



موسسه آموزش عالی جهاد دانشگاهی خوزستان

گروه مهندسی عمران

مجموعه کمک آموزشی مکانیک خاک و مهندسی پی ویرایش اول

محسن مظهري
پاییز ۹۴

کارشناسی ناپیوسته عمران

پیشگفتار

مجموعه پیش رو به منظور استفاده در کلاس های درس مکانیک خاک و مهندسی پی و به عنوان ابزار کمک آموزشی تدوین شده است.

نسخه موجود، ویرایش اول این جزوه بوده و بر همین اساس خالی از اشکال و کاستی نخواهد بود. نظرات شما یاری بخش من در تکمیل و رفع نقص این مجموعه خواهد بود.

لطفا نظرات خود را از طریق آدرس اینترنتی www.Jondishapoor.net و بخش «تماس با من» ارسال نمایید.

با تشکر، محسن مظهري

پاییز ۱۳۹۴

فهرست

مقدمه-خاک و سنگ

شناسایی خاک‌ها و طبقه بندی

ترکیب خاک (روابط وزنی-حجمی)

جریان آب در خاک

تحکیم در خاک‌ها

مقاومت برشی در خاک‌ها

شناسایی‌های تحت الارضی

پی‌های سطحی

تعیین ظرفیت باربری شالوده‌های سطحی

نشست در شالوده‌های سطحی

مقدمه—خاک و سنگ

ویرایش اول
محسن مظهري

فصل اول

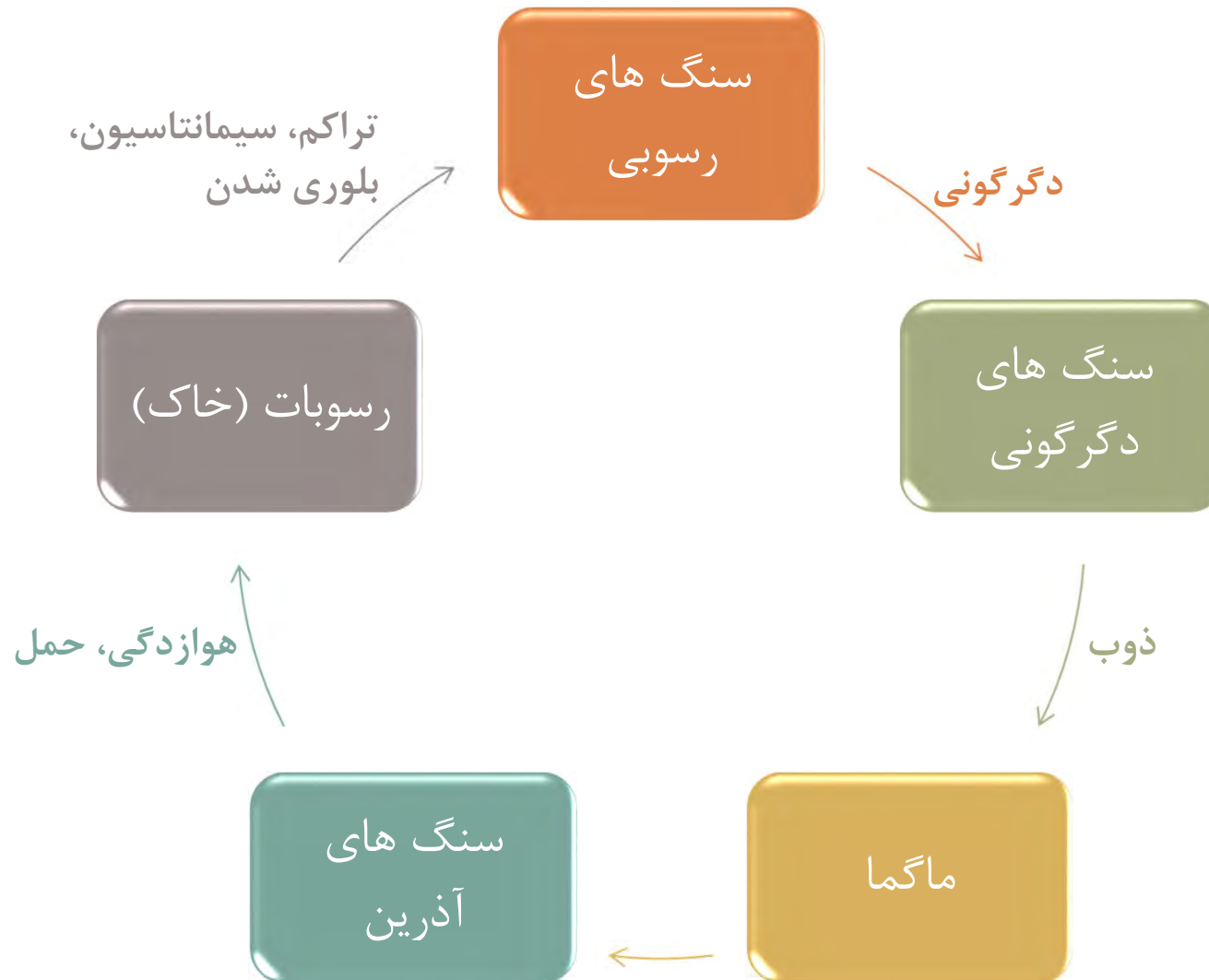
ژئوتکنیک (Geotechnique)

شاخه ای از مهندسی عمران که به بررسی مصالح طبیعی موجود در لایه های
سطحی زمین می پردازد.

علم ژئوتکنیک به دلیل غیر همگن، غیر ایزوتروپ، غیر خطی، و حافظه دار
بودن خاک و سنگ ماهیتی ترکیبی از تئوری و تجربه دارد.

چرخه تبدیل خاک و سنگ

7



ژئوتکنیک

مکانیک سنگ

مکانیک خاک

خاک (Soil)

مخلوط غیر یکپارچه (سیمانته نشده ای) از دانه های کانی ها و مواد آلی فاسد شده ای است که فضای خالی بین آن ها توسط آب و هوا (گازها) اشغال شده است.

کانی: مواد معدنی و شیمیایی

خاک

ریزدانه

درشت دانه

رس

لای

ماسه

شن

کاهش اندازه دانه ها

خاک درشت دانه: حاصل هواز دگی فیزیکی

• کوارتز ← ماسه

خاک ریز دانه: حاصل هواز دگی شیمیایی

• فلدسپات ← کائولینایت
دی اکسید کربن

فهرست

مقدمه-خاک و سنگ

شناسایی خاک‌ها و طبقه بندی

ترکیب خاک (روابط وزنی-حجمی)

جریان آب در خاک

تحکیم در خاک‌ها

مقاومت برشی در خاک‌ها

شناسایی‌های تحت الارضی

پی‌های سطحی

تعیین ظرفیت باربری شالوده‌های سطحی

نشست در شالوده‌های سطحی

شناسایی خاک ها و طبقه بندی

ویرایش اول
محسن مظهري

فصل دوم

شناسایی خاک ها

آزمایش های
آزمایشگاهی و درجا

صحرائی

با استفاده از ابزار

بدون استفاده از ابزار

شناسایی صحرائی



شناسایی صحرایی

15

شناسایی چشمی (درشت دانه)

اگر نصف ذرات خاک با چشم دیده شوند، خاک درشت دانه و در غیر این صورت ریزدانه می باشد.
اگر در خاک درشت دانه بیش از نیمی از ذراتی که با چشم دیده می شوند از دانه عدس
بزرگتر باشند خاک درشت دانه از نوع شن و در غیر این صورت ماسه می باشد.

ارتعاش (ریزدانه)

با افزودن آب به یک مشت خاک، گلوله ای خمیری به قطر حدود ۵ سانتیمتر درست می کنیم و در
کف دست چندین بار تکان می دهیم. در صورتی که خاک مورد نظر لای باشد، سطح خارجی
آن با قشر نازکی از آب شفاف می شود و در صورتی که خاک رسی باشد، پدیده قابل توجهی
در سطح خارجی آن مشاهده نمی شود.

شناسایی صحرائی

16

آزمایش مقاومت خشک (ریزدانه)

مقداری از خاک مورد نظر را با آب مخلوط کرده و خمیر می سازیم. خمیر حاصل را در خشک کن (آون) خشک نموده و سپس سعی می کنیم به کمک انگشتان دست نمونه را بشکنیم. با افزایش خاصیت خمیری خاک، مقاومت خشک آن افزایش می یابد. این آزمایش را بر روی نمونه های خشک شده در محل نیز می توان انجام داد. (رس بیشتر-مقاومت بیشتر)

این کار را با سابیدن انگشت بر روی سطح کلوخه نیز می توان انجام داد. در این حالت خاک دارای لای با انگشت سابیده می شود.

آزمایش سختی (ریزدانه)

نمونه ای از خاک را با آب مخلوط کرده و خمیر می سازیم. خمیر را بر روی یک سطح صاف مانند شیشه و به کمک کف دست به صورت فتیله در می آوریم تا قطر آن به ۳ میلیمتر برسد و دوباره این فرآیند را با گلوله کردن خاک فتیله شده ادامه می دهیم. خاک های آلی و لای دار در دفعات اولیه فتیله کردن و در قطرهای بالاتر ترک برمی دارند. اما رس ها قابلیت چندین بار گلوله و فتیله شدن مجدد حتی تا قطر کمتر از ۳ میلیمتر را دارا می باشند. هر چه رس بیشتر باشد قابلیت گلوله و فتیله شدن مجدد افزایش می یابد.

شناسایی صحرایی

17

آزمایش ته نشینی (درشت دانه و ریزدانه)

حدود ۵۰ گرم (برای خاک های شنی مقداری بیشتر) از خاک را در یک ظرف و یا یک لیوان شیشه ای به عمق ۱۵ سانتیمتر ریخته و آن را با آب پر کرده و سپس به هم می زنیم. اگر خاک مورد مطالعه شن و ماسه درشت دانه باشد سریعاً ته نشین می شود. اگر ماسه ریزدانه باشد در مدت کمتر از ۱۰ دقیقه و اگر لای باشد در زمان از ۱۰ تا ۶۰ دقیقه ته نشین می شود. در مورد رس ها این زمان ممکن است به چندین ساعت و حتی شبانه روز برسد.

رنگ، بو، و احساس (درشت دانه و ریزدانه)

رنگ های تیره مانند قهوه ای، خاکستری، و سیاه نشانه وجود خاک های آلی هستند. خاک های آلی بوی بدی دارند و در هنگام گرم شدن بوی گندیدگی آن ها بیشتر می شود. ذرات ماسه ها و لای ها به سادگی توسط دست از هم جدا می شوند. لای زیر دندان تولید صدا نموده ولی رس زیر دندان صدا نمی دهد.

شناسایی آزمایشگاهی

طبقه بندی خاک ها - شناسایی آزمایشگاهی

19

شناسایی خاک ها از طریق آزمایش های آزمایشگاهی منجر به طبقه بندی دقیق خاک ها می شود. برای طبقه بندی خاک به دو دسته اطلاعات شامل دانه بندی خاک و حدود اتربرگ بخش ریزدانه خاک مورد نیاز است.

طبقه بندی خاک

حدود اتربرگ
(ریزدانه)

دانه بندی خاک

آزمایش هیدرومتری
(ریزدانه)

آزمایش الک
(درشت دانه)

دانه بندی خاک ها



دانه بندی خاک ها به کمک آزمایش الک

21

در آزمایش دانه بندی (Sieve Analysis or Gradation Test)، دانه های خاک از طریق عبور آن ها از الک های با قطر منافذ مختلف از نظر اندازه دسته بندی می شوند.



دانه بندی خاک ها به کمک آزمایش الک

22

الک های با قطر منافذ متفاوت به ترتیب از بالا به پایین و از منافذ درشت به منافذ کوچکتر بر روی هم قرار داده شده و در آخر و در زیر همه آن ها سینی قرار داده می شود. سپس جرم مشخصی از خاک را بر روی ستون الک ریخته و مجموعه خاک و الک را به شیوه خاص به صورت دستی و یا با کمک ارتعاش دهنده مکانیکی تکان می دهند. در پایان دسته بندی دانه ها بر اساس جرم خاک باقی مانده بر روی هر اندازه الک محاسبه می شود. قطرهای متداول برای الک های ساینز کوچک در ادامه ارائه شده است.

دانه بندی خاک ها به کمک آزمایش الک

23



محسن مطهری - موسسه آموزش عالی جهاد دانشگاهی خوزستان

دانه بندی خاک ها به کمک آزمایش الک

24

توضیحات	قطر شبکه (میلیمتر)	شماره الک
	25.4	1"
	19	$\frac{3}{4}$ "
	12.7	$\frac{1}{2}$ "
	9.5	$\frac{3}{8}$ "
دانه های باقی مانده روی الک شماره ۴ دانه های با اندازه شن هستند.	4.75	#4
	2	#10
	0.425	#40
	0.105	#140
دانه های عبوری از الک نمره ۴ و باقی مانده بر روی الک شماره ۲۰۰ دانه های با اندازه ماسه هستند.	0.075	#200
ذرات باقی مانده در سینی، ماسه و لای هستند.	-	سینی

نمونه جدول دانه بندی خاک ها به کمک آزمایش الک

25

شماره الک	قطر شبکه (میلیمتر)	مانده (گرم)	عبوری (گرم)	درصد عبوری (%)
1"	25.4	۰	۱۰۰۰	۱۰۰
$\frac{3}{4}$ "	19	۵۰	۹۵۰	۹۵
$\frac{1}{2}$ "	12.7	۴۰	۹۱۰	۹۱
$\frac{3}{8}$ "	9.5	۶۰	۸۵۰	۸۵
#4	4.75	۵۰	۸۰۰	۸۰
#10	2	۱۰۰	۷۰۰	۷۰
#40	0.425	۱۸۰	۵۲۰	۵۲
#140	0.105	۳۲۰	۲۰۰	۲۰
#200	0.075	۱۰۰	۱۰۰	۱۰
سینی	-	۱۰۰	-	-

دانه بندی خاک ها به کمک آزمایش الک

26

اگر عبوری از الک $200 < 50\%$ ← خاک ریزدانه

اگر عبوری از الک $200 > 50\%$ ← خاک درشت دانه

اگر خاک درشت دانه بوده و بیش از ۵۰ درصد بخش درشت دانه آن از دانه های با اندازه شن تشکیل شده باشد خاک درشت دانه از نوع شن و در غیر اینصورت از نوع ماسه است. دانه های با اندازه شن دانه هایی هستند که بر روی الک نمره ۴ باقی می ماند.

دانه بندی خاک ها به کمک آزمایش الک

27

#4 < خاک با اندازه ماسه < #200

گرم $700 = 1000 - 300$ = عبوری از ۲۰۰ - عبوری از ۴

گرم 900 = عبوری از ۲۰۰ - کل خاک = بخش درشت دانه

$78\% > 50\% = 100 * 900 / 700$ = درصد ماسه

→ خاک درشت دانه از نوع ماسه

طبقه بندی خاک ها-شناسایی آزمایشگاهی

28

شناسایی خاک ها از طریق آزمایش های آزمایشگاهی منجر به طبقه بندی دقیق خاک ها می شود. برای طبقه بندی خاک ه دو دسته اطلاعات شامل دانه بندی خاک و حدود اتربرگ بخش ریزدانه خاک مورد نیاز است.

طبقه بندی خاک

حدود اتربرگ
(ریزدانه)

دانه بندی خاک

آزمایش هیدرومتری
(ریزدانه)

آزمایش الک
(درشت دانه)

دانه بندی خاک ها به کمک آزمایش هیدرومتر

29

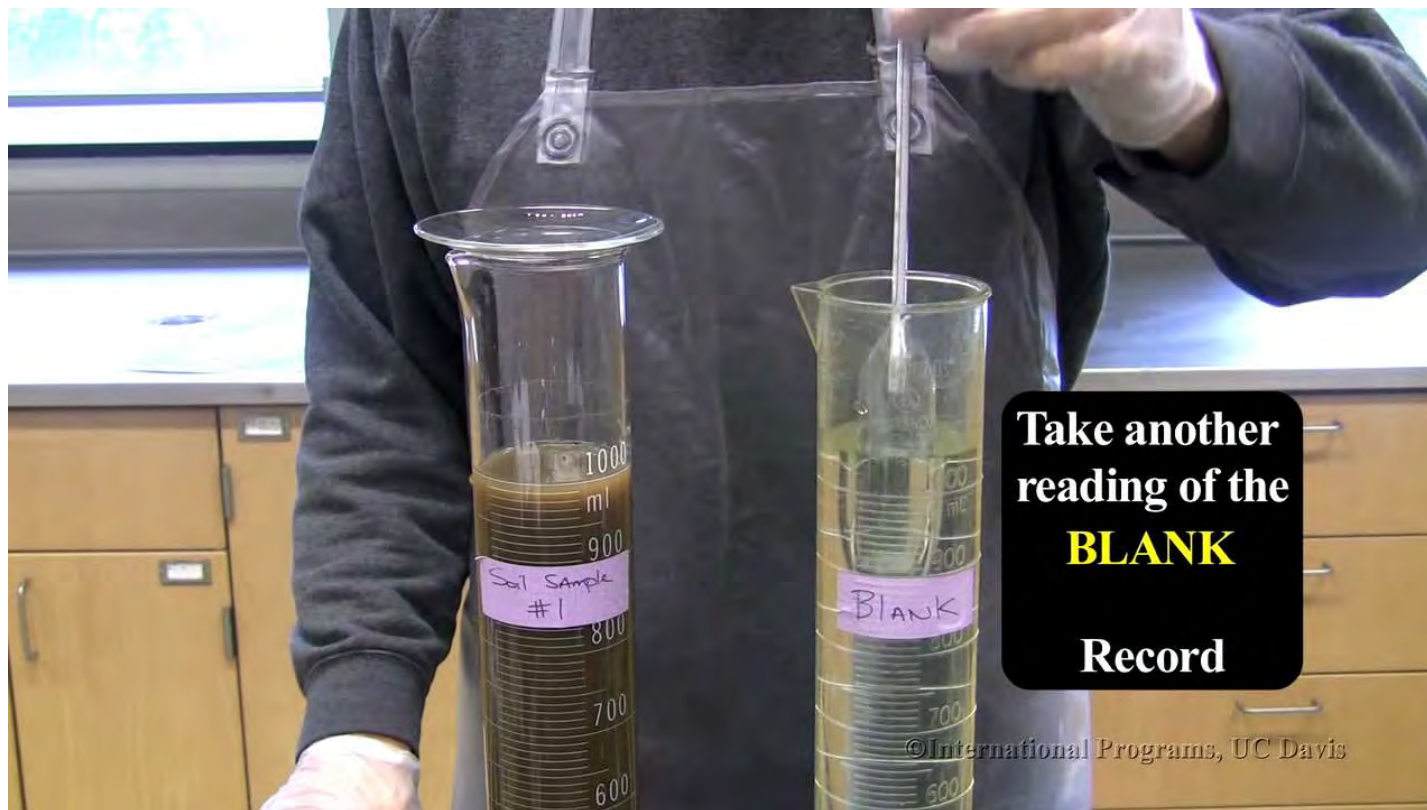
آزمایش هیدرومتر (Hydrometer Test) برای دانه بندی بخش ریزدانه خاک (عبوری از الک شماره ۲۰۰) استفاده می شود. ابزار اصلی در انجام این آزمایش هیدرومتر است که لوله ای مدرج نشان دهنده مقدار ناخالصی های معلق در آب در اطراف مرکز ثقل لوله است.



دانه بندی خاک ها به کمک آزمایش هیدرومتر

30

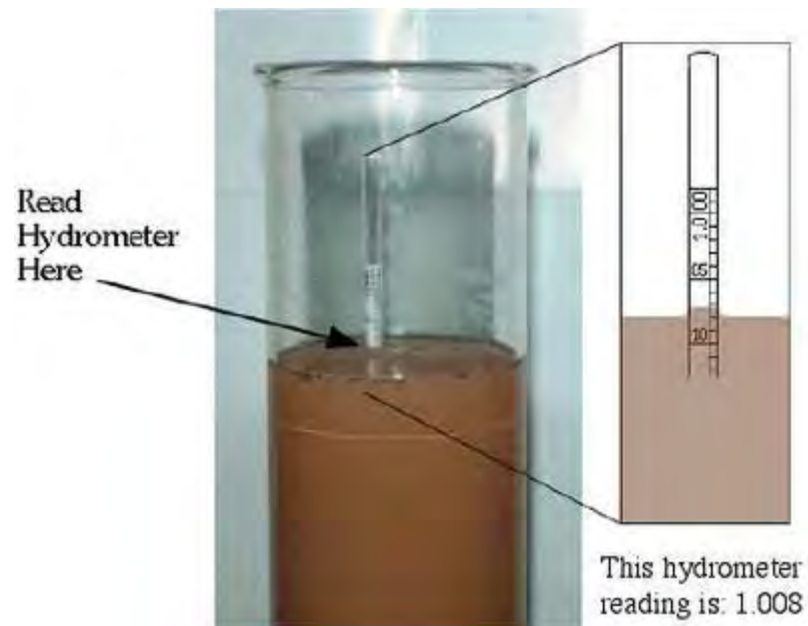
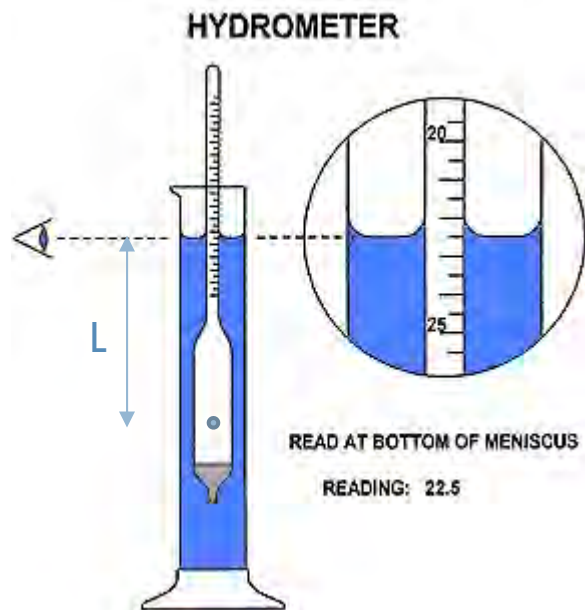
هیدرومتر را در مخلوط خاک و آب قرار داده و با فواصل زمانی مشخص درجه روی هیدرومتر قرائت شده و بر اساس آن دانه بندی خاک ریزدانه محاسبه می شود.



دانه بندی خاک ها به کمک آزمایش هیدرومتر

31

در هنگام قرائت درجه می بایست خطای ناشی از چسبندگی آب و شیشه را نیز در نظر گرفت.



دانه بندی خاک ها به کمک آزمایش هیدرومتر

32

اساس کار آزمایش هیدرومتر **قانون استوکس** (Stokes Law) است. مطابق این قانون، سرعت سقوط یک ذره در یک سیال با مجذور قطر آن رابطه مستقیم دارد.

$$v = \frac{\gamma_s - \gamma_L}{18 \cdot \eta} \times D^2$$

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

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

γ_s = چگالی ذره

γ_L = چگالی سیال

D = قطر ذره

η = لزجت سیال

v = سرعت سقوط ذره

دانه بندی خاک ها به کمک آزمایش هیدرومتر

33

با فرض مخلوط کردن ۵۰ گرم خاک در ۱ لیتر آب به غلظت اولیه ۵۰ گرم در لیتر دست می یابیم. در این مثال ۸ درصد خاک ریزدانه ماسه بوده و ۶۰ درصد آن رسی است و مقدار باقیمانده (۳۲ درصد) دانه های با اندازه لای هستند.

محسن مظهری - موسسه آموزش عالی جهاد دانشگاهی خوزستان

t (min)	L (cm)	Hydrometer Reading (g/Litre)	Percent Smaller	$D = k \sqrt{\frac{L}{t}}$ (mm)
0	8.00	50	-	-
0.1	8.50	46	92	0.0750
120	11.55	39	78	0.0025
180	13.10	34	68	0.0022
240	14.51	30	60	0.0020

* درجه گرم در لیتر در هیدرومتر استاندارد برای وزن مخصوص ویژه ذرات (G_s) برابر با 2.65 کالیبره شده است.

دانه بندی خاک ها از روش های دیگر

34

روش های دیگری نیز برای دانه بندی خاک ها قابل استفاده است همانند استفاده از پردازش تصویر و یا دانه بندی به کمک نقشه برداری لیزری

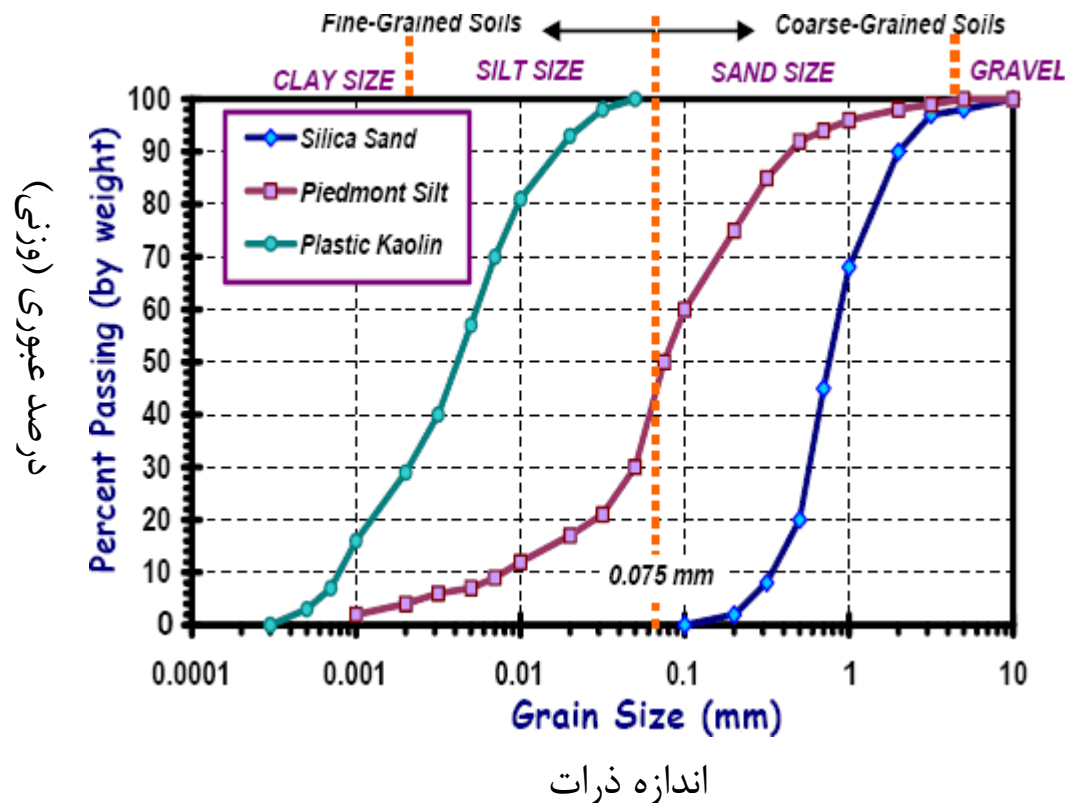


نمودار دانه بندی

نمودار دانه بندی

36

پس از تکمیل جدول دانه بندی بر اساس قطر و درصد عبوری، میتوانیم نتایج را بر روی یک نمودار نیمه لگاریتمی ترسیم نماییم. به این نمودار، نمودار دانه بندی می گویند.



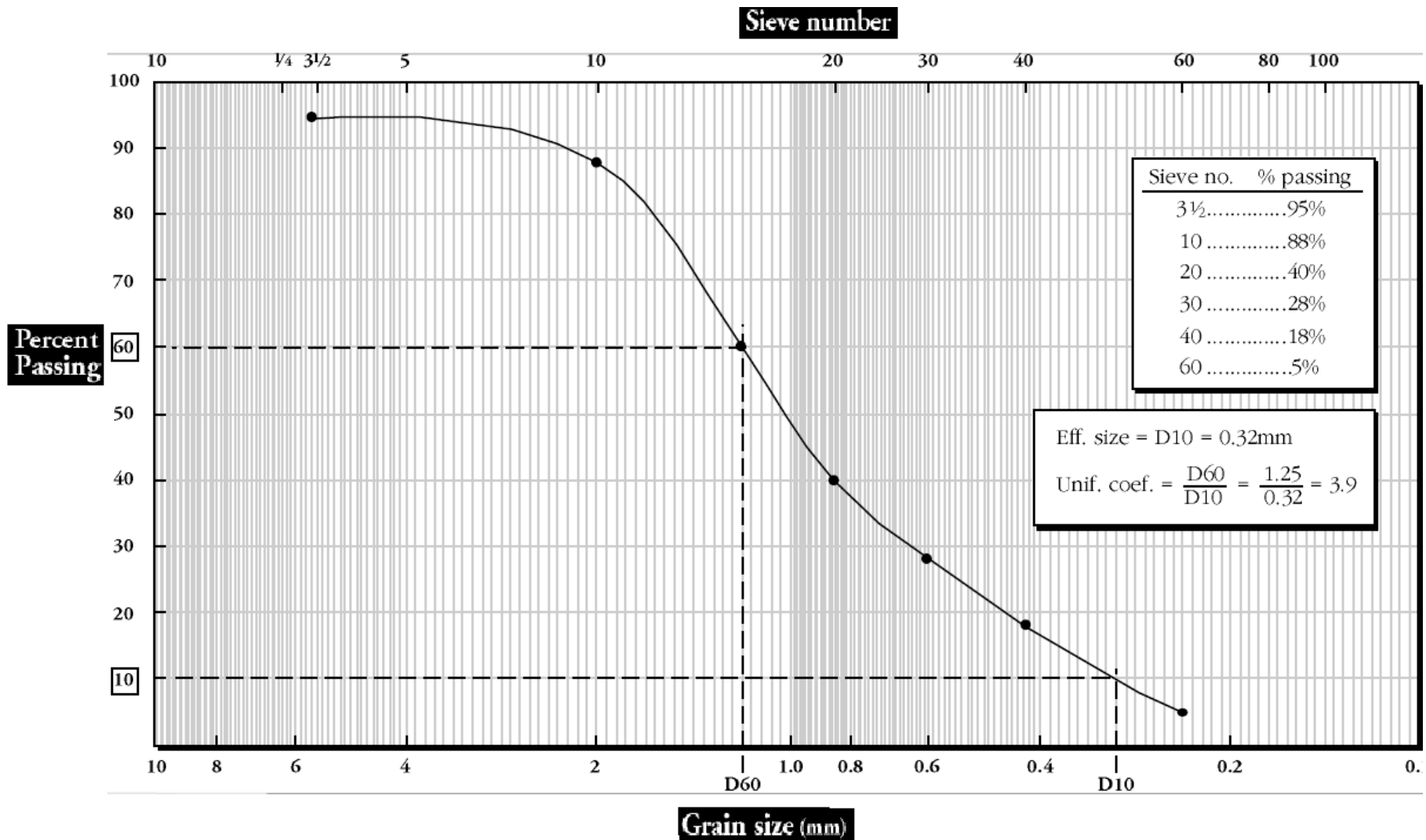
نمودار دانه بندی

37

GRAIN SIZE DISTRIBUTION GRAPH - AGGREGATE GRADATION CHART									
1. PROJECT						2. DATE			
<div style="display: flex; justify-content: space-around; align-items: flex-start;"> <div style="text-align: center;"> <p>← SIZE (Inches) →</p> <p>3 2 1 1/2 1/4</p> <p>2 1/2 1 1/2 3/4 3/8 4</p> </div> <div style="text-align: center;"> <p>← SIEVE NUMBER →</p> <p>8 16 30 50 80 140</p> <p>10 20 40 60 100 200</p> </div> <div style="text-align: center;"> <p>HYDROMETER ANALYSIS</p> </div> </div> <div style="display: flex; align-items: center; justify-content: center; margin-top: 10px;"> <div style="writing-mode: vertical-rl; transform: rotate(180deg); font-weight: bold; margin-right: 10px;">PERCENT PASSING</div> <div style="writing-mode: vertical-rl; font-weight: bold; margin-left: 10px;">PERCENT RETAINED</div> </div> <div style="text-align: center; margin-top: 10px;">GRAIN SIZE IN MILLIMETERS</div>									
EXCAVATION NUMBER	SAMPLE NUMBER	LL	PL	PI	Cu (D ₉₀ /D ₁₀)	Cc (D ₉₀) ² /(D ₆₀ × D ₁₀)	SOIL DESCRIPTION/REMARKS	CLASSIFICATION (USCS)	
3. TECHNICIAN (Signature)				4. PLOTTED BY (Signature)			5. CHECKED BY (Signature)		

نمودار دانه بندی

38



نمودار دانه بندی

39

بسته به شکل منحنی دانه بندی ترسیم شده، انواع دانه بندی خاک به صورت زیر تعریف می شود.

دانه بندی خاک

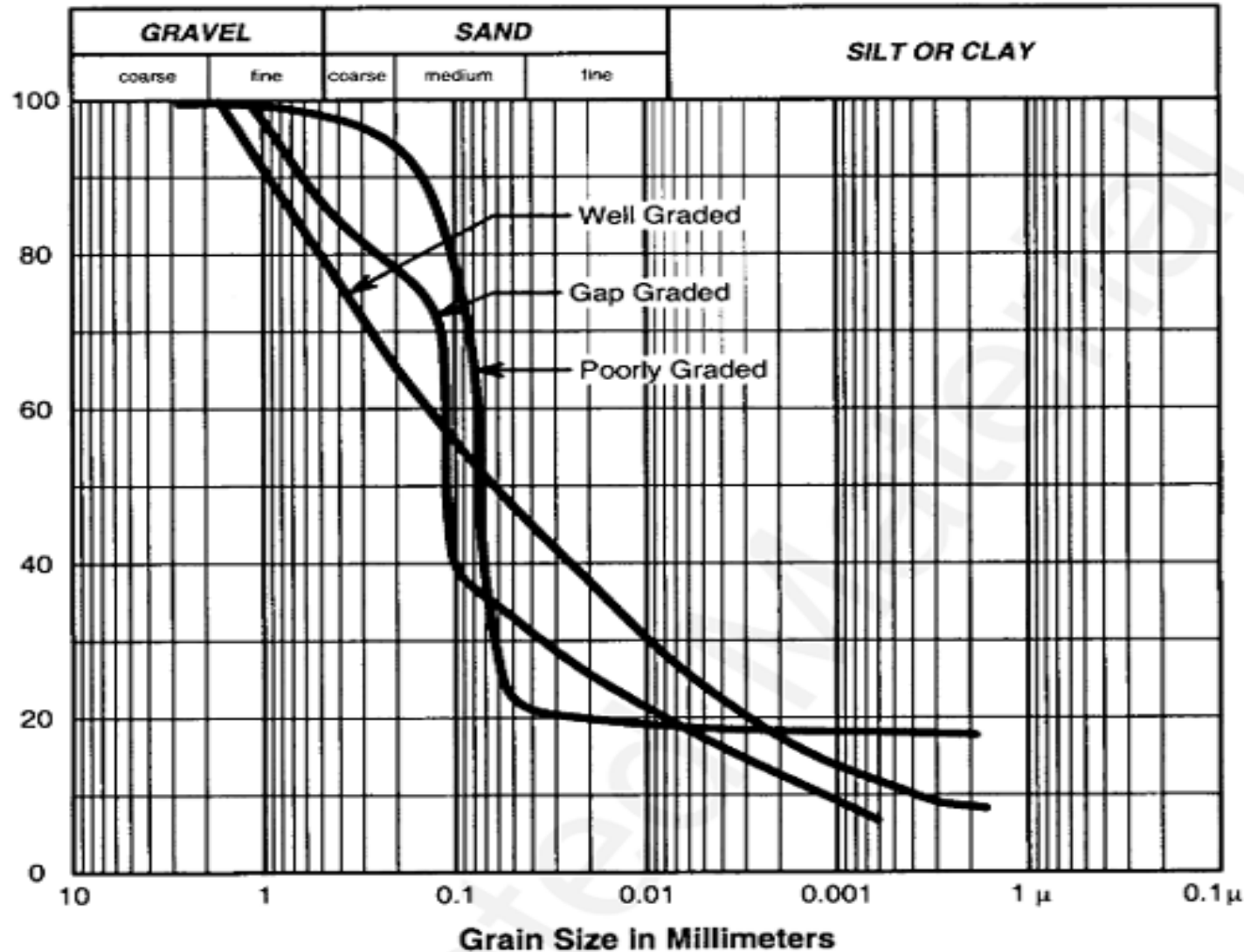
بد دانه
بندی شده

دانه بندی
منفصل

خوب دانه
بندی شده

نمودار دانه بندی

40



نمودار دانه بندی

41

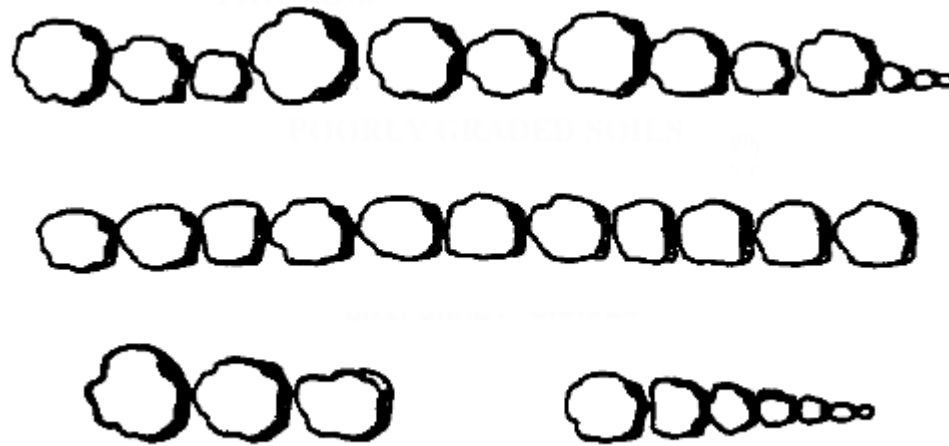
خاک خوب دانه بندی شده (Well Graded) خاکی است که از تمام اندازه های موجود در بین دانه های آن یافت می شود.

خاک بد دانه بندی شده (Poorly Graded) یا خاک یکنواخت خاکی است که بیشتر ذرات آن از یک اندازه و یا تعداد محدودی از قطرها تشکیل شده باشد.

خاک با دانه بندی منفصل (Gap Graded) خاکی است که یک یا چند اندازه ذرات در آن موجود نیست.

نمودار دانه بندی

42



نمودار دانه بندی

43

قطری که ۶۰٪ ذرات خاک از آن کوچکتر هستند: D_{60}

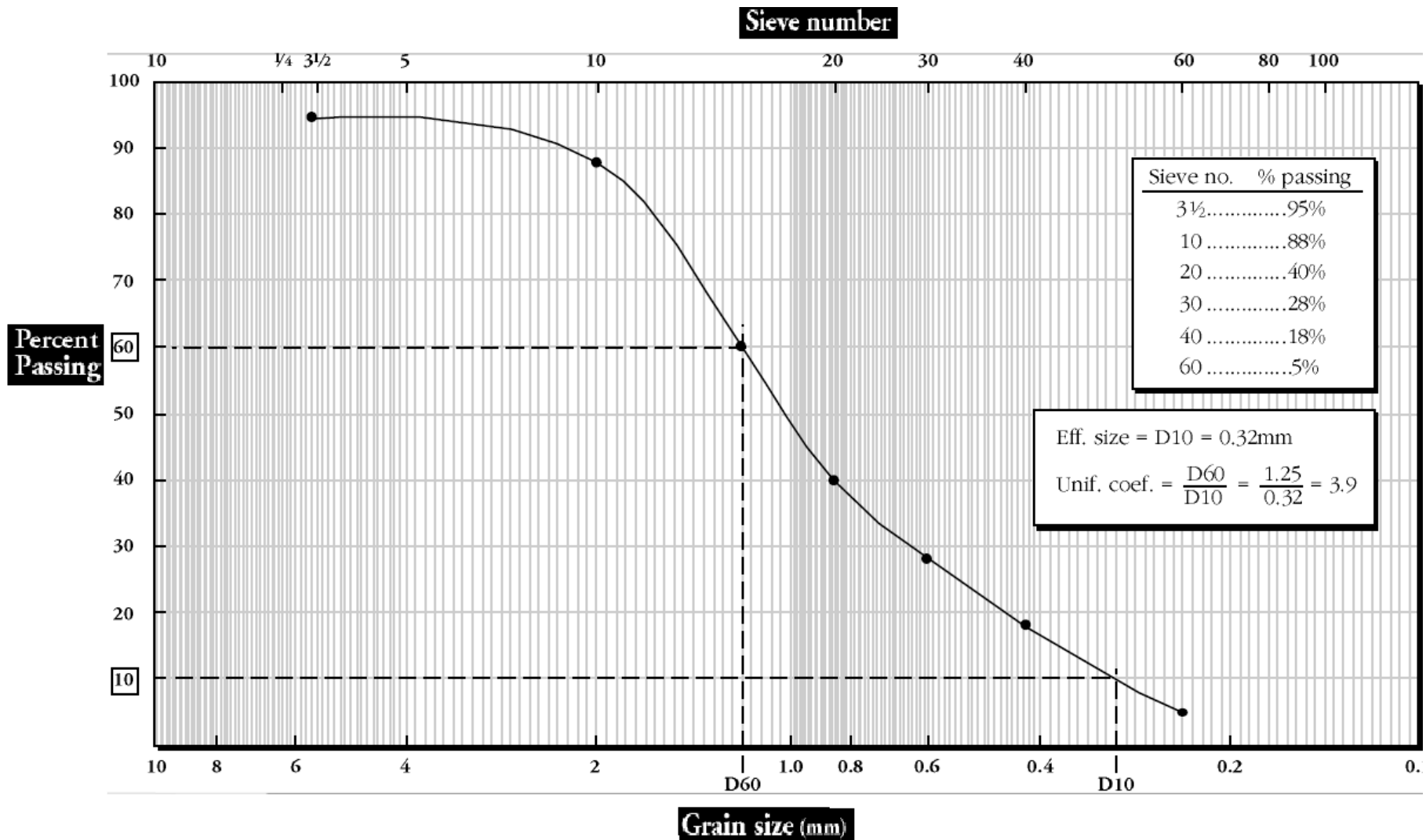
قطر موثر-قطری که ۱۰٪ ذرات خاک از آن کوچکتر هستند: D_{10}

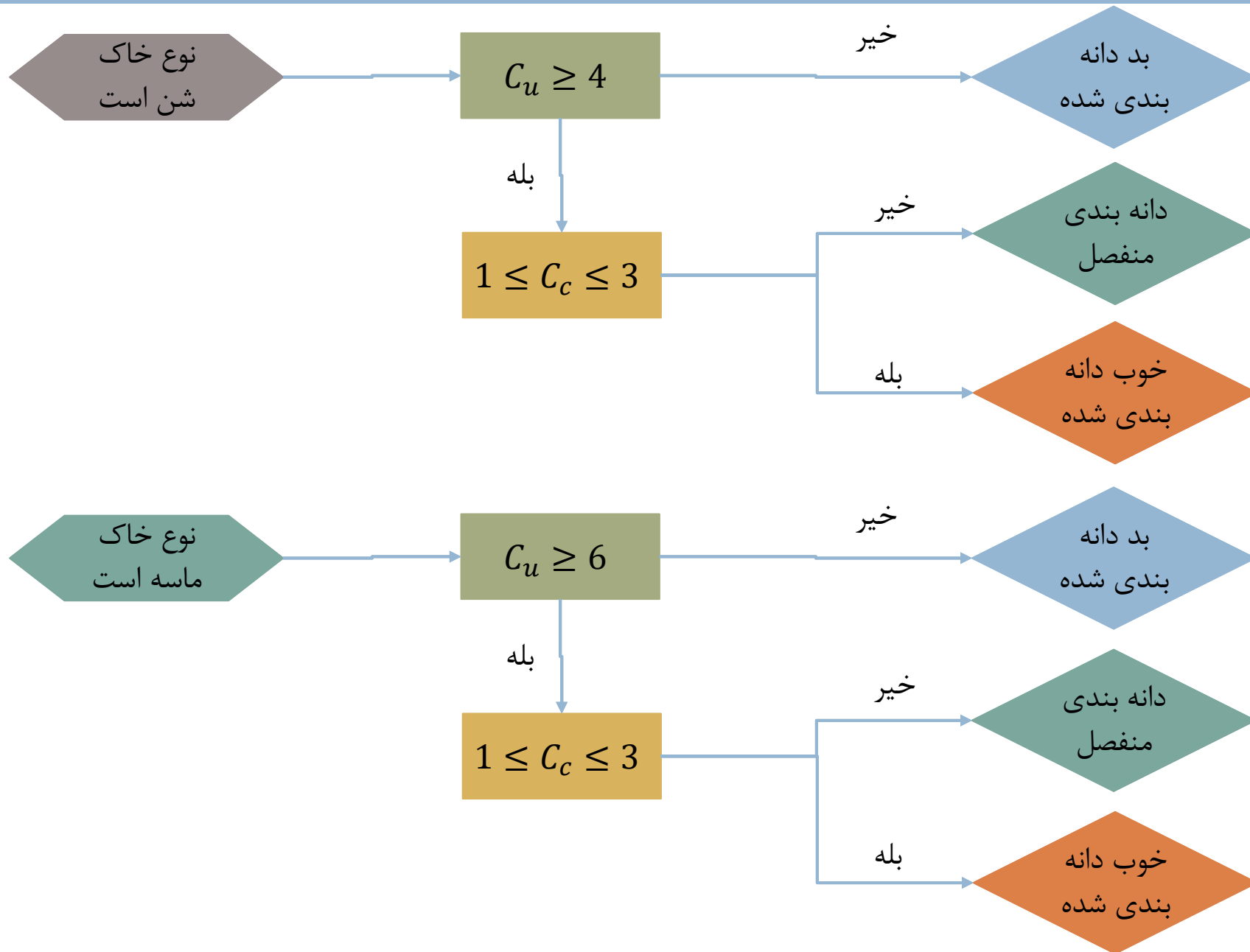
$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad \text{ضریب یکنواختی}$$

$$C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{10} * D_{60}} \quad \text{ضریب دانه بندی}$$

نمودار دانه بندی

44





طبقه بندی خاک ها-شناسایی آزمایشگاهی

46

شناسایی خاک ها از طریق آزمایش های آزمایشگاهی منجر به طبقه بندی دقیق خاک ها می شود. برای طبقه بندی خاک ه دو دسته اطلاعات شامل دانه بندی خاک و حدود اتربرگ بخش ریزدانه خاک مورد نیاز است.

طبقه بندی خاک

حدود اتربرگ
(ریزدانه)

دانه بندی خاک

آزمایش هیدرومتری
(ریزدانه)

آزمایش الک
(درشت دانه)

حدود اتربرگ

حدود اتربرگ (Atterberg Limits)

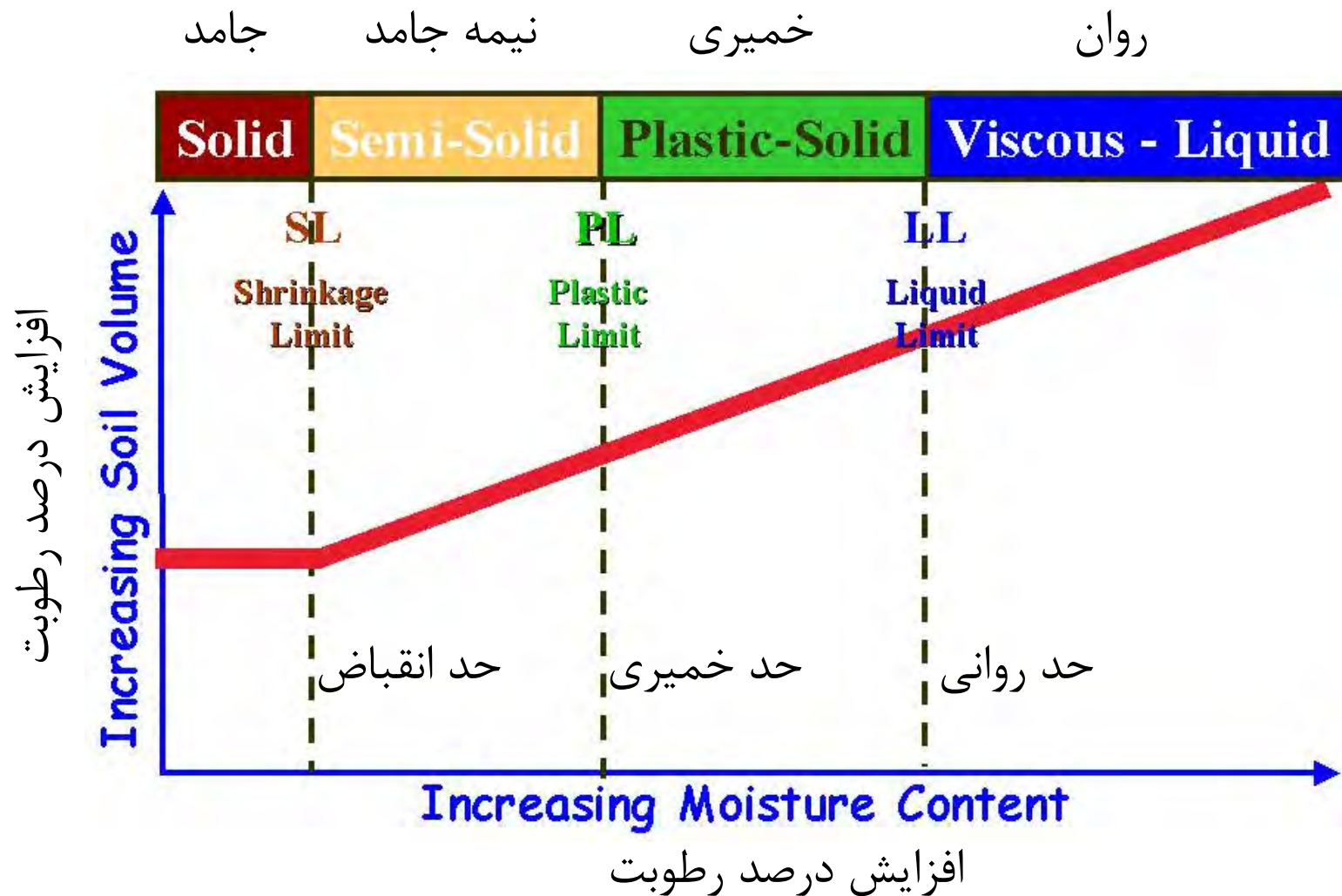
48

حدود اتربرگ مجموعه ای از روش های ساده برای اندازه گیری درصد های رطوبت بحرانی خاک ریزدانه در حالت جامد، خمیری، و روان است.

این روش ها در ابتدا توسط دانشمند سوئدی **Albert Atterberg** معرفی شده و بعدها توسط دانشمند آمریکایی **Arthur Casagrande** اصلاح گشتند.

حدود اتربرگ (Atterberg Limits)

49



آزمایش کاساگرانده (Casagrande Test)

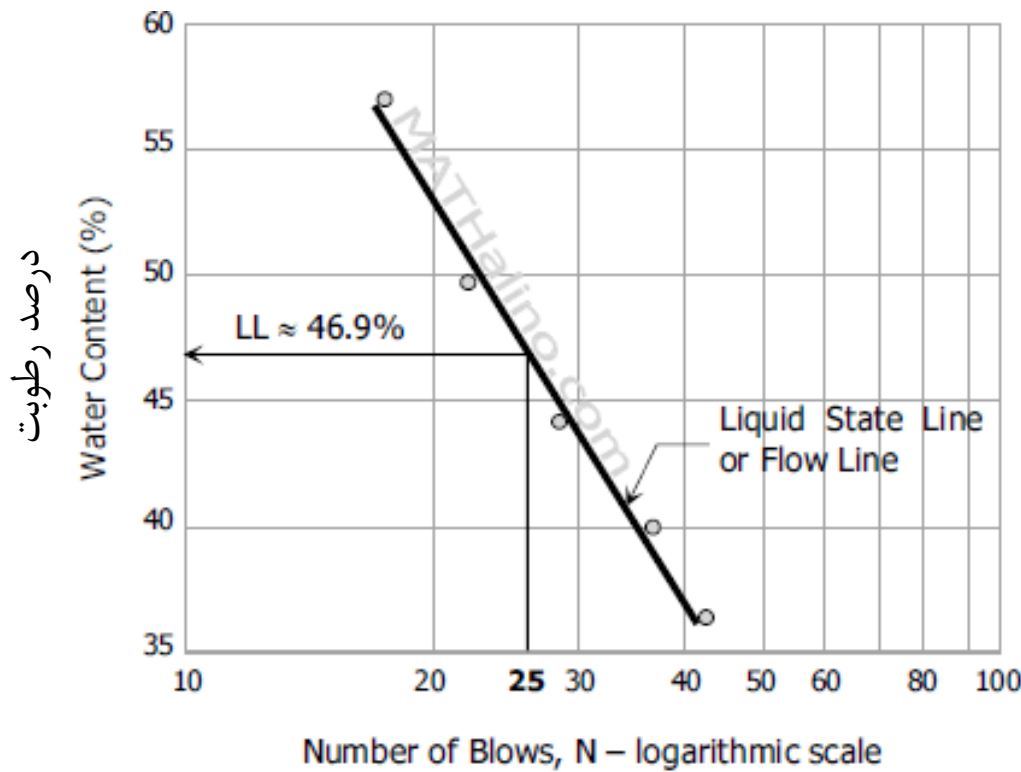
50

از این آزمایش برای تعیین حد روانی خاک استفاده شده و توسط دستگاه کاساگرانده انجام می گیرد. برای این آزمایش خاک مرطوب را درون ظرف مخصوص آزمایش میریزند تا کاملاً پُر شود و سطح آن را صاف می کنند. سپس به کمک شیارزن استاندارد، شیار را در سرتاسر نمونه ایجاد می نمایند. در این مرحله از آزمایش، با چرخاندن دسته دستگاه، ظرف مخصوص به ازای هر بار چرخاندن بالا آمده و رها می گردد و از این طرق به نمونه خاک ضربه وارد می شود.



آزمایش کاساگرانده (Casagrande Test)

51



تعداد ضربه ها-مقیاس لگاریتمی

تعداد ضرباتی که طی آن ها شیار استاندارد کاملاً به هم آمده را ثبت کرده و در انتهای آزمایش درصد رطوبت نمونه خاک درون ظرف را نیز محاسبه می نمایند. این آزمایش را چندین مرتبه و با چند درصد رطوبت مختلف تکرار نموده و در نهایت نقاط متناظر با هر تکرار آزمایش را در نموداری نیمه لگاریتمی که محور عمودی آن درصد رطوبت و محور افقی آن لگاریتم تعداد ضربه لازم برای به هم آوردن شیار است نشان می دهیم. درصد رطوبت حد روانی، درصد رطوبتی است که طی آن شیار استاندارد با ۲۵ ضربه به هم می آید که با استفاده از میانبایی محاسبه می شود.

روش یک نقطه

52

$$W_L = W_n * \left(\frac{N}{25}\right)^{0.121}$$

W_n : درصد رطوبت نمونه آزمایش
شده

N : تعداد ضربات لازم برای به هم
آمدن شیار که بین ۲۰ تا ۳۰ ضربه
است.

این روش هم برای محاسبه حد روانی است. به این صورت که با استفاده از روش کاساگرانده تعداد ضربه متناظر با یک رطوبت را در یک مرحله آزمایش به دست می آوریم. اگر تعداد ضربات محاسبه شده بین ۲۰ تا ۳۰ ضربه باشد، با فرض کردن شیب نمودار و داشتن آن یک نقطه، درصد رطوبت حد روانی را از رابطه روبرو محاسبه می کنیم.

روش مخروط نفوذ سنج (The Fall Cone Test)

53



از روش های جدیدتر محاسبه حد روانی خاک است که طی آن میزان نفوذ مخروطی استاندارد در فاصله زمانی ۵ ثانیه و در خاک با رطوبت های مختلف محاسبه می شود. همانند روش کاساگرانده نموداری رسم شده و با میان یابی حد روانی محاسبه می شود.

حد روانی در این آزمایش برابر رطوبتی است که در آن مخروط در زمان ۵ ثانیه به میزان ۲۰ میلی متر نفوذ کند.

تعیین رطوبت حد خمیری

54

برای تعیین رطوبت حد خمیری خاک، خاک مرطوب را به صورت فتیله در آورده و ضخامت آن را با عقب و جلو بردن به وسیله کف دست بر روی یک سطح شیشه ای مرتبا کاهش می دهیم. اگر فتیله در ضخامت ۳ میلی متر ترک خورد رطوبت آن رطوبت حد خمیری است و اگر در قطری بیشتر از ۳ میلی متر ترک خورد رطوبت آن کمتر از رطوبت حد خمیری می باشد.



تعیین رطوبت حد انقباض

55

برای تعیین رطوبت حد انقباض نمونه ای از خاک را درون ظرف (معمولا چینی) استاندارد قرار می دهیم به طوری که ظرف کاملا پر شود و سپس ظرف و نمونه را وزن می کنیم. در مرحله بعد نمونه را درون آون قرار می دهیم تا رطوبت آن کاملا خارج گردد. در اثر از دست دادن رطوبت، نمونه کاهش حجم می دهد.

محسن مطهری - موسسه آموزش عالی جهاد دانشگاهی خوزستان



تعیین رطوبت حد انقباض

56

این کاهش حجم را به وسیله ریختن جیوه روی ظرف تا پر شدن ظرف محاسبه می کنیم. اگر W_i رطوبت اولیه نمونه در هنگام قرار دادن آن درون ظرف باشد، رطوبت معادل حد انقباض را از رابطه زیر محاسبه می کنیم.

$$S_L = \left(\frac{m_1 - m_2}{m_2} \right) \times 100 - \left(\frac{(v_i - v_p) \cdot \rho_w}{m_2} \right) \times 100$$

m_1 : جرم نمونه خاک قبل از آزمایش (وزن ظرف و خاک-وزن ظرف)

m_2 : جرم نمونه خشک شده خاک

v_i : حجم نمونه خاک قبل از آزمایش (حجم ظرف)

v_p : حجم نمونه خاک بعد از آزمایش

ρ_w : چگالی آب

حدود اتربرگ (Atterberg Limits)

57

اتربرگ حدود رطوبت خود را به منظور تعیین میزان سفتی و مقاومت خاک تعریف نمود. بدین منظور دو پارامتر نشانه خمیری و نشانه مایع نیز معرفی شدند.

$$PI = LL - PL$$

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

PL : حد خمیری

LL : حد روانی

PI : نشانه خمیری

LI : نشانه مایع

w : رطوبت نمونه

حدود اتربرگ (Atterberg Limits)

58

خاک حساس
(Sensitive)

- $w > LL$
- $LI > 1$

خاک جوان یا نرم
(Soft)

- $w = LL$
- $LI = 1$

خاک سفت (Stiff)

- $w < LL$
- $LI < 1$

خاک سخت (Hard)

- $w < PL$
- $LI < 1$

تشخیص بین لای و رس

59

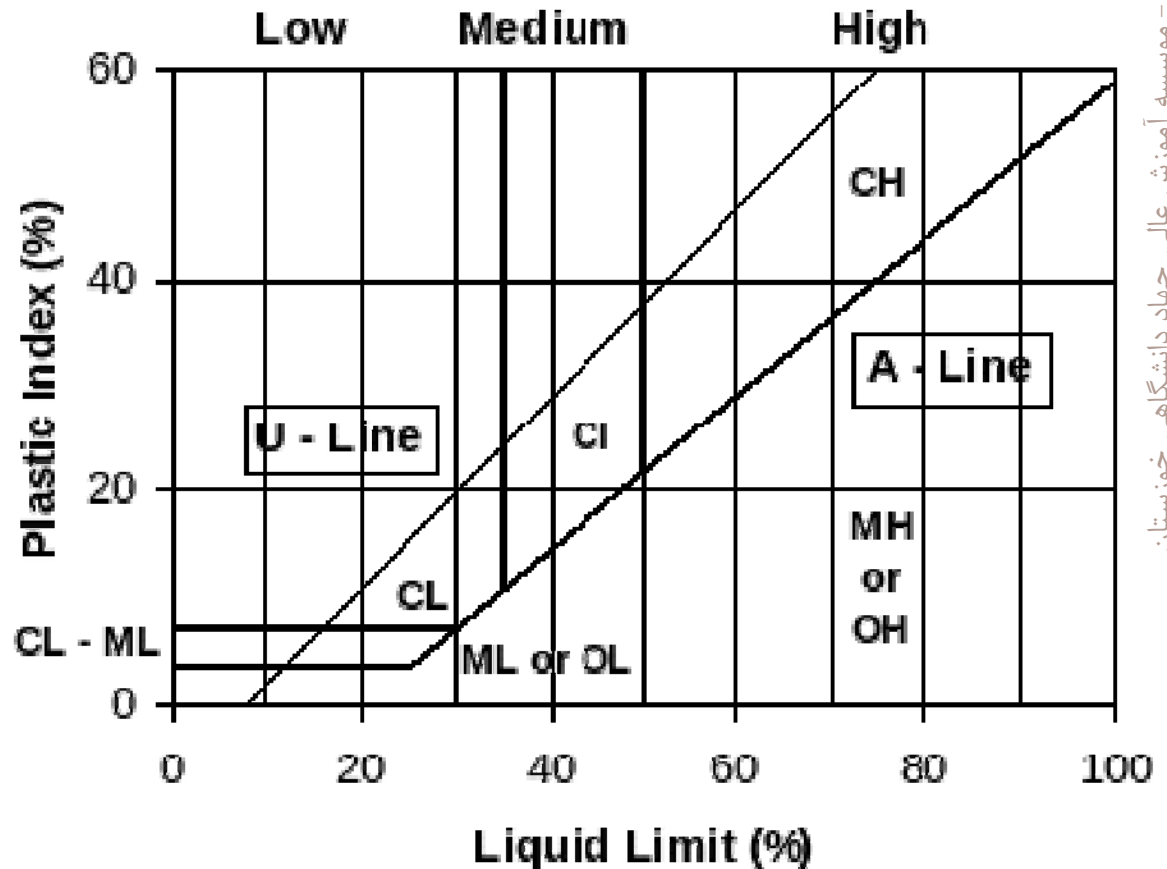
با استفاده از نشانه خمیری خاک و معادله خط A می توان بین خاک رس و لای نیز تفاوت قایل شد.

A-Line:

$$PI = 0.72(LL - 20)$$

U-Line:

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



طبقه بندی خاک

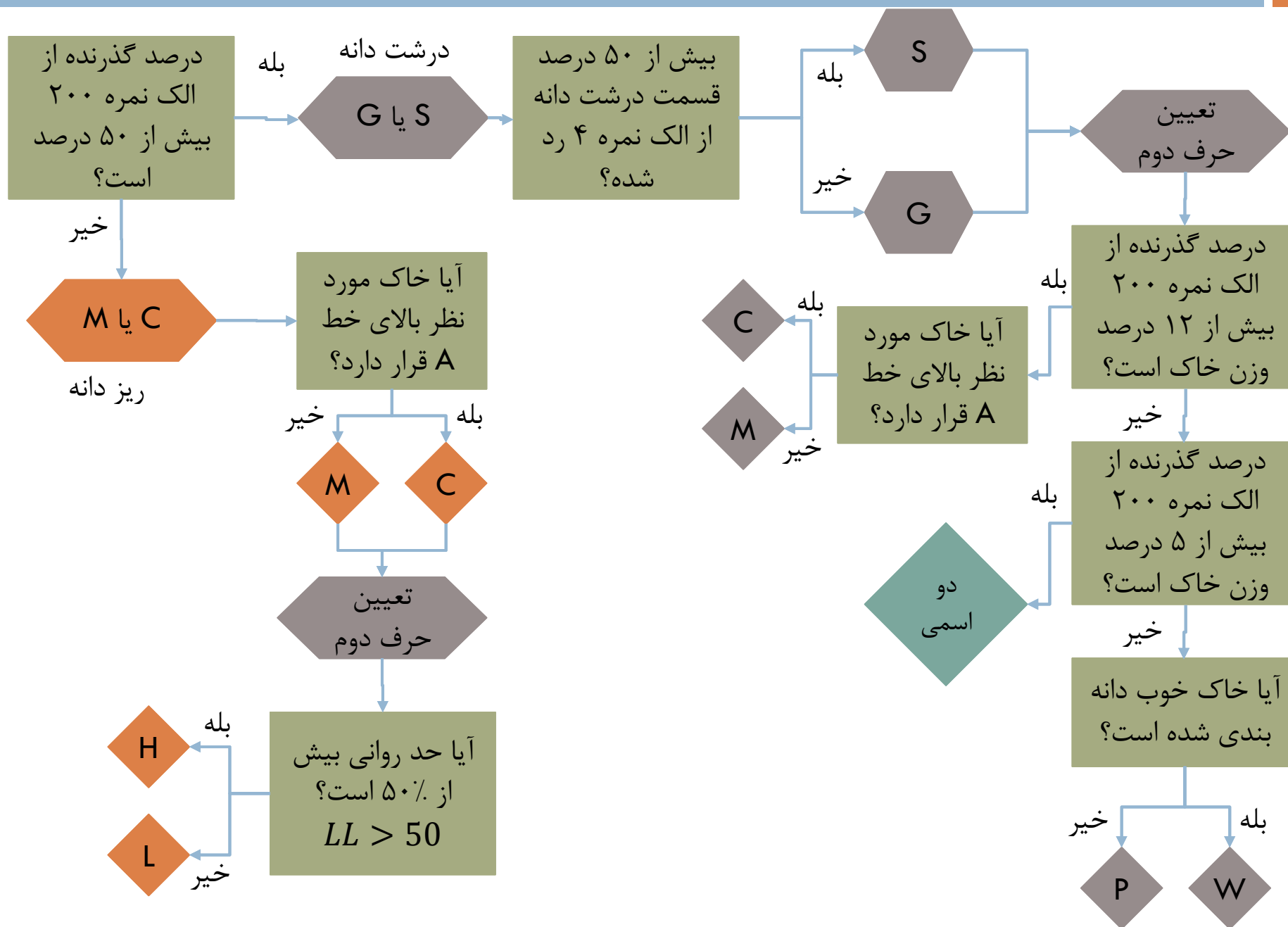
طبقه بندی خاک به روش متحد

61

به منظور داشتن یک چهارچوب مشخص برای انجام بررسی های تخصصی در مکانیک خاک، نیاز به طبقه بندی خاک ها داریم. استانداردهای مختلفی برای طبقه بندی خاک ها وجود دارد. دو استاندارد معروف و پر استفاده برای طبقه بندی مکانیکی خاک، سیستم طبقه بندی آشتو (AASHTO) و سیستم طبقه بندی متحد (Unified) هستند.

اطلاعات مربوط به دانه بندی خاک و حدود اتربرگ برای طبقه بندی خاک به روش متحد کافی هستند. در این سیستم طبقه بندی، نوع خاک با دو حرف مشخص می شود (مثلا SP به معنای خاک ماسه ای بد دانه بندی شده). در مواردی خاصی نیز طبقه بندی خاک با چهار حرف (به صورت دو اسمی) مشخص می شود (مثلا GW-GM به معنای شن خوب دانه بندی شده لای دار).

خلاصه روش طبقه بندی در سیستم متحد در ادامه ارایه شده است.



فهرست

مقدمه-خاک و سنگ

شناسایی خاک‌ها و طبقه بندی

ترکیب خاک (روابط وزنی-حجمی)

جریان آب در خاک

تحکیم در خاک‌ها

مقاومت برشی در خاک‌ها

شناسایی‌های تحت الارضی

پی‌های سطحی

تعیین ظرفیت باربری شالوده‌های سطحی

نشست در شالوده‌های سطحی

ترکیب خاک (روابط وزنی-حجمی)

ویرایش اول
محسن مظهري

فصل سوم

ترکیب خاک

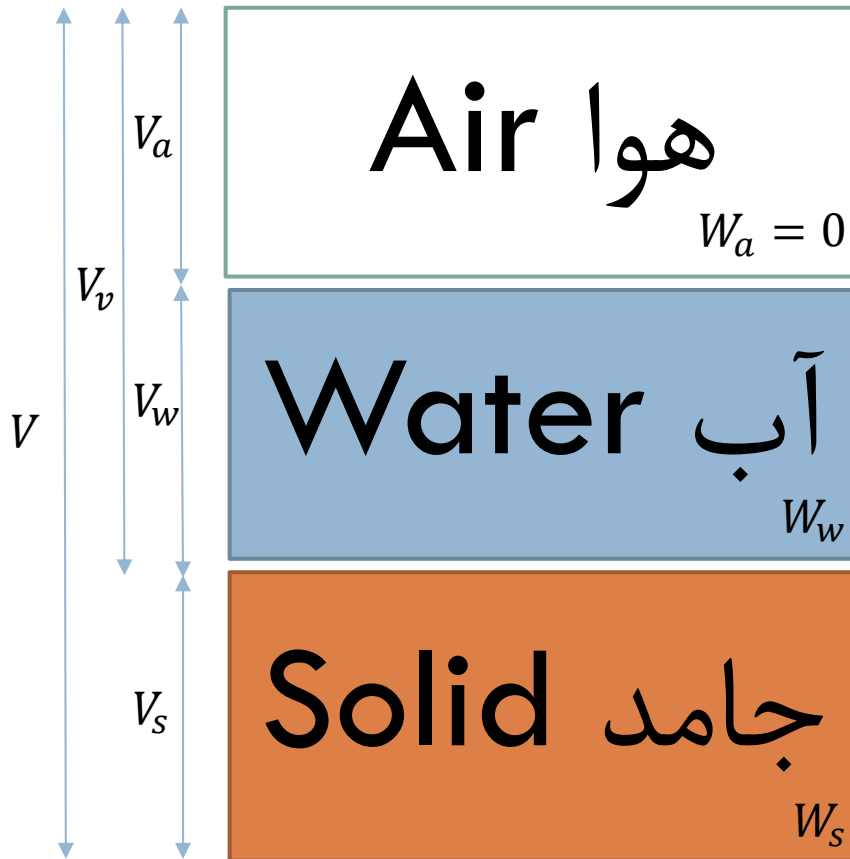
65



خاک ترکیبی از دانه های کانی ها و مواد آلی به همراه مایعات (عمدتا آب) و گازهای (هوا) موجود در فضای بین دانه ها است. ترکیب خاک را می توان در حالت ایده آل به صورت ترکیب بخش های جامد، آب، و هوا به صورت مجزا نشان داد.

ترکیب خاک

66



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

$$W = W_w + W_s$$

ترکیب خاک

67

مقادیر حجمی و وزنی این بخش های مجزا را با استفاده از روابط و پارامترهای تعریفی و قراردادی به هم مرتبط می کنند. این روابط بسته به استفاده از مقادیر وزنی و یا حجمی در آن ها به دو دسته روابط وزنی و روابط حجمی تقسیم می شوند.

روابط وزنی

وزن
مخصوص
(γ)

درصد
رطوبت
(w)

نسبت
تخلخل
(e)

پوکی (n)

درجه
اشباع
(S_r)

ترکیب خاک

68

نسبت تخلخل (Void Ratio)

نسبت حجم حفرات به حجم قسمت جامد

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

درجه پوکی خاک (Porosity)

نسبت حجم حفرات به حجم کل که معمولاً به درصد بیان می شود.

$$n = \frac{V_v}{V} \times 100$$

ترکیب خاک

69

درجه اشباع (Degree of Saturation)

نسبت حجم آب به حجم حفرات

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

درصد رطوبت (Moisture Content)

نسبت وزن آب به وزن قسمت جامد که به صورت درصد بیان می شود.

$$w = \frac{W_w}{W_s} \times 100$$

ترکیب خاک

70

وزن مخصوص یا وزن واحد حجم (Unit Weight)

$$\gamma = \frac{W}{V} = \rho \times g$$

وزن مخصوص خشک (Dry)

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

وزن مخصوص اشباع (Saturated)

$$\gamma_{sat} = \frac{W_{sat}}{V}$$

ترکیب خاک

71

سنگینی ویژه (Specific Gravity)

برابر است با نسبت وزن مخصوص یک دانه خاک به وزن مخصوص آب

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

همچنین در بین پارامترهای تعریف شده به وسیله روابط وزنی-حجمی نیز روابطی برقرار است که از آن ها به عنوان روابط کمکی برای استخراج پارامترهای وزنی-حجمی خاک از نتایج آزمایشگاهی و صحرایی استفاده می شود. تعدادی از این روابط در ادامه معرفی شده اند.

ترکیب خاک

72

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

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

$$\gamma = \gamma_d \left(1 + \frac{w}{100} \right)$$

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

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

$$e \cdot S = w \cdot G_s$$

فهرست

مقدمه-خاک و سنگ

شناسایی خاک‌ها و طبقه بندی

ترکیب خاک (روابط وزنی-حجمی)

جریان آب در خاک

تحکیم در خاک‌ها

مقاومت برشی در خاک‌ها

شناسایی‌های تحت الارضی

پی‌های سطحی

تعیین ظرفیت باربری شالوده‌های سطحی

نشست در شالوده‌های سطحی

جریان آب در خاک

ویرایش اول
محسن مظهري

فصل چهارم

جریان آب در خاک

75

بخش عمده ای از مشکلات و مسایل در خاک ها به دلیل وجود آب در آن ها است.

در هیدرولیک خاک ها دو مبحث **تراوش**، که هدف از آن محاسبه دبی و حجم آب عبوری است، و **فشار آب حفره ای**، که در مورد پایداری و مقاومت سازه ها اهمیت دارد، مورد بحث قرار می گیرند.

هیدرولیک خاک ها

فشار آب حفره ای

(Pore Water Pressure)

تراوش

(Seepage)

جریان آب در خاک

76

در هیدرولیک خاک ها، آب نسبت به خاک تراکم ناپذیر فرض می شود. همچنین فشار آب حفره ای نسبت به فشار جو اندازه گیری می شود بنابراین در سطح آزاد آب، فشار آب حفره ای برابر با صفر است.

شرایط هیدرولیکی در خاک ها

هیدرودینامیک

(HydroDynamic)

هیدرواستاتیک

(HydroStatic)

جریان دایم

(Steady Flow)

جریان غیر دایم

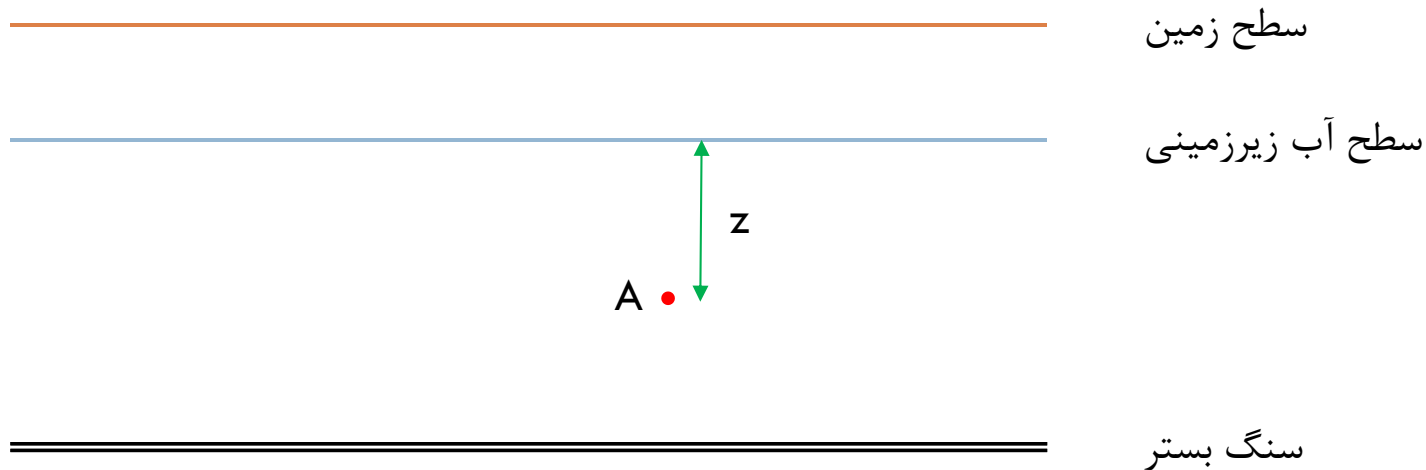
(Unsteady Flow)

شرایط هیدرولیکی

77

شرایط هیدرواستاتیک

$$U = \gamma_w \times z$$

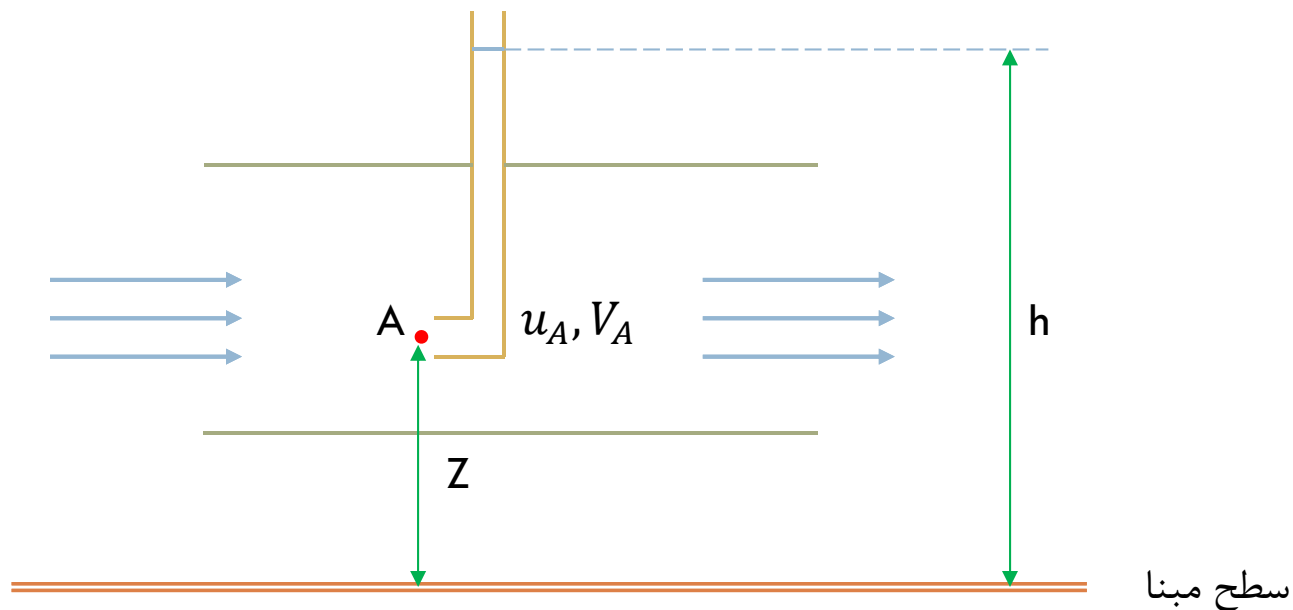


شرایط هیدرولیکی

78

شرایط هیدرودینامیک

هیدرولیک خاک ها در شرایط هیدرودینامیکی از رابطه برنولی تبعیت می کند.



رابطه برنولی (Bernoulli Equation)

79

طبق رابطه برنولی، بار کل یک نقطه در آب در حال حرکت را می توان به صورت مجموع بار معادل ارتفاع، بار معادل فشار، و بار معادل سرعت تعریف کرد.

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

h (*Total Head*): بار آبی کل

V : سرعت آب در خاک

Z : فاصله عمودی از نقطه مورد

u : فشار در نقطه مورد نظر

نظر تا یک سطح مبنا

g : شتاب جاذبه

رابطه برنولی (Bernoulli Equation)

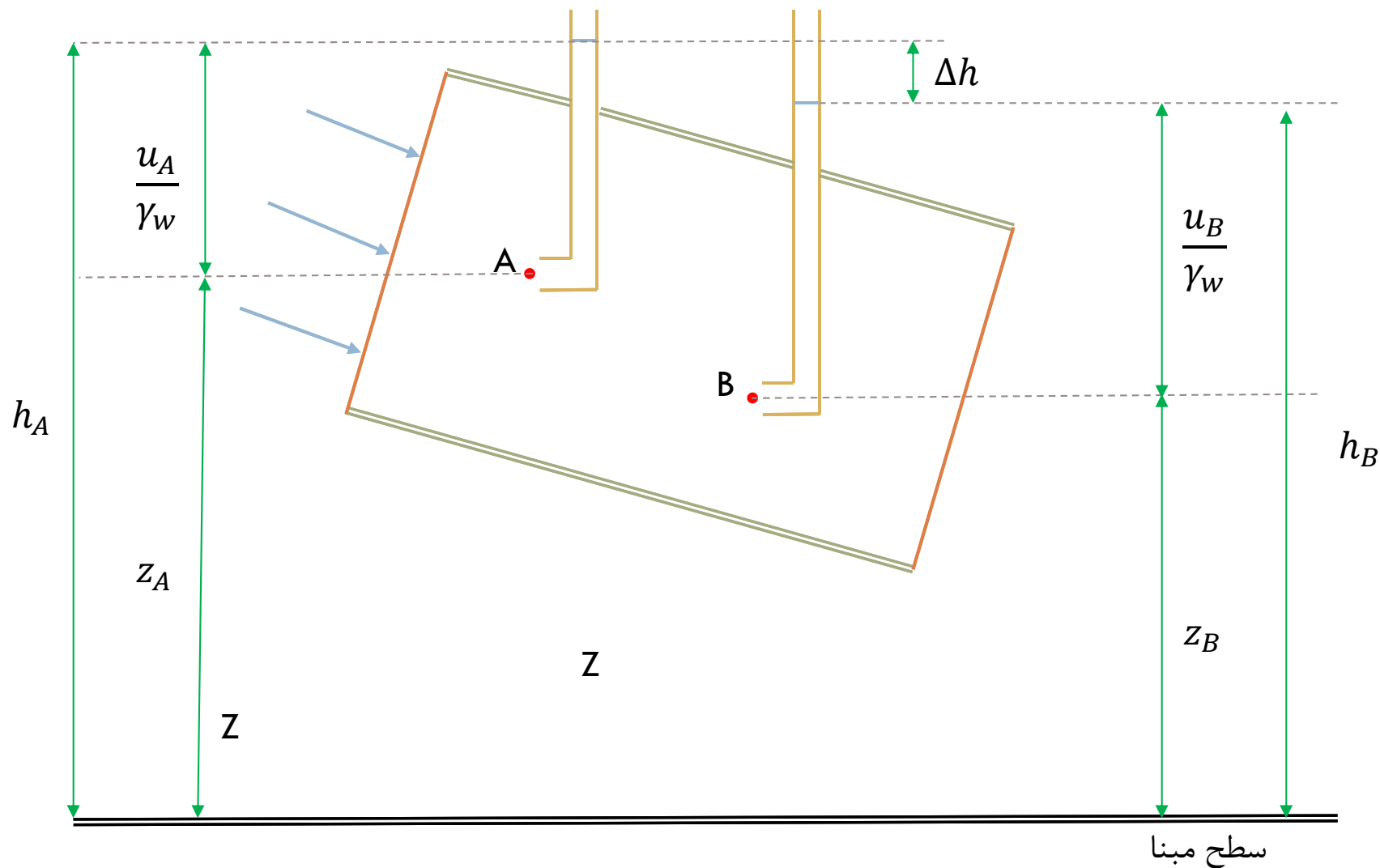
80

از آنجا که در خاک ها سرعت حرکت آب بسیار پایین است میتوان از جمله V^2 صرف نظر نمود. بنابراین رابطه برنولی برای خاک ها به فرم ذیل خواهد بود.

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

اختلاف بار آبی و گرادیان هیدرولیکی

81



اختلاف بار آبی و گرادیان هیدرولیکی

82

اختلاف هد (Δh)

عامل ایجاد جریان بین دو نقطه اختلاف بار آبی (هد) کلی است که بین آن دو نقطه ایجاد می شود.

گرادیان هیدرولیکی (*Hydrolic Gradient*)

نسبت افت بار در میان دو نقطه به فاصله بین آن دو نقطه که افت بار در طول آن صورت می گیرد را گرادیان هیدرولیکی می گویند.

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

گرادیان هیدرولیکی عددی بدون بعد و همیشه مثبت است. لذا افت بار بین دو نقطه همواره به صورت اختلاف افت بزرگتر با کوچکتر بیان می شود.

قانون داریسی

83

سرعت جریان در خاک های اشباع طبق رابطه داریسی و به صورت زیر بیان می شود.

$$V = K \times i$$

در این رابطه V سرعت جریان است که عبارت است از میزان آبی که در واحد زمان از واحد سطح عمود بر امتداد جریان عبور می کند.

K ضریب نفوذ پذیری خاک است که وابسته به شکل و جنس دانه های خاک، ساختار خاک، و خصوصیات سیال مورد نظر است.

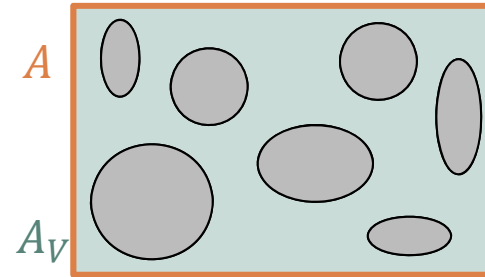
و i همان گرادیان هیدرولیکی است.

سرعت ظاهری و سرعت واقعی

84

سرعت به دست آمده از رابطه داری سرعت ظاهری آب در خاک است.

$$V = K \times i = \frac{q}{A} = \frac{\text{دبی}}{\text{سطح کل}}$$



سرعت واقعی جریان آب، سرعت حرکت آب از فضاهای خالی بین دانه ها است که از سرعت واقعی بزرگتر است.

$$V_a = \frac{q}{A_v} = \frac{\text{دبی}}{\text{سطح خالی}} = \frac{q}{n \times A} = \frac{V}{n}$$

ضریب نفوذپذیری خاک (Permeability Coefficient)

85

ضریب نفوذ پذیری در خاک ها با این رابطه تعریف می شود.

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

\bar{K} : ضریب نفوذپذیری مطلق که واحد آن متر مربع بوده و فقط بستگی به مشخصات ساختمانی خاک دارد.

وزن مخصوص و ویسکوزیته آب: γ_w, η

عوامل موثر بر ضریب نفوذپذیری

86

اندازه متوسط حفره ها

هرچه اندازه متوسط حفره ها بزرگتر باشد، ضریب نفوذپذیری و نفوذپذیری خاک بیشتر می شود.

نسبت تخلخل

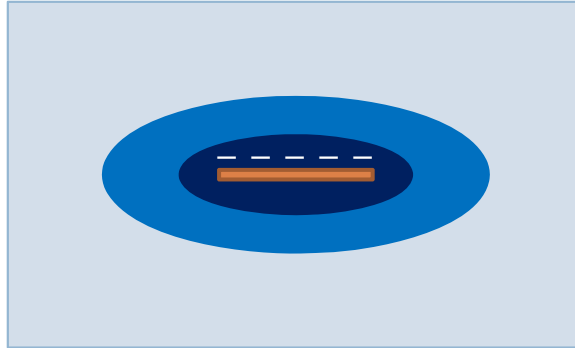
هرچه نسبت تخلخل بالاتر باشد، نفوذپذیری خاک بیشتر می شود.

ترکیب مواد معدنی

برای خاک های ریزدانه کاربرد دارد. بر اساس جنس کانی رس، هرچه خاصیت خمیری بیشتر باشد نفوذپذیری کمتر است.

عوامل موثر بر ضریب نفوذپذیری

87



دانه رس با بار منفی بر روی سطح

آب جذبی

آب لایه ای

آب آزاد

دما

هرچه دما بالاتر باشد نفوذپذیری بیشتر است.

دانه بندی و شکل دانه ها

خاک های گرد گوشه نسبت به خاک های تیز گوشه با نسبت تخلخل مشابه نفوذپذیری بیشتری دارند.

خاک های بد دانه بندی شده نسبت به خاک های خوب دانه بندی شده با نسبت تخلخل مشابه نفوذپذیری بیشتری دارند.

ضریب نفوذپذیری خاک (Permeability Coefficient)

88

مقدار تقریبی ضریب نفوذپذیری برای خاک های مختلف به شکل جدول زیر است.

نفوذپذیری	نوع خاک	$K \left(\frac{cm}{Sec} \right)$
نفوذپذیر	شن	1 – 100
	ماسه درشت	0.01 – 1
نفوذناپذیر	ماسه ریز	0.001 – 0.01
	لای	10^{-5} – 0.001
	رس	$< 10^{-6}$

ضریب نفوذپذیری خاک (Permeability Coefficient)

89

محاسبه ضریب نفوذپذیری خاک

روش
صحرائی

روش آزمایشگاهی

روش تجربی

روش
پمپاژ

آزمایش با
بار افتان

آزمایش با
بار ثابت

روش
هیزن

روش
کوزن

روش های تجربی محاسبه ضریب نفوذپذیری

90

روش هیزن (Hazen, 1991)

این روش برای ماسه تمیز با دانه بندی یکنواخت (SP) کاربرد دارد. ضریب C در این معادله یک ضریب تجربی است.

$$K = C \cdot D_{10}^2$$

$$C = 0.4 - 1.2 \left(\frac{1}{cm \cdot Sec} \right) (Typically 1)$$

$$K \left(\frac{cm}{Sec} \right), D_{10}(mm)$$

روش های تجربی محاسبه ضریب نفوذپذیری

91

روش کوزنی (Kozeny, 1927)

این روش برای انواع خاک ها کاربرد داشته و البته معمولاً دقت آن از روش هیزن کمتر است.

$$K = \frac{e^3}{1 + e}$$

e = نسبت تخلخل

$$K \left(\frac{cm}{Sec} \right)$$

روش های آزمایشگاهی محاسبه ضریب نفوذپذیری

92

محاسبه ضریب نفوذپذیری در آزمایشگاه به طور معمول با استفاده از دو آزمایش بار ثابت و بار افتان انجام می شود. ابزار آزمایش در هر دو این موارد مشابه بوده و تنها شرایط انجام آزمایش تفاوت دارد.

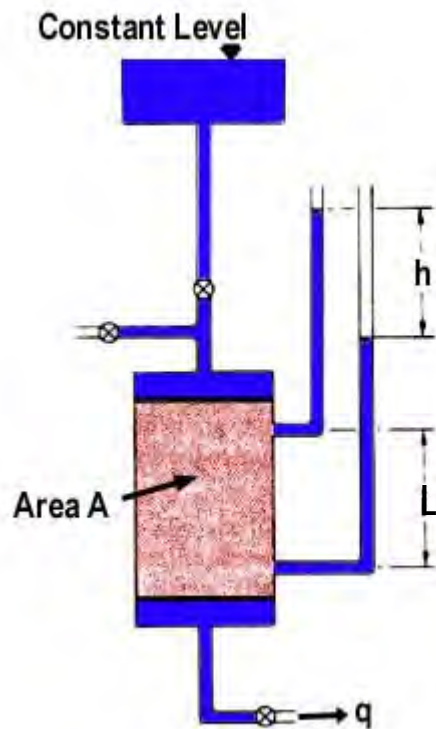


روش های آزمایشگاهی محاسبه ضریب نفوذپذیری

93

روش آزمایش با بار ثابت (Constant Head Test)

این روش برای خاک های درشت دانه کاربرد دارد و در آن در طول زمان آزمایش (t) سطح آب ورودی (بار آبی) ثابت نگاه داشته می شود.



$$q = V \times A \xrightarrow{V=K \times i} q = KiA$$

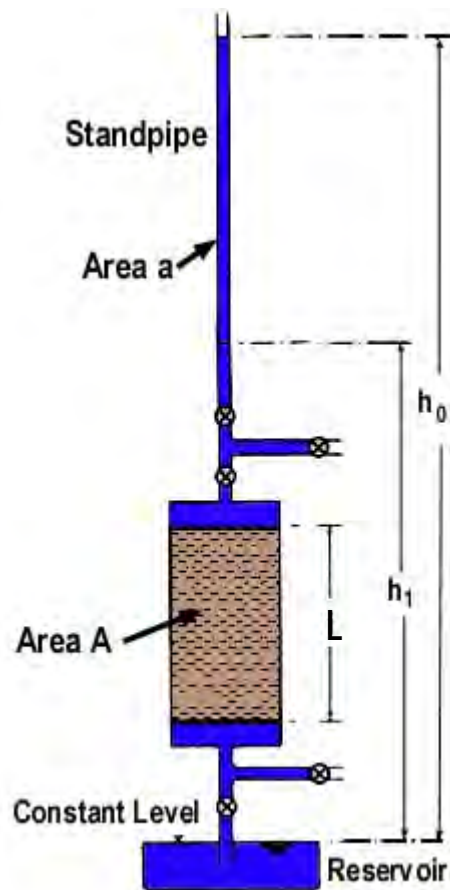
$$\xrightarrow{i=\frac{h}{L}} q = K \left(\frac{h}{L} \right) A \rightarrow K = \frac{q \cdot L}{h \cdot A}$$

روش های آزمایشگاهی محاسبه ضریب نفوذپذیری

94

روش آزمایش با بار افتان (Falling Head Test)

این روش برای خاک های ریزدانه کاربرد دارد و در آن در طول زمان آزمایش (t) سطح آب ورودی به تدریج کاهش می یابد.



$$K = 2.3 \frac{a \cdot L}{A \cdot t} \log \left(\frac{h_0}{h_1} \right)$$

روش صحرائی آزمایش نفوذپذیری

95

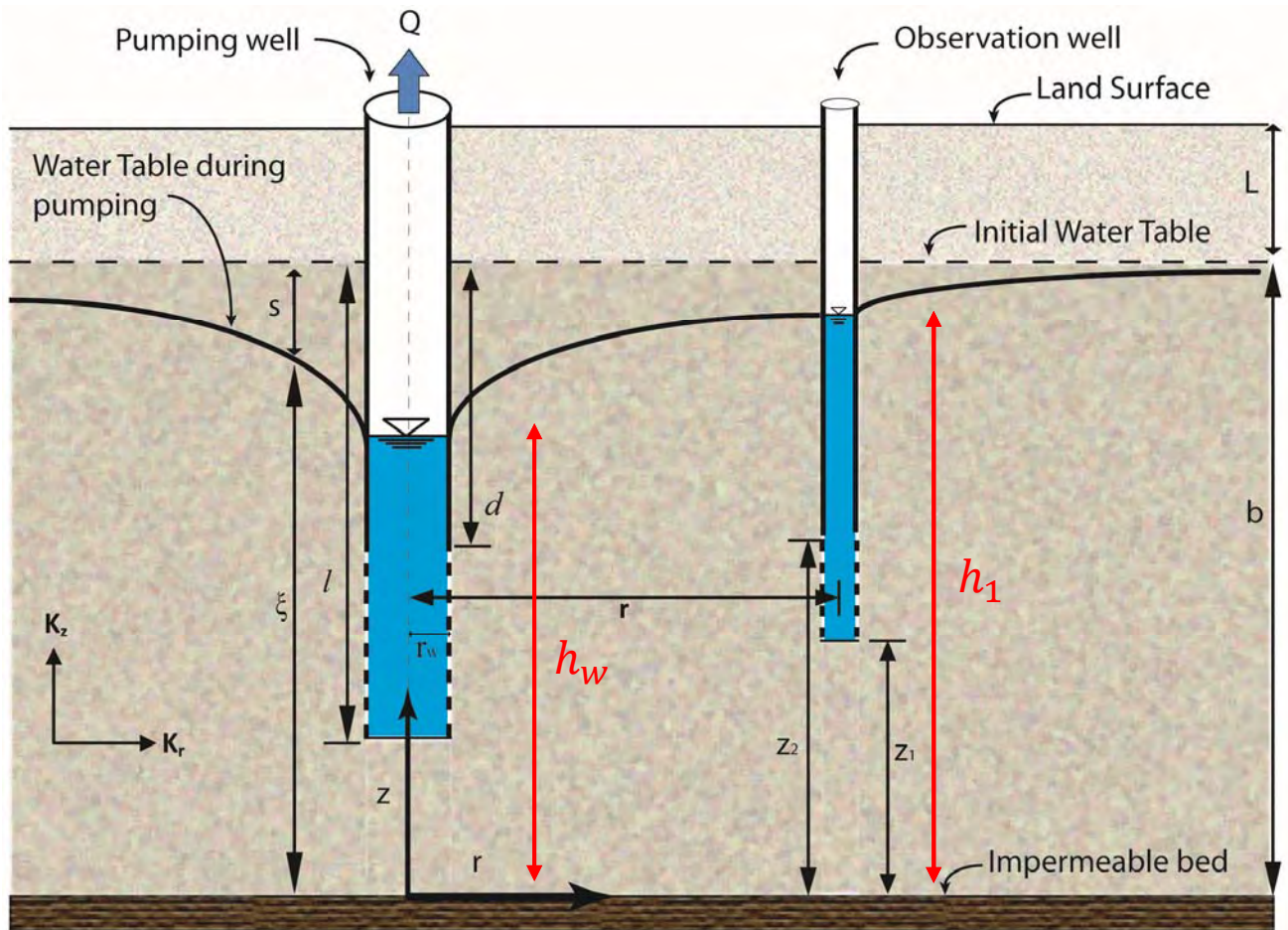
آزمایش پمپاژ (Pumping Test)

دقیق ترین روش برای اندازه گیری نفوذپذیری است که در آن آب زیرزمینی به خارج پمپاژ شده و سرعت جایگزینی آب پمپاژ شده درون چاه، نفوذپذیری خاک را تعیین می کند.



روش صحرایی آزمایش نفوذپذیری

96



$$K = \frac{Q \cdot \ln\left(\frac{r}{r_w}\right)}{\pi(h_1^2 - h_w^2)}$$

محاسبه ضریب نفوذپذیری معادل در خاک چند لایه

97

راستای جریان موازی با راستای لایه بندی

$$q = q_1 + q_2 + q_3 \xrightarrow{q=V.H=K.i.H} KiH = K_1i_1H_1 + K_2i_2H_2 + K_3i_3H_3$$

$$\xrightarrow{i=i_1=i_2=i_3} K_H = \frac{K_1H_1 + K_2H_2 + K_3H_3}{H}$$



محاسبه ضریب نفوذپذیری معادل در خاک چند لایه

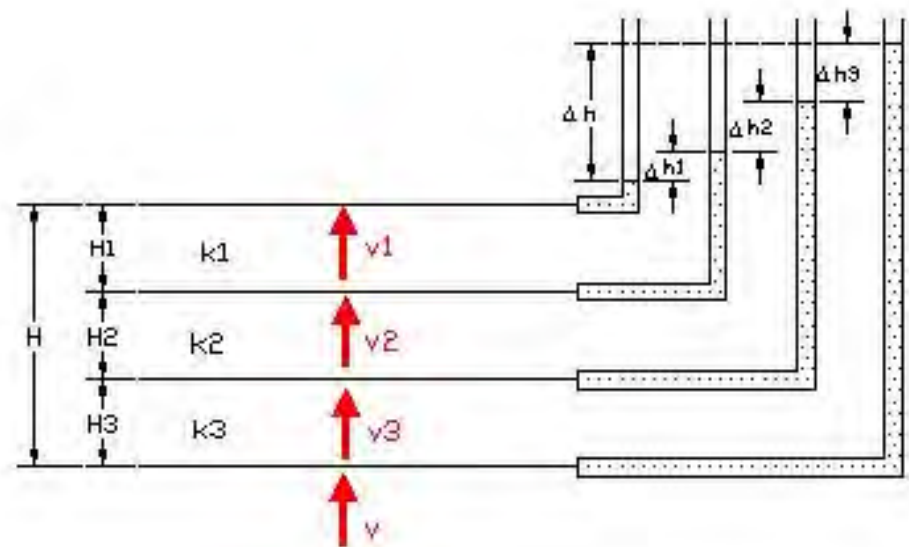
98

راستای جریان عمود بر راستای لایه بندی

$$q = q_1 + q_2 + q_3 \rightarrow q = q_1 \rightarrow K_v \cdot i = K_1 \cdot i_1 \rightarrow K_v \cdot \frac{\Delta h}{H} = K_1 \cdot \frac{\Delta h_1}{H_1} \rightarrow \Delta h_1 = \frac{K_v}{K_1} \cdot \frac{\Delta h \cdot H_1}{H}$$

$$\Delta h = \Delta h_1 + \Delta h_2 + \Delta h_3 \rightarrow \Delta h = \frac{K_v}{K_1} \cdot \frac{\Delta h \cdot H_1}{H} + \frac{K_v}{K_2} \cdot \frac{\Delta h \cdot H_2}{H} + \frac{K_v}{K_3} \cdot \frac{\Delta h \cdot H_3}{H}$$

$$\rightarrow K_v = \frac{H}{\frac{H_1}{K_1} + \frac{H_2}{K_2} + \frac{H_3}{K_3}}$$

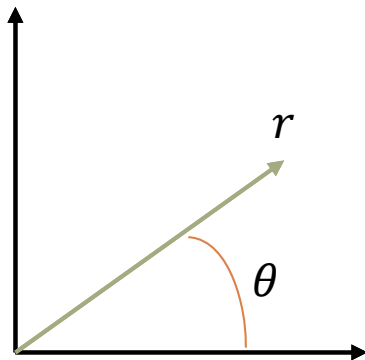


محاسبه ضریب نفوذپذیری معادل در خاک ناهمسانگرد

99

اگر در یک خاک ناهمسانگرد (Anisotropic) ضریب نفوذپذیری در جهت x برابر با K_x و ضریب نفوذپذیری در راستای y برابر K_y باشد، مقدار ضریب نفوذپذیری در راستای غیر مشخص r که با محور x زاویه برابر θ می سازد از رابطه زیر محاسبه می شود.

$$\frac{1}{K_r} = \frac{\cos^2 \theta}{K_x} + \frac{\sin^2 \theta}{K_y}$$



تنش موثر

100

تنش کل σ وارد شده بر یک توده خاک به دو بخش تقسیم می شود:

۱- قسمتی که توسط آب موجود در فضای بین دانه ها حمل می شود که به آن **فشار آب حفره ای** می گویند.

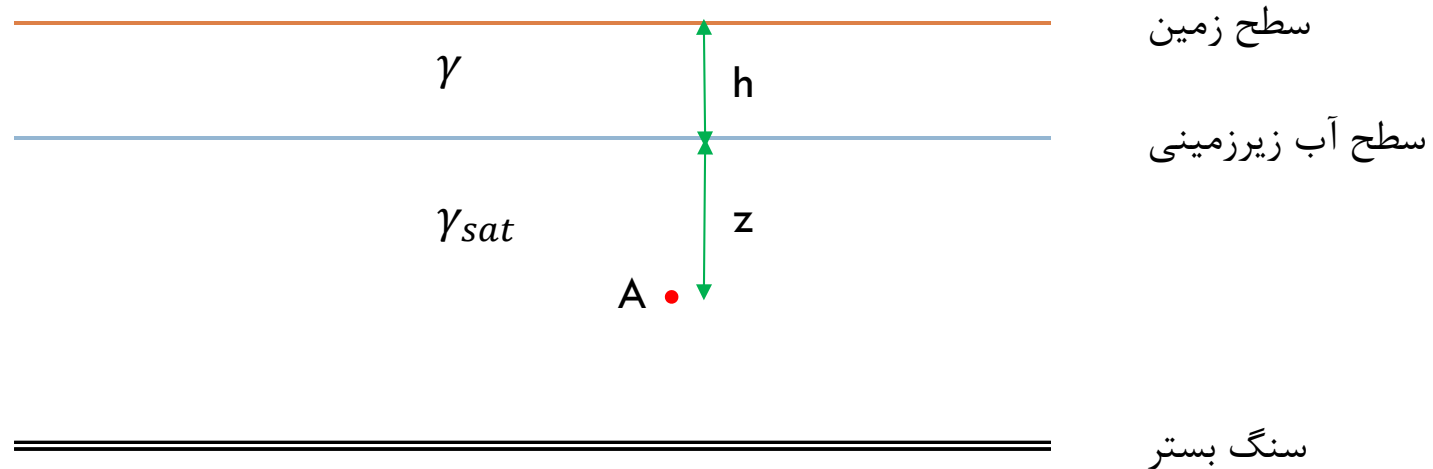
۲- باقی مانده تنش کل که توسط قسمت جامد خاک در نقاط تماس بین دانه ها حمل می شود که به آن **تنش موثر** می گویند.

مطابق تعریف، مجموع مولفه های قائم نیروهای به وجود آمده در نقاط تماس ذرات جامد در واحد سطح توده خاک تنش موثر نامیده می شود.

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

تنش موثر در حالت عدم وجود جریان (هیدرواستاتیک)

101



$$\sigma = \gamma \times h + \gamma_{sat} \times z$$

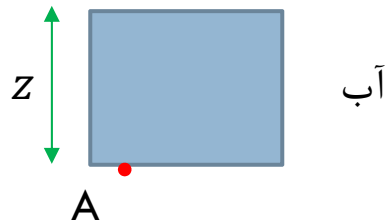
$$u_A = \gamma_w \times z$$

$$\sigma'_A = \sigma_A - u_A = \gamma \times h + (\gamma_{sat} - \gamma_w) \times z$$

$$\sigma'_A = \gamma \times h + \gamma' \times z$$

تنش موثر در حالت عدم وجود جریان (هیدرواستاتیک)

102



$$\sigma_A = \gamma_w \cdot z$$

$$u_A = \gamma_w \cdot z$$

$$\sigma'_A = \sigma_A - u_A = 0$$



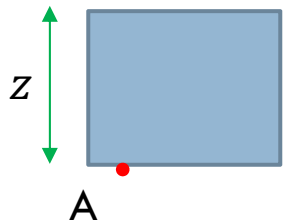
$$\sigma_A = \gamma \cdot z$$

$$u_A = 0$$

$$\sigma'_A = \sigma_A - u_A = \gamma \cdot z$$

تنش موثر در حالت عدم وجود جریان (هیدرواستاتیک)

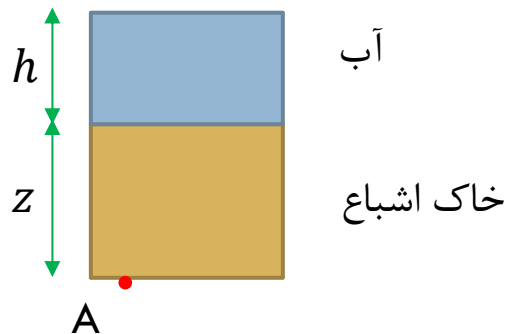
103



$$\sigma_A = \gamma_{sat} \cdot z$$

$$u_A = \gamma_w \cdot z$$

$$\sigma'_A = \sigma_A - u_A = (\gamma_{sat} - \gamma_w) \cdot z = \gamma' \cdot z$$



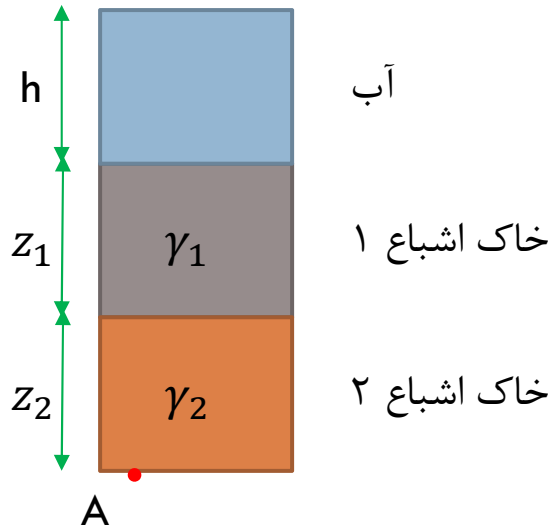
$$\sigma_A = \gamma_{sat} \cdot z + \gamma_w \cdot h$$

$$u_A = \gamma_w \cdot z + \gamma_w \cdot h$$

$$\sigma'_A = \sigma_A - u_A = (\gamma_{sat} - \gamma_w) \cdot z = \gamma' \cdot z$$

تنش موثر در حالت عدم وجود جریان (هیدرواستاتیک)

104



$$\sigma_A = \gamma \cdot h + \gamma_1 \cdot z_1 + \gamma_2 \cdot z_2$$

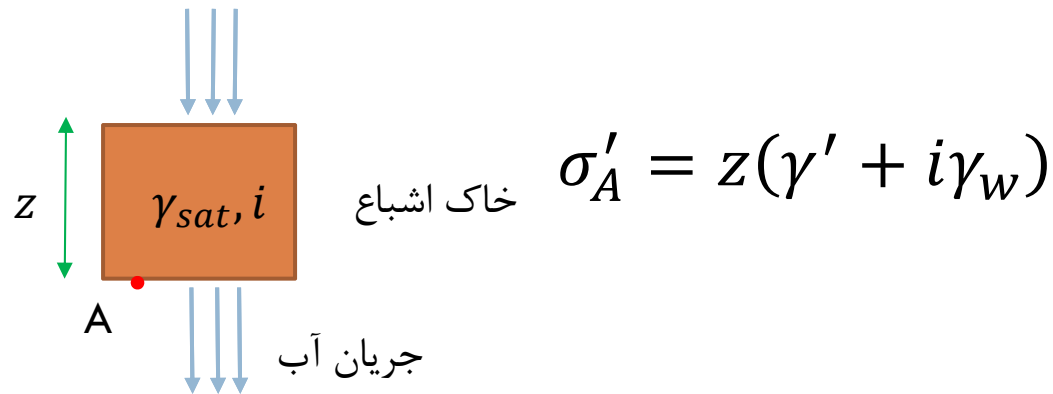
$$u_A = \gamma_w \cdot h + \gamma_w \cdot z_1 + \gamma_w \cdot z_2$$

$$\sigma'_A = \sigma_A - u_A = \gamma'_1 \cdot z_1 + \gamma'_2 \cdot z_2$$

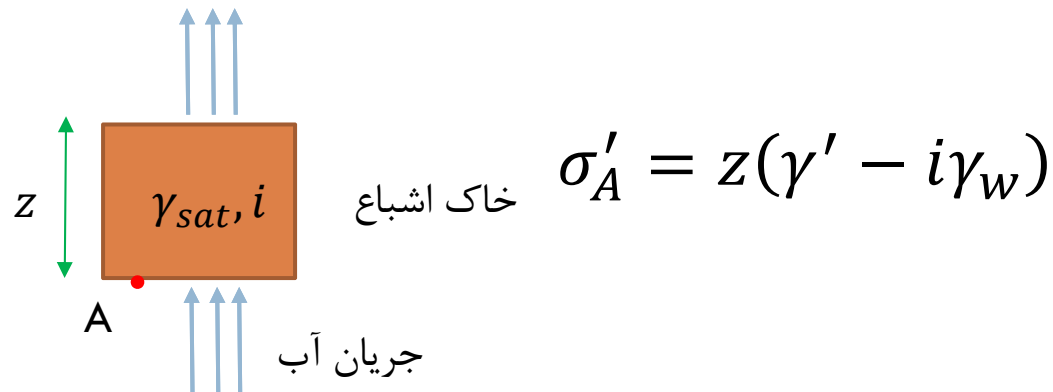
تنش موثر در حالت وجود جریان

105

جریان آب از بالا به پایین

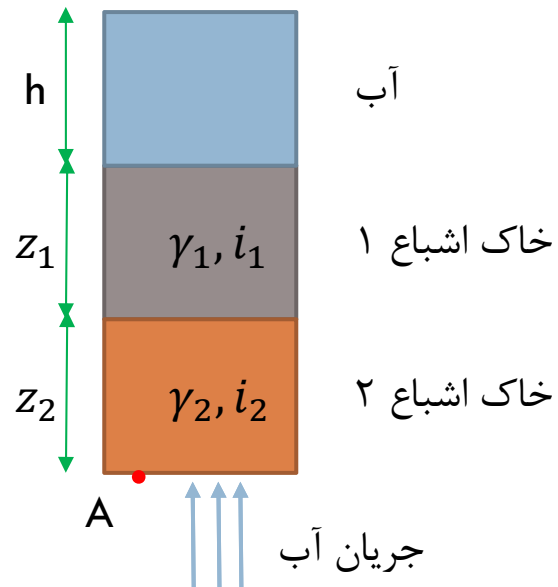


جریان آب از پایین به بالا



تنش موثر در حالت وجود جریان

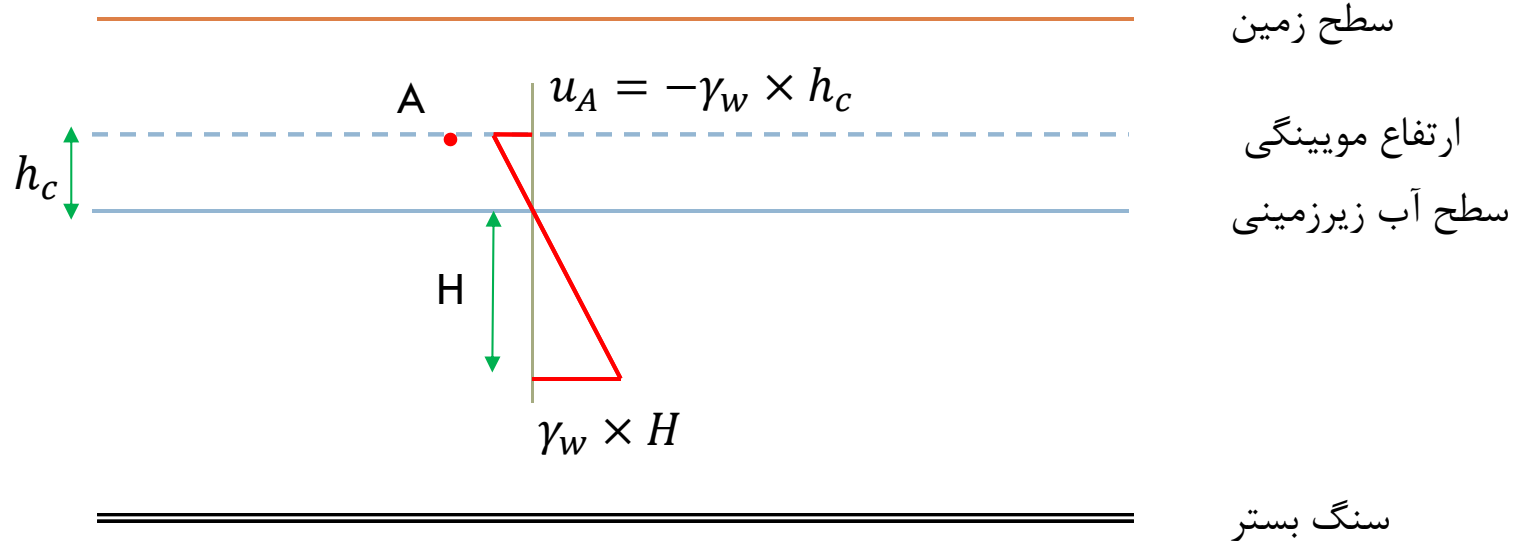
106



$$\sigma'_A = z_1(\gamma'_1 - i_1\gamma_w) + z_2(\gamma'_2 - i_2\gamma_w)$$

اثر موینگی بر تنش موثر

107



$$\sigma'_A = \sigma_A - u_A = \sigma_A + \gamma_w \times h_c$$

ثابتی بین ۰.۱ و ۰.۵: C

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

رابطه هیزن

ارتفاع موینگی به متر: h_c

قطر موثر به میلی متر: D_{10}

فهرست

مقدمه-خاک و سنگ

شناسایی خاک‌ها و طبقه بندی

ترکیب خاک (روابط وزنی-حجمی)

جریان آب در خاک

تحکیم در خاک‌ها

مقاومت برشی در خاک‌ها

شناسایی‌های تحت الارضی

پی‌های سطحی

تعیین ظرفیت باربری شالوده‌های سطحی

نشست در شالوده‌های سطحی

تحکیم در خاک ها (CONSOLIDATION IN SOILS)

ویرایش اول
محسن مظهري

فصل پنجم

تحکیم در خاک ها

110

در اثر وارد کردن فشار اضافی بر خاک ها، تغییر شکل و نشست در آن ها اتفاق می افتد. این نشست ناشی از خروج آبی و هوا در اثر اضافه فشار است. با این تفاوت که در رس های اشباع به دلیل نفوذ پذیری پایین یک نوع دیگر نشست نیز اتفاق می افتد که به آن نشست تحکیمی می گویند. **نشست تحکیمی، نشست با گذشت زمان به دلیل خارج شدن تدریجی آب و هوا از خاک می باشد.**

نشست در خاک ها

رس ها

شن، ماسه، و لای

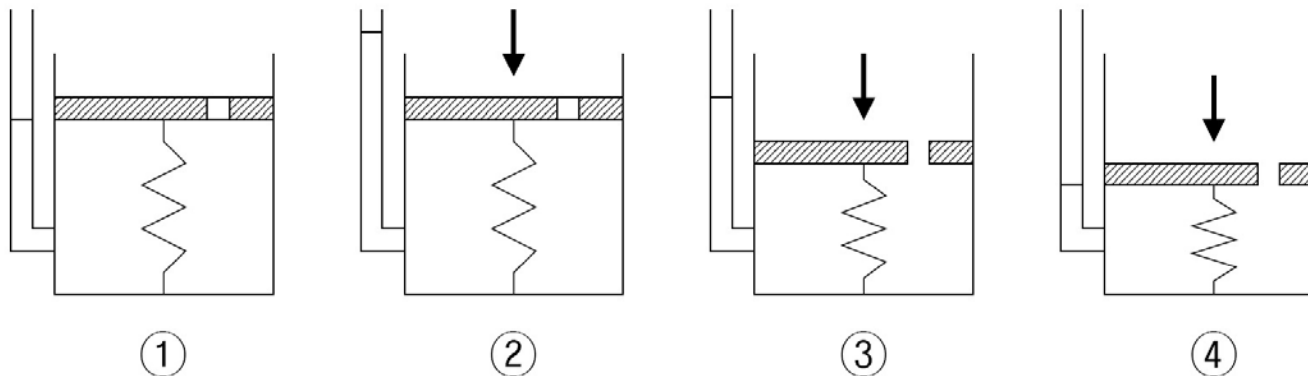
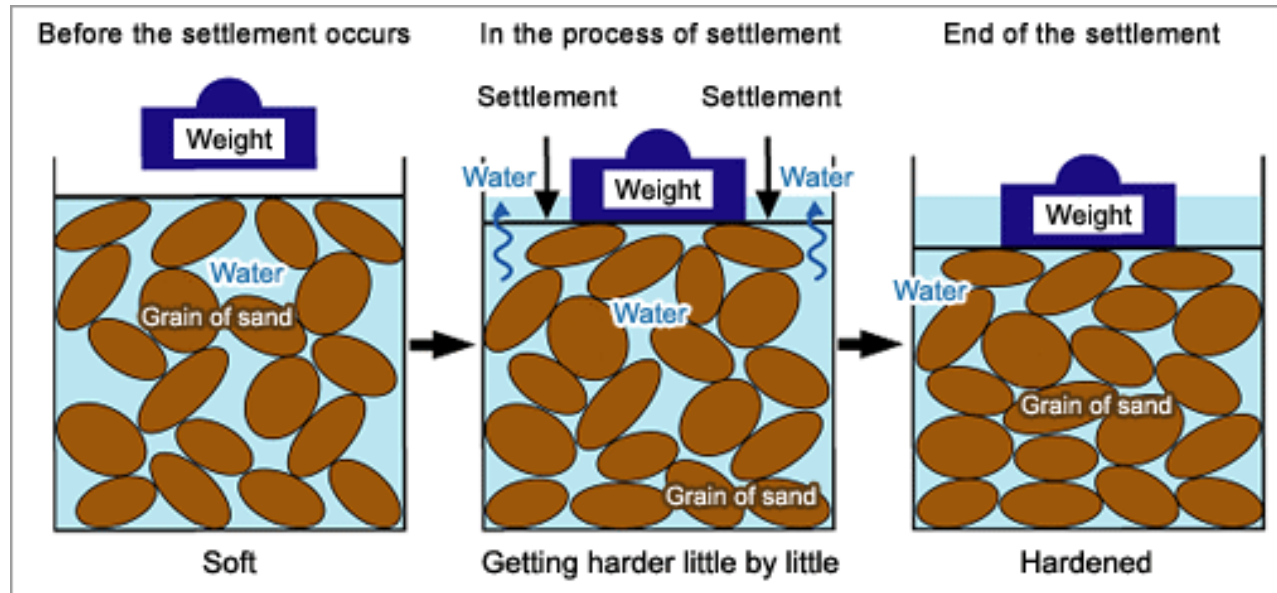
نشست آبی

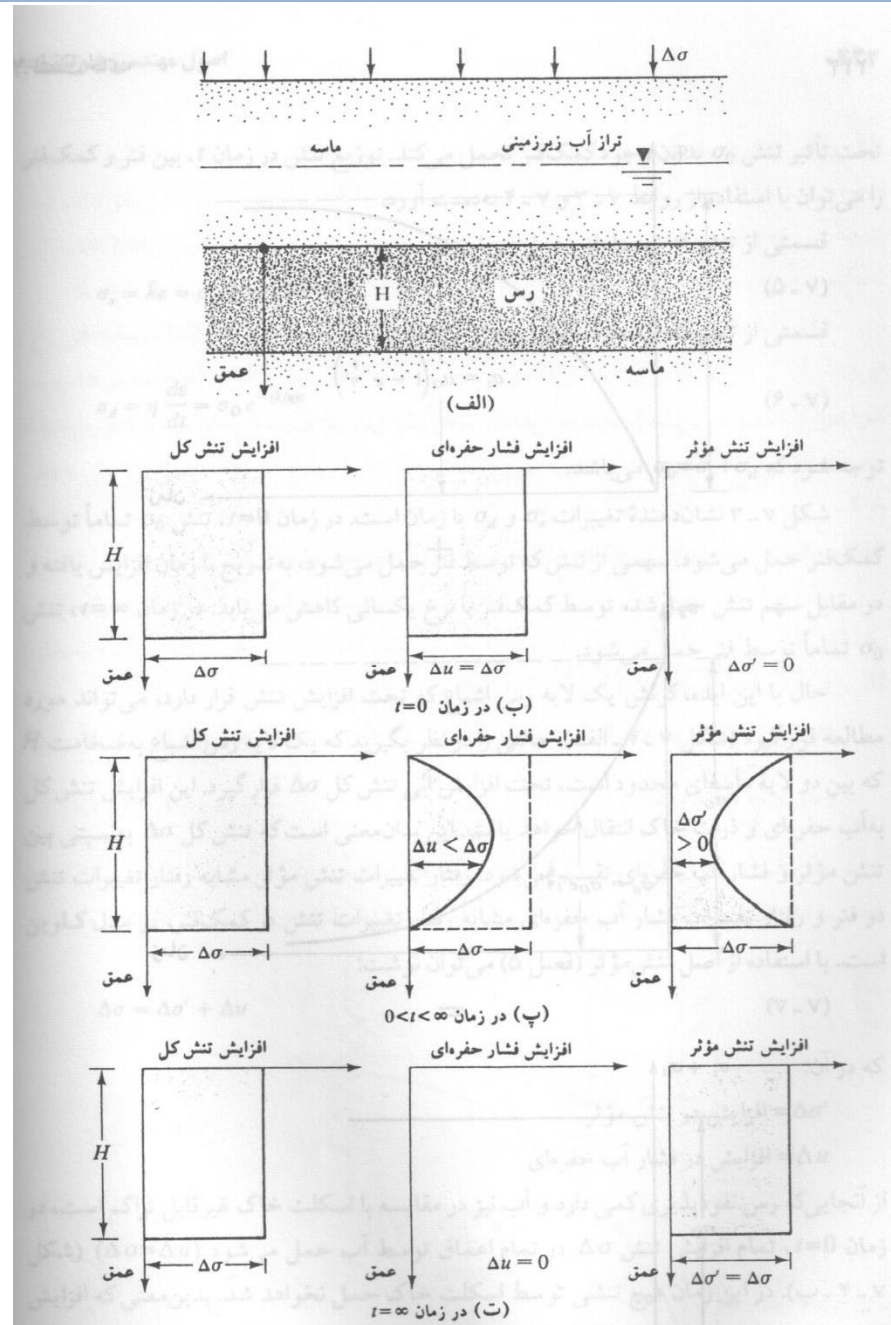
نشست تحکیمی

نشست آبی

تحکیم در خاک ها

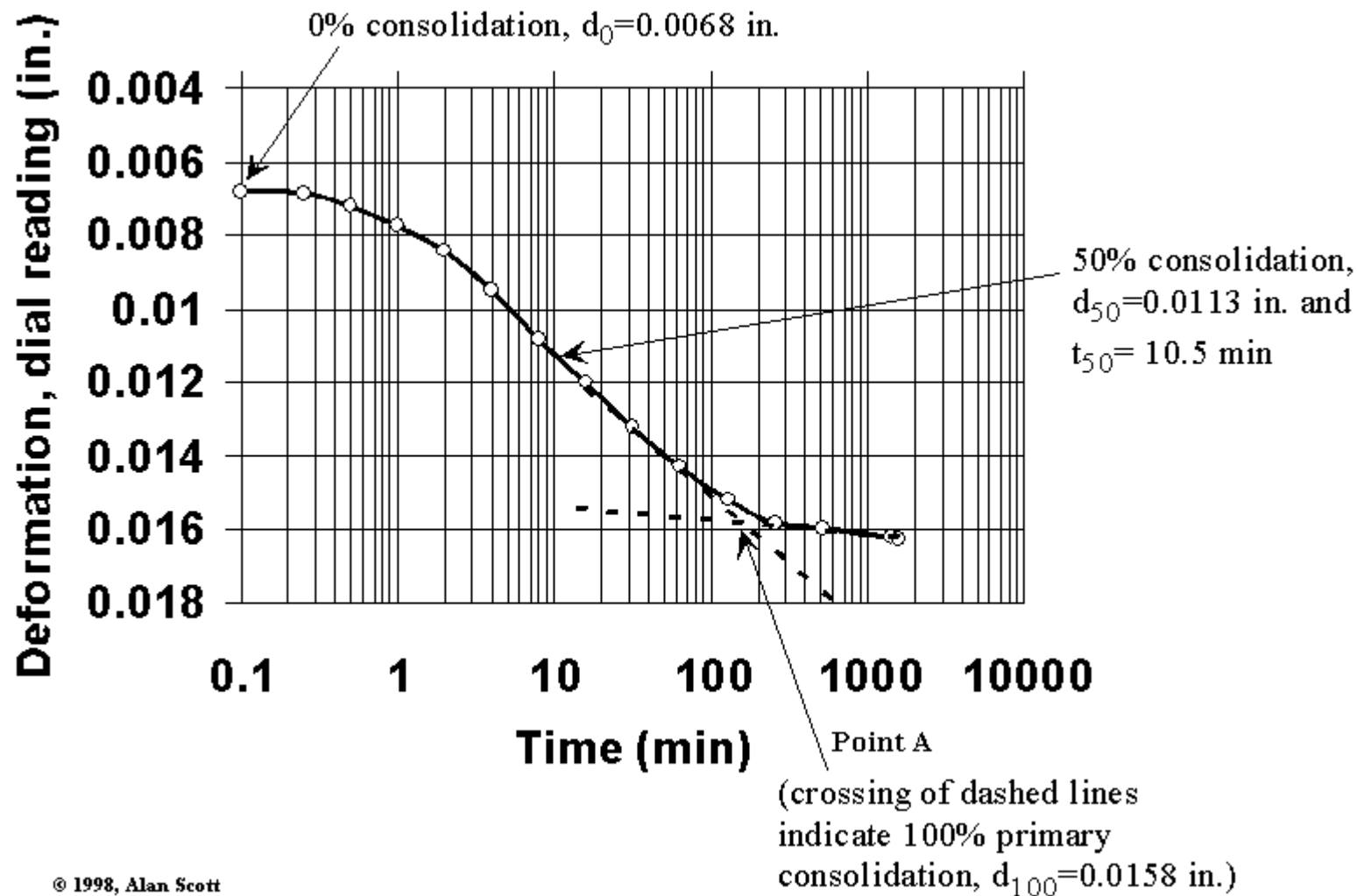
111





نمودار نشست با زمان در رس ها

113



تحکیم در خاک ها

114

نشست تحکیمی

تحکیم اولیه: تغییر شکل خاک الاستیک است و به حالت اولیه برمی گردد.

تحکیم ثانویه: چون پیوند بین دانه ها گسسته شده، تغییر شکل آن پلاستیک بوده و به حالت اولیه باز نمی گردد.

آزمایش ادومتر

Oedometer Test

آزمایش ادومتر (Oedometer Test)

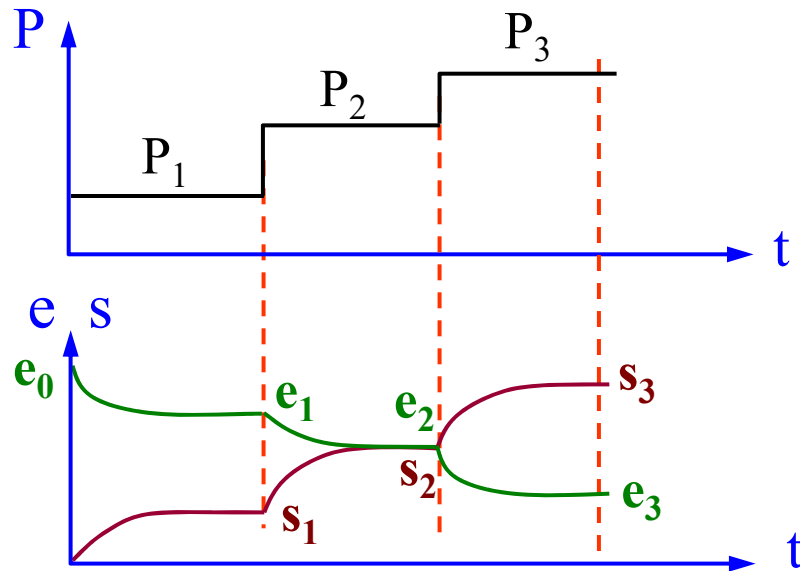
116

محسن مطهری - موسسه آموزش عالی جهاد دانشگاهی خوزستان

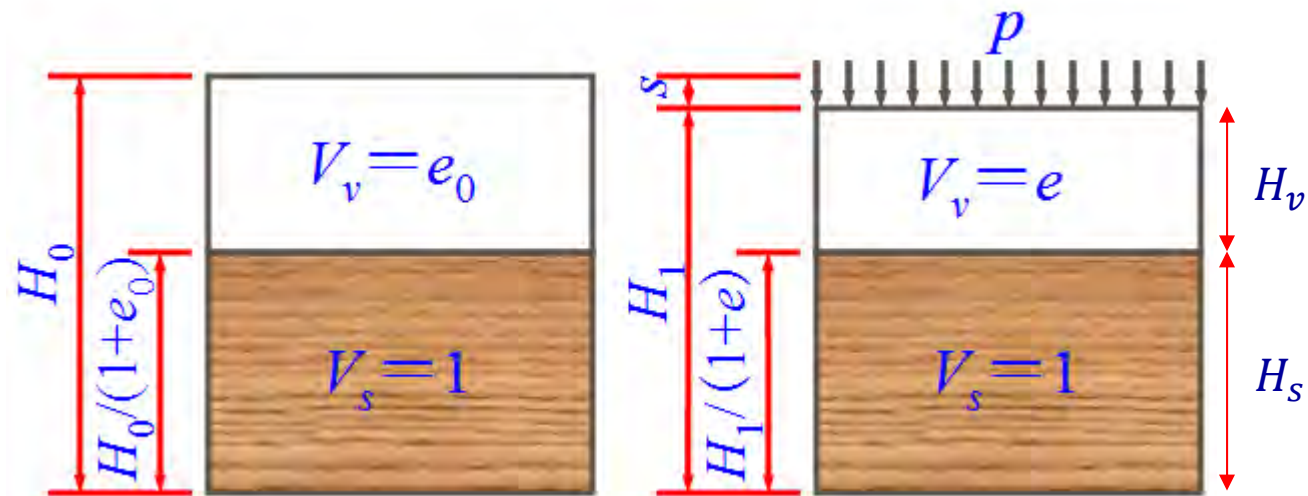
از آزمایش ادومتر برای تعیین خصوصیات نشست همراه با زمان خاک (تحکیم) استفاده می شود. در این آزمایش، نمونه خاک اشباع شده را در محفظه استوانه ای مخصوص قرار می دهند. این محفظه اجازه تغییر شکل جانبی به نمونه را نمیدهد ولی در عین حال امکان تغییر شکل و زهکشی آب در یک راستا فراهم شده است. سپس نمونه و محفظه را در دستگاه قرار داده و بر روی آن فشار وارد می نمایند. پس از بارگذاری اولیه، تغییر شکل نمونه پس از معمولاً ۲۴ ساعت ثبت می شود و در مرحله بعد بار را افزایش داده (معمولاً یک برابر) و میزان نشست نمونه را در بازه ۲۴ ساعت بعدی ثبت می نمایند. حاصل این اندازه گیری ها در نموداری به نام نمودار نسبت تخلخل و لگاریتم بار ثبت می شود.

شیب این منحنی را در هر نقطه ضریب ادومتری E' می گویند که ثابت نبوده و به سطح تنش در نمونه وابسته است.





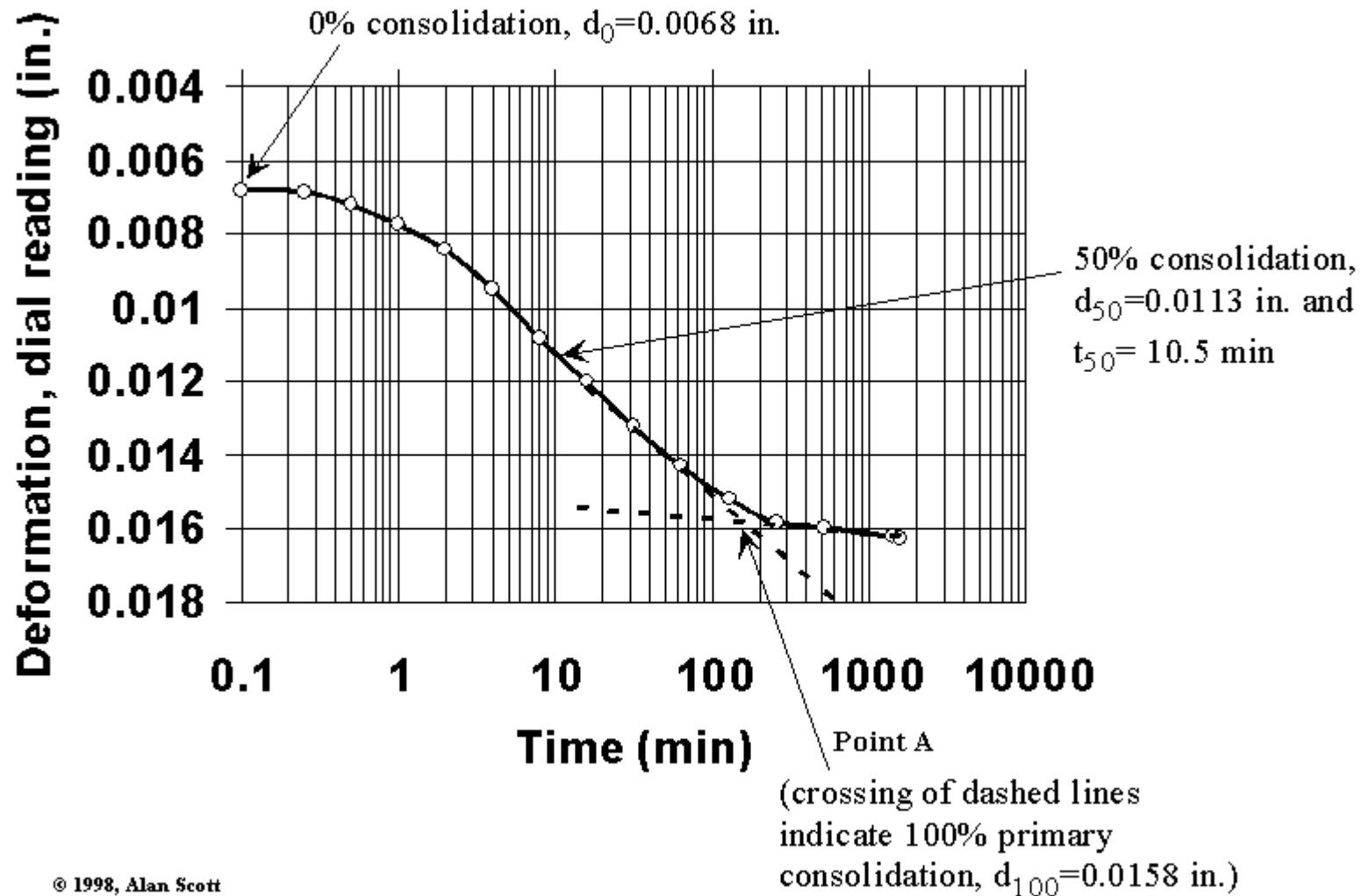
میزان بار	نشست
۰	۰
۵۰	۱
۱۰۰	۱.۲
۲۰۰	۱.۳



$$H_s = \frac{H_0}{1 + e_0} = \frac{W_s}{A \cdot G_s \cdot \gamma_w} \quad G_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_w}, \gamma_s = \frac{W_s}{V_s}, V_s = A \times H, H_v = H_1 - H_s \quad e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{H_v}{H_s}$$

آزمایش ادومتر

118



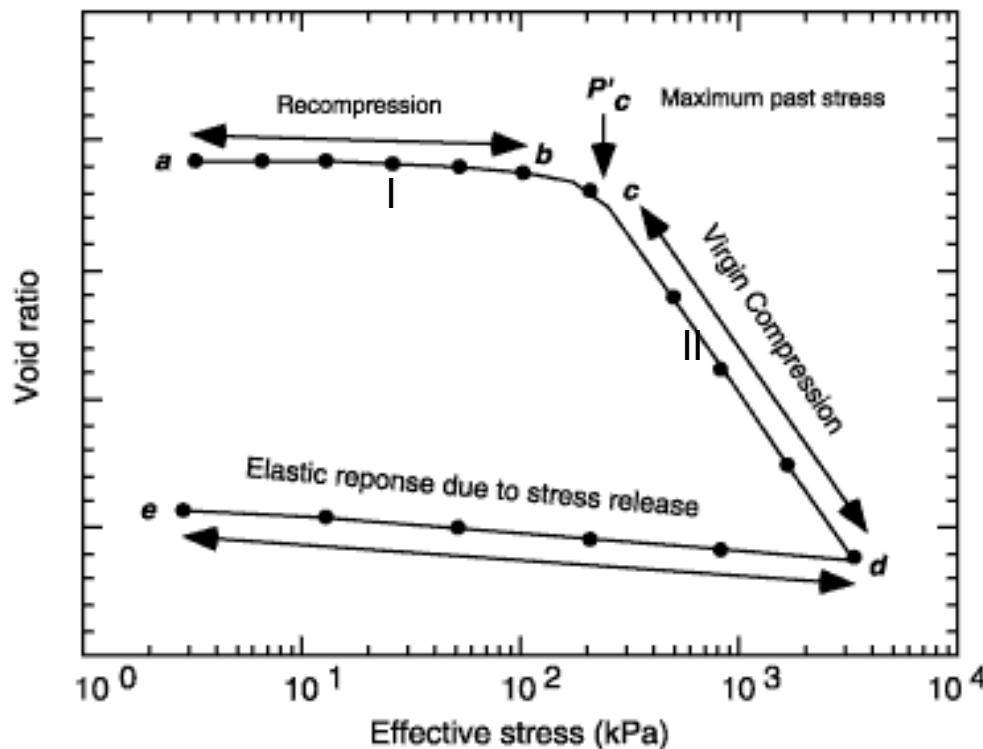
نمودار نسبت تخلخل-لگاریتم فشار

e-LogP Curve

نمودار نسبت تخلخل-لگاریتم فشار (e-LogP)

120

می توان با استفاده از نتایج آزمایش تحکیم، نمودار نسبت تخلخل-لگاریتم فشار را رسم نمود. در صورتی که خاک تحت آزمایش قبلا فشاری بیش از فشار اولیه وارد شده در آزمایش را تحمل کرده باشد در منحنی شکستگی دیده خواهد شد. به چنین خاکی، خاک بیش تحکیم یافته (Overconsolidated) گفته می شود. در غیر این صورت خاک، عادی تحکیم یافته (Normally Consolidated) خواهد بود.



$$\text{Overconsolidation Ratio (OCR)} = \frac{P'_c}{P'}$$

P'_c : تنش بیش تحکیمی

تنش بیش تحکیمی برابر حداکثر تنشی است که نمونه خاک در طول عمر خود تحمل کرده است.

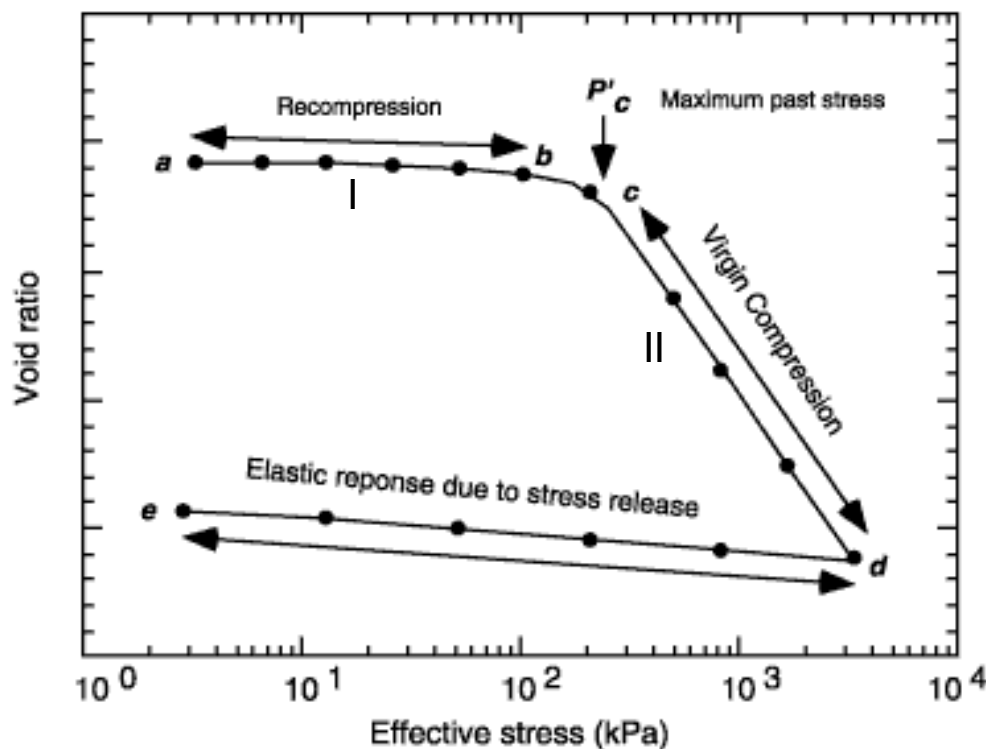
$OCR = 1 \rightarrow \text{Normally Consolidated (N.C)}$

$OCR > 1 \rightarrow \text{Over Consolidated (O.C)}$

نمودار نسبت تخلخل – لگاریتم فشار (e-LogP)

121

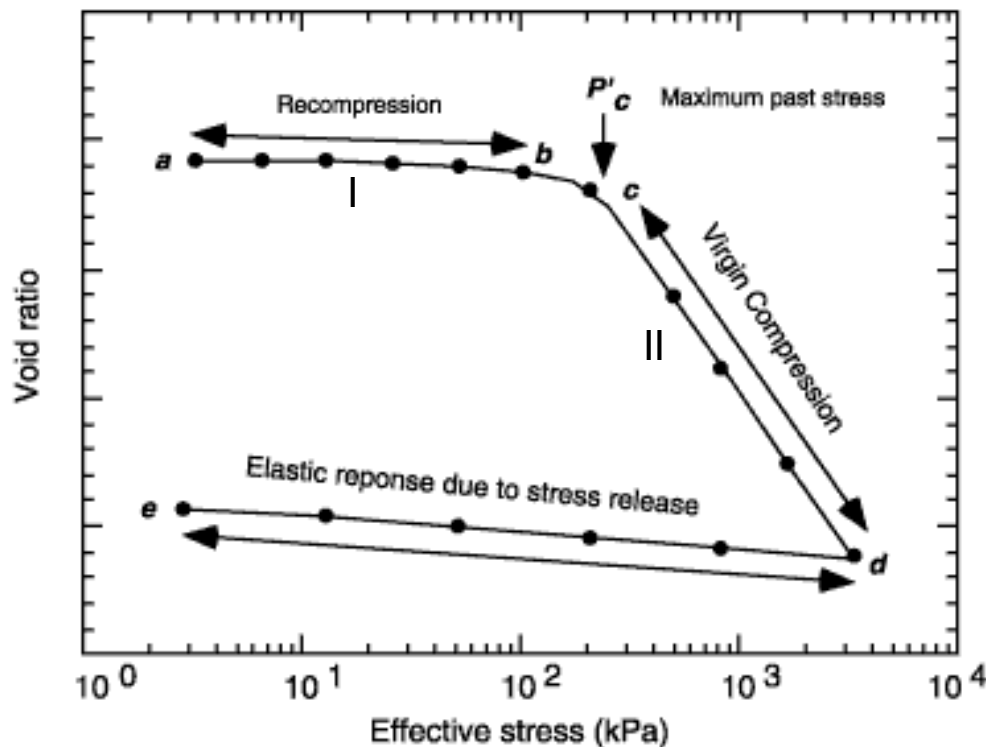
حالت (I): تنش وارد شده بر نمونه از تنش بیش تحکیمی کمتر است. یعنی مثلاً یک سازه دو طبقه تخریب شده و عملیات احداث یک سازه ۱۰ طبقه به جای آن شروع شده است ولی تنش وارد بر خاک هنوز به حد تنش قبلی وارد بر خاک ناشی از سازه دو طبقه نرسیده است. بنابراین خاک هنوز در حالت متورم شده خود ناشی از باربرداری قرار دارد. شیب خط I را به همین دلیل نشانه تورم می گویند. خاکی که در حالت I قرار دارد خاک بیش تحکیم یافته نامیده می شود.



نمودار نسبت تخلخل – لگاریتم فشار (e-LogP)

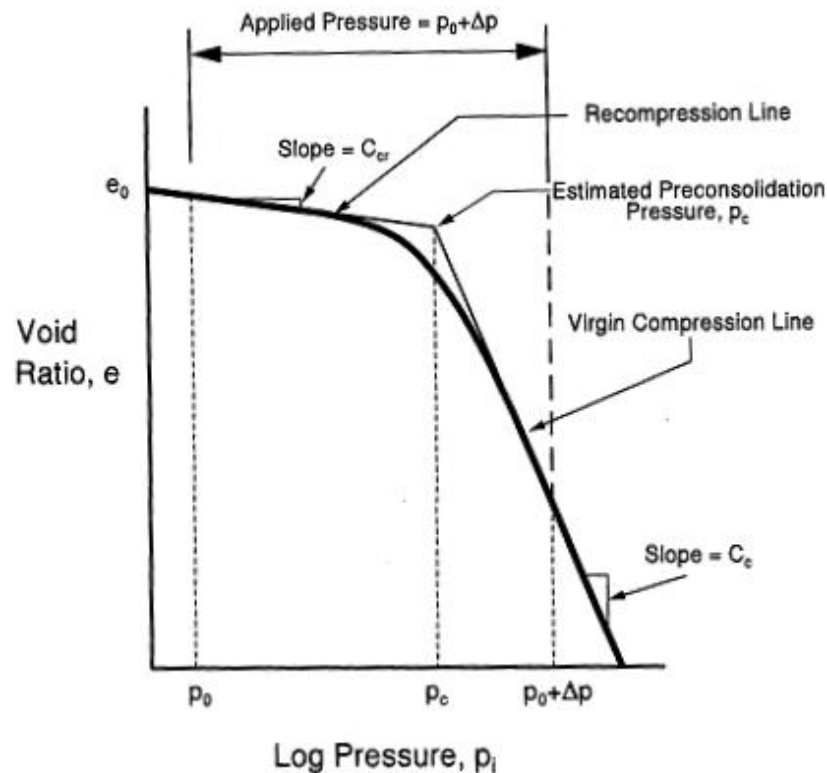
122

حالت (II): در این حالت تنش هایی که خاک تحمل می کند از حداکثر تنش هایی که قبلا تحمل کرده است (وزن سازه دو طبقه) بیشتر است. لذا خاک مجددا تحکیم می یابد. بنابراین شیب خط II را نشانه تراکم می گویند. حالت II می تواند برای خاکی که تازه شکل گرفته به تازگی تنش تحمل می کند نیز اتفاق می افتد. خاکی که در حالت II قرار دارد خاک عادی تحکیم یافته نامیده می شود.



نمودار نسبت تخلخل – لگاریتم فشار (e-LogP)

123



می توان نمودار e-LogP را جهت ساده سازی با خط راست تخمین زد. در این صورت شیب نمودار در حالت بیش تحکیمی را نشانه تورم (Swelling Index) و شیب نمودار در حالت تحکیم عادی را نشانه فشردگی (Compression Index) می گویند.

خاک دست خورده $C_c = 0.007(LL - 10)$

خاک دست نخورده $C_c = 0.009(LL - 10)$

$$C_s = \frac{1}{5} \sim \frac{1}{10} C_c$$

تأثیر عوامل مختلف بر منحنی نسبت تخلخل-فشار

124

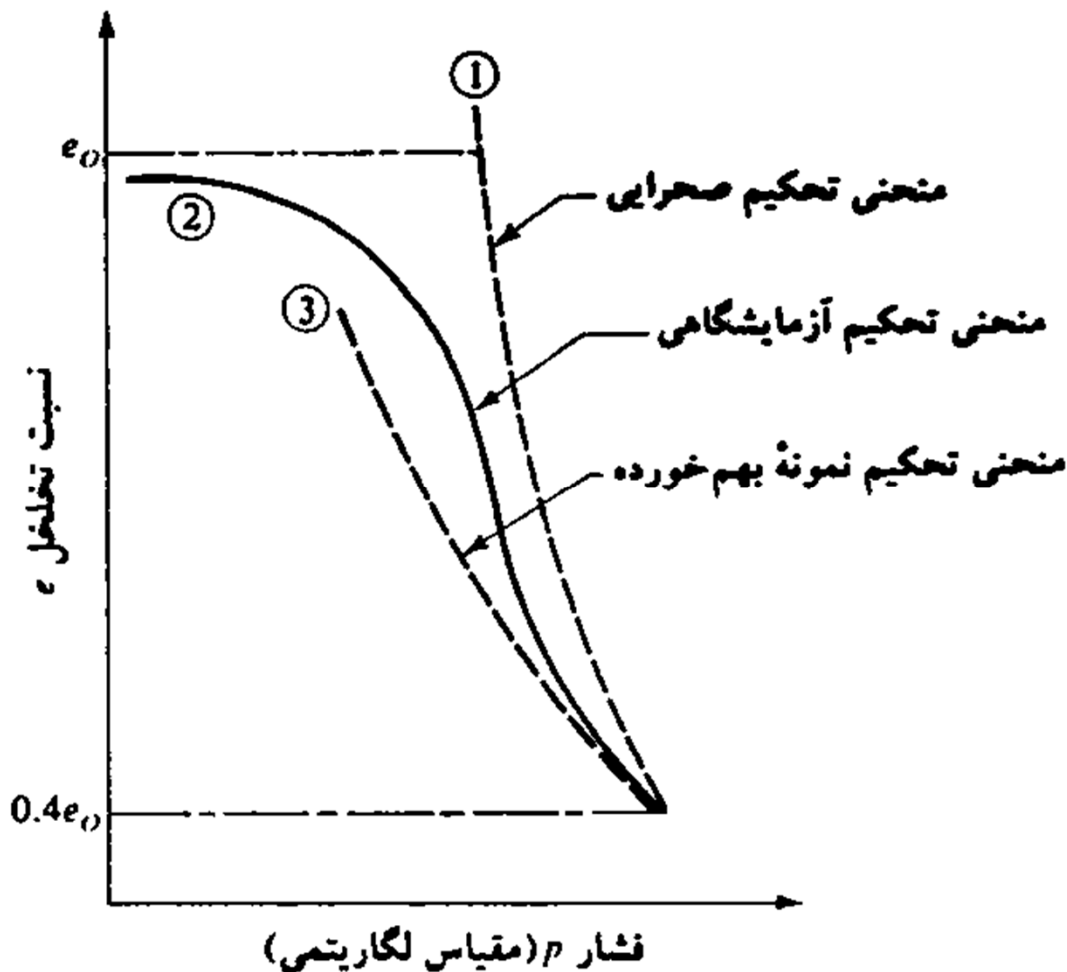
تأثیر دست خوردگی

با افزایش دست خوردگی بر انحنای نمودار افزوده می شود.

تمام نمودارها در نقطه ای با

نسبت تخلخل حدود $0.4e_0$

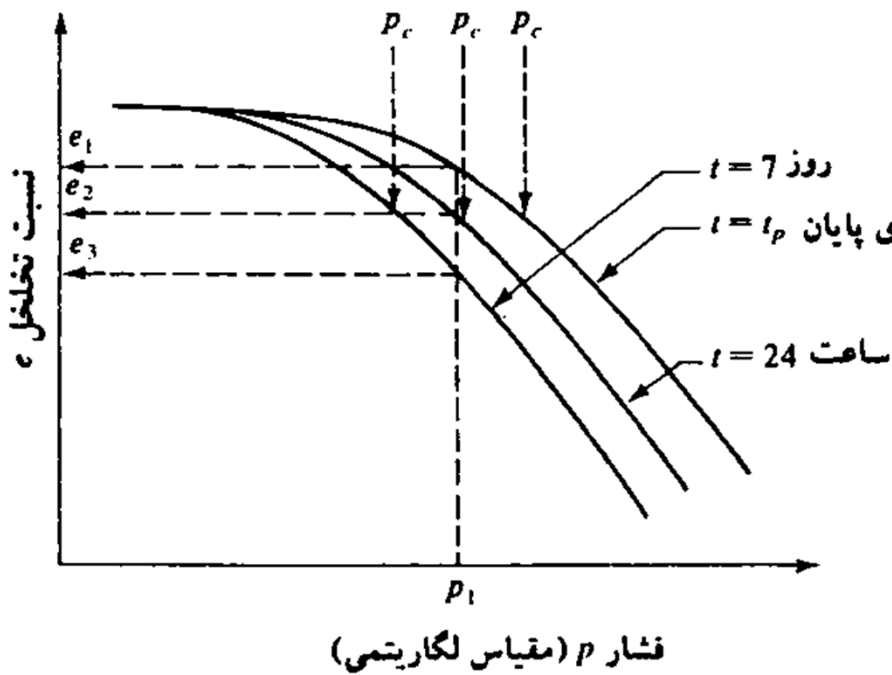
به هم نزدیک می شوند.



تأثیر عوامل مختلف بر منحنی نسبت تخلخل-فشار

125

تأثیر دوام بارگذاری



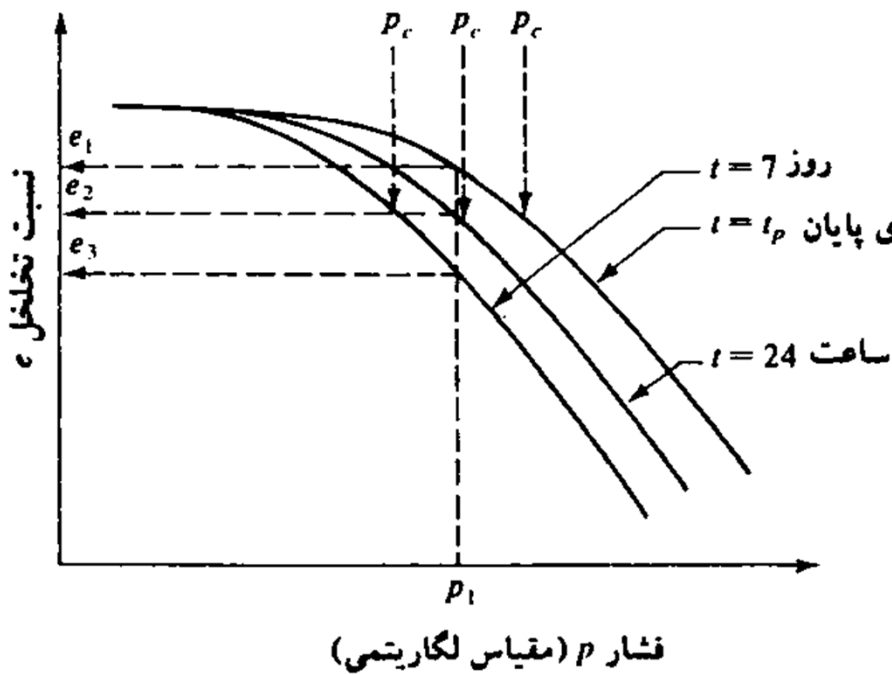
□ با افزایش زمان بارگذاری نمودار تحکیم به تدریج به سمت چپ جابجا می شود.

□ برای هر شدت بار σ وارد بر نمونه، نسبت تخلخل در انتهای تحکیم با افزایش دوام بارگذاری کاهش می یابد.

تأثیر عوامل مختلف بر منحنی نسبت تخلخل-فشار

126

تأثیر دوام بارگذاری



□ با افزایش دوام بارگذاری، مقدار

تحکیم ثانویه نمونه افزایش می

یابد که این موضوع باعث کاهش

نسبت تخلخل e می شود.

□ با کاهش دوام بارگذاری، مقدار

تنش بیش تحکیمی P'_C افزایش

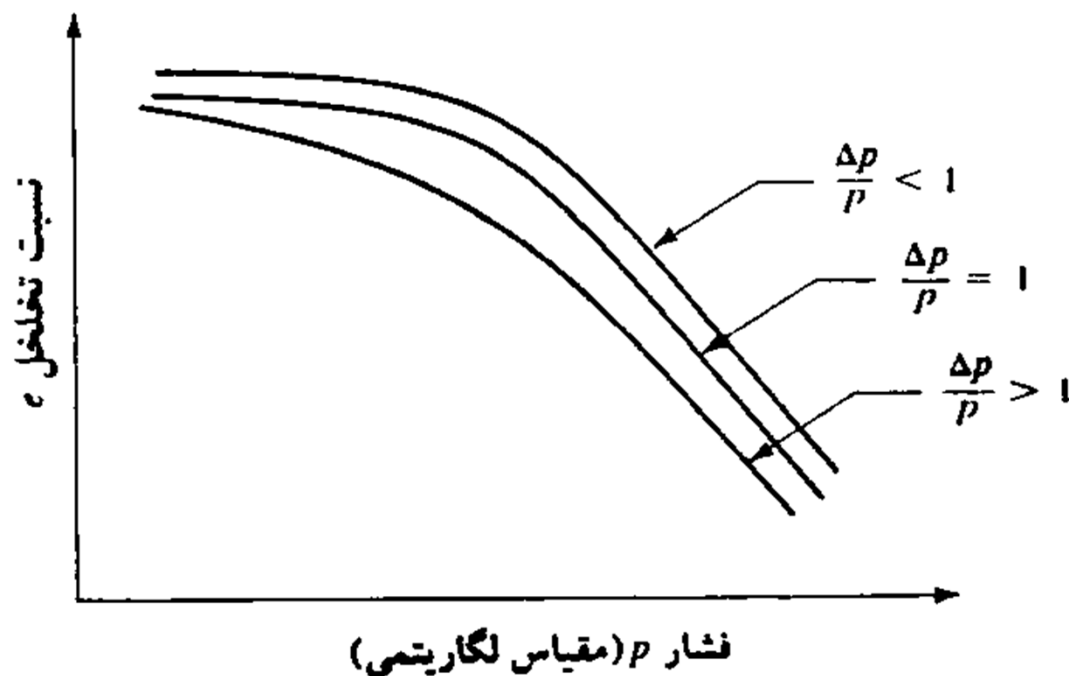
می یابد.

تأثیر عوامل مختلف بر منحنی نسبت تخلخل-فشار

127

تأثیر تغییرات نسبت افزایش بار

با افزایش نسبت افزایش بار،
نمودار تحکیم به سمت چپ
جابجا می شود.



ضریب تغییر حجم

128

میزان تغییر حجم یک حجم واحد به ازای افزایش تنش موثر به میزان واحد را ضریب تغییر حجم (Coefficient of Volume Change) می نامند. واحد ضریب تغییر حجم، که با m_V نمایش داده می شود، عکس واحد فشار $\left(\frac{1}{KPa}\right)$ است. میزان تغییر حجم ممکن است بر حسب نسبت تخلخل e یا ضخامت نمونه بیان شود. هرگاه برای افزایش تنش موثر از σ'_0 به σ'_1 ، نسبت تخلخل از e_0 به e_1 کاهش یابد داریم.

$$m_V = \frac{-\frac{\Delta V}{V}}{\Delta \sigma'} = \frac{1}{1 + e_0} \left(\frac{e_0 - e_1}{\sigma'_1 - \sigma'_0} \right) = \frac{1}{H_0} \left(\frac{H_0 - H_1}{\sigma'_1 - \sigma'_0} \right)$$

میزان m_V برای یک خاک معین ثابت نیست و به مقدار تنش موثر بستگی دارد.

محاسبه نشست کل حاصل از تحکیم اولیه



محاسبه نشست ناشی از تحکیم اولیه

130

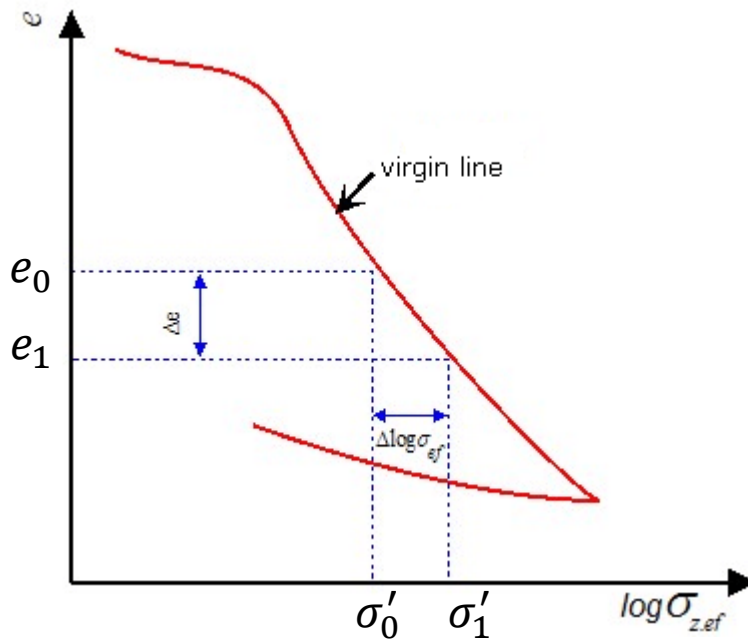
میزان نشست بر حسب نسبت تخلخل را می توان از رابطه زیر محاسبه نمود.

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

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

محاسبه نشست ناشی از تحکیم اولیه

131



الف- نشست رس عادی تحکیم یافته در انتهای تحکیم اولیه

$$C_c = \frac{e_0 - e_1}{\text{Log} \sigma'_1 - \text{Log} \sigma'_0} = \frac{\Delta e}{\text{Log} \sigma'_1 - \text{Log} \sigma'_0}$$

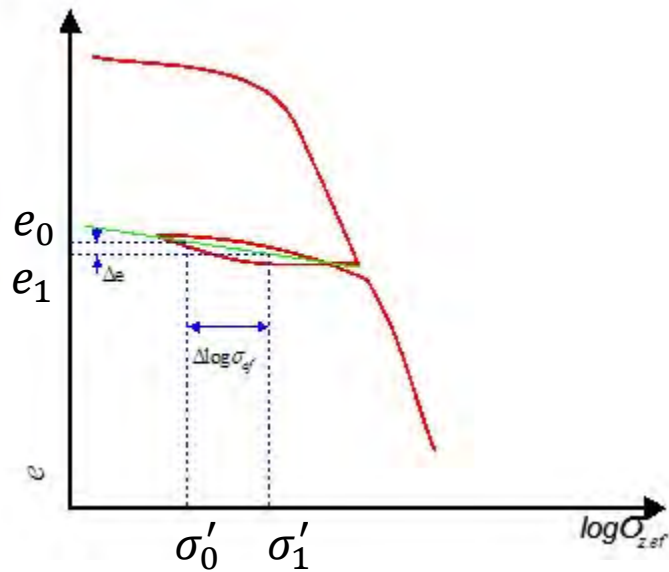
$$\Delta e = C_c \times \text{Log} \left(\frac{\sigma'_1}{\sigma'_0} \right) = C_c \times \text{Log} \left(\frac{P_0 + \Delta P}{P_0} \right)$$

$$S = \frac{\Delta e}{1 + e_0} H_0 = \frac{C_c H_0}{1 + e_0} \text{Log} \left(\frac{P_0 + \Delta P}{P_0} \right)$$

محاسبه نشست ناشی از تحکیم اولیه

132

ب- رس بیش تحکیم یافته $(P_0 + \Delta P) \leq P_c$

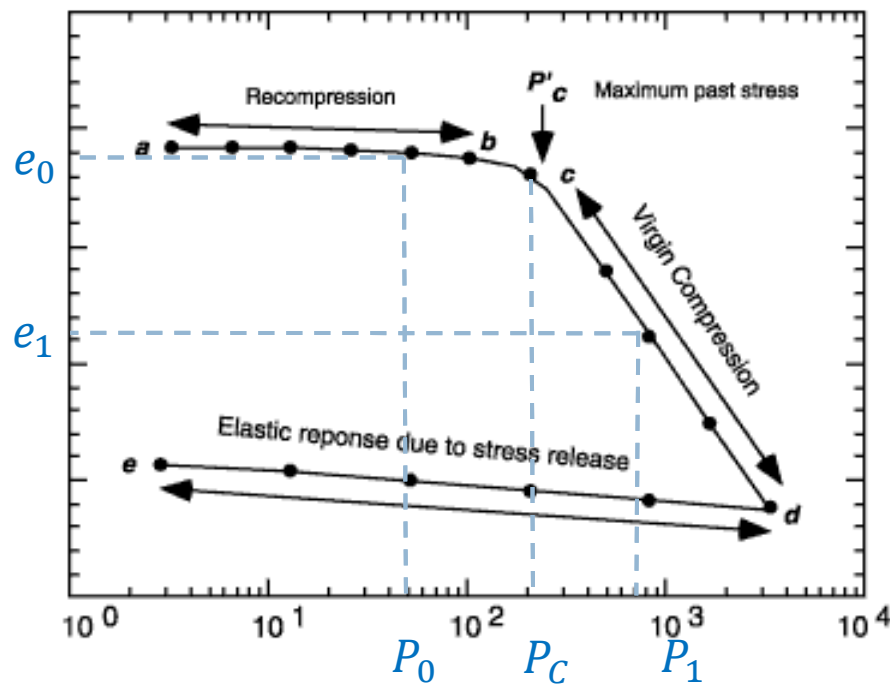


$$S = \frac{C_s H_0}{1 + e_0} \text{Log} \left(\frac{P_0 + \Delta P}{P_0} \right)$$

محاسبه نشست ناشی از تحکیم اولیه

133

ج- رس بیش تحکیم یافته $(P_0 + \Delta P) > P_c$



$$S = \frac{C_s H_0}{1 + e_0} \text{Log} \left(\frac{P_c}{P_0} \right) + \frac{C_c H_0}{1 + e_0} \text{Log} \left(\frac{P_0 + \Delta P}{P_c} \right)$$

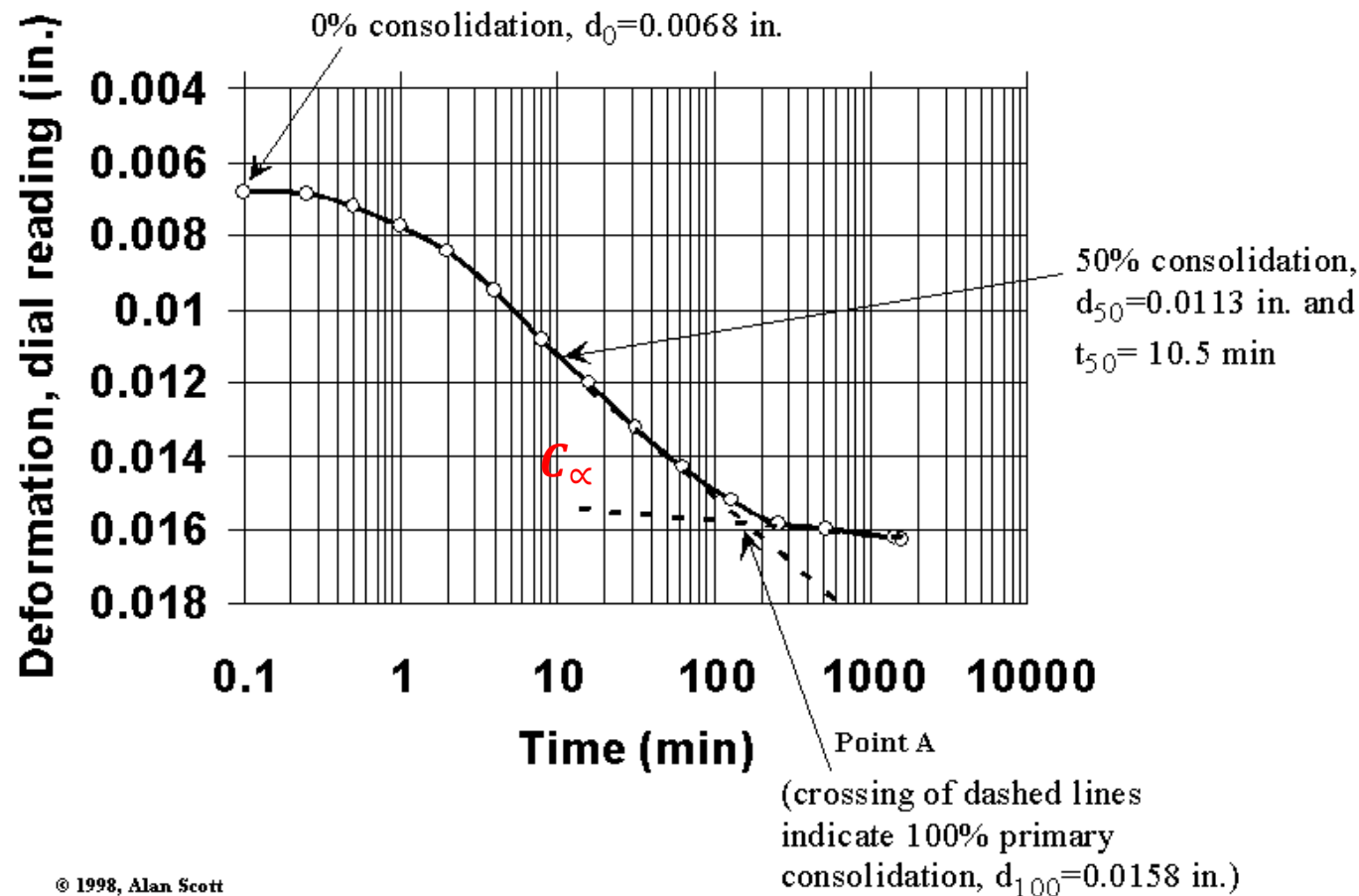
محاسبه نشست کل حاصل از تحکیم ثانویه

محاسبه نشست ناشی از تحکیم ثانویه (e-Logt)

135

$$C_{\alpha} = \frac{\Delta e}{\text{Log}\left(\frac{t_2}{t_1}\right)}$$

نشانه تحکیم ثانویه



محاسبه نشست ناشی از تحکیم ثانویه (e-Logt)

136

$$C_{\alpha} = \frac{\Delta e}{\text{Log}\left(\frac{t_2}{t_1}\right)}$$

نشانه تحکیم ثانویه

$$S_s = \frac{C_{\alpha} H}{1 + e_p} \text{Log}\left(\frac{t_2}{t_1}\right)$$

e_p : نسبت تخلخل در انتهای تحکیم اولیه

t_1 : زمان پایان تحکیم اولیه

t_2 : زمانی که تحکیم ثانویه را در آن نیاز داریم

محاسبه نشست ناشی از تحکیم ثانویه (e-Logt)

137

نشست ناشی از تحکیم ثانویه در خاک های آلی و یا خاک های غیر آلی با قابلیت فشردگی زیاد مهمتر است.

در رس های غیر آلی بیش تحکیم یافته نشانه تحکیم ثانویه C_α خیلی کوچک است و اهمیت عملی زیادی ندارد.

نسبت تحکیم ثانویه به تحکیم اولیه برای یک لایه خاک بستگی به نسبت افزایش تنش موثر ΔP به تنش موثر اولیه P_0 دارد. برای نسبت های کوچک

نسبت تحکیم ثانویه به تحکیم اولیه بزرگتر است. $\frac{\Delta P}{P_0}$

سرعت تحکیم

تئوری تحکیم یک بعدی ترزاقی

139



تئوری تحکیم یک بعدی ترزاقی

140

درجه تحکیم

$$U_z = 1 - \frac{u_e}{u_{ei}}$$

u_{ei} : مقدار فشار آب منفذی اضافی اولیه

u_e : مقدار فشار آب منفذی اضافی در زمان t در عمق z

درجه تحکیم مقداری بین صفر و یک دارد. هر چقدر U_z بیشتر باشد، بیانگر این است که تحکیم بیشتری در نمونه ایجاد شده است. برای محاسبه درجه تحکیم، دو فاکتور عمق و زمان تعریف می شود.

تئوری تحکیم یک بعدی ترزاقی

141

فاکتور زمان

$$T_V = \frac{C_V t}{H_{dr}^2}$$

زمان: t , ضریب تحکیم: C_V

طول مسیر زهکشی: H_{dr}

طول مسیر زهکشی برابر با حداکثر مسافت زهکشی برای آب است. بنابراین اگر لایه مورد نظر از دو طرف زهکشی شده باشد طول مسیر زهکشی برابر با نصف ضخامت لایه خواهد بود. در صورت زهکشی از یک طرف، طول مسیر زهکشی برابر با ضخامت لایه خاک مورد نظر خواهد بود.

تئوری تحکیم یک بعدی ترزاقی

142

فاکتور عمق

$$Z = \frac{z}{H_{dr}}$$

عمق مورد نظر Z:

تئوری تحکیم یک بعدی ترزاقی

143

ضریب تحکیم (C_V)

$$C_V = \frac{K}{m_V \cdot \gamma_w}$$

ضریب تحکیم (C_V) (با واحد متر مربع بر زمان)

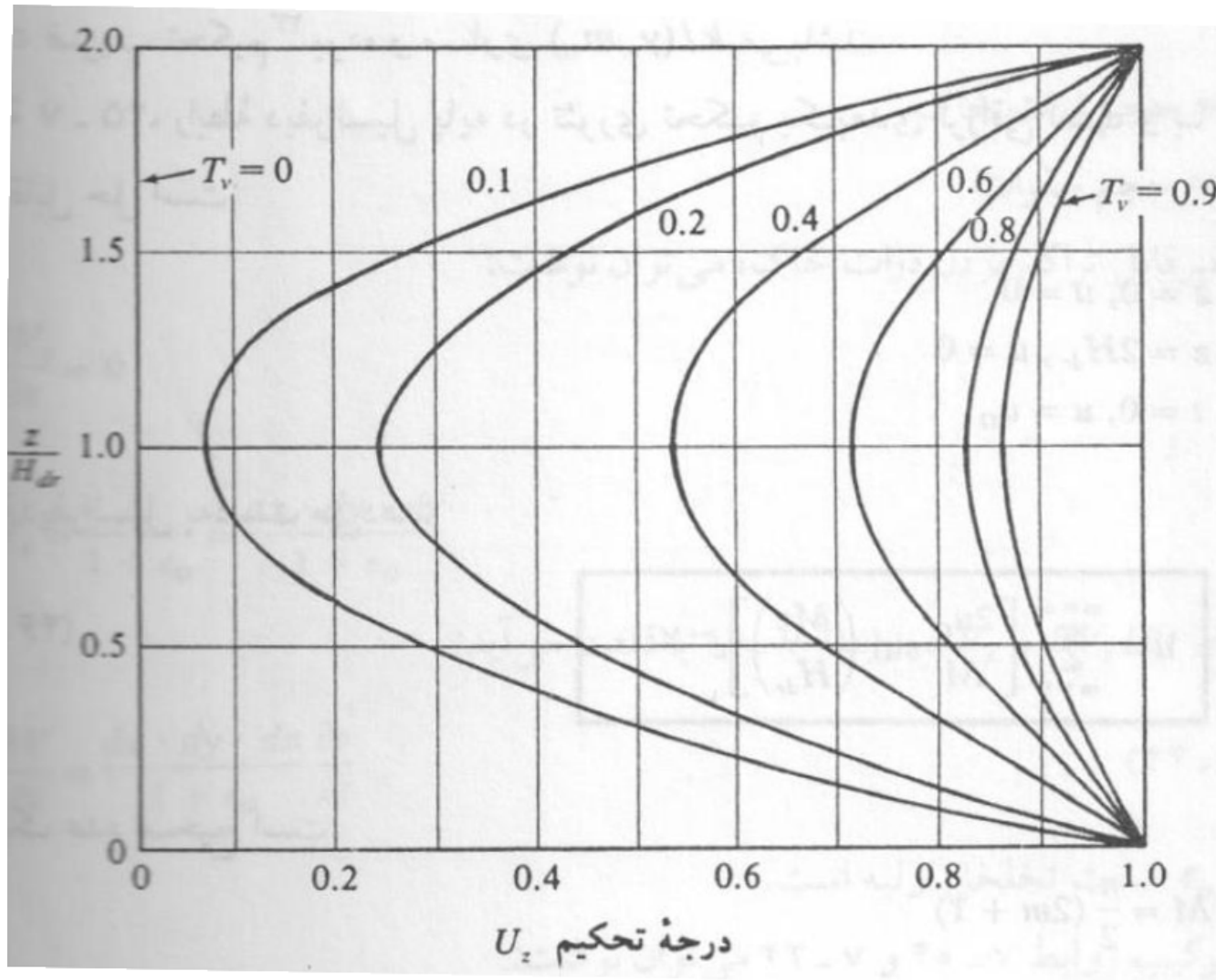
m_V : ضریب تغییر حجم

K : وزن مخصوص آب، γ_w : ضریب نفوذ پذیری

ضریب تحکیم در طول تحکیم ثابت است و می توان برای محاسبه آن با توجه به نتایج آزمایش تحکیم از یکی از سه روش لگاریتم زمان، جذر زمان، و سهمی استفاده نمود.

تئوری تحکیم یک بعدی ترزاقی

144



مقدار درجه تحکیم را می توان با استفاده از نمودار صفحه ۲۷۶ کتاب بر اجا ام. داس و با داشتن فاکتور عمق و فاکتور زمان به دست آورد.

تئوری تحکیم یک بعدی ترزاقی

145

متوسط درجه تحکیم

درجه تحکیم U_z کمیتی نقطه ای است که مقدار تحکیم انجام شده در یک نقطه خاص را به ما می دهد. در مسائل عملی معمولاً نشست کل لایه در زمان t پس از آغاز تحکیم مورد نظر است که طبق رابطه زیر و با استفاده از درجه تحکیم به دست می آید.

$$S_t = U_t \times S_\infty$$

نشست تحکیم پس از گذشت زمان t از آغاز تحکیم اولیه: S_t

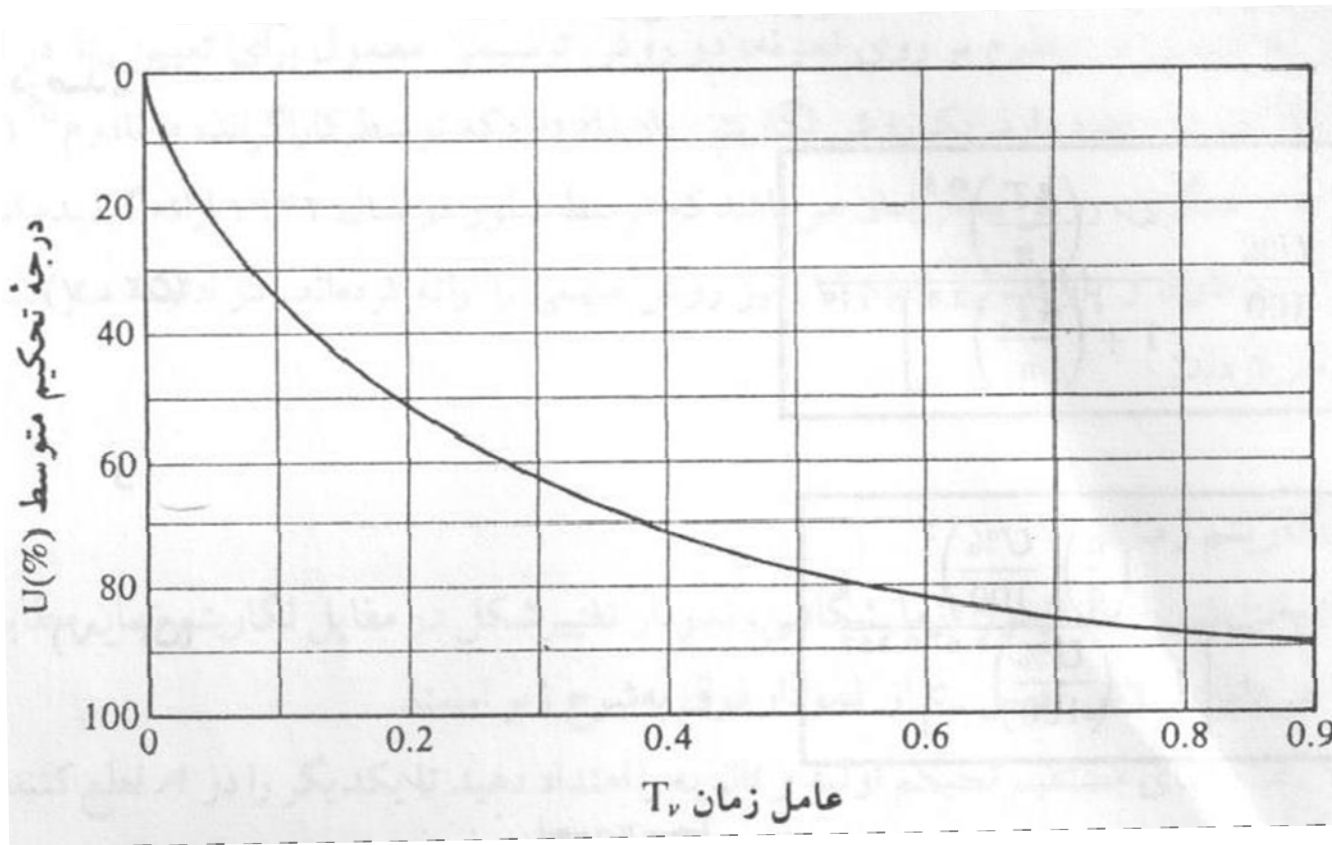
نشست نهایی پس از خاتمه تحکیم اولیه: S_∞

متوسط درجه تحکیم در زمان t که فقط وابسته به عامل زمان T_V است: U_t

متوسط درجه تحکیم مقداری بین صفر و یک دارد. هر چقدر U بیشتر باشد، بیانگر این است که تحکیم بیشتری در نمونه ایجاد شده است.

تئوری تحکیم یک بعدی ترزاقی

146



در صورت در دسترس نبودن این نمودار می توان از رابطه تقریبی زیر استفاده نمود:

$$U = 2 \sqrt{\frac{T_v}{\pi}}$$

برای محاسبه متوسط درجه تحکیم، می توان از نمودار صفحه ۲۷۷ کتاب بر اجا ام. داس و با در اختیار داشتن فاکتور زمان استفاده نمود.

تئوری تحکیم یک بعدی ترزاقی

147

ایرادات وارد بر تئوری تحکیم ترزاقی

ترزاقی فرض کرده که بین تنش موثر و نسبت تخلخل رابطه ثابتی وجود دارد در صورتی که، با تغییر نسبت تخلخل، رابطه بین آن دو تغییر می کند.

در شیب های هیدرولیکی خیلی کوچک قانون داری معتبر نیست.

ضریب تغییر حجم و ضریب نفوذپذیری در طول تحکیم ثابت نیستند.

فهرست

مقدمه-خاک و سنگ

شناسایی خاک‌ها و طبقه بندی

ترکیب خاک (روابط وزنی-حجمی)

جریان آب در خاک

تحکیم در خاک‌ها

مقاومت برشی در خاک‌ها

شناسایی‌های تحت الارضی

پی‌های سطحی

تعیین ظرفیت باربری شالوده‌های سطحی

نشست در شالوده‌های سطحی

مقاومت برشی در خاک ها

ویرایش اول
محسن مظهري

فصل ششم

مقاومت برشی در خاک ها

150

مقاومت در برابر تنش ها در مصالح را می توان به سه بخش کلی مقاومت در برابر **کشش**، مقاومت در برابر **فشار**، و **مقاومت برشی** دسته بندی نمود.

در خاک ها، مقاومت در برابر کشش بسیار کوچک بوده و می توان از آن صرف نظر نمود.

همچنین مقاومت در برابر فشار در خاک ها از مقاومت آن ها در برابر برش بسیار بزرگتر است.

بنابراین و در عمل عامل اصلی ایجاد گسیختگی، در مصالح خاکی، گسیختگی برشی است و به همین دلیل داشتن یک تخمین مناسب از تنش های برشی و قائم و مقاومت برشی در توده خاک برای بررسی پایداری آن حیاتی است.

معیار گسیختگی موهر-کولمب (Mohr-Coulomb Failure Criteria)

151

موهر در سال ۱۹۰۰ میلادی نظریه ای را 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 آن ها پیش بینی می شود. طبق نظریه موهر، رابطه بین مقاومت برشی و تنش قائم در صفحه گسیختگی به صورت زیر نوشته می شود.

$$\sigma_m = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2}, \tau_m = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2}$$

$$\sigma = \sigma_m - \tau_m \sin \varphi, \tau_f = \tau_m \cos \varphi$$

معيار گسيختگی موهر – کولمب (Mohr-Coulomb Failure Criteria)

152

پوش گسيختگی تعريف شده توسط رابطه موهر یک خط منحنی است. برای اغلب مسایل مکانیک خاک، می توان مقاومت برشی روی صفحه گسيختگی را با دقت خوبی یک تابع خطی از تنش قائم در نظر گرفت. این رابطه توسط کولمب به شکل زیر بیان شده است.

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

که در آن: C = چسبندگی τ_f = مقاومت برشی ϕ = زاویه اصطکاک داخلی σ = تنش قائم

معیار گسیختگی موهر-کولمب (Mohr-Coulomb Failure Criteria)

153

با ترکیب روابط گفته شده، معیار گسیختگی موهر کولمب که در فضای دو بعدی به صورت یک خط راست است به دست می آید.

$$\tau_m \cos \varphi = \sigma_m \tan \varphi - \tau_m \sin \varphi \cdot \tan \varphi + C$$

$$\tau_m \cos^2 \varphi = \sigma_m \sin \varphi - \tau_m \sin^2 \varphi + C \cos \varphi$$

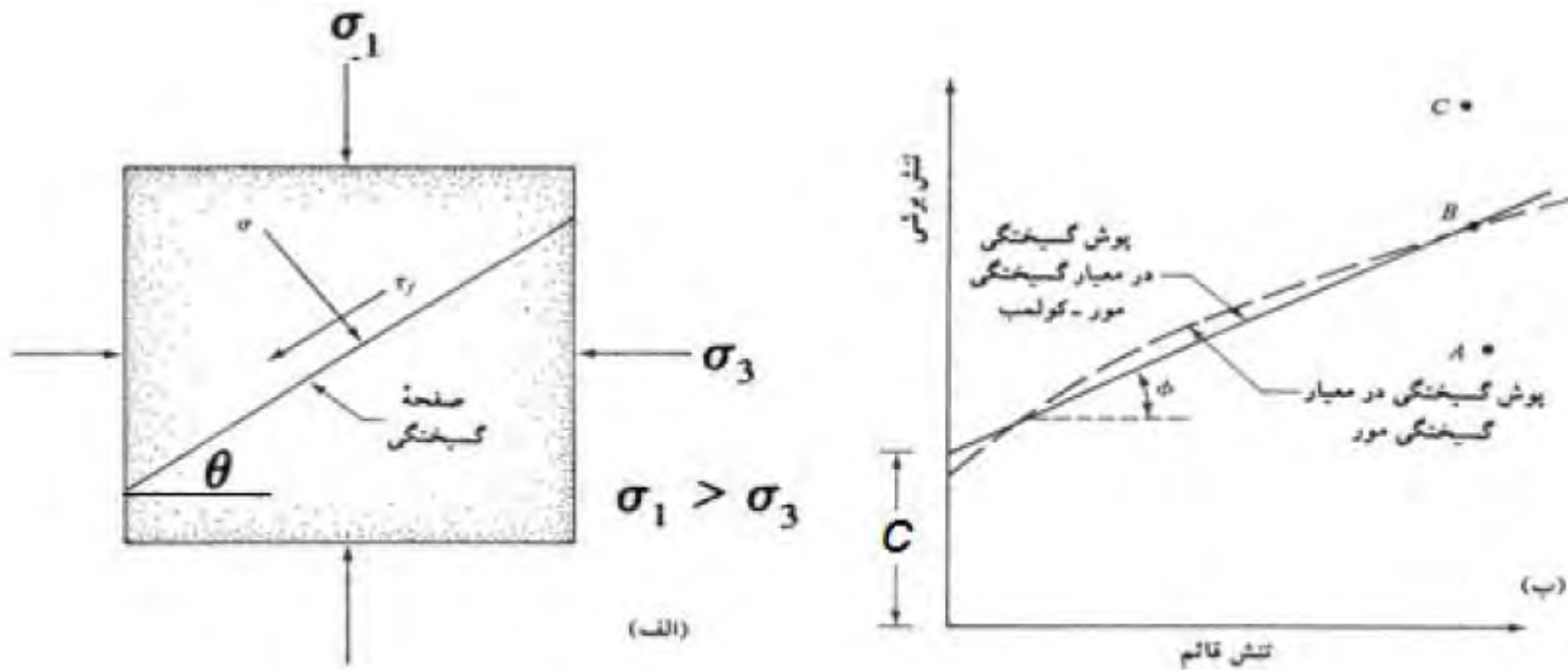
$$\tau_m = \sigma_m \sin \varphi + C \cos \varphi$$

$$\text{or } \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \sin \varphi + C \cos \varphi$$

معیار گسیختگی موهر-کولمب (Mohr-Coulomb Failure Criteria)

154

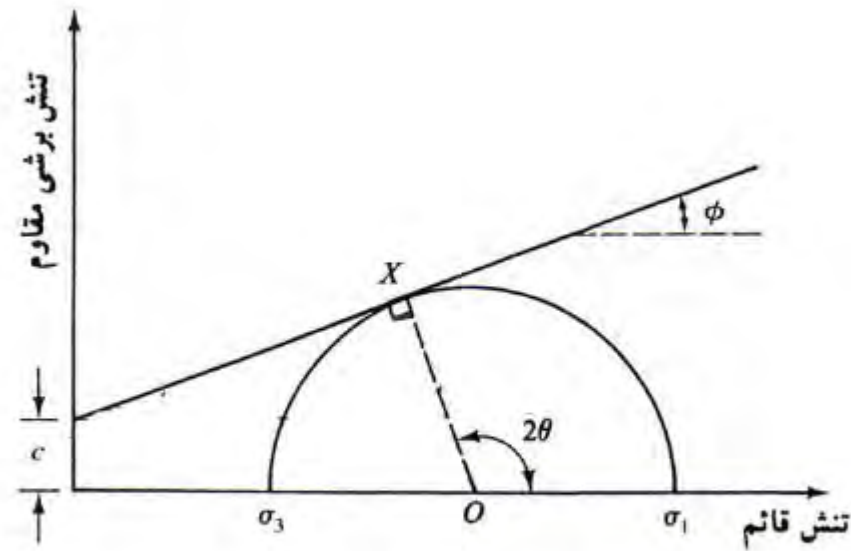
پوش گسیختگی موهر و موهر-کولمب در فضای دو بعدی



معیار گسیختگی موهر-کولمب (Mohr-Coulomb Failure Criteria)

155

رابطه بین دایره موهر و پوش گسیختگی موهر-کولمب

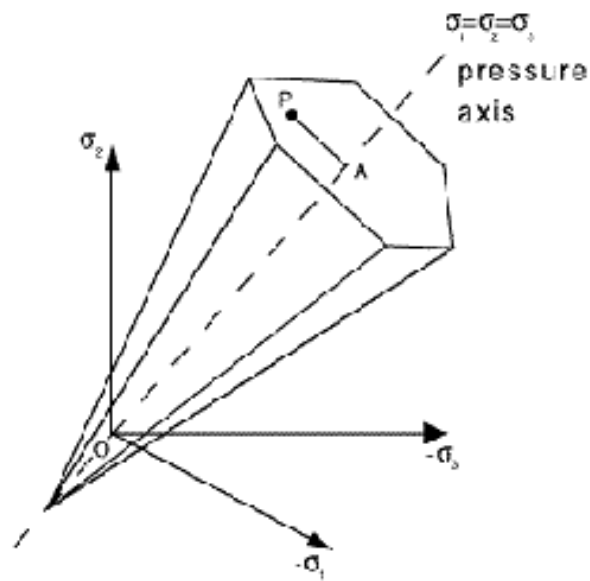


دایره موهر و پوش گسیختگی

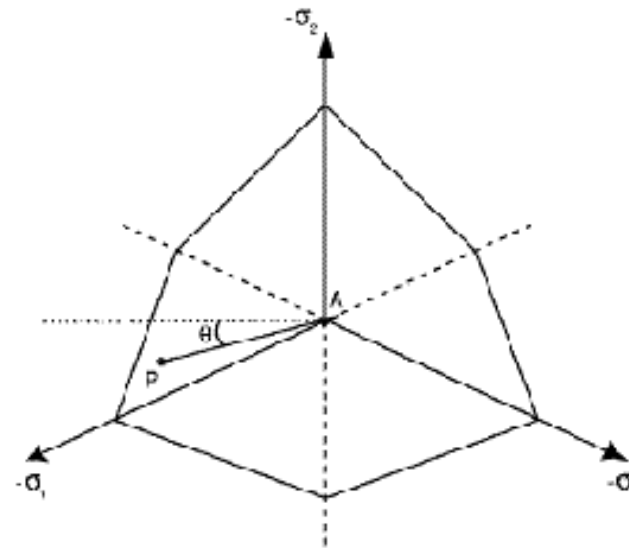
معیار گسیختگی موهر-کولمب (Mohr-Coulomb Failure Criteria)

156

رابطه بین دایره موهر و پوش گسیختگی موهر-کولمب



principal stress space



Π plane

معيار گسيختگی موهر-کولمب (Mohr-Coulomb Failure Criteria)

157

برای استخراج پارامترهای تنش در معيار موهر-کولمب می توان از روابط دایره موهر استفاده نمود.

$$\theta = 45 + \frac{\varphi}{2}$$

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

$$\tau_f = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin 2\theta$$

و با ترکیب روابط فوق در رابطه کولمب شکل دیگر رابطه موهر کولمب به دست می آید.

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

تعیین پارامترهای مقاومت برشی در آزمایشگاه

تعیین پارامترهای مقاومت برشی در آزمایشگاه

159

با توجه به مطالب گفته شده، در صورتی که قصد داشته باشیم از معیار موهر-کولمب برای بررسی مقاومت گسیختگی خاک استفاده کنیم، می بایست پارامترهای مقاومت برشی زاویه اصطکاک داخلی $(Internal\ Friction\ Angle, \varphi)$ و چسبندگی $(Cohesion, C)$ را محاسبه نماییم.

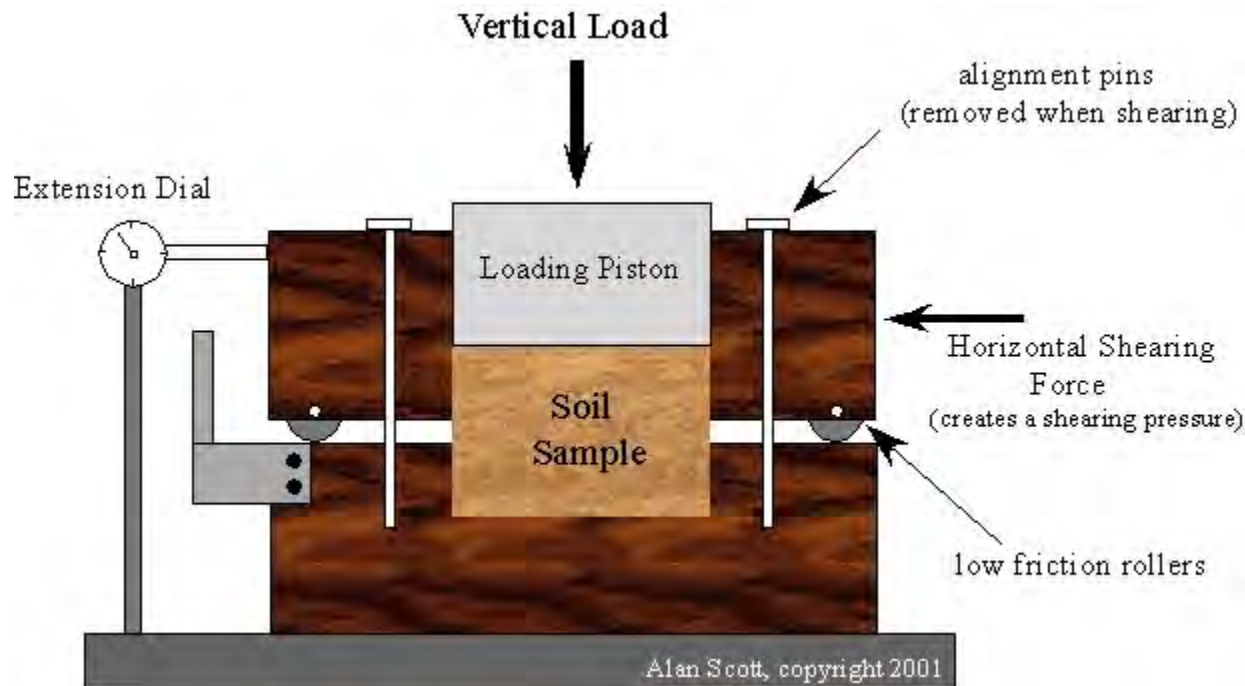
برای انجام این کار، آزمایش های مختلفی طراحی شده اند که دو تا از پرکاربردترین آن ها **آزمایش برش مستقیم** و **آزمایش برش سه محوری** هستند.

آزمایش برش مستقیم

آزمایش برش مستقیم (Direct Shear Test)

161

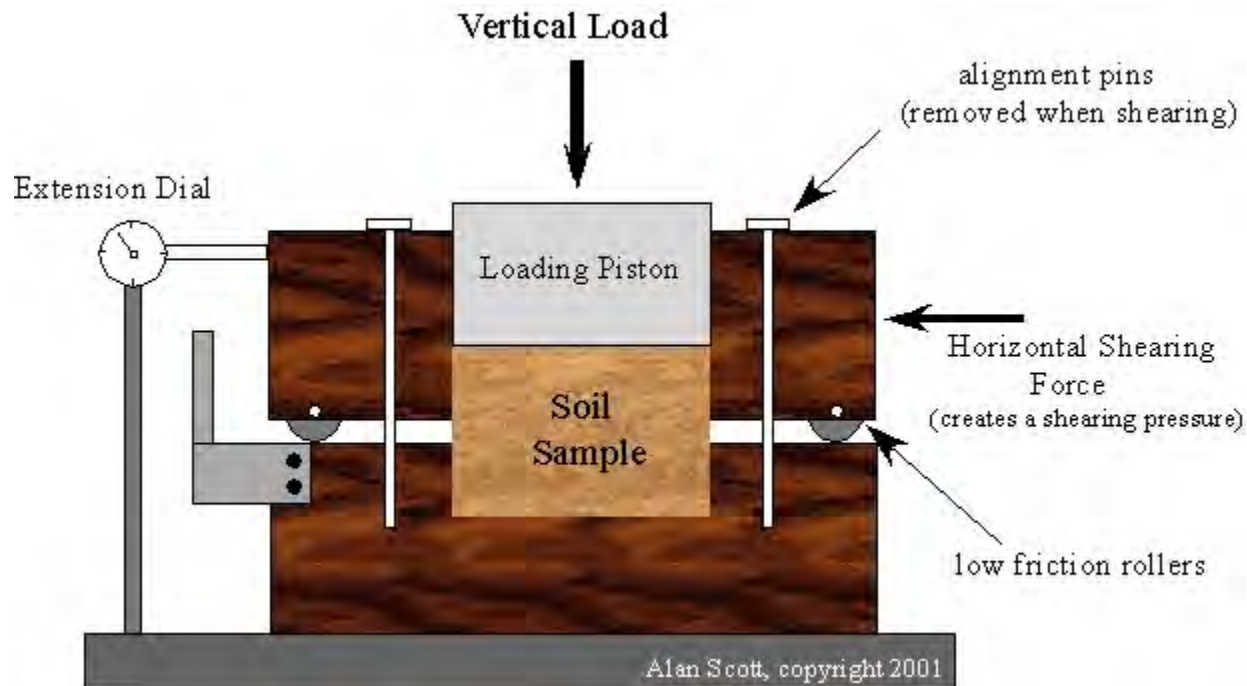
این آزمایش قدیمی ترین و ساده ترین آزمایش برشی آزمایشگاهی است. وسیله آزمایش از دو جعبه برشی فلزی با امکان لغزیدن بر روی یکدیگر تشکیل شده که نمونه آزمایش در درون آن ها قرار می گیرد. شکل نمونه خاک در پلان در این آزمایش می تواند مربع و یا دایره باشد.



آزمایش برش مستقیم (Direct Shear Test)

162

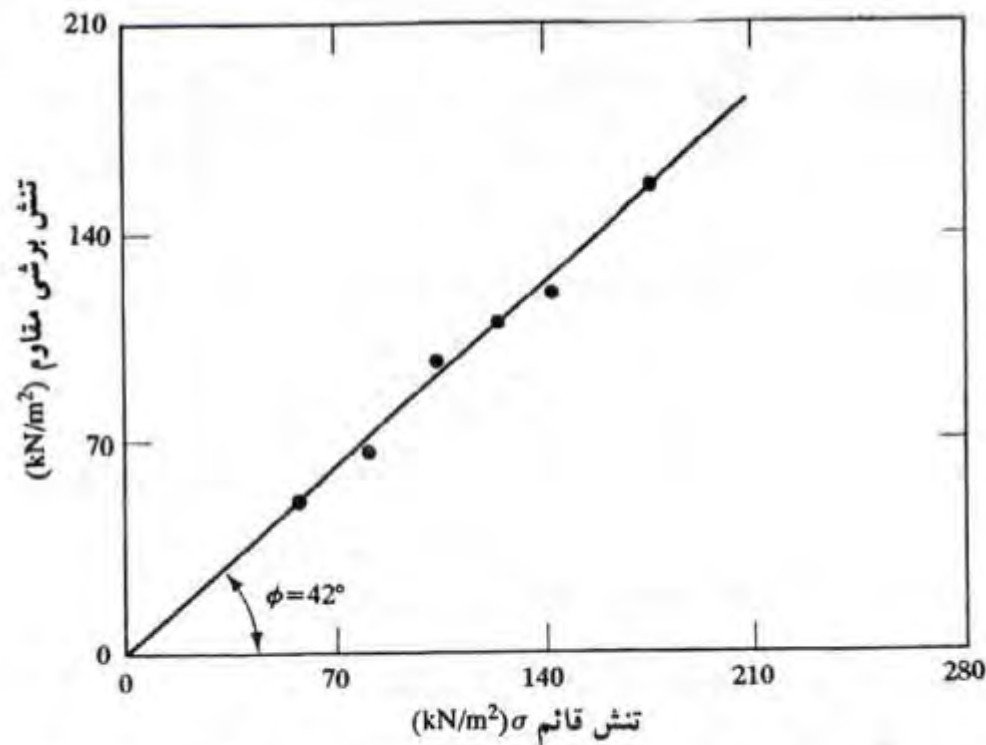
در این آزمایش بر روی نمونه یک تنش قائم دلخواه وارد شده و پس از آن به نمونه تنش برشی وارد شده و این تنش افزایش داده می شود تا نمونه خاک دچار گسیختگی برشی شود. تنش قائم و برشی در لحظه گسیختگی و در چند آزمایش پیاپی با تنش های قائم متفاوت تعیین کننده پارامترهای مقاومت برشی خاک هستند.



آزمایش برش مستقیم (Direct Shear Test)

163

در این آزمایش تنش قائم و برشی در لحظه گسیختگی و در چند آزمایش پیاپی با تنش های قائم متفاوت تعیین کننده پارامترهای مقاومت برشی خاک هستند.



تعیین پارامترهای مقاومت برشی برای ماسه خشک با استفاده از نتایج آزمایش برش مستقیم

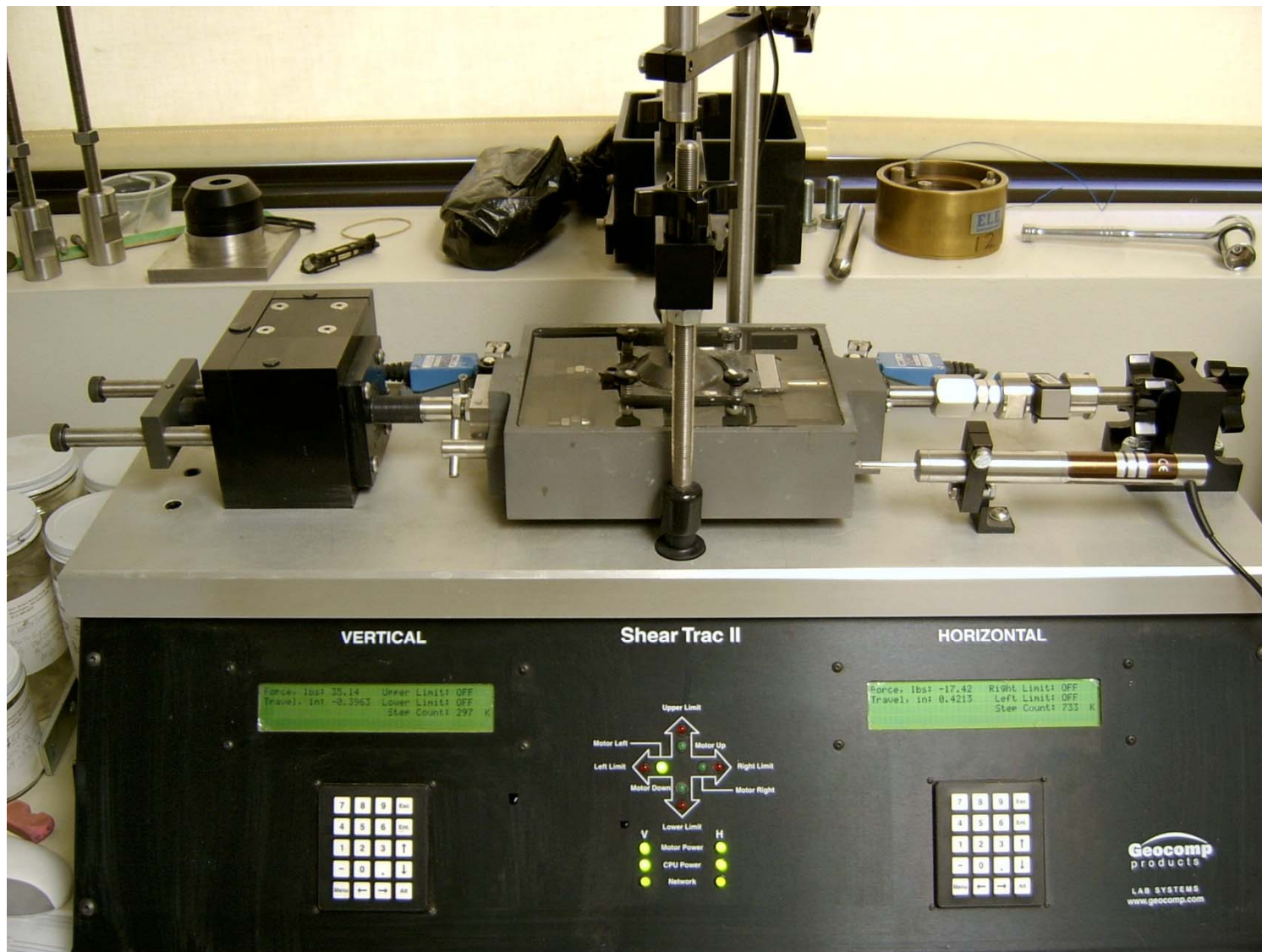
آزمایش برش مستقیم (Direct Shear Test)

164



آزمایش برش مستقیم (Direct Shear Test)

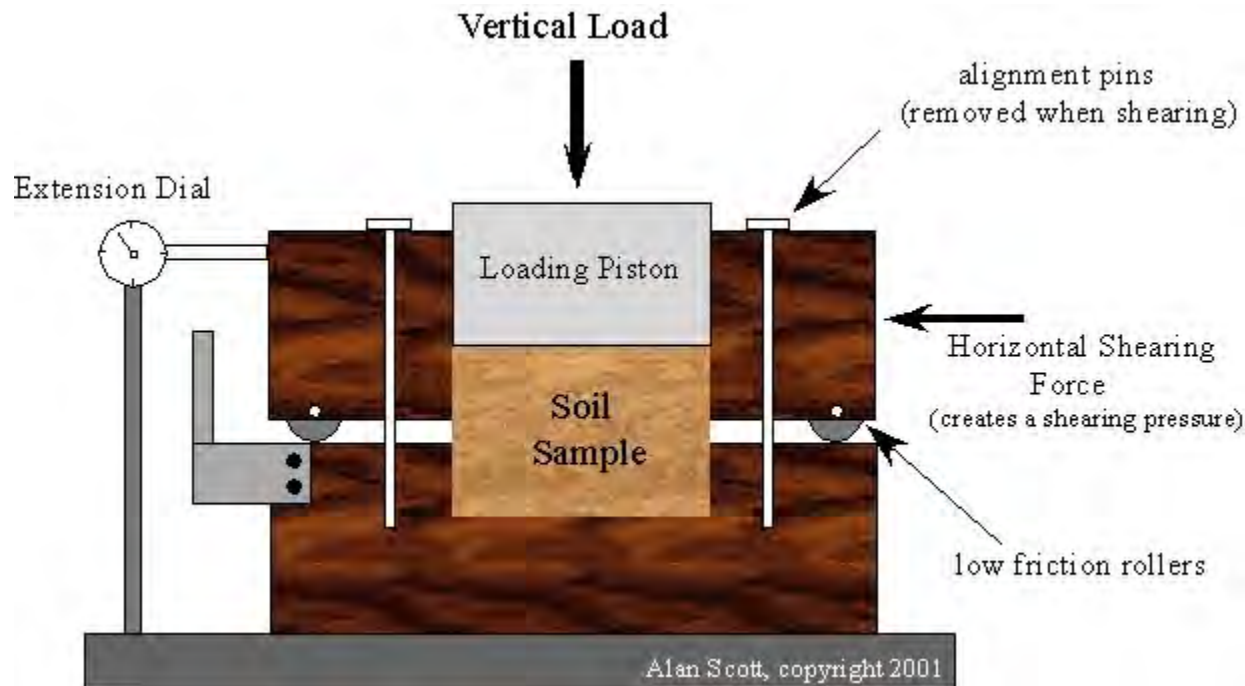
165



آزمایش برش مستقیم (Direct Shear Test)

166

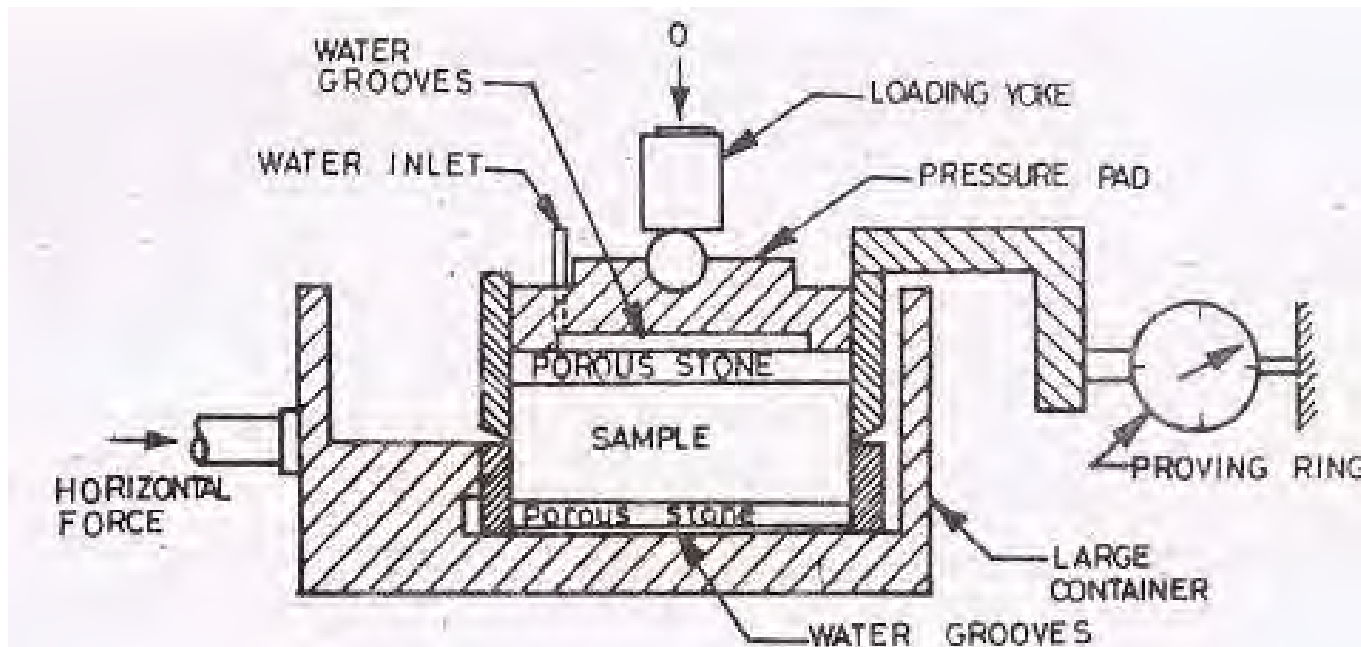
آزمایش برشی می تواند با کنترل تنش و یا کنترل تغییر شکل باشد. در آزمایش با کنترل تنش، نیروی برشی اعمالی تا لحظه گسیختگی نمونه افزایش می یابد. شکست در امتداد صفحه جدایی دو نیمه فوقانی و تحتانی جعبه برشی رخ می دهد. بعد از اعمال هر افزایش بار، تغییر مکان نیمه فوقانی جعبه برشی توسط یک گیج عقربه ای اندازه گیری می شود. تغییر در ارتفاع نمونه (تغییر حجم نمونه) با قرائت یک گیج، که تغییر مکان قائم نیمه فوقانی را اندازه می گیرد، به دست می آید.



آزمایش برش مستقیم (Direct Shear Test)

167

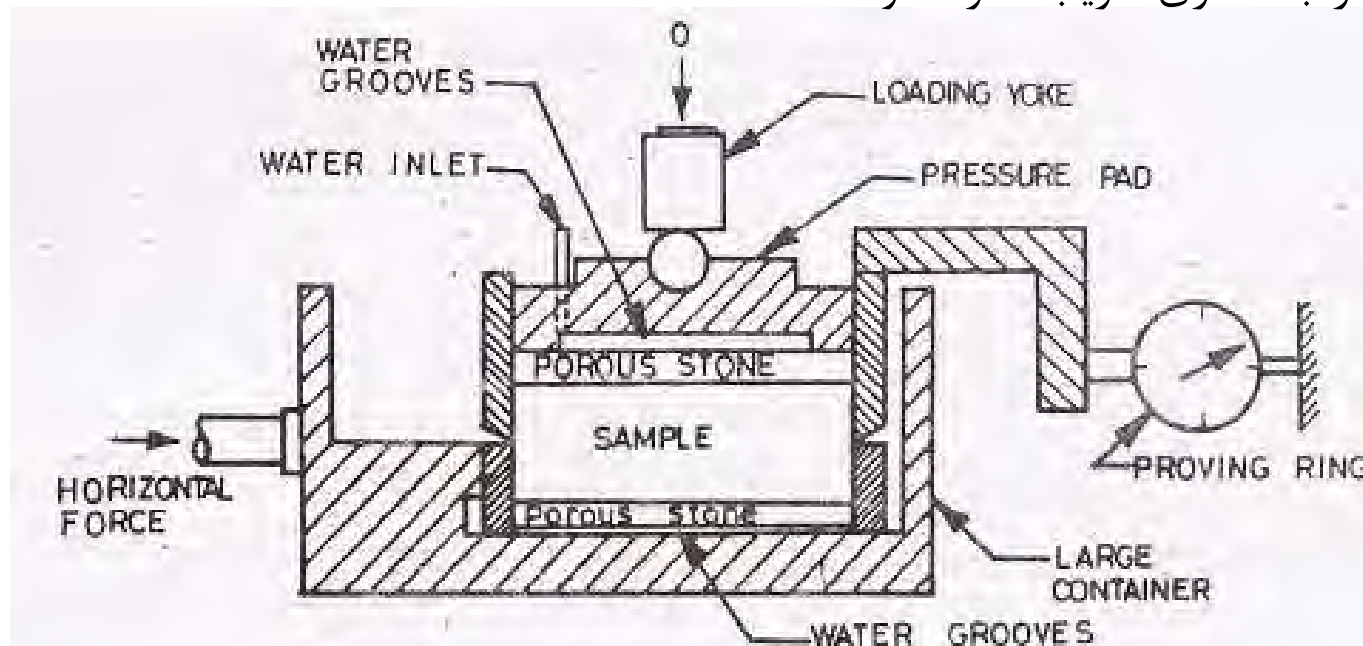
در آزمایش با کنترل تغییر شکل، یک تغییر مکان برشی با سرعت ثابت بر یکی از نیمه های فوقانی یا تحتانی وارد می شود. مقدار تغییر مکان برشی با قرائت یک گیج عقربه ای، که تغییر مکان های افقی را اندازه گیری می کند، تعیین می گردد. نیروی برشی مقاوم نظیر هر تغییر مکان برشی توسط یک حلقه اندازه گیر افقی قابل اندازه گیری است. مشابه آزمایش با کنترل تنش، تغییر حجم نمونه توسط یک گیج قائم اندازه گیری می شود.



آزمایش برش مستقیم (Direct Shear Test)

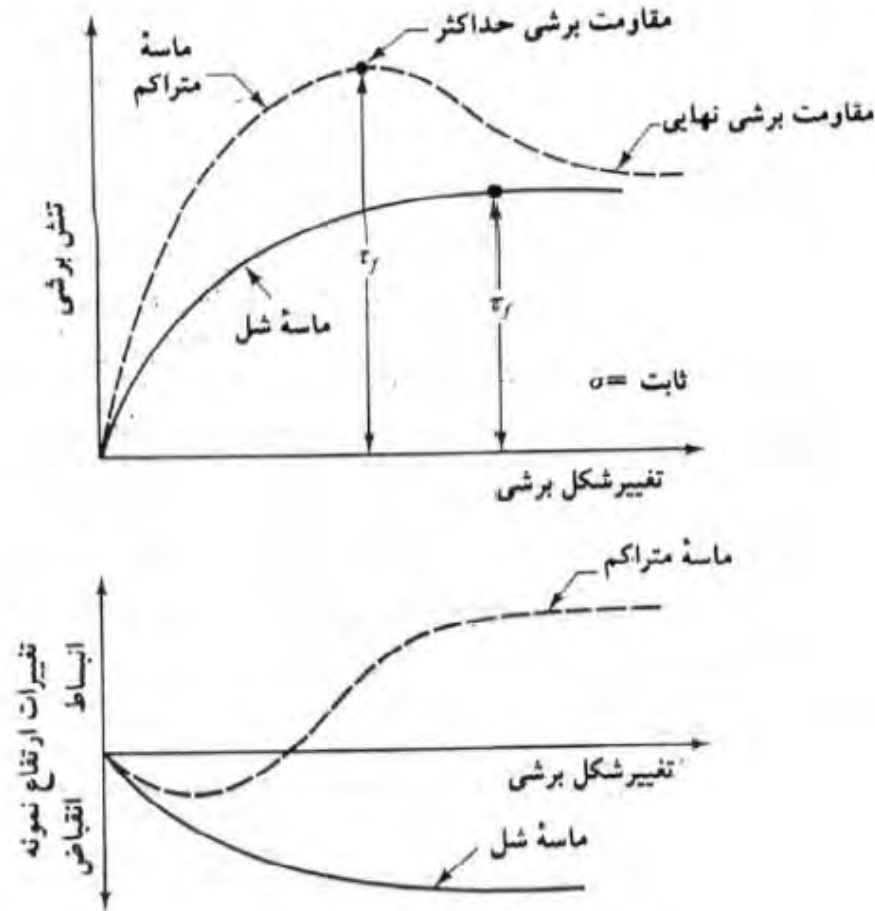
168

سودمندی آزمایش با کنترل تغییر شکل در این است که به وسیله آن برای ماسه های متراکم و رس بیش تحکیم یافته، هم مقاومت برشی حداکثر (در لحظه گسیختگی) و هم مقاومت برشی کمتری که بعد از نقطه گسیختگی به وجود می آید، و به مقاومت برشی نهایی موسوم است، قابل مشاهده و اندازه گیری است. در آزمایش های با کنترل تنش، تنها مقاومت برشی حداکثر قابل مشاهده و تعیین است. ضمناً در صورت استفاده از وزنه برای افزایش تنش برشی، عدم پیوستگی در افزایش بارگذاری، محاسبه مقاومت برشی حداکثر را با مقداری تقریب همراه خواهد ساخت.



آزمایش برش مستقیم (Direct Shear Test)

169



نمودار تنش برشی و تغییرات ارتفاع نمونه در مقابل تغییر مکان برشی برای ماسه خشک
شل و متراکم در آزمایش برش مستقیم

آزمایش برش مستقیم زهکشی شده

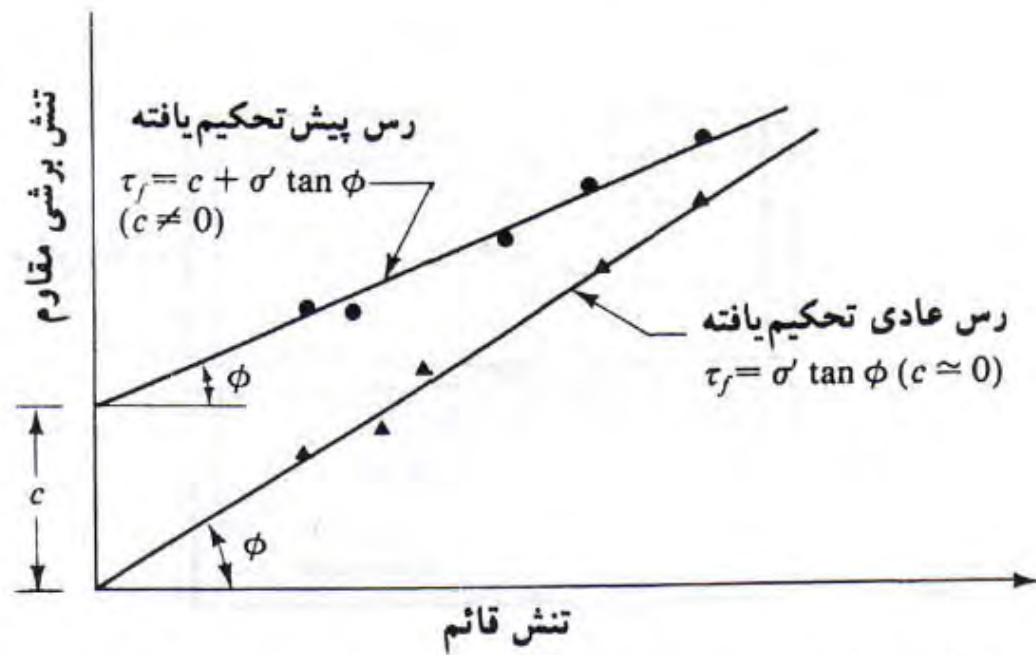
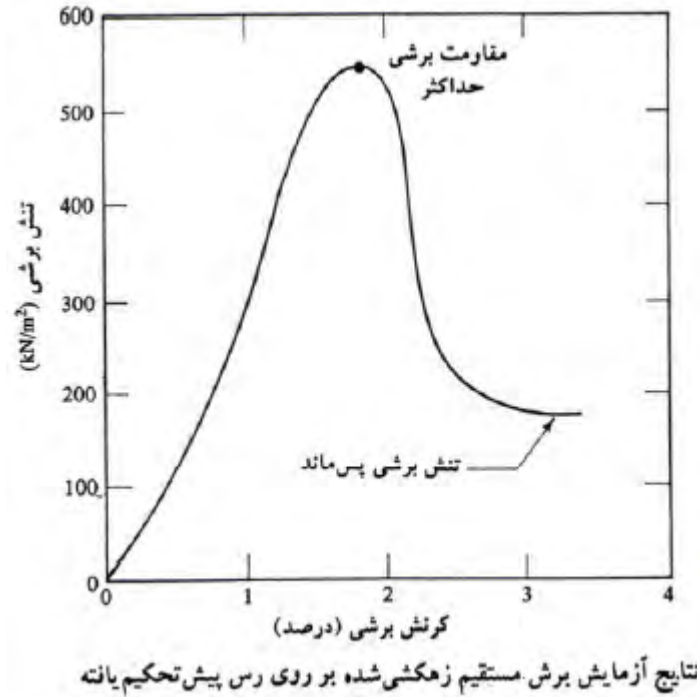
آزمایش برش مستقیم زهکشی شده

171

این آزمایش بر روی رس، لای، و ماسه ریز اشباع انجام می گیرد. در این آزمایش، جعبه برشی، که نمونه خاک در درون آن قرار دارد، در محفظه ای جای می گیرد که می تواند برای اشباع نمونه با آب پر شود. یک آزمایش زهکشی شده به آزمایشی می گویند که در آن سرعت بارگذاری روی نمونه آنقدر پایین است که اجازه زهکشی و زایل شدن فشار آب حفره ای اضافی به نمونه داده شود. آب حفره ای نمونه از طریق دو سنگ متخلخل واقع در بالا و پایین آن زهکشی می شود. از آنجایی که ضریب نفوذپذیری ماسه بالا است، فشار آب حفره ای ایجاد شده به وسیله بارگذاری قائم و برشی سریعاً زایل می شود. بنابراین برای سرعت های بارگذاری معمولی، اساس شرایط زهکشی کامل برقرار است. بنابراین زاویه اصطکاک ϕ به دست آمده از یک آزمایش برش مستقیم زهکشی شده بر روی یک نمونه ماسه اشباع با نتیجه به دست آمده برای همان نمونه در حالت خشک یکسان است. ضریب نفوذپذیری رس در مقایسه با ماسه خیلی کوچک است. بنابراین وقتی که یک بار قائم بر روی یک نمونه خاک رسی وارد می شود، برای تحکیم کامل به زمان کافی نیاز است. به همین علت سرعت بارگذاری برشی باید آهسته باشد. این آزمایش، بسته به نفوذپذیری خاک، ممکن است ۲ تا ۵ روز طول بکشد.

آزمایش برش مستقیم زهکشی شده

172



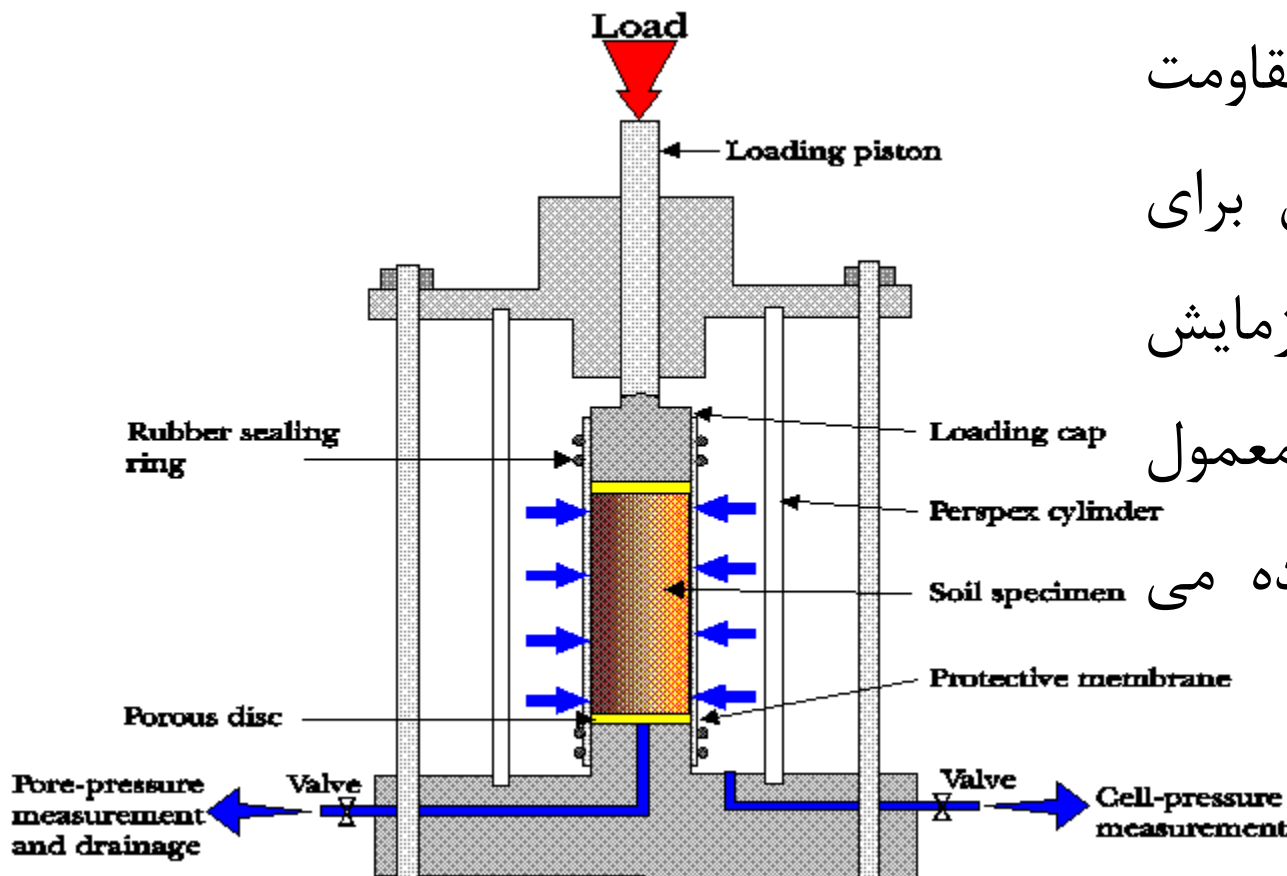
پوش گسیختگی خاک رس حاصل از آزمایش برش مستقیم زهکشی شده

آزمایش برش سه محوری

آزمایش برش سه محوری (Triaxial Shear Test)

174

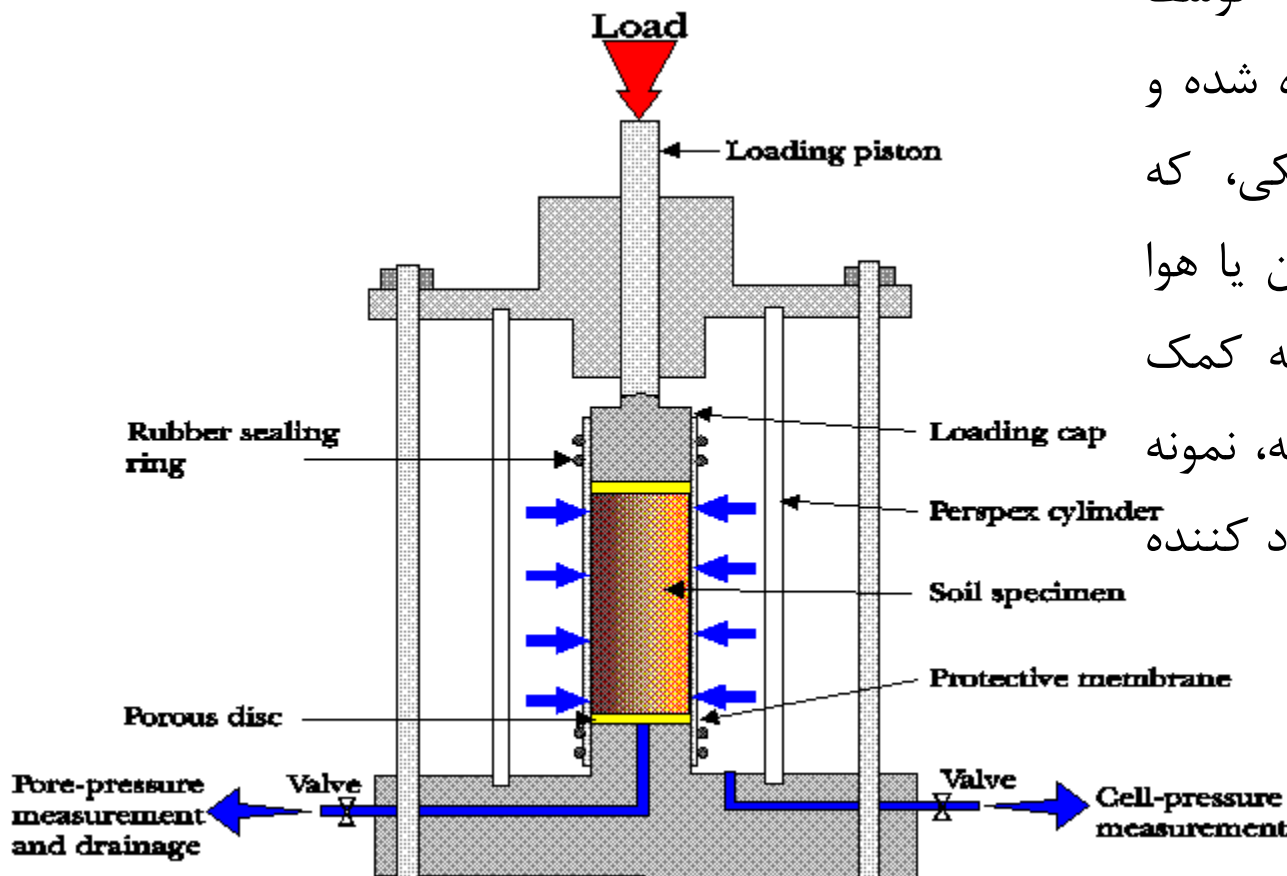
آزمایش برش سه محوری،
قابل اعتمادترین روش برای
تعیین پارامترهای مقاومت
برشی است که از آن برای
انجام تحقیقات و آزمایش
های لازم در کارهای معمول
مهندسی خاک استفاده می
شود.



آزمایش برش سه محوری (Triaxial Shear Test)

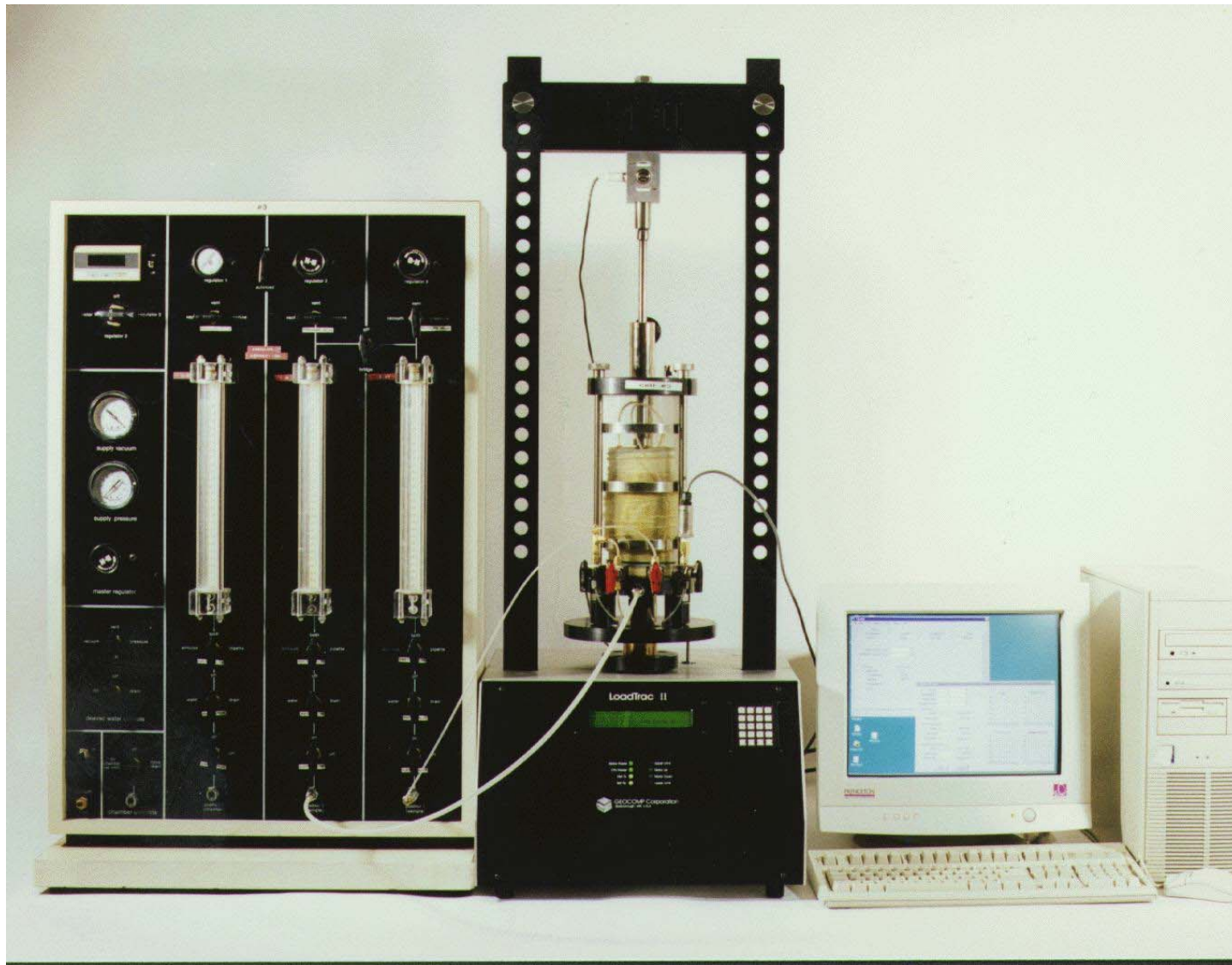
175

در این آزمایش معمولاً از یک نمونه خاک به قطر ۱.۵ اینچ و ارتفاع ۳ اینچ استفاده می‌شود. نمونه توسط یک غشای لاستیکی پوشانده شده و درون یک محفظه پلاستیکی، که معمولاً پر از آب و گلیسرین یا هوا است، قرار داده می‌شود. به کمک مایع موجود در داخل محفظه، نمونه تحت فشار محفظه‌ای محدود کننده قرار می‌گیرد.



آزمایش برش سه محوری (Triaxial Shear Test)

176



آزمایش برش سه محوری (Triaxial Shear Test)

177



هر یک از تنش های σ_1 و σ_3 را می توان به دلخواه کنترل کرده و تغییر داد. در دستگاه سه محوری واقعی (True Triaxial) تنش σ_2 نیز قابل تغییر است. همچنین امکان کنترل زهکشی نمونه و اندازه گیری فشار آب حفره ای نیز وجود دارد.

آزمایش برش سه محوری (Triaxial Shear Test)

178

همانند آزمایش برش مستقیم، این آزمایش را می توان با کنترل نیرو و یا کنترل تغییر شکل انجام داد که نوع دوم معمول تر است.

در هر دو حالت، شیرهایی برای اندازه گیری زه آب ورودی یا خروجی از نمونه و یا اندازه گیری فشار آب حفره ای (بر حسب شرایط آزمایش) تعبیه شده است. بر اساس وضعیت شیرها، معمولاً سه نوع آزمایش سه محوری استاندارد انجام می شود.

آزمایش تحکیم یافته زهکشی شده (آزمایش CD) Consolidated-Drained

آزمایش تحکیم یافته زهکشی نشده (آزمایش CU) Consolidated-Undrained

آزمایش تحکیم نیافته زهکشی نشده (آزمایش UU) Unconsolidated-Undrained

آزمایش تحکیم یافته زهکشی شده

آزمایش تحکیم یافته زهکشی شده

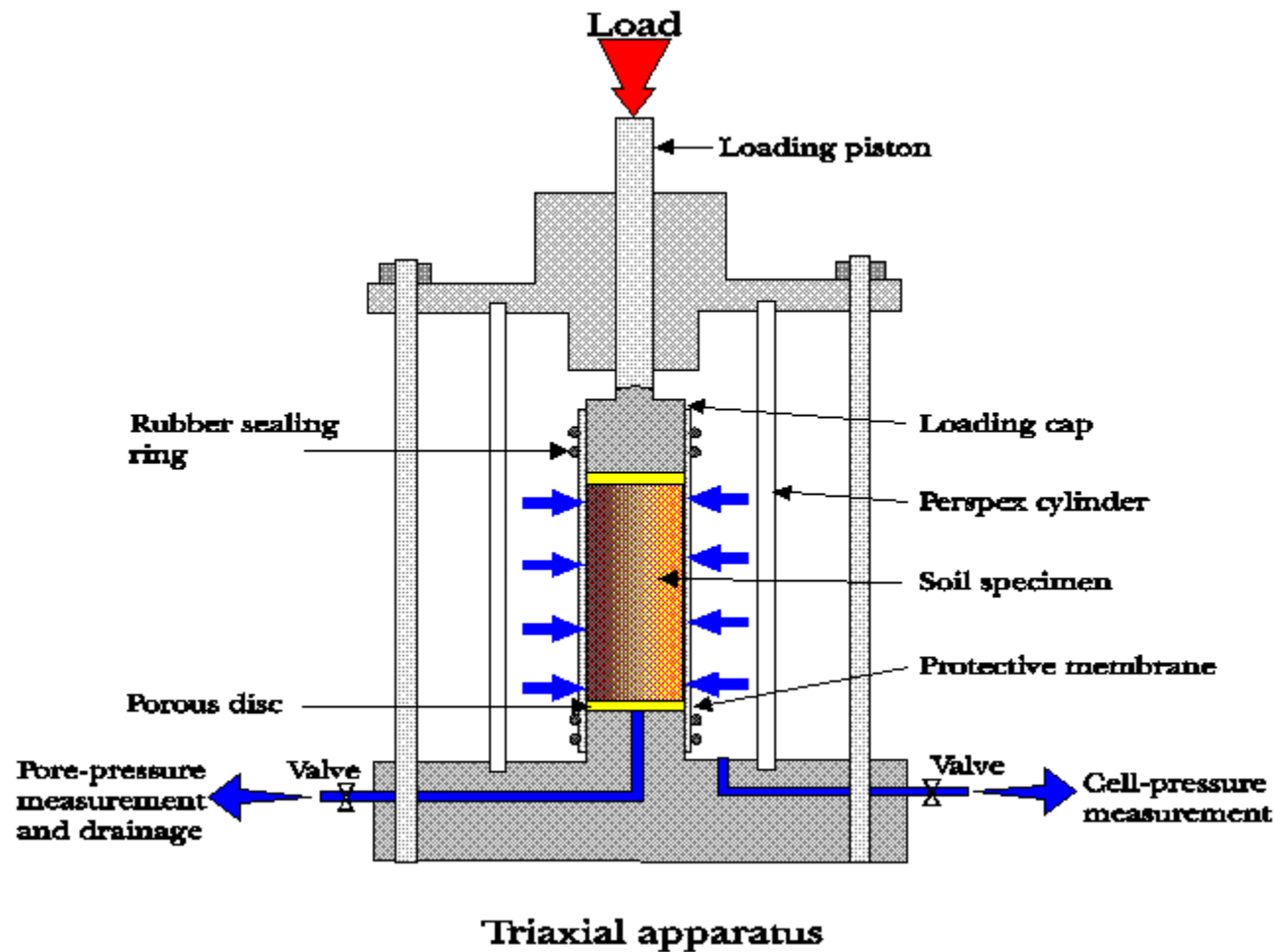
180

در آزمایش تحکیم یافته زهکشی شده (CD) ابتدا با فشرده کردن سیال داخل محفظه، نمونه تحت تاثیر فشار همه جانبه محفظه ای σ_3 قرار می گیرد. با اعمال فشار محدود کننده، فشار آب حفره ای نمونه به اندازه u_c افزایش می یابد. سپس شیرهای زهکشی باز می شود و در اثر آن فشار آب حفره ای اضافی به تدریج زایل شده و برابر صفر می شود و به طور همزمان تحکیم رخ می دهد.

در خاک اشباع، تغییر حجم به وجود آمده در نمونه در حین تحکیم (ΔV_c) با استفاده از حجم آب زهکشی شده قابل اندازه گیری است. در مرحله بعد، تنش انحرافی $\Delta \sigma_d$ با سرعت خیلی کمی بر روی نمونه اعمال می شود. شیر زهکشی در طی این روند باز نگاه داشته می شود و سرعت کم اعمال تنش انحرافی اجازه زایل شدن هرگونه فشار آب حفره ای اضافی را می دهد. ($\Delta u_d = 0$)

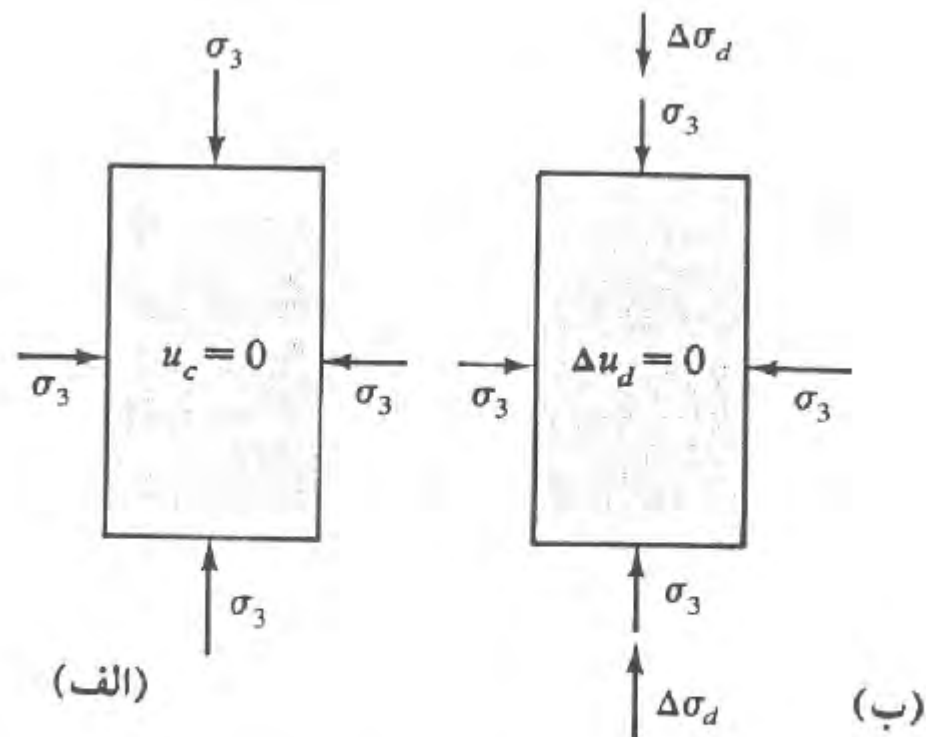
آزمایش تحکیم یافته زهکشی شده

181



آزمایش تحکیم یافته زهکشی شده

182



آزمایش سه محوری تحکیم یافته زهکشی شده

(الف) نمونه تحت تأثیر فشار محفظه ای محدودکننده، (ب) اعمال تنش انحرافی

آزمایش تحکیم یافته زهکشی شده

183

نمودار تیپ تغییرات تنش انحرافی در مقابل کرنش در ماسه شل و رس عادی تحکیم یافته و نمودار مشابهی برای ماسه متراکم و رس بیش تحکیم یافته در شکل های صفحه بعد نشان داده شده است. در این اشکال، تغییرات حجم ΔV_d نمونه به علت اعمال تنش انحرافی برای خاک های مربوطه نیز نشان داده شده است.

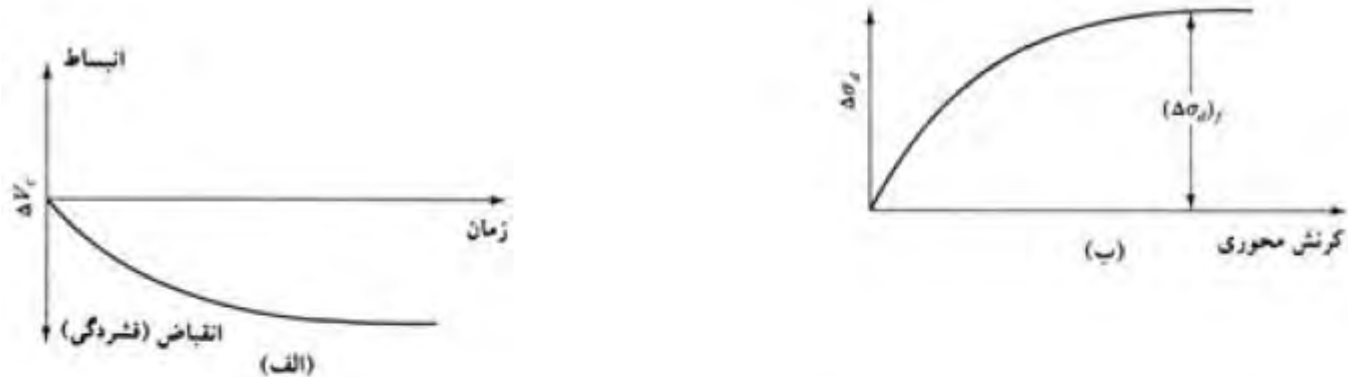
از آنجایی که در حین آزمایش تمام فشارهای آب حفره ای تولید شده زایل می شوند داریم:

$$\sigma_3 = \sigma'_3 = \text{تنش کل و تنش موثر محفظه ای محدود کننده}$$

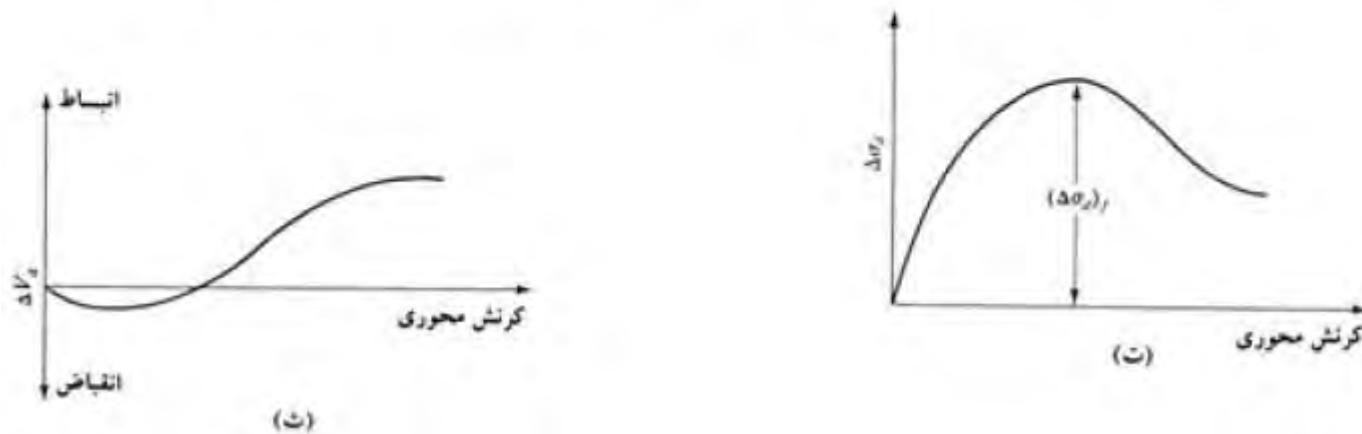
$$\sigma_1 = \sigma'_1 = \sigma_3 + (\Delta\sigma_d)_f = \text{تنش کل و تنش موثر محوری در لحظه گسیختگی}$$

آزمایش تحکیم یافته زهکشی شده

184



رفتار ماسه شل و رس عادی تحکیم یافته در آزمایش سه محوری تحکیم یافته زهکشی شده



رفتار ماسه متراکم و رس پیش تحکیم در آزمایش سه محوری تحکیم یافته زهکشی شده

آزمایش تحکیم یافته زهکشی شده

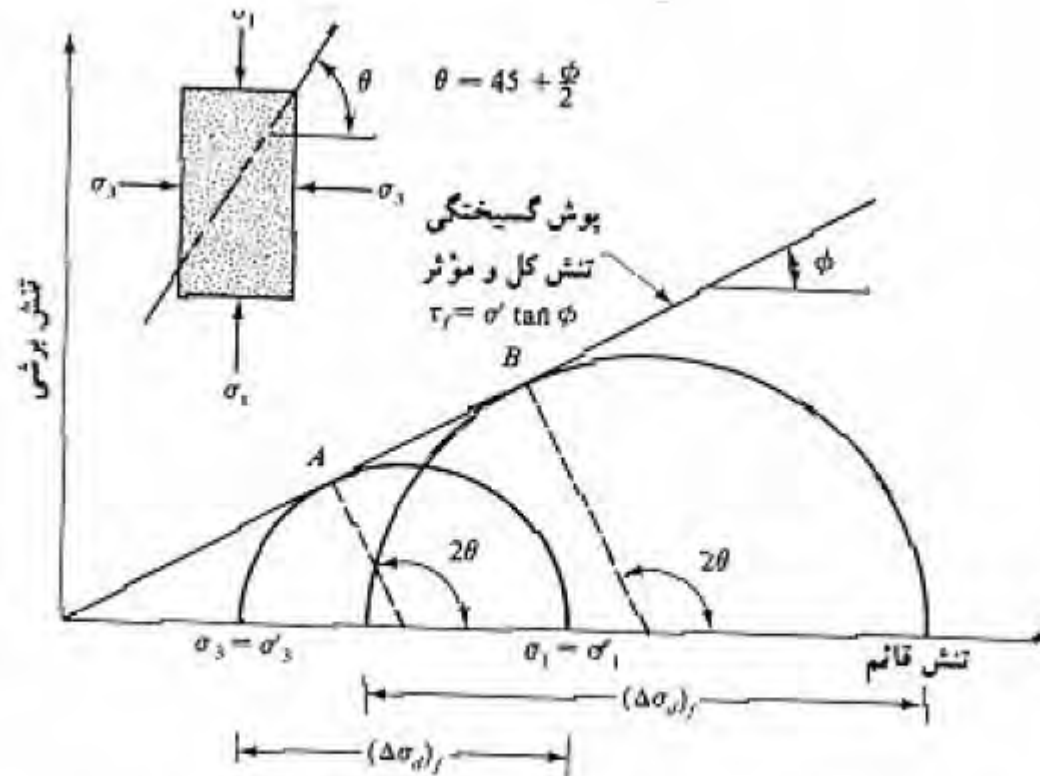
185

در آزمایش سه محوری، σ_1' تنش موثر اصلی حداکثر و σ_3' تنش موثر اصلی حداقل در لحظه گسیختگی می باشند. با تغییر فشار محفظه ای محدود کننده، می توان آزمایش های متعددی را بر روی نمونه های مشابه انجام داد. برای هر آزمایش با داشتن تنشهای اصلی حداکثر و حداقل در لحظه گسیختگی، دایره مور قابل ترسیم نمودن است و با داشتن دوایر مور مربوط به چند آزمایش، می توان پوش گسیختگی را برای خاک مورد آزمایش رسم کرد.

شکل صفحه بعد، پوش گسیختگی تنش موثر تیپ را برای ماسه و رس عادی تحکیم یافته نشان می دهد. مختصات نقاط تماس منحنی پوش با دوایر مور (نقاط A و B) نشان دهنده تنش قائم و برشی موثر موجود در صفحه گسیختگی نمونه های آزمایشی هستند.

آزمایش تحکیم یافته زهکشی شده

186



پوش گسیختگی تنش مؤثر حاصل از آزمایش زهکشی شده در ماسه و رس عادی تحکیم یافته

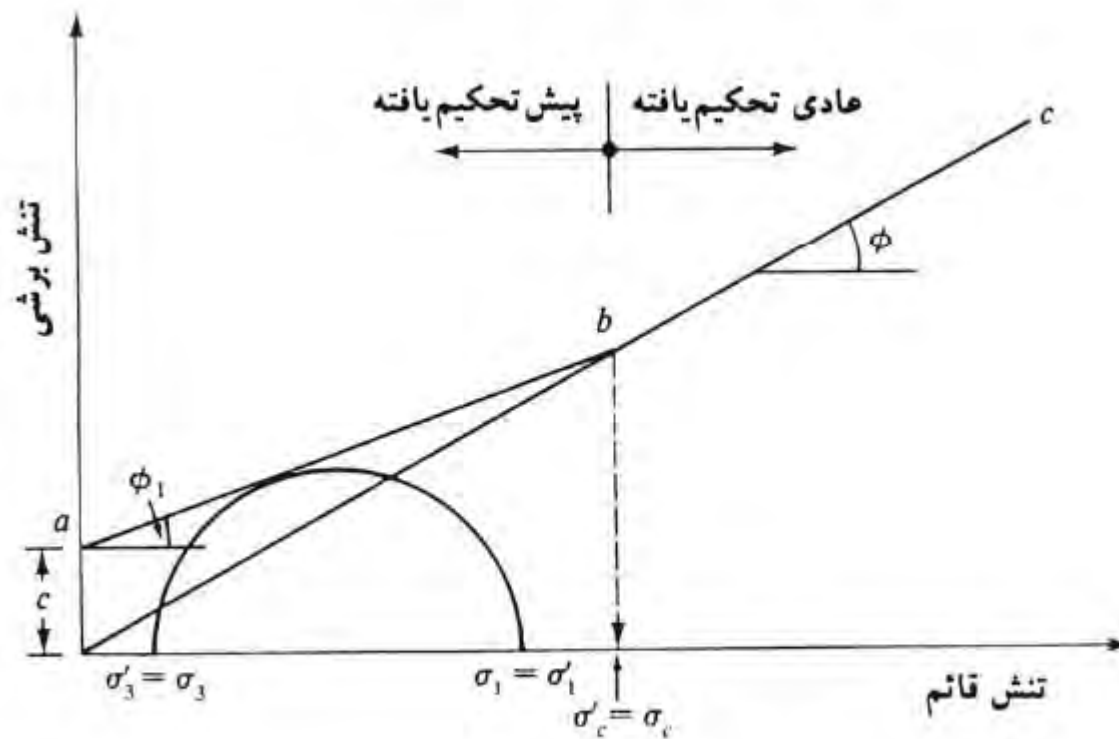
آزمایش تحکیم یافته زهکشی شده

187

برای خاک های رسی بیش تحکیم یافته، پوش گسیختگی دارای دو شاخه متمایز **ab**، برای تنش های قائم کوچکتر از تنش بیش تحکیمی و **bc**، برای تنش های قائم بزرگتر از بیش تحکیمی خواهد بود. قسمت **ab** دارای شیب کمتر و چسبندگی اولیه است که معادله مقاومت برشی برای آن به صورت $\tau_f = c + \sigma' \tan \varphi_1$ نوشته می شود. شاخه **bc** از پوش گسیختگی نشان دهنده مرحله عادی تحکیم یافته خاک است که از رابطه مقاومت برشی $\tau_f = \sigma' \tan \varphi$ تبعیت می کند. یک آزمایش سه محوری تحکیم یافته زهکشی شده بر روی بک خاک رسی ممکن است چند روز به طول بیانجامد. این مسئله ناشی از سرعت بسیار کم اعمال تنش انحرافی برای اطمینان از زهکشی کامل نمونه است. به همین علت آزمایش های CD در عمل کمتر مورد استفاده قرار می گیرند.

آزمایش تحکیم یافته زهکشی شده

188



پوش گسیختگی تنش مؤثر برای رس پیش تحکیم یافته

آزمایش تحکیم یافته زهکشی نشده

آزمایش تحکیم یافته زهکشی نشده

190

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

$$A = \Delta u_d / \Delta \sigma_d$$

که در آن A ، پارامتر فشار آب حفره ای اسکمپتون (۱۹۵۴) است.

آزمایش تحکیم یافته زهکشی نشده

191

شکل عمومی تغییرات Δu_d و $\Delta \sigma_d$ در مقابل کرنش محوری برای ماسه و رس در اشکال بعد نشان داده شده است. در ماسه شل و رس عادی تحکیم یافته، با افزایش کرنش، فشار آب حفره ای افزایش می یابد. در ماسه متراکم و رس بیش تحکیم یافته، با افزایش کرنش، فشار آب حفره ای ابتدا افزایش یافته و، پس از گذر کرنش از حد مشخصی، فشار آب حفره ای کاهش یافته و نسبت به فشار اتمسفر منفی می شود. این مسئله به علت تمایل نمونه به اتساع است. بر خلاف آزمایش تحکیم یافته زهکشی شده، در آزمایش تحکیم یافته زهکشی نشده، تنش های اصلی کل و موثر با هم مشاوی نیستند. چون در حین آزمایش، فشار آب حفره ای در لحظه گسیختگی اندازه گیری شده است، تنش های اصلی کل و موثر را می توان به شکل صفحه بعد نوشت.

آزمایش تحکیم یافته زهکشی نشده

192

تنش اصلی حداکثر در لحظه گسیختگی (کل) $\sigma_3 + (\Delta\sigma_d)_f = \sigma_1$

تنش اصلی حداکثر در لحظه گسیختگی (موثر) $\sigma_1 - (\Delta u_d)_f = \sigma'_1$

تنش اصلی حداقل در لحظه گسیختگی (کل) σ_3

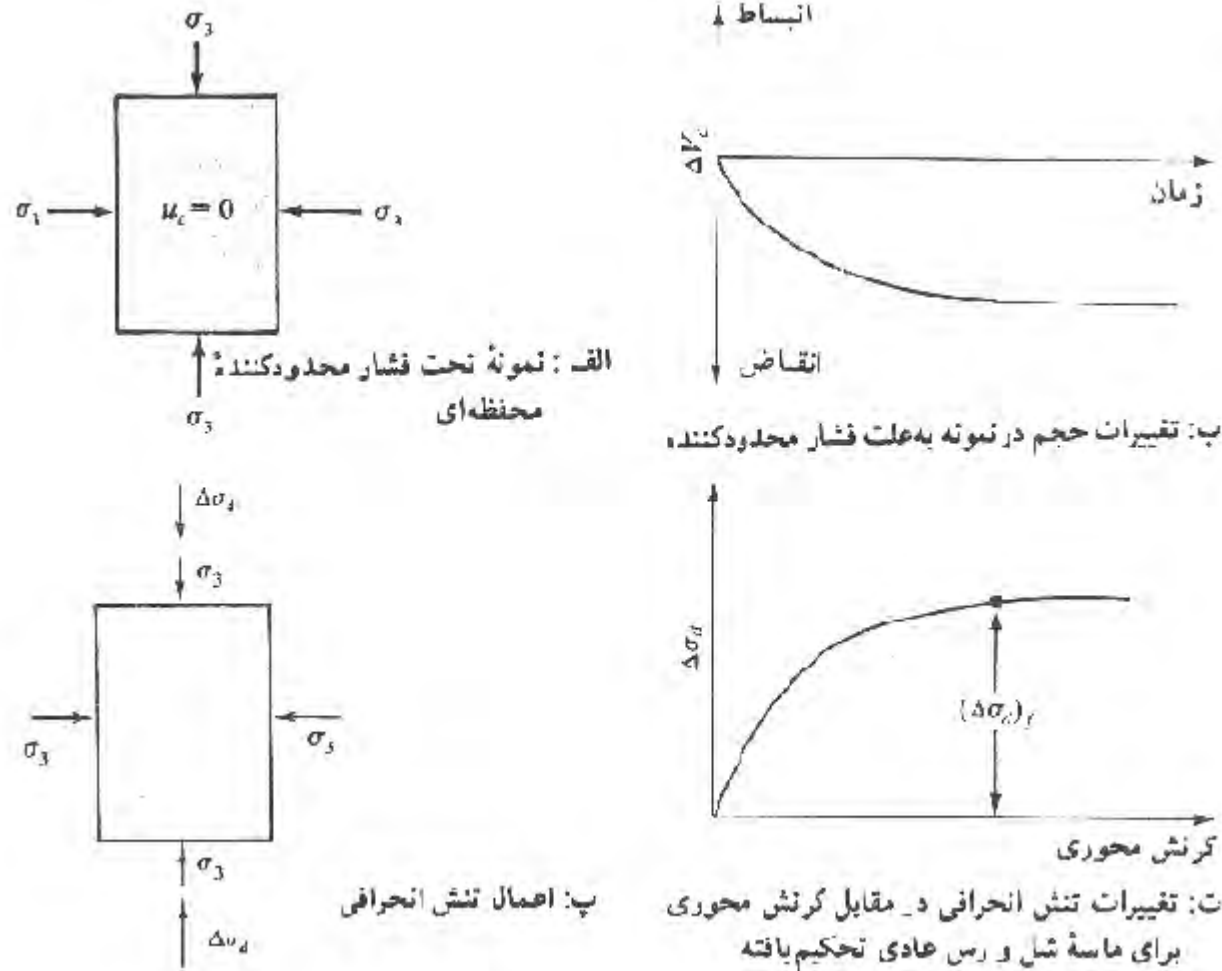
تنش اصلی حداقل در لحظه گسیختگی (موثر) $\sigma_3 - (\Delta u_d)_f = \sigma'_3$

فشار آب حفره ای در لحظه گسیختگی $(\Delta u_d)_f$

$$\Rightarrow \sigma_1 - \sigma_3 = \sigma'_1 - \sigma'_3$$

آزمایش تحکیم یافته زهکشی نشده

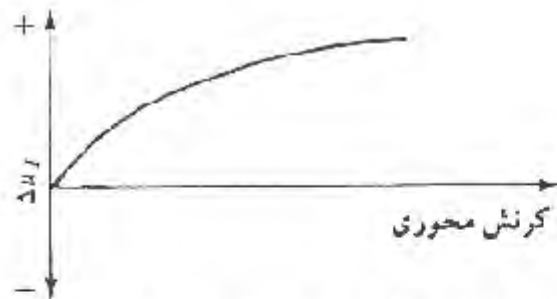
193



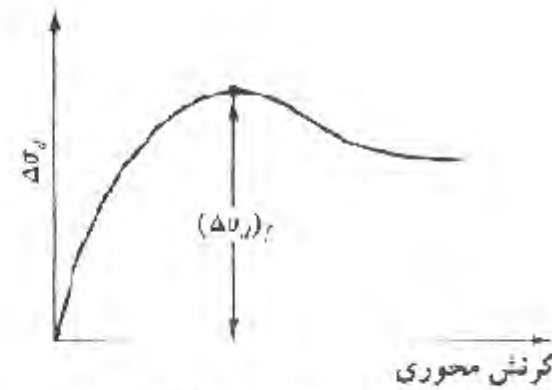
نتایج آزمایش تحکیم یافته زهکشی نشده

آزمایش تحکیم یافته زهکشی نشده

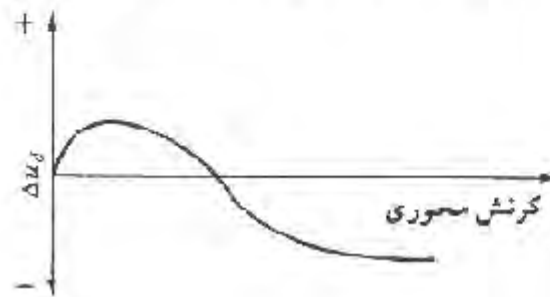
194



ب: تغییرات فشار آب حفره‌ای در مقابل گرنش محوری برای ماده‌ی سل و رس عادی تحکیم یافته



ج: تغییرات تنش انحرافی در مقابل گرنش محوری برای ماده‌ی تراکم و رس پیش تحکیم یافته



چ: تغییرات فشار آب حفره‌ای در مقابل گرنش محوری برای ماده‌ی تراکم و رس پیش تحکیم یافته

نتایج آزمایش تحکیم یافته زهکشی نشده

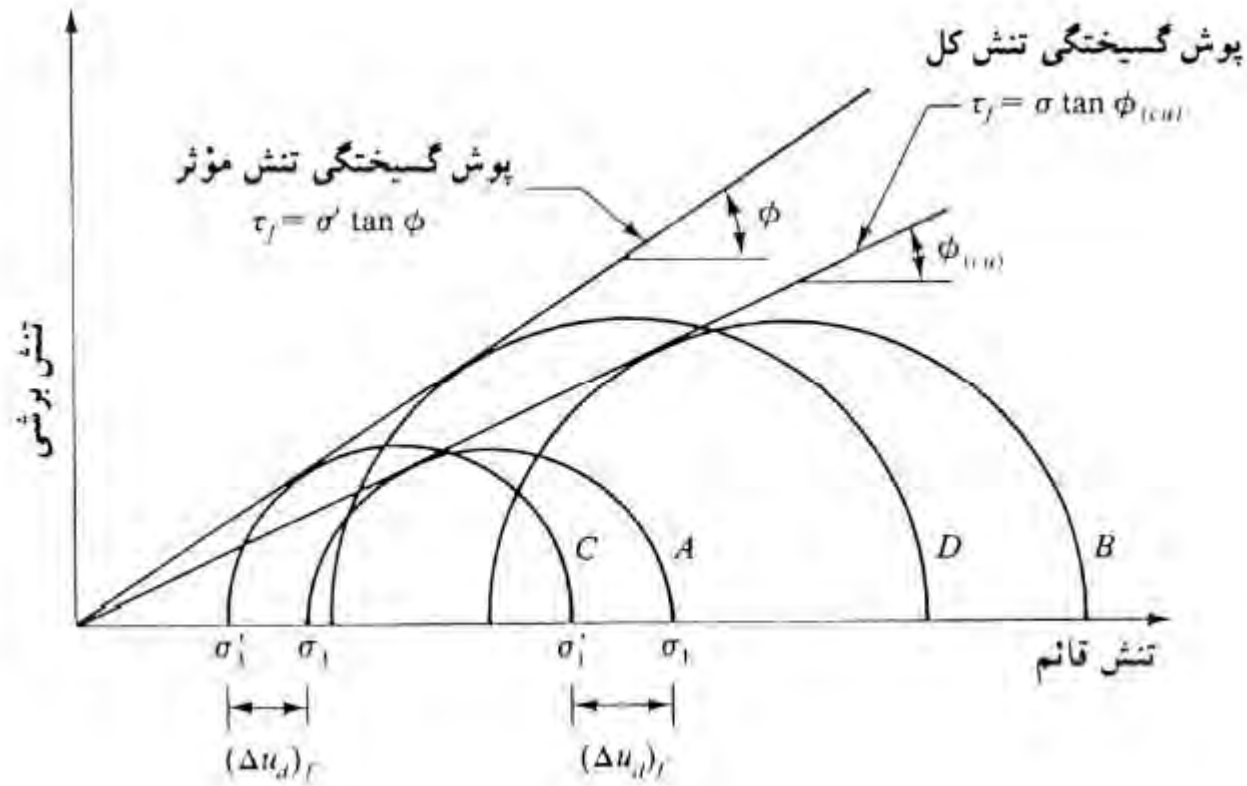
آزمایش تحکیم یافته زهکشی نشده

195

برای تعیین پارامترهای برشی خاک، نمونه های مختلف از خاک مورد نظر با فشارهای محفظه ای مختلف مورد آزمایش قرار می گیرند. در شکل بعد، دواير موهر برای تنش های کل و موثر در لحظه گسیختگی، که از یک آزمایش تحکیم یافته زهکشی نشده برای ماسه و رس عادی تحکیم یافته حاصل شده اند، به نمایش در آمده است. توجه شود که A و B دواير موهر تنش کل به دست آمده از دو آزمایش مختلف و C و D نیز به ترتیب دواير موهر تنش موثر نظیر هستند. قطر دواير A و C و دواير B و D با یکدیگر مساوی هستند.

آزمایش تحکیم یافته زهکشی نشده

196



آزمایش تحکیم یافته زهکشی نشده

197

پوش گسیختگی برای تنش های کل از رسم مماس بر دوائر موهر تنش های کل A و B به دست می آید. برای ماسه و رس عادی تحکیم یافته، این پوش تقریباً یک خط مستقیم است که از مرکز مختصات گذشته و معادله آن به شرح زیر است.

$$\tau_f = \sigma \tan \varphi_{(cu)}$$

که در آن $\varphi_{(cu)}$ زاویه ای است که پوش گسیختگی تنش کل با محور تنش قائم (محور افقی) می سازد و به **زاویه مقاومت برشی تحکیم یافته زهکشی نشده** معروف است.

پوش گسیختگی مماس بر دوائر تنش موثر، برای ماسه و رس عادی تحکیم یافته که آن نیز از مرکز مختصات می گذرد با معادله $\tau_f = \sigma' \tan \varphi$ نمایش داده می شود که مشابه نتیجه به دست آمده از آزمایش تحکیم یافته زهکشی شده است.

آزمایش تحکیم یافته زهکشی نشده

198

در رس های بیش تحکیم یافته، پوش گسیختگی تنش کل به دست آمده از آزمایش تحکیم یافته زهکشی نشده مطابق شکل صفحه بعد خواهد بود. خط مستقیم $a'b'$ در شکل دارای معادله زیر است.

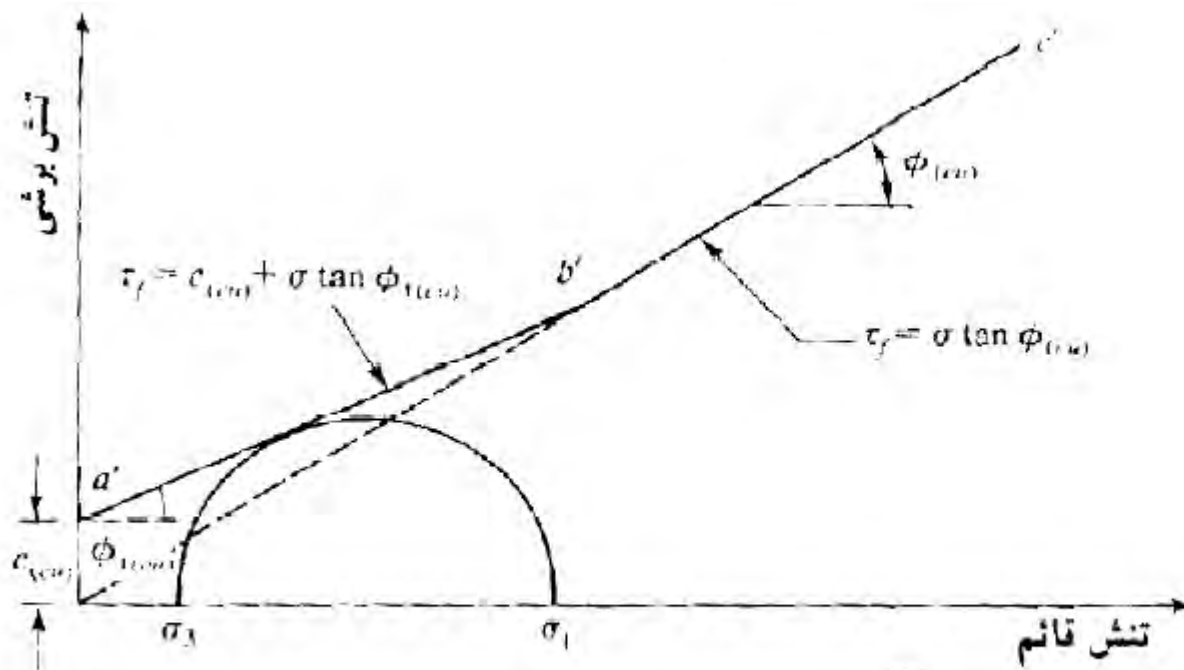
$$\tau_f = c_{(cu)} + \sigma \tan \varphi_{1(cu)}$$

خط مستقیم $b'c'$ نیز از معادله $\tau_f = \sigma \tan \varphi_{2(cu)}$ تبعیت می کند. پوش گسیختگی برای تنش موثر، که با استفاده از دواير موهر تنش موثر به دست می آید، نیز شکل کلی شبیه پوش تنش کل خواهد داشت.

آزمایش های تحکیم یافته زهکشی شده بر روی خاک های رسی بسیار زمان بر هستند. در نتیجه به منظور تعیین پارامترهای برشی زهکشی شده برای این خاک ها از آزمایش تحکیم یافته زهکشی نشده با اندازه گیری فشار آب حفره ای استفاده می شود. در این آزمایش، به دلیل صورت نگرفتن زهکشی در هنگام اعمال تنش انحرافی، مراحل کار نسبتاً سریع انجام می شوند.

آزمایش تحکیم یافته زهکشی نشده

199



پوش گسیختگی تنش کل به دست آمده از آزمایش تحکیم یافته زهکشی نشده در رس پیش تحکیم یافته

آزمایش تحکیم نیافته زهکشی نشده

آزمایش تحکیم نیافته زهکشی نشده

201

در آزمایش تحکیم نیافته زهکشی نشده (UU) در حین اعمال فشار محفظه ای σ_3 ، اجازه زهکشی به نمونه داده نمی شود. سپس بدون اینکه اجازه زهکشی داده شود، تنش انحرافی $\Delta\sigma_d$ اعمال شده و مقدار آن افزایش داده می شود تا نمونه گسیخته شود. از آنجایی که در هیچیک از مراحل آزمایش اجازه زهکشی داده نمی شود، آزمایش می تواند به سرعت انجام شود. با اعمال فشار محفظه ای محدود کننده σ_3 ، فشار آب حفره ای در نمونه خاک به اندازه u_c افزایش می یابد. با اعمال تنش انحرافی $\Delta\sigma_d$ ، افزایش دیگری به اندازه Δu_d در فشار آب حفره ای ایجاد می شود. بنابراین فشار آب حفره ای کل U در نمونه در هر مرحله از اعمال تنش انحرافی به صورت زیر نوشته می شود.

$$U = u_c + \Delta u_d$$

آزمایش تحکیم نیافته زهکشی نشده

202

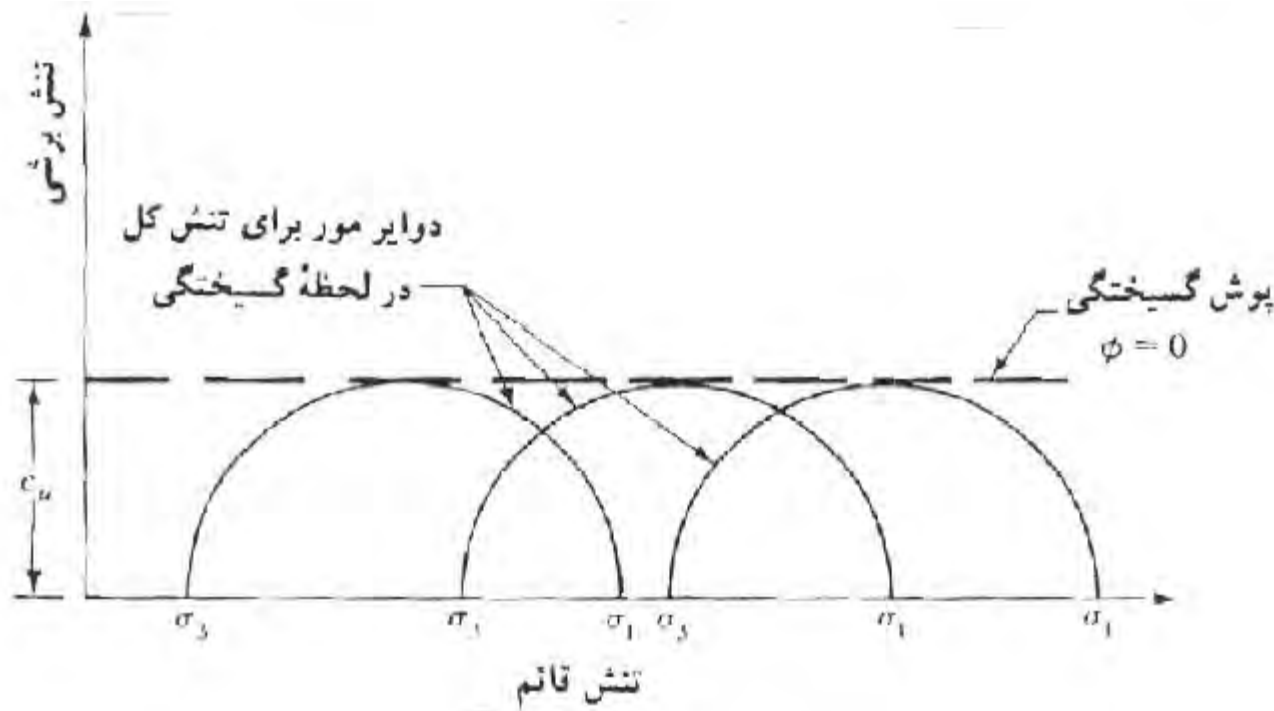
این آزمایش معمولاً بر روی نمونه های رسی انجام می شود و یک مفهوم عمیق مقاومتی برای خاک های چسبنده اشباع دارد. در این آزمایش، برای فشارهای محدود کننده محفظه ای مختلف، تنش محوری انحرافی در لحظه گسیختگی $(\Delta\sigma_d)_f$ عملاً یکسان است. این موضوع در شکل صفحه بعد نشان داده شده است. پوش گسیختگی برای دواير مور تنش کل به صورت یک خط افقی در می آید و به همین علت به آن شرایط، شرایط $\varphi = 0$ می گویند. با توجه به این مسئله، رابطه مقاومت برشی به صورت زیر نوشته می شود.

$$\tau_f = c_u$$

در رابطه فوق، c_u مقاومت برشی زهکشی نشده است که مساوی شعاع دایره موهر است.

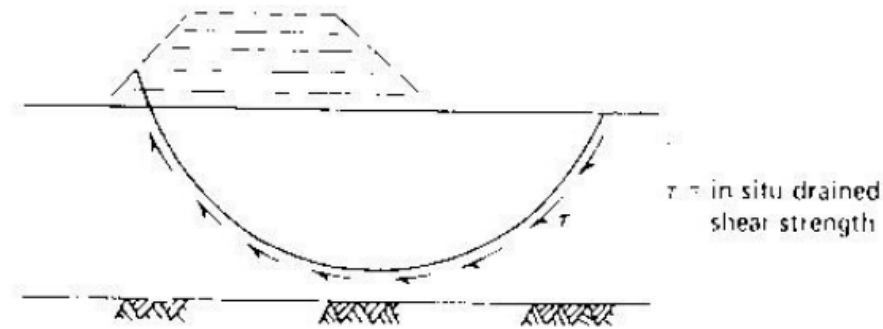
آزمایش تحکیم یافته زهکشی نشده

203

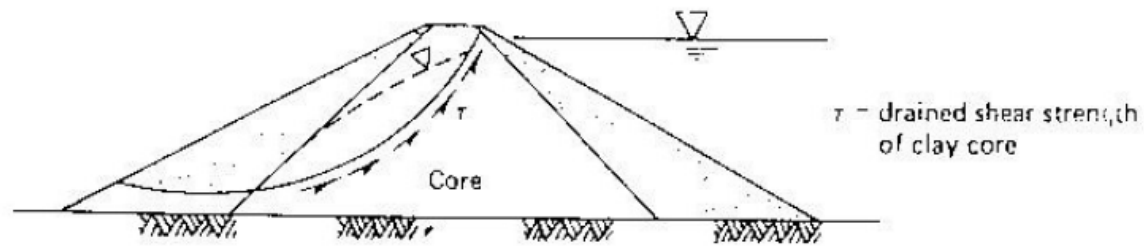


دوایر مور تنش کل و پوش گسیختگی ($\phi = 0$) که از آزمایش تحکیم نیافتۀ زهکشی نشده به دست آمده است.

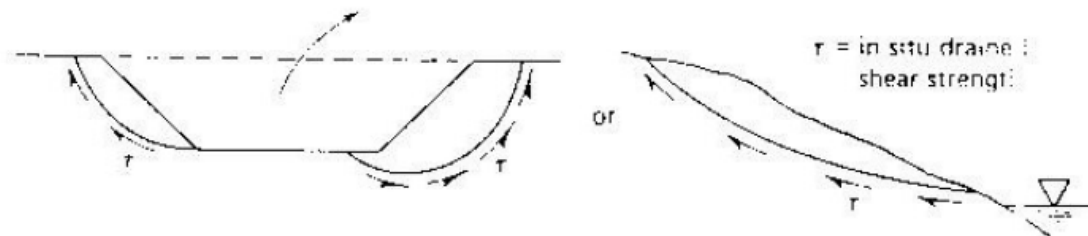
کاربرد آزمایش های سه محوری



(a) Embankment constructed very slowly, in layers, over a soft clay deposit



(b) Earth dam with steady-state seepage



(c) Excavation or natural slope in clay

Fig. 11.28 Some examples of CD analyses for clays (after Ladd, 1971b).

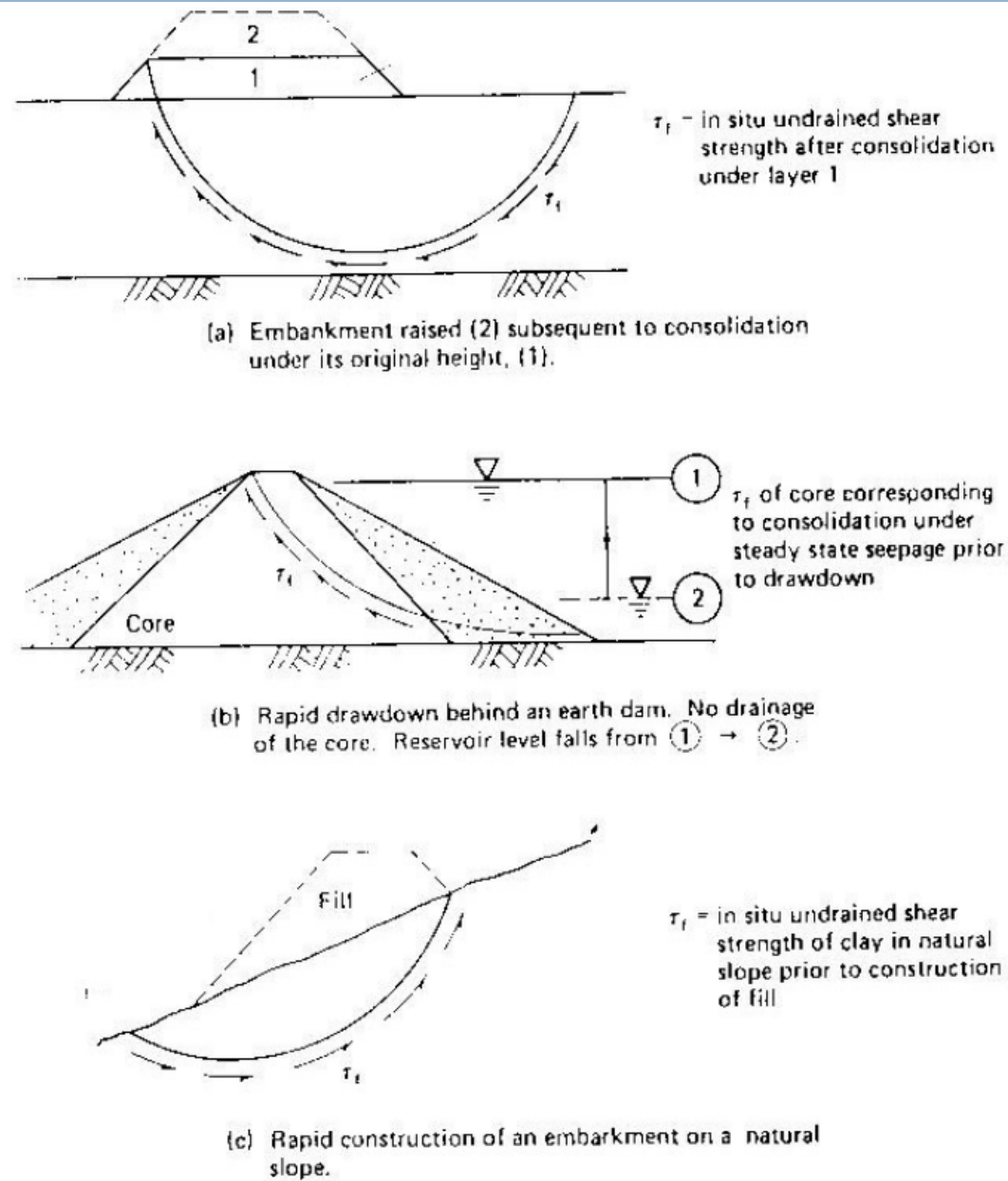
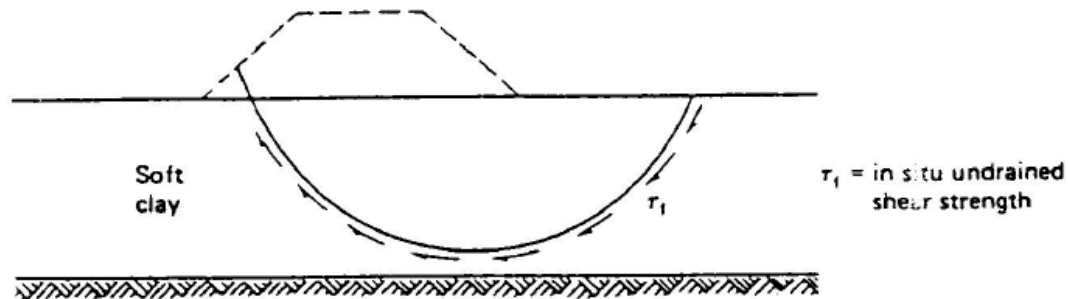
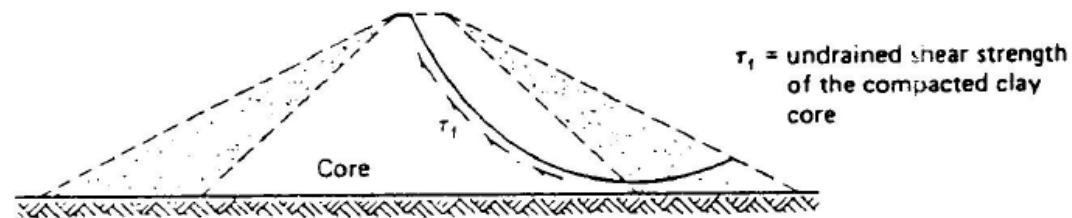


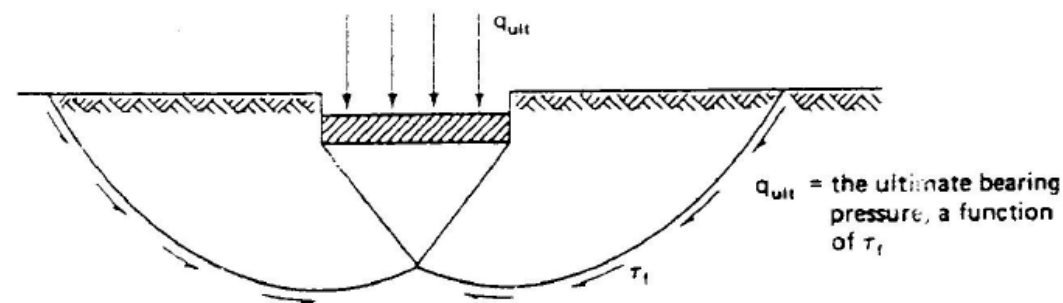
Fig. 11.37 Some examples of CU analyses for clays (after Ladd, 1971b).



(a) Embankment constructed rapidly over a soft clay deposit



(b) Large earth dam constructed rapidly with no change in water content of clay core



(c) Footing placed rapidly on clay deposit

Some examples of UU analyses for clay :

مسیر نقش

مسیر تنش

209

نتایج آزمایش های سه محوری را می توان توسط نموداری، که مسیر تنش نامیده می شود، نشان داد.

مسیر تنش خطی است که یکسری نقطه را به هم وصل می کند. هر نقطه در مسیر تنش نشان دهنده یکی از حالت های تنش تجربه شده توسط خاک در حین پیشرفت آزمایش است. معمول ترین حالت نمایش مسیر تنش، نمودار p در برابر q است.

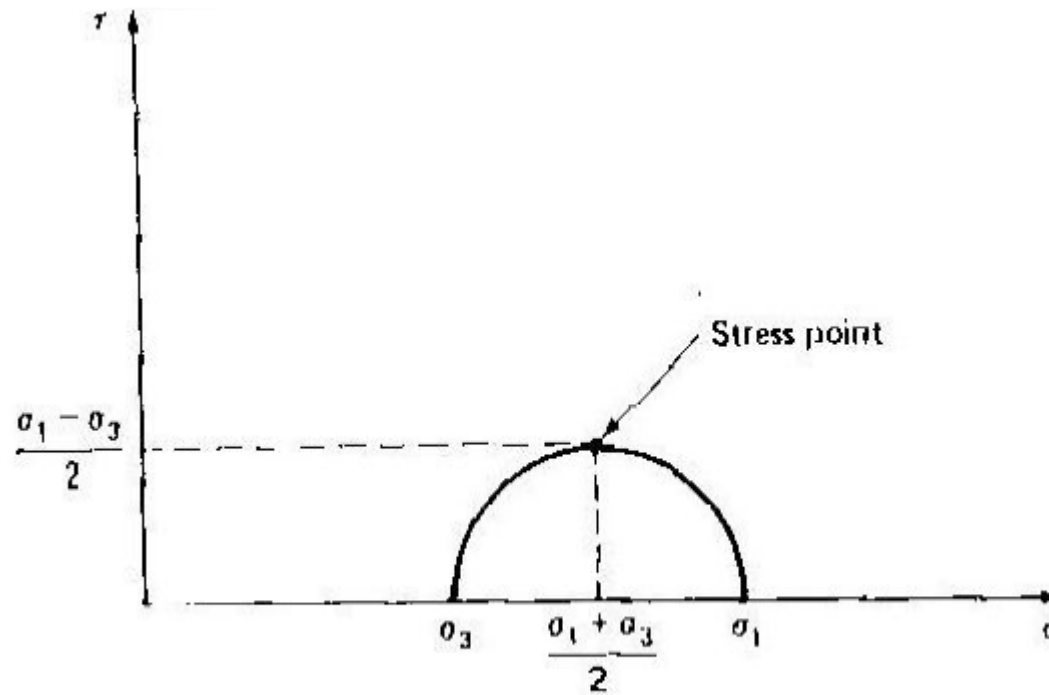
این نمودار توسط لمب (۱۹۶۴) پیشنهاد شده است. روابط p و q به شرح زیر است.

$$p = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$$

$$q = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$$

p-q Stress Path (Lamb, 1964)

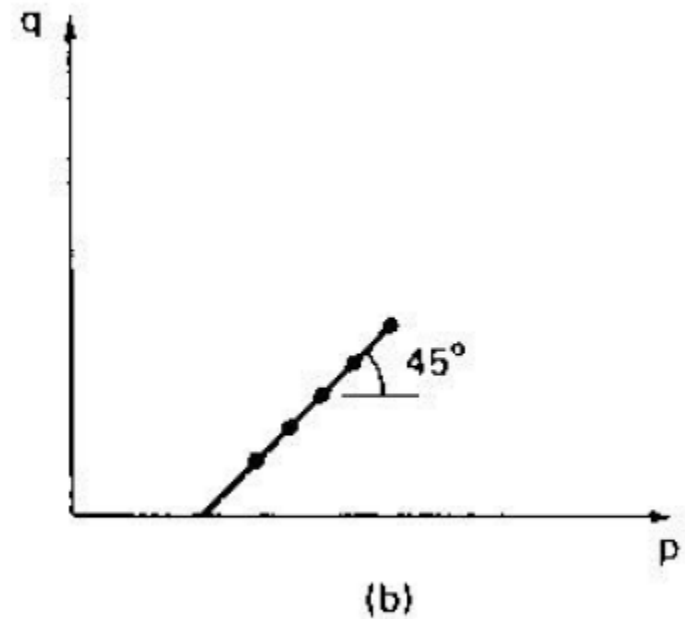
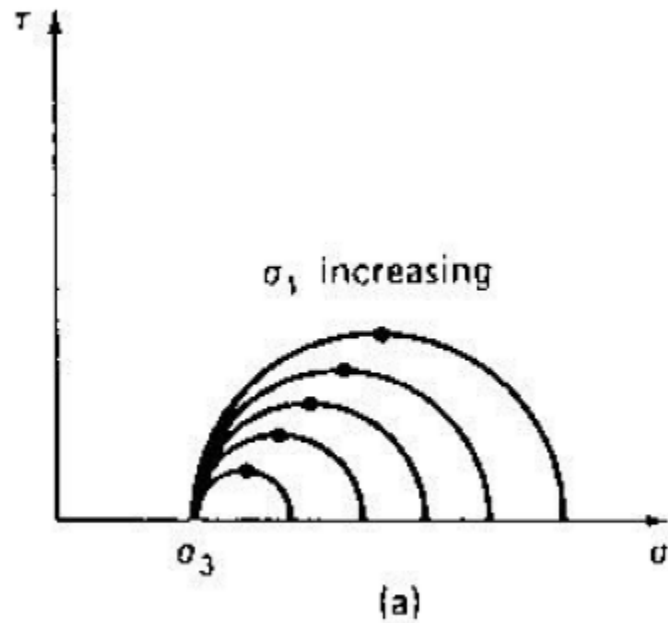
210



A Mohr circle of stress and corresponding stress point.

p-q Stress Path (Lamb, 1964)

211

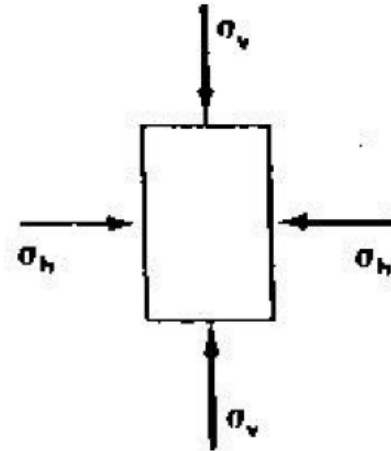


(a) Successive Mohr circles; (b) stress path for constant σ

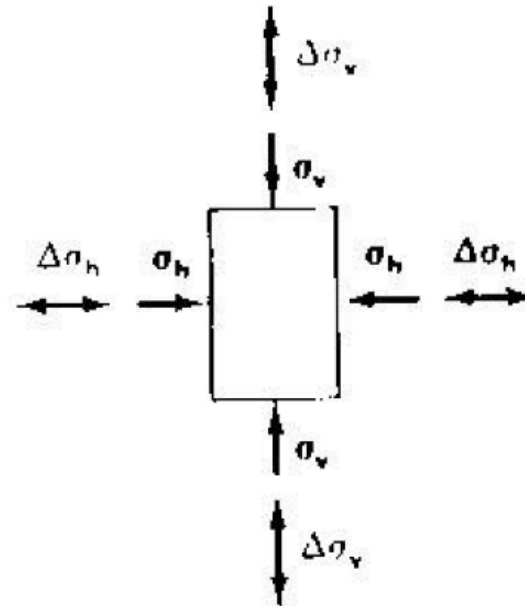
نحوه ترسیم مسیر تنش

212

1. Initial conditions:
 $\sigma_v = \sigma_h$ (hydrostatic compression)



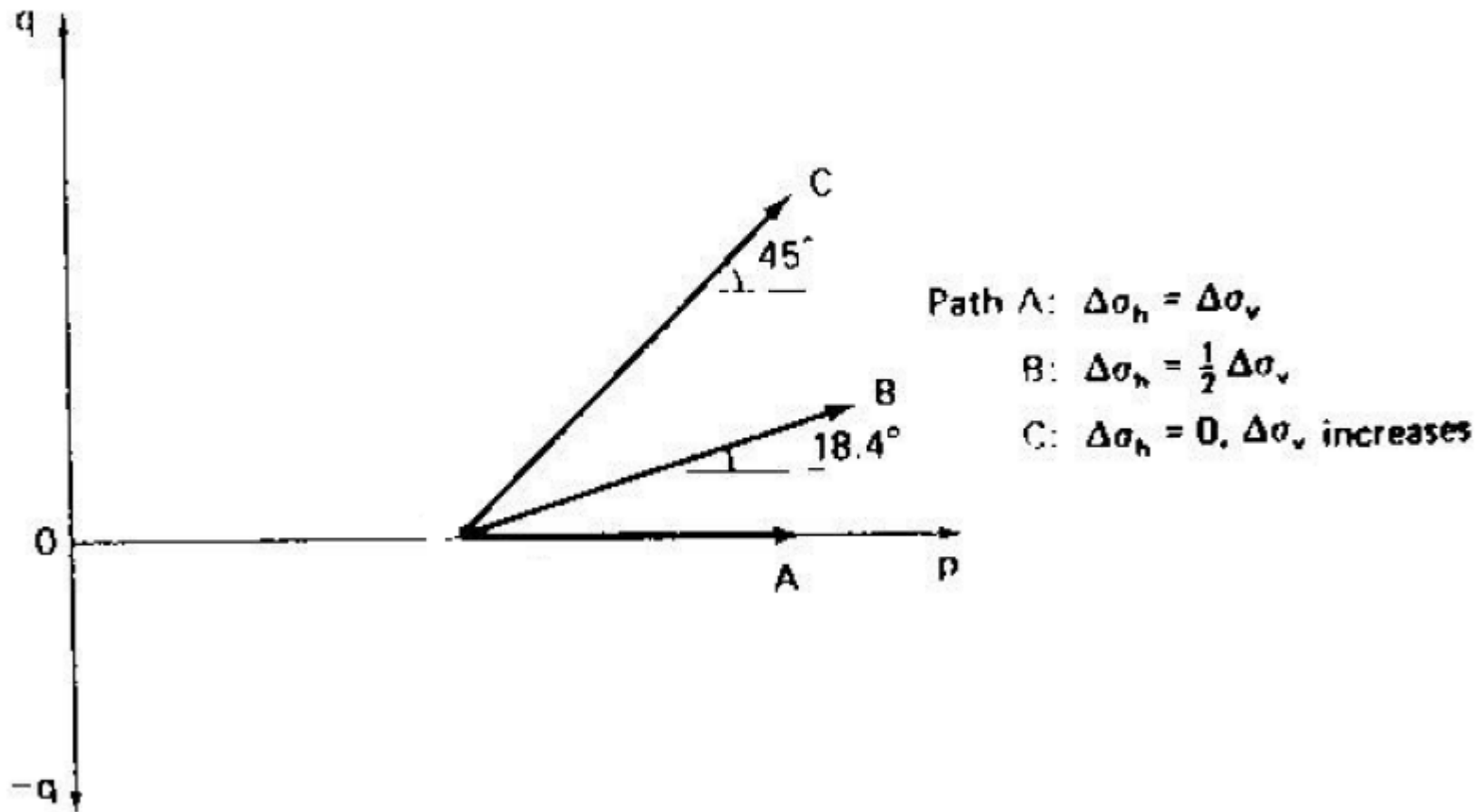
2. During loading (or unloading)



نحوه ترسیم مسیر تنش

213

3. Stress paths



نحوه ترسیم مسیر تنش

214

تمرین: مسیر تنش را برای حالت‌های بارگذاری زیر ترسیم کنید فرض کنید شرایط اولیه هیدرواستاتیک باشد.

$$D : \Delta\sigma_h = -\Delta\sigma_v$$

$$E : \Delta\sigma_h \text{ decreases}, \Delta\sigma_v = 0$$

$$F : \Delta\sigma_h \text{ increases}, \Delta\sigma_v \text{ decreases}$$

روابط پر استفاده در حل مسایل مقاومت برشی

215

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_y - \sigma_x}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}, \sigma_3 = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_y - \sigma_x}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}$$

$$\tan 2\alpha = \frac{2\tau_{xy}}{\sigma_y - \sigma_x}, \alpha: \text{زاویه تا محورهای تنش اصلی}$$

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \sin \varphi + C \cos \varphi$$

$$\theta = 45 + \frac{\varphi}{2}$$

$$\sigma = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos 2\theta, \tau_f = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin 2\theta$$

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

فهرست

مقدمه-خاک و سنگ

شناسایی خاک‌ها و طبقه بندی

ترکیب خاک (روابط وزنی-حجمی)

جریان آب در خاک

تحکیم در خاک‌ها

مقاومت برشی در خاک‌ها

شناسایی‌های تحت الارضی

پی‌های سطحی

تعیین ظرفیت باربری شالوده‌های سطحی

نشست در شالوده‌های سطحی

شناسایی های تحت الارضی

ویرایش اول
محسن مظهري

فصل هفتم

شناسایی های تحت الارضی

218



شناسایی های تحت الارضی

219

برنامه مطالعات تحت الارضی

عملیات شناسایی تحت الارضی

بازدید محلی

جمع آوری
اطلاعات اولیه

تهیه گزارش
مکانیک خاک توسط
مشاور

حمل نمونه ها به
آزمایشگاه و انجام
آزمایش های
آزمایشگاهی

گمانه زنی و تهیه
نمونه های دست
خورده و دست
نخورده

شناسایی های تحت الارضی

220

گمانه (Borehole)

چاهکی به قطر ۳، ۴، یا ۵ اینچ و به عمق های مختلف می باشد که برای شناسایی وضعیت خاک در لایه های زیرین زمین حفر می شود.

عمق، تعداد، و محل گمانه ها باید مشخص شود که بستگی به نوع زمین و نوع پروژه دارد.

تعیین عمق گمانه

221

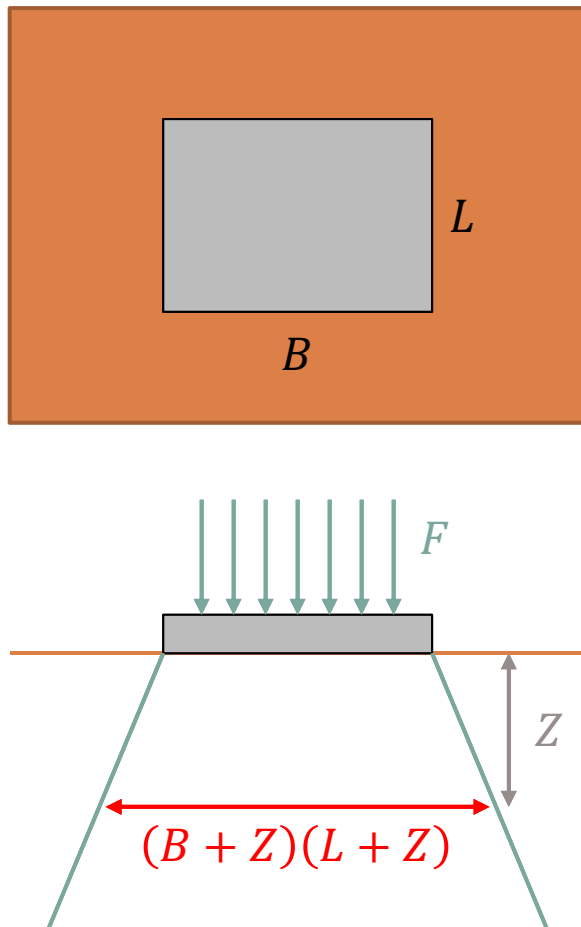
عمق گمانه به سه روش تعیین می شود.

۱- روش پیشنهادی انجمن مهندسين عمران آمریکا (ASCE)

گام اول: تعیین اضافه فشار در عمق برای سازه مورد نظر

$$\Delta P = \frac{F}{(B + Z)(L + Z)}$$

گام دوم: تعیین ارتباط فشار و تنش موثر در عمق



تعیین عمق گمانه

222

گام سوم: تعیین عمق D_1 به نحوی که در آن عمق، اضافه تنش موثر به ۰.۱ مقدار اولیه برسد.

$$\Delta\sigma'_z = \frac{\Delta\sigma'_0 \times B \times L}{(B + Z)(L + Z)} = 0.1\Delta\sigma'_0$$

گام چهارم: تعیین عمق D_2 به نحوی که در آن $\frac{\Delta\sigma'_V}{\sigma'_V} = 0.05$ باشد. در این رابطه σ'_V تنش موثر قائم در عمق مورد نظر پیش از اعمال بار اضافی است.

گام پنجم: کوچکترین مقدار بین D_1 و D_2 حداقل عمق گمانه خواهد بود.

تعیین عمق گمانه

223

گام سوم: تعیین عمق D_1 به نحوی که در آن عمق، اضافه تنش موثر به ۰.۱ مقدار اولیه برسد.

$$\Delta\sigma'_z = \frac{\Delta\sigma'_0 \times B \times L}{(B + Z)(L + Z)} = 0.1\Delta\sigma'_0$$

گام چهارم: تعیین عمق D_2 به نحوی که در آن $\frac{\Delta\sigma'_V}{\sigma'_V} = 0.05$ باشد. در این رابطه σ'_V تنش موثر قائم در عمق مورد نظر پیش از اعمال بار اضافی است.

گام پنجم: کوچکترین مقدار بین D_1 و D_2 حداقل عمق گمانه خواهد بود.

تعیین عمق گمانه

224

۲- استفاده از جداول آماده برای انواع سازه و کاربری و غیره.

این جداول متعدد بوده استفاده از آن ها به قضاوت طراح متکی است.

عمق پیشنهادی	نوع پروژه
حداقل ۱/۵ برابر عمق خاکبرداری	خاکبرداری و احداث ترانشه
۱۰ تا ۳۰ متر پایینتر از کف شمع بسته به عمق تاثیر تنش ناشی از شمع در خاک	احداث شمع
۰/۵ تا ۲ برابر قطر لوله از کف قرارگیری لوله	خط لوله
حداقل به اندازه قطر تونل در زیر کف تونل	تونل
حداقل برابر ارتفاع خاکریز از کف خاکریز	خاکریز

تعیین عمق گمانه

225

۳- روش پیشنهادی Sower & Sower

الف- برای سازه های فولادی سبک و بتنی کم عرض

$$D_b = 3 \times S^{0.7}$$

ب- برای سازه های فولادی سنگین و بتنی عریض

$$D_b = 6 \times S^{0.7}$$

عمق گمانه: D_b , تعداد طبقات: S

تعیین تعداد گمانه

226

با بالا رفتن اهمیت، بزرگی بار، پیچیدگی هندسه پروژه، و پیچیدگی لایه بندی خاک محل تعداد گمانه ها بالا می رود.

در یک منطقه با تمرکز تنش، حداقل پنج گمانه مناسب است و در صورت وجود محدودیت، از حداقل سه گمانه استفاده می کنیم. فاصله گمانه ها بسته به نوع و اهمیت و تمرکز بار سازه دارد. به عنوان یک راهنمای عمومی می توان از جدول زیر استفاده نمود.

نوع پروژه	ساختمان چند طبقه	شاهراه	مجتمع های مسکونی	سدها و بندها	ساختمان صنعتی یک طبقه
فاصله گمانه ها (متر)	۱۰-۳۰	۲۵۰-۵۰۰	۲۵۰-۵۰۰	۴۰-۸۰	۲۰-۶۰

تعیین محل گمانه

227

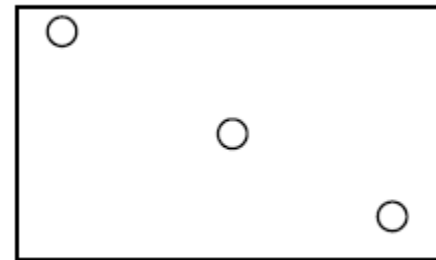
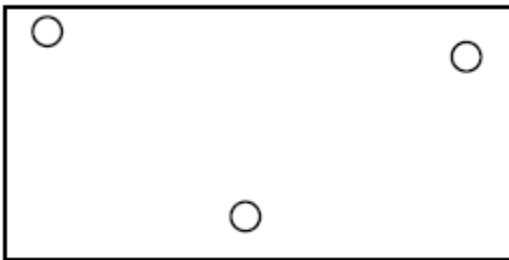
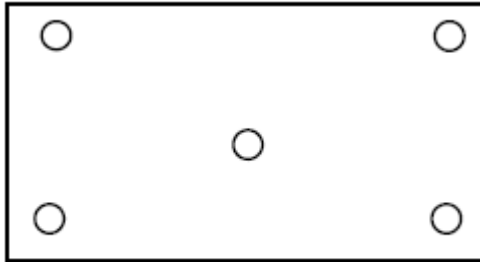
محل گمانه ها در نقاطی تعیین می شود که دید کاملتری از وضعیت خاک به ما بدهد. همچنین از آنجا که آزمایش های تعیین مقاومت خاک بر روی نمونه های حاصل از گمانه ها انجام می شود، محل گمانه ها حتمالاً باید به محل تمرکز تنش نزدیک باشد.

هنگامی که تعداد گمانه ها برابر با سه گمانه و بالاتر است، محل گمانه ها به شکلی انتخاب می شود که نقاط گمانه زنی بر روی یک خط قرار نگیرند.

در صورت وجود پیچیدگی در شکل سازه، شکل لایه بندی، و توپوگرافی محل، حتی امکان در محل تغییر شکل و تغییر وضعیت یک گمانه حفر می شود.

تعیین محل گمانه

228



روش های گمانه زنی



روش های گمانه زنی

230

۱- روش تزریقی (Washboring)

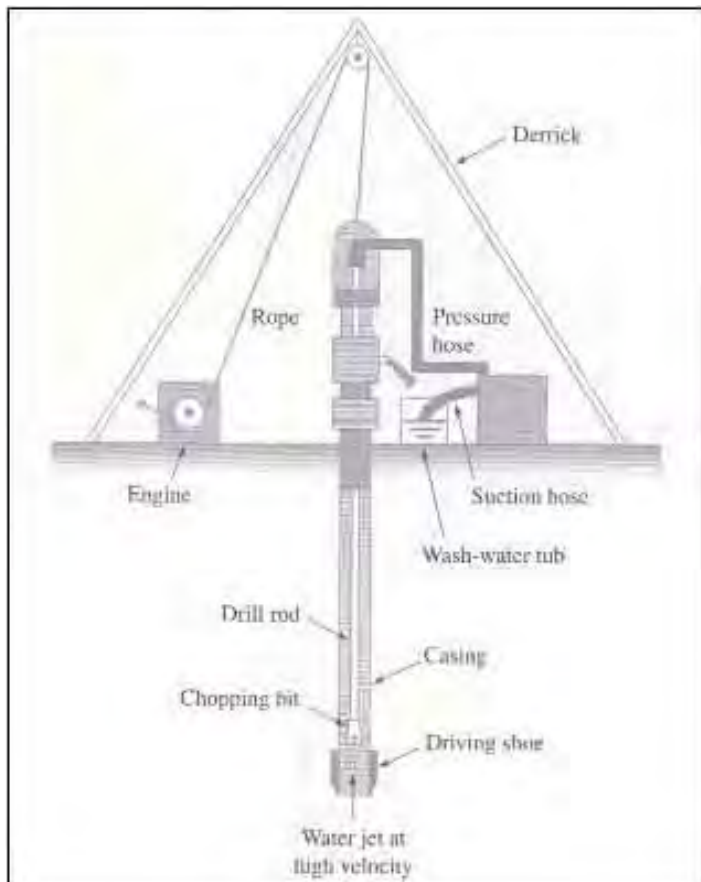
۲- روش دورانی (Rotary)

۳- روش مته (Auger)

روش تزریقی

231

در این روش کیسینگ به درون خاک فرو برده می شود و سپس خاک محصور شده درون کیسینگ با فشار آب شسته شده و بالا می آید. در این روش نمونه خاک دست خوردگی بالایی دارد.



روش دورانی

232

در این روش، خاک طی یک فرآیند دورانی تراشیده شده و به وسیله مغزه گیر بیرون می آید. نمونه ها در این روش دست خوردگی کمتری دارند.

محسن مطهری - موسسه آموزش عالی جهاد دانشگاهی خوزستان



روش مته

233

در این روش خاک به وسیله مته حفاری تراشیده شده و بر روی دندانه های مته بالا می آید. خاک در این روش کاملاً دست خورده است.

محسن مظهری - موسسه آموزش عالی جهاد دانشگاهی خوزستان



روش های گمانه زنی

234

گاهی با نصب کردن مغزه گیر بر روی مته، دو روش دورانی و مته را با هم ترکیب می کنند.

از نمونه دست خورده می توان برای آزمایشاتی مثل دانه بندی، حدود اتربرگ، تعیین درصد رطوبت، تعیین چگالی دانه ها و غیره استفاده کرد.

از نمونه دست نخورده در آزمایشات تعیین چگالی خاک، تحکیم تک محوری و سه محوری، برش مستقیم و برش سه محوری استفاده می شود.

انواع نمونه گیر

Sampler Types

انواع نمونه گیر

236

نمونه گیر اسپلیت اسپون (Split Spoon)

برای خاک های دانه ای استفاده می شود.



انواع نمونه گیر

237

نمونه گیر شلبی (Shelby)

برای خاک های ریزدانه استفاده می شود.

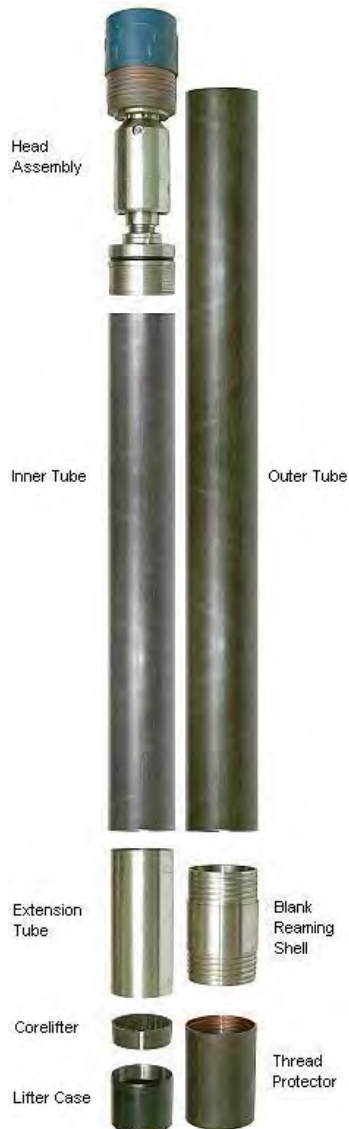


انواع نمونه گیر

238

نمونه گیر کور بارل (Core Barrel)

در حفاری دورانی و اغلب برای خاک
های سخت و سنگ ها استفاده می
شود.



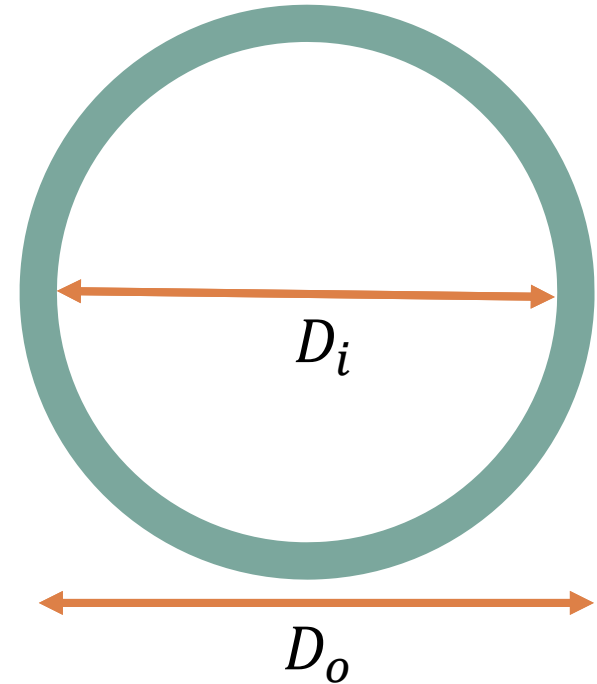
درجه دست خوردگی

239

$$A_r = \frac{D_o^2 - D_i^2}{D_i^2} \times 100$$

$$Split\ Spoon \rightarrow \begin{cases} D_o = 50.8mm \\ D_i = 34.93mm \end{cases} \rightarrow A_r = 111.5\%$$

$$Shelby \rightarrow \begin{cases} D_o = 50.8mm \\ D_i = 47.63mm \end{cases} \rightarrow A_r = 13.75\%$$



در صورتی که درجه دست خوردگی کمتر از ۱۰ درصد باشد، نمونه دست نخورده محسوب می شود.

فهرست

مقدمه-خاک و سنگ

شناسایی خاک‌ها و طبقه بندی

ترکیب خاک (روابط وزنی-حجمی)

جریان آب در خاک

تحکیم در خاک‌ها

مقاومت برشی در خاک‌ها

شناسایی‌های تحت الارضی

پی‌های سطحی

تعیین ظرفیت باربری شالوده‌های سطحی

نشست در شالوده‌های سطحی

پی های سطحی

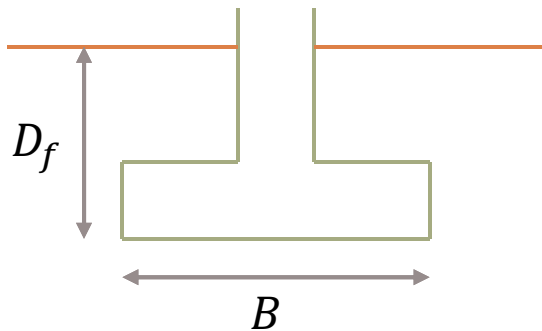
ویرایش اول
محسن مظهري

فصل هشتم

پی های سطحی

242

پی (فونداسیون، شالوده) سازه ای است زیرزمینی به منظور حمل و انتقال بارهای حاصل از سازه روزمینی به زمین.



پی

پی عمیق

$$\frac{D_f}{B} \geq 5$$

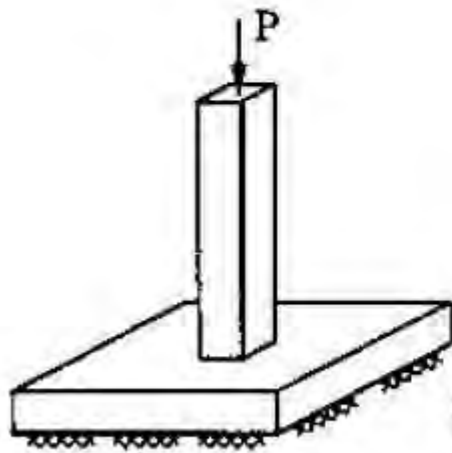
پی سطحی

$$\frac{D_f}{B} \leq 1$$

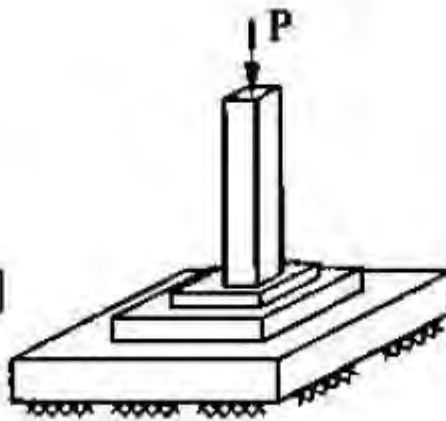
انواع پی های سطحی

243

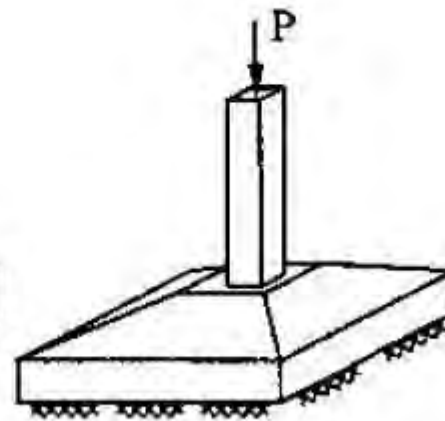
۱- پی منفرد Spread Footing : بار یک ستون را حمل می کند.



پی ساده



پی پله‌ای



پی شیب‌دار

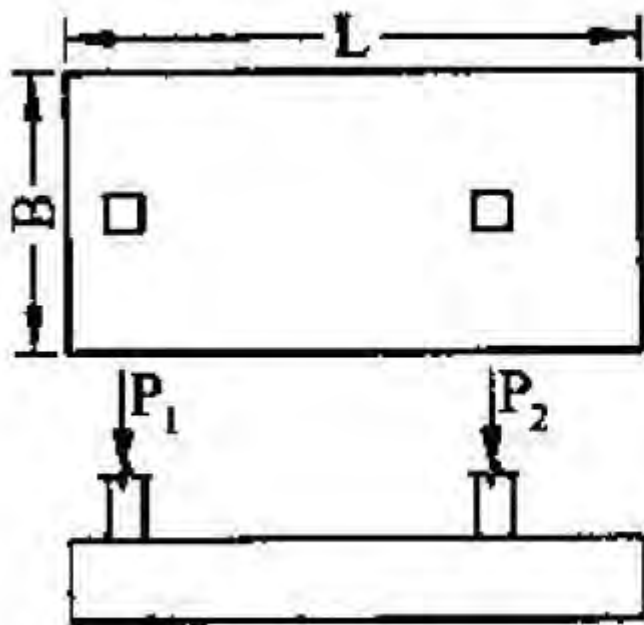


پی دایره‌ای

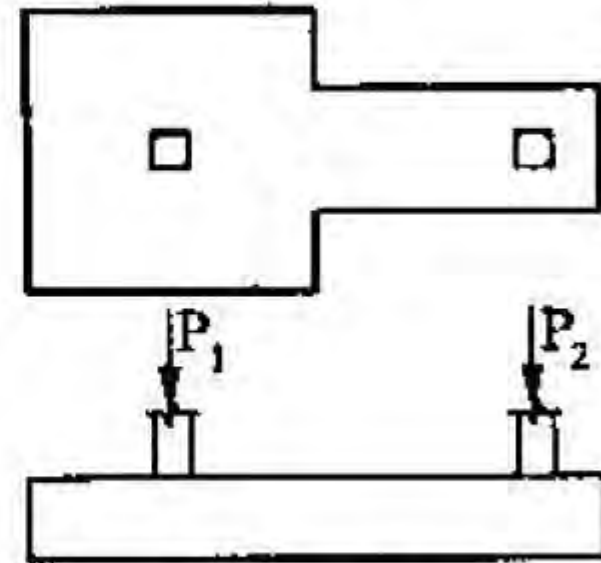
انواع پی های سطحی

244

۲- پی مرکب combined footing : بار دو ستون مجاور را حمل می کند



پی مرکب مستطیلی

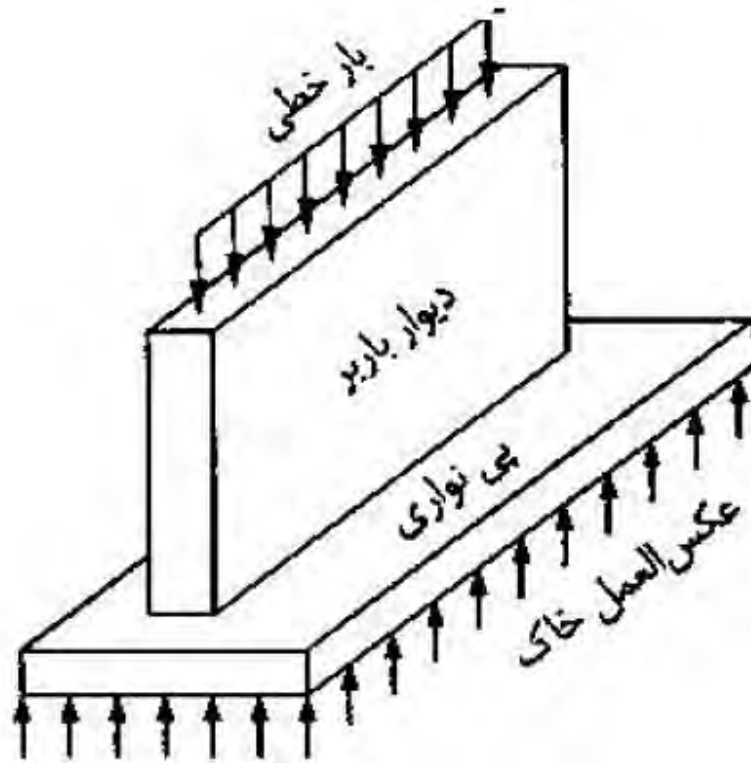


پی مرکب T شکل

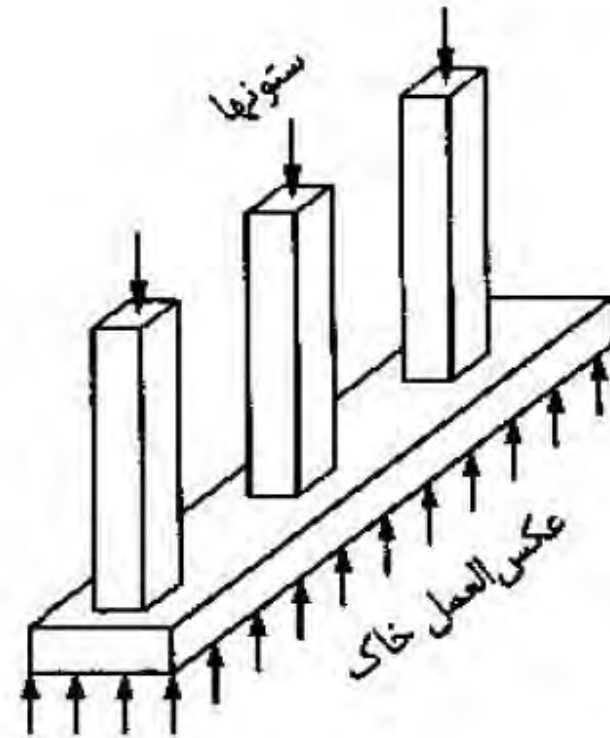
انواع پی های سطحی

245

۳- پی نواری strip or continuous footing : به پی زیر دیوار یا زیر ستونهایی که روی یک محور قرار دارند اطلاق می شود.



پی نواری زیر دیوار

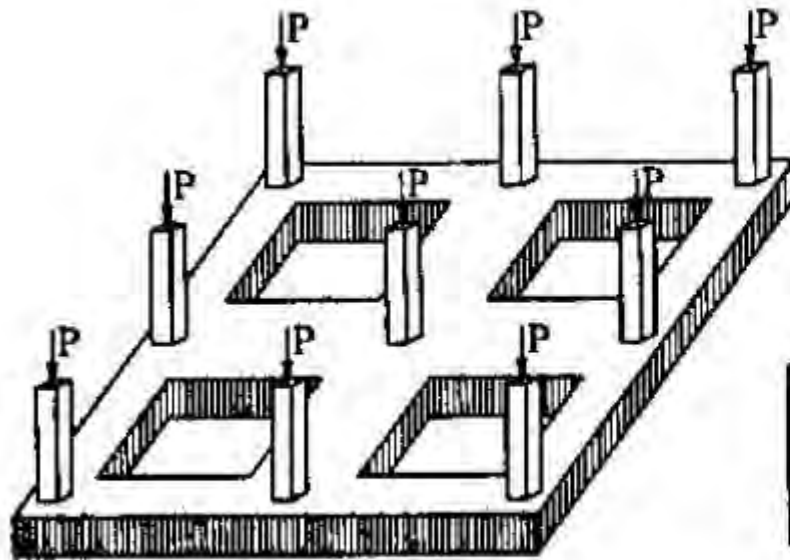


پی نواری زیر ستونهای یک محور

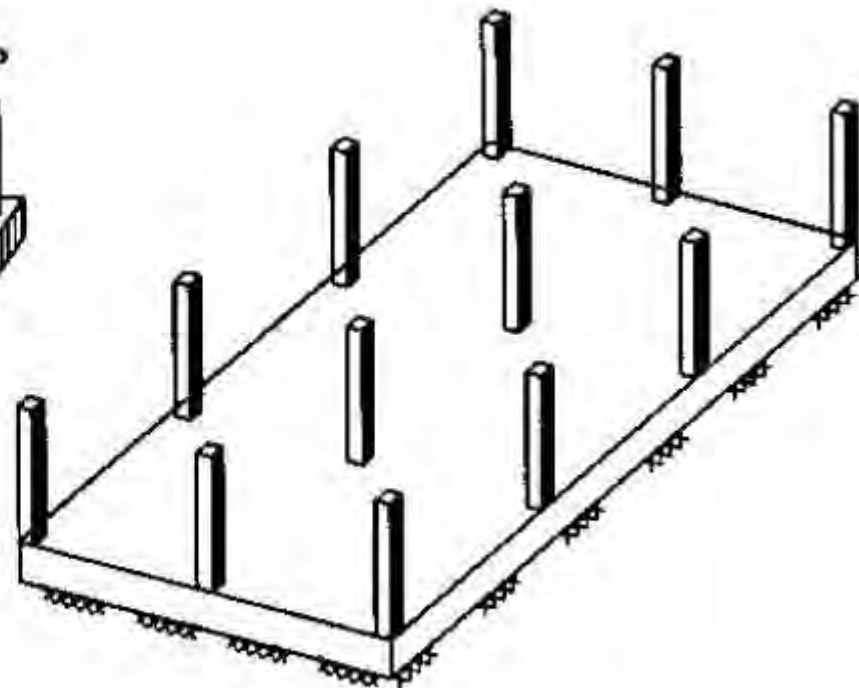
انواع پی های سطحی

246

۴- پی گسترده raft or mat footing



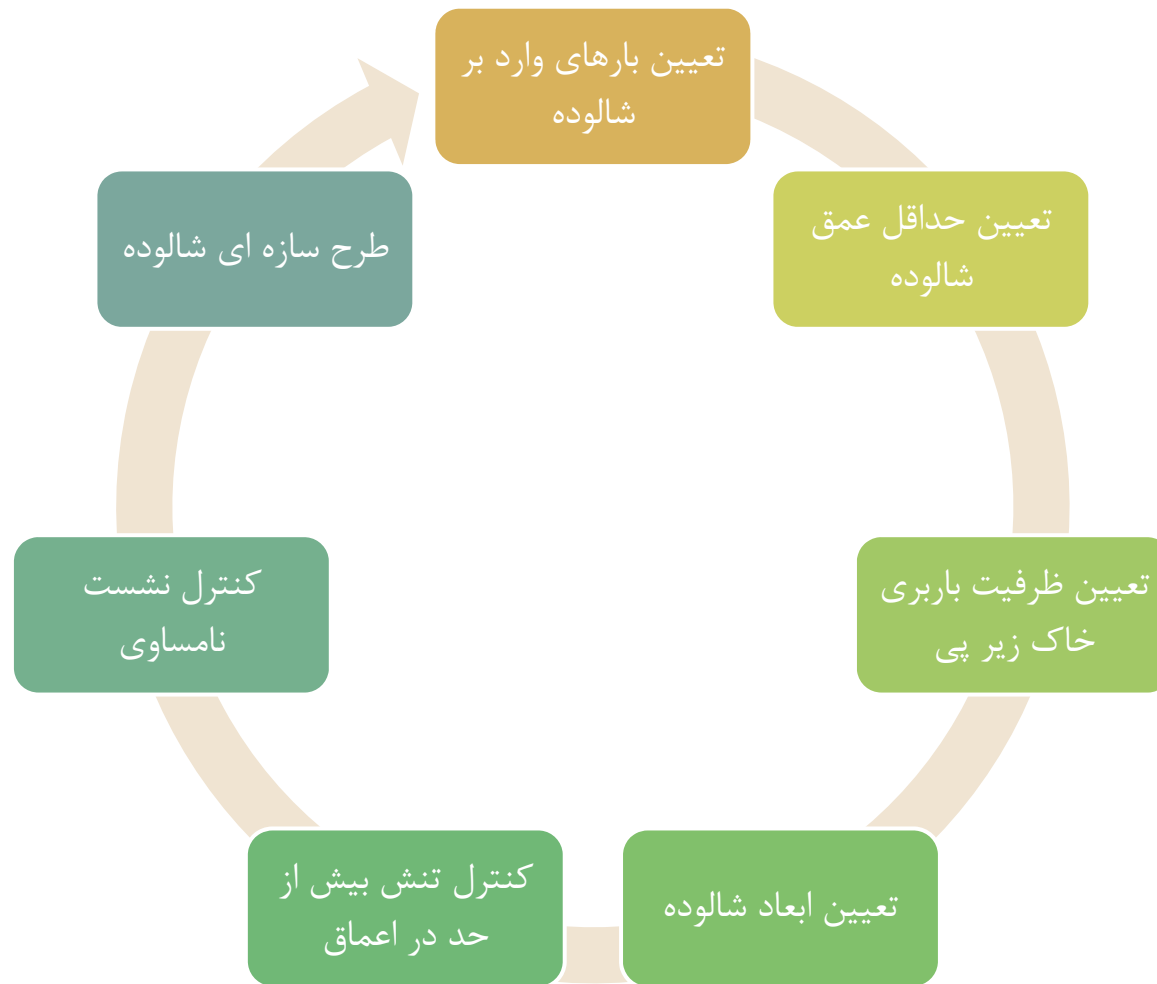
پی نواری دو طرفه (پی شبکه ای)



پی گسترده

مراحل طراحی یک شالوده منفرد

247

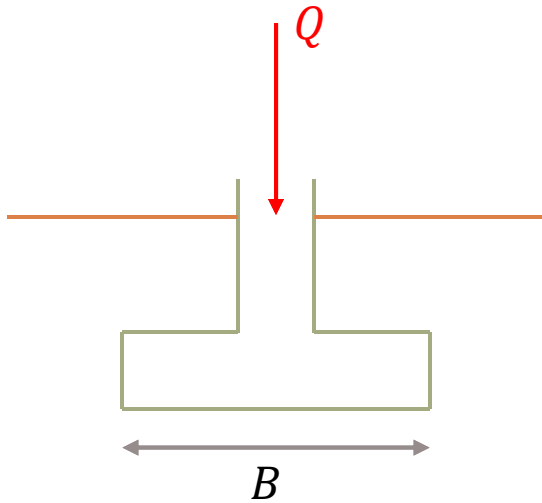


تعیین بارهای وارد بر کف پی منفرد



بار وارده بر پی

249



$$q = \frac{Q}{A} = \frac{Q}{B \times B} \leq q_a$$

$$q_a = \frac{q_u}{F.S.}$$

q_a : تنش مجاز

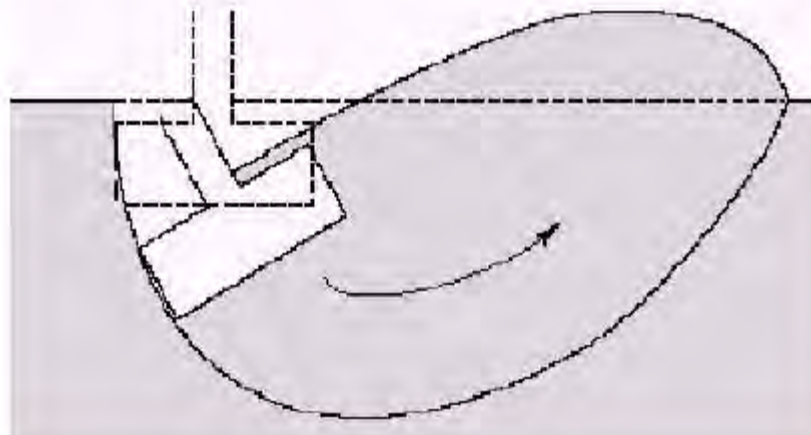
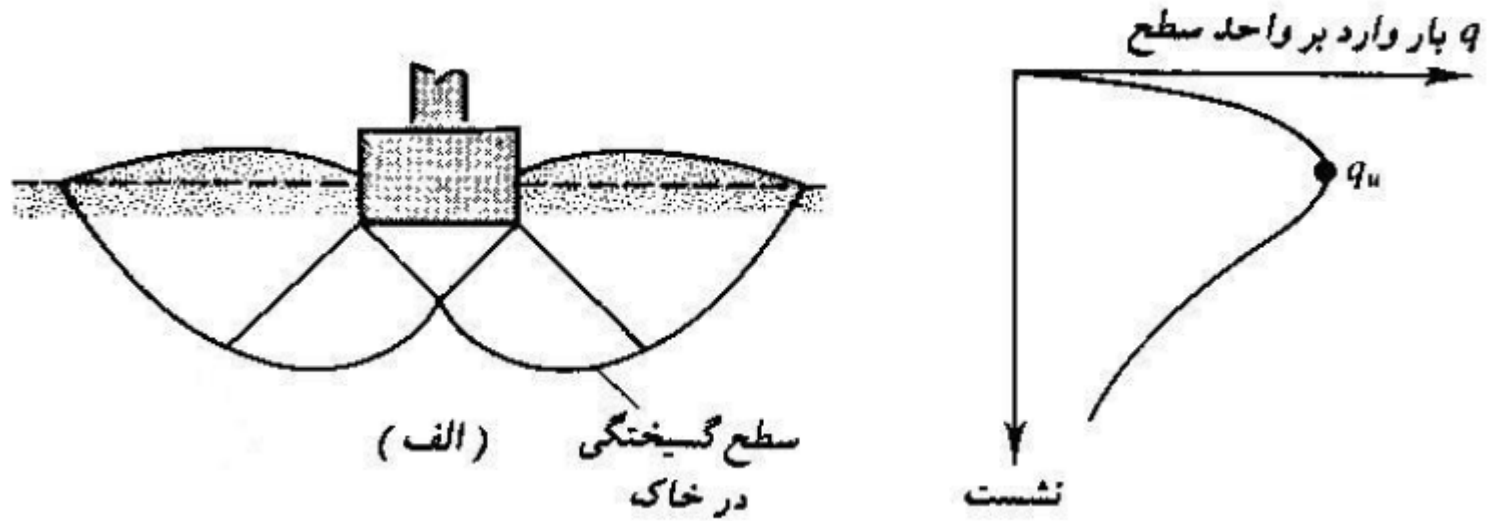
q_u : تنش نهایی

$F.S.$: ضریب اطمینان

انواع گسیختگی در زیر پی

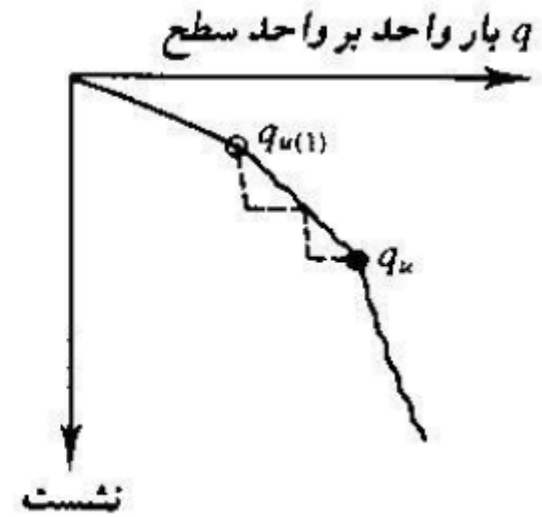
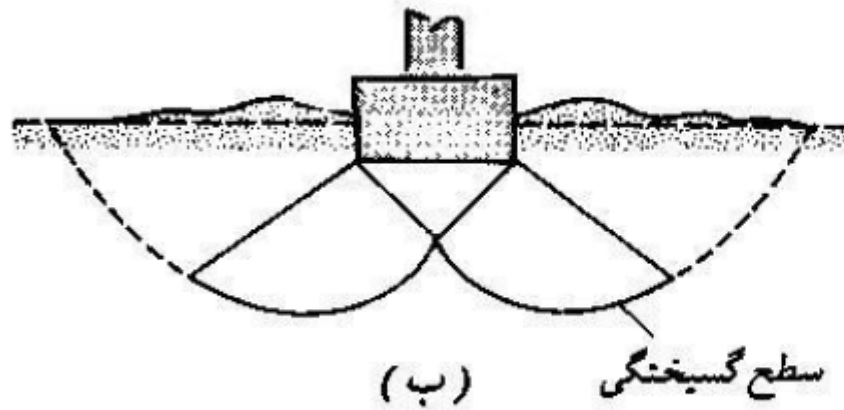
گسیختگی کلی

251



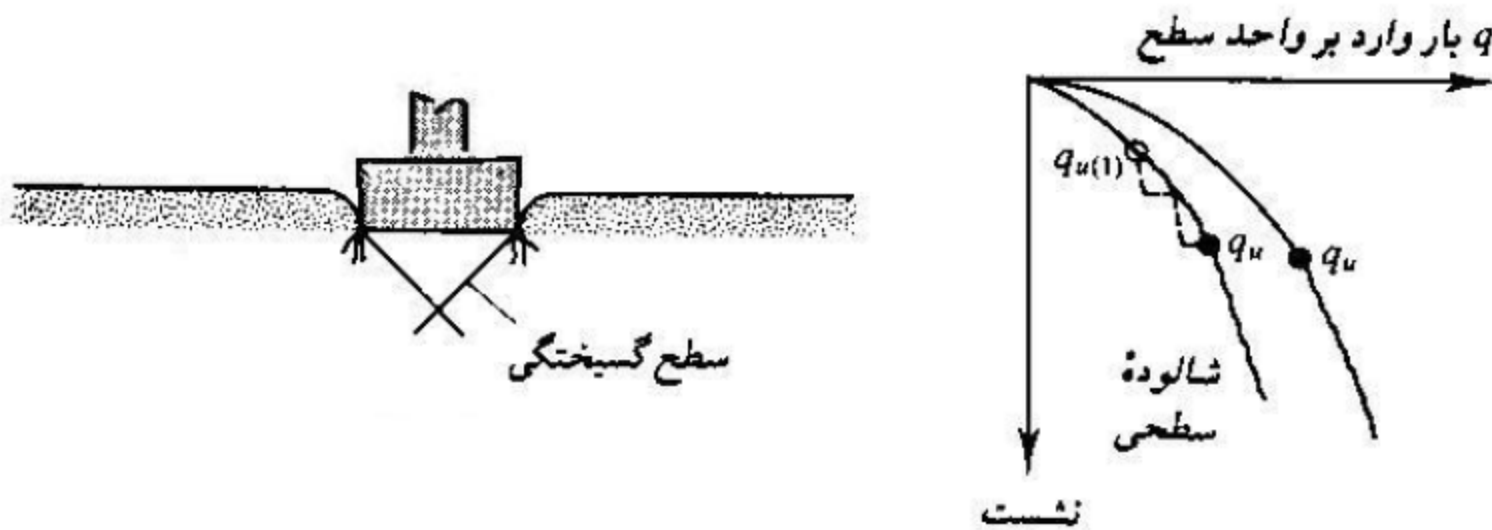
گسیختگی موضعی

252



گسیختگی سوراخ کننده

253



انواع گسیختگی در زیر پی

254

در حالت گسیختگی برش کلی، بار نهایی در نشست در حدود ۴ تا ۱۰ درصد عرض شالوده B رخ می دهد.

در حالت گسیختگی برش موضعی و سوراخ کننده بار نهایی در نشست در حدود ۱۵ تا ۲۵ درصد عرض شالوده B رخ می دهد.

فهرست

مقدمه-خاک و سنگ

شناسایی خاک‌ها و طبقه بندی

ترکیب خاک (روابط وزنی-حجمی)

جریان آب در خاک

تحکیم در خاک‌ها

مقاومت برشی در خاک‌ها

شناسایی‌های تحت الارضی

پی‌های سطحی

تعیین ظرفیت باربری شالوده‌های سطحی

نشست در شالوده‌های سطحی

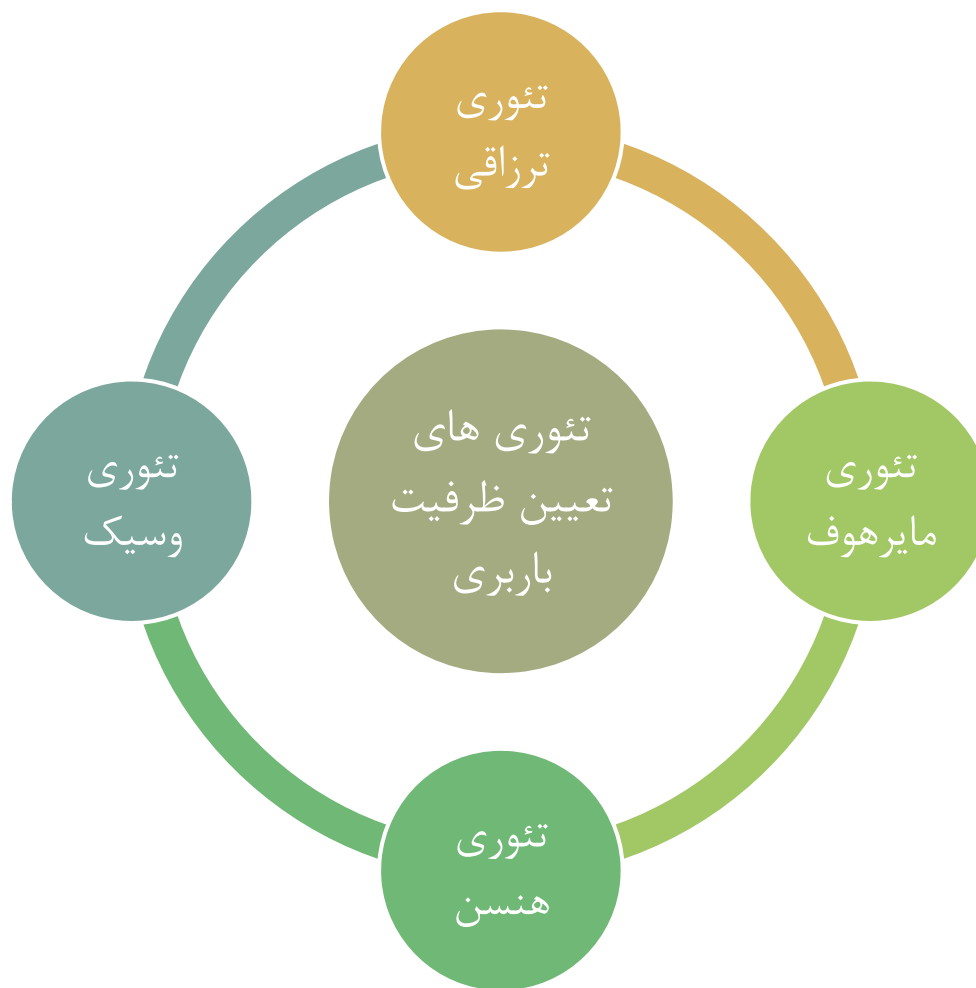
بخشی از مطالب این بخش با استفاده از محتوای گروه مهندسی پی تهیه شده
توسط مهندس دریس زاده در آدرس اینترنتی زیر آماده سازی شده است.

WWW.DERISZADEH.COM

تعیین ظرفیت باربری

مراحل طراحی یک شالوده منفرد

257



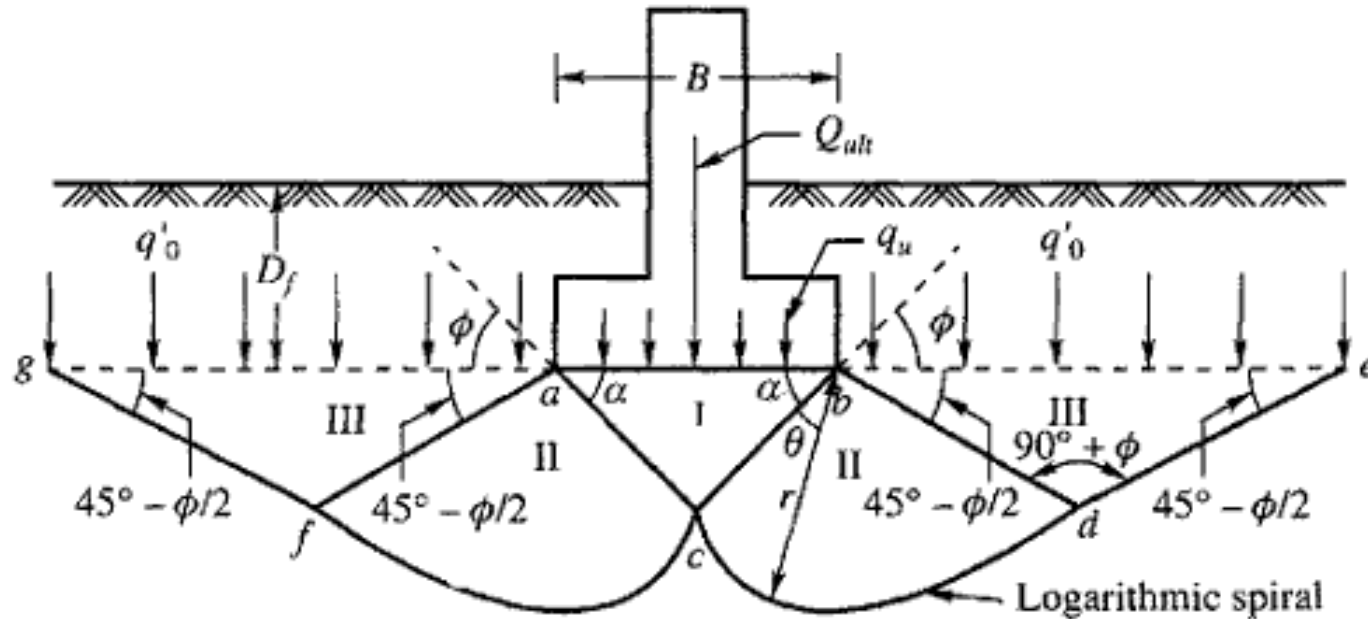
تئوری ترزاقی برای تعیین ظرفیت باربری سطحی

Terzaghi's Theory for Ultimate Bearing Capacity

تئوری ترزاقی

259

در تئوری ترزاقی سه ناحیه گوه زیر پی، پلاستیک، و مقاوم برای خاک در نظر گرفته می شود. فرضیات این روش به شرح صفحه بعد هستند.



تئوری ترزاقی

260

محسن مطهری - موسسه آموزش عالی جهاد دانشگاهی خوزستان

۱- در زیر شالوده گسیختگی برشی کلی رخ می دهد.

۲- خاک موجود در بالای سطح زیرین شالوده حذف شده و به جای آن تنش ناشی از وزن برابر با $q = \gamma D_f$ جایگزین میشود. در نتیجه از مقاومت برشی آن هم صرف نظر می شود.

۳- در زیر شالوده یک ناحیه گوه ای abc تشکیل می شود.

۴- سطح تماس شالوده و خاک کاملاً زبر فرض می شود.

۵- cd و cf بخشی از یک اسپیرال لگاریتمی هستند و دو بخش به نام ناحیه پلاستیک را تشکیل می دهند. در فرم های اولیه این تئوری این دو بخش قطاعی از دایره بودند.

۶- نواحی afg و bde نواحی مقاوم رانکین را می سازند. به دلیل مقاوم بودن رفتار، زاویه آن ها برابر با $45 - \frac{\varphi}{2}$ است.

۷- زاویه α برابر با زاویه اصطکاک داخلی φ است.

تئوری ترزاقی

261

با این فرض ها، تئوری ظرفیت باربری ترزاقی به شکل زیر معرفی شد.

$$q_u = cN_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma$$

که در آن

چسبندگی: c ، وزن مخصوص خاک: γ ، ظرفیت باربری شالوده: q_u

عرض شالوده: B ، بار ناشی از خاک بالای کف پی $= \gamma D_f = q$

ضرایب ظرفیت باربری خاک: N_c, N_q, N_γ

تئوری ترزاقی

262

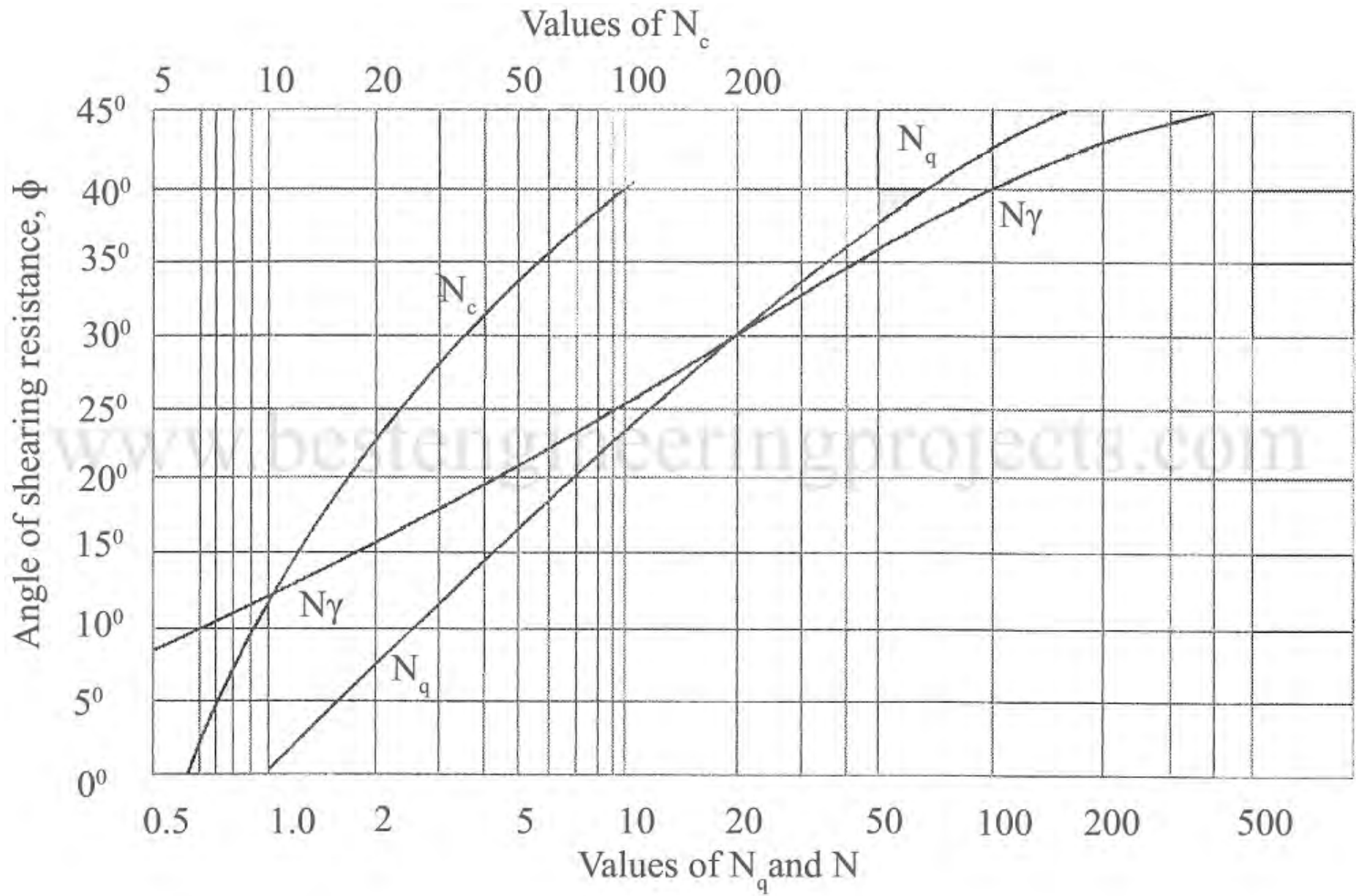
$$N_q = \frac{e^{2\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)\tan\phi}}{2\cos^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)}$$

$$N_c = \cot\phi \left[\frac{e^{2\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)\tan\phi}}{2\cos^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)} - 1 \right] = \cot\phi [N_q - 1]$$

$$N_\gamma = \frac{1}{2} \left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2\phi} - 1 \right) \tan\phi$$

$K_{p\gamma}$: ضریب فشار مقاوم خاک

در روابط بالا ϕ به رادیان است. (از شکل صفحه بعد نیز می توان استفاده نمود)



تئوری ترزاقی

264

رابطه داده شده برای شالوده نواری ($L \gg B$) است. در صورتی که شالوده مربعی یا دایره ای باشد مسئله از حالت دو بعدی خارج شده و حل آن سه بعدی می شود. ترزاقی برای این دو حالت روابط خود را به شکل زیر اصلاح نمود.

$$q_u = 1.3cN_c + qN_q + 0.4\gamma BN_\gamma$$

اگر شالوده مربعی باشد

$$q_u = 1.3cN_c + qN_q + 0.3\gamma BN_\gamma$$

اگر شالوده دایره ای باشد

تئوری ترزاقی

265

محسن مظهری - موسسه آموزش عالی جهاد دانشگاهی خوزستان

وقتی گسیختگی در زیر شالوده ها بصورت موضعی باشد local shear Failure ترزاقی روابط زیر را پیشنهاد نمود.

شالوده نواری $q_u = \frac{2}{3}cN'_c + qN'_q + \frac{1}{2}\gamma BN'$

شالوده مربعی $q_u = 0.867cN'_c + qN'_q + 0.4\gamma BN'_\gamma$

شالوده دایره ای $q_u = 0.867cN'_c + qN'_q + 0.3\gamma BN'_\gamma$

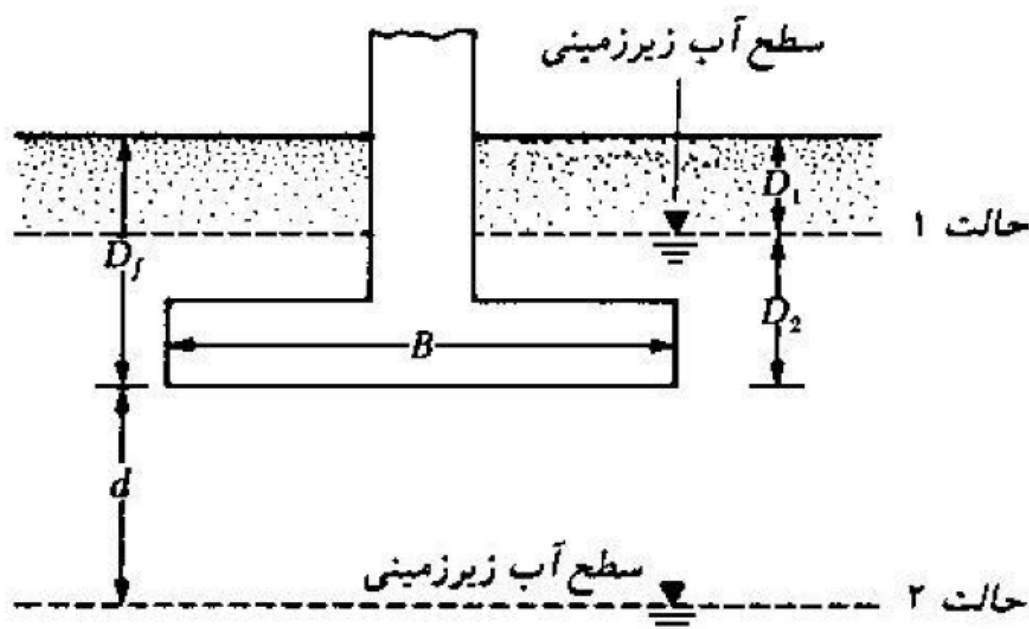
در روابط فوق N'_c, N'_γ, N'_q همان روابط قبلی است فقط به جای ϕ باید از رابطه زیر استفاده کنید:

$$\phi' = \tan^{-1}\left(\frac{2}{3}\tan\phi\right)$$

اثر وجود آب زیرزمینی

266

در صورتی که سطح آب زیرزمینی در عمق بالایی نباشد روابط برای در نظر گرفتن آب زیرزمینی اصلاح می شوند. سه حالت برای آب زیرزمینی محتمل خواهد بود.



اصلاح رابطه ظرفیت باربری برای سطح آب زیرزمینی

اثر وجود آب زیر زمینی

267

حالت ۱) با توجه به شکل زیر اگر سطح آب زیر زمینی طوری باشد که $0 \leq D_1 < D_f$ مقدار q موجود

در روابط ظرفیت باربری باید به صورت زیر محاسبه شود:

$$q = D_1 \gamma + D_2 (\gamma_{sat} - \gamma_w)$$

همچنین مقدار γ در آخرین جمله روابط باید با مقدار $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$ جایگزین گردد.

حالت ۲) با توجه به شکل زیر اگر سطح آب زیر زمینی در ترازی باشد که $0 \leq d < B$ مقدار q از رابطه

زیر به دست می آید: $q = \gamma D_f$

همچنین مقدار γ در آخرین جمله روابط باید با مقدار روبرو جایگزین گردد:

$$\bar{\gamma} = \gamma' + \frac{d}{B} (\gamma - \gamma')$$

حالت ۳) وقتی که سطح آب زیر زمینی در ترازی باشد که $d \geq B$ است، آب زیر زمینی هیچ گونه تاثیری

در ظرفیت باربری ندارد.

معایب روش ترزاقی

268

از مقاومت خاک بالای تراز کف شالوده صرف نظر شده است.

این رابطه محافظه کارانه است.

اثر بار افقی را نمیتوان در نظر گرفت.

زاویه φ برای گوه گسیختگی به اشتباه فرض شده است.

اثر شکل و عمق پی را نمی توان به طور کامل در نظر گرفت.

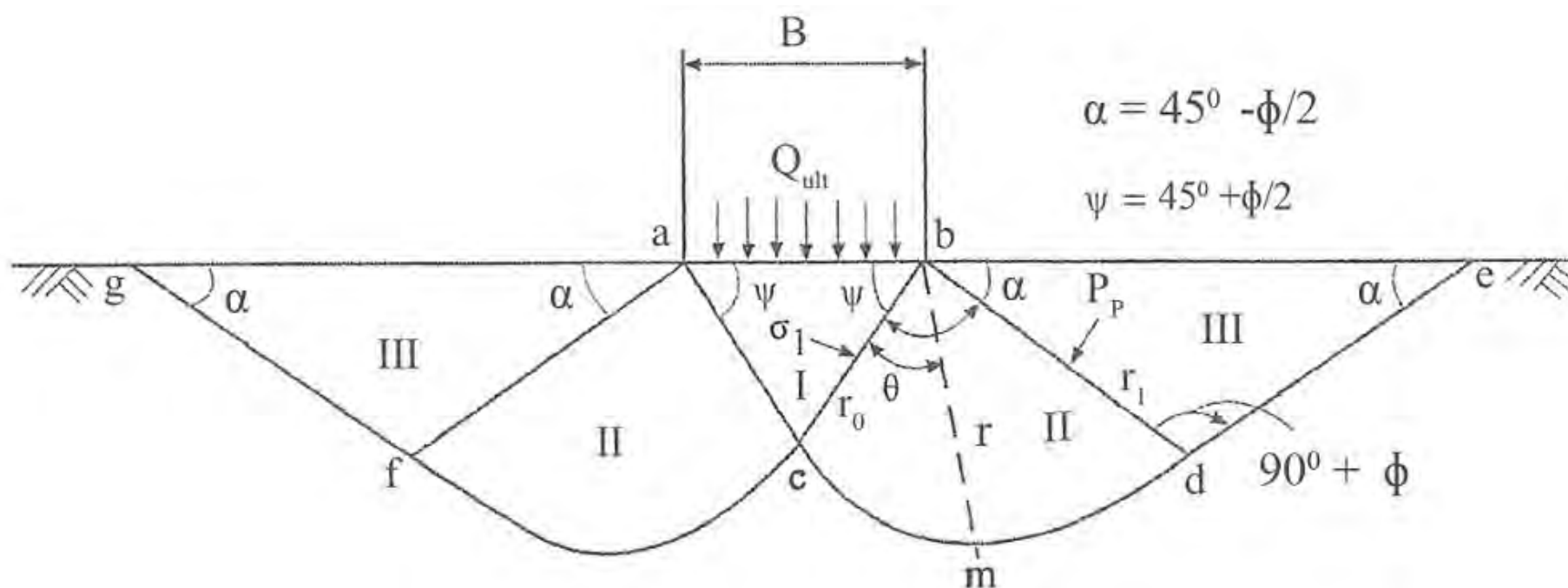
تئوری مایرهوف برای تعیین ظرفیت باربری سطحی

Meyerhof Theory for Ultimate Bearing Capacity

تئوری مایر هوف

270

تفاوت این روش با روش ترزاقی، وجود اسپیرال لگاریتمی در فرم اولیه آن، صرف نظر نکردن از مقاومت خاک بالای کف شالوده و فرض کردن زاویه $45^\circ + \frac{\phi}{2}$ برای گوه زیر پی است.



تئوری مایر هوف

271

فرم کلی این رابطه برای پی صلب به صورت زیر است.

$$q_u = cN_c S_c d_c i_c + qN_q S_q d_q i_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma S_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

که در آن

c : چسبندگی، γ : وزن مخصوص خاک، γ : ظرفیت باربری شالوده: q_u

B : عرض شالوده، B : بار ناشی از خاک بالای کف پی $= \gamma D_f = q$

N_c, N_q, N_γ : ضرایب ظرفیت باربری خاک، S_c, S_q, S_γ : ضرایب شکل

d_c, d_q, d_γ : ضرایب عمق، i_c, i_q, i_γ : ضرایب تمایل بار

تئوری مایر هوف

272

$$d_c = 1 + 0.2 \sqrt{k_p} \frac{D_f}{B}$$

For any amount of φ

$$d_q = 1 + 0.1 \sqrt{k_p} \frac{D_f}{B}$$

For $\varphi \geq 10$

$$d_\gamma = d_q$$

For $\varphi \geq 10$

$$d_\gamma = d_q = 1$$

For $\varphi = 0$

$$k_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right)$$

برای مقادیر $0 < \varphi < 10$ از میانبایی خطی استفاده می شود.

تئوری مایر هوف

273

$$i_c = \left(1 - \frac{\theta^o}{90}\right)^2 \quad \text{For any amount of } \varphi$$

$$i_q = i_c \quad \text{For any amount of } \varphi$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta^o}{\varphi^o}\right)^2 \quad \text{For } \varphi > 0$$

$$i_\gamma = 0 \quad \text{For } \varphi = 0$$

θ زاویه برآیند نیروهای وارد بر فونداسیون نسبت به خط قائم است. اگر θ برابر صفر باشد تمام ضرایب i برابر با یک می شوند.

تئوری مایر هوف

274

$$S_c = 1 + 0.2k_p \left(\frac{B}{L} \right)$$

For any amount of φ

$$S_q = S_\gamma = 1 + 0.1k_p \left(\frac{B}{L} \right) \quad \text{For } \varphi \geq 10$$

$$S_q = S_\gamma = 1 \quad \text{For } \varphi \cong 0$$

برای مقادیر $0 < \varphi < 10$ از میانبایی خطی استفاده می شود.

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\phi)$$

تئوری هنسِن برای تعیین ظرفیت باربری سطحی

Hansen Theory for Ultimate Bearing Capacity

تئوری هنس

276

در رابطه هنس شیب خاکریز و شیب کف پی نیز در نظر گرفته شده است.

$$q_u = cN_c S_c d_c i_c g_c b_c + qN_q S_q d_q i_q g_q b_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma S_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma$$

که در آن

c : چسبندگی، γ : وزن مخصوص خاک، γ : ظرفیت باربری شالوده: q_u

B : عرض شالوده، B : بار ناشی از خاک بالای کف پی $q = \gamma D_f =$

N_c, N_q, N_γ : ضرایب شکل S_c, S_q, S_γ ، ضرایب ظرفیت باربری خاک

d_c, d_q, d_γ : ضرایب عمق i_c, i_q, i_γ ، ضرایب بار

g_c, g_q, g_γ : ضرایب شیب زمین b_c, b_q, b_γ ، ضرایب شیب کف پی

تئوری هنس

277

برای خاکهای با $\phi > 0$

$$q_{ult} = cN_c S_c d_c i_c g_c b_c + qN_q S_q d_q i_q g_q b_q + \frac{1}{2} \gamma B' N_\gamma S_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma$$

برای خاکهای با $\phi = 0$

$$q_{ult} = 5.14c_u (1 + S'_c + d'_c - i'_c - b'_c - g'_c) + \bar{q}$$

تئوری هنس

278

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad , \quad N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

N_c, N_q مشابه روابط مایر هوف

$$N_\gamma = 1.5(N_q - 1) \tan \phi$$

$$\text{ضرایب شکل} \left\{ \begin{array}{l} S'_c = 0.2 \frac{B'}{L'} \quad (\phi = 0) \\ S_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{B'}{L'} \\ S_c = 1 \\ S_q = 1 + \frac{B'}{L'} \sin \phi \\ S_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B'}{L'} \geq 0.6 \end{array} \right. \quad \text{for Strip footing} \quad \text{ضرایب عمق} \left\{ \begin{array}{l} d'_c = 0.4k \quad (\phi = 0) \\ d_c = 1 + 0.4k \\ d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 k \\ d_\gamma = 1 \quad \text{for all } \phi \end{array} \right.$$

$$k = \begin{cases} \frac{D}{B} & \frac{D}{B} \leq 1 \\ \tan^{-1} \left(\frac{D}{B} \right) & \frac{D}{B} > 1 \end{cases}$$

تئوری هنس

279

ضرایب میل بار

$$\left\{ \begin{array}{l} i'_c = 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H_i}{A_f C_a}} \quad (\phi = 0) \\ i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1} \quad (\phi > 0) \\ i_q = \left[1 - \frac{0.5 H_i}{V + A_f C_a \cot \phi} \right]^{2.5} \\ i_\gamma = \left[1 - \frac{0.7 H_i}{V + A_f C_a \cot \phi} \right]^{3.5} \quad (\eta = 0) \\ i_\gamma = \left[1 - \frac{(0.7 - \frac{n^\circ}{450^\circ}) H_i}{V + A_f C_a \cot \phi} \right]^{3.5} \quad (\eta > 0) \end{array} \right.$$

تئوری هنس

280

$$\begin{array}{l}
 \text{ضرایب شیب پاشنه} \quad \left\{ \begin{array}{ll} g'_c = \frac{\beta^\circ}{147^\circ} & (\phi = 0) \\ g_q = g_\gamma = (1 - 0.5 \tan \beta)^5 & \end{array} \right. \quad g_c = 1 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ} \quad (\phi > 0) \\
 \\
 \text{ضرایب زمین} \quad \left\{ \begin{array}{ll} b'_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ} & (\phi = 0) \\ b_q = \exp(-2\eta \tan \phi) & \\ b_\gamma = \exp(-2.7\eta \tan \phi) & \end{array} \right. \quad b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ} \quad (\phi > 0) \\
 \eta = \text{radian}
 \end{array}$$

در صورت وجود نیروی برشی در هر دو جهت در پای ستون (هر دو H_B, H_L) به روش زیر عمل می کنیم:

الف) محاسبه i_c, i_q, i_γ با استفاده از فرمولهای ارائه شده قبلی به صورت جداگانه برای H_B, H_L

$$i_{c,B}, i_{c,L}, i_{q,B}, i_{q,L}, i_{\gamma,B}, i_{\gamma,L}$$

ب) با استفاده از ضرایب تمایل بار بدست آمده ضرایب شکل به صورت زیر اصلاح می شوند.

$$\text{for } H_B = \begin{cases} S'_{c,B} = 0.2 \frac{B}{L} i_{c,B} & \text{for } \phi = 0 \\ S_{c,B} = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{B}{L} i_{c,B} & \text{for } \phi > 0 \\ S_{q,B} = 1 + \sin \phi \frac{B}{L} i_{q,B} \\ S_{\gamma,B} = 1 - 0.4 \frac{B' i_{\gamma,B}}{L' i_{\gamma,L}} \end{cases} \quad \text{for } H_L = \begin{cases} S'_{c,L} = 0.2 \frac{L}{B} i_{c,L} & \text{for } \phi = 0 \\ S_{c,L} = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{L}{B} i_{c,L} & \text{for } \phi > 0 \\ S_{q,L} = 1 + \sin \phi \frac{L}{B} i_{q,L} \\ S_{\gamma,L} = 1 - 0.4 \frac{L' i_{\gamma,L}}{B' i_{\gamma,B}} \end{cases}$$

$$q_{ult,B} = c N_c S_{c,B} d_{c,B} i_{c,B} + q N_q S_{q,B} d_{q,B} i_{q,B} + \frac{1}{2} \gamma B' N_\gamma S_{\gamma,B} d_{\gamma,B} i_{\gamma,B}$$

$$q_{ult,L} = c N_c S_{c,L} d_{c,L} i_{c,L} + q N_q S_{q,L} d_{q,L} i_{q,L} + \frac{1}{2} \gamma L' N_\gamma S_{\gamma,L} d_{\gamma,L} i_{\gamma,L}$$

$$q_{ult} = \text{Min}(q_{ult,B}, q_{ult,L})$$

تئوری وسیک برای تعیین ظرفیت باربری سطحی

Vesic Theory for Ultimate Bearing Capacity

تئوری وسیک

283

رابطه وسیک مشابه رابطه هنس است و تنها شکل محاسبه برخی از ضرایب در آن متفاوت است..

$$q_u = cN_c S_c d_c i_c g_c b_c + qN_q S_q d_q i_q g_q b_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma S_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma$$

که در آن

c : چسبندگی، γ : وزن مخصوص خاک، γ : ظرفیت باربری شالوده: q_u

B : عرض شالوده، B : بار ناشی از خاک بالای کف پی $q = \gamma D_f =$

N_c, N_q, N_γ : ضرایب شکل S_c, S_q, S_γ ، ضرایب ظرفیت باربری خاک

d_c, d_q, d_γ : ضرایب عمق i_c, i_q, i_γ ، ضرایب تمایل بار

g_c, g_q, g_γ : ضرایب شیب زمین b_c, b_q, b_γ ، ضرایب شیب کف پی

تئوری وسیک

284

N_c, N_q مشابه معادله ظرفیت باربری هنسن بوده اما N_γ تا حدودی متفاوت می باشد.

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi$$

ضرایب شکل

$$S_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B}{L} \quad S_c = 1 \quad \text{برای پی های نواری}$$

$$S_q = 1 = \frac{B}{L} \tan \phi \quad S_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L} \geq 0.6$$

ضرایب عمق همان ضرایب هنسن می باشد

تئوری وسیک

285

ضرایب میل بار

$$i'_c = 1 - \frac{mH_i}{A_f \cdot C_a \cdot N_c} \quad (\phi = 0)$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1} \quad (\phi > 0)$$

$$i_q = \left[1 - \frac{H_i}{V + A_f C_a \cot \phi} \right]^m$$

$$i_\gamma = \left[1 - \frac{H_i}{V + A_f C_a \cot \phi} \right]^{m+1}$$

$$m = m_B = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}}$$

اگر نیروی برشی موازی امتداد B در پی باشد

$$m = m_L = \frac{2 + \frac{L}{B}}{1 + \frac{L}{B}}$$

اگر نیروی برشی موازی امتداد L در پی باشد

$$m = \sqrt{m_B^2 + m_L^2}$$

اگر نیروی برشی موازی هم در امتداد B و هم در امتداد L باشد

تئوری وسیک

286

ضرایب زمین (شیب فاکریز طرفین)

$$g'_c = \frac{\beta}{5.14} \quad (\beta = \text{radian}) \quad (\phi = 0)$$

$$g_c = i_q - \frac{1 - i_q}{5.14 \tan \phi} \quad (\phi > 0)$$

$$g_q = g_\gamma = (1 - \tan \beta)^2$$

ضرایب شیب پاشنه

$$b'_c = g'_c \quad (\phi = 0)$$

$$b_c = 1 - \frac{2\beta}{5.14 \tan \phi} \quad (\phi > 0)$$

$$b_q = b_\gamma = (1 - \eta \tan \phi)^2$$

تئوری وسیک

287

ضرایب زمین (شیب فاکریز طرفین)

$$g'_c = \frac{\beta}{5.14} \quad (\beta = \text{radian}) \quad (\phi = 0)$$

$$g_c = i_q - \frac{1 - i_q}{5.14 \tan \phi} \quad (\phi > 0)$$

$$g_q = g_\gamma = (1 - \tan \beta)^2$$

ضرایب شیب پاشنه

$$b'_c = g'_c \quad (\phi = 0)$$

$$b_c = 1 - \frac{2\beta}{5.14 \tan \phi} \quad (\phi > 0)$$

$$b_q = b_\gamma = (1 - \eta \tan \phi)^2$$

موارد پیشنهاد شده برای استفاده از هر معادله

مورد استفاده	معادله
<ul style="list-style-type: none"> • برای خاک های چسبنده با $\frac{D}{B} < 1$ • برای تخمین سریع ظرفیت باربری به منظور مقایسه با سایر روش ها • برای پی های حامل لنگر و بار افقی و پی های قرار گرفته بر روی شیب و نیز پی های غیر افقی استفاده از رابطه ترزاقی جایز نیست. 	ترزاقی
<ul style="list-style-type: none"> • در هر موقعیتی قابل استفاده هستند. 	مایرهوف، هنسن، و وسیک
<ul style="list-style-type: none"> • وقتی پی افقی نبوده و یا روی شیب قرار بگیرد. 	هنسن و وسیک

پیشنهاد می گردد که در موارد عملی حداقل دو روش به کار گرفته شود چنانچه دو روش نتایج یکسانی ارائه ندهند از روش سوم استفاده کنید (روش ها را کامپیوتری کنید تا این کار سریعاً انجام گیرد).

با متوسط حسابی یا وزنی نتایج سه روش می توان q_{ult} را تعیین نمود.

جداول تکمیلی جهت استفاده از معادلات ظرفیت باربری

جدول (۴-۱). معادلات ظرفیت باربری ارائه شده توسط چندین محقق

معادله ترزاگی (Terzaghi, ۱۹۴۳): برای مقادیر نمونه N_i و k_{py} جدول ۴-۲ را ملاحظه نمایید.

$$q_{ult} = cN_c s_c + \bar{q}N_q + 0.5\gamma B N_\gamma s_\gamma$$

$$N_q = \frac{a^2}{\gamma \cos^2(\frac{\phi}{2} + \frac{\phi}{2})}$$

$$a = e^{(\frac{1}{2}\pi - \frac{\phi}{2})\tan\phi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot\phi \quad N_\gamma = \frac{\tan\phi}{\gamma} (\frac{K_{py}}{\cos^2\phi} - 1)$$

مربعی	مدور	نواری	برای پی
۱.۳	۱.۳	۱	s_c
۰.۸	۰.۶	۱	s_γ

× میرهوف (۱۹۶۳) برای ضرائب شکل، عمق و تمایل بار جدول ۴-۳ را ملاحظه نمایید

برای بار قائم

$$q_{ult} = cN_c s_c d_c + \bar{q}N_q s_q d_q + 0.5\gamma B' N_\gamma s_\gamma d_\gamma$$

برای بار مایل

$$q_{ult} = cN_c d_c i_c + \bar{q}N_q d_q i_q + 0.5\gamma B' N_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

$$N_q = e^{\pi \tan\phi} \tan^2(\frac{\phi}{2} + \frac{\phi}{2})$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot\phi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(\frac{1}{4}\phi)$$

× هنسن (Hansen ۱۹۷۰) برای ضرائب شکل، عمق و دیگر ضرائب به جدول ۴-۵ مراجعه شود

+ معادله کلی:

$$q_{ult} = cN_c s_c d_c i_c g_c b_c + \bar{q}N_q s_q d_q i_q g_q b_q + \frac{1}{2}\gamma B' N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma$$

$$q_{ult} = \frac{1}{2}\gamma s_u (1 + s'_c + d'_c - i'_c - b'_c - g'_c) + q$$

برای $\phi = 0$

N_q همانند رابطه میرهوف در بالا

N_c همانند رابطه میرهوف در بالا

$$N_\gamma = \frac{1}{2}(N_q - 1) \tan\phi$$

× وسیک (Vesic, ۱۹۷۳، ۱۹۷۵) برای ضرائب شکل، عمق و دیگر ضرائب جدول ۴-۵ را ملاحظه نمایید معادلات

هنسن را بکار ببرید

N_q همانند رابطه میرهوف

N_c همانند رابطه میرهوف

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan\phi$$

× در این روشها برای تعیین ابعادی نیاز به انجام روش سعی و خطا می باشد زیرا عرض پی B و طول پی L جهت محاسبه ضرائب شکل، عمق و ضرائب تاثیر مورد نیاز می باشند.

+ وقتی $i_i < 1$ است بخش ۴-۶ را ملاحظه نمایید.

جدول (۴-۲). ضرائب ظرفیت باربری برای معادلات ترزاقی

مقادیر N_γ برای ϕ ، 34° و 48° همان مقادیر اصلی *Terzaghi* است و از آنها برای محاسبه $K_{p\gamma}$ استفاده شده است.

ϕ, deg	N_c	N_q	N_γ	$K_{p\gamma}$
۰	۵/۷*	۱/۰	۰/۰	۱۰/۸
۵	۷/۳	۱/۶	۰/۵	۱۲/۲
۱۰	۹/۶	۲/۷	۱/۲	۱۴/۷
۱۵	۱۲/۹	۴/۴	۲/۵	۱۸/۶
۲۰	۱۷/۷	۷/۴	۵/۰	۲۵/۰
۲۵	۲۵/۱	۱۲/۷	۹/۷	۳۵/۰
۳۰	۳۷/۲	۲۲/۵	۱۹/۷	۵۲/۰
۳۴	۵۲/۶	۳۶/۵	۳۶/۰	
۳۵	۵۷/۸	۴۱/۴	۴۲/۴	۸۲/۰
۴۰	۹۵/۷	۸۱/۳	۱۰۰/۴	۱۴۱/۰
۴۵	۱۷۲/۳	۱۷۳/۳	۲۹۷/۵	۲۹۸/۰
۴۸	۲۵۸/۳	۲۸۷/۹	۷۸۰/۱	
۵۰	۳۴۷/۵	۴۱۵/۱	۱۱۵۳/۲	۸۰۰/۰

$$N_c = 1/5\pi + 1 \quad *$$

جدول (۴-۳). ضرائب شکل، عمق و تمایل بار برای معادلات ظرفیت باربری میرهوف

ضرایب	مقدار	برای
شکل :	$s_c = 1 + 0.12 K_p \frac{B}{L}$	هر ϕ
	$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1 K_p \frac{B}{L}$	$\phi > 10^\circ$
	$s_q = s_\gamma = 1$	$\phi = 0$
عمق :	$d_c = 1 + 0.12 \sqrt{K_p} \frac{D}{B}$	هر ϕ
	$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \sqrt{K_p} \frac{D}{B}$	$\phi > 10^\circ$
	$d_q = d_\gamma = 1$	$\phi = 0$
تمایل بار :	$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2$	هر ϕ
	$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{\phi^\circ}\right)^2$	$\phi > 0$
	$i_\gamma = 0 \text{ for } \theta > 0$	$\phi = 0$

که در این جا: $K_p = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$ ، همانند شکل (۴-۲).

θ = زاویه برآیند R نسبت به خط قائم، بدون علامت، اگر $\theta = 0$ تمامی $i_i = 1$ است.

جدول ۴-۴ ضرائب ظرفیت باربری روابط هنسن، میرهوف، و وسیک. مقادیر N_c و N_q در هر سه روش

یکسان است. زیرنویس N_γ ضریب مربوط به هر روش را مشخص می‌کند.

ϕ	N_c	N_q	$N_{\gamma(H)}$	$N_{\gamma(M)}$	$N_{\gamma(V)}$	N_q / N_c	$\tan^2(1 - \sin \phi)^\gamma$
۰	۵/۱۴*	۱/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۱۹۵	۰/۰۰۰
۵	۶/۴۹	۱/۶	۰/۱	۰/۱	۰/۴	۰/۲۴۲	۰/۱۴۶
۱۰	۸/۳۴	۲/۵	۰/۴	۰/۴	۱/۲	۰/۲۹۶	۰/۲۴۱
۱۵	۱۰/۹۷	۳/۹	۱/۲	۱/۱	۲/۶	۰/۳۵۹	۰/۲۹۴
۲۰	۱۴/۸۳	۶/۴	۲/۹	۲/۹	۵/۴	۰/۴۳۱	۰/۳۱۵
۲۵	۲۰/۷۱	۱۰/۷	۶/۸	۶/۸	۱۰/۹	۰/۵۱۴	۰/۳۱۱
۲۶	۲۲/۲۵	۱۱/۸	۷/۹	۸/۰	۱۲/۵	۰/۵۳۳	۰/۳۰۸
۲۸	۲۵/۷۹	۱۴/۷	۱۰/۹	۱۱/۲	۱۶/۷	۰/۵۷۰	۰/۲۹۹
۳۰	۳۰/۱۳	۱۸/۴	۱۵/۱	۱۵/۷	۲۲/۴	۰/۶۱۰	۰/۲۸۹
۳۲	۳۵/۴۷	۲۳/۲	۲۰/۸	۲۲/۰	۳۰/۲	۰/۶۵۳	۰/۲۷۶
۳۴	۴۲/۱۴	۲۹/۴	۲۸/۷	۳۱/۱	۴۱/۰	۰/۶۹۸	۰/۲۶۲
۳۶	۵۰/۵۵	۳۷/۷	۴۰/۰	۴۴/۴	۵۶/۲	۰/۷۴۶	۰/۲۴۷
۳۸	۶۱/۳۱	۴۸/۹	۵۶/۱	۶۴/۰	۷۷/۹	۰/۷۹۷	۰/۲۳۱
۴۰	۷۵/۲۵	۶۴/۱	۷۹/۴	۹۳/۶	۱۰۹/۳	۰/۸۵۲	۰/۲۱۴
۴۵	۱۳۳/۷۳	۱۳۴/۷	۲۰۰/۵	۲۶۲/۳	۲۷۱/۳	۱/۰۰۷	۰/۱۷۲
۵۰	۲۶۶/۵۰	۳۱۸/۵	۵۶۷/۴	۸۷۱/۷	۷۶۱/۳	۱/۱۹۵	۰/۱۳۱

* $\pi + 2 =$ به عنوان حد در زمان $\phi \rightarrow 0^\circ$.

جدول (۴-۵۵). ضرائب شکل و عمق برای استفاده در معادلات ظرفیت باربری هسنن یا وسیک، اندیسهای H و V به ترتیب نشانگر هسنن و وسیک می باشند.

ضرائب عمق	ضرائب شکل
$d'_c = 0.4 k \quad (\phi = 0^\circ)$	$s'_{c(H)} = 0.2 \frac{B}{L} \quad (\phi = 0^\circ)$
$d_c = 1.0 + 0.4 k$	$s_{c(H)} = 1.0 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B}{L}$
$k = D/B$ برای $D/B \leq 1$	$s_{c(V)} = 1.0 \cdot \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B}{L}$
$k = \tan^{-1}(D/B)$ برای $D/B > 1$ بر حسب رادیان k	$s_c = 1.0$ برای نواری
$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 k$	$s_{q(H)} = 1.0 + \frac{B}{L} \sin \phi$
در بالا تعریف شد k	$s_{q(V)} = 1.0 + \frac{B}{L} \tan \phi$
برای تمامی ϕ ها	برای تمامی ϕ ها
$d_\gamma = 1.0$	$s_{\gamma(H)} = 1.0 - 0.4 \frac{B}{L} \geq 0.6$
	$s_{\gamma(V)} = 1.0 - 0.4 \frac{B}{L} \geq 0.6$

توجه:

- در مورد بار قائم و بار H_L (یا $H_B = 0$ یا $H_B > 0$) باید دو مجموعه ضریب شکل و عمق s_i و d_i به صورت $s_{i,L}$ ، $s_{i,B}$ و $d_{i,L}$ ، $d_{i,B}$ محاسبه کنید. برای اندیسهای i و L معادله (۴-۲) که در بخش (۴-۸) ارائه خواهد شد، از نسبت $\frac{L}{B}$ یا $\frac{D}{L}$ استفاده کنید.

جدول (۴-۵۵). ضرایب تمایل بار، شیب زمین، و کجی پی برای استفاده در

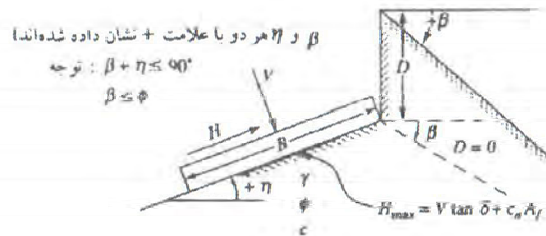
معادلات ظرفیت باربری هنسن

ضرایب زمین (پی بر روی شیب)	ضرایب میل بار
$g'_c = \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$	$i'_c = 0.15 - 0.15 \sqrt{1 - \frac{H_i}{A_f c_a}} \quad (\phi = 0)$
$g_c = 1.0 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$	$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$
$g_q = g_\gamma = (1 - 0.15 \tan \beta)^\Delta$	$i_q = \left[1 - \frac{0.15 H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{\alpha_1}$ $2 \leq \alpha_1 \leq 5$
ضرایب پی (پی کج شده)	ضرایب میل بار
$b'_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ} \quad (\phi = 0)$	$i_\gamma = \left[1 - \frac{0.15 H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{\alpha_2}$
$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ} \quad (\phi > 0)$	$i_\gamma = \left[1 - \frac{(0.15 - \eta^\circ / 450^\circ) H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{\alpha_2}$ $2 \leq \alpha_2 \leq 5$
$b_q = \exp(-2 \eta \tan \phi)$	
$b_\gamma = \exp(-2/7 \eta \tan \phi)$	
η بر حسب رادیان	

توجه:

- ۱- از H_i به صورت H_B یا H_L یا چنانچه $H_L > 0$ ، از هر دو استفاده کنید.
- ۲- Hansen (۱۹۷۰) برای $\phi > 0$ ، i_c ارائه نکرده است. مقادیر بالا از Hansen (۱۹۶۱) و همچنین مقادیر استفاده شده Vesic است.
- ۳- متغیر c_a = همجسبی پی تقریباً برابر است با ۰/۶ تا ۱ × چسبندگی پی.
- ۴- برای شناسایی زوایای η و β ، عمق شالوده D ، موقعیت H_i (موازی و در قسمت فوقانی دال پی، معمولاً برون محوری ایجاد می‌کند) به تصویر حاشیه جدول (۴-۵۵) مراجعه کنید. به ویژه توجه کنید که V = نیروی قائم وارد بر پی می‌باشد.

جدول (۴-۴۵). جدول ضرایب تمایل بار، شیب زمین، و کجی پی برای استفاده در معادلات ظرفیت باربری وسیک، برای آشنائی با پارامترهای روابط به توضیحات پانویس و تصاویر شماتیک حاشیه جدول مراجعه نمایید.



$$i_c = i_q = \frac{1 - i_q}{N_c - 1} \quad (\phi > 0)$$

برای: $L/B \leq 2$ از ϕ_{ps} استفاده کنید

از $L/B \geq 2$ از $\phi_{ps} = 1/3 \phi - 14^\circ$ استفاده کنید

از $\phi_{ps} = \phi_{ps}$ استفاده کنید

$B^* L^* = A_f$ (سطح مؤثر)

c_a = چسبندگی بین پی و خاک (۱/۰ تا ۱/۰۰)

ضرایب زمین پس روی شیب	ضرایب میل بار
$i'_c = \frac{m H_i}{5/14 A_f c_a} \quad (\phi = 0)$	$i'_c = \frac{m H_i}{5/14 A_f c_a} \quad (\phi = 0)$
$i'_q = \frac{m H_i}{5/14 A_f c_a} \quad (\phi > 0)$	$i'_q = \frac{m H_i}{5/14 A_f c_a} \quad (\phi > 0)$
$i'_y = \left[1.0 - \frac{H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{m+1}$	$i'_y = \left[1.0 - \frac{H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{m+1}$
$i'_x = \left[1.0 - \frac{H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{m+1}$	$i'_x = \left[1.0 - \frac{H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{m+1}$
$i'_z = \left[1.0 - \frac{H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{m+1}$	$i'_z = \left[1.0 - \frac{H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{m+1}$
$i'_w = \left[1.0 - \frac{H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{m+1}$	$i'_w = \left[1.0 - \frac{H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{m+1}$
$i'_v = \left[1.0 - \frac{H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{m+1}$	$i'_v = \left[1.0 - \frac{H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{m+1}$
$i'_h = \left[1.0 - \frac{H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{m+1}$	$i'_h = \left[1.0 - \frac{H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{m+1}$
$i'_t = \left[1.0 - \frac{H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{m+1}$	$i'_t = \left[1.0 - \frac{H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{m+1}$
$i'_n = \left[1.0 - \frac{H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{m+1}$	$i'_n = \left[1.0 - \frac{H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{m+1}$
$i'_s = \left[1.0 - \frac{H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{m+1}$	$i'_s = \left[1.0 - \frac{H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{m+1}$
$i'_o = \left[1.0 - \frac{H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{m+1}$	$i'_o = \left[1.0 - \frac{H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{m+1}$
$i'_p = \left[1.0 - \frac{H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{m+1}$	$i'_p = \left[1.0 - \frac{H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{m+1}$
$i'_r = \left[1.0 - \frac{H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{m+1}$	$i'_r = \left[1.0 - \frac{H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{m+1}$
$i'_l = \left[1.0 - \frac{H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{m+1}$	$i'_l = \left[1.0 - \frac{H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{m+1}$
$i'_k = \left[1.0 - \frac{H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{m+1}$	$i'_k = \left[1.0 - \frac{H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{m+1}$
$i'_j = \left[1.0 - \frac{H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{m+1}$	$i'_j = \left[1.0 - \frac{H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{m+1}$
$i'_i = \left[1.0 - \frac{H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{m+1}$	$i'_i = \left[1.0 - \frac{H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{m+1}$
$i'_h = \left[1.0 - \frac{H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{m+1}$	$i'_h = \left[1.0 - \frac{H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{m+1}$
$i'_g = \left[1.0 - \frac{H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{m+1}$	$i'_g = \left[1.0 - \frac{H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{m+1}$
$i'_f = \left[1.0 - \frac{H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{m+1}$	$i'_f = \left[1.0 - \frac{H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{m+1}$
$i'_e = \left[1.0 - \frac{H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{m+1}$	$i'_e = \left[1.0 - \frac{H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{m+1}$
$i'_d = \left[1.0 - \frac{H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{m+1}$	$i'_d = \left[1.0 - \frac{H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{m+1}$
$i'_c = \left[1.0 - \frac{H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{m+1}$	$i'_c = \left[1.0 - \frac{H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{m+1}$
$i'_b = \left[1.0 - \frac{H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{m+1}$	$i'_b = \left[1.0 - \frac{H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{m+1}$
$i'_a = \left[1.0 - \frac{H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{m+1}$	$i'_a = \left[1.0 - \frac{H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{m+1}$

ضرایب پی (پی کج شده)

$$b'_c = \frac{2\eta}{5.14}$$

$$b'_e = b'_q - \frac{1 - b'_q}{N_c \tan \phi}$$

$$b'_q = b'_y = (1 - \eta \tan \phi)^2$$

توجه:

۱- زمانی که $\phi = 0$ و $\beta \neq 0$ در جمله N_y از $N_y = -\tan(\pm\beta)$ استفاده کنید.

۲- زمانی که $\phi = 0$ و $\beta = 0$ در جمله N_y از $N_y = 0$ استفاده کنید.

۳- زمانی که $\phi = 0$ و $\beta = 0$ در جمله N_y از $N_y = 0$ استفاده کنید.

۴- زمانی که $\phi = 0$ و $\beta = 0$ در جمله N_y از $N_y = 0$ استفاده کنید.

۵- زمانی که $\phi = 0$ و $\beta = 0$ در جمله N_y از $N_y = 0$ استفاده کنید.

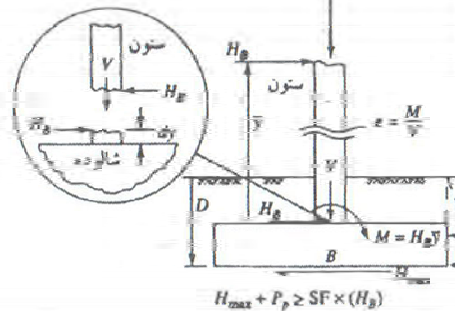
۶- زمانی که $\phi = 0$ و $\beta = 0$ در جمله N_y از $N_y = 0$ استفاده کنید.

۷- زمانی که $\phi = 0$ و $\beta = 0$ در جمله N_y از $N_y = 0$ استفاده کنید.

۸- زمانی که $\phi = 0$ و $\beta = 0$ در جمله N_y از $N_y = 0$ استفاده کنید.

۹- زمانی که $\phi = 0$ و $\beta = 0$ در جمله N_y از $N_y = 0$ استفاده کنید.

۱۰- زمانی که $\phi = 0$ و $\beta = 0$ در جمله N_y از $N_y = 0$ استفاده کنید.



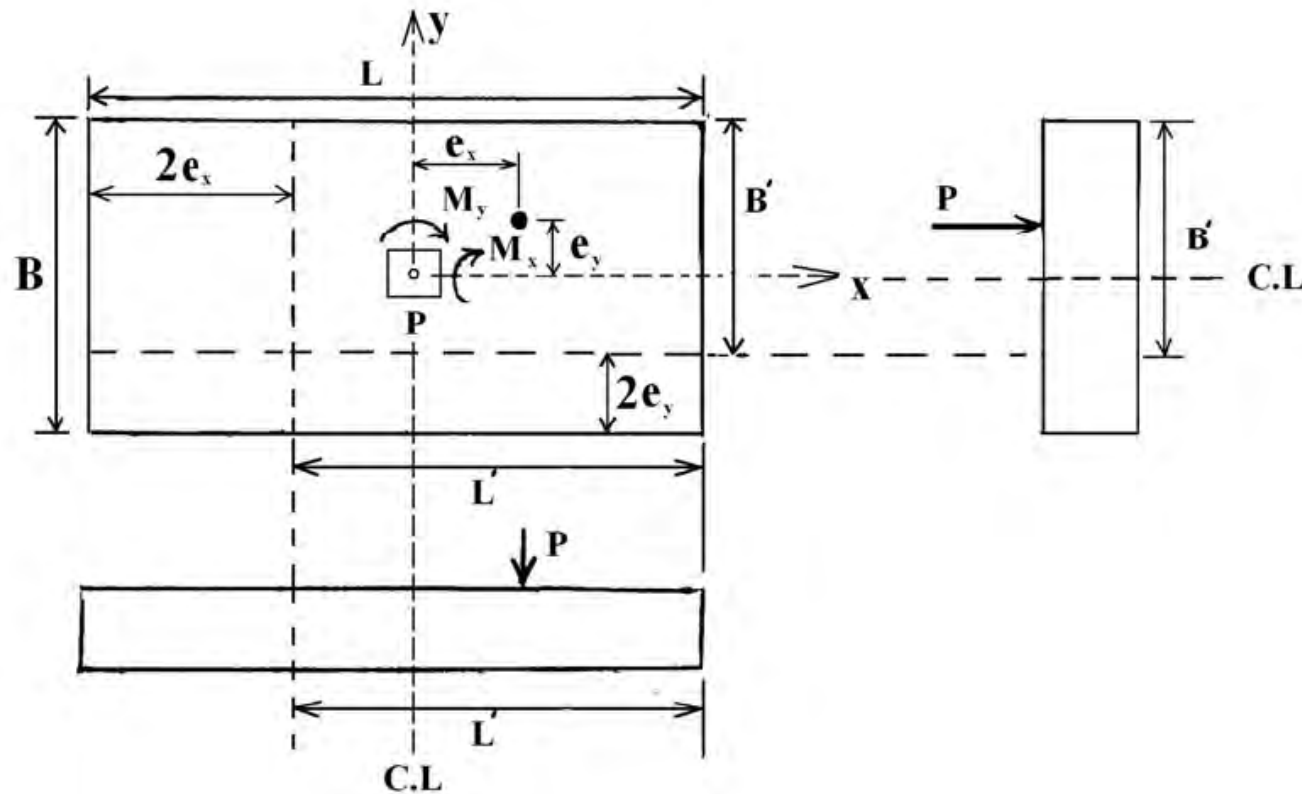
$$H_{max} + P_p \geq SF \times (H_g)$$

شالوده با بارگذاری برون محوری

شالوده با بارگذاری برون محوری

298

همانطور که در شکل زیر ملاحظه می کنید، یک شالوده ممکن است از طریق ستون مرکزی به واسطه وجود لنگر حول یک یا هر دو محور توام با بار محوری تحت بارگذاری برون محوریت قرار گیرد. همچنین برون محوری در قرارگیری یک ستون خارج از مرکز پی نیز ممکن است رخ دهد.



شالوده با بارگذاری برون محوری

299

B' و L' را ابعاد موثر شالوده می نامند و چنین تعریف می شوند:

$$L' = L - 2e_x \quad B' = B - 2e_y$$

$$e_x = \frac{M_y}{P} \quad e_y = \frac{M_x}{P} \quad \text{که در آنها}$$

ظرفیت باربری نهایی q_{ult} برای شالوده هایی با بارگذاری برون مرکز را می توان به یکی از دو روش زیر محاسبه نمود:

روش ۱) استفاده از معادلات ظرفیت باربری هنسن ووسیک به شرح گام های زیر:

الف) در جمله γBN_f به جای B از B' استفاده شود.

ب) در محاسبه ضرایب شکل ابعاد موثر B' و L' به کار گرفته شود.

ج) در محاسبه ضرائب عمق از ابعاد واقعی B و L استفاده کنید.

سپس با معادلات ارائه شده در صفحات قبلی جزوه q_{ult} را به دست آورید و با اعمال یک ضریب اطمینان به q_{all} تبدیل کنید.

شالوده با بارگذاری برون محوری

300

روش ۱۱) ظرفیت باربری را با استفاده از روابط کلی ظرفیت باربری مایرهوف محاسبه نمائید و سپس با اعمال ضریب کاهنده R_e آنرا تعدیل کنید.

$$q_{ult} = q_{ult(comp)} \times R_e$$

$q_{ult(comp)}$: محاسبه شده بر اساس معادله مایرهوف

چون این روش پیشنهادی مایرهوف می باشد لذا فقط باید از معادلات ظرفیت باربری مایرهوف استفاده شود. R_e به روش زیر محاسبه می شود:

$$R_e = 1 - \frac{2e}{B} \quad \text{برای خاک های چسبنده}$$

$$R_e = 1 - \sqrt{\frac{e}{B}} \quad 0 < e < 0.3B \quad \text{برای خاک های غیرچسبنده}$$

از شکل صفحه قبل واضح است که اگر $e = \frac{B}{2}$ باشد یعنی قرارگیری ستون در لبه پی که در این حالت ناپایداری پی را به دنبال دارد. در عمل به ندرت $e > \frac{B}{6}$ لحاظ می شود.

نکته: اگر پی برون محوری دوطرفه داشته باشد یعنی هم در امتداد L و هم در امتداد B آنگاه هم R_{eB} و هم

$$R_e = R_{eL} \times R_{eB} \quad \text{محاسبه می گردد:}$$

شالوده با بارگذاری برون محوری

301

جداکتر میزان برون محوری e در هر راستا مطابق رابطه زیر خواهد بود.

$$e_x \leq \frac{L}{6}$$

$$e_y \leq \frac{B}{6}$$

فهرست

مقدمه-خاک و سنگ

شناسایی خاک‌ها و طبقه بندی

ترکیب خاک (روابط وزنی-حجمی)

جریان آب در خاک

تحکیم در خاک‌ها

مقاومت برشی در خاک‌ها

شناسایی‌های تحت الارضی

پی‌های سطحی

تعیین ظرفیت باربری شالوده‌های سطحی

نشست در شالوده‌های سطحی

نشست در شالوده ها

ویرایش اول
محسن مظهري

فصل دهم

نشست در شالوده ها

304

نشست در شالوده ها

نشست آنی

نشست تحکیمی

□ نشست شالوده در هیچ نقطه ای نباید از نشست مجاز شالوده، که با معیارهای آسیب سازه ای مشخص می شود، بیشتر شود.

محاسبه نشست تحکیمی در شالوده ها

محاسبه نشست تحکیمی در شالوده ها

306

محاسبه نشست تحکیمی در شالوده ها

1

محاسبه افزایش تنش موثر در عمق

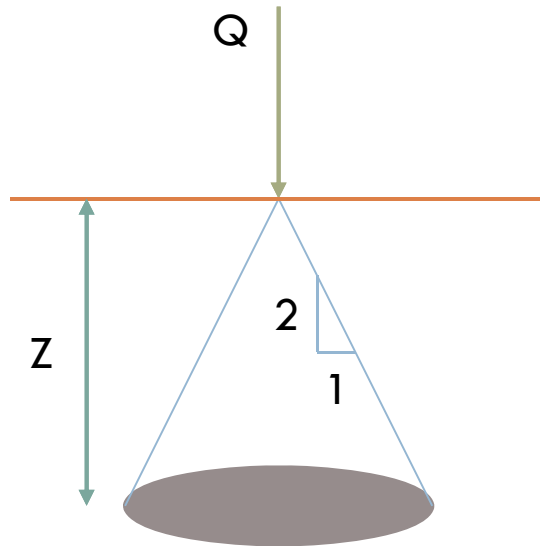
2

محاسبه نشست با استفاده از روابط تحکیم

محاسبه افزایش تنش موثر در عمق

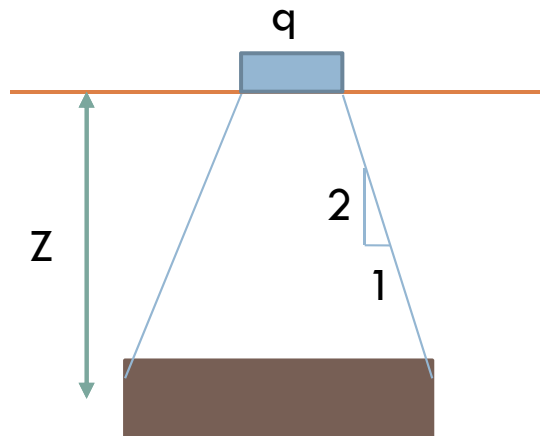
307

روش ۲ به ۱-بار متمرکز



$$\Delta\sigma' = \frac{Q}{A} = \frac{Q}{\pi * \frac{Z^2}{4}}$$

روش ۲ به ۱-بار گسترده به ابعاد BxL

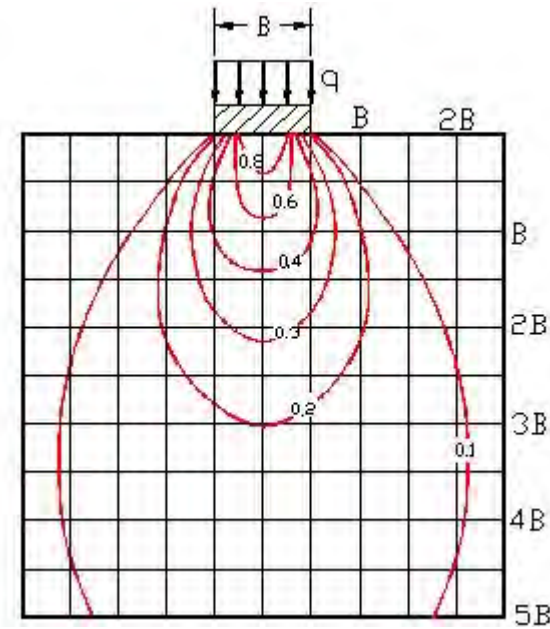
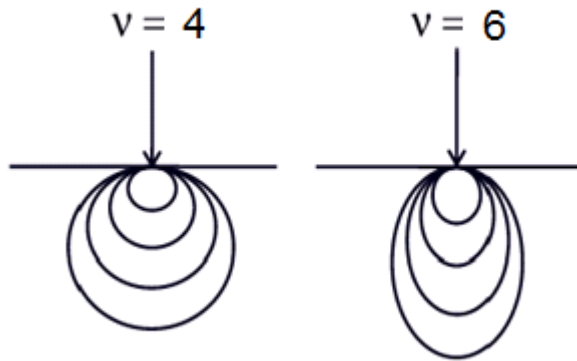


$$\Delta\sigma' = \frac{q}{(B + Z)(L + Z)}$$

این روش از عمق $Z=B$ تا عمق $Z=4B$ دقت نسبتاً خوبی دارد ولی خارج از این محدوده و به خصوص در محدوده عمق $Z=0$ تا $Z=B$ دقت پایینی دارد.

محاسبه افزایش تنش موثر در عمق

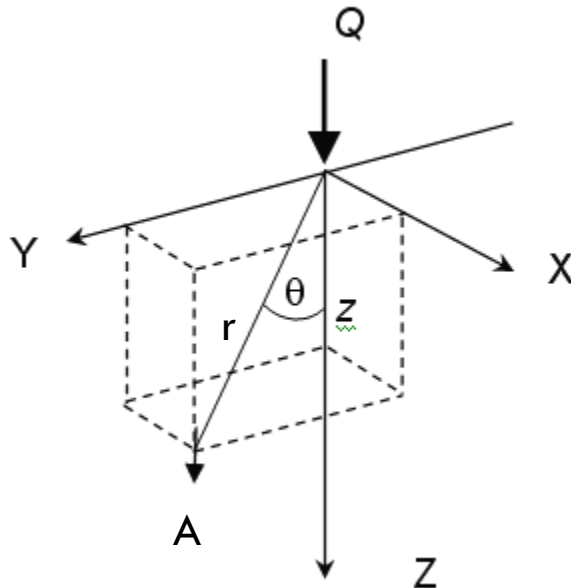
308



محاسبه افزایش تنش موثر در عمق

309

ناشی از بار متمرکز در یک نقطه دلخواه-روش بوسینسک



$$\Delta\sigma'_A = \frac{3Q}{2\pi Z^2} \cos^5 \theta = \frac{3Q}{2\pi Z^2} \left[\frac{1}{\left(\frac{1+r^2}{Z^2} \right)^{\frac{5}{2}}} \right] = \frac{Q}{Z^2} A_b$$

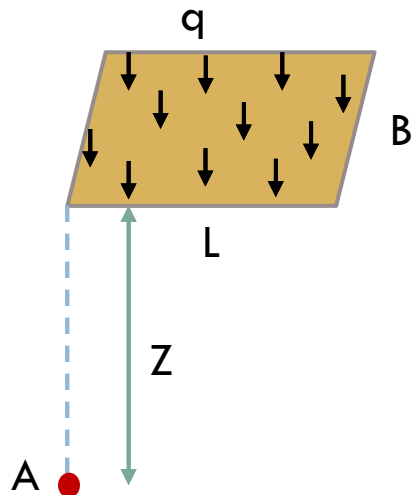
ضریب وابسته به نسبت $A_b: \frac{r}{Z}$

$\pm \frac{r}{Z}$	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.75	1.0	1.5
A_b	0.477	0.466	0.433	0.385	0.329	0.273	0.156	0.084	0.025

محاسبه افزایش تنش موثر در عمق

310

حل عددی رابطه بوسینسک برای بار گسترده-روشنیومارک



$$\Delta\sigma'_A = q \frac{1}{\pi} \left[\frac{2MN\sqrt{V}}{V + V_1} \times \frac{V + 1}{V} + \tan^{-1} \left(\frac{2MN\sqrt{V}}{V - V_1} \right) \right]$$

$$V = M^2 + N^2 + 1 \quad , \quad V_1 = (MN)^2$$

$$M = \frac{B}{Z} \quad , \quad N = \frac{L}{Z}$$

این رابطه مقدار افزایش تنش ناشی از بار گسترده مستطیلی، مربعی، و یا دایره معادل سازی شده به صورت مربع را در نقطه ای به عمق Z در زیر گوشه مربع یا مستطیل را به ما می دهد.

محاسبه افزایش تنش موثر در عمق

311

رابطه صفحه قبل را می توان به شکل زیر نیز خلاصه نمود.

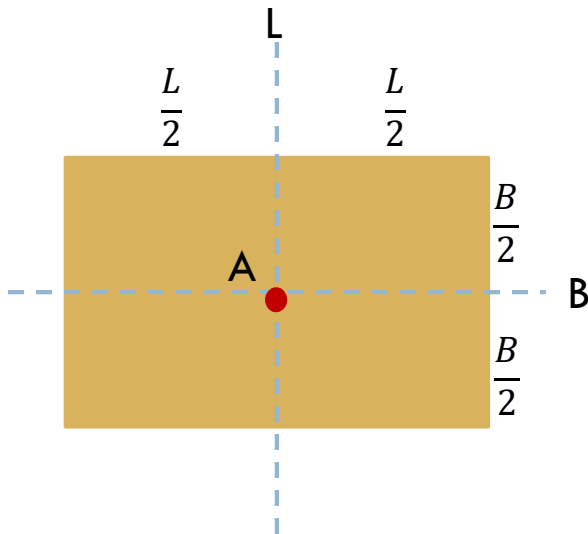
$$\Delta\sigma'_A = qml_\sigma$$

q : شدت بار گسترده

m : تعداد سطوح هم اندازه بار که نقطه مورد نظر زیر آن قرار گرفته است

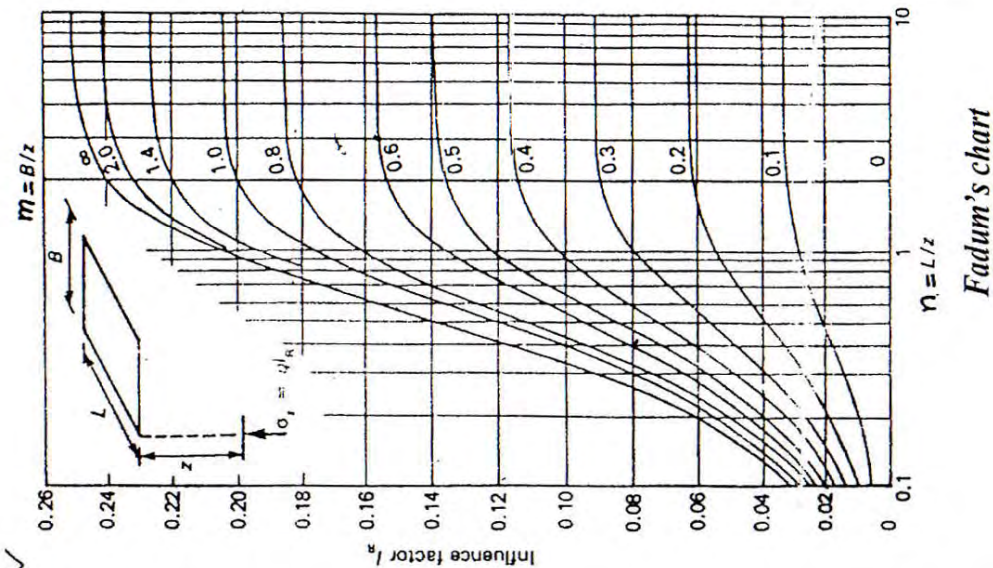
I_σ : ضریب وابسته به N و M

ضریب I_σ را می توان از جداول و یا نمودارهایی همانند جدول و نمودار صفحه بعد و بر حسب M و N به دست آورد.

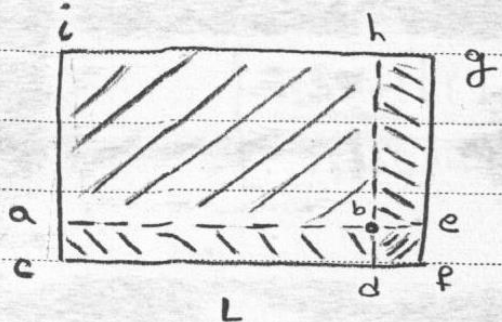


	L/z														
B/z	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.4	2.0	3.0	5.0	∞
0.1	0.0047	0.0092	0.0132	0.0168	0.0198	0.0222	0.0242	0.0258	0.0270	0.0279	0.0301	0.0311	0.0315	0.0316	0.0316
0.2	0.0092	0.0179	0.0259	0.0328	0.0387	0.0435	0.0474	0.0504	0.0528	0.5470	0.0589	0.6100	0.0620	0.0620	0.0620
0.3	0.0132	0.0259	0.0374	0.0474	0.5600	0.0630	0.0686	0.0731	0.0766	0.0794	0.0856	0.0887	0.0898	0.0901	0.0902
0.4	0.0168	0.0328	0.0474	0.0602	0.0711	0.0801	0.0873	0.0931	0.0977	0.1013	0.1094	0.1134	0.1150	0.1154	0.1154
0.5	0.0198	0.0387	0.0560	0.0711	0.0840	0.9470	0.1034	0.1104	0.1158	0.1202	0.1300	0.1350	0.1368	0.1374	0.1375
0.6	0.0222	0.0435	0.0629	0.0801	0.0947	0.1069	0.1168	0.1247	0.1310	0.1361	0.1475	0.1533	0.1555	0.1561	0.1562
0.7	0.0240	0.0474	0.0686	0.8730	0.1034	0.1168	0.1277	0.1365	0.1436	0.1491	0.1620	0.1686	0.1711	0.1719	0.1720
0.8	0.2580	0.0504	0.0731	0.0931	0.1104	0.1247	0.1365	0.1461	0.1537	0.1598	0.1739	0.1812	0.1841	0.1849	0.1850
0.9	0.0270	0.0528	0.0766	0.0977	0.1158	0.1311	0.1436	0.1537	0.1619	0.1684	0.1836	0.1915	0.1947	0.1956	0.1958
1.0	0.0279	0.0547	0.0794	0.1013	0.1202	0.1361	0.1491	0.1598	0.1684	0.1752	0.1914	0.1999	0.2034	0.2044	0.2046
1.4	0.0301	0.0589	0.0856	0.1094	0.1300	0.1475	0.1620	0.1739	0.1836	0.1914	0.2102	0.2206	0.2250	0.2263	0.2266
2.0	0.0311	0.0610	0.0887	0.1134	0.1350	0.1533	0.1686	0.1812	0.1915	0.1999	0.2206	0.2325	0.2378	0.2395	0.2399
3.0	0.0315	0.0618	0.0898	0.1150	0.1368	0.1555	0.1711	0.1841	0.1947	0.2034	0.2250	0.2378	0.2420	0.2461	0.2465
5.0	0.0316	0.0620	0.0901	0.1154	0.1374	0.1561	0.1719	0.1849	0.1956	0.2044	0.2263	0.2395	0.2461	0.2486	0.2491
∞	0.0316	0.0620	0.0902	0.1154	0.1375	0.1562	0.1720	0.1850	0.1958	0.2046	0.2266	0.2399	0.2465	0.2492	0.2500

$$\sigma_z = q/R$$

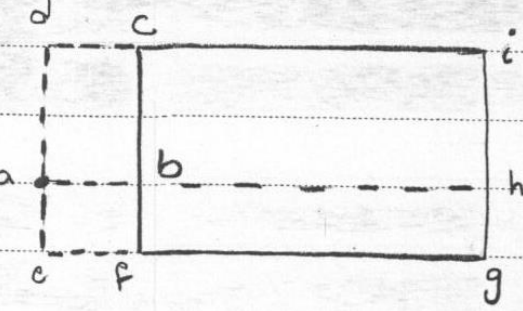


Influence factors (I_R) for vertical stress under a corner of a uniformly-loaded rectangular area.

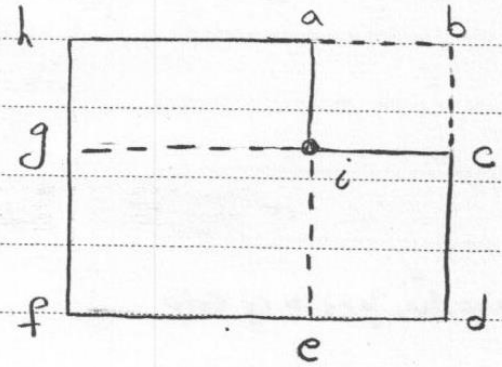


$m=1$ چون مقطع ها ایجاد شده مثل هم نیستند.

$$q = q_{abhci} + q_{abed} + q_{begh} + q_{bedf}$$



$$q = q_{ahid} + q_{aegh} - q_{abcd} - q_{aefb}$$



$$q = q_{iced} + q_{ieeg} + q_{aigh}$$

محاسبه نشست ناشی از تحکیم اولیه

314

با داشتن اضافه تنش، میتوان برای محاسبه نشست تحکیمی از روابط تحکیم، که پیشتر گفته شد، استفاده کرد.

رس عادی تحکیم یافته

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

$$S = \frac{\Delta e}{1 + e_0} H_0 = \frac{C_c H_0}{1 + e_0} \text{Log} \left(\frac{P_0 + \Delta P}{P_0} \right)$$

محاسبه نشست ناشی از تحکیم اولیه

315

رس بیش تحکیم یافته $(P_0 + \Delta P) \leq P_c$

$$S = \frac{C_s H_0}{1 + e_0} \text{Log} \left(\frac{P_0 + \Delta P}{P_0} \right)$$

رس بیش تحکیم یافته $(P_0 + \Delta P) > P_c$

$$S = \frac{C_s H_0}{1 + e_0} \text{Log} \left(\frac{P_c}{P_0} \right) + \frac{C_c H_0}{1 + e_0} \text{Log} \left(\frac{P_0 + \Delta P}{P_c} \right)$$

محاسبه نشست ناشی از تحکیم اولیه

316

در این روابط ΔP برابر افزایش تنش متوسط در کل لایه در معرض نشست است که می توان آن را از رابطه زیر تقریب زد.

$$\Delta P = \frac{1}{6} (\Delta P_t + 4\Delta P_m + \Delta P_b)$$

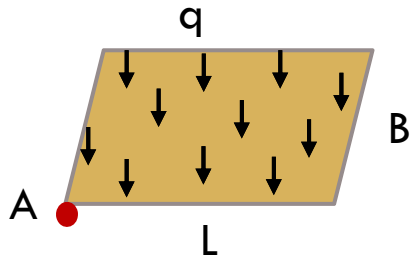
که در آن ΔP_t ، ΔP_m ، و ΔP_b به ترتیب میزان افزایش تنش موثر در بالا، وسط، و پایین نقطه مورد نظر هستند.

محاسبه نشست آبی در شالوده ها

محاسبه نشست آنی در زیر شالوده

318

نشست آنی در زیر یک نقطه در گوشه یک شالوده مستطیلی تحت بار یکنواخت q



$$\Delta H = S = \frac{q_0 B' (1 - \nu^2)}{E_s} \left(I_1 + \frac{1 - 2\nu}{1 - \nu} I_2 \right) I_F$$

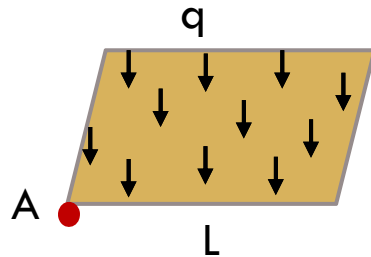
مدول الاستیسیته خاک زیر پی: E_s , عرض موثر شالوده مستطیلی: B' , ضریب پواسون: ν , نشست: S

ضرایب وابسته به شکل شالوده و ضخامت خاک زیر پی: I_1, I_2 , ضریب تاثیر مربوط به عمق شالوده: I_F

این رابطه مقدار نشست ناشی از بار گسترده مستطیلی، مربعی، و یا دایره معادل سازی شده به صورت مربع، که بر روی خاک به ضخامت H قرار دارد، را در زیر نقطه ای در گوشه مربع یا مستطیل را به ما می دهد.

محاسبه نشست آنی در زیر شالوده

319



$$I_1 = \frac{1}{\pi} \left[\frac{M(1 + \sqrt{M^2 + 1})\sqrt{M^2 + N^2}}{M(1 + \sqrt{M^2 + N^2 + 1})} + \ln \frac{(M + \sqrt{(M^2 + 1})\sqrt{1 + N^2})}{(M + \sqrt{M^2 + N^2 + 1})} \right],$$

$$I_2 = \frac{N}{2\pi} \tan^{-1} \left[\frac{M}{N\sqrt{M^2 + N^2 + 1}} \right]$$

$$M = \frac{L'}{B'}, N = \frac{H}{B'}, m: \text{تعداد مستطیل های همسان}$$

$$S = q_0 B' \frac{1 - \vartheta^2}{E_s} m I_S I_F$$

$$I_S = I_1 + \frac{1 + 2\vartheta}{1 - \vartheta} I_2$$

روش گام به گام باولز برای بکارگیری معادله نشست

320

- بهترین تخمین را از فشار تماس پی (q_0) را تعیین نمایید.
- برای پی های مدور، این پی ها به یک مربع معادل تبدیل شوند.
- نقطه ای که تعیین نشست در آن نقطه مورد نظر است را تعیین نموده و پی را تقسیم بندی نمایید به نحوی که نقطه مورد نظر در گوشه یا گوشه مشترک یک الی چهار مستطیل سهیم در نشست قرار بگیرد.
- توجه نمایید که عمق موثر خاکی که تغییر شکل آن باعث ایجاد نشست می گردد نامحدود نیست و مقدار آن برابر با کوچکترین در میان دو مقدار زیر است.
- عمق $z = 5B$ که در آن B حداقل عمق پی باشد.
- عمقی که در آن یک لایه سخت قرار گرفته است. لایه ای سخت فرض می شود که E_s آن ده برابر E_s لایه فوقانی باشد.

روش گام به گام باولز برای بکارگیری معادله نشست

321

- نسبت $\frac{H}{B'}$ را محاسبه نمایید. عمق به کار برده شده برای کلیه گوشه های سهمیم در نشست می بایست یکسان باشد. برای مثال برای یک مستطیل $H = 5B = 15m$ و برای یک مستطیل سهمیم دیگر $H = 5B = 10m$ را به کار نبرید. در این حالت می بایست برای کلیه مستطیل ها $H = 15m$ به کار برده شود.
- از جدول ضرایب I_1 و I_2 را تعیین نموده و با بهترین تخمین از ϑ مقدار I_s را محاسبه نمایید. I_F را هم از نمودار تعیین کنید. ضریب عمق I_F برای نسبت های $\frac{D}{B} \rightarrow 1$ می تواند نشست ها را به مقدار قابل ملاحظه ای کاهش دهد.
- مقدار متوسط وزنی E_s در عمق $z = H$ را محاسبه نمایید.

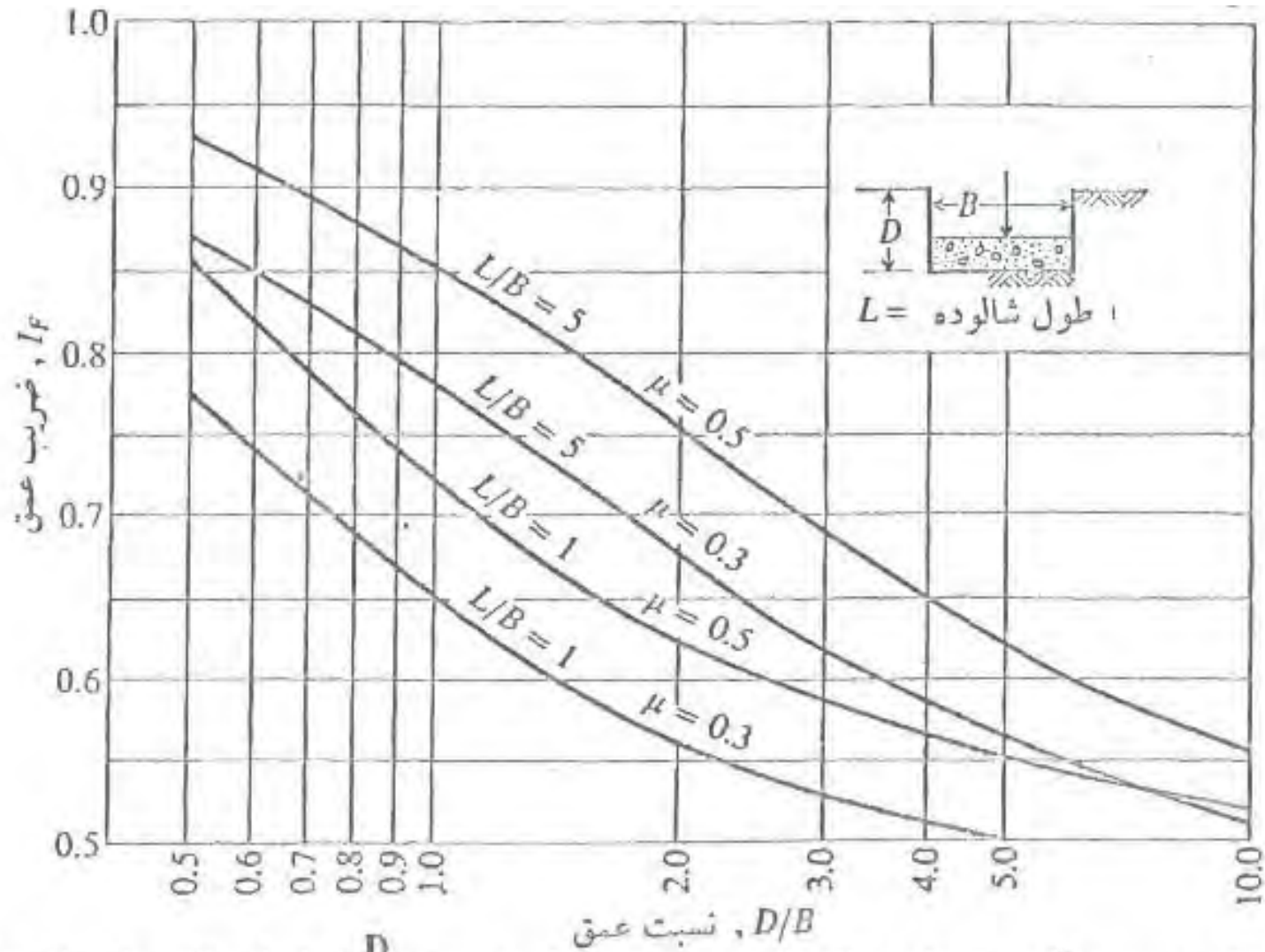
$$E_{s,av} = \frac{H_1 \times E_{s1} + H_2 \times E_{s2} + \dots + H_n \times E_{sn}}{H}, H = \sum_{i=1}^n H_i \quad \text{برای } n \text{ لایه}$$

جدول (۵-۲). مقادیر I_1 و I_2 برای محاسبه ضریب تأثیر I_3 جهت استفاده در معادله ۵-۱۱ الف برای

$$M = \frac{L}{B} \quad \text{و} \quad N = \frac{H}{B}$$

مقادیر مختلف نسبت‌های

N	$M=1/0$	1/1	1/2	1/3	1/4	1/5	1/6	1/7	1/8	1/9	2/0
1/2	$I_1 = 0.009$ $I_2 = 0.041$	0.008	0.008	0.008	0.008	0.008	0.007	0.007	0.007	0.007	0.007
0.4	0.033 0.066	0.032	0.031	0.030	0.029	0.028	0.028	0.027	0.027	0.027	0.027
0.6	0.066 0.079	0.064	0.063	0.061	0.060	0.059	0.058	0.057	0.056	0.056	0.055
0.8	0.104 0.083	0.102	0.100	0.098	0.096	0.095	0.093	0.092	0.091	0.090	0.089
1.0	0.142 0.083	0.140	0.138	0.136	0.134	0.132	0.130	0.129	0.127	0.126	0.125
1.5	0.224 0.075	0.224	0.224	0.223	0.222	0.220	0.219	0.217	0.216	0.214	0.213
2.0	0.285 0.064	0.288	0.290	0.292	0.293	0.292	0.292	0.292	0.291	0.290	0.289
3.0	0.363 0.048	0.372	0.379	0.384	0.389	0.393	0.396	0.398	0.400	0.401	0.402
4.0	0.408 0.037	0.421	0.431	0.440	0.448	0.455	0.460	0.465	0.469	0.473	0.476
5.0	0.437 0.038	0.452	0.465	0.477	0.487	0.496	0.503	0.509	0.516	0.522	0.526
6.0	0.457 0.026	0.474	0.489	0.502	0.514	0.524	0.534	0.542	0.550	0.557	0.563
7.0	0.471 0.023	0.490	0.506	0.520	0.533	0.545	0.556	0.566	0.575	0.583	0.590
8.0	0.483 0.020	0.502	0.519	0.534	0.549	0.561	0.573	0.583	0.594	0.602	0.611
9.0	0.491 0.017	0.511	0.529	0.545	0.560	0.574	0.587	0.598	0.609	0.618	0.627
10.0	0.498 0.016	0.519	0.537	0.554	0.570	0.584	0.597	0.610	0.621	0.631	0.641
20.0	0.529 0.008	0.553	0.575	0.595	0.614	0.631	0.647	0.662	0.677	0.690	0.702
50.0	0.560 0.000	0.587	0.613	0.635	0.656	0.677	0.696	0.714	0.731	0.748	0.764



شکل (۵-۶). ضریب تأثیر I_F برای شالوده در عمق D . برای نسبت $\frac{D}{B}$ از ابعاد واقعی استفاده نمایید

نشست های مجاز در زیر پی

نشست مجاز در زیر پی

326

اولین مقادیر پیشنهادی برای نشست مجاز در زیر پی توسط ترزاقی و به شرح زیر تعیین شدند.

- حداکثر نشست که موجب خرابی در شالوده دیوارها می گردد = یک اینچ
- حداکثر نشست برای پی منفرد و نواری = یک اینچ
- حداکثر نشست برای پی های مرکب و گسترده که بار ساختمان های دارای قاب را تحمل می نمایند = چهار اینچ



موسسه آموزش عالی جهاد دانشگاهی خوزستان

گروه مهندسی عمران

مجموعه کمک آموزشی مکانیک خاک و مهندسی پی

پایان ویرایش اول

محسن مظهري
پاییز ۹۴

کارشناسی ناپیوسته عمران