مکانیک خاک

تهیه و تنظیم:

محمد امیری

فهرست مطالب

3

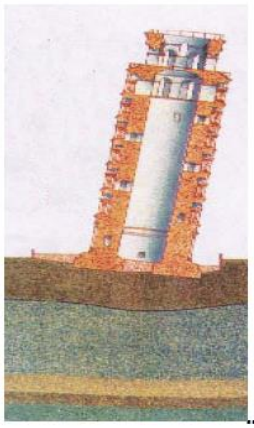
مقدمه و منابع	فصل پنجم : جریان آب در خاک
فصل اول : تشکیل خاک	فصل ششم : تنش موثر
فصل دوم : دانه بندی و طبقه بندی خاک	فصل هفتم : تنش در توده خاک
فصل سوم : روابط وزنی – حجمی :	فصل هشتم : نشست خاک
فصل چهارم : تـــــراکم خاک	فصل نهم : مقاومت برشی خاک

منابع درسی

- Budhu, M. (2011). *Soil Mechanics and foundations. 2nd ed. John Wiley* & Sons.
- Das, B.M. (2002). *Principles of Geotechnical Engineering. 5thed. Thom son* learning.
- Some other geotechnical engineering and soil mechanics books and internet sources.

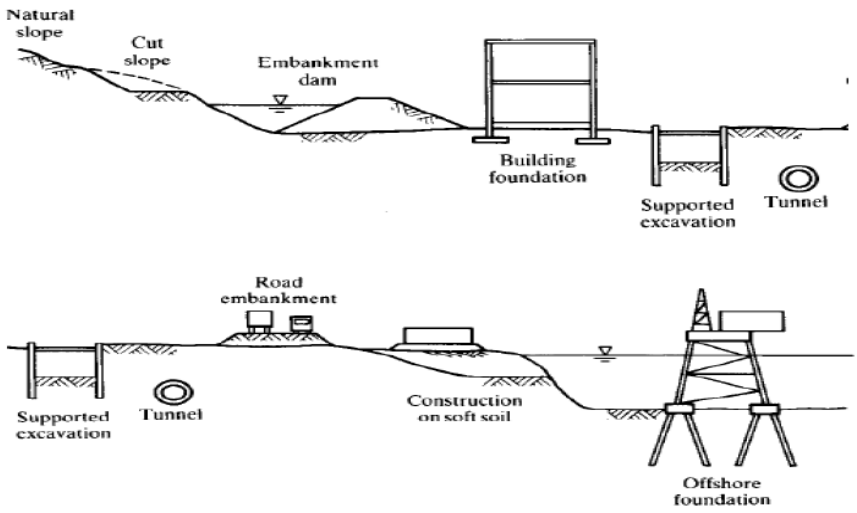
- مکانیک خاک و مهندسی پی- پروفسور میونی بودهو- ترجمه دکتر یوسف زاده فرد – انتشارات دانشگاه تبریز
- مکانیک خاک، دکتر فرزین کلانتری، دانشگاه خواجه نصیرالدین طوسی
- اصول مهندسی ژئوتکنیک- براجا. ام .داس- جلد اول – مکانیک خاک- ترجمه شاپور طاحونی

کاربرد های مهندسی ژئوتکنیک



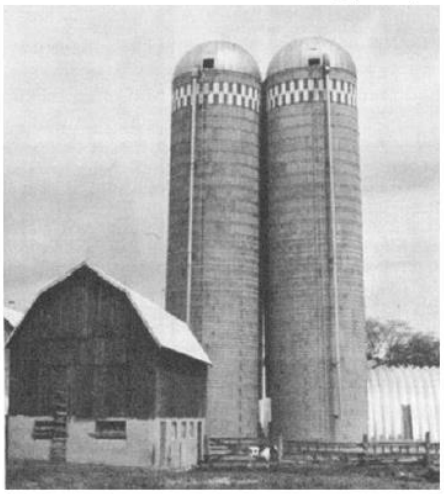
- انواع پی ها
- دیوار های حایل و شیروانیها
- سدهای خاکی
- سدهای بتنی
- خطرات طبیعی(زمین لغزش، زلزله، .....)
- مسلح کردن خاک و انواع ژئوسنتتیک ها
- تونلسازی
- سپرها
- گودبرداریهای عمیق
- بهسازی خاک های مسئله دار و آلوده و ....
- ابزارهای دقیق و .....

کاربرد های مهندسی ژئوتکنیک



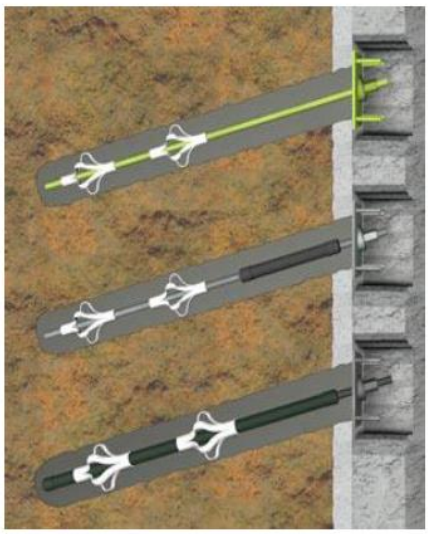
طراحی و محاسبه انواع پی ها

نشست های غیر مجاز پی



طراحی و اجرای پی های عمیق

گودبرداری های عمیق(Deep Excavations)



دیوارهای حایل و گودبرداریها

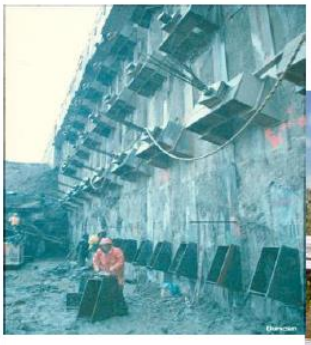
- شیت پایل(شمع های صفحه ای)

دیوارهای حایل و گودبرداریها

- شیت پایل(شمع های صفحه ای)

طراحی . اجرای انواع سیستم های سازه ای نگهدارنده حرکت زمین

- گابیون ها و انکرها و ...

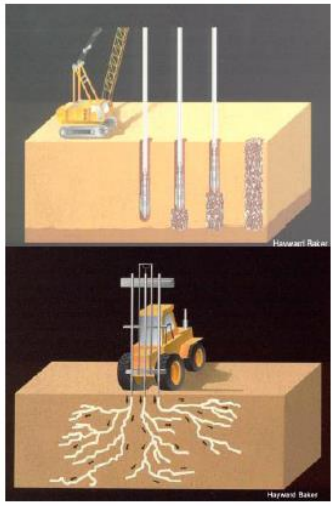


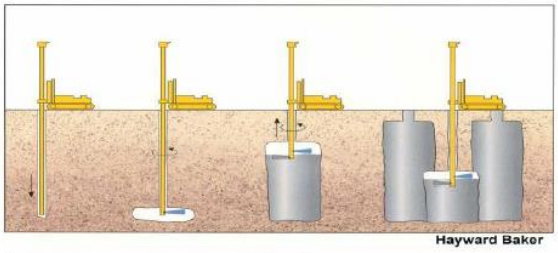
گودبرداریهای عمیق سیستم سازه های نگهبان

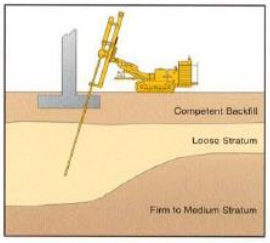
- روشهای مختلف گودبرداریهای عمیق و طراحی سیستم سازه های نگهبان

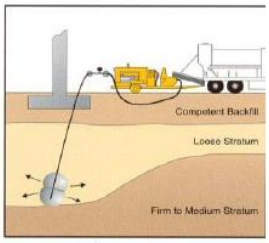
بهسازی خاک های مسئله دار(problematic soils Improvement)

- ازجمله روشهای تزریق، ستون شنی، تراکم دینامیکی، اختلاط خاک و تزریق با جت



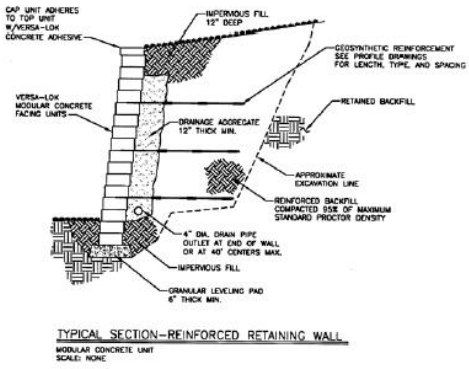






ژئوسنتیک ها (Geosynthetics)

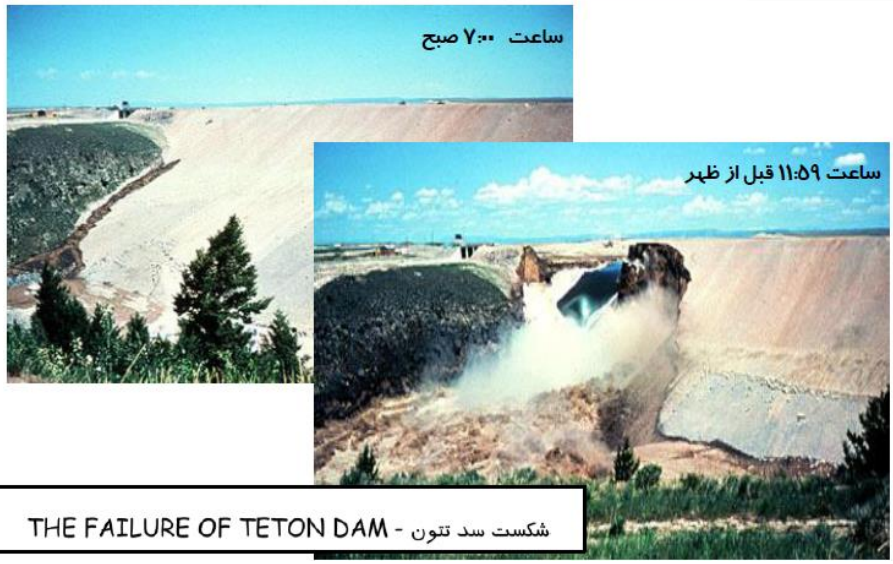
- بعنوان مسلح کننده و فیلتر و زهکش و آببندی کننده .



ژئوتکنیک زیست محیطی

- طراحی سدهای باطله دفن زباله ای معمولی ، صنعتی و هسته ای و روشهای بهسازی خاکهای آلوده و ....

طراحی سد خاکی



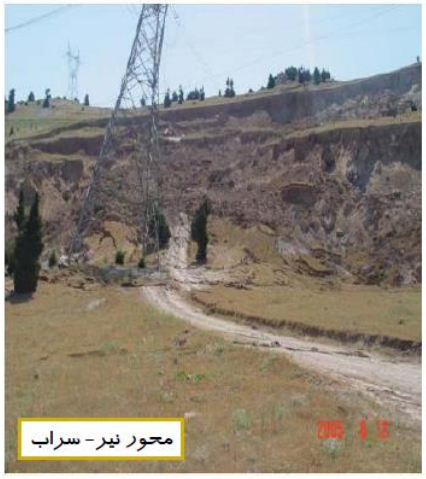
ژئوتکنیک لرزه ای

- پدیده روانگرایی خاک(Liquefaction)

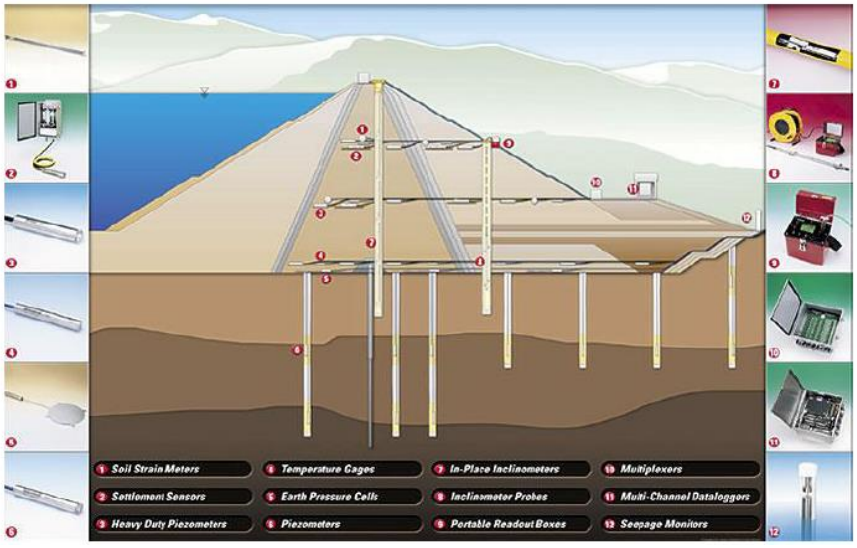
زلزله نیگاتای ژاپن

تونلسازی

زمین لغزش های طبیعی(land slides)



ابزار دقیق سدها(Dam Instrumentation)



تاریخچه مکانیک خاک مدرن

علم مکانیک خاک را میتوان به چهار دوره تقسیم بندی کرد:

- دوره اول (تا ۱۷۷۶ میلادی) : شامل طبقه بندی اجمالی خاک از نظر بافت
- دوره دوم (۱۷۷۶ تا ۱۸۵۶): تئوری کولمب برای تعیین سطح لغزش خاک پشت دیوار های حایل و تکمیل آن توسط تئوری رانکین در مورد فشار جانبی خاک
- دوره سوم (۱۸۵۶ – ۱۹۱۰) : تئوری دارسی در مورد حرکت آب در خاک و معادله دارسی
- دوره چهارم (از ۱۹۱۰ به بعد) که به دوره مکانیک خاک مدرن معروف است. مطالعات مهم در مورد رفتار مکانیکی خاکها، خواص فیزیکی رسها (حدود اتربرگ) و مقاومت برشی خاکها ، تئوری تحکیم و .....

آقای کارل ترزاقی بعنوان پدر علم مکانیک خاک معروف است.

فصل اول :

22

تشکیل خاک

تعریف و منشاء تشکیل خاک ها

- تعریف مکانیک خاک : مکانیک خاک بخشی از علم مهندسی ژئوتکنیک بوده و در مورد خواص از جمله دانه بندی ، نفوذپذیری ، نشست ، توزیع تنش و پارمتراهای مکانیکی خاک صحبت میکند.
- تعریف خاک : مخلوط غیر یک پارچه از کانی ها و مواد آلی فاسد شده که فضای خالی آنها توسط آب یا هوا پر شده باشد . و در تعریفی دیگر خاک توده ای است متخلخل که از فرسایش و تخریب سنگها بدست می آید.
- منشاء اصلی تشکیل خاکها، سنگها هستند.
- بطور کلی سنگها به سه دسته تقسیم بندی میشوند:
- سنگهای آذرین: از خروج مواد مذاب آتشفشانی و سرد شدن آنها حاصل میگردد.
- سنگهای رسوبی: از رسوب کردن ذرات ریز و سخت شدن آنها در اثر فشار های زیاد بوجود می آید.
- سنگهای دگرگونی: از تخریب شیمیایی و دگرگون شدن سایر سنگها بدست می آید.

منشاء تشکیل خاک ها

تشکیل خاک از سنگ به دو شکل انجام میگیرد:

الف: فرسایش فیزیکی:

جنس خاک تشکیل شده همان جنس سنگ مادر میباشد.در این فرسایش سنگها معمولا بصورت فیزیکی خرد شده و به ذرات کوچکتر تبدیل میشود. بعبارت دیگر این فرسایش شامل کاهش اندازه بدون تغییر ترکیب اولیه سنگ مادر است. مثل سقوط سنگ ها از ارتفاع، حرکت سنگها در رودخانه ها ، یخ و ذوب شدن های متوالی، پوسته پوسته شدن و ...

ب: فرسایش شیمیایی:

جنس خاک تشکیل شده با جنس سنگ مادر یکی نیست. بعبارت دیگر این فرسایش هم شامل کاهش اندازه و هم تغییر شیمیایی سنگ مادر است مثل هیدراتاسیون ، کربناسیون، اکسیداسیون در اثر باران های اسیدی، محیط های خورنده، .....

نکته:

شکل دانه ها در فرسایش فیزیکی معمولا بصورت مکعبی تیز گوشه یا گرد گوشه بوده در حالیکه شکل دانه های خاکهای حاصل از فرسایش شیمیایی صفحه ای شکل یا سوزنی شکل هستند.

اندازه دانه های خاک حاصل از فرسایش فیزیکی خیلی بزرگتر از فرسایش شیمیایی هستند.

تقسیم بندی خاکها از نظر محل تشکیل

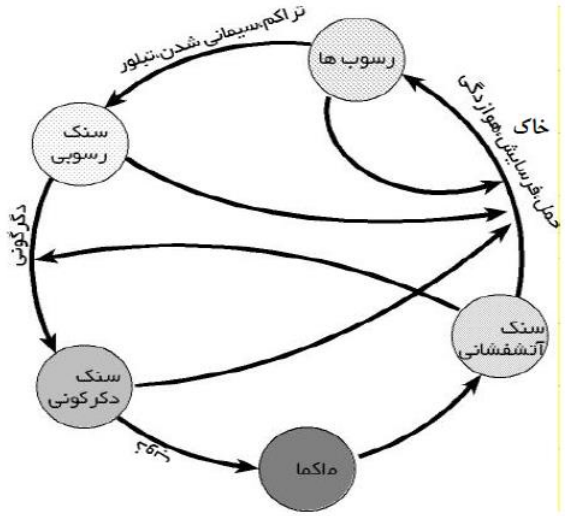
خاکهای انتقالی

- آبرفتی: انتقال از طریق آب
- باد رفتی : انتقال از طریق باد
- شکل دانه ها معمولا گرد گوشه هستند.
- خاکهای بادرفتی معمولا پوک و متخلخل هستند.

خاکهای برجا

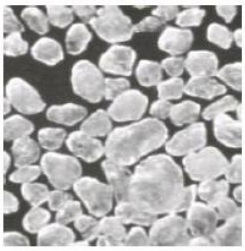
- هیچ گونه انتقالی در محل دانه های خاک وجود ندارد.
- شکل دانه ها معمولا تیزگوشه می باشند.

چرخه خاک و سنگ (Primary processes in the geologic cycle)



کانی های خاک های دانه های

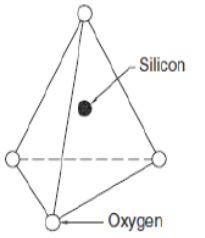
- از آنجا که خاکهای دانه های حاصل فرسایش فیزیکی سنگها هستند لذا کانی خاکهای دانه های همان کانی های سنگ مادر بوده و معروفترین آنها، کوارتز، فلدسپات و میکا می باشند و در بین آنها کوارتز دارای پیوند قوی تری است.
- کانی اصلی دانه های ماسه و شن کوارتز میباشد.

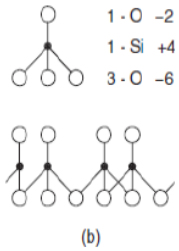


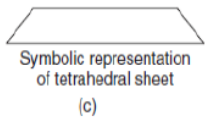
کانی کوارتز

کانی های رسی (Clay minerals)

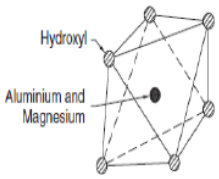
- بنیان اصلی خاکهای رسی چهار وجهی سیلیکا یا هشت وجهی آلومینا است.

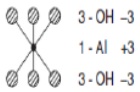


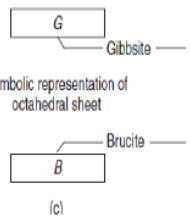


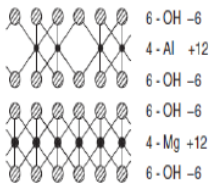


چهار وجهی سیلیکا



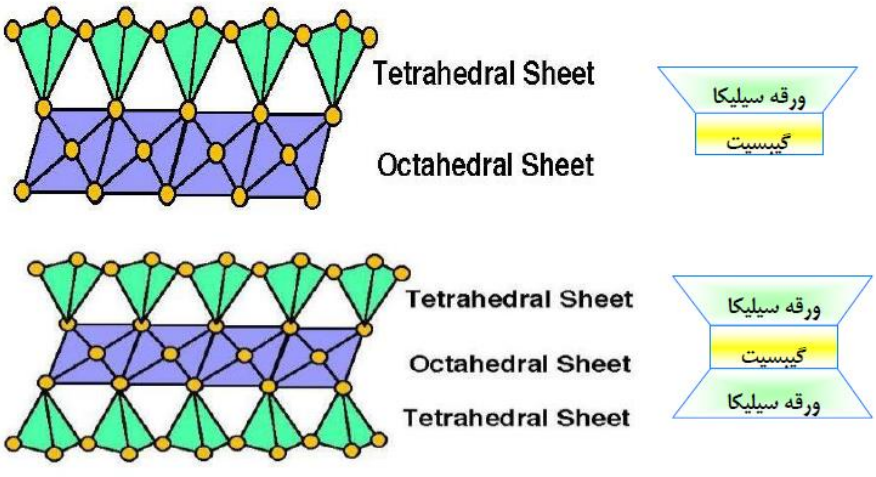




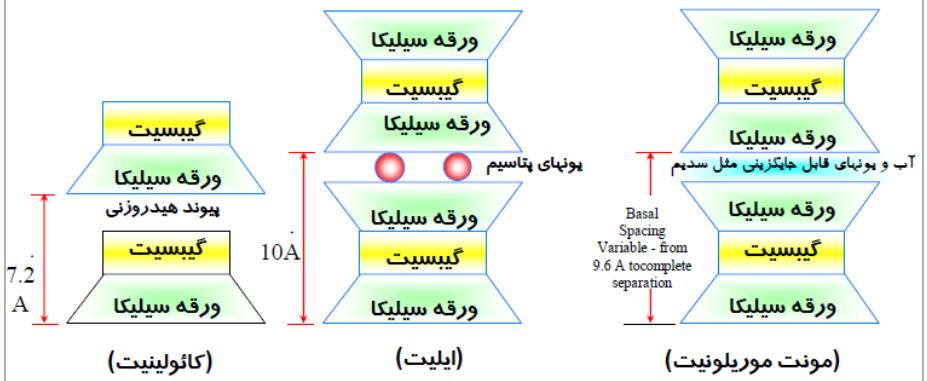


هشت وجهی آلومینا

بنیان اصلی کانیهای رسی

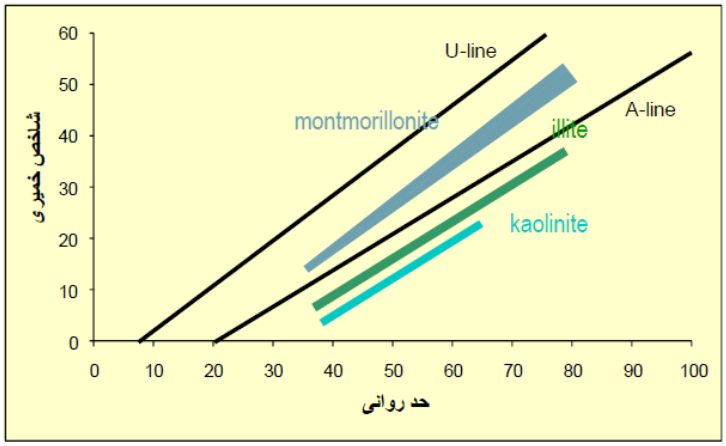


کانیهای رسی (Clay minerals)



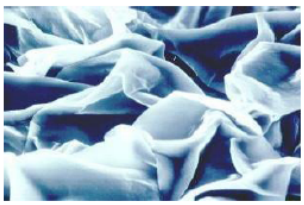
دیاگرام ساختمان کانیهای رسی

موقعیت کانیهای رسی در چارت PL- LL کاساگرانده



ساختار رس (CLAY FABRIC)

شکل یک ذره رس بصورت صفحه ای یا پولکی

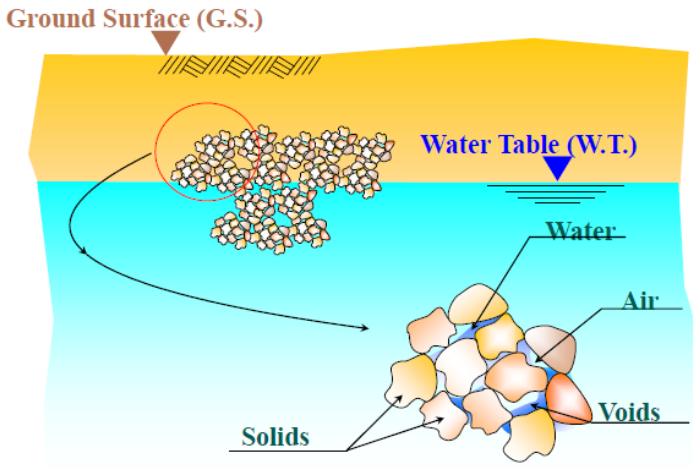


اگر برآیند نیروهای وارده بصورت دافعه باشد ساختار از نوع پراکنده و اگر از نوع جاذبه باشد ساختار بصورت مجتمع خواهد بود. در محیط های آب نمکی معمولا ترکیبی از دوحالت مذکور است.

پراکنده

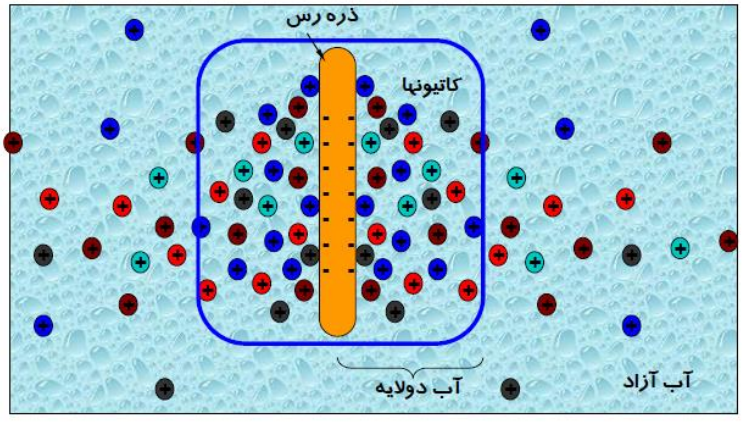
مجتمع

ارتباط آب و خاک



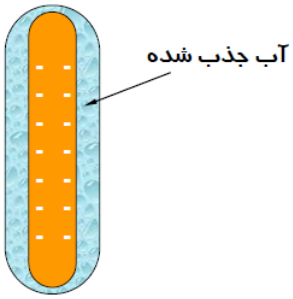
لایه های آب در اطراف کانی های رسی

از آنجا که سطح صفحات رسی دارای بار منفی هستند لذا بارهای مثبت را به سطح خود جذب میکنند.



آب جذب شده(ABSORBED WATER)

- به دلیل بار منفی سطح ذرات مولکولهاب دو قطبی آب از سمت مثبت شان بوسیله پیوند هیدروژنی به سطح ذره رسی می چسبند که به آن آب جذب شده گویند.
- ضخامت آب جذب شده بین ۱ تا ٤ مولکول آب با ضخامت یک نانو متر بوده و دارای پیوند بسیار قوی با رس میباشد که در بسیاری موارد حتی با حرارت نیز نمی توان آن را از رس جدا کرد. ویسکوزیته آب جذب شده نسبت به آب آزاد بسیار بالاست.



آب لایه دوگانه(WATER DOUBLE LAYER)

سطح منفی رس علاوه بر آب یونهای مثبت موجود در محیط را نیز به خود جذب میکند .غلظت کاتیونها در مجاورت ذره رس زیاد بوده و با فاصله گرفتن از سطح ذره کاهش می یابد در این میان بعضی از مولکولهای آب از سمت منفی جذب کاتیونها میشوند. همچنین غلظت یونهای منفی با فاصله گرفتن از سطح ذرات رسی افزایش می یابد به ضخامتی از آب اطراف رس که دچار دوگانگی شده و ترکیبی از یونهای مثبت و منفی می باشد لایه دوگانه یا لایه مضاعف گویند. به آب خارج از محدوده فوق که تحت تاثیر جاذبه و دافعه سطح کانی رسی نبوده آب آزاد گویند.

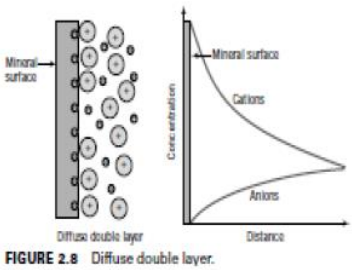
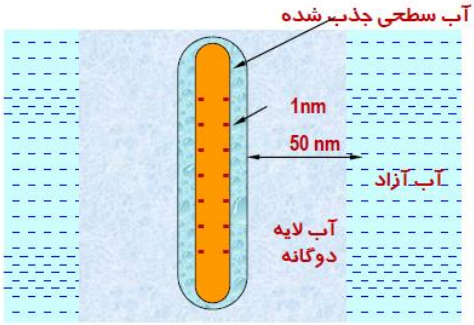


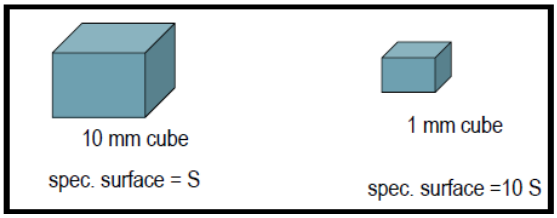
FIGURE 2.8 Diffuse double layer.



سطح ویژه (SPECIFIC SURFACE)

- یعنی میزان سطح برای واحد وزن که معمولا با واحد متر مربع بر گرم بیان میشود.
- ذرات کوچکتر دارای سطح ویژه بالایی هستند مثل کانی های رسی
- هر چقدر سطح ویژه ذره ای بیشتر باشد بیشتر تحت تاثیر نیروهای بین ذره ای است.
- چون مونت موریلونیت دارای سطح ویژه بالاتری نسبت به ایلیت و ایلیت نسبت به کائولینیت میباشد در نتیجه قابلیت جذب آب و قابلیت تورم و خاصیت خمیری مونت موریلونیت از ایلیت و ایلیت از کائولینیت بیشتر است.

مونت موریلونیت > ایلیت > کائولینیت



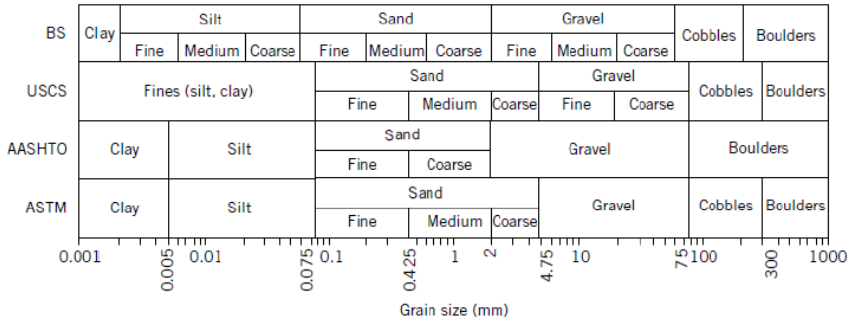
فصل دوم :

38

دانه بندی و طبقه بندی خاک

تقسیم بندی دانه های خاک در استانداردهای مختلف

- اندازه دانه های خاک از ۱۰۰ میلی متر تا کمتر از ۰.۰۰۱ میلی متر متغیر می باشد.



خاکها از نظر اندازه به دو دسته تقسیم می شوند:
ریزدانه و درشت دانه

رس	لای	ماسه	شن
رفتار خمیری	< 0.075mm	0.075mm< D <4.75mm	طبقه بندی متحد 4.75mm < D < 76mm
d< 0.005mm	0.005mm< d <0.075mm	0.075mm < D < 2mm	طبقه بندی آشتو 2mm < D < 76mm

دانه بندی خاک :

منظور از دانه بندی خاک تعیین درصد وزنی دانه های خاک با حدود و اندازه های مختلف است که خاک مورد نظر را تشکیل می دهند و به دو روش انجام میدهند:

اندازه و شماره الک های استاندارد

شماره الک : در درشت دانه ها قطر سوراخ و ریزدانه ها تعداد سوراخهای الک در یک اینچ طول (2.54 cm)

U.S. as of 1994		British (B.S.)		German DIN		French	
Sieve no.	mm	Sieve no.	mm	Sieve no.	mm	Sieve no.	mm
4	4.76	—		—		—	
10*	2.00	8*	2.057	—		34*	2.000
20	0.841	16	1.003	—		31	1.000
30	0.595	30	0.500	500	0.500	28	0.500
		36†	0.422	400†	0.400	27†	0.400
40†	0.420	—		—		—	
50	0.297	52	0.295	—		—	
60	0.250	60	0.251	250	0.250	25	0.250
80	0.177	85	0.178	160	0.160	23	0.160
100	0.149	100	0.152	125	0.125	22	0.125
200	0.074	200	0.076	80	0.080	20	0.080
270	0.053	300	0.053	50	0.050	18	0.050

آزمایش دانه بندی به روش الک (sieve analysis):

دانه بندی مکانیکی به دو حالت انجام می شود:

- تر یا شستشویی
- خشک

- آزمایش به روش تر یا شستشویی :
- مصالح را روی الک شماره 200 شستشو میدهیم . سپس مقدار مصالح باقی مانده را اندازه میگیریم . مثلا اگر خاک در الک # 200 ، 1 kg باشد ، و بعد از شستشو 900 gr شود ، 100 gr از بین رفته بایستی در محاسبات به وارد شود.
- دقت آزمایش دانه بندی به روش تر بهتر است از روش خشک.چرا؟

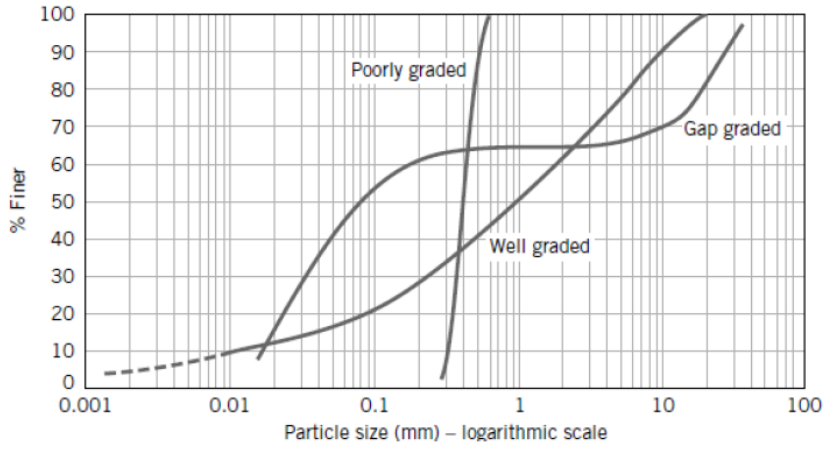
نحوه انجام آزمایش دانه بندی به روش الک (sieve analysis):

- در این آزمایش خاک را از تعدادی الک استاندارد که به ترتیب اندازه چشمه های الک از درشت به ریز و از بالا به پایین روی همدیگر قرار داده اند توسط لرزاننده عبور می دهند. سپس خاک باقیمانده روی هر الک را وزن کرده و درصد عبوری از هر الک را محاسبه میکنند.سپس نتیجه را در روی یک منحنی نیمه لگاریتمی رسم میکنند نمودار حاصله منحنی توزیع دانه بندی خاک(Particle size distribution curves) گویند.

شماره الک	قطر سوراخ الک	وزن خاک مانده روی هر الک	درصد خاک مانده روی الک	درصد خاک عبوری از هر الک
Sieve NO	D(mm)	W_i	$\%R_i = {}^{W_i}/_{\sum w_i} * 100$	$P.P_i = P.P_{i-1} - R_i$
٤	٤,٧٥	۱۲۰	=۱۲۰/۵۰۰	٪۷۵=۱۰۰-٪۲۵

آزمایش دانه بندی به روش الک(sieve analysis):

توصیف دانه بندی خاک

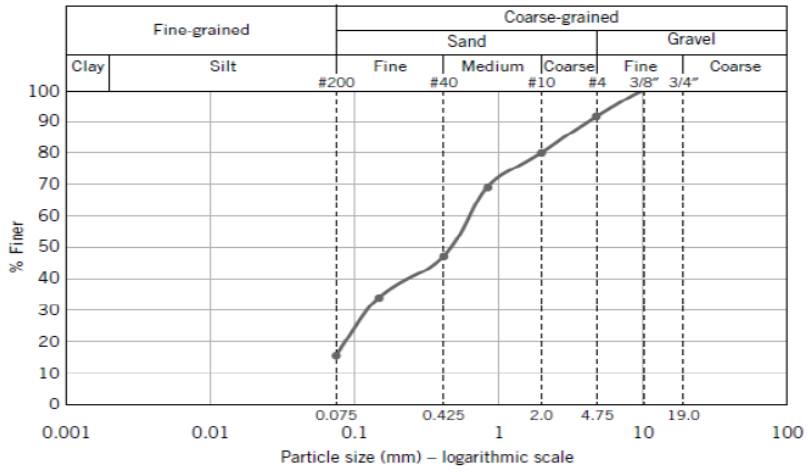


مثال در مورد نحوه ترسیم دانه بندی

- آزمایش دانه بندی به روش الک بر روی ۶۵۰ گرم خاک خشک انجام شده و نتایج زیر حاصل شده است مطلوبست رسم منحنی دانه بندی خاک.

شماره الک	قطر الک	جرم خاک مانده روی الک(GR)	درصد مانده بر روی هر الک	درصد عبوری از هر الک
"۳/۸	۹,۵۳	۰		
۴	۴.۷۵	۵۳		
۱۰	۲.۰۰	۷۶		
۲۰	۰.۸۵۰	۷۳		
۴۰	۰.۴۲۵	۱۴۲		
۱۰۰	۰.۱۵۰	۸۵		
۲۰۰	۰.۰۷۵	۱۲۰,۵		
pan	–	۹۹,۸		
مجموع	–			

ادامه مثال



قطر موثر ، ضریب یکنواختی، ضریب خمیدگی

- اندازه ماکزیمم ذرات : قطری است که ٪ ۱۰۰ مصالح از آن عبور کرده است .
- D10: قطر موثر ، قطری است که ٪ ۱۰ مصالح از آن کوچکتر است.(٪۱۰ مصالح از آن رد می شود).
- D30: قطری است که ٪ ۳۰ مصالح از آن کوچکتر است یا (٪۳۰ مصالح از آن رد می شود).
- D60: قطری است که ٪ ۶۰ مصالح از آن کوچکتر است (٪۶۰ مصالح از آن رد می شود).

ضریب یکنواختی: (*Uniformity Coefficient*)

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

ضریب دانه بندی: (*coefficient of curvature*)

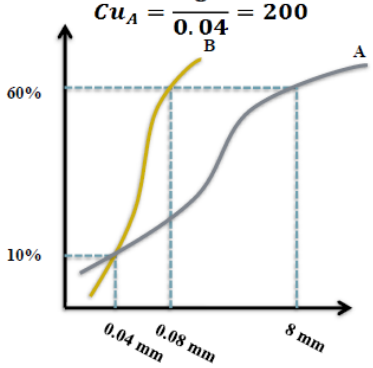
$$C_c = \frac{D_{30}^2}{(D_{60} \times D_{10})}$$

ضریب یکنواختی و خمیدگی خاکها

- هر چه ضریب یکنواختی کوچک باشد ، خاک یکنواخت تر است در نتیجه خاک B یکنواخت تر است.
- نمودار خاکهایی که شیب تندی دارند و در یک محدوده ی کوچک هستند ، یکنواخت تر هستند .

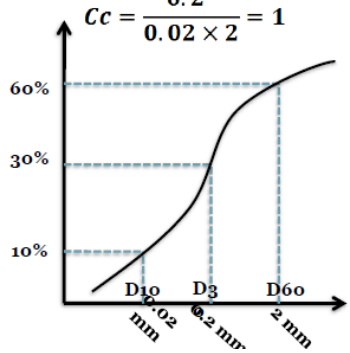
$$Cu_B = \frac{0.08}{0.04} = 2$$

$$Cu_A = \frac{8}{0.04} = 200$$

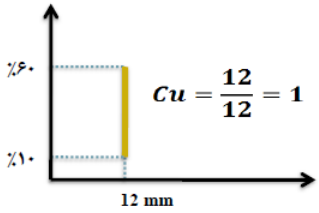


$$Cu = \frac{2}{0.02} = 100$$

$$Cc = \frac{0.2^2}{0.02 \times 2} = 1$$



ضریب انحنای (دانه بندی) و یکنواختی خاکها



$$Cu = \frac{12}{12} = 1$$

$$Cc = \frac{D_{30}{}^2}{D_{10} \cdot D_{60}} = \frac{0.15}{0.1 \times 4} = 6.06$$

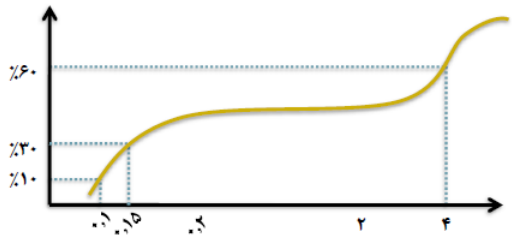
1 < Cc < 3

خاکهای با دانه بندی مناسب

اگر Cu=۱ باشد ، یعنی خاک کامل یکنواخت است .

Cu و Cc واحد ندارند .

هیچ وقت شیب نمودار نمیتواند معکوس باشد .



تمرین برای جلسه بعد

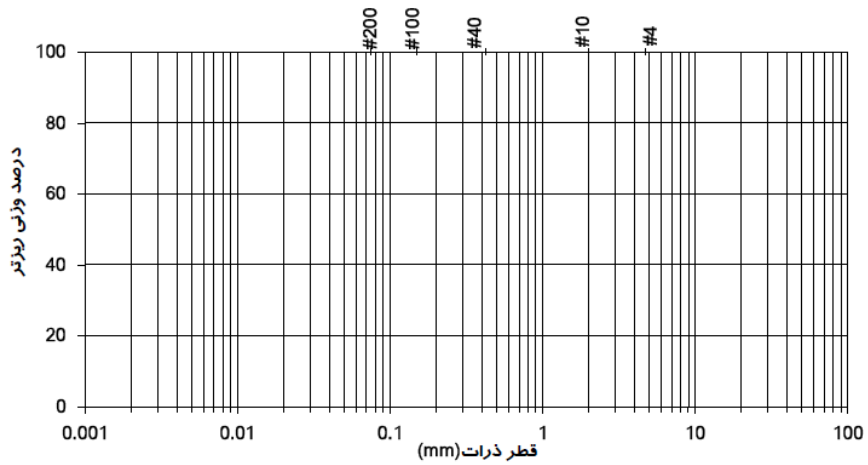
آزمایش دانه بندی به روش الک بر روی ۵۰۰ گرم خاک درشت دانه خشک انجام شده و نتایج زیر حاصل شده است مطلوبست: الف: رسم منحنی دانه بندی خاک.

ب: قطر موثر، قطر متوسط ذرات، ضریب یکنواختی، ضریب دانه بندی،

ج: ترکیب بافت خاک (مقدار شن، ماسه و غیره)

شماره الک	قطر الک	جرم خاک مانده روی الک(GR)	درصد مانده بر روی هر الک	درصد عبوری از هر الک
۴	۴.۷۵	۰		
۱۰	۲.۰۰	۱٤.۸		
۲۰	۰.۸۵۰	۹۸		
۴۰	۰.۴۲۵	۹۰.۱		
۱۰۰	۰.۱۵۰	۱۸۱.۹		
۲۰۰	۰.۰۷۵	۱۰۸.۸		
pan	–	۶.۱		
مجموع	–			

ادامه تمرین



دانه بندی به روش هیدرومتری

این روش برای دانه بندی ذرات کوچکتر از 0.075MM (#۲۰۰) کاربرد دارد و بر اساس قانون استوکس در مورد حرکت اجسام کروی در داخل سیال پایه گذاری شده است.\

$$v = \frac{D^2 \gamma_w (G_s - G_L)}{18\eta}$$

چگالی سنج در آب کدر به حالت شناور قرار میگیرد که توسط آن قطر ذره کر

رابطه زیر بدست می آید که در آن :

$$D = k\sqrt{\frac{l}{t}}$$

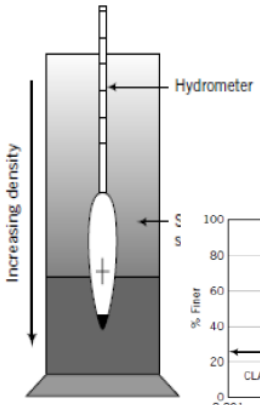
L: فاصله مرکز ثقل چگال سنج از سطح آب(cm)

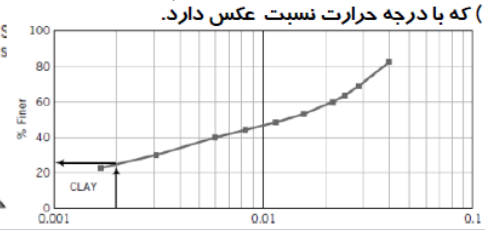
t: زمان از شروع ته نشینی (دقیقه)

D: قطر ذره در حال ته نشینی(mm)

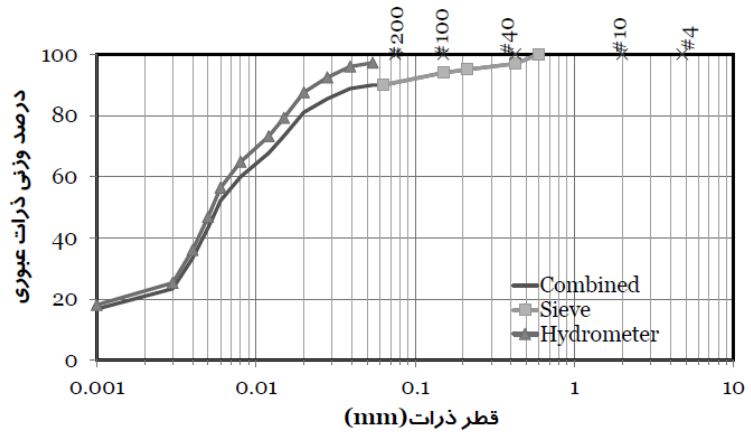
$$k = \sqrt{\frac{30\eta}{G_s - 1}}$$

η: ویسکوزیته سیال($\frac{gr.s}{cm^3}$) که با درجه حرارت نسبت عکس دارد.

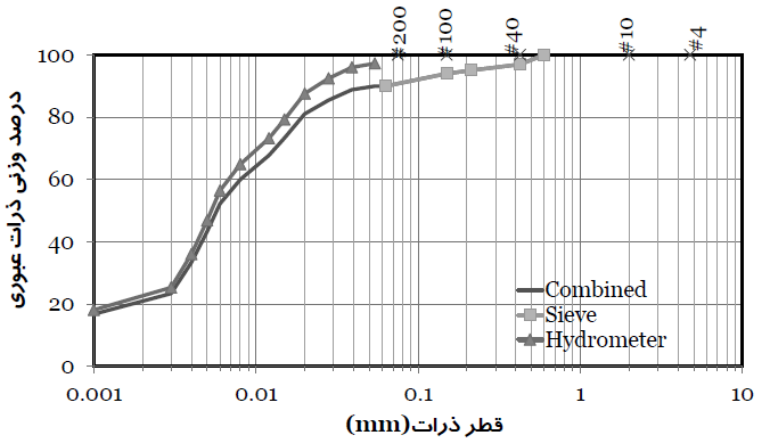




دانه بندی ترکیبی روش الک و هیدرومتری



دانه بندی ترکیبی روش الک و هیدرومتری



دانه بندی اختلاط دو خاک و یا حذف بخشی از خاک

الف: اگر مصالح بزرگتر از یک سایز را بخواهیم حذف کنیم:

$$\text{درصد جدید عبوری از هر سایز} = \frac{\text{درصد قدیم}}{\text{درصد دور ریخته شده} - ۱۰۰}$$

ب: اگر مصالح کوچکتر از یک سایز را بخواهیم حذف کنیم:

$$\text{درصد جدید عبوری از هر سایز} = \frac{\text{درصد قدیم} - \text{درصد OUT}}{۱۰۰ - \text{درصد OUT}}$$

ج : اگر مصالح خاک Aرا با خاک B مخلوط کنیم :

$$\text{درصد عبوری مخلوط از هر سایز} = \frac{Wa*PPa + Wb*PPb}{Wa + Wb}$$

Wa: وزن خاک A

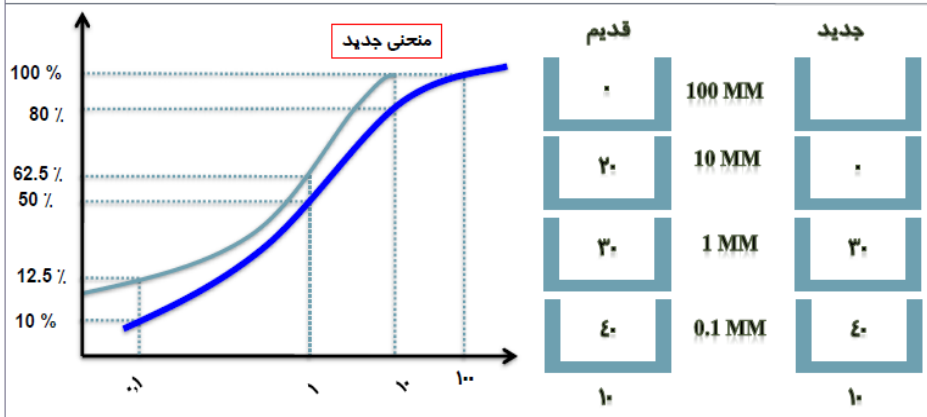
Wb: وزن خاک B

PPa: درصد عبوری از الک خاک A

PPa: درصد عبوری از الک خاک A

PPb: درصد عبوری از الک خاک B

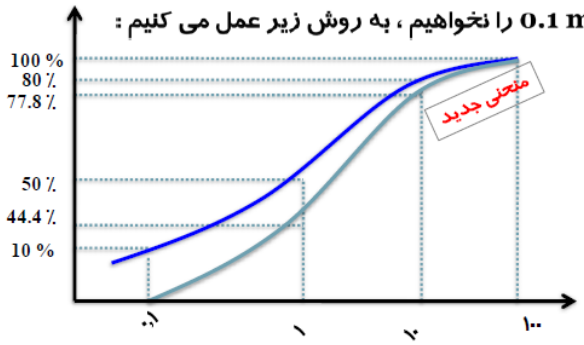
مثال) اگر مصالح بزرگتر از 10 mm را نخواهیم ، به روش زیر عمل می کنیم :



$$\text{درصد عبوری از } 0.1\text{ mm} = \frac{10\ \%}{100\ \% - 20\ \%} = 12.5\ \%$$

$$\text{درصد عبوری از } 1\text{ mm} = \frac{50\ \%}{100\ \% - 20\ \%} = 62.5\ \%$$

مثال) اگر مصالح کوچکتر از 0.1 mm را نخواهیم ، به روش زیر عمل می کنیم :



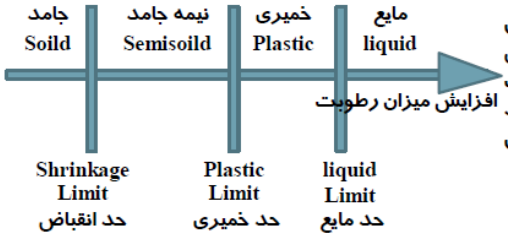
$$\text{درصد جدید عبوری از هر سایز} = \frac{\text{درصد قدیم} - \text{درصد OUT}}{\text{۱۰۰} - \text{درصد OUT}}$$

$$\text{درصد عبوری از } 1\text{ mm} = \frac{50 - 10}{100 - 10} = 44.4\%$$

$$\text{درصد عبوری از } 10\text{ mm} = \frac{80 - 10}{100 - 10} = 77.8\%$$

$$\text{درصد عبوری از } 100\text{ mm} = \frac{100 - 10}{100 - 10} = 100\ \%$$

خواص خاکهای ریزدانه



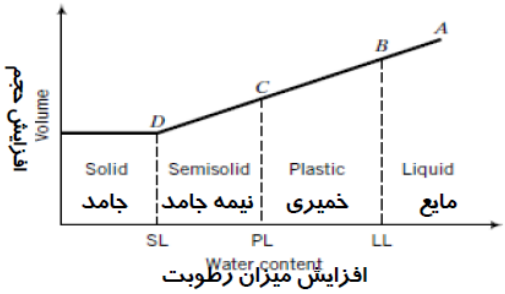
ویژگی خمیری خاک نشان دهنده میزان قابلیت یک خاک برای تغییر شکل غیر قابل برگشت که بدون تغییر حجم دادن، ترک خوردن و یا خرد شدن میتواند داشته باشد و ناشی از حضور مواد رسی یا آلی در ان است.

حدود اتربرگ عبارتند است از:

الف: حد انقباض(SL):

ب: حد خمیری(PL):

ج: حد روانی(LL):

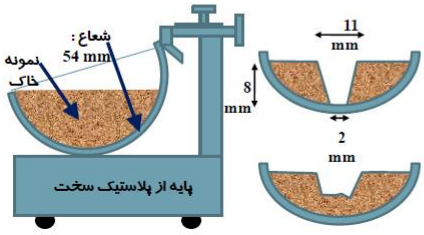


شاخص خمیری(PI)

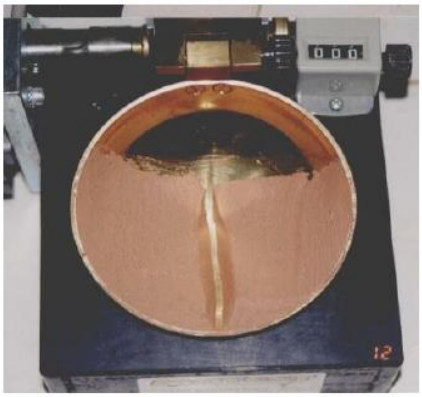
نشانه خمیری $PI = LL - PL$

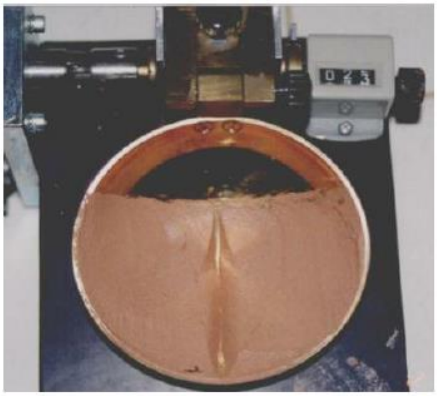
آزمایش حد روانی بااستفاده از دستگاه کاساگرانده

- درصد رطوبتی است که اگر به خاک اضافه شود خاک از حالت خمیری به حالت روانی تبدیل می شود. یا بعبارتی دیگر درصد رطوبتی که به ازای آن به علت ۲۵ ضربه فنجان ، شیار ایجاد شده در نمونه داخل فنجان دستگاه کاساگرانده به اندازه ۱۳ mmبسته می شود .
- آزمایش تعیین حد روانی : با چرخاندن اهرم به قدری بالا رفته و روی پایه ای که از پلاستیک سخت است سقوط میکند .



شیار ایجاد شده قبل و بعد از انجام آزمایش





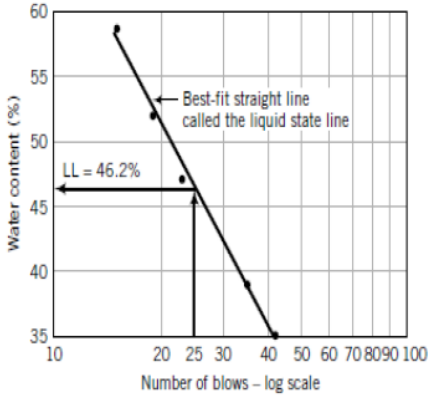
آزمایش حد روانی بااستفاده از دستگاه کاساگرانده

حداقل سه بار آزمایش را برای تنظیم رطوبت خاک انجام می دهیم ، مثلا اگر شیار با ۳٤ ضربه بسته شد ، نشان میدهد که خاک ما خشک است ، پس باید آب بیشتر اضافه کنیم.

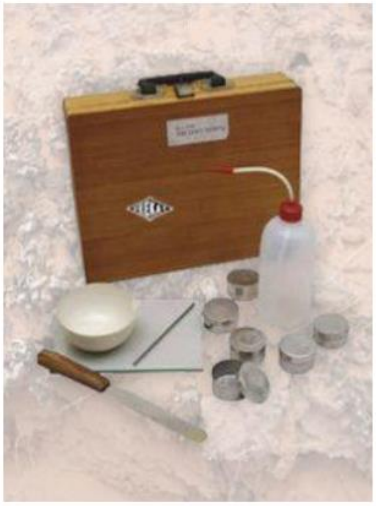
- نکته:
- استاندارد تعداد ضربه ها : $15 < n < 35$
- اگر بخواهیم از نتیجه یک آزمایش حد روانی را بدست آوریم از رابطه ذیل استفاده میکنیم.

$$LL = \omega_N \left(\frac{N}{25}\right)^{0.121}$$

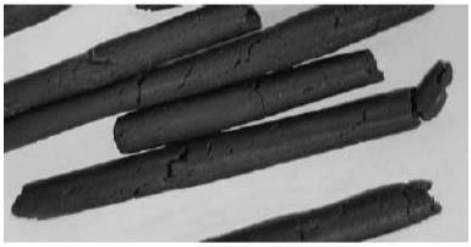
1 : n = 19 w = 52 %
2 : n = 24 w = 47 %
3 : n = 34 w = 38 %



آزمایش تعیین حد خمیری (Plastic Limit)



- حد خمیری (PL) : درصد رطوبتی است که فتیله ای به قطر ۳.۲ میلیمتر از همه طرف ترک بخورد و شروع به خرد شدن بکند یا بعبارت دیگر درصد رطوبتی است که اگر به خاک اضافه شود خاک از حالت نیمه جامد به حالت خمیری تبدیل می شود.(آزمایش فتیله)



آزمایش تعیین حد انقباض

- حد انقباض (SL) : حد انقباض بیانگر درصد رطوبتی است که اگر رطوبت خاک از آن حد کمتر باشد دیگر کاهش حجمی در آن اتفاق نمی افتد. .

$$SL = W_i - \Delta W \begin{cases} W_i = \dfrac{W_1 - W_2}{W_2 - \text{وزن ظرف}} \\ \Delta W = \dfrac{(V_f - V_i)\gamma_w}{W_2 - \text{وزن ظرف}} \end{cases}$$

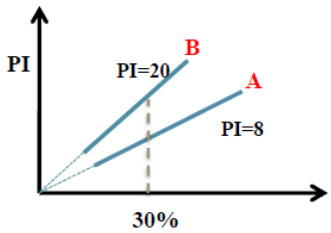
$$\Delta W = \frac{\text{وزن آب از بین رفته}}{\text{وزن خاک خشک}}$$

عدد فعالیت (Activity):

$$\text{فعالیت خاکهای ریزدانه(A)} = \frac{PI}{\text{درصد وزنی ذرات رسی با سایز کمتر از } 2\ \mu m}$$

نکته: عدد فعالیت معمولا پتانسیل تورم خاک را نشان میدهد و هرچقدر بیشتر باشد پتانسیل تورم زایی بیشتر است.

مثال)



$$\text{فعالیت B} = \frac{20\%}{30\%} = 0.67$$

$$\text{فعالیت A} = \frac{8\%}{30\%} = 0.27$$

طبقه بندی خاک

- تعریف: منظور از طبقه بندی خاک یعنی تقسیم بندی خاکها به دسته و گروههایی که دارای خواص نسبتا یکسانی هستند . سیستم های متداولی برای طبقه بندی خاکها وجود دارد که مهمترین آنها عبارتند است از:

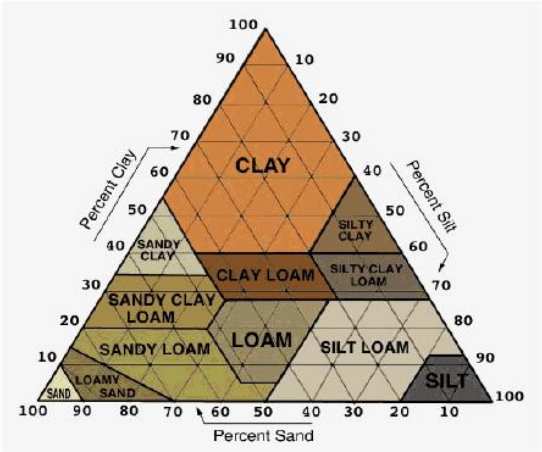
1- AASHTO (آشو) ← بیشتر در راه سازی استفاده میکنند .
اداره راه ترابری ایالات متحده امریکا

2- UNIFIED (متحد) ← اغلب برای مهندسین ژئوتکنیک استفاده میکنند .
اداره مهندسی ارتش ایالات متحده امریکا

2- USDA ← اغلب برای مهندسین کشاورزی استفاده میکنند .
اداره کشاورزی ایالات متحده امریکا

سیستم طبقه بندی USDA

- برای طبقه بندی خاکها از دید مهندسین کشاورزی خاکشناسی



سیستم طبقه بندی آشو (AASHTO)

در این سیستم، خاک به ۷ گروه اصلی A-1 تا A-7 تقسیم میشوند . خاک های گروه A-1 , A-2 , A-3 مصالح دانه ای هستند که درصد عبوری آنها از الک NO 200 کمتر از 35% است. خاکهایی که درصد عبوری آنها از الک نمره NO 200 بیشتر از 35% باشد ,در گروهای A-4, A-5 , A-6 , A-7 قرار میگیرند این گروه ها ,اغلب مصالح ریزدانه لای و رس هستند. برای ارزیابی کیفیت خاک برای کاربرد در راهسازی از نشانه گروه (GI) استفاده می شود . هرچه (GI) کمتر کیفیت خاک بهتر است.

درشت دانه	ریزدانه
A-1	A-4
A-2	A-5
A-3	A-6
	A-7

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

- اگر GI منفی شد آن را صفر در نظر می گیریم .
- نشانه گروه باید به نزدیکترین عدد صحیح رند شود .
- هیچ حد بالایی برای GI وجود ندارد .
- برای خاکهای A-1, A-3, A-2-4, A-2-5 نشانه گروه همیشه صفر میباشد(GI=0).
- نشانه گروه های A-2-7 و A-2-6 از جزء دوم رابطه بالا بدست می آید: $GI=0.01(F-15)(PI-10)$

چارت طبقه بندی به روش آشو

شن	از ۷۵ میلی متر تا ۲ میلی متر(#10)
ماسه	از ۲ میلی متر تا ۰،۰۰۷۵ میلی متر(#۲۰۰)
سیلت	PI<10%
رس	PI>11%

TABLE 4.8B AASHTO Classification of Soils and Soil-Aggregate Mixtures

General Classification	Granular Materials (35% or less passing No. 200)							Silt-Clay Materials (More than 35% passing No. 200)			
Group Classification	A–1		A–3	A–2				A–4	A–5	A–6	A–7
	A–1–a	A–1–b		A–2–4	A–2–5	A–2–6	A–2–7				A–7–5, A–7–6
Sieve analysis, % passing											
No. 10 (2.00 mm)	50 max	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...
No. 40 (425 m)	30 max	50 max	51 min	...	...	...	...	...	...	...	...
No. 200 (75 m)	15 max	25 max	10 max	35 max	35 max	35 max	35 max	36 min	36 min	36 min	35 min
Characteristics of fraction passing No. 40 (425 m)											
Liquid limit	...		...	40 max	41 max	40 max	41 min	40 max	41 min	40 max	41 min
Plasticity index	6 max		N.P.	10 max	10 max	11 min	11 min	10 max	10 max	11 min	11 min[4]
Usual types of significant constituent materials	Stone Fragments, Gravel and Sand		Fine Sand	Silty or Clayey Gravel and Sand				Silty Soils		Clayey Soils	
General rating as subgrade	Excellent to Good							Fair to Poor			

Reprinted with permission of American Association of State Highway and Transportation Officials.

چارت طبقه بندی خاکهای درشت دانه به روش آشو (PP#200<35%)

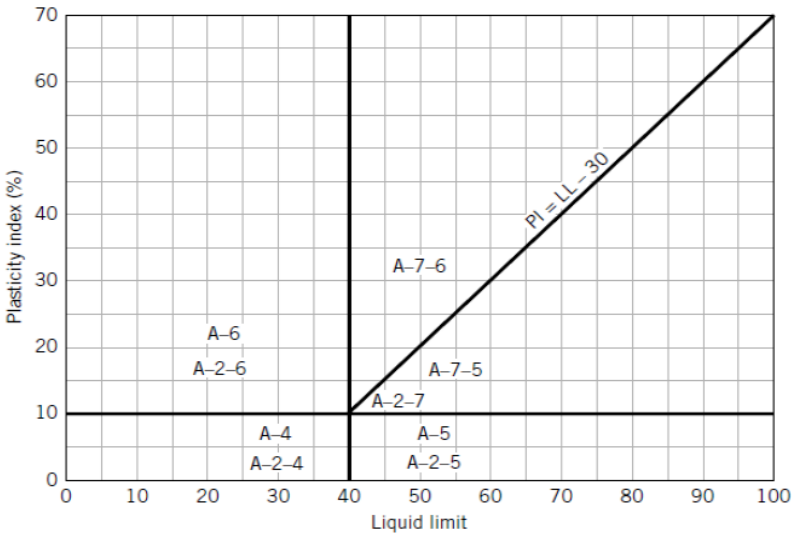
طبقه‌بندی عمومی	مصالح دانه‌ای (درصد عبوری از الک ۲۰۰ مساوی ۳۵ درصد ویا کمتر)						
طبقه‌بندی گروهی	A-1			A-2			
	A-1-a	A-1-b	A-3	A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7
آزمایش دانه‌بندی (درصد عبوری)							
No. 10	50 max						
No. 40	30 max	50 max	51 min				
No. 200	15 max	25 max	10 max	35 max	35 max	35 max	35 max
مشخصات قسمت عبوری از الک ۴۰							
حد مایع: LL				40 max	41 min	40 max	41 min
نشانهٔ خمیری: PI	6 max		NP	10 max	10 max	11 min	11 min
نوع مصالح تشکیل دهنده	ماسه و شن با قلوه‌سنگ		ماسهٔ ریز	ماسه و شن رس‌دار و یا لای‌دار			
مناسب بودن بعنوان مصالح بستر	عالی تا خوب						

چارت طبقه بندی خاکهای ریز دانه به روش آشو (PP#200>35%)

طبقه‌بندی عمومی	مصالح رس ـ لای (درصد عبوری از الک ۲۰۰ بزرگتر از ۳۵ درصد)			
طبقه‌بندی گروهی	A-4	A-5	A-6	A-7 A-7-5* A-7-6**
آزمایش دانه‌بندی (درصد عبوری)				
No. 10				
No. 40				
No. 200	36 min	36 min	36 min	36 min
مشخصات قسمت عبوری از الک ۴۰				
حد مایع LL	40 max	41 min	40 max	41 min
نشانهٔ خمیری PI	10 max	10 max	11 min	11 min
نوع مصالح تشکیل دهنده	خاکهای لای‌دار		خاکهای رس‌دار	
مناسب بودن بعنوان مصالح بستر	متوسط تا بد			

***IF PI≤LL-30 ⇨ A-7-5 , ** PI>LL-30 ⇨ A-7-6**

طبقه بندی ریزدانه ها با استفاده چارت پلاستیسیته



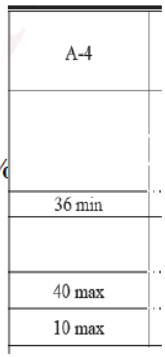
مثال: برای یک خاک نتایج زیر از دانه بندی و آزمایشات حدود اتربرگ بدست آمده است
مطلوبست الف: طبقه بندی خاک براساس روش آشو ب: تعیین شاخص گروه

نتایج آزمایشات روی خاک مورد نظر

P.P# 10 100%
P.P# 40 80%
P.P# 200 58%
LL = 30%
PI = 10%

مقایسه با جداول روش آشو

10
40
200 ≥ 36 %
LL ≤ 40%
PI ≤ 10%



در نتیجه خاک در گروه A-4 قرار میگیرد.

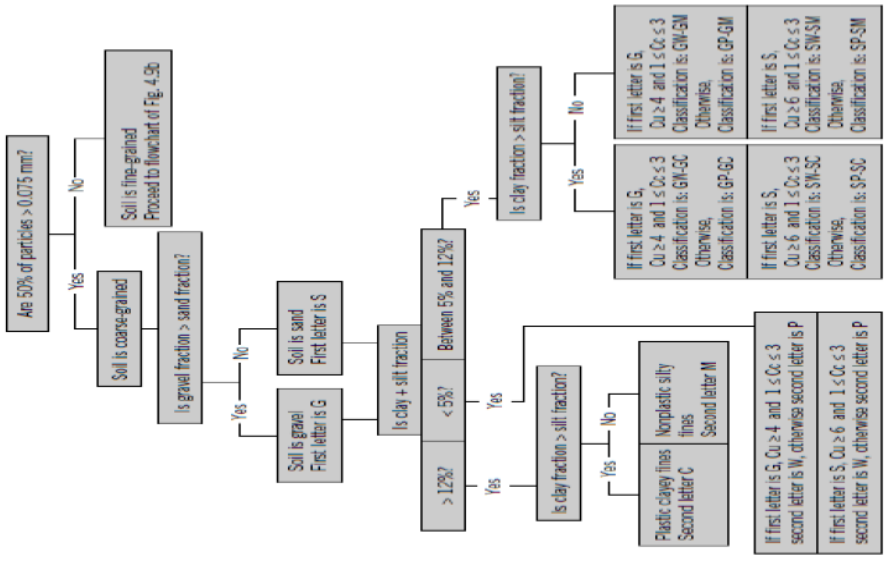
$$GI = (F-35)[0.2+0.005(LL-40)] + 0.01(F-15)(PI-10)$$
$$GI = (58-35)[0.2+0.005(30-40)]$$
$$+ 0.01(58-15)(10-10) = 3.45 \cong 3$$
$$\longrightarrow A-4\ (3)$$

سیستم طبقه بندی متحد(UNIFIED)

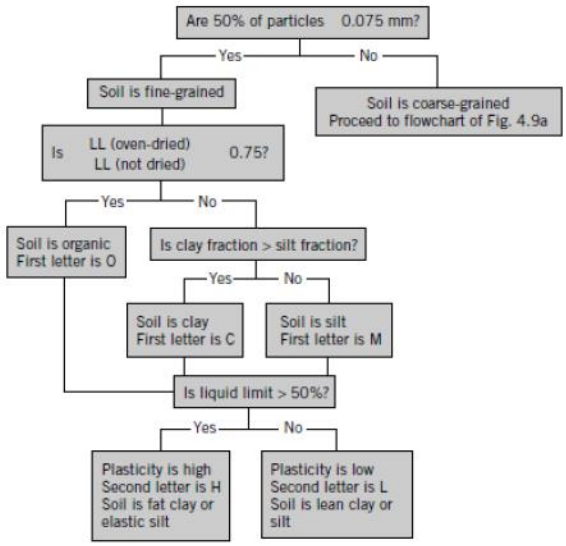
علائمی که در طبقه بندی خاکها به روش متحد استفاده میشود:

حرف اول: بخش اصلی خاک		حرف دوم : بخش توصیفی خاک	
G: Gravel	شن	W:	خوب دانه بندی شده
S: sand	ماسه	P:	بد دانه بندی شده
		C:	رس دار
		M:	لای دار
C: clay	رس	L:	خاصیت خمیری کم
M: silt	لای	H:	خاصیت خمیری زیاد
O: organic	آلی		

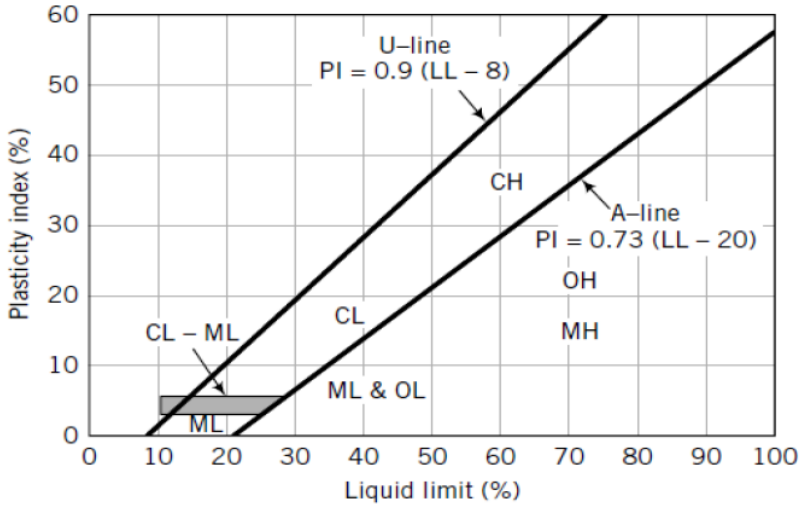
فلوچارت طبقه بندی به روش متحد برای خاکها ی درشت دانه
(p.p#200<50%)



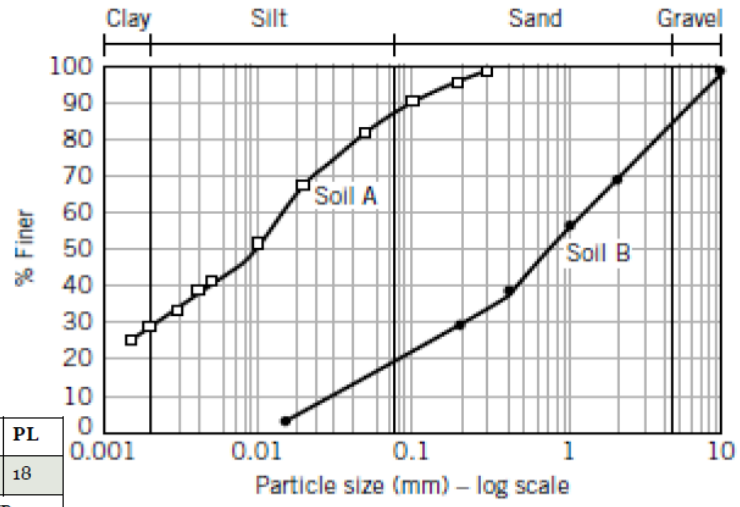
فلوچارت طبقه بندی به روش متحد برای خاکهای ریزدانه
(p.p#200>50%)



Plasticity Chart



تمرین: طبقه بندی خاکهای A,B به روش متحد و آشو



خاک	LL	PL
A	26	18
B	NP	

فصل سوم:

78

روابط وزنی – حجمی :

ترکیب خاک

خاک یک محیط سه فازی است: ۱.دانه های جامد خاک ۲. آب ۳. هوا

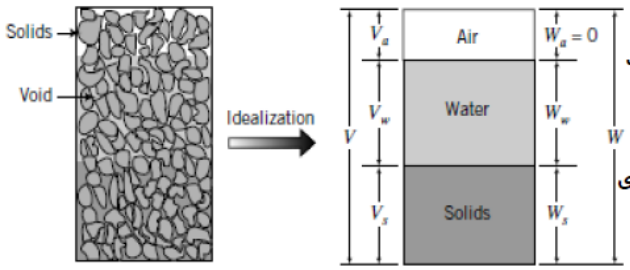
که در اینجا پسوندهای:

S :نشان دهنده دانه های جامد خاک

W: نشان دهنده آب

A: نشان دهنده هوا

V: نشان دهنده حفرات بین دانه های خاک هستند که میتوانند با آب یا هوا پر بشوند.



(a) Soil (b) Idealized soil

بخش	حجم	جرم	وزن
هوا	V a	M a=o	W a=o
آب	V w	M w	W w
دانه های جامد	V s	M s	W s
total	V = V s + V w + V a	M = M s + M w	W = W s + W w

وزن مخصوص(Unit weight) و چگالی ویژه(Specific Gravity)

- وزن ناشی از جرم M برابر است با W = M g
- وزن مخصوص مرطوب خاک:

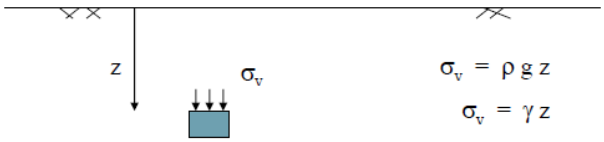
$$\gamma = \frac{W}{V} \Rightarrow \gamma = \frac{M g}{V}$$

چگالی ویژه دانه های خاک:

$$G_s = \frac{Density\,of\,Material}{Density\,of\,Water} = \frac{\rho_s}{\rho_w}$$

$$G_s = \frac{Unit\,Weight\,of\,Material}{Unit\,Weight\,of\,Water} = \frac{\gamma_s}{\gamma_w}$$

$G_s \cong$ ۲,۷ برای بیشتر خاکها



روابط حجمی

روابط حجمی بین بخشهای مختلف خاک بصورت ذیل تعریف میشود:

- نسبت تخلخل(voids ratio):

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

- پوکی(porosity):

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

و رابطه بین پوکی و تخلخل از رابطه ذیل بدست می آید:

$$Vs = V - Vv = (1 - n)V \Rightarrow e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{V_v}{(1-n)V} = \frac{nV}{(1-n)V} = \frac{n}{1-n}$$

- درجه اشباع (Degree of Saturation):

$$S_r\% = \frac{V_w}{V_a + V_w} \times 100 = \frac{V_w}{V_v} \times 100$$

و درجه اشباع از رابطه مقابل بدست می آید:

همچنین از روابط ذیل میتوانیم استفاده کنیم:

$$V_w = e.S_r.V_s \qquad V_a = V_v - V_w = e.(1 - S_r).V_s$$

روابط وزنی و تخلخل:

- وزن مخصوص مرطوب خاک:

$$\gamma = \frac{W}{V} = \frac{\gamma_w G_s V_s + \gamma_w e S V_s}{V_s + e V_s} = \frac{\gamma_w (G_s + eS)}{1+e}$$

- وزن مخصوص اشباع خاک (S=1)

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

- وزن مخصوص خشک خاک (S=0)

$$\gamma_{dry} = \frac{\gamma_w G_s}{1+e} = \frac{\gamma}{1+\omega}$$

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

- وزن مخصوص موثر یا غوطه وری :

- میزان رطوبت(MOISTURE CONTENT)

$$\omega = \frac{Weight\,of\,Water}{Weight\,of\,Solids} = \frac{W_w}{W_s}$$

با داشتن e, S, G_s, γ_w

$$W_w = \gamma_w V_w = \gamma_w .e. S.V_s$$

$$W_s = \gamma_s V_s = \gamma_w G_s V_s \quad \Rightarrow \omega = \frac{e.S}{G_s} \Rightarrow \omega.G_s = S.e$$

دانسیته نسبی یا قوام خاک (Relative density)

γ_d: وزن مخصوص خشک خاک موجود در محل متناظر با e

$\gamma_{d(min)}$: وزن مخصوص خشک حداقل خاک متناظر با e_{max}

$\gamma_{d(max)}$: وزن مخصوص خشک حداکثر خاک متناظر با e_{min}

e: نسبت تخلخل خاک موجود در محل

e_{max}: نسبت تخلخل خاک در شل ترین حالت

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

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

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

توصیف سفتی خاک از روی دانسیته نسبی

D_r (%)	Porosity, n (%)	Description
0–20	100–80	Very loose
20–40	80–60	Loose
40–70	60–30	Medium dense or firm
70–85	30–15	Dense
85–100	<15	Very dense

مثال): ماسه ای خشک را در ظرفی به حجم ۲.۸۳ لیتر و به وزن ۹.۸ نیوتن ریخته و وزن ظرف و ماسه ۵۲.۳نیوتن میشود مطلوبست :

الف: وزن مخصوص ب: تخلخل ج: پوکی د: توصیف خاک از نظر قوام (Gs=2.7)

مثال): برای یک خاک اشباع وزن مخصوص خشک ۱۵,۲۹ و میزان رطوبت ٪ ۲۱ می باشد مطلوبست

γ_{50} ، γ_{sat}، e, n ، G_s

مثال) خاکی با $\omega = 10\%$ $G_s = 2.68$, n = 45%است . تعیین جرم آبی که باید به $10\,m^3$خاک اضافه شود تا خاک اشباع گردد .

تمرین ۳-۱: نمونه ای از یک خاک رس اشباع در داخل ظرفی قرار داده شده و وزن می شود وزن آن ۶ نیوتن است. خاک رس همراه ظرفش به مدت ۲٤ ساعت در داخل گرمخانه با دمای ۱۰۵ سانتیگراد قرارداده و به ۵نیوتن کاهش می یابد اگر وزن ظرف ۱ نیوتن باشد مطلوبست :

الف: میزان رطوبت ب: نسبت تخلخل ج: وزن مخصوص مرطوب د: وزن مخصوص خشک

ه: وزن مخصوص موثر

تمرین: فضای خالی در یک نمونه خاک از خاک ۸۰٪ حفرات با هوا و ۲۰٪ با آب پر شده است. اگر وزن مخصوص خشک آن $15.7\ KN/m^3$,GS=2.7 باشد مطلوبست میزان رطوبت خاک . چقدر آب بایستی به یک متر مکعب خاک اضافه شود تا اشباع شود.

تمرین: برای خاکی که پوکی آن ٤٠٪ و چگالی ویژه دانه خاک ۲.۷ باشد مطلوبست الف: نسبت تخلخل ب: وزن مخصوص خشک خاک ج: وزن مخصوص خاک با درجه اشباع ۵۰٪ د: وزن مخصوص اشباع خاک و : وزن مخصوص موثر

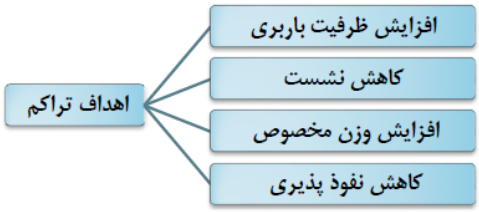
فصل چهارم

90

تراکم خاک

هدف از تراکم

منظور از تراکم یعنی افزایش چگالی خاک با خارج کردن هوا از آن و این کار مستلزم انرژی مکانیکی است.



برای ارزیابی تراکم لایه های کوبیده شده در محل پروژه از درصد کوبیدگی (C.R%) استفاده می کنند که از رابطه مقابل بدست می آید.

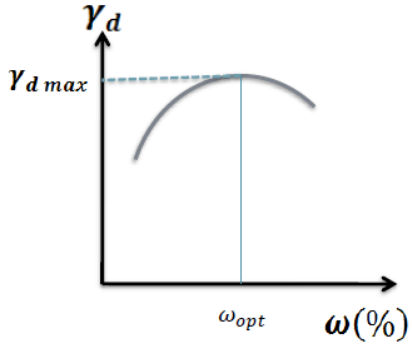
$$C.R\% = \frac{\gamma_{dfield}}{\gamma_{d\max}} \times 100$$

دو نوع آزمایش برای ارزیابی تراکم لایه های خاکریزی انجام میشود:

الف:آزمایش تعیین وزن مخصوص خشک جداکثر و رطوبت بهینه($\gamma_{d\max}$, ω_{opt})

ب: آزمایش تعیین وزن مخصوص خشک لایه کوبیده شده در سایت(γ_{dfield})

اصول حاکم بر تراکم :



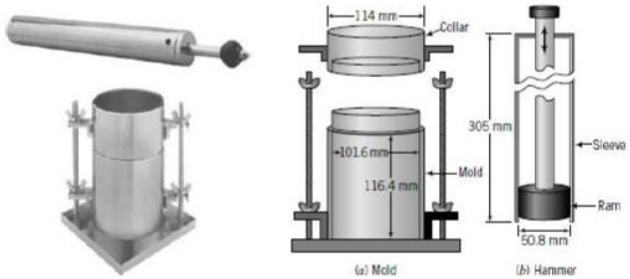
- با مرطوب کردن خاک، تا یک حد خاصی رطوبت باعث لغزندگی دانه ها روی همدیگر شده لذا می توان خاک را بهتر و بیشتر متراکم کرد .اما اگر بیش از یک حد مشخص مرطوب کنیم ، علاوه بر اینکه بین ذرات خاک فاصله بیشتری ایجاد میشود بخشی از نیروی تراکم به آب وارد میشود و خاک آبکی و شل می شود. در نتیجه وزن مخصوص خشک کمتری بدست می آید.

درجه تراکم خاک بر حسب وزن مخصوص خشک آن اندازه میگیرند . میزان رطوبتی که در آن حداکثر وزن مخصوص خشک خاک حاصل میگردد رطوبت بهینه نامیده میشود:

آزمایش تراکم استاندارد پراکتور(Proctor):

آزمایش استاندارد پراکتور(Proctor): برای بدست آوردن رطوبت بهینه (ω_{opt})و وزن مخصوص خشک حداکثر($\gamma_{d\,max}$) در آزمایشگاه بکار میرود و به دو روش انجام میشود:

نوع آزمایش	تعداد لایه	تعداد ضربهN	وزن چکشkg	ارتفاع سقوط cm	کار در واحد حجم خاکkj/m3
پراکتور معمولی	۳	۲۵	۲,۵	۳۰,۵	۵۹٤
پراکتور اصلاح شده	۵	۲۵	٤,۵٤	٤۵,۷	۲۶۹۵

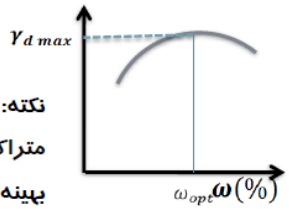


آزمایش تراکم استاندارد پراکتور(Proctor):

در این آزمایش خاک در قالب استاندارد به حجم ۹۴۳.۳ cm3 متراکم می گردد. خاک با میزان رطوبت های مختلف بسته به نوع آزمایش در جدول بالا در سه یا پنج لایه به کمک ۲۵ ضربه چکش به ازای هر لایه متراکم میگردد. چهار آزمایش یا بیشتر درروی خاک با رطوبت های مختلف انجام میگیرد و آخرین آزمایش از آنجا تشخیص داده میشود که آب احتمالی موجب کاهش وزن مخصوص مرطوب خاک گردد. وزن مخصوص مرطوب و وزن مخصوص خشک از رابطه ذیل محاسبه و نتایج در به صورت وزن مخصوص خشک (محور عرض ها) در برابر رطوبت (محور طولها) ترسیم میگردد. نقطه ماکزیمم منحنی نشان دهنده وزن مخصوص خشک حداکثر و میزان رطوبت بهینه می باشد.

$$\gamma = \frac{\text{وزن خاک}}{\text{حجم کل}}$$

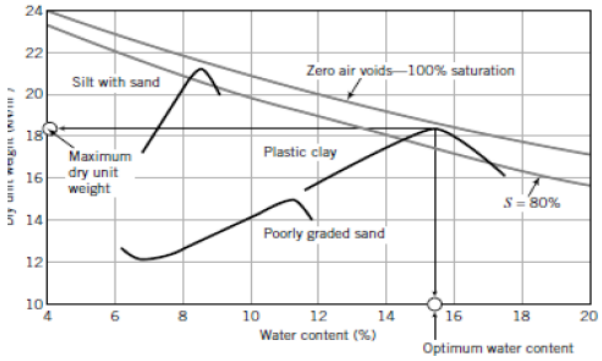
$$\gamma = \frac{W}{V} = \frac{W_s + W_w}{V} \qquad \gamma_{dry} = \frac{\gamma}{1+\omega}$$



نکته: با مرطوب کردن خاک ، تا یک حد خاصی ، می توان ذرات را متراکم تر کرد و اگر بیش از یک حد مشخص مرطوب کنیم(رطوبت بهینه) ، فشار به آب وارد میشود و خاک آبکی و شل می شود .

آزمایش تراکم پراکتور استاندارد

منحنی و انرژی تراکم



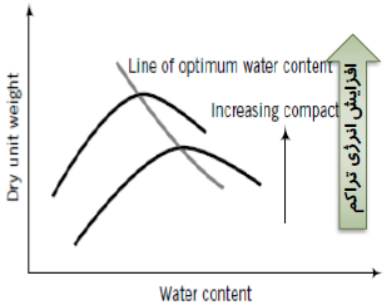
$$E = \frac{\text{(ارتفاع سقوط)}\times\text{(وزن چکش)}\times\text{(تعداد لایه ها)}\times\text{(تعداد ضربه به ازای هر لایه)}}{\text{حجم قالب}}$$

$$E = \frac{(25)\times(3)\times\left(\frac{2.5\times9.81}{1000}\text{kN}\right)\times(0.305\text{ m})}{9.44\times10^{-6}\text{ m}^3} = 594\text{ kN-m/m}^3 \approx 600\text{ kN-m/m}^3$$

عوامل موثر بر تراکم (Factors affecting Compaction)

1. انرژی تراکم

با افزایش انرژی تراکم برای یک خاک رطوبت بهینه کمتر و وزن مخصوص خشک حداکثر بیشتر میشود. با یک انرژی تراکم ثابت خاکهای دانه ای دارای رطوبت بهینه کمتر و وزن مخصوص خشک بزرگتری نسبت به خاکهای ریزدانه هستند.



۲. میزان رطوبت:

در رطوبت های پایین تر از رطوبت بهینه آب دور ذرات را گرفته و نقش روغن را بازی میکند و کمک می کند که ذرات در کنار حرکت کرده و متراکم شود. اما رطوبت های بیشتر از رطوبت بهینه انرژی تراکم به آب منتقل شده و نمی تواند هوای بیشتری خارج کند لذا آب اضافی ذرات خاک را جابجا کرده و باعث کاهش تعداد ذرات خاک به ازای واحد حجم و در نتیجه کاهش وزن مخصوص خشک میگردد.

۳. نوع خاک(توزیع دانه بندی، شکل دانه های خاک و چگالی بخش جامد خاک و مقدار و نوع کانیهای موجود در خاک)

خاکهای دانه ای با استفاده از تجهیزات تراکم ارتعاشی یا لرزه ای بخوبی متراکم می شوند.

تراکم خاکهای چسبنده رسی مشکل بوده و معمولا با استفاده غلتکهای پاچه بزی امکان پذیر است.

تاثیر انرژی تراکم و نوع خاک

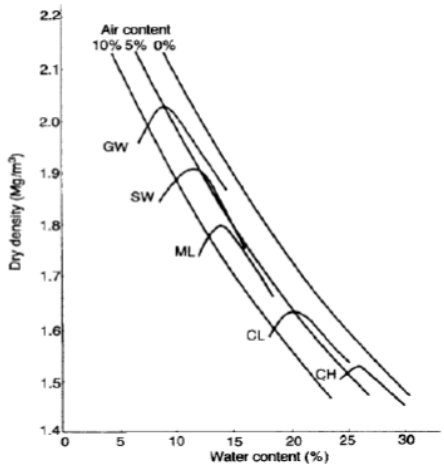


Figure 1.13 Dry density–water content curves for a range of soil types.

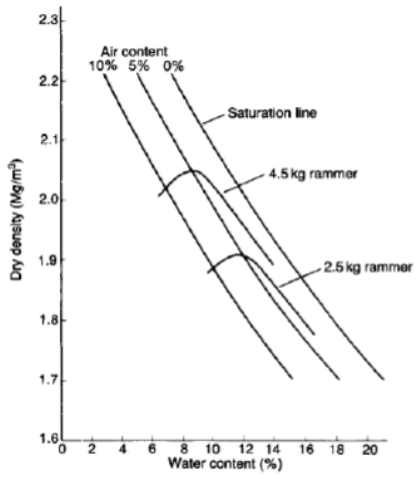


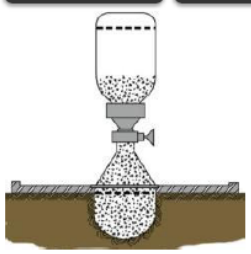
Figure 1.12 Dry density–water content curves for different con

تعیین دانسیته در کارگاه

تعیین دانسیته در کارگاه

چگالی سنج هسته ای | بالن لاستیکی | مخروط ماسه

چگالی سنج هسته ای

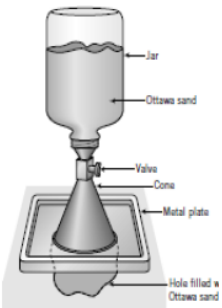


وزن W

حجم چاله V

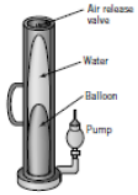
$$\gamma = \frac{W}{V}$$

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



$$R = \frac{\gamma_d \text{ کارگاه}}{\gamma_{d\,max} \text{ آزمایشگاه}}$$

مخروط ماسه

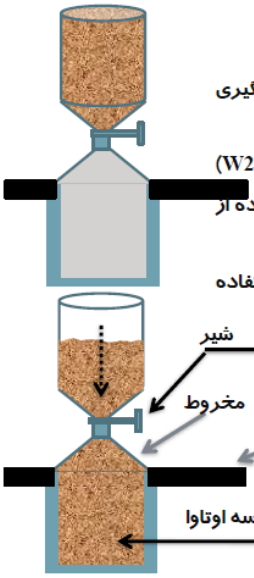


بالن لاستیکی

FIGURE 5.9
Balloon test device.

5.8.2 Balloon Test—ASTM D 2167

روش مخروط ماسه



ظرف مخروط از ماسه اتاوا پر شده و وزن ظرف همراه با ماسه درون آن اندازه گیری می شود(W1).

چاله ای در خاک متراکم شده حفر و وزن خاک مرطوب اندازه گیری میشود(W2)

میزان رطوبت آنرا با استفاده از آزمایش تعیین رطوبت بدست آورده و با استفاده از رابطه زیر وزن خشک خاک حفاری شده از چاله را بدست می آید:

بعد از پر شدن حفره ، وزن مخروط همراه با ماسه باقیمانده اندازه گیری و با استفاده از روابط ذیل حجم چاله حفر شده را بدست می آوریم:

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

حجم چاله حفاری شده $V = \frac{W_5 - W_c}{\gamma_{d(\text{ماسه})}}$

که در آن:

$$W_5 = W_1 - W_4$$

W_c: وزن ماسه لازم برای پر کردن قیف

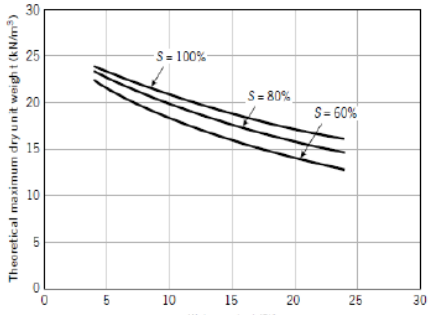
$\gamma_{d(\text{ماسه})}$: وزن مخصوص خشک ماسه مورد استفاده

وزن مخصوص خشک خاک متراکم شده $\gamma_d = \frac{\text{وزن خشک خاک حفاری شده از چاله}}{\text{حجم گودال}} = \frac{W_3}{V}$

آزمایش مخروط ماسه در محل لایه کوبیده شده

منحنی هوای صفر(zero Air voids)

$$\gamma_d = \left(\frac{G_s}{1+e}\right)\gamma_w = \frac{\gamma}{1+w} = \left(\frac{G_s}{1+wG_s/S}\right)\gamma_w$$



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

خاک در شرایط وزن مخصوص خشک ماکزیمم در حالت غیر اشباع است و میتوان درجه اشباع خاک را در شرایط وزن مخصوص ماکزیمم از رابطه مقابل محاسبه میشود:

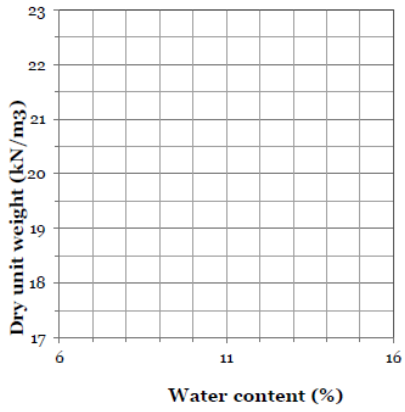
بااستفاده از رابطه بالا و نتیجه آزمایش پراکتور و Gs میتوان درجه اشباع را بدست آورد و همچنین میتوان با برای رطوبتهای مختلف و درجه اشباعهای مختلف وزن مخصوص خشک را بدست آورده و در کنار نمودار تراکم رسم نمود و برای درجه اشباع 100% یک منحنی خواهد بود که به منحنی هوای صفر معروف است. وزن مخصوص برای درجه اشباع ۱۰۰درصد به وزن مخصوص هوای صفر (γ_{zav}) معروف است.

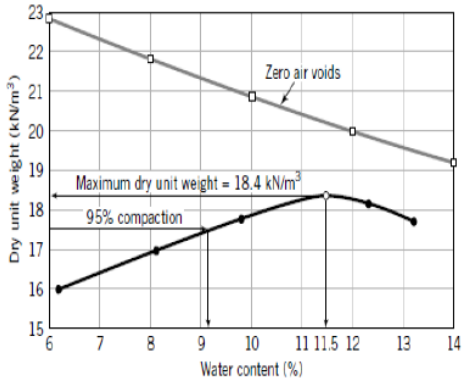
مثال: نتایج آزمایش تراکم استاندارد در جدول ذیل نشان داده شده است مطلوبست: الف- رسم منحنی تراکم ، ب: ماکزیمم وزن مخصوص خشک خاک، ج: رطوبت بهینه د: خط هوای ۲۰٪ ه: وزن مخصوص خشک و رطوبت درجه تراکم ۹۵٪

وزن مخصوص خشک برای S=80%	وزن مخصوص خشک برای S=100%	درصد رطوبت(٪)
		۶
		۸
		۱۰
		۱۲
		۱۲
		۱٤

وزن مخصوص خشک γ_d	وزن مخصوص مرطوب γ (Kn/m³)	درصد رطوبت(٪)
	۱۷,۱	۸
	۱۸,۹	۹,۵
	۱۹,۸	۱۱
	۲۰,۸	۱۲,۵
	۲۰,۶	۱۳,۸
	۲۰,۳	۱٤,۵

ادامه مثال


Dry unit weight (kN/m3)
23
22
21
20
19
18
17
6
11
16
Water content (%)


Dry unit weight (kN/m³)
Zero air voids
Maximum dry unit weight = 18.4 kN/m³
95% compaction
23
22
21
20
19
18
17
16
15
6
7
8
9
10
11
11.5
12
13
14
Water content (%)

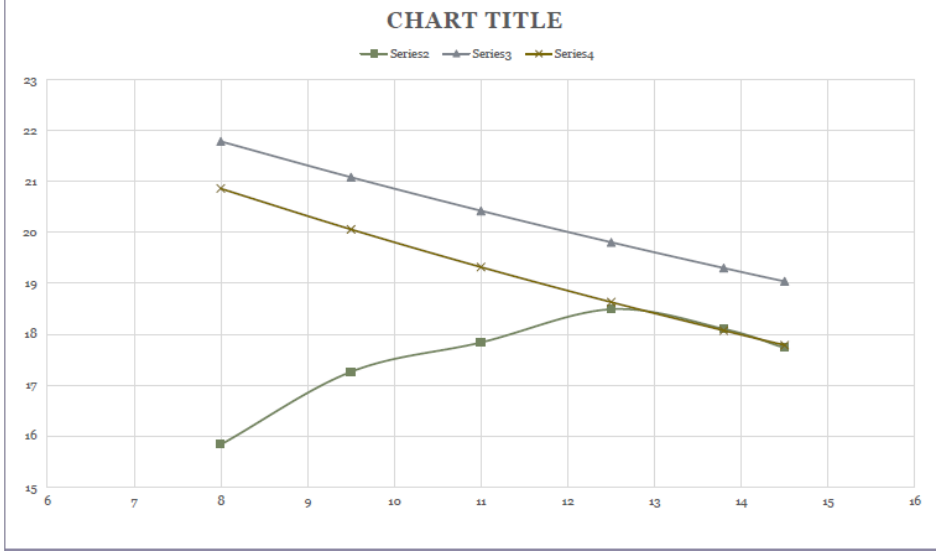
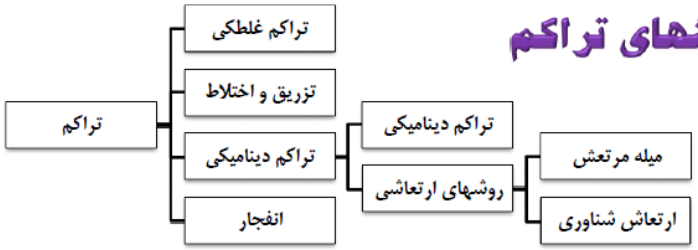


CHART TITLE
Series2
Series3
Series4
23
22
21
20
19
18
17
16
15
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16

روشهای تراکم



- کاربرد انواع غلطک در تراکم خاک : با استفاده از غلطک های معمولی فقط در قسمت های بالایی خاک در حدود (20-25 cm) تراکم ایجاد می شود و با استفاده از غلطک فوق سنگین حداکثر تا 50 cm .
- غلطک های پاچه بزی : در متراکم کردن خاک های رســـی .
- غلطک های چرخ لاستیکی بادی : دارای ردیفهای متعدد چرخ با فواصل کم می باشد و برای متراکم کردن خاکهای رسی و ماسه ای استفاده می شوند .
- غلطک های چرخ استوانه ای صاف : برای پروفیله کردن بستر و اطوکشی خاکریزهای رسی و ماسه ای مناسب هستند .
- غلطک های ارتعاشی : در تراکم خاکهای دانه ای موثر هستند .

فصل پنجم:

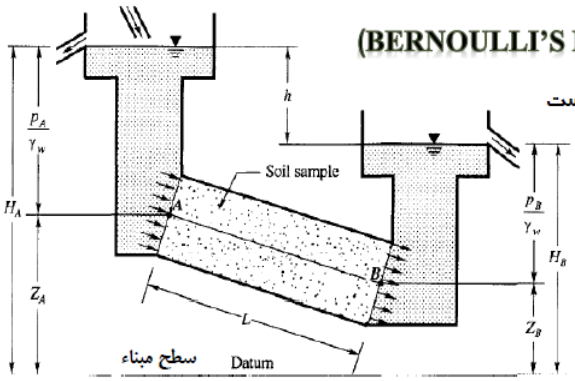
107

جریان آب در خاک

بار کل سیال در خاک (TOTAL HEAD)

هدف از این فصل تعیین میزان جریان در خاک و تعیین میزان دبی آب نشتی در خاک زیر سازه های مختلف مثل سدها، گودبرداریها

رابطه برنولی: (BERNOULLI'S PRINCIPLE)



صفر است ، چون سرعت در خاک ناچیز است

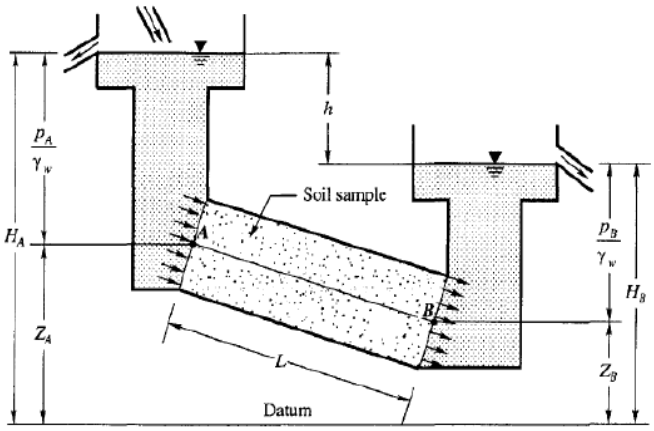
$$H_A = Z_A + \frac{V_A^2}{2g} + h_A \rightarrow \frac{P_A}{\gamma_w}$$

هد پتانسیل | هد جنبشی | هد فشاری

$$H_A = Z_A + \frac{P_A}{\gamma} \quad , H_B = Z_B + \frac{P_B}{\gamma} \Rightarrow h(\Delta H) = H_A - H_B = Z_A + \frac{P_A}{\gamma} - Z_B - \frac{P_B}{\gamma}$$

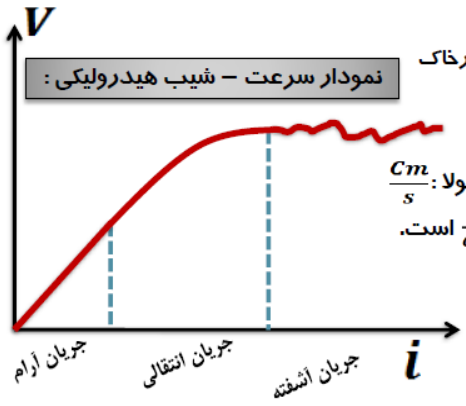
گرادیان هیدرولیکی(hydraulic gradient) :

$$h(\Delta H) = H_A - H_B = Z_A + \frac{P_A}{\gamma_w} - Z_B - \frac{P_B}{\gamma_w}$$



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

قانون دارسی(Darcy's law)



سرعت جریان آب درخاک $V = k.i = k.\frac{\Delta H}{L}$

واحد معمولا : cm/s

K : ضریب نفوذ پـــذیری خـــاک واحد معمولا : $\frac{Cm}{s}$

و برای خاکهای که نفوذ پذیری کمی دارند $\frac{m}{day}$ است.

دبی یا شدت جریان عبوری از سطح:

$$q = V.A = k.i.A$$

سرعت حقیقی جریان آب در خاک : $V_S = \frac{V}{n}$

مقادیر معمول ضریب نفوذپذیری برای خاکهای اشباع

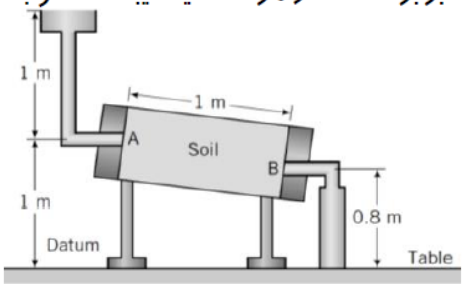
TABLE 7.1 TYPICAL VALUES OF HYDRAULIC CONDUCTIVITY, *k*, FOR SATURATED SOILS

Soil Description	Hydraulic Conductivity, *k*	
	(cm/s)	(ft/s)
Clean gravel	1 to 100	3×10^{-2} to 3
Sand-gravel mixtures	10^{-2} to 10	3×10^{-4} to 0.3
Clean coarse sand	10^{-2} to 1	3×10^{-4} to 3×10^{-2}
Fine sand	10^{-3} to 10^{-1}	3×10^{-5} to 3×10^{-3}
Silty sand	10^{-3} to 10^{-2}	3×10^{-5} to 3×10^{-4}
Clayey sand	10^{-4} to 10^{-2}	3×10^{-6} to 3×10^{-4}
Silt	10^{-8} to 10^{-3}	3×10^{-10} to 3×10^{-5}
Clay	10^{-10} to 10^{-6}	3×10^{-12} to 3×10^{-8}

K(ضریب نفوذپذیری) تابع پارامترهای زیر است :

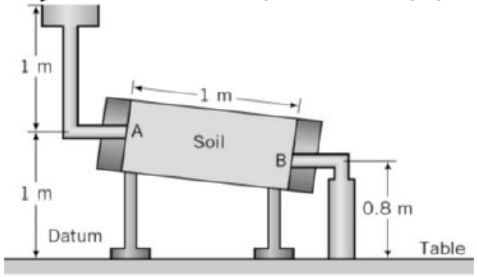
- ویسکوزیته سیال : هرچقدر ویسکوزیته بالاتر باشد , نفوذ پذیری پایین تر است. (نفوذپذیری را در دمای 20 C اعلام می کنند چون ویسکوزیته تابعی از دما است.)
- اندازه وتوزیع حفرات و دانه ها : مهمترین عامل در نفوذ پذیری خاک است که با D10 نمایش میدهند ، هرچه D10 بزرگتر باشد اندازه دانه ها بزرگتر است.
- درجه اشباع خاک : $S = \frac{V_w}{V_V}$
- هرچقدر درجه اشباع بالاتر باشد آنگاه نفوذپذیری بالاتر است
- منحنی دانه بندی خاک
- تخلخل : هرچه تخلخل بیشتر باشد نفوذپذیری بیشتر است.
- زبری دانه ها : هر چه زبرتر باشد ، نفوذ پذیری پایین تر است.
- سطح ویژه دانه های خاک که هرچه بیشتر باشد نفوذپذیری کمتر خواهد بود.

یک نمونه خاک به قطر 10 cm در لوله ای به طول 1m قرار داده شده است. جریان ثابت آب از یک انتهای خاک در نقطه A وارد شده و جریان خروجی در B توسط ظرفی جمع آوری میگردد. مقدار متوسط آب جمع آوری شده برابر $1\ cm^3$ در هر 10 ثانیه میباشد.مطلوب است تعیین :



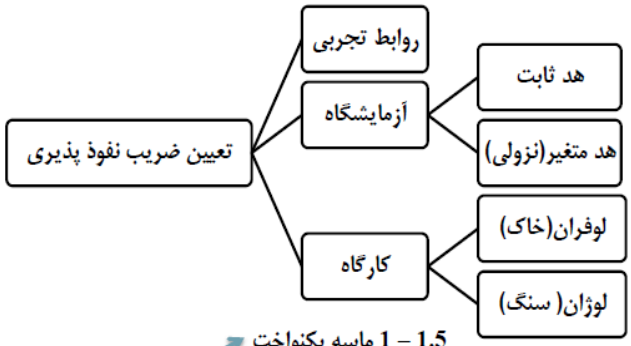
- گرادیان هیدرولیکی
- دبی جریان
- سرعت متوسط
- سرعت تراوش اگر e= 0.6 باشد
- ضریب نفوذ پذیری

یک نمونه خاک به قطر 10 cm در لوله ای به طول 1m قرار داده شده است. جریان ثابت آب از یک انتهای خاک در نقطه A وارد شده و جریان خروجی در B توسط ظرفی جمع آوری میگردد. مقدار متوسط آب جمع آوری شده برابر $1\ cm^3$ در هر 10 ثانیه میباشد.مطلوب است تعیین :



- گرادیان هیدرولیکی
- دبی جریان
- سرعت متوسط
- سرعت تراوش اگر e= 0.6 باشد
- ضریب نفوذ پذیری

روشهای تعیین ضریب نفوذ پذیری



۱.روابط تجربی:

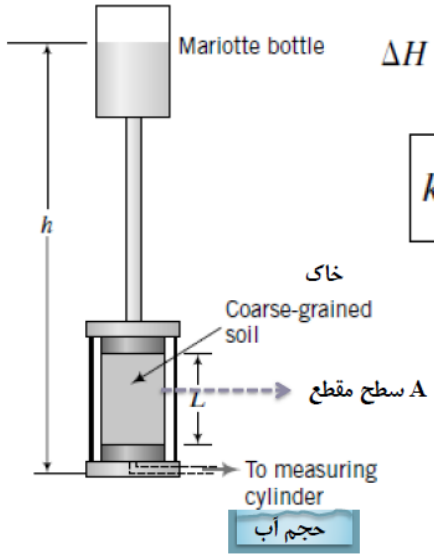
$K\left(\frac{Cm}{s}\right) = C.D_{10}^2$ → Cm ← 1 – 1.5 ماسه یکنواخت رابطه هایزن

تاثیر دما بر روی K:

$K = 1.4\ e^2\ K_{0.85}$ رابطه کازاگرانده

$$k_{20°C} = k_{T°C}\frac{\mu_{T°C}}{\mu_{20°C}} = k_{T°C}R_T \Rightarrow \boxed{R_T = 2.42 - 0.475\ln(T)}$$

آزمایش نفوذ پذیری با هد ثابت (constant-head test)



$$\Delta H = h \quad \text{and} \quad i = \frac{\Delta H}{L} = \frac{h}{L}$$

$$k_z = \frac{q_z}{Ai} = \frac{QL}{tAh}$$

Q: حجم آ

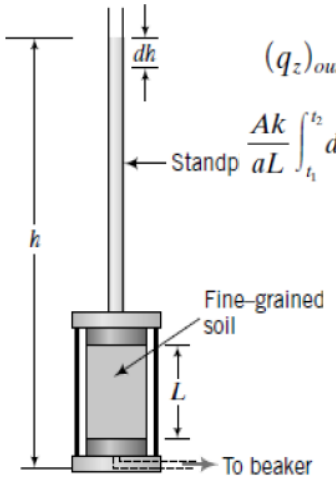
L: طول نم

t: مدت زمان انجام ازه

A: سطح مقطع نمونه د

h: هد ثابت آزمایش

نفوذ پذیری هد متغیر(نزولی) - Falling-Head Test -



$$v = -\frac{dh}{dt} \Rightarrow (q_z)_{in} = av = -a\frac{dh}{dt}$$

$$(q_z)_{out} = Aki = Ak\frac{h}{L} \Rightarrow -a\frac{dh}{dt} = Ak\frac{h}{L}$$

$$\frac{Ak}{aL}\int_{t_1}^{t_2} dt = -\int_{h_1}^{h_2}\frac{dh}{h} \Rightarrow k = k_z = \frac{aL}{A(t_2 - t_1)}\ln\left(\frac{h_1}{h_2}\right)$$

a: مساحت لوله آزمایش

L: طول نمومه خاک

t1: زمان شروع انجام آزمایش

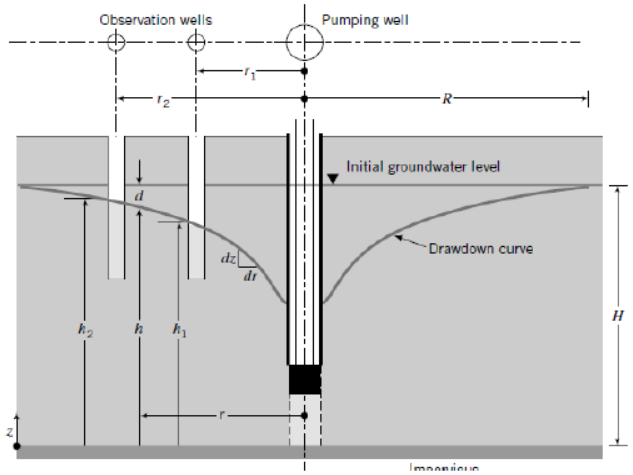
t2: زمان پایان انجام آزمایش

A: سطح مقطع نمونه خاک

h1: هد در ابتدای آزمایش و h2: هد در انتهای آزمایش

تجهیزات لازم

آزمایش پمپاژ برای تعیین ضریب نفوذپذیری در صحرا



$$k = \frac{q_z \ln(r_2/r_1)}{\pi(h_2^2 - h_1^2)}$$

که در رابطه بالا:

qz: دبی پمپاژ

h2،h1،r2،r1 پارامترهای قابل اندازه گیری هستند.

مثال: یک نمونه خاک به قطر ۵ و ارتفاع ۱۵ سانتی متر با پوکی ۶۰٪ در دستگاه تعیین نفوذ پذیری با هد ثابت قرار گرفت . هد ثابت ۳۰ سانتی متر و حجم آب نشتی ۴۰ سانتی متر مکعب در ۵ دقیقه باشد و ($T=28C$). مطلوبست

- ضریب نفوذپذیری (k)
- سرعت واقعی نشت(Vs).

مثال: اطلاعات مربوط به یک آزمایش با افت ارتفاع روی یک خاک سیلت دار به شرح زیر است:مقدار k را تعیین کنید؟

$A = 80\ cm^2$

$L = 10\ cm$

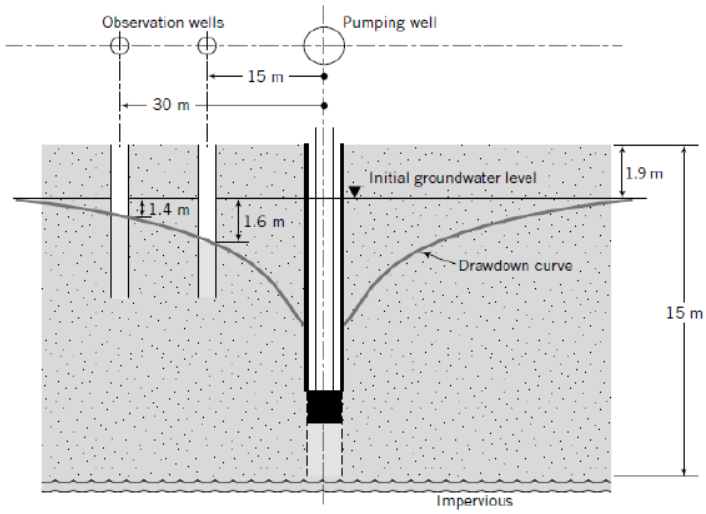
$h_1 = 90\ cm$

$h_2 = 84\ cm$

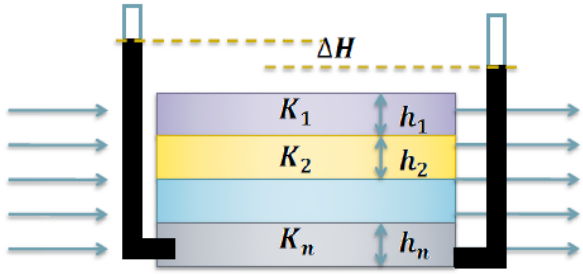
مدت زمان آزمایش – 5 min

$T = 22^0c$

مثال: در آزمایش صحرایی ذیل دبی پمپاژ ۱۰.۶ لیتر بر ثانیه است مطلوبست ضریب نفوذپذیری ؟



نفوذ پذیری معادل جریان افقی
(FLOW PARALLEL TO SOIL LAYERS)

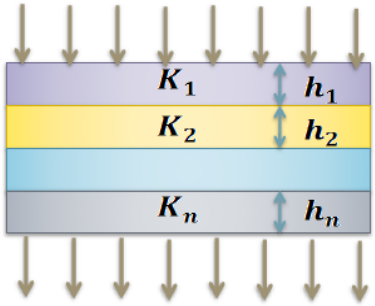


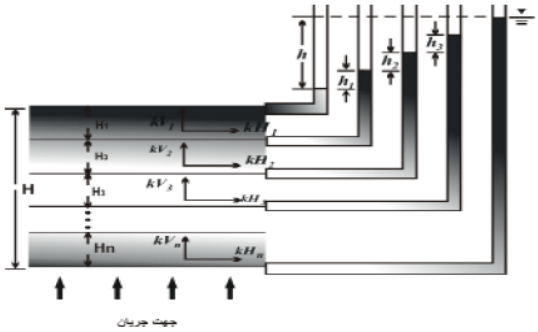
دبی کل که از خاک عبور می کند $q = K_1.i.H_1 + K_2.i.H_2 + \ldots + K_n.i.H_n$

دبی کل برای سطح معادل $q = K_{eh}.i.\sum H_i$

برای نفوذ پذیری لایه های افقی $K_{eh} = \dfrac{\sum_{i=1}^{n} k_i.H_i}{\sum_{i=1}^{n} H_i}$

نفوذ پذیری معادل جریان قایم
(FLOW normal TO SOIL LAYERS)



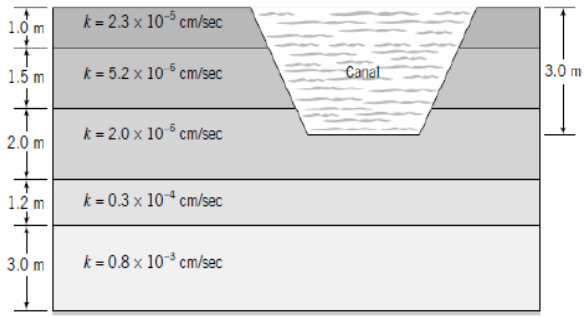


برای نفوذ پذیری لایه های قائم

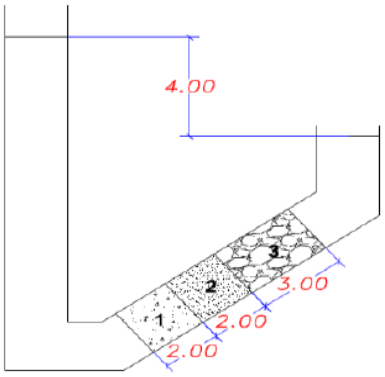
$$K_e = \frac{\sum H}{\frac{H_1}{K_1} + \frac{H_2}{K_2} + \cdots + \frac{H_n}{K_n}}$$

• اگر حتی یک لایه غیر قابل نفوذ باشد، کافی است تا نفوذ پذیری معادل لایه ها (K_e) کل صفر شود .

مثال:ضریب نفوذ پذیری معادل برای دیواره و زیر کانال احداث شده را محاسبه کنید:



در شکل زیر لایه های خاک موجود لا نفوذپذیری بر حسب cm/s در لوله ای با مقطع مربعی به ضلع ۱۰cm نشان داده شده است مطلوبست الف: محاسبه ضریب نفوذپذیری معادل خاکها بر حسب cm/s، ب: میزان جریان آب بر حسب (m3/h)

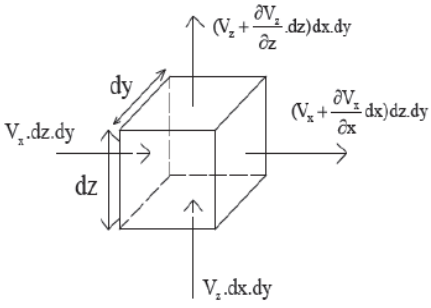


$k_1 = 2.3\times10^{-2}$

$k_2 = 4.6\times10^{-4}$

$k_3 = 6.3\times10^{-3}$

معادله پیوستگی جریان(معادله لاپلاس)



$$\left[(V_x+\frac{\partial V_x}{\partial x}dx)dz.dy+(V_z+\frac{\partial V_z}{\partial z}dz)dx.dy\right]-\left[V_x dz.dy+V_z dx.dy\right]=0$$

$$\frac{\partial V_x}{\partial x}+\frac{\partial V_z}{\partial z}=0 \quad \rightarrow \text{قانون دارسی} \rightarrow \frac{\partial(K_x i_x)}{\partial x}+\frac{\partial(K_z i_z)}{\partial z}=0$$

$$K_x\frac{\partial(\frac{\partial h}{\partial x})}{\partial x}+K_z\frac{\partial(\frac{\partial h}{\partial z})}{\partial z}=0 \rightarrow k_x\cdot\frac{\partial^2 h}{\partial x^2}+k_z\cdot\frac{\partial^2 h}{\partial z^2}=0$$

معادله لاپلاس :

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

رابطه فوق رابطه پیوستگی برای یک محیط ایزوتروپیک است، و نشان دهنده دو دسته منحنی متعامد می باشد که نام یکی خطوط جریان و نام دیگری خطوط هم پتانسیل است.

شبکه جریان (Flow Net):

- خط جریان: خطی است که ذرات آب در امتداد آن از بالا به پایین دست در خاک نفوذپذیر جریان می یابند.
- خط هم پتانسیل: خطی که نقاط واقع در روی آن دارای یک انرژی پتانسیل هستند بنابراین اگر پیزومترهایی در روی نقاط مختلف یک خط نصب شوند تراز آب پیزومترها یکسان خواهد بود.

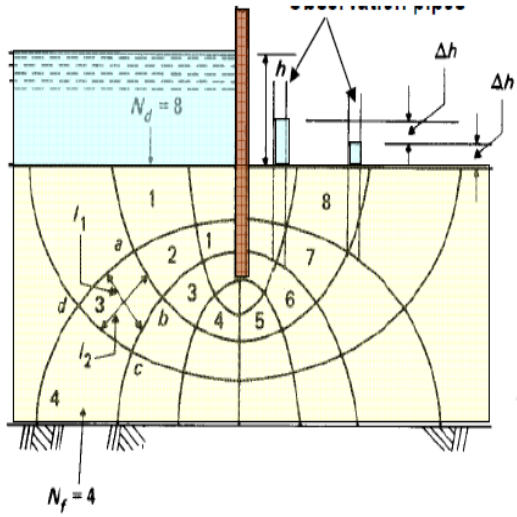
در رسم یک شبکه جریان باید دو قاعده مراعات شود :

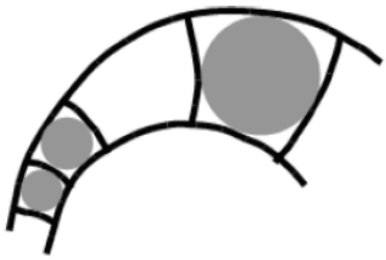
۱- چشمه ها مربع باشند .

۲- زاویه قطع خطوط جریان و پتانسیل 90 باشد یا یه عبارتی دیگر خطوط جریان و پتانسیل بایستی عمود باشد.

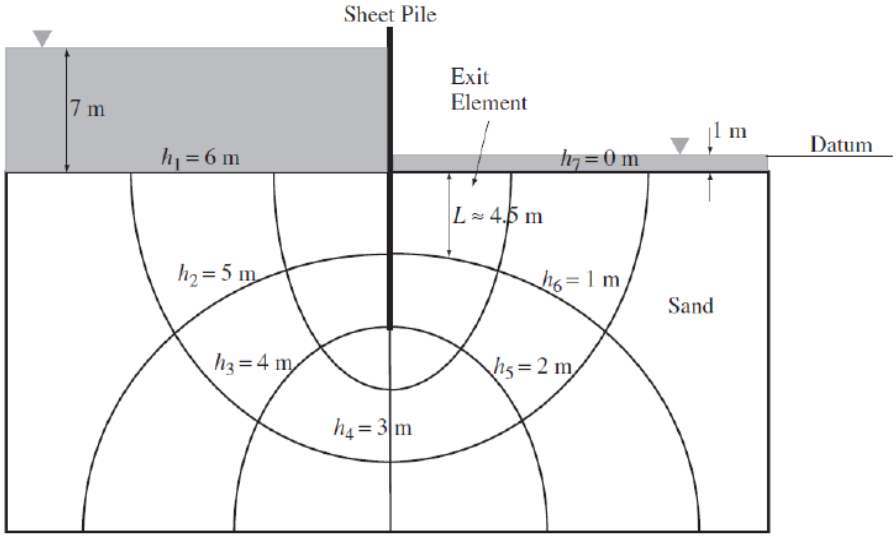
- ❖ میزان دبی عبوری از هر مسیر جریان ، با مسیرهای دیگر برابر است .
- ❖ افت هد بین هر دو خط پتانسیل عددی ثابت است .
- ❖ آب از بین خطوط جریان عبور می کند و نمی تواند خطی را قطع کند .
- ❖ آب تمایل دارد که از بالا دست به سمت پایین دست برود و برای این کار باید از مسیرهای جریان بگذرد که در شکل زیر ۵ مسیر جریان داریم .
- ❖ برای رسم شبکه جریان اگر N_f را بین ٤ تا ٧ در نظر بگیریم ، شکل خوب رسم می شود .

خط جریان و خط هم پتانسیل





افت هد در خطوط هم پتانسیل



نمونه هایی از شبکه های جریان

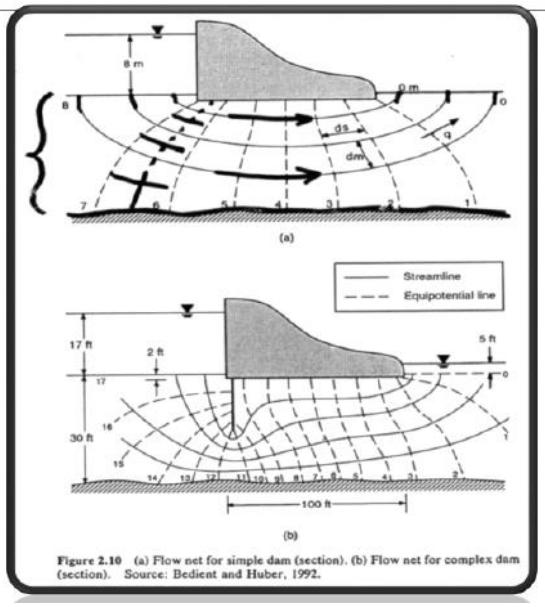
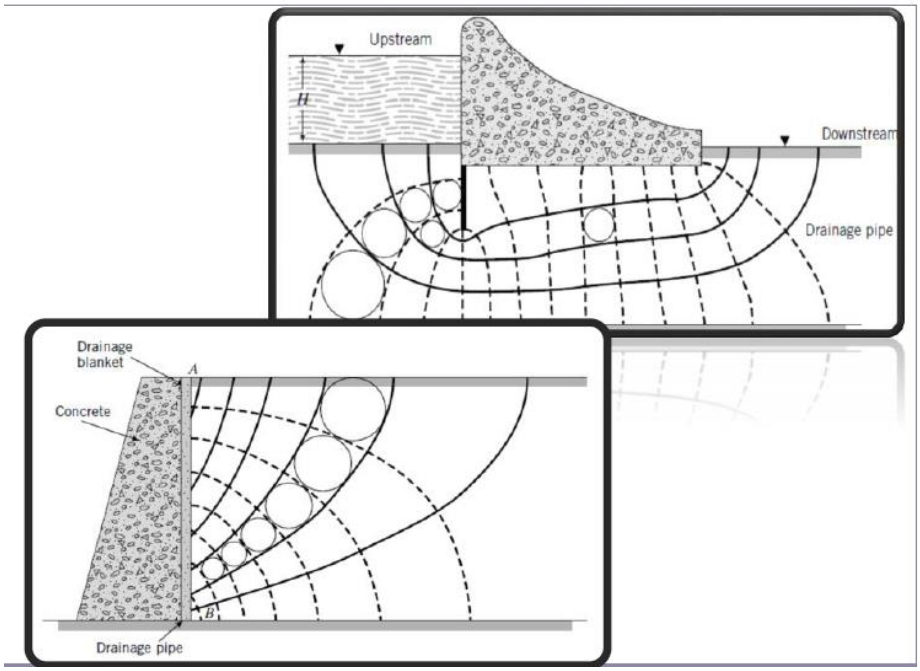


Figure 2.10 (a) Flow net for simple dam (section). (b) Flow net for complex dam (section). Source: Bedient and Huber, 1992.



ترسیم شبکه جریان در خاکهای غیر ایزوتروپیک
(Flow net for Anisotropic Soil)

روش گام به گام جهت ترسیم شبکهٔ جریان در محیط غیرایزوتروپیک (از کاغذ میلیمتری استفاده شود)

۱- محور قائم Z را با مقیاس ۱ انتخاب کنید.

۲- محور افقی 'X را طوری انتخاب کنید که مقیاس آن مساوی $\sqrt{\frac{K_z}{K_x}}$ باشد.

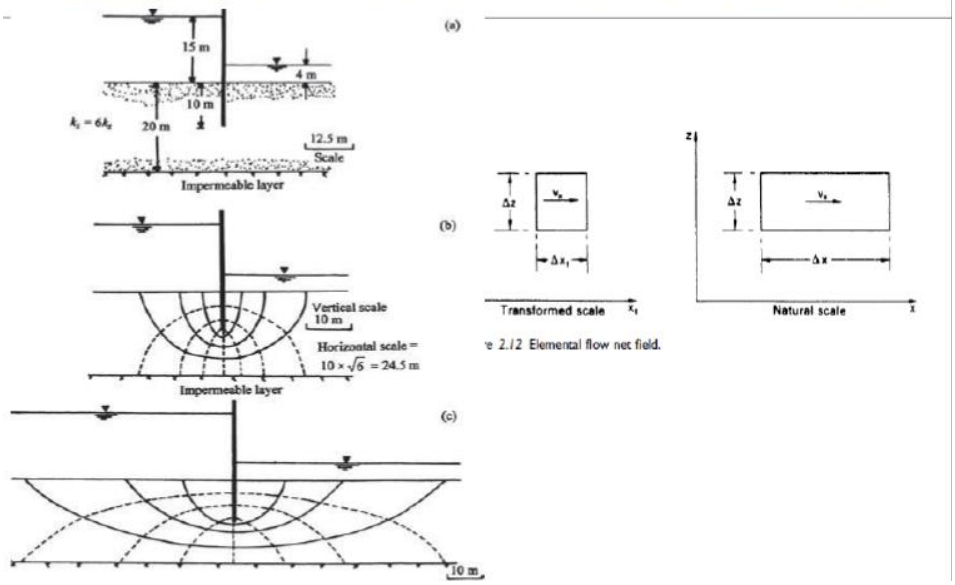
۳- سازهٔ هیدرولیکی (سپر یا سد یا ...)، به همراه لایه‌های خاک و بستر سنگی را با توجه به ابعاد واقعی‌شان در مختصات جدید (مقیاس‌های تغییر یافته) رسم کنید. به این ترتیب شکل تغییر (معمولاً در جهت افقی جمع‌تر می‌شود) ولی ضخامت لایه‌های خاک و ارتفاع آب و سازه، تغییری نمی‌کند.

٤- برای مقطع تغییر شکل یافتهٔ گام قبلی، یک شبکهٔ جریان در حالیکه خطوط جریان و هم‌پتانسیل عمود بر یکدیگر باشند و چشمه‌ها تقریباً مربعی گردند رسم نمائید.

دبی تراوش برای عرض واحد از رابطهٔ زیر بدست می‌آید:

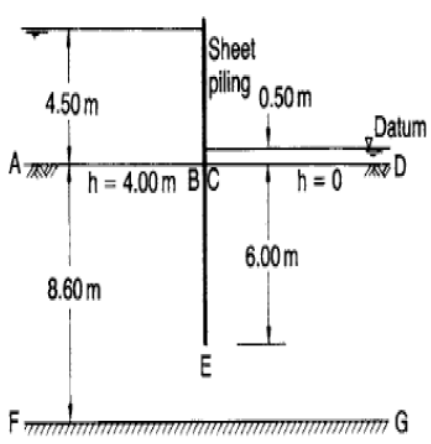
$$q = \sqrt{K_x.K_z}\,\frac{H.N_f}{N_d}$$

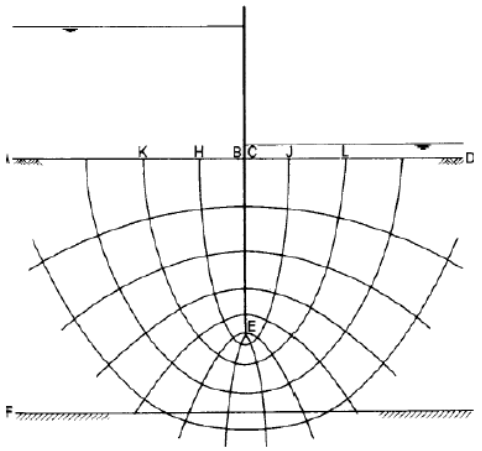
نمایش تصویری نحوه تهیه شبکه جریان در خاکهای غیر ایزوتروپیک



e 2.12 Elemental flow net field.

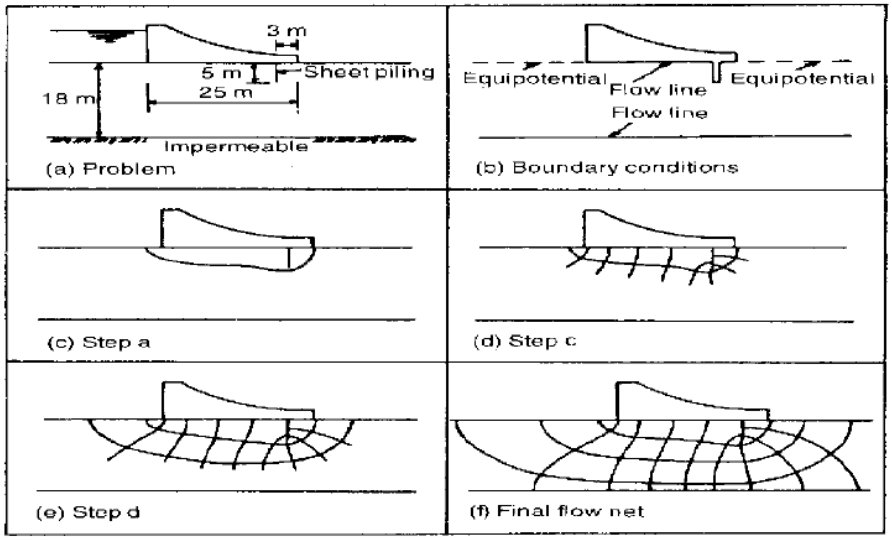
مثال): رسم شبکه جریان از زیر سپر و ..



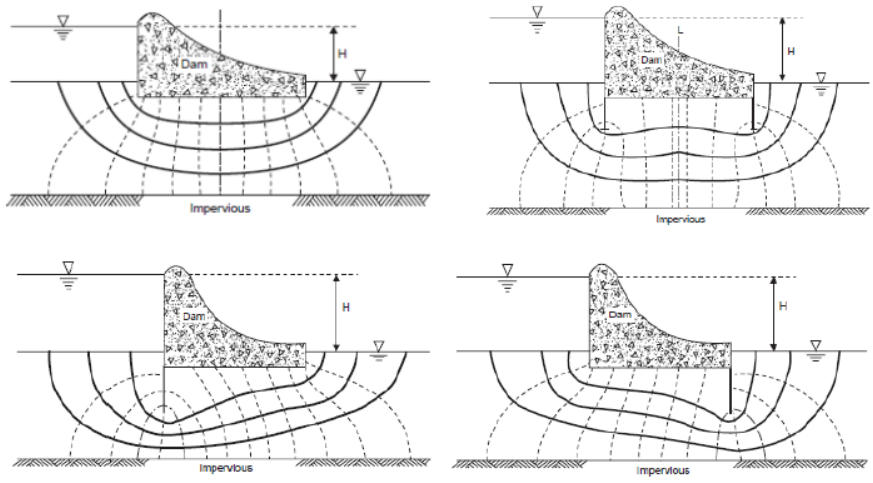


$$\Delta h = \frac{h}{N_d} = \frac{4.00}{12} = 0.33 \text{ m}$$

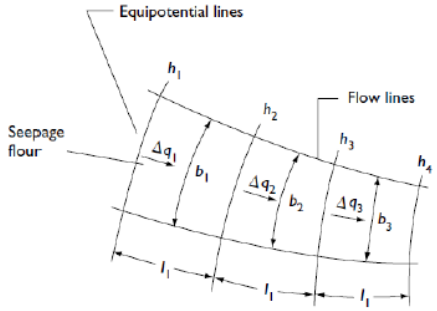
رسم شبکه جریان از زیر یک سد بتنی



شبکه جریان در زیر یک سد بتنی
(Flow net under Concrete Dam)



تعیین میزان تراوش :



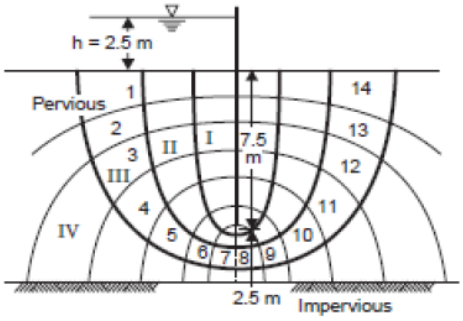
دبی $\Delta q_1 = \Delta q_2 = \cdots = \Delta q_n$

تفاوت هد کلی

$$i = \frac{\Delta H}{L} \qquad \text{دبی} \qquad \Delta q = V.A = Ki_1L_1 = K\left(\frac{H_1 - H_2}{L_1}\right)L_1 = K\frac{\Delta H}{Nd}$$

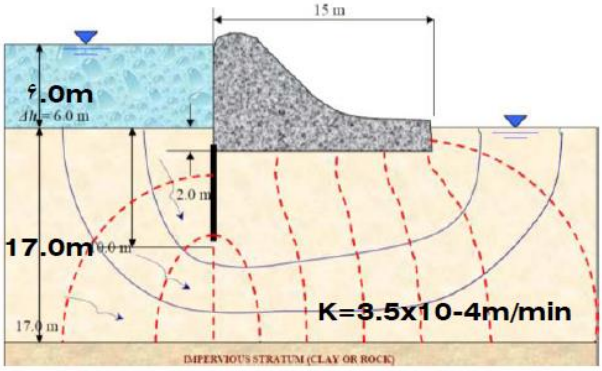
دبی کلی که از زیر سازه عبور می کند $Q = N_f.\Delta q = K.\Delta H\left(\frac{N_f}{Nd}\right)$

مثال: سپری به عمق ۷.۵ متر در لایه ای از خاک نفوذ پذیر به عمق ۱۰ متر کوبیده شده است اگر نفوذ پذیر خاک $K=3*10\text{-}2\ cm/s$ باشد مطلوبست تعیین میزان دبی عبوری از یک متر عرض آن در مدت یک ساعت بر حسب لیتر؟



استفاده از سپر برای کاهش میزان نشت:

درشکل زیر میزان دبی عبوری را در یک روز محاسبه کنید اگر طول سد ۱۰۰ متر باشد.

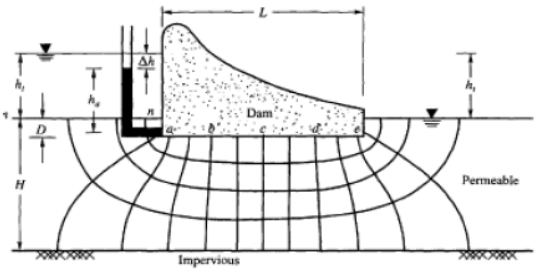


اگر میزان دبی زیاد باشد ، از یک سپر استفاده میکنیم تا طول مسیر زیاد شود و i کاهش می یابد .

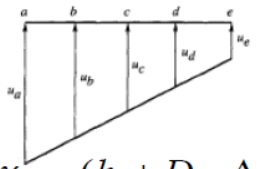
اگر باز هم دبی زیاد بود ، در طرف دیگر نیز یک سپر می گذریم و N_d را با این کار افزایش میدهیم .

تعیین نیروی بالا برنده

(DETERMINATION OF UPLIFT PRESSURES)



(a) Concrete dam



$$u_a = h_a.\gamma_w = (h_t + D - \Delta h)\gamma_w$$

$$u_e = (h_t + D - n_d \Delta h)\gamma_w$$

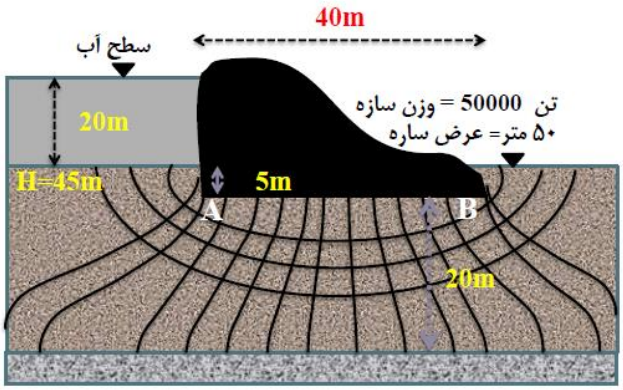
نیروی بالا برنده نیرویی است که توسط آب به سازه از پایین به بالا وارد میشود. برای محاسبه نیروی بالا برنده فشار آب را در تعدادی از نقاط محاسبه و از رابطه ذیل استفاده می کنیم:

$$P_w = \sum_{j=1}^{n} u_j \Delta x_j$$

و یا از رابطه دقیق تر سیمپسون:

$$P_w = \frac{\Delta x}{3}\left(u_1 + u_n + 2\sum_{\substack{i=3 \\ \text{odd}}}^{n} u_i + 4\sum_{\substack{i=2 \\ \text{even}}}^{n} u_i\right)$$

مثال: در سد بتنی زیر اگر وزن سازه ۵۰۰۰۰تن و عرض آن ۵۰ متر باشد مطلوبست تعیین ضریب اطمینان در مقابل فشار برکنش؟



$\Delta H = 45 - 25 = 20$ افت بین هر دوخط $= \frac{20\ m}{15} = 1.33$

$Z_A = 20\ m$

$H_A = 45 - 2 \times 1.33 = 42.34\ m$

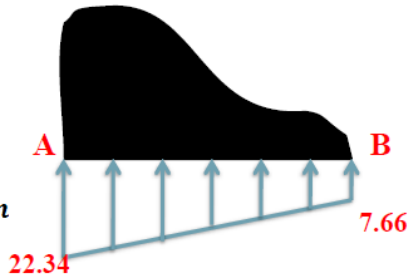
$h_A = 42.34 - 20 = 22.34$

یعنی اگر در نقطه A یک پیزومتر بگذاریم آب ۲۲,۳۴ متر بالا می رود .

$Z_B = 20\ m$

$H_B = 25 + 2 \times 1.33 = 27.66\ m$

$h_B = 27.66 - 20 = 7.66$



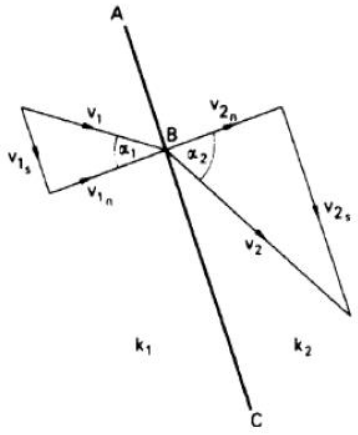
$$F_{Uplift} = \left(\frac{22.34 \times \gamma_w + 7.66 \times \gamma_w}{2}\right) \times 40\ m$$

$$F_{Uplift} = 15\ m \times \frac{10KN}{m^3} \times 40\ m \longrightarrow F_{Uplift} = 6000\ {}^{KN}/_{m}$$

$F_{Uplift} 6000 \times 50\ m = 30000$

ضریب اطمینان در مقابل ناپایداری $SF = \frac{\text{وزن}}{\text{نیرو}\ UPlift} = \frac{50000\ ton}{30000\ ton} = 1.67$

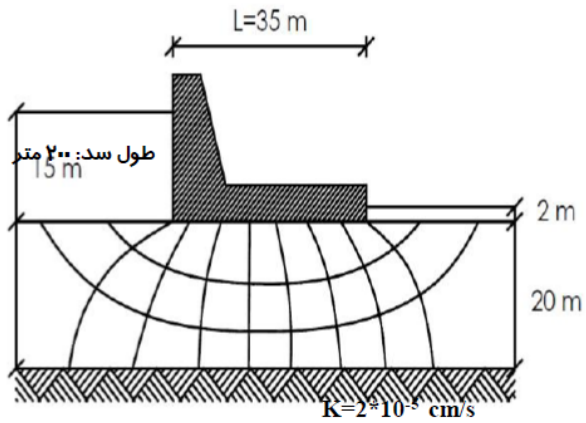
سرعت جریان در محل اتصال دو خاک



$$\frac{v_{1s}}{k_1} = \frac{v_{2s}}{k_2}$$

$$\frac{\tan\alpha_1}{\tan\alpha_2} = \frac{k_1}{k_2}$$

تمرین:در شبکه جریان نشان داده شده در شکل زیر مطلوبست: الف: مقدار آب عبوری از زیر سد در طی ۵ روز ب: نیروی بالابرنده ناشی از تراوش از زیر سد



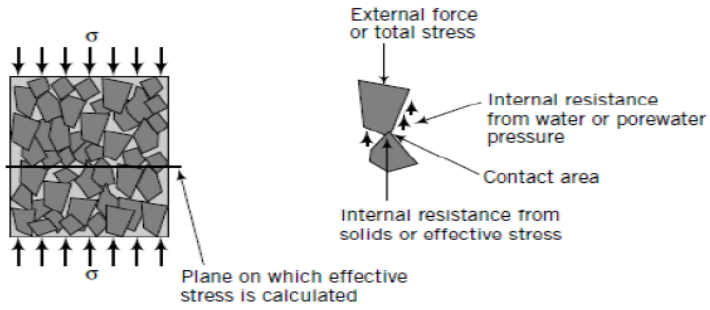
فصل ششم :

145

تنش مؤثـــــر

تنش کل و تنش موثر
TOTAL AND EFFECTIVE STRESSES

146

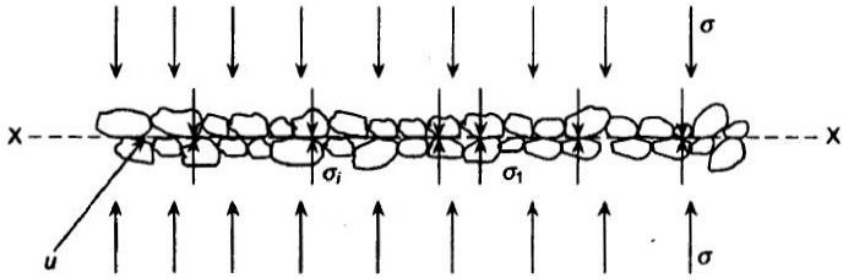


تنش کل را میتوان به دو قسمت تقسیم نمود:

۱. قسمتی که توسط آب موجود در فضای بین دانه ها حمل می شود. این قسمت دارای شدت مساوی در تمام امتداد هاست.

۲. باقیمانده تنش کل توسط قسمت جامد خاک در نقاط تماس دانه ها حمل می شود. مجموع مولفه های قائم نیروهای بوجود آمده در نقاط تماس ذرات جامد در واحد سطح توده خاک، تنش موثر نامیده می شود. تنش موثر را می توان از حاصلضرب وزن مخصوص غوطه ور خاک در ارتفاع ستون خاک تعیین کرد.

تنش موثر (Effective Stress)



a = effective contact area per unit area of the plane

$$\sigma \times 1 = \sigma_i \times 1 + (1 - a)u$$

$$\sigma_i = (\sigma - u) + au$$

a is small (though not equal to 0) and hence, $\longrightarrow$ $\sigma_i = (\sigma - u)$

تنش کل و تنش موثر (TOTAL AND EFFECTIVE STRESSES)

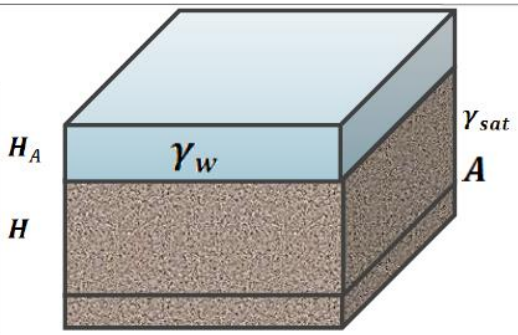
$$\sigma_A = \frac{H_A.A.\gamma_w + H.A.\gamma_{sat}}{A}$$

$$\sigma_A = H_A.\gamma_w + H.\gamma_{sat}$$

تنش کل در صفحه A

$$u = (H + H_A)\gamma_w$$

تنش وارد شده به آب



تنش موثر وارد شده به ذرات خاک

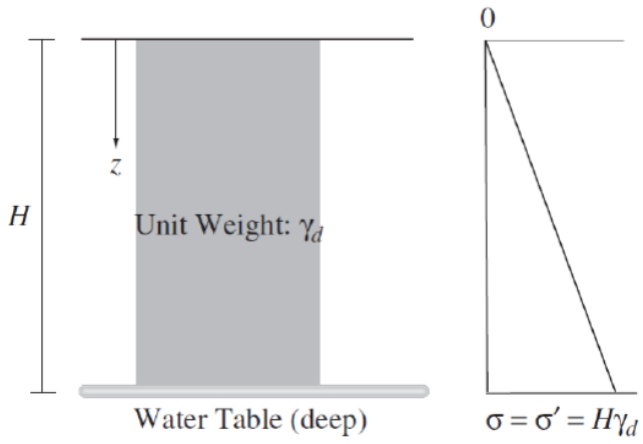
$$\acute{\sigma}_A = \sigma_A - u_A = H_A.\gamma_w + H.\gamma_{sat} - H.\gamma_w - H_A.\gamma_w \longrightarrow$$

$$\acute{\sigma}_A = H(\gamma_{sat} - \gamma_w) = H.\acute{\gamma} \longrightarrow \acute{\sigma}_A = H.\acute{\gamma}$$

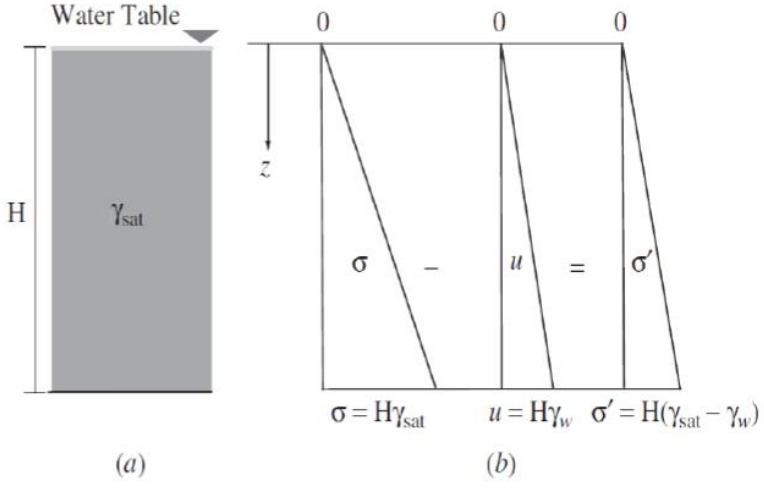
$$\acute{\gamma} = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

وزن مخصوص آب – وزن مخصوص مصالح = وزن مخصوص موثر

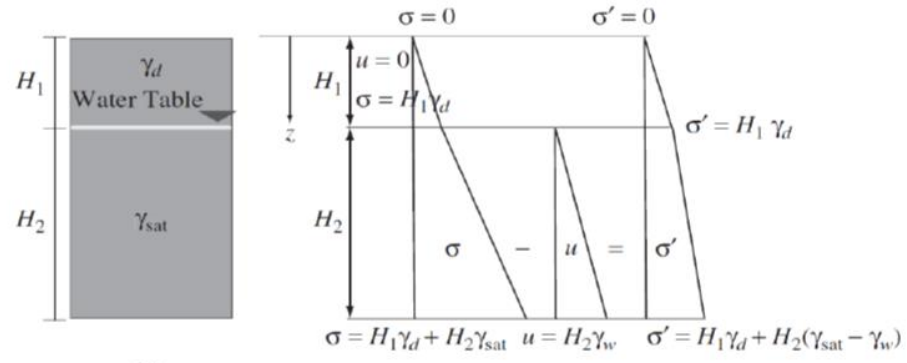
توزیع تنش موثر در خاک خشک



توزیع تنش موثر در خاک اشباع



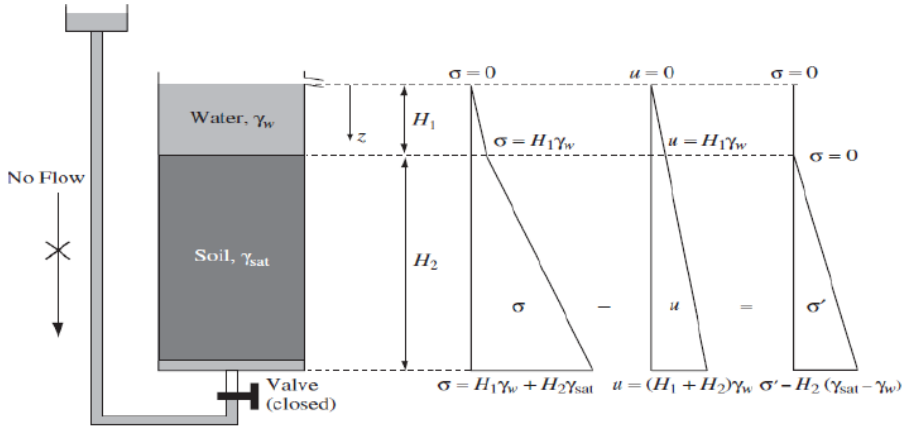
توزیع تنش موثر در خاک لایه بندی شده اشباع و خشک



z	Total Stress, σ	Pore Water Pressure, u	Effective Stress, σ'
0	0	0	0
H_1	$H_1\gamma_d$	0	$H_1\gamma_d$
$H_1 + H_2$	$H_1\gamma_d + H_2\gamma_{sat}$	$H_2\gamma_w$	$H_1\gamma_d + H_2\gamma'$

Note: γ' is the effective unit weight of the saturated soil ($\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$).

تنش موثر در خاک در حالت بدون جریان آب

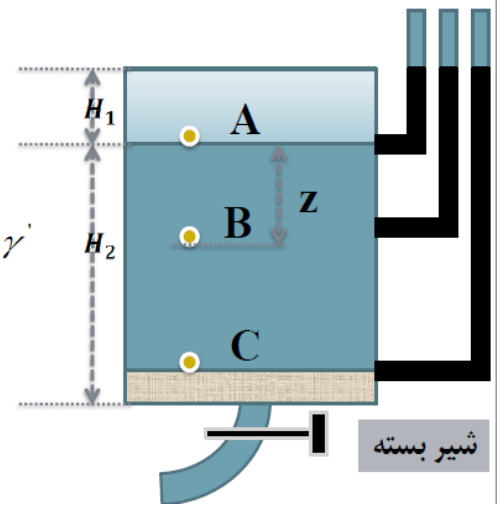


z	Total Stress, σ	Pore Water Pressure, u	Effective Stress, σ'
0	0	0	0
H_1	$H_1\gamma_w$	$H_1\gamma_w$	0
$H_1 + H_2$	$H_1\gamma_w + H_2\gamma_{sat}$	$(H_1 + H_2)\gamma_w$	$H_2(\gamma_{sat} - \gamma_w) = H_2\gamma'$

Note: γ' is the effective unit weight of the saturated soil ($\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$).

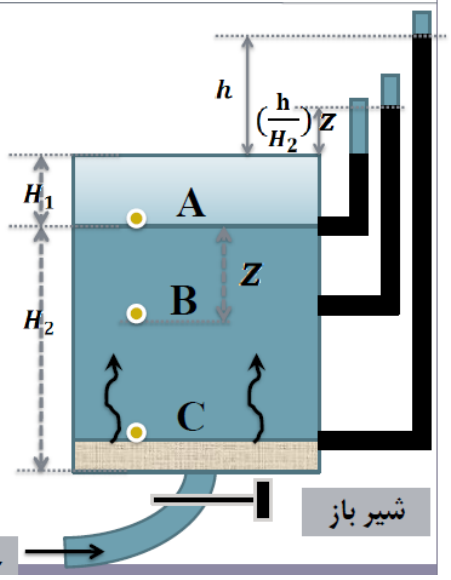
تنش موثر در خاک در حالت بدون جریان

$$\sigma_A = H_1\gamma_w$$
$$u_A = H_1\gamma_w$$
$$\sigma' = 0$$
$$\sigma_c = H_1\gamma_w + H_2\gamma_{sat}$$
$$u_c = (H_1 + H_2)\gamma_w$$
$$\sigma_c' = H_2(\gamma_{sat} - \gamma_w) = H_2\gamma'$$
$$\sigma_B = H_1\gamma_w + Z\gamma_{sat}$$
$$u_B = (H_1 + Z)\gamma_w$$
$$\sigma_B' = Z(\gamma_{sat} - \gamma_w) = Z\gamma'$$

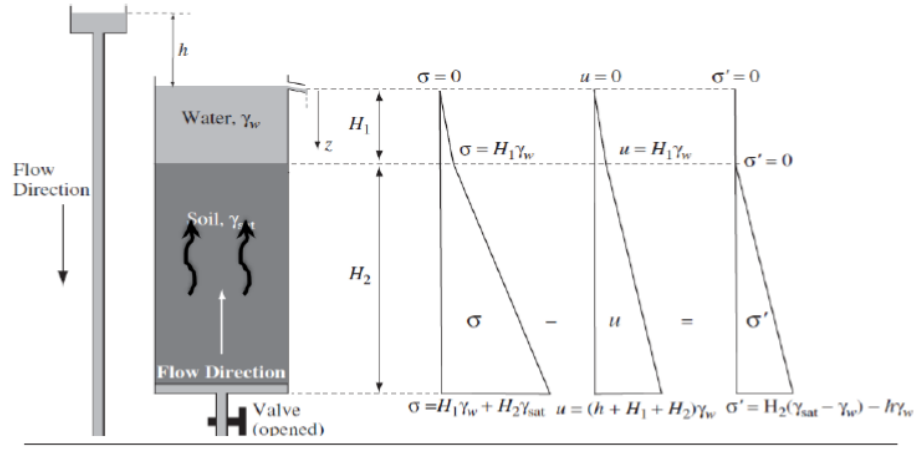


تنش موثر در خاک در حالت جریان رو به بالا

$$\sigma_A = H_1\gamma_w$$
$$u_A = H_1\gamma_w$$
$$\sigma' = 0$$
$$\sigma_c = H_1\gamma_w + H_2\gamma_{sat}$$
$$u_c = (H_1 + H_2 + h)\gamma_w$$
$$\sigma_c' = H_2(\gamma_{sat} - \gamma_w) - h\gamma_w = H_2\gamma' - h\gamma_w$$
$$\sigma_B = H_1\gamma_w + Z\gamma_{sat}$$
$$u_B = (H_1 + Z + \frac{h.Z}{H_2})\gamma_w$$
$$\sigma_B' = Z(\gamma_{sat} - \gamma_w) - \frac{h.Z}{H_2}\gamma_w = Z\gamma' - Zi\gamma_w$$



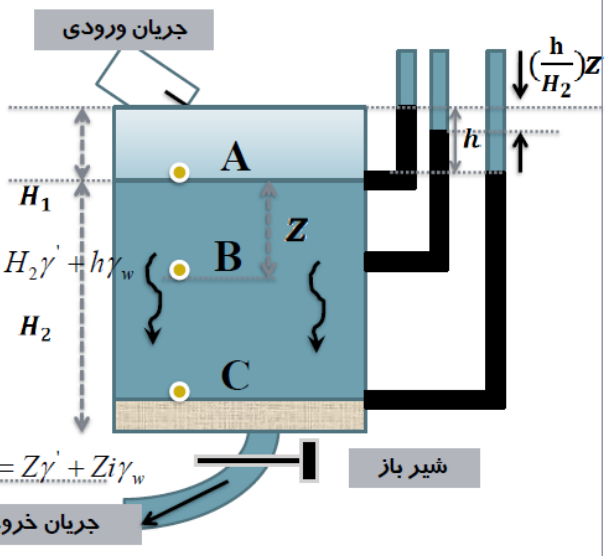
توزیع تنش موثر در خاک در حالت جریان رو به بالا



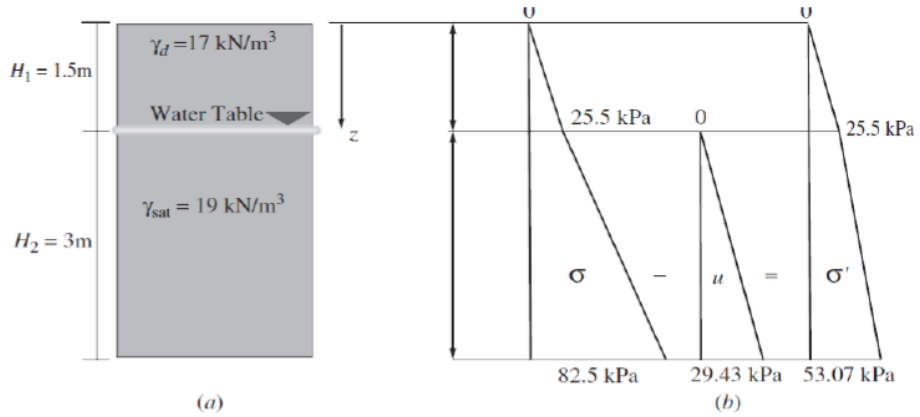
z	Total Stress, σ	Pore Water Pressure u	Effective Stress, σ'
0	0	0	0
H_1	$H_1\gamma_w$	$H_1\gamma_w$	0
$H_1 + H_2$	$H_1\gamma_w + H_2\gamma_{sat}$	$(h + H_1 + H_2)\gamma_w$	$H_2\gamma' - h\gamma_w$

تنش موثر در خاک در حالت جریان رو به پایین

$$\sigma_A = H_1\gamma_w$$
$$u_A = H_1\gamma_w$$
$$\sigma' = 0$$
$$\sigma_c = H_1\gamma_w + H_2\gamma_{sat}$$
$$u_c = (H_1 + H_2 - h)\gamma_w$$
$$\sigma_c' = H_2(\gamma_{sat} - \gamma_w) + h\gamma_w = H_2\gamma' + h\gamma_w$$
$$\sigma_B = H_1\gamma_w + Z\gamma_{sat}$$
$$u_B = (H_1 + Z - \frac{h.Z}{H_2})\gamma_w$$
$$\sigma_B' = Z(\gamma_{sat} - \gamma_w) + \frac{h.Z}{H_2}\gamma_w = Z\gamma' + Zi\gamma_w$$

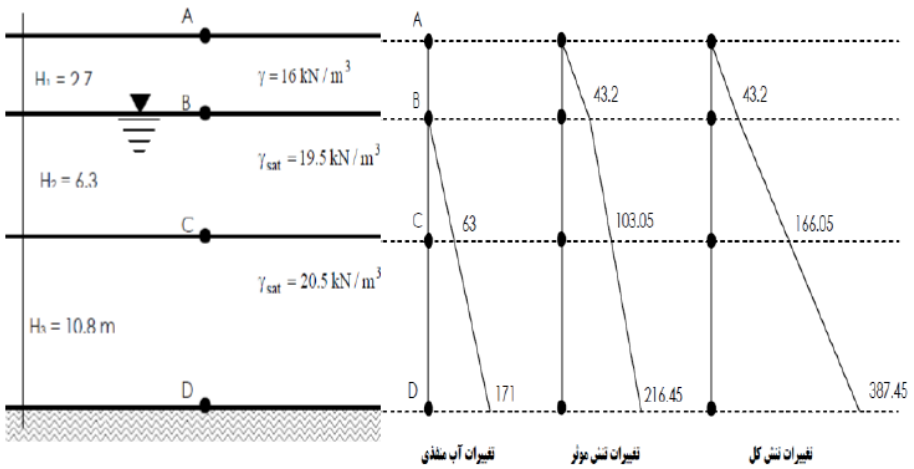


مثال: ترسیم نمودار تنش موثر و کل

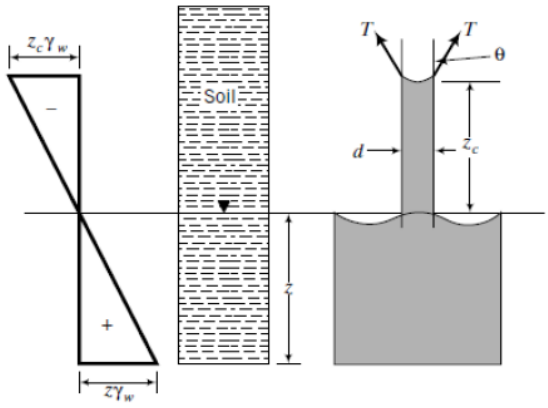


Z(m)	σ(kpa)	U(kpa)	σ'=σ-u(kpa)

مثال: در نیمرخ خاک نشان داده شده در شکل زیر تنش های کل ، فشار آب حفره ای و تنش موثر را در نقاط A,B,C,D محاسبه و تغییرات آنرا با عمق ترسیم نمایید.



اثر موئینگی(Effects of Capillarity)

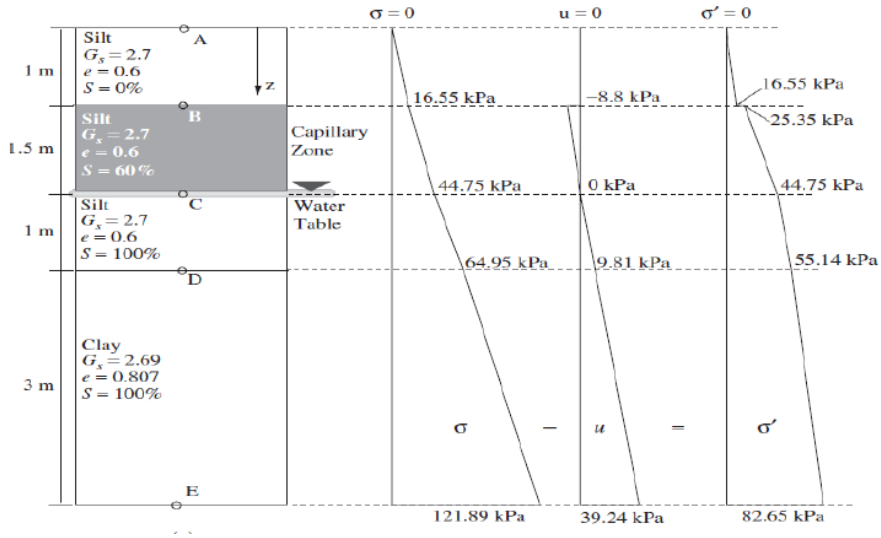


$$\frac{\pi d^2}{4} z_c \gamma_w - \pi d T \cos\theta = 0$$

$$z_c = \frac{4T\cos\theta}{d\gamma_w}$$

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

مثال: در نیمرخ خاک نشان داده شده در شکل زیر تغییرات تنش های کل ، فشار آب حفره ای و تنش موثر را با عمق محاسبه و ترسیم نمایید.



فشار تراوش

- همچنانکه قبلا گفته شد اگر آب در داخل یک توده خاک، حرکت داشته باشد (نشت)، تنش موثر در نقاط مختلف نسبت به حالت سکون تغییر خواهد کرد. بر حسب امتداد حرکت آب این تنش ممکن است کم یا زیاد شود(اگر جهت حرکت به طرف پایین باشد تنش موثر افزایش و اکر به طرف بالا باشد تنش موثر کاهش می یابد) . به مقداری که به تنش موثر افزوده یا از آن کاسته می شود فشار نفوذ یا فشار تراوش می گویند و از رابطه زیر به دست می آید:

$$\text{نیروی تراوش بر واحد حجم} = \frac{i.z.\gamma_w.A}{z.A} = i.\gamma_w \quad \frac{\text{نیرو}}{\text{حجم}}$$

حال اگر حرکت آب در توده خاک به سمت بالا باشد، از مقدار تنش موثر کاسته خواهد شد، به عبارت دیگر علامت فشار تراوش منفی خواهد شد. ولی اگر حرکت آب به سمت پایین باشد، به مقدار تنش موثر افزوده می شود و علامت فشار تراوش مثبت خواهد بود.

پدیده جوشش یا رگاب
Static Liquefaction, Boiling, and Piping

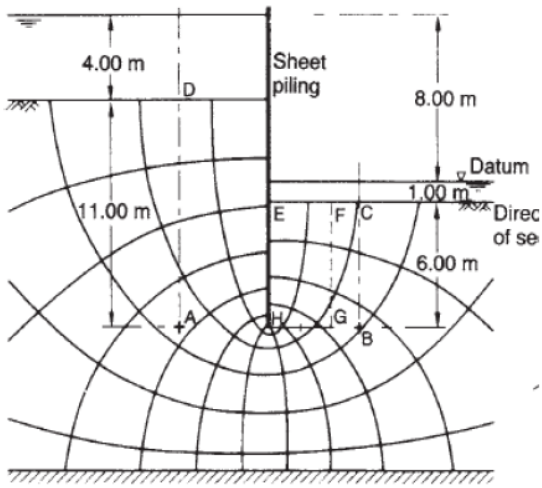
همانطور که اشاره شد حرکت رو به بالای آب در یک توده خاک باعث کاهش تنش موثر میشود حال اگر اندازه دبی آب گذرنده از مقطع نمونه خاک را افزایش دهیم، به علت ثابت بودن سطح مقطع نمونه و ضریب نفوذپذیری خاک، گرادیان هیدرولیکی افزایش می یابد و این افزایش باعث بیشتر شدن مقدار فشار نفوذ(تراوش) می گردد. در نتیجه مقداری از تنش موثر کسر خواهد شد. حال اگر دبی را آنقدر افزایش دهیم که باعث شود تا تنش موثر صفر شود در آنصورت وضعیت پایدار خاک از بین رفته و پدیده جوشش (روانگرایی استاتیکی یا رگاب)رخ خواهد میدهد و خواهیم داشت:

$$\sigma'_z = \gamma' z - i\gamma_w z$$

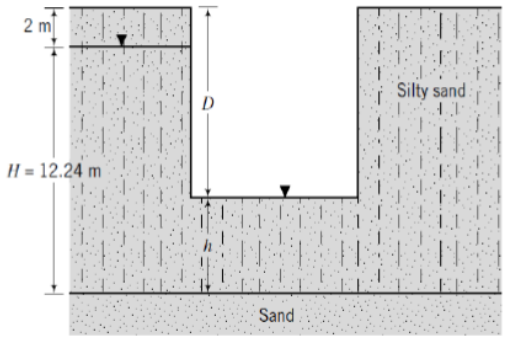
$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w = \frac{G_s + e}{1+e}\gamma_w - \gamma_w = \frac{G_s - 1}{1+e}\gamma_w \rightarrow i_{cr} = \frac{\gamma'}{\gamma_w} = \frac{G_s - 1}{1+e}$$

گرادیان هیدرولیکی بدست آمده از رابطه فوق را گرادیان هیدرولیکی بحرانی (Critical Hydraulic Gradient) می گویند.

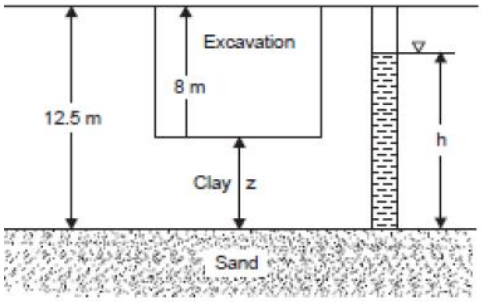
تمرین: در شکل زیر ضریب اطمینان در مقابل پدیده رگاب در جلوی شمع کوبی را محاسبه نمایید. وزن مخصوص خاک اشباع $20\ kN/m$ میباشد.



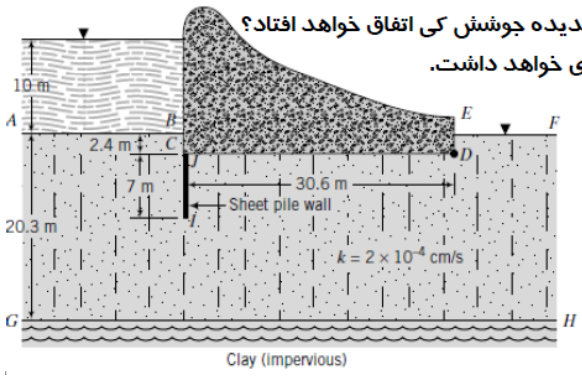
تمرین: در شکل زیر تا چه عمقی میتوان خاکبرداری نمود ($Gs=2.7,e=0.62$)



تمرین: یک گودبرداری عمیقی در داخل خاک رسی به وزن مخصوص $\gamma = 19\,^{KN}/_{m^3}$ در حال انجام است وقتی که به عمق ۸ متری میرسیم به یکباره مخلوطی از ماسه و رس و .. به داخل گودبرداری از پایین با لا میزند اگر قبل از گودبرداری یک گمانه های در کنار گودبرداری حفاری میشد تا به لایه ماسه ای برسد آب تا چه ارتفاعی در آن بالا می آمد؟



- : در شکل مقابل مطلوبست:
- ترسیم شبکه جریان و محاسبه دبی جریان(q) برای یک متر طول
- محاسبه و ترسیم توزیع فشار آب حفره ای در زیر سد
- محاسبه فشار بالا برنده(Uplift)
- محاسبه و ترسیم توزیع فشار آب حفرهای در بالادست و پایین دست شمع ورقه ای(شیت پایل)
- محاسبه نیروی جانبی وارد بر شیت پایل در اثر فشار آب حفره ای
- اگر تخلخل خاک e=0.8 باشد پدیده جوشش کی اتفاق خواهد افتاد؟
- کاهش عمق شیت پایل چه تاثیری خواهد داشت.



فصل هفتم :

167

افزایش تنش در توده خاک

گسترش تنش در زیر خاک

معمول ترین نظریه های گسترش تنش در خاک:

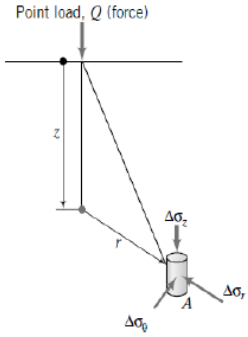
- نظریه بوسینسک: که در آن خاک بعنوان یک جسم نیمه بینهایت همگن و ایزوتروپ فرض میشود.
- نظریه وسترگارد: که در آن خاک بعنوان یک جسم نیمه بینهایت همگن و غیر ایزوتروپ (با لایه بندی افقی) فرض میشود.
- نظریه توزیع ۲ به ۱: که در آن برای سادگی فرض میشود که تنش با شیب ۲ عمودی به ۱ افقی در عمق خاک گسترش می یابد.

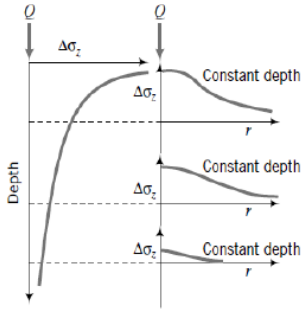
روشهای ساده تر تجربی:

- استفاده از نمودار نیومارک
- استفاده از نمودارهای آماده حبابهای تنش

روش بوسینسک- تنش در زیر بار نقطه ای

- در سال ۱۸۸۵ بوسینسک(Boussinesq) رابطه زیر را برای گسترش تنش در خاک تحت اثر بار نقطه ای ارایه داد:
- که در آن به I ضریب تاثیر گویند. بدیهی است با دور شدن از محل اعمال بار تنش اضافی بتدریج کاهش می یابد.





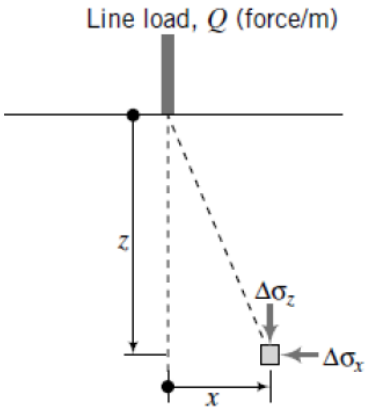
$$\Delta\sigma_z = \frac{3Q}{2\pi z^2\left[1-\left(\frac{r}{z}\right)^2\right]^{5/2}}$$

$$\rightarrow \Delta\sigma_z = \frac{Q}{z^2} I$$

$$\rightarrow I = \frac{3}{2\pi}\frac{1}{\left[1+\left(\frac{r}{z}\right)^2\right]^{5/2}}$$

روش بوسینسک- تنش در زیر بار خطی

- در زیر بار خطی تنش را میتوان از رابطه زیر بدست آورد:



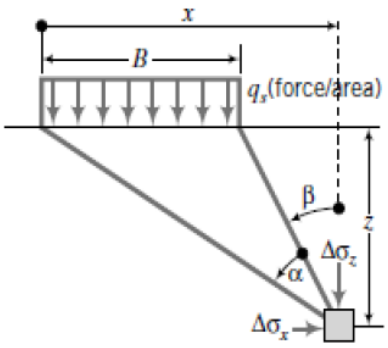
$$\Delta\sigma_z = \frac{2Qz^3}{\pi(x^2+z^2)^2}$$

$$\Delta\sigma_x = \frac{2Qx^2z}{\pi(x^2+z^2)^2}$$

$$\Delta\tau_{zx} = \frac{2Qxz^2}{\pi(x^2+z^2)^2}$$

روش بوسینسک- تنش در زیر بار نواری

- در زیر بار نواری تنش های افقی و عمودی را میتوان از رابطه زیر بدست آورد:



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

$$\Delta\sigma_x = \frac{q_s}{\pi}[\alpha - \sin\alpha\cos(\alpha + 2\beta)]$$

$$\Delta\tau_{zx} = \frac{q_s}{\pi}[\sin\alpha\sin(\alpha + 2\beta)]$$

روش بوسینسک- تنش در گوشه بار مستطیلی

- در زیر گوشه یک پی مستطیلی انعطاف پذیر میتوان تنش عمودی را با استفاده از انتگرال گیری از رابطه بوسینسک بدست آورد. برای سادگی روابط میتوان از ضریب تاثیر Ir طبق رابطه زیر استفاده نمود:

$$\Delta\sigma_z = \frac{q_s}{2\pi}\left[\tan^{-1}\frac{LB}{zR_3} + \frac{LBz}{R_3}\left(\frac{1}{R_1^2} + \frac{1}{R_2^2}\right)\right] \Longrightarrow \Delta\sigma_z = q_s I_z$$

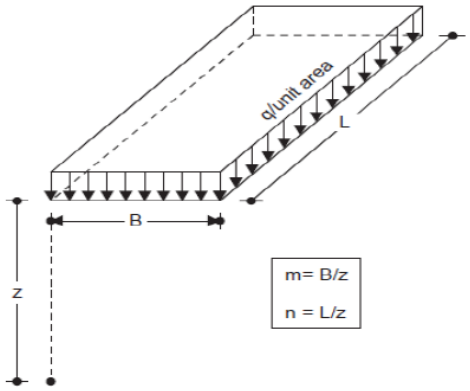
$$\Delta\sigma_x = \frac{q_s}{2\pi}\left[\tan^{-1}\frac{LB}{zR_3} - \frac{LBz}{R_1^2 R_3}\right] \Longrightarrow \Delta\sigma_x = q_s I_x$$

$$\Delta\sigma_y = \frac{q_s}{2\pi}\left[\tan^{-1}\frac{LB}{zR_3} - \frac{LBz}{R_2^2 R_3}\right] \Longrightarrow \Delta\sigma_y = q_s I_y$$

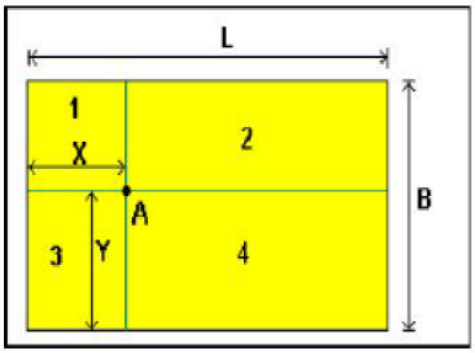
$$\Delta\tau_{zx} = \frac{q_s}{2\pi}\left[\frac{B}{R_2} - \frac{z^2 B}{R_1^2 R_3}\right] \Longrightarrow \tau_{zx} = q_s I_\tau$$

روش بوسینسک- تنش در زیر بار مستطیلی

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



روش بوسینسک- تنش در زیر بار مستطیلی



- برای محاسبه تنش در زیر یک سطح بارگذاری شده با شکل دلخواه میتوان از اصل جمع اثرات و با اضافه کردن یا کم کردن اثرات مربوط به مستطیل های کوچکتر جواب را پیدا نمود.

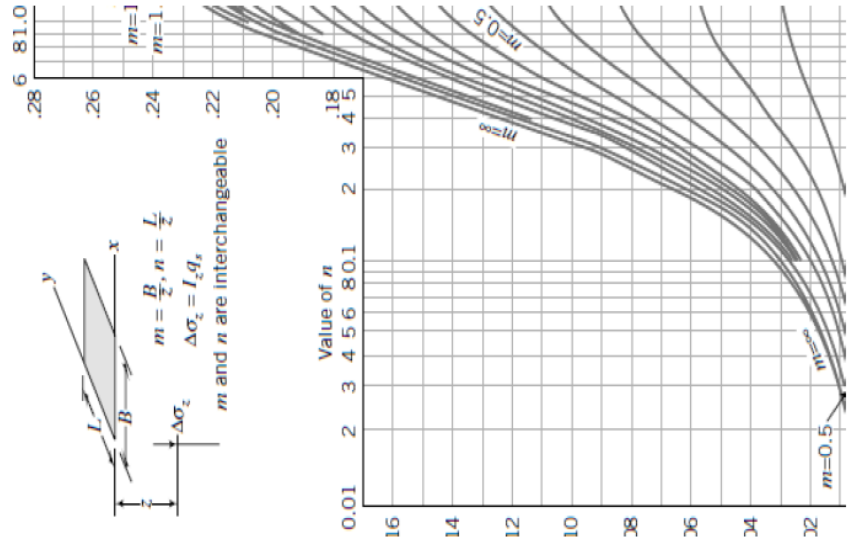
Evaluate the influence factor I_{r1}, I_{r2}, I_{r3}, I_{r4}

m1 = (B - y)/z n1 = x/z
m2 = (B - y)/z n2 = (L - x)/z
m3 = y/z n3 = x/z
m4 = y/z n4 = (L - x)/z

$$\sum I = I_1 + I_2 + I_3 + I_4$$

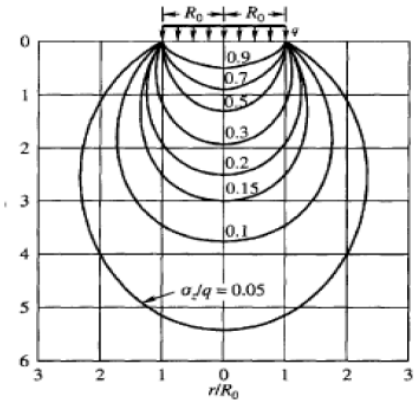
$$\Delta\sigma_V = q_s . \sum I$$

نمودار کمکی برای تعیین ضریب شکل در گوشه بار مستطیلی شکل



روش بوسینسک- تنش در زیر بار دایره ای شکل

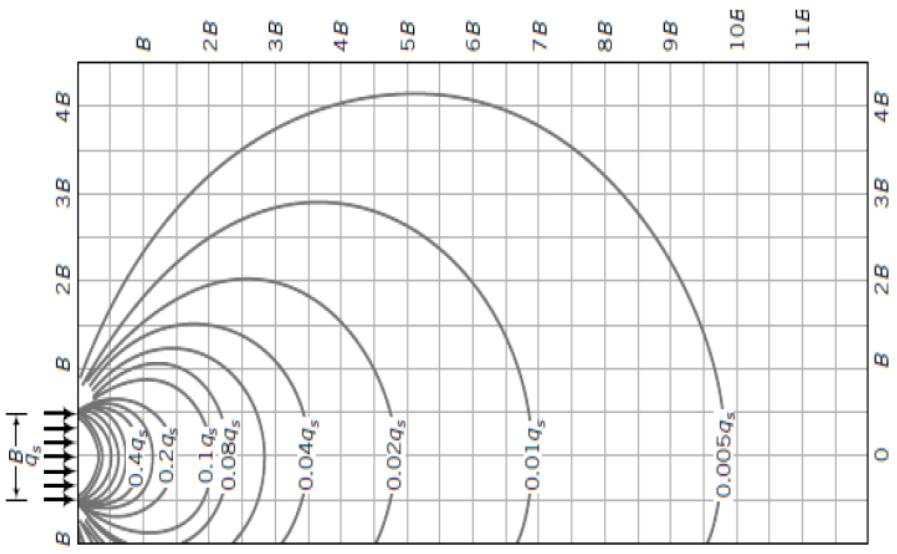
- برای تعیین تنش های اضافی ایجاد شده با استفاده از تئوری بوسینسک در زیر پی دایره ای شکل از روابط زیر استفاده میکنند:



$$\Delta\sigma_z = q_s\left[1 - \left(\frac{1}{1 + (r_o/z)^2}\right)^{3/2}\right] = q_s I_c$$

$$I_c = \left[1 - \left(\frac{1}{1 + (r_o/z)^2}\right)^{3/2}\right]$$

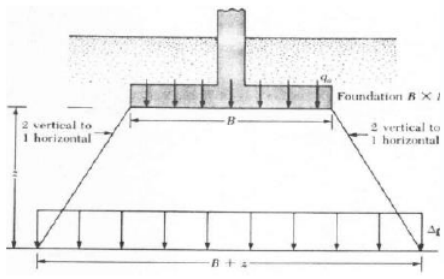
استفاده از حبابهای تنش در زیر پی مربعی به ابعاد B

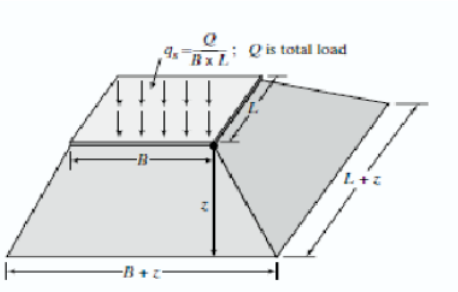


روش ساده ۲توزیع تنش با شیب ۲ عمودی به ۱افقی

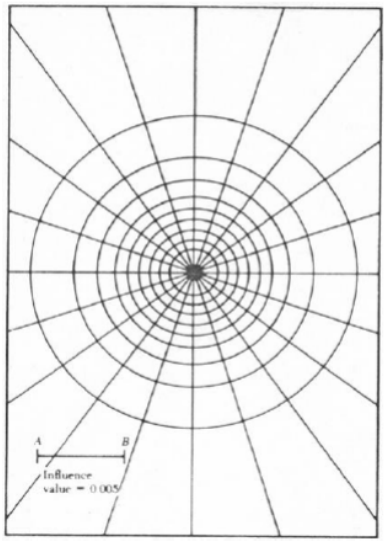
- برای یک بار مستطیلی تنش در هر نقطه با فرض گسترش تنش با شیب یک افقی به دو عمودی بدست می آید. اگر طول و عرض سطح بارگذاری شده بترتیب Lو B باشند و تنش وارده در سطح خاک qoو بار وارده نیز Qo باشد افزایش تنش در عمق z ($\Delta\sigma$) از رابطه زیر بدست می آید.

$$\Delta\sigma = \frac{q_\circ BL}{(B+z)\cdot(L+z)}$$





نمودار نیومارک (Newmark's Influence Chart)



نیومارک در سال ۱۹۴۲نموداری برای تعیین افزایش تنش قائم در اثر یک سطح با بار یکنواخت و با هر شکل دلخواه ارایه کردند. این نمودار از دوایر هم مرکز که با خطوط شعاعی تقسیم شده اند تشکیل یافته است.

افزایش تنش در زیر یک سطح بارگذاری شده از رابطه ذیل بدست می آید:.

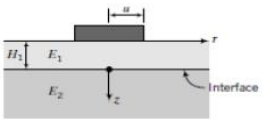
$$\Delta\sigma = q_o(IV)\cdot(N)$$

که در آن:

N: تعداد قطعات

IV: ضریب تاثیر که کنار نمودار داده میشود و برای نمودار مقابل ۰.۰۰۵ می باشد.

افزایش تنش ناشی از بارگذاری پی بر روی دو لایه خاک



		E_1/E_2				E_1/E_2			
		1	10	100	1000	1	10	100	1000
		Rough interface				Smooth interface			
a/H_1	z	$\Delta\sigma_z/q_s$				$\Delta\sigma_z/q_s$			
	0	0.284	0.101	0.0238	0.0051	0.31	0.105	0.0241	0.0051
	H_1	0.087	0.047	0.0158	0.0042	0.141	0.063	0.0183	0.0045
1/2	$2H_1$	0.0403	0.0278	0.0117	0.0035	0.064	0.0367	0.0136	0.0038
	$3H_1$	0.023	0.0184	0.0091	0.0031	0.0346	0.0235	0.0105	0.0033
	$4H_1$	0.0148	0.0129	0.0074	0.0028	0.0212	0.0161	0.0083	0.0029
	0	0.646	0.292	0.081	0.0185	0.722	0.305	0.082	0.019
	H_1	0.284	0.168	0.06	0.0162	0.437	0.217	0.068	0.0172
1	$2H_1$	0.145	0.105	0.046	0.0143	0.225	0.136	0.0525	0.0151
	$3H_1$	0.087	0.07	0.036	0.0124	0.128	0.089	0.0409	0.0133
	$4H_1$	0.057	0.05	0.029	0.011	0.081	0.062	0.0326	0.0117
	0	0.911	0.644	0.246	0.071	1.025	0.677	0.249	0.067
	H_1	0.646	0.48	0.205	0.0606	0.869	0.576	0.225	0.063
2	$2H_1$	0.424	0.34	0.165	0.0542	0.596	0.421	0.186	0.057
	$3H_1$	0.284	0.244	0.133	0.048	0.396	0.302	0.15	0.051
	$4H_1$	0.2	0.181	0.108	0.0428	0.271	0.22	0.122	0.0454

فصل هشتم :

181

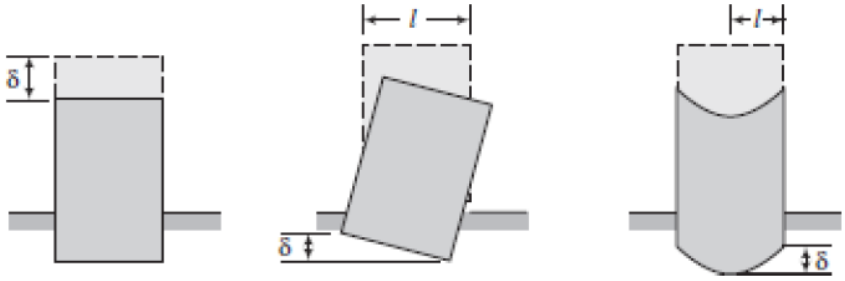
نشست خاک

فرآیند نشست

نشست ← کاهش تخلخل ← افزایش تنش فشاری در خاک

نمونه هایی از نشست غیر مجاز در سازها

انواع نشست از نظر شکل نشست



هنگامی که یک لایه خاک تحت تأثیر یک تنش فشاری قرار گیرد, نظیر آنچه که در زمان بنای یک ساختمان اتفاق می افتد, تا حدود معینی فشرده می شود. این فشردگی از راههای مختلفی رخ می دهد:

- تغییر وضع قرار گرفتن دانه های جامد خاک
- بیرون رانده شدن هوا- (تراکم که در فصل چهارم بحث شد)
- بیرون رانده شدن آب حفره ای- (تحکیم که در این فصل مفصل بحث خواهد شد.)

انواع نشست از نظر زمان

- انواع نشست
  - نشست آنی یا ارتجاعی (که در خاکهای دانه ای بیشتر بحث میشود) (S_i)
  - نشست تحکیم
    - نشست اولیه تحکیم اولیه (لای های اشباع شده غیر آلی و رسها) (S_c)
    - نشست تحکیم ثانویه (S_s)

نشست کل: $S=S_i+S_c+S_s$

نشست آنی یا ارتجاعی (خاکهای دانه ای) S_I

$$S_i = qB\frac{1-\mu^2}{E}I$$

$$I = \frac{1}{4\pi}\left[m\ln\left(\frac{1+\sqrt{1+m^2}}{m}\right) + \ln\left(m+\sqrt{1+m^2}\right)\right]$$

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

S_i : نشست آنـی

q: تنش زیر پی

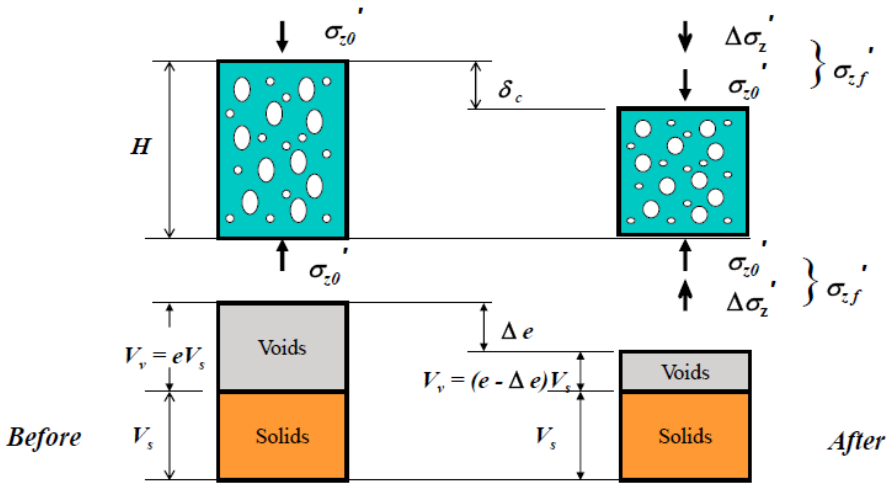
B: عرض پی

μ: ضریب پواسون خاک

E:مدول الاستیسیته خاک

I: ضریب تاثیر

مکانیزم نشست تحکیمی(Consolidation)

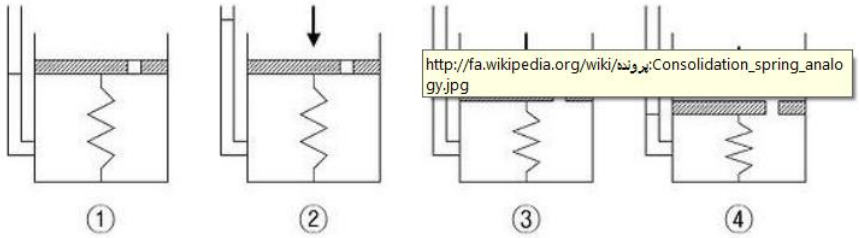


اصول پایه تحکیم (مفاهیم کلی تحکیم یک بعدی)

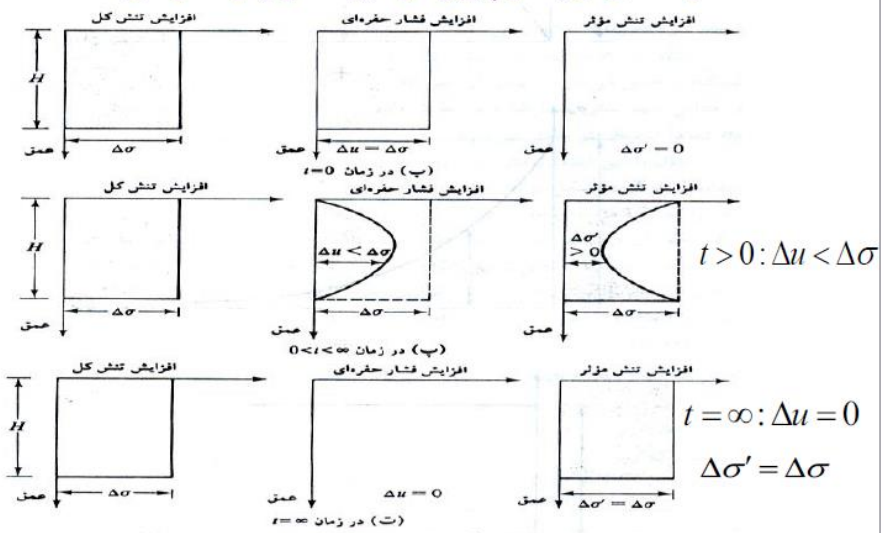
تعریف تحکیم مطابق نظریه ترزاقی(۱۹۴۳):

کاهش میزان رطوبت خاک اشباع بدون جایگزین شدن آب با هوا عمل تحکیم نامیده می شود.

- **نکته: وقتی که خاکهای رسی اشباع که ضریب نفوذپذیری کمی دارند, زیر تنش فشاری حاصل از بار پی قرار گیرند, فشار آب حفره ای به طور آنی افزایش پیدا خواهد کرد,و به علت نفوذپذیری کم خاک, یک تأخیر زمانی مابین زمان اعمال بار فشاری و زمان خروج آب حفره ای وجود خواهد داشت درنتیجه نشست ناشی از خروج آب با گذشت زمان اتفاق می افتد که به آن عمل تحکیم گویند.**

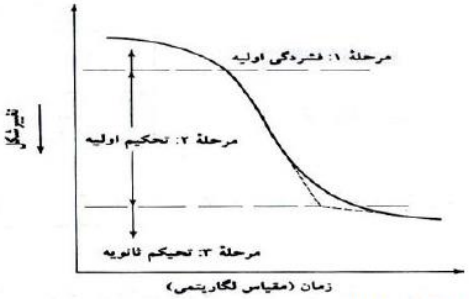


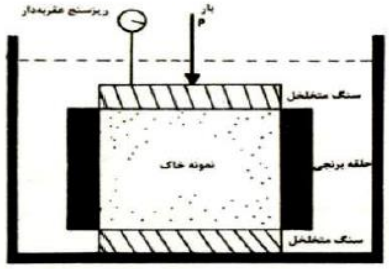
تغییرات تنش کل ,فشار آب حفره ای و تنش موثر در یک لایه رس با زهکشی از بالا و پایین در نتیجه افزایش تنش کل



این روند وابسته به زمان, اصطلاحاً تحکیم نامیده می شود.

دستگاه تحکیم یک بعدی (ادئومتر)



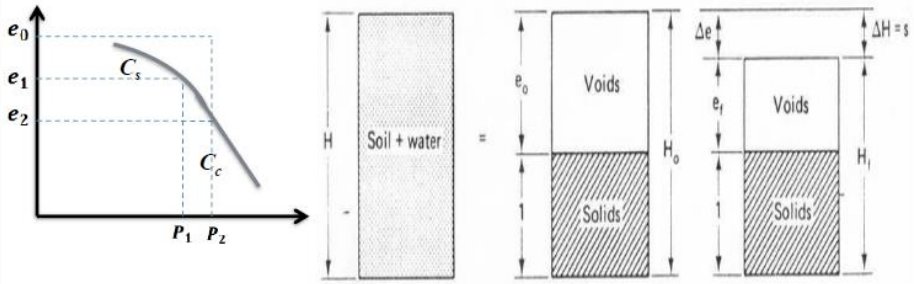


منحنی بالایی: این مرحله اساساً نتیجهٔ پیش فشردگی نمونه است.

خط راست وسطی: این مرحله به عنوان تحکیم اولیه نامیده می شود. در پایان تحکیم اولیه اضافه فشار حفره ای ایجاد شده بوسیلهٔ تنش افزایشی تا اندازهٔ زیادی مستهلک شده است.

خط راست پایینی: این مرحله تحکیم ثانویه نامیده می شود. طی این مرحله نمونهٔ خاک تغییر شکل کمی را در طول زمان قبول می کند. بایستی یک مقدار کوچک اضافه فشار آب حفره ای غیر قابل اندازه گیری در طی تحکیم ثانویه در نمونه وجود داشته باشد.

تعیین مقدار نشست تحکیم با استفاده از تغییرات نسبت تخلخل



H_0: ضخامت اولیه نمونه

e_0: نشانه خلا اولیه نمونه

Δe : تغییرات نشانه خلاء

V: حجم اولیه خاک قبل از تحکیم

ΔV: تغییرات حجم خاک طی فرآیند تحکیم

$$\frac{\Delta V}{V} = \frac{\Delta e}{1 + e_o}$$

$$\frac{\Delta z}{H_o} = \frac{\Delta e}{1 + e_o}$$

رسها از نظر تاریخچه تنش

رس های عادی تحکیم یافته:

تنش موثر وارده به خاک در حال حاضر حد اکثر تنش موثری است که خاک در عمر خود (تاریخچه تشکیل) تجربه نموده است یا بعبارت دیگر فشار اضافی مؤثر فعلی بیشتر از فشاری باشد که خاک قبلاً تحت آن قرار داشته است.

$$\sigma'_0 \geq \sigma'_{past(\max)}$$

رس های پیش تحکیم یافته:

تنش موثر وارده به خاک در حال حاضر کمتر از حد اکثر فشار موثری است که خاک در عمر خود (تاریخچه تشکیل) تجربه نموده است.

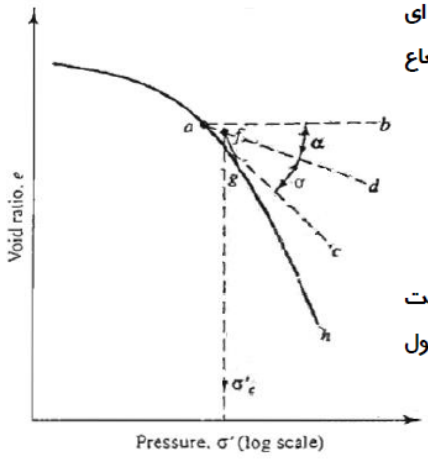
$$\sigma'_0 < \sigma'_{past(\max)}$$

ضریب پیش تحکیمی(OCR :OVER CONSOLIDATION RATIO):

نسبت حد اکثر فشار موثری که خاک در عمر خود تجربه نموده به تنش موثر وارده به خاک در حال حاضر در خاکهای پیش تحکیم یافته .

$$OCR=\sigma'max / \sigma'_0$$

تعیین فشار پیش تحکیمی



۱.با بررسی چشمی در روی نمودار e-log p نقطه ای مانند a تعیین نمایید که دارای حداقل شعاع انحنا باشد.

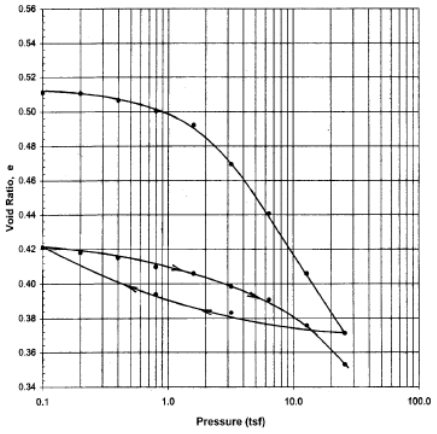
۲. خط افقی ab را رسم کنید.

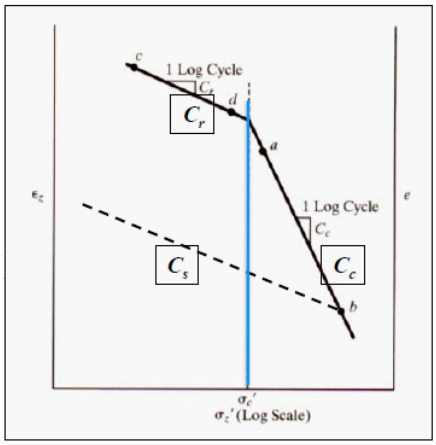
۳. مماس ac را در نقطه a بر منحنی رسم کنید.

٤. خط cd یعنی نیمساز زاویه bac را رسم کنید.

۵. قسمت خطی gh نمودار e-log p را به سمت عقب ادامه دهید تا ad را در f قطع کند. طول نقطه f فشار پیش تحکیم یافته است.

ایده آل سازی داده های تحکیم
Idealization of Consolidation data





$$C_c = -\frac{e_a - e_b}{(\log\ \sigma_z')_b - (\log\ \sigma_z')_a} = -\frac{\Delta e}{\log\left(\frac{\sigma_{zb}'}{\sigma_{za}'}\right)}, \quad C_s = -\frac{e_c - e_d}{(\log\ \sigma_z')_d - (\log\ \sigma_z')_c} = -\frac{\Delta e}{\log\left(\frac{\sigma_{zd}'}{\sigma_{zc}'}\right)}$$

ضرایب فشردگی و باربرداری یا تورم

- شاخص فشردگی: (Compression Index):

$$C_c = -\frac{e_a - e_b}{(\log\ \sigma_z')_b - (\log\ \sigma_z')_a} = -\frac{\Delta e}{\log\left(\frac{\sigma_{zb}'}{\sigma_{za}'}\right)}$$

شیب منحنی در ناحیه عادی تحکیم یافته:

- شاخص تراکم مجدد: (Recompression Index):

$$C_s = -\frac{e_c - e_d}{(\log\ \sigma_z')_d - (\log\ \sigma_z')_c} = -\frac{\Delta e}{\log\left(\frac{\sigma_{zd}'}{\sigma_{zc}'}\right)}$$

شیب منحنی در ناحیه پیش تحکیم یافته:

- شاخص تورم(Unloading or Swelling Index):

$$C_s = C_r$$

شیب منحنی در ناحیه باربرداری

روابط تجربی برای تعیین ضرایب بالا:

$C_C = 0.009(LL - 10)$ رس دست نخورده

$C_C = 0.007(LL - 10)$ رس دست خورده

$C_s = 0.1\ to\ 0.2\ C_C$

روابط تجربی برای مقادیر ضرایب تحکیم و تورم

Typical range of values

$C_c = 0.1$ to 0.8
$C_r = 0.015$ to 0.35; also, $C_r \approx C_c/5$ to $C_c/10$
$C_\alpha/C_c = 0.03$ to 0.08

Empirical relationships	Reference
$C_c = 0.009\ (\text{LL} - 10)$	Terzaghi and Peck, 1967
$C_c = 0.40(e_o - 0.25)$	Azzouz et al., 1976
$C_c = 0.01(w - 5)$	Azzouz et al., 1976
$C_c = 0.37(e_o + 0.003\ \text{LL} - 0.34)$	Azzouz et al., 1976
$C_c = 0.00234\ \text{LL}\ G_s$	Nagaraj and Murthy, 1986
$C_r = 0.15(e_o + 0.007)$	Azzouz et al., 1976
$C_r = 0.003(w + 7)$	Azzouz et al., 1976
$C_r = 0.126(e_o + 0.003\ \text{LL} - 0.06)$	Azzouz et al., 1976
$C_r = 0.000463\ \text{LL}\ G_s$	Nagaraj and Murthy, 1985
$C_c = 1.35\ \text{PI}$ (remolded clays)	Schofield and Wroth, 1968

برآورد نشست ناشی از تحکیم اولیه (Primary Consolidation)

❑ بارگذاری در ناحیه پیش تحکیم یافته

$\sigma'_o < \sigma'_c$ $\quad \sigma'_o + \Delta\sigma > \sigma'_c$

$$\rho_{pc} = \frac{H_o}{1 + e_o} C_r \log \frac{\sigma'_{fin}}{\sigma'_{zo}}; \quad \sigma'_{fin} < \sigma'_{zc}$$

❑ بارگذاری در ناحیه عادی تحکیم یافته

$\sigma'_o > \sigma'_c$ $\quad \sigma'_o + \Delta\sigma < \sigma'_c$

$$\rho_{pc} = H_o \frac{\Delta e}{1 + e_o} = \frac{H_o}{1 + e_o} C_c \log \frac{\sigma'_{fin}}{\sigma'_{zo}}; \quad \text{OCR} = 1$$

❑ بارگذاری از ناحیه پیش تحکیم به ناحیه عادی تحکیم

$\sigma'_o < \sigma'_c$ $\quad \sigma'_o + \Delta\sigma < \sigma'_c$

$$\rho_{pc} = \frac{H_o}{1 + e_o}\left[C_r \log(\text{OCR}) + C_c \log \frac{\sigma'_{fin}}{\sigma'_{zc}}\right]; \quad \sigma'_{fin} > \sigma'_{zc}$$

روابط بالا در کتابهای قدیمی با اندیس گذاری قدیمی

- الف – بارگذاری در ناحیه پیش تحکیم یافته:

$$\Delta H = S = \frac{C_s \cdot H}{1+e_o}\log\left(\frac{p_o+\Delta p}{p_o}\right)$$

- ب – بارگذاری در ناحیه عادی تحکیم یافته:

$$\Delta H = S = \frac{C_c \cdot H_o}{1+e_o}\log\left(\frac{P_o+\Delta p}{P_o}\right)$$

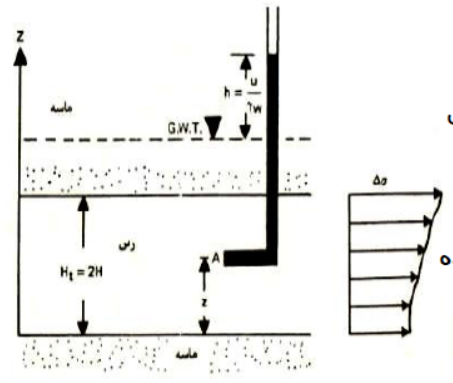
- ج – بارگذاری از ناحیه پیش تحکیم به ناحیه عادی تحکیم

$$\Delta H = S = \frac{C_s H}{1+e_o}\log\frac{p_c}{p_o} + \frac{C_c H}{1+e_o}\log\left(\frac{p_o+\Delta p}{p_c}\right)$$

نظریه تحکیم یک بعدی ترزاقی

فرضیات اساسی:

- لایه خاک رس همگن است.
- لایه رسی اشباع می باشد.
- تراکم لایه خاک فقط ناشی از تغییر حجم حاصل از خارج شدن آب از فضاهای خالی می باشد.
- قانون دارسی در مورد حرکت آب در خاک صادق است.
- تغییر شکل خاک فقط در امتداد اعمال بار دیده می شود.
- ضریب تحکیم در طی عمل تحکیم ثابت باقی می ماند.



لایه رس تحت اثر عمل تحکیم

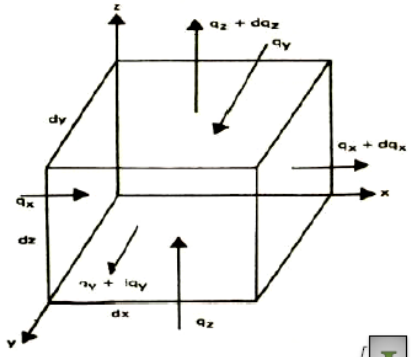
نظریه تحکیم یک بعدی ترزاقی

$$q_z = k_z i_z A_z = k_z \frac{\partial h}{\partial z} dxdy$$

$$q_z + dq_z = k_z (\frac{\partial h}{\partial z} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} dz) dxd$$

$$(q_z + dq_z) - q_z = \frac{\partial V}{\partial t}$$

$$V = dxdydz, h = \frac{u}{\gamma_w}$$



$$k \frac{\partial^2 h}{\partial Z^2} dxdydz = \frac{\partial V}{\partial t} \Rightarrow \frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{1}{dxdydz} \frac{\partial V}{\partial t} \quad \text{I}$$

نظریه تحکیم یک بعدی ترزاقی

- نکته: در طی تحکیم، سرعت تغییر حجم خاک معادل با سرعت تغییر حجم فضای حفره ای می باشد.

$$\frac{\partial V}{\partial t} = \frac{\partial V_V}{\partial t}$$

$$V_V = eV_S$$

$$\frac{\partial V}{\partial t} = V_S \frac{\partial e}{\partial t} = \frac{V}{1+e} \frac{\partial e}{\partial t} = \frac{dxdydz}{1+e} \frac{\partial e}{\partial t}$$

$$\Rightarrow \frac{1}{dxdydz} \cdot \frac{\partial V}{\partial t} = \frac{1}{1+e} \cdot \frac{\partial e}{\partial t} \quad \text{II}$$

از ترکیب روابط I, II داریم

$$\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial Z^2} = \frac{1}{1+e} \frac{\partial e}{\partial t} \quad \text{III}$$

نظریه تحکیم یک بعدی ترزاقی

با فرض برقراری رابطه خطی:

$$\partial e = -a_v \partial(\Delta\sigma') \xrightarrow{-\partial(\Delta\sigma') = \partial u} \boxed{\partial e = a_v \partial u} \quad / \ \text{VI}$$

a_v:ضریب تراکم پذیری نامیده می شود.

از ترکیب روابط VI, III داریم

$$\boxed{\frac{k}{\gamma_w}\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{a_v}{1+e}\frac{\partial u}{\partial t} = m_v \frac{\partial u}{\partial t}}$$

$$m_v = \frac{a_v}{1+e}$$

که در آن m_v ضریب تراکم پذیری حجمی نامیده می شود.

نظریه تحکیم یک بعدی ترزاقی

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{k}{\gamma_w m_v}\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}$$

نکته: C_v ضریب تحکیم نامیده می شود.

$$C_v = \frac{k}{\gamma_w m_v}$$

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

که به معادله روبرو معادلهٔ دیفرانسیل بنیادی نظریه تحکیم ترزاقی گویند.

حل معادله بنیادی تحکیم یک بعدی ترزاقی

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

$$u = F(z)G(t)$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} = F(z)\frac{\partial}{\partial t}G(t) = F(z)G'(t)$$

$$\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial^2}{\partial z^2}F(z)G(t) = F''(z)G(t)$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \Rightarrow F(z)G'(t) = C_v F''(z)G(t)$$

$$\frac{F''(z)}{F(z)} = \frac{G'(t)}{C_v G(t)}$$

$$F''(z) = -B^2 F(z)$$

$$F(z) = A_1 \cos Bz + A_2 \sin Bz$$

$$G'(t) = -B^2 C_v G(t) \Rightarrow G(t) = A_3 \exp\left(-B^2 C_v t\right)$$

حل معادله بنیادی تحکیم یک بعدی ترزاقی

$$u = (A_4 \cos Bz + A_5 \sin Bz)\exp(-B^2 C_v t)$$

شرایط مرزی:

$$t = 0 : u = u_1$$

$$z = 0 : u = 0$$

$$z = H_t = 2H : u = 0$$

نکته: H طول بزرگترین مسیر زهکشی است.

$$A_4 = 0$$

$$A_5 \sin 2BH = 0 \Rightarrow 2BH = n\pi$$

حل معادله بنیادی تحکیم یک بعدی ترزاقی

$$u = \sum_{n=1}^{n=\infty} A_n \sin\frac{n\pi z}{2H} \exp\left(\frac{-n^2\pi^2 T_v}{4}\right)$$

$$T_v = \frac{C_v t}{H^2}$$

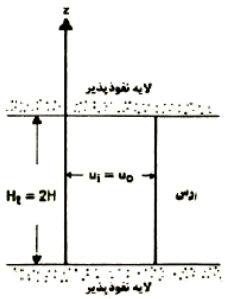
نکته: T_vعامل زمان نام دارد.

$$u = \sum_{n=1}^{n=\infty}\left(\frac{1}{H}\int_0^{2H} u_i \sin\frac{n\pi z}{2H}\,dz\right)\sin\frac{n\pi z}{2H}\exp\left(\frac{-n^2\pi^2 T_v}{4}\right)$$

حل معادله بنیادی تحکیم یک بعدی ترزاقی

اگر U_iدر لایه ثابت و برابر U_0 باشد:

$U_i = U_0$



$$u_z = 1 - \sum_{m=0}^{m=\infty}\frac{2}{M}\sin\frac{MZ}{H}\exp(-M^2 T_V)$$

$$U_{av} = 1 - \sum_{m=0}^{m=\infty}\frac{2}{M^2}\exp(-M^2 T_V)$$

اضافه فشار اولیه آب حفره‌ای ثابت نسبت به عمق (زهکشی دو طرفه)

$$U_{av} = \frac{\alpha q_c - (1/H)\int_0^{H_t} u\,dz}{q_c} = \frac{Settelment_t}{Settelment_{t=\infty}}$$

بر آورد نشست با استفاده از m_v

با استفاده از تئوری تحکیم سه بعدی داریم:

$$\frac{k}{\gamma_w}\frac{\partial^2 u}{\partial z^2}=\frac{a_v}{1+e}\frac{\partial u}{\partial t}=m_v\frac{\partial u}{\partial t}$$

a_v: ضریب تراکم پذیری نامیده می شود.

$$m_v=\frac{a_v}{1+e_0}=\frac{\Delta\varepsilon}{\Delta\sigma'}=\frac{\Delta e}{1+e_0}.\frac{1}{\Delta\sigma'}$$

m_v: ضریب تراکم پذیری حجمی نامیده می شود.

$$\frac{\Delta e}{1+e_0}=\frac{\Delta H}{H_0}\Rightarrow\frac{\Delta H}{H_0}=m_v.\Delta\sigma'$$

$$\Rightarrow \Delta H=S=H_0.m_v.\Delta\sigma'$$

m_v: ضریب تغییر حجم

e_0: نشانه خلا اولیه نمونه

Δe: تغییرات نشانه خلا

H_0: ضخامت اولیه نمونه

$\Delta\sigma'$: تغییرات تنش موثر

عامل زمان T_v و ارتباط آن با ضریب تحکیم

عامل زمان $T_V=\dfrac{C_V.t}{H_{dr}^2}$

زهکشی یکطرفه: $H_{dr}=H$

زهکشی دو طرفه: $H_{dr}=\dfrac{H}{2}$

رابطه ترزاقی برای عامل زمان بر حسب درصد درجه تحکیم متوسط:

$$0<U_{av}<60\%\Rightarrow T_V=\frac{\pi}{4}\left(\frac{U\%}{100}\right)^2$$

$$60\%<U_{av}<100\%\Rightarrow T_V=1.781-0.933\left[\log(100-U\%)\right]$$

سیوارام و سوامی:

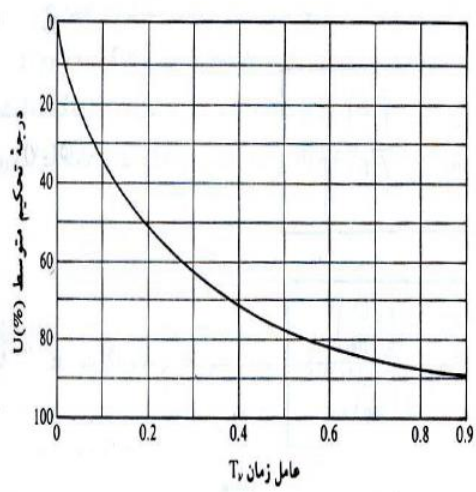
$$0<U_{av}<100\Rightarrow T_V=\frac{(\pi/4)(U_{av}\%/100)^2}{\left[1-(U_{av}\%/100)^{5.6}\right]^{0.357}}$$

U%: درجه تحکیم

Tv: عامل یا ضریب زمان

Hdr: طول مسیر زهکشی

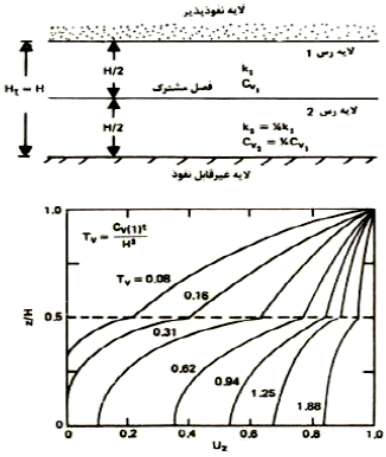
تغییرات درجه تحکیم U٪ با Tv



عامل زمان T_v	درجه تحکیم U%
0	0
0.008	10
0.031	20
0.071	30
0.126	40
0.197	50
0.287	60
0.403	70
0.567	80
0.848	90
∞	100

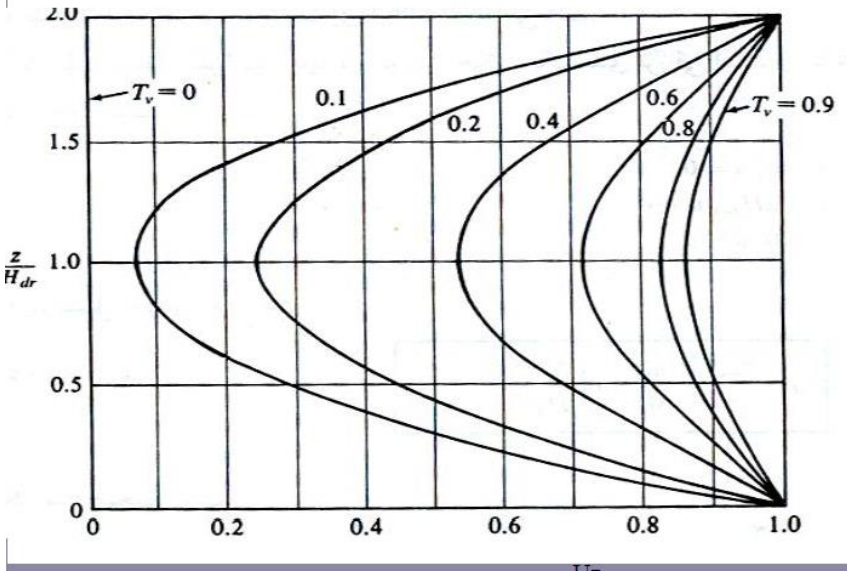
تحکیم در خاکهای چند لایه

- ضریب نفوذپذیری متفاوت
- ضخامت متفاوت
- ضریب تحکیم متفاوت



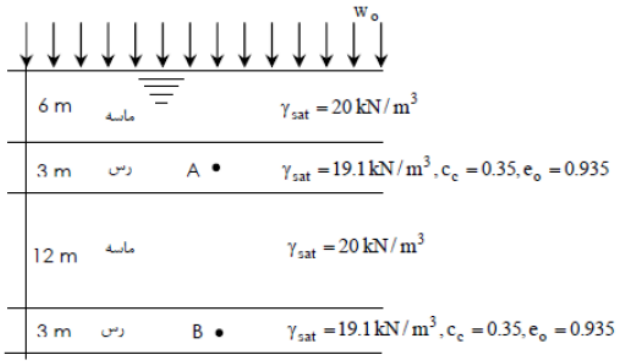
درجه تحکیم در خاک دو لایه (U. Luscher 1965)

تغییرات درجه تحکیم Uz با Tvو Z/Hdr

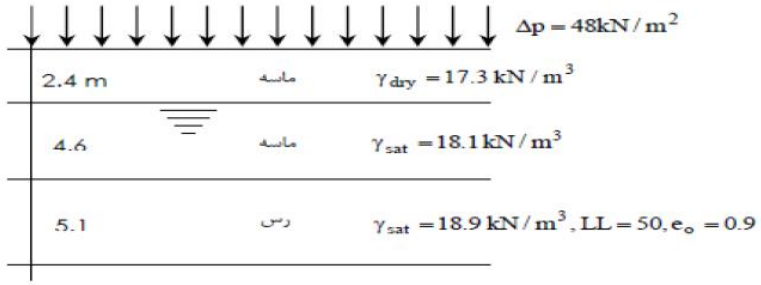


آزمایش تحکیم یک بعدی (ادئومتری)

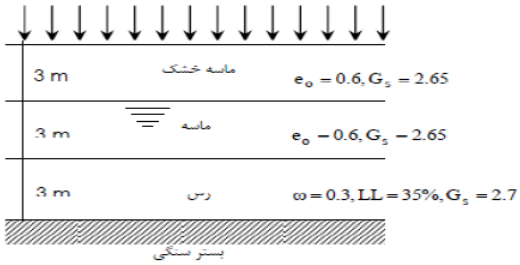
مثال بار یکنواختی به شدت $q=150kn/m2$ بر روی یک سطح وسیع در روی زمین با پروفیل زیر پخش شده است مطلوبست تعیین نشست تحکیم اولیه خاک. :



مثال بار یکنواختی به شدت $\Delta p=48kn/m2$ بر روی یک سطح وسیع در روی زمین با پروفیل زیر پخش شده است مطلوبست تعیین نشست تحکیم اولیه خاک . ماسه موجود در بالای تراز آب را خشک فرض کنید.



مثال بار یکنواختی به شدت $\Delta p=150 kn/m^2$ بر روی یک سطح وسیع در روی زمین با پروفیل زیر پخش شده است اگر فشار پیش تحکیمی لایه رسی $p_c = 163\ Kn/m^2$ مطلوبست تعیین نشست تحکیم اولیه خاک.فرض کنید ($Cs=0.2Cc$):

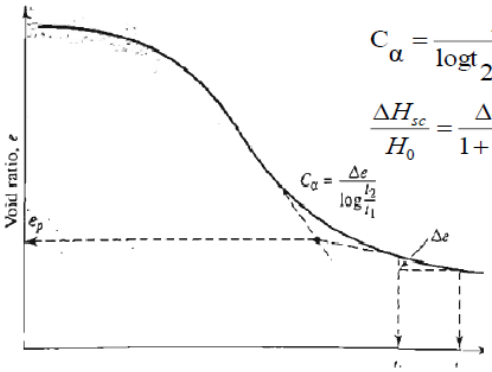


مثال: یک نمونه از خاک رس به ضخامت ۲۵ میلی متر در آزمایشگاه تحت آزمایش تحکیم قرار گرفته و در طی ۱۰ دقیقه ۷۰ درصد تحیکم یافته است چقدر طول میکشد نمونه از همان خاک در طبیعت به ضخامت ۳ متر که در روی یک لایه نفوذ نا پذیر قرار گرفته به همان درجه تحکیم برسد. آیا میتوان مدت زمان رسیدن به ۵۰ درصد نشست را نیز بدست آورد؟

مثال: یک نمونه از خاک رس به ضخامت ۳ متر که در روی یک لایه نفوذ پذیر قرار گرفته تحت سر باری در مدت زمان ۷۵ روز به ۹۰ درصد تحکیم رسیده است مطلوبست ضریب تحکیم رس برای دامنه تنش وارده؟

تحکیم ثانویه

- نکته: تحکیم ثانویه در رسهای خمیری و خاکهای آلی مقدار بزرگی دارد.
- نکته: برای نسبتهای افزایش بار یکسان, نسبت تراکم ثانویه به تراکم اولیه با کاهش ضخامت نمونه افزایش می یابد.



$$C_\alpha = \frac{\Delta e}{\log t_2 - \log t_1} \Rightarrow \Delta e = C_\alpha . \log\left(\frac{t_2}{t_1}\right)$$

$$\frac{\Delta H_{sc}}{H_0} = \frac{\Delta e}{1+e_p} \Rightarrow \Delta H_{sc} = S_{sc} = \frac{C_\alpha . H_0}{1+e_p} . \log\left(\frac{t}{t_p}\right)$$

C_α : ضریب تحکیم ثانویه

Tp: زمان اتمام تحکیم اولیه

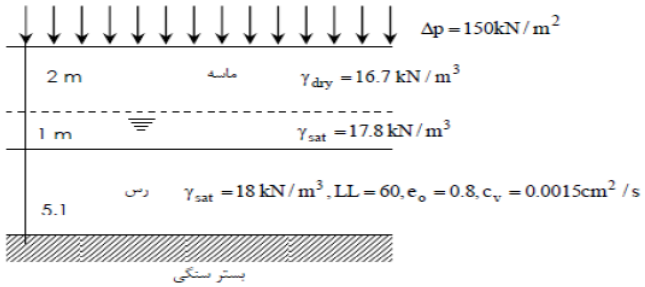
Ep: تخلخل در اتمام تحکیم اولیه

محاسبه نشست تحکیم زیر یک شالوده

- همانطور که می دانیم افزایش تنش قائم در زیر خاک به علت باری که در روی سطحی محدود اعمال می شود با افزایش عمق کاهش می یابد. در این موارد نیز برای تخمین نشست تحکیم یک بعدی یک شالوده از روابط تحکیم یک بعدی استفاده می در این روابط باید مساوی متوسط افزایش فشار در زیر مرکز شالوده منظور شود که برای تعیین Δpشود. لیکن افزایش تنش آن از $\Delta p_{av} = \frac{\Delta p_t + 4\Delta p_m + \Delta p_b}{6}$ میشود:

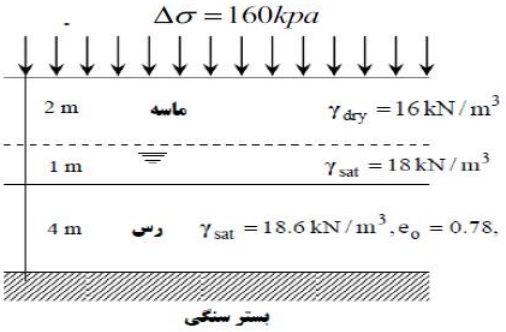
که در آن Δpbو Δpm ،Δpt به ترتیب افزایش فشار بالا، وسط و پایین لایه می باشند. مقادیر فشارهای فوق می تواند با استفاده از روش شرح داده شده در فصل توزیع تنش تعیین گردد..

در پروفیل نشان داده شده در شکل زیر چه مدت طول می کشد که ۵۰ درصد نشست نهایی رخ دهد.



تمرین: در پروفیل خاک نشان داده شده فرض کنید تحکیم اولیه در ٤سال تمام میشود مطلوبست نشت تحکیمی کل خاک پس از ۱۲ سال اگر ضرایب زیر را از نتایج آزمایشگاه داشته باشیم.

$$C_c = 0.38, C_s = 0.0475, P_c = \sigma_c' = 140kpa, C_\alpha = 0.022$$



پاسخ تمرین

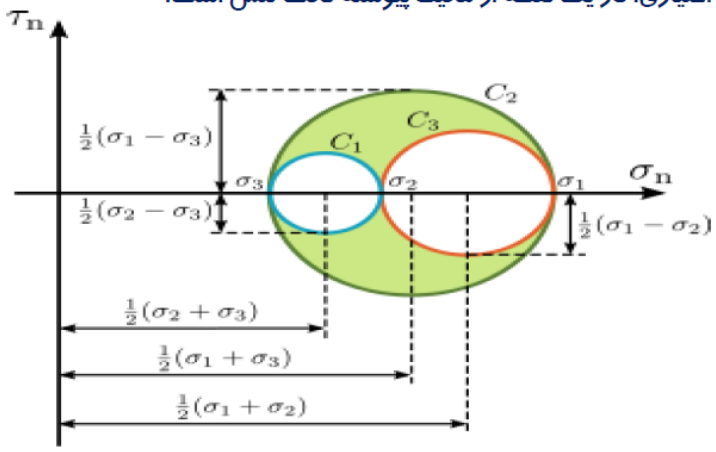
فصل نهم

223

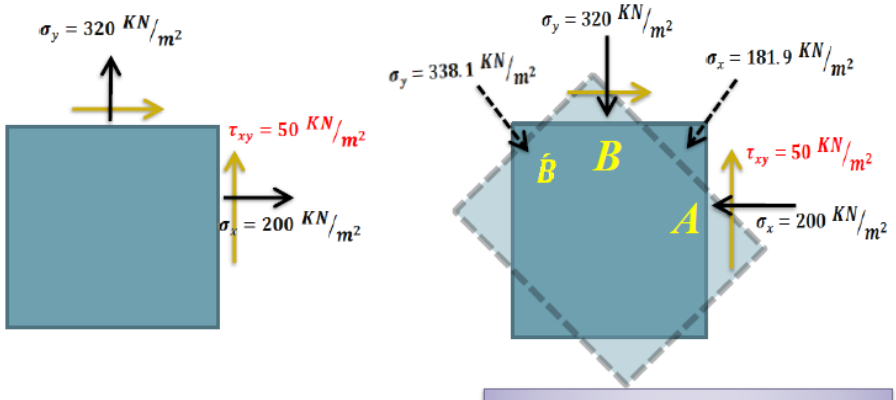
مقاومت برشی خاک

دایره مور

- دایره مور (Mohr's circle)روشی برای نمایش گرافیکی تنش های وارد آمده بر روی صفحات اختیاری، در یک نقطه از محیط پیوسته تحت تنش است.



کاربرد دایره مور

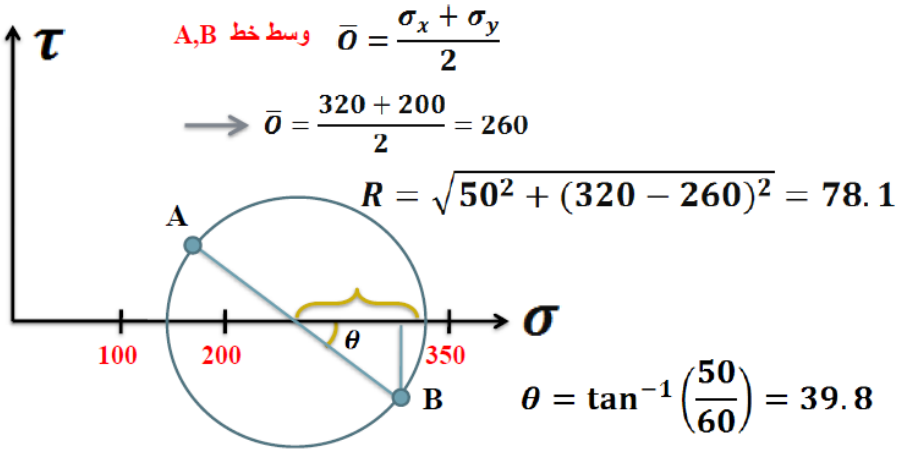


$A = (\sigma_x, \tau_{xy})$ ⟶ A (200, 50)

$B = (\sigma_y, -\tau_{xy})$ ⟶ B (320 , -50)

فشاری مثبت (جهت فلش رو به داخل)

کششی منفی (جهت فلش رو به خارج)



A,B وسط خط $\bar{O} = \dfrac{\sigma_x + \sigma_y}{2}$

$\bar{O} = \dfrac{320 + 200}{2} = 260$

$R = \sqrt{50^2 + (320 - 260)^2} = 78.1$

$\theta = \tan^{-1}\left(\dfrac{50}{60}\right) = 39.8$

$\sigma_{max} = 260 + 78.1 = 338.1$

$\sigma_{min} = 260 - 78.1 = 181.9$

$|\tau_{xy}| = |\tau_{min}| = R = 78.1$

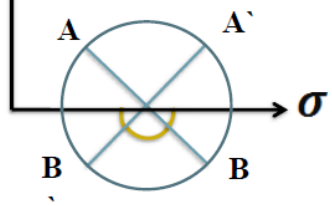
الف) صفحه B چقدر و در کدام جهت دوران کند تا به تنش نرمال ماکزیمم برسیم ؟

$\theta = 39.8$ ⟵ میزان دوران $\frac{39.8}{2} = 19.9^{\circ}$ پاد ساعتگرد

ب) صفحه A چقدر بچرخد که به تنش برشی مینیمم برسد ؟

$\frac{90 + 39.8}{2} = 64.9^{\circ}$ پاد ساعتگرد

ج) اگر دوران B ، ۵۰ ساعتگرد بچرخد ، تنش نرمال و برشی وارد بر صفحه جدید چقدر است ؟



50° ⟵ پس روی دایره مور باید ۱۰۰درجه بچرخد

$\alpha = 180 - 100 - 39.8 = 40.2$

$\tau_{\acute{B}} = -R \sin \alpha = 78.1 \sin 40.2 = -50.41$

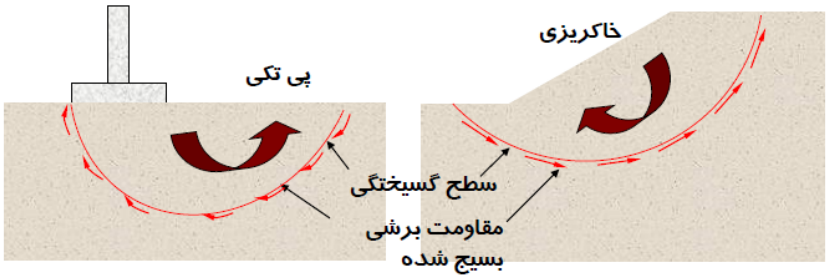
$\sigma_{\acute{B}} = 260 - R \cos \alpha = 260 - 78.1 \cos \ = 200.38$

$\tau_{\acute{A}} = +50.4$

$\tau_{\acute{A}} = 260 + R \cos \alpha = 319.65$

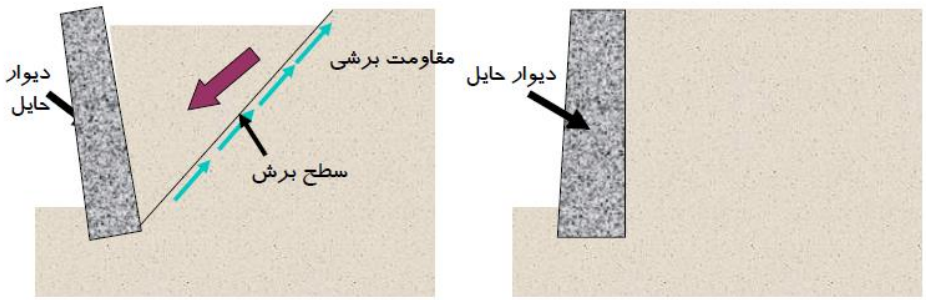
مقدمه بر مقاومت برشی خاک

- مقاومت برشی توده خاک، مقاومت داخلی واحد سطح آن خاک است که می تواند برای مقابله با گسیختگی یا لغزش در امتداد هر صفحه داخلی بروز دهد. برای تحلیل مسائل پایداری خاک نظیر ظرفیت باربری، پایداری شیروانی ها و فشار جانبی بر روی سازه های حایل خاک، لازم است طبیعت مقاومت برشی بخوبی شناخته شود.

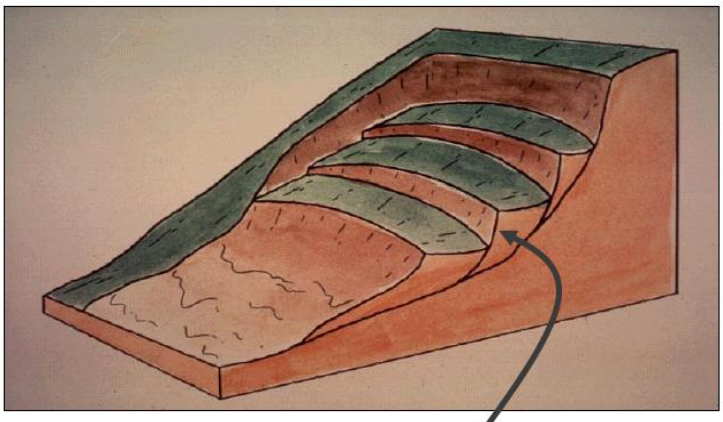


گسیختگی برشی خاک

- گسیختگی خاک معمولا در اثر برش اتفاق می افتد.
- در گسیختگی تنش برشی در سطح گسیختگی به مقاومت برشی میرسد در نتیجه گسیختگی اتفاق می افتد..



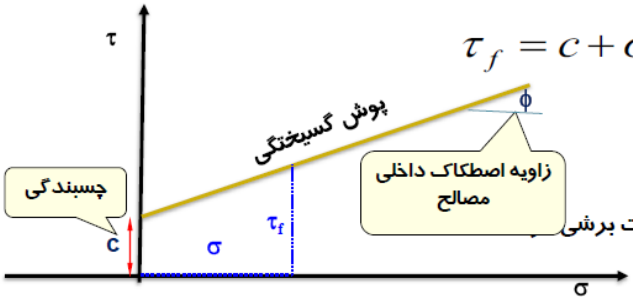
گسیختگی خاک در زمین لغزش(Slope Failure in Soils)



معیار گسیختگی مور- کولمب
(Mohr Coulomb Failure Criteria)

- مور (1900) نظریه برای گسیختگی مصالح ارائه داد که در آن گسیختگی نه به علت تنش قائم حداکثر و نه تنش برشی حداکثر ، بلکه به علت ترکیبی بحرانی از آنها پیش بینی میشود . طبق نظریه مور، رابطه بین مقاومت برشی و تنش قائم در صفحه گسیختگی به صورت زیر نوشته می شود:

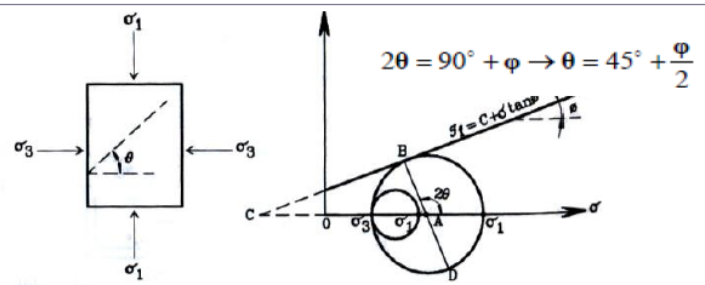
$$\tau_f = c + \sigma \tan \phi$$



- C:چسبندگی
- τ: مقاومت برشی
- φ: زاویه اصطکاک داخلی
- σ: تنش قائم
- C و φ را پارامترهای مقاومت برشی

در خاک های اشباع به جای استفاده از تنش کل (σ) از تنش موثر(σ') استفاده میشود چون آب مقاومت برشی نداشته و تنها تنشی مورد نظر است که توسط دانه های جامد خاک حمل می شود . در نتیجه رابطه مقاومت برشی در خاک های اشباع به صورت زیر نوشته می شود:

$$\tau = c' + \sigma' \tan \varphi'$$



- ابتدا فرض می کنیم که فقط فشار همه جانبه و ثابت σ۳=σ۱ به خاک وارد میشود سپس σ۱را افزایش می دهیم که این عمل منجر به بزرگتر شدن دایره مور میگردد ولی تا زمانیکه به خط گسختگی مماس نشود هیچگونه گسیختگی در خاک رخ نمی دهد. و زمانیکه دایره مور بر خط مذکور مماس گردد در این لحظه گسیختگی در توده خاک بوجود می آید.و زاویه گشسختگی خاک با افق زوایه θاست.

$$\sigma = \frac{(\sigma_1+\sigma_3)}{2} - \frac{(\sigma_1-\sigma_3)}{2}\cos 2\theta$$

$$\tau = \frac{(\sigma_1-\sigma_3)}{2}\sin 2\theta$$

$$\sigma_1 = \sigma_3 \tan^2\theta + 2c\tan\theta$$

$$\sigma_1 = \sigma_3 \tan^2(45+\phi/2) + 2c\tan(45+\phi/2)$$

مثال-یک نمونه خاک ماسه ای خشک در آزمایشگاه تحت فشار همه جانبه ای برابر۱۰۰Kpa قرار می گیرد و افزایش تنش عمودی به میزان ۲۰۰KPa باعث گسیختگی آن می شود. مطلوب است تعیین الف: زاویه صفحه گسیختگی با امتداد افق و پارامترهای مقاومت برشی نمونه مورد نظر.ب: مقدار تنش قائم و تنش برشی در صفحه گسیختگی چقدر است؟

زاویه اصطکاک داخلی(φ) برای نمونه هایی از خاکها

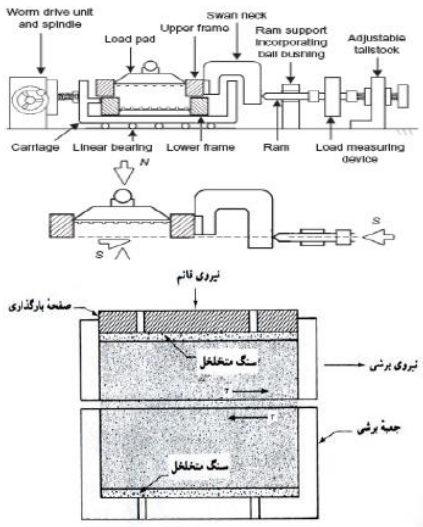
نوع خاک	زاویه اصطکاک داخلی φ (درجه)
ماسه (دانه های گرد)	
شل	۲۷ – ۳۰
متوسط	۳۰ - ۳۵
متراکم	۳۸ – ۳۵
ماسه (دانه های تیزگوش)	
شل	۳۵ – ۳۰
متوسط	۴۰ – ۳۵
متراکم	۴۵ – ۴۰
شن به همراه ماسه	۳۴ – ۴۸
لای	۲۶ - ۳۵

در آزمایشگاه، پارامترهای مقاومت برشی خاک با دو روش آزمایشی تعیین می گردد:

آزمایش برش مستقیم (Direct Shear box test)

آزمایش سه محوری(triaxial test)

دستگاه آزمایش برش مستقیم(Direct Shear Box Apparatus)

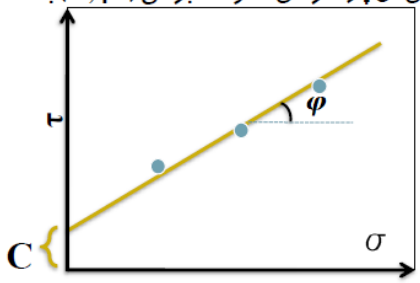


آزمایش برش مستقیم

این آزمایش قدیمی ترین و ساده ترین آزمایش برشی است ؛ که از دو جعبه برشی فلزی که نمونه آزمایش در داخل آنها قرار می گیرد تشکیل شده است ضخامت نمونه آزمایشی ۱ اینچ و مساحت آن در پلان ۳ تا ٤ اینچ می باشد. با استفاده از وزنه هایی از بالا نیروی قائم بر نمونه قابل اعمال است . مقدار تنش قائم وارده می تواند تا مقدار ۱ نیوتن بر میلیمتر مربع باشد نیروی برشی توسط وزنه هایی بر نیمه فوقانی جعبه برشی تا لحظه گسیختگی نمونه اعمال می شود. آزمایش برش مستقیم می تواند با کنترل تنش و یا کنترل تغییر شکل باشد. آزمایش را برای حداقل سه بار مختلف انجام می دهیم و پس از محاسبه تنش قائم و تنش برشی با استفاده از روابط زیر در روی نمودار شکل زیر رسم میکنیم و از روی آن پارامترهای مقاومت برشی (C,φ) بدست می آید.

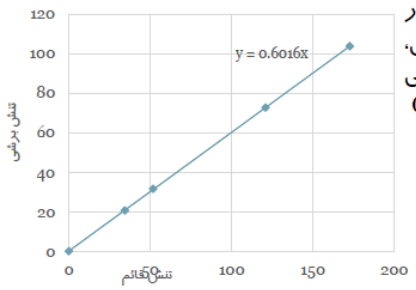
$$\sigma = \frac{P}{A}$$

$$\tau = \frac{T}{A}$$



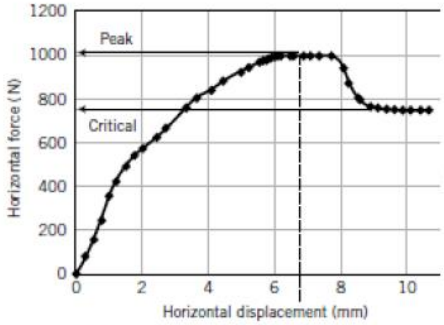
مثال:نتایج آزمایش برش مستقیم بر روی یک خاک ماسه ای با نمونه هایی با ابعاد ۵۰*۵۰*۱۹ میلی متر به شرح زیر است مطلوبست تعیین پارامترهای مقاومت برشی:

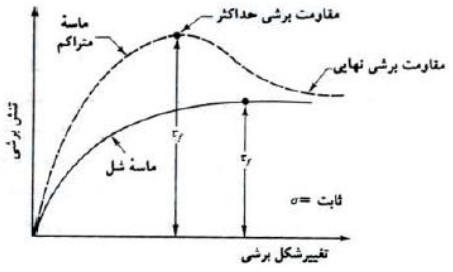
شماره آزمایش	نیروی قائم(N)	نیروی برشی(N)	تنش قائم(kN/m2)	تنش برشی(kN/m2)
1	86.29	51.78	34.516	20.712
2	129.43	78.95	51.772	31.58
3	302.03	181.65	120.812	72.66
4	431.45	259.3	172.58	103.72



نتایج بر روی یک دستگاه مختصات با محور افقی تنش قائم و محور قائم مقاومت برشی، برده شده و یک خط از آن ها عبور داده می شود که از آن نتیجه میشود: C=0 , φ=31.03

نمونه ای از نتایج آزمایش برش مستقیم: در یک آزمایش برش مستقیم بر روی ماسه متراکم که ابعاد نمونه ۱۰*۱۰*۲.۵ سانتی متر و نیروی عمودی ۱۲۰۰ نیوتن بوده نتایج زیر حاصل شده است .مطلوبست زاویه اصطکاک داخلی حداکثر و نهایی(بحرانی):

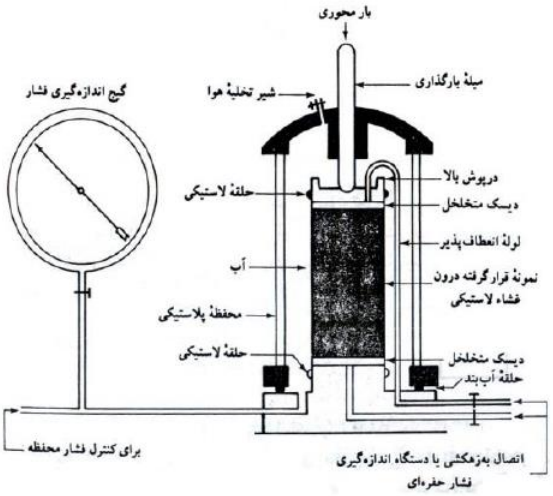




$$\tau_p = \frac{(P_x)_p}{A} = \frac{1005\,\text{N}}{10^{-2}} \times 10^{-3} = 100.5\,\text{kPa} \qquad \phi'_p = \tan^{-1}\left(\frac{\tau_p}{\sigma'_n}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{100.5}{120}\right) = 39.9^\circ$$

$$\tau_{cr} = \frac{(P_x)_{cr}}{A} = \frac{758\,\text{N}}{10^{-2}} \times 10^{-3} = 75.8\,\text{kPa} \qquad \phi'_{cr} = \tan^{-1}\left(\frac{\tau_{cr}}{\sigma'_n}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{75.8}{120}\right) = 32.3^\circ$$

آزمایش برش سه محوری(Triaxial Test)



آزمایش برش سه محوری(Triaxial test)

در این آزمایش معمولاً یک نمونه خاک به قطر ۱.۵ و ارتفاع ۳ اینچ توسط یک غشای لاستیکی پوشانده شده و در داخل یک محفظه پلاستیکی که معمولاً پر از آب یا گلیسیرین است، قرار داده می شود. به کمک مایع موجود در داخل محفظه، نمونه تحت فشار محفظه ای محدود کننده قرار می گیرد. گاهی مواقع برای ایجاد فشار محفظه ای محدود کننده از هوا استفاده می شود. برای ایجاد گسیختگی برشی در نمونه تنش محوری توسط یک میله بارگذاری قائم اعمال می گردد. این تنش، تنش انحرافی یا تفاوت تنشهای اصلی نامیده می شود. این کار را می توان با یکی از دو روش زیر انجام داد:

(الف) با اضافه کردن وزنه هایی با گام مساوی تا لحظه گسیختگی نمونه (تغییر شکل محوری نمونه به علت بار وارده به وسیله یک گیج عقربه ای اندازه گیری می شود).

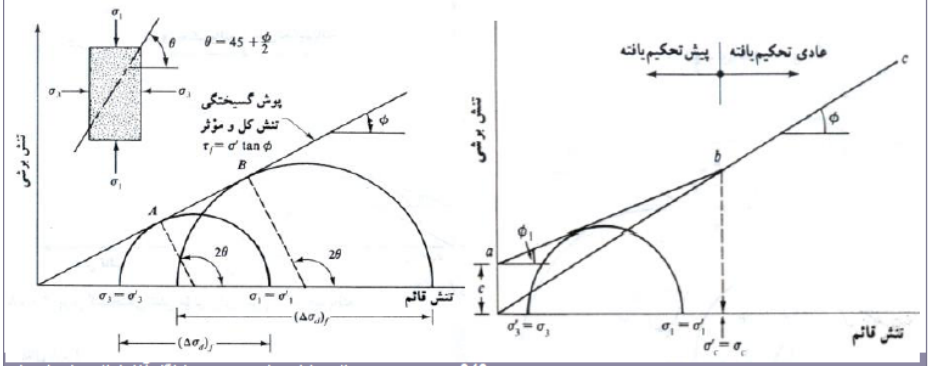
(ب) اعمال تغییر شکل محوری با سرعت ثابت به وسیله یک پرس هیدرولیک. در این روش که آزمایش با کنترل تغییر شکل نامیده می شود، نیروی محوری نظیر یک تغییر شکل معلوم، به وسیله یک رینگ اندازه گیری، اندازه گیری می شود. شیرهایی برای اندازه گیری زه آب ورودی یا خروجی از نمونه و یا اندازه گیری فشار آب حفره ای (بر حسب آزمایش) تعبیه شده است.

معمولاً سه نوع آزمایش سه محوری استاندارد انجام می شود

1. تحکیم شده زهکشی شده: CD
2. تحکیم شده زهکشی نشده: CU
3. تحکیم نشده زهکشی نشده: UU

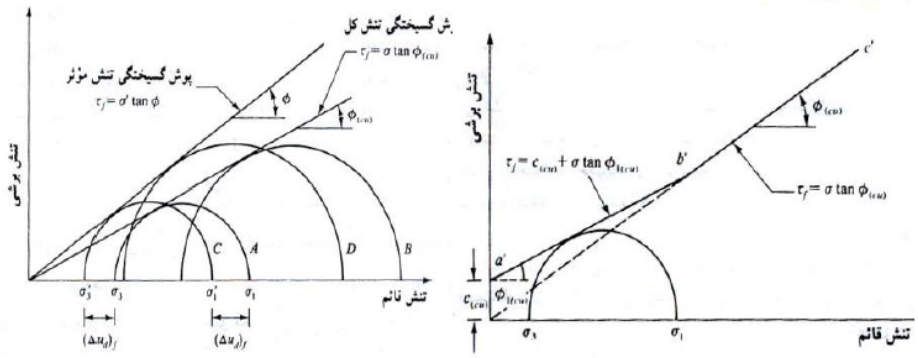
آزمایش تحکیم شده زهکشی شده (Consolidated Drained)

در این آزمایش ابتدا با فشرده کردن سیال داخل محفظه، نمونه تحت تأثیر فشار همه جانبه محفظه ای $\sigma 3$ قرار میگیرد و سپس شیر زهکشی را باز کرده و به نمونه اجازه زهکشی و تحکیم داده میشود. سپس در حالیکه شیر زهکشی همچنان باز است تنش انحرافی ($\Delta\sigma d=\sigma 1-\sigma 3$) به نمونه وارد میکنیم تا نمونه گسیخته شود و این آزمایش حداقل دو بار انجام داده و سپس با استفاده از رسم دوایر مور و روابطی که در برای معیار مور- کولمب گفته شد پارامترهای مقاومت برشی بدست می آید.



آزمایش تحکیم شده زهکشی نشده (Consolidated Undrained)

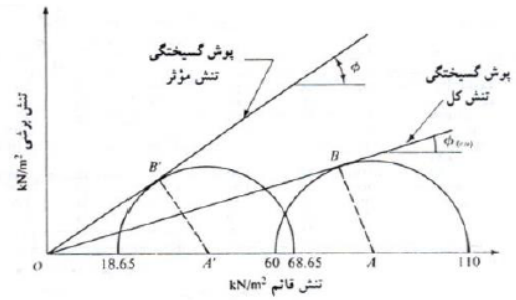
در این آزمایش ابتدا با فشرده کردن سیال داخل محفظه، نمونه تحت تأثیر فشار همه جانبه محفظه σ3قرار میگیرد و سپس شیر زهکشی را باز کرده و به نمونه اجازه زهکشی و تحکیم داده میشود. سپس شیر زهکشی را بسته و در حالیکه اجازه زهکشی به خاک داده نمیشود تنش انحرافی (Δσd=σ1-σ3) به نمونه وارد میکنیم تا نمونه گسیخته شود و این آزمایش حداقل دو بار انجام داده و سپس با استفاده از رسم دوایر مور و روابطی که در برای معیار مور- کولمب گفته شد پارامترهای مقاومت برشی بدست می آید.



تمرین : نمونه ای از ماسه اشباع تحت فشار محفظه ای ۶۰KN/m2 تحکیم یافته و پس از آن بدون اجازه زهکشی، تنش محوری افزایش داده شد. وقتی که تنش محوری انحرافی به ۵۰KN/m2 رسید، نمونه گسیخته شد . فشار آب حفره ای در لحظه گسیختگی ٤١.٣٥KN/m2 بود مطلوبست :

الف: زاویه اصطکاک تحکیم یافته زهکشی نشده(Øcu)

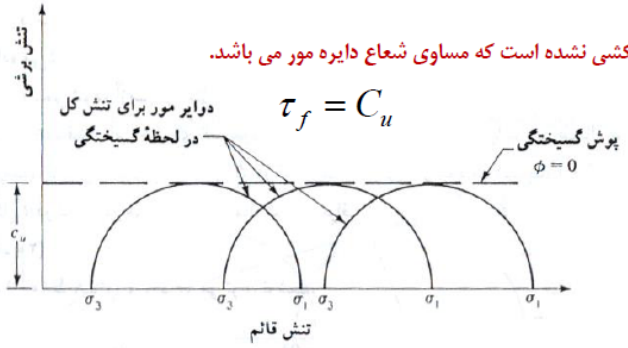
ب: زاویه اصطکاک زهکشی شده (Ø)



آزمایش تحکیم نشده زهکشی نشده(unconsolidated undrained)

- در این آزمایش زمانیکه نمونه تحت تأثیر فشار همه جانبه محفظه ای σ3قرار میگیرد شیر زهکشی را بسته و به نمونه اجازه زهکشی و تحکیم داده نمیشود. و سپس در همان حال که خاک اجازه زهکشی ندارد تنش انحرافی (Δσd=σ1-σ3) به نمونه وارد میکنیم تا نمونه گسیخته شود و این آزمایش را حداقل دو بار انجام میدهیم و اگر نتایج را روی نمودار رسم کنیم پوش گسیختگی تنش کل یک خط افقی خواهد بود.
- این آزمایش برای بدست آوردن مقاومت خاکهای رسی اشباع انجام می شود ($\tau_f = C_u$) .

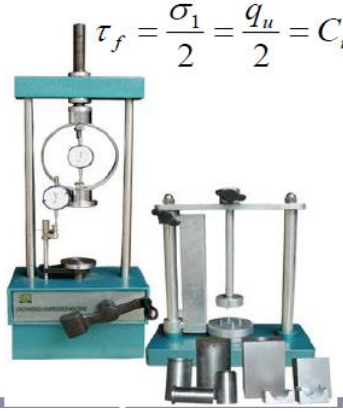
که در آن Cuمقاومت برشی زهکشی نشده است که مساوی شعاع دایره مور می باشد.

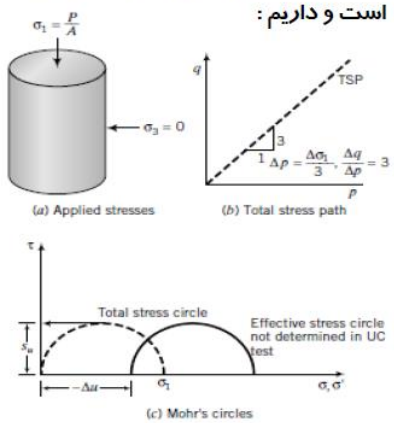


آزمایش فشاری محدود نشده برای رس اشباع

آزمایش فشاری محدود نشده یک نوع خاص آزمایش از آزمایش UU است که فشار محدود کننده σ3=0 صفر است. بار محوری به سرعت به نمونه اعمال می شود تا گسیخته گردد. در لحظه گسیختگی، تنش اصلی حداقل کل مساوی صفر و تنش اصلی حداکثر کل مساوی σ1 است و داریم :

$$\tau_f = \frac{\sigma_1}{2} = \frac{q_u}{2} = C_u$$





مثال: نتایج دو آزمایش سه محوری زهکشی شده بر روی یک رس اشباع به شرح زیر است مطلوب است محاسبه پارامترهای مقاومت برشی خاک.

نمونه ۱	فشار محفظه ای	$69\,kN/m^2$
	فشار انحرافی در لحظه گسیختگی	$213\,kN/m^2$
نمونه ۲	فشار محفظه ای	$120\,kN/m^2$
	فشار انحرافی در لحظه گسیختگی	$258.7\,kN/m^2$

نمونه ۱
$$\begin{cases}\sigma_3 = 69\,kN/m^2 \\ \sigma_1 = 96 + 213 = 282\,kN/m^2\end{cases}$$

نمونه ۲
$$\begin{cases}\sigma_3 = 120\,kN/m^2 \\ \sigma_1 = 120 + 258.7 = 378.7\,kN/m^2\end{cases}$$

$$\begin{cases}282 = 69\tan^2(45+\frac{\varphi}{2}) + 2c\tan(45+\frac{\varphi}{2}) \\ 378.7 = 120\tan^2(45+\frac{\varphi}{2}) + 2c\tan(45+\frac{\varphi}{2})\end{cases}$$

$$378.7 - 282 = (120-69)\tan^2(45+\frac{\varphi}{2}) \rightarrow \tan^2(45+\frac{\varphi}{2}) = \frac{96.7}{51} \rightarrow \varphi' = 18^\circ$$

$$282 = 69\tan^2(45+\frac{18}{2}) + 2c\tan(45+\frac{18}{2}) \rightarrow 151.28 = 2c\tan(45+\frac{18}{2}) \rightarrow c' = 54.956 kN/m^2$$

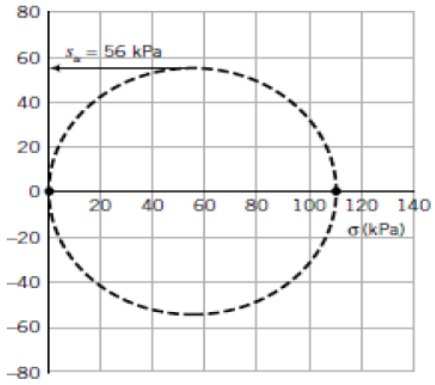
مثال: نمونه ای از خاک رسی اشباع تحت آزمایش مقاومت تک محوری محدود نشده قرار میگیرد اگر ماکزیمم نیروی اعمالی ۱۲۷ نیوتن و تغییر شکل محوری ۰.۸ میلی متر باشد و نمونه خاک نیز دارای قطر ۳۸ میلیمتر .و ارتفاع ۷۶ میلیمتر باشد مطلوبست مقاومت برشی تک محوری و رسم دایره مور و محل Su.

$$A_o = \frac{\pi \times D_o^2}{4} = \frac{\pi \times 0.038^2}{4} = 11.3 \times 10^{-4}\,m^2, \quad \varepsilon_1 = \frac{\Delta z}{H_o} = \frac{0.8}{76} = 0.01$$

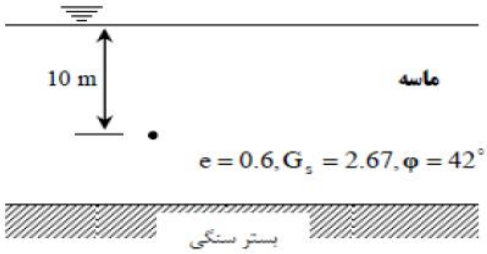
$$A = \frac{A_o}{1-\varepsilon_1} = \frac{11.3 \times 10^{-4}}{1-0.01} = 11.4 \times 10^{-4}\,m^2$$

$$(\sigma_1)_p = \frac{P_z}{A} = \frac{127 \times 10^{-4}}{11.4 \times 10^{-4}} = 111.4\,kPa$$

$$(s_u)_p = \frac{(\sigma_1)_p - (\sigma_3)_p}{2} = \frac{111.4 - 0}{2} = 55.7\,kPa$$



مثال: در شکل زیر، یک نهشتهٔ ماسه ای نشان داده شده است. مطلوب است تعیین مقاومت برشی در صفحه افقی که در عمق۱۰ متر زیر سطح زمین قرار دارد.



$$\tau_f = (\sigma - u)\tan\varphi = \sigma' \tan\varphi = \gamma' z \tan\varphi$$

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

$$\tau_f = 10.239 \times 10 \tan 42^\circ = 92.19 \text{kN/m}^2$$