



دانشگاه صنعتی شریف

دانشکده مهندسی عمران

مکانیک خاک
(Soil Mechanics)

دکتر علی پاک

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

پیش‌گفتار:

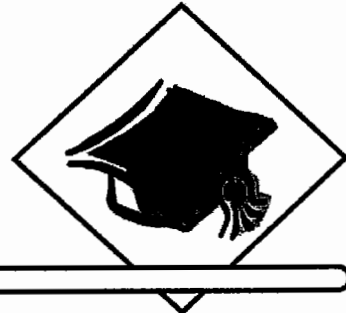
مهندسی ژئوتکنیک (Geotechnical Engineering) یکی از شاخه‌های اصلی مهندسی عمران محسوب می‌شود که در آن، ویژگی‌های مکانیکی خاک‌ها و سنگ‌ها به عنوان "مصالح مهندسی" مورد بررسی دقیق قرار می‌گیرد. از آنجا که بارهای استاتیکی و دینامیکی وارد بر سازه‌ها در نهایت به شالوده سازه و از آنجا به زمین منتقل می‌شود، بررسی رفتار خاک یا سنگ از نظر مقاومت و تغییر شکل در زیر سازه دارای اهمیت زیادی است. در برخی دیگر از پروژه‌های مهندسی نظیر تونل‌ها، سدها، بدنه‌ی راه‌ها و راه آهن، و سازه‌های نگهبان، خاکریزی‌ها، خاکبرداری‌ها (ترانشه‌ها) و کارهای دریایی مباحث مهندسی خاک و سنگ، نقش اصلی را در تحلیل و طراحی ایفا می‌نمایند.

درس مکانیک خاک (Soil Mechanics) در کنار مکانیک جامدات و مکانیک سیالات یکی از دروس پایه را در برنامه‌ی آموزشی دانشجویان مهندسی عمران تشکیل می‌دهد. جزوه‌ی حاضر به عنوان نت‌های تکمیلی (Supplementary course notes) درس مکانیک خاک برای دانشجویان دانشکده مهندسی عمران دانشگاه صنعتی شریف تهیه شده است. مطالب جزوه‌ی حاضر مکمل بحث‌های مطرح شده در کلاس می‌باشد. این مطالب از مراجع مختلف که فهرست آن‌ها در پایان هر فصل قید شده، گردآوری شده است.

از آقای مهندس محسن عمادی جهت تهیه و آماده سازی متن، از خانم مریم افشاری جهت ترسیم شکل‌ها، و از خانم مهندس سوده صمیمی جهت بازخوانی و ویرایش نهایی، قدردانی می‌شود. ارائه‌ی نظرات اصلاحی که موجب ارتقای کیفی متن حاضر می‌گردد موجب امتنان خواهد بود.

فهرست مطالب

الف	مقدمه
۱	فصل اول: مشخصات اساسی خاک‌ها
۳۸	فصل دوم: تراکم خاک‌ها
۵۰	فصل سوم: آب در خاک
۸۲	فصل چهارم: تنش و تغییر شکل در خاک
۱۱۳	فصل پنجم: تحکیم
۱۴۷	فصل ششم: مقاومت برشی خاک
۱۷۶	فصل هفتم: پایداری شیبهای خاکی



فصل اول

مشخصات اساسی خاکها

خاکها و سنگها:

سنگ: به مجموعه‌ی طبیعی از ذرات کانی یا مینرال‌ها (Mineral Particles) اطلاق می‌شود که به وسیله‌ی نیروهای چسبنده قوی و دائمی به هم متصل شده‌اند.

خاک: مجموعه طبیعی از ذرات مینرال‌هاست که فاقد نیروهای چسبنده قوی بوده و می‌توان ذرات آن را با تکان دادن یا قرار دادن در آب از هم جدا نمود. خاک‌ها نتیجه فرایند هوازدگی سنگ‌ها هستند.

باید توجه داشت که بعضی از سنگ‌ها به خاطر هوازدگی به شکل خاک عمل می‌کنند و بسیاری از خاک‌ها طی فرآیند تکتونیکی طوری بهم چسبیده‌اند که مقاومت شبیه یک سنگ را دارند، پس تعاریف فوق برای کارهای مهندسی یک تعریف مورد استفاده نیست.

تنها نکته‌ای که می‌توان به آن اشاره کرد آن است که: «سنگ‌ها منشأ (مادر) خاک‌ها هستند.»

سنگ‌ها را می‌توان به سه دسته‌ی کلی تقسیم کرد:

- سنگ‌های آذرین: این سنگ‌ها مستقیماً از سرد شدن ماگما و مواد مذاب آتشفشانی تشکیل می‌شوند.
- سنگ‌های رسوبی: این نوع سنگ‌ها در اثر هوازدگی فیزیکی یا شیمیایی سنگ‌های آذرین و انتقال آن‌ها در طبیعت ایجاد میشوند.
- سنگ‌های دگرگونی: سنگ‌های دگرگونی تحت اثر فشار و حرارت زیاد وارد بر سنگ‌های آذرین و یا رسوبی تشکیل می‌شوند.

علت هوازدگی و خورد شدن سنگ‌ها:

۱- فیزیکی: که روی ساختار کانی‌ها تأثیری نمی‌گذارد. هوازدگی فیزیکی با سازو کارهای مختلفی در طبیعت بوقوع

می‌پیوندد

- فرسایش (Erosion): آب و باد دو عامل فرسایش بشمار می روند. معمولا فرسایش آبی بیشتر از فرسایش بادی است.
- یخ زدن و آب شدن پی در پی آب در خلل و فرج سنگها (Freezing and thawing): که از عوامل مهم در خرد شدن تدریجی سنگها محسوب می شود
- ۲- شیمیایی: این نوع هوازدگی روی ساختار مینرالها اثر می گذارد. در این دسته میتوان حل شدن در اسیدها مثل CO_2H_2 ، اکسیداسیون و هیدرولیز را نام برد.

دسته بندی خاکها:

خاکها را بطور کلی می توان به دو دسته تقسیم کرد:

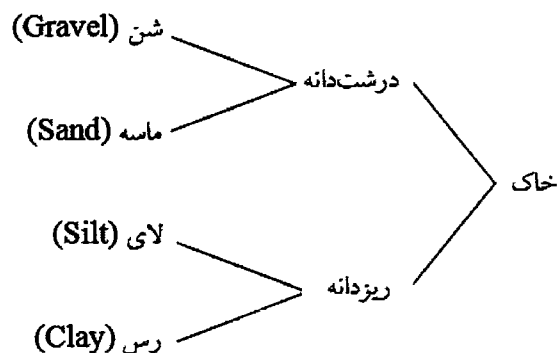
- خاکهای برجها: این دسته، خاکهایی هستند که در اثر هوازدگی مکانیکی (فیزیکی) یا شیمیایی که در محل سنگ مادر (Parent rock) روی می دهد ایجاد شده اند و خاک در همان جا تولید می شود.
- خاکهای انتقالی: در این دسته، قطعات خرد شده ی سنگ پس از هوازدگی فیزیکی یا شیمیایی به وسیله عوامل طبیعی از محل سنگ مادر به محل دیگری جابه جا شده اند.

عوامل انتقال دهنده ی خاکها: (Transporting Agent)

- ۱- باد (Wind): باد قادر است با نیرویی که دارد، خاکهای دانه ریز را از منطقه ای به منطقه ای دیگر منتقل کند. به عنوان مثال می توان تپه های ماسه ای تشکیل شده در بیابانها را نام برد. به این دسته از خاکها، خاکهای «بادرتی» می گویند.
- ۲- آب (Water): آب نیز قادر است خاکها را از محلی به محل دیگر منتقل کند. برای مثال آب رودخانه ها و سیلابها دو عامل مهم در انتقال خاکها محسوب می شوند. خاک منتقل شده در محل جدید رسوب کرده و لایه های رسوبی را تشکیل می دهند. به این دسته از خاکها، خاکهای «آبرفتی» می گویند.
- ۳- یخچالها (Glaciers): زمین تا به حال چندین دوران یخبندان را پشت سر گذاشته است. در این دورانها یخچالها از قطبین به سمت نوار مرکزی زمین و استوا پیش آمده اند. با توجه به اینکه در یخچالها خاک و سنگ به مقدار فراوان وجود دارد، آمدن آنها به نوار مرکزی زمین و آب شدن یخچالها باعث می شود تا مقدار زیادی خاک در آن مناطق رسوبگذاری شود. به این خاکها، خاکهای «یخرفتی» گفته می شود.
- ۴- جاذبه ی زمین: (Gravity) جاذبه ی زمین نیز باعث می شود تا خاک موجود در ارتفاعات بر اثر وزنشان به پائین دامنه آمده و مخروط افکنه ها را تشکیل دهند.
- ۵- عوامل انسانی: انسان با ساختن ماشینهای سنگین خود عامل جابه جایی خاک از یک منطقه به منطقه دیگر است.

خاک در مهندسی عمران:

خاک در مهندسی عمران را می توان به صورت زیر دسته بندی کرد تا به خاطر سپردن آنها آسان باشد:



خاک‌های درشت‌دانه:

خاک‌های درشت‌دانه، خاک‌هایی هستند که تک تک دانه‌های آن‌ها با چشم غیرمسلح قابل تشخیص است.

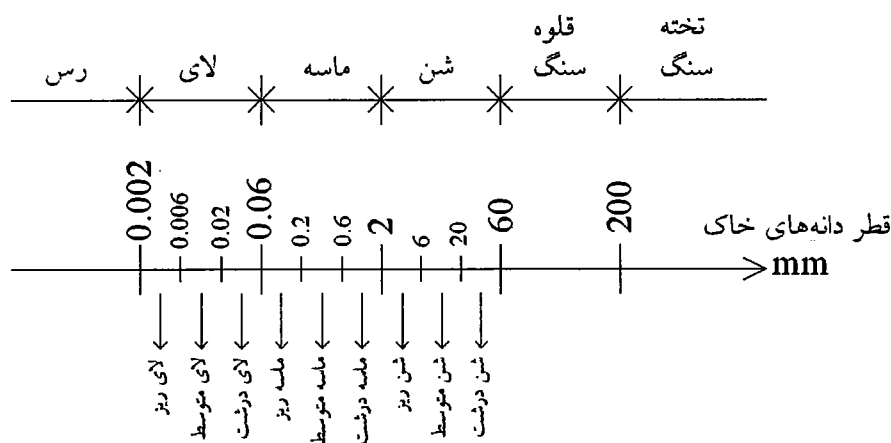
خاک‌های ریزدانه:

این دسته از خاک‌ها، خاک‌هایی هستند که دانه‌های آن‌ها با چشمان غیرمسلح قابل تمیز دادن نیست. باید دقت داشت که معمولاً نمی‌توان خاک کاملاً خالصی را در طبیعت پیدا کرد. خاک همواره ترکیبی از ریزدانه، درشت‌دانه و یک سری مواد آلی است. این مواد آلی می‌تواند برگ پوسیده درختان یا ریشه‌ی آن‌ها و نظایر آن باشند.

دانه‌های خاک‌های درشت‌دانه معمولاً غیرچسبنده و جدا از هم هستند. در صورتی که دانه‌های خاک ریزدانه معمولاً بهم چسبیده می‌باشند. علت عمده‌ی چسبندگی ریزدانه‌ها وجود خاک رس در ترکیب آن‌هاست. وجود چسبندگی تأثیر زیادی در رفتار خاک در مهندسی می‌گذارد.

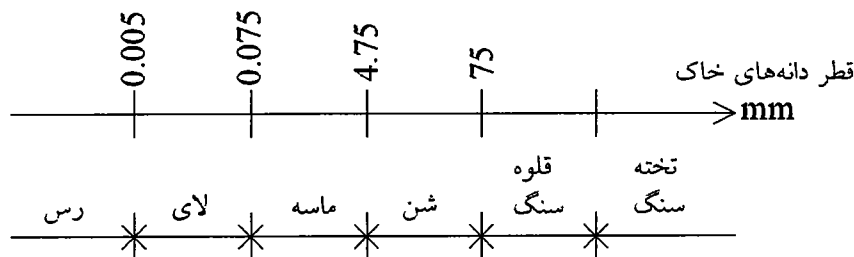
محدوده‌ی ابعاد خاک‌های ریزدانه و درشت‌دانه در آیین‌نامه‌ها ذکر شده است ولی تفاوت اندکی بین آن‌ها وجود دارد. به همین دلیل در هنگام طبقه‌بندی خاک باید آیین‌نامه‌ی مورد استفاده را مشخص کرد.

آیین‌نامه انگلیس (BS) و طبقه‌بندی MIT آمریکا



طبقه‌بندی ASTM آمریکا

و طبقه‌بندی unified (USCS) که بیشتر پروژه‌های ژئوتکنیکی با استفاده از این آیین‌نامه است.



همانطور که مشخص است ممکن است یک خاک با ابعاد مشخص در یک آئین نامه لای و در آئین نامه دیگری ماسه طبقه بندی گردد. پس در هنگام طبقه بندی حتماً باید آئین نامه مورد استفاده ذکر شود.

خاک‌های درشت دانه را از نظر شکل ظاهری میتوان بصورت زیر طبقه بندی کرد:

- گرد گوشه (Rounded)
- تقریباً گرد گوشه (Sub-Rounded)
- تقریباً تیز گوشه (Sub-Angular)
- تیز گوشه (Angular)

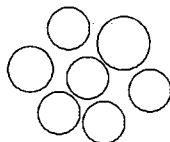
معمولاً هر چه دانه‌های خاک تیز گوشه تر باشد، کناره‌های آنها با هم بیشتر درگیر شده و مقاومت خاک را بالا می‌برد. به عبارت دیگر خاک‌های گرد گوشه دارای مقاومت برشی کمتری هستند. رنگ خاک‌های درشت دانه خاکستری است.

مهمترین عامل شناسایی در خاک‌های درشت دانه، دانه بندی (Gradation) آنها است. خاک درشت دانه از نظر دانه بندی می‌تواند یکی از حالات زیر باشد:

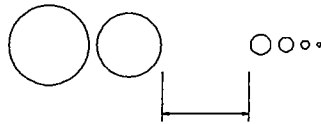
- خاک خوب دانه بندی شده: در این دسته تقریباً تمام قطرهای مختلف دانه های خاک وجود دارد.
- در این نوع دانه بندی، دانه‌های کوچکتر فضای بین دانه‌های بزرگتر را پر می‌کنند و خاک دانسیته‌ی بیشتری دارد.



- خاک‌های بد دانه بندی شده (خاک یکنواخت): در این دسته فضای خالی بین ذرات زیاد است.



یک نوع از خاک‌های بد دانه‌بندی شده خاک‌های Gap-graded است. مثلاً خاکی که دارای دانه‌های درشت و دانه‌های ریز باشد ولی دانه‌های متوسط نداشته باشد خاک Gap-graded یا خاک با دانه‌بندی گسسته نامیده می‌شود.



در مورد دانه بندی خاکها در ادامه فصل توضیح کاملی خواهد آمد.

مهمترین عامل شناسایی خاکهای ریز دانه (لای و رس) خاصیت خمیری بودن و چسبندگی آنهاست.

رس مجموعه ای است از کانی‌های بلورین پولکی شکل میکروسکوپی که در اختلاط با آب خاصیت خمیری و چسبندگی پیدا می‌کند.

اینکه رس‌ها در تماس با آب، خاصیت چسبندگی پیدا می‌کنند، ویژگی مخصوص خاک‌های رس است. رس‌ها از لای‌ها ریزدانه ترند رنگ خاک‌های ریزدانه متمایل به قهوه‌ای است.

از آنجا که ذرات لای و رس با چشم قابل دیدن نیستند تشخیص لای از رس بدون آزمایش در صحرا مشکل است.

برای تشخیص سریع لای از رس در خاک‌های ریزدانه چند روش ساده وجود دارد:

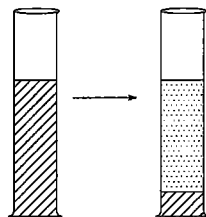
۱- روش تکان دادن...

ابتدا خاک مورد آزمایش را با آب مخلوط می‌کنیم تا گل به دست آید. سپس گل حاصله را در کف دستمان گذاشته و با دست دیگر به زیر آن می‌زنیم. اگر سطح گل براق شد و به اصطلاح آب روی گل قرار گرفت می‌توان گفت خاک مورد نظر لای است. چون خاک رس به آسانی آب را رها نمی‌کند.

۲- مخلوط کردن در استوانه آب...

خاک مورد آزمایش را در استوانه‌ی آبی می‌ریزیم و آن را تا حد مشخصی آب می‌کنیم و تا ۳۰ ثانیه به هم می‌زنیم. سپس آن را به کناری گذاشته و زمان را اندازه‌گیری می‌کنیم.

لای بعد از ۶۰-۱۵ دقیقه در داخل استوانه ته نشین می‌شود. در حالی که رس چندین ساعت یا حتی چندین روز به صورت معلق باقی می‌ماند یعنی رس آب را به صورت گل آلود نگه می‌دارد.



۳- روش مقاومت خشک...

مقداری از خاک مورد آزمایش را با آب مخلوط می‌کنیم و سپس آن را در مجاورت هوا گذاشته تا کاملاً خشک شود، آن گاه نمونه‌ی خشک شده را بین انگشت شست و انگشت سبابه قرار می‌دهیم و سعی می‌کنیم تا آن را خرد کنیم. اگر نمونه از خاک رس تشکیل شده باشد خیلی به سختی می‌شکند اما اگر نمونه از لای باشد به آرامی خرد می‌شود.

۴- خاصیت خمیری...

خمیری شدن صفت اختصاصی خاک‌های رس است. اگر خاک مورد آزمایش رس باشد بعد از مخلوط کردن با آب به صورت خمیری در می‌آید و می‌توان آن را به صورت فتیله (استوانه ای به قطر حدود ۳ میلیمتر) درآورد اما اگر لای باشد، قبل از رسیدن به این مرحله خواهد شکست.

۵- لمس...

خاک رس با آب دارای لمس صابونی است اما لای دارای لمس زیر است. خاک‌های ریزدانه معمولاً دارای مقداری مواد آلی نیز هستند. این خاک‌ها را می‌توان از رنگ سیاه یا خاکستری تیره آن‌ها شناخت، از این خاک‌ها معمولاً بوی ریشه‌ی گیاهان استشمام می‌شود. خاک‌های آلی سست هستند و با اعمال بار بر آن‌ها فشرده می‌شوند، به همین دلیل اصولاً برای کارهای مهندسی خوب نیستند. قسمت عمده بعضی از خاک‌ها را مواد آلی تشکیل می‌دهند. به این خاک‌ها اصطلاحاً Peat گفته می‌شود که ارزش مهندسی ندارند. این خاک‌ها دارای رنگ سیاه، خاکستری تیره یا قهوه‌ای تیره بوده و دارای بوی نامطبوعی هستند. می‌توان این خاک‌ها را جز دسته‌ی کودها در کشاورزی به حساب آورد. در جایی که گیاهان کاشته می‌شوند و رشد می‌کنند معمولاً تا جایی که ریشه گیاهان وجود دارند، خاک مناسبی برای بنا کردن سازه وجود ندارد. در چنین محل‌هایی در صورتی که قصد بنا کردن سازه‌ای وجود داشته باشد باید خاک‌های سطحی را برداشت تا به خاک‌های طبیعی زمین برسیم.

دانه بندی خاک‌ها: (Gradation)

هدف از دانه بندی خاک‌ها این است که بدانیم قطرهای مختلف دانه‌ها چند درصد از خاک را به خود اختصاص داده‌اند.

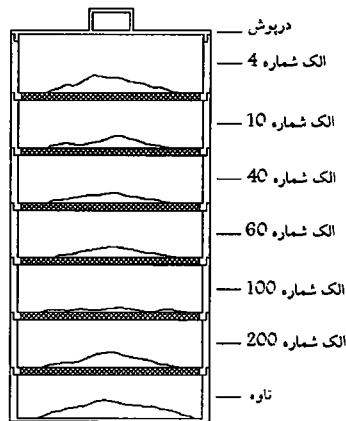
دانه بندی برای خاک‌های درشت دانه بسیار اهمیت دارد. برای دانه بندی خاک‌های درشت دانه از آزمایش الک (Sieve) استفاده می‌شود. اندازه‌ی سوراخ‌های الک‌های استفاده شده در این آزمایش استاندارد است و با افزایش شماره‌ی الک، ابعاد سوراخ‌های آن کوچک تر می‌شود. شماره‌ی الک، تعداد سوراخ‌ها در یک اینچ از طول الک را نشان می‌دهد.

در استاندارد ASTM آمریکا رابطه‌ی شماره‌ی الک و قطر سوراخ‌های آن به صورت زیر است:

شماره‌ی الک	قطر سوراخ برحسب میلیمتر
# 4	4.76
# 6	3.36
# 10	2.00
# 20	0.84
# 40	0.42
# 60	0.25
# 100	0.149
# 200	0.074

الک #4 مرز بین شن و ماسه است.

براساس تعریفی که برای خاک‌های ریزدانه داشتیم، هرچه از الک #200 عبور کند، خاک ریزدانه محسوب می‌شود. طریقه انجام آزمایش دانه‌بندی به این صورت است که ابتدا الک‌ها را از شماره‌ی بزرگتر تا شماره‌ی کوچکتر روی هم قرار می‌دهند و خاک را به روی اولین الک ریخته و آن را طی زمان استاندارد در دستگاه لرزاننده قرار می‌دهند. بعد از مدت تعیین شده در استاندارد (حدود ده دقیقه)، خاک‌های مانده روی هر الک را وزن می‌کنند و براساس فرمول زیر درصد مانده روی هر الک را مشخص می‌کنند.

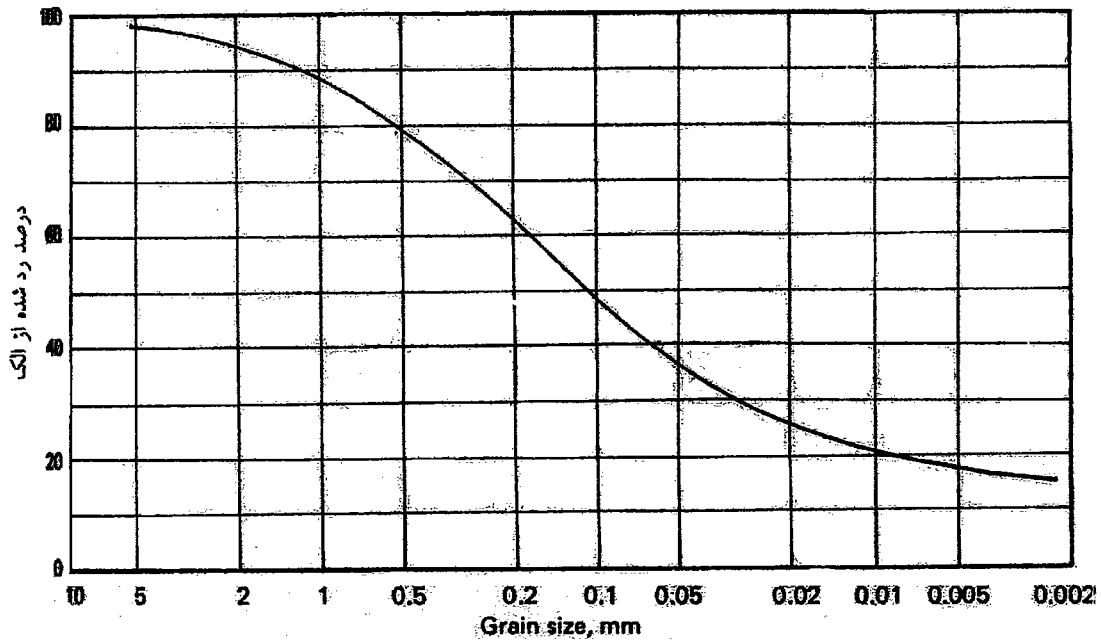


وزن خاک مانده روی الک

$$\text{درصد مانده روی الک} = \frac{\text{وزن کل خاک}}{\text{وزن کل خاک}} * 100$$

$$\text{درصد مانده الک‌های بالا} = 100 - \sum \text{درصد رد شده از الک}$$

حال اگر نتیجه‌ی کار را روی یک نمودار رسم کرده و نقطه‌ها را بهم وصل کنیم، به منحنی S ماندی می‌رسیم که به آن منحنی دانه بندی گفته می‌شود.



به علت فاصله‌ی زیاد نقاط روی محور افقی معمولاً محور افقی این منحنی که اندازه دانه‌ها یا قطر سوراخ الک‌ها است، لگاریتمی در نظر گرفته می‌شود. به دست آوردن این منحنی قدم اول در شناسایی خاک است.

در استاندارد انگلیس، شماره‌ی الک‌ها و قطر سوراخ آن‌ها براساس زیر است:

شماره الک	قطر سوراخ الک (mm)
# 5	3.36
# 8	2.06
# 12	1.41
# 18	0.85
# 25	0.60
# 36	0.42
# 60	0.25
# 100	0.15
# 200	0.076

در نموداری که رسم شد فقط خاک‌های درشت دانه (بزرگتر از 0.002 میلیمتر) در نظر گرفته شد. در مورد خاک‌های ریزدانه از آزمایش هیدرومتری (آزمایش ته نشینی، آزمایش تجزیه‌ی مکانیکی تر) برای دانه بندی استفاده میشود. اساس علمی این آزمایش، قانون استوکس است. طبق این قانون: «سرعتی که یک جسم کروی در یک سیال سقوط آزاد می‌کند، طبق رابطه‌ی زیر به قطر آن جسم و چگالی آن و چگالی سیال و همینطور به لزجت (ویسکوزیته) سیال بستگی دارد»

$$D = \left[\frac{18\eta}{(G_s - 1)\gamma_w} \cdot \frac{y}{t} \right]^{1/2}$$

در رابطه‌ی بالا...

D: قطر جسم سقوط کننده

η : ویسکوزیته سیال (آب)

G_s : توده‌ی ویژه‌ی جسم (خاک)

γ_w : وزن مخصوص سیال (آب)

y: ارتفاع سقوط دانه

t: زمان سقوط دانه‌ها با قطرهای مختلف

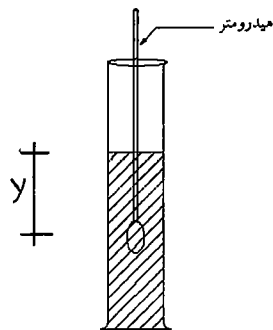
می‌باشد.

در این آزمایش مقدار معینی از خاک ریزدانه (۵۰ گرم) در یک استوانه شیشه‌ای مدرج که با آب مقطر پر شده است ریخته می‌شود (گاهی برای تعلیق بهتر خاک ریزدانه و جدا شدن ذرات از یکدیگر کمی هگزامتافسفات سدیم به آب اضافه می‌شود). سپس استوانه حاوی آب و خاک حدود یک دقیقه با دست تکان داده شده و سپس در حالت سکون روی میز قرار می‌گیرد. پس از گذشت مدت زمان معینی تمام دانه‌های درشت تر از یک اندازه خاص به زیر تراز معینی ته نشین می‌شوند. این تراز (y) با وسیله خاصی بنام هیدرومتر اندازه‌گیری می‌شود.

براساس رابطه استوکس پس از گذشت زمان t تمام دانه‌های بزرگتر از قطر D در عمقی بیشتر از y قرار گرفته‌اند، بنابراین با اندازه‌گیری y از روی بدنه مدرج هیدرومتر در زمانهای مشخص شده در استاندارد آزمایش (۲، ۵، ۱۵، ۳۰ ... دقیقه پس از زمان آغاز ته‌نشینی دانه‌ها)، می‌توان قطر دانه‌ها را بدست آورد (ASTM D422 (0408))

$$D \text{ از } \frac{a \times y}{W_s} \times 100 = \text{درصد وزنی دانه‌های با قطر کوچکتر از}$$

W_s وزن نمونه خاک
 a ضریب تصحیح قرائت



*

براساس این آزمایش ادامه‌ی منحنی برای دانه‌بندی کوچکتر از 0.002 میلیمتر مشخص می‌شود. البته منحنی رسم شده برای خاک‌های ریزدانه یک منحنی تقریبی است و ایراداتی به آن وارد است:

- قانون استوکس برای اجسام کروی بیان شده است. حتی اگر ذرات لای هم کروی فرض شود، اما در تعریف رس‌ها گفتیم که ذرات آن‌ها پولکی یا سوزنی شکل هستند.
- قانون استوکس برای یک جسم تنها بیان شده است، اما حتی در مقدار کمی خاک هم ممکن است میلیون‌ها ذره موجود باشد، و برخورد ذرات خاک به یکدیگر حرکت آزاد آنها را تحت تأثیر قرار می‌دهد.
- گفتیم که قطر دانه‌های رس کمتر از 0.002 میلیمتر است، در این اندازه‌ها، حرکت ذرات ثقلی نیست و تابع حرکت براونی (Brownian Motion) می‌باشد.

اما همانطور که گفته شد دانه‌بندی در مورد خاکهای ریزدانه چندان مهم نیست و از این قسمت از منحنی زیاد استفاده نمی‌شود.

موارد استفاده از منحنی دانه بندی:

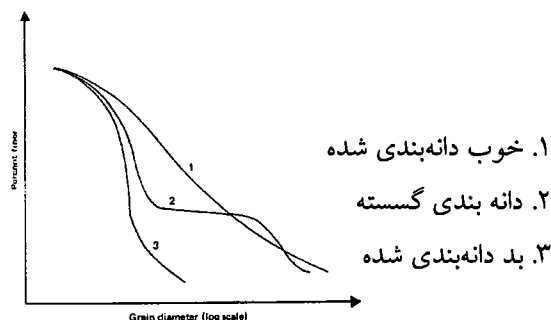
۱- می‌توان پی برد چند درصد از خاک در دسترس (مورد آزمایش) از یک قطر مشخص کوچکتر هستند... برای هر قطر مشخص می‌توان میزان رد شده از الک برحسب درصد را مشخص کرد، اما در این میان سه مقدار استاندارد معرفی می‌شود که از همه مهم تر است:

D_{10} : اندازه ای از دانه‌های خاک که 10٪ ذرات از آن کوچکترند. (اندازه‌ی مؤثر)

D_{30} : اندازه ای از دانه‌های خاک که 30٪ ذرات از آن کوچکترند.

D_{60} : اندازه ای از دانه‌های خاک که 60٪ ذرات از آن کوچکترند.

۲- دانه بندی خوب یا بد...



هر چه منحنی خوابیده تر باشد به معنای آن است که، در خاک انواع بیشتری از دانه‌ها با قطرهای متفاوت وجود دارد و در نتیجه دانه بندی خوب است.

اما هرچه منحنی ایستاده تر باشد تمامی ذرات در ناحیه خاصی قرار می‌گیرند و می‌توان گفت خاک بد دانه بندی شده یا یکنواخت است.

معیاری که برای تشخیص فوق به کار می‌رود، ضریب یکنواختی (coefficient of uniformity) است که به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

هر چه C_u به یک نزدیکتر باشد D_{60} به D_{10} نزدیکتر است و نشان می‌دهد که خاک بد دانه بندی شده است و بالعکس. هر چه C_u بزرگتر باشد، خاک خوب دانه بندی شده است.

در حالاتی ممکن است C_u عدد بزرگی باشد اما خاک موردنظر بد دانه بندی شده باشد. این حالت زمانی اتفاق می‌افتد که محدوده خاصی از دانه‌ها در خاک نباشد. این دسته از خاک‌ها را با عنوان «Gap graded» یاد کردیم.

برای حل این مشکل، می‌توان ضریب دیگری بنام ضریب انحناء (coefficient of curvature) تعریف کرد که از روی آن چنین مسئله ای نیز قابل تشخیص است.

$$C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{60} \times D_{10}}$$

اگر $C_c > 4$ یا $C_c < 1$ (۴ برای شن و ۶ برای ماسه) و $1 \leq C_c \leq 3$ باشد خاک مورد نظر خوب دانه بندی شده است اما اگر یکی از این شرایط برقرار نباشد، خاک بد دانه بندی شده است.

خواص خمیری (پلاستیک) خاک‌های ریزدانه:

پلاستیسیته به توانایی خاک در تحمل تغییرشکل‌های برگشت ناپذیر در حجم ثابت و بدون ترک خوردگی اطلاق می‌شود. علت عمده‌ی اینکه «خاک‌های رسی خاصیت پلاستیسیته دارند» کوچک بودن ابعاد ذرات آنهاست که این باعث می‌شود نسبت سطح به وزن آنها (سطح ویژه) خیلی زیاد شود. در چنین حالتی نیروهای سطحی ذرات بر نیروهای ثقلی غلبه کرده و رفتار آنها را تحت تأثیر قرار می‌دهند.

کانی شناسی (Mineralogy) خاک‌های ریزدانه:

برای اینکه به علت خاصیت خمیری خاک‌های ریزدانه پی ببریم باید بحث کانی شناسی آن‌ها را مورد بررسی قرار دهیم.

به طور کلی می‌توان نیروها را به دو دسته تقسیم کرد:

- نیروهای سطحی (Traction)

- نیروهای حجمی (Body force)

گفتیم که رس‌ها دارای دانه‌های پولکی شکل و سوزنی شکل هستند که قطر آن‌ها کمتر از 0.002mm است. در این حالت سطح دانه‌ها نسبت به وزن آن‌ها زیاد است. سطح مخصوص نسبت سطح دانه‌ها به وزن آن‌هاست. زیاد بودن سطح مخصوص باعث می‌شود تا نیروهای سطحی بر نیروی‌های حجمی (مانند وزن) غلبه کنند. عبارت دیگر مقدار نیروی سطحی از نیروی ثقلی بیشتر است.

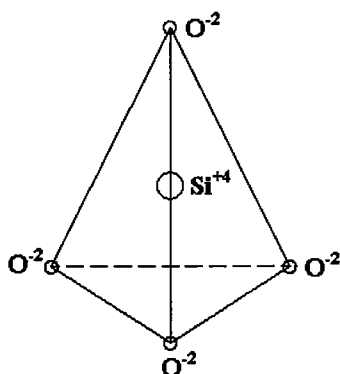
نیروهای سطحی، نیروهای الکتریکی هستند که یون‌های کانی‌های مختلف رس باعث به وجود آمدن آن‌ها می‌شود و باعث می‌شوند تا روی هم تأثیر بگذارند.

واحدهای سازنده‌ی کانی‌های رسی عبارتند از...

-Silica tetrahedron

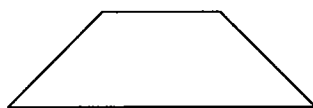
-Alumina octahedran

واحد Silica tetrahedron دارای مولکول‌های چهاروجهی به صورت زیر هستند.



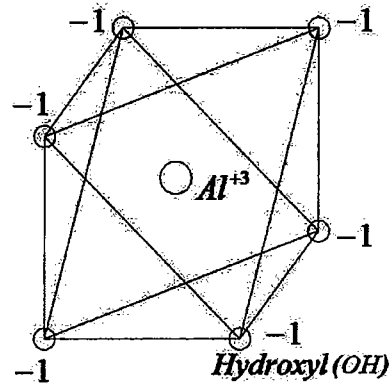
گاهی در طبیعت Al^{3+} جایگزین Si^{4+} می‌شود.

این مولکول‌ها در محل قاعده چهار وجهی اکسیژن‌های خود را به اشتراک گذاشته و صفحه‌ای بنام Silica Sheet را به وجود می‌آورند. این گونه صفحات را با علامت (ذوزنقه) نشان می‌دهند.



در واحدهای Alumina octahedron ساختار به صورت هشت وجهی است که در شکل زیر نشان داده شده است.

در طبیعت ممکن است Fe^{2+} ، Fe^{3+} یا Mg^{2+} جایگزین Al^{3+} شود.

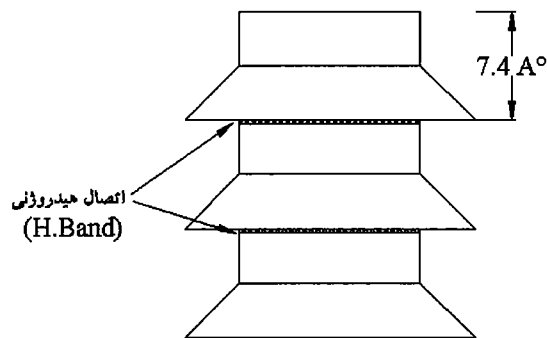


در این حالت نیز مولکول‌ها در کنار هم قرار گرفته و صفحه ای را به وجود می‌آورند که به آن Alumina Sheet گفته می‌شود. این گونه صفحات را با علامت مستطیل نشان می‌دهند.

کانی‌های رسی معروف:

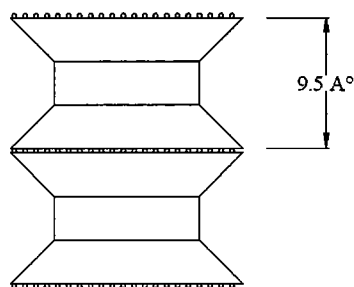
۱- کائولینیت (کائولن) (Kaolinite):

از لایه‌های متناوب سیلکاشیت و آلومیناشیت تشکیل شده است که اتصال بین آن‌ها، اتصال قوی هیدروژنی است.



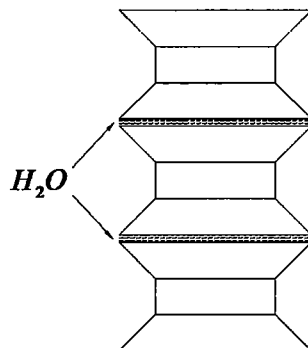
۲- ایلیت (Illite):

در این کانی اتصالات به وسیله یون K^+ انجام می‌گیرد که از اتصالات هیدروژنی ضعیف تر است اما بالنسبه اتصال خوبی است.



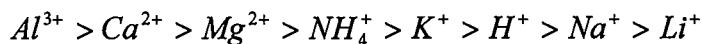
۳- مونت موریلونیت (Montmorillonite):

در این کانی اتصالات با مولکول H_2O است که خیلی ضعیف می‌باشد. در این کانی با جذب آب فاصله‌ی بین Sheetها بیشتر شده و خاک متورم می‌شود. به این خاصیت تورم یا آماس کردن گفته می‌شود. آماس کردن در این کانی خیلی بیشتر از کانی‌های دیگر است.



کانی‌های رسی دیگری نیز مانند هالوزیت، اسمکتیت، پیروفیلیت و ... وجود دارند که کمتر در طبیعت یافت می‌شوند.

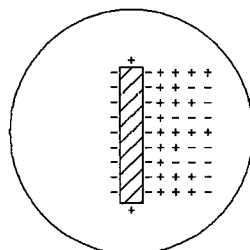
در کانی‌های رسی که در بالا عنوان شد، ترتیب جایگزینی به صورت زیر است:



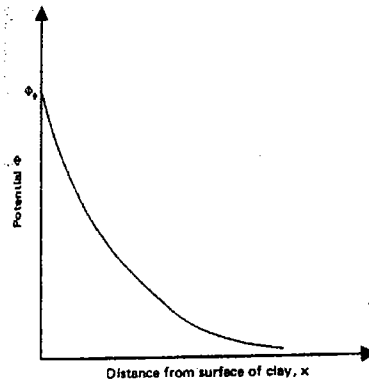
یعنی در طبیعت یون‌های قوی‌تر می‌توانند جایگزین یون‌های ضعیف‌تر شوند.

همانطور که در ساختارهای مولکولی نشان داده شده می‌توان مشاهده کرد برآیند بار الکتریکی یون‌ها به صورت بالانس نیست و بار منفی بیشتر از بار مثبت است. در این حالت بارهای منفی سطح دانه‌های سوزنی شکل رس را می‌گیرند.

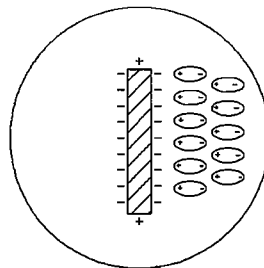
این ذرات هنگامی که در آب قرار می‌گیرند تمایل زیادی دارند تا یون‌های مثبت داخل آب را جذب کنند. این تمایل باعث می‌شود تا یون‌های مثبت نمک داخل آب، توسط سطوح پولکی شکل رس‌ها جذب شود. مشخص است که هر چه به سطح پولک‌های رسی نزدیک می‌شویم توانایی جذب آن‌ها بیشتر می‌شود. با دور شدن از سطح پولک‌ها رفته رفته این توانایی کمتر می‌شود تا جایی که باز تعادل یون‌های مثبت و منفی در آب برقرار می‌شود.



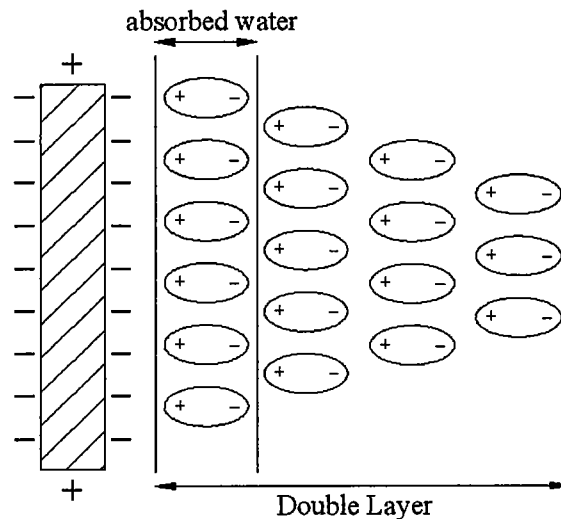
cation exchange



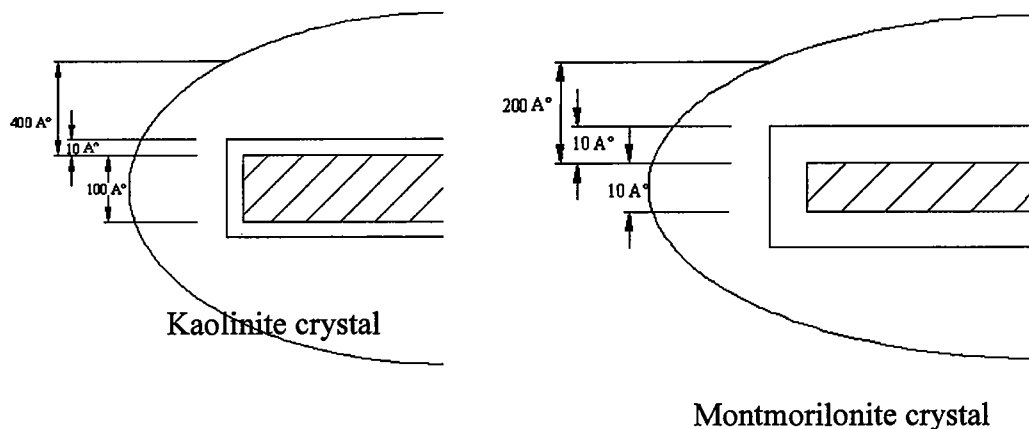
اما اگر نمکی در داخل آب نباشد چه اتفاقی خواهد افتاد؟
 از آنجا که مولکول آب یک مولکول قطبی است. در این حالت دانه‌های پولکی شکل رس مولکول‌های قطبی آب را به خود جذب می‌کنند. این عامل باعث می‌شود تا غشایی از آب در اطراف آن‌ها وجود داشته باشد. به علت وجود آب در اطراف دانه‌های پولکی رس، آن‌ها به راحتی می‌توانند جا به جا شوند و روی هم بلغزند و همین عامل باعث رفتار خمیری خاک‌های رس می‌شود.



ضخامت لایه‌ی آب اطراف پولک‌های رسی بسته به این است که آن‌ها تا چه حد خاصیت جذب کاتیون دارند. این منحنی برای خاک‌های مختلف، متفاوت است.
 به ضخامت آبی که اطراف دانه‌های پولکی را فرا می‌گیرد لایه‌ی دوگانه (Double Layer) گفته می‌شود. این ضخامت بستگی به بار منفی در جداره رس دارد.



اما لایه ای چسبیده به دانه‌های پولکی شکل رس وجود دارد که دانه‌ها این لایه آب را به سختی از دست می‌دهند. این لایه را adsorbed water می‌گویند. به عنوان نمونه داریم...

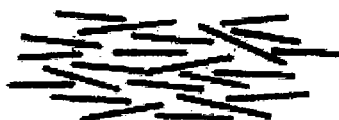


نسبت ضخامت لایه‌ی دوگانه به ضخامت خود دانه‌ی پولکی در مونت موریلونیت خیلی بیشتر از کائولینیت است به همین دلیل، مونت موریلونیت خمیر روان تری نسبت به کائولینیت تشکیل می‌دهد.

ساختار خاک‌های رسی:

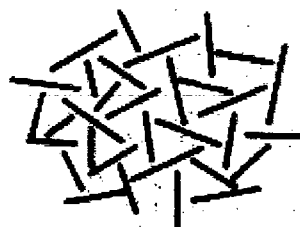
۱. Dispersed Structure

وجود بار الکتریکی یکسان باعث می‌شود تا دانه‌های پولکی شکل رس‌ها یکدیگر را دفع کنند.



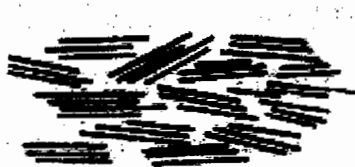
۲. Flocculated

در این حالت بارهای مثبت روی لبه، با بارهای منفی روی سطح جذب می‌شوند و چنین ساختاری را به وجود می‌آورند. در این حالت تخلخل خاک بیشتر از حالت اول است.



۳. turbostratic

در این حالت دانه‌ها شبیه حالت اول رفتار می‌کنند با این تفاوت که دانه‌های پولکی دسته‌بندی شده‌اند.



۴. Book house

این حالت نیز، حالتی شبیه حالت دوم است، با این تفاوت که دانه‌ها بصورت دسته بندی شده حضور دارند.



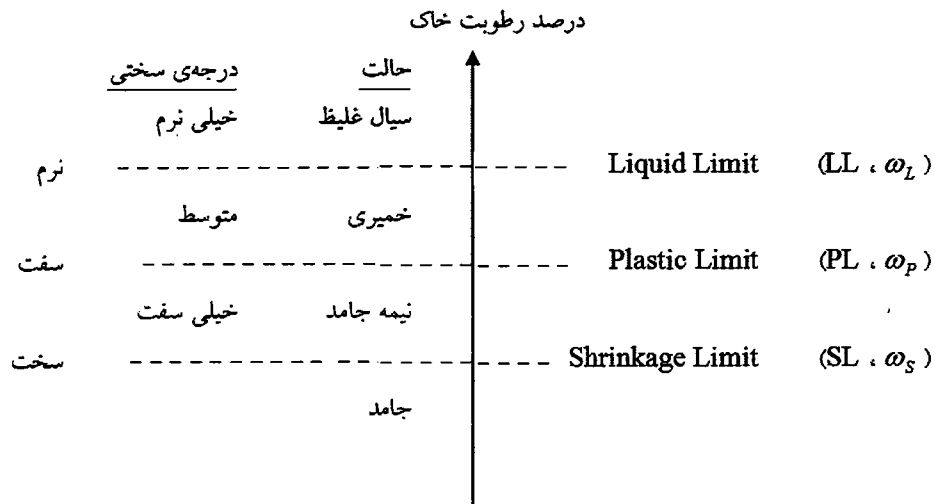
بنابراین وقتی در مورد خاک رس صحبت می‌شود هم ابعاد و هم ساختار شیمیایی کانی آن‌ها را در نظر گرفته می‌شود یعنی هم قطر دانه‌های آن باید از 0.002mm کوچکتر باشد، هم خاک از یکی یا مخلوطی از کانی‌های کائولینیت، ایلیت، مونت مورینولیت،... (یا کانی‌ها دیگر مثل پیروفیلیت، هالوزیت،...) تشکیل شده باشد. به عنوان مثال پودر سنگ ویژگی اول را دارد. اما چون خاصیت دوم را ندارد از رده‌ی رس‌ها به حساب نمی‌آید و لذا خاصیت چسبندگی هنگام مخلوط شدن با آب را ندارد.

Atterberg دانشمند سوئدی، مقداری ذرات ریز کوارتز با قطر کمتر از 0.002mm را با آب مخلوط کرد، اما مشاهده نمود که مخلوط حاصل خاصیت چسبندگی ندارد، بنابراین نتیجه گرفت در تعریف رس‌ها باید خصوصیت دیگری نیز علاوه بر ابعاد آن‌ها در نظر گرفته شود.

Gold Smith در آزمایشی مقداری خاک رس را با نفت مخلوط کرد و مشاهده نمود مخلوط حاصله خاصیت چسبندگی ندارد. علت این نتیجه قطبی نبودن مولکول‌های نفت برای جذب شدن روی سطوح رس و تولید خاصیت خمیری است.

حدود اتربرگ:

گفتیم که میزان آب موجود در خاک نقش مهمی را در ایجاد خاصیت خمیری خاک ایفا می‌کند. در سال ۱۹۱۱ برای اولین بار آقای Atterberg آزمایشاتی را انجام داد و حدودی را برای خاصیت خمیری خاک‌ها تعیین کرد که بنام خود وی نامیده می‌شود.



بنا به تعریف درصد رطوبت خاک برابر است با خارج قسمت وزن آب داخل خاک به وزن دانه‌های خشک خاک. این رابطه را می‌توان به صورت زیر نوشت:

$$\text{درصد رطوبت} = \frac{\text{وزن آب داخل خاک}}{\text{وزن دانه‌های خشک خاک}}$$

حال با دانستن این تعریف می‌توان حدود بالا را به صورت زیر تعریف کرد:

حد روانی (LL):

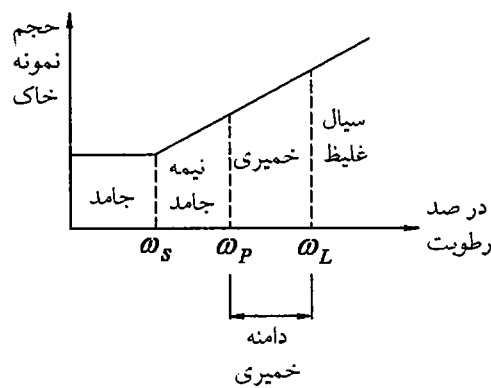
درصد رطوبتی است که مقدار بیشتر از آن باعث می‌شود مخلوط آب و خاک به صورت سیال غلیظی جریان پیدا کند. این حد در خاک‌ها، معمولاً بین 30-70٪ تغییر می‌کند.

حد خمیری (PL):

درصد رطوبتی است که اگر مقدار رطوبت در خاک از آن کمتر شود خاک خاصیت خمیری خود را از دست می‌دهد. حد خمیری خاکها تغییر چندانی ندارد و غالباً بین 25 تا 35 درصد تغییر می‌کند.

حد انقباض (SL):

درصد رطوبتی است که در رطوبت کمتر از آن نمونه دیگر کاهش حجم پیدا نمی‌کند و تدریجاً هوا جای آب را در حفرات خاک می‌گیرد.



دامنه‌ی خمیری (Plasticity Index):

دامنه‌ی خمیری، دامنه‌ای از درصد رطوبت است که در آن دامنه، خاک هر درصد رطوبتی داشته باشد رفتار خمیری از خود نشان می‌دهد.

$$PI = \omega_L - \omega_P$$

بنابراین برای خاک دو پارامتر مهم وجود دارد: حد روانی (LL) و دامنه‌ی خمیری (PI) اگر این دو پارامتر بزرگ باشند، خاک دارای خاصیت خمیری خوبی است اما اگر این دو پارامتر کوچک باشند خاک خاصیت خمیری کمی دارد.

اگر $LL > 70\%$ و $PI > 35\%$ باشد، درصد کانی‌های رسی در خاک زیاد است و خاک خاصیت خمیری زیادی دارد.

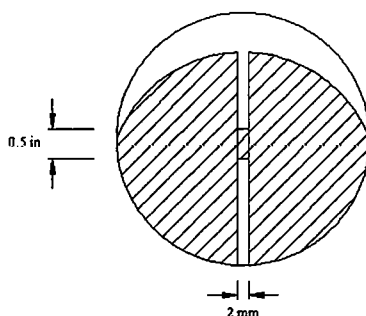
اگر $LL < 30\%$ و $PI < 10\%$ باشد، خاک از ریزدانه‌های غیررسی تشکیل شده است و خاصیت خمیری اندکی دارد.

آزمایش‌های استاندارد برای تعیین حدود آتربرگ:

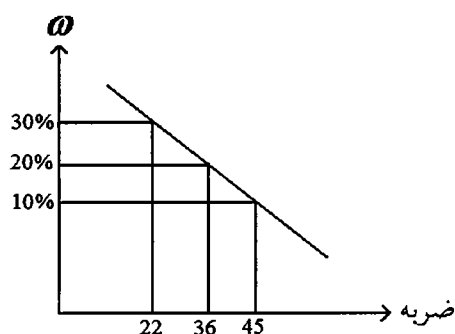
– آزمایش استاندارد حد روانی: (ASTM D423)

در این آزمایش میزان مشخصی خاک را با مقداری آب مخلوط می‌کنیم و سپس گل به دست آمده را به وسیله‌ی کاردک در کاسه فلزی نشان داده شده قرار می‌دهیم.

سپس به کمک شیارکش استاندارد، شیاری به عرض 2mm و عمق 8mm در خاک ایجاد می‌کنیم. درصد رطوبتی که باعث می‌شود گل در دو طرف شیار بعد از ۲۵ ضربه به کف کاسه به اندازه‌ی $\frac{1}{2}$ in. به هم متصل شوند، حد روانی نامیده می‌شود.



برای رسیدن به حد روانی، با درصدهای مختلف رطوبت این آزمایش را انجام می‌دهیم و با برآزش دادن خطی بر نقاط به دست آمده، حد روانی را به دست می‌آوریم. برای مثال اگر در سه آزمایش مختلف بر روی یک خاک با درصدهای رطوبت متفاوت تعداد ضربات مورد نیاز برای بسته شدن شیار به اندازه $\frac{1}{2}$ in. به ترتیب 22، 36 و 45 ضربه باشد می‌توان نمودار زیر را رسم و درصد رطوبت نظیر 25 ضربه را از روی آن بدست آورد.



- آزمایش استاندارد حد خمیری: (ASTM D424)

در این آزمایش یک نمونه از خاک مرطوب، با کف دست بر روی شیشه ورز داده می‌شود، تا یک فتیله از گل با قطر $\frac{1}{8}$ in ایجاد شود. اگر در این حالت فتیله خاک ترک نخورده باشد، نمونه مجدداً ورز داده شده و لوله کردن خاک روی شیشه تکرار می‌شود. این کار تا اینکه زمانی تکرار می‌شود که فتیله در لحظه رسیدن به قطر $\frac{1}{8}$ in شروع به ترک خوردن کند. درصد رطوبتی که در آن ترک خوردن اتفاق می‌افتد به عنوان حد خمیری در نظر گرفته می‌شود.

- آزمایش استاندارد حد انقباض: (ASTM D427)

برای تعیین حد انقباض (SL)، یک نمونه خاک مرطوب را در ظرف چینی گودی که حجم آن معلوم است ریخته و پس از اطمینان از اینکه ظرف چینی کاملاً با خاک مرطوب پر شده، آن را وزن می‌کنیم. بدین ترتیب وزن و حجم خاک مرطوب بدست می‌آید. سپس ظرف چینی را در کوره قرار می‌دهیم تا خاک کاملاً خشک شود. آن را وزن کرده و با ریختن جیوه در داخل ظرف چینی میزان کاهش حجم خاک در اثر خشک شدن را بدست می‌آوریم. حال داریم:

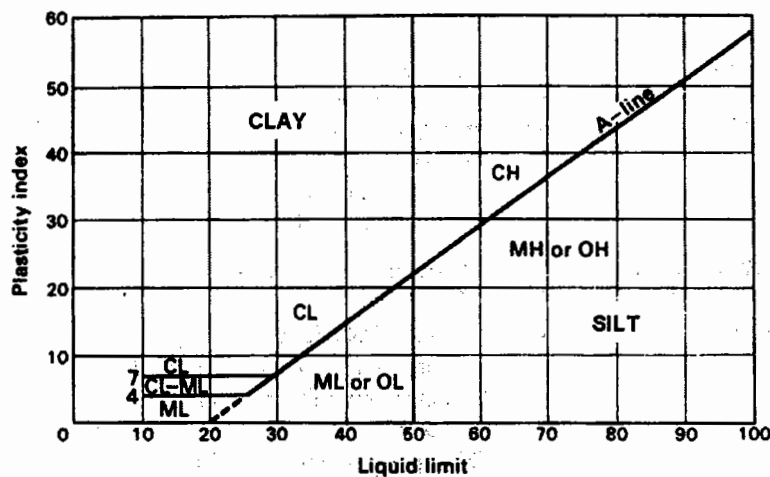
$$w_i = \frac{w_1 - w_2}{w_2} \times 100 \quad \text{درصد رطوبت خاک مرطوب:}$$

$$\Delta w = \frac{(V_1 - V_2) \gamma_w}{w_2} \times 100 \quad \text{درصد رطوبت از دست رفته در اثر خشک شدن:}$$

$$w_s = w_i - \Delta w$$

که در روابط فوق: w_1 = وزن خاک مرطوب، V_1 = حجم خاک مرطوب، w_2 = وزن خاک خشک، و V_2 = حجم خاک خشک می‌باشد.

Casagrande با انجام آزمایشات بسیاری روی خاک‌های ریزدانه نمودار زیر را پیشنهاد نمود که امروزه در مکانیک خاک بسیار کاربرد دارد. در این نمودار بر حسب مقادیر PI و LL می‌توان دریافت که خاک ریزدانه رس است یا لای. حد فاصل دو ناحیه رس و لای را خط A تعیین می‌کند که در شکل زیر نشان داده شده است. البته از نمودار پیشنهادی کازاگرانده استفاده‌های دیگری هم می‌شود که در مبحث طبقه‌بندی خاک‌ها (Soil classification) به آن اشاره می‌شود.



شاخص‌های دیگری نیز وجود دارد که آن‌ها را به صورت زیر تعریف می‌کنیم:

$$I_L = \frac{\omega - \omega_p}{\omega_L - \omega_p}$$

نشانه‌ی روانی

که ω در رابطه‌ی بالا درصد رطوبت طبیعی خاک است.

براساس تعریف، محدوده‌ی تغییرات نشانه‌ی روانی بین صفر تا یک است

$$(0.0 < I_L < 1.0)$$

اگر این پارامتر به سمت یک پیش رود یعنی درصد رطوبت طبیعی در نزدیکی حد روانی است و رفتار خاک خمیری است اما اگر این پارامتر به سمت صفر میل کند یعنی رطوبت طبیعی خاک در حدود حد خمیری است و خاک به سمت حالت نیمه جامد پیش می‌رود و زیاد خاصیت خمیری ندارد.

شاخص دیگری که می‌توان در اینجا معرفی نمود، عدد فعالیت (Activity) است. این عدد به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$A = \frac{PI}{\text{درصد وزنی ذرات کوچکتر از } 0.002\text{mm}}$$

این عدد برای نشان دادن استعداد تغییر حجم خاک‌های ریزدانه خمیری در اثر تغییر درصد رطوبت بکار می‌رود، هر چه خاک فعال‌تر باشد (A بزرگتر) تغییر حجم آن در اثر تغییر درصد رطوبت بیشتر خواهد بود.

اگر $A > 1.5$ باشد خاک شدیداً فعال است و احتمالاً کانی اصلی تشکیل دهنده‌ی آن مونت موریلونیت است.

اگر $0.75 < A < 1.5$ باشد خاک را فعال نامیده و کانی اصلی آن ایلیت یا هالوزیت است.

اگر $A < 0.75$ خاک غیرفعال محسوب شده و کانی اصلی آن کائولینیت است.

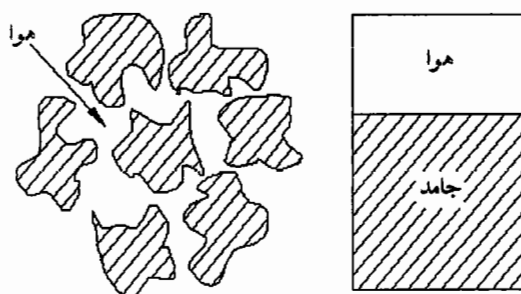
در صورتی که نیاز به دانستن دقیق نوع کانی‌های تشکیل دهنده‌ی خاک داریم باید آزمایشات کانی شناسی روی خاک انجام دهیم و روش فوق یک روش تجربی است.

لازم به ذکر است از لحاظ مهندسی عمران، خاک‌های فعال خاک‌های خوبی نیستند چون تغییر حجم زیاد آنها برای سازه‌ها مشکل آفرین است.

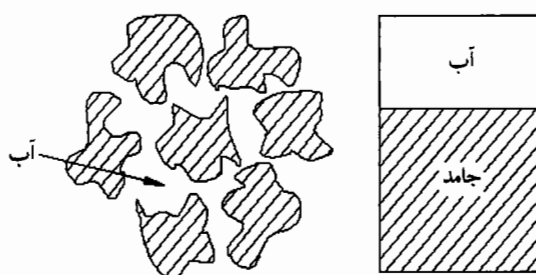
روابط وزنی و حجمی در خاک‌ها:

خاک در طبیعت می‌تواند به صورت دو فازی یا سه فازی وجود داشته باشد.

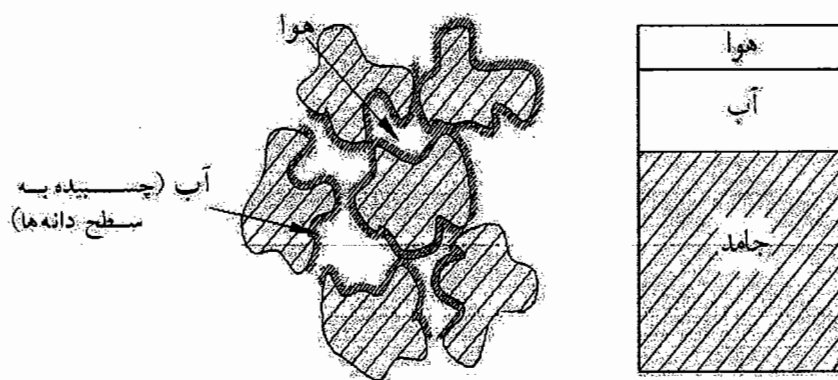
- در خاک کاملاً خشک که فاصله‌ی بین ذرات خاک را فقط هوا پر کرده است، خاک به صورت دوفازی است: فاز جامد و فاز گاز. لازم به ذکر است که خاک کاملاً خشک معمولاً در طبیعت یافت نمی‌شود.

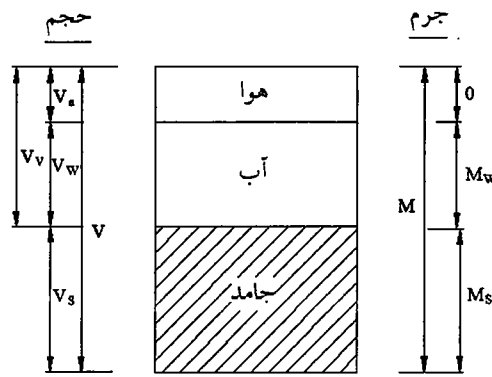


- خاک‌های اشباع که تمام خلل و فرج خاک توسط آب پر شده باشد نیز سیستم به صورت دوفازی است: فاز مایع و فاز جامد.



در طبیعت خاک‌های زیرسفره‌های آب زیرزمینی (water table) را می‌توان به عنوان خاک اشباع در نظر گرفت. - خاک‌های مرطوب از نمونه‌ی خاک‌های سه فازی هستند. در خاک‌های مرطوب آب ابتدا در محل تماس دانه‌های جامد جمع می‌شود، سپس با افزایش رطوبت سطح دانه‌ها را می‌پوشاند و سرانجام در مرحله‌ی آخر تمام سوراخ‌ها و خلل و فرج را پر می‌کند.





براساس نامگذاری‌های شکل فوق می‌توان یک سری تعاریف را به صورت زیر عنوان کرد:

درصد رطوبت (water content) $\omega = \frac{M_w}{M_s}$

درجه‌ی اشباع (degree of saturation) $S = \frac{V_w}{V_v} \times 100$

درجه‌ی تخلخل (Void Ratio) $e = \frac{V_v}{V_s}$

در خاک‌های معمولی e عددی کوچکتر از یک است اما خاک‌هایی نیز وجود دارد که چنین نیست مثلاً بتونیت (گل حفاری) دارای $e \cong 5$ است. همچنین خاک‌های آلی دارای درجه‌ی تخلخل بالایی هستند.

پوکی (Porosity) $n = \frac{V_v}{V} \quad (n < 1)$

حجم ویژه (Specific Volume) $v = 1 + e$

به عنوان تعریف، حجم ویژه حجم خاکی است که به اندازه‌ی واحد حجم دانه‌های جامد در آن وجود دارد.

درصد هوا (air Content) $A = \frac{V_a}{V}$

چگالی خاک (Bulk density) $\rho = \frac{M}{V}$

وزن مخصوص خاک $\gamma = \frac{W}{V}$

وزن مخصوص در حالت اشباع $\gamma_{Sat} = \frac{W_s + W_w}{V}$

وزن مخصوص در حالت خشک $\gamma_D = \frac{W_s}{V}$ و چگالی خشک خاک $\rho_D = \frac{M_s}{V}$

وزن مخصوص دانه‌های خاک $\gamma_s = \frac{W_s}{V_s}$ و چگالی دانه‌های خاک $\rho_s = \frac{M_s}{V_s}$

وزن مخصوص خاک در حالت مستغرق آب $\gamma' = \gamma_{Sat} - \gamma$

وزن مخصوص دانه‌های جامد خاک (Specific Gravity) $G_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_w} = \frac{\rho_s}{\rho_w}$

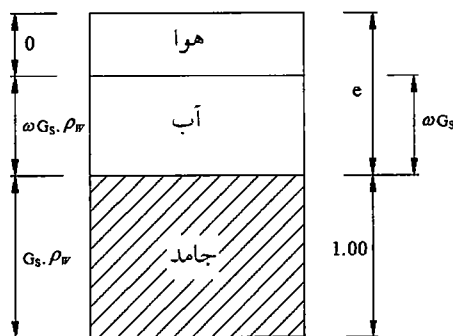
برای ماسه‌ها $G_s \cong 2.65$ و برای رس‌ها در حدود $2.5 \sim 2.9$ می‌باشد که به طور متوسط 2.70 در نظر گرفته می‌شود.

تا به اینجا این تعاریف را بیان کردیم. اکنون با اندکی بررسی خواهیم دید که این روابط با یکدیگر مربوط هستند و می‌توان بین آن‌ها روابطی را برقرار کرد.
به عنوان مثال...

$$e = \frac{n}{1-n}, \quad n = \frac{e}{1+e}, \quad \gamma_D = \frac{\gamma}{1+\omega}$$

بر اساس تعریف درجه تخلخل e ، اگر حجم قسمت جامد خاک (V_s) برابر واحد باشد در آن صورت حجم فضای خالی خاک (V_v) برابر e خواهد بود.

همچنین می‌توانیم داشته باشیم...



اگر $V_s = 1.00 \rightarrow \rho_s = M_s \rightarrow$ جرم بخش جامد خاک $M_s = \rho_s = G_s \cdot \rho_w$
یعنی با داشتن G_s می‌توان جرم بخش جامد خاک را به دست آورد. ρ_w جرم مخصوص آب است که 1000 Kg/m^3 می‌باشد.

جرم آب $M_w = \omega \cdot (G_s \cdot \rho_w)$

حجم آب $V_w = \omega \cdot G_s$

درجه اشباع $S = \frac{\omega \cdot G_s}{e}$

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

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

درصد هوا $A = n(1-S)$

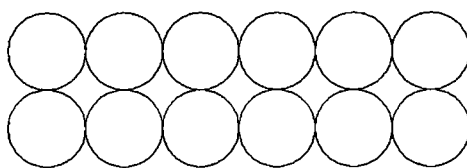
$$\rho_w \cdot S \cdot e = \omega \cdot \rho_s$$

تراکم نسبی: (Relative Density)

تراکم نسبی طبق رابطه‌ی زیر تعریف می‌شود:

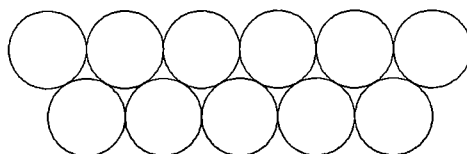
$$D_r = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}}$$

اگر درجه‌ی تخلخل خاک $e=e_{\max}$ باشد در اینصورت $D_r=0$ است و اگر $e=e_{\min}$ باشد آن‌گاه $D_r=100\%$ می‌باشد.



$e=e_{\max}$

هر چه D_r به سمت 100% پیش می‌رود خاک به حداقل تخلخل نزدیک تر می‌شود.



$e=e_{\min}$

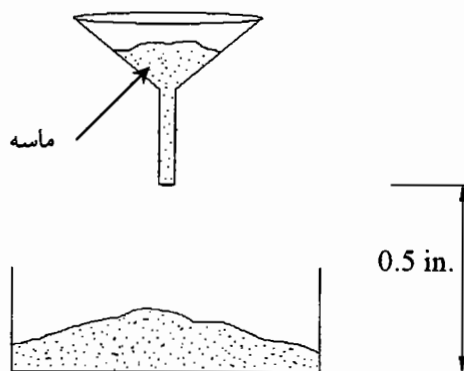
D_r زیر $45\% \leftarrow$ خاک سست است.

D_r بین $45\% \sim 65\% \leftarrow$ خاک تراکم متوسط دارد.

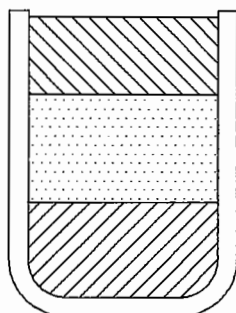
D_r بالای $65\% \leftarrow$ خاک متراکم است.

تراکم نسبی اهمیت زیادی در خاک‌های درشت دانه دارد، چون خاک از دانه‌های با اندازه‌ی مختلف تشکیل شده است.

برای به دست آوردن e_{\min} و e_{\max} روش‌های خاصی در آزمایشگاه وجود دارد. برای به دست آوردن e_{\max} به روش نشان داده شده عمل می‌کنیم، به این صورت که ماسه را درون قیفی با مشخصات استاندارد معلوم می‌ریزیم و آن را در فاصله‌ی $\frac{1}{2}in$ از ته ظرف نگه می‌داریم و حرکت می‌دهیم تا دانه‌های ماسه به کف ظرف سقوط کنند. درجه‌ی تخلخل در این حالت را می‌توان e_{\max} در نظر گرفت. این روش با رها کردن ماسه در ظرفی پر از آب نیز انجام می‌شود.



می‌دانیم حداقل تخلخل زمانی اتفاق می‌افتد که حداکثر فشردگی در خاک وجود داشته باشد. برای به دست آوردن e_{min} از ظرف جداره فلزی ضخیمی که اصطلاحاً به آن mould گفته می‌شود، استفاده می‌کنیم. ابتدا مقداری خاک را در این ظرف ریخته و به آن با چکش استاندارد به تعداد مشخص ضربه می‌زنیم، سپس لایه‌ی بعدی خاک را ریخته و این اعمال را تکرار می‌کنیم تا ظرف پر شود. در حدود یک لیتر خاک درون این ظرف جای می‌گیرد. e خاک در این حالت را می‌توان به عنوان e_{min} استفاده کرد.



با داشتن e_{min} و e_{max} و اندازه گیری درجه تخلخل طبیعی خاک می‌توان تراکم نسبی (D_r) را به دست آورد.

مثال ۱: یک نمونه خاک در شرایط طبیعی جرمی برابر ۲۲۹۰ گرم و حجمی برابر $1.15 \times 10^{-3} m^3$ دارد. پس از خشک شدن نمونه‌ی خاک در آون (گرم خانه) جرم آن به ۲۰۳۵gr کاهش می‌یابد. اگر G_s این خاک ۲.۶۸ باشد چگالی، وزن مخصوص، درصد رطوبت، نسبت تخلخل، پوکی، درجه‌ی اشباع و درصد هوا را در این نمونه خاک تعیین کنید.

حل:

$$\rho = \frac{M}{V} = \frac{2.290}{1.15 \times 10^{-3}} = 1990 \text{ Kg} / m^3$$

$$\gamma = \frac{Mg}{V} = 1990 \times 9.8 = 19500 \text{ N} / m^3 = 19.5 \text{ KN} / m^3$$

$$\omega = \frac{M_w}{M_s} = \frac{2290 - 2035}{2035} = 0.125 = 12.5\%$$

$$\text{داشته‌یم: } \rho = \frac{G_s(1 + \omega)}{1 + e} \rho_w \rightarrow e = G_s(1 + \omega) \frac{\rho_w}{\rho} - 1$$

$$\rightarrow e = (2.68)(1 + 0.125) \frac{1000}{1990} - 1 = 0.52$$

$$n = \frac{e}{1 + e} = \frac{0.52}{1 + 0.52} = 0.34 = 34\%$$

$$S = \frac{\omega \cdot G_s}{e} = \frac{(0.125)(2.68)}{0.52} = 0.645 = 64.5\%$$

$$\text{درصد هوا } A = n(1 - S) = 0.34(1 - 0.645) = 0.121 = 12.1\%$$

مثال ۲: آزمایشات انجام شده بر روی یک نمونه خاک چسبنده در آزمایشگاه به نتایج زیر منجر شده است. $G_s = 2.6$ و $\omega = 22.5\%$. برای تعیین وزن مخصوص خاک از نمونه ای به جرم 224gr در ظرفی به حجم 500cm^3 استفاده شده است آب لازم برای پرکردن ظرف 382cm^3 می باشد. مطلوب است وزن مخصوص، وزن مخصوص خشک، نسبت تخلخل، پوکی، درجه اشباع و G_s خاک در حالت خشک.

حل:

$$\gamma_{\text{مرطوب}} = \frac{M}{V} \times g = \frac{224}{500 - 382} \times 9.81 = 18.61 \text{ KN/m}^3$$

$$\gamma_d \text{ خشک} = \frac{\gamma}{1 + \omega} = \frac{18.61}{1 + 0.225} = 15.19 \text{ KN/m}^3$$

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V} \rightarrow W_s = \gamma_d \cdot V = (15.19) \left(\frac{500 - 382}{10^6} \right) = 0.0018 \text{ KN}$$

$$V_s = \frac{W_s}{\gamma_s} = \frac{W_s}{G_s \cdot \gamma_w} = \frac{0.0018}{(2.6)(1)(9.81)} = 7.03 \times 10^{-5} \text{ m}^3$$

$$V_v = V - V_s = (1.18 \times 10^{-4}) - (7.03 \times 10^{-5}) = 4.77 \times 10^{-5} \text{ m}^3$$

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{4.77 \times 10^{-5}}{7.03 \times 10^{-6}} = 0.68$$

$$n = \frac{e}{e + 1} = \frac{0.68}{1 + 0.68} = 0.405 = 40.5\%$$

$$S = \frac{V_w}{V_v} \times 100$$

$$M_w = (\text{وزن خاک خشک} - \text{وزن خاک مرطوب})$$

$$= (18.61 \times 1.18 \times 10^{-4}) - (15.19 \times 1.18 \times 10^{-4}) = 4.04 \times 10^{-4} \text{ KN}$$

$$V_w = \frac{M_w}{\gamma_w} = \frac{4.04 \times 10^{-4}}{1 \times 9.81} = 4.12 \times 10^{-5} \text{ m}^3$$

$$\rightarrow S = \frac{4.12 \times 10^{-5}}{4.77 \times 10^{-5}} \times 100 = 86.4\%$$

$$G_s \text{ خشک} = \frac{\gamma_d}{\gamma_w} = \frac{15.19}{9.81} = 1.549$$

مثال ۳: یک نمونه ماسه بالای تراز سطح ایستابی دارای رطوبت طبیعی 15% و وزن مخصوص 18.8KN/m^3 می باشد. آزمونهای آزمایشگاهی روی نمونه ی ماسه ی خشک شده نشان داده است که $e_{\max} = 0.85$ و $e_{\min} = 0.5$ در صورتی که $G_s = 2.65$ باشد درجه ی اشباع و تراکم نسبی این خاک را حساب کنید.

حل:

در این مثال برای سهولت کار حجم کل نمونه را 1m^3 فرض می کنیم. بنابراین وزن کل $(W_w + W_s)$ برابر 18.8KN خواهد بود.

$$\omega = \frac{W_w}{W_s} \rightarrow W_w = 0.15W_s$$

$$W_w + W_s = 18.8$$

$$\rightarrow 0.15W_s + W_s = 18.8$$

$$\rightarrow W_s = 16.37 \text{KN}$$

$$W_w = 2.43 \text{KN}$$

$$G_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_w} \rightarrow \gamma_s = 9.8G_s$$

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s} \rightarrow 9.8G_s = \frac{W_s}{V_s}$$

$$\rightarrow V_s = \frac{W_s}{9.8G_s} = \frac{16.37}{(9.8)(2.65)} = 0.63 \text{m}^3$$

$$V_w = \frac{W_w}{\gamma_w} = \frac{2.43}{9.8} = 0.25 \text{m}^3$$

$$V_a = 1.00 - (0.63 + 0.25) = 0.12 \text{m}^3$$

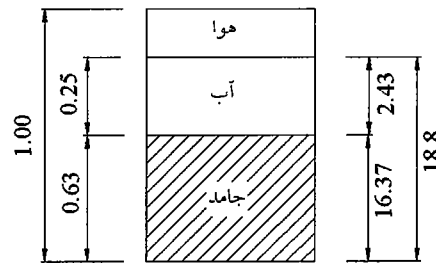
$$V_v = V_a + V_w = 0.12 + 0.25 = 0.37 \text{m}^3$$

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{0.37}{0.63} = 0.59$$

$$S = \frac{V_w}{V_v} \times 100 = \frac{0.25}{0.37} \times 100 = 68\%$$

$$D_r = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} = \frac{0.85 - 0.59}{0.85 - 0.5} = 0.74 = 74\%$$

می توان گفت این خاک متراکم است.



سیستم های طبقه بندی خاک: (Soil Classification system)

۱- سیستم طبقه بندی USCS

اولین و مهم ترین سیستم طبقه بندی، سیستم unified (USCS) است که استاندارد ASTM نیز این سیستم را توصیه می کند.

(USCS → Unified Soil Classification System)

ویژگی طبقه بندی در این سیستم آن است که خاک با دو نشانه (فرعی، اصلی) و یک اسم بر مبنای جدول زیر شناسایی می‌شود.

حرف اصلی		حرف فرعی	
G: Gravel	شن	W: Well graded	خوب دانه بندی شده
S: Sand	ماسه	P: Poor graded	بد دانه بندی شده
M: Silt	لای	M: Without Plastic fine	با ریزدانه‌ی غیر خمیری
C: Clay	رس	C: With Plastic fine	با ریزدانه‌ی خمیری
O: Organic	خاک آلی	L: Low Plasticity ($w_L < 50$)	با پلاستیسیته‌ی کم
P: Peat	خاک نباتی	H: High Plasticity ($w_L > 50$)	با پلاستیسیته‌ی زیاد

برای P_t معمولاً حرف فرعی به کار نمی‌رود

در دسته‌ی حروف‌های فرعی، چهار حرف اول مربوط به شن و ماسه و دو حرف آخر مربوط به ریزدانه‌ها یعنی لای و رس است.

اگر بیشتر از 50٪ نمونه‌های خاک از الک شماره 200 عبور کند، خاک ریزدانه محسوب می‌شود.

اگر کمتر از 50٪ نمونه‌ی خاک از الک شماره‌ی 200 عبور کند خاک درشت دانه به حساب می‌آید. اگر خاک درشت دانه باشد...

- اگر مساوی یا بیشتر از 50٪ آن از الک شماره‌ی 4 عبور کند، خاک ماسه ای (S) است.

- اگر کمتر از 50٪ آن از الک شماره‌ی 4 عبور کند، خاک شنی (G) است.

اگر خاک شنی باشد...

- اگر درصد عبوری از الک 200 کمتر از 5٪ باشد و $C_u > 4$ و $1 < C_c < 3$ باشد، خاک خوب دانه‌بندی شده است و

آن را با نماد GW نشان می‌دهیم. C_u ضریب یکنواختی و C_c ضریب انحناء است که از منحنی دانه‌بندی خاک بدست می‌آید.

- اگر درصد عبوری از الک شماره‌ی 200 کمتر از 5٪ باشد و $C_u \leq 4$ باشد، آن گاه خاک بددانه‌بندی شده است

و آن را با GP نشان می‌دهیم.

- اگر درصد عبوری از الک 200 بیشتر از 12٪ باشد و زیرخط A قرار داشته باشد، خاک شن لای دار GM است

- اگر درصد عبوری از الک 200 بیشتر از 12٪ باشد و بالای خط A قرار بگیرد، خاک شن رس دار GC است.

اگر خاک ماسه ای (S) باشد...

- اگر درصد عبوری از الک شماره‌ی 200 کمتر از 5٪ باشد و $C_u > 6$ و $1 < C_c < 3$ باشد خاک خوب دانه‌بندی شده

است و آن را با نماد SW نشان می‌دهند.

- اگر درصد عبوری از الک شماره‌ی 200 کمتر از 5٪ باشد و $C_u \leq 6$ باشد، خاک بد دانه بندی شده است و آن را با SP نشان می‌دهند.

- اگر درصد عبوری از الک 200 بیشتر از 12٪ باشد و زیرخط A قرار گیرد، خاک ماسه‌ی لای دار SM است.

- اگر درصد عبوری از الک 200 بیشتر از 12٪ باشد و بالای خط A قرار گیرد، خاک ماسه‌ی رس دار SC است.

با داشتن منحنی دانه بندی خاک و با استفاده از نمودار پلاستیسیته می‌توان طبقه بندی خاک را تعیین کرد.

اگر درصد عبوری از الک شماره‌ی 200 بین 5٪ تا 12٪ باشد خاک به صورت دوگانه نامگذاری می‌شود

به عنوان مثال... GP-GM

آنچه گفته شد به صورت خلاصه در جدول زیر آمده است:

Description	Group Symbols	Laboratory criteria					
		Fines (%)	Grading	Plasticity	Notes		
Coarse grained (more than 50% larger than 63 μ m BS or No. 200 US sieve size)	Gravels (more than 50% of coarse fraction of gravel size)	Well graded gravels, sandy gravels, with little or no fines	GW	0-5	$C_u > 4$ $1 < C_c < 3$	Dual symbols if 5-12% fines. Dual symbols if above A-line and $4 < PI < 7$	
		Poorly graded gravels, sandy gravels, with little or no fines	GP	0-5	Not satisfying GW requirements		
		Silty gravels, silty sandy gravels	GM	> 12			Below A-line or $PI < 4$
		Clayey gravels, clayey sandy gravels	GC	> 12			Above A-line and $PI > 7$
	Sands (more than 50% of coarse fraction of sand size)	Well graded sands, gravelly sands, with little or no fines	SW	0-5	$C_u > 6$ $1 < C_c < 3$		
		Poorly graded sands, gravelly sands, with little or no fines	SP	0-5	Not satisfying SW requirements		
		Silty sands	SM	> 12			Below A-line or $PI < 4$
		Clayey sands	SC	> 12			Above A-line and $PI > 7$
Fine grained (more than 50% smaller than 63 μ m BS or No. 200 US sieve size)	Silt and clays (liquid limit less than 50)	Inorganic silts, silty or clayey fine sands, with slight plasticity	ML		Use plasticity chart		
		Inorganic clays, silty clays, sandy clays of low plasticity	CL		Use plasticity chart		
		Organic silts and organic silty clays of low plasticity	OL		Use plasticity chart		
	Silt and clays (liquid limit greater than 50)	Inorganic silts of high plasticity	MH		Use plasticity chart		
		Inorganic clays of high plasticity	CH		Use plasticity chart		
		Organic clays of high plasticity	OH		Use Plasticity chart		
Highly organic soils	Peat and other highly organic soils	Pt					

مثال ۱: آزمایش دانه بندی یک نمونه خاک به نتایج زیر منجر شده است:

$D_{10}=0.008\text{mm}$ 42٪= درصد رد شده از الک شماره‌ی 200

$D_{60}=0.2\text{mm}$ 100٪= درصد رد شده از الک شماره‌ی 4

$PI=0$ $LL=30$

این نمونه خاک را با طبقه بندی USCS نامگذاری کنید.

حل:

چون بیشتر از 50% دانه‌های خاک روی الک شماره‌ی 200 باقی مانده است (58%) بنابراین این خاک در دسته‌ی خاک‌های درشت دانه قرار می‌گیرد.

همچنین چون همه‌ی خاک از الک شماره‌ی 4 عبور کرده است بنابراین این خاک ماسه‌ای (S) است.

$$LL = 30 \quad \text{و} \quad \rightarrow \quad PI = 0 \quad \text{Below A Line}$$

بنابراین خاک SM است (خاک درنمودار پلاستیسیته: ماسه‌ای لای دار).

مثال ۲: نتایج به دست آمده از دانه بندی یک نمونه خاک به صورت زیر است:

$$D_{10}=0.2\text{mm} \quad 4\% \text{ درصد رد شده از الک شماره‌ی 200}$$

$$D_{30}=0.5\text{mm} \quad 47\% \text{ درصد رد شده از الک شماره‌ی 4}$$

$$D_{60}=2.5\text{mm}$$

نمونه‌ی خاک فوق را به روش طبقه بندی USCS طبقه بندی کنید.

حل:

چون درصد خاک رد شده از الک شماره‌ی 200 کمتر از 50% است بنابراین خاک درشت دانه است. همچنین چون کمتر از 50% از خاک از الک شماره‌ی 4 عبور کرده بنابراین خاک از دسته‌ی شن (G) است.

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{2.5}{0.2} = 12.5 > 4$$

$$C_c = \frac{D_{30}^2}{(D_{10})(D_{60})} = \frac{(0.5)^2}{(0.2)(2.5)} = 0.5 < 1$$

چون $C_c < 1$ به دست آمد پس خاک Gap graded است (با توجه به $C_u > 4$). لذا بد دانه‌بندی شده محسوب می‌شود.

بنابراین می‌توان خاک را به صورت GP نام گذاری کرد (خاک شنی بد دانه بندی شده).

مثال ۳: نمونه‌ی خاکی دارای مشخصات زیر است:

$$D_{10}=0.002 \quad 65\% \text{ درصد عبوری از الک شماره‌ی 200}$$

$$D_{60}=0.05 \quad 98\% \text{ درصد عبوری از الک شماره‌ی 4}$$

$$LL=65 \quad PI=40$$

خاک را با سیستم unified طبقه بندی کنید.

حل:

چون بیشتر از 50% از خاک از الک شماره‌ی 200 عبور کرده است بنابراین خاک به عنوان ریزدانه (C یا M) به حساب می‌آید.

چون حد روانی از 50% بیشتر است بنابراین حرف فرعی این خاک H است.

همچنین با داشتن LL و PI و مراجعه به نمودار پلاستیسیته می‌توان فهمید که این خاک از دسته‌ی رس‌هاست. پس می‌توان گفت این خاک CH است. (خاک رسی با پلاستیسیته بالا)

حال خاکی با درصد ترکیبی 20% ماسه، 15% شن و 65% ریزدانه را در نظر بگیرید. این خاک می‌تواند رس با پلاستیسیته کم (CL) باشد که به آن رس لاغر (Lean Clay) می‌گویند. ممکن است خاکی رس لاغر باشد اما اصلاً درشت دانه نداشته باشد پس خاکی که در بالا درصدهای تشکیل دهنده آن را عنوان کردیم بهتر است با عنوان Sandy Gravelly Lean Clay نام ببریم. چون درصد قابل توجهی شن و ماسه دارد. پس همیشه بعد از طبقه بندی حرفی باید اسم آن را نیز برای توصیف بهتر خاک آورد. طبقه بندی همراه اسم خاک اطلاعات بیشتری می‌دهد. برای اسم گذاری از نمودارهای زیر استفاده شود:

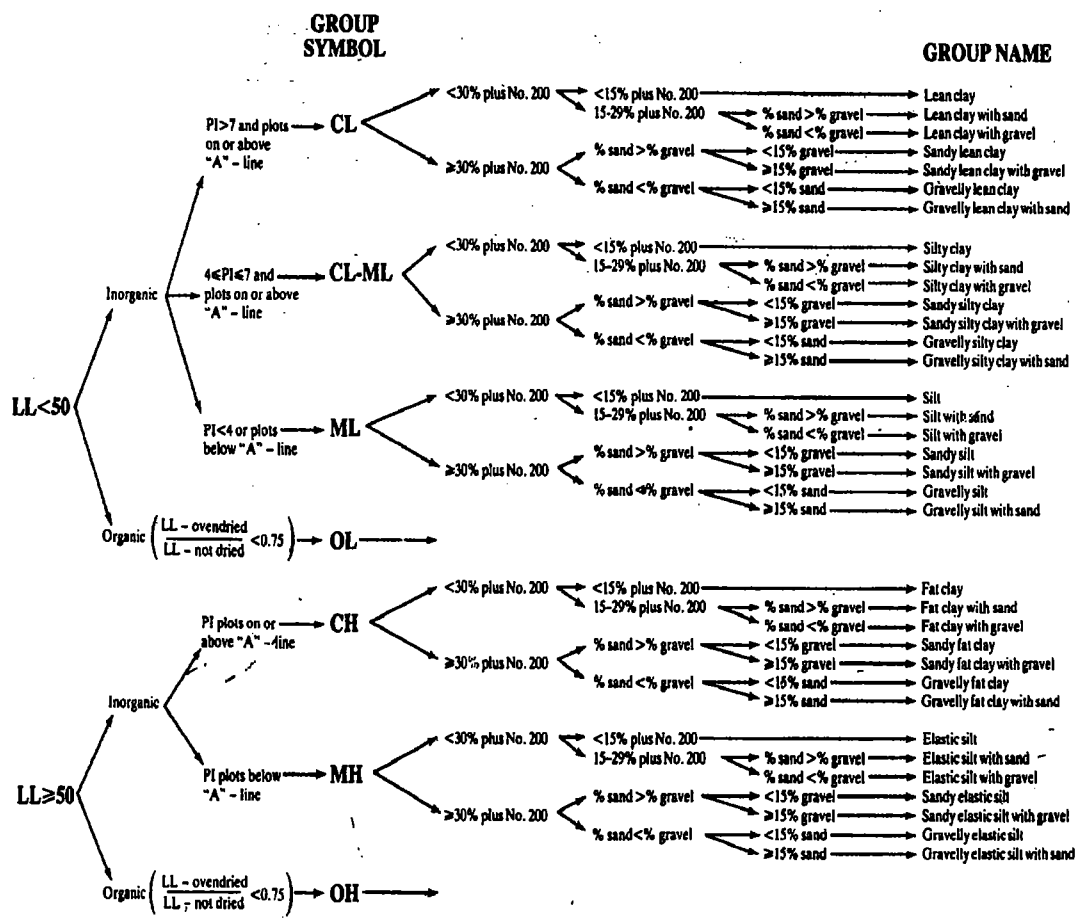


Fig. 3.11 (a) Flow chart for classifying fine-grained soil (50 percent or more passes No. 200 sieve).

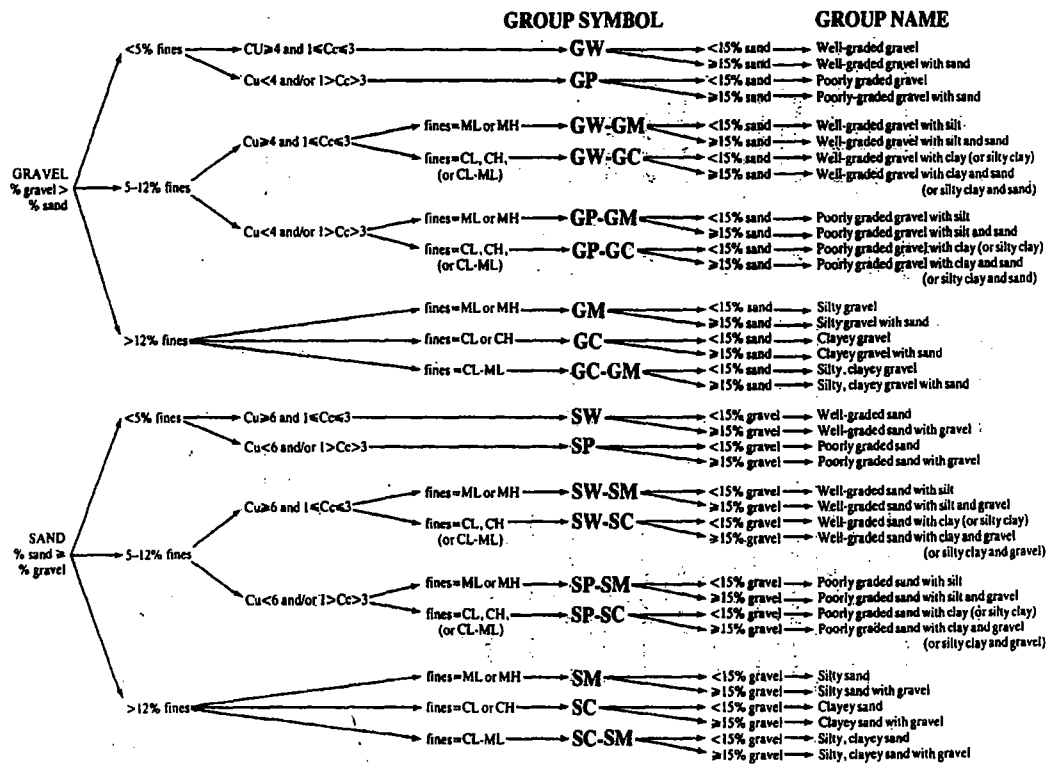


Fig. 3.12 Flow chart for classifying coarse-grained soils (more than 50 percent retained on No. 200 sieve).

۲- سیستم طبقه بندی AASHTO:

این دومین سیستمی است که برای طبقه بندی خاک‌ها عنوان می‌کنیم. سیستم طبقه بندی AASHTO از سیستم unified قدیمی تر است. این سیستم توسط اداره‌ی راه آمریکا تنظیم شده است تا در کارهای راه سازی از آن استفاده کنند.

در سیستم طبقه بندی AASHTO خاک را به سه دسته‌ی کلی تقسیم می‌کنند:

۱- خاک‌های درشت دانه که حداکثر 35٪ از آن از الک شماره‌ی 200 عبور کند.

این دسته از خاک‌ها، خود به سه دسته تقسیم می‌شوند: A-1، A-2، A-3

۲- خاک‌های ریزدانه که درصد عبوری از الک شماره‌ی 200 بیشتر از 35٪ است.

این دسته از خاک‌ها، به چهار دسته تقسیم می‌شوند: A-4، A-5، A-6، A-7

۳- خاک‌های آلی: A-8

هر چه از A-1 به سمت A-8 پیش می‌رویم کیفیت خاک برای راه‌سازی نامناسب تر می‌شود.

در سیستم طبقه بندی AASHTO علاوه بر دسته‌های هشت گانه‌ی بالا، از پارامتر دیگری که از رابطه‌ی زیر به دست می‌آید و شاخص گروه (Group Index) نام دارد، استفاده می‌شود.

$$GI = (F - 35)[0.2 + 0.005(LL - 40)] + 0.01(F - 15)(PI - 10)$$

در رابطه‌ی فوق F درصد ریزدانه (درصد عبوری از الک شماره‌ی 200) است.

این پارامتر به صورت یک عدد صحیح بیان می‌شود بنابراین عدد به دست آمده را به نزدیکترین عدد صحیح گرد می‌کنیم. اگر این عدد منفی باشد آن را صفر در نظر می‌گیریم.

A-6(15)

GI را در پرانتزی روی‌روی گروه خاک می‌نویسیم. مثلاً

در این سیستم نیز مرز بین ریزدانه و درشت دانه را درصد عبوری دانه‌های خاک از الک شماره‌ی 200 تعیین می‌کند، اما در اینجا درصد آن متفاوت است
در خاک‌های درشت دانه (درصد عبوری از الک 200 کمتر از 35%) داریم...

$$\left. \begin{array}{l} 50\% = \text{حداکثر رد شده از الک شماره‌ی 40} \\ 25\% = \text{حداکثر رد شده از الک شماره‌ی 200} \end{array} \right\} \rightarrow \text{A-1}$$

$$\left. \begin{array}{l} 51\% = \text{حداقل رد شده از الک شماره‌ی 40} \\ 10\% = \text{حداکثر رد شده از الک شماره‌ی 200} \end{array} \right\} \rightarrow \text{A-3}$$

بقیه‌ی خاک‌های درشت دانه که ضوابط گروه‌های A-1 و A-3 را ارضا نکنند، در دسته A-2 قرار می‌گیرند.
اما در خاک‌های ریزدانه که درصد عبوری از الک 200 بیشتر از 35% است داریم:

$$40 \leq LL, 10 \leq PI \rightarrow \text{A-4}$$

$$40 > LL, 10 \leq PI \rightarrow \text{A-5}$$

$$40 \leq LL, 10 > PI \rightarrow \text{A-6}$$

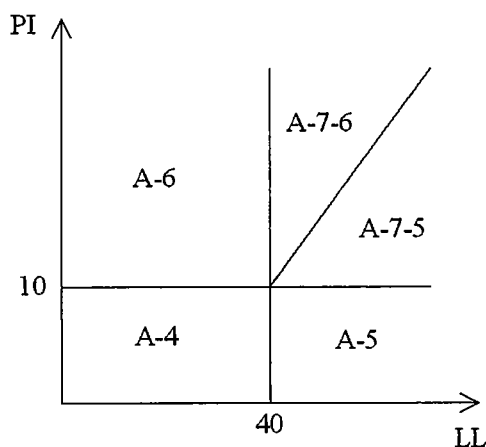
$$40 > LL, 10 > PI \rightarrow \text{A-7}$$

A-7 را می‌توان به دو زیردسته تقسیم کرد...

$$PI \leq LL - 30 \rightarrow \text{A-7-5}$$

$$PI > LL - 30 \rightarrow \text{A-7-6}$$

معیار‌های فوق‌الذکر در مورد خاک‌های ریز دانه را می‌توان در نموداری به شکل زیر نشان داد:



مثال 4: در آزمایش دانه بندی از خاک نتایج زیر به دست آمده است:

$$\begin{array}{ll} 87\% = \text{درصد عبوری از الک شماره‌ی 4} & LL=45 \\ 69\% = \text{درصد عبوری از الک شماره‌ی 10} & PI=12 \\ 44\% = \text{درصد عبوری از الک شماره‌ی 40} & \\ 21\% = \text{درصد عبوری از الک شماره‌ی 200} & \end{array}$$

این خاک را براساس سیستم AASHTO طبقه بندی کنید.

حل:

با توجه به درصد عبوری از الک شماره ۲۰۰ می‌توان فهمید که خاک درشت دانه است. حال با توجه به داده‌هایی که از آزمایش دانه بندی ذکر شده و با مراجعه به جدول AASHTO می‌توان نوع خاک را تعیین کرد:

$$GI = (F - 35)[0.2 + 0.005(LL - 40)] + 0.01(F - 15)(PI - 10)$$

$$= (21 - 35)[0.2 + 0.005(45 - 40)] + 0.01(21 - 15)(12 - 10) = -3.03$$

اکنون با توجه به جدول و GI به دست آمده می‌توان نوع خاک را به صورت زیر تعیین کرد:

A-2-7 (0)

این خاک یک خاک درشت دانه است که ریزدانه‌ی قابل توجهی دارد.

TABLE 3.14 CLASSIFICATION OF SOILS AND SOIL-AGGREGATE MIXTURES*

General Classification	Granular Materials (35% or Less Passing No. 200)						Silt-Clay Materials (More than 35% Passing No. 200)				
	A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7
Group classification	A-1-a	A-1-b	A-3	A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7	A-4	A-5	A-6	A-7-5, A-7-6
Sieve analysis, percent passing:											
No. 10	50 max.	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
No. 40	30 max.	50 max.	51 min.	—	—	—	—	—	—	—	—
No. 200	15 max.	25 max.	10 max.	35 max.	35 max.	35 max.	35 max.	36 min.	36 min.	36 min.	38 min.
Characteristics of fraction passing No. 40:											
Liquid limit	—	—	40 max.	41 min.	40 max.	41 min.	40 max.	41 min.	40 max.	41 min.	41 min.
Plasticity index	8 max.	N.P.	10 max.	10 max.	11 min.	11 min.	10 max.	10 max.	11 min.	11 min. ^b	11 min. ^b
Usual types of significant constituent materials	Stone fragments, gravel and sand.		Fine sand	Silty or clayey gravel and sand				Silty soils		Clayey soils	
General rating as subgrade	Excellent to good						Fair to poor				

*AASHTO (1986, 1988).

^bPlasticity index of A-7-5 subgroup is equal or less than LL minus 30. Plasticity index of A-7-6 subgroup is greater than LL minus 30.

۳- سیستم طبقه بندی آئین نامه انگلیسی (BS):

این سیستم تقریباً شبیه سیستم طبقه بندی unified، اما کمی مفصل‌تر است. تفاوت این سیستم با سیستم unified در این است که در این سیستم ممکن است بیشتر از یک حرف فرعی برای تشریح کردن نوع خاک استفاده شود. حروف اصلی و فرعی در این سیستم را می‌توان به صورت زیر نام برد:

حروف اصلی		
G	Gravel	شن
S	Sand	ماسه
F	Fine	ریزدانه
M	Silt	لای
C	Clay	رس
P _t	Peat	خاک نباتی

حروف تشریح کننده (فرعی)		
W	Well graded	خوب دانه بندی شده
P	Poor graded	بد دانه بندی شده
	P_u : Poor graded – uniform	بد دانه بندی شده – دانه بندی یکنواخت
	P_g : Poor graded – gap graded	بد دانه بندی شده – دانه بندی گسسته
L	Low plasticity ($LL < 35$)	با خاصیت خمیری کم
I	Intermediate plasticity ($35 < LL < 50$)	با خاصیت خمیری متوسط
H	High plasticity ($50 < LL < 70$)	با خاصیت خمیری زیاد
V	Very High plasticity ($70 < LL < 90$)	با خاصیت خمیری خیلی زیاد
E	Extremely Plasticity ($LL > 90$)	با خاصیت خمیری فوق العاده زیاد
U	Upper Plasticity range ($LL > 35$)	با خاصیت خمیری بالا
O	Organic	خاک با مواد آلی

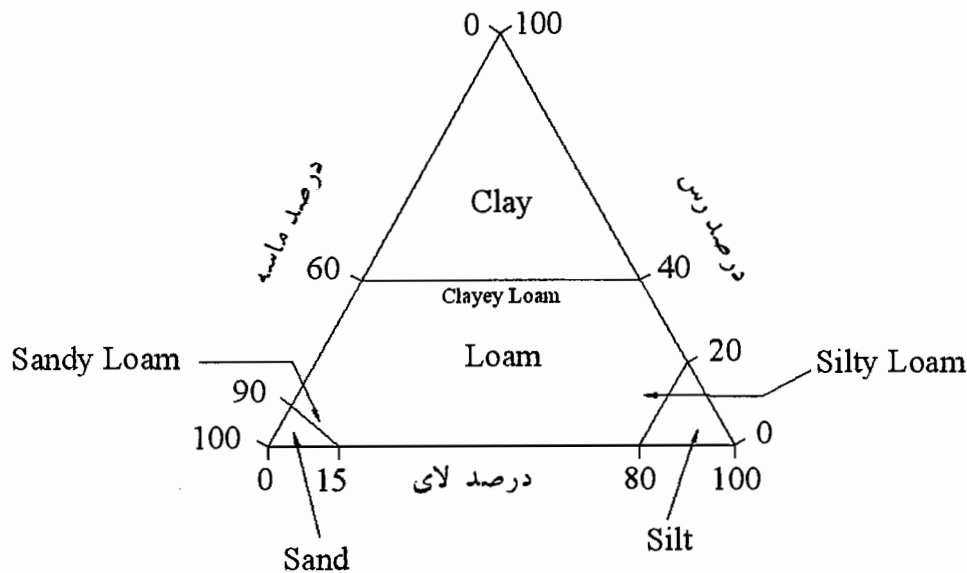
چون ممکن است هر خاک مقدار کمی مواد آلی داشته باشد بنابراین O نیز می‌تواند از حروف فرعی باشد. باید توجه داشت که قبل از دانه بندی و طبقه بندی خاک باید همه‌ی قلوه سنگ‌ها (cobbles) و قطعه سنگ‌ها (boulders) از نمونه‌ی خاک جدا شده باشند. در صورتی که مقدار قلوه سنگ‌ها و تخته سنگ‌ها در نمونه‌ی خاک زیاد باشد می‌توان آن را در انتهای نام گذاری خاک قید کرد. در کتاب‌های مرجع برای سهولت در نامگذاری جداولی مانند جدول زیر تنظیم شده است:

Soil groups		Subgroups and laboratory identification				
GRAVEL and SAND may be qualified sandy GRAVEL and gravelly SAND, etc., where appropriate		Group symbol	Subgroup symbol	Fines (% less than 0.06 mm)	Liquid limit	
COARSE SOILS less than 35% of the material is finer than 0.06 mm	GRAVELS More than 50% of coarse material is of gravel size (coarser than 2 mm)	Slightly silty or clayey GRAVEL	GW G GP	GW GPu GPg	0 to 5	
		Silty GRAVEL Clayey GRAVEL	G-M G-F G-C	GWM GPM GWC GPC	5 to 15	
		Very silty GRAVEL Very clayey GRAVEL	GM GF GC	GML, etc GCL GCI GCH GCV GCE	15 to 35	
	SANDS More than 50% of coarse material is of sand size (finer than 2 mm)	Slightly silty or clayey SAND	SW S SP	SW SPu SPg	0 to 5	
		Silty SAND Clayey SAND	S-M S-F S-C	SWM SPM SWC SPC	5 to 15	
		Very silty SAND Very clayey SAND	SM SF SC	SML, etc SCL SCI SCH SCV SCE	15 to 35	
		Gravelly SILT Gravelly CLAY	MG FG CG	MLG, etc CLG CIG CHG CVG CEG		< 35 35 to 50 50 to 70 70 to 90 > 90
	Sandy SILT Sandy CLAY		MS FS CS	MLS, etc. CLS, etc		
	FINE SOILS more than 35% of the material is finer than 0.06 mm	SILTS AND CLAYS 65% to 100% fines	SILT (M-SOIL) CLAY	M F C	ML, etc CL CI CH CV CE	< 35 35 to 50 50 to 70 70 to 90 > 90
			ORGANIC SOILS	Descriptive letter 'O' suffixed to any group or subgroup symbol		
PEAT		Pt				

در جدول فوق نامگذاری و تعیین شاخص شناسایی خاک بر اساس ارقام در ستون اول و دو ستون آخر صورت می‌گیرد.

۴- طبقه بندی از دیدگاه مهندسی کشاورزی:

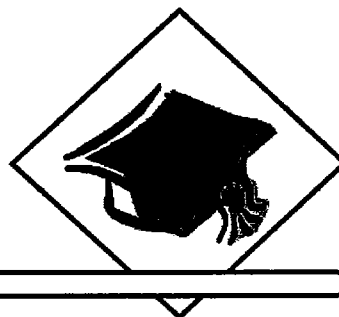
به لحاظ کشاورزی، وجود شن و دانه‌هایی با قطر بزرگتر از 2mm برای خاک مناسب نیست و استفاده‌ی خاصی ندارد. بنابراین در کشاورزی بیشتر به ماسه، لای و رس توجه می‌شود.



«Loam» خاکی است که حدوداً درصدهای مساوی از رس و لای و ماسه دارد و برای کشاورزی مناسب است. استفاده از این طبقه بندی با اهداف مهندسی معمول نیست. لازم به ذکر است که طبقه بندی خاک در شناسایی آن و دستیابی به یک شناخت کلی در مورد رفتار خاک و پیش بینی آن اهمیت زیادی دارد با این حال رفتار خاک در مقابل بار در شرایط مختلف پیچیده تر از آن است که تنها با شناخت اجزای آن قابل تبیین باشد. به عبارت دیگر اگر چه شناخت اجزای خاک مهم است ولی تنها با دانه بندی و طبقه بندی آن نمی توان به اثراتی مانند بافت خاک (Fabric)، غیر همگنی (Heterogeneity)، وجود درز یا شکاف در خاک یا سنگ (Fissure/crack) ناهمسانی ذاتی (Anisotropy)، شرایط زهکشی (Drainage conditions) و... در رفتار خاک پی برد.

مراجع برای مطالعه بیشتر:

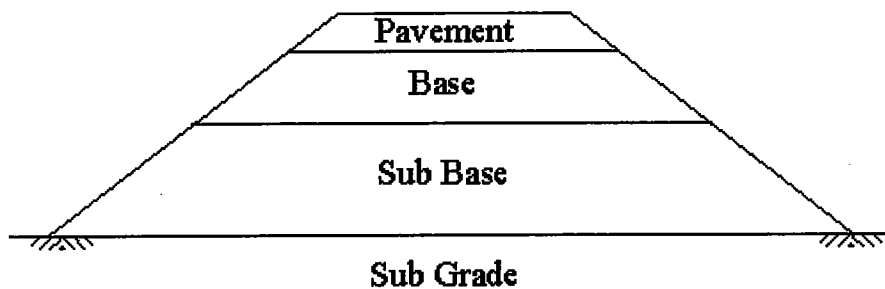
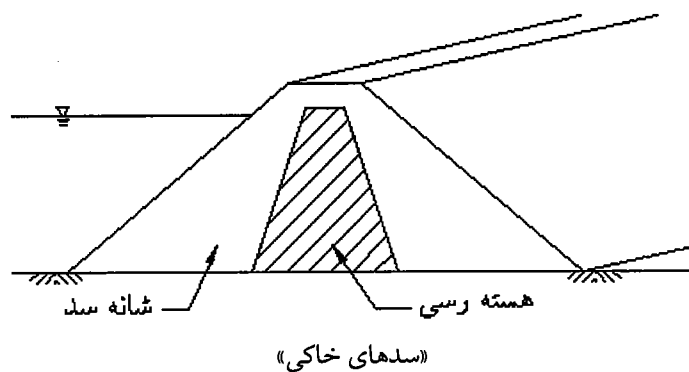
- Craig , R.F. (1993), "Soil Mechanics", Fifth Edition, Chapman & Hall
- Bell , F.G. (2000), "Engineering properties of soils and rocks", Blackwell publishing
- D.P. Conduto (1999), "Geotechnical Engineering – principles and practices", prentice Hall
- Sowers G.B. & Sower G.F. (1970), "Introductory Soil Mechanics and Foundations", Third Edition, MacMillan publishing

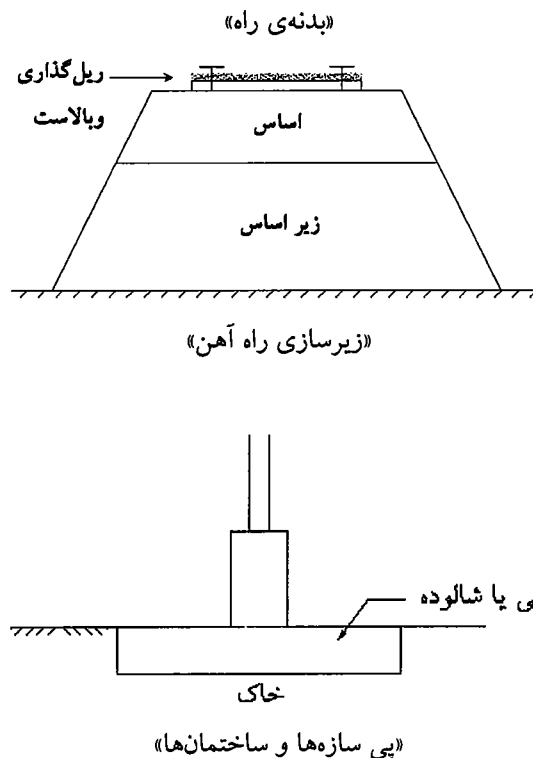


فصل دوم

تراکم خاک‌ها (Soil Compaction)

در بسیاری از پروژه‌ها نظیر سدسازی، راه‌سازی، راه آهن، پی‌سازی ساختمانها و... از خاک به عنوان یک مصالح ساختمانی استفاده می‌شود.
در این موارد تمایل داریم، خاک، مقاومت بالا و تغییرشکل پذیری کمی داشته باشد.





در بسیاری از موارد برای بالا بردن مقاومت خاک، افزایش ظرفیت باربری و کاهش تغییرشکل آن در مقابل بار باید خاک را اصلاح کرد. بهترین روش برای اصلاح خاک، تراکم (Compaction) است. ما در تراکم دو هدف را دنبال می‌کنیم:

- با کم کردن میزان تخلخل، وزن مخصوص خاک و مقاومت خاک افزایش پیدا می‌کند.

- با متراکم کردن خاک نشست و تغییرشکل آن را در مقابل بار کمتر می‌شود.

ما با فرآیند تراکم با نزدیک‌تر کردن دانه‌های جامد خاک به یکدیگر و کاهش حجم هوا خلل و فرج خاک را کم می‌کنیم و دانسیته را افزایش می‌دهیم. در حین تراکم تغییر قابل توجهی در حجم آب در داخل خاک رخ نمی‌دهد. درجه‌ی تراکم خاک با افزایش وزن مخصوص خاک در حالت خشک یا γ_d سنجیده می‌شود. تعریف γ_d بصورت زیر است.

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

آزمایشات مختلفی که به کمک آن‌ها می‌توانیم میزان افزایش γ_d در اثر تراکم با انرژی‌های مختلف را تعیین کنیم ذیلاً توضیح داده می‌شود.

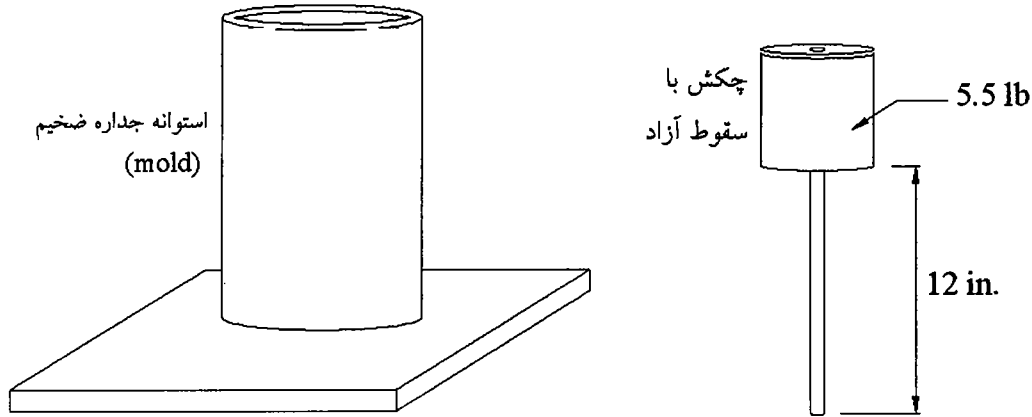
آزمایش پراکتور (Proctor):

آزمایش پراکتور استاندارد

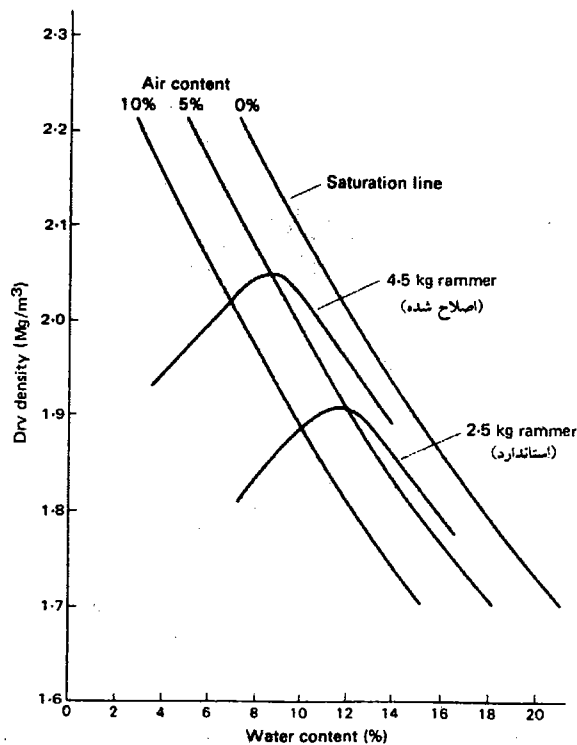
این آزمایش اولین بار برای کارهای راه‌سازی در آمریکا ابداع شد.

در این آزمایش در یک ظرف استوانه ای جداره ضخیم فلزی که mold نامیده می‌شود و در حدود ۱lit حجم دارد سه لایه خاک می‌ریزیم. بعد از ریختن هر لایه خاک آن را با چکش 5.5 پوندی (2.5Kg) که از ارتفاع 12in (300mm) سقوط می‌کند با 25 ضربه می‌کوبیم سپس با کاردک سطح ظرف را صاف کرده و آن را وزن می‌کنیم خواهیم داشت:

وزن mold خالی - وزن کل = وزن خاک



با تقسیم کردن وزن خاک بر حجم mold می‌توان وزن مخصوص طبیعی آن را به دست آورد. سپس با اندازه گیری درصد رطوبت خاک می‌توان γ_d را به دست آورد. اگر آزمایش Proctor استاندارد را برای یک خاک ولی با درصدهای رطوبت مختلف تکرار کنیم و نتایج را بر روی نموداری رسم کنیم به شکلی شبیه شکل زیر خواهیم رسید.



همانطور که مشاهده می‌شود تغییرات γ_d نسبت به درصد رطوبت معمولاً نقطه‌ی اوجی را نشان می‌دهد که این مقدار ماکزیمم حداکثر تراکم خاک را نشان داده و برای ما مهم است.

درصد آب نظیر حداکثر γ_d را درصد آب بهینه یا Optimum Moisture Content (OMC) می‌گویند. پس درصد آب بهینه درصد آبی است که به ازای آن حداکثر γ_d در آزمایش پراکتور استاندارد به دست می‌آید.

آزمایش Proctor اصلاح شده

در این آزمایش شرایط آزمایش اندکی با حالت استاندارد فرق دارد.

خاک به جای ۳ لایه در ۵ لایه ریخته می‌شود.

وزن چکش به ۱۰ پوند افزایش می‌یابد.

ارتفاع سقوط چکش به ۱۸in (45cm) افزایش می‌یابد.

در آزمایش پراکتور اصلاح شده تلاش تراکمی (Compacting effort) را افزایش دادیم تا شرایط آزمایش به شرایط واقعی در عمل نزدیک شود.

تلاش تراکمی یا انرژی تراکم بصورت زیر تعریف می‌شود:

$$E = \frac{\text{تعداد لایه‌ها} \times \text{تعداد ضربات در هر لایه} \times \text{ارتفاع سقوط چکش} \times \text{وزن چکش}}{\text{حجم قالب}}$$

تغییرات γ_d خاک در اثر تراکم، با افزایش E بصورت زیر است:

در این حالت الگوی تغییرات γ_d برحسب درصد رطوبت ω به صورت نشان داده شده قبلی است ولی مشاهده می‌شود که با آزمایش پراکتور اصلاح شده γ_d بیشتری به ازای درصد رطوبت کمتری به دست می‌آید.

نکته‌ی جالب این است که درصد هوا در خاک در دو حالت تغییری نمی‌کند.

برای به دست آوردن γ_d آزمایشات دیگری در سایر استانداردها نیز وجود دارد.

سؤال: آیا می‌توان با افزایش انرژی تراکم درصد هوا در خاک را صفر کرد و خاک را اشباع نمود؟

جواب این سوال منفی است. درصد هوای موجود در خاک با تراکم معمولاً به صفر نمی‌رسد.

$$\gamma_d = \frac{G_s(1-A)}{1+\omega G_s} \gamma_w$$

$$\text{if } A=0 \rightarrow \gamma_d = \frac{G_s}{1+\omega G_s} \gamma_w$$

این γ_d ، وزن مخصوص خشک حداکثر به صورت تئوریک است اما نمی‌توان به آن در عمل دست یافت. (منحنی

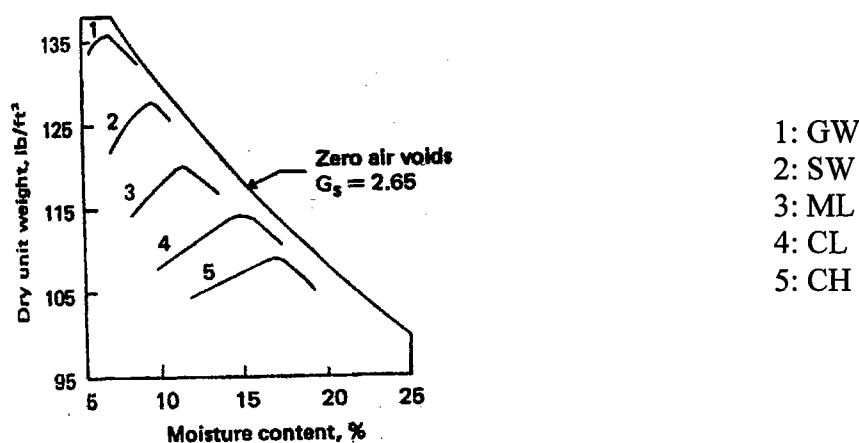
$\gamma_d - \omega$ به خط درصد هوای صفر نزدیک می‌شود، اما به آن نمی‌رسد).

آبی که به خاک اضافه می‌کنیم باعث خیس شدن سطح دانه‌های خاک می‌شود. این عامل باعث می‌شود دانه‌ها نسبت بهم راحت‌تر جابه‌جا شوند و به همین دلیل دانسیته‌ی خاک بالا می‌رود. اما اگر آب داخل خلل و فرج خاک از

حدی بیشتر شود بخشی از فشار ناشی از تراکم را آب تحمل می‌کند و به همین دلیل خاک از یک حدی بیشتر متراکم نمی‌شود.

بررسی نمونه خاک‌های مختلف تحت تلاش تراکمی یکسان:

از روی نمودار زیر می‌توان فهمید که از خاک رسی با پلاستیسیته بالا می‌توان کمترین ظرفیت باربری را انتظار داشت چون γ_d آن در اثر تراکم از همه خاکها پایین‌تر است. با دقت روی این منحنی می‌توان نتیجه گرفت که تقریباً نقطه‌ی اوج (Peak) همه‌ی منحنی‌ها دارای درصد هوای حدود 5٪ است و هیچگاه نمی‌توان نمونه‌ی خاک را صرفاً با تراکم به حالت کاملاً اشباع درآورد.



تراکم در محل (Field Compaction):

می‌دانیم شرایط تراکم در آزمایشگاه و سایت کارگاه یکسان نیست. ما در آزمایشگاه ابتدا دانه‌های بزرگتر از 20cm را از خاک جدا کرده و بقیه را درون mold می‌ریزیم و متراکم می‌کنیم، اما در صحرا بخشی از خاک جدا نمی‌شود و در ضمن اطراف خاک حین تراکم آزاد است. همچنین انرژی تراکمی در آزمایشگاه و محل کارگاه با یکدیگر متفاوت است.

بنابراین ما نمی‌توانیم نتایج آزمایشگاهی را به طور مستقیم برای کار اجرایی استفاده کنیم. اما ناگزیریم تا این دو حالت را به طریقی به یکدیگر مرتبط سازیم.

مراحل انجام تراکم در راه سازی به طور مختصر بشرح زیر است:

- مرحله‌ی اول تیغ انداختن است. در این مرحله لایه‌ی رویی خاک بستر را تیغ می‌اندازند تا خاک‌های نباتی جمع شده و به زمین بکر دست پیدا کنیم.

- مرحله‌ی دوم دپوکردن خاک مناسب است. در این مرحله کامیون‌ها خاک‌های مناسب (که دارای مشخصات فنی لازم باشند) را به صورت مخلوط شن و ماسه در سطح زمین خالی می‌کنند.

- در مرحله‌ی بعدی بلدوزرها این خاک‌های دپو شده را روی زمین پخش می‌کنند.

- سپس گریدر با توجه به شیب مورد نظر سطح خاک را Level می‌کند.

- در مرحله‌ی پنجم به کمک تانکر آب پاش (که مقدار بازبودن شیر آن و سرعت کامیون با توجه به میزان آب بهینه به دست آمده در آزمایشگاه تعیین می‌شود) آب روی سطح زمین پخش می‌شود.

- بعد از مخلوط کردن آب با خاک، متراکم کردن این مخلوط با غلتک صورت می‌گیرد. غلتک با جلو و عقب رفتن روی سطح خاک آن را متراکم می‌کند. این جلو و عقب رفتن معمولاً بین ۳ تا ۱۲ بار صورت می‌گیرد (برحسب پاس Pass بیان می‌شود)

بعد از کوبیده شدن مناسب یک لایه، لایه‌ی دیگر ریخته شده و کوبیده می‌شود (ارتفاع هر لایه‌ی خاک قبل از کوبیده شدن بین 15-45cm است).

این لایه کوبی و لایه ریزی تا زمانی که ارتفاع سطح خاکریز به حد مورد نظر برسد ادامه پیدا می‌کند. در راه سازی معمولاً 2-5m و در سدسازی تا ارتفاع سد این کار باید ادامه یابد. از هر لایه کوبیده شده در محل چند نمونه تهیه شده و γ_d آن اندازه‌گیری می‌شود. و سپس درصد تراکم با مقایسه با $(\gamma_d)_{max}$ که با آزمایش پراکتور در آزمایشگاه بدست آمده مقایسه می‌گردد

$$\text{درصد تراکم} = \frac{\gamma_d}{(\gamma_d)_{max}}$$

کنترل تراکم:

چگونه می‌توان تراکم در محل را کنترل کرد؟
دو روش برای کنترل تراکم وجود دارد:

1-Method Compaction...

این روش یک روش قدیمی است. در این روش با داشتن نوع خاک و وزن غلتک مورد استفاده، محاسبه می‌شود که چند پاس برای تراکم لازم است. در این حالت شمردن تعداد عبورها به عنوان معیار کنترل تراکم می‌باشد.

2-End Product...

در این روش غلتک‌ها خاک مورد نظر را می‌کوبند تا جایی که گمان می‌رود به حد مناسبی رسیده است. در انتهای کار کنترل می‌شود که آیا γ_d کوبیده شده برابر درصد تراکم در γ_d به دست آمده در آزمایشگاه است یا نه؟ در بزرگراه‌ها 100% و در راه‌های روستایی 85% از γ_d به دست آمده در آزمایشگاه به عنوان معیار قبولی در نظر گرفته می‌شود.

روش‌های اندازه‌گیری دانسیته در محل:

روش‌های زیادی برای اندازه‌گیری دانسیته در محل وجود دارد. در اینجا دو روش اندازه‌گیری را نام برده و مختصری توضیح می‌دهیم:

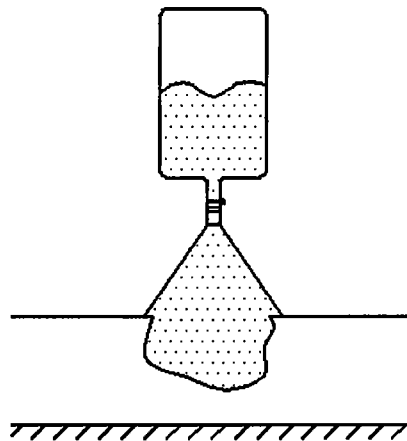
- روش بطری ماسه (Sand bottle)

- روش بالن (Balloon)

در روش بطری ماسه ابتدا در داخل خاک کوبیده شده، چاله‌ای به قطر دهانه حدود 10cm و عمق 10-15cm با استفاده از قلم ایجاد می‌کنیم.

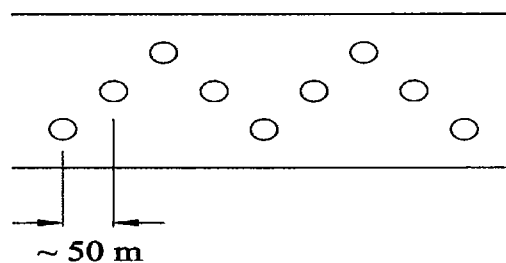


خاک خارج شده از این گودال را به دقت وزن می‌کنیم. حال نیاز داریم تا حجم این گودال را نیز بدانیم. برای پیدا کردن حجم از یک بطری که درون آن ماسه قرار دارد و بر سر آن قیفی است استفاده می‌کنیم. (این ماسه دارای دانه‌بندی خاصی است که در استاندارد ذکر شده است و وزن واحد حجم مشخص دارد.)



ابتدا بطری پر از ماسه را وزن کرده و سپس بطری را وارونه کرده و آن را در روی گودال قرار می‌دهیم (دهانه‌ی قیف بین 4-6in است) و سپس شیر بطری را باز می‌کنیم تا گودال از ماسه پر شود. در این حالت شیر بطری را بسته و با وزن کردن آن، وزن ماسه‌ای که گودال و قیف را پر کرده است به دست می‌آوریم. چون قیف شکل استاندارد دارد می‌توان وزن ماسه‌ای را که برای پر کردن گودال به کار رفته است را به دست آورد و به کمک آن می‌توان حجم گودال را تعیین کرد. حال با داشتن اطلاعات خاک می‌توان γ_d آن را به دست آورد. این آزمایش در چندین نقطه‌ی مختلف راه انجام می‌شود

الگوی نمونه‌گیری از خاک در پلان یک مسیر راه به شکل زیر است:



γ_d محاسبه شده در هر محل با $(\gamma_d)_{max}$ مقایسه شده و درصد تراکم حاصله با مشخصات فنی مورد نظر مقایسه می‌شود.

روش دوم نیز از نظر ایده‌ی کار با روش قبل یکسان است. در این روش مانند قبل گودالی حفر می‌کنند و خاک بیرون آمده از آن را به دقت وزن می‌کنند. سپس برای به دست آوردن حجم گودال بادکنکی درون آن گذاشته و آن را تا جایی پر از آب می‌کنند که گودال را پر کند. حجم آب مورد نیاز در این حالت برای پر کردن گودال همان حجم گودال است. با داشتن حجم گودال و مشخصات خاک می‌توان γ_d خاک کوبیده شده را به دست آورد.

امروزه روش‌های جدیدی برای اندازه‌گیری تراکم خاک وجود دارد که هنوز چندان مورد استفاده قرار نمی‌گیرند. Nuclear density meter می‌تواند به طور دقیق γ_d خاک را در هر حالت تعیین کند.

انواع غلتک‌ها:

۱- غلتک معمولی

این غلتک‌ها از یک یا دو استوانه‌ی فلزی که معمولاً توخالی هستند تشکیل شده است. عرض این غلتک‌ها معمولاً بین 1.5 ~ 2.5m است. وزن آن‌ها با پرکردن داخل استوانه‌ها به وسیله‌ی آب یا ماسه قابل تنظیم است. این غلتک‌ها دارای وزن‌های مختلفی هستند مثل: 60ton ، 100ton ، ... برای تمام انواع خاک‌ها می‌توان از این غلتک‌ها استفاده کرد. سطح حاصله بعد از عبور این غلتک‌ها کاملاً صاف است. مشکل این نوع غلتک‌ها عدم درگیری کافی بین لایه‌های مختلف خاک است که روی هم ریخته می‌شود. خاک ماسه‌ای با دانه‌بندی یکنواخت با این غلتک‌ها به خوبی کوبیده نمی‌شود.

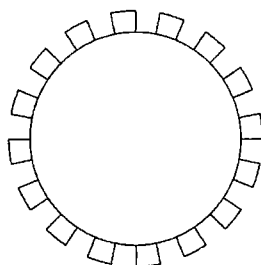
۲- غلتک چرخ لاستیکی

این نوع غلتک نیز هم برای خاک‌های درشت دانه و ریزدانه و هم برای آسفالت به کار می‌رود. اما برای خاکهایی که دانه بندی یکنواخت داشته باشند، مناسب نیست. این غلتک‌ها همان‌طور که از اسمشان پیداست به جای استوانه چندین لاستیک پهن در جلوی خودشان دارند. میزان کوبیده شدن در این حالت به وسیله‌ی باد لاستیک‌ها تنظیم می‌شود.

خاصیت این غلتک آن است که به خاطر عرض کمتر لاستیک‌ها (نسبت به استوانه‌ی فلزی) فشار موضعی آنها بیشتر بوده و لایه‌های متراکم شده متوالی تقریباً به خوبی بهم اتصال پیدا می‌کنند. اما در این حالت سطح خاک بعد از عبور غلتک صاف نیست و جای لاستیک‌ها روی آن مشخص است.

۳- غلتک پاچه بزی (Sheep foot Roller)

روی استوانه‌های این غلتک تعدادی زائده تعبیه شده است. طول این زائده‌ها بین 200-250mm و سطح مقطع آن‌ها بین 40-65cm² متغیر است.



ویژگی این نوع غلتک‌ها آن است که چون وزن غلتک از طریق زائده‌ها به سطح خاک منتقل می‌شود فشار موضعی وارده از غلتک به خاک خیلی بیشتر است و اتصال بین لایه‌ها خیلی خوب انجام می‌گیرد. در واقع درجه‌ی یکنواختی یا همگنی خاک متراکم شده بالا می‌رود.

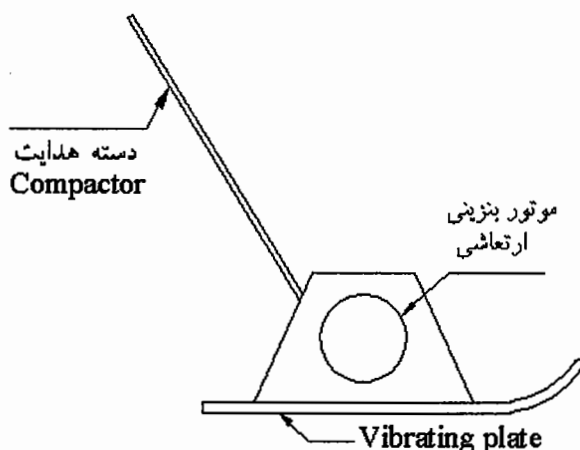
این نوع غلتک‌ها کلوخه‌های خاک را به راحتی می‌شکنند و خاک یکنواختی تولید می‌کنند. استفاده از این غلتک برای خاک‌های درشت دانه باعث می‌شود تا با خرد شدن شن و ماسه دانه بندی خاک عوض شود، بنابراین از این غلتک معمولاً برای خاک‌های ریزدانه استفاده می‌شود. برای خاک‌های درشت دانه زمانی از این غلتک‌ها استفاده می‌شود که حداقل 20% ریزدانه در مخلوط خاک وجود داشته باشد.

۴- غلتک‌های ویره یا ارتعاشی

این نوع غلتک‌ها علاوه بر تراکم خاک، باعث ارتعاش آن نیز می‌شوند. به همین دلیل برای متراکم کردن خاک‌های دانه ای (مثل شن و ماسه) بسیار مناسب هستند. این غلتک‌ها هم می‌توانند به صورت معمولی و هم به صورت پاچه بزی باشند.

۵- متراکم کننده‌های دستی... (Compactor)

وزن صفحه‌ی فلزی و موتور ارتعاشی باعث تراکم خاک می‌شود.



از این compactor معمولاً در مواردی استفاده می‌شود که فضای کار محدود باشد و امکان استفاده از غلتک‌های فوق وجود نداشته باشد. Compactor بوسیله کارگر از طریق دسته آن روی سطح مورد نظر جابجا می‌شود.

مثال: در یک آزمایش تراکم استاندارد، وزن مخصوص خاک با درصد‌های رطوبت مختلف به صورت زیر به دست آمده است. در صورتی که حجم قالب فلزی 1000Cm^3 و $G_s=2.67$ باشد، $(\gamma_d)_{\max}$ و درصد رطوبت بهینه رابه دست آورید. همچنین منحنی‌های مربوط به صفر درصد، 5% و 10% هوا را رسم کنید.

$\omega \rightarrow \%$	12.8%	14.5%	15.6%	16.8%	19.2%
\rightarrow وزن خاک داخل مولد (gr)	2010	2092	2114	2100	2055

حل:

با توجه به روابطی که در زیر نوشته شده است می‌توان این جدول را کامل کرد:

$$\gamma = \frac{\text{وزن خاک مرطوب}}{V}$$

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

$$S = \frac{G_s \cdot \omega}{e} \text{ درصد اشباع}$$

$$e = \frac{G_s \gamma \omega}{\gamma_d} - 1 \text{ درجه تخلخل}$$

خواهیم داشت...

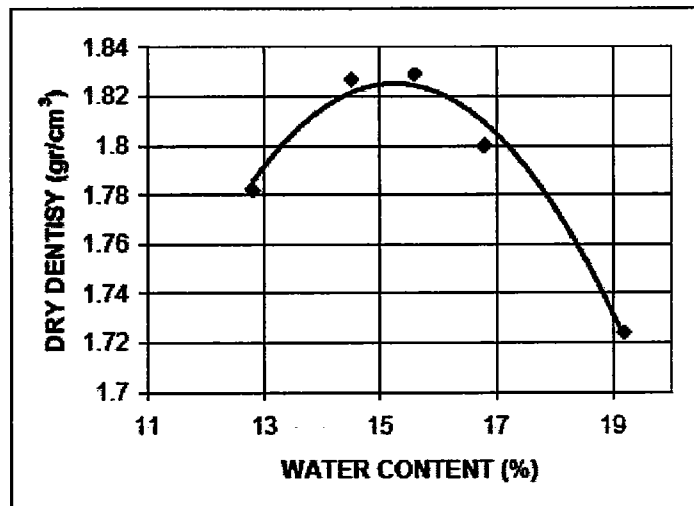
γ_w مرطوب	→	2.010	2.092	2.114	2.1	2.055
γ_d وزن مخصوص خشک	→	1.782	1.827	1.829	1.8	1.724
e تخلخل	→	0.498	0.461	0.459	0.483	0.548
درصد اشباع	→	68.6	83.9	90.7	92.9	93.5

بنابراین با رسم منحنی γ_d بر حسب رطوبت ω داریم...

$$\rightarrow \omega_{opt} = 15\%$$

$$(\gamma_d)_{max} = 1.835 \text{ gr/cm}^3$$

از اعداد به دست آمده در جدول نیز می توان هماهنگی بین γ_d و درجهی تخلخل را مشاهده کرد، هر چه γ_d بالاتر می رود e کاهش می یابد و برعکس.



برای رسم منحنی درصد هوا از رابطه $\gamma_d = \frac{G_s(1-A)}{1+\omega G_s} \gamma_w$ استفاده می شود.

$$A = 0 \rightarrow \gamma_d = \frac{2.67}{1 + \omega(2.67)} \gamma_w$$

$$A = 5\% \rightarrow \gamma_d = \frac{2.67(1-0.05)}{1 + \omega(2.67)} \gamma_w$$

$$A = 10\% \rightarrow \gamma_d = \frac{2.67(1-0.1)}{1+\omega(2.67)} \gamma_\omega$$

با رسم این معادلات در شکل فوق خطوط درصد هوا نیز مشخص می‌شود. می‌توان مشاهده کرد که Peak در حوالی خط 5٪ هوا روی می‌دهد.

مثال: نتایج آزمایشات تراکم Proctor استاندارد و اصلاح شده بر روی یک خاک به شرح زیر است.

منحنی تراکم خاک را در دو حالت رسم کرده و درصد آب بهینه را تعیین کنید. در صورتی که $G_s=2.67$ باشد خط اشباع (خط 0٪ هوا) را نیز رسم کنید

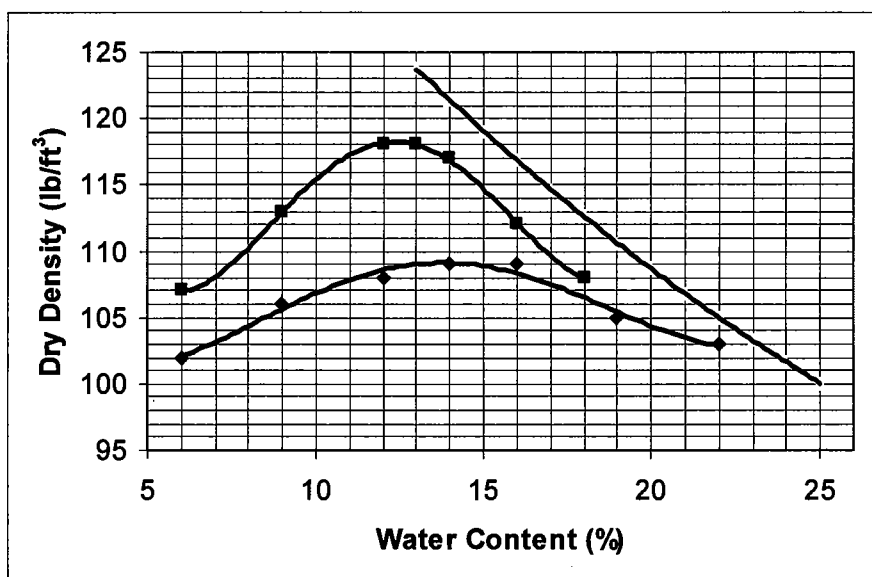
استاندارد

$\omega\%$	6	9	12	14	16	19	22
$\gamma_d (lb/ft^3)$	102	106	108	109	108	105	103

اصلاح شده

$\omega\%$	6	9	12	13	14	16	18
γ_d	107	113	118	118	117	112	108

حل:



از روی منحنی های رسم شده بدست می‌آیند:

در آزمایش تراکم استاندارد \rightarrow

$$(\omega)_{opt} = 14\%$$

$$(\gamma_d)_{max} = 109 \text{ lb/ft}^3$$

در آزمایش تراکم اصلاح شده \rightarrow

$$(\omega)_{opt} = 12\%$$

$$(\gamma)_{max} = 118 \text{ lb/ft}^3$$

به روشی که در مثال قبل گفته شد می‌توان خط اشباع را نیز به دست آورد.

$$A = 0 \rightarrow \gamma_d = \frac{2.67}{1 + 2.67\omega} (62.4) = \frac{166.7}{1 + 2.67\omega}$$

62.4 lb/ft³ وزن مخصوص آب است.

مراجع برای مطالعه بیشتر:

- Craig, R.F. (1993), "Soil Mechanics", Fifth Edition, Chapman & Hall
- Holtz, R.D., and Kovacs, W.D. (1981), "An Introduction to Geotechnical Engineering", Prentice Hall
- Nicolas, Herbert L., and Day, David A. (2005), "Moving the Earth", Fifth Edition, McGraw-Hill



فصل سوم

آب در خاک

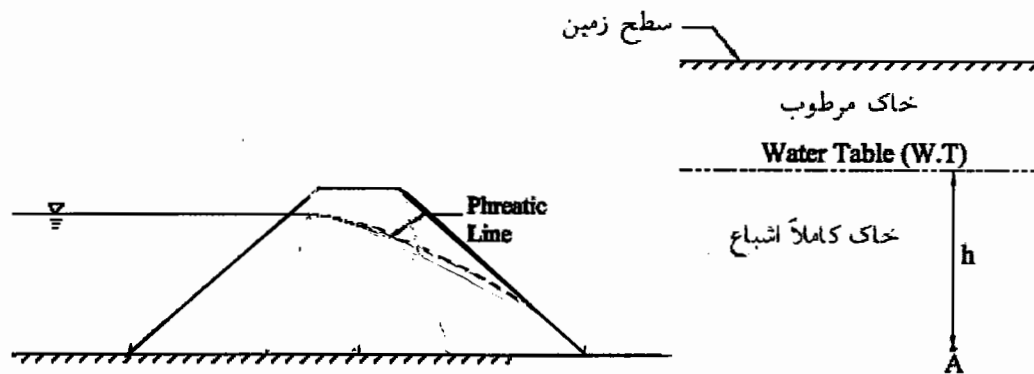
خاک یک محیط متخلخل (Porous Medium) محسوب می‌شود. خلل و فرج داخل خاک باعث می‌شود که آب یا سیالات دیگر (مثل نفت) بتوانند در آن جریان یابند. میزان سهولت جریان سیال در داخل خاک تراوایی (Permeability) نامیده می‌شود.

کلمه‌ی تراوا (Permeable) به ماده‌ای اطلاق می‌شود که شامل حفره‌های بهم پیوسته اند. اگر آب در داخل خاکی باشد به علت وجود این خلل و فرج آب می‌تواند در داخل آن حرکت کند. آب در خاک دارای فشاری است که به آن فشار آب منفذی یا فشار آب حفره ای (Pore Water Pressure) می‌گویند که این فشار نسبت به فشار اتمسفر سنجیده می‌شود.

سطح آزاد آب در سفره‌های آب زیر زمینی water table نامیده میشود سطح آزاد آب در سازه‌های خاکی به سطح فریاتیکی Phreatic Line موسوم است.

در زیر W.T یا Phreatic Line خاک کاملاً اشباع در نظر گرفته می‌شود. آب قرار گرفته در این منطقه یا ساکن است و یا در حال حرکت. اگر آب ساکن باشد برای به دست آوردن فشار در هر منطقه می‌توان گفت فشار آب منفذی برابر است با وزن ستون آبی که بالای آن قرار گرفته است. (فشار هیدرواستاتیک)

$$P_A = \gamma_w \cdot h$$



در تمام سفره‌های آب زیرزمینی، آب در حال حرکت است. وجود چشمه‌ها دلیلی بر این ادعا هستند هر چند سرعت آب خیلی کم است.

وقتی آب داخل خلل و فرج حرکت می‌کند دارای سرعتی است که سبب ایجاد فشار می‌شود. برای به دست آوردن فشار از قانون برنولی استفاده می‌کنیم. در این رابطه H هد کل، Z ارتفاع نقطه مورد نظر از سطح مبناء، u فشار آب منفذی، γ_w وزن مخصوص آب، V سرعت حرکت آب در خاک و g شتاب ثقل می‌باشد.

$$H = Z + \frac{u}{\gamma_w} + \frac{V^2}{2g}$$

سرعت حرکت آب زیرزمینی عددی بسیار کوچک است (حدود ۱ m/day)، بنابراین در معادله‌ی فوق می‌توان از

عبارت مربوط به هد سرعت صرف‌نظر کرد $\left(\frac{V^2}{2g}\right)$ پس در مورد حرکت آب در خاک می‌توان نوشت:

$$H = Z + \frac{u}{\gamma_w}$$

گاهی اوقات به علت خاصیت موئینگی (Cappillary)، آب خود را از سطح W.T. بالاتر می‌آورد و چون گفتیم فشار در سطح W.T. برابر با فشار اتمسفر یا بنا به قرارداد صفر است، پس فشار آب در آن قسمت منفی می‌شود.

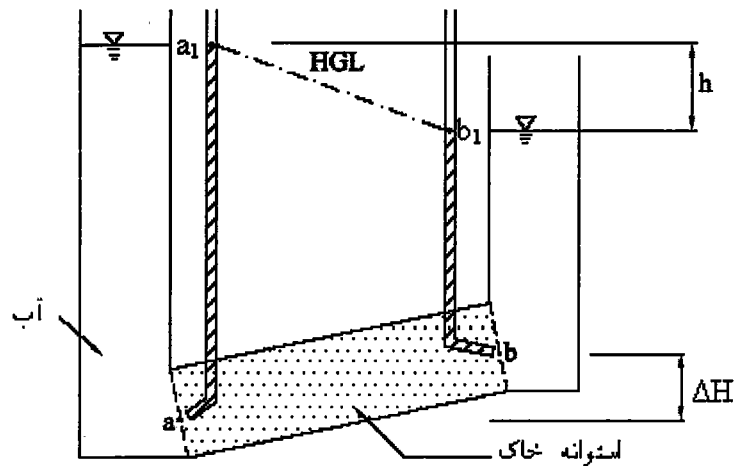
این خاصیت در خاک‌های ریزدانه بیشتر است چون خلل و فرج باریک‌تر و موئینگی بیشتر است.

در خاک‌های درشت دانه فاصله‌ی بالارفتن آب تا سطح W.T. در حدود 20cm-50cm است و هر چه خاک ریزدانه‌تر شود این فاصله بیشتر می‌شود حتی ممکن است تا ارتفاع 10-12m برسد.

پس فرض ثابت بودن آب و نوشتن رابطه‌ی $\gamma_w \cdot h$ برای فشار آب منفذی با تقریب همراه است.

علت حرکت آب از نقطه‌ای به نقطه‌ی دیگر اختلاف در هد کل بین دو نقطه است.

آب همواره از نقطه‌ای با هد بیشتر به نقطه‌ای با هد کمتر می‌رود، بنابراین صرف بالا یا پائین بودن دو نقطه نسبت به هم باعث به وجود آمدن جریان نمی‌شود. برای نشان دادن این مطلب می‌توان آزمایش زیر را انجام داد:



سیستمی به صورت فوق را در نظر بگیرید. اگر تراز مینا را تراز فرض کنیم که از نقطه‌ی a می‌گذرد و ارتفاع نقطه‌ی b را از تراز مینا، با ΔH نشان دهیم آن گاه می‌توان نتیجه گرفت:

$$H_a = 0 + \overline{aa_1}$$

$$H_b = \Delta H + \overline{bb_1}$$

می‌دانیم جریان همیشه در جهت کاهش هد کل صورت می‌گیرد. شاخص تغییرات هد کل خط HGL است بنابراین در این حالت آب از نقطه‌ی a به سمت نقطه b حرکت می‌کند هر چند ارتفاع نقطه‌ی b بیشتر از نقطه‌ی a است.

$$H_a - H_b = (\overline{aa_1}) + (\Delta H + \overline{bb_1}) = h$$

اگر طول استوانه‌ی خاک را L فرض کنیم آن گاه می‌توان تعریف کرد:

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

i را گرادیان (شیب) هیدرولیکی بین نقطه‌ی a و b می‌نامند.

اولین بار دانشمند فرانسوی بنام داریسی (Darcy) این آزمایش را انجام داد. او اولین کسی بود که در زمینه حرکت آب در خاک شروع به بحث و بررسی کرد. داریسی مقدار آب خارج شده از استوانه خاک اشباع را در واحد زمان (Q) اندازه گیری کرد و دید که این حجم با عوامل مختلفی ارتباط دارد:

- سطح مقطع استوانه (سطح مقطع جریان، A)

- ارتفاع h یا گرادیان هیدرولیکی (i)

- به جنس خاک و این که آیا آب به سختی داخل خاک در جریان است یا به آسانی.

$$Q \propto A.i$$

او سهولت آب گذری را به وسیله‌ی ضریبی بنام ضریب نفوذپذیری یا تراوایی (Permeability Coefficient) مطرح کرد و به کمک این ضریب رابطه‌ی تناسب بالا را به تساوی تبدیل کرد.

$$\rightarrow Q = i.A.K$$

معمول است که Q را بر سطح مقطع جریان تقسیم می‌کنند تا قطر استوانه در آزمایش مؤثر نباشد. در این صورت q را فلاکس جریان (شار جریان) می‌گویند:

$$q = \frac{Q}{A} = i.K$$

واحد q متر بر ثانیه است. از این جهت دارای مفهوم سرعت بوده و لذا آن را با V هم نشان می‌دهند و به آن سرعت تخلیه می‌گویند (Specific discharge)

چون i یک متغیر بی بعد است بنابراین واحد K نیز متر بر ثانیه یا سانتیمتر بر ثانیه می‌باشد. این، رابطه ای بود که آقای دارسی به دست آورد.

بعدها با آزمایشات گوناگون مشخص شد که خود K نیز یک ضریب مرکب است و فقط به نوع خاک بستگی ندارد.

$K = f(e, \text{Particle Shape}, \text{Soil Structure}, \gamma, \mu)$ (ویسکوزیته سیال μ ، وزن مخصوص سیال γ ، Particle Shape، Soil Structure، e)

$$\rightarrow K = k \frac{\rho g}{\mu}$$

در این رابطه کلیه عوامل مربوط به خاک نظیر e ، درشت دانه بودن یا ریزدانه بودن، بافت و غیره را با k نشان داده‌اند چون کمی کردن اثر تک تک این عوامل مشکل است.

بنابراین نفوذپذیری خاک در اصل k است و بقیه‌ی پارامترها مربوط به سیال می‌شود.

گاهی برای اینکه بتوان دو k را از هم تشخیص داد، به K ضریب هدایت هیدرولیکی (hydraulic conductivity) می‌گویند و k را نفوذپذیری ذاتی می‌نامند.

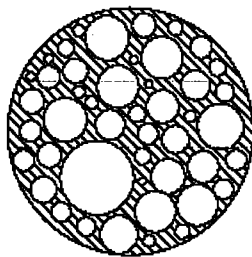
ضریب نفوذپذیری K بین 10^{-12} تا 10 سانتیمتر بر ثانیه تغییر می‌کند و این مطلب جالب است چون کمترین پارامتری در فیزیک دامنه تغییراتی به این بزرگی دارد.

V حاصل تقسیم کل حجم عبوری در واحد زمان از سطح مقطع است پس یک سرعت متوسط است. در صورتی که می‌دانیم آب فقط از سوراخ‌های بین دانه‌های خاک خارج می‌شود یعنی سرعت جریان در حالت واقعی از V بیشتر است.

در ضمن سطح مقطع لوله‌های جریان در خاک یکنواخت نیست و آب در داخل خاک مسیر پریچ و خمی را طی می‌کند. بنابراین سرعت از مقدار متوسط بیشتر است.

با دانستن این مطلب سرعت تراوش (Seepage Velocity) را به صورت زیر تعریف می‌کنیم.

$$V_s = \frac{Q}{A_{void}}$$



$$n = \frac{V_{void}}{V_{total}} \cong \frac{A_{void}}{A_{total}}$$

$$\rightarrow V_s = \frac{Q}{n.A} = \frac{V}{n}$$

در رابطه‌ی بالا، V سرعت متوسط در مقطع، η پوکی و V_s سرعت تراوش است. همچنین چون η همواره عددی کوچکتر از یک است می‌توان نتیجه گرفت، $V_s > V$ است.

تعیین ضریب نفوذپذیری:

برای تعیین ضریب نفوذپذیری از سه روش می‌توان استفاده کرد:

- روش تجربی

- روش آزمایشگاهی

- روش صحرایی

۱. روش‌های تجربی...

همانطور که از عنوان این روش پیداست، در این روش براساس نتایج حاصله از آزمایشات متعدد روابطی تجربی یا نیمه تجربی جهت تعیین K به دست می‌آورند. برای مثال رابطه‌ی Hazen به صورت مقابل ضریب نفوذپذیری را تعیین می‌کند:

$$K = 100D_{10}^2$$

در این رابطه اگر D_{10} برحسب سانتیمتر در رابطه قرار داده شود، K برحسب cm/s به دست خواهد آمد. این رابطه برای لای‌ها و ماسه‌ها به خوبی می‌تواند ضریب نفوذپذیری را تخمین بزند.

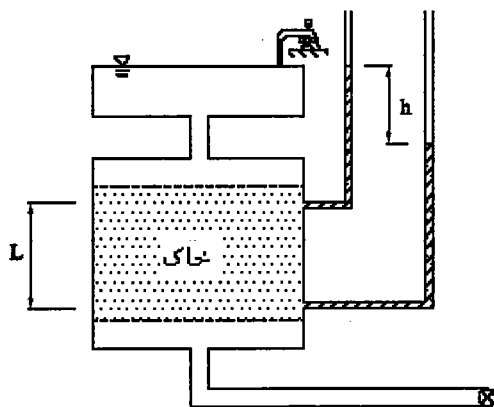
۲. روش‌های آزمایشگاهی...

در اینجا سه مورد از روش‌های آزمایشگاهی برای تعیین K را بررسی می‌کنیم.

۲-۱- روش هد ثابت (constant head test)

نمونه‌ی خاک را در یک استوانه از جنس شیشه‌ی نشکن قرار می‌دهیم که در بالای آن یک مخزن آب و در پایین لوله‌ای با یک شیر کنترل وجود دارد.

آب در مخزن بالایی همیشه در ارتفاع ثابتی است. حال شیر لوله‌ی پائین را باز کرده و مقدار دبی خروجی Q را اندازه می‌گیریم. اگر A سطح مقطع استوانه، L طول نمونه خاک و h اختلاف هد بین بالا و پایین نمونه باشد.



در این حالت با استفاده از قانون دارسی می‌توان نوشت...

$$Q = K \cdot i \cdot A = K \cdot \frac{h}{L} \cdot A$$

که در این رابطه با داشتن A ، h ، L و Q می‌توان K را تعیین کرد.

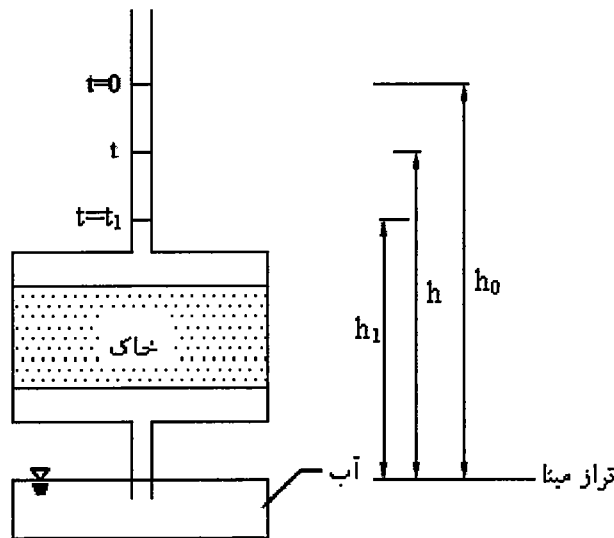
در ابتدای آزمایش باید حتماً از اشباع بودن کامل خاک اطمینان حاصل شود. معمولاً این آزمایش چندین بار با هدهای مختلف بر روی خاک انجام می‌گیرد و از K های به دست آمده میانگین‌گیری می‌شود تا خطا کم شود.

چون در این آزمایش هد آب همواره ثابت است این آزمایش را آزمایش هد ثابت می‌گویند.

۲-۲- روش هد افتان (Falling head test)

این آزمایش معمولاً برای خاک‌های ریزدانه به کار می‌رود. در این آزمایش نیز نمونه‌ی خاک را در یک شیشه‌ی استوانه‌ای نشکن قرار می‌دهیم. این استوانه‌ی شیشه‌ای دارای یک لوله‌ی شیشه‌ای در بالا و یک لوله‌ی شیشه‌ای یا پلاستیکی در پایین است.

ابتدای آنقدر آب به خاک اضافه می‌کنند تا خاک کاملاً اشباع شود آن گاه ارتفاع آب در لوله‌ی بالا را به حد خاصی می‌رسانند.



فرض کنید ارتفاع آب نسبت به تراز مینا در ابتدای آزمایش ($t=0$) برابر h_0 و در انتهای آزمایش ($t=t_1$) برابر h_1 باشد. همچنین فرض می‌کنیم در زمان دلخواه t ، تراز آب در ارتفاع h باشد. در اینصورت در زمان $(t+dt)$ سطح آب مقداری پائین می‌آید

$$= a \frac{dh}{dt} = \text{حجم آب ورودی به خاک در واحد زمان (دبی)}$$

a : سطح مقطع لوله‌ی بالایی

از طرفی با توجه به رابطه‌ی داری می‌توان نوشت...

$$= K \cdot i \cdot A = \text{حجم آبی که در واحد زمان از خاک رد می‌شود}$$

پس خواهیم داشت...

$$\rightarrow -a \frac{dh}{dt} = K \cdot \frac{h}{L} \cdot A \rightarrow -a \frac{dh}{h} = \frac{AK}{L} dt$$

$$\rightarrow \int_{h_0}^{h_1} -a \frac{dh}{h} = \int_0^{t_1} \frac{AK}{L} dt \rightarrow -aLn \frac{h_1}{h_0} = \frac{AK}{L} t_1$$

$$\rightarrow K = \frac{aL}{At_1} \ln \frac{h_0}{h_1}$$

۳-۲- آزمایش تحکیم (Consolidometer)

این آزمایش با هدف تعیین ضریب نفوذپذیری انجام نمی‌شود اما می‌توان از آن ضریب نفوذپذیری را به دست آورد. در فصول آینده در مورد این آزمایش صحبت خواهد شد.

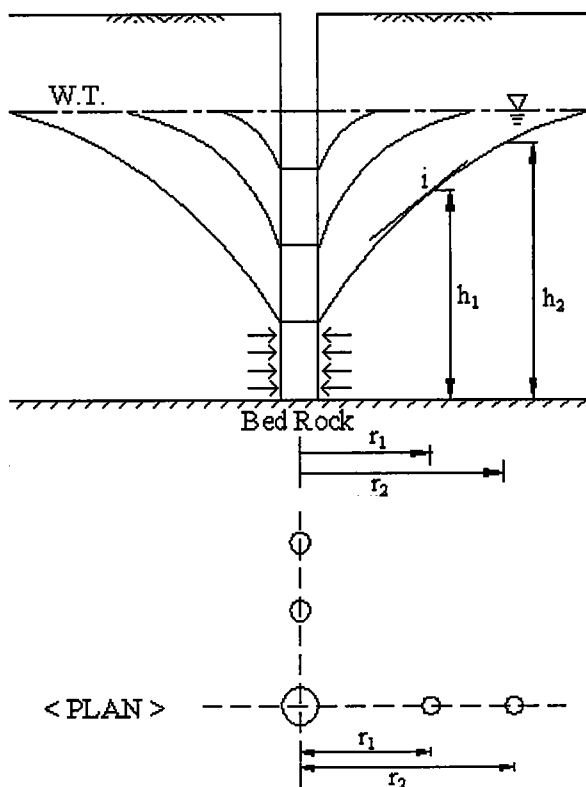
۳. روش‌های صحرائی... (In-Situ tests)

مزیت روش‌های صحرائی یا روش‌های برجا در این است که خاک دست خورده نمی‌شود و در همان شرایط طبیعی آزمایش روی خاک انجام می‌گیرد. دست خوردگی باعث می‌شود خواص خاک تغییر کند. در این قسمت به بررسی سه آزمایش خواهیم پرداخت:

۳-۱- آزمایش پمپاژ چاه (Well-Pumping test)

این آزمایش برای خاک‌های درشت دانه همگن به خوبی جواب می‌دهد.

در این آزمایش از سطح زمین تا سنگ بستر چاهی حفر می‌کنیم. در حالت اولیه آب در چاه، هم سطح سفره‌ی آب زیرزمینی است. با پمپاژ آب از این چاه، سطح آب چاه افت می‌کند. هر چه پمپ قوی تر باشد این سطح ثابت پائین‌تر می‌رود تا اینکه به یک حد ثابت (تعادل هیدرولیکی) می‌رسد. همانطور که در شکل زیر نشان داده شده است سطح آب زیر زمینی در پیرامون چاه که قبل از شروع پمپاژ افقی بود بعد از پمپاژ بصورت تقریباً مخروطی پایین می‌رود.



به این مخروط، مخروط افت (draw-down) گفته می‌شود. این مخروط‌ها نسبت به محور چاه تقارن دارند حال اگر پمپ دارای توان مشخص و ثابتی باشد و Q خروجی نیز اندازه گیری شود، با داشتن ابعاد draw-down می‌توان ضریب نفوذپذیری را به دست آورد.

برای مشخص شدن ابعاد مخروط افت نیاز داریم تا در چند نقطه به فاصله r از محور چاه، ارتفاع آب را بدانیم. برای این کار چند چاه آزمایشی (که به آن‌ها گمانه می‌گویند) در دو جهت عمود بر هم حفر می‌کنیم. (قطر borehole $\cong 10cm$) این چاه‌های آزمایشی معمولاً با دستگاه‌های حفاری انجام می‌شود.

حال با به دست آوردن ارتفاع آب در این گمانه‌ها می‌توان هندسه مخروط افت را تعیین کرد. برای حل هیدرولیکی این مسئله نیاز به یک فرض اضافی موسوم به Dupuit Assumption داریم:

«اگر شیب هیدرولیکی در هر نقطه‌ی دلخواه به فاصله r از مرکز چاه نسبت به عمق ثابت باشد و مساری با شیب سطح سفره‌ی آب زیرزمینی فرض شود، خواهیم داشت:

$$i = \frac{dh}{dr}$$

که در این رابطه h ارتفاع سطح سفره آب زیرزمینی در فاصله r از محور چاه می‌باشد. اگر دبی پمپاژ در حالت تعادل هیدرولیکی در چاه Q باشد، با داشتن قانون داری و استفاده از این فرض می‌توان نوشت:

$$Q = A.K.i$$

$$\rightarrow A = 2\pi rh \quad (\text{سطح جانبی استوانه‌ای به فاصله } r \text{ از محور چاه})$$

$$\rightarrow Q = 2\pi rh.K.\frac{dh}{dr}$$

$$\rightarrow Q \frac{dr}{r} = 2\pi Kh.dh \rightarrow \int_{r_1}^{r_2} Q \frac{dr}{r} = \int_{h_1}^{h_2} 2\pi Kh dh$$

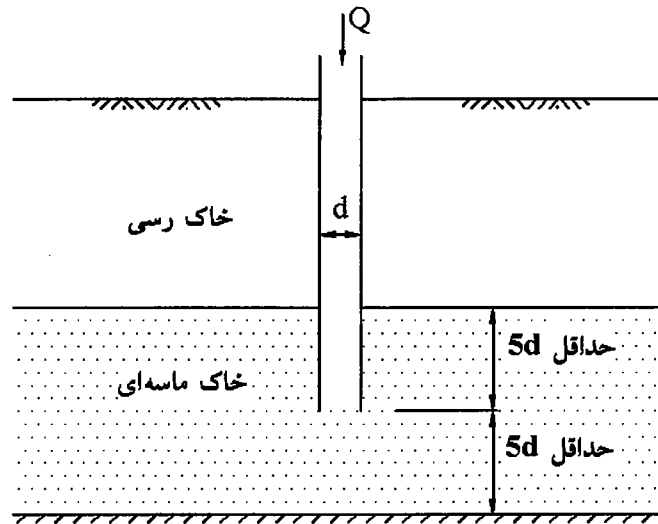
$$\rightarrow Q.Ln\left(\frac{r_2}{r_1}\right) = \pi K(h_2^2 - h_1^2)$$

$$\rightarrow K = \frac{Q.Ln\left(\frac{r_2}{r_1}\right)}{\pi(h_2^2 - h_1^2)}$$

از آنجا که K در طبیعت می‌تواند در جهت‌های مختلف تفاوت داشته باشد، یک بار K را برای گمانه‌های طولی و یکبار برای گمانه‌های عرضی (در پلان) به دست می‌آوریم. اگر K در این دو جهت تقریباً یکسان بود، میانگین آن‌ها را به عنوان K در نظر می‌گیریم، اما اگر مقدار آن‌ها اختلاف زیادی داشت می‌توان نتیجه گرفت که خاک ناهمگن است.

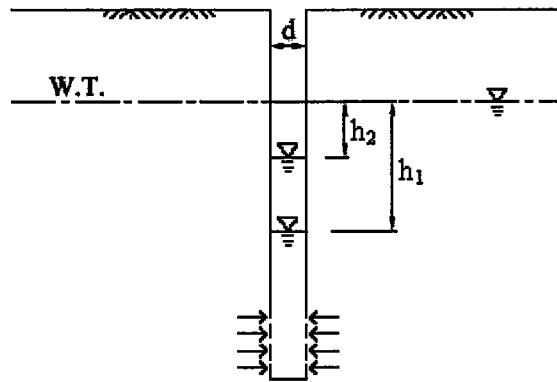
۳-۲- آزمایش هد ثابت در چاه:

این آزمایش جهت اندازه‌گیری ضریب نفوذپذیری خاک در بالای W.T. بکار می‌رود. در این آزمایش دبی لازم جهت ثابت نگه داشتن سطح آب در داخل چاه اندازه‌گیری می‌شود. مسلم است که هر چه آب بیشتری نیاز باشد، نفوذپذیری نیز بیشتر است.



۳-۳- آزمایش هد متغیر

در این آزمایش چاهی حفر شده و درون چاه لوله‌گذاری (casing) انجام می‌شود به صورتی که انتهای لوله سوراخدار است تا چاه فقط از قسمت پائین آب‌گیری کند. با اندازه‌گیری زمان بالا آمدن سطح آب در چاه از h_1 به h_2 می‌توان ضریب K را محاسبه کرد.



۳-۴- آزمایش‌های اندازه‌گیری نفوذپذیری با تزریق:

تزریق به این صورت انجام می‌گیرد که چاه‌های گمانه‌ی مختلفی حفر می‌کنند و آب را با فشار (یک یا دو اتمسفر) به داخل خاک یا سنگ در عمق مشخصی تزریق می‌کنند. هر چه تزریق‌پذیری یا آب‌خور سنگ یا خاک بیشتر باشد ضریب نفوذپذیری بیشتر است.

در کارهای سدسازی نیاز به سنگی داریم که آب‌خور آن کم باشد. اما به علت عوامل تکتونیکی معمولاً نمی‌توان سنگ سالم (intact rock) را در طبیعت جستجو کرد. بلکه بیشتر سنگ‌ها دارای هوازدگی (weathered rock) یا خردشدگی (fissured rock) هستند.

تزریق با هدف اندازه‌گیری نفوذپذیری خاک یا سنگ به دو دسته تقسیم می‌شود:

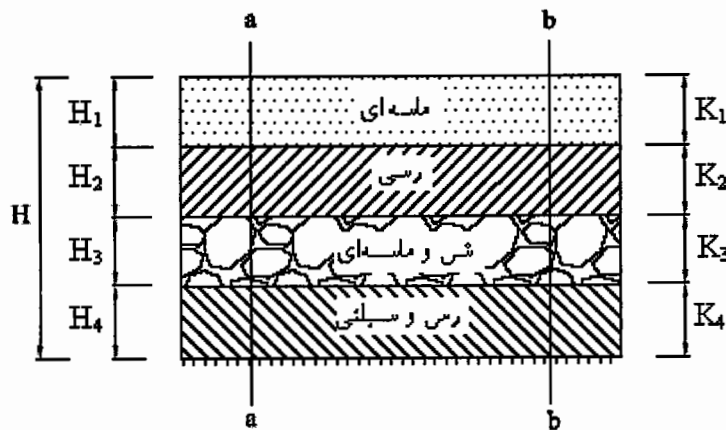
آزمایش لوژان ← برای سنگ‌ها

آزمایش لوفران ← برای خاک‌ها و آبرفت‌ها

نفوذپذیری در خاک‌های غیر همگن:

آنچه تاکنون بیان کردیم همه برای حالتی بود که خاک همگن باشد، اما خاک‌هایی که معمولاً در طبیعت با آن‌ها برخورد می‌شود، خاک‌های لایه‌بندی شده‌اند.

علت این روند چگونگی تشکیل خاک‌هاست که به بحث رسوب گذاری مربوط می‌شود. حرکت یخچال‌ها، رودخانه‌ها، ته نشین شدن رسوب در دریاها همه باعث ایجاد خاک‌های رسوبی می‌شود، لازم به ذکر است در فصول مختلف در طبیعت مواد ته‌نشین شده یکسان نیست. در فصولی که جریان‌ها به صورت سیلابی است معمولاً درشت دانه‌ها و در فصولی که جریان‌ها آرام است معمولاً ریزدانه‌ها رسوب گذاری می‌شوند و این باعث ایجاد ناهمگنی می‌شود.



فرض کنید لایه‌های خاکی که در بالا نشان داده شده است اشباع هستند و به علت اختلاف هد کل، آب از مقطع aa به سمت مقطع bb می‌رود.

اکنون برای به دست آوردن ضریب نفوذپذیری معادل می‌توان به صورت زیر عمل کرد:

مجموع دبی عبوری از هر لایه = دبی کل

$$K_x \cdot H = (K_1 H_1 + K_2 H_2 + \dots + K_n H_n) \cdot i$$

(آب در تمام لایه‌ها تحت هد هیدرولیکی یکسانی حرکت می‌کند)

$$\rightarrow K_x = \frac{K_1 H_1 + K_2 H_2 + \dots + K_n H_n}{H}$$

البته باید دقت داشت این نفوذپذیری در جهت افقی (جهت X) است و یک میانگین گیری حسابی (وزنی) است.

اما اگر بخواهیم ضریب نفوذپذیری معادل در جهت قائم را به دست آوریم به صورت زیر عمل می‌کنیم:

در این حالت حجم آب عبوری از همه‌ی لایه‌ها برابر است.

$$V_1 = V_2 = V_3 = \dots = V_n$$

$$\rightarrow Q_1 = Q_2 = Q_3 = \dots = Q_n$$

$$\rightarrow q_1 A = q_2 A = \dots = q_n A$$

$$\rightarrow K_1 i_1 = K_2 i_2 = \dots = K_n i_n = K_y i$$

از آنجا که افت هد کل برابر مجموع پتانسیل‌های تلف شده در لایه‌ها می‌باشد داریم

$$iH = i_1 H_1 + i_2 H_2 + \dots + i_n H_n$$

در K_y میانگین گیری اصطلاحاً هندسی است و حسابی نیست.

$$K_y = \frac{H}{\frac{H_1}{K_1} + \frac{H_2}{K_2} + \dots + \frac{H_n}{K_n}}$$

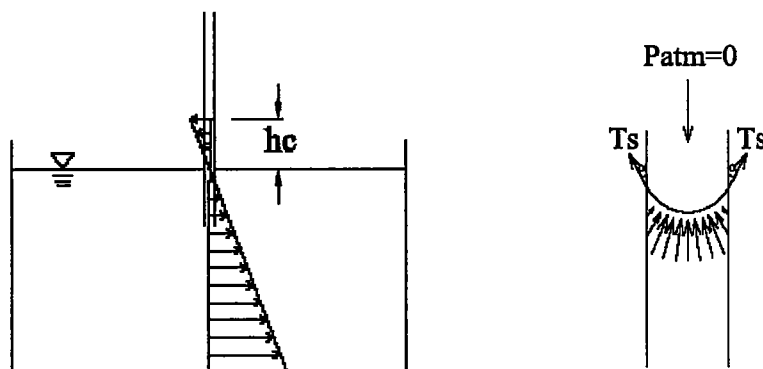
اگر زمین از چند لایه با نفوذپذیری‌های متفاوت تشکیل شده باشد به نحوی که K یکی از لایه‌ها ده‌ها برابر بزرگتر از بقیه‌ی لایه‌ها باشد، در آن صورت K_x معادل سیستم توسط لایه با نفوذپذیری بالا کنترل می‌شود و برعکس. اگر ضریب نفوذپذیری لایه‌ای ده‌ها برابر کوچکتر از لایه‌های مجاور باشد، K_y عمدتاً با لایه‌ای که حداقل نفوذپذیری را دارد کنترل می‌گردد. در طبیعت نسبت K_x به K_y معمولاً بین ۲ تا ۱۰ تغییر می‌کند. متوسط نفوذپذیری یک لایه‌ی خاک منفرد که K آن در جهت‌های x و y متفاوت است را می‌توان به صورت زیر در نظر گرفت:

$$\bar{K} = \sqrt{K_x \cdot K_y}$$

پدیده موئینگی:

سطح آب زیرزمینی حتی در حالت سکون کاملاً یک سطح افقی نیست و چون آب می‌تواند داخل خلل و فرج خاک بالا رود، به همین دلیل این سطح دارای پستی و بلندی است، اما ما آن را به صورت تقریبی افقی در نظر می‌گیریم. برای تعیین میزان بالا رفتن آب در خلل و فرج خاک لازم است تا اندکی در مورد پدیده‌ی موئینگی و روابط موجود در آن بحث کنیم.

وقتی لوله‌ی باریکی را در ظرفی که درون آن مایع است قرار می‌دهیم، مایع به دلیل خاصیت موئینگی تا ارتفاع خاصی درون لوله بالا می‌رود. این بالا رفتن تا زمانی ادامه می‌یابد که نیروی کشش سطحی و نیروی وزن سیال داخل لوله به تعادل برسند و یکدیگر را خنثی کنند.



$$u = -h_c \cdot \gamma_w$$

فشار سیال داخل لوله

با توجه به توزیع فشار هیدرواستاتیک در آب ساکن می‌توان نتیجه گرفت فشار آب در لوله‌ی موئینه نسبت به هوا منفی است.

با توجه به آنچه که در شکل رسم شده است در خصوص ارتفاع بالا روی آب در لوله به علت پدیده موئینگی می‌توان نتیجه گرفت:

$$h_c = \frac{(T_s \cdot \cos \alpha) 2\pi r}{\pi r^2 \cdot \gamma_w}$$

این رابطه، رابطه‌ای است که در فیزیک برای یک لوله‌ی موئینه به شعاع r می‌توان نوشت. اما از این رابطه به طور مستقیم نمی‌توان در مورد خاک استفاده کرد چون لوله‌های خالی در خاک سطح مقطع یکسانی ندارند و همچنین دارای ساختار پیچیده‌ای هستند. در رابطه بالا T_s کشش سطحی، α زاویه امتداد T_s با قائم و γ_w وزن واحد حجم آب است.

رابطه‌ی تجربی که می‌توان در مکانیک خاک از آن استفاده کرد و میزان بالا رفتن آب در خاک را از آن به دست آورد به صورت زیر بیان می‌شود.

$$h_c = \frac{c}{e \cdot D_{10}}$$

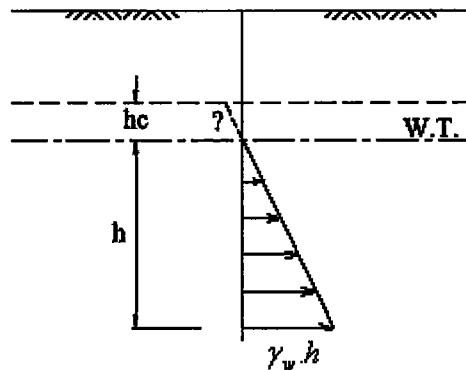
در رابطه‌ی بالا...

h_c : حداکثر ارتفاع بالا رفتن آب نسبت به W.T

c : ضریب تجربی که به شکل و ناصافی سطح دانه‌ها بستگی دارد ($0.5-1 \text{Cm}^2$)

D_{10} : اندازه‌ی موثر دانه‌ها

e : درجه‌ی تخلخل خاک



تفاوت حالت واقعی با آزمایشگاه در این است که تغییرات فشار آب موئینی در داخل خاک با ابهام همراه بوده و پیچیده است و نمی‌توان آن را خطی فرض کرد.

عامل به وجود آمدن موئینی، نیروی کشش سطحی است. پدیده‌ی کشش سطحی در آب موجود در خاک، باعث ایجاد چسبندگی ظاهری در خاک می‌شود. تعیین این کشش به لحاظ کمی مشکل است. ارتفاعی که آب به علت موئینی و کشش سطحی در خاک بالاتر از W.T. می‌ایستد به نوع خاک بستگی دارد. در جدول زیر محدوده h_c در خاکهای مختلف آورده شده است.

	Loose (سست)	Dense (متراکم)
Coarse Sand	0.03-0.12 m	0.04-0.15 m
Med. Sand	0.12-0.50 m	0.35-1.10 m
Fine Sand	0.3-2.0 m	0.4-3.5 m
Silt	1.5-10 m	2.5-12 m
Clay	≥ 10.0 m	

تراوش در خاک: (Seepage)

آب در داخل خاک می‌تواند ساکن باشد و یا جابه‌جا شود. به پدیده‌ی جابه‌جا شدن آب در خاک، تراوش گفته می‌شود.

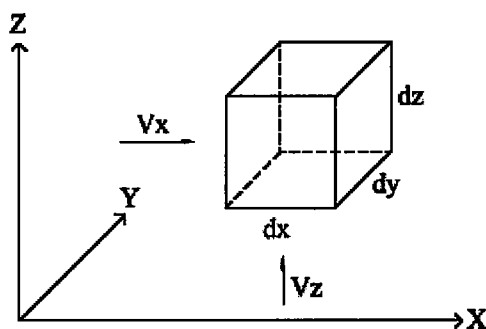
هنگامی‌که آب ساکن باشد به راحتی می‌توان گفت فشار آن در هر نقطه برابر وزن ستون آب بالای آن است در طبیعت، آب زیرزمینی همواره با سرعت کمی در حال حرکت است. اگر آب در حال حرکت باشد، فشار آن در هر نقطه تابعی از سرعت جریان خواهد بود. جهت تحلیل مسأله تراوش آب در خاک فعلاً جریان را دوبعدی در نظر می‌گیریم.

المانی از خاک اشباع در عمق دلخواه زیر W.T در نظر می‌گیریم.

در ابتدا فرض می‌کنیم:

- جهت جریان فقط در جهت X و Z باشد.

- ضریب نفوذپذیری K در محیط ثابت است، بنابراین محیط از لحاظ نفوذپذیری همسان است.



با این فرضیات می‌توان نوشت...

$$V_x = K.i_x = -K \frac{\partial h}{\partial x}$$

$$V_z = K.i_z = -K \frac{\partial h}{\partial z}$$

علامت منفی در روابط بالا بدین دلیل است که در جهت جریان، هد کاهش پیدا می‌کند.

بنابراین می‌توان گفت حجم آب ورودی به المان خاک در هر واحد زمان برابر است با:

$$\text{حجم آب ورودی به المان در واحد زمان} = V_x dydz + V_z dxdy$$

$$\text{حجم آب خروجی از المان در واحد زمان} = (V_x + \frac{\partial V_x}{\partial x} dx) dydz + (V_z + \frac{\partial V_z}{\partial z} dz) dxdy$$

اگر حجم المان خاک ثابت فرض شود و آب را تراکم ناپذیر در نظر بگیریم در آن صورت حجم آب ورودی به المان و حجم آب خروجی از المان با هم برابر است.

$$\rightarrow (V_x + \frac{\partial V_x}{\partial x} dx) dydz + (V_z + \frac{\partial V_z}{\partial z} dz) dxdy - V_x dydz - V_z dxdy = 0$$

$$\rightarrow \frac{\partial V_x}{\partial x} dxdydz + \frac{\partial V_z}{\partial z} dxdydz = 0$$

$$\rightarrow \left(\frac{\partial V_x}{\partial x} + \frac{\partial V_z}{\partial z} \right) dxdydz = 0$$

$$\rightarrow \frac{\partial V_x}{\partial x} + \frac{\partial V_z}{\partial z} = 0$$

رابطه‌ی بالا معادله‌ی پیوستگی جریان در حالت دوبعدی (continuity equation in 2D) نامیده می‌شود. تا زمانی که فرضیات ما برقرار باشد می‌توان از این معادله جهت تحلیل تراوش در هر عمقی و در هر المانی در هر جای خاک استفاده کرد.

برای حل این معادله فرض می‌کنیم تابعی مانند $\phi(x, z)$ وجود دارد که مشتق آن نسبت به x و z سرعت را در جهت‌های مختلف تعیین می‌کند.

$$\frac{\partial \phi}{\partial x} = V_x \quad \frac{\partial \phi}{\partial z} = V_z$$

چنین تابعی را تابع پتانسیل می‌نامیم. اگر تابع ϕ را در معادله‌ی پیوستگی جریان جایگذاری کنیم، خواهیم داشت:

$$\rightarrow \frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} = 0$$

این معادله‌ی دیفرانسیل با مشتقات جزئی را معادله‌ی لاپلاس می‌نامند.

جواب این معادله، تابع پتانسیل ϕ می‌باشد.

$$\frac{\partial \phi}{\partial x} = V_x = -K \frac{\partial h}{\partial x}$$

$$\frac{\partial \phi}{\partial z} = V_z = -K \frac{\partial h}{\partial z}$$

$$\rightarrow \phi(x, z) = -K.h(x, z) + const.$$

این رابطه حاکی از آن است که ϕ با h (هد کل آب در هر نقطه در داخل خاک) یک رابطه‌ی خطی دارد. اگر به تابع ϕ مقدار ثابتی مثل ϕ_1 نسبت داده شود، نتیجه‌ی حاصل یک منحنی خواهد بود که روی نقاط مختلف آن h مقدار ثابتی دارد.

$$\phi_1 = -Kh(x, z) + c_1 \rightarrow h(x, z) = \frac{-\phi_1 + c_1}{K}$$

به همین ترتیب اگر به تابع ϕ مقادیر ثابت $\phi_1, \phi_2, \phi_3, \dots$ را نسبت دهیم خانواده‌ی ای از منحنی‌ها به دست می‌آید که در نقاط مختلف آن‌ها مقدار هد، h_1, h_2, h_3, \dots خواهد بود. این دسته منحنی‌ها را خطوط هم‌پتانسیل می‌نامند.

اگر دیفرانسیل کلی تابع ϕ را نسبت به x و z بنویسیم خواهیم داشت:

$$d\phi = \frac{\partial \phi}{\partial x} dx + \frac{\partial \phi}{\partial z} dz = V_x dx + V_z dz$$

اگر ϕ مقادیر ثابت $\phi_1, \phi_2, \phi_3, \dots$ را بپذیرد، دیفرانسیل ϕ صفر است.

$$\text{if } \phi = \text{Constant} \text{ then } d\phi = 0$$

$$\rightarrow -\frac{V_x}{V_z} = \frac{dz}{dx} \quad (*)$$

حال فرض می‌کنیم تابع دیگری بنام $\psi(x, z)$ داشته باشیم به صورتی که:

$$-\frac{\partial \psi}{\partial x} = V_z$$

$$\frac{\partial \psi}{\partial z} = V_x$$

تابع ψ را تابع جریان می‌نامیم.

$$-\frac{\partial \psi}{\partial x} = V_z = -K \frac{\partial h}{\partial z}$$

$$\frac{\partial \psi}{\partial z} = V_x = -K \frac{\partial h}{\partial x}$$

$$d\psi = \frac{\partial \psi}{\partial x} dx + \frac{\partial \psi}{\partial z} dz = -V_z dx + V_x dz$$

اگر تابع ψ مقادیر ثابتی مثل $\psi_1, \psi_2, \psi_3, \dots$ را بپذیرد در آن صورت دیفرانسیل ψ صفر خواهد شد و خواهیم داشت:

if $\psi = \text{Constant}$ then $d\psi = 0$

$$\rightarrow \frac{dz}{dx} = \frac{V_z}{V_x} \quad (**)$$

$\frac{dz}{dx}$ شیب مماس بر هر نقطه از منحنی $\psi(x, z)$ می‌باشد. چون این مماس برابر نسبت سرعت‌هاست بنابراین نتیجه می‌گیریم رسم مماس در هر نقطه مسیر حرکت آب در فضای X و Z را نشان می‌دهد. به این دسته منحنی‌ها، منحنی‌های جریان (flow lines) گفته می‌شود.

در حالت کلی برای حل مسائل جریان دوبعدی در خاک بایستی معادله‌ی لاپلاس را حل کرد. به عبارت دیگر توابع $\psi(x, z)$ و $\phi(x, z)$ را به دست آورد. این توابع دو سری منحنی‌ها بنام‌های خطوط هم پتانسیل (equipotential Lines) و خطوط جریان (flow lines) را در صفحه‌ی $X-Z$ که جریان در داخل آن صورت می‌گیرد را تشکیل می‌دهد.

از مقایسه‌ی روابط (*) و (**) می‌توان دریافت که این دو دسته منحنی در محل تلاقی با یکدیگر برهم عمودند. اگر این دو دسته منحنی را رسم کنیم شبکه‌ی ای ایجاد می‌شود که به آن شبکه‌ی جریان (flow net) می‌گویند.

حل معادله‌ی دیفرانسیلی تراوش به چند طریق ممکن است...

- روش‌های ریاضی و تحلیلی (مثل روش جدایش متغیرها، ...)
- روش‌های عددی (مثل روش تفاضلهای محدود یا اجزای محدود ...)
- روش‌های آزمایشگاهی (شبیه سازی جریان آب با جریان برق و...)
- روش ترسیمی

در این درس با استفاده از روش ترسیمی معادله‌ی لاپلاس حل می‌شود.

روش ترسیمی در به دست آوردن شبکه‌ی جریان:

برای به دست آوردن شبکه‌ی جریان مراحل زیر را باید به ترتیب دنبال کرد:

(۱) خطوط جریان مرزی تشخیص داده می‌شوند تا بقیه‌ی خطوط جریان بین این دو خط مرزی رسم شوند.

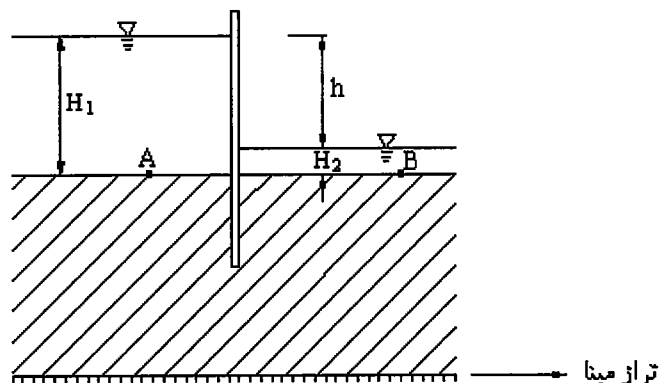
(۲) بین دو تا پنج خط جریان به صورت منحنی‌هایی با شیب ملایم بین خطوط جریان مرزی رسم می‌شوند. شکل این خطوط جریان باید به نحوی باشد که از یک خط جریان مرزی تا خط جریان مرزی دیگر انتقال تدریجی پیدا کند

(۳) خطوط هم پتانسیل مرزی تشخیص داده می‌شوند.

(۴) سایر خطوط هم پتانسیل به صورت منحنی‌ها با شیب ملایم مطابق با شرایط مسئله رسم می‌شوند. طوری که در محل تلاقی با خطوط جریان، مماس بر دو منحنی زاویه‌ی قائمه را تشکیل دهد. فاصله‌ی خطوط هم پتانسیل باید به نحوی باشد که اختلاف هد کل با اندازه‌های مساوی بین هر دو خط هم پتانسیل مجاور تدریجاً کاهش یابد.

(۵) در نهایت شبکه جریان باید از تعدادی "مربع" معوج تشکیل شده باشد.

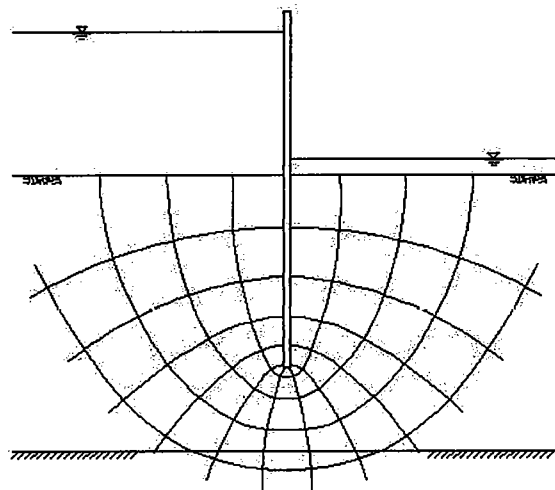
مثال: فرض کنید دیواره‌ی قائمی که به آن سپر گفته می‌شود به صورت مقابل جلوی آب را سد کرده است. با رسم شبکه‌ی جریان، مسیر حرکت آب در زیر سپر را نشان دهید.



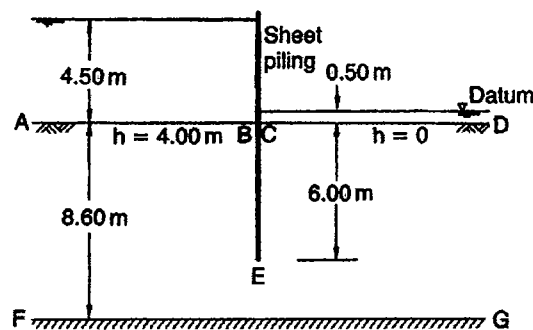
هد ارتفاع برای نقاط بالادست A و پائین دست B یکی است اما هد فشار که برابر وزن ستون مایع بالای آن‌ها است، متفاوت است. این اختلاف هد باعث جریان آب در خاک خواهد شد، آب از نقطه‌ای با هد بیشتر به نقطه‌ای با هد کمتر حرکت می‌کند. خطوط جریان مرزی در این مثال یکی خطی است که منطبق بر بستر نفوذناپذیر است و یکی خطی است که بر جداره سپر رسم می‌شود.

خط هم پتانسیل مرزی نیز یکی کف زمین بالادست و یکی کف زمین پائین دست است.

با تشخیص این خطوط می‌توان شبکه‌ی جریان را به صورت بالا رسم نمود.



مثال: یک ردیف سپر فولادی به عمق 6m در داخل خاک کوبیده شده است. اگر ضخامت کلی لایه‌ی خاک نفوذپذیر 8.6m باشد، میزان آب تراوش یافته از زیر سپر را با ترسیم شبکه‌ی جریان تعیین کنید. نفوذپذیری خاک را $1 \times 10^{-6} \text{ m/s}$ در نظر بگیرید.



حل:

اگر سطح آب آزاد در پائین دست را تراز مبنا در نظر بگیریم، خواهیم داشت:

$$(h)_{AB} = Z + \frac{u}{\gamma} = -0.5 + 4.5 = 4m$$

$$(h)_{CD} = Z + \frac{u}{\gamma} = -0.5 + 0.5 = 0m$$

در مکانیک خاک فشار آب در خاک (فشار منفذی) را با u نشان می‌دهیم. تحت اثر ۴ متر اختلاف هد کل، آب از بالادست به پائین دست جابه‌جا می‌شود. بین هر دو مسیر جریان، کانال جریان نامیده می‌شود. می‌توان نشان داد که حجم آب عبوری از کانال‌های جریان با هم برابر است. شبکه جریان برای این مسأله با استفاده از روش ترسیمی در حل معادله لاپلاس به شکل زیر است.

در این شکل تقریباً 4.3 کانال جریان وجود دارد.

آخرین خط هم‌پتانسیل را شماره‌ی صفر می‌دهیم و سپس خطوط هم‌پتانسیل بین خطوط هم‌پتانسیل بالایی و پائینی را به ترتیب شماره گذاری می‌کنیم.

N_f تعداد کانال‌های جریان و N_d شماره بالاترین خط هم‌پتانسیل (ماکزیمم h_d) می‌باشد.

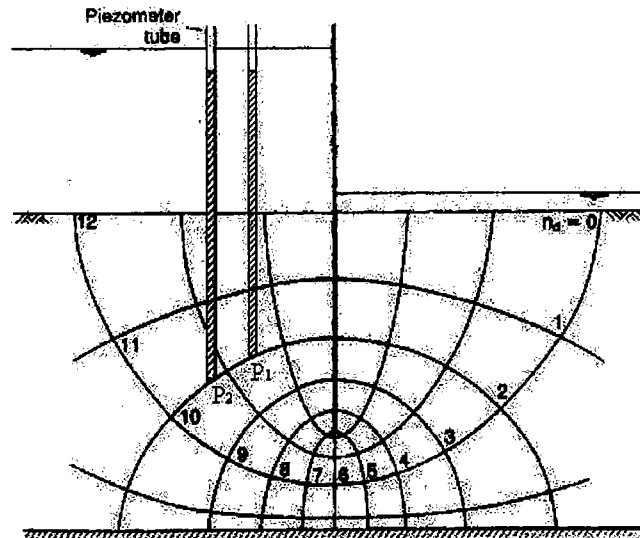
در اینصورت افت هد (h) کل بین دو خط هم پتانسیل برابر است...

$$\Delta h = \frac{h}{N_d}$$

خطوط هم پتانسیل خطوطی هستند که همه قطرات آب در داخل خاک اشباع که روی یک خط قرار گرفته‌اند دارای هد کل یکسان هستند. همانطور که در شکل زیر نشان داده شده فشار آب منفذی در نقطه‌ی P_1 و P_2 برابر نیست اما تراز آب در لوله‌های پیزومتر باید در یک تراز باشد. چون هد کل در P_1 و P_2 یکسان است. پس قرار گرفتن روی خط هم پتانسیل به معنای برابر بودن هد کل است و چون ارتفاع دو نقطه متفاوت است بنابراین فشار نیز در این نقاط متفاوت است.

رابطه‌ی به دست آوردن حجم آب عبوری از زیر سپر (بر واحد طول عمود بر صفحه‌ی تصویر) در واحد زمان به صورت زیر می‌باشد:

$$q = K.h.\frac{N_f}{N_d}$$



پس برای این مثال می‌توان نوشت:

$$\Delta h = \frac{4.0}{12} = 0.33m$$

$$\rightarrow q = (1 \times 10^{-6})(4) \frac{4.3}{12} = 1.44 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s.m} = 0.12 \text{ m}^3/\text{day}$$

از رابطه‌ی فوق می‌توان فهمید که ضریب نفوذپذیری و میزان تراوش یا نشت، رابطه‌ی مستقیم دارد، یعنی با زیاد شدن ضریب نفوذپذیری خاک، میزان نشت آب بیشتر می‌شود.

هدف اصلی از رسم شبکه‌ی جریان در هر نقطه، به دست آوردن مقدار فشار آب منفذی در هر نقطه است. سپس در هر نقطه با داشتن فشار منفذی و داشتن هد کل می‌توان سرعت را نیز به دست آورد.

$$h \text{ فشار} = \frac{u_p}{\gamma_w}$$

$$h \text{ ارتفاع} = -Z_p$$

$$\rightarrow h_t = h \text{ فشار} + h \text{ ارتفاع} = \frac{u_p}{\gamma_w} - Z_p$$

$$\rightarrow u_p = \gamma_w (h_t + Z_p)$$

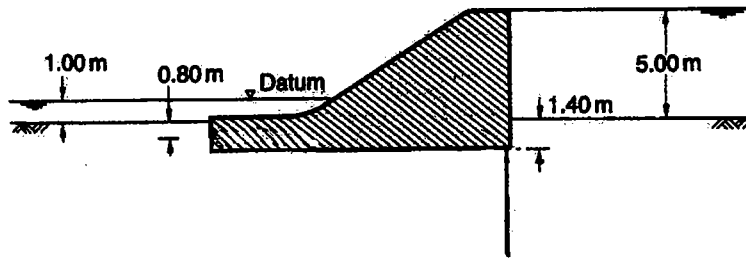
با این رابطه می‌توان فشار آب منفذی در هر نقطه‌ی دلخواه P را به دست آورد.

سرعت جریان بین دو نقطه نیز با استفاده از اختلاف هد آن دو نقطه Δh به دست می‌آید:

$$V = K \frac{\Delta h}{\Delta L}$$

بیشترین گرادیان یا شیب هیدرولیکی در جاهایی روی می‌دهد که فاصله‌ی بین خطوط هم‌پتانسیل کمتر شود. گرادیان بیشتر، سرعت بیشتر را به دنبال خواهد داشت. سرعت زیاد نیز مناسب نیست چون باعث می‌شود دانه‌های ریز خاک شسته شود که فرسایش داخلی نامیده می‌شود.

مثال ۲: مقطع عرضی یک سد بتنی وزنی در شکل زیر نشان داده شده است. حجم آبی که از زیر سد عبور می‌کند و الگوی توزیع فشار آب منفذی در زیر سد را تعیین کنید. ضریب نفوذپذیری خاک را $2.5 \times 10^{-5} \text{ m/s}$ در نظر بگیرید.



حل:

با توجه به شبکه‌ی جریانی که رسم شده است خواهیم داشت:

$$N_d = 15$$

$$N_f = 4.7$$

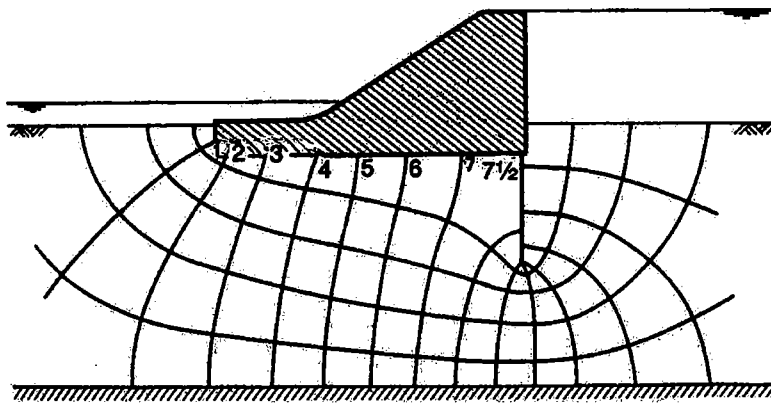
$$\rightarrow q = Kh \frac{N_f}{N_d} = (2.5 \times 10^{-5})(4.00)\left(\frac{4.7}{15}\right)$$

$$= 3.1 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$$

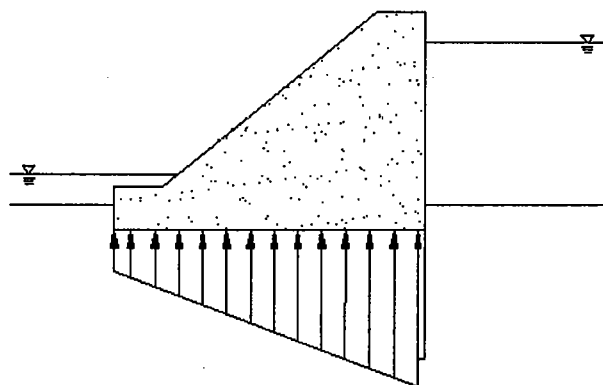
$$= 2.68 \text{ m}^3/\text{day}$$

اکنون قصد داریم تا فشار آب منفذی را در نقاط تلاقی خطوط هم پتانسیل با بدنه‌ی سد را به دست آوریم:

نقطه	هد کل (m)	Z(m)	h-(-z)	$u = \gamma(h - z)$
1	$4.00 \times \frac{1}{15} = 0.27$	-2.0	2.27	22.25KN/m ²
2	$4.00 \times \frac{2}{15} = 0.53$	-2.4	2.93	28.7
3	$4.00 \times \frac{3}{15} = 0.8$	-2.4	3.20	31.4
4	$4.00 \times \frac{4}{15} = 1.07$	-2.4	3.47	34
5	$4.00 \times \frac{5}{15} = 1.33$	-2.4	3.73	36.55
6	$4.00 \times \frac{6}{15} = 1.60$	-2.4	4.00	39.2
7	1.87	-2.4	4.27	41.85
7.5	2.0	-2.4	4.4	43.1



حال اگر این فشارها را بر روی بدنه‌ی سد رسم کنیم الگویی به صورت نشان داده شده به دست خواهیم آورد.



توجه کنید که جهت فشار همواره عمود بر سطح است.

چون فشار آب در زیر سد برخلاف جهت وزن سد عمل می‌کند، بنابراین به این نمودار، نمودار فشار بالا برنده یا فشار برکنش (uplift pressure) گفته می‌شود. اگر فشار آب زیاد شود ممکن است پایداری سد به خطر بیفتد. پس دیدیم که به کمک شبکه‌ی جریان می‌توان توزیع فشار آب منفذی در زیر سد را نیز رسم کرد.

شبکه‌ی جریان در مصالح غیرهمسان:

در صورتی که ضریب نفوذپذیری K در دو جهت متفاوت باشد مثلاً داشته باشیم $K_x \gg K_y$ واضح است که آب تمایل بیشتری به حرکت در جهت X خواهد داشت و این مسئله بر شکل شبکه‌ی جریان تأثیر می‌گذارد. در این حالت معادله‌ی لاپلاس به شکل کلی زیر درخواهد آمد:

$$K_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + K_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0$$

که معادله‌ی حاکم بر حرکت آب در محیط متخلخل غیرهمسان (از نظر نفوذپذیری) است. این معادله را می‌توان به شکل زیر نوشت:

$$\frac{\partial^2 h}{\left(\frac{K_y}{K_x}\right) \partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0$$

در اینصورت با معرفی متغیری بنام $x_i = x \sqrt{\frac{K_y}{K_x}}$ معادله‌ی لاپلاس به فرم زیر در می‌آید که مشابه حالت جریان در مصالح همسان است.

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x_i^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0$$

بنابراین در مصالح غیرهمسان اگر به جای رسم شبکه‌ی جریان در فضای (x, y) در فضای (x_i, y) رسم شود یک شبکه‌ی جریان معمولی به دست خواهد آمد. برای این کار مقیاس محور y ثابت می‌ماند و مقیاس محور x با

رابطه‌ی $x_i = x \sqrt{\frac{K_y}{K_x}}$ تغییر می‌کند. برای محاسبه‌ی حجم آب تراوش یافته در فضای انتقالی (x_i, y) باید از K

معادلی به صورت $K = \sqrt{K_x \cdot K_y}$ استفاده شود.

اگر شبکه‌ی جریان در همان فضای (x, y) رسم شود در اینصورت رابطه محاسبه‌ای تراوش باید به صورت زیر اصلاح شود.

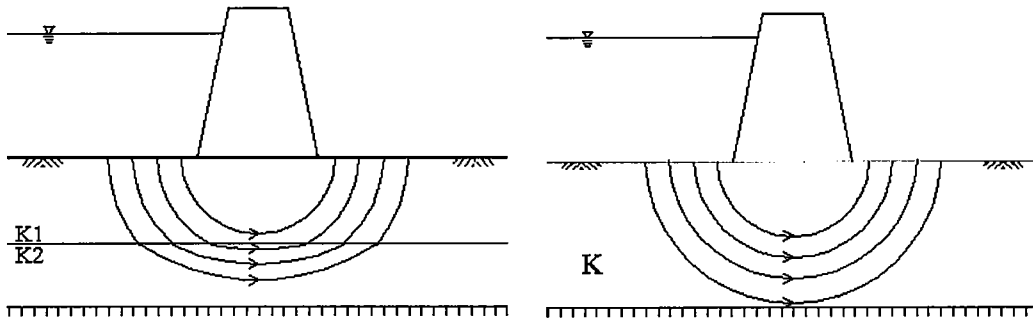
$$q = Kh \frac{Nf}{Nd} \frac{a}{b}$$

(در این حالت به جای مربع معوج، مستطیل معوج داریم که نسبت طول به عرض آن $\frac{a}{b}$ خواهد بود)

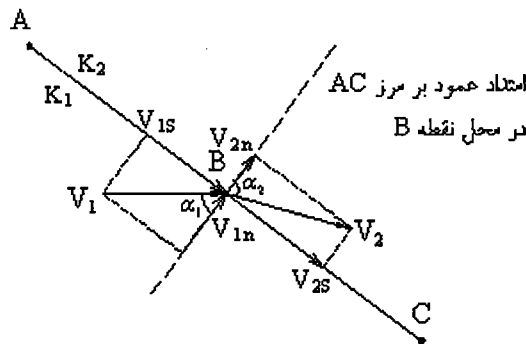
شبکه‌ی جریان در مرز دو لایه خاک مختلف:

تابه حال در مورد شبکه‌ی جریان در زیر سد و چگونگی حرکت آن در زیر آن بحث کردیم و گفتیم که خطوط جریان خطوط پیوسته‌ای هستند که مسیر حرکت آب را نشان می‌دهد.

اما اگر خاک زیر سد از دو لایه‌ی خاک با ضرایب نفوذپذیری K_1 و K_2 تشکیل شده باشد، خطوط جریان زیر سد، به صورت نرم و پیوسته نیست و شکستگی دارد.



اگر در حالت کلی مرز AC حد فاصل دو لایه خاک مختلف با نفوذپذیری K_1 و K_2 باشد فرض می‌کنیم ذره‌ی آبی در نقطه‌ی B با سرعت V_1 به سطح مشترک بین دو خاک برسد. می‌خواهیم ببینیم آیا می‌توان قانونی برای جهت و سرعت خروج آب پیدا کرد



بنابر رابطه‌ی دارسی در دو محیط می‌توان نوشت:

$$\phi_1 = -K_1 h_1$$

$$\phi_2 = -K_2 h_2$$

در نقطه‌ی مشترک B در فصل مشترک دو لایه خاک هد آب یکسان است. بنابراین باید داشته باشیم:

$$h_1 = h_2$$

$$\rightarrow \frac{\phi_1}{K_1} = \frac{\phi_2}{K_2}$$

اگر از این رابطه نسبت به امتداد S (فصل مشترک دو لایه) مشتق گیری کنیم خواهیم داشت:

$$\frac{1}{K_1} \frac{\partial \phi_1}{\partial S} = \frac{1}{K_2} \frac{\partial \phi_2}{\partial S}$$

$$\frac{\partial \phi}{\partial S} = \frac{\partial(-Kh)}{\partial S} = -K \frac{\partial h}{\partial S} = -K.i_s = -V_s$$

$$\rightarrow \frac{V_{1s}}{K_1} = \frac{V_{2s}}{K_2}$$

برای ارضای شرط پیوستگی در مرز بین دو لایه باید داشته باشیم: $V_{1n} = V_{2n}$

با تقسیم رابطه‌ی به دست آمده به V_n خواهیم داشت:

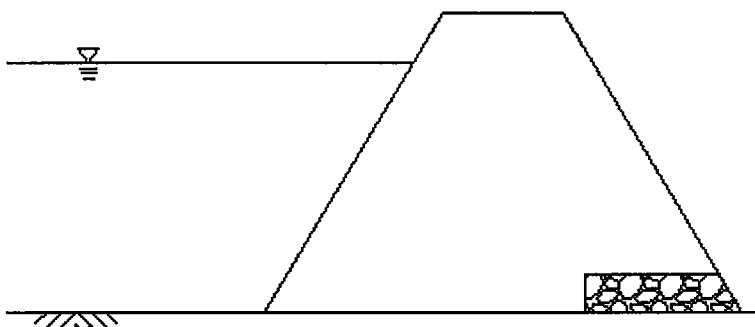
$$\rightarrow \frac{1}{K_1} \frac{V_{1S}}{V_{1n}} = \frac{1}{K_2} \frac{V_{2S}}{V_{2n}}$$

$$\rightarrow \frac{V_{1S}/V_{1n}}{V_{2S}/V_{2n}} = \frac{K_1}{K_2} \rightarrow \frac{\tan \alpha_1}{\tan \alpha_2} = \frac{K_1}{K_2}$$

با استفاده از این رابطه می‌توان میزان تغییر جهت جریان را در مرز بین دو لایه تعیین کرد.

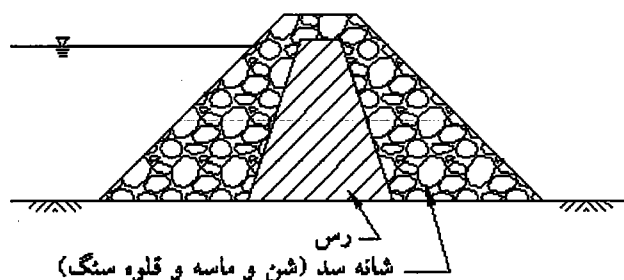
شبکه‌ی جریان در سدهای خاکی:

در دره‌هایی که عرض آن‌ها کم است (شکل V) معمولاً استفاده از سدهای بتنی قوسی به صرفه است اما زمانی که عرض دره زیاد شود، ساخت سدهای بتنی قوسی امکان‌پذیر یا مقرون به صرفه نیست و معمولاً از سدهای بتنی وزنی و یا سدهای خاکی استفاده می‌شود. در خیلی از موارد ساخت سدهای خاکی از سدهای بتنی کم هزینه تر است.



سدهای خاکی به دو گونه ساخته می‌شوند:

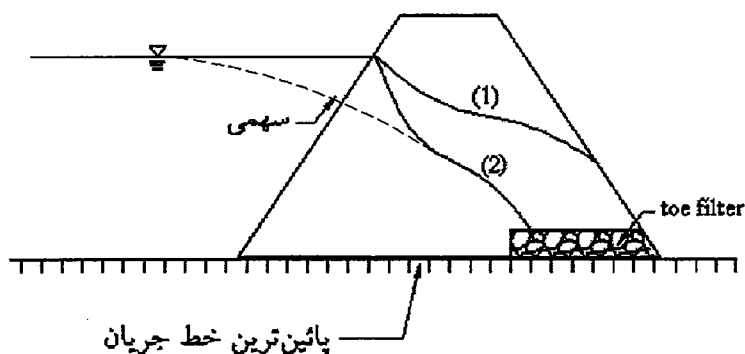
- اگر در منطقه‌ی مورد نظر به اندازه‌ی کافی مصالح رسی وجود داشته باشد، تمام سد را از مصالح رسی می‌سازند. به چنین سدهایی، سد خاکی همگن گفته می‌شود. (شکل بالا)
- اما اگر مصالح رسی کافی نباشد، هسته‌ی سد را با مصالح رسی ساخته و دو طرف آن را مصالح درشت دانه می‌ریزند. به این سدها، سد غیرهمگن می‌گویند.



اکنون می‌خواهیم شبکه‌ی جریان در سدهای خاکی را مورد بررسی قرار دهیم. برای سهولت سد خاکی همگنی را روی بستر نفوذناپذیر در نظر می‌گیریم.

چون خاک یک ماده‌ی متخلخل است، بنابراین تراوش در خاک‌ها وجود دارد. برای خاک‌های درشت دانه این پدیده سریع و برای خاک‌های ریزدانه به آرامی صورت می‌گیرد. میزان حرکت آب در خاک به ضریب نفوذپذیری خاک بستگی دارد. بنابراین دیر یا زود شبکه‌ی جریان در داخل سد تشکیل می‌شود.

شبکه‌ی جریان در سدهای خاکی با شبکه‌ی جریان‌هایی که تاکنون رسم کرده‌ایم، یک تفاوت اساسی دارد. در شبکه‌ی جریان‌هایی که تاکنون رسم می‌کردیم بالاترین و پائین‌ترین خط جریان مشخص بود و براساس آنها سایر خطوط جریان ترسیم می‌شد. در سدهای خاکی محل پائین‌ترین خط جریان معلوم است اما محل بالاترین خط جریان مشخص نیست.



نتایج آزمایشگاهی و مدلسازی تراوش در سدها نشان می‌دهد که اگر سد خاکی همگن باشد، خط بالایی جریان به صورت خط (1) است. در صورتی که در پای سد مصالح درشت‌دانه (فیلتر) ریخته شود خط بالایی جریان به صورت خط (2) درمی‌آید. به این خطوط «Phreatic Line» گفته می‌شود.

چون این خط بالاترین خط جریان است لذا قبل از رسم شبکه‌ی جریان باید محل این خط معلوم باشد. روش‌های مختلفی برای تعیین این خط وجود دارد که در کتاب‌های مربوط به مبحث سدهای خاکی آمده است.

محل «Phreatic Line» را با توجه به مشخصات هندسی سد و براساس کتاب‌های مرجع می‌توان به دست آورد. اگر پیژومتری را در نقاط روی Phreatic Line به دلخواه قرار دهیم مشاهده می‌کنیم که آب در لوله‌ی پیژومتر بالا نمی‌رود و این بدان معناست که هد فشار روی این خط برابر صفر است. با توجه به اینکه در خاک‌ها از هد سرعت صرف‌نظر کردیم بنابراین هد کل روی نقاط این خط تنها ناشی از هد ارتفاعی آن‌هاست.

اگر ارتفاع آب در پشت سد برابر h باشد، آن را به تعدادی Δh مساوی تقسیم می‌کنیم که یک سری نقاط را روی Phreatic Line مشخص می‌کند. از این نقاط می‌توان برای رسم خطوط هم‌پتانسیل استفاده کرد. با داشتن شبکه‌ی جریان و استفاده از روابط قبل می‌توان میزان دبی نشت را به دست آورد.



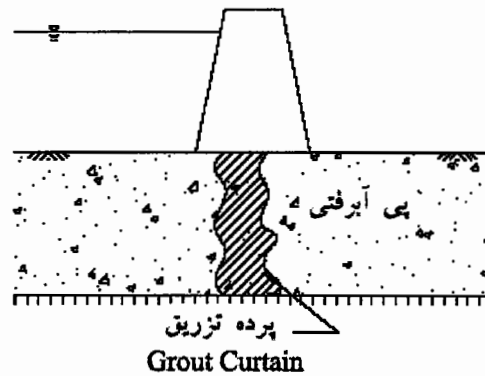
اگر میزان دبی نشت کرده از سد کم باشد مشکلی پیش نخواهد آمد، اما اگر این مقدار زیاد باشد باید به کمک تمهیدات مهندسی جلوی آن را گرفت.

یکی از راه‌هایی که می‌توان میزان نشت از بدنه سد را کم کرد، استفاده از مصالح مناسب برای بدنه سد است. مناسب‌ترین مصالح برای هسته سدهای خاکی، خاک «GC» (شنی که دارای درصد زیادی رس است) می‌باشد که رس زیاد موجود در آن باعث کم شدن K و میزان شن آن باعث بالا رفتن مقاومت برشی و در نتیجه پایداری سد است. اگر این مصالح در دسترس نبود می‌توان از مصالح SM ، GM ، CL ، SC استفاده نمود. اگر سد همگن باشد این مصالح برای کل سد به کار می‌رود اما اگر غیرهمگن باشد این مصالح برای هسته سد کاربرد خواهد داشت.

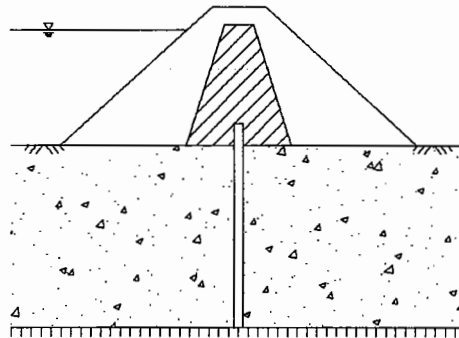
اما مشکل در سدهای خاکی، نشت آن از هسته نیست، بلکه فرار آب از پی سد مشکل بزرگتری است که باید آن را حل نمود. معمولاً در زیر سدها تا ارتفاع زیادی خاک نفوذپذیر وجود دارد که باعث می‌شود نشت و فرار آب از پی سد به عنوان چالش اصلی در طراحی و ساخت سد مطرح گردد.

برای آب بندی کردن سدها روش‌های مختلفی وجود دارد:

۱- روش اول برای آب بندی کردن این است که قبل از ساخت سد، در امتداد محور طولی سد با تزریق موادی مثل دوغ آب سیمان، یک دیواره یا پرده آب بند ایجاد کنند.



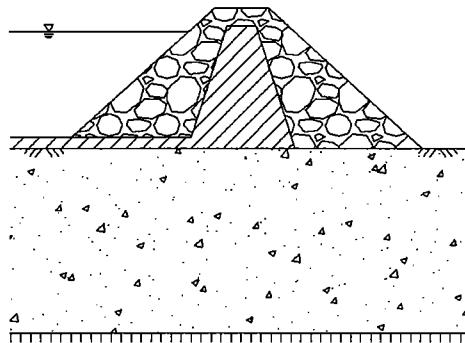
۲- روش دیگر این است که در زیر سد یک سپر فولادی یا بتنی احداث می‌کنند. این سپر می‌تواند تا لایه‌ی نفوذناپذیر ادامه پیدا کند. در اینصورت چون مسیر جریان قطع می‌شود به این سپر $cut-off\ wall$ گفته می‌شود.



بحث سازه ای cut-off wall نیز مهم است. چون باید در مقابل بارهای استاتیکی و دینامیکی مانند زلزله و... پایدار باشد.

بعضی اوقات این دیواره تا انتها ادامه نمی‌یابد بلکه به جای قطع کردن جریان مسیر جریان را طولانی می‌کند. با طولانی کردن مسیر جریان طول L زیاد شده و گرادیان کم می‌شود و نشست کاهش می‌یابد.

۳- روش دیگر جلوگیری از نفوذ آب از کف دریاچه است. در این روش در کف دریاچه بستر رسی درست می‌کنیم که اصطلاحاً به آن impervious blanket گفته می‌شود. این لایه که از مخلوط رس و آب بهینه تشکیل شده و به خوبی کوبیده می‌شود، دارای ضخامتی برابر 1 ~ 2.5m است. این بستر رسی به هسته‌ی رسی چسبانده می‌شود.

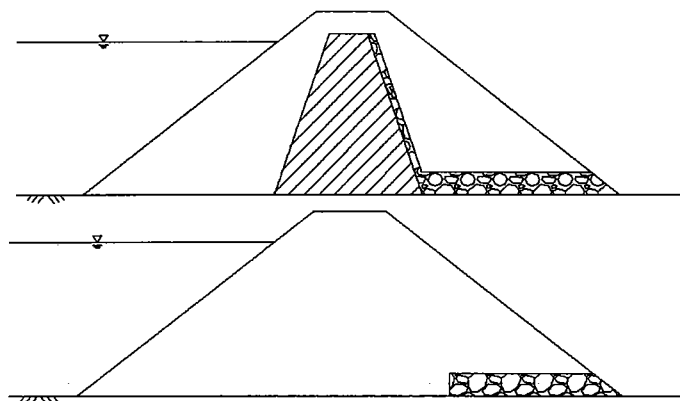


فیلتر:

در پائین دست سدهای خاکی به کار بردن فیلتر الزامی است. فیلترها به دو صورت ساخته می‌شوند:

- toe filter که در سدهای همگن به کار می‌رود

- chimney filter یا فیلترهای دودکشی که در سدهای غیرهمگن به کار می‌رود.



وظیفه‌ی فیلترها پائین آوردن سطح phreatic Line است. این کار باعث می‌شود تا هم تراوش آب از بدنه سد

کاهش یابد و هم قسمت کمتری از بدنه‌ی سد به صورت اشباع قرار گیرد (که به لحاظ پایداری سد بهتر است).

مصالح به کار رفته در فیلترها مصالح درشت‌دانه‌ی شن و ماسه‌ای است که دانه‌بندی آن برحسب دانه‌بندی مصالح سد تعیین می‌شود تا کارایی لازم را داشته باشد.

طراحی فیلتر کار حساسی است چون باید دو مشخصه متضاد را هم زمان داشته باشد:

- ابعاد دانه‌های سنگی در فیلتر باید درشت باشد تا ضریب نفوذپذیری فیلتر بالا باشد، طوری که فیلتر هیچگاه کاملاً اشباع نشود.

- فضای خالی بین دانه‌های فیلتر باید آنقدر کوچک باشند که ذرات ریزدانه‌ی هسته‌ی سد نتواند از آن عبور کنند. اگر گرادیان زیاد باشد باعث می‌شود قطرات آب در حال حرکت دانه‌های رس را با خود جابه‌جا کند و بدنه‌ی سد تدریجاً پوک گردد که این پدیده را اصطلاحاً فرسایش داخلی (Internal Erosion) می‌گویند.

این عامل باعث می‌شود تا در پائین دست بدنه سد سوراخ‌هایی به وجود آید و این سوراخ‌ها تدریجاً به سمت بالادست حرکت می‌کنند تا اینکه این سوراخ‌ها به بالادست سد رسیده و به کانال آب تبدیل می‌شود که اصطلاحاً به آن پدیده رگاب (piping) گفته می‌شود. اگر چنین پدیده‌ای اتفاق بیفتد منجر به تخریب کلی سد می‌شود.

در زمینه‌ی فیلترهای سد خاکی، Sherard و Terzaghi آزمایشات انجام شده نشان می‌دهد اگر فیلتر یکنواخت باشد قادر است از جابه‌جا شدن دانه‌هایی به قطر $0.11 D_{15}$ جلوگیری کند.

قدیمی‌ترین شاخص‌هایی که در طراحی فیلتر به کار می‌روند عبارتند از:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{D_{15, filter}}{D_{15, Soil}} < 5 \\ D_{15, filter} \leq 0.5mm \end{array} \right.$$

Peck و Terzaghi در سال ۱۹۴۸ روابط زیر را برای انتخاب مصالح فیلتر پیشنهاد کردند:

$$\frac{D_{15, filter}}{D_{85, Soil}} < 4.0$$

$$\frac{D_{15, filter}}{D_{15, Soil}} > 4.0$$

شاخص‌های دیگری نیز برای طراحی فیلترها ارائه شده است. یک نمونه از این شاخص‌ها عبارت است از:

$$R_{50} = \frac{(D_{50})_{filter}}{(D_{50})_{Soil}} \quad R_{15} = \frac{(D_{15})_{filter}}{(D_{15})_{Soil}}$$

R ₁₅	R ₅₀	دانه بندی فیلتر
شرطی ندارد	5-10	$C_u < 4.0$ یکنواخت
12-40	12-58	غیریکنواخت و دانه‌ها کروی
6-18	9-30	غیریکنواخت و دانه‌های تیز گوشه

در طراحی فیلتر باید منحنی دانه بندی مصالح فیلتر و مصالح سد را در کنار یکدیگر رسم کرد. منحنی دانه بندی مصالح فیلتر باید هموار و فاقد شکستگی باشد. همچنین باید تقریباً موازی منحنی دانه بندی مصالح هسته‌ی سد باشد.

تورم ناشی از یخبندان: (Frost Heave)

این پدیده معمولاً در خاک‌های اشباع که خلل و فرج آن‌ها پر از آب است روی می‌دهد. حجم آب به تنهایی در اثر یخ زدن 9٪ اضافه می‌شود، اما وقتی خاک اشباع یخ می‌زند، حجم آن در حدود 5٪-2.5٪ افزایش می‌یابد. اگر ضخامت لایه‌ی خاک زیاد باشد این تورم تا 30-40cm هم می‌رسد که خسارت زیادی به سازه‌ی روی آن خاک وارد می‌کند.

در تحلیل پدیده‌ی تورم ناشی از یخبندان دو پارامتر نقش مهمی ایفا می‌کند:

- e، تخلخل: هر چه تخلخل بیشتر باشد آب بیشتر در داخل خلل و فرج خاک جای دارد و در اثر یخ زدگی تورم بیشتری را تولید می‌کند.

- S، درجه‌ی اشباع: هر چه S بیشتر باشد یعنی مقدار آب داخل خاک بیشتر است و در اثر یخ زدگی تورم بیشتری ایجاد می‌کند.

آزمایش نشان می‌دهد که آب منفذی در خلل و فرج بزرگتر زودتر یخ می‌زند. معمولاً لایه‌های نزدیک سطح زمین نیز بیشتر در معرض یخ زدگی هستند، چون با افزایش عمق اثر یخبندان کاهش می‌یابد.

مکانیسم این تورم به این صورت است که در خلل و فرج بزرگتر خاک که نزدیک سطح زمین هستند، یخ زدگی سریعتر صورت می‌گیرد، آب بر اثر خاصیت موئینگی از جاهایی که خلل و فرج ریزتر است و هنوز یخ نزده است بالا آمده تا به لنزهای یخ زده می‌رسد و یخ می‌زند و به این ترتیب مرتباً لنزهای یخ در نزدیکی سطح زمین بیشتر می‌شود. وقتی که درجه حرارت هوا به زیر صفر نزول کند، کشش بیشتری ایجاد می‌شود و آب از اعماق پائین‌تری بالا آمده و ضخامت لنزهای داخل خاک بیشتر می‌شود و تورم سطح خاک را که گاهی با چشم قابل رویت است، به وجود می‌آورند. بنابراین در نزدیکی سطح زمین لایه‌ی ای یخ زده خواهیم داشت که دچار تورم می‌شود و در کارهای مهندسی ایجاد اختلال می‌کند.

در قسمت‌هایی از کره‌ی زمین (مدارهای بالاتر از 60⁰ نسبت به استوا) قشری از خاک همیشه یخ زده است که به آن‌ها اصطلاحاً permafrost گفته می‌شود. در سال‌های اخیر با افزایش دمای کره زمین برخی از این قشرها در حال ذوب شدن هستند. این ذوب شدن باعث می‌شود که خاک آن قشر نرم‌تر شود. این پدیده در راه آهن‌های شمال اسکانندیناوی و کانادا دیده می‌شود که هزینه‌ی زیادی برای ترمیم آن‌ها به کار رفته است.

بروز پدیده تورم ناشی از یخبندان و میزان تورم بستگی به نوع خاک دارد. لای‌ها و ماسه‌های ریز معمولاً دچار تورم می‌شوند، اما در خاک‌های شنی و ماسه‌ای درشت دانه از آنجا که آب تا ارتفاع قابل توجهی بر اثر خاصیت موئینگی بالا نمی‌آید و حجم لنزهای یخ زده افزایش پیدا نمی‌کند میزان تورم ناچیز است.

اگر خاک، خاک رسی باشد به علت ضریب نفوذپذیری خیلی پائین خاک، حرکت آب خیلی کند صورت می‌گیرد. پس آب به آسانی در داخل خاک بالا نمی‌آید و به سطح زمین نمی‌رسد تا یخ بزند.

اگر بخواهیم در یک جمع بندی کلی خاک‌هایی که دچار پدیده‌ی تورم نمی‌شوند را دسته بندی کنیم به دسته بندی زیر دست خواهیم یافت. به این خاکها که پدیده تورم ناشی از یخبندان در آنها رخ نمی‌دهد Frost Free Soil می‌گویند:

۱- خاک‌های درشت دانه

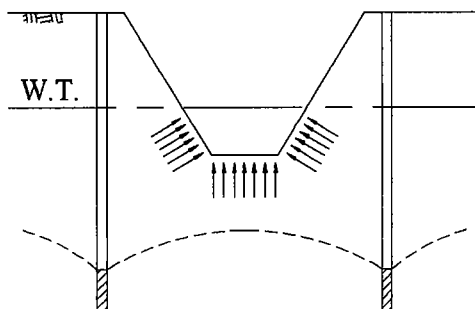
- با دانه بندی یکنواخت (بد) که دانه‌های کوچکتر از 0.02mm آن کمتر از 10٪ باشد.

- خاک‌های خوب دانه بندی شده که دانه‌های کوچکتر از 0.02mm آن کمتر از 3٪ باشد.

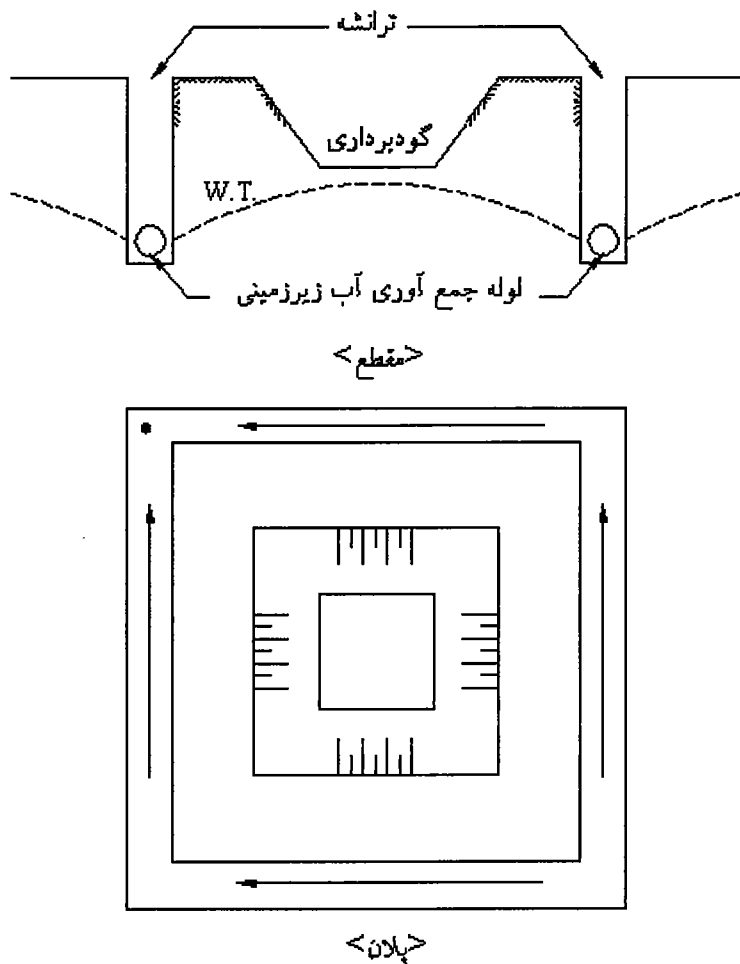
۲- خاک‌های ریزدانه‌ی رسی که PI آن‌ها از 10-12 بزرگتر باشد.

زهکشی آب: (Drainage)

خارج شدن آب از توده‌ی خاک را زهکشی می‌گویند. گاهی برای اینکه یک سازه را در عمق مشخصی بسازیم باید آب را از خاک خارج کنیم تا گودبرداری جهت احداث سازه امکان‌پذیر گردد. اگر گودبرداری بالای W.T باشد مشکلی پیش نخواهد آمد، اما اگر W.T بالای کف گودبرداری قرار گیرد (تراز کف گودبرداری زیر W.T باشد) آب از خاک‌های اطراف وارد گودال شده و امکان کار در ته گود را از ما می‌گیرد.

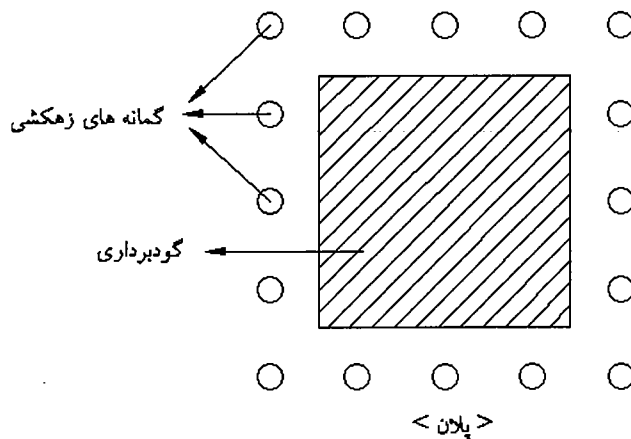


برای از بین بردن این مشکل باید آب خاک را تا عمق مشخصی پایین برد. اگر عمق گودبرداری زیر W.T باشد می‌توان با حفر یک ترانشه (دورتادور محل) این مشکل را حل کرد. حفر این ترانشه‌ها باعث می‌شود تا آب در آن جمع شود و قسمت موردنظر برای گودبرداری از حالت اشباع خارج شود. برای اینکه جمع آوری آب از این ترانشه‌ها راحت باشد معمولاً آن‌ها را به سمت یک نقطه شیب‌دار می‌سازند و در آن نقطه آب را به وسیله‌ی پمپ خارج، و یا وارد سیستم فاضلاب می‌کنند.



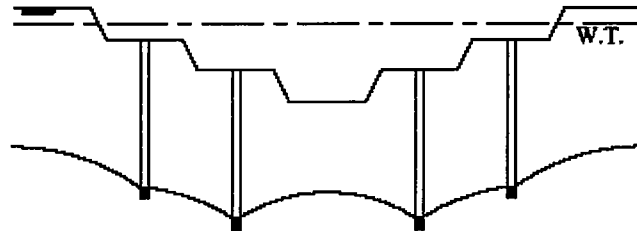
این روش تا عمق‌های کمتر از 4-5 متر جوابگوست اما اگر عمق بیش از این شود با این روش نمی‌توان مشکل را حل کرد.

در حالتی که عمق گودبرداری از سطح آب زیرزمینی زیاد باشد در اطراف محل تعدادی چاه گمانه حفر می‌کنند و پمپ را مستقیماً داخل این چاه‌ها قرار می‌دهند و آب را از داخل چاه‌های گمانه به بیرون پمپاژ می‌کنند.



تعداد چاه‌های گمانه به حجم آب زهکشی بستگی دارد. همچنین تعداد گمانه‌ها با قدرت پمپ‌ها رابطه‌ی عکس دارد. انتخاب پمپ‌ها نیز به حجم آب داخل گمانه که تابعی از ضریب نفوذپذیری خاک است، بستگی دارد. بنابراین به طور کلی عمق گودبرداری، ضریب نفوذپذیری خاک و توان پمپ‌ها، تعداد چاه‌های گمانه را تعیین می‌کند. عملیات پمپاژ عملیات بسیار پرهزینه‌ای است. بنابراین طراحی بهینه در این موارد و همچنین حداقل شدن زمان در این کار بسیار مهم است.

گاهی عمق گودبرداری خیلی زیاد است و باید چاه‌های گمانه در چندین ردیف حفر شود.



تزریق در خاک: (Grouting)

معمولاً تزریق را با هدف کاهش نفوذپذیری خاک‌های درشت دانه یا پرکردن درز و شکاف سنگ‌ها و در واقع آب بند کردن بخشی از زمین انجام می‌دهیم. در عین حال گاهی تزریق با هدف بالا بردن مقاومت خاک و توپر کردن خاک هم صورت می‌گیرد.

سیالاتی که برای تزریق در داخل خاک استفاده می‌شود بر چند نوع هستند:

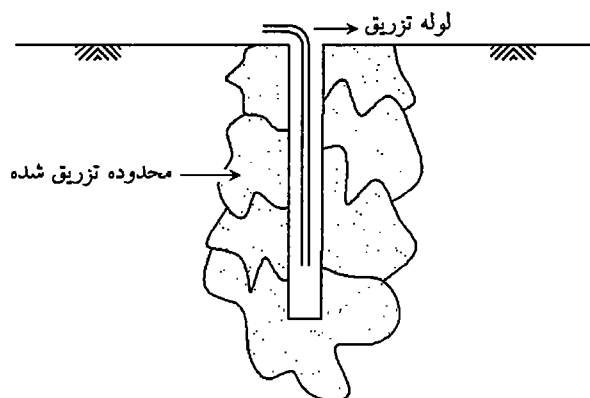
- دوغ آب سیمان که براساس هدف موردنظر، غلظت آن باید طراحی شود.
- دوغ آبی که ذرات رس در آن معلق باشد (Clay Suspensions) که به این طریق می‌توان نفوذپذیری خاک‌های درشت دانه را کم کرد.
- محلول‌های شیمیایی مثل سیلیکات سدیم، آهک، رزین‌ها.
- امولسیون قیر.

در موارد فوق از بالا به پایین مواد معلق در داخل دوغاب ریزتر می‌شود. به همین دلیل دو مورد اول برای مخلوط‌های درشت دانه و دو مورد آخر برای ماسه‌های متوسط و ریز مناسب تر است.

در خاک‌های خیلی ریزدانه مثل لای‌ها و رس‌ها تزریق امکان پذیر نیست، چون فضاهاى داخل آن‌ها میکروسکوپی است. تزریق معمولاً با حفر چاه‌های گمانه (با قطر 10-15cm) و به دو روش صورت می‌گیرد:

- از بالا به پائین.

- از پائین به بالا.



طراحی تزریق به چند عامل بستگی دارد:

- ضریب نفوذپذیری خاک یا سنگ.

هر چه ضریب نفوذپذیری بیشتر باشد فاصله‌ی گمانه‌ها باید کمتر باشد.

- فشار تزریق

فشار تزریق تعیین کننده‌ی تعداد گمانه‌ها و فاصله‌ی آنهاست.

- لزجت سیال

هر چه لزجت سیال بیشتر باشد محدوده‌ی تزریق شده‌ی اطراف گمانه کمتر می‌شود.

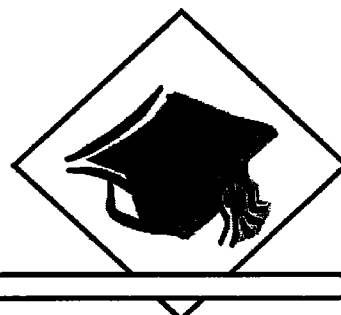
فشار تزریق باید کنترل شده باشد، اگر فشار خیلی زیاد باشد ممکن است خود عاملی برای ایجاد شکاف در خاک یا

سنگ شود که این پدیده را اصطلاحاً شکاف هیدرولیکی (Hydraulic Fracturing) می‌گویند. بنابراین همیشه با

زیاد کردن فشار نمی‌توان به جواب بهتری رسید.

مراجع برای مطالعه بیشتر:

- Das, B.M., (2002), "Principles of Geotechnical Engineering", Weber and Schmidt
- Craig, R.F., (1993), "Soil Mechanics", Fifth Edition, Chapman & Hall
- Cedergren, H.R. (1997), "Seepage, Drainage, and Flownets", John Wiley
- Lambe, T.W. & Whitman, R.V. (1979), "Soil Mechanics", SI Version



فصل چهارم

تنش و تغییر شکل در خاک

هدف اصلی درس مکانیک خاک، شناخت خاک و خصوصیات آن از دیدگاه یک مصالح ساختمانی است. در خاک‌ها و سنگ‌ها، شبیه همه مصالحی که در معرض بار قرار می‌گیرند، تغییر شکل ایجاد می‌شود. در این فصل به بررسی تنش و تغییر شکل (یا کرنش) در خاک‌های خشک و اشباع می‌پردازیم.

اصل تنش مؤثر: (Principle of effective Stress)

در خاک، سنگ و حتی بتن (به طور کلی Geomaterials) که محیط متخلخل به حساب می‌آیند فرض می‌شود که فضاهای خالی در داخل آن‌ها با هم در ارتباط هستند. وجود آب در داخل این محیط متخلخل باعث می‌شود آب در باربری نقش داشته باشد (یعنی یک سهمی از تنش وارده، به آب می‌رسد). اولین بار «Terzaghi» در سال 1923 اصل تنش مؤثر را عنوان کرد. این اصل عمدتاً سه نوع تنش را بهم مرتبط می‌کند:

- تنش قائم کل (σ): که از تقسیم کل بار وارد بر سطح خاک اشباع، بر مساحت خاکی که نیرو را تحمل می‌کند به دست می‌آید.

- فشار آب منفذی (u): بخشی از تنش که آب تحمل می‌کند.

- تنش مؤثر (σ'): بخشی از تنش که اسکلت خاک آن را تحمل می‌کند.

Terzaghi با پیشنهاد یک اصل ساده ارتباط بین این تنش‌ها را بیان کرد. همانطور که در شکل زیر نشان داده شده است، استوانه‌ای از خاک اشباع را تحت اثر بار P قرار می‌دهیم تحت اثر بار P ، دانه‌ها در محل تماسشان به یکدیگر نیرو وارد می‌کنند که جهت این نیرو عمود بر سطح تماس دانه‌هاست. تمام این نیروها را می‌توان در دو راستای افقی و عمودی تصویر کرد. در این صورت با نوشتن معادله تعادل خواهیم داشت:

$$\sum F_y = 0$$

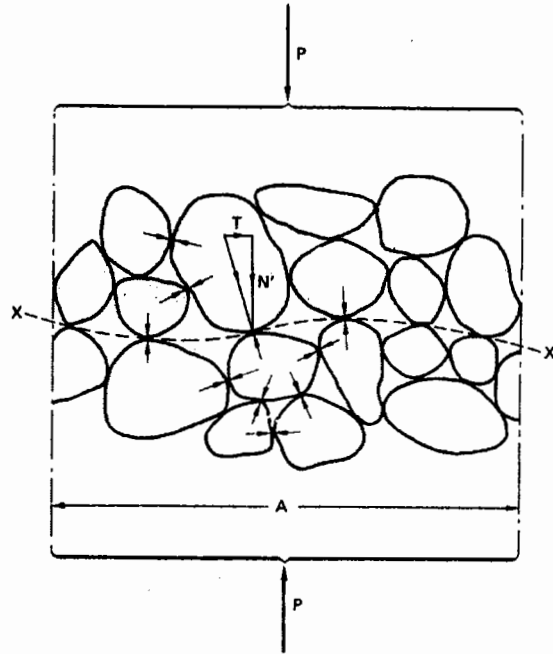
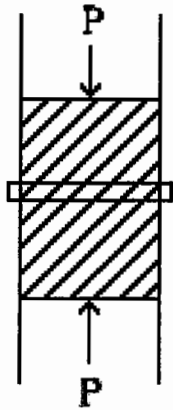
روی سطح نقطه چین

→ $P =$ (نیروی که آب آن را تحمل می‌کند) + (نیروی که دانه‌ها بهم وارد می‌کنند)

$$\rightarrow P = \sum(N_i) + (u \times (A - a))$$

در رابطه‌ی بالا u فشار آب منفذی، A سطح مقطع کل استوانه و a سطح تماس کل دانه‌ها است. (i تعداد نقاط تماس می‌باشد)

$$\rightarrow \frac{P}{A} = \frac{\sum(N_i)}{A} + u \cdot \left(1 - \frac{a}{A}\right)$$



آزمایشات نشان می‌دهد که $\frac{a}{A}$ در مقابل یک، عدد خیلی کوچکی است و می‌توان از آن صرف‌نظر کرد. بنابراین با

نشان دادن $\sigma = \frac{P}{A}$ (تنش کل) و $\sigma' = \frac{\sum N_i}{A}$ (تنش مؤثر) می‌توان نوشت:

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

این اصل را اصل تنش مؤثر می‌گویند.

این رابطه برای سنگ‌ها، خاک‌ها، بتن‌ها و به‌طور کلی Geomaterials صادق است.

باید دقت داشت که در این رابطه σ' (تنش مؤثر)، تنش دانه به دانه نیست و خیلی از آن کوچکتر است. برای به

دست آوردن تنش دانه به دانه باید برآیند نیروها بر a تقسیم شود.

$$\left(\text{تنش مؤثر} = \frac{\sum N_i}{A} \right) \gg \left(\text{تنش دانه به دانه} = \frac{\sum N_i}{a} \right)$$

اگر دقت کرده باشید ما برای به دست آوردن این رابطه به مؤلفه‌های افقی نیرو (T_i) توجهی نکردیم. مؤلفه افقی

نیروها باعث لغزش (sliding) یا غلتش (rolling) دانه‌ها نسبت به هم می‌شود و به آنها ساختار جدیدی می‌دهد.

مؤلفه افقی ایجاد تنش برشی در آنها می‌کند و چون آب تنش برشی تحمل نمی‌کند، تمام این تنش را دانه‌های خاک

باید تحمل کنند.

تنش مؤثر ناشی از وزن خاک

اگر فرض کنیم سطح آب زیرزمینی در سطح زمین باشد، آن‌گاه در عمق Z از سطح زمین، تنش قائم کل از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$\sigma_v = \gamma_{sat} \cdot Z$$

γ_{sat} = وزن مخصوص اشباع خاک

همچنین اگر آب ساکن باشد، فشار آب منفذی در هر نقطه برابر فشار هیدرواستاتیک است و خواهیم داشت:

$$u = \gamma_w \cdot Z$$

γ_w = وزن مخصوص آب

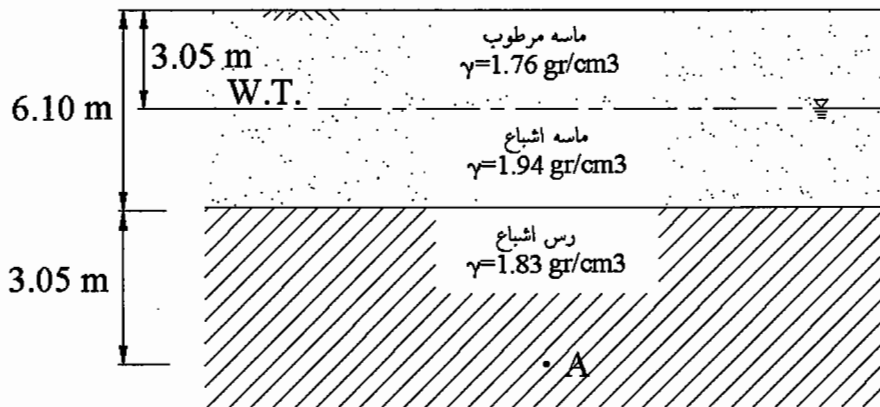
حال با در نظر گرفتن اصل تنش مؤثر می‌توان نوشت:

$$\rightarrow \sigma' = \gamma_{sat} \cdot Z - \gamma_w \cdot Z = (\gamma_{sat} - \gamma_w)Z = \gamma' \cdot Z$$

γ' = وزن مخصوص غوطه‌ور (شناور) خاک

اگر سطح آب زیرزمینی در سطح زمین نباشد، مقدار تنش مؤثر در عمق دلخواه Z از سطح زمین مطابق مثال زیر تعیین می‌شود.

مثال ۱: در شکل زیر تنش مؤثر قائم را در عمق نشان داده شده نقطه A به دست آورید.



راه حل اول:

تنش در نقطه A برابر میزان تنش است که از لایه‌های بالایی خاک بر این نقطه وارد می‌شود.

$$\sigma'_A = (305)(1.76) + (305)(1.94 - 1.00) + (305)(1.83 - 1.00) = 1077 \text{ gr/cm}^2$$

راه حل دوم:

با توجه به اصل تنش مؤثر می‌توان نوشت:

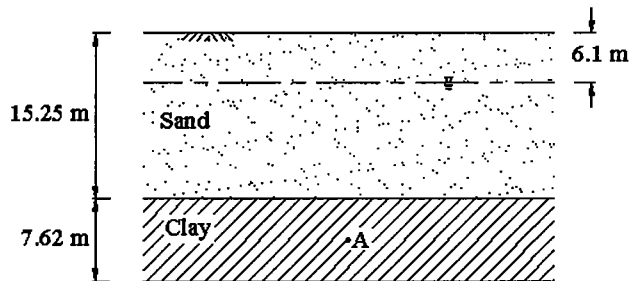
$$\sigma' = \sigma - u = (305)(1.76) + (305)(1.94) + (305)(1.83) - (305 + 305)(1) = 1077 \text{ gr/cm}^2$$

مثال ۲: در شکل زیر، سطح ایستابی ابتدا در سطح زمین قرار داشت که به وسیله عملیات زهکشی تا عمق ۶/۱ متر پائین برده شده است. درجه اشباع خاک در بالای تراز آب فعلی ۲۰٪ می باشد. تنش مؤثر قائم را در وسط لایه رسی نقاط A قبل و بعد از عملیات زهکشی تعیین کنید.

$$(\gamma_{sat})_{sand} = 2.16 \text{ gr/cm}^3$$

$$(\gamma_{dry})_{sand} = 1.86 \text{ gr/cm}^3$$

$$(\gamma_{sat})_{clay} = 1.92 \text{ gr/cm}^3$$



حل:

در ابتدا حالتی را در نظر می گیریم که زهکشی انجام نشده باشد.

$$\rightarrow \sigma'_A = (1525)(2.16 - 1.00) + \frac{762}{2}(1.92 - 1.00) = 2120 \text{ gr/cm}^2$$

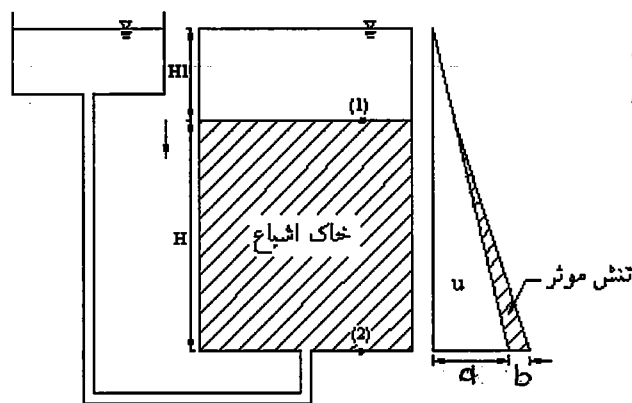
اما بعد از عملیات زهکشی خواهیم داشت:

$$\gamma_{\text{مرطوب}} = \gamma_d + \frac{20}{100}(\gamma_{sat} - \gamma_{dry}) = 1.86 + 0.2(2.16 - 1.86) = 1.92 \text{ gr/cm}^3$$

$$\rightarrow \sigma'_A = (610)(1.92) + (1525 - 610)(2.16 - 1.0) + \left(\frac{762}{2}\right)(1.92 - 1.0) = 2583 \text{ gr/cm}^2$$

مشاهده می شود که با پائین آمدن سطح ایستابی w_T ، تنش مؤثر زیاد می شود افزایش σ' باعث می شود تا خاک دچار تغییر شکل بیشتری شود. بنابراین می توان گفت، زهکشی باعث نشست می شود. در این مورد در قسمت های بعد بیشتر صحبت خواهد شد.

تنش مؤثر در تراوش یک بعدی:



$$a = (H_1 + H)\gamma_w$$

$$b = H\gamma'$$

*

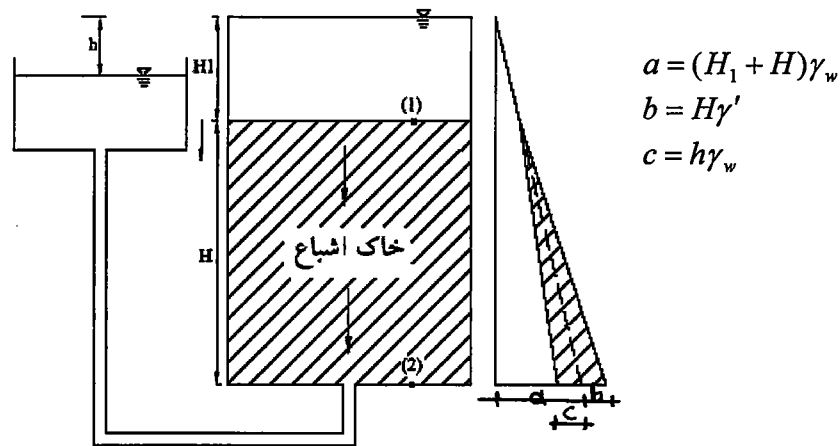
در سیستم بالا اگر سطوح آب یکسان باشد، اختلاف هدی بین نقطه (۱) و (۲) وجود ندارد و در نتیجه آبی جابه‌جا نمی‌شود. در این صورت در هر عمق دلخواه z در خاک اشباع می‌توان نوشت:

$$\sigma = H_1 \cdot \gamma_w + z \cdot \gamma_{sat} \quad (\text{تنش قائم کل در عمق } z)$$

$$u = (H_1 + z) \gamma_w \quad (\text{فشار آب منفذی در عمق } z)$$

$$\sigma' = \sigma - u = H_1 \cdot \gamma_w + z \cdot \gamma_{sat} - (H_1 + z) \gamma_w = (\gamma_{sat} - \gamma_w) z = \gamma' \cdot z$$

حالت دوم زمانی را در نظر بگیرید که مخزن آب به اندازه h پائین آورده می‌شود:



در این حالت چون هد کل نقطه (۱) و نقطه (۲) به اندازه h متفاوت است و هد نقطه (۱) از هد نقطه (۲) بیشتر است، آب به طرف پائین در خاک حرکت می‌کند. در این صورت می‌توان نوشت:

$$\sigma = H_1 \cdot \gamma_w + z \cdot \gamma_{sat} \quad (\text{تنش قائم کل در عمق } z)$$

$$u = (H_1 + H) \gamma_w - h \gamma_w \quad (\text{فشار آب منفذی در ته طرف})$$

$$u = (z + H_1) \gamma_w - \frac{z}{H} (h \cdot \gamma_w) = (z + H_1) \gamma_w - z \cdot i \cdot \gamma_w \quad (\text{فشار آب منفذی در عمق } z)$$

$$\sigma' = \sigma - u = z \cdot i \cdot \gamma_w + z \cdot \gamma' \quad (\text{تنش مؤثر})$$

مشاهده می‌شود که تنش کل ثابت است و به همان اندازه که از فشار آب منفذی کاسته می‌شود به فشار یا تنش مؤثر افزوده می‌شود.

پس تراوش آب باعث شد تا به اندازه $z \cdot i \cdot \gamma_w$ به تنش مؤثر افزوده و از فشار آب منفذی کم شود. بنابراین تعریف می‌کنیم:

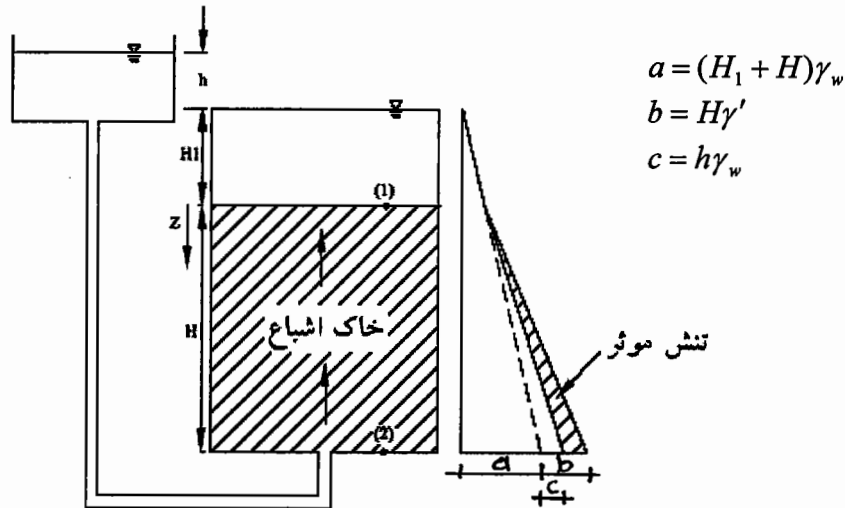
$$\text{فشار تراوش آب (seepage pressure)} = z \cdot i \cdot \gamma_w$$

مشخص است که هرچه گرادیان هیدرولیکی بیشتر باشد، نیروی تراوش آب به خاک بیشتر می‌شود و باعث می‌گردد تا دانه‌های خاک بیشتر نسبت به هم جابه‌جا شوند. (این مطلب را در مباحث قبل بدون اثبات و استدلال مشاهده کردیم). با توجه به تعریف بالا می‌توان فشار تراوش در واحد حجم خاک و نیروی تراوش را به صورت زیر تعریف کرد:

$$\text{(seepage pressure per unit volume)} \quad j = i \cdot \gamma_w$$

$$\text{(seepage force)} \quad J = j \cdot V$$

که در رابطه بالا V حجم آب در حال حرکت است. حالت سوم زمانی است که مخزن آب به اندازه h از حالت اولیه بالا رود.



در این حالت چون هد نقطه (۱) کمتر از نقطه (۲) است، آب در خاک از پائین به سمت بالا حرکت می‌کند. معادلات تنش در این حالت را می‌توان به صورت زیر نوشت:

$$\sigma = H_1 \cdot \gamma_w + z \cdot \gamma_{sat}$$

(تنش قائم کل در عمق z)

$$u = (H_1 + z + zi)\gamma_w$$

(فشار آب منفذی در عمق z)

$$\sigma' = \sigma - u = z\gamma' - zi\gamma_w$$

با مقایسه این حالات می‌توان نتیجه گرفت: وقتی آب در خاک از بالا به پائین حرکت کند، تنش مؤثر افزوده خواهد شد و هر گاه جهت حرکت آب در خاک از پائین به بالا باشد، از تنش مؤثر کاسته خواهد شد.

سؤال ۱: آیا ممکن است در حالتی که آب از پائین به بالا حرکت می‌کند، تنش مؤثر آنقدر کاهش یابد که مقدار آن به صفر برسد؟

$$\sigma' = 0 \quad \rightarrow \quad z \cdot i \cdot \gamma_w = z \cdot \gamma' \quad \rightarrow \quad i_c = \frac{\gamma'}{\gamma_w}$$

بنابراین می‌توان گفت: اگر مقدار گرادیان هیدرولیکی به i_c برسد، تنش مؤثر صفر خواهد شد. i_c را "گرادیان هیدرولیکی بحرانی" می‌گویند. اگر گرادیان هیدرولیکی به i_c برسد، حالتی ایجاد می‌شود که گویا دانه‌ها در جای خود جابه‌جا می‌شوند. این حالت را **quick** شدن خاک می‌نامند و به خاک در این حالت **quick sand** می‌گویند. در این حالت جوشش در خاک (**sand boiling**) روی می‌دهد. علت اینکه در نام‌گذاری این پدیده از کلمه **sand** استفاده شده است، این است که چنین پدیده‌ای مخصوص خاک‌های دانه‌ای و ماسه‌ای است و در خاک‌های چسبنده رسی اتفاق نمی‌افتد. (چسبندگی دانه‌های رس مانع جداشدن آن‌ها از هم می‌شود)

سؤال ۲: آیا پدیده فوق در طبیعت اتفاق می‌افتد؟

سفره‌های آب زیرزمینی که بین دو لایه خاک نفوذناپذیر قرار دارند، اصطلاحاً سفره‌های تحت فشار نامیده می‌شوند. اگر در چنین مناطقی چاهی حفر شود آب به خودی خود از چاه بیرون می‌آید. به این گونه چاه‌ها، چاه‌های آرتزین

*

(Artesian well) گفته می‌شود. در این مناطق ممکن است این پدیده روی دهد. چون آب تحت فشار به بالا حرکت می‌کند.

همچنین در سازه‌های انسان‌ساخت که حرکت آب در خاک به سمت بالا می‌باشد (مثل تراوش زیر سپر فولادی) این پدیده امکان روی دادن دارد.

اکنون می‌خواهیم تخمینی برای i_c داشته باشیم. بنا به آنچه به دست آوردیم:

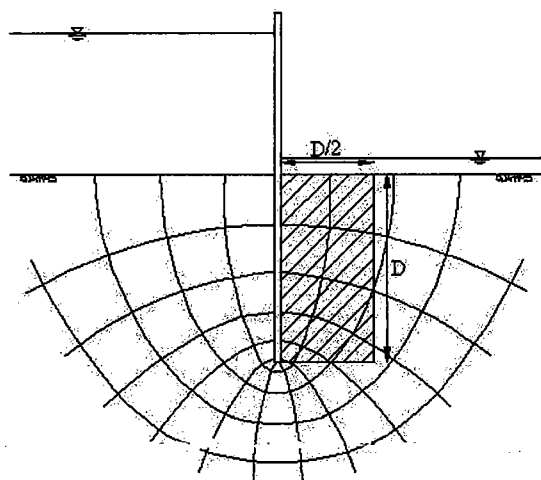
$$i_c = \frac{\gamma'}{\gamma_w} = \frac{\gamma_{sat} - \gamma_w}{\gamma_w} = \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_w} - 1$$

γ خاک در حالت اشباع عددی در حدود ۲ است (برای خاک‌های درشت‌دانه اندکی بیشتر از ۲ و برای خاک‌های ریزدانه اندکی کمتر از ۲ است) در نتیجه i_c عددی در حدود ۱ است. پس همواره باید سعی شود $i_c < 1$ باشد تا پدیده جوش رخ ندهد.

در تراوش آب از زیر سپر فولادی، در قسمت پشت سپر فولادی در سطح زمین که آب به سمت بالا حرکت می‌کند، ممکن است پدیده جوش ماسه روی دهد.

$$i_{exit} = \frac{\Delta h}{\Delta s}$$

این رابطه را می‌توان از روی شبکه جریان نتیجه گرفت.



در این رابطه Δh اختلاف هد، میان هر دو خط هم‌پتانسیل است. Δs فاصله قائم میان آخرین خط هم‌پتانسیل و سطح زمین، در پشت سپر می‌باشد. با توجه به تعریف گرادیان خروجی می‌توان ضریب اطمینان در مقابل جوش ماسه را بصورت زیر تعریف کرد:

$$F.S. = \frac{i_c}{i_e}$$

که مقدار مجاز آن بر اساس آئین‌نامه تعیین می‌شود. در عمل گاهی برای اینکه جوشش در پای سپر روی ندهد، وزنه‌ها و سنگ‌های سنگینی در آن نقطه قرار می‌دهند.

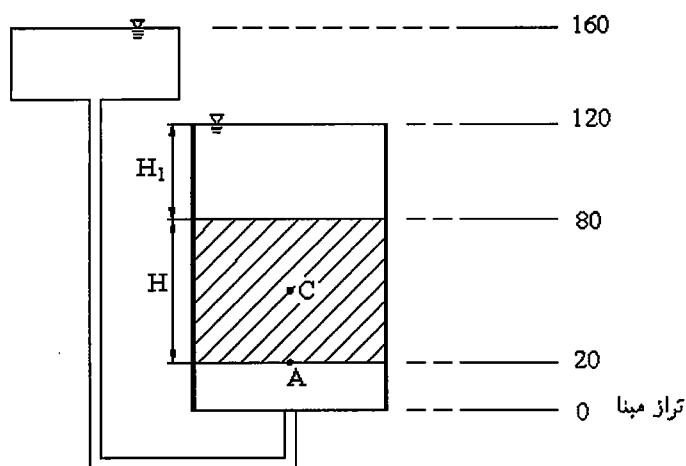
*

تراوش روبه بالا در محدوده مستطیلی به ابعاد $D \times \frac{D}{2}$ در پشت سپر می تواند باعث برآمدگی سطح زمین (heave) شود. اگر متوسط هد در قاعده این مستطیل h_m باشد، گرادیان هیدرولیکی متوسط در این مستطیل $i_m = \frac{h_m}{D}$ خواهد بود. در اینحالت ضریب اطمینان در مقابل برآمدگی بصورت زیر محاسبه می شود:

$$F.S. = \frac{i_c}{i_m}$$

ضریب اطمینان

مثال: در شکل زیر وزن مخصوص اشباع نمونه ماسه ای 2 gr/cm^3 می باشد. با توجه به ترازهای نشان داده شده در شکل، مقادیر تنش کل، تنش مؤثر، فشار آب منفذی و فشار تراوش را در نقاط A و C (در وسط نمونه خاک) به دست آورید.



حل:

برای سطح بالایی و پائینی خاک هد کل به صورت زیر محاسبه می شود:

$$H = z + \frac{P}{\gamma} = 80 + 40 = 120 \text{ cm}$$

سطح بالایی

$$H = z + \frac{P}{\gamma} = 20 + (160 - 20) = 160 \text{ cm}$$

سطح پائینی

$$\rightarrow i = \frac{\Delta H}{\Delta L} = \frac{160 - 120}{60} = 0.667$$

همچنین می توان نوشت:

$$\sigma_A = (60 \times 2.0) + (40 \times 1.0) = 160 \text{ gr/cm}^2$$

تنش کل

$$\text{فشار تراوش} = H \cdot i \cdot \gamma_w = (60)(0.667)(1.0) = 40 \text{ gr/cm}^2$$

$$\sigma'_A = H \cdot \gamma' - i \cdot H \cdot \gamma_w = (60)(1.0) - 40 = 20 \text{ gr/cm}^2$$

تنش مؤثر

$$u_A = (H_1 + H) \gamma_w + i \cdot H \cdot \gamma_w = (100)(1.0) + 40 = 140 \text{ gr/cm}^2$$

فشار آب منفذی

برای نقطه C نیز خواهیم داشت:

$$\text{فشار تراوش} = z \cdot i \cdot \gamma_w = (30)(0.667)(1.0) = 20 \text{ gr/cm}^2$$

$$\sigma'_c = z.\gamma' - i.z.\gamma_w = (30)(1.0) - 20 = 10 \text{ gr/cm}^2$$

$$u_c = (H_1 + z)\gamma_w + i.z.\gamma_w = (40 + 30)(1.0) + 20 = 90 \text{ gr/cm}^2$$

$$\sigma = 90 + 10 = 100 \text{ gr/cm}^2$$

سؤال: آیا اگر جریانی در خاک برقرار نباشد، ممکن است حالتی روی دهد که تنش مؤثر صفر شود؟ برای صفر شدن تنش مؤثر لازم است تا فشار آب منفذی افزایش یابد. یکی از راه‌هایی که فشار آب منفذی افزایش می‌یافت حالتی بود که آب از پائین به بالا در خاک جریان داشته باشد. اما اگر آب جریان نداشته باشد، حالت دیگری که می‌تواند فشار آب منفذی را بالا ببرد، رخ دادن زلزله است. زمانی که زلزله روی می‌دهد، فشار آب منفذی افزایش می‌یابد و اگر این افزایش خیلی زیاد باشد، ممکن است $\sigma' = 0$ شود. روی دادن چنین حالتی را اصطلاحاً روانگونی یا روانگرایی در خاک (liquefaction) می‌گویند. ماسه های اشباع در اینحالت شبیه یک سیال غلیظ رفتار می‌کنند.

توزیع تنش در خاک‌ها:

دیدیم که تنش قائم نقطه‌ای در عمق Z از سطح خاک را می‌توان به صورت زیر نوشت:

$$\sigma_{vertical} = \sum \gamma_i \cdot z_i \quad (i = \text{تعداد لایه‌های خاک})$$

این تنش، تنش کل است که بر اثر وزن لایه‌های فوقانی به وجود می‌آید. اگر همه خاک یا تعدادی از لایه‌ها اشباع باشد، قسمتی از این تنش را فشار آب منفذی تحمل می‌کند و تنش کمتری به اسکلت خاک وارد می‌شود. همچنین اگر آب در خاک جریان داشته باشد، فشار تراوش نیز نقش ایفا می‌کند و بنا بر جهت حرکت آب، باعث کاهش یا افزایش فشار آب منفذی می‌شود.

اکنون می‌خواهیم وضعیت تنش‌ها را در یک نقطه دلخواه از خاک بررسی کنیم این تنش می‌تواند تنش کل یا تنش مؤثر باشد. فعلاً از وزن خاک صرف نظر کرده و تنها تنش کل ایجاد شده در خاک در اثر بارهای وارده در سطح خاک را در نظر می‌گیریم.

المانی با ابعاد dx و dy و dz در عمق دلخواهی از خاک در نظر بگیرید. در روی سطوح این المان دو نوع تنش وجود دارد:

- تنش‌های عمود بر سطح که با σ نشان می‌دهیم.

- تنش‌های مماس بر سطح که با τ نشان می‌دهیم.

در حالت کلی (۳ بعدی) ۹ مؤلفه تنش در وجوه المان وجود دارد، که می‌توان آنها را به صورت زیر نشان داد:

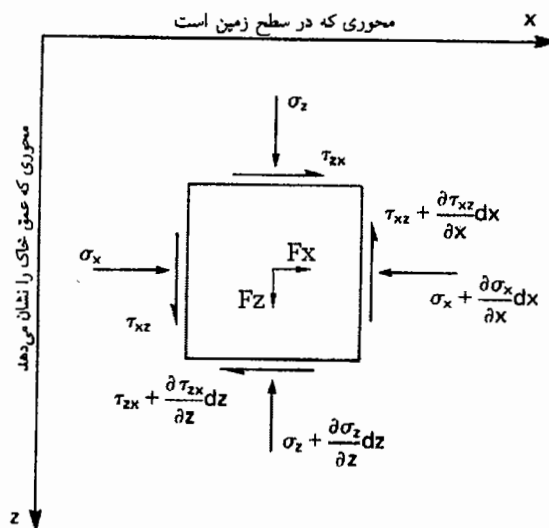
$$\sigma = \begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_y & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_z \end{bmatrix}$$

به این ماتریس، "تانسور تنش" گفته می‌شود. این ماتریس، یک ماتریس متقارن می‌باشد.

چون این ماتریس متقارن است با دانستن ۶ مؤلفه‌ی مستقل تنش می‌توان وضعیت تنش‌ها را مشخص کرد. ۶ مؤلفه‌ی مستقل تنش را می‌توان به صورت یک بردار تنش نشان داد.

$$\sigma = \begin{bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \\ \tau_{xy} \\ \tau_{xz} \\ \tau_{yz} \end{bmatrix}$$

اکنون می‌خواهیم معادلات تعادلات استاتیکی را برای این المان خاک بنویسیم. برای سادگی روابط، مسئله را در حالت دوبعدی در نظر می‌گیریم. فرض کنید F_x و F_z نیروهایی هستند که مثل گرانش یا وزن روی حجم المان اثر می‌کنند. حال با نوشتن روابط تعادل می‌توان نوشت...



$$\sum F_x = 0$$

$$\rightarrow \sigma_x(dzdy) - (\sigma_x + \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} dx)dzdy + \tau_{zx}(dxdy) - (\tau_{zx} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z} dz)dxdy + F_x = 0$$

$$\sum F_y = 0$$

$$\rightarrow \sigma_z(dxdy) - (\sigma_z + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} dz)dxdy + \tau_{xz}(dzdy) - (\tau_{xz} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} dx)dzdy + F_z = 0$$

با باز کردن رابطه‌های بالا و حذف ترم‌های مشترک می‌توان نتیجه گرفت:

$$F_x - \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} dxdydz - \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z} dxdydz = 0$$

$$F_z - \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} dxdydz - \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} dxdydz = 0$$

طرفین این دو معادله را بر $dxdydz$ تقسیم می‌کنیم و نیروهای حجمی وارد بر واحد حجم المان را با X و Z نشان می‌دهیم. در این صورت خواهیم داشت:

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial x} - X = 0$$

$$\frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} - Z = 0$$

به این معادلات، «معادلات دیفرانسیلی تعادل» گفته می‌شود.

چون $\tau_{xz} = \tau_{zx}$ است بنابراین در این دو معادله سه مجهول وجود دارد، لذا به یک معادله‌ی کمکی نیاز داریم تا بتوانیم مؤلفه‌های تنش را به دست آوریم.

برای خاک‌های خشک و مرطوب (چون فشار آب منفذی نداریم) معادلات به همین صورت صادق است. برای خاک‌های اشباع این دو معادله برای تنش کل صحیح است. اگر بخواهیم رابطه‌ی دیفرانسیلی برای تنش‌های موثر را بنویسیم می‌توان نوشت:

$$\frac{\partial \sigma'_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial x} - 0 = 0$$

$$\frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} + \frac{\partial \sigma'_z}{\partial z} - \gamma' = 0$$

توجه کنید که در حالت عادی در خاک‌ها، نیروی حجمی افقی وجود ندارد و نیروی حجمی قائم همان نیروی وزن است. چون آب تنش برشی تحمل نمی‌کند نتیجتاً تنش برشی موثر نداریم.

اگر آب منفذی در حال حرکت باشد، باید نیروی تراوش را هم در معادلات دخالت دهیم:

$$\frac{\partial \sigma'_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial x} - i_x \cdot \gamma_w = 0$$

$$\frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} + \frac{\partial \sigma'_z}{\partial z} - (\gamma' + i_z \gamma_w) = 0$$

در حالت سه بعدی، سه معادله‌ی تعادل و شش مجهول مستقل وجود دارد که باز نیز نمی‌توان مجهولات را به دست آورد. همانطور که گفتیم تعداد معادلات تعادل برای به دست آوردن مجهولات کافی نیست. در کنار معادلات تعادل دو دسته معادله‌ی دیگر نیز داریم:

- معادلات سازگاری هندسی، که روابط بین مؤلفه‌های کرنش و مؤلفه‌های تغییر مکان را بیان می‌کند.

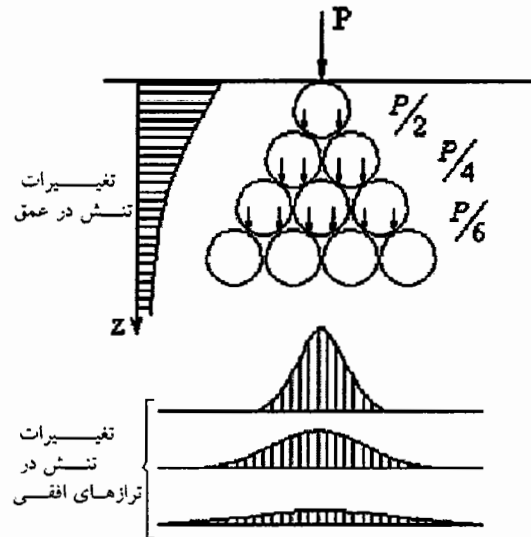
- معادلات رفتاری، که رابطه بین مؤلفه‌های تنش و کرنش را بیان می‌کند.

با کنار هم قرار دادن این سه دسته معادله می‌توان مؤلفه‌های تنش و کرنش در نقطه دلخواه از خاک را به دست آورد.

مکانیزم گسترش تنش در خاک:

اگر خاک را متشکل از دانه‌های کروی یکسان در نظر بگیریم و بار P را در سطح خاک به آن وارد کنیم با فرض یکسان بودن اندازه دانه‌ها، این نیرو به صورت مساوی بین دانه‌های زیر تقسیم می‌شود.

با افزایش عمق، مقدار تنش قائم ایجاد شده در خاک تدریجاً کاهش می‌یابد اما دامنه‌ی توزیع تنش بیشتر می‌شود.



البته حالت فوق یک حالت کاملاً ایده آل است چون نه خاک از دانه‌های با اندازه‌ی یکسان تشکیل شده است و نه توزیع تنش دوبعدی است. همچنین در دانه‌های رس که اطرافشان لایه‌های آب وجود دارد، نحوه‌ی انتقال تنش به دانه‌های مجاور بسیار پیچیده است.

همانطور که از شکل فوق مشخص است، با زیاد شدن عمق، مقدار تنش تدریجاً کاهش می‌یابد تا اینکه به اعماقی می‌رسیم که مقدار تنش وارده کم است (5٪ تنش در سطح خاک) که می‌توان از آن صرف‌نظر کرد و گفت که از اینجا به بعد خاک تنشی در اثر اعمال بار P در سطح زمین احساس نمی‌کند.

اکنون قصد داریم همین مسئله را به صورت کمی مورد بررسی قرار دهیم.

جهت تعیین کمیت تنش در اعماق مختلف خاک ابتدا باید فرضیاتی را عنوان کنیم:

- توده‌ی خاک یک جسم نیمه بی‌نهایت و دارای سطح افقی فرض می‌شود.

- خاک یک جسم پیوسته، همگن و با رفتار همسان (ایزوتروپ) فرض می‌شود.

- رفتار خاک (تغییرشکل در مقابل بار) الاستیک خطی فرض می‌شود.

- تغییرشکل‌های نسبی (کرنش‌ها) کوچک فرض می‌شوند.

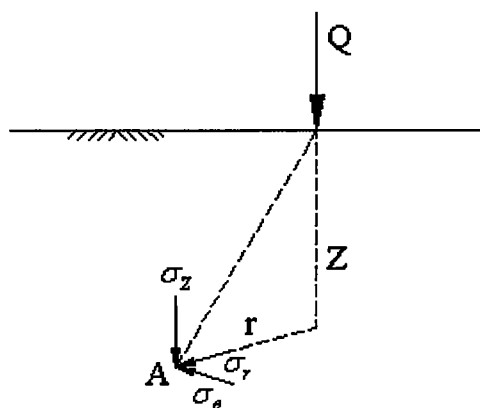
- خاک بدون وزن است و قبل از اعمال سربار تحت تنش دیگری قرار نداشته است.

با این فرضیات اکنون به بررسی مقدار تنش به وجود آمده در اعماق مختلف خاک در اثر بار روی سطح زمین می‌پردازیم.

حالت اول: گسترش تنش در اثر نیروی قائم متمرکز (Point Load)

در سال 1885، Boussinesque وضعیت تنش در نقطه‌ی دلخواهی را در عمق Z مختصات استوانه‌ای در نظر

گرفت و روابط زیر را برای مؤلفه‌های تنش آن به دست آورد:



$$\sigma_z = \frac{3Q}{2\pi Z^2} \left[\frac{1}{1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2} \right]^{5/2}$$

$$\sigma_r = \frac{Q}{2\pi} \left\{ \frac{3r^2 z}{(r^2 + z^2)^{5/2}} - \frac{1-2\nu}{r^2 + z^2 + z(r^2 + z^2)^{1/2}} \right\}$$

$$\sigma_\theta = -\frac{Q}{2\pi} (1-2\nu) \left\{ \frac{z}{(r^2 + z^2)^{3/2}} - \frac{1}{r^2 + z^2 + z(r^2 + z^2)^{1/2}} \right\}$$

$$\tau_{rz} = \frac{3Q}{2\pi} \left\{ \frac{rz^2}{(r^2 + z^2)^{5/2}} \right\}$$

تجربه نشان داده است که مقدار تنش قائم به دست آمده از این روابط با تنش قائم (σ_z) اندازه گیری شده بهم نزدیک هستند اما تنش های برشی و افقی، خصوصاً تنش برشی، با مقدار واقعی آن دارای تفاوت زیادی است. پس می توان نتیجه گرفت که: «مقدار تنش قائم در اعماق خاک چندان به فرض های چهارگانه ما حساس نیست» در این حالت می توان رابطه تنش قائم را به صورت زیر بازنویسی کرد:

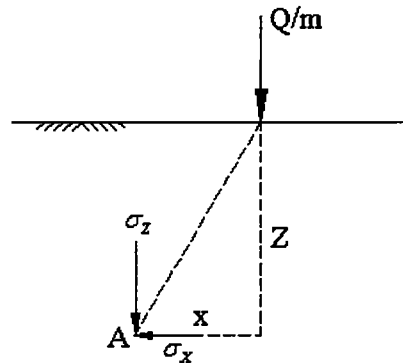
$$\sigma_z = I_p \cdot \frac{Q}{z^2}$$

که I_p در رابطه ی بالا تابعی از Z و r است که می توان مقدار آن را جهت سهولت بصورت جداولی بر حسب r و Z بدست آورد.

مشاهده می شود هر چه Z افزایش یابد، σ_z کاهش می یابد. بنابراین در اعماق خیلی زیاد می توان از لحاظ مهندسی از σ_z صرف نظر کرد.

در روابط بالا اگر ضریب پواسون (ν) برابر $1/2$ باشد، $\sigma_\theta = 0$ می شود و تنش شعاعی نیز رابطه ی ساده ای پیدا خواهد کرد.

۷ زمانی $\frac{1}{2}$ می‌شود که در نمونه تغییر حجم وجود نداشته باشد یعنی به همان اندازه که از طول آن کم می‌شود به عرض‌های آن اضافه شود تا حجم ثابت بماند. این حالت در خاک‌های رس اشباع روی می‌دهد.
 حالت دوم: گسترش تنش در خاک در اثر بار خطی قائم: (Line Load)



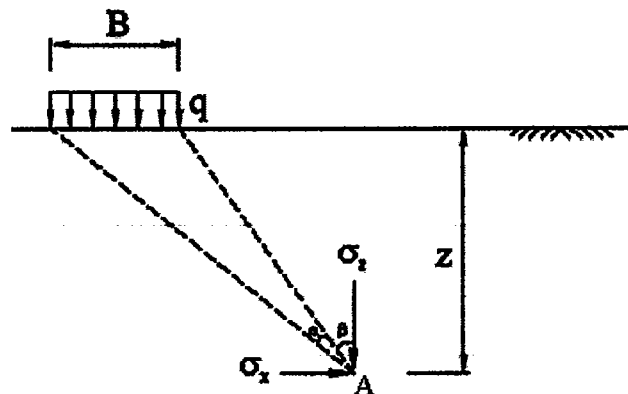
این بار در صفحه‌ی عمود بر تصویر ادامه دارد و دارای طول بی‌نهایت است. با توجه به شکلی که رسم شده است می‌توان روابط محاسبه تنش در هر نقطه دلخواه مانند A را به صورت زیر بیان کرد:

$$\sigma_z = \frac{2Q}{\pi} \left(\frac{z^3}{(x^2 + z^2)^2} \right)$$

$$\sigma_x = \frac{2Q}{\pi} \frac{x^2 z}{(x^2 + z^2)^2}$$

$$\tau_{xz} = \frac{2Q}{\pi} \frac{xz^2}{(x^2 + z^2)^2}$$

حالت سوم: گسترش تنش در خاک در اثر بار نواری یکنواخت: (Strip Load)



در این حالت نیز بار در صفحه‌ی عمود بر تصویر دارای طول بی‌نهایت است. در اینجا تنش‌ها را در هر نقطه دلخواه مانند A می‌توان از روابط زیر به دست آورد:

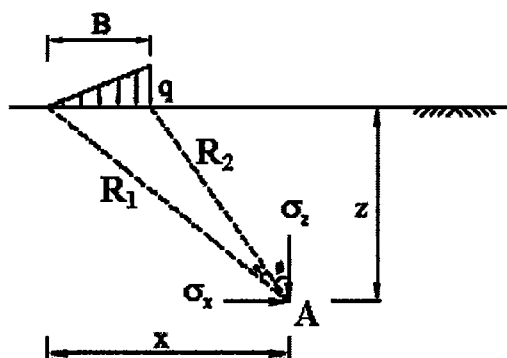
$$\sigma_z = \frac{q}{\pi} \{ \alpha + \text{Sin} \alpha \cdot \text{Cos}(\alpha + 2\beta) \}$$

$$\sigma_x = \frac{q}{\pi} \{ \alpha - \text{Sin} \alpha \cdot \text{Cos}(\alpha + 2\beta) \}$$

α به تنهایی بر حسب رادیان است. جهت حرکت زاویه β از محور قائم به سمت خط چین مایل اندازه گیری میشود و در جهت مثلثاتی مثبت فرض می گردد.

$$\tau_{xz} = \frac{q}{\pi} \{ \text{Sin} \alpha \cdot \text{Sin}(\alpha + 2\beta) \}$$

حالت چهارم: گسترش تنش در خاک در اثر بار نواری مثلثی



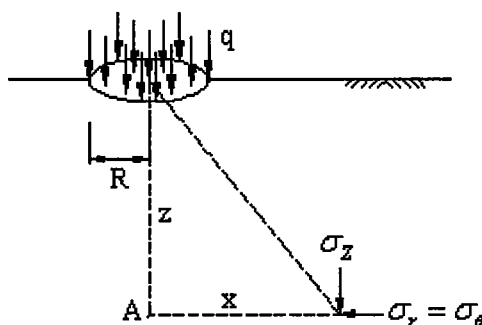
در حالتی که بار نواری به صورت مثلثی باشد روابط به صورت زیر در می آید:

$$\sigma_z = \frac{q}{\pi} \left(\frac{x}{B} \alpha - \frac{1}{2} \text{Sin} 2\beta \right)$$

$$\sigma_x = \frac{q}{\pi} \left(\frac{x}{B} \alpha - \frac{z}{B} \text{Ln} \frac{R_1^2}{R_2^2} + \frac{1}{2} \text{Sin} 2\beta \right)$$

$$\tau_{xz} = \frac{q}{2\pi} \left(1 + \text{Cos} 2\beta - \frac{2Z}{B} \alpha \right)$$

از نمودار صفحه ۱۰۱ جهت تعیین σ_z در حالتی که بار مثلثی دارای طول محدود L می باشد می توان استفاده کرد. با ترکیب حالت سوم و چهارم می توان تنش ایجاد شده بر اثر خاکریز راه و یا راه آهن را به دست آورد. حالت پنجم: گسترش تنش در اعماق خاک زیر بارگذاری مدور با تنش یکنواخت



مثال عملی این حالت مخازن بزرگ آب یا نفت روی سطح زمین است. روابط این حالت برای محاسبه تنش در نقطه ای دقیقاً روی محور تقارن به صورت زیر است:

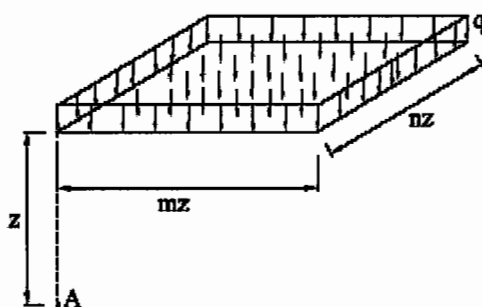
$$\sigma_z = q \left[1 - \left\{ \frac{1}{1 + \left(\frac{R}{z} \right)^2} \right\}^{\frac{3}{2}} \right] = q \cdot I_c$$

$$\sigma_r = \sigma_\theta = \frac{q}{2} \left[(1+2\nu) - \frac{2(1+\nu)}{\left\{ 1 + \left(\frac{R}{z} \right)^2 \right\}^{\frac{3}{2}}} + \frac{1}{\left\{ 1 + \left(\frac{R}{z} \right)^2 \right\}^{\frac{3}{2}}} \right]$$

اگر نقطه ای را که می‌خواهیم تنش‌ها را روی آن به دست آوریم روی محور تقارن بار قرار نداشته باشد، آن گاه روابط به این سادگی نیست و به آسانی نمی‌توان آن را بیان کرد. در این حالت از جدول‌ها و نمودارهای موجود برای به دست آوردن مقدار تنش‌ها استفاده می‌کنیم. به عنوان مثال به نمودار صفحه ۱۰۰ توجه کنید. در این نمودار $\frac{x}{r}$ روی منحنی‌ها نوشته شده، همچنین $\frac{z}{r}$ پارامتر محور افقی نمودار است. به کمک این دو پارامتر می‌توان I را به دست آورد و از آنجا خواهیم داشت...

$$\sigma_z = \frac{Iq_0}{100}$$

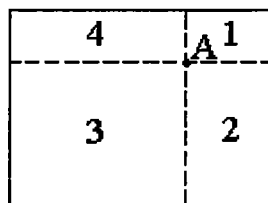
حالت ششم: گسترش تنش در خاک در زیر سطح مستطیلی با بار گسترده یکنواخت



فرض کنید می‌خواهیم توزیع تنش در عمق Z در زیر یک گوشه از مستطیل را به دست آوریم. برای به دست آوردن تنش، طول و عرض مستطیل را به صورت ضریبی از Z می‌نویسیم. سپس با استفاده از نمودارهای صفحه 9۹، می‌توان مقدار تنش را به دست آورد. با بدست آوردن ضریب I از نمودار این صفحه σ_z در نقطه A قابل محاسبه خواهد بود:

$$= q \cdot I \sigma_z$$

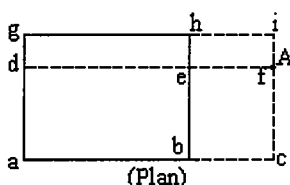
حال اگر بخواهیم در نقطه ای به عمق Z ولی در زیر محل بارگذاری، تنش را به دست آوریم، به صورت نشان داده شده مستطیل را به چهار قسمت تقسیم می‌کنیم و حاصل هر چهار قسمت را با هم جمع می‌کنیم.



(Plan)

$$(\sigma_z)_A = (\sigma_1)_A + (\sigma_2)_A + (\sigma_3)_A + (\sigma_4)_A$$

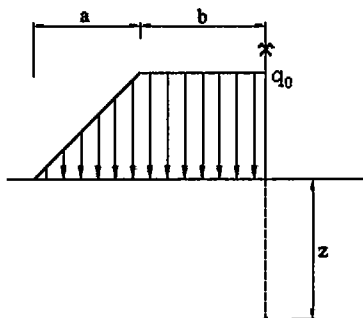
همچنین اگر در نقطه ای به عمق Z ولی در خارج محدوده بارگذاری بخواهیم مقدار تنش را به دست آوریم به صورت نشان داده شده بارگذاری را امتداد می دهیم و سپس قسمت های اضافه شده را از آن کم می کنیم.



(Plan)

$$(\sigma_z)_A = (\sigma_{acfd})_A + (\sigma_{fdgi})_A - (\sigma_{bcfe})_A - (\sigma_{fehi})_A$$

حالت هفتم: گسترش تنش در زیر یک خاکریز طولی.



در این حالت نیز برای تعیین میزان تنش در عمق Z از رابطه ی $\sigma_z = I \cdot q_0$ استفاده می کنیم که با داشتن مقدار

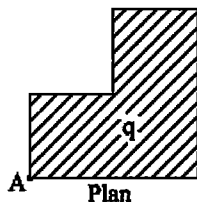
$$\frac{a}{z} \text{ و } \frac{b}{z}$$

و همچنین با استفاده از نمودارهای صفحه ۱۰۲ می توان مقدار I را به دست آورد.

حالت هشتم: گسترش تنش قائم زیر یک سطح نامنظم با بار یکنواخت

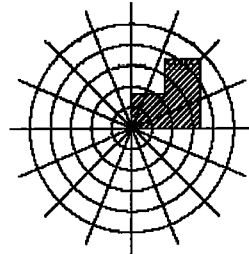
برای حالتی که سطح بارگذاری شکل نامنظمی داشته باشد Newmark در سال 1942 تعمیمی برای روابط Boussinesque بیان کرد:

به این صورت که برای ضرایب پواسون مختلف نمودارهای دایره ای و متحدالمركزی را رسم کرد که با استفاده از آنها می توان تنش قائم را در عمق دلخواه Z به دست آورد.



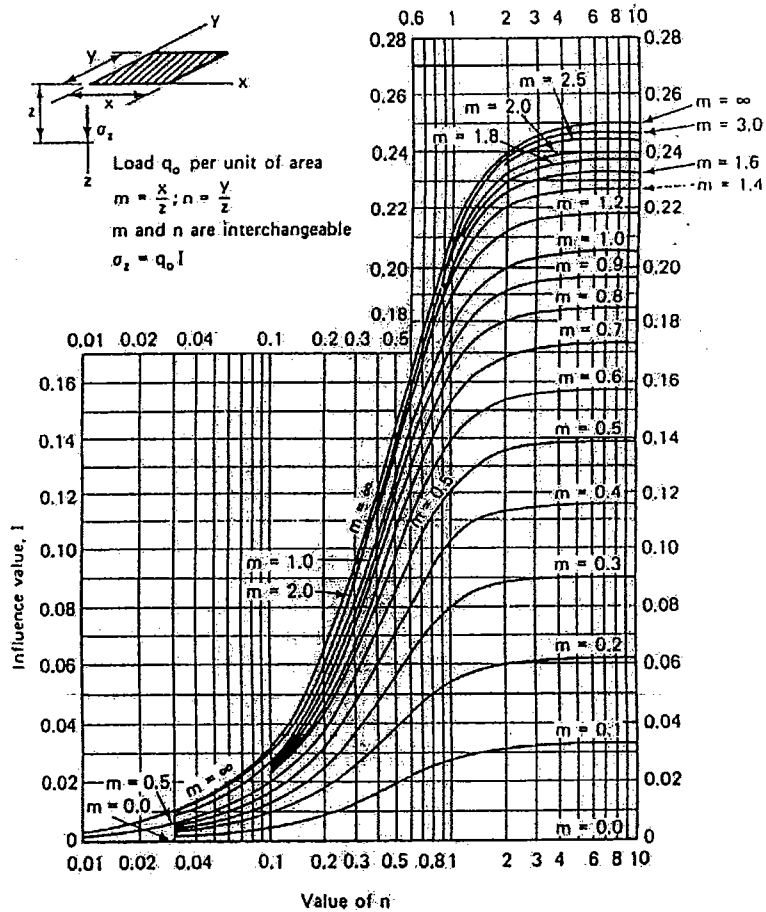
روش استفاده از این نمودار به این صورت است که پلان را با مقیاس $z = \overline{AB}$ رسم می‌کنیم (روی کاغذ شفاف) و آن را به گونه ای روی نمودار قرار می‌دهیم که نقطه موردنظر برای اندازه گیری تنش روی مرکز دایره قرار گیرد. در این حالت تعداد خانه‌های پوشانده شده توسط پلان را شمرده و آن را با M نشان می‌دهیم.

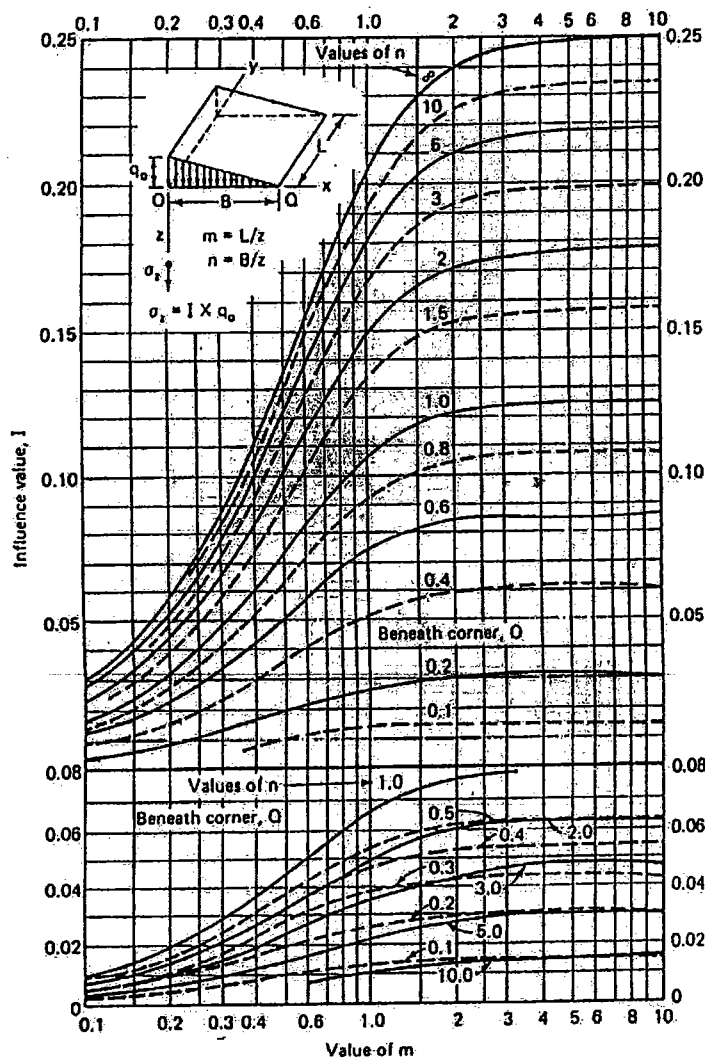
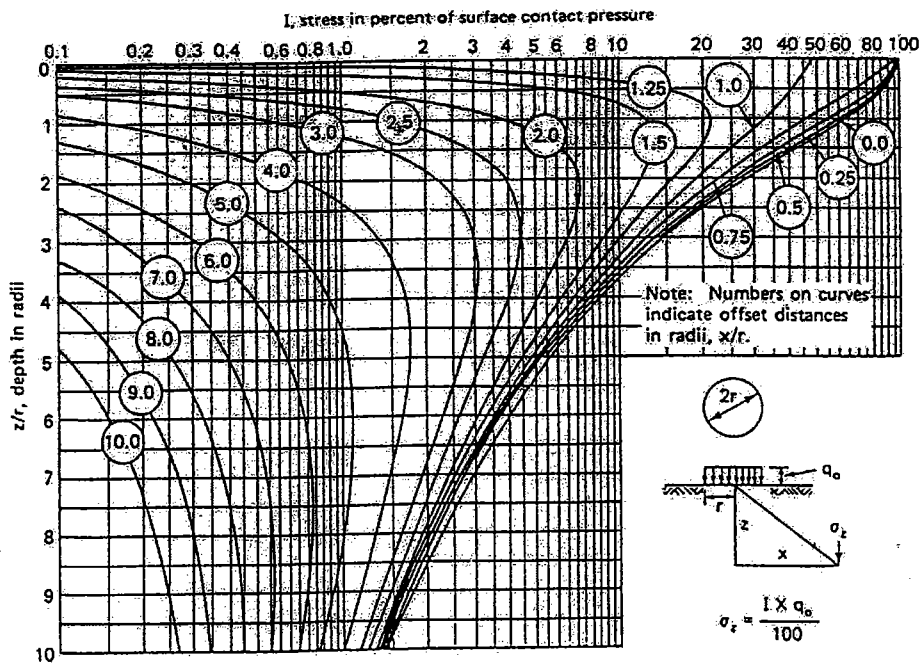
$$(\sigma_z)_A = q_0 \cdot I \cdot M$$

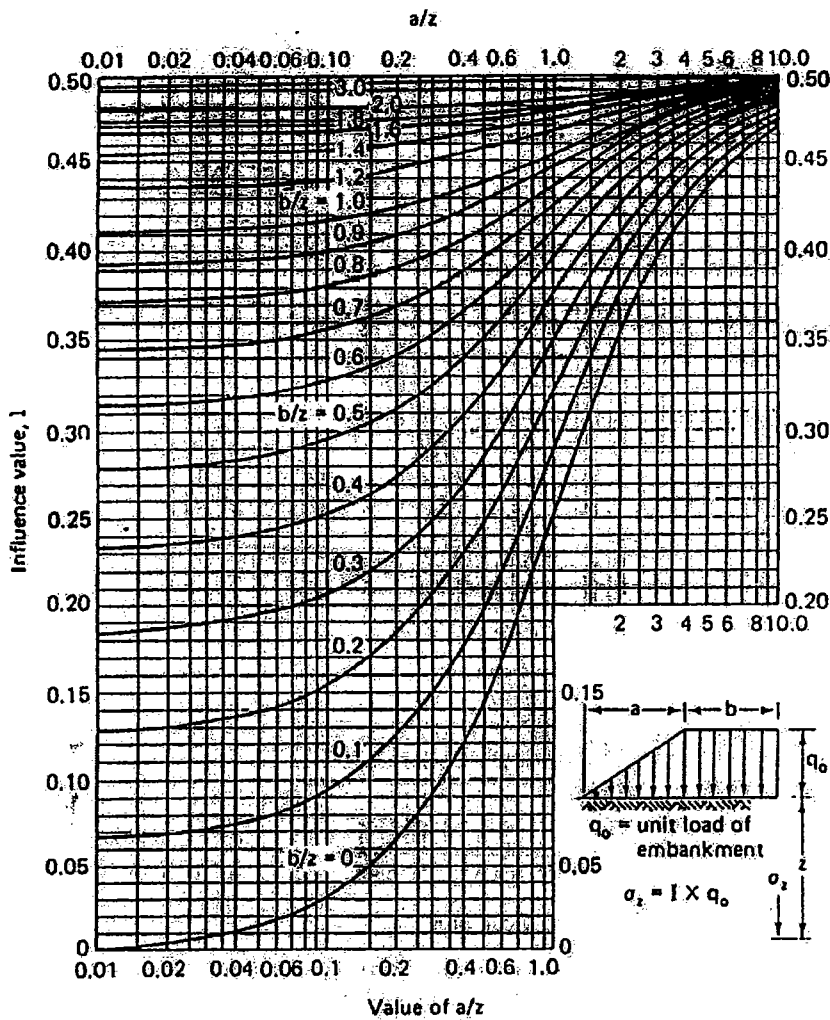


I در زیر هر نمودار نوشته شده است. q_0 نیز شدت بار گسترده وارده می‌باشد.

مسلم است که هر چه Z بیشتر باشد پلان کوچکتر شده و خانه‌های کمتری را احاطه می‌کند.



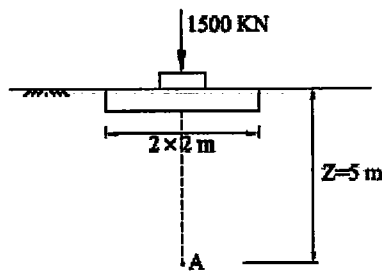




مثال: بار 1500KN توسط یک پی مربعی به ابعاد 2x2m در عمق کمی به خاک منتقل می‌شود. تنش قائم را در عمق 5m در مرکز پی تعیین کنید در حالی که...

۱) فرض شود بار به صورت یکنواخت در سطح پی توزیع شده است.

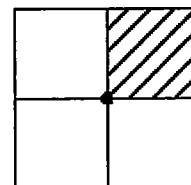
۲) فرض شود که بار به صورت متمرکز در وسط پی وارد می‌شود.



حل:

با توجه به داده‌های مسئله می‌توان نوشت:

$$1) \quad q = \frac{1500}{2 \times 2} = 375 \text{ KN/m}^2$$



$$m = \frac{x}{z} = \frac{1}{5} = 0.2$$

$$n = \frac{y}{z} = \frac{1}{5} = 0.2$$

$$\text{نمودار صفحه ۹۹} \rightarrow I = 0.018$$

$$\rightarrow \sigma_z = 4[375(0.018)] = 27 \text{ KN/m}^2$$

$$2) \quad \sigma_z = \frac{3Q}{2\pi z^2} \left\{ \frac{1}{1+(r/z)^2} \right\}^{5/2}$$

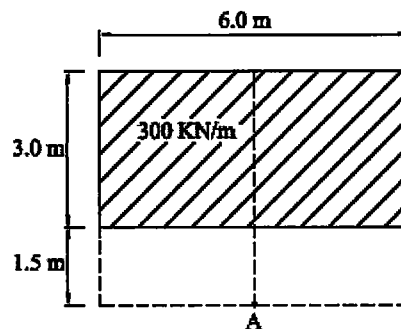
$$I_p = \frac{3}{2\pi} \left\{ \frac{1}{1+(r/z)^2} \right\}^{5/2} = \frac{3}{2\pi} \left(\frac{1}{1+0} \right)^{5/2} = 0.478$$

$$\rightarrow \sigma_z = \frac{Q}{z^2} \cdot I_p = \frac{1500}{(5)^2} (0.478) = 29 \text{ KN/m}^2$$

نتایج بدست آمده در مورد σ_z در دو حالت به هم نزدیک هستند هر چه به سطح خاک نزدیک شویم اختلاف بین این دو روش بیشتر می شود.

ممکن است این سؤال در ذهن به وجود آید که در واقعیت باری که اعمال می شود به کدام حالت نزدیک تر است؟ در جواب به این سؤال می توان گفت نحوه تأثیر بار به صلبیت پی بستگی دارد.

مثال: یک پی به ابعاد $3 \times 6 \text{ m}$ بار یکنواختی معادل 300 KN/m^2 را به زمین منتقل می کند. تنش قائم σ_z در عمق ۳ متری در محل نقطه‌ی A چقدر است.



حل:

برای دو مستطیل بزرگ که A در گوشه آنها قرار دارد می توان نوشت:

$$\left| \begin{array}{l} m = \frac{3.00}{3.00} = 1 \\ n = \frac{4.50}{3.00} = 1.5 \end{array} \right.$$

از روی نمودار صفحه ۹۹ مقدار $I = 0.193$ بدست می آید،

همچنین برای دو مستطیل کوچک که A در گوشه آنها قرار دارد می توان نوشت:

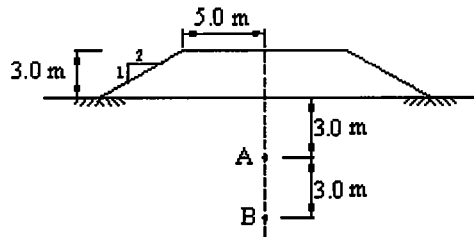
$$\left| \begin{aligned} m &= \frac{1.50}{3.00} = 0.5 \\ n &= \frac{3.0}{3.0} = 1 \end{aligned} \right.$$

$$\rightarrow I = 0.120$$

با در نظر داشتن این پارامترها می‌توان نوشت:

$$\begin{aligned} (\sigma_z)^A &= 2(300 \times 0.193) - 2(300 \times 0.120) \\ &= 44 \text{ KN/m}^2 \\ \rightarrow (\sigma_z) &= 44 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

مثال: در صورتی که چگالی مصالح به کار رفته در خاک ریز زیر 2 ton/m^3 باشد، تنش قائم σ_z را در اعماق ۳ و ۶ متری از سطح زمین تعیین کنید.



حل:

با توجه به نمودار صفحه ۱۰۲، مشاهده می‌شود که اعداد و ارقام داده شده برای نصف خاک ریز است. بنابراین می‌توان محاسبات را برحسب همان اعداد و ارقام انجام داد و جواب نهایی برای σ_z را دو برابر کرد.

$$q_0 = \rho gh = (2.0)(9.81)(3.0) = 59 \text{ Kpa}$$

$$\text{نقطه ی A} \left| \begin{aligned} b &= 5.0 \text{ m} \\ a &= 2(3.0) = 6.0 \text{ m} \end{aligned} \right. \rightarrow \left| \begin{aligned} b/z &= \frac{5}{3} = 1.67 \\ a/z &= \frac{6}{3} = 2.0 \end{aligned} \right.$$

$$\rightarrow I = 0.49$$

$$\rightarrow (\sigma_z)_A = 2(q_0 I) = 2[(59)(0.49)] = 58 \text{ kPa}$$

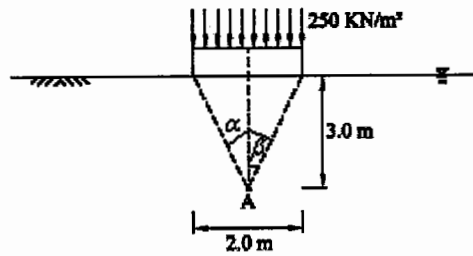
اما برای نقطه ی B نیز می‌توان نوشت:

$$\text{نقطه ی B} \left| \begin{aligned} b &= 5.0 \text{ m} \\ a &= 6.0 \text{ m} \end{aligned} \right. \rightarrow \left| \begin{aligned} b/z &= \frac{5}{6} = 0.83 \\ a/z &= \frac{6}{6} = 1.00 \end{aligned} \right. \rightarrow I = 0.44$$

$$\rightarrow (\sigma_z)_A = 2[(59)(0.44)] = 52 \text{ KN/m}^2$$

مثال: یک پی نواری (یعنی با طول زیاد) به عرض 2 m بار یکنواخت 250 KN/m^2 را بر روی یک لایه ی خاک ماسه ای درشت دانه وارد می‌نماید. سطح آب زیرزمینی در سطح زمین بوده و وزن مخصوص ماسه

اشباع 20 kN/m^3 می باشد. مطلوبست تنش های قائم کل و موثر در نقطه ای به عمق 3 m در محور پی قبل و بعد از اعمال بار پی.



حل:

قبل از اعمال بار پی داشتیم:

$$(\sigma_z)_A = (3.00)(20.0) = 60 \text{ kN/m}^2$$

$$(\sigma'_z)_A = (3.00)(20.0 - 9.8) = 30.6 \text{ kN/m}^2$$

اما بعد از اعمال بار پی داریم...

$$\alpha = 2 \tan^{-1}\left(\frac{1}{3}\right) = 36^\circ, 52' = 0.643 \text{ Rad}$$

$$\sin \alpha = 0.6$$

$$\beta = -\frac{\alpha}{2}$$

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

$$= \frac{250}{\pi} [0.643 + (0.6)(1)] = 99.0 \text{ kN/m}^2$$

$$(\sigma_z)_{total} = 99.0 + 60.0 = 159.0 \text{ kN/m}^2$$

$$\rightarrow (\sigma'_z)_A = 30.6 + 99.0 = 129.6 \text{ kN/m}^2$$

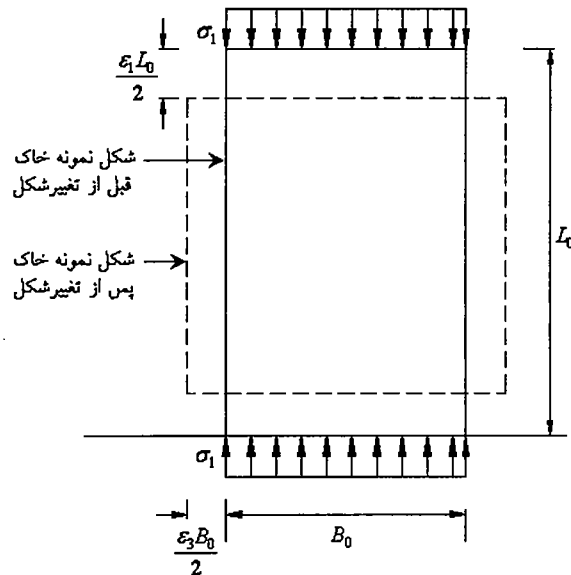
بررسی کرنش های ایجاد شده در اثر تنش اعمال شده به خاک:

تا به اینجا مقدار تنش ها را در اثر اعمال بار بر روی سطح زمین محاسبه کردیم. تنش همیشه با کرنش همراه است.

اکنون به دنبال محاسبه کرنش تحت اثر تنش اعمال شده به خاک هستیم.

آزمایش برای به دست آوردن کرنش در نمونه خاک نیز شبیه آزمایشی است که در مقاومت مصالح برای فولاد انجام

می شود، با این تفاوت که در خاک آزمایش به صورت فشاری انجام می شود.

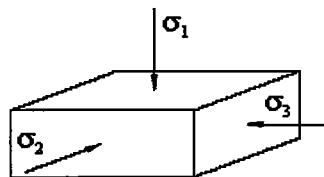


فرض می‌کنیم از بالا و پائین تنش‌های یکنواخت فشاری به اندازه‌ی σ_1 به نمونه‌ی خاک وارد شود. نمونه‌ی خاک تحت اثر این تنش در جهت طولی مقداری کوتاه شده و در جهت عرضی افزایش می‌یابد. اگر فرض کنیم «رفتار خاک الاستیک باشد» در اینصورت خواهیم داشت:

$$\sigma_1 = E \varepsilon_1$$

$$\varepsilon_3 = -\nu \varepsilon_1$$

در طبیعت خاک‌های اطراف در مقابل بزرگ شدن عرضی نمونه‌ی خاک مقاومت کرده، و بر نمونه‌ی خاک تنش وارد می‌کنند. بنابراین اعمال تنش در طبیعت در سه جهت صورت می‌گیرد.



از مکانیک جامدات داریم:

$$\varepsilon_1 = \frac{1}{E} (\sigma_1 - \nu(\sigma_2 + \sigma_3))$$

$$\varepsilon_2 = \frac{1}{E} (\sigma_2 - \nu(\sigma_1 + \sigma_3))$$

$$\varepsilon_3 = \frac{1}{E} (\sigma_3 - \nu(\sigma_1 + \sigma_2))$$

بنابراین با دانستن $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ و همچنین E و ν خاک می‌توان کرنش‌ها را در سه جهت به دست آورد. اگر یک جسم همسان (ایزوتروپ) تحت تأثیر سه تنش اصلی مساوی قرار گیرد در اینصورت تغییرشکل‌های اصلی نیز در سه جهت برابر بوده و مقدار آن از رابطه‌ی زیر به دست می‌آید:

$$\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3 = \sigma_n \rightarrow \varepsilon_1 = \varepsilon_2 = \varepsilon_3 = \varepsilon_n = \frac{(1-2\nu)\sigma_n}{E}$$

به این تنش اصطلاحاً تنش هیدرواستاتیک می‌گویند. اگر وضعیت تنش هیدرواستاتیک به محورهای $\sigma - \tau$ برده شده و دایره موهر مربوط به آن رسم شود، دایره موهر به صورت یک نقطه در می‌آید پس مشاهده می‌شود که در این حالت در هیچ صفحه ای تنش برشی وجود ندارد.

اگر $V_0 = L_0 B_0 D_0$ حجم اولیه مکعب خاک باشد، بعد از اعمال بار حجم آن عبارتست از:

$$\begin{aligned} \rightarrow V &= (1 - \varepsilon_1)L_0(1 - \varepsilon_2)B_0(1 - \varepsilon_3)D_0 \\ &= (1 - \varepsilon_1)(1 - \varepsilon_2)(1 - \varepsilon_3)L_0B_0D_0 \\ &= (1 - \varepsilon_1)(1 - \varepsilon_2)(1 - \varepsilon_3)V_0 \end{aligned}$$

آنچه در خاک برای ما مهم است تغییر حجم نسبت به حجم اولیه است. پس کرنش حجمی (Volumetric Strain) را می‌توان به صورت زیر تعریف کرد:

$$\begin{aligned} \varepsilon_V &= \frac{\Delta V}{V_0} = \frac{V_0 - V}{V_0} = 1 - \frac{V}{V_0} \\ &= 1 - \frac{(1 - \varepsilon_1)(1 - \varepsilon_2)(1 - \varepsilon_3)V_0}{V_0} \\ &= 1 - (1 - \varepsilon_1)(1 - \varepsilon_2)(1 - \varepsilon_3) \\ &= \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 \end{aligned}$$

آخرین رابطه با این فرض نوشته شده که ε ها خیلی کوچک هستند و می‌توان از بی نهایت کوچک‌های مرتبه‌ی دو صرف‌نظر کرد.

در اینصورت خواهیم داشت:

$$\varepsilon_V = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3$$

برای فشارهای هیدرواستاتیکی، کرنش حجمی عبارتست از...

$$\varepsilon_V = \frac{3(1 - 2\nu)}{E} \sigma_n \quad \text{یا} \quad \sigma_n = \frac{E}{3(1 - 2\nu)} \varepsilon_V$$

$$K = \frac{E}{3(1 - 2\nu)}$$

ضریب تناسب در رابطه فوق مدول حجمی یا Bulk Modulus نامیده می‌شود که شاخص سختی خاک است.

به این ترتیب رابطه‌ی بین کرنش حجمی و تنش‌های هیدرواستاتیک برقرار می‌شود.

مشابه همین بحث را می‌توان برای تنش برشی و کرنش برش انجام داد و به رابطه‌ی زیر رسید:

$$\tau = G\gamma$$

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

ضریب تناسب را در این رابطه مدول برشی Shear Modulus می‌نامند.

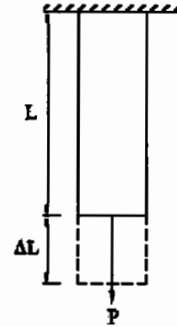
استفاده از مدولهای الاستیک K و G در مهندسی ژئوتکنیک نسبت به مدولهای الاستیک E و ν ارجحیت دارد چون مدول K نشان دهنده سختی خاک (و شاخص میزان تغییر حجم در اثر افزایش تنش‌های همه جانبه) و مدول

G نشان دهنده سختی برشی خاک (وشاخصی جهت تغییر شکل خاک (distortion) در اثر تنش‌های برشی) می‌باشد.

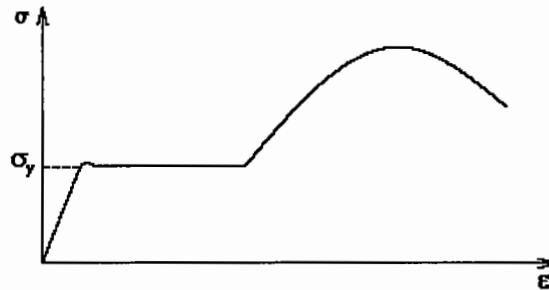
رفتار ماده یا مصالح (Material behaviour) به مقدار تغییر شکل حادث شده ماده در اثر بار مشخص گفته می‌شود. در درس مقاومت مصالح رفتار فولاد را بررسی کردیم. برای یک میله‌ی فولادی به طول L و سطح مقطع A که نیروی P به انتهای آن وارد می‌شود، نمودار تنش-کرنش به صورت زیر می‌باشد. در این آزمایش تنش وارده یک بعدی (در جهت قائم) است و دیگر مؤلفه‌های تنش وجود ندارد.

$$\varepsilon = \frac{\Delta L}{L}$$

$$\sigma = \frac{P}{A}$$



منحنی زیر رفتار فولاد در برابر بار را نشان می‌دهد.



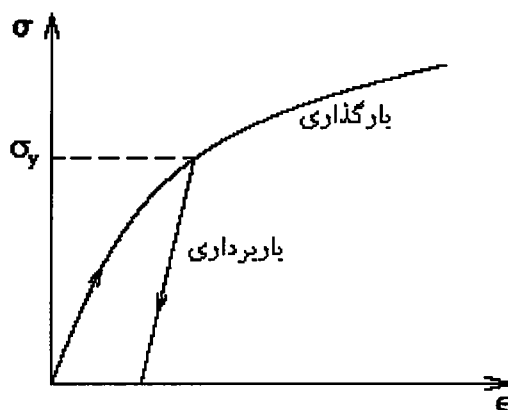
ما در طراحی اسکلت‌های فولادی معمولاً اجازه نمی‌دهیم تا تنش در اعضای سازه از حدود $\frac{2}{3}\sigma_y$ بیشتر شود. در قسمت الاستیک می‌دانیم که می‌توان نوشت: $\sigma = E\varepsilon$. این معادله، یک معادله‌ی رفتاری است که تنش را با یک پارامتر مربوط به جنس مصالح به کرنش مرتبط می‌کند.

نکته ای که در اینجا باید به آن توجه نمود آن است که در خاک‌ها معمولاً تنش یک بعدی نداریم. وقتی باری روی سطح خاک وارد می‌شود موجب ایجاد تنش در عمق خاک شده و چون در هر المان، خاک‌های اطراف نیز به آن المان نیرو وارد می‌کنند، بنابراین حالت تنش در خاک‌ها عموماً سه بعدی است. بنابراین در خاک‌ها برای برقراری رابطه‌ی بین تنش و کرنش نیازمند ۳۶ مؤلفه‌ی مصالح هستیم.

$$\begin{bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \\ \tau_{xy} \\ \tau_{xz} \\ \tau_{yz} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{xz} \\ \gamma_{yz} \end{bmatrix}$$

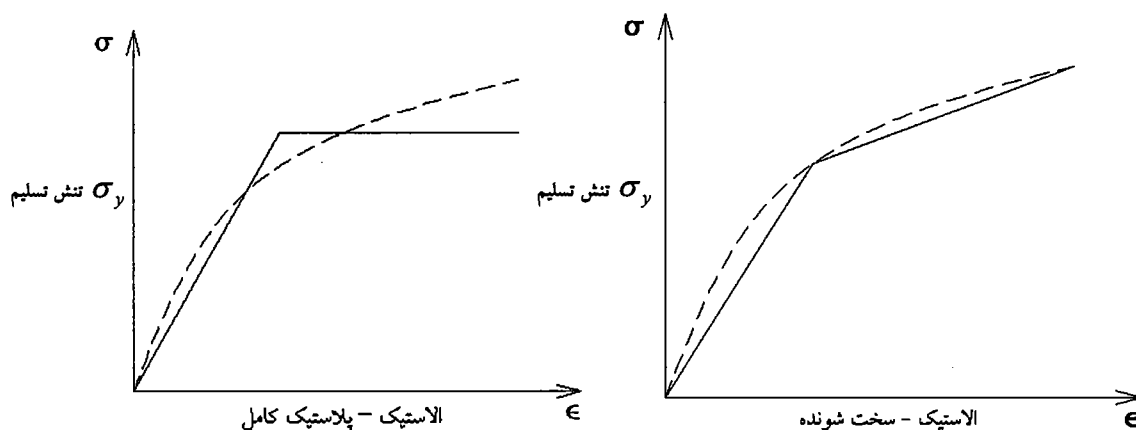
matrix
6 × 6

اگر رفتار خاک مشابه رفتار فولاد به صورت الاستیک بود می‌توان نشان داد ماتریس 6×6 بالا متقارن شده و ۲۱ پارامتر مستقل می‌تواند رابطه‌ی بین تنش و کرنش را برقرار کند. در تئوری الاستیسیته اثبات می‌شود که برای یک ماده الاستیک خطی همگن و همسان با رفتار متقارن نسبت به همهی صفحات، کلیه درایه‌های ماتریس 6×6 فوق را بر اساس روابطی که تنها تابع E و ν یعنی مدول الاستیسیته و ضریب پواسون هستند می‌توان بیان نمود. اگر آزمایشی را که برای تعیین رابطه‌ی بین تنش و کرنش در فولاد انجام دادیم، برای خاک نیز انجام دهیم (البته برای خاک باید حالت فشاری را آزمایش کرد) به یک منحنی به صورت زیر دست پیدا خواهیم کرد:



از منحنی بالا می‌توان نتیجه گرفت رفتار خاک غیرخطی (شیب مماس بر منحنی رفتار ثابت نیست)، غیرالاستیک (مسیر باربرداری با بارگذاری یکسان نیست)، و عموماً غیرایزوتروپ است. به عبارت دیگر پیچیدگی رفتار خاک در مقایسه با فولاد زیاد است.

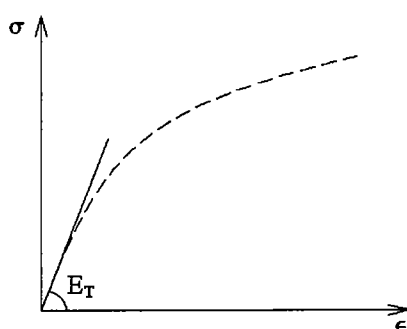
ناگزیریم برای بررسی و تحلیل رفتار خاک از فرضیات ساده‌کننده‌ای استفاده کنیم. به عنوان مثال می‌توان منحنی بالا را با یکی از منحنی‌های زیر تقریب زد:



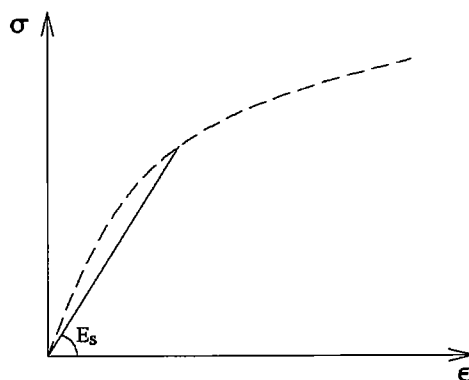
نقطه‌ای که دقتاً سختی عوض می‌شود تنش تسلیم نامیده می‌شود. در منحنی دوم تسلیم زودتر رخ می‌دهد اما بعد از تسلیم هم با سختی کمتر می‌توان بار را اضافه کرد. این حالت، رفتار "الاستیک - پلاستیک با سخت شونده" مصالح گفته می‌شود. همچنین می‌توان منحنی را با سه خط تقریب زد که در اینصورت نقطه‌ی تسلیم اولیه و ثانویه خواهیم داشت. فرض بهتر این است که معادله‌ی منحنی رفتاری را به دست آوریم.

بنابراین مشاهده می‌شود برای برقراری روابط تنش - کرنش باید رفتار پیچیده خاک را ساده‌سازی کنیم. در این درس که نخستین آشنایی ما با مهندسی خاک می‌باشد، رفتار خاک را خطی و الاستیک فرض می‌کنیم. برای هر ماده با رفتار الاستیک باید دو پارامتر مدول الاستیسیته E و ضریب پواسون ν (یا مدول حجمی K و مدول برشی G) تعریف شود. حال سوال اینجاست که با توجه به منحنی بودن رابطه $\sigma - \epsilon$ ، چگونه می‌توان E خاک را بدست آورد. دو فرض کلی برای تعیین E وجود دارد:

- مماس بر شیب اولیه را به عنوان E خاک در نظر می‌گیریم که با E_T نشان می‌دهیم. اگر مقدار تنش در خاک خیلی زیاد نشود این تقریب تا حدی قابل قبول است. اشکال استفاده از E_T در تعیین کرنش در خاک این است به ازای یک σ مشخص کرنش بدست آمده بر اساس E_T کمتر از کرنش واقعی ایجاد شده در خاک خواهد بود.



- وقتی مقدار تنش در خاک زیاد است می‌توان از E وتر (سکانت) به عنوان E خاک استفاده کرد که آن را با E_S نشان می‌دهیم. در این حالت مقدار کرنش به ازای یک σ مشخص بیشتر از کرنش اصلی خاک در نظر گرفته می‌شود.

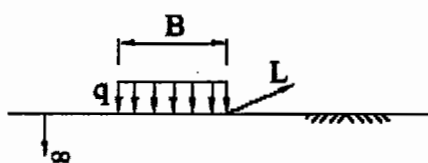


بنابراین با تقریب می‌توان خاک را الاستیک با ضرایب سختی E_T یا E_S در نظر گرفت (این که کدام سختی بهتر است بستگی به شرایط مسئله دارد).

با توجه به مفاهیم گفته شده و قضایای تئوری الاستیسیته تغییرمکان قائم در اثر بار یکنواخت q با فرض آن که خاک به صورت یک نیم فضای نامحدود همگن و همسان با رفتار الاستیک خطی باشد از رابطه‌ی زیر قابل محاسبه است:

Timoshenko and Goodier(1965)

$$S_i = \frac{q_0 B}{E_s} (1 - \nu_s^2) I_s$$



S_i : نشست سطح خاک

q_0 : شدت بار وارده

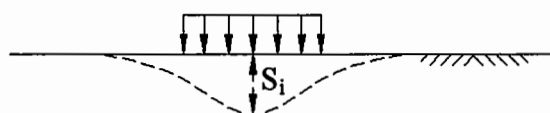
B : عرض نواری که بار وارد می شود.

I_s : ضریب تأثیر که به شکل پی بستگی دارد.

E_s و ν_s : مدول الاستیک و ضریب پواسون خاک

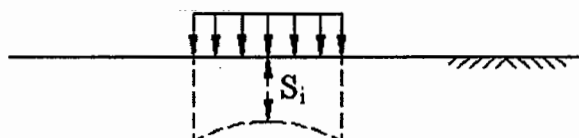
شکل	I_s		
	مرکز	گوشه	میانگین
مربع $L=B$	1.12	0.56	0.95
مستطیل $\frac{L}{B} = 2$	1.52	0.76	1.30
مستطیل $\frac{L}{B} = 5$	2.10	1.05	1.83
دایره	1.00	0.64	0.85

پی ها یا روی خاک های رسی قرار می گیرند و یا روی خاک های ماسه ای. در غالب خاک های رسی اشباع همگن، مدول الاستیسیته با افزایش عمق تغییر نمی کند و به همین دلیل نحوه ی تغییر شکل خاک زیر پی به صورت نشان داده شده در زیر است.



نشست خاک زیر پی در خاک های رسی

اما در خاک های ماسه ای مقدار ضریب الاستیسیته غالباً در عمق افزایش پیدا می کند، علت آن هم افزایش تنش های محصورکننده در اطراف نمونه ی خاک است. در نتیجه E در خاک های ماسه ای متغیر است و حداکثر تغییرات E روی محور وسط بار روی می دهد. به همین دلیل تغییر شکل خاک در زیر پی بصورت زیر می باشد.



نشست خاک زیر پی در خاک های ماسه ای

نشستی که از رابطه **Timoshenko & Goodier** محاسبه می شود با این فرض به دست آمده بود که خاک یک نیم فضای نامحدود با رفتار الاستیک خطی باشد، اما در واقع چنین نیست و بعد از مدتی به سنگ بستر یا **Bedrock** می رسیم و فضا محدود می شود به همین دلیل باید مقدار نشست را تصحیح کرد.

رابطه دیگری که برای محاسبه s_i بکار می‌رود عبارت است از:

$$S_i = \mu_0 \mu_1 \frac{qB}{E}$$

این رابطه جهت محاسبه نشست آنی خاکهای رسی اشباع ارائه شده است.

S_i : نشست متوسط در زیر پی انعطاف پذیر

μ_0 : ضریب عمق قرارگیری پی

μ_1 : ضریب محدود بودن ضخامت لایه‌ی خاک و شکل پی

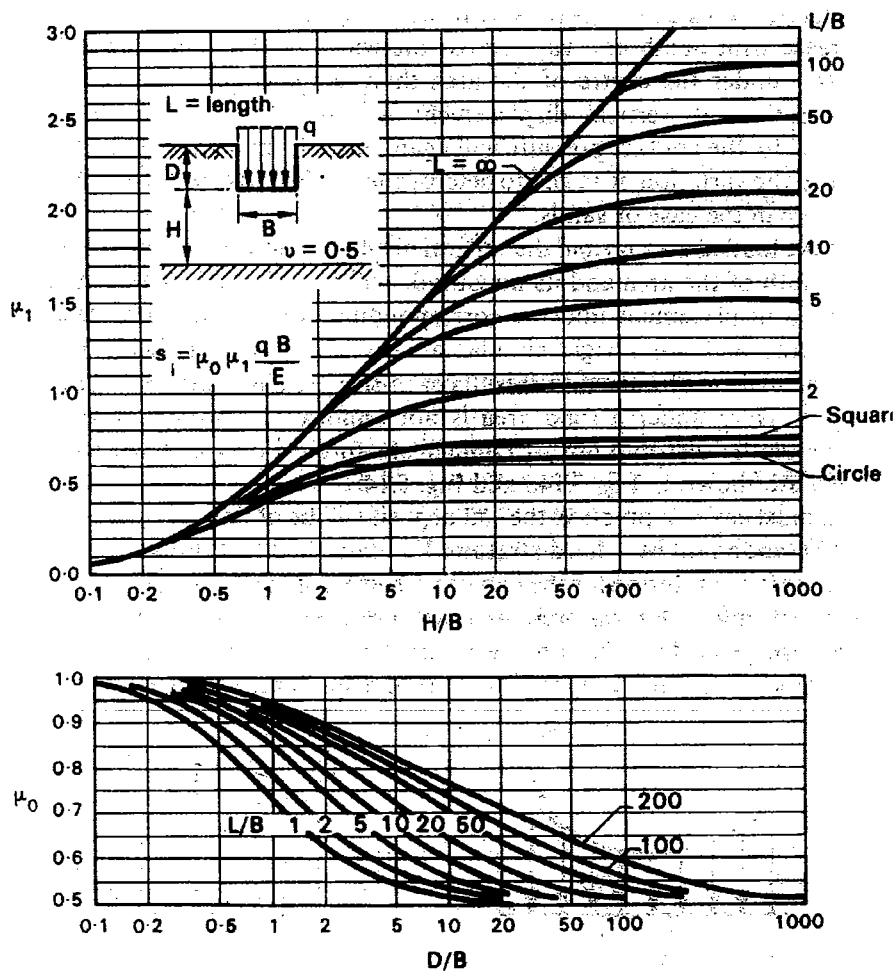
q : تنش یکنواخت وارد بر سطح خاک

B : عرض بار یا پی

E : مدول الاستیسیته خاک.

مقدار μ_0, μ_1 را می‌توان از نمودارهای زیر به دست آورد. این رابطه پیشنهاد Burland & Giroud می‌باشد.

اگر خاک چند لایه باشد می‌توان از این رابطه برای هر لایه با E مربوط به آن لایه استفاده کرد و در نهایت نشست لایه‌ها را با هم جمع نمود.



مراجع برای مطالعه بیشتر:

- Holtz, R.D, and Kovacs, W.D. (1981), "An Introduction to Geotechnical Engineering", Prentice Hall
- Lee, I.K., White, W., Ingles, O.G, (1983), "Geotechnical Engineering", Pitman
- Atkinson, J. (1993), "The Mechanics of Soils and Foundations", McGraw Hill
- Craig, R.F. (1993), "Soil Mechanics", Fifth Edition, Chapman & Hall

فصل پنجم



تثکیم (Consolidation)

در فصل گذشته دیدیم که در اثر بارگذاری روی سطح زمین، در اعماق مختلف خاک تنش ایجاد می‌شود و در نتیجه این تنش با توجه به سختی خاک در آن کرنش و تغییر شکل ایجاد می‌شود. به تغییر شکل سطح زمین در اثر اعمال بار نشست می‌گویند.

نشست به دو صورت اتفاق می‌افتد:

- نشست سریع

- نشست درازمدت.

برای خاک‌های خشک یا مرطوب نشست معمولاً سریع یا آنی (کوتاه مدت) اتفاق می‌افتد، اما برای خاک‌های اشباع نشست مستلزم خروج آب منفذی است لذا دو حالت ممکن است رخ دهد:

اگر خاک اشباع درشت دانه باشد، (ضریب نفوذپذیری بالایی داشته باشد) در اثر بار، آب داخل خلل و فرج خاک به سهولت از خاک اشباع خارج می‌شود و نشست سریع یا آنی روی می‌دهد. اما اگر خاک اشباع، خاک ریزدانه باشد، ضریب نفوذپذیری خاک پایین بوده، آب اطراف دانه‌های رس به علت بارهای الکتریکی به سطح دانه‌ی رس چسبیده و راحت خارج نمی‌شود به همین دلیل تغییر شکل این خاک‌ها در درازمدت و به صورت بطئی صورت می‌گیرد.

مکانیسم‌های تغییر شکل خاک تحت اثر بار:

(۱) تغییر شکل دانه‌های خاک تحت اثر بار.

(۲) متراکم شدن آب منفذی در خاک‌های اشباع

(۳) غلتش و لغزش بین دانه‌های خاک و خروج هوا از خلل و فرج خاک.

(۴) خروج تدریجی آب از خاک اشباع و کاهش حجم و ایجاد ساختار جدید در خاک.

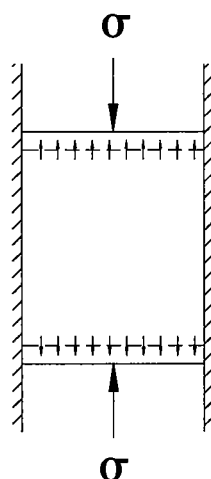
بین این مکانیسم‌ها...

مکانیسم اول ناچیز است.

مکانیسم دوم نیز به علت تراکم پذیری اندک آب، خیلی کم است. عمده تراکم و تغییر شکل خاک، برای خاک‌های خشک و مرطوب، به مکانیسم سوم و برای خاک‌های اشباع، به مکانیسم چهارم برمیگردد.

مکانیسم چهارم، تحکیم (Consolidation) نامیده می‌شود. در این پدیده آب منفذی بر اثر بار وارده تحت فشار قرار می‌گیرد و در اثر این فشار به خارج از ساختار خاک رانده می‌شود. با خارج شدن آب منفذی تحت اثر فشار از داخل خاک، دانه‌های خاک بهم نزدیک‌تر شده و ساختار پایدارتری را پیدا می‌کنند. کاهش حجمی که در خاک اشباع در اثر این پدیده رخ می‌دهد نشست تحکیمی نامیده می‌شود. در تحکیم هم تنش، هم کرنش و هم زمان دخالت دارد.

نمونه‌ی خاکی به صورت مقابل در نظر بگیرید. اگر تنش σ به آن وارد شود، مقداری آب از آن خارج شده و نمونه‌ی خاک به صورت نشان داده شده تغییر شکل می‌دهد.

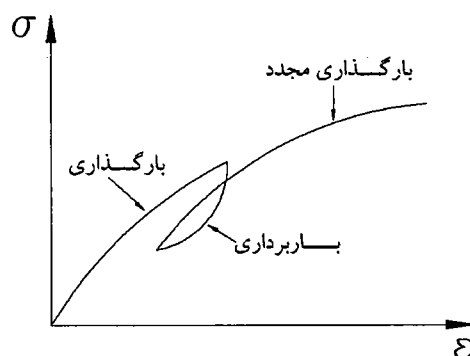


اگر مانند شکل فوق نمونه خاک از اطراف محدود باشد تغییر شکل در راستای قائم اتفاق می‌افتد و خواهیم داشت:

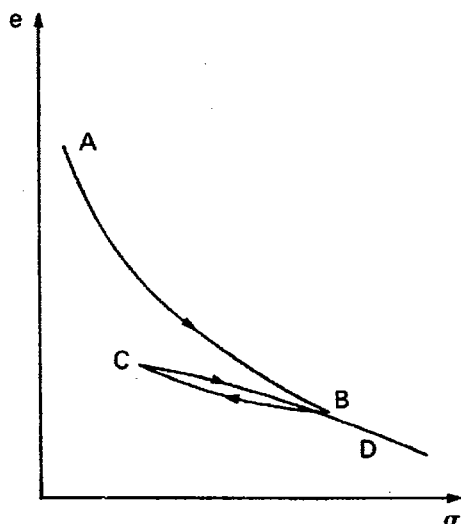
$$\frac{\Delta V}{V} = \frac{\Delta h}{h}$$

یعنی تغییر حجم نسبی (کرنش حجمی) با تغییر ارتفاع نسبی برابر است.

با تغییر مقدار σ و اندازه‌گیری کرنش ایجاد شده می‌توان دیاگرام تنش - کرنش به صورت زیر به دست آورد:



در مکانیک خاک کلاسیک معمول است که این منحنی را 90° میچرخانند و به جای کرنش از درجه‌ی تخلخل (e) که شاخصی از تغییر حجم است، استفاده می‌کنند. در این صورت منحنی به شکل زیر در خواهد آمد:

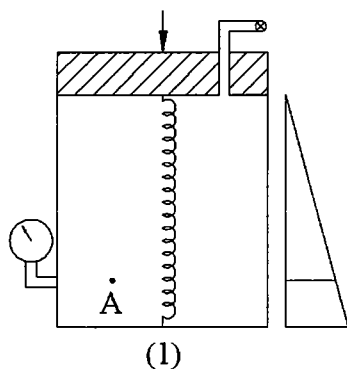


مفهوم هر دو منحنی یکسان است. از هر دو منحنی می‌توان فهمید که نمودار تنش-کرنش در خاک غیر خطی است. اگر خاک درشت دانه باشد کل این روند خیلی سریع رخ می‌دهد ولی در خاک‌های ریزدانه این روند کند و بطئی صورت می‌گیرد.

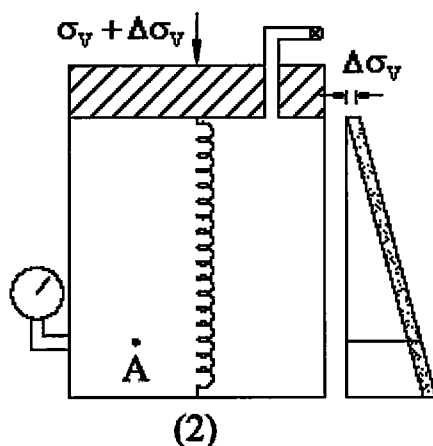
در طبیعت نیز پدیده‌ی تحکیم در خاک‌های درشت‌دانه خیلی سریع (چند ثانیه یا حداکثر چند دقیقه) روی می‌دهد اما در خاک‌های ریزدانه‌ی رسی زمان بیشتری (چند ساعت، چند روز، چند سال) نیاز است. به عبارت دیگر نشست تحکیمی خاک‌های ریزدانه در زمان طولانی‌تری اتفاق می‌افتد. بحث اصلی تحکیم در مورد خاک‌های ریزدانه است. هر چند این پدیده در خاک‌های درشت‌دانه هم اتفاق می‌افتد، اما مشکلات، معمولاً در اثر نشست درازمدت و در خاک‌های ریزدانه‌ی رسی روی می‌دهد.

آزمایش فنر و سیلندر: (Spring Analogy)

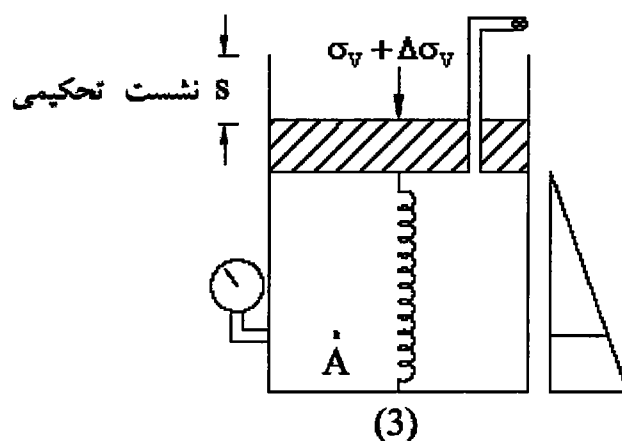
تحکیم خاک‌های ریزدانه را با آزمایش فنر و سیلندر مدل می‌کنند. سیلندر فلزی پر از آبی را با درپوشی که راه نفوذ ندارد و فنری که در زیر آن قرار دارد در نظر بگیرید. فرض کنید در نقطه‌ی A مانند A پیژومتری وصل کرده ایم تا فشار آب منفذی را مشخص کند. برای درپوش هم شیاری در نظر گرفته شده که به یک شیر کنترل متصل است. همچنین فرض کنید وزن درپوش تنشی به اندازه‌ی σ_v وارد می‌کند. ابتدا در حالتی که شیر کنترل باز است آنقدر صبر می‌کنیم تا آب و فنر تحت اثر این تنش به تعادل برسد. در این حالت که دیگر آبی از شیر کنترل خارج نمی‌شود همه‌ی σ_v را فنر تحمل می‌کند و آب اصلاً در فشار نیست. در این صورت فشار آب در نقطه‌ی A برابر فشار ستون آب بالای آن است که از قانون هیدرواستاتیک تبعیت می‌کند. در این آزمایش فنر جانشین ساختار خاک و آب داخل سیلندر جانشین آبی است که در خلل و فرج ساختار خاک وجود دارد.



حال اگر به اندازه‌ی $\Delta\sigma_v$ تنش اضافی به درپوش وارد کنیم و اجازه‌ی خروج آب را نیز به مجموعه ندهیم (شیر کنترل بسته باشد) درپوش در اثر بار اضافی پائین تر نمی‌رود (چون آب متراکم نمی‌شود) در اینصورت هم‌ی $\Delta\sigma_v$ را آب تحمل می‌کند و فشاری اضافی به فنر وارد نمی‌شود. به همین دلیل در این حالت پیزومتر در نقطه‌ی A فشار آب $u_0 + \Delta\sigma_v$ را نشان می‌دهد.



در حالت سوم فرض کنید شیر کنترل را به آرامی باز کنیم. چون آب تحت فشار است از هر سوراخی که راه پیدا کند خارج می‌شود با خروج آب، درپوش پایین‌تر رفته و فشار آب تدریجاً کاهش می‌یابد. و فشاری که از آب کم می‌شود به فنر اضافه می‌شود تا اینکه سیستم دوباره به تعادل می‌رسد. هر چه شیر کنترل بیشتر باز شود، آب سریعتر بیرون آمده و درپوش زودتر پائین می‌رود. میزان باز کردن شیر در این آزمایش، معادل ضریب نفوذپذیری در خاک است. فاصله‌ای که درپوش پائین می‌آید در واقع همان نشست تحکیمی در خاک است.



در اینجا دو نکته وجود دارد:

- در تعادل ثانویه فشار آب دویاره به صورت فشار هیدرواستاتیک قابل محاسبه است.
 - در انتهای تحکیم هم خاک هنوز اشباع است اما ساختار اسکلت آن (فتر) عوض شده است.
- حال اگر $\Delta\sigma_v$ را به $2\Delta\sigma_v$ تغییر دهیم دویاره این مراحل تکرار می شود. در ابتدا بار را تماماً آب تحمل می کند و با خروج تدریجی آب این بار به فتر منتقل می شود.
- در طبیعت به علت بزرگ بودن ابعاد لایه های خاک در پلان، می توان گفت قطرات آب جهت خروج از خاک در راستای قائم حرکت می کنند. به عبارتی دیگر در طبیعت تحکیم یک بعدی و در جهت قائم است. جهت تحکیم در واقع همان جهت حرکت آب است.

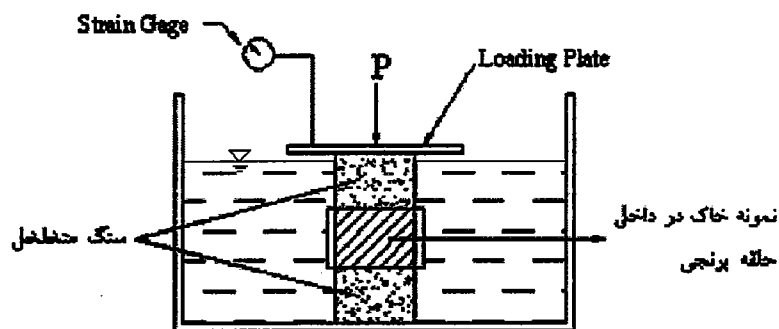
آزمایش تحکیم « oedometer »:

برای شبیه سازی تحکیم در آزمایشگاه، از این آزمایش استفاده می کنیم. حلقه ی برنجی را در نظر بگیرید (ارتفاع حدود lin و قطر حدود $5in$) این حلقه را به آرامی وارد نمونه دست نخورده از خاکی که از محل آورده شده است می کنیم. سپس بالا و پائین آن را با سیم می بریم تا خاک رس کاملاً در حلقه قرار بگیرد.



حلقه را در ظرفی پر از آب بر روی یک سنگ متخلخل قرار می دهیم و سپس روی آن را نیز سنگ متخلخل دیگری قرار می دهیم قطر این سنگ های متخلخل کمی از قطر داخلی حلقه ی برنجی کوچکتر است. (برای اینکه نیرو را به خاک داخل حلقه منتقل کنند)

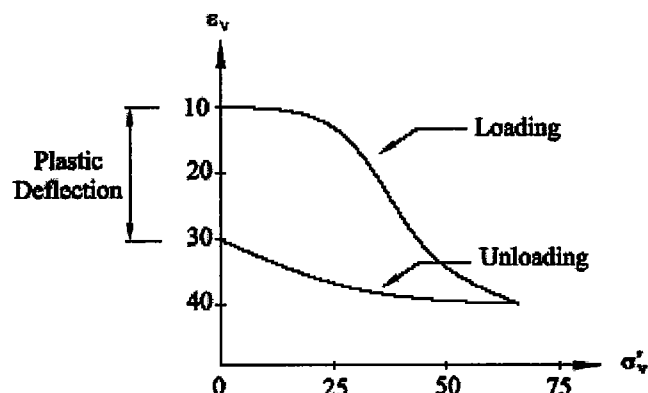
سپس روی سنگ فوقانی یک صفحه ی فلزی قرار داده و روی آن بطور مستقیم ویا با استفاده از وزنه و اهرم بار اعمال می کنند.



برای اندازه‌گیری میزان کاهش ارتفاع نمونه خاک تحت اثر بار از Strain gage استفاده می‌شود. علت استفاده از سنگ متخلخل نیز، امکان حرکت و خروج آب در جهت قائم از داخل خاک است. با افزایش مرحله‌ای بار P مقدار تغییر حجم خاک اندازه‌گیری می‌شود. معمولاً در انتهای آزمایش، بار P نهایی، کاهش یافته و تغییر حجم خاک در اثر باربرداری نیز اندازه‌گیری می‌شود.

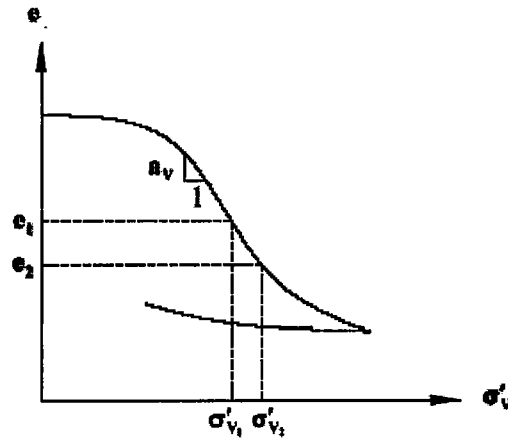
نتیجه‌ای که از این آزمایش گرفته می‌شود به چند صورت قابل نشان دادن است:

۱. اگر نمودار کرنش را برحسب تنش وارده رسم کنیم به شکلی شبیه شکل زیر خواهیم رسید:



در ابتدای بارگذاری با افزایش تنش، کرنش به میزان اندکی افزوده می‌شود اما بعد از حدی از بار، شیب تغییرات کرنش زیاد می‌شود. چون منحنی بارگذاری و باربرداری برهم منطبق نیست پس می‌توان نتیجه گرفت رفتار خاک غیرالاستیک است. یعنی اگر مقدار تنش را دوباره به صفر برسانیم در خاک تغییرشکل پلاستیک (دائمی) باقی خواهد ماند. شیب منحنی بارگذاری را با m_v نشان می‌دهند و به آن ضریب تغییرحجم خاک می‌گویند. مقدار m_v به تنش بستگی دارد.

۲. اگر نمودار را به جای ϵ_v برحسب درجه‌ی تخلخل رسم کنیم الگوی منحنی تغییر نمی‌کند و تنها شیب آن عوض می‌شود. شیب منحنی در این حالت را با a_v نشان می‌دهند.



$$a_v = \frac{-de}{d\sigma'_v} \approx \frac{-\Delta e}{\Delta\sigma'_v} = \frac{e_1 - e_2}{\sigma'_{v2} - \sigma'_{v1}}$$

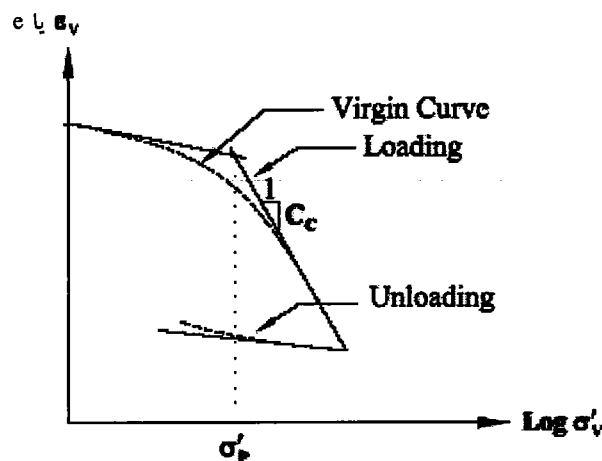
چون e با ε_v رابطه دارد می توان نوشت:

$$m_v = \frac{d\varepsilon_v}{d\sigma'_v} \cong \frac{\Delta\varepsilon_v}{\Delta\sigma'_v} = \frac{\Delta e / (1 + e_0)}{\Delta\sigma'_v} = \frac{a_v}{1 + e_0}$$

$$\rightarrow m_v = \frac{a_v}{1 + e_0}$$

e_0 درجه تخلخل اولیه خاک (قبل از اعمال بار) می باشد. به این ترتیب دو ضریب به هم ارتباط پیدا می کنند. تنها مشکل این است که در این منحنیها m_v و a_v مقادیری ثابت نیستند.

برای اینکه این منحنیها شکل خطی تری به خود بگیرد، آن را در مقیاس نیمه لگاریتمی رسم می کنند. وقتی که این منحنیها در مقیاس نیمه لگاریتمی رسم میشوند با تقریب بهتری می توان آن ها را به صورت ۳ خط با شیب ثابت در نظر گرفت. قسمت اول منحنی تحکیم در دستگاه محورهای مختصات $e - \log \sigma'_v$ دارای شیب کمی است ولی پس از تنش ماند σ'_p که تقریباً متناظر با محل برخورد دو مماس است شیب منحنی یکباره افزایش یافته و به C_c میرسد. در حالت کاهش بار (باربرداری) شیب مجدداً کاهش پیدا می کند که آن را با C_r نشان می دهند. در بارگذاری مجدد (Reloading) بازگشت روی مسیر Unloading صورت می گیرد.

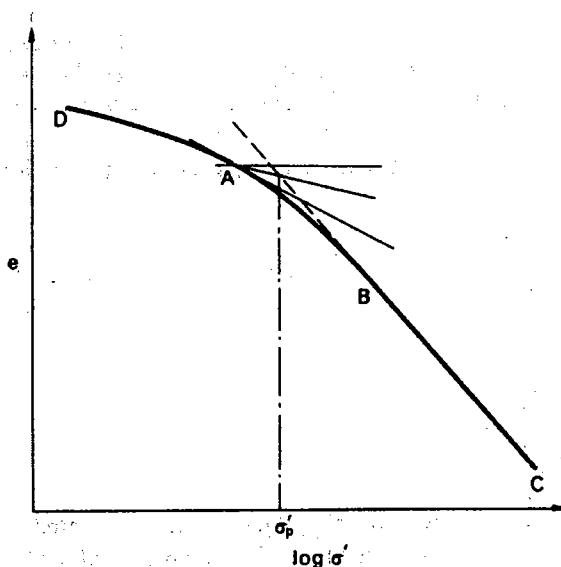


مقدار σ'_p برای ما مهم است. اگر تنش که تحت اثر وزن سازه به زمین وارد می شود کمتر از σ'_p باشد تغییرشکل خاک کم است. اما اگر از σ'_p بیشتر باشد تغییرشکل زیادی اتفاق خواهد افتاد که ممکن است ما را دچار مشکل کند. به σ'_p فشار پیش تحکیمی خاک (Pre consolidation Pressure) گفته می شود. نکته جالبی که از این منحنی ها می توان به دست آورد این است که شیب قسمت اول (زمانی که تنش بارگذاری کمتر از σ'_p است) تقریباً با شیب قسمت باربرداری یکسان است.

روش Casagrande برای تعیین σ'_p روی منحنی:

برای پیدا کردن σ'_p از روی منحنی باید مراحل زیر را دنبال کرد:

- ۱- با چشم نقطه ای را روی منحنی تعیین می کنیم که حداقل شعاع (بیشترین انحنا) را داشته باشد. این نقطه را A مینامیم.
 - ۲- از نقطه A یک خط به موازات محور افقی و یک خط مماس بر منحنی رسم می کنیم.
 - ۳- نیمساز زاویه ی تشکیل شده در نقطه A را رسم می کنیم.
 - ۴- محل تلاقی نیمساز و امتداد BC از منحنی تحکیم را به عنوان σ'_p در نظر میگیریم.
- در عمل، محل برخورد دو مماس بر شاخه های BC و AD از منحنی تفاوت زیادی با σ'_p بدست آمده از روش ترسیمی Casagrande ندارد.



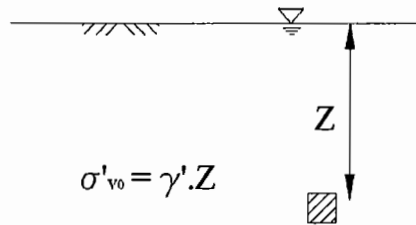
در حقیقت σ'_p نقطه ای است که به عنوان نقطه ی شکست منحنی در نظر گرفته می شود. یعنی در این نقطه با افزایش تنش، تغییرات نشست یکباره افزایش می یابد.

لازم به ذکر است فشار پیش تحکیمی، حداکثر فشار قائمی است که خاک در طول عمر خود از نظر زمین شناسی تحمل کرده است. وقتی نمونه ی خاک تحت تنش بیشتر از آنچه تا به حال به آن وارد شده، قرار می گیرد، اسکلت خاک قادر به تحمل این تنش نبوده و ساختار خاک فرو می ریزد. بعبارت دیگر σ'_p همان تنش تسلیم (σ_y) در خاک برای بارگذاری اولیه می باشد.

خاک‌های عادی تحکیم یافته و خاک‌های پیش تحکیم یافته:

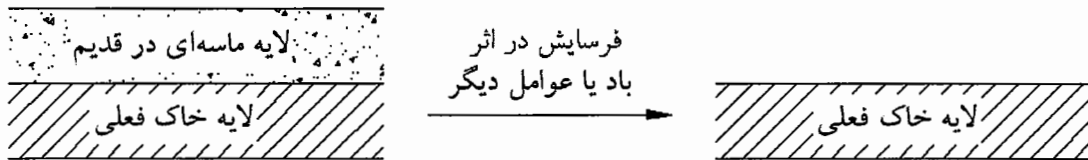
خاک با تحکیم عادی یا خاک عادی تحکیم یافته (Normally Consolidated Soils) خاکی است که σ'_p به دست آمده از آزمایش تحکیم برابر با فشار رو بار موثر قائم وارد بر نمونه‌ی خاک در طبیعت، در همان عمق باشد که نمونه از آنجا اخذ شده است.

تنش مؤثر قائم در محل نمونه $\sigma'_p = \sigma'_{v0}$ فشار پیش تحکیمی این خاک‌ها را با نماد NC نشان می‌دهند.



حداکثر تنشی که خاک NC در طول عمر خود تجربه کرده است وزن خاک بالای سر آن بوده است. اگر فشار پیش تحکیمی که از آزمایش به دست می‌آید بیشتر از فشار رویار مؤثر قائم در آن نقطه باشد، این خاک را خاک پیش تحکیم یافته (over consolidated soil) مینامند.

(تنش مؤثر قائم در محل $\sigma'_p > \sigma'_{v0}$ فشار پیش تحکیمی) این نوع خاک‌ها را با نماد OC نشان می‌دهند.



خاک OC خاکی است که قبلاً تحت فشاری بیشتر از وضعیت فعلی قرار داشته باشد. این حالت در اثر فرسایش و جابجایی لایه‌ای از خاک یا توده یخچالی از روی لایه خاک فعلی به وجود می‌آید (شکل بالا).

شاخص پیش تحکیمی (Over Consolidation Ratio):

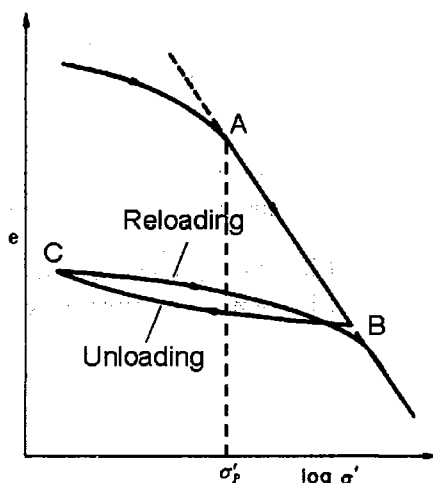
شاخص پیش تحکیمی را به صورت زیر تعریف می‌کنند:

$$OCR = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}}$$

اگر $OCR=1$ باشد خاک عادی تحکیم یافته و اگر $OCR>1$ باشد خاک پیش تحکیم یافته است. برای خاک‌های پیش تحکیم یافته، شاخص پیش تحکیمی عددی بین 1.2-2.5 است. ولی در طبیعت ممکن است خاک‌های با $OCR=2$ هم وجود داشته باشد.

از لحاظ مهندسی، خاک‌های پیش تحکیم یافته (OC) برای ما بهتر هستند چون مقاومت بیشتر و تغییر شکل پذیری کمتری در مقابل بارهای وارده دارند. در طبیعت فراوانی خاک‌های OC از خاک‌های NC بیشتر است. (60-70% خاک‌ها OC هستند)

خاک‌های خیلی نرمی که زمان زیادی از رسوب گذاری آن‌ها نمیگذرد ممکن است **under consolidated** باشند (OCR < 1.00).



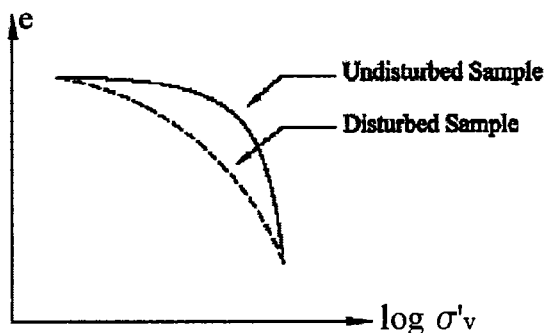
خاک همواره بیشترین تنش وارد شده را به خاطر می‌سپارد و آن تنش همان σ'_p در منحنی تحکیم خاک است. تا زمانی که تنش وارد بر خاک به σ'_p نرسیده تغییر حجم خاک در مقابل بار وارده کم است ولی زمانی که تنش از σ'_p تجاوز می‌کند یکباره تغییر حجم خاک در مقابل بار زیاد می‌شود. همانطور که ذکر شد شیب متوسط **unloading** و **reloading** نزدیک به شیب اولیه‌ی بارگذاری است.

باید توجه داشت در شکل فوق وقتی روی مسیر **unloading** حرکت می‌کنیم خاک ما **OC** خواهد بود، چون تنشی که در حین باربرداری به آن وارد می‌شود از تنش قبلی آن (تنش نظیر نقطه **B**) کمتر است. در این حالت تنش متناظر نقطه‌ی **B** تنش پیش تحکیمی ما خواهد بود. یعنی اگر بعد از باربرداری تا **C**، بارگذاری مجدد انجام دهیم تا نقطه‌ی **B** خاک با شیب ملایم آمده و سپس روی همان منحنی قبلی حرکت می‌کند.

با توجه به اینکه هر چه σ'_p بیشتر شود از لحاظ مهندسی بهتر است، (خاک تحت تنش بیشتری می‌تواند با شیب کمتر حرکت کند و لذا کمتر تغییر شکل دهد) لذا یکی از روش‌های اصلاح خاک «پیش بارگذاری» (**Pre-loading**) است.

علت‌های اصلی پیش تحکیم یافتگی خاک در طبیعت عبارتند از:

- تغییر در فشار آب منفذی (بالا یا پائین رفتن سطح سفره آب زیرزمینی)
- باربرداری که در دوره‌های مختلف زمین شناسی رخ می‌دهد. (مانند یخبندان و سپس ذوب یخ‌ها در نواحی قطبی، حرکت ماسه‌ها و جابه‌جایی آن‌ها توسط باد در صحرا. ...)
- آزمایش تحکیم باید روی نمونه خاک دست نخورده (**undisturbed sample**) انجام شود. دست خوردگی نمونه‌ی خاک، روی خمیدگی منحنی تحکیم اثر گذاشته و آن را کاهش می‌دهد.

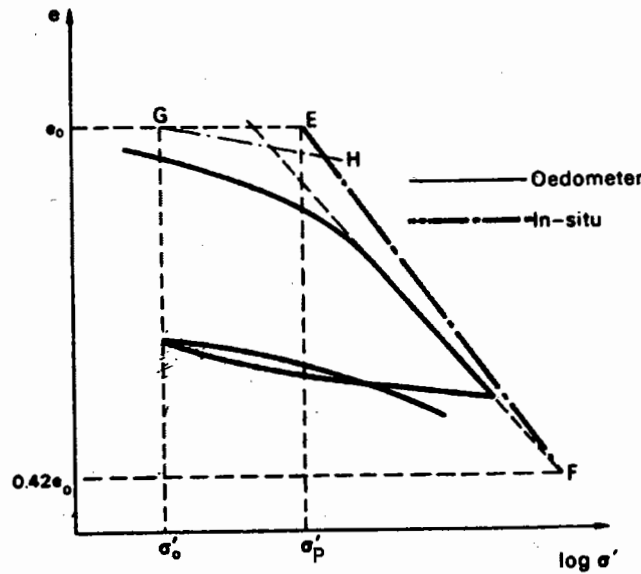


اصلاح شیب منحنی تحکیم (ضریب C_C اصلاح شده):

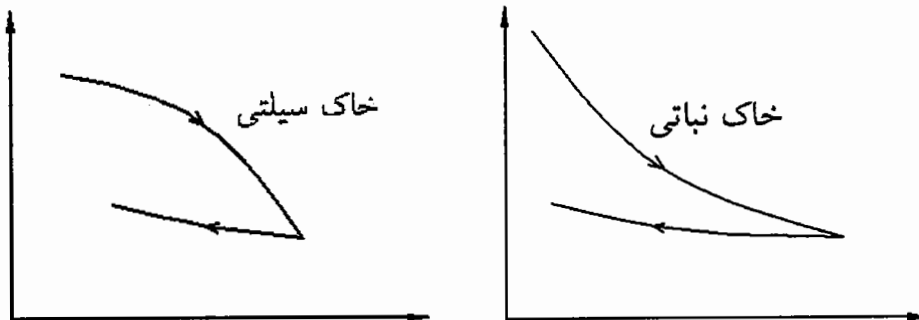
این روش را Schmertman در سال 1953 ارائه کرد.

ما زمانی که نمونه‌ی خاک را از محل پروژه به آزمایشگاه منتقل می‌کنیم، این نمونه اندکی دست خورده می‌شود و همانطور که در بالا گفته شد بعلت دست‌خوردگی شیب (C_C) کاهش می‌یابد. در این حالت برای تخمین شیب C_C واقعی به روش زیر عمل می‌کنیم:

- ۱- e_0 را روی محور قائم مشخص می‌کنیم.
- ۲- $0.42e_0$ را روی محور قائم علامت گذاری می‌کنیم.
- ۳- خط عمودی σ'_p را امتداد می‌دهیم تا خط افقی e_0 را قطع کند.
- ۴- از نقطه‌ی تلاقی خط افقی e_0 و خط عمودی σ'_p (نقطه E) به نقطه‌ی تلاقی منحنی تحکیم با خط افقی $0.42e_0$ (نقطه F) وصل می‌کنیم.
- ۵- شیب این خط (EF)، مقدار C_C جدید اصلاح شده است.



اگر خاک اشباع ما نسبتاً درشت دانه باشد، (مثلاً برای خاک‌های سیلتی) وضعیت تغییر ناگهانی شیب منحنی تحکیم در σ'_p کمتر می‌شود و تشخیص نقطه شکستگی (Break down) در منحنی مشکل تر خواهد بود.



در آزمایش تحکیم برای خاک‌های آلی و Peat با نمودار مقعر روپرو هستیم. تقعر نمودار تحکیم نشانه‌ی موجود بودن مواد آلی در خاک است.

ما برای کارهای مهندسی نیازمندیم به صورت کمی مقدار دو ضریب C_C و C_r را بدانیم. حسب تعریف رابطه‌ی به دست آوردن C_C را می‌توان به صورت زیر ذکر کرد.

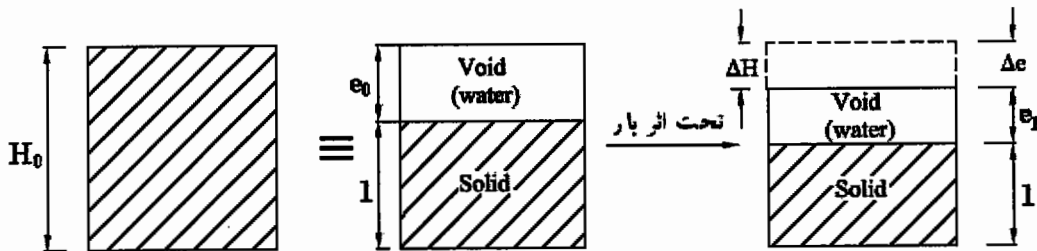
$$C_C = -\frac{de}{d(\log \sigma'_v)}$$

به این ترتیب مقدار C_C را از روی نمودار با توجه به رابطه‌ی زیر می‌توان مشخص کرد:

$$C_C = \frac{e_1 - e_2}{\text{Log} \sigma'_2 - \text{Log} \sigma'_1}$$

برای تعیین پارامتر C_r نیز به روشی مشابه از منحنی تحکیم "در شاخه باربرداری" استفاده می‌شود. روش‌های تجربی مختلفی وجود دارد که C_r را به C_C مرتبط می‌کند و با داشتن C_C می‌توان این ضریب را نیز به دست آورد. C_r معمولاً 5 تا 10 درصد مقدار C_C را دارد.

چگونگی تعیین مقدار نشست تحکیمی در پایان پروسه‌ی تحکیم یک لایه‌ی خاک:



با توجه به آنچه در شکل‌های بالا مشاهده می‌شود می‌توان نوشت:

$$\epsilon_v = \frac{\Delta H}{H_0} = \frac{S}{H_0} = \frac{\Delta e}{1 + e_0}$$

ϵ_v : کرنش قائم در نمونه خاک (یا کرنش حجمی)

H_0 : ضخامت لایه‌ی خاک اشباع اولیه (قبل از بارگذاری)

e_0 : تخلخل اولیه (قبل از بارگذاری)

Δe : تغییر تخلخل رخ داده در سیستم ناشی از بارگذاری میباشد.

ΔH : نشست سطح خاک در اثر بار می‌باشد که با S (Settlement) نیز نشان داده می‌شود.

این رابطه، یک رابطه‌ی اساسی در محاسبه‌ی تحکیم خاک‌های اشباع است.

با توجه به رابطه‌ی ای که برای C_C به دست آوردیم، مقدار Δe را می‌توان به صورت زیر به دست آوریم:

$$C_C = \frac{e_1 - e_2}{\text{Log} \sigma'_2 - \text{Log} \sigma'_1} = \frac{\Delta e}{\text{Log} \left(\frac{\sigma'_2}{\sigma'_1} \right)}$$

$$\rightarrow \Delta e = C_C \cdot \text{Log} \left(\frac{\sigma'_2}{\sigma'_1} \right)$$

با جایگذاری به جای Δe در رابطه مربوط به نشست S خواهیم داشت:

$$\rightarrow S = \frac{C_c \cdot \text{Log}(\sigma'_2 / \sigma'_1)}{1 + e_0} H_0$$

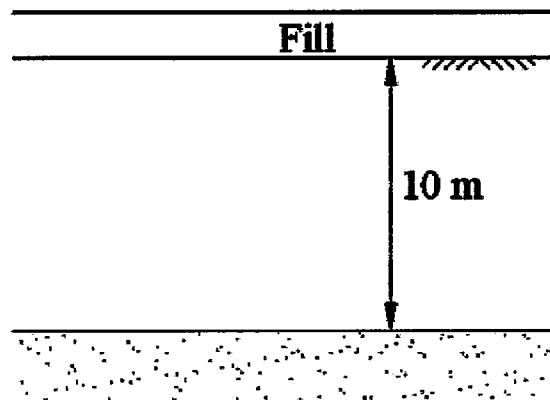
$$\rightarrow S = C_c \frac{H_0}{1 + e_0} \text{Log} \frac{\sigma'_2}{\sigma'_1}$$

$$\rightarrow S = C_c \frac{H_0}{1 + e_0} \text{Log} \left(\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}} \right)$$

به این ترتیب مقدار نشست تحکیمی، S ، به دست می‌آید.

اگر m_v و a_v را در ضخامت لایه‌ی خاک ثابت فرض کنیم، با استفاده از این دو ضریب هم می‌توان نشست تحکیمی را حساب کرد. اما چون m_v و a_v با تنش وارده تغییر می‌کنند به همین دلیل برای محاسبه نشست ناشی از تحکیم معمولاً از رابطه فوق بر اساس C_c استفاده می‌شود.

مثال: ضخامت یک لایه خاک تراکم پذیر در محل 10m است. تخلخل اولیه‌ی خاک $e_0=1$ و تخلخل خاک در پایان تحکیم این لایه به وسیله‌ی قراردادن یک لایه خاک‌ریزی بر روی آن، 0.8 در آزمایشگاه به دست می‌آید. نشست تحکیمی این لایه‌ی خاک در اثر وزن خاک‌ریزی چقدر است؟



حل:

$$\rightarrow e_0 = 1 \text{ Primary}$$

$$\text{after Loading} \rightarrow e = 0.8$$

بر اساس روابط پایه‌ی ای که برای نشست تحکیمی به دست آوردیم، می‌توان نوشت:

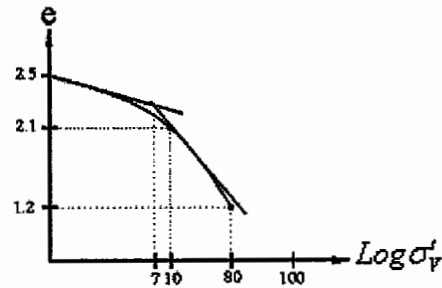
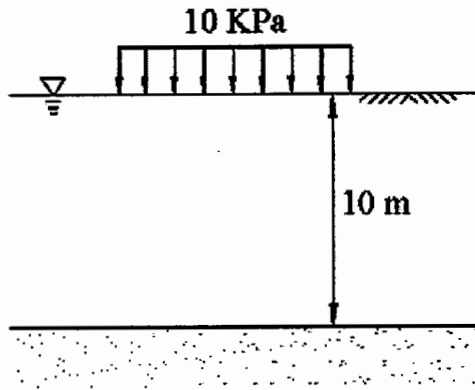
$$\frac{S}{H_0} = \frac{\Delta e}{1 + e_0}$$

$$\rightarrow \frac{S}{10} = \frac{1.0 - 0.8}{1 + 1.0}$$

$$\rightarrow S = 1m$$

بنابراین لایه خاک ۱۰ متری در پایان تحکیم حدوداً ۱ متر نشست خواهد داشت و ضخامت آن به ۹.۰ متر کاهش پیدا می‌کند.

مثال: بر روی یک لایه‌ی خاک به ضخامت 10m، بارگذاری اجرا می‌شود که در اثر آن تنش متوسطی در حدود 10Kpa به لایه‌ی خاک وارد می‌شود. اگر آزمایش ادومتر را بر روی نمونه‌ی خاک انجام دهیم، نموداری به شکل زیر به دست خواهیم آورد. با فرض اینکه درجه‌ی تخلخل اولیه‌ی خاک $e_0=2.5$ باشد، نشست تحکیمی این لایه‌ی خاک را تحت اثر خاکریزی به دست آورید.



حل:

براساس نمودار داده شده می‌توان نوشت:

$$C_c = \frac{2.1 - 1.2}{\text{Log}80 - \text{Log}10} = 0.986$$

از روی منحنی. $\rightarrow \sigma'_p = 7 \text{Kpa}$

اکنون با داشتن این داده‌ها می‌توان نشست را حساب کرد:

$$S = C_c \frac{H_0}{1 + e_0} \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

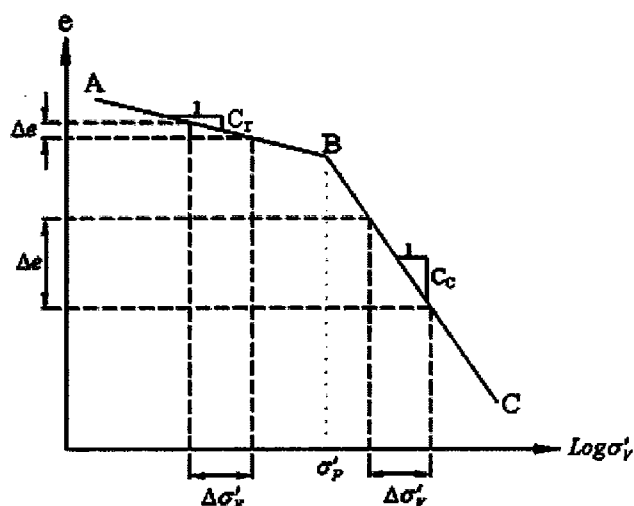
$$= (0.986) \frac{10.0}{1 + 2.5} \log \frac{7 + 10}{7}$$

$\rightarrow S = 1.09 \text{m}$

عدد به دست آمده، نشست پس از پایان پروسه‌ی تحکیم است.

نشست تحکیمی در رس‌های پیش تحکیم یافته (O.C. Clay):

گفتیم اگر تنش ثابت $\Delta\sigma'_v$ در دو بخش AB و BC از منحنی تحکیم بر خاک وارد شود به دلیل اختلاف شیب در این قسمت، مقدار Δe ایجاد شده در خاک تفاوت زیادی با یکدیگر خواهند داشت.

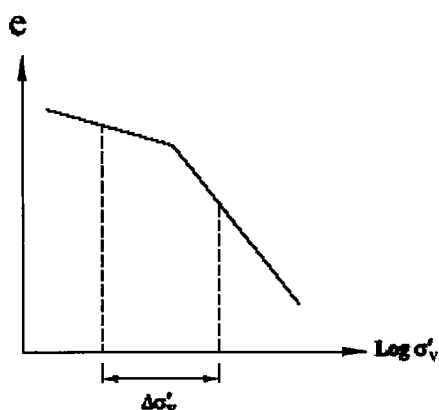


از روی منحنی نیز به خوبی می‌توان مشاهده کرد که اگر روی شاخه‌ی بالایی باشیم، مقدار نشست تحت اثر بار اضافی یکسان کمتر است. می‌توان نشان داد که مقدار نشست از همان رابطه اصلی ولی با تغییر C_r به C_c به دست می‌آید.

پس می‌توان نوشت:

$$S = C_r \cdot \frac{H_0}{1+e_0} \text{Log} \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

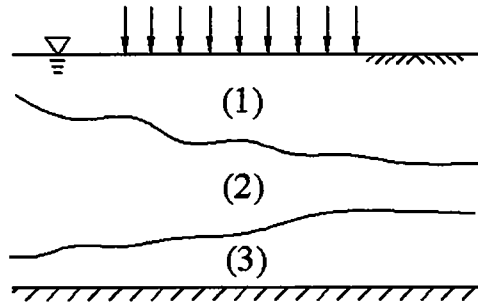
اگر تنش اولیه‌ی در قسمت OC از خاک (یعنی \overline{AB}) قرار داشته باشد اما میزان بار اضافی وارده به حدی زیاد باشد که تنش نهایی از نقطه B فراتر رفته و روی شاخه‌ی NC از خاک (یعنی \overline{BC}) قرار داشته باشد، در این صورت باید $\Delta\sigma'_v$ را به دو قسمت تقسیم کرد و نشست هر قسمت را با شیب خط آن ناحیه به دست آورد و سپس با هم جمع نمود.



اگر خاک زیر سازه‌ی ما شامل چندین لایه رس اشباع باشد در اینصورت نشست کل برابر مجموع نشست همه لایه‌ها خواهد بود:

$$S_{total} = \sum_{i=1}^N S_i = S_1 + S_2 + S_3 + \dots + S_N$$

مسلم است لایه‌ای که پائین‌تر است نشست تحکیمی کمتری خواهد داشت. چون تنش انتقال یافته به خاک با افزایش عمق کاهش پیدا می‌کند.



روش‌های تقریبی تعیین C_c :

از آنجا که آزمایش تحکیم طولانی است و نیازمند قرائت مرتب است. لذا برای به دست آوردن C_c می‌توان از روابط تجربی زیر استفاده کرد:

$C_c = 0.009$ (LL-10) برای رس‌های دست نخورده $\pm 30\%$ قابلیت اطمینان

$C_c = 0.007$ (LL-7) برای رس‌های دست خورده

$C_c = 1.15 (e_0 - 0.35)$ برای هر گونه رس

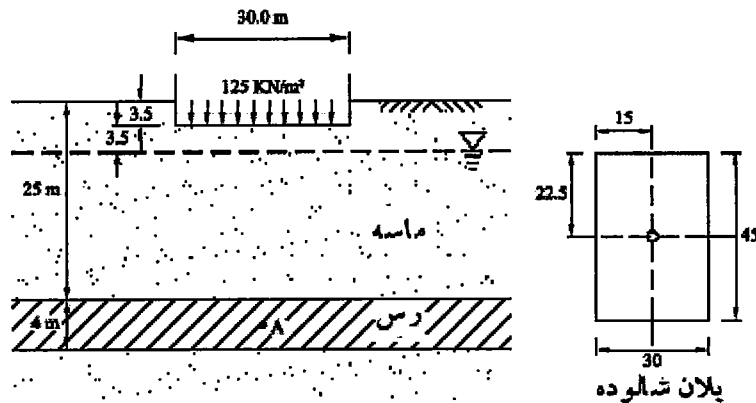
$C_c = 0.30 (e_0 - 0.27)$ برای خاک‌های سیلتی و رس غیرآلی

$C_c = 0.01 \sim 0.15 (\omega_n \%)$

با توجه به نمودارهای به دست آمده از آزمایش تحکیم روی خاک‌های مختلف می‌توان گفت C_r تقریباً $5 \sim 10\%$ مقدار C_c را دارد. به لحاظ عددی معمولاً $0.015 \leq C_r \leq 0.035$ قرار دارد، اما بازه‌ی حداقل و حداکثر C_r را می‌توان به صورت زیر نوشت:

$$0.005 < C_r < 0.050$$

مثال: بار ساختمانی به وسیله یک شالوده به ابعاد ۳۰×۴۵ متر به زمین منتقل می‌گردد. در زیر شالوده ساختمان یک لایه ماسه و یک لایه رس مطابق شکل قرار گرفته است. با فرض اینکه تنش وارده از طرف شالوده به زمین ۱۲۵ KN/m^2 و ضریب تغییر حجم لایه رسی $m_v = ۰/۳۵ \text{ m}^2/\text{MN}$ فرض شود، نشست تحکیمی لایه رسی در اثر بار ساختمان چقدر خواهد بود؟



حل:

ضخامت لایه رسی در مقایسه با ابعاد شالوده کم بوده و تحکیم، یک بعدی می باشد. نشست لایه ماسه ای آنی است. برای محاسبه نشست تحکیمی باید $\Delta\sigma$ ناشی از بار شالوده در وسط لایه رسی نقطه A محاسبه گردد. برای این کار از نمودارهای فصل قبل استفاده می شود.

$$Z_A = 23.5 \text{ m}$$

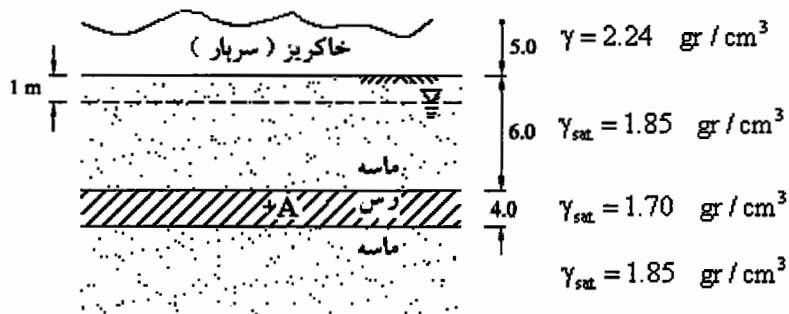
$$m = \frac{22.5}{23.5} = 0.95$$

$$n = \frac{15.0}{23.5} = 0.64$$

$$\text{از روی نمودار} \longrightarrow I = 0.140 \longrightarrow \Delta\sigma' = 4 \times 0.140 \times 125 = 70 \text{ KN/m}^2$$

$$S = m_v \cdot \Delta\sigma' \cdot H = 0.35 \times 70 \times 4.0 = 98 \text{ mm}$$

مثال: ۵ متر خاکریز به عنوان سربار روی منطقه وسیعی که نیمرخ خاک آن به شکل زیر است، قرار گرفته است. اگر برای لایه رسی در آزمایش تحکیم، $e_0 = 1.92$ و $C_c = 0.85$ به دست آمده باشد، نشست تحکیمی لایه رسی را حساب کنید.



حل:

لایه رسی تحت اثر سربار نشست تحکیمی دارد. برای محاسبه مقدار نشست لایه رسی، باید $\Delta\sigma'$ وارده در وسط لایه رسی حساب شود. (لایه ماسه ای نشست آنی دارد).

$$s = C_c \frac{H}{1+e_0} \text{Log} \frac{\sigma'_{v_0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v_0}}$$

$$\text{تنش کل اولیه } \sigma_v = 600^{\text{cm}} \times 1.85 + 200^{\text{cm}} \times 1.70 = 1450 \text{ gr/cm}^2$$

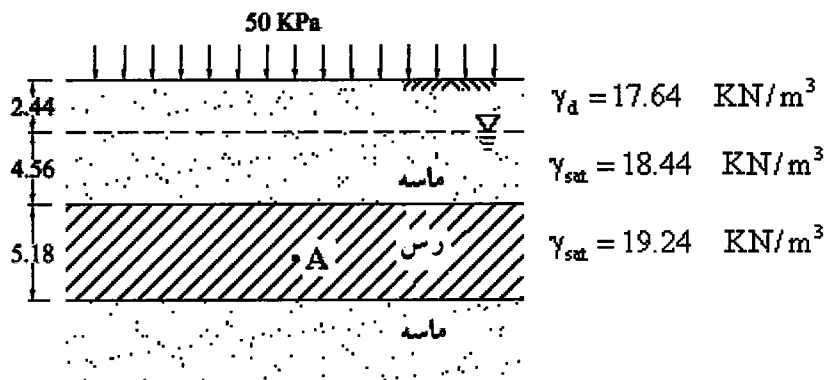
$$\text{تنش موثر اولیه } \sigma'_{v_0} = \sigma_v - u = 1450 - (700 \times 1.00) = 750 \text{ gr/cm}^2$$

$$\text{سربار } \Delta\sigma'_v = 500^{\text{cm}} \times 2.24 = 1120 \text{ gr/cm}^2$$

$$\longrightarrow s = 0.85 \times \frac{400}{1+1.92} \times \text{Log} \frac{750+1120}{750} = 46.2 \text{ cm}$$

در این مثال از تفاوت وزن مخصوص خاک ماسه ای اشباع و غیراشباع صرف نظر شده است.

مثال: اگر بار گسترده‌ای معادل 50 kPa در سطح زمین وارد شود، نشست تحکیمی لایه رسی با مشخصات LL=50 و $e_0=0.9$ چقدر خواهد بود؟ اگر لایه رسی O.C. بوده و فشار پیش‌تحکیمی آن 127 kPa باشد، نشست تحکیمی چقدر کاهش می‌یابد؟ $C_r = \frac{C_c}{10}$ در نظر گرفته شود.



حل:

برای محاسبه نشست تحکیمی داشتن C_c لازم است. در نبود آزمایش تحکیم از روابط تجربی استفاده می‌شود.

$$C_c = 0.009(LL - 10) = 0.009(50 - 10) = 0.36$$

$$\sigma'_{v_0} = (2.44 \times 17.64) + (4.56 \times (18.44 - 9.81)) + \frac{5.18}{2} \times (19.24 - 9.81) = 106.8 \text{ KN/m}^2$$

$$S = C_c \frac{H}{1+e_0} \text{Log} \frac{\sigma'_{v_0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v_0}} = 0.36 \times \frac{5.18}{1+0.9} \times \text{Log} \frac{106.8+50}{106.8} = 0.1607 \text{ m} = 160.7 \text{ mm}$$

اگر لایه رسی پیش تحکیم یافته باشد:

$$\sigma'_p = 127 \text{ KN/m}^2 > \sigma'_{v_0} = 106.8 \text{ KN/m}^2$$

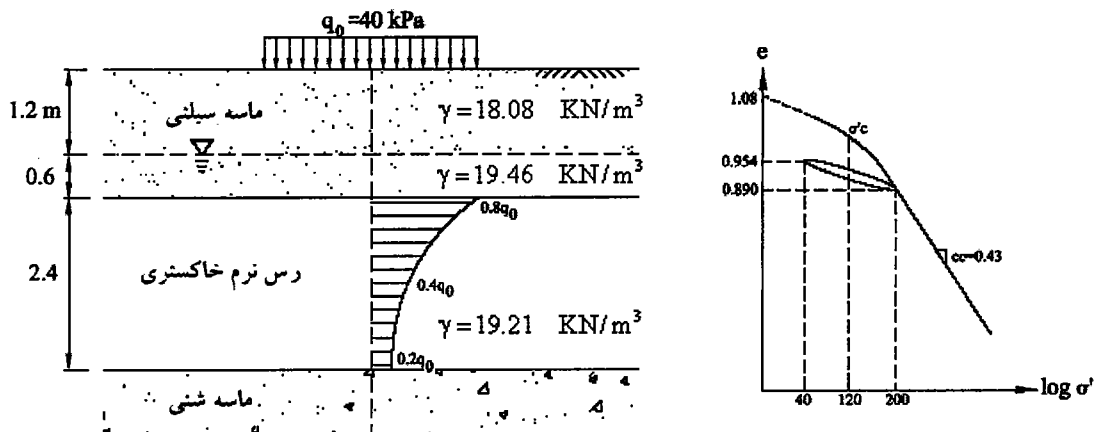
$$\sigma'_{v_0} + \Delta\sigma_v = 106.8 + 50 = 156.8 \text{ KN/m}^2$$

$$C_r = \frac{C_c}{10} = \frac{0.36}{10} = 0.036$$

$$S = \left(C_r \frac{H}{1+e_0} \cdot \text{Log} \frac{\sigma_p}{\sigma'_{v_0}} \right) + \left(C_c \frac{H}{1+e_0} \cdot \text{Log} \frac{\sigma'_{v_0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v_0}} \right) = \left(0.036 \times \frac{5.18}{1+0.9} \times \text{Log} \frac{127}{106.8} \right) + \left(0.36 \times \frac{5.18}{1+0.9} \cdot \text{Log} \frac{156.8}{106.8} \right) = 0.0972 \text{ m} = 97.2 \text{ mm}$$

اگر ضخامت لایه رسی زیاد باشد، بهتر است آن را به چند لایه با ضخامت حدود ۲ متر تقسیم‌بندی کرد و با محاسبه تنش در وسط هر یک از این لایه‌ها، نشست تحکیمی آنها را جداگانه محاسبه نمود و در انتها این نشست‌ها را با هم جمع کرد.

مثال: منحنی $e - \text{Log } \sigma$ از آزمایش تحکیم بر روی نمونه‌ای که از عمق ۱/۵ متری یک لایه رس اشباع برداشته شده، مطابق شکل زیر است. آیا رس پیش تحکیم یافته است؟ اگر تغییرات فشار ناشی از بارگذاری در سطح زمین در عمق لایه رسی مطابق شکل باشد، نشست تحکیمی چقدر خواهد بود؟



حل:

$$\sigma'_v = (1.2 \times 18.08) + 0.6(19.46 - 9.81) + 1.5(19.21 - 9.81) = 41.6 \text{ KPa}$$

تنش موجود در عمق ۱/۵ متری لایه رسی، کمتر از فشار پیش تحکیمی $\sigma'_c = 120 \text{ KPa}$ میباشد، که از آزمایش تحکیم بر روی نمونه خاک به دست آمده است. بنابراین خاک در طول عمر خود تحت تنش بیشتر از آنچه که در حال حاضر موجود است قرار داشته، بنابراین خاک O.C. میباشد.

$$\text{O.C.R.} = \frac{120}{41.6} = 2.9$$

اضافه تنش ناشی از سربار در لایه رسی متغییر است. با روش انتگرال‌گیری ذوزنقه می‌توان $\Delta\sigma_v$ متوسط در لایه رس را به دست آورد.

$$2.4 \times \Delta\sigma_v = \left(\frac{0.8q_0 + 0.4q_0}{2} \times 1.2 \text{m} \right) + \left(\frac{0.4q_0 + 0.2q_0}{2} \times 1.2 \text{m} \right)$$

$$\Delta\sigma_v = \frac{1.08q_0}{2.4} = 18 \text{ KPa}$$

باید کنترل گردد که با این اضافه تنش آیا خاک همچنان O.C. است یا آنکه وارد منطقه N.C. می‌شود. چون در آن صورت باید از هر دو شیب C_c و C_r برای محاسبه نشست تحکیمی استفاده شود.

$$\frac{\Delta\sigma'_v}{18} + \frac{\sigma'_v}{41.6} = 59.6 < 120 \text{ KPa}$$

بنابراین نشست تحکیمی باید فقط با استفاده از C_r محاسبه شود.

$$C_r = \frac{0.954 - 0.890}{\text{Log} \frac{200}{40}} \approx 0.0915$$

شیب از روی نمودار آزمایش تحکیم

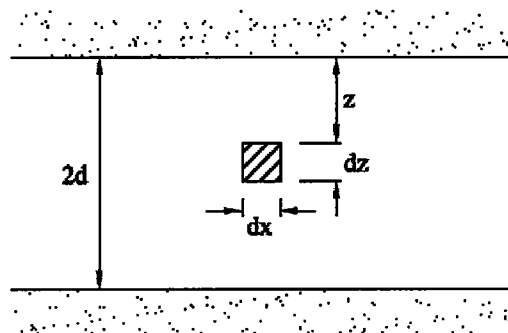
$$\therefore S = C_r \frac{H}{1 + e_0} \cdot \text{Log} \frac{\sigma'_{v_0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v_0}}$$

$$\longrightarrow S = 0.0915 \times \frac{2.4 \times 10^3}{1 + 1.08} \text{Log} \left(\frac{41.6 + 18}{41.6} \right) = 17 \text{ mm}$$

نرخ زمانی تحکیم (Rate of Consolidation):

از آنجا که نرخ نشست مستقیماً با نرخ کاهش فشار آب منفذی در ارتباط است، بنابراین برای دانستن روند تحکیم در لایه‌ی رسی در طول زمان باید معادله‌ی u را در هر نقطه‌ی دلخواه در داخل لایه و در هر زمان دلخواه نشان دهد. (Terzaghi(1943)، Taylor(1948) و Biot(1956) افرادی بودند که این مسأله را مورد بررسی قرار دادند.

معادله تحکیم یک بعدی Terzaghi :



لایه رسی اشباعی را بین دو لایه‌ی خاک درشت دانه (زهکش) در نظر بگیرید. در این صورت آب در اثر فشار به راحتی می‌تواند از دو طرف لایه‌ی رس خارج شود. اگر d دورترین فاصله زهکشی در لایه خاک باشد، چون خاک از دو طرف می‌تواند زهکشی شود، بنابراین ضخامت لایه‌ی رس $2d$ است. در این لایه، المانی با ابعاد dx ، dy و dz در نظر می‌گیریم که این المان تحت تنش کلی $\Delta\sigma$ قرار دارد. اکنون قصد داریم تا معادله‌ی پیوستگی جریان را برای این المان خاک بنویسیم.

Terzaghi برای به دست آوردن این روابط فرضیات ساده کننده‌ای را به صورت زیر انجام داده است. این فرضیات عبارتند از:

- ۱- خاک رس همگن و 100٪ اشباع است.
- ۲- زهکشی از بالا و پائین لایه‌ی رسی، هر دو امکان پذیر است.
- ۳- در تمامی گرادیان‌های هیدرولیکی، قانون داریسی صادق است. (در واقع در گرادیان‌های خیلی کم و یا خیلی زیاد نمی‌توان از قانون داریسی استفاده کرد)
- ۴- هم آب و هم دانه‌های جامد خاک کاملاً تراکم ناپذیر هستند و در اثر تنش تغییرشکلی در آن‌ها رخ نمی‌دهد.
- ۵- فشردگی خاک و جریان آب در داخل آن یک بعدی و به صورت قائم است. (بعدها Biot این تئوری را برای حالت سه بعدی تعمیم داد.)
- ۶- با اعمال بار روی خاک، کرنش‌های ایجاد شده در خاک کوچک بوده و ضریب K (نفوذپذیری) ثابت می‌ماند.
- ۷- رابطه‌ی یکتایی بین Δe و $\Delta\sigma'$ وجود دارد: $de = -a_v \cdot d\sigma'$
- ۸- ضرایب m_v و a_v در تمام طول روند تحکیم ثابت باقی می‌ماند.

در این میان تنها فرضی که پذیرفتن آن دشوار است، ثابت بودن m_v و a_v و به تبع آن ثابت بودن ضریب K است. بقیه فرضیات برای ساده سازی است و می توان آن ها را پذیرفت. حال با توجه به این فرضیات می توان نوشت:

$$V_z = K.i_z = -K \frac{\partial h}{\partial z}$$

از آنجا که هر تغییری در هد کل - به علت ثابت بودن موقعیت آن نقطه - منحصراً ناشی از تغییر در فشار آب منفذی است، لذا می توان نوشت:

$$V_z = -K \frac{\partial h}{\partial z} = -\frac{K}{\gamma_w} \frac{\partial u_e}{\partial z}$$

منظور از u_e ، اضافه فشار آب منفذی به وجود آمده است.

در فصل های گذشته معادله پیوستگی را به صورت زیر به دست آوردیم:

$$\frac{\partial V_x}{\partial x} + \frac{\partial V_z}{\partial z} = 0$$

در صورتی که حجم المان تغییر نماید روابط پیوستگی فوق به صورت زیر تغییر می یابد:

$$\left(\frac{\partial V_x}{\partial x} + \frac{\partial V_z}{\partial z} \right) dx dy dz = \frac{dV}{dt}$$

∇ : حجم المان خاک و t زمان است.

بنابر فرضی که Terzaghi انجام داد و جریان را یک بعدی در نظر گرفت، می توان گفت: $V_x = 0$. پس با جایگذاری به جای V_z در رابطه پیوستگی داریم:

$$\rightarrow -\frac{K}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u_e}{\partial z^2} dx dy dz = \frac{dV}{dt}$$

از طرف دیگر نرخ تغییر حجم المان را با استفاده از تعریف m_v می توان به صورت زیر نوشت:

$$\begin{aligned} \frac{dV}{dt} &= \frac{\varepsilon_v (dx dy dz)}{dt} \\ &= m_v \cdot \frac{\partial \sigma'}{\partial t} (dx dy dz) \end{aligned}$$

ε_v : کرنش حجمی.

در طول تحکیم افزایش تنش کل ابتدا به آب منفذی منتقل شده و سپس تدریجاً از آب منفذی به اسکلت خاک منتقل می شود. در اینجا چون σ_{total} ثابت است بنابراین می توان $\partial \sigma'$ را با $-\partial u_e$ جایگزین کرد.

$$\frac{dV}{dt} = -m_v \cdot \frac{\partial u_e}{\partial t} (dx \cdot dy \cdot dz)$$

از مساوی قرار دادن رابطه ی فوق و رابطه ای که با استفاده از رابطه ی پیوستگی به دست آورده بودیم، خواهیم داشت...

$$\rightarrow -\frac{K}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u_e}{\partial z^2} (dx \cdot dy \cdot dz) = -m_v \frac{\partial u_e}{\partial t} (dx \cdot dy \cdot dz)$$

$$\rightarrow m_v \cdot \frac{\partial u_e}{\partial t} = \frac{K}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u_e}{\partial z^2}$$

$$\rightarrow \frac{\partial u_e}{\partial t} = \frac{K}{m_v \cdot \gamma_w} \cdot \frac{\partial^2 u_e}{\partial z^2}$$

ضریبی است که به ویژگی‌های فیزیکی آب و خاک مربوط می‌شود. با فرض‌های Terzaghi این ضریب ثابت است که آن را با C_v نشان می‌دهیم و به آن ضریب تحکیم (coefficient of consolidation) می‌گوئیم. در اینصورت خواهیم داشت:

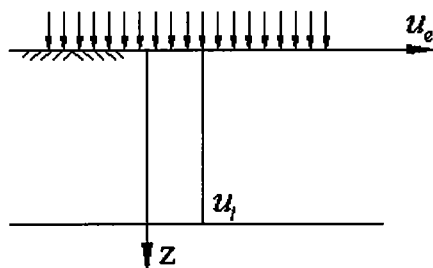
$$\frac{\partial u_e}{\partial t} = C_v \frac{\partial^2 u_e}{\partial z^2}$$

به این معادله، معادله‌ی تحکیم یک بعدی "Terzaghi" گفته می‌شود. مجهول در این معادله فشار آب منفذی اضافی است: $u_e = f(t, z)$

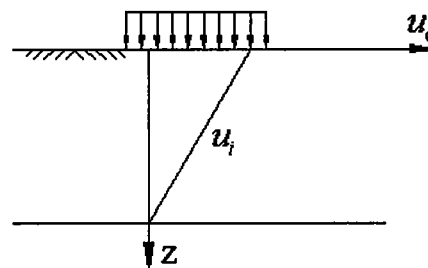
فشار آب منفذی اضافی در هر عمق دلخواه و در هر زمان دلخواه از معادله تحکیم به دست می‌آید. برای حل کامل این معادله نیازمند دانستن شرایط مرزی (دو شرط مکانی و یک شرط زمانی) هستیم. این شرایط را می‌توان به صورت زیر نوشت:

$$\begin{aligned} Z=0 &\rightarrow u_e=0 \quad \text{for } t>0 \\ Z=2d &\rightarrow u_e=0 \quad \text{for } t>0 \\ t=0 &\rightarrow u_e=u_i \quad \text{for } 0 \leq Z \leq 2d \end{aligned}$$

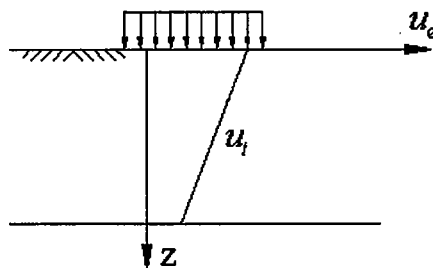
که u_i مقداری معلوم است و نحوه توزیع فشار آب منفذی در لایه خاک اشباع را در زمان $t=0$ نشان می‌دهد برای u_i چندین حالت زیر را می‌توان مثال زد:



وقتی بار گسترده باشد

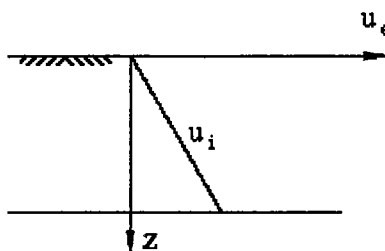


بار به وسیله پی (با عرض محدود) وارد می‌شود



بار به وسیله پی وارد شده و ضخامت لایه رسی زیاد باشد

در یک لایه‌ی خاکریز رسی اشباع که سریعاً ساخته شده باشد، تحت اثر وزن خودش فشار آب منفذی به صورت هیدرواستاتیک توزیع می‌شود.



حالت‌های بالا، حالت‌هایی است که ممکن است در طبیعت اتفاق بیفتند که بر اساس آنها تابع u_i بر حسب Z تعیین می‌شود.

اکنون با داشتن این شرایط مرزی می‌توان معادله‌ی دیفرانسیل را حل کرد جواب این معادله دیفرانسیل با مشتقات جزئی عبارت است از:

$$u_e = \sum_{n=1}^{\infty} \left(\frac{1}{d} \int_0^d u_i \sin \frac{n\pi z}{2d} dz \right) \left(\sin \frac{n\pi z}{2d} \right) e^{-\left(\frac{n^2 \pi^2 C_v t}{4d^2} \right)}$$

در این رابطه...

d : طولانی‌ترین فاصله‌ی زهکشی برای خارج شدن یک قطره‌ی آب از لایه خاک

u_i : فشار آب منفذی اولیه که برحسب مثال‌های گفته شده تعیین می‌شود.

در عمل این سری را تا جملات حدود 50 با هم جمع می‌کنیم و نیازی نیست این کار را تا بینهایت ادامه دهیم. به این ترتیب فشار آب منفذی اضافی به صورت تابعی از زمان و عمق به دست می‌آید:

$$u_e = f(z, t)$$

برای حالت خاصی که u_i در تمام ضخامت لایه ثابت باشد می‌توان u_i را از انتگرال خارج کرد. در این صورت رابطه به صورت زیر در می‌آید:

$$u_e = \sum_{n=1}^{\infty} \frac{2u_i}{n\pi} (1 - \cos n\pi) \left(\sin \frac{n\pi z}{2d} \right) e^{-\frac{n^2 \pi^2 C_v t}{4d^2}}$$

مشخص است که جملات بالا برای n های زوج برابر صفر است. به این ترتیب می‌توان $n=2m+1$ در نظر گرفت و پارامترهای زیر را تعریف کرد:

$$M = \frac{\pi}{2} (2m+1)$$

$$T_v = \frac{C_v t}{d^2}$$

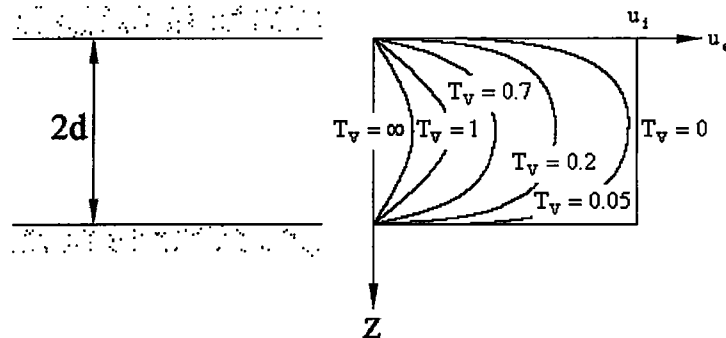
(T_v یک پارامتر بی بعد است که به آن فاکتور زمان می‌گویند)

با توجه به پارامترهای تعریف شده معادله‌ی u_e را می‌توان به صورت زیر نوشت:

$$u_e = \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2u_i}{M} \left(\sin \frac{Mz}{d} \right) e^{-M^2 T_v}$$

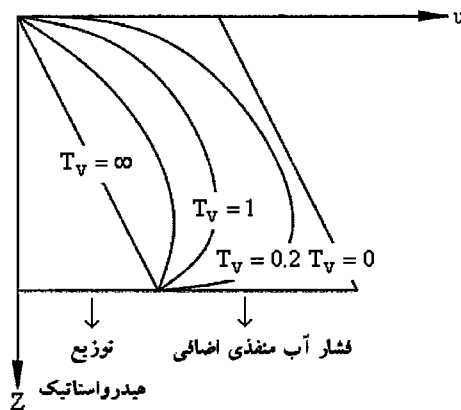
اگر برای زمان خاصی این رابطه را به صورت عددی حساب کنیم u_e تنها تابعی از عمق خواهد بود.

اگر تغییرات u_e برحسب Z برای زمان‌های مشخص (T_V های مشخص) رسم شود یک دسته منحنی به دست می‌آید که هر یک از آن منحنیها تغییرات فشار آب منفذی اضافی (u_e) در ضخامت لایه‌ی در حال تحکیم را در زمان خاصی نشان میدهد.

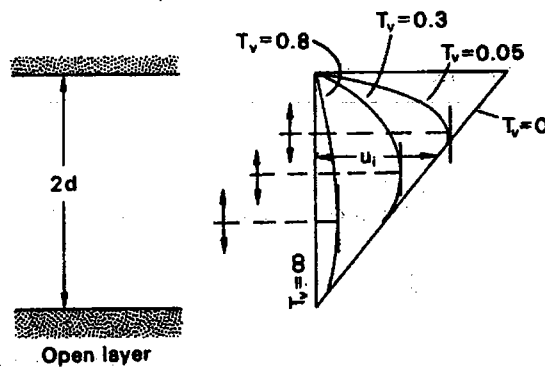


دقت کنید که هر یک از این منحنی‌ها، منحنی تغییرات فشار آب منفذی اضافی است. یعنی صفر شدن u_e در $T_V = \infty$ به این معنی نیست که فشار آب منفذی صفر شده است، بلکه به این معنی است که دیگر فشار آب منفذی اضافی در خاک وجود ندارد.

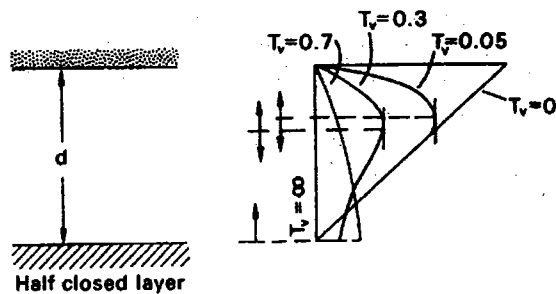
اگر بخواهیم نمودار تغییرات کل فشار آب منفذی را در عمق خاک رسم کنیم، شکلی شبیه نمودار زیر خواهد داشت:



اگر نحوه توزیع فشار آب منفذی اضافی اولیه در زمان $t = 0$ ثابت نباشد و به صورت خطی تغییر کند، در این صورت، دسته منحنی‌های به دست آمده را می‌توان به صورت زیر رسم کرد:

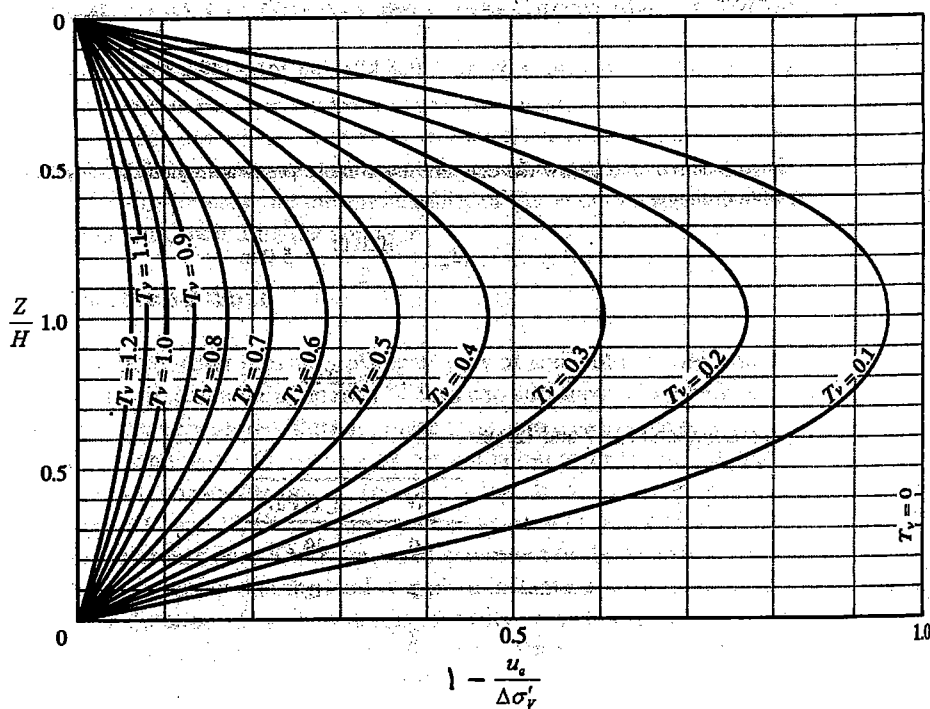


اگر لایه‌ی خاک رس از پائین نتواند تحکیم شود و فقط از بالا تحکیم گردد، برای حالتی که فشار آب منفذی اضافی به صورت خطی تغییر کند خواهیم داشت:

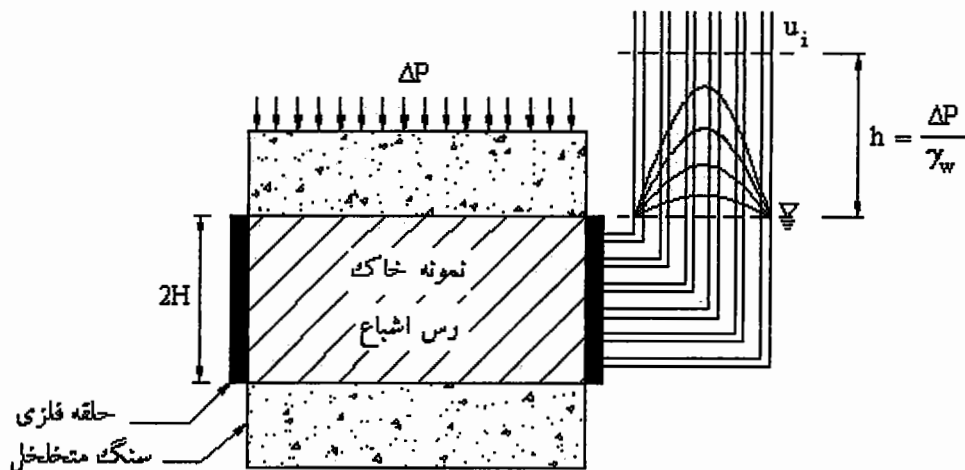


به این منحنی‌ها که در یک زمان مشخص مقدار فشار منفذی اضافی در عمق لایه را نشان می‌دهند منحنی‌های هم‌زمان (isochrone) گفته می‌شود.

Taylor منحنی‌های تحکیم را بر روی محورهای بی بعد شده به صورت زیر رسم کرد:



حال فرض کنید در آزمایش تحکیم می‌توانستیم در کناره‌ی حلقه‌ی برنجی پیزومترهایی را قرار دهیم تا فشار آب منفذی در عمق مشخص را به ما نشان دهند. قبل از اعمال بارگذاری سطح آب در لوله‌های پیزومتر هم تراز سطح آب در نمونه‌ی اشباع است. در لحظه‌ی اول بارگذاری همه‌ی فشار وارد شده توسط آب تحمل می‌شود، لذا سطح آب در پیزومترها به اندازه‌ی h بالا می‌رود. (این در واقع همان u است).



با گذشت زمان رفته رفته آب اضافی از نمونه خارج شده و فشار به اسکلت خاک منتقل می‌شود (خروج آب از بالا و پایین نمونه سریعتر از وسط نمونه رخ می‌دهد). به همین علت سطح آب کم کم در لوله‌ها پائین می‌آید. شکلی که سطح آب در لوله‌های پیزومتر در زمان‌های مختلف درست می‌کند در واقع همان شکل *isochrone*ها است. حال می‌توان براساس آنچه گفته شد تعریف زیر را عنوان کرد:
 اگر بعد از گذشت زمان مشخص t ، فشار آب منفذی در نقطه‌ای به عمق دلخواه Z برابر u_e باشد، درجه‌ی تحکیم در عمق Z به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$U_z = 1 - \frac{u_e}{u_i}$$

هر چه u_e کمتر شود درجه‌ی تحکیم بیشتر می‌شود تا جایی که فشار آب منفذی به حالت اولیه می‌رسد ($u_e=0$) و در اینصورت درجه‌ی تحکیم به 100% می‌رسد.

اما در کارهای عملی درجه‌ی تحکیم "یک نقطه" برای ما مهم نیست، بلکه درجه‌ی تحکیم کل ضخامت لایه‌ی خاک برای ما مهم است. در این صورت می‌توان درجه‌ی تحکیم متوسط در کل لایه را با تقسیم سطح بالای هر منحنی به کل سطح $(2H \cdot h)$ تعریف کرد.
 در این صورت براساس تعریف می‌توان نوشت:

$$U = 1 - \frac{\int_0^{2H} u_z \cdot dz}{\int_0^{2H} u_i \cdot dz} = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2.0}{M^2} e^{-M^2 T_v}$$

(درجه‌ی تحکیم متوسط در تمام ضخامت خاک)

از این رابطه می‌توان U را برحسب T_v به دست آورد. و چون T_v بدون بعد است می‌توان این محاسبات را یک بار انجام داد و نتایج آن را در جدولی ثبت کرد. لازم به ذکر است به لحاظ ریاضی صددرصد تحکیم ($U = 100\%$) در زمان ∞ اتفاق می‌افتد لذا عملاً $U = 95\%$ در محاسبات به عنوان تحکیم کامل در نظر گرفته می‌شود.

T_v	U%
0.008	10
0.031	20
0.071	30
0.126	40
0.197	50
0.287	60
0.403	70
0.567	80
0.748	90
1.129	95

لازم به ذکر است اینکه مثلاً درجه‌ی تحکیم متوسط $U=20\%$ همواره در T_v مشخصی اتفاق می‌افتد، دلیل بر این نیست که مدت زمان تحکیم برای همه‌ی خاک‌ها یکسان است. باید دقت داشت که فاکتور زمان از پارامترهای مختلفی تشکیل شده است که برای خاک‌های متفاوت این پارامترها لزوماً یکسان نیست:

$$T_v = \frac{C_v \cdot t}{H^2} = \frac{K \cdot t}{m_v \cdot \gamma_w \cdot H^2}$$

بنابراین در یک T_v یکسان حسب اینکه ضخامت H در لایه خاک چقدر باشد و ضرایب K و m_v خاک چقدر باشد زمان واقعی t محاسبه می‌شود.

هدف از بحث نرخ زمانی تحکیم بررسی تغییرات مقدار نشست تحکیمی بر حسب زمان است. برای به دست آوردن نقاط لازم جهت ترسیم منحنی تغییرات نشست تحکیمی بر حسب زمان (نرخ زمانی نشست) به ترتیب زیر عمل می‌کنیم:

$$1- \text{نشست تحکیمی کل در لایه خاک را حساب می‌کنیم} \quad S_c = C_c \frac{H}{1+e_0} \text{Log} \frac{\sigma'_v + \Delta\sigma_v}{\sigma'_v}$$

۲- به وسیله‌ی آزمایش بر روی نمونه‌ی خاک ضریب C_v را به دست می‌آوریم.

۳- یک زمان دلخواه t را فرض می‌کنیم.

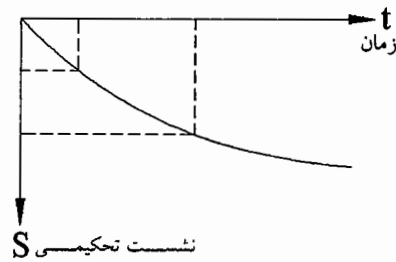
$$4- \text{با استفاده از رابطه‌ی } T_v = \frac{C_v \cdot t}{H^2} \text{ مقدار } T_v \text{ را به دست می‌آوریم.}$$

۵- درجه‌ی تحکیم متوسط U را از جدول بالا تعیین می‌کنیم.

۶- نشست تحکیمی در زمان t از رابطه‌ی $S=U \times S_c$ به دست می‌آید. به این صورت یک نقطه با مختصات t و S تعیین می‌شود. این نقطه را در مختصات نشست- زمان مطابق شکل زیر مشخص می‌کنیم.

۷- با t دیگری مراحل بالا را تکرار می‌کنیم تا S نظیر آن به دست آید.

۸- مرحله‌ی انتخاب t و محاسبه‌ی S نظیر آن را تکرار کرده و نقاط به دست آمده را در یک منحنی نیمه لگاریتمی رسم می‌کنیم (معمولاً زمان را روی محور لگاریتمی نشان می‌دهند). بدین ترتیب یک منحنی که تغییرات نشست تحکیمی خاک بر حسب زمان را نشان می‌دهد حاصل می‌شود.



تعیین ضریب تحکیم (C_v):

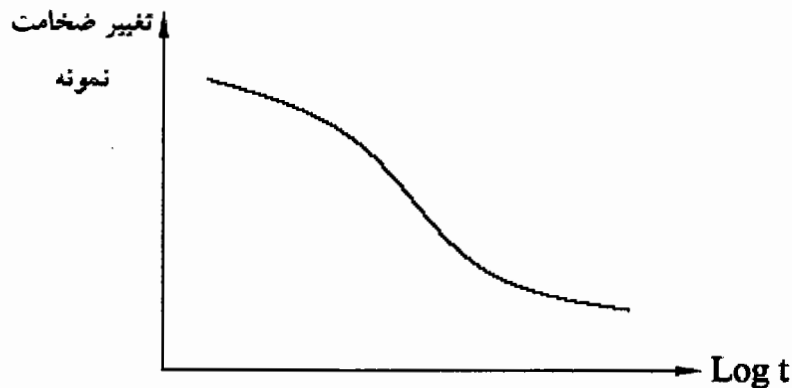
در آزمایش تحکیم تحت اثر هر مرحله از بارگذاری، براساس ویژگیهای خاک و زمانی که طول می‌کشد تا تحکیم صورت گیرد، می‌توان C_v را تعیین کرد.

گفتیم که در آزمایش تحکیم با قراردادن کرنش سنج می‌توان کاهش ضخامت نمونه را به دست آورد و چون سطح مقطع ثابت است مقدار کاهش ضخامت معرف کاهش حجم است.

اگر بخواهیم تحت اثر بارگذاری مشخص، نمودار کاهش ضخامت برحسب زمان را رسم کنیم باید روی محور افقی از لگاریتم زمان (روش Casagrande) یا جذر زمان (روش Taylor) استفاده کنیم، چون دامنه‌ی تغییرات زمان، از عددهای خیلی کوچک تا عددهای خیلی بزرگ است.

ابتدا حالتی را که محور افقی "لگاریتم" زمان است، مورد بررسی قرار می‌دهیم.

(دقت کنید که این منحنی مربوط به "یک نقطه" از منحنی تحکیم ($e - \text{Log} \sigma'_v$) می‌باشد.)



زمانی که این منحنی با افق مجانب می‌شود نشانه آن است که خاک تحت اثر بار وارده تحکیم خود را انجام داده و

برای بارگذاری مجدد آماده است. برای به دست آوردن ضریب تحکیم می‌توان از رابطه‌ی $T_v = \frac{C_v t}{H^2}$ استفاده

کرد و با استفاده از T_v نظیر 50% تحکیم، می‌توان C_v را به دست آورد.

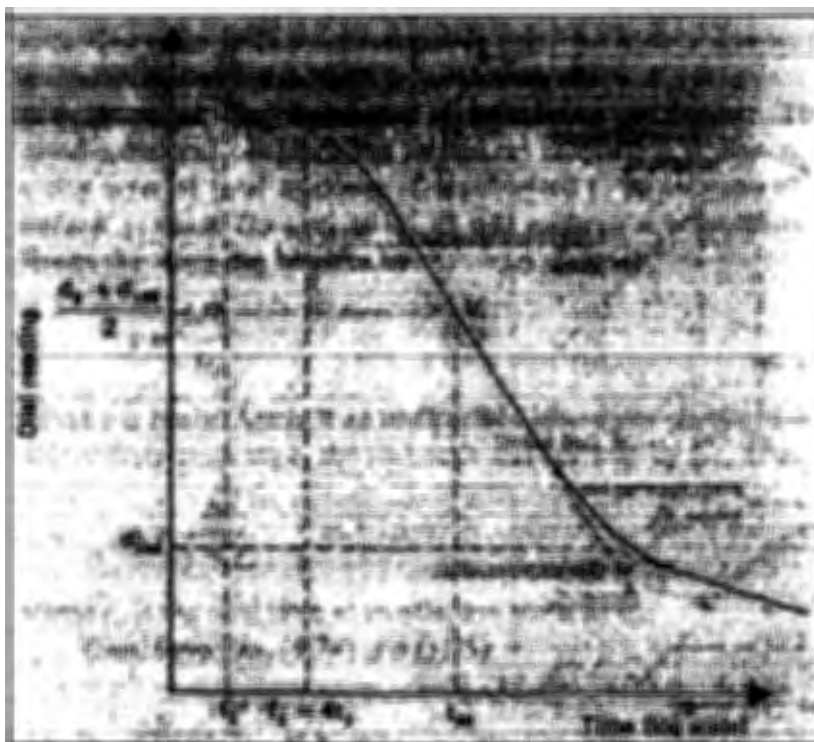
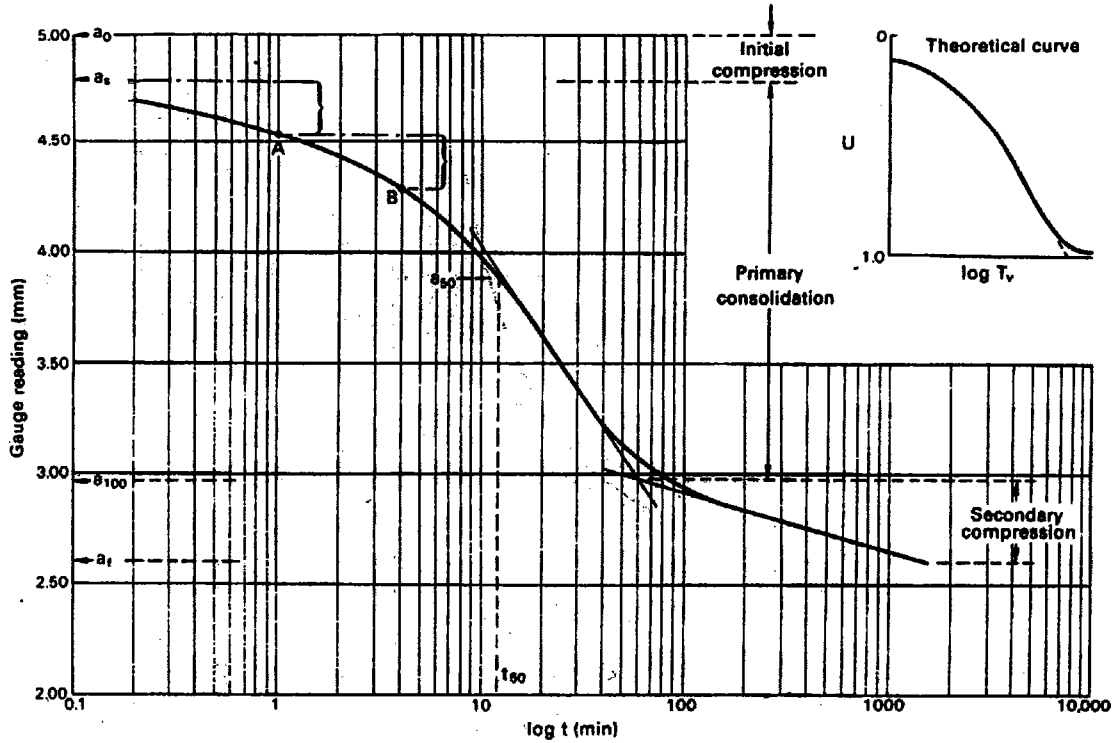
برای پیدا کردن نقطه‌ی نظیر 50% تحکیم باید نقاط نظیر 0% تحکیم و 100% تحکیم را به دست آوریم. روش کار به این صورت است که نقطه‌ی تلاقی مماس بر شاخه‌ی دوم منحنی و شاخه‌ی سوم منحنی را می‌توان نقطه نظیر تحکیم 100% در نظر گرفت (شکل زیر). برای پیدا کردن نقطه‌ی نظیر صفر درصد تحکیم نیز، زمان دلخواهی را روی منحنی انتخاب می‌کنیم (t₁)، نقطه‌ی نظیر t₁ را نیز روی نمودار مشخص می‌کنیم. فرض کنیم تغییر عرض این دو نقطه x باشد اگر به فاصله x از نقطه‌ی اول بالا برویم به نقطه‌ی ای خواهیم رسید که می‌توان آن را معادل

صفر درصد تحکیم فرض کرد. (لازم به ذکر است چون محور افقی لگاریتمی است و فاقد نقطه صفر می باشد ناگزیر از تکنیک ترسیم فوق استفاده می شود)

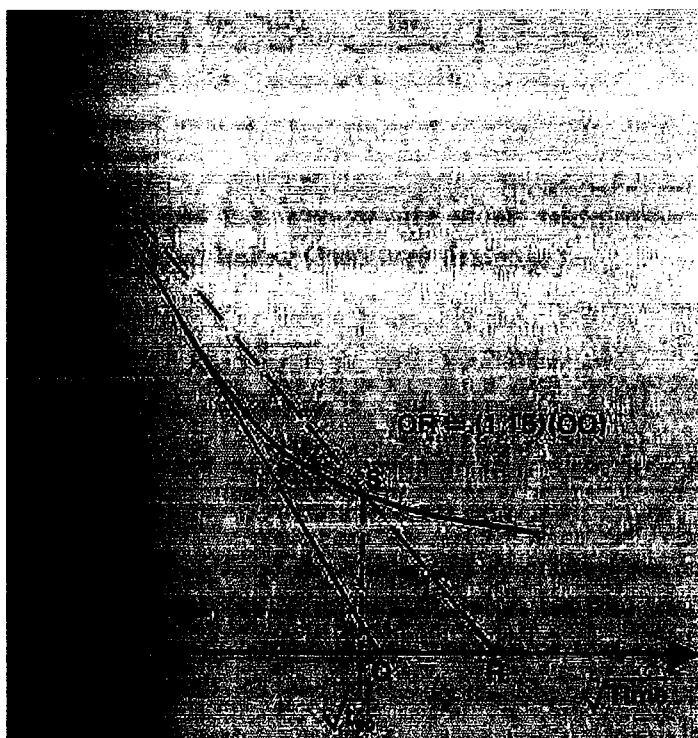
اکنون با داشتن این دو نقطه می توان نقطه‌ی نظیر 50% تحکیم را به دست آورد (وسط این دو نقطه)

با پیدا کردن این نقطه، از روی منحنی زمان مربوط به آن یعنی t را قرائت می کنیم. با توجه به اینکه در تحکیم 50%

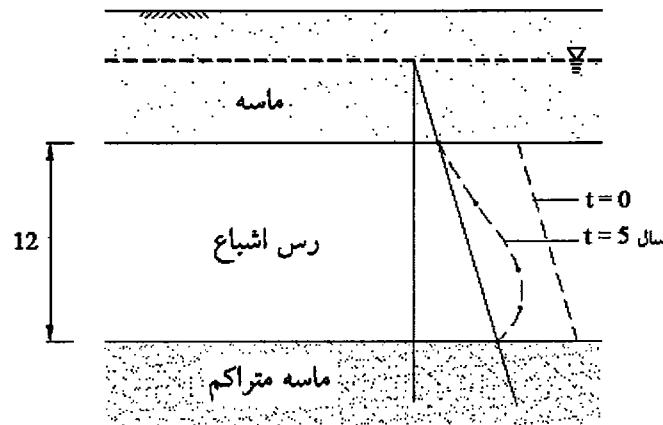
مقدار $T_v=0.197$ است و با داشتن H می توان مقدار C_v را از رابطه‌ی $C_v = \frac{T_v \cdot H^2}{t}$ به دست آورد.



در تعیین C_v به روش جذر زمان (Taylor) نیز از رابطه $C_v = \frac{T_v \cdot H^2}{t}$ و زمان t نظیر 90% تحکیم استفاده می شود. روش تعیین t نظیر 90% تحکیم بدین صورت است که کاهش ضخامت نمونه در زیر یک بار مشخص را در زمانهای خاصی اندازه گیری کرده و آن را در نموداری که محور افقی آن \sqrt{t} می باشد رسم می نماییم. قسمت ابتدائی این منحنی تقریباً خطی است. اگر مماس بر قسمت اولیه منحنی را امتداد دهیم تا محور افقی را در نقطه ای مانند Q قطع نماید، آنگاه نقطه R را روی محور افقی طوری انتخاب کرده تا $OR=1.15(OQ)$ باشد. سپس نقطه R را به نقطه P وصل می نماییم تا منحنی تحکیم را در نقطه S قطع نماید. نقطه P روی محور قائم نظیر $U=0\%$ و تصویر نقطه S روی محور قائم نظیر $U=90\%$ می باشد. حال با قرائت زمان t نظیر نقطه S از روی محور افقی و با توجه به اینکه در تحکیم 90% مقدار $T_v=0.848$ می باشد، می توان با در دست داشتن ضخامت نمونه $(2H)$ ، از رابطه $C_v = \frac{T_v \cdot H^2}{t}$ مقدار ضریب تحکیم خاک را محاسبه نمود.



مثال ۱: یک لایه ی رس به ضخامت 12m از جنس Chicago-clay از بالا و پائین قابلیت زهکش شدن دارد. اگر ضریب تحکیم $C_v = 8 \times 10^{-8} \frac{m^2}{sec}$ باشد، درصد تحکیم (U_z) را پس از 5 سال در اعماق 3، 6، 9 و 12 متری این لایه تعیین کنید.



حل:

چون درصد تحکیم در ۵ سال مطلوب است می توان نوشت:

$$T_v = \frac{C_v \cdot t}{H^2} = \frac{(8 \times 10^{-8})(5 \times 3.153 \times 10^7)}{(6.0)^2} = 0.35$$

چون لایه رس از دو طرف زهکش می شود پس $H=6\text{ m}$ است. اکنون با داشتن مقدار T_v می توان مقادیر T_v را با میان یابی برای $T_v=0.35$ از منحنی Taylor قرائت کرد. این منحنی ها فشار آب منفذی باقیمانده در هر عمق را نشان می دهند که با محاسبه آنها درصد تحکیم در آن عمق را می توان به دست آورد:

$$\begin{aligned} @Z = 3\text{m} &\rightarrow \frac{Z}{H} = 0.5 \xrightarrow{\text{isochrone}} U_z = 61\% \\ @Z = 6\text{m} &\rightarrow \frac{Z}{H} = 1.0 \xrightarrow{\text{isochrone}} U_z = 46\% \\ @Z = 9\text{m} &\rightarrow \frac{Z}{H} = 1.5 \xrightarrow{\text{isochrone}} U_z = 61\% \\ @Z = 12\text{m} &\rightarrow \frac{Z}{H} = 2.0 \xrightarrow{\text{isochrone}} U_z = 100\% \end{aligned}$$

مثال ۲: اگر در مثال قبل تنش قائم به طور متوسط 100Kpa در لایه ی رسی افزایش پیدا کند، مقدار اضافه فشار منفذی باقیمانده در لایه ی رسی را در همان اعماق مشخص شده پس از گذشت ۵ سال از اعمال بارگذاری تعیین نمایید.

حل:

بر اساس تعریف درصد تحکیم می توان نوشت:

$$U_z = \frac{e_1 - e}{e_1 - e_2} = 1 - \frac{u_e}{u_i}$$

$$\rightarrow u_e = u_i(1 - U_z)$$

بر مبنای این رابطه اکنون می توان فشار آب منفذی اضافه در هر نقطه را به دست آورد:

$$\begin{aligned} @Z = 3\text{m} &\rightarrow U_z = 61\% \rightarrow u_e = 39\text{Kpa} \\ @Z = 6\text{m} &\rightarrow U_z = 46\% \rightarrow u_e = 54\text{Kpa} \end{aligned}$$

$$@Z = 9m \rightarrow U_z = 61\% \rightarrow u_e = 39Kpa$$

$$@Z = 12m \rightarrow U_z = 100\% \rightarrow u_e = 0Kpa$$

مثال ۳: در یک آزمایش تحکیم، یک نمونه خاک رس به ضخامت 20mm در مدت 12 دقیقه به 50% تحکیم خود رسیده است. لایه‌ی خاک رسی که این نمونه از آن برداشته شده دارای ضخامت 11m میباشد. این لایه در پائین به بستر غیرقابل نفوذ و در بالا به یک لایه خاک درشت دانه یا نفوذپذیر متصل است. چه مدت طول می‌کشد تا لایه‌ی رس اصلی در محل به 50% تحکیم خود برسد؟

حل:

چون خاک مورد آزمایش با خاک محل یکسان است بنابراین C_v برای نمونه‌ی موجود در آزمایشگاه و لایه‌ی خاک در محل یکسان است.

بنابراین می‌توان نوشت...

$$\text{برای نمونه‌ی آزمایشگاهی: } T_v = \frac{C_v \cdot t_1}{H_1^2}$$

$$\text{برای خاک در محل: } T_v = \frac{C_v \cdot t_2}{H_2^2}$$

از مساوی قرار دادن این دو رابطه می‌توان نتیجه گرفت:

$$\rightarrow \frac{t_1}{H_1^2} = \frac{t_2}{H_2^2}$$

با جایگذاری خواهیم داشت...

$$\rightarrow \frac{12(60)}{(20/2)^2} = \frac{t_2}{((11.0)(1000))^2}$$

$$\rightarrow t_2 = 79200Sec$$

معمولاً تحکیم را بر مبنای شاخص 50% یا 90% بررسی می‌کنند. علت اینکه تحکیم 100% را در نظر نمی‌گیرند این است که از نظر ریاضی این تحکیم در زمان بی‌نهایت اتفاق می‌افتد.

نکته: وقتی معادله‌ی $\frac{\partial u_e}{\partial t} = C_v \cdot \frac{\partial^2 u_e}{\partial z^2}$ را به دست می‌آوریم دیدیم که پارامتر C_v خود مشکل از چند عامل دیگر بود:

$$C_v = \frac{K}{m_v \cdot \gamma_w}$$

اگر C_v خاک را داشته باشیم، با استفاده از رابطه‌ی $K = C_v \cdot m_v \cdot \gamma_w$ می‌توان ضریب نفوذپذیری خاک را به دست آورد. این روش یک راه غیرمستقیم برای به دست آوردن ضریب نفوذپذیری است.

مثال ۴: در یک آزمایش تحکیم ضخامت نمونه‌ی خاک رس 1in (25.4mm) میباشد. در صورتیکه زمان نظیر درجه‌ی تحکیم 50% برای این خاک در آزمایشگاه 270S به دست آمده باشد، ضریب تحکیم و ضریب نفوذپذیری این خاک چقدر است. اعداد زیر در آزمایشگاه به دست آمده است:

$e_0=0.945$ و 166 Kpa بار اولیه

$e_1=0.812$ و 333 Kpa بار اضافه

حل:

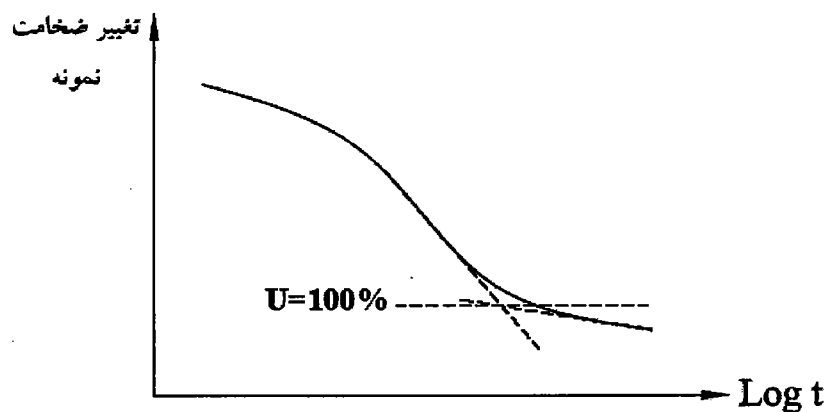
$$C_v = \frac{T_v \cdot H^2}{t} = \frac{(0.197)(25.4/2)^2}{270} = 0.1177 \text{ mm}^2/\text{s} = 3.71 \text{ m}^2/\text{year}$$

$$a_v = \frac{e_0 - e_1}{P_1 - P_0} = \frac{0.945 - 0.812}{333 - 166} = 7.96 \times 10^{-5} \text{ 1/Kpa}$$

$$m_v = \frac{a_v}{1 + e_0} = \frac{7.96 \times 10^{-5}}{1 + 0.945} = 4.08 \times 10^{-5}$$

$$\rightarrow K = C_v \cdot m_v \cdot \gamma_w = (0.1177 \times 10^{-6})(4.08 \times 10^{-5})(9.81) = 4.7 \times 10^{-11} \text{ m/s}$$

تحکیم یا تراکم ثانویه (Secondary Compression):



چگونگی به دست آوردن نقطه‌ی نظیر درجه‌ی تحکیم 100% را قبلاً عنوان کردیم. کاهش ضخامت نمونه‌ی خاک بعد از زمانی که تحکیم، 100% خاتمه یافته به عنوان تحکیم یا تراکم ثانویه نامگذاری می‌شود. این نشست به علت تغییر شکل پلاستیک خاک که ناشی از لغزش کانیهای پولکی شکل رس بر روی یکدیگر است، رخ می‌دهد. (چون طبق تعریف، تحکیم را ناشی از کاهش فشار آب منفذی اضافی دانستیم و در $U=100\%$ فشار آب منفذی اضافی صفر است.)

آزمایشات نشان می‌دهد در خاکهای رسی معمولی تراکم ثانویه چندان قابل توجه نیست و در کارهای مهندسی می‌توان از آن صرف‌نظر کرد. اما در خاکهای رسی خیلی نرم یا خاکهای رسی که درون آنها مواد آلی وجود دارد (خاک‌های نباتی یا Peat) مقدار تراکم ثانویه قابل توجه است.

برای محاسبه‌ی مقدار تراکم ثانویه می‌توان از شیب نمودار تحکیم در این قسمت استفاده کرد:

$$C_{\alpha} = \frac{\Delta e}{\log\left(\frac{t_2}{t_1}\right)}$$

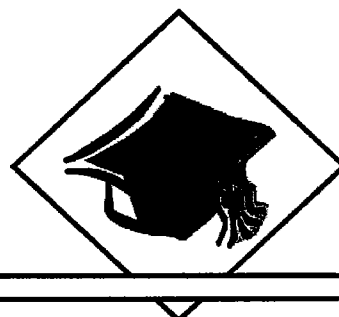
برای اینکه حدودی برای C_{α} داشته باشیم می‌توان گفت:

$$\text{for organic silt} \rightarrow \frac{C_{\alpha}}{C_c} = 0.035 - 0.060$$

$$\text{for organic silty clay} \rightarrow \frac{C_{\alpha}}{C_c} = 0.040 - 0.065$$

مراجع برای مطالعه بیشتر:

- Das, B.M. (2002), "Principles of Geotechnical Engineering", Weber & Schmidt
- Bowles, J.E. (1979), "Physical and Geotechnical Properties of Soils", McGraw-Hill
- Holtz, R.D. and Kovacs, W.D. (1981), "An Introduction to Geotechnical Engineering", prentice Hall
- Terzaghi K., Peck R.B., Mesri, G.R. (1996), "Soil Mechanics in Engineering Practice", Third Edition, John wiley



فصل ششم

مقاومت برشی خاک (Shear Strength)

در این فصل به دنبال آن هستیم تا بدانیم حداکثر مقاومت خاک در مقابل بارهای وارده چقدر است. بعبارت دیگر تحت چه شرایطی حالت گسیختگی (تسلیم) در خاک رخ می‌دهد؟ در قرن نوزدهم و اوایل قرن بیستم دانشمندان سعی کردند تا براساس تنش، معیارهایی را برای گسیختگی (تسلیم) در مصالح عنوان کنند. در این معیارها مواد را به دو دسته تقسیم می‌کنند:

- مواد شکل پذیر (Ductile)...

تغییر شکل این مواد در اثر بار، در ابتدا کوچک بوده و سپس تدریجاً تغییر شکل‌ها بزرگ شده و ماده وارد منطقه‌ی پلاستیک می‌شود و سرانجام گسیخته می‌گردد. معیارهایی که برای گسیختگی این مواد بیان می‌شود، Yield Criteria (معیار تسلیم) نامیده می‌شود. در درس مکانیک جامدات این معیارها برای فولاد بیان شده است.

- مواد شکننده (Brittle)...

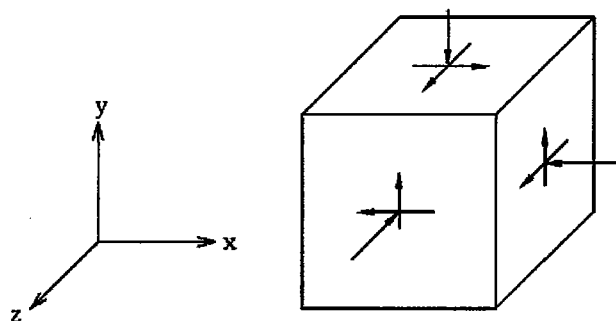
این مواد، بدون تغییر شکل قابل توجه بار را تحمل می‌کنند و ناگهان می‌شکنند (بدون اینکه نمودی از نزدیک شدن به نقطه‌ی شکست نشان دهند). معیارهایی که برای این مواد بیان می‌شود «Fracture Criteria» (معیار شکست) نامیده می‌شود.

در مورد مصالح ژئوتکنیکی دو مشکل وجود دارد:

اولاً رفتار این مواد یکسان نیست مثلاً سنگ‌ها جز مواد شکننده **Brittle** و خاک‌های رس نرم جز مواد شکل پذیر **Ductile** هستند. ثانیاً خاک‌های شن و ماسه ای بین دانه‌هایشان پیوستگی وجود ندارد و نمی‌توان آن‌ها را یک محیط پیوسته واقعی فرض کرد.

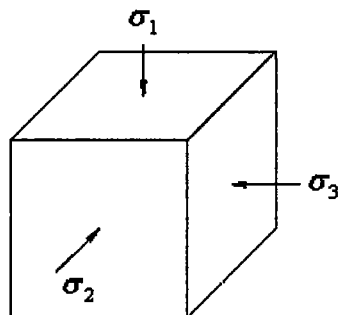
لذا بیان معیارهایی بر پایه تنش، که تسلیم یا گسیختگی در خاک را نشان دهد کار ساده‌ای نیست.

دایره‌ی موهر: (Mohr Circle)



المانی را در عمق Z از خاک در نظر می‌گیریم. در حالت کلی روی سطوح این المان تنش‌های برشی و قائم وجود دارد. در مکانیک خاک معمول است که چون خاک‌ها در کشش ضعیف عمل می‌کنند تنش‌های قائم فشاری را مثبت در نظر می‌گیرند. در مورد تنش‌های برشی، تنش‌هایی که المان را در جهت عقربه‌های ساعت بچرخانند به عنوان تنش‌های مثبت فرض می‌شوند. اگر در طبیعت سطح زمین را افقی در نظر بگیریم، تنش‌های برشی ناچیز خواهد بود و می‌توان از آن‌ها صرف‌نظر کرد، اما در سطوح شیب دار مجاز به چنین فرضی نیستیم. تنش‌های قائم بدون تنش برشی را تنش‌های اصلی و صفحاتی که این تنش‌ها بر آن‌ها عمود هستند را صفحات اصلی می‌گویند.

حال فرض می‌کنیم سطح زمین صاف باشد و تنش‌های برشی قابل صرف‌نظر کردن باشد. در اینصورت تنش‌های وارد بر المان را می‌توان به صورت مقابل نشان داد:



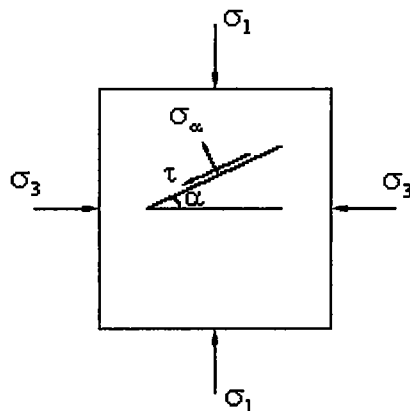
فرض کنید: $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$ (اگر تنش‌های تکتونیکی خاصی در اعماق زمین وجود نداشته باشد معمولاً تنش در راستای قائم از سایر تنش‌ها بیشتر است). اکنون صفحه‌ی عمود بر σ_2 را در نظر گرفته و در حالت دوبعدی به بررسی وضعیت تنش‌ها می‌پردازیم (بعدها خواهیم دید که تنش برشی ماکزیمم، ناشی از بیشترین و کمترین تنش‌های قائم یعنی σ_1 و σ_3 است).

با نوشتن معادله‌ی تعادل استاتیکی در حالت دو بعدی می‌توان تنش برشی و قائم را روی هر سطح دلخواه با شیب α نسبت به افق به دست آورد.

$$\sigma_{\alpha} = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos 2\alpha$$

$$\tau_{\alpha} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin 2\alpha$$

مشخص است هر چه σ_1, σ_3 بیشتر باشد σ_{α} بیشتر خواهد بود.

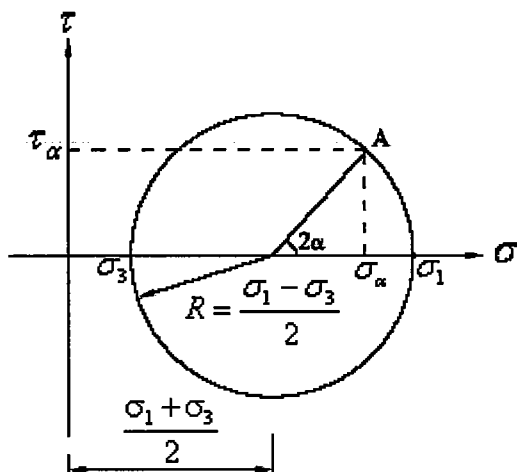


اگر σ_1, σ_3 برابر باشند روی هر سطح مایل با زاویه دلخواه تنش برشی برابر صفر است. به عبارت دیگر اگر به یک مکعب به یک میزان تنش از سه طرف اعمال کنیم در هیچ صفحه‌ای تنش برشی وارد نمی‌شود.

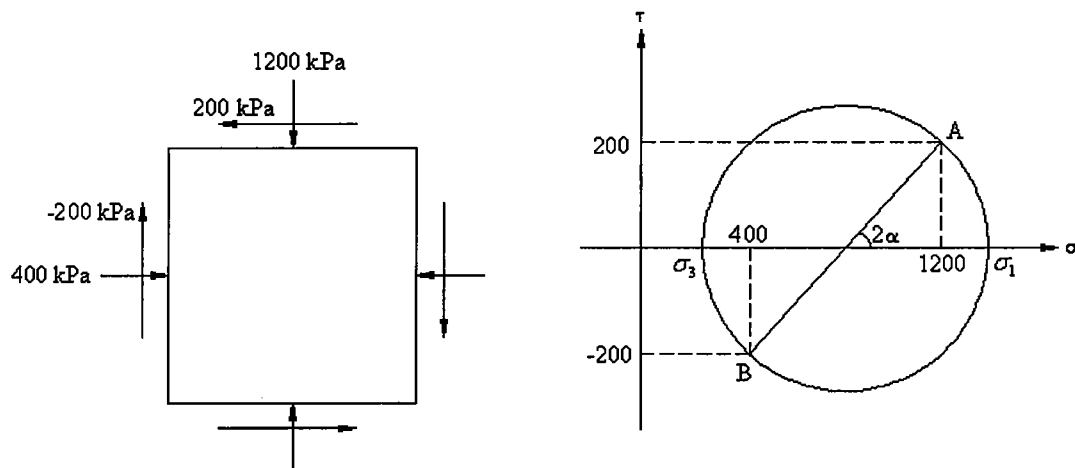
آقای موهر با در نظر گرفتن روابط σ_{α} و τ_{α} به این نتیجه رسید که می‌توان این تنش‌ها را در دستگاه مختصات

$$\sigma \text{ و } \tau \text{ روی دایره‌ای به مرکز } \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}, 0 \right) \text{ و شعاع } \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \text{ رسم کرد.}$$

یعنی برای پیدا کردن تنش‌های برشی و قائم روی صفحه‌ای که نسبت به صفحه‌ی افق به اندازه‌ی زاویه α چرخیده است کافیست روی دایره از محور افقی از نقطه σ_1 ، به اندازه 2α در جهت مثلثاتی بچرخیم تا به نقطه‌ی A برسیم. مؤلفه‌های نقطه‌ی A متناظر مؤلفه‌های تنش روی آن صفحه است.



حتی اگر تنش‌های ما تنش‌های اصلی نباشند و ما در کنار آن‌ها تنش‌های برشی نیز داشته باشیم، باز می‌توان از دایره‌ی موهر استفاده کرد. در این حالت متناظر با هر صفحه، نقطه‌ای روی دایره مشخص می‌شود که به کمک آن می‌توان دایره را رسم کرد.



به عنوان نمونه، با مشخص شدن دو نقطه‌ی A و B می‌توان دایره‌ای به قطر AB رسم کرد. به این صورت دایره‌ی موهر برای حالتی که تنش‌ها اصلی نباشند به دست می‌آید. با دقت در این دایره می‌توان فهمید که اگر صفحات را به اندازه‌ی α در جهت نشان داده شده (ساعتگرد) بچرخانیم به صفحات اصلی خواهیم رسید که روی آنها تنش برشی صفر بوده و تنش‌های قائم σ_1 و σ_3 خواهند بود.

معيار گسيختگی موهر – کلمب: (Mohr-Coulomb Failure Criterion)

کلمب اولین کسی بود که مشاهده کرد خاک‌ها و سنگ‌ها در فشار مقاومت خوبی دارند اما در برش گسیخته می‌شوند. به همین دلیل یک معیار گسیختگی بر مبنای تنش عنوان کرد.

مقاومت برشی خاک به دو عامل وابسته است:

- عامل وابسته به تنش (وزن خاک بالای المان)

- عامل غیروابسته به تنش (چسبندگی ذاتی مصالح)

بر اساس این دو عامل کلمب رابطه‌ی زیر را پیشنهاد کرد:

$$\tau_f = (\sigma \tan \phi) + c$$

که در این رابطه...

τ_f : تنش برشی لازم برای ایجاد گسیختگی در خاک. (مقاومت برشی خاک در لحظه‌ی گسیختگی)

σ : تنش قائم وارد بر سطح گسیختگی

ϕ : زاویه‌ی اصطکاک داخلی ($\tan \phi$) در واقع حکم ضریب اصطکاک μ را در روابط فیزیک دارد.

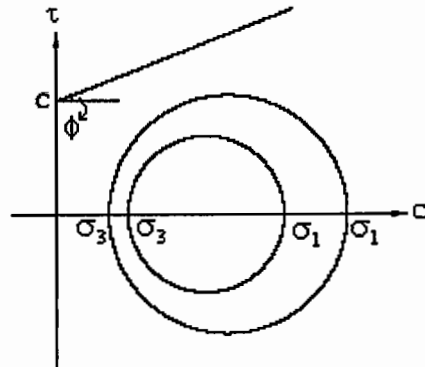
c: چسبندگی

می‌باشد.

در خاک‌های دانه‌ای که بین دانه‌ها چسبندگی وجود ندارد، مقدار c صفر است، اما در خاک‌های سیلتی و رسی، c نقش مهمی را در τ_f ایفا می‌کند. به عبارتی دیگر هر چه درصد رس در خاک بیشتر باشد مقدار c برای خاک بیشتر است.

اکنون می‌خواهیم ببینیم این معیار گسیختگی در دایره‌ی موهر چه شکلی خواهد داشت. با توجه به اینکه رابطه‌ی τ, σ در این رابطه از درجه اول است می‌توان نتیجه گرفت این معیار به صورت خط راست در این دستگاه محورهای مختصات τ و σ رسم می‌شود.

$$\sigma = 0 \rightarrow \tau_f = c$$



معیار گسیختگی موهر-کلمب، اینطور بیان می‌کند که...

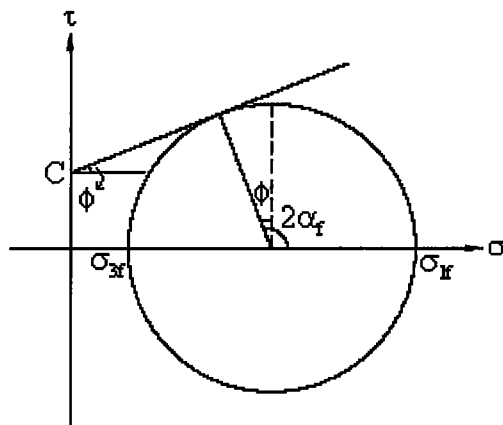
«تسلیم (گسیختگی) در خاک زمانی رخ می‌دهد که ترکیب تنش‌های قائم و برشی در روی سطح گسیختگی به نحوی باشد که دایره‌ی موهر نشان دهنده‌ی وضعیت تنش‌ها، بر خط کلمب مماس شود»

براساس معیار موهر-کلمب، تنش قائم حداکثر و تنش برشی حداکثر هیچکدام به تنهایی باعث گسیختگی خاک نمی‌شوند بلکه ترکیبی بحرانی از آنها که رابطه $\tau = \sigma \tan \phi + c$ را ارضاء نماید موجب گسیختگی خاک می‌گردد. تا وقتی که دایره موهر که نشان دهنده وضعیت تنش‌های وارد بر المان خاک می‌باشد در زیر خط کلمب قرار دارد، خاک گسیخته نمی‌شود. زمانیکه دایره موهر بر خط کلمب مماس شود گسیختگی در خاک رخ می‌دهد.

براساس این معیار نمی‌توان روی یک صفحه وضعیتی از تنش را داشت که دایره‌ی موهر آن بالای خط کلمب قرار گیرد. لذا به این خط، «پوش گسیختگی» گفته می‌شود.

اکنون می‌خواهیم ببینیم گسیختگی در کدام صفحه روی می‌دهد.

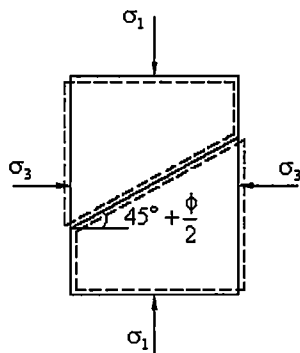
طبق مباحثی که تاکنون انجام شد و با استفاده از شکل مقابل می‌توان نوشت:



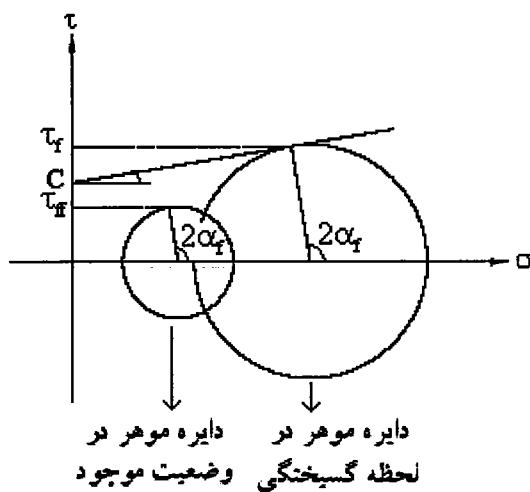
$$2\alpha_f = 90^\circ + \phi$$

$$\rightarrow \alpha_f = 45^\circ + \frac{\phi}{2}$$

مفهوم فیزیکی α_f آن است که، اگر σ_1, σ_3 را آنقدر زیاد کنیم که دایره موهر نظیر آن‌ها بر خط کلمب مماس شود، در اینصورت خاک در زاویه α_f مطابق شکل زیر خواهد برید.



اگر زاویه صفحه‌ی شکست (α_f) معلوم باشد، در هر وضعیتی از تنش، ضریب اطمینان در مقابل گسیختگی برشی قابل محاسبه است.



$$F.S. = \frac{\tau_f}{\tau_{ff}}$$

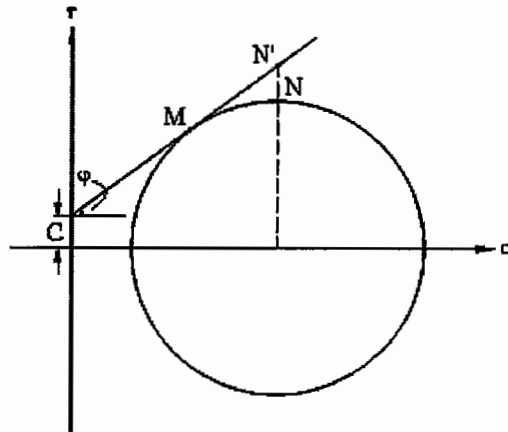
که در این رابطه...

τ_r : مقاومت برشی خاک.

τ_{ff} : تنش برشی موجود در صفحه‌ی به زاویه‌ی α_r

می‌باشد.

بنابر آنچه گفتیم، گسیختگی در صفحه‌ی متناظر با نقطه‌ی M روی می‌دهد (شکل زیر). اما حداکثر تنش برشی در نقطه‌ی N به وجود می‌آید. این نکته تأییدی است بر این مطلب که گسیختگی لزوماً روی صفحه‌ی ای رخ نمی‌دهد که τ روی آن ماکزیمم است.



سؤال: گفتیم که خاک‌ها در برش ضعیف عمل می‌کنند. پس چرا در صفحه‌ی ای که τ ماکزیمم است، گسیختگی روی نمی‌دهد؟

درست است که در نقطه‌ی N تنش برشی ماکزیمم است، اما مقاومت برشی خاک در صفحه‌ی نظیر آن نقطه (که زاویه آن نسبت به افق 45° درجه است) برابر طول قائم نقطه‌ی N' است که از تنش برشی نقطه‌ی N بیشتر است. بنابراین می‌توان گفت گسیختگی در نقطه‌ی ای روی می‌دهد که تنش برشی روی صفحه با مقاومت برشی خاک برابر شود (نقطه M).

مشخص است که هر چه چسبندگی بیشتر شود (مقدار c افزایش پیدا کند) مقاومت برشی خاک افزایش خواهد یافت. از سوی دیگر در یک c ثابت، هر چه شیب خط بیشتر شود، تنش‌های بزرگتری (دایره‌ی موهر بزرگتر) نیاز داریم تا بر خط مورد نظر مماس شود، لذا خاک مقاومت برشی بیشتری خواهد داشت. به عبارت دیگر هر چه زاویه ϕ بیشتر شود، خاک از لحاظ مقاومت برشی قوی تر می‌شود.

در خاک‌های درشت دانه مثل شن و ماسه، اگر خاک کاملاً تمیز باشد (هیچ ریزدانه‌ای نداشته باشد) مقدار $c=0$ خواهد بود. در خاکهای ریز دانه (رسی) نرم در حالت زهکشی نشده ϕ می‌تواند نزدیک صفر باشد.

اگر اصطکاک داخلی در یک خاک قابل صرف‌نظر کردن باشد ($\phi \cong 0$) خط کلمب به صورت خط افقی درخواهد آمد. در اینصورت در همه‌ی حالات زاویه‌ی صفحه‌ی گسیختگی 45° خواهد بود. در این حالت بزرگی یا کوچکی تنش قائم تأثیری روی صفحه‌ی جداسازی نخواهد داشت و فقط تفاضل تنش‌ها (برش) است که در گسیختگی مهم است.

معیار گسیختگی موهر-کلمب برحسب تنش‌های اصلی به صورت زیر در می‌آید:

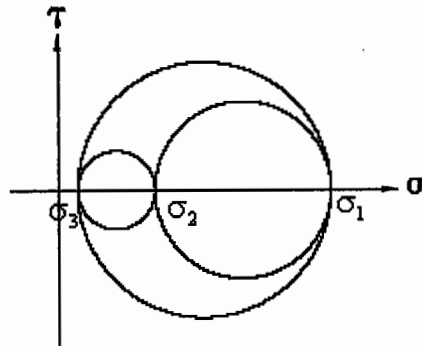
$$\sigma_{1f} - \sigma_{3f} = (\sigma_{1f} + \sigma_{3f}) \sin \phi + 2c \cos \phi$$

رابطه فوق به سهولت با روابط هندسی موجود در شکل صفحه قبل بدست می‌آید. این رابطه را به صورت زیر نیز می‌توان نوشت:

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

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

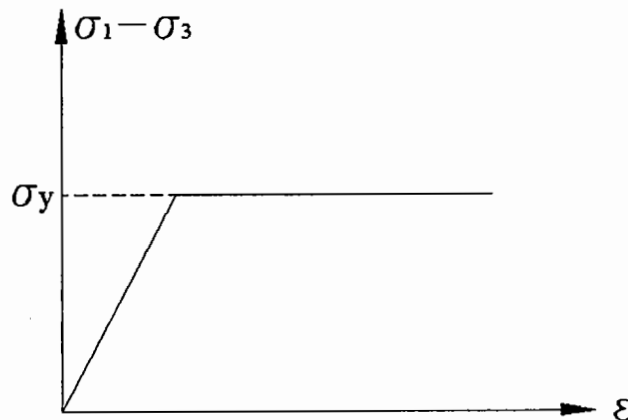
سؤال: آیا تنش متوسط σ_2 تأثیری در گسیختگی ندارد؟



براساس معیار موهر-کلمب و بنابر فرضی که در ابتدا انجام دادیم ($\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$)، بیشترین تنش برشی که در خاک ایجاد می‌شود تفاضل تنش‌های σ_1, σ_3 است. (دایره‌ی موهر مربوط به تنش‌های دیگر در شکل نشان داده شده است.) بنابراین آنچه که معیار موهر-کلمب می‌گوید حاکی از عدم تأثیر σ_2 در گسیختگی خاک است ولی معیارهای دیگری نیز در خصوص گسیختگی خاک وجود دارند که در برخی از آنها تنش σ_2 نیز وارد می‌شود. این معیارها در دروس پیشرفته مکانیک خاک بررسی می‌شوند.

بنابر تعریف معیار موهر-کلمب، اگر وضعیت تنش‌های σ و τ روی یک صفحه معیار $\tau = \sigma \tan \phi + c$ را ارضا نمایند روی آن صفحه گسیختگی رخ می‌دهد، بنابراین اگر وضعیت تنش را هنگام گسیختگی با σ_y نشان می‌دهیم، تنش در خاک نمی‌تواند از آن حد بیشتر باشد ولی اگر تنش بیشتری به خاک وارد شود این تنش به المانهای مجاور که هنوز به σ_y نرسیده‌اند منتقل خواهد شد.

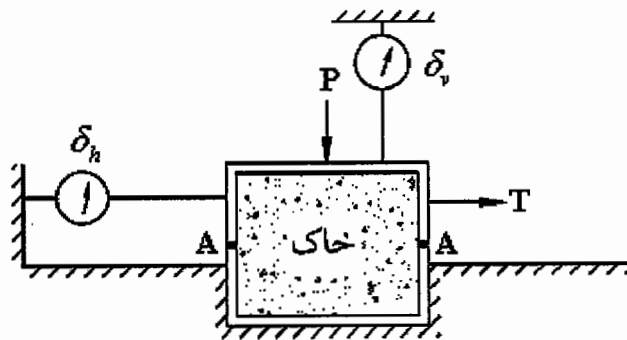
اگر رابطه‌ی تنش- کرنش، در ابتدای رفتار آن خطی و پس از گسیختگی به صورت افقی فرض شود، آن گاه به این مواد «elastic perfect plastic» می‌گویند.



آزمایشات آزمایشگاهی جهت تعیین مقاومت برشی خاک:

(۱) آزمایش برش مستقیم (Direct shear test):

این آزمایش قدیمی‌ترین و ساده‌ترین آزمایش برای تعیین مقاومت برشی خاک است.



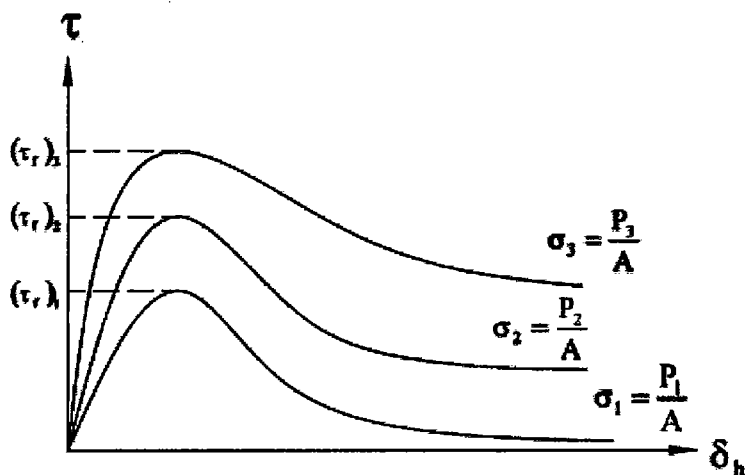
جعبه ای فلزی را در نظر بگیرید که به دو قسمت تقسیم شده است. اگر قسمت پائین آن را ثابت فرض کرده و قسمت بالایی قابل حرکت باشد، می‌توان با جابه جایی قسمتی بالایی مقاومت برشی خاک را به دست آورد. دو gage به جعبه‌ی بالایی متصل می‌کنیم که یکی جابجایی در راستای قائم و دیگری جابجایی در راستای افقی را نشان می‌دهد. نیروی P از بالا به خاک وارد شده و سپس جعبه‌ی بالایی توسط نیروی T کشیده شود. عاملی که باعث می‌شود نیمه بالایی جعبه نسبت به نیمه پائینی آن حرکت نکند اصطکاک خاک در داخل جعبه در سطح AA می‌باشد. با افزایش تدریجی نیروی T و با اندازه‌گیری نیروی T در لحظه‌ای که جعبه بالایی می‌لغزد می‌توان نوشت:

$$\text{تنش برشی} = \frac{T}{A}$$

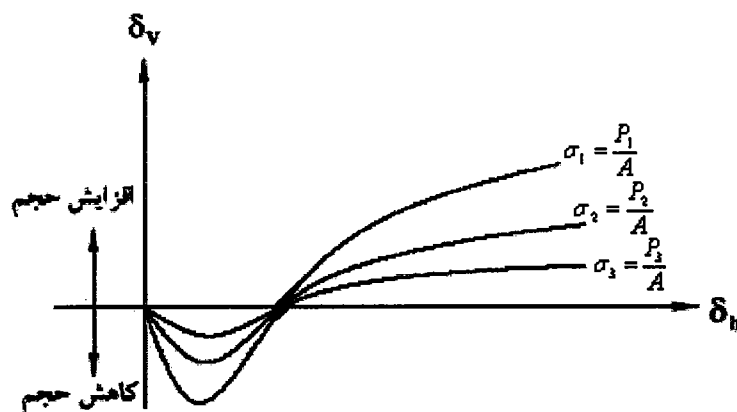
$$\text{تنش قائم} = \frac{P}{A} = \text{const.}$$

A: سطح نمونه‌ی خاک

اگر نمودار تنش برشی را برحسب جابه جایی افقی رسم کنیم شکلی شبیه نمودار زیر به دست خواهد آمد:

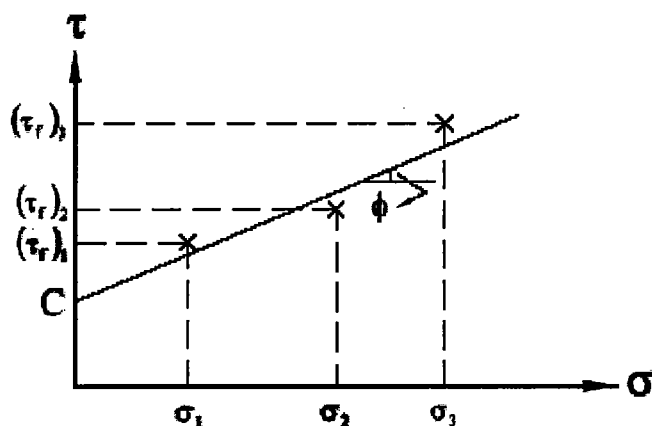


مشخص است با افزایش نیروی برشی T بعد از زمانی خاک بریده و نیمه بالایی جعبه به حرکت در می آید. تنش برشی در لحظه گسیختگی خاک حداکثر بوده و همان ، تنش برشی گسیختگی است که آن را با τ_r نشان می دهند. با افزایش نیروی قائم P تنش برشی گسیختگی نیز افزایش می یابد. بعبارت دیگر با اعمال P بیشتر بر روی جعبه $P_3 > P_2 > P_1$ تنش برشی لازم برای ایجاد گسیختگی نیز بیشتر می شود $(\tau_r)_3 > (\tau_r)_2 > (\tau_r)_1$. حال اگر تغییرات جابجایی قائم را برحسب تغییرات جابجایی افقی رسم کنیم نموداری شبیه نمودار زیر به دست خواهد آمد:



وقتی خاک ابتدائاً تحت تنش برشی قرار می گیرد دانه ها به گونه ای نسبت به هم جابه جا می شوند که فضاهای خالی را پر کرده و متراکم می شوند (حجم کاهش می یابد) اما اگر تنش برشی باز افزایش یابد دو حالت ممکن است رخ دهد: یا اینکه خود دانه های خاک متلاشی شوند که احتمال آن کم است یا اینکه دانه ها بر روی هم سوار می شوند تا بتوانند از روی هم عبور کرده و در خاک گسیختگی ایجاد نمایند که این امر باعث افزایش حجم نمونه می شود. پس در ابتدا کاهش حجم و در ادامه افزایش حجم مشاهده می شود. این آزمایش معمولاً برای خاک های درشت دانه انجام می شود، البته می توان این آزمایش را برای خاک های ریزدانه ی دست نخورده نیز انجام داد، اما آزمایشات بهتری برای خاک های ریزدانه وجود دارد.

اگر این آزمایش را با سه تنش قائم مختلف انجام دهیم و حاصل را در دستگاه مختصات موهر نشان دهیم می‌توان خطی به آن‌ها برازش داد که به وسیله‌ی آن خط C و ϕ به دست می‌آید.



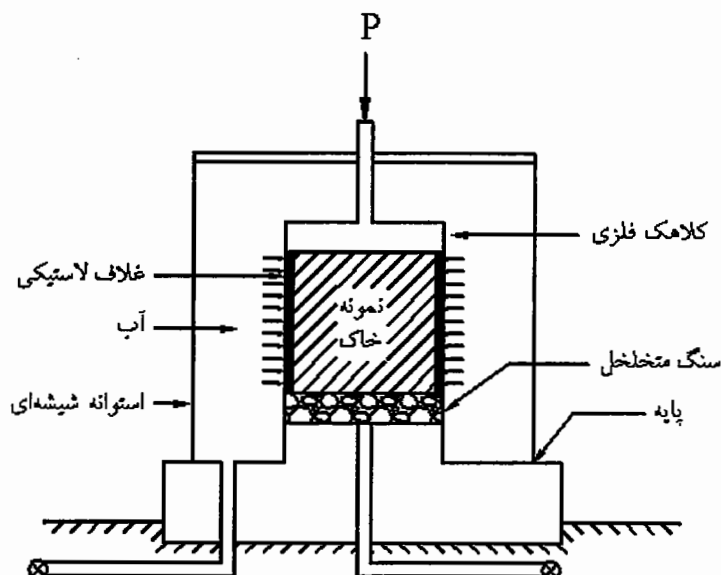
نکته‌ای که باید به آن توجه نمود آن است که در هر سه آزمایش باید شرایط نمونه یکسان باشد خصوصاً درجه‌ی تخلخل آن‌ها باید مساوی باشد.

اشکالات آزمایش برش مستقیم را می‌توان به صورت زیر عنوان کرد:

- ما در روابط، سطح مقطع نمونه‌ی خاک را ثابت در نظر می‌گیریم، در صورتی که با جابه‌جایی دو جعبه فوقانی و تحتانی نسبت به هم، این سطح مقطع کاهش می‌یابد.
- فرض همگن بودن توزیع تنش برشی در سطح گسیختگی صحیح نیست (در گوشه‌ها تمرکز تنش داریم)
- شرایط زهکشی هنگام آزمایش روی نمونه‌های اشباع قابل کنترل نیست
- در حین انجام آزمایش، تنشهای اصلی روی سطح برش دچار دوران می‌شوند
- سطح برش AA را ما به خاک تحمیل می‌کنیم و ϕ و C را برای این سطح برش تحمیلی به دست می‌آوریم. در واقع خاک روی ضعیف‌ترین سطح خود گسیخته می‌شود و لزومی ندارد که در طبیعت نیز خاک در این سطح ببرد.

(۲) آزمایش سه محوری (Triaxial test)

این آزمایش را Casagrande هنگام تحصیل در دانشگاه MIT آمریکا پیشنهاد داد.



همانطور که در شکل دیده می‌شود در این آزمایش سنگ متخلخلی را روی پایه قرار می‌دهند و نمونه‌ی خاک چسبنده را که درون یک غلاف لاستیکی قرار دارد روی آن قرار می‌دهند و در بالای نمونه‌ی خاک یک کلاهک فلزی قرار دارد که از بالای آن بار P به نمونه نیز وارد می‌شود. تمام این مجموعه در یک استوانه‌ی شیشه‌ای قرار می‌گیرد که این استوانه به طور کامل در پایین و بالا آب بند می‌شود و داخل استوانه با آب پر می‌گردد. در قسمت تحتانی پایه دو سوراخ وجود دارد: مجرای اول که مستقیماً به فضای درون استوانه راه دارد و به کمک آن آب را وارد استوانه می‌کنند. وقتی که استوانه کاملاً پر شد آن را به کمپرسور وصل می‌کنند تا بتوانند فشار آب داخل استوانه را تنظیم کنند. با تنظیم فشار آب داخل محفظه و اندازه‌گیری آن (σ_{cell}) تنش وارد شده از اطراف به نمونه‌ی خاک تعیین می‌شود.

مجرای دیگری که به سنگ متخلخل متصل است، از سمت دیگر به یک بورت وصل می‌باشد. از این مجرا برای اندازه‌گیری میزان آب خروجی از نمونه خاک استفاده می‌شود (چون نمونه راه دیگری برای تبادل آب با محیط اطراف ندارد) اگر این مجرا را به پیزومتر وصل کنیم می‌توانیم فشار آب منفذی داخل نمونه را به دست آوریم. آزمایش سه محوری روی نمونه‌های اشباع به سه طریق قابل انجام است.

(۱) روش تحکیم نشده‌ی زهکشی نشده (UU) **unconsolidated-undrained**

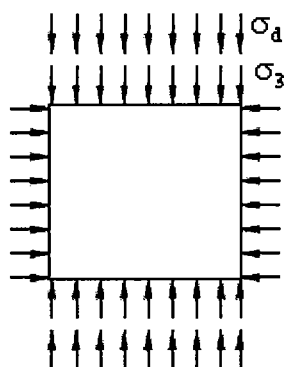
(۲) روش تحکیم شده‌ی زهکشی نشده (CU) **consolidated-undrained**

(۳) روش تحکیم شده‌ی زهکشی شده (CD) **consolidated-drained**

آزمایش سه محوری در دو قسمت صورت می‌گیرد:

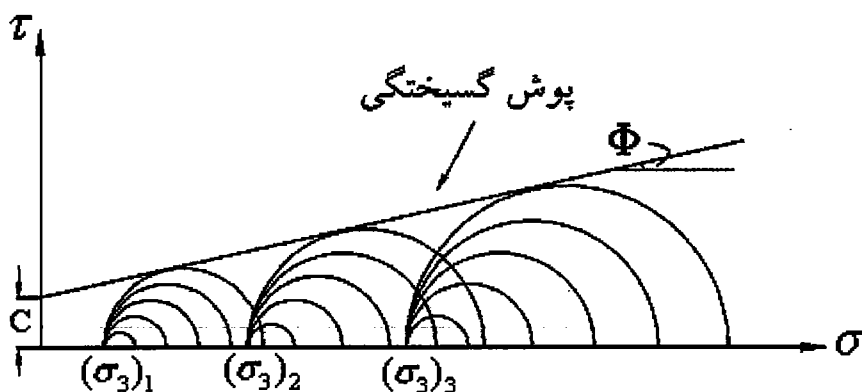
در قسمت اول با تنظیم فشار آب داخل استوانه، تنش یکنواختی را به نمونه وارد می‌کنیم ($\sigma_{cell} = \sigma_3$). در این قسمت اگر شیر کنترل خروج آب منفذی از نمونه باز باشد و به نمونه‌ی اجازه خارج شدن آب و تحکیم شدن را بدهیم، آزمایش را «**consolidated**» و اگر شیر کنترل بسته باشد و اجازه‌ی خروج آب به نمونه داده نشود، آزمایش را «**unconsolidated**» می‌گویند.

در قسمت دوم آزمایش، به وسیله‌ی پیستون که در بالای نمونه‌ی خاک قرار دارد تنش σ_d را در جهت قائم به نمونه وارد می‌کنیم. در این حالت اگر شیر کنترل باز باشد و به نمونه اجازه‌ی خروج آب داده شود آزمایش را «drained» و اگر اجازه‌ی زهکشی و خروج آب به نمونه داده نشود (بستن شیر کنترل) آزمایش را «undrained» می‌گویند.



بنابراینکه در قسمت اول یا دوم آزمایش شیر خروج آب منفذی باز یا بسته باشد می‌توان یکی از سه حالت UU، CU و CD را آزمایش کرد. با افزایش آرام σ_d سرانجام نمونه‌ی خاک گسیخته خواهد شد. در این حالت با داشتن σ_d و σ_3 می‌توان مقاومت برشی خاک یعنی τ_r را به دست آورد.

اکنون می‌خواهیم این پدیده را در دستگاه مختصات موهر مورد بررسی قرار دهیم. در قسمت اول آزمایش چون σ_1, σ_3 برابر هستند (به نمونه فشار همه جانبه یا دورگیر یا all-round Pressure وارد می‌شود) دایره‌ی موهر برای آن، شکل نقطه را خواهد داشت. با وارد کردن σ_d به آرامی σ_1 افزایش پیدا می‌کند ($\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_d$) و مرتباً دایره‌ی موهر بزرگ و بزرگتر می‌شود تا اینکه خاک گسیخته شود. این آزمایش را برای سه σ_3 مختلف انجام می‌دهیم و دایره‌های موهر نظیر آن‌ها را نیز رسم می‌کنیم. بهترین خطی که بر این سه دایره (در لحظه‌ی گسیختگی) مماس باشد به عنوان پوش گسیختگی در نظر گرفته می‌شود و می‌توان به کمک آن c و ϕ را به دست آورد.



این آزمایش نسبت به آزمایش برش مستقیم چندین مزیت دارد:

- شرایط زهکشی تحت کنترل است و امکان اندازه‌گیری فشار آب حفره‌ای وجود دارد.
- سطح گسیختگی هر زاویه ای می‌تواند داشته باشد و تحمیلی نیست.
- این آزمایش سه بعدی است و از همه‌ی جهات می‌توان به نمونه نیرو وارد کرد.
- مسیرهای مختلف تنش را می‌توان شبیه سازی کرد.

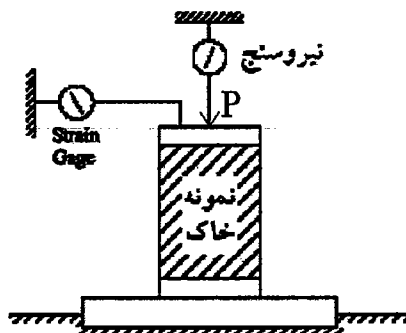
- در طول آزمایش تنش‌های افقی و قائم، "تنش‌های اصلی" باقی خواهند ماند (اما در آزمایش برش مستقیم به علت وجود نیروی برشی روی سطح برش صفحات اصلی تغییر می‌کرد). البته این آزمایش مشکلاتی نیز دارد، که برخی از آن‌ها را می‌توان به صورت زیر نام برد:

- این آزمایش زمان زیادتر و تکنسین ماهر نیاز دارد.
- در طبیعت زهکشی از هر طرف قابل امکان است اما در این آزمایش فقط زهکشی در راستای قائم وجود دارد. (البته برای حل این مشکل می‌توان مواد خاصی بین غلاف لاستیکی و نمونه قرار داد تا زهکشی از اطراف نیز انجام شود)
- در طبیعت لزوماً σ_2, σ_3 با هم برابر نیستند، اما در این آزمایش یکسان و ثابت در نظر گرفته شده اند.

با وجود این مشکلات، این آزمایش یکی از بهترین آزمایشها جهت تعیین مقاومت برشی خاک است. البته دستگاه‌های تحقیقاتی بهتری نیز وجود دارد. انتخاب نوع آزمایش سه محوری UU و CU و CD به نوع خاک و شرایط بارگذاری بستگی دارد. برای خاک‌های درشت دانه که k بالایی دارند شرایط بارگذاری زهکشی شده است در این حالت برای شبیه سازی کردن از آزمایش «Drained» استفاده می‌شود. برای خاک‌های ریزدانه‌ی رسی که k خیلی پائینی دارند رفتار خاک در بارگذاری، رفتار زهکشی نشده «Undrained» است. در این خصوص در ادامه همین فصل توضیحات بیشتری خواهد آمد.

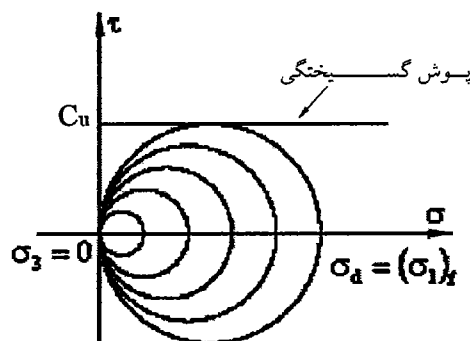
(۳) آزمایش فشاری محصور نشده: (unconfined compression test)

این آزمایش را آزمایش تک محوری نیز می‌گویند. شباهت زیادی بین این آزمایش و آزمایش سه محوری وجود دارد. ولی در این آزمایش دیگر، غلاف لاستیکی و استوانه‌ی شیشه‌ای وجود ندارد و از اطراف فشاری بر نمونه اعمال نمی‌شود ($\sigma_3 = 0$). این آزمایش برای خاک‌های چسبنده‌ی اشباع دست نخورده معمول است. برای خاک‌های ماسه‌ای که اصلاً چسبندگی ندارند نمی‌توان این آزمایش را انجام داد، چون نمونه‌ی خاک به صورت نمونه‌ی استوانه‌ای در نمی‌آید و می‌ریزد. این آزمایش برای خاک‌های درشت‌دانه در صورتی قابل انجام است که اندکی چسبندگی در بین دانه‌ها وجود داشته باشد. در این آزمایش شرایط زهکشی قابل کنترل نیست. چون زمان این آزمایش کوتاه است و خاک‌های رسی در این زمان کوتاه، آب را رها نمی‌سازند، لذا می‌توان شرایط آزمایش را «Undrained» فرض کرد.



تفاوت ساز و کار این آزمایش با آزمایش سه محوری در آن است که در آزمایش تک محوری تنش‌های جانبی وجود ندارد. به عبارت دیگر مقدار σ_3 برابر صفر است. یعنی همه دواپر موهر از مبدأ می‌گذرند. در این حالت

خط موهر- کلمب یک خط افقی است. به عبارت دیگر، در شرایط **undrained** خاک اصطکاک داخلی از خود نشان نمی‌دهد و $\phi = 0$ است. در اینجا چون c مربوط به شرایط **undrained** است آن را با c_u نشان می‌دهند. در واقع در این حالت، چسبندگی (c_u) نصف فشاری است که به نمونه وارد می‌شود تا نمونه گسیخته شود. مقدار تنش حداکثر را با $(\sigma_1)_f$ نشان می‌دهند و آن را تاب فشاری محصورنشده خاک (**unconfined compressive strength**) می‌گویند.



مقاومت برشی ماسه‌ها:

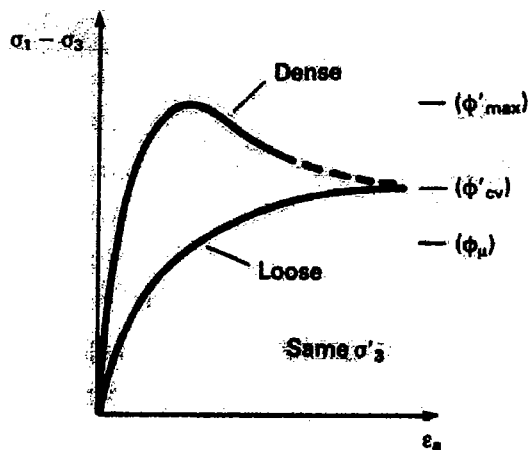
در معیار موهر- کلمب دیدیم:

$$\tau_f = \sigma \cdot \tan \phi + c$$
 بعد از ارائه‌ی تعریف تنش موثر توسط Terzaghi در خاک‌های اشباع، این رابطه در خاک‌های اشباع به صورت زیر بیان شد:

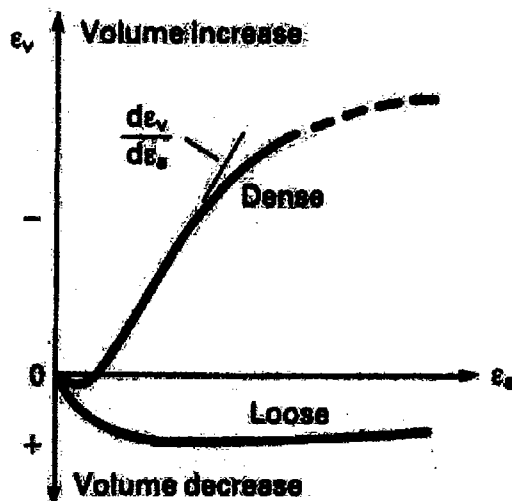
$$\tau_f = \sigma' \cdot \tan \phi' + c'$$

یعنی مقاومت برشی در خاک اشباع تابعی از تنش موثر وارد به خاک و پارامترهای مقاومت برشی خاک است. در طبیعت ماسه می‌تواند خشک یا مرطوب باشد که در اینصورت تمام بار وارده را اسکلت خاک تحمل می‌کند. همچنین ماسه می‌تواند اشباع باشد و بخشی از فشار وارده را آب تحمل کند. برای ماسه‌های اشباع نوع رفتار معمولاً زهکشی شده است چون آب منفذی تحت اثر فشار به سهولت می‌تواند از خلل و فرج خاک خارج شود ($u_e = 0$). در حالات خیلی خاص ممکن است سرعت وارد شدن بار آنقدر زیاد باشد که آب فرصت خارج شدن پیدا نکند (وقوع زلزله، بارگذاری انفجار، ...). در این حالت می‌توان رفتار خاک ماسه‌ای را زهکشی نشده در نظر گرفت. در حالت زهکشی نشده بارگذاری موجب افزایش فشار آب منفذی می‌شود ($u_e \neq 0$). گاهی ممکن است فشار آب منفذی به σ کل برسد. در اینصورت $\sigma' = 0$ خواهد شد. در نتیجه طبق معیار موهر- کلمب $\tau_f = c$ خواهد بود که چون خاک ماسه‌ای چسبندگی زیادی ندارد، تنش برشی خیلی کمی را تحمل می‌کند. در این حالت خاک مثل یک سیال غلیظ عمل می‌کند که به این پدیده روانگونی یا «روانگرایی» می‌گویند.

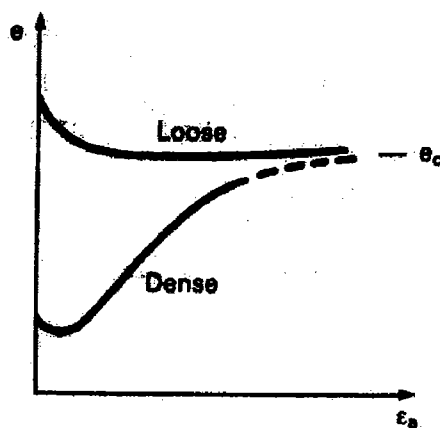
اگر در آزمایش سه محوری که برای خاک‌های ماسه‌ای انجام می‌دهیم منحنی تغییرات σ_d را برحسب کرنش محوری (ϵ_a) رسم کنیم به یکی از منحنی‌های زیر خواهیم رسید.



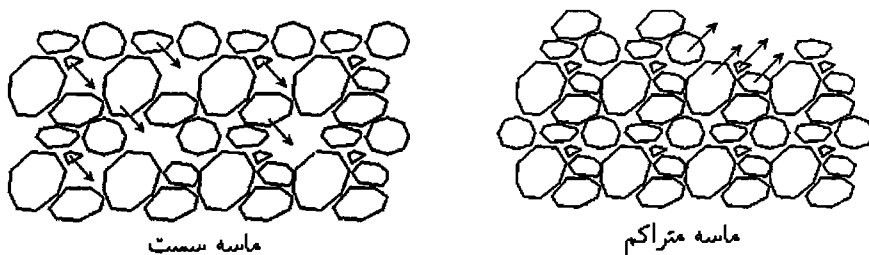
علت اختلاف این دو منحنی آن است که در ماسه‌های متراکم دانه‌های خاک در هم قفل شده اند (inter locking) و در ابتدا باید بر این نیروی قفل شدگی غلبه شود. به همین دلیل منحنی ابتدا به اوج (Peak) رسیده و بعد نزول می‌کند. برای ماسه‌های سست (در همان σ'_3) چنین نقطه اوجی در منحنی مشاهده نمی‌شود. اگر روی محور قائم کرنش حجمی را نشان دهیم به چنین منحنی ای خواهیم رسید:



در ماسه‌های متراکم همانطور که در شکل زیر نشان داده شده است، دانه‌های ماسه برای عبور از یکدیگر باید روی هم سوار شده و لذا به طرف بالا حرکت کنند لذا حجم نمونه افزایش می‌یابد. اما در ماسه‌های سست چون تخلخل بالا بوده و دانه‌ها در لایه لای هم جای می‌گیرند حجم نمونه کاهش می‌یابد. می‌توان منحنی تغییرات درجه‌ی تخلخل را نیز برحسب کرنش محوری به دست آورد:



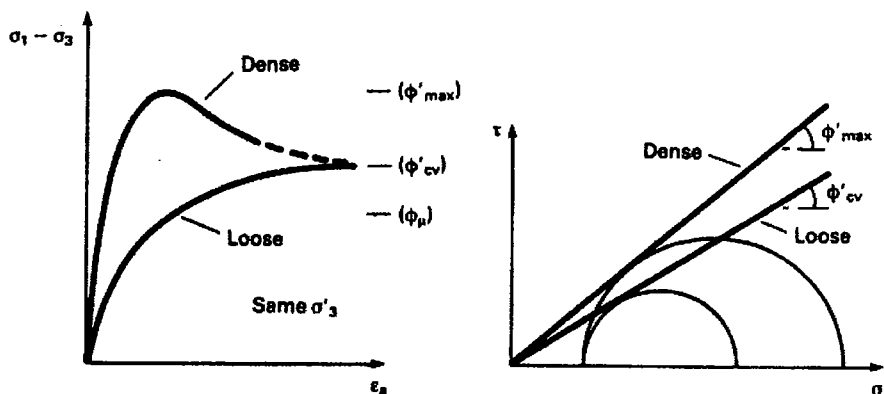
بیشترین شیب تغییرات در منحنی $\epsilon_v - \epsilon_a$ را به عنوان نرخ اتساع (dilation Rate) معرفی می‌کنند. پدیده‌ی افزایش حجم خاک در اثر برش را اتساع (Dilatancy) می‌گویند.



می‌دانیم در ماده‌ای که رفتار الاستیک خطی داشته باشد، تنش برشی فقط باعث تغییر زاویه، و تنش قائم فقط باعث تغییر حجم می‌شود. پس پدیده‌ی اتساع دلیلی بر غیرالاستیک بودن رفتار خاک است.

برای هر دو نوع ماسه سست و متراکم، اگر ما در آن‌ها برشی ایجاد کنیم به حدی که به کرنش‌های بالا برسند وضعیتی در ماسه‌ها اتفاق می‌افتد که بدون تغییر حجم، با روی هم لغزیدن دانه‌ها، مقدار کرنش افزایش می‌یابد، به عبارتی دیگر تحت اثر تنش ثابتی در خاک کرنش زیاد می‌شود، بدون اینکه تغییر حجم بدهد. این رفتار، متناظر e خاصی است که به آن تخلخل بحرانی ($e_{critical}$) می‌گویند.

اگر برای ماسه‌های سست و متراکم دایره‌ی موهر نظیر تنش‌های آن‌ها را در دستگاه $\tau - \sigma$ رسم کنیم خواهیم داشت:



برای ماسه‌های متراکم که هنگام گسیختگی به نقطه اوج (Peak) خود می‌رسند، دایره‌ی موهر، بزرگتر است که شیب خط نظیر آن را با ϕ'_{max} نشان می‌دهیم. برای ماسه‌های سست دایره‌ی موهر کوچکتر است. ϕ برای بعضی از ماسه‌ها به صورت زیر به دست آمده است:

	ϕ'_{CV}	ϕ'_{max}
ماسه یکنواخت گرد گوشه	27^0	35^0
ماسه خوب دانه بندی شده تیز گوشه	33^0	45^0
شن ماسه دار	35^0	50^0
ماسه‌ی لای دار	$27-30^0$	$30-34^0$

نکته: باید توجه داشت که برای یک نمونه خاک ماسه‌ای یکسان، دو آزمایش برش مستقیم و سه محوری نتیجه یکسان نمی‌دهد. چون سطح برش در آزمایش برش مستقیم تحمیلی است. به همین دلیل ϕ به دست آمده در این آزمایش معمولاً حدود 10% بیشتر از ϕ به دست آمده از آزمایش سه محوری است.

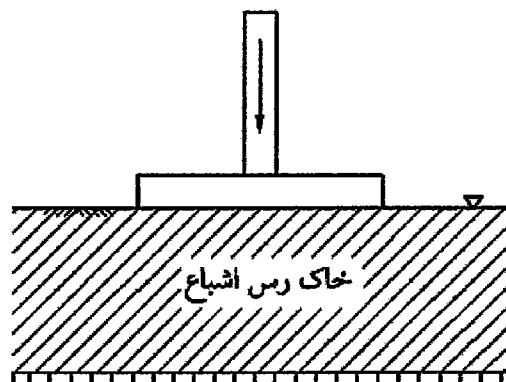
مقاومت برشی خاک‌های رسی:

در طبیعت خاک‌های رسی یا اشباع هستند یا غیراشباع (مرطوب). به لحاظ ساختار کانی‌های خاک رس، نمی‌توان در طبیعت خاک رس کاملاً خشک پیدا کرد. برای مناطق بالای مدار 25^0 که بارندگی زیاد است خاک رس همواره اشباع و برای مناطق زیرمدار 25^0 خاک‌های رس گاهی غیراشباع هستند.

آزمایش مناسب برای تعیین مقاومت برشی خاک‌های رسی، آزمایش سه محوری است، اما به علت هزینه و زمان زیادی که این آزمایش نیاز دارد، از آزمایش فشاری محصورنشده (تک محوری) برای تعیین مقاومت برشی خاک‌های رسی زیاد استفاده می‌شود. اگر در آزمایش فشاری محصورنشده از خاک رسی اشباع استفاده کنیم چون سرعت انجام این آزمایش زیاد است آب فرصت خروج از نمونه را نخواهد داشت لذا شرایط این آزمایش UU می‌باشد. اما در آزمایش سه محوری تنظیم شرایط مختلف در آزمایش امکان پذیر است. در حالتی که نمونه غیراشباع باشد در حین آزمایش سه محوری ممکن است اصلاً آبی از نمونه خارج نشود (در خاکهای غیر اشباع لزوماً تغییرشکل با خارج شدن آب همراه نیست) در این حالت انتخاب یکی از شرایط UU، CU یا CD مطرح نیست. به همین جهت، اگر آزمایش سه محوری را بر روی خاک غیر اشباع انجام دهیم به این آزمایش آزمایش سریع یا «Quick test» می‌گویند.

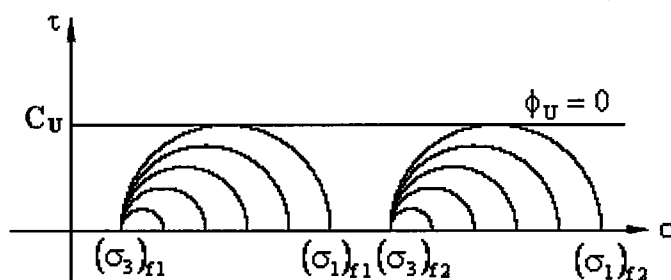
مقاومت برشی خاک‌های رسی غیراشباع از خاک‌های اشباع بیشتر است. لذا معمولاً ابتدا خاک را اشباع کرده و سپس آزمایش را انجام می‌دهند. نتیجه‌ی این حالت در جهت اطمینان است.

اگر بخواهیم روی یک خاک رسی اشباع، سازه‌ای را بنا کنیم چون فرصت کافی جهت زهکشی شدن به خاک داده نمی‌شود، رفتار خاک (در کوتاه مدت) زهکشی نشده است. اما با گذشت زمان، تحکیم صورت گرفته و فشار آب اضافی تدریجاً زایل می‌شود بنابراین در درازمدت رفتار خاک اشباع، رفتار زهکشی شده است. بنابراین در آزمایشگاه نیاز داریم تا هم آزمایش undrained و هم آزمایش drained را انجام دهیم تا پارامترهای مقاومت برشی خاک را در دو حالت کوتاه مدت و درازمدت داشته باشیم.



شرایط UU...

اگر آزمایش را در شرایط تحکیم نشده‌ی زهکشی نشده انجام دهیم (با σ_3 های مختلف) به دوایر موهری شبیه حالت نشان داده شده خواهیم رسید:



مشاهده می‌شود که با افزایش σ_3 قطر دوایر گسیختگی ثابت بوده و تغییری در میزان تنش گسیختگی ایجاد نمی‌شود. چون در آزمایش UU اضافه تنش به آب وارد می‌شود نه به خاک. لذا با افزایش σ_3 خاک متراکم‌تر نمی‌شود. بهمین دلیل پوش گسیختگی در این حالت افقی است. یعنی:

$$\phi_u = 0$$

(اندیس U نشان دهنده‌ی آزمایش UU است.)

لازم بذکر است، $\phi_u = 0$ بدین معنی نیست که خاک اصطکاک ندارد بلکه در شرایط آزمایش UU، مقاومت برشی خاک اشباع ناشی از ϕ (اصطکاک) بروز نمی‌کند. بعبارت دیگر C_u و $\phi_u = 0$ یک ویژگی ذاتی خاک نبوده بلکه تحت شرایط آزمایشگاهی خاص بدست می‌آید.

$$\rightarrow C_U = \frac{\sigma_d}{2}$$

در خاک‌های رسی خیلی اهمیت دارد. این پارامتر خیلی حساس است و ممکن است در انتقال نمونه به آزمایشگاه به علت دست خوردگی تغییر زیادی در این پارامتر ایجاد شود.

Soil type	C_U
very stiff to hard clay	$> 150 \text{ KN/m}^2$
Stiff clay	100-150
firm to stiff clay	75-100
Firm clay	50-75
soft to firm clay	40-50
soft clay	20-40
very soft clay	$< 20 \text{ KN/m}^2$

هر چه تغییرات C_U خاک رس بر اثر دستخوردگی بیشتر باشد، خاک را حساس تر می‌گویند. حساسیت (sensitivity) خاک رس را به صورت زیر تعریف می‌کنند:

$$\text{Sensitivity} = \frac{\text{مقاومت برشی زهکشی نشده نمونه‌ی دست نخورده}}{\text{مقاومت برشی زهکشی نشده نمونه‌ی دست خورده}}$$

حساسیت برای خاک‌های مختلف به صورت زیر طبقه بندی می‌شود:

1-4 : رس با حساسیت معمولی

4-8 : رس حساس

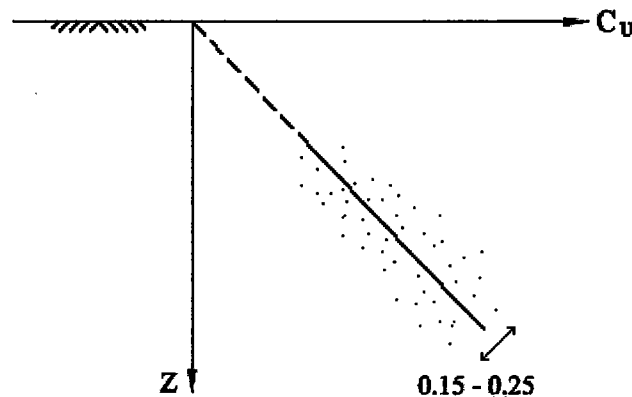
8-16 : رس خیلی حساس

Quick clay : > 16

Skempton با انجام آزمایشات متعدد روی خاک‌های رسی لندن (از نوع NC) به این نتیجه رسید که مقاومت برشی C_U خاک با افزایش عمق به صورت خطی زیاد می‌شود. با توجه به اینکه با افزایش عمق، تنش موثر نیز زیاد می‌شود. وی رابطه‌ی تجربی زیر را برای تخمین C_U در خاک‌های رسی اشباع NC در اعماق مختلف بیان کرد:

$$\frac{C_U}{\sigma'_v} = 0.11 + 0.0037I_p$$

شیب تغییرات C_U در عمق حدود 0.15 تا 0.25 می‌باشد.



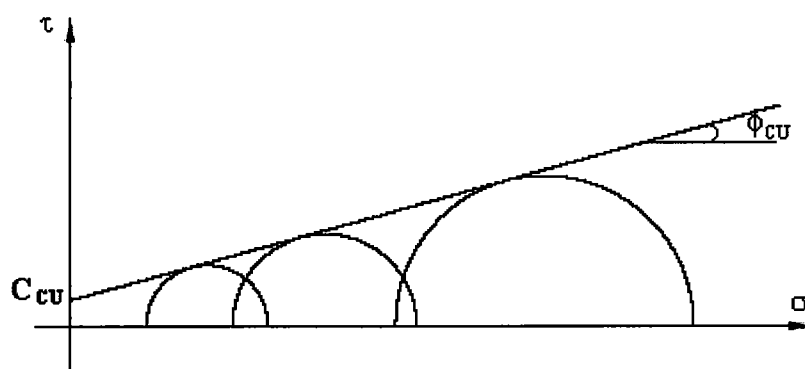
شرایط CU و CD ...

برای به دست آوردن رفتار خاک در درازمدت باید از آزمایش CU یا CD استفاده کرد.

در آزمایش CU ابتدا نمونه را در حالی که شیر کنترل خروج آب منفذی باز است تحت تنش همه جانبه σ_3 قرار می‌دهیم تا نمونه تحکیم شود. در این حالت درجه‌ی تخلخل خاک e است. سپس شیر کنترل را بسته و σ_d را به نمونه اعمال می‌کنیم و آن را آنقدر ادامه می‌دهیم تا نمونه گسیخته شود.

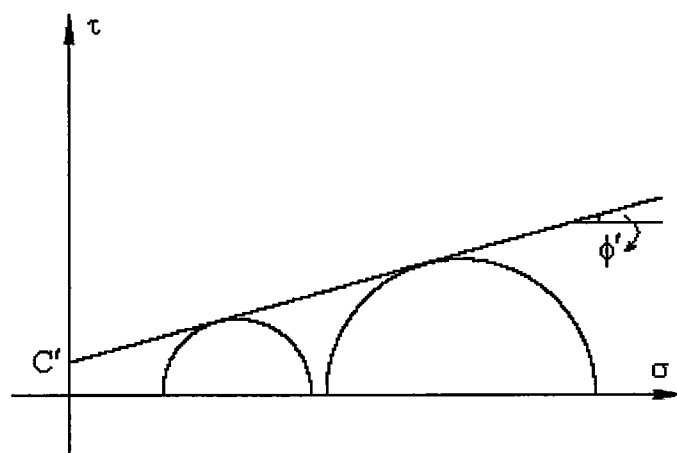
سپس نمونه‌ی خاک مشابهی را تحت σ_3 بیشتری قرار می‌دهیم تا تحکیم شود و سپس آزمایش را تکرار می‌کنیم. پس از انجام چند آزمایش دوایر موه‌ر برای تنش‌های حالت خرابی را رسم کرده و با رسم مماس مشترک بر این دوایر پوش گسیختگی را بدست می‌آوریم.

برخی از محققین بر این اعتقاد هستند که نمی‌توان به نتایج آزمایش CU اعتماد کرد چون در هر آزمایش خاک تحت σ_3 بزرگتری تحکیم می‌شود و در نتیجه تخلخل (e) خاک تغییر می‌کند پس وضعیت نمونه‌ها هنگام اعمال σ_d با یکدیگر فرق دارد، به عبارت دیگر چون خصوصیات نمونه تغییر می‌کند آزمایش CU بر روی خاکهای متفاوتی صورت می‌گیرد.



به دلیلی که گفته شد (تغییر خصوصیات اولیه‌ی نمونه‌ها) بهتر است از آزمایش CD برای تعیین مقاومت برش خاک رس در دراز مدت استفاده شود.

در این آزمایش فشار آب منفذی اضافی کاملاً از بین رفته و بار وارده به تنش موثر تبدیل شده است. پارامترهای پوش گسیختگی را در این حالت با c', ϕ' نشان می‌دهند.



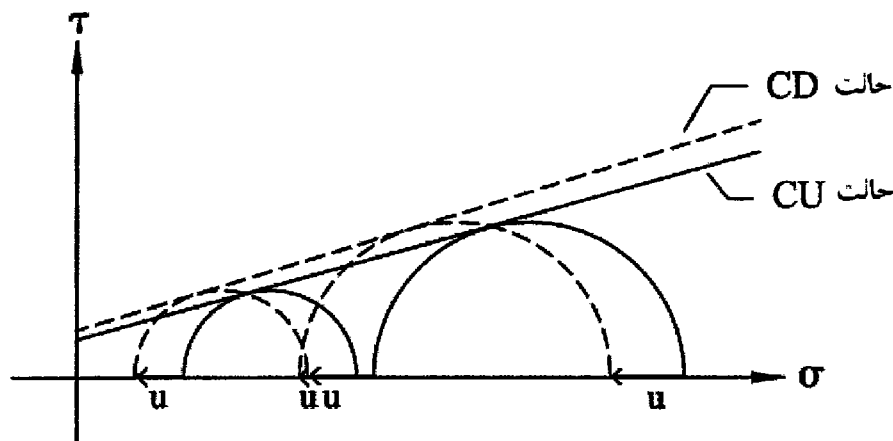
برای رس‌های اشباع داریم:

$$\Phi_{CD} = \phi' : 20^\circ \sim 35^\circ \quad (NC \rightarrow OC)$$

$$C_{CD} = c' : 0 \sim 30 \text{ KN/m}^2 \quad (NC \rightarrow OC)$$

یعنی با بالا رفتن درجه پیش تحکیمی خاک رس، مقادیر ϕ' و c' آن افزایش می‌یابد.

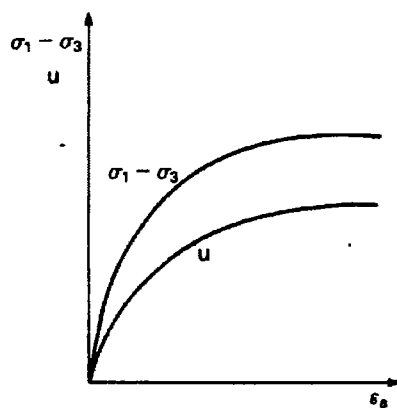
تنها مشکلی که آزمایش CD دارد این است که بسیار کند انجام می‌شود. گاهی یک آزمایش CD در حدود یک یا دو هفته به طول می‌انجامد. از آنجا که آزمایش CU سرعت بیشتری دارد، می‌توانیم در حین انجام آزمایش CU فشار آب منفذی را اندازه بگیریم و از تنش‌های σ_1, σ_3 کم کنیم تا به تنش‌های موثر برسیم که همان آزمایش CD است. به این طریق می‌توان در زمان کم پوش گسیختگی حالت CD را به دست آورد (شکل زیر).



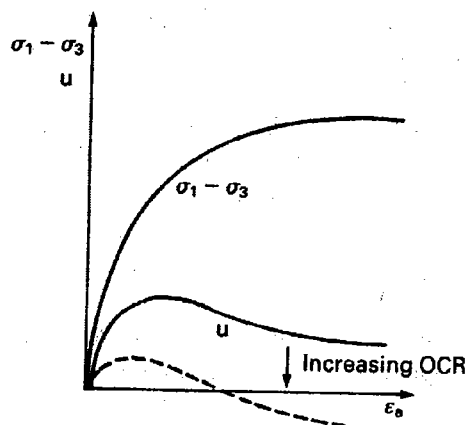
بدین صورت می‌توان ϕ' و C' خاک را با انجام "آزمایش CU با اندازه‌گیری فشار منفذی" تعیین نمود.

مقایسه نتایج آزمایش CU روی خاکهای رسی NC و OC:

در آزمایش‌های CU چون امکان زهکشی حین اعمال تنش σ_d وجود ندارد قسمتی از بار را آب تحمل می‌کند و فشار منفذی (u) افزایش می‌یابد. برای خاک‌های رسی اشباع از نوع NC می‌توان منحنی تغییرات σ_d و u برحسب ϵ_{axial} را به صورت زیر رسم کرد:



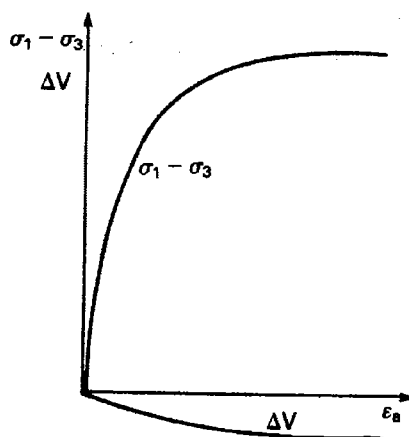
اما اگر دیاگرام $\sigma_d - \epsilon_d$ را برای خاک رسی اشباع OC رسم کنیم منحنی شبیه شکل زیر به دست خواهد آمد.



توجه کنید که در این حالت رفتار $\sigma_d - \epsilon_a$ مانند حالت قبل است اما فشار آب منفذی رفتار متفاوتی را از خود نشان می‌دهد. اگر OCR خاک خیلی زیاد باشد ممکن است بعد از مدتی فشار آب منفذی منفی شود. علت این مسأله، وقوع اتساع (dilation) در داخل خاک می‌باشد.

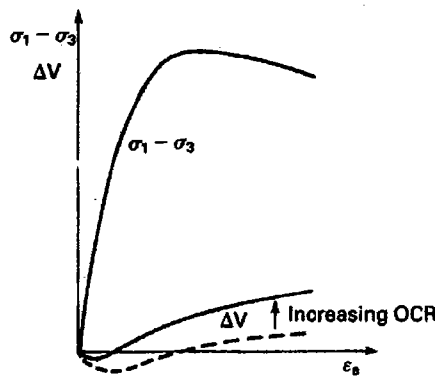
مقایسه نتایج آزمایش‌های CD روی خاک‌های رسی NC و OC :

در آزمایش CD بر روی خاک رسی NC منحنی σ_d برحسب ϵ_a شبیه آزمایش CU است، اما چون در این آزمایش امکان زهکشی وجود دارد اضافه فشار آب منفذی برابر صفر خواهد بود. در عوض، خروج آب منفذی از نمونه باعث می‌شود که نمونه حین برش تغییر حجم داشته باشد.



(در آزمایش CU چون امکان خروج آب وجود ندارد $\Delta V = 0$ است.)

برای خاک‌های رسی اشباع از نوع OC رفتار منحنی σ_d برحسب ϵ_a شکلی شبیه منحنی ماسه‌های متراکم دارد (نقطه اوج یا peak دارد). در این حالت ΔV شکلی به صورت آنچه در شکل زیر نشان داده شده است، خواهد داشت. با افزایش OCR رفتار تغییر حجمی به صورت رسم شده در منحنی زیر تغییر خواهد کرد. در واقع می‌توان گفت در آزمایش CD رفتار رس عادی تحکیم یافته مثل ماسه سست و رفتار رس پیش‌تحکیم یافته همانند ماسه متراکم می‌باشد.



ضرایب فشار آب منفذی: (Pore Pressure Parameters A,B)

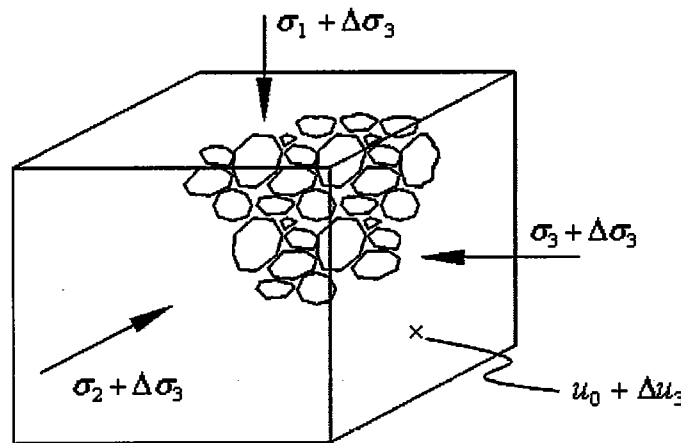
Skempton در دهه ۷۰ به تعیین این ضرایب پرداخت. هدف از تعریف این ضرایب آن بود که پاسخ فشار آب منفذی به تغییرات تنش کل وارده بر خاک تحت شرایط زهکشی نشده قابل محاسبه باشد. پاسخ فشار آب منفذی، اضافه فشار آب منفذی اولیه (Δu) ایجاد شده در داخل خاک در لحظه‌ی بارگذاری است که در شرایط undrained ایجاد می‌شود (البته Δu به مرور زمان به علت زهکشی و تحکیم به صفر خواهد رسید).

در اینجا مشابه مراحل انجام آزمایش سه محوری چند حالت ممکن است رخ دهد که آن‌ها را بررسی می‌کنیم...

(۱) اعمال فشار همه جانبه‌ی یکنواخت بر روی المان خاک اشباع:

در این حالت می‌خواهیم ببینیم اگر المان تحت فشار همه جانبه $\Delta\sigma_3$ اضافی قرار گیرد چه مقدار فشار آب منفذی تغییر خواهد کرد.

$\Delta u_3 = ?$



می‌توان نوشت:

$\Delta\sigma_3 - \Delta u$ = افزایش تنش موثر در هر جهت

همچنین اگر ضریب تراکم پذیری اسکلت خاک را (مقدار کاهش حجم واحد اسکلت خاک به ازای واحد تغییرات تنش) با C_s نشان دهیم خواهیم داشت:

$$C_s \cdot V \cdot (\Delta\sigma_3 - \Delta u_3) = \text{کاهش حجم در اسکلت خاک}$$

در رابطه بالا V حجم نمونه خاک می باشد همچنین می توان نوشت:

$$C_v \cdot nV \cdot \Delta u_3 = \text{کاهش حجم فضای خالی (pore space)}$$

که در رابطه ی بالا، C_v ضریب تراکم پذیری آب منفذی و n درصد پوکی خاک می باشد.

اگر دانه های جامد خاک تراکم ناپذیر فرض شوند و زهکشی نیز امکان نداشته باشد تغییر حجم المان در اثر خروج آب امکان پذیر نبوده و لزوماً دو عبارت کاهش حجم فوق باید با هم برابر باشند:

$$\rightarrow C_s \cdot V \cdot (\Delta\sigma_3 - \Delta u_3) = C_v \cdot nV \cdot \Delta u_3$$

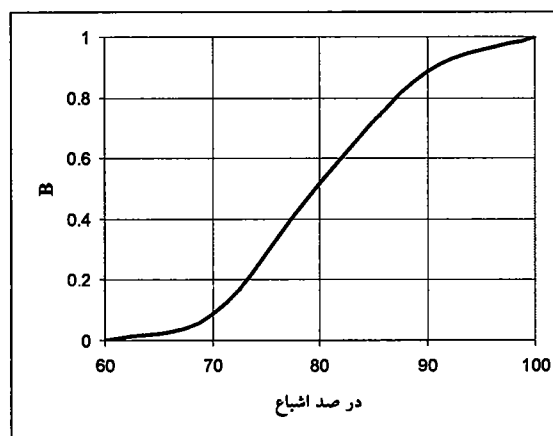
$$\rightarrow \Delta u_3 = \Delta\sigma_3 \left(\frac{1}{1 + n \left(\frac{C_v}{C_s} \right)} \right)$$

حال اگر پراتز بالا را به عنوان ضریب B تعریف کنیم خواهیم داشت:

$$\Delta u_3 = B \cdot \Delta\sigma_3$$

$$B = \frac{1}{1 + n \left(\frac{C_v}{C_s} \right)}$$

در خاک های اشباع با فرض عدم وجود هوای حل شده در آب، چون تراکم پذیری آب در مقابل تراکم پذیری اسکلت خرابایی خاک ناچیز است بنابراین $\frac{C_v}{C_s} \rightarrow 0$ میل خواهد کرد و خواهیم داشت: $B=1$ اما چون در طبیعت اندکی هوا درون آب حل شده است این ضریب اندکی از یک کمتر است. در صورتی که خاک غیراشباع باشد، در خلل و فرج خاک به غیر از فاز آب، مقدار قابل توجهی هوا نیز وجود دارد که در این صورت عدد C_v عدد بزرگی خواهد شد. لذا B کاهش پیدا می کند. بنابراین B تابعی از درجه ی اشباع است.

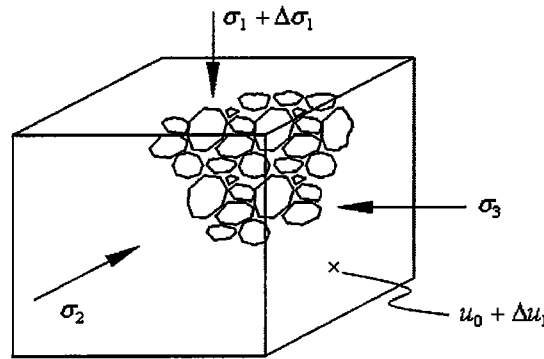


اگر درجه ی اشباع خیلی کاهش پیدا کند (کمتر از 65٪) تقریباً می توان B را صفر در نظر گرفت. به عبارت دیگر در این حالت فشار آب منفذی در اثر اعمال $\Delta\sigma_3$ تغییری نمی کند.

از این تعریف می‌توان برای شناسایی اشباع بودن نمونه خاک در آزمایشگاه استفاده کرد. به این صورت که در هنگام انجام آزمایش سه محوری، فشار آب منفذی در نمونه را در اثر وارد شدن σ_3 به دست می‌آوریم اگر $B \cong 1$ به دست آمد می‌توان گفت نمونه اشباع است.

(۲) اضافه شدن تنش اصلی حداکثر:

در این حالت فرض می‌کنیم المان تحت تنش‌های $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ قرار داشته باشد. سپس به بار قائم به اندازه‌ی $\Delta\sigma_1$ اضافه می‌کنیم و قصد داریم تا تغییرات فشار آب منفذی را به دست آوریم. در این حالت در سه جهت تنش موثر تغییر می‌کند اما Δu در تمام المان یکسان است.



$$\Delta\sigma'_1 = \Delta\sigma_1 - \Delta u_1$$

$$\Delta\sigma'_2 = -\Delta u_1$$

$$\Delta\sigma'_3 = -\Delta u_1$$

بنابراین می‌توان نوشت...

$$\begin{aligned} \text{متوسط تنش موثر در سه جهت} &= \frac{1}{3} [(\Delta\sigma_1 - \Delta u_1) + (-\Delta u_1) + (-\Delta u_1)] \\ &= \frac{1}{3} (\Delta\sigma_1 - 3\Delta u_1) \end{aligned}$$

در این حالت تنش‌های وارده به سیستم در جهت‌های مختلف یکسان نیست. اگر فرض کنیم رفتار نمونه‌ی خاک الاستیک باشد تا بتوان متوسط تنش‌های اضافه شده در سه جهت را برای محاسبه‌ی کاهش حجم مورد استفاده قرار داد، خواهیم داشت:

$$\text{کاهش حجم در اسکلت خاک} = \frac{1}{3} C_s \cdot V \cdot (\Delta\sigma_1 - 3\Delta u_1)$$

$$\text{کاهش حجم در فضای خالی (آب)} = C_v \cdot nV (\Delta u_1)$$

از مساوی قرار دادن دو رابطه‌ی فوق می‌توان نتیجه گرفت:

$$\rightarrow \frac{1}{3} C_s \cdot V (\Delta\sigma_1 - 3\Delta u_1) = C_v \cdot nV (\Delta u_1)$$

$$\rightarrow \Delta u_1 = \frac{1}{3} \left(\frac{1}{1 + n \left(\frac{C_v}{C_s} \right)} \right) \Delta\sigma_1$$

$$= \frac{1}{3} B \cdot \Delta\sigma_1$$

باید توجه داشت از آنجا که رفتار خاک فی الواقع الاستیک نیست بنابراین ضریب $\frac{1}{3}$ تغییر خواهد کرد. در حالت

$$\Delta u_1 = AB \cdot \Delta\sigma_1 \quad \text{کلی اگر بجای } \frac{1}{3} \text{ از ضریب } A \text{ استفاده کنیم:}$$

در اینصورت فرض می‌کنیم $\Delta u_1 = \bar{A} \cdot \Delta\sigma_1$ باشد و به کمک آزمایش سه محوری و اندازه گیری فشار آب منفذی حین اعمال بار $\Delta\sigma_1$ ، مقدار \bar{A} را به دست می‌آوریم.

$$\bar{A} = A \cdot B$$

برای هر $\Delta\sigma_1$ می‌توان \bar{A} را به دست آورد، اما چیزی که برای ما مهم است \bar{A} در لحظه ای است که نمونه در حال گسیخته شدن است. اگر \bar{A} را در لحظه‌ی گسیختن با \bar{A}_f نشان دهیم، Skempton با آزمایشات مختلف به دست آورد که...

$$0.5 < \bar{A}_f < 1.0$$

برای رس‌های نرم (NC)

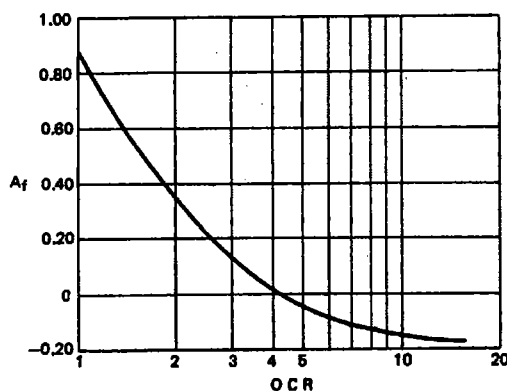
$$0.0 < \bar{A}_f < 0.5$$

برای رس‌های سفت (OC)

$$-0.5 < \bar{A}_f < 0.0$$

برای رس‌های سخت (heavily OC)

مشاهده می‌شود که \bar{A}_f تابعی از OCR است. با استفاده از نمودار زیر و داشتن OCR خاک می‌توان \bar{A}_f را به دست آورد:



لازم به ذکر است که از آنجا که در نمونه اشباع $B \cong 1$ است، لذا برای خاک اشباع $A \cong \bar{A}$ و $A_f \cong \bar{A}_f$ می‌باشد.

(3) ترکیب دو نوع افزایش تنش:

در حالت بارگذاری کلی روی المان خاک اشباع، Δu کل با تلفیق Δu_1 و Δu_3 بدست می‌آید. در این صورت می‌توان نوشت...

$$\Delta u = \Delta u_1 + \Delta u_3$$

$$= AB(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) + B \cdot \Delta\sigma_3$$

$$= B(\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3))$$

$$\rightarrow \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_1} = B \left[\frac{\Delta \sigma_3}{\Delta \sigma_1} + A \left(1 - \frac{\Delta \sigma_3}{\Delta \sigma_1} \right) \right]$$

$$\rightarrow \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_1} = B \left[1 - (1 - A) \left(1 - \frac{\Delta \sigma_3}{\Delta \sigma_1} \right) \right]$$

به این ترتیب می‌توان با داشتن تغییرات تنش‌های کل $\Delta \sigma_3$ و $\Delta \sigma_1$ و ضرایب A و B خاک از آزمایشگاه، Δu ایجاد شده را در هر نقطه ای از خاک به دست آورد.

مثال ۱: در یک آزمایش سه‌محوری، یک نمونه خاک رس اشباع تحت تنش همه جانبه $\sigma_3 = 25 \text{ kPa}$ قرار گرفته است. نمونه در تنش قائم $\sigma_1 = 65 \text{ kPa}$ روی صفحه‌ای با زاویه 49° درجه نسبت به راستای افق گسیخته می‌شود. تنش قائم و برشی بر روی صفحه گسیختگی چقدر است؟ آیا این حداکثر تنش برشی در کل نمونه خاک است؟ چرا؟ حداکثر تنش برشی و زاویه صفحه‌ای که حداکثر تنش برشی روی آن رخ می‌دهد را تعیین کنید.

حل:

$$\sigma_f = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos 2\theta = 45 + 20 \cos(2 \times 49) = 42.2 \text{ kPa}$$

$$\tau_f = \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_3) \sin 2\theta = \frac{1}{2} (40) \cdot \sin(2 \times 49) = 19.8 \text{ kPa}$$

حداکثر تنش برشی در نمونه، در صفحاتی با زاویه 45° نسبت به راستای افق رخ می‌دهد:

$$\tau_{\max} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ kPa}$$

مثال ۲: در یک آزمایش سه‌محوری تحکیم یافته - زهکشی نشده (CU) بر روی یک نمونه رس اشباع NC، در لحظه گسیختگی اعداد زیر ثبت شده است. ϕ و C و همچنین ϕ' و C' را برای این نمونه خاک تعیین نمایید. برای صفحه‌ای که روی آن $\sigma' = 180 \text{ kPa}$ می‌باشد، حداکثر مقاومت برشی خاک چقدر است؟

$$\sigma_1 = 350 \text{ kPa} \quad , \quad \sigma_3 = 100 \text{ kPa} \quad , \quad u = 60 \text{ kPa}$$

حل:

لازم به ذکر است که برای خاک‌های رس نرم اشباع (NC)، مقدار چسبندگی که در آزمایشات CU و CD به دست می‌آید، ناچیز و قابل صرف‌نظر کردن است. برای خاک‌های رس (OC) باید مقدار C را برای حل مسئله داشته باشیم.

$$\sin \phi = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)/2}{(\sigma_1 + \sigma_3)/2} = \frac{(350 - 100)/2}{(350 + 100)/2} = 0.555 \quad \longrightarrow \quad \phi = 33.7^\circ$$

$$\begin{cases} \sigma'_1 = \sigma_1 - u = 350 - 60 = 290 \text{ kPa} \\ \sigma'_3 = \sigma_3 - u = 100 - 60 = 40 \text{ kPa} \end{cases}$$

$$\sin \phi' = \frac{(\sigma'_1 - \sigma'_3)/2}{(\sigma'_1 + \sigma'_3)/2} = \frac{(290 - 40)/2}{(290 + 40)/2} = 0.757 \quad \longrightarrow \quad \phi' = 49^\circ$$

$$\tau_f = \sigma' \cdot \tan \phi' = 180 \times \tan 49^\circ = 208.9 \text{ kPa}$$

مثال ۳: با استفاده از دستگاه سه محوری، ابتدا عمل تحکیم بر روی یک نمونه خاک، تحت فشار محفظه ای ۶۰۰ kPa و پس فشار ۳۰۰ kPa انجام می شود. سپس در شرایط زهکشی نشده، فشار محفظه ای به ۷۰۰ kPa افزایش داده می شود که در نتیجه آن، مقدار فشار آب حفره ای به ۳۹۵ kPa می رسد. پارامتر B فشار منفذی اسکمپتون در این مرحله چقدر است؟

حل:

$$\Delta \sigma_3 = 700 - 600 = 100 \text{ kPa}$$

$$\Delta u_c = u - u_{B.P.} = 395 - 300 = 95 \text{ kPa}$$

$$\Rightarrow B = \frac{\Delta u_c}{\Delta \sigma_3} = \frac{95}{100} = 0.95$$

مثال ۴: در یک آزمایش سه محوری تحکیم یافته - زهکشی نشده (CU) بر روی نمونه ای از خاک ماسه ای، ضریب فشار منفذی اسکمپتون در حین گسیختگی برابر $A_f = 0.5$ می باشد. اگر فشار جانبی (σ_3) برابر ۳۰۰ kPa و تفاوت تنش در لحظه گسیختگی ($\Delta \sigma_d$) نیز مساوی فشار جانبی باشد، مطلوب است تعیین مقاومت برشی خاک در حالت تنش موثر.

حل:

$$A_f = \frac{\Delta u_{df}}{\Delta \sigma_{df}} \longrightarrow \Delta u_{df} = 0.5 \times 300 = 150 \text{ kPa}$$

با تبدیل آزمایش CU به CD و با توجه به اینکه نمونه ماسه ای است ($C' = 0$)، خواهیم داشت:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 \times \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) \longrightarrow (\sigma_1 - \Delta u_{df}) = (\sigma_3 - \Delta u_{df}) \times \tan^2 \theta$$

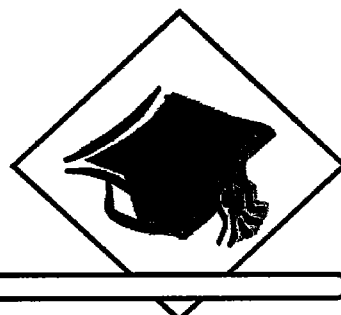
$$(600 - 150) = (300 - 150) \times \tan^2 \theta$$

$$\Rightarrow \theta = 60^\circ$$

$$\tau_f = \left[\frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \right] \times \sin 2\theta \longrightarrow \tau_f = \left[\frac{450 - 150}{2} \right] \times \sin 120^\circ = 75\sqrt{3} \text{ kPa}$$

مراجع برای مطالعه بیشتر:

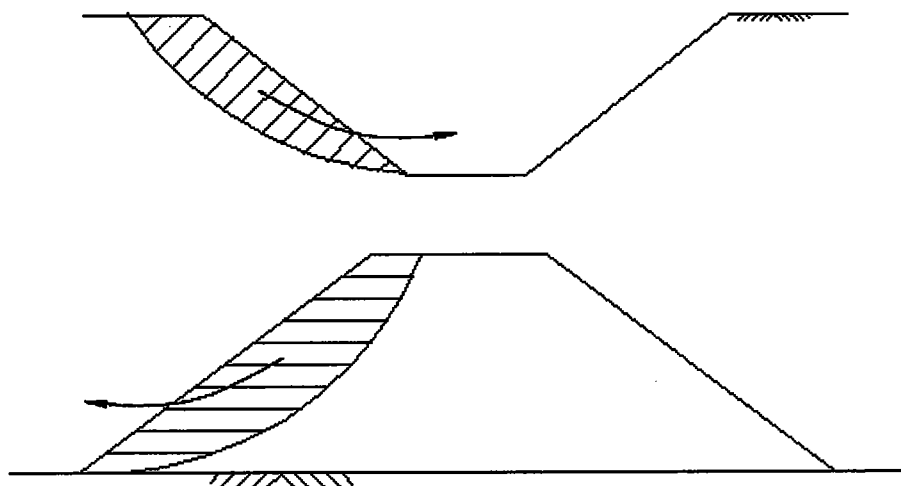
- Holtz, R.D. and Kovacs, W.D. (1981), "An Introduction to Geotechnical Engineering", prentice Hall
- Craig, R.F. (1993), "Soil Mechanics", Fifth Edition, chapman & Hall
- Lambe, T.W. and Whitman, R.V. (1979), "Soil Mechanics", SI version
- Atkinson, J. (1993), "The Mechanics of Soils and Foundations", McGraw Hill



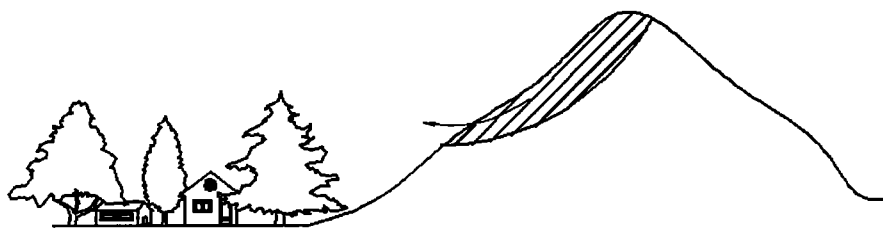
فصل هفتم

پایداری شیب‌های خاکی (Stability OF Earth Slopes)

مبحث پایداری شیب‌های خاکی (شیروانی‌های خاکی) در شرایط مختلفی کاربرد دارد. وقوع این پدیده را می‌توان در برخی گودبرداری‌ها و خاکریزی‌ها مشاهده کرد. این پدیده علت خراب شدن بعضی از سدهای خاکی بوده است.



علاوه بر سازه‌های ساخت دست بشر، ناپایداری شیب در شیب‌های طبیعی خاکی و سنگی نیز مشاهده می‌شود. ممکن است قسمتی از یک تپه حرکت کرده و روستای پایین دست خود را مدفون کند. این ناپایداری‌ها را اصطلاحاً زمین لغزه یا رانش زمین (Land Slide) می‌نامند.



ناپایداری شیب‌های خاکی را در عمل می‌توان به چند دسته تقسیم کرد:

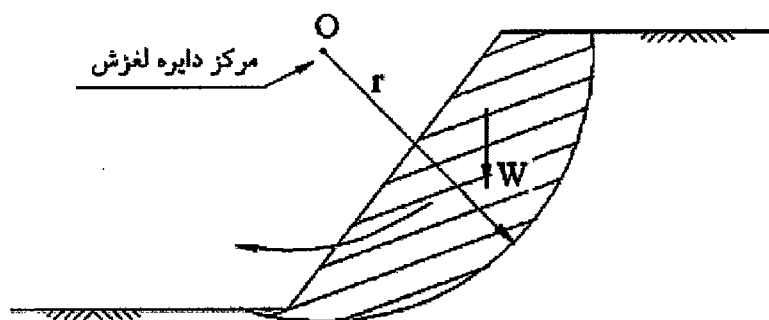
۱. لغزش‌های چرخشی

۲. لغزش‌های انتقالی

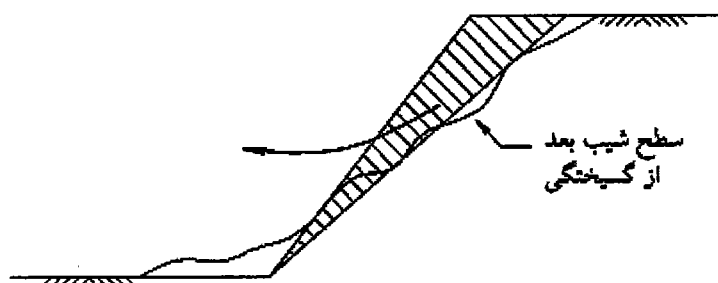
۳. لغزش‌های ترکیبی

- لغزش‌های چرخشی...

اگر سطح گسیختگی یک سطح تقریباً دایره‌ای شکل باشد لغزش را چرخشی می‌نامند. در خاک‌های همگن معمولاً لغزش‌ها از نوع چرخشی هستند.

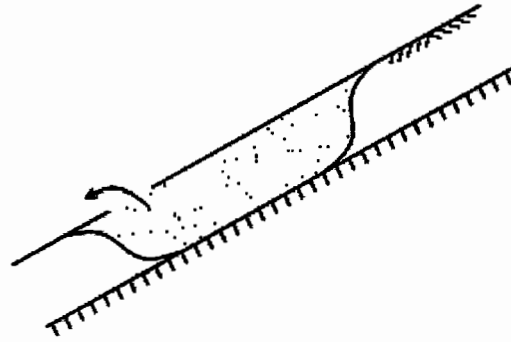


ممکن است سطح گسیختگی دایره‌ای نیز نباشد اما لغزش چرخشی باشد. کافیسیت تا نیروی وزن W حول نقطه ای در فضا بچرخد. لغزش‌های چرخشی که دارای سطح گسیختگی دایره‌ای نباشند در طبیعت معمول است.



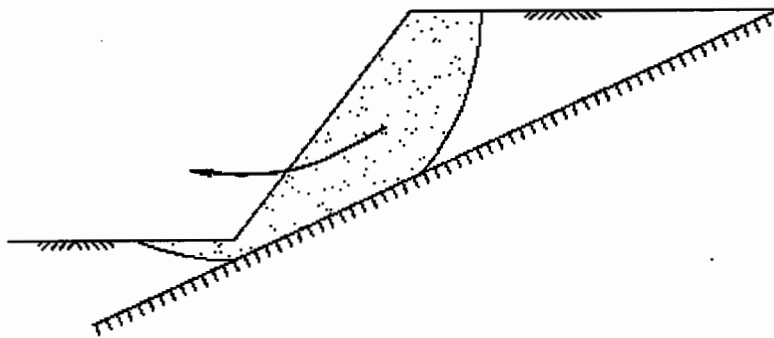
- لغزش‌های انتقالی...

این نوع لغزش زمانی رخ می‌دهد که یک لایه‌ی نسبتاً سخت در عمق کمی نسبت به سطح شیب قرار داشته باشد.



- لغزش‌های ترکیبی...

این نوع لغزش‌ها را می‌توان ترکیبی از دو نوع لغزش فوق محسوب کرد. این لغزش‌ها زمانی رخ می‌دهد که لایه سخت در عمق بیشتری از خاک قرار داشته باشد.



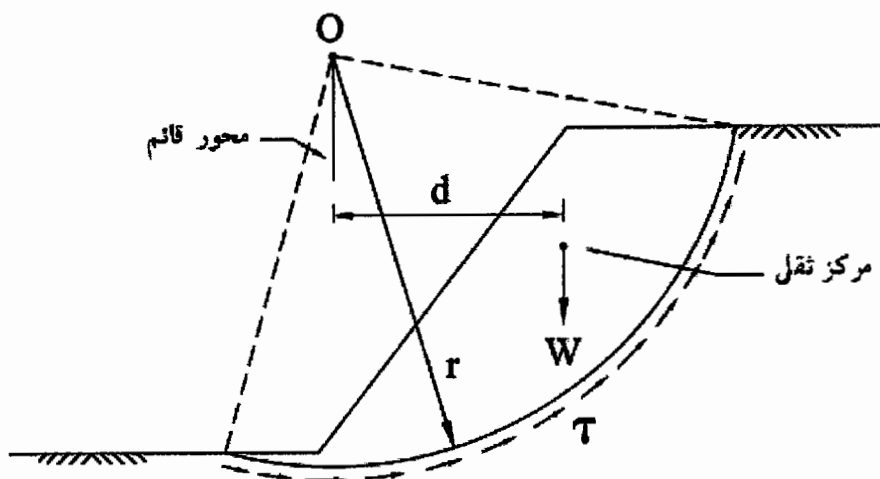
در تحلیل پایداری شیب‌ها معمولاً از روش‌های تعادل حدی استفاده می‌شود به عبارت دیگر تعادل شیب در لحظه‌ی وقوع ناپایداری مورد ارزیابی قرار می‌گیرد.

در تحلیل‌های مهندسی پایداری شیب، هدف ما محاسبه‌ی ضریب اطمینان در مورد لغزش شیب می‌باشد. در حالت کلی برای محاسبه‌ی این ضریب باید مقاومت برشی موجود در سطح لغزش را با تنش برشی که ایجاد لغزش می‌نماید مقایسه کرد و برآن اساس ضریب اطمینان را محاسبه نمود.

(۱) تحلیل در شرایط $\phi_u = 0$:

این حالت در تحلیل پایداری شیب‌های رسی اشباع در شرایط زهکشی نشده کاربرد دارد. شرایط زهکشی نشده بلافاصله پس از ساخت شیروانی (خاکبرداری یا خاک ریزی) می‌تواند وجود داشته باشد.

چون تحلیل در شرایط زهکشی نشده صورت می‌گیرد ($C_u \neq 0, \phi_u = 0$) می‌توان تنش‌های کل را ملاک تحلیل قرار داد یعنی با استفاده از γ_{sat} خاک، محاسبات وزن شیب را انجام داد و بدون در نظر گرفتن تقسیم تنش بین خاک و آب منفذی مسئله را حل کرد.



وزن W شیب، حول محور قائم عبوری از نقطه O یک لنگر دورانی ایجاد می‌کند که تمایل دارد شیب را از جای خود حرکت دهد. تنها نیرویی که می‌تواند بر این عامل غلبه کند تنش‌های برشی روی سطح گسیختگی است. مقاومت برشی خاک در لحظه‌ی گسیختگی از رابطه‌ی موهر-کلمب قابل به دست آوردن است. چون در حالت زهکشی نشده $\phi_U = 0$ است بنابراین $\tau_f = C_U$ خواهد بود و تنها عامل جلوگیری کننده از لغزش چسبندگی خاک است.

اگر L_a را طول سطح گسیختگی در نظر بگیریم می‌توان نوشت:

$$\rightarrow \text{نیروی مقاوم} = (L_a)(\tau) \text{ (بعد واحد عمود بر صفحه)}$$

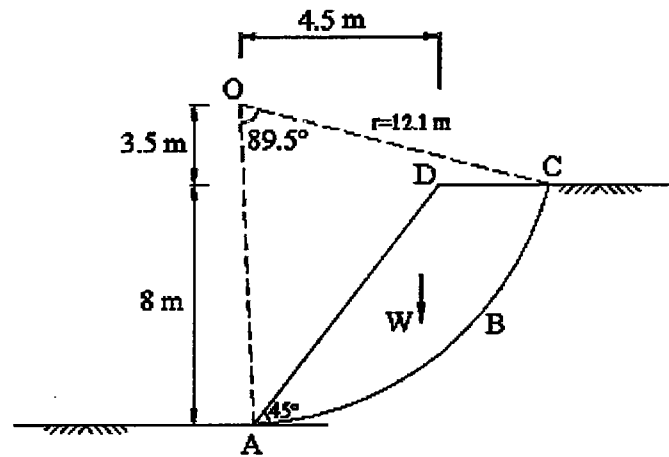
معمولاً محاسبات را برای واحد طول عمود بر صفحه انجام دهیم. اگر طول عمود بر صفحه کم باشد نمی‌توان از ساده سازی دوبعدی استفاده کرد و باید شیب را در حالت سه بعدی مورد تحلیل قرار داد. فرض می‌کنیم این طول زیاد باشد و شرایط کرنش مستوی (Plane Strain) برقرار باشد و بتوان از ساده سازی دوبعدی استفاده کرد:

$$\text{ضریب اطمینان} = \frac{\text{لنگر مقاوم در مقابل لغزش}}{\text{لنگر محرک یا ایجاد کننده‌ی لغزش}}$$

$$\rightarrow F.S. = \frac{[(C_U)(L_a)(1)]r}{w.d}$$

به این ترتیب می‌توان ضریب اطمینان در مقابل لغزش شیب را به دست آورد. این ضریب بر اساس آیین نامه نباید از 1.5 کمتر باشد.

مثال: در صورتی که وزن مخصوص خاک رس اشباع 19 kN/m^3 و پارامترهای مقاومت برشی آن $\phi = 0$ و $C_u = 65 \text{ kN/m}^2$ باشد ضریب اطمینان لغزش روی دایره‌ی مشخص شده را تعیین کنید. سطح لغزش (مساحت ABCD) را 70 m^2 در نظر بگیرید.



حل:

با توجه به اطلاعات داده شده می‌توان نوشت:

$$w = (70 \text{ m}^2)(19 \text{ kN/m}^3) = 1330 \text{ kN/m}$$

$$L_a = 18.9 \text{ m} \rightarrow \text{با استفاده از شعاع و زاویه مرکزی}$$

$$\rightarrow F.S. = \frac{C_u \cdot L_a \cdot r}{w \cdot d} = \frac{65(18.9)(12.1)}{(1330)(4.5)} = 2.48$$

حال سؤال اینجا است که چگونه محل دایره لغزش را تشخیص می‌دهیم؟

به طور کلی تشخیص محل دقیق این دایره ممکن نیست. برخی روش‌های تجربی وجود دارد که می‌توان به کمک آن محل تقریبی دایره‌ی گسیختگی را تعیین کرد. اما مهندسین برای تعیین سطح گسیختگی چندین دایره را با مرکزهای مختلف و شعاع‌های متفاوت مورد بررسی قرار می‌دهند و حداقل F.S. به دست آمده را به عنوان ضریب اطمینان در نظر می‌گیرند.

نکته: برای محاسبه‌ی ضریب اطمینان می‌توان از نرم افزارهای مختلف کامپیوتری که بر اساس روش‌های فوق الذکر تهیه شده‌اند استفاده کرد. تعدادی از این نرم افزارها عبارتند از:

SLOPE/W -

PCSLOPE -

SLIDE -

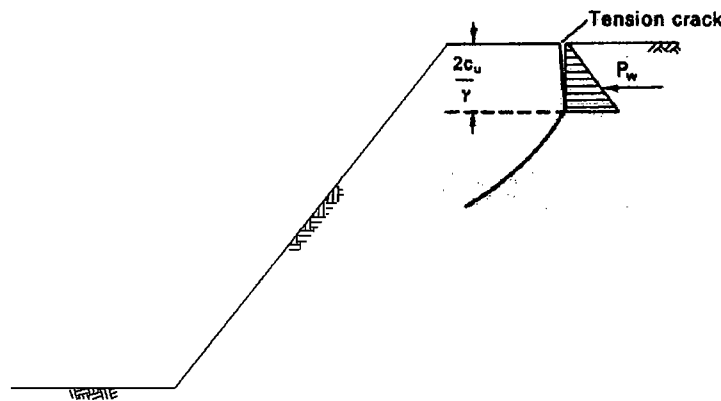
CLARA -

STABL -

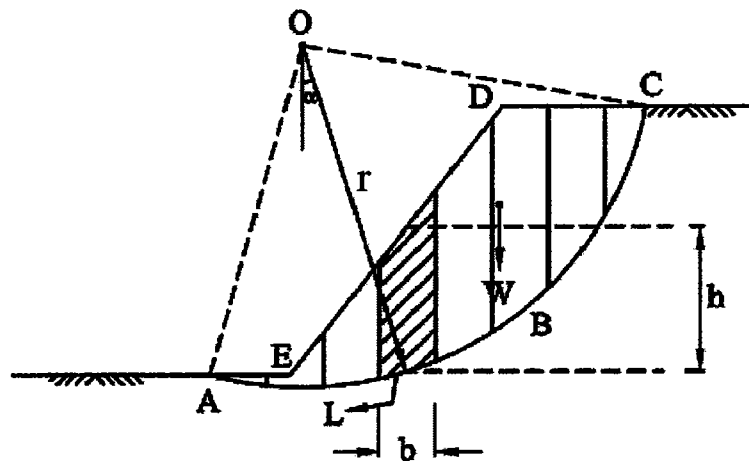
نکته: اگر در بالای شیب، سازه ای ساخته شده باشد وزن سازه نیز خود یک لنگر محرک اضافی ایجاد می کند که اثر آن هم باید در نظر گرفته شود. در این حالت یک عبارت به مخرج کسر اضافه می شود.

گاهی ممکن است در بالای شیب تعدادی ترک ایجاد شود که به آن ها ترک های کششی (Tension crack) گفته می شود. در فصل زمستان ممکن است بارندگی موجب شود این ترک ها پر از آب شده و ایجاد فشار هیدرواستاتیک نمایند. این فشار هیدرواستاتیک لنگر اضافه ای تولید می کند که به لغزش شیب کمک می کند. اثر این فشار نیز در

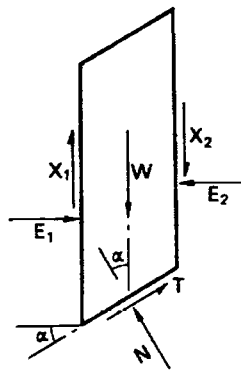
مخرج کسر ضریب اطمینان ظاهر می شود و F.S. را کاهش می دهد. عمق این ترک ها حدوداً $\frac{2C_u}{\gamma_{Soil}}$ می باشد.



(۲) تحلیل پایداری شیب به روش نوارها (Slice):



در این روش سطح لغزش را با تعدادی صفحه ی قائم به فواصل یکنواخت (b) تقسیم می کنیم. سپس فرض می کنیم که قاعده ی هر نوار به صورت خطی باشد (هر نوار به شکل یک ذوزنقه در نظر گرفته می شود) اگر یک نوار را از این سیستم خارج کنیم و شرایط تعادل حدی آن را بررسی نماییم چنین شکلی خواهد داشت:



W: وزن نوار

N: عکس العمل خاک بر سطح تحتانی نوار که به صورت عمود بر آن در نظر گرفته می شود.

T: نیروی برشی وارد به سطح. این نیرو برابر است با تنش برشی ایجاد شده در سطح قاعده، ضرب در مساحت آن. اگر از نقطه‌ی O به وسط کمان نمونه‌ی خاک وصل کنیم این خط نسبت به محور قائم زاویه ای خواهد ساخت که آن را α نامگذاری می کنیم (برای نوارهای سمت راست محور قائم α عددی مثبت و برای نوارهای سمت چپ، α عددی منفی است). همچنین هر کدام از نوارها دارای ارتفاع h و قاعده‌ی L هستند. تنها بعد مساوی در همه‌ی نوارها، عرض یکسان آن‌ها است که آن را با b نشان می دهیم. اگر به نوار خارج شده دقت کنیم خواهیم داشت:

$$W = (\gamma_{Soil})(b)(h)$$

$$N = \sigma(L) = \sigma L$$

$$T = (\tau_m)(L)$$

در صورتی که شیب خاکی اشباع باشد N را می توان به صورت مجموع N' و $u.L$ نوشت که N' نیروی ناشی از تنش موثر و $u.L$ نیروی ناشی از فشار آب منفذی (u) است. τ_m تنش برشی بسیج شده در قاعده نوار است. E_1, x_1, E_2, x_2 نیز که مؤلفه‌های قائم و افقی عکس العمل نوارهای مجاور هستند، در حالت کلی نامعلوم هستند. لذا مسئله از لحاظ استاتیکی نامعین است.

بر حسب تعریف می توان نوشت:

$$F.S. = \frac{\tau_f \text{ مقاومت برشی خاک در سطح}}{\tau_m \text{ تنش برشی موجود (بسیج شده)}}$$

برای اینکه مسأله قابل حل و F.S. قابل محاسبه باشد، فرض می کنیم نسبت $\frac{\tau_f}{\tau_m}$ یا همان ضریب اطمینان، برای تمامی نوارها یکسان باشد. نتیجه‌ی این فرض آن است که گسیختگی در پای همه‌ی نوارها همزمان رخ می دهد. اگر برآیند لنگرهای مقاوم حاصل از نیروی T روی سطح گسیختگی را با لنگر حاصل از وزن نوارهای خاک در محدوده‌ی ABCDE مساوی در نظر بگیریم به صورت کلی می توان نوشت:

$$\sum T.r = \sum W.r.Sin\alpha$$

در این حالت در تعادل کلی شیب خاکی، نیروهای داخلی E و X در نوارهای مجاور همدیگر را خنثی کرده و در معادله ضریب اطمینان ظاهر نمی‌شوند. اگر W را در راستای N و T تصویر کنیم داریم:

$$\left. \begin{aligned} T &= W \sin \alpha \\ N &= W \cos \alpha \end{aligned} \right\} \text{ اکنون می‌توان نوشت:}$$

$$\begin{aligned} T &= \tau_m \cdot L = \frac{\tau_f}{F.S.} \cdot L \\ \rightarrow F.S. &= \frac{\sum \tau_f \cdot L}{\sum W \sin \alpha} = \frac{\sum ((c' + \sigma' \tan \phi') \cdot L)}{\sum W \sin \alpha} \\ \rightarrow F.S. &= \frac{c' \cdot L_a + \tan \phi' \cdot \sum N'}{\sum W \sin \alpha} \end{aligned}$$

این رابطه، رابطه‌ی کلی روش نوارها است. W وزن هر نوار و L_a طول کلی قوس لغزش است و c' و ϕ' مشخصات خاک هستند. (اگر خاک چند لایه باشد باید برای هر قسمت C و ϕ مربوط به آن قسمت را وارد نمود). اما برای محاسبه‌ی N' در هر نوار باید فرضیاتی را قائل شد. براساس فرضیاتی که در اینجا بیان می‌شود می‌توان روش‌های مختلفی را ارائه کرد.

۱-۲- روش فلینیوس (Fellenius)

فلینیوس فرض کرد که نیروهای بین نواری، اثر یکدیگر را خنثی کرده و تأثیری در تعیین N' نوارها نداشته باشند. در این صورت خواهیم داشت:

$$\rightarrow N' = W \cdot \cos \alpha - uL$$

u فشار منفذی در قاعده نوار است. حال با جایگذاری می‌توان به دست آورد که...

$$F.S. = \frac{c' \cdot L_a + \tan \phi' \cdot \sum (W \cos \alpha - uL)}{\sum (W \sin \alpha)}$$

در اینجا نیز لازم است تا ضریب اطمینان را برای چندین قوس لغزش با مرکز و شعاع‌های مختلف به دست آورد و کمینه آن‌ها را به عنوان F.S. عنوان کرد.

اگر این رابطه را برای خاک اشباع در شرایط زهکشی نشده ($\phi_U = 0$) استفاده کنیم، رابطه‌ی بالا به صورت زیر ساده خواهد شد:

$$F.S. = \frac{C_U \cdot L_a}{\sum W \cdot \sin \alpha}$$

که مشابه رابطه بدست آمده در قسمت (۱) است با این تفاوت که این رابطه بر حسب نیروها نوشته شده نه لنگرها. چون در این روش از اثر نیروهای بین نواری صرفنظر کردیم در حدود 5-20% خطا وارد محاسبات می‌شود. ضریب اطمینان به دست آمده در این حالت کمتر از ضریب اطمینان واقعی خاک است.

۲-۲- روش بی‌شاپ (Bishop):

Bishop فرض کرد نیروهای بین نواری قائم یکدیگر را خنثی می‌کنند ولی نیروهای بین نواری افقی وجود دارد. $X_1 - X_2 = 0$

برای برقراری تعادل، نیروی برش T در پای هر نوار برابر است با:

$$T = \frac{1}{F.S.} (c'L + N' \cdot \tan \phi')$$

با نوشتن تعادل نیروهای وارد بر نوار در جهت قائم خواهیم داشت:

$$W = (N' + uL) \cos \alpha + T \sin \alpha$$

$$\rightarrow W = (N' + uL) \cos \alpha + \frac{1}{F.S.} (c'L + N' \tan \phi) \sin \alpha$$

$$\rightarrow N' = \frac{(W - \frac{c'L}{F.S.} \sin \alpha - uL \cos \alpha)}{\cos \alpha + \frac{\tan \phi' \cdot \sin \alpha}{F.S.}}$$

$$\rightarrow F.S. = \frac{1}{\sum W \cdot \sin \alpha} \sum \left(\{c'b + (W - ub) \tan \phi'\} \frac{\sec \alpha}{1 + \frac{\tan \alpha \cdot \tan \phi'}{F.S.}} \right)$$

خطای این روش در حدود 7% است. اشکال این روش آن است که F.S. در سمت راست معادله نیز ظاهر شده است و باید به کمک روش سعی و خطا مقدار F.S. را به دست آورد. معمول آن است که فشار منفذی u در هر نوار به صورت ضریبی از فشار قائم (وزن خاک) در قاعده‌ی نوار بیان می‌شود:

$$u = (r_u)(\gamma_{Soil})(h)$$

$$\rightarrow r_u = \frac{u}{\gamma h} = \frac{u}{w/b}$$

لذا می‌توان نوشت:

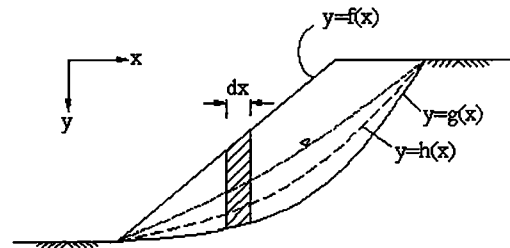
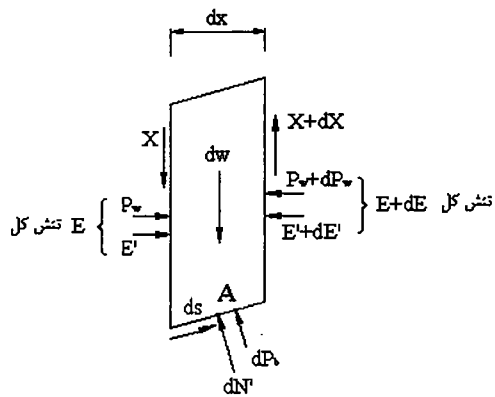
$$\rightarrow F.S. = \frac{1}{\sum W \cdot \sin \alpha} \sum \left(\{c'b + \omega(1 - r_u) \tan \phi'\} \frac{\sec \alpha}{1 + \frac{\tan \alpha \cdot \tan \phi'}{F.S.}} \right)$$

۲-۳- روش اسپنسر (Spencer) :

اسپنسر برای حل دقیقتر مسئله، نیروهای بین نواری افقی و قائم هر دو را در نظر گرفت ولی فرض کرد که نیروهای بین نواری در امتداد ثابتی مانند زاویه θ نسبت به افق وارد می‌شوند یعنی $X = \tan \theta \times E$. با این فرض علاوه بر تعادل لنگرها، تعادل نیروها هم برقرار می‌گردد.

۲-۴- روش مورگن استرن و پرایس (Morgenstern & Price) :

مورگن استرن و پرایس در سال ۱۹۶۵ روشی را پیشنهاد کردند که در آن تمامی شرایط مرزی و نیز معادلات تعادل ارضاء می‌گردد. در این روش سطح لغزش می‌تواند دایره‌ای، غیر دایره‌ای، یا دلخواه باشد.



شرایط تعادل در یک نوار باریک (infinitesimal slice) را در نظر می‌گیریم.

- | | |
|------------|---|
| $y = f(x)$ | تابع نشان دهنده سطح زمین |
| $y = g(x)$ | تابع نشان دهنده سطح گسیختگی (فرض) |
| $y = h(x)$ | تابع نشان دهنده مسیر فشار نیروهای قائم موثر |
| $y = i(x)$ | تابع نشان دهنده خط نیروی آب داخل خاک |
| E' | نیروی قائم موثر بر یک وجه نوار |
| X | نیروی برشی بر یک وجه نوار |
| P_w | نیروی آب مرزی در یک وجه نوار |
| dN' | نیروی قائم موثر در کف نوار |
| ds | نیروی برشی از کف نوار |
| dp_b | نیروی آب در جلوی نوار |
| dW | وزن کلی نوار |

دو معادله دیفرانسیلی با نوشتن تعادل لنگرها حول نقطه وسط پای نوار (A) و نیز تعادل نیروها در امتداد کف نوار و عمود بر آن حاصل می‌شود. در این روش تمامی شرایط تعادل نیرویی و لنگری ارضا می‌شود و از نیروهای بین نواری نیز صرف‌نظر نمی‌شود. برای آنکه مسأله قابل حل بوده و از نظر استاتیکی نامعین نباشد فرض می‌کنیم که بین X و E یک رابطه عمومی به شرح زیر وجود دارد:

$$X = \lambda \cdot j(x) \cdot E$$

در این رابطه $j(x)$ یک تابع دلخواه است که الگوی تغییرات نسبت $\frac{X}{E}$ را در داخل توده لغزش نشان می‌دهد. λ نیز نسبت تناسب (اسکالر) می‌باشد. تنها انتخاب یک تابع اختیاری $j(x)$ کافی است. جالب اینجاست که مقدار $F.S.$ حاصله، چندان به $j(x)$ فرض شده حساس نیست. اگر $j(x)=1$ فرض شود، روش اسپنسر بدست می‌آید که در آن $\lambda = \tan \theta$.

روش کار به این صورت است که برای یک سطح گسیختگی فرضی به معادله $y = g(x)$ ، قطعه گسیختگی به چند نوار قائم slice تقسیم‌بندی می‌شود طوری که بتوان قاعده هر یک از نواریها را یک خط مستقیم فرض نمود. سپس از یک طرف شروع کرده و با یک λ و $F.S.$ فرضی مقدار E و X و نقطه اثر γ را با نوشتن سه معادله تعادل به دست می‌آوریم. سپس نوار 2 حل شده و با داشتن E و X و γ از نوار قبلی می‌توان E و X و γ را در سمت

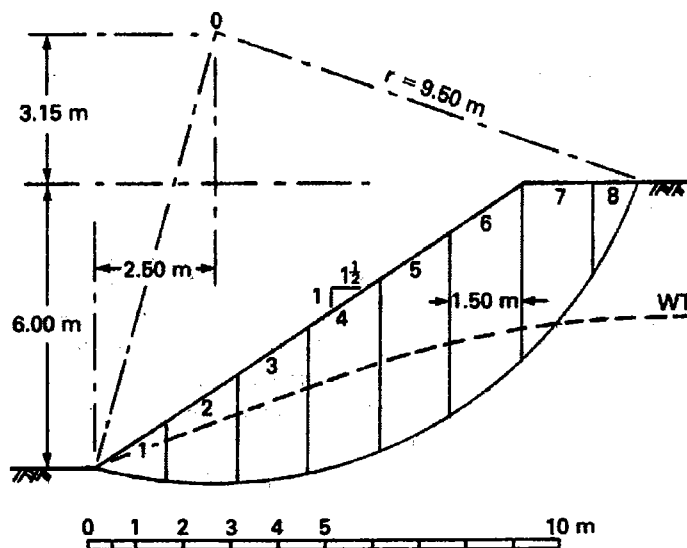
دیگر نوار 2 (حداصل نوار 2 و 3) به دست آورد. این کار ادامه داده می شود تا به نوار آخری یعنی n برسیم. در حالت کلی، E و X لازم برای حفظ تعادل نوار n ام صفر نخواهد بود. بنابراین باید با $F.S.$ و دیگری عملیات را مجدداً انجام داد تا وقتی E و X در نوار n ام صفر شود.

مثال: با استفاده از روش فلیوس ضریب اطمینان را در مقابل گسیختگی بر روی سطح لغزش نشان داده شده را حساب کنید.

$\phi' = 29^\circ$ و $c' = 10 \text{ KN/m}^2$

$\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$

برای سهولت وزن مخصوص خاک را بالا و پائین سطح آب یکسان فرض کنید.



حل:

ابتدا ناحیه ی گسیختگی را به تعدادی نوار تقسیم می کنیم ($b = 1.5 \text{ m}$). در اینصورت می توان جدول زیر را تنظیم کرد:

شماره ی نوار	$h \cos \alpha$	$h \sin \alpha$	u	L	uL
1	0.75	-0.15	5.9	1.55	9.1
2	1.80	-0.1	11.8	1.50	17.7
3	2.70	-0.4	16.2	1.55	25.1
4	3.25	+1.00	18.1	1.60	29.0
5	3.45	+1.75	17.1	1.70	29.1
6	3.10	+2.35	11.3	1.95	22.0
7	1.90	+2.25	0	2.35	0
8	0.55	+0.95	0	2.15	0
Sum	17.5	8.45		14.35	132.0

h و α برای هر نوار از روی شکل اندازه گیری می شوند.

برای محاسبه ی u از رابطه ی $h_w \cdot \gamma_w$ استفاده می کنیم اما چون آب ساکن نیست و در حال حرکت است خطای اندکی را مرتکب می شویم برای به دست آوردن مقدار دقیق u باید از رسم شبکه ی جریان استفاده کرد.

از روی روابط هندسی می توان $L_a=14.35$ را به دست آورد.

از آن جایی که وزن هر نوار از رابطه ی $w = \gamma \cdot b \cdot h$ به دست می آید داریم:

$$\sum W \cos \alpha = \sum 30h \cos \alpha = 30 \sum h \cos \alpha = 30(17.5) = 525 \text{ KN/m}$$

$$\sum W \sin \alpha = \sum 30h \sin \alpha = 30 \sum h \sin \alpha = 30(8.45) = 254 \text{ KN/m}$$

$$\sum (W \cos \alpha - uL) = 525 - 132.0 = 393 \text{ KN/m}$$

$$F.S. = \frac{c' \cdot L_a + \tan \phi' \sum (W \cos \alpha - ul)}{\sum W \sin \alpha}$$

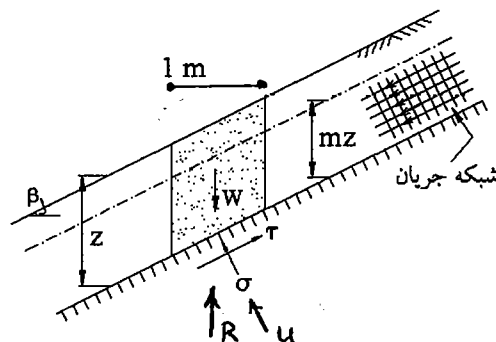
حال با جایگذاری خواهیم داشت:

$$F.S. = \frac{(10)(14.35) + (0.554)(393)}{(254)} = 1.42$$

معمولاً آئین نامه ها برای پایداری شیب، ضریب اطمینان بیشتر از 1.5 را در نظر می گیرند. بنابراین در این مثال ضریب اطمینان پائین است. برای افزایش ضریب اطمینان باید تندی شیب را کاهش دهیم مثلاً 1:1.5 را به 1:2 تبدیل کنیم، هر چه شیب تندتر شود ضریب اطمینان کاهش می یابد و بالعکس. اگر سازه ای در بالای شیب قرار داشت باید اثر آن نیز لحاظ شود. همچنین اگر سرعت جریان آب زیرزمینی زیاد باشد باید نیروی تراوش را نیز در نظر گرفت.

(۳) تحلیل پایداری لغزش های انتقالی:

گفتیم که لغزش های انتقالی در شیب های با طول زیاد که در عمق کمی به لایه ی سختی برسد روی می دهد. چون طول این شیب ها زیاد است از اثرات انتهایی لغزش صرف نظر شده و تحلیل ها برای عرض ۱m (یا ۱ft) انجام می شود. زاویه ی شیب را با β ، عمق لایه ی لغزنده را با Z و عمق آب زیرزمینی را با ضریب m از عمق نشان می دهیم. (اگر $m=1$ باشد کل شیب اشباع است و اگر $m=0$ باشد شیب خشک یا مرطوب است.)



با توجه به شبکه جریان رسم شده، جریان به موازات شیب صورت گرفته و نیروی تراوش نیز در جهت جریان خواهد بود در لغزش های انتقالی فرض می شود که نیروهای داخلی در دو طرف هر نوار به عرض واحد یکدیگر را خنثی می کنند. ضریب اطمینان در مقابل گسیختگی براساس تنش های برشی ایجاد شده در پائین المان (τ_m) به دست می آید.

$$\frac{\tau_f}{\tau_m} F.S. =$$

$$\sigma = [(1-m)\gamma + m\gamma_{sat}]Z \cdot \cos^2 \beta$$

$$\tau = [(1-m)\gamma + m\gamma_{Sat}]Z \cdot \sin\beta \cdot \cos\beta$$

$$u = m \cdot z \cdot \gamma_{\omega} \cdot \cos^2\beta$$

با جایگذاری این روابط در رابطه‌ی ضریب اطمینان و لحاظ کردن معیار موهر-کلمب می‌توان نوشت:

$$F.S. = \frac{c' + (\sigma - u) \tan\phi'}{[(1-m)\gamma + m\gamma_{Sat}]Z \cdot \sin\beta \cos\beta}$$

(البته مقدار σ و u در این رابطه جایگذاری نشده است تا رابطه شلوغ نشود.)

در حالت خاصی که $m=0$ (خاک خشک) باشد رابطه به صورت زیر درخواهد آمد:

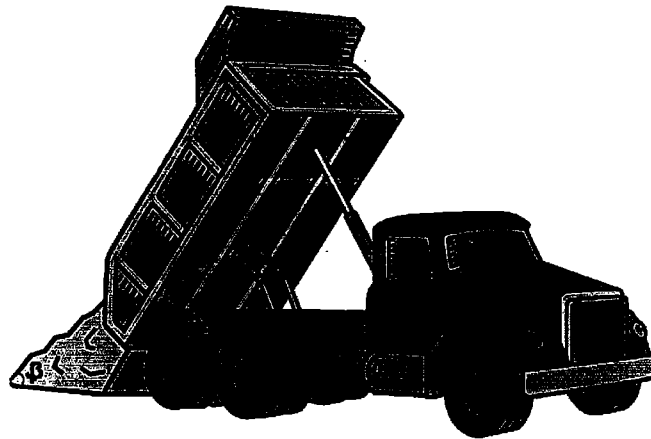
$$F.S. = \frac{c' + \gamma Z \cos^2\beta \cdot \tan\phi'}{\gamma Z \sin\beta \cdot \cos\beta}$$

حال اگر علاوه بر خشک بودن شیب ($m=0$)، شیب از ماسه‌ی تمیز نیز تشکیل شده باشد ($c' = 0$) آن گاه رابطه

به صورت زیر ساده خواهد شد:

$$F.S. = \frac{\tan\phi'}{\tan\beta}$$

در لحظه گسیختگی $F.S.=1$ است یعنی در لحظه‌ی گسیختگی $\tan\phi' = \tan\beta$ و در نتیجه $\phi' = \beta$ خواهد بود. بنابراین وقتی که شن یا ماسه خشک را بر روی زمین خالی می‌کنیم، با زاویه‌ی شیب $\beta = \phi'$ روی زمین قرار می‌گیرد (شکل زیر). بر اساس رابطه فوق اگر ماسه یا شن چسبندگی داشته باشد مقدار ضریب اطمینان افزایش پیدا می‌کند.



اگر کل شیب اشباع باشد ($m=1$) آن گاه خواهیم داشت:

$$F.S. = \frac{c' + (\gamma' \cdot Z \cdot \cos^2\beta) \tan\phi'}{\gamma_{Sat} \cdot Z \cdot \sin\beta \cdot \cos\beta}$$

اگر شیب علاوه بر اشباع بودن ($m=1$)، بدون چسبندگی باشد ($c' = 0$) آن گاه رابطه‌ی ضریب اطمینان به

صورت زیر درخواهد آمد:

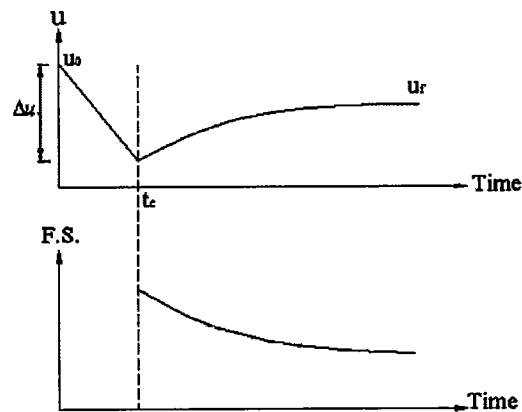
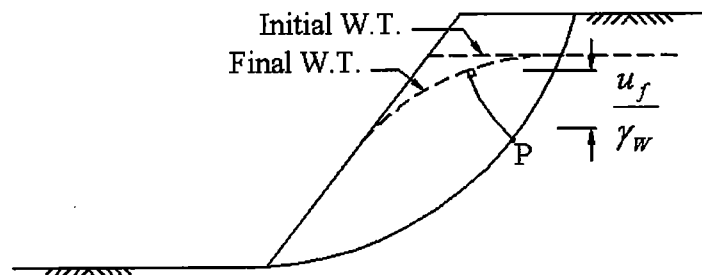
$$F.S. = \frac{\gamma' \tan\phi'}{\gamma_{Sat} \tan\beta}$$

با مقایسه‌ی این رابطه با حالتی که $m=0$ و $c'=0$ بود می‌توان نتیجه گرفت با اشباع شدن شیب ماسه‌ای، ضریب اطمینان تقریباً نصف می‌شود چون به لحاظ عددی γ' حدوداً نصف γ_{sat} می‌باشد.

پایداری شیب‌ها بلافاصله پس از ساخت در دراز مدت:

الف- گودبرداری (Excavation)

وقتی گودبرداری انجام می‌شود با تغییر تنش کل مقدار فشار منفذی در هر نقطه مانند P از u_0 (هیدرواستاتیک) به u_f کاهش پیدا می‌کند. مقدار این کاهش از رابطه اسکمپتون $(\Delta u = B(\Delta \sigma_3 + A(\Delta \sigma_1 + \Delta \sigma_3)))$ به دست می‌آید.

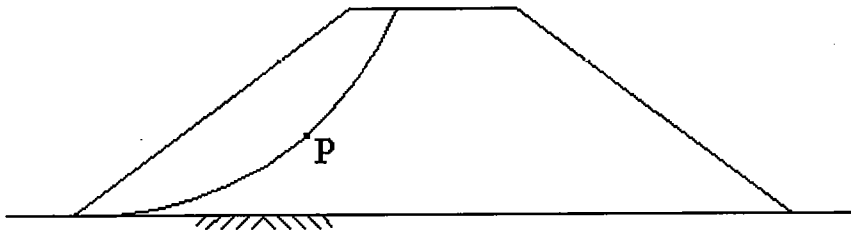


در صورتی که نفوذپذیری خاک کم باشد در پایان گودبرداری شرایط **undrained** حاکم بوده و می‌توان محاسبات ضریب اطمینان را بر حسب تنش‌های کل انجام داد. بر عکس، در صورتی که نفوذپذیری خاک زیاد باشد در پایان گودبرداری زهکشی خاک نیز تقریباً پایان یافته است و شرایط **drained** بوده و محاسبات ضریب اطمینان را بر حسب تنش‌های مؤثر باید انجام داد. در این حالت فشار منفذی را از شبکه جریان می‌توان بدست آورد (اگر نفوذپذیری خیلی زیاد باشد ممکن است سطح آب در گود در همان سطح هیدرواستاتیک باقی بماند در این حالت فشار منفذی هیدرواستاتیک باقی خواهد ماند).

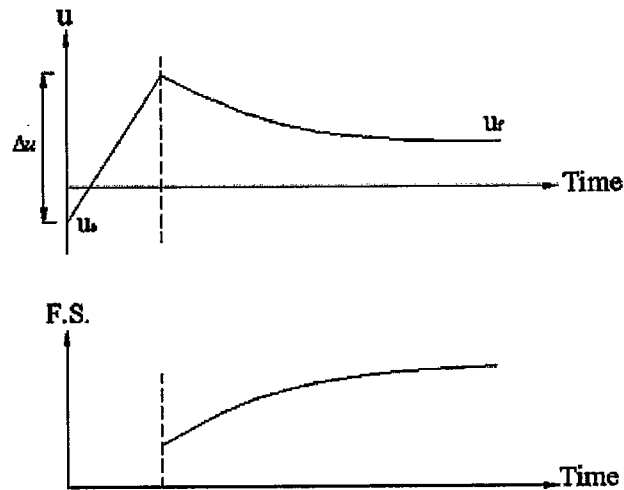
به علت خاکبرداری و کاهش $\Delta \sigma_1$ و $\Delta \sigma_3$ و Δu منفی خواهد بود و در پایان گودبرداری (زمان t_c در شکل بالا) در یک نقطه مانند p حداقل مقدار خود را خواهد داشت. از این لحظه به بعد و تا تشکیل شبکه جریان به صورت

کامل و برقراری حالت ماندگار (steady state) فشار منفذی تدریجاً افزایش می‌یابد تا به مقدار نهایی خود در حالت ماندگار یعنی u_r برسد. با ازدیاد تدریجی فشار منفذی، ضریب اطمینان $F.S.$ رو به کاهش می‌رود بنابراین بحرانی‌ترین شرایط در گودبرداری‌ها در خاک اشباع، در دراز مدت رخ خواهد داد.

ب- خاکریزی (Embankment)



خاکریزی، هم در نقاط داخل خاکریز هم در پی آن باعث افزایش تنش کل و متعاقب آن باعث افزایش فشار منفذی در هر نقطه typical مانند P خواهد شد. در صورتی که نفوذپذیری خاک کم باشد، مقدار آب خارج شده از بدنه خاکریز یا پی کم بوده و شرایط Undrained برقرار است. با گذشت زمان تدریجاً زهکشی صورت گرفته و Δu اضافی ایجاد شده تدریجاً از بین می‌رود. بنابراین بحرانی‌ترین شرایط پایداری خاکریزهای اشباع، بلافاصله پس از ساخت بوده و در درازمدت ضریب اطمینان پایداری خاکریز افزایش خواهد یافت.



مراجع برای مطالعه بیشتر:

- Craig, R.F. (1993), "Soil Mechanics", Fifth Edition, Chapman & Hall
- Das, B.M. (2002), "Principles of Geotechnical Engineering", Weber & Schmidt
- Lee, I.K., White, W., Ingles, O.G. (1983), "Geotechnical Engineering", Pitman