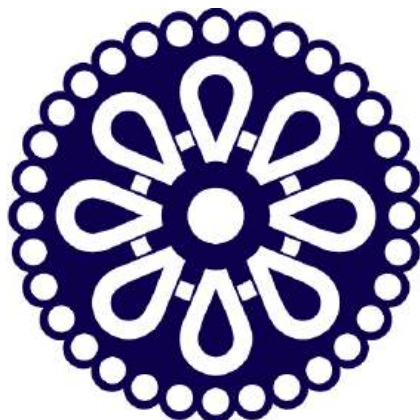




دانشگاه صنعتی کرمانشاه

جزوه درس

مکانیک خاک ۲

ویرایش دوم

دکتر مسعود نصیری

عضو هیأت علمی گروه عمران دانشگاه صنعتی کرمانشاه

مکانیک خاک ۲

تعداد واحد: ۲

نوع واحد: نظری و اختیاری

پیشنیاز: مکانیک خاک ۱

سرفصل درس: (۳۲ ساعت)

- ۱- مقاومت برشی خاکهای دانه ای و چسبنده در حالت خشک و اشباع
- ۲- تزریق
- ۳- بررسی نفوذپذیری در محل
- ۴- تنش در خاک به صورت دوبعدی و سه بعدی
- ۵- تحکیم سه بعدی



سر فصل مطالب:

فصل اول: مقدمه‌ای بر مکانیک خاک

فصل دوم: جریان آب در خاک و نفوذپذیری در محل

فصل سوم: تنش مؤثر و تنش‌های دو بُعدی و سه بُعدی در خاک

فصل چهارم: تحکیم سه بُعدی

فصل پنجم: مقاومت برشی خاک‌ها

فصل ششم: تزریق در خاک



فصل اول

مقدمه‌ای بر مکانیک خاک

۱-۱- مقدمه

ژئوتکنیک شاخه‌ای از علم مهندسی عمران است که به بررسی ویژگی‌های فیزیکی و رفتار مکانیکی مصالح طبیعی موجود در پوسته زمین (خاک و سنگ) می‌پردازد. اگر هدف، مطالعه بخش‌های خاکی زمین باشد، به این علم مکانیک خاک گفته می‌شود. مکانیک خاک خواص فیزیکی خاک را تحت اثر بارهای وارده، جهت احداث هر سازه‌ای، مورد بحث و بررسی قرار می‌دهد. هدف از درس مکانیک خاک پیدا کردن شناخت در مورد خاک است، که این کار با استفاده از انجام آزمایش‌های متداول در این زمینه به دست خواهد آمد. خاک به عنوان تحمل کننده بار سازه‌ها، یا به عنوان مصالح ساختمانی در خاکبرداری‌ها و خاکریزی‌ها و همچنین به عنوان در بردارنده آب‌های زیرزمینی مورد توجه بشر بوده است.

از نقطه نظر یک متخصص کشاورزی، خاک ماده‌ای است که گیاه در آن قابل رشد بوده و زندگی آن را تامین می‌کند. از نقطه نظر یک زمین‌شناس خاک مفهوم چندان مشخصی نداشته و کلاً به مواد سست و جدا از همی که از تجزیه سنگ‌ها حاصل شده است گفته می‌شود. اما از نظر مهندسين، خاک مفهوم نسبتاً وسیع‌تری دارد. در علوم مهندسی، خاک مخلوط غیر یکپارچه‌ای از دانه‌های سنگی، کانی‌ها و مواد آلی فاسد شده‌ای بوده که فضای خالی بین آن‌ها توسط آب، هوا و گازها اشغال شده است.





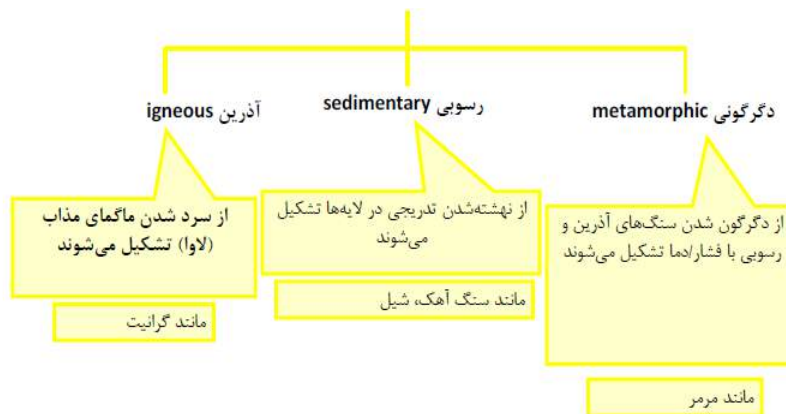
مکانیک خاک شاخه‌ای از علوم مهندسی است که به مطالعه مشخصات فیزیکی و رفتار توده خاک تحت بارهای وارده می‌پردازد. این علم تقریباً در آغاز قرن بیستم توسعه پیدا کرده است. در آن زمان، نیاز به تحلیل و بررسی رفتار خاک‌ها در بسیاری از کشورها احساس می‌شد که علت آن هم حوادثی همانند زمین لغزش‌ها و گسیختگی فونداسیون‌ها بود. بسیاری از اصول پایه مکانیک خاک در آن زمان به‌خوبی مورد استفاده قرار می‌گرفتند، اما جمع‌بندی جامعی از این مبانی بنیادی تحت عنوان علم مکانیک خاک وجود نداشت.

نخستین کسانی که کمک شایانی به توسعه مکانیک خاک کرده‌اند عبارتند از: **کولمب** که در سال ۱۷۷۶ رساله مهمی در رابطه با گسیختگی خاک تألیف کرد و همچنین **رانکین** که در سال ۱۸۷۵ مقاله بسیار مهمی را در رابطه با حالت‌های محتمل تنش به چاپ رساند. در سال ۱۸۵۶ **داریسی** نتایج تحقیقات خود را در رابطه با نفوذپذیری به چاپ رساند. در آغاز قرن بیستم میلادی، **کارل ترزاقی** بیش‌ترین و مهم‌ترین سهم را در توسعه مکانیک خاک بر عهده داشت، او به‌عنوان زمینه‌ساز پیدایش مکانیک خاک مدرن شناخته می‌شود. وی علاوه بر به‌کارگیری علوم مکانیک مصالح، خواصی از خاک را مورد بررسی قرار داد که از ذهن دیگر محققین به‌دور مانده بود. به‌طور کلی، علم ژئوتکنیک را از سال ۱۷۰۰ تا ۱۹۲۷ به چهار دوره مهم می‌توان تقسیم‌بندی کرد: دوران پیش از کلاسیک (۱۷۰۰-۱۷۷۶)؛ مکانیک خاک کلاسیک - فاز اول (۱۷۷۶-۱۸۵۶)؛ مکانیک خاک کلاسیک - فاز دوم (۱۸۵۶-۱۹۱۰) و مکانیک خاک مدرن (۱۹۱۰-۱۹۲۷).

۱-۲- منشأ پیدایش خاک

به‌طور کلی، خاک از فرسایش سنگ ایجاد می‌شود. از نظر منشأ تشکیل، خاک‌ها از هوازدگی و تجزیه فیزیکی، شیمیایی و مکانیکی سنگ‌ها حاصل می‌شوند. خصوصیات فیزیکی خاک در وهله نخست تحت تأثیر کانی‌های تشکیل دهنده ذرات خاک است و بنابراین تحت تأثیر سنگی قرار دارد که از آن به‌وجود آمده است. کانی‌ها؛ مواد طبیعی، غیر آلی، جامد و متبلوری هستند که ترکیب شیمیایی نسبتاً ثابتی دارند. کانی‌هایی که در ساخت سنگ‌ها مشارکت دارند، کانی‌های سنگ‌ساز نامیده می‌شوند. بر پایه نحوه پیدایش، سنگ‌ها به سه نوع اصلی آذرین، رسوبی و دگرگونی تقسیم‌بندی می‌شوند. انواع سنگ‌ها در شکل ۱-۱ نشان داده شده است.





شکل ۱-۱- انواع سنگ‌ها

۱-۲-۱- هوازدگی

هوازدگی به روند خُرد شدن سنگ‌ها به قطعات کوچک‌تر در اثر فرآیندهای مکانیکی و شیمیایی گفته می‌شود. هوازدگی مکانیکی ممکن است از انبساط و انقباض سنگ در اثر جذب و از دست دادن پیوسته دما ناشی شود که به خُرد شدگی نهایی آن منجر می‌گردد. اغلب آب به درون منافذ و ترک‌های موجود در سنگ نفوذ می‌کند و با پایین آمدن دما، آب منجمد شده، منبسط می‌شود. فشار ناشی از یخ در اثر انبساط حجمی حتی برای خُرد کردن سنگ‌های بزرگ نیز کافی است. دیگر عوامل فیزیکی که به خُرد شدن سنگ کمک می‌کنند، عبارتند از: یخ یخچالی، باد، آب روان نهرها و رودخانه‌ها و امواج اقیانوس‌ها. درک این نکته مهم است که در هوازدگی مکانیکی، سنگ‌های بزرگ بدون تغییری در ترکیب شیمیایی به قطعات کوچک‌تر شکسته می‌شوند. در هوازدگی شیمیایی، کانی‌های سنگ اولیه در اثر یک واکنش شیمیایی به کانی‌های جدید تبدیل می‌شوند. آب و کربن دی اکسید جو، تشکیل اسید کربنیک داده که با کانی‌های سنگ موجود ترکیب شده و کانی‌ها و نمک‌های محلول جدیدی را ایجاد می‌کنند. نمک‌های محلول موجود در آب زیرزمینی و اسیدهای آلی ناشی از مواد آلی پوسیده نیز باعث هوازدگی شیمیایی می‌شوند.

۱-۳- طبقه‌بندی خاک‌ها

طبقه‌بندی‌های مختلفی برای انواع خاک‌ها وجود دارد که در ادامه به بررسی هر کدام پرداخته می‌شود.



**۱-۳-۱- طبقه‌بندی کلی خاک**

در یک طبقه‌بندی کلی، خاک‌ها به دو دسته تقسیم می‌شوند: خاک‌های انتقال‌یافته^۱ و خاک‌های درجا^۲. خاک‌های انتقال‌یافته خاک‌هایی هستند که در اثر حمل ذرات مختلف، توسط عواملی مانند آب، باد، امواج و غیره به محل‌های دیگر منتقل می‌شوند. این خاک‌ها معمولاً دارای عمق زیاد بوده و به صورت مُطبّق هستند. خاک‌های درجا معمولاً در اثر هوازدگی سنگ‌ها در محل خود تشکیل می‌شوند. این خاک‌ها عموماً دارای عمق نسبتاً کم هستند و از ویژگی‌های آن‌ها می‌توان به تیز گوشه بودن ذرات و وجود قطعات درشت در آن‌ها اشاره کرد.

۱-۳-۲- طبقه‌بندی خاک‌ها در صحرا (هنگام حفاری)**۱-۳-۲-۱- طبقه‌بندی بر حسب مواد تشکیل دهنده**

الف) شن^۳ و ماسه^۴: که عبارتند از ذرات درشت غیر چسبنده که متشکل از ذرات مُدور یا گوشه‌دار هستند و از هوازدگی فیزیکی سنگ‌های مادر، بدون تغییرات شیمیایی، تشکیل شده‌اند.

ب) هاردپن^۵: خاکی که مقاومت بسیار زیادی در برابر نفوذِ وسایل حفاری دارد. بیشتر این خاک‌ها از ذراتی با دانه‌بندی خوب و نسبتاً چسبنده و بسیار متراکم تشکیل شده‌اند.

ج) سیلت غیر آلی^۶: ذرات ریزدانه با چسبندگی بسیار پایین هستند.

د) سیلت آلی: خاکی ریزدانه و کم‌وبیش پلاستیک است، که حاوی ذرات آلی و قطعات نیمه پوسیده گیاهان است. تراکم‌پذیری سیلت‌های آلی بسیار زیاد است.

ه) رس^۷: خاکی است مرکب از ذرات میکروسکوپی که از تجزیه شیمیایی مواد سنگی تشکیل شده است. این خاک دارای چسبندگی بسیار زیادی است و وقتی خشک می‌شود، بسیار سخت خواهد بود. نفوذپذیری آن بسیار کم است و قدرت تورم آن در مجاورت با آب بسیار بالا است.

و) رس آلی: نوعی خاک رس که دارای مواد آلی و بسیار تراکم‌پذیر بوده و رنگ آن خاکستری تیره یا سیاه است.

1- Transported Soils

2- In Situ Soils

3- Gravel

4- Sand

5- Hardpan

6- Inorganic Silt

7- Clay





ز) پیت^۱: خاکی است که از ذرات میکروسکوپییک حاصل از تجزیه گیاهان تشکیل شده است. رنگ آن قهوه‌ای روشن تا تیره است و قابلیت تراکم‌پذیری آن به‌حدی است که نمی‌توان از آن برای پی‌سازی استفاده کرد.

۱-۳-۳- طبقه‌بندی بر اساس مقاومت ظاهری

الف) خاک‌های درشت‌دانه (شن و ماسه): این خاک‌ها بر حسب میزان تراکم به سه دسته تقسیم می‌شوند؛ سست^۲ (غیر متراکم)؛ متوسط^۳ و متراکم^۴.

ب) خاک‌های ریزدانه (رس و سیلت): این خاک‌ها بر حسب درجه سفتی به چهار دسته تقسیم می‌شوند؛ نرم^۵؛ متوسط^۶؛ سفت^۷ و سخت^۸.

۱-۳-۴- طبقه‌بندی بر اساس رنگ

به‌طور معمول، تغییر رنگ در لایه‌های خاکی به‌دلیل تغییر نوع خاک است. رنگ خاک‌ها به ترکیب شیمیایی مواد موجود در آن‌ها بستگی دارد. مثلاً خاک‌های دارای اکسید آهن به رنگ قرمز هستند.

۱-۳-۵- طبقه‌بندی بر اساس شرایط و محیط تشکیل

خاک‌های انتقالی به چندین دلیل تشکیل می‌شوند و زیر شاخه‌های این خاک‌ها عبارتند از: خاک‌های آبرفتی^۹، که توسط رودخانه‌ها تشکیل می‌شوند و عموماً دارای لایه‌بندی هستند. خاک‌های بادرفتی^۹، که توسط باد انتقال می‌یابند و عموماً از نوع ماسه ریز (ماسه بادی) یا سیلت درشت (خاک لوس^{۱۰}) هستند. این خاک‌ها به‌دلیل دارا بودن چسبندگی ظاهری می‌توانند در دیواره‌های شیب‌دار یا قائم پایدار بمانند، اما به‌محض اشباع، دچار ریزش یا نشست می‌شوند. خاک‌های یخچالی^{۱۱}، که مهمترین مشخصه آن‌ها عدم وجود لایه‌بندی است. خاک‌های رسوبی آب شیرین^{۱۲}، که ضخامت‌شان به‌ندرت از ۱/۵ سانتی‌متر تجاوز می‌کند. خاک‌های رسوبی دریایی (آب شور)^{۱۳}، که عموماً

- 1- Peat
- 2- Loose
- 3- Medium
- 4- Dense
- 5- Soft

- 6- Stiff
- 7- Hard
- 8- Alluvial Soils
- 9- Aeolian Soils
- 10- Loess Soil

- 11- Glacial Soils
- 12- Lacustrine Soils
- 13- Marine Sediments





ریزدانه هستند و دارای انواع مختلفی از جمله مارن^۱، توف^۲، بنتونیت^۳ (گل حفاری) هستند. خاک‌های کوه‌ریز^۴، که عموماً در دامنه‌های شیب‌های طبیعی تند یافت می‌شوند و به دلیل ریزشی بودنشان عموماً سست و غیر متراکم‌اند. خاک‌های دستی^۵، که توسط انسان از محلی به محل دیگر حمل می‌شوند. خاک‌های صنعتی^۶، که از مواد زائد کارخانه‌های صنعتی مانند ذوب آهن حاصل می‌شوند، مانند خاک اسلگ^۷ که در تهیه بتن کاربرد دارد.

۱-۳-۶- طبقه‌بندی بر اساس اندازه ذرات

درشت‌دانه (شن - ماسه) و ریزدانه (رس - سیلت).

۱-۳-۷- طبقه‌بندی بر اساس رفتار در برابر رطوبت

دانه‌ای (شن - ماسه) - چسبنده (رس).

خاک‌های درشت‌دانه را خاک‌های ساختمانی (اصطکاکی) می‌گویند، چون مقاومت‌شان ناشی از اصطکاک است. خاک‌های ریزدانه را خاک‌های بافتی می‌گویند و برای رس، مقاومت تنها ناشی از چسبندگی است.

۱-۴- کانی‌های رس

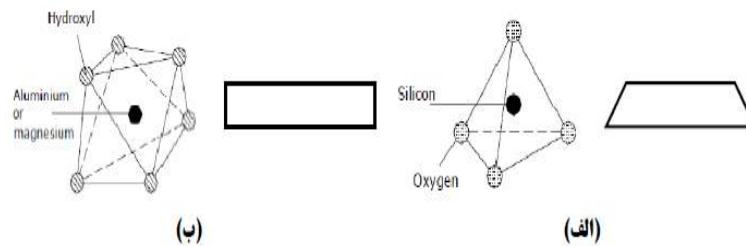
منظور از کانی، مواد معدنی است که به صورت جامد در پوسته زمین وجود دارند. کانی‌های رسی صفحه‌ای (پولکی) شکل هستند و دارای سطح ویژه^۸ (نسبت سطح به جرم) بسیار بزرگ هستند. کانی‌های رس از دو بخش اصلی تشکیل شده‌اند: چهار وجهی سیلیکا (SiO_2) و هشت وجهی آلومینا (Al_2O_3). در شکل ۱-۲ این واحدهای بنیادی نشان داده شده‌اند.

1- Marn
2- Tuff
3- Bentonite

4- Colluvial Soils
5- Fill Soils
6- Industrial Soils

7- Slag
8- Specific Surface Area

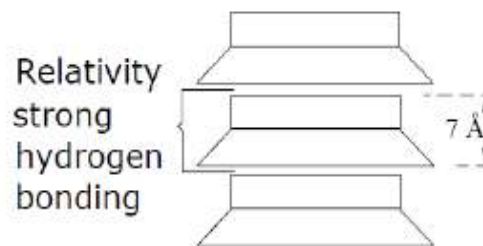




شکل ۱-۲- الف) چهار وجهی سیلیکا ب) هشت وجهی آلومینا

۱-۴-۱- کائولینیت

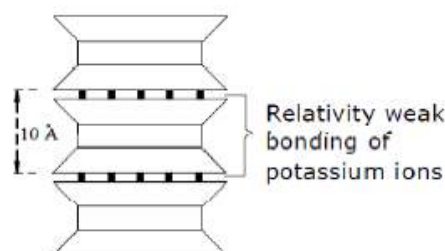
ساختمان کائولینیت از روی هم قرار گرفتن یک لایه چهار وجهی سیلیکا و یک لایه هشت وجهی آلومینا تشکیل شده است (شکل ۱-۳). عامل اتصال این کانی، پیوند هیدروژنی است. کائولینیت ساده‌ترین کانی است و به دلیل غیر فعال بودن، فراوان‌ترین کانی نیز هست.



شکل ۱-۳- نحوه پیوند کانی کائولینیت

۱-۴-۲- ایلیت

ساختمان ایلیت از یک هشت وجهی آلومینا که بین دو لایه چهار وجهی سیلیکا قرار دارد، تشکیل می‌شود (شکل ۱-۴). لایه‌های ایلیت به وسیله یون‌های پتاسیم (K) به هم متصل می‌شوند. این پیوند، ضعیف‌تر از پیوند هیدروژنی در کائولینیت است.

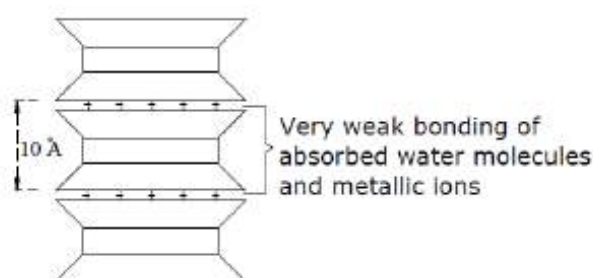


شکل ۱-۴- نحوه پیوند کانی ایلیت

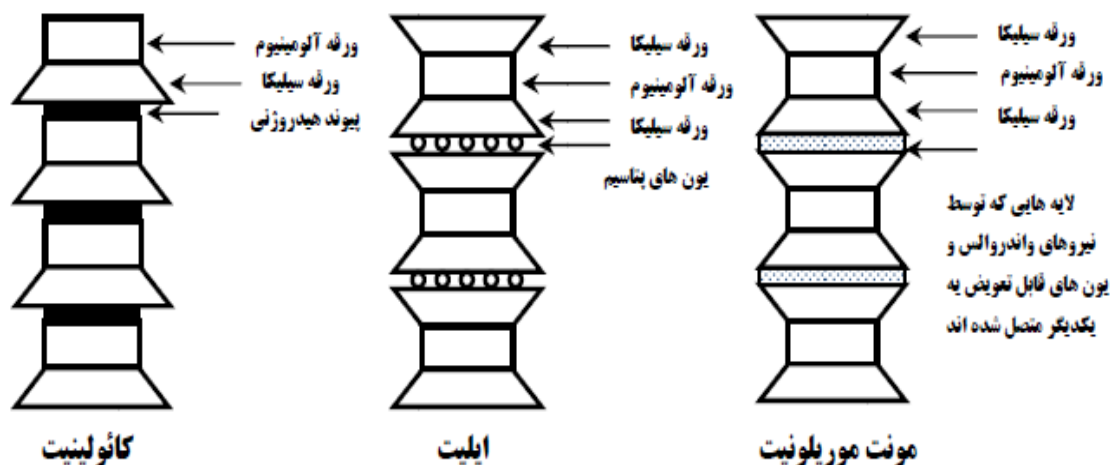


۱-۴-۳- مونت موریلونیت

ساختمان مونت موریلونیت بسیار شبیه به ساختار ایلیت است، با این تفاوت که عامل پیوند در آن‌ها آب یا یون سدیم (Na) است (شکل ۵-۱). پیوند این یون‌ها بسیار ضعیف‌تر از پیوند گروه ایلیت است، به همین دلیل به آسانی شکسته می‌شود. از جمله ویژگی‌های این گروه، قدرت بالا در جذب آب، انقباض و تورم است. یکی از اعضای این خانواده بنتونیت (گل حفاری) است که خاصیت جذب آن به هشت برابر وزن خودش نیز می‌رسد. شکل ۶-۱ مقایسه ساختاری کانی‌های رسی را نشان می‌دهد.



شکل ۵-۱- نحوه پیوند کانی مونت موریلونیت



شکل ۶-۱- مقایسه ساختاری کانی‌های رسی

۱-۴-۴- سایر کانی‌های رس

سایر کانی‌های رسی از اهمیت چندانی برخوردار نیستند و در ادامه به شرح مختصر برخی از آن‌ها پرداخته می‌شود.





هالوزیت: بسیار شبیه کائولینیت است، با این تفاوت که آب بیشتری دارد و بی شکل است. بلورهای آن به صورت صفحات لوله ای یک طرف باز هستند.

آتاپولزیت: به شکل سوزن های بسیار نازک متبلور بوده و دارای اهمیت چندانی نیستند.

پروفیلیت: به صورت صفحات شعاعی یا برگ مانند هستند که در حالت ورقه ورقه متبلور می شوند. این کانی ها کمتر در معرض تغییر حجم به واسطه جذب آب قرار می گیرند.

در جدول ۱-۱ مقایسه ای بین ویژگی کانی های رسی انجام شده است.

جدول ۱-۱- مقایسه عملکرد کانی های رسی

ریز تر شدن ذرات	کائولینیت
کاهش مقاومت	
کاهش پایداری ترکیب شیمیایی	
افزایش سطح ویژه	ایلیت
افزایش جذب آب	
افزایش خاصیت خمیری	مونتموریلونیت
افزایش تمایل به خرد شدن و تبدیل شدن به صفحات بنیادین اصلی	
افزایش تمایل به فعالیت و واکنش شیمیایی	

۱-۵- سازوکار جذب آب توسط رس

به علت نوع ترکیب شیمیایی رس ها، سطح ذرات آن ها دارای بار منفی خنثی نشده است. بار منفی باعث می شود که یون های مثبت موجود در آبی که در حفرات خاک وجود دارد، به سطح ذرات کانی های رس جذب شده و لایه ای پراکنده از یون های مثبت را در مجاورت ذرات رس تشکیل دهد. به سطح ذرات رس با بار منفی و لایه های پراکنده یون مثبت با توجه به حضور دو گانه یون های مثبت و منفی، **لایه مضاعف** یا **لایه دو گانه** گفته می شود. در لایه دو گانه، مولکول های دو قطبی آب به سه روش توسط ذرات رس جذب می شوند:

الف) به علت دو قطبی بودن خود، توسط ذرات رس که دارای بار منفی هستند جذب می شوند.





ب) جذب کاتیون‌ها می‌شوند و کاتیون‌ها نیز به‌نوبه خود به‌وسیله ذرات رس جذب می‌شوند (عمل هیدراته شدن کاتیون‌ها).

ج) اتم‌های هیدروژن در مولکول‌های آب به‌علت پیوند هیدروژنی، توسط اتم‌های اکسیژن موجود در سطح ذرات رس جذب می‌شوند.

تمام آب‌هایی که در تماس با ذرات رس توسط نیروی جاذبه نگه داشته می‌شوند، لایه آب دوگانه^۱ نامیده می‌شوند. به داخلی‌ترین بخش آب لایه دوگانه، آب جذب شده سطحی^۲ می‌گویند. آب جذب شده سطحی با ویسکوزیته بالا، مانند یک چسب لزج عمل می‌کند و ذرات رس را به‌هم می‌چسباند و توده خاک را خمیری می‌کند. این در حالی است که آب موجود در حفرات خاک که جاذبه‌ای با ذرات رس ندارد و دارای ویسکوزیته پایینی بوده، به‌راحتی در خاک روان است که به آن آب آزاد گفته می‌شود و سبب روان شدن خاک می‌گردد.

بین ذرات رس نیروی دافعه و جاذبه باهم وجود دارد. بزرگ بودن سطح ویژه کانی‌های رسی، سبب می‌شود تا نیروهای ناشی از بار الکتریکی نقش مهمی در رفتار خاک هنگام حضور آب داشته باشد؛ به‌طوری که هر چقدر سطح ویژه رس بیشتر باشد، سطح تماس رس با آب بیشتر است و در نتیجه مقدار آب جذب شده در جداره کانی بیشتر می‌گردد. آب جذب شده سطحی عامل خمیری شدن خاک رسی است و نیروی جاذبه بین ذرات رس عامل اصلی چسبندگی خاک‌های حاوی درصد قابل توجهی رس هستند. در نهایت، اگر خاکی تمایل به جذب آب بیشتری داشته باشد، قابلیت تورم بیشتری هم دارد.

۱-۶- ساختمان خاک

ساختمان خاک اصطلاحی است که ترتیب قرار گرفتن ذرات خاک و چگونگی تأثیر نیروهای بین ذرات را بیان می‌کند. به عبارت دیگر، ساختمان خاک گویای طرز استقرار ذرات خاک، میزان پوکی، عوامل ایجاد پیوند و نیروهای الکتروشیمیایی است. عواملی که ساختار خاک را تحت تأثیر قرار می‌دهند عبارتند از: شکل، اندازه و ترکیب کانی‌ها.

1- Double Layer Water

2- Absorbed Water





ساختمان خاک‌ها از نظر مطالعه به سه گروه تقسیم می‌شوند: ساختمان خاک‌های دانه‌ای، ساختمان خاک‌های چسبنده و ساختمان خاک‌های مرکب.

۱-۶-۱- ساختمان خاک‌های دانه‌ای

این خاک‌ها شامل شن، ماسه و سیلت درشت هستند و از نظر ساختمانی به دو گروه تقسیم می‌شوند: ساختمان دانه‌ای و ساختمان لانه‌زنبوری.

۱-۶-۱-۱- ساختمان دانه‌ای^۱

در این نوع ساختار، ذرات درشت و غیرچسبنده خاک هنگام رسوب در آب به صورت مستقل و جدا از سایر ذرات ته‌نشین می‌شوند. وزن این ذرات سبب می‌شود که سریعاً رسوب کنند و در میان سایر ذرات در وضعیت تعادل قرار بگیرند. تنها نیروی مؤثر در این سیستم، نیروی وزن است. بسته به وضعیت قرارگیری ذرات روی یکدیگر، درجه تراکم توده خاک تغییر می‌کند. درجه تراکم برای این نوع ساختار دارای دو حد نهایی است؛ بالاترین حد تراکم یا متراکم‌ترین حالت (e_{min}) و پایین‌ترین حد تراکم یا سست‌ترین حالت (e_{max}). ماسه‌ای که در حالت سست قرار دارد به هنگام تغییر شکل، دچار کاهش حجم می‌شود و ذرات طوری روی هم می‌غلطند تا خاک متراکم‌تر شود. در ماسه‌های متراکم تغییر شکل توده خاک، با افزایش نسبت تخلخل و افزایش حجم همراه است. وجود کمی آب کافی است تا ویژگی‌های مهندسی خاک را تغییر دهد. کشش سطحی آب در این شرایط، جابجا شدن ذرات را محدود کرده و ایجاد یک چسبندگی ظاهری می‌کند. این چسبندگی در اثر خشک شدن خاک از بین می‌رود. به دلیل همین پدیده چسبندگی ظاهری است که می‌توان در ماسه‌های مرطوب، شیب‌های قائم ایجاد کرد. همچنین تحرک بهتر ماشین‌های چرخ لاستیکی بر روی ماسه‌های مرطوب نسبت به ماسه‌های خشک نیز به همین دلیل است.

۱-۶-۱-۲- ساختمان لانه زنبوری^۲

1- Single Grained Structure

2- Honey Comb Structure





ذرات ماسه‌ای خیلی ریز و سیلت معمولاً هنگام رسوب در آب به صورت ذرات کم‌وبیش مستقل و جدا ته‌نشین می‌شوند؛ اما آنقدر کوچک هستند که وزن تنها عامل جای‌گیری ذرات نباشد، بلکه نیروی جاذبه مولکولی در سطح ذرات هم در این موضوع اثر گذار خواهد بود. در این حالت، ذرات به صورت قوسی تشکیل شده از چند ذره روی هم قرار می‌گیرند که نتیجه آن فضای نسبتاً بزرگ خالی بین ذرات است. در چنین شرایطی، نسبت تخلخل خاک بسیار بالا بوده، ازین رو ساختمان لانه‌زنبوری خوانده می‌شود. در حالت لانه‌زنبوری، توده خاک دارای ساختار غیر متراکم بوده و در حالت خشک نسبتاً محکم است (به علت عملکرد قوس‌ها در این ساختار). اما در حالت کلی قدرت تحمل این ساختار نسبتاً محدود است و پس از میزان معینی اعمال بار، قوس‌های ایجاد شده خرد می‌شوند و توده خاک به صورت ناگهانی دچار نشست می‌شود. این ساختمان نسبت به ارتعاش و لرزه حساس است و پس از فرو ریختن دارای ساختاری کمابیش دانه‌ای می‌شود.

۱-۶-۲- ساختمان خاک‌های چسبنده

در خاک‌های چسبنده نوع ساختمان تابع ذرات رس، شکل آن‌ها و نیروی اعمال شده به ذرات است. به طور کلی، وضعیت قرارگیری ذرات چسبنده به شدت دفع و یا جذب ذرات بستگی دارد. این خاک‌ها دارای دو نوع ساختمان هستند: ساختمان پراکنده^۱؛ ساختمان مجتمع یا فولکوله^۲.

۱-۶-۲-۱- ساختمان پراکنده

اگر ذرات خاک به شدت یکدیگر را دفع کنند، ذرات در یک حجم معینی از خاک به صورتی قرار می‌گیرند که حداکثر فاصله بین آن‌ها حاصل شود. ساختمان ایجاد شده، مشابه قرار گرفتن قطعات سنگی مسطح روی یکدیگر است (شکل ۱-۷). خاک‌های با ساختمان پراکنده نسبتاً متراکم‌اند و نسبت به آب نفوذناپذیر هستند. پدیده‌هایی نظیر تورم، انقباض، یخبندان، قطرات باران و جریان آب منجر به جدا شدن ذرات از یکدیگر و تشکیل ساختار پراکنده می‌شوند.

1- Dispersed Structure

2- Flocculent Structure

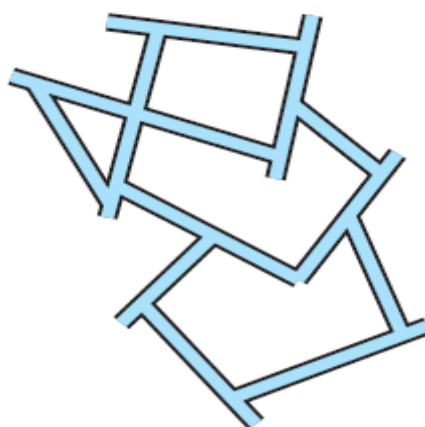




شکل ۱-۷- ساختمان پراکنده

۱-۶-۲-۲- ساختمان مجتمع

در این ساختار، نیروی جاذبه بین ذرات وجود دارد و ذرات به صورت نامنظم یکدیگر را جذب می کنند، به طوری که گوشه هر ذره در تماس با سطح ذرات دیگر است (شکل ۱-۸). ذرات درشت غیر چسبنده هم می توانند به صورت اتفاقی بین این ذرات قرار بگیرند. در این ساختمان، مقدار قابل ملاحظه ای آب آزاد بین ذرات و در فضای خالی بین آن ها محبوس است. این ساختار، مخصوص لایه های رسی رسوب کرده در آب است. به طور کلی، درجه فولکولاسیون به نوع و تمرکز ذرات رس بستگی دارد. خاک های با ساختمان مجتمع از نظر وزنی بسیار سبک هستند و از نظر مقاومت بسیار تراکم پذیر هستند و حساسیت آن ها نسبت به دست خوردگی بیشتر است. این ساختار از نظر پایداری نسبتاً قوی است، زیرا ذرات آن توسط نیروی جاذبه به هم متصل شده اند.



شکل ۱-۸- ساختمان مجتمع

۱-۶-۳- ساختمان خاک های مرکب



در این نوع خاک‌ها، ذرات درشت‌دانه و ذرات چسبنده در ترکیبی از هم یافت می‌شوند. در این نوع خاک، سه ساختار مختلف می‌توان یافت. ساختمان شناور^۱؛ ساختمان نیمه‌شناور^۲؛ ساختمان اتکا مستقیم^۳.

۱-۳-۶-۱- ساختمان شناور

در این حالت، حجم ذرات درشت‌دانه بسیار کمتر از حجم ذرات ریزدانه است. به‌طوری که ذرات درشت به‌حالت شناور و مجزا از هم، داخل ذرات ریزدانه قرار می‌گیرند و هیچ تماسی باهم ندارند.

۱-۳-۶-۲- ساختمان نیمه‌شناور

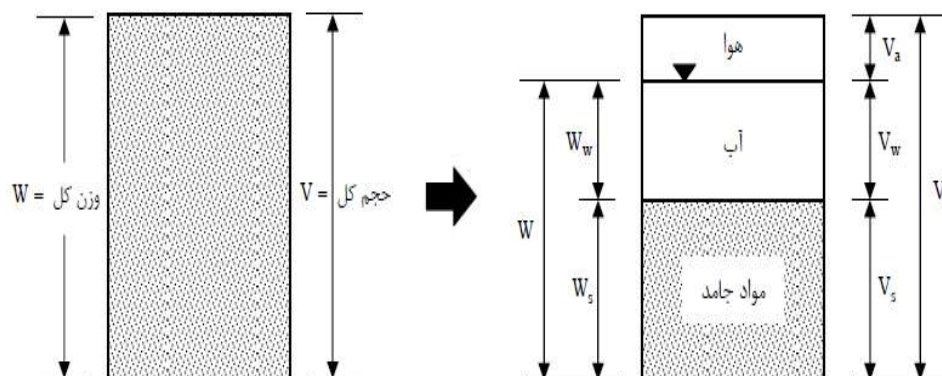
در این حالت حجم ذرات درشت بیش از حجم ذرات ریز است و ساختمان خاک به‌صورت اسکلت پیوسته است.

۱-۳-۶-۳- ساختمان اتکا مستقیم

در این حالت، ذرات درشت به‌صورت مستقیم باهم در تماس هستند و در محل اتکای این قطعات روی هم، ریزدانه وجود ندارد و ذرات ریز فقط خلل و فرج بین دانه‌های درشت را پر می‌کنند.

۱-۷- ترکیب خاک

یک توده خاک به‌صورت شکل ۱-۹ در طبیعت وجود دارد. روابط وزنی-حجمی در ادامه بحث ارائه می‌شوند.



شکل ۱-۹- اجزای خاک در طبیعت





$$V = V_s + V_v = V_s + V_w + V_a$$

در رابطه بالا V_s حجم قست جامد؛ V_v حجم حفرات؛ V_w حجم آب درون حفرات و V_a حجم هوای درون حفرات است.

$$W = W_s + W_w$$

در این رابطه، W_s وزن قست جامد؛ W_w وزن آب است.

۱-۸- روابط مربوط به فضای خالی خاک

نسبت تخلخل:

نسبت تخلخل (نشانه e)، نسبت حجم حفرات به حجم قسمت جامد خاک است.

$$e = \frac{V_v}{V_s}$$

پوکی:

پوکی، نسبت حجم حفرات به حجم کل است.

$$n = \frac{V_v}{V}$$

درصد هوا:

درصد هوا، نسبت حجم هوا به حجم کل است.

$$A = \frac{V_a}{V}$$

$$e = \frac{n}{1 - n}$$

$$n = \frac{e}{1 + e}$$

۱-۹- روابط مربوط به حضور آب در فضای خالی خاک



**درجه اشباع:**

نسبت حجم آب به حجم خفرات درجه اشباع است.

$$S_r = \frac{V_w}{V_v}$$

میزان رطوبت:

میزان رطوبت، نسبت وزن آب به وزن قسمت جامد است.

$$\omega = \frac{W_w}{W_s}$$

برای خاک خشک، درجه اشباع و میزان رطوبت صفر است. اگر خاک اشباع شود، میزان درجه اشباع ۱۰۰ درصد است ($S_r = 1$) و میزان رطوبت را با (ω_{sat}) نشان می دهند. حداکثر درجه اشباع برای خاک ۱ است، ولی میزان رطوبت بسته به نوع خاک می تواند از ۱ هم بیشتر باشد (مانند رس مونت موریلونیت).

$$S_r \cdot e = \omega \cdot G_s$$

$$A = n(1 - S_r)$$

۱-۱۰- روابط مربوط به وزن مخصوص

وزن مخصوص عبارتست از نسبت وزن به حجم ($\frac{W}{V}$). واحد وزن مخصوص عموماً بر حسب ($\frac{kg}{cm^3}$) یا ($\frac{kN}{m^3}$) تعریف می شود. انواع مختلف وزن مخصوص عبارتند از: وزن مخصوص طبیعی (γ)؛ وزن مخصوص خشک (γ_d)؛ وزن مخصوص دانه های جامد (γ_s)؛ وزن مخصوص اشباع (γ_{sat})؛ وزن مخصوص غوطه وری (γ')؛ وزن مخصوص آب (γ_w).

وزن مخصوص طبیعی:

$$\gamma = \frac{G_s(1 + \omega)}{1 + e} \gamma_w$$

$$\gamma = \frac{G_s + (S_r \cdot e)}{1 + e} \gamma_w$$

$$\gamma = \gamma_d + S_r \cdot (\gamma_{sat} - \gamma_d)$$





وزن مخصوص خشک:

$$\gamma_d = \frac{G_s \cdot \gamma_w}{1 + e}$$

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1 + \omega}$$

$$\gamma_d = \frac{\gamma_s}{1 + e}$$

$$\gamma_d = \gamma_{sat} - n \cdot \gamma_w$$

وزن مخصوص اشباع:

$$\gamma_{sat} = \frac{G_s + e}{1 + e} \gamma_w$$

وزن مخصوص مستغرق (غوطه‌وری):

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w = \frac{G_s - 1}{1 + e} \gamma_w$$

اگر بخواهیم مقدار آب لازم برای اشباع کردن یک توده خاک را با ثابت ماندن حجم آن به دست آوریم؛ به یکی از دو روش زیر می‌توان عمل کرد:

$$\Delta W_w = V_a \cdot \gamma_w$$

$$\Delta W_w = (\gamma_{sat} - \gamma) \cdot V$$

در شرایطی که رطوبت خاک بدون تغییر حجم دچار تغییر می‌شود، داریم:

$$\frac{\gamma_1}{1 + \omega_1} = \frac{\gamma_2}{1 + \omega_2}$$

در شرایطی که رطوبت خاک با تغییر حجم دچار تغییر می‌شود، داریم:





$$\frac{V_2}{V_1} = \frac{\gamma_{d1}}{\gamma_{d2}} = \frac{1 + e_2}{1 + e_1}$$

$$\gamma_w = 1000 \frac{kg}{m^3} = 10 \frac{kN}{m^3} = 1 \frac{gr}{cm^3}$$

جرم مخصوص:

جرم مخصوص عبارتست از نسبت جرم به حجم ($\frac{m}{v}$). جرم مخصوص نیز همانند وزن مخصوص برای حالات مختلف تعریف می‌شود.

$$\rho = \frac{m}{v}$$

$$\rho = \frac{G_s (1 + \omega)}{1 + e} \rho_w$$

$$\rho_w = 1000 \frac{kg}{m^3} = 10 \frac{kN}{m^3} = 1 \frac{gr}{cm^3}$$

۱-۱۱- تراکم (دانسیته) نسبی خاک

تراکم نسبی، معیاری است که توسط آن وضعیت تراکم خاک نسبت به متراکم‌ترین و سست‌ترین حالت سنجیده می‌شود. این معیار بر حسب درصد بیان می‌شود.

$$D_r = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}}$$

$$D_r = \left[\frac{\gamma_d - \gamma_{d \min}}{\gamma_{d \max} - \gamma_{d \min}} \right] \cdot \left(\frac{\gamma_{d \max}}{\gamma_d} \right)$$

$$e = \frac{G_s \cdot \gamma_w}{\gamma_d} - 1$$

در این روابط، D_r تراکم نسبی است که معمولاً به صورت درصد بیان می‌شود. همچنین e نسبت تخلخل در محل؛ e_{max} نسبت تخلخل در سست‌ترین حالت و e_{min} نسبت تخلخل در متراکم‌ترین وضعیت هستند.





اگر $e = e_{min}$ باشد؛ یعنی خاک در متراکم‌ترین حالت است ($D_r = 1$). اگر $e = e_{max}$ باشد؛ یعنی خاک در سست‌ترین حالت قرار دارد ($D_r = 0.0$). در خاک‌های درشت‌دانه، تراکم نسبی بیشتر به معنی مقاومت بیشتر خاک است.

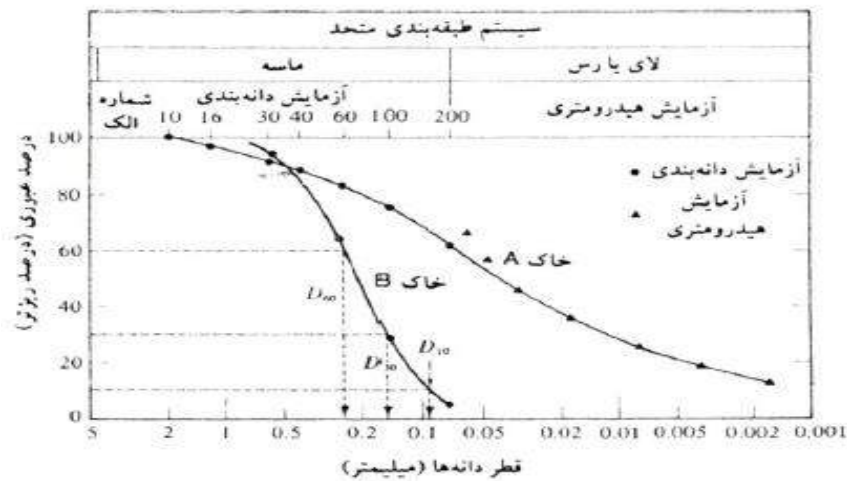
۱-۱۲- دانه‌بندی خاک

هدف از دانه‌بندی خاک، تعیین قطر ذرات آن است. به‌طور کلی، دانه‌بندی خاک تعیین اندازه ذرات موجود در توده خاک و توزیع وزنی آن‌ها است که بر حسب درصدی از وزن کل خشک خاک بیان می‌شود. دانه‌بندی خاک‌های درشت‌دانه را با آزمایش دانه‌بندی با الک و دانه‌بندی خاک‌های ریزدانه را با آزمایش هیدرومتری تعیین می‌کنند. آزمایش‌های شناخت خاک به دو دسته کلی تقسیم می‌شوند: شناخت اندازه ذرات خاک (آزمایش دانه‌بندی با الک و آزمایش هیدرومتری)؛ شناخت رفتار خاک در برابر رطوبت (حدود اتربرگ: حد روانی - حد خمیری - حد انقباض).

با انجام آزمایش دانه‌بندی با الک و هیدرومتری می‌توان نموداری مرسوم به منحنی دانه‌بندی^۱ ترسیم کرد. این منحنی، درصد محدوده‌های مختلف قطری را در حالت کلی برای یک توده خاک نشان می‌دهد. هدف آن است که دریابیم وزن خشک خاک در یک محدوده مشخص، چند درصد از وزن خشک کل خاک را تشکیل می‌دهد. در منحنی دانه‌بندی، محور افقی بیانگر اندازه ذرات خاک (یا بُعد چشمه الک) در مقیاس لگاریتمی و محور قائم نشان دهنده درصد وزنی ذرات ریزتر (عبوری) است (شکل ۱-۱۰).

از جمله کاربردهای منحنی دانه‌بندی می‌توان به موارد زیر اشاره کرد: اثرگذاری در نسبت تخلخل خاک؛ طراحی سیستم فیلتر؛ برآورد میزان نفوذپذیری خاک‌های درشت‌دانه و تعیین مقدار تورم ناشی از انجماد خاک.





شکل ۱-۱- منحنی دانه‌بندی خاک

۱۳-۱- حدود اتربرگ

اتربرگ خاک شناس سوئدی برای بیان پلاستیسیته خاک و تغییرات خاک بر حسب مقدار آب، پنج حالت زیر را مشخص کرد. حدود اتربرگ برای خاک‌های ریزدانه عبوری از الک شماره ۲۰۰ تعریف می‌شود. شکل ۱-۱۱ حدود اتربرگ را نشان می‌دهد.

حد خشکی: درصد رطوبتی است که به ازای آن، خرده‌های خاک فقط به هم می‌چسبند.

حد سفتی: درصد رطوبتی است که به ازای آن، خاک به فلز می‌چسبد.

حد انقباض^۱: درصد رطوبتی است که کمتر از آن، میزان رطوبت خاک کاهش حجم نمی‌دهد.

حد خمیری^۲: درصد رطوبتی است که کمتر از آن، حالت خمیری (پلاستیک) خاک از بین می‌رود.

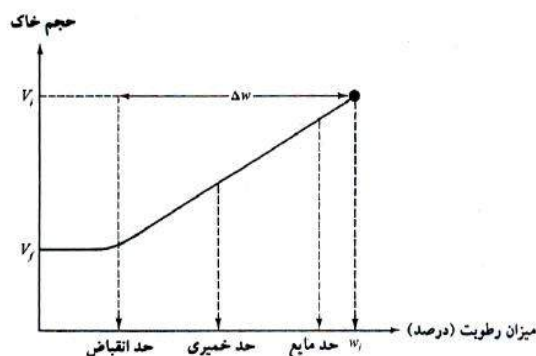
حد روانی^۳: درصد رطوبتی است که بیشتر از آن خاک حالت روان پیدا می‌کند و به صورت گِل روان در می‌آید.



1- Shrinkage Limit (SL)

2- Plastic Limit (PL)

3- Liquid Limit (LL)



شکل ۱-۱۱- حدود اتزبرگ

حد انقباض (SL)

میزان رطوبتی است که خاک از حالت جامد به حالت نیمه جامد تبدیل می شود. با از دست دادن رطوبت، خاک منقبض می شود و با کاهش پیوسته رطوبت، مرحله ای می رسد که از آن به بعد دیگر کاهش رطوبت سبب کاهش حجم نمی شود، میزان رطوبت در این لحظه را حد انقباض می گویند.

حد خمیری (PL)

میزان رطوبتی است که خاک از حالت نیمه جامد به حالت خمیری تبدیل می شود.

حد روانی (LL)

با افزایش رطوبت، مرحله ای می رسد که خاک مقاومت خود را از دست می دهد و به صورت مایع روان در می آید. درصد رطوبتی که خاک را از حالت خمیری به حالت روان در می آورد، حد روانی نام دارد.

نشانه خمیری^۱ (PI)

به فاصله بین حد روانی و حد خمیری نشانه خمیری گفته می شود. نشانه خمیری به مقدار ذرات رس موجود در خاک (ذرات کوچکتر از ۲ میکرون) و نوع کانی های آن بستگی دارد. هرچه مقدار PI بیشتر باشد، حالت خمیری و جذب آب بیشتر است؛ در نتیجه میزان کانی مونت موریلینیت در آن بیشتر است. ترک برداشتن و خرد نشدن خاک در اثر تغییر شکل، دلیل وجود خاصیت خمیری (پلاستیسیته) است.

1- Plastic Index





$$PI = LL - PL$$

نشانه روانی^۱ (LI)

سفتی نسبی یک خاک چسبنده را در وضعیت طبیعی می‌توان توسط نسبتی به نام نشانه روانی (مایع) تعریف کرد. نشانه روانی بر خلاف نشانه خمیری به میزان رطوبت خاک در محل بستگی دارد.

$$LI = \frac{\omega - PL}{LL - PL}$$

۱-۱۴- رس حساس

اگر $\omega = LL$ باشد، مقدار نشانه روانی عدد ۱ است و اگر $\omega = PL$ باشد، مقدار نشانه روانی صفر است. بنابراین، خاک‌های رس طبیعی دارای میزان رطوبتی بین حد روانی و حد خمیری هستند ($PL \leq \omega \leq LL$). به عبارت دیگر، نشانه روانی آن‌ها بین عدد صفر و یک متغیر است. نوعی خاک رس وجود دارد که نشانه روانی آن از عدد ۱ بزرگتر است ($LI > 1$ ؛ $\omega > LL$). این خاک‌ها ممکن است در نگاه اول مقاوم و یکپارچه به نظر بیایند، اما در اثر تکان‌های ناگهانی مقاومت خود را از دست می‌دهند و به گل روان تبدیل می‌شوند. به این خاک‌ها، رس حساس گفته می‌شود. اگر مقدار نشانه روانی خاکی عددی منفی شود، یعنی این خاک رس، سخت و خشک است.

۱-۱۵- تراکم خاک

تراکم، مجموعه عملیاتی است که موجب افزایش چگالی خاک در محل می‌شود. افزایش چگالی در اثر به هم فشردن دانه‌ها و کاهش فضای خالی میان دانه‌ها است. نکته قابل توجه در بحث تراکم آن است که حجم آب موجود در خاک در اثر تراکم تغییری نمی‌کند و فقط از حجم هوا کاسته می‌شود. تراکم سبب افزایش مقاومت برشی، افزایش ظرفیت باربری خاک، کاهش نشست‌پذیری آن و همچنین افزایش پتانسیل تورم خاک در یخبندان می‌شود. علت افزایش پتانسیل تورم این است، از آنجایی که در عملیات تراکم خلل و فرج ریزتر می‌شوند، یخ زدن آب آن‌ها در درجه حرارت پایین‌تر رخ می‌دهد. به طور کلی، هدف از تراکم عبارتست از: کاهش تخلخل، افزایش وزن مخصوص، افزایش مقاومت برشی، کاهش پتانسیل نشست‌پذیری و کاهش میزان نفوذپذیری خاک.

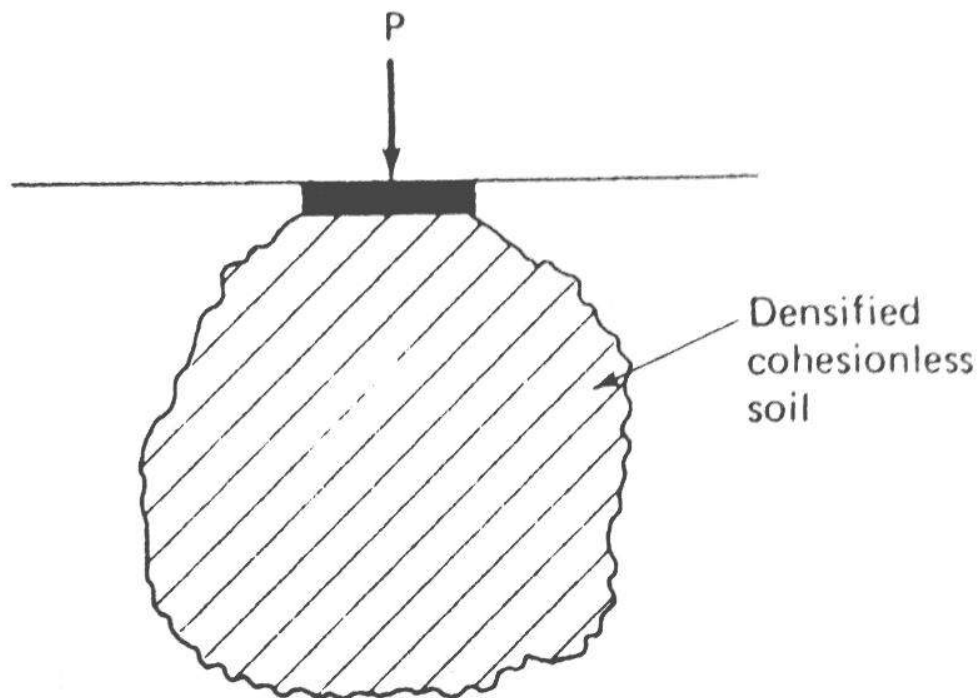
1- Liquid Index





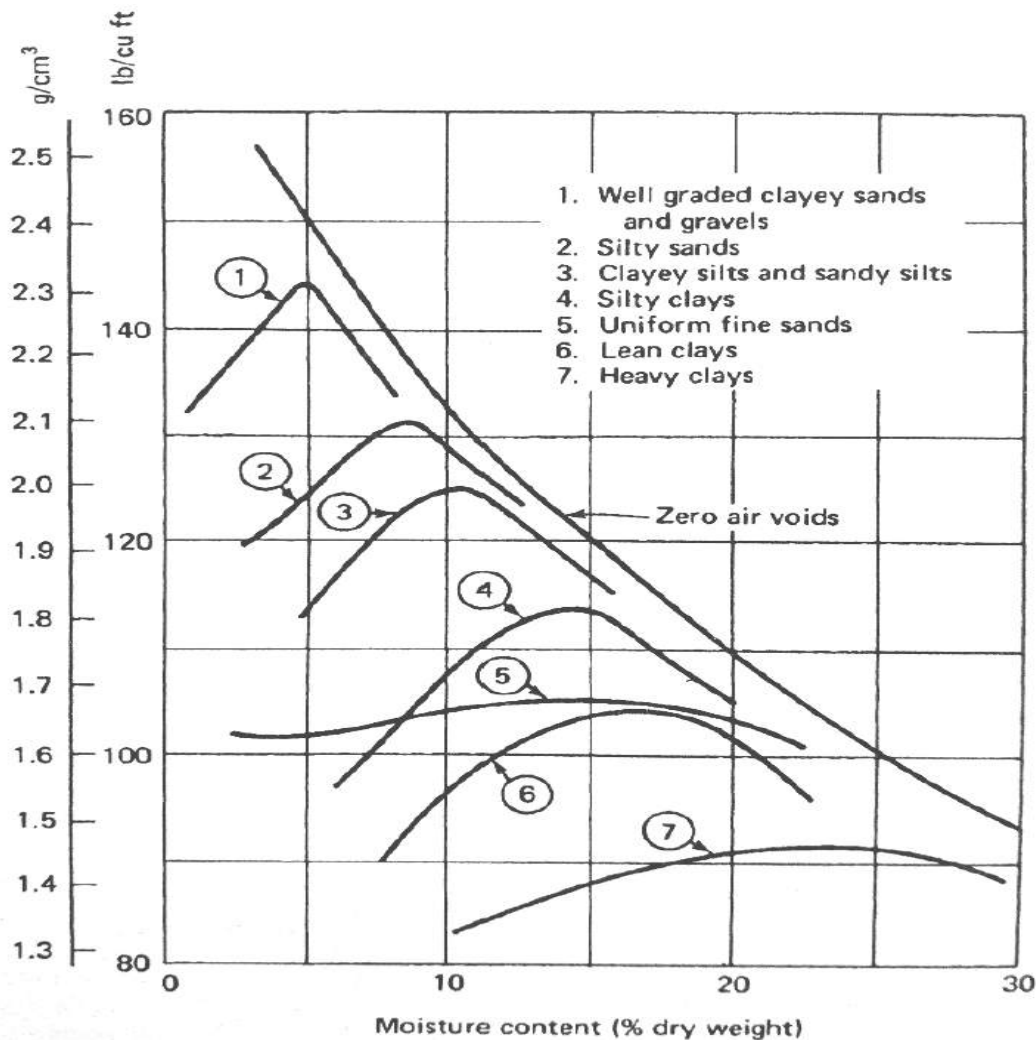
در خاک‌های دانه‌ای، تراکم سبب جابجایی دانه‌ها و در هم فرو رفتن آن‌ها می‌شود. در حالی که در خاک‌های چسبنده، در اثر تراکم، پیوند بین ذرات رس شکسته می‌شود (در انرژی تراکم بالاتر، حتی امکان شکستن صفحات نازک رس نیز وجود دارد). برای اجرای خاکریزها، خاک را در چند لایه می‌ریزند و هر لایه را به وسیله انواع غلتک‌ها، با توجه به نوع خاک، می‌کوبند. وزن مخصوص خاک کوبیده شده تابع جنس خاک، میزان رطوبت و انرژی تراکم است.

اثر بخشی عملیات تراکم بر بهبود وضعیت خاک زیر فونداسیون در شکل ۱-۱۲ مشخص است. یک عامل مهم در انرژی تراکم و میزان رطوبت بهینه لازم برای رسیدن به بیشینه وزن مخصوص خشک خاک‌ها، نوع اندازه ذرات است که این موضوع در شکل ۱-۱۳ نشان داده شده است.



شکل ۱-۱۲- اثر تراکم بر مقاومت خاک زیر پی





شکل ۱-۱۳- اثر اندازه ذرات و نوع خاک بر انرژی تراکم، وزن مخصوص خشک بیشینه و میزان رطوبت بهینه

تراکم خاک‌های دانه‌ای

از آنجایی که این گونه خاک‌ها غیر قابل تغییر شکل و تراکم‌ناپذیرند، استفاده از بار استاتیکی به تنهایی برای افزایش درجه تراکم آن‌ها مؤثر نیست. در این شرایط، استفاده از لرزش و ارتعاش بهترین وسیله برای تراکم چنین خاک‌هایی است. برای ماسه خشک، روش ارتعاش؛ برای ماسه مرطوب، روش استغراق به علاوه ارتعاش؛ و برای ماسه اشباع، ارتعاش راه حل تراکم هستند. در عملیات صحرائی برای متراکم کردن خاک‌های ماسه‌ای از غلتک ارتعاشی یا ویبراتور استفاده می‌شود.

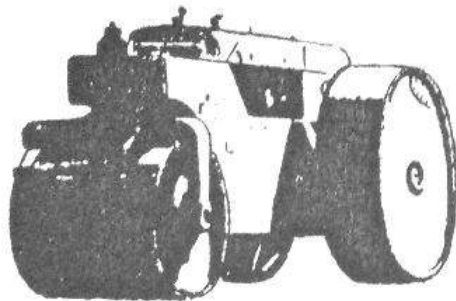




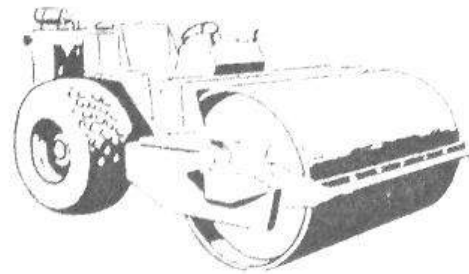
تراکم خاک‌های چسبنده

به علت ساختمان ویژه این ذرات، تراکم به وسیله ارتعاش میسر نیست و بار استاتیکی بهترین راه حل برای این خاک‌ها محسوب می شود. در خاک‌های چسبنده، آب در ابتدا موجب تراکم بهتر می شود، چرا که سبب متلاشی شدن خاک دانه‌ها و جدایی ذرات رس می گردد.

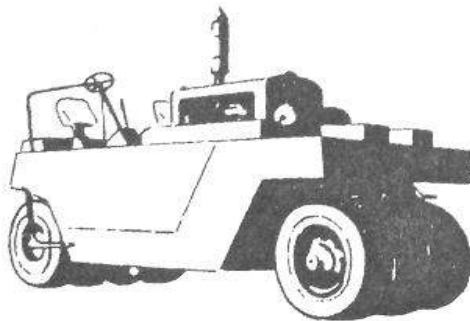
در شکل‌های ۱-۱۴ انواع غلتک‌ها و روش‌های تراکم نشان داده شده است.



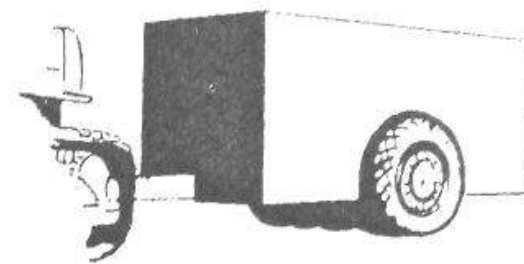
SMOOTH, STEEL WHEEL ROLLER



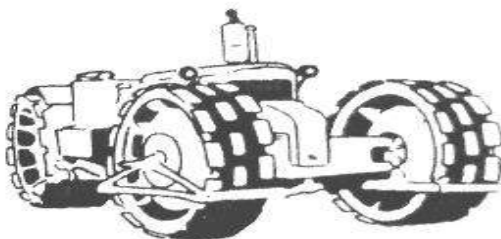
SELF-PROPELLED
VIBRATING ROLLER



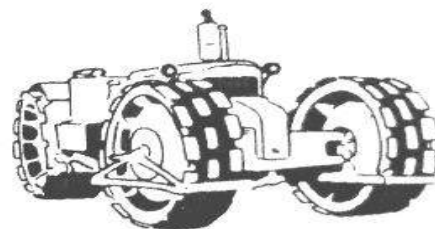
SMALL, MULTITIERED
PNEUMATIC ROLLER



HEAVY PNEUMATIC
ROLLER

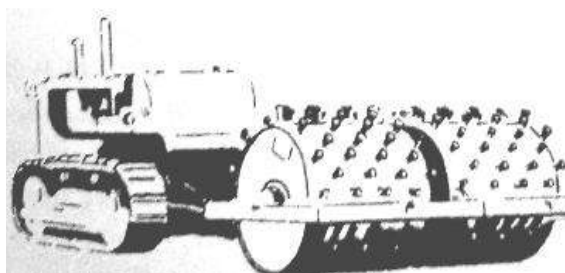


SELF-PROPELLED SEGMENTED
STEEL WHEEL ROLLER

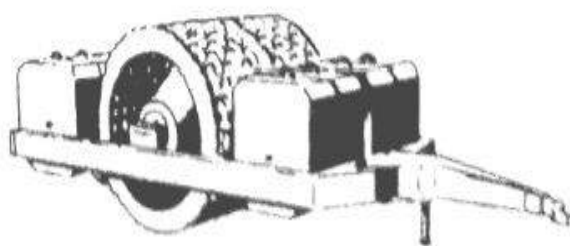


SELF-PROPELLED SEGMENTED
STEEL WHEEL ROLLER





TOWED SHEEPSFOOT
ROLLER



GRID ROLLER



شکل ۱-۱۴- انواع غلتک‌ها و روش‌های تراکم





مثال‌های فصل اول

مثال ۱-۱- در وضعیت طبیعی، یک خاک مرطوب دارای حجم ۹۳۴۵ سانتی‌متر مکعب و جرم ۱۸/۱۳ کیلوگرم (وزن ۱۷۷/۸۶ نیوتن) است. اگر جرم خاک خشک شده در کوره ۱۵/۶۸ کیلوگرم (وزن ۱۵۳/۸۲ نیوتن) باشد، مطلوب است محاسبه میزان رطوبت، وزن مخصوص مرطوب، وزن مخصوص خشک، نسبت تخلخل، پوکی و درجه اشباع خاک (وزن مخصوص آب ۹۸۱۰ نیوتن بر متر مکعب و چگالی ویژه ۲/۷۱ است).

(حل)

$$\omega = \frac{W_w}{W_s} = \frac{177.86 - 153.82}{153.82} \rightarrow \omega = 15.6\%$$

$$\gamma = \frac{W}{V} = \frac{177.86 \times 10^{-3}}{9345 \times 10^{-6}} \rightarrow \gamma = 19.03 \frac{kN}{m^3}$$

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V} = \frac{153.82 \times 10^{-3}}{9345 \times 10^{-6}} \rightarrow \gamma_d = 16.46 \frac{kN}{m^3}$$

$$e = \frac{V_v}{V_s}, \quad V_s = \frac{W_s}{G_s \cdot \gamma_w} = \frac{153.82}{2.71 (9810)} = 0.005786 m^3 \rightarrow V_s = 5786 cm^3$$

$$V_v = V - V_s \rightarrow V_v = 9345 - 5786 \rightarrow V_v = 3559 cm^3$$

$$e = \frac{3559}{5786} \rightarrow e = 0.62$$

$$n = \frac{e}{1+e} = \frac{0.62}{1+0.62} \rightarrow n = 0.38$$

$$S_r \cdot e = \omega \cdot G_s \rightarrow S_r(0.62) = 0.156(2.71) \rightarrow S_r = 68.18\%$$





مثال ۱-۲- مهندس یک پروژه با مطالعه گزارش آزمایش انجام شده روی خاک محل احداث پروژه که از جنس سیلت است، به داده‌های ارائه شده آزمایشگاه مشکوک است، به نظر شما آیا قضاوت این مهندس در مورد اشتباه در گزارش صحیح است یا خیر؟ اگر پاسخ مثبت است، کدام مقدار غلط بوده و مقدار صحیح آن چقدر باید باشد؟

وزن مخصوص نمونه ۱۸/۴ کیلونیوتن بر متر مکعب؛ وزن مخصوص دانه‌های جامد ۲۶/۱ کیلونیوتن بر متر مکعب؛ نسبت تخلخل ۱/۱۲؛ میزان رطوبت ۴۰٪ و درجه اشباع ۹۵٪ گزارش شده است.

(حل)

ابتدا باید پارامترها را بررسی کرد تا به درستی یا نادرستی آن‌ها پی بُرد.

$$S_r \cdot e = \omega \cdot G_s \quad G_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_w} = \frac{26.1}{9.81} = 2.66 \quad S_r \cdot e = (0.95)(1.12) = 1.06$$

$$\omega \cdot G_s = (0.4)(2.66) = 1.06 \quad S_r \cdot e = \omega \cdot G_s \quad \text{O.K}$$

پس این چهار پارامتر ارائه شده توسط آزمایشگاه درست هستند. تنها پارامتری که احتمال اشتباه بودن آن وجود دارد، وزن مخصوص است که در ادامه مورد ارزیابی قرار خواهد گرفت. برای این منظور حجم خاک را ۱ متر مکعب فرض می‌کنیم:

$$V = V_a + V_w + V_s = 1.0 \quad e = \frac{V_v}{V_s} = 1.12 \quad \rightarrow \quad V_v = 1.12 V_s$$

$$V = V_v + V_s \quad \rightarrow \quad 1.12 V_s + V_s = 1 \quad \rightarrow \quad V_s = 0.472 \, m^3, \quad V_v = 0.528 \, m^3,$$

$$V_w = 0.502 \, m^3, \quad V_a = 0.026 \, m^3$$

$$W = W_s + W_w \quad W_s = \gamma_s \cdot V_s \quad \rightarrow \quad W_s = (26.1)(0.472) = 12.3 \, kN$$

$$W_w = \omega \cdot W_s \quad \rightarrow \quad W_w = (0.4)(12.3) = 4.9 \, kN \quad \rightarrow \quad W = 12.3 + 4.9 = 17.2 \, kN$$

$$\gamma = \frac{W}{V} \quad \rightarrow \quad \gamma = \frac{17.2}{1} \quad \rightarrow \quad \gamma = 17.2 \, \frac{kN}{m^3}$$





پس قضاوت مهندس پروژه صحیح بوده است و مقدار وزن مخصوص طبیعی خاک که در گزارش ارائه شده است، اشتباه بوده و مقدار صحیح آن $17/2$ کیلونیوتن بر متر مکعب است.

مثال ۱-۳- از قرضه‌ای به حجم 1000 متر مکعب، خاک با نسبت تخلخل 1 برداشته شده است، چند متر مکعب خاکریز با نسبت تخلخل $0/8$ با این قرضه می‌توان ساخت؟

(حل)

$$\frac{V_2}{V_1} = \frac{1+e_2}{1+e_1} \rightarrow \frac{V_2}{1000} = \frac{1+0.8}{1+1} \rightarrow V_2 = 900 \text{ m}^3$$

مثال ۱-۴- مقادیر حداکثر و حداقل وزن مخصوص خشک خاک ماسه‌ای به ترتیب 16 و 14 کیلونیوتن بر متر مکعب است. نسبت تخلخل در متراکم‌ترین حالت چقدر است؟ ($G_s = 2.72$, $\gamma_w = 10 \frac{kN}{m^3}$)

(حل)

$$e_{min} \rightarrow \gamma_{d_{max}}$$

$$\gamma_d = \frac{G_s \cdot \gamma_w}{1+e} \rightarrow \gamma_{d_{max}} = \frac{G_s \cdot \gamma_w}{1+e_{min}} \rightarrow$$

$$16 = \frac{2.72 (10)}{1+e_{min}} \rightarrow e_{min} = 0.7$$

مثال ۱-۵- قرضه‌ای با درصد رطوبت طبیعی 18% ، وزن مخصوص 105 پوند بر فوت مکعب و چگالی ویژه $2/75$ موجود است. قرار است این خاک حفاری شده و به محل سایت جدیدی منتقل شود که دارای وزن مخصوص کمینه $103/5$ پوند بر فوت مکعب و رطوبت 20% است. الف) چند یارد مکعب خاک حفاری شده برای ساخت 10000 یارد





مکعب خاکریز متراکم لازم است؟ ب) اگر کامیون‌های انتقال دارای توان حمل ۲۰ تن باشند، به چند مرتبه (چند بار) حمل کامیون برای انتقال این حجم از خاک حفاری شده برای انتقال به سایت نیاز است.

حل الف)

$$W_{borrow\ site} = W_{construction\ site} \quad \gamma = \frac{W}{V}$$

$$\gamma_{borrow\ site} \times V_{borrow\ site} = \gamma_{construction\ site} \times V_{construction\ site}$$

$$\gamma_d(borrow\ site) \times V_{borrow\ site} = \gamma_d(construction\ site) \times V_{construction\ site}$$

$$\gamma_d(borrow\ site) = \frac{\gamma(borrow\ site)}{1 + \omega}$$

$$\gamma_d(borrow\ site) = \frac{105\ pcf}{1 + 0.18} = 89\ pcf \quad , \quad \gamma_d(construction\ site) = 103.5\ pcf$$

$$V_{borrow\ site} \times 89\ (pcf) = 103.5\ (pcf) \times 10000\ (yd^3) \rightarrow$$

$$V_{borrow\ site} = \frac{103.5\ (pcf) \times 10000\ (yd^3)}{89\ (pcf)} \rightarrow V_{borrow\ site} = 11630\ yd^3$$

حل ب)

$$\text{تعداد کامیون} = \frac{W_{borrow\ site}}{W_{truck}} = \frac{V_{borrow\ site} \times \gamma_{borrow\ site}}{W_{truck}}$$

$$\text{تعداد کامیون} = \frac{11630\ (yd^3) \times 105\ (\frac{lb}{ft^3})}{20\ (ton)}$$

نکته اول: ۱ تن امریکا معادل ۲۰۰۰ پوند است.

نکته دوم: ۱ یارد مکعب معادل ۲۷ فوت مکعب است.





$$\text{تعداد کامیون} = \frac{11630 \times (27 \text{ ft}^3) \times 105 \left(\frac{\text{lb}}{\text{ft}^3}\right)}{20 \times (2000 \text{ lb})} = 824$$

بنابراین، برای حمل این خاک مورد نیاز (۱۰۰۰۰ یارد مکعب یا حدوداً ۷۶۴۵ تُن) به ۸۲۴ کامیون (یا ۸۲۴ بار عبور یک کامیون) نیاز است.





تمرین‌های فصل اول

تمرین ۱-۱- برای یک خاک در شرایط برجا (در محل) دارای مشخصات زیر است، مقدار درجه اشباع و وزن مخصوص طبیعی چقدر است؟ حجم خاک ۱ متر مکعب، نسبت تخلخل $1/87$ ، درصد رطوبت 60% و چگالی ویژه $2/75$ است.

تمرین ۲-۱- کارفرمای پروژه احداث سد خاکی از شما به عنوان مهندس پروژه می‌خواهد که اقتصادی‌ترین منبع تهیه قرضه را از سه شرکت زیر تعیین کنید. انتخاب شما کدام است؟ این سد خاکی 5×10^6 یارد مکعب خاکریز نیازمند است و باید طوری متراکم شود تا به نسبت تخلخل $0/8$ برسد.

شرکت الف. با نسبت تخلخل $0/9$ ، $5/28$ دلار در هر یارد مکعب می‌فروشد.

شرکت ب. با نسبت تخلخل 2 ، $3/91$ دلار در هر یارد مکعب می‌فروشد.

شرکت ج. با نسبت تخلخل $1/6$ ، $5/19$ دلار در هر یارد مکعب می‌فروشد.

تمرین ۳-۱- نتایج آزمایش تراکم استاندارد روی خاکی با چگالی ویژه $2/71$ به شرح جدول زیر است. مطلوب است: الف) تعیین درصد رطوبت بهینه خاک (ب) وزن مخصوص خشک در 90% تراکم استاندارد (ج) وزن آب لازم برای اضافه کردن به ۱ فوت مکعب از این خاک، اگر میزان آب موجود در خاک در حالت طبیعی 10% باشد (لازم به ذکر است که pcf یعنی پوند بر فوت مکعب).

$\omega (\%)$	10	13	16	18	20	22	25
$\gamma (pcf)$	98	106	119	125	129	128	123
$\gamma_d(pcf)$	89	94	102.6	105.9	107.5	104.9	98.4





فصل دوم

جریان آب در خاک و نفوذپذیری در محل

۲-۱- مقدمه

همان‌طور که می‌دانیم، خاک مجموعه‌ای از ذرات جامد و حفرات بین آن‌ها است. هوای موجود بین ذرات خاک، محیط پیوسته‌ای را شکل می‌دهد به‌طوری که آب می‌تواند از یک نقطه پُر انرژی به سمت نقطه کم انرژی جریان پیدا کند. نفوذپذیری یکی از ویژگی‌های خاک است که اجازه می‌دهد آب از بین حفرات جریان پیدا کند. جریان آب در خاک به شرایط متعددی از جمله؛ زهکشی، نوع خاک، موقعیت بستر و مواردی از این قبیل وابسته است. اگر مولکول‌های دو قطبی آب در مجاورت سطوح خاک قرار بگیرند، طبیعت این سطوح ذرات تحت تأثیر عواملی همانند ویژگی‌های فیزیکی، شیمیایی و مکانیکی ذرات قرار می‌گیرند. در مورد ذرات ماسه یا سیلت عامل مؤثر، چسبندگی فیزیکی مولکول‌های آب به سطح ذرات است و در ذرات رس، عامل شیمیایی نقش بسیار مهمی در این مورد دارد. آب، به‌طور پیوسته و مداوم در جهت کاهش انرژی پتانسیلی حرکت می‌کند و میزان کاهش انرژی پتانسیل در یک فاصله معین، نیروی محرکه برای حرکت آب است.

۲-۲- معادله برنولی

هد کلی (بار آبی) مطابق فرمول زیر ارائه می‌شود:

$$h = \frac{P}{\gamma} + \frac{V^2}{2g} + Z$$





در این رابطه، $\frac{P}{\gamma}$ هد فشار، $\frac{V^2}{2g}$ هد سرعت و Z هد ارتفاع است. به علت کم بودن سرعت جریان آب در خاک از هد سرعت در رابطه برنولی صرف نظر می شود. پس جریان آب در مکانیک خاک به صورت زیر بیان می شود:

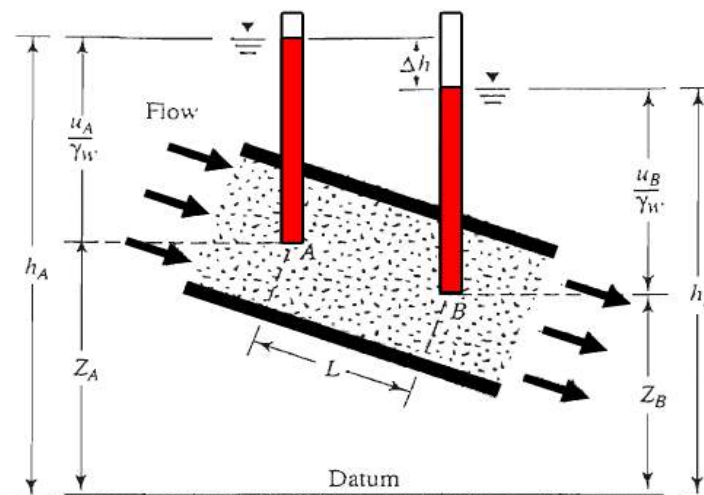
$$h = \frac{P}{\gamma} + Z$$

پیزومتر

پیزومتر لوله ای است که فاصله سطح آزاد آب تا نقطه مورد نظر (ارتفاع ستون آب) را مشخص می کند. تراز پیزومتری سطح آزاد آب (سطح فشار صفر) و بار آبی کل برای نقطه یا سطحی که این تراز به آن متعلق است را نشان می دهد. با توجه به اختلاف تراز پیزومترها می توان بیان کرد که آب در خاک، از سطح تراز بیش تر به سمت سطح تراز کم تر حرکت می کند.

۲-۳- گرادیان (شیب) هیدرولیکی^۱

شکل ۱-۲ ارتباط بین فشار، ارتفاع و بار کل جریان در داخل خاک را نشان می دهد. بر اساس این شکل می توان به موارد زیر اشاره کرد:



شکل ۱-۲- فشار، ارتفاع و بار آبی کل برای جریان آب در خاک





(۱) ارتفاع ستون آب در پیزومتر قرار داده شده در هر نقطه، بیانگر بار فشار آب در آن نقطه است (h_p). برای محاسبه فشار آب حفره‌ای (u)، کافی است تا وزن مخصوص آب را در ارتفاع ستون آب ضرب کنیم.

$$u = \gamma_w \cdot h_p$$

(۲) فاصله قائم نقطه مورد نظر تا تراز مبنا، بیانگر بار ارتفاع آن نقطه است (h_z).

(۳) فاصله سطح آب در هر پیزومتر (تراز پیزومتری) تا تراز مبنا، بار آبی کل نقطه‌ای است که پیزومتر در آن قرار دارد (h).

(۴) اختلاف ارتفاع ستون آب در دو پیزومتر نشانگر اختلاف بار فشار بین دو نقطه است، که اگر در وزن مخصوص ضرب شود؛ اختلاف فشار آب حفره‌ای بین دو نقطه به دست می‌آید.

$$\Delta h = h_A - h_B$$

$$\Delta u = \gamma_w \cdot \Delta h$$

(۵) اختلاف سطح آب در دو پیزومتر نشانگر اختلاف بار آبی کل بین دو نقطه است که افت انرژی آن دو نقطه را نشان می‌دهد. اگر بین دو نقطه از خاک اختلاف بار آبی وجود داشته باشد، می‌توان گفت که آب در خاک از بار آبی بیشتر به سمت بار آبی کمتر جریان می‌یابد (اگر $H_A > H_B$ باشد، جریان آب از A به سمت B است).

بدون بُعد شده اختلاف هد را گرادیان هیدرولیکی می‌گویند و آن را با i نمایش می‌دهند. گرادیان هیدرولیکی در واقع بیانگر آن است که آب هنگام حرکت در خاک، کوتاه‌ترین مسیر را طی می‌کند. این پارامتر همواره مقداری مثبت است.

$$i = \frac{\Delta h}{L}$$

در این رابطه، L طول جریان (کمترین فاصله بین دو نقطه) و Δh اختلاف بار آبی بین دو نقطه است.

۲-۴- قانون دارسی





سرعت جریان و گرادیان هیدرولیکی با همدیگر متناسب هستند ($V \propto i$). دارسی در سال ۱۸۵۶ رابطه ساده زیر را برای تعیین سرعت جریان آب در خاک ارائه کرد.

$$V = k \cdot i$$

در این رابطه، k ضریب نفوذپذیری خاک است و واحد آن همانند واحد سرعت است. اعتبار قانون دارسی برای محدوده جریان آرام (لایه‌ای) است.

سرعت حرکت آب در خاک به دو عامل بستگی دارد: نفوذپذیری خاک و گرادیان هیدرولیکی. این در حالی است که نفوذپذیری خاک، به جنس خاک و آب عبوری از آن وابسته است.

۲-۴-۱- دبی جریان

در مکانیک خاک منظور از دبی جریان، دبی حجمی عبوری آب از مقطع خاک است که عمود بر امتداد جریان است.

$$Q = k \cdot i \cdot A$$

$$1 \frac{m^3}{s} = 1000 \frac{lit}{s} = 10^6 \frac{cm^3}{s}$$

۲-۵- نفوذپذیری خاک

عوامل مؤثر بر ضریب نفوذپذیری خاک‌ها عبارتند از: ویسکوزیته سیال، نسبت تخلخل، پوکی، منحنی دانه‌بندی و درجه اشباع. ساختار مجتمع‌تر، نفوذپذیری بیش‌تر؛ دانه‌بندی یکنواخت‌تر (بد دانه‌بندی شده)، نفوذپذیری بیش‌تر؛ درجه اشباع بیش‌تر، نفوذپذیری بیش‌تر؛ خاک درشت‌دانه‌تر، نفوذپذیری بیش‌تر؛ ذرات گرد گوشه‌تر، نفوذپذیری بیش‌تر؛ تخلخل بیش‌تر، نفوذپذیری بیش‌تر؛ دما بیش‌تر، نفوذپذیری بیش‌تر؛ لزجت (ویسکوزیته) کم‌تر، نفوذپذیری بیش‌تر.

به روش‌های مختلفی می‌توان ضریب نفوذپذیری خاک‌ها را در آزمایشگاه و در محل تعیین کرد. روش‌های تعیین نفوذپذیری در آزمایشگاه عبارتند از روش‌های بار آبی ثابت و بار آبی افتان؛ استفاده از نتایج آزمایش تحکیم و استفاده





از آزمایش روسل^۱ روش‌های تعیین نفوذپذیری در محل عبارتند از: الف) آزمایش‌های پمپاژ به خارج، شامل آزمایش پمپاژ و چاه گمانه در لایه آبدار آزاد و لایه آبدار تحت فشار (آرتزین). ب) آزمایش‌های پمپاژ به داخل، شامل آزمایش لوژان^۲ و لوفران^۳. با روش‌های تعیین نفوذپذیری در آزمایشگاه، در درس مکانیک خاک ۱ آشنا شده‌ایم. بنابراین، در اینجا در مورد روش‌های تعیین نفوذپذیری خاک در محل بحث خواهد شد.

۲-۵-۱- روش‌های محلی تعیین ضریب نفوذپذیری

۲-۵-۱-۱- آزمایش پمپاژ

در این آزمایش، ابتدا چاه اصلی و دو چاه با قطر کمتر (چاه‌های گمانه یا مشاهده) با فاصله شعاعی از چاه اصلی حفر می‌شوند (شکل ۲-۲). سپس آب با دبی ثابت (Q) از چاه اصلی پمپاژ می‌شود. هنگامی که سطح آب در چاه اصلی و چاه‌های مشاهده ثابت شد (یعنی جریان پمپاژ حالت دائمی پیدا کرد)، تراز آب در چاه اصلی و چاه‌های مشاهده اندازه‌گیری و ضریب نفوذپذیری محاسبه می‌شود.

لایه آبدار آزاد:

$$k = \frac{Q \cdot \ln\left(\frac{r_2}{r_1}\right)}{\pi \cdot (h_2^2 - h_1^2)}$$

لایه آبدار محصور:

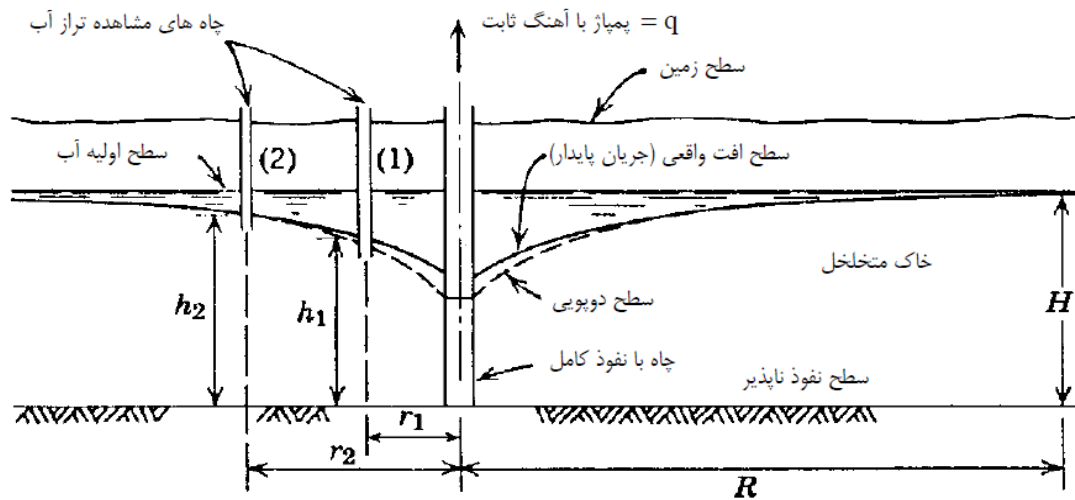
$$k = \frac{Q \cdot \ln\left(\frac{r_2}{r_1}\right)}{2\pi \cdot H \cdot (h_2 - h_1)}$$

1- Rowe Cell

2- Lugan

3- Lefranc





شکل ۲-۲- آزمایش چاه پمپاژ

۲-۵-۱-۲- آزمایش چاه گمانه

در این آزمایش، فقط یک چاه حفر می‌شود و با اندازه‌گیری تغییرات تراز آب در چاه، ضریب نفوذپذیری خاک تعیین می‌شود.

۲-۵-۱-۳- آزمایش لوژان

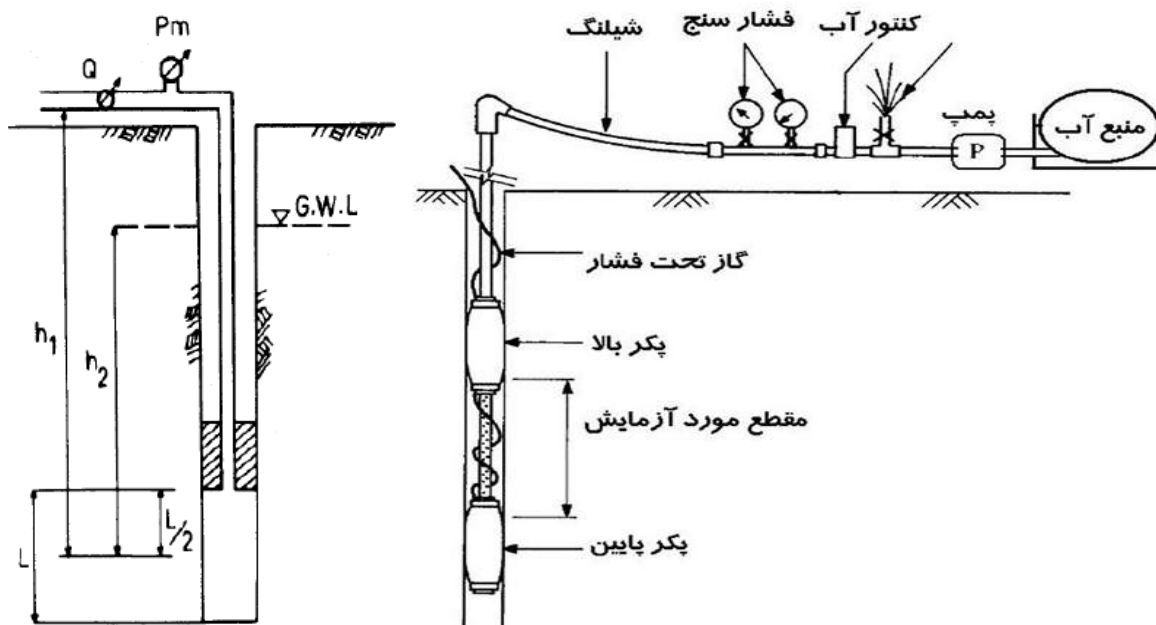
این آزمایش، درون گمانه‌ای و برای تعیین میزان نفوذپذیری سنگ است. در این آزمایش، مسیر گمانه با یک لوله لاستیکی به نام پکرها^۱ مسدود می‌شود و آب با فشار در قطعه مسدود شده تزریق می‌شود و مقدار آبگذری به‌ازای فشار تزریق تعیین می‌شود (شکل ۲-۳). این آزمایش معمولاً در چند گام رفت و برگشت فشار انجام می‌شود و رفتار توده سنگ با تغییرات مقدار آبگذری به‌ازای فشار آب تعیین می‌شود. عدد لوژان در واقع نمادی غیر مستقیم نفوذپذیری توده‌های سنگ است و مطابق زیر تعریف می‌شود.

«یک واحد لوژان، معادل نفوذپذیری توده سنگی است که از یک متر طول گمانه حفاری شده در آن، تحت فشار یک مگاپاسکال (۱۰ بار)، در یک دقیقه، یک لیتر آب عبور کند.»

$$L_u = \frac{Q}{L.t.P}$$

1- Packer





شکل ۲-۳- آزمایش لوژان

۲-۵-۱-۴- آزمایش لوفران

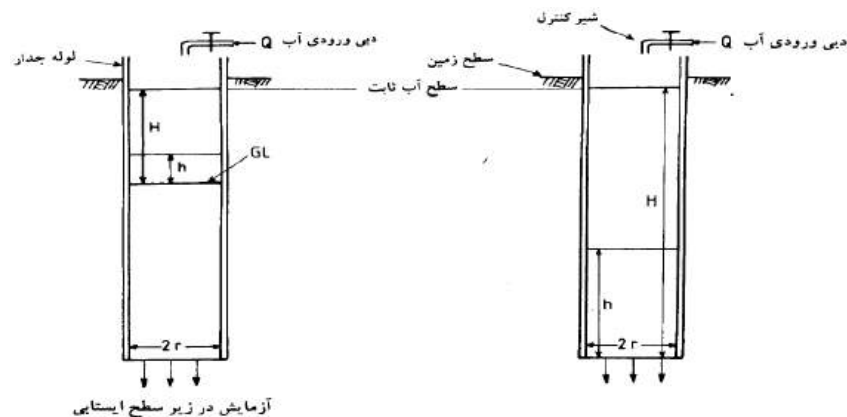
آزمایش لوفران برای خاک‌ها و رسوبات آبرفتی درشت‌دانه است و به دو روش کلی نقطه‌ای (محاسبه میزان تراوش قائم) و قطعه‌ای (محاسبه میزان تراوش افقی) تقسیم‌بندی می‌شود. در روش نقطه‌ای، آب صرفاً از کف گمانه به صورت قائم وارد محیط می‌شود؛ بر همین اساس به کمک این روش ضریب نفوذپذیری قائم (K_v) به دست می‌آید. در روش قطعه‌ای؛ بخشی از گمانه آب‌بندی شده و تحت فشار آب قرار می‌گیرد. در این حالت آب به صورت افقی وارد لایه‌های زمین می‌شود و ضریب نفوذپذیری افقی (K_h) توده به دست می‌آید. این روش در گمانه‌های ریزشی قابل استفاده نیست. برای حصول اطمینان از عدم فرار آب در این آزمایش، در روش نقطه‌ای تمام طول گمانه و در روش قطعه‌ای نیز به جز بخش مورد آزمایش، طول گمانه باید غلاف‌گذاری شده باشد. در روش قطعه‌ای علاوه بر غلاف‌گذاری از پکرهای بتونی نیز استفاده می‌شود.

آزمایش لوفران در یک طبقه‌بندی دیگر به سه روش بار آبی ثابت، بار آبی افتان و بار آبی خیزان تقسیم‌بندی می‌شود. در صورتی که سطح آب داخل گمانه ثابت نگه داشته شود و تغییرات دبی ورودی به زمین برای ثابت ماندن سطح آب اندازه‌گیری شود، اصطلاحاً آزمایش به روش بار آبی ثابت انجام شده است. آزمون بار آبی افتان معمولاً

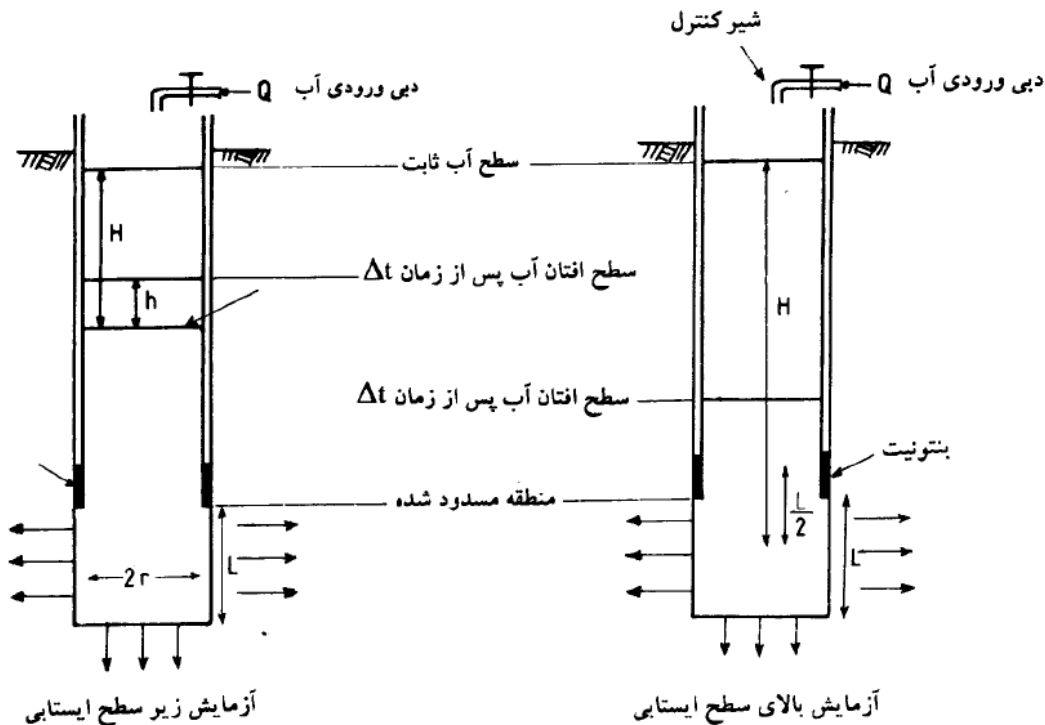




پس از آزمایش بار آبی ثابت و در همان قطعه مورد مطالعه انجام می‌شود. به این صورت که بعد از انجام آزمایش بار آبی ثابت، جریان دبی ورودی قطع شده و اجازه داده می‌شود که سطح آب داخل گمانه افت کند. در روش بار آبی خیزان، آب زیرزمینی داخل گمانه، توسط پمپ از گمانه خارج شده و سطح آب داخل گمانه به میزان کافی پایین‌تر از سطح آب زیرزمینی آورده می‌شود. سپس با قطع پمپاژ آب، اجازه داده می‌شود سطح آب داخل گمانه بالا بیاید (شکل‌های ۲-۴ تا ۲-۶).

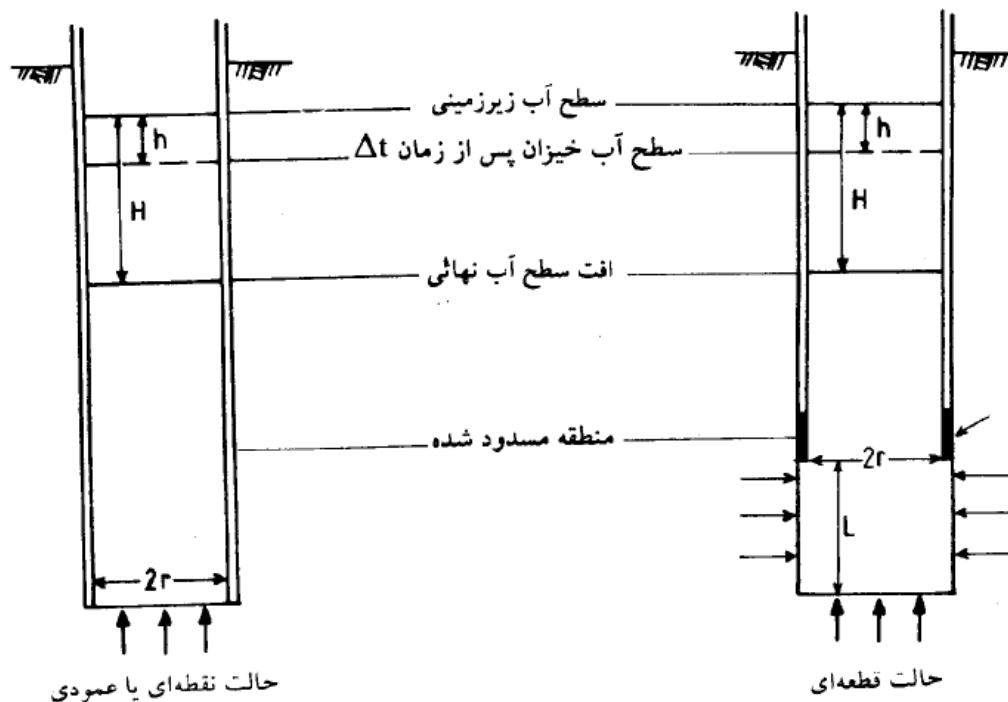


شکل ۲-۴- آزمایش لوفران با روش بار آبی ثابت و افتان در حالت نقطه‌ای



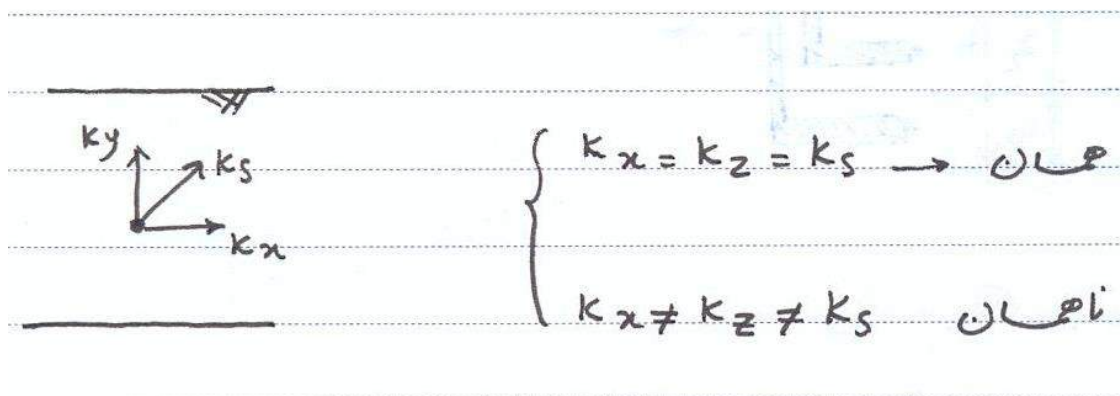
شکل ۲-۵- آزمایش لوفران با روش بار آبی ثابت و افتان در حالت قطعه‌ای



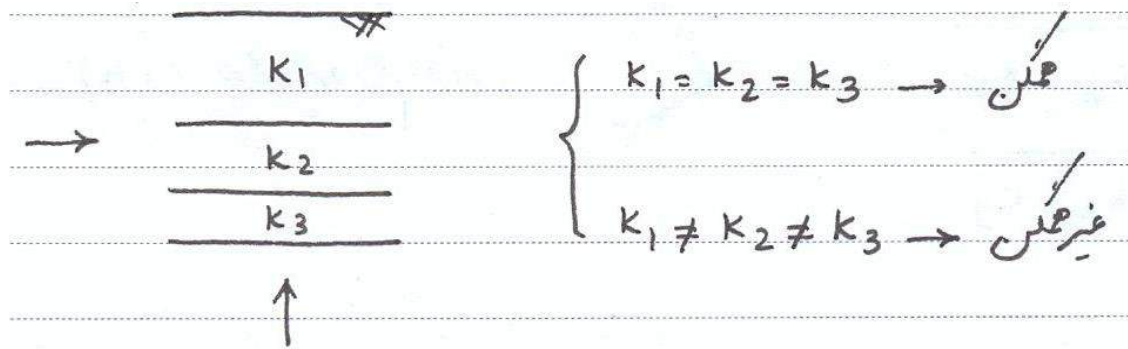


شکل ۲-۶- آزمایش لوفران با روش بار آبی خیزان در حالت قطعه‌ای و نقطه‌ای

خاک همسان^۱ به خاکی گفته می‌شود که مشخصات آن در یک نقطه در تمام جهات یکسان باشد (شکل ۲-۷). خاک همگن^۲، خاکی است که مشخصات آن در یک جهت در تمام نقاط یکسان باشد (شکل ۲-۸).



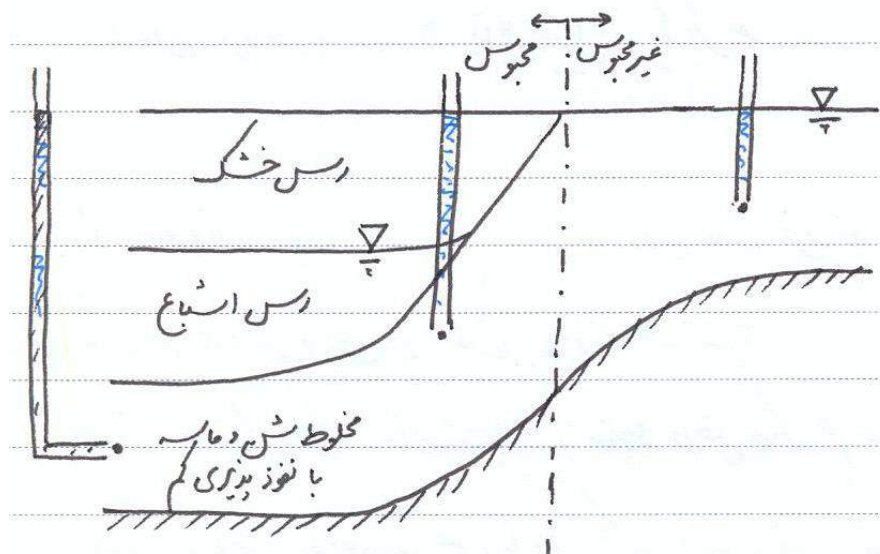
شکل ۲-۷- خاک همسان و ناهمسان



شکل ۲-۸ - خاک همگن و غیر همگن

۲-۶ - لایه تحت فشار (آرتزین)

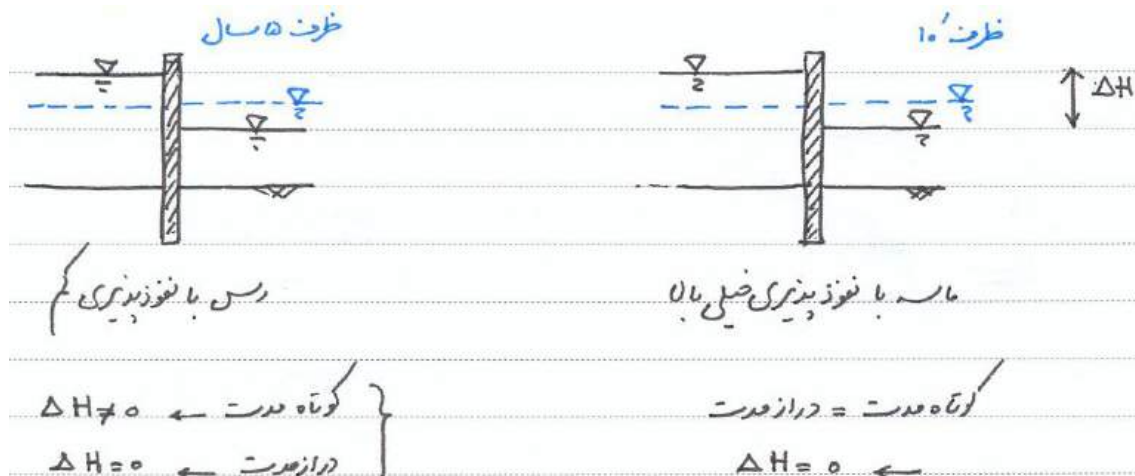
اگر یک لایه خاک با نفوذپذیری بالا (مثل مخلوط شن و ماسه) بین دو لایه نفوذناپذیر یا با نفوذپذیری کم (مانند بستر سنگی یا رس) قرار بگیرد، لایه مورد نظر به علت عدم تبادل هیدرولیکی با لایه‌های بالایی و زیرین خود، از سطح آزاد آب در محل پیروی نخواهد کرد. در این حالت تراز پیزومتری در ناحیه‌ای دورتر و غیر محبوس خواهد بود. در لایه آرتزین به علت نفوذپذیری بالای خاک و عدم افت انرژی، تراز پیزومتری کلیه نقاط یکسان خواهد بود (شکل ۲-۹) و چنانچه پیزومتری در هر نقطه از این لایه قرار دهیم، سطح آب در همگی یکسان خواهد بود.



شکل ۲-۹ - لایه آرتزین



در لایه آرترین یا هر خاک درشت دانه ای که نفوذپذیری بالایی دارد، به علت سرعت اولیه بسیار بالای آب در خاک، ΔH سریعاً صفر می شود و حرکت آب در خاک متوقف خواهد شد (شکل ۲-۱۰). به طور کلی، تفاوت رفتار بین خاک درشت دانه و ریزدانه این است که خاک ریزدانه همیشه دو رفتار دارد (کوتاه مدت و درازمدت)؛ اما خاک درشت دانه به علت نفوذپذیری بالای خود، تنها یک رفتار خواهد داشت و رفتار بلند و کوتاه مدت آن یکسان است.



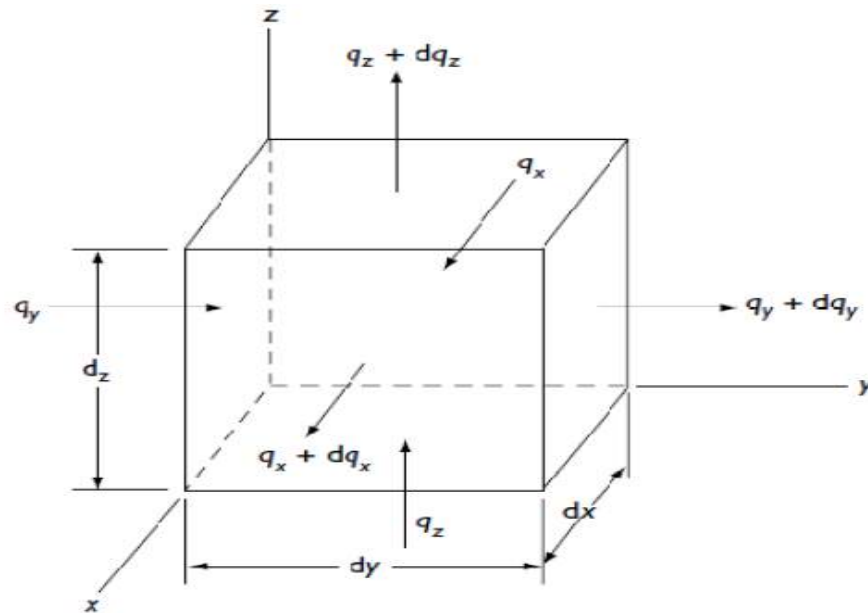
شکل ۲-۱۰- رفتار بلندمدت و کوتاه مدت خاک های درشت دانه و ریزدانه

۲-۷- رابطه پیوستگی جریان

اگر یک المان سه بُعدی از توده خاک در نظر گرفته شود (شکل ۲-۱۱) که جریان آب از سه سطح جانبی آن وارد و از سه سطح جانبی دیگر آن خارج شود، کلی ترین معادله حاکم بر جریان آب در خاک به دست می آید.

$$\frac{\partial^2 H}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 H}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 H}{\partial z^2} = 0.0$$





شکل ۲-۱۱- توده سه بُعدی المان خاک

در محیط همسان، ضریب نفوذپذیری در تمام جهات یکسان خواهد بود. معادله پیوستگی جریان برای حالت دو بُعدی حرکت آب در خاک به شرح زیر است که به آن معادله لاپلاس گفته می شود.

$$\frac{\partial^2 H}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 H}{\partial z^2} = 0.0$$

حل این معادله لاپلاس به سادگی نخواهد بود. روش های مختلفی برای حل این معادله وجود دارد که از جمله آنها می توان به روش های آنالیز عددی، مقایسه ای با مدل الکتریکی، مقایسه ای با مدل فیزیکی و روش حل ترسیمی (شبکه جریان) اشاره کرد.



مثال‌های فصل دوم

مثال ۲-۱- یک آزمایش پمپاژ در یک لایه خاک به ضخامت ۱۵ متر انجام شده است. دبی پمپاژ $10.6 \times 10^{-3} \frac{m^3}{s}$ بوده است. مقدار فروکش در چاه‌های گمانه مشاهده‌ای که در فواصل ۱۵ و ۳۰ متر از مرکز چاه اصلی قرار دارند، به ترتیب $1/6$ و $1/4$ متر نسبت به سطح اولیه بوده است. سطح اولیه آب در $1/9$ متری زیر سطح زمین قرار دارد. مقدار نفوذپذیری را محاسبه کنید.

(حل)

$$k = \frac{Q \cdot \ln\left(\frac{r_2}{r_1}\right)}{\pi \cdot (h_2^2 - h_1^2)}$$

$$r_2 = 30 \text{ m} \quad , \quad r_1 = 15 \text{ m}$$

$$h_2 = 15 - (1.9 + 1.4) \quad \rightarrow \quad h_2 = 11.7 \text{ m}$$

$$h_1 = 15 - (1.9 + 1.6) \quad \rightarrow \quad h_1 = 11.5 \text{ m}$$

$$k = \frac{10.6 \times 10^{-3} \ln\left(\frac{30}{15}\right)}{\pi \cdot (11.7^2 - 11.5^2) \times 10^{-4}} \quad \rightarrow \quad k = 5 \times 10^{-2} \frac{cm}{s}$$

مثال ۲-۲- در یک لایه آبدار آزاد به ضخامت ۲۰ متر، آبی با دبی ثابت ۳۵۰ لیتر بر دقیقه از چاه اصلی پمپاژ می‌شود و سطح آب را ۵ متر پایین‌تر می‌برد. دبی پمپاژ چقدر باشد تا سطح آب ۱۰ متر افت کند؟ (شعاع تأثیر هر دو حالت یکسان است)

(حل) ضریب نفوذپذیری به دبی بستگی ندارد، پس داریم:

$$k_1 = k_2$$

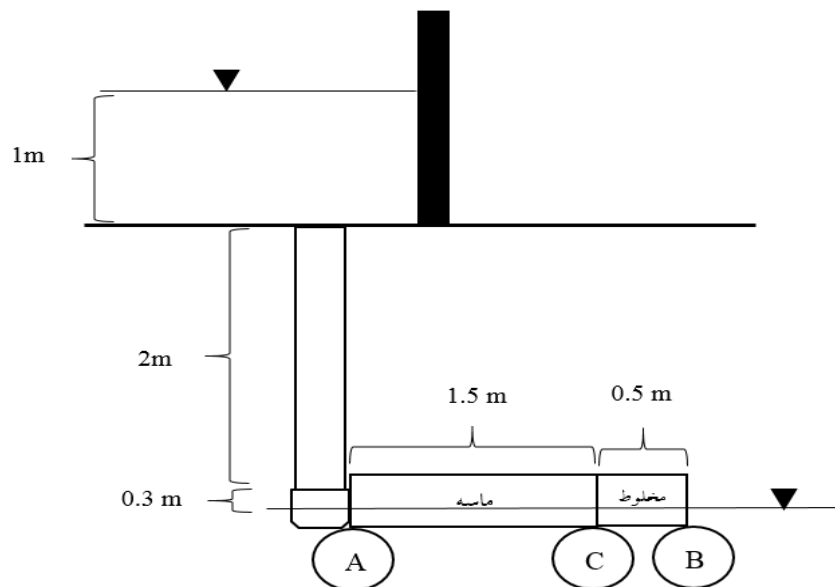




$$k = \frac{Q \cdot \ln\left(\frac{r_2}{r_1}\right)}{\pi \cdot (h_2^2 - h_1^2)}$$

$$\frac{Q_1}{Q_2} = \frac{h_{21}^2 - h_{11}^2}{h_{22}^2 - h_{12}^2} \rightarrow \frac{350}{Q_2} = \frac{20^2 - 15^2}{20^2 - 10^2} \rightarrow Q_2 = 600 \frac{\text{lit}}{\text{min}}$$

مثال ۲-۳- یک لوله ناودان در اثر طوفان توسط ماسه‌ای به طول ۱/۵ متر و پشت آن توسط مخلوط رس و سیلت و ماسه به طول ۰/۵ متر مسدود شده است. پس از اتمام طوفان، سطح آب در بالای زمین ۱ متر شد. ضریب نفوذپذیری ماسه دو برابر مخلوط رس و سیلت و ماسه است. مطلوب است: الف) محاسبه فشار آب منفذی در مرکز ماسه و مرکز مخلوط رس و سیلت و ماسه. ب) محاسبه گرادیان هیدرولیکی در ماسه و گرادیان هیدرولیکی بیشینه.



حل الف) خط مبنا را تراز آب پایینی در نظر می گیریم.

$$h_A = 3.3 \text{ m} \quad h_B = 0.0 \text{ m} \quad \Delta h = h_A - h_B = 3.3 - 0.0 = 3.3 \text{ m}$$

$$q_1 = q_2 \quad , \quad q = k \cdot i \cdot A \quad , \quad q_1 = k_1 \cdot A \cdot \frac{\Delta h_1}{\Delta L_1} \quad , \quad q_2 = k_2 \cdot A \cdot \frac{\Delta h_2}{\Delta L_2}$$





$$k_1 \cdot A \cdot \frac{\Delta h_1}{\Delta L_1} = k_2 \cdot A \cdot \frac{\Delta h_2}{\Delta L_2} \quad , \quad k_1 = 2k_2 \quad \Rightarrow \quad \frac{\Delta h_1}{\Delta h_2} = \frac{\Delta L_1}{2 \Delta L_2} \quad \Rightarrow$$

$$\frac{\Delta h_1}{\Delta h_2} = \frac{1.5}{2 \times 0.5} = 1.5 \quad \Rightarrow \quad \Delta h_1 = 1.5 \Delta h_2 \quad \Rightarrow$$

$$\Delta h = \Delta h_1 + \Delta h_2 \quad \Rightarrow \quad 3.3 = 1.5 \Delta h_2 + \Delta h_2 \quad \Rightarrow \quad \Delta h_2 = 1.32 \text{ m}$$

$$\Delta h_1 = 1.98 \text{ m}$$

در مرکز ماسه:

$$h_w = \frac{h_A + h_C}{2} \quad , \quad h_C = h_A - \Delta h_1 \quad \Rightarrow \quad h_C = 3.3 - 1.98 = 1.32 \text{ m}$$

$$h_w = \frac{3.3 + 1.32}{2} = 2.31 \text{ m} \quad u = \gamma_w \cdot h_w \quad \Rightarrow \quad u = 9.81(2.31) \quad \Rightarrow$$

$$u = 22.6 \text{ kPa}$$

در مرکز خاک مخلوط:

$$h_w = \frac{h_C + h_B}{2} \quad , \quad h_w = \frac{1.32 + 0.0}{2} = 0.66 \text{ m} \quad , \quad u = \gamma_w \cdot h_w$$

$$u = 9.81(0.66) \quad \Rightarrow \quad u = 6.5 \text{ kPa}$$

حل ب) خاکی که طول کمتری دارد، دارای گرادیان هیدرولیکی بیشتری است.

$$i_{sand} = \frac{\Delta h_1}{l_1} \quad \Rightarrow \quad i_{sand} = \frac{1.98}{1.5} \quad \Rightarrow \quad i_{sand} = 1.32$$

$$i_{mixed \text{ soil}} = i_{max}$$

$$i_{max} = \frac{\Delta h_2}{l_2} \quad \Rightarrow \quad i_{max} = \frac{1.32}{0.5} \quad \Rightarrow \quad i_{max} = 2.64$$





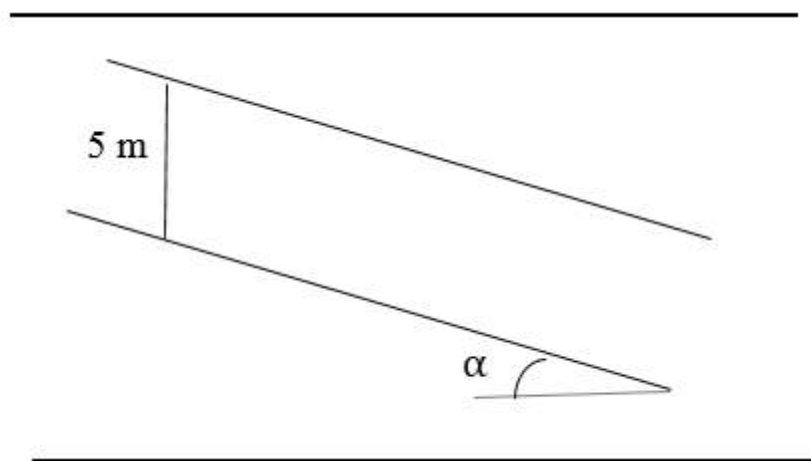
تمرین‌های فصل دوم

تمرین ۱-۲- برای خاکی که دارای ارتفاع ۳۰ سانتیمتر است و سطح آب روی آن ۱۰ سانتیمتر است، دبی عبوری آب را محاسبه کنید (توده خاک به قطر ۲۰ سانتیمتر و ضریب نفوذپذیری خاک نیز $7/5 \times 10^{-3}$ سانتیمتر بر ثانیه است).

تمرین ۲-۲- میزان دبی در واحد عرض برای شکل زیر چقدر است؟

$$k = 4.03 \times 10^{-3} \frac{m}{s}$$

$$\alpha = 10^\circ$$





فصل سوم

مفهوم تنش مؤثر و تنش‌های دو بُعدی و سه بُعدی در خاک

۳-۱- مقدمه

تغییر شکل خاک، مستقل از فشار آب بوده و فقط به دانه‌های جامد خاک بستگی دارد. تنش مربوط به دانه‌های جامد خاک که در رفتار مقاومتی و تغییر شکل خاک نقش دارد، تنش مؤثر نامیده می‌شود. به طور کلی، می‌توان گفت که تغییر شکل خاک تابعی از تنش مؤثر است و نه تنش کل.

۳-۲- اصل تنش مؤثر^۱

اصل تنش مؤثر برای تنش‌های قائم (نرمال) به کار می‌رود و مربوط به تنش‌های برشی نمی‌شود؛ چرا که آب تنش برشی تحمل نمی‌کند. در خاک خشک، فشار آب حفره‌ای^۲ صفر است و تنش کل^۳ و تنش مؤثر با هم برابر هستند.

فشار آب حفره‌ای:

$$u = \gamma_w \cdot H$$

تنش مؤثر:

$$\sigma' = \sigma - u$$

در این رابطه، u فشار آب حفره‌ای، σ تنش کل و σ' تنش مؤثر هستند.

1- Effective Stress

2- Pore Water Pressure

3- Total Stress



شکل ۱-۳ ستونی از خاک اشباع را در شرایط بدون نشت نشان می‌دهد، تنش‌های کل و مؤثر در چنین خاکی بر اساس روابط زیر محاسبه می‌شوند.

$$\sigma = \gamma_w \cdot H + \gamma_{sat}(H_A - H)$$

$$u = \gamma_w \cdot H$$

$$\sigma' = \sigma - u$$

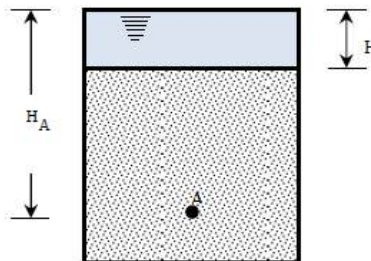
$$\sigma' = [\gamma_w \cdot H + \gamma_{sat}(H_A - H)] - \gamma_w \cdot H_A = \gamma_w \cdot H + \gamma_{sat} \cdot H_A - \gamma_{sat} \cdot H - \gamma_w \cdot H_A \Rightarrow$$

$$\sigma' = \gamma_{sat}(H_A - H) - \gamma_w(H_A - H) \quad \Rightarrow \quad \sigma' = (\gamma_{sat} - \gamma_w)(H_A - H)$$

$$\gamma' = (\gamma_{sat} - \gamma_w)$$

$$\sigma' = \gamma' \cdot (H_A - H)$$

$$\sigma' = \gamma' \cdot (\text{ارتفاع ستون خاک})$$



شکل ۱-۳- مفهوم تنش مؤثر در یک توده خاک

در لایه‌هایی که نفوذپذیری کمی دارند (همانند رس)، تغییر سطح آب پس از مدت طولانی بر لایه مورد نظر اثر می‌گذارد و فشار آن را تغییر می‌دهد. در حالی که تغییر سطح آب در کوتاه مدت، اثری بر این لایه نخواهد داشت.

۳-۳- تنش مؤثر در خاک‌های نیمه اشباع

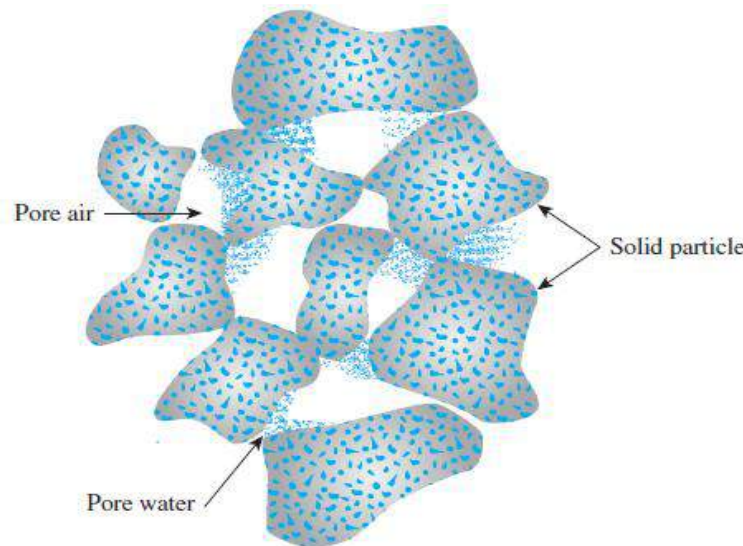
در خاک‌های نیمه اشباع، آب موجود در فضای حفرات پیوسته نیست. در واقع خاک یک سیستم سه‌فازی متشکل از ذرات جامد، آب حفره‌ای و هوای بین دانه‌ها است (شکل ۲-۳). بنابراین، تنش کل در هر نقطه، متشکل از تنش



بین دانه‌ای، فشار آب حفره‌ای و هوای حفره‌ای است. رابطه زیر برای تعیین تنش مؤثر در خاک‌های نیمه‌اشباع پیشنهاد شده است.

$$\sigma' = \sigma - u_a + x(u_a - u_w)$$

در این رابطه، u_a فشار هوای حفره‌ای، u_w فشار آب حفره‌ای و x متغیری است که به درجه اشباع خاک بستگی دارد. برای خاک کاملاً اشباع مقدار $x = 1.0$ است و برای خاک کاملاً خشک مقدار $x = 0.0$ است.



شکل ۳-۲- خاک نیمه‌اشباع

۳-۴- روانگرایی^۱ خاک

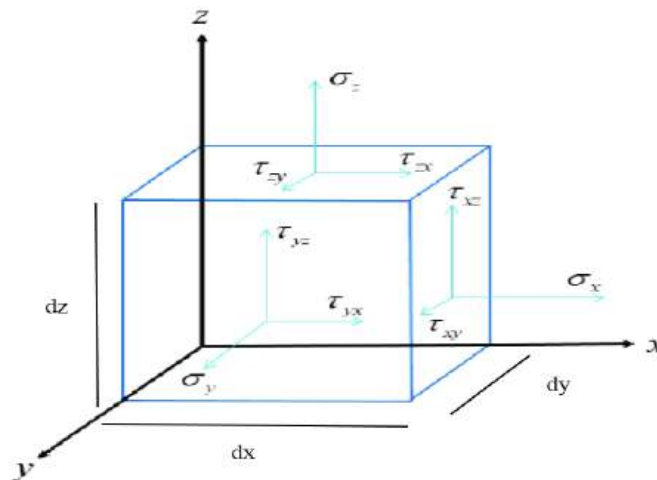
روانگرایی در خاک ماسه‌ای سست اشباع با دانه‌بندی یکنواخت در اثر بارهای رفت و برگشتی در هنگام زلزله رخ می‌دهد. در هنگام زلزله، فشار آب حفره‌ای در چنین خاکی به دلیل تمایل به کاهش حجم، سریعاً افزایش می‌یابد و تنش مؤثر به شدت کاهش پیدا می‌کند. در اثر این پدیده، خاک به صورت روان در می‌آید و مقاومتی نخواهد داشت. اگر هر یک از سه شرط اشاره شده (سست بودن، اشباع بودن و داشتن دانه‌بندی یکنواخت) باهم برقرار نباشند، روانگرایی رخ نخواهد داد.

1- Liquefaction

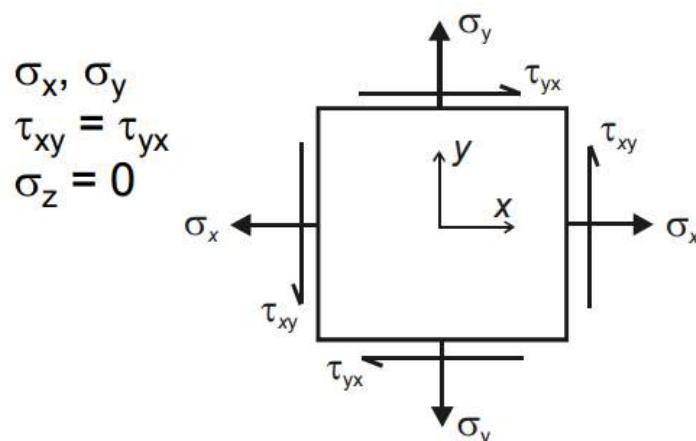
۳-۵- تنش در خاک

یک المان از خاک در حالت سه‌بُعدی با ابعاد جزیی dx و dy و dz در شکل ۳-۳ نشان داده شده است. در این شکل σ_x و σ_y و σ_z تنش‌های نرمال عمود بر محورهای x و y و z هستند. تنش‌های نرمال اگر در جهت محورهای مختصات باشند، مثبت خواهند بود. τ_{xy} ، τ_{yx} ، τ_{yz} ، τ_{zy} ، τ_{zx} و τ_{xz} تنش‌های برشی هستند. τ_{ij} تنش برشی است که این تنش روی صفحه عمود بر محور i اعمال می‌شود و جهت آن موازی با محور j است. المان جزیی خاک در حالت دو بُعدی در شکل ۳-۴ نشان داده شده است.

$$\tau_{xy} = \tau_{yx} \quad \tau_{xz} = \tau_{zx} \quad \tau_{yz} = \tau_{zy}$$



شکل ۳-۳- تنش‌های برشی و نرمال برای یک المان خاک در حالت سه‌بُعدی در سیستم مختصات کارتزین



شکل ۳-۴- تنش‌های برشی و نرمال برای یک المان خاک در حالت دو بُعدی



به کمک مشتق جزئی خواهیم داشت:

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z} = 0.0$$

با نوشتن رابطه بین تنش کل، تنش مؤثر و فشار آب حفره‌ای داریم:

$$\sigma_x = \sigma'_x + u \quad \Rightarrow \quad \sigma_x = \sigma'_x + \gamma_w \cdot h$$

همانطور که می‌دانیم در این رابطه، σ_x تنش کل در راستای x و σ'_x تنش مؤثر در راستای x و u فشار آب حفره‌ای است. با جای‌گذاری این عبارت در معادله اصلی بالا، خواهیم داشت:

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} = \frac{\partial \sigma'_x}{\partial x} + \gamma_w \frac{\partial h}{\partial x}$$

$$\frac{\partial \sigma_y}{\partial y} = \frac{\partial \sigma'_y}{\partial y} + \gamma_w \frac{\partial h}{\partial y}$$

$$\frac{\partial \sigma_z}{\partial z} = \frac{\partial \sigma'_z}{\partial z} + \gamma_w \frac{\partial h}{\partial z}$$

۳-۶- توزیع تنش در فضای دوبعدی

۳-۶-۱- روش بوسینسک

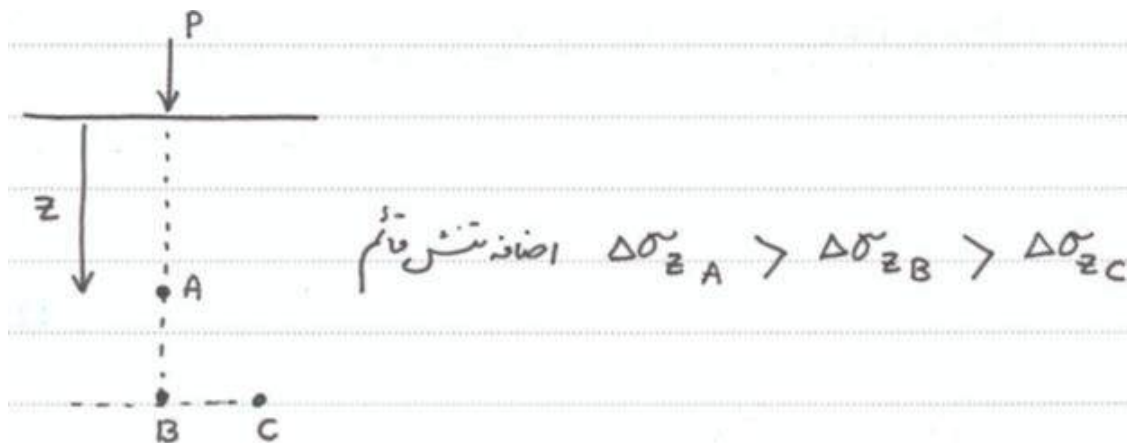
بوسینسک در سال ۱۸۸۵ با استفاده از تئوری الاستیسیته، گسترش تنش‌های حاصل از یک توده همگن، همسان و الاستیک را در اثر بارهای وارده بر سطح آن توده در محیط نیمه‌بینهایت، محاسبه کرد. فرضیات این روش عبارتند از: خاک بدون وزن است، خاک تابع قانون هوک بوده، تغییر حجم خاک قابل اغماض است، تنش ممتد و پیوسته است، توزیع تنش نسبت به محور قائم تقارن دارد.





نکته: محیط نیمه‌بیهیئت به توده‌ای گفته می‌شود که از یک طرف محدود و از اطراف نامحدود است. در خاک، مرز محدود کننده، سطح افقی خاک است.

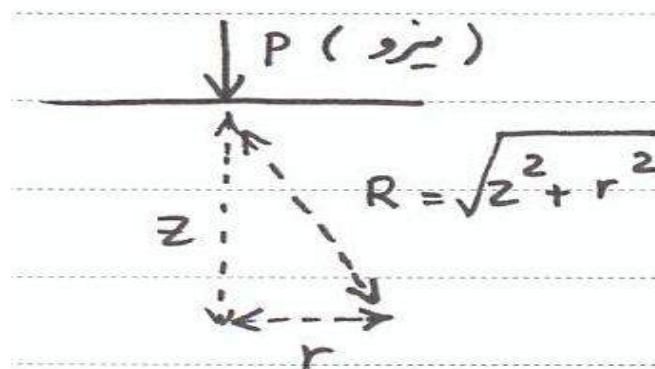
توزیع تنش یا همان اضافه تنش قائم در عمق را به صورت $\Delta\sigma_z$ نشان می‌دهند.



۳-۶-۱-۱- بار متمرکز (نقطه‌ای یا منفرد)^۱

بار ناشی از یک دکل برق که به خاک وارد می‌شود، نمونه‌ای از یک بار متمرکز است. برای بار متمرکز (شکل

۳-۵)، توزیع تنش (یا همان اضافه تنش قائم) در عمق از رابطه زیر محاسبه می‌شود.



شکل ۳-۵- توزیع تنش ناشی از بار متمرکز در روش بوسینسک (دو بُعدی)



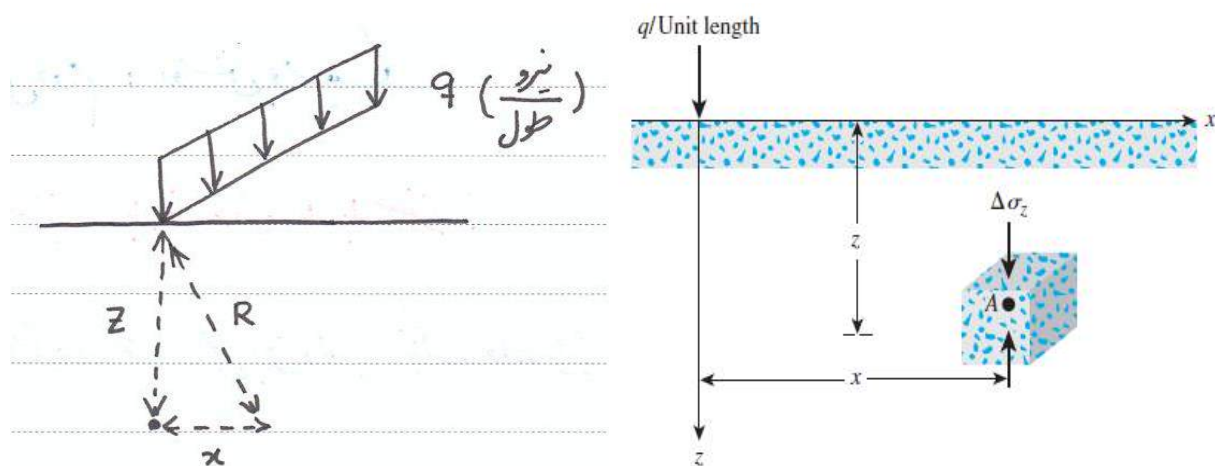
$$\Delta\sigma_z = \frac{3Pz^3}{2\pi R^5}$$

$$\text{if: } r = 0.0 \rightarrow Z = R \rightarrow \Delta\sigma_z = \frac{3P}{2\pi z^2}$$

۳-۶-۱-۲- بار گسترده خطی^۱

بار یک دیوار، نمونه‌ای از بار گسترده خطی است. برای بار خطی (شکل ۳-۶)، توزیع تنش در عمق از رابطه زیر

محاسبه می‌شود.



شکل ۳-۶- توزیع تنش ناشی از بار گسترده خطی در روش بوسینسک (دو بعدی)

$$\Delta\sigma_z = \frac{2qz^3}{\pi(x^2 + z^2)^2} \quad , \quad \Delta\sigma_z = \frac{2qz^3}{\pi R^4}$$

$$\text{if: } x = 0.0 \rightarrow Z = R \rightarrow \Delta\sigma_z = \frac{2q}{\pi z}$$

۳-۶-۲- روش تقریبی

در روش تقریبی که به آن روش ۲ به ۱ نیز گفته می‌شود، فرض آن است که بار اعمال شده در سطح خاک با شیب

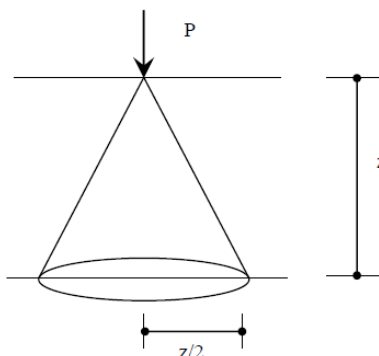
خطی ۲ (قائم) به ۱ (افقی) در عمق خاک توزیع خواهد شد.



۳-۶-۱-۲- بار متمرکز

در این شرایط (شکل ۳-۷)، توزیع تنش در عمق از رابطه زیر محاسبه می شود.

$$\Delta\sigma_z = \frac{4P}{\pi z^2}$$



شکل ۳-۷- توزیع تنش ناشی از بار متمرکز به روش تقریبی (دو بُعدی)

۳-۶-۲- بار گسترده خطی

در این حالت، توزیع تنش بر اساس رابطه زیر تعیین خواهد شد. در این رابطه، q شدت بار خطی اعمالی است.

$$\Delta\sigma_z = \frac{q}{z}$$

۳-۷-۱-۲- توزیع تنش در فضای سه بُعدی

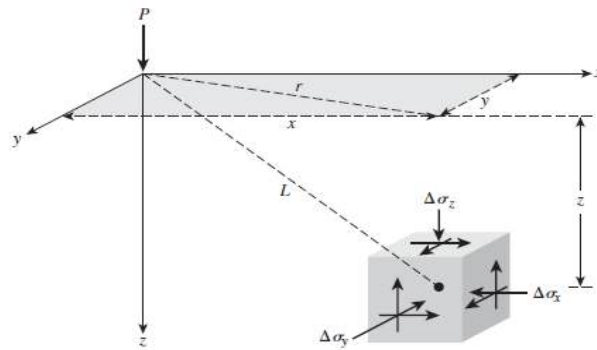
۳-۷-۱-۱- روش بوسینسک

۳-۷-۱-۱-۱- بار متمرکز

در شرایط اعمال بار متمرکز (شکل ۳-۸)، توزیع تنش در عمق از رابطه زیر محاسبه می شود.

$$\Delta\sigma_z = \frac{3P}{2\pi z^2} \left[\frac{z^5}{(r^2 + z^2)^{\frac{5}{2}}} \right]$$

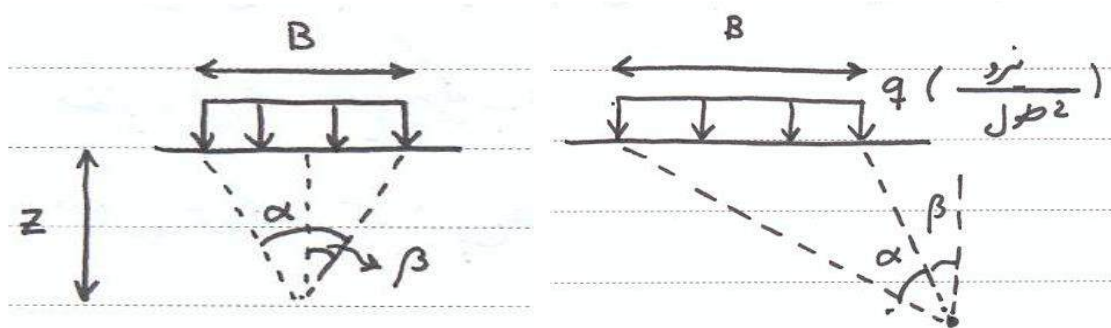




شکل ۳-۸- توزیع تنش ناشی از بار متمرکز در روش بوسینیسک (سه بُعدی)

۳-۷-۱-۲- بار گسترده نواری^۱

اجرای یک خاکریز در طول زیاد، نمونه عملی بار گسترده نواری است. برای بار گسترده نواری (شکل ۳-۹)، توزیع تنش در عمق از رابطه زیر محاسبه می شود.



شکل ۳-۹- توزیع تنش ناشی از بار گسترده نواری در روش بوسینیسک (سه بُعدی)

$$\Delta\sigma_z = \frac{q}{\pi} [\alpha + \sin\alpha \cdot \cos(\alpha + 2\beta)]$$

در این رابطه، α بر حسب رادیان بوده و همواره مقدار آن مثبت است. وقتی نقطه مورد نظر خارج از محدوده بار گذاری باشد، β مقداری مثبت بوده و اگر زیر محدوده بار گذاری باشد، منفی خواهد بود. اگر نقطه مورد نظر دقیقاً زیر مرکز بار گذاری باشد (شکل سمت چپ)، توزیع تنش به صورت زیر خواهد بود.



$$\beta = -\frac{\alpha}{2} \Rightarrow \alpha + 2\beta = 0.0$$

$$\Delta\sigma_z = \Delta\sigma_{z(max)} = \frac{q}{\pi} [\alpha + \sin\alpha]$$

در زیر مرکز بارگذاری، توزیع تنش بیشینه خواهد بود ($\Delta\sigma_{z(max)}$) و در گوشه بارگذاری نیز ($\beta = 0.0$) است. در گوشه بارگذاری، توزیع تنش به شرح زیر است.

$$\Delta\sigma_z = \frac{q}{\pi} \left[\alpha + \frac{1}{2} \sin 2\alpha \right]$$

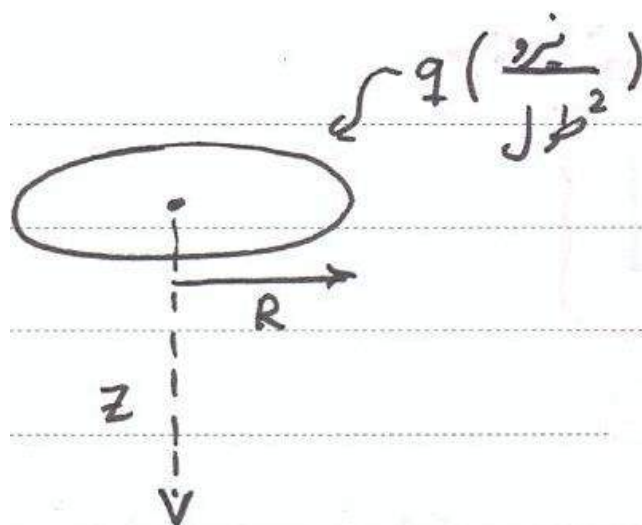
اگر بارگذاری با توزیع مثلثی باشد، آنگاه توزیع تنش بار گسترده نواری مثلثی به صورت زیر خواهد بود.

$$\Delta\sigma_z = \frac{q}{\pi} \left[\frac{x}{B} \alpha - \frac{1}{2} \sin 2\beta \right]$$

در این رابطه، x فاصله افقی نقطه مورد نظر تا انتهای ناحیه بارگذاری شده و B طول بار گسترده مثلثی است.

۳-۱-۷-۳- بار گسترده دایره‌ای

پی ساخته شده در زیر یک منبع آب یا یک سیلو، بار گسترده دایره‌ای محسوب می‌شود. برای بار گسترده دایره‌ای (شکل ۳-۱۰)، توزیع تنش در عمق از رابطه زیر محاسبه می‌شود.



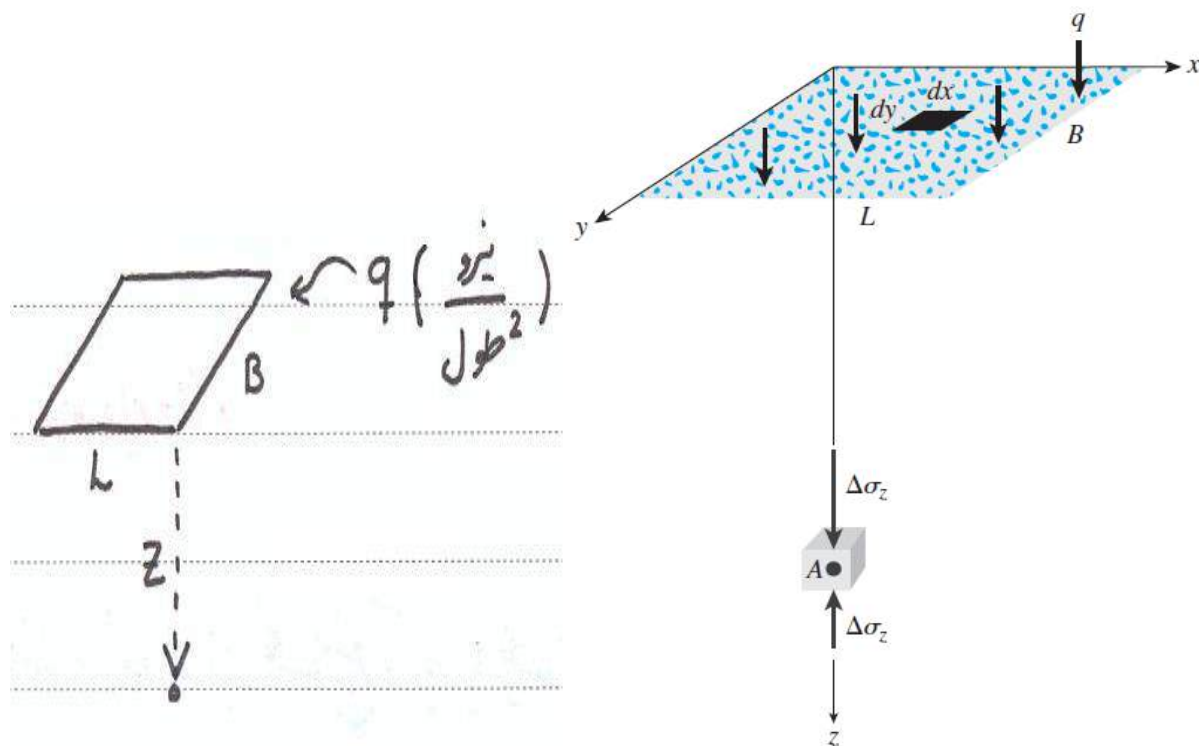
شکل ۳-۱۰- توزیع تنش ناشی از بار گسترده دایره‌ای در روش بوسینسک (سه‌بعدی)



$$\Delta\sigma_z = q \left[1 - \left(\frac{1}{1 + \left(\frac{R}{Z} \right)^2} \right)^{\frac{3}{2}} \right]$$

۳-۷-۱-۴- بار گسترده مستطیلی

مثال عملی از بار گسترده مستطیلی، انواع پی‌های مستطیلی رایج در ساختمان‌ها (منفرد، مرکب، نواری و غیره) هستند. توزیع تنش (یا همان اضافه تنش قائم) برای بار گسترده مستطیلی زیر گوشه پی، به روش زیر محاسبه می‌گردد. در شکل ۳-۱۱ بار گسترده مستطیلی نشان داده شده است.



شکل ۳-۱۱- توزیع تنش ناشی از بار گسترده مستطیلی در روش بوسینسک (سه‌بعدی)

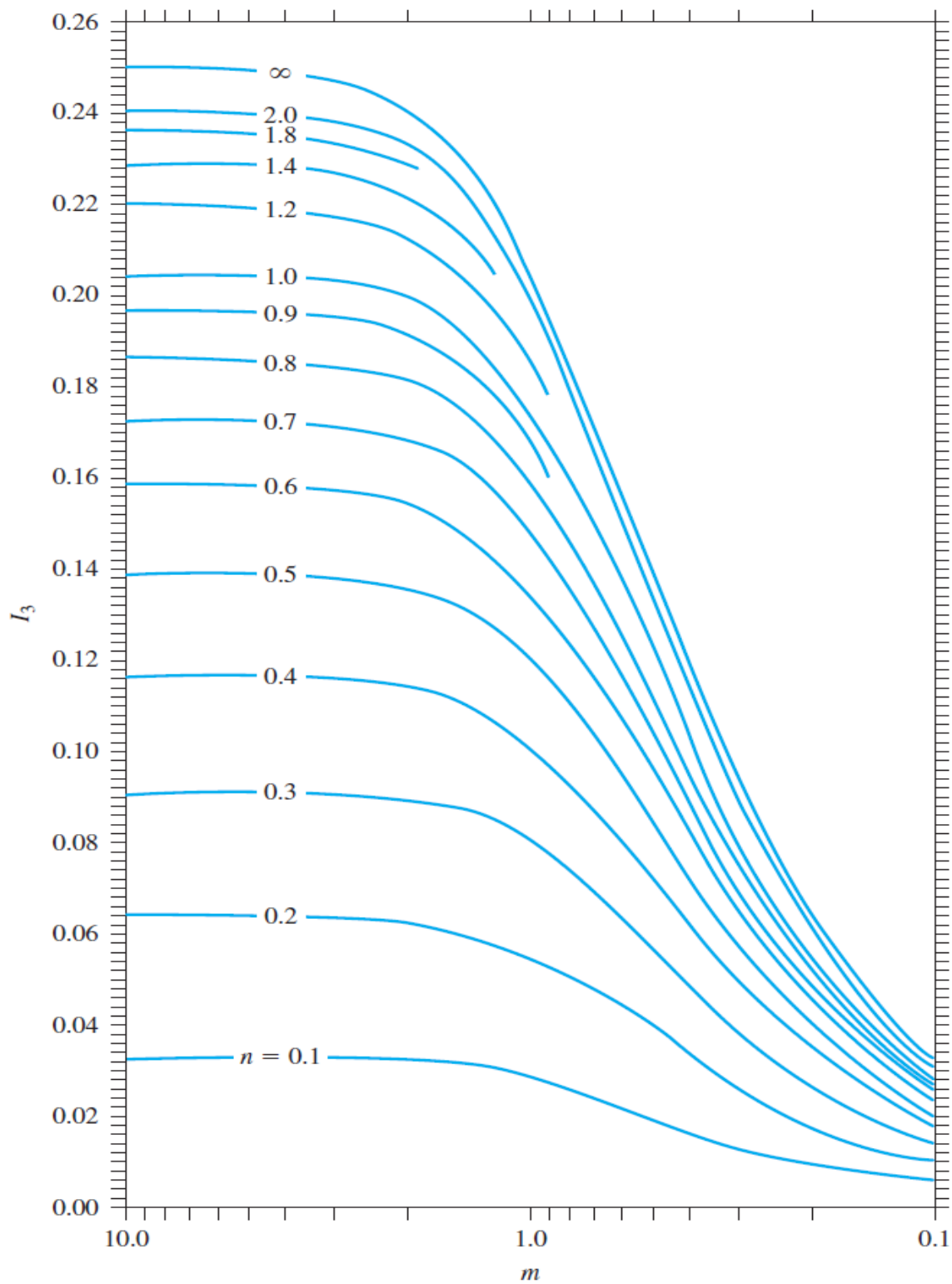
$$\Delta\sigma_z = q \cdot I_3$$

در این رابطه، I_3 ضریب تأثیر پی مستطیلی بوده که به مقادیر $m = \frac{B}{Z}$ و $n = \frac{L}{Z}$ بستگی دارد. این ضریب، بر اساس مقادیر m و n از نمودار شکل ۳-۱۲ قابل محاسبه است.



در این رابطه، اضافه فشار (توزیع تنش در خاک) ناشی از بار گسترده مستطیلی برای حالتی است که نقطه مورد زیر گوشه مستطیل قرار گرفته باشد. حال اگر بخواهیم اضافه فشار قائم را در یک نقطه غیر از گوشه مستطیل (مثلاً در مرکز مستطیل) محاسبه کنیم، باید مستطیل اصلی را به تعدادی مستطیل، طوری تجزیه کنیم که نقطه مورد نظر در گوشه همه مستطیل‌ها قرار داشته باشد. سپس، مقدار I_3 را برای تک تک مستطیل‌ها محاسبه کرده و باهم جمع کنیم، تا با ضرب مقدار به دست آمده در شدت بار (q) میزان توزیع تنش به دست آید.





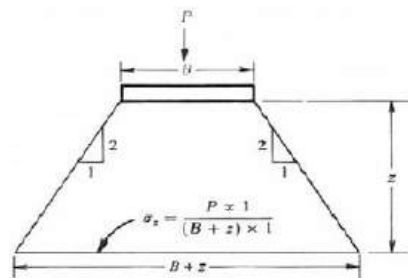
شکل ۳-۱۲- نمودار تعیین مقدار I_3 بر اساس پارامترهای m و n



۳-۷-۲- روش تقریبی

۳-۷-۲-۱- بار گسترده نواری

در حالتی که چندین لایه خاک روی هم قرار گرفته باشند، اغلب لازم است که بار وارده بر سطح در هر یک از لایه‌های خاک زیرین بررسی شود. در چنین شرایطی فرض می‌شود که توزیع تنش وارده بر سطح، در منشوری قائم (با فرض توزیع ۲:۱) انجام می‌شود. در هر نقطه، سطح مقطع تنش اعمالی مشابه با شکل سطح بارگذاری متناسب با آن عمق است. در حالت اعمال بار نواری (شکل ۳-۱۳)، توزیع تنش در عمق از رابطه زیر محاسبه می‌شود.

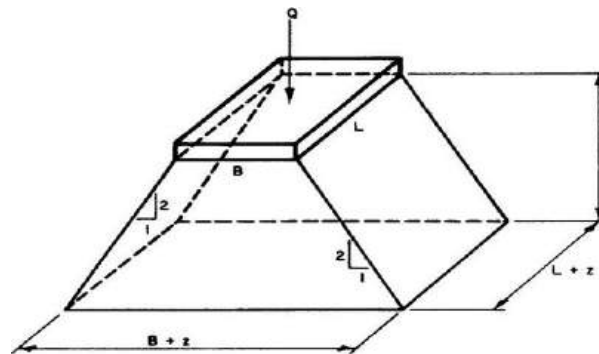


شکل ۳-۱۳- توزیع تنش ناشی از بار گسترده نواری در روش تقریبی (سه‌بعدی)

$$\Delta\sigma_z = \frac{q \cdot B}{B + Z}$$

۳-۷-۲-۲- بار گسترده مستطیلی

در این حالت، توزیع تنش بر اساس رابطه زیر تعیین خواهد شد (شکل ۳-۱۴). در این رابطه، B عرض و L طول بار گسترده اعمالی هستند.



شکل ۳-۱۴- توزیع تنش ناشی از بار گسترده مستطیلی در روش تقریبی (سه‌بعدی)

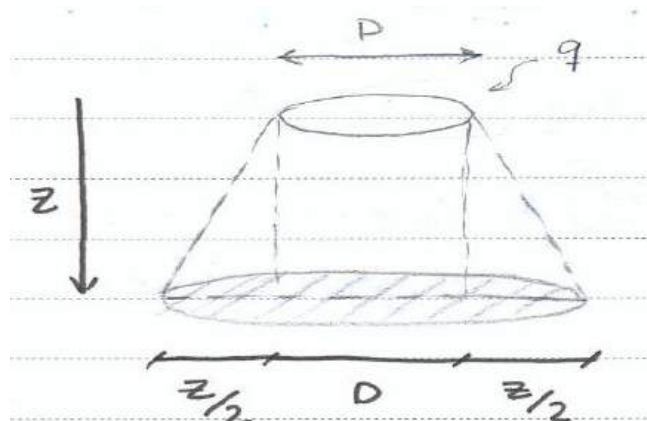




$$\Delta\sigma_z = \frac{q \cdot B \cdot L}{(B + Z) \cdot (L + Z)}$$

۳-۲-۷-۳- بار گسترده دایره‌ای

در این حالت (شکل ۳-۱۵)، توزیع تنش بر اساس رابطه زیر تعیین خواهد شد. در این رابطه، D قطر دایره بار اعمالی است.



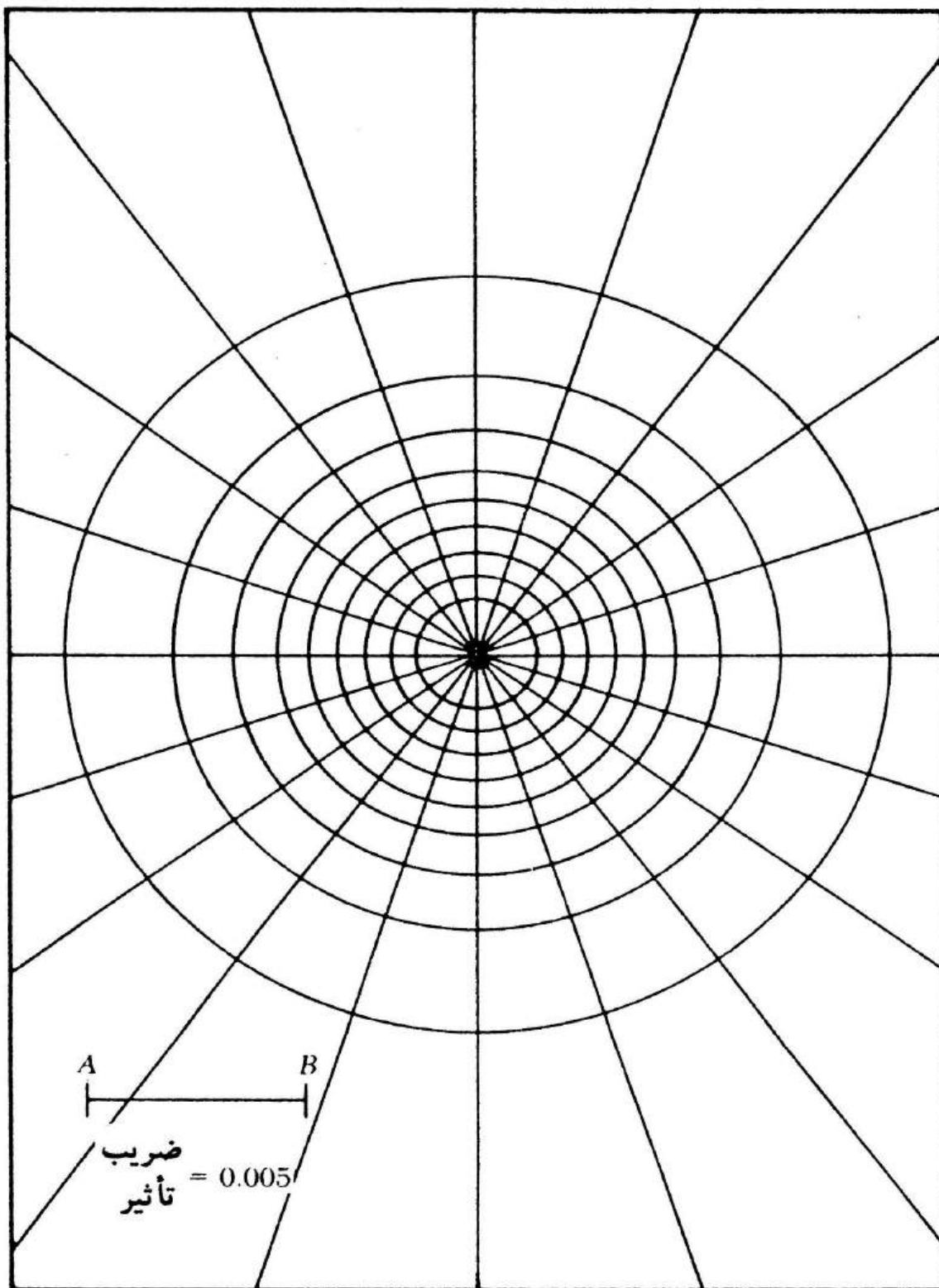
شکل ۳-۱۵- توزیع تنش ناشی از بار گسترده دایره‌ای در روش تقریبی (سه‌بندی)

$$\Delta\sigma_z = q \cdot \left(\frac{D}{D + Z}\right)^2$$

۳-۸- توزیع تنش به روش منحنی نیومارک

در حالت کلی، اگر بارگذاری شکل متفاوتی از حالات منظم پیشین داشته باشد، یا در نقطه‌ای دیگر از پی (متفاوت از آنچه که در بخش‌های پیشین شرح داده شد) باشد، به‌منظور تعیین اضافه فشار قائم (توزیع تنش در خاک) در هر عمق دلخواه از روش منحنی نیومارک باید استفاده شود. منحنی نیومارک بر اساس تئوری بوسینسک ارائه شده است (شکل ۳-۱۶). نمودار نیومارک از تعدادی دایره هم‌مرکز تشکیل شده است که توسط خطوط شعاعی به قطعات کوچک‌تر تقسیم‌بندی شده‌اند. هر یک از این قطعات را سلول بسته یا چشمه می‌گویند. تعداد کل سلول‌های بسته را با N نمایش می‌دهند. تعداد سلول‌های بسته (N) برابر است با تعداد حلقه‌ها ضرب در تعداد خطوط شعاعی نمودار.





شکل ۳-۱۶- نمودار منحنی نیومارک





هر سلول بسته به اندازه $\frac{1}{N}$ در محاسبه اضافه فشار قائم زیر مرکز اثر گذار است. بر همین اساس، $\frac{1}{N}$ را ضریب تأثیر نمودار می گویند و آن را با I_N نمایش می دهیم. واحد طول برای رسم دوایر، پاره خط AB است که به آن مقیاس گفته می شود. انتخاب خط مقیاس، دلخواه و اختیاری است.

برای مثال در شکل ۳-۱۶ تعداد ۱۰ حلقه و ۲۰ خط شعاعی وجود دارد. بنابراین، تعداد کل سلول های بسته و ضریب تأثیر نمودار به صورت زیر محاسبه می شود.

$$N = 10 \times 20 = 200$$

$$I_N = \frac{1}{N} \Rightarrow I_N = \frac{1}{200} = 0.005 \Rightarrow I_N = 0.005$$

افزایش تنش قائم ناشی از بار گسترده (q) در نقطه مورد نظر از رابطه زیر محاسبه خواهد شد.

$$\Delta\sigma_z = q \cdot M \cdot I_N$$

در این رابطه، M تعداد سلول های بسته محصور شده (توسط سطح پلان بار گذاری) است.

۳-۹- میانگین افزایش تنش در لایه خاک

برای محاسبه افزایش متوسط تنش در یک لایه خاک می توان از رابطه زیر استفاده کرد.

$$\Delta\sigma_{ave} = \frac{\Delta\sigma_t + 4\Delta\sigma_m + \Delta\sigma_b}{6}$$

در این رابطه؛ $\Delta\sigma_t$ اضافه تنش قائم در بالای لایه خاک، $\Delta\sigma_m$ اضافه تنش قائم در وسط لایه خاک و $\Delta\sigma_b$ اضافه تنش قائم در پایین لایه خاک هستند.

۳-۱۰- درصد کاهش تنش در عمق





در تمامی روابط (روش‌های بوسینسک و تقریبی) مشاهده کردیم که مقدار تنش سربار (q) در یک ضریب یا جمله‌ای ضرب می‌شد تا مقدار اضافه تنش قائم در عمق مشخص محاسبه شود. حال اگر مقدار اضافه تنش ($\Delta\sigma_z$) را بر مقدار سربار (q) تقسیم کنیم، ضریبی به دست می‌آید که به آن ضریب تأثیر می‌گویند و آن را با (I_i) نمایش می‌دهند. I_i نمایانگر میزان تقلیل مقدار تنش در عمق است. برای به دست آوردن درصد کاهش تنش در عمق ($\Delta\sigma_{Reduction}$)، کافی است که میزان تقلیل مقدار تنش را از ۱ کم کرده تا درصد کاهش تنش در عمق مورد نظر محاسبه شود. مثلاً برای پی دایره‌ای در روش تقریبی داریم:

$$I_i = \frac{\Delta\sigma_z}{q} \Rightarrow I_i = \frac{q \cdot \left(\frac{D}{D+Z}\right)^2}{q} \Rightarrow I_i = \left(\frac{D}{D+Z}\right)^2 \Rightarrow$$

$$\Delta\sigma_{Reduction} = (1 - I_i) \times 100$$

لازم به ذکر است رابطه ارائه شده در بالا، برای همه حالات تنش‌ها برقرار است و تنها تفاوت در مقدار پارامتر I_i است که از هر روش جداگانه باید محاسبه شود.

۳-۱۱- حباب فشار^۱

حباب فشار، مجموعه‌ای از خطوط هم‌تنش یا هم‌فشار^۲ است که در زیر پی ترسیم می‌شود. هر خط از اتصال نقاط هم‌تنش رسم شده است.

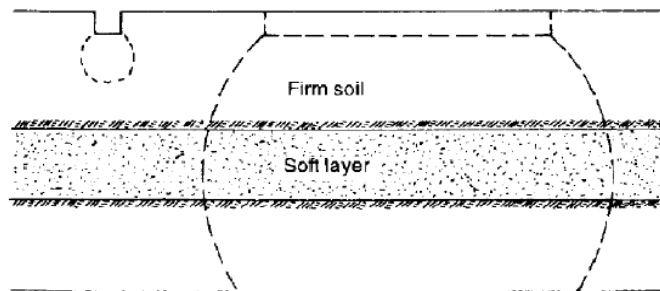
به‌طور کلی، در زیر هر یک از حالات بارگذاری، نقاطی وجود دارند که افزایش تنش آن‌ها با هم برابر است. این نقاط در حالت دو بُعدی روی منحنی‌ها و در حالت سه بُعدی روی رویه‌های فضایی ترسیم می‌شوند؛ که به آن‌ها حباب تنش گفته می‌شود.

1- Pressure Bulb

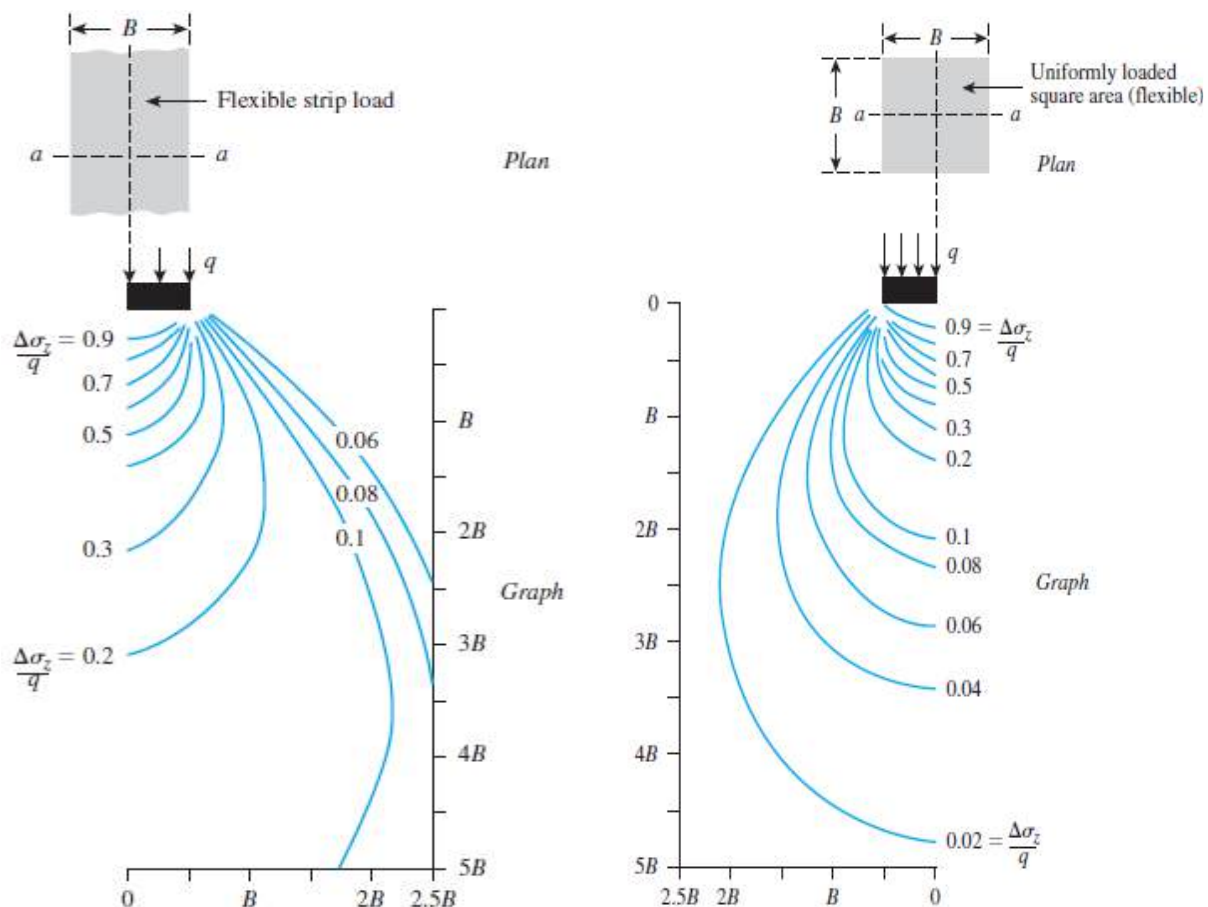
2- Isobar



به عبارت دیگر، می توان گفت که حباب تنش، مکان هندسی نقاطی است که افزایش تنش همه آنها با هم یکسان و مساوی است. شکل ۳-۱۷ محدوده اثر تنش اعمالی فونداسیون های مختلف با عرض متفاوت را نشان داده است. در شکل ۳-۱۸ نیز حباب تنش در اعماق مختلف برای بارهای گسترده مربعی و نواری نشان داده شده است.



شکل ۳-۱۷ - محدوده تأثیر فونداسیون های با عرض مختلف

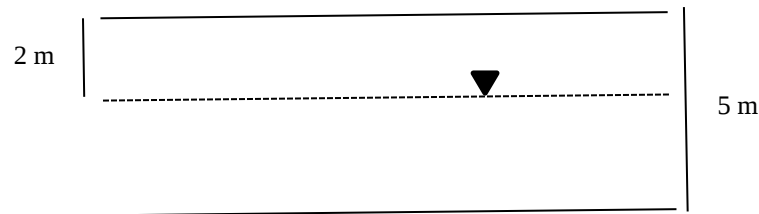


شکل ۳-۱۷ - محدوده اثر تنش های سربار ناشی از بارهای گسترده نواری و مربعی در خاک، تا عمق مشخص و بر اساس عرض تنش اعمالی



مثال‌های فصل سوم

مثال ۳-۱- مطلوب است محاسبه تنش مؤثر در عمق ۵ متری از خاک زیر (وزن مخصوص اشباع، $17/8$ کیلونیوتن بر متر مکعب؛ وزن مخصوص طبیعی، $14/6$ کیلونیوتن بر متر مکعب؛ وزن مخصوص آب، $9/8$ کیلونیوتن بر متر مکعب).



(حل)

روش اول:

$$\sigma' = \sigma - u \quad \rightarrow \quad \sigma = 2(14.6) + 3(17.8) \quad \rightarrow \quad \sigma = 82.6 \text{ kPa}$$

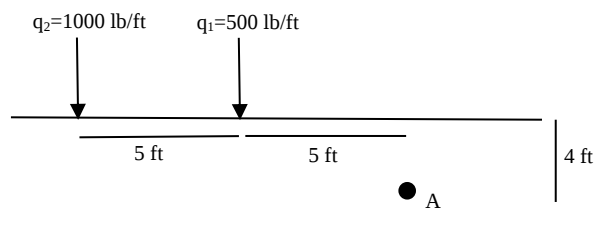
$$u = 3(9.8) \quad \rightarrow \quad u = 29.4 \text{ kPa}$$

$$\sigma' = 82.6 - 29.4 \quad \rightarrow \quad \sigma' = 53.2 \text{ kPa}$$

روش دوم:

$$\sigma' = \gamma h + \gamma' z \quad \rightarrow \quad \sigma' = 2(14.6) + 3(17.8 - 9.8) \quad \rightarrow \quad \sigma' = 53.2 \text{ kPa}$$

مثال ۳-۲- بر اساس شکل زیر، دو بار خطی نشان داده شده است که روی سطح اعمال می‌شوند. افزایش تنش در نقطه A را تعیین کنید (حل به روش بوسینسک).





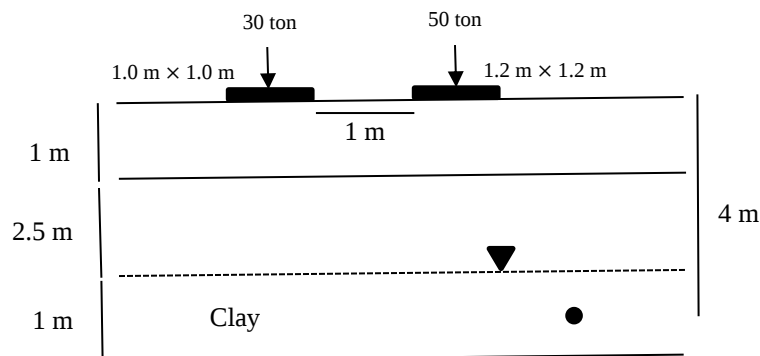
(حل)

$$\Delta\sigma_z = \Delta\sigma_{z_1} + \Delta\sigma_{z_2} \quad \Delta\sigma_{z_1} = \frac{2q_1Z_1^3}{\pi(x_1^2 + Z_1^2)^2} \rightarrow \Delta\sigma_{z_1} = \frac{2(500)(4)^3}{\pi(5^2 + 4^2)^2} = 12.12 \frac{lb}{ft^2}$$

$$\Delta\sigma_{z_2} = \frac{2q_2Z_2^3}{\pi(x_2^2 + Z_2^2)^2} \rightarrow \Delta\sigma_{z_2} = \frac{2(1000)(4)^3}{\pi(10^2 + 4^2)^2} = 3.03 \frac{lb}{ft^2} \rightarrow$$

$$\Delta\sigma_z = 15.15 \frac{lb}{ft^2}$$

مثال ۳-۳- با توجه به شکل زیر، مطلوب است محاسبه افزایش تنش مؤثر در وسط لایه رس (حل به روش تقریبی).



(حل)

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2 \quad \Delta\sigma_1 = \frac{P_1}{(B_1 + Z)^2} \rightarrow \Delta\sigma_1 = \frac{30 \times 10^3}{(1 + 4)^2} = 1200 \frac{kg}{m^2}$$

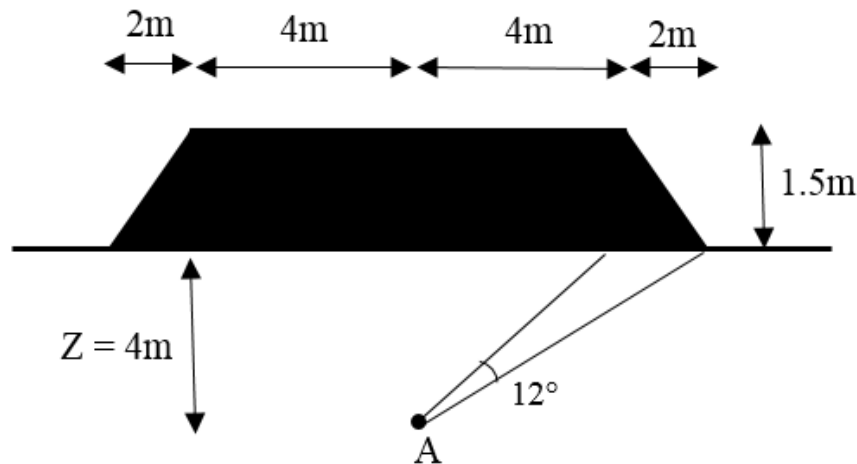
$$\Delta\sigma_2 = \frac{P_2}{(B_2 + Z)^2} \rightarrow \Delta\sigma_2 = \frac{50 \times 10^3}{(1.2 + 4)^2} = 1849.11 \frac{kg}{m^2} \Rightarrow$$

$$\Delta\sigma = 3049.11 \frac{kg}{m^2}$$



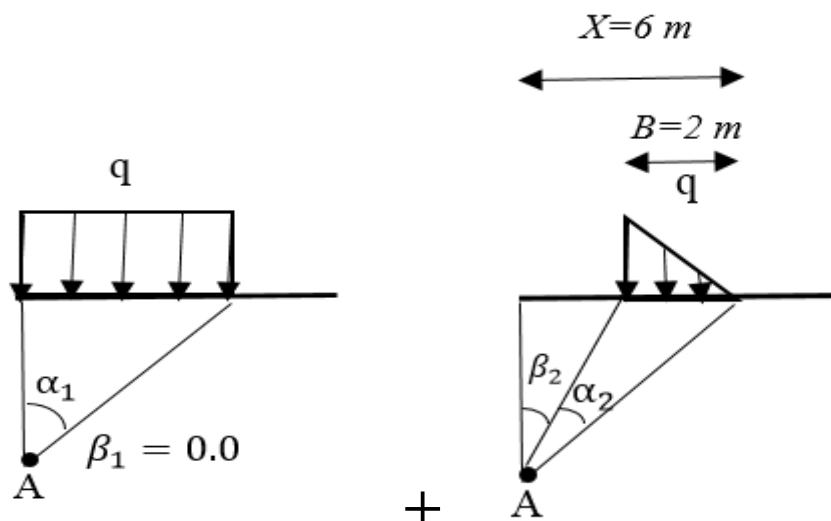


مثال ۳-۴- یک خاکریز طویل با وزن مخصوص ۲۰ کیلونیوتن بر متر مکعب، مطابق شکل زیر روی سطح اجرا شده است. اضافه تنش قائم در عمق ۴ متری و در زیر مرکز بارگذاری (نقطه A) چند کیلوپاسکال است؟



حل) ابتدا باید مقدار q را به دست آوریم، سپس به کمک اصل جمع آثار قوا مسئله را حل کنیم.

$$q = \gamma h = 20 \times 1.5 = 30 \text{ kPa}$$



$$\alpha_1 = \beta_2 = \frac{\pi}{4}$$

$$\alpha_2 = 12^\circ \times \frac{\pi}{180} = \frac{2\pi}{30} \text{ rad}$$





$$\Delta\sigma_{z_1} = \frac{q}{\pi} [\alpha_1 + \sin\alpha_1 \cdot \cos(\alpha_1 + 2\beta_1)] \Rightarrow \Delta\sigma_{z_1} = \frac{30}{\pi} \left[\frac{\pi}{4} + \sin\frac{\pi}{4} \cdot \cos\left(\frac{\pi}{4} + 0.0\right) \right]$$

$$\Delta\sigma_{z_1} = 12.5 \text{ kPa}$$

$$\Delta\sigma_{z_2} = \frac{q}{\pi} \left[\frac{x}{B} \alpha_2 - \frac{1}{2} \sin 2\beta_2 \right] \Rightarrow \Delta\sigma_{z_2} = \frac{30}{\pi} \left[\frac{6}{2} \left(\frac{2\pi}{30} \right) - \frac{1}{2} \sin 2\left(\frac{\pi}{4} \right) \right]$$

$$\Delta\sigma_{z_2} = 1 \text{ kPa}$$

$$\Delta\sigma_{z_A} = 2(\Delta\sigma_{z_1} + \Delta\sigma_{z_2}) = 2(12.5 + 1) = 27 \Rightarrow \Delta\sigma_{z_A} = 27 \text{ kPa}$$

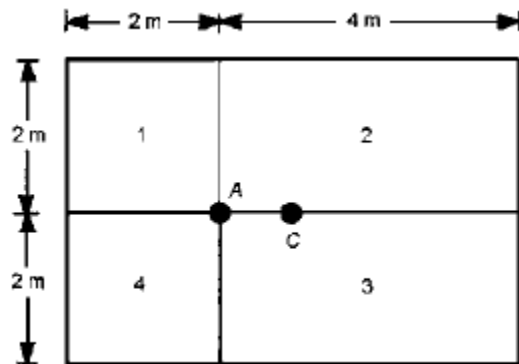
مثال ۳-۵- یک بار متمرکز به اندازه ۵۴ تن، روی یک پی دایره‌ای به قطر ۶ متر وارد می‌شود. با استفاده از روش بوسینسک، اضافه تنش قائم ایجاد شده در عمق ۱/۷۳ متری زیر مرکز پی چقدر است؟

(حل)

$$\Delta\sigma_z = q \left[1 - \left(\frac{1}{1 + \left(\frac{R}{Z} \right)^2} \right)^{\frac{3}{2}} \right] \Rightarrow \Delta\sigma_z = \frac{54}{\left(\frac{\pi}{4} \times 6^2 \right)} \left[1 - \left(\frac{1}{1 + \left(\frac{3}{1.73} \right)^2} \right)^{\frac{3}{2}} \right] = 1.71 \Rightarrow \Delta\sigma_z = 1.71 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

مثال ۳-۶- پلان دال بتنی ساختمانی در شکل زیر نشان داده شده است. اگر فشار تماسی ناشی از روسازه در سطح خاک برابر با ۱۵۰ کیلوپاسکال باشد، مطلوب است تعیین افزایش تنش قائم ناشی از این تنش در زیر نقاط A و C (مرکز سطح دال) در عمق ۱۰ متری از سطح زمین.





(حل)

با توجه به اینکه پلان مستطیلی شکل است، باید از روش توزیع تنش بوسینسک برای بار گسترده مستطیلی استفاده کنیم. از آنجایی که نقطه مورد نظر زیر گوشه پی نیست، باید با ترسیم خطوط جدید، آن را به حالتی درآوریم که دقیقاً زیر گوشه هر مستطیل قرار بگیرد. این کار به کمک رسم خطوط در شکل نشان داده شده است. در کل، باید بدانیم که نقاط خارج از محدوده باید با علامت منفی و نقاط درون محدوده باید با علامت مثبت وارد محاسبات شوند. برای حل باید از نمودار شکل ۳-۱۲ استفاده کنیم.

برای نقطه A:

ناحیه	$B \text{ (m)}$	$L \text{ (m)}$	$Z \text{ (m)}$	$m = \frac{B}{Z}$	$n = \frac{L}{Z}$	I_3
۱	2	2	10	0.2	0.2	0.0179
۲	2	4	10	0.2	0.4	0.0328
۳	2	4	10	0.2	0.4	0.0328
۴	2	2	10	0.2	0.2	0.0179
						$\Sigma=0.1014$

$$\Delta\sigma_z = q \cdot I_3 \quad \Rightarrow \quad \Delta\sigma_z = 150(0.1014) = 15.21 \quad \Rightarrow \quad \Delta\sigma_z = 15.21 \text{ kPa}$$

برای نقطه C:





$$m = \frac{B}{Z} = \frac{2}{10} = 0.2, \quad n = \frac{L}{Z} = \frac{3}{10} = 0.3 \quad \Rightarrow I_3 = 0.0259$$

$$\Delta\sigma_z = q \cdot (4I_3) \Rightarrow \Delta\sigma_z = 4 \times [150(0.0259)] = 15.54 \Rightarrow \Delta\sigma_z = 15.54 \text{ kPa}$$

مثال ۳-۷- در ترسیم نمودار نیومارک ۱۰ حلقه و ۱۶ خط شعاعی به دست آمده است. اگر پلان ترسیم شده پی با مقیاس مناسب، ۲۴/۴ سلول از نمودار نیومارک را در برگیرد، اضافه تنش قائم در نقطه مورد نظر با بارگذاری یکنواخت و با شدت ۲۰ تن بر متر مربع چقدر است؟

(حل)

$$\Delta\sigma_z = q \cdot M \cdot I_N \quad I_N = \frac{1}{N} \quad N = 10 \times 16 = 160$$

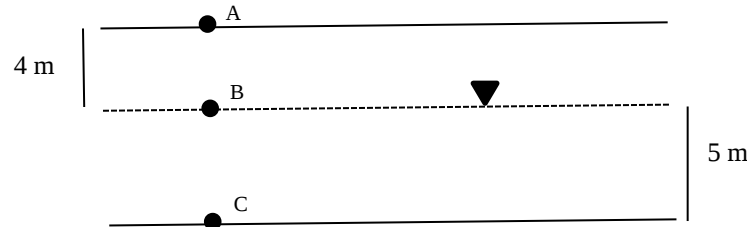
$$I_N = \frac{1}{160} = 0.00625 \Rightarrow \Delta\sigma_z = 20(24.4)(0.00625) \Rightarrow \Delta\sigma_z = 3.05 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$



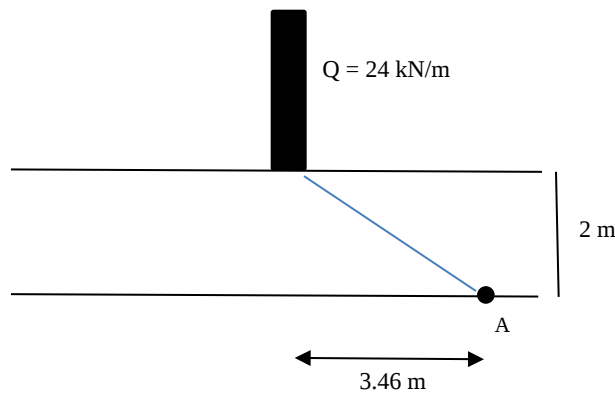


تمرین‌های فصل سوم

تمرین ۳-۱- در شکل زیر مطلوب است محاسبه تنش کل، تنش مؤثر و فشار آب حفره‌ای در نقاط A، B و C. وزن مخصوص مرطوب ۱۶/۲۱ کیلونیوتن بر متر مکعب و وزن مخصوص اشباع ۲۰/۸۸ کیلونیوتن بر متر مکعب است.



تمرین ۳-۲- یک دیوار آجری با طول زیاد مطابق شکل اجرا شده است، اضافه فشار قائم ناشی از آن در نقطه A به روش بوسینسک چند کیلوپاسکال است؟



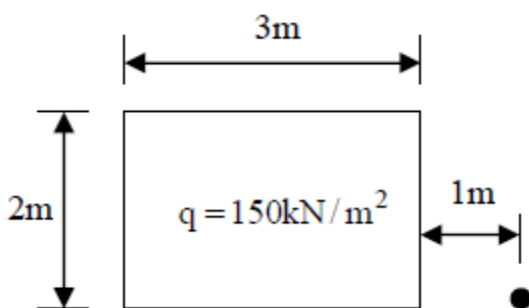
تمرین ۳-۳- یک بار نواری با شدت ثابت ۱۸ کیلوپاسکال و به عرض ۴ متر بر سطح زمین وارد می‌شود. مقدار اضافه فشار قائم ناشی از این بار در زیر حاشیه سطح بارگذاری و در عمق ۴ متری از سطح زمین چقدر است؟ (پرسش را با استفاده از روش بوسینسک حل کنید)





تمرین ۳-۴- یک مخزن دایره‌ای به قطر ۶ متر، تنشی معادل ۲ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع بر سطح زمین وارد می‌کند، با استفاده از روش تقریبی ۲ به ۱، درصد کاهش تنش در عمق ۴ متری از سطح خاک چقدر است؟

تمرین ۳-۵- در پلان شکل زیر، یک سطح بارگذاری مستطیلی با شدت یکنواخت نشان داده شده است. مطلوب است، تعیین افزایش تنش قائم در زیر نقطه مورد نظر در عمق ۴ متری.







فصل چهارم

تحکیم سه‌بعدی در خاک

۴-۱- مقدمه

با تأثیر سربار، تنش‌های فشاری در لایه‌های خاک به وجود آمده و باعث فشردن آن می‌شود. فشردگی خاک ناشی از تغییر شکل فشاری و جابجایی ذرات خاک، رانده شدن هوا و آب از حفرات خاک و عوامل دیگر است. در یک خاک، یک و یا تعدادی از عوامل فوق ممکن است مشارکت داشته باشند. از آنجایی که فشردن خاک باعث نشست سازه واقع بر روی آن می‌شود، از نقطه نظر مهندسی به این پدیده، نشست خاک می‌گویند. در حالت کلی، نشست‌های خاک به دو گروه تقسیم می‌شوند. یکی نشست تحکیم که ناشی از تغییر حجم خاک اشباع به علت رانده شدن آب‌های موجود در حفرات است. دیگری، نشست آبی که ناشی از تغییر شکل الاستیک خاک خشک و یا خاک‌های مرطوب و اشباع بدون هرگونه تغییری در میزان آب است. محاسبات نشست آبی معمولاً بر پایه روابط به دست آمده از تئوری الاستیسیته قرار دارد. نکته مهم آن است که عامل اصلی تراکم‌پذیری خاک رس، خروج آب لایه دوگانه از بین ذرات آن است.

۴-۲- انواع نشست در خاک

نشست آبی

خاک‌های درشت دانه اشباع و غیر اشباع و خاک‌های رسی با درصد اشباع کمتر از ۸۰ درصد.



**نشست تحکیمی**

خاک‌های رسی اشباع و نزدیک به اشباع (با درصد اشباع بیش از ۸۰ درصد).

نشست الاستیک

هنگام باربرداری، نشست خاک قابل برگشت است و خاک تغییر حجم ندارد.

نشست غیر الاستیک

میزان نشست قابل ملاحظه بوده و غیر قابل بازگشت است.

نشست آنی: (الف) نشست الاستیک. (ب) نشست غیر الاستیک خاک که با خروج هوا همراه است (تراکم). (ج) نشست غیر الاستیک خاک که با خروج سریع آب همراه است.

نشست تحکیم: (الف) تحکیم اولیه که طی آن، آب در یک فرآیند زمان‌بر از خاک خارج می‌شود و باعث کاهش حجم و نشست آن در بلندمدت می‌شود. (ب) تحکیم ثانویه که ناشی از تغییر شکل پلاستیک خاک است و به علت ساختار خاک در بلندمدت رخ می‌دهد.

به طور کلی، در محاسبه نشست خاک سه نوع نشست مد نظر است: نشست آنی (الاستیک)؛ نشست تحکیم اولیه و نشست تحکیم ثانویه.

۴-۳- مبانی نشست تحکیم یک‌بعدی خاک

تحکیم، عبارتست از کاهش تدریجی حجم یک خاک اشباع با نفوذپذیری کم، در اثر زهکشی بخشی از آب حفره‌ای آن. عمل تحکیم تا زمانی که فشار آب حفره‌ای اضافی، که به علت افزایش تنش کل به وجود آمده است، کاملاً محو (مستهلک) شود؛ ادامه خواهد داشت. عمل تحکیم عکس عمل تورم است. سرعت تحکیم یا سرعت استهلاک آب منفذی، به دو عامل بستگی دارد: نفوذپذیری خاک و ابعاد توده خاک.

وقتی که یک لایه خاک اشباع تحت تأثیر افزایش تنش قرار گیرد، فشار آب حفره‌ای به طور ناگهانی افزایش می‌یابد. در خاک‌های ماسه‌ای که نفوذپذیری بالاست، زهکشی ناشی از افزایش فشار آب حفره‌ای سریعاً انجام





می‌شود. زهکشی آب حفره‌ای همراه با کاهش حجم توده خاک بوده که نتیجه آن ایجاد نشست است. به علت زهکشی سریع آب حفره‌ای در خاک‌های ماسه‌ای، نشست تحکیم و آنی‌شان به طور همزمان رخ می‌دهد.

وقتی که یک لایه خاک رس اشباع، تحت تأثیر افزایش تنش قرار گیرد، ابتدا در آن نشست آنی رخ می‌دهد. اما از آنجایی که ضریب نفوذپذیری رس به طور قابل ملاحظه‌ای کوچکتر از ضریب نفوذپذیری ماسه است، زهکشی آب حفره‌ای سریعاً انجام نشده و زایل شدن اضافه فشار آب حفره‌ای ناشی از بارگذاری به طور تدریجی و در یک زمان طولانی رخ می‌دهد. بنابراین، کاهش حجم خاک، که از این پس آن را تحکیم می‌نامیم، به مدت طولانی بعد از بارگذاری و نشست آنی ادامه خواهد داشت. در خاک‌های رسی نرم، نشست تحکیم چندین برابر نشست آنی است.

حالتی را در نظر بگیرید که یک لایه رس اشباع به ضخامت H که بین دو لایه ماسه‌ای محدود است، تحت افزایش آنی تنش کل $\Delta\sigma$ قرار گیرد. این افزایش تنش کل به آب حفره‌ای و ذرات خاک انتقال خواهد یافت. این بدان معنی است که تنش کل به نسبتی بین تنش مؤثر و فشار آب حفره‌ای تقسیم می‌شود. با استفاده از اصل تنش مؤثر می‌توان نوشت:

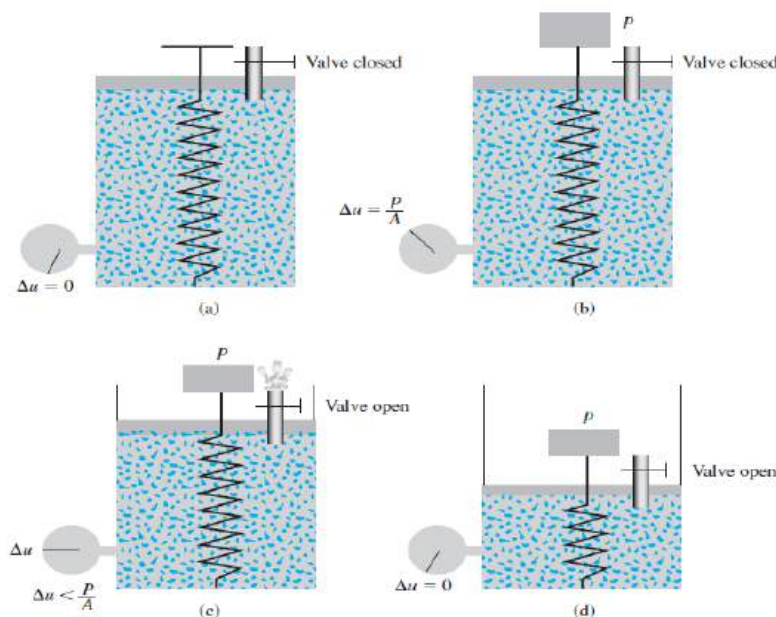
$$\Delta\sigma = \Delta\sigma' + \Delta u$$

که در این رابطه، $\Delta\sigma'$ افزایش در تنش مؤثر و Δu افزایش در فشار آب حفره‌ای است.

۴-۳-۱- مدل ساده تحکیم یک‌بعدی ترزاقی (تحکیم اولیه)

این مدل یک صفحه مسطح است که بر روی یک فنر قرار گرفته است و فنر نیز توسط آب درون استوانه احاطه شده است (شکل ۴-۱). در صفحه مورد نظر، یک روزنه خروج آب تعبیه شده است که امکان خروج آب استوانه، تنها از طریق آن وجود دارد. روند خروج آب و تبدیل اضافه فشار آب حفره‌ای به اضافه تنش مؤثر، تا صفر شدن کامل اضافه فشار آب حفره‌ای ادامه می‌یابد و زمانی که اضافه فشار آب حفره‌ای صفر شود، تحمل اضافه تنش تماماً به عهده دانه‌های جامد خاک است.





شکل ۴-۱- مدل تحکیم ترزاقی

مراحل تبدیل اضافه فشار آب حفره‌ای به اضافه تنش مؤثر خاک را تحکیم اولیه می‌گویند. نحوه تبدیل اضافه فشار آب حفره‌ای به اضافه تنش مؤثر در عمق خاک یکسان نیست. در خاکی که از دو طرف امکان زهکشی داشته باشد، بالا و پایین لایه به علت مجاورت در مرزهای نفوذپذیر به سرعت اضافه فشار آب حفره‌ای خود را از دست می‌دهند ولی وسط لایه به دلیل فاصله از مرز نفوذپذیر، دیرتر اضافه فشار آب حفره‌ای خود را از دست می‌دهد. نحوه انتقال اضافه تنش وارد به خاک اشباع در شکل ۴-۲ نشان داده شده است.

از آنجایی که رس نفوذپذیری کمی دارد و آب نیز در مقایسه با اسکلت خاک غیر قابل تراکم است، در زمان $t = 0.0$ تمام افزایش تنش $\Delta\sigma$ در تمام اعماق توسط آب تحمل می‌شود ($\Delta\sigma = \Delta u$). در این زمان هیچ تنشی توسط اسکلت خاک تحمل نخواهد شد. بدین معنی که افزایش تنش مؤثر مساوی صفر است ($\Delta\sigma' = 0.0$). بعد از اعمال افزایش تنش $\Delta\sigma$ به لایه رس، آب موجود در حفرات فشرده شده و از هر دو طرف به سمت ماسه‌ها زهکشی می‌شود. با این فرآیند اضافه فشار حفره‌ای در هر عمق در لایه رسی به تدریج کاهش می‌یابد و با همین نرخ، تنش حمل شده توسط ذرات جامد خاک (تنش مؤثر) افزایش می‌یابد. در زمان $0.0 < t < \infty$ (با شرط $\Delta\sigma' > 0.0$ و $\Delta u < \Delta\sigma$) خواهیم داشت:





$$\Delta\sigma = \Delta\sigma' + \Delta u$$

از نظر تئوری در زمان $(t = \infty)$ تمام فشارهای آب حفره‌ای اضافی با زهکشی تمام نقاط لایه رسی زایل شده است (یعنی $\Delta u = 0.0$). در این حالت، تمام افزایش تنش $\Delta\sigma$ توسط اسکلت جامد خاک تحمل می‌شود. یعنی خواهیم داشت:

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma'$$

فرآیند تدریجی زهکشی تحت تأثیر اضافه بار و انتقال فشار اضافی آب حفره‌ای به تنش مؤثر باعث نشست تابع زمان لایه رسی خواهد شد.

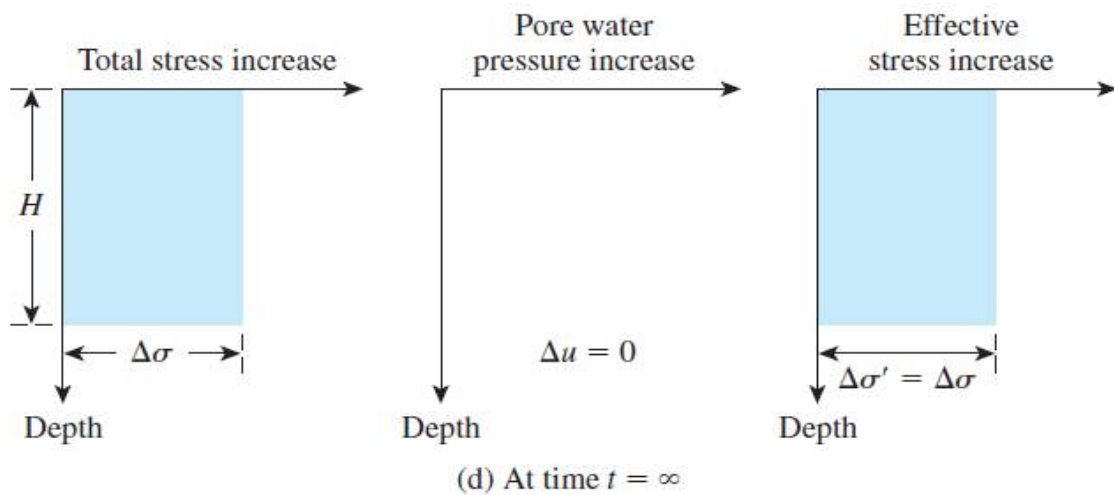
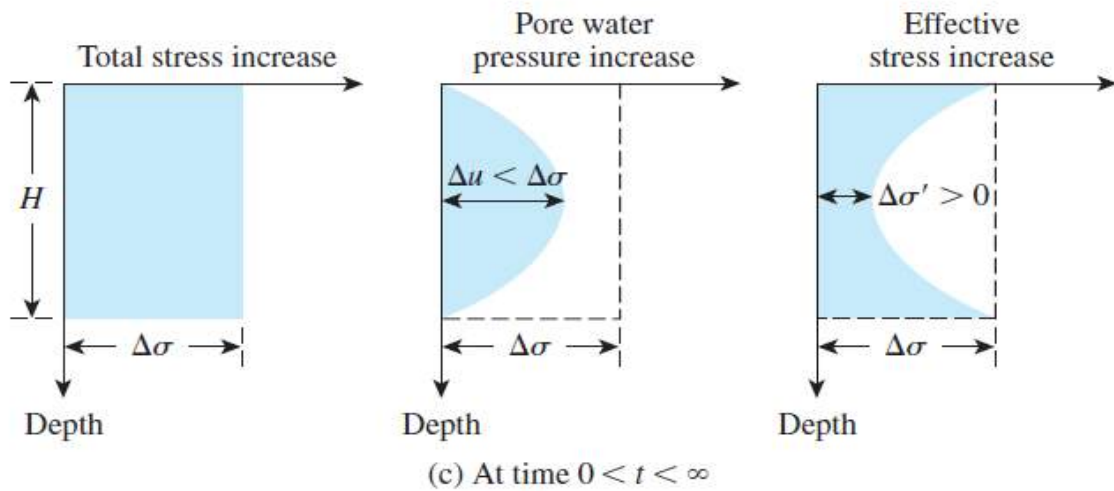
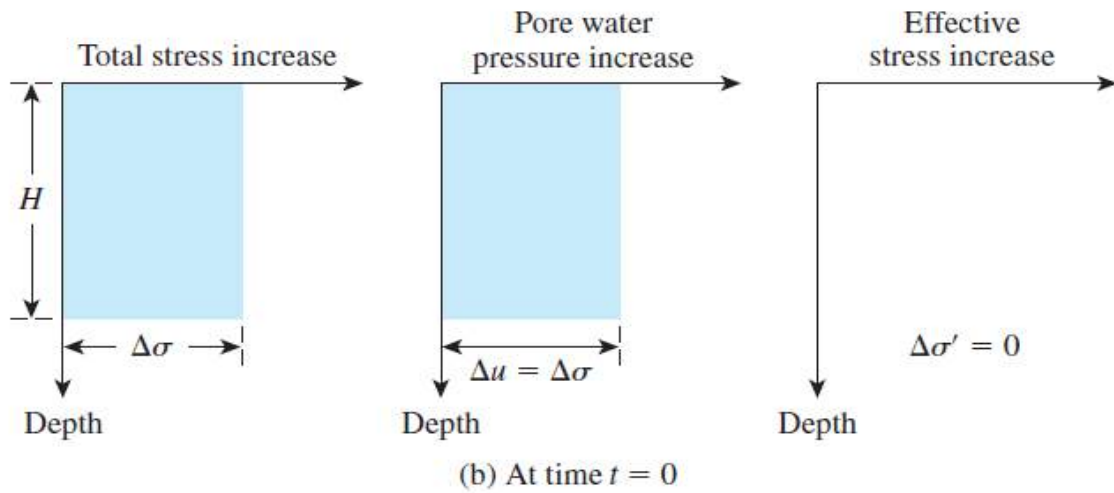
۴-۳-۲- مبانی تحکیم ثانویه

آزمایش‌ها نشان داده است که پس از خاتمه تحکیم اولیه و محو اضافه فشار آب حفره‌ای، فشردگی خاک متوقف نشده و با شدت کمتری ادامه خواهد یافت. در این حالت، بدون کم شدن فشار آب حفره‌ای، خاک تحت یک تنش مؤثر ثابت فشرده می‌شود. به این مرحله از نشست، تحکیم ثانویه گفته می‌شود. تصور می‌شود که علت تحکیم ثانویه، جابجایی تدریجی ذرات رس و رسیدن به یک حالت متعادل‌تر بوده که با خروج مقداری آب از نمونه همراه است.

نکته قابل توجه آن است که در واقعیت، تحکیم ثانویه هم‌زمان با تحکیم اولیه شروع می‌شود. تحکیم ثانویه در خاک‌های رسی به نوع کانی‌های رسی و مقدار آب جذب شده سطحی بستگی دارد. به‌طوری که هرچه رس، آب بیشتری جذب کند، تحکیم ثانویه نیز بیشتر است. چون در تحکیم ثانویه بدون افزایش تنش، شاهد کاهش حجم خاک هستیم؛ به تحکیم ثانویه خزش در خاک نیز گفته می‌شود.

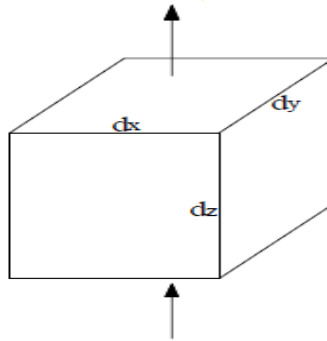
در شکل ۳-۴ یک المان خاک در شرایط تحکیم یک‌بعدی نشان داده شده است. همانطور که در این تصویر مشخص است، خاک تنها در راستای قائم اجازه زهکشی و خروج آب را دارد. بر همین اساس، تنها پارامترهای تعریف شده در راستای قائم هستند و طرفین المان مقید شده و بدون تغییر شکل و خروج آب خواهند بود.





شکل ۲-۴ - نحوه استهلاك اضافه فشار آب حفره‌ای در فرآیند تحکیم





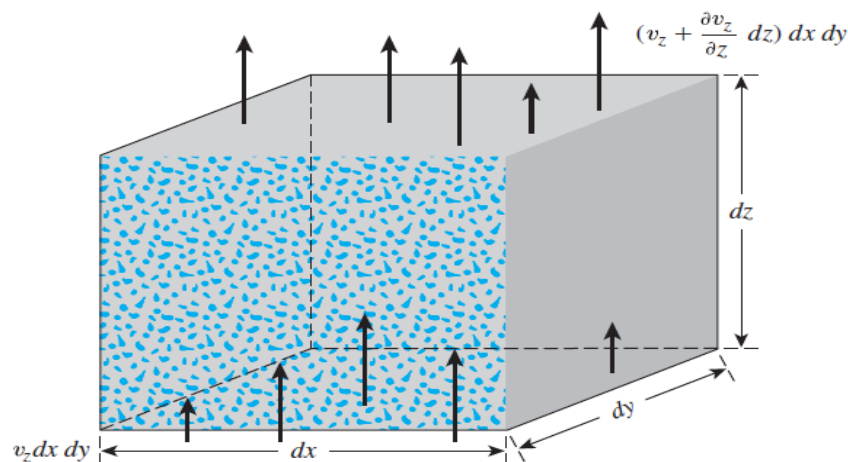
شکل ۴-۳- یک المان جزیی از خاک در شرایط تحکیم یک‌بُعدی

۴-۳-۳- اثبات روابط تحکیم یک‌بُعدی

همان‌طور که از مکانیک خاک ۱ به یاد داریم، معادلهٔ دیفرانسیل تحکیم یک‌بُعدی به صورت زیر تعریف می‌شود. در این رابطه، u توزیع فشار منفذی است.

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_v \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}$$

در شکل ۴-۴ جریان آب در خلال فرآیند تحکیم یک‌بُعدی در تودهٔ خاک نشان داده شده است. در چنین شرایطی برای یک المان خاک، نرخ تغییر حجم به صورت تفاضل نرخ جریان خروجی و نرخ جریان ورودی آب تعریف می‌شود. در این شکل، V حجم تودهٔ خاک و v_z سرعت جریان در جهت z است.



شکل ۴-۴- مسیر جریان آب در شرایط تحکیم یک‌بُعدی



$$\frac{\partial V}{\partial t} = \left(v_z + \frac{\partial v_z}{\partial z} dz \right) dx \cdot dy - v_z dx \cdot dy$$

$$\frac{\partial V}{\partial t} = v_z dx \cdot dy + \frac{\partial v_z}{\partial z} dz \cdot dx \cdot dy - v_z dx \cdot dy \quad \Rightarrow$$

$$\frac{\partial V}{\partial t} = \frac{\partial v_z}{\partial z} dx \cdot dy \cdot dz \quad (1-4)$$

$$v_z = k \cdot i = -k \frac{\partial h}{\partial z} = -\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial z} \quad \Rightarrow$$

$$v_z = -\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial z} \quad (2-4)$$

با جای گذاری معادله ۲-۴ در معادله ۱-۴ خواهیم داشت:

$$\frac{\partial V}{\partial t} \frac{1}{dx \cdot dy \cdot dz} = -\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (3-4)$$

در خلال فرآیند تحکیم، نرخ تغییرات حجم المان خاک برابر با نرخ تغییرات حجم حفرات است. بنابراین خواهیم

داشت:

$$\frac{\partial V}{\partial t} = \frac{\partial V_v}{\partial t} = \frac{\partial (V_s + eV_s)}{\partial t} \quad \Rightarrow \quad \frac{\partial V}{\partial t} = \frac{\partial V_s}{\partial t} + V_s \frac{\partial e}{\partial t} + e \frac{\partial V_s}{\partial t}$$

از آنجایی که فرض می شود ذرات جامد خاک تراکم ناپذیر است، خواهیم داشت:

$$\frac{\partial V_s}{\partial t} = 0.0$$

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad \Rightarrow \quad 1 + e = \frac{V}{V_s} \quad \Rightarrow \quad V_s = \frac{V}{1 + e_0} = \frac{dx \cdot dy \cdot dz}{1 + e_0}$$

$$\frac{\partial V}{\partial t} = 0.0 + V_s \frac{\partial e}{\partial t} + e(0.0) = V_s \frac{\partial e}{\partial t} \quad \Rightarrow \quad \frac{\partial V}{\partial t} = V_s \frac{\partial e}{\partial t} \quad \Rightarrow$$



$$\frac{\partial V}{\partial t} = \frac{dx \cdot dy \cdot dz}{1 + e_0} \cdot \frac{\partial e}{\partial t} \quad (4 - 4)$$

با ترکیب معادلات ۳-۴ در معادله ۴-۴ خواهیم داشت:

$$\frac{dx \cdot dy \cdot dz}{1 + e_0} \cdot \frac{\partial e}{\partial t} \cdot \frac{1}{dx \cdot dy \cdot dz} = - \frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}$$

$$\frac{1}{1 + e_0} \cdot \frac{\partial e}{\partial t} = - \frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (5 - 4)$$

تغییرات در نسبت تخلخل، به علت افزایش تنش مؤثر (یا همان کاهش فشار آب حفره‌ای) است. با فرض اینکه رابطه بین آن‌ها خطی است، خواهیم داشت:

$$\partial e = a_v \cdot \partial(\Delta \sigma') = -a_v \cdot \partial u \quad (6 - 4)$$

در این رابطه $\partial(\Delta \sigma')$ تغییرات در تنش مؤثر و a_v ضریب تراکم‌پذیری است که عددی ثابت فرض می‌شود. با ترکیب ۵-۴ و ۶-۴ خواهیم داشت (m_v ضریب تغییر حجم است):

$$\frac{1}{1 + e_0} \cdot \frac{-a_v \cdot \partial u}{\partial t} = - \frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}$$

$$- \frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = - \frac{a_v}{1 + e_0} \cdot \frac{\partial u}{\partial t} \quad , \quad m_v = \frac{a_v}{1 + e_0} \quad \Rightarrow$$

$$\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = m_v \cdot \frac{\partial u}{\partial t} \quad , \quad c_v = \frac{k}{\gamma_w m_v} \quad \Rightarrow$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}$$

۴-۴ - مبانی تحکیم سه‌بعدی خاک

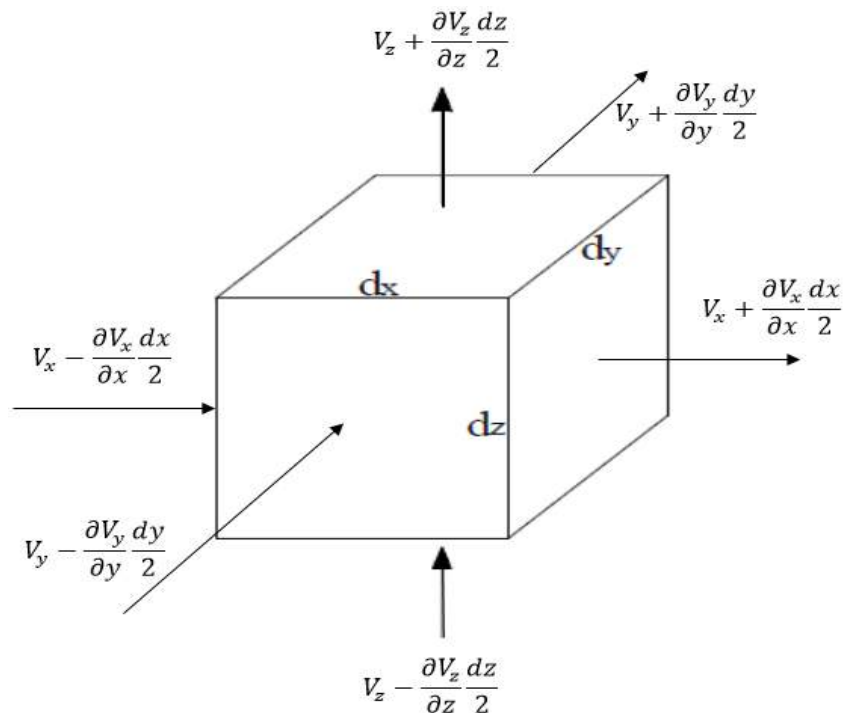


در تئوری تحکیم یک بُعدی، خروج آب فقط در یک راستا امکان پذیر بوده و تغییر حجم تنها در راستای قائم ممکن است (چرا که در تحکیم، تغییر شکل یا تغییر حجم تنها در راستای زهکشی رخ می دهد). در شرایط تحکیم سه بُعدی آب از سه جهت امکان زهکشی دارد. فرضیات اساسی تئوری تحکیم سه بُعدی عبارتند از: خاک کاملاً اشباع است؛ قانون دارسی برقرار است؛ ذرات خاک و آب غیر قابل تراکم هستند؛ توده خاک همگن است؛ افزایش جزئی تنش مؤثر مستقل از زمان است (در طول زمان ثابت است)؛ مقدار تغییر شکل ها کوچک است؛ مقادیر ضریب نفوذپذیری و ضریب تحکیم در فرآیند تحکیم ثابت هستند و بین نسبت منافذ خاک و تنش مؤثر رابطه واحدی وجود دارد.

معادله دیفرانسیل مرتبه دوم تحکیم سه بُعدی در خاک عبارتست از:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = (C_{v_x} \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + C_{v_y} \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + C_{v_z} \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial z^2})$$

در ادامه، به اثبات رابطه تحکیم سه بُعدی در خاک می پردازیم. در شکل ۴-۵ مسیر جریان آب در المان خاک در شرایط تحکیم سه بُعدی نشان داده شده است.



شکل ۴-۵- مسیر جریان آب در شرایط تحکیم سه بُعدی





$$q_{in} = \left[\left(V_x - \frac{\partial V_x}{\partial x} \frac{dx}{2} \right) dz \cdot dy \right] + \left[\left(V_y - \frac{\partial V_y}{\partial y} \frac{dy}{2} \right) dx \cdot dz \right] + \left[\left(V_z - \frac{\partial V_z}{\partial z} \frac{dz}{2} \right) dx \cdot dy \right]$$

$$q_{out} = \left[\left(V_x + \frac{\partial V_x}{\partial x} \frac{dx}{2} \right) dz \cdot dy \right] + \left[\left(V_y + \frac{\partial V_y}{\partial y} \frac{dy}{2} \right) dx \cdot dz \right] + \left[\left(V_z + \frac{\partial V_z}{\partial z} \frac{dz}{2} \right) dx \cdot dy \right]$$

نکته آن است که به دلیل وجود تغییر حجم در المان خاک، دبی ورودی و دبی خروجی باهم برابر نیستند.

$$\frac{dV}{dt} = dq = q_{out} - q_{in}$$

تغییر حجم در المان خاک در واحد زمان برابر است با:

$$dq = \left(\frac{\partial V_x}{\partial x} + \frac{\partial V_y}{\partial y} + \frac{\partial V_z}{\partial z} \right) dx \cdot dy \cdot dz \quad (7-4)$$

$$V_s = \frac{V}{1+e} \quad V = V_s(1+e) \quad \Rightarrow \quad \frac{\partial V}{\partial t} = V_s \left(\frac{\partial e}{\partial t} \right) \quad (8-4)$$

$$V = dx \cdot dy \cdot dz \quad , \quad V_s = \frac{V}{1+e} \quad \Rightarrow \quad V_s = \frac{dx \cdot dy \cdot dz}{1+e}$$

$$\frac{\partial V}{\partial t} = \frac{dV}{dt} \quad , \quad dq = \frac{dV}{dt}$$

با ترکیب روابط ۷-۴ و ۸-۴ خواهیم داشت:

$$\left(\frac{\partial V_x}{\partial x} + \frac{\partial V_y}{\partial y} + \frac{\partial V_z}{\partial z} \right) dx \cdot dy \cdot dz = V_s \left(\frac{\partial e}{\partial t} \right) \quad \Rightarrow$$

$$\left(\frac{\partial V_x}{\partial x} + \frac{\partial V_y}{\partial y} + \frac{\partial V_z}{\partial z} \right) dx \cdot dy \cdot dz = \frac{dx \cdot dy \cdot dz}{1+e} \cdot \left(\frac{\partial e}{\partial t} \right) \quad \Rightarrow$$





$$\frac{\partial e}{\partial t} = (1 + e) \left(\frac{\partial V_x}{\partial x} + \frac{\partial V_y}{\partial y} + \frac{\partial V_z}{\partial z} \right) \quad (9 - 4)$$

$$h = \frac{V^2}{2g} + \frac{u}{\gamma_w} + Z, \quad \frac{V^2}{2g} = 0.0 \Rightarrow h = \frac{u}{\gamma_w} + Z \Rightarrow \partial h = \frac{\partial u}{\gamma_w}$$

$$V_x = k_x \cdot i_x, \quad V_x = k_x \cdot \frac{\partial h}{\partial x} \Rightarrow V_x = k_x \cdot \frac{1}{\gamma_w} \left(\frac{\partial u}{\partial x} \right) \Rightarrow V_x = \frac{k_x}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial u}{\partial x}$$

$$V_x = \frac{k_x}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial u}{\partial x}, \quad V_y = \frac{k_y}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial u}{\partial y}, \quad V_z = \frac{k_z}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial u}{\partial z}$$

با جای گذاری در رابطه ۹-۴ خواهیم داشت:

$$\frac{\partial e}{\partial t} = \frac{1 + e}{\gamma_w} \left(k_x \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + k_z \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \right) \quad (10 - 4)$$

$$\sigma = \sigma' + u = cte, \quad \sigma' = \sigma - u, \quad \sigma = cte \Rightarrow \frac{\partial \sigma'}{\partial t} = - \frac{\partial u}{\partial t}$$

بر اساس فرضیات تحکیم یک بُعدی که از بند ۳-۴ داشتیم:

$$\frac{\partial e}{\partial \sigma'} = -a_v = (1 + e_0)m_v$$

$$\frac{\partial e}{\partial \sigma'} = - \frac{\partial e}{\partial u}, \quad \frac{\partial e}{\partial u} = - \frac{\partial e}{\partial \sigma'} \Rightarrow \frac{\partial e}{\partial t} = \frac{\partial e}{\partial u} \cdot \frac{\partial u}{\partial t} \Rightarrow \frac{\partial e}{\partial t} = - \frac{\partial e}{\partial \sigma'} \cdot \frac{\partial u}{\partial t}$$

$$\frac{\partial e}{\partial t} = a_v \cdot \frac{\partial u}{\partial t} \quad (11 - 4)$$

با ترکیب روابط ۱۰-۴ و ۱۱-۴ خواهیم داشت:

$$a_v \cdot \frac{\partial u}{\partial t} = \frac{(1 + e)}{\gamma_w} \left(k_x \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + k_z \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \right) \Rightarrow$$





$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{1+e}{a_v \cdot \gamma_w} \left(k_x \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + k_z \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \right)$$

$$\frac{k_x(1+e)}{a_v \cdot \gamma_w} = C_{v_x} \quad , \quad \frac{k_y(1+e)}{a_v \cdot \gamma_w} = C_{v_y} \quad , \quad \frac{k_z(1+e)}{a_v \cdot \gamma_w} = C_{v_z}$$

C_{v_x} و C_{v_y} و C_{v_z} به ترتیب، ضرایب تحکیم در راستای x و y و z هستند.

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \left(C_{v_x} \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + C_{v_y} \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + C_{v_z} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \right)$$

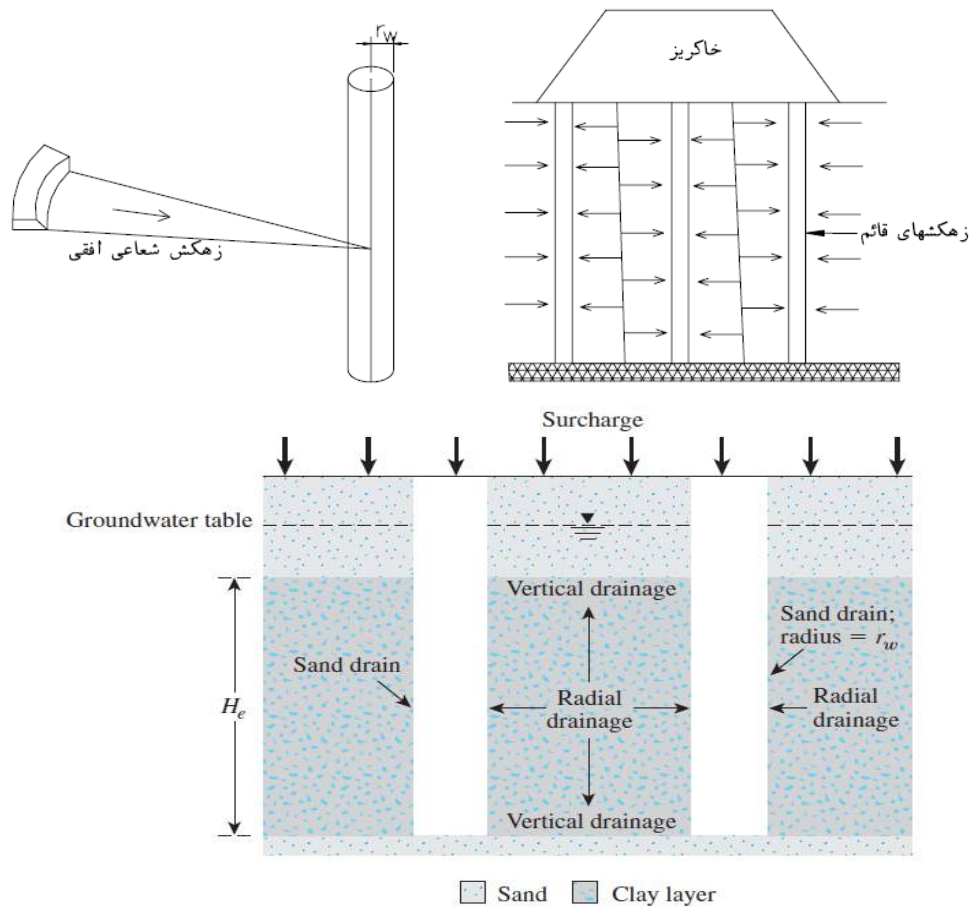
با ترکیب جواب‌های عمومی این معادله دیفرانسیل مرتبه دوم داریم:

$$(1 - u) = (1 - u_x) \cdot (1 - u_y) \cdot (1 - u_z)$$

۴-۵- زهکش‌های ماسه‌ای^۱ (شعاعی)

یکی از روش‌های بهبود و تسریع فرآیند زهکشی خاک‌ها استفاده از زهکش‌های ماسه‌ای (شکل ۴-۶) است. به منظور تسریع عمل نشست ناشی از تحکیم در برخی سازه‌ها، زهکش‌های ماسه‌ای روشی کاربردی محسوب می‌شوند. زهکش‌های ماسه‌ای با فرو بردن لوله‌ها یا میله‌های توخالی به داخل خاک ساخته می‌شوند. پس از آنکه لوله‌ها کار گذاشته شدند، آن‌ها را با ماسه پر می‌کنند. با اثر گذاری سربار بر سطح زمین، فشار آب حفره‌ای در خاک رس افزایش می‌یابد و در نتیجه، امتدادهای افقی و قائم زهکشی خواهند شد. زهکشی افقی به کمک زهکش‌های ماسه‌ای انجام می‌شود. بنابراین، روند زائل شدن فشار آب حفره‌ای ناشی از بارگذاری (و در نتیجه نشست خاک) تسریع می‌گردد.

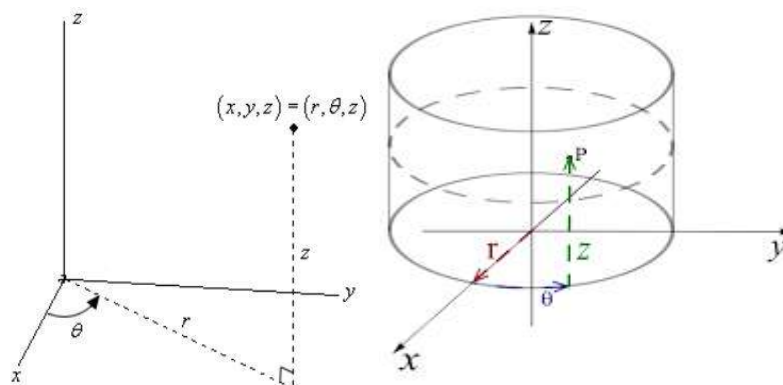




شکل ۴-۶- زهکش‌های ماسه‌ای

اثبات روابط زهکش‌های ماسه‌ای (شعاعی):

برای حل، باید از دستگاه مختصات استوانه‌ای استفاده کرد.





$$x^2 + y^2 = r^2, \quad 2x \cdot dx = 2r \cdot dr, \quad 2y \cdot dy = 2r \cdot dr$$

$$\frac{x}{r} = \frac{dr}{dx} = \cos \theta, \quad \frac{y}{r} = \frac{dr}{dy} = \sin \theta, \quad \theta = \tan^{-1}\left(\frac{y}{x}\right)$$

$$x = r \cdot \cos \theta, \quad y = r \cdot \sin \theta$$

$$\frac{\partial \theta}{\partial x} = -\frac{y}{r^2} = -\frac{\sin \theta}{r}, \quad \frac{\partial \theta}{\partial y} = -\frac{x}{r^2} = -\frac{\cos \theta}{r}, \quad u: f(r, \theta)$$

$$\frac{\partial u}{\partial x} = \frac{\partial u}{\partial r} \cdot \frac{\partial r}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial \theta} \cdot \frac{\partial \theta}{\partial x} \Rightarrow \frac{\partial r}{\partial x} = \frac{dr}{dx} = \cos \theta, \quad \frac{\partial \theta}{\partial x} = -\frac{\sin \theta}{r}$$

$$\frac{\partial u}{\partial x} = \frac{\partial u}{\partial r} \cos \theta - \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial \theta} \sin \theta, \quad x^2 + y^2 = r^2 \Rightarrow \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} = \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r}$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_{v_r} \left(\frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} \right) + C_{v_z} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}$$

در این رابطه، C_{v_r} ضریب تحکیم شعاعی است ($C_{v_r} = C_{v_x} = C_{v_y}$).

معادله دیفرانسیل تحکیم شعاعی عبارتست از:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_{v_r} \left(\frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} \right)$$

معادله دیفرانسیل تحکیم قائم عبارتست از:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_{v_z} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}$$

با ترکیب جواب‌های عمومی این معادله دیفرانسیل مرتبه دوم داریم:

$$(1 - u) = (1 - u_z) \cdot (1 - u_r)$$

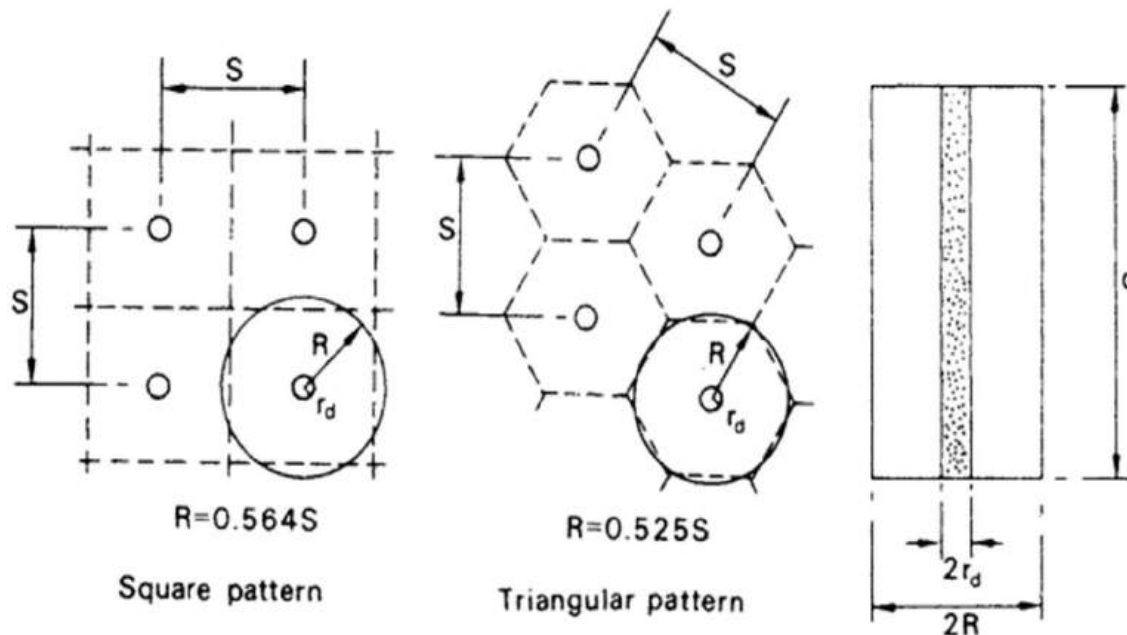


در این رابطه، u درجهٔ تکیم برای جریان سه‌بُعدی؛ u_z درجهٔ تحکیم برای جریان یک‌بُعدی در راستای قائم و u_r درجهٔ تحکیم برای جریان دو‌بُعدی (شعاعی یا صفحه‌ای) است.

$$u_z = f(T_v) \quad \Rightarrow \quad T_v = \frac{C_{v_z} \cdot t}{H_{dr}^2}$$

$$u_r = f(T_r) \quad \Rightarrow \quad T_r = \frac{C_{v_r} \cdot t}{(2R)^2}$$

$2R$ قطر استوانه‌ای خاک است که جریان در آن به سمت چاه‌های زهکش ماسه‌ای هدایت می‌شود (شکل ۷-۴). این شکل S فاصله چاه‌های زهکش از یکدیگر است. رابطهٔ R برای هر الگوی زهکش در زیر آن نوشته شده است.



شکل ۷-۴ - الگوهای مربعی و مثلثی برای زهکش‌های ماسه‌ای

$$n = \frac{R}{r_w}$$

در این رابطه، n ثابت طراحی است که از جدول شکل ۸-۴ قابل محاسبه است. R طول مسیر زهکش در حالت صفحه‌ای (شعاعی) بوده و r_w نیز شعاع چاه زهکش است.



U (%)	Time factor T_r								
	$n = \frac{r}{r_w} = 5$	10	15	20	25	30	50	80	100
5	0.006	0.010	0.013	0.014	0.016	0.017	0.020	0.023	0.025
10	0.012	0.021	0.026	0.030	0.032	0.035	0.042	0.048	0.051
15	0.019	0.032	0.040	0.046	0.050	0.054	0.064	0.074	0.079
20	0.026	0.044	0.055	0.063	0.069	0.074	0.088	0.101	0.107
25	0.034	0.057	0.071	0.081	0.089	0.096	0.144	0.131	0.139
30	0.042	0.070	0.088	0.101	0.110	0.118	0.141	0.162	0.172
35	0.050	0.085	0.106	0.121	0.133	0.143	0.170	0.196	0.208
40	0.060	0.101	0.125	0.144	0.158	0.170	0.202	0.232	0.246
45	0.070	0.118	0.147	0.169	0.185	0.198	0.236	0.291	0.288
50	0.081	0.137	0.170	0.195	0.214	0.230	0.274	0.315	0.334
55	0.094	0.157	0.197	0.225	0.247	0.265	0.316	0.363	0.385
60	0.107	0.180	0.226	0.258	0.283	0.304	0.362	0.416	0.441
65	0.123	0.207	0.259	0.296	0.325	0.348	0.415	0.477	0.506
70	0.137	0.231	0.289	0.330	0.362	0.389	0.463	0.532	0.564
75	0.162	0.273	0.342	0.391	0.429	0.460	0.548	0.629	0.668
80	0.188	0.317	0.397	0.453	0.498	0.534	0.636	0.730	0.775
85	0.222	0.373	0.467	0.534	0.587	0.629	0.750	0.861	0.914
90	0.270	0.455	0.567	0.649	0.712	0.764	0.911	1.046	1.110
95	0.351	0.590	0.738	0.844	0.926	0.994	1.185	1.360	1.444
99	0.539	0.907	1.135	1.298	1.423	1.528	1.821	2.091	2.219

شکل ۴-۸- جدول طراحی زهکش‌های ماسه‌ای (شعاعی)

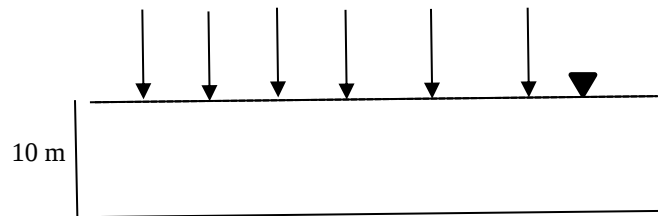
نکته: در زهکش‌های ماسه‌ای، الگوی مثلثی نسبت به الگوی مربعی درصد تحکیم را بیشتر افزایش می‌دهد، پس در نتیجه عملکرد بهتری دارد.





مثال‌های فصل چهارم

مثال ۴-۱- اگر سربار ۴۸ کیلوپاسکال روی خاک اعمال شود، مطلوب است محاسبه نشست خاک ناشی از تحکیم اولیه، اگر نسبت تخلخل اولیه ۱/۱ و نسبت تخلخل نهایی ۱/۰۴۵ باشد. وزن مخصوص رس نیز ۱۸ کیلونیوتن بر متر مکعب است.



(حل)

$$S = \frac{H_0}{1 + e_0} \Delta e \quad \Rightarrow \quad \Delta e = e_0 - e_f = 1.1 - 1.045 = 0.055$$

$$S = \frac{10000}{1 + 1.1} (0.055) = 262 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad S = 262 \text{ mm}$$

مثال ۴-۲- لایه‌ای رس به ضخامت ۹ متر که از یک طرف زهکشی می‌شود وجود دارد. اگر $C_v = C_h$ باشد، قرار است که یک لایه خاکریز روی این زمین اجرا شود. در این حالت، درجه تحکیم در اثر افزایش تنش عمودی ناشی از خاکریزی افزایش می‌یابد. بدون استفاده از زهکش ماسه‌ای، درجه تحکیم پس از زمان معین ۲۸٪ است. اگر از چاه‌های زهکش ماسه‌ای به قطر ۳۰۰ میلیمتر و با فاصله ۳ متر استفاده شود، درجه تحکیم ظرف همان زمان در الگوی مثلثی و مربعی چقدر خواهد شد؟

(حل) طبق صورت سوال، زهکشی در این مسئله به صورت یک طرفه است پس $H_{dr} = 9 \text{ m}$.





$$S = 3 \text{ m} = 300 \text{ cm} \quad , \quad r_w = \frac{300}{2} = 150 \text{ mm} = 15 \text{ cm}$$

$$H_{dr} = 9 \text{ m} = 900 \text{ cm} \quad , \quad u_z = 28\% < 60\% \Rightarrow T_v = \frac{\pi}{4} u_z^2$$

$$T_v = \frac{\pi}{4} (0.28)^2 \Rightarrow T_v = 0.0616$$

$$T_v = \frac{C_{v_z} \cdot t}{H_{dr}^2} \Rightarrow 0.0616 = \frac{C_{v_z} \cdot t}{(900)^2} \Rightarrow (C_{v_z} : \frac{\text{cm}}{\text{s}^2}, t : \text{s}) \Rightarrow C_{v_z} \cdot t = 49896 \text{ cm}^2$$

زهکش ماسه‌ای با الگوی مربعی:

$$R = 0.564 S \Rightarrow R = 0.564(300) = 169.2 \text{ cm} \Rightarrow R = 169.2 \text{ cm}$$

$$T_r = \frac{C_{v_r} \cdot t}{(2R)^2} \quad , \quad C_r = C_v = C_h \Rightarrow C_v \cdot t = C_r \cdot t \Rightarrow T_r = \frac{C_{v_z} \cdot t}{(2R)^2}$$

$$T_r = \frac{49896}{(2(169.2))^2} = 0.436 \Rightarrow T_r = 0.436$$

$$n = \frac{R}{r_w} \Rightarrow n = \frac{169.2}{15} = 11.28 \Rightarrow n = 11.28$$

بر اساس شکل ۴-۸ و مقدار $T_r = 0.436$ و $n = 11.28$ مقدار درجه تحکیم شعاعی (دو بُعدی) (u_r) محاسبه می‌شود.

$$u_r = 87\%$$

$$(1 - u) = (1 - u_z) \cdot (1 - u_r) \Rightarrow (1 - u) = (1 - 0.87)(1 - 0.28)$$

$$u_{\text{square}} = 90.64\%$$

زهکش ماسه‌ای با الگوی مثلثی:

$$R = 0.525 S \Rightarrow R = 0.525(300) = 157.5 \text{ cm} \Rightarrow R = 157.5 \text{ cm}$$

$$T_r = \frac{C_{v_r} \cdot t}{(2R)^2} \Rightarrow T_r = \frac{C_{v_z} \cdot t}{(2R)^2} \Rightarrow T_r = \frac{49896}{(2(157.5))^2} = 0.5028$$





$$T_r = 0.5028$$

$$n = \frac{R}{r_w} \Rightarrow n = \frac{157.5}{15} = 10.5 \Rightarrow n = 10.5$$

بر اساس شکل ۴-۸ و مقدار $T_r = 0.5028$ و مقدار درجه تحکیم شعاعی (دو بُعدی) (u_r) محاسبه می شود.

$$u_r = 91.32\%$$

$$(1 - u) = (1 - u_z) \cdot (1 - u_r) \Rightarrow (1 - u) = (1 - 0.9132)(1 - 0.28)$$

$$u_{triangular} = 93.75\%$$

$$u_{triangular} = 93.75\% > u_{square} = 90.64\%$$





فصل پنجم

مقاومت برشی خاک‌ها

۵-۱- مقدمه

مقاومت برشی یک توده خاک، مقاومت داخلی واحد سطح آن خاک است که می‌تواند برای مقابله با گسیختگی یا لغزش در امتداد هر صفحه داخلی بروز یابد. برای تحلیل مسائل پایداری خاک مانند ظرفیت باربری، پایداری شیروانی‌ها و فشار جانبی بر روی سازه‌های حایل خاک، لازم است طبیعت مقاومت برشی به درستی شناخته شود.

۵-۲- معیار گسیختگی موهر-کولمب

طبق نظریه موهر-کولمب، تنش قائم و تنش برشی حداکثر هیچ کدام به تنهایی باعث گسیختگی خاک نمی‌شوند؛ بلکه ترکیب بحرانی از آن‌ها است که منجر به گسیختگی خاک خواهد شد. طبق این نظریه، در یک توده خاک وقتی گسیختگی رخ می‌دهد که در یکی از صفحات آن، بین تنش برشی و تنش قائم، رابطه زیر برقرار باشد.

$$\tau_f = \sigma_f \cdot \tan \varphi + c$$

در خاک‌های اشباع که تنش مؤثر حاکم است، باید از پارامترهای حالت مؤثر استفاده کرد.

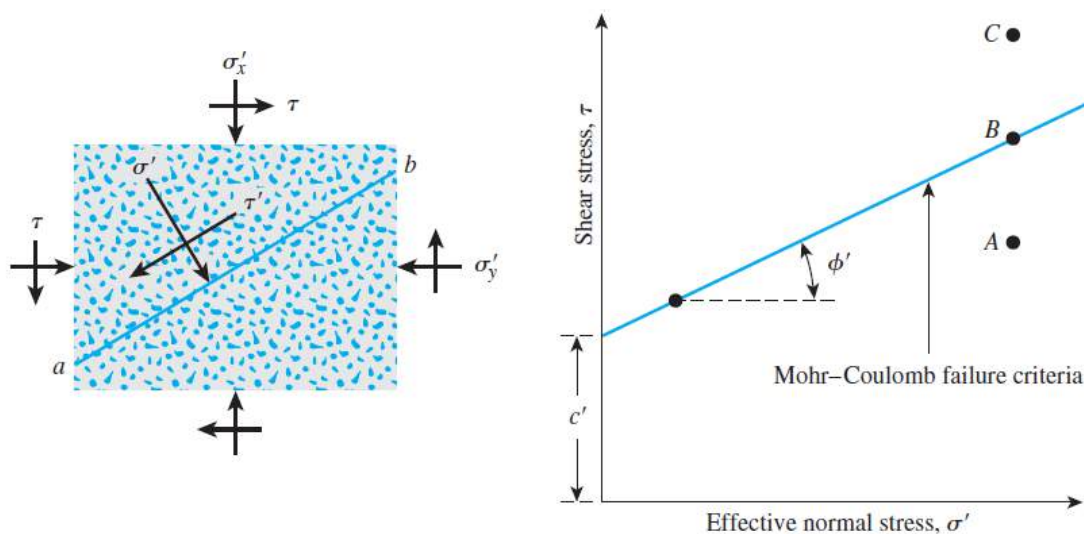
$$\tau_f = \sigma'_f \cdot \tan \varphi' + c'$$





در این رابطه، τ_f مقاومت برشی خاک (تنش برشی)، σ_f تنش قائم، ϕ زاویه اصطکاک داخلی خاک و c چسبندگی است.

مطابق شکل ۵-۱ می‌توان بیان کرد که اگر تنش قائم و تنش برشی در روی یک صفحه از توده خاک توسط نقطه A بیان شود، در امتداد آن صفحه گسیختگی رخ نمی‌دهد. اگر تنش قائم و تنش برشی در روی صفحه‌ای با نقطه B (واقع در روی پوش گسیختگی) نشان داده شود، گسیختگی برشی در امتداد آن صفحه رخ می‌دهد. حالت تنش C نمی‌تواند وجود خارجی داشته باشد، چون قبل از وقوع چنین حالت تنشی، خاک گسیخته شده است.



شکل ۵-۱- معیار گسیختگی موهر-کولمب

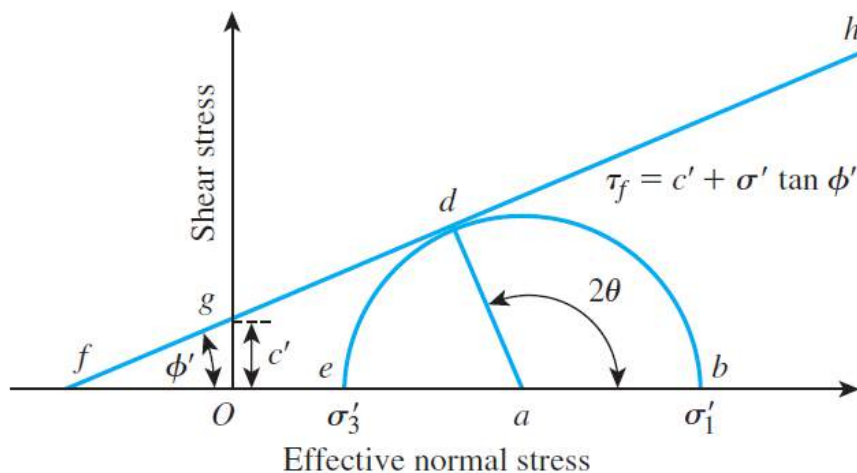
در خاک‌های دانه‌ای، چسبندگی ناچیز است و می‌توان گفت $(c = c' = 0.0)$. برای خاک‌های کاملاً چسبنده، زاویه اصطکاک داخلی خاک صفر است. در خاک‌های رسی عادی تحکیم‌یافته به علت پُر آب بودن خاک، چسبندگی ناچیز بوده و صفر در نظر گرفته می‌شود. عواملی که سبب افزایش زاویه اصطکاک داخلی خاک می‌شود عبارتند از: متراکم بودن، دانه‌بندی بهتر، تیز گوشه‌بودن ذرات و کم بودن شاخص خمیری. عواملی که سبب افزایش چسبندگی خاک می‌شوند، عبارتند از: افزایش درصد وزنی ذرات رسی، وجود کانی‌های رسی با سطح ویژه بزرگتر و بیشتر بودن نسبت پیش تحکیمی.





۵-۳- پوش گسیختگی در خاک

هر گاه در یک خاک، حالت‌های مختلفی از تنش‌های عامل گسیختگی در نظر گرفته شوند و دایره موهر برای هر کدام از آن‌ها ترسیم شود؛ خطی که توسط رابطه مقاومت برشی (τ_f) مشخص شده و بر تمامی این دوائر مماس است را پوش گسیختگی می‌گویند (شکل ۵-۲). در خاک‌ها لغزش و گسیختگی با کاهش مقاومت برشی خاک همراه است.



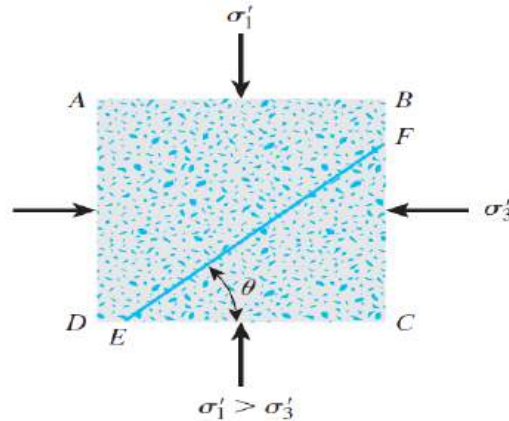
شکل ۵-۲- دایره موهر و پوش گسیختگی در خاک

مطابق شکل ۵-۳ یک توده خاک در طبیعت تنها تحت تأثیر تنش‌های اصلی (تنش اصلی حداکثر σ_1 و تنش اصلی حداقل σ_3) قرار می‌گیرد و تنش برشی به آن وارد نمی‌شود. فرض می‌کنیم که فقط فشار همه‌جانبه و ثابت $\sigma_1 = \sigma_3$ از اطراف بر توده خاک وارد می‌شود و هیچ‌گونه اعمال بار قائم بر آن وجود ندارد. سپس با ثابت بودن σ_3 به کمک بارگذاری قائم، مقدار σ_1 را افزایش می‌دهیم که این عمل منجر به بزرگتر شدن دایره موهر می‌گردد، ولی تا زمانی که دایره موهر خط $\tau_f = \sigma_f \cdot \tan \phi + c$ را قطع نکند، هیچ گسیختگی در خاک رخ نخواهد داد. با افزایش بیشتر بار قائم، σ_1 نیز افزایش می‌یابد تا وقتی که دایره موهر بر خط مذکور مماس شود و در این لحظه است که گسیختگی در توده خاک به وجود می‌آید. خاک در صفحه‌ای که با افق زاویه θ می‌سازد (در روی دایره موهر این صفحه با صفحه تنش‌های اصلی زاویه 2θ می‌سازد) گسیخته می‌شود. σ_1 که به ازای آن





دایره موهر بر خط $\tau_f = \sigma_f \cdot \tan \varphi + c$ مماس شده است، کمترین تنش اصلی حداکثری است که باعث گسیختگی در راستای θ در توده خاک شده است.



شکل ۵-۳- زاویه صفحه گسیختگی در خاک

$$2\theta = 90 + \varphi \quad \rightarrow \quad \theta = 45 + \frac{\varphi}{2}$$

$$\text{if: } \sigma_1 > \sigma_3$$

$$\sigma_1 = \sigma_3 \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) + 2c \cdot \tan \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$\sigma_3 = \sigma_1 \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) - 2c \cdot \tan \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$\text{if: } \sigma_3 > \sigma_1$$

$$\sigma_3 = \sigma_1 \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) + 2c \cdot \tan \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$\sigma_1 = \sigma_3 \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) - 2c \cdot \tan \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$\tau_f = \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \right) \sin 2\theta = \frac{1}{2} \Delta \sigma_d \cdot \sin 2\theta$$

$$\Delta \sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$$





$$\sigma_f = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \right) + \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \right) \cos 2\theta$$

در این روابط، τ_f تنش برشی در صفحه گسیختگی، σ_f تنش قائم در صفحه گسیختگی و $\Delta\sigma_d$ تنش انحرافی (تفاضلی) است.

۵-۴- آزمایش‌های مقاومت برشی در خاک

مشخصات مکانیکی یک خاک معین را می‌توان با انجام آزمایش‌هایی روی نمونه خاک به دست آورد. پارامترهای مقاومت برشی خاک به سه روش آزمایشی قابل تعیین هستند: آزمایش برش مستقیم^۱، آزمایش سه‌محوری^۲ و آزمایش تک‌محوری^۳.

۵-۵- آزمایش برش مستقیم

این آزمایش قدیمی‌ترین و ساده‌ترین آزمایش برشی است. در شکل ۵-۴ تصویر شماتیک وسیله آزمایش نشان داده شده است که از دو جعبه برشی فلزی که نمونه آزمایش در داخل آن‌ها قرار می‌گیرد، تشکیل شده است. شکل نمونه خاک در پلان، ممکن است مربع یا دایره باشد. ضخامت نمونه آزمایشی ۱ اینچ و مساحت آن در پلان ۳ تا ۴ اینچ مربع است. با استفاده از وزنه‌هایی، نیروی قائم بر نمونه قابل اعمال است که این نیرو در طول آزمایش ثابت است. مقدار تنش قائم وارده می‌تواند تا مقدار ۱ نیوتن بر میلی‌متر مربع باشد. نیروی برشی بر نیمه فوقانی جعبه برشی تا لحظه گسیختگی نمونه اعمال می‌شود. بر حسب تجهیزات مورد استفاده، آزمایش برش مستقیم می‌تواند با کنترل تنش و یا کنترل تغییر شکل باشد.

در آزمایش با کنترل تنش، نیروی برشی اعمالی با گام مساوی تا لحظه گسیختگی نمونه افزایش داده می‌شود. شکست در امتداد صفحه جدایی دو نیمه فوقانی و تحتانی جعبه برشی رخ می‌دهد. بعد از اعمال هر افزایش بار،

1- Direct Shear Test
2- Triaxial Test

3- Unconfined Compression
Test

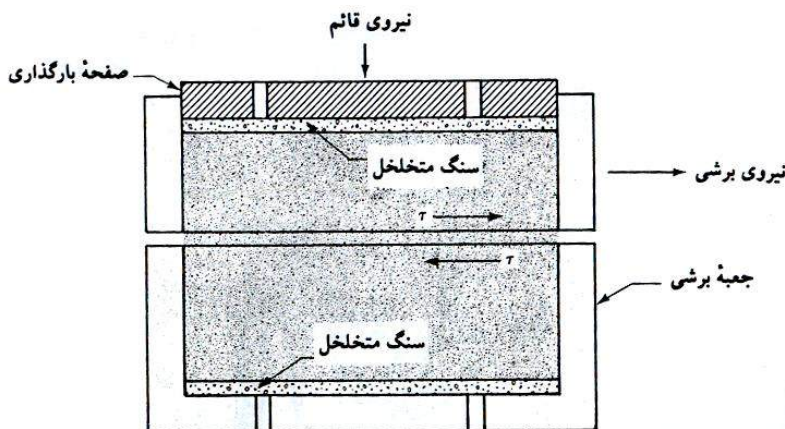




توسط یک گیج عقربه‌ای، تغییر مکان نیمه فوقانی جعبه برش اندازه‌گیری می‌شود. تغییر در ارتفاع نمونه (به عبارت دیگر، تغییر حجم نمونه) با قرائت یک گیج که تغییر مکان قائم نیمه فوقانی را اندازه می‌گیرد، به دست می‌آید.

در آزمایش با کنترل تغییر شکل، توسط یک موتور الکتریکی، یک تغییر مکان برشی با سرعت ثابت بر نیمه فوقانی اعمال می‌شود. مقدار تغییر مکان برشی با قرائت یک گیج عقربه‌ای که تغییر مکان‌های افقی را اندازه‌گیری می‌کند، تعیین می‌گردد. نیروی برشی مقاوم نظیر هر تغییر مکان برشی توسط یک حلقه اندازه‌گیر افقی قابل اندازه‌گیری است. مشابه آزمایش با کنترل تنش، تغییر حجم نمونه توسط یک گیج قائم اندازه‌گیری می‌شود.

در آزمایش تنش کنترل، تنها مقاومت برشی حداکثر قابل اندازه‌گیری است. در آزمایش کرنش کنترل، هم مقاومت برشی حداکثر (در لحظه گسیختگی) و هم مقاومت برشی نهایی قابل اندازه‌گیری است. آزمایش تنش کنترل، مدل واقع‌بینانه‌تری از وضعیت صحرایی خاک ارائه می‌دهد.



شکل ۵-۴- آزمایش برش مستقیم

اگر امکان خروج آب از نمونه فراهم باشد و سرعت بارگذاری طوری باشد که در لحظه گسیختگی خاک، اضافه فشار آب حفره‌ای زائل شده باشد؛ آزمایش زهکشی شده است. در آزمایش زهکشی شده، تحمل بار وارده بر عهده دانه‌های جامد است و تنش مؤثر حاکم خواهد بود.





اگر امکان خروج آب از نمونه فراهم نباشد یا اینکه با وجود امکان خروج آب، سرعت بارگذاری به گونه‌ای باشد که در لحظه گسیختگی اضافه فشار آب حفره‌ای از بین نرفته باشد، آزمایش زهکشی نشده است. تحمل بار بر عهده کل توده خاک است و در چنین شرایطی تنش کل حاکم است.

در آزمایش برش مستقیم در حالت اشباع برای خاک ماسه‌ای، همواره تنش مؤثر حاکم است. در خاک رسی، اگر آزمایش تُند باشد؛ تنش کل حاکم است و اگر آزمایش کُند باشد، تنش مؤثر می‌تواند حاکم باشد.

$$\tau = \frac{\text{نیروی برشی مقاوم}}{\text{مساحت مقطع افقی نمونه}} = \text{تنش برشی مقاوم}$$

$$\sigma = \frac{\text{نیروی قائم}}{\text{مساحت مقطع افقی نمونه}} = \text{تنش قائم}$$

آزمایش برش مستقیم بر روی نمونه‌های مختلف از یک نوع خاک با تنش‌های قائم مختلف تکرار می‌شود. تنش‌های قائم و مقادیر نظیر τ_f به دست آمده، بر روی نموداری در مقابل یکدیگر رسم می‌شوند تا پارامترهای مقاومت برشی محاسبه شوند.

شکل ۵-۵ نمودار تغییرات تنش برشی و تغییر ارتفاع نمونه در مقابل تغییر مکان برشی برای ماسه‌های خشک متراکم و سُست را نشان می‌دهد. این نمودارها از یک آزمایش با کنترل تغییر شکل به دست آمده‌اند. با توجه به تغییرات تنش برشی مقاوم در مقابل تغییر مکان برشی، نتایج زیر به دست می‌آید:

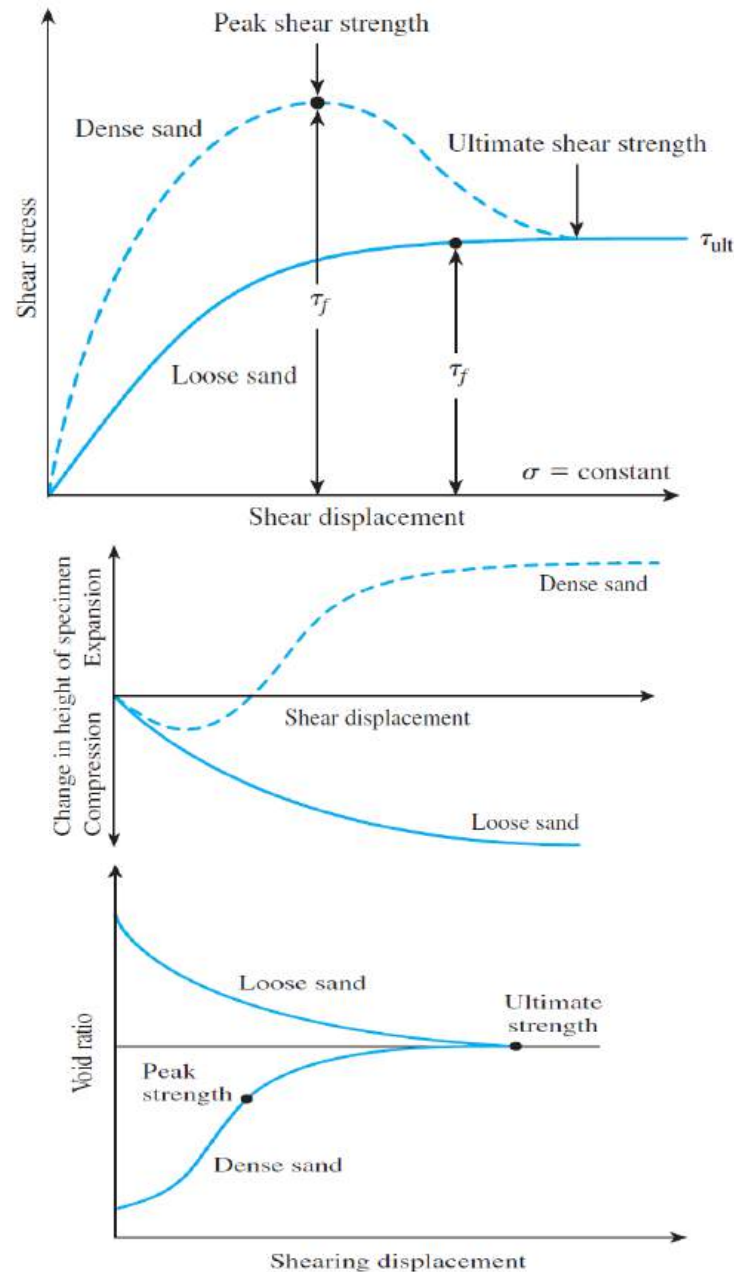
➤ در ماسه سُست، تنش برشی مقاوم با تغییر مکان برشی افزایش می‌یابد تا تنش برشی گسیختگی τ_f حاصل شود. بعد از آن، مقاومت برشی برای افزایش بیشتر تغییر مکان برشی، تقریباً ثابت می‌ماند.

➤ در ماسه متراکم، تنش برشی مقاوم با تغییر مکان برشی افزایش می‌یابد تا تنش برشی گسیختگی τ_f حاصل شود. این مقدار، مقاومت برشی حداکثر نامیده می‌شود. بعد از تنش گسیختگی، تنش برشی مقاوم به تدریج با افزایش تغییر مکان برشی، کاهش می‌یابد تا سرانجام به یک مقدار ثابتی برسد که مقاومت برشی نهایی نامیده می‌شود.

➤ افزایش تنش برشی در ماسه سُست به علت تراکم پایین آن، همواره منجر به کاهش حجم خواهد شد.



➤ در ماسه متراکم، قفل و بست قابل توجهی بین دانه‌ها وجود دارد. پیش از گسیختگی، مقاومت برشی بین دانه‌ها که ناشی از این قفل و بست بوده باید شکسته شود؛ که این عمل منجر به افزایش حجم نمونه هنگام برش می‌شود (اتساع).



شکل ۵-۵- شرایط تنش-کرنش؛ تغییرات حجم و تغییرات نسبت تخلخل برای دو نمونه ماسه سست و متراکم در آزمایش برش مستقیم



۵-۵-۱- نکاتی در مورد آزمایش برش مستقیم

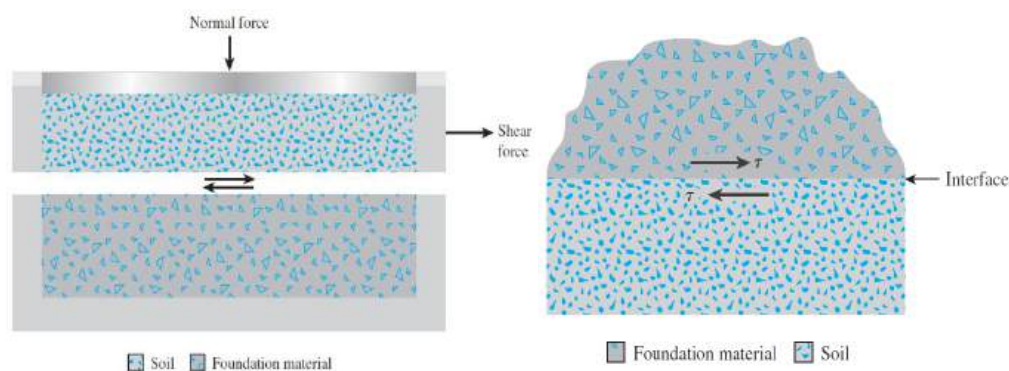
چند عیب عمده این روش عبارتند از:

- صفحه گسیختگی در این آزمایش اجباری است. در آزمایش برش مستقیم، نمونه در امتداد ضعیف‌ترین سطح شکسته نمی‌شود و گسیختگی در امتداد صفحه بین دو قسمت بالایی و پایینی جعبه برش است.
- به علت تمرکز تنش در کناره‌های نزدیک به جعبه برش، شروع گسیختگی از کناره‌های آن است.
- از آنجایی که هیچ وسیله‌ای برای اندازه‌گیری و کنترل فشار آب حفره‌ای در نمونه‌ها وجود ندارد؛ این آزمایش برای رس در شرایط زهکشی شده چندان دقیق نیست.
- برخلاف عیب‌های اشاره شده برای آزمایش برش مستقیم، این روش ساده‌ترین و اقتصادی‌ترین روش آزمایش تعیین پارامترهای مقاومت برشی برای خاک‌های ماسه‌ای خشک و اشباع است.
- در شرایطی که نیاز به تعیین زاویه اصطکاک بین خاک و فونداسیون باشد، از آزمایش برش مستقیم می‌توان استفاده کرد و مقاومت برشی در امتداد فصل مشترک دو مصالح (شکل ۵-۶) از رابطه زیر محاسبه می‌شود.

$$\delta' = \tan^{-1}\left(\frac{\tau_f}{\sigma'}\right)$$

$$\tau_f = c'_a + \sigma' \tan \delta'$$

در این روابط، c'_a چسبندگی مؤثر بین خاک و فونداسیون و δ' زاویه اصطکاک مؤثر بین خاک و فونداسیون است.

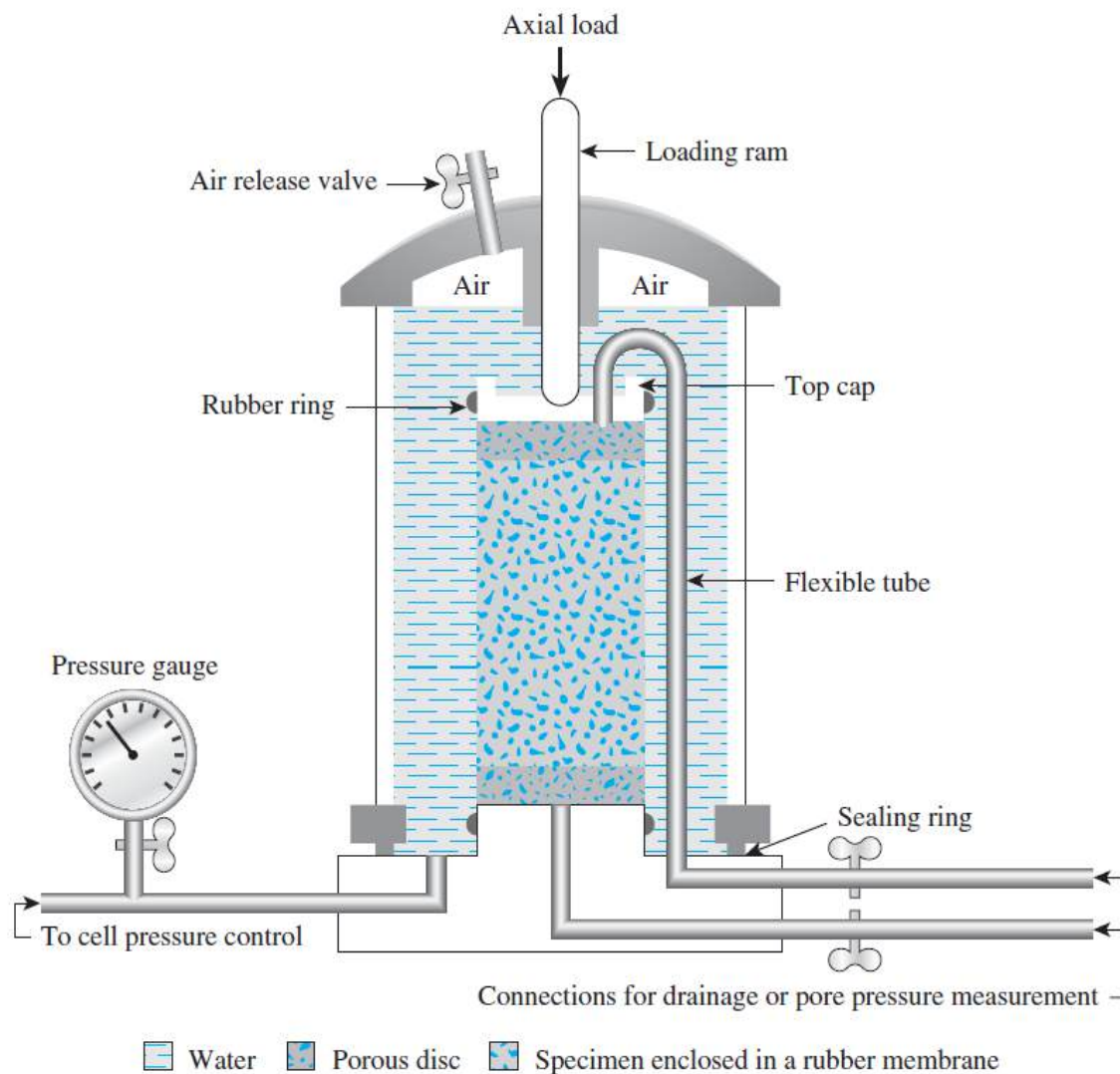


شکل ۵-۶- تعیین پارامترهای مقاومت برشی بین خاک و فونداسیون به کمک آزمایش برش مستقیم



۵-۶- آزمایش سه محوری

این آزمایش متداول ترین آزمایش مقاومت برشی است و برای هر نوع خاکی مناسب است. این آزمایش قابل اعتمادترین روش برای تعیین پارامترهای مقاومتی خاک است (شکل ۵-۷). آزمایش سه محوری این برتری را دارد که طی آن، شرایط زهکشی قابل کنترل است. آزمایش سه محوری بر خلاف آزمایش برش مستقیم، می تواند فشار آب حفره ای را در هر مرحله ای از آزمایش مشخص کند. در ضمن گسیختگی، نمونه معمولاً در امتداد سطح قطری (بحرانی ترین صفحه) که زاویه آن بر حسب مقاومت خاک متفاوت است، دچار شکست می شود.



شکل ۵-۷- دستگاه آزمایش سه محوری



در این آزمایش معمولاً از یک نمونه خاک به قطر ۱/۵ اینچ (۳۸/۱ میلی متر) و ارتفاع ۳ اینچ (۷۶/۲ میلی متر) استفاده می شود. نمونه توسط یک غشای لاستیکی پوشانده شده و در داخل یک محفظه پلاستیکی که معمولاً پر از آب یا گلیسرین است، قرار داده می شود. به کمک مایع موجود در داخل محفظه، نمونه تحت فشار محفظه ای محصور کننده قرار می گیرد. برای ایجاد گسیختگی برشی در نمونه، تنش محوری توسط یک میله بارگذاری قائم اعمال می گردد. این کار را می توان با یکی از دو روش تنش کنترل و یا کرنش کنترل انجام داد.

شیرهای زهکشی در بالا و پایین نمونه برای کنترل ورود و خروج آب و ایجاد شرایطی زهکشی تعبیه شده اند. در آزمایش سه محوری هنگام اعمال تنش همه جانبه (σ_3)، شیرهای زهکشی بسته هستند. اگر پس از اعمال σ_3 ، شیر زهکشی را باز کرده و به نمونه فرصت زایل شده فشار آب حفره ای (ناشی از اعمال تنش همه جانبه σ_3) را بدهیم؛ نمونه تحکیم خواهد یافت که به آن نمونه تحکیم یافته^۱ می گویند. در غیر این صورت با بسته ماندن شیر زهکشی، آزمایش تحکیم نیافته^۲ است. در هنگام اعمال تنش انحرافی، در صورت باز بودن شیرهای زهکشی و مناسب بودن سرعت بارگذاری اگر فشار آب حفره ای (ناشی از اعمال تنش انحرافی $\Delta\sigma_d$) زایل شود، به طوری که در هر لحظه از بارگذاری (از جمله در لحظه گسیختگی) اضافه فشار آب حفره ای صفر باشد؛ آزمایش زهکشی شده^۳ است. اما اگر شیرهای زهکشی بسته باشند، اضافه فشار آب حفره ای از بین نرفته و آزمایش زهکشی نشده^۴ خواهد بود. بر اساس توضیحات بالا، سه نوع آزمایش سه محوری خواهیم داشت:

➤ آزمایش تحکیم یافته زهکشی شده^۵ (CD)

➤ آزمایش تحکیم یافته زهکشی نشده^۶ (CU)

➤ آزمایش تحکیم نیافته زهکشی نشده^۷ (UU)

۵-۶-۱- آزمایش سه محوری تحکیم یافته زهکشی شده (CD)

1- Consolidated
2- Unconsolidated
3- Drained
4- Undrained

5 - Consolidated Drained Test (CD)
6- Consolidated Undrained Test (CU)

7 - Unconsolidated Undrained Test (UU)





در این آزمایش ابتدا با اعمال فشار به سیال داخل محفظه، نمونه تحت تأثیر تنش همه‌جانبه محفظه‌ای (σ_3) قرار می‌گیرد (شکل ۵-۸-۵). سپس با اعمال فشار محصور کننده، فشار آب حفره‌ای نمونه به اندازه u_c افزایش می‌یابد. این افزایش فشار آب حفره‌ای را می‌توان به کمک پارامتر بدون بُعد زیر نمایش داد.

$$B = \frac{u_c}{\sigma_3}$$

در این رابطه، B پارامتر فشار آب حفره‌ای اسکمپتون است. برای خاک‌های اشباع $B = 1.0$ است.

در مرحله بعدی، شیر زهکشی باز می‌شود که به علت آن فشار آب حفره‌ای زایل شده و تحکیم رخ می‌دهد. با گذشت زمان $u_c = 0.0$ می‌شود. در خاک اشباع، تغییر حجم به وجود آمده در نمونه در خلال تحکیم با استفاده از حجم آب زهکشی شده قابل اندازه‌گیری است. سپس تنش انحرافی ($\Delta\sigma_d$) با سرعت خیلی کمی بر روی نمونه اعمال می‌گردد (شکل ۵-۸-۵b). شیر زهکشی باز نگه داشته می‌شود و سرعت کم اعمال تنش انحرافی، اجازه زایل شدن هرگونه فشار آب حفره‌ای اضافه را می‌دهد ($\Delta u_d = 0.0$).

از آنجایی که تمام فشار آب حفره‌ای تولید شده در حین آزمایش زایل می‌شود؛ خواهیم داشت:

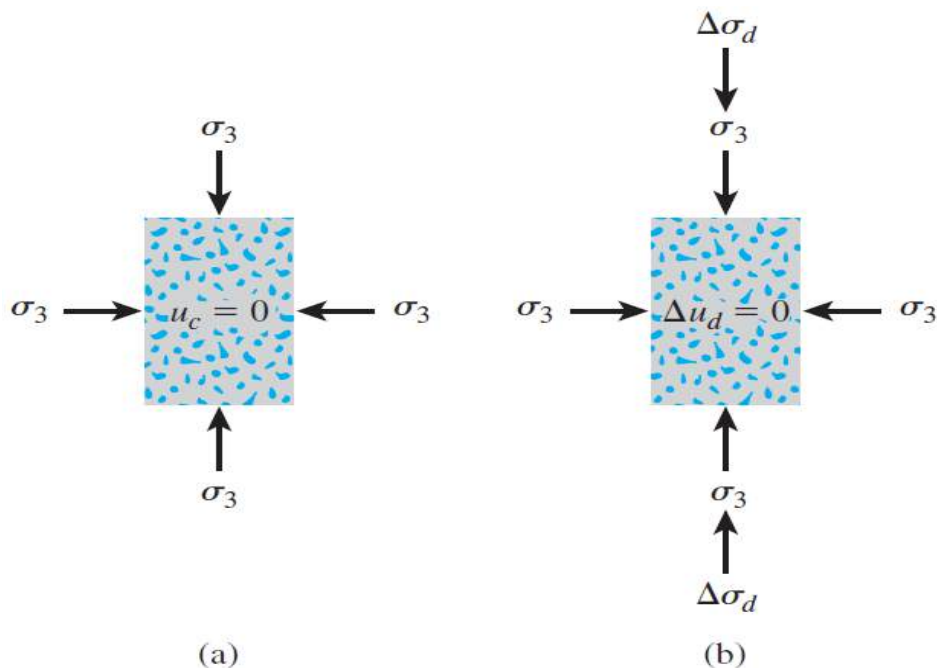
$$\sigma_3 = \sigma'_3$$

$$\sigma_1 = \sigma'_1$$

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \Delta\sigma_d$$

در این روابط، σ'_1 تنش اصلی مؤثر حداکثر و σ'_3 تنش اصلی مؤثر حداقل در لحظه گسیختگی هستند.

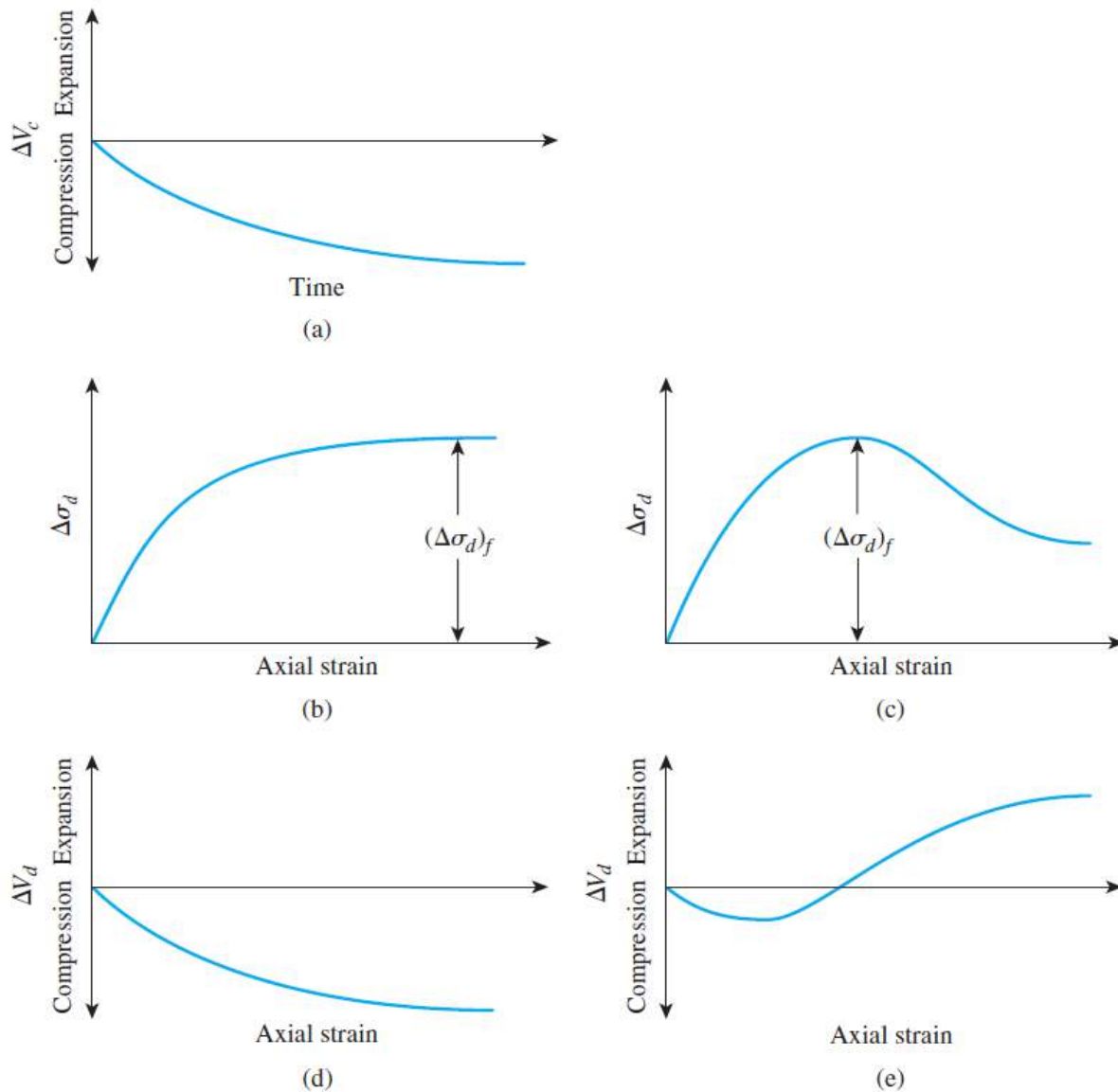




شکل ۵-۸- اعمال فشار همه‌جانبه و تنش انحرافی به نمونه در آزمایش سه‌محوری تحکیم‌یافته زهکشی‌شده

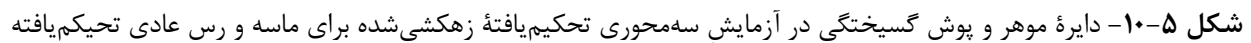
یک آزمایش سه‌محوری تحکیم‌یافته زهکشی‌شده بر روی یک نمونه رسی ممکن است چندین روز به طول بیانجامد. این مسئله ناشی از سرعت بسیار کم اعمال تنش انحرافی برای اطمینان از زهکشی کامل نمونه است. به همین علت، آزمایش‌های سه‌محوری تحکیم‌یافته زهکشی‌شده در عمل، کمتر مورد استفاده قرار می‌گیرند. شکل ۵-۹ نتایج این آزمایش را نشان می‌دهد.



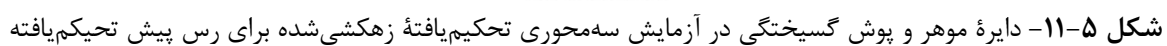


شکل ۵-۹- نتایج آزمایش سه‌محوری تحکیم‌یافته زهکشی‌شده: (a) تغییر حجم نمونه به دلیل اعمال تنش محصور کننده. (b) نمودار تنش انحرافی در برابر کرنش محوری برای ماسه سست و رس عادی تحکیم‌یافته. (c) نمودار تنش انحرافی در برابر کرنش محوری برای ماسه متراکم و رس پیش تحکیم‌یافته. (d) تغییر حجم در حین اعمال تنش انحرافی برای ماسه سست و رس عادی تحکیم‌یافته. (e) تغییر حجم در حین اعمال تنش انحرافی برای ماسه متراکم و رس پیش تحکیم‌یافته

با تغییر فشار محفظه‌ای محدودکننده، آزمایش‌های متعددی را می‌توان بر روی نمونه‌های مشابه انجام داد. برای هر آزمایش با داشتن تنش‌های اصلی حداکثر و حداقل در لحظه گسیختگی، دایره موهر قابل رسم است که با



$$\varphi' = \sin^{-1}(\frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{\sigma'_1 + \sigma'_3})$$





۵-۶-۲- آزمایش سه محوری تحکیم یافته زهکشی نشده (CU)

آزمایش تحکیم یافته زهکشی نشده، معمول ترین نوع آزمایش سه محوری است. در این آزمایش، نمونه خاک اشباع ابتدا توسط فشار محفظه ای همه جانبه σ_3 تحکیم می یابد (شیر زهکشی باز است). بعد از زایل شدن کامل اضافه فشار حفره ای ایجاد شده توسط فشار محفظه ای ($u_c = 0.0$)، تنش انحرافی قائم ($\Delta\sigma_d$) افزایش داده می شود تا جایی که باعث گسیختگی شود. در حین این مرحله از آزمایش، شیر زهکشی بسته است. از آنجایی که اجازه زهکشی داده نمی شود، فشار آب حفره ای (Δu_d) افزایش خواهد یافت. در حین آزمایش، مقادیر $\Delta\sigma_d$ و Δu_d به طور همزمان قرائت می شوند.

$$A = \frac{\Delta u_d}{\Delta\sigma_d}$$

در این رابطه، A پارامتر فشار آب حفره ای اسکمپتون است.

در این آزمایش، تنش های کل و مؤثر باهم برابر نیستند، چرا که تمام بار به دانه های جامد نرسیده است و بنابراین تنش کل حاکم خواهد بود. شکل ۵-۱۲ نتایج آزمایش تحکیم یافته زهکشی نشده را نشان می دهد. دواير موهر رسم شده برای آزمایش تحکیم یافته زهکشی نشده برای ماسه و رس عادی تحکیم یافته در شکل ۵-۱۳ و برای رس پیش تحکیم یافته در شکل ۵-۱۴ نشان داده شده اند.

برای شکل ۵-۱۳ (ماسه و رس عادی تحکیم یافته) داریم:

$$\varphi' = \sin^{-1} \left(\frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{\sigma'_1 + \sigma'_3} \right)$$

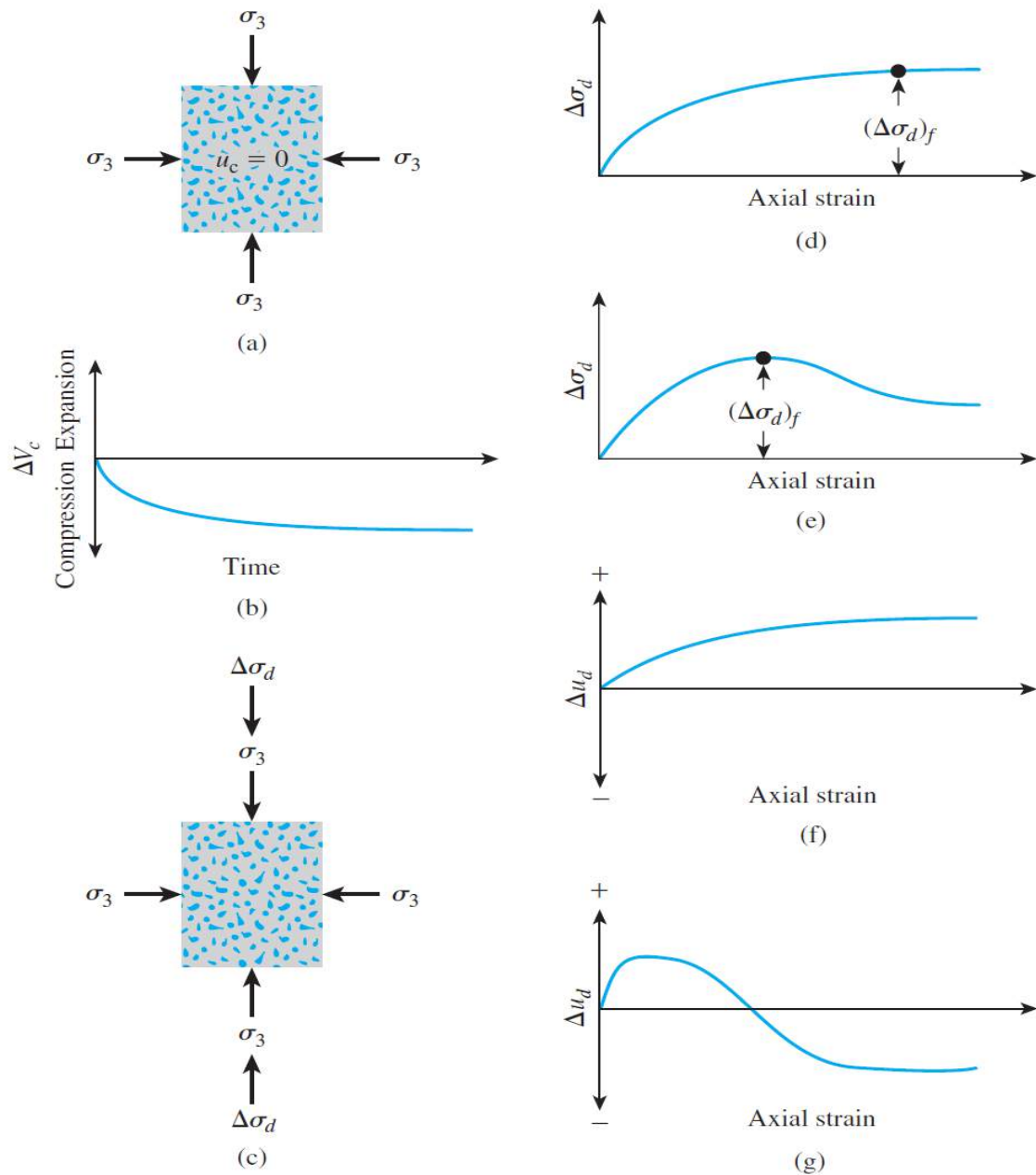
$$\varphi = \sin^{-1} \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3} \right)$$

با استفاده از آزمایش تحکیم یافته زهکشی نشده (CU)، می توان نتایج آزمایش تحکیم یافته زهکشی شده (CD)، یعنی پارامترهای مقاومت برشی خاک را به دست آورد.

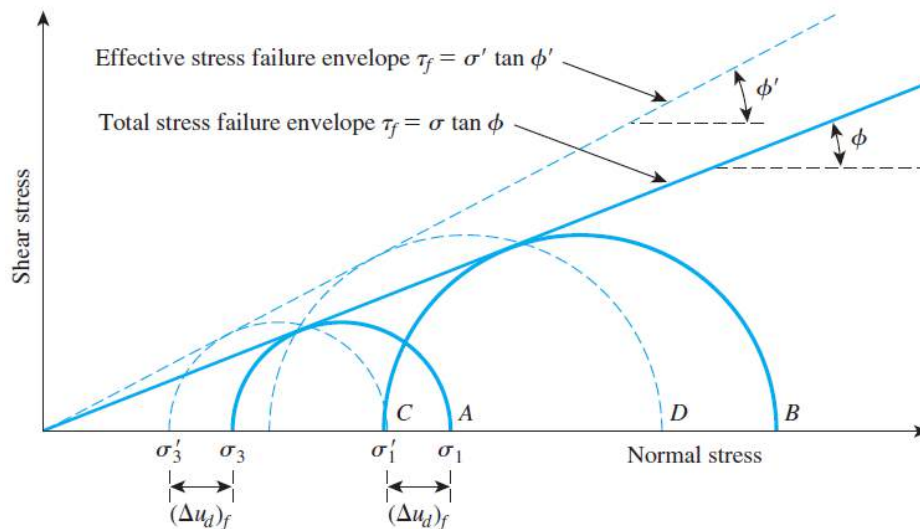
$$(\sigma_1 - \Delta u_d) = (\sigma_3 - \Delta u_d) \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi'}{2} \right) + 2 c' \cdot \tan \left(45 + \frac{\varphi'}{2} \right)$$



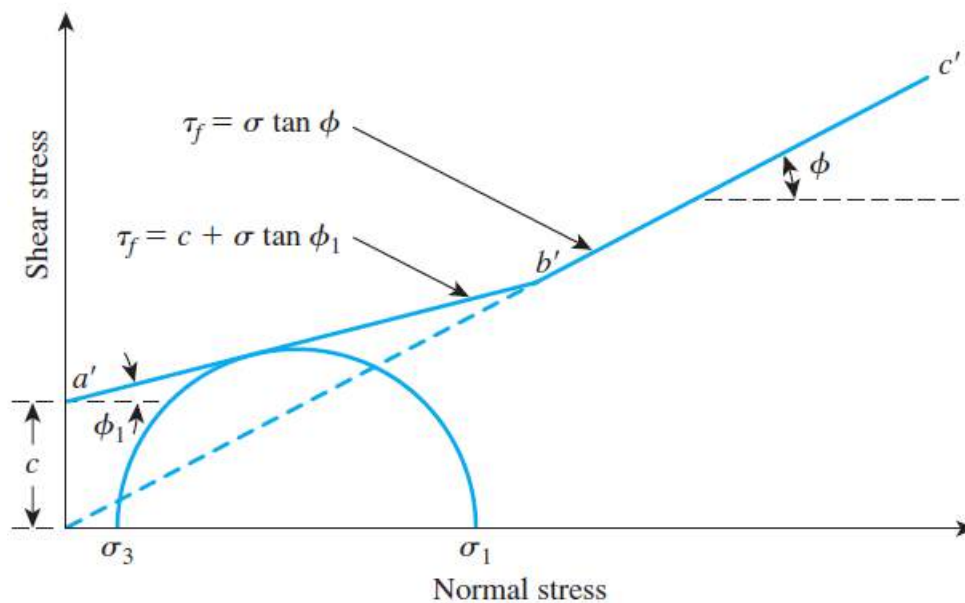
در این رابطه، Δu_d اضافه فشار آب حفره‌ای در لحظه گسیختگی است.



شکل ۵-۱۳- نتایج آزمایش سه محوری تحکیم یافته زهکشی نشده: (a) اعمال تنش همه جانبه به نمونه. (b) تغییر حجم نمونه به دلیل اعمال تنش محصور کننده. (c) اعمال تنش انحرافی. (d) نمودار تنش انحرافی در برابر کرنش محوری برای ماسه سست و رس عادی تحکیم یافته. (e) نمودار تنش انحرافی در برابر کرنش محوری برای ماسه متراکم و رس پیش تحکیم یافته. (f) تغییر فشار آب حفره‌ای با کرنش محوری برای ماسه سست و رس عادی تحکیم یافته. (g) تغییر فشار آب حفره‌ای با کرنش محوری برای ماسه متراکم و رس پیش تحکیم یافته



شکل ۵-۱۳- دایره موهر و پوش گسیختگی در آزمایش سه محوری تحکیم یافته زهکشی نشده برای ماسه و رس عادی تحکیم یافته



شکل ۵-۱۴- دایره موهر و پوش گسیختگی در آزمایش سه محوری تحکیم یافته زهکشی نشده برای رس پیش تحکیم یافته

۵-۶-۳- آزمایش سه محوری تحکیم نیافته زهکشی نشده (UU)

در آزمایش تحکیم نیافته زهکشی نشده، در حین اعمال فشار محفظه ای σ_3 به نمونه اجازه زهکشی داده نمی شود. سپس، بدون اینکه اجازه زهکشی داده شود، تنش انحرافی $\Delta \sigma_d$ نیز اعمال شده و مقدار آن افزایش داده می شود



تا نمونه گسیخته شود. از آنجایی که در هیچ یک از مراحل آزمایش اجازه زهکشی داده نمی‌شود، آزمایش می‌تواند به سرعت انجام گیرد. با اعمال فشار محفظه‌ای محدود کننده σ_3 فشار آب حفره‌ای در نمونه خاک به اندازه u_c افزایش می‌یابد. با اعمال تنش انحرافی $\Delta\sigma_d$ افزایش دیگری به اندازه Δu_d در فشار آب حفره‌ای به وجود می‌آید. بنابراین فشار آب حفره‌ای کل u در نمونه در هر مرحله از اعمال تنش انحرافی به صورت زیر نوشته می‌شود:

$$u = u_c + \Delta u_d$$

$$u_c = B \cdot \sigma_3$$

$$\Delta u_d = A \cdot \Delta\sigma_d$$

این آزمایش معمولاً روی نمونه‌های رسی انجام می‌شود و یک مفهوم عمیق مقاومتی برای خاک‌های چسبنده اشباع دارد. در این آزمایش، برای فشارهای محدود کننده محفظه‌ای مختلف، تنش محوری انحرافی در لحظه گسیختگی $\Delta\sigma_d(f)$ عملاً یکسان است؛ چرا که با تغییر در تنش محفظه‌ای، تنش مؤثر نظیر آن تغییر نمی‌کند. در این صورت، مقاومت برشی خاک نیز دچار تغییر نشده و قطر دایره‌های موهر تنش کل یکسان خواهد بود (شکل ۵-۱۵). در آزمایش‌های CU و CD با تغییر در مقدار σ_3 ، تنش مؤثر نظیر آن‌ها نیز تغییر می‌کند. در حالی که در آزمایش UU در صورت اشباع بودن کامل نمونه، با تغییر در مقدار σ_3 ، تنش مؤثر آن دچار تغییر نخواهد شد. در شرایطی که قطر دایره‌های موهر یکسان باشد، زاویه گسیختگی صفر خواهد بود و پوش گسیختگی به موازات محور تنش نرمال در خواهد آمد. در چنین شرایطی، چسبندگی خاک تمام مقاومت آن را تأمین می‌کند و به همین دلیل به آن مقاومت برشی زهکشی نشده خاک گفته می‌شود (c_u). صفر شدن زاویه اصطکاک داخلی خاک در این آزمایش به معنی صفر بودن اصطکاک نیست، بلکه به دلیل بی اثر بودن اصطکاک به علت اشباع بودن نمونه است.

$$c_u = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \frac{\Delta\sigma_d}{2}$$

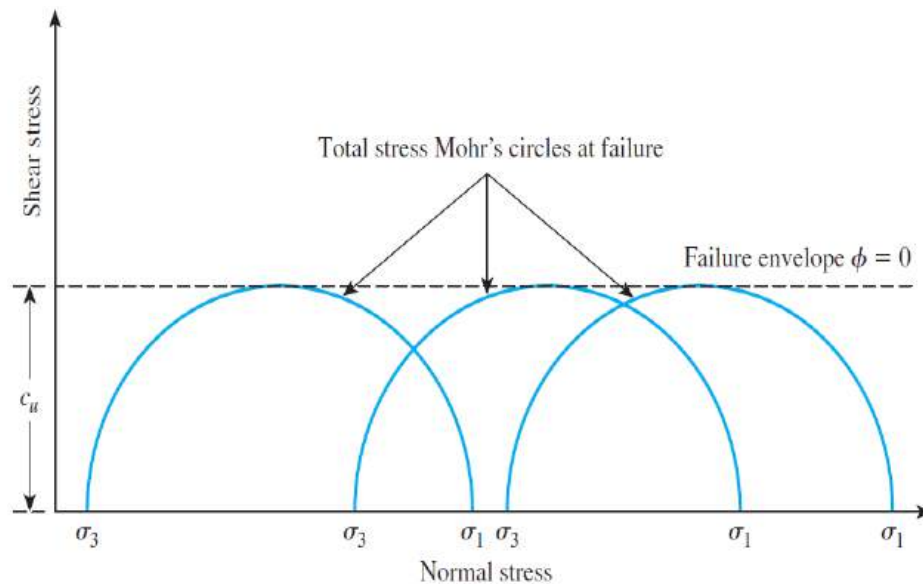
$$\sigma'_1 = \sigma_1 - \Delta u_d(f)$$





$$\sigma'_3 = \sigma_3 - \Delta u_d(f)$$

در این رابطه، $\Delta u_d(f)$ فشار حفره‌ای ایجاد شده در نمونه در لحظه گسیختگی است.



شکل ۵-۱۵- دایره موهر و پوش گسیختگی در آزمایش سه‌محوری تحکیم‌نیافته زهکشی نشده

نکته: برای یک نمونه خاک، زاویه اصطکاک داخلی به دست آمده از آزمایش برش مستقیم، کمی بزرگتر از زاویه اصطکاک داخلی حاصل از آزمایش سه‌محوری است. چرا که سطح گسیختگی در آزمایش برش مستقیم اجباری بوده و الزاماً ضعیف‌ترین سطح در نمونه نیست. در حالی که در آزمایش سه‌محوری، ضعیف‌ترین سطح به دلخواه گسیخته خواهد شد.

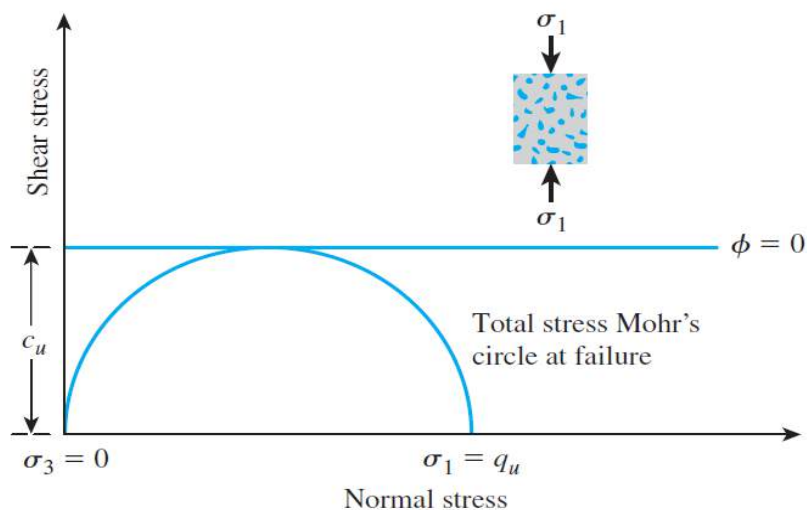
۵-۷- آزمایش تک‌محوری

آزمایش فشاری محصور نشده نوع خاصی از آزمایش UU است که برای نمونه‌های رسی مورد استفاده قرار می‌گیرد. در این آزمایش، فشار محدودکننده σ_3 مساوی صفر است. بار محوری به سرعت به نمونه اعمال می‌شود تا گسیخته گردد. در لحظه گسیختگی، تنش اصلی حداقل کل مساوی صفر و تنش اصلی حداکثر کل مساوی σ_1 است که دایره موهر نظیر آن مطابق شکل ۵-۱۶ خواهد بود (q_u مقاومت فشاری محدود نشده است).





$$c_u = \frac{\sigma_1}{2} = \frac{q_u}{2}$$



شکل ۵-۱۶- آزمایش فشاری محصور نشده (تک محوری)





مثال‌های فصل پنجم

مثال ۵-۱- یک نمونه استوانه‌ای خاک تحت تأثیر تنش اصلی محوری ۳۰۰ کیلوپاسکال و تنش شعاعی اصلی ۱۰۰ کیلوپاسکال قرار دارد. در این حالت، خاک دیگر توان تحمل تنش اضافه‌ای ندارد. زاویه اصطکاک داخلی و زاویه صفحه لغزش نسبت به امتداد افق را تعیین کنید (از اثرات اتساع صرف نظر شود).

(حل)

در لحظه نهایی (پیش از وقوع گسیختگی)، زاویه اصطکاک به دست آمده همان زاویه اصطکاک حالت بحرانی (φ_{cs}') است.

$$\varphi' = \sin^{-1} \left(\frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{\sigma'_1 + \sigma'_3} \right) \quad , \quad \varphi' = \varphi_{cs}' \quad , \quad \varphi_{cs}' = \sin^{-1} \left(\frac{(\sigma'_1)_f - (\sigma'_3)_f}{(\sigma'_1)_f + (\sigma'_3)_f} \right)$$

$$(\sigma'_1)_f = 300 \text{ kPa} \quad , \quad (\sigma'_3)_f = 100 \text{ kPa} \quad \Rightarrow$$

$$\varphi_{cs}' = \sin^{-1} \left(\frac{300 - 100}{300 + 100} \right) = 30^\circ \quad \Rightarrow \quad \varphi_{cs}' = 30^\circ$$

$$\theta = 45 + \frac{\varphi}{2} \quad \Rightarrow \quad \theta = 45 + \frac{\varphi_{cs}'}{2} \quad \Rightarrow \quad \theta = 45 + \frac{30}{2} \quad \Rightarrow \quad \theta = 60^\circ$$

مثال ۵-۲- در یک آزمایش فشاری محدود نشده روی یک نمونه خاک رس، حداکثر باری که رس می‌تواند تحمل کند، ۱۲۷ نیوتن بوده که تغییر مکان قائم آن برابر با ۰/۸ میلیمتر است. نمونه دارای قطر ۳۸ میلیمتر و طول ۷۶ میلیمتر است. مطلوب است محاسبه مقاومت برشی زهکشی نشده این خاک.

(حل)

$$\sigma'_3 = 0.0 \quad , \quad A_0 = \frac{\pi}{4} d_0^2 \quad \Rightarrow \quad A_0 = \frac{\pi}{4} (0.038)^2 = 11.3 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$





$$\varepsilon_1 = \frac{\Delta H}{H_0} \Rightarrow \varepsilon_1 = \frac{0.8}{76} = 0.01, \quad A = \frac{A_0}{1 - \varepsilon_1} \Rightarrow A = \frac{11.3 \times 10^{-4}}{1 - 0.01}$$

$$A = 11.4 \times 10^{-4} m^2$$

$$(\sigma_1)_f = \frac{P}{A} = \frac{127 \times 10^{-3}}{11.4 \times 10^{-4}} = 111.4 kPa \Rightarrow (\sigma_1)_f = 111.4 kPa$$

$$c_u = \frac{(\sigma_1)_f - (\sigma_3)_f}{2} \Rightarrow c_u = \frac{111.4 - 0.0}{2} = 55.7 kPa \Rightarrow c_u = 55.7 kPa$$

مثال ۵-۳- آزمایش CU روی یک خاک رس انجام شده است. با فشار سلولی ۱۵۰ کیلوپاسکال و اعمال بارهای تدریجی افزایش یافته، ضمن ثابت نگه داشتن فشار سلولی، خاک به طور همسان تحکیم می یابد. گسیختگی وقتی مشاهده می شود که تنش اعمالی سنبه (میله اعمال بار) برابر با ۱۶۰ کیلوپاسکال و فشار آب حفره ای برابر با ۵۴ کیلوپاسکال ثبت شده است. مطلوب است محاسبه مقاومت برشی زهکشی نشده و زاویه اصطکاک حالت بحرانی این خاک.

(حل)

باید توجه شود که تنش وارده بر سنبه (میله اعمال بار)، تنش اصلی بزرگتر نبوده، بلکه میزان تنش انحرافی است.

$$(\Delta \sigma_d)_f = (\sigma_1)_f - (\sigma_3)_f \Rightarrow 160 = (\sigma_1)_f - 150 \Rightarrow (\sigma_1)_f = 310 kPa$$

$$(\sigma'_1)_f = (\sigma_1)_f - (\Delta u_d)_f \Rightarrow (\sigma'_1)_f = 310 - 54 = 256 kPa$$

$$(\sigma'_3)_f = (\sigma_3)_f - (\Delta u_d)_f \Rightarrow (\sigma'_3)_f = 150 - 54 = 96 kPa$$

$$c_u = \frac{(\sigma'_1)_f - (\sigma'_3)_f}{2} = \frac{256 - 96}{2} = 80 \Rightarrow c_u = 80 kPa$$

$$\varphi_{cs}' = \sin^{-1} \left(\frac{(\sigma'_1)_f - (\sigma'_3)_f}{(\sigma'_1)_f + (\sigma'_3)_f} \right), \quad \varphi_{cs}' = \sin^{-1} \left(\frac{256 - 96}{256 + 96} \right) = 26.7^\circ$$

$$\varphi_{cs}' = 26.7^\circ$$





مثال ۵-۴- در یک آزمایش CU مقدار فشار محفظه‌ای ۴ کیلوگرم بر متر مربع است، تنش انحرافی در لحظه گسیختگی برابر است با ۳ کیلوگرم بر متر مربع و میزان فشار آب حفره‌ای نیز ۱/۸ کیلوگرم بر متر مربع ثبت شده است. مطلوب است تعیین زاویه اصطکاک حالت زهکشی شده و نشده برای این نمونه مورد آزمایش.

(حل)

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \Delta\sigma \quad \Rightarrow \quad \sigma_1 = 4 + 3 = 7 \quad \Rightarrow \quad \sigma_1 = 7 \frac{kg}{m^2}$$

$$\sigma_1 = \sigma_3 \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) \quad \Rightarrow \quad 7 = 4 \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) \quad \Rightarrow \quad \varphi = 15.83^\circ$$

$$\sigma'_1 = \sigma_1 - u \quad \Rightarrow \quad \sigma'_1 = 7 - 1.8 = 5.2 \quad \Rightarrow \quad \sigma'_1 = 5.2 \frac{kg}{m^2}$$

$$\sigma'_3 = \sigma_3 - u \quad \Rightarrow \quad \sigma'_3 = 4 - 1.8 = 2.2 \quad \Rightarrow \quad \sigma'_3 = 2.2 \frac{kg}{m^2}$$

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi'}{2} \right) \quad \Rightarrow \quad 5.2 = 2.2 \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi'}{2} \right) \quad \Rightarrow \quad \varphi' = 23.92^\circ$$





تمرین‌های فصل پنجم

تمرین ۵-۱- زاویه اصطکاک داخلی خاک یک شبروانی ۲۸ درجه است، اگر تنش مؤثر عمودی در آن برابر با ۲۰۰ کیلوپاسکال باشد، تنش برشی حالت بحرانی را تعیین کنید.

تمرین ۵-۲- در یک آزمایش سه‌محوری زهکشی نشده روی رس اشباع، فشار سلولی برابر با ۲۰۰ کیلوپاسکال بوده است و گسیختگی تحت اضافه تنش ۲۲۰ کیلوپاسکال رخ داده است. مطلوب است محاسبه مقاومت برشی زهکشی نشده خاک در چنین شرایطی.

تمرین ۵-۳- در آزمایش سه‌محوری روی خاک رس عادی تحکیم یافته، صفحه شکست با افق زاویه ۵۸ درجه می‌سازد. اگر نمونه تحت فشار همه‌جانبه ۱۰۳/۵ کیلوپاسکال قرار گیرد، تنش اصلی حداکثر چقدر است؟

تمرین ۵-۴- آزمایش UU در حالت اشباع برای خاکی به قطر ۵۰ میلیمتر و ارتفاع ۸ سانتیمتر انجام شده است. اگر فشار همه‌جانبه ۱ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع و بار انحرافی ۴۰ کیلوگرم باشد، نمونه ۰/۷ سانتیمتر تغییر شکل قائم از خود نشان داده و گسیخته خواهد شد. مطلوب است تعیین مقاومت برشی زهکشی نشده این خاک.





فصل ششم

تزریق در خاک

۶-۱- مقدمه

اصلاح خاک اغلب برای افزایش ظرفیت باربری زمین، کنترل تغییرشکل‌های افقی و عمودی و مقاوم کردن لایه‌های ضعیف خاک انجام می‌شود. اصلاح یا بهبود ویژگی‌های خاک می‌تواند با هدف احداث راه یا فونداسیون ساختمان انجام گیرد. روش‌های مختلف اصلاح خاک سبب افزایش پارامتر چسبندگی یا زاویه اصطکاک و یا هر دو خواهد شد که همین موضوع مقاومت خاک را در برابر بارگذاری افزایش می‌دهد.

۶-۲- عوامل مؤثر بر انتخاب روش اصلاح خاک

خاک اصلاح شده باید بارهای ناشی از ساخت‌وساز پروژه را در کوتاه‌مدت و بلندمدت بدون گسیختگی یا تغییرشکل‌های بیش از حد مجاز تحمل کند. مهمترین عواملی که در انتخاب نوع روش عملیات بهبود و اصلاح خاک اثرگذار هستند عبارتند از: نوع زمین، ضخامت لایه خاک، درصد رطوبت خاک، نوع پروژه، میزان بار اعمالی در آینده، محل اجرای پروژه، هزینه احداث پروژه و مواردی از این قبیل.

۶-۳- تزریق دوغاب

در این روش، ماده تثبیت‌کننده همانند دوغاب سیمان (سیمان + آب) یا دوغاب آهک (آهک + آب) به توده خاک تزریق می‌شود. فواصل تزریق، قابل محاسبه و بر اساس فرمول‌های تجربی بوده و طوری تنظیم می‌شوند که





توانند با همدیگر به خوبی همپوشانی داشته باشند. روش تزریق برای اصلاح خاک، یک روش پُر هزینه محسوب می‌شود. در روش تزریق، فضای خالی موجود در توده خاک با دوغاب تزریقی پُر شده و مصالح و ذرات خاک به یکدیگر می‌چسبند و به هم پیوند می‌خورند. تزریق، سبب نفوذ مصالح درون حفرات خاک می‌شود و در نهایت وقتی که مصالح عمل‌آوری شوند، یک اسکلت پایدار اطراف توده خاک شکل می‌گیرد. همین موضوع، سبب یکپارچگی توده خاک خواهد شد. تزریق دوغاب سیمان برای خاک‌های دانه‌ای به علت نفوذپذیری بالایی که دارند متداول‌تر است، در حالی که تزریق دوغاب آهک یا سیمان برای خاک‌های رسی (و به طور کلی ریزدانه‌ها) به دلیل ماهیت نفوذپذیری پایینی که دارند کمتر انجام می‌شود. اما باید به این نکته توجه داشت که آهک منجر به کاهش حالت خمیری خاک‌ها می‌شود و همین موضوع سبب کاهش پتانسیل تغییر حجم شده که یکی از اهداف اصلی در مقابله با خاک‌های رسی با خاصیت خمیری (پلاستیسته) بالا است.

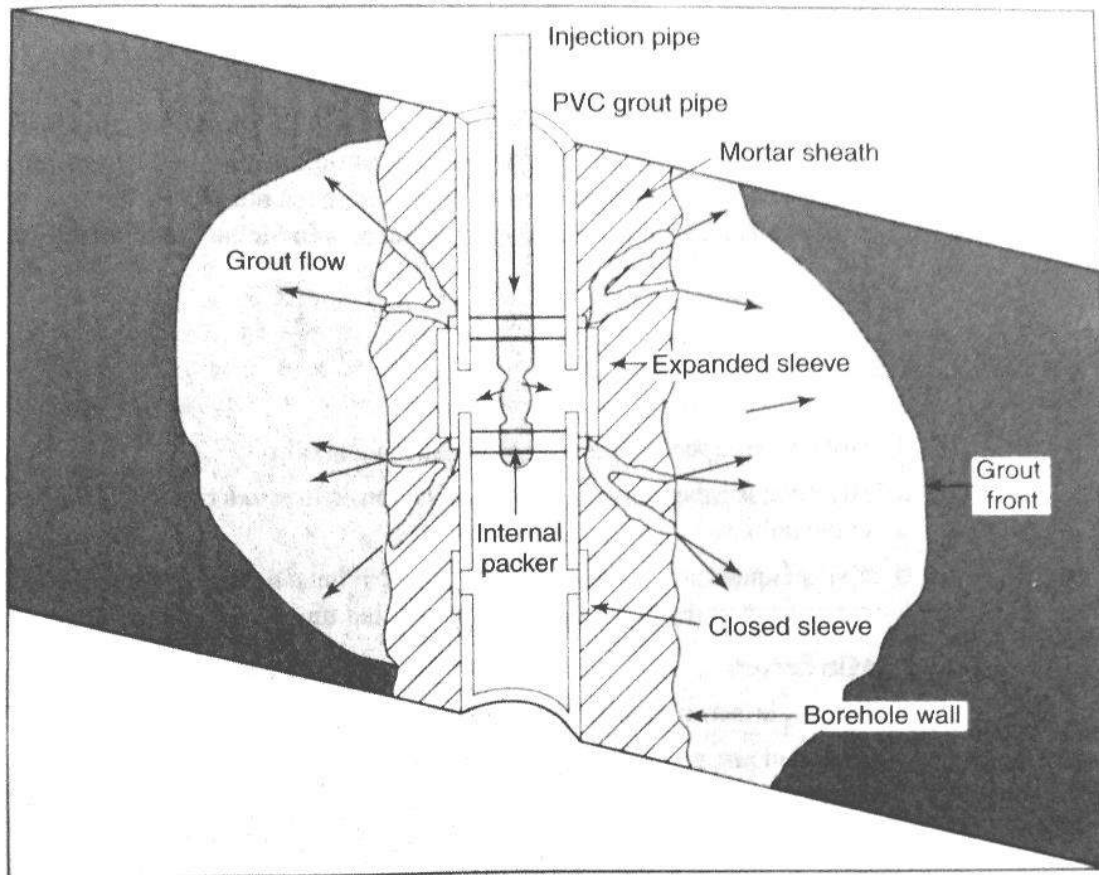
کاربرد روش تزریق در خاک‌های دانه‌ای تا عمق زیاد است. یکی از پارامترهای تأثیر گذار در این مورد، شرایط زهکشی شده یا نشده بودن خاک است. تنش مؤثر در طول عمل‌آوری خاک با تزریق کم می‌شود، اما پس از تحکیم مجدداً افزایش می‌یابد. یکی از مسائل مهمی که در روش تزریق دوغاب‌ها باید بدان توجه شود، ویسکوزیته دوغاب تزریق شده است. در شکل ۶-۱ سازوکار تزریق دوغاب در خاک‌ها نشان داده شده است.

به طور کلی، تزریق در موارد زیر کاربرد دارد: الف) کنترل مشکلات تراوش آب با پُر کردن ترک‌ها و منافذ موجود در خاک که سبب کاهش نفوذپذیری و در مواردی توقف کامل آن می‌شود (این روش به ویژه در سدسازی کاربرد ویژه‌ای دارد). ب) جلوگیری از تراکم ماسه در زیر سازه‌های مجاور در اثر شمع کوبی. ج) کاهش عملیات شمع کوبی و تراکم خاک با سفت کردن بستر زمین.

به محدود شدن دبی تزریق در لایه‌های خاک خُرنده گفته می‌شود. منظور از خُرنده این است که با توجه به درزه‌ها و حفرات موجود در خاک یا سنگ، با یک فشار معین، قابلیت تزریق چقدر وجود دارد. پارامترهای مؤثر بر خُرنده عبارتند از: نفوذپذیری خاک، تخلخل خاک، تنش محصورکننده و عمق قرارگیری.



یک روش تزریق، تزریق دوغاب‌های سیلیکاته است که در خاک‌های گس، ماسه متوسطدانه و درشت‌دانه و شن کاربرد دارد. اما باید توجه داشت که امروزه استفاده از این ماده شیمیایی به علت اثرات منفی و مخرب زیست‌محیطی آن در بسیاری از کشورها ممنوع است.



شکل ۶-۱- سازوکار روش‌های تزریق دوغاب در خاک

۶-۴- روش‌های تزریق

روش‌های مختلفی برای تزریق در خاک وجود دارد. در یک مورد از سر مت‌ه ویژه‌ای به همراه آبفشان‌های تحت فشار افقی و قائم برای حفاری خاک استفاده می‌شود. سپس دوغاب سیمانی از طریق افشانک‌های جانبی تحت فشار، با اندک مقدار مصالح سست باقیمانده از زمان حفاری مخلوط می‌شود. پس از گیرش دوغاب، نتیجه حاصل شده ستونی نسبتاً سخت و غیر قابل نفوذ است.



برای ایجاد ستون‌های دوغاب تزریقی چندین روش وجود دارد که دو شیوه عمده و اصلی آن عبارتند از:

الف) خرد کردن خاک و مخلوط کردن آن به صورت درجا با دوغاب. در این روش از چالی هم‌قطر با میله‌های تزریق دوغاب استفاده می‌شود.

ب) خرد کردن و خارج کردن جزیی مصالح درجا؛ به طوری که ستون ایجاد شده تقریباً تزریقی است. در این روش معمولاً از چاله‌هایی بزرگتر از میله‌های تزریق استفاده می‌شود.

انواع روش‌های تزریق عبارتند از:

➤ تزریق تراکمی^۱

➤ تزریق نفوذی^۲

➤ تزریق داخلی^۳

➤ تزریق با فشار بالا^۴

۶-۴-۱- تزریق تراکمی

تزریق تراکمی، فرآیند تزریق ملات ضخیم و سفت درون توده خاک است که هدف آن، پر کردن حفرات خاک در زیر سازه است (شکل ۶-۲). به طور کلی، تزریق تراکمی روش تزریق آهسته و کنترل‌شده دوغاب است که سختی یا مقاومت زمین را افزایش خواهد داد. توده خاک با توسعه دوغاب در آن منبسط شده و متراکم می‌گردد. این روش، تقریباً در تمامی خاک‌ها کاربرد دارد، اما عمده اثر بخشی آن برای خاک‌های سُستی است که قابلیت زهکشی کافی برای جلوگیری از تولید اضافه فشار آب حفره‌ای را داشته باشند. نکته آن است که با افزایش میزان ذرات ریزدانه (به ویژه رس) در توده خاک، نفوذپذیری کاهش یافته و در نتیجه، کارایی تزریق تراکمی کاهش می‌یابد.

1- Compaction Grouting

2- Permeation Grouting

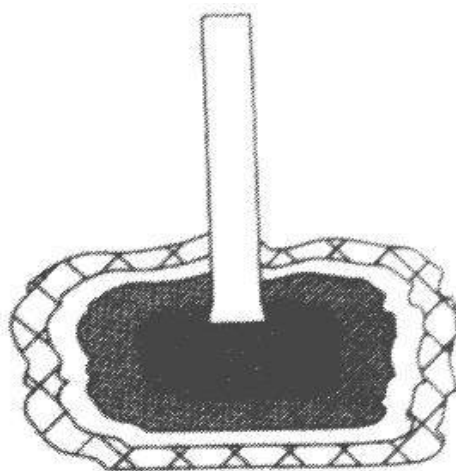
3- Intrusion Grouting

4- Jet Grouting





یکی از کاربردهای تزریق تراکمی، ترمیم ترازِ فونداسیون‌هایی است که دچار نشست شده‌اند. به کمک این روش می‌توان ترازِ فونداسیونِ نشست کرده را تا ترازِ پیشین خود بالا بُرد. به عبارت ساده‌تر، به کمک این روش می‌توان همانندِ جک زدن، ترازِ فونداسیون نشست کرده را اصلاح کرد. راهکاری که برای اصلاح سازه‌های نشست کرده (به‌ویژه نشست‌های نامتقارن) مناسب است.



شکل ۶-۲- روش تزریق تراکمی در خاک

۶-۴-۲- تزریق نفوذی

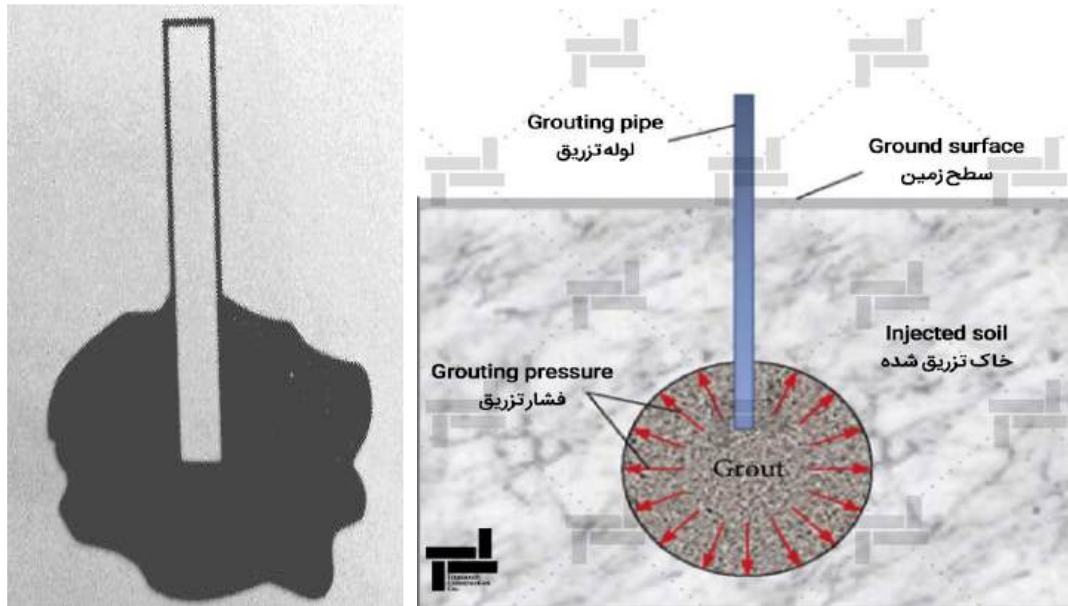
تزریق نفوذی، برای پُر کردنِ حفرات در خاک (ترک در سنگ و تخلخل در رسوبات) به کار می‌رود (شکل ۶-۳). اساس این روش، تزریق مصالح شیمیایی در خاک است. دوغاب سیمان، متداول‌ترین نوع این دوغاب است. هرچه میزان آب به سیمان بیشتر باشد، دوغاب ضعیف‌تر است و زمان عمل‌آوری نیز بیشتر خواهد شد. تزریق نفوذی برای اتصال پیوند بین ذرات ماسه و شن ریز به‌خوبی مورد استفاده قرار گرفته است. روش تزریق نفوذی با اهداف زیر به کار برده می‌شود:

۱- افزایش مقاومت در برابر تغییر شکل

۲- فراهم کردن چسبندگی، مقاومت برشی و مقاومتِ تک‌محوری

۳- کاهش نفوذپذیری و هدایت‌پذیری

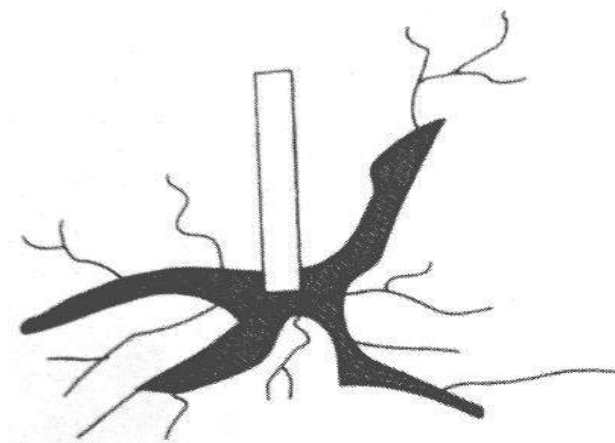




شکل ۳-۶- روش تزریق نفوذی در خاک

۳-۴-۶- تزریق داخلی

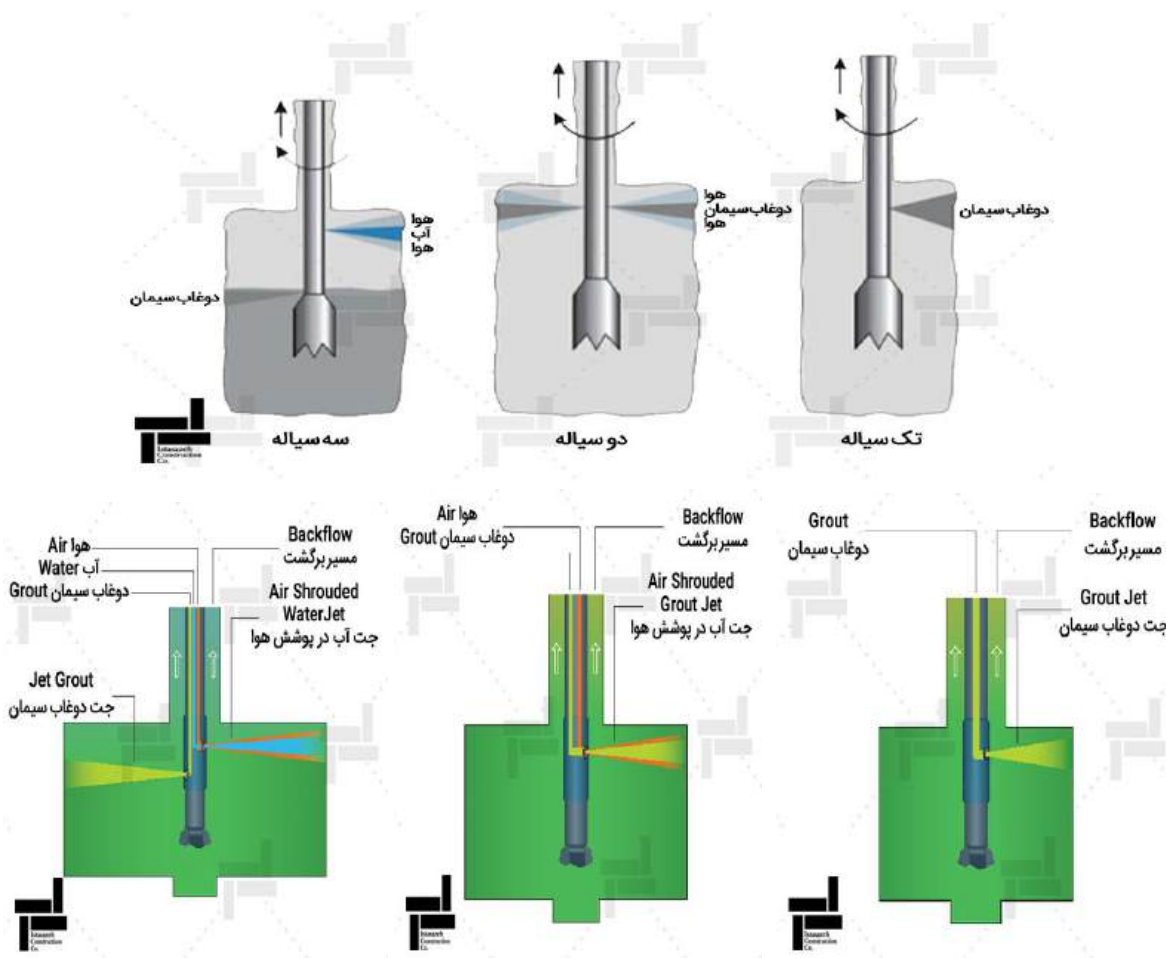
تزریق داخلی، تزریق دوغابی شامل آب و ماده تزریق کننده درون خاک یا سنگ است (شکل ۴-۶). متداول ترین ماده تزریق کننده در این روش، سیمان پرتلند، بتونیت، آهک و افزودنی ها است. تزریق دوغاب آهک برای کنترل پتانسیل تورم خاک های منبسط شونده روشی مؤثر است. این روش می تواند برای پایدارسازی خاک های با مقاومت پایین همانند سیلت و خاک های اشباع به کار گرفته شود.



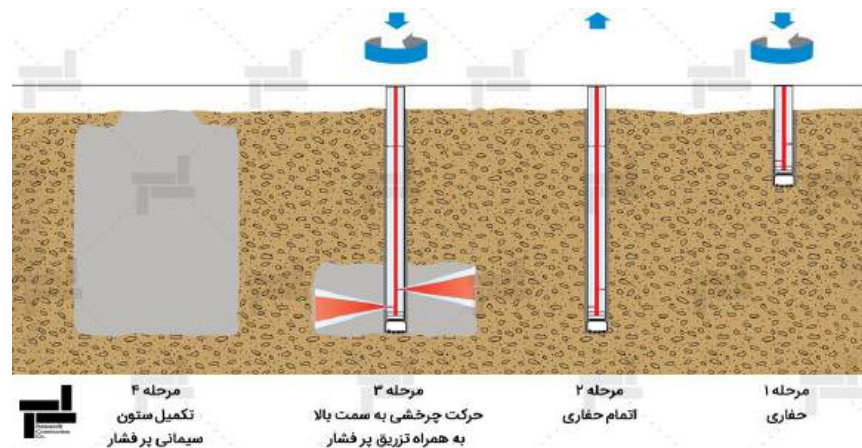
شکل ۴-۶- روش تزریق داخلی در خاک

۶-۴-۴- تزریق با فشار بالا (جت گروت)

تزریق با فشار بالا (تزریق جت) روشی است که در آن ساختمان خاک، پس از برخورد با مایع با فشار قوی دچار فروپاشی می شود و با اختلاط سیمان، توده خاک- سیمان در محل تشکیل می شود. به عبارت دیگر در این روش، از تکنیک تخریب هیدرولیکی برای ایجاد توده خاک- سیمان استفاده می شود. این شیوه برای محدوده وسیعی از خاک ها از سیلت تا برخی رس ها قابلیت استفاده دارد. در این روش، دوغاب سیمان به درون خاک تزریق می شود. عمدتاً سه سیستم برای تزریق با فشار بالا وجود دارد: تزریق تک مرحله ای؛ تزریق دو مرحله ای و تزریق سه مرحله ای (شکل ۶-۵). انتخاب هر کدام از این روش ها به نوع خاک بستگی دارد. در شکل ۶-۶ نحوه اجرای روش تزریق با فشار بالا نشان داده شده است.



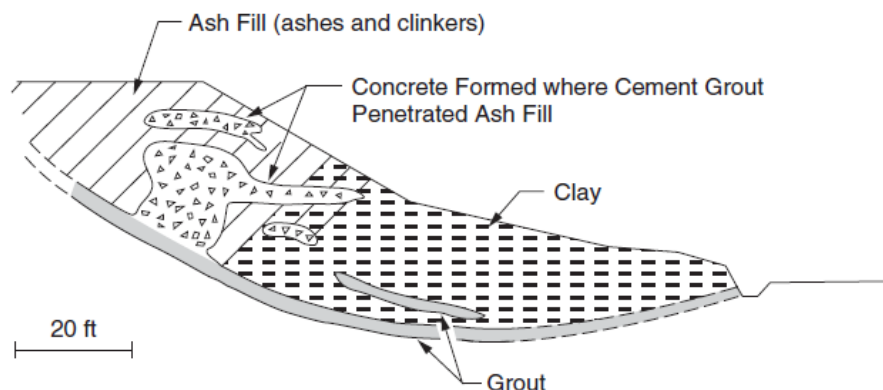
شکل ۶-۵- انواع سیستم های متداول تزریق با فشار بالا (جت گروت)



شکل ۶-۶- مراحل اجرای روش تزریق با فشار بالا (جت گروت)

۶-۵- تزریق در پروژه‌های عملی

تزریق برای پایدارسازی زمین لغزش‌ها، به‌ویژه آن‌هایی که دارای جابجایی سطحی هستند، به‌کار برده شده است. برای یک عملیات تزریق موفق، لازم است که عمق و شکل سطح لغزش کاملاً شناخته شده باشد. پایدارسازی زمین لغزش‌ها با استفاده از تزریق دوغاب سیمان به‌صورت گسترده‌ای در مسیر خطوط آهن آمریکا و بریتانیا مورد استفاده قرار گرفته است. نکته قابل توجه آن است که از دوغاب سیمان می‌توان برای تثبیت شیب‌های رسی استفاده کرد. در شکل ۶-۷ نمونه‌ای از این پایدارسازی برای تثبیت زمین لغزشی در فنی کامپتون^۱ در کشور انگلستان نشان داده شده است.



شکل ۶-۷- پایدارسازی زمین لغزشی در فنی کامپتون در انگلستان با استفاده از تزریق دوغاب سیمان



پایدارسازی شیب به کمک تزریق آهک و ایجاد ستون‌های آهکی برای افزایش مقاومت برشی خاک‌های رسی و سیلتی امکان‌پذیر است، اما کاربردی در خاک‌های ماسه‌ای ندارد. تاریخچه اولین تزریق آهک نیز به کشور سوئد باز می‌گردد. یکی از معایب این روش زمان طولانی عمل‌آوری آن است (در حدود ۸۰ روز). اما با این حال، نتایج بسیار مطلوبی از محدودیت جابجایی‌های رخ داده در شیب‌های تثیت شده با ستون‌های آهکی به دست آمده است.

هندی و ویلیامز^۱ نحوه استفاده از آهک زنده^۲ در یک پروژه عملی، برای پایدارسازی یک زمین لغزش در دس مونس^۳ در آیوا^۴ را شرح دادند. در این پروژه پس از اتمام عملیات و عمل‌آوری، ستون‌های آهکی ساخته شده (پس از گذشت حدود ۳ ماه) جابجایی در شیب را متوقف کردند، در حالی که حرکت در مجاورت قسمت‌هایی که تثیت نشده بودند، همچنان ادامه داشت.

1- Handy and Williams

2- Quick Lime

3- Des Moines

4- Iowa





منابع و مراجع:

- ۱- مکانیک خاک؛ تألیف دکتر حسن رحیمی؛ ویرایش دوم؛ انتشارات دانش و فن.
- ۲- مکانیک خاک، جلد اول؛ تألیف دکتر بهنیا و دکتر طباطبائی؛ انتشارات دانشگاه تهران.
- ۳- اصول نظری و عملی مکانیک خاک؛ تألیف دکتر رضا ابن جلال و دکتر محمود شفاعی بجستان؛ انتشارات دانشگاه شهید چمران.
- ۴- مکانیک خاک؛ تألیف سیتویچ؛ ترجمه دکتر محمود وفاپیان؛ انتشارات دانشگاه صنعتی اصفهان.
- ۵- مکانیک خاک پایه؛ تألیف دکتر سید مجدالدین میر حسینی، دکتر ارسلان قهرمانی، مهندس علی اکبر فیروزی؛ انتشارات دانشگاه صنعتی امیرکبیر.
- ۶- مکانیک خاک؛ تألیف دکتر رضا ضیایی مؤید؛ انتشارات پارسه.
- ۷- مکانیک خاک، آزمون کارشناسی ارشد؛ تألیف ساسان امیر افشاری؛ موسسه سری عمران؛ نشر سیمای دانش.
- ۸- مکانیک خاک، مقدمه‌ای بر حالت بحرانی در خاک؛ تألیف اتکینسون و برازنی؛ ترجمه دکتر حسین صالح زاده؛ انتشارات تراب.
- ۹- مکانیک خاک؛ تألیف دکتر فرزین کلانتری و مهندس همایون شاوردی؛ انتشارات جهش.
- ۱۰- مکانیک خاک و پی؛ تألیف پروفیسور بودهو؛ ترجمه دکتر میکائیل یوسف زاده فرد؛ انتشارات دانشگاه تبریز.
- ۱۱- جزوه درسی مکانیک خاک؛ تألیف عبدالمتمین ستایش.
- ۱۲- جزوه درسی مکانیک خاک، دکتر محمد حاجی عزیزی؛ دانشگاه رازی.
- ۱۳- نشریه ۱۸۸، دستورالعمل آزمایش‌های تراوایی، سازمان برنامه و بودجه؛ چاپ ۱۳۷۸.
- ۱۴- روش‌های کاربردی در پایدارسازی شیب‌های خاکی؛ دکتر محمد حاجی عزیزی و دکتر مسعود نصیری؛ انتشارات دانشگاه رازی؛ چاپ ۱۴۰۰.
- ۱۵- روش‌های استاندارد آزمایش‌های مکانیک خاک؛ تألیف دکتر مسعود نصیری، دکتر احمد رضا مظاهری؛ انتشارات دانشگاه آیت‌الله بروجردی؛ چاپ ۱۴۰۴.
- 16- Soil Mechanics; by W. Lambe and R.V. Whitman, MIT Press.
- 17- Soil Mechanics; by R.F. Craig, Spon Press.
- 18- Soil behavior and Critical State Soil Mechanics; by D.M. Wood, Cambridge University Press.
- 19- Principle of Geotechnical Engineering; 7th edition, by B.M. Das, Cengage Learning Press.
- 20- The Mechanics of Soils and Foundation; by J. Atkinson, Taylor and Francis Co. Press.
- 21- Advances Soil Mechanics; 3rd edition, by B.M. Das, Tylor & Francis Press.
- 22- Construction Methods and Management; 7th edition, by S.W. Nunnally, Pearson Perss.





CONVERSION FACTORS FROM ENGLISH TO SI UNITS

Length:	1 ft	= 0.3048 m	Coefficient of consolidation:	1 in. ² /sec	= 6.452 cm ² /sec
	1 ft	= 30.48 cm		1 in. ² /sec	= 20.346 × 10 ³ m ² /yr
	1 ft	= 304.8 mm		1 ft ² /sec	= 929.03 cm ² /sec
	1 in.	= 0.0254 m	Force:	1 lb	= 4.448 N
	1 in.	= 2.54 cm		1 lb	= 4.448 × 10 ⁻³ kN
	1 in.	= 25.4 mm		1 lb	= 0.4536 kgf
Area:	1 ft ²	= 929.03 × 10 ⁻⁴ m ²		1 kip	= 4.448 kN
	1 ft ²	= 929.03 cm ²		1 U.S. ton	= 8.896 kN
	1 ft ²	= 929.03 × 10 ² mm ²		1 lb	= 0.4536 × 10 ⁻³ metric ton
	1 in. ²	= 6.452 × 10 ⁻⁴ m ²	Stress:	1 lb/ft	= 14.593 N/m
	1 in. ²	= 6.452 cm ²		1 lb/ft ²	= 47.88 N/m ²
	1 in. ²	= 645.16 mm ²		1 lb/ft ²	= 0.04788 kN/m ²
Volume:	1 ft ³	= 28.317 × 10 ⁻³ m ³		1 U.S. ton/ft ²	= 95.76 kN/m ²
	1 ft ³	= 28.317 × 10 ³ cm ³		1 kip/ft ²	= 47.88 kN/m ²
	1 in. ³	= 16.387 × 10 ⁻⁶ m ³		1 lb/in. ²	= 6.895 kN/m ²
	1 in. ³	= 16.387 cm ³	Unit weight:	1 lb/ft ³	= 0.1572 kN/m ³
	1 in. ³	= 0.16387 × 10 ⁵ mm ³		1 lb/in. ³	= 271.43 kN/m ³
Section modulus:	1 in. ³	= 0.16387 × 10 ⁻⁴ m ³	Moment:	1 lb-ft	= 1.3558 N · m
Hydraulic conductivity:	1 ft/min	= 0.3048 m/min		1 lb-in.	= 0.11298 N · m
	1 ft/min	= 30.48 cm/min	Energy:	1 ft-lb	= 1.3558 J
	1 ft/min	= 304.8 mm/min		1 in. ⁴	= 0.4162 × 10 ⁶ mm ⁴
	1 ft/sec	= 0.3048 m/sec	Moment of inertia:	1 in. ⁴	= 0.4162 × 10 ⁻⁶ m ⁴
	1 ft/sec	= 304.8 mm/sec			
	1 in./min	= 0.0254 m/min			
	1 in./sec	= 2.54 cm/sec			
	1 in./sec	= 25.4 mm/sec			

CONVERSION FACTORS FROM SI TO ENGLISH UNITS

Length:	1 m	= 3.281 ft	Stress:	1 N/m ²	= 20.885 × 10 ⁻³ lb/ft ²
	1 cm	= 3.281 × 10 ⁻² ft		1 kN/m ²	= 20.885 lb/ft ²
	1 mm	= 3.281 × 10 ⁻³ ft		1 kN/m ²	= 0.01044 U.S. ton/ft ²
	1 m	= 39.37 in.		1 kN/m ²	= 20.885 × 10 ⁻³ kip/ft ²
	1 cm	= 0.3937 in.		1 kN/m ²	= 0.145 lb/in. ²
	1 mm	= 0.03937 in.	Unit weight:	1 kN/m ³	= 6.361 lb/ft ³
Area:	1 m ²	= 10.764 ft ²		1 kN/m ³	= 0.003682 lb/in. ³
	1 cm ²	= 10.764 × 10 ⁻⁴ ft ²	Moment:	1 N · m	= 0.7375 lb-ft
	1 mm ²	= 10.764 × 10 ⁻⁶ ft ²		1 N · m	= 8.851 lb-in.
	1 m ²	= 1550 in. ²	Energy:	1 J	= 0.7375 ft-lb
	1 cm ²	= 0.155 in. ²		1 mm ⁴	= 2.402 × 10 ⁻⁶ in. ⁴
	1 mm ²	= 0.155 × 10 ⁻² in. ²	Moment of inertia:	1 m ⁴	= 2.402 × 10 ⁶ in. ⁴
Volume:	1 m ³	= 35.32 ft ³		1 mm ³	= 6.102 × 10 ⁻⁵ in. ³
	1 cm ³	= 35.32 × 10 ⁻⁴ ft ³	Section modulus:	1 m ³	= 6.102 × 10 ⁴ in. ³
	1 m ³	= 61,023.4 in. ³		1 m/min	= 3.281 ft/min
	1 cm ³	= 0.061023 in. ³	Hydraulic conductivity:	1 cm/min	= 0.03281 ft/min
Force:	1 N	= 0.2248 lb		1 mm/min	= 0.003281 ft/min
	1 kN	= 224.8 lb		1 m/sec	= 3.281 ft/sec
	1 kgf	= 2.2046 lb		1 mm/sec	= 0.03281 ft/sec
	1 kN	= 0.2248 kip		1 m/min	= 39.37 in./min
	1 kN	= 0.1124 U.S. ton		1 cm/sec	= 0.3937 in./sec
	1 metric ton	= 2204.6 lb		1 mm/sec	= 0.03937 in./sec
	1 N/m	= 0.0685 lb/ft	Coefficient of consolidation:	1 cm ² /sec	= 0.155 in. ² /sec
				1 m ² /yr	= 4.915 × 10 ⁻⁵ in. ² /sec
				1 cm ² /sec	= 1.0764 × 10 ⁻³ ft ² /sec

