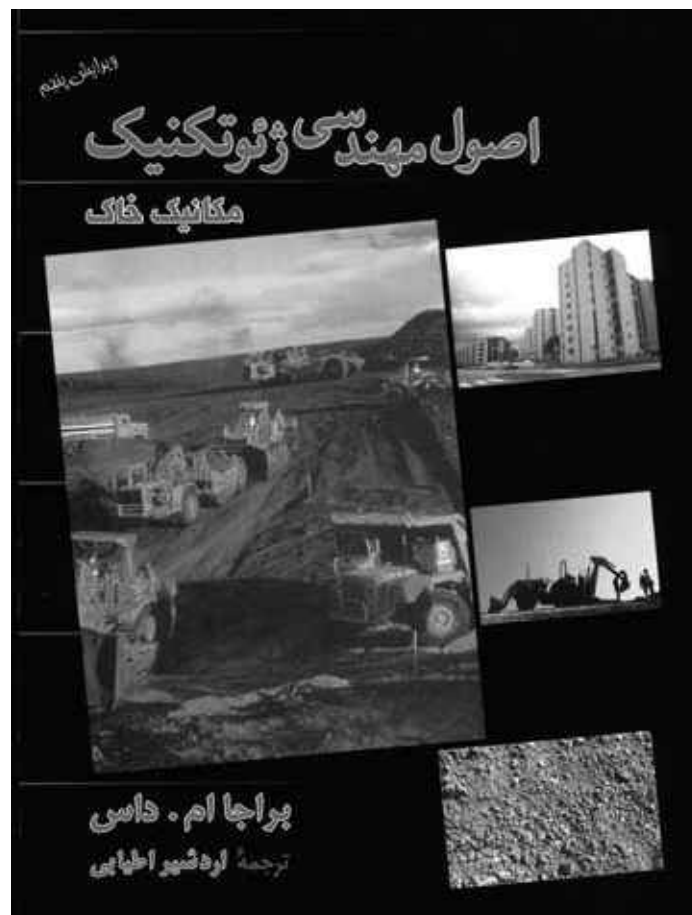


جزوه مکانیک خاک

دکتر مژده دهقان

برگرفته از



دانشگاه آزاد اسلامی یزد

فصل اول: منشاء خاک و اندازه ذرات

به طور کلی خاک از فرسایش سنگ ایجاد می شود. خصوصیات فیزیکی خاک در وهله نخست تحت تأثیر کانی های تشکیل دهنده ذرات خاک و بنابراین تحت تأثیر سنگی قرار دارد که از آن بوجود آمده است. در این فصل چرخه سنگ و منشأ خاک و توزیع اندازه ذرات موجود در توده خاک ارائه می شود.

چرخه سنگ و منشاء آن

ذرات کانی تشکیل دهنده بخش جامد سنگدانه های خاک از هوازدگی سنگ ایجاد می شود. اندازه ذرات منفرد در محدوده وسیعی تغییر می کند. بسیاری از خصوصیات فیزیکی خاک تحت تأثیر اندازه، شکل و ترکیب شیمیایی ذرات قرار دارد. برای درک بهتر این عوامل باید با انواع اصلی سنگ های تشکیل دهنده پوسته زمین، کانی های تشکیل دهنده سنگ و فرآیندهای هوازدگی آشنا بود.

هوازدگی

هوازدگی به روند خرد شدن سنگ ها به قطعات کوچکتر در اثر فرآیندهای مکانیکی و شیمیایی گفته می شود.

هوازدگی مکانیکی ممکن است از انبساط و انقباض سنگ در اثر جذب و از دست دادن پیوسته دما ناشی شود که به خردشدگی نهایی آن منجر می گردد. اغلب آب به درون منافذ و ترک های موجود در سنگ نفوذ می کند. با پایین آمدن دما، آب منجمد شده، منبسط می شود. فشار ناشی از یخ در اثر انبساط حجمی حتی برای خرد کردن سنگ های بزرگ نیز کافی است. دیگر عوامل فیزیکی که به خرد شدن سنگ کمک می کند، عبارت است از یخ یخچالی، باد، آب روان نهرها و رودخانه ها و امواج اقیانوس. درک این نکته مهم است که در هوازدگی مکانیکی، سنگ های بزرگ بدون تغییری در ترکیب شیمیایی به قطعات کوچکتر شکسته می شوند.

در هوازدگی شیمیایی، کانی های سنگ اولیه در اثر یک واکنش شیمیایی به کانی های جدیدی تبدیل می شود. آب و کربن دی اکسید جو تشکیل اسید کربنیک داده که با کانی های سنگ موجود ترکیب شده و کانی ها و نمک های محلول جدیدی ایجاد می کند. نمک های محلول موجود در آب زیرزمین و اسیدهای آلی ناشی از مواد آلی پوسیده نیز باعث هوازدگی شیمیایی می شود.

اندازه ذرات خاک

همانطور که در بخش قبل گفته شد، محدوده اندازه ذرات تشکیل دهنده خاک بسیار وسیع است. خاک بسته به اندازه غالب ذرات تشکیل دهنده آن، شن، ماسه، لای یا رس نامیده می شود. برای توصیف خاک ها به کمک اندازه ذرات آن، سازمان های مختلف طبقه بندی خاصی برای اندازه ذرات ابداع کرده اند. در جدول زیر طبقه بندی اندازه ذرات مربوط به «Massachusetts Institute of Technology»، «وزارت کشاورزی ایالات متحده»، «انجمن آمریکایی مسئولین حمل و نقل و بزرگراه های ایالتی» و «گروه مهندسان ارتش ایالات متحده» و «دفتر آبدانی ایالات متحده» آورده شده است. در این جدول سیستم MIT تنها به منظور نمایش ارائه شده است. این سیستم در تاریخ تکامل محدوده اندازه ذرات موجود در خاک اهمیت دارد. با این حال، اکنون سیستم طبقه بندی یکنواخت خاک تقریباً به صورت جهانی پذیرفته شده است و «انجمن آمریکایی آزمایش و مواد (ASTM)» نیز آن را قبول کرده است. شن عبارت است از خرده سنگ های همراه با ذرات اتفاقی کوارتز، فلدسپار و دیگر کانی ها. ذرات ماسه عمدتاً از کوارتز و فلدسپار تشکیل شده اند. هم زمان ممکن است دیگر ذرات کانی نیز وجود داشته باشند.

لای بخش میکروسکوپی خاک است که از دانه های بسیار ریز کوارتز و برخی ذرات پولکی شکل حاصل از کانی های میکادار تشکیل یافته است. رس عمدتاً شامل ذرات پولکی شکل میکروسکوپی و کوچکتر میکا، کانی های رس و دیگر کانی هاست.

همانطور که در جدول زیر نشان داده شده است، رسم ها معمولاً به صورت ذرات کوچکتر از 0.002mm تعریف می شود. با این حال در برخی موارد ذرات با اندازه 0.002 تا 0.005mm نیز به عنوان رس در نظر گرفته می شود.

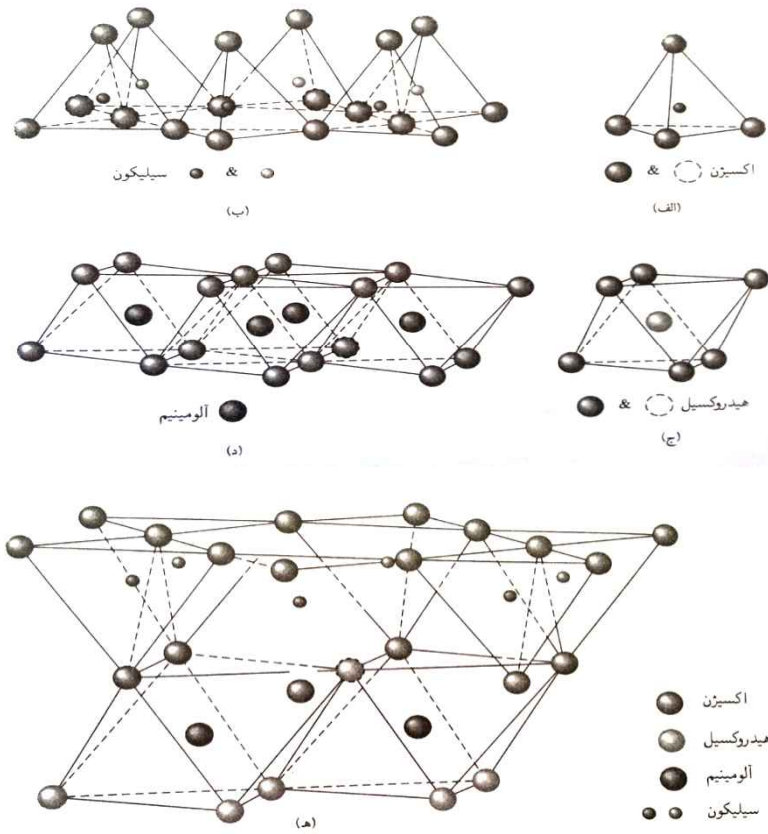
اندازه دانه (mm)				نام سازمان
رس	لای	ماسه	شن	
$0.002 >$	0.002 تا 0.06	0.06 تا 2	$2 <$	Massachusetts Institute of Technology (MIT)
$0.002 >$	0.002 تا 0.05	0.05 تا 2	$2 <$	U.S. Department of Agriculture (USDA)
$0.002 >$	0.002 تا 0.075	0.075 تا 2	2 تا 76.2	American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)
	ریزگانه‌ها (یعنی لای‌ها و رس‌ها) $0.075 >$	0.075 تا 4.75	4.75 تا 76.2	سیستم طبقه‌بندی یکنواخت خاک (U.S. Army Corps of Engineers, U.S. Bureau of Reclamation, and American Society for Testing and Materials)

ذراتی که براساس اندازه خود به عنوان رس طبقه بندی می شوند، لزوماً ممکن است دارای کانی های رس نباشند. رس ها به صورت ذراتی تعریف می شوند «که در زمان مخلوط شدن با مقدار محدودی آب حالت خمیری پیدا کند» (Grim, 1953). (خاصیت خمیری خصوصیت بتونه مانند رس های حاوی مقدار آب است). خاک های غیررسی ممکن است از چنان ذرات کوارتز، فلدسپار یا میکایی تشکیل شده باشند که اندازه ذرات آنها آن قدر کوچک باشد که در گروه رس جای گیرند. به همین دلیل مناسب تر آن است که ذرات خاک کوچکتر از 2 میکرون ($2\mu m$) یا 5 میکرون ($5\mu m$) در سیستم های مختلف به صورت ذرات هم اندازه رس تعریف شوند تا رس. ذرات رس اغلب در محدوده اندازه کلئیدی ($1\mu m >$) و حد بالایی $2\mu m$ قرار دارند.

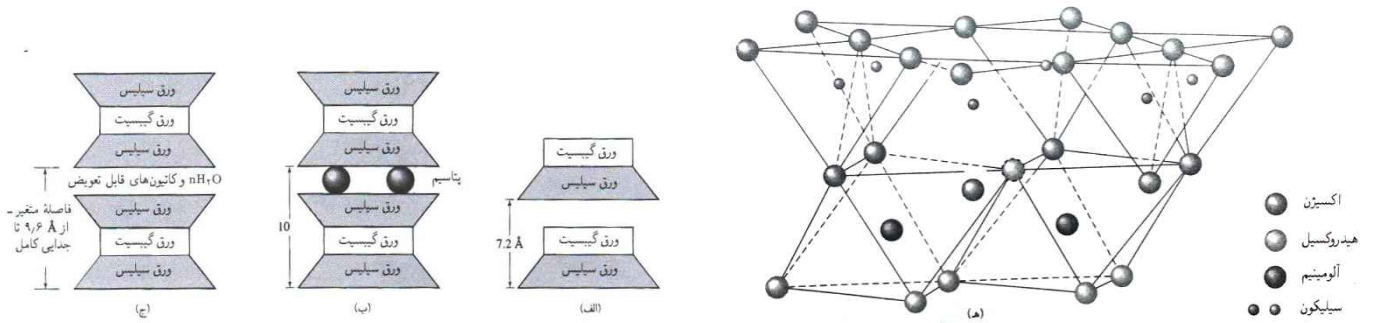
کانی های رسی

کانی های رسی، آلومینیم سیلیکات های مرکب تشکیل شده از دو واحد اصلی اند: (1) چهاروجهی سیلیس و (2) هشت وجهی آلومین. هر واحد چهار وجهی چهار اتم اکسیژن دارد که اتم سیلیکون را احاطه کرده است. (شکل زیر) ترکیب واحدهای چهار وجهی سیلیس، ورق سیلیس را به دست می دهد. سه اتم اکسیژن موجود در قاعده هر چهار وجهی با چهار وجهی های مجاور مشترک اند. واحدهای هشت وجهی از شش هیدروکسیل تشکیل شده اند که اتم آلومینیم را احاطه کرده اند. ترکیب واحدهای هشت وجهی آلومینیم هیدروکسیل، ورق هشت وجهی را بدست می دهد. (این ترکیب را ورق گیبسیت نیز می نامند). گاهی در واحدهای هشت وجهی، منیزیم به جای اتم های آلومینیم قرار می گیرد. در این حالت ورق هشت وجهی را ورق بروسیت می نامند. در ورق سیلیس هر اتم سیلیکون با بار مثبت چهار اتم اکسیژن با بار کل منفی هشت متصل است. اما هر اتم اکسیژن در قاعده چهاروجهی به دو اتم سیلیکون متصل است، به ان مفهوم که اتم اکسیژن بالایی هر واحد چهار وجهی برای ایجاد تعادل دارای بار منفی یک است. زمانی که ورق سیلیس روی ورق هشت وجهی قرار می گیرد، اتم های اکسیژن جای هیدروکسیل ها را می گیرند تا بار آنها متعادل شود.

از سه کانی رسی مهم، کائولینیت (*Kaolinite*) شامل لایه های تکراری بنیادی سیلیس - گیبسیت در شبکه بلوری 1:1 است. هر لایه در حدود 7.2\AA ضخامت دارد. لایه ها توسط پیوند هیدروژنی کنار هم می مانند. کائولینیت به صورت پلاکت هایی با بعد جانبی 1000 تا 2000\AA و ضخامت بین 100 تا 1000\AA است. مساحت واحد جرم ذرات کائولینیت در حدود $15\text{ m}^2/\text{g}$ است. مساحت واحد جرم به صورت سطح ویژه تعریف می شود.

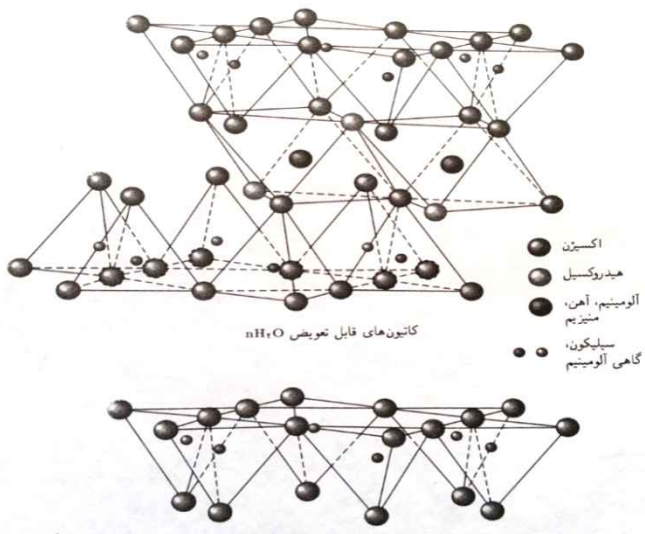


(الف) چهار وجهی سیلیس، (ب) ورق سیلیس، (ج) هشت وجهی آلومین، (د) ورق هشت وجهی (گیسیسیت)، (ه) ورق سیلیس - گیسیت (بر اساس Grim, 1959)

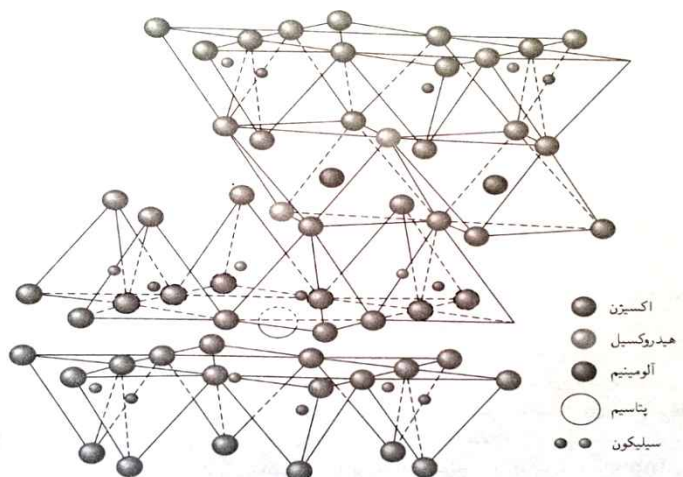


نمودار ساختار (الف) کائولینیت، (ب) ایلیت و (ج) مونت موریلونیت

ساختار اتمی کائولینیت



ساختار اتمی مونت موریلونیت



ساختار اتمی ایلیت

ایلیت (*Illite*) از ورق گیسیت متصل به دو ورق سیلیس تشکیل شده است که یکی در بالا و دیگری در پایین قرار دارد. این ترکیب گاهی میکای رسی نامیده می شود. لایه های ایلیت به کمک یون های پتاسیم به هم متصل اند. بار منفی لازم برای تعادل یون های پتاسیم از جای گزینی آلومینیم با برخی از سیلیکون های موجود در ورق های هشت وجهی ناشی می شود. جانشینی یک عنصر با دیگری بدون تغییری در شکل بلوری، جای گزینی ایزومورفی یا هم گونه نامیده می شود. اندازه بعد جانبی ذرات ایلیت معمولاً 1000 تا 5000 Å و ضخامت آنها 50 تا 500 Å است. سطح ویژه ذرات در حدود $80 \text{ m}^2/\text{g}$ است.

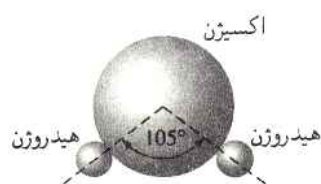
مونت موریلونیت (*Montmorillonite*) ساختاری همچون ایلیت دارد - یعنی یک ورق گیسیت در بین دو ورق سیلیس قرار گرفته است. در مونت موریلونیت، منیزیم و آهن به شکل ایزومورفی یا همگون جایگزین آلومینیم در ورق های هشت وجهی شده اند. در این جا مانند ایلیت یون های پتاسیم وجود ندارد و مقدار زیادی آب در فضاهای میان لایه ها جذب می شود. بعد جانبی ذرات مونت موریلونیت 1000 تا 5000 Å و ضخامت آنها 10 تا 50 Å و سطح ویژه آنها حدود $800 \text{ m}^2/\text{g}$ است.

علاوه بر کائولینیت، ایلیت و مونت موریلونیت، دیگر کانی های رسی معمول عبارتند از: کلوریت (*Chlorite*)، هالوسیت (*Halloysite*)، ورمیکولیت (*Vermiculite*) و اتاپولگیت (*Attapulgite*).

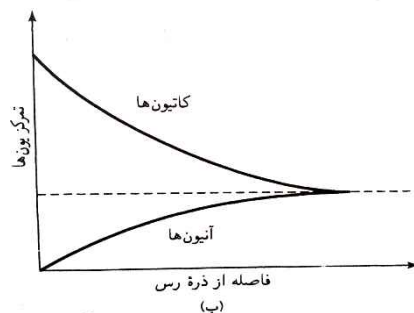
در سطح ذرات رس بار منفی خالص وجود دارد. این موضوع به هردو دلیل جانشینی ایزومورفی یا همگون و شکستن پیوستگی ساختار آنها در لایه هاست. بار منفی بزرگتر از سطوح ویژه بزرگتر ناشی می شود. هم چنین در لایه ذرات نواحی با بار مثبت وجود دارد. در زیر فهرستی از عکس چگالی سطحی متوسط بارهای منفی روی سطوح برخی از کانی های رس آورده شده است (1966, Warkentin, Yong):

کانی رس	عکس چگالی سطحی بار (بار الکترونیک / Å ²)
کائولینیت	۲۵
میکای رسی و کلوریت	۵۰
مونت موریلونیت	۱۰۰
ورمیکولیت	۷۵

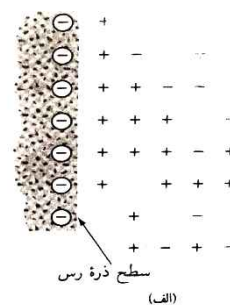
در رس خشک بار منفی با کاتیون های قابل تعویض مانند Ca^{2+} , Mg^{2+} , Na^+ , K^+ متعادل می شود که ذرات نگه داشته شده با جاذبه الکترواستاتیکی را احاطه کرده اند. زمانی که آب به رس اضافه می شود، این کاتیون ها و چند آنیون در اطراف ذرات رس شناور می شود. به این حالت لایه مضاعف پراکنده گفته می شود (شکل زیر الف). تمرکز کاتیون ها با افزایش فاصله از سطح ذره کاهش می یابد (شکل ب). مولکول های آب قطبی هستند. اتم های هیدروژن در اطراف اتم اکسیژن حالت متقارن ندارند و در عوض زاویه پیوند آنها 105° است. در نتیجه مولکول آب در یک سمت بار مثبت و در سمت دیگر بار منفی دارد. به این حالت دو قطبی گفته می شود.



خصوصیت دو قطبی آب



لایه مضاعف پراکنده



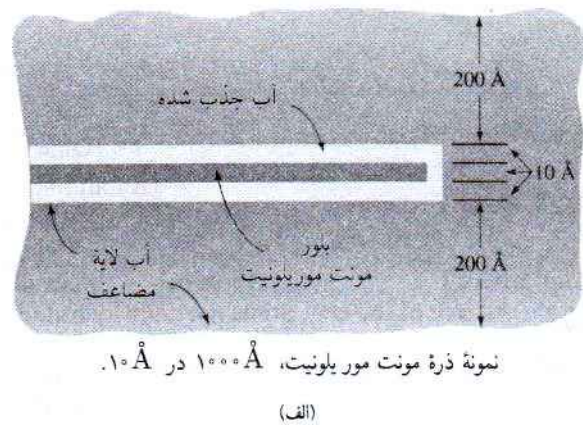
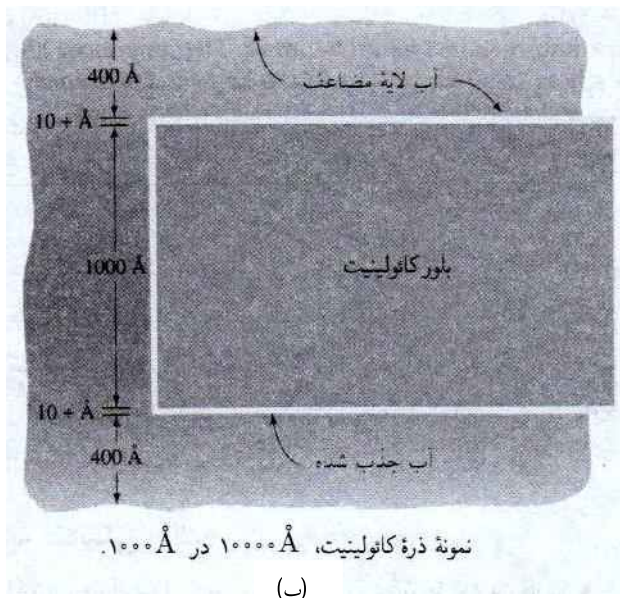
(الف)

سطح باردار منفی ذرات رس و کاتیون های موجود در لایه مضاعف، آب دو قطبی را جذب می کنند. کاتیون ها به نوبه خود جذب ذرات خاک می شوند. مکانیزم سوم جذب آب توسط ذرات رس، پیوند هیدروژن است که در این حالت اتم های هیدروژن موجود در مولکول های آب با اتم های اکسیژن روی سطح رس اشتراک پیدا می کنند. برخی از کاتیون های کمی هیدراته شده موجود در آب منفذی نیز جذب سطح ذرات رس می شود. این کاتیون ها مولکول های دو قطبی آب را جذب می کنند. تمام این مکانیزم های ممکن جذب آب توسط رس در شکل زیر نشان داده شده اند. نیروی جاذبه میان آب و رس با افزایش فاصله از سطح ذرات کاهش می یابد. تمامی آبی که نیروی جاذبه در ذرات رس نگه می دارد به عنوان آب لایه مضاعف شناخته می شود. لایه داخلی آب لایه مضاعف که رس به شدت آن را نگه می دارد، آب جذب شده نام دارد. این آب گرانشورتر از آب آزاد است.



جذب مولکول های دو قطبی در لایه مضاعف پراکنده

در شکل زیر آب جذب شده و آب لایه مضاعف برای ذرات مونت موریلونیت و کاتولینیت نشان داده شده است. این آب اطراف ذرات رس است که به خاک های رس خصوصیات خمیری می دهد.



درک درست این نکته بسیار مهم است که وجود کانی های رسی در سنگدانه های خاک تأثیر بزرگی روی خصوصیات مهندسی کل خاک دارد. با وجود رطوبت، رفتار مهندسی خاک با افزایش درصد کانی های رسی موجود بسیار تغییر می کند. در کارهای عملی، زمانی که میزان رس در حدود 50% یا بیشتر است، ذرات ماسه ولای در کالبد رس شناور می شود و خصوصیات مهندسی خاک در وهله نخست توسط کانی های رس تعیین می شود.

چگالی ویژه (G_s)

چگالی ویژه به صورت نسبت وزن مخصوص یک ماده معین به وزن مخصوص آب تعریف می شود. اغلب برای محاسبات مختلف در مکانیک خاک به چگالی ویژه بخش جامد خاک احتیاج است. این چگالی ویژه را با دقت می توان در آزمایشگاه تعیین کرد. در جدول زیر چگالی ویژه برخی از کانی های متداول موجود در خاک آورده شده است. اکثر مقادیر جدول در محدوده 2.6 تا 2.9 قرار دارد. چگالی ویژه بخش جامد ماسه روشن رنگ را که عمدتاً از کوارتز تشکیل شده است، می توان در حدود 2.65 تخمین زد. برای خاک های رس دار ولای دار، این مقدار از 2.6 تا 2.9 متفاوت است.

چگالی ویژه کانی‌های متداول

چگالی ویژه، G_2	کانی
۲٫۶۵	کوارتز (Quartz)
۲٫۶	کانولینیت (Kaolinite)
۲٫۸	ایلیت (Illite)
۲٫۶۵-۲٫۸۰	مونت موریلونیت (Montmorillonite)
۲٫۱۰-۲٫۵۵	هالوسیت (Halloysite)
۲٫۵۷	پتاسیم فلدسپار (Potassium feldspar)
۲٫۶۲-۲٫۷۶	سدیم و کلسیم فلدسپار (Sodium and calcium feldspar)
۲٫۶-۲٫۹	کلریت (Chlorite)
۲٫۸-۳٫۲	بیوتیت (Biotite)
۲٫۷۶-۳٫۱	موسکوویت (Muscovite)
۳-۳٫۴۷	هورن بلند (Hornblende)
۳٫۶-۴	لیمونیت (Limonite)
۳٫۲۷-۳٫۷	اولیون (Olivine)

تجزیه مکانیکی خاک

تجزیه مکانیکی خاک عبارت است از تعیین محدود اندازه ذرات موجود در خاک که به صورت درصدی از وزن خشک کل بیان می شود. معمولاً برای یافتن توزیع اندازه ذرات خاک دو روش وجود دارد: (1) تجزیه یا دانه بندی با الک - برای ذرات با قطر بزرگتر از 0.075mm و (2) تجزیه با چگالی سنج - برای ذرات با قطر کم تر از 0.075mm اصول اساسی دانه بندی با الک و تجزیه با چگالی سنج به طور مختصر در دو بخش بعدی شرح داد می شود.

تجزیه یا دانه بندی با الک

تجزیه یا دانه بندی با الک یعنی لرزاندن نمونه خاک روی مجموعه ای از الک ها که چشمه آنها به تدریج کوچک تر می شود. در جدول زیر شماره الک های استاندارد ایالات متحده و اندازه چشمه آنها آورده شده است .

شماره الک	اندازه چشمه (mm)
4	4.75
5	4.00
6	3.35
7	2.80
8	2.36
10	2.0
12	1.7
14	1.4
16	1.18
18	1.0
20	0.85
25	0.71
30	0.60
35	0.50
40	0.425
50	0.355
60	0.250
70	0.212
80	0.180
100	0.150
120	0.125
140	0.106
170	0.090
200	0.075
270	0.053

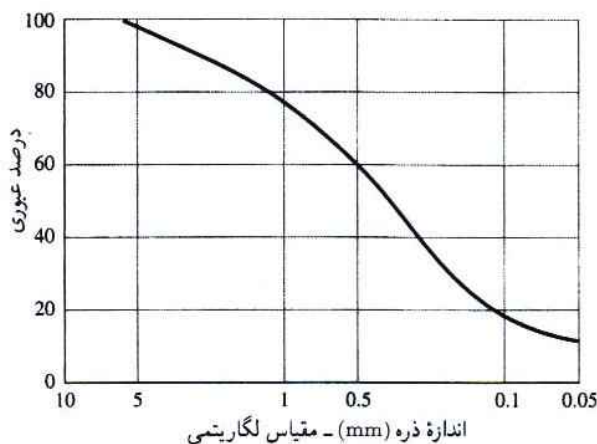
الک های مورد استفاده دانه بندی خاک معمولاً 203mm (8in) قطر دارند. برای انجام دانه بندی با الک ابتدا باید خاک را در کوره خشک و سپس تمام کلوخه ها را به صورت ذرات کوچک تر خرد کرد. سپس خاک روی مجموعه ای از الک ها لرزانده می شود که اندازه چشمه آنها از بال به پایین کم می شود (در زیر مجموعه الک ها یک کفه قرار دارد). مجموعه الک های قرار داده شده در دستگاه لرزاننده برای انجام آزمون آزمایشگاهی نشان داده شده است. کوچک ترین اندازه الکی که باید برای این نوع آزمایش به کار رود، الک شماره 200 ایالات متحده است. پس از لرزاندن خاک، جرم خاک باقی مانده روی هر الک تعیین می شود. در زمان تجزیه یا دانه بندی خاک های چسبنده ممکن است خرد کردن کلوخه ها به صورت ذرات منفرد دشوار باشد. در این حالت می توان با مخلوط کردن خاک با آب آن را به دوغاب تبدیل کرد و سپس آن را از الک عبور داد در مرحله بعد بخش باقی مانده روی هر الک به صورت جداگانه جمع آوری شده و پیش از تعیین جرم خاک باقی مانده روی هر الک، آن را در کوره خشک می کنند.



مجموعه الک های مورد استفاده آزمون آزمایشگاهی

1. تعیین جرم خاک باقی مانده روی هر الک (یعنی $M_1, M_2 \dots M_n$) و در داخل کفه (یعنی M_p)
2. تعیین جرم کل خاک: $M_1 + M_2 + \dots + M_i + \dots + M_n + M_p = \sum M$
3. تعیین جرم تجمعی خاک باقی مانده روی هر الک. این جرم تجمعی برای الک نام عبارت است از: $M_1 + M_2 + \dots + M_i$
4. جرم خاک عبوری از الک نام برابر است $\sum M - (M_1 + M_2 + \dots + M_i)$.
5. درصد خاک عبوری از الک نام (یا درصد ریزتر) عبارت از $F = \frac{\sum M - (M_1 + M_2 + \dots + M_i)}{\sum M} \times 100$

پس از محاسبه درصد عبوری یا ریزتر هر الک (مرحله 5)، محاسبات روی یک کاغذ نمودار نیمه لگاریتمی ترسیم می شود (شکل زیر) که در این حالت درصد عبوری روی محور عرض ها (مقیاس لگاریتمی) آورده می شود. به این نمودار منحنی توزیع اندازه ذرات گفته می شود.



تجزیه با چگالی سنج

تجزیه یا دانه بندی با چگالی سنج براساس اصل ته نشینی دانه های خاک در آب است. زمانی که یک نمونه خاک در آب پراکنده می شود، ذرات بسته به شکل، اندازه و وزن خود و گرانیوی آب با سرعت های متفاوتی ته نشین می شوند. از نظر سادگی تمام ذرات خاک کروی فرض می شود و سرعت ذرات خاک را می توان به کمک قانون Stokes به صورت بیان کرد:

$$v = \frac{\rho_s - \rho_w}{18\eta} D^2$$

v = سرعت، ρ_s = جرم مخصوص ذرات خاک، η = گرانیوی آب، ρ_w = جرم مخصوص آب، D = قطر ذرات خاک

$$D = \sqrt{\frac{18\eta v}{\rho_s - \rho_w}} = \sqrt{\frac{18\eta}{\rho_s - \rho_w}} \sqrt{\frac{L}{t}}$$

$$v = \frac{\text{فاصله}}{\text{زمان}} = \frac{L}{t}$$

$$\rho_s = G_s \rho_w \Rightarrow D = \sqrt{\frac{18\eta}{(G_s - 1)\rho_w}} \sqrt{\frac{L}{t}}$$

در صورتی که واحدهای η بر حسب $(g \cdot sec) cm^2$ ، ρ_w بر حسب g/cm^3 ، L بر حسب cm ، t بر حسب min و D بر حسب mm باشد، داریم:

$$\frac{D(mm)}{10} = \sqrt{\frac{18\eta[(g \cdot sec) cm^2]}{(G_s - 1)\rho_w(g/cm^3)}} \sqrt{\frac{L(cm)}{t(min) \times 60}} \quad \text{یا} \quad D = \sqrt{\frac{30\eta}{(G_s - 1)\rho_w}} \sqrt{\frac{L}{t}}$$

با فرض آن که ρ_w تقریباً $1 g/cm^3$ باشد، داریم:

$$D(mm) = K \sqrt{\frac{L(cm)}{t(min)}} \quad (1)$$

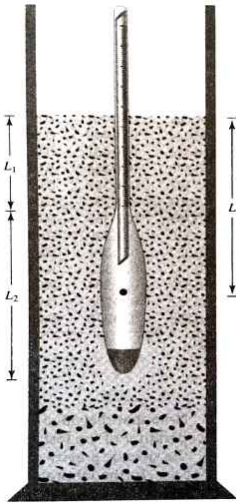
$$K = \sqrt{\frac{30\eta}{(G_s - 1)}}$$

توجه داشته باشید که مقدار K تابعی است از G_s و η که به دمای آزمایش بستگی دارد. در جدول زیر تغییرات K با دمای آزمایش و توده ویژه بخش جامد خاک ارائه شده است.

دما °C	G_s							
	۲٫۴۵	۲٫۵۰	۲٫۵۵	۲٫۶۰	۲٫۶۵	۲٫۷۰	۲٫۷۵	۲٫۸۰
۱۶	۰٫۱۵۱۰	۰٫۱۵۰۵	۰٫۱۴۸۱	۰٫۱۴۵۷	۰٫۱۴۳۵	۰٫۱۴۱۴	۰٫۱۳۹۴	۰٫۱۳۷۴
۱۷	۰٫۱۵۱۱	۰٫۱۴۸۶	۰٫۱۴۶۲	۰٫۱۴۳۹	۰٫۱۴۱۷	۰٫۱۳۹۶	۰٫۱۳۷۶	۰٫۱۳۵۶
۱۸	۰٫۱۴۹۲	۰٫۱۴۶۷	۰٫۱۴۴۳	۰٫۱۴۲۱	۰٫۱۳۹۹	۰٫۱۳۷۸	۰٫۱۳۵۹	۰٫۱۳۳۹
۱۹	۰٫۱۴۷۴	۰٫۱۴۴۹	۰٫۱۴۲۵	۰٫۱۴۰۳	۰٫۱۳۸۲	۰٫۱۳۶۱	۰٫۱۳۴۲	۰٫۱۳۲۳
۲۰	۰٫۱۴۵۶	۰٫۱۴۳۱	۰٫۱۴۰۸	۰٫۱۳۸۶	۰٫۱۳۶۵	۰٫۱۳۴۴	۰٫۱۳۲۵	۰٫۱۳۰۷
۲۱	۰٫۱۴۳۸	۰٫۱۴۱۴	۰٫۱۳۹۱	۰٫۱۳۶۹	۰٫۱۳۴۸	۰٫۱۳۲۸	۰٫۱۳۰۹	۰٫۱۲۹۱
۲۲	۰٫۱۴۲۱	۰٫۱۳۹۷	۰٫۱۳۷۴	۰٫۱۳۵۳	۰٫۱۳۳۲	۰٫۱۳۱۲	۰٫۱۲۹۴	۰٫۱۲۷۶
۲۳	۰٫۱۴۰۴	۰٫۱۳۸۱	۰٫۱۳۵۸	۰٫۱۳۳۷	۰٫۱۳۱۷	۰٫۱۲۹۷	۰٫۱۲۷۹	۰٫۱۲۶۱
۲۴	۰٫۱۳۸۸	۰٫۱۳۶۵	۰٫۱۳۴۲	۰٫۱۳۲۱	۰٫۱۳۰۱	۰٫۱۲۸۲	۰٫۱۲۶۴	۰٫۱۲۴۶
۲۵	۰٫۱۳۷۲	۰٫۱۳۴۹	۰٫۱۳۲۷	۰٫۱۳۰۶	۰٫۱۲۸۶	۰٫۱۲۶۷	۰٫۱۲۴۹	۰٫۱۲۳۲
۲۶	۰٫۱۳۵۷	۰٫۱۳۳۴	۰٫۱۳۱۲	۰٫۱۲۹۱	۰٫۱۲۷۲	۰٫۱۲۵۳	۰٫۱۲۳۵	۰٫۱۲۱۸
۲۷	۰٫۱۳۴۴	۰٫۱۳۱۹	۰٫۱۲۹۷	۰٫۱۲۷۷	۰٫۱۲۵۸	۰٫۱۲۳۹	۰٫۱۲۲۱	۰٫۱۲۰۴
۲۸	۰٫۱۳۲۷	۰٫۱۳۰۴	۰٫۱۲۸۳	۰٫۱۲۶۴	۰٫۱۲۴۴	۰٫۱۲۲۵	۰٫۱۲۰۸	۰٫۱۱۹۱
۲۹	۰٫۱۳۱۲	۰٫۱۲۹۰	۰٫۱۲۶۹	۰٫۱۲۴۹	۰٫۱۲۳۰	۰٫۱۲۱۲	۰٫۱۱۹۵	۰٫۱۱۷۸
۳۰	۰٫۱۲۹۸	۰٫۱۲۷۶	۰٫۱۲۵۶	۰٫۱۲۳۶	۰٫۱۲۱۷	۰٫۱۱۹۹	۰٫۱۱۸۲	۰٫۱۱۶۹

* براساس ASTM (1999)

در آزمایشگاه، آزمون چگالی سنجی در استوانه ته نشینی و معمولاً با نمونه خاک خشک شده در کوره به وزن 50g انجام می شود. گاهی اوقات می توان از نمونه هایی به وزن 100g نیز استفاده کرد. استوانه ته نشینی 457mm (18in) ارتفاع و 63.5mm (2.5in) قطر دارد. حجم 1000mm استوانه علامت گذاری شده است. معمولاً برای عامل پراکنده ساز سدیم هگزا متافسفات استفاده می شود. حجم سوسپانسیون خاک پراکنده شده با افزودن آب مقطر به 1000mm افزایش می یابد. در شکل زیر چگالی سنج نوع ASTM 152H نشان داده شده است.



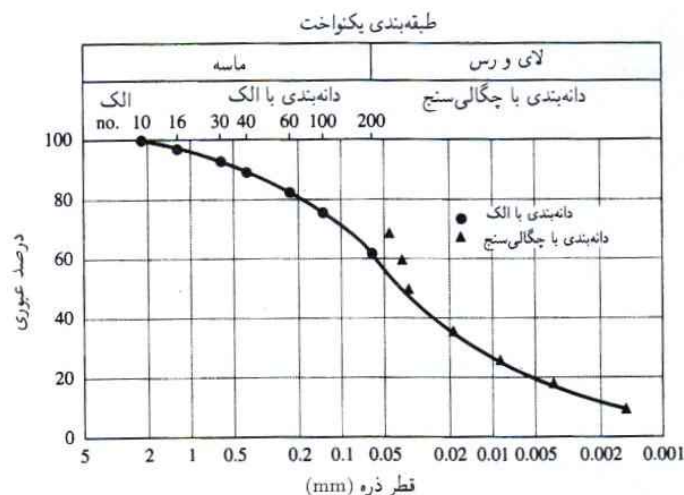
چگالی سنج ASTM 152H

تعریف L در آزمایش چگالی سنج

با قرار دادن چگالی سنج در سوسپانسیون خاک در زمان t که از شروع ته نشینی اندازه گیری می شود، چگالی سنج چگالی ویژه را در مجاورت حباب خود در عمق L اندازه گیری می کند. چگالی ویژه تابعی است از مقدار ذرات خاک موجود در واحد حجم سوسپانسیون در آن عمق. همچنین در زمان t ، ذرات خاک موجود در سوسپانسیون در عمق L قطری کوچکتر از D محاسبه شده معادله (I) دارند. ذرات بزرگتر فراتر از ناحیه اندازه گیری ته نشین شده اند. چگالی سنج ها طوری طراحی شده اند که مقدار خاک هنوز موجود در سوسپانسیون را بر حسب گرم به دست دهند. چگالی سنج ها برای خاک ها با چگالی ویژه $G_s = 2.65$ کالیبره شده اند. برای خاک های با چگالی ویژه متفاوت باید آنها را اصلاح کرد.

با دانستن مقدار خاک موجود در سوسپانسیون، L و t ، می توان درصد وزنی خاک ریزتر از یک قطر معین را محاسبه کرد. توجه داشته باشید که L عمق اندازه گیری شده از سطح آب تا گرانیگاه حباب چگالی سنج است که چگالی سوسپانسیون در آن محل اندازه گیری می شود. مقدار L با زمان t تغییر می کند. تجزیه یا دانه بندی با چگالی سنج برای جداسازی بخش کوچکتر از تقریباً $0.5\mu m$ خاک مؤثر است.

در بسیاری از موارد، نتایج حاصل از تجزیه یا دانه بندی با الک و تجزیه یا دانه بندی با چگالی سنج بخش ریزتر یک خاک معین در شکل در یک نمودار با هم ترکیب می شوند. با ترکیب شدن این نتایج، معمولاً در محدوده همپوشانی آنها یک ناپوستگی رخ می دهد، که معمولاً به دلیل نامنظم بودن شکل ذرات خاک است. دانه بندی با الک، اندازه های متوسط ذرات را به دست می دهد. تجزیه یا دانه بندی با چگالی سنج قطر کره معادلی را به دست می دهد که با همان سرعت ذره خاک ته نشین می شود.



منحنی دانه بندی خاک

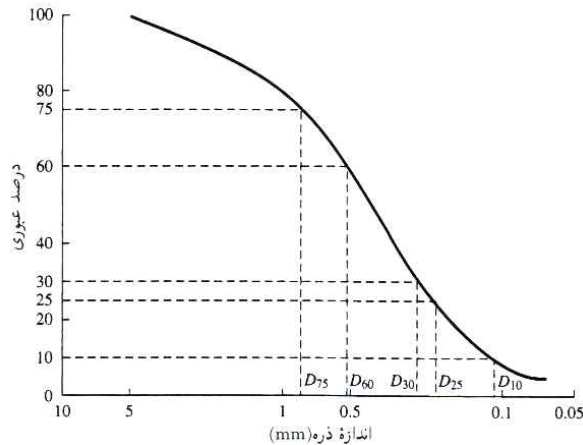
- از منحنی دانه بندی می توان برای تعیین چهار پارامتر یک خاک معین استفاده کرد. شکل زیر
1. اندازه مؤثر (D_{10}) : این پارامتر، قطر متناظری از منحنی دانه بندی خاک است که 10% ذرات از آن ریزترند. اندازه مؤثر یک خاک دانه ای برای تخمین ضریب نفوذ پذیری و زهکشی در خاک معیار خوبی محسوب می شود.
 2. ضریب یکنواختی (C_u) : این پارامتر به صورت زیر تعریف می شود.

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

که در این جا: D_{60} = قطری که 60% ذرات خاک از آن ریزترند.

3. ضریب دانه بندی یا خمیدگی ($C_c = C_z$): این پارامتر به صورت زیر تعریف می شود:

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

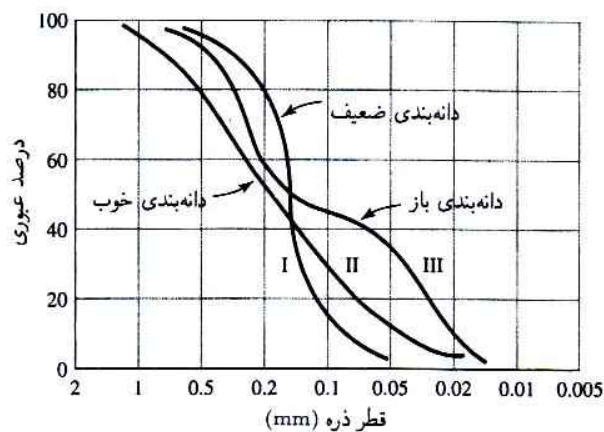


از روی منحنی دانه بندی می توان درصد شن، ماسه، لای و ذرات هم اندازه با رس موجود در خاک را به دست آورد. مثلاً از منحنی دانه بندی نشان داده شده در شکل بالا به صورت زیر برای تعیین شن، ماسه، لای و ذرات هم اندازه با رس استفاده می کنیم.

اندازه (mm)	درصد عبوری
۷۶٫۲	۱۰۰
۴٫۷۵	۱۰۰
۰٫۰۷۵	۶۲
-	۰

شن ۰% = ۱۰۰ - ۱۰۰
 ماسه ۳۸% = ۱۰۰ - ۶۲
 لای و رس ۶۲% = ۶۲ - ۰

منحنی دانه بندی نه تنها محدوده اندازه ذرات موجود در خاک بلکه نوع توزیع اندازه های ذرات را نشان می دهد شکل زیر نوع این منحنی ها را نشان می دهد. منحنی I نشانگر نوعی خاک است که اکثر ذرات آن هم اندازه اند. این خاک را خاک با دانه بندی ضعیف می نامند. منحنی II نشانگر خاکی است که اندازه ذرات آن در محدوده وسیعی توزیع شده است و به همین دلیل آن را خاک با دانه بندی خوب می نامند. ضریب یکنواختی خاک با دانه بندی خوب برای شن بزرگ تر از 4 و برای ماسه بزرگتر از 6 است و ضریب دانه بندی آنها بین 1 و 3 است. (برای شن و ماسه) خاک ممکن است از ترکیب دو یا چند جزء با دانه بندی یکنواخت تشکیل شده باشد منحنی III نشانگر چنین خاکی است. این نوع خاک را با دانه بندی باز می نامند.



حل

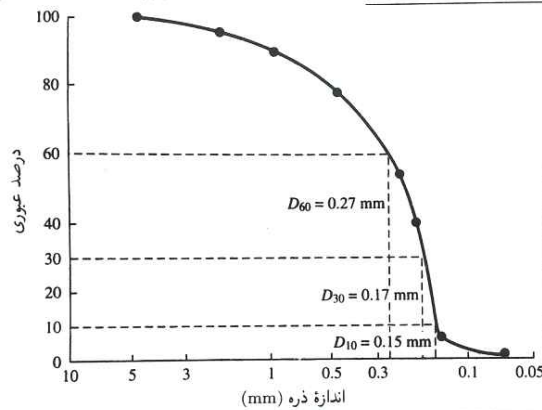
اکنون می‌توان جدول زیر را تشکیل داد:

الک ایالات متحده (۱)	چشمه الک (mm) (۲)	جرم باقی مانده روی هر الک (g) (۳)	جرم تجمعی باقی مانده روی هر الک (g) (۴)	در صد عبوری * (۵)
۴	۴٫۷۵	۰	۰	۱۰۰
۱۰	۲٫۰۰	۴۰	۰ + ۴۰ = ۴۰	۹۴٫۵
۲۰	۰٫۸۵۰	۶۰	۴۰ + ۶۰ = ۱۰۰	۸۶٫۳
۴۰	۰٫۴۲۵	۸۹	۱۰۰ + ۸۹ = ۱۸۹	۷۴٫۱
۶۰	۰٫۲۵۰	۱۴۰	۱۸۹ + ۱۴۰ = ۳۲۹	۵۴٫۹
۸۰	۰٫۱۸۰	۱۲۲	۳۲۹ + ۱۲۲ = ۴۵۱	۳۸٫۱
۱۰۰	۰٫۱۵۰	۲۱۰	۴۵۱ + ۲۱۰ = ۶۶۱	۹٫۳
۲۰۰	۰٫۰۷۵	۵۶	۶۶۱ + ۵۶ = ۷۱۷	۱٫۷
Pan	-	۱۲	۷۱۷ + ۱۲ = ۷۲۹ = ΣM	۰

در زیر نتایج دانه بندی با الک آورده شده است. محاسبات لازم را انجام داده، منحنی دانه بندی را ترسیم کنید.

اندازه الک ایالات متحده	جرم خاک باقی مانده روی هر الک (g)
۴	۰
۱۰	۴۰
۲۰	۶۰
۴۰	۸۹
۶۰	۱۴۰
۸۰	۱۲۲
۱۰۰	۲۱۰
۲۰۰	۵۶
Pan	۱۲

$$\frac{\Sigma M - \text{col. 4}}{\Sigma M} \times 100 = \frac{729 - \text{col. 4}}{729} \times 100 *$$



منحنی دانه بندی خاک

مثال) برای منحنی دانه بندی نشان داده شده در شکل مثال قبل مطلوبست:

الف) D_{60} , D_{30} , D_{10} (ب) ضریب یکنواختی، C_u (ج) ضریب دانه بندی، C_z

حل

الف) با توجه به شکل داریم:

$$D_{10} = 0.15\text{mm}, \quad D_{30} = 0.17\text{mm}, \quad D_{60} = 0.27\text{mm}$$

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{0.27}{0.15} = 1.8 \quad \text{(ب)}$$

$$C_c = C_z = \frac{D_{30}^2}{D_{60} \times D_{10}} = \frac{(0.17)^2}{(0.27) \times (0.15)} = 0.71 \quad \text{(ج)}$$

مثال) با توجه به منحنی دانه بندی شکل مثال قبل مطلوبست تعیین درصد شن، ماسه، لای و ذرات هم اندازه بارس موجود در خاک. از سیستم طبقه بندی یکنواخت استفاده کنید.

با توجه به شکل می‌توان جدول زیر را تشکیل داد:

اندازه (mm)	درصد عبوری
۷۶٫۲	۱۰۰
۴٫۷۵	۱۰۰
۰٫۰۷۵	۱٫۷
-	۰

شن ۰٪ = ۱۰۰ - ۱۰۰
ماسه ۹۸٫۳٪ = ۱۰۰ - ۱٫۷
لای و رس ۱٫۷٪ = ۱٫۷ - ۰

فصل دوم: روابط وزنی - حجمی، خاصیت خمیری و ساختار خاک

در فصل 1 فرآیندهای زمین شناسی تشکیل خاک ها، شرح محدودیت های مربوط به اندازه ذرات خاک و دانه بندی مکانیکی خاک ها آورده شد. در حالت طبیعی خاک از سه بخش تشکیل شده است: بخش جامد خاک، آب و هوا. در این فصل روابط وزنی - حجمی سنگدانه های خاک همراه با ساختار و خصوصیت خمیری آن مورد بحث قرار می گیرد.

روابط وزنی - حجمی

در شکل زیر الف المانی از خاک به حجم V و وزن W در حالت طبیعی موجود نشان داده شده است. برای بدست آوردن روابط وزنی - حجمی باید مانند شکل ب سه جزء خاک (یعنی بخش جامد، آب و هوا) را جدا کرد. بنابراین حجم کل یک نمونه خاک معین را می توان به صورت زیر بیان کرد:

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

که در اینجا:

$$V_s = \text{حجم بخش جامد خاک} = V_w = \text{حجم آب موجود در فضاهای خالی}$$

$$V_v = \text{حجم فضاهای خالی} = V_a = \text{حجم هوای موجود در فضاهای خالی}$$

با فرض ناچیز بودن وزن هوا می توان وزن کل نمونه را به صورت زیر بیان کرد.

$$W = W_s + W_w$$

$$W_s = \text{وزن بخش جامد خاک} = W_w = \text{وزن آب}$$

روابط وزنی - حجمی مورد استفاده معمول برای سه جزء المان خاک عبارتند از: نسبت تخلخل، پوکی، و درجه اشباع. نسبت تخلخل (e) به صورت نسبت حجم فضاهای خالی به حجم بخش جامد خاک تعریف می شود بنابراین:

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

پوکی (n) به صورت نسبت حجم فضاهای خالی به حجم کل بیان می شود:

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

درجه اشباع (s) به صورت نسبت حجم آب به حجم فضاهای خالی تعریف می شود:

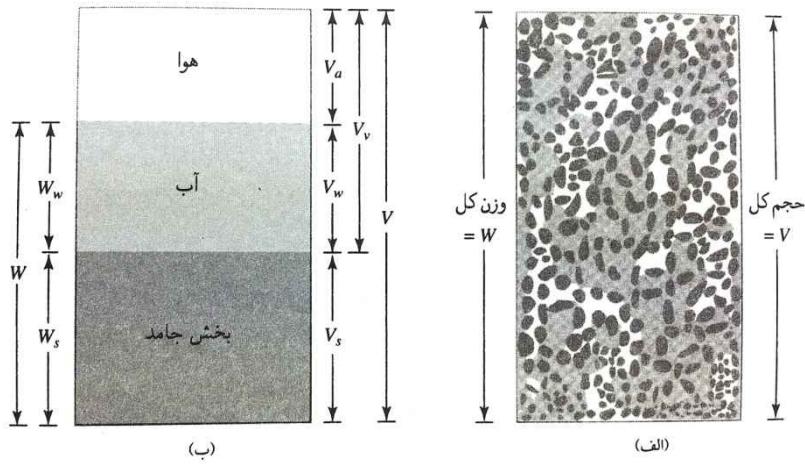
$$s = \frac{V_w}{V_v}$$

این نسبت معمولاً به صورت درصد بیان می شود.

رابطه میان نسبت تخلخل و پوکی را می توان از معادلات بالا به صورت زیر به دست آورد:

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{V_v}{V - V_v} = \frac{\left(\frac{V_v}{V}\right)}{1 - \left(\frac{V_v}{V}\right)} = \frac{n}{1 - n}$$

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



(الف) المان خاک در حالت طبیعی، و (ب) سه جزء المان خاک

اصطلاحات معمول مورد استفاده برای روابط وزنی عبارتند از: میزان رطوبت و وزن مخصوص. به میزان رطوبت (ω) مقدار آب نیز گفته می شود و به صورت نسبت وزن آب به وزن بخش جامد در حجم معینی از خاک تعریف می شود:

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

وزن مخصوص (γ) عبارت است از وزن واحد حجم خاک. بنابراین:

$$\gamma = \frac{W}{V} \quad (I)$$

وزن مخصوص را می توان بر حسب جملات وزن بخش جامد خاک، میزان رطوبت و حجم کل نیز بیان کرد.

$$\gamma = \frac{W}{V} = \frac{W_s + W_w}{V} = \frac{W_s [1 + (\frac{W_w}{W_s})]}{V} = \frac{W_s (1 + \omega)}{V}$$

مهندسان خاک گاهی اوقات وزن مخصوص را با استفاده از معادله (I) به صورت وزن مخصوص مرطوب تعریف می کنند.

اغلب برای حل مسائل عملیات خاکی باید وزن واحد حجم خاک را بدون آب دانست. به این وزن، وزن مخصوص خشک γ_d گفته می شود. بنابراین:

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V}$$

رابطه وزن مخصوص، وزن مخصوص خشک، و میزان رطوبت

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

وزن مخصوص در واحدهای انگلیسی (سیستم ثقلی اندازه گیری) به صورت پوند بر فوت مکعب (lb/ft^3) بیان می شود در SI (سیستم بین المللی) از واحد کیلونیوتن بر مترمکعب (kN/m^3) استفاده می شود. از آن جا که نیوتن یک واحد فرعی است، گاهی اوقات کار با جرم مخصوص (ρ) خاک آسان تر است. واحد جرم مخصوص در SI کیلوگرم بر مترمکعب (kg/m^3) است. معادلات جرم مخصوص را می توان به صورت زیر نوشت:

$$\rho = \frac{M}{V} \quad \text{و} \quad \rho_d = \frac{M_s}{V}$$

M = جرم کل نمونه خاک (kg) ، M_s = جرم بخش جامد خاک در نمونه (kg)

ρ = جرم مخصوص خاک ($\frac{kg}{m^3}$) ، ρ_d = جرم مخصوص خشک خاک ($\frac{kg}{m^3}$)

واحد حجم کل m^3, V است.

وزن مخصوص را می توان بر حسب واحد kN/m^3 به صورت زیر از روی جرم های مخصوص بر حسب kg/m^3 به دست آورد:

$$\gamma \left(\frac{kN}{m^3} \right) = \frac{g \rho \left(\frac{kg}{m^3} \right)}{1000} \quad , \quad \gamma_d \left(\frac{kN}{m^3} \right) = \frac{g \rho_d \left(\frac{kg}{m^3} \right)}{1000}$$

که در اینجا g = شتاب ثقل = $9.81 m/sec^2$

توجه داشته باشید که وزن مخصوص آب (γ_w) برابر است با 9.81 kN/m^3 یا 62.4 lb/ft^3 یا 1000 kgf/m^3

روابط میان وزن مخصوص، نسبت تخلخل، میزان رطوبت و چگالی ویژه

برای بدست آوردن رابطه میان وزن مخصوص (یا جرم مخصوص)، نسبت تخلخل و میزان رطوبت، حجمی از خاک را در نظر می گیریم که حجم بخش جامد آن یکی است. در صورت یک بودن حجم بخش جامد خاک، حجم فضاهای خالی از نظر عددی با نسبت تخلخل e برابر است. وزن بخش جامد خاک و آب را می توان به صورت زیر بیان کرد:

$$W_s = G_s \gamma_w \quad W_w = \omega W_s = \omega G_s \gamma_w$$

که در اینجا:

$$G_s = \text{چگالی ویژه بخش جامد خاک}$$

$$\gamma_w = \text{وزن مخصوص آب} \quad \omega = \text{میزان رطوبت}$$

حال با استفاده از تعریف وزن مخصوص و وزن مخصوص خشک می توان نوشت:

$$\gamma = \frac{W}{V} = \frac{W_s + W_w}{V} = \frac{\gamma_w G_s + \omega G_s \gamma_w}{1+e} = \frac{(1+\omega)\gamma_w G_s}{1+e}$$

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

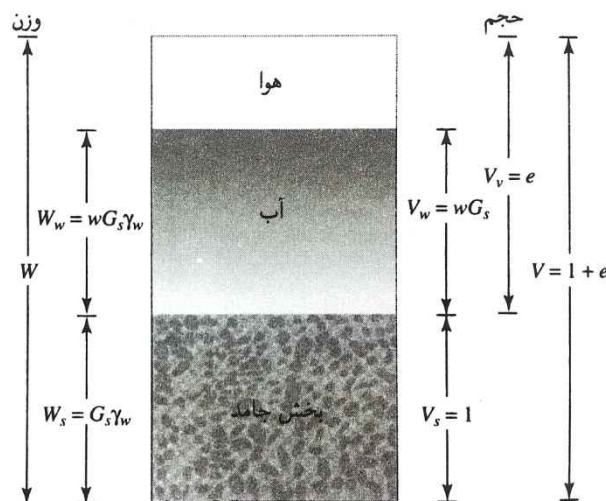
$$e = \frac{\gamma_w G_s}{\gamma_d} - 1$$

از آنجا که وزن آب موجود در المان خاک مورد نظر $\omega G_s \gamma_w$ است، حجمی که آب اشغال می کند، برابر است با:

$$V_w = \frac{W_w}{\gamma_w} = \frac{\omega G_s \gamma_w}{\gamma_w} = \omega G_s$$

$$S = \frac{V_w}{V_v} = \frac{\omega G_s}{e}$$

بنابراین از تعریف درجه اشباع داریم:



سه جزء جداگانه المان خاک با فرض یک بودن حجم بخش جامد خاک

یا

$$Se = \omega G_s$$

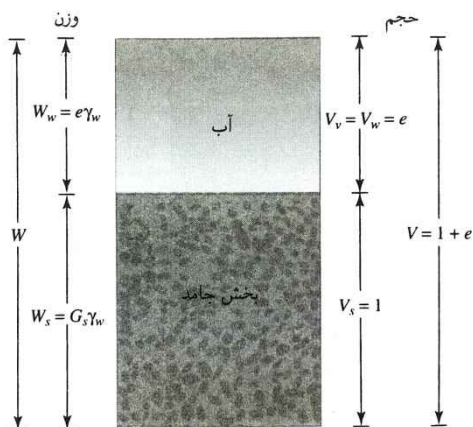
$$e = \omega G_s$$

و با $S=1$ داریم:

این معادله برای حل مسائلی مفید است که در آن روابط هر سه جزء خاک وجود دارد.

در صورت اشباع بودن نمونه خاک - یعنی پر بودن کامل فضاها خالی از آب - رابطه وزن مخصوص اشباع (γ_{sat}) را می توان به روش مشابهی به دست آورد.

$$\gamma_{sat} = \frac{W}{V} = \frac{W_s + W_w}{V} = \frac{G_s \gamma_w + e \gamma_w}{1 + e} = \frac{(G_s + e) \gamma_w}{1 + e}$$



المان خاک اشباع شده با فرض یک بودن حجم بخش جامد خاک

$$\rho = \frac{(1 + w) G_s \rho_w}{1 + e} \quad \text{جرم مخصوص}$$

$$\rho_d = \frac{G_s \rho_w}{1 + e} \quad \text{جرم مخصوص خشک}$$

$$\rho_{sat} = \frac{(G_s + e) \rho_w}{1 + e} \quad \text{جرم مخصوص اشباع}$$

(مثال)

برای هر خاک نشان دهید که:

$$\gamma_{sat} = \left(\frac{e}{\omega}\right) \left(\frac{1 + \omega}{1 + e}\right) \gamma_w$$

حل

(الف)

$$\gamma_{sat} = \frac{(G_s + e) \gamma_w}{1 + e} \quad \text{و} \quad e = \omega G_s$$

یا

(ب)

از ترکیب معادلات (الف) و (ب) نتیجه می شود:

$$\gamma_{sat} = \frac{\left(\frac{e}{\omega} + e\right) \gamma_w}{1 + e} = \left(\frac{e}{\omega}\right) \left(\frac{1 + \omega}{1 + e}\right) \gamma_w$$

(مثال)

جرم نمونه خاک مرطوبی به حجم 0.057 m^3 ، 10.5 kg است. میزان رطوبت (W) و چگالی ویژه بخش جامد خاک (G_s) به ترتیب 13% و 2.68 تعیین شده. مطلوب است تعیین:

(الف) جرم مخصوص مرطوب ρ (kg/m^3)

(ب) جرم مخصوص خشک ρ_d (kg/m^3)

(ج) نسبت تخلخل e

(د) پوکی n

(ه) درجه اشباع S (%)

(ج)

$$e = \frac{G_s \gamma_w}{\rho_d} - 1 = \frac{(2.68)(1000)}{1630} - 1 = 0.64$$

(د)

$$n = \frac{e}{1+e} = \frac{0.64}{1+0.64} = 0.39$$

(ه)

$$\rho = \frac{M}{V} = \frac{10.5}{0.057} = 1842 \text{ kg/m}^3$$

حل
(الف)

(ب)

$$S(\%) = \frac{w G_s}{e} \times 100 = \frac{(0.13)(2.68)}{0.64} \times 100 = 54.4\%$$

$$\rho_d = \frac{\rho}{1+w} = \frac{1842}{1+0.13} = 1630 \text{ kg/m}^3$$

(مثال)

وزن مخصوص اشباع γ_{sat} یک نمونه خاک 19.5 kN/m^3 و چگالی ویژه بخش جامد آن 2.65 است.

(الف) عبارتی را برحسب جملات γ_{sat} ، γ_w و G_s برای γ_d به دست آورید.

(ب) یا استفاده از عبارت به دست آمده در بخش (الف)، وزن مخصوص خشک خاک را تعیین کنید.

حل

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

$$\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w = \frac{G_s \gamma_w + e \gamma_w}{1+e} - \gamma_w = \frac{G_s \gamma_w + e \gamma_w - \gamma_w - e \gamma_w}{1+e} = \frac{\gamma_w (G_s - 1)}{1+e}$$

$$\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w = \frac{\gamma_w (G_s - 1) G_s}{(1+e) G_s} = \frac{\gamma_d (G_s - 1)}{G_s}$$

$$\gamma_d = \frac{(\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w) G_s}{G_s - 1}$$

(ب) با در اختیار داشتن $\gamma_{\text{sat}} = 19.5 \text{ kN/m}^3$ و $G_s = 2.65$ داریم:

$$\gamma_d = \frac{(\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w) G_s}{G_s - 1} = \frac{(19.5 - 9.81)(2.65)}{2.65 - 1} = 15.56 \text{ kN/m}^3$$

(مثال)

نمونه خاک مرطوبی در حالت طبیعی دارای 0.33 ft^3 حجم و 39.93 lb وزن است. وزن خاک خشک شده در کوره 34.54 lb است. در صورتی که $G_s = 2.67$ ، مطلوب است محاسبه:

(الف) میزان رطوبت (%)

(ب) وزن مخصوص مرطوب (lb/ft^3)

(ج) وزن مخصوص خشک (lb/ft^3)

(د) نسبت تخلخل

(ه) پوکی

(و) درجه اشباع (%)

(ج)

حل
(الف)

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V} = \frac{34.54}{0.33} = 104.7 \text{ lb/ft}^3$$

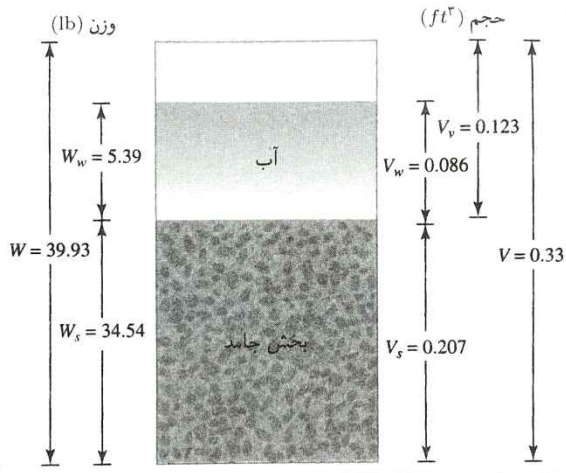
(د) حجم بخش جامد خاک عبارت است از:

$$w = \frac{W_w}{W_s} = \frac{39.93 - 34.54}{34.54} (100) = 15.6\%$$

(ب)

$$V_s = \frac{W_s}{G_s \gamma_w} = \frac{34.54}{(2.67)(62.4)} = 0.207 \text{ ft}^3$$

$$\gamma = \frac{W}{V} = \frac{39.93}{0.33} = 121 \text{ lb/ft}^3$$



بنابراین:

$$V_v = V - V_s = 0,33 - 0,207 = 0,123 \text{ ft}^3$$

حجم آب عبارت است از:

$$V_w = \frac{W_w}{\gamma_w} = \frac{39,93 - 34,54}{62,4} = 0,086 \text{ ft}^3$$

داریم:

حال با توجه به شکل

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{0,123}{0,207} = 0,59$$

(ه)

$$n = \frac{V_v}{V} = \frac{0,123}{0,33} = 0,37$$

(و)

$$S = \frac{V_w}{V_v} = \frac{0,086}{0,123} = 0,699 = 69,9\%$$

(مثال)

برای یک نمونه خاک اشباع داریم: $w = 40\%$ و $G_s = 2,71$. مطلوب است تعیین وزن مخصوص اشباع و خشک خاک بر حسب kN/m^3 و lb/ft^3 .

حل

برای خاک اشباع

داریم:

$$e = wG_s = (0,4)(2,71) = 1,084$$

$$\gamma_{\text{sat}} = (113,6) \left(\frac{9,81}{62,4} \right) = 17,86 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_d = \frac{G_s \gamma_w}{1 + e} = \frac{(2,71)(62,4)}{1 + 1,084} = 81,1 \text{ lb/ft}^3$$

هم چنین:

$$\gamma_{\text{sat}} = \frac{(G_s + e)\gamma_w}{1 + e} = \frac{(2,71 + 1,084)62,4}{1 + 1,084} = 113,6 \text{ lb/ft}^3$$

هم چنین:

$$\gamma_d = (81,1) \left(\frac{9,81}{62,4} \right) = 12,75 \text{ kN/m}^3$$

(مثال)

جرم یک نمونه خاک مرطوب صحرایی ۴۶۵ گرم و جرم خشک شده آن در کوره ۴۰۵/۷۶ گرم است. چگالی ویژه بخش جامد خاک در آزمایشگاه ۲/۶۸ تعیین شده است. اگر نسبت تخلخل خاک در حالت طبیعی ۰/۸۳ باشد، مطلوب است تعیین موارد زیر:

(الف) جرم مخصوص مرطوب خاک در صحرا (kg/m^3).

(ب) جرم مخصوص خشک خاک در صحرا (kg/m^3).

(ج) جرم آبی که باید برحسب کیلوگرم به هر متر مکعب خاک افزود تا به حالت اشباع در آید.

حل

(الف)

(ب)

$$w = \frac{M_w}{M_s} = \frac{465 - 405,76}{405,76} = \frac{59,24}{405,76} = 14,6\%$$

$$\rho_d = \frac{G_s \rho_w}{1 + e} = \frac{(2,68)(1000)}{1,83} = 1468,48 \text{ kg/m}^3$$

(ج) جرم آبی که باید افزود $\rho_{\text{sat}} - \rho$

$$\rho = \frac{G_s \rho_w + w G_s \rho_w}{1 + e} = \frac{G_s \rho_w (1 + w)}{1 + e} = \frac{(2,68)(1000)(1,146)}{1,83} = 1678,3 \text{ kg/m}^3$$

$$\rho_{\text{sat}} = \frac{G_s \rho_w + e \rho_w}{1 + e} = \frac{\rho_w (G_s + e)}{1 + e} = \frac{(1000)(2,68 + 0,83)}{1,83} = 1918 \text{ kg/m}^3$$

بنابراین جرم آبی که باید اضافه کرد برابر است با: $1918 - 1678,3 = 239,7 \text{ kg/m}^3$

تراکم نسبی

از تراکم نسبی معمولاً برای مشخص کردن تراکم یا سستی در جای خاک دانه ای استفاده می شود. تراکم نسبی چنین تعریف می شود:

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

که در اینجا :

D_r = تراکم نسبی ، معمولاً به صورت درصد بیان می شود

e = نسبت تخلخل در جای خاک

e_{max} = نسبت تخلخل خاک در سست ترین حالت

e_{min} = نسبت تخلخل خاک در متراکم ترین حالت

مقادیر D_r متفاوت از حداقل مقدار 0% برای خاک بسیار سست تا حداکثر مقدار 100% برای خاک های بسیار متراکم متفاوت است. مهندسان خاک، نهشت های خاک دانه ای را به صورت کیفی بر اساس تراکم نسبی آنها مطابق با جدول زیر مشخص می کنند. تراکم نسبی خاک های در جا به ندرت از 20 تا 30% کمتر است. متراکم کردن خاک های دانه ای با تراکم نسبی بیش از حدود 85% کاری دشوار است.

توصیف کیفی نهشت های خاک دانه ای

تراکم نسبی (%)	شرح نهشت خاک
0-15	بسیار سست
15-50	سست
50-70	متوسط
70-85	متراکم
85-100	بسیار متراکم

با استفاده از تعریف وزن مخصوص خشک ارائه شده در معادلات می توان تراکم نسبی را بر حسب بیش ترین و کم ترین وزن مخصوص خشک ممکن بیان کرد. به این ترتیب:

$$D_r = \frac{\left[\frac{1}{\gamma_d(\min)}\right] - \left[\frac{1}{\gamma_d}\right]}{\left[\frac{1}{\gamma_d(\min)}\right] - \left[\frac{1}{\gamma_d(\max)}\right]} = \left[\frac{\gamma_d - \gamma_d(\min)}{\gamma_d(\max) - \gamma_d(\min)}\right] \left[\frac{\gamma_d(\max)}{\gamma_d}\right]$$

که در اینجا: $\gamma_d(\min)$ = وزن مخصوص خشک در سست ترین شرایط (با نسبت تخلخل e_{min})

γ_d = وزن مخصوص خشک در جا (با نسبت تخلخل e)

آزمایش ASTM D-2049(1999) روند تعیین وزن مخصوص حداقل و حداکثر خاک های دانه ای را ارائه می دهد تا به این ترتیب بتوان از آنها در معادله بالا جهت اندازه گیری تراکم نسبی صحرائی استفاده کرد. برای ماسه این روند مستلزم استفاده از قالبی به حجم 2830cm^3 (0.1ft^3) است. برای تعیین وزن مخصوص خشک حداقل، ماسه به صورت سست به کمک قیفی با لوله ای به قطر 12.7mm ($\frac{1}{2}\text{in.}$) به داخل قالب ریخته می شود. ارتفاع متوسط سقوط ماسه به درون قالب در حدود 25.4mm (1in.) حفظ می شود. سپس می توان مقدار $\gamma_d(\min)$ را با استفاده از معادله زیر محاسبه کرد:

$$\gamma_d(\min) = \frac{W_s}{V_m}$$

W_s = وزن ماسه لازم برای پر کردن قالب

V_m = حجم قالب

وزن مخصوص خشک حداکثر با لرزاندن ماسه درون قالب به مدت 8 دقیقه تعیین می شود. در این حالت سر باری به وزن 14kN/m^2 (2lb/in^2) به بالای ماسه اضافه می شود. قالب روی میزی قرار داده می شود که با فرکانس یا بسامد 3600 سیکل در دقیقه و دامنه ارتعاش 0.635mm (0.025in.) مرتعش

می شود. مقدار $\gamma_d(max)$ را می توان در پایان مدت ارتعاش با دانستن وزن و حجم ماسه تعیین کرد. چند عامل در اندازه $\gamma_d(max)$ موثر است: اندازه شتاب، سربار و هندسه شتاب. به همین دلیل ممکن است $\gamma_d(max)$ بزرگتری نسبت به استفاده از روش استاندارد ASTM پیش گفته به دست آید. (مثال)

برای خاک ماسه‌ای معینی داریم: $e_{max} = 0.82$ ، $e_{min} = 0.42$ و $G_s = 2.66$. این خاک در محل با میزان رطوبت ۹٪ و جرم مخصوص مرطوب 1720 kg/m^3 تراکم می‌شود. مطلوب است تعیین تراکم نسبی خاک.

حل

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

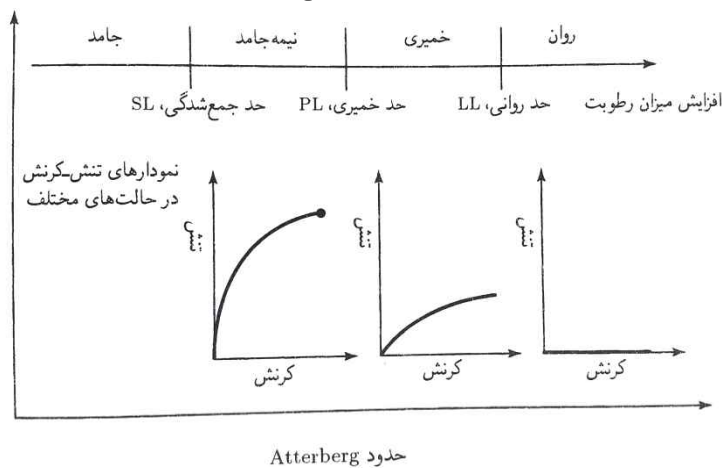
یا

$$e = \frac{G_s\rho_w(1+w)}{\rho} - 1 = \frac{(2.66)(1000)(1+0.09)}{1720} - 1 = 0.686$$

$$D_r = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} = \frac{0.82 - 0.686}{0.82 - 0.42} = 0.335 = 33.5\%$$

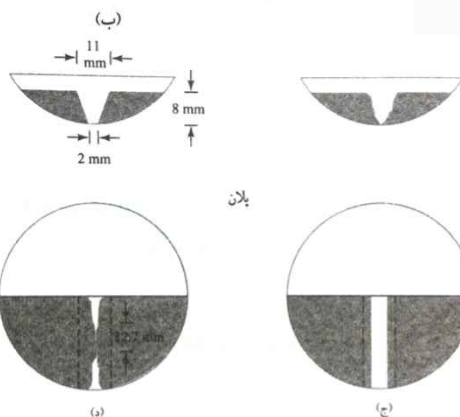
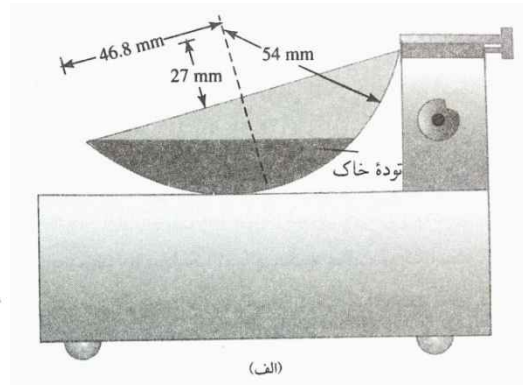
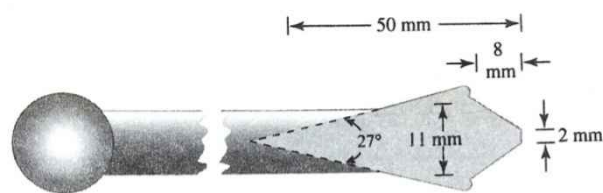
سفتی خاک - حدود Atterberg

در زمان وجود کانی‌های رس در خاک ریز دانه، خاک را می توان با افزودن مقداری رطوبت بدون خرد شدن شکل داد. این ماهیت چسبندگی در اثر احاطه شدن ذرات رس با آب جذب شده ایجاد می شود. در اوایل قرن بیستم یک دانشمند سوئدی به نام Atterberg روشی را برای توصیف سفتی خاک های ریز دانه با میزان رطوبت متفاوت ابداع کرد. خاک در میزان رطوبت بسیار پایین بیشتر شبیه جسم جامد عمل می کند. در میزان رطوبت بسیار بالا، خاک و آب شبیه یک سیال جاری می شوند. بنابراین بر اساس یک مبنای اختیاری، بسته به میزان رطوبت، رفتار خاک را می توان به چهار حالت تقسیم کرد: جامد، نیمه جامد، خمیری و روان. میزان رطوبتی (بر حسب درصد) که در آن خاک از حالت جامد به نیمه جامد تبدیل می شود، حد جمع شدگی نام دارد. میزان رطوبتی که در آن خاک از حالت نیمه جامد به حالت خمیری تبدیل می شود، حد خمیری و از حالت خمیری به حالت روان تبدیل می شود. این پارامتر را حدود Atterberg نیز می نامند. در بخش های بعدی روش های تعیین آزمایشگاهی حدود Atterberg شرح داده می شود.



حد روانی

در شکل زیر (الف) طرحی از وسیله آزمایش حد روانی نشان داده شده است. این وسیله شامل یک جام برنجی و پایه ای از لاستیک سخت است. جام برنجی را می توان به کمک میل بادامکی با یک دستگیره به گردش در آورد و روی پایه لاستیکی انداخت. برای انجام آزمایش حد روانی باید خمیر خاک را در داخل جام قرار داد. سپس به کمک یک ابزار شیارزن استاندارد، شیاری در مرکز توده خمیری خاک ایجاد کرد (ب). در مرحله بعد به کمک میل بادامک که با دستگیره حرکت می کند، جام بالا رفته و از ارتفاع 10mm (0.394in) سقوط می کند. میزان رطوبت لازم (بر حسب درصد) برای بسته شدن فاصله 12.7mm (0.5in) موجود در امتداد کف شکاف پس از 25 ضربه، حد روانی نامیده می شود.



آزمایش حد روانی (الف) وسیله آزمایش حد روانی، (ب) ابزار شیارزن، (ج) توده خاک پیش از آزمایش و (د) توده خاک پس از آزمایش

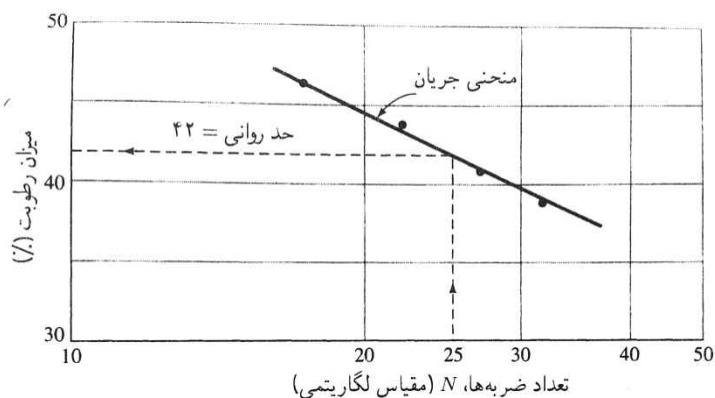
تنظیم میزان رطوبت موجود در خاک برای برآورده ساختن شرایط بسته شدن شیار 12.7mm (0.5in) موجود در توده خاک با 25 ضربه کار دشواری است. به همین دلیل برای هر خاک معین حداقل سه آزمایش با میزان رطوبت های متفاوت و تعداد ضربه 15N تا 35 جهت بسته شدن شیار انجام می شود. در شکل زیر تصویر وسیله آزمایش حد روانی و ابزار های شیارزن نشان داده شده است. میزان رطوبت خاک بر حسب درصد و تعداد ضربه های متناظر روی یک کاغذ نمودار نیمه لگاریتمی ترسیم می شود. رابطه میان میزان رطوبت و $\log N$ تقریباً به صورت یک خط مستقیم است. به این خط منحنی جریان گفته می شود. میزان رطوبت متناظر با $N=25$ یعنی همان حد روانی خاک، از روی منحنی جریان تعیین می شود. شیب خط جریان را نشانه جریان می نامند و آن را می توان چنین بیان کرد:

$$I_F = \frac{\omega_1 - \omega_2}{\log\left(\frac{N_2}{N_1}\right)}$$

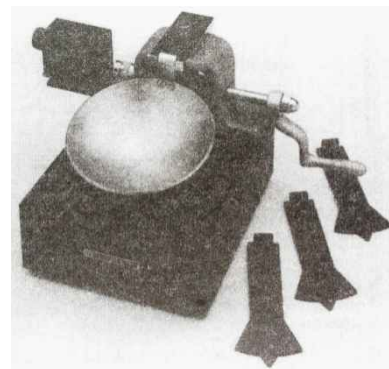
I_F = نشانه جریان

ω_2 = میزان رطوبت خاک متناظر با N_2 ضربه

ω_1 = میزان رطوبت خاک (بر حسب درصد) متناظر با N_1 ضربه



منحنی جریان برای تعیین حد روانی لای رس دار



حد خمیری (PL)

حد خمیری به صورت میزان رطوبتی تعریف می شود (بر حسب درصد) که در آن خاک در زمان غلتانده شدن به صورت فتیله هایی به قطر $3.2mm$ ($\frac{1}{8}in$) خرد می شود. حد خمیری حد پایین مرحله خمیری خاک است. آزمایش حد خمیری ساده بوده و با غلتاندن دستی و مکرر توده ای خاک بیضوی شکل روی یک سطح شیشه ای انجام می شود. روش آزمایش حد خمیری تحت عنوان D-4318 در ASTM آمده است.

نشانه خمیری (PI) به اختلاف میان حد روانی و حد خمیری خاک گفته می شود، بنابراین:

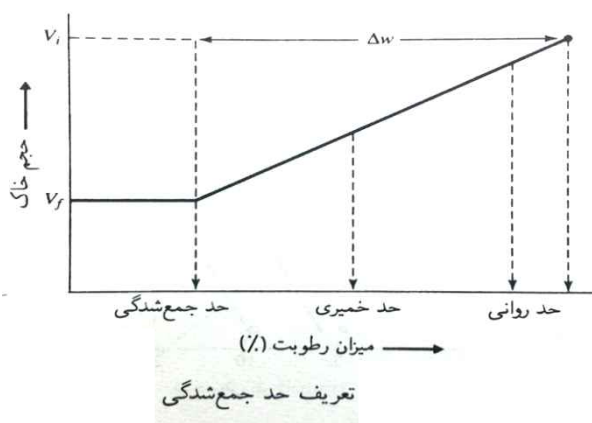
$$PI = LL - PL$$

حد جمع شدگی (SL)

خاک با کاهش تدریجی رطوبت دچار جمع شدگی می شود. با ادامه یافتن کاهش رطوبت، مرحله تعادل می رسد که در آن با کاهش بیش تر رطوبت، تغییر حجم بیشتری روی نمی دهد. میزان رطوبتی (بر حسب درصد) که در آن تغییر حجم توده خاک متوقف می شود، حد جمع شدگی نام دارد.

آزمایش های حد جمع شدگی (تحت عنوان D-427 در ASTM) در آزمایشگاه و در ظرفی چینی با قطر تقریبی $44mm$ ($1.75in$) و ارتفاع تقریبی

$12.7mm$ ($\frac{1}{2}in$) انجام می شود. داخل ظرف به وازلین آغشته شده و سپس به طور کامل با خاک مرطوب پر می شود. خاک اضافی روی لبه ظرف به کمک یک خط کش برداشته می شود. جرم خاک مرطوب درون ظرف ثبت می گردد. سپس توده خاک درون ظروف در کوره خشک می شود. حجم توده خاک خشک شده در داخل کوره با جیوه جابه جا شده تعیین می شود. از آنجا که کار با جیوه خطرناک است، در ASTM D-4943 روش غوطه ور کردن توده خاک خشک شده در کوره در ظرفی از موم مذاب شرح داده شده است. سپس توده خاک پوشیده شده از موم سرد می شود و حجم آن با غوطه ور شدن در آب مشخص می گردد. حد جمع شدگی را می توان به صورت زیر تعیین کرد



$$SL = \omega_i(\%) - \Delta\omega(\%)$$

که در این جا: ω_i = میزان رطوبت اولیه در زمان قرار دادن خاک در ظرف آزمایش حد جمع شدگی

$\Delta\omega$ = تغییر میزان رطوبت (یعنی تفاوت میان میزان رطوبت اولیه و میزان رطوبت در حد جمع شدگی).

$$\omega_i(\%) = \frac{M_1 - M_2}{M_2} \times 100$$

M_1 = جرم توده خاک مرطوب درون ظرف در شروع آزمایش (g)

M_2 = جرم توده خاک خشک (g)

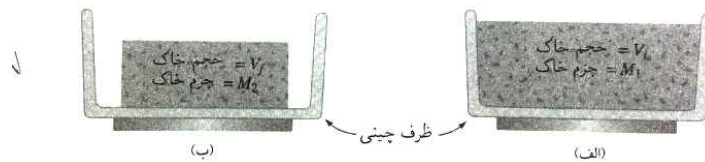
$$\Delta\omega(\%) = \frac{(V_i - V_f)\rho_w}{M_2} \times 100$$

V_i = حجم اولیه توده خاک مرطوب (یعنی حجم داخل ظرف، cm^3)

V_f = حجم توده خاک خشک شده در کوره (cm^3)

ρ_w = جرم مخصوص آب ($\frac{g}{cm^3}$)

$$SL = \left(\frac{M_1 - M_2}{M_2} \right) (100) - \left(\frac{V_i - V_f}{M_2} \right) (\rho_w) (100)$$



آزمایش حد جمع‌شدگی: (الف) توده خاک پیش از آزمایش، و (ب) توده خاک پس از خشک شدن

(مثال)

$$SL = \left(\frac{M_1 - M_2}{M_2} \right) (100) - \left(\frac{V_i - V_f}{M_2} \right) (\rho_w) (100)$$

$$M_1 = 44g \quad V_i = 24.6 \text{ cm}^3 \quad \rho_w = 1 \text{ g/cm}^3$$

$$M_2 = 30.1g \quad V_f = 15.9 \text{ cm}^3$$

$$SL = \left(\frac{44 - 30.1}{30.1} \right) (100) - \left(\frac{24.6 - 15.9}{30.1} \right) (1) (100)$$

$$= 46.18 - 28.9 = 17.28\%$$

نتایج یک آزمایش حد جمع‌شدگی چنین است:

- حجم اولیه خاک در حالت اشباع = 24.6 cm^3
 - حجم نهایی خاک در حالت خشک = 15.9 cm^3
 - جرم اولیه در حالت اشباع = $44g$
 - جرم نهایی در حالت خشک = $30.1g$
- مطلوب است تعیین حد جمع‌شدگی خاک.

نشانه روانی و نشانه سفتی خاک

سفتی نسبی خاک چسبیده را در حالت طبیعی می‌توان با نسبتی تحت عنوان نشانه روانی تعریف کرد که به صورت زیر بیان می‌شود:

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

که در اینجا W = میزان رطوبت در جای خاک.

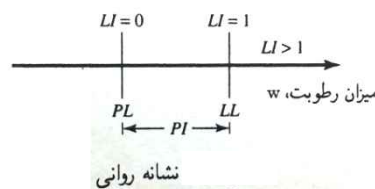
میزان رطوبت در جای رس حساس ممکن است از حد روانی باشد. در این حالت داریم:

$$LI > 1$$

این خاک‌ها در زمان تغییر شکل به حالت گرانرو تبدیل می‌شوند تا مانند یک سیال جاری شوند.

میزان رطوبت طبیعی نهشت‌های خاک بسیار تحکیم یافته ممکن است از حد خمیری کمتر باشد. در این حالت داریم:

$$LI < 0$$



فعالیت

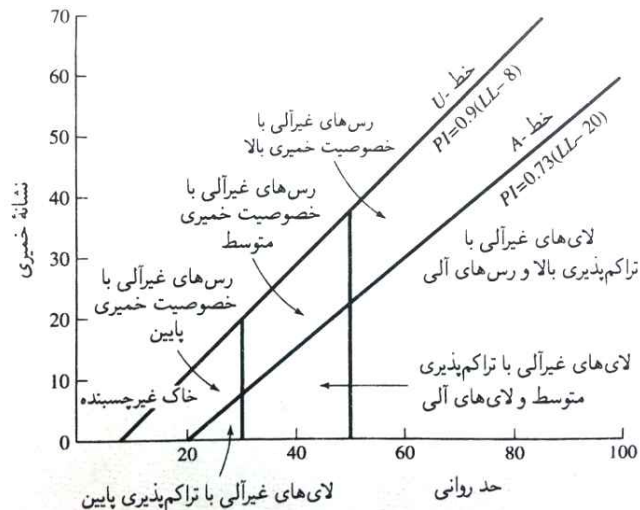
از آنجا که خاصیت خمیری خاک از احاطه شدن ذرات رس با آب جذب شده ناشی می‌شود، می‌توان انتظار داشت که نوع کانی‌های رسی و مقادیر نسبی آنها در خاک روی حد روانی و خمیری خاک تأثیر گذارد *Skempton* (1953) مشاهده کرد که نشانه خمیری خاک به صورت خطی با درصد بخش هم اندازه با رس موجود در خاک (درصد وزنی ذرات کوچکتر از $2 \mu\text{m}$) افزایش می‌یابد. همبستگی‌های PI با بخش هم اندازه با رس خاک‌های مختلف، خطوط جداگانه‌ای را به دست می‌دهد. این تفاوت، از خصوصیات خمیری مختلف انواع گوناگون کانی‌های رسی ناشی می‌شود. *Skempton* بر اساس این نتایج کمیتی را با عنوان فعالیت تعریف کرد که شیب خط همبستگی PI و درصد ذرات ریزتر از $2 \mu\text{m}$ است. این فعالیت را می‌توان چنین بیان کرد:

$$A = \frac{PI}{\text{(درصد وزنی بخش هم اندازه با رس خاک)}}$$

که در اینجا: A = فعالیت، از فعالیت به عنوان شاخصی برای مشخص کردن توانایی بالقوه متورم شدن خاک‌های رسی استفاده می‌شود.

نمودار خاصیت خمیری

حد روانی و خمیری به کمک آزمون‌های آزمایشگاهی نسبتاً ساده‌ای تعیین می‌شود که اطلاعات لازم را در مورد ماهیت خاک‌های چسبیده فراهم می‌سازند. مهندسان برای همبستگی میان چند پارامتر فیزیکی خاک و هم چنین برای شناسایی خاک به وسعت از این آزمایش‌ها استفاده کرده‌اند. *Casagrande* (1932) رابطه میان نشانه خمیری و حد روانی انواع بسیار زیادی از خاک‌های طبیعی را بررسی کرد. وی بر اساس نتایج آزمایش، نمودار خاصیت خمیری نشان داده شده در شکل زیر را پیشنهاد کرد.



ویژگی مهم این نمودار خط تجربی A است که با معادله $PI = 0.73(LL - 20)$ بیان می شود. خط A رس های غیرآلی را از لای های غیرآلی جدا می کند. مقادیر رس های غیر آلی در بالای خط A و مقادیر لای های غیر آلی در زیر خط A قرار دارند. لای های آلی در همان ناحیه لای های آلی با تراکم پذیری متوسط قرار می گیرند. (زیر خط A و با LL 30 تا 50). رس های آلی در همان ناحیه لای های غیر آلی با تراکم پذیری بالا قرار می گیرند (زیر خط A و LL بزرگتر از 50).

اطلاعات ارائه شده در نمودار خمیری ارزش زیادی دارد و مبنای طبقه بندی خاک های ریز دانه در سیستم طبقه بندی یکنواخت خاک است. توجه داشته باشد که خط U در بالای خط A قرار دارد. خط U تقریباً حد فوقانی رابطه نشانه خمیری با حد روانی هر خاک شناخته شده فعلی است. معادله خط U

$$PI = 0.9(LL - 8)$$

را می توان به صورت روبرو بیان کرد:

فصل سوم : طبقه بندی مهندسی خاک

خاک های متفاوت با خصوصیات مشابه را می توان بر اساس رفتار مهندسی آنها در گروه ها و زیر گروه هایی طبقه بندی کرد. سیستم های طبقه بندی بدون شرح جزئیات ، زبان مشترکی را برای بیان مختصر خصوصیات کلی خاک های بسیار مختلف ارائه می دهند. در حال حاضر مهندسان خاک معمولاً از دو سیستم طبقه بندی دقیق استفاده می کنند. در هر دو سیستم توزیع اندازه ذرات یا همان دانه بندی خاک و حدود *Atterberg* در نظر گرفته می شود. این دو سیستم عبارتند از : سیستم طبقه بندی «انجمن آمریکایی مسئولین حمل و نقل و بزرگراه های ایالتی (*AASHTO*)» و «سیستم طبقه بندی یکنواخت خاک». از سیستم طبقه بندی *AASHTO* بیشتر در سازمان های بزرگراه های ایالتی و منطقه ای استفاده می شود . مهندسان ژئوتکنیک معمولاً سیستم یکنواخت را ترجیح می دهند.

سیستم طبقه بندی یکنواخت خاک

شکل اصلی «سیستم طبقه بندی خاک» را *Casagrande* در سال 1942 در زمان جنگ جهانی دوم برای استفاده در ساخت فرودگاه توسط «گروه مهندسان ارتش» پیشنهاد کرد. در سال 1952 «گروه مهندسان ارتش» با همکاری «دفتر آبادانی ایالات متحده» این سیستم را اصلاح کرد. در حال حاضر این سیستم به طور وسیعی مورد استفاده مهندسان است (آزمایش D-2487 در ASTM). برای استفاده از این سیستم، باید نکات زیر را به خاطر داشت:

سیستم طبقه بندی یکنواخت (بر اساس مصالح عبوری از الک ۷۵mm (۳in.) (بر اساس ASTM-2487).

بخش اصلی	نماد گروه	معیار
$F_{200} < 5\%$ شن ها	GW	$1 \leq C_z \leq 3, C_u \geq 4, F_{200} < 5$
	GP	$F_{200} < 5$ ، معیارهای C_z و C_u مربوط به GW را برآورده نمی سازد
	GM	$PI < 4, F_{200} > 12$ یا قرارگرفتن در زیر خط A نمودار
$\frac{R_f}{R_{200}} > 0.5$	GC	$PI > 7, F_{200} > 12$ یا قرارگرفتن در بالا یا روی خط A نمودار
	GM-GC	$PI, F_{200} > 12$ در ناحیه سایه خورده نمودار
	GW-GM	$5 \leq F_{200} \leq 12$ ، معیارهای C_z و C_u مربوط به GW و معیار PI مربوط به GM را برآورده می سازد.
	GW-GC	$5 \leq F_{200} \leq 12$ ، معیارهای C_z و C_u مربوط به GW را برآورده می سازد، اما معیار PI مربوط به GC را برآورده نمی سازد.
	GP-GM	$5 \leq F_{200} \leq 12$ ، معیارهای C_z و C_u مربوط به GW را برآورده نمی سازد، اما معیار PI مربوط به GC را برآورده می سازد.
	GP-GC	$5 \leq F_{200} \leq 12$ معیارهای C_z و C_u مربوط به GW و معیار PI مربوط به GC را برآورده نمی سازد.
	SW	$1 \leq C_z \leq 3, C_u \geq 6, F_{200} < 5$ ماسه ها
	SP	$F_{200} < 5$ ، معیارهای C_z و C_u مربوط به SW را برآورده نمی سازد.
	SM	$PI < 4, F_{200} < 12$ یا قرارگرفتن در زیر خط A نمودار
$\frac{R_f}{R_{200}} \leq 0.5$	SC	$PI > 7, F_{200} > 12$ و قرارگرفتن در بالا یا روی خط A نمودار
	SM-SC	$PI, F_{200} > 12$ در ناحیه سایه خورده نمودار

SW-SM $5 \leq F_{200} \leq 12$ ، معیارهای C_u و C_z مربوط به SW و معیار PI مربوط به

SM را برآورده می‌سازد.

SW-SC $5 \leq F_{200} \leq 12$ ، معیارهای C_u و C_z مربوط به SW و معیار PI مربوط به

SC را برآورده می‌سازد.

SP-SM $5 \leq F_{200} \leq 12$ ، معیارهای C_u و C_z مربوط به SW را برآورده نمی‌سازد،

اما معیار PI مربوط به SM را برآورده می‌سازد.

SP-SC $5 \leq F_{200} \leq 12$ ، معیارهای C_u و C_z مربوط به SW را برآورده نمی‌سازد،

اما معیار PI مربوط به SC را برآورده می‌سازد

$F_{200} \geq 5^\circ$ لای‌ها و رس‌ها ML $PI < 4$ یا قرار گرفتن در زیر خط A

$LL < 5^\circ$ CL $PI > 7$ و قرار گرفتن در بالا یا روی خط A

CL-ML PI در ناحیه سایه‌خورده نمودار

DL $PI < 0.75$ ، $\frac{LL_{(خشک‌شده در کوره)}}{LL_{(خشک نشده)}}$ در ناحیه OL از شکل

MH لای‌ها و رس‌ها قرار گرفتن PI در زیر خط A

CH $LL \geq 5^\circ$ قرار گرفتن PI در بالا یا روی خط A

OH $PI < 0.75$ ، $\frac{LL_{(خشک‌شده در کوره)}}{LL_{(خشک نشده)}}$ در ناحیه OH از شکل

Pt مواد بسیار آلی

توجه: C_u ضریب یکنواختی = $\frac{D_{60}}{D_{10}}$ ، C_z ضریب دانه‌بندی = $\frac{D_{20}}{D_{60} \times D_{10}}$

LL = حد خمیری بخش ریزتر از الک شماره ۴۰

PI = نشانه خمیری بخش ریزتر از الک شماره ۴۰

۱. طبقه‌بندی بر اساس مصالح عبوری از الک ۷۵mm (۳in.) است.

۲. بخش درشت دانه = درصد باقی‌مانده روی الک شماره ۲۰۰ = $R_{200} = 100 - F_{200}$.

۳. بخش ریزدانه = درصد عبوری از الک شماره ۲۰۰ = F_{200} .

۴. بخش شن = درصد باقی‌مانده روی الک شماره ۴ = R_4 .

خاک بر اساس «سیستم طبقه‌بندی یکنواخت خاک»، به دو دسته اصلی تقسیم می‌شود:

۱. خاک‌های درشت دانه که ماهیت شنی و ماسه‌ای داشته و کم‌تر از ۵٪ آنها از الک شماره ۲۰۰ عبور

می‌کند (یعنی $F_{200} < 5^\circ$). نماد گروه‌ها با پیشوند G یا $S.G$ برای شن یا خاک شن‌دار و S برای

ماسه یا خاک ماسه‌دار آغاز می‌شود.

۲. خاک‌های ریزدانه که ۵٪ یا مقدار بیش‌تری از آنها از الک شماره ۲۰۰ عبور می‌کند (یعنی $F_{200} \geq 5^\circ$).

نماد گروه‌ها با پیشوند M برای لای غیرآلی، C برای رس غیرآلی و O برای لایه‌ها و رس‌های آلی آغاز

می‌شود. نماد Pt برای تورب، لجن و دیگر خاک‌های بسیار آلی استفاده می‌شود.

دیگر نمادهای مورد استفاده طبقه‌بندی خاک عبارتند از:

• W - با دانه‌بندی خوب

• P - با دانه‌بندی ضعیف

• L - خاصیت خمیری کم (حد روانی کم‌تر از 5°)

• H - خاصیت خمیری زیاد (حد روانی بیش از 5°)

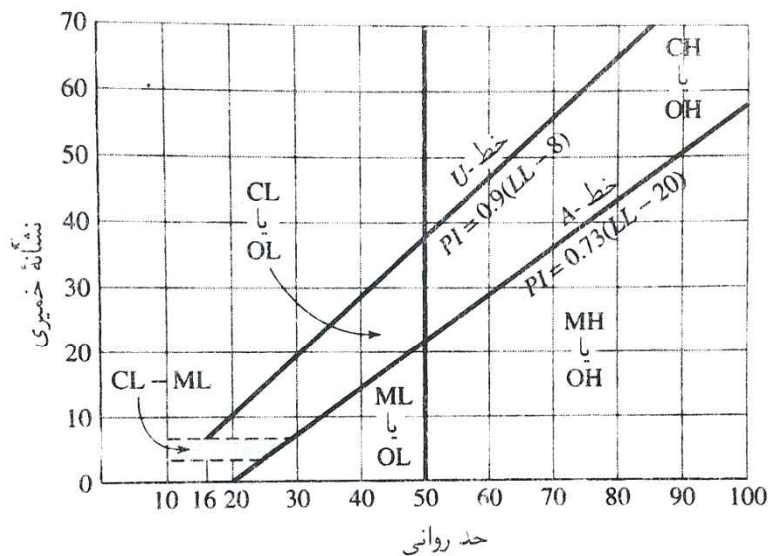
در جدول جزئیات سیستم طبقه‌بندی خاک برای تعیین نماد گروه‌ها ارائه شده است.

به تازگی در آزمایش D-2487 از ASTM سیستم استاندانه‌ای برای تعیین نام گروه خاک‌ها ارائه شده

در زمان استفاده از این شکل‌ها به خاطر

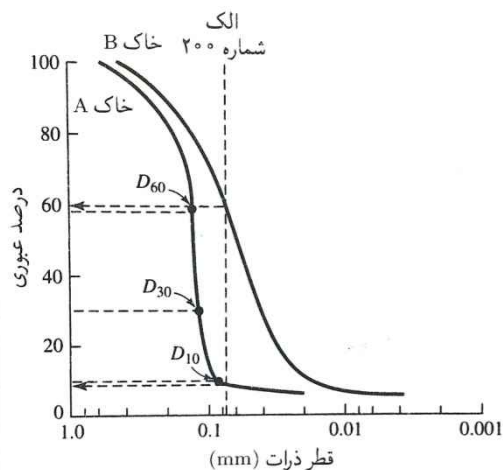
است.

داشتن این نکته مهم است که در یک خاک معین، درصد شن $R_4 =$ و درصد ماسه $R_4 - R_{200}$.



نمودار خاصیت خمیری

(مثال)



منحنی دانه‌بندی دو نوع خاک

در شکل منحنی دانه‌بندی دو نوع خاک ارائه شده است. حد روانی و حد خمیری بخش عبوری از الک شماره ۴۰ خاک‌ها عبارتند از:

خاک A	خاک B
حد روانی	۳۰
حد خمیری	۲۰

مطلوب است تعیین نماد و نام گروه خاک بر اساس «سیستم طبقه‌بندی یکنواخت خاک».

حل

خاک A

با توجه به منحنی دانه‌بندی خاک داریم: $F_{200} = 8$. بنابراین خاک درشت دانه است و به این ترتیب:

$$R_{200} = 100 - F_{200} = 100 - 8 = 92$$

از روی شکل داریم: $R_{200} \approx 0$. بنابراین:

$$\frac{R_{200}}{R_{200}} = \frac{0}{92} < 0.5$$

به این ترتیب خاک ماسه‌دار است. از روی شکل داریم: $D_{10} = 0.085 \text{ mm}$ و $D_{60} = 0.135 \text{ mm}$. بنابراین:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{0.135}{0.085} = 1.59 < 6$$

$$C_z = \frac{D_{60}^2}{D_{10} \times D_{30}} = \frac{(0.135)^2}{(0.085)(0.12)} = 1.25 > 1$$

با توجه به آن که $LL = 30$ و $PI = 30 - 22 = 8$ (که از 7 بزرگتر است)، این خاک روی خط A از شکل قرار می‌گیرد. بنابراین نماد خاک عبارت است از: **SP-SC**.
برای تعیین نام گروه به شکل رجوع می‌کنیم.

$$\text{که از } 15\% \text{ کم تر است) } R_{200} = 0 = \text{درصد شن}$$

بنابراین نام گروه عبارت است از: ماسه با دانه‌بندی ضعیف به همراه رس.

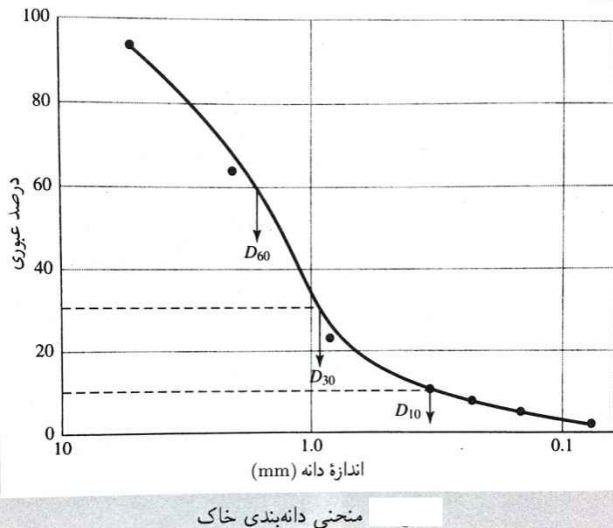
خاک B

از منحنی دانه‌بندی این خاک داریم: $F_{200} = 61$. به این ترتیب این خاک ریزدانه است. با توجه به داده‌های مسئله داریم: $LL = 26$ و $PI = 26 - 20 = 6$ در ناحیه سایه خورده شکل قرار می‌گیرد. بنابراین با توجه به جدول نماد گروه عبارت است از: **CL-ML**.
برای نام گروه، خاک را غیرآلی فرض کرده و از شکل استفاده می‌کنیم. ابتدا بخش بزرگ‌تر از الک شماره 200 یعنی $R_{200} = 39 = 100 - F_{200} = 100 - 61$ (که بزرگ‌تر از 30 است) و درصد شن یعنی $R_{200} = 0$ و درصد ماسه یعنی $R_{200} - R_{200} = 39$ را به دست می‌آوریم.
بنابراین به دلیل بزرگ‌تر بودن درصد ماسه از درصد شن، خاک رس لای دار ماسه‌دار است.

(مثال)

نتیجه دانه‌بندی نوعی خاک چنین است:

شماره الک	درصد عبوری
4	94
10	63
20	21
40	10
60	7
100	5
200	3



با توجه به غیرخمیری بودن خاک، مطلوب است طبقه‌بندی خاک با استفاده از «سیستم طبقه‌بندی یکواخت خاک».

حل

$$F_{200} = 3$$

$$R_{200} = 100 - 3 = 97$$

$$R_{200} = 100 - F_{200} = 100 - 94 = 6$$

$$\frac{R_{200}}{R_{200}} = \frac{6}{97} < 0,5$$

بنابراین خاک ماسه‌دار است. منحنی دانه‌بندی این خاک در شکل نشان داده شده است. با توجه به این شکل داریم:

$$D_{60} = 1,41 \text{ mm} \quad D_{30} = 0,96 \text{ mm} \quad D_{10} = 0,41 \text{ mm}$$

به این ترتیب داریم:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{1,41}{0,41} = 3,44$$

$$C_z = \frac{D_{30}^2}{D_{60} \times D_{10}} = \frac{0,96^2}{1,41 \times 0,41} = 1,59$$

از روی جدول می‌توان دید که نماد گروه SP است. برای این خاک داریم: $R_{200} = 0$. با توجه به شکل نام گروه ماسه با دانه‌بندی ضعیف است.

فصل چهارم: تراکم خاک

در زمان ساخت خاکریز بزرگراه ها، سدهای خاکی و بسیاری دیگر از سازه های مهندسی، خاک های سست را باید متراکم کرد تا وزن مخصوص آنها افزایش یابد. تراکم باعث افزایش خصوصیات مقاومتی خاک می شود که به نوبه خود ظرفیت باربری پی های روی خاک را افزایش می دهد. هم چنین تراکم باعث کاهش نشست نامناسب سازه ها و افزایش پایداری شيروانی های خاکی می شود. برای متراکم ساختن خاک در محل معمولاً از غلتک های چرخ صاف، غلتک های پاچه بُزی، غلتک های چرخ لاستیکی و غلتک های لرزنده استفاده می شود. غلتک های لرزنده اغلب برای متراکم ساختن خاک های دانه ای به کار می رود. از وسایل لرزنده *Vibroflot* نیز برای متراکم ساختن نهشت های خاک دانه ای با عمق زیاد استفاده می شود. متراکم ساختن خاک به این روش، *Vibroflotation* نامیده می شود. در این فصل برخی جزئیات اصول تراکم خاک در آزمایشگاه و در محل شرح داده می شود.

تراکم - اصول کلی

تراکم به طور کلی یعنی چگالش خاک با خارج ساختن هوا که خود مستلزم صرف انرژی مکانیکی است. درجه تراکم خاک بر حسب وزن مخصوص خشک آن اندازه گیری می شود. آبی که در زمان متراکم ساختن خاک به آن افزوده می شود، به عنوان ماده نرم کننده روی ذرات خاک عمل می کند. ذرات خاک با لغزش بر روی یکدیگر، شکل متراکم تری به خود می گیرند. وزن مخصوص خشک خاک ابتدا با افزایش میزان رطوبت افزایش می یابد. توجه داشته باشید که در میزان رطوبت $\omega = 0$ ، وزن مخصوص مرطوب (γ) با وزن مخصوص خشک (γ_d) برابر است و یا:

$$\gamma = \gamma_d(\omega=0) = \gamma_1$$

با افزایش تدریجی رطوبت و با همان تلاش مورد استفاده تراکم، وزن بخش جامد خاک در واحد حجم به تدریج افزایش می یابد. مثلاً در $\omega = \omega_1$

$$\gamma = \gamma_2$$

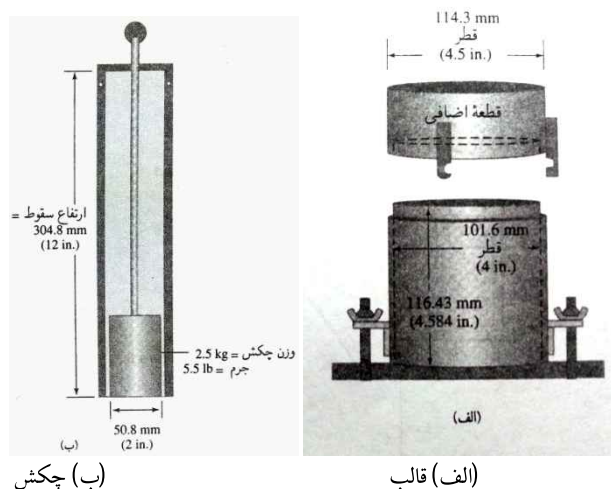
به این ترتیب وزن مخصوص خشک با همین میزان رطوبت چنین بیان می شود،

$$\gamma_d(\omega=\omega_1) = \gamma_d(\omega=0) + \Delta\gamma_d$$

فرا تر از میزان رطوبت مشخص $\omega = \omega_2$ ، با افزایش میزان رطوبت، وزن مخصوص خشک کم می شود، چون که آب در فضاهایی جای می گیرد که ذرات جامد اشغال کرده اند. میزان رطوبتی که در آن حداکثر وزن مخصوص خشک حاصل می شود، معمولاً میزان رطوبت بهینه می نامند. معمولاً برای بدست آوردن حداکثر وزن مخصوص خشک تراکم و میزان رطوبت بهینه از آزمونی آزمایشگاهی به نام آزمایش تراکم Proctor استفاده می شود (Proctor, 1933).

آزمایش Proctor استاندارد

در آزمایش Proctor، خاک در قالبی به حجم 944cm^3 ($\frac{1}{30}\text{ft}^3$) متراکم می شود. قطر قالب 101.6mm (4 in.) است. در ضمن آزمایش، قالب از قسمت تحتانی به صفحه پایه و از قسمت فوقانی به یک قطعه اضافی متصل می شود (شکل زیر الف). خاک با مقادیر مختلف آب مخلوط شده، سپس در سه لایه مساوی متراکم می شود. تراکم هر لایه با استفاده از 25 ضربه چکش انجام می شود (شکل زیر ب). جرم چکش 2.5kg (5.5 lb) بوده، از فاصله 30.5mm (12 in.) فرود می آید.



در هر آزمایش، وزن مخصوص مرطوب خاک متراکم γ را می توان چنین محاسبه کرد:

$$\gamma = \frac{W}{V(m)}$$

$$W = \text{وزن خاک متراکم درون قالب}$$

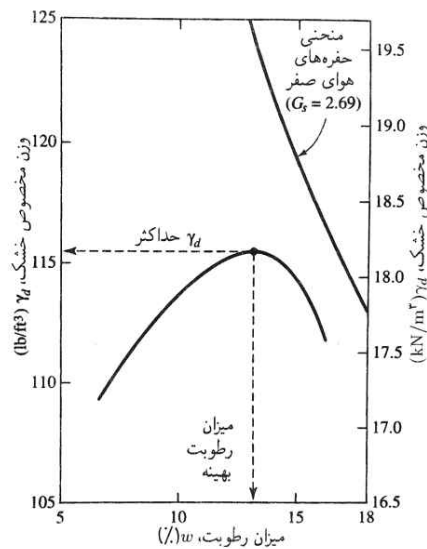
$$V(m) = \text{حجم قالب} = \left[944 \text{ cm}^3 \left(\frac{1}{30} \right) \text{ ft}^3 \right]$$

در هر آزمایش، میزان رطوبت خاک متراکم در آزمایشگاه تعیین می شود. با مشخص شدن میزان رطوبت، وزن مخصوص خشک را می توان به صورت زیر محاسبه کرد:

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1 + \frac{\omega(\%)}{100}}$$

$\omega(\%)$ = درصد میزان رطوبت .

مقادیر γ_d مشخص شده از معادله بالا را می توان در مقابل میزان رطوبت متناظر ترسیم کرد تا حداکثر وزن مخصوص خشک و میزان رطوبت بهینه خاک به دست آید.



نتایج آزمایش تراکم Proctor استاندارد رس لای دار

روش آزمایش Proctor استاندارد در ASTM D-698 (1999 و ASTM) و AASHTO (1982, AASHTO) آمده است.

وزن مخصوص خشک متراکم را می توان برای میزان رطوبت مشخص ω و درجه اشباع S به صورت زیر محاسبه کرد:

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

e = نسبت تخلخل

G_s = چگالی ویژه بخش جامد خاک

γ_w = وزن مخصوص آب

$$Se = G_s \omega \quad \text{یا} \quad e = \frac{G_s \omega}{S}$$

$$\gamma_d = \frac{G_s \gamma_w}{1 + \frac{G_s \omega}{S}}$$

حداکثر وزن مخصوص خشک نظری زمانی برای یک میزان رطوبت مشخص، حاصل می شود که هیچ هوایی در فضاهای خالی وجود نداشته باشد - یعنی درجه اشباع 100%. به این ترتیب حداکثر وزن مخصوص خشک در یک میزان رطوبت معین با حفره های هوای صفر را می توان با جایگزین کردن $S=1$ در معادله بالا به دست آورد:

$$\gamma_{zav} = \frac{G_s \gamma_w}{1 + \omega G_s} = \frac{\gamma_w}{\omega + \frac{1}{G_s}}$$

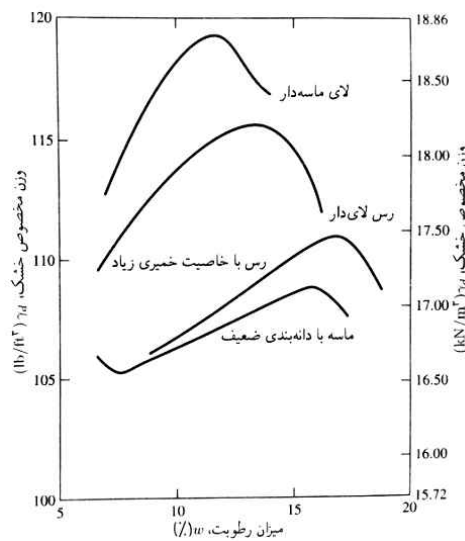
γ_{zav} = وزن مخصوص در حالت حفره های هوای صفر .

برای به دست آوردن تغییرات γ_{zav} همراه با میزان رطوبت، از روش زیر استفاده کنید:

1. چگالی ویژه بخش جامد خاک را تعیین کنید:
2. وزن مخصوص آب (γ_w) را مشخص کنید.
3. برای ω مقادیر مختلف مثل 5%، 10%، 15% و غیره در نظر بگیرید.
4. برای محاسبه γ_{zav} با مقادیر مختلف ω از معادله بالا استفاده کنید.
5. در شکل بالا تغییرات γ_{zav} با میزان رطوبت و مکان نسبی آن نسبت به منحنی تراکم نشان داده شده است. تحت هیچ شرایطی نباید بخشی از منحنی تراکم در سمت راست منحنی حفره های هوای صفر قرار گیرد.

عوامل تاثیر گذار بر تراکم

در بخش قبل نشان داده شد که میزان رطوبت تاثیر شدیدی بر درجه تراکم یک خاک معین دارد. علاوه بر میزان رطوبت، دیگر عوامل مهم تاثیر گذار تراکم عبارتند از: نوع خاک و تلاش تراکم (انرژی در واحد حجم)، اهمیت این دو عامل با جزئیات بیش تری در دو بخش بعد شرح داده می شود.

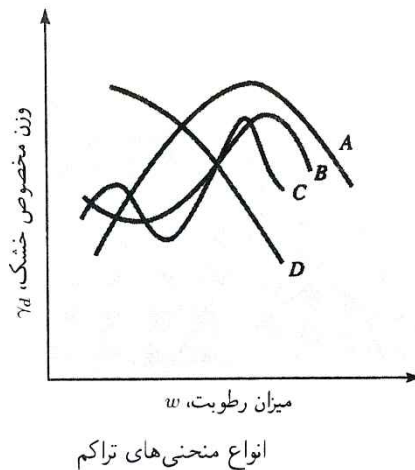


تاثیر نوع خاک

نوع خاک یعنی دانه بندی، شکل دانه های خاک، چگالی ویژه بخش جامد خاک و مقدار و نوع کانی های رسی موجود تاثیر زیادی بر حداکثر وزن مخصوص خشک و میزان رطوبت بهینه دارد. در شکل زیر نمونه منحنی های تراکم چهار نوع خاک نشان داده شده است. آزمون های آزمایشگاهی مطابق با D-698 ASTM انجام شده اند. هم چنین توجه داشته باشید که منحنی تراکم مخروطی شکل نشان داده شده در شکل برای اکثر خاک های رس حالت نمونه دارد. شکل بالا نشان می دهد که وزن مخصوص خشک ماسه ها معمولاً ابتدا با افزایش میزان رطوبت کاهش یافته و سپس با افزایش بیشتر رطوبت، افزایش می یابد. این کاهش اولیه وزن مخصوص خشک همراه با افزایش میزان رطوبت از اثر کشش مویینگی ناشی می شود. در میزان رطوبت پایین تر، کشش مویینگی موجود در آب منفذی از حرکت ذرات خاک به اطراف و متراکم شدن خاک جلوگیری می کند.

Lee و Suedkamp (1972) منحنی های تراکم 35 نمونه خاک را بررسی کرده اند و در یافتند که چهار نوع منحنی تراکم را می توان تشخیص داد. این منحنی ها در شکل زیر نشان داده شده اند. منحنی های تراکم نوع A، منحنی هایی با یک نقطه بیشینه اند. این منحنی معمولاً به خاک هایی با حد روانی بین 30 و 70 مربوط می شود. منحنی نوع B، منحنی با یک و نیم نقطه بیشینه و منحنی نوع C دارای دو نقطه بیشینه است.

منحنی های تراکم نوع B و C به خاک هایی مربوط می شوند که حد روانی آنها در حدود 30 است. منحنی های تراکم نوع D دارای نقطه بیشینه مشخصی نیستند و آنها را منحنی های ناقص می نامند. منحنی تراکم خاک های با حد روانی بزرگ تر از حدود 70 می تواند از نوع C یا D باشد. این خاک ها غیر معمول اند.



اثر تلاش تراکم

انرژی تراکم در واحد حجم مورد استفاده آزمایش Proctor استاندارد شرح داده شده را می توان به صورت زیر بیان کرد:

$$E = \frac{(\text{ارتفاع سقوط چکش}) \times (\text{وزن چکش}) \times (\text{تعداد لایه ها}) \times (\text{تعداد ضربه به ازای هر لایه})}{\text{حجم قالب}}$$

یا در واحد های SI :

$$E = \frac{(25)(3)\left(\frac{2.5 \times 9.81}{1000} kN\right)(0.305m)}{944 \times 10^{-6} m^3} = 594 kN - m/m^3 \approx 600 kN - \frac{m}{m^3}$$

در واحدهای انگلیسی :

$$E = \frac{(25)(3)(5.5)(1)}{\left(\frac{1}{30}\right)} = 12375 ft - lb/ft^3 \approx 12400 ft - lb/ft^3$$

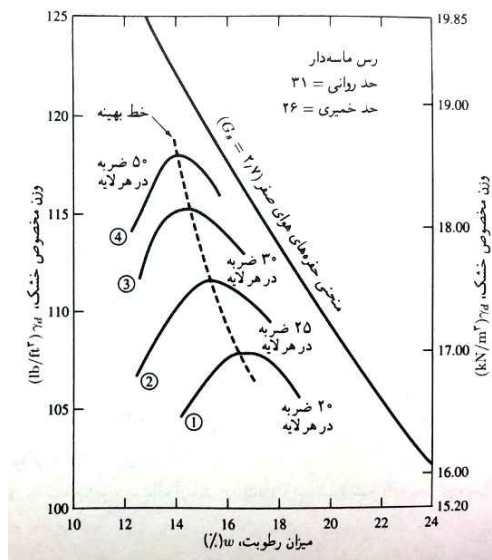
در صورت تغییر تلاش تراکم در واحد حجم خاک، منحنی رطوبت - وزن مخصوص نیز تغییر می کند. این واقعیت را می توان به کمک شکل زیر نشان داد که در آن چهار منحنی تراکم برای رس ماسه دار نشان داده شده است. برای این منحنی های تراکم از قالب و چکش آزمایش Proctor استاندارد استفاده شده است. تعداد لایه های خاک مورد استفاده تراکم در تمام موارد سه لایه اما تعداد ضربه های چکش به ازای هر لایه از 20 تا 50 متفاوت است که این خود به تغییر انرژی در واحد حجم منجر می شود. با توجه به دانسته های قبل و شکل زیر می توان دید که:

1. با افزایش تلاش تراکم، حداکثر وزن مخصوص خشک تراکم نیز افزایش می یابد.
2. با افزایش تلاش تراکم، میزان رطوبت بهینه تا حدودی کاهش می یابد.

مطالب پیش گفته در مورد تمام خاک ها صادق است. اما توجه داشته باشید که درجه تراکم با تلاش تراکم نسبت مستقیم ندارد.

آزمایش Proctor اصلاح شده

با ساخت غلتک های سنگین و استفاده از آنها در متراکم ساختن خاک در محل، آزمایش Proctor استاندارد برای نمایش بهتر شرایط صحرائی اصلاح شد. به این شکل اصلاح شده گاهی آزمایش Proctor اصلاح شده گفته می شود (AASHTO T-180 و D-1557) برای انجام آزمایش Proctor اصلاح شده مانند آزمایش Proctor استاندارد، از همان قالب با حجم $944 cm^3$ ($\frac{1}{30} ft^3$) استفاده می شود. خاک در پنج لایه و با چکشی به جرم 4.54 kg (10lb) متراکم می شود. ارتفاع فرود چکش 457mm (18 in.) است. تعداد ضربات چکش به ازای هر لایه مانند حالت آزمایش Proctor استاندارد در حد 25 ضربه حفظ می شود. انرژی تراکم این نوع آزمایش تراکم را می توان به صورت $2700 kN - m/m^3$ ($5600 ft - lb/ft^3$) محاسبه کرد. آزمایش Proctor استاندارد به دلیل افزایش تلاش تراکم به افزایش حداکثر وزن مخصوص خشک خاک منجر می شود. افزایش حداکثر وزن مخصوص خشک با کاهش میزان رطوبت بهینه همراه است.



تلاش انرژی متراکم ساختن رس ماسه دار

در بحث های پیشین، مشخصات فنی ارائه شده آزمایش های Proctor در ارتباط با حجم قالب و تعداد ضربات که مورد پذیرش ASTM و AASHTO قرار گرفته اند، معمولاً به خاک های ریز دانه ای مربوط می شود که از الگ شماره 4 آمریکا عبور می کند. به این ترتیب در هر آزمایش سه روش پیشنهادی وجود دارد که اندازه قالب، تعداد ضربات به ازای هر لایه و حداکثر اندازه ذرات موجود در خاک را منعکس می سازد.

خلاصه مشخصات فنی آزمایش تراکم Proctor استاندارد و اصلاح شده

شرح	روش A	روش B	روش C
اطلاعات مصالح فیزیکی آزمایش	عبوری از الگ شماره 4	عبوری از الگ	عبوری از الگ
	$(\frac{3}{8}in) 9,5mm$	$(\frac{3}{8}in) 9,5mm$	$(\frac{3}{4}in) 19mm$
کاربرد	در صورتی که بیش از 20٪ وزنی یا کمتر مصالح روی الگ شماره 4 (4,75mm) باقی بماند و 20٪ وزنی یا کمتر از مصالح روی الگ شماره 4 (4,75mm) باقی بماند.	در صورتی که بیش از 20٪ وزنی مصالح روی الگ شماره 4 (4,75mm) باقی بماند و 30٪ وزنی مصالح روی الگ شماره 4 (4,75mm) باقی بماند.	در صورتی که بیش از 20٪ وزنی مصالح روی الگ شماره 4 (4,75mm) باقی بماند و 30٪ وزنی مصالح روی الگ شماره 4 (4,75mm) باقی بماند.
حجم قالب	$944cm^3 (\frac{1}{30}ft^3)$	$944cm^3 (\frac{1}{30}ft^3)$	$944cm^3 (\frac{1}{30}ft^3)$
قطر قالب	$101,6mm (4in)$	$101,6mm (4in)$	$101,6mm (4in)$
ارتفاع قالب	$116,4mm (4,584in)$	$116,4mm (4,584in)$	$116,4mm (4,584in)$
وزن چکش	$24,4N (5,5lb)$	$24,4N (5,5lb)$	$24,4N (5,5lb)$
ارتفاع سقوط	$305mm (12in)$	$305mm (12in)$	$305mm (12in)$
تعداد لایه های خاک	3	3	3
تعداد ضربه به ازای هر لایه	25	25	56
وزن چکش	$44,5N (10lb)$	$44,5N (10lb)$	$44,5N (10lb)$
ارتفاع فرود	$457mm (18in)$	$457mm (18in)$	$457mm (18in)$
تعداد لایه های خاک	5	5	5
تعداد ضرب به ازای هر لایه	25	25	56

(مثال)

برای یک خاک متراکم داریم: $G_s = 2,72$, $w = 11\%$, $\gamma_{zav} = 0,9$. مطلوب است تعیین وزن مخصوص خشک خاک متراکم.

حل

$$\gamma_{zav} = \frac{\gamma_w}{w + \frac{1}{G_s}} = \frac{9,81}{\frac{11}{100} + \frac{1}{2,72}} = 17,9 kN/m^3$$

به این ترتیب برای خاک متراکم داریم:

$$\gamma_d = 0,9 \gamma_{zav} = (0,9)(17,9) = 16,1 kN/m^3$$

حل

می‌توان جدول زیر را تشکیل داد:

نتایج آزمون آزمایشگاهی آزمایش Proctor استاندارد در جدول زیر ارائه شده است:

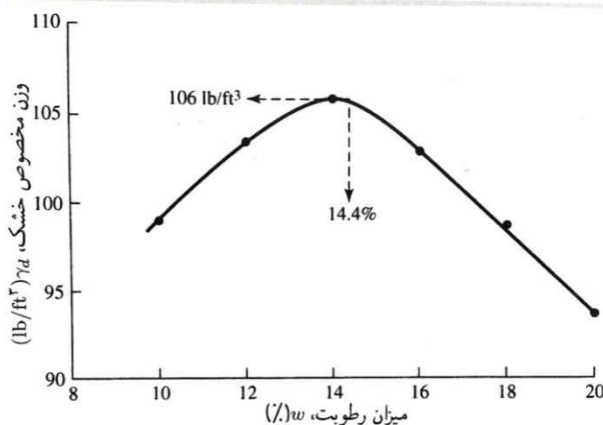
حجم قالب (ft ³) V	وزن خاک (lb) W	وزن مخصوص مرطوب (lb/ft ³) * γ	میزان رطوبت (%) w	وزن مخصوص خشک (lb/ft ³) ** γ _d
1/30	3,63	108,9	10	99,0
1/30	3,86	115,8	12	103,4
1/30	4,02	120,6	14	105,8
1/30	3,98	119,4	16	102,9
1/30	3,88	116,4	18	98,6
1/30	3,73	111,9	20	93,3

حجم قالب (ft ³)	وزن خاک مرطوب درون قالب (lb)	میزان رطوبت (%) w
1/30	3,63	10
1/30	3,86	12
1/30	4,02	14
1/30	3,98	16
1/30	3,88	18
1/30	3,73	20

$$\gamma = W/V *$$

$$\gamma_d = \gamma / \{1 + [w(\%)/100]\} **$$

مطلوب است تعیین حداکثر وزن مخصوص متراکم و میزان رطوبت بهینه.



نمودار γ_d در مقابل w

در شکل () نمودار γ_d در مقابل w نشان داده شده است. از روی این نمودار می‌توان دید که حداکثر وزن مخصوص خشک 106 lb/ft³ = γ_{d(max)} و میزان رطوبت بهینه = 14,4%.

مشخصات فنی تراکم صحرائی

دراکثر مشخصات فنی عملیات خاکی به پیمانکار دستور داده می‌شود که به وزن مخصوص خشک متراکم صحرائی معادل با 90 تا 95% حداکثر وزن مخصوص خشک مشخص شده در آزمون آزمایشگاهی به روش آزمایش Proctor استاندارد یا اصلاح شده دست یابد. این مشخصات فنی مربوط به تراکم نسبی است و آن را می‌توان چنین بیان کرد:

$$R(\%) = \frac{\gamma_d(\text{field})}{\gamma_d(\text{max-lab})} \times 100$$

برای متراکم ساختن خاک های دانه ای، مشخصات فنی گاهی بر حسب تراکم نسبی لازم D_r یا چگالی نسبی نوشته می‌شود. تراکم نسبی را نباید با چگالی نسبی اشتباه کرد.

$$D_r = \frac{[\gamma_d(\text{field}) - \gamma_d(\text{min})]}{[\gamma_d(\text{max}) - \gamma_d(\text{min})]} \left[\frac{\gamma_d(\text{max})}{\gamma_d(\text{field})} \right]$$

$$R = \frac{R_0}{1 - D_r(1 - R_0)}$$

$$R_0 = \frac{\gamma_d(\text{min})}{\gamma_d(\text{max})}$$

Lee و Singh (1971) براساس مشاهده 47 نمونه خاک، همبستگی میان R و D_r خاک های دانه ای را چنین به دست آورده اند.

$$R = 80 + 0.2D_r$$

تعیین وزن مخصوص متراکم صحرائی

در زمان انجام عملیات تراکم صحرائی، آگاهی از دستیابی به وزن مخصوص مشخص شده مفید است. روش های استاندارد تعیین وزن مخصوص متراکم صحرائی شامل موارد زیر است که شرح مختصر هر یک از این روش ها در ادامه ارائه می‌شود:

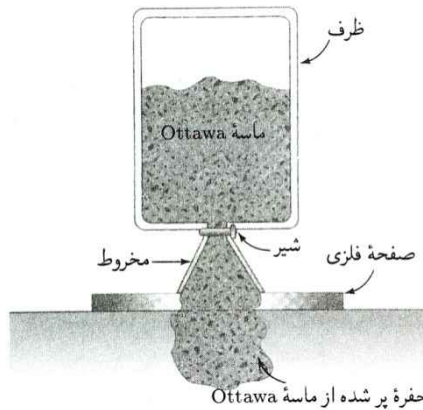
1. روش مخروط ماسه
2. روش بادکنک
3. روش هسته ای

روش مخروط ماسه (ASTM D-1556)

وسیله مخروط ماسه شامل یک ظرف شیشه‌ای یا پلاستیکی همراه یک مخروط فلزی متصل به بالای آن است. ظرف با ماسه یکنواخت و خشک Ottawa پر می‌شود. مجموع وزن ظرف، مخروط و ماسه درون ظرف (W_1) مشخص می‌شود. در محل کار حفرة کوچکی در ناحیه‌ای که خاک متراکم شده حفر می‌شود. اگر وزن خاک مرطوب حفر شده از گودال (W_2) مشخص شود و میزان رطوبت خاک حفر شده معلوم باشد، وزن خشک خاک را می‌توان چنین به دست آورد:

$$W_3 = \frac{W_2}{1 + \frac{\omega(\%)}{100}}$$

ω = میزان رطوبت.



ظرف شیشه‌ای پر شده از ماسه Ottawa همراه مخروط متصل به آن

پس از حفر گودال، مخروط همراه ظرف پر از ماسه متصل به آن به شکل معکوس روی گودال قرار داده می‌شود. پس از باز کردن شیر، ماسه از ظرف خارج می‌شود تا گودال و مخروط را پر کند. در مرحله بعد وزن مجموع ظرف، مخروط و ماسه باقی مانده در ظرف تعیین می‌شود (W_4).

$$W_5 = W_1 - W_4$$

که در اینجا W_5 = وزن ماسه‌ای که گودال و مخروط را پر می‌کند.

$$V = \frac{W_5 - W_c}{\gamma_d(\text{sand})}$$

حجم گودال حفر شده را می‌توان چنین مشخص کرد:

$\gamma_d(\text{sand})$ = وزن مخصوص خشک ماسه Ottawa مورد استفاده

W_c = وزن ماسه‌ای که فقط مخروط را پر می‌کند.

مقادیر W_c و $\gamma_d(\text{sand})$ از روی واسنجی (کالیبراسیون) انجام شده در آزمایشگاه تعیین می‌شود. سپس می‌توان وزن مخصوص خشک تراکم صحرائی انجام شده را به صورت زیر تعیین کرد:

$$\gamma_d = \frac{\text{وزن خشک خاک حفر شده از گودال}}{\text{حجم گودال}} = \frac{W_3}{V}$$

(مثال)

نتایج آزمون تراکم آزمایشگاهی یک نمونه لای رس‌دار در جدول زیر آورده شده است:

میزان رطوبت %	وزن مخصوص خشک (kN/m^3)
۶	۱۴٫۸۰
۸	۱۷٫۴۵
۹	۱۸٫۵۲
۱۱	۱۸٫۹
۱۲	۱۸٫۵
۱۴	۱۶٫۹

نتایج آزمایش تعیین وزن مخصوص صحرائی انجام شده روی همان خاک به روش مخروط ماسه عبارت است از:

- جرم مخصوص خشک کالیبره شده ماسه Ottawa = ۱۵۷۰ kg/m^3
 - جرم کالیبره شده ماسه Ottawa درون مخروط = $۰٫۵۴۵ \text{ kg}$
 - جرم ظرف + مخروط + ماسه (پیش از استفاده) = $۷٫۵۹ \text{ kg}$
 - جرم ظرف + مخروط + ماسه (پس از استفاده) = $۴٫۷۸ \text{ kg}$
 - جرم خاک مرطوب خارج شده از گودال = $۳٫۰۷ \text{ kg}$
 - میزان رطوبت خاک مرطوب = $۱۰٫۲\%$
- مطلوب است تعیین:

(الف) وزن مخصوص خشک متراکم صحرایی

(ب) تراکم نسبی در صحرا

حل

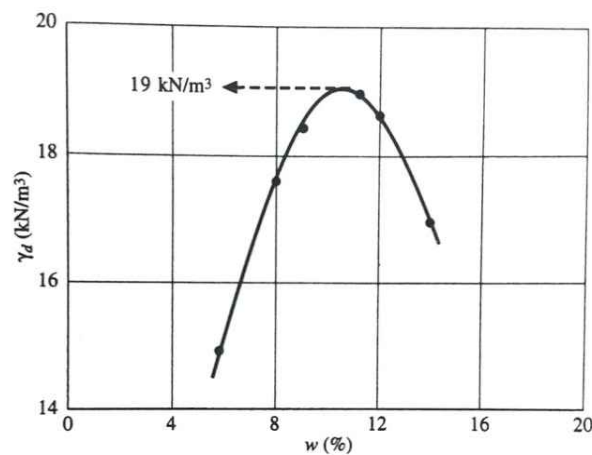
(الف) در صحرا داریم:

$$2,811 \text{ kg} = 4,788 \text{ kg} - 7,59 \text{ kg} = \text{جرم ماسه مورد استفاده برای پرکردن گودال و مخروط}$$

$$2,265 \text{ kg} = 2,811 \text{ kg} - 0,545 \text{ kg} = \text{جرم ماسه مورد استفاده برای پرکردن گودال}$$

$$\begin{aligned} \text{حجم گودال (V)} &= \frac{2,265 \text{ kg}}{\text{جرم مخصوص ماسه Ottawa}} \\ &= \frac{2,265 \text{ kg}}{1570 \text{ kg/m}^3} = 0,0014426 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{جرم خاک مرطوب} \\ \text{جرم مخصوص مرطوب خاک متراکم} &= \frac{\text{جرم خاک مرطوب}}{\text{حجم گودال}} \\ &= \frac{3,007}{0,0014426} = 2084,4 \text{ kg/m}^3 \end{aligned}$$



نمودار نتایج آزمون تراکم آزمایشگاهی

$$\text{وزن مخصوص مرطوب خاک متراکم} = \frac{(2084,4)(9,81)}{1000} = 20,45 \text{ kN/m}^3$$

بنابراین

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1 + \frac{w(\%)}{100}} = \frac{20,45}{1 + \frac{10,2}{100}} = 18,56 \text{ kN/m}^3$$

(ب) نتایج آزمون تراکم آزمایشگاهی در شکل ۲۱-۵ ترسیم شده است. از روی این نمودار می‌توان دید که: $\gamma_{d(\max)} = 19 \text{ kN/m}^3$. بنابراین از معادله (۶-۵) داریم:

$$R = \frac{\gamma_{d(\text{صحرایی})}}{\gamma_{d(\max)}} = \frac{18,56}{19,0} = 97,7\%$$

فصل پنجم: نفوذپذیری

خاک به دلیل وجود فضاهای خالی مرتبط در داخل آن که امکان جریان یافتن آب را از نقاط با انرژی بالا به نقاط با انرژی پایین فراهم می‌سازد، نفوذ پذیر است. در مکانیک خاک بررسی جریان آب در خاک نفوذ پذیر دارای اهمیت است، این موضوع برای تخمین مقدار تراوش زیر زمینی در شرایط هیدرولیکی مختلف، جهت بررسی مسائل مربوط به پمپاژ آب در عملیات ساختمانی زیر زمینی و برای تحلیل پایداری سدهای خاکی و سازه‌های نگهدارنده خاک تحت نیروهای تراوش ضرورت دارد.

معادله Bernoulli

از مکانیک سیالات می‌دانیم که بر اساس معادله Bernoulli، بار کل نقطه‌ای در داخل آب در حال حرکت را می‌توان با مجموع بار فشار، سرعت و ارتفاع بیان کرد:

$$h = \frac{u}{\gamma_w} + \frac{v^2}{2g} + Z$$

\uparrow \uparrow \uparrow
 بار فشار بار سرعت بار ارتفاع

که در این جا:

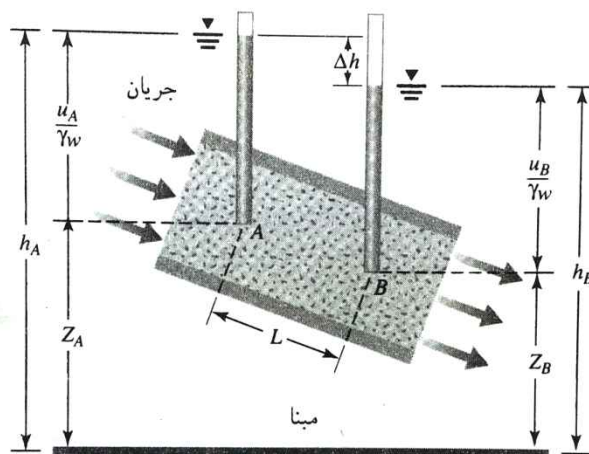
$$h = \text{بار کل} \quad u = \text{فشار} \quad v = \text{سرعت} \quad g = \text{شتاب ثقل} \quad \gamma_w = \text{وزن مخصوص آب}$$

توجه داشته باشید که بار ارتفاع Z فاصله قائم از یک نقطه مشخص در بالا یا زیر سطح مبناست. بار فشار عبارت است از فشار آب u در آن نقطه تقسیم بر وزن مخصوص آب γ_w .

در صورت کاربرد معادله Bernoulli در مورد جریان آب درون خاک متخلخل، جمله مربوط به بار سرعت را می‌توان نادیده گرفت، چرا که سرعت تراوش کوچک است و به این ترتیب بار کل هر نقطه را می‌توان چنین نشان داد:

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

در شکل زیر رابطه میان بارهای فشار، ارتفاع و کل برای جریان آب درون خاک نشان داده شده است. در نقاط A و B لوله‌های فشارسنجی به نام پیزومتر نصب می‌شود. ارتفاعی که آب در داخل لوله‌های پیزومتر واقع در نقاط A و B بالا می‌آید، به ترتیب ارتفاع پیزومتری نقاط A و B نامیده می‌شود. بار فشار در هر نقطه، ارتفاع ستون قائم آب درون پیزومتر نصب شده در آن نقطه است.



بار، فشار و ارتفاع کل برای جریان آب درون خاک

افت بار میان دو نقطه A و B را می‌توان به صورت زیر بیان کرد:

$$\Delta h = h_A - h_B = \left(\frac{u_A}{\gamma_w} + Z_A \right) - \left(\frac{u_B}{\gamma_w} + Z_B \right)$$

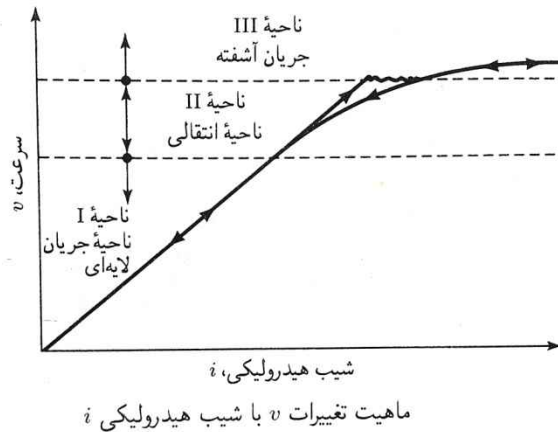
افت بار Δh را می‌توان به شکل بی بعد نیز بیان کرد:

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

که در این جا: i = شیب هیدرولیکی

L = فاصله میان نقاط A و B - یعنی فاصله طولی از جریان که در آن فاصله افت بار صورت می گیرد.

به طور کلی تغییرات سرعت v با شیب هیدرولیکی i به صورت نشان داده شده در شکل زیر است. این شکل به سه ناحیه تقسیم شده است:



1- ناحیه جریان لایه ای یا آرام (ناحیه I)

2- ناحیه انتقالی (ناحیه II)

3- ناحیه جریان آشفته (ناحیه III)

با افزایش تدریجی شیب هیدرولیکی، جریان در نواحی I و II لایه ای باقی می ماند و سرعت v با شیب هیدرولیکی نسبت خطی دارد. در شیب هیدرولیکی بالاتر، جریان آشفته می شود (ناحیه III). با کاهش شیب هیدرولیکی، شرایط جریان لایه ای فقط در ناحیه I وجود دارد.

در بیشتر خاک ها، جریان آب از طریق فضاهای خالی را می توان لایه ای در نظر گرفت، بنابراین:

$$v \propto i \quad (1)$$

در سنگ شکسته، سنگ ها، شن ها و ماسه ها بسیار درشت ممکن است شرایط جریان آشفته وجود داشته باشد و بنابراین معادله بالا معتبر نباشد.

قانون Darcy

Darcy در سال 1856 معادله ساده ای را برای سرعت جریان آب در خاک های اشباع منتشر ساخت که آن را می توان چنین بیان کرد:

$$v = ki \quad (2)$$

v = سرعت جریان یعنی مقدار آب جاری در واحد زمان از طریق سطح مقطع ناخالص عمود بر جهت جریان.

k = ضریب هدایت آب یا ضریب نفوذپذیری

این معادله ابتدا بر اساس مشاهدات Darcy از جریان آب در درون ماسه های تمیز بوده است. توجه داشته باشید که معادله (2) شبیه معادله (1) بوده و هر دو برای شرایط جریان لایه ای معتبرند و برای محدوده وسیعی از خاک ها کاربرد دارند.

در معادله (2)، v سرعت جریان آب بر اساس مقطع ناخالص خاک است. اما سرعت واقعی آب (یعنی سرعت تراوش) از میان فضاهای خالی بزرگتر v است. رابطه میان سرعت جریان و سرعت تراوش را می توان با مراجعه به شکل زیر به دست آورد که خاکی را به طول L با سطح مقطع ناخالص A نشان می دهد. در صورتی که مقدار آب جاری درون خاک در واحد زمان q باشد، داریم:

$$q = vA = A_v v_s$$

v_s = سرعت تراوش.

A_v = سطح فضاهای خالی موجود در سطح مقطع نمونه.

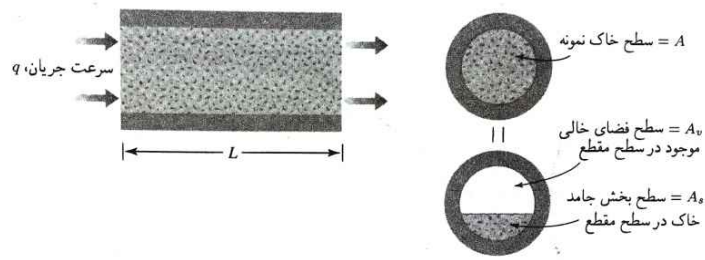
از طرفی:

$$A = A_v + A_s$$

A_s = سطح بخش جامد خاک در سطح مقطع نمونه.

$$q = v(A_v + A_s) = A_v v_s \quad \text{یا} \quad v_s = \frac{v(A_v + A_s)}{A_v} = \frac{v(A_v + A_s)L}{A_v L} = \frac{v(V_v + V_s)}{V_v}$$

V_v = حجم فضاهای خالی موجود در نمونه. V_s = حجم بخش جامد موجود در نمونه.



معادله را می توان به صورت زیر بازنویسی کرد:

$$v_s = v \left[\frac{1 + \left(\frac{v_v}{v_s} \right)}{\frac{v_v}{v_s}} \right] = v \left(\frac{1+e}{e} \right) = \frac{v}{n}$$

\$e\$ = نسبت تخلخل \$n\$ = پوکی

ضریب نفوذپذیری

ضریب نفوذپذیری معمولاً در واحدهای SI بر حسب $\frac{cm}{sec}$ یا $\frac{m}{sec}$ و در واحدهای انگلیسی بر حسب $\frac{ft}{min}$ یا $\frac{ft}{day}$ بیان می شود. ضریب نفوذپذیری خاک به چند عامل بستگی دارد: گرانروی سیال، اندازه منافذ، دانه بندی، نسبت تخلخل، زبری ذرات کانی و درجه اشباع خاک. در خاک های رس، ساختار نقش مهمی در ضریب نفوذپذیری دارد.

دیگر عوامل مهم تأثیرگذار بر نفوذپذیری رس ها عبارتند از تمرکز یونی و ضخامت لایه آبی که توسط ذرات رس نگهداری می شود. مقدار ضریب نفوذپذیری (k) در خاک های مختلف بسیار متفاوت است. برخی از مقادیر نمونه مربوط به خاک های اشباع در جدول زیر ارائه شده اند. ضریب نفوذپذیری خاک های غیراشباع پایین تر است و با درجه اشباع به سرعت افزایش می یابد.

مقادیر نمونه ضریب نفوذپذیری خاک های اشباع

نوع خاک	k	
	cm/sec	ft/min
شن تمیز	۱۰۰-۱/۰	۲۰۰-۲/۰
ماسه درشت	۱/۰-۰/۰۱	۲/۰-۰/۰۲
ماسه ریز	۰/۰۱-۰/۰۰۱	۰/۰۲-۰/۰۰۲
رس لای دار	۰/۰۰۱-۰/۰۰۰۰۱	۰/۰۰۲-۰/۰۰۰۰۲
رس	< ۰/۰۰۰۰۰۱	< ۰/۰۰۰۰۰۲

ارتباط ضریب نفوذپذیری خاک با خصوصیات سیال جاری درون آن نیز با معادله زیر بیان می شود:

$$k = \frac{\gamma_w \bar{K}}{\eta}$$

γ_w = وزن مخصوص آب η = گرانروی آب \bar{K} = نفوذپذیری مطلق
 نفوذپذیری مطلق \bar{K} بر حسب واحدهای l^2 (یعنی cm^2, ft^2 و غیره) بیان می شود.

معادله بالا نشان داد که ضریب نفوذپذیری تابعی است که وزن مخصوص و گرانروی آب که به نوبه خود تابعی است از دمای آزمایش. بنابراین از معادله بالا داریم:

$$\frac{K_{T_1}}{K_{T_2}} = \left(\frac{\eta_{T_2}}{\eta_{T_1}} \right) \left(\frac{\gamma_w(T_1)}{\gamma_w(T_2)} \right)$$

K_{T_1} و K_{T_2} = به ترتیب ضریب نفوذپذیری در دماهای T_1 و T_2

η_{T_1} و η_{T_2} = به ترتیب گرانروی آب در دماهای T_1 و T_2

$\gamma_w(T_1)$ و $\gamma_w(T_2)$ = به ترتیب وزن مخصوص آب در دماهای T_1 و T_2

طبق قرارداد، مقدار k در دمای $20^\circ C$ بیان می شود. در محدوده دماهای آزمایش می توان فرض کرد: $\gamma_w(T_1) \approx \gamma_w(T_2)$

$$K_{20^\circ C} = \left(\frac{\eta_{T^\circ C}}{\eta_{20^\circ C}} \right) K_{T^\circ C}$$

در جدول زیر تغییرات $\frac{\eta_{T^{\circ}C}}{\eta_{20^{\circ}C}}$ با تغییرات دمای آزمایش T از 15 تا 30°C ارائه شده است.

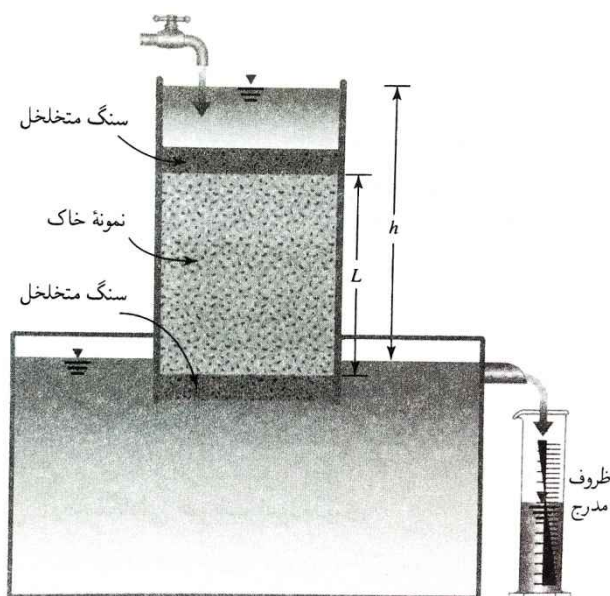
تغییرات $\eta_{T^{\circ}C}/\eta_{20^{\circ}C}$			
دما، T (°C)	$\eta_{T^{\circ}C}/\eta_{20^{\circ}C}$	دما، T (°C)	$\eta_{T^{\circ}C}/\eta_{20^{\circ}C}$
۱۵	۱٫۱۳۵	۲۳	۰٫۹۳۱
۱۶	۱٫۱۰۶	۲۴	۰٫۹۱۰
۱۷	۱٫۰۷۷	۲۵	۰٫۸۸۹
۱۸	۱٫۰۵۱	۲۶	۰٫۸۶۹
۱۹	۱٫۰۲۵	۲۷	۰٫۸۵۰
۲۰	۱٫۰۰۰	۲۸	۰٫۸۳۲
۲۱	۰٫۹۷۶	۲۹	۰٫۸۱۴
۲۲	۰٫۹۵۳	۳۰	۰٫۷۹۷

تعیین آزمایشگاهی ضریب نفوذپذیری

دو آزمون آزمایشگاهی مورد استفاده تعیین ضریب نفوذپذیری خاک عبارتند از: آزمایش با بار ثابت و آزمایش با بار نزولی.

آزمایش به روش بار ثابت

در شکل زیر ترتیب چگونگی انجام آزمایش نفوذپذیری با بار ثابت نشان داده شده است. در این نوع آزمایش جریان آب در ورودی طوری تنظیم می شود که اختلاف ارتفاع میان ورودی و خروجی در زمان آزمایش ثابت بماند. پس تثبیت میزان جریان ثابت، آب برای مدت زمان مشخصی در ظرف مندرجی جمع آوری می شود.



آزمایش نفوذپذیری با بار ثابت

حجم کل آب جمع آوری شده را می توان به صورت زیر بیان کرد:

$$Q = Avt = A(ki)t$$

$$Q = \text{حجم آب جمع آوری شده}$$

$$t = \text{مدت زمان جمع آوری آب}$$

$$A = \text{سطح مقطع نمونه خاک}$$

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

$$L = \text{طول نمونه}$$

$$Q = A \left(k \frac{h}{L} \right) t$$

$$\boxed{k = \frac{QL}{Aht}}$$

آزمایش به روش بار نزولی

در شکل زیر ترتیب چگونگی آزمایش نفوذپذیری با بار نزولی نشان داده شده است. در این آزمایش آب از داخل یک لوله قائم به درون خاک جریان میابد. اختلاف اولیه ارتفاع آب h_1 در زمان $t=0$ ثبت می شود و آب از درون نمونه خاک جریان میابد طوری که اختلاف ارتفاع نهایی آب در زمان $t = t_2$ برابر است با h_2 . میزان جریان آب در داخل نمونه را در هر زمان t می توان به صورت زیر بیان کرد:

$$q = k \frac{h}{L} A = -a \frac{dh}{dt}$$

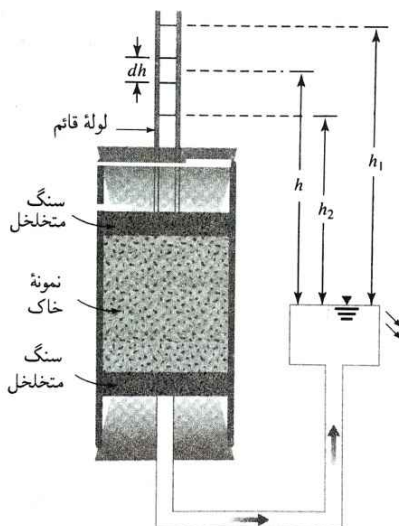
q = میزان جریان a = سطح مقطع لوله قائم A = سطح مقطع نمونه خاک
با تغییر در شکل معادله بالا نتیجه می شود:

$$dt = \frac{aL}{Ak} \left(-\frac{dh}{h} \right)$$

با انتگرال گیری از سمت چپ معادله در محدوده زمانی صفر تا t و از سمت راست معادله با اختلاف بار h_1 و h_2 نتیجه می شود.

$$t = \frac{aL}{Ak} \log_e \frac{h_1}{h_2}$$

$$k = 2.303 \frac{aL}{Ak} \log_{10} \frac{h_1}{h_2}$$



آزمایش نفوذپذیری با بار نزولی

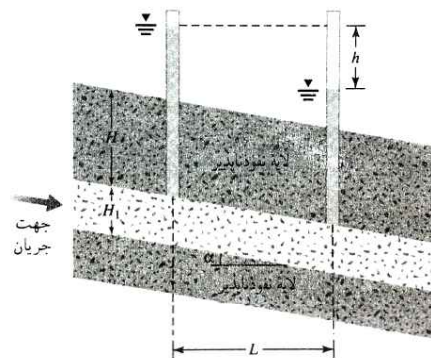
(مثال)

میزان جریان آب را در لایه خاک نفوذپذیر نشان داده شده در شکل ۷-۶ برحسب (طول) $m^3/sec/m$ به دست آورید. فرض کنید $H_1 = 3m$, $H_2 = 1m$, $L = 5m$, $h = 4m$, $\alpha = 8^\circ$ و $k = 0.7 \times 10^{-2} m/sec$.

حل

$$i \text{ (شیب هیدرولیکی)} = \frac{h}{L \cos \alpha}$$

$$\begin{aligned} q &= kiA = k \left(\frac{h \cos \alpha}{L} \right) (H_1 \cos \alpha \times 1) \\ &= (0.7 \times 10^{-2} m/sec) \left(\frac{4 \cos 8^\circ}{5} \right) (3 \cos 8^\circ \times 1) \\ &= 0.719 \times 10^{-2} m^3/sec/m \end{aligned}$$



جریان در میان لایه نفوذپذیر

(مثال)

نتایج یک آزمایش نفوذپذیری با بار ثابت برای نمونه‌ای به قطر ۱۵۰ mm و طول ۳۰۰ mm از ماسه ریز چنین است:

اختلاف ارتفاع ثابت = ۵۰۰ mm

زمان جمع‌آوری آب = ۵ min

حجم آب جمع‌آوری شده = ۳۵۰ cm^۳

دمای آب = ۲۴°C

ضریب نفوذپذیری خاک را در دمای ۲۰°C به دست آورید.

حل

برای آزمایش نفوذپذیری با بار ثابت:

$$k = \frac{QL}{Aht}$$

بنابراین:

$$A = \left(\frac{\pi}{4}\right)(150^2) = 17671.46 \text{ mm}^2, L = 300 \text{ mm}, Q = 350 \text{ cm}^3$$

به فرض $h = 500 \text{ mm}$ و $t = 5 \times 60 = 300 \text{ sec}$ داریم:

$$k = \frac{(350 \times 10^3) \times 300}{17671.46 \times 500 \times 300} = 3.96 \times 10^{-2} \text{ mm/sec}$$
$$= 3.96 \times 10^{-2} \text{ cm/sec}$$

$$k_{20} = k_{24} \frac{\eta_{24}}{\eta_{20}}$$

$$\frac{\eta_{24}}{\eta_{20}} = 0.91$$

$$k_{20} = (3.96 \times 10^{-2}) \times 0.91 = 3.6 \times 10^{-2} \text{ cm/sec}$$

(مثال)

$$k = 2.303 \frac{aL}{At} \log_{10} \frac{h_1}{h_2}$$

$$0.0688 = 2.303 \left(\frac{a \times 15}{3 \times 8} \right) \log_{10} \left(\frac{25}{12} \right)$$
$$a = 0.15 \text{ in.}^2$$

برای یک آزمایش نفوذپذیری با بار متغیر داده‌های زیر در دست است: طول نمونه = ۱۵ in.، سطح نمونه = ۳ in.^۲، $k = 0.0688 \text{ in./min}$ و سطح لوله قائم چه قدر باشد تا ارتفاع آب در مدت ۸ دقیقه از ۲۵ به ۱۲ in. کاهش یابد.

(مثال)

ضریب نفوذپذیری خاک رسی $3 \times 10^{-7} \text{ cm/sec}$ است. گرانروی آب در دمای ۲۵°C $0.0911 \times 10^{-4} \text{ g.sec/cm}^2$ است. نفوذپذیری مطلق خاک \bar{K} را محاسبه کنید.

حل

$$k = \frac{\gamma_w \bar{K}}{\eta} = 3 \times 10^{-7} \text{ cm/sec}$$

بنابراین:

$$3 \times 10^{-7} = \left(\frac{1 \text{ g/cm}^3}{0.0911 \times 10^{-2}} \right) \bar{K}$$
$$\bar{K} = 0.2733 \times 10^{-11} \text{ cm}^2$$

روابط تجربی ضریب نفوذپذیری

قبلاً چند معادله تجربی برای تخمین ضریب نفوذپذیری پیشنهاد شده است. برخی از این روابط به طور مختصر در این بخش شرح داده می‌شود.

برای ماسه نسبتاً یکنواخت (یعنی ماسه با ضریب یکنواختی کوچک)، Hazen (1930) رابطه تجربی زیر را برای ضریب نفوذپذیری پیشنهاد کرده است:

$$k \left(\frac{\text{cm}}{\text{sec}} \right) = c D_{10}^2$$

c = مقدار ثابت که از 1 تا 1.5 متغیر است.

D_{10} = اندازه مؤثر برحسب mm

معادله بالا در وهله نخست بر اساس مشاهدات Hazen از ماسه های فیلتری است و تمیز است. در زمان وجود مقدار کمی لای و رس در خاک ماسه ای، ضریب نفوذپذیری ممکن است به مقدار زیادی تغییر کند.

Casagrande برای ماسه تمیز ریز تا متوسط رابطه ساده زیر را جهت ضریب نفوذپذیری پیشنهاد کرده است:

$$k = 1.4e^2 k_{0.85}$$

k = ضریب نفوذپذیری در نسبت تخلخل e

$k_{0.85}$ = مقدار متناظر در نسبت تخلخل 0.85

شکل دیگری از معادله که نتایج نسبتاً خوبی را در تخمین ضریب نفوذپذیری خاک های ماسه ای به دست می دهد، بر اساس معادله *Kozeny-Carman* است. در این جا چگونگی به دست آمدن این معادله شرح داده نمی شود. خوانندگان علاقه مند می توانند به هر کتاب مکانیک خاک پیشرفته ای مراجعه کنند مثلاً *Das* (1997). یک کاربرد معادله *Kozeny-Carman* به صورت زیر است:

$$k \propto \frac{e^3}{1+e}$$

k = ضریب نفوذپذیری در نسبت تخلخل e . این معادله را می توان به صورت زیر نوشت:

$$k = C_1 \frac{e^3}{1+e}$$

C_1 = مقدار ثابت

در ماسه های بسیار درشت و شن ها ممکن است شرایط جریان آشفته وجود داشته باشد و احتمالاً قانون *Darcy* برای این مصالح معتبر نباشد. اما در شیب هیدرولیکی پایین معمولاً شرایط جریان ناحیه ای وجود دارد. *Lau, Kenney* (1984) و *Ofoegbu* (1984) آزمون هایی آزمایشگاهی روی خاک های دانه ای انجام دادند که اندازه ذرات آنها در نمونه های مختلف از 0.074 تا 25.4mm متفاوت بود. ضریب یکنواختی C_u این نمونه ها از 1.04 تا 12 متغیر بود. تمام آزمایش های نفوذپذیری در تراکم 80% یا بیش تر انجام می شد. این آزمایش ها نشان داد که برای شرایط جریان لایه ای:

$$\bar{K}(\text{mm}^2) = (0.05 \text{ تا } 1) D_5^2$$

D_5 = قطری (mm) که 5% خاک از آن عبور میکند.

(مثال)

ضریب نفوذپذیری ماسه در نسبت تخلخل 0.8، 0.47 cm/sec است. ضریب نفوذپذیری این ماسه را در نسبت تخلخل 0.5 تخمین بزنید.

حل

داریم: $k = 1.4e^2 k_{0.8}$. بنابراین:

$$\frac{k_{0.8}}{k_{0.5}} = \frac{(0.8)^2}{(0.5)^2}$$

به این ترتیب:

$$\begin{aligned} k_{0.5} &= k_{0.8} \left(\frac{0.5}{0.8}\right)^2 = 0.47 \left(\frac{0.5}{0.8}\right)^2 \\ &= 0.18 \text{ cm/sec} \end{aligned}$$

(مثال) مسئله فوق را با استفاده از معادله زیر تکرار کنید.

$$k = C_1 \frac{e^3}{1+e}$$

بنابراین:

$$\frac{k_{0.8}}{k_{0.5}} = \frac{\left[\frac{0.8^3}{1+0.8}\right]}{\left[\frac{0.5^3}{1+0.5}\right]} = \frac{0.284}{0.183} = 3.42$$

به این ترتیب:

$$k_{0.5} = \frac{k_{0.8}}{3.42} = \frac{0.47}{3.42} \approx 0.14 \text{ cm/sec}$$

(مثال)

رابطه نسبت تخلخل و ضریب نفوذپذیری خاک رس عادی تحکیم یافته ای در جدول زیر ارائه شده است:

نسبت تخلخل	k (cm/sec)
1.2	0.6×10^{-7}
1.52	1.519×10^{-7}

مقدار k همین خاک رس را با نسبت تخلخل 1.4 تخمین بزنید.

حل

$$\frac{k_1}{k_2} = \frac{\left[\frac{e_1^n}{1+e_1}\right]}{\left[\frac{e_2^n}{1+e_2}\right]}$$

با جای‌گزینی $k_1 = 1,519 \times e_2 = 1,519 k_2 = 0,6 \times 10^{-7} \text{cm/sec}$ و $e_1 = 1,2$ در معادله قبل نتیجه می‌شود:

$$\frac{0,6}{1,519} = \left(\frac{1,2}{1,519}\right)^n \left(\frac{2,52}{2,2}\right)$$

یا

$$n = 4,5$$

$$k_1 = C_2 \left(\frac{e_1^n}{1+e_1}\right)$$

$$0,6 \times 10^{-7} = C_2 \left(\frac{1,2^{4,5}}{1+1,2}\right)$$

یا

$$C_2 = 0,581 \times 10^{-7} \text{cm/sec}$$

بنابراین:

$$k = (0,581 \times 10^{-7}) \left(\frac{e^{4,5}}{1+e}\right) \text{cm/sec}$$

حال با جای‌گزینی $e = 1,4$ در معادله قبل نتیجه می‌شود:

$$k = (0,581 \times 10^{-7}) \left(\frac{1,4^{4,5}}{1+1,4}\right) = 1,1 \times 10^{-7} \text{cm/sec}$$

ضریب نفوذپذیری معادل در خاک های لایه ای

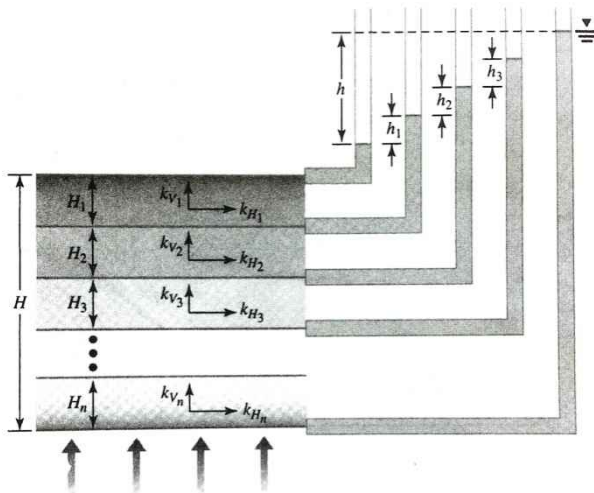
در نهشت خاک لایه ای که ضریب نفوذپذیری برای جریانی در یک جهت معین از لایه ای تا لایه دیگر تغییر می یابد، ضریب نفوذپذیری معادل را می توان با محاسبات ساده ای به دست آورد. در قسمت زیر چگونگی به دست آوردن ضریب نفوذپذیری معادل برای جریان در جهت قائم و افقی در خاک های چند لایه با لایه بندی افقی شرح داده می شود.

در شکل زیر (ب) n لایه خاک با جریانی در جهت افقی نشان داده شده است. مقطعی با طول واحد را در نظر بگیرید که از میان هر n لایه عبور می کند و بر جهت جریان عمود است. کل جریان عبوری از این سطح مقطع را در واحد زمان می توان به صورت زیر نوشت:

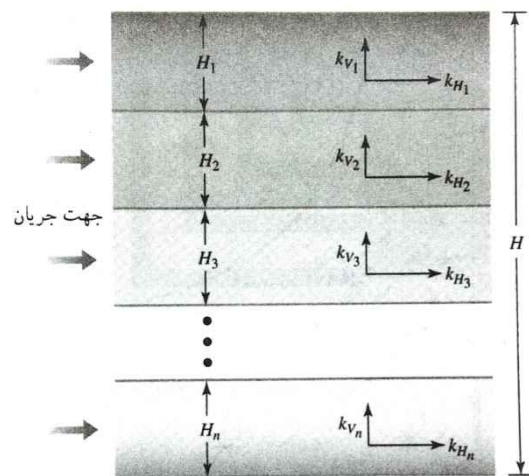
$$q = v \cdot 1 \cdot H = v_1 \cdot 1 \cdot H_1 + v_2 \cdot 1 \cdot H_2 + v_3 \cdot 1 \cdot H_3 + \dots + v_n \dots 1 \cdot H_n \quad (1)$$

$$v = v_1, v_2, v_3, \dots, v_n = \text{سرعت جریان در لایه های مشخص شده با اندیس}$$

$$v = \text{سرعت متوسط جریان}$$



(الف) تعیین ضریب نفوذپذیری معادل - جریان قائم در خاک لایه‌ای



(ب) تعیین ضریب نفوذپذیری معادل - جریان افقی در خاک لایه‌ای

اگر $k_{H_1}, k_{H_2}, k_{H_3}, \dots, k_{H_n}$ ضریب نفوذپذیری لایه های منفرد در جهت افقی و $k_{H(eq)}$ ضریب نفوذپذیری معادل در جهت افقی باشد، از قانون Darcy داریم:

$$v = k_{H(eq)} i_{eq}; v_1 = k_{H_1} i_1; v_2 = k_{H_2} i_2; v_3 = k_{H_3} i_3; \dots; v_n = k_{H_n} i_n$$

با جایگزین کردن روابط سرعت در معادله (I) و با توجه به آن که $i_{eq} = i_1 = i_2 = i_3 = \dots = i_n$ نتیجه می شود:

$$k_{H(eq)} = \frac{1}{H} (k_{H_1} H_1 + k_{H_2} H_2 + k_{H_3} H_3 + \dots + k_{H_n} H_n)$$

در شکل بالا (الف) n لایه خاک با جریانی در جهت قائم نشان داده است. در این حالت سرعت جریان از میان تمام لایه ها یکسان است. در هر حال، افت بار کل (h) با مجموع افت بار در تمام لایه ها برابر است. بنابراین:

$$v = v_1 = v_2 = v_3 = \dots = v_n \quad (II) \quad h = h_1 + h_2 + h_3 + \dots + h_n$$

معادله (II) را با استفاده از قانون Darcy می توان به صورت زیر بازنویسی کرد:

$$k_{V(eq)} \left(\frac{h}{H} \right) = k_{V_1} i_1 = k_{V_2} i_2 = k_{V_3} i_3 = \dots = k_{V_n} i_n$$

که در این جا $k_{V_1}, k_{V_2}, k_{V_3}, \dots, k_{V_n}$ ضریب نفوذپذیری لایه های منفرد در جهت قائم و $k_{V(eq)}$ ضریب نفوذپذیری معادل است. باز هم از معادله داریم:

$$h = H_1 i_1 + H_2 i_2 + H_3 i_3 + \dots + H_n i_n$$

از حل معادلات نتیجه می شود:

$$k_{V(eq)} = \frac{H}{\left(\frac{H_1}{k_{V_1}} \right) + \left(\frac{H_2}{k_{V_2}} \right) + \left(\frac{H_3}{k_{V_3}} \right) + \dots + \left(\frac{H_n}{k_{V_n}} \right)}$$

مثال) برای خاک لایه ای نشان داده شده در شکل بالا (ب) داریم:

$$\begin{aligned} k_1 &= 10^{-7} \text{ cm/sec} & H_1 &= 1 \text{ m} \\ k_2 &= 3.2 \times 10^{-2} \text{ cm/sec} & H_2 &= 1.5 \text{ m} \\ k_3 &= 4.1 \times 10^{-5} \text{ cm/sec} & H_3 &= 2 \text{ m} \end{aligned}$$

نسبت نفوذپذیری معادل $\frac{k_{H(eq)}}{k_{V(eq)}}$ را تخمین بزنید.

حل

$$\begin{aligned} k_{V(eq)} &= \frac{H}{\left(\frac{H_1}{k_{V_1}} \right) + \left(\frac{H_2}{k_{V_2}} \right) + \left(\frac{H_3}{k_{V_3}} \right)} \\ &= \frac{1 + 1.5 + 2}{\left(\frac{1}{10^{-7}} \right) + \left(\frac{1.5}{3.2 \times 10^{-2}} \right) + \left(\frac{2}{4.1 \times 10^{-5}} \right)} \\ &= 0.765 \times 10^{-7} \text{ cm/sec} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} k_{H(eq)} &= \frac{1}{H} (k_{H_1} H_1 + k_{H_2} H_2 + k_{H_3} H_3) \\ &= \frac{1}{(1 + 1.5 + 2)} [(10^{-7})(1) + (3.2 \times 10^{-2})(1.5) + (4.1 \times 10^{-5})(2)] \\ &= 10.707 \times 10^{-7} \text{ cm/set} \end{aligned}$$

به این ترتیب:

$$\frac{k_{H(eq)}}{k_{V(eq)}} = \frac{10.707 \times 10^{-7}}{0.765 \times 10^{-7}} \approx 140$$

$$k_{V(eq)} = \frac{H}{\left(\frac{H_1}{k_{V_1}} \right) + \left(\frac{H_2}{k_{V_2}} \right) + \left(\frac{H_3}{k_{V_3}} \right)}$$

فصل ششم : تراوش

در فصل قبل حالت های ساده ای در نظر گرفته شد که کاربرد مستقیم قانون Darcy در مورد آنها مستلزم محاسبه جریان آب درون خاک بود. در بسیاری موارد جریان آب درون خاک نه تنها در یک جهت نیست، بلکه در کل سطح عمود بر جریان نیز یکنواخت نیست. در چنین مواردی جریان آب زیرزمینی معمولاً با استفاده از نمودارهایی به نام شبکه جریان محاسبه می شود. مفهوم شبکه جریان بر اساس معادله پیوستگی Laplace است که در مورد شرایط جریان پایدار در نقطه معینی از توده خاک کاربرد دارد. در بخش های بعدی این فصل، چگونگی به دست آوردن معادله پیوستگی Laplace به همراه کاربرد آن در مسائل تراوش شرح داده می شود.

معادله پیوستگی Laplace

برای به دست آوردن معادله دیفرانسیل پیوستگی Laplace همان طور که در شکل زیر (الف) نشان داده شده است، ردیفی از سپرهای فلزی را در نظر می گیریم که در لایه ای از خاک نفوذپذیر کوبیده شده اند. فرض می شود که ردیف سپرهای فلزی نفوذناپذیرند. جریان پایدار آب از بالا دست به پایین دست از طریق لایه نفوذپذیر، یک جریان دو بعدی است. برای جریان در نقطه A المانی از خاک را در نظر می گیریم. ابعاد این المان dx ، dy و dz است (طول dy بر صفحه کاغذ عمود است). این المان در مقیاس بزرگ در شکل (ب) نشان داده شده است. فرض کنید که v_x و v_z به ترتیب مؤلفه های سرعت جریان در جهت های افقی و عمودی باشند. میزان جریان آب به درون المان خاک در جهت افقی با $v_x dz dy$ و در جهت عمودی $v_z dx dy$ بیان می شود. سرعت جریان خروجی از المان در جهت های افقی و عمودی به ترتیب عبارت است از:

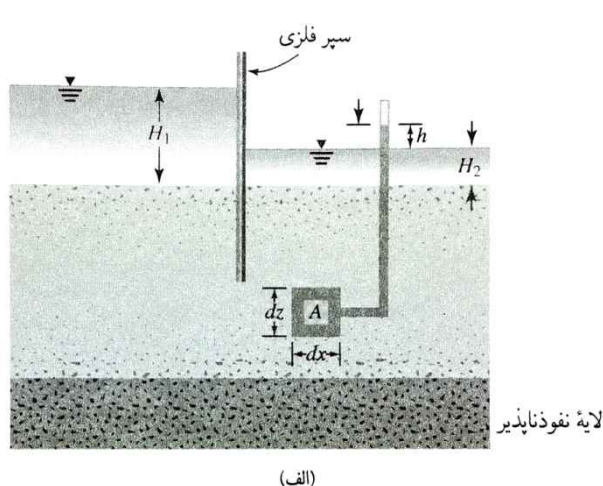
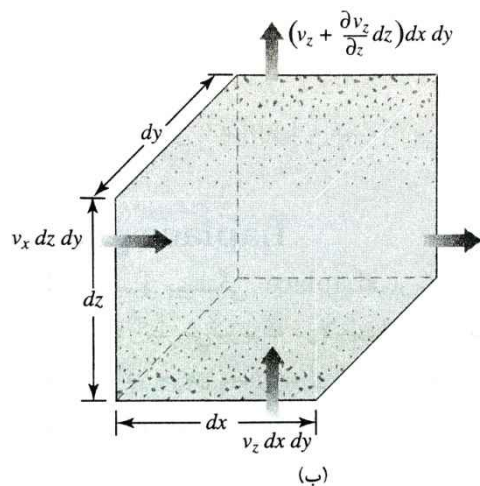
$$(v_x + \frac{\partial v_x}{\partial x} dx) dz dy \quad (v_z + \frac{\partial v_z}{\partial z} dz) dx dy$$

فرض کنید که آب تراکم ناپذیر است و هیچ تغییر حجمی در توده خاک صورت نمی گیرد. می دانیم که کل میزان جریان ورودی باید با کل میزان جریان خروجی برابر باشد. بنابراین:

$$[(v_x + \frac{\partial v_x}{\partial x} dx) dz dy + (v_z + \frac{\partial v_z}{\partial z} dz) dx dy] - [v_x dz dy + v_z dx dy] = 0$$

یا

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_z}{\partial z} = 0$$



با توجه به قانون Darcy سرعت های خروجی را می توان به صورت زیر بیان کرد:

$$v_x = k_x i_x = k_x \frac{\partial h}{\partial x}$$

$$v_z = k_z i_z = k_z \frac{\partial h}{\partial z}$$

که در این جا k_x و k_z به ترتیب ضریب نفوذپذیری در جهت های عمودی و افقی اند.

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0$$

با توجه به معادلات می توان نوشت:

اگر خاک نسبت به ضریب نفوذپذیری همگشت (Isotropic) باشد یعنی $k_x = k_z$ ، معادله پیوستگی قبل برای جریان دو بعدی چنین ساده می شود:

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

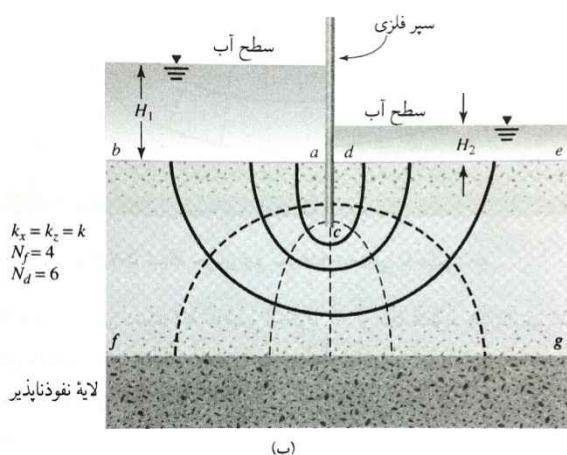
شبکه جریان

معادله پیوستگی در خاک همگشت (Isotropic) نشانگر دو مجموعه منحنی متعامد است، یعنی خطوط جریان و خطوط هم پتانسیل. خط جریان خطی است که ذرات آب در داخل خاک نفوذپذیر در امتداد آن از بالا دست به پایین دست حرکت می کنند. خط هم پتانسیل خطی است که در امتداد آن بار پتانسیل در تمام نقاط یکسان است. بنابراین چنان چه در نقاط مختلف در امتداد یک خط هم پتانسیل پیژومترهایی قرار داده شوند، سطح آب در تمام آنها تا ارتفاع یکسانی بالا می آید. در شکل تعریف خطوط جریان و هم پتانسیل برای جریان موجود در لایه خاک نفوذپذیر در اطراف ردیف سپرهای فلزی شکل بالا نشان داده شده است

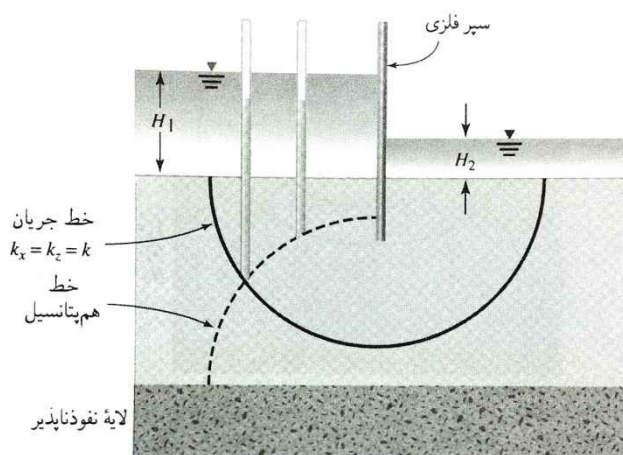
$$(k_x = k_z = k \text{ برای})$$

ترکیب چند خط جریان و خط هم پتانسیل را شبکه جریان می نامند. همان طور که در مقدمه این فصل گفته شد، شبکه جریان برای محاسبه جریان آب زیرزمینی و ارزیابی بار در خاک رس ایجاد می شود. برای ترسیم شبکه جریان باید خطوط جریان و هم پتانسیل را طوری ترسیم کرد که:

- 1- خطوط هم پتانسیل خطوط جریان را با زاویه قائمه قطع کنند.
- 2- المان های تشکیل شده جریان تقریباً مربعی باشند.



(ب)

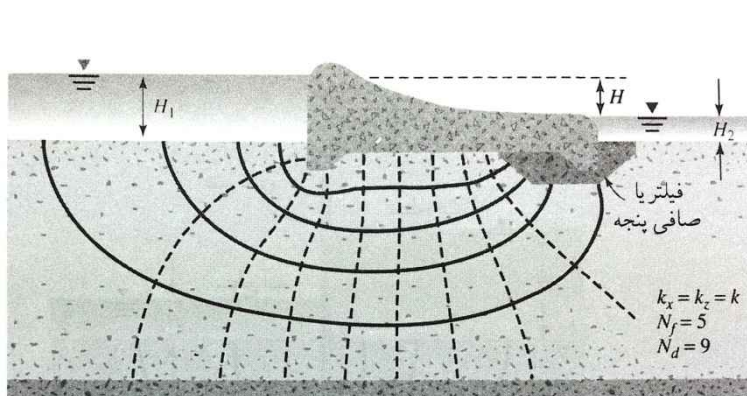


(الف)

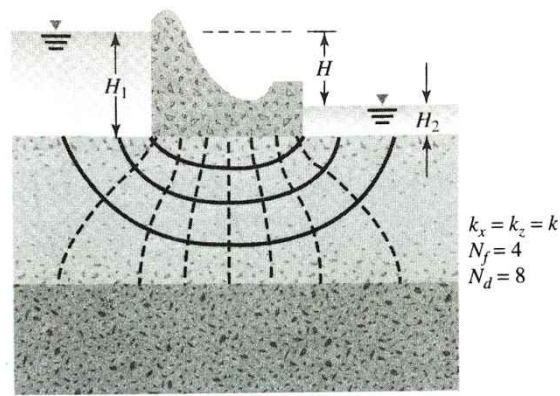
(الف) تعریف خطوط جریان و خطوط هم پتانسیل، (ب) شبکه جریان کامل

در شکل مثالی از یک شبکه جریان کامل نشان داده شده است. دو مثال دیگری از شبکه جریان در لایه نفوذپذیر همگشت (Isotropic) در شکل های زیر نشان داده شده است. در این شکل ها N_f تعداد کانال های جریان در شبکه جریان و N_d تعداد افت های پتانسیل است. ترسیم شبکه جریان مستلزم چند آزمون است. در زمان ایجاد شبکه جریان، شرایط مرزی را در نظر داشته باشید. برای شبکه جریان نشان داده شده در شکل بالا (ب) چهار شرایط مرزی اعمال می شود:

- 1- سطوح بالا دست و پایین دست لایه نفوذپذیر (خطوط ab و de) خطوط هم پتانسیل اند.
- 2- به دلیل هم پتانسیل بودن خطوط ab و de، تمام خطوط جریان آنها را با زاویه قائمه قطع می کنند.
- 3- مرز لایه نفوذپذیر یعنی خط fg و همین طور سطح سپرهای فلزی نفوذپذیر یعنی خط acd، خط جریان است.
- 4- خطوط هم پتانسیل بر fg و acd عموداند.



شبکه جریان زیر سد دارای صافی یا فیلتر پنجه



شبکه جریان در زیر یک سد

محاسبات تراوش از روی شبکه جریان

در هر شبکه جریان، نوار میان دو خط جریان مجاور، کانال جریان نامیده می شود. شکل زیر (الف) یک کانال جریان با خطوط هم پتانسیل تشکیل دهنده المان های مربعی را نشان می دهد. فرض کنید که $h_1, h_2, h_3, h_4, \dots, h_n$ ارتفاع پیزومتری متناظر با خطوط هم پتانسیل باشند. میزان تراوش از کانال جریان در واحد طول (عمود بر مقطع عمودی عبوری از لایه نفوذپذیر) را می توان به صورت زیر محاسبه کرد: از آنجا که هیچ جریانی در عرض خطوط جریان وجود ندارد:

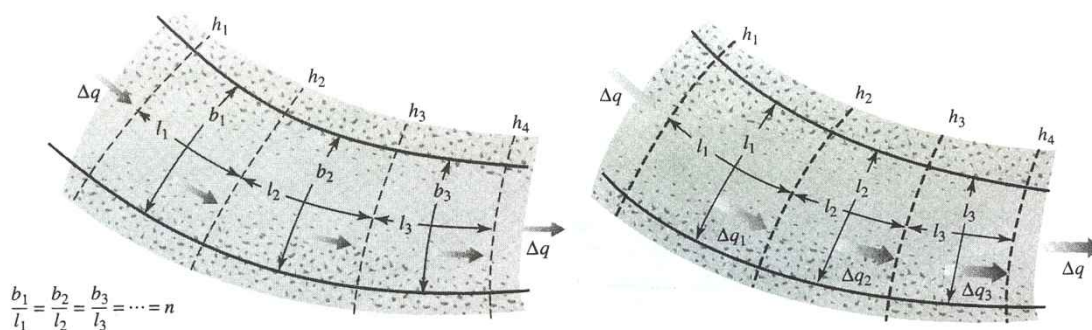
$$\Delta q_1 = \Delta q_2 = \Delta q_3 = \dots = \Delta q$$

با توجه به قانون Darcy، میزان جریان برابر است با: $k_1 A$ ، بنابراین معادله را می توان به صورت زیر نوشت:

$$\Delta q = k \left(\frac{h_1 - h_2}{l_1} \right) l_1 = k \left(\frac{h_2 - h_3}{l_2} \right) l_2 = k \left(\frac{h_3 - h_4}{l_3} \right) l_3 = \dots$$

معادله بالا نشان می دهد که چنانچه المان های جریان به صورت مربع های تقریبی ترسیم شود، میزان افت در بار پیزومتری میان دو خط هم پتانسیل مجاور یکسان است. این افت را افت پتانسیل می نامند. بنابراین:

$$h_1 - h_2 = h_2 - h_3 = h_3 - h_4 = \dots = \frac{H}{N_d}$$



$$\frac{b_1}{l_1} = \frac{b_2}{l_2} = \frac{b_3}{l_3} = \dots = n$$

ب تراوش از طریق کانال جریانی با المان های مستطیلی

الف تراوش از میان کانال جریانی با المان های مربعی

H = اختلاف ارتفاع میان سمت بالا دست و پایین دست.

N_d = تعداد افت های پتانسیل

با توجه به شکل برای هر کانال داریم: $H = H_1 - H_2$ و $N_d = 6$

اگر تعداد کانال های جریان در شبکه جریان N_f باشد، میزان کل جریان از طریق تمام کانال ها در واحد طول را می توان به صورت زیر بیان کرد:

$$q = k \frac{HN_f}{N_d}$$

با وجودی که ترسیم المان های مربعی برای شبکه جریان آسان است، این کار همیشه ضرورت ندارد. در روش دیگر می توان مطابق شکل بالا (ب) برای کانال جریان شبکه مستطیلی ترسیم کرد، البته به شرطی که نسبت های عرض به طول تمام المان های مستطیلی در شبکه جریان یکسان باشد. در این حالت معادله برای میزان جریان عبوری از کانال را می توان به صورت زیر اصلاح کرد:

$$\Delta q = k \left(\frac{h_1 - h_2}{l_1} \right) b_1 = k \left(\frac{h_2 - h_3}{l_2} \right) b_2 = k \left(\frac{h_3 - h_4}{l_3} \right) b_3 = \dots$$

اگر $n = \frac{b_1}{l_1} = \frac{b_2}{l_2} = \frac{b_3}{l_3} = \dots$ (المان های غیر مربعی)، معادلات را می توان به صورت زیر اصلاح کرد:

$$\Delta q = kH \left(\frac{n}{N_d} \right) \quad \boxed{q = kH \left(\frac{N_f}{N_d} \right) n}$$

شکل زیر شبکه جریان برای تراوش در اطراف یک ردیف سپر فلزی را نشان می دهد. توجه داشته باشید که کانال جریان 1 و 2 المان های مربعی دارند. بنابراین میزان جریان عبوری از این دو کانال را می توان از معادله به دست آورد:

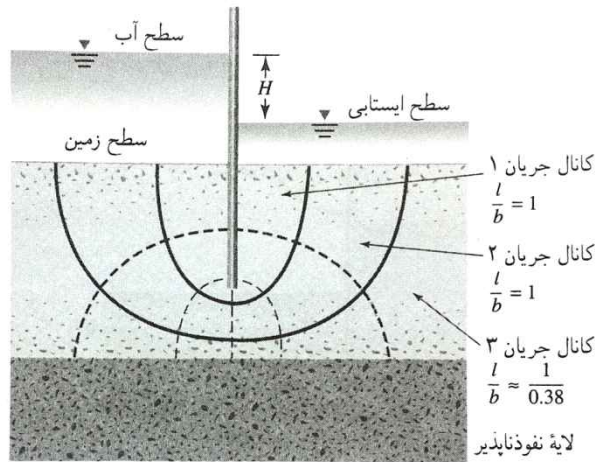
$$\Delta q_1 + \Delta q_2 = \frac{k}{N_d} H + \frac{k}{N_d} H = \frac{2kH}{N_d}$$

کانال جریان 3 المان های مستطیلی دارد. نسبت عرض به طول این المان ها در حدود 0.38 است. بنابراین از معادله داریم:

$$\Delta q_3 = \frac{k}{N_d} H (0.38)$$

به این ترتیب کل میزان تراوش را می توان به صورت زیر بیان کرد:

$$q = \Delta q_1 + \Delta q_2 + \Delta q_3 = 2.38 \frac{kH}{N_d}$$



شبكة جریان برای تراوش در اطراف یک ردیف سپر فلزی

(مثال)

در شکل شبکه جریان اطراف یک ردیف سپر فلزی در لایه‌ای از خاک نفوذپذیر نشان داده شده است. به فرض $k_x = k_z = k = 4.2 \times 10^{-2} \text{ cm/sec}$ ، مطلوب است تعیین: (الف) ارتفاع صعود آب (در بالای سطح زمین) در صورت قرار دادن پیزومترهایی در نقاط a, b, c, d . (ب) میزان تراوش آب از طریق کانال جریان II به ازای واحد طول (عمود بر مقطع نشان داده شده).

حل

(الف) از شکل می‌توان دید که: $N_f = 3$ و $N_d = 6$. اختلاف ارتفاع میان بالا دست و پایین دست 3.5 m است، بنابراین افت بار در هر افت برابر است با: $\frac{3.5}{6} = 0.583 \text{ m}$. نقطه a روی خط هم‌پتانسیل قرار دارد و مفهوم آن این است که افت پتانسیل در نقطه a برابر است با: 0.583 m . آب درون پیزومتر واقع در نقطه a تا ارتفاع a تا ارتفاع $(5 - 0.583) = 4.417 \text{ m}$ بالایی سطح زمین صعود می‌کند. به همین ترتیب، ارتفاع آب در پیزومترهای دیگر عبارت است از:

$$b = (5 - 2 \times 0.583) = 3.834 \text{ m}$$

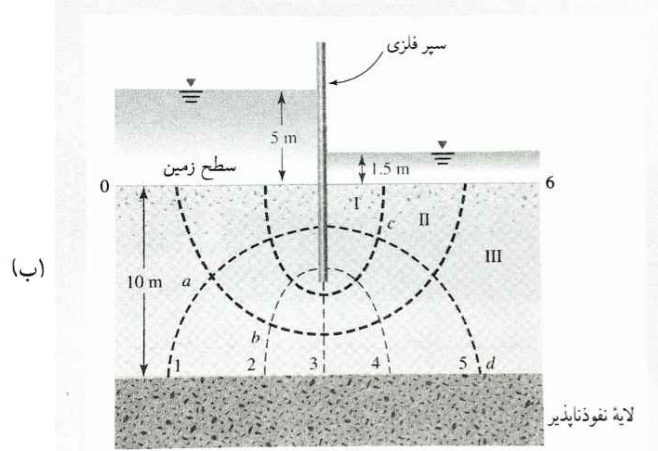
بالای سطح زمین

$$c = (5 - 5 \times 0.583) = 2.085 \text{ m}$$

بالای سطح زمین

$$d = (5 - 5 \times 0.583) = 2.085 \text{ m}$$

بالای سطح زمین



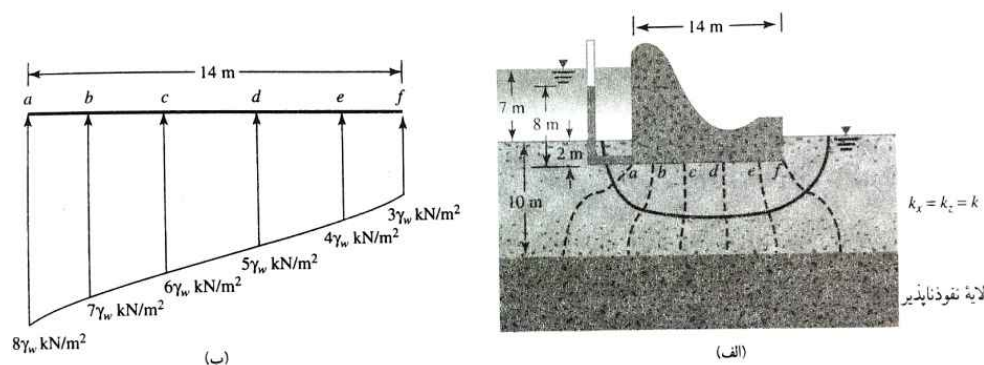
$$\Delta q = k \frac{H}{N_d}$$

$$k = 4.2 \times 10^{-2} \text{ cm/sec} = 4.2 \times 10^{-5} \text{ m/sec}$$

$$\Delta q = (4.2 \times 10^{-5})(0.583) = 2.45 \times 10^{-5} \text{ m}^2/\text{sec/m}$$

زیر فشار در زیر سازه های آبی

از شبکه جریان می توان برای تعیین زیر فشار در پای سازه های آبی استفاده کرد. این مفهوم کلی را می توان با مثالی ساده نشان داد. شکل زیر (الف) بندی را نشان می دهد که پای آن 2m زیر سطح زمین است. شبکه جریان لازم را نیز می توان ترسیم کرد (با فرض آن که $k_x = k_z = k$). نمودار توزیع فشار در پای بند را می توان به صورت زیر از روی خطوط هم پتانسیل به دست آورد.



(الف) بند، و (ب) نیروی زیر فشار در زیر یک سازه آبی

در این شبکه جریان هفت افت هم پتانسیل (Nd) وجود دارد و تفاوت سطح آب بالا دست و پایین دست $H=7m$ است. افت پتانسیل $1 = \frac{H}{7} = \frac{7}{7}$ است. مقدار زیر فشار در نقطه a عبارت است از:

$$a = (\text{بار فشار در } a) \times (\gamma_w) = [(7 + 2) - 1]\gamma_w = 8\gamma_w$$

به همین ترتیب مقدار زیر فشار در نقطه b عبارت است از:

$$b = [9 - (2)(1)]\gamma_w = 7\gamma_w$$

و در نقطه f:

$$f = [9 - (6)(1)]\gamma_w = 3\gamma_w$$

نمودار زیر فشار در شکل ترسیم شده است. نیروی زیر فشار به ازای واحد طول اندازه گیری شده در امتداد محور بند را می توان با پیدا کردن سطح نمودار فشار به دست آورد.

فصل هفتم: تنش های درجا

همان طور که در فصل 2 شرح داده شد، خاک از چند بخش تشکیل شده است. در حجم مشخصی از خاک، ذرات جامد به صورت اتفاقی همراه با فضاهای خالی میانی توزیع شده اند. فضاهای خالی حالت پیوسته دارند و توسط آب و یا هوا پر شده اند. برای تحلیل مسائلی چون تراکم پذیری خاک ها، ظرفیت باربری پی ها، پایداری شيروانی های خاکی و فشار جانبی روی سازه های نگهدارنده خاک باید ماهیت توزیع تنش را در امتداد سطح مقطع معینی از نیمرخ خاک دانست. تحلیل را می توان با در نظر گرفتن خاک اشباع بدون تراوش آغاز کرد.

تنش های موجود در خاک اشباع بدون تراوش

در شکل زیر ستونی از توده خاک اشباع بدون وجود تراوش آب در هیچ جهت نشان داده شده است. تنش کل در تراز نقطه A را می توان از روی وزن مخصوص آب روی آن به دست آورد. بنابراین:

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

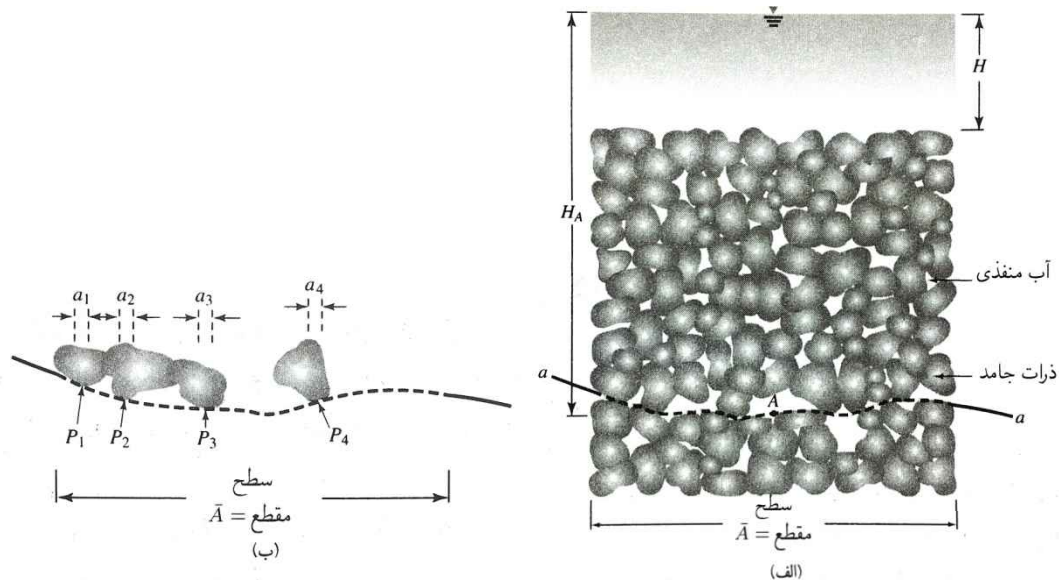
σ = تنش کل در تراز نقطه A γ_w = وزن مخصوص آب γ_{sat} = وزن مخصوص اشباع خاک

H = ارتفاع سطح ایستایی از بالای ستون خاک H_A = ارتفاع سطح ایستایی از بالای ستون ایستایی

تنش کل σ را توسط معادله بیان شد، می توان به دو بخش تقسیم کرد:

1- بخشی که توسط آب موجود در فضاهای خالی پیوسته تحمل می شود. این بخش با شدت یکسانی در تمام جهات وارد می شود.

2- بقیه تنش کل که توسط بخش جامد خاک در نقاط تماس ذرات تحمل می شود. مجموع مؤلفه های عمودی نیروهای ایجاد شده در نقاط تماس ذرات جامد در واحد سطح مقطع توده خاک را تنش مؤثر می نامند.



(الف) تنش مؤثر در ستونی از خاک اشباع بدون تراوش، و (ب) نیروهای وارد بر نقاط تماس ذرات خاک در تراز نقطه A

این موضوع را می توان با ترسیم خط موج دار $a-a$ عبوری از نقطه A مشاهده کرد که تنها از نقاط تماس ذرات جامد عبور می کند. فرض کنید

که $P_1, P_2, P_3, \dots, P_n$ نیروهای وارد در نقاط ذرات خاک اند. مجموع مؤلفه های عمودی تمام این نیروها در واحد سطح مقطع با تنش مؤثر σ برابر است:

$$\sigma = \frac{P_1(v) + P_2(v) + P_3(v) + \dots + P_n(v)}{\bar{A}}$$

به ترتیب مؤلفه های قائم $P_1(v), P_2(v), P_3(v), \dots, P_n(v)$ و \bar{A} سطح مقطع توده خاک مورد نظر.

باز هم چنان چه a_s سطح مقطع اشغال شده با نقاط تماس ذرات جامد با یکدیگر باشد (یعنی $a_s = a_1 + a_2 + a_3 + \dots + a_n$)، فضای اشغال شده با آب برابر است با $(\bar{A} - a_s)$. بنابراین می توان نوشت:

$$\sigma = \sigma' + \frac{u(\bar{A} - a_s)}{\bar{A}} = \sigma' + u(1 - a'_s) \quad (I)$$

$H_A \gamma_w = u$ = فشار آب منفذی (یعنی فشار ایستایی در نقطه A)

$a'_s \sqrt{\bar{A}} = a_s \sqrt{\bar{A}} = a'_s$ = بخشی از سطح مقطع واحد توده خاک که توسط نقاط تماس ذرات جامد با یکدیگر اشغال شده است.

مقدار α_s بسیار کوچک است و آن را می توان برای محدوده فشاری که معمولاً در مسائل عملی وجود دارد، نادیده گرفت. به این ترتیب معادله بالا را می توان به صورت زیر تقریب زد:

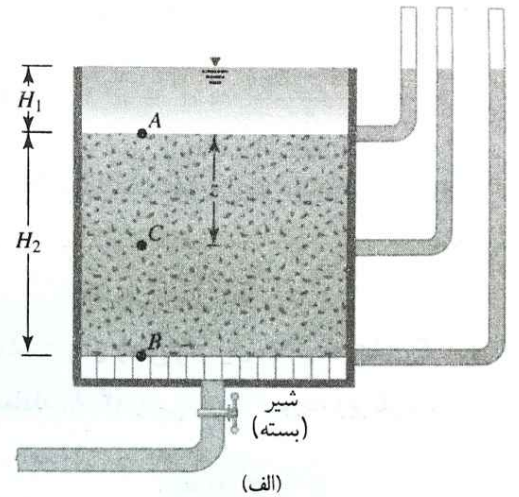
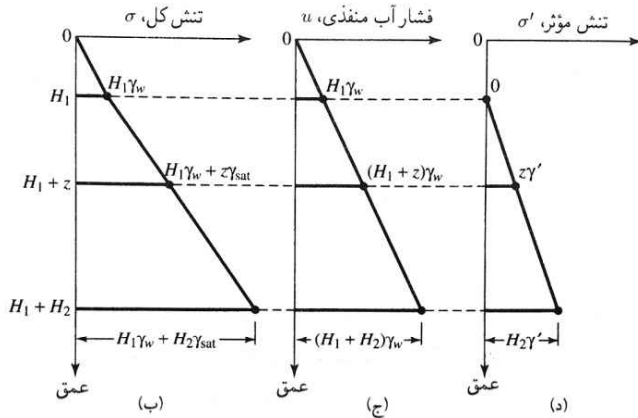
$$\sigma = \sigma' + u$$

که در این جا u را می توان تنش خنثی نیز نامید. با جایگزین کردن معادله به جای σ در معادله نتیجه بالا می شود:

$$\sigma' = [H\gamma_w + (H_A - H)\gamma_{sat} - H_A\gamma_w] - H_A\gamma_w = (H_A - H)(\gamma_{sat} - \gamma_w) = \dot{\gamma} \times (\text{ارتفاع ستون خاک})$$

$\dot{\gamma} = \gamma_{sat} - \gamma_w$ برابر است با وزن مخصوص غوطه ور خاک. بنابراین می توان دید که تنش مؤثر در هر نقطه A مستقل از عمق آب (H) بالای خاک غوطه ور است.

در شکل زیر لایه خاک غوطه ور در یک ظرف بدون تراوش نشان داده شده است. در شکل های زیر (ب تا د) به ترتیب تغییرات تنش کل، فشار آب منفذی و تنش مؤثر لایه خاک غوطه ور درون ظرف بدون تراوش نسبت به عمق نشان داده شده است.



(الف) لایه خاک درون خاک بدون تراوش: تغییرات (ب) تنش کل، (ج) فشار آب منفذی و (د) تنش مؤثر لایه خاک غوطه ور بدون تراوش همراه با عمق

Terzaghi (1936-1925) اصل تنش مؤثر را برای اولین بار مطرح کرد. Skempton (1960) کار Terzaghi را گسترش داد و رابطه ای را در میان تنش کل و تنش مؤثر به شکل معادله (I) پیشنهاد کرد.

به طور خلاصه، تنش مؤثر تقریباً نیرویی است که واحد سطح ساختار خاک تحمل می کند. تنش مؤثر موجود در توده خاک، تغییر حجم و مقاومت را کنترل می کند. افزایش تنش مؤثر موجب تغییر حالت خاک به صورت توده متراکم می شود.

اصل تنش مؤثر احتمالاً مهم ترین مفهوم در مهندسی ژئوتکنیک است. تراکم پذیری و مقاومت برشی خاک تا حد زیادی به تنش مؤثر بستگی دارد. بنابراین مفهوم تنش مؤثر در حل مسائل مهندسی ژئوتکنیک مانند فشار جانبی خاک بر روی سازه های حایل، ظرفیت باربری و نشست پی ها و پایداری شیروانی های خاکی بسیار مهم است.

(مثال)

شکل ۱: نیم رخ از یک خاک را نشان می دهد. مطلوب است محاسبه تنش کل، فشار آب منفذی و تنش مؤثر در نقاط A, B, C و D.



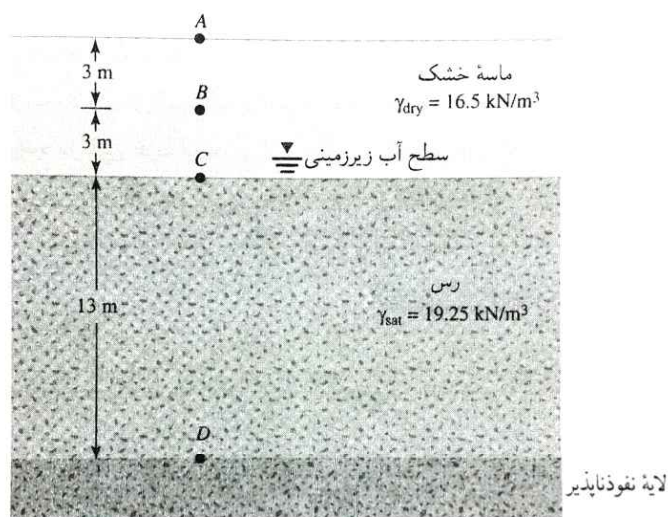
حل

در نقطه A

تنش کل:

$$\sigma_A = 0$$

$$\begin{aligned}
 u_A &= 0 && \text{فشار آب منفذی:} \\
 \sigma'_A &= 0 && \text{تنش مؤثر:} \\
 \sigma_B &= 3\gamma_{\text{dry(sand)}} = 3 \times 16,5 = 49,5 \text{ kN/m}^2 && \text{در نقطه B} \\
 u_B &= 0 \text{ kN/m}^2 \\
 \sigma_{B'} &= 49,5 - 0 = 49,5 \text{ kN/m}^2 \\
 \sigma_C &= 6\gamma_{\text{dry(sand)}} = 6 \times 16,5 = 99 \text{ kN/m}^2 && \text{در نقطه C} \\
 u_C &= 0 \text{ kN/m}^2 \\
 \sigma_{C'} &= 99 - 0 = 99 \text{ kN/m}^2 \\
 \sigma_D &= 6\gamma_{\text{dry(sand)}} + 13\gamma_{\text{sat(clay)}} && \text{در نقطه D} \\
 &= 6 \times 16,5 + 13 \times 19,25 \\
 &= 99 + 250,25 = 349,25 \text{ kN/m}^2 \\
 u_D &= 13\gamma_w = 13 \times 9,81 = 127,53 \text{ kN/m}^2 \\
 \sigma_{D'} &= 349,25 - 127,53 = 221,72 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$



نیمرخ خاک جهت محاسبه تنش کل، فشار آب منفذی و تنش مؤثر

تنش در خاک اشباع با تراوش رو به بالا

در صورت تراوش آب، تنش مؤثر در هر نقطه ای از توده خاک نسبت به حالت ایستای خاک متفاوت است. مقدار تنش بسته به جهت تراوش افزایش یا کاهش می یابد.

شکل زیر لایه ای از یک خاک دانه ای در ظرفی را نشان می دهد که تراوش رو به بالا با افزودن آب از طریق شیر موجود در پایین ظرف ایجاد می شود. میزان جریان آب ثابت نگه داشته می شود. افت بار ناشی از تراوش رو به بالا در بین ترازهای A و B، h است. با به خاطر داشتن این که تنش کل در هر نقطه از توده خاک تنها از وزن خاک و آب بالای آن ناشی می شود، محاسبات تنش مؤثر در نقاط A و B چنین است:

در نقطه A:

- تنش کل: $\sigma_A = H_1 \gamma_w$
- فشار آب منفذی: $u_A = H_1 \gamma_w$
- تنش مؤثر: $\sigma'_A = \sigma_A - u_A = 0$

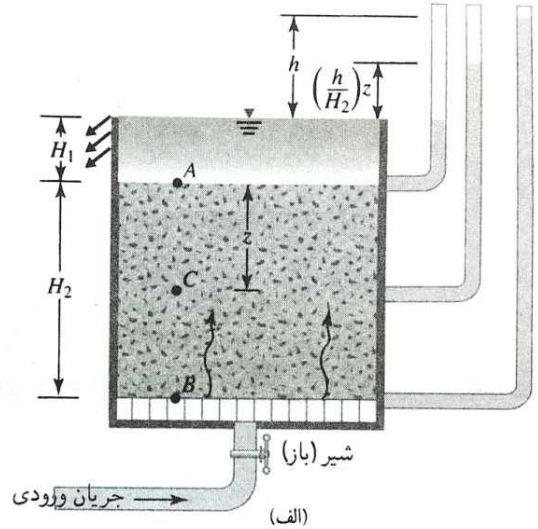
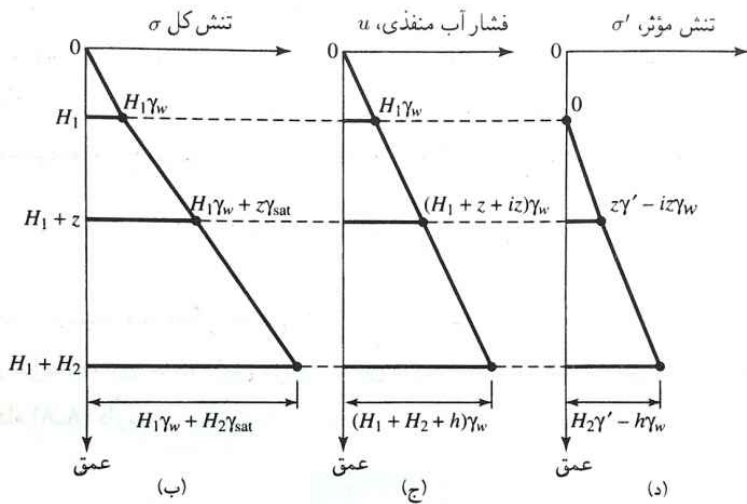
در نقطه B:

- تنش کل: $\sigma_B = H_1 \gamma_w + \gamma_{\text{sat}} H_2$
- فشار آب منفذی: $u_B = (H_1 + H_2 + h) \gamma_w$
- تنش مؤثر: $\sigma'_B = \sigma_B - u_B = H_2 (\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w) - h \gamma_w = H_2 \gamma' - h \gamma_w$

به همین ترتیب تنش مؤثر در نقطه C واقع در عمق Z در زیر سطح خاک را نیز می توان به صورت زیر محاسبه کرد:

در نقطه C:

- تنش کل: $\sigma_C = H_1 \gamma_w + Z \gamma_{\text{sat}}$
- فشار آب منفذی: $u_C = (H_1 + Z + \frac{h}{H_2} Z) \gamma_w$
- تنش مؤثر: $\sigma'_C = \sigma_C - u_C = Z (\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w) - \frac{h}{H_2} Z \gamma_w = Z \gamma' - \frac{h}{H_2} Z \gamma_w$



(الف) لایه خاک موجود در ظرف دارای تراوش رو به بالا: تغییرات (ب) تنش کل، (ج) فشار آب منفذی و (د) تنش مؤثر لایه خاک دارای تراوش رو به بالا همراه با عمق توجه داشته باشید که شیب هیدرولیکی (i) ناشی از جریان است و بنابراین:

$$\sigma'_c = z\gamma' - iz\gamma_w$$

در شکل های بالا (ب تا د) به ترتیب تغییرات تنشی کل، فشار آب منفذی و تنش مؤثر همراه با عمق ترسیم شده اند. مقایسه شکل ها نشان می دهد که تنش مؤثر در نقطه ای واقع در عمق Z از سطح لایه خاک به دلیل تراوش رو به بالای آب به مقدار $iz\gamma_w$ کاهش می یابد. چنان چه میزان تراوش و بنابراین شیب هیدرولیکی به تدریج افزایش یابد، یک شرایط جدی حاصل می شود که در آن نقطه:

$$\sigma'_c = z\gamma' - i_{cr}z\gamma_w = 0$$

i_{cr} شیب هیدرولیکی بحرانی (برای تنش مؤثر صفر).

در این شرایط پایداری خاک از بین می رود. به این شرایط معمولاً شرایط جوشش یا تعلیق گفته می شود. از معادله بالا داریم:

$$i_{cr} = \frac{\gamma'}{\gamma_w}$$

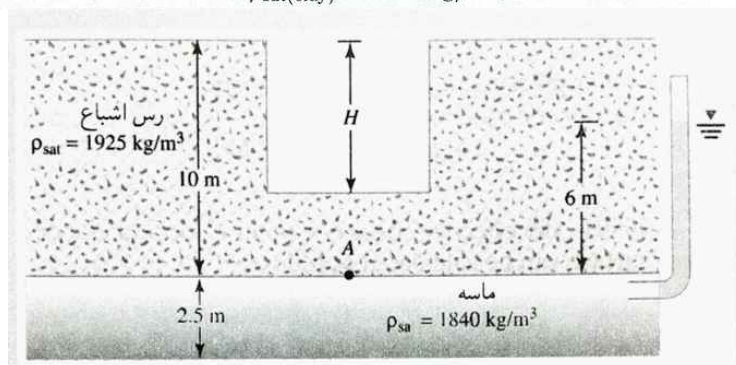
برای اکثر خاک ها، مقدار i_{cr} از 0.9 تا 1.1 با مقدار متوسط 1 متفاوت است. (مثال)

لایه ای از رس اشباع سفت به ضخامت ۱۰ m روی لایه ای از ماسه قرار گرفته است. تحت فشار آرتزین قرار دارد. مطلوب است محاسبه حداکثر عمق H گودی که می توان در این رس حفاری کرد.

حل

با توجه به آن که:

$$\rho_{sat}(\text{clay}) = 1925 \text{ kg/m}^3,$$



داریم:

$$\gamma_{\text{sat}(\text{clay})} = \frac{1925 \times 9.81}{1000} = 18.88 \text{ kN/m}^3$$

به دلیل گودبرداری، فشار سربار برداشته می‌شود. عمقی از گود را که در آن عمق کف گود دچار برآمدگی می‌شود با H مشخص می‌کنیم. حال پایداری در نقطه A را در این زمان در نظر می‌گیریم:

$$\sigma_A = (1^\circ - H)\gamma_{\text{sat}(\text{clay})}$$

$$u_A = 6\gamma_w$$

برای ایجاد برآمدگی، σ'_A باید صفر باشد. بنابراین:

$$\sigma_A - u_A = (1^\circ - H)\gamma_{\text{sat}(\text{clay})} - 6\gamma_w$$

یا

$$(1^\circ - H)18.88 - (6)9.81 = 0$$

$$H = \frac{(1^\circ)18.88 - (6)9.81}{18.88} = 6.88 \text{ m}$$

تنش در خاک اشباع با تراوش رو به پایین

شکل زیر (الف) شرایط تراوش رو به پایین را نشان می‌دهد. سطح آب در داخل ظرف با تنظیم جریان آب ورودی از بالا و جریان آب خروجی از پایین ثابت نگه داشته می‌شود.

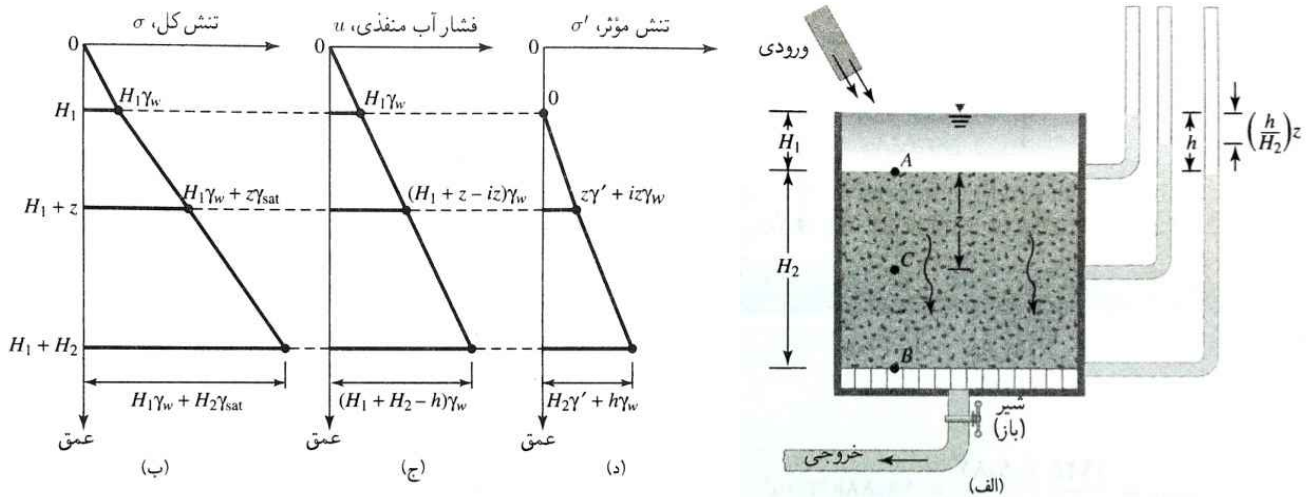
شیب هیدرولیکی ناشی از تراوش رو به پایین برابر است با: $i = h/H_2$. تنش کل، فشار آب منفذی و تنش مؤثر در نقطه C به ترتیب عبارتند از:

$$\sigma_c = H_1\gamma_w + z\gamma_{\text{sat}}$$

$$u_c = (H_1 + z - iz)\gamma_w$$

$$\sigma'_c = (H_1\gamma_w + z\gamma_{\text{sat}}) - (H_1 + z - iz)\gamma_w = z\gamma' + iz\gamma_w$$

هم چنین تغییرات تنش کل، فشار آب منفذی و تنش مؤثر همراه با عمق، به صورت نموداری در شکل های زیر نشان داده شده اند.



(الف) لایه خاک درون ظرف با تراوش رو به پایین: تغییرات (ب) تنش کل، (ج) فشار آب منفذی و (د) تنش مؤثر لایه خاک دارای تراوش رو به پایین همراه با عمق

نیروی تراوش

در بخش پیش نشان داده شد که تراوش باعث افزایش یا کاهش تنش مؤثر در نقطه ای از لایه خاک می شود. اغلب بیان کردن نیروی تراوش در واحد حجم خاک مناسب تر است.

در شکلهای قبل در حالت بدون تراوش نشان داده شد که تنش مؤثر در عمق Z از سطح لایه خاک درون ظرف برابر است با $Z\gamma$. بنابراین نیروی مؤثر روی سطح A عبارت است از:

$$\dot{P}_1 = Z\gamma A$$

(جهت نیروی \dot{P}_1 در شکل زیر الف نشان داده شده است.)

باز هم در صورت وجود تراوش رو به بالای آب در جهت عمودی از میان همان لایه خاک نیروی مؤثر روی سطح A در عمق Z را می توان به صورت زیر بیان کرد:

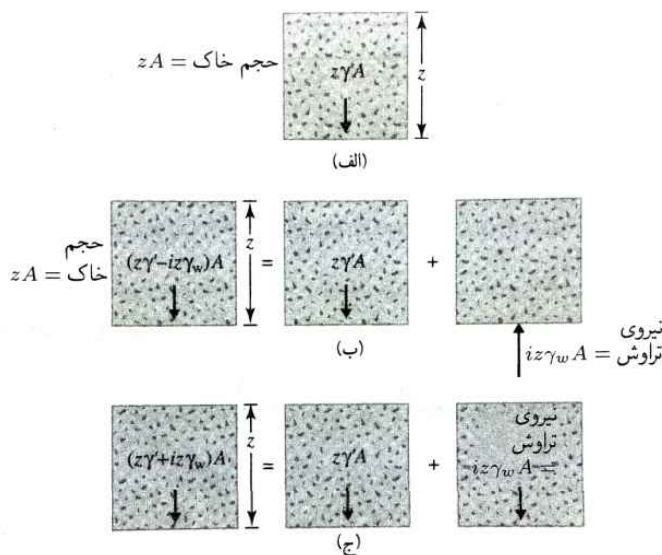
$$\dot{P}_2 = (Z\gamma - iz\gamma_w)A$$

بنابراین کاهش نیروی کل ناشی از تراوش عبارت است از:

$$\dot{P}_1 - \dot{P}_2 = iz\gamma_w A$$

حجم خاک سهمیم در نیروی مؤثر برابر است با zA ، بنابراین نیروی تراوش به ازای واحد حجم خاک عبارت است از:

$$\frac{\dot{P}_1 - \dot{P}_2}{(\text{حجم خاک})} = \frac{iz\gamma_w A}{zA} = i\gamma_w$$



نیروی ناشی از (الف) بدون تراوش، (ب) تراوش رو به بالا و (ج) تراوش رو به پایین روی حجم خاک

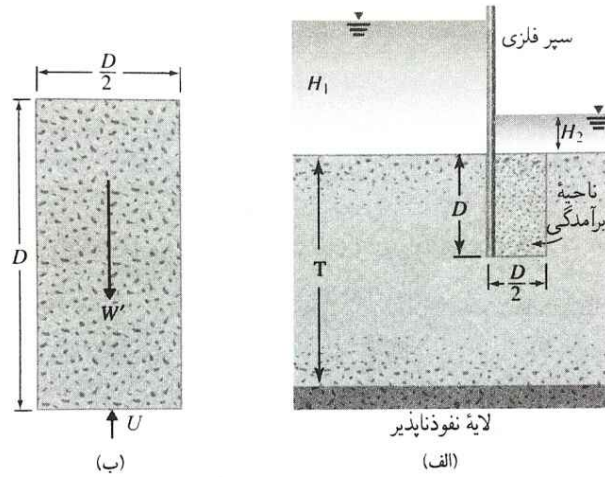
در این حالت نیرو در واحد حجم $(i\gamma_w)$ در جهت رو به بالا وارد می شود، یعنی در جهت جریان. این نیروی رو به بالا در شکل نشان داده شده است. به همین

ترتیب برای تراوش رو به پایین می توان نشان داد که نیروی تراوش در جهت رو به پایین در واحد حجم خاک برابر است با $i\gamma_w$.

از بحث های پیش می توان نتیجه گرفت که نیروی تراوش به ازای واحد حجم خاک برابر است با $i\gamma_w$ و در خاک های همگشت (Isotropic) نیرو در همان جهت جریان وارد می شود. این موضوع برای هر جهتی از جریان صادق است. برای به دست آوردن شیب هیدرولیکی در هر نقطه و بنابراین نیروی تراوش به ازای واحد حجم خاک می توان از شبکه جریان استفاده کرد.

از این مفهوم نیروی تراوش می توان به شکل مؤثری برای به دست آوردن ضریب ایمنی در مقابل برآمدگی در سمت پایین دست سازه های آبی استفاده کرد. برای درک این موضوع، حالتی از جریان را در اطراف یک سپر فلزی در نظر بگیرید. Terzadhi (1922) پس از انجام چند آزمایش روی مدل های مختلف نتیجه

گرفت که برآمدگی معمولاً در محدوده فاصله $\frac{D}{2}$ از سپرهای فلزی صورت می گیرد (D عمق نفوذ سپرهای فلزی در لایه نفوذناپذیر است)، بنابراین پایداری خاک را باید در ناحیه ای با سطح مقطع D در $\frac{D}{2}$ بررسی کرد.



(الف) کنترل برآمدگی در سمت پایین دست یک ردیف سپر فلزی کوبیده شده در لایه خاک نفوذ پذیر و (ب) تصویر بزرگ شده ناحیه برآمدگی ضریب ایمنی در مقابل برآمدگی را می توان به صورت زیر بیان کرد:

$$FS = \frac{\dot{W}}{U}$$

$FS =$ ضریب ایمنی

\dot{W} = وزن غوطه در خاک در ناحیه برآمدگی به ازای واحد طول سپر فلزی

$$\left(\frac{1}{2}\right)D^2\dot{\gamma} = D\left(\frac{D}{2}\right)(\gamma_{sat} - \gamma_w) =$$

$U =$ نیروی زیر فشار ناشی از تراوش روی همان حجم خاک

$$U = (\text{حجم خاک}) \times (i_{av}\gamma_w) = \frac{1}{2}D^2 i_{av}\gamma_w$$

i_{av} = شیب هیدرولیکی متوسط در کف بلوک خاک .

با جایگزین کردن مقادیر \dot{W} و U در معادله می توان نوشت :

$$FS = \frac{\dot{\gamma}}{i_{av}\gamma_w}$$

(مثال)

جریان آب رو به بالا از درون لایه خاک موجود در ظرف نشان داده شده در شکل را در نظر بگیرید. برای ماسه داده های زیر در دست است: نسبت تخلخل $(e) = 0.52$ و چگالی ویژه بخش جامد خاک $= 2.67$.

(الف) مطلوب است محاسبه تنش کل، فشار آب منفذی و تنش مؤثر در نقاط A و B .

(ب) نیروی تراوش رو به بالا به ازای واحد حجم خاک چه قدر است؟

حل

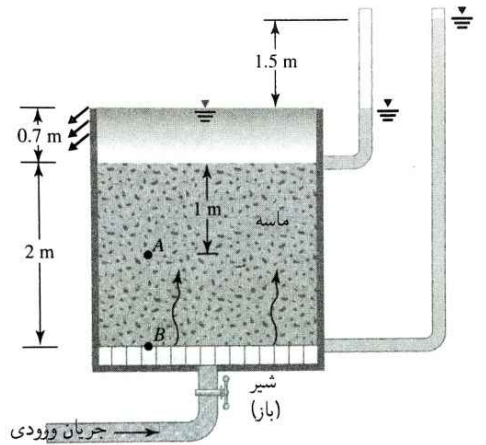
(الف) وزن مخصوص اشباع ماسه به صورت زیر محاسبه می شود:

$$\gamma_{sat} = \frac{(G_s + e)\gamma_w}{1 + e} = \frac{(2.67 + 0.52)9.81}{1 + 0.52} = 20.59 \text{ kN/m}^3$$

حال می توان جدول زیر را تشکیل داد:

حال می توان جدول زیر را تشکیل داد:

نقطه	تنش کل، (kN/m^2) σ	فشار آب منفذی، (kN/m^2) u	تنش مؤثر، (kN/m^2) $\sigma' = \sigma - u$
A	$0.7\gamma_w + 1\gamma_{sat} = (0.7)(9.81) + (1)(20.59) = 27.46$	$\left[(1 + 0.7) + \left(\frac{1.5}{2}\right)(1) \right] \gamma_w = (2.45)(9.81) = 24.03$	3.43
B	$0.7\gamma_w + 2\gamma_{sat} = (0.7)(9.81) + (2)(20.59) = 48.05$	$(2 + 0.7 + 1.5)\gamma_w = (4.2)(9.81) = 41.2$	6.85

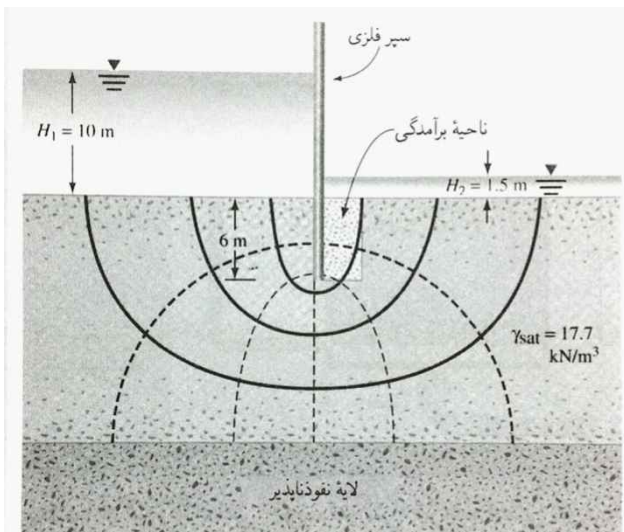


(ب) شیب هیدرولیکی $i = \frac{1.5}{2} = 0.75$. بنابراین نیروی تراوش به ازای واحد حجم را می‌توان به صورت زیر محاسبه کرد:

$$i\gamma_w = (0.75)(9.81) = 7.36 \text{ kN/m}^3$$

جریان رو به بالای آب در میان لایه ماسه درون ظرف

(مثال)



شکل شبکه جریان برای تراوش آب در اطراف یک ردیف سیر فلزی کوبیده شده در لایه خاک نفوذپذیر را نشان می‌دهد. مطلوب است محاسبه ضریب ایمنی در برابر برآمدگی پایین دست با فرض آن که γ_{sat} لایه نفوذپذیر 17.7 kN/m^3 باشد. (توجه: ضخامت لایه نفوذپذیر $T = 18 \text{ m}$).

حل

با توجه به ابعاد ارائه شده در شکل مقطع منشور خاکی که باید در نظر گرفت $3 \text{ m} \times 6 \text{ m}$ است. منشور خاک با مقیاس بزرگ در شکل ترسیم شده است. با استفاده از شبکه جریان می‌توان افت بار را در منشور خاک به صورت زیر محاسبه کرد:

- بار دانش در نقطه $b = \frac{3}{6}(H_1 - H_2)$
- بار دانش در نقطه $c = \frac{1.6}{6}(H_1 - H_2)$

شبکه جریان برای تراوش آب در اطراف سیرهای فلزی کوبیده شده در لایه خاک نفوذپذیر

به همین ترتیب برای دیگر نقاط در امتداد خط bc ، مقدار بار تقریبی محاسبه شده و در شکل نشان داده شده است. مقدار متوسط افت بار در منشور برابر است با: $0.36(H_1 - H_2)$ و شیب هیدرولیکی متوسط عبارت است از:

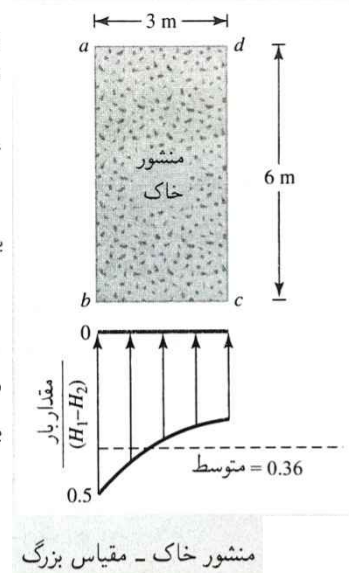
$$i_{\text{av}} = \frac{0.36(H_1 - H_2)}{D}$$

بنابراین ضریب ایمنی برابر است با:

$$FS = \frac{\gamma'}{i_{\text{av}}\gamma_w} = \frac{\gamma'D}{0.36(H_1 - H_2)\gamma_w} = \frac{(17.7 - 9.81)6}{0.36(10 - 1.5) \times 9.81} = 1.58$$

روش حل دیگر
برای این حالت $\frac{D}{T} = \frac{1}{3}$. از جدول ۸-۱ برای $\frac{D}{T} = \frac{1}{3}$ داریم: $C_o = 0.357$. بنابراین از نتیجه می‌شود:

$$FS = \frac{D\gamma'}{C_o\gamma_w(H_1 - H_2)} = \frac{(6)(17.7 - 9.81)}{(0.357)(9.81)(10 - 1.5)} = 1.59$$



منشور خاک - مقیاس بزرگ

استفاده از فیلتر یا صافی جهت افزایش ضریب ایمنی در مقابل برآمدگی

همان طور که در مثال بالا محاسبه شد، ضریب ایمنی در مقابل برآمدگی پایین است. در عمل برای ایمنی سازه حداقل ضریب ایمنی تقریباً 4 تا 5 ضرورت دارد. دلیل پیشنهاد چنین ضریب ایمنی بالایی در وهله نخست به دلیل بی دقتی های ذاتی موجود در تحلیل است. یکی از راه های افزایش ضریب ایمنی در مقابل برآمدگی استفاده از فیلتر یا صافی در پایین دست سازه سپر فلزی است. فیلتر مصالحی دانه ای است که فضاهای باز آن به قدری کوچک است که از حرکت ذرات خاک زیر خود جلوگیری کرده و در همان حال تخلخل آن در حدی است که مقاومت کمی در مقابل تراوش آب از درون خود ایجاد می کند. در شکل زیر ضخامت مصالح فیلتر D_1 است. در این حالت ضریب ایمنی در مقابل برآمدگی را می توان به صورت زیر محاسبه کرد.

وزن غوطه ور خاک و فیلتر در ناحیه برآمدگی به ازای واحد طول سپر فلزی $\dot{W}_F + \dot{W}$ ، که در این جا:

$$\dot{W} = (D) \left(\frac{D}{2}\right) (\gamma_{sat} - \gamma_\omega) = \frac{1}{2} D^2 \dot{\gamma} \quad \dot{W}_F = (D_1) \left(\frac{D}{2}\right) (\dot{\gamma}_F) = \frac{1}{2} D_1 D \dot{\gamma}_F$$

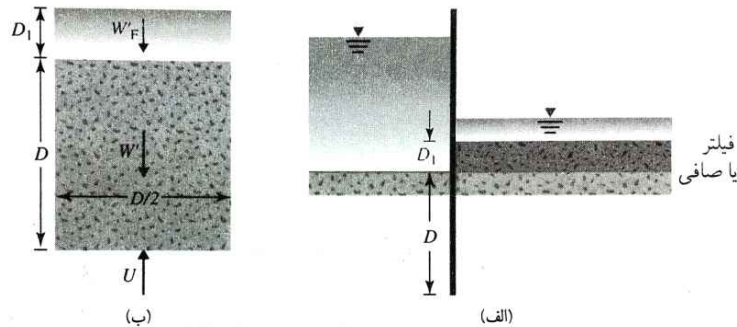
$\dot{\gamma}_F$ = وزن مخصوص مؤثر فیلتر یا صافی .

نیروی زیر فشار ناشی از تراوش روی همان حجم خاک عبارت است از:

$$U = \frac{1}{2} D^2 i_{av} \gamma_\omega$$

به این ترتیب ضریب ایمنی در برابر برآمدگی برابر است با:

$$FS = \frac{W + \dot{W}_F}{U} = \frac{\frac{1}{2} D^2 \dot{\gamma} + \frac{1}{2} D_1 D \dot{\gamma}_F}{\frac{1}{2} D^2 i_{av} \gamma_\omega} = \frac{\dot{\gamma} + \left(\frac{D_1}{D}\right) \dot{\gamma}_F}{i_{av} \gamma_\omega}$$



ضریب ایمنی در مقابل برآمدگی در زمان وجود فیلتر یا صافی

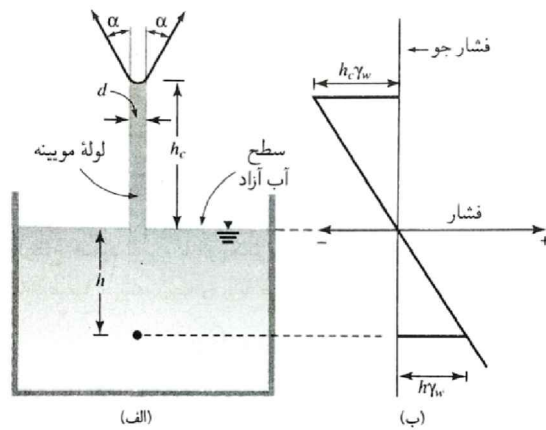
صعود مویینه در خاک

فضاهای خالی پیوسته موجود در خاک به صورت دسته ای از لوله های مویینه با سطح مقطع مختلف عمل می کنند. به دلیل نیروی کشش سطحی، آب تا بالای سطح ایستابی صعود می کند.

در شکل زیر مفهوم اساسی ارتفاع صعود در لوله مویینه نشان داده شده است. ارتفاع صعود آب در لوله مویینه را می توان با حاصل جمع نیروها در جهت قائم بیان کرد:

$$\left(\frac{\pi}{4} d^2\right) h_c \gamma_\omega = \pi d T \cos \alpha \quad h_c = \frac{4T \cos \alpha}{d \gamma_\omega}$$

$$\gamma_\omega = \text{وزن مخصوص آب} \quad d = \text{قطر لوله مویینه} \quad \alpha = \text{زاویه تماس} \quad T = \text{کشش سطحی} \left(\frac{\text{نیرو}}{\text{طول}}\right)$$



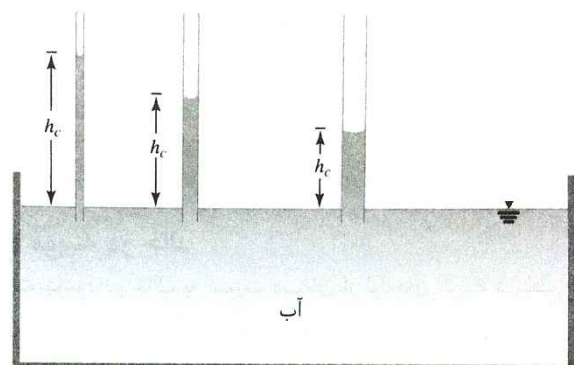
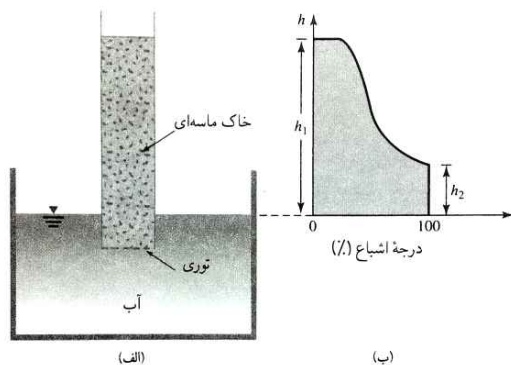
(الف) صعود آب در داخل لوله مویینه و (ب) فشار در محدوده ارتفاع صعود در لوله مویینه (فشار جو مبنا در نظر گرفته شده است).

برای آب خالص و شیشه تمیز، $\alpha = 0$. بنابراین معادله به صورت زیر تبدیل می شود:

$$h_c = \frac{4T}{d\gamma_w}$$

برای آب $T = 72 \frac{mN}{m}$ از معادله بالا دیده می شود که ارتفاع صعود مویینه:

$$h_c \propto \frac{1}{d}$$



(2) تأثیر مویینگی در خاک ماسه‌ای. (الف) ستون خاک در تماس با آب و (ب) تغییرات درجه اشباع در ستون خاک

(1) ماهیت تغییرات صعود مویینه با قطر لوله مویینه

بنابراین هرچه قطر لوله مویینه کوچکتر باشد، صعود مویینه بزرگتر است. این واقعیت را شکل بالا (1) نشان می دهد. با وجودی که امکان کاربرد مفهوم صعود مویینه به صورت نشان داده شده برای لوله مویینه ایده آل در مورد خاک وجود دارد، باید دانست که لوله های مویینه درون خاک به دلیل پیوستگی فضاهای خالی موجود سطح مقطع متغیر دارند. نتایج غیر یکنواختی صعود مویینه را زمانی می توان مشاهده کرد که ستون خشکی از خاک ماسه ای در تماس با آب قرار داده شود (شکل بالا 2). پس از گذشت مدت زمان معین، تغییرات درجه اشباع با ارتفاع ستون خاک در اثر صعود مویینه تقریباً به صورت نشان داده شده است. فراتر از ارتفاع h_2 ، آب تنها می تواند فضاهای خالی کوچکتر را اشغال کند و در نتیجه درجه اشباع کمتر از 100% خواهد بود. حداکثر ارتفاع صعود مویینه به کوچکترین فضاهای خالی مربوط می شود. Hazen (1920) برای تقریب زدن ارتفاع صعود مویینه، رابطه ای را به صورت زیر ارائه کرده است:

$$h_1 (mm) = \frac{C}{e D_{10}}$$

$C =$ مقدار ثابت که از 10 تا $50mm^2$ متغیر است.

$D_{10} =$ اندازه مؤثر (mm) $e =$ نسبت تخلخل

تنش مؤثر در ناحیه صعود مویینه

رابطه کلی میان تنش کل، تنش مؤثر و فشار آب منفذی به صورت زیر در معادله ارائه شد:

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

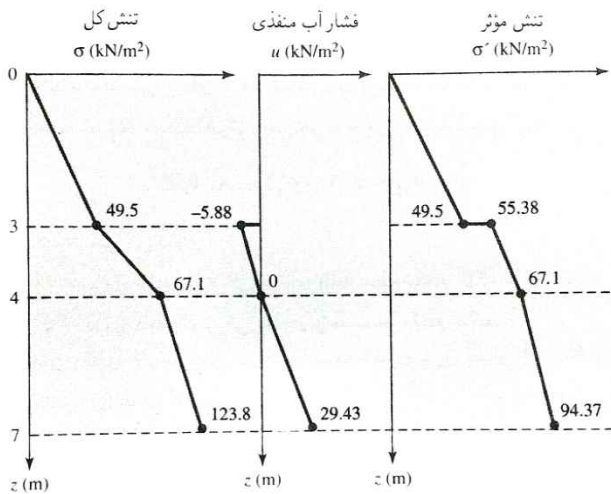
فشار آب منفذی u در نقطه ای واقع در لایه خاک کاملاً اشباع در اثر صعود مویینه برابر است با: $\gamma_w h$ (ارتفاع نقطه مورد نظر از سطح آب زیرزمینی)، البته با فرض آن که فشار جو مبنا قرار داده شود. در صورت اشباع جزئی توسط پدیده مویینگی، آن را می توان به صورت زیر تقریب زد:

$$u = -\left(\frac{S}{100}\right)\gamma_w h$$

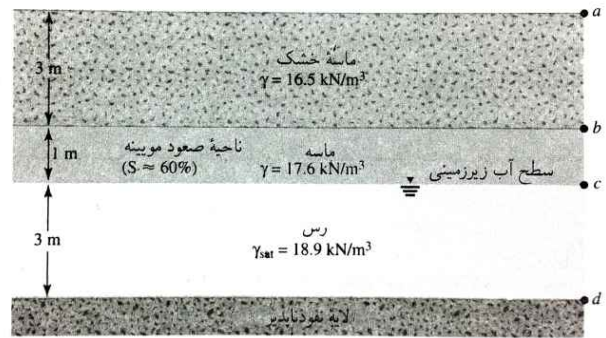
$S =$ درجه اشباع بر حسب درصد.

(مثال)

در شکل ، نیم‌رخ از خاک نشان داده شده است. به ناحیه صعود مویینه در لایه ماسه روی رس توجه کنید. در این ناحیه، درجه متوسط اشباع و وزن مخصوص مرطوب به ترتیب 60% و 17.6 kN/m^3 است. مطلوب است محاسبه و ترسیم تغییرات σ ، u و σ' همراه با عمق.



نمودار تغییرات σ ، u و σ' همراه با عمق



نیم‌رخ خاک دارای صعود مویینه

حل

جدول زیر را می‌توان تشکیل داد:

عمق از سطح زمین m	تنش کل، σ (kN/m^2)	فشار آب منفذی، u (kN/m^2)	تنش مؤثر، σ' (kN/m^2)
۳	درست بالای ناحیه مویینه $(3)(16.5) = 49.5$	۰	۴۹،۵
۴	درست داخل ناحیه مویینه $(3)(16.5) = 49.5$ $(3)(16.5) + (1)(17.6) = 67.1$	$-(S\gamma_w)(1) =$ $-(0.6)(9.81)(1) = -5.88$	۵۵،۳۸ ۶۷،۱
۷	$(3)(16.5) + (1)(17.6) +$ $(3)(18.9) = 123.8$	$3\gamma_w = (3)(9.81) = 29.43$	۹۴،۳۷

نمودار تغییرات σ ، u و σ' همراه با عمق در شکل نشان داده شده است.

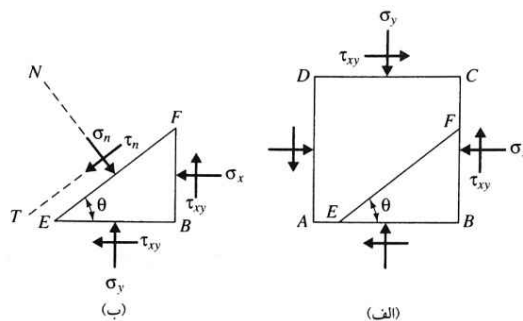
فصل هشتم: تنش در توده خاک

ساخت پی سبب تغییر تنش و معمولاً افزایش خالص تنش می شود. افزایش خالص تنش در خاک به میزان بار در واحد سطح پی، عمق مورد نظر تخمین تنش در زیر پی و عوامل دیگر بستگی دارد. تخمین افزایش خالص تنش عمودی موجود در خاک در نتیجه ساخت پی از نظر محاسبه نشست ضرورت دارد. در این فصل اصول تخمین افزایش عمودی موجود در خاک در اثر انواع مختلف بارگذاری بر اساس نظریه الاستیسیته مورد بحث قرار می گیرد. با وجودی که نهشت های خاک طبیعی در اکثر موارد مصالحی کاملاً الاستیک، همگشت (*Isotropic*) یا همگن نیستند محاسبات تخمین افزایش تنش عمودی نتایج نسبتاً خوبی برای کارهای عملی به دست می دهد.

تنش های عمودی و برشی روی یک سطح

دانشجویان در درس مکانیک خاک با اصول اساسی مکانیک جامدات شکل پذیر آشنا هستند. در این بخش مفاهیم پایه ای تنش های عمودی و برشی وارد به صفحه به طور مختصر بررسی می شود. در شکل زیر المانی دو بعدی از خاک نشان داده شده است که تحت تنش های عمودی و برشی ($\sigma_y > \sigma_x$) قرار دارد. برای تعیین تنش عمودی و تنش برشی روی صفحه EF که با صفحه AB زاویه θ را تشکیل می دهد، باید نمودار جسم آزاد EFB نشان داده شده را در نظر بگیریم، فرض کنید که تنش عمودی و تنش برشی روی صفحه EF به ترتیب σ_n و τ_n باشد. از هندسه می دانیم که:

$$\overline{EB} = \overline{EF} \cos \theta \quad \text{و} \quad \overline{FB} = \overline{EF} \sin \theta$$



(الف) المان خاک با تنش های عمودی و برشی وارد بر آن (ب) نمودار جسم آزاد EFB نشان داده شده در (الف)

از جمع مؤلفه نیروهای وارد بر المان در جهت T و N داریم:

$$\sigma_n(\overline{EF}) = \sigma_x(\overline{EF}) \sin^2 \theta + \sigma_y(\overline{EF}) \cos^2 \theta + 2\tau_{xy}(\overline{EF}) \sin \theta \cos \theta$$

یا

$$\sigma_n = \sigma_x \sin^2 \theta + \sigma_y \cos^2 \theta + 2\tau_{xy} \sin \theta \cos \theta$$

$$\sigma_n = \frac{\sigma_y + \sigma_x}{2} + \frac{\sigma_y - \sigma_x}{2} \cos 2\theta + \tau_{xy} \sin 2\theta \quad (1)$$

باز هم داریم:

$$\tau_n(\overline{EF}) = -\sigma_x(\overline{EF}) \sin \theta \cos \theta + \sigma_y(\overline{EF}) \sin \theta \cos \theta - \tau_{xy}(\overline{EF}) \cos^2 \theta + \tau_{xy}(\overline{EF}) \sin^2 \theta$$

یا

$$\tau_n = \sigma_y \sin \theta \cos \theta - \sigma_x \sin \theta \cos \theta - \tau_{xy}(\cos^2 \theta - \sin^2 \theta)$$

یا

$$\tau_n = \frac{\sigma_y - \sigma_x}{2} \sin 2\theta - \tau_{xy} \cos 2\theta$$

از معادله بالا می توان دید که θ را طوری می توان انتخاب کرد که τ_n صفر شود. با جایگزینی $\tau_n = 0$ نتیجه می شود:

$$\tan 2\theta = \frac{2\tau_{xy}}{\sigma_y - \sigma_x} \quad (2)$$

برای مقادیر معین σ_x ، σ_y ، و τ_{xy} ، از معادله (2) دو مقدار برای θ به دست می آید که 90° با هم اختلاف دارند. این به مفهوم آن است که دو صفحه عمود بر هم وجود دارد که تنش برشی روی آنها صفر است. این صفحات را صفحات اصلی می نامند. تنش های عمودی وارد بر صفحات اصلی را تنش های اصلی می نامند. مقدار تنش های اصلی را می توان با جایگزین کردن معادله (2) در معادله (1) به دست آورد که به این ترتیب داریم:

تنش اصلی حداکثر:

$$\sigma_n = \sigma_1 = \frac{\sigma_y + \sigma_x}{2} + \sqrt{\left[\frac{(\sigma_y - \sigma_x)}{2}\right]^2 + \tau_{xy}^2}$$

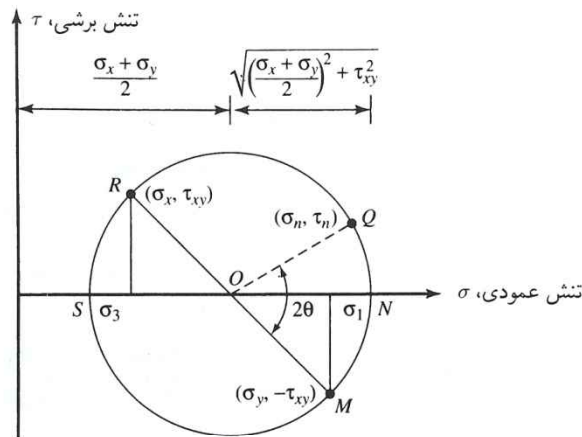
تنش اصلی حداقل:

$$\sigma_n = \sigma_3 = \frac{\sigma_y + \sigma_x}{2} - \sqrt{\left[\frac{(\sigma_y - \sigma_x)}{2}\right]^2 + \tau_{xy}^2}$$

تنش عمودی و تنش برشی وارد بر هر صفحه را می توان با ترسیم دایره Mohr به صورت نشان داده شده در شکل زیر نیز به دست آورد. در دایره Mohr از قرارداد علامت زیر استفاده می شود: تنش های عمودی فشاری مثبت در نظر گرفته می شوند و تنش های برشی در صورتی مثبت در نظر گرفته می شوند که طوری روی سطوح مخالف المان وارد شوند که آن را در خلاف جهت حرکت عقربه های ساعت بچرخانند.

برای صفحه AD از المان خاک نشان داده شده در شکل صفحه قبل، الف تنش عمودی σ_x و تنش برشی τ_{xy} است.

نقاط R و M در شکل زیر به ترتیب نشانگر شرایط تنش روی صفحات AD و AB است. نقطه O محل تقاطع محور تنش عمودی با خط RM است. دایره MNQRS که به مرکز O و به شعاع OR رسم می شود، دایره Mohr شرایط تنش مورد نظر است. شعاع دایره Mohr برابر است با: تنش روی صفحه EF را می توان با حرکت به اندازه زاویه 2θ (یعنی دو برابر زاویه که صفحه EF در جهت خلاف حرکت عقربه های ساعت با صفحه AB در شکل صفحه قبل الف تشکیل می دهد) در خلاف جهت حرکت عقربه های ساعت از نقطه M در امتداد محیط دایره Mohr تا رسیدن به نقطه Q به دست آورد. طول و عرض نقطه Q به ترتیب نشانگر تنش عمودی σ_n و تنش برشی τ_n وارد بر صفحه EF است.



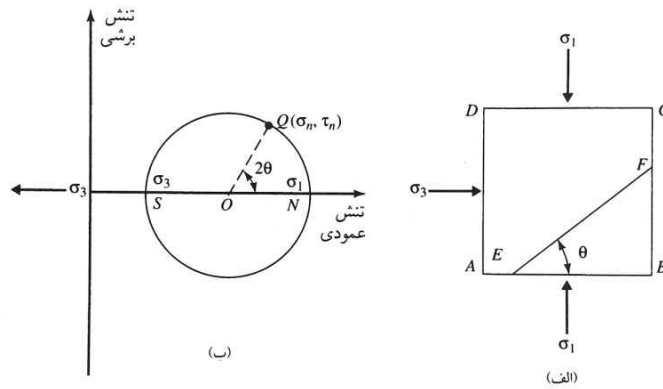
اصول دایره Mohr

از آن جا که عرض (یعنی تنش برشی) نقاط N و S صفر است، این نقاط نشانگر تنش های روی صفحات اصلی اند. طول نقطه N برابر است با σ_1 و طول نقطه S برابر است با σ_3 .

به عنوان یک حالت ویژه چنان چه صفحات AB و AD صفحات اصلی و فرعی باشند، تنش عمودی و تنش برشی روی صفحه EF را می توان با جایگزین کردن $\tau_{xy} = 0$ به دست آورد. معادلات نشان می دهند که $\sigma_x = \sigma_3$ و $\sigma_y = \sigma_1$ ، بنابراین:

$$\sigma_n = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos 2\theta \quad \tau_n = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin 2\theta$$

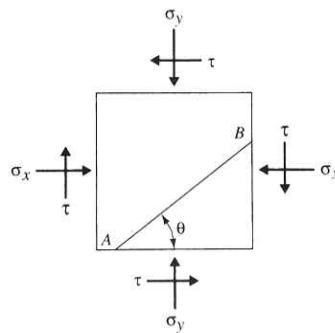
دایره Mohr این شرایط تنش در شکل زیر ب نشان داده شده است. طول و عرض نقطه Q به ترتیب نشانگر تنش عمودی و تنش برشی روی صفحه EF است.



شکل المانی از خاک با صفحات اصلی و فرعی AD, AB و دایره Mohr المان خاک نشان داده شده در (الف)

(مثال)

شکل المانی از خاک را نشان می‌دهد. اندازه تنش‌ها عبارتند از: $\sigma_x = 120 \text{ kN/m}^2$, $\sigma_y = 300 \text{ kN/m}^2$ و $\tau = 40 \text{ kN/m}^2$. $\theta = 20^\circ$ مطلوب است تعیین: (الف) مقدار تنش‌های اصلی. (ب) تنش‌های عمودی و برشی روی صفحه AB.



المان خاک با تنش‌های وارد بر آن

حل
(الف)

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r \\ \sigma_1 \end{aligned} \right\} = \frac{\sigma_y + \sigma_x}{2} \pm \sqrt{\left[\frac{\sigma_y - \sigma_x}{2} \right]^2 + \tau_{xy}^2}$$

$$= \frac{300 + 120}{2} \pm \sqrt{\left[\frac{300 - 120}{2} \right]^2 + (-40)^2}$$

$$\sigma_1 = 308,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_r = 111,5 \text{ kN/m}^2$$

(ب)

$$\sigma_n = \frac{\sigma_y + \sigma_x}{2} + \frac{\sigma_y - \sigma_x}{2} \cos 2\theta + \tau \sin 2\theta$$

$$= \frac{300 + 120}{2} + \frac{300 - 120}{2} \cos(2 \times 20) + (-40) \sin(2 \times 20)$$

$$= 252,23 \text{ kN/m}^2$$

$$\tau_n = \frac{\sigma_y - \sigma_x}{2} \sin 2\theta - \tau \cos 2\theta$$

$$= \frac{300 - 120}{2} \sin(2 \times 20) - (-40) \cos(2 \times 20)$$

$$= 88,49 \text{ kN/m}^2$$

تنش ناشی از بار متمرکز

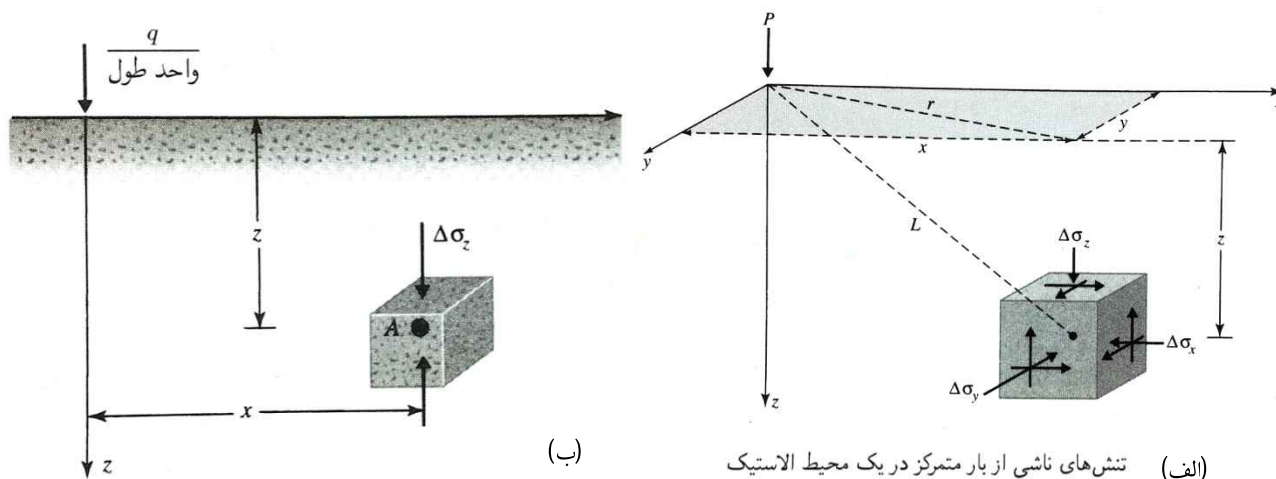
Boussinesq (1883) مسأله تنش های ایجاد شده در هر نقطه ای از یک محیط همگن، الاستیک و همگشت (*Isotropic*) ناشی از اعمال بار متمرکز روی سطح یک نیم فضای نامتناهی را حل کرده است. بر اساس شکل زیر (الف)، حل *Boussinesq* برای تنش های عمودی در یک نقطه در اثر بار متمرکز P عبارت است:

$$\Delta\sigma_z = \frac{3Pz^3}{2\pi L^5} = \frac{3P}{2\pi} \frac{z^3}{(r^2+z^2)^{5/2}}$$

$$L = \sqrt{x^2 + y^2 + z^2} = \sqrt{r^2 + z^2}$$

$\mu =$ نسبت *Poisson*

$$r = \sqrt{x^2 + y^2}$$



بار خطی روی سطح توده خاک نیمه نامتناهی

(الف) تنش های ناشی از بار متمرکز در یک محیط الاستیک

تنش عمودی ناشی از بار خطی

در شکل بالا (ب) بار خطی انعطاف پذیری با طول نامحدود و شدت q در واحد طول روی سطح توده خاک نیمه نامتناهی نشان داده شده است. افزایش تنش عمودی $\Delta\sigma_z$ در داخل توده خاک را می توان با اصول نظریه الاستیسیته شرح داد و یا:

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

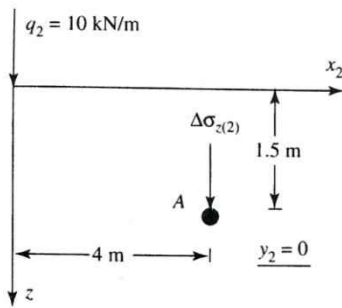
(مثال)

در شکل الف دو بار خطی و یک بار متمرکز وارد بر سطح زمین نشان داده شده اند. مطلوب است تعیین افزایش تنش عمودی در نقطه A واقع در عمق 1.5m سطح زمین.

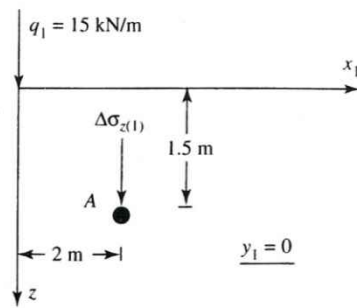
حل

با توجه به شکل های ا ب تا : داریم:

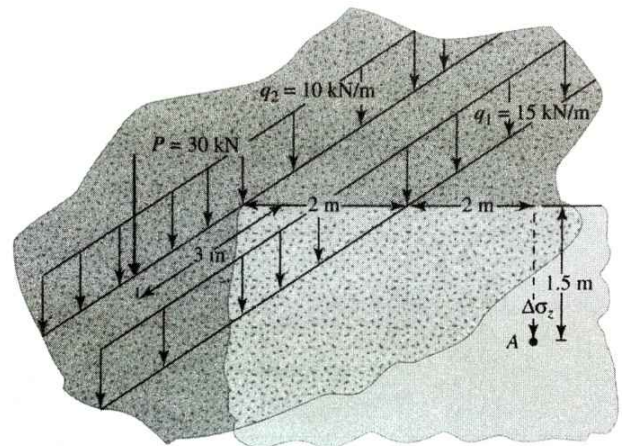
$$\begin{aligned} \Delta\sigma_z &= \Delta\sigma_{z(1)} + \Delta\sigma_{z(2)} + \Delta\sigma_{z(3)} \\ &= \frac{2q_1z^3}{\pi(x_1^2+z^2)^2} + \frac{2q_2z^3}{\pi(x_2^2+z^2)^2} + \frac{3P}{2\pi} \frac{z^3}{(r^2+z^2)^{5/2}} \\ &= \frac{(2)(15)(1.5)^3}{\pi[(2)^2+(1.5)^2]^2} + \frac{(2)(10)(1.5)^3}{\pi[(4)^2+(1.5)^2]^2} + \frac{(3)(30)}{(2)(\pi)} \frac{(1.5)^3}{\{[(3)^2+(4)^2]+(1.5)^2\}^{5/2}} \\ &= 0.825 + 0.065 + 0.012 = 0.902 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$



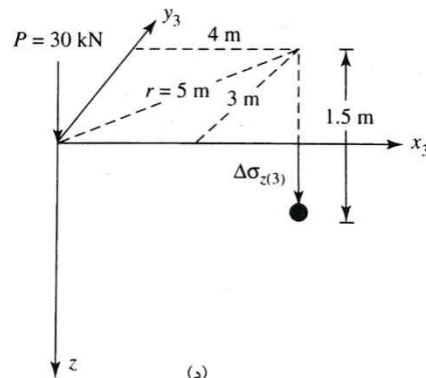
(ج)



(ب)



(الف)

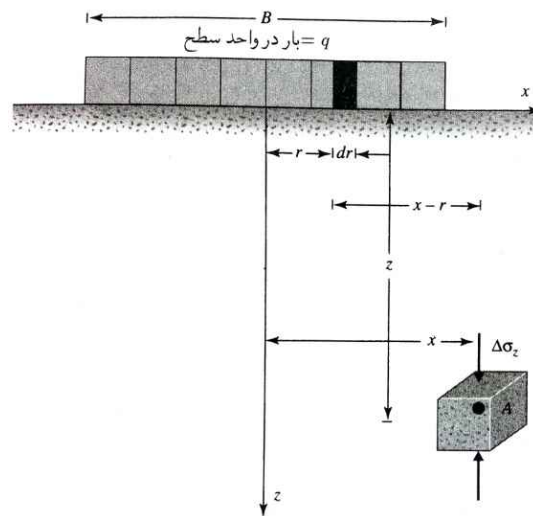


(د)

تنش عمودی ناشی از بار نواری (عرض محدود و طول نامحدود)

از معادله پایه ای افزایش تنش عمودی ناشی از بار خطی در نقطه ای در داخل توده خاک می توان برای تعیین تنش عمودی ناشی از بار نواری انعطاف پذیری با عرض B در یک نقطه معین استفاده کرد. مقدار بار موجود در واحد سطح نوار نشان داده شده در شکل زیر را q فرض کنید. در صورت در نظر گرفتن المانی نواری به عرض dr ، مقدار بار به ازای واحد طول این نوار qdr خواهد بود. این المان نواری را می توان همچون بار خطی در نظر گرفت. معادله (3) افزایش تنش عمودی $d\sigma_z$ ناشی از این بار نواری المانی را در نقطه A در داخل توده خاک به دست می دهد. برای محاسبه افزایش تنش عمودی باید qdr را به جای q و $(x-r)$ را به جای x جایگزین کرد. به این ترتیب داریم:

$$d\sigma_z = \frac{2(qdr)z^3}{\pi[(x-r)^2+z^2]^2}$$



تنش عمودی ناشی از بار نواری انعطاف پذیر

تنش عمودی در زیر مرکز سطح دایره ای با بار یکنواخت

با استفاده از راه حل *Boussinesq* برای تنش عمودی $\Delta\sigma_z$ ناشی از بار متمرکز می توان رابطه ای برای تنش عمودی در زیر مرکز یک سطح دایره ای انعطاف پذیر با بار یکنواخت به دست آورد.

با توجه به شکل زیر، شدت بار روی سطح دایره ای به شعاع R را q در نظر بگیرید. بار کل روی المان سطح (در شکل سایه خورده نشان داده شده است) برابر است با: $q r dr d\alpha$. تنش عمودی $d\sigma_z$ ناشی از بار روی المان سطح (که آن را می توان بار متمرکز فرض کرد) در نقطه A را می توان از چنین به دست آورد:

$$d\sigma_z = \frac{3(qrdrd\alpha)}{2\pi} \frac{z^3}{(r^2+z^2)^{5/2}}$$

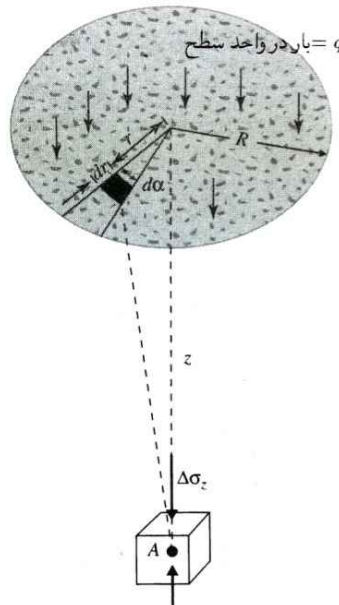
افزایش تنش ناشی از کل سطح بارگذاری شده در نقطه A را می توان با انتگرال گیری از معادله بالا به دست آورد:

$$\Delta\sigma_z = \int d\sigma_z = \int_{\alpha=0}^{\alpha=2\pi} \int_{r=0}^{r=R} \frac{3q}{2\pi} \frac{z^3 r}{(r^2+z^2)^{5/2}} dr d\alpha$$

به این ترتیب:

$$\Delta\sigma_z = q \left\{ 1 - \frac{1}{\left[\left(\frac{R}{z} \right)^2 + 1 \right]^{3/2}} \right\} \quad (4)$$

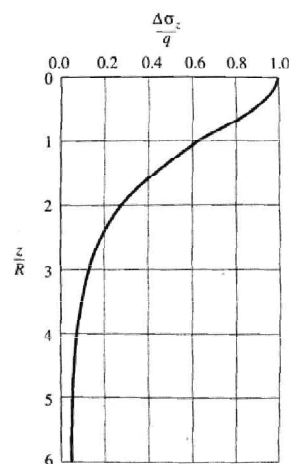
تغییرات $\Delta\sigma_z/q$ نسبت به z/R حاصل از معادله بالا در جدول زیر ارائه شده است. هم چنین نمودار این تغییرات در شکل نشان داده شده است. مقدار $\Delta\sigma_z$ به سرعت همراه با عمق کاهش می یابد و در $z = 5R$ به حدود 6% می رسد که همان شدت فشار در سطح زمین است.



تنش عمودی در زیر مرکز سطح دایره ای انعطاف پذیر با بار یکنواخت

تغییرات $\Delta\sigma_z/q$ نسبت به z/R

z/R	$\Delta\sigma_z$
0	1
0,2	0,9999
0,5	0,9998
1,0	0,9990
2,0	0,9925
4,0	0,9488
5,0	0,9106
8,0	0,7562
1,0	0,6465
1,5	0,4224
2,0	0,2845
2,5	0,1996
3,0	0,1436
4,0	0,0869
5,0	0,0571

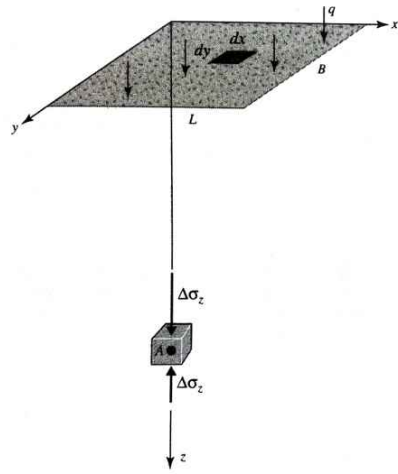


تنش در زیر مرکز سطح دایره ای انعطاف پذیر با بارگذاری یکنواخت

تنش عمودی ناشی از سطح بارگذاری شده مستطیلی

از راه حل *Boussinesq* می توان برای محاسبه افزایش تنش عمودی در زیر سطح بارگذاری شده مستطیلی انعطاف پذیر استفاده کرد (شکل زیر). سطح بارگذاری شده به طول L و عرض B در سطح زمین قرار دارد. مقدار بار یکنواخت در واحد سطح q است. برای تعیین افزایش تنش عمودی $(\Delta\sigma_z)$ در نقطه A واقع در عمق Z در زیر گوشه سطح مستطیلی باید المان مستطیلی کوچک $dxdy$ را از سطح در نظر گرفت. بار روی این المان سطح را می توان به صورت زیر بیان کرد:

$$dq = qdxdy$$



تنش عمودی در زیر گوشه سطح مستطیلی انعطاف پذیر با بار یکنواخت

افزایش تنش $(d\sigma_z)$ ناشی از بار dq در نقطه A را می توان با استفاده از معادلات تعیین کرد. برای این منظور باید $dq = q dx dy$ را با $r^2 = x^2 + y^2$ جایگزین کرد بنابراین:

$$d\sigma_z = \frac{3q dx dy z^3}{2\pi(x^2 + y^2 + z^2)^{\frac{5}{2}}}$$

اکنون می توان افزایش تنش ناشی از کل سطح بارگذاری شده در نقطه A را با انتگرال گیری از معادله قبل تعیین کرد. به این ترتیب داریم:

$$\Delta\sigma_z = \int d\sigma_z = \int_{y=0}^B \int_{x=0}^L \frac{3qz^3(dx dy)}{2\pi(x^2 + y^2 + z^2)^{\frac{5}{2}}} = qI_3$$

که در این جا:

$$I_3 = \frac{1}{4\pi} \left[\frac{2mn\sqrt{m^2+n^2+1}}{m^2+n^2+m^2n^2+1} \left(\frac{m^2+n^2+2}{m^2+n^2+1} \right) + \tan^{-1} \left(\frac{2mn\sqrt{m^2+n^2+1}}{m^2+n^2-m^2n^2+1} \right) \right]$$

$$m = \frac{B}{z}$$

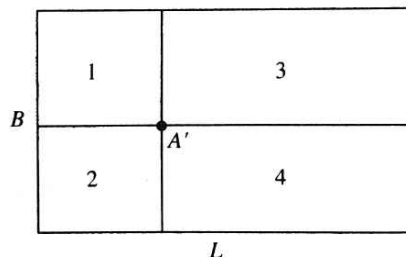
$$n = \frac{L}{z}$$

تغییرات I_3 نسبت به m و n در جدول زیر نشان داده شده است.

افزایش تنش در هر نقطه ای در زیر سطح بارگذاری شده مستطیلی را می توان با استفاده از معادله بالا به دست آورد. این موضوع را می توان با توجه به شکل زیر شرح داد. فرض کنید که می خواهیم تنش در نقطه ای واقع در زیر نقطه A در عمق Z را به دست آوریم. همان طور که دیده می شود، سطح بارگذاری شده را می توان به چهار مستطیل تقسیم کرد. نقطه A' نقطه مشترک گوشه هر چهار مستطیل است. اکنون می توان افزایش تنش ناشی از هر سطح مستطیلی در عمق Z در زیر نقطه A' را با استفاده از معادله بالا محاسبه کرد. کل افزایش تنش ناشی از تمام سطح بارگذاری شده را می توان به صورت زیر بیان کرد:

$$\Delta\sigma_z = q[I_{3(1)} + I_{3(2)} + I_{3(3)} + I_{3(4)}]$$

$$= I_{3(4)} I_{3(3)} I_{3(2)} I_{3(1)} \quad 1, 2, 3, 4 \text{ مربوط به مستطیل های } I_3$$



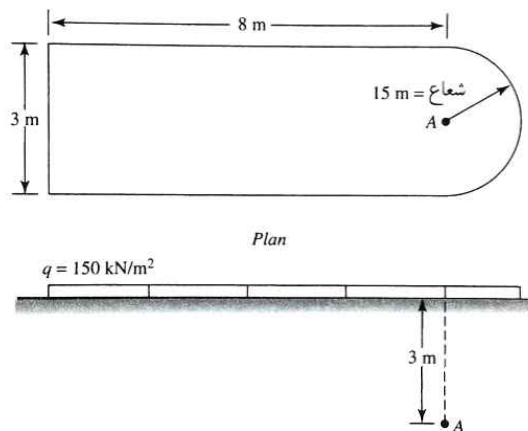
تغییرات I_z نسبت به m و n

n	m									
	۰٫۱	۰٫۲	۰٫۳	۰٫۴	۰٫۵	۰٫۶	۰٫۷	۰٫۸	۰٫۹	۱٫۰
۰٫۱	۰٫۰۰۴۷	۰٫۰۰۹۲	۰٫۰۱۳۲	۰٫۰۱۶۸	۰٫۰۱۹۸	۰٫۰۲۲۲	۰٫۰۲۴۲	۰٫۰۲۵۸	۰٫۰۲۷۰	۰٫۰۲۷۹
۰٫۲	۰٫۰۰۹۲	۰٫۰۱۷۹	۰٫۰۲۵۹	۰٫۰۳۲۸	۰٫۰۳۸۷	۰٫۰۴۳۵	۰٫۰۴۷۴	۰٫۰۵۰۴	۰٫۰۵۲۸	۰٫۰۵۴۷
۰٫۳	۰٫۰۱۳۲	۰٫۰۲۵۹	۰٫۰۳۷۴	۰٫۰۴۷۴	۰٫۰۵۵۹	۰٫۰۶۲۹	۰٫۰۶۸۶	۰٫۰۷۳۱	۰٫۰۷۶۶	۰٫۰۷۹۴
۰٫۴	۰٫۰۱۶۸	۰٫۰۳۲۸	۰٫۰۴۷۴	۰٫۰۶۰۲	۰٫۰۷۱۱	۰٫۰۸۰۱	۰٫۰۸۷۳	۰٫۰۹۳۱	۰٫۰۹۷۷	۰٫۱۰۱۳
۰٫۵	۰٫۰۱۹۸	۰٫۰۳۸۷	۰٫۰۵۵۹	۰٫۰۷۱۱	۰٫۰۸۴۰	۰٫۰۹۴۷	۰٫۱۰۳۴	۰٫۱۱۰۴	۰٫۱۱۵۸	۰٫۱۲۰۲
۰٫۶	۰٫۰۲۲۲	۰٫۰۴۳۵	۰٫۰۶۲۹	۰٫۰۸۰۱	۰٫۰۹۴۷	۰٫۱۰۶۹	۰٫۱۱۶۸	۰٫۱۲۴۷	۰٫۱۳۱۱	۰٫۱۳۶۱
۰٫۷	۰٫۰۲۴۲	۰٫۰۴۷۴	۰٫۰۶۸۶	۰٫۰۸۷۳	۰٫۱۰۳۴	۰٫۱۱۶۹	۰٫۱۲۷۷	۰٫۱۳۶۵	۰٫۱۴۳۶	۰٫۱۴۹۸
۰٫۸	۰٫۰۲۵۸	۰٫۰۵۰۴	۰٫۰۷۳۱	۰٫۰۹۳۱	۰٫۱۱۰۴	۰٫۱۲۴۷	۰٫۱۳۶۵	۰٫۱۴۶۱	۰٫۱۵۳۷	۰٫۱۵۹۸
۰٫۹	۰٫۰۲۷۰	۰٫۰۵۲۸	۰٫۰۷۶۶	۰٫۰۹۷۷	۰٫۱۱۵۸	۰٫۱۳۱۱	۰٫۱۴۳۶	۰٫۱۵۳۷	۰٫۱۶۱۹	۰٫۱۶۸۴
۱٫۰	۰٫۰۲۷۹	۰٫۰۵۴۷	۰٫۰۷۹۴	۰٫۱۰۱۳	۰٫۱۲۰۲	۰٫۱۳۶۱	۰٫۱۴۹۱	۰٫۱۵۹۸	۰٫۱۶۸۴	۰٫۱۷۵۲
۱٫۲	۰٫۰۲۹۳	۰٫۰۵۷۳	۰٫۰۸۳۲	۰٫۱۰۶۳	۰٫۱۲۶۳	۰٫۱۴۳۱	۰٫۱۵۷۰	۰٫۱۶۸۴	۰٫۱۷۷۷	۰٫۱۸۵۱
۱٫۴	۰٫۰۳۱۴	۰٫۰۵۸۹	۰٫۰۸۵۶	۰٫۱۰۹۴	۰٫۱۳۰۰	۰٫۱۴۷۵	۰٫۱۶۲۰	۰٫۱۷۳۹	۰٫۱۸۳۶	۰٫۱۹۱۴
۱٫۶	۰٫۰۳۰۶	۰٫۰۵۹۹	۰٫۰۸۷۱	۰٫۱۱۱۴	۰٫۱۳۲۴	۰٫۱۵۰۳	۰٫۱۶۵۲	۰٫۱۷۷۴	۰٫۱۸۷۴	۰٫۱۹۵۵
۱٫۸	۰٫۰۳۰۹	۰٫۰۶۰۶	۰٫۰۸۸۰	۰٫۱۱۲۶	۰٫۱۳۴۰	۰٫۱۵۲۱	۰٫۱۶۷۲	۰٫۱۷۹۷	۰٫۱۸۹۹	۰٫۱۹۸۱
۲٫۰	۰٫۰۳۱۱	۰٫۰۶۱۰	۰٫۰۸۸۷	۰٫۱۱۳۴	۰٫۱۳۵۰	۰٫۱۵۳۳	۰٫۱۶۸۶	۰٫۱۸۱۲	۰٫۱۹۱۵	۰٫۱۹۹۹
۲٫۵	۰٫۰۳۱۴	۰٫۰۶۱۶	۰٫۰۸۹۵	۰٫۱۱۴۵	۰٫۱۳۶۳	۰٫۱۵۴۸	۰٫۱۷۰۴	۰٫۱۸۳۲	۰٫۱۹۳۸	۰٫۲۰۲۴
۳٫۰	۰٫۰۳۱۵	۰٫۰۶۱۸	۰٫۰۸۹۸	۰٫۱۱۵۰	۰٫۱۳۶۸	۰٫۱۵۵۵	۰٫۱۷۱۱	۰٫۱۸۴۱	۰٫۱۹۴۷	۰٫۲۰۳۴
۴٫۰	۰٫۰۳۱۶	۰٫۰۶۱۹	۰٫۰۹۰۱	۰٫۱۱۵۳	۰٫۱۳۷۲	۰٫۱۵۶۰	۰٫۱۷۱۷	۰٫۱۸۴۷	۰٫۱۹۵۴	۰٫۲۰۴۲
۵٫۰	۰٫۰۳۱۶	۰٫۰۶۲۰	۰٫۰۹۰۱	۰٫۱۱۵۴	۰٫۱۳۷۴	۰٫۱۵۶۱	۰٫۱۷۱۹	۰٫۱۸۴۹	۰٫۱۹۵۶	۰٫۲۰۴۴
۶٫۰	۰٫۰۳۱۶	۰٫۰۶۲۰	۰٫۰۹۰۲	۰٫۱۱۵۴	۰٫۱۳۷۴	۰٫۱۵۶۲	۰٫۱۷۱۹	۰٫۱۸۵۰	۰٫۱۹۵۷	۰٫۲۰۴۵

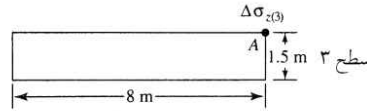
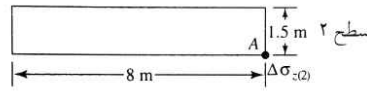
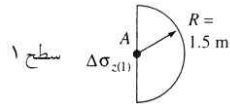
۱٫۲	۱٫۴	۱٫۶	۱٫۸	۲٫۰	۲٫۵	۳٫۰	۴٫۰	۵٫۰	۶٫۰
۰٫۰۲۹۳	۰٫۰۳۰۱	۰٫۰۳۰۶	۰٫۰۳۰۹	۰٫۰۳۱۱	۰٫۰۳۱۴	۰٫۰۳۱۵	۰٫۰۳۱۶	۰٫۰۳۱۶	۰٫۰۳۱۶
۰٫۰۵۷۳	۰٫۰۵۸۹	۰٫۰۵۹۹	۰٫۰۶۰۶	۰٫۰۶۱۰	۰٫۰۶۱۶	۰٫۰۶۱۸	۰٫۰۶۱۹	۰٫۰۶۲۰	۰٫۰۶۲۰
۰٫۰۸۳۲	۰٫۰۸۵۶	۰٫۰۸۷۱	۰٫۰۸۸۰	۰٫۰۸۸۷	۰٫۰۸۹۵	۰٫۰۸۹۸	۰٫۰۸۹۹	۰٫۰۹۰۱	۰٫۰۹۰۲
۰٫۱۰۶۳	۰٫۱۰۹۴	۰٫۱۱۱۴	۰٫۱۱۲۶	۰٫۱۱۳۴	۰٫۱۱۴۵	۰٫۱۱۵۰	۰٫۱۱۵۳	۰٫۱۱۵۴	۰٫۱۱۵۴
۰٫۱۲۶۳	۰٫۱۳۰۰	۰٫۱۳۲۴	۰٫۱۳۴۰	۰٫۱۳۵۰	۰٫۱۳۶۳	۰٫۱۳۶۸	۰٫۱۳۷۲	۰٫۱۳۷۴	۰٫۱۳۷۴
۰٫۱۴۳۱	۰٫۱۴۷۵	۰٫۱۵۰۳	۰٫۱۵۲۱	۰٫۱۵۳۳	۰٫۱۵۴۸	۰٫۱۵۵۵	۰٫۱۵۶۰	۰٫۱۵۶۱	۰٫۱۵۶۲
۰٫۱۵۷۰	۰٫۱۶۲۰	۰٫۱۶۵۲	۰٫۱۶۷۲	۰٫۱۶۸۶	۰٫۱۷۰۴	۰٫۱۷۱۱	۰٫۱۷۱۷	۰٫۱۷۱۹	۰٫۱۷۱۹
۰٫۱۶۸۴	۰٫۱۷۳۹	۰٫۱۷۷۴	۰٫۱۷۹۷	۰٫۱۸۱۲	۰٫۱۸۳۲	۰٫۱۸۴۱	۰٫۱۸۴۷	۰٫۱۸۴۹	۰٫۱۸۵۰
۰٫۱۷۷۷	۰٫۱۸۳۶	۰٫۱۸۷۴	۰٫۱۸۹۹	۰٫۱۹۱۵	۰٫۱۹۳۸	۰٫۱۹۴۷	۰٫۱۹۵۴	۰٫۱۹۵۶	۰٫۱۹۵۷
۰٫۱۸۵۱	۰٫۱۹۱۴	۰٫۱۹۵۵	۰٫۱۹۸۱	۰٫۱۹۹۹	۰٫۲۰۲۴	۰٫۲۰۳۴	۰٫۲۰۴۲	۰٫۲۰۴۴	۰٫۲۰۴۵
۰٫۱۹۵۸	۰٫۲۰۲۸	۰٫۲۰۷۳	۰٫۲۱۰۳	۰٫۲۱۲۴	۰٫۲۱۵۱	۰٫۲۱۶۳	۰٫۲۱۷۲	۰٫۲۱۷۵	۰٫۲۱۷۶
۰٫۲۰۲۸	۰٫۲۱۰۲	۰٫۲۱۵۱	۰٫۲۱۸۴	۰٫۲۲۰۶	۰٫۲۲۳۶	۰٫۲۲۵۰	۰٫۲۲۶۰	۰٫۲۲۶۳	۰٫۲۲۶۴
۰٫۲۰۷۳	۰٫۲۱۵۱	۰٫۲۲۰۳	۰٫۲۲۳۷	۰٫۲۲۶۱	۰٫۲۲۹۴	۰٫۲۳۰۹	۰٫۲۳۲۰	۰٫۲۳۲۳	۰٫۲۳۲۵
۰٫۲۱۰۳	۰٫۲۱۸۳	۰٫۲۲۳۷	۰٫۲۲۷۴	۰٫۲۲۹۹	۰٫۲۳۳۳	۰٫۲۳۵۰	۰٫۲۳۶۲	۰٫۲۳۶۶	۰٫۲۳۶۷
۰٫۲۱۲۴	۰٫۲۲۰۶	۰٫۲۲۶۱	۰٫۲۲۹۹	۰٫۲۳۲۵	۰٫۲۳۶۱	۰٫۲۳۷۸	۰٫۲۳۹۱	۰٫۲۳۹۵	۰٫۲۳۹۷
۰٫۲۱۵۱	۰٫۲۲۳۶	۰٫۲۲۹۴	۰٫۲۳۳۳	۰٫۲۳۶۱	۰٫۲۴۰۱	۰٫۲۴۲۰	۰٫۲۴۳۴	۰٫۲۴۳۹	۰٫۲۴۴۱
۰٫۲۱۶۳	۰٫۲۲۵۰	۰٫۲۳۰۹	۰٫۲۳۵۰	۰٫۲۳۷۸	۰٫۲۴۲۰	۰٫۲۴۳۹	۰٫۲۴۵۵	۰٫۲۴۶۱	۰٫۲۴۶۳
۰٫۲۱۷۲	۰٫۲۲۶۰	۰٫۲۳۲۰	۰٫۲۳۶۲	۰٫۲۳۹۱	۰٫۲۴۳۴	۰٫۲۴۵۵	۰٫۲۴۷۲	۰٫۲۴۷۹	۰٫۲۴۸۱
۰٫۲۱۷۵	۰٫۲۲۶۳	۰٫۲۳۲۴	۰٫۲۳۶۶	۰٫۲۳۹۵	۰٫۲۴۳۹	۰٫۲۴۶۰	۰٫۲۴۷۹	۰٫۲۴۸۶	۰٫۲۴۸۹
۰٫۲۱۷۶	۰٫۲۲۶۴	۰٫۲۳۲۵	۰٫۲۳۶۷	۰٫۲۳۹۷	۰٫۲۴۴۱	۰٫۲۴۶۳	۰٫۲۴۸۲	۰٫۲۴۸۹	۰٫۲۴۹۲

(مثال)

سطح انعطاف‌پذیر نشان داده شده در شکل دارای بارگذاری یکنواخت است. به فرض $q = 150 \text{ kN/m}^2$ ، مطلوب است تعیین افزایش تنش عمودی در نقطه A .



سطح انعطاف‌پذیر با بار یکنواخت



تقسیم سطح انعطاف‌پذیر با بارگذاری یکنواخت به سه بخش

حل

سطح انعطاف‌پذیر نشان داده شده در شکل به سه قسمت تقسیم می‌شود. در نقطه A داریم:

$$\Delta\sigma_z = \Delta\sigma_{z(1)} + \Delta\sigma_{z(2)} + \Delta\sigma_{z(3)}$$

حل

سطح انعطاف‌پذیر نشان داده شده در شکل به سه قسمت تقسیم می‌شود. در نقطه A داریم:

$$\Delta\sigma_z = \Delta\sigma_{z(1)} + \Delta\sigma_{z(2)} + \Delta\sigma_{z(3)}$$

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

می‌دانیم که $R = 1.5\text{ m}$ ، $z = 3\text{ m}$ و $q = 15^\circ \text{ kN/m}^2$ ، بنابراین:

$$\Delta\sigma_{z(1)} = \frac{15^\circ}{2} \left\{ 1 - \frac{1}{[(1.5/3)^2 + 1]^{3/2}} \right\} = 21.3 \text{ kN/m}^2$$

می‌توان دید که $\Delta\sigma_{z(2)} = \Delta\sigma_{z(3)}$.

$$m = \frac{1.5}{3} = 0.5$$

$$n = \frac{1}{3} = 2.67$$

از جدول برای $m = 0.5$ و $n = 2.67$ داریم: $I_r = 0.1365$. به این ترتیب نتیجه می‌شود:

$$\Delta\sigma_{z(2)} = \Delta\sigma_{z(3)} = q I_r = (15^\circ)(0.1365) = 20.48 \text{ kN/m}^2$$

بنابراین:

$$\Delta\sigma_z = 21.3 + 20.48 + 20.48 = 62.26 \text{ kN/m}^2$$

نمودار تأثیر برای فشار قائم

معادله (4) را می‌توان با تغییر آرایش به صورت زیر بازنویسی کرد:

$$\frac{R}{z} = \sqrt{\left(1 - \frac{\Delta\sigma_z}{q}\right)^{\frac{2}{3}} - 1} \quad (5)$$

توجه داشته باشید که R/z و $\Delta\sigma_z/q$ در این معادله کمیت‌هایی بی‌بعداند. مقادیر R/z متناظر با نسبت‌های مختلف فشار در جدول زیر ارائه شده است.

مقادیر R/z برای نسبت‌های مختلف فشار

$\Delta\sigma_z/q$	R/z	$\Delta\sigma_z/q$	R/z
0	0	0,55	0,8384
0,05	0,1865	0,60	0,9176
0,10	0,2698	0,65	1,0067
0,15	0,3383	0,70	1,1097
0,20	0,4005	0,75	1,2328
0,25	0,4598	0,80	1,3871
0,30	0,5181	0,85	1,5943
0,35	0,5768	0,90	1,9084
0,40	0,6370	0,95	2,5232
0,45	0,6997	1,00	∞
0,50	0,7664		

Newmark (1942) با استفاده از مقادیر R/Z حاصل از معادله (5) برای نسبت‌های مختلف فشار، نمودار تأثیر را ارائه کرده است که از آن می‌توان برای تعیین فشار قائم در هر نقطه‌ای در زیر یک سطح انعطاف پذیر با بار یکنواخت و شکل دلخواه استفاده کرد.

در شکل زیر نمودار تأثیر حاصل از ترسیم دایره‌های هم مرکز نشان داده شده است. شعاع دایره‌ها با مقادیر R/Z متناظر با 1, 0.2, 0.1, 0, ... برابر $\Delta\sigma_z/q$ است (توجه: برای $\Delta\sigma_z/q = 0$ و $R/Z = 0$ برای $\Delta\sigma_z/q = 1$ و $R/Z = \infty$ ، نه دایره نشان داده شده است)، واحد طول ترسیم دایره‌ها \overline{AB} است. دایره‌ها توسط چند خط شعاعی هم فاصله تقسیم شده‌اند. مقدار تأثیر نمودار با $\frac{1}{N}$ بیان می‌شود که در این جا N برابر است با تعداد المان‌های موجود در نمودار. در شکل زیر تعداد 200 المان وجود دارد، در نتیجه مقدار تأثیر 0.005 است.

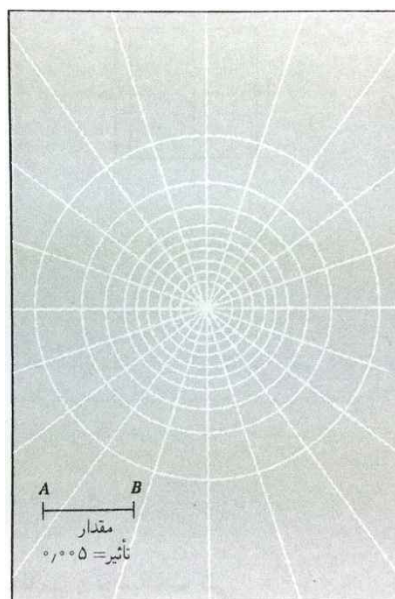
روش به دست آوردن فشار قائم در نقطه‌ای در زیر یک سطح بارگذاری شده به صورت زیر است:

- 1- تعیین عمق Z در زیر سطح دارای بارگذاری یکنواخت که افزایش تنش در آن نقطه مورد نظر است.
 - 2- ترسیم پلان سطح بارگذاری شده با مقیاس Z برابر با واحد طول نمودار (\overline{AB})
 - 3- قرار دادن پلان (ترسیم شده در مرحله 2) روی نمودار تأثیر به طوری که نقطه‌ای که تعیین تنش آن مورد نظر است در مرکز نمودار قرار گیرد.
 - 4- شمارش تعداد المان‌های (M) محصور شده نمودار در داخل پلان سطح بارگذاری شده.
- افزایش تنش در نقطه مورد نظر به صورت زیر بیان می‌شود:

$$\Delta\sigma_z = (IV)qM$$

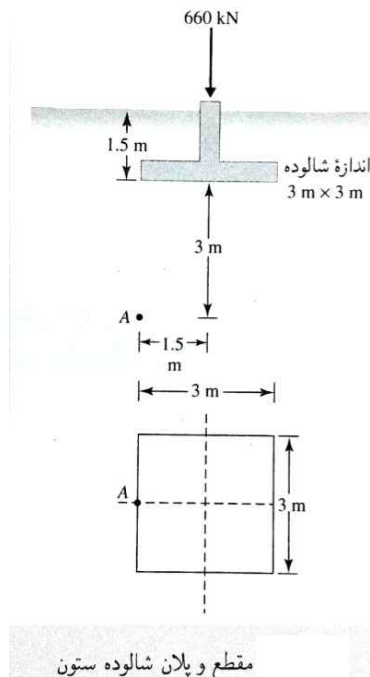
$$IV = \text{مقدار تأثیر}$$

$$q = \text{فشار روی سطح بارگذاری شده}$$



نمودار تأثیر فشار قائم بر اساس نظریه *Boussinesq* (بر اساس *Newmark*، 1942)

در شکل ، مقطع و پلان شالوده یک ستون نشان داده شده است. افزایش تنش قائم ناشی از شالوده ستون را در نقطه A به دست آورید.

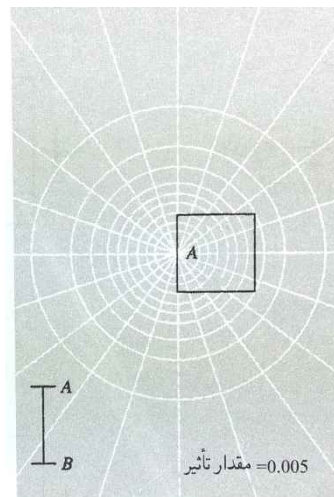


مقطع و پلان شالوده ستون

حل

نقطه A در عمق 3m زیر کف شالوده قرار دارد. پلان شالوده مربعی را با مقیاس $\overline{AB} = 3m$ دوباره ترسیم کرده و طوری روی نمودار تأثیر قرار می‌دهیم که نقطه A پلان درست روی مرکز نمودار قرار گیرد. تعداد المان‌های داخل طرح پلان در حدود 48/5 است، بنابراین:

$$\Delta\sigma_z = (IV)qM = 0,005 \left(\frac{660}{3 \times 3} \right) 48,5 = 17,78 \text{ kN/m}^2$$



تعیین تنش در یک نقطه با استفاده از نمودار تأثیر Newmark

فصل نهم: تراکم پذیری خاک

افزایش تنش ناشی از ساخت پی یا بارهای دیگر سبب متراکم شدن لایه های خاک می شود. تراکم از (الف) تغییر شکل ذرات خاک، (ب) جابجایی ذرات خاک و (ج) خروج آب یا هوا از فضاهای خالی ناشی می شود. به طور کلی نشست خاک در اثر بار را می توان به سه مقوله کلی تقسیم کرد:

1- نشست آنی (یا نشست الاستیک) که در اثر تغییر شکل الاستیک خاک خشک و خاک های مرطوب و اشباع بدون تغییر میزان رطوبت ایجاد می شود. محاسبات نشست آنی معمولاً بر اساس معادلات حاصل از نظریه الاستیسیته است.

2- نشست تحکیمی اولیه که در اثر تغییر حجم خاک های چسبنده اشباع به دلیل خروج آب از درون فضاهای خالی ایجاد می شود.

3- نشست تحکیمی ثانویه که در خاک های چسبنده اشباع مشاهده می شود و در اثر تغییر خاصیت خمیری ساختار خاک ایجاد می شود. این شکل دیگری از تراکم است که در تنش مؤثر ثابت روی می دهد.

در این فصل اصول اساسی تخمین نشست های آنی و تحکیمی لایه های خاک تحت تأثیر بارهای زنده شرح داده می شود.

کل نشست پی را می توان به صورت زیر بیان کرد:

$$S_T = S_C + S_S + S_e$$

$$S_T = \text{نشست کل} = S_C$$

$$S_S = \text{نشست تحکیمی ثانویه} = S_e$$

زمانی که پی روی رس های بسیار تراکم پذیر ساخته می شود، نشست تحکیمی ممکن است چندین برابر از نشست آنی بزرگتر باشد.

نشست تحکیمی

اصول تحکیم

زمانی که لایه خاک اشباع تحت تأثیر افزایش تنش قرار می گیرد، فشار آب منفذی ناگهان افزایش می یابد. در خاک های ماسه ای با نفوذپذیری بالا، زهکشی ناشی از افزایش فشار آب منفذی کاملاً آنی است، زهکشی آب منفذی با کاهش حجم توده خاک همراه است که خود به نشست منجر می گردد. به دلیل زهکشی سریع آب منفذی در خاک های ماسه ای، نشست آنی و تحکیمی هم زمان رخ می دهد.

زمانی که لایه رس تراکم پذیر اشباع تحت تأثیر افزایش تنش قرار می گیرد، نشست آنی بلافاصله انجام می شود. از آنجا که ضریب نفوذپذیری رس بسیار کم تر از ماسه است، افزایش فشار آب منفذی ناشی از بارگذاری به صورت تدریجی در طی زمان طولانی مستهلک می شود. بنابراین تغییر حجم مربوطه خاک رس (یعنی تحکیم) تا مدت زمان طولانی پس از نشست آنی ادامه می یابد. نشست ناشی از تحکیم در خاک رس چندین برابر بزرگتر از نشست آنی است.

حالتی را در نظر بگیرید که ضخامت لایه رس اشباع H بوده و در بین دو لایه ماسه محدود است و تحت تأثیر افزایش آنی تنش کل $\sigma \Delta$ قرار دارد. این تنش کل اضافی به آب منفذی و بخش جامد خاک منتقل می شود. از اصل تنش مؤثر نتیجه می شود:

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

$$\Delta \sigma' = \text{افزایش تنش مؤثر} \quad \Delta u = \text{افزایش فشار آب منفذی}$$

از آن جا که ضریب نفوذپذیری رس بسیار پایین و آب در مقایسه با ساختار خاک تراکم ناپذیر است، در زمان $t=0$ کل تنش اضافی $\Delta \sigma$ در عمق های مختلف توسط آب تحمل می شود ($\Delta \sigma = \Delta u$) - شکل زیر ب. هیچ بخشی از این تنش اضافی را ساختار خاک تحمل نمی کند - یعنی تنش مؤثر اضافی $\Delta \sigma' = 0$. پس از اعمال تنش اضافی $\Delta \sigma$ به لایه رس، آب درون فضاهای خالی شروع به بیرون رانده شدن کرده و در دو جهت به داخل لایه های ماسه زهکشی می شود. با این روند، اضافه فشار آب منفذی در هر عمقی از لایه رس به تدریج کاهش یافته و تنشی که بخش جامد خاک تحمل می کند (تنش مؤثر)، افزایش می یابد. به این ترتیب در زمان $0 < t < \infty$ داریم:

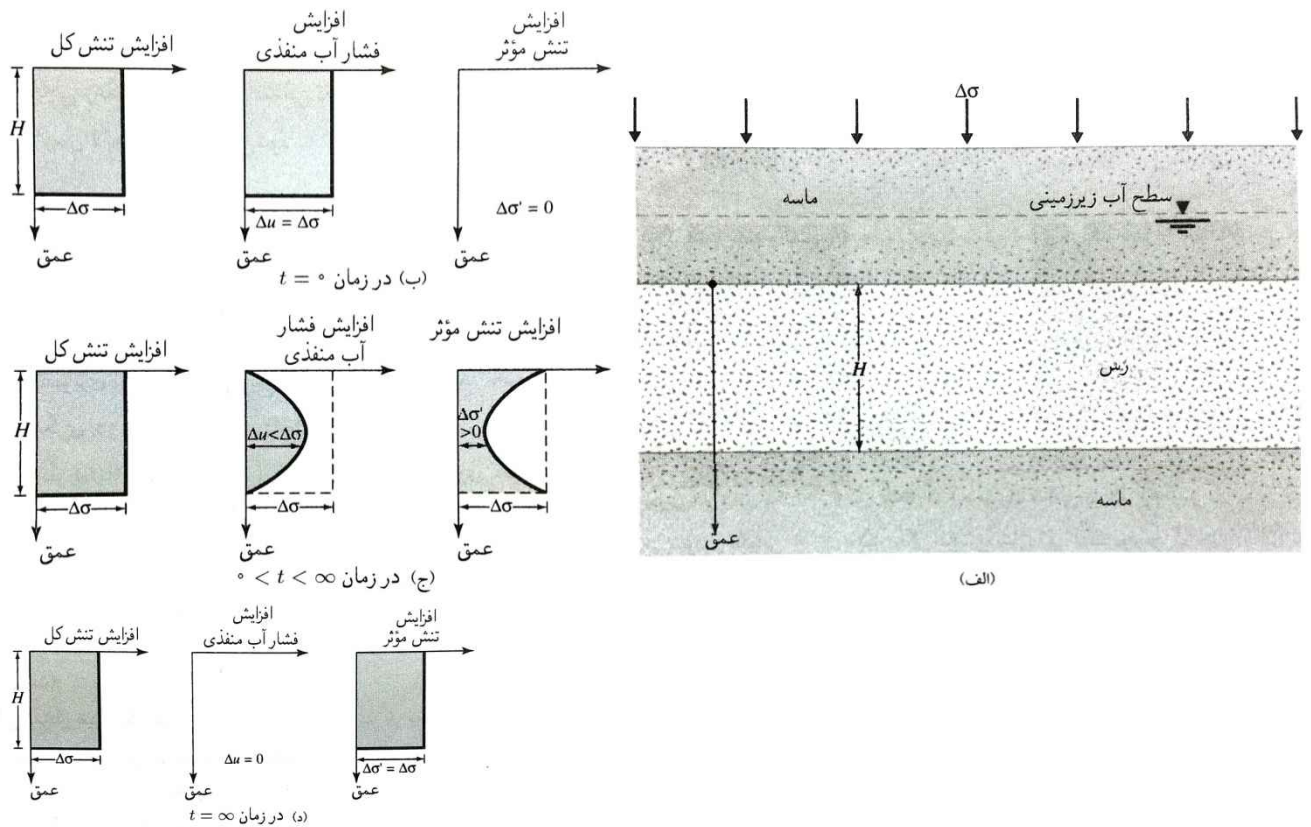
$$\Delta \sigma = \Delta \sigma' + \Delta u$$

$$(\Delta \sigma' > 0 \text{ و } \Delta u < \Delta \sigma)$$

با این حال مقدار $\Delta \sigma'$ و Δu در عمق های مختلف بسته به حداقل فاصله مسیر زهکشی تا لایه ماسه بالا یا پایین، تغییر می کند. (شکل زیر ج) از لحاظ نظری در زمان $t = \infty$ کل فشار آب منفذی اضافی در اثر زهکشی از تمام نقاط لایه خاک رس مستهلک می شود و بنابراین $\Delta u = 0$. حال افزایش تنش کل $\Delta \sigma$ توسط ساختار خاک تحمل می شود (شکل زیر د). به این ترتیب:

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

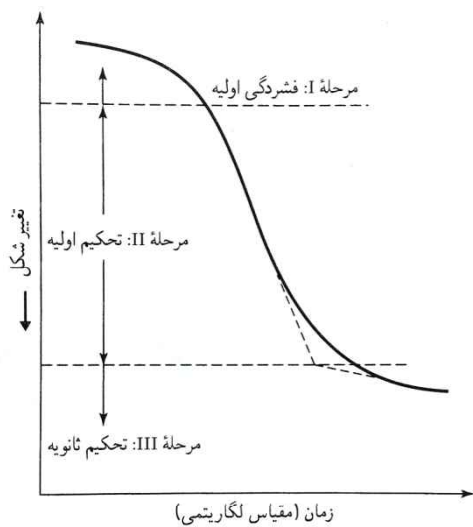
این روند تدریجی زهکشی در زیر بار اضافی تحمیلی و انتقالی فشار آب منفذی اضافی به تنش مؤثر سبب نشست وابسته به زمان لایه خاک رس می شود.



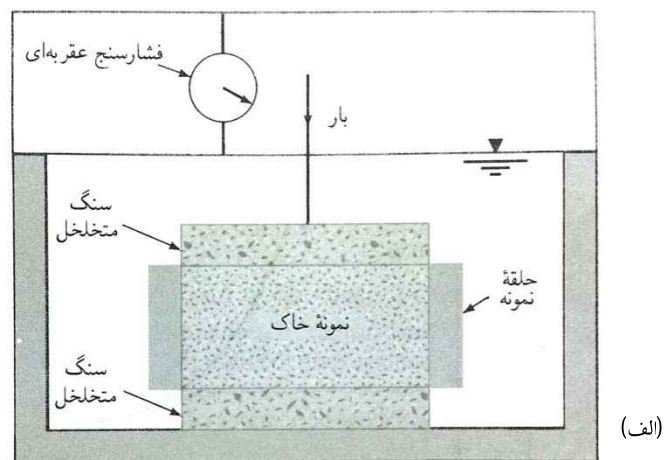
تغییرات تنش کل، فشار آب منفذی و تنش مؤثر در لایه رس زهکنشی شده از بالا و پایین در نتیجه تنش اضافی $\Delta\sigma$

آزمون آزمایشگاهی تحکیم یک بعدی

Terzaghi برای اولین بار روش آزمایش تحکیم یک بعدی را پیشنهاد کرد. این آزمایش در تحکیم سنج (گاهی اودومتر نامیده می شود) انجام می شود. در شکل زیر (الف) طرحی از یک تحکیم سنج نشان داده شده است. نمونه خاک به همراه دو سنگ متخلخل، یکی در بالا و دیگری در پایین نمونه، در داخل حلقه ای فلزی قرار داده می شود، نمونه ها معمولاً 64mm (2.5in.) قطر 25mm (1in.) ضخامت دارند. بار روی نمونه از طریق یک بازوی اهرم اعمال می شود و فشردگی توسط یک اندازه گیر عقربه ای میکرومتری اندازه گیری می شود. نمونه در ضمن آزمایش در زیر آب نگه داشته می شود، هر بار اعمالی معمولاً به مدت 24 ساعت حفظ می شود. پس از آن بار معمولاً دو برابر می شود که این به مفهوم دو برابر شدن فشار روی نمونه است و اندازه گیری فشار ادامه می یابد. در پایان آزمایش وزن خشک نمونه تعیین می شود.



(ب) نمودار زمان - تغییر شکل در ضمن تحکیم برای یک نمونه بار معین



شکل کلی نمودار تغییر شکل نمونه در مقابل زمان برای یک نمونه بار معین در شکل بالا (ب) نشان داده شده است. از روی این نمودار می توان سه مرحله مشخص را مشاهده کرد که در زیر شرح داده می شود:

مرحله I فشرده‌گی اولیه که بیش تر توسط پیش بارگذاری ایجاد می شود.

مرحله II تحکیم اولیه که در طول آن اضافه فشار آب منفذی به دلیل خروج آب منفذی به تنش مؤثر منتقل می شود.

مرحله III تحکیم ثانویه که پس از استهلاک اضافه فشار آب منفذی در زمان ایجاد مقداری تغییر شکل در نمونه به دلیل تغییر حالت خاصیت خمیری بافت خاک صورت می گیرد.

نمودارهای نسبت تخلخل - فشار

پس از به دست آوردن نمودارهای زمان - تغییر شکل برای بارگذاری مختلف در آزمایشگاه، بررسی تغییر نسبت تخلخل نمونه همراه با فشار ضرورت دارد. در بخش زیر روش گام به گام این کار شرح داده می شود:

1- محاسبه ارتفاع بخش جامد نمونه خاک H_s (شکل زیر الف) با استفاده از معادله زیر:

$$H_s = \frac{W_s}{AG_s\gamma_w} = \frac{M_s}{AG_s\rho_w}$$

W_s = وزن خشک نمونه M_s = جرم خشک نمونه

A = سطح نمونه G_s = چگالی ویژه بخش جامد خاک

γ_w = وزن مخصوص آب ρ_w = جرم مخصوص آب

2- محاسبه ارتفاع اولیه فضاهای خالی به صورت زیر:

$$H_v = H - H_s$$

H = ارتفاع اولیه نمونه

3- محاسبه نسبت تخلخل اولیه e_0 نمونه با استفاده از معادله زیر:

$$e_0 = \frac{V_v}{V_s} = \frac{H_v A}{H_s A} = \frac{H_v}{H_s}$$

4- محاسبه تغییر نسبت تخلخل برای اولین بارگذاری نموی σ_1 (بار کل تقسیم بر واحد سطح نمونه) که سبب تغییر شکل ΔH_1 می شود:

$$\Delta e_1 = \frac{\Delta H_1}{H_s}$$

(ΔH_1 از قرائت اولیه و نهایی اندازه گیر عقربه ای در زمان بارگذاری به دست می آید.)

ذکر این نکته مهم است که در پایان تحکیم، تنش کل σ_1 با تنش مؤثر σ_1' برابر است.

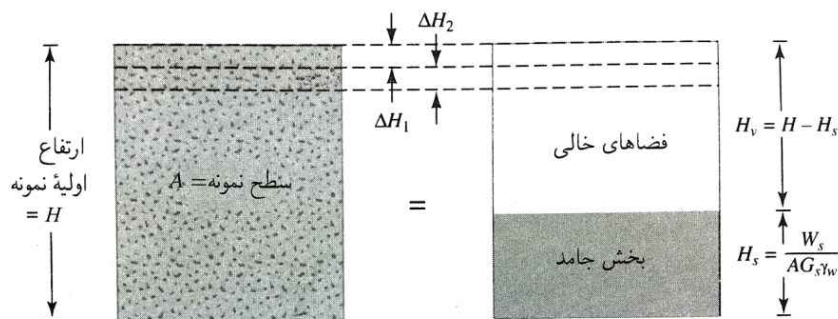
5- محاسبه نسبت تخلخل جدید سپس تحکیم ناشی از نمو فشار:

$$e_1 = e_0 - \Delta e_1$$

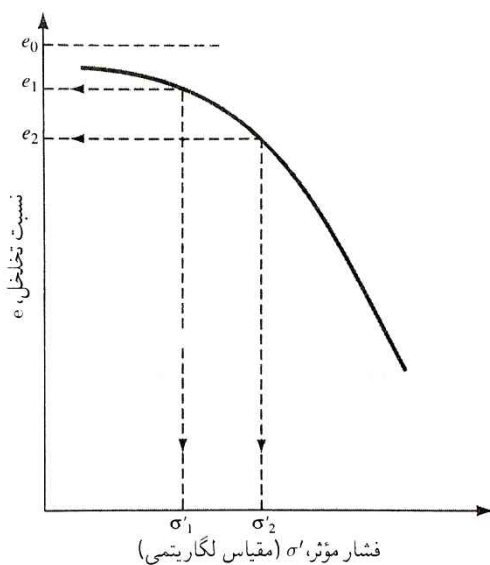
برای بارگذاری بعدی σ_1 (توجه: σ_2 برابر است با بار تجمعی در واحد سطح نمونه) که سبب تغییر شکل اضافی ΔH_2 می شود، نسبت تخلخل در پایان تحکیم را می توان به صورت زیر محاسبه کرد:

$$e_2 = e_1 - \frac{\Delta H_2}{H_s}$$

در این زمان σ_2 = تنش مؤثر σ_2' با ادامه کار به همین روش می توان نسبت های تخلخل را در پایان تحکیم برای تمام نمونه های بار به دست آورد.



(الف) تغییر ارتفاع نمونه در آزمایش تحکیم یک بعدی



(ب) نمونه نمودار e در مقابل $\log \sigma'$.

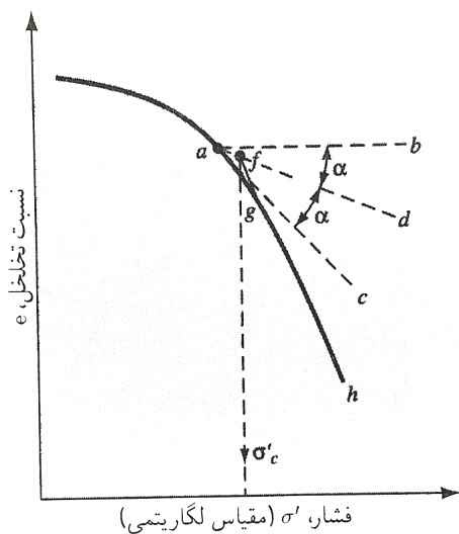
در پایان تحکیم، تنش مؤثر σ' و نسبت های تخلخل متناظر (e) روی کاغذ نمودار نیمه لگاریتمی ترسیم می شود. طرح نمونه چنین نموداری در شکل بالا (ب) نشان داده شده است.

رس های عادی تحکیم یافته و بیش تحکیم یافته

در شکل بالا (ب) دیده می شود که بخش بالایی نمودار $e - \log \sigma'$ با یک شیب تخت تقریباً حالت خمیده دارد و به دنبال آن رابطه نسبت تخلخل $\log \sigma'$ با یک شیب تندتر حالت خطی پیدا می کند. این پدیده را می توان به صورت زیر شرح داد:

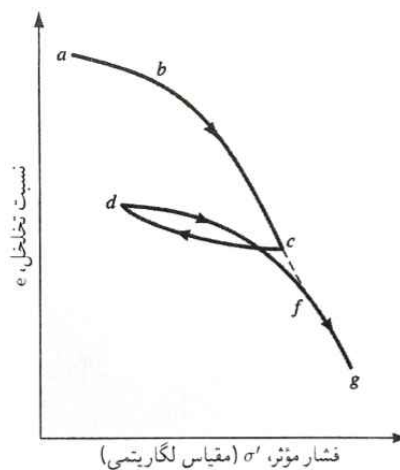
خاک موجود در صحرا در تاریخچه زمین شناسی گذشته خود تا عمقی از سطح زمین تحت تأثیر حداکثر فشار مؤثر معینی بوده است. این حداکثر فشار مؤثر قبلی با فشار سربار مؤثر موجود در زمان نمونه گیری برابر یا از آن کم تر است. کاهش فشار مؤثر در صحرا ممکن است به دلیل فرآیندهای طبیعی زمین شناسی یا فرآیندهای انسانی باشد. در زمان نمونه گیری، فشار سربار مؤثر موجود نیز برداشته می شود که این به مقداری انبساط منجر می شود. هنگامی که این نمونه تحت آزمایش تحکیم قرار می گیرد، زمانی که فشار مؤثر اعمال شده کم تر از حداکثر فشار سربار مؤثری است که خاک در گذشته در صحرا تحت تأثیر آن بوده است، مقدار کمی فشردگی (یعنی تغییر کمی در نسبت تخلخل) صورت می گیرد. زمانی که فشار مؤثر روی نمونه، بزرگتر از حداکثر فشار مؤثر قبلی می شود: تغییر نسبت تخلخل بسیار بزرگتر است و رابطه $e - \log \sigma'$ عملاً با یک شیب تندتر حالت خطی پیدا می کند.

این رابطه را می توان در آزمایشگاه با بارگذاری نمونه تا بیش از حداکثر فشار سربار مؤثر و سپس باربرداری و بارگذاری مجدد به دست آورد. شکل زیر (الف) نمودار که $e - \log \sigma'$ چنین حالتی را نشان می دهد که در آن نشان باربرداری و dfg نشانگر روند بارگذاری است.



(ب)

روش ترسیمی تعیین فشار بیش تحکیمی



(الف)

نمودار e در مقابل $\log \sigma'$ شاخه های بارگذاری، باربرداری و بارگذاری مجدد را نشان می دهد

این موضوع ما را به دو تعریف اساسی از رس بر اساس تاریخچه تنش هدایت می کند:

1- رس عادی تحکیم یافته که فشار سربار مؤثر حال حاضر آن حداکثر فشاری است که خاک در گذشته در معرض آن بوده است.

2- رس بیش تحکیم یافته که فشار سربار مؤثر حال حاضر آن کم تر از فشاری است که خاک در گذشته تجربه کرده است. حداکثر فشار مؤثر قبلی را فشار پیش تحکیمی می نامند.

Casagrande (1936) روش ترسیمی ساده ای را برای تعیین فشار پیش تحکیمی σ_c از روی نمودار آزمایشگاهی $e - \log \sigma$ پیشنهاد کرده است. این روش به صورت زیر است: شکل بالا (ب)

1. با مشاهده چشمی، نقطه a یعنی محلی را تعیین کنید که نمودار $e - \log \sigma$ دارای حداقل شعاع انحناست.
2. خط افقی ab را ترسیم کنید.
3. خط مماس ac را در نقطه a ترسیم کنید.
4. خط ad یعنی نیم ساز زاویه bac را ترسیم کنید.
5. بخش خطی gh منحنی $e - \log \sigma$ را امتداد دهید تا خط نیم ساز ad را در نقطه f قطع کند. مختصات طول نقطه f همان فشار پیش تحکیم σ_c است. حال نسبت بیش تحکیمی (OCR) خاک را می توان به صورت زیر تعریف کرد:

$$OCR = \frac{\sigma_c}{\sigma}$$

σ_c = فشار پیش تحکیمی نمونه
 σ = فشار عمودی مؤثر در حال حاضر
 (مثال)

نتایج آزمون تحکیم آزمایشگاهی روی نمونه خاک به دست آمده صحرائی در زیر نشان داده شده است:
 جرم خشک نمونه = ۱۲۸g، ارتفاع نمونه در شروع آزمایش = ۲٫۵۴cm، $G_s = ۲٫۷۵$ و سطح نمونه = ۳۰٫۶۸cm^۲.

فشار مؤثر، σ' (ton/ft ^۲)	ارتفاع نهایی نمونه در پایان تحکیم (cm)
۰	۲٫۵۴۰
۰٫۵	۲٫۴۸۸
۱	۲٫۴۶۵
۲	۲٫۴۳۱
۴	۲٫۳۸۹
۸	۲٫۳۲۴
۱۶	۲٫۲۲۵
۳۲	۲٫۱۱۵

مطلوب است انجام محاسبات لازم و ترسیم منحنی e در مقابل σ' .log

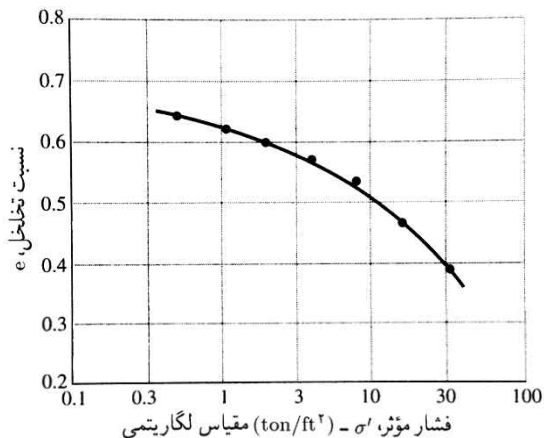
حل

$$H_s = \frac{W_s}{AG_s \gamma_w} = \frac{M_s}{AG_s \rho_w} = \frac{۱۲۸g}{(۳۰٫۶۸cm^۲)(۲٫۷۵)(۱g/cm^۳)} = ۱٫۵۲cm$$

حال می توان جدول زیر را تشکیل داد:

فشار مؤثر، σ' (ton/ft ^۲)	ارتفاع در پایان تحکیم، H (cm)	$H_v = H - H_s$ (cm)	$e = H_v / H_s$
۰	۲٫۵۴۰	۱٫۰۲	۰٫۶۷۱
۰٫۵	۲٫۴۸۸	۰٫۹۶۸	۰٫۶۳۷
۱	۲٫۴۶۵	۰٫۹۴۵	۰٫۶۲۲
۲	۲٫۴۳۱	۰٫۹۱۱	۰٫۵۹۹
۴	۲٫۳۸۹	۰٫۸۶۹	۰٫۵۷۲
۸	۲٫۳۲۴	۰٫۸۰۴	۰٫۵۲۹
۱۶	۲٫۲۲۵	۰٫۷۰۵	۰٫۴۶۴
۳۲	۲٫۱۱۵	۰٫۵۹۵	۰٫۳۹۰

نمودار e در مقابل $\log \sigma'$ در شکل نشان داده شده است.



تغییرات نسبت تخلخل نسبت به فشار مؤثر

محاسبه نشست از روی تحکیم اولیه یک بعدی

با اطلاعات حاصل از تحلیل نتایج آزمایش تحکیم، اکنون می توان نشست احتمالی ناشی از تحکیم اولیه صحرایی را با فرض تحکیم یک بعدی محاسبه کرد. برای این منظور لایه ای از خاک رس اشباع به ضخامت H و سطح مقطع A را تحت فشار سربار مؤثر متوسط σ'_0 در نظر بگیرید. به دلیل افزایش تنش مؤثر $\Delta\sigma$ ، نشست اولیه را S_c فرض می کنیم، به این ترتیب تغییر حجم (شکل زیر) را می توان به صورت زیر بیان کرد:

$$\Delta V = V_0 - V_1 = HA - (H - S_c)A = S_c A$$

V_0 و V_1 به ترتیب حجم نهایی و اولیه، به هر حال تغییر حجم کل برابر است با تغییر حجم فضاهای خالی ΔV_v . به این ترتیب:

$$\Delta V = S_c A = V_{v0} - V_{v1} = \Delta V_v$$

V_{v0} و V_{v1} به ترتیب حجم اولیه و نهایی فضاهای خالی، از تعریف نسبت تخلخل نتیجه می شود که:

$$\Delta V_v = \Delta e V_s$$

اما Δe تغییر نسبت تخلخل، اما:

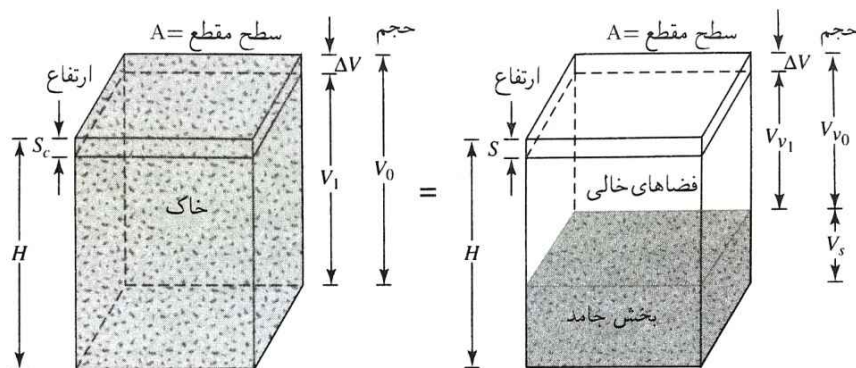
$$V_s = \frac{V_0}{1+e_0} = \frac{AH}{1+e_0}$$

e_0 = نسبت تخلخل اولیه در حجم V_0 . بنابراین از معادلات داریم:

$$\Delta V = S_c A = \Delta e V_s = \frac{AH}{1+e_0} \Delta e$$

یا

$$S_c = H \frac{\Delta e}{1+e_0} \quad (I)$$



نشست ناشی از تحکیم یک بعدی

برای رس های عادی تحکیم یافته با رابطه خطی $e - \log \sigma'$ داریم:

$$\Delta e = C_c [\log(\sigma'_0 + \Delta\sigma) - \log \sigma'_0] \quad (II)$$

$C_c =$ شیب نمودار $e - \log \sigma$ که به صورت نشانه فشردگی تعریف می شود، با جایگزینی معادله (II) در معادله (I) نتیجه می شود:

$$S_c = \frac{C_c H}{1+e_0} \log \left(\frac{\sigma_0 + \Delta \sigma}{\sigma_0} \right)$$

در رس های پیش تحکیم یافته برای $\sigma_c + \Delta \sigma \leq \sigma_0$ ، تغییرات $e - \log \sigma$ صحرایی در امتداد خط hj است و شیب آن تقریباً با شیب منحنی بازگشت آزمایشگاهی برابر است. شیب منحنی بازگشت C_s ، نشانه تورم نامیده می شود. به این ترتیب:

$$\Delta e = C_s [\log(\sigma_0 + \Delta \sigma) - \log \sigma_0]$$

از معادلات نتیجه می شود:

$$S_c = \frac{C_s H}{1+e_0} \log \left(\frac{\sigma_0 + \Delta \sigma}{\sigma_0} \right)$$

در صورتی که $\sigma_0 + \Delta \sigma > \sigma_c$ داریم:

$$S_c = \frac{C_s H}{1+e_0} \log \frac{\sigma_c}{\sigma_0} + \frac{C_c H}{1+e_0} \log \left(\frac{\sigma_0 + \Delta \sigma}{\sigma_0} \right)$$

به هر حال در صورتی که منحنی $e - \log \sigma$ داده شود، به آسانی می توان Δe را برای محدوده مناسبی از فشار از روی نمودار استخراج کرد.

نشانه فشردگی (C_c) و نشانه تورم (C_s)

برای محاسبه نشست صحرایی ناشی از تحکیم، نشانه فشردگی را می توان به صورت ترسیمی پس از به دست آوردن نتایج آزمون آزمایشگاهی نسبت تخلخل و فشار تعیین کرد.

Skempton برای نشانه فشردگی رس های دست نخورده رابطه تجربی زیر را پیشنهاد کرده است:

$$C_c = 0.009(LL - 10)$$

$LL =$ حد روانی.

برای نشانه فشردگی چند همبستگی دیگر نیز وجود دارد. این همبستگی ها بر اساس آزمایش های انجام شده روی رس های مختلف به دست آمده اند. برخی از این همبستگی ها در جدول زیر ارائه شده اند.

همبستگی های مربوط به نشانه فشردگی، C_c *

معادله	مرجع	محدوده کاربرد
$C_c = 0.007(LL - 7)$	Skempton(1944)	رس های دست خورده
$C_c = 0.01w_N$		رس های شیکاگو
$C_c = 0.115(e_0 - 0.27)$	Nishida(1956)	تمام رس ها
$C_c = 0.130(e_0 - 0.27)$	Hough(1957)	خاک چسبیده غیرآلی: لای، رس لای دار، رس
$C_c = 0.0115w_N$		خاک های آلی، تورب ها، لای آلی و رس
$C_c = 0.0046(LL - 9)$		رس های برزیلی
$C_c = 0.075(e_0 - 0.5)$		خاک های با خاصیت خمیری پایین
$C_c = 0.208e_0 + 0.0083$		رس های شیکاگو
$C_c = 0.156e_0 + 0.0107$		تمام رس ها

*بر اساس Rendon-Herrero (۱۹۸۰)

Rendon-Herrero (1983) بر اساس مشاهدات خود از چند رس طبیعی، رابطه ای را برای نشانه فشردگی به صورت زیر پیشنهاد کرده است:

$$C_c = 0.141 G_s^{1/2} \left(\frac{1+e_0}{G_s} \right)^{2/38}$$

Murty, Nagaraj (1985) نشانه فشردگی را به صورت زیر بیان کرده اند:

$$C_c = 0.2343 \left[\frac{LL(\%)}{100} \right] G_s$$

نشانه تورم از نظر مقدار بسیار کوچکتر از نشانه فشردگی است و معمولاً آن را می توان از روی نتایج آزمایشگاه تعیین کرد. در بیش تر موارد:

$$C_s \approx \frac{1}{5} \text{ به } \frac{1}{10} C_c$$

Murty, Nagaraj (1985) نشانه تورم را به صورت زیر بیان کرده اند:

$$C_s = 0.0463 \left[\frac{LL(\%)}{100} \right] G_s$$

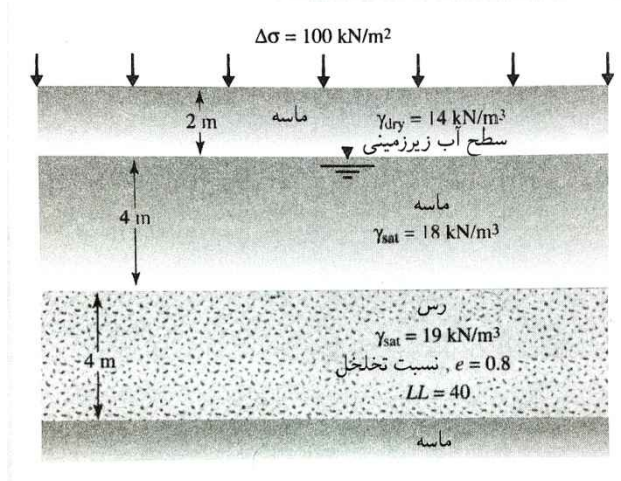
شکل نیم‌خی از خاک را نشان می‌دهد. در صورت اعمال بار یکنواخت $\Delta\sigma$ در سطح زمین، نشست لایه رس در اثر تحکیم اولیه چه قدر است، اگر:

(الف) رس عادی تحکیم یافته باشد.

(ب) فشار پیش تحکیمی $(\sigma'_c) = 190 \text{ kN/m}^2$

(ج) $\sigma'_c = 170 \text{ kN/m}^2$

از $C_s \approx \frac{1}{6} C_c$ استفاده کنید.



بنابراین:

$$S_c = \frac{(0.27)(4)}{1 + 0.8} \log \left(\frac{79.14 + 100}{79.14} \right) = 0.213 \text{ m} = 213 \text{ mm}$$

حل

(الف) تنش مؤثر متوسط در وسط لایه رس عبارت است از:

$$(ب) \quad \sigma'_o = 2\gamma_{\text{خشکی}} + 4[\gamma_{\text{sat(ماسه)}} - \gamma_w] + \frac{4}{\gamma}[\gamma_{\text{sat(رس)}} - \gamma_w]$$

$$\sigma'_o + \Delta\sigma' = 79.14 + 100 = 179.14 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma'_c = 190 \text{ kN/m}^2$$

از آن جا که $\sigma'_o + \Delta\sigma' > \sigma'_c$ ، از معادله نتیجه می‌شود:

$$\sigma'_o = (2)(14) + 4(18 - 9.81) + 2(19 - 9.81) = 79.14 \text{ kN/m}^2$$

یا

$$S_c = \frac{C_s H}{1 + e_o} \log \left(\frac{\sigma'_o + \Delta\sigma'}{\sigma'_o} \right)$$

$$C_s = \frac{C_c}{6} = \frac{0.27}{6} = 0.045$$

$$S_c = \frac{(0.045)(4)}{1 + 0.8} \log \left(\frac{79.14 + 100}{79.14} \right) = 0.236 \text{ m} = 236 \text{ mm}$$

$$S_c = \frac{C_c H}{1 + e_o} \log \left(\frac{\sigma'_o + \Delta\sigma'}{\sigma'_o} \right)$$

$$C_c = 0.009(LL - 10) = 0.009(40 - 10) = 0.27$$

(ج)

$$\sigma'_o = 79.14 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma'_o + \Delta\sigma' = 179.14 \text{ kN/m}^2$$

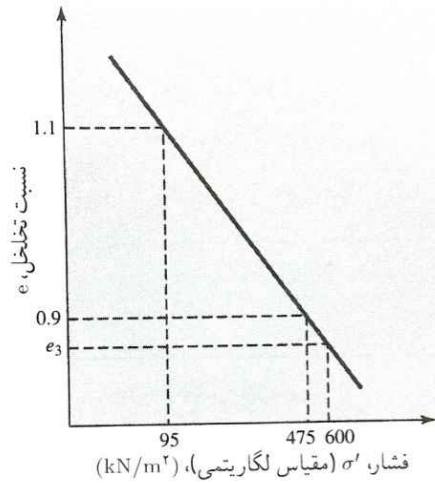
$$\sigma'_c = 170 \text{ kN/m}^2$$

از آن جا که $\sigma'_o < \sigma'_c < \sigma'_o + \Delta\sigma'$

$$S_c = \frac{C_s H}{1 + e_o} \log \frac{\sigma'_c}{\sigma'_o} + \frac{C_c H}{1 + e_o} \log \left(\frac{\sigma'_o + \Delta\sigma'}{\sigma'_c} \right)$$

$$= \frac{(0.045)(4)}{1.8} \log \left(\frac{170}{79.14} \right) + \frac{(0.27)(4)}{1.8} \log \left(\frac{179.14}{170} \right) = 0.468 \text{ m}$$

$$= 468 \text{ mm}$$



اطلاعات آزمون تحکیم آزمایشگاهی یک نمونه رس دست نخورده، عبارت است از:

$$e_1 = 1.1 \quad \sigma'_1 = 95 \text{ kN/m}^2$$

$$e_2 = 0.9 \quad \sigma'_2 = 475 \text{ kN/m}^2$$

نسبت تخلخل برای فشار 600 kN/m^2 چه قدر است؟ (توجه: $\sigma'_c < 95 \text{ kN/m}^2$).

$$C_c = \frac{e_1 - e_2}{\log \sigma'_2 - \log \sigma'_1} = \frac{1.1 - 0.9}{\log 475 - \log 95} = 0.286$$

$$e_1 - e_3 = C_c (\log 600 - \log 95)$$

$$e_3 = e_1 - C_c \log \frac{600}{95}$$

$$= 1.1 - 0.286 \log \frac{600}{95} = 0.87$$

سرعت زمانی تحکیم

نشست کل ناشی از تحکیم اولیه حاصل از افزایش تنش روی لایه خاک را می توان با استفاده از یکی از سه معادلات ارائه شده در بخش قبل محاسبه کرد. اما به هر حال هیچ اطلاعاتی را درباره سرعت تحکیم اولیه ارائه نکرده ایم. *Terzaghi* (1925) اولین نظریه را ارائه کرد که در آن سرعت تحکیم یک بعدی خاک های رس اشباع در نظر گرفته شده بود. روش ریاضی به دست آوردن این رابطه بر اساس شش فرض زیر است:

- 1- سیستم رس-آب همگن است.
- 2- اشباع کامل است.
- 3- تراکم پذیری آب ناچیز است.
- 4- تراکم پذیری ذرات خاک ناچیز است (اما ذرات خاک تغییر آرایش می یابد).
- 5- جریان آب تنها در یک جهت است (یعنی در جهت تراکم).
- 6- قانون *Darcy* معتبر است.

شکل زیر (الف) لایه از رس را به ضخامت $2H_{dr}$ نشان می دهد که در بین دو لایه رس بسیار نفوذپذیر قرار دارد. اگر لایه رس در معرض فشار اضافی $\Delta\sigma$ قرار گیرد، فشار آب منفذی در هر نقطه A در لایه رس افزایش می یابد. برای تحکیم یک بعدی آب در جهت قائم به طرف لایه ماسه رانده می شود. شکل (ب) جریان آب در یک المان منشوری در نقطه A را نشان می دهد. برای المان خاک نشان داده شده:

میزان تغییر حجم = میزان آب ورودی - میزان آب خروجی

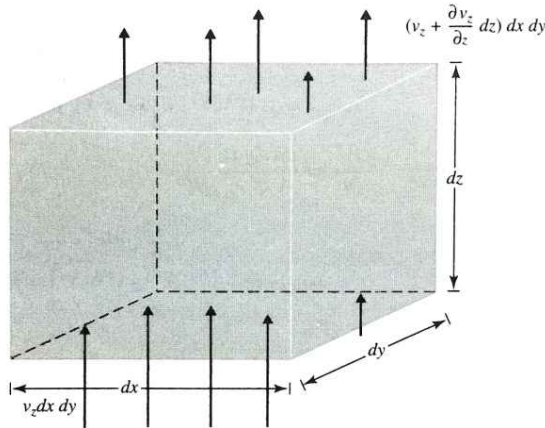
بنابراین:

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

$V =$ حجم المان خاک

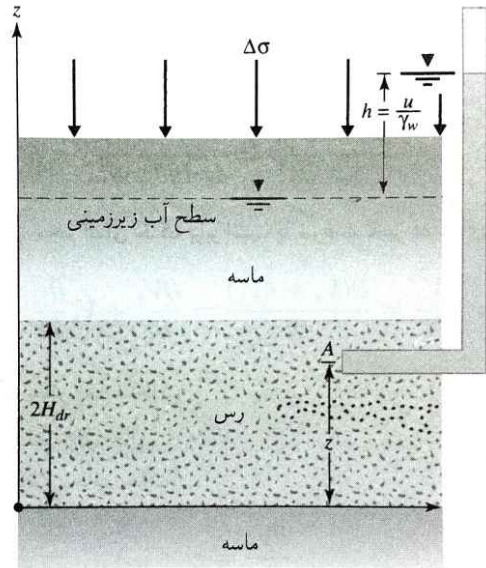
$v_z =$ سرعت جریان در جهت Z

$$\frac{\partial v_z}{\partial z} dx dy dz = \frac{\partial V}{\partial t}$$



(ب)

(الف) لایه رس در حال تحکیم و (ب) جریان آب در نقطه A در زمان تحکیم



(الف)

با استفاده از قانون Darcy داریم:

$$v_z = ki = -k \frac{\partial h}{\partial z} = -\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial z}$$

u = اضافه فشار آب منفذی ناشی از افزایش تنش.

از معادلات داریم:

$$-\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{1}{dx dy dz} \frac{\partial v}{\partial t}$$

در زمان تحکیم، سرعت تغییر حجم المان خاک برابر است با سرعت تغییر فضاهای خالی. بنابراین:

$$\frac{\partial v}{\partial t} = \frac{\partial v_v}{\partial t} = \frac{\partial (V_s + eV_v)}{\partial t} = \frac{\partial V_s}{\partial t} + V_s \frac{\partial e}{\partial t} + e \frac{\partial V_v}{\partial t}$$

V_s = حجم بخش جامد خاک

V_v = حجم فضاهای خالی

اما (با فرض تراکم پذیر بودن جامد خاک):

$$\frac{\partial V_s}{\partial t} = 0$$

و

$$V_s = \frac{v}{1+e_0} = \frac{dx dy dz}{1+e_0}$$

با جایگزینی V_s و $\frac{\partial V_s}{\partial t}$ در معادله بالا نتیجه می شود:

$$\frac{\partial v}{\partial t} = \frac{dx dy dz}{1+e_0} \frac{\partial e}{\partial t}$$

e_0 = نسبت تخلخل اولیه.

از ترکیب معادلات نتیجه می شود:

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

تغییر نسبت تخلخل از افزایش تنش مؤثر (یعنی کاهش اضافه فشار آب منفذی) ناشی می شود. با فرض رابطه خطی در میان آنها داریم:

$$\partial e = a_v \partial (\Delta \sigma) = -a_v \partial u$$

$\partial (\Delta \sigma) = \partial$ تغییر در فشار مؤثر

a_v = ضریب تراکم پذیری (برای محدوده کوچکی از افزایش فشار می توان ثابت در نظر گرفت)

از ترکیب معادلات نتیجه می شود:

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

که در این جا:

$$m_v = \text{ضریب تراکم پذیری حجمی} = a_v / (1 + e_0)$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \frac{\partial u^2}{\partial z^2} \quad (1)$$

که در این جا:

$$c_v = \text{ضریب تحکیم} = k/(\gamma_w m_v)$$

بنابراین:

$$c_v = \frac{k}{(\gamma_w m_v)} = \frac{k}{\gamma_w \left(\frac{a_v}{1+e_0}\right)}$$

معادله (1) معادله دیفرانسیل پایه ای نظریه تحکیم Terzaghi است و آن را می توان با شرایط مرزی زیر حل کرد:

$$\begin{aligned} z = 0, & \quad u = 0 \\ z = 2H_{dr}, & \quad u = 0 \\ t = 0, & \quad u = u_0 \end{aligned}$$

از حل معادله نتیجه می شود:

$$u = \sum_{m=0}^{m=\infty} \left[\frac{2u_0}{M} \sin\left(\frac{Mz}{H_{dr}}\right) \right] e^{-M^2 T_v}$$

$m =$ یک عدد صحیح

$$\left(\frac{\pi}{2}\right)(2m+1) = M$$

$u_0 =$ اضافه فشار آب منفذی اولیه

$$T_v = \frac{c_v t}{H_{dr}^2} = \text{عامل زمان}$$

ضریب زمان یک عدد بی بعد است.

از آن جا که تحکیم با استهلاك اضافه فشار آب منفذی پیشرفت می کند، درجه تحکیم در فاصله Z در هر زمان t عبارت است از:

$$U_z = \frac{u_0 - u_z}{u_0} = 1 - \frac{u_z}{u_0}$$

$u_z =$ اضافه فشار آب منفذی در زمان t .

از ترکیب معادلات می توان درجه اشباع را در هر عمق Z به دست آورد. این موضوع در شکل زیر (الف) نشان داده شده است.

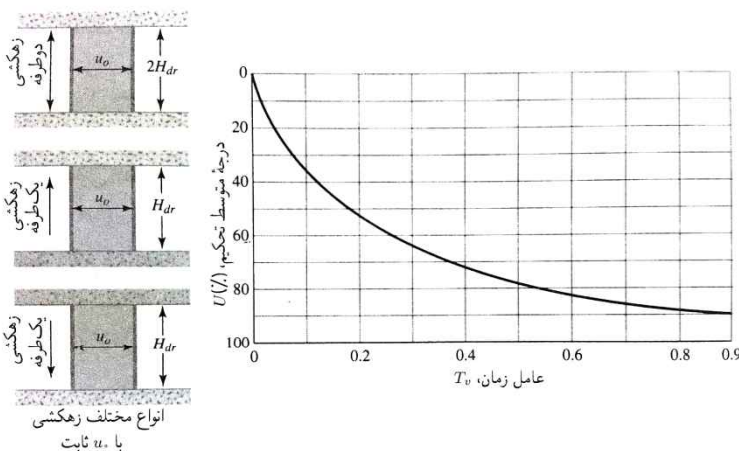
درجه متوسط تحکیم برای عمق کامل لایه رس در هر زمان t را می توان از روی معادله بالا به صورت زیر نوشت:

$$U = \frac{S_c(t)}{S_c} = 1 - \frac{\left(\frac{1}{2H_{dr}}\right) \int_0^{2H_{dr}} u_z dz}{u_0}$$

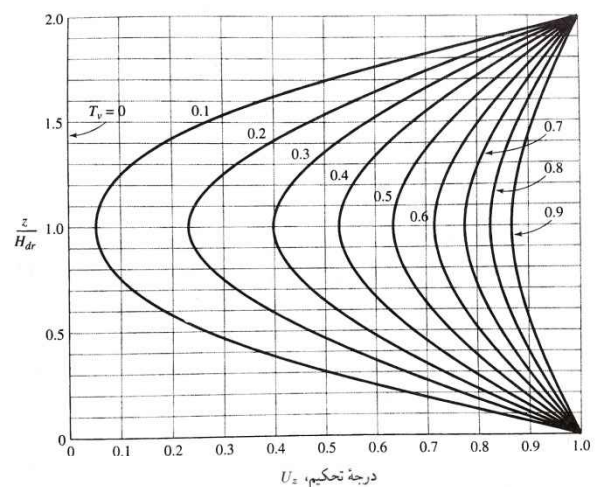
$U =$ درجه متوسط تحکیم

$S_c(t) =$ نشست لایه در زمان t

$S_c =$ نشست نهایی لایه پس از تحکیم اولیه.



(ب) تغییرات درجه متوسط تحکیم نسبت به عامل زمان T_v (در عمق ثابت است) با u_0 ثابت



(الف) تغییرات U_z نسبت به T_v و z/H_{dr}

با جای گزینی عبارت مربوط به اضافه فشار آب منفذی u_z ارائه شده در معادلات نتیجه می شود:

$$U = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M^2} e^{-M^2 T_v}$$

تغییرات درجه متوسط تحکیم نسبت به عامل بی بعد زمان (T_v) ارائه شده در شکل بالا (ب) نشانگر حالتی است که u_0 در کل عمق لایه تحکیمی یکسان است. مقادیر عامل زمان و درجه متوسط متناظر تحکیم برای حالت نشان داده شده در شکل (بالا ب) را می توان با رابطه ساده زیر نیز تقریب زد:

$$T_v = \frac{\pi}{4} \left(\frac{U\%}{100} \right)^2, \quad U = 0 \text{ تا } 60\% \text{ برای}$$

$$T_v = 1.781 - 0.933 \log(100 - U\%), \quad U > 60\% \text{ برای}$$

در جدول زیر تغییرات T_v نسبت به U بر اساس معادلات بالا ارائه شده است.

جدول تغییرات T_v نسبت به U

$U(\%)$		T_v		$U(\%)$		T_v	
0	0	0	0	34	0,907	68	0,377
1	0,00008	0	0	35	0,962	69	0,390
2	0,0003	0	0	36	0,102	70	0,403
3	0,00071	0	0	37	0,107	71	0,417
4	0,00126	0	0	38	0,113	72	0,431
5	0,00196	0	0	39	0,119	73	0,446
6	0,00283	0	0	40	0,126	74	0,461
7	0,00385	0	0	41	0,132	75	0,477
8	0,00502	0	0	42	0,138	76	0,493
9	0,00636	0	0	43	0,145	77	0,511
10	0,00785	0	0	44	0,152	78	0,529
11	0,0095	0	0	45	0,159	79	0,547
12	0,0113	0	0	46	0,166	80	0,567
13	0,0133	0	0	47	0,173	81	0,588
14	0,0154	0	0	48	0,181	82	0,610
15	0,0177	0	0	49	0,188	83	0,633
16	0,0201	0	0	50	0,197	84	0,658
17	0,0227	0	0	51	0,204	85	0,684
18	0,0254	0	0	52	0,212	86	0,712
19	0,0283	0,221	0,742	87	0,221	87	0,742
20	0,0314	0,230	0,774	88	0,230	88	0,774
21	0,0346	0,239	0,809	89	0,239	89	0,809
22	0,0380	0,248	0,848	90	0,248	90	0,848
23	0,0415	0,257	0,891	91	0,257	91	0,891
24	0,0452	0,267	0,938	92	0,267	92	0,938
25	0,0491	0,276	0,993	93	0,276	93	0,993
26	0,0531	0,286	1,055	94	0,286	94	1,055
27	0,0572	0,297	1,129	95	0,297	95	1,129
28	0,0615	0,307	1,219	96	0,307	96	1,219
29	0,0660	0,318	1,336	97	0,318	97	1,336
30	0,0707	0,329	1,500	98	0,329	98	1,500
31	0,0754	0,340	1,781	99	0,340	99	1,781
32	0,0803	0,352	∞	100	0,352	∞	∞
33	0,0855	0,364	∞	∞	0,364	∞	∞

ضریب تحکیم

ضریب تحکیم C_v معمولاً با افزایش حد روانی خاک کاهش می یابد. محدوده تغییرات C_v برای حد روانی معینی از خاک وسیع است.

برای یک نمو بار معین روی نمونه خاک، معمولاً برای تعیین C_v از روی آزمون های تحکیم یک بعدی آزمایشگاهی از دو روش ترسیمی استفاده می شود. اولین روش، روش لگاریتم زمان است که *Casagrande* و *Fadum* (1940) آن را پیشنهاد کرده اند و روش دیگر، روش پیشنهادی *Taylor* (1942) است که روش ریشه دوم زمان نامیده می شود. به تازگی حداقل دو روش دیگر نیز پیشنهاد شده است. این دو روش عبارتند از روش هندلولی (1985, *Prakash, Sridharan*) و روش لگاریتم t مرحله اولیه (1996, *Allam, Robinson*) در این بخش روند کلی به دست آوردن C_v را با این روش ها شرح داده می شود.

روش لگاریتم زمان

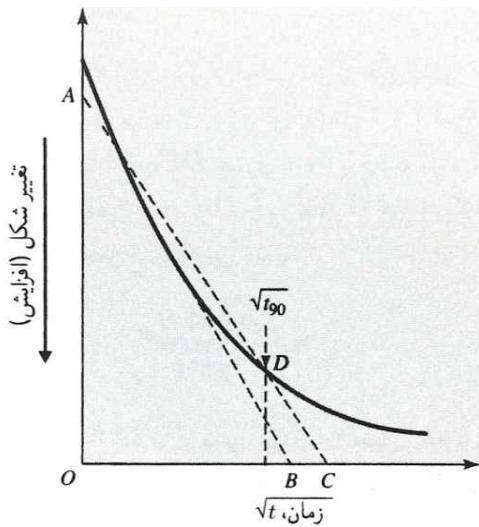
در شکل زیر (الف) نمودار تغییر شکل نمونه در مقابل لگاریتم زمان برای یک بارگذاری معین در آزمون آزمایشگاهی نشان داده شده، برای تعیین C_v باید به شکل زیر عمل کرد:

- 1- بخش های مستقیم الخط تحکیم اولیه و ثانویه را امتداد دهید تا یکدیگر را در نقطه A قطع کنند. مختصات عرض نقطه A نشانگر d_{100} است، یعنی تغییر شکل در پایان تحکیم اولیه 100%.
- 2- بخش خمیده اولیه نمودار تغییر شکل در مقابل $\log t$ با یک سهمی با مقیاس طبیعی تخمین زده می شود. زمان های t_1 و t_2 را طوری روی بخش خمیده انتخاب کنید که $t_2 = 4t_1$. فرض کنید که اختلاف تغییر شکل نمونه در طی زمان $(t_2 - t_1)$ برابر با x باشد.
- 3- خط افقی DE را طوری ترسیم کنید که فاصله عمودی BD برابر با x باشد. تغییر شکل متناظر با خط do, DE است (یعنی تغییر شکل در تحکیم 0%).
- 4- عرض نقطه I روی منحنی تحکیم نشانگر تغییر شکل در تحکیم اولیه 50% و طول آن نشانگر زمان متناظر (t_{50}) است.
- 5- برای درجه متوسط تحکیم 50%، $T_v = 0.197$ ، بنابراین:

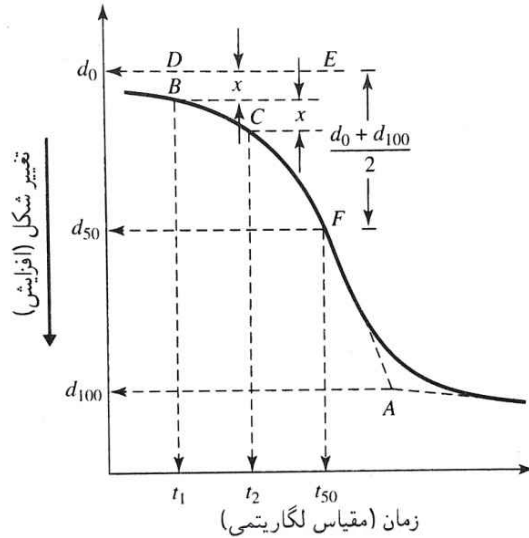
$$T_{50} = \frac{C_v t_{50}}{H_{dr}^2} \quad \text{یا} \quad C_v = \frac{0.197 H_{dr}^2}{t_{50}}$$

H_{dr} = بزرگترین مسیر زهکشی متوسط در زمان تحکیم.

برای نمونه هایی که از بالا و پایین زهکشی می شوند: H_{dr} برابر است با نصف ارتفاع متوسط نمونه در زمان تحکیم. برای نمونه هایی که تنها از یک سمت زهکشی می شوند، H_{dr} برابر است با ارتفاع متوسط نمونه در زمان تحکیم.



(ب) روش ریشه دوم زمان



(الف) روش لگاریتم زمان برای تعیین ضریب تحکیم

روش ریشه دوم زمان

در روش ریشه دوم زمان، نمودار تغییر شکل در مقابل ریشه دوم زمان برای بارگذاری نمودی ترسیم می شود شکل بالا (ب). دیگر کارهای ترسیمی لازم عبارتند از:

1- ترسیم خط AB در بخش اولیه منحنی.

2- ترسیم خط AC به صورتی که $\overline{OC} = 1.15\overline{OB}$. طول نقطه D یعنی محل تقاطع AC و منحنی تحکیم، ریشه دوم زمان را برای تحکیم 90% به دست می دهد ($\sqrt{t_{90}}$).

3- برای تحکیم 90%، $T_{90} = 0.848$ ، بنابراین:

$$T_{90} = 0.848 = \frac{c_v t_{90}}{H_{dr}^2}$$

$$c_v = \frac{0.848 H_{dr}^2}{t_{90}}$$

H_{dr} در معادله بالا مشابه با روش لگاریتم زمان تعیین می شود.

(مثال)

زمان لازم برای تحکیم 50% لایه رسی به ضخامت 25mm (با زهکشی دو طرفه از بالا و پایین) در آزمایشگاه 2 دقیقه و 20 ثانیه است. چه قدر طول می کشد (برحسب روز) تا لایه رس صحرایی به ضخامت 3m از همین نوع رس و با همین نمود فشار به تحکیم 50% برسد؟ در صحرا در زیر لایه رس، لایه ای از سنگ قرار دارد.

حل

$$T_{50} = \frac{c_v t_{lab}}{H_{dr}^2(lab)} = \frac{c_v t_{field}}{H_{dr}^2(field)}$$

یا

$$\frac{t_{lab}}{H_{dr}^2(lab)} = \frac{t_{field}}{H_{dr}^2(field)}$$

$$\frac{140 \text{ sec}}{(25 \cdot 10^{-3} \text{ m})^2} = \frac{t_{field}}{(3 \text{ m})^2}$$

$$t_{field} = 8064000 \text{ sec} = 93.33 \text{ days}$$

(مثال) با توجه به مثال قبل، در صحرا چه قدر طول می کشد تا 30% تحکیم اولیه انجام شود؟

$$\frac{c_v t_{field}}{H_{dr}^2(lab)} = T_v \propto U^2$$

بنابراین:

$$t \propto U^2 \quad \frac{t_1}{t_2} = \frac{U_1^2}{U_2^2}$$

$$\frac{93.33 \text{ days}}{t_2} = \frac{50^2}{30^2} \rightarrow t_2 = 33.6 \text{ days}$$

لایه‌ای از رس اشباع به ضخامت ۳in. با زهکشی دو طرفه در طی مدت ۷۵ روز تحت بارگذاری سرباره به ۹۰٪ تحکیم اولیه می‌رسد. ضریب تحکیم رس را برای محدوده فشار تعیین کنید.

حل

$$T_{90} = \frac{c_v t_{90}}{H_{dr}^2}$$

چون لایه رس زهکشی دوطرفه دارد، $H_{dr} = \frac{3m}{2} = 1.5m$ ، هم‌چنین داریم $T_{90} = 0.1848$ بنابراین:

$$0.1848 = \frac{c_v (75 \times 24 \times 60 \times 60)}{(1.5 \times 100)^2}$$

$$c_v = \frac{0.1848 \times 2,250 \times 10^4}{75 \times 24 \times 60 \times 60} = 0.002994 \text{ cm}^2/\text{sec}$$

برای نمونه رس عادی تحکیم یافته آزمایشگاهی با زهکشی دوطرفه اطلاعات زیر در دست است:

$$\sigma'_o = 3000 \text{ lb/ft}^2 \quad e = e_o = 1.1$$

$$\sigma'_o + \Delta\sigma' = 6000 \text{ lb/ft}^2 \quad e = 0.9$$

ضخامت نمونه رس = ۱in.

زمان تحکیم ۵۰٪ = ۲min

(الف) مطلوب است تعیین ضریب نفوذپذیری (ft/min) رس برای محدوده بارگذاری. (ب) چه مدت طول می‌کشد (برحسب روز) تا لایه رس صحرایی به ضخامت ۶ft با زهکشی یک طرفه به ۶۰٪ تحکیم برسد.

حل

(الف) ضریب تراکم‌پذیری عبارت است از:

$$m_v = \frac{a_v}{1 + e_{av}} = \frac{\left(\frac{\Delta e}{\Delta\sigma'}\right)}{1 + e_{av}}$$

$$\Delta e = 1.1 - 0.9 = 0.2$$

$$\Delta\sigma' = 6000 - 3000 = 3000 \text{ lb/ft}^2$$

$$e_{av} = \frac{1.1 + 0.9}{2} = 1.0$$

به این ترتیب:

$$m_v = \frac{0.2}{3000} = 2.33 \times 10^{-5} \text{ ft}^2/\text{lb}$$

از جدول برای $U = 50\%$ داریم: $T_v = 0.197$ ، بنابراین:

$$c_v = \frac{(0.197) \left(\frac{1}{2 \times 12}\right)^2}{2} = 1.71 \times 10^{-4} \text{ ft}^2/\text{min}$$

$$k = c_v m_v \gamma_w = (1.71 \times 10^{-4} \text{ ft}^2/\text{min})(2.33 \times 10^{-5} \text{ ft}^2/\text{lb})(62.4 \text{ lb/ft}^3)$$

$$= 3.55 \times 10^{-7} \text{ ft/min}$$

(ب)

$$T_{60} = \frac{c_v t_{60}}{H_{dr}^2}$$

$$t_{60} = \frac{T_{60} H_{dr}^2}{c_v}$$

از جدول برای $U = 60\%$ داریم: $T_{60} = 0.286$ ، بنابراین:

$$t_{60} = \frac{(0.286)(6)^2}{1.71 \times 10^{-4}} = 60211 \text{ min} = 41.8 \text{ days}$$

محاسبه نشست تحکیمی زیر پی

در فصل پیش نشان داده شد که افزایش تنش عمودی در خاک در اثر اعمال بار روی یک سطح محدود، همراه با عمق از سطح به طرف پایین کاهش می یابد. بنابراین برای تخمین نشست یک بعدی پی می توان از معادلات استفاده کرد. اما به هر حال افزایش تنش مؤثر $\Delta\sigma$ در این معادلات باید افزایش متوسط در فشار زیر مرکز پی باشد. مقادیر را می توان با استفاده از روش شرح داده شده در فصل پیش تعیین کرد.

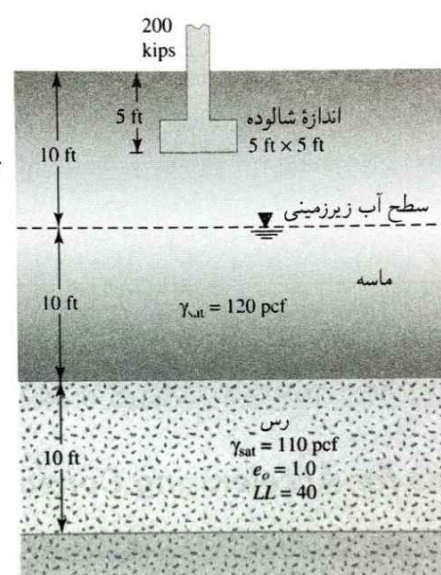
به فرض تغییرات افزایش فشار سهموی باشد، با استفاده از قانون Simpson می توان مقدار $\Delta\sigma_{av}$ را به صورت زیر تخمین زد:

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

$\Delta\sigma_t$ ، $\Delta\sigma_m$ و $\Delta\sigma_b$ به ترتیب نشانگر افزایش فشار مؤثر در بالا، وسط و پایین لایه است.

(مثال)

مطلوب است محاسبه نشست لایه رسی به ضخامت ۱۰ ft در اثر بار شالوده ای مربعی به ضلع ۵ ft. رس عادی تحکیم یافته است. برای محاسبه افزایش متوسط فشار مؤثر در لایه رس از روش میانگین وزنی استفاده کنید



حل

برای رس عادی تحکیم یافته از معادله داریم:

$$S_e = \frac{C_c H}{1 + e_o} \log \frac{\sigma_o + \Delta\sigma_{av}}{\sigma_o'}$$

که در این جا:

$$C_c = 0.009(LL - 10) = 0.009(40 - 10) = 0.27$$

$$H = 10 \times 12 = 120 \text{ in.}$$

$$e_o = 1.0$$

$$\begin{aligned} \sigma_o' &= 10 \text{ ft} \times \gamma_{\text{dry(sand)}} + 10 \text{ ft} [\gamma_{\text{sat(sand)}} - 62.4] + \frac{10}{\gamma} [\gamma_{\text{sat(clay)}} - 62.4] \\ &= 10 \times 100 + 10(120 - 62.4) + 5(110 - 62.4) \\ &= 1814 \text{ lb/ft}^2 \end{aligned}$$

$$\Delta\sigma'_{av} = \frac{\Delta\sigma'_t + 4\Delta\sigma'_m + \Delta\sigma'_b}{6}$$

به دست آورد. $\Delta\sigma'_t$ ، $\Delta\sigma'_m$ و $\Delta\sigma'_b$ زیر مرکز شالوده را می توان از معادله حال می توان جدول زیر را تشکیل داد:

m_v	z (ft)	$b = B/2$ (ft)	$n_v = z/b$	q (kip/ft ²)	l_r	$\Delta\sigma' = ql_r$ (kip/ft ²)
1	15	2.5	6	$\frac{200}{5 \times 5} = 8$	0.401	0.408 = $\Delta\sigma'_t$
1	20	2.5	8	8	0.29	0.232 = $\Delta\sigma'_m$
1	25	2.5	10	8	0.19	0.152 = $\Delta\sigma'_b$

$$\Delta\sigma'_{av} = \frac{0.408 + (4)(0.232) + 0.152}{6} = 0.248 \text{ kip/ft}^2 = 248 \text{ lb/ft}^2$$

به این ترتیب

$$S_c = \frac{(0.27)(120)}{1 + 1} \log \frac{1814 + 248}{1814} \approx 0.9 \text{ in.}$$

فصل دهم: مقاومت برشی خاک

مقاومت برشی توده خاک، مقاومت داخلی واحد سطح توده خاک در برابر گسیختگی و لغزش در طول هر صفحه داخلی است. برای تحلیل مسائل پایداری خاک مانند ظرفیت باربری، پایداری شبروانی خاکی و فشار جانبی روی سازه های نگهدارنده خاک باید ماهیت مقاومت برشی را درک کرد.

معيار گسيختگی Mohr-Coulomb

Mohr (1900) نظریه ای را در مورد گسیختگی مصالح ارائه کرده است که بر اساس آن گسیختگی مصالح به دلیل ترکیب تنش عمودی و تنش برشی است و نه حداکثر تنش عمودی یا برشی به تنهایی. بنابراین رابطه عملی میان تنش عمودی و تنش برشی روی سطح گسیختگی را می توان به صورت زیر بیان کرد:

$$\tau_f = f(\sigma)$$

گسیختگی تعریف شده با معادله بالا یک خط خمیده است. برای اکثر مسائل مکانیک خاک، این تعریف برای تقریب زدن تنش برشی روی سطح گسیختگی به صورت تابع خطی از تنش عمودی (*Coulomb*, 1776) کافی است. این تابع خطی را می توان به صورت زیر نوشت:

$$\tau_f = c + \sigma \tan \phi$$

c = چسبندگی

ϕ = زاویه اصطکاک داخلی

σ = تنش عمودی روی سطح گسیختگی

τ_f = مقاومت برشی

معادله قبل را معیار گسیختگی *Mohr-Coulomb* می نامند.

در خاک اشباع، تنش عمودی کل در یک نقطه برابر است با مجموع تنش مؤثر (σ') و فشار آب منفذی (u) یا:

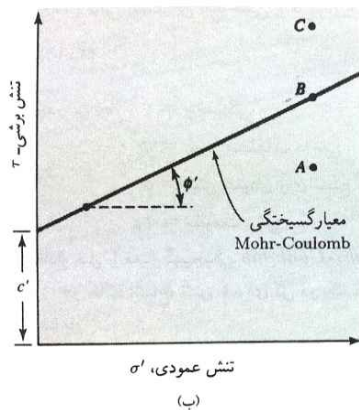
$$\sigma = \sigma' + u$$

تنش مؤثر σ' را بخش جامد خاک تحمل می کند. معیار گسیختگی *Mohr-Coulomb* بر حسب تنش مؤثر به شکل زیر است:

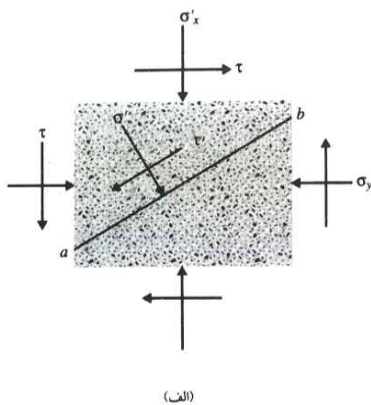
$$\tau_f = c' + \sigma' \tan \phi' \quad (I)$$

c' = چسبندگی و ϕ' = زاویه اصطکاک بر اساس تنش مؤثر.

بنابراین معادله های بالا تعریف مقاومت برشی بر اساس تنش کل و تنش مؤثراند. مقدار c' برای ماسه و لای غیر آلی صفر است. برای رس های عادی تحکیم یافته، c' را می توان صفر تقریب زد. مقدار ϕ' رس های بیش تحکیم یافته از صفر بیش تر است. زاویه اصطکاک ϕ' گاهی زاویه اصطکاک زمکشی شده نامیده می شود. در جدول زیر مقادیر نمونه ϕ' برای برخی از خاک های دانه ای ارائه شده است.



معيار گسيختگی Mohr-Coulomb

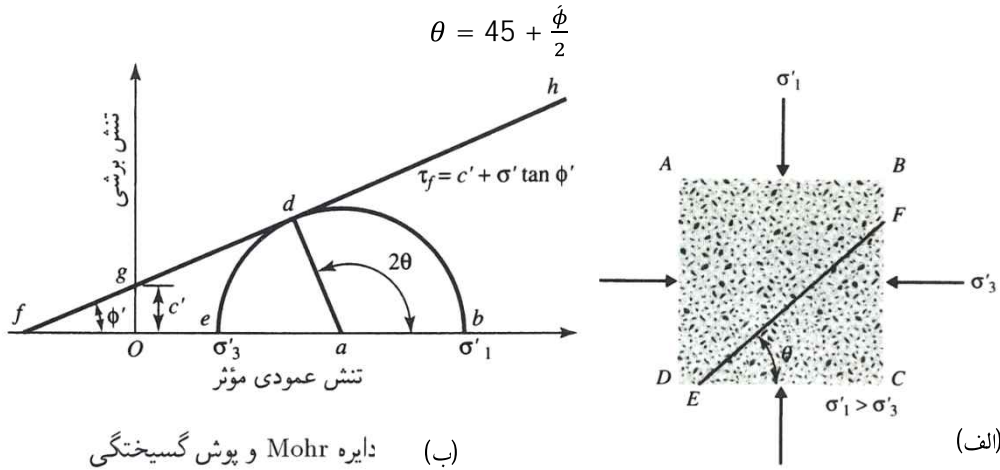


نوع خاک	ϕ' (درجه)
ماسه: دانه های گرد	
سست	۲۷ - ۳۰
متوسط	۳۰ - ۳۵
متراکم	۳۵ - ۳۸
ماسه: دانه های تیز گوشه	
سست	۳۰ - ۳۵
متوسط	۳۵ - ۴۰
متراکم	۴۰ - ۴۵
شن با مقداری ماسه	۳۴ - ۴۸
لای ها	۲۶ - ۳۵

مفهوم معادله (I) را می توان با شکل بالا شرح داد که المانی از توده خاک را نشان می دهد. فرض کنید که تنش عمودی و تنش برشی روی صفحه ab به ترتیب σ' و τ باشد. در شکل بالا (ب) نمودار پوشی گسیختگی تعریف شده با معادله (I) نشان داده شده است. مقدار σ' و τ روی صفحه ab طوری است که نقطه A را روی شکل تشکیل می دهند و گسیختگی برشی در امتداد صفحه روی نمی دهد. چنان چه تنش عمودی مؤثر و تنش برشی روی صفحه ab نقطه B را تشکیل دهند (که روی پوش گسیختگی قرار دارد)، گسیختگی برشی در امتداد صفحه روی می دهد. روی صفحه ab حالت برش متناظر با نقطه C وجود ندارد، زیرا این نقطه در بالای پوش گسیختگی قرار دارد و قبلاً گسیختگی برشی درون خاک رخ داده است.

شیب صفحه گسیختگی ناشی از برش

همان طور که با معیار *Mohr-Coulomb* بیان شد، گسیختگی برشی زمانی روی می دهد که تنش برشی روی صفحه به مقدار ارائه شده با معادله (I) برسد. برای تعیین شیب صفحه گسیختگی نسبت به صفحه اصلی حداکثر شکل زیر (الف) را ببینید که در آن σ_1 و σ_3 به ترتیب تنش های اصلی مؤثر حداکثر و حداقل اند. صفحه گسیختگی *EF* با صفحه اصلی حداکثر زاویه θ تشکیل می دهد. برای تعیین زاویه θ و رابطه میان σ_1 و σ_3 را ببینید که نمودار دایره *Mohr* را برای حالت تنش ارائه شده در شکل زیر (الف) نشان می دهد. در شکل (ب) پوش گسیختگی تعریف شده با رابطه $\tau_f = c' + \sigma' \tan \phi'$ است. خط شعاعی *ab* نشانگر صفحه اصلی حداکثر (*CD* در شکل الف) و خط شعاعی *ad* نشانگر صفحه گسیختگی (*EF* در شکل الف) است. می توان نشان داد که $\widehat{bad} = 2\theta = 90 + \phi'$ و یا:



(ب) دایره Mohr و پوش گسیختگی

باز هم از شکل بالا (ب) داریم:

$$\frac{\overline{ad}}{fa} = \sin \phi' \quad \overline{fa} = fO + Oa = c' \cot \phi' + \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$$

هم چنین:

$$\overline{ad} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$$

با جای گزینی معادلات داریم:

$$\sin \phi' = \frac{\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}}{c' \cot \phi' + \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}} \quad \text{یا} \quad \sigma_1 = \sigma_3 \left(\frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} \right) + 2c' \left(\frac{\cos \phi'}{1 - \sin \phi'} \right)$$

اما:

$$\frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) \quad \text{و} \quad \frac{\cos \phi'}{1 - \sin \phi'} = \tan \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right)$$

بنابراین:

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

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

آزمون آزمایشگاهی تعیین پارامترهای مقاومت برشی

در حال حاضر برای تعیین پارامترهای مقاومت برشی (یعنی c' ، f') نمونه خاک های مختلف چند روش آزمایشگاهی وجود دارد. این روش ها عبارتند از:

(الف) آزمایش برش مستقیم

(ب) آزمایش سه محوری

(ج) آزمایش برش ساده مستقیم

(د) آزمایش سه محوری کرنش صفحه ای

(ه) آزمایش برش حلقه پیچشی

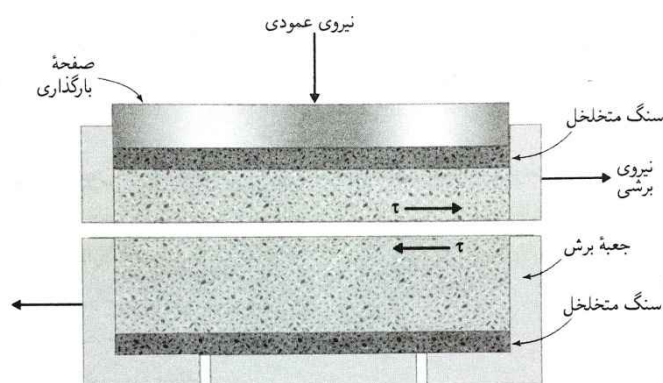
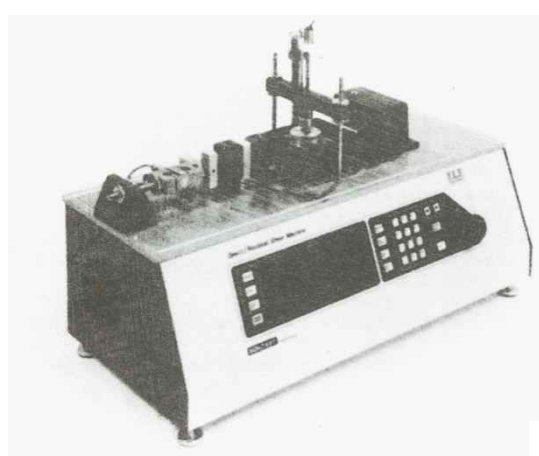
آزمایش برش مستقیم و آزمایش سه محوری دو روش مورد استفاده معمول برای تعیین پارامترهای مقاومت برشی محسوب می شود.

آزمایش برش مستقیم

آزمایش برش مستقیم قدیمی ترین و ساده ترین شکل آزمایش برش است. در شکل زیر (الف) طرح دستگاه آزمایش برش مستقیم نشان داده شده است. دستگاه آزمایش شامل یک جعبه برش فلزی است که نمونه کار در داخل آن قرار داده می شود. پلان نمونه خاک می تواند مربعی یا دایره ای باشد. سطح مقطع نمونه مورد استفاده معمولاً در حدود $51\text{mm} \times 51\text{mm}$ یا $102\text{mm} \times 102\text{mm}$ ($2\text{in.} \times 2\text{in.}$ یا $4\text{in.} \times 4\text{in.}$) و ارتفاع آن در حدود 25mm (1in.) است. جعبه به صورت افقی دو تکه است. نیروی عمودی روی نمونه از بالای جعبه برش اعمال می شود. تنش عمودی روی نمونه می تواند به 1050kN/m^2 (150lb/in.^2) بالغ شود. نیروی برش با حرکت دادن نیمه ای از جعبه نسبت به نیمه دیگر اعمال می شود که خود سبب گسیختگی نمونه خاک می شود. بسته به نوع دستگاه، آزمایش برش می تواند تحت کنترل تنش باشد یا کرنش. در آزمایش های تحت کنترل تنش، نیروی برش با نموهای یکسان تا گسیختگی نمونه اعمال می شود. گسیختگی در امتداد صفحه شکاف جعبه برش رخ می دهد. پس از اعمال هر نمو بار، جابه جایی برشی نیمه بالایی جعبه با یک اندازه گیر عقربه ای افقی اندازه گیری می شود. تغییر ارتفاع نمونه (و بنابراین تغییر حجم نمونه) در زمان آزمایش را می توان از روی قرائت های آن اندازه گیر عقربه ای به دست آورد که حرکت عمودی صفحه بارگذاری بالایی را اندازه گیری می کند.

در آزمایش های تحت کنترل کرنش، به کمک موتوری که از طریق جعبه دنده عمل می کند، به یک نیمه از جعبه برش میزان ثابتی از جابه جایی برشی اعمال می شود. میزان ثابت جابه جایی برشی با یک اندازه گیر عقربه ای افقی اندازه گیری می شود. نیروی برشی مقاوم متناظر با هر جابه جایی برشی را می توان به کمک یک نیروسنج حلقه ای افقی با یک نیروسنج اندازه گیری کرد. تغییر حجم نمونه در ضمن آزمایش به روشی مشابه با آزمایش های تحت کنترل تنش صورت می گیرد. شکل زیر (ب) تصویری از دستگاه آزمایش برش مستقیم را با کنترل کرنش نشان می دهد.

مزیت آزمایش های با کنترل کرنش آن است که در مورد ماسه متراکم، مقاومت برشی بیشینه (یعنی در زمان گسیختگی) و هم چنین مقاومت برشی کمینه (یعنی پس از گسیختگی که مقاومت نهایی نامیده می شود) را می توان مشاهده و ترسیم کرد. در آزمایش های با کنترل تنش تنها مقاومت برشی بیشینه را می توان مشاهده و ترسیم کرد. توجه داشته باشید که مقاومت برشی بیشینه در آزمایش های با کنترل تنش تنها تقریب محسوب می شود، زیرا گسیختگی در مقدار تنشی در بین نمو بار پیش از گسیختگی و نمو بار گسیختگی رخ می دهد. با این وجود آزمایش های با کنترل تنش در مقایسه با آزمایش های با کنترل کرنش احتمالاً شرایط صحرائی واقعی را بهتر مدل می کنند.



(الف) ۱-۴ طرح چگونگی انجام آزمایش برش مستقیم

(ب) برای یک آزمایش معین، تنش عمودی را می توان به صورت زیر حساب کرد:

$$\sigma = \text{تنش عمودی} = \frac{\text{نیروی عمودی}}{\text{سطح مقطع نمونه}}$$

تنش برشی مقاوم را برای هر جابه جایی برشی می توان به صورت زیر حساب کرد:

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

شکل زیر (الف) نمونه نمودار تنش برشی و تغییر ارتفاع نمونه را در مقابل جابه جایی برشی در ماسه های خشک سست و متراکم نشان می دهد. این نتایج از آزمایش با کنترل کرنش به دست آمده اند. از روی شکل زیر (الف) در ارتباط با تغییر تنش برشی مقاوم همراه با جابه جایی برشی می توان نتایج کلی زیر را استخراج کرد:

1- در ماسه سست، تنش برشی مقاوم تا زمان رسیدن به تنش برشی گسیختگی T_f همراه با جابه جایی برشی افزایش می یابد. پس از این مرحله مقاومت برشی برای هر افزایش بیش تر در جابه جایی برشی تقریباً ثابت باقی می ماند.

2- در ماسه متراکم، تنش برشی مقاوم تا رسیدن به تنش گسیختگی τ_f همراه با جابه جایی برشی افزایش می یابد. این τ_f را مقاومت برشی بیشینه می نامند. پس از دستیابی به تنش گسیختگی، تنش برشی مقاوم به تدریج همراه با افزایش جابه جایی برشی کاهش می یابد تا در نهایت به مقدار ثابتی می رسد که آن را مقاومت برشی نهایی می نامند.

ذکر این نکته مهم است که در ماسه خشک:

$$\sigma = \sigma' \quad \text{و} \quad c = 0$$

آزمایش های برش مستقیم روی نمونه های مشابه با تنش های عمودی مختلف گزارش می شود. تنش های عمودی و مقادیر متناظر τ_f حاصل از تعدادی آزمایش روی یک نمودار رسم شده و از روی آن پارامترهای مقاومت برشی تعیین می شود.

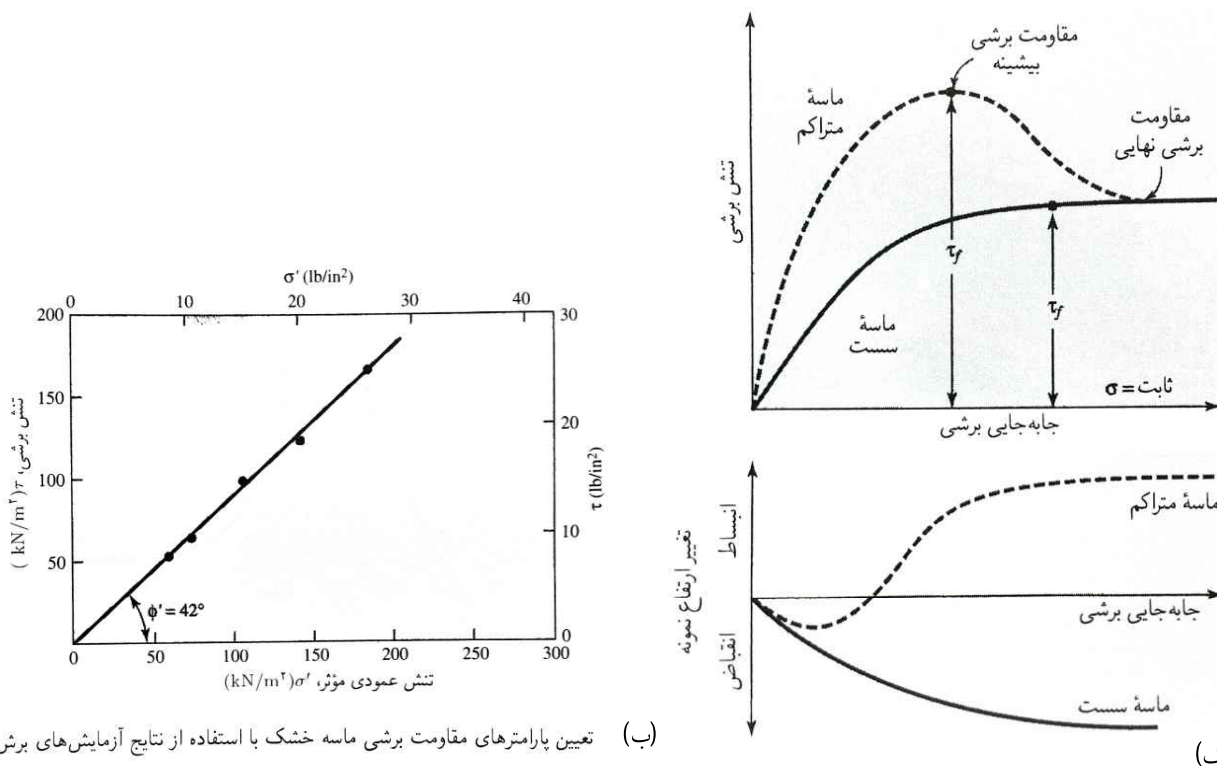
در شکل زیر (ب) نمونه ای از این نمودار برای آزمایش های انجام شده روی ماسه خشک نشان داده شده است. معادله خط متوسط حاصل از نتایج آزمایش عبارت است از:

$$\tau_f = \sigma' \tan \phi'$$

بنابراین زاویه اصطکاک را می توان به صورت زیر تعیین کرد:

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

ذکر این نکته مهم است که ماسه های سیمانی شده در جا، عرض از مبدا c نیز دارند.



(ب) تعیین پارامترهای مقاومت برشی ماسه خشک با استفاده از نتایج آزمایش های برش مستقیم

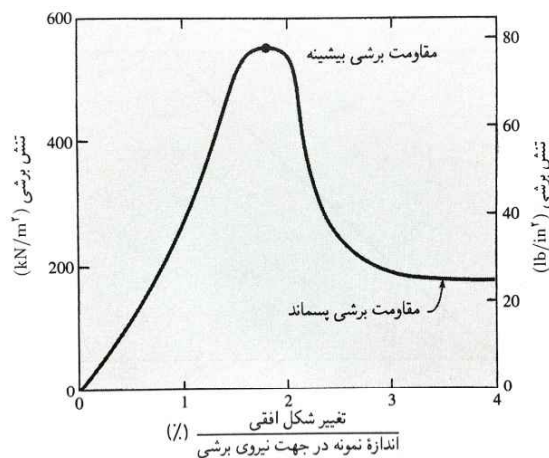
(الف)

آزمایش برش مستقیم زهکشی شده روی ماسه و رس اشباع

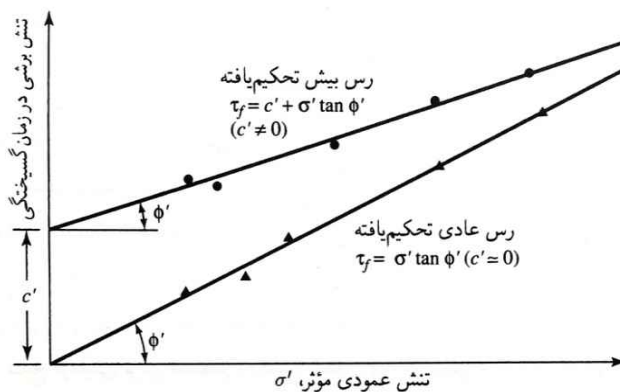
در آزمایش برش مستقیم، جعبه برش حاوی نمونه خاک معمولاً در داخل ظرفی نگه داشته می شود که برای اشباع کردن نمونه آن را از آب پر می کنند. آزمایش زهکشی شده روی نمونه خاک اشباع با حفظ سرعت بارگذاری آهسته انجام می شود تا اضافه فشار آب منفذی ایجاد شده در خاک با زهکشی کاملاً مستهلک می شود. آب منفذی حاصل از نمونه از طریق دو سنگ متخلخل زهکشی می شود.

از آن جا که ضریب نفوذپذیری ماسه بالاست، اضافه فشار آب منفذی ناشی از بارگذاری (عمودی و برشی) به سرعت مستهلک می شود. به همین دلیل برای سرعت بارگذاری معمولی، اصولاً زهکشی کامل وجود دارد. زاویه اصطکاک ϕ' حاصل از آزمایش برش مستقیم زهکشی شده ماسه اشباع با نتیجه حاصل از نمونه مشابهی از ماسه خشک یکسان است.

ضریب نفوذپذیری رس در مقایسه با ماسه بسیار کم است. زمانی که بار عمودی روی نمونه خاک رس اعمال می شود، برای تحکیم کامل باید مدت زمان طولانی سپری شود - یعنی برای استهلاک اضافه فشار آب منفذی. به همین دلیل بار برشی باید بسیار آهسته اعمال شود. آزمایش ممکن است 2 تا 5 روز به طول انجامد. در شکل زیر (الف) نتایج آزمایش برش مستقیم زهکشی شده روی رس بیش تحکیم یافته نشان داده شده است. شکل زیر (ب) نمودار τ_f در مقابل σ حاصل از تعدادی آزمایش برش مستقیم زهکشی شده روی رس عادی تحکیم یافته و رس بیش تحکیم یافته را نشان می دهد. توجه داشته باشید که برای رس عادی تحکیم یافته $c \approx 0$ است.



(الف) نتایج آزمایش برش مستقیم زهکشی شده روی رس بیش تحکیم یافته. توجه: مقاومت برشی پسماند رس با مقاومت برشی نهایی ماسه مشابه است.



(ب) پوش گسیختگی حاصل از آزمایش‌های برش مستقیم زهکشی شده روی رس.

توضیحات کلی درباره آزمایش برش مستقیم

انجام آزمایش برش مستقیم آسان است، اما این آزمایش نقایص ذاتی دارد. اعتبار نتایج این آزمایش زیر سؤال است، زیرا نمی گذارد خاک در امتداد ضعیف ترین سطح گسیخته شود؛ بلکه گسیختگی در امتداد سطح شکاف جعبه برش به خاک تحمیل می شود. هم چنین توزیع برشی روی سطح برشی نمونه یکنواخت است. علی رغم این نقایص، آزمایش برش مستقیم ساده ترین و اقتصادی ترین آزمایش برای خاک ماسه خشک یا اشباع است.

نتایج چهار آزمایش برش مستقیم زهکشی شده روی رس بیش تحکیم یافته عبارت است از:

ارتفاع نمونه = ۲۵mm قطر نمونه = ۵۰mm

شماره آزمایش	N (N)	S _{peak} (N)	S _{residual} (N)*
۱	۱۵۰	۱۵۷,۵	۴۴,۲
۲	۲۵۰	۱۹۹,۹	۵۶,۶
۳	۳۵۰	۲۵۷,۶	۱۰۲,۹
۴	۵۵۰	۳۶۳,۴	۱۴۴,۵

مطلوب است تعیین روابط میان مقاومت برشی بیشینه (τ_f) و مقاومت برشی پسماند (τ_r).

حل

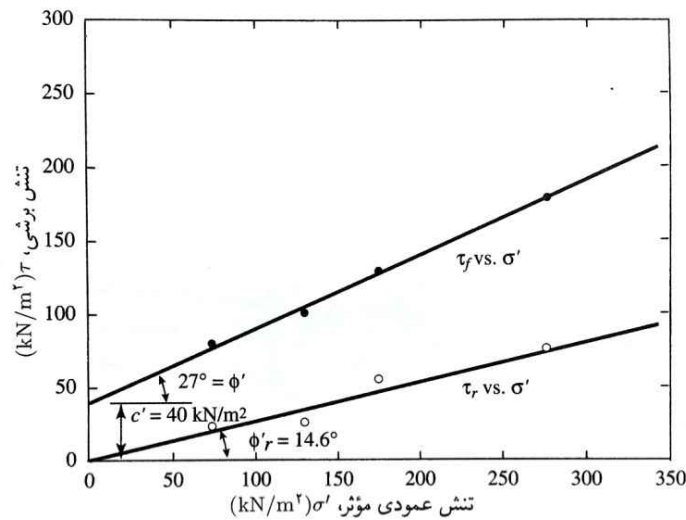
سطح نمونه: $A = (\pi/4) \left(\frac{50}{1000} \right)^2 = 0,0019634 \text{ m}^2$. حال می توان جدول زیر را تشکیل داد:

شماره آزمایش	نیروی برشی بیشینه، تنش عمودی، نیروی عمودی			نیروی برشی پسماند،		
	N (N)	σ' (kN/m ²)	S _{peak} (N)	$\tau_f = \frac{S_{peak}}{A}$ (kN/m ²)	S _{residual} (N)	$\tau_r = \frac{S_{residual}}{A}$ (kN/m ²)
۱	۱۵۰	۷۶,۴	۱۵۷,۵	۸۰,۲	۴۴,۲	۲۲,۵
۲	۲۵۰	۱۲۷,۳	۱۹۹,۹	۱۰۱,۸	۵۶,۶	۲۸,۸
۳	۳۵۰	۱۷۸,۳	۲۵۷,۶	۱۳۱,۲	۱۰۲,۹	۵۲,۴
۴	۵۵۰	۲۸۰,۱	۳۶۳,۴	۱۸۵,۱	۱۴۴,۵	۷۳,۶

در شکل ۱ تغییرات τ_f و τ_r نسبت به σ' ترسیم شده است. از روی نمودار داریم،

$$\tau_f (\text{kN/m}^2) = 40 + \sigma' \tan 27^\circ$$

$$\tau_r (\text{kN/m}^2) = \sigma' \tan 14,6^\circ$$



تغییرات τ_r و τ_f نسبت به σ'

(توجه: برای تمام رس های بیش تحکیم یافته، مقاومت برشی پسماند را می توان به صورت زیر بیان کرد:

$$\tau_r = \sigma' \tan \phi'_r$$

که در این جا: ϕ'_r = زاویه اصطکاک پسماند مؤثر.)

آزمایش برش سه محوری (عمومی)

آزمایش برش سه محوری یکی از معتبرترین روش های موجود برای تعیین پارامترهای مقاومت برشی است. از این آزمایش به وسعت برای تحقیقات و آزمایش های قرارداد استفاده می شود. شکل زیر طرحی از چگونگی انجام آزمایش سه محوری را نشان می دهد.

در این آزمایش معمولاً از نمونه ای از خاک به قطر تقریباً 36mm (1.4 in.) و طول 76mm (3 in.) استفاده می شود. نمونه در غشاء لاستیکی نازکی محصور شده و در داخل یک محفظه استوانه ای پلاستیکی قرار داده می شود که معمولاً با آب یا گلیسرین پر می شود. با تراکم ساختن سیال درون محفظه، نمونه تحت فشار محدوده کننده قرار می گیرد. (توجه: گاهی از هوا به عنوان عامل تراکم استفاده می شود). برای ایجاد گسیختگی برشی در نمونه، باید از طریق کوبه بارگذاری عمودی، تنش محوری اعمال کرد (گاهی تنش انحرافی نامیده می شود). این تنش را به یکی از این دو روش می توان اعمال کرد:

1- اعمال بار مرده یا فشار هیدرولیکی با نمونه های یکسان تا گسیختگی نمونه. (تغییر شکل محوری نمونه در اثر بار اعمال شده از طریق کوبه با یک اندازه گیر عقربه ای اندازه گیری می شود).

2- اعمال تغییر شکل محوری با سرعت ثابت توسط پرس هیدرولیکی یا گیربکس بارگذاری. این آزمایش با کنترل کرنش است.

بار محوری اعمال شده متناظر با یک تغییر شکل محوری معین با نیروسنج حلقه ای یا نیروسنج متصل به کوبه اندازه گیری می شود.

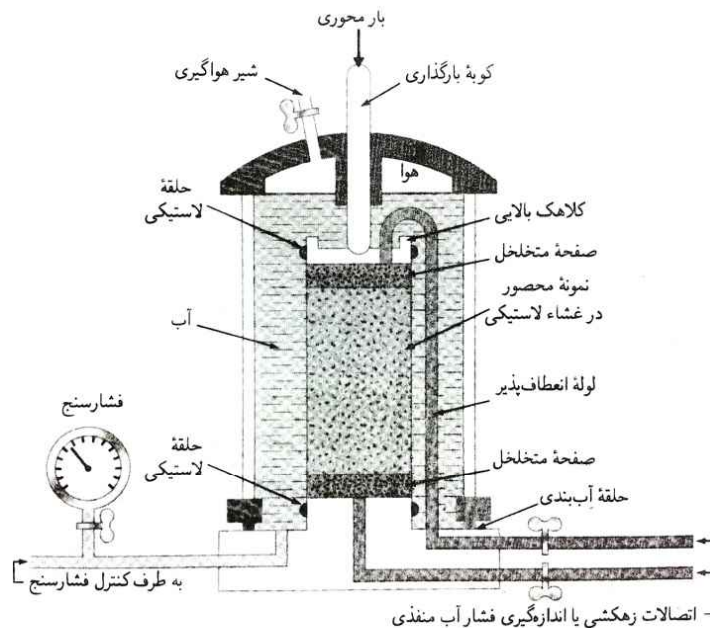
هم چنین اتصالاتی برای اندازه گیری زهکشی به داخل یا بیرون از نمونه یا اندازه گیری فشار آب منفذی (در شرایط آزمایش) فراهم می گردد. معمولاً سه نوع آزمایش سه محوری استاندارد انجام می شود:

1- آزمایش تحکیم یافته- زهکشی شده یا آزمایش زهکشی شده (آزمایش CD)

2- آزمایش تحکیم یافته- زهکشی نشده (آزمایش CU)

3- آزمایش تحکیم نیافته- زهکشی نشده یا آزمایش زهکشی نشده (آزمایش UU)

در بخش زیر روش کلی و کاربردهای هر آزمایش در خاک های اشباع شرح داده می شود.



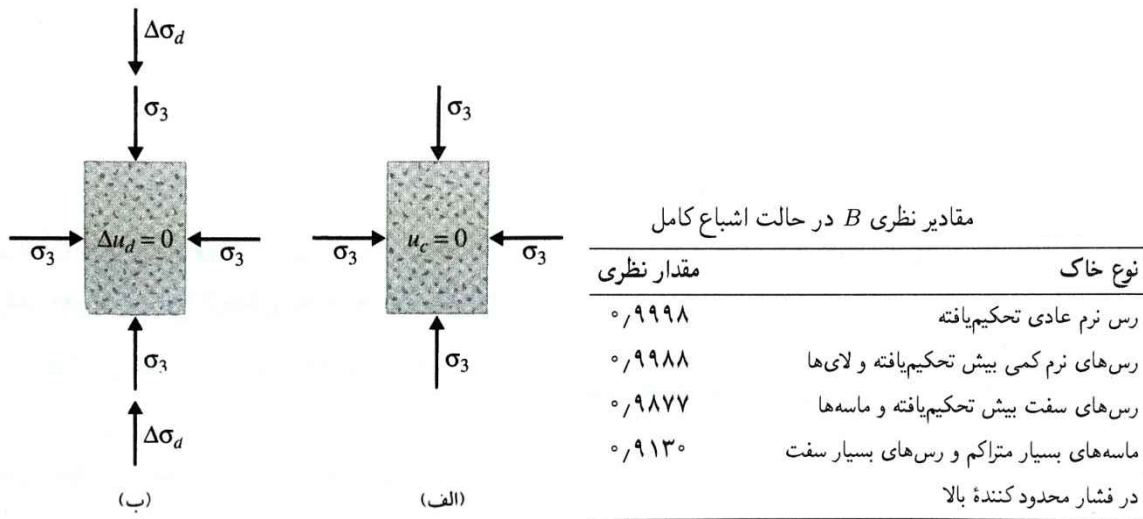
آزمایش سه محوری تحکیم یافته- زهکشی شده

در آزمایش CD، ابتدا نمونه اشباع با تراکم ساختن سیال درون محفظه، تحت فشار محدود کننده همه جانبه σ_3 قرار داده می شود (شکل زیر الف). با اعمال فشار محدود کننده، فشار آب منفذی نمونه به u_c افزایش می یابد (در صورت جلوگیری از زهکشی). این افزایش فشار آب منفذی را می توان به صورت یک پارامتری بعد به شکل زیر بیان کرد:

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

B = پارامتر فشار منفذی (Skempton, 1954).

برای خاک های نرم اشباع، B تقریباً یک است. اما برای خاک های سفت اشباع، اندازه B می تواند از یک کمتر باشد. Lee, black (1973) برای خاک های مختلف در حالت اشباع کامل مقادیر نظری B را ارائه کرده اند. این مقادیر در جدول زیر فهرست شده اند.



(الف) نمونه تحت فشار محدود کننده محفظه ای و (ب) اعمال تنش انحرافی

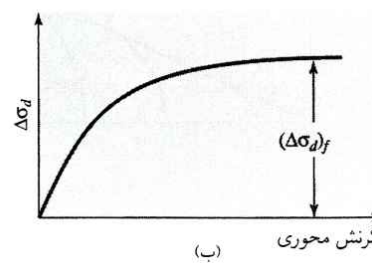
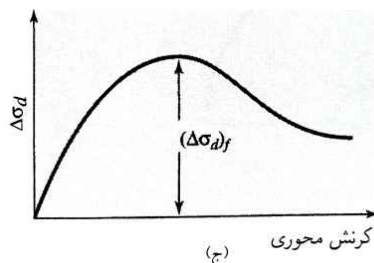
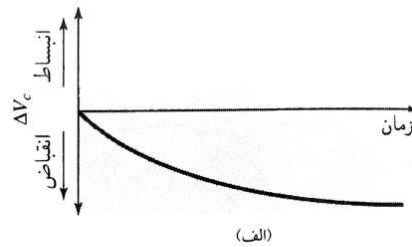
حال چنان چه اتصال زهکشی باز شود، استهلاک اضافه فشار آب منفذی و بنابراین تحکیم انجام می شود. با گذشت زمان، u_c صفر می شود. در خاک اشباع، تغییر حجم نمونه (ΔV_c) در زمان تحکیم را می توان از روی حجم آب منفذی زهکشی شده (شکل زیر الف) به دست آورد. سپس تنش انحرافی $\Delta\sigma_d$ روی نمونه به آهستگی افزایش داده می شود (شکل ب). اتصال زهکشی باز نگه داشته می شود و سرعت آهسته اعمال تنش انحرافی امکان می دهد تا فشار آب منفذی ایجاد شده به طور کامل مستهلک شود ($\Delta u_d = 0$).

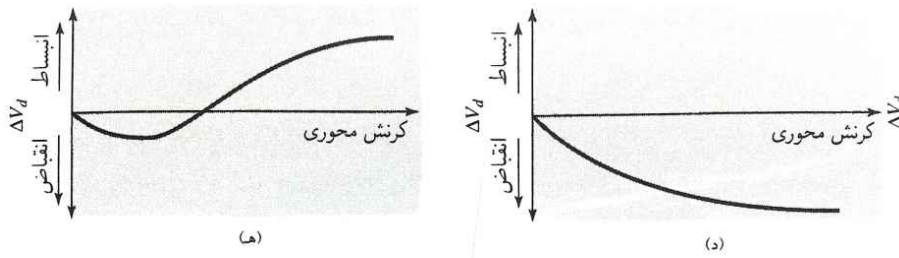
شکل (ب) نمونه نمودار تغییرات تنش انحرافی را در مقابل کرنش در ماسه سست و رس عادی تحکیم یافته نشان می دهد. شکل (ج) نمودار مشابهی را برای ماسه متراکم و رس بیش تحکیم یافته نشان می دهد. تغییر حجم ΔV_d ناشی از اعمال تنش انحرافی در خاک های مختلف را نیز شکل های (د) و (ه) نشان می دهد. از آن جا که فشار آب منفذی ایجاد شده در ضمن آزمایش کاملاً مستهلک شده است، داریم:

$$\sigma_3 = \sigma_3 = \text{تنش کل و تنش محدوده کننده مؤثر}$$

و

$$\sigma_1 = \sigma_1 = \sigma_3 + (\Delta\sigma_d)f = \text{تنش کل و تنش محوری مؤثر در زمان گسیختگی}$$





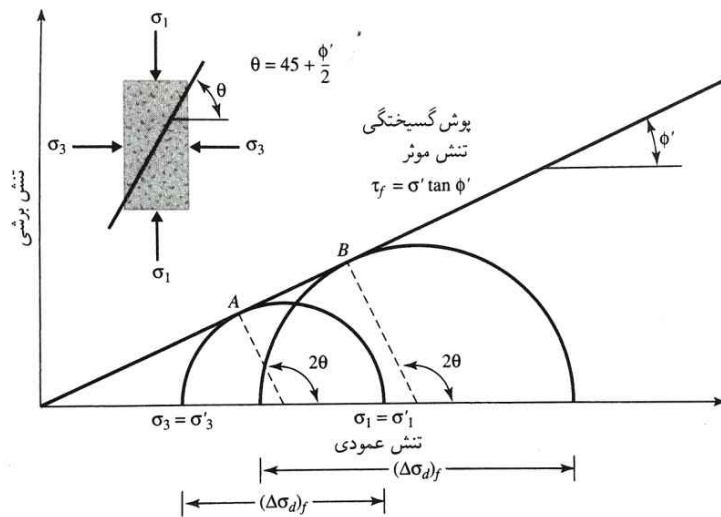
آزمایش سه محوری تحکیم یافته - زهکشی شده: (الف) تغییر حجم نمونه در اثر فشار محدودکننده محفظه‌ای، (ب) نمودار تنش انحرافی در مقابل کرنش در جهت عمودی برای ماسه سست و رس عادی تحکیم یافته، (ج) نمودار تنش انحرافی در مقابل کرنش در جهت عمودی برای ماسه متراکم و رس بیش تحکیم یافته، (د) تغییر حجم ماسه سست و رس عادی تحکیم یافته در ضمن اعمال تنش انحرافی، (ه) تغییر حجم ماسه متراکم و رس بیش تحکیم یافته در ضمن اعمال تنش انحرافی

در آزمایش سه محوری، σ_1 تنش مؤثر اصلی حداکثر در زمان گسیختگی و σ_3 تنش مؤثر اصلی و حداقل در زمان گسیختگی است.

روی نمونه های مشابه می توان چند آزمایش با فشارهای محدودکننده مختلف انجام داد، با توجه به تنش های اصلی حداکثر و حداقل در زمان گسیختگی در هر آزمایش می توان دایره Mohr را ترسیم کرد و پوش های گسیختگی را به دست آورد. شکل زیر (الف) نوع پوش گسیختگی تنش مؤثر حاصل از آزمایش روی ماسه و رس عادی تحکیم یافته را نشان می دهد. مختصات نقطه تماس پوش گسیختگی با دایره Mohr (یعنی نقطه A)، تنش های (عمودی و برشی) روی صفحه گسیختگی نمونه مورد آزمایش را به دست می دهد.

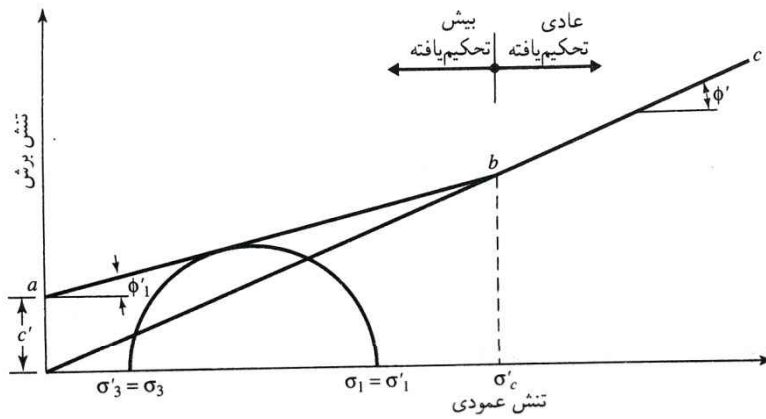
بیش تحکیمی زمانی حاصل می شود که رس ابتدا تحت فشار محفظه ای همه جانبه $\sigma_c (= \sigma'_c)$ قرار گیرد و با کاهش فشار محفظه ای به $\sigma_3 (= \sigma'_3)$ امکان متورم شدن پیدا کند. پوش گسیختگی حاصل از آزمایش های سه محوری زهکشی شده روی چنین نمونه هایی از خاک رس بیش تحکیم یافته، دو شاخه مشخص را نشان می دهد (ab و bc در شکل زیر ب). بخش ab دارای شیب تختی با عرض از مبدأ چسبندگی است و معادله مقاومت برشی این شاخه را می توان به صورت زیر نوشت:

$$\tau_f = c + \sigma \tan \phi_1$$



(الف)

پوش گسیختگی تنش مؤثر حاصل از آزمایش های زهکشی شده روی ماسه و رس عادی تحکیم یافته



(ب) پوش گسیختگی تنش مؤثر برای رس بیش تحمیم یافته

بخش bc از پوش گسیختگی نشانگر مرحله عادی تحمیم یافته بودن خاک است و معادله آن به صورت $\tau_f = \sigma' \tan \phi'_1$ بیان می شود. انجام آزمایش سه محوری تحمیم یافته - زهکشی شده روی خاک چند روز به طول می انجامد. این مقدار زمان به این دلیل مورد نیاز است که تنش انحرافی را باید به آهستگی اعمال کرد تا از زهکشی کامل نمونه خاک اطمینان حاصل شود. به همین دلیل نوع CD آزمایش سه محوری غیر معمول است. (مثال)

نتایج آزمایش سه محوری زهکشی شده روی خاک رس تحمیم یافته ای به صورت زیر است:

$$\text{فشار محدود کننده محفظه ای} = 16 \text{ lb/in.}^2$$

$$\text{تنش انحرافی در زمان گسیختگی} = 25 \text{ lb/in.}^2$$

(الف) زاویه اصطکاک ϕ' را به دست آورد.

(ب) زاویه θ' که صفحه گسیختگی با صفحه اصلی حداکثر تشکیل می رسد، چه قدر است؟

حل

برای خاک عادی تحمیم یافته، معادله پوش گسیختگی عبارت است از:

$$\tau_f = \sigma' \tan \phi' \quad (c' = 0 \text{ زیرا})$$

برای آزمایش سه محوری، تنش های اصلی مؤثر حداکثر و حداقل در زمان گسیختگی عبارتند از:

$$\sigma'_1 = \sigma_1 = \sigma_r + (\Delta\sigma_d)_f = 16 + 25 = 41 \text{ lb/in.}^2$$

دایره Mohr و پوش گسیختگی را نشان می دهد، از روی این شکل می توان

(الف)

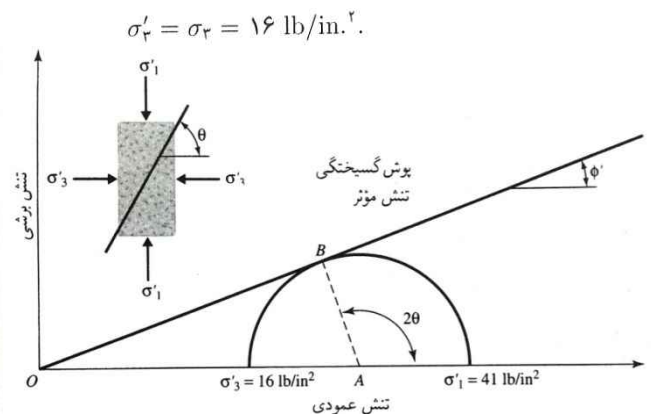
نوشت:

$$\sin \phi' = \frac{AB}{OA} = \frac{\left(\frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2}\right)}{\left(\frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2}\right)}$$

$$\sin \phi' = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{\sigma'_1 + \sigma'_3} = \frac{41 - 16}{41 + 16} = 0.438$$

$$\phi' = 26^\circ$$

$$\theta = 45 + \frac{\phi'}{2} = 45 + \frac{26}{2} = 58^\circ \text{ (ب)}$$



دایره Mohr و پوش گسیختگی رس عادی تحمیم یافته

مثال) با توجه به مثال بالا:

(الف) تنش عمودی σ' و تنش برشی τ_f روی صفحه گسیختگی را به دست آورید.
 (ب) تنش عمودی مؤثر روی صفحه تنش برشی حداکثر را تعیین کنید.

حل

$$\sigma' (\text{روی صفحه گسیختگی}) = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_2}{2} + \frac{\sigma'_1 - \sigma'_2}{2} \cos 2\theta$$

$$\tau_f = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_2}{2} \sin 2\theta$$

با جای‌گزینی مقادیر $\sigma'_1 = 41 \text{ lb/in.}^2$, $\sigma'_2 = 16 \text{ lb/in.}^2$ و $\theta = 58^\circ$ در معادلات قبل داریم:

$$\sigma' = \frac{41 + 16}{2} + \frac{41 - 16}{2} \cos(2 \times 58) = 23.0 \text{ lb/in.}^2$$

$$\tau_f = \frac{41 - 16}{2} \sin(2 \times 58) = 11.2 \text{ lb/in.}^2$$

(ب) از معادله می‌توان دید که تنش برشی حداکثر روی صفحه‌ای با $\theta = 45^\circ$ رخ می‌دهد.

$$\sigma' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_2}{2} + \frac{\sigma'_1 - \sigma'_2}{2} \cos 2\theta$$

با جای‌گزینی $\theta = 45^\circ$ در معادله قبل نتیجه می‌شود:

$$\sigma' = \frac{41 + 16}{2} + \frac{41 - 16}{2} \cos 90^\circ = 28.5 \text{ lb/in.}^2$$

مثال

معادله پوش گسیختگی تنش مؤثر برای خاک رس عادی تحکیم یافته‌ای به صورت $\tau_f = \sigma' \tan 25^\circ$.
 روی این خاک آزمایش سه محوری زهکشی شده‌ای با فشار محدود کننده محفظه‌ای 8° kN/m^2 انجام شده است. مطلوب است محاسبه تنش انحرافی در زمان گسیختگی.

حل

برای رس عادی تحکیم یافته: $c' = 0$. بنابراین

$$\sigma'_1 = \sigma'_2 \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right)$$

$$\phi' = 25^\circ$$

$$\sigma'_1 = 8^\circ \tan^2 \left(45 + \frac{25}{2} \right) = 197 \text{ kN/m}^2$$

به این ترتیب:

$$(\Delta\sigma_d)_f = \sigma'_1 - \sigma'_2 = 197 - 8^\circ = 117 \text{ kN/m}^2$$

(مثال)

نتایج دو آزمایش سه محوری زهکشی شده روی رس اشباع به صورت زیر است:

$$\sigma_r = \sigma'_r = 70 \text{ kN/m}^2 \quad \text{نمونه I:}$$

$$(\Delta\sigma_d)_f = 130 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_r = \sigma'_r = 160 \text{ kN/m}^2 \quad \text{نمونه II:}$$

$$(\Delta\sigma_d)_f = 223.5 \text{ kN/m}^2$$

مطلوب است تعیین پارامترهای c' و ϕ' مقاومت برشی.

حل

برای نمونه I، تنش‌های اصلی زمان گسیختگی عبارتند از:

$$\sigma'_r = \sigma_r = 70 \text{ kN/m}^2$$

و

$$\sigma'_1 = \sigma_1 = \sigma_r + (\Delta\sigma_d)_f = 70 + 130 = 200 \text{ kN/m}^2$$

به همین ترتیب، تنش‌های اصلی زمان گسیختگی برای نمونه II عبارتند از:

$$\sigma'_r = \sigma_r = 160 \text{ kN/m}^2$$

و برای نمونه II:

$$383.5 = 160 \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) + 2c' \tan \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right)$$

از حل دو معادله قبل نتیجه می‌شود:

$$\phi' = 20^\circ \quad c' = 20 \text{ kN/m}^2$$

آزمایش سه محوری تحکیم یافته - زهکشی نشده

آزمایش تحکیم یافته زهکشی نشده متداول ترین نوع آزمایش سه محوری است. در این آزمایش ابتدا نمونه خاک اشباع با اعمال فشار همه جانبه سیال درون محفظه (σ_3) تحکیم می شود که این به زهکشی نمونه منجر می گردد (شکل زیر الف و ب). پس از استهلاک فشار آب منفذی ناشی از اعمال فشار محدود کننده، تنش انحرافی $\Delta\sigma_d$ روی نمونه افزایش داده می شود تا گسیختگی برشی روی دهد (شکل ج). در طول این مرحله از آزمایش، مسیر زهکشی از نمونه بسته نگه داشته می شود. به دلیل امکان پذیر نبودن زهکشی، فشار آب منفذی Δu_d افزایش می یابد. در طول آزمایش، هم زمان $\Delta\sigma_d$ و Δu_d اندازه گیری می شود. افزایش فشار آب منفذی Δu_d را می توان به شکل بی بعد به صورت زیر بیان کرد:

$$\bar{A} = \frac{\Delta u_d}{\Delta\sigma_d} \quad (1)$$

$A =$ پارامترهای فشار منفذی (Skempton, 1954).

شکل های (د تا ز) و طرح کلی تغییرات $\Delta\sigma_d$ و Δu_d نسبت به کرنش محوری برای ماسه و خاک های رس را نشان می دهد. در ماسه سست و رس عادی تحکیم یافته، فشار آب منفذی با کرنش افزایش می یابد. در ماسه متراکم و رس تحکیم یافته، فشار آب منفذی همراه با کرنش تا حد معینی افزایش می یابد و فراتر از آن کاهش یافته و منفی می شود (نسبت به فشار جو). این کاهش به دلیل تمایل خاک به بسط یافتن است. برخلاف آزمایش تحکیم یافته - زهکشی شده، تنش های اصلی کل و مؤثر در آزمایش تحکیم یافته - زهکشی نشده یکسان نیستند. از آن جا که در این آزمایش فشار آب منفذی در زمان گسیختگی اندازه گیری می شود، تنش های اصلی را می توان به صورت زیر تحلیل کرد:

$$\sigma_3 + (\Delta\sigma_d)_f = \sigma_1: \text{ تنش اصلی حداکثر در زمان گسیختگی (کل)}$$

$$\sigma_1 - (\Delta u_d) = \sigma'_1: \text{ تنش اصلی حداکثر در زمان گسیختگی (مؤثر)}$$

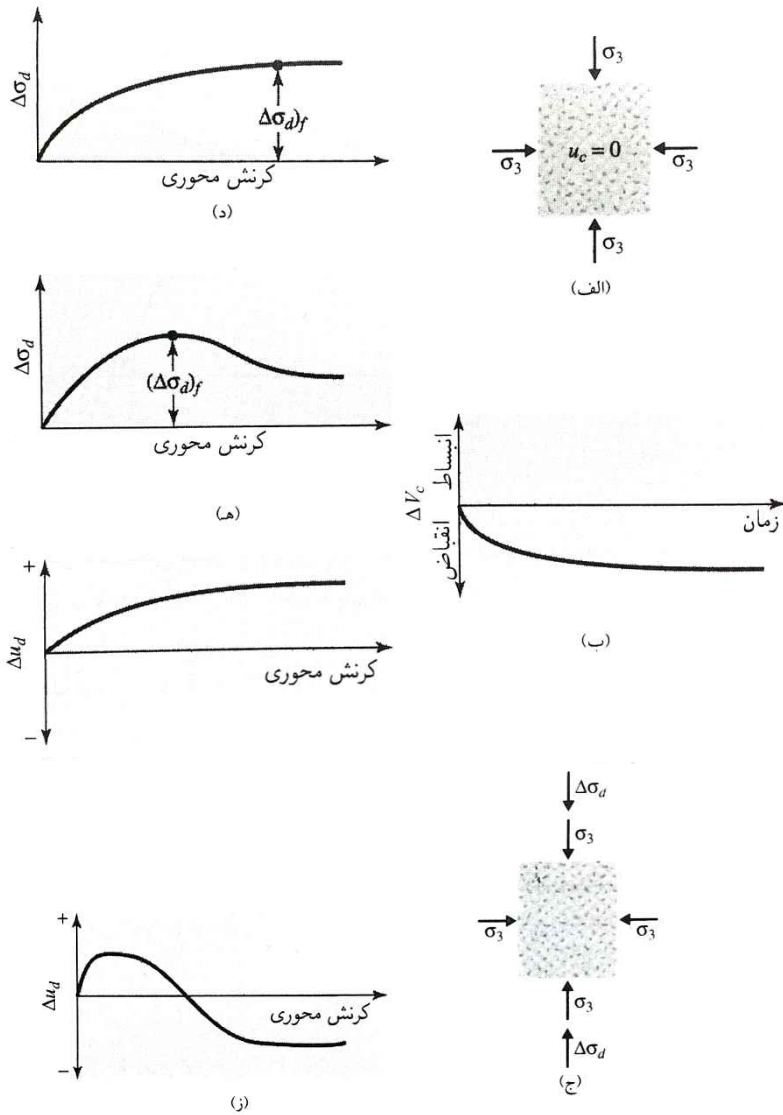
$$\sigma_3: \text{ تنش اصلی حداقل در زمان گسیختگی (کل)}$$

$$\sigma_3 - (\Delta u_d)_f = \sigma'_3: \text{ تنش اصلی حداقل در زمان گسیختگی (مؤثر)}$$

در این معادلات $(\Delta u_d)_f =$ فشار آب منفذی در زمان گسیختگی. از یافته های قبل نتیجه می شود:

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \sigma'_1 - \sigma'_3$$

برای تعیین پارامترهای مقاومت برشی می توان روی چند نمونه مشابه با فشارهای محدود کننده مختلف آزمایش هایی انجام داد.



آزمایش تحکیم یافته زهکشی نشده: (الف) نمونه تحت فشار محدودکننده محفظه‌ای، (ب) تغییر حجم نمونه در اثر فشار محدودکننده، (ج) اعمال تنش انحرافی، (د) نمودار تنش انحرافی در مقابل کرنش محوری برای ماسه سست و رس عادی تحکیم یافته، (ه) نمودار تنش انحرافی در مقابل کرنش محوری برای ماسه متراکم و رس بیش تحکیم یافته، (و) تغییرات فشار آب منفذی نسبت به کرنش محوری برای ماسه سست و رس عادی تحکیم یافته، (ز) تغییرات فشار آب منفذی نسبت به کرنش محوری برای ماسه متراکم و رس بیش تحکیم یافته

شکل زیر (الف) دایره Mohr تنش کل و مؤثر زمان گسیختگی از آزمایش های سه محوری تحکیم یافته - زهکشی نشده در ماسه و رس عادی تحکیم یافته را نشان می دهد. توجه داشته باشید که A و B دو دایره Mohr تنش کل حاصل از دو آزمایش اند. C و D به ترتیب دایره Mohr تنش مؤثر متناظر با دایره تنش کل A و B اند. قطر دایره A و C یکسان است و همین طور قطر دایره B و D.

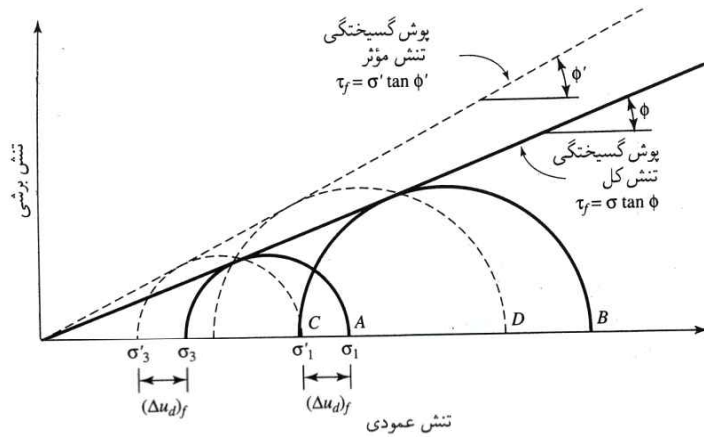
در شکل زیر (الف) پوش گسیختگی تنش کل را می توان با ترسیم خط مماس بر تمام دایره Mohr تنش کل به دست آورد. برای ماسه و رس های عادی تحکیم یافته، این تقریباً خط مستقیم عبوری از مبدأ است که با معادله زیر بیان می شود:

$$\tau_f = \sigma \tan \phi$$

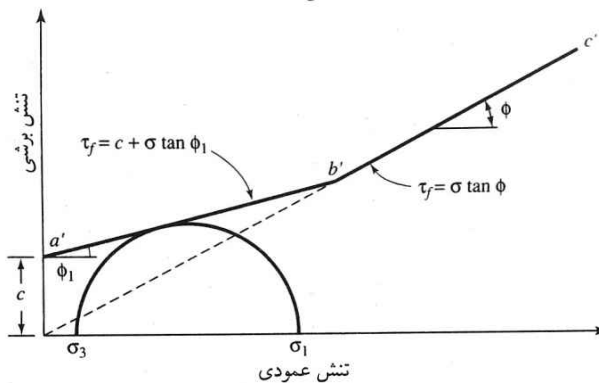
σ = تنش کل

ϕ = زاویه ای که پوش گسیختگی تنش کل با محور تنش عمودی تشکیل می دهد و زاویه تحکیم یافته - زهکشی نشده مقاومت برشی نامیده می شود.

بازهم با توجه به شکل زیر (الف) دیده می شود که پوش گسیختگی مماس بر تمام دایره Mohr تنش مؤثر را می توان با معادله $\tau_f = \sigma' \tan \phi'$ بیان کرد که همان معادله به دست آمده برای آزمایش های تحکیم یافته - زهکشی شده است.



(الف) پوش گسیختگی تنش کل و مؤثر برای آزمایش‌های سه محوری تحکیم یافته زهکشی نشده. (توجه: در این شکل فرض شده است که پس فشار اعمال نمی‌شود)



(ب) پوش گسیختگی تنش کل حاصل از آزمایش‌های تحکیم یافته زهکشی نشده در رس بیش تحکیم یافته

در رس های بیش تحکیم یافته، پوش گسیختگی تنش کل حاصل از آزمایش های تحکیم یافته-زهکشی نشده مطابق شکل بالا (ب) است. خط مستقیم $a'b'$ با معادله زیر بیان می شود:

$$\tau_f = c + \sigma \tan \phi_1$$

و خط مستقیم $b'c'$ از رابطه ارائه شده در معادله پیروی می کند. پوش گسیختگی تنش مؤثر ترسیم شده از روی دواير *Mohr* تنش مؤثر با مورد نشان داده شده در شکل بالا (ب) مشابه است.

آزمایش های تحکیم یافته-زهکشی شده روی خاک های رس مدت زمان زیادی به طول می انجامد به همین دلیل آزمایش های تحکیم یافته-زهکشی نشده را می توان روی این خاک ها با اندازه گیری فشار منفذی انجام داد تا پارامترهای مقاومت برشی زهکشی شده به دست آید. از آنجا که در این آزمایش ها در ضمن اعمال تنش انحرافی امکان زهکشی وجود ندارد، آنها را می توان به سرعت انجام داد.

در معادله (1) پارامتر فشار آب منفذی *Skempton* (\bar{A}) تعریف شده است. در زمان گسیختگی، پارامتر \bar{A} را می توان به صورت زیر نوشت:

$$\bar{A} = \bar{A}_f = \frac{(\Delta u_d)_f}{(\Delta \sigma_d)_f}$$

محدوده عمومی مقادیر \bar{A}_f در اکثر خاک های رس به صورت زیر است:

- رس های عادی تحکیم یافته: 0.5 تا 1
- رس های بیش تحکیم یافته: 0.5- تا 0

آزمون های سه محوری آزمایشگاهی *Simons, Bjerrum* (1960) روی رس *Oslo*، رس *Weald* و رس *London* نشان داده است که \bar{A}_f در مقدار بیش تحکیمی حدود 3 یا 4 تقریباً صفر می شود.

نتایج حاصل از آزمایش تحکیم یافته - زهکشی نشده روی رس عادی تحکیم یافته‌ای به صورت زیر است:

$$\sigma_3 = 12 \text{ lb/in.}^2$$

$$\text{تنش انحرافی } (\Delta\sigma_d)_f = 9.1 \text{ lb/in.}^2$$

$$\text{فشار منفذی } (\Delta u_d)_f = 6.8 \text{ lb/in.}^2$$

مطلوب است محاسبه زاویه اصطکاک تحکیم یافته - زهکشی نشده و زاویه اصطکاک تحکیم یافته - زهکشی شده.

حل

$$\sigma_3 = 12 \text{ lb/in.}^2$$

$$\sigma_1 = \sigma_3 + (\Delta\sigma_d)_f = 12 + 9.1 = 21.1 \text{ lb/in.}^2$$

از معادله ۱ برای رس عادی تحکیم یافته با $c = 0$ داریم:

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

$$21.1 = 12 \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$\phi = 2 \left[\tan^{-1} \left(\frac{21.1}{12} \right)^{0.5} - 45 \right] = 16^\circ$$

و باز هم داریم:

$$\sigma'_3 = \sigma_3 - (\Delta u_d)_f = 12 - 6.8 = 5.2 \text{ lb/in.}^2$$

$$\sigma'_1 = \sigma_1 - (\Delta u_d)_f = 21.1 - 6.8 = 14.3 \text{ lb/in.}^2$$

از معادله ۲ برای رس عادی تحکیم یافته با $c' = 0$ داریم:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right)$$

$$14.3 = 5.2 \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right)$$

$$\phi' = 2 \left[\tan^{-1} \left(\frac{14.3}{5.2} \right)^{0.5} - 45 \right] = 27.8^\circ$$

آزمایش سه محوری تحکیم نیافته - زهکشی نشده

در آزمایش های تحکیم نیافته - زهکشی نشده اجازه زهکشی نمونه خاک در ضمن اعمال فشار محفظه ای σ_3 داده نمی شود. گسیختگی نمونه خاک مورد آزمایش با اعمال تنش انحرافی $\Delta\sigma_d$ و جلوگیری از زهکشی صورت می گیرد. از آن جا که در هیچ مرحله آزمایش اجازه زهکشی داده نمی شود، آزمایش را می توان به سرعت انجام داد. به دلیل اعمال فشار محدود کننده محفظه ای σ_3 ، فشار آب منفذی در داخل نمونه خاک به مقدار u_c افزایش می یابد. افزایش بیش تر فشار آب منفذی (Δu_d) به دلیل اعمال تنش انحرافی صورت می گیرد. به همین دلیل فشار آب منفذی u در هر مرحله ای از اعمال تنش انحرافی می توان به صورت زیر بیان کرد:

$$u = u_c + \Delta u_d$$

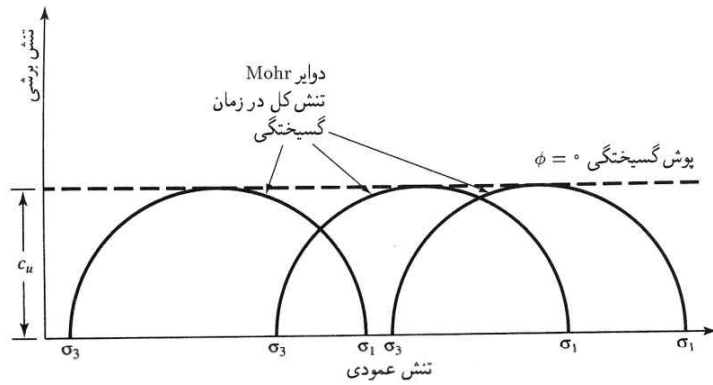
از معادلات داریم: $u_c = B\sigma_3$ و $\Delta u_d = \bar{A}\Delta\sigma_d$ ، بنابراین:

$$u = B\sigma_3 + \bar{A}\Delta\sigma_d = B\sigma_3 + \bar{A}(\sigma_1 - \sigma_3)$$

این آزمایش معمولاً روی نمونه های رس انجام می شود و در خاک های چسبنده در صورت کاملاً اشباع بودن خاک به مفهوم بسیار مهم مقاومت وابسته است. تنش محوری اضافی در زمان گسیختگی $(\Delta\sigma_d)_f$ صرف نظر از فشار محدود کننده محفظه ای در عمل یکسان است. این خصوصیت را شکل زیر نشان می دهد. پوش گسیختگی دواير Mohr تنش کل یک خط افقی است و در نتیجه این شرایط $\phi = 0$ نامیده می شود. از معادله با $\phi = 0$ داریم:

$$\tau_f = c = c_u$$

c_u مقاومت برشی زهکشی نشده برابر با شعاع دواير Mohr، توجه داشته باشید که مفهوم $\phi = 0$ تنها در مورد لای ها و رس های اشباع کاربرد دارد.



دوایر Mohr تنش کل و پوش گسیختگی ($\phi = 0^\circ$) به دست آمده از آزمایش‌های سه محوری تحکیم نشده - زهکشی نشده روی خاک چسبنده کاملاً اشباع

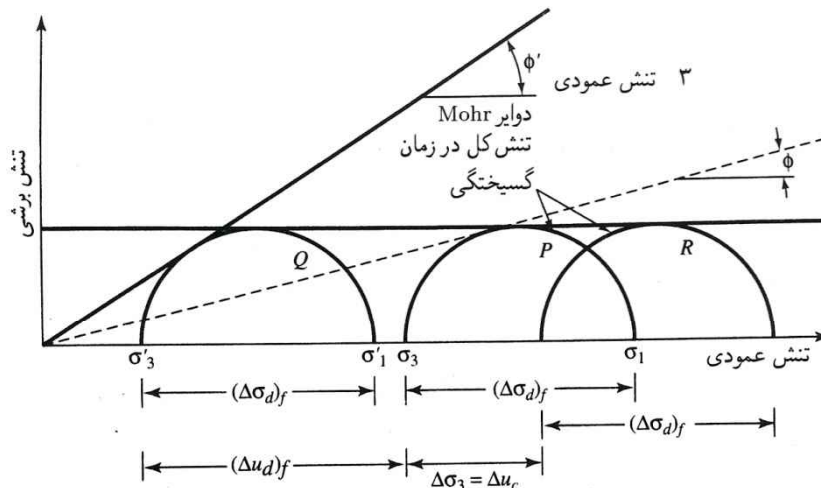
دلیل به دست آمدن تنش محوری اضافی یکسان $(\Delta\sigma_d)_f$ صرف نظر از فشار محدودکننده را می‌توان به صورت زیر توضیح داد. اگر نمونه رس (شماره I) در فشار محفظه ای σ_3 تحکیم شده و سپس بدون زهکشی دچار گسیختگی برشی شود، شرایط تنش کل در زمان گسیختگی را می‌توان با دایره P Mohr در شکل زیر نشان داد. فشار منفذی ایجاد شده در نمونه در زمان گسیختگی برابر است با $(\Delta u_d)_f$. بنابراین تنش‌های مؤثر اصلی حداکثر و حداقل در زمان گسیختگی به ترتیب عبارتند از:

$$\hat{\sigma}_1 = [\sigma_3 + (\Delta\sigma_d)_f] - (\Delta u_d)_f = \sigma_1 - (\Delta u_d)_f$$

و

$$\hat{\sigma}_3 = \sigma_3 - (\Delta u_d)_f$$

Q همان دایره Mohr تنش مؤثر ترسیم شده با تنش‌های اصلی پیش گفته است. توجه داشته باشید که قطر دوایر P و Q یکسان است.



مفهوم $\phi = 0^\circ$

حال نمونه دیگری از خاک رس مشابه (شماره II) را در نظر بگیرید که تحت فشار محفظه ای σ_3 با فشار منفذی اولیه صفر تحکیم یافته است. اگر فشار محفظه ای بدون زهکشی به $\Delta\sigma_3$ افزایش یابد، فشار آب منفذی به Δu_c افزایش می‌یابد. برای خاک‌های اشباع تحت تنش‌های همگشت (Isotropic)، افزایش فشار آب منفذی با افزایش تنش کل برابر است. بنابراین $\Delta u_c = \Delta\sigma_3$ ($B = 1$). این همان فشار محدودکننده مؤثر نمونه شماره I پیش از اعمال تنش انحرافی است. در نتیجه چنانچه نمونه شماره II با افزایش تنش محوری دچار گسیختگی برشی شود، در همان تنش انحرافی $(\Delta\sigma_d)_f$ گسیخته می‌شود که برای نمونه شماره I به دست آمد. دوایر Mohr تنش کل در زمان گسیختگی R است. افزایش فشار منفذی اضافی ناشی از اعمال $(\Delta\sigma_d)_f$ برابر با $(\Delta u_d)_f$ است. در زمان گسیختگی، تنش مؤثر اصلی حداقل برابر است با:

$$[(\sigma_3 + \Delta\sigma_3)] - [\Delta u_c + (\Delta u_d)_f] = \sigma_3 - (\Delta u_d)_f = \hat{\sigma}_3$$

و تنش مؤثر اصلی حداکثر برابر است با:

$$[\sigma_3 + \Delta\sigma_3 + (\Delta u_d)_f] - [\Delta u_c + (\Delta u_d)_f] = [\sigma_3 + (\Delta\sigma_d)_f] - (\Delta u_d)_f = \sigma_1 - (\Delta u_d)_f = \hat{\sigma}_1$$

به این ترتیب دایره Mohr تنش مؤثر هنوز Q است، زیرا مقاومت تابعی است از تنش مؤثر. توجه داشته باشید که قطر دوایر P و Q و R یکسان است.

برای آزمایش نمونه شماره II می توان هر مقداری از $\Delta\sigma_3$ را انتخاب کرد. در هر حال تنش انحرافی $f(\Delta\sigma_d)$ گسیختگی تا زمانی که خاک کاملاً اشباع و در ضمن هر دو مرحله آزمایش کاملاً زهکشی شده باشد، یکسان است.

آزمایش فشار محدود نشده روی رس اشباع

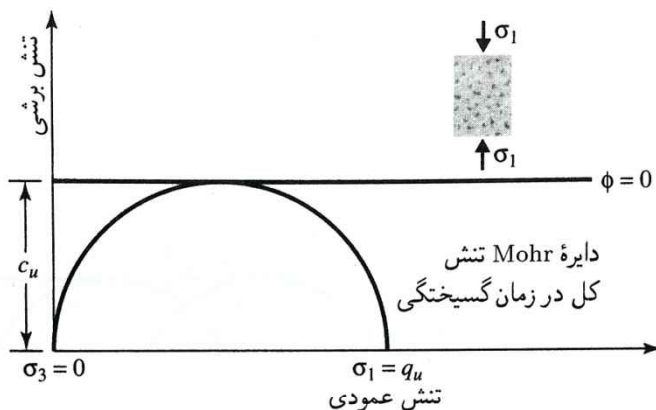
آزمایش فشار محدود نشده نوع ویژه ای از آزمایش تحکیم نیافته - زهکشی نشده است که معمولاً برای نمونه هایی رس مورد استفاده قرار می گیرد. در این آزمایش فشار محدود کننده σ_3 صفر است. بار محوری تا ایجاد گسیختگی در نمونه به سرعت اعمال می شود. در زمان گسیختگی، تنش اصلی حداقل کل صفر و تنش اصلی حداکثر کل σ_1 است. (شکل زیر) از آن جا که مقاومت برشی زهکشی نشده تا زمان اشباع و زهکشی بودن کامل خاک مستقل از فشار محدود کننده است، داریم:

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

q_u = مقاومت فشاری محدود نشده. در جدول زیر سفتی خاک های رس بر اساس مقاومت فشاری محدود نشده آنها ارائه شده است.

جدول ۱ رابطه کلی سفتی و مقاومت فشار محدود نشده خاک های رس

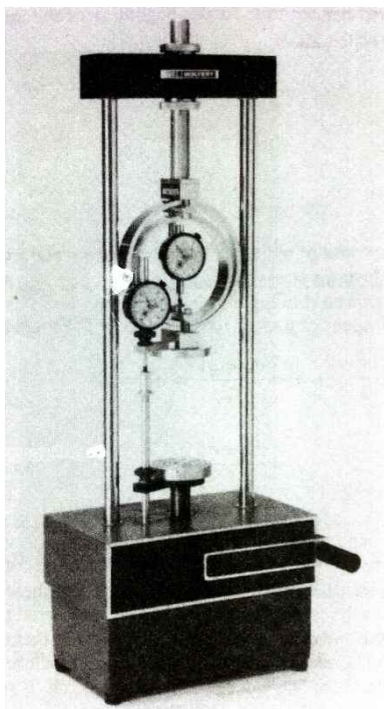
قوام	q_u	
	kN/m ²	ton/ft ²
بسیار نرم	۰ - ۲۵	۰ - ۰٫۲۵
نرم	۲۵ - ۵۰	۰٫۲۵ - ۰٫۵
متوسط	۵۰ - ۱۰۰	۰٫۵ - ۱
سفت	۱۰۰ - ۲۰۰	۱ - ۲
بسیار سفت	۲۰۰ - ۴۰۰	۲ - ۴
سخت	> ۴۰۰	> ۴



آزمایش فشار محدود نشده

شکل زیر تصویری از دستگاه آزمایش فشار محدود نشده را نشان می دهد.

از لحاظ نظری برای نمونه های مشابه خاک رس اشباع، آزمایش های فشار محدود نشده و آزمایش های سه محوری تحکیم نیافته - زهکشی نشده مقادیر یکسانی برای c_u به دست می دهند. اما در عمل مقادیر c_u حاصل از آزمایش های فشار محدود نشده روی رس های اشباع نسبت به مقادیر حاصل از آزمایش های تحکیم نیافته - زهکشی نشده کمی کوچک ترند.



دستگاه آزمایش فشار محدود نشده