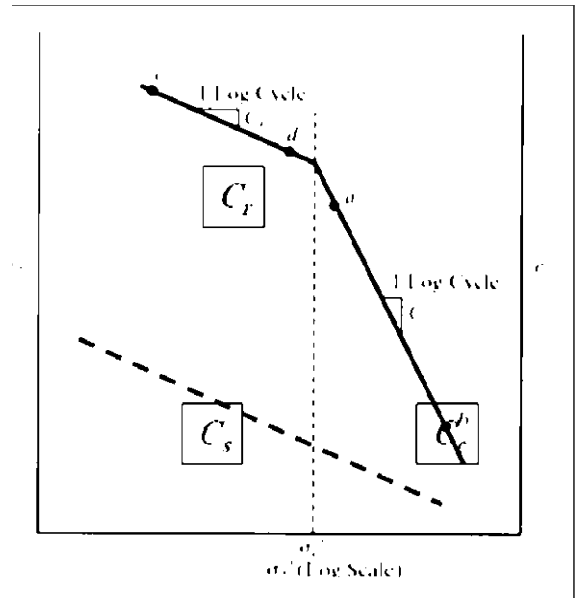
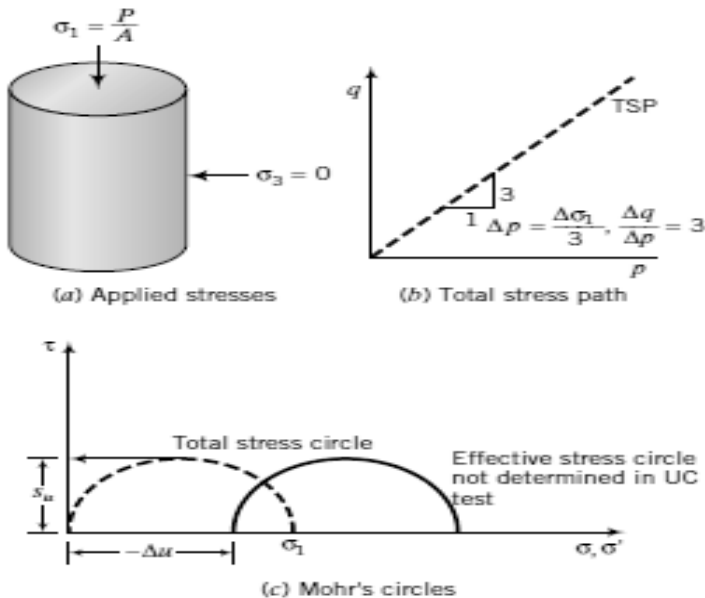
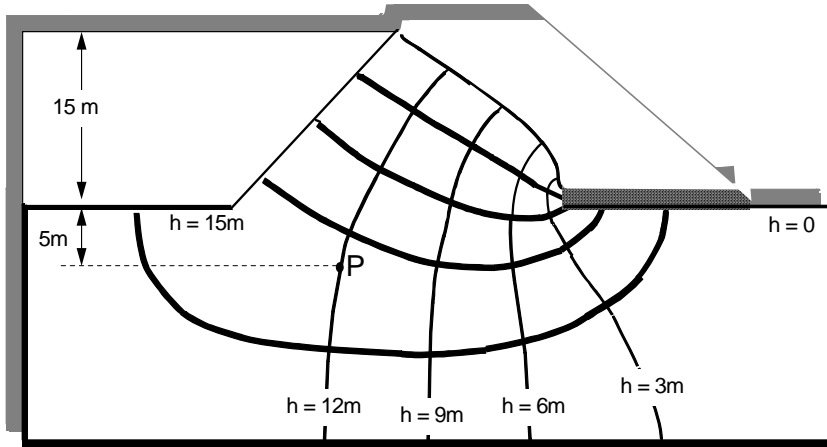


بسمه تعالی



واحد اردبیل - گروه عمران

جزوه درسی مکانیک خاک



تهیه و تنظیم:

دانش ستاری - مدرس دانشگاه آزاد اسلامی واحد اردبیل

اسلایدهای کلاس درسی

مکانیک خاک

Soil Mechanics

2

تهیه و تنظیم:

دانش ستاری

دانشجوی دکتری تخصصی عمران – ژئوتکنیک

مدرس دانشگاه آزاد اسلامی واحد اردبیل

تهیه و تنظیم: دانش ستاری - مدرس دانشگاه آزاد اسلامی واحد اردبیل

فهرست مطالب

3

فصل پنجم : جریان آب در خاک

مقدمه و منابع

فصل ششم : تنش موثر

فصل اول : تشکیل خاک

فصل هفتم : تنش در توده خاک

فصل دوم : دانه بندی و طبقه بندی خاک

فصل هشتم : نشست خاک

فصل سوم : روابط وزنی - حجمی :

فصل نهم : مقاومت برشی خاک

فصل چهارم : تراکم خاک

روی مبحث مورد نظر کلیک کنید .

تهیه و تنظیم: دانش ستاری - مدرس دانشگاه آزاد اسلامی واحد اردبیل

منابع درسی

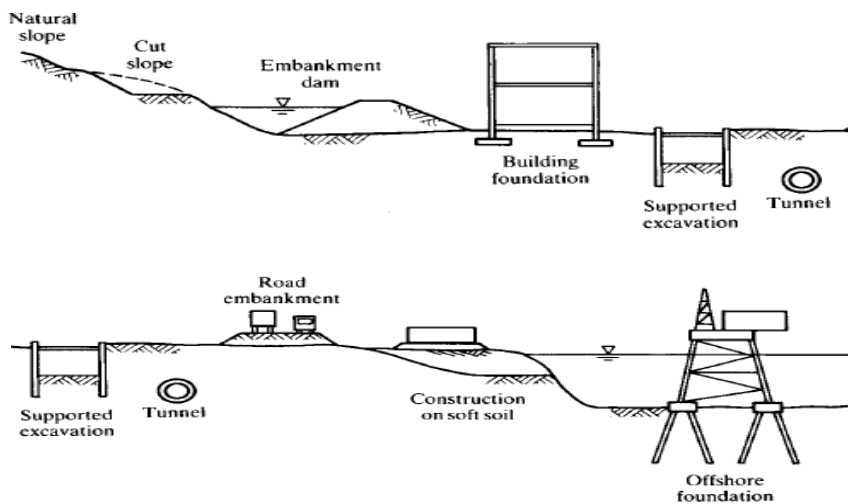
- ❑ Budhu, M. (2011). *Soil Mechanics and foundations. 2nd ed. John Wiley & Sons.*
 - ❑ Das, B.M. (2002). *Principles of Geotechnical Engineering. 5thed. Thomson learning.*
 - ❑ Some other geotechnical engineering and soil mechanics books and internet sources.
- ❑ مکانیک خاک و مهندسی پی - پروفیسور میونی بودهو - ترجمه دکتر یوسف زاده فرد - انتشارات دانشگاه تبریز
- ❑ مکانیک خاک، دکتر فرزین کلاتری، دانشگاه خواجه نصیرالدین طوسی
- ❑ اصول مهندسی ژئوتکنیک - برآجا، 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

کاربردهای مهندسی ژئوتکنیک

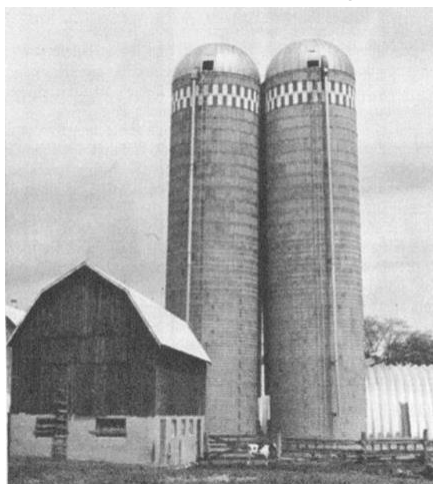


تهیه و تنظیم: دانش ستاری - مدرس دانشگاه آزاد اسلامی واحد اردبیل

6

طراحی و محاسبه انواع پی ها

نشست های غیر مجاز پی



تهیه و تنظیم: دانش ستاری - مدرس دانشگاه آزاد اسلامی واحد اردبیل

7

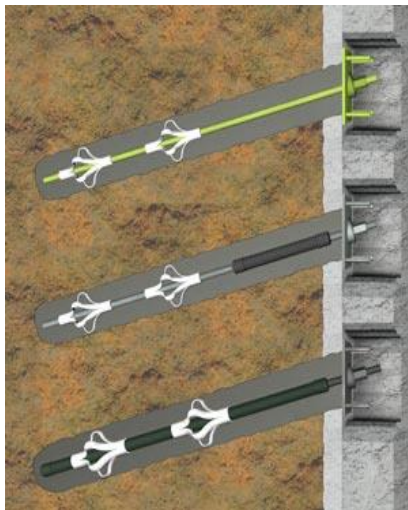
طراحی و اجرای پی های عمیق



تهیه و تنظیم: دانش ستاری - مدرس دانشگاه آزاد اسلامی واحد اردبیل

8

گودبرداری های عمیق (Deep Excavations)



تهیه و تنظیم: دانش ستاری - مدرس دانشگاه آزاد اسلامی واحد اردبیل

9

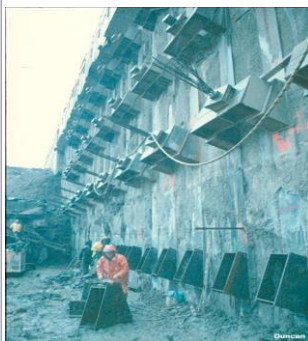
دیوارهای حایل و گودبردارها

□ 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

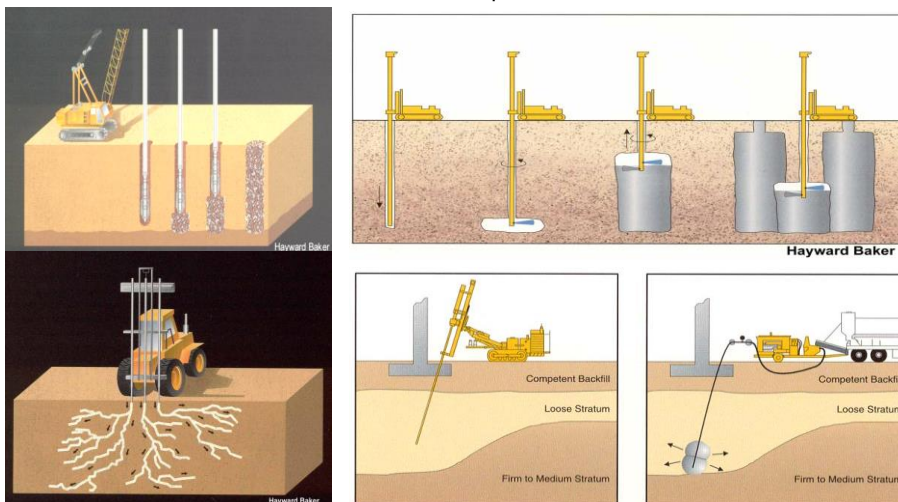


تهیه و تنظیم: دانش ستاری - مدرس دانشگاه آزاد اسلامی واحد اردبیل

12

بهسازی خاک های مسئله دار (problematic soils Improvement)

از جمله روشهای تزریق، ستون شنی، تراکم دینامیکی، اختلاط خاک و تزریق با جت

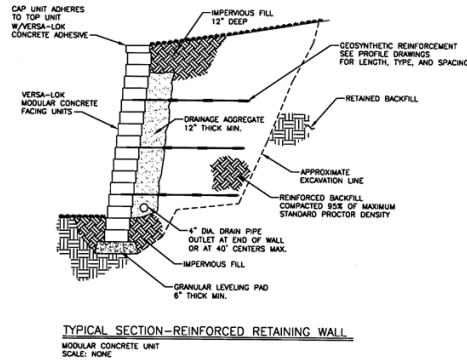


تهیه و تنظیم: دانش ستاری - مدرس دانشگاه آزاد اسلامی واحد اردبیل

13

ژئوسنتیک ها (Geosynthetics)

□ بعنوان مسلح کننده و فیلتر و زهکش و آبندی کننده .



ژئوتکنیک زیست محیطی

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



طراحی سد خاکی



ساعت ۷:۰۰ صبح



ساعت ۱۱:۵۹ قبل از ظهر

شکست سد تتون - THE FAILURE OF TETON DAM

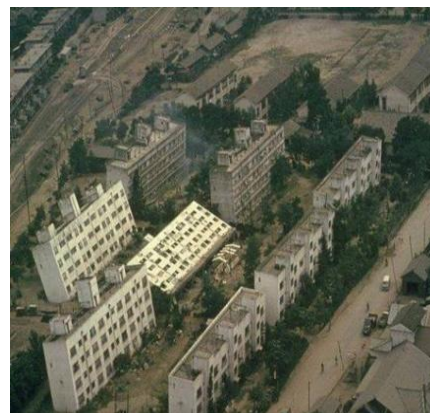
تهیه و تنظیم: دانش ستاری - مدرس دانشگاه آزاد اسلامی واحد اردبیل

16

ژئوتکنیک لرزه ای



□ پدیده روانگرایی خاک (Liquefaction)



زلزله نیگاتای ژاپن

تهیه و تنظیم: دانش ستاری - مدرس دانشگاه آزاد اسلامی واحد اردبیل

17

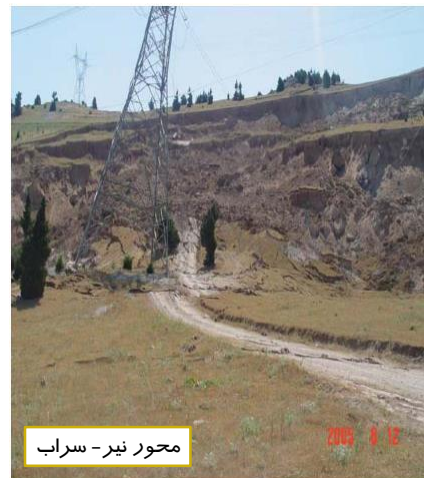
تونلسازی



تهیه و تنظیم: دانش ستاری- مدرس دانشگاه آزاد اسلامی واحد اردبیل

۱۸

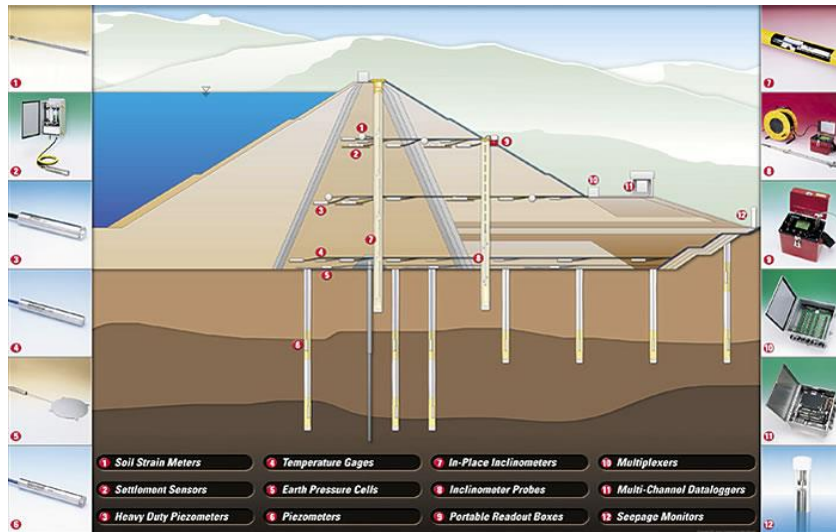
زمین لغزش های طبیعی (land slides)



تهیه و تنظیم: دانش ستاری- مدرس دانشگاه آزاد اسلامی واحد اردبیل

۱۹

ابزار دقیق سدها (Dam Instrumentation)



تهیه و تنظیم: دانش ستاری - مدرس دانشگاه آزاد اسلامی واحد اردبیل

۲۰

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 داریسی در مورد حرکت آب در خاک و معادله داریسی
- 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.



Karl Terzaghi (Austria): 1883-1963



تهیه و تنظیم: دانش ستاری - مدرس دانشگاه آزاد اسلامی واحد اردبیل

21

فصل اول :

22

تشکیل خاک

تهیه و تنظیم: دانش ستاری - مدرس دانشگاه آزاد اسلامی واحد اردبیل

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 پارمترهای 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 فشارهای زیاد بوجود می آید.
- ❑ سنگهای دگرگونی: از تخریب شیمیایی و دگرگون شدن سایر سنگها بدست می آید.

تهیه و تنظیم: دانش ستاری - مدرس دانشگاه آزاد اسلامی واحد اردبیل

23

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 برجا

هیچ گونه انتقالی در محل دانه های خاک وجود ندارد.

شکل دانه ها معمولا تیز گوشه می باشند.

خاکهای انتقالی

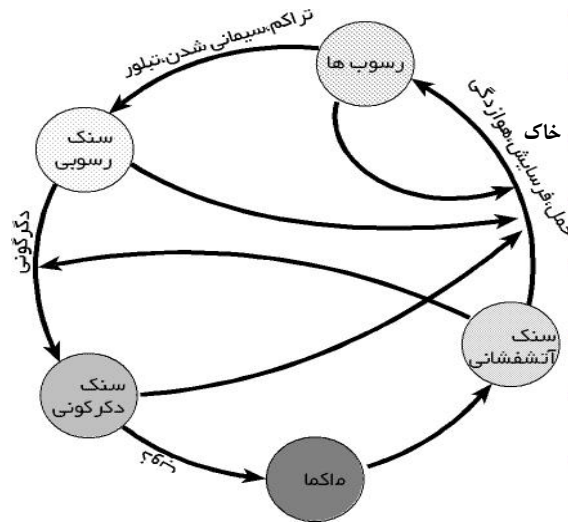
آبرفتی: انتقال از طریق آب

باد رفتی: انتقال از طریق باد

شکل دانه ها معمولا گرد گوشه هستند.

خاکهای باد رفتی معمولا پوک و متخلخل هستند.

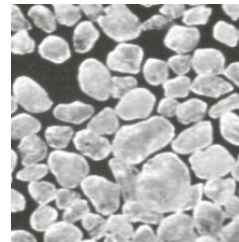
چرخه خاک و سنگ (Primary processes in the geologic cycle)



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.

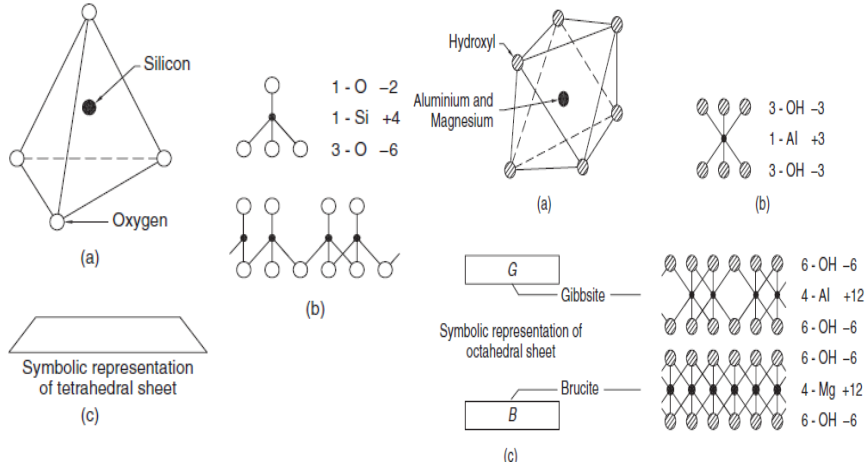
□ کانی اصلی دانه های ماسه و شن کوارتز میباشد.



کانی کوارتز

کانی های رسی (Clay minerals)

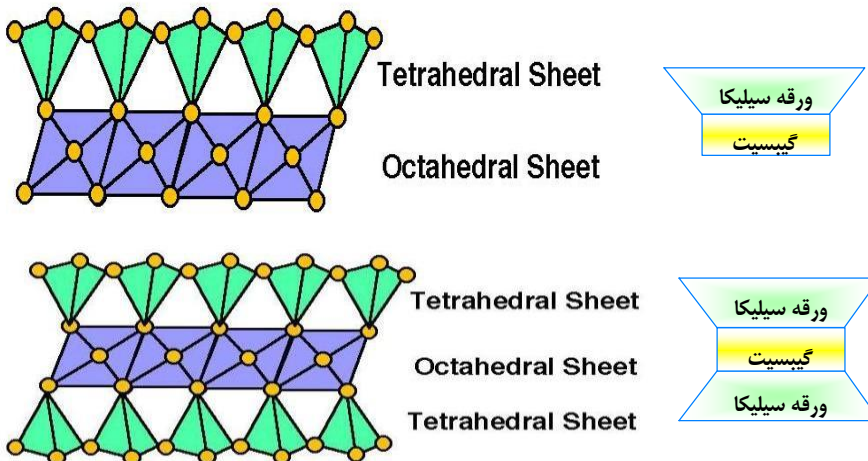
بنیان اصلی خاکهای رسی چهار وجهی سیلیکا یا هشت وجهی آلومینا است.



چهار وجهی سیلیکا

هشت وجهی آلومینا

بنیان اصلی کانیهای رسی



کانیهای رسی (Clay minerals)

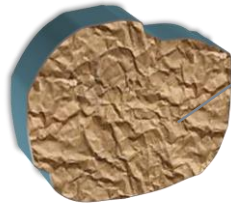
دیاگرام ساختمان کانیهای رسی

تهیه و تنظیم: دانش ستاری - مدرس دانشگاه آزاد اسلامی واحد اردبیل 30

موقعیت کانیهای رسی در چارت LL-PI کاساگرانده

تهیه و تنظیم: دانش ستاری - مدرس دانشگاه آزاد اسلامی واحد اردبیل 31

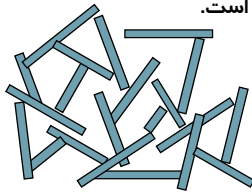
ساختر رس (CLAY FABRIC)



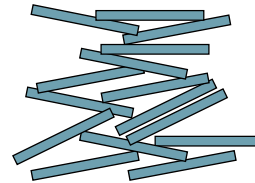
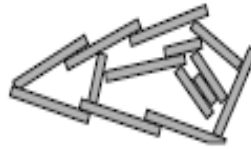
شکل یک ذره رس بصورت صفحه ای یا پولکی



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 دو حالت مذکور است.



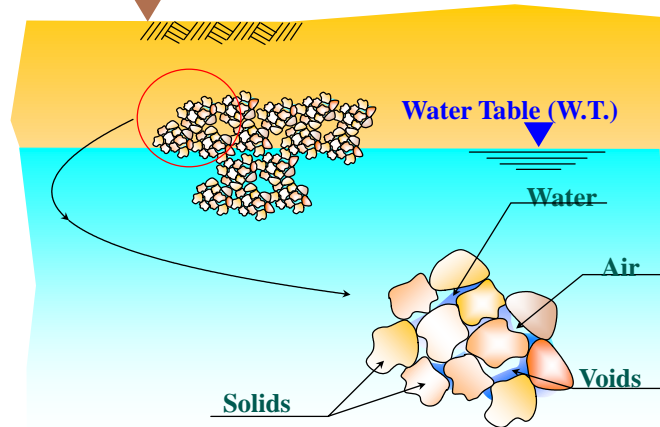
مجتمع



پراکنده

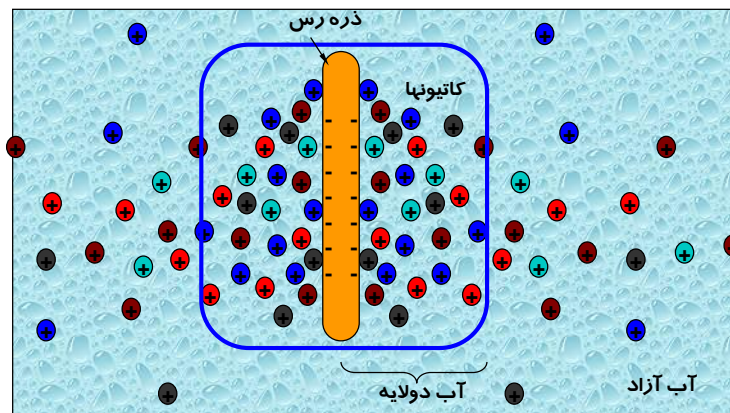
ارتباط آب و خاک

Ground Surface (G.S.)



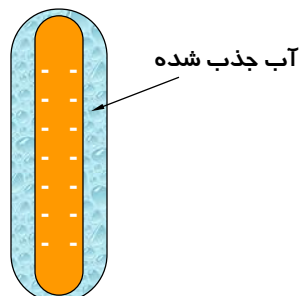
لایه های آب در اطراف کانی رسی

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



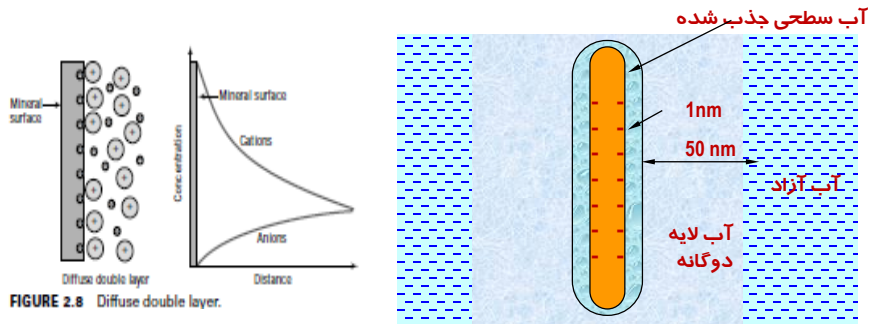
آب جذب شده (ABSORBED WATER)

- ❑ به دلیل بار منفی سطح ذرات مولکولهای 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 ۴ 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)

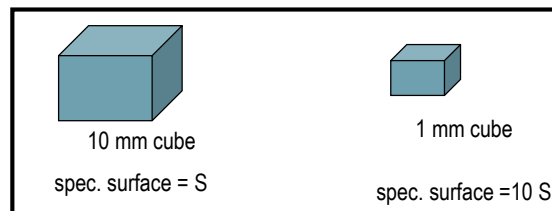
سطح منفی رس علاوه بر آب یونهای مثبت موجود در محیط را نیز به خود جذب میکند. غلظت کاتیونها در مجاورت ذره رس زیاد بوده و با فاصله گرفتن از سطح ذره کاهش می یابد در این میان بعضی از مولکولهای آب از سمت منفی جذب کاتیونها میشوند. همچنین غلظت یونهای منفی با فاصله گرفتن از سطح ذرات رسی افزایش می یابد به ضخامت 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 رس نبوده آب آزاد گویند.



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

تهیه و تنظیم: دانش ستاری - مدرس دانشگاه آزاد اسلامی واحد اردبیل

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.

BS	Clay	Silt			Sand			Gravel			Cobbles	Boulders
		Fine	Medium	Coarse	Fine	Medium	Coarse	Fine	Medium	Coarse		
USCS	Fines (silt, clay)				Sand			Gravel		Cobbles	Boulders	
					Fine	Medium	Coarse	Fine	Coarse			
AASHTO	Clay	Silt			Sand		Gravel			Boulders		
					Fine	Coarse						
ASTM	Clay	Silt			Sand			Gravel		Cobbles	Boulders	
					Fine	Medium	Coarse					

0.001 0.005 0.01 0.075 0.1 0.425 1 2 4.75 10 75 100 300 1000

Grain size (mm)

ریزدانه

لای و رس

درشت دانه

شن و ماسه

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

تهیه و تنظیم: دانش ستاری - مدرس دانشگاه آزاد اسلامی واحد اردبیل

39

رس	لاي	ماسه	شن
رفتار خميري	$< 0.075\text{mm}$	$0.075\text{mm} < D < 4.75\text{mm}$	طبقه بندي متحد $4.75\text{mm} < D < 76\text{mm}$
$d < 0.005\text{mm}$	$0.005\text{mm} < d < 0.075\text{mm}$	$0.075\text{mm} < D < 2\text{mm}$	طبقه بندي آشتو $2\text{mm} < D < 76\text{mm}$

دانه بندي خاک :

منظور از دانه بندي خاک تعيين درصد وزني دانه هاي خاک با حدود و اندازه هاي مختلف است که خاک مورد نظر را تشکيل می دهند و به دو روش انجام ميدهند:



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:

خشک

تر یا شستشویی

□ 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	$\%R_i = \frac{W_i}{\sum W_i} \times 100$	$P.P_i = P.P_{i-1} - R_i$
۴	۴,۷۵	۱۲۰	$= ۱۲۰/۵۰۰$	$\%۷۵=۱۰۰-۲۵$

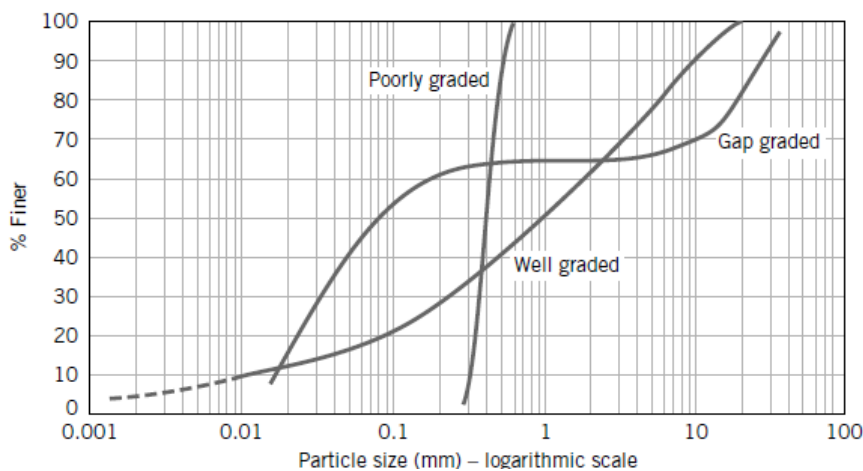
آزمایش دانه بندی به روش الک (sieve analysis):



تهیه و تنظیم: دانش ستاری - مدرس دانشگاه آزاد اسلامی واحد اردبیل

44

توصیف دانه بندی خاک



تهیه و تنظیم: دانش ستاری - مدرس دانشگاه آزاد اسلامی واحد اردبیل

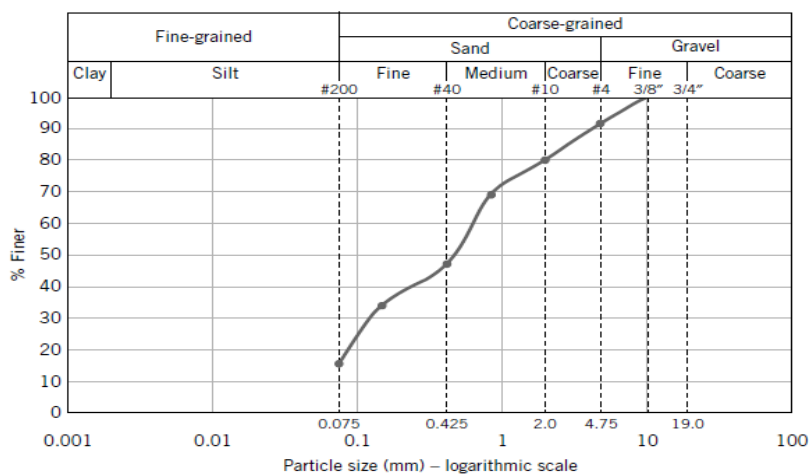
45

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	۱۴۰.۵		
pan	-	۹۹.۸		
مجموع	-			

ادامه مثال



قطر موثر . ضریب یکنواختی. ضریب خمیدگی

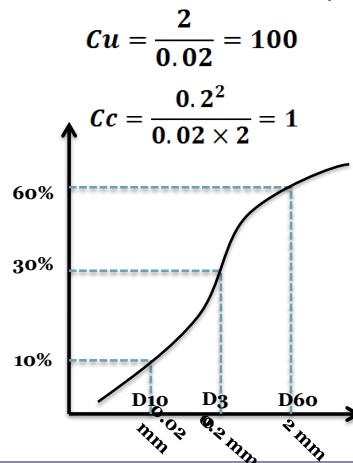
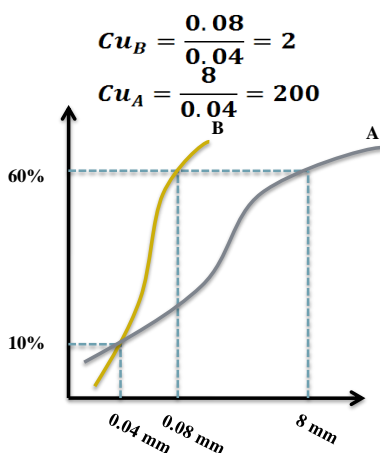
- اندازه ماکزیم ذرات : قطری است که ۱۰۰٪ مصالح از آن عبور کرده است .
- D10: قطر موثر ، قطری است که ۱۰٪ مصالح از آن کوچکتر است.(۱۰٪ مصالح از آن رد می شود).
- D30: قطری است که ۳۰٪ مصالح از آن کوچکتر است یا (۳۰٪ مصالح از آن رد می شود).
- D60: قطری است که ۶۰٪ مصالح از آن کوچکتر است (۶۰٪ مصالح از آن رد می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

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (\text{Uniformity Coefficient}) \quad \text{ضریب یکنواختی:}$$

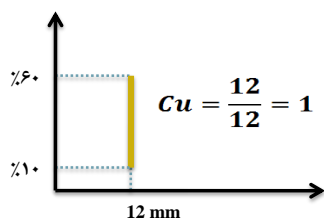
$$C_c = \frac{D_{30}^2}{(D_{60} \times D_{10})} \quad (\text{coefficient of curvature}) \quad \text{ضریب دانه بندی:}$$

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 .



ضریب انحنای (دانه بندی) و یکنواختی خاکها

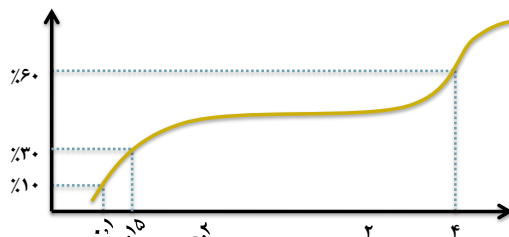


$$C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{10} \cdot D_{60}} = \frac{0.15}{0.1 \times 4} = 6.06$$

$$1 < C_c < 3$$

خاکهای با دانه بندی مناسب

اگر $C_u = 1$ باشد، یعنی خاک کامل یکنواخت است.
 C_c و C_u واحد ندارند.
 هیچ وقت شیب نمودار نمیتواند معکوس باشد.

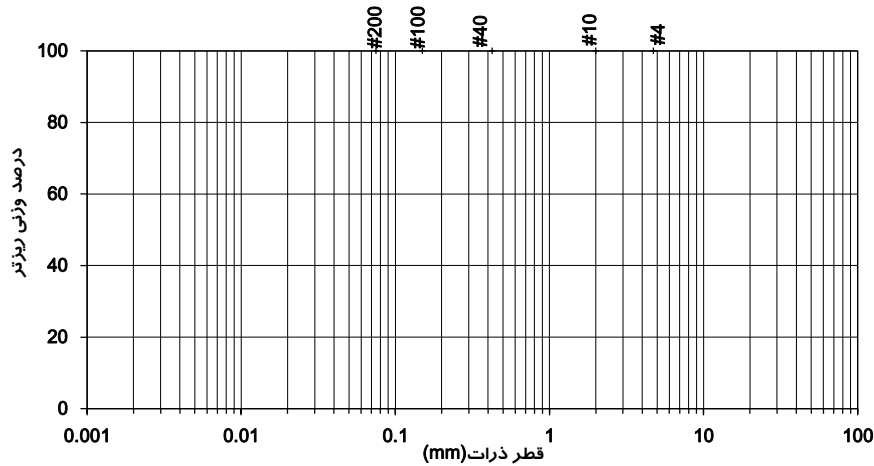


تمرین برای جلسه بعد

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	۱۴.۸		
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 (#200) 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:

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

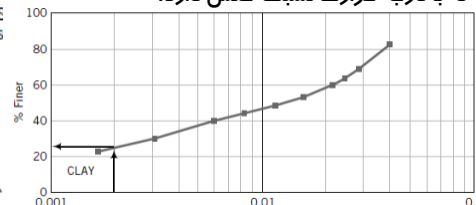
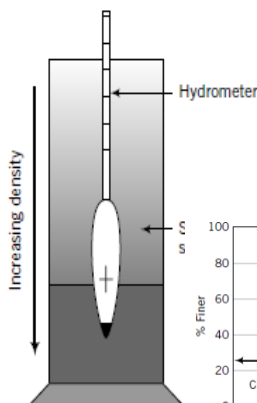
L: فاصله مرکز ثقل چگال سنج از سطح آب (cm)

t: زمان از شروع ته نشینی (دقیقه)

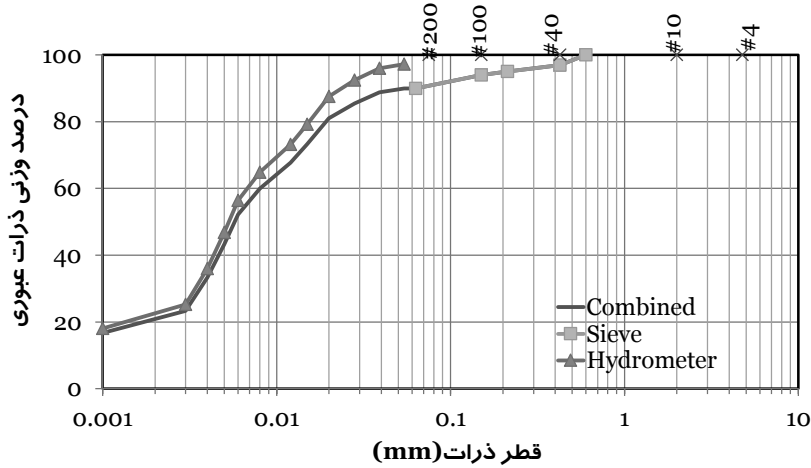
D: قطر ذره در حال ته نشینی (mm)

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

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



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:

$$\text{درصد جدید عبوری از هر سایز} = \frac{\text{درصد قدیم}}{\text{درصد دور ریخته شده} - 100}$$

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

$$\text{درصد جدید عبوری از هر سایز} = \frac{\text{درصد OUT} - \text{درصد قدیم}}{100 - \text{درصد OUT}}$$

ج: اگر مصالح خاک A را با خاک B مخلوط کنیم:

$$\text{درصد عبوری مخلوط از هر سایز} = \frac{W_a * P_{Pa} + W_b * P_{Pb}}{W_a + W_b}$$

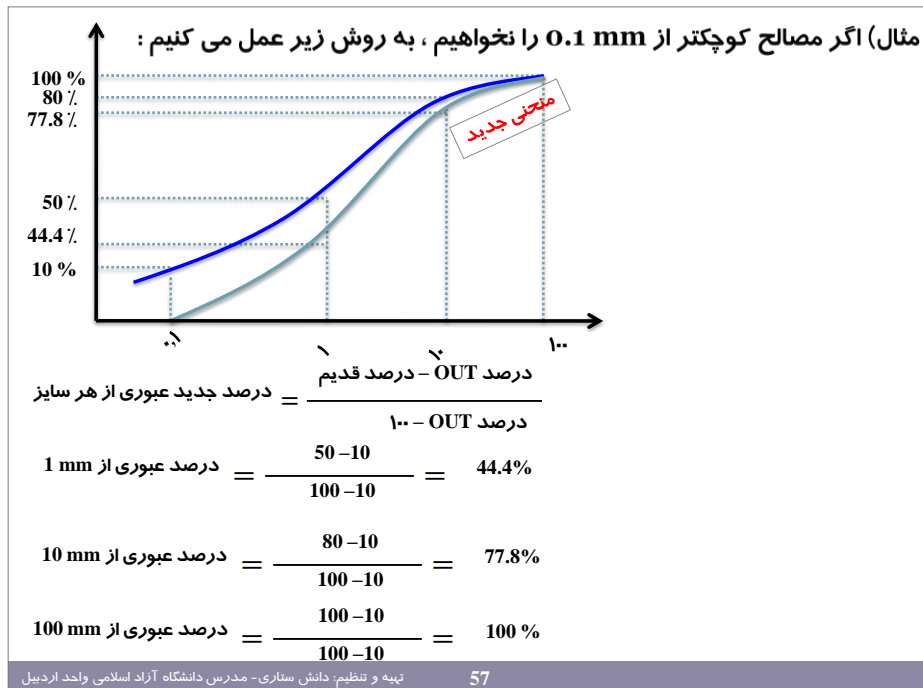
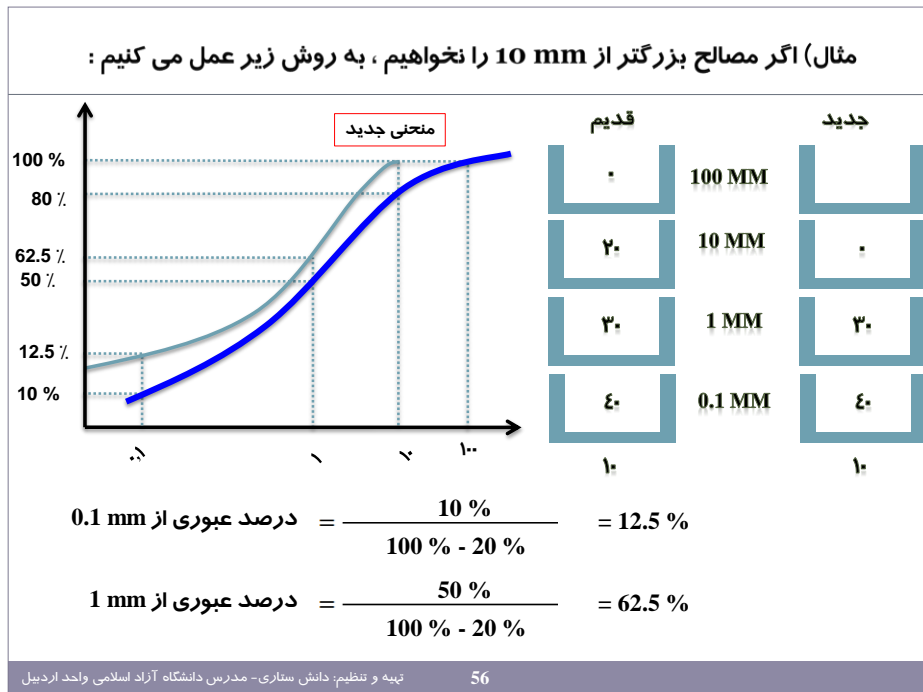
Wa: وزن خاک A

Wb: وزن خاک B

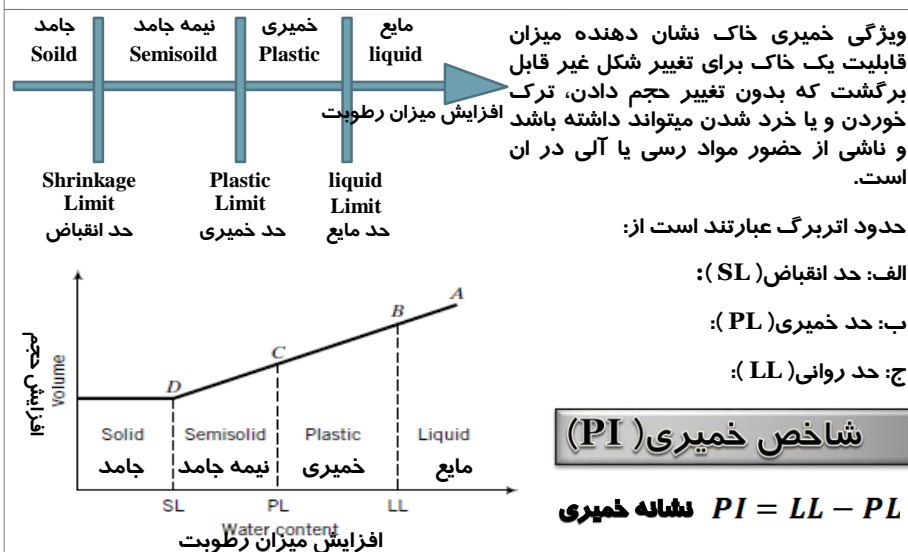
PPa: درصد عبوری از الک خاک A

PPa: درصد عبوری از الک خاک A

PPb: درصد عبوری از الک خاک B

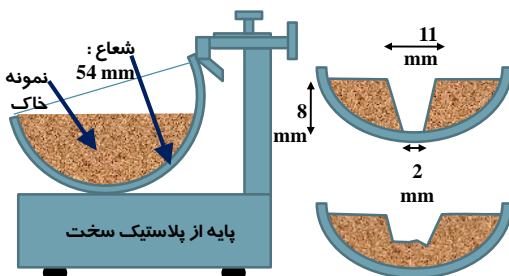


خواص خاکهای ریزدانه

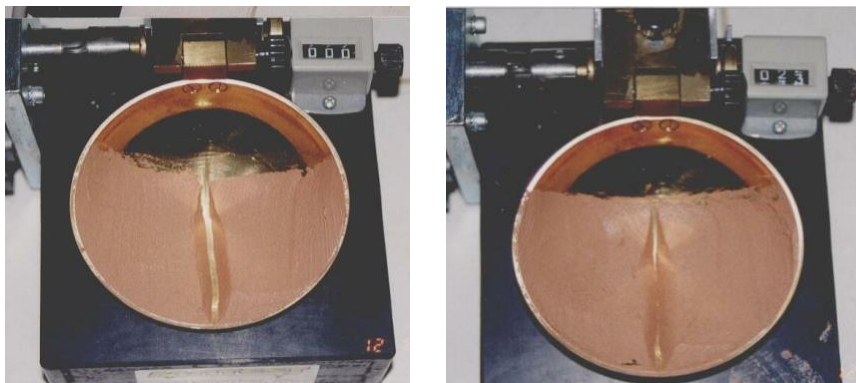


آزمایش حد روانی با استفاده از دستگاه کاساگرانده

- درصد رطوبتی است که اگر به خاک اضافه شود خاک از حالت خمیری به حالت روانی تبدیل می شود. یا عبارتی دیگر درصد رطوبتی که به ازای آن به علت ۲۵ ضربه فنجان ، شیار ایجاد شده در نمونه داخل فنجان دستگاه کاساگرانده به اندازه ۱۳mm بسته 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 آزمایش



تهیه و تنظیم: دانش ستاری - مدرس دانشگاه آزاد اسلامی واحد اردبیل

۶۰

آزمایش حد روانی با استفاده از دستگاه کاسگرانده

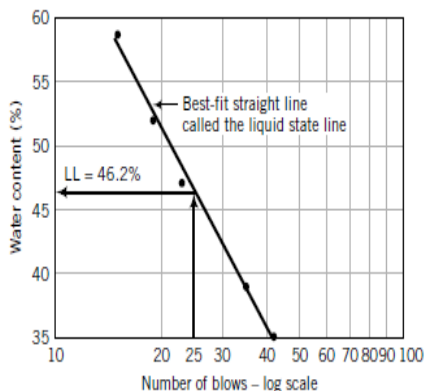
1 : n = 19 w = 52 %
 2 : n = 24 w = 47 %
 3 : n = 34 w = 38 %

حداقل سه بار آزمایش را برای تنظیم رطوبت خاک انجام می دهیم ، مثلا اگر شیار با ۳۴ 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.

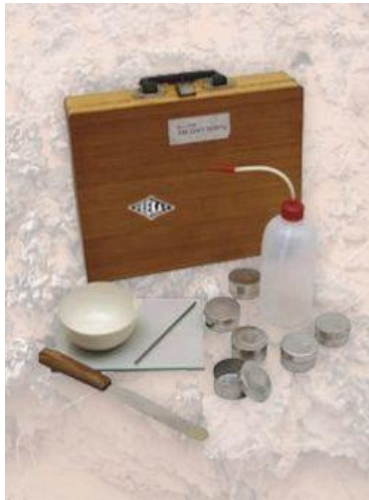


$$LL = \omega_N \left(\frac{N}{25} \right)^{0.121}$$

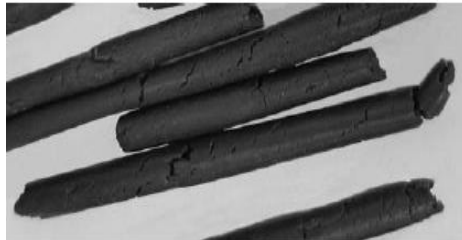
تهیه و تنظیم: دانش ستاری - مدرس دانشگاه آزاد اسلامی واحد اردبیل

61

آزمایش تعیین حد خمیری (Plastic Limit)



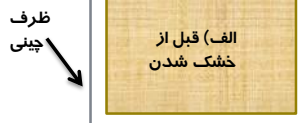
□ **حد خمیری (PL):** درصد رطوبتی است که فتيله ای به قطر ۳.۲ میلیمتر از همه طرف ترک بخورد و شروع به خرد شدن بکند یا بعبارت دیگر درصد رطوبتی است که اگر به خاک اضافه شود خاک از حالت نیمه جامد به حالت خمیری تبدیل می شود. (آزمایش فتيله)



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..



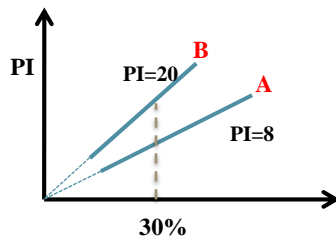
$$SL = W_i - \Delta W \begin{cases} W_i = \frac{W_1 - W_2}{W_2 - \text{وزن ظرف}} \\ \Delta W = \frac{(V_f - V_i)\gamma_w}{W_2 - \text{وزن ظرف}} \end{cases}$$

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

عدد فعالیت (Activity):

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

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



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

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

(مثال)

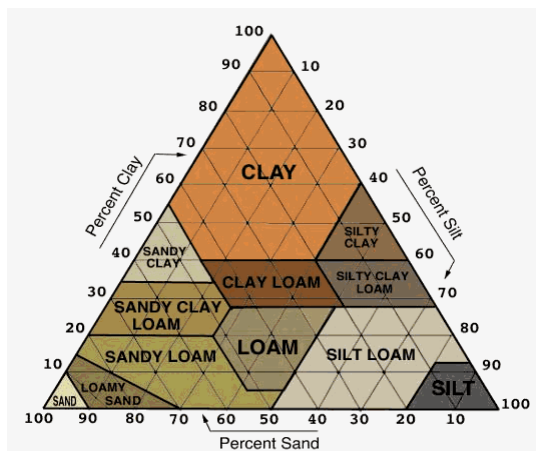
طبقه بندی خاک

□ 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 مهندسی ژئوتکنیک استفاده میکنند .
اداره مهندسی ارتش ایالات متحده امریکا
- ← USDA 2 اغلب برای مهندسی کشاورزی استفاده میکنند .
اداره کشاورزی ایالات متحده امریکا

سیستم طبقه بندی USDA

□ برای طبقه بندی خاکها از دید مهندسين کشاورزی خاکشناسی



سیستم طبقه بندی آشو (AASHTO)

درشت دانه

A-1

A-2

A-3

ریزدانه

A-4

A-5

A-6

A-7

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 نمبره NO 200 بیشتر از 35% باشد، در گروههای 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. هر چه (GI) کمتر کیفیت خاک بهتر است.

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

- 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-2-6 و A-2-7 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 ۰.۰۷۵ 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)			
	A-1		A-3	A-2			A-4	A-5	A-6	A-7
Group Classification	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6				
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	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
Plasticity index	6 max	---	N.P.	10 max	10 max	11 min	11 min	10 max	10 max	11 min
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%)

طبقه بندی عمومی	مصالح دانه ای (درصد عبوری از الک ۲۰۰ مساوی ۳۵ درصد و یا کمتر)						
	A-1		A-3	A-2			A-2-7
طبقه بندی گروهی	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	
آزمایش دانه بندی (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	
مشخصات قسمت عبوری از الک ۴۰							
حد مایع: LL	---			40 max	41 min	40 max	41 min
نشانه خمیری: PI	6 max		NP	10 max	10 max	11 min	11 min
نوع مصالح تشکیل دهنده	ماسه و شن یا قلوه سنگ		ماسه ریز	ماسه و شن رس دار و یا لای دار			
مناسب بودن بعنوان مصالح بستر	عالی تا خوب						

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

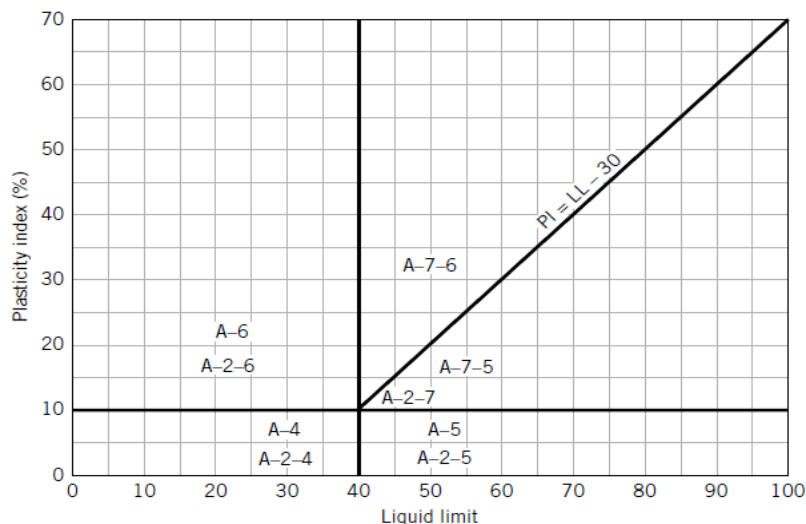
طبقه بندی عمومی	مصالح رس - لای (درصد عبوری از الک ۲۰۰ بزرگتر از ۳۵ درصد)			
	A-4	A-5	A-6	A-7 A-7-5* A-7-6**
طبقه بندی گروهی				
آزمایش دانه بندی (درصد عبوری)				
No. 10				
No. 40				
No. 200	36 min	36 min	36 min	36 min
مشخصات قسمت عبوری از الک ۴۰				
حد مایع LL	40 max	41 min	40 max	41 min
نشانه خمیری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

*IF $PI \leq LL - 30 \Rightarrow A-7-5$, ** $PI > LL - 30 \Rightarrow A-7-6$

تهیه و تنظیم: دانش ستاری - مدرس دانشگاه آزاد اسلامی واحد اردبیل

70

طبقه بندی ریزدانه ها با استفاده چارت پلاستیسیته



تهیه و تنظیم: دانش ستاری - مدرس دانشگاه آزاد اسلامی واحد اردبیل

71

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



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

$$GI = (58 - 35)[0.2 + 0.005(30 - 40)] + 0.01(58 - 15)(10 - 10) = 3.45 \cong 3$$

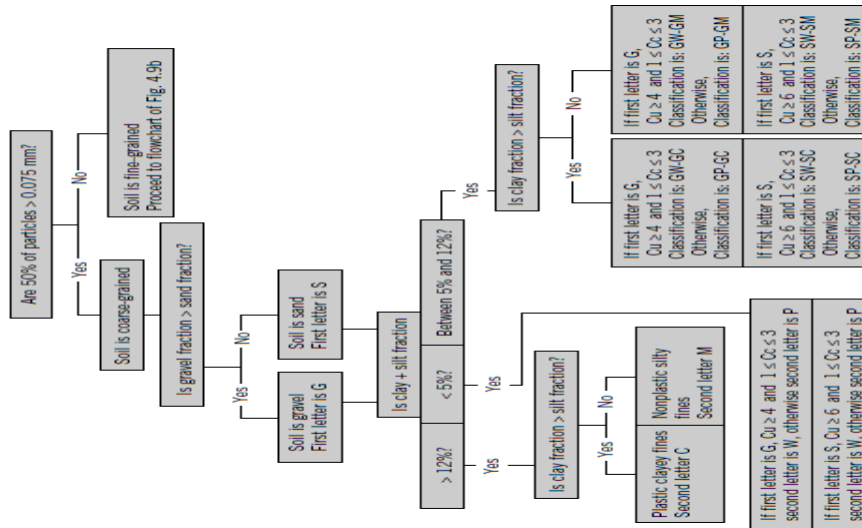
→ A - 4 (3)

سیستم طبقه بندی متحد (UNIFIED)

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

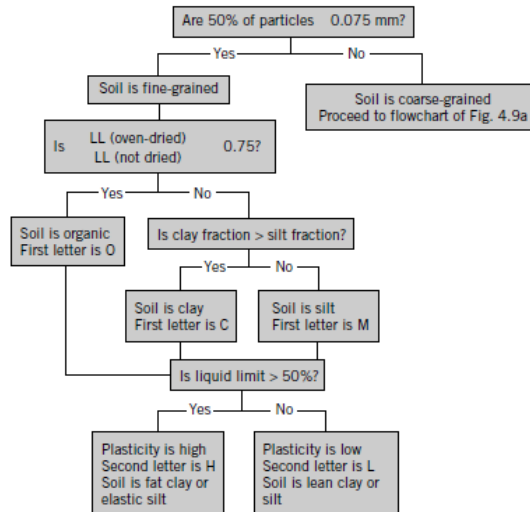
حرف اول: بخش اصلی خاک	حرف دوم: بخش توصیفی خاک
G: Gravel شن	W: خوب دانه بندی شده
S: sand ماسه	P: بد دانه بندی شده
	C: رس دار
	M: لای دار
C: clay رس	L: خاصیت خمیری کم
M: silt لای	H: خاصیت خمیری زیاد
O: organic آلی	

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



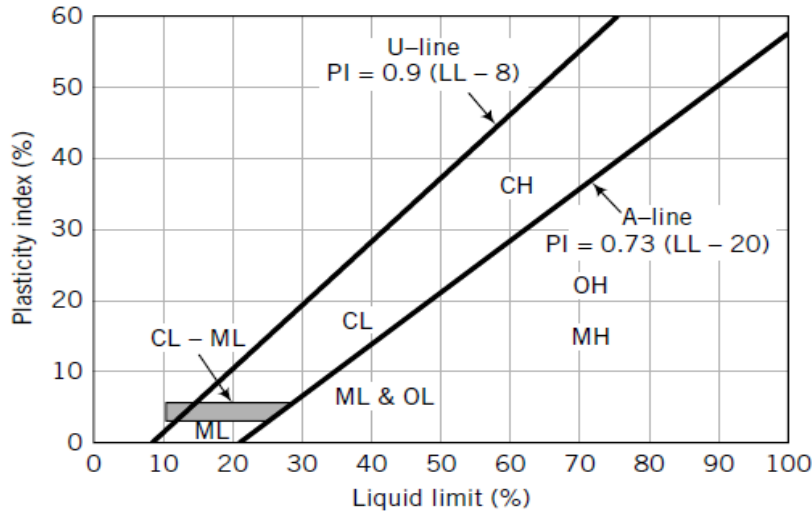
تهیه و تنظیم: دانش ستاری- مدرس دانشگاه آزاد اسلامی واحد اردبیل

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



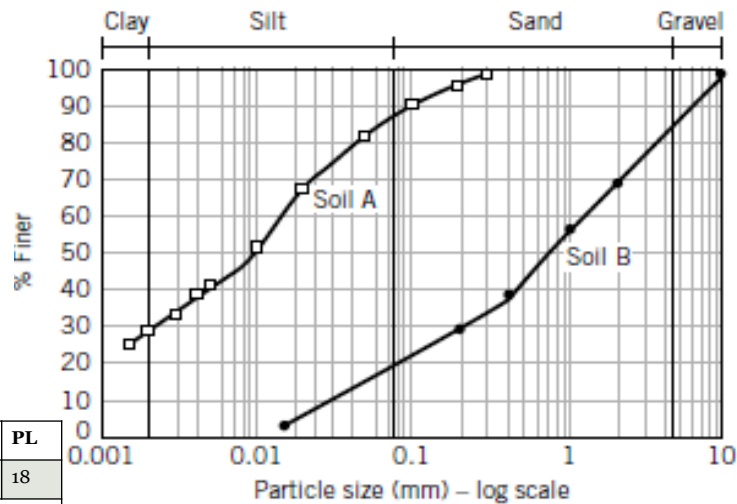
تهیه و تنظیم: دانش ستاری- مدرس دانشگاه آزاد اسلامی واحد اردبیل

Plasticity Chart



تهیه و تنظیم: دانش ستاری - مدرس دانشگاه آزاد اسلامی واحد اردبیل 76

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



خاک	LL	PL
A	26	18
B		NP

تهیه و تنظیم: دانش ستاری - مدرس دانشگاه آزاد اسلامی واحد اردبیل 77

فصل سوم:

78

روابط وزنی - حجمی :

تهیه و تنظیم: دانش ستاری - مدرس دانشگاه آزاد اسلامی واحد اردبیل

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

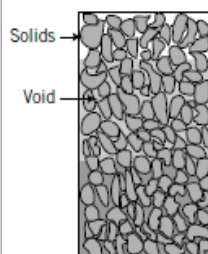
W: نشان دهنده آب

A: نشان دهنده هوا

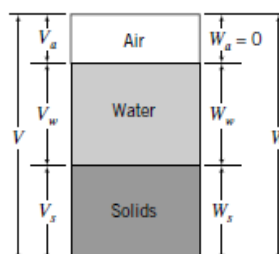
V: نشان دهنده حفرات بین دانه های

خاک هستند که میتوانند با آب یا

هوا پر بشوند.



Idealization



(a) Soil

(b) Idealized soil

بخش	حجم	جرم	وزن
هوا	V_a	$M_a = 0$	$W_a = 0$
آب	V_w	M_w	W_w
دانه های جامد	V_s	M_s	W_s
total	$V = V_s + V_w + V_a$	$M = M_s + M_w$	$W = W_s + W_w$

تهیه و تنظیم: دانش ستاری - مدرس دانشگاه آزاد اسلامی واحد اردبیل

79

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

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

□ وزن ناشی از جرم M برابر است با $W = Mg$

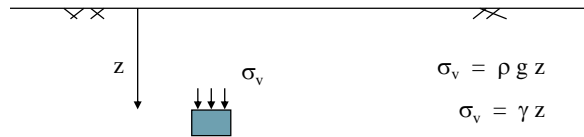
□ وزن مخصوص مرطوب خاک:

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

چگالی ویژه دانه های خاک:

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

$G_s \approx 2.7$ برای بیشتر خاکها



روابط حجمی

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

روابط حجمی بین بخشهای مختلف خاک بصورت ذیل تعریف میشود:

□ نسبت تخلخل (voids ratio):

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

□ پوکی (porosity):

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

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

□ 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:

$$V_w = e \cdot S_r \cdot V_s$$

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

روابط وزنی و تخلخل:

$$\gamma = \frac{W}{V} = \frac{\gamma_w G_s V_s + \gamma_w e S V_s}{V_s + e V_s} = \frac{\gamma_w (G_s + e S)}{1 + e}$$
 □ وزن مخصوص مرطوب خاک:

$$\gamma_{sat} = \frac{\gamma_w (G_s + e)}{1 + e}$$
 □ وزن مخصوص اشباع خاک (S=1)

$$\gamma_{dry} = \frac{\gamma_w G_s}{1 + e} = \frac{\gamma}{1 + \omega}$$
 □ وزن مخصوص خشک خاک (S=0)

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w = \left(\frac{G_s - 1}{1 + e} \right) \gamma_w$$
 □ وزن مخصوص موثر یا غوطه وری:

$$\omega = \frac{\text{Weight of Water}}{\text{Weight of Solids}} = \frac{W_w}{W_s}$$
 میزان رطوبت (MOISTURE CONTENT)

با داشتن e, S, G_s, γ_w

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

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

دانشیه نسبی یا قوام خاک (Relative density)

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

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

γ_d : وزن مخصوص خشک خاک موجود در محل متناظر با e
 $\gamma_{d(max)}$: وزن مخصوص خشک حداقل خاک متناظر با e_{min}
 $\gamma_{d(min)}$: وزن مخصوص خشک حداکثر خاک متناظر با e_{max}

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

توصیف سفتی خاک از روی دانشیه 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 ۵۲.۳ نیوتن میشود مطلوبست:

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

مثال: برای یک خاک اشباع وزن مخصوص خشک ۱۵.۴۹ و میزان رطوبت ۲۱٪ می باشد مطلوبست

$\gamma_{50}, \gamma_{sat}, e, n, G_s$

مثال (خاکی با $n = 45\%$ ، $G_s = 2.68$ ، $\omega = 10\%$ 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 ۲۴ ساعت در داخل گرمخانه با دمای ۱۰۵ سانتیگراد قرار داده و به ۵ نیوتن 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 $G_s=2.7$, 15.7 KN/m^3 باشد مطلوبست میزان رطوبت خاک. چقدر آب بایستی به یک متر مکعب خاک اضافه شود تا اشباع شود.

تمرین: برای خاکی که پوکی آن ۴۰٪ 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

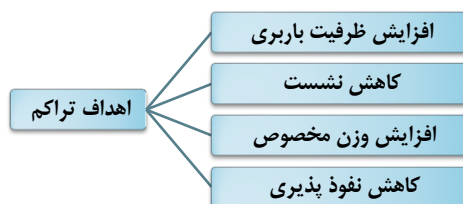
90

تراکم خاک

تهیه و تنظیم: دانش ستاری - مدرس دانشگاه آزاد اسلامی واحد اردبیل

هدف از تراکم

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



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

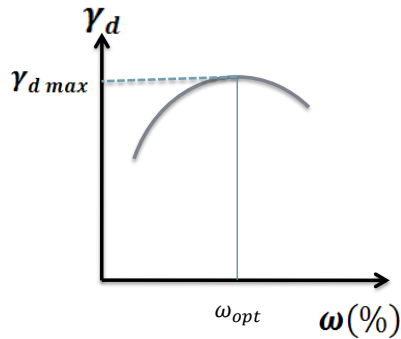
برای ارزیابی تراکم لایه های کوبیده شده در محل پروژه از درصد کوبیدگی (C.R%) استفاده می کنند که از رابطه مقابل بدست می آید.

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

الف: آزمایش تعیین وزن مخصوص خشک جداکنر و رطوبت بهینه (γ_{dmax} , ω_{opt})

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

اصول حاکم بر تراکم :



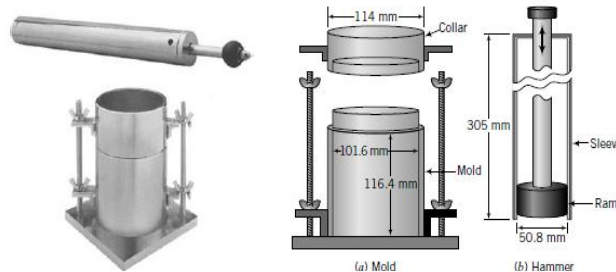
□ با مرطوب کردن خاک، تا یک حد خاصی رطوبت باعث لغزندگی دانه ها روی همدیگر شده لذا می توان خاک را بهتر و بیشتر متراکم کرد. اما اگر بیش از یک حد مشخص مرطوب کنیم ، علاوه بر اینکه بین ذرات خاک فاصله بیشتری ایجاد میشود بخشی از نیروی تراکم به آب وارد میشود و خاک آبی و شل می شود. در نتیجه وزن مخصوص خشک کمتری 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 ضربه N	وزن چکش kg	ارتفاع سقوط cm	کار در واحد حجم خاک kj/m ³
پراکتور معمولی	۳	۲۵	۲.۵	۳۰.۵	۵۹۴
پراکتور اصلاح شده	۵	۲۵	۴.۵۴	۴۵.۷	۲۶۹۵



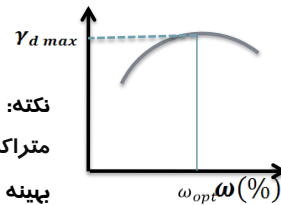
آزمایش تراکم استاندارد پراکتور (Proctor):

در این آزمایش خاک در قالب استاندارد به حجم 943.3 cm^3 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 در روی خاک با رطوبت های مختلف انجام میگردد 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 طولیها) ترسیم میگردد. نقطه ماکزیمم منحنی نشان دهنده وزن مخصوص خشک حداکثر و میزان رطوبت بهینه می باشد.

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

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

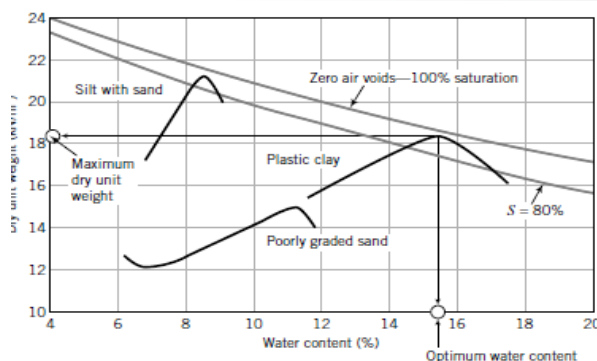
نکته: با مرطوب کردن خاک ، تا یک حد خاصی ، می توان ذرات را متراکم تر کرد و اگر بیش از یک حد مشخص مرطوب کنیم (رطوبت بهینه) ، فشار به آب وارد میشود و خاک آبی و شل می شود .



آزمایش تراکم پراکتور استاندارد



منحنی و انرژی تراکم



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

$$E = \frac{(25) \times (3) \times \left(\frac{2.5 \times 9.81}{1000} \text{ kN}\right) \times (0.305 \text{ m})}{9.44 \times 10^{-6} \text{ m}^3} = 594 \text{ kN-m/m}^3 \approx 600 \text{ kN-m/m}^3$$

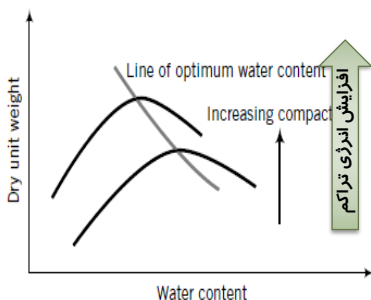
عوامل موثر بر تراکم (Factors affecting Compaction)

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.

2. 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.



3. 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 چسبیده رسی مشکل بوده و معمولا با استفاده غلتکهای پاچه بزی امکان پذیر است.

تأثير انرزی تراکم و نوع خاک

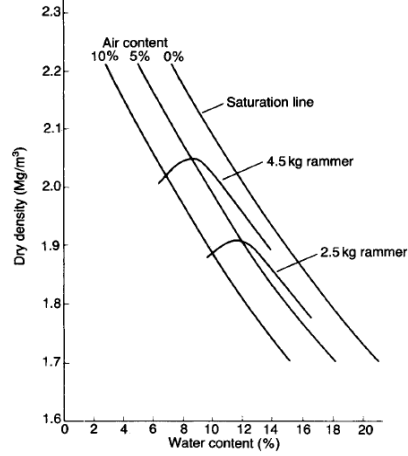
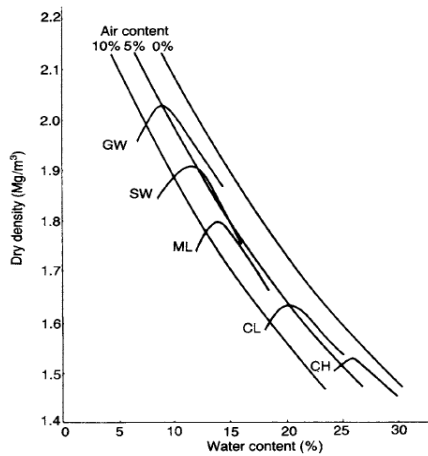


Figure 1.13 Dry density-water content curves for a range of soil types. Figure 1.12 Dry density-water content curves for different con

تعیین دانسیته در کارگاه

- تعیین دانسیته در کارگاه
- مخروط ماسه
- بالن لاستیکی
- چگالی سنج هسته ای

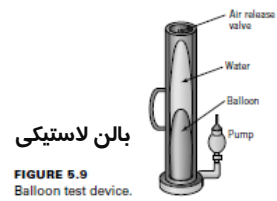
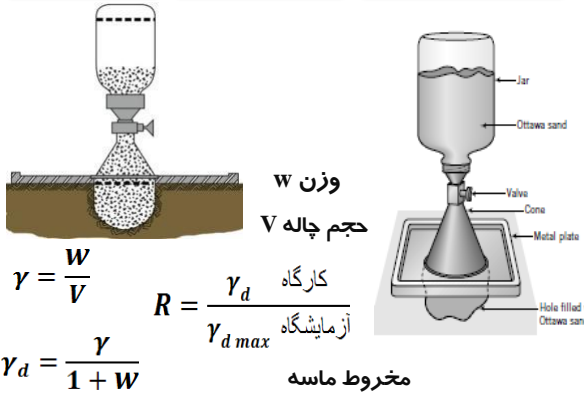


FIGURE 5.9 Balloon test device. 5.8.2 Balloon Test - ASTM D 2167

روش مخروط ماسه

طرف 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

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

وزن مخصوص خشک خاک متراکم شده

تهیه و تنظیم: دانش ستاری - مدرس دانشگاه آزاد اسلامی واحد اردبیل 100

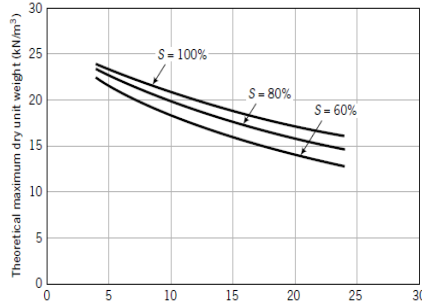
آزمایش مخروط ماسه در محل لایه کوبیده شده



منحنی هوای صفر (zero Air voids)

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:

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



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

با استفاده از رابطه بالا و نتیجه آزمایش پراکتور و G_s 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 ۱۰۰ درصد 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 بینه د: خط هوای ۲۰٪ و: وزن مخصوص خشک و رطوبت درجه تراکم ۹۵٪

درصد رطوبت (%)	وزن مخصوص مرطوب (Kn/m^3) γ	وزن مخصوص خشک γ_d
۸	۱۷.۱	
۹.۵	۱۸.۹	
۱۱	۱۹.۸	
۱۲.۵	۲۰.۸	
۱۳.۸	۲۰.۶	
۱۴.۵	۲۰.۳	

درصد رطوبت (%)	وزن مخصوص خشک برای $S=100\%$	وزن مخصوص خشک برای $S=80\%$
۶		
۸		
۱۰		
۱۲		
۱۲		
۱۴		

ادامه مثال

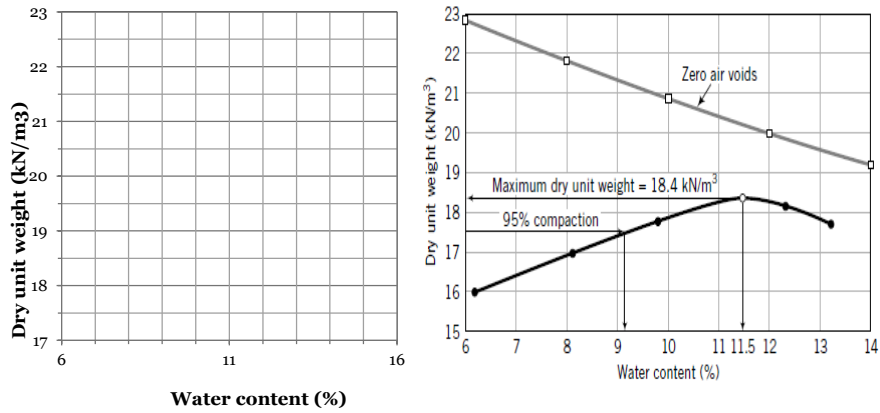
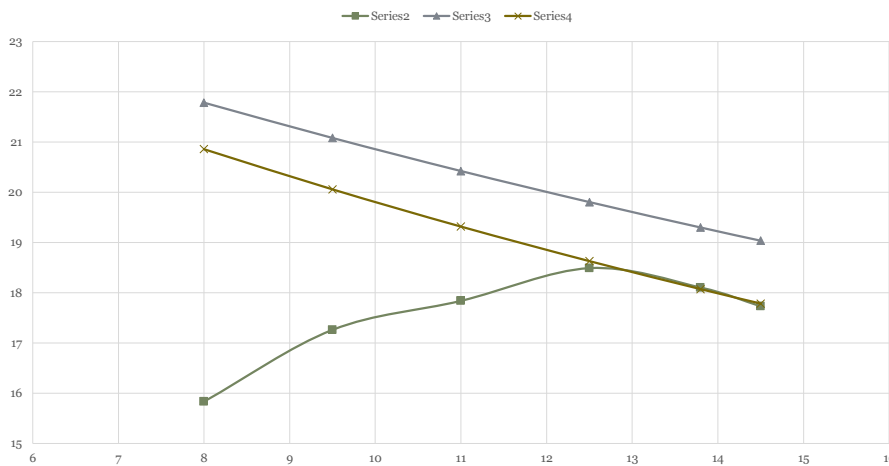


CHART TITLE



روشهای تراکم

```

graph LR
    A[تراکم] --- B[تراکم غلطکی]
    A --- C[تزریق و اختلاط]
    A --- D[تراکم دینامیکی]
    A --- E[انفجار]
    D --- F[تراکم دینامیکی]
    D --- G[روشهای ارتعاشی]
    G --- H[میله مرتعش]
    G --- I[ارتعاش شناوری]
  
```

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 رسی .

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 .

106

تهیه و تنظیم: دانش ستاری- مدرس دانشگاه آزاد

فصل پنجم:

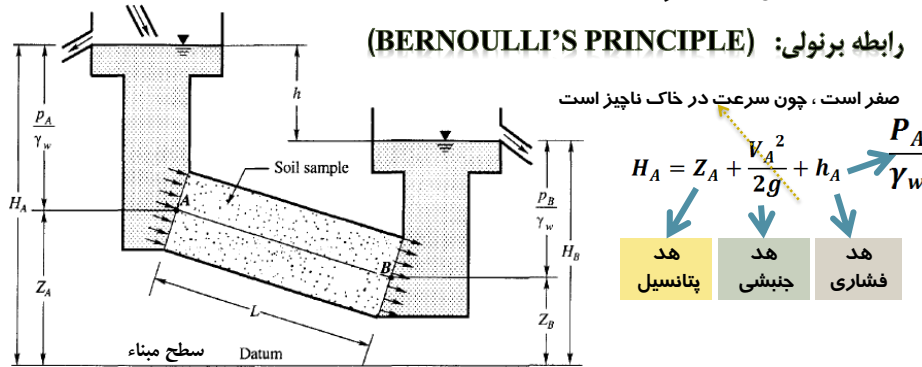
107

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 نشئی در خاک زیر سازه های مختلف مثل سدها، گودبرداریها

رابطه برنولی: (BERNOULLI'S PRINCIPLE)

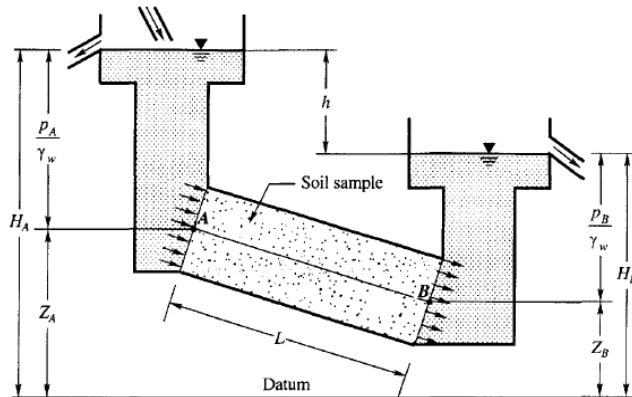


$$H_A = Z_A + \frac{P_A}{\gamma} , H_B = Z_B + \frac{P_B}{\gamma} \Rightarrow h(\Delta H) = H_A - H_B = Z_A + \frac{P_A}{\gamma} - Z_B - \frac{P_B}{\gamma}$$

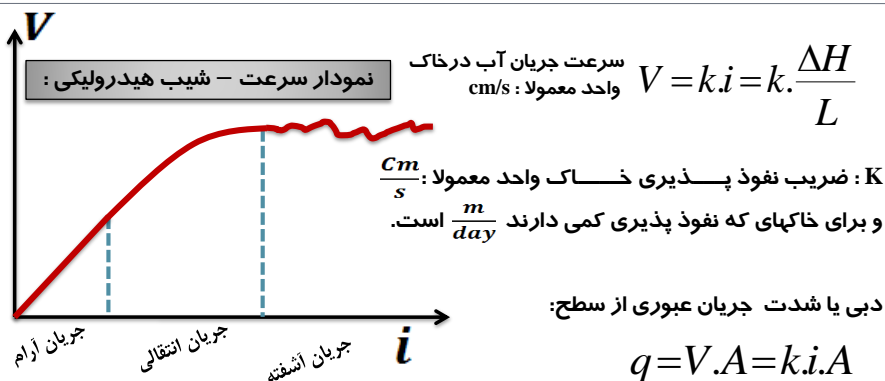
گرادیان هیدروویکی (hydraulic gradient) :

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

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



قانون دارسی (Darcy's law)



$$V_s = \frac{V}{n} \quad \text{سرعت حقیقی جریان آب در خاک:}$$

مقادیر معمول ضریب نفوذ پذیری برای خاکهای اشباع

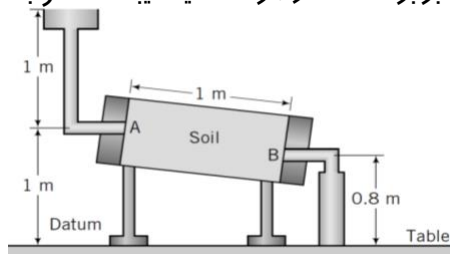
TABLE 7.1 TYPICAL VALUES OF HYDRAULIC CONDUCTIVITY, k , FOR SATURATED SOILS

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 :

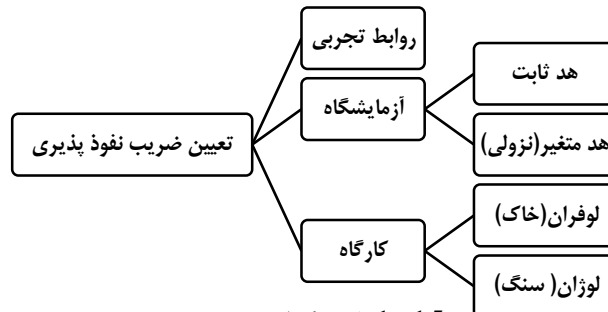
- ❑ ویسکوزیته سیال : هرچه قدر ویسکوزیته بالاتر باشد ، نفوذ پذیری پایین تر است. (نفوذپذیری را در دمای 20 C اعلام می کنند چون ویسکوزیته تابعی از دما است.)
- ❑ اندازه و توزیع حفرات و دانه ها : مهمترین عامل در نفوذ پذیری خاک است که با D10 نمایش میدهند ، هرچه D10 بزرگتر باشد اندازه دانه ها بزرگتر است.
- ❑ درجه اشباع خاک : $S = \frac{V_w}{V_v}$
- ❑ هرچه قدر 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

روشهای تعیین ضریب نفوذ پذیری

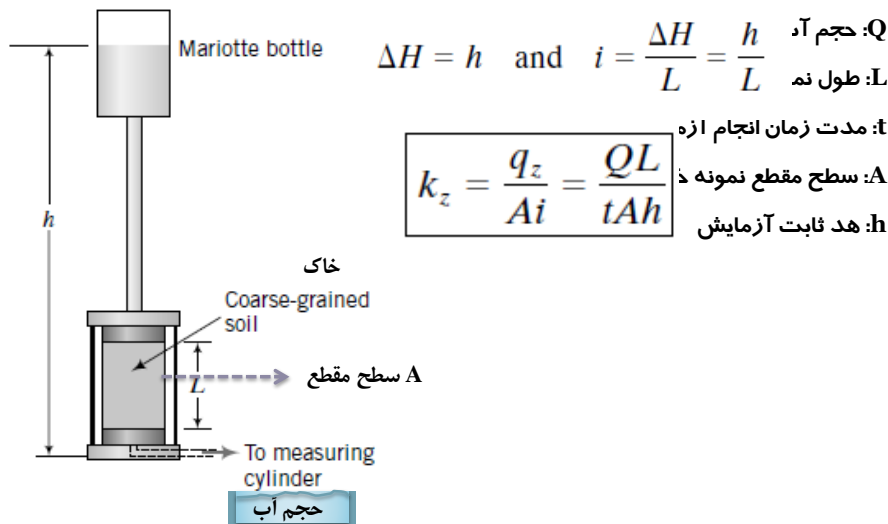


1-1.5 ماسه یکنواخت Cm → $K \left(\frac{Cm}{s} \right) = C \cdot D_{10}^2$ رابطه هایزن **۱. روابط تجربی:**

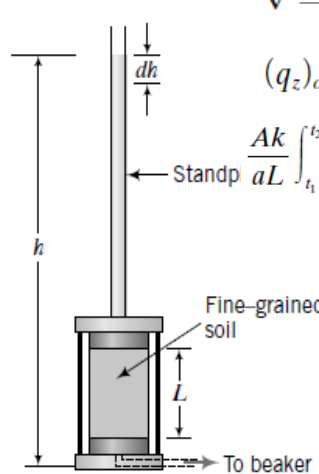
رابطه کازاگرانده $K = 1.4 e^2 K_{0.85}$ **تأثیر دما بر روی K:**

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

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



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



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

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

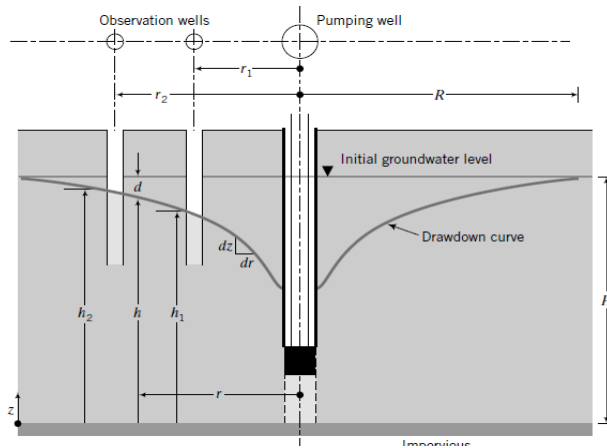
$$\frac{Ak}{aL} \int_{t_1}^{t_2} dt = - \int_{h_1}^{h_2} \frac{dh}{h} \Rightarrow k = k_z = \frac{aL}{A(t_2 - t_1)} \ln\left(\frac{h_1}{h_2}\right)$$

a: مساحت لوله آزمایش
L: طول نمونه 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

تجهيزات 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 ۰.۰۶ 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؟

$$A = 80 \text{ cm}^2$$

$$L = 10 \text{ cm}$$

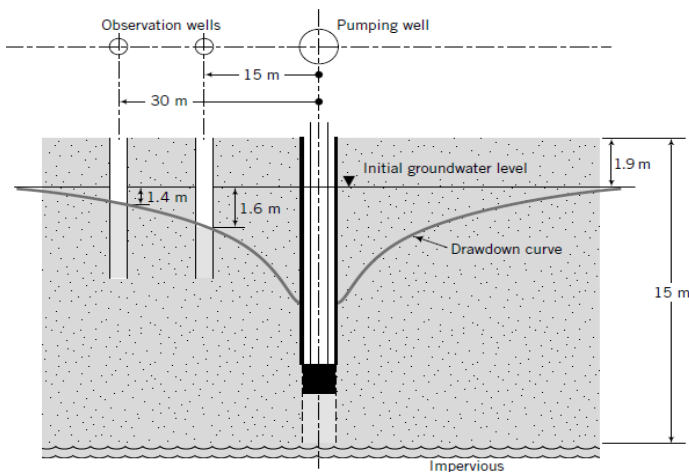
$$h_1 = 90 \text{ cm}$$

$$h_2 = 84 \text{ cm}$$

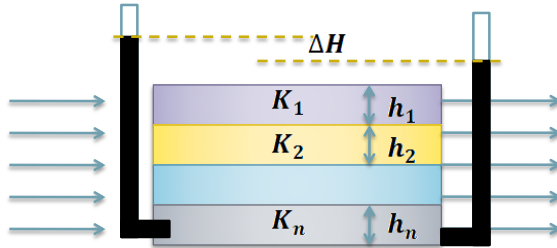
$$\text{مدت زمان آزمایش} = 5 \text{ min}$$

$$T = 22^\circ\text{C}$$

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



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

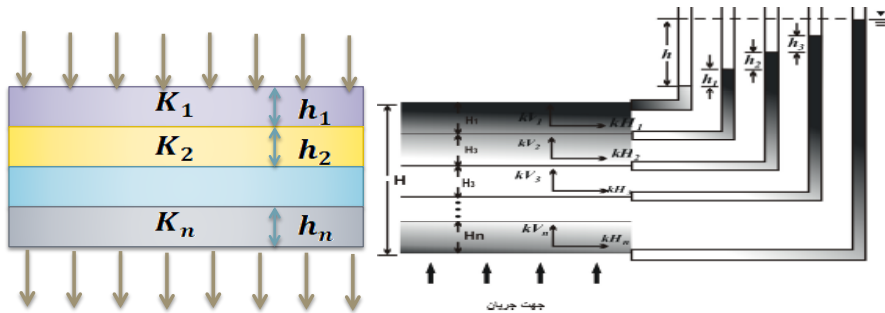


دبی کل که از خاک عبور می کند $q = K_1 \cdot i \cdot H_1 + K_2 \cdot i \cdot H_2 + \dots + K_n \cdot i \cdot H_n$

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

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

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

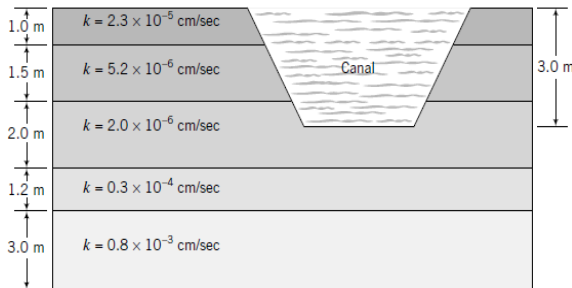


برای نفوذ پذیری لایه های قائم

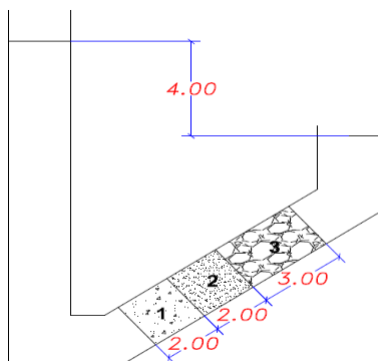
$$K_e = \frac{\sum H}{\frac{H_1}{K_1} + \frac{H_2}{K_2} + \dots + \frac{H_n}{K_n}}$$

• 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 نفوذ پذیری بر حسب cm/s در لوله ای با مقطع مربعی به ضلع 10-cm نشان داده شده است مطلوبست الف: محاسبه ضریب نفوذ پذیری معادل خاکها بر حسب cm/s ، ب: میزان جریان آب بر حسب (m^3/h)

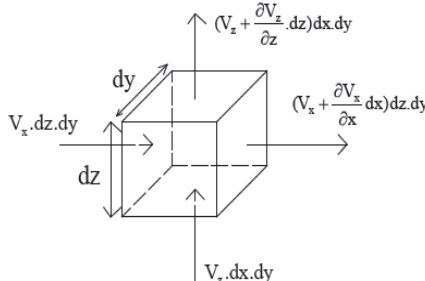


$$k_1 = 2.3 \times 10^{-2}$$

$$k_2 = 4.6 \times 10^{-4}$$

$$k_3 = 6.3 \times 10^{-3}$$

معادله پیوستگی جریان (معادله لاپلاس)



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

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

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

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad \text{معادله لاپلاس :}$$

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.

شبهه جریان (Flow Net):

❑ خط جریان: خطی است که ذرات آب در امتداد آن از بالا به پایین دست در خاک نفوذپذیر جریان می یابند.

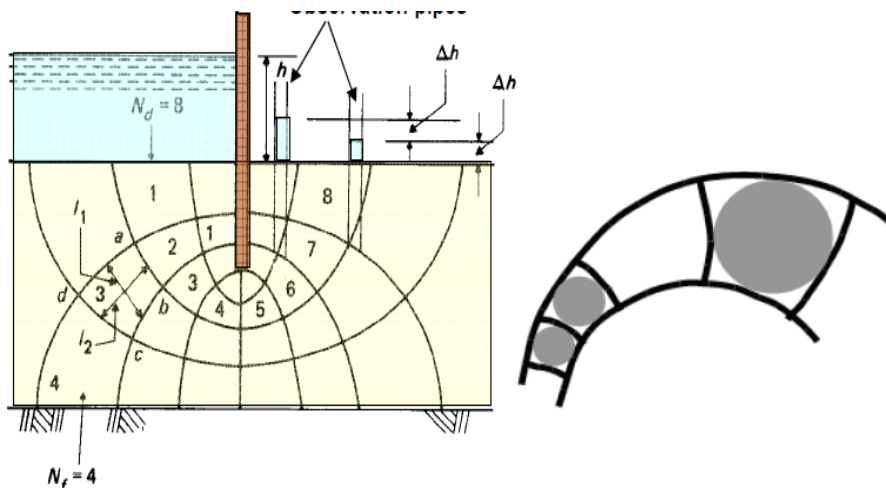
❑ خط هم پتانسیل: خطی که نقاط واقع در روی آن دارای یک انرژی پتانسیل هستند بنابراین اگر پیزومترهایی در روی نقاط مختلف یک خط نصب شوند تراز آب پیزومترها یکسان خواهد بود.

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 به 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 ۴ تا ۷ در نظر بگیریم ، شکل خوب رسم می شود .

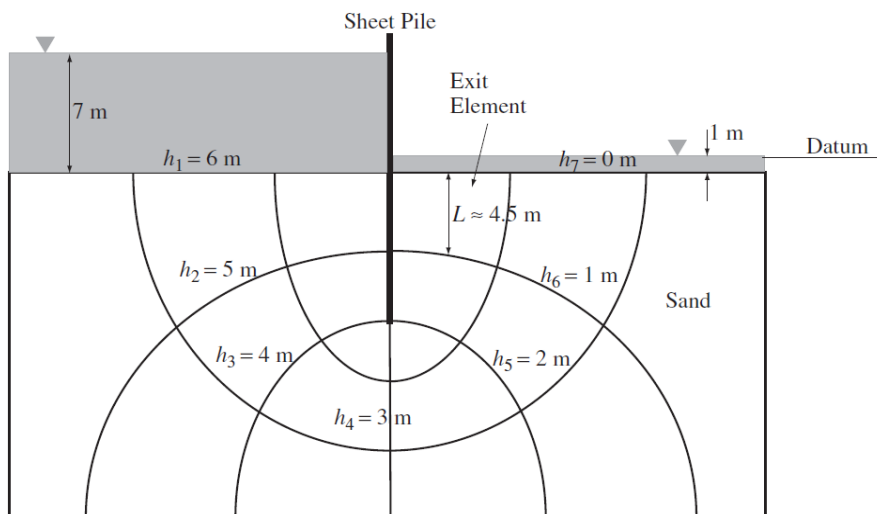
خط جریان و خط هم پتانسیل



تهیه و تنظیم: دانش ستاری - مدرس دانشگاه آزاد اسلامی واحد اردبیل

۱۲۸

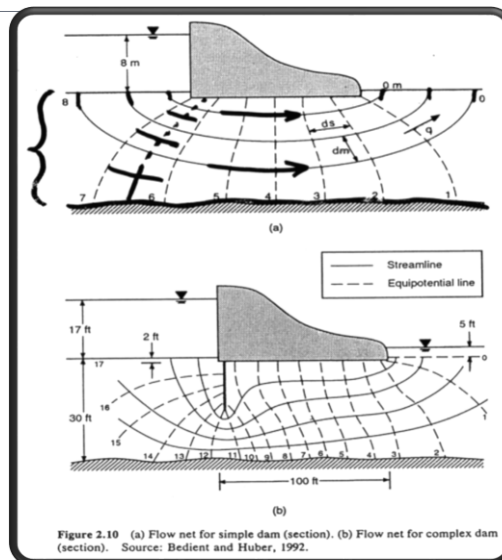
افت هد در خطوط هم پتانسیل



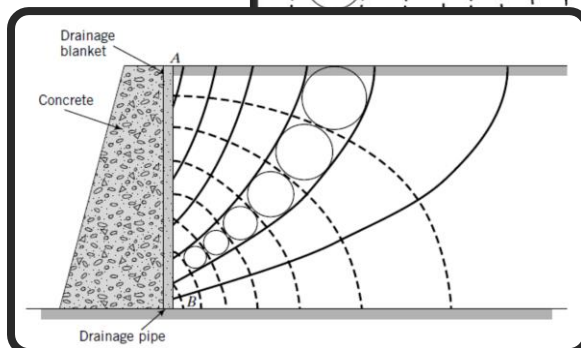
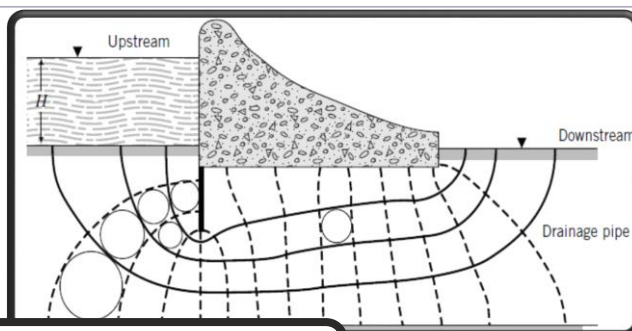
تهیه و تنظیم: دانش ستاری - مدرس دانشگاه آزاد اسلامی واحد اردبیل

۱۲۹

نمونه هایی از شبکه های جریان



130 تهیه و تنظیم: دانش ستاری - مدرس دانشگاه آزاد اسلامی واحد اردبیل



131 تهیه و تنظیم: دانش ستاری - مدرس دانشگاه آزاد اسلامی واحد اردبیل

ترسیم شبکه جریان در خاکهای غیر ایزوتروپیک

(Flow net for Anisotropic Soil)

روش گام به گام جهت ترسیم شبکه جریان در محیط غیر ایزوتروپیک (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.

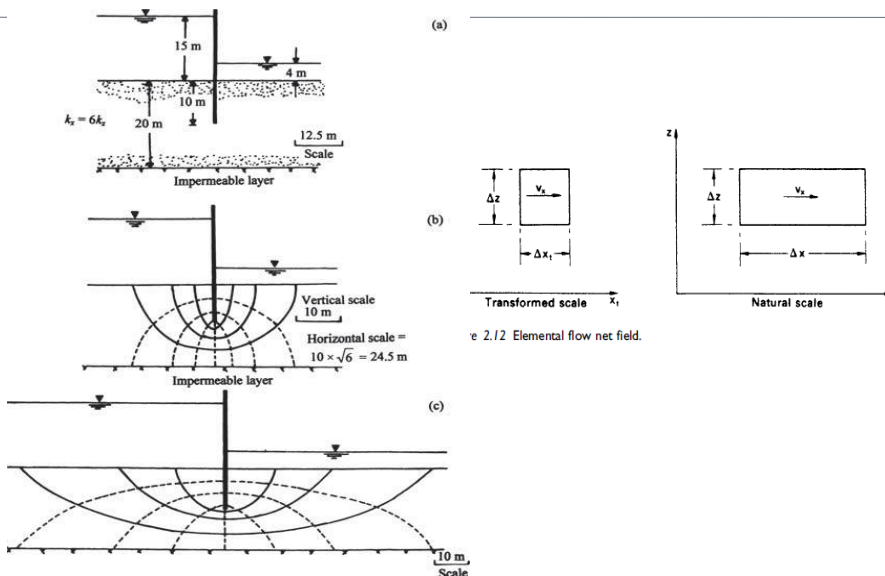
۳- سازه هیدرولیکی (سپر یا سد یا ...)، به همراه لایه‌های خاک و بستر سنگی را با توجه به ابعاد واقعی‌شان در مختصات جدید (مقیاس‌های تغییر یافته) رسم کنید. به این ترتیب شکل تغییر (معمولاً در جهت افقی جمع‌تر می‌شود) ولی ضخامت لایه‌های خاک و ارتفاع آب و سازه، تغییری نمی‌کند.

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

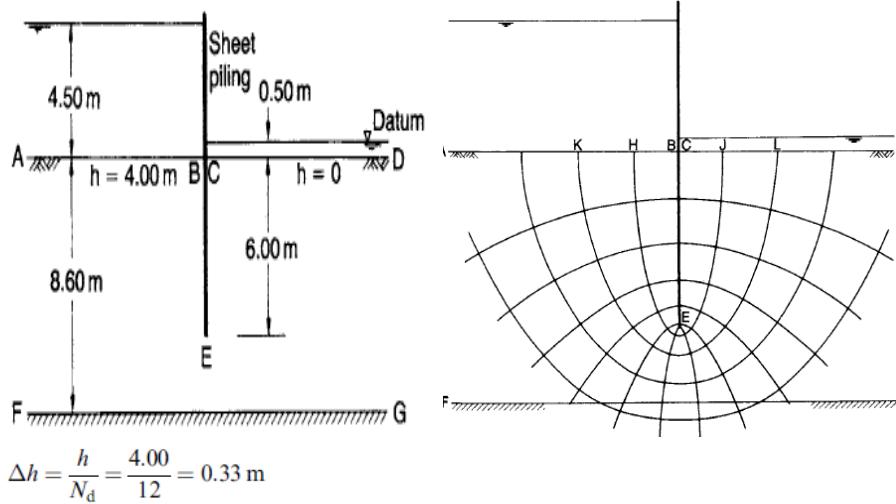
دبی تراوش برای عرض واحد از رابطه زیر بدست می‌آید:

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

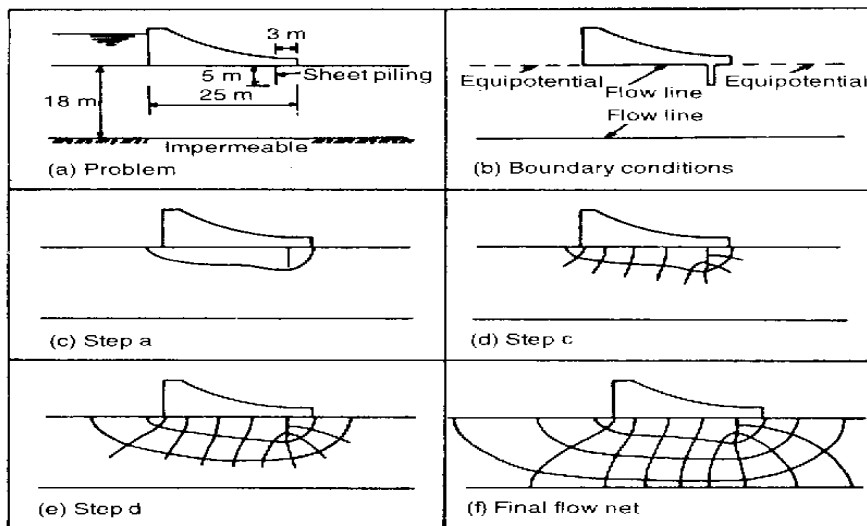
نمایش تصویری نحوه تهیه شبکه جریان در خاکهای غیر ایزوتروپیک



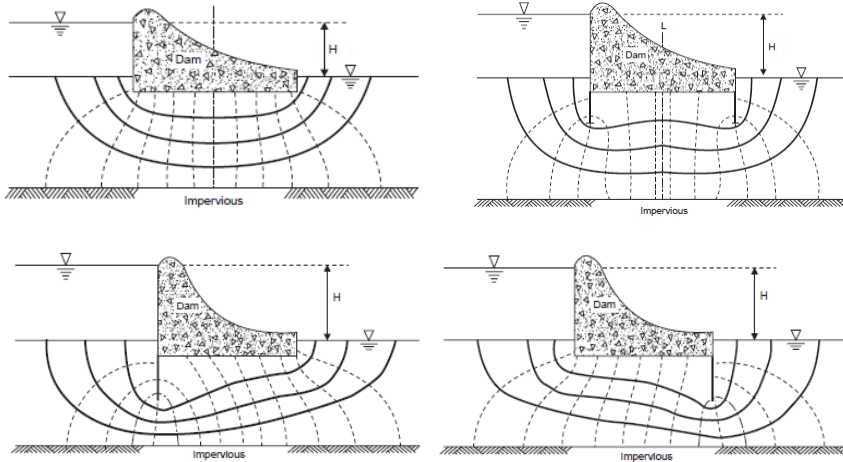
مثال: رسم شبکه جریان از زیر سپر و ..



رسم شبکه جریان از زیر یک سد بتنی



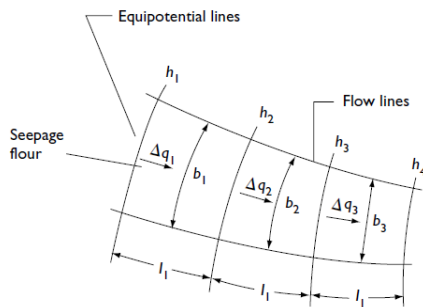
شبه جریان در زیر یک سد بتنی (Flow net under Concrete Dam)



تهیه و تنظیم: دانش ستاری - مدرس دانشگاه آزاد اسلامی واحد اردبیل

۱۳۶

تعیین میزان تراوش :



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

تفاوت هد کلی

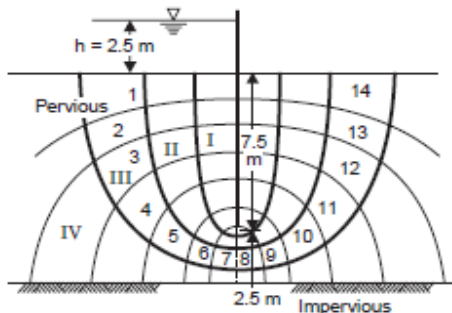
$$i = \frac{\Delta H}{L} \quad \text{دبی} \quad \Delta q = V \cdot A = K i L_1 = K \left(\frac{H_1 - H_2}{L_1} \right) L_1 = K \frac{\Delta H}{Nd}$$

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

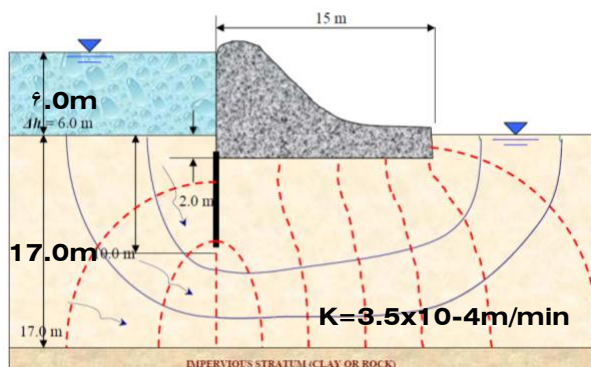
تهیه و تنظیم: دانش ستاری - مدرس دانشگاه آزاد اسلامی واحد اردبیل

137

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 $K=3 \times 10^{-2} \text{ cm/s}$ باشد مطلوبست تعیین میزان دبی عبوری از یک متر عرض آن در مدت یک ساعت بر حسب لیتر؟

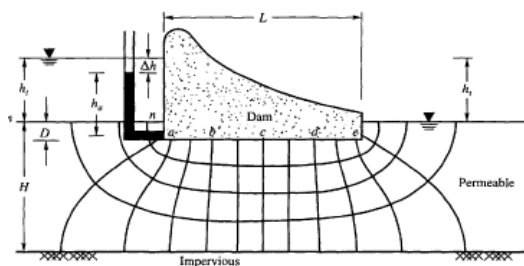


استفاده از سپر برای کاهش میران نشست: در شکل زیر میزان دبی عبوری را در یک روز محاسبه کنید اگر طول سد ۱۰۰ متر باشد.



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 با این کار افزایش میدهیم .

تعیین نیروی بالا برنده (DETERMINATION OF UPLIFT PRESSURES)

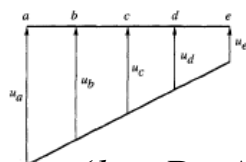


نیروی بالا برنده نیرویی است که توسط آب به سازه از پایین به بالا وارد میشود. برای محاسبه نیروی بالا برنده فشار آب را در تعدادی از نقاط محاسبه و از رابطه ذیل استفاده می‌کنیم:

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

و یا از رابطه دقیق‌تر سیمپسون:

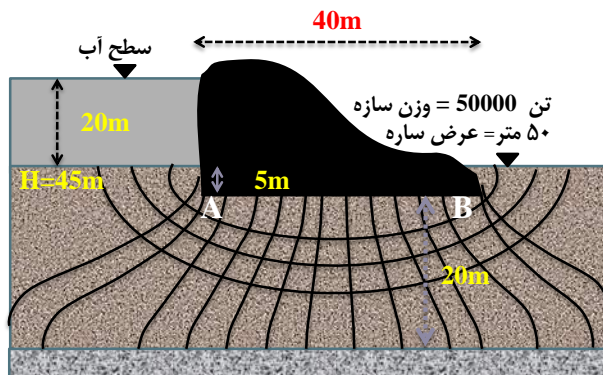
$$P_w = \frac{\Delta x}{3} \left(u_1 + u_n + 2 \sum_{i=3, \text{ odd}}^n u_i + 4 \sum_{i=2, \text{ even}}^n u_i \right)$$



$$u_a = h_a \cdot \gamma_w = (h_1 + D - \Delta h) \gamma_w$$

$$u_e = (h_1 + D - n_a \Delta h) \gamma_w$$

مثال: در سد بتنی زیر اگر وزن سازه 50000 تن و عرض آن 50 متر باشد مطلوبست تعیین ضریب اطمینان در مقابل فشار برگشتی؟



$$\Delta H = 45 - 25 = 20 \quad \text{افت بین هر دو خط} = \frac{20 \text{ m}}{15} = 1.33$$

$$Z_A = 20 \text{ m}$$

$$H_A = 45 - 2 \times 1.33 = 42.34 \text{ m}$$

$$h_A = 42.34 - 20 = 22.34$$

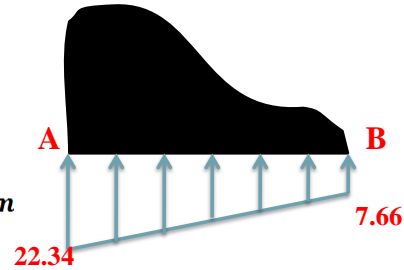
یعنی اگر در نقطه A یک پیزومتر بگذاریم آب ۲۲,۳۴ متر بالا می رود.

$$Z_B = 20 \text{ m}$$

$$H_B = 25 + 2 \times 1.33 = 27.66 \text{ m}$$

$$h_B = 27.66 - 20 = 7.66$$

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



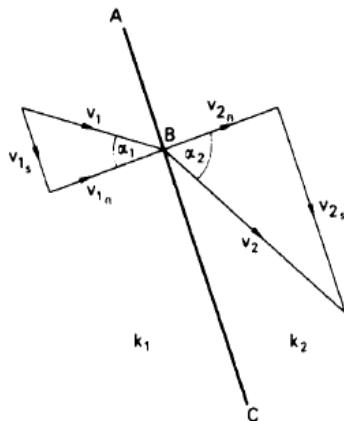
$$F_{Uplift} = 15 \text{ m} \times \frac{10 \text{ KN}}{\text{m}^3} \times 40 \text{ m} \longrightarrow F_{Uplift} = 6000 \text{ KN/m}$$

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

$$SF = \frac{\text{وزن}}{\text{نیرو Uplift}} = \frac{50000 \text{ ton}}{30000 \text{ ton}} = 1.67$$

ضریب اطمینان در مقابل ناپایداری

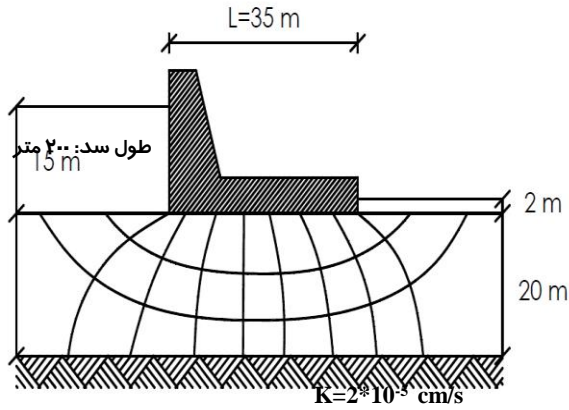
سرعت جریان در محل اتصال دو خاک



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

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

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:

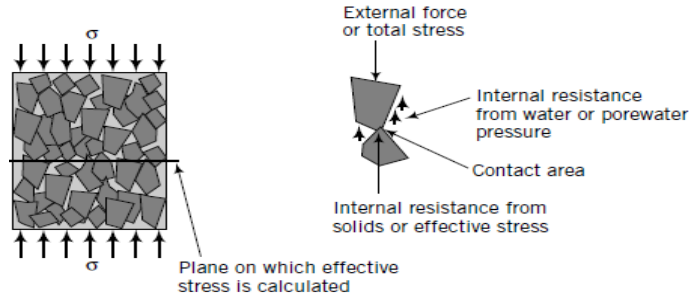
145

تنش مؤثر

تنش کل و تنش موثر

TOTAL AND EFFECTIVE STRESSES

146

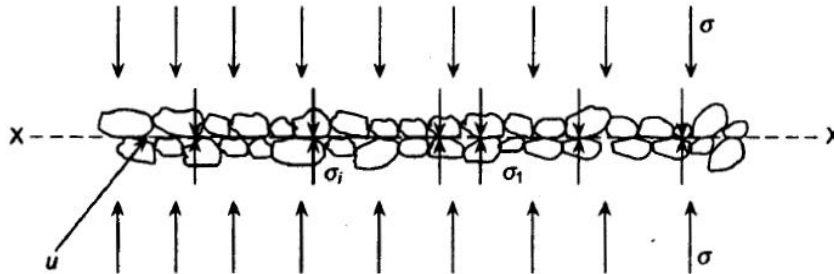


تنش کل را میتوان به دو قسمت تقسیم نمود:

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.

تهیه و تنظیم: دانش ستاری - مدرس دانشگاه آزاد اسلامی واحد اردبیل

تنش موثر (Effective Stress)



$a = \text{effective contact area per unit area of the plane}$

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

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

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

تهیه و تنظیم: دانش ستاری - مدرس دانشگاه آزاد اسلامی واحد اردبیل

147

تنش کل و تنش موثر (TOTAL AND EFFECTIVE STRESSES)

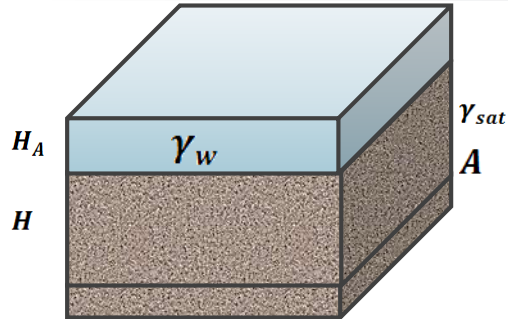
$$\sigma_A = \frac{H_A \cdot A \cdot \gamma_w + H \cdot A \cdot \gamma_{sat}}{A}$$

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

تنش کل در صفحه A

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

تنش وارد شده به آب



تنش موثر وارد شده به ذرات خاک

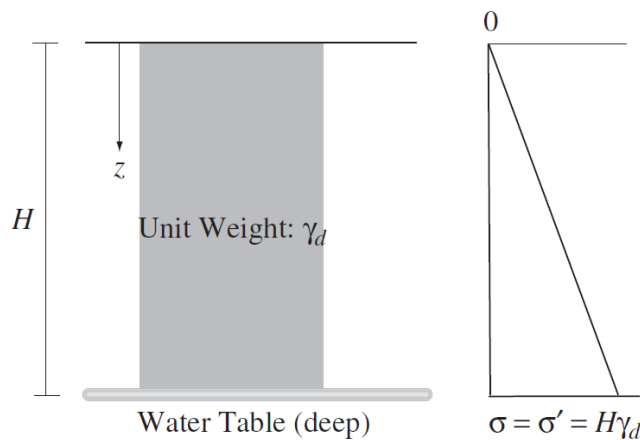
$$\sigma'_A = \sigma_A - u_A = H_A \cdot \gamma_w + H \cdot \gamma_{sat} - H \cdot \gamma_w - H_A \cdot \gamma_w \longrightarrow$$

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

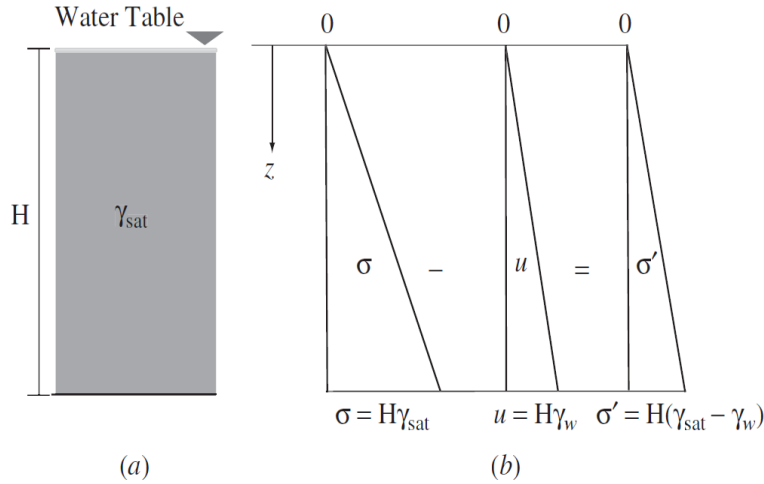
$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

وزن مخصوص آب - وزن مخصوص مصالح = وزن مخصوص موثر

توزیع تنش موثر در خاک خشک



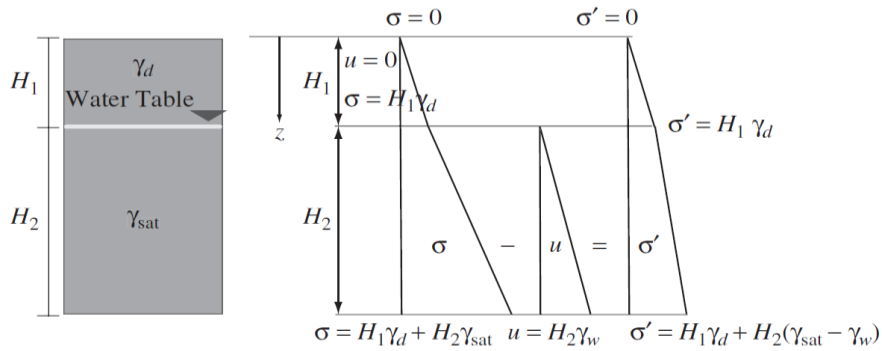
توزیع تنش مؤثر در خاک اشباع



تهیه و تنظیم: دانش ستاری - مدرس دانشگاه آزاد اسلامی واحد اردبیل

۱۵۰

توزیع تنش مؤثر در خاک لایه بندی شده اشباع و خشک



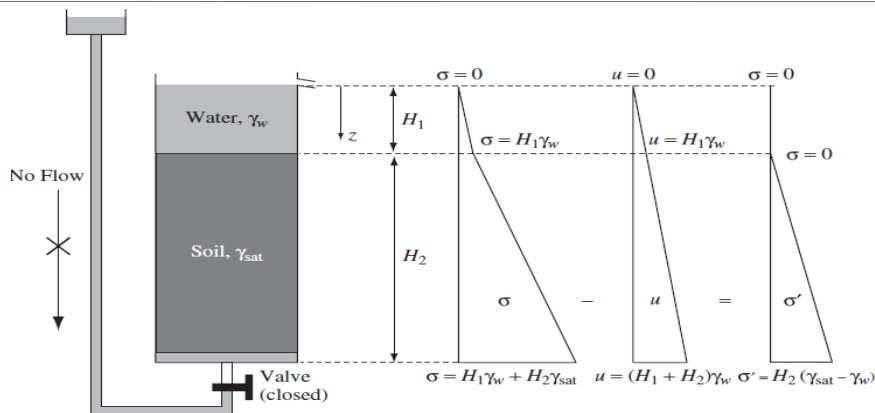
z	Total Stress, σ	Pore Water Pressure, u	Effective Stress, σ'
0	0	0	0
H_1	$H_1\gamma_d$	0	$H_1\gamma_d$
$H_1 + H_2$	$H_1\gamma_d + H_2\gamma_{sat}$	$H_2\gamma_w$	$H_1\gamma_d + H_2\gamma'$

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

تهیه و تنظیم: دانش ستاری - مدرس دانشگاه آزاد اسلامی واحد اردبیل

۱۵۱

تنش موثر در خاک در حالت بدون جریان آب

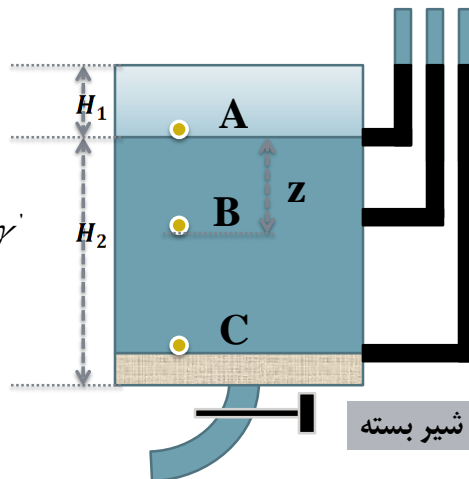


z	Total Stress, σ	Pore Water Pressure, u	Effective Stress, σ'
0	0	0	0
H_1	$H_1\gamma_w$	$H_1\gamma_w$	0
$H_1 + H_2$	$H_1\gamma_w + H_2\gamma_{sat}$	$(H_1 + H_2)\gamma_w$	$H_2(\gamma_{sat} - \gamma_w) = H_2\gamma'$

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

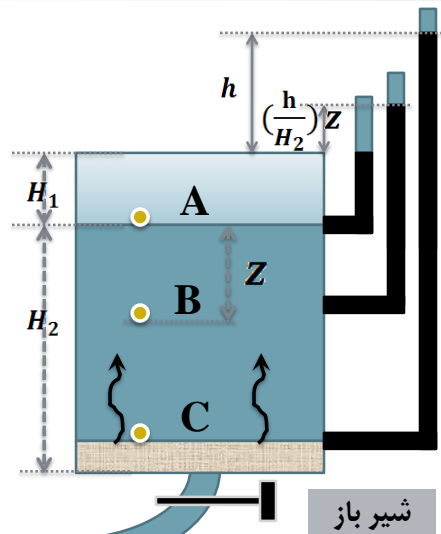
تنش موثر در خاک در حالت بدون جریان

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



تنش موثر در خاک در حالت جریان رو به بالا

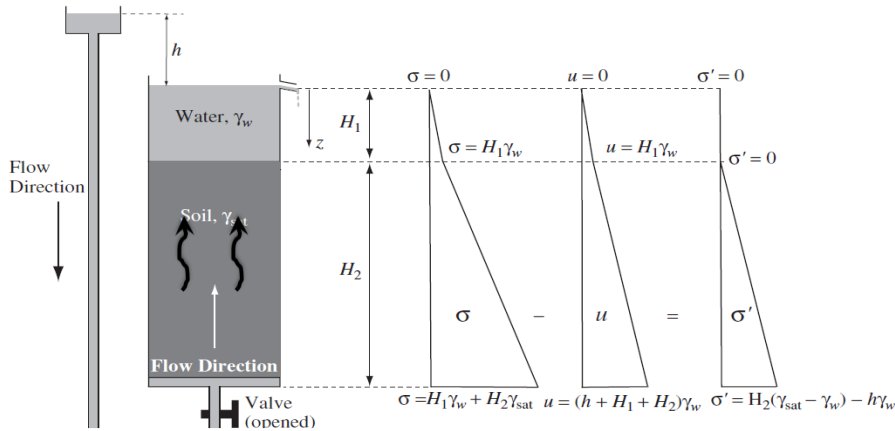
$$\begin{aligned} \sigma_A &= H_1 \gamma_w \\ u_A &= H_1 \gamma_w \\ \sigma'_A &= 0 \\ \sigma_C &= H_1 \gamma_w + H_2 \gamma_{sat} \\ u_C &= (H_1 + H_2 + h) \gamma_w \\ \sigma'_C &= H_2 (\gamma_{sat} - \gamma_w) - h \gamma_w = H_2 \gamma' - h \gamma_w \\ \sigma_B &= H_1 \gamma_w + Z \gamma_{sat} \\ u_B &= (H_1 + Z + \frac{hZ}{H_2}) \gamma_w \\ \sigma'_B &= Z (\gamma_{sat} - \gamma_w) - \frac{hZ}{H_2} \gamma_w = Z \gamma' - Zi \gamma_w \end{aligned}$$



جریان ورودی

دانش ستاری - مدرس دانشگاه آزاد اسلامی واحد اردبیل

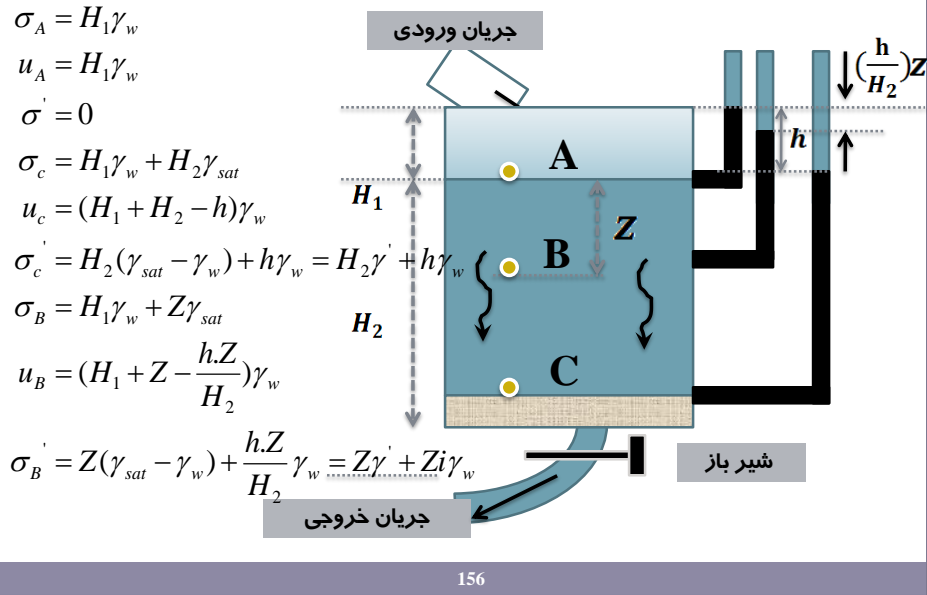
توزیع تنش موثر در خاک در حالت جریان رو به بالا



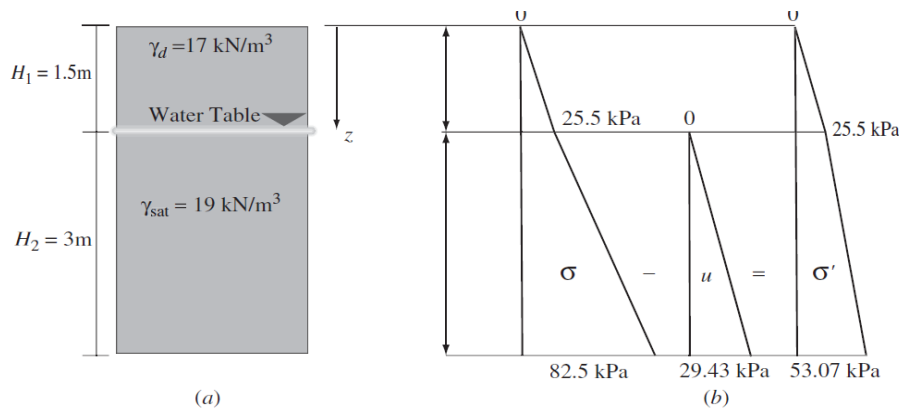
z	Total Stress, σ	Pore Water Pressure u	Effective Stress, σ'
0	0	0	0
H_1	$H_1 \gamma_w$	$H_1 \gamma_w$	0
$H_1 + H_2$	$H_1 \gamma_w + H_2 \gamma_{sat}$	$(h + H_1 + H_2) \gamma_w$	$H_2 \gamma' - h \gamma_w$

تهیه و تنظیم: دانش ستاری - مدرس دانشگاه آزاد اسلامی واحد اردبیل

تنش موثر در خاک در حالت جریان رو به پایین

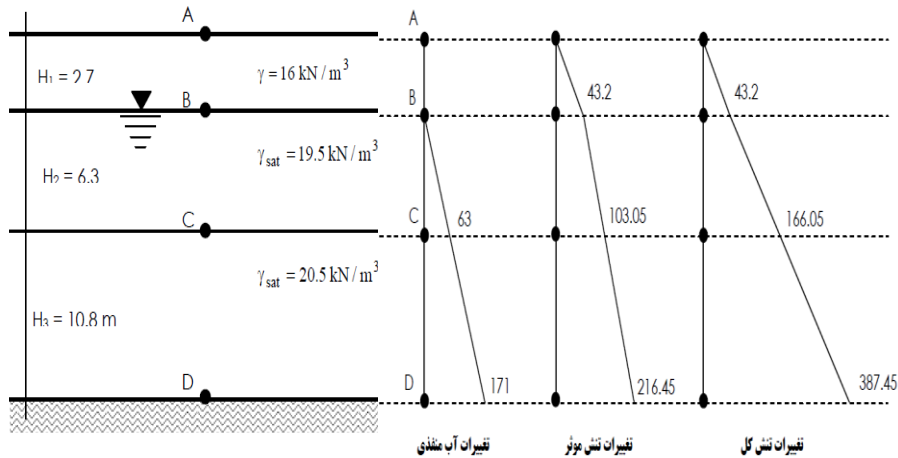


مثال: ترسیم نمودار تنش موثر و کل

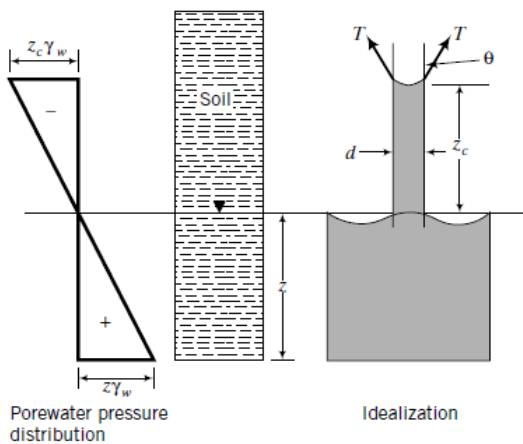


Z(m)	σ(kpa)	U(kpa)	σ'=σ-u(kpa)

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 موینگی (Effects of Capillarity)

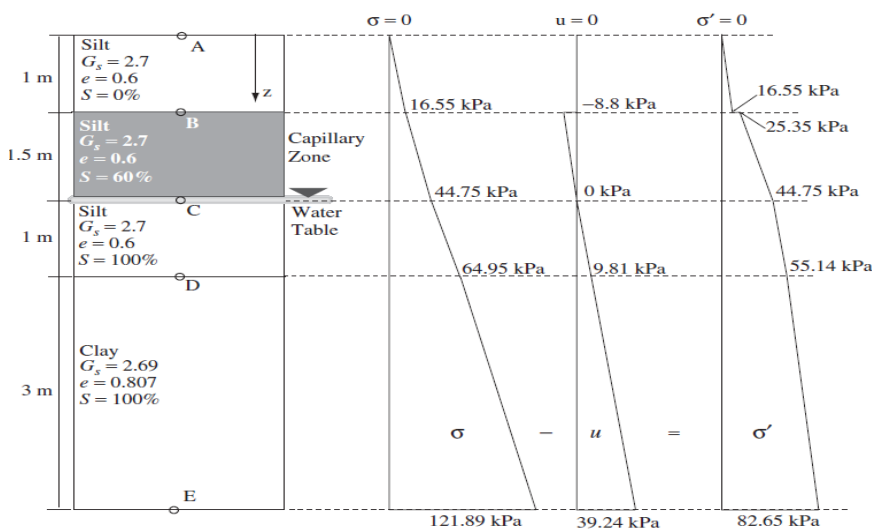


$$\frac{\pi d^2}{4} z_c \gamma_w - \pi d T \cos \theta = 0$$

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

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

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.



تهیه و تنظیم: دانش ستاری - مدرس دانشگاه آزاد اسلامی واحد اردبیل

۱۶۰

فشار تراوش

همچنانکه قبلا گفته شد اگر آب در داخل یک توده خاک، حرکت داشته باشد (نشبت)، 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 اگر 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:

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

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.

تهیه و تنظیم: دانش ستاری - مدرس دانشگاه آزاد اسلامی واحد اردبیل

161

پدیده جوشش یا رگاب

Static Liquefaction, Boiling, and Piping

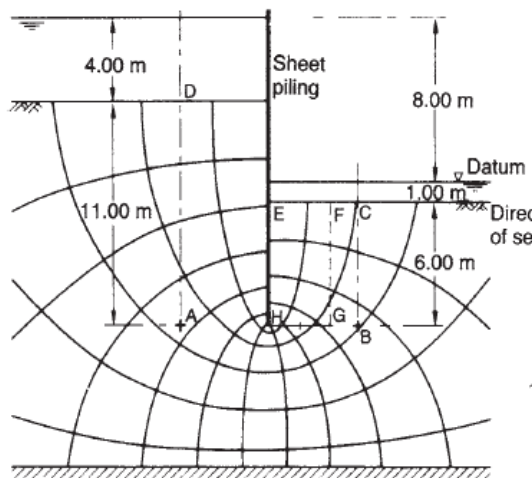
همانطور که اشاره شد حرکت رو به بالای آب در یک توده خاک باعث کاهش تنش موثر میشود حال اگر اندازه دبی آب گذرنده از مقطع نمونه خاک را افزایش دهیم، به علت ثابت بودن سطح مقطع نمونه و ضریب نفوذپذیری خاک، گرادیان هیدرولیکی افزایش می یابد و این افزایش باعث بیشتر شدن مقدار فشار نفوذ (تراوش) می گردد. در نتیجه مقداری 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:

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

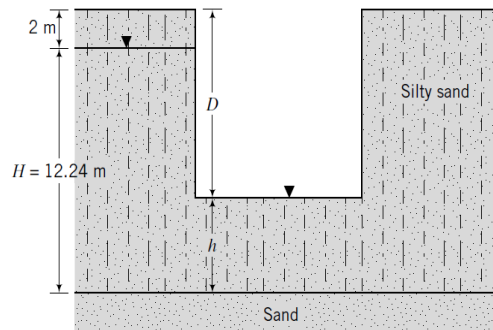
$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w = \frac{G_s + e}{1 + e} \gamma_w - \gamma_w = \frac{G_s - 1}{1 + e} \gamma_w \rightarrow i_{cr} = \frac{\gamma'}{\gamma_w} = \frac{G_s - 1}{1 + e}$$

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

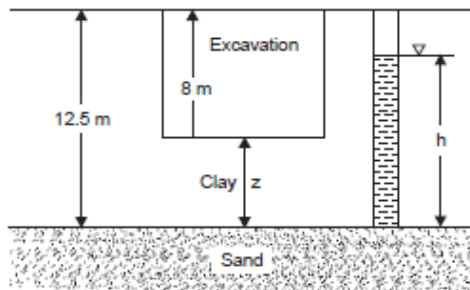
تمرین: در شکل زیر ضریب اطمینان در مقابل پدیده رگاب در جلوی شمع کوبی را محاسبه نمایید. وزن مخصوص خاک اشباع 20 kN/m می باشد.



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



تمرین: یک گودبرداری عمیقی در داخل خاک رسی به وزن مخصوص $\gamma = 19 \text{ KN/m}^3$ 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 حفره ای 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.

Clay (impervious)

تهیه و تنظیم: دانش ستاری - مدرس دانشگاه آزاد اسلامی واحد اردبیل 166

فصل هفتم:

167

افزایش تنش در توده خاک

تهیه و تنظیم: دانش ستاری - مدرس دانشگاه آزاد اسلامی واحد اردبیل

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:

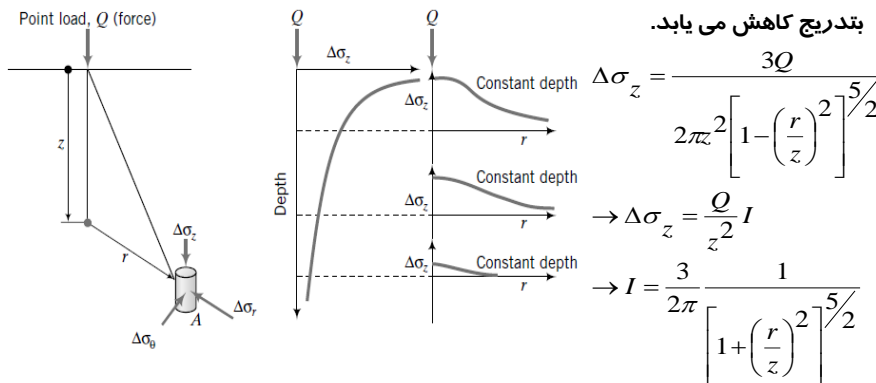
□ استفاده از نمودار نیومارک

□ استفاده از نمودارهای آماده حبابهای تنش

روش بوسینسک - تنش در زیر بار نقطه ای

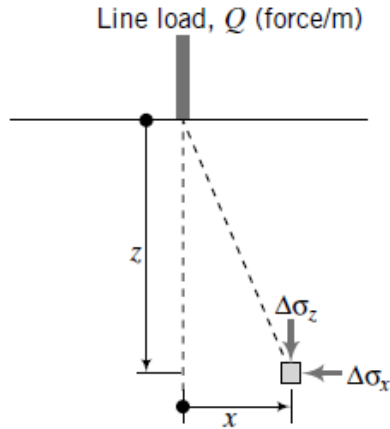
□ در سال ۱۸۸۵ بوسینسک (Boussinesq) رابطه زیر را برای گسترش تنش در خاک تحت اثر بار نقطه ای ارائه داد:

□ که در آن به I ضریب تاثیر گویند. بدیهی است با دور شدن از محل اعمال بار تنش اضافی بتدریج کاهش می یابد.



روش بوسینسک - تنش در زیر بار خطی

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



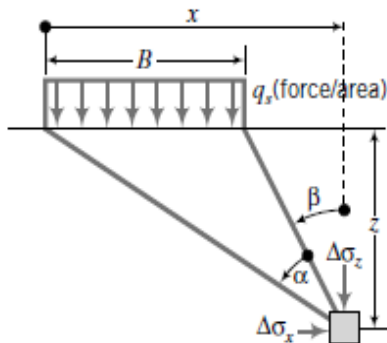
$$\Delta\sigma_z = \frac{2Qz^3}{\pi(x^2 + z^2)^2}$$

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

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

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 I_r طبق رابطه زیر استفاده نمود:

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

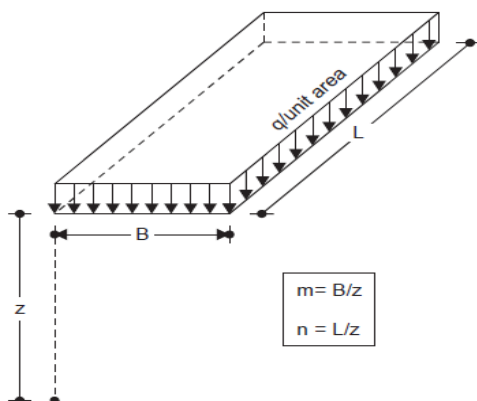
$$\Delta\sigma_x = \frac{q_s}{2\pi} \left[\tan^{-1} \frac{LB}{zR_3} - \frac{LBz}{R_1^2 R_3} \right] \Rightarrow \Delta\sigma_x = q_s I_x$$

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

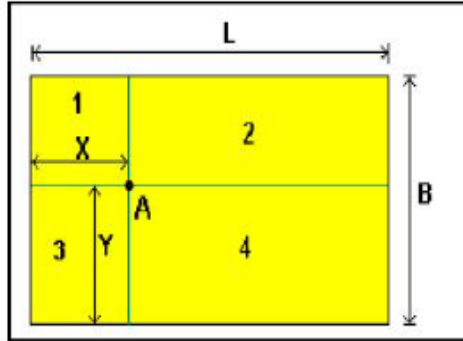
$$\Delta\tau_{zx} = \frac{q_s}{2\pi} \left[\frac{B}{R_2} - \frac{z^2 B}{R_1^2 R_3} \right] \Rightarrow \tau_{zx} = q_s I_\tau$$

روش بوسینسک- تنش در زیر بار مستطیلی

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



روش بوئینسک - تنش در زیر بار مستطیلی



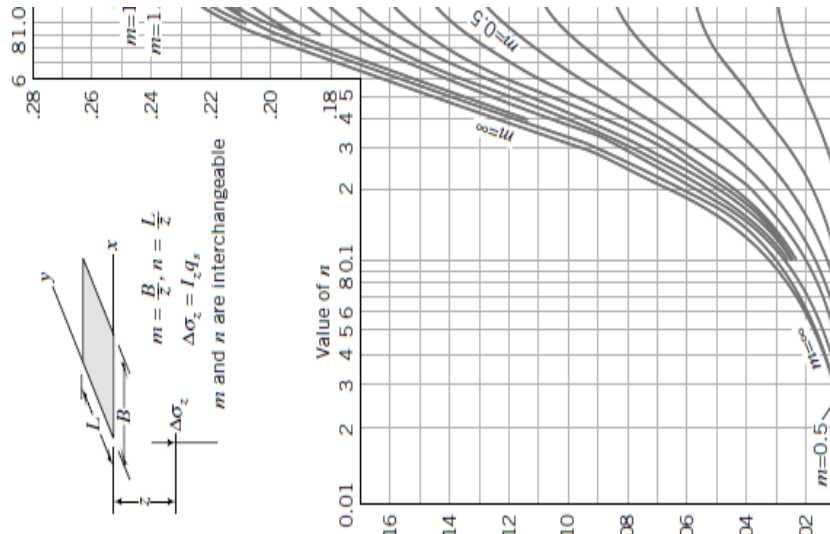
□ برای محاسبه تنش در زیر یک سطح بارگذاری شده با شکل دلخواه میتوان از اصل جمع اثرات و با اضافه کردن یا کم کردن اثرات مربوط به مستطیل های کوچکتر جواب را پیدا نمود.

Evaluate the influence factor I_1, I_2, I_3, I_4
 $m_1 = (B - y)/z$ $n_1 = x/z$
 $m_2 = (B - y)/z$ $n_2 = (L - x)/z$
 $m_3 = y/z$ $n_3 = x/z$
 $m_4 = y/z$ $n_4 = (L - x)/z$

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

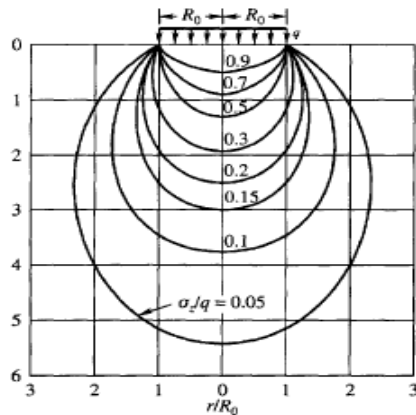
$$\Delta\sigma_v = q_s \cdot \sum I$$

نمودار کمکی برای تعیین ضریب شکل در گوشه بار مستطیلی شکل



روش بوسینسک - تنش در زیر بار دایره ای شکل

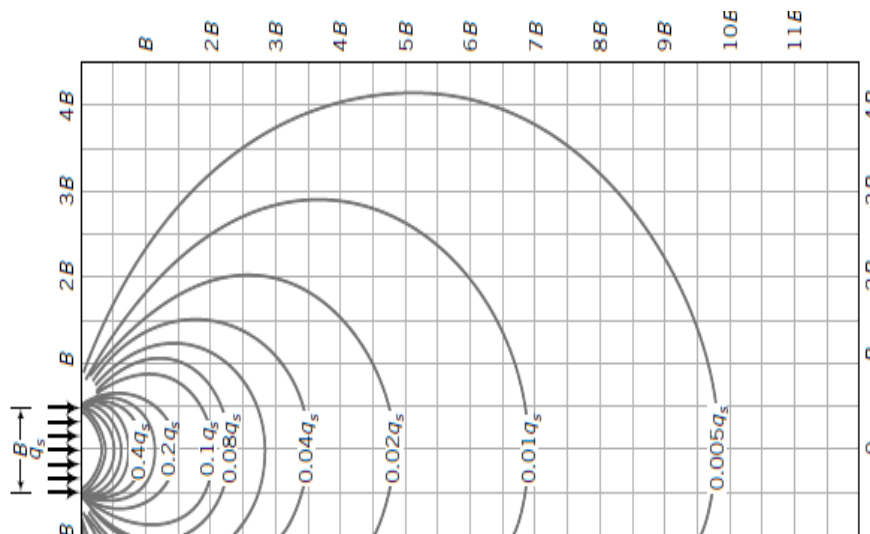
□ برای تعیین تنش های اضافی ایجاد شده با استفاده از تئوری بوسینسک در زیر پی دایره ای شکل از روابط زیر استفاده میکنند:



$$\Delta\sigma_z = q_s \left[1 - \left(\frac{1}{1 + (r_0/z)^2} \right)^{3/2} \right] = q_s I_c$$

$$I_c = \left[1 - \left(\frac{1}{1 + (r_0/z)^2} \right)^{3/2} \right]$$

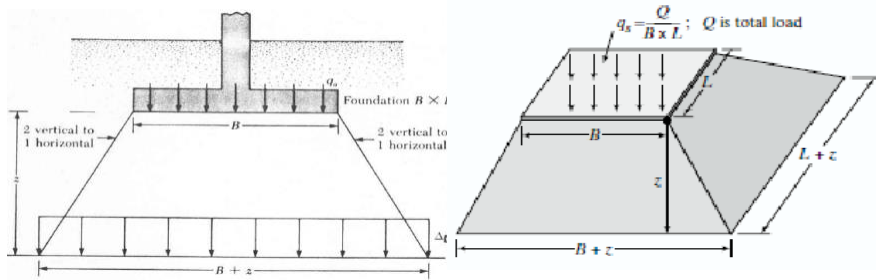
استفاده از جابجایی تنش در زیر پی مربعی به ابعاد B



روش ساده توزیع تنش با شیب ۲ عمودی به ۱ افقی

□ 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 L و B باشند و تنش وارده در سطح خاک q_0 و بار وارده نیز Q_0 باشد افزایش تنش در عمق z ($\Delta\sigma$) از رابطه زیر بدست می آید.

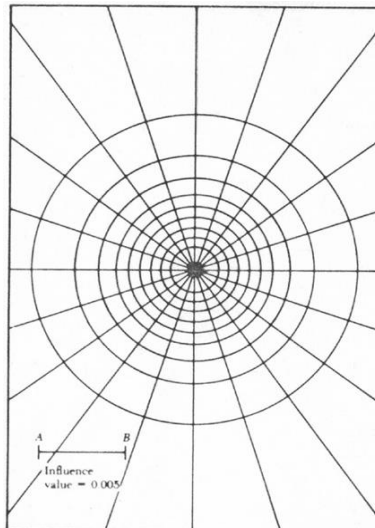
$$\Delta\sigma = \frac{q_0 BL}{(B+z)(L+z)}$$



تهیه و تنظیم: دانش ستاری - مدرس دانشگاه آزاد اسلامی واحد اردبیل

178

نمودار نیومارک (Newmark's Influence Chart)



نیومارک در سال ۱۹۴۲ نموداری برای تعیین افزایش تنش قائم در اثر یک سطح بار یکنواخت و با هر شکل دلخواه ارایه کردند. این نمودار از دواپس 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:

$$\Delta\sigma = q_0 (IV) \cdot (N)$$

که در آن:

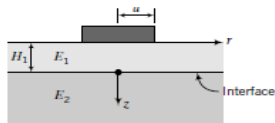
N : تعداد قطعات

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

تهیه و تنظیم: دانش ستاری - مدرس دانشگاه آزاد اسلامی واحد اردبیل

179

افزایش تنش ناشی از بارگذاری پی بر روی دو لایه خاک



a/H_1	z	E_1/E_2				E_1/E_2			
		1	10	100	1000	1	10	100	1000
		Rough interface				Smooth interface			
		$\Delta\sigma_z/q_s$				$\Delta\sigma_z/q_s$			
1/2	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
	$2H_1$	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
1	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
	$2H_1$	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
2	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
	$2H_1$	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

تهیه و تنظیم: دانش ستاری - مدرس دانشگاه آزاد اسلامی واحد اردبیل

180

فصل هشتم:

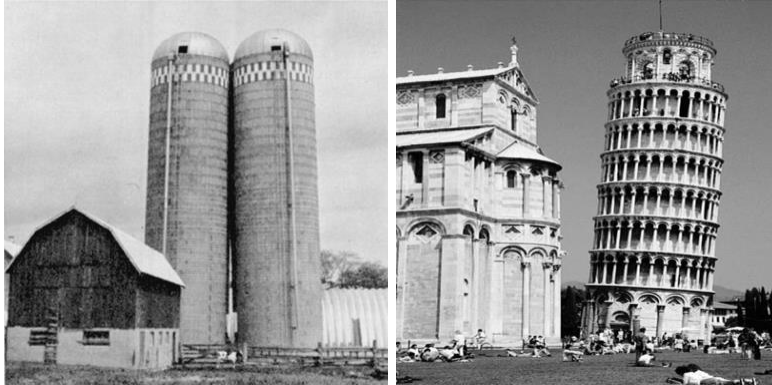
181

نشست خاک

تهیه و تنظیم: دانش ستاری - مدرس دانشگاه آزاد اسلامی واحد اردبیل

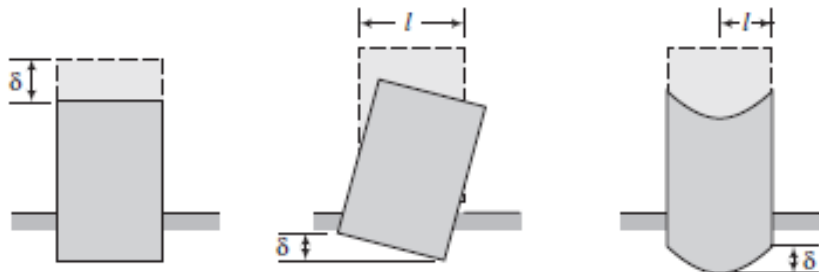
فرآیند نشست

نشست ← کاهش تخلخل ← افزایش تنش فشاری در خاک



نمونه هایی از نشست غیر مجاز در سازها

انواع نشست از نظر شکل نشست



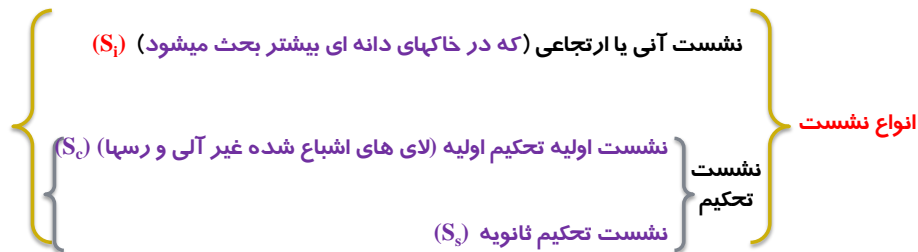
هنگامی که یک لایه خاک تحت تأثیر یک تنش فشاری قرار گیرد، نظیر آنچه که در زمان بنای یک ساختمان اتفاق می افتد، تا حدود معینی فشرده می شود. این فشردگی از راههای مختلفی رخ می دهد:

- 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- (تکمیم که در این فصل مفصل بحث خواهد شد).

انواع نشست از نظر زمان



$$S = S_1 + S_2 + S_3 \quad \text{نشست کل:}$$

نشست آبی یا ارتجاعی (خاکهای دانه ای) S_1

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

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

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

S_i : نشست آبی

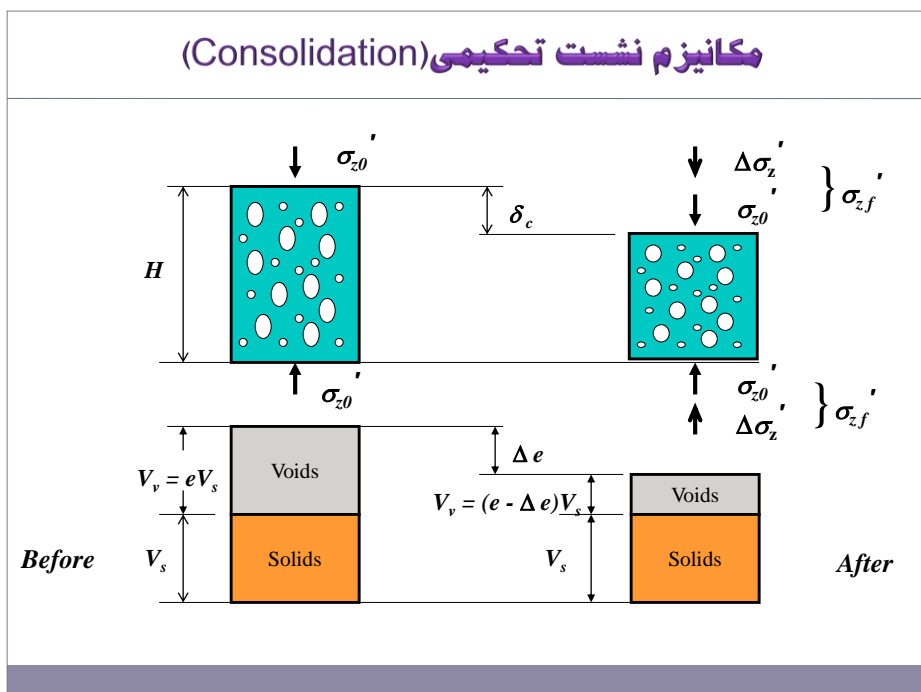
q : تنش زیر پی

B : عرض پی

μ : ضریب پواسون خاک

E : مدول الاستیسیته خاک

I : ضریب تاثیر

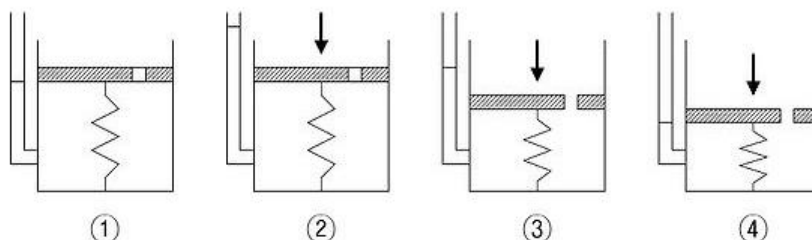


اصول پایه تحکیم (مفاهیم کلی تحکیم یک بعدی)

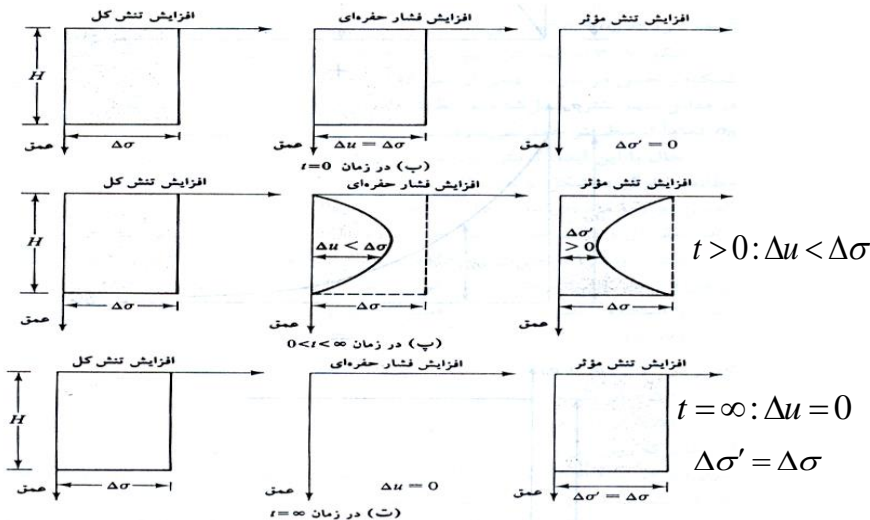
تعریف تحکیم مطابق نظریه ترزاکی (۱۹۴۳):

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 در نتیجه نشست ناشی از خروج آب با گذشت زمان اتفاق می افتد که به آن عمل تحکیم گویند.

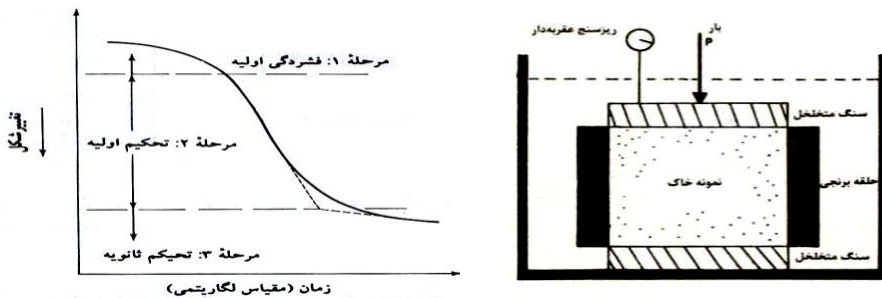


تغییرات تنش کل، فشار آب حفره ای و تنش مؤثر در یک لایه رس با زهکشی از بالا و پایین در نتیجه افزایش تنش کل



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

دستگاه تحکیم یک بعدی (ادنومتر)

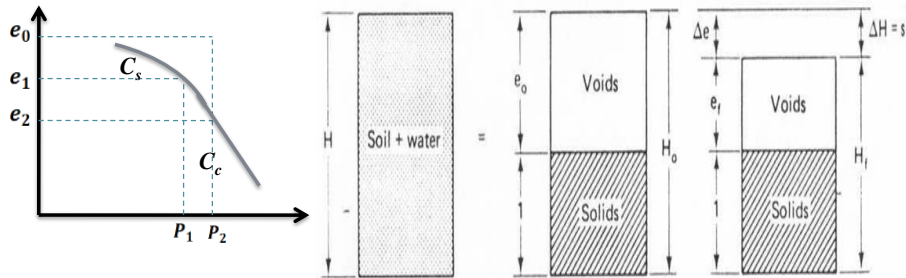


منحنی بالایی: این مرحله اساساً نتیجه پیش فشردگی نمونه است.

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

خط راست پایینی: این مرحله تحکیم ثانویه نامیده می شود. طی این مرحله نمونه 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



$$\frac{\Delta V}{V} = \frac{\Delta e}{1 + e_0}$$

$$\frac{\Delta z}{H_0} = \frac{\Delta e}{1 + e_0}$$

H_0 : ضخامت اولیه نمونه

e_0 : نشانۀ خلا اولیه نمونه

Δe : تغییرات نشانۀ خلاء

V : حجم اولیه خاک قبل از تحکیم

ΔV : تغییرات حجم خاک طی فرآیند تحکیم

رسها از نظر تاریخچه تنش

رس های عادی تحکیم یافته:

تنش مؤثر وارده به خاک در حال حاضر حد اکثر تنش مؤثری است که خاک در عمر خود (تاریخچه تشکیل) تجربه نموده است یا عبارت 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 مؤثر وارده به خاک در حال حاضر کمتر از حد اکثر فشار مؤثری است که خاک در عمر خود (تاریخچه تشکیل) تجربه نموده است.

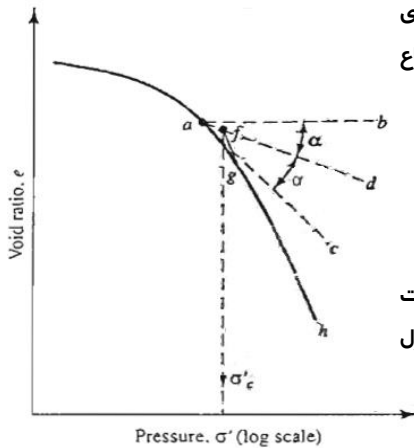
$$\sigma'_0 < \sigma'_{past(max)}$$

ضریب پیش تحکیمی (OCR : OVER CONSOLIDATION RATIO):

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

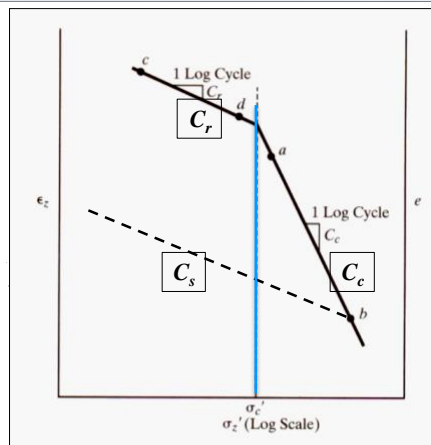
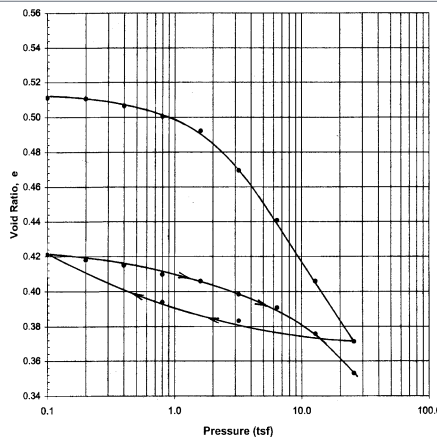
$$OCR = \sigma'_{max} / \sigma'_0$$

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.
۴. 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

$C_c = 0.009(LL - 10)$ رس دست نخورده

$C_c = 0.007(LL - 10)$ رس دست خورده روابط تجربی برای تعیین ضرایب بالا:

$C_s = 0.1 \text{ to } 0.2 C_c$

روابط تجربی برای مقادیر ضرایب تحکیم و تورم

Typical range of values

$C_c = 0.1 \text{ to } 0.8$

$C_r = 0.015 \text{ to } 0.35$; also, $C_r \approx C_c/5 \text{ to } C_c/10$

$C_\alpha/C_c = 0.03 \text{ to } 0.08$

Empirical relationships

$C_c = 0.009 (LL - 10)$

$C_c = 0.40(e_o - 0.25)$

$C_c = 0.01(w - 5)$

$C_c = 0.37(e_o + 0.003 LL - 0.34)$

$C_c = 0.00234 LL G_s$

$C_r = 0.15(e_o + 0.007)$

$C_r = 0.003(w + 7)$

$C_r = 0.126(e_o + 0.003 LL - 0.06)$

$C_r = 0.000463 LL G_s$

$C_c = 1.35 PI$ (remolded clays)

Reference

Terzaghi and Peck, 1967

Azzouz et al., 1976

Azzouz et al., 1976

Azzouz et al., 1976

Nagaraj and Murthy, 1986

Azzouz et al., 1976

Azzouz et al., 1976

Azzouz et al., 1976

Nagaraj and Murthy, 1985

Schofield and Wroth, 1968

برآورد نشست ناشی از تحکیم اولیه (Primary Consolidation)

□ بارگذاری در ناحیه پیش تحکیم یافته

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

□ بارگذاری در ناحیه عادی تحکیم یافته

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

□ بارگذاری از ناحیه پیش تحکیم به ناحیه عادی تحکیم

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

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:

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

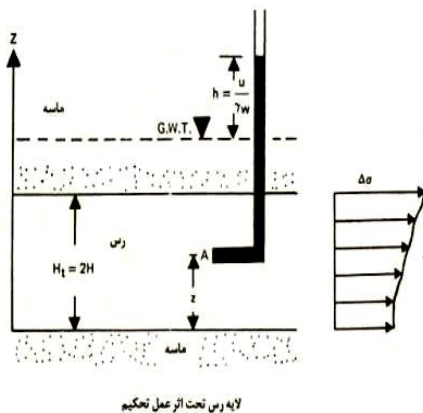
□ ج - بارگذاری از ناحیه پیش تحکیم به ناحیه عادی تحکیم

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

نظریه تحکیم یک بعدی ترزاتی

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 رسی تحت اثر عمل تحکیم

نظریه تحکیم یک بعدی ترزاتی

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

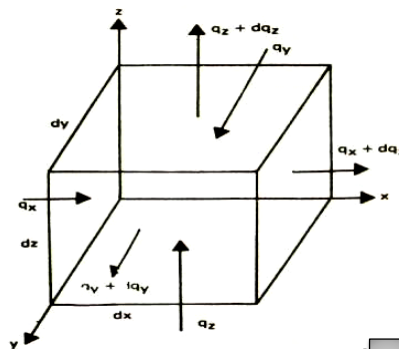
$$q_z + dq_z = k_z \left(\frac{\partial h}{\partial z} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} dz \right) dx dy$$

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

$$V = dx dy dz, h = \frac{u}{\gamma_w}$$



$$k \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} dx dy dz = \frac{\partial V}{\partial t} \rightarrow \boxed{\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{1}{dx dy dz} \frac{\partial V}{\partial t}}$$



I

نظريه تحکيم یک بعدی ترزاتی

□ نکته: در طی تحکيم، سرعت تغيير حجم خاک معادل با سرعت تغيير حجم فضای حفره ای می باشد.

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

$$V_v = eV_s$$

$$\frac{\partial V}{\partial t} = V_s \frac{\partial e}{\partial t} = \frac{V}{1+e} \frac{\partial e}{\partial t} = \frac{dx dy dz}{1+e} \frac{\partial e}{\partial t}$$

$$\rightarrow \frac{1}{dx dy dz} \cdot \frac{\partial V}{\partial t} = \frac{1}{1+e} \cdot \frac{\partial e}{\partial t} \quad \text{II}$$

از ترکیب روابط I, II داریم

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

نظريه تحکيم یک بعدی ترزاتی

با فرض برقراری رابطه خطی:

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

a_v : ضریب تراکم پذیری نامیده می شود.

از ترکیب روابط III, VI داریم

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

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

m_v در آن ضریب تراکم پذیری حجمی نامیده می شود.

نظريه تحکيم یک بعدی ترزاتی

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{k}{\gamma_w m_v} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad \text{نکته: } C_v \text{ ضریب تحکیم نامیده می شود.}$$

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

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad \text{که به معادله روبرو معادله دیفرانسیل بنیادی نظریه تحکیم ترزاتی گویند.}$$

حل معادله بنیادی تحکیم یک بعدی ترزاتی

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

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

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

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

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

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

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

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

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

حل معادله بنیادی تحکیم یک بعدی ترازاتی

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

$$t = 0 : u = u_1$$

شرایط مرزی:

$$z = 0 : u = 0$$

نکته: H طول بزرگترین مسیر زهکشی است.

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



$$A_4 = 0$$

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

حل معادله بنیادی تحکیم یک بعدی ترازاتی

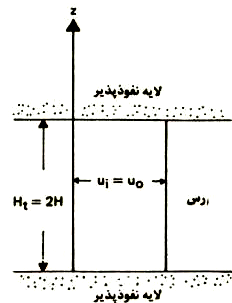
$$u = \sum_{n=1}^{n=\infty} A_n \sin \frac{n\pi z}{2H} \exp\left(\frac{-n^2 \pi^2 T_v}{4}\right)$$

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

نکته: T_v عامل 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 ترازقی



اگر U_i در 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)

$$U_{av} = \frac{\alpha q_c - (1/H) \int_0^{H_t} u dz}{q_c} = \frac{\text{Settlement}_t}{\text{Settlement}_{t=\infty}}$$

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.

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

m_v : ضریب تراکم پذیری حجمی نامیده می شود.

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

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

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

عامل زمان T_v و ارتباط آن با ضریب تحکیم

$$\text{عامل زمان } T_v = \frac{C_v \cdot t}{H_{dr}^2} \begin{cases} \rightarrow H_{dr} = H & \text{زهکشی یکطرفه} \\ \rightarrow H_{dr} = \frac{H}{2} & \text{زهکشی دو طرفه} \end{cases}$$

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

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

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

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

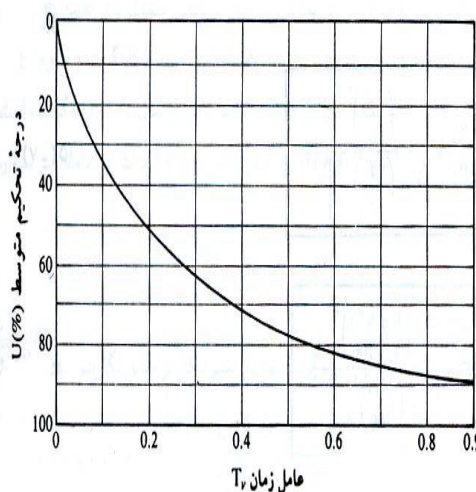
سیوارام و سوامی:

U%: درجه تحکیم

T_v : عامل یا ضریب زمان

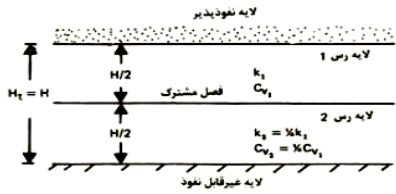
Hdr: طول مسیر زهکشی

تغییرات درجه تحکیم U% با T_v

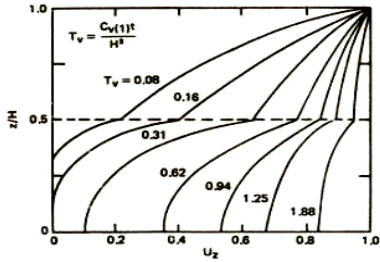


درجه تحکیم U%	عامل زمان T_v
0	0
10	0.008
20	0.031
30	0.071
40	0.126
50	0.197
60	0.287
70	0.403
80	0.567
90	0.848
100	∞

تحکیم در خاکهای چند لایه

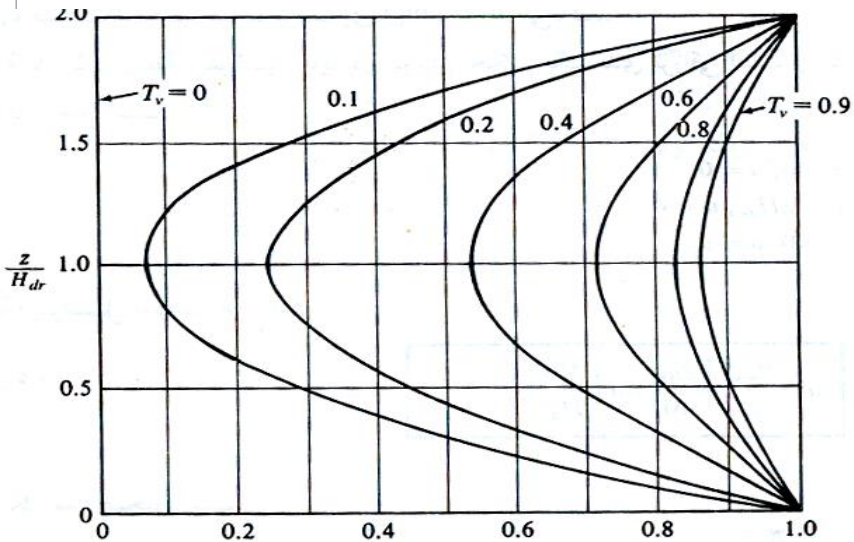


- ضریب نفوذپذیری متفاوت
- ضخامت متفاوت
- ضریب تحکیم متفاوت



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

تغییرات درجه تحکیم Uz با Tv و z/Hdr



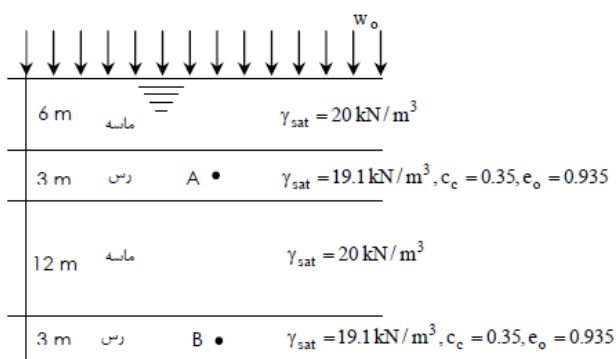
آزمایش تحکیم یک بعدی (ادنومتري)



تهیه و تنظیم: دانش ستاری - مدرس دانشگاه آزاد اسلامی واحد اردبیل

212

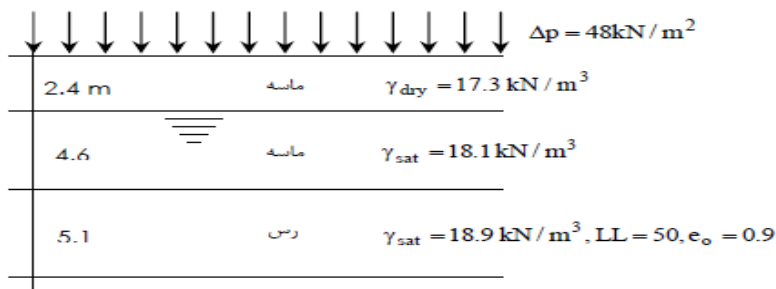
مثال بار یکنواختی به شدت $q=150\text{kN/m}^2$ بر روی یک سطح وسیع در روی زمین با پروفیل زیر پخش شده است مطلوبست تعیین نشست تحکیم اولیه خاک. :



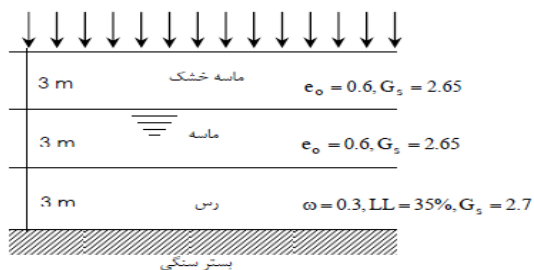
تهیه و تنظیم: دانش ستاری - مدرس دانشگاه آزاد اسلامی واحد اردبیل

213

مثال بار یکنواختی به شدت $\Delta p = 48 \text{ kN/m}^2$ 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 $\Delta p = 150 \text{ kN/m}^2$ بر روی یک سطح وسیع در روی زمین با پروفیل زیر پخش شده است اگر فشار پیش تحکیمی لایه رسی $p_c = 163 \text{ kN/m}^2$ مطلوبست تعیین نشست تحکیم اولیه خاک. فرض کنید ($C_s = 0.2, C_c$)



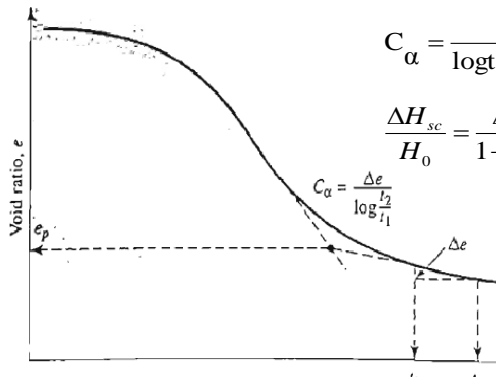
مثال: یک نمونه از خاک رس به ضخامت ۲۵ میلی متر در آزمایشگاه تحت آزمایش تحکیم قرار گرفته و در طی ۱۰ دقیقه ۷۰ درصد تحکیم یافته است چقدر طول میکشد نمونه از همان خاک در طبیعت به ضخامت ۳ متر که در روی یک لایه نفوذ نا پذیر قرار گرفته به همان درجه تحکیم برسد. آیا میتوان مدت زمان رسیدن به ۵۰ درصد نشست را نیز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



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

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

C_{α} : ضریب تحکیم ثانویه

T_p : زمان اتمام تحکیم اولیه

E_p : تخلخل در اتمام تحکیم اولیه

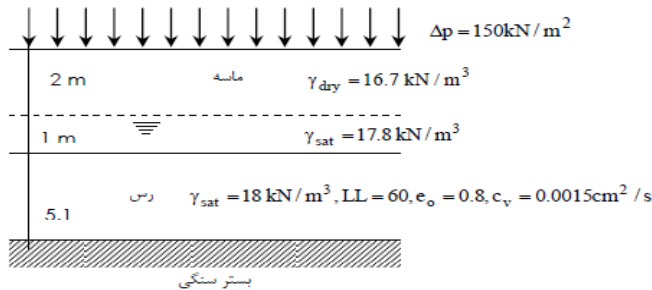
محاسبه نشست تحکیم زیر یک شالوده

□ 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 Δp شود. لیکن افزایش تنش آر $\Delta p_{av} = \frac{\Delta p_t + 4\Delta p_m + \Delta p_b}{6}$ میشود:

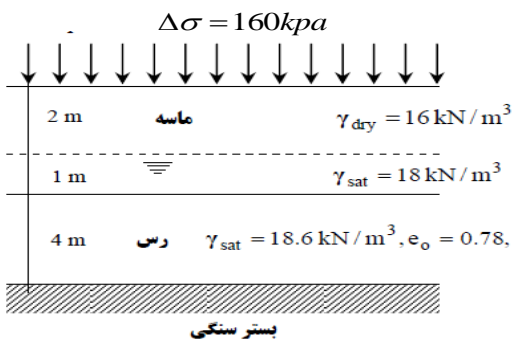
که در آن Δp_t ، Δp_m و Δp_b به ترتیب افزایش فشار بالا، وسط و پایین لایه می باشند. مقادیر فشارهای فوق می تواند با استفاده از روش شرح داده شده در فصل توزیع تنش تعیین گردد..

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 ۸ سال تمام میشود مطلوبست نشست تحکیمی کل خاک پس از ۱۲ سال اگر ضرایب زیر را از نتایج آزمایشگاه داشته باشیم.

$$C_c = 0.38, C_s = 0.0475, P_c = \sigma'_c = 140 \text{ kpa}, C_\alpha = 0.022$$



پاسخ تمرین

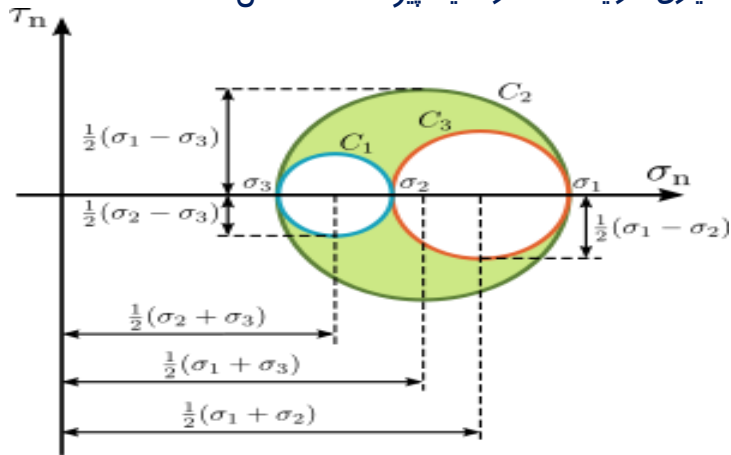
فصل نهم

223

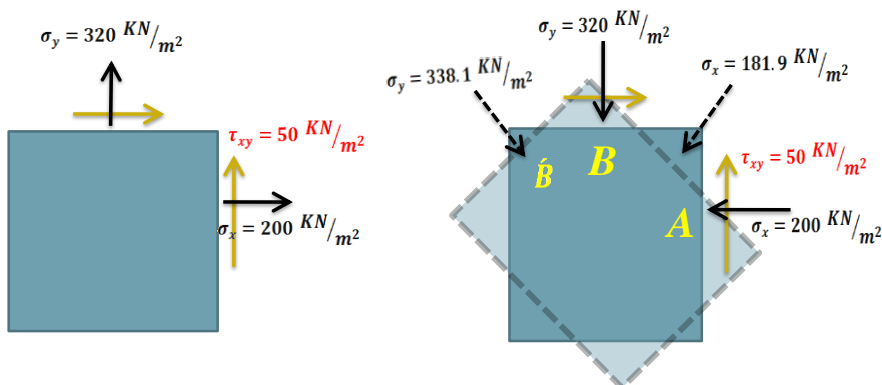
مقاومت برشی خاک

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.

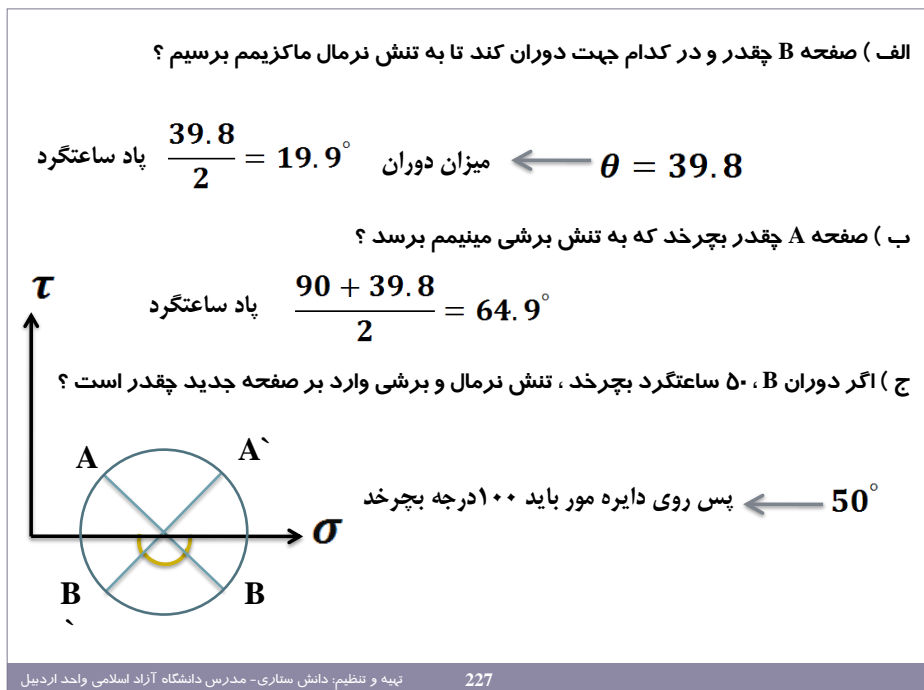
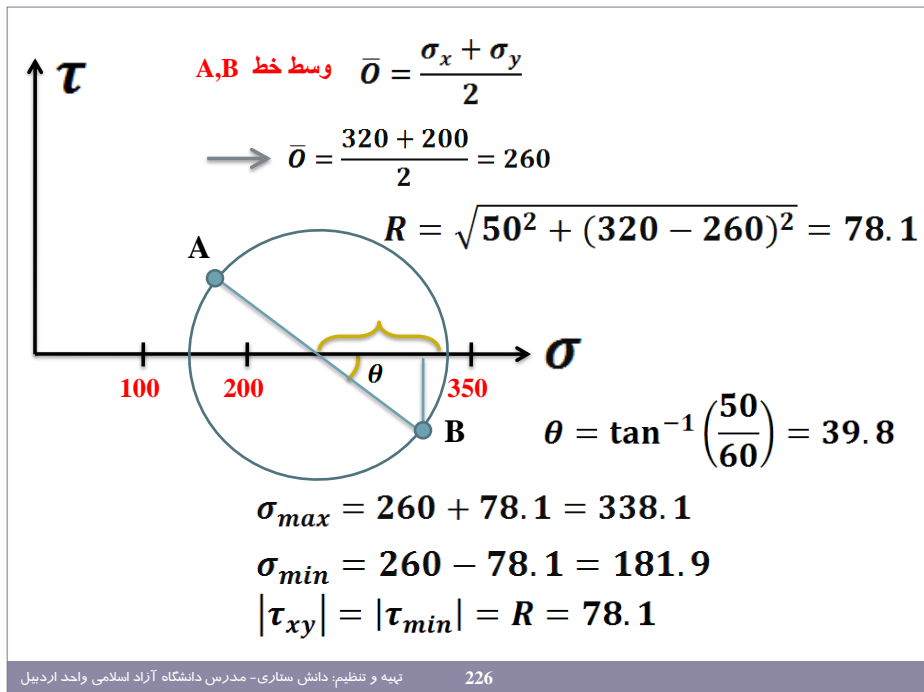


کاربرد دایره مور



$A = (\sigma_x, \tau_{xy}) \longrightarrow A (200, 50)$
 $B = (\sigma_y, -\tau_{xy}) \longrightarrow B (320, -50)$

فشاری مثبت (جهت فلش رو به داخل)
 کششی منفی (جهت فلش رو به خارج)



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

$$\tau_B = -R \sin \alpha = 78.1 \sin 40.2 = -50.41$$

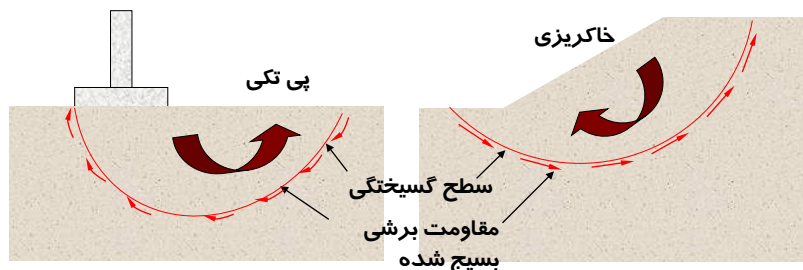
$$\sigma_B = 260 - R \cos \alpha = 260 - 78.1 \cos = 200.38$$

$$\tau_A = +50.4$$

$$\tau_A = 260 + R \cos \alpha = 319.65$$

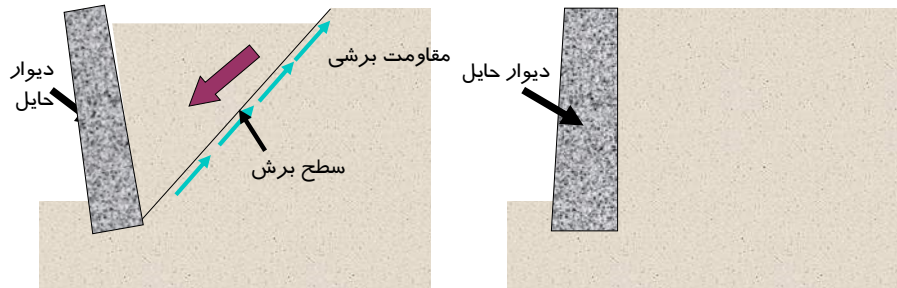
مقدمه بر مقاومت برشی خاک

□ 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.



گسيختگی برشی خاک

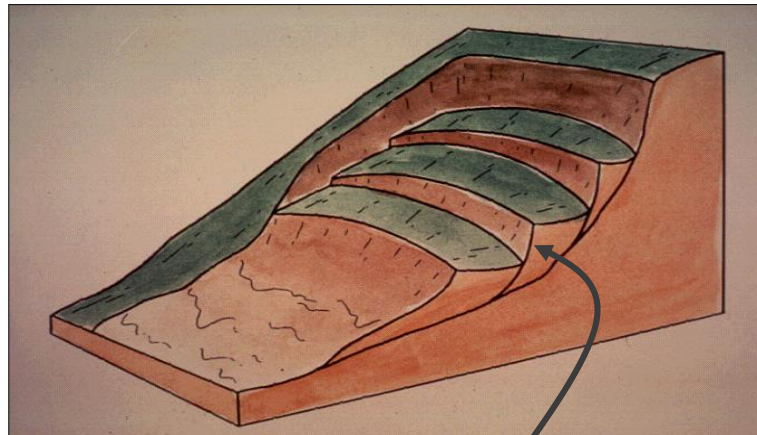
- گسيختگی خاک معمولا در اثر برش اتفاق می افتد.
- در گسيختگی تنش برشی در سطح گسيختگی به مقاومت برشی میرسد در نتیجه گسيختگی اتفاق می افتد..



تهیه و تنظیم: دانش ستاری - مدرس دانشگاه آزاد اسلامی واحد اردبیل

230

گسيختگی خاک در زمین لغزش (Slope Failure in Soils)

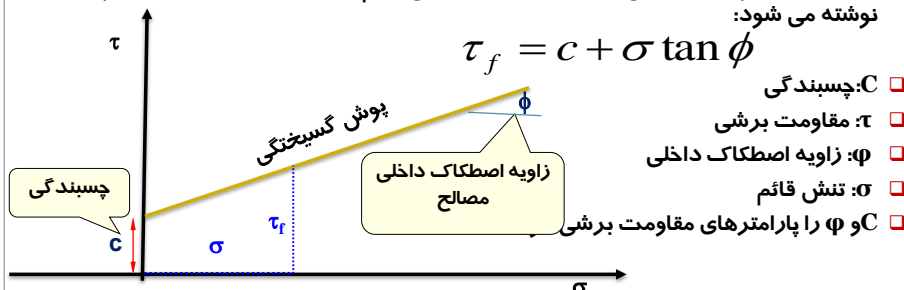


Failure due to inadequate strength at shear interface

معیار گسیختگی مور - کولمب

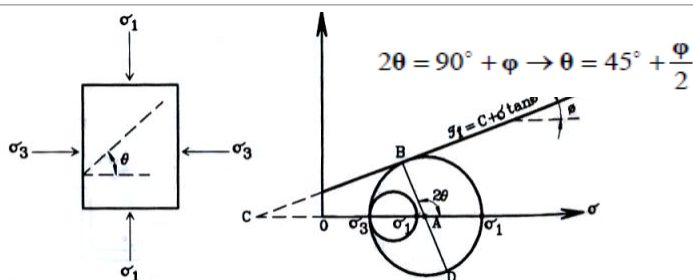
(Mohr Coulomb Failure Criteria)

□ 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:



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:

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



□ ابتدا فرض می کنیم که فقط فشار همه جانبه و ثابت $\sigma_3 = \sigma_1$ به خاک وارد میشود سپس σ_1 را افزایش می دهیم که این عمل منجر به بزرگتر شدن دایره مور میگردد ولی تا زمانیکه به خط گسیختگی 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 گسیختگی خاک با افق زاویه θ است.

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

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

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

$$\sigma_1 = \sigma_3 \tan^2 (45 + \frac{\phi}{2}) + 2c \tan (45 + \frac{\phi}{2})$$

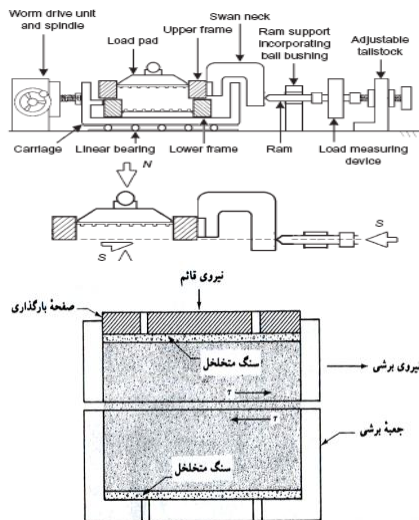
مثال-یک نمونه خاک ماسه ای خشک در آزمایشگاه تحت فشار همه جانبه ای برابر 100 kPa قرار می گیرد و افزایش تنش عمودی به میزان 200 kPa باعث گسیختگی آن می شود. مطلوب است تعیین الف: زاویه صفحه گسیختگی با امتداد افق و پارامترهای مقاومت برشی نمونه مورد نظر. ب: مقدار تنش قائم و تنش برشی در صفحه گسیختگی چقدر است؟

زاویه اصطکاک داخلی (ϕ) برای نمونه هایی از خاکها

نوع خاک	زاویه اصطکاک داخلی ϕ (درجه)
ماسه (دانه های گرد)	
ثل	۲۰ - ۲۷
متوسط	۲۵ - ۳۰
متراکم	۲۵ - ۳۸
ماسه (دانه های تیز گوش)	
ثل	۲۰ - ۲۵
متوسط	۲۵ - ۴۰
متراکم	۴۰ - ۴۵
شن به همراه ماسه	۴۸ - ۲۴
لای	۲۵ - ۲۶

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)



تهیه و تنظیم: دانش ستاری - مدرس دانشگاه آزاد اسلامی واحد اردبیل

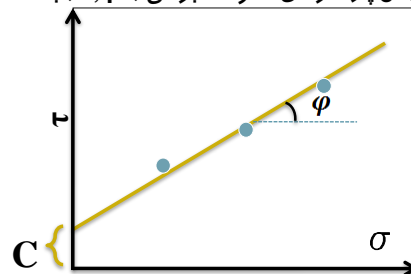
236

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 ۴ 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.

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

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

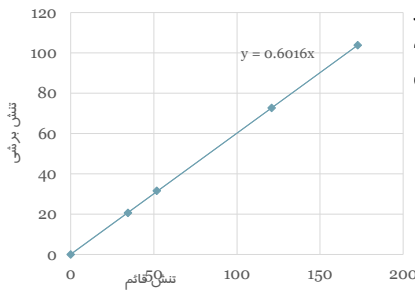


تهیه و تنظیم: دانش ستاری - مدرس دانشگاه آزاد اسلامی واحد اردبیل

237

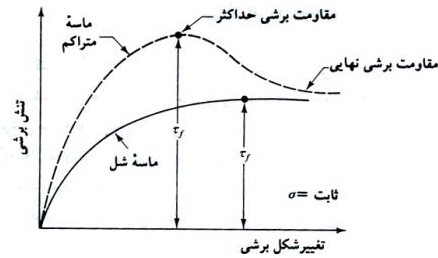
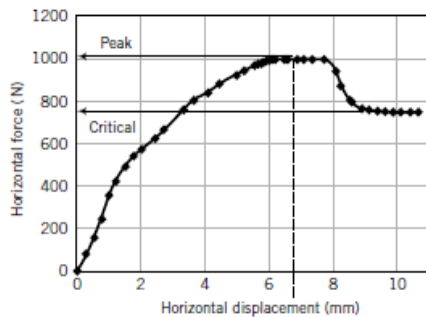
مثال: نتایج آزمایش برش مستقیم بر روی یک خاک ماسه ای با نمونه هایی با ابعاد ۵۰*۵۰*۱۹ میلی متر به شرح زیر است. مطلوبست تعیین پارامترهای مقاومت برشی:

شماره آزمایش	نیروی قائم (N)	نیروی برشی (N)	تنش قائم (kN/m ²)	تنش برشی (kN/m ²)
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: $\phi = 31.03$, $C = 0$

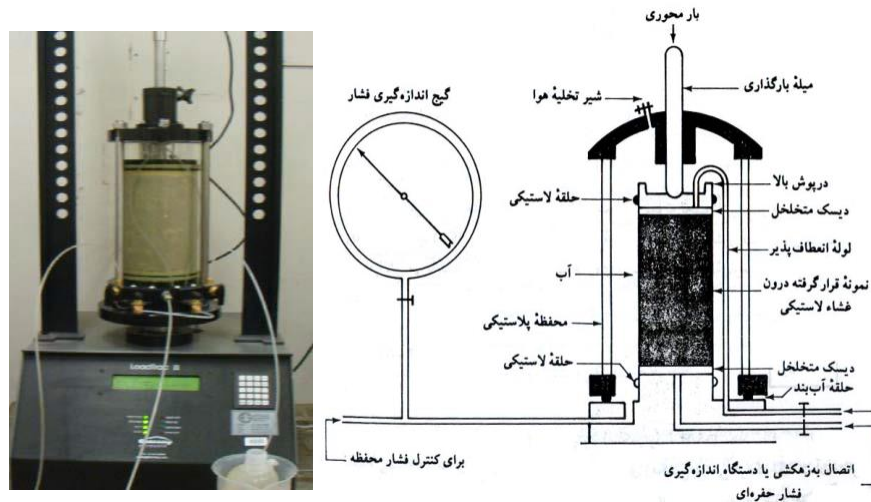
نمونه ای از نتایج آزمایش برش مستقیم: در یک آزمایش برش مستقیم بر روی ماسه متراکم که ابعاد نمونه ۱۰*۱۰*۲.۵ سانتی متر و نیروی عمودی ۱۲۰۰ نیوتن بوده نتایج زیر حاصل شده است. مطلوبست زوایه اصطکاک داخلی حداکثر و نهایی (بحرانی):



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

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

آزمایش برش سه محوری (Triaxial Test)



تهیه و تنظیم: دانش ستاری - مدرس دانشگاه آزاد اسلامی واحد اردبیل

240

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 گلیسرین 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 حفرة ای (بر حسب آزمایش) تعبیه شده است.

معمولاً سه نوع آزمایش سه محوری استاندارد انجام می شود

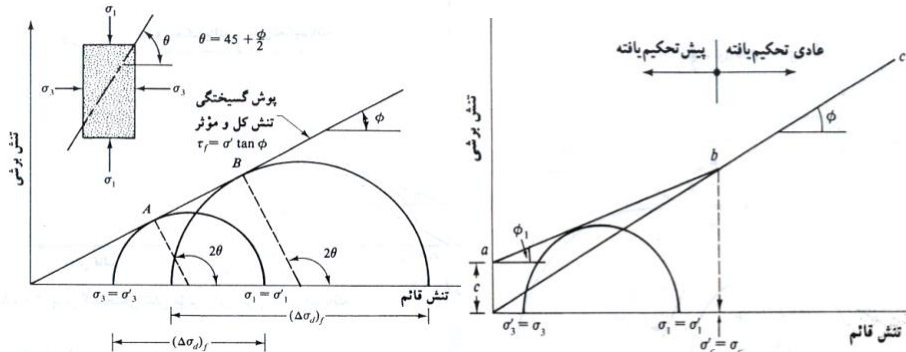
1. تحکیم شده زهکشی شده: CD
2. تحکیم شده زهکشی نشده: CU
3. تحکیم نشده زهکشی نشده: UU

تهیه و تنظیم: دانش ستاری - مدرس دانشگاه آزاد اسلامی واحد اردبیل

241

آزمایش تحکیم شده زهکشی شده (Consolidated Drained)

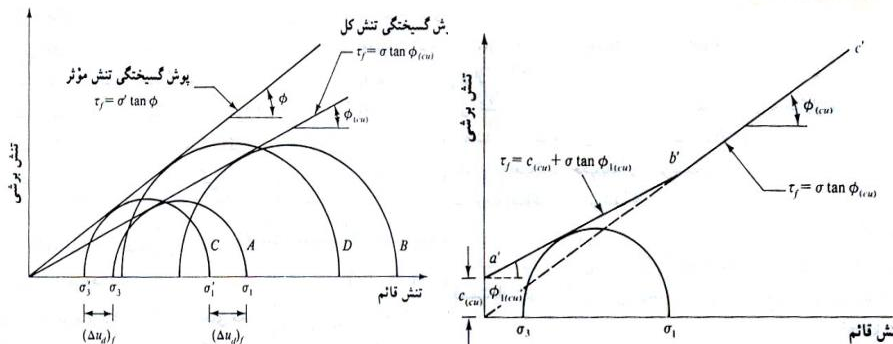
در این آزمایش ابتدا با فشردن سیال داخل محفظه، نمونه تحت تأثیر فشار همه جانبه محفظه ای σ_3 قرار میگیرد و سپس شیر زهکشی را باز کرده و به نمونه اجازه زهکشی و تحکیم داده میشود. سپس در حالیکه شیر زهکشی همچنان باز است تنش انحرافی $(\Delta\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3)$ به نمونه وارد میکنیم تا نمونه گسیخته شود و این آزمایش حداقل دو بار انجام داده و سپس با استفاده از رسم دواير مور و روابطی که در برای معیار مور- کولمب گفته شد پارامترهای مقاومت برشی بدست می آید.



تهیه و تنظیم: دانش سناری - مدرس دانشگاه آزاد اسلامی واحد اردبیل

آزمایش تحکیم شده زهکشی نشده (Consolidated Undrained)

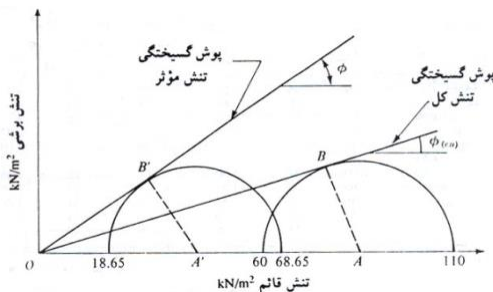
در این آزمایش ابتدا با فشردن سیال داخل محفظه، نمونه تحت تأثیر فشار همه جانبه محفظه σ_3 قرار میگیرد و سپس شیر زهکشی را باز کرده و به نمونه اجازه زهکشی و تحکیم داده میشود. سپس شیر زهکشی را بسته و در حالیکه اجازه زهکشی به خاک داده نمیشود تنش انحرافی $(\Delta\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3)$ به نمونه وارد میکنیم تا نمونه گسیخته شود و این آزمایش حداقل دو بار انجام داده و سپس با استفاده از رسم دواير مور و روابطی که در برای معیار مور- کولمب گفته شد پارامترهای مقاومت برشی بدست می آید.



تهیه و تنظیم: دانش سناری - مدرس دانشگاه آزاد اسلامی واحد اردبیل

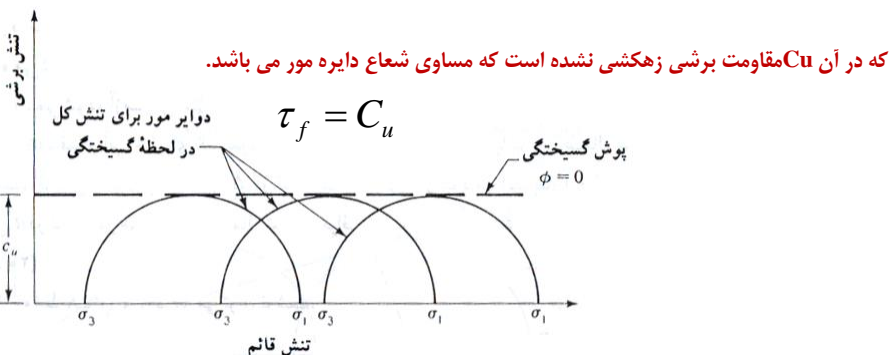
تمرین : نمونه ای از ماسه اشباع تحت فشار محفظه ای 60 kN/m^2 تحکیم یافته و پس از آن بدون اجازه زهکشی، تنش محوری افزایش داده شد. وقتی که تنش محوری انحرافی به 50 kN/m^2 رسید، نمونه گسیخته شد. فشار آب حفره ای در لحظه گسیختگی 41.35 kN/m^2 بود مطلوبست :

الف: زاویه اصطکاک تحکیم یافته زهکشی نشده (ϕ_{cu})
 ب: زاویه اصطکاک زهکشی شده (ϕ)



آزمایش تحکیم نشده زهکشی نشده (unconsolidated undrained)

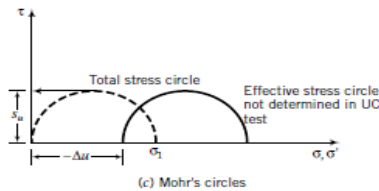
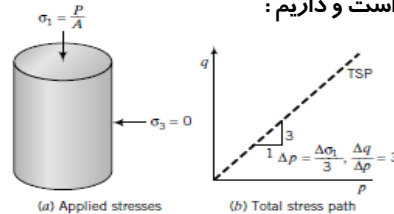
- در این آزمایش زمانیکه نمونه تحت تأثیر فشار همه جانبه محفظه ای σ_3 قرار میگیرد شیر زهکشی را بسته و به نمونه اجازه زهکشی و تحکیم داده نمیشود. و سپس در همان حال که خاک اجازه زهکشی ندارد تنش انحرافی ($\Delta\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$) به نمونه وارد میکنیم تا نمونه گسیخته شود و این آزمایش را حداقل 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 ($\tau_f = C_u$).



آزمایش فشاری محدود نشده برای رس اشباع

آزمایش فشاری محدود نشده یک نوع خاص آزمایش از آزمایش UU است که فشار محدود کننده $\sigma_3 = 0$ 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 σ_1 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.

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

$$\begin{aligned} \text{نمونه ۱} & \begin{cases} \sigma_3 = 69 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma_1 = 96 + 213 = 282 \text{ kN/m}^2 \end{cases} & \begin{cases} 282 = 69 \tan^2(45 + \frac{\phi}{2}) + 2c \tan(45 + \frac{\phi}{2}) \\ 378.7 = 120 \tan^2(45 + \frac{\phi}{2}) + 2c \tan(45 + \frac{\phi}{2}) \end{cases} \\ \text{نمونه ۲} & \begin{cases} \sigma_3 = 120 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma_1 = 120 + 258.7 = 378.7 \text{ kN/m}^2 \end{cases} \end{aligned}$$

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

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

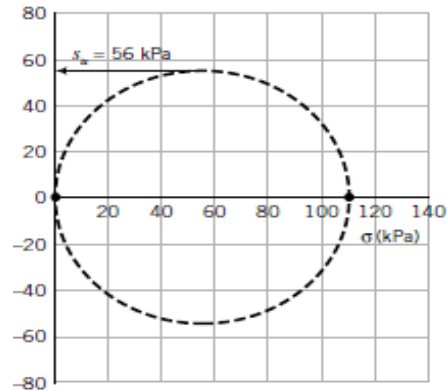
مثال: نمونه ای از خاک رسی اشباع تحت آزمایش مقاومت تک محوری محدود نشده قرار میگیرد اگر ماکزیمم نیروی اعمالی ۱۲۷ نیوتن و تغییر شکل محوری ۰.۸ میلی متر باشد و نمونه خاک نیز دارای قطر ۳۸ میلیمتر و ارتفاع ۷۶ میلیمتر باشد مطلوبست مقاومت برشی تک محوری و رسم دایره مور و محل Su.

$$A_o = \frac{\pi \times D_o^2}{4} = \frac{\pi \times 0.038^2}{4} = 11.3 \times 10^{-4} \text{ m}^2, \quad \epsilon_1 = \frac{\Delta z}{H_o} = \frac{0.8}{76} = 0.01$$

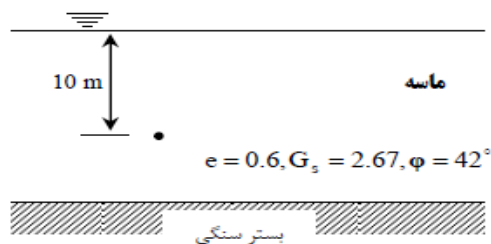
$$A = \frac{A_o}{1 - \epsilon_1} = \frac{11.3 \times 10^{-4}}{1 - 0.01} = 11.4 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

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

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



مثال: در شکل زیر، یک نهشته ماسه ای نشان داده شده است. مطلوب است تعیین مقاومت برشی در صفحه افقی که در عمق ۱۰ متر زیر سطح زمین قرار دارد.



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

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

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

و من الله التوفيق