه های با مصالح شالوده جایگزین، خاکریزهای دستی در بالادست، وجود مصالح نفوذ پذیر در شالوده و نقاط تغییر امتداد دیوار، موارد ویژه ای می باشند که نیاز به ابزاربندی خواهند داشت. وقتی که دیوار سيل بند روی خاک بنا می شود، فاصله آن تا چاه پیزومتر باید بیش از ۳۰۰ متر باشد. نصب صحیح، رعايت اصول نگهداری و برداشت مناسب و به موقع اطلاعات ابزار نصب شده از جمله مواردی است که وقوع شرایط خطرناکی که ممکن است باعث ناپایداری دیوار گردد، را نشان می دهد. قرائت داده های ابزاربندی باید بلا فاصله پس از اتمام عمیات اجرائي صورت گیرد. آگاهی از شرایط ساختگاه در حین اجرا نیز برای پیش بینی رفتار سازه در آینده مفید خواهد بود. اولین قرائت پیزومتر باید آنقدر تکرار شود تا سطح ايستابي به حالت پايدار رسيد و سپس به عنوان اولين برداشت ثبت گردد. قرائت داده های ابزاربندی باید توسط نقشه بردار تعليم يافته (مرتبط با اين موضوع) و يا پرسنل بخش نگهداری سازه انجام شود.

بهتر است که قرائت ابزارها به تناوب و در خلال دوره های پرآب دیوار انجام گيرد. معمولاً انجام چنین امری در حین وقوع سیلاب های طراحی غیرممکن است، چرا که افراد مربوطه در جبهه سيل قرار می گيرند، بهر حال قرائت ابزارها باید در موقعیت مکانی از پیش تعیین شده و در خلال وقوع سيل طراحی نیز صورت گیرد که قطعاً مشکل و خطرناک است. قرائت و ارزیابی اطلاعات ابزاربندی در رژیمهای عادي نیز لازم است و در واقع ثبت و ذخیره سازی آنها در کنار برداشت های مربوط به دوران پرآب سيل بند، رفتار سازه را در هر دو رژیم کم آب و پرآب منعکس می کند. برای مشاهده اصول قرائت ابزارهای مختلف و برنامه ریزی دوره های برداشت اطلاعات و دسته بندی آنها باید به آئین نامه های مربوطه مراجعه نمود.

۱۸-۷ 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 سازنده‌گان 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 به‌گونه‌ای 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. عالیمی (BM)^۱ از جنس فلز ضدزنگ باید در فواصل ۱۵۰ میلی‌متری انتهای هر واحد و بر روی سطح فوقانی ساقه دیوار نصب گردد. این عالیم باید برای هر چهار تا شش واحد^{*} متواالی دیوار با استفاده از تئودولیت یا ریسمان روی خط مستقیم قرار گیرند.

در هر دوره برداشت، مختصات این عالیم باید با دقت ۵/۰ میلی‌متر ثبت گردد. ایستگاه قرائت و ثبت نتایج باید در نقطه‌ای با موقعیت ثابت و با دید مناسب بدیوار، بر روی سطح صاف و در سمت خشکی قرار گیرد.

انتخاب موقعیت ایستگاه مذبور 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 کازاگرانده به طول ۶۰۰ میلی‌متر توصیه می‌شود. برای اندازه‌گیری صحیح فشار هیدرواستاتیک در انتهای پیزومتر، حفره‌ای که برای نصب پیزومتر تعییه می‌گردد باید کاملاً عایق‌بندی گردد تا فشار نشت باعث اختلال در سطح ایستابی نگردد. برای خاک‌های نیمه نفوذناپذیر تا نفوذناپذیر، پیزومترهای چاهکی و از نوع رانشی توصیه می‌شوند. در صورت امکان، میله پیزومتر باید به درون مصالح لایه تحتانی و یا حفره‌های از پیش تعییه شده‌ای فرستاده شود. بسته به شرایط مصالح شالوده انواع مختلف فشارسنج قابل استفاده می‌باشند.

1 - Bentch 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. به طور 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 زمان‌بندی‌شده پس از دوره 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 به عنوان نقاط بحرانی مشخص شده و تمهیدات لازم در رفع عیب برای آنها لحاظ گردد که نحوه 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- تغییرمکان افقی

کلیه نقاطی از دیوار که تغییرمکان افقی آنها در امتداد خط مستقیم نیست و یا تغییرمکان نسبی بین دو واحد بیش از حد مجاز است، به عنوان نقطه 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 تجارت‌عملی، 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 به عنوان درزهای بحرانی مورد توجه قرار می‌گیرند. بازشدگی درزها می‌تواند به علت 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 کفايت مواد پرکننده درز، اطمینان حاصل نمود و در غیر این صورت، به عنوان 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 ازبین برده و در صورت وقوع تغییرمکان‌های نامساوی، احتمال پیچیدن و یا شکست

نوار آب‌بند وجود دارد. وجود ملات و یا سنجدانه 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. موقع پدیده گوهای شدن در درز انبساط حدفاصل دو واحد مجاور هم، باعث ایجاد خمش در بدنه دیوار می‌گردد، به‌گونه‌ای که حتی ممکن است منجر به ایجاد ترک‌های خمی در آن گردد. کج شدن دیوار می‌تواند در واحدهای گوشه (شکل ۷ - ۶) نیز اتفاق افتد، که در این مورد تنש‌های کششی متوجه بیرونی دیوار می‌باشد که به علت وجود آرماتورهای خمی کافی، نگران‌کننده 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 بازشدن 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 به‌آنها 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 بازشدن درز از حدود ۱۵ میلی‌متر تجاوز نماید، امکان پارگی نوار آب درون درز وجود خواهد داشت.

ث- حفره‌های شالوده

کلیه نشستهای نامتقارن در شالوده دیوارهای 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 موقع چنین مسئله‌ای باعث مختل شدن این تجهیزات می‌گردد. ممکن است واحدهایی از دیوار روی خاکریز اجرا گردد. موقع 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 موقع 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 حدفاصل 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 دریک 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.

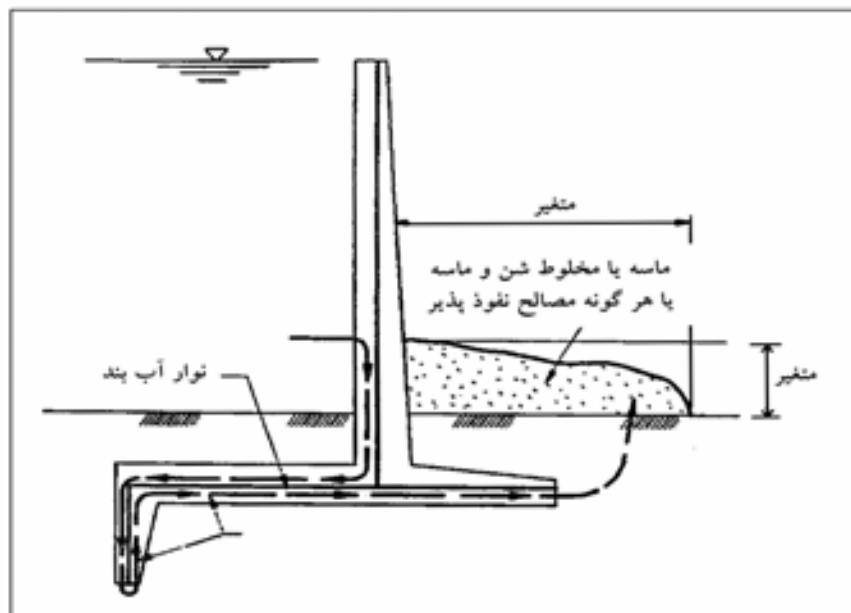
۲۱-۷ عملیات مرمت

الف- کلیات

راهلهایی 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، بالامانع است.

ب- انجام خاکریز در سمت خشکی

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



شکل ۱۰-۷- 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 پوشاند، توصیه می‌گردد.

ت- مرمت آببندی و آببندی تکمیلی

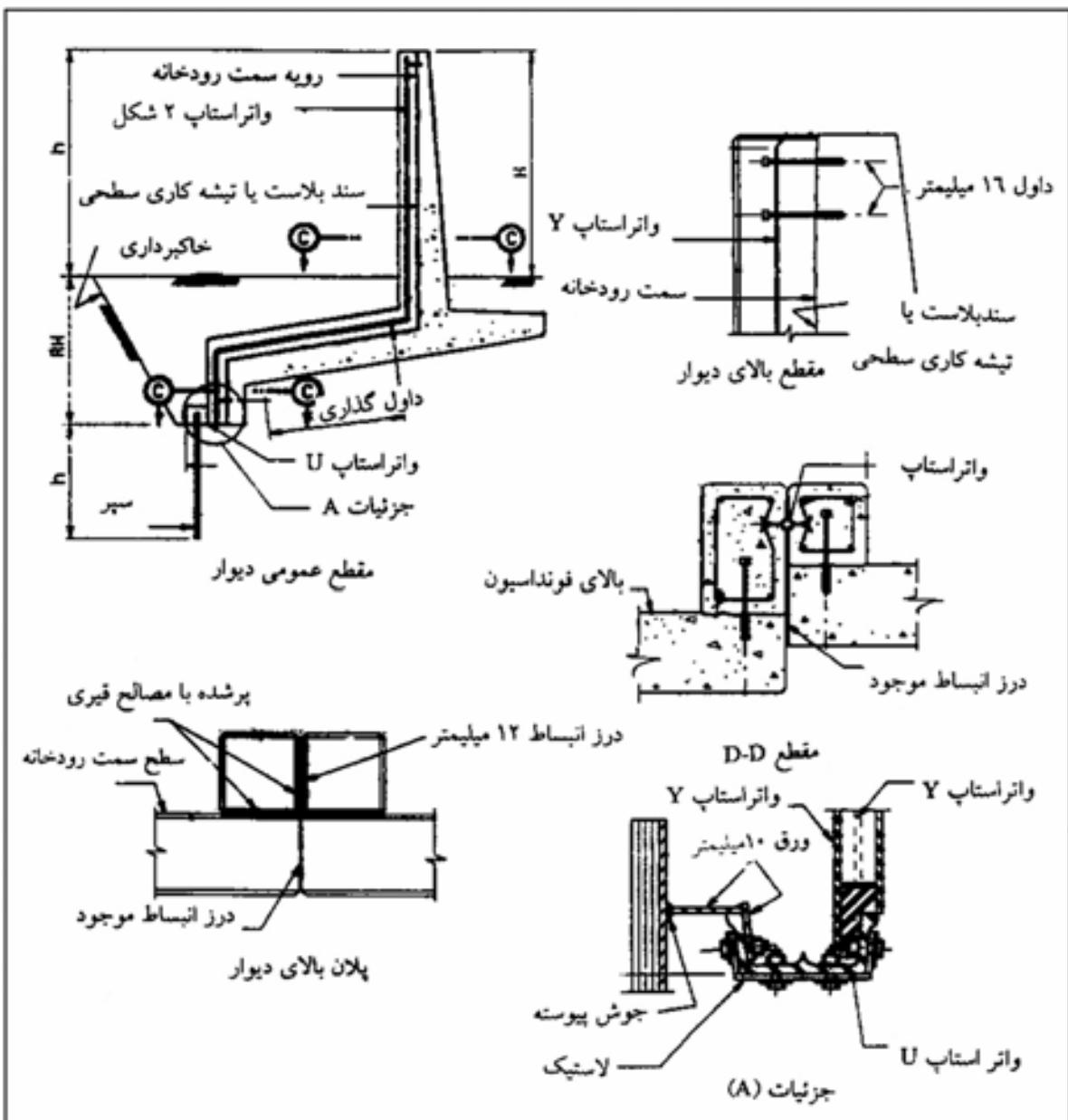
شمای یک سیستم آببندی تکمیلی در شکل ۷ - ۱۱ نشان داده شده است که نمایانگر اجرای صحیح آببندی برای جلوگیری پارگی، باز شدن درزها، و یا ترک خوردنگی احتمالی روی زبانه برشی به علت ضخامت کم خاکریز روی پاشنه دیوار و یا وقوع تغییر مکان زیاد می‌باشد. کاربرد پرده آببندی نشان داده شده در شکل، برای تأمین پرده آببند عمقی جهت افزایش مسیر نشت و کاهش فشار نشت در طرفین دیوار ضروری است. کلاهک 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 بالای نوار آببندی باید با استفاده از مصالح ارتقای نظیر مصالح پلیمری انجام پذیرد.

ث- مشکلات متفرقه

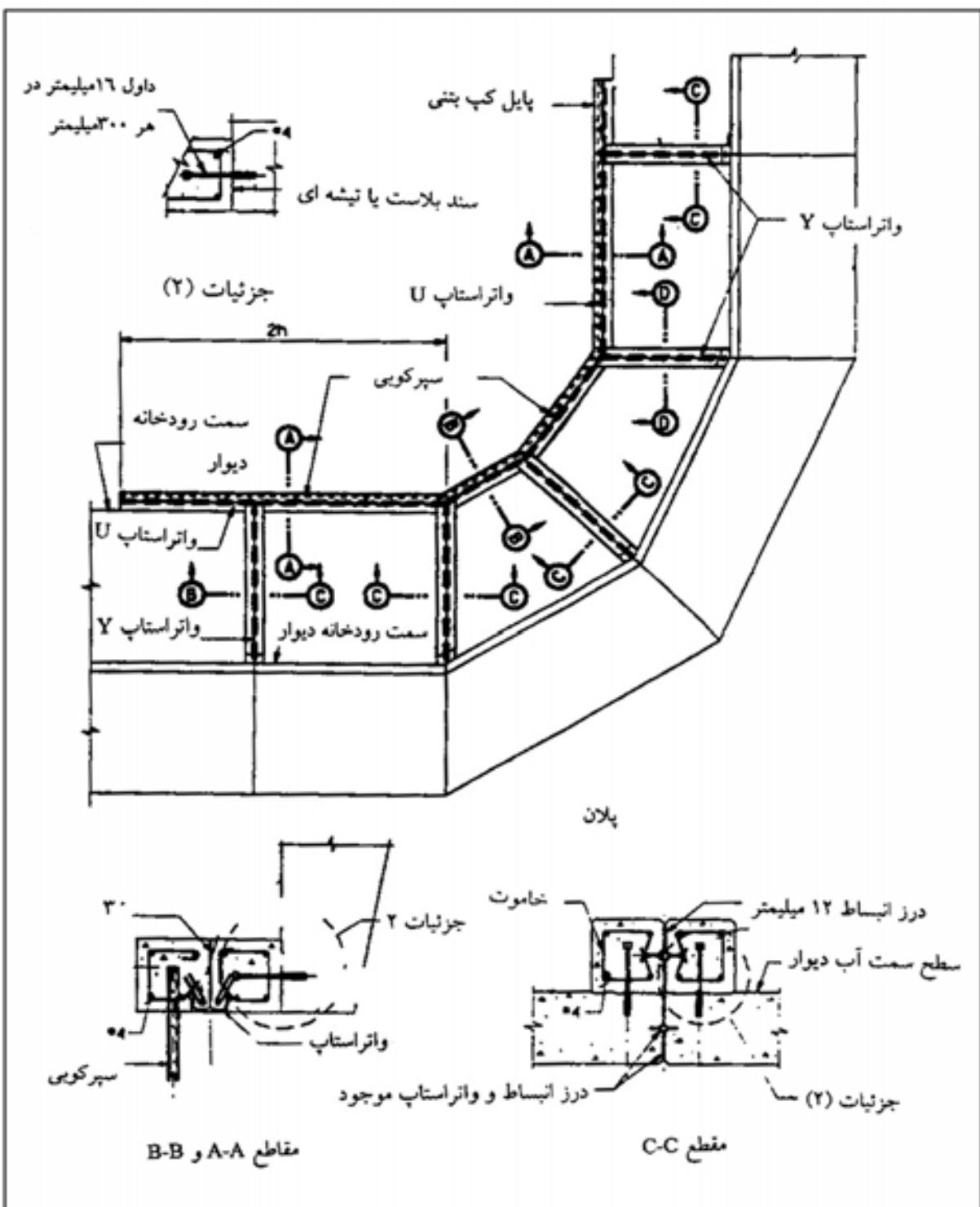
کلیه مصالح سخت باید از درون درزهای موجود در دیوار خارج شوند. همچنین هرگونه فضایی که به واسطه حفاری در سمت رودخانه یا دریاچه در نزدیکی پاشنه دیوار انجام شده است، در صورتی که در معرض شرایط نشت خطرناک آب در خلال بالا آمدن آب باشد، باید با استفاده از مصالح نفوذناپذیر خاکریزی و پر گردد.

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 ۱۱-۷ - مرمت آب بندی



شکل ۱۱-۷ - (ادامه)

فصل ۸

دیوارهای وزنی بنایی و بتُنی

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

- ۱ وضعیت خاک بستر و تنفس 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 تنفس‌های مجاز

۲-۸ فونداسیون

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

۳-۸ مصالح

۱-۳-۱ مصالح بتن

استفاده از بتنی با مقاومت فشاری مشخصه ۱۵ تا ۲۰ نیوتون بر میلی‌مترمربع روی نمونه استوانه‌ای (۱۵ - C - ۲۰) 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 آینه نامه 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 آینه نامه بتن ایران (آبا) باشد.

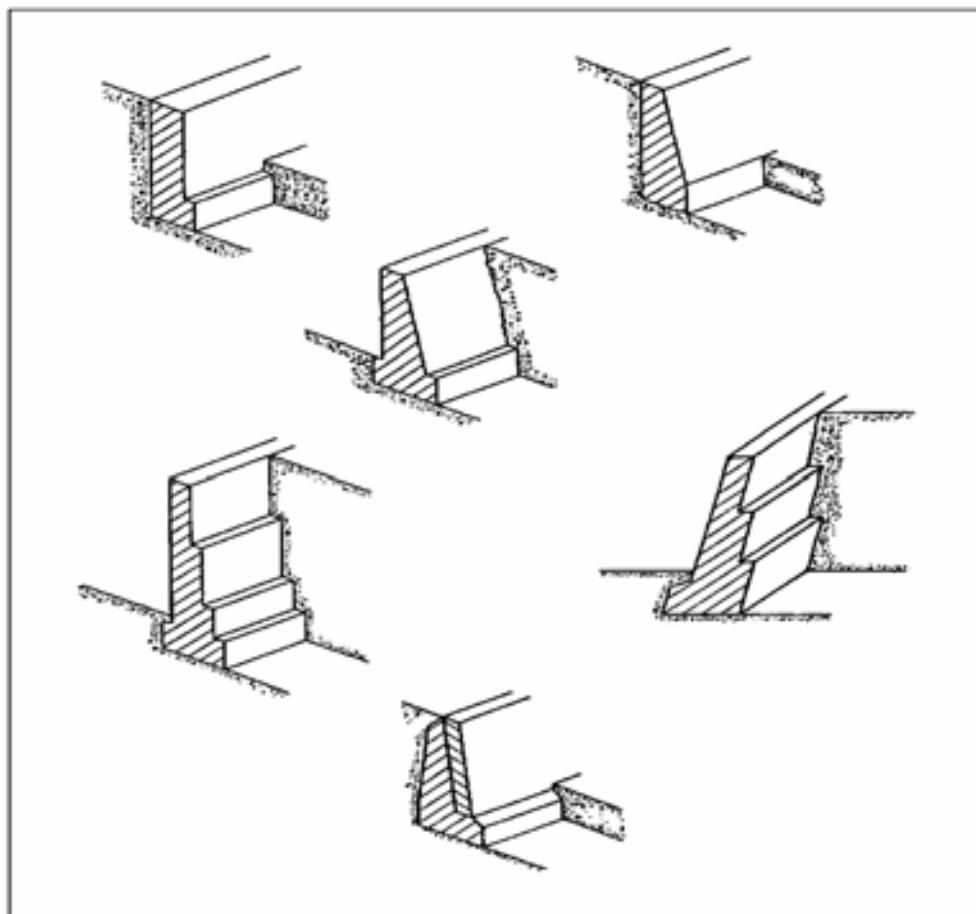
روش‌های اختلاط بتن و بتن‌ریزی نیز باید منطبق بر ضوابط فصل هفتم از آینه نامه بتن ایران (آبا) باشد.

۲-۳-۱ 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. به طور 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 ابنيه فنی راه و راهآهن نیز استفاده شده که پایابی آنها در طی چندین دهه از احداث آنها به اثبات رسیده است.



شکل ۱-۸- دیوارهای حاصل 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 ۱-۸ ارائه شده است.

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

مقاآمت نمونه ۷۰×۷۰×۷۰ میلی متر		نیوتن بر متر	آب	کیلوگرم	کیلوگرم	کیلوگرم	ماسه شسته عبوری از الک نمره ۴ (۴/۷۶) میلی متر)	نوع ملات	نیوتن
روزه ۲۸	روزه ۷								
۹	۸	۷	۶	۵	۴	۳	۲	۱/۱	ستون
-	-	-	۱۰۰۰	۵۷۵	۱۱۵۰	تا ۱۲۴۰ ۱۶۲۰	-	۲	وزن مخصوص
نیوتن بر متر مربع	کیلوگرم بر مترمکعب	لیتر	کیلوگرم	کیلوگرم	مترمکعب	-	۳	واحد	
۴/۳ تا ۴/۵	۲/۳ تا ۲/۹	۲۰.۵۷	۲۵۶	-	۱۹۸	۱/۰۳۳	۱:۶	۴	ملات ماسه سیمان
۷/۵ تا ۸/۷	۴/۶ تا ۴/۹	۲۰.۶۴	۲۶۵	-	۲۲۷	۱/۰	۱:۵	۵	ملات ماسه سیمان
۱۳/۷ تا ۱۲/۹	۷/۶	۲۰.۷۳	۲۶۱	-	۲۸۵	۰/۹۹	۱:۴	۶	ملات ماسه سیمان
۲۲/۰ تا ۲۰/۵	۱۱۷	۲۰.۸۹	۲۵۸	-	۳۶۰	۰/۹۴	۱:۳	۷	ملات ماسه سیمان
-	-	۲۰.۶۹	۳۴۰	-	۲۲۰	۰/۹۱	۱:۵	۸	دوغاب ماسه سیمان
۲/۰ تا ۲/۸	۱۴	۱۹۷۲	۲۸۰	۱۳۱	۱۳۱	۰/۹۱	۱:۲:۸	۹	ملات باتارد
۱/۴ تا ۲/۱	۹۶	۱۹۹۲	۲۷۵	۱۱۰	۱۱۰	۰/۹۶	۱:۲:۱۰	۱۰	ملات باتارد

برای تهیه مخلوط با نسبت‌های حجمی مختلف در کارگاه به‌نحوی که مبنای کار یک کیسه سیمان باشد باید مکعب مستطیلی به‌ابعاد ۴۰*۴۰*۲۷ تهیه و به‌کمک آن مخلوط مورد نظر را تهیه نمود. به‌طور مثال برای تهیه ملات باتارد ۸:۲:۱ کافی است که به‌کمک مکعب مستطیل فوق، هشت‌حجم ماسه و دو‌حجم پودر آهک شکفت‌برداریم و سپس به‌آن یک کیسه سیمان اضافه کنیم تا مخلوط ۸:۲:۱ به‌دست آید.

- نوع سیمان براساس شرایط خورندگی محلی تعیین می‌گردد.

۴-۸ بارهای طراحی

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

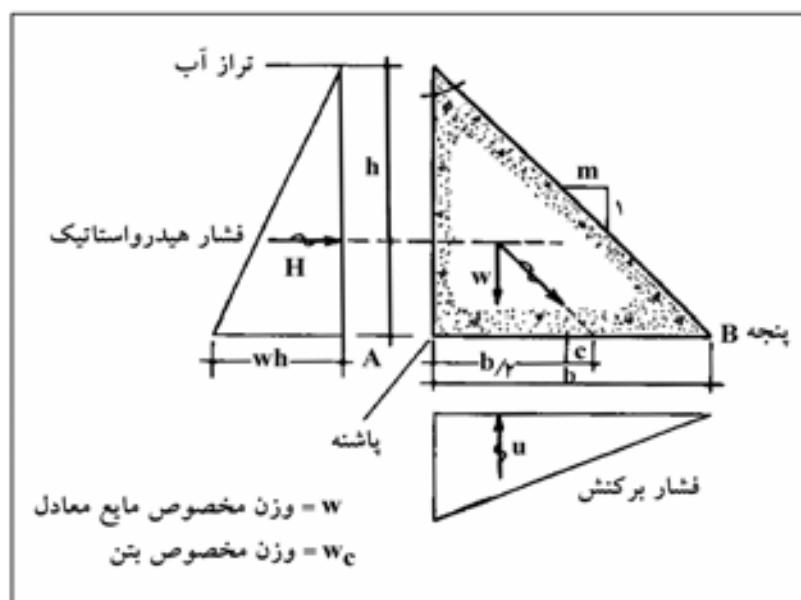
- بار مرده
- وزن خاک

- 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 به طور مشروح در فصل سوم مورد بررسی قرار گرفته‌اند.

۵-۸ تناسبات اولیه

هندرسه ایده‌آل مقطع دیوار وزنی همانند شکل ۲-۸، به صورت مثلث است. منظور از تناسبات هندسی برقراری تناسب بین عرض قاعده و ارتفاع دیوار می‌باشد. این نسبت در شکل ۲-۸ به صورت $m = \frac{b}{h}$ 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 وارد و معیارهای وارد، بدقت کنترل گردد.



شکل ۲-۸- 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).

$$B = \frac{w_c m h^2}{2} \cdot \frac{2mh}{3} = \frac{w_c m^2 h^3}{3}$$

$$B = \frac{w_c h^3}{6}$$

با ضریب ایمنی $1/5$ در مقابل واژگونی داریم :

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

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

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

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

(با فرض ضریب ایمنی ۱)

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

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

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

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

(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 (فسار برکنش با توزیع مثلثی) :

$$\frac{H}{W - U} \leq f \leq 0/75$$

$$\frac{\frac{wh^2}{2}}{\frac{w_c mh^2}{2} - \frac{wmh^2}{2}} \leq 0/75$$

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

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

۶-۸ ترکیبات بارگذاری، کنترل‌های پایداری، تنش‌های مجاز

۶-۸-۱ ترکیبات بارگذاری

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

۶-۸-۲ پایداری خارجی

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

۶-۸-۳ 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.

۶-۸-۴ تنش‌های مجاز شالوده

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

۶-۵-۱ تنش‌های مجاز در دیوارهای بتنی

تنش‌های مجاز در دیوارهای بتنی به قرار ذیل است :

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

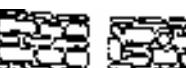
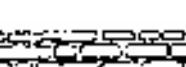
$f_c = \text{ مقاومت مشخصه نمونه استوانه‌ای } 28 \text{ روزه } (\text{N/mm}^3)$

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

۶-۶-۱ تنش‌های مجاز دیوارهای بنایی سنگی

تنش‌های مجاز فشاری ناشی از خمث در دیوارهای سنگی مطابق جدول ۲-۸ می‌باشد. تنش کششی مجاز ناشی از خمث و تنش برشی مجاز در دیوارهای بنایی سنگی در صورت وجود نظارت مؤثر بر اجرا مساوی 10.5 N/mm^3 و در صورت عدم وجود نظارت مؤثر مساوی 10.5 N/mm^3 توصیه می‌گردد.

جدول ۸-۲- تنש‌های مجاز دیوارهای باربر سنگی (N/mm^۳)

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

گروه	شرح	حداکل مقاومت فشاری (N/mm ³)
الف	سنگ‌های آهکی - تراورتن - توف‌های آتش‌خشانی	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 - سینیت - دیوریت - پرفیر کوارتزی - ملافیر و دیاباز و نظایر آن	۱۲۰/۰

٩ فصل

دیوارهای طرهای بتن مسلح

۱-۹ کلیات

دیوارهای طرہای بتن مسلح نوع خاصی از دیوارهای وزنی می‌باشند که بخشنی از پایداری آن در مقابل واژگونی به واسطه وزن خاکریز متکی بر دال بتی پاشنه دیوار تأمین می‌گردد. اجزای دیوار حاصل دیوار^۱، پایه^۲، برشگیر^۳ (و احياناً پشت‌بند در نوع خاص دیوارهای پشت‌بندار) باید برای نیروهای داخلی شامل لنگر خمی و نیروی برشی ناشی از فشار جانبی خاک و فشار واکنش تکیه‌گاهی طراحی گردند. در طراحی دیوارهای سیل‌بند بن‌آرمه ضوابط آیین‌نامه بتن ایران (آبآ) به‌طور اعم و ضوابط عمومی طراحی سازه‌های آبی بتی 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.

۲-۹ ظرفیت باربری شالوده

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

۳-۹ مصالح

خواص مصالح بتی 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 بتی باشد. بتن‌هایی با مقاومت فشاری مشخصه ۲۰ نیوتون بر میلی‌متر مربع (C۲۰) و بالاتر در دیوارهای طرہای 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 آرماتوریندی باید طبق ضوابط فصل هشتم از آیین‌نامه بتن ایران باشد.

۴-۹ پوشش آرماتور

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

شرایط محیطی					
فوق العاده شدید	بسیار شدید	شدید	متوسط	ملایم	
۶۰	۵۰	۳۵	۳۰	۲۰	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 می‌توان به استثنای شرایط محیطی بسیار شدید و فوق العاده شدید، به اندازه ۵ میلی‌متر برای بتن‌های رده C۳۵ و C۴۰ یا ۱۰ میلی‌متر برای بتن‌های رده بالاتر کاهش داد، مشروط بر اینکه ضخامت پوشش به هر حال از ۲۰ میلی‌متر کمتر نشود. در شرایط شدید و فوق العاده شدید با استفاده از بتن رده C۴۰ با میکروسیلیس و خاکستر بادی، می‌توان کاهش ۱۰ میلی‌متر را منظور نمود.

مقادیر جدول برای میلگرد‌های با قطر بیش از ۳۶ میلی‌متر باید به اندازه ۱۰ میلی‌متر افزایش داده شود.

در صورتی که بتن در جوار دیواره خاکی مقاوم ریخته می‌شود و به طور دائم با آن در تماس باشد، ضخامت پوشش نباید کمتر از ۷۵ میلی‌متر اختیار شود.

۵-۹ بارهای طراحی

نیروهای طراحی وارد بر دیوارهای حائل 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 به طور مشروح در فصل سوم مورد بررسی قرار گرفته‌اند.

۶-۹ ترکیبات بارگذاری، کنترل‌های پایداری

۶-۹-۱ ترکیبات بارگذاری

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

۶-۹-۲ پایداری خارجی

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

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 تعییه گردد.

۷-۹ طراحی سازه‌ای

الف- کلیات

دیوارهای حایل طرهای بتن مسلح باید برای ترکیبات بارگذاری معرفی شده در بند ۱-۶-۹ 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 ۱-۹).

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 شبیب مثبت به سمت بالا داشته باشد، باید نیروی برشی اضافی علاوه بر فشار افقی خاک بر گوه خاکریز پشت مطابق شکل ۱-۹ در نظر گرفته شود.

ب- دیوار (تیغه)

بارهای محوری وارد بر دیوار عمدتاً ناچیز و قابل اغماس 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 اغماس 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 برخاست 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 اضافه برش ناشی از شبیب 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.

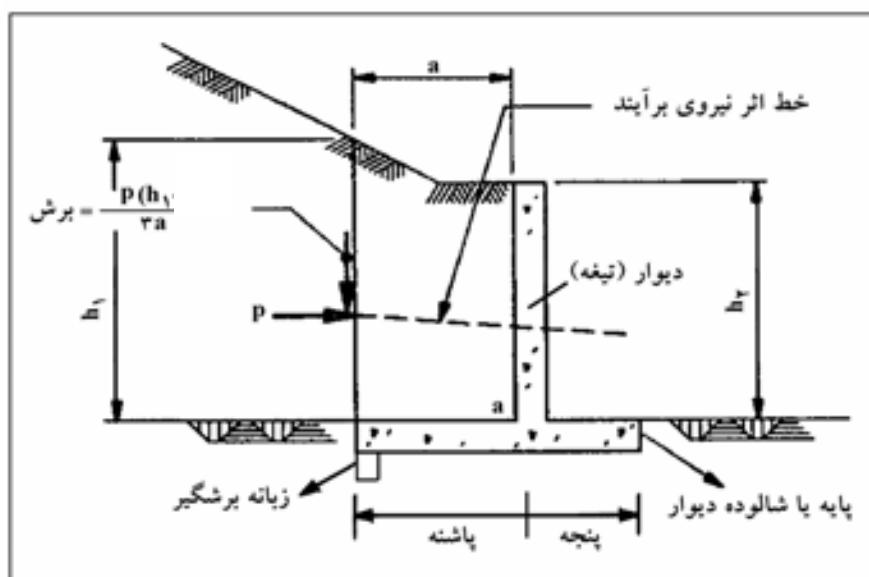
ث- ملاحظات خاص برای دیوارها با زبانه برشی

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 غیرمحافظه کارانه در تعیین آرماتورهای فوقانی پاشنه در محل اتصال به تیغه دیوار می‌شود (توجه شود که در شکل ۱-۹، لنگر ناشی از فشار وارد بر زبانه برشی، از لنگر منفی مقطع a می‌کاهد). بهمین جهت پس از کنترل پایداری براساس وجود زبانه برشی، در طراحی آرماتور از وجود آن صرف نظر می‌شود.

۸-۹ طراحی بتن مسلح

۱-۸-۹ گلیات

دیوارهای حایل بتن مسلح باید طبق ضوابط آینه نامه بتن ایران و بهروش حد نهایی طراحی شوند. کلیه ضوابط طراحی مطابق ضوابط مندرج در آینه نامه آبا بوده و نکات استثنای در این قسمت توضیح داده خواهند شد. طراحی دیوارهای حایل و سیل‌بندها براساس ضرایب بار معروفی شده در آینه نامه آبا (جلد اول) برای سربارهای دائم، سربارهای زنده، فشار خاک و فشار آب می‌باشند.



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

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

۱-۲-۱ مقاومت لازم

دیوارهای حاصل بتن مسلح (طرهای و پشت‌بنددار) باید به گونه‌ای 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

$$U = 1/25D + 1/5L + 1/5H \quad (1-9)$$

یا

$$U = 0/85D + 1/5H \quad (2-9)$$

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

= اثر بار زنده L

= اثر فشار جانبی خاک یا آب تحت‌الارضی H

حالت بارگذاری ویژه

$$U = D + 1/2L + 1/2H + 1/2E \quad (3-9)$$

یا

$$U = 0/85D + 1/2H + 1/2E \quad (4-9)$$

= اثر زلزله E

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

۲-۲-۱ ضرایب کاهش مقاومت

در تعیین مقاومت نهايی مقطع، ضرایب جزئی ایمنی مقاومت‌های زیر باید در مقاومت‌های مشخصه‌بتن و فولاد اثر داده شوند :

الف - ضریب جزئی ایمنی مقاومت بتن :

$$\phi_c = 0/6$$

ب - ضریب جزئی ایمنی مقاومت فولاد :

$$\phi_s = 0/85$$

توجه : حداقل رده بتن در طراحی دیوار حاصل در محیط‌های ملایم تا شدید C۲۰ و در محیط‌های شدید و بسیار شدید، C۳۰ می‌باشد. به علاوه، استفاده از آرماتورهای رده بالاتر از S۴۰۰ باید براساس ملاحظات فنی در مورد شکل‌پذیری و خدمت‌پذیری آنها و با تصویب مشاور (طرح) انجام گیرد.

۹-۱-۳ حداقل آرماتور کششی

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

$$\rho_b = 0.1 \frac{f_c}{f_y} \frac{600}{600 + f_y} \quad (\text{برای } f_c \leq 30 \text{ N/mm}^2)$$

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 $\rho_b / 5$ محدود شود.

۹-۱-۴ حداقل آرماتور خمشی و حرارتی

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

۹-۱-۵ کنترل تغییرشکل و ترک خوردگی

در صورت رعایت ضوابط طراحی آین نامه آبا و عدم استفاده از آرماتوری بیش از $35\rho_b$ در مقاطع خمشی، مطالعه و کنترل تغییرشکل و ترک خوردگی مقطع تحت اثر بارهای خدمت (بدون ضربی) لازم نیست. در صورت عدم رعایت محدودیت‌های فوق الذکر، کنترل عرض ترک در مقطع و همچنین کنترل میزان تغییرشکل اعضاً مختلف، تحت اثر بارهای خدمت و براساس ضوابط آین نامه آبا لازم خواهد بود.

حداکثر عرض ترک در دیوارهای خشک $3/0$ ، در دیوارهای داخل آب زیرزمینی $2/0$ و در محیط‌های شدید و فوق العاده شدید $1/0$ میلی‌متر می‌باشد (آین نامه آبا).

۹-۱-۶ توزیع آرماتور خمشی

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

۷-۲-۱-۹ بارگذاری فوق العاده

در مورد بارگذاری‌های فوق العاده که در طول عمر مفید و اقتصادی سازه خیلی غیرمتتحمل می‌باشد، نظیر زلزله‌هایی با دوره بازگشت طولانی، انتخاب ضرایب 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 آینه نامه زلزله ایران و ضوابط خاص آینه نامه آبا در مناطق زلزله‌خیز) توجه نمود.

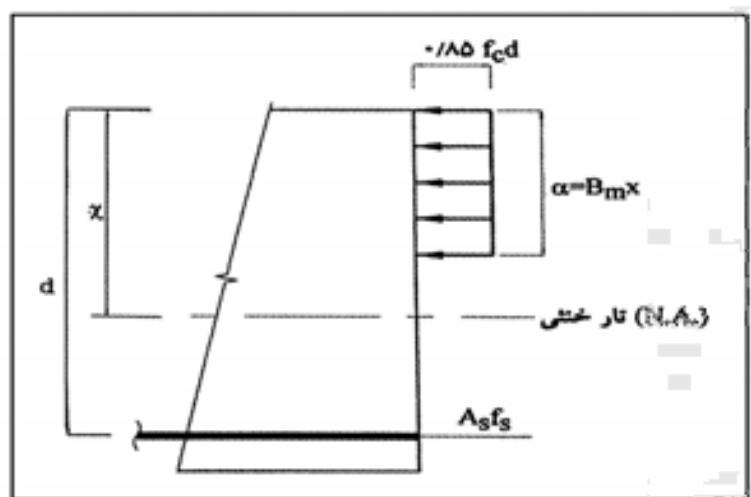
۳-۱-۹ طراحی خمشی مقطع

۱-۳-۱-۹ فرضیات طراحی

الف - کرنش - حداکثر کرنش در دورترین تار بتن فشاری معادل $300/0$ 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 اعضاي دیوارهای T شکل باید مبتنی بر وقوع شکست ترد (شكل پذير) 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 خنثی، $x = \beta_m x$ ، و شدت تنش معادل $0.85 f_{ct}$ بیان می‌شود. ضریب β_m برای بتن با مقاومت فشاری مشخصه تا $30 نیوتن بر میلی‌متر مربع برابر 0.85 و برای مقاومت‌های بیشتر به‌ازای هر نیوتن بر میلی‌متر مربع افزایش مقاومت مقدار β_m به صورت خطی به اندازه 0.008 . کاهش می‌یابد و هیچ‌گاه نباید از 0.65 کمتر گردد.$



۲-۳-۱-۹ معادلات طراحی

معادلات مربوط به طرح و برای مقطع بتن مسلح در شکل‌های ۲-۹ تا ۵-۹ معرفی شده‌اند. این معادلات تنها روابط لازم برای تعیین مقدار آرماتور در مقاطع خمی 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 شکل پذیری لازم برای مقطع تأمین

گردد:

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

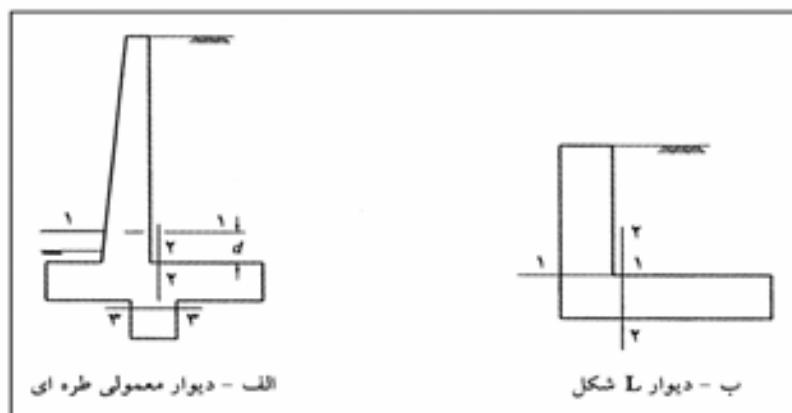
که در آن :

$$\begin{aligned} f_{cd} &= \phi_c f_c \\ m &= \frac{f_{yd}}{0.85 f_{cd}} \quad , \quad f_{yd} = \phi_s f_y \end{aligned}$$

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

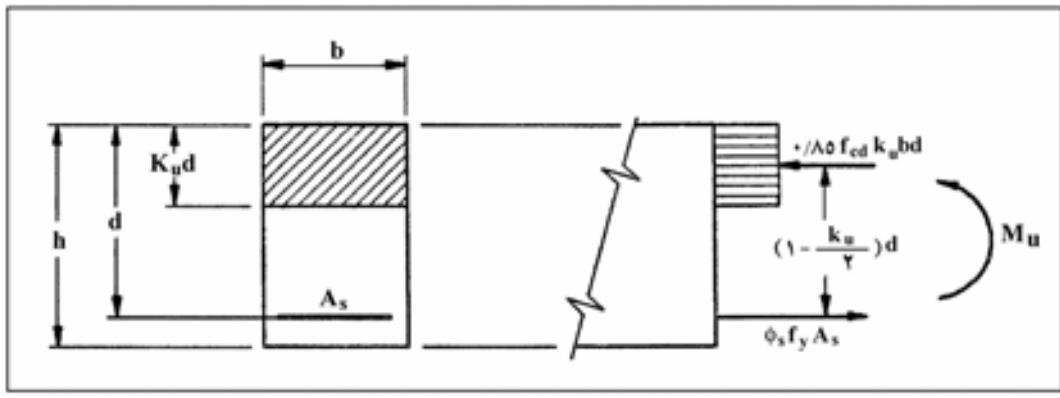
۴-۱-۹ مقاومت برشی

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):



۵-۱-۹ 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 می‌شوند. 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 تعییه شده در آن مقطع، نباید کمتر از مقادیر حداقل توصیه شده توسط آیین‌نامه باشد. طبق آیین‌نامه آب، سطح مقطع میلگردهای افقی تعییه شده نباید کمتر از ۰/۲۵ متر در صد مساحت کلی مقطع بتق و سطح مقطع میلگردهای قائم، نباید کمتر از ۰/۱۵ متر در صد مساحت کل مقطع بتق گردد. در صورتی که قطر میلگرد مصرفی کمتر از ۱۶ میلی‌متر باشد و یا از شبکه‌های جوش شده استفاده شده باشد، حداقل‌های فوق به ترتیب به ۰/۲ و ۰/۱۲ درصد کاهش می‌یابند.



طراحی :

: داده‌ها

$$M_u, b, d, h, f_y, f_c \quad \phi_s = 0/85, \phi_c = 0/6$$

$$k_u, A_s, \rho$$

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

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

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

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

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

کنترل مقطع :

: داده‌ها

$$b, d, h, f_y, f_c, A_s, \rho = \frac{A_s}{bd} \leq \rho_{max} \quad : \text{خواسته‌ها}$$

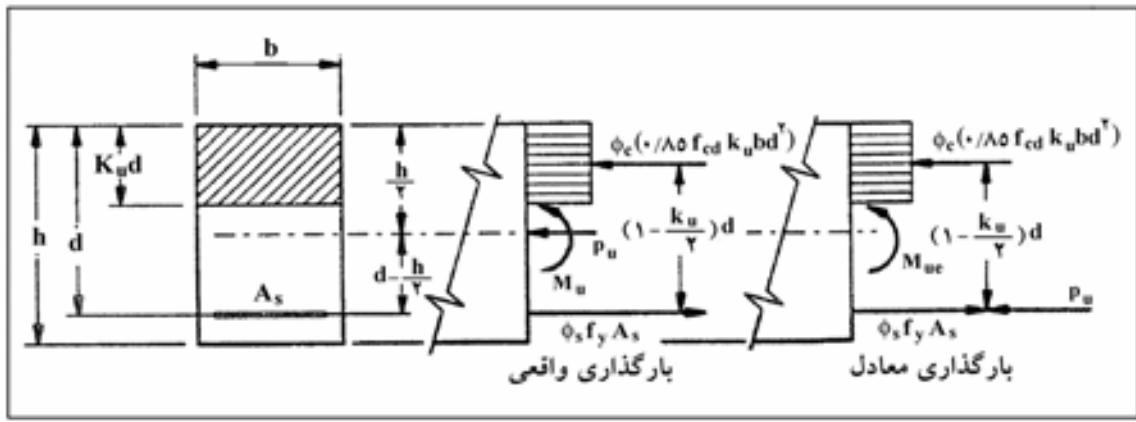
$$k_u, M_u$$

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

درصد فولاد متعادل

$$\rho_b = 0.6 \beta \frac{f_c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \quad f_c \leq 30 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \beta_1 = 0/85 \\ f_c > 30 \rightarrow \beta_1 = 0/85 - 0/008 (f_c - 30) \geq 0/65$$

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



$$(نگر خمثی معادل) \quad M_{ue} = M_u + P_u (d - \frac{h}{2})$$

طراحی :

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

داده‌ها :

$$\phi_s = 0/85, \quad \phi_c = 0/6, \quad f_{cd} = \phi_c f_c, \quad f_{yd} = \phi_s f_y$$

k_u, A_s, ρ

خواسته‌ها :

$$k_u = 1 - \sqrt{1 - \frac{M_{ue}}{0/425 f_{cd} bd^2}}, \quad A_s = \frac{0/85 f_{cd} k_u bd - P_u}{f_{yd}}$$

$$\rho = \frac{0/85 f_{cd} k_u - \frac{P_u}{bd}}{f_{yd}} \leq \rho_{max}$$

کنترل:

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

داده‌ها :

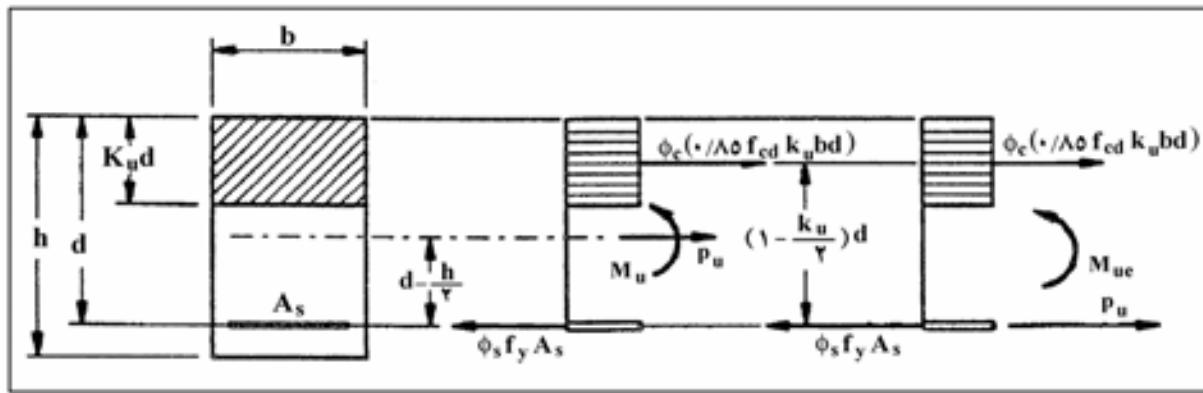
k_u, M_{ue}, M_u

خواسته‌ها :

$$k_u = \frac{\frac{P_u}{bd} + f_{yd} \rho}{0/85 f_{cd}} \quad M_{ue} = 0/85 f_{cd} k_u (1 - \frac{k_u}{2}) bd^2$$

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

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



$$M_{ue} = M_u - P_u \left(d - \frac{h}{2} \right) \quad \text{طراحی:} \\ P_u, M_u, b, d, h, f_y, f'_c, \phi_s = 0/85, \phi_c = 0/6 \\ k_u, A_s, \rho \quad \text{داده‌ها:} \\ \text{خواسته‌ها:}$$

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

$$\rho = \frac{0.85 f_{cd} k_u + \frac{P_u}{bd}}{f_y d} \leq \rho_{max}$$

کنترل:

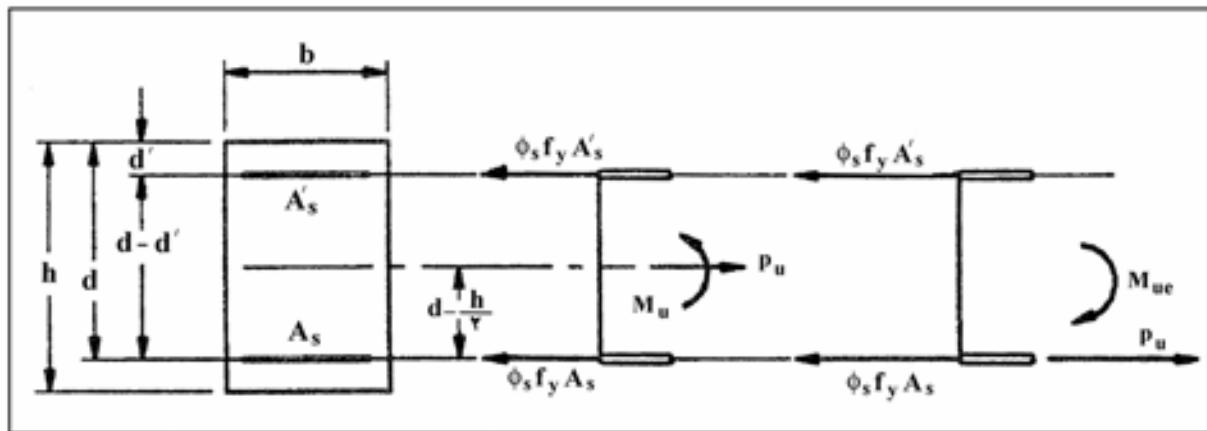
$$P_u, b, d, h, f_y, f'_c, \phi_c, A_s, \rho < \rho_{max}, \phi_s \quad \text{داده‌ها:} \\ k_u, M_{ue}, M_u \quad \text{خواسته‌ها:}$$

$$k_u = \frac{f_y d \rho - \frac{P_u}{bd}}{0.85 f_{cd}} \quad , \quad M_{ue} = 0.85 f_{cd} k_u \left(1 - \frac{k_u}{2} \right) bd^2$$

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

شکل ۴-۹- مقطع مستطیلی، خمس به علاوه نیروی محوری کششی وقتی که

$$M_u / P_u \geq (d - h/2)$$



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

طراحی:

$$P_u, M_u, b, d, h, f_y, f_c, \phi_s = 0/85, \phi_c = 0/6$$

داده‌ها :

$$A_s, A'_s$$

خواسته‌ها :

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

کنترل:

$$P_u, b, d, h, f_y, f_c, \phi_c, \phi_s, A_s, A'_s$$

داده‌ها :

$$M_{\mathrm{He}}, M_{\mathrm{H}}, f'_s$$

خواسته‌ها :

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

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

$$f'_s = \frac{P_u - f_y d A_s}{A'_s} \leq f_y$$

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

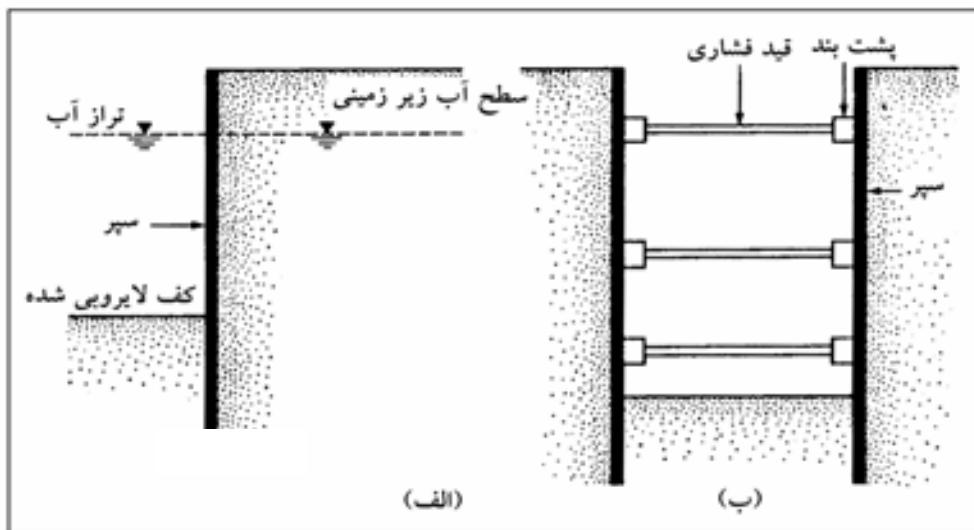
$M_{ll} / P_{ll} < (d - h / 2)$ می باشد.

فصل ۱۰

دیوارهای حاصل 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 موردنظر 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).

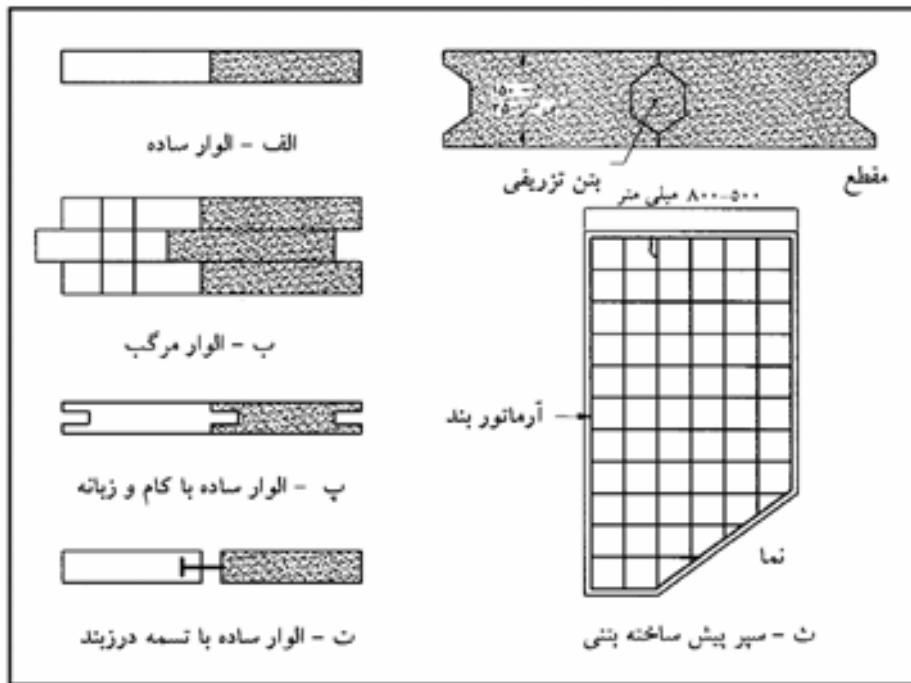
سپرها دارای انواع مختلف هستند که عبارتند از : (الف) سپرهای چوبی، (ب) سپرهای بتون پیش‌ساخته و (پ) سپرهای فولادی. سپرهای آلومینیومی نیز برای حالات خاص ساخته می‌شوند. دو نوع سپر چوبی از سپرهای چوبی فقط در مورد سازه‌های موقت سبک که در بالای سطح آب قرار دارند، استفاده می‌شود. دو نوع سپر چوبی وجود دارد، الوارهای چوبی ساده^۲ و الوارهای چوبی مرکب.^۳ الوارهای چوبی دارای ابعاد 50×300 میلی‌متر در مقطع می‌باشند و به صورت لبه‌های مماس برهم در داخل زمین کوییده 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، جزیيات

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 کوپیدن الوارها در زمین، یک قطعه فولادی، در درز بین دو الوار کوپیده می‌شود و درز آنها را می‌بندد.



شکل ۱۰-۲- انواع مختلف سپرهای چوبی و بتونی

سپرهای بتونی پیش‌ساخته بسیار سنگین هستند و به منظور مقابله با نیروهای ایجاد شده در آنها در حین حمل و نقل، کوپیدن، و بهره‌برداری، داخل آنها آرماتور بندی (میلگردگذاری) می‌شود. این سپرها دارای عرض ۵۰۰ 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 عربی‌پستر هستند. نیمرخ سپرهای فولادی ممکن است به صورت Z، عمیق^۱، کم عمیق^۲، تخت^۳ باشند. برای درزیندی 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

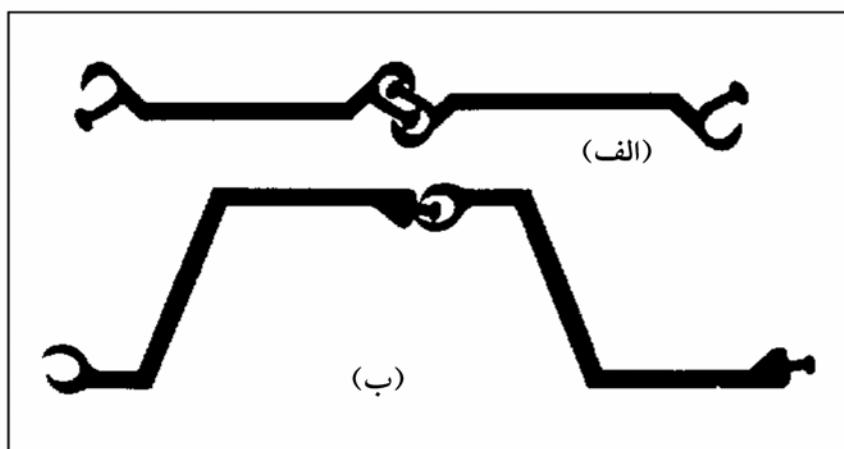
4 - thumb and finger

5 - Ball and Socket

در جدول ۱۰-۱ مشخصات هندسی سپرهای فولادی تولیدشده در آمریکا ارائه شده است. تنש مجاز خمثی برای این سپرهای فولادی به قرار زیر می‌باشد :

تنش مجاز خمثی (نیوتن بر میلی متر مربع) نوع فولاد

ASTM A-328	170($\approx 25,000 \text{lb/in}^2$)
ASTM A-572	170($\approx 25,000 \text{lb/in}^2$)
ASTM A-690	170($\approx 25,000 \text{lb/in}^2$)



شکل ۱۰-۳- اتصال سپرهای فولادی در لبه‌ها.(الف) کام و زبانه انگشتی، (ب) کام و زبانه توپی

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

۱۰-۲- احداث دیوارهای حایل با سپرکوبی

دیوارهای حایل احداث شده با سپرکوبی به دو دسته اصلی، (الف) سپرهای طرهای^۱، (ب) سپرهای مهارشده^۲ تقسیم می‌شوند. سپرهای طرهای در این بخش و بخش‌های بعدی و سپرهای مهارشده در بخش ۱۰-۱۲ مورد بررسی قرار می‌گیرند. احداث دیوارهای حایل با سپرکوبی به دو طریق می‌تواند انجام شود. در روش اول سپرها در سمت آب کوبیده شده و پشت آن خاکریز

1 - Cantilever Sheet Wall

2 - Anchored Sheet 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)، بهتراز 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 ۴-۱۰):

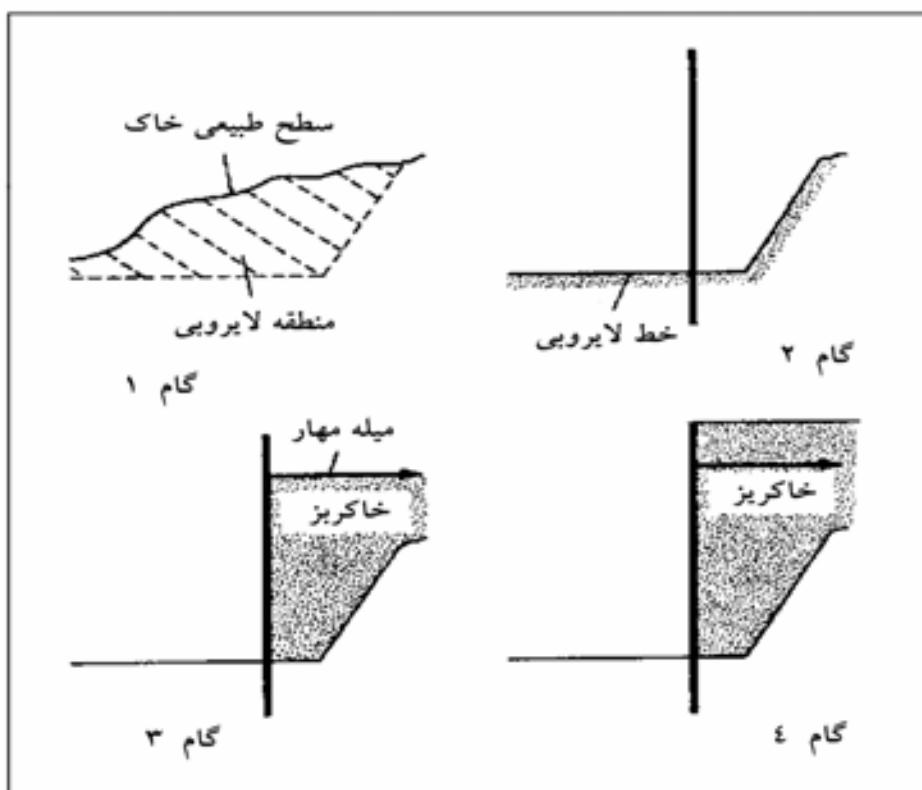
گام ۱ - لایروبی خاک موجود در جلو و پشت دیوار پیشنهادی

گام ۲ - کوبیدن سپرها

گام ۳ - خاکریزی تا تراز مهار دیوار و نصب سیستم مهار

گام ۴ - تکمیل خاکریزی تا بالای دیوار

برای سپرهای طریقی فقط گام‌های ۱، ۲ و ۴ مورد استفاده قرار می‌گیرند.



شکل ۴-۱۰ - مراحل اجرای دیوار خاکریزی شده

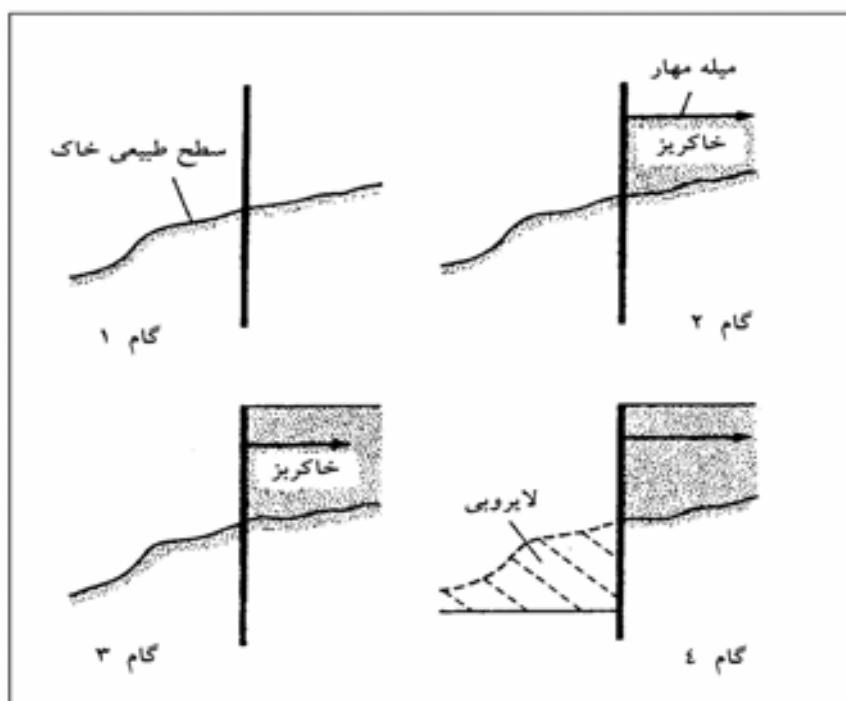
مراحل اجرای دیوارهای لاپرواژی شده به قرار زیر است (شکل ۱۰-۵).

- گام ۱ - کوبیدن سپرها
- گام ۲ - خاکریزی تا تراز مهار و نصب سیستم مهار
- گام ۳ - خاکریزی تا بالای دیوار
- گام ۴ - لاپرواژی جلوی دیوار

برای دیوار طرهای گام ۲ لازم نیست.

سپرهای طرهای

سپرهای طرهای برای ارتفاعات حدود ۶ متر یا کمتر از خط لاپرواژی، قابل توصیه هستند. در این حالت رفتار دیوار به صورت یک تیر طرهای است.

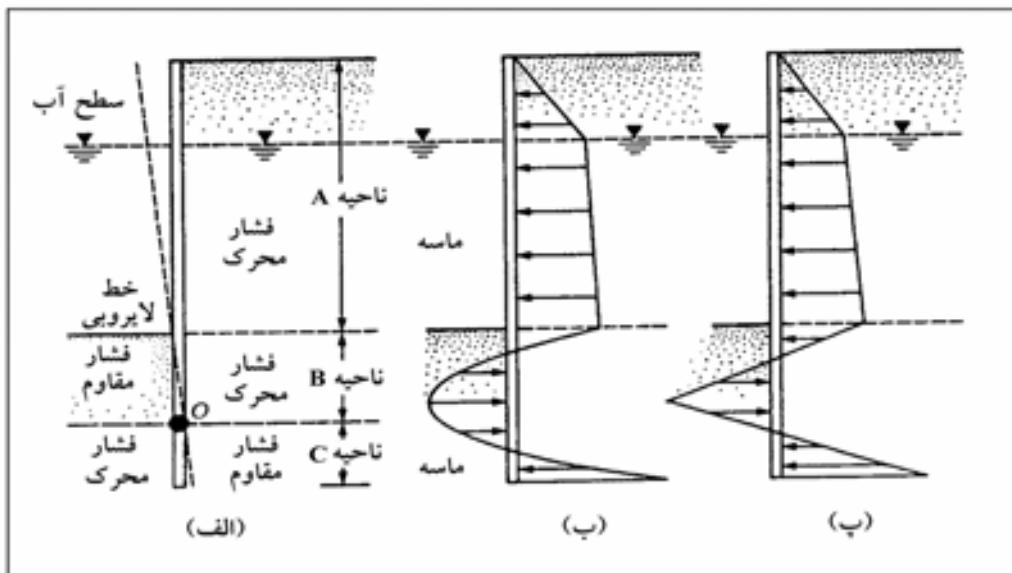


شکل ۱۰-۵-مراحل اجرای دیوار لاپرواژی شده

شکل ۱۰-۶ نشان‌دهنده رفتار و تغییرشکل جانبی سپر کوبیده شده به لایه ماسه‌ای در زیر خط لاپرواژی است. به کمک این شکل می‌توان توزیع فشار جانبی خالص خاک را به روی سپرهای 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 می‌شود. توزیع و فشار خالص واقعی در روی سپر مشابه شکل ۳-۱۰-ب، است، لیکن برای مقاصد طراحی، این توزیع فشار به صورت شکل ۳-۱۰-پ، ساده می‌شود.

در بخش‌های بعدی (۳-۱۰ تا ۳-۱۰) تحلیل ریاضی برای بیان رفتار سپرهای طریق ارائه می‌شود. 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 می‌گذارد، باید دقت کافی به عمل آید.



شکل ۳-۱۰-سپر طریق کوبیده شده در ماسه

۳-۱۰ سپرهای طریق کوبیده شده در خاک‌های ماسه‌ای (خاک‌های دانه‌ای)

برای حصول روابطی برای تعیین عمق نفوذ سپر کوبیده شده به خاک‌های دانه‌ای، شکل ۳-۱۰-الف، در نظر گرفته می‌شود. خاک نگهداری شده توسط سپر در بالای خط لاپروا نیز ماسه‌ای 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 می‌توان طبق رابطه زیر نشان داد:

$$p_1 = \gamma L_1 K_a \quad (3-10)$$

که در آن :

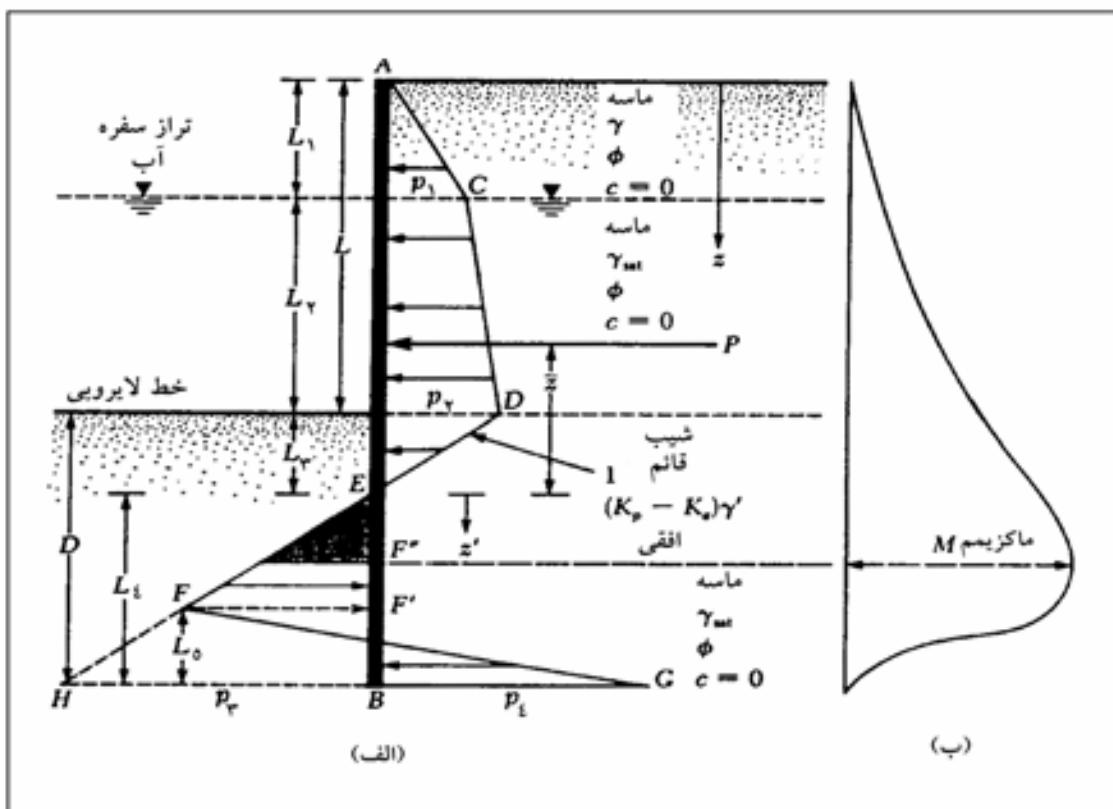
$$\tan^{\gamma} (45 - \phi/2) = K_a$$

γ = وزن مخصوص خاک واقع در بالای سفره آب

به طور مشابه، شدت فشار محرك 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 γ_{sat} می‌باشد.



شکل ۲-۱۰ - 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 می‌نمایند.

به منظور تعیین فشار جانبی خالص در زیر خط لایروبی تا نقطه دوران O (شکل ۶-۱۰ - 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 $K_p = \tan^3(45 + \phi/2)$ ضریب فشار مقاوم رانکین می‌باشد.

با ترکیب روابط ۳-۱۰ و ۴-۱۰، 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 نمود فشار خالص DEF مساوی ۱ قائم به γ' (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 :

$$p_a = \gamma' D K_a \quad (9-10)$$

بنابراین فشار جانبی خالص در ته سپر برابر است با :

$$\begin{aligned} p_4 &= p_p - p_a = (\gamma L_1 + \gamma' L_2) K_p + \gamma' D (K_p - K_a) \\ &= (\gamma L_1 + \gamma' L_2) K_p + \gamma' L_3 (K_p - K_a) + \gamma' L_4 (K_p - K_a) \\ &= p_5 + \gamma' L_4 (K_p - K_a) \end{aligned} \quad (10-10)$$

که در آن :

$$\begin{aligned} p_5 &= (\gamma L_1 + \gamma' L_2) K_p + \gamma' L_3 (K_p - K_a) \\ D &= L_3 + L_4 \end{aligned} \quad (11-10) \quad (12-10)$$

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

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

و

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

برای جمع نیروهای افقی داریم :

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

یا :

$$P - \frac{1}{2} p_3 L_4 + \frac{1}{2} L_5 (p_3 + p_4) = 0 \quad (13-10)$$

که در آن P مساحت زیر نمودار فشار ACDE می‌باشد.

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

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

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

از رابطه ۱۰-۱۳ نتیجه می‌شود:

$$L_5 = \frac{p_3 L_4 - 2P}{p_3 + p_4} \quad (15-10)$$

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

$$L_4^4 + A_1 L_4^3 - A_2 L_4^2 - A_3 L_4 - A_4 = 0 \quad (16-10)$$

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 دانه‌ای کوبیده شده، به شرح زیر می‌باشد:

گام ۱. مقادیر K_a و K_p را محاسبه نمایید.

گام ۲. از رابطه $10-1$ مقدار p_1 از رابطه $10-2$ مقدار p_2 را محاسبه نمایید. توجه شود که مقادیر L_1 و L_2 معلوم است.

گام ۳. از رابطه $10-6$ 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 $10-11$ مقدار p_5 را محاسبه کنید.

گام ۷. از روابط $10-17$ تا $10-20$ ، مقادیر A_1 ، A_2 ، A_3 ، A_4 را محاسبه کنید.

گام ۸. با استفاده از آزمون و خط، 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 ۷-۱۰-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 بهجای اعمال افزایش طول، در ابتدای کار ضربی ایمنی را بر ضربی 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 (c , ϕ) و اهمیت سازه است و حداقل آن بهتر است برای سازه‌های دائم و مهم مساوی ۱/۵ و برای سازه‌های موقتی و با اهمیت کم، کمتر اختیار شود.

در این حالت گام‌های ۱ تا ۱۲ با $K_a = \tan^2(45 - \varphi/2)$ و $K_{p(\text{design})}$ (بهجای 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 خمی حداکثر

نمودار تعییرات لنگر خمی 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:

$$\begin{aligned} P &= \frac{1}{2}(z')^2(K_p - K_a)\gamma' \\ z' &= \sqrt{\frac{2P}{(K_p - K_a)\gamma'}} \end{aligned} \quad (21-10)$$

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

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

با داشتن لنگر خمی حداکثر و انتخاب تنש 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 طرهای 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

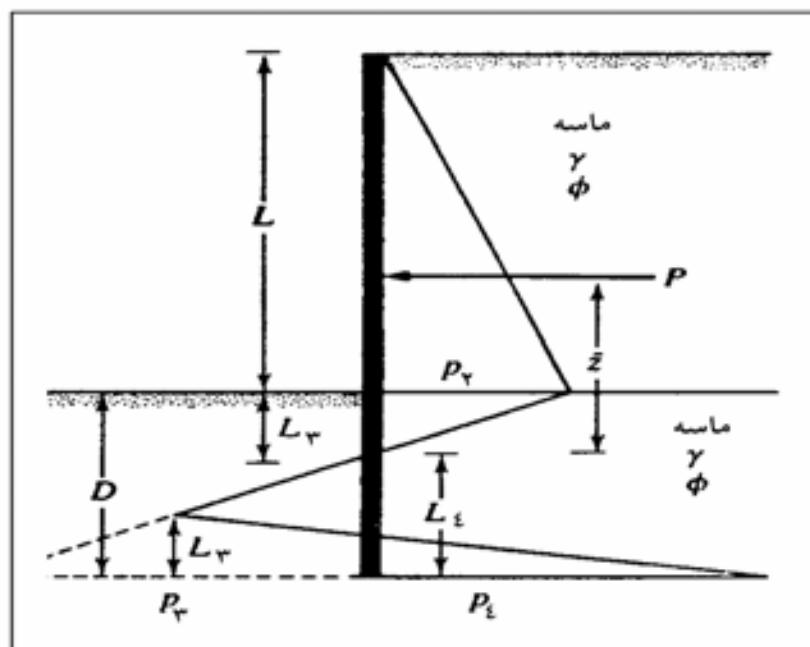
در غیاب سفره آب، نمودار فشار خالص وارد بر سپر طرهای مطابق شکل ۴-۱۰-۸ خواهد بود که حالت اصلاح‌شده‌ای از شکل ۴-۱۰-۷ است. با اعمال $L_1=L$ ، $L_2=0$ و $\gamma'=\gamma$ ، روابط قبلی برای این حالت به صورت زیر درمی‌آیند:

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

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

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

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



شکل ۴-۱۰ - 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 ۱۶-۱۰ به شکل زیر در می‌آید:

$$L_4^4 + A'_1 L_4^3 - A'_2 L_4^2 - A'_3 L_4 - A'_4 = 0 \quad (31-10)$$

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 ۹-۱۰ 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:

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

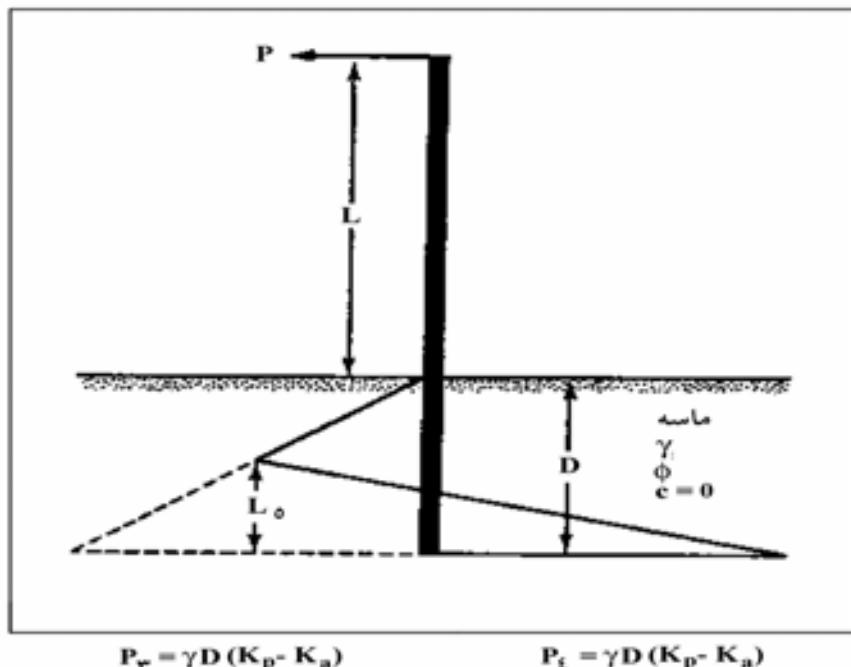
$$L_5 = \frac{\gamma(K_p - K_a)D^2 - 2P}{2D(K_p - K_a)\gamma} \quad (37-10)$$

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

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

۵-۱۰ سپرهای طرهای کوبیده شده در خاکهای رسی

در عمل، موارد متعددی پیش می‌آید که در آن سپرها لازم است بهیک لایه رسی که دارای چسبندگی زهکشی نشده $c = 0$ (مفهوم $\phi = 0$) می‌باشد، کوبیده شود. در این حالت نمودار فشار خالص، مقداری با نمودار نشان داده شده در شکل ۷-۱۰-الف، متفاوت خواهد بود. شکل ۱۰-۱۰ یک سپر طرهای را نشان می‌دهد که بهیک 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 ۱-۱۰ و ۲-۱۰، 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 ۶-۱۰-الف، دیده می‌شود) قرار دارد، فشار محرک p_a که از راست به چپ عمل می‌نماید، برابر است با :

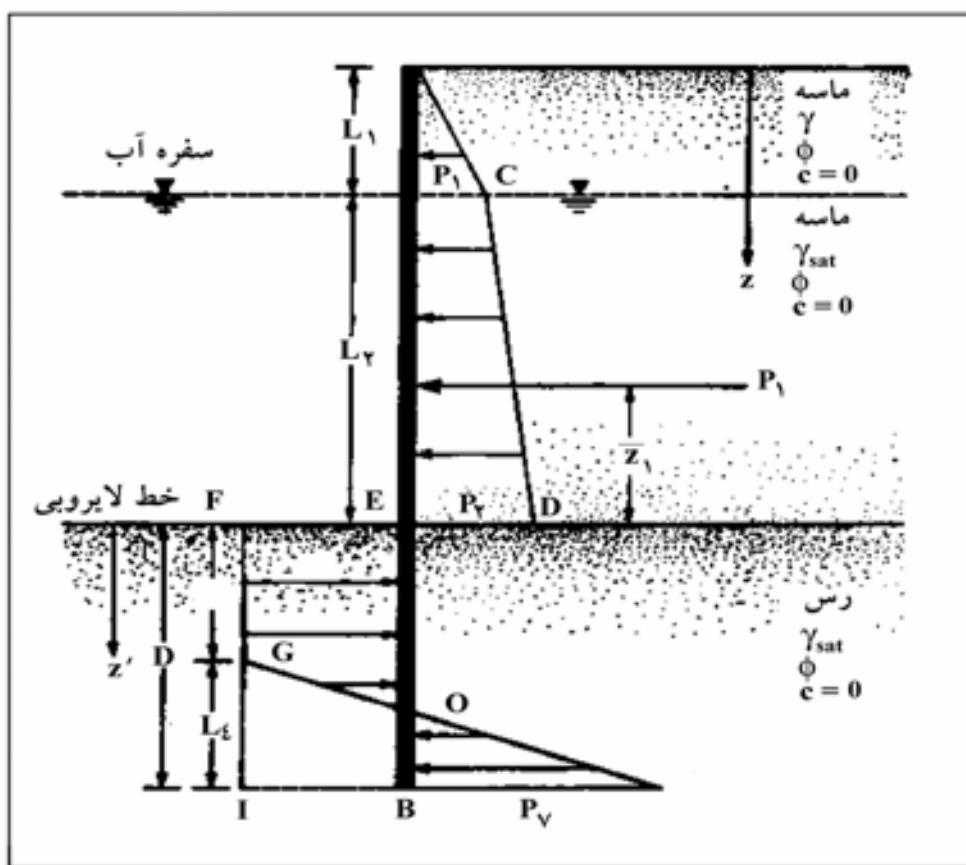
$$p = [\gamma L_1 + \gamma' L_2 + \gamma_{sat} (z - L_1 - L_2)] K_a - 2c \sqrt{K_a} \quad (40-10)$$

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

به طور مشابه، فشار مقاوم p_p که از چپ به راست عمل می‌نماید، برابر است با :

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

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 :

$$\begin{aligned} p_6 &= p_p - p_a = [\gamma_{sat}(z - L_1 - L_2) + 2c] - [\gamma L_1 + \gamma' L_2 + \gamma_{sat}(z - L_1 - L_2)] + 2c \\ &= 4c - (\gamma L_1 + \gamma' L_2) \end{aligned} \quad (42-10)$$

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

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

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

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

بنابراین فشار خالص برابر می‌شود با :

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

تعادل نیروهای افقی یعنی $\sum F_H = 0$ ایجاب می‌کند 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 می‌باشد.

با ساده کردن رابطه فوق به دست می‌آید :

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

با نوشتن معادل تعادل لنگر $\sum M_B = 0$ به دست می‌آید :

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

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

با ترکیب روابط ۴۶-۱۰ و ۴۷-۱۰ به دست می‌آید :

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

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 دانهای

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

گام ۳. محاسبه p_1 و \bar{z}_1

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

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

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

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

گام ۸. تعیین عمق نفوذ اینم

(D اینم) = $1/6$ تا $1/4$ (D تئوریک)

ضریب اینمی به کار رفته تابعی از درجه اهمیت سازه و یا دائمی یا موقت بودن آن است. برای سازه‌های دائمی عدد $1/6$ و برای سازه‌های موقت، مقادیر کمتر توصیه می‌شود.

لنگر خمثی حداکثر

مطابق شکل $10 - 10 - 10$ ، نقطه برش صفر نظیر نقطه حداکثر لنگر خمثی، 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 می‌توان به صورت زیر نوشت :

$P_1 - p_6 z' = 0$ یا :

$$z' = \frac{P_1}{p_6} \quad (49 - 10)$$

حال می‌توان مقدار لنگر خمثی حداکثر را تعیین نمود :

$$M_{\max} = P_1(z' + \bar{z}_1) - \frac{p_6 z'^2}{2} \quad (50 - 10)$$

با داشتن لنگر خمثی حداکثر، اساس مقطع لازم را می‌توان از رابطه $6 - 23$ تعیین نمود.

۶-۱۰ حالات خاص برای سپرهای طرهای 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 :

$$p_2 = \gamma L K_a \quad (51-10)$$

$$p_6 = 4c - \gamma L \quad (52-10)$$

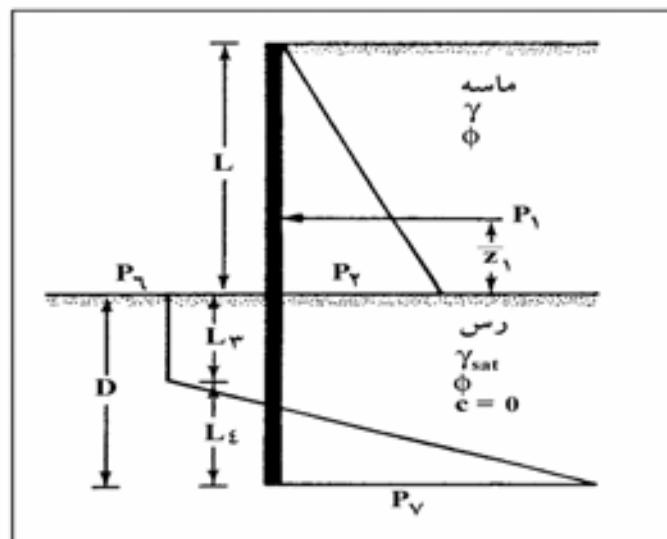
$$p_7 = 4c + \gamma L \quad (53-10)$$

$$P_1 = \frac{1}{2} L p_2 = \frac{1}{2} \gamma L^2 K_a \quad (54-10)$$

$$L_4 = \frac{D(4c - \gamma L) - \frac{1}{2} \gamma L^2 K_a}{4c} \quad (55-10)$$

عمق نفوذ تئوریک D را می‌توان از حل معادله درجه دوم تعیین کرد :

$$D^2(4c - \gamma L) - 2DP_1 - \frac{P_1(P_1 + 12c\bar{z}_1)}{\gamma L + 2c} = 0 \quad (56-10)$$



شکل ۱۰-۱۱- سپر طرهای کوبیده شده در رس در غیاب سفره آب

که در آن :

$$\bar{z}_1 = \frac{L}{3} \quad (57-10)$$

مقدار لنگر خمسی حداقل 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

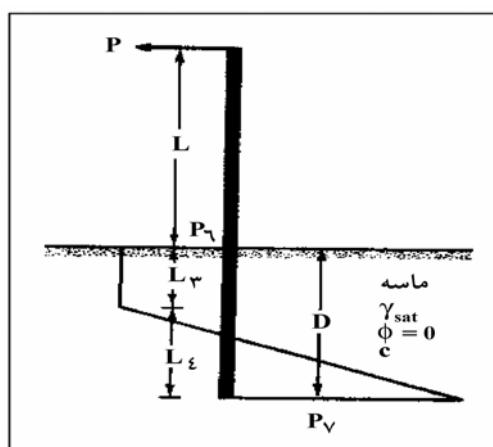
شکل ۱۲-۱۰ یک سپر طرهای را نشان می‌دهد که در لایه رسی کوبیده شده و در بالای آن بار خطی با شدت P بر واحد طول تأثیر می‌نماید. برای این حالت داریم :

$$p_6 = p_7 = 4c \quad (60-10)$$

عمق نفوذ D از رابطه زیر به دست می‌آید :

$$4D^2 c - 2PD - \frac{P(P + 12cL)}{2c} = 0 \quad (61-10)$$

همچنین برای رسم نمودار فشار :

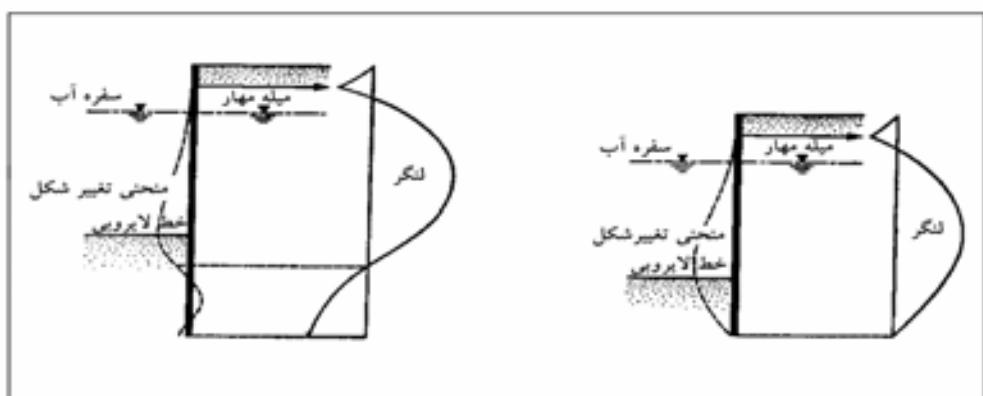


شکل ۱۲-۱۰- سپر طرهای کوبیده شده در خاک رسی با بار خطی در بالای سپر

سپرهای مهارشده

وقتی که ارتفاع سپر (از تراز لایروبی) از حدود ۶ متر تجاوز نماید و یا تغییرمکان بالای آن قابل قبول نباشد، اقتصادی‌تر است که سپر در نزدیکی بالای آن مهار شود. این حالت سپر مهارشده^۱ نامیده می‌شود. مهار سپر، باعث کاهش عمق نفوذ و کاهش لنگر خمی سپر می‌گردد، 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 ۱۳-۱۰ منحنی تغییرشکل و نمودار لنگر خمی برای هریک از دو حالت فوق ارائه شده است.



(الف) پای ساده

شکل ۱۳-۱۰- نمودار تغییرشکل و لنگر خمی 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 سازه‌ای آن معین می‌باشد.

۷-۱۰ سپر مهارشده با پای مفصلی در زمین ماسه‌ای

شکل ۱۴-۱۰ یک سپر مهارشده را نشان می‌دهد که در خاک ماسه‌ای کوبیده شده است. میله مهار در عمق l_1 از بالای سپر، سپر را به یک نقطه مناسب (مثلًاً 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 $z = L_1 K_a$ مقدار $p_1 = \gamma L_1 K_a$ بوده و در

عمق $z = L_1 + L_2$ داریم :

$$p_2 = (\gamma L_1 + \gamma' L_2) K_a$$

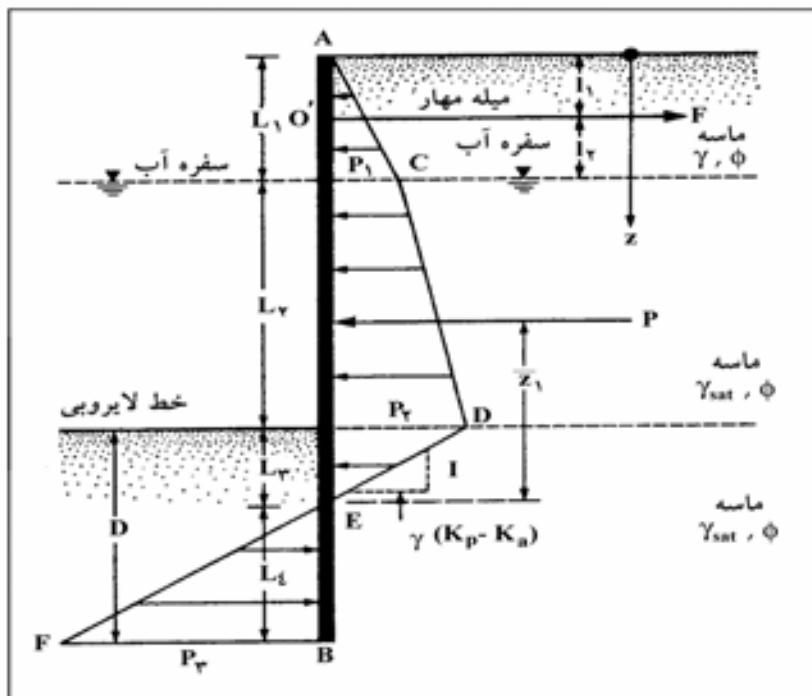
1 - Anchored Sheet Pile

2 - Free Earth Support

3 - Fixed Earth Support

در پایین خط لایروبی در عمق $z=L_1+L_2+L_3$ ، فشار خالص مساوی صفر می‌باشد. مقدار L_3 را می‌توان از رابطه ۱۰-۶ تعیین نمود. داریم :

$$L_3 = \frac{p_2}{\gamma'(K_p - K_a)}$$



شکل ۱۰-۱۴- سپر مهار شده که در لایه ماسه‌ای کوبیده شده است

در عمق $(L_1+L_2+L_3+L_4)$ فشار خالص را می‌توان از رابطه زیر تعیین نمود :

$$p_8 = \gamma'(K_p - K_a)L_4 \quad (65-10)$$

توجه شود که شیب خط DEF مساوی ۱ قائم به $(K_p - K_a)\gamma'$ افقی می‌باشد. برای تعادل سپر، مجموع نیروهای افقی و مجموع لنگرها در حول نقطه O' مساوی صفر قرار داده می‌شود (O' در تراز میله مهار قرار دارد). با جمع زدن نیروها در امتداد افقی (برای واحد طول دیوار) خواهیم داشت :

$ACDE - EBF = 0$ - مساحت سطح EBF - مساحت سطح ACDE

که در آن F کشش میله مهار برای واحد طول دیوار می باشد :

$$P - \frac{1}{2} p_8 L_4 - F = 0 \quad \text{یا :}$$

$$F = P - \frac{1}{2} [\gamma' (K_p - K_a)] L_4^2 \quad (66-10)$$

که در آن P مساحت نمودار فشار ACDE می باشد.

با نوشتن لنگر نیروها در حول نقطه O' به دست می آید :

$$- P[(L_1 + L_2 + L_3) - (\bar{z} + \ell_1)] + \frac{1}{2} [\gamma' (K_p - K_a)] \times L_4^2 \times (\ell_2 + L_2 + L_3 + \frac{2}{3} L_4) = 0 \quad \text{یا :}$$

$$L_4^3 + 1/5 L_4^2 (\ell_2 + L_2 + L_3) - \frac{3P[(L_1 + L_2 + L_3) - (\bar{z} + \ell_1)]}{\gamma' (K_p - K_a)} = 0 \quad (67-10)$$

رابطه فوق را می توان با آزمون و خطا برای محاسبه L₄ حل کرد. با تعیین این مقدار، عمق نفوذ تئوریک به صورت زیر به دست می آید :

$$(تئوریک) D_{theoretical} = L_3 + L_4$$

عمق نفوذ واقعی ۳۰ تا ۴۰ درصد بزرگتر از عمق تئوریک در نظر گرفته می شود :

$$(تئوریک) D_{theoretical} = 1/3 \text{ تا } 1/4 \text{ (واقعی)} \quad (68-10)$$

در روش گام به گام بخش ۱۰-۳ اشاره شد که به جای اعمال ضریب ایمنی در آخر مسئله به عمق نفوذ، می توان در ابتدای کار، ضریب ایمنی را به ضریب فشار مقاوم K_p اعمال کرد.

$$K_p = K_p / FS$$

اگر این کار انجام شود، دیگر لازم نیست ضریب ایمنی دیگری به عمق نفوذ در انتهای کار اعمال گردد. روش اعمال ضریب ایمنی به K_p نتایج محافظه کار آن تری به دست می دهد.

حداکثر لنگر خمی سپر، در حد فاصل $z=L_1+L_2$ تا $z=L_1$ قرار خواهد داشت. عمق z که در آن برش صفر و لنگر خمی 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 خمی را می‌توان به‌آسانی تعیین نمود. روش‌های تعیین ظرفیت باربری مهار در بخش ۱۲-۱۰ مورد بحث قرار می‌گیرد.

۸-۱۰ سپر مهارشده با پای مفصلی در زمین رسی

شکل ۱۵-۱۰ 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) :

$$p_6 = 4c - (\gamma L_1 + \gamma' L_2)$$

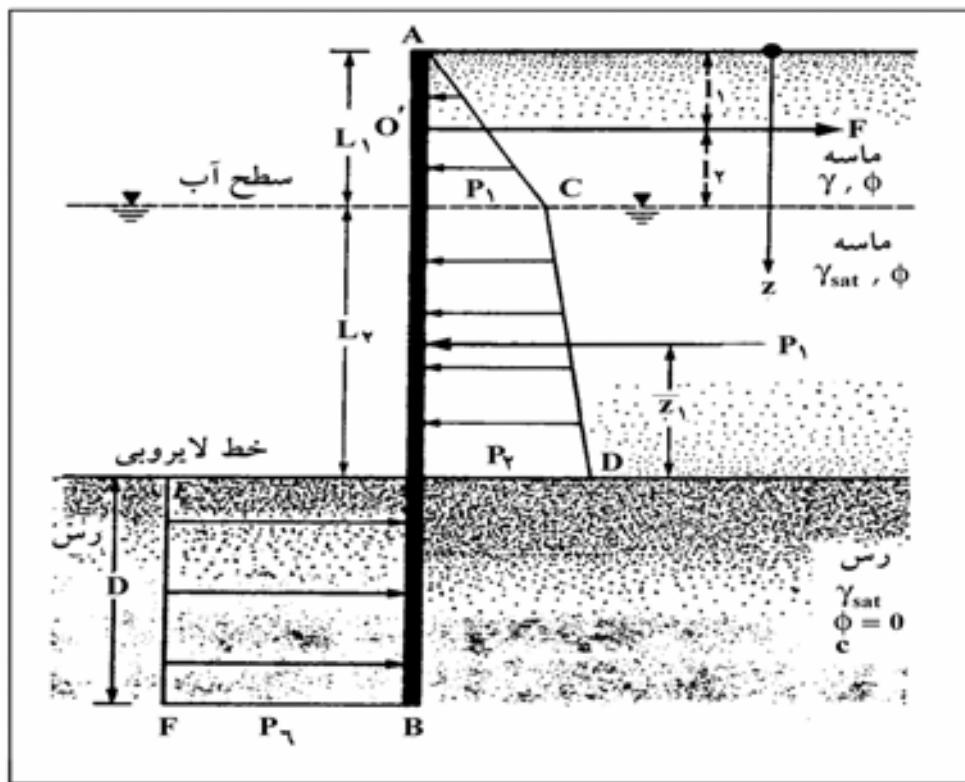
برای تعادل استاتیکی، مجموع نیروها در امتداد افق باید مساوی صفر باشد، داریم :

$$P_1 - p_6 D = F \quad (70-10)$$

که در آن :

P_1 = مساحت سطح ACD در نمودار توزیع فشار

F = نیروی مهار برای واحد طول دیوار



شکل ۱۵-۱۰- سپر مهار شده با پای مفصلی که در لایه رسی کوبیده شده است

با نوشتن لنگر در حول نقطه O' به دست می آید :

$$P_1(L_1 + L_2 - \ell_1 - \bar{z}_1) - p_6 D (\ell_2 + L_2 + \frac{D}{2}) = 0$$

با ساده سازی رابطه فوق، نتیجه می شود :

$$p_6 D^2 + 2p_6 D (L_1 + L_2 - \ell_1) - 2P_1 (L_1 + L_2 - \ell_1 - \bar{z}_1) = 0 \quad (V1-10)$$

با استفاده از رابطه فوق می توان عمق نفوذ تئوریک D را تعیین کرد.

همانند بخش ۷-۱۰، حداکثر لنگر در این حالت در عمقی در حد فاصل $L_1 < z < L_1 + L_2$ رخ می دهد. عمق نقطه برش صفر یا حداکثر لنگر را می توان از رابطه ۱۰-۶۹ تعیین کرد.

۹-۱۰ کاهش لنگر برای سپرهای مهارشده

سپرها انعطاف‌پذیر هستند. به علت این انعطاف‌پذیری، دارای تغییرمکان جانبی می‌باشند. این تغییرمکان جانبی باعث بازتوزیع فشار جانبی می‌شود که نتیجه آن کاهش لنگر خمی حداکثر M_{max} نسبت به نتایج محاسباتی ارائه شده در قسمت‌های قبل می‌باشد. راو^۱ (۱۹۵۷ و ۱۹۵۲) روشنی برای کاهش لنگر حداکثر طرح در سپرهای مهارشده با پای مفصلی ارائه نمود. در این قسمت اصول کاهش لنگر را، مورد بررسی قرار می‌گیرد.

سپرهای کوبیده شده در ماسه

در شکل ۱۶-۱۰ که برای سپرهای کوبیده شده در ماسه معتبر است، از علایم زیر استفاده شده است :

$$H' = \text{ارتفاع کل سپر} (\text{یعنی مجموع } L_1 + L_2 + D_{actual})$$

$$\rho = \text{انعطاف‌پذیری نسبی سپر}$$

$$\rho = 10/91 \times 10^{-7} \left(\frac{H'^4}{EI} \right) \quad (۷۲-۱۰)$$

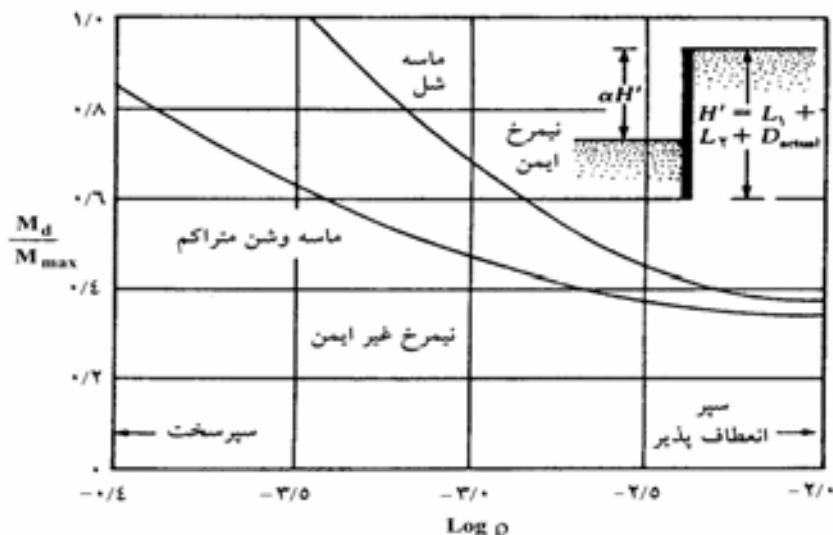
که در آن H' برحسب متر می‌باشد.

E = ضریب الاستیسیته مصالح سپر (نیوتون بر میلی متر مربع)

I = ممان اینرسی واحد طول سپر (m^3/m)

M_d = لنگر طرح

M_{max} = لنگر تئوریک حداکثر



شکل ۱۶-۱۰ - نمودار $\log \rho$ در مقابل M_d/M_{max} برای سپرهای کوبیده شده در ماسه

در سیستم آحاد انگلیسی، رابطه ۱۰-۷۰ شکل زیر را به خود می‌گیرد :

$$\rho = \frac{H'^4}{EI} \quad (73-10)$$

که در آن H' بر حسب فوت، E بر حسب پاند بر اینچ مربع و I بر حسب توان چهارم اینچ برای یک فوت طول دیوار روش استفاده از نمودار کاهش لنگر (شکل ۱۰-۱۷) به شرح زیر می‌باشد :

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 خمی نیمرخ انتخابی در گام ۱ را تعیین نمایید.

گام ۷. نسبت M_d/M_{max} را محاسبه نمایید. لنگر خمی حداکثر تئوریک می‌باشد 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. گام‌های ۱ تا ۸ را برای نیمرخ‌های مختلف تکرار نمایید. نقاطی که در بالای منحنی قرار می‌گیرند (بر حسب مورد، منحنی ماسه شل، و یا منحنی ماسه متراکم و شن)، مربوط به نیمرخ‌های ایمن هستند. نقاطی که در زیر منحنی قرار می‌گیرند، نیمرخ‌های غیرایمن می‌باشند. از میان نیمرخ‌هایی که نقاط مربوطه آن در بالای منحنی قرار دارد، می‌توان 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، عالیم به کار رفته در شکل ۱۰-۱۷ به قرار زیر می‌باشند :

۱ - عدد پایداری

$$S_n = 1/25 \frac{c}{(\gamma L_1 + \gamma' L_2)} \quad (74-10)$$

که در آن c چسبندگی زهکشی نشده می‌باشد (شرط $\phi = 0$).

برای تعریف γ ، L_1 ، L_2 و γ' به شکل ۱۰-۱۵ مراجعه شود.

۲ - ضریب آلفا

$$\alpha = \frac{L_1 + L_2}{L_1 + L_2 + D_{actual}} \quad (75-10)$$

۳ - عدد انعطاف‌پذیری ρ (به روابط ۱۰ - ۷۲ و ۱۰ - ۷۳ مراجعه شود).

۴ - لنگرهای طرح و حداکثر

لنگر طرح $M_d =$

لنگر تئوریک حداکثر $M_{max} =$

روش کاهش لنگر با استفاده از شکل ۱۰-۱۷ به قرار زیر می‌باشد :

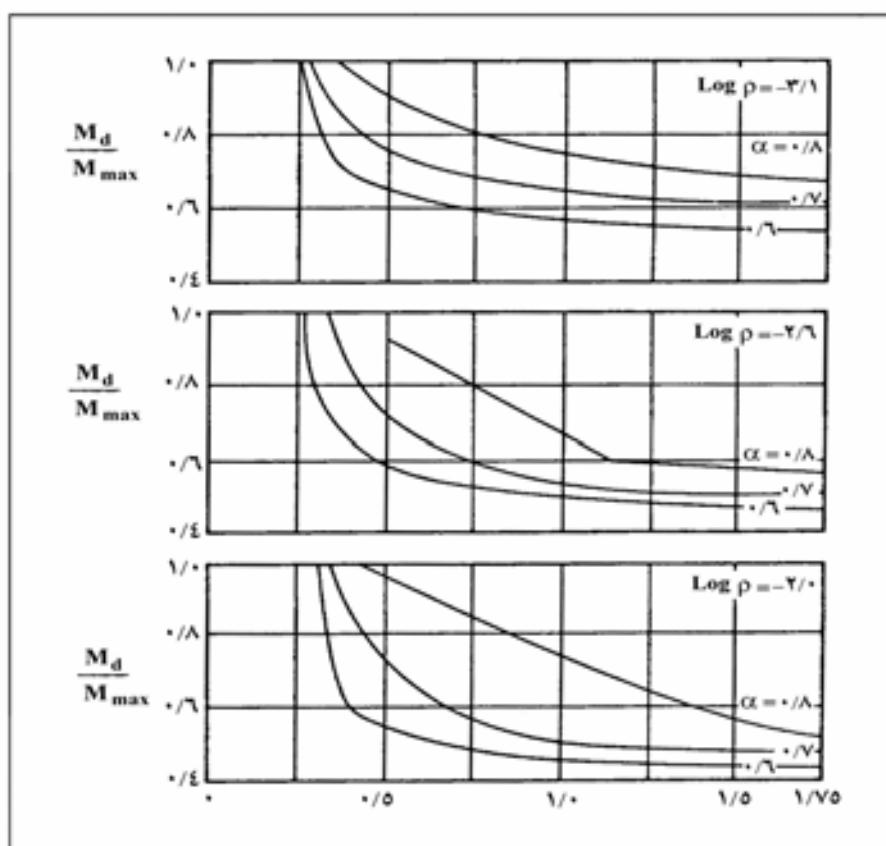
گام ۱. تعیین H'

گام ۲. تعیین $\alpha = (L_1 + L_2) / H'$

گام ۳. تعیین S_n (رابطه ۱۰ - ۷۴)

گام ۴. برای یک مقدار مشخص α ، S_n (گام‌های 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. گام‌های ۱ تا ۹ ارائه شده برای سپرهای کوبیده شده در ماسه را دنبال نمایید.



شکل ۱۰-۱۷ - نمودار عدد پایداری برای سپرهای کوبیده شده در رس (راو ۱۹۷۵)

۱۰-۱۰ روش نمودار فشار محاسباتی برای سپرها کوبیده شده در خاک ماسه‌ای

روش نمودار فشار محاسباتی (روش CPD^۱) برای سپرها 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). در این روش نمودار فشار خالص نشان داده شده در شکل ۱۴-۱۰ با یک نمودار فشار مستطیلی مطابق شکل ۱۸-۱۰ 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 :

$$\bar{p}_a = CK_a \gamma_{av} L \quad (76-10)$$

$$\bar{p}_p = RCK_a \gamma_{av} L = R\bar{p}_a \quad (77-10)$$

$$(L = L_1 + L_2)$$

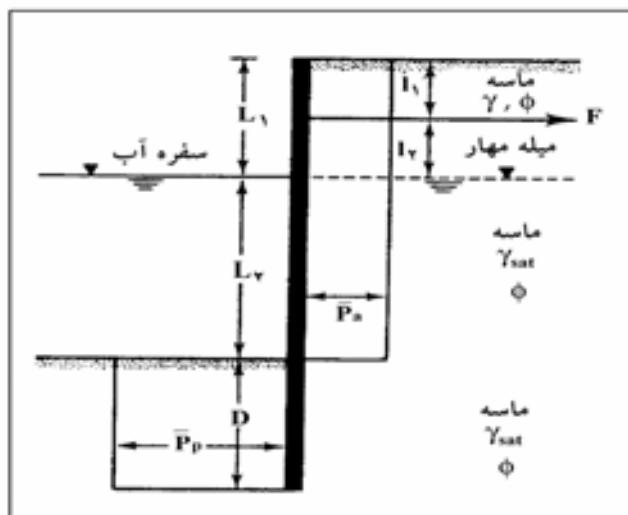
که در آن :

$= \gamma_{av}$ وزن مخصوص مؤثر متوسط ماسه که برابر است با :

$$\approx \frac{\gamma L_1 + \gamma' L_2}{L_1 + L_2} \quad (78-10)$$

ضریب = C

$$R = \text{ضریب} = \frac{L(L - 2\ell_1)}{D(2L + D - 2\ell_1)} \quad (79-10)$$



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 ۷۷-۶)

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 مهاری برای واحد طول دیوار و حداکثر لنگر M_{max} را می‌توان از روابط زیر تعیین نمود :

عمق نفوذ

$$D^2 + 2DL \left[1 - \left(\frac{\ell_1}{L} \right) \right] - \left(\frac{L^2}{R} \right) \left[1 - 2 \left(\frac{\ell_1}{L} \right) \right] = 0 \quad (80-10)$$

نیروی مهاری

$$F = \bar{p}_a (L - RD) \quad (81-10)$$

حداکثر لنگر

$$M_{max} = 0/5 \bar{p}_a L^2 \left[\left(1 - \frac{R}{D} \right)^2 - \left(\frac{2\ell_1}{L} \right) \left(1 - \frac{RD}{L} \right) \right] \quad (82-10)$$

لازم به تذکر است که :

۱- مقدار D به دست آمده از رابطه ۸۰-۱۰ در حدود ۱/۲۵ تا ۱/۵ برابر مقدار D تئوریک به دست آمده در روش پای مفصلی می‌باشد که در بخش ۷-۱۰ مورد بحث قرار گرفت. در نتیجه D به دست آمده از رابطه ۸۰-۱۰ عمق ایمن می‌باشد و نیازی به اعمال ضریب ایمنی نیست.

$$D \approx D \text{ (واقعی)}$$



رابطه ۱۰ - ۶۸ رابطه ۱۰ - ۸۰

۲- مقدار F به دست آمده از رابطه $-10-8$ در حدود $1/6$ تا $1/2$ برابر مقدار به دست آمده از رابطه $-10-66$ است. بنابراین اعمال ضریب اینمی اضافی لزومی ندارد.

۳- مقدار M_{max} به دست آمده از اعمال رابطه $-10-81$ در حدود $0/0$ تا $0/75$ مقدار M_{max} به دست آمده از روش معمول پای مفصلی است. بنابراین بدون استفاده از روش کاهش راو، این مقدار می‌تواند 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 می‌شود که پای ستون در مقابل دوران گیردار است. (شکل $-10-19$ -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 می‌شود. برای محاسبه L_4 ، معمولاً یک حل ساده که روش تیر معادل^۱ نامیده می‌شود، مورد استفاده قرار می‌گیرد. برای درک روش تیر معادل، نقطه I که نقطه عطف منحنی تغییرشکل سپر است، مورد توجه قرار می‌گیرد. در این نقطه، می‌توان فرض کرد که سپر لولاشده و لنگر خمشی مساوی صفر است (شکل $-10-19$ -ب). فاصله قائم بین نقطه I و خط لاپوبی مساوی h در نظر گرفته می‌شود. بلوم (۱۹۳۱) یک راه حل ریاضی برای تعیین h و L_1+L_2 ارائه داد. در شکل $-10-19$ -ت، تغییرات $(L_1+L_2)/h$ در مقابل زاویه اصطکاک ϕ رسم شده است.

حال با دانستن ϕ و L_1+L_2 ، مقدار h را می‌توان به دست آورد. قسمتی از سپر که در بالای نقطه I قرار داشته (شکل $-10-19$ -پ) و تحت فشار جانبی خالص می‌باشد، با نیروی مهاری F و برش "P" متعادل می‌شود. نیروی برشی "P" را می‌توان با لنگرگیری حول نقطه O' (نقطه مهار سپر) تعیین نمود. بعد از تعیین "P"، طول L_4 را می‌توان با لنگرگیری حول نقطه H به دست آورد (به قسمت پایین نمودار $-10-19$ -پ، مراجعه شود). عمق نفوذ D چیزی در حدود $(L_3+L_4)/4$ تا $1/2$ در نظر گرفته می‌شود.

روش گام به گام برای تعیین D

برمبانای مطالب فوق الذکر، روش گام به گام تعیین عمق نفوذ در سپر مهار شده با پای گیردار در زمین ماسه‌ای به شرح زیر می‌باشد :

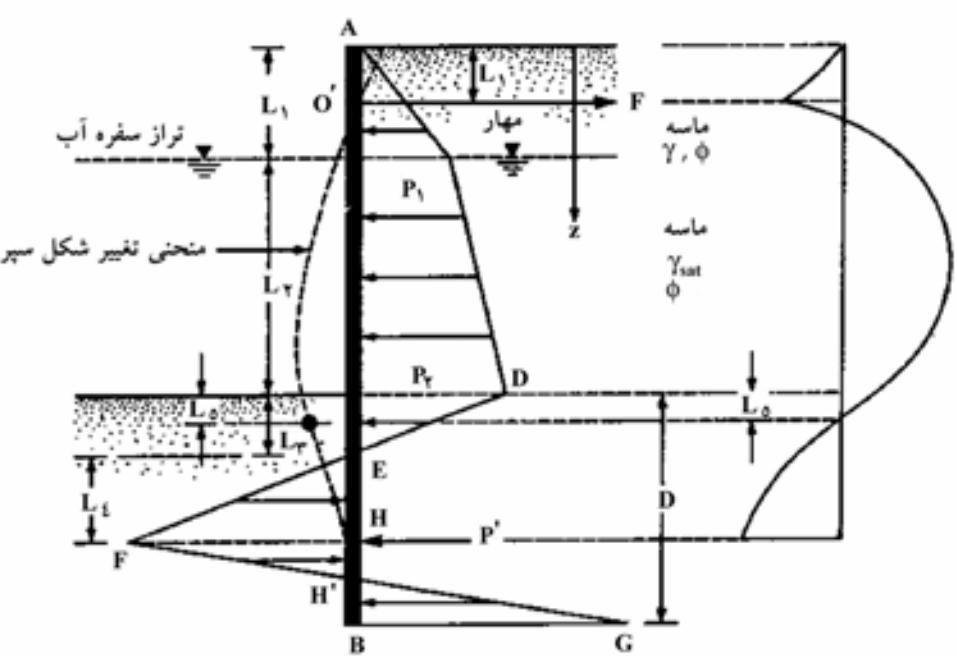
گام ۱. مقادیر K_a و K_p را تعیین نمایید.

گام ۲. با استفاده از روابط $-10-1$ و $-10-2$ مقادیر p_1 و p_2 را محاسبه نمایید.

گام ۳. با استفاده از رابطه $-10-6$ مقدار L_3 را محاسبه نمایید.

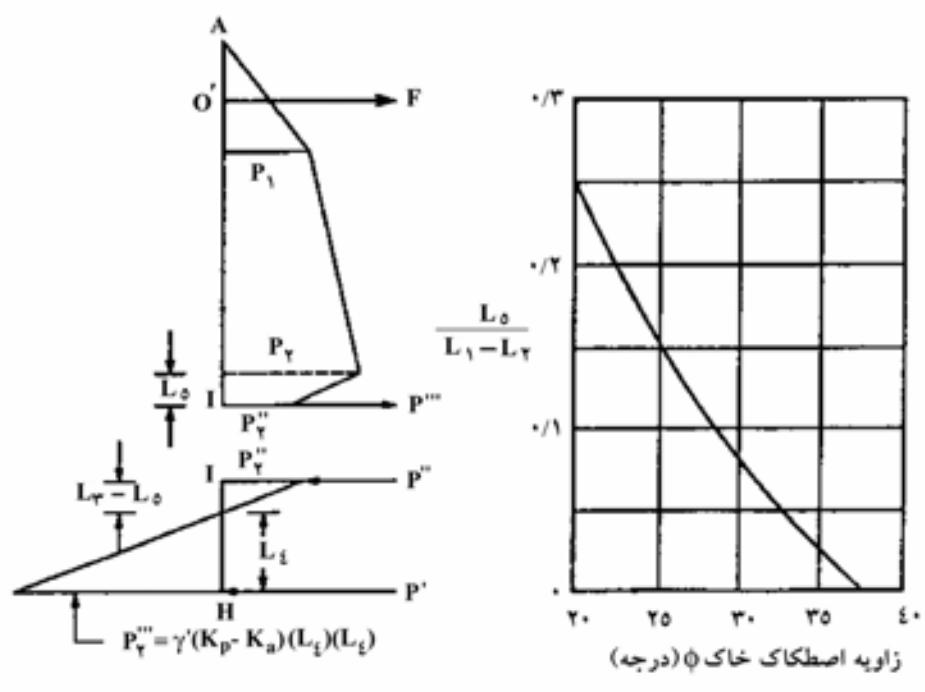
گام ۴. مقدار h را از شکل $-10-19$ -ت، محاسبه نمایید.

گام ۵. مقدار p_2 را محاسبه نمایید (شکل $-10-19$ -پ)



(الف) نمودار فشار

(ب) نمودار لغز

(ب) تعیین L_2

(ت)

شکل ۱۹-۱۰- روش پای گیردار برای سپر کوبیده شده در ماسه

$$p_2'' = \frac{p_2(L_3 - L_5)}{L_3} \quad (83 - 10)$$

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'' مساوی $(K_p - K_a)(L_4)'$ می‌باشد.

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 $(L_3 + L_4)D = 1/4$ 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 می‌شود، لیکن در مقابل، لنگر خمی خداکثرا و تغییرشکل آن کمتر می‌شود.

۱۰-۱۲ مهاریها

در بخش‌های ۱۰-۱۱ تا ۱۰-۱۷، تحلیل سپرهای مهارشده ارائه گردید. در این بخش‌ها روش محاسبه نیروی مهاری لازم برای واحد طول دیوار نیز مورد بحث قرار گرفت. در این قسمت، جزئیات بیشتری در مورد انواع مختلف مهار و روش محاسبه ظرفیت باربری نهایی آنها ارائه می‌شود.

انواع مختلف مهاریهایی که در سپرهای مهارشده مورد استفاده قرار می‌گیرند، به شرح زیر می‌باشند:

۱- تیرها و صفحات مهاری^۱

۲- میله‌مهاریها با انتهای تزریق شده^۲ (میله مهار کورشده)

۳- شمع‌های مهاری قائم^۳

۴- تیرهای مهاری با شمع‌های مایل^۴

برای صفحات یا تیرهای مهاری معمولاً از قطعات پیش‌ساخته بتنی استفاده می‌شود (شکل ۱۰-۲۰-الف). مهاریها توسط میله‌مهار^۵ به سپر وصل می‌شوند. برای اتصال میله‌مهاریها به سپر، یک پشت‌بند افقی^۶ در جلو و یا پشت سپر قرار داده می‌شود تا تکیه‌گاه مناسب و صلبی برای سپر تأمین گردد. برای محافظت میله‌مهار در مقابل خوردگی، معمولاً روی آن توسط رنگ یا اپوکسی اندود می‌شود.

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 ۲۰-۱۰-ب)، ابتدا یک سوراخ در زمین حفر شده و در داخل آن میله یا کابل مهاری قرار داده شده و انتهای آن تزریق می شود (کابل ها از نوع فولاد پر مقاومت که در کارهای پیش تبیه از آنها استفاده می شود، می باشند).

در اشکال ۱۰-۲۰-پ و ۱۰-۲۰-ت، استفاده از شمع های قائم و شمع های مایل برای مهار سپر نشان داده شده است.

نصب مهاریها

نیروی مقاوم صفحات یا تیرهای مهاری، ناشی از فشار مقاوم خاک موجود در جلوی آنها می باشد. برای تعیین بهترین محل برای یک صفحه مهاری (برای حداکثر کارایی)، شکل ۲۰-۱۰-الف، که در آن AB سپر موردنظر برای مهاری می باشد، در نظر گرفته می شود. اگر صفحه مهاری در داخل گوه ABC (ناحیه محرک رانکین) قرار گیرد، هیچ گونه مقاومتی در مقابل خرابی دیوار نخواهد داشت. به عنوان روش دیگر، می توان مهار را در ناحیه CFEH قرار دارد. توجه شود که خط DFG ، خط لغزش برای فشار مقاوم رانکین در مقابل صفحه یا تیر مهاری است. اگر قسمتی از گوشه مقاوم در داخل گوشه محرک ABC قرار گیرد، فشار مقاوم کامل در هنگام خرابی دیوار، در جلوی صفحه مهار به وجود نمی آید. 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 به وجود می آید.

اشکال ۱۰-۲۰-ب، ۱۰-۲۰-پ، و ۱۰-۲۰-ت، نیز نشان دهنده محل قرارگیری صحیح میله مهار با انتهای تزریق شده (کورشده)، شمع مهاری قائم و تیر مهاری با شمع های مایل می باشند.

محاسبه مقاومت نهايی صفحات و تیرهای مهاری

تنگ^۱(۱۹۶۲)، رابطه زیر را برای تعیین مقاومت نهايی مهاری صفحات یا تیرهای مهاری در خاک های دانه ای که در نزدیکی سطح زمین قرار دارند (۲۱-۱۰ در شکل ۲۱-۱/۵ ≤ H/h تا ۲۱)، ارائه داد.

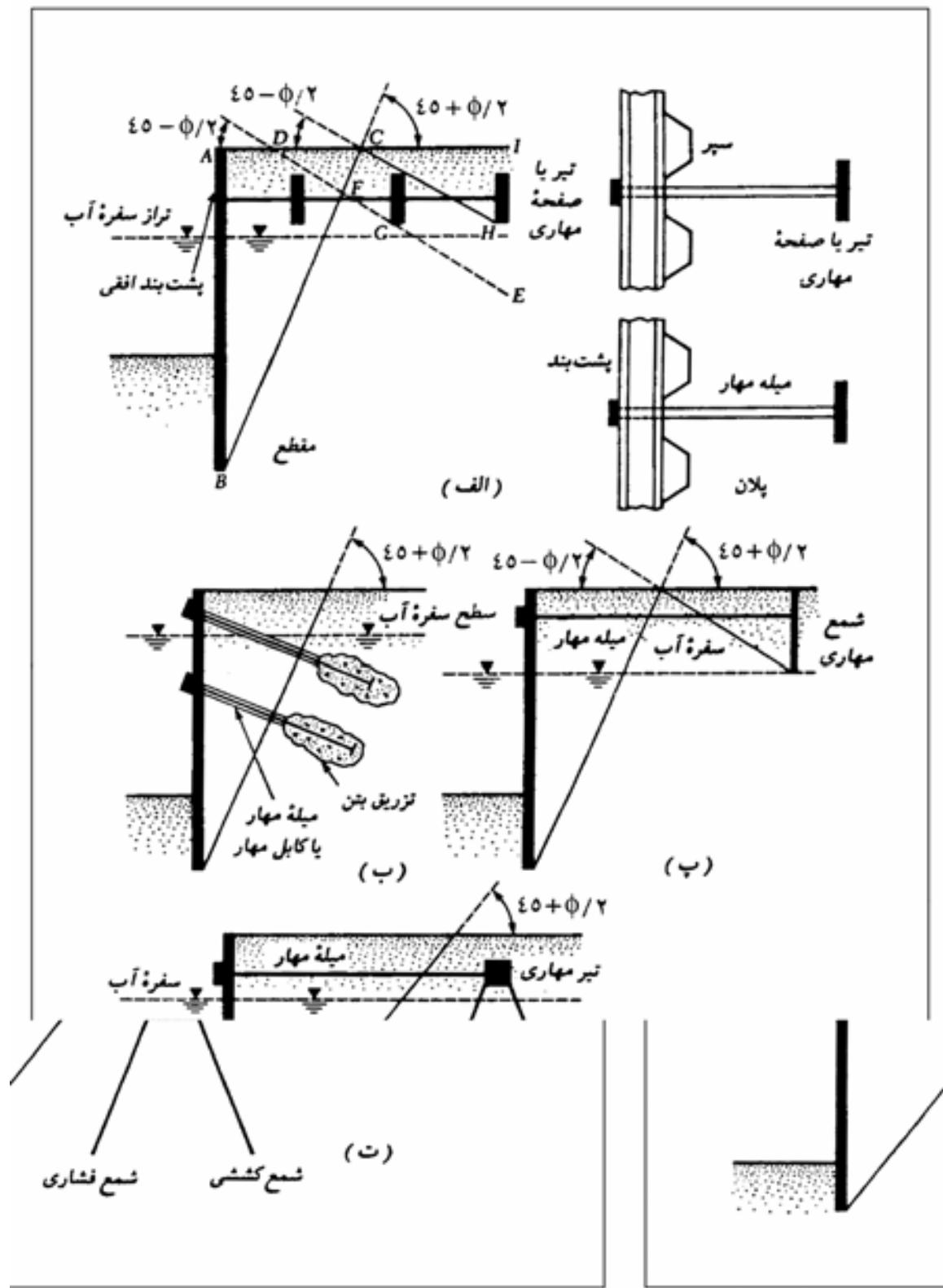
$$P_u = B(P_p - P_a) \quad (B/h \approx \infty \text{ - یعنی پیوسته}) \quad (۸۴-۱۰)$$

که در آن :

$$P_u = \text{ظرفیت مقاومت نهايی مهار}$$

$$B = \text{طول مهار در امتداد عمود بر مقطع نشان داده شده در شکل (در امتداد طول دیوار)}$$

$$P_p = \text{نیروی محرک و مقاوم رانکین برای واحد طول مهار} \quad P_a$$



شکل ۱۰-۲۰- انواع مختلف مهار سپرها. (الف) تیر یا صفحه مهاری، (ب) مهار با انتهای تزریق شده، (پ) شمع مهاری قائم، (ت) تیر مهاری با شمع های مایل.

توجه شود که مطابق شکل ۱۰ - ۲۱، P_p در جلوی صفحه مهار عمل می‌نماید، همچنین داریم:

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma h^2 \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (85-10)$$

و

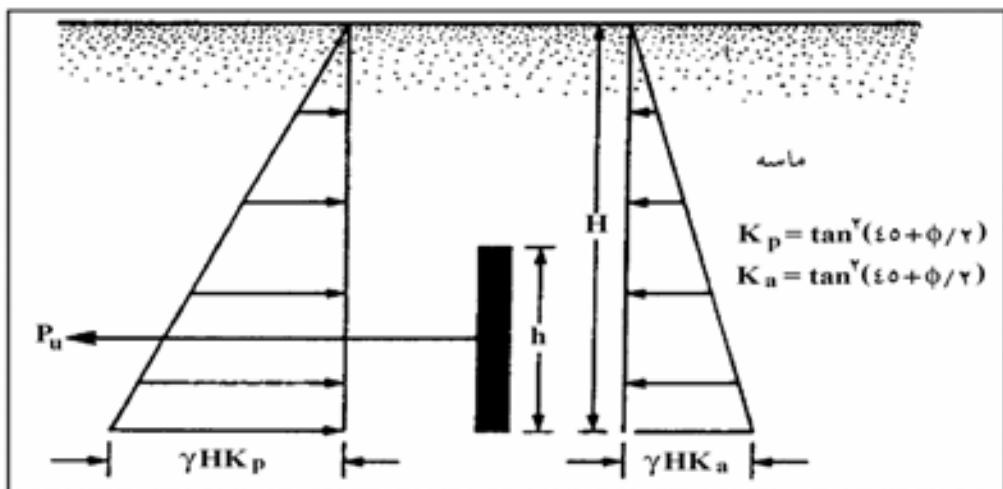
$$P_a = \frac{1}{2} \gamma h^2 \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad (86-10)$$

رابطه ۸۴-۱۰ برای شرایط کرنش صفحه‌ای معتبر است. برای تمام حالات عملی $5 < B/h < 5$ 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 مهاری ارائه کرد:

$$P_u = B(P_p - P_a) + \frac{1}{3} K_o \gamma \left(\sqrt{K_p} + \sqrt{K_a} \right) h^3 \tan \phi \quad \frac{H}{h} \leq 1/5 \text{ برای} \quad (87-10)$$

در رابطه فوق K ضریب فشار خاک در حالت سکون می‌باشد که مقدار تقریبی آن حدود $4/4$ 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 به قرار زیر می‌باشند:

گام ۱ - حالت پایه: طول مدفعون 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 ۲۲-۱۰). این وضعیت، حالت پایه نامیده می‌شود.



شکل ۱۰-۲۱-۲۱-۱۰ - ظرفیت مقاوم نهایی صفحات یا تیرهای مهاری در ماسه. (روابط ۸۴-۱۰ و ۸۷-۱۰)

در شکل ۲۲-۱۰ از علایم زیر استفاده شده است :

P_p =نیروی مقاوم برای واحد طول مهار

P_a =نیروی محرك برای واحد طول مهار

ϕ =زاویه اصطکاک خاک

δ =زاویه اصطکاک بین صفحه مهاری و خاک

P'_u = مقاومت نهایی برای واحد طول مهار

W = وزن واحد طول صفحه مهاری

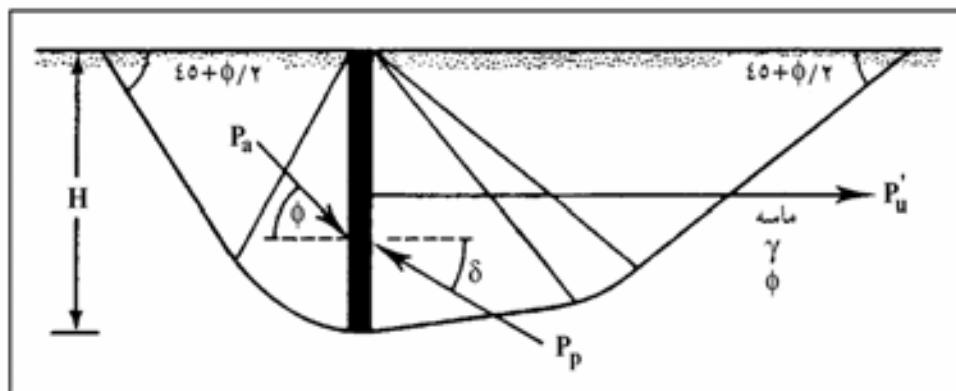
مقدار P'_u را می‌توان به صورت زیر تعریف کرد :

$$\begin{aligned} P'_u &= \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p \cos \delta - P_a \cos \phi = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p \cos \delta - \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p \cos \phi \\ &= \frac{1}{2} \gamma H^2 (K_p \cos \delta - K_a \cos \phi) \end{aligned} \quad (۸۸-۱۰)$$

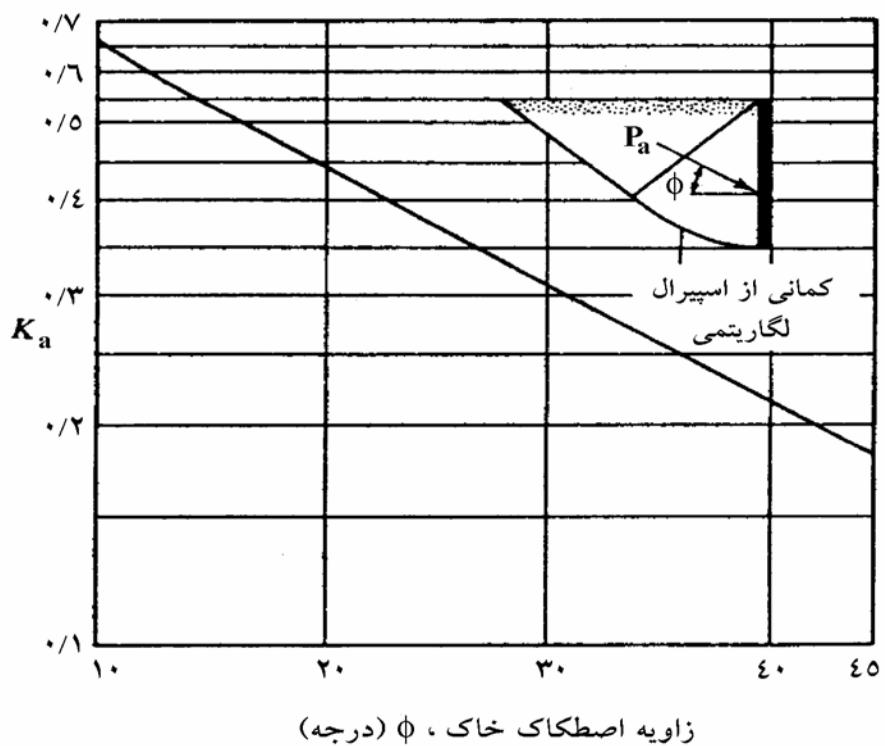
که در آن :

δ = ضریب فشار فعال با ϕ (به شکل ۲۳-۱۰ - الف، مراجعه شود).

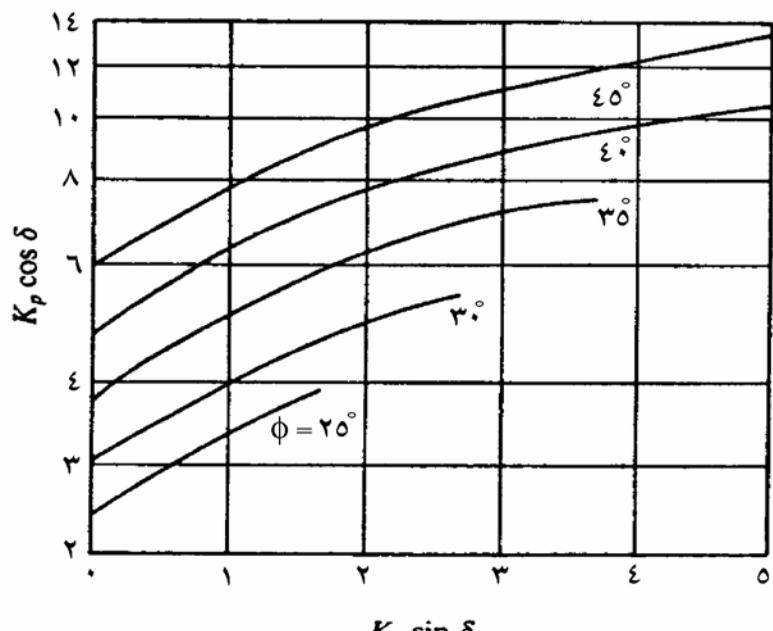
K_p = ضریب فشار مقاوم



شکل ۲۲-۱۰ - حالت پایه - صفحه مهار قائم در خاک دانه‌ای



(الف)



(ب)

شکل ۱۰-۲۳-۱۰-(الف) تغییرات K_p (برای $\delta = \phi$)، (ب) تغییرات $K_a \cos \delta$ یا $K_p \sin \delta$ بر پایه تحلیل اوسن، و استرومون

برای محاسبه δ , ابتدا $K_p \cos \delta$ را از رابطه زیر محاسبه نمایید :

$$K_p \sin \delta = \frac{W + P_a \sin \phi}{\frac{1}{2} \gamma H^2} = \frac{W + \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a \sin \phi}{\frac{1}{2} \gamma H^2} \quad (89-10)$$

با استفاده از δ بدست آمده از رابطه ۸۹-۱۰، مقدار δ را می‌توان از نمودار ارائه شده در شکل ۲۳-۱۰-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 بدست می‌آید :

$$P'_{us} = \left[\frac{C_{ov} + 1}{C_{ov} + \left(\frac{H}{h} \right)} \right] P'_u \quad (90-10)$$

رابطه ۱۰-۲۴

که در آن :

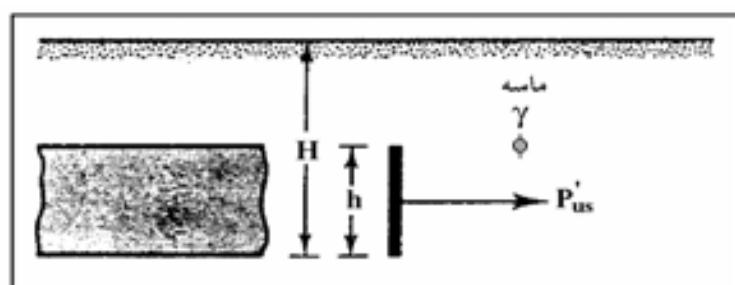
$$\text{مقاومت نهایی برای حالت نواری} = P'_{us}$$

$$= \text{ضریبی مساوی} 19 \text{ برای مasse متراتکم} \text{ و} 14 \text{ برای مasse شل} = C_{ov}$$

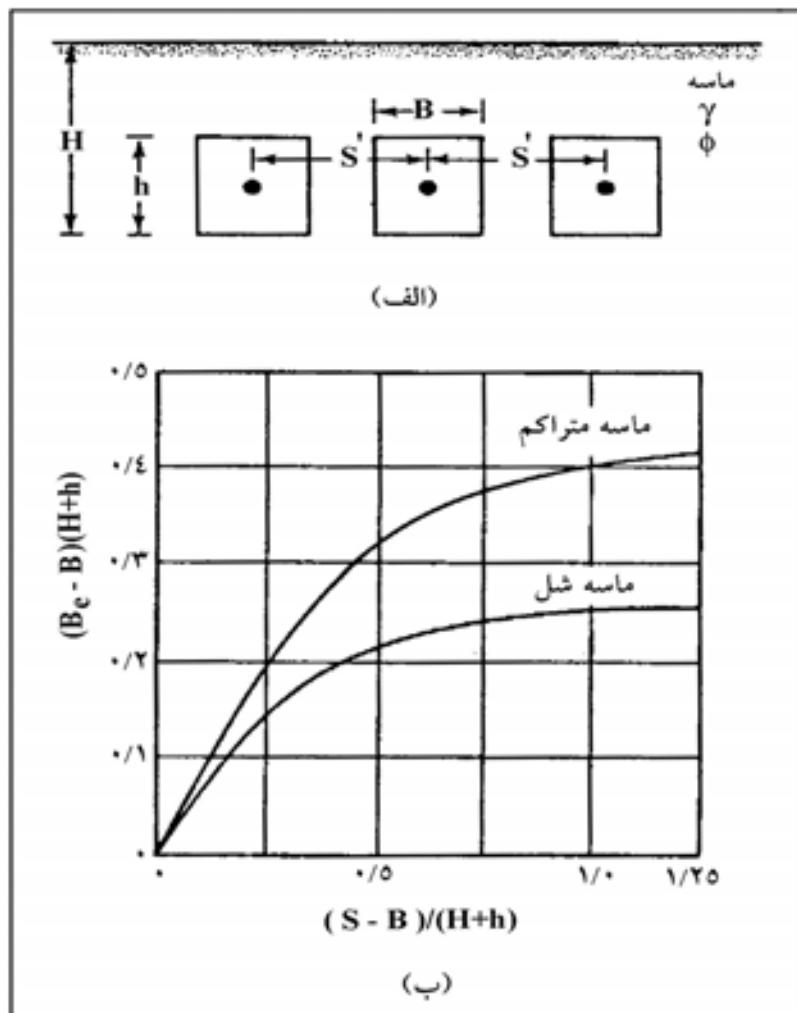
گام ۳ - حالت واقعی : در عمل صفحات مهاری مطابق شکل ۱۰-۲۵ - الف، به صورت صفحات جدا از هم در یک ردیف به فواصل 'S' قرار داده می‌شوند. برای این حالت که به حالت واقعی موسوم است، مقاومت نهایی هر مهار، P_u ، از رابطه زیر بدست می‌آید :

$$P_u = P'_{us} B_e \quad (91-10)$$

که در آن B_e طول معادل می‌باشد.



شکل ۱۰-۲۴ - حالت نواری برای مهار صفحه‌ای 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 استرومون

طول معادل تابعی از S' ، B ، و h می‌باشد. شکل ۱۰-۲۵- ب، نمودار $(B_e - B)/(H+h)$ را در مقابل $(S' - B)/(H+h)$ برای حالت مasse شل و مترالکم نشان می‌دهد. برای مقادیر معلوم S' ، B ، و h ، می‌توان مقدار B_e را برای استفاده در رابطه ۹۱-۱۰ محاسبه نمود.

مطالعات انجام شده در مورد رابطه بار - تغییر مکان مهاریها نسبتاً محدود می‌باشد. شکل ۱۰-۲۶ نشان‌دهنده تغییر مکان بدون بعد مهاریها در بار نهایی برای مقادیر مختلف B/h و H/h می‌باشد 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^۱ (۱۹۷۵) به کمک آزمایش روابط مشابهی برای مهاریها در ماسه شل به دست آوردند. بر پایه نتایج تجربی، دس، و سیلی (۱۹۷۵)، رابطه بار تغییرمکان زیر را برای مهاریها ارائه دادند:

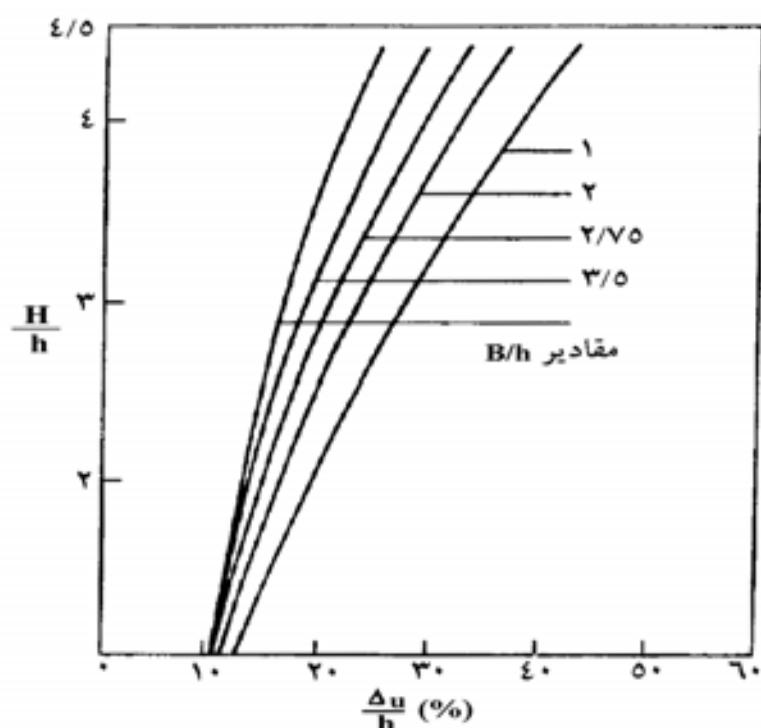
$$\bar{P} = \frac{\bar{\Delta}}{0/15 + 0/85 \bar{\Delta}} \quad (92-10)$$

که در آن:

$$\bar{P} = \frac{\text{بار مهار در تغییرمکان افقی } \Delta}{\text{بار نهایی در تغییرمکان افقی } \Delta_u} \quad (93-10)$$

$$\bar{\Delta} = \frac{\Delta}{\Delta_u} \quad (94-10)$$

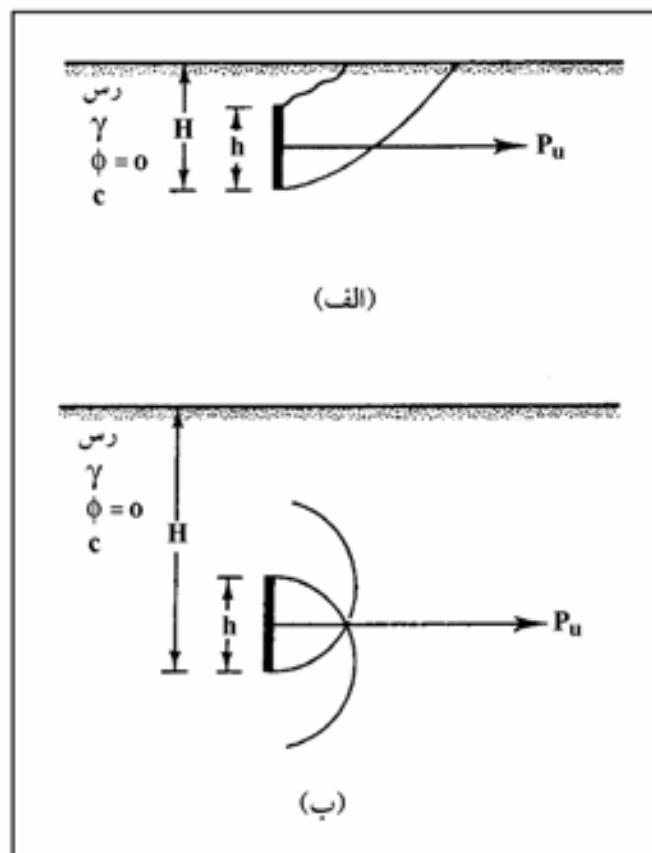
رابطه ۹۲-۱۰ برای مقادیر B/h بین ۱ تا ۵ و H/h بین ۱ تا ۵ معتبر می‌باشد.



شکل ۱۰-۲۶- تغییرمکان افقی صفحات یا تیرهای مهاری در بار نهایی
(نیلی، استوارت، و گراهام - ۱۹۷۳)

مقاومت نهایی صفحات و تیرهای مهاری در رس (شرايط $\phi = 0$) آزمایش‌های نسبتاً کمی در روی تخمین مقاومت نهایی صفحات و تیرهای مهاری در خاک‌های رسی (شرايط $\phi = 0$) انجام شده است.

مکنزی (۱۹۵۵) و چبوتاریف (۱۹۷۳) با استفاده از مدل‌های آزمایشگاهی، رابطه‌ای به‌شکل بی‌بعد برای مقاومت نهایی صفحات و تیرهای مهاری برحسب H ، h ، c (چسبندگی زهکشی‌نشده برای شرايط $\phi = 0$) 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 مهاری
(الف) $H/h > (H/h)_{cr}$ ، (ب)

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 ≥ 1) مهاری مستطیل

در روابط ۹۵-۱۰ و ۹۶-۱۰، واحد چسبندگی زهکشی نشده بر حسب پاند بر فوت مربع lb/ft² می‌باشد.

مقاومت نهایی یک صفحه مهاری در شکل بی‌بعد 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 F_c مساوی $H/h \geq (H/h)_{cr}$ ، مقدار F_c مساوی است که مقدار ثابتی می‌باشد. برای صفحات مربع (با $B=h$) مقدار F_c مساوی ۹ می‌باشد. بنابراین با $H/h \geq (H/h)_{cr-S}$ داریم :

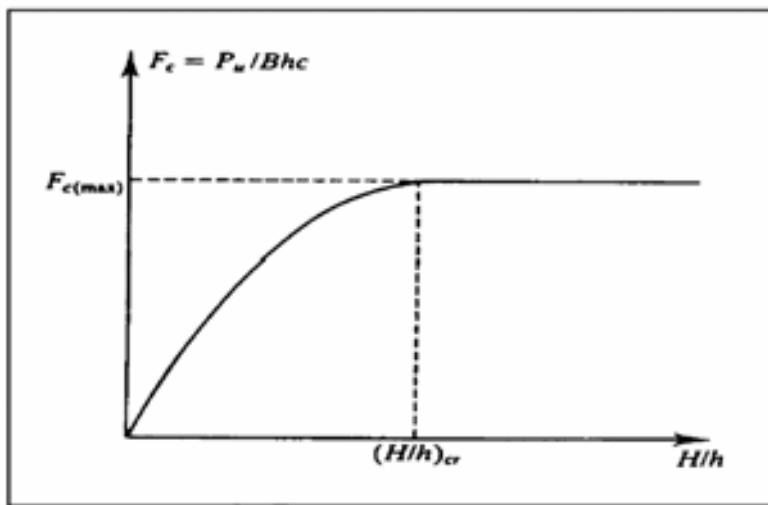
$$P_u = 9h^2c \quad (برای مهاری مربع) \quad (98-10)$$

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 ۲۸-۱۰- 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 می‌توان از رابطه تجربی زیر محاسبه کرد :

$$\left[\frac{H/h}{(H/h)_{cr}} \right] = 0.41 + 0.59 \left[\frac{H/h}{(H/h)_{cr}} \right] \quad (100-10)$$

$$\left[\frac{P_u / cBh}{7/425 + 1/575 (h/B)} \right]$$

ضریب ایمنی برای تیرها و صفحات مهاری
مقاومت مجاز هر صفحه مهاری، P_{all} ، را می‌توان به صورت زیر بیان نمود :

$$P_{all} = \frac{P_u}{FS} \quad (101-10)$$

که در آن FS ضریب ایمنی می‌باشد. معمولاً ضریب ایمنی مساوی ۲ توصیه می‌شود.

فوائل صفحات مهاری

فوائل مرکز به مرکز صفحات مهاری، S' ، را می‌توان به صورت زیر تعیین کرد :

$$S' = \frac{P_{all}}{F} \quad (102-10)$$

که در آن F نیروی وارد بر واحد طول سپر می‌باشد.

مقاومت نهایی میله‌مهاریها با انتهای تزریق شده^۱ (کورشده)

مطابق شکل ۱۰-۲۹، مقاومت نهایی یک میله‌مهار با انتهای تزریق شده را می‌توان به صورت زیر تعیین کرد :

$$P_u = \pi d \ell \bar{\sigma}'_v K \tan \phi \quad (10-3-10)$$

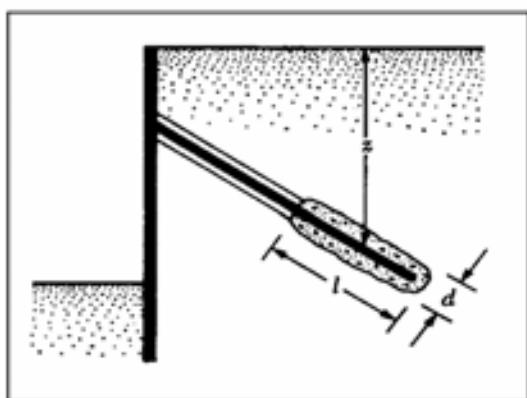
که در آن :

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 میله‌مهاریها با انتهای تزریق شده

اگر عمل تزریق تحت فشار انجام شود، K را می‌توان مساوی ضریب فشار خاک در حالت سکون (K_o) 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 :

$$P_u = \pi d \ell c_a \quad (10-4-10)$$

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 $1/5$ تا 2 بر مقاومت نهایی اعمال کرد.

۱۱ فصل

سیستم‌های نوین دیوارهای حائل

۱-۱۱ معرفی

چهار نوع اصلی دیوارهای حایل عبارتند از دیوارهای وزنی، دیوارهای طرهای، دیوارهای مهارشده و سیستم‌های خاک مسلح. پایداری دیوارهای وزنی در مقابل 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 تسممه‌های فولادی و یا شبکه‌های پلیمر شامل ژئوگرید و ژئوتکس‌تایل. در این حالت دیوار تبدیل به غشای نازکی می‌شود و شبکه‌های فولادی و پلیمر مسلح کننده، 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 بتی (خاک مسلح) به‌دلیل عملکرد مناسب و هزینه پایین به جایگزین 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 بتی دارد. لازم به‌ذکر است که ذکر مشخصات سیستم‌های مختلف در این متن با توجه به تنوع آنها در طرح و اجرا، به معنی 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 کفايت سیستم مهاربندی مورد استفاده به‌عهده مهندس طراح است.

۳-۱۱ سیستم‌های خاک مسلح

خاک مسلح در واقع یک نوع مصالح مرکب متخلک از خاک و مصالح مسلح کننده 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 ثبت‌شده به عنوان جایگزین دیوارهای حایل وجود دارند.

۱-۴-۱ اجزای اصلی

عموماً سیستم‌های خاکریز مسلح دارای سه جزء اصلی می‌باشند، عنصر مسلح کننده^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. بهمنظور برآوردن نیازهایی نظیر زهکشی، دوام لازم و انتقال تنش اصطکاکی از عنصر مسلح کننده به خاک، عموماً مصالح خاکریز از نوع دانه‌ای انتخاب می‌شوند. اجزای نما برای نگاه داشتن مصالح خاکریز در امتداد دیوار، جلوگیری از خوردگی عناصر مسلح کننده و همچنین تأمین زیبایی حاصل اجراسده به کار می‌روند. اجزای نما تنها برای فشارهای افقی کوچکی طراحی می‌شوند و جنس آنها عموماً از پانل‌های یتنی پیش‌ساخته، ورقه‌های فلزی پیش‌ساخته، توری‌های سیمی، شبکه‌های پلیمری و سایر مصالح متنوع می‌باشد.

۱-۴-۲ سازوکار و رفتار خاک مسلح

سازوکار اصلی انتقال تنش بین عنصر مسلح کننده و خاک بر پایه دو مفهوم به شرح زیر می‌باشد :

- اصطکاک بین سطح تماس عنصر مسلح کننده و خاک

- مقاومت مقاوم (پاسیو) خاک اطراف عنصر مسلح کننده در امتداد عرضی نسبت به امتداد حرکت

انتقال تنش در خاک در تسممه‌ها، ورق‌ها و میلگردهای مسلح کننده از طریق اصطکاک و در ژئوگریدها انتقال تنش هم از طریق اصطکاک و هم از طریق فشار مقاوم خاک انجام می‌گیرد.

۱-۴-۳ تسممه‌های مسلح کننده

بهمنظور تثبیت مکانیکی خاکریزها، تسممه‌های فولادی مسلح کننده به صورت افقی و در فواصل مشخصی از یکدیگر بر روی خاک قرار داده می‌شوند. سپس یک لایه خاک ریخته و متراکم می‌گردد و تسممه‌های ردیف بعدی چیده می‌شوند. و این کار تا تراز بالای خاکریز ادامه می‌یابد. نمونه‌ای از جزئیات خاک مسلح با استفاده از تسممه‌های فلزی در شکل (۱-۱۱) نشان داده شده است.

۱-۴-۴ شبکه‌های مسلح کننده

سیستم شبکه مسلح کننده یا ژئوگرید، شامل المان‌های فلزی یا پلیمری می‌باشند که مقاومت کششی بالایی دارند و در صفحات افقی در داخل خاکریز به صورت لایه‌لایه مشابه تسممه‌های فلزی قرار می‌گیرند. نمونه‌ای از اجرای دیوارهای حاصل با استفاده از شبکه‌های مسلح کننده فولادی در شکل‌های (۲-۱۱ و ۳-۱۱) نشان داده شده‌اند. شبکه‌های مسلح کننده 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

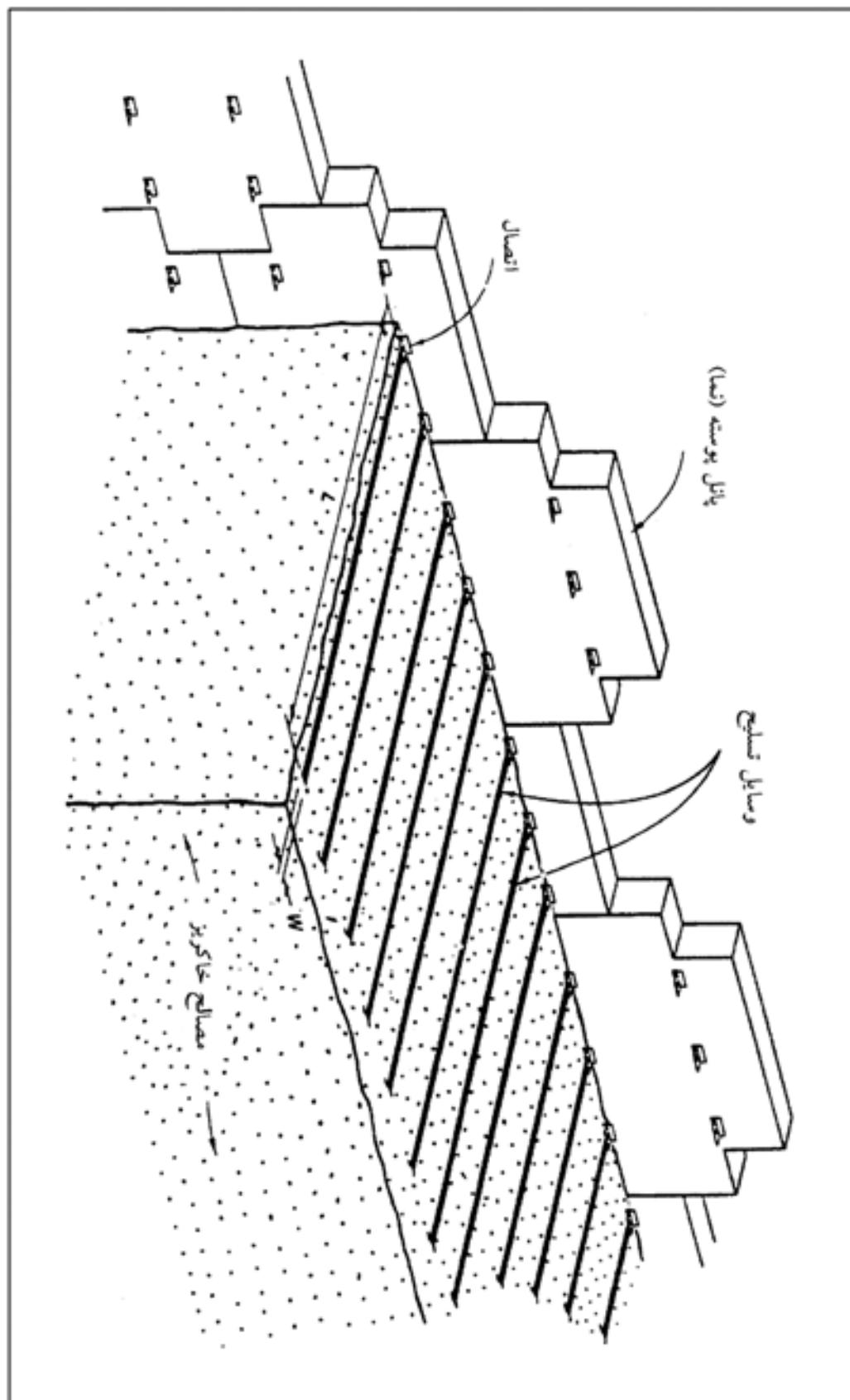
۵-۱۱ مزايا و معایب

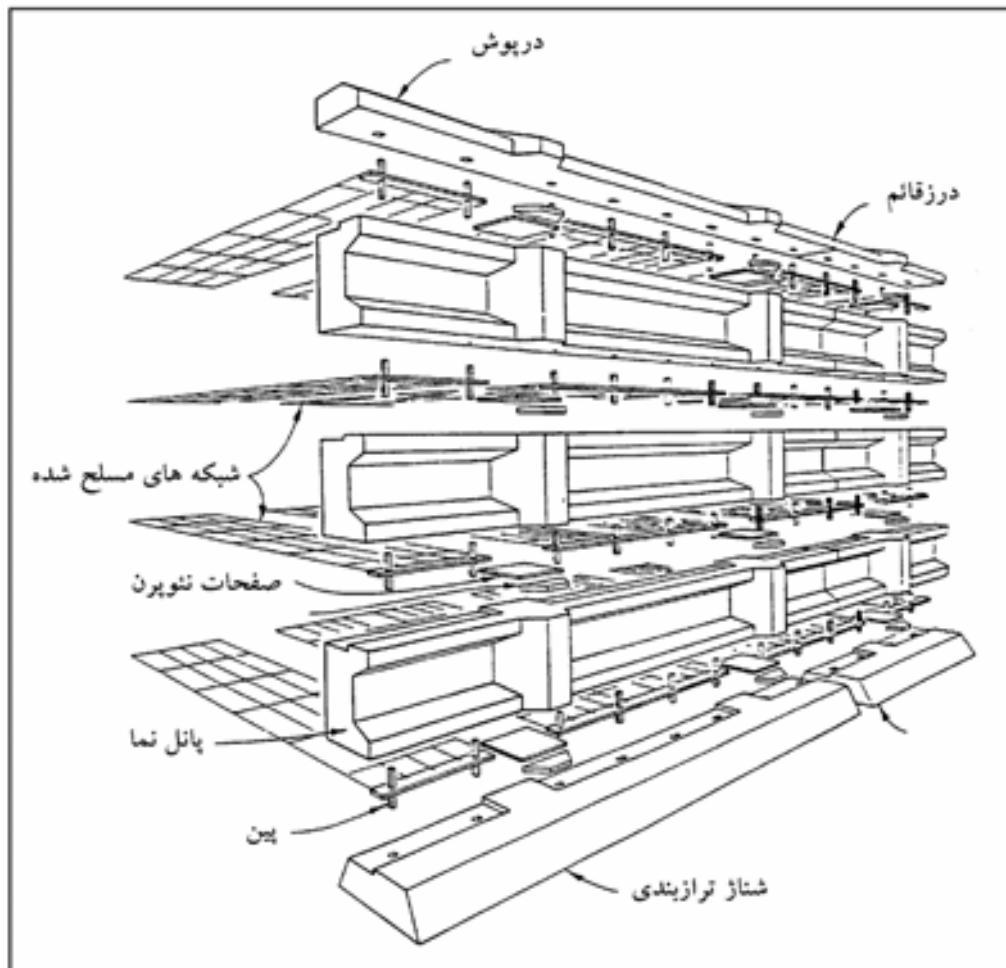
مزايا و معایب سیستم خاک مسلح به شرح زیر می باشند :

الف- مزايا

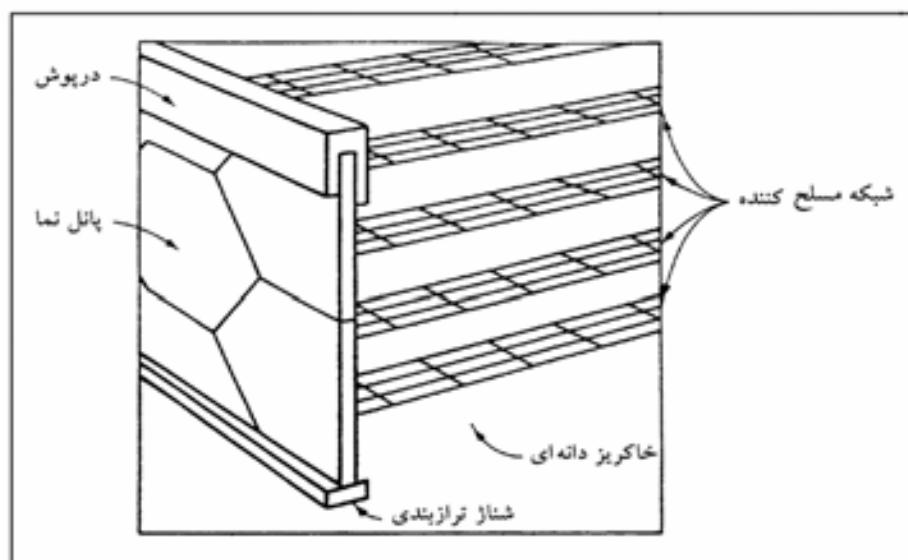
- ۱ سیستم خاک مسلح در مقایسه با دیوارهای حايل معمولی اقتصادی تر است.
- ۲ سرعت و سهولت اجرای خاک مسلح نسبت به دیوارهای حايل بیشتر است و نیازی به نیروی کارگر زیاد و تجهیزات تخصصی ندارد. بسیاری از اجزای اجرایی آن پیش ساخته بوده و منجر به یک اجرای دقیق و سریع خواهد شد.
- ۳ بدون توجه به ارتفاع و طول دیوار، سازه خاک مسلح در هین اجرا کاملاً پایدار است.
- ۴ سیستم‌های خاک مسلح در مقایسه با حايل‌های طرهای از انعطاف‌پذیری بیشتری برخوردارند (و به همین دلیل به حايل‌های انعطاف‌پذیر نیز مشهورند) و قادر به تحمل تغییرشکل‌ها و نشت‌های بزرگتری می‌باشند. زمانی که چنین تغییرمکان‌های بزرگی پیش‌بینی شود، تعییه درزهای قائم لغزشی امکان حرکت و تغییرمکان دیوار را تسهیل می‌کند. در صورت استفاده از حايل‌های خاک مسلح امکان کاهش ضرایب اینمی ظرفیت باربری خاک نسبت به حايل‌های 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 حايل صلب بهتر است. در طراحی لرزهای دیوارهای خاک مسلح به منظور حصول سازه شکل‌پذیر، باید لغزش عناصر مسلح کننده 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 و سایل 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 حايل متعارف وجود دارد. طرح هندسی، رنگ، و آرایش عناصر نما که از جنس پانل‌های بتی پیش‌ساخته می‌باشند، از جمله پارامترهای قابل تغییر جهت ایجاد طرح‌های متنوع در نمای سیستم‌های خاک مسلح می‌باشند.

کاریابی امداد و کمکهای اخراجی - ۱ - ۱۱





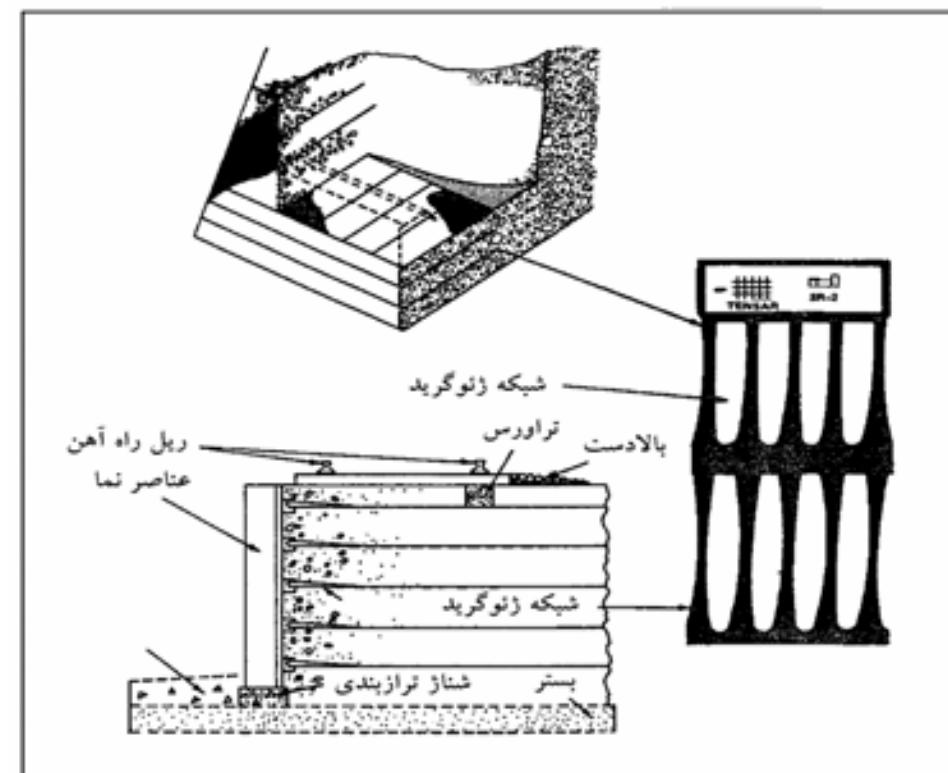
شکل ۲-۱۱- جزئیات شماتیک حائل خاک مسلح



شکل ۳-۱۱- اجرای خاک مسلح به شیوه VSL

ب - معایب

- ۱ در صورت زیاد بودن قلیایی خاک امکان خوردگی تسممه‌های فلزی وجود خواهد داشت، لذا قبل از اجرای خاک مسلح باید پتانسیل قلیایی خاک و نرخ خوردگی تسممه‌های مزبور تعیین شود. اجرای پوشش‌های ویژه نظیر گالوانیزه و چسب‌های اپوکسی با ضخامت مشخص بر روی تسممه‌های 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 به لحاظ زخم و ساییدگی وجود خواهد داشت. مقدار کاهش مقاومت بسته به نوع پلیمر متغیر است.
- ۳ پلیمرهای مختلف ویژگی‌های خوشی متفاوت دارند. بار مجاز وارد بر شبکه یا نوارهای مسلح کننده از جنس پلیمر مناسب با تغییرشکل مجاز آنها و با در نظر گرفتن مقدار تغییرشکل خوشی تعیین می‌شود در این راستا تحقیقات زیادی روی رفتار تابع زمان ژئوگریدهای پلیمری انجام شده است.
- ۴ اجرای سیستم خاک مسلح به لحاظ برداشتن کل خاکریز و ریختن و تراکم مجدد آن دارای عملیات خاکی بیشتری نسبت به حائل‌های معمولی خواهد بود.
- ۵ امکان خاکبرداری از خاکریزهای مسلح شده وجود ندارد، چرا که پایداری و توان باربری سیستم به واسطه وزن خاک متکی بر تسممه‌ها یا شبکه‌های مسلح کننده تأمین می‌شود.



شکل ۱۱-۴ - نمونه‌ای از سیستم ژئوگرید (تسليح خاک با شبکه‌های پلیمری)

۶-۱۱ 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 به طور چشمگیری مشهود است. کاربرد سیستم مدولار از پانل‌های پیش‌ساخته بتنی در صورت افزایش مساحت حایل از ۵۰۰ متر مربع 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 پشت‌های ریزی 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 قادری 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.

۷-۱۱ سازوکار و رفتار

پایداری سیستم‌های خاک مسلح به‌نحوه انتقال تنفس بین خاک و تسممه‌های مسلح‌کننده وابسته است. لازم به ذکر است که اغلب مصالح مسلح‌کننده خاصیت شکل‌پذیری کمی دارند، به‌گونه‌ای که در کرنش‌های بسیار پایینتر از آن مقدار که برای گسیختگی خاک لازم است، شکسته (گسیخته) می‌گردد. البته بعضی از ژئوتکستайл‌ها که پس از تحمل تغییر‌شکل‌های زیادی گسیخته می‌شوند، استثنا هستند.

۱-۷-۱۱ سازوکار

انتقال تنفس بین تسممه (یا مصالح) مسلح‌کننده و خاک به‌واسطه اصطکاک و (یا) مقاومت حاصل از فشار مقاوم خاک در اثر کشش تسممه‌های تقویتی است، بدین‌مفهوم که وزن حاصل از خاک روی تسممه‌ها به عنوان نیروی عمودی و وجود ضربی اصطکاک بین خاک و تسممه‌های مسلح‌کننده موجب ایجاد نیروی اصطکاک در خلاف جهت حرکت تسممه می‌شود. علاوه بر این، حرکت جزیی تسممه به سمت بیرون موجب ایجاد مقاومت پاسیو در خاک گشته و این فشار مقاوم جلوی حرکت تسممه را می‌گیرد. در بعضی حالات ممکن است هر دو سازوکار در انتقال تنفس بین خاک و دیوار مؤثر باشند، لیکن تعیین سهم نسبی هریک امکان‌پذیر نیست.

۱-۱-۱ مقاومت اصطکاکی

بار منتقله به‌واسطه اصطکاک در واحد سطح مصالح مسلح‌کننده به‌ویژگی‌های فصل مشترک خاک و تسممه که عمدتاً تابعی از ویژگی‌های هندسی و ظاهری تسممه یا ادوات مسلح‌کننده و همچنین رفتار تنفس - تغییر‌شکل خاک هستند و همچنین به میزان تنفس قائم ناشی از وزن خاک وارد بر تسممه که فقط تابعی از خصوصیات وزنی خاک می‌باشد، بستگی دارد. به همین دلیل امکان

تخمین و تعیین ضریب اصطکاک بین خاک و تسممه به صورت تحلیلی وجود دارد و معمولاً تعیین این ضریب در قالب مطالعات آزمایشگاهی نظیر آزمایش بیرون کشیدن تسممه، آزمایش برش مستقیم بین خاک و ادوات مسلح کننده و ابزاربندی مدل‌های تمام مقیاس و انجام آزمایش بر روی آنها صورت می‌گیرد. ضریب اصطکاک به صورت نسبت تنش برشی ایجاد شده در طول تسممه در حین حرکت آن، به تنش قائم وارد بر تسممه ناشی از سربار فوکانی تعریف می‌شود. نتایج حاصل از آزمایش‌های بیرون کشش روی تسممهای مسلح کننده، حاکی از کاهش مقدار این ضریب با افزایش عمق تسممه بدون توجه به نوع آن (ساده یا آجدار) می‌باشد و این به خاطر تغییر مقدار تنش قائم مؤثر به واسطه اندرکنش بین خاک و تسممه در اعماق زیاد است.

با اعمال کرنش‌های برشی در خاک‌های دانه‌ای، متراکم، تمایل به اتساع در جسم خاک به وجود می‌آید. در صورتی که با اعمال شرایط مرزی خاص از اتساع نمونه جلوگیری به عمل آید، با افزایش تنش‌های محدود کننده (همه‌جانبه) موضعی، تمایل به اتساع نمونه کاهش می‌یابد. به همین جهت مدامی که تمایل به اتساع خاک با افزایش عمق کاهش می‌یابد، ضریب اصطکاک بین خاک و تسممه، نیز کاهش می‌یابد. به طور کلی نتایج تحقیقات اخیر نشان می‌دهد که ضریب اصطکاک برای خاک‌های دانه‌ای با ضریب یکنواختی^۱ (کمتر از ۴) در حدود یک می‌باشد که عدد کمی است.

۱۱-۲-۲ فشار مقاوم خاک

فشار مقاوم خاک در زمان بیرون کشیدن تسممه یا سایر ادوات مسلح کننده در خلاف نیروی کششی تسممه در سطحی عمود بر محور تسممه به وجود می‌آید. در مورد سیستم‌های مسلح کننده شبکه‌ای که در آنها فواصل بین میلگردهای عرضی (عمود بر امتداد کشنش) بیش از ۱۵ سانتی‌متر 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 گرفته‌اند، به گونه‌ای که در خاک‌های شن و ماسه‌ای با شبکه‌های مسلح کننده، سهم فشار مقاوم خاک در انتقال تنش بین خاک و مفتول‌های فلزی در حدود ۹۰ درصد می‌باشد.

۱۱-۳-۱ سازگاری کرنش‌ها

ایجاد اصطکاک بین خاک و تسممهای فلزی ساده (با سطح صاف) منوط به وقوع تغییر مکانی در حدود $1/5$ میلی‌متر می‌باشد و این در حالی است که فشار مقاوم خاک در مقابل حرکت تسممه‌ها در صورت وقوع تغییر مکان نسبی معادل ۱۰۰ میلی‌متر بین خاک و تسممه فعال می‌شود. البته بخش قابل توجهی از این مقاومت (بیش از ۵۰ درصد) در صورت وقوع تغییر مکان نسبی حدود ۱۰ میلی‌متر بسیج خواهد شد. در سیستم‌های شبکه‌ای به علت عدم سازگاری تغییر شکل بین مقاومت اصطکاکی و فشار مقاوم، معمولاً سهم مقاومت اصطکاکی مفتول‌های طولی در مقابل فشار فعال خاک در مقابل مفتول‌های عرضی، قابل صرف نظر می‌باشد.

۱۱-۷ رفتار

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 ژئوتکستائل‌ها از فشار محرك خاک (با فرض دور شدن حاصل از خاک) استفاده می‌شود. فشار جانبی بیشتر، (نظیر فشار حالت سکون) برای سیستم‌ها با انعطاف‌پذیری کمتر نظیر تسممهای فلزی، شبکه‌های مقتولی جوشی و همچنین در نواحی سطحی که فشار محدود کننده کم و تمایل به اتساع در خاک زیاد است، محتمل می‌باشد. در تنש‌های محدود کننده کم در صورت بیرون کشیده شدن تسمه از خاک احتمال گسیختگی سیستم خاک مسلح وجود دارد، لیکن در فشارهای محدود کننده زیاد (نواحی عمیق) این گسیختگی ممکن است به‌واسطه 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، پایایی، 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 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 مقتول‌ها و شبکه‌های جوش‌شده به‌واسطه فعال شدن فشار مقاوم خاک می‌باشد، به‌همین جهت پایدارسازی خاکریزهای چسبنده نظیر رس و لای با استفاده از این قبیل وسایل تسلیح به جای تسممهای نوارهای فلزی (یا غیرفلزی) که عملکرد آنها بیشتر مبتنی بر مقاومت اصطکاکی می‌باشد، امکان‌پذیر است. مزایای عمدۀ 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 یخندهان زیاد) و تغییرشکل و اعوجاج سازه خاک مسلح به لحاظ تغییرشکل‌های خزشی این مصالح است. در صورتی که در منطقه‌ای مصالح غیرچسبنده در دسترس باشد، باید از آنها استفاده نمود، لیکن در صورت عدم دسترسی به این مصالح، صرفه‌جویی اقتصادی ناشی از کاربرد مصالح چسبنده در مقایسه با عملکرد نه چندان مناسب آنها طبق توضیحات فوق، باید موردارزیابی قرار گیرد و سپس مصالح مناسب با جمع‌بندی ملاحظات فنی و اقتصادی صورت گیرد.

پ- اجزای نما (پوسته)

با توجه به اینکه اجزای نما (پوسته) تنها به عنوان یک جزء سازه‌ای با عملکرد ثانویه مدنظر می‌باشند، لذا در انتخاب مصالح و طرح ظاهری آنها می‌توان انعطاف‌پذیری بیشتری نسبت به حائل‌های صلب داشت. محدوده وسیعی از مصالح، شکل، ظاهر، معماری و رنگ‌های مختلف برای این اجزاء مورد استفاده می‌باشد. انتخاب طرح موردنظر از این مجموعه تابعی از نوع سازه خاک مسلح، نوع مصالح تسليح و ملاحظات خاص معماری خواهد بود.

۹-۱۱ ملاحظات طراحی

شرکت‌های مختلف ساختمانی که سازنده و مجری سیستم‌های خاک مسلح می‌باشند، دستورالعمل‌های خاص طراحی برای محصولات خود دارند. این‌گونه سازه‌های خاک مسلح در دو حالت پایداری داخلی و خارجی باید کنترل گردد. کنترل پایداری خارجی آنها مشابه شیوه مورد استفاده برای دیوارهای بتونی وزنی و شامل کنترل واژگونی، لغزش و ظرفیت برابری است. کنترل پایداری داخلی این سیستم‌ها شامل بررسی نیروهای داخلی وسایل تسليح و عدم گسیختگی یا بیرون آمدن آنها تحت بارهای وارد می‌باشد.

۱۱-۱ پایداری خارجی

پایداری خارجی سیستم‌های خاک مسلح شامل کنترل لغزش بین خاک و دیوار، چرخش و واژگونی حول پنجه دیوار و کنترل ظرفیت برابری در سطح پایه، کنترل پایداری شیروانی فوقانی و کنترل نشستهای نامساوی در طول دیوار است. در کنترلهای فوق الذکر فرض می‌شود که کل سیستم خاک مسلح شامل خاکریز، وسایل تسليح، و اجزای نما به صورت واحد یکپارچه عمل می‌کنند.

۱۱-۱-۱ لغزش در طول پایه سازه

سازه خاک مسلح باید در مقابل لغزش در امتداد کف سازه (چون این سیستم‌ها فاقد شالوده می‌باشند) ناشی از نیروهای جانبی وارد مقاوم باشد. حداقل ضریب ایمنی لازم در مقابل لغزش مساوی $1/5$ است و این عامل معمولاً در دیوارهای بلند (بیش از ۱۰ متر) وجود خاکریزهای شیبدار تعیین‌کننده 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 انعطاف‌پذیر 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 تسممه‌های تقویتی حدود ۷۰ درصد ارتفاع دیوار باشد، بعض‌اً تعیین‌کننده است.

۱۱-۹-۳ ظرفیت باربری و کنترل نشست

ظرفیت باربری شالوده خاکی زیر سیستم خاک مسلح باید کفايت لازم را با تأمین حداقل ضریب اطمینانی معادل ۲/۰ اقناع نماید. حداقل ضریب ایمنی مذکور نسبت به دیوارهای حاصل معمولی کمتر است و این به خاطر انعطاف‌پذیری دیوار و قابلیت تبعیت مناسب از شرایط موجود پس از وقوع تغییرشکل‌های بزرگ می‌باشد، خاصیتی که در دیوارهای حاصل 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 ستون‌های سنگی (پرشده با سنگ)، تراکم ارتعاشی، و یا تراکم دینامیکی خاک اتخاذ می‌گردد. حداقل اختلاف نشست دیوار در جهت طولی بسته به قابلیت تغییرشکل‌پذیری اجزای نمای دیوار محدود می‌گردد و در مورد پانل‌های بتی پیش‌ساخته، بدون درزهای قائم^۱، مقدار اختلاف نشست مجاز معادل ۱ سانتی‌متر در هر متر طول دیوار می‌باشد.

۱۱-۹-۴ پایداری کلی شیروانی

با توجه به اینکه عمدتاً عملکرد سیستم خاک مسلح به عنوان حاصل شیروانی‌های خاکی می‌باشد، 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 تسليح عبور می‌کنند، همچنین لغزش عمیق شیروانی باید مطالعه گردد. حداقل ضریب ایمنی لازم برای لغزش شیروانی مساوی ۱/۵ است.

۱۱-۹-۵ پایداری داخلی

کنترل پایداری سیستم خاک مسلح در مقابل بیرون آمدن تسممه‌ها یا ادوات تقویتی همچنین کنترل گسیختگی آنها امری ضروری است.

۱۱-۹-۶-۱ ظرفیت پیوستگی (بیرون‌کشش) و سایل تسليح

در کنترل ظرفیت پیوستگی و سایل تسليح باید در نظر داشت که طول تسمه پس از نقطه قطع تئوری، یعنی نقطه‌ای که طول بیشتر از آن جهت انتقال تنش لازم نیست، باید قدری ادامه یابد، تا اطمینان کامل از انتقال تنش بین خاک و وسایل تسليح

1 - Built in Vertical Joint

2 - Pull Out

بدون بیرون کشیده شدن آن از داخل خاک، حاصل شود. مقاومت در مقابل کشیده شدن تسمه‌ها به‌واسطه اصطکاک، و در مورد شبکه‌های مفتولی به‌واسطه فشار مقاوم خاک، و در مورد ژئوگریدها ترکیبی از فشار مقاوم و نیروی اصطکاک است. براساس نتایج بدست آمده از مطالعات آزمایشگاهی، تأمین حداقل ضربی اینمی معادل $1/5$ در مقابل بیرون کشیده شدن وسایل تسليح، در تغییرشکل حداقلی برابر با 20 میلی‌متر لازم است.

۱۱-۹-۲ گسیختگی وسایل تسليح

جهت اطمینان از کفایت ظرفیت گسیختگی (شکست) وسایل تسليح، سطح مقطع آن با در نظر گرفتن کاهش ابعاد به‌علت خوردگی، باید در مقابل نیروهای واردہ کافی باشد. تنש کششی مجاز در تعیین سطح مقطع تسمه‌ها یا ادوات تقویتی معادل 55 درصد حد تسليم وسایل در نظر گرفته می‌شود. به عنوان مثال برای تسمه‌های فولادی خواهیم داشت :

$$F_t = 0.55 F_y$$

۱۱-۹-۳ پایایی وسایل تسليح

ارزیابی پایایی وسایل تسليح 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 هوا آزاد، آب و ترکیبات شیمیایی موجود در خاکریز محتمل است. عموماً 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 مذبور به‌قرار زیر است :

$\Omega - cm < 3000$ مقاومت الکتریکی

pH = $5 \sim 10$

$200 ppm <$ یون کلرید

$1000 ppm <$ یون سولفات

در این شرایط میزان خوردگی پوشش محافظه‌به‌ترتیب زیر است :

پوشش گالوانیزه	سال/ $6\mu m$	در دو سال اول
	سال/ $2/5\mu m$	برای سال‌های بعدی
فولاد	سال/ $9\mu m$	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 فوق الذکر 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 گردگوش بوده، ثانیاً حداکثر اندازه دانه‌ها معادل ۲۵ میلی‌متر باشد. عمر مفید پوشش‌های اپوکسی در طراحی معمولاً معادل عمر مفید پوشش‌های گالوانیزه یعنی معادل 3° oz/m^۳ 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 تدبیر لازم برای زهکشی خاک پشت دیوار خاک مسلح اتخاذ گردد تا به حالت اشباع در نیاید. همچنین باید با تعییه جزیيات مناسب، از ورود آبهای سطحی به خاکریز پشت خاک مسلح جلوگیری به عمل آید، چرا که احتمال آسودگی این آبهای به مواد شیمیایی مضر برای وسایل تسليح 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، تعییه 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 به سهولت حمل شده و در جای خود مستقر شده و منجر به اجرای دقیق و سریع می‌گردد. 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 به پوسته (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 به نام شناز 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 تسليح روی خاکریز استقرار یافته و با لایه دوم خاکریز به طریق فوق الذکر 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 (شبیبی 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 ...) در حد 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 نظری 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 (مثلًاً 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 به طور منظم انجام شود. کنترل پایداری خارجی این سازه‌ها باید مشابه روش اتخاذ شده برای دیوارهای حاصل معمولی صورت گیرد و این مورد شامل کنترل سیستم زهکش، خوردگی پنجه دیوار و غیره می‌باشد. البته لازم بهذکر است که شکست و گسیختگی این سازه‌ها ممکن است در اثر عدم پایداری داخلی دیوار نیز اتفاق بیتفد که این می‌تواند ناشی از حفاری خاکریز پشت دیوار و به تبع آن ازین رفتن عامل انتقال تنفس بین خاک و وسایل تسلیح، تغییر بیش از حد سطح سفره آب زیرزمینی، و همچنین خرابی‌های احتمالی غیرمتربقه در نواحی نمای دیوار باشد.

۱۲-۱۱ 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 مسلح کننده به سال ۱۹۷۲، شبکه‌های مفتولی به سال ۱۹۷۵ و کاربرد ژئوگردیدها به سال ۱۹۸۴ برمی‌گردد.

3 - Tie Back Rod (Nailing)

۱۱-۱۳ سیستم‌های پیش‌ساخته بتنی مدولار

سیستم‌های مدولار بتن پیش‌ساخته در واقع مشکل از بلوک‌های بتنی توخالی می‌باشد که با خاک پر شده و با قفل و بست و درگیری در یکدیگر، به صورت حاصل 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 حاصل انبارهای فولادی^۱ ارجح بر سیستم‌های خاک مسلح با قطعات بتن پیش‌ساخته، لیکن بسیار پرهزینه‌تر از آنها خواهد بود. اما در مجموع از دیوارهای حاصل معمولی و متداول بتنی و سنگی ارزانتر می‌باشند.

۱۱-۱۳-۱ اجزای اصلی

اجزای اصلی تشکیل‌دهنده این سیستم قطعات یا بلوک‌های بتن مسلح پیش‌ساخته‌ای 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 زیست‌محیطی خواهد شد.

۱۱-۱۳-۲ مزایا

- ۱ سیستم‌های بلوک پیش‌ساخته بتنی از لحاظ عملیات حفاری و محل قرارگیری نسبت به دیوارهای حاصل 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 سرهمندی بلوک‌های پیش‌ساخته 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 هیچ‌گونه المان تقویتی (فلزی یا غیرفلزی) در داخل خاک استفاده نمی‌گردد، به همین جهت هیچ دچار مشکل خوردگی نخواهد شد.
- ۴ انجام حفاری در خاکریز پشت دیوار، ضریب ایمنی پایداری مجموعه حاصل را برخلاف دیوارهای خاک مسلح که نسبت به این مسئله حساس هستند، به خطر نمی‌اندازد.

۱۱-۳-۳ معایب

حايل‌های اجرashده از بلوک‌های بتني پيش‌ساخته، ترك‌های نسبتاً كوچكی را در محل اتصالات داخلی به‌يکديگر كه عموماً ناشی از تغيير‌مکان‌های نامتقارن طولي است، متحمل می‌شوند. اين ترك‌ها در نشست نامتقارنی به‌ميزان ۱ سانتي‌متر در ۲ متر به‌وجود می‌آيند.

۱۱-۳-۴ ملاحظات طراحی

در اين مورد نيز مشابه ديوارهای حايل خاک مسلح، شركت‌های مختلف، محاسبات، ضوابط فني و نقشه‌های اجرائي مربوط به‌محصولات خود را دارا می‌باشند. كنترل پايداري اين مجموعه مشابه ديوارهای حايل معمولی صورت می‌گيرد. و در اين مورد نيز فرض بر رفتار يكپارچه سистем مدولار بلوک‌بتنی پيش‌ساخته و خاک درون آن می‌باشد.

كنترل پايداري خارجي شامل كنترل لغش در امتداد شالوده يا خاک طبيعی کف، كنترل واژگونی حول پنجه ديوار، كنترل ظرفيت باربری ديوار و كنترل نشست‌های نامتقارن و كنترل کلي پايداري شيروانی خاکريز پشت ديوار است.

۱۱-۴-۱ لغش در امتداد کف سازه

حداقل ضريب ايمني لازم در كنترل لغش ديوار در امتداد کف شالوده يا خاک طبيعی ناشی از فشارهای جانبي معادل ۱/۵ می‌باشد.

۱۱-۴-۲ واژگونی حول پنجه ديوار

پايداري لازم در مقابل واژگونی مجموعه ديوار حول پنجه آن در اثر فشار جانبي خاک باید تأمین گردد. با توجه به‌يانکه بلوک‌های بتني مورد نظر در جهت قائم فاقد اتصال مکانيکی به‌يکديگر می‌باشند، لذا كنترل واژگونی باید تراز بهتراز و بر اثر بارهای وارد در يك عرض مشخص از ديوار صورت گيرد. در كليه تركيبات بارگذاري، سطح کل شالوده باید در تماس با زمين يا خاک طبيعی باشد (منطقه بدون فشار نداشته باشيم). معمولاً در مورد اين ديوارها، كنترل واژگونی در طراحی تعیين‌کننده است.

۱۱-۴-۳ ظرفيت باربری و نشست

ظرفيت باربری خاک زير ديوار باید در حد مجاز باشد و تأمین ضريب ايمني حداقل معادل ۳، در اين مورد لازم است. در صورتی که ضريب ايمني مذكور تأمین نگردد، آنگاه باید تمهييدات خاصی را در تسليح خاکريز و يا بهبود خواص خاک زير پی نظير استفاده از ستون‌های سنگی، تراكم ارتعاشی، و يا تراكم ديناميکی به‌كار بست.

همان‌طور که در بندهای قبلی ذکر شد، اين سيسitem به‌لحاظ عدم همبندی مکانيکی در حد فاصل بين بلوک‌ها يا قطعات بتني پيش‌ساخته، نسبت به ترك‌خوردگی ناشی از اختلاف نشست‌های طولي حساس است و مقدار مجاز اين نشست‌ها حدود

۱ سانتی‌متر در ۲ متر طول دیوار می‌باشد و این محدودیت بخصوص در مورد دیوارهای بلند که عرض بلوک کف تا حدود ۶ متر ممکن است برسد، حساس‌تر نیز می‌باشد.

۱۱-۱۳-۴-۴ پایداری کلی شیروانی خاکریز

کنترل پایداری کلی شیروانی خاکریز پشت دیوار در صورتی که به صورت شیبدار و غیرافقی باشد، ضروری است. حداقل ضریب ایمنی لازم برای کلیه سطوح لغش معادل $1/5$ می‌باشد.

۱۱-۱۳-۴-۵ 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 ژئوتکستائل 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

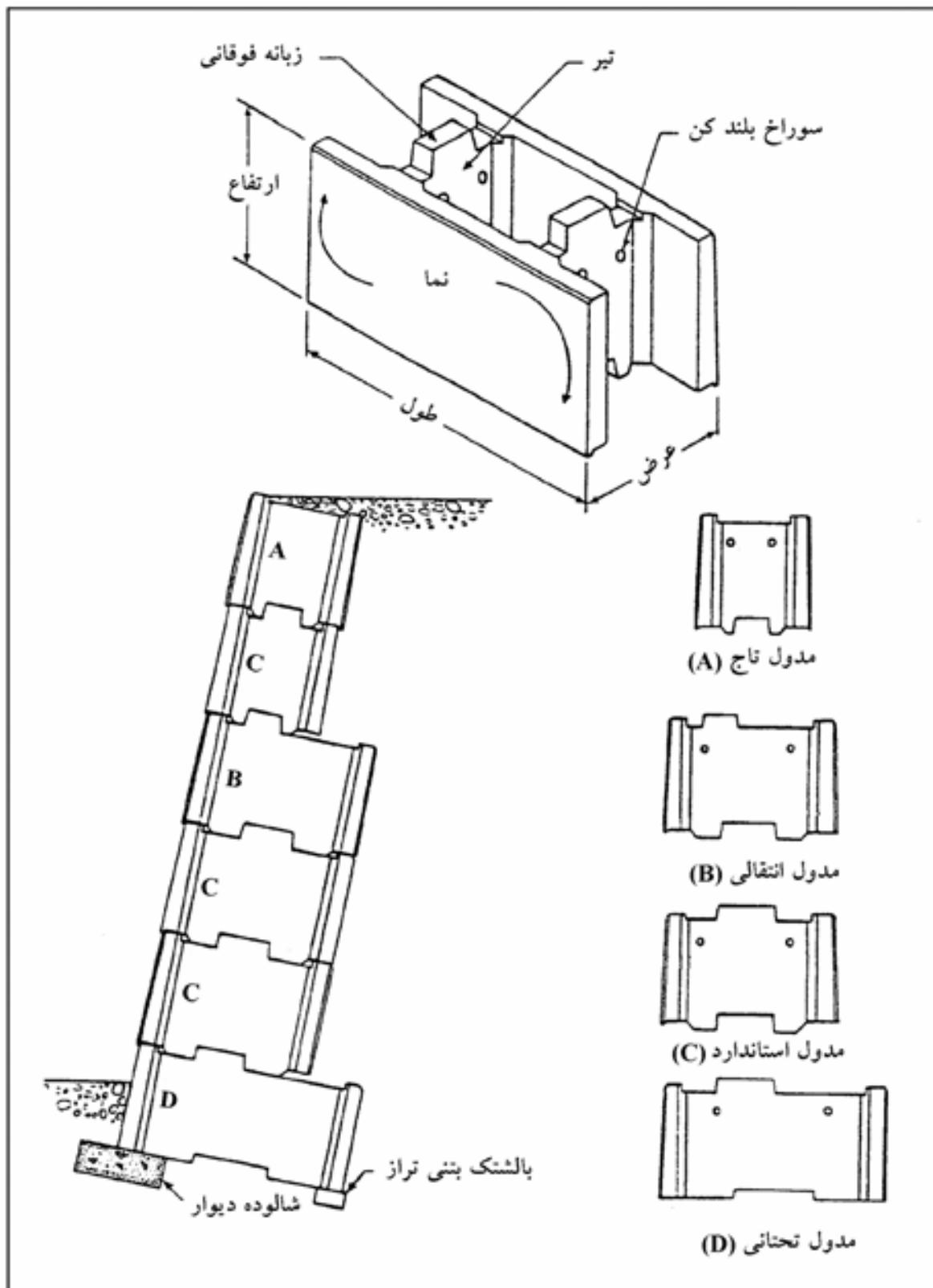
اجرای حایل‌های مدولار از بلوک‌های بتنی پیش‌ساخته نیازمند پیمانکار خاص، نیروی کارگری ماهر و یا تجهیزات ویژه‌ای نمی‌باشد. پیش‌ساخته بودن قطعات مصرفی، موجب سهولت حمل و نقل و چیدمان و کلاً اجرای سریع می‌گردد. خاکریز موجود در پشت حایل باید حتی المقدور متراکم شود تا از پس‌نشستهای اجرایی جلوگیری به عمل آید.

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 تغییرمکان‌های قائم قابل توجه باید ابزاربندی شده و اطلاعات حاصل از آنها برداشت شود. اندازه‌گیری‌ها باید شامل تعیین تغییرمکان‌ها 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 گرددند.

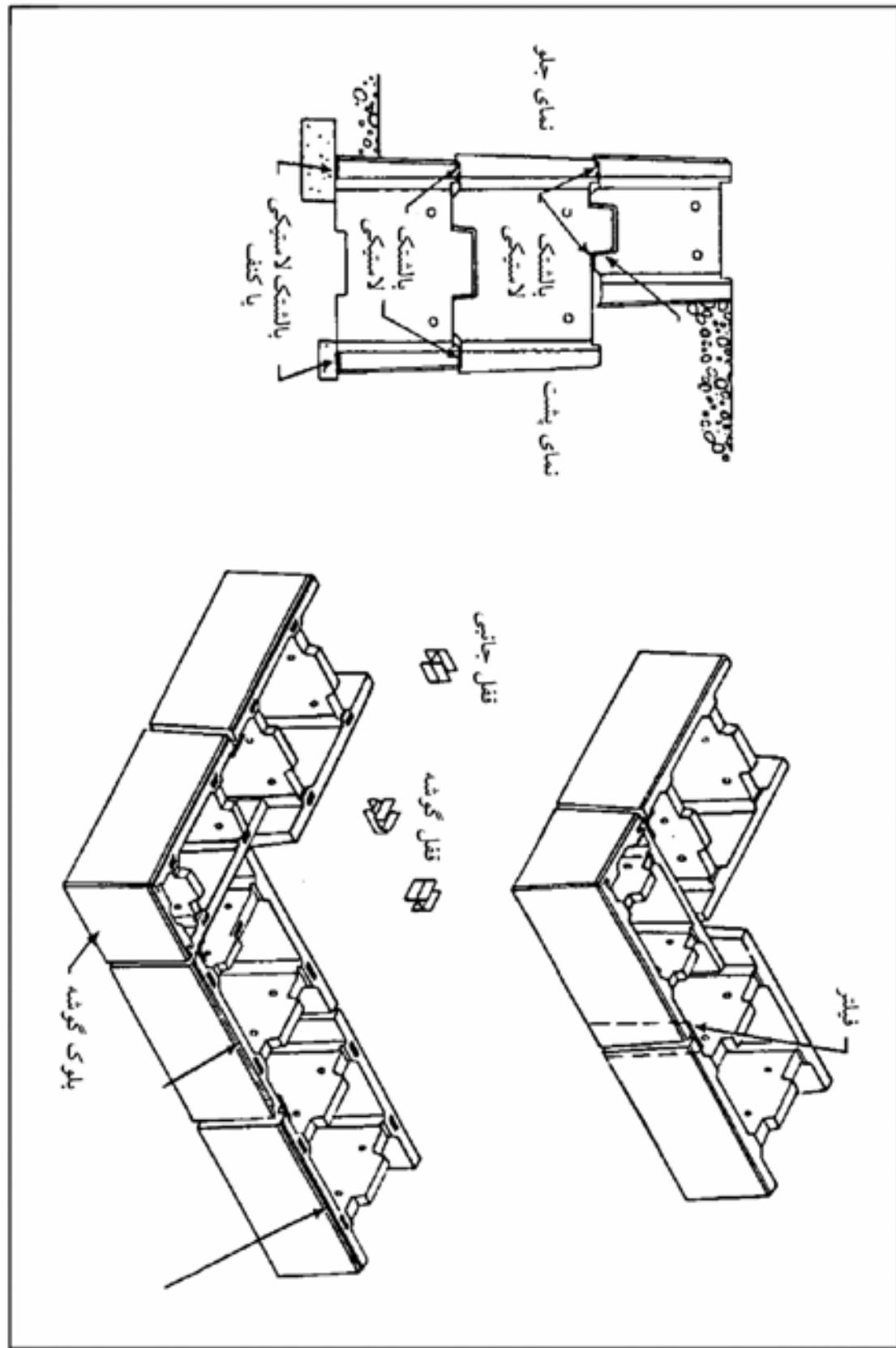
۱۱-۱۳-۷ مرمت

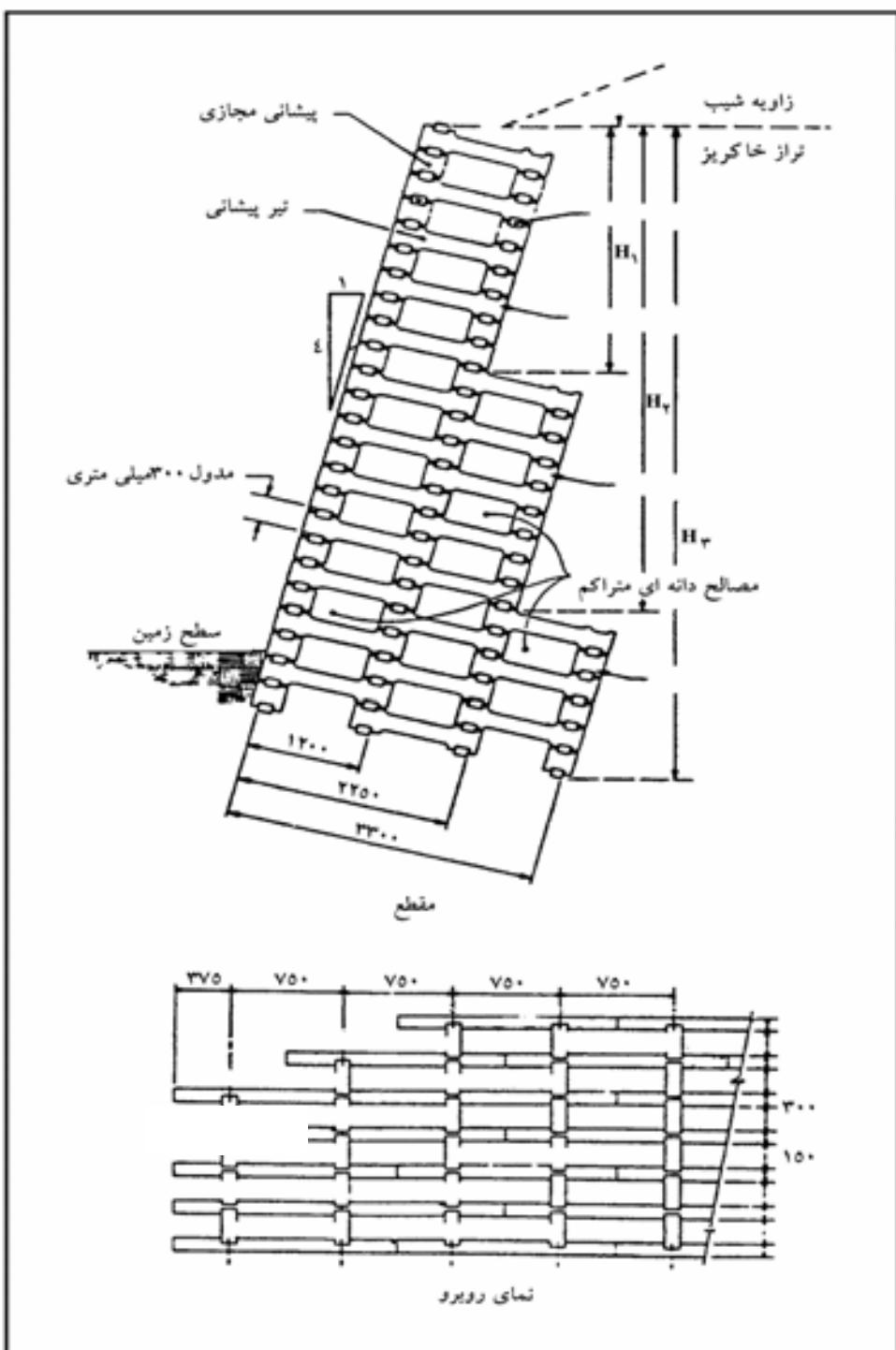
با توجه به نو بودن این سیستم اجرایی، تجربه‌های خیلی زیادی در مورد اصول کلی ترمیم و نگهداری آنها وجود ندارد. امروزه یکی از راه حل‌های متداول جهت جلوگیری از صدمات احتمالی ناشی از نشستهای نامتقارن قائم، جایگزینی مقطع دیوار با مقطعی است که حساسیت کمتری نسبت به این نشستهای نامتقارن داشته باشد، نظیر سیستم 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 راه حل‌های موجود می‌باشند و بنابر ملاحظات فنی و اقتصادی باید نسبت به انتخاب گزینه مناسب اقدام نمود.



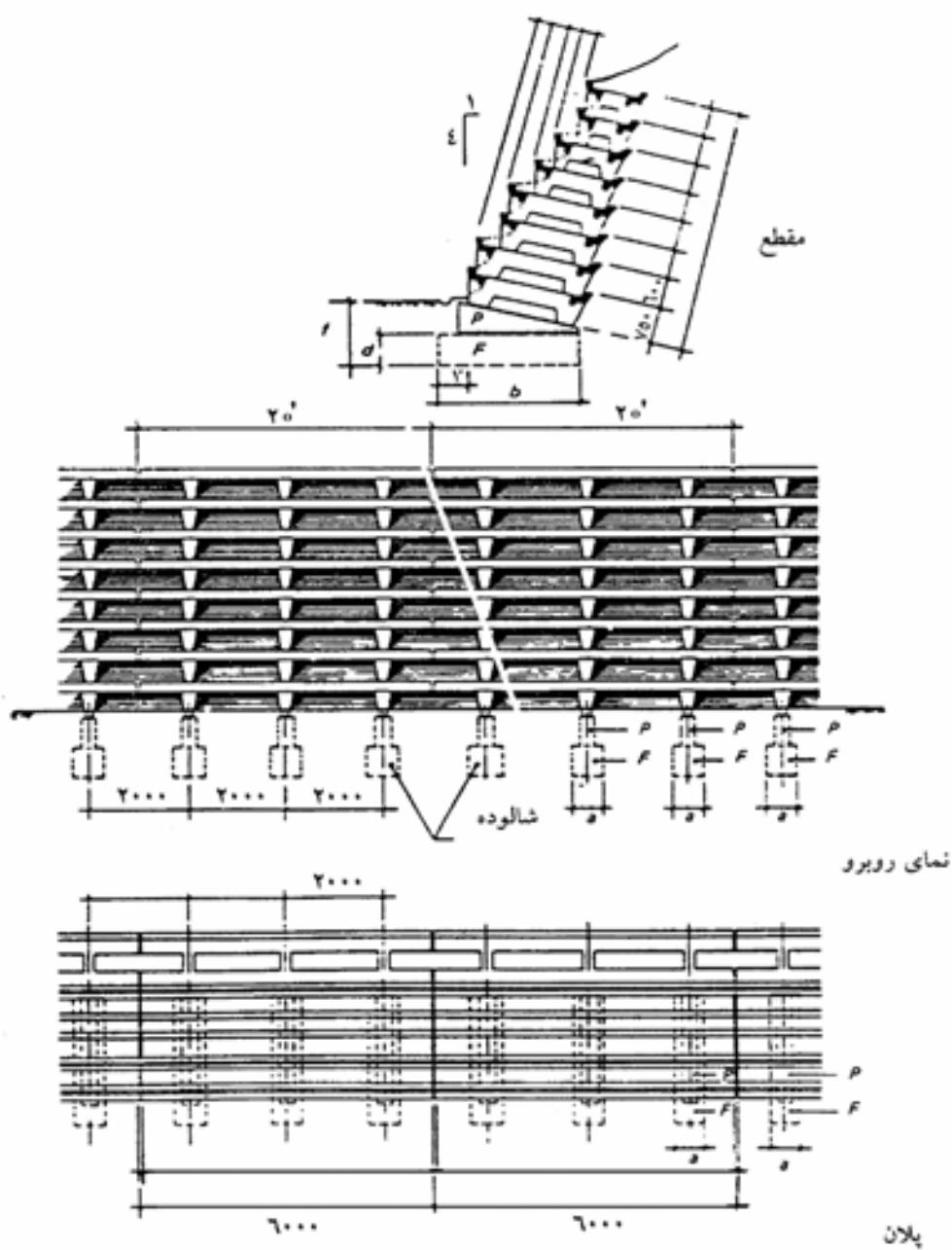
شکل ۱۱-۵- نمونه‌ای از بلوک‌های پیش‌ساخته بتنی

پلکان - ۱۱ - از پلهای ریخته شده کارگاهی - ۶ - نمایندگی





شکل ۷-۱۱- نمونه‌ای از دیوارهای حائل با تیرک‌های پیش‌ساخته بتنی



شکل ۸-۱۱ - نمونه‌ای دیگر از دیوارهای حاصل با قطعات پیش‌ساخته بتنی

فصل ۱۲

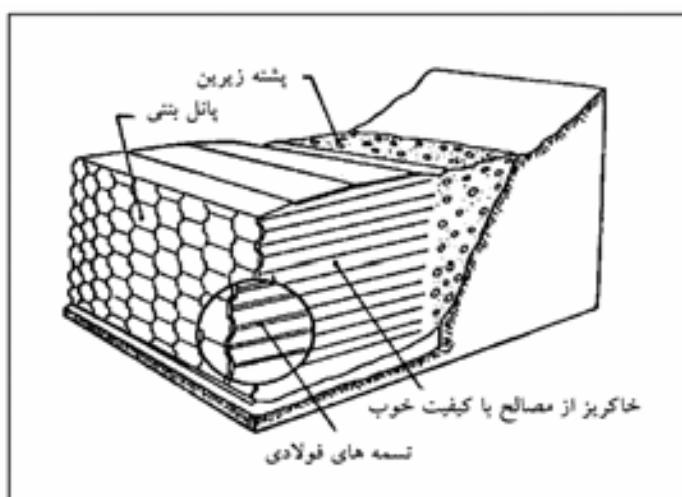
خاک مسلح

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 پراغنیرس^۲ نخستین نمونه خاک مسلح بود که در سال ۱۹۶۵ در فرانسه بنا شد و پس از آن در سال‌های ۱۹۶۸-۶۹ 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 مسلح کننده (به صورت تسمه، میلگرد و غیره) و اجزای پوسته می‌باشد. عناصر مسلح کننده به گونه‌ای در خاکریز جای داده می‌شوند که منجر به کاهش کششی حاصله شوند. خاک‌های دانه‌ای عموماً در مقابل فشار و برش مقاوم هستند، اما در مقابل کشش ضعیف می‌باشند. در خاک مسلح وجود عناصر مسلح کننده در جهت کرنش کششی باعث بهبود رفتار خاک می‌شود (مشابه بتون 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 مسلح کننده : 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 مسلح کننده 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 برابری کم مناسب هستند. درصد زیادی از حجم دیوار خاک مسلح را خاک تشکیل می‌دهد (اگر از حجم المان پوسته صرف‌نظر 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

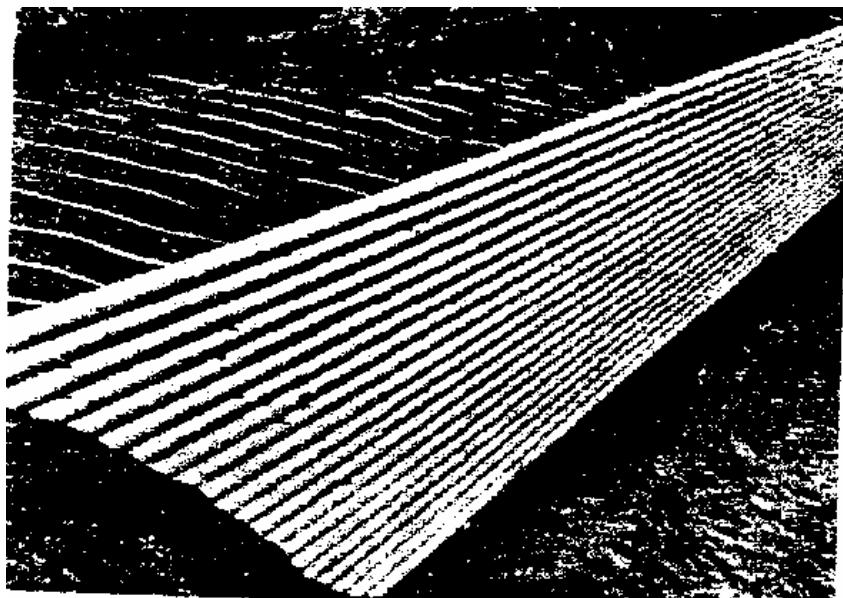
در خاک مسلح با استفاده از عناصر مسلح کننده که در داخل خاک قرار گرفته‌اند و ابتدای آنها به عناصر پوسته متصل شده است، عناصر پوسته و به تبع آن خاکریز مهار می‌شود. در این روش خاکریز از یکسو روی اجزای پوسته فشار جانبی اعمال کرده و از دیگر سو، اندرکنش آن با تسمه‌ها باعث مهار خاک می‌شود.

۲-۱۲ روش اجرا و کاربری‌های متعارف

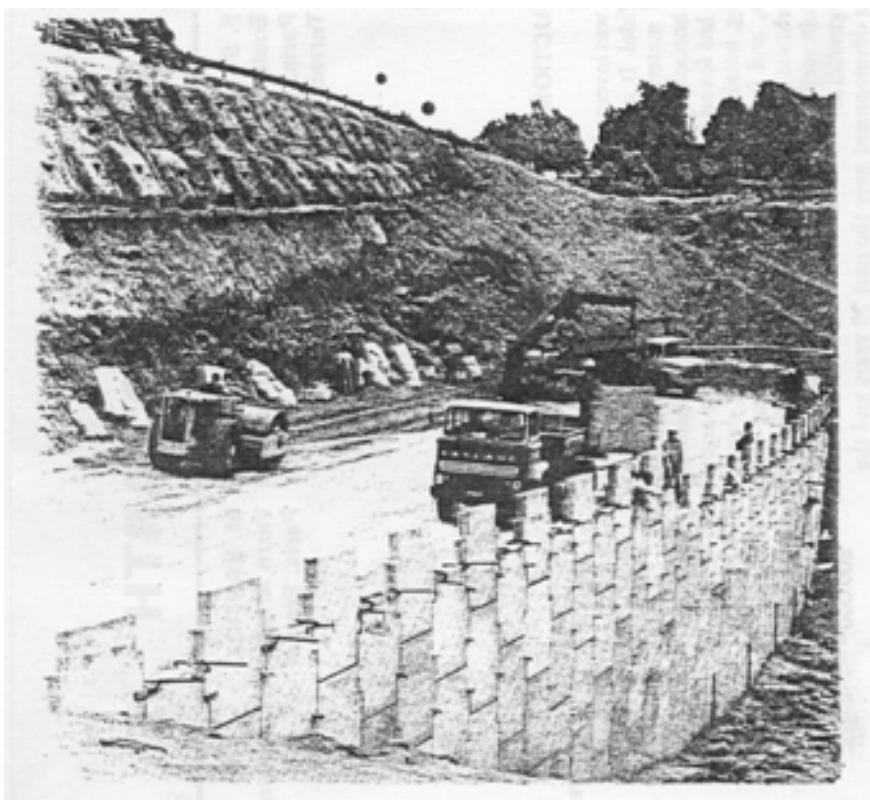
خاکریزی در سازه‌های خاک مسلح به صورت لایه‌لایه اجرا شده و مشابه خاکریزهای معمول متراکم می‌شود. المان‌های مسلح کننده در فاصله بین این لایه‌ها قرار می‌گیرند. المان‌های پوسته بهدو صورت، فلزی و با مقطع نیم بیضی و بتی پیش‌ساخته چلپایی شکل استفاده می‌شود. اجرای دیوارهای خاک مسلح با استفاده این قطعات بدین ترتیب است که ابتدا یک ردیف المان‌های پوسته در محل قرار داده می‌شود و پس از آن یک لایه خاکریز و المان‌های مسلح کننده اجرا می‌شود. [۴] (شکل‌های ۱۲-۲ و ۱۲-۳).

از مقایسه خاک مسلح با سایر سیستم‌های معمول دیوار حاصل می‌توان به نتایج زیر رسید :

- امکان اجرای سریع و ساده خاک مسلح بخصوص با استفاده از امکانات پیش‌ساختگی وجود دارد.
- هزینه‌ها در مقایسه با سایر سیستم‌های معمول دیوار حاصل کاهش می‌یابد.
- تطابق‌پذیری آن بالاست و امکان اجرا در انواع شیب‌ها و با شرایط مختلف خاک وجود دارد.



شکل ۲-۱۲- خاک مسلح با پوسته فلزی



شکل ۱۲-۳- خاک مسلح با پوسته بتُنی



شکل ۱۲-۴- اجرای دیوار خاک مسلح

- وجود المان‌های پوسته امکان ایجاد بیشترین هماهنگی بین سازه و محیط اطراف را به طراح می‌دهد.
 - انعطاف‌پذیری و تغییرشکل‌پذیری نسبتاً بالای خاک مسلح امکان تحمل نشسته‌های زیاد را فراهم می‌آورد. تنها محدودیت موجود در این مورد، نشست نامساوی است که منجر به خرابی و شکست المان‌های پوسته می‌شود، بدین منظور نشست نامساوی به ۱ تا ۲ درصد محدود می‌شود.
- در این میان مشکل اصلی خاک مسلح پدیده خوردنگی المان‌های مسلح‌کننده در خاک است. بنابراین در طراحی و اجرای خاک مسلح باید توجه خاصی به دوام و پایایی 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 بسترها 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 به عنوان دیوارهای ساحلی به دلیل مقاومت خوب آنها در مقابل ضربات امواج و فرسایش ناشی از آن.

۳-۱۲ 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.

۱-۳-۱ 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 به موارد زیر به هنگام انتخاب خاکریز برای خاک مسلح توجه داشت.
- انتخاب خاک‌های دانه‌ای متراکم شده که به هنگام اعمال نیروی برشی دچار افزایش حجم می‌شوند مناسب‌تر هستند، در خاک‌های دانه‌ای خوب زهکشی شده، تنفس 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 بهدلیل وجود رفتار الاستو - پلاستیک یا پلاستیک در این خاک‌ها احتمال رخداد تغییرشکل پسماند (پس از اجرا) وجود دارد. از سویی در این خاک‌ها المان‌های مسلح‌کننده با تنش بالا، مستعد پدیده خوش هستند و خوردنگی در آنها بیشتر دیده می‌شود. براساس این مجموعه موارد استفاده از خاک‌های ریزدانه برای خاکریز خاک مسلح مناسب نیست.

دانه‌بندی مناسب خاک به‌منظور استفاده در خاک مسلح در جدول ۱-۱۲ ارائه شده است.

جدول ۱-۱۲ - دانه‌بندی مناسب برای خاکریز خاک مسلح

شماره الک	درصد عبوری
۱۵۰ میلی‌متر	۱۰۰
۷۵ میلی‌متر	۱۰۰ - ۷۵
۷۵ میکرون	۲۵ - ۰
P.I < ۶	

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 به‌دلایل عملی، ارزیابی کیفیت مکانیکی مصالح خاکریز که عمدتاً میزان اصطکاک خاک و تسممه می‌باشد، توسط ضوابط دانه‌بندی بیان می‌شود که عامل تعیین‌کننده، درصد مصالح ریزتر از $80 \mu\text{m}$ و $15 \mu\text{m}$ می‌باشد. این ضوابط در جدول (۱۲-۲) نشان داده شده است. به عنوان مثال اگر مقدار مصالح ریزتر از $80 \mu\text{m}$ بیش از ۱۵ درصد و مصالح ریزتر از $15 \mu\text{m}$ نیز حدود ۱۵ درصد باشند، در این حالت در صورت استفاده از تسممه‌های آجادار زاویه اصطکاک داخلی خاک باید بیش از ۲۵ درجه باشد، در غیر این صورت مصالح قابل استفاده نمی‌باشند و در صورت استفاده از تسممه‌های صاف زاویه اصطکاک خاک و تسممه باید بیش از ۲۲ درجه باشد. یا مثلاً در صورتی که مصالح ریزتر از $80 \mu\text{m}$ بیش از ۱۵ درصد و مقدار مصالح ریزتر از $15 \mu\text{m}$ نیز بیش از ۲۰ درصد باشند، مصالح برای خاکریز خاک مسلح قابل استفاده نمی‌باشند.

در ضمن با توجه به خصامت لایه‌ها (بین ۳۳ تا $37/5$ سانتی‌متر) ابعاد بزرگترین دانه خاکریز باید بیش از ۲۵۰ میلی‌متر باشد.

جدول ۱۲-۲- محدوده دانه‌بندی مناسب برای خواص مکانیکی

درصد عبور از $80 \text{ m} \mu$	$>\%15$	$\text{درصد عبور } 15 \text{ } \mu \text{m}$	$\%10$	ضابطه مکانیکی را ارضامی کند			
				ضابطه مکانیکی را ارضامی کند		ضابطه مکانیکی را ارضامی کند	
				ضابطه مکانیکی را ارضامی کند		ضابطه مکانیکی را ارضامی کند	
				ضابطه مکانیکی را ارضامی کند		ضابطه مکانیکی را ارضامی کند	
				ضابطه مکانیکی را ارضامی کند		ضابطه مکانیکی را ارضامی کند	
				ضابطه مکانیکی را ارضامی کند		ضابطه مکانیکی را ارضامی کند	
				ضابطه مکانیکی را ارضامی کند		ضابطه مکانیکی را ارضامی کند	

۱۳-۳-۲ 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 خاکریز داشته، دوام و پایایی آنها مناسب، و دارای شکل بدیری زیاد در هنگام گسیختگی باشند. میزان ودادگی آنها تحت تنشی‌های 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 اشكال مختلفی نظیر تسمه، شبکه، میله مهار، صفحات گستردگی، 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 ژئوسینتیک‌ها (نظیر ژئوتکستیل، 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.

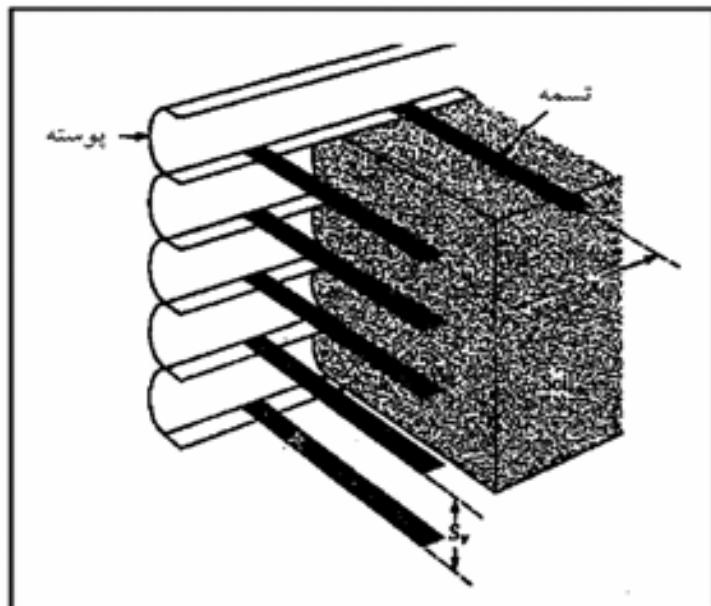
۱۳-۳-۳ عناصر پوسته

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

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 :

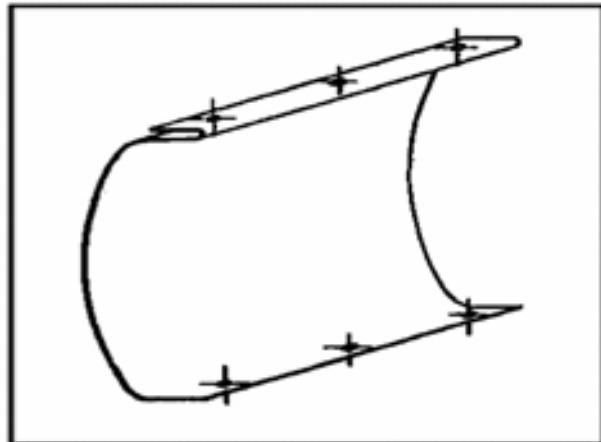
قطعات فلزی یا فولادی : شکل این المان‌ها به صورت مقطعی از نیم‌بیضی است که بسیار انعطاف‌پذیر و مقاوم هستند، برای نصب این المان‌ها آنها را به یکدیگر پیچ کرده و المان‌های مسلح کننده را در فاصله بین آنها قرار می‌دهند. استفاده از این نوع المان پوسته برای مناطقی که مشکل حمل و نقل و دسترسی وجود داشته باشد به دلیل سبکی بالایشان بسیار مناسب است (شکل ۱۲-۶).



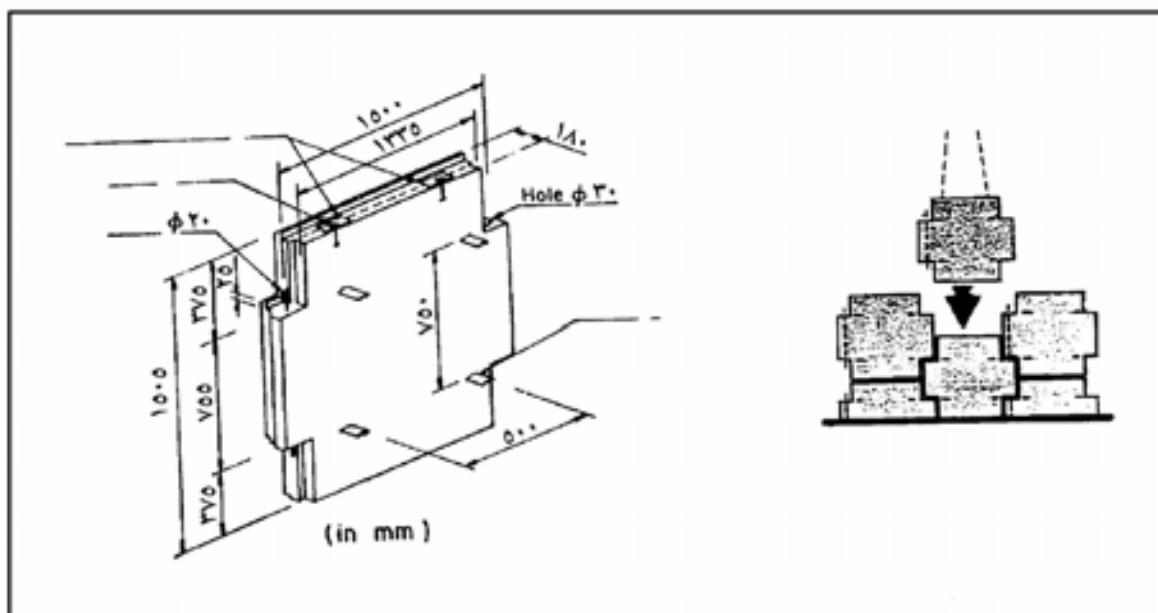
شکل ۱۲-۵- اجزای تشکیل‌دهنده خاک مسلح

قطعات بتنی : شکل این المان‌ها معمولاً به صورت چلپایی است و با استفاده از بتن به صورت پیش‌ساخته تهیه می‌شوند. اتصالات آنها به گونه‌ای تعبیه شده که امکان تحمل تغییرشکل قابل ملاحظه‌ای را بدون ترک‌خوردگی در بتن داشته باشند و از دیگر سو خاک از آن محل خارج نشود (شکل ۷-۱۲).

قطعات بتنی امکان اجرای انواع پوشش‌های نما را فراهم می‌آورند.



شکل ۱۲-۶ - المان های فلزی



شکل ۱۲-۷ - المان های پیش ساخته بتنی

۱۲-۴ دوام و پایایی

رفتار و عملکرد خاک مسلح در درازمدت تابعی از رفتار المان های مسلح کننده آن در طول زمان است. براساس ویژگی های مکانیکی مورد نیاز برای المان های مسلح کننده، فولاد یکی از بهترین انتخاب ها است، اما پدیده خوردگی در فولاد باعث تقلیل رفتار خاک مسلح می شود. بدین دلیل بررسی بر روی سایر مصالح برای انتخاب آنها به جای المان های مسلح کننده همزمان با کاربرد خاک مسلح شروع شده است.

اولین نمونه آزمایشی خاک مسلح با استفاده از تسممهای فایبرگلاس و المان‌های پوسته پیش‌ساخته در سال ۱۹۶۶ اجرا شد، تسممهای 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.

۵-۱۲ 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.

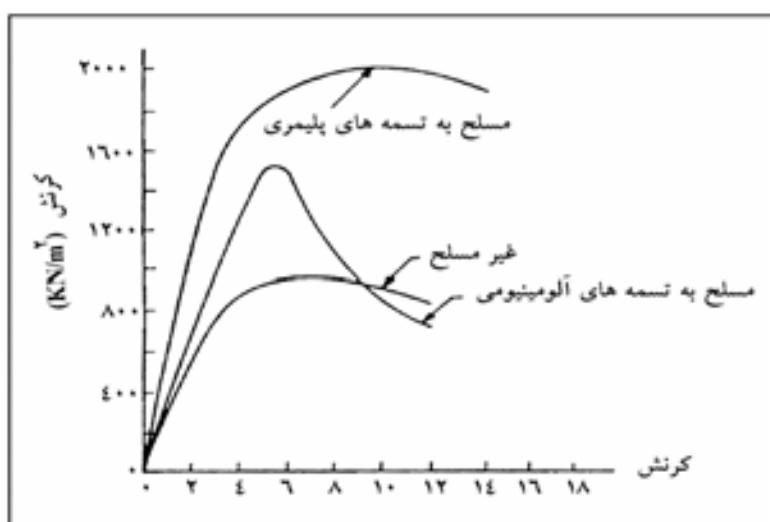
برای درک رفتار سازه‌های خاک مسلح ابتدا رفتار نمونه‌های آزمایشگاهی مصالح خاک مسلح و سپس اصطکاک بین خاک و المان‌های مسلح‌کننده و در نهایت رفتار سازه‌های خاک مسلح بررسی می‌شود.

۱۲-۵ رفتار نمونه‌های مصالح خاک مسلح

یک نمونه آزمایشگاهی از خاک مسلح را به عنوان یک نوع مصالح مورد آزمایش قرار می‌دهیم. نتایج حاصله از یک سری آزمایش‌های سه محوری 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

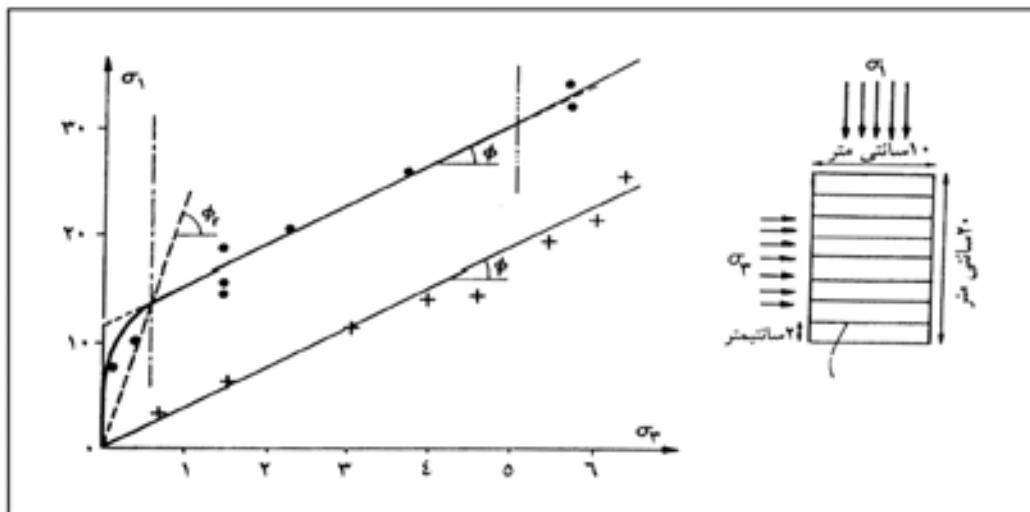
براساس میزان فشار همه‌جانبه^۱ (۵۳) مدهای خرابی را می‌توان به شرح زیر بیان کرد (شکل ۹-۱۲) :

- به ازای مقادیر کم ۵۳، خرابی نمونه ناشی از لغزش المان‌های مسلح کننده 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.
- به ازای مقادیر زیاد ۵۳، خرابی نمونه در اثر گسیختگی المان‌های مسلح کننده است. منحنی شکست در این حالت خطی به موازات 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 تسممه‌ها و مقاومت کشنشی آنهاست.

۹-۱۲-۵ اصطکاک بین خاک و عناصر مسلح کننده (تسممه‌ها)

بررسی پدیده اصطکاک در خاک مسلح بر مبنای آزمایش‌هایی روی نمونه‌های آزمایشگاهی و واقعی پایه‌گذاری شده است. بیرون کشیدن یک المان مسلح کننده 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 :

$$\mu^* = \frac{\tau_{\max}}{\sigma_0} \quad (9-12)$$



شکل ۹-۱۲- منحنی گسیختگی برای خاک ماسه‌ای مسلح

در این رابطه $\max \tau$ تنش برشی حداکثر روی عنصر مسلح‌کننده و σ_0 تنش عمودی اولیه است که برای مقاصد طراحی مقدار آن را با فشار وارد γZ تخمین می‌زنند. مقدار μ^* تابعی از انبساط‌پذیری خاک است و مقدار آن می‌تواند بهبیش از ضریب اصطکاک بین خاک و عنصر مسلح‌کننده $\tan\psi$ 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 المان‌های مسلح‌کننده، فشار خاک وارد روی عناصر مسلح‌کننده، نوع خاکریز، میزان رطوبت خاکریز.

۳-۵-۳ رفتار و مکانیزم سازه خاک مسلح

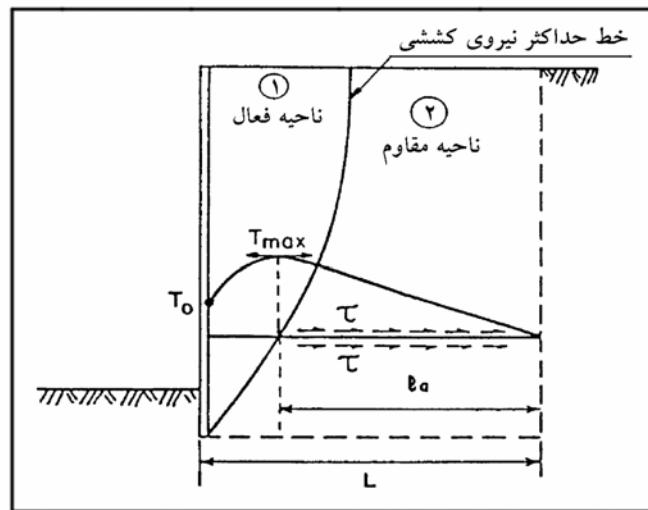
آزمایش‌های انجام شده نشانگر تغییر نیروی کششی در طول المان‌های مسلح‌کننده و رسیدن آن به یک مقدار حداکثر در این طول است. مکان هندسی محل تنش حداکثر در المان‌های مسلح‌کننده برای لایه‌های متفاوت خط نیروی کششی حداکثر را تعریف می‌کند. این خط دو ناحیه محرک و مقاوم را از هم جدا می‌کند (شکل ۱۰-۱۲).

الف - ناحیه محرک^۱: در این ناحیه خاک تمایل به جدا شدن از سازه دارد و عامل اصطکاک در طول المان مسلح‌کننده آن را مهار می‌کند.

ب - ناحیه مقاوم^۲: در این ناحیه تنش برشی مانع از لغزش المان‌های مسلح‌کننده می‌گردد. 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 وارد و تأثیرات دینامیکی است. علاوه بر آن میزان صلابت المان‌های مسلح‌کننده 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 المان‌های مسلح‌کننده نسبتاً صلب در خاک است که باعث تغییر توزیع تنش، کرنش در خاک می‌شود. نتایج حاصله از آزمایش دیوارهای مسلح‌شده با عناصر مسلح‌کننده پلیمری همچنین بررسی نمونه‌های المان محدود نشان داده‌اند که با افزایش انبساط‌پذیری (کاهش صلابت) المان‌های مسلح‌کننده محل خط کشش حداکثر از دیوار دورشده و به شکل گوه گسیختگی کولمب نزدیک می‌شود.

1 - Active Zone
2 - Resistant Zone



شکل ۱۲-۱۰ - خط کشش حد اکثر و نواحی محرک و مقاوم

۶-۱۲ روش طراحی

۱-۶ معرفی

طراحی سازه‌های خاک مسلح شامل کنترل پایداری خارجی یا کلی و پایداری داخلی می‌باشد.

۲-۶ 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 کفايت باربری بستر (کج شدگی)

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 ذوزنقه‌ای برای تنش خاک در زیر سازه در نظر گرفت.

الف - لغزش

$$\frac{\text{نیروی}}{\text{نیروی در مقابل لغزش}} = \frac{\mu(\gamma_w HL + W_s L)}{K_{ab} \frac{H^2}{2} + K_{ab} W_s H} = \frac{2\mu(\gamma_w H + W_s)}{K_{ab}(\gamma_b H + 2W_s)\left(\frac{H}{L}\right)} \quad (۴-۱۲)$$

ب - واژگونی

$$= \frac{\text{ضریب اینمی}}{\text{در مقابل واژگونی}} = \frac{\frac{\text{لنگر مقاوم حول پنجه}}{\gamma_w \frac{HL^2}{2} + W_s \frac{L^2}{2}}}{\frac{\text{لنگر واژگون کننده حول پنجه}}{K_{ab} \gamma_b \frac{H^3}{6} + K_{ab} W_s \frac{H^2}{2}}} \quad (5-12)$$

$$(6-12) \quad FS = \frac{3(\gamma_w H + W_s)}{K_{ab} (\gamma_b H + 3W_s) \left(\frac{H}{L} \right)^2}$$

در این خصوص توصیه می شود نسبت $L/H \geq 7/0$ 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 واردہ بر روی بستر یا نشست نامساوی توصیه می شود. علاوه بر آن توصیه می شود که فشار واردہ 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 :

$$\sigma = \frac{V}{A} \pm \frac{M}{I} y = (\gamma_w H + W_s) \pm \frac{\left(K_{ab} \gamma_b \frac{H^3}{6} + K_{ab} W_s \frac{H^2}{2} \right)}{\left(\frac{L^3}{12} \right)} y \quad (7-12)$$

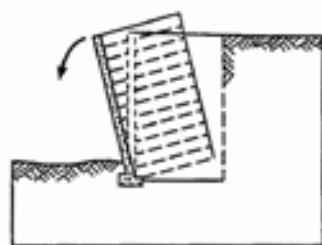
$$\sigma_{max} = (\gamma_w H + W_s) + K_{ab} (\gamma_b H + 3W_s) \left(\frac{H}{L} \right)^2 \leq q_a \quad (8-12)$$

$$\sigma_{min} = (\gamma_w H + W_s) + K_{ab} (\gamma_b H + 3W_s) \left(\frac{H}{L} \right)^2 \geq 0 \quad (9-12)$$

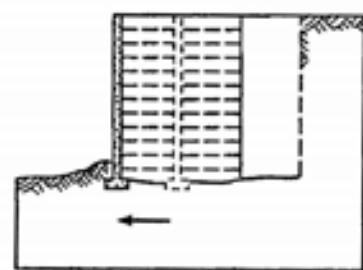
پارامترهای به کار رفته در روابط فوق در شکل (۱۵-۱۲) نشان داده شده اند.

ت - لغزش شیروانی

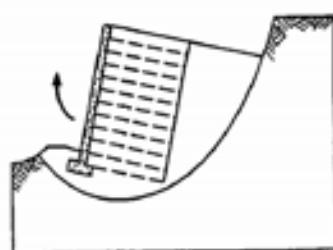
مشابه سایر انواع دیوار حایل باید تمام سطوح محتمل شکست بررسی شود. شکل ۱۷-۱۲ مبنای کار همان روش ها و ضرایب اینمی دیوارهای حایل معمولی است.



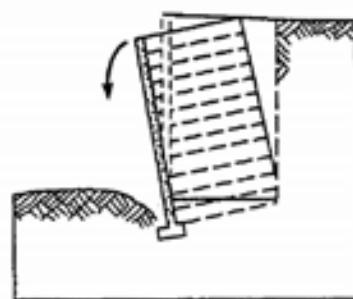
شکل ۱۲-۱۱- لغزش



شکل ۱۲-۱۲- واژگونی

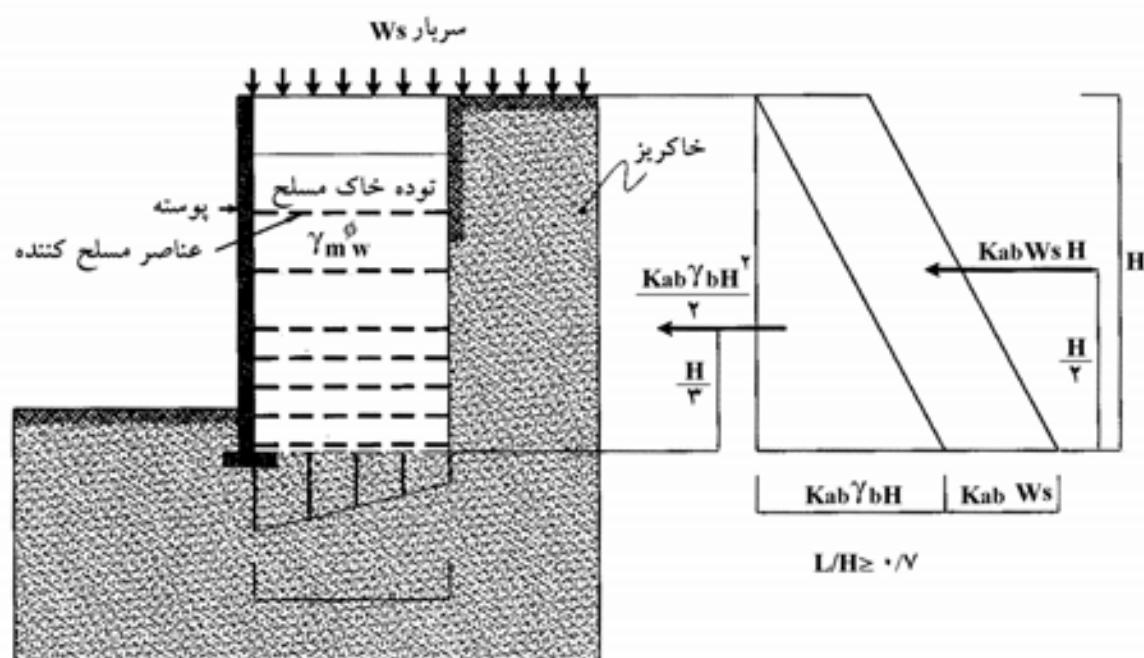


شکل ۱۲-۱۳- باربری خاک

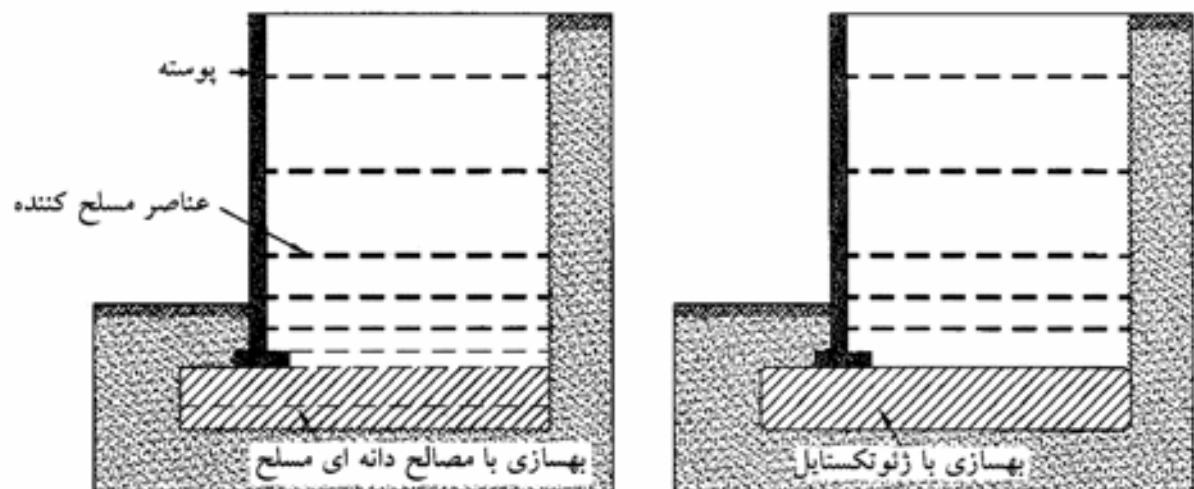


شکل ۱۲-۱۴- لغزش عمیق شیروانی

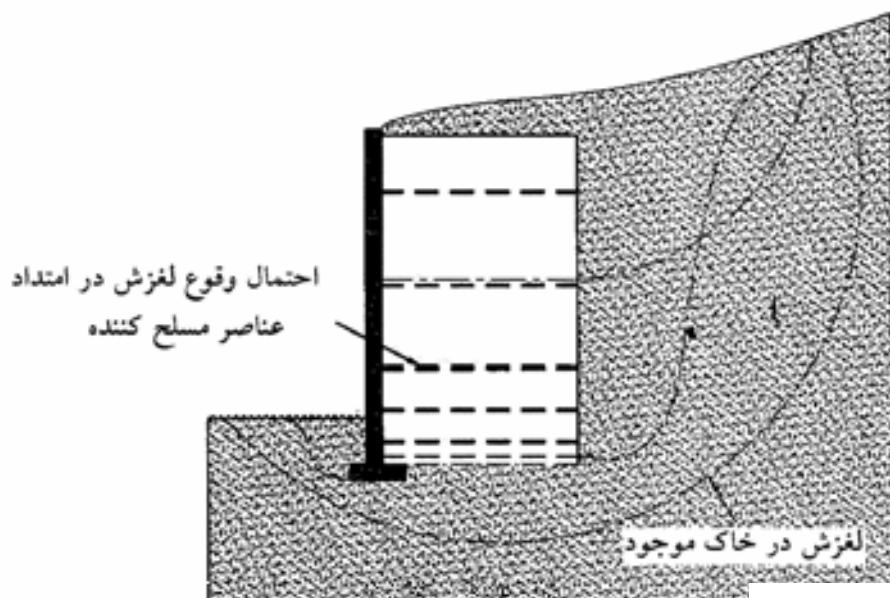
مودهای ناپایداری کلی سازه



شکل ۱۲-۱۵- نیروهای وارد بر سازه خاک مسلح



شکل ۱۲-۱۶- روش‌های تقویت بستر



شکل ۱۲-۱۷- لغزش شیروانی

۱۲-۳-۶ پایداری داخلی

۱۲-۳-۶-۱ فشار افقی محرك و مقاوم

شکل ۱۲-۱۸- الف، دیوار حایلی را با خاکریز دانه‌ای با وزن مخصوص ۶۱ و زاویه اصطکاک ϕ نشان می‌دهد.

در زیر پایه دیوار حاصل، خاک طبیعی برداشته شده و با مصالح خاکریز پر و متراکم شده است. خاک طبیعی زیر دیوار حاصل نیز دارای وزن مخصوص γ_v ، زاویه اصطکاک داخلی ϕ_v و چسبندگی c_v می‌باشد. در بالای دیوار حاصل نیز سرباری بهشت q قرار داده شده است. دیوار دارای تسمه‌هایی می‌باشد که در اعمق $z = 0, S_v, 2S_v, \dots, NS_v$ قرار داده شده است. ارتفاع کل دیوار نیز $NS_v = H$ می‌باشد.

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 خاک‌های دانه‌ای خشک بدون سربار فوقانی، $K_a = \tan^3(45 - \phi_v/2)$ و $\sigma_v = \gamma z$ ، $c = 0$ می‌باشد. 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 :

$$\sigma_v = \sigma_{v(1)} + \sigma_{v(2)} = \gamma_1 z$$

↑ ↑
(به علت سربار) (فقط به علت خاک)

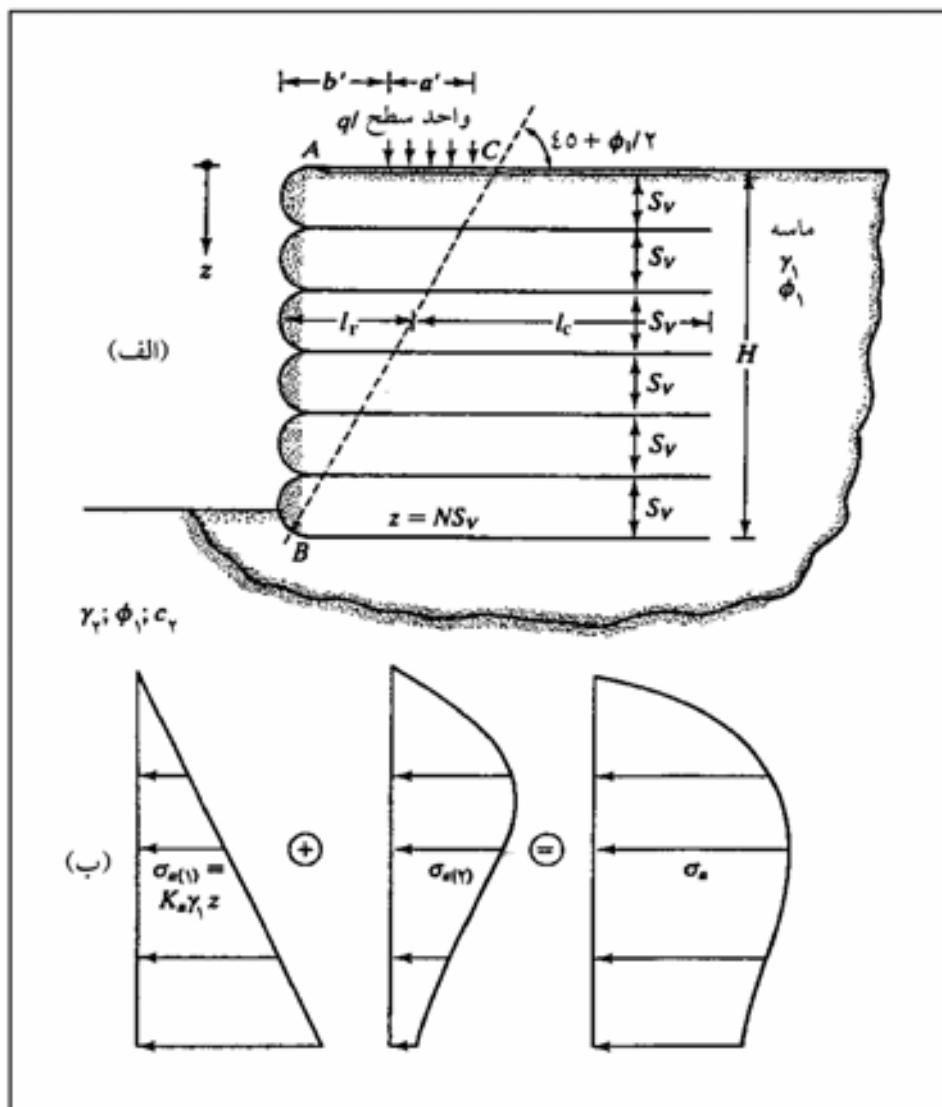
$$(12-12)$$

مقدار $\sigma_{v(2)}$ را می‌توان با استفاده از روش توزیع تنش ۲ به ۱ محاسبه نمود. این کار در شکل ۱۲-۱۹-الف، نشان داده شده است. طبق پیشنهاد لابا، و کندی^۱ (۱۹۸۶) داریم :

$$\sigma_{v(2)} = \frac{qa'}{a' + z} \quad z \leq 2b' \quad (13-12)$$

و

$$\sigma_{v(2)} = \frac{qa'}{a' + \frac{z}{2} + b'} \quad z > 2b' \quad (14-12)$$

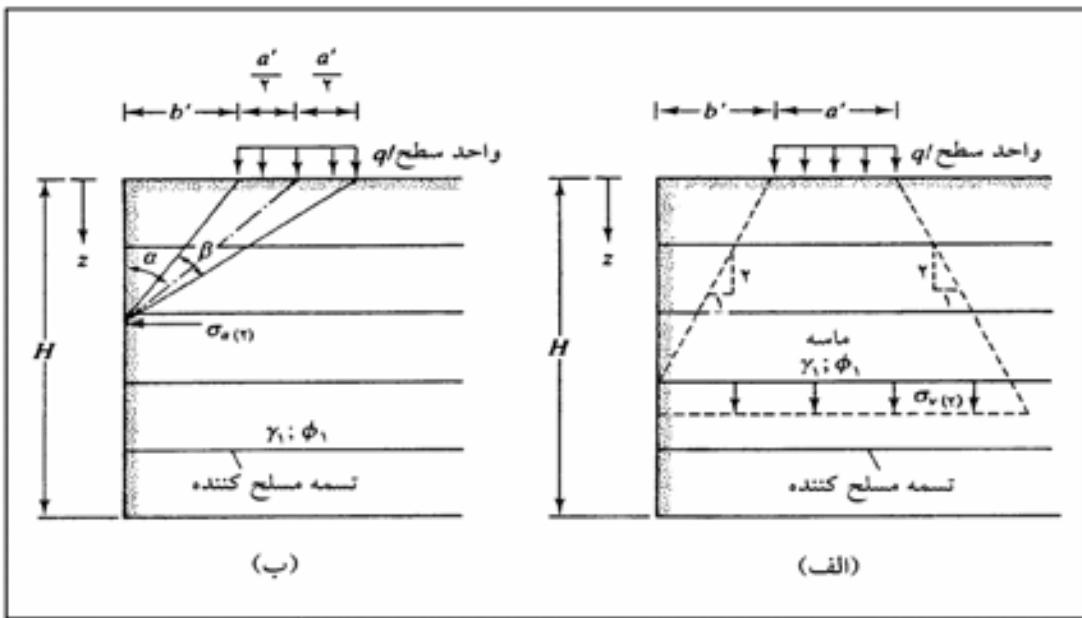


شکل ۱۲-۱۸- تحلیل دیوار خاک مسلح

همچنین در صورت وجود سربار در سطح خاکریز، فشار افقی در هر عمق برابر است با :

$$\sigma_a = \sigma_{a(1)} + \sigma_{a(2)} = K_a \gamma_i z \quad (12-15)$$

\uparrow
 (به علت خاک)
 \uparrow
 (به علت سربار)



شکل ۱۲-۱۹ (الف) عالیم به کار رفته برای محاسبه $\sigma_{a(2)}$ در روابط (۱۲-۱۳ و ۱۲-۱۴)

(ب) عالیم به کار رفته برای محاسبه $\sigma_{a(2)}$ در روابط (۱۶-۱۲ و ۱۷-۱۲)

طبق کارهای لابا و کندی (۱۹۸۶)، $\sigma_{a(2)}$ را می‌توان با استفاده از روابط زیر محاسبه نمود (شکل ۱۲-۱۹-ب):

$$\sigma_{a(2)} = M \left[\frac{2q}{\pi} (\beta - \sin \beta \cdot \cos 2\alpha) \right] \quad (16-12)$$

↑
(بر حسب رادیان)

که در آن :

$$M = \frac{0/4b'}{0/14H} \geq 1 \quad (17-12)$$

توزیع فشارهای جانبی محرك محسوبه شده طبق روابط (۱۲-۱۵ و ۱۶ و ۱۷-۱۲-ب) 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:

(سطحی از دیوار که به یک تسمه تکیه داده شده است) * (فشار محرك خاک در عمق z) $T =$

بنابراین :

$$T = (\sigma_a)(S_v S_H) \quad (18-12)$$

S_H = فاصله افقی تسمه‌ها

S_V = فاصله قائم تسمه‌ها

ضریب اینمی در مقابل گسیختگی تسمه‌ها

گسیختگی تسمه‌ها به دو صورت (الف) پارگی، و (ب) بیرون کشیدگی^۱ می‌تواند رخ دهد. ضریب اینمی در مقابل پارگی به صورت زیر بیان می‌شود :

$$FS_{(B)} = \frac{\text{مقاومت جاری شدن هر تسمه}}{\text{حداکثر نیروی ایجادشده در هر تسمه}} = \frac{wtf_y}{\sigma_a S_v S_H} \quad (19-12)$$

که در آن :

w = عرض هر تسمه

t = ضخامت هر تسمه

f_y = تنش جاری شدن (تنش تسلیم) مصالح تسمه

در این مورد ضریب اینمی در حدود $2/5$ تا 3 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 محافظه‌کارانه 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 $45 + \phi/\mu$ با افق می‌سازد. حال حداکثر نیروی اصطکاک قابل حصول FR برای تسمه‌ای در عمق z برابر است با :

$$F_R = 2\ell_e w \sigma_v \tan \phi_\mu \quad (20-12)$$

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 ، می‌تواند به صورت زیر تعریف گردد:

$$FS_{(P)} = \frac{F_R}{T} \quad (21-12)$$

که در آن:

F_R = ضریب ایمنی در مقابل بیرون کشیدگی
 T = نیروی کششی تسمه‌ها در ترازهای مختلف
با قرار دادن روابط ۱۲-۱۸ و ۱۲-۲۰ در رابطه ۲۱-۲۱ به دست می‌آید:

$$FS_{(P)} = \frac{2\ell_e w \sigma_v \tan \phi_\mu}{\sigma_a S_V S_H} \quad (22-12)$$

طول کل تسمه

طول کل تسمه در هر عمق دلخواه برابر است با:

$$L = \ell_r + \ell_e \quad (23-12)$$

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 می‌توان به صورت زیر نوشت:

$$\ell_e = \frac{FS_{(P)} \sigma_a S_V S_H}{2w \sigma_v \tan \phi_\mu} \quad (24-12)$$

در عمق دلخواه z داریم:

$$\ell_r = \frac{(H - z)}{\tan \left(45 + \frac{\phi_1}{2} \right)} \quad (25-12)$$

با ترکیب روابط ۱۲-۱۲، ۲۳-۱۲، ۲۴-۱۲، و ۱۲-۲۵ به دست می‌آید:

$$L = \frac{(H - z)}{\tan \left(45 + \frac{\phi_1}{2} \right)} + \frac{FS_{(P)} \sigma_a S_V S_H}{2w \sigma_v \tan \phi_\mu} \quad (26-12)$$

روش عمومی طراحی

در زیر روش گام به گام طراحی خاک مسلح ارائه می شود :

گام ۱ . ارتفاع H دیوار و مشخصات ϕ و ψ خاکریز دانه ای انتخاب شده برای پر کردن پشت دیوار را انتخاب نمایید.

گام ۲ . مقدار ضریب اصطکاک بین تسمه و خاک μ و همچنین مقادیر (P) و (B) را انتخاب نمایید.

گام ۳ . عرض تسمه w و فواصل افقی و قائم تسمه ها را انتخاب نمایید.

گام ۴ . مقدار σ_a را با استفاده از روابط ۱۲-۱۵، ۱۲-۱۶ و ۱۷-۱۲ محاسبه نمایید.

گام ۵ . نیروی تسمه ها را در ترازهای مختلف محاسبه نمایید.

گام ۶ . با داشتن ضریب ایمنی $(FS(B))$ ، ضخامت تسمه، (t) را برای مقابله با پارگی محاسبه نمایید :

$$T = \sigma_a S_V S_H = \frac{wtf_y}{FS_{(B)}} \quad \text{یا :}$$

$$t = \frac{(\sigma_a S_V S_H) [FS_{(B)}]}{\omega f_y} \quad (27-12)$$

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 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 می توان برای دستیابی به اقتصادی ترین طرح، تغییر داد.

گام ۹ . بعد از طراحی عناصر مسلح کننده، باید پایداری کلی دیوار، یعنی واژگونی، لغزش، و ظرفیت برابری کنترل گردد. این کار مشابه روش به کار گرفته شده برای دیوارهای حاصل معمولی در فصل پنجم می باشد (به شکل ۱۲-۲۰ مراجعه شود).

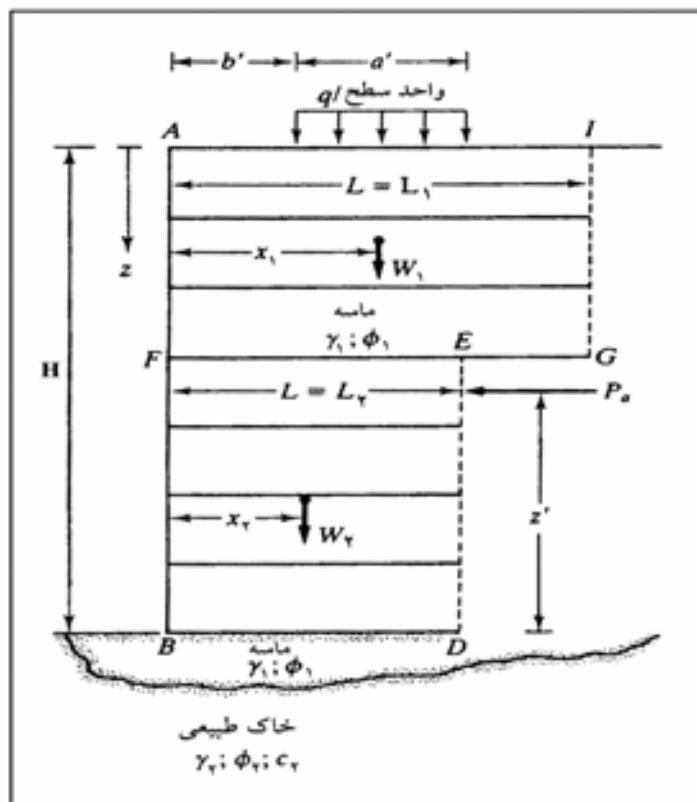
کنترل واژگونی

با گرفتن لنگر در حول نقطه B ، لنگر واژگونی برای واحد طول دیوار برابر است با :

$$M_O = P_a z' \quad (28-12)$$

که در آن :

$$P_a = \int_0^H \sigma_a \cdot dz \quad \text{نیروی محرک}$$



شکل ۱۲-۲۰- کنترل پایداری برای دیوارهای خاک مسلح

لنگر مقاوم برای واحد طول دیوار برابر است با :

$$M_R = W_1 x_1 + W_2 x_2 + \dots + qa' \left(b' + \frac{a'}{2} \right) \quad (29-12)$$

که در آن :

$$W_1 = (\text{سطح AFEGI}) (1)(\gamma_1)$$

$$W_r = (\text{سطح FBDE})(1)(\gamma_1)$$

.

بنابراین :

$$\begin{aligned} FS_{(\text{overturning})} &= \frac{M_R}{M_o} \\ &= \frac{W_1 x_1 + W_2 x_2 + \dots + qa' \left(b' + \frac{a'}{2} \right)}{\left(\int_0^H \sigma_a \cdot dz \right) z'} \quad (30-12) \end{aligned}$$

کنترل لغزش

ضریب ایمنی در مقابل لغزش از رابطه زیر به دست می‌آید :

$$FS_{(sliding)} = \frac{(W_1 + W_2 + \dots + qa')[\tan(k\phi_1)]}{P_a} \quad (31-12)$$

که در آن $k \approx \frac{2}{3}$ می‌باشد.

کنترل ظرفیت باربری پی

ظرفیت باربری نهایی شالوده‌های سطحی می‌تواند از رابطه زیر به دست آید :

$$q_{ult} = cN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + qN_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

برای حالت مورد بحث، ضرایب شکل، عمق و شیب مساوی ۱ می‌باشند. همچنین $B = L_2$ ، $\gamma = \gamma_2$ ، $c = c_2$ ، $N_c = N_\gamma$ می‌باشد. بنابراین است (عمق شالوده مساوی صفر می‌باشد) :

$$q_{ult} = c_2 N_c + \frac{1}{2}\gamma_2 L_2 N_\gamma \quad (32-12)$$

ضرایب ظرفیت باربری N_c و N_γ مربوط بهزاویه اصطکاک ϕ_2 می‌باشند. 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 :

$$FS_{(bearing capacity)} = \frac{q_{ult}}{\sigma_{v(H)}} \quad (34-12)$$

معمولًاً حداقل ضرایب ایمنی پایداری بهصورت زیر در نظر گرفته می‌شوند.

ضریب ایمنی واژگونی = $FS_{(overturning)} = 2$

ضریب ایمنی لغزش = $FS_{(sliding)} = 1/5$

ضریب ایمنی باربری پی = $FS_{(bearing capacity failure)} = 3$

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 مرکز و به دنبال آن خرابی کاهش می‌یابد.

تأثیر زلزله روی پایداری کلی سازه خاک مسلح را می‌توان براساس فرضیات حاکم بر سایر سیستم‌های حاصل 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).

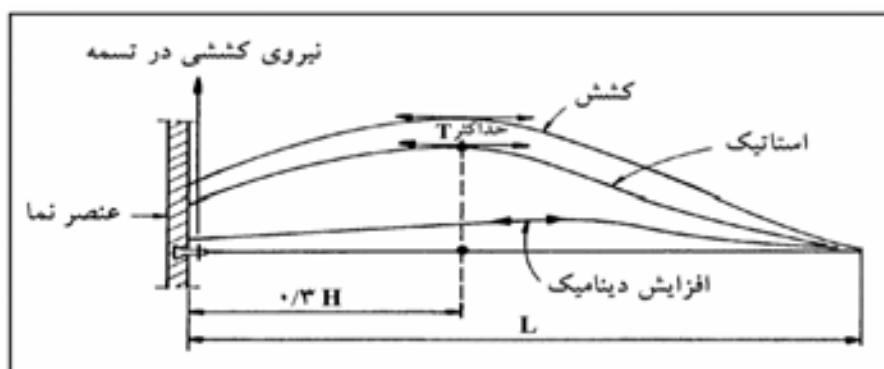
$$D = \left(0/3 + 0/5 \frac{a}{g} \right) H \quad (35-12)$$

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

ژئوستیتیک^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 واردہ بر دیوارهای حائل 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 کتانی جین اقدام به پایدارسازی جاده‌های خاکی می‌نمودند.

امروزه ژئوستیتیک‌ها کاربرد فراوانی در مهندسی ژئوتکنیک پیدا کرده‌اند. تکنولوژی دیوارهای ژئوستیتیک براساس ایده تکنولوژی خاک مسلح پایه‌گذاری شده است. انواع اصلی ژئوستیتیک 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 متخلف هستند. ویژگی اصلی آنها تخلخل شان 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 دریک 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 - ژئومبرن^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 افودنی دیگری هم به آن اضافه می‌شود.

برای عملیات خاکی، خواص مکانیکی، فیزیکی و هیدرولیکی ژئوستیتیک مدنظر است (جدول ۱-۱۳). این خواص تابعی از نوع ژئوستیتیک، نوع پلیمر، روش تولید و غیره هستند. به علاوه باید توجه ویژه‌ای به دوام و پایایی 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 تنفس 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. ژئوستیتیک مصرفی برای کارهای ژئوتکنیکی متناسب با کاربری

1 - Geosynthetics

2 - Geotextile

3 - Geogrid

4 - Geonet

5 - Geomembrane

6 - Geocomposite

مورد نظر انتخاب می شود (جدول ۱۳-۲). از سویی به ازای هر نوع انتخابی، مخصوصات و ترکیبات بسیاری وجود دارد. بنابراین انتخاب مصالح نیازمند توجه ویژه ای است.

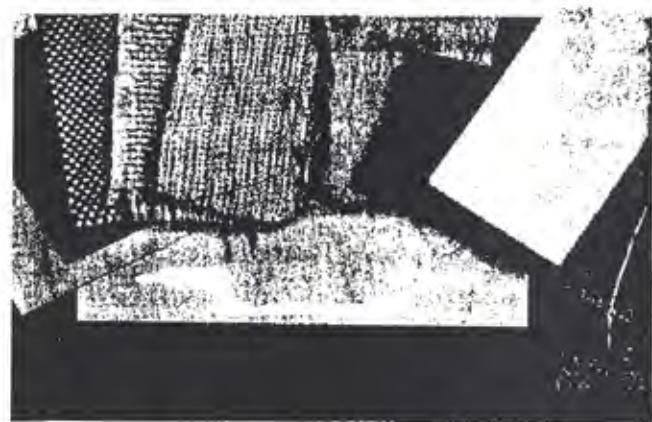
جدول ۱۳-۱- فهرست خواص و ویژگی های ژئوسینتیک ها در کارهای ژئوتکنیکی [۳]

Physical	Mechanical	Hydraulic (Permittivity)	Durability Resistance to degradation by :
Mass/Unit area	Short-term Load/deformation	نفوذپذیری	پرتوافکنی (Irradiation) Chemicals
Pore size			Bacteria
			سایش (Abrasion)
Surface friction	Long-term	انتقال پذیری	پارگی (Tearing)
Or adhesion	Load/deformation (creep)		سوراخ شدنگی (Puncturing)

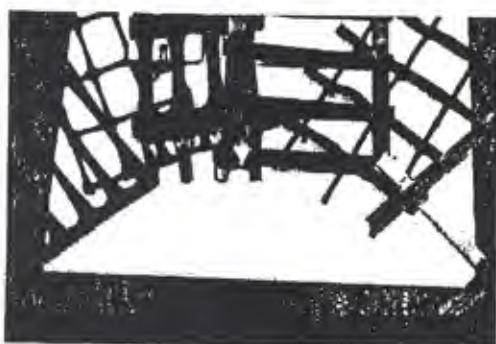
جدول ۱۳-۲- کاربری های موجود برای انواع ژئوسینتیک ها

Type	Available Functions				
	Separation	Reinforcement	Filtration	Drainage	Moisture Barriers
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	n/a	n/a
Geomembrane	S	n/a	n/a	n/a	n/a
Geocomposite	P or S	P or S	P or S	P or S	n/a or S

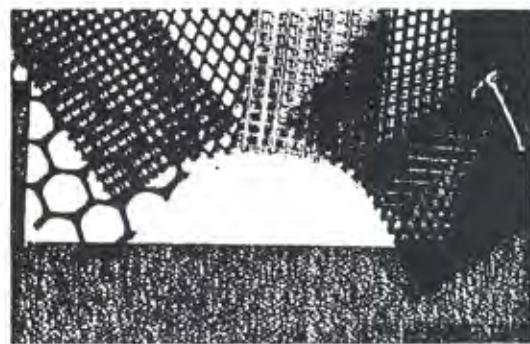
Note: P = primary function; S = supplementary function; n/a = not applicable.



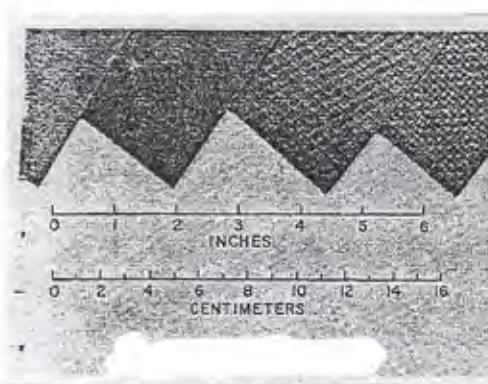
(الف) ژنتکتایل‌ها - مسلح‌سازی خاک



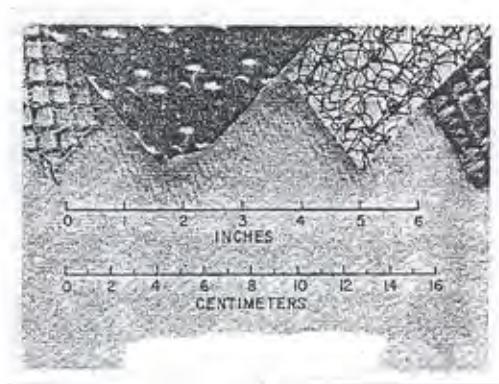
(ب) ژنگریدهای - مسلح‌سازی خاک



(پ) ژنوت‌ها (زهکشی)



(ت) ژنومبران‌ها (لایه نفوذناپذیر)

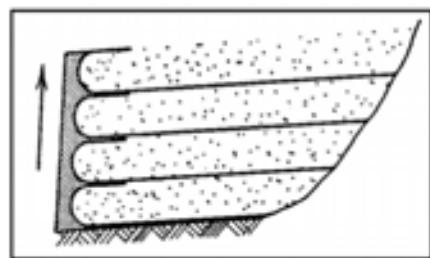


(ث) ژنکامپوزیت‌ها

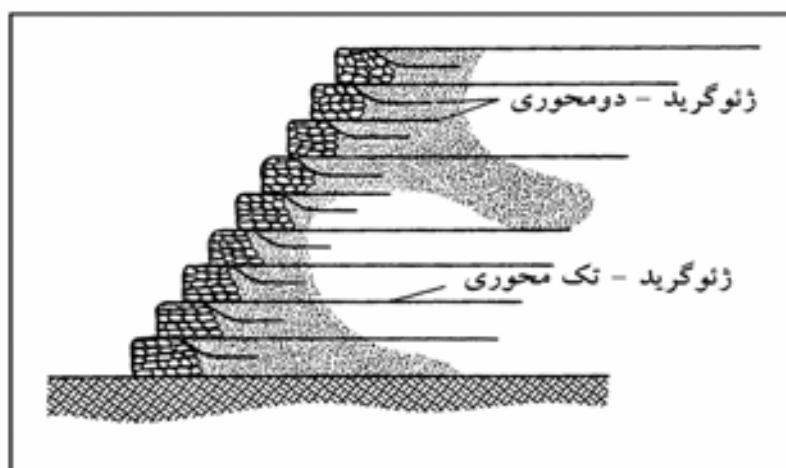
شکل ۱۳-۱- انواع ژئوسینتیک‌ها

تکنولوژی دیوارهای ژئوسینتیک برگرفته شده از ایده خاک مسلح است. این دیوارها به شکل‌های متفاوت و با استفاده از انواع ژئوسینتیک‌ها طراحی و اجرا می‌شوند. معروفترین نمونه‌های این دیوارها عبارتند از:

- الف - دیوارهای ژئوتکستайл : در این دیوارها خاکریز به صورت لایه‌لایه اجرا می‌شود و هر لایه بین صفحات ژئوتکستайл قرار گرفته و وجه خارجی دیوار عموماً برای حذف اثر منفی اشعه مافوق بنفس پوشش می‌شود (شکل ۱۳-۲).
- ب - دیوارهای ژئوگرید : در این دیوارها با استفاده از ژئوگرید دیوارهای حایلی مشابه دیوارهای ژئوتکستайл 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 بنفس هم کمتر است و در نتیجه وجه خارجی این دیوارها عموماً پوشش نمی‌شود (شکل ۱۳-۳).



شکل ۱۳-۲- دیوار ژئوتکستайл



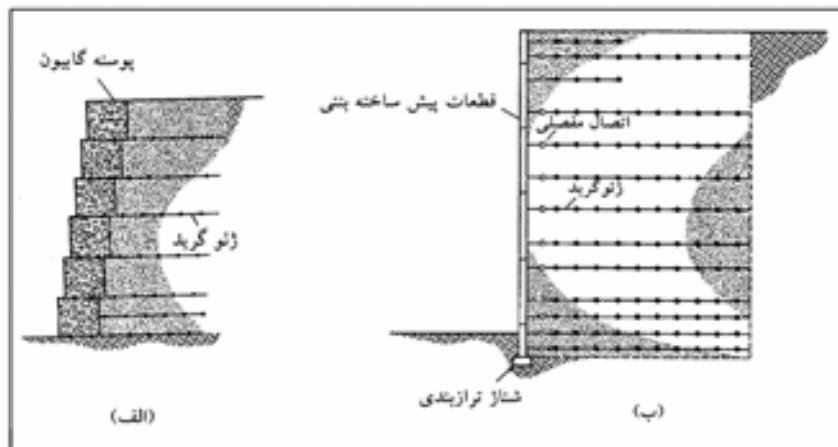
شکل ۱۳-۳- دیوار ژئوگرید

- پ - دیوارهای مسلح با ژئوگرید : این دیوارها تلفیقی از ایده خاک مسلح و دیوارهای حایل ژئوسینتیک هستند. برای اجرای این دیوارها از ژئوگرید برای مسلح‌سازی خاکریز دانه‌ای استفاده شده است (شکل ۱۳-۴).

در مجموع مزایا و معایب دیوارهای ژئوستیک در مقایسه با دیوارهای خاک مسلح و حائل متعارف را می‌توان به شرح زیر خلاصه کرد:

مزایا:

- الف - سیستم سازه‌ای دیوارهای ژئوستیک 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 ژئوستیک مشاهده نمی‌شود.
- ت - خاکریز پشت دیوار می‌تواند شامل ریزدانه هم باشد.
- در دیوارهای ژئوتکستایل عملیات زهکشی به راحتی 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 ژئوستیک‌ها وجود دارد.
- ب - به مسائل دوام و پایایی آنها باید توجه کافی داشت. به عنوان مثال در مورد دیوارهای ژئوتکستایل باید وجه خارجی دیوار از آثار اشعه مافوق بنفس حفاظت شود.

۲-۱۳ اجرای دیوارهای ژئوسینتیک

برای اجرای دیوارهای ژئوسینتیک نیازی به عملیات پی‌سازی نیست و تنها باید عملیات بسترسازی انجام شود. آماده‌سازی بستر شامل برداشتن خاک نامناسب (دکاپاژ) و متراکم‌سازی بستر و یا در موارد خاص تقویت بستر با خاک مناسب است. روش کلی اجرای دیوارهای ژئوسینتیک عموماً مشابه است، به عنوان نمونه مراحل اجرایی دیوار ژئوتکستайл به اختصار بیان می‌شود (شکل ۱۳-۵) :

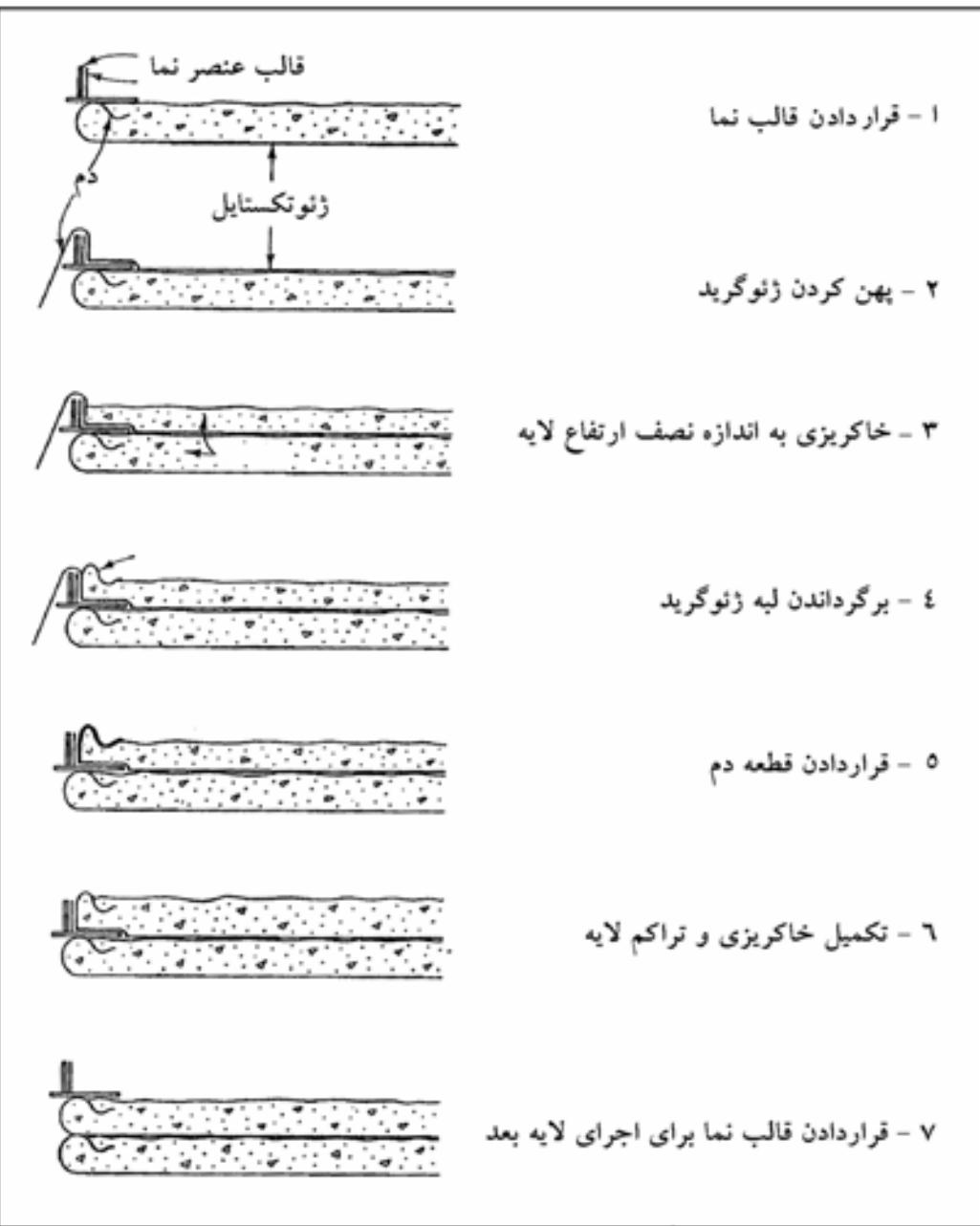
- ۱- پس از انجام عملیات بسترسازی، یک قالب چوبی با ارتفاع انداز بیش از ارتفاع لایه‌های خاکریز بر روی زمین (یا بر روی لایه اجرا شده قبلی) قرار می‌گیرد. این قالب مجموعه‌ای از یکسری نشیمن‌های L شکل فلزی و یک تخته سرتاسری به موازات وجه خارجی دیوار است.
 - ۲- ژئوتکستайл به گونه‌ای گستردگی می‌شود که تقریباً 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 به صورت 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 زهکشی شده انتخاب می‌شود.
 - ۴- یک ریسه^۱ انداز بلندر از ارتفاع لایه در مجاورت قالب اجرا می‌شود.
 - ۵- انتهای آزاد ژئوتکستайл به روی ریسه 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 به همین صورت انجام می‌گیرد. پس از اتمام دیوار، پوسته خارجی برای جلوگیری از تأثیرات سوء اشعه مافوق بنفس بر روی ژئوتکستайл، پوشش می‌شود. محصولات آسفالتی، قیر و یا بتن‌پاشی پوشش‌های معمول در این مورد هستند.
- به دلیل تبعیق محصولات تولیدی، در اجرای ژئوسینتیک‌ها انطباق کیفیت محصولات اجرایی با موارد مدنظر طراحی اهمیت بسیاری دارد، علاوه بر آن حفاظت مناسب آن در کارگاه تا زمان اجرا (خصوص حفاظت در مقابل اشعه مافوق بنفس) بسیار مهم است.

۳-۱۳ وصله ژئوسینتیک‌ها

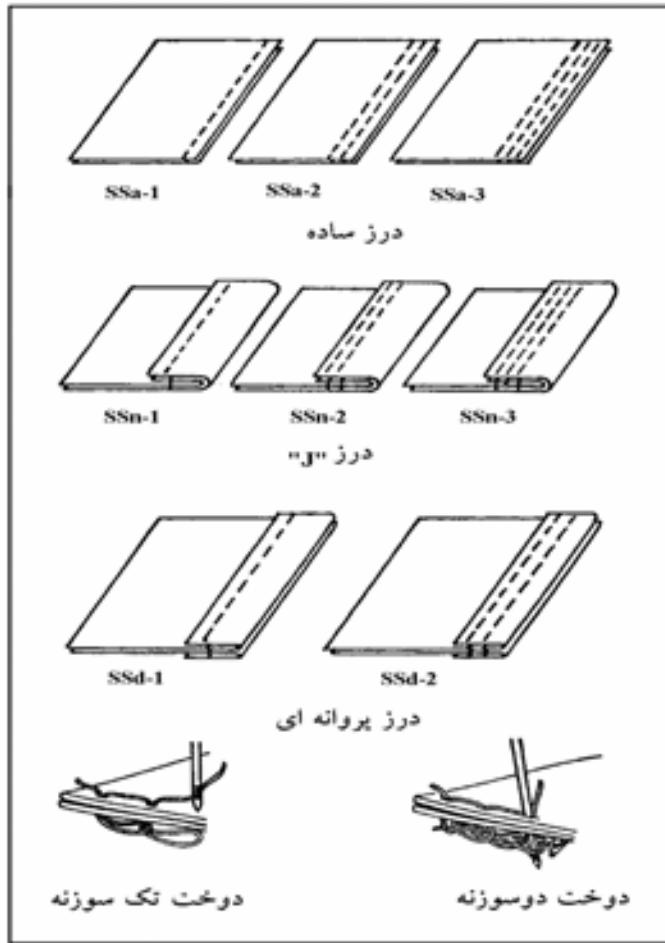
وصله بین ژئوسینتیک‌ها به دو روش دوختن و پوششی انجام می‌شود.

الف - دوختن : در شکل ۱۳-۶ روش‌های مختلف دوختن ژئوسینتیک‌ها (اغلب ژئوتکستайл) نشان داده شده است.

ب - وصله پوششی : طول پوشش در وصله‌های پوششی تابعی از نوع ژئوسینتیک، نوع خاکریز و اصطکاک آن با خاکریز است. در این روش علاوه بر افزایش مصرف ژئوسینتیک، انجام آزمایش‌های مربوط به اصطکاک بین دو لایه ژئوسینتیک هم الزامی است. مجموعه عوامل فوق باعث برتری روش اول یعنی دوختن می‌شود.



شکل ۱۳-۵-مراحل اجرای دیوار ژنوتکستیل



شکل ۱۳-۶- روش‌های مختلف برای دوختن درزهای ژئوتکستایل

۱۳-۴ مبانی طراحی دیوار ژئوسینتیک

برای طراحی هر کدام از دیوارهای ژئوسینتیک 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 توصیه شده k برای حالت‌های مختلف است.
- ۲ اندازه‌گیری‌های تجربی و تحلیل‌های تصوری 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 ژئوسینتیک را می‌توان به سه بخش تقسیم کرد:
تأمین شرایط پایداری داخلی^۱: به منظور تعیین ضخامت لایه‌ها و کنترل طول مهاری و تعیین طول کل ژئوسینتیک انجام می‌شود.

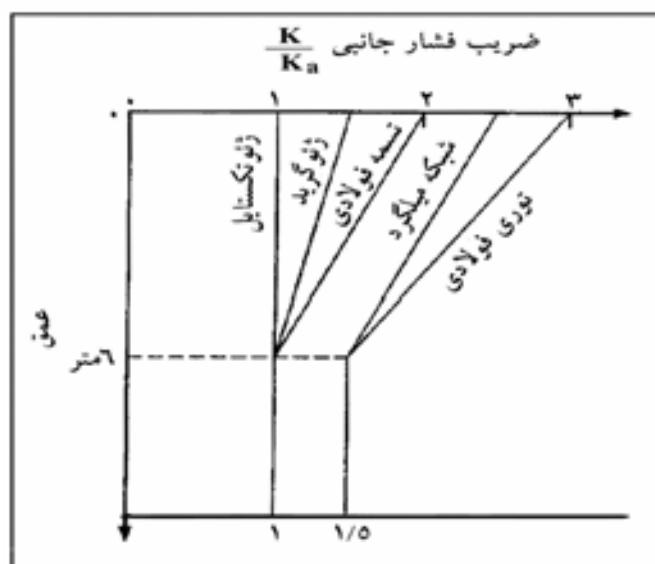
کنترل پایداری خارجی (کلی)^۲: شرایط واژگونی و لغزش بررسی شده و ظرفیت برابر بستر نیز کنترل می‌شود.
انجام سایر جزیيات لازم نظیر نحوه پوشش دیوار و ...

۵-۱۳ طراحی دیوارهای ژئوتکستایل

۱-۵-۱ پایداری داخلی

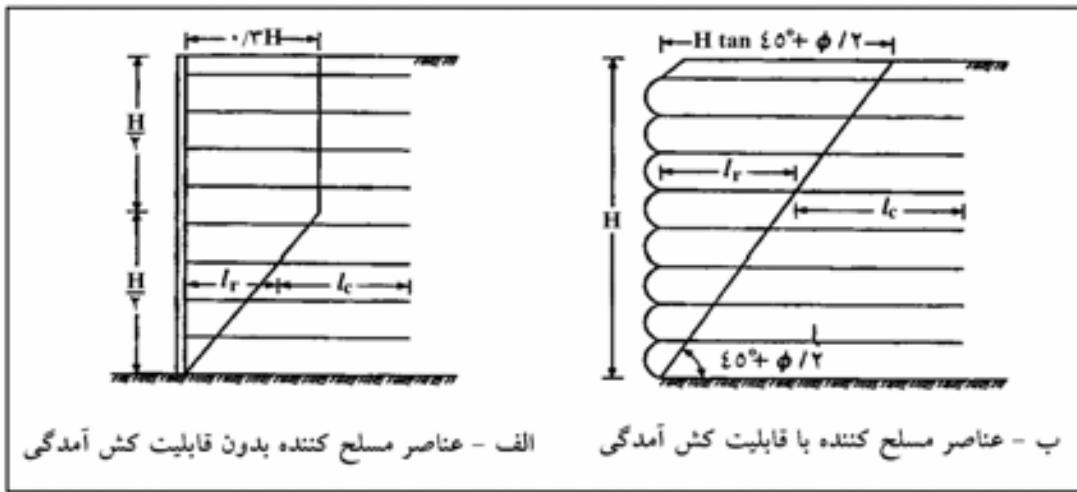
الف - تعیین ضخامت لایه‌ها

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 ۸-۱۳ - موقعیت سطوح شکست در دیوار

مقدار فشار جانبی واردہ به صورت زیر تعیین می‌شود:

$$\text{فشار جانبی واردہ از سوی خاک} \quad \sigma_{hs} = Kyz \quad (1-13)$$

$$\text{فشار جانبی واردہ از سوی سربار گسترده} \quad \sigma_{hq} = Kq \quad (2-13)$$

$$\text{فشار جانبی واردہ از سوی سربار متمرکز} \quad \sigma_{hp} = p \frac{x^2 z}{R^5} \quad (3-13)$$

$$\text{کل فشار جانبی واردہ} \quad \sigma_h = \sigma_{hs} + \sigma_{hq} + \sigma_{hp} \quad (4-13)$$

که در این روابط:

K = ضریب فشار جانبی خاک که در طراحی‌های مختلف از K_0 تا K_a مختلف است. برای طراحی با ضریب اینمی دست بالا مقدار K_0 منظور می‌شود.

γ = وزن مخصوص خاکریز

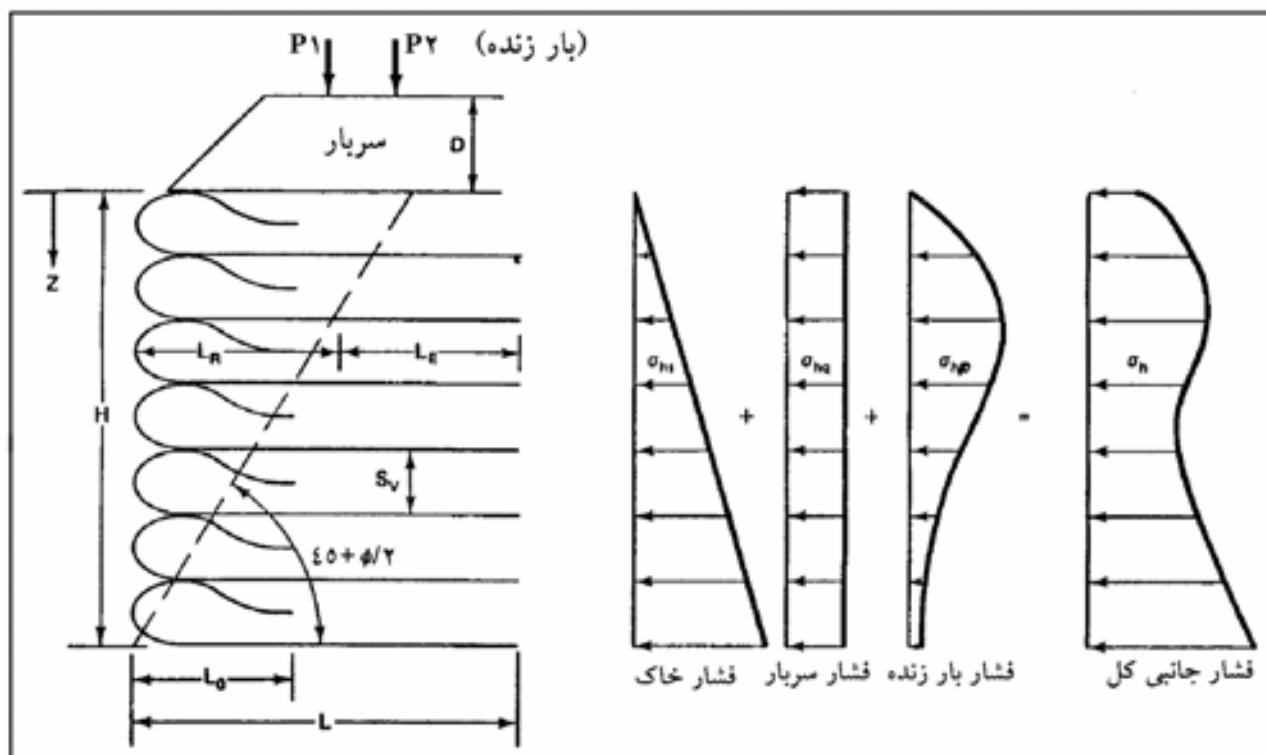
z = عمق لایه مورد نظر از سطح لایه فوقانی

q = سربار گسترده واردہ

p = بار متمرکز

x = فاصله افقی محل اثر بار متمرکز تا وجه خارجی دیوار

R = فاصله محل اثر بار متمرکز تا لایه موردنظر که فشار در آن تعیین می‌شود.



شکل ۱۳-۹- اصول حاکم بر طراحی دیوارهای ژئوتکستائل

برای تعیین ضخامت لایه‌ها بازدن مقطع در هر عمقی و تعادل فشارهای افقی داریم :

$$\sigma_h S_v = \frac{T_a}{FS} \quad (5-13)$$

$$S_v = \frac{T_a}{\sigma_h \cdot FS} \quad (6-13)$$

که در آن :

S_v = ضخامت لایه در عمق z (فاصله عمودی بین لایه‌های ژئوتکستائل در عمق z)

T_a = مقاومت مجاز کششی ژئوتکستائل

FS = ضریب ایمنی که مقدار آن معمولاً بین $1/3$ تا $1/5$ انتخاب می‌شود.

ب - محاسبه طول کلی ژئوتکستائل و کنترل طول مهاری آن

طول کلی ژئوتکستائل (L) برابر مجموع طول ژئوتکستائل در داخل ناحیه گوءه شکست (L_R) و طول مهاری در خارج از این ناحیه (L_E) است.

$$L_R = (H - Z) \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \quad (7-13)$$

طول مهاری با استفاده از رابطه زیر تعیین می شود.

$$\begin{aligned} S_v \sigma_h FS &= 2\tau L_E \\ &= 2(C + \sigma_v \operatorname{tg} \delta) L_E \\ &= 2(C + \gamma z \operatorname{tg} \delta) L_E \\ L_E &= \frac{S_v \sigma_h FS}{2(C + \gamma z \operatorname{tg} \delta)} \geq 1m \end{aligned} \quad (8-13)$$

$$\text{طول کلی ژئوتکستایل } L = L_E + L_R$$

که در آن :

C = چسبندگی خاکریز (برای خاک های دانه ای $C=0$)

ϕ = زاویه اصطکاک داخلی خاکریز

δ = زاویه اصطکاک برشی بین ژئوتکستایل و خاک، مقدار $\frac{2}{3}$ تخمین مناسبی برای آن است (جدول ۳-۱۳).

جدول ۳-۱۳- زاویه اصطکاک بین انواع ژئوتکستایل و خاک و (δ) در خاکریزهای غیرچسبند

$$\left(\frac{\delta}{\phi} \right) \text{ به همراه نسبت}$$

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° (٪ ۸۷)	-	-
Woven, slit film	500-X	24° (٪ ۸۰)	24° (٪ ۸۶)	23° (٪ ۸۸)
Nonwoven, heat set	۳۴۰۱	26° (٪ ۸۷)	-	-
Nonwoven, needle	CZ600	30° (٪ ۱۰۰)	26° (٪ ۹۳)	25° (٪ ۹۶)

طول همپوشانی (L_0) در محل وجه خارجی دیوار نیز براساس روش مورد استفاده در تعیین طول مهاری (L_E) تعیین می شود، با این تفاوت که در این مورد Z نمایانگر عمق وسط لایه است و از سویی چون تنش حداکثر در محل صفحه شکست

رخ می دهد و پس از آن سریعاً کاهش پیدا می کند استفاده از $\frac{1}{2} \sigma_h$ به جای σ_h تخمین مناسبی

است. بنابراین :

$$L_o = \frac{S_v \cdot \sigma_h \cdot FS}{4(C + \gamma \cdot z \cdot \operatorname{tg} \delta)} \geq 1m \quad (9-13)$$

۲-۵-۱۳ پایداری خارجی

برای کنترل پایداری مجموعه سازه دیوار مشابه سایر سیستم‌های دیوار حاصل عمل می‌شود (شکل ۱۰-۱۳) :

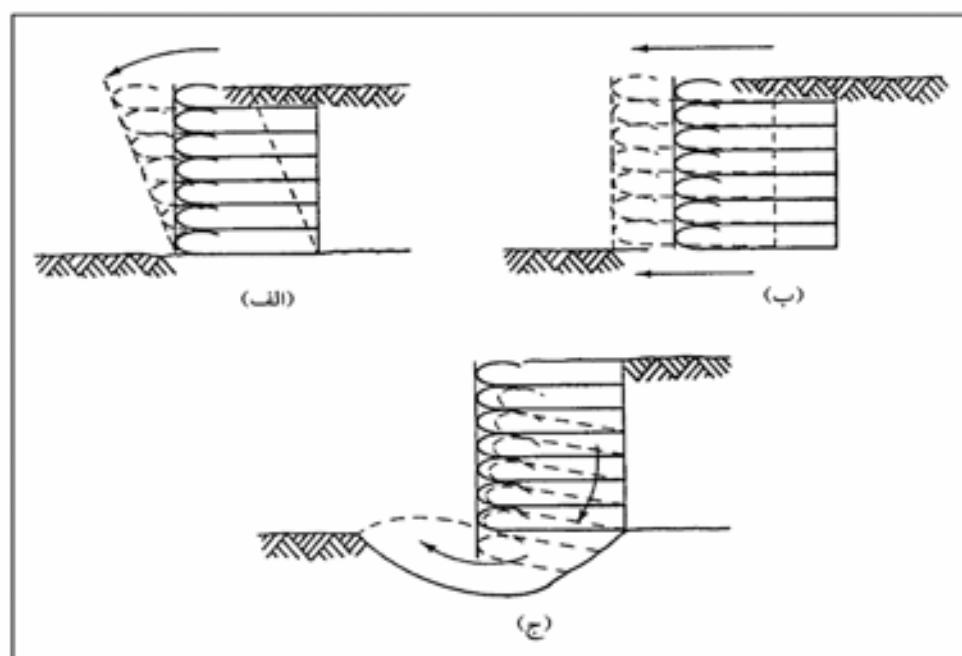
الف - واژگونی

$$\frac{\text{لنگر ناشی از نیروهای مقاوم}}{\text{لنگر واژگون کننده حول پنجه دیوار}} \geq 3 \quad (10-13)$$

ب - لغزش

$$\frac{\text{نیروهای}}{\text{نیروهای لغزنده}} \geq 3 \quad (11-13)$$

ج - ظرفیت برابری : بدین منظور ظرفیت برابری بستر براساس تئوری ظرفیت برابری پی‌های سطحی و با استفاده از ضریب ایمنی ۳ کنترل می‌شود.



شکل ۱۰-۱۳ - مدهای ناپایداری خارجی. (الف) واژگونی، (ب) لغزش،
(ج) عدم کفایت ظرفیت برابری بستر

۶-۱۳ 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 می‌دهد.
- ۲ توزیع فشار جانبی واردہ از سوی خاک خطی و با ضریب K به شرح زیر اعمال می‌شود.

$$K = K_A \quad : H > 6m$$

$$K = K_o \left(1 - \frac{z}{H}\right) + K_A \left(\frac{z}{H}\right) \quad : H \leq 6m$$

برای طراحی این دیوارها مجموعه‌ای از اصول حاکم بر طراحی خاک مسلح و دیوارهای ژئوتکستایل و ژئوگرید را باید مدنظر داشت.

فهرست عالیم

انگلیسی

(KN / m^2) = C چسبندگی خاکریز

FS = ضریب ایمنی

K = ضریب فشار جانبی خاک

K_A = ضریب فشار محرک

K_0 = ضریب فشار در حالت سکون

H = ارتفاع دیوار (m)

L = طول کلی ژئوسیستیک (m)

L_E = طول مهاری (m)

L_R = طول در داخل گوه شکست (m)

L_0 = طول همپوشانی در وجه خارجی دیوار (m)

P = بار متتمرکز (KN)

q = سربار گسترده (KN/m)

R = فاصله محل اثر بار متتمرکز تا نقطه مورد نظر برای تعیین فشار جانبی (m)

S_V = ضخامت لایه (m)

T_a = مقاومت کششی مجاز ژئوسیستیک (KN)

x = فاصله افقی بین محل اثر بار متتمرکز تا نقطه مورد نظر برای تعیین فشار جانبی (m)

z = عمق (m)

یونانی

γ = وزن مخصوص خاکریز (KN/m³)

δ = زاویه اصطکاک برشی بین ژئوسینتیک و خاک

σ_h = فشار جانبی کل (KN/m²)

σ_{hp} = فشار جانبی واردہ از سوی بار متمرکز (KN/m²)

σ_{hq} = فشار جانبی واردہ از سوی بار گسترده (KN/m²)

σ_{hs} = فشار جانبی واردہ از سوی خاک (KN/m²)

τ = تنش برشی (KN/m²)

ϕ = زاویه اصطکاک داخلی خاکریز (درجه)

فصل ۱۴

طراحی لردهای دیوارهای حائل

استفاده از سازه‌های حاصل نظیر دیوارهای نگهبان، دیوارهای ساحلی، اسکله‌ها، دیوارهای مهارشده، و سیستم‌های مختلف خاک مسلح در همه مناطق از جمله مناطق لرزه‌خیز نیز مورد توجه می‌باشد. سازه‌های مذکور در بنادر و سواحل، جناحین پل‌ها، کنار اتوبان‌ها، و سایر شریان‌های حیاتی نقش مهمی داشته و خسارت وارد به آنها در اثر وقوع زلزله، عاقب 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 حاصل در مقابل بارهای دینامیکی تشریح شده و روش‌های متداول در طراحی لرزه‌ای آنها به منظور جلوگیری از خسارت مالی و جانی ذکر می‌گردد.

۲-۱۴ شکست لرزه‌ای انواع حاصل

مطابق مطالب ارائه شده در فصول قبل دیوارهای حاصل وزن دارای وزن نسبی و انعطاف‌پذیری متفاوت بوده و به انواع مختلفی نظیر دیوارهای ثقلی، دیوارهای گایبیونی، حاصل‌های 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 به طور کلی تأکید شد که هدف از طراحی کامل یک حاصل 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 بهم خورده و موجب بروز تغییرمکان‌های دائمی در دیوار می‌گردد که در صورت افزایش این تغییرمکان از حد مجاز، گسیختگی دیوار به صورت لغزش، واژگونی، کج شدن و یا سازوکارهای دیگر محتمل خواهد بود.

۳-۱۴ پاسخ دینامیکی دیوارهای حاصل

پاسخ دینامیکی دیوارهای حاصل 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 به کمبود اطلاعات موجود از رفتار دینامیکی حاصل‌ها براساس اندازه‌گیری‌ها و مشاهدات محلی، تکیه اکثر مطالعات بر روی مدل‌های آزمایشگاهی و عددی می‌باشد که نتایج آنها نیز، حاوی نکات زیر است:

- حرکت دیوارها به صورت جابه‌جایی (تغییرمکان) و یا دوران می‌باشد که مقدار نسبی هریک به انعطاف‌پذیری دیوار بستگی دارد. هریک از حالات مذکور ممکن است به‌نهایی و یا همزمان اتفاق بیفتد.
 - مقدار و نحوه توزیع فشار دینامیکی خاکریز پشت دیوار بر حسب 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 به حالت استاتیکی به سمت بالا و پایین حرکت می‌کند.
- در زمان حرکت دیوار به سمت خاکریز، فشار مذکور حداکثر و موقعیت برآیند آن در دورترین فاصله از کف و در اثر فاصله گرفتن دیوار از خاکریز به صورت 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 پدیده تشدید، به مقدار قابل ملاحظه‌ای افزایش می‌یابد. لازم به ذکر است که جابه‌جایی‌های افزایش‌یافته مذکور ممکن است پس از یک دوره جنسن نیرومند زمین بر حاصل موردنظر باقی بمانند (رانش ماندگار).

با توجه به پیچیدگی‌های موجود در اندرکنش خاک و سازه مراحل طراحی لرزه‌ای حاصل‌ها بر مبنای فرضیات ساده‌کننده‌ای استوار می‌باشد که گرچه در برگیرنده تمام خصوصیات رفتار خاک و سازه نمی‌باشند، لیکن بستر مناسبی را جهت طراحی و کنترل پایداری فراهم می‌کنند.

۴-۱۴ فشارهای لرزه‌ای بر حاصل‌ها

فشار لرزه‌ای وارد بر دیوارهای حاصل 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 شباهستاتیکی انجام می‌گیرد و در صورت عدم امکان حرکت نسبی خاک و دیوار (دیوارهای ثابت)، تحلیل الاستیک صورت می‌گیرد.

۴-۱۵-۱ حاصل‌ها با قابلیت تغییر مکان نسبی

در این نوع حاصل با توجه به امکان تغییر شکل و یا تغییر مکان نسبی حاصل و خاک، تعیین فشارهای دینامیکی با استفاده از روش‌های استاتیکی یا شباهستاتیکی امکان‌پذیر است. یکی از روش‌های شباهستاتیکی که در واقع بسط مستقیم نظریه رانش جانبی کولمب می‌باشد، روش مونونوبه اوکابه یا M-O می‌باشد که در آن شتاب‌های شباهستاتیک بر گوه کولمب در حالت محرك یا مقاوم اعمال شده و مقدار رانش موردنظر از برقراری تعادل بین نیروهای مؤثر بر گوه قابل محاسبه است.

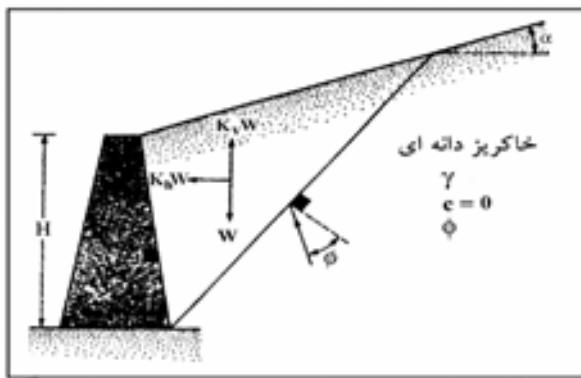
فشار دینامیکی در حالت محرك: نیروهای مؤثر بر گوه محرك در یک خاک دانه‌ای و خشک در شکل ۴-۱۵ نشان داده شده است. نیروهای وارد با نیروهای نظریه کولمب یکسان بوده و فقط نیروهای شباهستاتیک افقی و قائم ناشی از ارتعاشات زلزله در دو جهت می‌باشند. با برقراری تعادل بین نیروهای وارد بر گوه فعال نیروی مؤثر بر واحد طول دیوار به ترتیب زیر قابل محاسبه است.

$$P_{ae} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - k_v) K_{ae} \quad (1-14)$$

که در آن ضریب فشار محرك دینامیکی، K_{ae} ، به ترتیب زیر است:

ضریب فشار جانبی محرك در حالت زلزله = K_{ae}

$$K_{ac} = \frac{\sin^2(\varphi + \beta - \theta')}{\cos \theta' \sin^2 \beta \sin(\beta - \theta' - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \theta' - \alpha)}{\sin(\beta - \delta - \theta') \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (2-14)$$

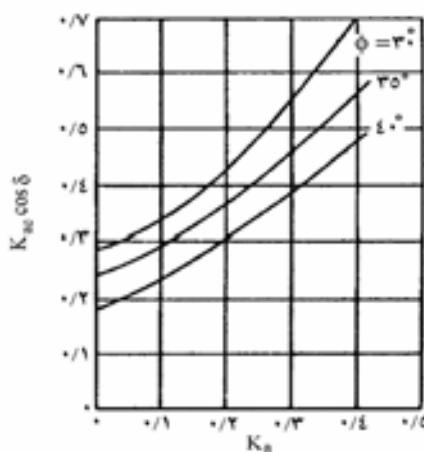


شکل ۱-۱۴- نیروهای واردہ بر گوہ محرک در تحلیل M-O

$$\theta' = \tan^{-1} \left[\frac{k_h}{1 - k_v} \right] \quad (3-14)$$

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 $\geq 2/3$ 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 $k_h = k_e = k_v = \theta = 0$ ، $K_{ae} = k_e$ خواهد بود. با استفاده از توضیحات و جداول فصول و همچنین جدول ۱-۱۴ می توان δ را تعیین نمود.

تحلیل رابطه (۳-۱۴) 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 بمروش M-O، می توان از شتاب قائم و $\alpha = k_v = 0$ اینرسی حاصل از آن صرف نظر نمود. بر این اساس در شکل ۱-۱۴- ۲ تغییرات K_{ae} بر حسب k_h با فرض $\phi = 30^\circ$ و $\beta = 0$ و برای مقادیر مختلف زاویه اصطکاک داخلی خاک نشان داده شده است.



شکل ۱-۱۴- ۲- تغییرات K_{ae} بر حسب k_h

جدول ۱۴-۱- زوایای نمونه اصطکاک در فصل مشترک دیوار و خاک

زاویه اصطکاک در فصل مشترک (δ)	صالح پشت دیوار	صالح دیوار
۲۵ درجه	سنگ تمیز و سالم	بن حجیم :
۲۹ - ۳۱	شن تمیز، مخلوط شن و ماسه، ماسه درشت دانه	
۲۴ - ۲۹	ماسه تمیز ریز تا متوسط، ماسه لای دار متوسط تا درشت، شن لای دار یا رس دار	
۱۹ - ۲۴	ماسه تمیز ریز، ماسه رس دار یا لای دار ریز تا متوسط	
۱۷ - ۱۹	لای به همراه ماسه ریز و لای غیرپلاستیک	
۱۷ - ۱۹	رس سخت و رس با سختی متوسط، رس لای دار	
۲۲ - ۲۶	شن تمیز، مخلوط شن و ماسه، سنگریزه با دانه بندی خوب به همراه قطعات سنگ	
۱۷ - ۲۲	ماسه تمیز، مخلوط شن و ماسه لای دار، سنگریزه سخت یکدست	
۱۷	ماسه لای دار، مخلوط شن یا ماسه با لای یا رس، لای به همراه ماسه ریز دانه، لای غیرپلاستیک	
۱۴	شن تمیز، مخلوط شن و ماسه، سنگریزه خوب دانه بندی شده	سپرهای فلزی :
۱۷	ماسه تمیز مخلوط شن و ماسه لای دار، سنگریزه سخت یکدست	
۱۱	ماسه لای دار شن یا ماسه مخلوط با رس یا لای، لای به همراه ماسه ریز، لای غیرپلاستیک	

نتایج مطالعات تجربی حاکی از آن است که در شرایط بارگذاری دینامیکی، نیروی به دست آمده از رابطه (۱-۱۴) در نقطه بالاتری از یک سوم قاعده وارد می شود. در این راستا، فشار محرک کل P_{ae} ، به دو مؤلفه فشار استاتیک و اضافه فشار دینامیک تقسیم می شود :

$$P_{ae} = P_a + \Delta P_{ae} \quad (۴-۱۴)$$

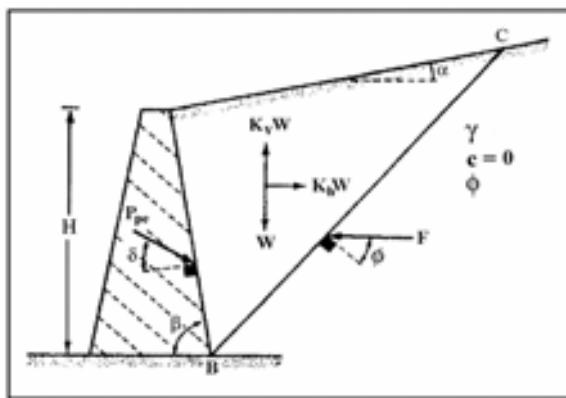
مؤلفه استاتیکی P_a ، در $H/3$ از پای دیوار اثر کرده و نقطه اثر اضافه فشار دینامیک در حدود $H/6$ از پای دیوار خواهد بود. در این صورت نیروی کل در ارتفاعی معادل h_{ae} از پای دیوار اثر می کند.

$$h_{ae} = \frac{(0/6 H)(A P_{ae}) + (\frac{H}{3})(P_a)}{P_{ae}} \quad (5-14)$$

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 (۳-۱۴) نشان داده شده است. با برقراری تعادل بین نیروهای وارد، نیروی مؤثر بر واحد طول دیوار در حالت مقاوم به ترتیب زیر قابل محاسبه است :

$$P_{pe} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - k_v) K_{pe} \quad (6-14)$$



شکل ۳-۱۴- نیروهای وارد بر گوه مقاوم در تحلیل M-O

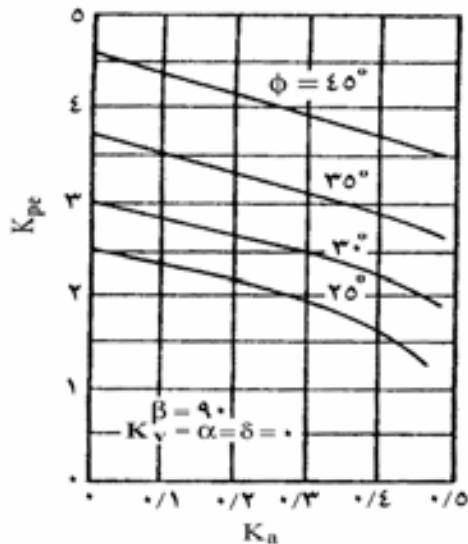
که در آن، K_{pe} ، ضریب فشار مقاوم خاک به ترتیب زیر به دست می‌آید :

ضریب فشار مقاوم خاک = K_{pe}

$$K_{pe} = \frac{\sin^2(\beta + \theta' - \phi)}{\cos \theta'. \sin^2 \beta. \sin(\delta + \beta + \theta' - 90)} \times \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta). \sin(\phi + \alpha - \theta')}{\sin(\beta + \delta + \theta'). \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2 \quad (7-14)$$

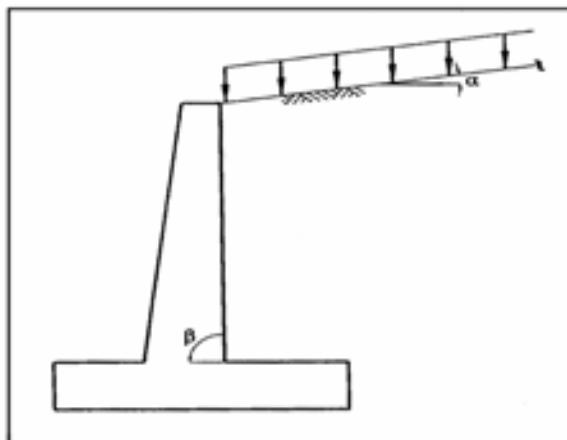
شکل ۴-۱۴ تغییرات K_{pe} را بر حسب زاویه اصطکاک داخلی خاک، ϕ و $k_n = \alpha = \delta = 0$ در شرایط $k_v = \alpha = \delta = 0$ و $\beta = 90^\circ$ نشان می‌دهد. لازم به ذکر است که رانش مقاوم کل قبل تقسیم به مؤلفه استاتیکی و اضافه‌فشار دینامیکی می‌باشد، و با توجه به عملکرد اضافه‌فشار دینامیکی در خلاف جهت مؤلفه استاتیکی، باعث کاهش فشار مقاوم خاک وارد بر دیوار حاصل می‌گردد.

به طور 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 به عنوان یک تحلیل شباهستاتیکی، 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 شیروانی با روش‌های دقیق خواهیم بود.



شکل ۴-۱۴- تغییرات K_{pe} بر حسب ϕ و K_n

لازم به ذکر است در صورت وجود سربار گسترده معادل q بر روی سطح فوقانی خاکریز، مطابق شکل زیر، روابط (۱-۱۴) و (۶-۱۴) برای فشار جانبی سربار گسترده به ترتیب زیر اصلاح خواهند شد:



اضافه فشار دینامیکی محرک ناشی از وجود سربار قائم:

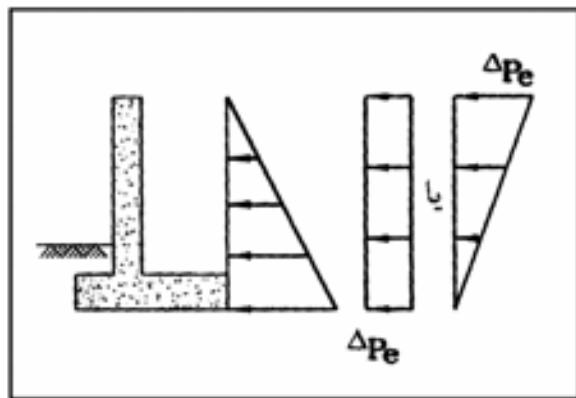
$$(\Delta P_{ae})_q = \frac{1}{2} q h (1 - k_v) \cdot \frac{\sin \beta}{\sin (\alpha + \beta)} K_{ae}$$

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 فوق الذکر در تعیین فشار جانبی لرزه‌ای، برخی آیین‌نامه‌ها و دستورالعمل‌های طراحی نیز، روابط ساده‌ای را جهت تعیین فشار جانبی لرزه‌ای بر حاصل‌ها ارائه نموده‌اند که به آیین‌نامه آشتو و^۱ FEMA می‌توان اشاره نمود. در این قسمت روابط ارائه شده توسط آیین‌نامه FEMA در تعیین اضافه‌فشار دینامیکی وارد بر دیوارهای حاصل در خلال وقوع زلزله به ترتیب زیر بیان می‌گردد:

$$\Delta p_e = 0.4 k_h \gamma_t H_{rw} \quad (8-14)$$



که در آن:

ΔP_e = اضافه‌فشار دینامیکی در اثر لرزش زلزله که به صورت 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 حاصل

S_{xc} = پارامتر شتاب طیفی مطابق تعریف زیر:

$S_{xc} \geq 0.5$ مناطق با خطر نسبی بالا

$0.167 \leq S_{xc} < 0.25$ مناطق با خطر نسبی متوسط

$S_{xc} < 0.167$ مناطق با خطر نسبی پایین

رابطه ۸-۱۴ در آیین‌نامه طراحی لرزه‌ای پل‌ها به شکل زیر پیشنهاد شده است:

$$\Delta p_{ae} = 1/25 A K_a \cdot \gamma \cdot H \quad (8-14\text{-الف})$$

که در آن :

$$\Delta p_{ae} = \text{اضافه فشار محرک (اکتیو) خاک}$$

$$A = \text{شتاب مبنای طبق استاندارد ۲۸۰۰ ایران}$$

$$K_a = \text{ضریب فشار محرک خاک در حالت عادی}$$

$$\gamma = \text{وزن مخصوص خاک}$$

$$H = \text{ارتفاع دیوار}$$

اضافه فشار محرک خاک به صورت زیر در ارتفاع دیوار توزیع می‌شود :

الف - در دیوارهای طرهای که رأس آنها می‌تواند تغییر مکان جانبی داشته باشد، این فشار به صورت نمودار مثلثی 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 ذوزنقه‌ای که مشخصات آن با قضاوت مهندس طراح تعیین می‌شود، صورت می‌گیرد.

۱۴-۳-۶ 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، قادر 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 :

$$\Delta P_{eq} = \gamma H^2 k_h F_p \quad (9-14)$$

$$\Delta M_{eq} = \gamma H^3 k_h F_m \quad (10-14)$$

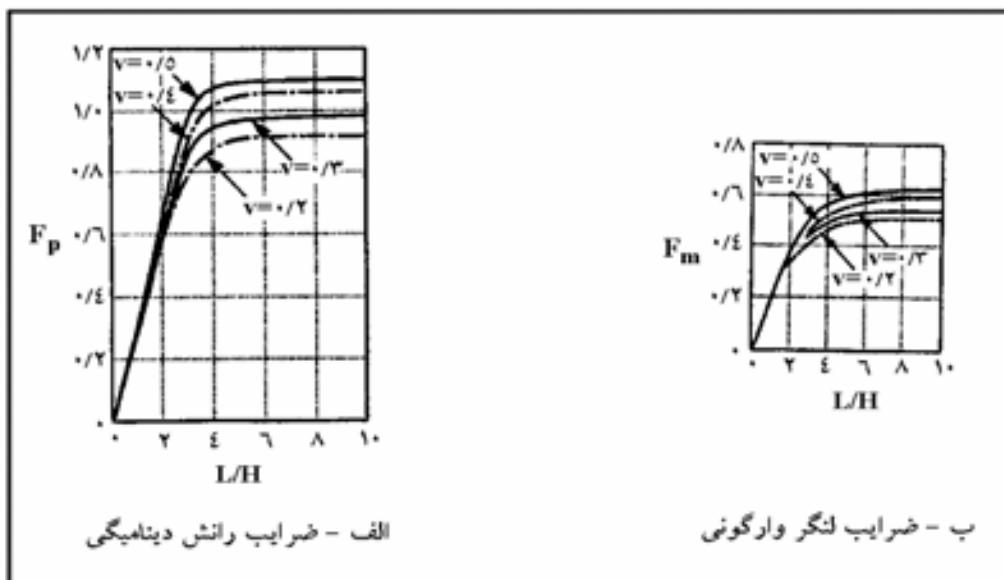
که در آنها :

$$k_h = \text{مؤلفه افقی شتاب زلزله}$$

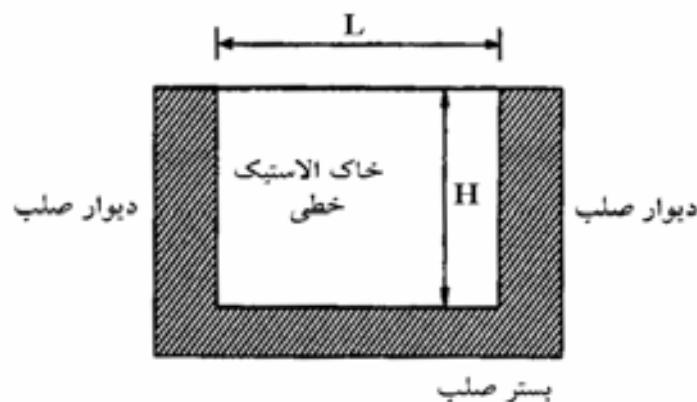
$$\gamma = \text{وزن مخصوص خاک مرطوب}$$

$F_p, F_m = \text{ضرایب بدون بعد رانش دینامیکی و لنگر واژگونی که از شکل‌های (۱۴-۵ - الف و ب) تعیین می‌شوند.}$

سایر پارامترهای نظیر H و L در شکل (۱۴-۶) نشان داده شده‌اند.



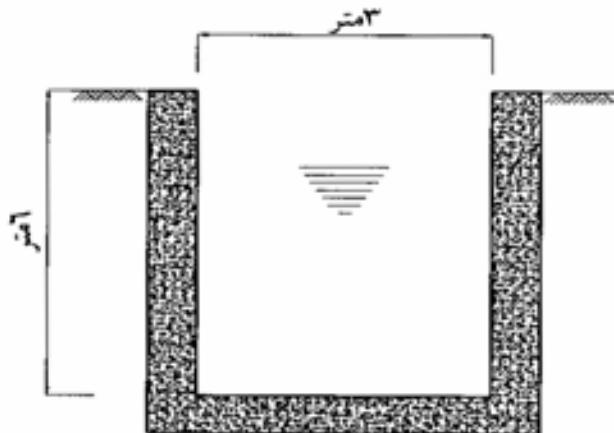
شکل ۱۴-۵- ضرایب بدون بعد برای هندسه و ضرایب پواسون مختلف



شکل ۱۴-۶- هندسه دیوارهای ثابت

مثال ۱۴ - ۱

یک کانال بتن مسلح مطابق شکل به عنوان حائل 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 کanal انحراف آب

حل. با فرض عدم جابه‌جایی کanal بر روی قاعده خود خواهیم داشت :

$$L = 3 \text{ m}$$

$$H = 6 \text{ m}$$

$$\frac{L}{H} = 0.5 \quad \text{نمودار} \quad F_p = 0.1$$

$$\nu = 0.3 \quad \text{ضریب پواسون خاک}$$

$$\Delta P_{eq} = \gamma H^2 k_h F_p \\ = 18 \times 6^2 \times 0.2 \times 0.1 = \frac{77/76}{12/96} \text{ kN/m}$$

۱۴-۳-۶ اثر آب بر فشار خاک

روش‌های فوق‌الذکر در تعیین فشار دینامیکی وارد بر دیوارهای حاصل که در بخش‌های قبل بیان شد، در شرایط خشک بودن خاک پشت دیوار قابل استفاده می‌باشند و با توجه به تعیینه سیستم زهکش در پشت دیوارهای حاصل، چنین فرضی در غالب موارد صحیح است، لیکن در بعضی موارد نظیر دیوارهای ساحلی، یا دیوارهای 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.

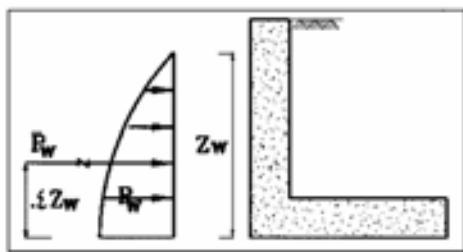
۱۴-۳-۷ حضور آب در جلو دیوار

در صورت قرارگیری یک حجم آب در جلوی دیوار حاصل، با فرض قرارگیری یک حاصل 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 $f_0 = \frac{v_p}{4H}$ که در آن v_p سرعت موج فشاری در آب در حدود $1/5$ کیلومتر بر ثانیه و H عمق مخزن می‌باشد. در شرایط متعارف همواره بیش از فرکانس حرکت زلزله‌های معمول خواهد بود. به عنوان مثال خواهیم داشت :

$$H = 10\text{m}$$

$$f_0 = \frac{1/5 \times 10^3}{4 \times 10} = 37/5\text{Hz}$$



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 حاصل حین وقوع زلزله مجموع فشار هیدروستاتیک و اضافه‌فشار هیدرودینامیک خواهد بود. موقعیت اضافه‌فشار دینامیک در شکل نشان داده شده است.

در طراحی دیوارهای حاصل 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 $M-O$ به ترتیب زیر می‌توان فشار محک 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 برمبنای وزن مخصوص مایع معادل، γ_{eq} ، به فشار جانبی خاک اضافه خواهد شد.

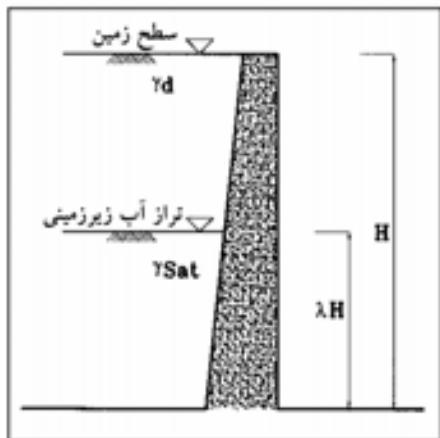
$$\gamma_{eq} = \gamma_w + r_u \gamma_b$$

$$r_u = \text{ضریب فشار آب حفره‌ای}$$

در صورت عدم اشباع کامل خاک، فشار محرک با استفاده از یک وزن مخصوص میانگین برمبنای 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:



$$\gamma_{sat} - \gamma_w = \gamma_b$$

$$\gamma_{sat} = \text{وزن مخصوص خاک اشباع}$$

$$\gamma_d = \text{وزن مخصوص خشک خاک}$$

$$\gamma = \text{وزن مخصوص خاک مرطوب}$$

شکل ۷-۱۴

۳-۴-۳-۴ حضور آب در طرفین دیوار - دیوارهای ساحلی^۱

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 حالات:

$$p_2 = 0/7 \left(\frac{7}{8} k_h \gamma_w \sqrt{z_w H} \right) = 0/6125 k_h \gamma_w \sqrt{z_w H} \quad (14-14)$$

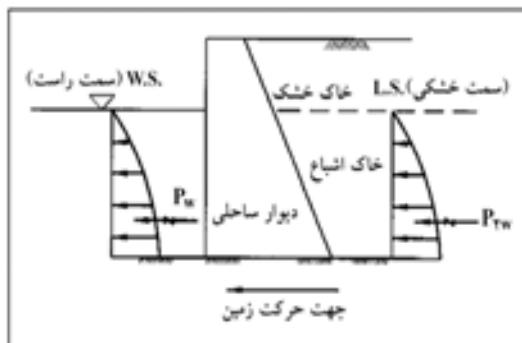
۱ - Quay wall

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 :

$$p_2 = 0/7 \left(\frac{7}{12} k_h \gamma_w H^2 \right) = 0/4083 k_h \gamma_w H^2 \quad (15-14)$$

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 :

$$p_w = p_w + p_{2w} = 1/7 \left(\frac{7}{12} k_h \gamma_w H^2 \right) = 0/9917 k_h \gamma_w H^2 \quad (16-14)$$



۱۴-۴-۳ دیوارهای خاک مسلح

همان‌طور که در فصول ۱۲ و ۱۳ اشاره شد، دیوارهای خاک مسلح، بهدو ناحیه تفکیک می‌شوند، یکی ناحیه مسلح شده با تسممه‌های 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 تسممه‌ها و همچنین کنترل شکست کشش در تسممه‌های فولادی در خلال وقوع زلزله انجام می‌گیرد. مراحل طراحی به شرح زیر است.

۱۴-۴-۱ کنترل پایداری خارجی

در این شرایط، مشابه دیوارهای حایل ثقلی، 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 :

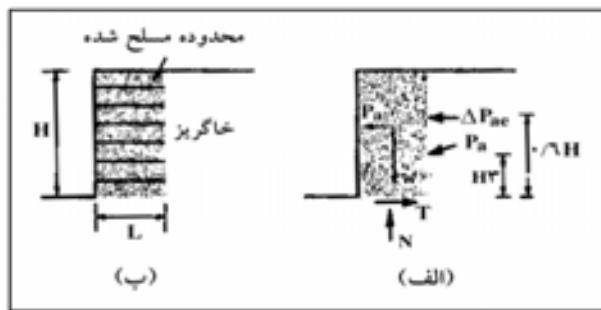
$$\Delta P_{ae} = 0.375 k_h \gamma_s H^2 \quad (17-14)$$

که در آن γ_s وزن مخصوص خاک پشت دیوار است.

پ - تعیین نیروی اینرسی وارد بر ناحیه مسلح

$$P_{ir} = k_h \gamma_{rs} H L \quad (18-14)$$

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 :

$$P_T = P_a + \Delta P_{ae} + \frac{1}{3} P_{ir} \quad (19-14)$$

ضریب ایمنی لازم در کنترل لغزش و واژگونی معادل ۷۵ درصد ضرایب ایمنی قابل قبول در شرایط استاتیکی می‌باشند.

۱۴-۳-۲- کنترل پایداری داخلی

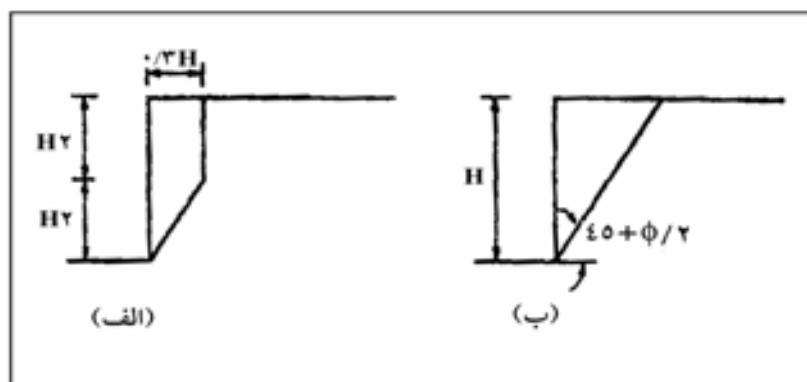
با توجه به متفاوت بودن سطح شکست داخلی بحرانی برای تسممهای مورد استفاده در خاک مسلح بسته به نوع و جنس آنها، پایداری داخلی مطابق شکل ۱۴-۹ به ترتیب زیر کنترل خواهد شد :

- تعیین نیروی شبه استاتیکی وارد بر ناحیه ناپایدار در اثر شکست درونی

$$P_{ir} = k_h W_A \quad (20-14)$$

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 اضافه‌فشار 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 اضافه‌فشار شبه‌استاتیک و کنترل طول ممتد تسمه در ناحیه مسلح.

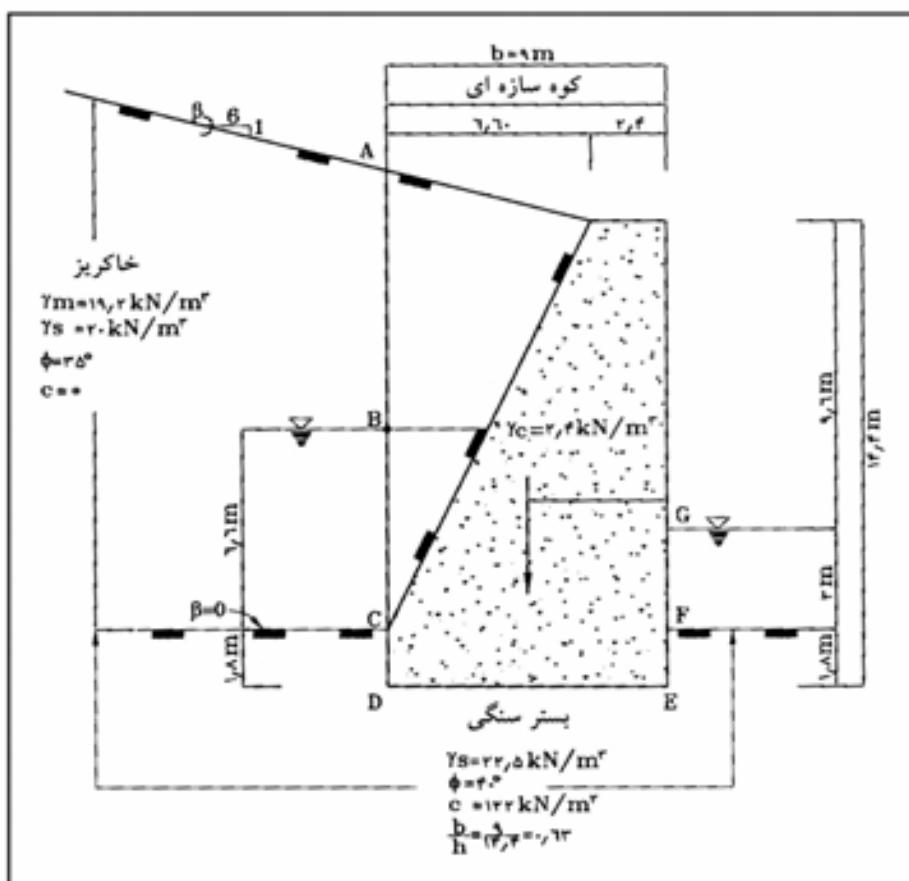


شکل ۱۴-۹- سطوح شکست بحرانی در کنترل پایداری داخلی لرزه‌ای. (الف) تسمه‌های کشش‌پذیر، (ب) تسمه‌های کشش‌ناپذیر

پیوست فصل هشتم

مثالی از محاسبات پایداری دیوارهای حاصل وزنی

مطابق شکل پ - ۸ - ۱ مقطع دیوار حاصل وزنی بتی مفروض است. این دیوار را در مقابل واژگونی، لغزش، و ظرفیت باربری پی کنترل نمایید. حالت R2 ، شرایط بارگذاری غیرعادی را کنترل نمایید.



حل :

با توجه به اینکه دیوار روی بستر سنگی قرار گرفته است، تصمیم گرفته می‌شود 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 می‌گردد. نمودار آزاد نیروهای مؤثر در شکل پ - ۸ - ۲ رسم شده که در زیر به تشریح نیروهای حاصل از آن پرداخت می‌شود:

۱- فشار جانبی در سمت خاکریز :

در ارتفاع CD به علت سنگی بودن، فشار جانبی منظور نمی‌شود.

در ارتفاع : AC

$$C = \circ$$

$$\phi_d = \tan^{-1} \left(\frac{2}{3} \tan \phi \right) = \tan^{-1} \left(\frac{2}{3} \tan 35^\circ \right) = 25^\circ$$

$$K_a = \cos \alpha \frac{\cos \alpha - \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}}{\cos \alpha + \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}}$$

$$\alpha = 9/46^\circ \quad \phi = 25^\circ$$

$$K_a = \cos 9/46 \frac{\cos 9/46 - \sqrt{\cos^2 9/46 - \cos^2 25}}{\cos 9/46 + \sqrt{\cos^2 9/46 - \cos^2 25}} = 0.986 \times \frac{0.579}{1.376}$$

$$K_a = 0.428 \approx 0.43$$

$$= \text{رابطه فشار سکون} = (1 - \sin \phi)(1 + \sin \beta) = (1 - \sin 35^\circ)(1 + \sin 9/46^\circ) = 0.497$$

تطابق خوبی بین ضرایب فشار جانبی وجود دارد. دنباله مسئله با ضریب $43/3$ دنبال می‌شود.

$$p_B = 0.43 \times 7/1 \times 19/2 = 58/62 \text{kN/m}^2$$

$$p_C = 58/62 + (20-10) \times 0.43 \times 6/6 = 87 \text{kN/m}^2$$

$$P = 58/62 \times \frac{7/1}{2} + 58/62 \times 6/6 + \frac{(87 - 58/62)}{2} \times 6/6 = 689$$

$$= 208/1 + 386/89 + 93/65 = 689 \text{kN}$$

$$\bar{X} = 1/8 + \frac{208/1 \times (6/6 + \frac{7/1}{3}) + 386/89 \times 3/3 + 93/65 \times \frac{6/6}{3}}{689} = 1/8 + 4/86 = 6/66$$

$$P_h = 689 \times \cos 9/46 = 680 \text{kN}, M_{oT} = 680 \times 6/66 = 4529 \text{kN.m}$$

$$P_v = 689 \times \sin 9/46 = 113 \text{kN}, M_R = 113 \times 9 = 1017 \text{kN.m}$$

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 می‌شود.

$$P_u = 48 \times 9 + (84 - 48) \times \frac{9}{2} = 432 + 162 = 594$$

$$M_{oT} = 432 \times \frac{9}{2} + 162 \times \frac{2}{3} \times 9 = 2916 \text{ kN.m}$$

۵- وزن دیوار و خاک آن

	W_i (kN)	e_i (m)	M_R (kN.m)
W1	$9 \times 1/8 \times 24 = 389$	4/5	1750
W2	$2/4 \times 12/6 \times 24 = 726$	1/2	871
W3	$6/6 \times 12/6 \times \frac{1}{2} \times 24 = 998$	4/6	4590
W4	$1/1 \times 6/6 \times \frac{1}{2} \times 19/2 = 70$	6/8	474
W5	$6/6 \times 12/6 \times \frac{1}{2} \times 19/2^* = 798$	6/8	5429
Σ	$W = 2981$		13114

* از اضافه وزن مخصوص قسمت زیر آب صرف نظر شده است.

کنترل واژگونی

$$\sum M_{oT} = 4529 + 988 + 184 + 2916 = 8617 \text{ kN.m}$$

$$\sum M_R = 1017 + 184 + 13114 = 14315$$

$$FS = \frac{14315}{8617} = 1/66 > 1/5 \quad \text{خوبست}$$

کنترل لغزش

$$H = 680 + 353 - 115 = 918$$

$$N = 113 - 594 + 2981 = 2500$$

$$\mu = \tan\left(\frac{2}{3}\phi\right) = \tan\left(\frac{2}{3} \times 40\right) = 0/5$$

$$FS = \frac{\mu N}{918} = \frac{0/5 \times 2500}{918} = 1/36 > 1/33$$

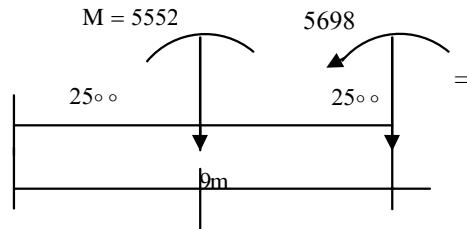
کنترل تنش قائم

$$M_R - M_{oT} = 14315 - 8617 = 5698$$

$$N = 2500$$

$$M = 2500 \times 4/5 - 5698 = 5552$$

$$e = \frac{5552}{2500} = 2/22 > \frac{b}{6} = 1/50$$



منطقه بدون فشار خواهیم داشت.

$$x_R = 4/5 - 2/22 = 2/28 \text{ m}$$

$$3x_R = 3 \times 2/28 = 6/84 \text{ m} \rightarrow \frac{6/84}{9} = 0/76 > 0/75\%$$

$$\frac{1}{2} \times p_{max} \times 6/84 = 2500$$

$$p_{max} = 731 \text{ kN/m}^2$$

توجه:

با توجه به وقوع منطقه فشار به عرض $m = 2/16 = 6/84 = 9 - 6/16$ ، در توزيع فشار برخاست باید اصلاحی انجام پذيرد. يعني در شکل پ - ۲-۸ از نقطه D به سمت E باید در عرض $2/16$ متر فشار برخاست مساوی مقدار ثابت 84 kN/m^2 منظور شود. اين اصلاح تعغير عمدات ایجاد نمی کند.

محاسبه ظرفیت باربری :

$$q = \gamma' D = (22/5 - 10) \times 1/8 = 22/5 \text{ kN/m}^2$$

$$\xi_{cd} = 1 + 0/2(D/\bar{B}) \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)$$

$$\xi_{cd} = 1 + 0/2(0/4975)(2/1445) = 1/213$$

$$\xi_{qd} = \xi_{yd} = 1 + 0/1(D/\bar{B}) \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) = 1/107$$

$$\xi_{qi} = \xi_{ci} = \left(1 - \frac{\delta^\circ}{90^\circ}\right)^2 = \left(1 - \frac{22/87}{90}\right)^2 = 0/5564$$

$$\xi_{yi} = \left(1 - \frac{\delta^\circ}{\phi}\right)^2 = \left(1 - \frac{22/87}{40}\right)^2 = 0/1834$$

$$N_c = 75/31, N_q = 64/20, N_\gamma = 93/69$$

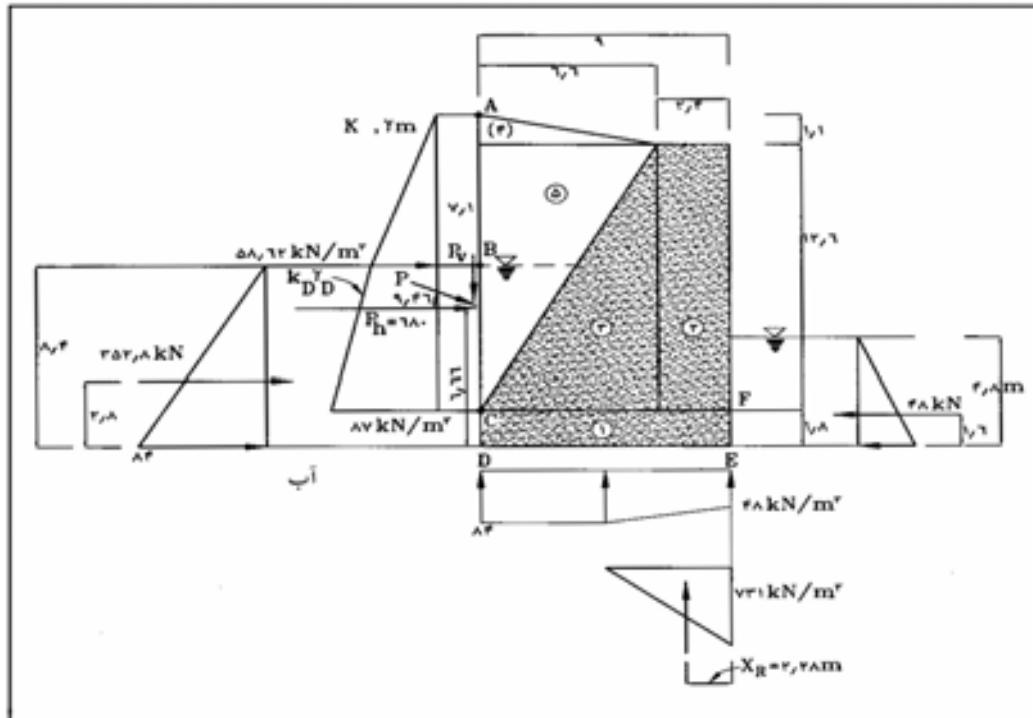
$$Q = \bar{B} \left(\xi_{cd} \xi_{ci} c N_c + \xi_{qd} \xi_{qi} q_0 N_q + \frac{\xi_{yd} \xi_{\gamma} \bar{B}_\gamma N_\gamma}{2} \right)$$

$$\bar{B} = B - 2e = 9 - 2 \times 2/22 = 4/56$$

$$Q = 4/56 \left[1/213(0/5564)(122)(75/31) + 1/107(0/5564)(22/5)(64/2) + \frac{1/107(0/1834)(4/56)(11/5)(93/69)}{2} \right]$$

$$Q = 4/56(6201 + 890 + 499) = 34610$$

$$FS = \frac{34610}{2500} = 13/84 > 2$$



شکل پ - ۲-۸ - 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 راهنمایی

شامل دستورالعمل‌ها و راهنمایی‌هایی برای برای طراحی ایمن و ساخت اقتصادی دیوارهای حایل و دیوارهای سیل‌بند و ساحلی است.

این خوبابط 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 خورندهٔ محیطی و جوی قرار دارند را نیز دربر می‌گیرد. خوبابط این راهنمایی، 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

Publication No. 308