



موسسه آموزش عالی جهاد دانشگاهی خوزستان

گروه مهندسی عمران

مجموعه کمک آموزشی مکانیک خاک پیشرفته

ویرایش اول - بخش اول و دوم

محسن مظهري
پاییز ۹۴

کارشناسی ارشد ژئوتکنیک

اطلاعیه

هرگونه کپی برداری از بخش یا تمام مطالب موجود در این جزوه آموزشی بدون کسب اجازه از مولف، تخلف محسوب شده و برابر ماده ۲۳ قانون حمایت حقوق مولفان و مصنفان و هنرمندان قابل پیگرد قانونی است.

پیشگفتار

مجموعه پیش رو به منظور استفاده در کلاس های درس مکانیک خاک 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

۱- یادآوری

۲- مکانیک خاک‌های غیر اشباع

۳- مسیر تنش

۴- مدل‌های رفتاری

فهرست: ۱- یادآوری

مقدمه- خاک و سنگ

شناسایی خاک‌ها و طبقه بندی

ترکیب خاک (روابط وزنی-حجمی)

جریان آب در خاک

تحکیم در خاک‌ها

مقدمه—خاک و سنگ

ویرایش اول
محسن مظهري

فصل اول—قسمت اول

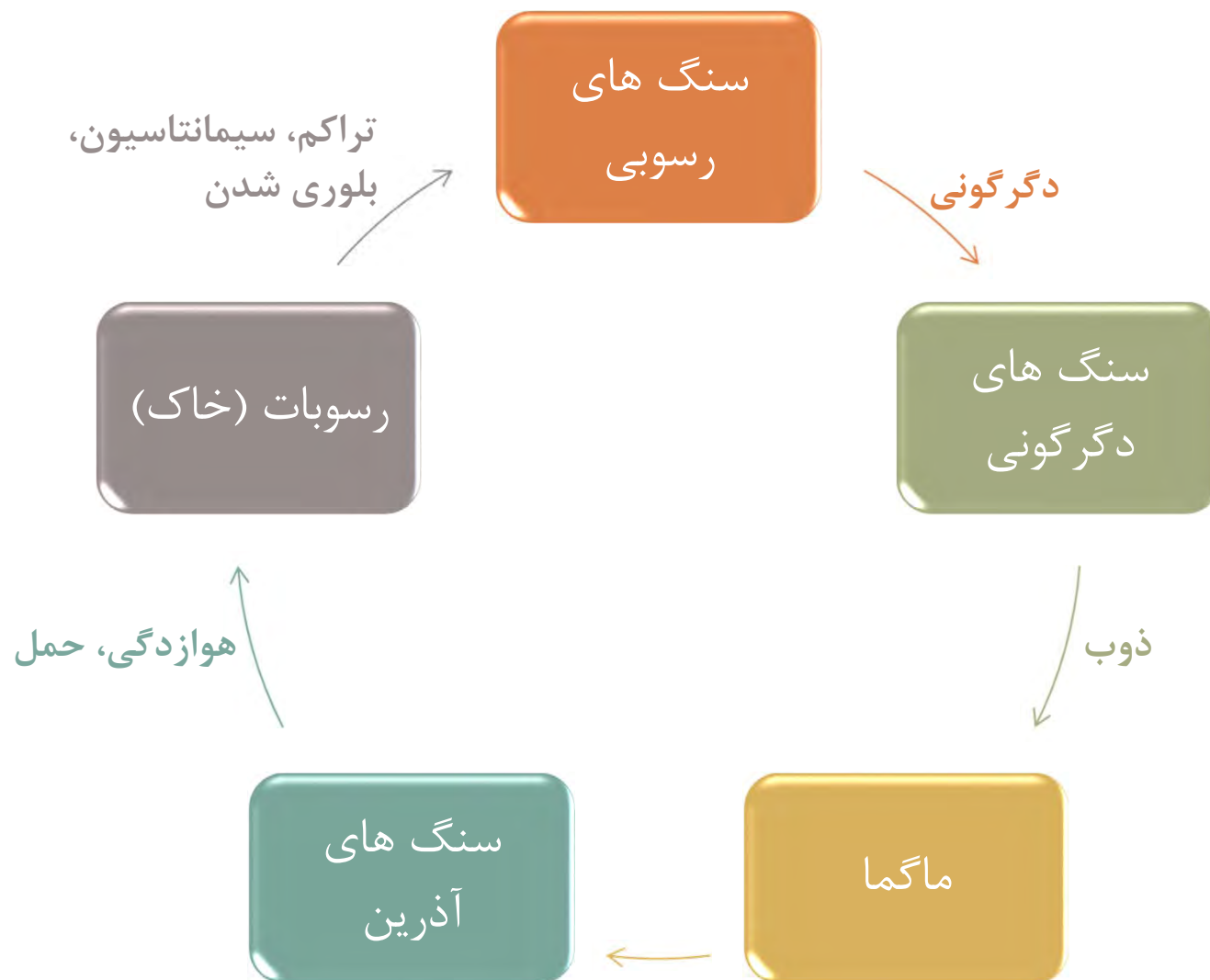
ژئوتکنیک (Geotechnique)

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

8



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: ۱- یادآوری

مقدمه- خاک و سنگ

شناسایی خاک‌ها و طبقه بندی

ترکیب خاک (روابط وزنی-حجمی)

جریان آب در خاک

تحکیم در خاک‌ها

شناسایی خاک ها و طبقه بندی

ویرایش اول
محسن مظهري

فصل اول-قسمت دوم

شناسایی خاک ها

آزمایش های
آزمایشگاهی و درجا

صحرائی

با استفاده از ابزار

بدون استفاده از ابزار

شناسایی صحرائی



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.

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.

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

20

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

22

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

23



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	-	-

طبقه بندی خاک ها-شناسایی آزمایشگاهی

26

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

27

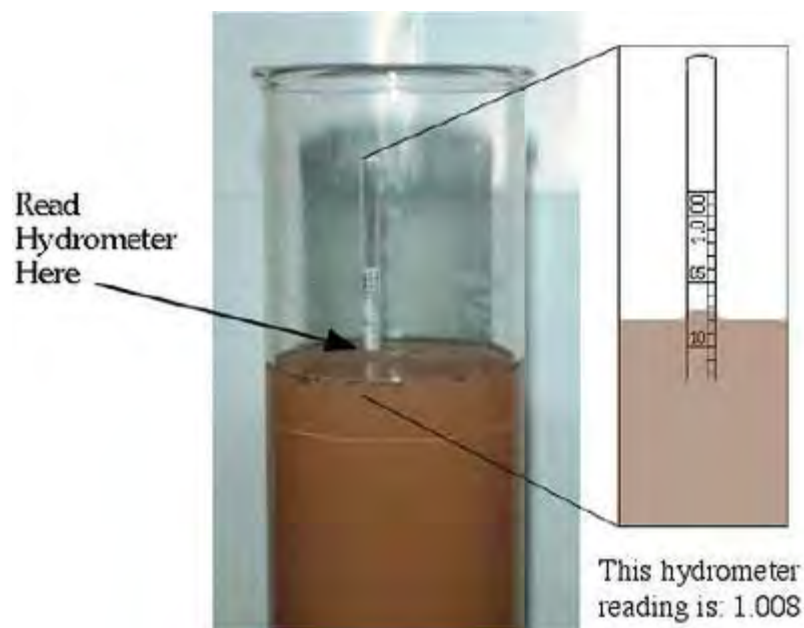
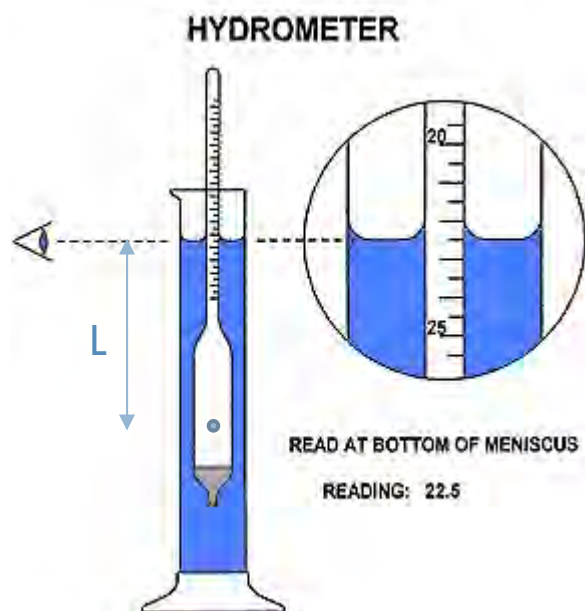
آزمایش هیدرومتر (Hydrometer Test) برای دانه بندی بخش ریزدانه خاک (عبوری از الک شماره ۲۰۰) استفاده می شود. ابزار اصلی در انجام این آزمایش هیدرومتر است که لوله ای مدرج نشان دهنده مقدار ناخالصی های معلق در آب در اطراف مرکز ثقل لوله است.



دانه بندی خاک ها به کمک آزمایش هیدرومتر

28

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

29

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

30

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

31

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



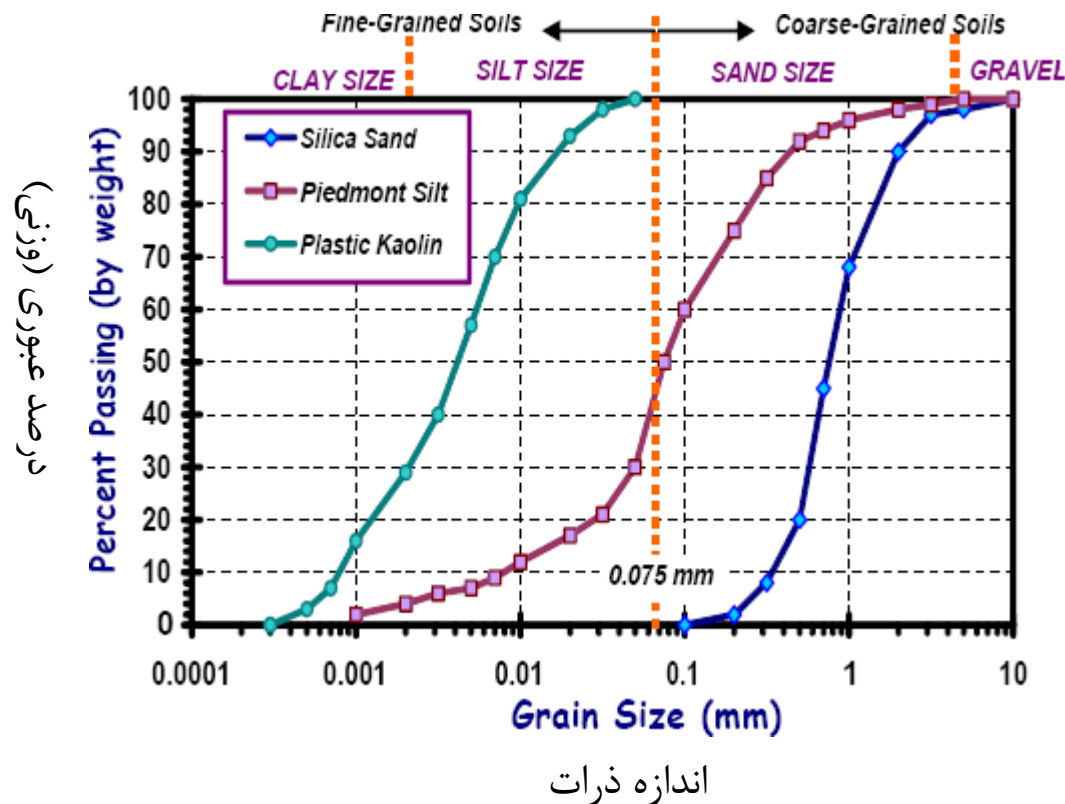
نمودار دانه بندی



نمودار دانه بندی

33

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.



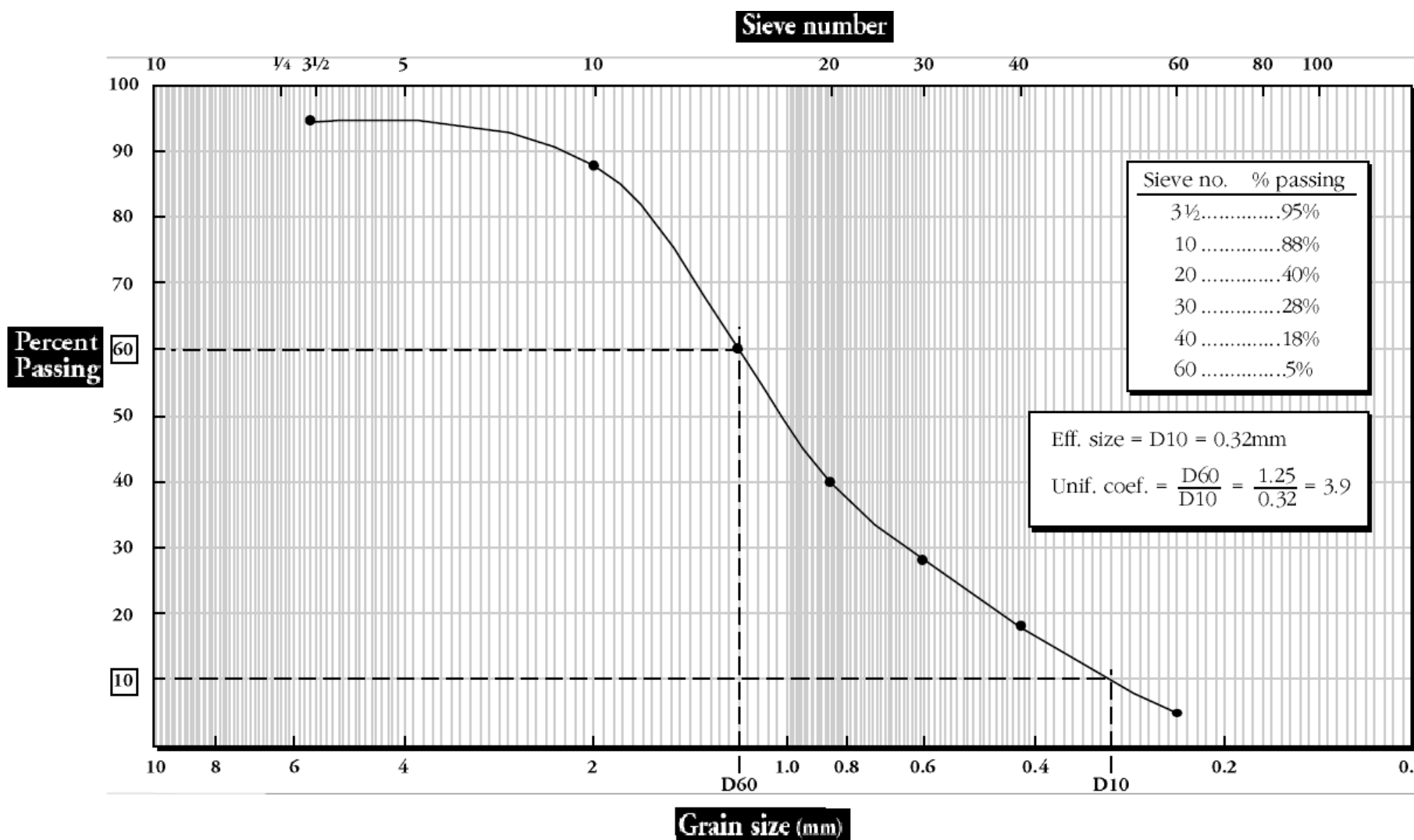
نمودار دانه بندی

34

GRAIN SIZE DISTRIBUTION GRAPH - AGGREGATE GRADATION CHART									
1. PROJECT						2. DATE			
← SIZE (Inches) → 3 2 1 1/2 1/4 2 1/2 1 1/2 3/4 3/8 4 ← SIEVE NUMBER → 8 16 30 50 80 140 10 20 40 60 100 200 HYDROMETER ANALYSIS PERCENT PASSING PERCENT RETAINED GRAIN SIZE IN MILLIMETERS									
EXCAVATION NUMBER	SAMPLE NUMBER	LL	PL	PI	Cu (D ₈₅ /D ₁₅)	Cc (D ₈₅) ² /(D ₆₀ × D ₁₅)	SOIL DESCRIPTION/REMARKS	CLASSIFICATION (USCS)	
3. TECHNICIAN (Signature)				4. PLOTTED BY (Signature)			5. CHECKED BY (Signature)		

نمودار دانه بندی

35



نمودار دانه بندی

36

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

دانه بندی خاک

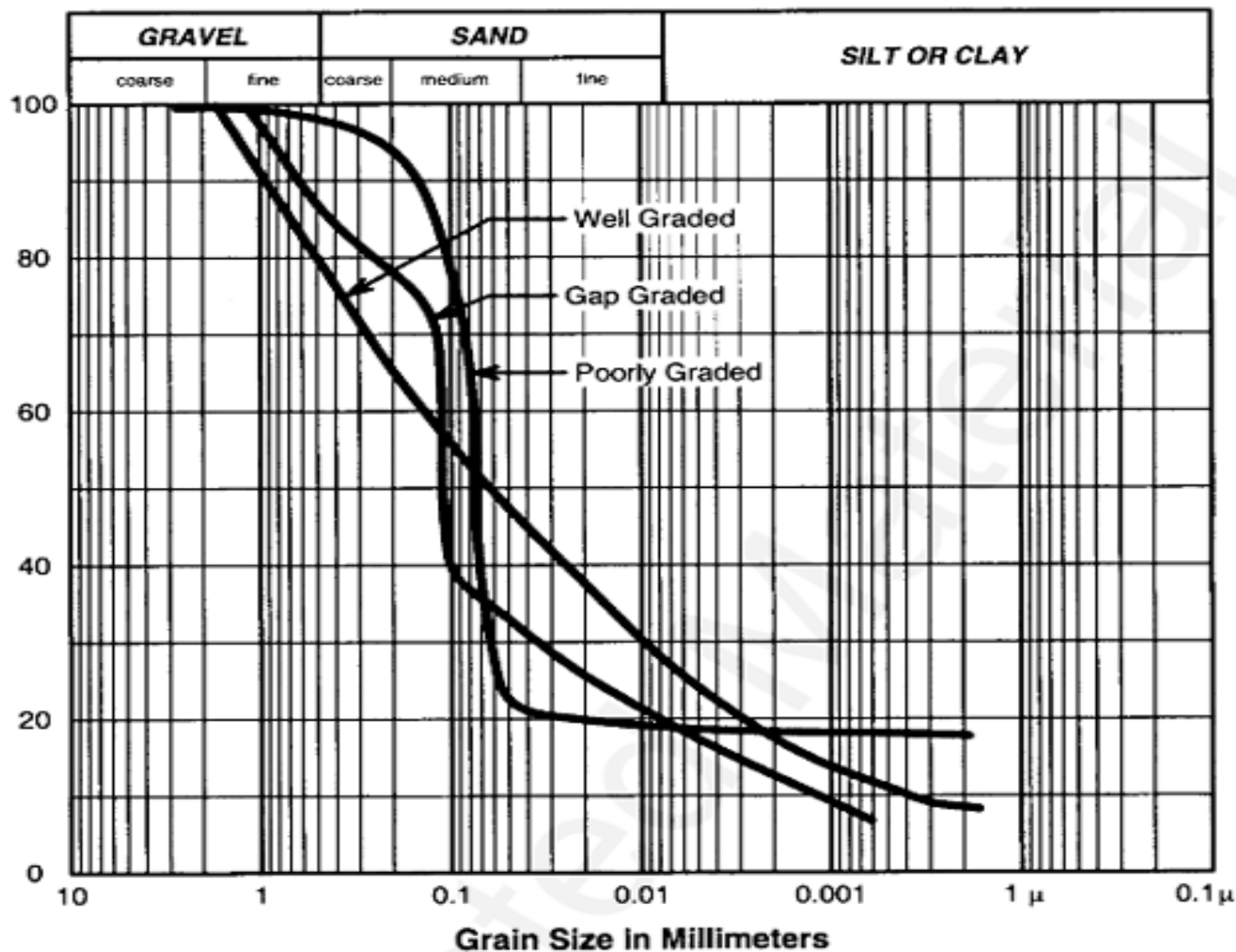
بد دانه
بندی شده

دانه بندی
منفصل

خوب دانه
بندی شده

نمودار دانه بندی

37



نمودار دانه بندی

38

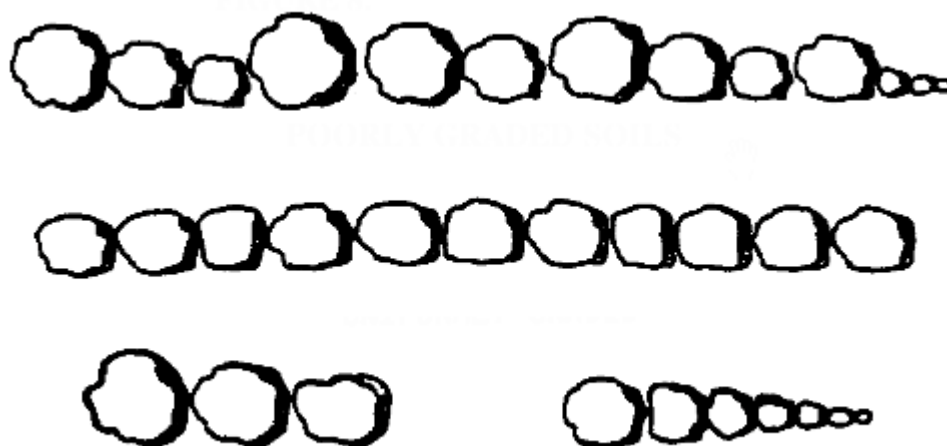
خاک خوب دانه بندی شده (Well Graded) خاکی است که از تمام اندازه های موجود در بین دانه های آن یافت می شود.

خاک بد دانه بندی شده یا خاک یکنواخت (Poorly Graded) 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

39



نمودار دانه بندی

40

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

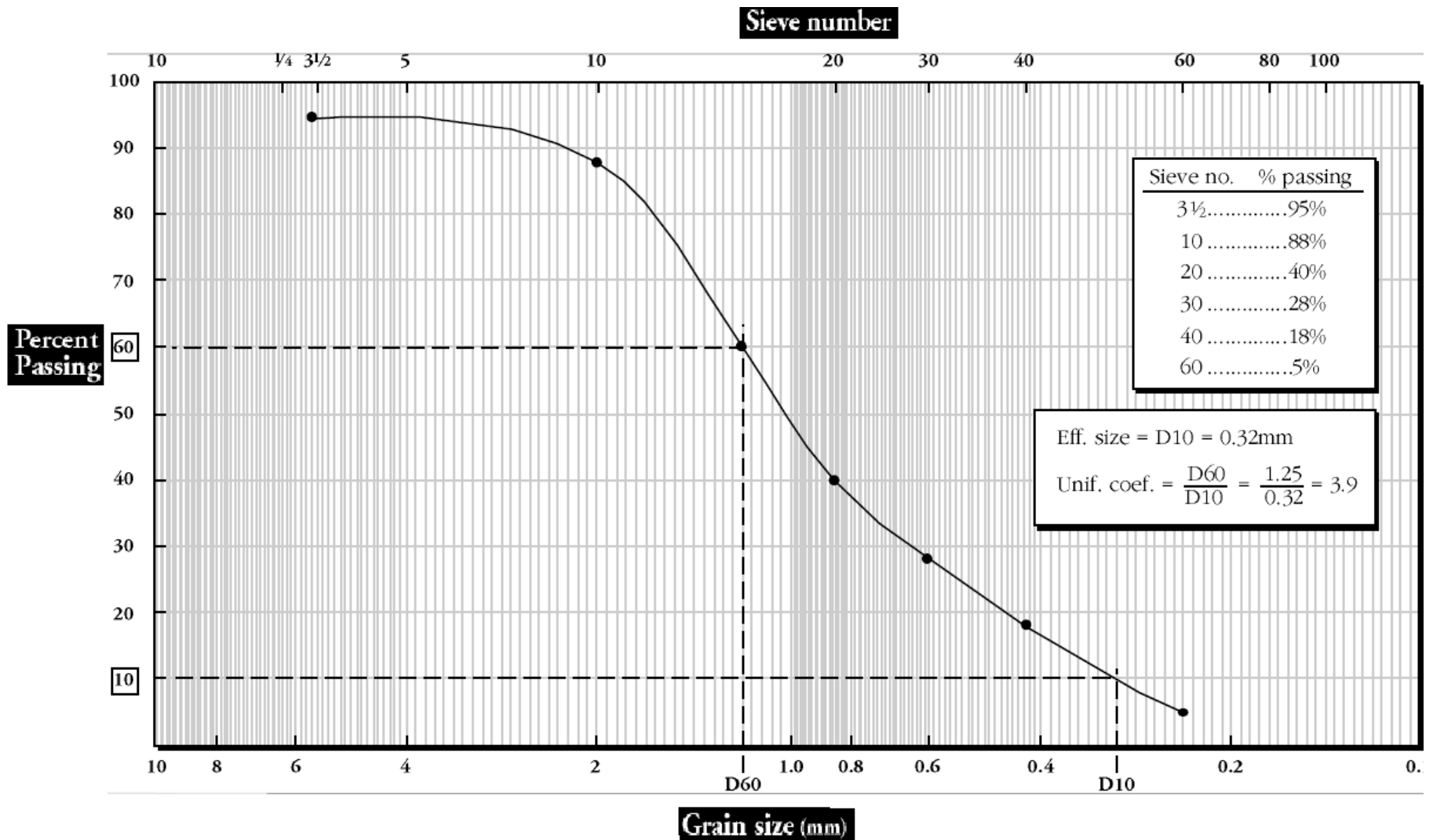
قطر موثر-قطری که ۱۰٪ ذرات خاک از آن کوچکتر هستند: D_{10}

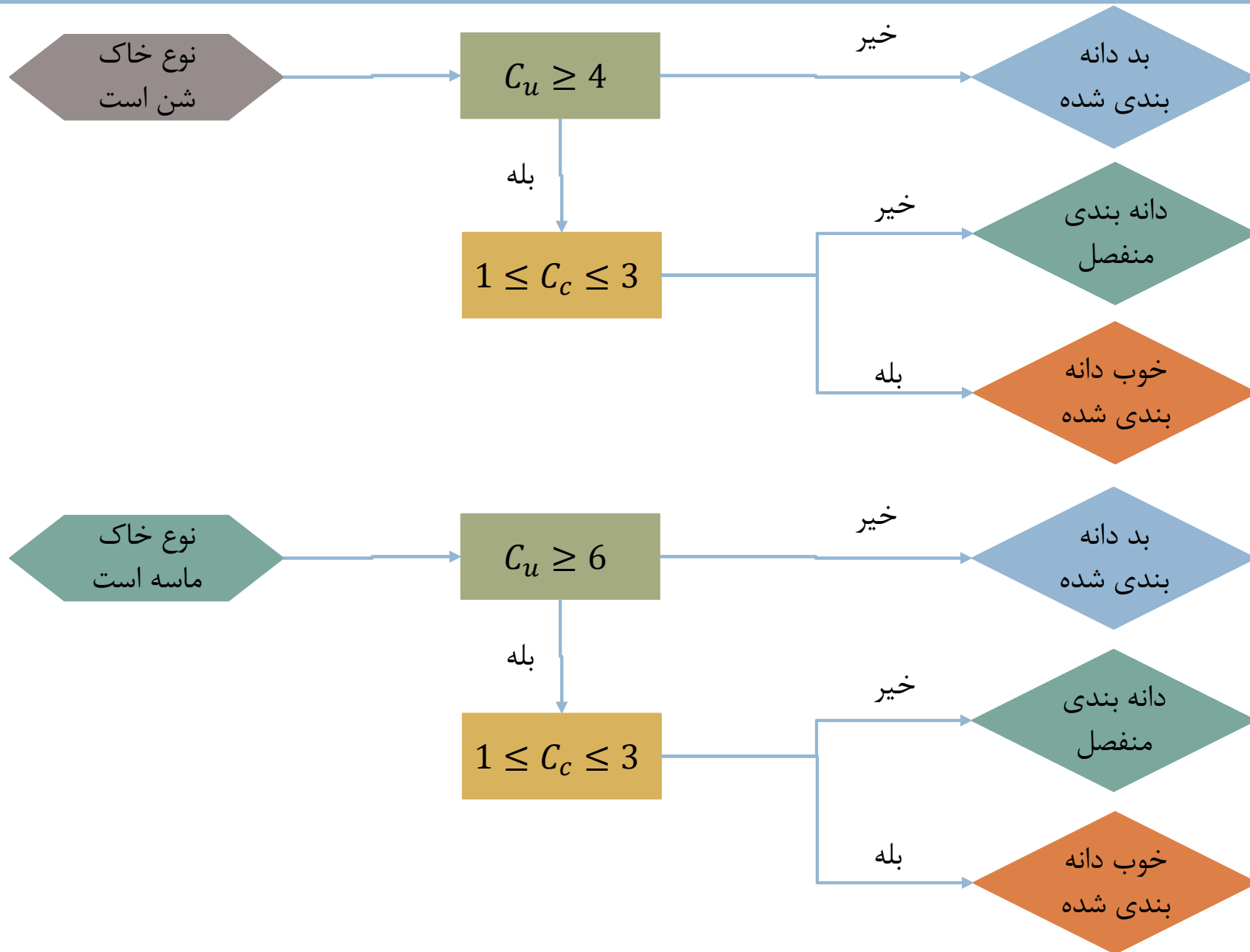
$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad \text{ضریب یکنواختی}$$

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

نمودار دانه بندی

41





طبقه بندی خاک ها-شناسایی آزمایشگاهی

43

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)

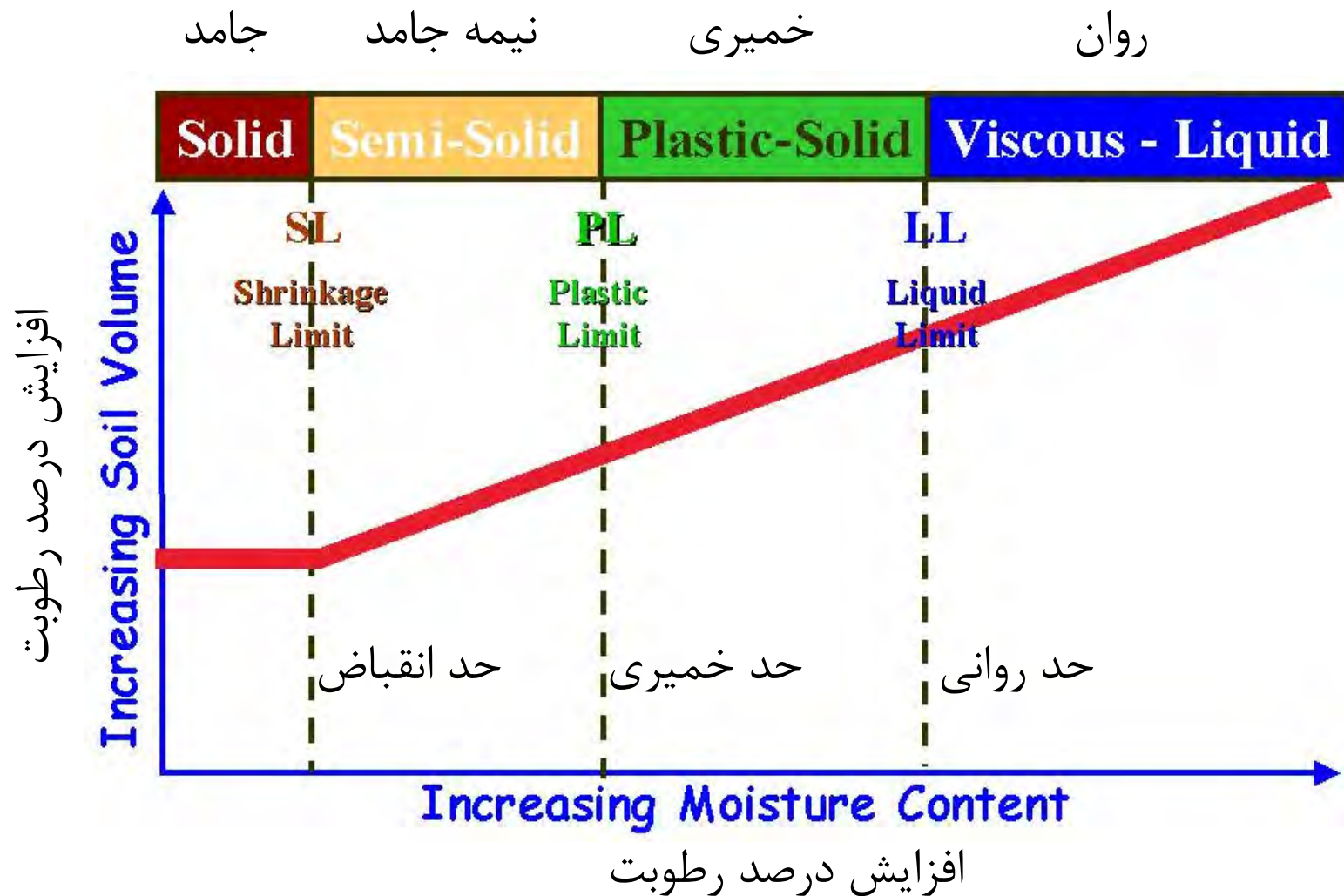
45

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)

46



آزمایش کاساگرانده (Casagrande Test)

47

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.



روش مخروط نفوذ سنج (The Fall Cone Test)

48



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

49

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

50

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.



حدود اتربرگ (Atterberg Limits)

51

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)

52

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

53

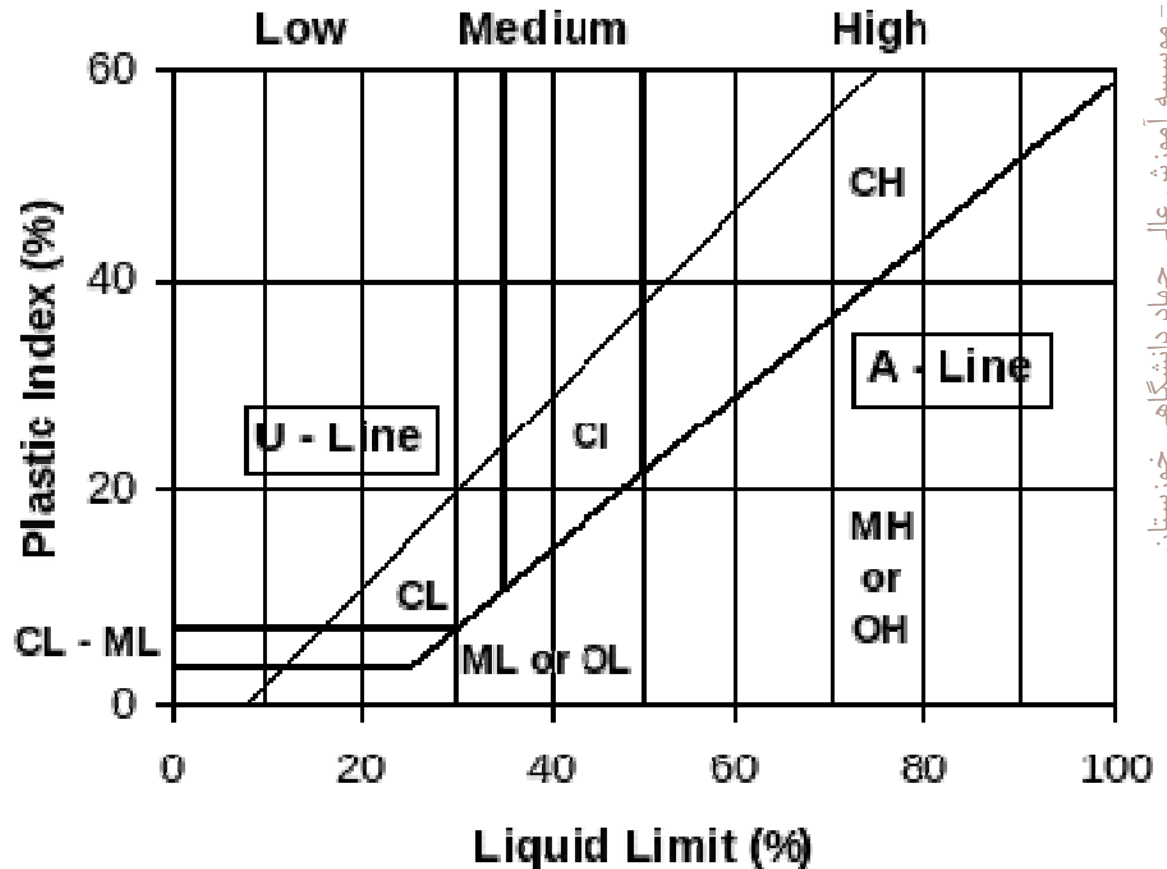
با استفاده از نشانه خمیری خاک و معادله خط A می توان بین خاک رس و لای نیز تفاوت قایل شد.

A-Line:

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

U-Line:

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



طبقه بندی خاک



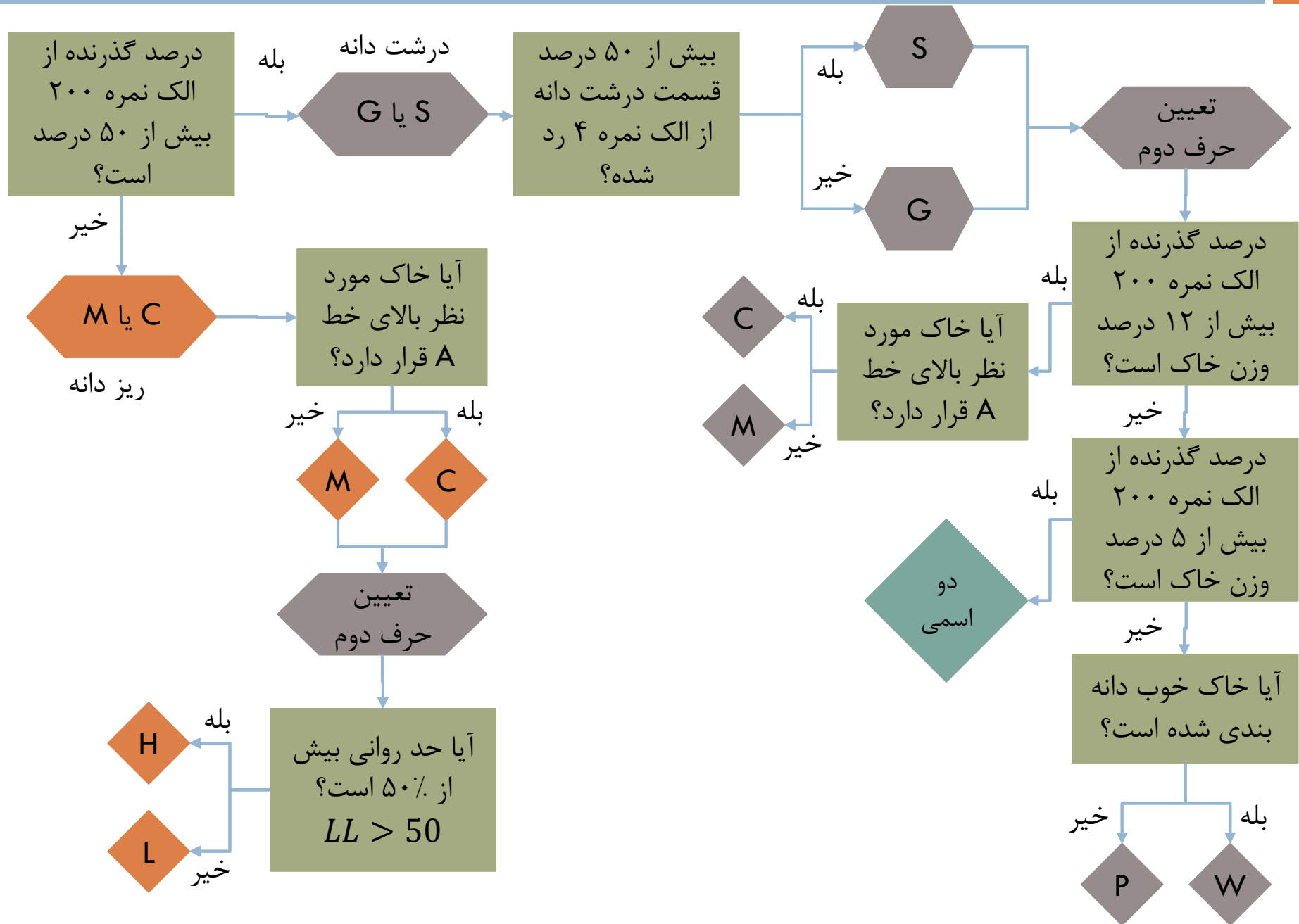
طبقه بندی خاک به روش متحد

55

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 ارائه شده است.



فهرست: ۱- یادآوری

مقدمه- خاک و سنگ

شناسایی خاک‌ها و طبقه بندی

ترکیب خاک (روابط وزنی-حجمی)

جریان آب در خاک

تحکیم در خاک‌ها

ترکیب خاک (روابط وزنی-حجمی)

ویرایش اول
محسن مظهري

فصل اول-قسمت سوم

ترکیب خاک

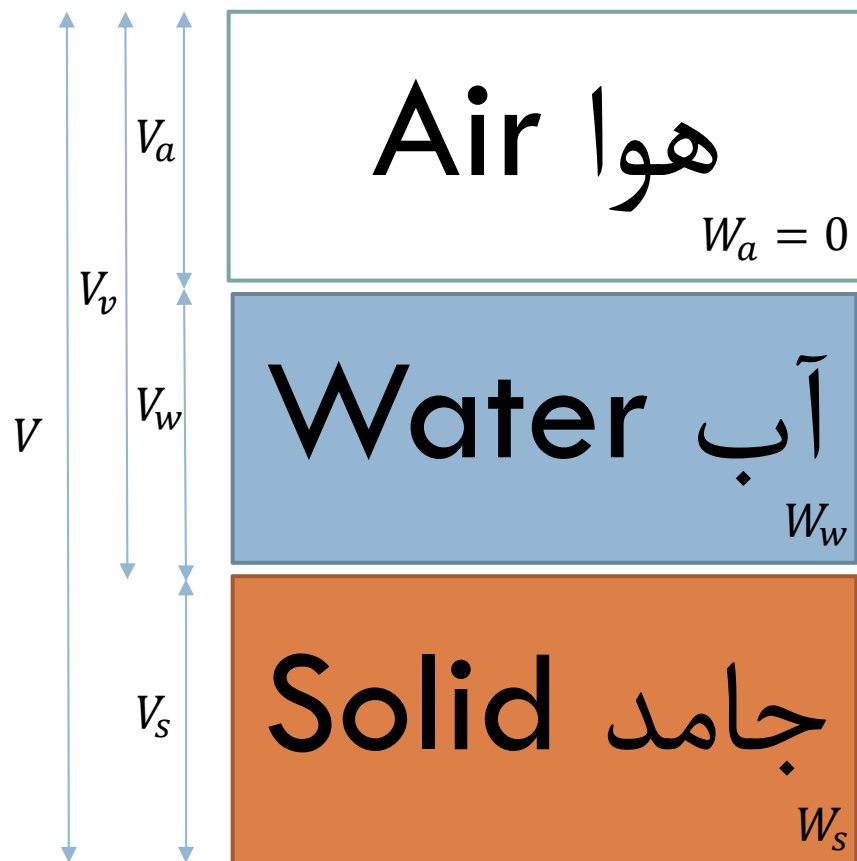
59



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

60



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

$$W = W_w + W_s$$

ترکیب خاک

61

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

روابط حجمی

وزن
مخصوص
(γ)

درصد
رطوبت
(w)

نسبت
تخلخل
(e)

پوکی (n)

درجه
اشباع
(S_r)

ترکیب خاک

62

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 معمولا به درصد بیان می شود.

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

ترکیب خاک

63

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

64

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

65

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

66

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

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

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

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

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

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

فهرست: ۱- یادآوری

مقدمه- خاک و سنگ

شناسایی خاک‌ها و طبقه بندی

ترکیب خاک (روابط وزنی-حجمی)

جریان آب در خاک

تحکیم در خاک‌ها

جریان آب در خاک

ویرایش اول
محسن مظهري

فصل اول-قسمت چهارم

جریان آب در خاک

69

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

70

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

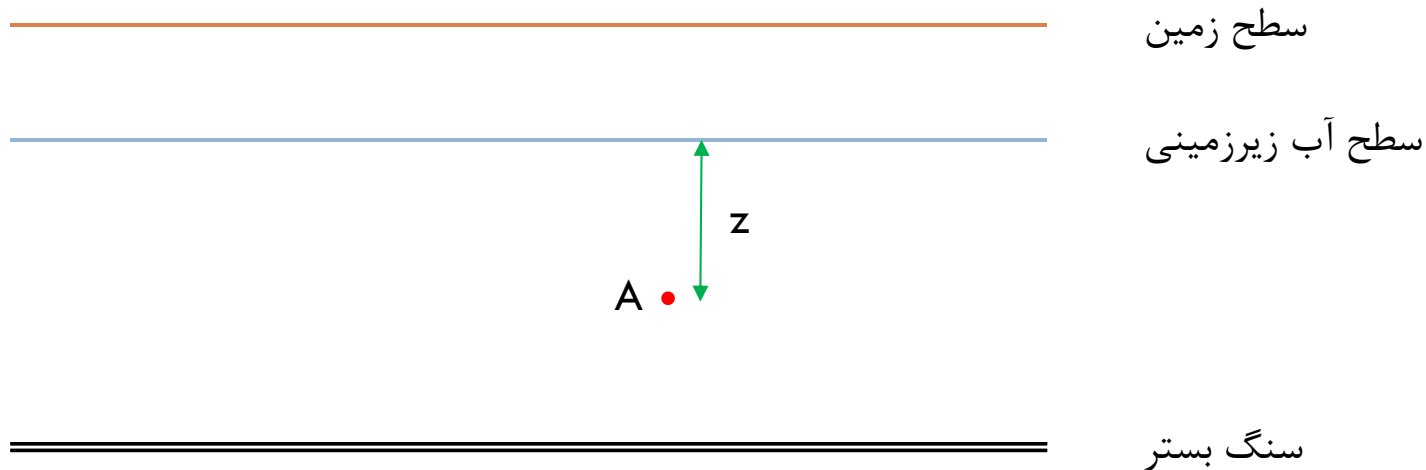
(Unsteady Flow)

شرایط هیدرولیکی

71

شرایط هیدرواستاتیک

$$U = \gamma_w \times z$$

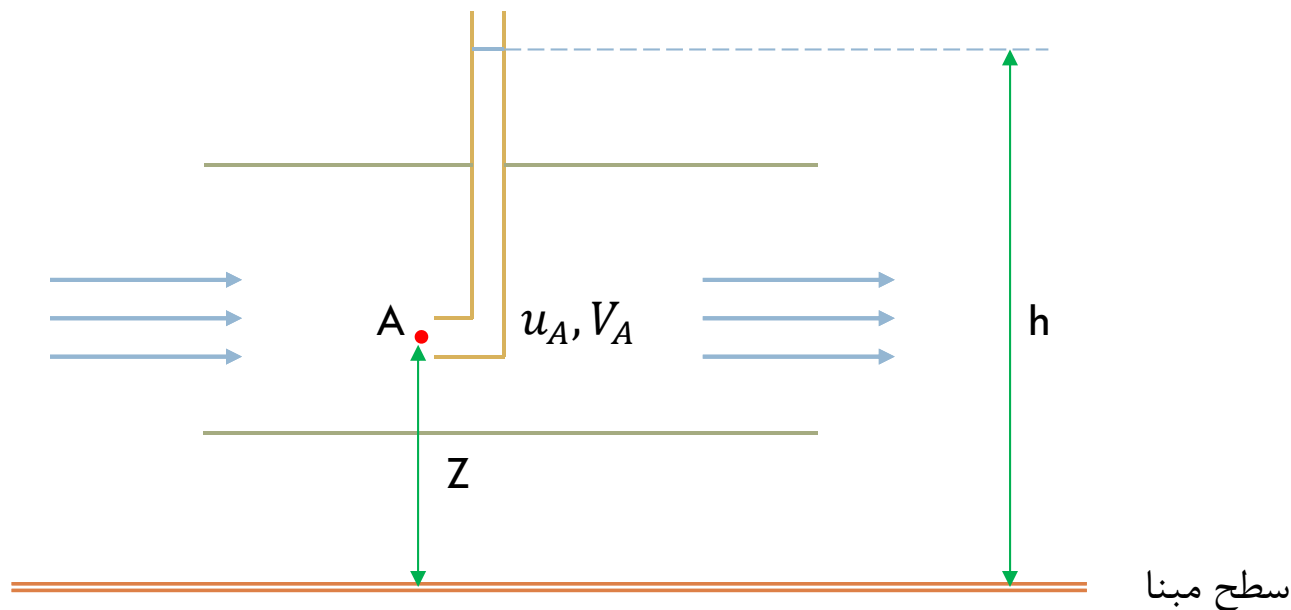


شرایط هیدرولیکی

72

شرایط هیدرودینامیک

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



رابطه برنولی (Bernoulli Equation)

73

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)

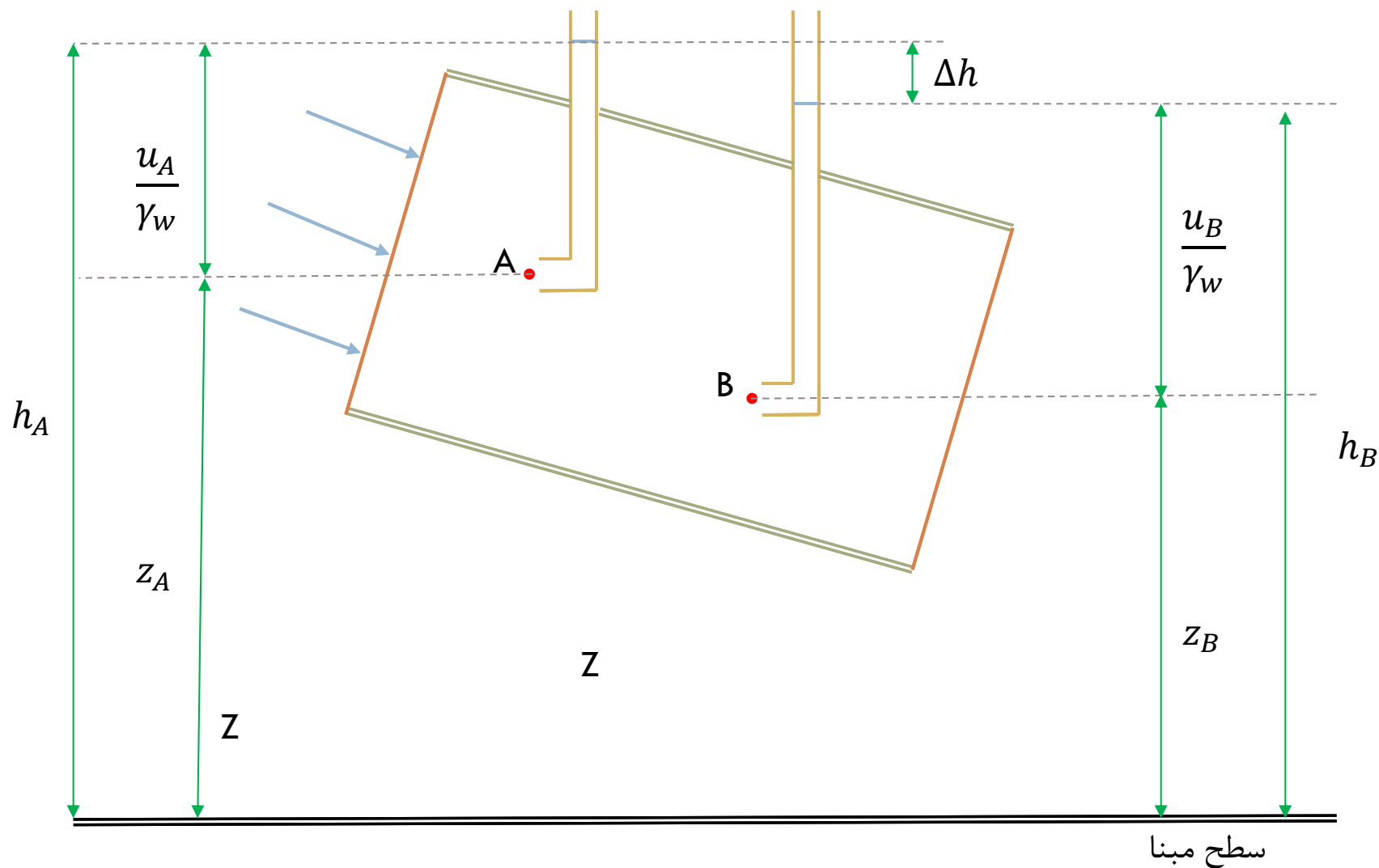
74

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

75



اختلاف بار آبی و گرادیان هیدرولیکی

76

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.

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.

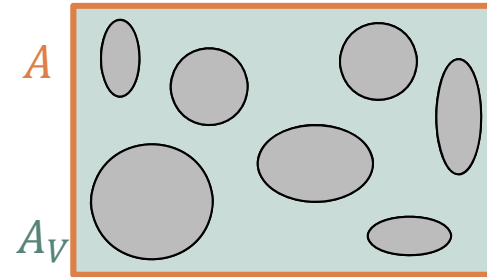
و i همان گرادیان هیدرولیکی است.

سرعت ظاهری و سرعت واقعی

78

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)

79

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

80

اندازه متوسط حفره ها

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

نسبت تخلخل

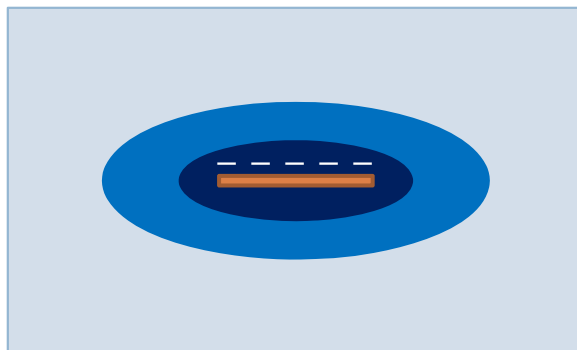
هرچه نسبت تخلخل بالاتر باشد، نفوذپذیری خاک بیشتر می شود.

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

81



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)

82

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)

83

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

84

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

85

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

86

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.

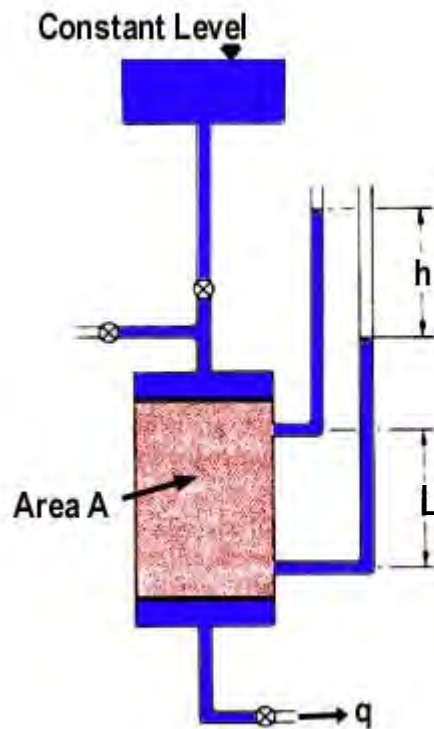


روش های آزمایشگاهی محاسبه ضریب نفوذپذیری

87

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.



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

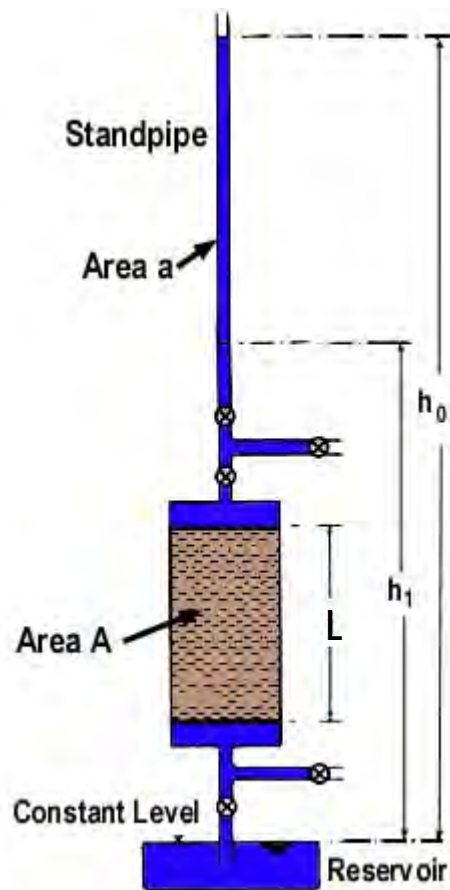
$$\xrightarrow{i=\frac{h}{L}} q = K \left(\frac{h}{L} \right) A \rightarrow K = \frac{q \cdot L}{h \cdot A}$$

روش های آزمایشگاهی محاسبه ضریب نفوذپذیری

88

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

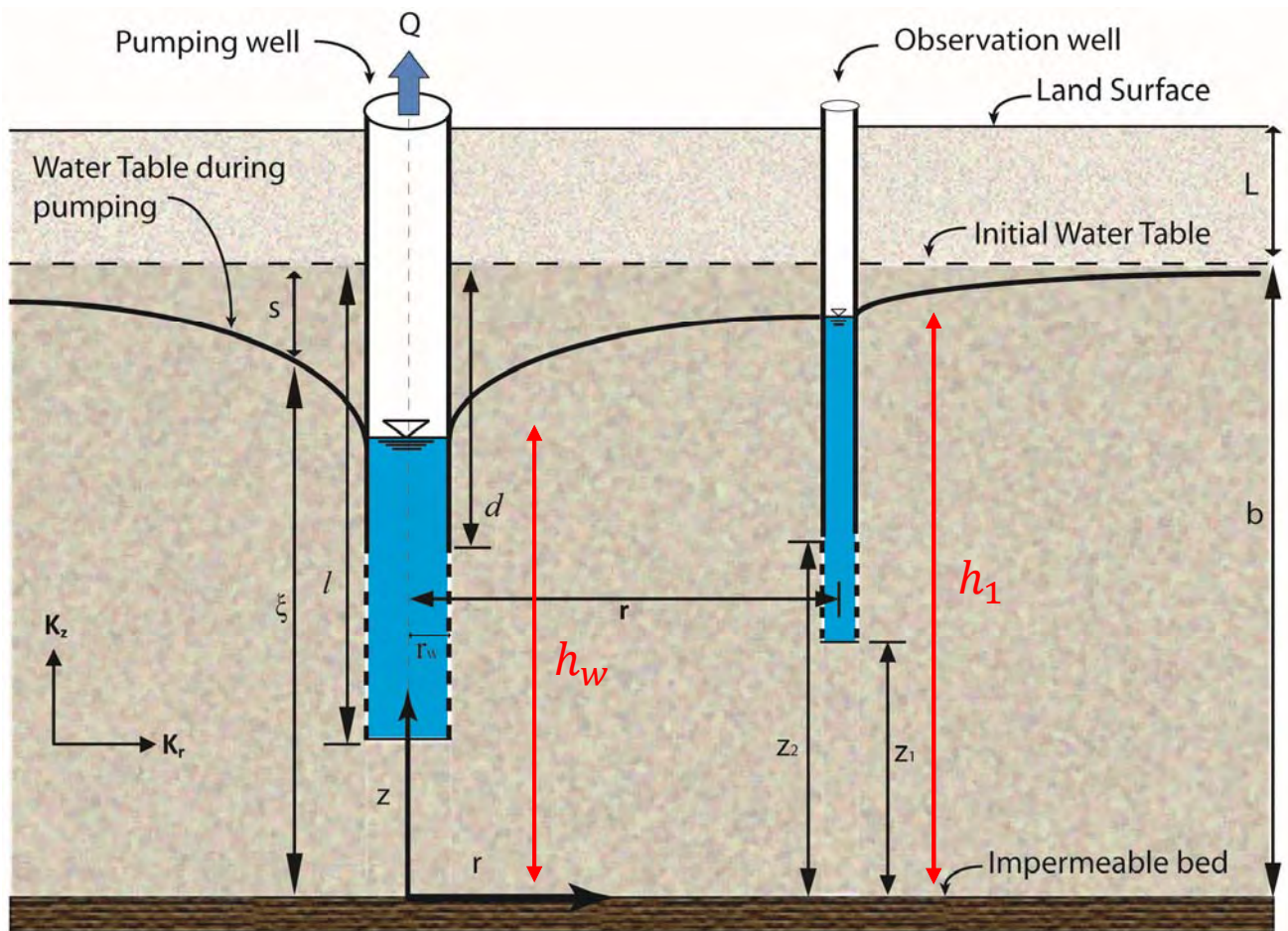
89

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 صحرائی آزمایش نفوذپذیری



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

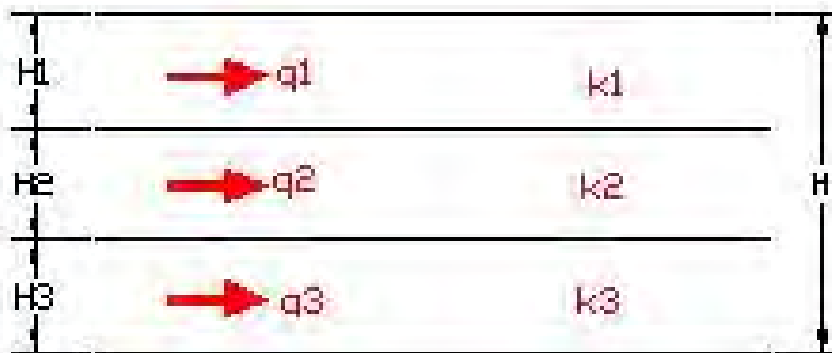
محاسبه ضریب نفوذپذیری معادل در خاک چند لایه

91

راستای جریان موازی با راستای لایه بندی

$$q = q_1 + q_2 + q_3 \xrightarrow{q=V.H=K.i.H} KiH = K_1 i_1 H_1 + K_2 i_2 H_2 + K_3 i_3 H_3$$

$$\xrightarrow{i=i_1=i_2=i_3} K_H = \frac{K_1 H_1 + K_2 H_2 + K_3 H_3}{H}$$



محاسبه ضریب نفوذپذیری معادل در خاک چند لایه

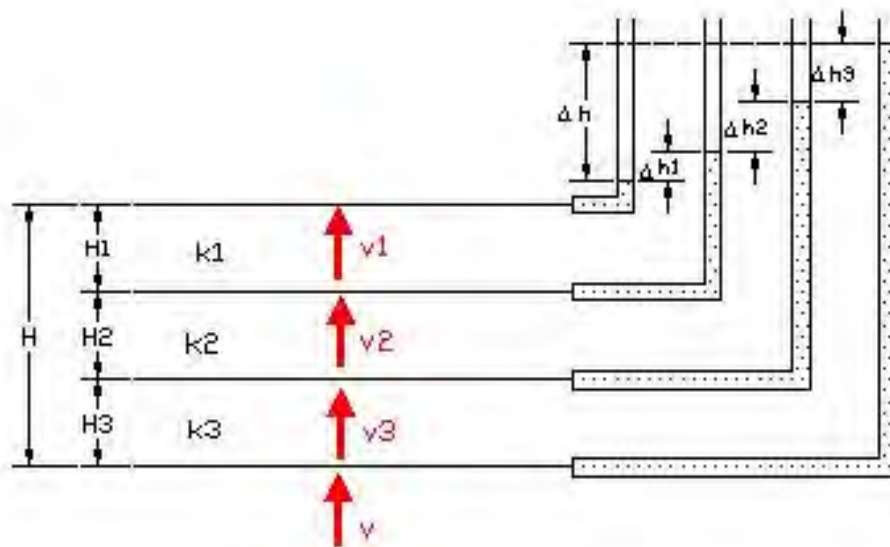
92

راستای جریان عمود بر راستای لایه بندی

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

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

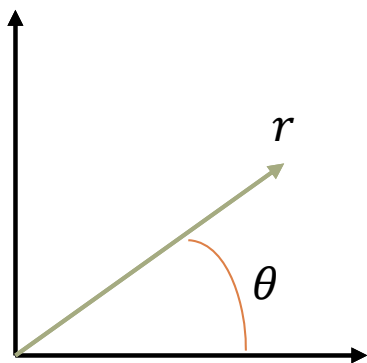
$$\rightarrow K_v = \frac{H}{\frac{H_1}{K_1} + \frac{H_2}{K_2} + \frac{H_3}{K_3}}$$



محاسبه ضریب نفوذپذیری معادل در خاک ناهمسانگرد

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 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.

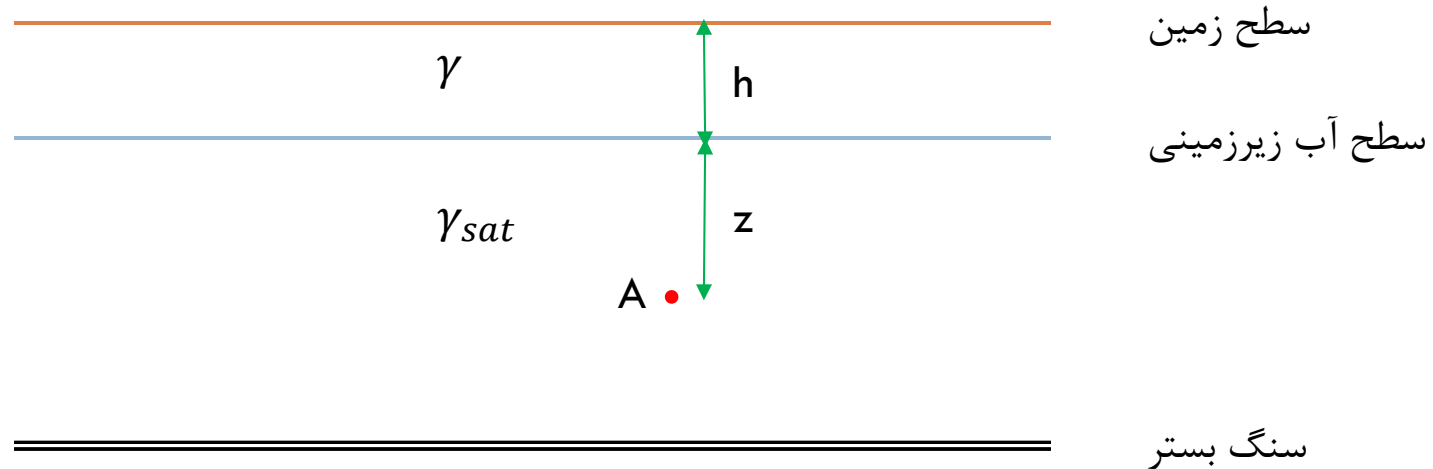
۲- باقی مانده تنش کل که توسط قسمت جامد خاک در نقاط تماس بین دانه ها حمل می شود که به آن **تنش موثر** می گویند.

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)

95



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

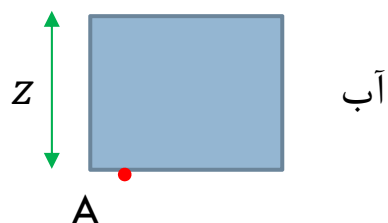
$$u_A = \gamma_w \times z$$

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

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

تنش موثر در حالت عدم وجود جریان (هیدرواستاتیک)

96



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

$$u_A = \gamma_w \cdot z$$

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



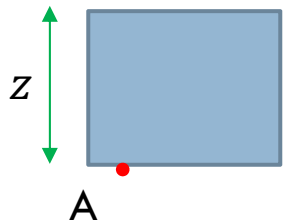
$$\sigma_A = \gamma \cdot z$$

$$u_A = 0$$

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

تنش موثر در حالت عدم وجود جریان (هیدرواستاتیک)

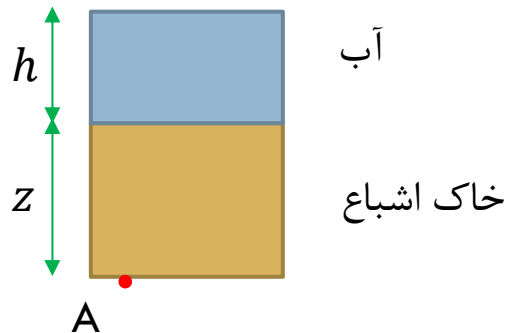
97



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

$$u_A = \gamma_w \cdot z$$

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



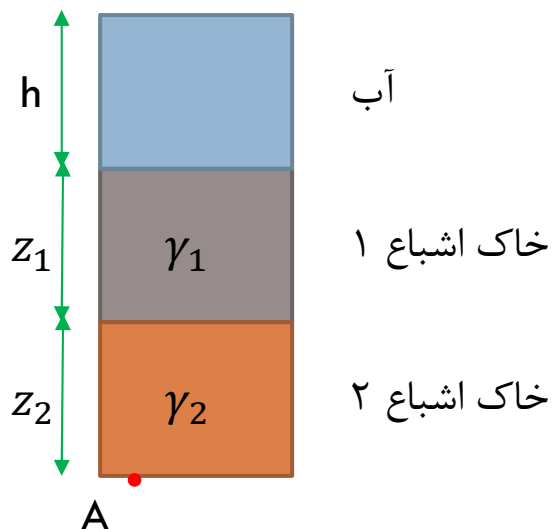
$$\sigma_A = \gamma_{sat} \cdot z + \gamma_w \cdot h$$

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

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

تنش موثر در حالت عدم وجود جریان (هیدرواستاتیک)

98



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

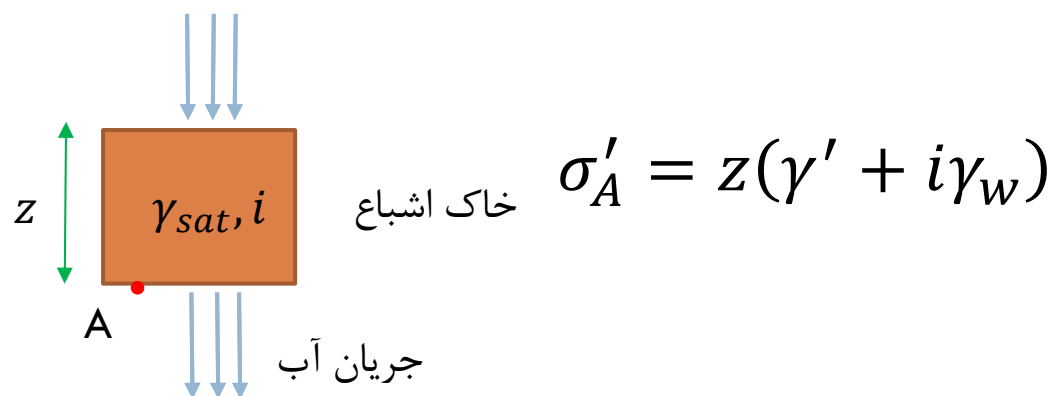
$$u_A = \gamma_w \cdot h + \gamma_w \cdot z_1 + \gamma_w \cdot z_2$$

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

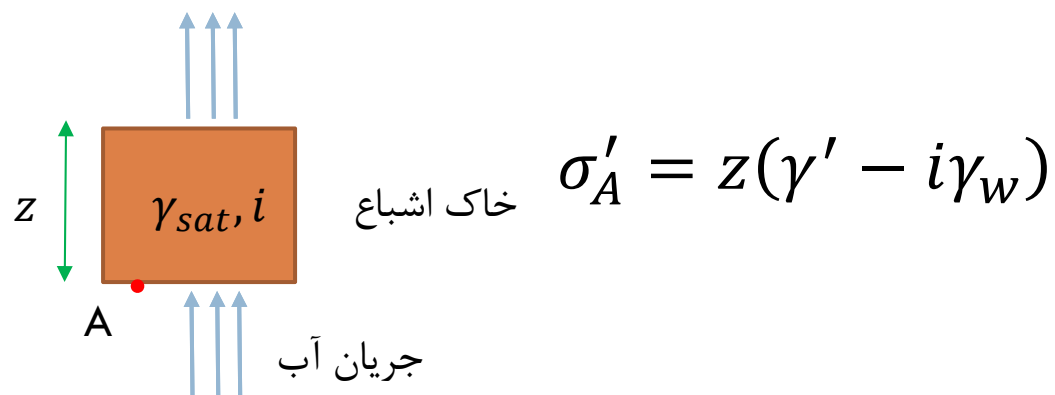
تنش موثر در حالت وجود جریان

99

جریان آب از بالا به پایین

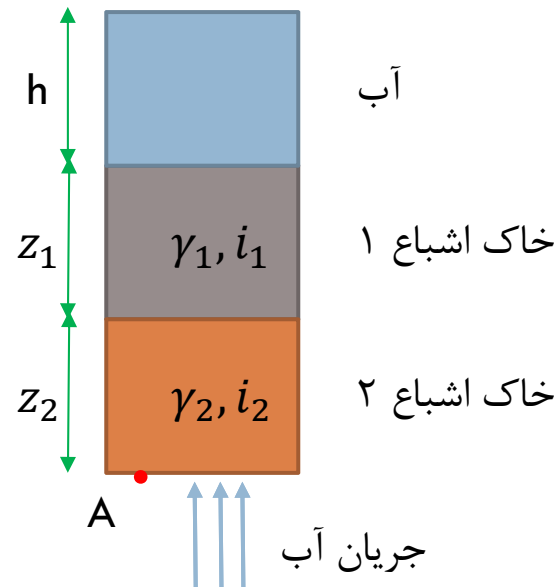


جریان آب از پایین به بالا



تنش موثر در حالت وجود جریان

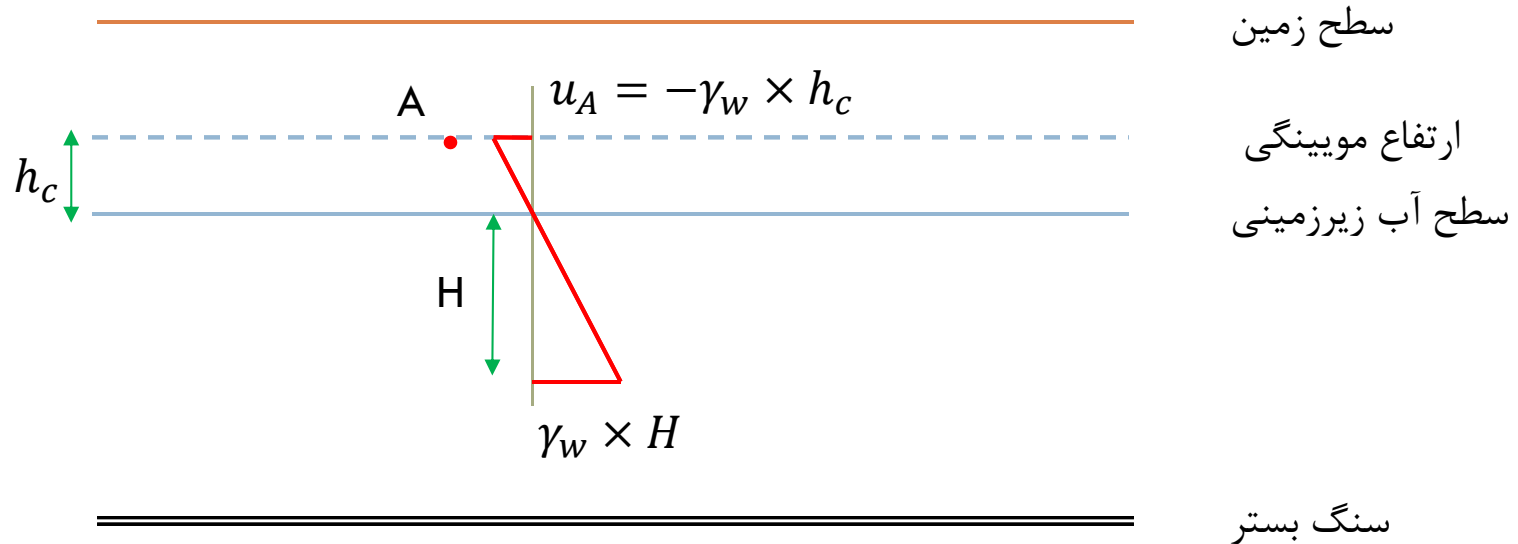
100



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

اثر موینگی بر تنش موثر

101



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

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: ۱- یادآوری

مقدمه- خاک و سنگ

شناسایی خاک‌ها و طبقه بندی

ترکیب خاک (روابط وزنی-حجمی)

جریان آب در خاک

تحکیم در خاک‌ها

تحکیم در خاک ها (CONSOLIDATION IN SOILS)

ویرایش اول
محسن مظهري

فصل اول-قسمت پنجم

تحکیم در خاک ها

104

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

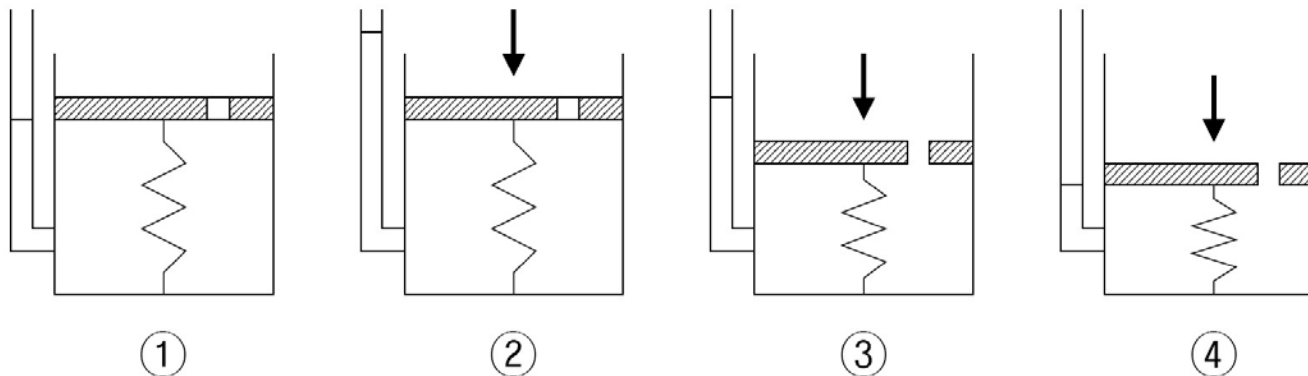
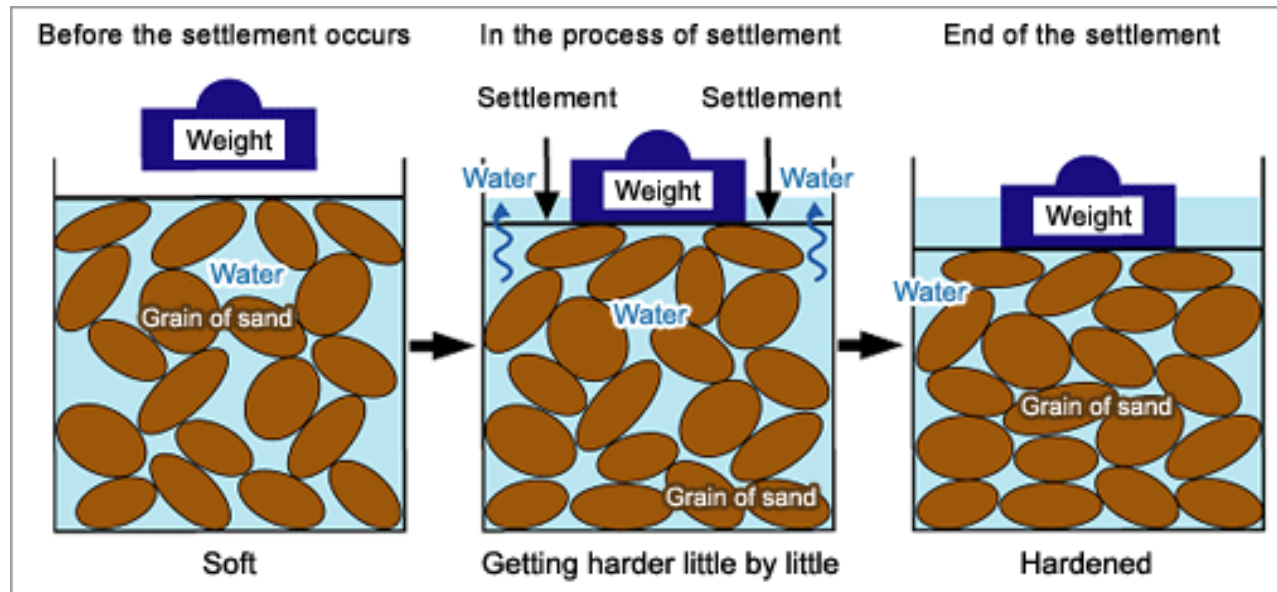
نشست آبی

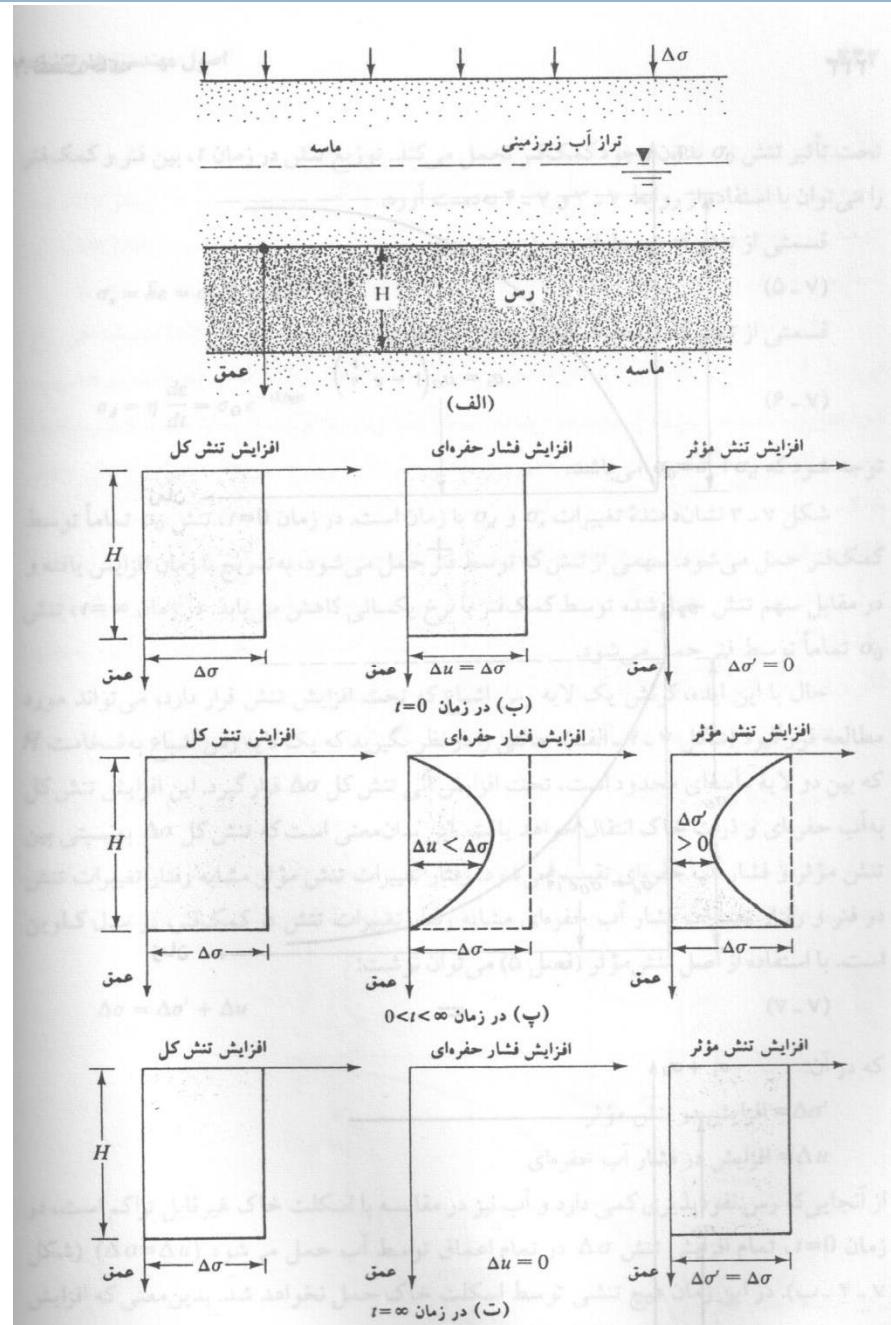
نشست تحکیمی

نشست آبی

تحکیم در خاک ها

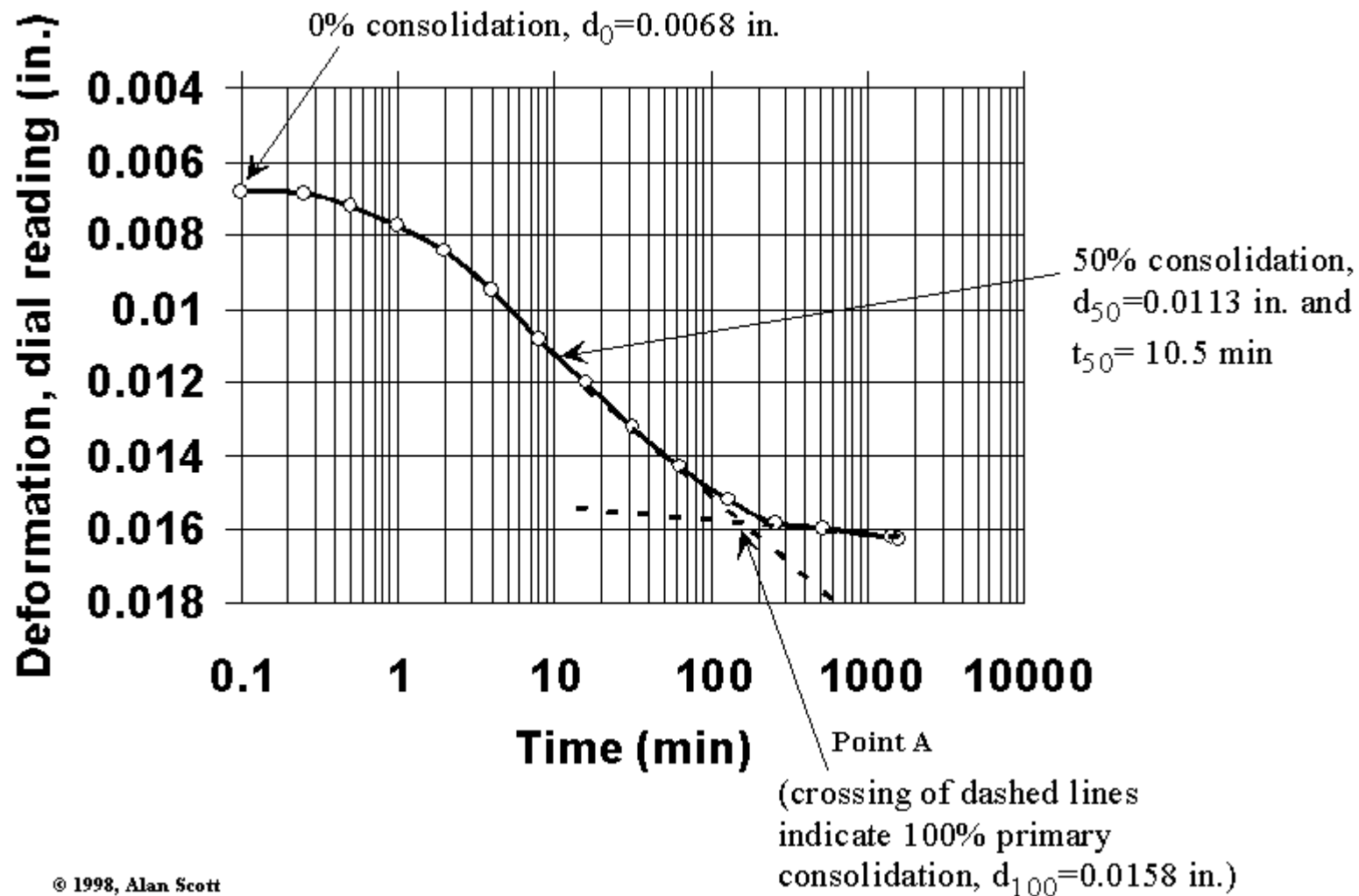
105





نمودار نشست با زمان در رس ها

107



تحکیم در خاک ها

108

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)

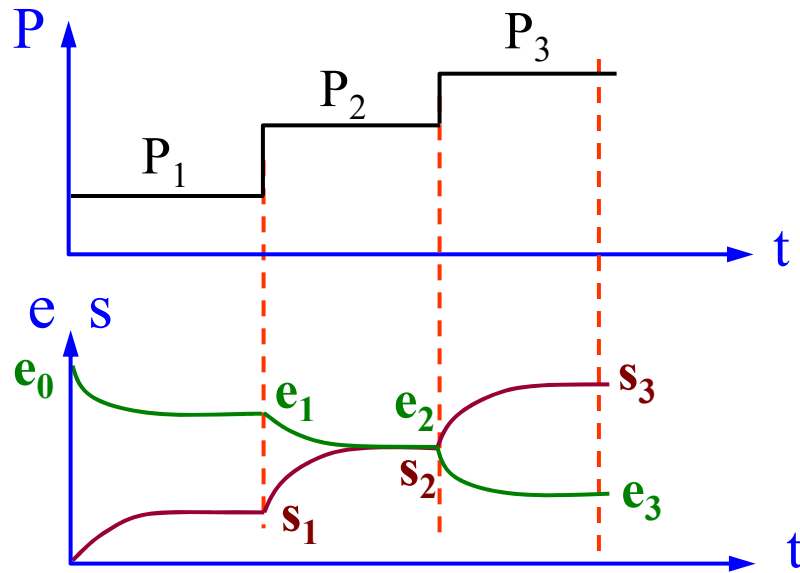
110

محسن مطهری - موسسه آموزش عالی جهاد دانشگاهی خوزستان

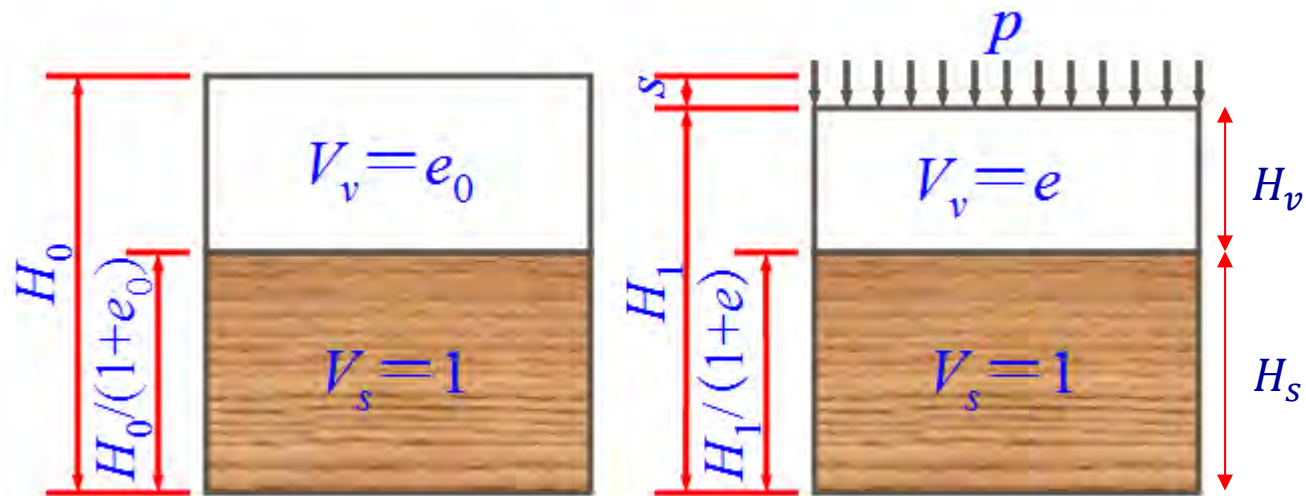
از آزمایش ادومتر برای تعیین خصوصیات نشست همراه با زمان خاک (تحکیم) استفاده می شود. در این آزمایش، نمونه خاک اشباع شده را در محفظه استوانه ای مخصوص قرار می دهند. این محفظه اجازه تغییر شکل جانبی به نمونه را نمیدهد ولی در عین حال امکان تغییر شکل و زهکشی آب در یک راستا فراهم شده است. سپس نمونه و محفظه را 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.





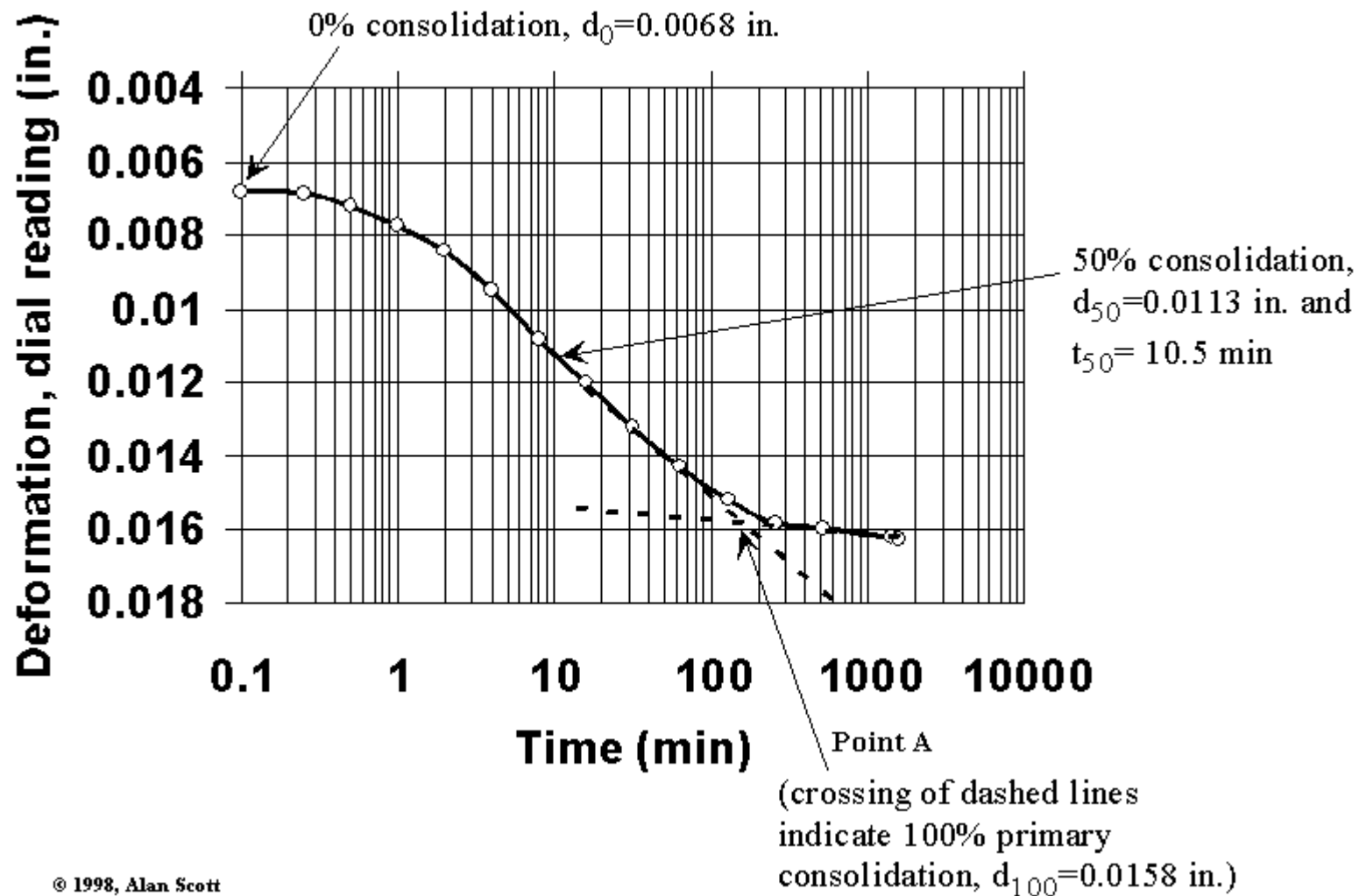
میزان بار	نشست
۰	۰
۵۰	۱
۱۰۰	۱.۲
۲۰۰	۱.۳



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

آزمایش ادومتر

112



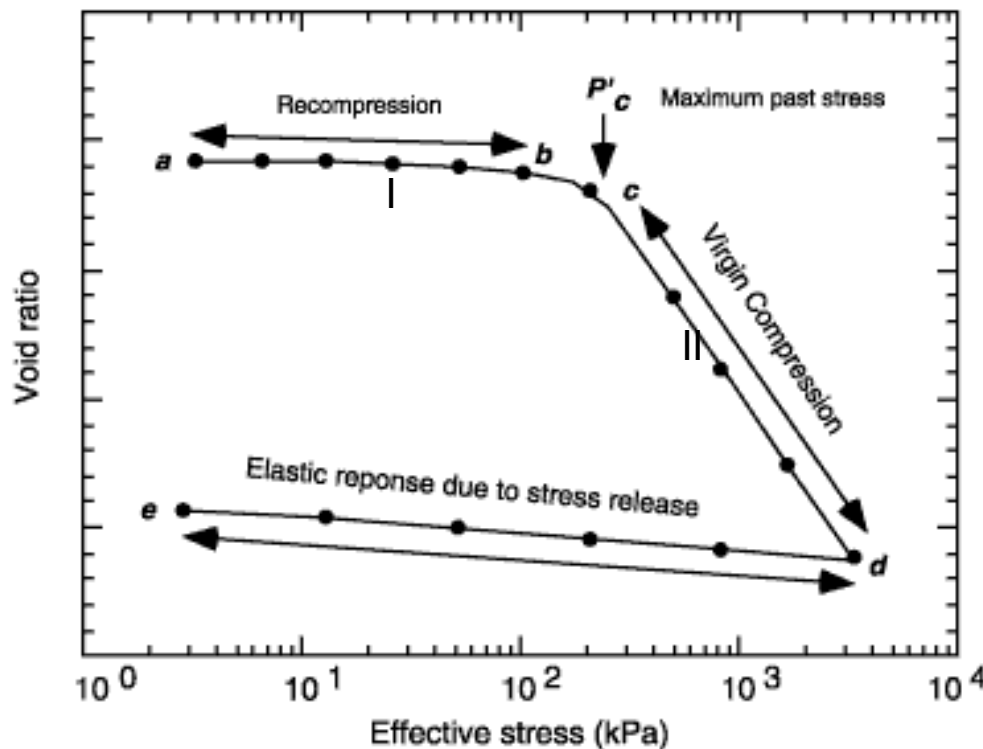
نمودار نسبت تخلخل-لگاریتم فشار

e-LogP Curve

نمودار نسبت تخلخل-لگاریتم فشار (e-LogP)

114

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.

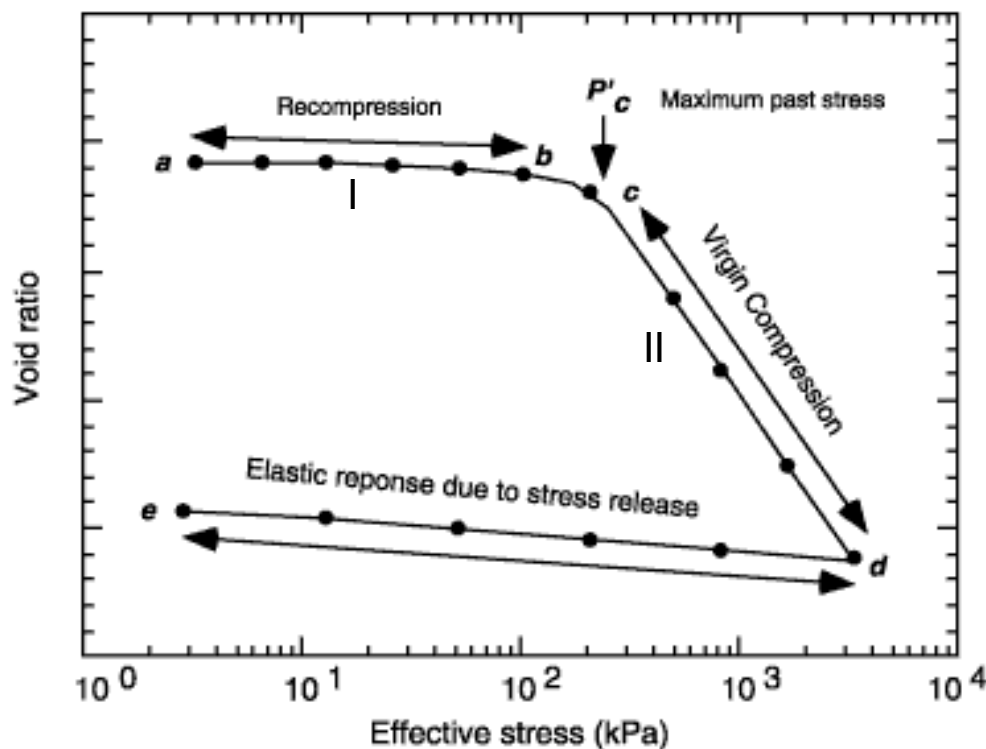
$OCR = 1 \rightarrow \text{Normally Consolidated (N.C)}$

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

نمودار نسبت تخلخل – لگاریتم فشار (e-LogP)

115

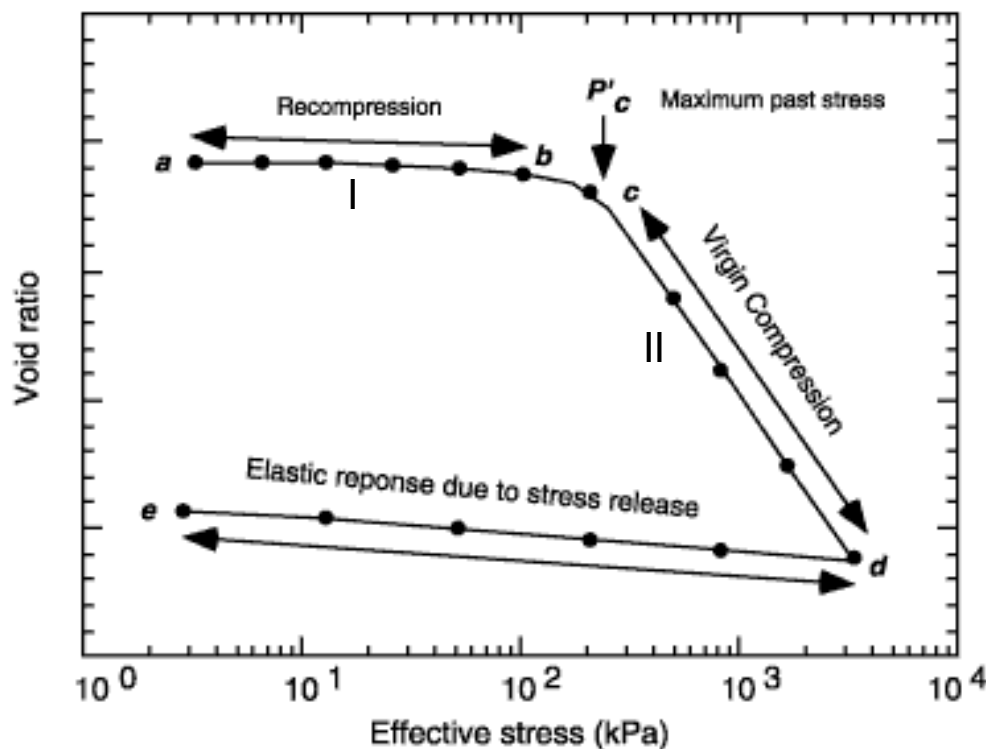
حالت (I): تنش وارد شده بر نمونه از تنش بیش تحکیمی کمتر است. یعنی مثلاً یک سازه دو طبقه تخریب شده و عملیات احداث یک سازه ۱۰ طبقه به جای آن شروع شده است ولی تنش وارد بر خاک هنوز به حد تنش قبلی وارد بر خاک ناشی از سازه دو طبقه نرسیده است. بنابراین خاک هنوز در حالت متورم شده خود ناشی از باربرداری قرار دارد. 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)

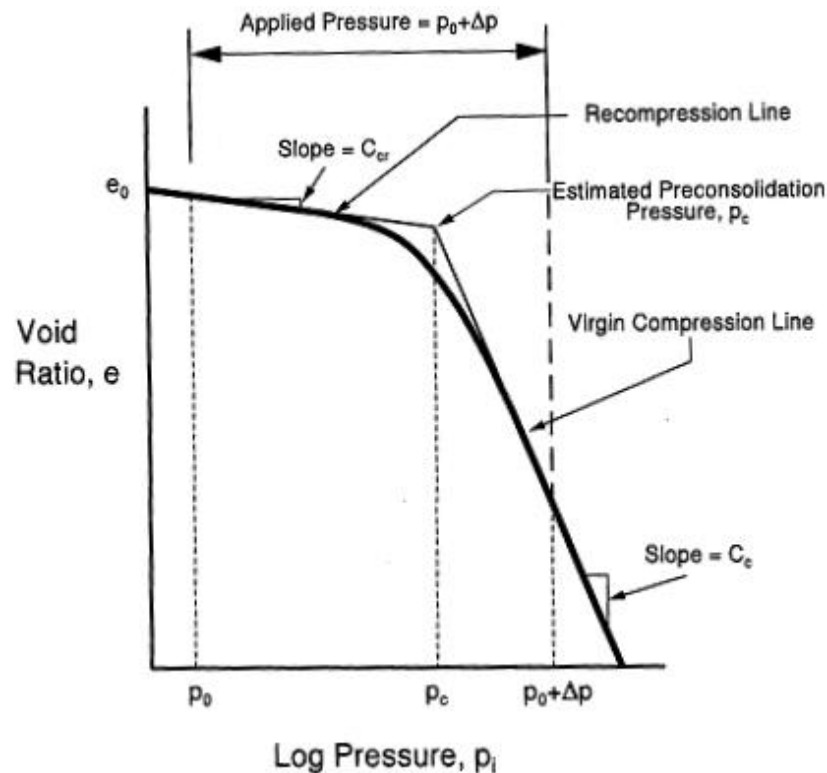
116

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)

117



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

118

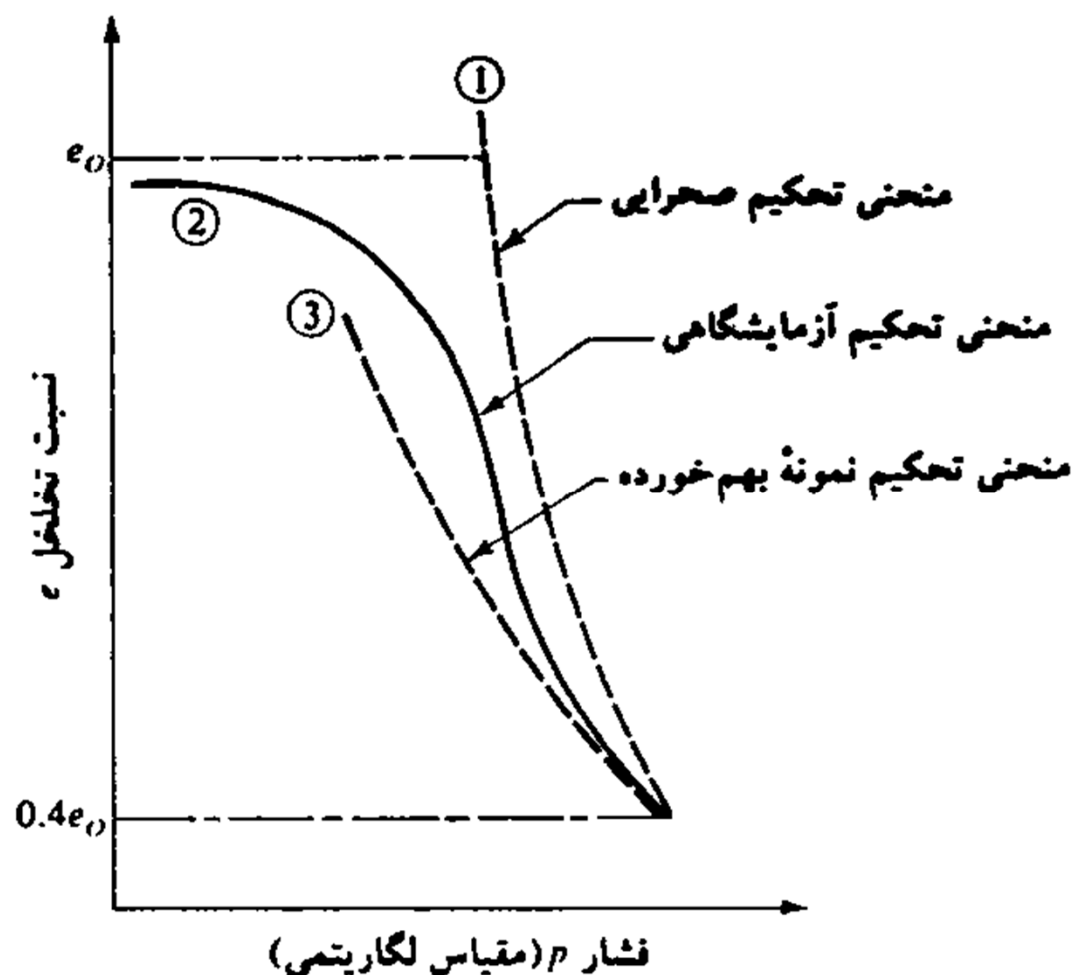
تأثیر دست خوردگی

با افزایش دست خوردگی بر انحنای نمودار افزوده می شود.

تمام نمودارها در نقطه ای با

نسبت تخلخل حدود $0.4e_0$

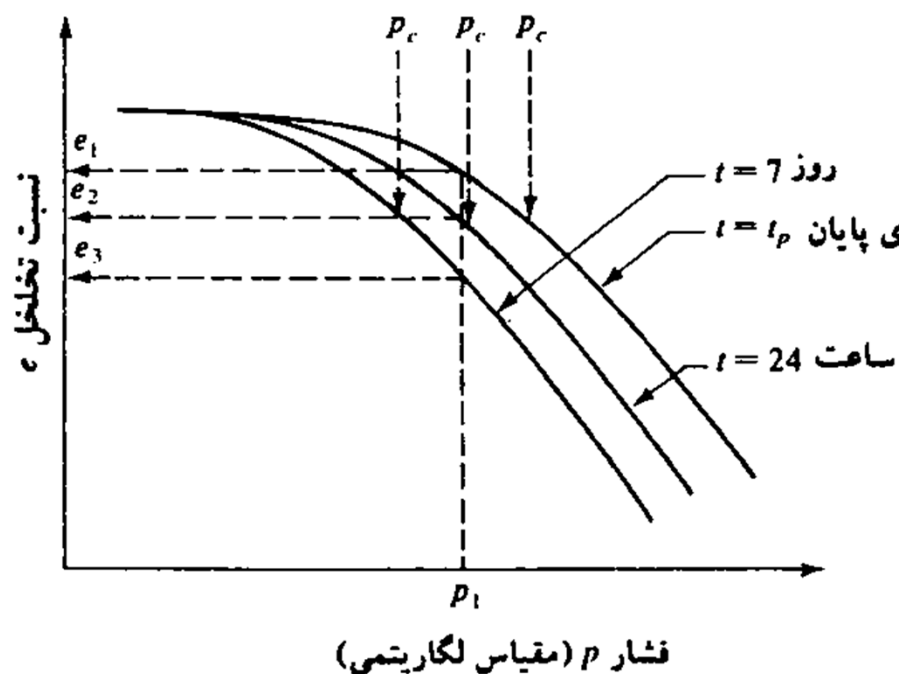
به هم نزدیک می شوند.



تأثیر عوامل مختلف بر منحنی نسبت تخلخل-فشار

119

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

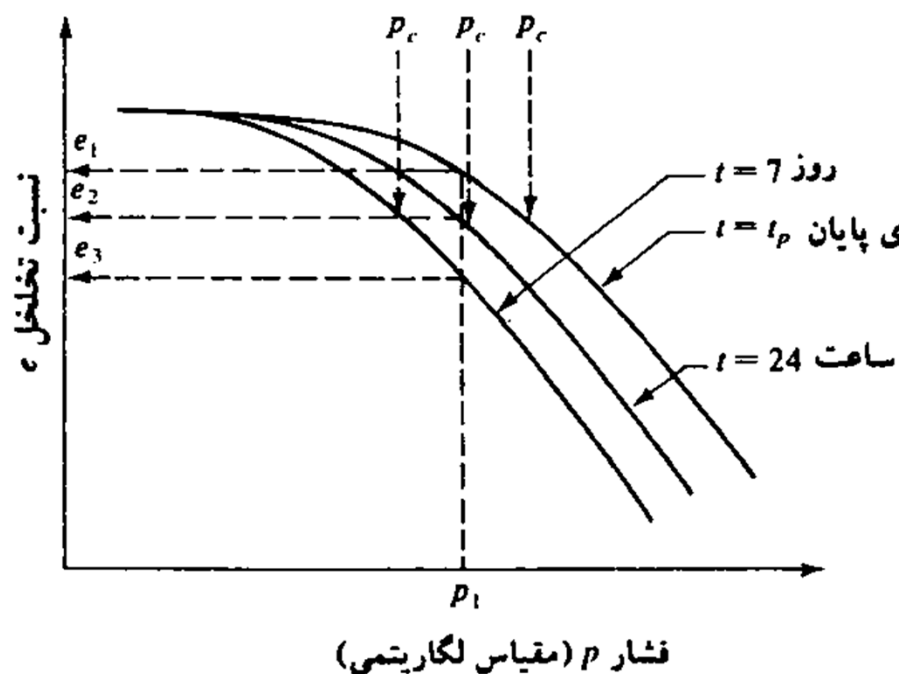
انتهای تحکیم با افزایش دوام

بارگذاری کاهش می یابد.

تأثیر عوامل مختلف بر منحنی نسبت تخلخل-فشار

120

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

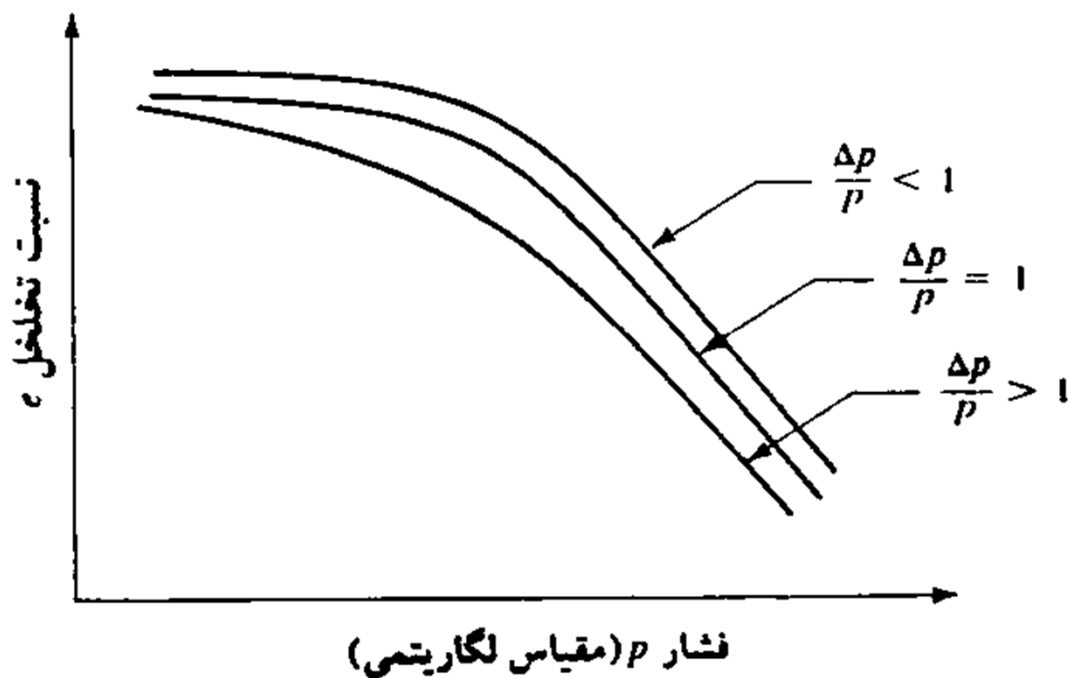
تنش بیش تحکیمی P'_c افزایش
می یابد.

تأثیر عوامل مختلف بر منحنی نسبت تخلخل-فشار

121

تأثیر تغییرات نسبت افزایش بار

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



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

124

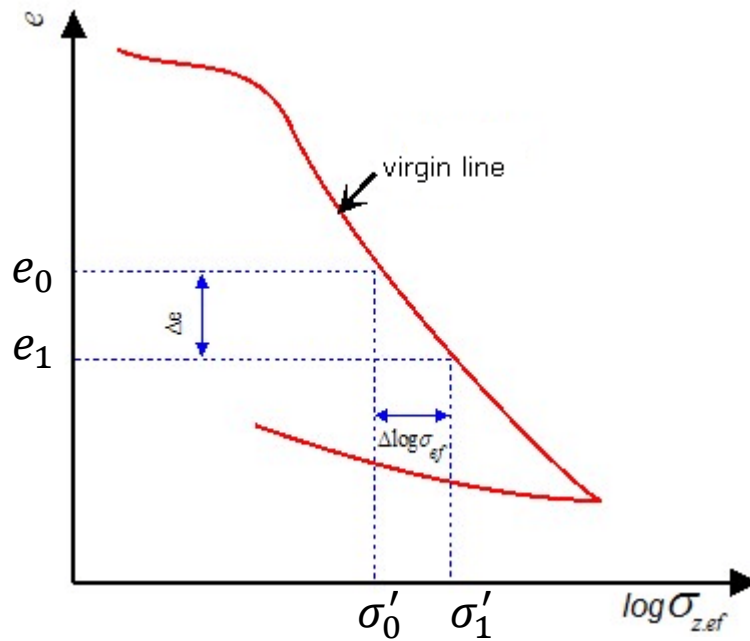
میزان نشست بر حسب نسبت تخلخل را می توان از رابطه زیر محاسبه نمود.

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

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

محاسبه نشست ناشی از تحکیم اولیه

125



الف- نشست رس عادی تحکیم یافته در انتهای تحکیم اولیه

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

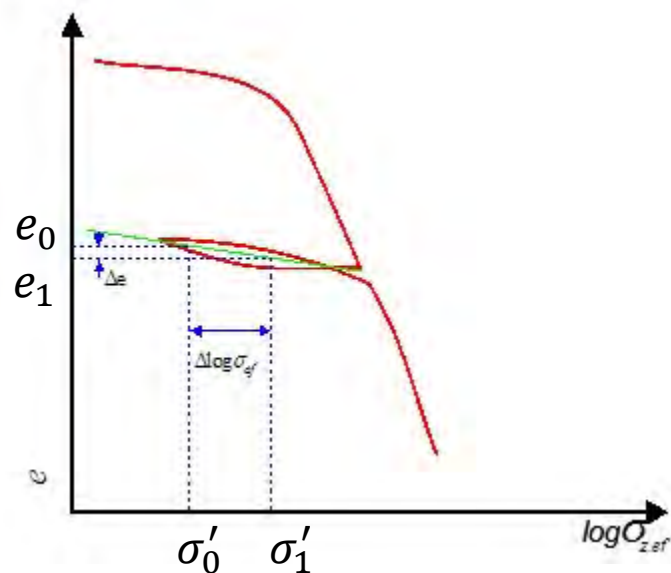
$$\Delta e = C_c \times \text{Log} \left(\frac{\sigma'_1}{\sigma'_0} \right) = C_c \times \text{Log} \left(\frac{P_0 + \Delta P}{P_0} \right)$$

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

محاسبه نشست ناشی از تحکیم اولیه

126

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

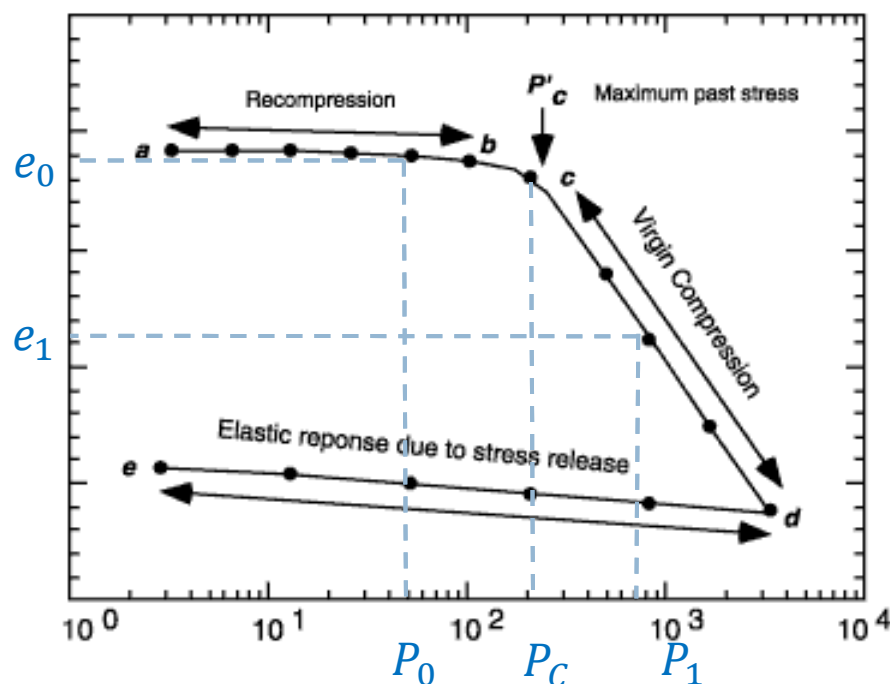


$$S = \frac{C_s H_0}{1 + e_0} \text{Log} \left(\frac{P_0 + \Delta P}{P_0} \right)$$

محاسبه نشست ناشی از تحکیم اولیه

127

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



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

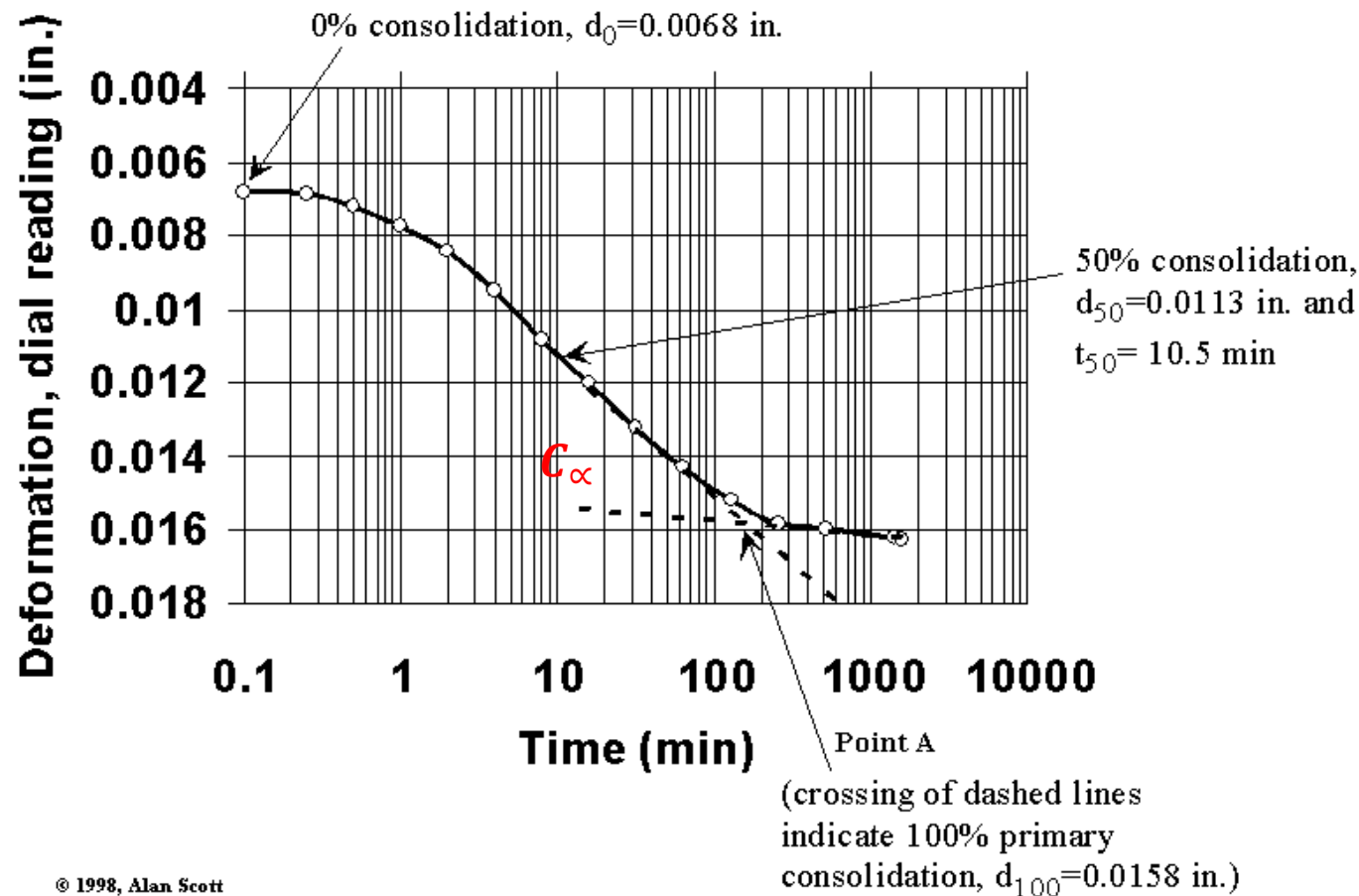
محاسبه نشست کل حاصل از تحکیم ثانویه

محاسبه نشست ناشی از تحکیم ثانویه (e-Logt)

129

نشانه تحکیم ثانویه

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



محاسبه نشست ناشی از تحکیم ثانویه (e-Logt)

130

نشانه تحکیم ثانویه

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

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

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)

131

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

133



تئوری تحکیم یک بعدی ترزاقی

134

درجه تحکیم

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

مقدار فشار آب منفذی اضافی اولیه: u_{ei}

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

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

135

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

136

فاکتور عمق

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

عمق مورد نظر Z:

تئوری تحکیم یک بعدی ترزاقی

137

ضریب تحکیم (C_V)

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

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

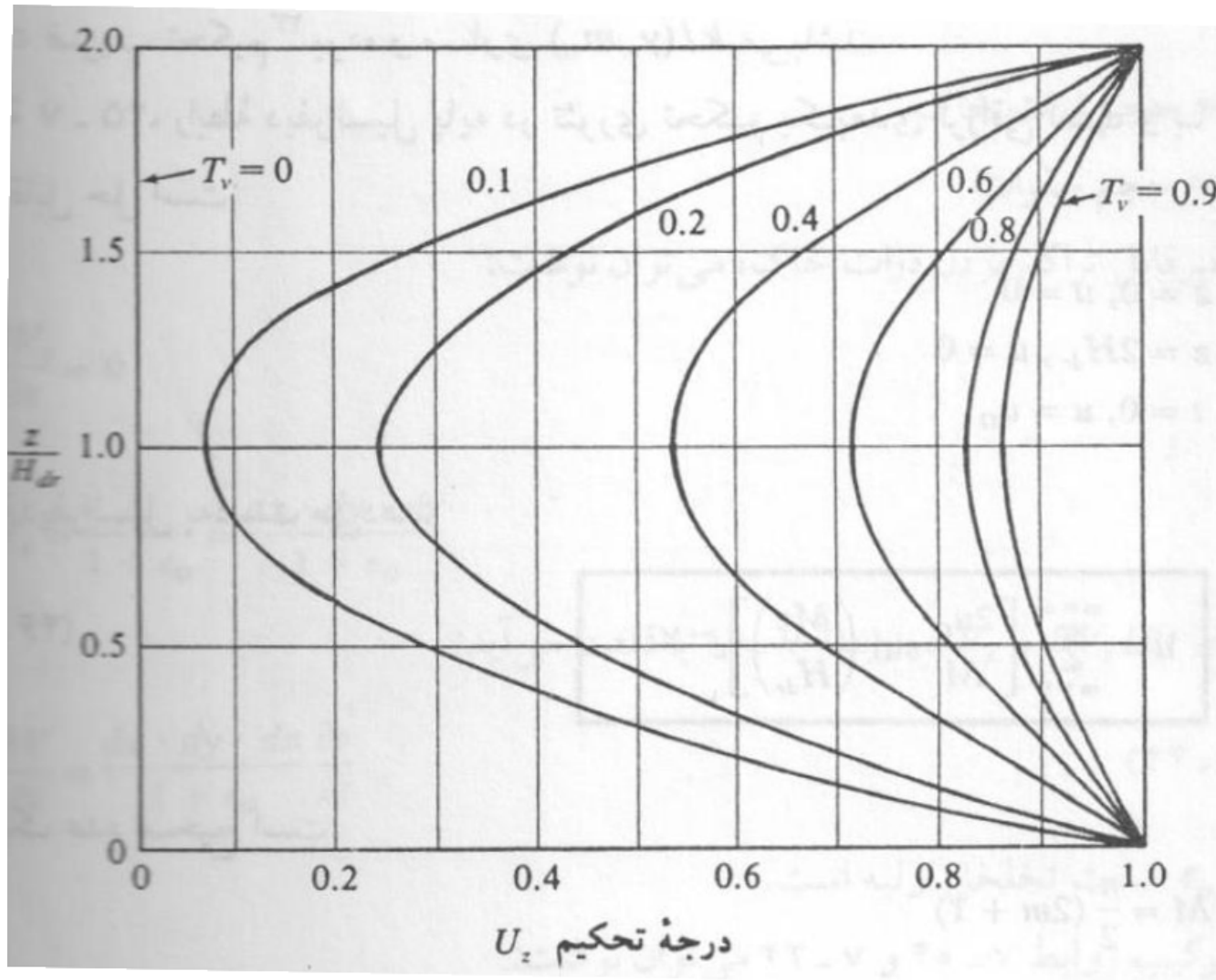
m_V : ضریب تغییر حجم

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

138



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

تئوری تحکیم یک بعدی ترزاقی

139

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

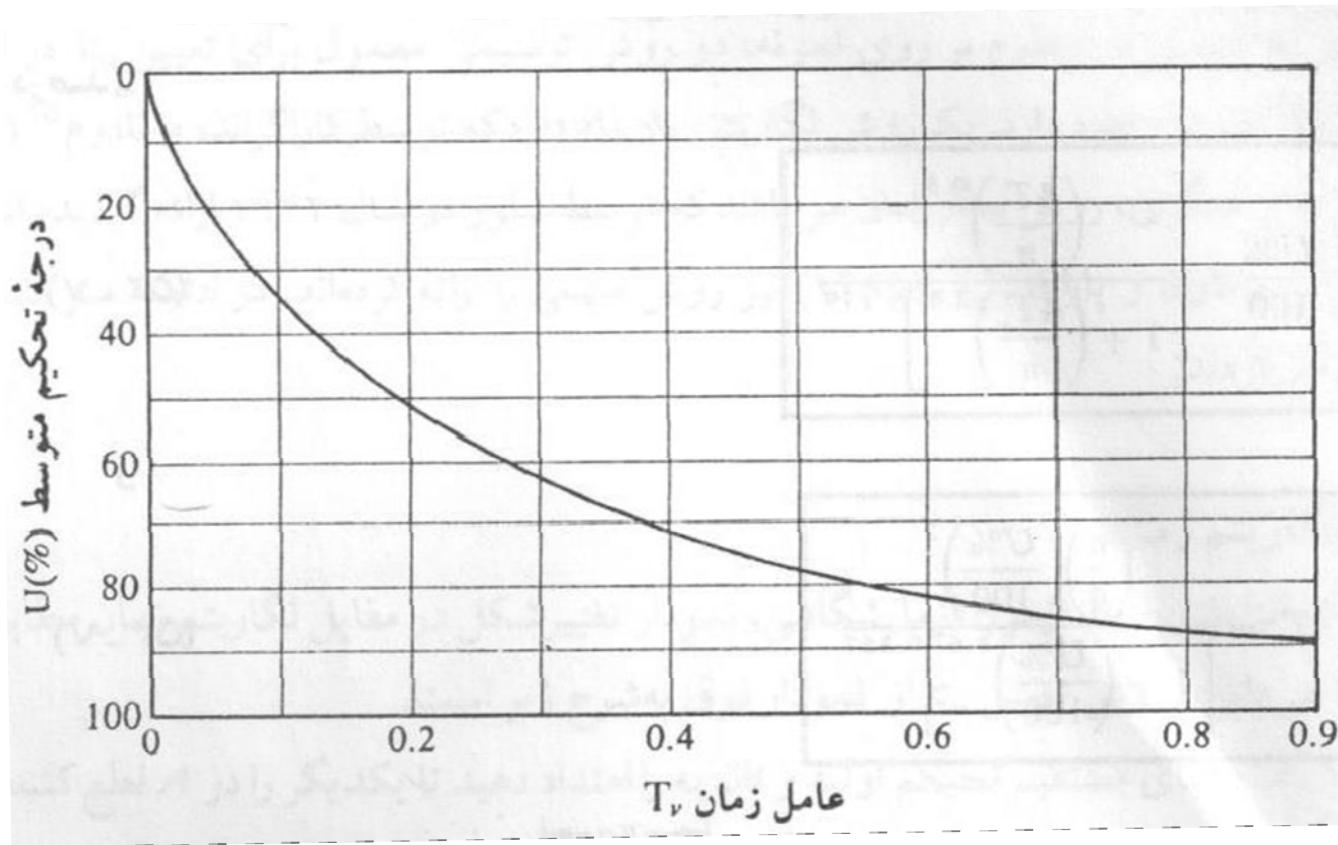
نشست نهایی پس از خاتمه تحکیم اولیه: S_∞

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

140



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

141

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

۱- یادآوری

۲- مکانیک خاک‌های غیر اشباع

۳- مسیر تنش

۴- مدل‌های رفتاری

خاک‌های غیر اشباع (UNSATURATED SOILS)

ویرایش اول
محسن مظهري

فصل دوم

فهرست: ۲- خاک های غیر اشباع

تنش موثر

تحکیم

مقاومت برشی

پایداری شیروانی ها

تنش موثر (EFFECTIVE STRESS)

ویرایش اول
محسن مظهري

فصل دوم-قسمت اول

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.

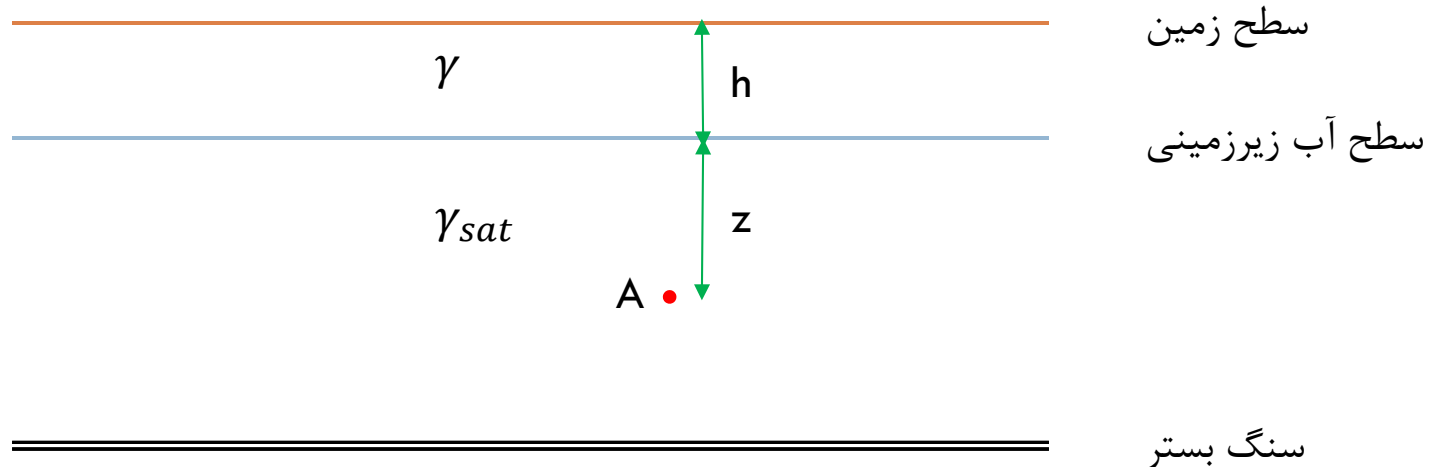
۲- باقی مانده تنش کل که توسط قسمت جامد خاک در نقاط تماس بین دانه ها حمل می شود که به آن **تنش موثر** می گویند.

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)

147



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

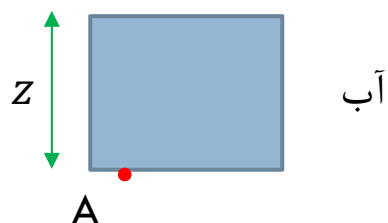
$$u_A = \gamma_w \times z$$

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

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

تنش موثر در حالت عدم وجود جریان (هیدرواستاتیک)

148



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

$$u_A = \gamma_w \cdot z$$

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



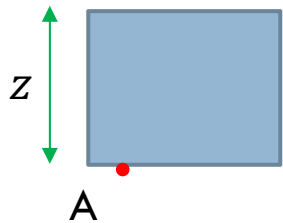
$$\sigma_A = \gamma \cdot z$$

$$u_A = 0$$

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

تنش موثر در حالت عدم وجود جریان (هیدرواستاتیک)

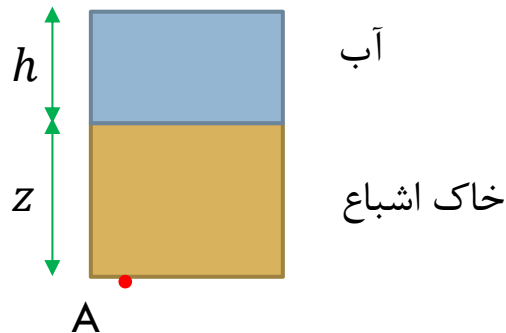
149



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

$$u_A = \gamma_w \cdot z$$

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



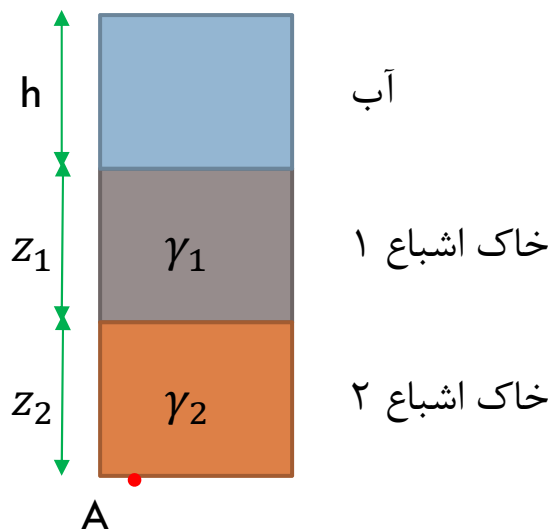
$$\sigma_A = \gamma_{sat} \cdot z + \gamma_w \cdot h$$

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

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

تنش موثر در حالت عدم وجود جریان (هیدرواستاتیک)

150



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

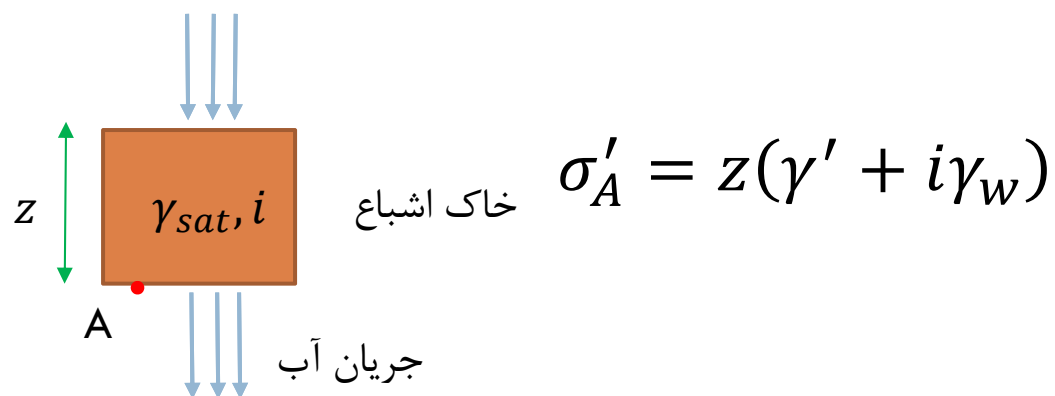
$$u_A = \gamma_w \cdot h + \gamma_w \cdot z_1 + \gamma_w \cdot z_2$$

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

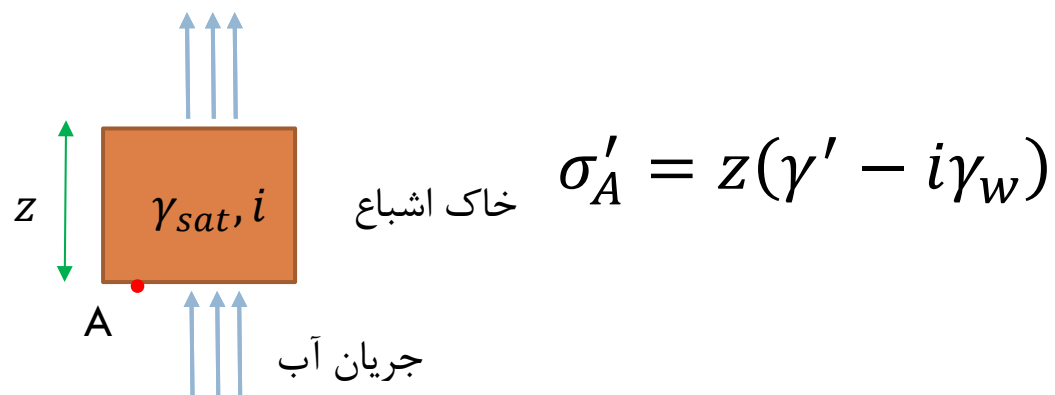
تنش موثر در حالت وجود جریان

151

جریان آب از بالا به پایین

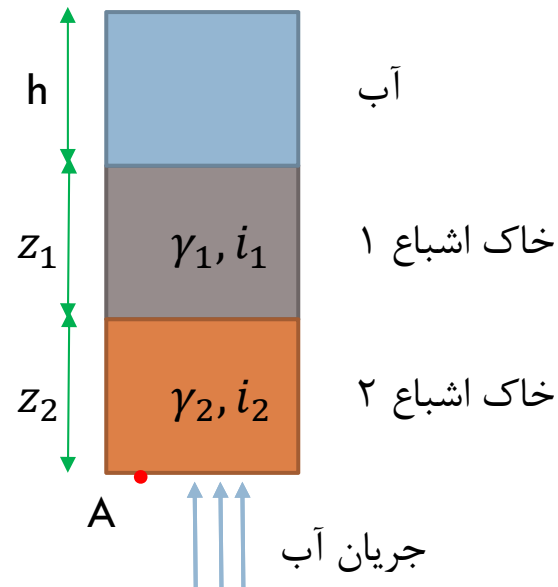


جریان آب از پایین به بالا



تنش موثر در حالت وجود جریان

152

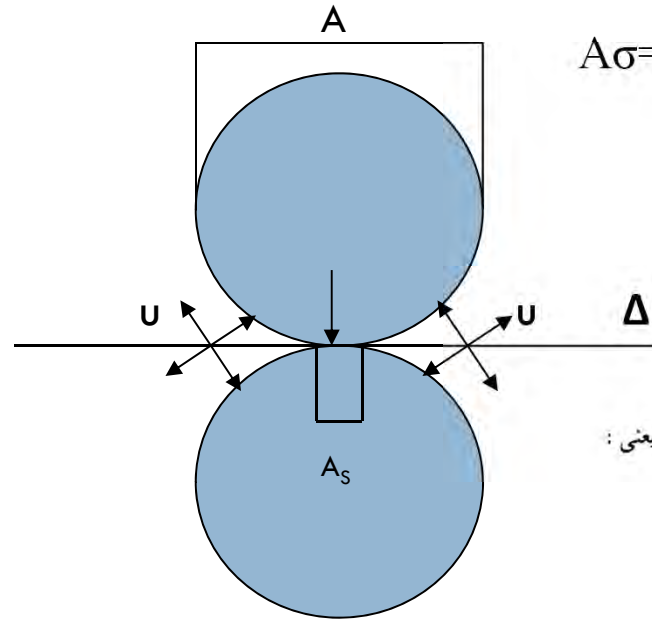
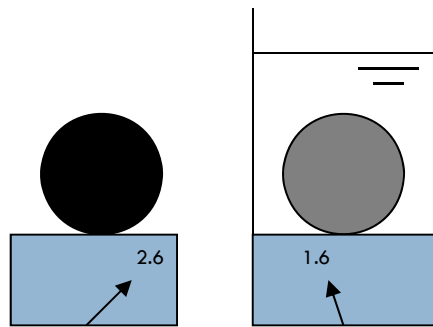


$$\sigma'_A = z_1(\gamma'_1 - i_1\gamma_w) + z_2(\gamma'_2 - i_2\gamma_w)$$

فیزیک تنش موثر در خاک اشباع:

خاک یک محیط سه فازه شامل ذرات جامد، آب و فضای خالی یا هوا می باشد. دو دانه خاک در حالت آرمانی به صورت دو کره نمایش داده می شود. اعمال بار بر دانه ها، افزایش فشار آب منفذی را در مرز آنها یعنی صفحه Δ را پی دارد، که این نیرو توسط دو بخش جامد و مایع تحمل می شود (عموماً از فشار هوا صرف نظر می شود).

رابطه تعادل نیروها:



$$A\sigma = A_w u + A_s \sigma_c$$

که در این رابطه :

σ = تنش کل عمود بر مرز مشترک

u = فشار آب حاصل شده

σ_c = تنش متوسط بین دو دانه

A = سطح صفحه فرضی Δ

A_w = سطح بخش مایع در صفحه Δ

A_s = سطح بخش جامد در صفحه Δ

ذکر این نکته ضروری است که A_s نسبت به A_w بسیار کوچک است، یعنی :

$$A_w \gg A_s \Rightarrow A_w \approx A$$

$$\sigma_c \left(\frac{A_s}{A} \right) = \sigma - u$$

$$\sigma' = \sigma - u$$

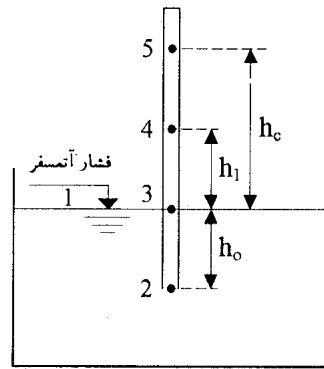
رابطه تنش موثر برای خاک اشباع

درجه های متفاوت اشباع

درجه اشباع	توضیح حالت	چگونگی رفتار
خیلی بالا	هوا در این حالت تنها به صورت حبابهای ریز در آب است، هیچگونه پیوستگی در ذرات احتمالی هوا وجود ندارد.	مشابه خاک اشباع از آب است و تراکم پذیری آب از خاک بالاتر است
بالا	حالتی بین درجه اشباع خیلی بالا و متوسط است.	پیچیده
متوسط	آب به صورت عدسی های آبی اطراف دانه ها را گرفته و هوا بین نقاط تماسی عدسی های آبی موجود است. هوا و آب هردو تقریباً دارای پیوستگی هستند.	مورد بررسی
کم	حالتی بین درجه اشباع متوسط و خیلی کم است.	پیچیده
خیلی کم	پیوستگی بین بخش مایع وجود ندارد.	مشابه خاک خشک

بدلیل وجود مشکلات در ارائه مفهوم فیزیک تعامل مایع با گاز و برای ساده سازی در خاک غیر اشباع از امکان حل شدگی گاز در مایع صرفنظر می شود. ضمناً فرض می شود که بین بخشهای هوا و بخش آب پیوستگی وجود دارد. از طرفی به علت وجود کشش سطحی آب و امکان تماس هوا با آب، فشار آب کمتر از فشار هوا است. همچنین با توجه به اختلاف فشار آب و هوا لازم است در شرایط تعادل این فشارها در سراسر نمونه ثابت باقی بماند.

تحلیل کشش موئینگی



تحلیل کشش سطحی

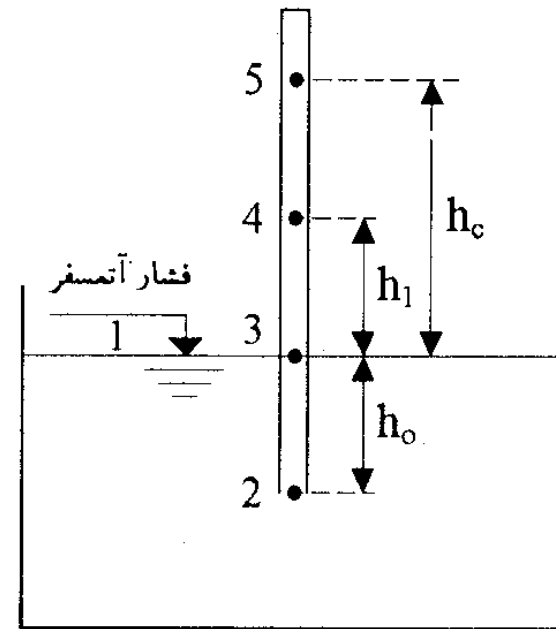
نقطه	فشار
1	0
2	$+\gamma_w h_o$
3	0
4	$-\gamma_w h_1$
5	$-\gamma_w h_c$

جدول فشار آب در نقاط مختلف

$$\text{وزن آب بالای نقطه ۳} = \text{نیروی کشش سطحی} \Rightarrow 2\pi r T = \gamma_w \pi r^2 h_c$$

بنابراین :

$$\gamma_w h_c = \frac{2T}{r}$$



$$\gamma_w = \text{وزن مخصوص آب}$$

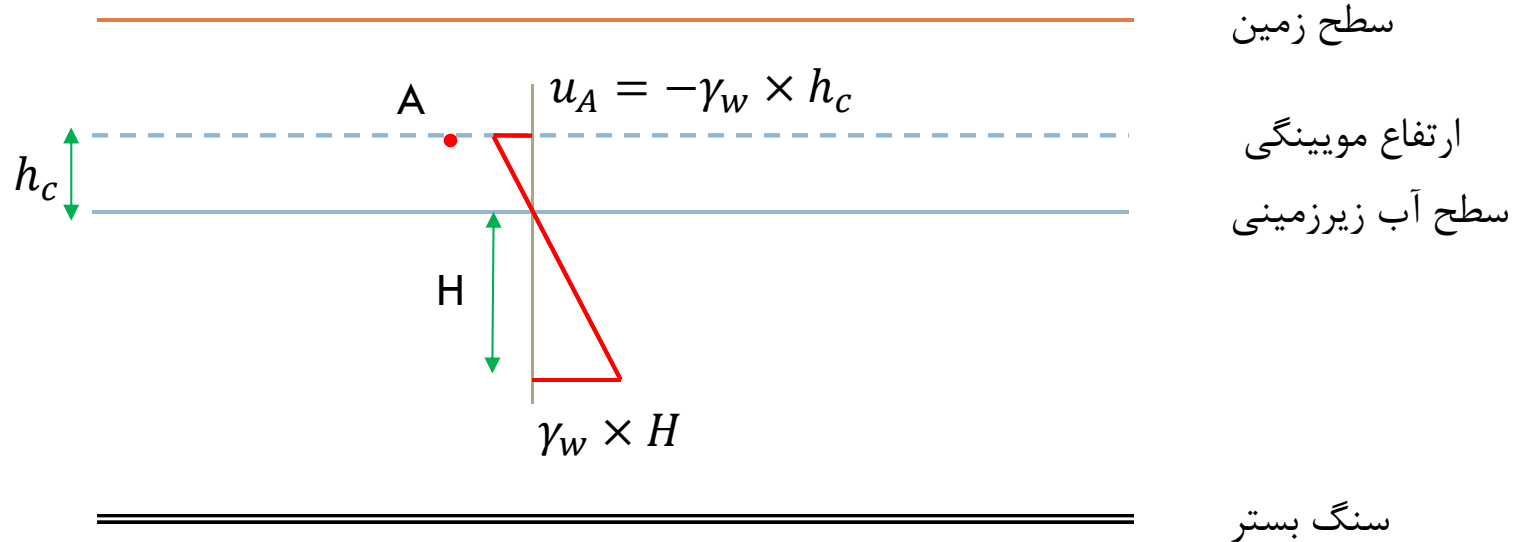
$$h_c = \text{ارتفاع آب بالای نقطه ۳}$$

$$T = \text{نیروی کشش سطحی}$$

$$r = \text{شعاع لوله}$$

اثر موینگی بر تنش موثر

156



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

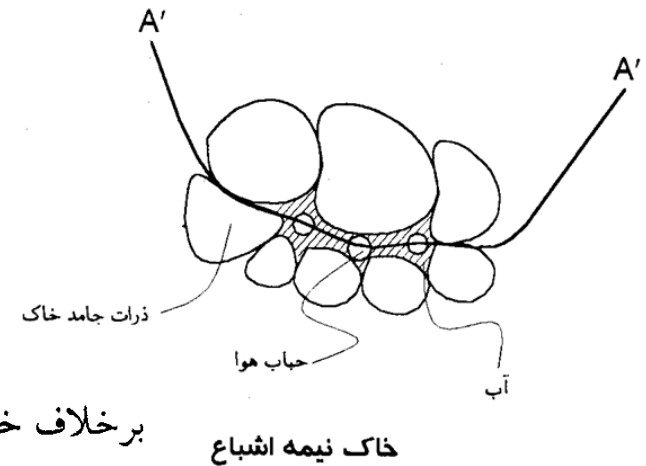
ثابتی بین ۰.۱ و ۰.۵: C

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

رابطه هیزن

ارتفاع موینگی به متر: h_c

قطر موثر به میلی متر: D_{10}

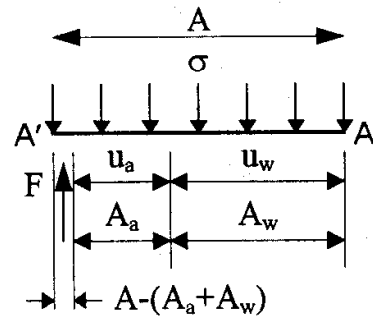


برخلاف خاک اشباع که در آن تنها دو نوع تنش به صورت σ تنش کل و فشار آب منفذی u مطرح می گردند، در خاک نیمه اشباع فشار هوا یعنی u_a نیز تعریف می شود. هر چند وسایل اندازه گیری متفاوتی در این زمینه عرضه شده است، ولی با این وجود پیچیدگی مسئله همچنان پا برجاست، زیرا در فشار هوای صفر، فشار آب به دلیل وجود کشش سطحی می تواند منفی باشد. در بررسی رفتار مهندسی خاک های اشباع، رفتار خاک تابع تنش های موثر است، بنابراین در اندازه گیری تنش ها در حالتی که خاک نیمه اشباع است، مشابه سازی لازمه با خاک اشباع صورت می گیرد. در این راستا تعیین تنش موثر در خاک، اساس بررسی رفتار خاک های نیمه اشباع بوده است. در مشابه سازی خاک نیمه اشباع با خاک اشباع، اگر $A'A'$ مسیری از عبور نیرو از یک سو به سوی دیگر خاک، نشان داده شده در شکل باشد، می توان نوشت :

$$\sigma A = F + u_w A_w + u_a A_a$$

$$\sigma = \frac{F}{A} + u_w \frac{A_w}{A} + u_a \frac{A_a}{A}$$

در این رابطه A_w ، A_a و A به ترتیب سطح عبور آب، هوا و سطح کل عبور از مسیر $A'A'$ است.



تفکیک سطح آب و هوا

با توجه به کوچک بودن سطح جامد می‌توان نوشت :

$$A \approx A_w + A_a$$

با جایگذاری رابطه فوق

$$\sigma = \frac{F}{A} + u_w \frac{A_w}{A} + u_a \left(1 - \frac{A_w}{A} \right)$$

$$\sigma = \frac{F}{A} + u_w a_w + u_a (1 - a_w)$$

$$\frac{F}{A} = \sigma - u_w a_w - u_a (1 - a_w)$$

در رابطه فوق؛ $a_w = A_w/A$ است. این رابطه توسط لمب ارائه گردید و با توجه به این که F/A تنش موثر در خاک اشباع است، پیشنهاد گردید تا تنش موثر در خاک نیمه اشباع نیز برابر F/A فرض شود، بنابراین :

$$\sigma' = \sigma - u_w a_w - u_a (1 - a_w)$$

$$\sigma' = (\sigma - u_a) - a_w (u_w - u_a)$$

در این رابطه؛ σ' تنش موثر می‌باشد. با توجه به این که $a_w = A_w/A$ و A مساحت کل سطح $A'A'$ است، این روش علمی به نظر نمی‌رسد.

پیشاپ 1959 روش دیگر را تحت عنوان؛ روش ضریب x ارائه کرد. وی رابطه زیر را برای بدست آوردن تنش موثر پیشنهاد کرد:

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + x(u_a - u_w)$$

در این رابطه؛ x نشان دهنده درجه نسبی اشباع می‌باشد. این ضریب در خاک اشباع برابر یک و در خاک خشک برابر صفر است. ضریب x همانند a_w است.

تنشهای وارده در خاک نیمه اشباع می‌توان حاصل از تنشهای وارده خارجی $(\sigma - u_a)$ و اثر تحمیلی $(u_a - u_w)$ دانست

$$\begin{bmatrix} \sigma_{11} - u_a & \sigma_{12} & \sigma_{13} \\ \sigma_{21} & \sigma_{22} - u_a & \sigma_{23} \\ \sigma_{31} & \sigma_{32} & \sigma_{33} - u_a \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} u_a - u_w & 0 & 0 \\ 0 & u_a - u_w & 0 \\ 0 & 0 & u_a - u_w \end{bmatrix}$$

تانسور تنش کل
تانسور تنش

تانسور تنش برای توجیه رفتار خاک

فهرست: ۲- خاک های غیر اشباع

تنش موثر

تحکیم

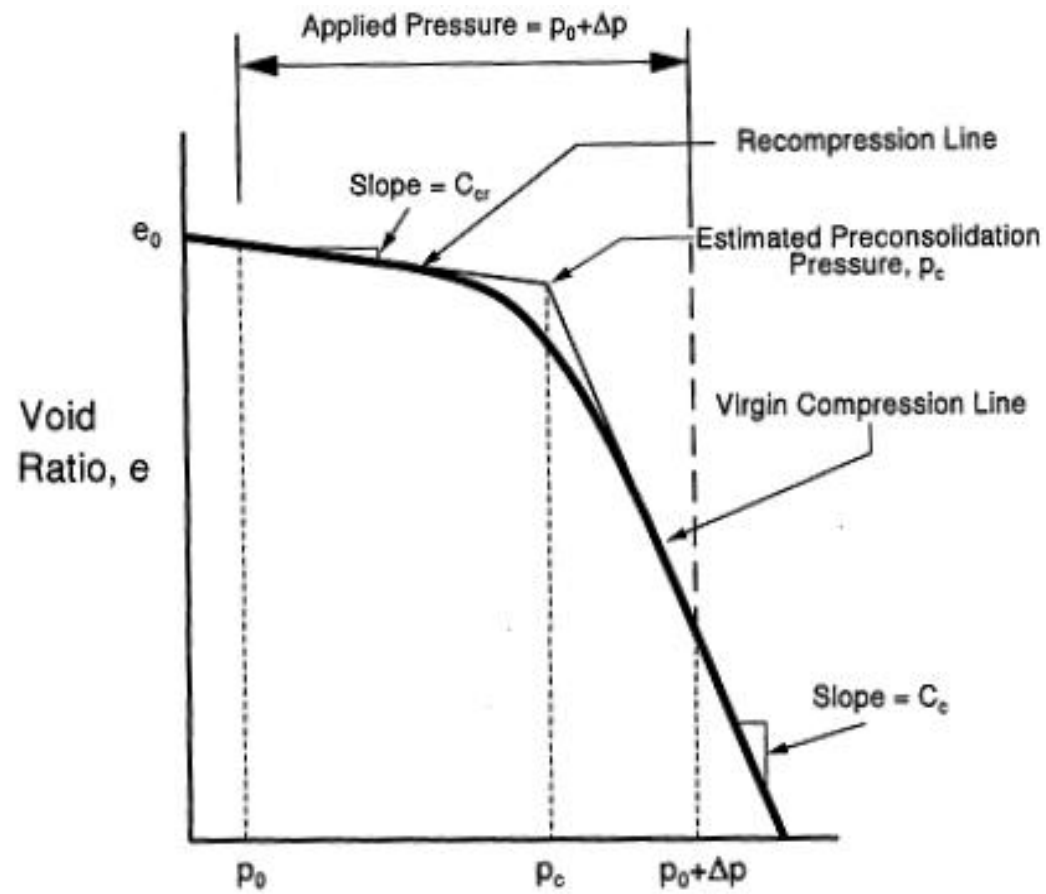
مقاومت برشی

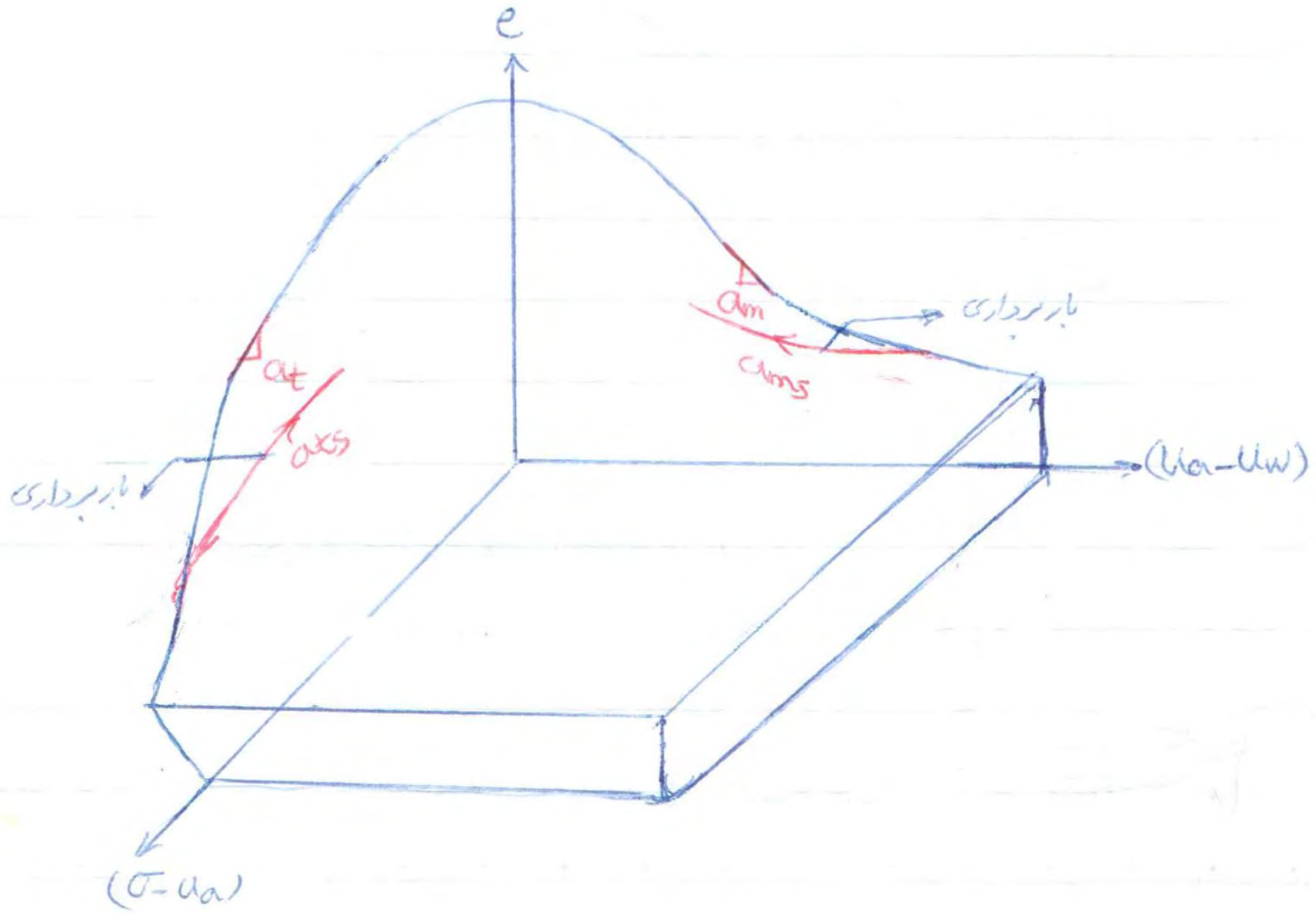
پایداری شیروانی ها

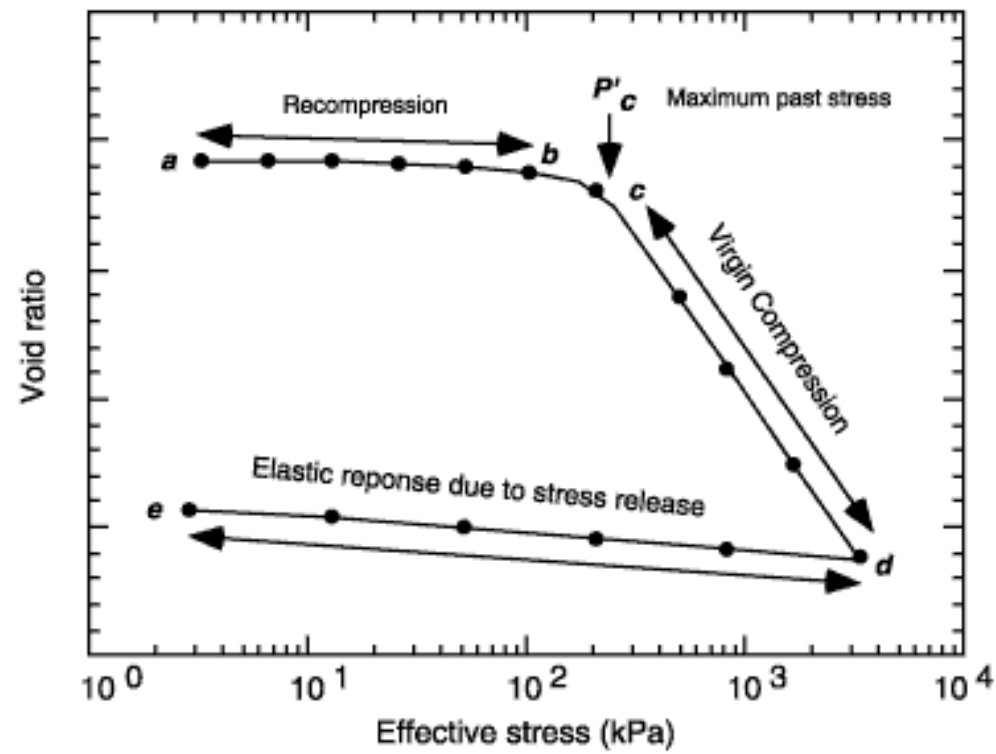
تحکیم (CONSOLIDATION IN UNSATURATED SOILS)

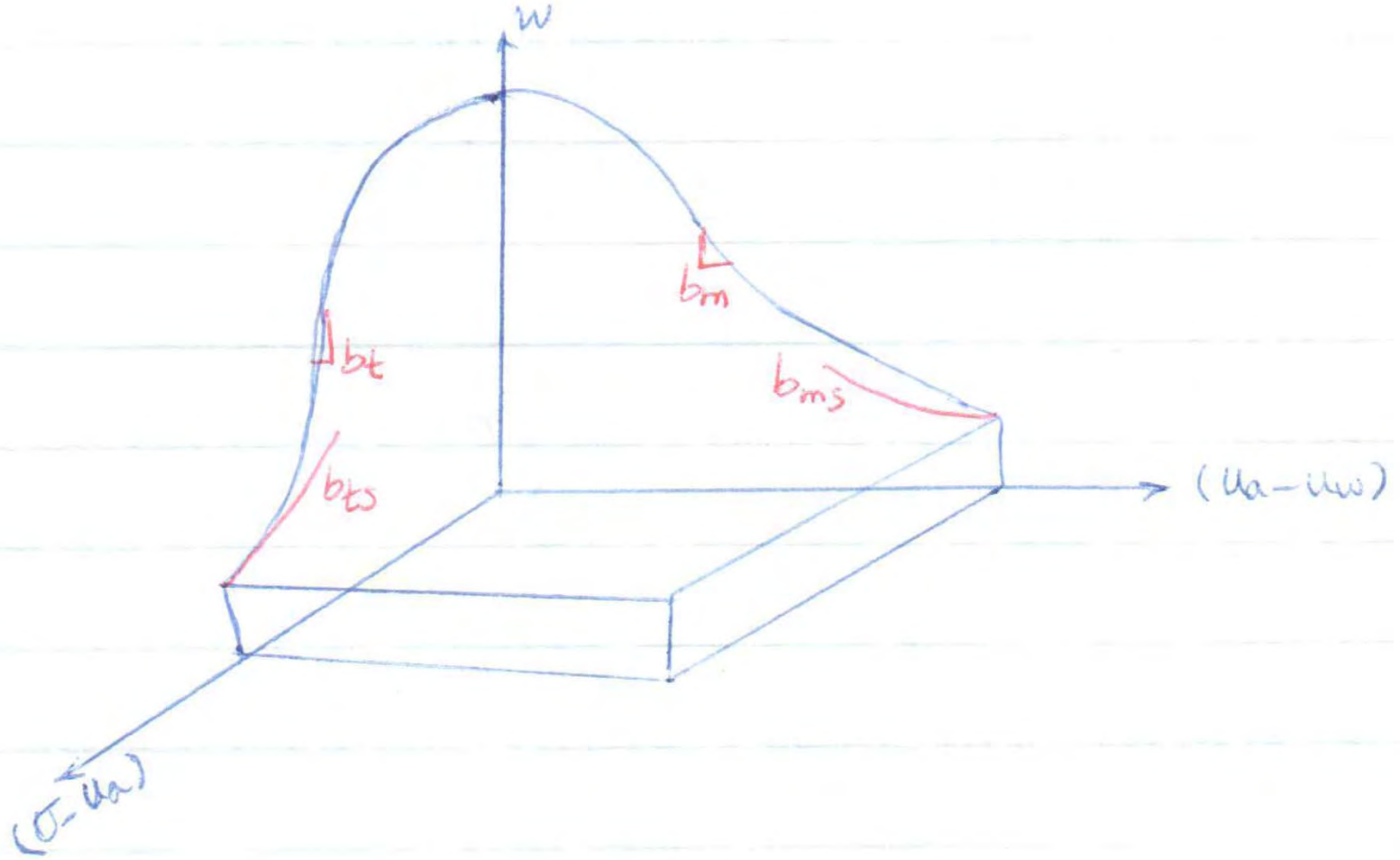
ویرایش اول
محسن مظہری

فصل دوم-قسمت دوم









علل ایجاد مکش در خاکها و حدود تقریبی تنش موثر برای خاکهای مختلف

۱- به علت موئینگی همیشه فشار در خاک ایجاد می شود

۲- به علت آبهای سطحی

۳- تغییرات فصلی سطح آب زیر زمینی در تابستان و در نتیجه توسعه فشار آب حفره ای منفی بر اثر خشک شدن یا جذب آب توسط ریشه گیاهان

برای شن و ماسه (خاکهای دانه ای) مقدار مکش کم و قابل چشم پوشی است. برای خاکهای ریزدانه (مخلوط ماسه، لای و رس) با درجه اشباع ۶۰ تا ۷۰٪ رابطه تقریب زیادی دارد و توصیه نمی شود.

فیزیک تنش موثر در خاکهای رسی

در خاکهای رسی تنها فیزیک آنها تعیین کننده رفتار مهندسی آنها نمی باشد. بلکه خواص شیمیایی و الکتریکی آنها هم مهم می باشد.

فهرست: ۲- خاک های غیر اشباع

تنش موثر

تحکیم

مقاومت برشی

پایداری شیروانی ها

مقاومت برشی (SHEAR STRENGTH)

ویرایش اول
محسن مظهري

فصل دوم-قسمت سوم

مقاومت برشی در خاک ها

171

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.

موهر در سال ۱۹۰۰ میلادی نظریه ای را برای گسيختگی مصالح ارایه داد که در آن گسيختگی 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 گسيختگی به صورت زیر نوشته می شود.

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

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

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

173

پوش گسیختگی تعریف شده توسط رابطه موهر یک خط منحنی است. برای اغلب مسایل مکانیک خاک، می توان مقاومت برشی روی صفحه گسیختگی 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)

174

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

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

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

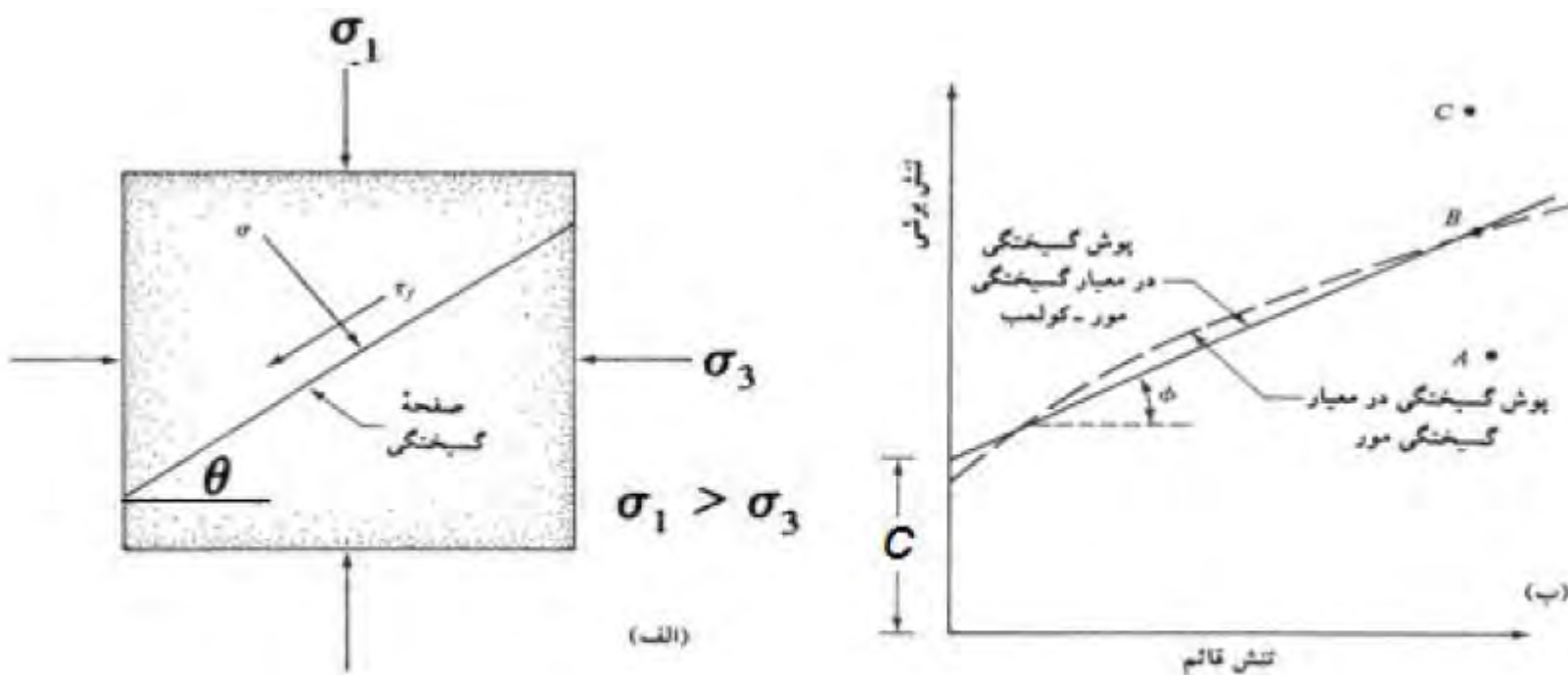
$$\tau_m = \sigma_m \sin \varphi + C \cos \varphi$$

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

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

175

پوش گسیختگی موهر و موهر-کولمب در فضای دو بعدی

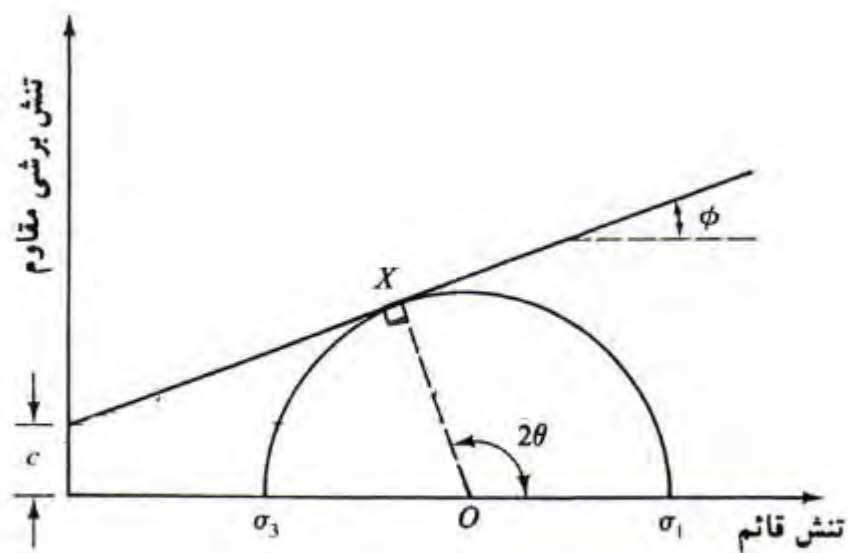


معیار گسیختگی موهر و معیار گسیختگی موهر-کولمب

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

176

رابطه بین دایره موهر و پوش گسیختگی موهر-کولمب

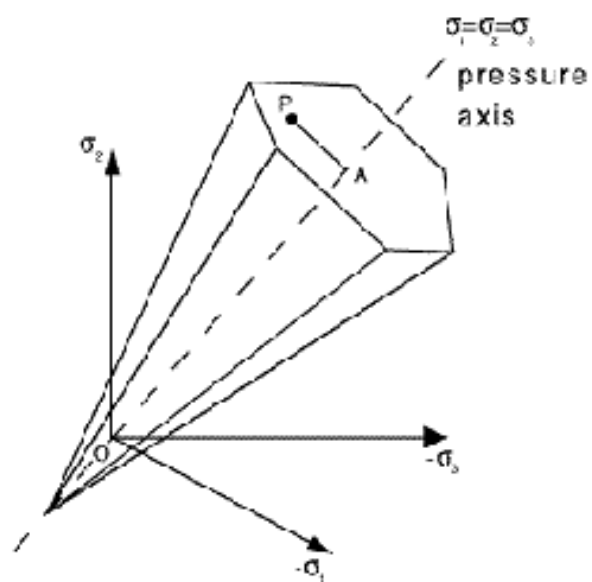


دایره موهر و پوش گسیختگی

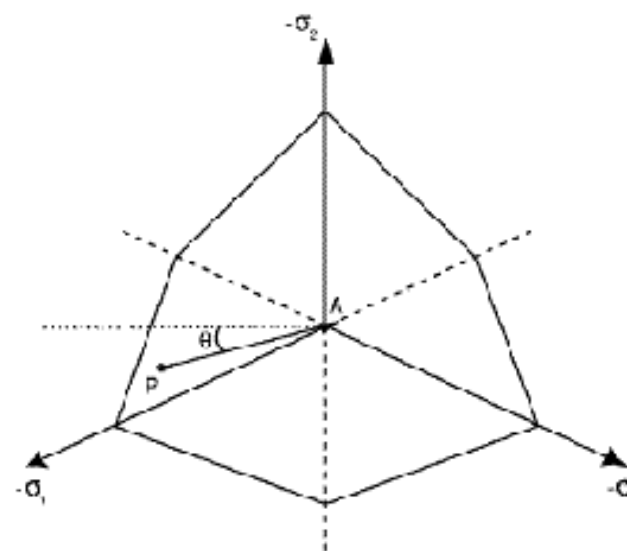
معیار گسیختگی موهر-کولمب (Mohr-Coulomb Failure Criteria)

177

رابطه بین دایره موهر و پوش گسیختگی موهر-کولمب



principal stress space



Π plane

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

178

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

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

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

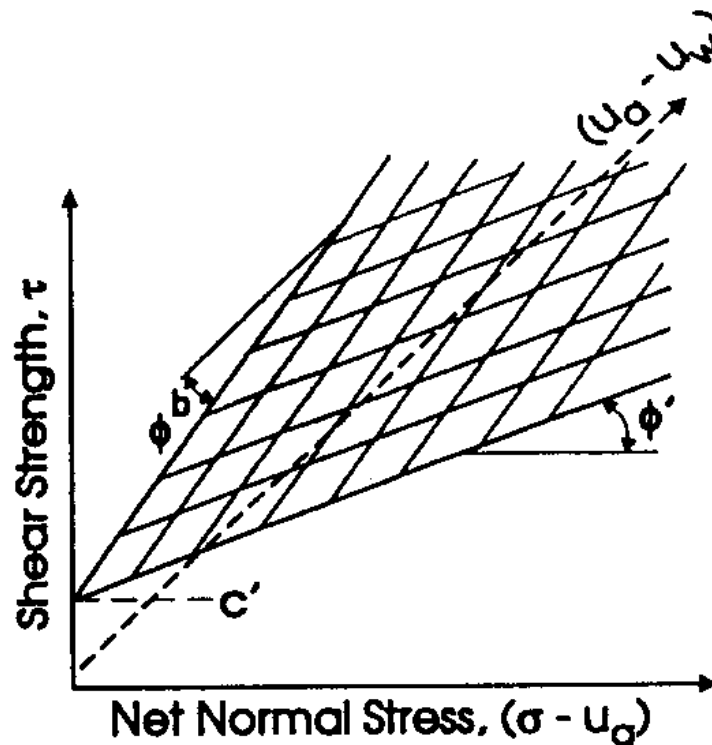
$$\tau_f = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin 2\theta$$

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

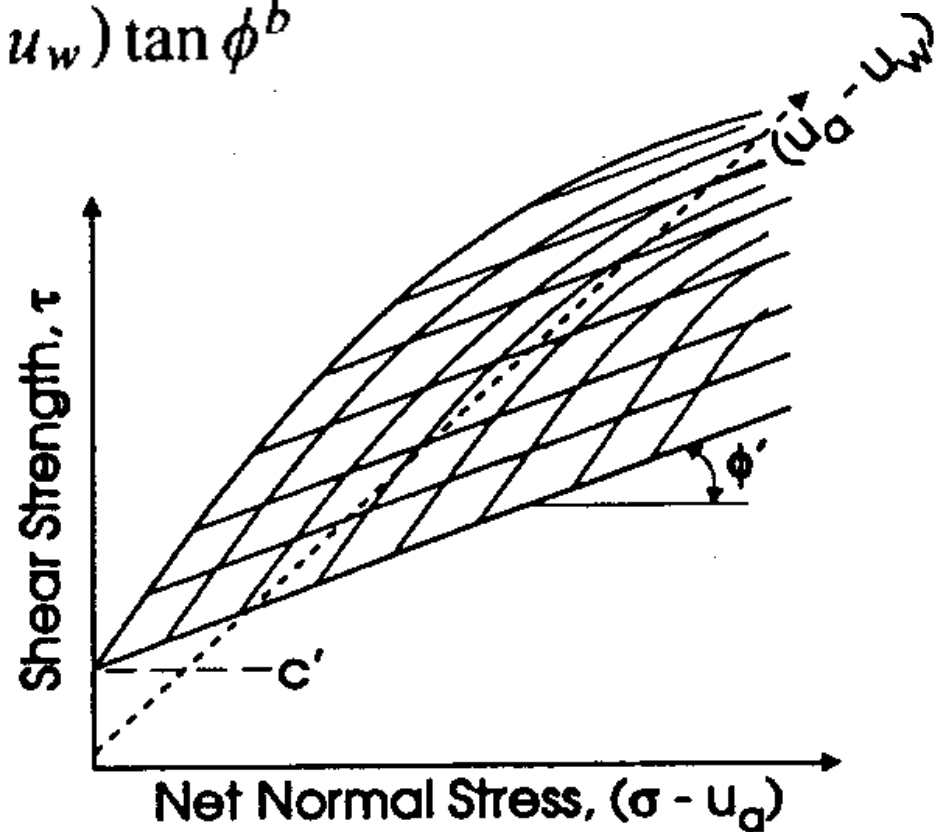
$$\sigma_1 = \sigma_3 \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) + 2c \cdot \tan \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right)$$

معیار شکست موهر کلمب برای خاک غیراشباع

$$\tau = c' + (\sigma_n - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) \tan \phi^b$$



(a) linear strength envelope



(b) nonlinear strength envelope

Extended Mohr-Coulomb shear strength envelope showing the strength parameters for a saturated/unsaturated soil; (a) linear strength envelope, (b) nonlinear strength envelope.

تعیین پارامترهای مقاومت برشی در آزمایشگاه



تعیین پارامترهای مقاومت برشی در آزمایشگاه

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 $(Internal Friction Angle, \phi)$ 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.

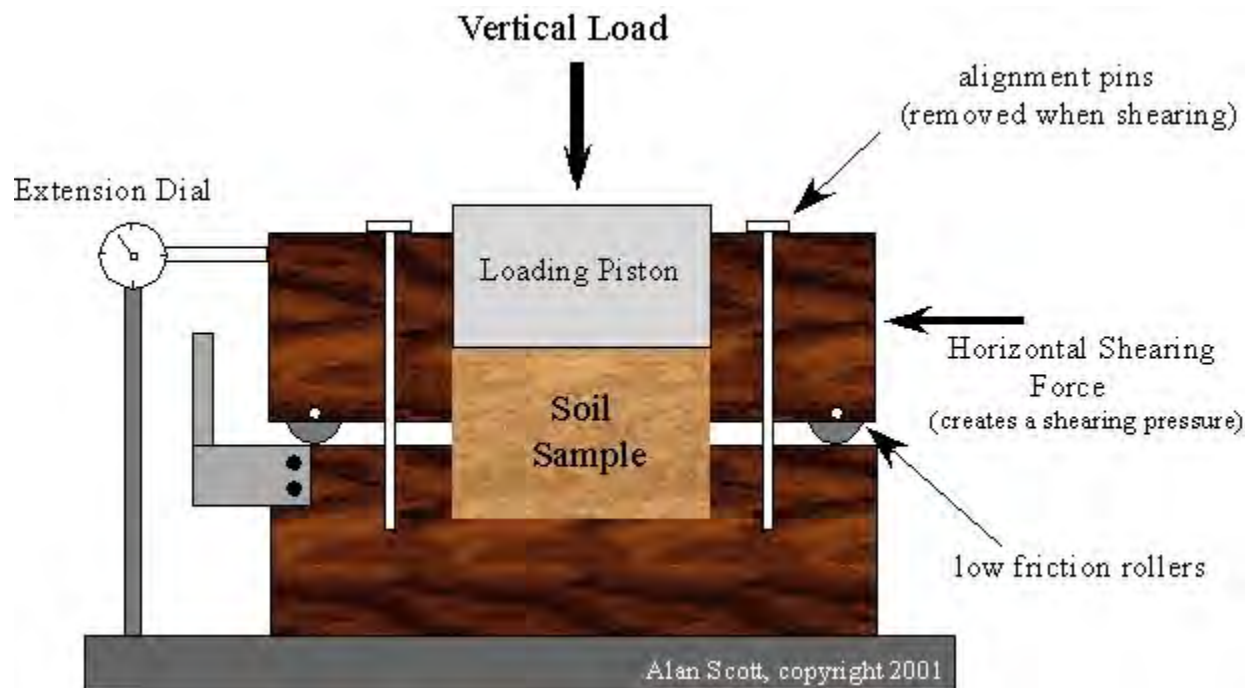
آزمایش برش مستقیم



آزمایش برش مستقیم (Direct Shear Test)

183

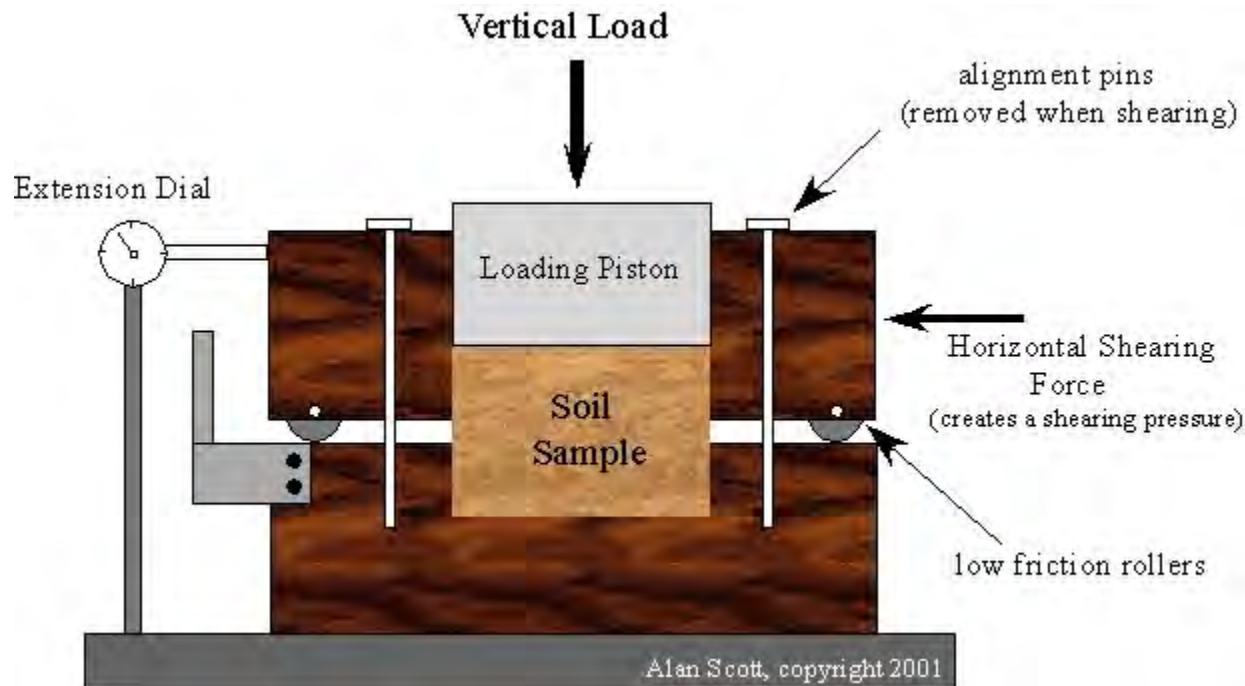
این آزمایش قدیمی ترین و ساده ترین آزمایش برشی آزمایشگاهی است. وسیله آزمایش از دو جعبه برشی فلزی با امکان لغزیدن بر روی یکدیگر تشکیل شده که نمونه آزمایش در درون آن ها قرار می گیرد. شکل نمونه خاک در پلان در این آزمایش می تواند مربع و یا دایره باشد.



آزمایش برش مستقیم (Direct Shear Test)

184

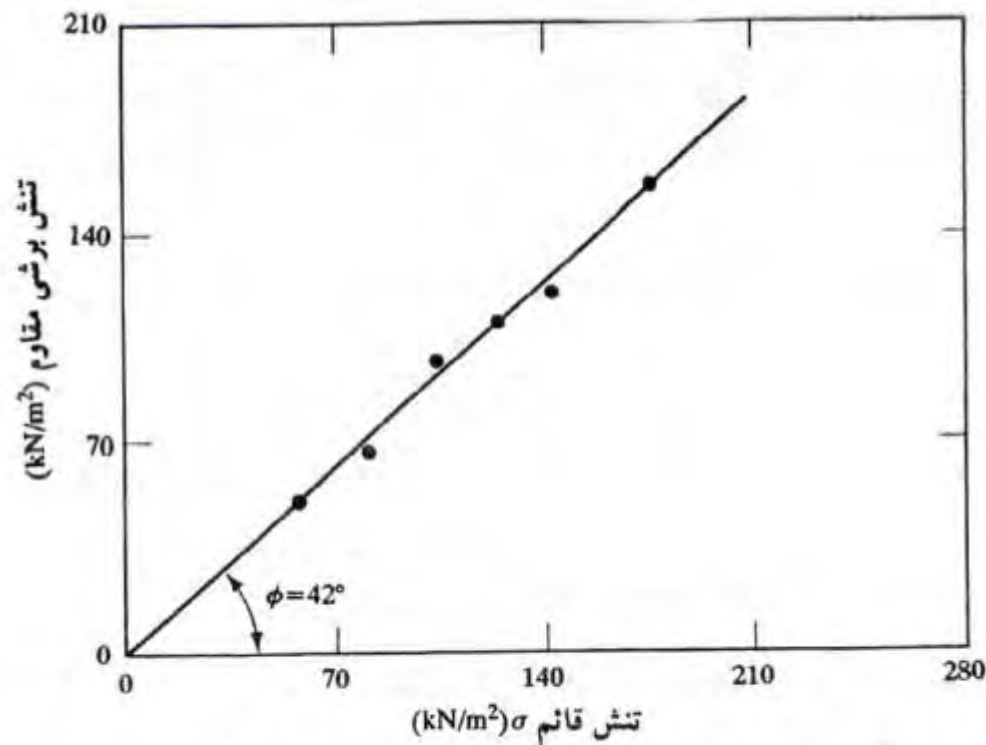
در این آزمایش بر روی نمونه یک تنش قائم دلخواه وارد شده و پس از آن به نمونه تنش برشی وارد شده و این تنش افزایش داده می شود تا نمونه خاک دچار گسیختگی برشی شود. تنش قائم و برشی در لحظه گسیختگی و در چند آزمایش پیاپی با تنش های قائم متفاوت تعیین کننده پارامترهای مقاومت برشی خاک هستند.



آزمایش برش مستقیم (Direct Shear Test)

185

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

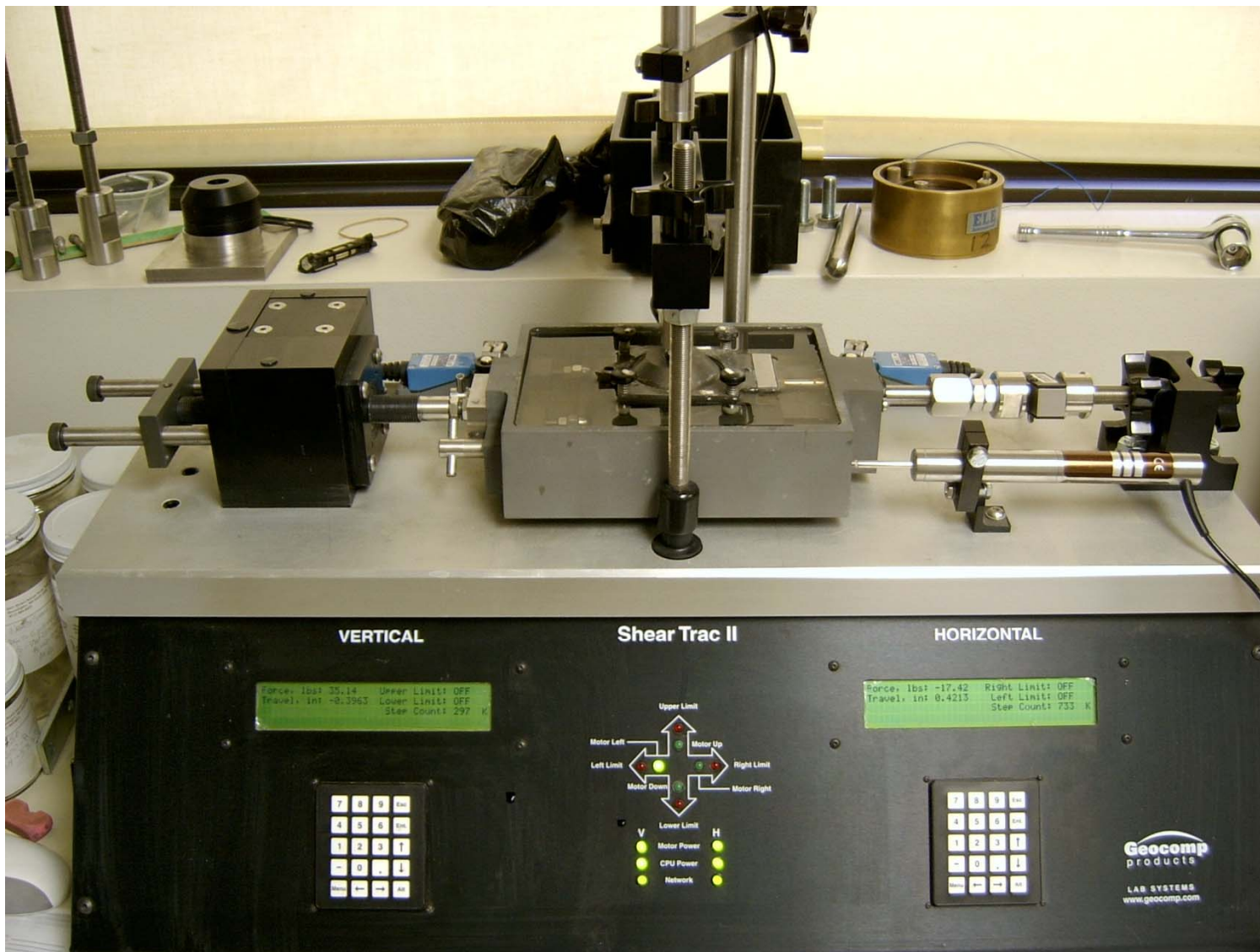
آزمایش برش مستقیم (Direct Shear Test)

186



آزمایش برش مستقیم (Direct Shear Test)

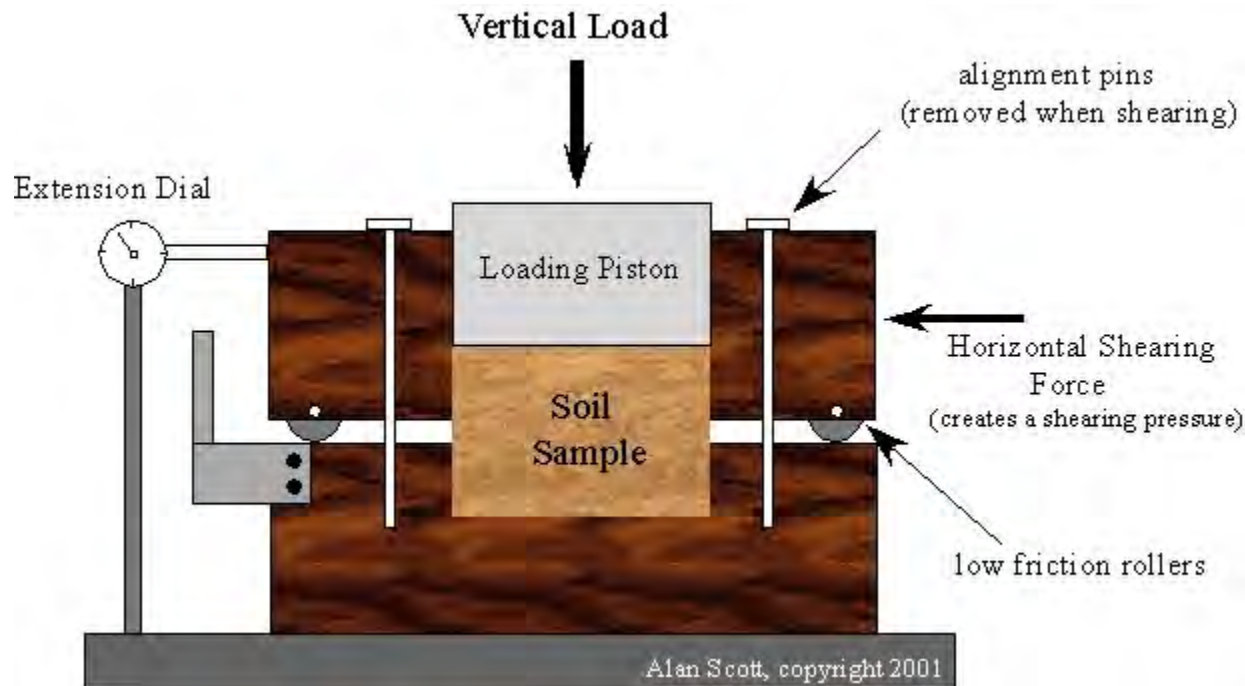
187



آزمایش برش مستقیم (Direct Shear Test)

188

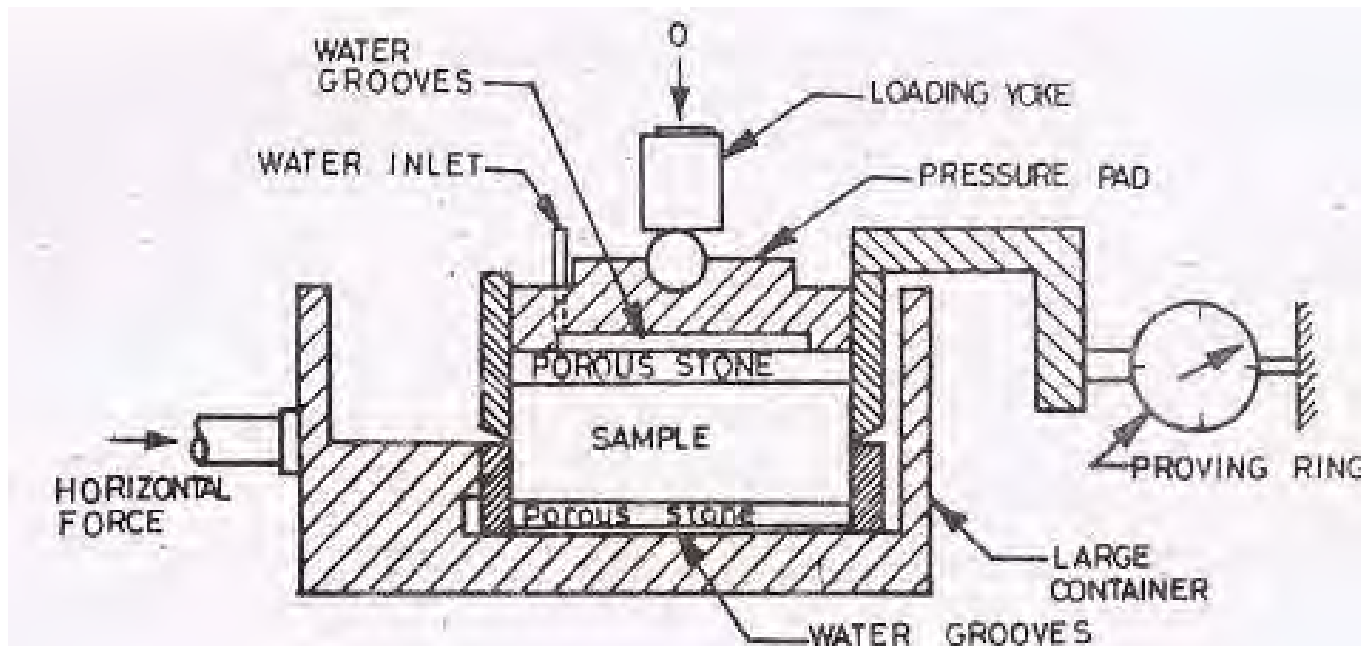
آزمایش برشی می تواند با کنترل تنش و یا کنترل تغییر شکل باشد. در آزمایش با کنترل تنش، نیروی برشی اعمالی تا لحظه گسیختگی نمونه افزایش می یابد. شکست در امتداد صفحه جدایی دو نیمه فوقانی و تحتانی جعبه برشی رخ می دهد. بعد از اعمال هر افزایش بار، تغییر مکان نیمه فوقانی جعبه برشی توسط یک گیج عقربه ای اندازه 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)

189

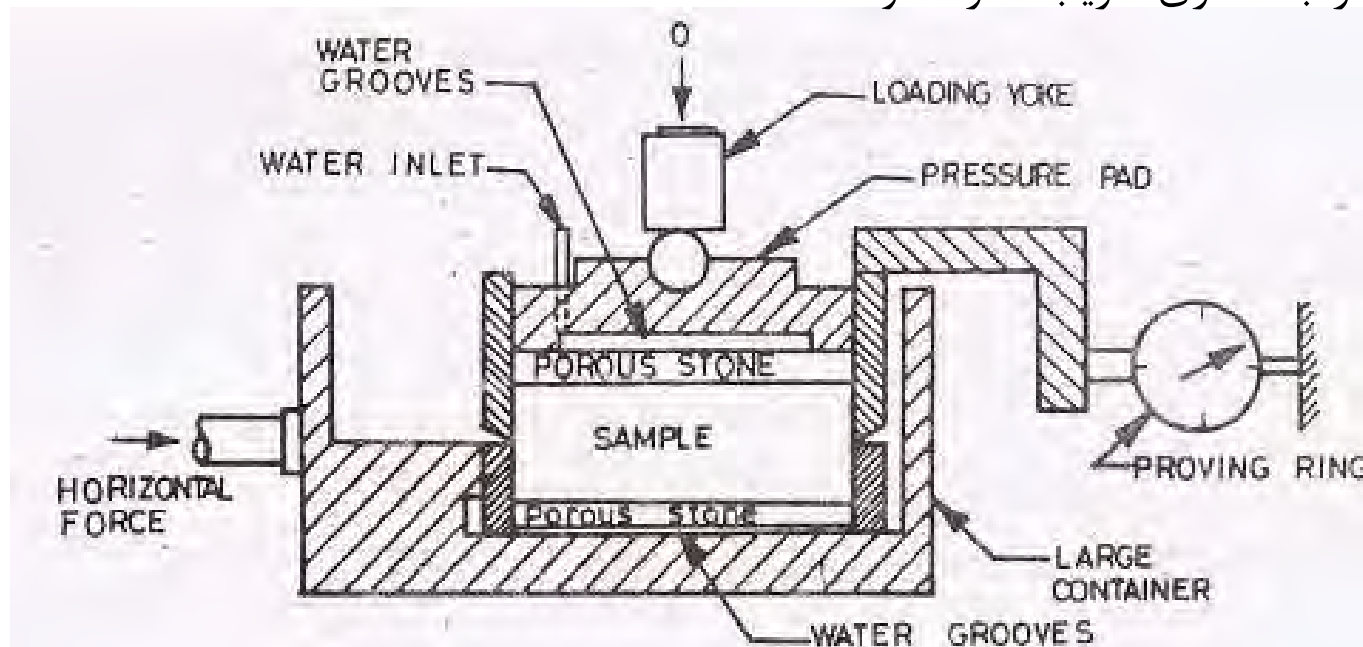
در آزمایش با کنترل تغییر شکل، یک تغییر مکان برشی با سرعت ثابت بر یکی از نیمه های فوقانی یا تحتانی وارد می شود. مقدار تغییر مکان برشی با قرائت یک گیج عقربه ای، که تغییر مکان های افقی را اندازه گیری می کند، تعیین می گردد. نیروی برشی مقاوم نظیر هر تغییر مکان برشی توسط یک حلقه اندازه گیر افقی قابل اندازه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



آزمایش برش مستقیم (Direct Shear Test)

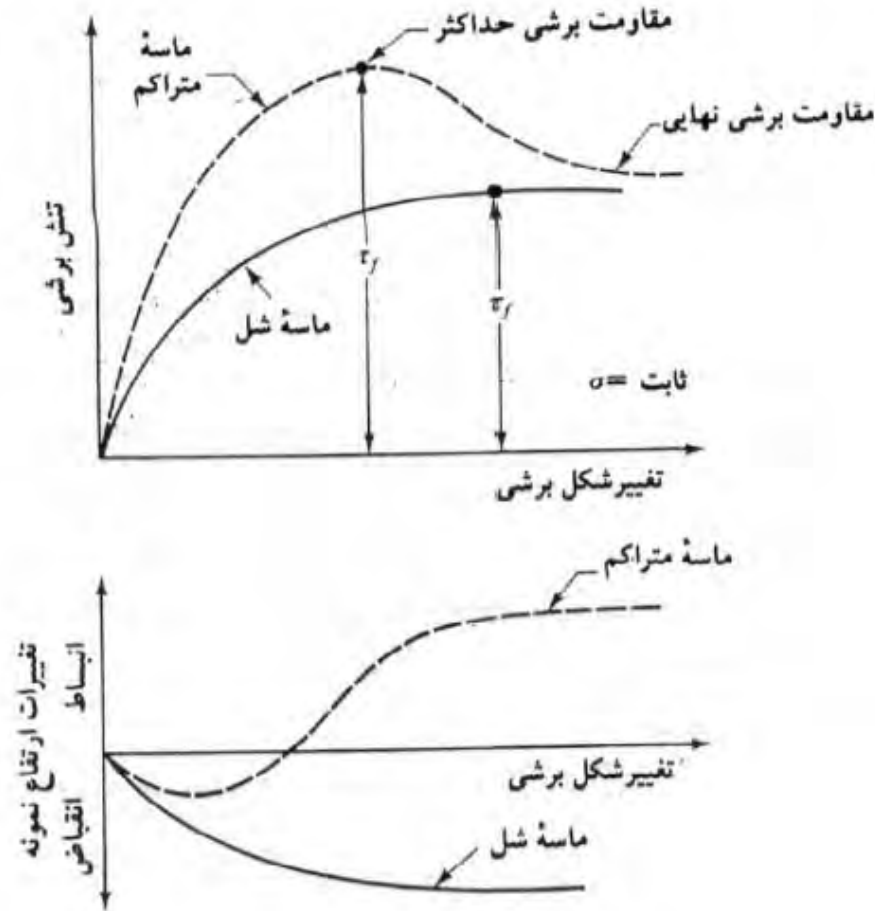
190

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)

191



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

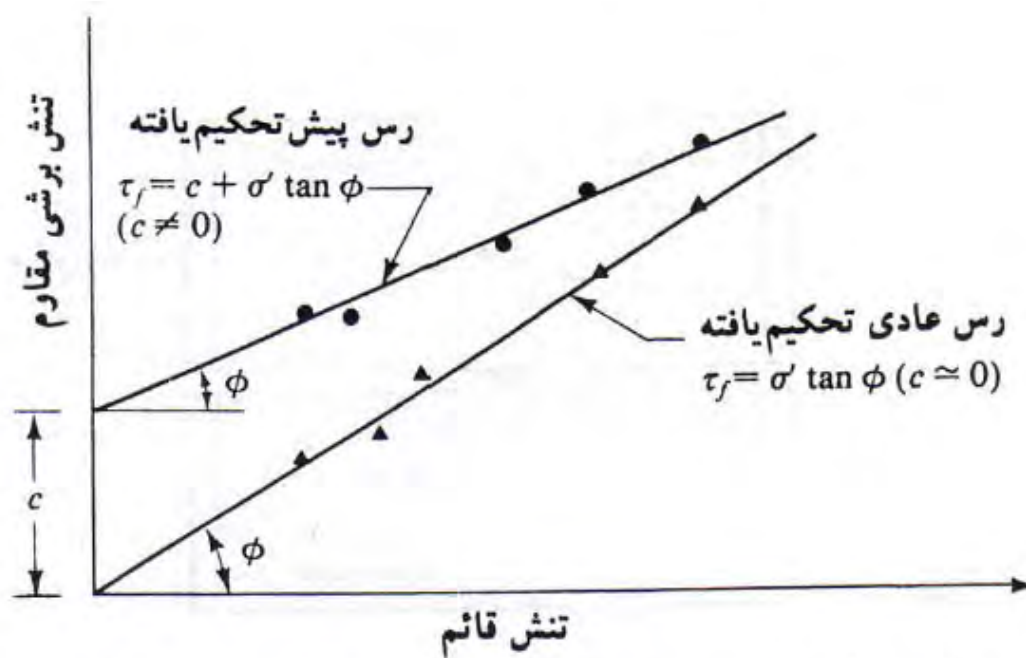
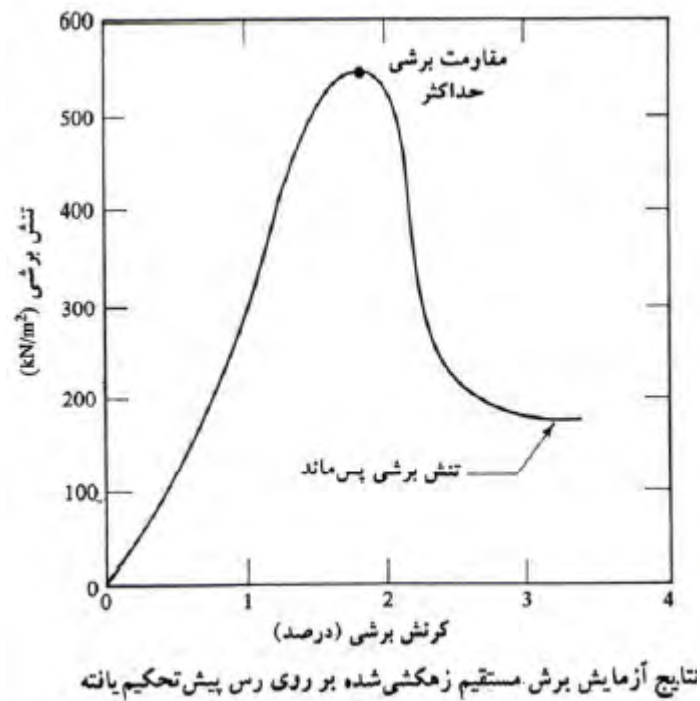


آزمایش برش مستقیم زهکشی شده

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

194



پوش گسیختگی خاک رس حاصل از آزمایش برش مستقیم زهکشی شده

معایب آزمایش برش مستقیم

195

- تحمیلی بودن سطح برش
- یکنواخت نبودن توزیع تنش
- تغییر سطح مقطع در طول آزمایش
- وجود اصطکاک بین خاک و سطوح جعبه

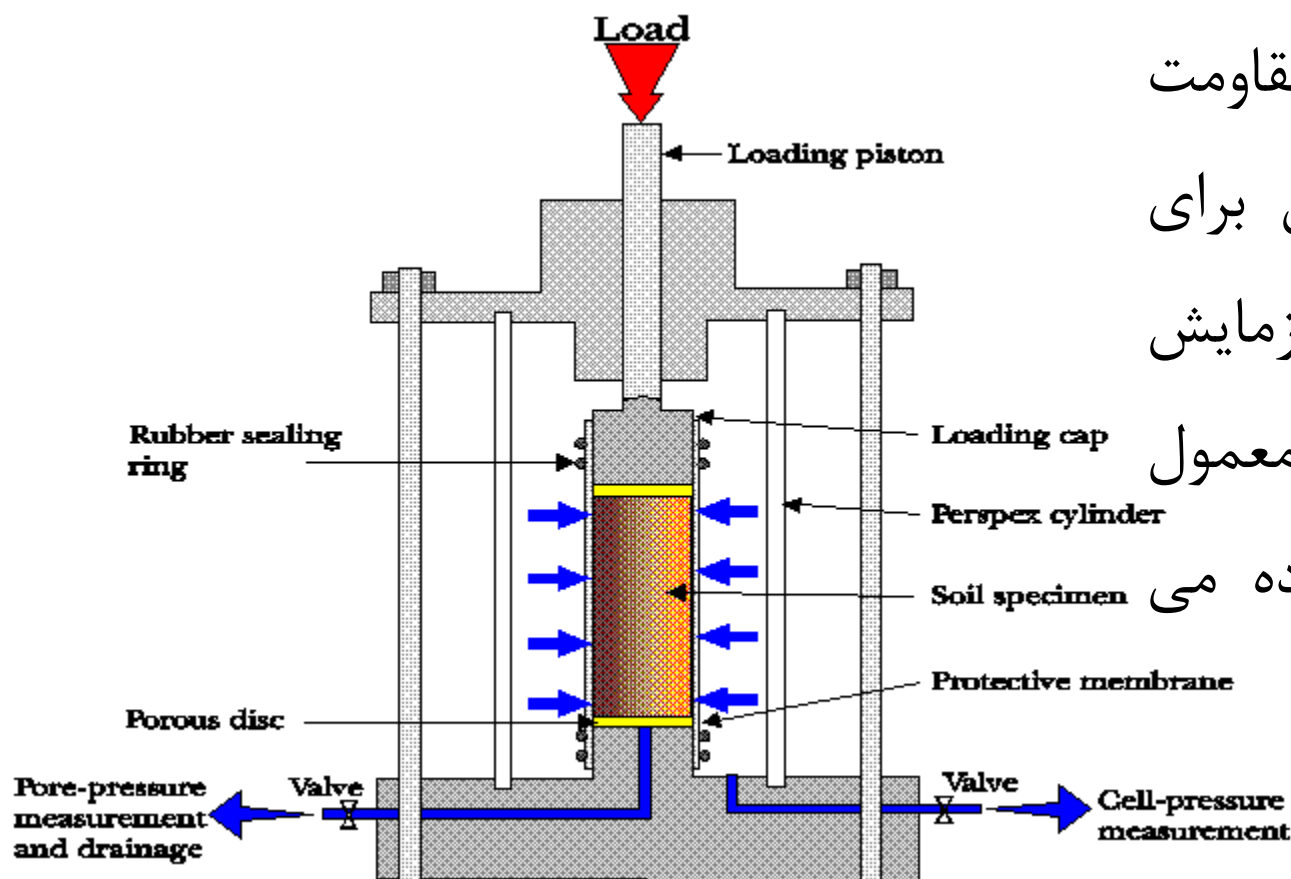
آزمایش برش سه محوری



آزمایش برش سه محوری (Triaxial Shear Test)

197

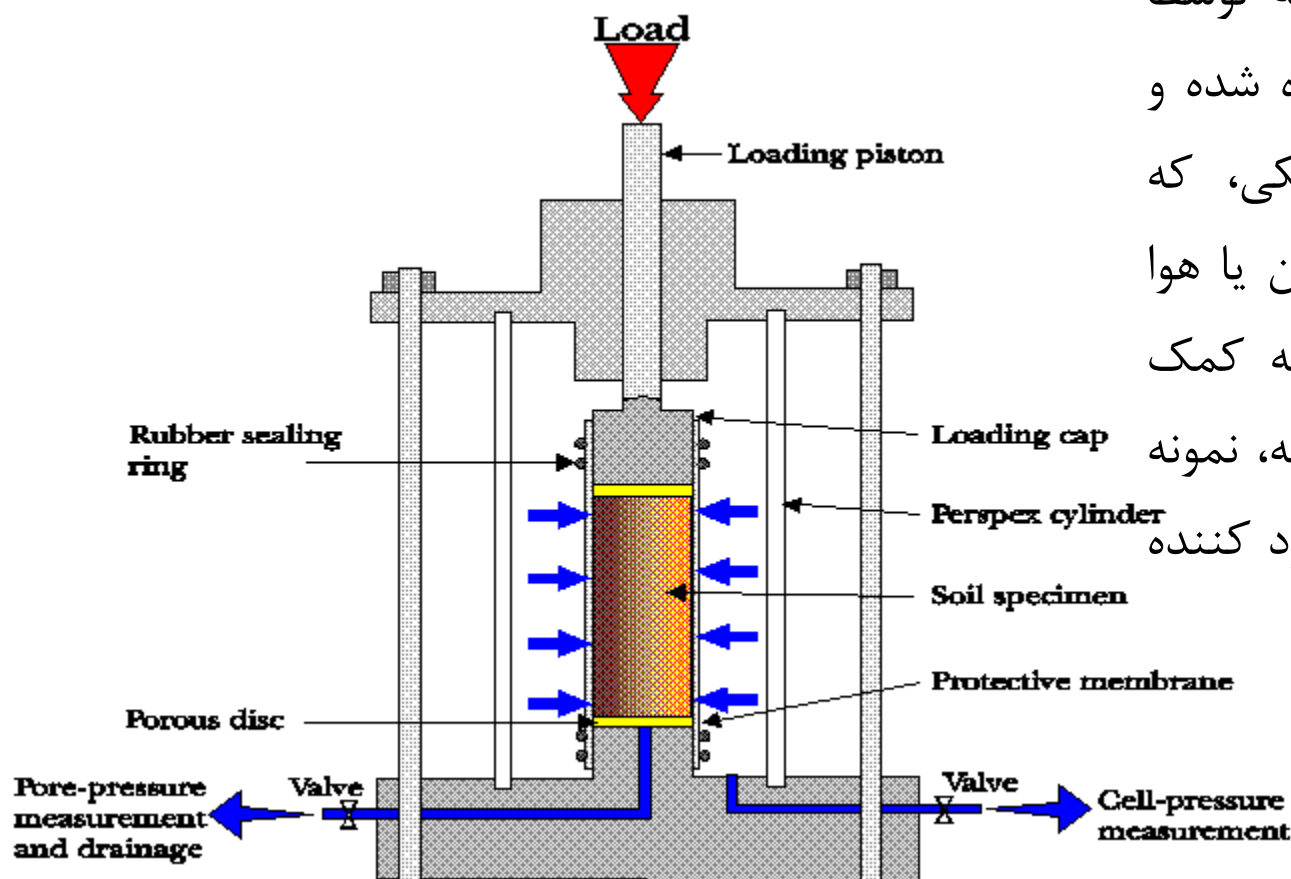
آزمایش برش سه محوری،
قابل اعتمادترین روش برای
تعیین پارامترهای مقاومت
برشی است که از آن برای
انجام تحقیقات و آزمایش
های لازم در کارهای معمول
مهندسی خاک استفاده می
شود.



آزمایش برش سه محوری (Triaxial Shear Test)

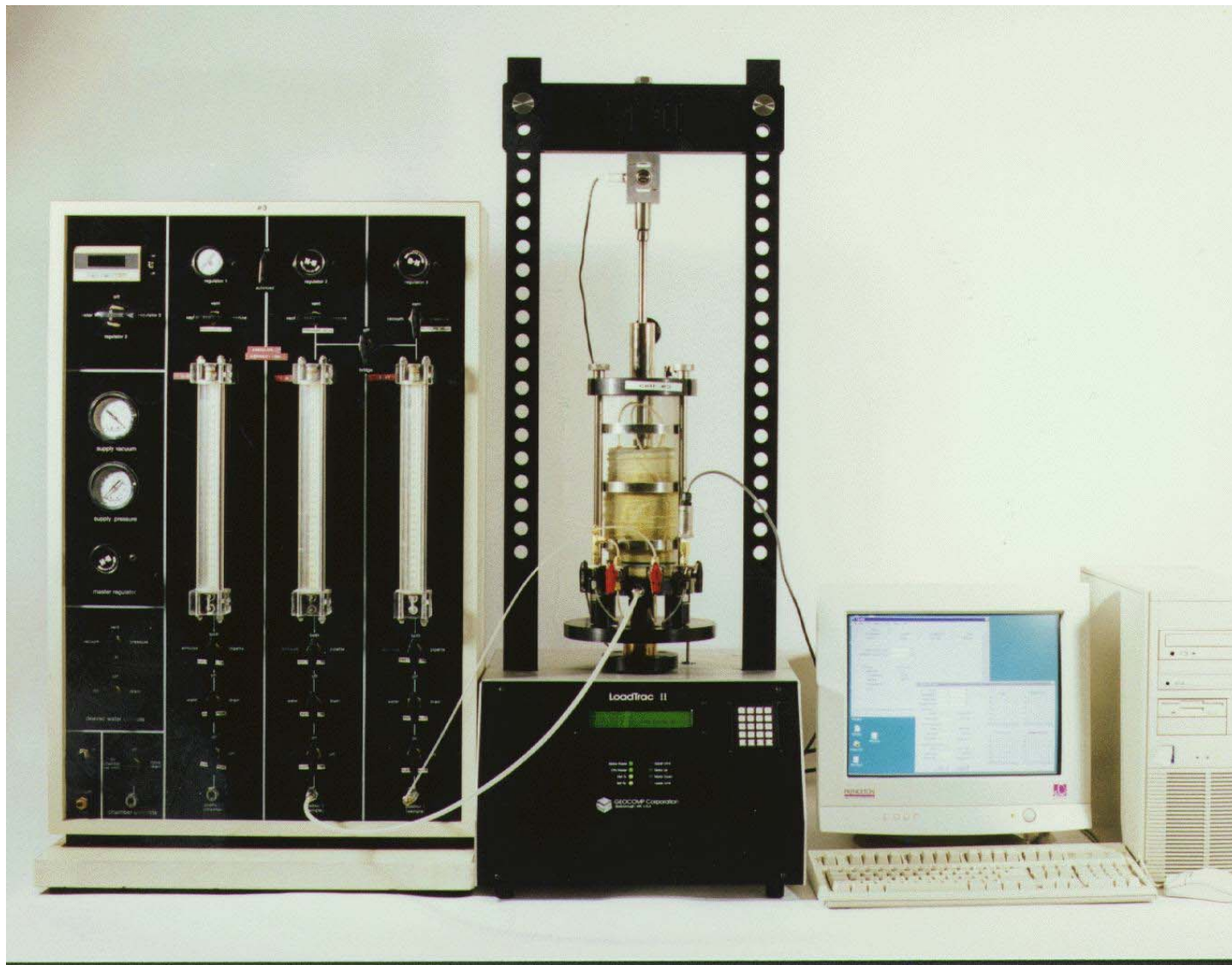
198

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)

199



آزمایش برش سه محوری (Triaxial Shear Test)

200



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)

201

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

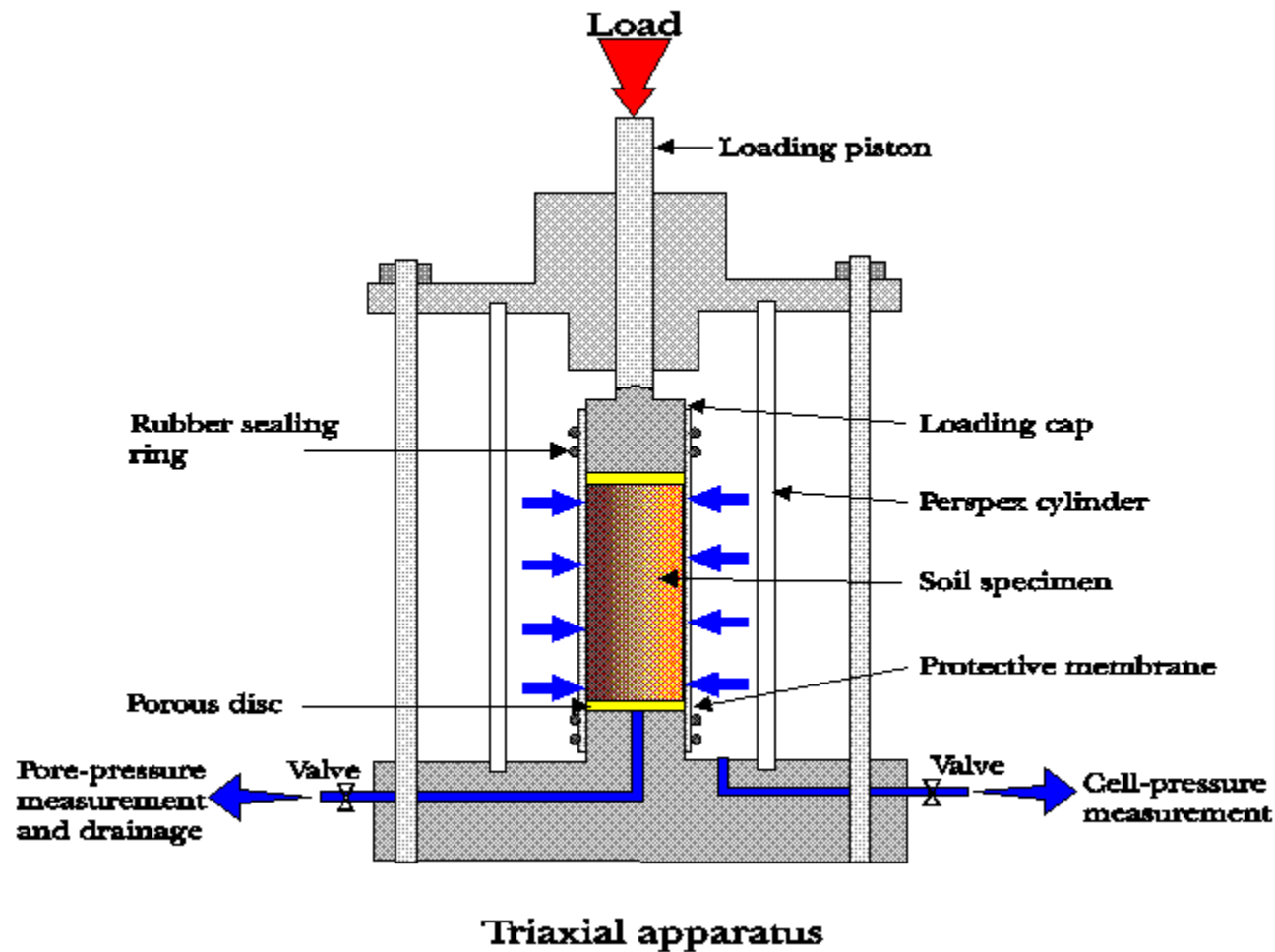
آزمایش تحکیم یافته زهکشی شده

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. ($\Delta u_d = 0$)

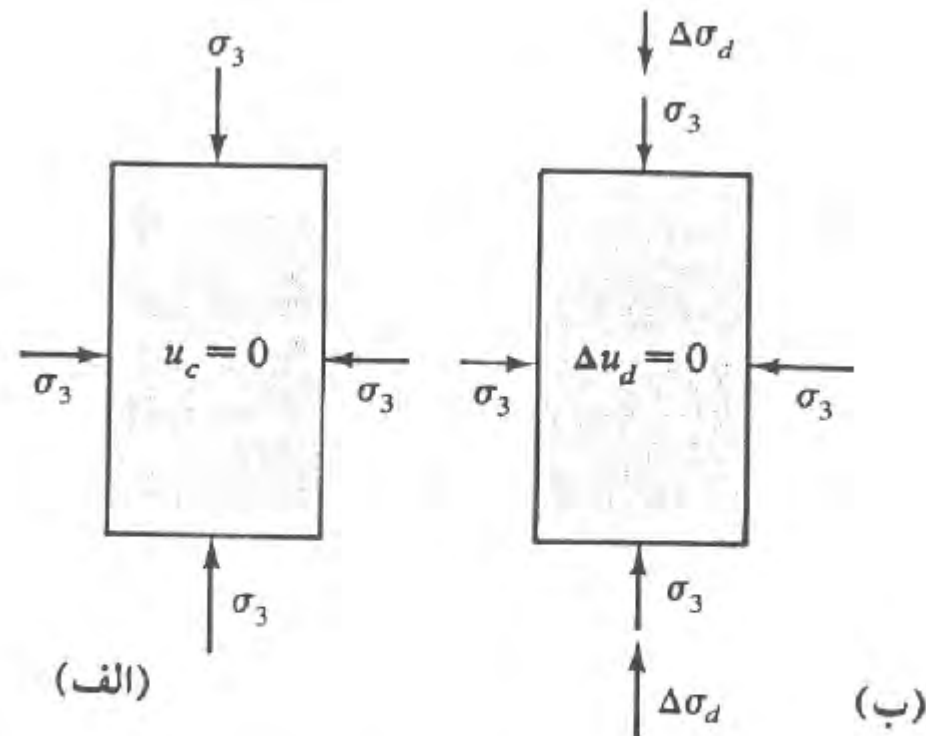
آزمایش تحکیم یافته زهکشی شده

204



آزمایش تحکیم یافته زهکشی شده

205



آزمایش سه محوری تحکیم یافته زهکشی شده

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

آزمایش تحکیم یافته زهکشی شده

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.

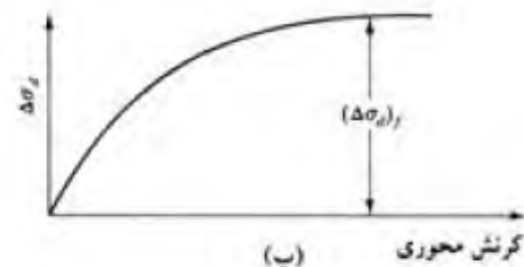
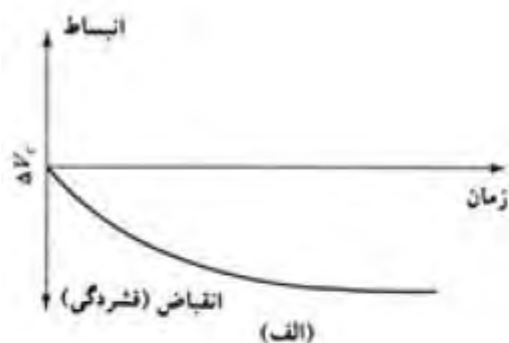
از آنجایی که در حین آزمایش تمام فشارهای آب حفره ای تولید شده زایل می شوند داریم:

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

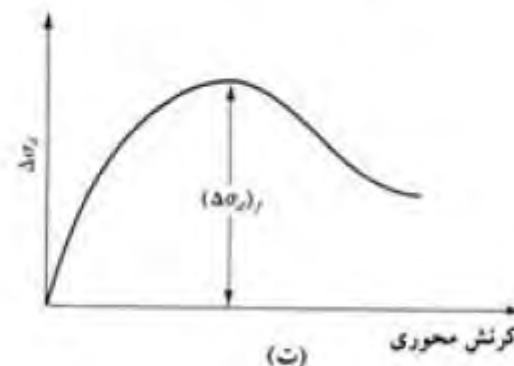
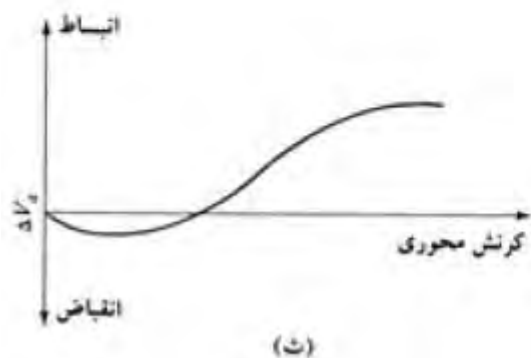
$$\sigma_1 = \sigma'_1 = \sigma_3 + (\Delta\sigma_d)_f = \text{تنش کل و تنش موثر محوری در لحظه گسیختگی}$$

آزمایش تحکیم یافته زهکشی شده

207



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

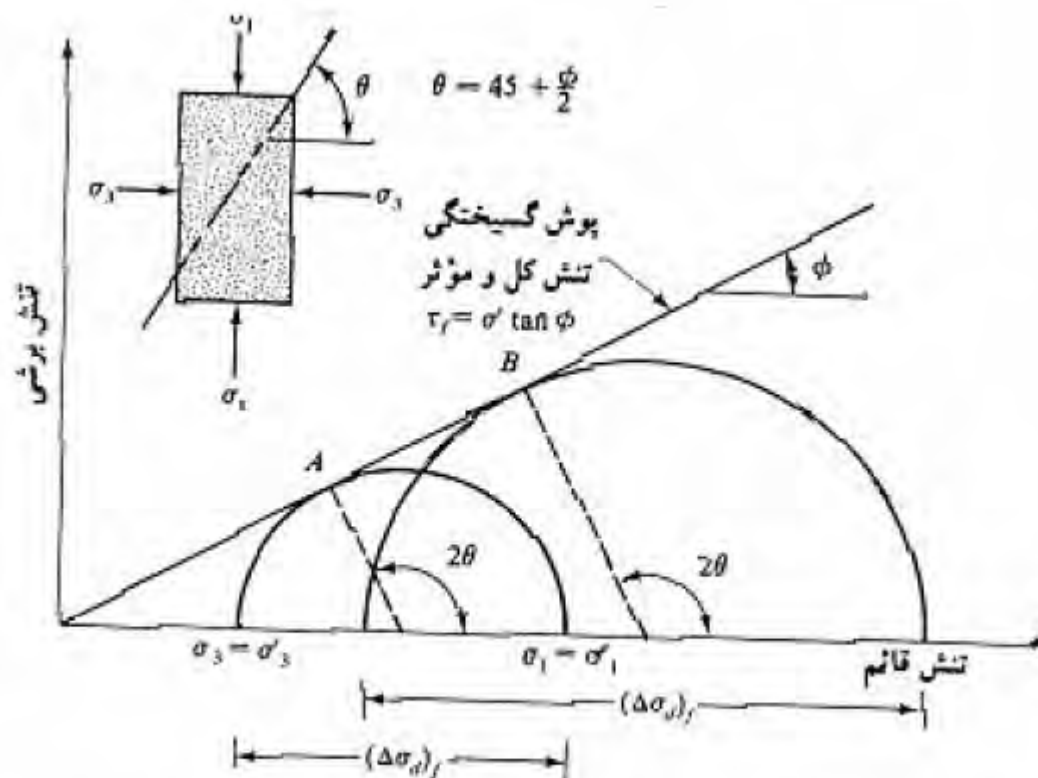
208

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

209



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

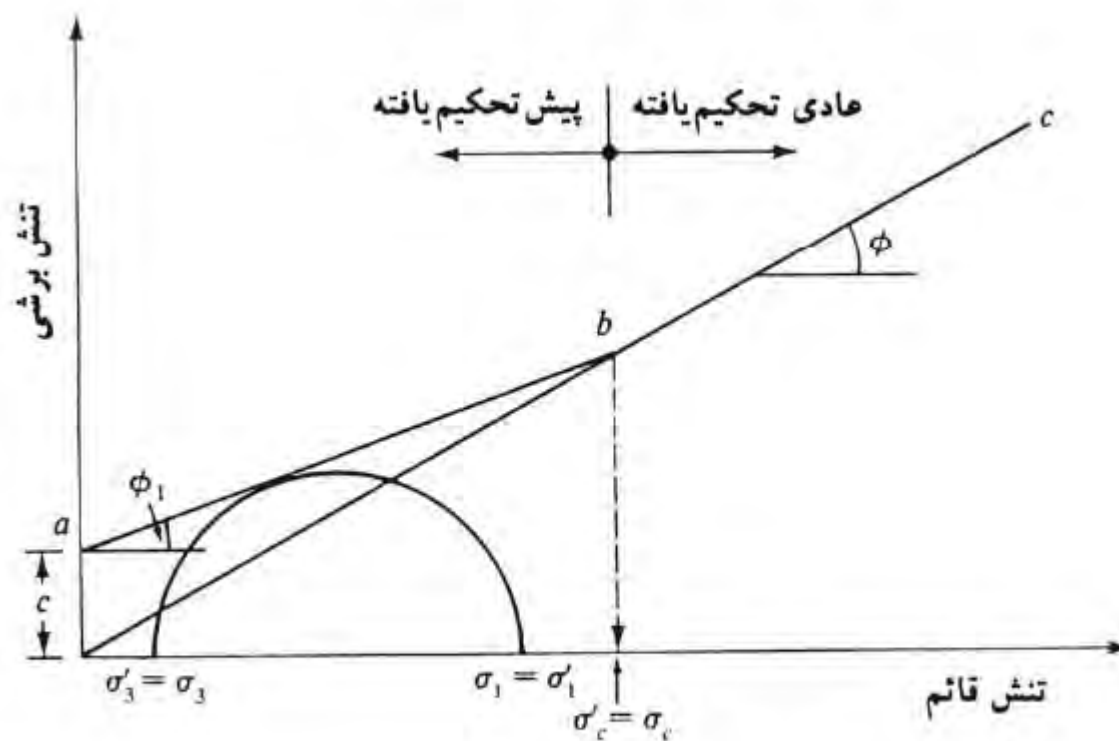
آزمایش تحکیم یافته زهکشی شده

210

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

211



پوش گسیختگی تنش مؤثر برای رس پیش تحکیم یافته

آزمایش تحکیم یافته زهکشی نشده



آزمایش تحکیم یافته زهکشی نشده

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

214

شکل عمومی تغییرات $\Delta\sigma_d$ و Δu_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 مساوی 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

215

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

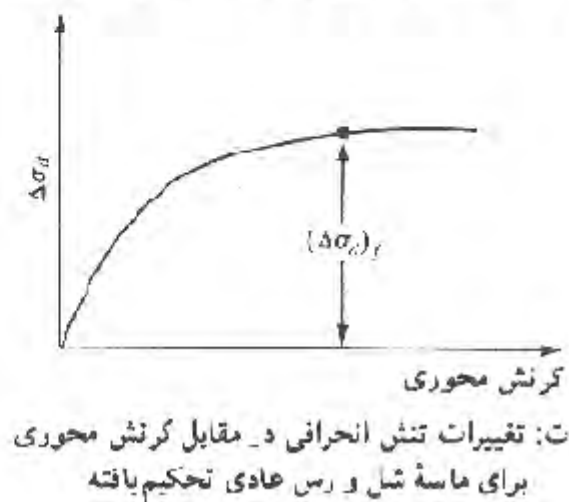
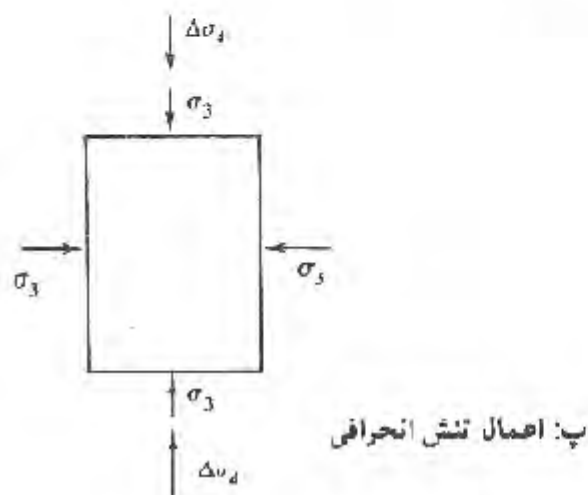
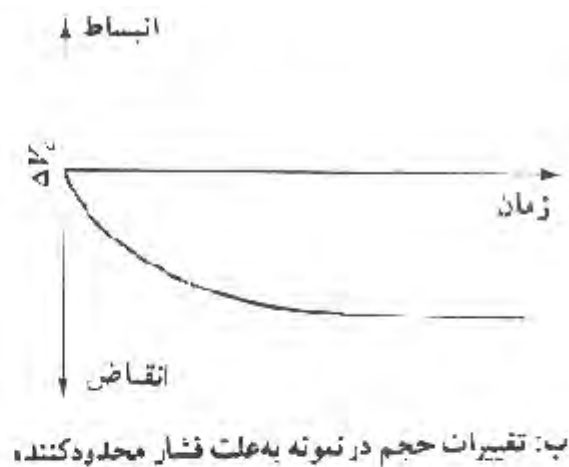
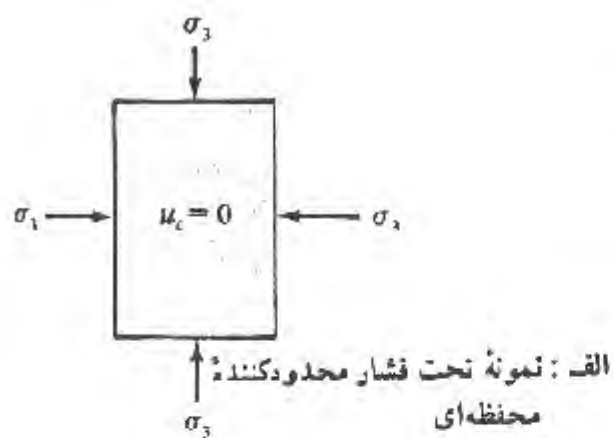
تنش اصلی حداقل در لحظه گسیختگی (موثر) $\sigma_3 - (\Delta u_d)_f = \sigma'_3$

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

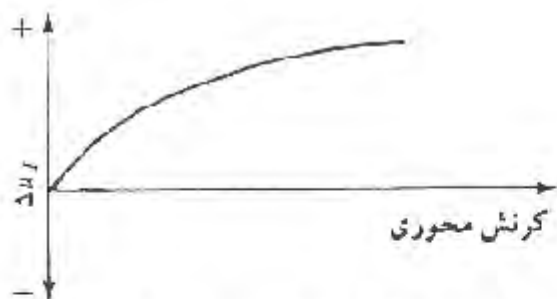
216



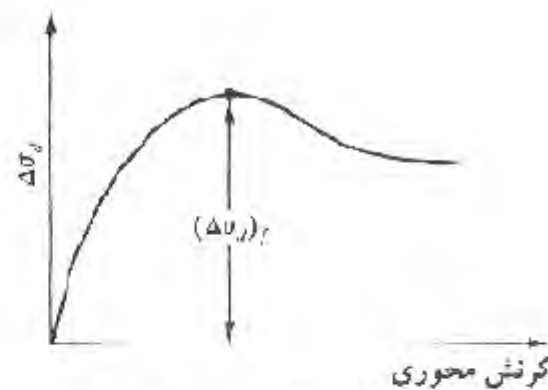
نتایج آزمایش تحکیم یافته زهکشی نشده

آزمایش تحکیم یافته زهکشی نشده

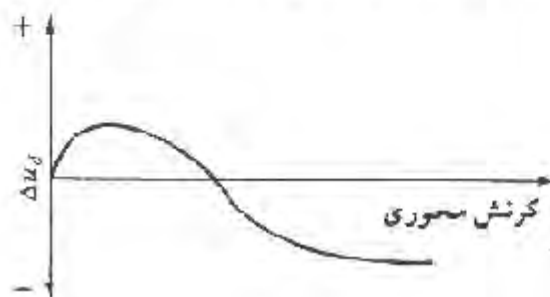
217



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



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



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

نتایج آزمایش تحکیم یافته زهکشی نشده

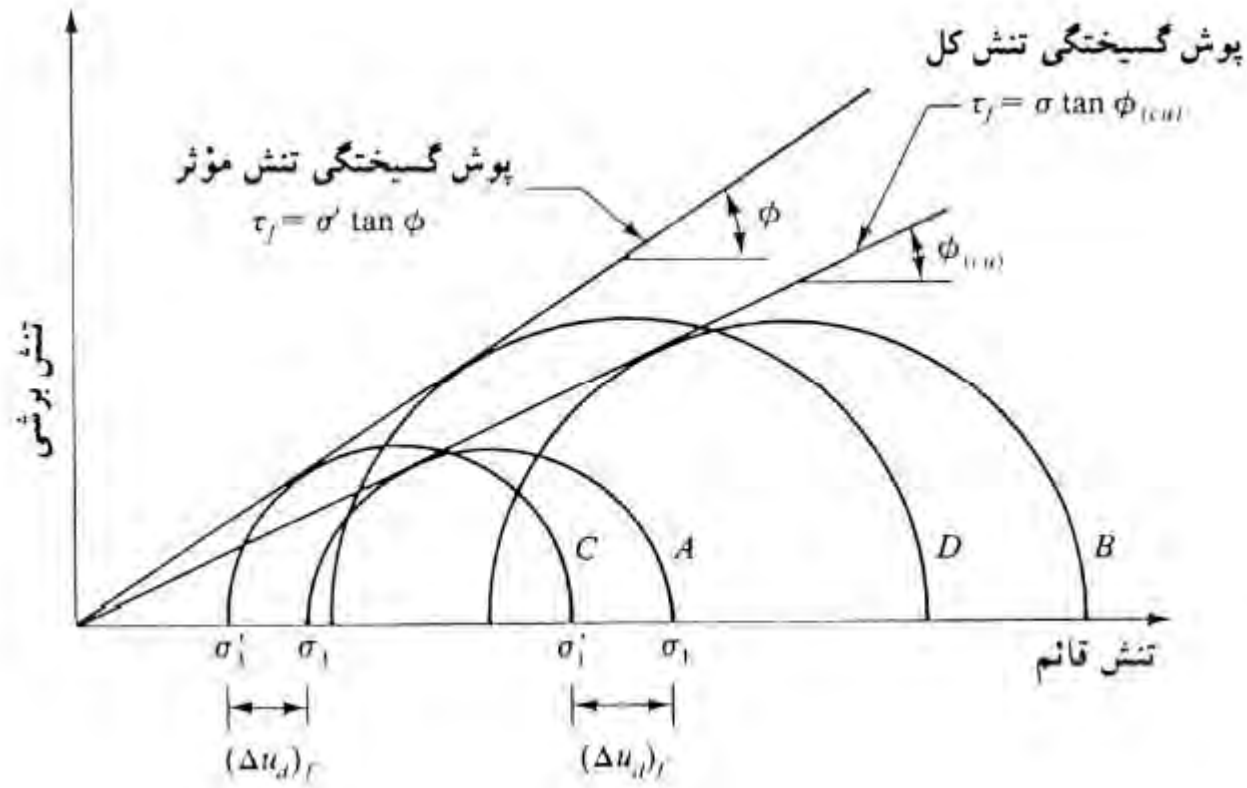
آزمایش تحکیم یافته زهکشی نشده

218

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

219



آزمایش تحکیم یافته زهکشی نشده

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

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.

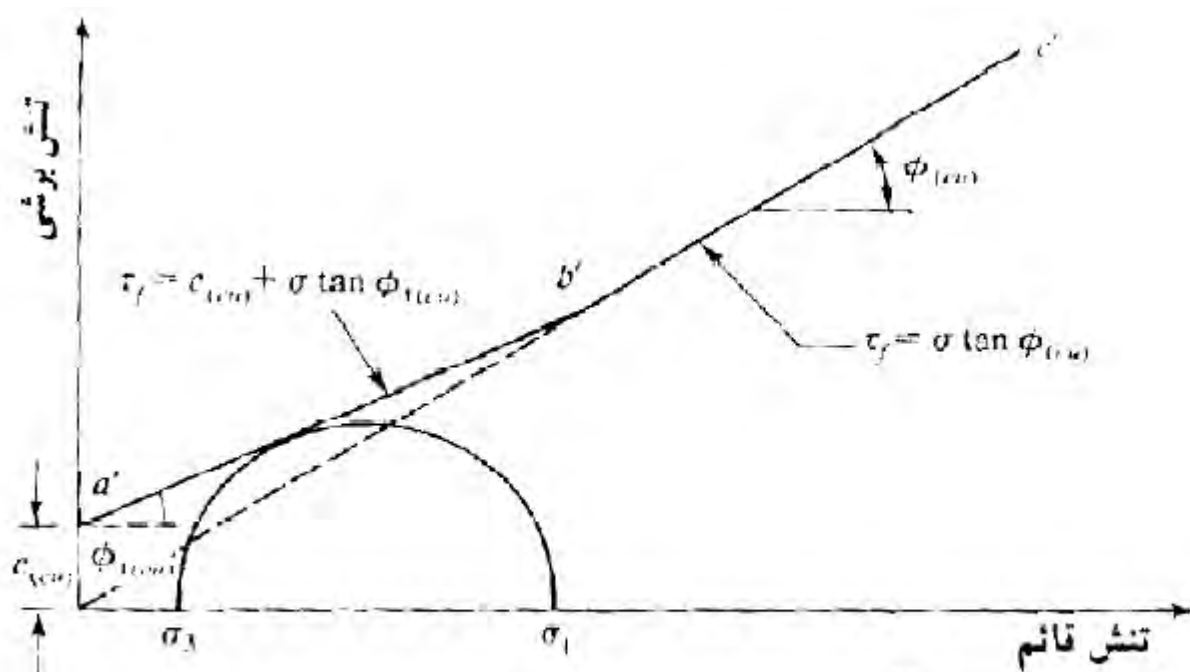
$$\tau_f = c_{(cu)} + \sigma \tan \varphi_{1(cu)}$$

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

222



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

224

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

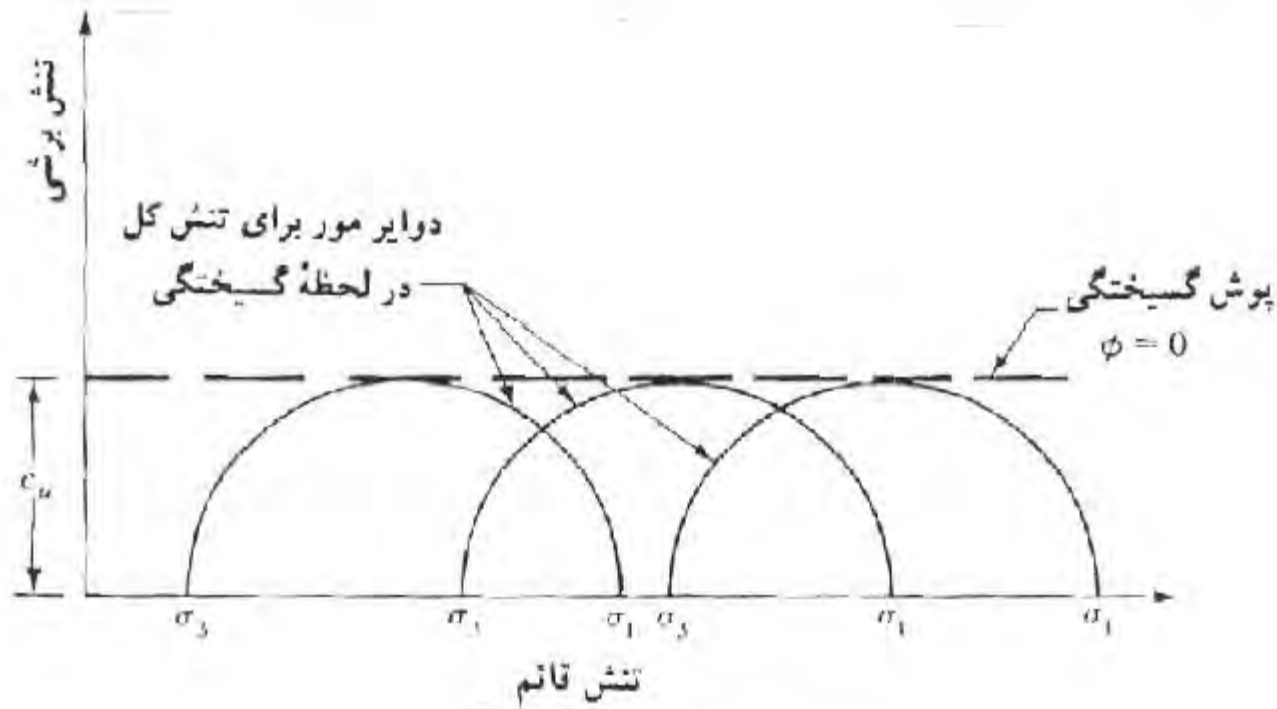
این آزمایش معمولاً بر روی نمونه های رسی انجام می شود و یک مفهوم عمیق مقاومتی برای خاک های چسبنده اشباع دارد. در این آزمایش، برای فشارهای محدود کننده محفظه ای مختلف، تنش محوری انحرافی در لحظه گسیختگی $(\Delta\sigma_d)_f$ عملاً یکسان است. این موضوع در شکل صفحه بعد نشان داده شده است. پوش گسیختگی برای دواير 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

226



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

انواع بارگذاری در آزمایش سه محوری



الف) آزمایش‌های فشاری

آزمایش‌های سه محوری فشاری تحت شرایط زیر انجام می‌شوند :

۱- آزمایش تحت تنش شعاعی ثابت همراه با افزایش تنش محوری

۲- آزمایش تحت تنش محوری ثابت همراه با کاهش تنش شعاعی.

۳- آزمایش تحت تنش هیدرواستاتیکی ثابت همراه با کاهش تنش شعاعی.

در صورتی که آزمایش به صورت زهکشی شده باشد؛ $\sigma_a = \sigma'_1$ و $\sigma_r = \sigma'_3 = \sigma'_2$ است. تنش هیدرواستاتیک یا تنش متوسط زهکشی شده به صورت؛ $p' = (\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3)/3$ تعریف می‌شود. بنابراین در قسمت ۳ از موارد فوق، با ثابت نگهداشتن $J_1 = \sigma'_1 + 2\sigma'_3 = \sigma'_a + 2\sigma'_r$ و کاهش تنش شعاعی σ_r ، تنش محوری σ_a افزایش می‌یابد و آزمایش تحت این شرایط انجام می‌شود.

ب) آزمایش‌های توسعه جانبی

آزمایش‌های سه محوری کششی تحت شرایط زیر انجام می‌شوند :

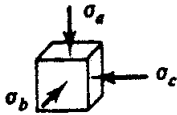
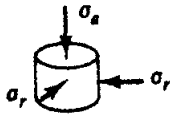
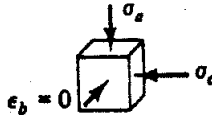
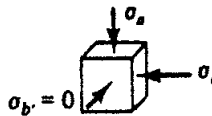
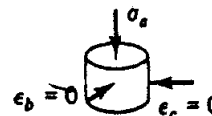
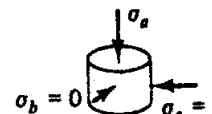
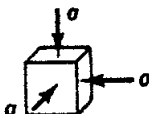
۱- آزمایش تحت تنش شعاعی ثابت همراه با کاهش تنش محوری.

۲- آزمایش تحت تنش محوری ثابت همراه با افزایش تنش شعاعی.

۳- آزمایش تحت تنش هیدرواستاتیکی ثابت همراه با افزایش تنش شعاعی.

در صورتی که آزمایش به صورت زهکشی شده باشد؛ $\sigma_a = \sigma'_3$ و $\sigma_r = \sigma'_1 = \sigma'_2$ است.

Stress conditions in some common soil tests

Special conditions	Name of test	Diagram
$\sigma_a \neq \sigma_b \neq \sigma_c$	True triaxial	
$\sigma_b = \sigma_c = \sigma_r$	Cylindrical compression The 'triaxial' test	
$\epsilon_b = 0$	Plane strain or biaxial	
$\sigma_b = 0$	Plane stress	
$\epsilon_b = \epsilon_c = \epsilon_r = 0$	One-dimensional compression The oedometer test	
$\sigma_b = \sigma_c = \sigma_r = 0$	Uniaxial compression or unconfined compression	
$\sigma_a = \sigma_b = \sigma_c = \sigma$	Isotropic compression	

کاربرد آزمایش های سه محوری



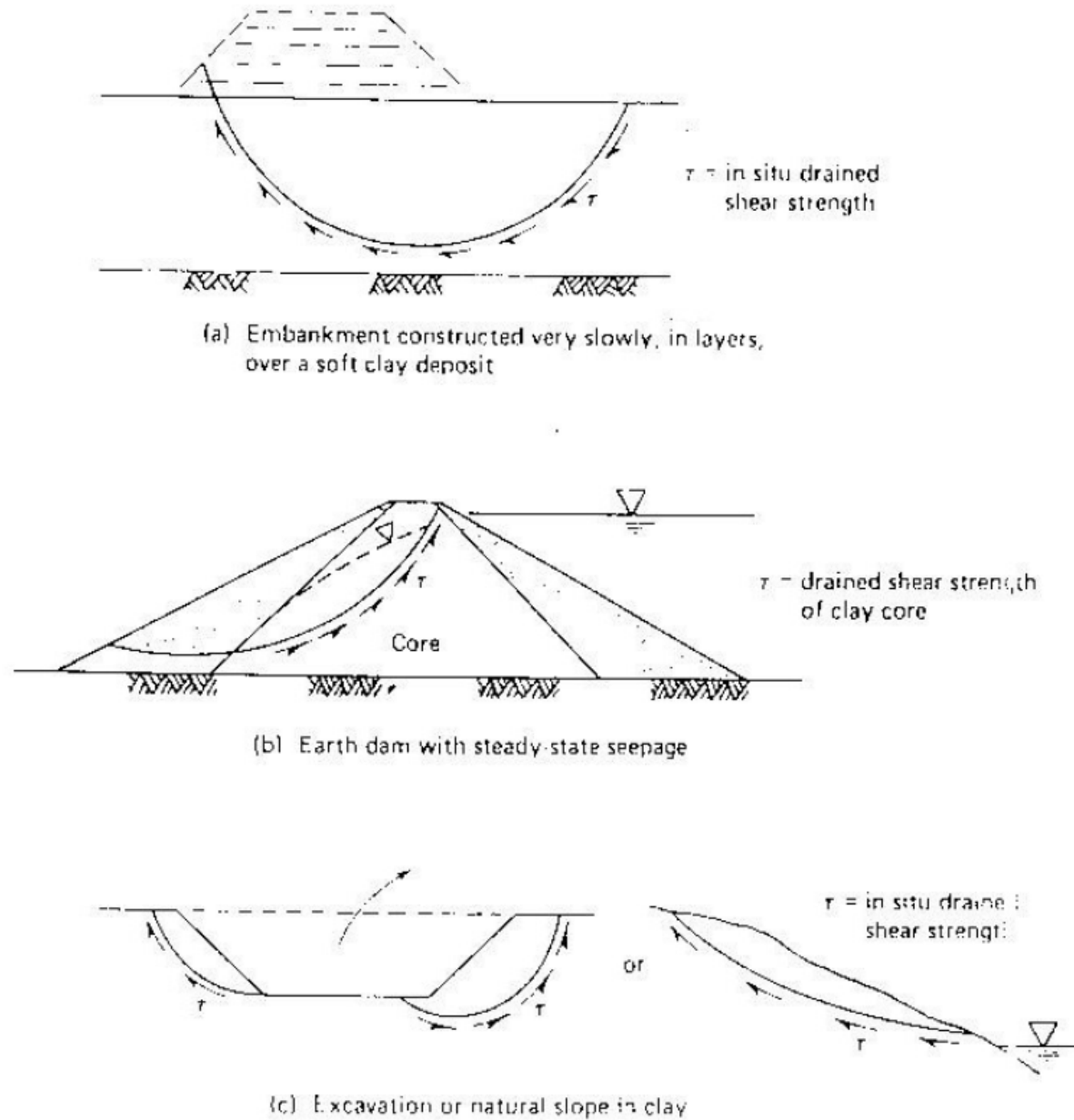


Fig. 11.28 Some examples of CD analyses for clays (after Ladd, 1971b).

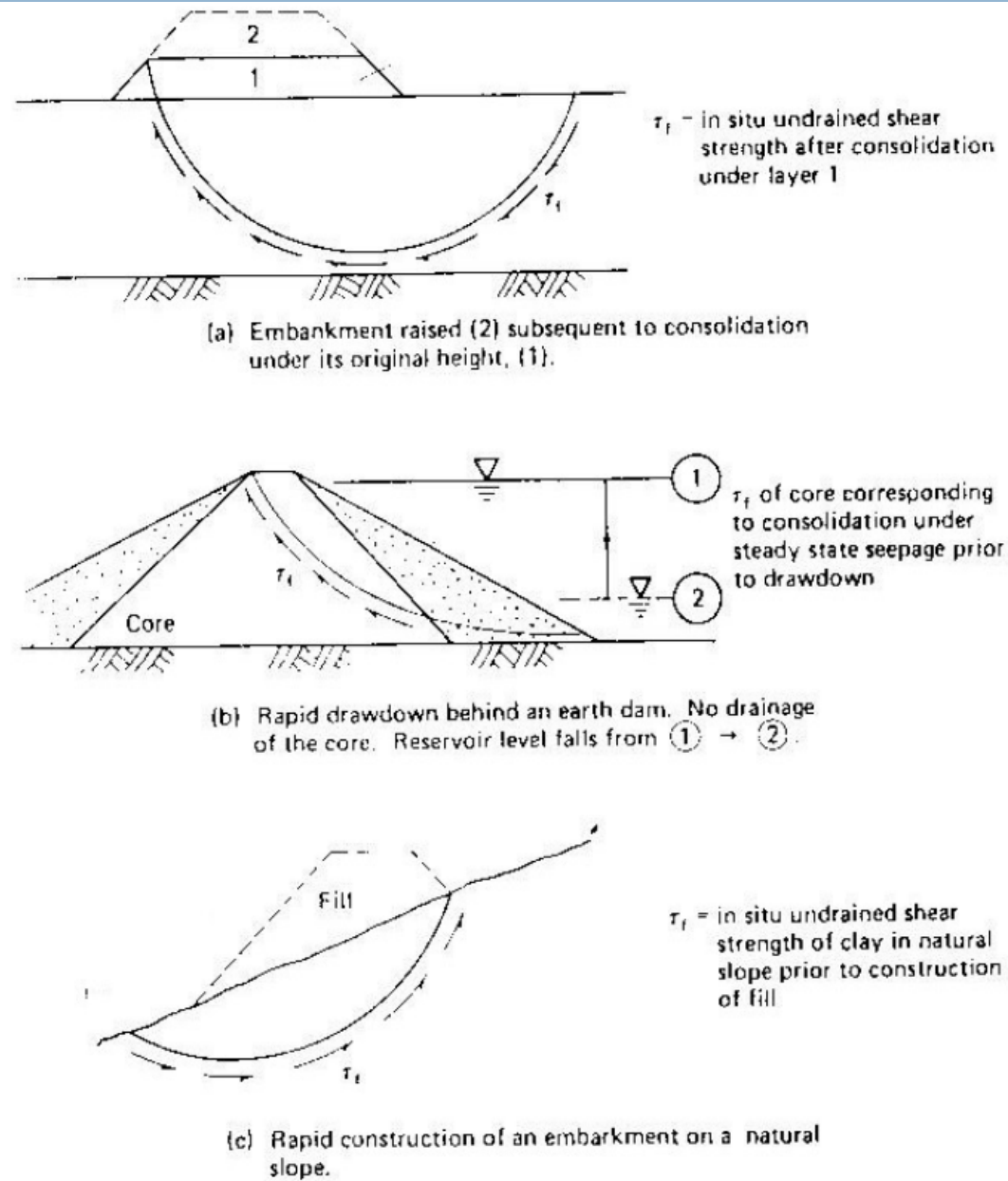
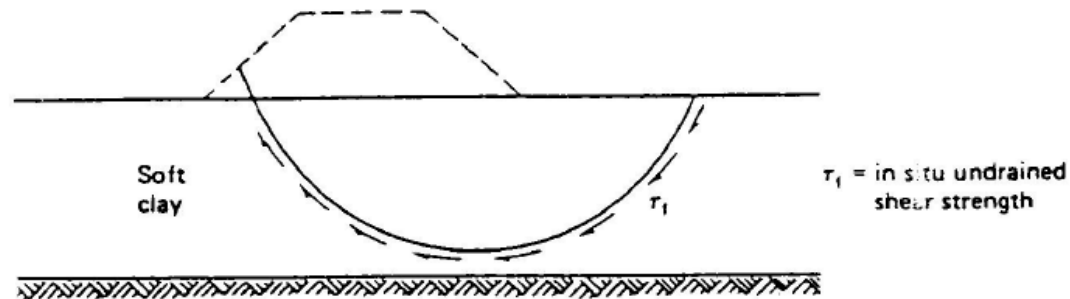
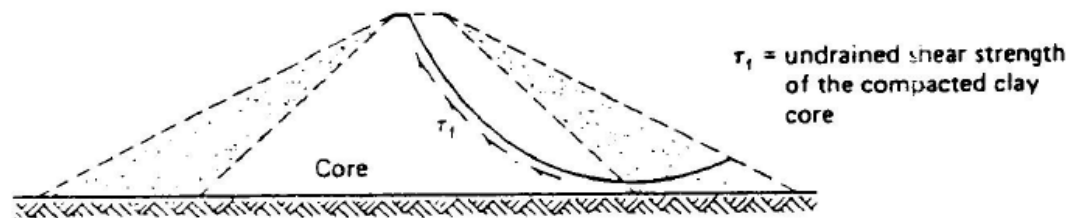


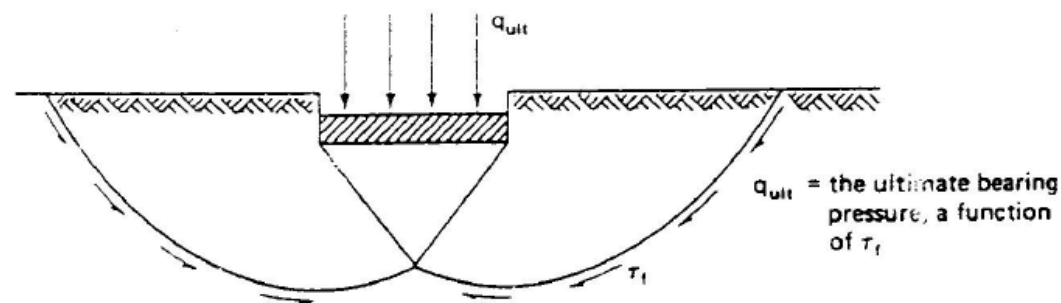
Fig. 11.37 Some examples of CU analyses for clays (after Ladd, 1971b).



(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

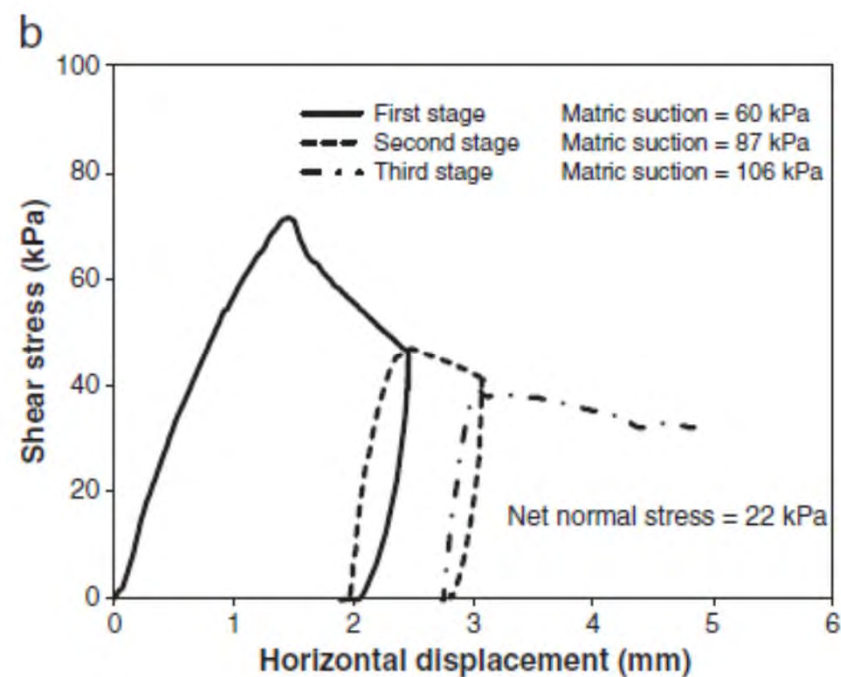
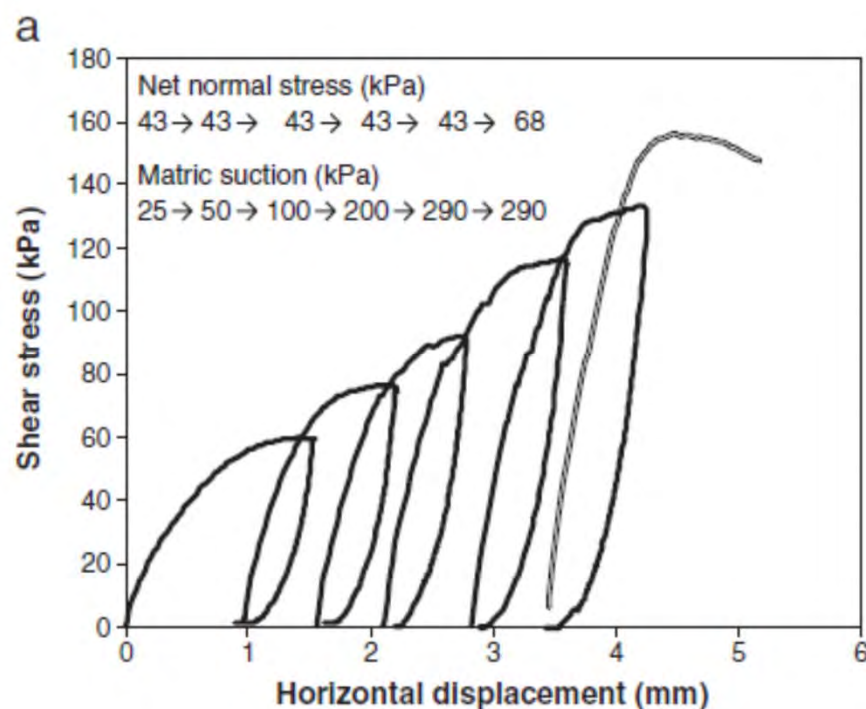
Some examples of UU analyses for clay

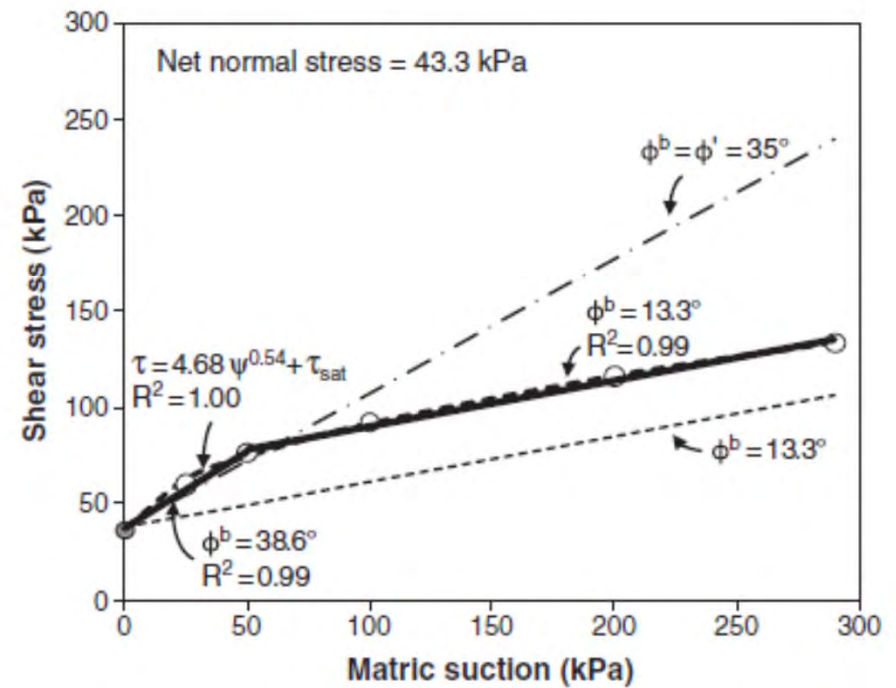
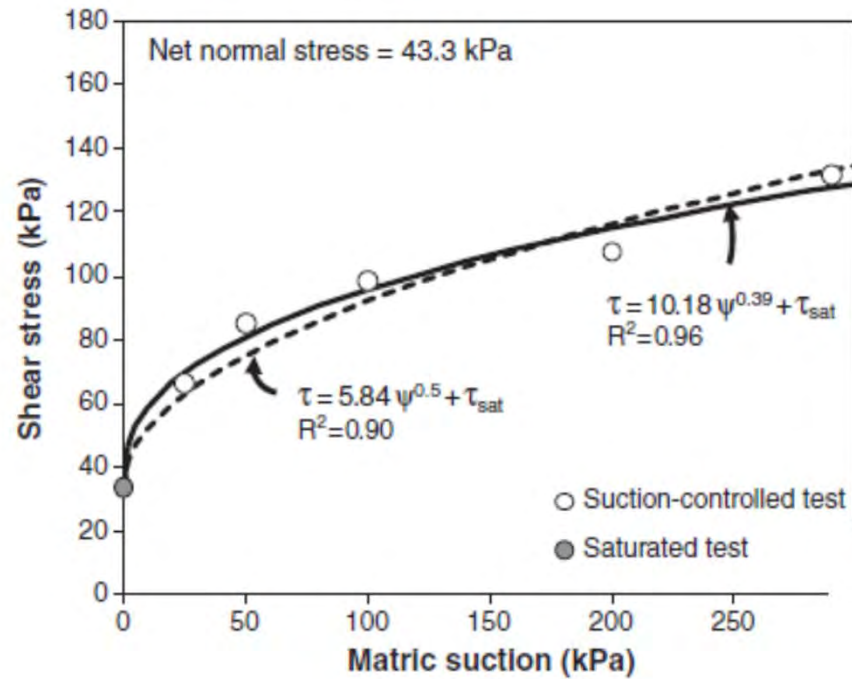
محاسبه ضریب زاویه وابسته به مکش



محاسبه ضریب زاویه وابسته به مکش از آزمایش برش مستقیم و سه محوری چند مرحله ای

235





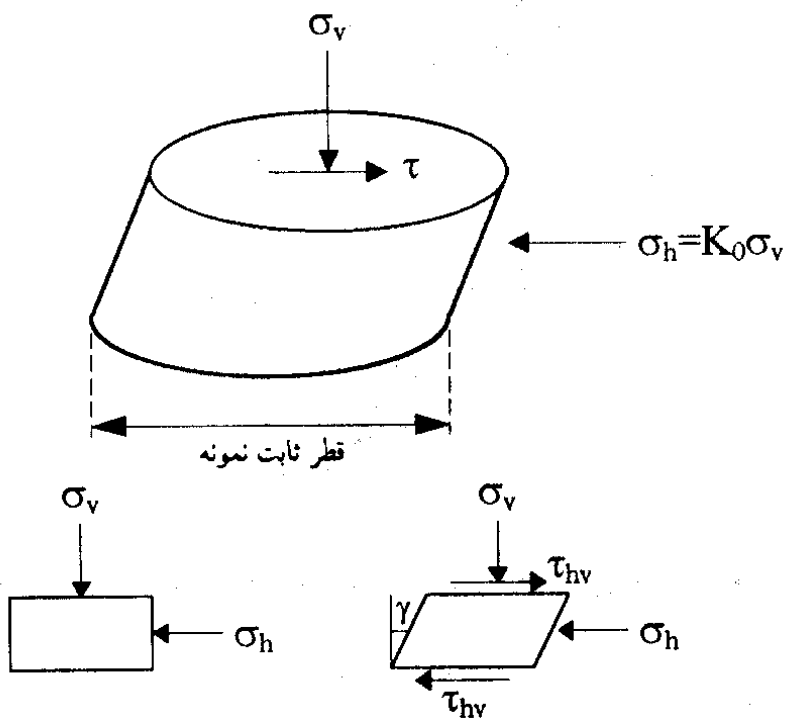
آزمایش برش ساده



آزمایش برش ساده

۱- آزمایش برش ساده بر روی نمونه استوانه شکل

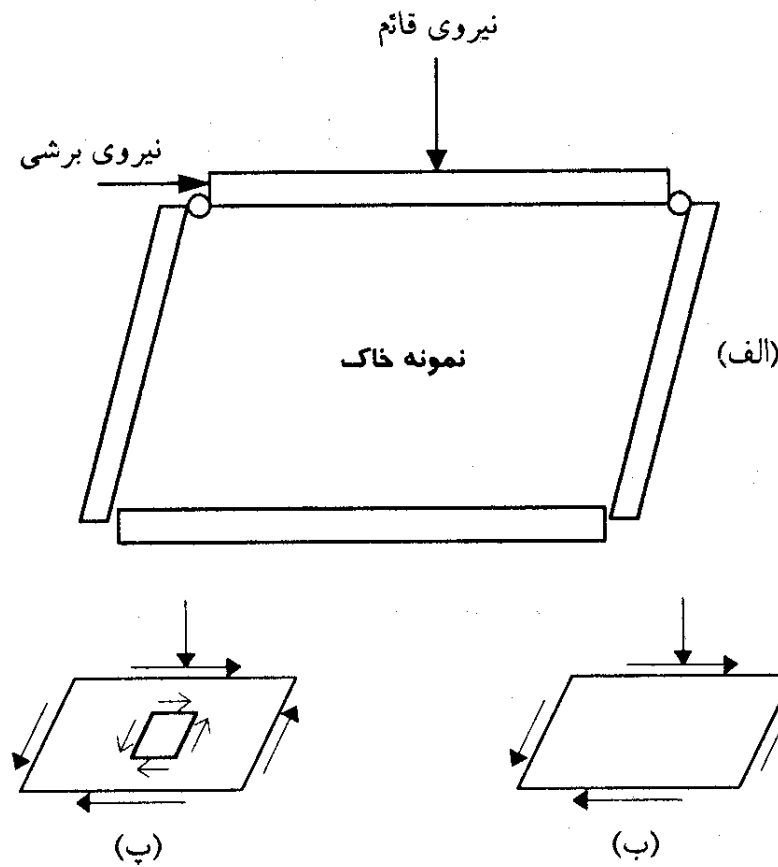
هدف این آزمایش، اعمال برش خالص بر نمونه‌ای استوانه‌ای مطابق شکل می‌باشد، تا از تمرکز تنش که در آزمایش برش مستقیم دیده می‌شود، جلوگیری گردد. در این آزمایش دایره موهر اولیه (همانند دایره موهر در آزمایش برش مستقیم)؛ دایره موهر گسیختگی است.



نمونه استوانه‌ای در آزمایش برش ساده

۲- آزمایش برش ساده بر روی نمونه مکعبی شکل

این آزمایش در واقع آزمایش تغییر شکل یافته برش مستقیم است. در این آزمایش؛ نمونه به شکل مکعب مستطیل بوده که در یک پوسته پلاستیکی و در جعبه‌ای با اتصالات لولایی در دیواره‌ها، قرار می‌گیرد و مطابق شکل نیروهای قائم و برشی بر آن اعمال می‌شوند. در این آزمایش نیز توزیع تنش برشی یکنواخت نبوده، زیرا شرایط برش خالص در مرکز نمونه وجود دارد اما در لبه‌های نمونه وجود ندارد.



الف) دستگاه آزمایش برش ساده (ب) برش ساده (پ) برش خالص

فهرست: ۲- خاک های غیر اشباع

تنش موثر

تحکیم

مقاومت برشی

پایداری شیروانی ها

پایداری شیروانی‌ها (SLOPE STABILITY IN UNSATURATED SOILS)

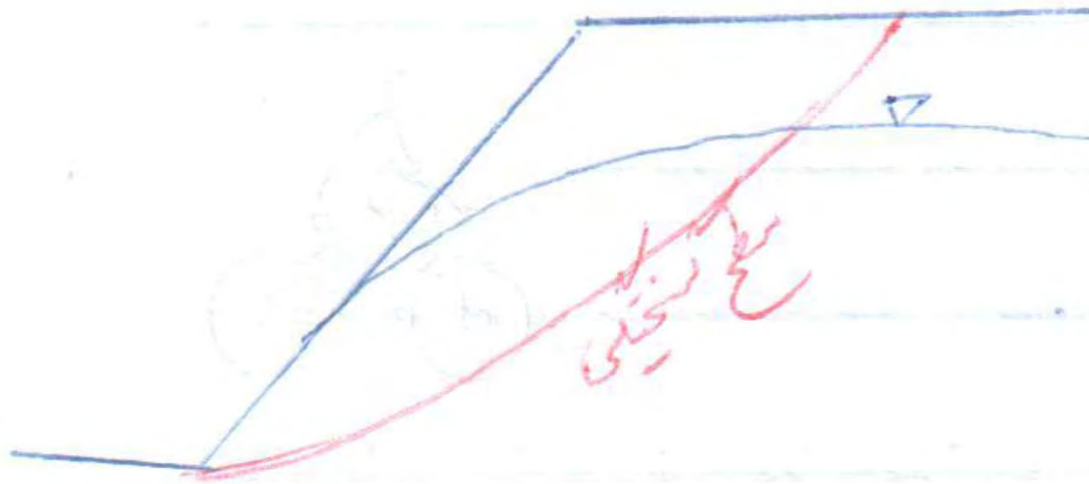
ویرایش اول
محسن مظہری

فصل دوم-قسمت چهارم

پایداری شیروانی ها در خاک غیر اشباع



در صورت وجود آب زیرزمینی و تاثیر رطوبت بر روی پایداری شیروانی، فرض غیر اشباع بودن خاک نادرست خواهد بود چون عمده سطح لغزش در بخش اشباع خاک که تنش موثر کوچکتری دارد قرار خواهد گرفت.



فهرست

۱- یادآوری

۲- مکانیک خاک‌های غیر اشباع

۳- مسیر تنش

۴- مدل‌های رفتاری

مسیر تنش (STRESS PATH)

ویرایش اول
محسن مظهري

فصل سوم

مسیر نقش

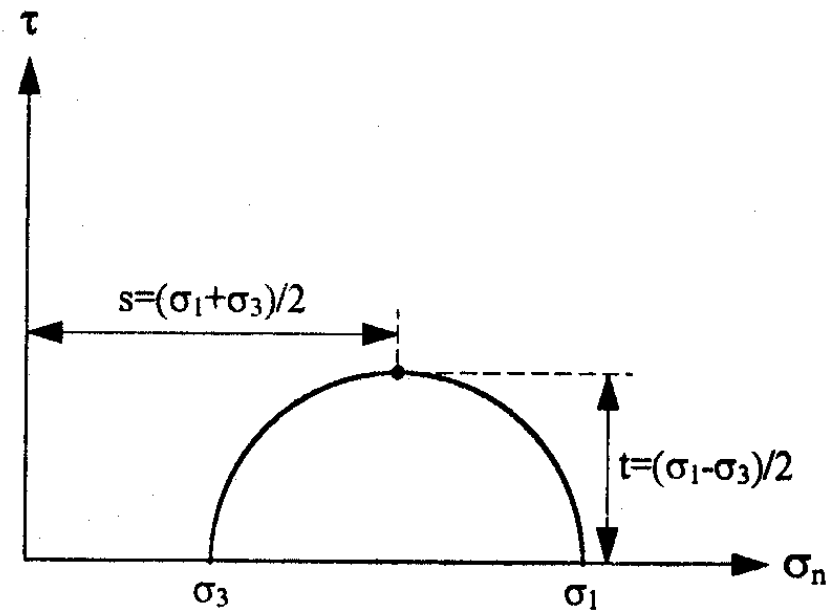
مسیر تنش

رفتار خاک در آزمایشگاه یا صحرای، به تاریخچه اعمال بار و کرنش‌های وارده بستگی دارد. به عبارت دیگر؛ رفتار خاک نه تنها تابع تنش‌های اولیه و نهایی است، بلکه به چگونگی تغییرات تنش و کرنش در تاریخچه بارگذاری آن نیز وابسته است. مسیر تنش نمایانگر حالات تنش در نمونه خاک است. و حالت تنش را می‌توان در فضای تنش‌های اصلی $\sigma'_1: \sigma'_3$ یا $\sigma_1: \sigma_3$ و $t': s'$ یا $t: s$ و $q: p$ یا $q': p'$ نشان داد. در حالت دو بعدی می‌توان نوشت:

$$t' = t = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$$

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

$$s' = s - u$$



تعریف فراسنج‌های s و t

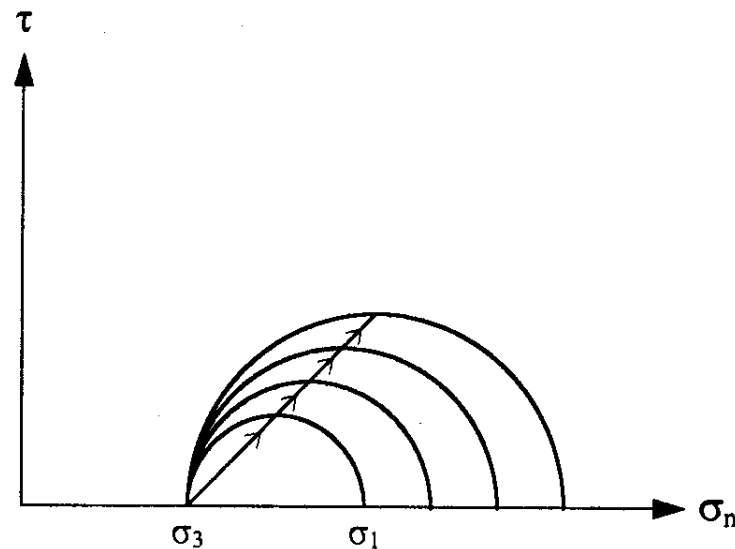
و در حالت سه بعدی نیز خواهیم داشت :

$$q' = q = \sigma'_1 - \sigma'_3 = \frac{3}{\sqrt{2}} \tau'_{oct}$$

$$p = \frac{\sigma_1 + 2\sigma_3}{3} = \sigma_{oct}$$

$$p' = p - u = \sigma'_{oct}$$

به این ترتیب؛ s و t (یا p و q) و σ_1 و σ_3 (یا σ'_1 و σ'_3) و t' و s' (یا q' و p') برای رسم مسیر تنش کل و مسیر تنش موثر را با ESP نشان می دهند.



مسیر تنش در فضای $\tau: \sigma_n$

Representation of octahedral stress

$$\sigma'_{\text{out}} = \frac{1}{3}(\sigma'_x + \sigma'_y + \sigma'_z),$$

$$\tau'_{oct} = \frac{1}{6}[(\sigma'_x - \sigma'_y)^2 + (\sigma'_y - \sigma'_z)^2 + (\sigma'_z - \sigma'_x)^2 + 6(\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2)],$$

in terms of principal stresses,

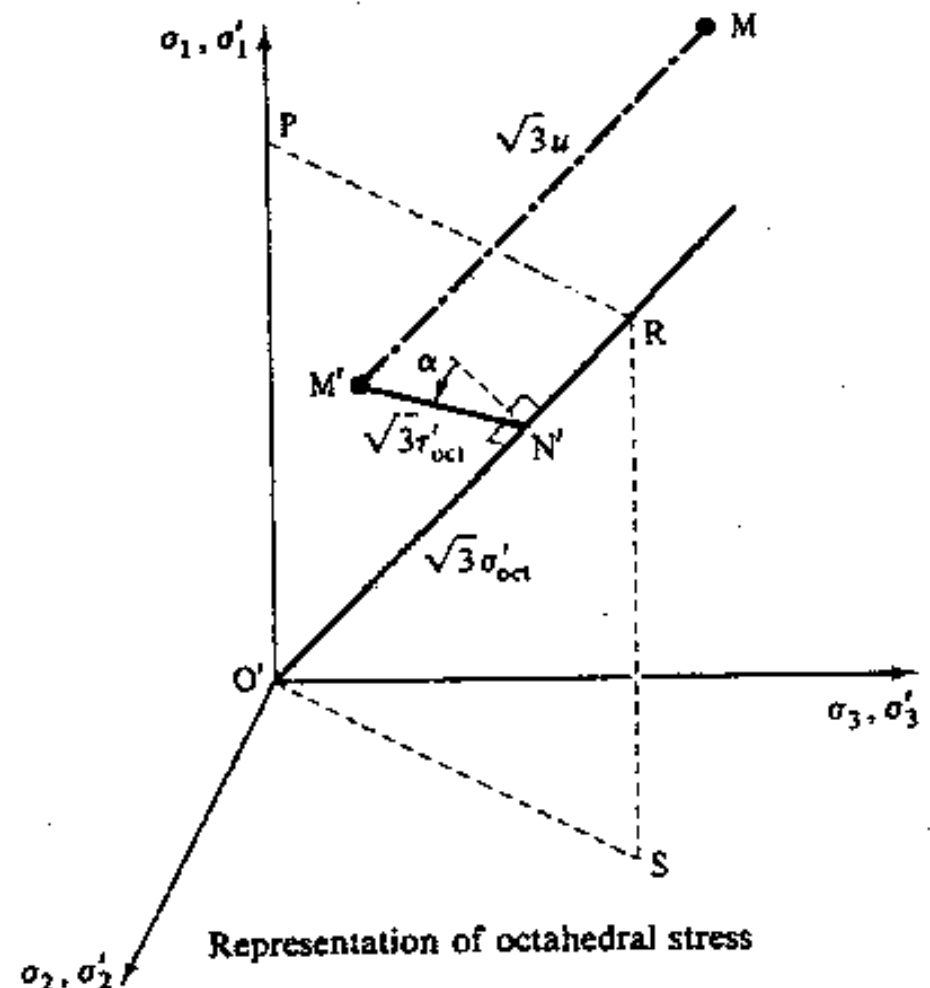
$$\sigma'_{oct} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3),$$

$$\tau'_{oct} = \frac{1}{2}[(\sigma'_1 - \sigma'_2)^2 + (\sigma'_2 - \sigma'_3)^2 + (\sigma'_3 - \sigma'_1)^2]^{1/2}.$$

The corresponding octahedral total stresses are, similarly,

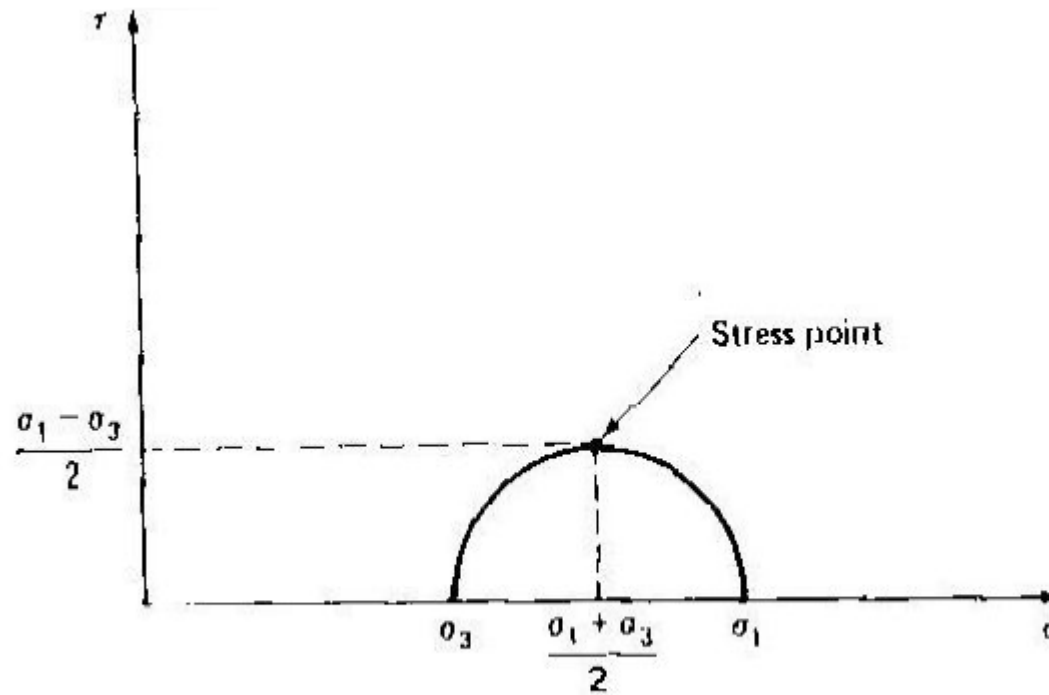
$$\sigma_{\text{oct}} = \frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3),$$

$$\tau_{\text{oct}} = \frac{1}{3}[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]^{1/2}$$



p-q Stress Path (Lamb, 1964)

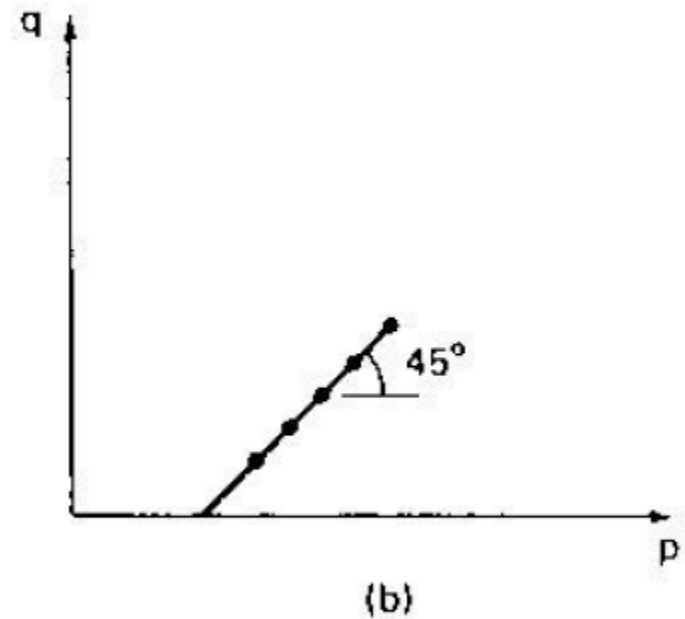
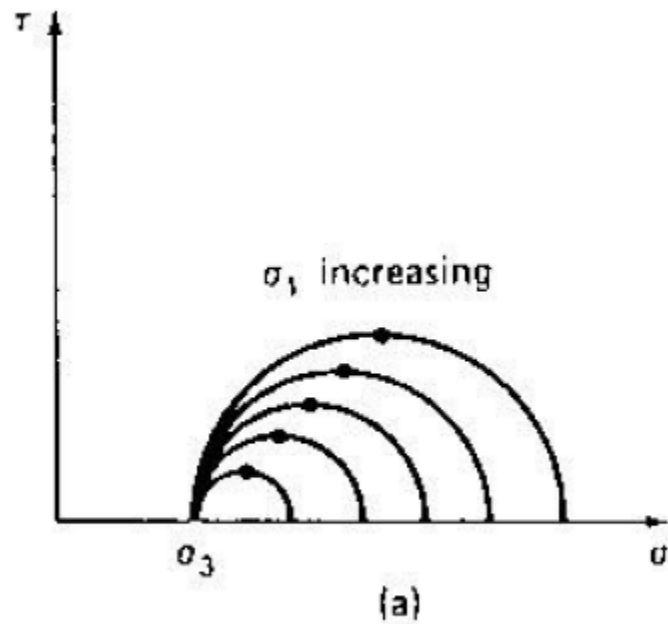
250



A Mohr circle of stress and corresponding stress point.

p-q Stress Path (Lamb, 1964)

251

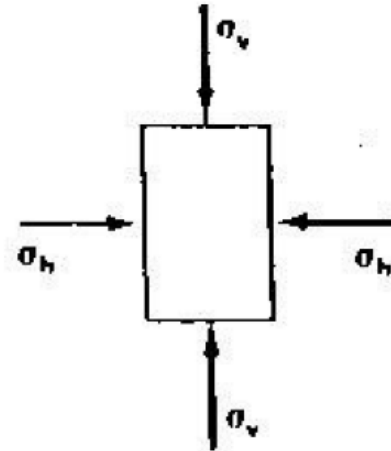


(a) Successive Mohr circles; (b) stress path for constant σ

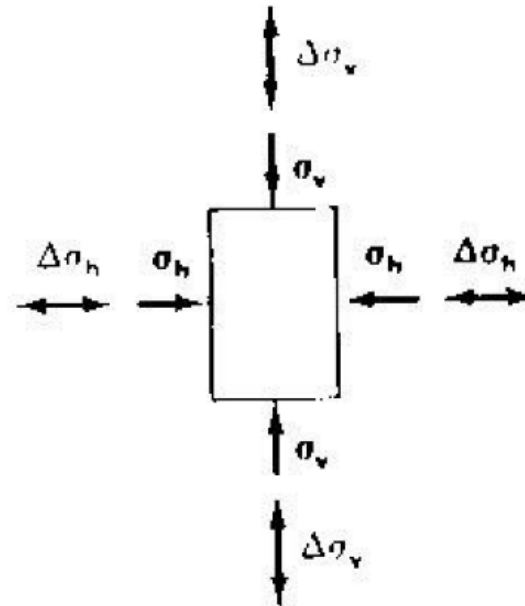
نحوه ترسیم مسیر تنش

252

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



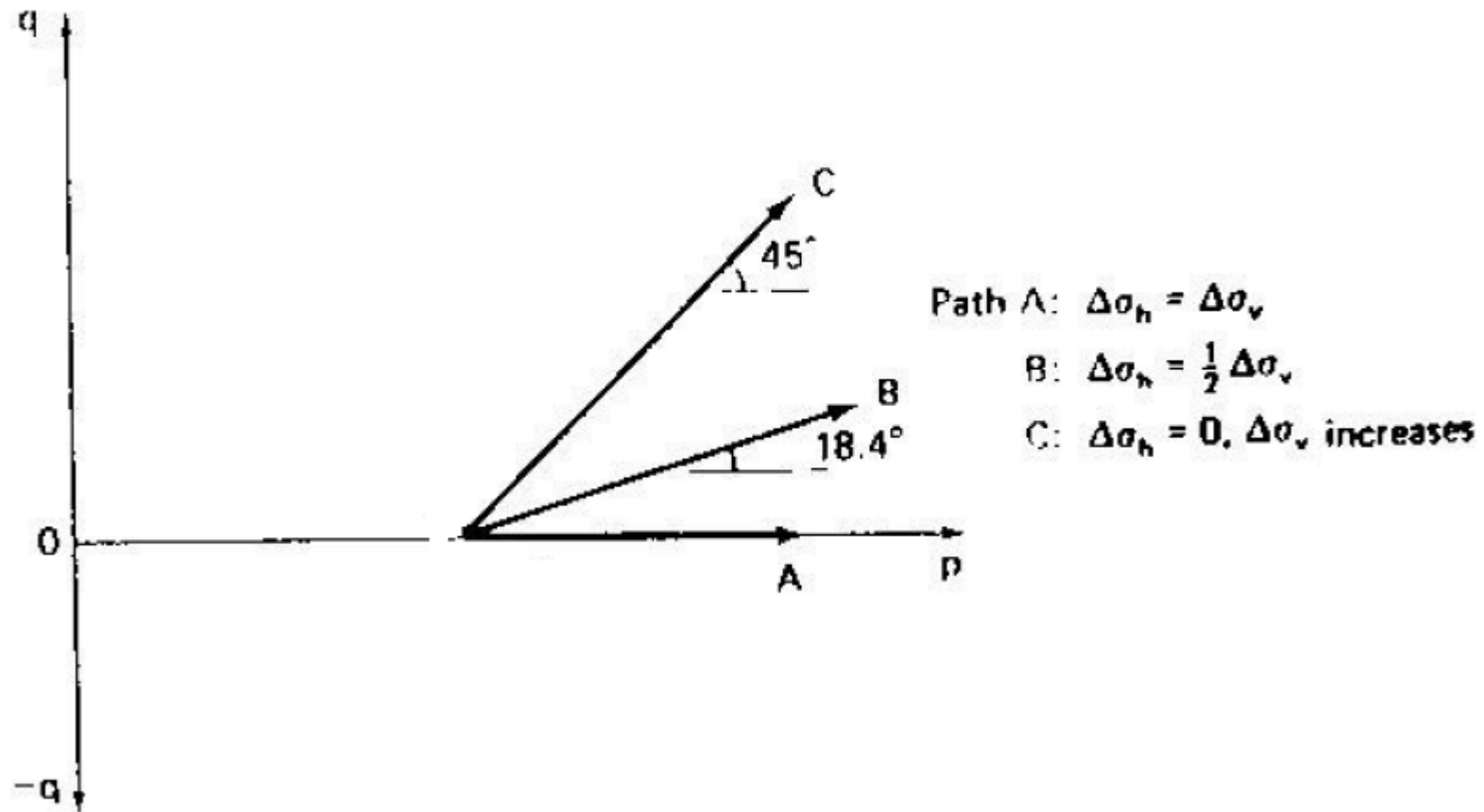
2. During loading (or unloading)



نحوه ترسیم مسیر تنش

253

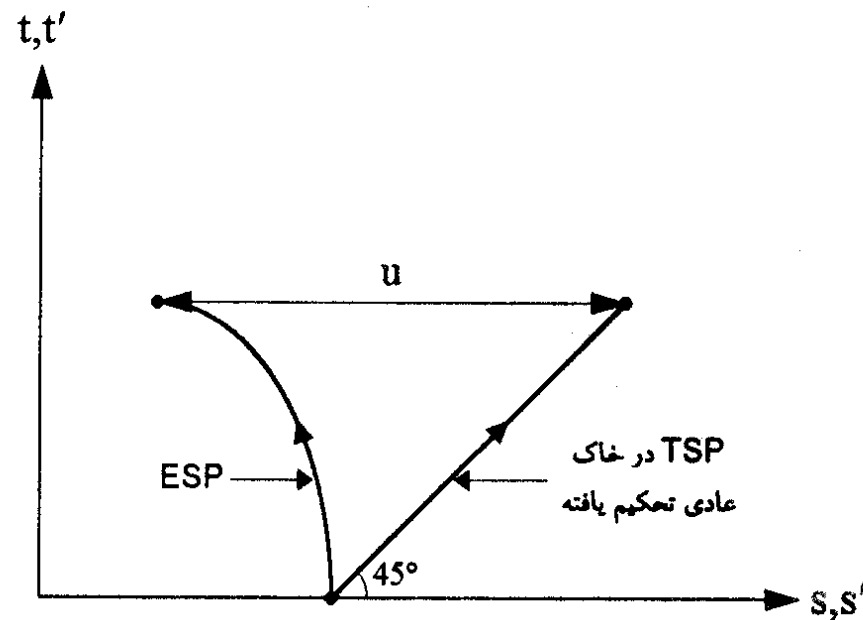
3. Stress paths



مسیر تنش‌های موثر و کل در حالت II مثبت

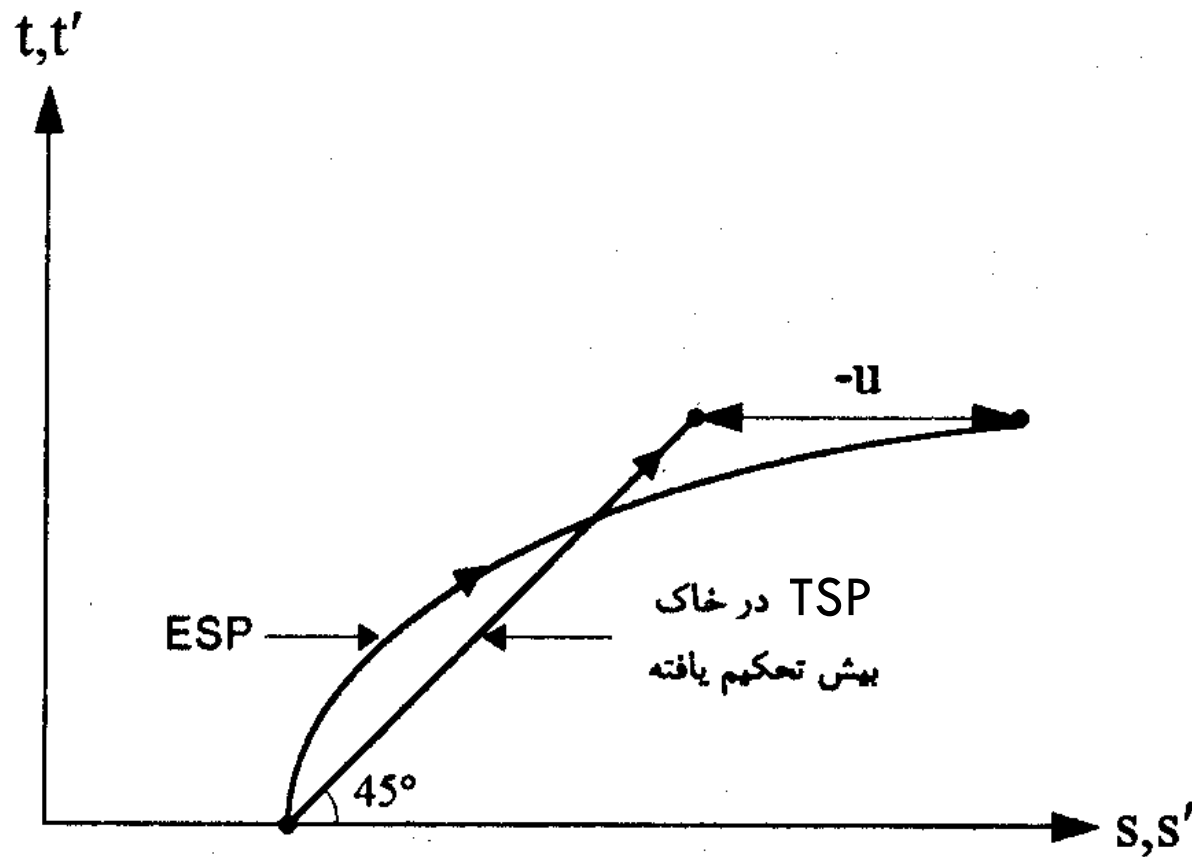
اگر TSP در سمت راست ESP قرار گیرد، نشان دهنده فشار آب منفذی مثبت (فشاری) است و اگر در سمت چپ آن قرار گیرد، نشان دهنده فشار آب منفذی منفی (کشش) است.

$$\begin{cases} t=t' & , & s' < s & , & \sigma > \sigma' \\ & & u > 0 \end{cases}$$

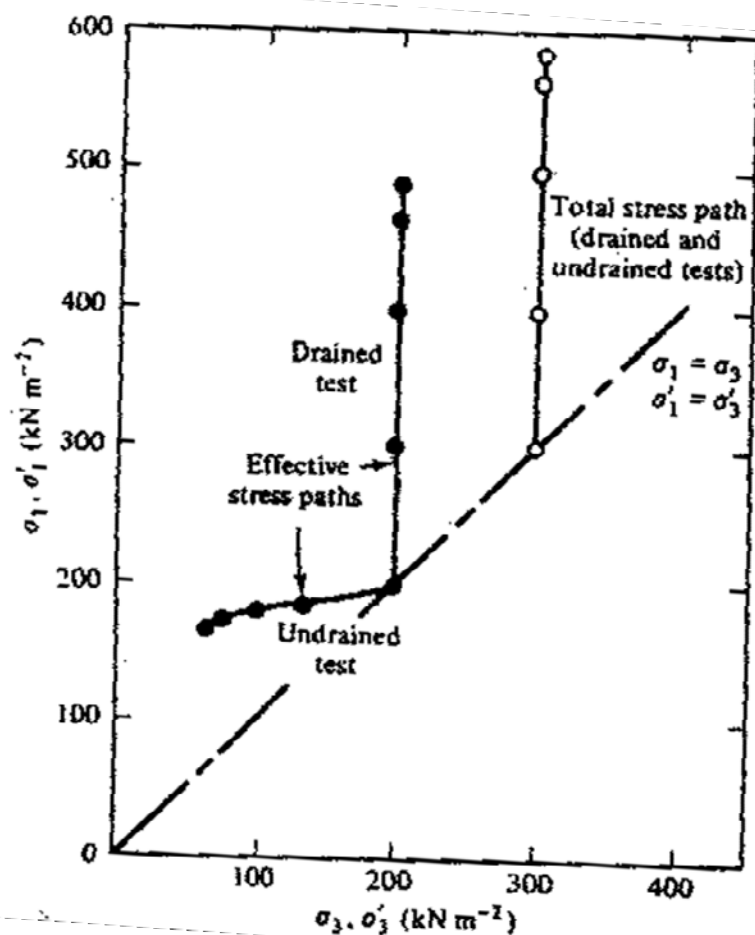


مسیر تنش‌های موثر و کل در حالت u منفی

$$\begin{cases} t = t' & , & s' > s & , & \sigma < \sigma' \\ & & u < 0 \end{cases}$$



STRESS PATHS WITH $\sigma'_1:\sigma'_3$ AND $\sigma_1:\sigma_3$ AXES



Example

Drained loading test

σ_1	σ_3	u	σ'_1	σ'_3
300	300	100	200	200
400	300	100	300	200
500	300	100	400	200
565	300	100	465	200
590	300	100	490	200

All stresses given in kiloNewtons per square metre.

Example

Undrained loading test

σ_1	σ_3	u	σ'_1	σ'_3
300	300	100	200	200
350	300	165	185	135
380	300	200	180	100
396	300	224	172	76
398	300	232	166	68

Drained loading test

σ_1	σ_3	u	t	s	t'	s'
300	300	100	0	300	0	200
400	300	100	50	350	50	250
500	300	100	100	400	100	300
565	300	100	133	433	133	333
590	300	100	145	445	145	345

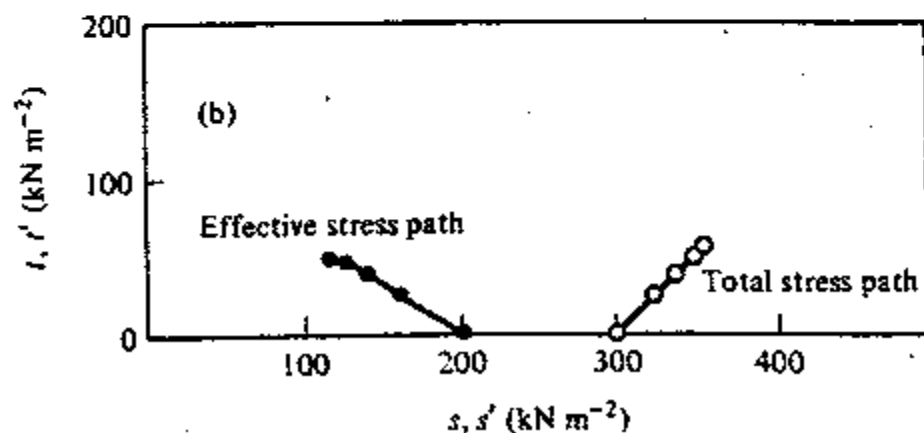
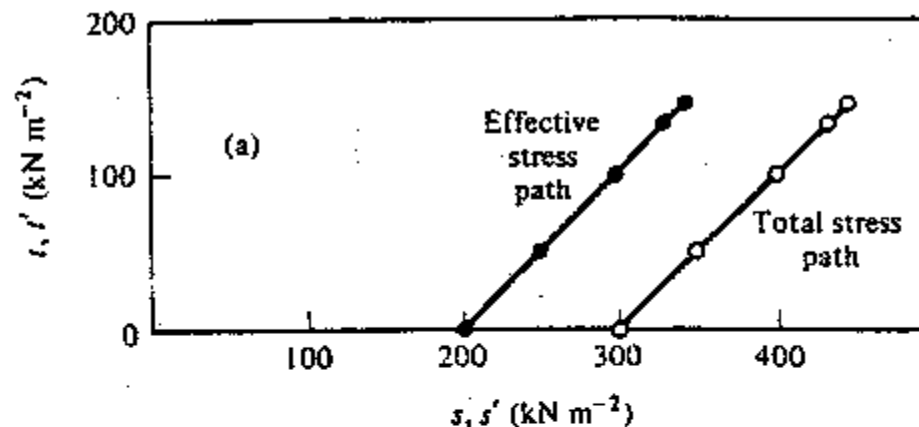
All stresses given in kiloNewtons per square metre.

Undrained loading test

σ_1	σ_3	u	t	s	t'	s'
300	300	100	0	300	0	200
350	300	165	25	325	25	160
380	300	200	40	340	40	140
396	300	224	48	348	48	124
398	300	232	49	349	49	117

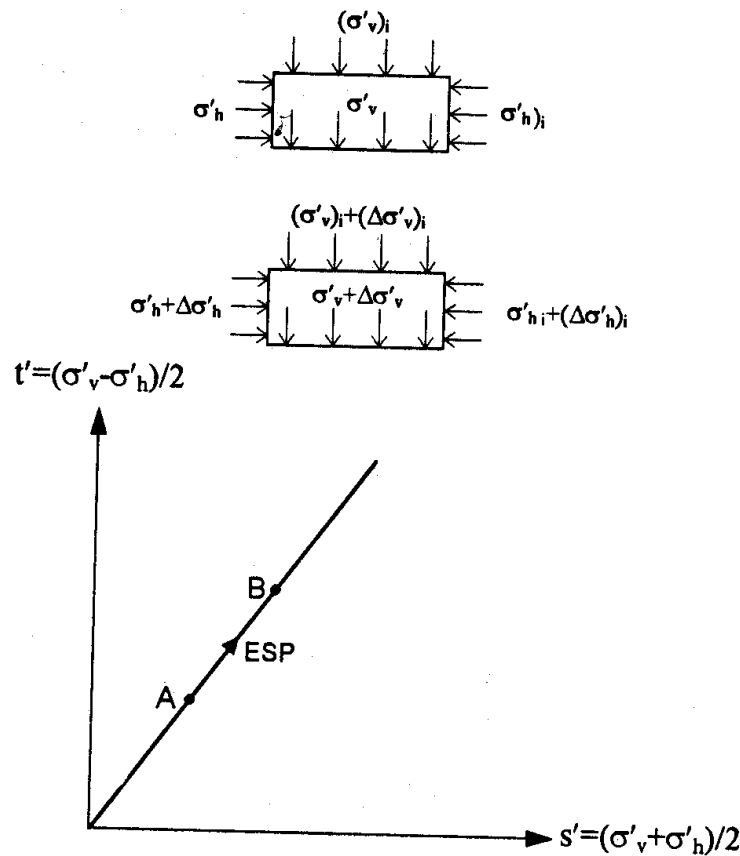
All stresses given in kiloNewtons per square metre.

Stress paths for (a) drained and (b) undrained loading tests



مسیر تنش موثر در آزمایش تحکیم

یک بعدی در فضای $t':s'$



مسیر تنش موثر در آزمایش تحکیم یک بعدی در فضای $t':s'$

در این حالت، ارتباط تنش‌های افقی و قائم موثر را می‌توان به شرح زیر تعریف نمود:

$$\sigma'_h = K_0 \sigma'_v$$

$$t' = \frac{1 - K_0}{2} \sigma'_v$$

$$s' = \frac{1 + K_0}{2} \sigma'_v$$

$$\beta = \tan^{-1} \left(\frac{t'}{s'} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{1 - K_0}{1 + K_0} \right)$$

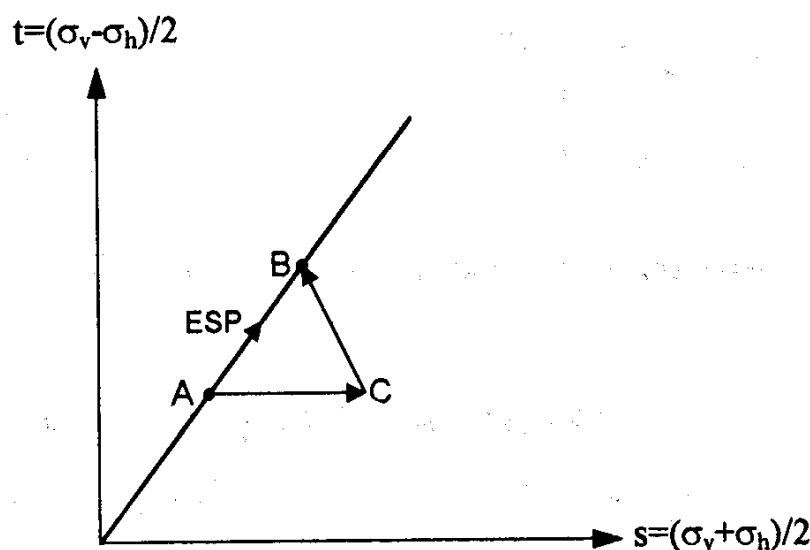
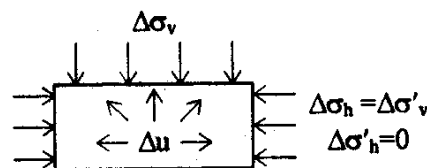
در این روابط:

$$\sigma'_h = \text{تنش افقی موثر}$$

$$\sigma'_v = \text{تنش قائم موثر}$$

$$K_0 = \text{ضریب فشار جانبی خاک در حال سکون}$$

مسیر تنش موثر در آزمایش تحکیم یک بعدی در فضای t:s



در لحظه $t=0$ ؛ σ_v به اندازه $\Delta\sigma_v$ افزایش می یابد، در نتیجه؛ $\Delta u = \Delta\sigma_v$ می شود.

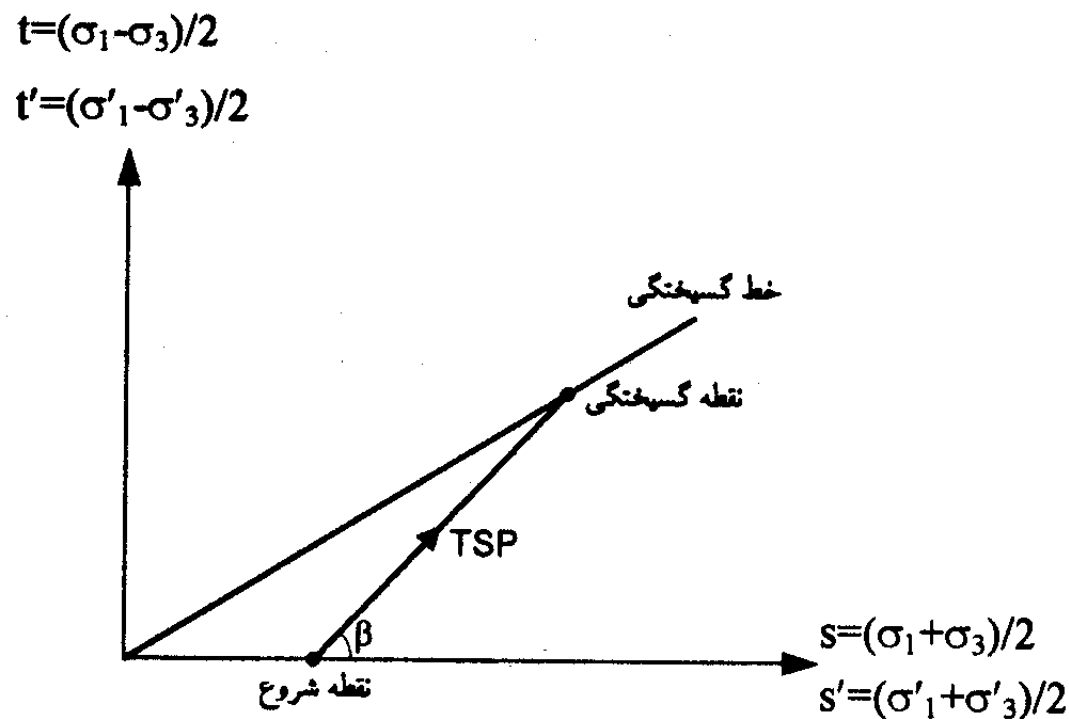
در این حالت مسیر تنش کل در اثر اعمال $\Delta\sigma_v$ ، از A به C و در اثر خروج آب از خاک، از C به B خواهد بود. به این ترتیب نقطه B پایان دو مسیر موثر و کل می باشد. و از آنجایی که فشار آب منفذی صفر است، می توان نوشت؛ $t=t'$ و $s=s'$.

آزمایش سه محوری و مسیر تنش

شرایط زهکشی شده

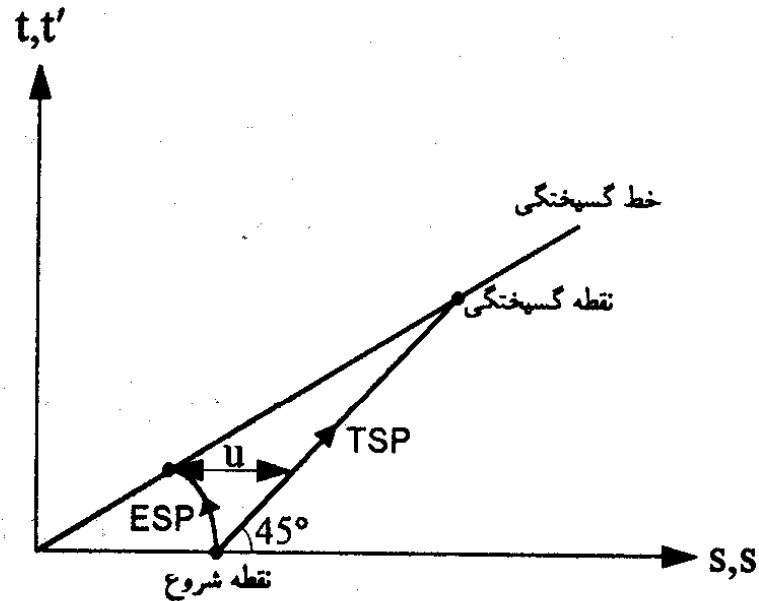
در این حالت چون فشار آب منفذی در طول آزمایش صفر است، تنش‌های کل برابر تنش‌های موثر می‌شود و مسیر تنش مطابق شکل ترسیم می‌گردد. در این حالت؛ شیب خط مسیر تنش یعنی β ، برابر 45° می‌باشد.

مسیر تنش در آزمایش سه محوری زهکشی شده



شرایط زهکشی نشده و خاک تحکیم عادی یافته

در شروع آزمایش، فشار آب منفذی برابر صفر، $t=t'$ و $s=s'$ است. مسیر تنش کل با افزایش $\Delta\sigma$ ، حرکت مستقیم خود را با شیب 45° مشابه حالت زهکشی شده و مطابق شکل آغاز می کند، اما شرط $\sigma=\sigma'+u$ ، با افزایش فشار آب منفذی، باعث جدایی مسیر تنش کل و موثر به میزان u می شود. در این حالت؛ $s=s'+\Delta u$ است.

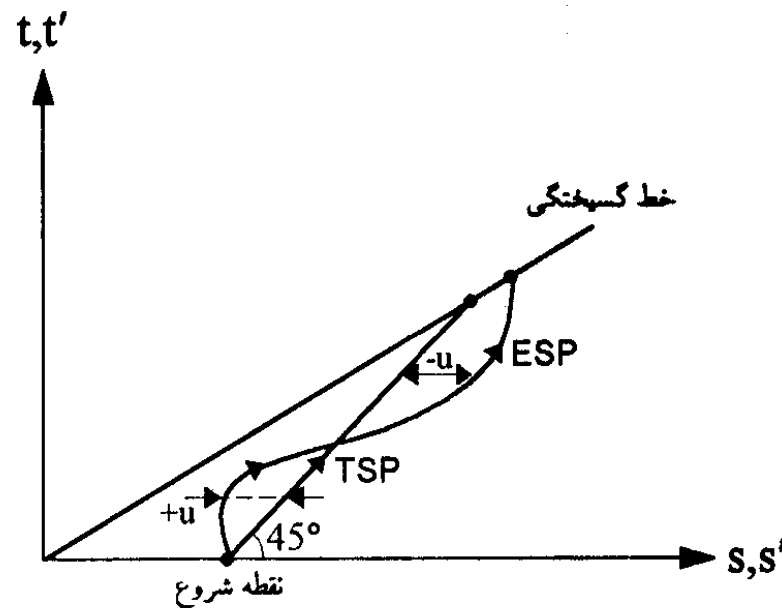


مسیر تنش در خاک تحکیم عادی یافته تحت آزمایش

سه محوری زهکشی نشده

شرایط زهکشی نشده و خاک بیش تحکیم یافته

در شروع آزمایش؛ $s=s'$ و $t=t'=0$ است و مسیر تنش کل همانند خاک تحکیم عادی یافته می باشد. در این آزمایش، مسیر تنش موثر مطابق شکل ترسیم می شود. در ابتدای آزمایش، خاک فشرده شده و فشار آب منفذی مثبت بوجود می آید، اما تورم خاک کاهش فشار آب منفذی را در پی داشته و به منفی شدن آن می انجامد. در نتیجه تنش موثر بزرگتر از تنش کل می گردد.



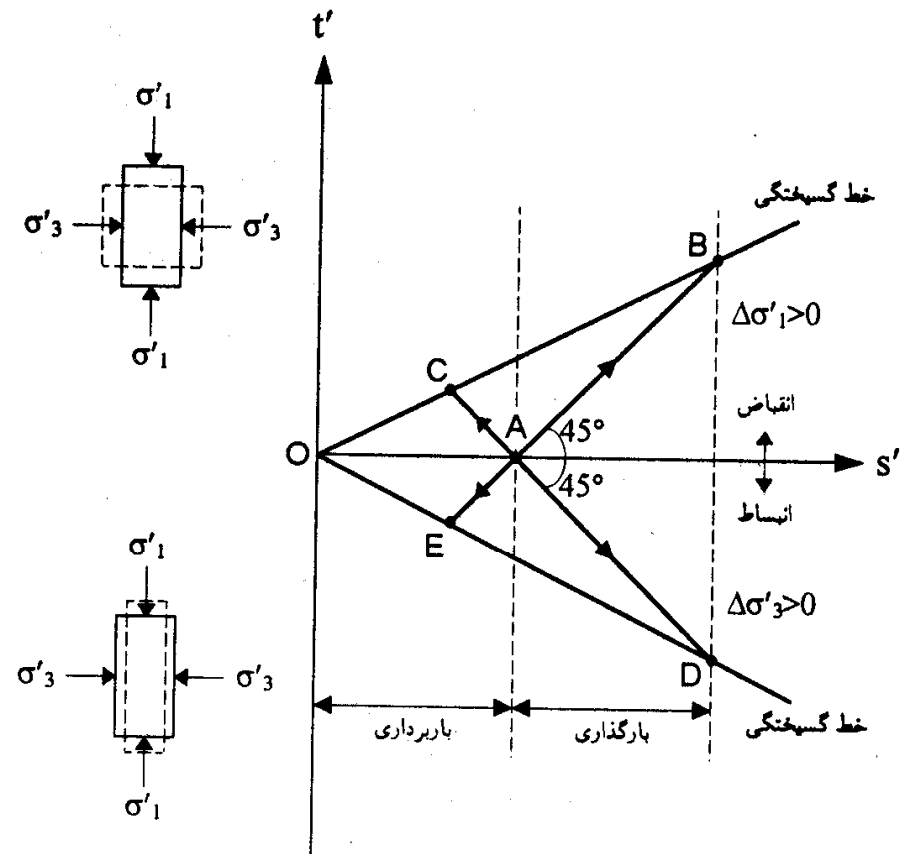
مسیر تنش در خاک بیش تحکیم یافته تحت آزمایش

سه محوری زهکشی نشده

حالت عمومی آزمایش سه محوری

شکل زیر مسیرهای تنش را در حالت عمومی آزمایش سه محوری نشان می‌دهد. در این حالت می‌توان مشابه‌سازی زیر را ارائه نمود.

ناحیه	توضیح ساده
AB	بارگذاری بی
AC	رانش محرک خاک پشت دیوار حائل
AD	رانش مقاوم خاک پشت دیوار حائل
AE	تنش در خاکبرداری



مسیرهای تنش در حالت عمومی

آزمایش سه محوری

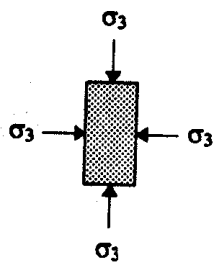
آزمایش فشار همسان

در این آزمایش مطابق شکل، فشار همه جانبه σ_3 بر نمونه استوانه‌ای وارد می‌شود، بنابراین در این آزمایش می‌توان نوشت:

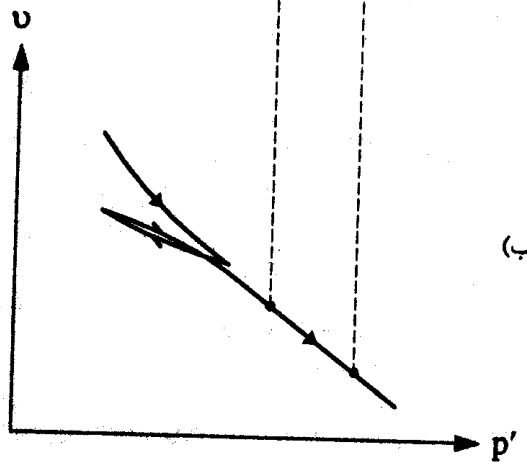
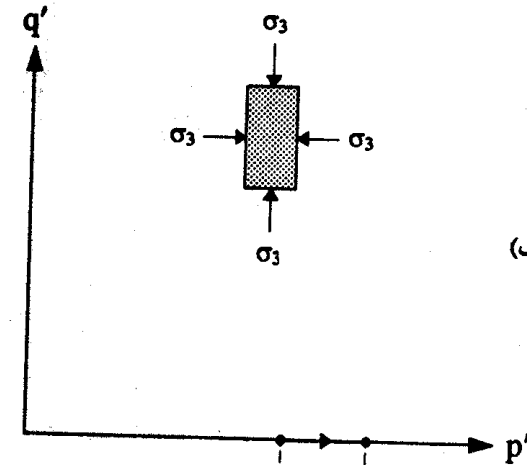
$$p = \sigma_3$$

$$p' = \sigma_3 - u$$

$$q = q' = 0$$



(الف)



(ب)

مسیرهای تنش

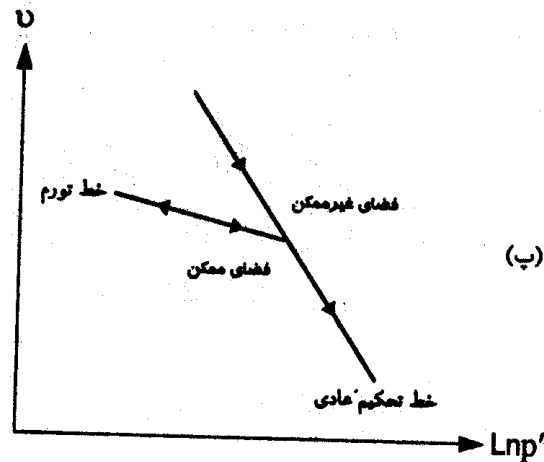
در آزمایش فشاری همه جانبه

الف) در فضای $q':p'$

ب) در فضای $v:p'$

پ) در فضای $v:Lnp'$

اگر حجم مخصوص نمونه را به صورت $v = 1 + e$ که در آن e نسبت تخلخل است، تعریف شود، می‌توان فرآیند آزمایش را در فضای $v:p'$ نمایش داد. منحنی بارگذاری در فضای نیم لگاریتمی $v:Lnp'$ به صورت یک خط راست ترسیم می‌شود که در دو سوی آن، فضای تنش ممکن و غیرممکن از هم تفکیک می‌شوند.



(پ)

نحوه ترسیم مسیر تنش

265

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 و مسیر تنش

266

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

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

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

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

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

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

فهرست

۱- یادآوری

۲- مکانیک خاک‌های غیر اشباع

۳- مسیر تنش

۴- مدل‌های رفتاری

مدل‌های رفتاری (CONSTITUTIVE MODELS)

ویرایش اول
محسن مظهري

فصل چهارم

□ یک مدل یا معادله ساختاری (Constitutive Law or Model) یک مدل ریاضیاتی است که ایده ما از رفتار یک ماده را توصیف می‌کند.

□ معادله ساختاری بر اساس خواص و پاسخ‌های ماکروسکوپیک ماده تنظیم می‌شود و در عین حال به ساختار میکروسکوپیک ماده نیز وابسته است.

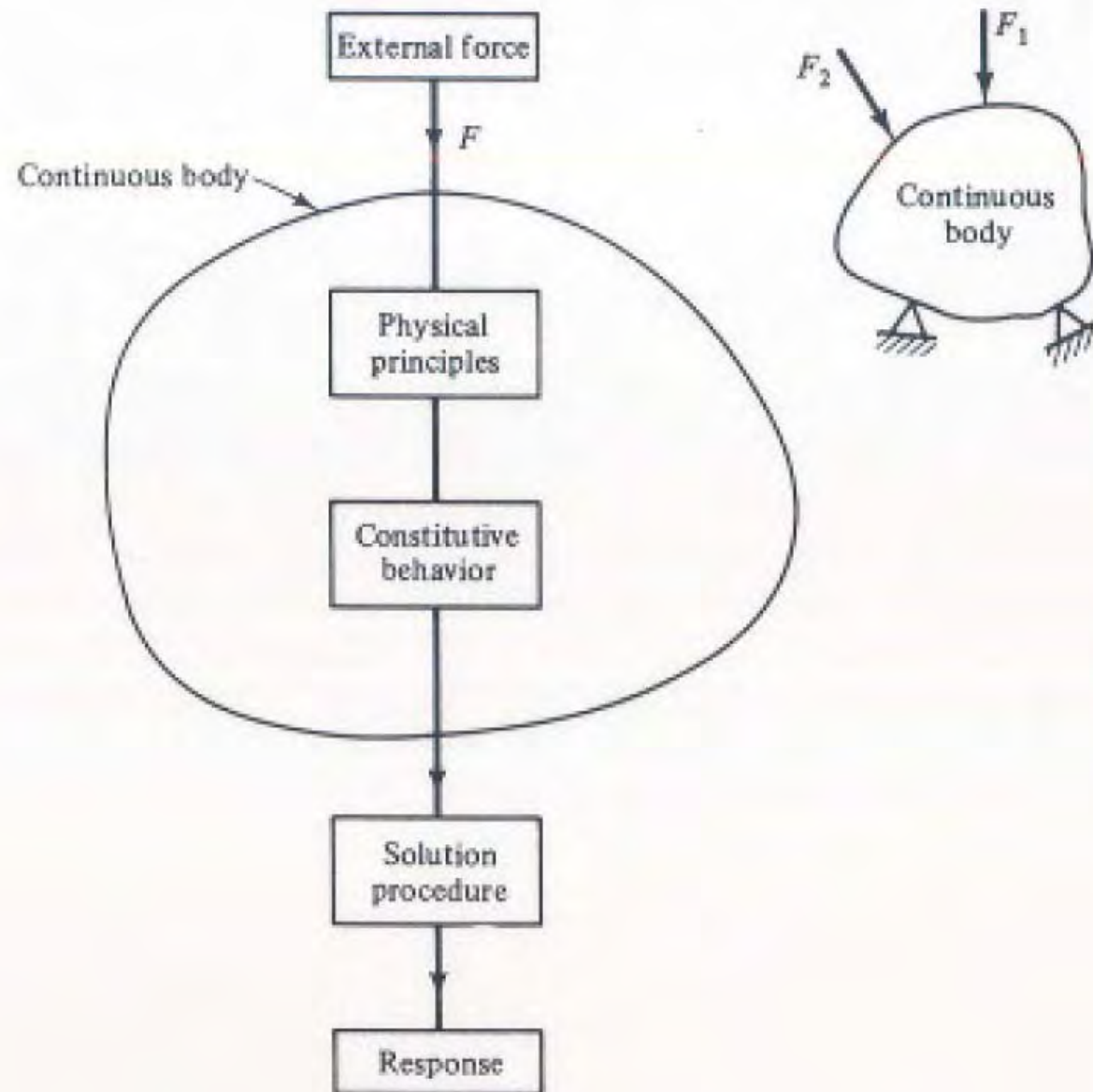


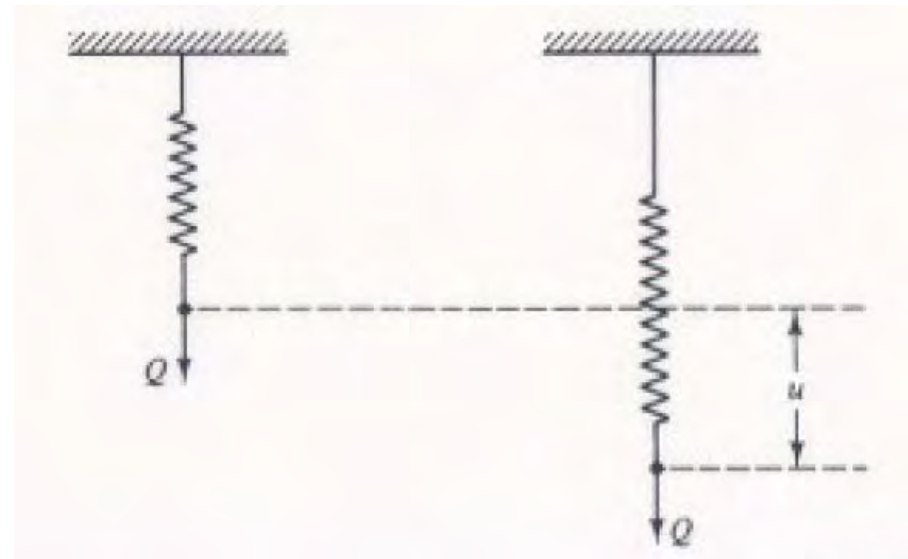
Figure 1-1 Place of constitutive laws in continuum mechanics.

انتخاب مدل رفتاری-یک مثال ساده

271

مسئله اصلی تعیین یک فرمول یا قاعده است که رفتار یک ماده را توصیف می‌کند. برای یک مسئله نسبتاً ساده شامل کشش یک فنر خطی، که به صورت محوری بارگذاری شده است، مقدار f به این صورت تعیین می‌شود.

$$fQ = u$$

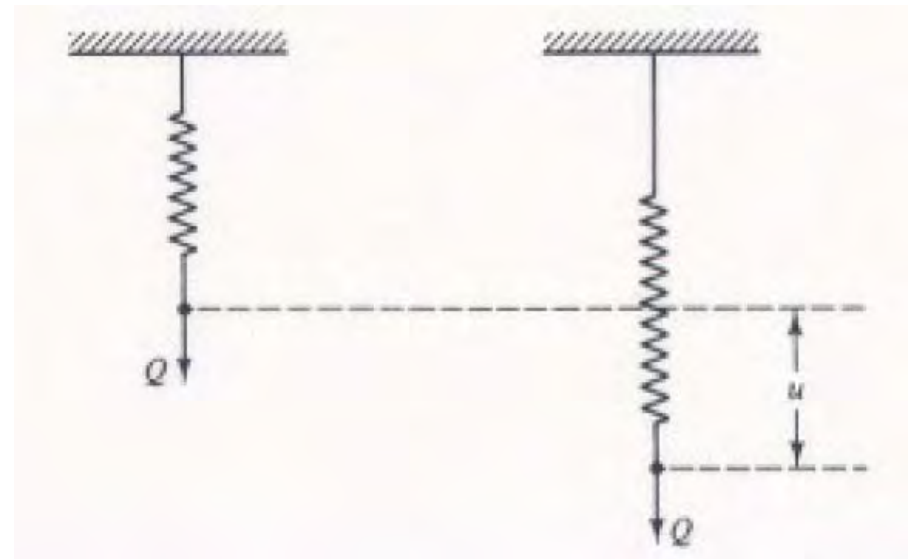


انتخاب مدل رفتاری-یک مثال ساده

272

که Q بار وارد بر فنر و u تغییر شکل آن هستند. در اینجا، f به صورت ضمنی، و نه به صورت صریح، ساختار فنر را توصیف می‌کند. چرا که اگر f را داشته باشیم، پاسخ u برای تحریک Q قابل محاسبه خواهد بود.

$$fQ = u$$



انتخاب مدل رفتاری—یک مثال ساده

273

□ چگونه تعیین می‌شود؟ f

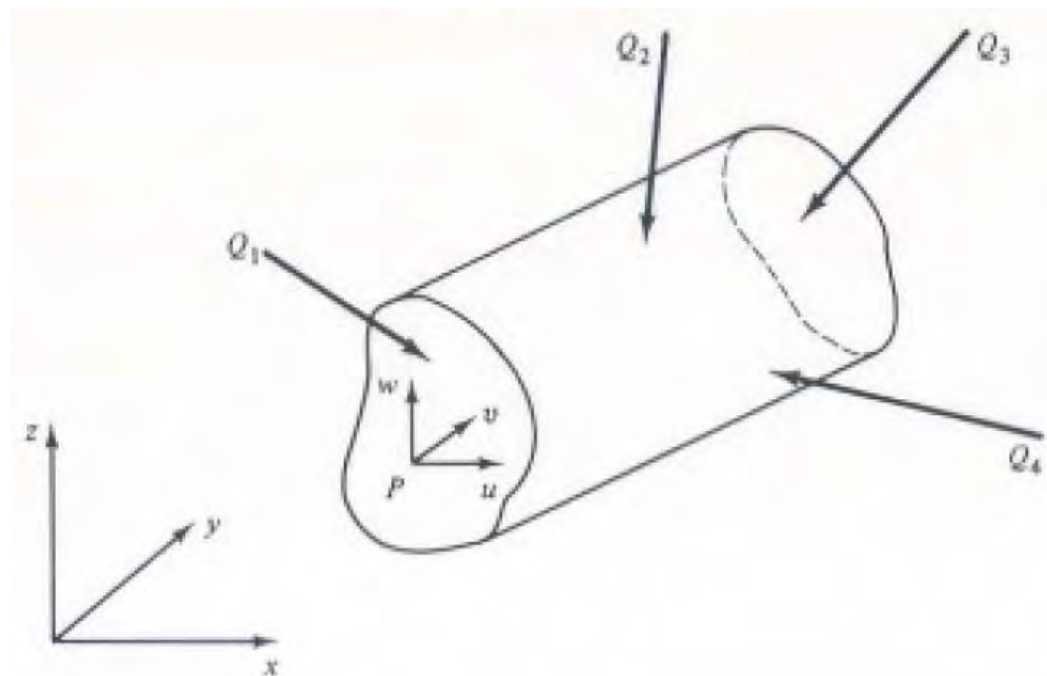
روش معمول، انجام یک آزمایش است که در آن یک مقدار معلوم Q به
فتر وارد شده و پاسخ u آن اندازه‌گیری می‌شود. آنگاه، برای یک ماده با
رفتار خطی، نسبت $\frac{u}{Q}$ مقدار f را خواهد داد.

برای یک فتر ساده، این کار نسبتاً آسانی است.

انتخاب مدل رفتاری – یک مثال ساده

274

اما برای مسائل چند بعدی ممکن است نتوان روابطی چنین ساده برای ارتباط بین بار و تغییر شکل را نوشت. به این شکل نگاه کنید.



انتخاب مدل رفتاری—یک مثال ساده

275

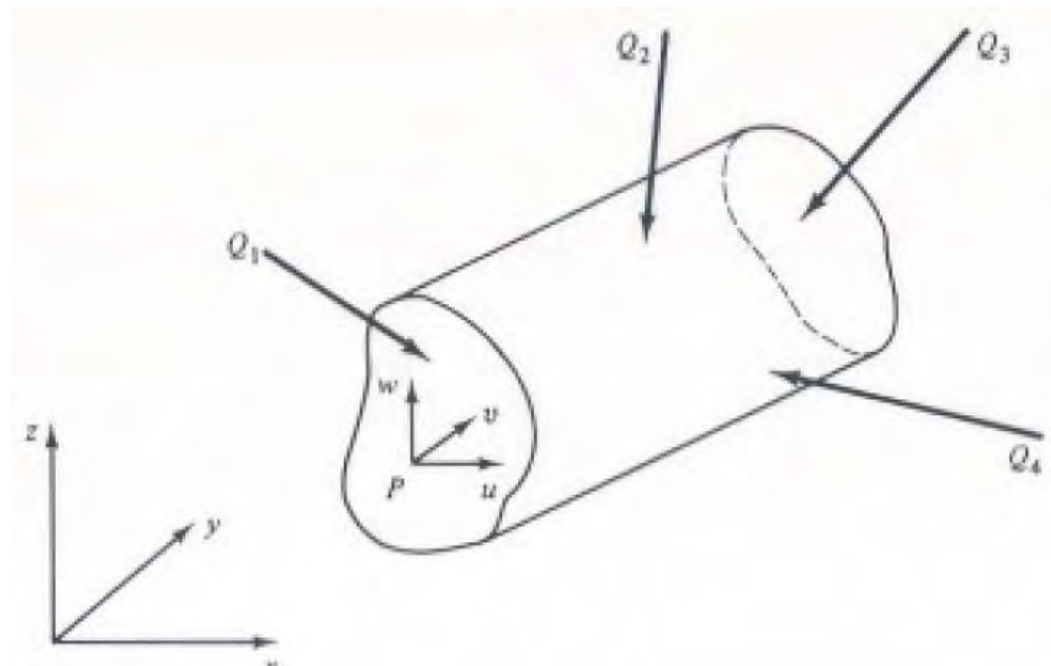
بارهای Q_i می‌توانند تغییر شکل‌هایی در هر سه امتداد ایجاد کنند. به علاوه، برخلاف مدل ساده فنر، ماده در این مثال از محیط پیوسته‌ای متشکل از ذرات مرتبط با یکدیگر تشکیل شده که موجب می‌شود خواص تغییر شکلی در هر امتداد، با امتدادهای دیگر مرتبط باشد.

انتخاب مدل رفتاری – یک مثال ساده

276

برای نمونه، معادله زیر را برای تغییر مکان امتداد x در نقطه P در نظر بگیرید.

$$f_{x1} Q_1 = u_1$$



انتخاب مدل رفتاری – یک مثال ساده

277

$$f_{x1}Q_1 = u_1$$

جایی که f_{x1} رفتار ساختاری (Constitutive Behavior) در امتداد x را نشان می‌دهد و u_1 نیز تغییر مکان راستای x نقطه P ناشی از نیروی Q_1 است.

آیا این معادله کافی است؟ مشخصاً خیر. چرا که Q_2 نیز می‌تواند بر تغییر مکان نقطه P در راستای x اثر بگذارد. Q_3 و سایر نیروها هم همینطور.

انتخاب مدل رفتاری – یک مثال ساده

278

بنابراین تغییر مکان کل راستای x در نقطه P را می‌توان به شکل زیر نوشت.

$$f_{x1}Q_1 + f_{x2}Q_2 + \dots + f_{xn}Q_n = u_1 + u_2 + \dots + u_n = u$$

برای یافتن پاسخ u تحت اثرات Q_1 تا Q_n ، باید پارامترهای ساختاری f_{x1} تا f_{xn} را برای محاسبه تغییر مکان در راستاهای x و y و z را داشت.

انتخاب مدل رفتاری-یک مثال ساده

279

بنابراین می‌توان به شکل ماتریسی نوشت.

$$\begin{bmatrix} f_{x1} & f_{x2} & \cdots & f_{xn} \\ f_{y1} & f_{y2} & \cdots & f_{yn} \\ f_{z1} & f_{z2} & \cdots & f_{zn} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} Q_1 \\ Q_2 \\ Q_3 \\ \vdots \\ Q_n \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} u \\ v \\ w \end{pmatrix}$$

یا

$$[\mathbf{F}]\langle \mathbf{Q} \rangle = \langle \mathbf{u} \rangle$$

انتخاب مدل رفتاری – یک مثال ساده

280

محاسبه پارامترهای ساختاری در F بسیار مشکل خواهد بود. چرا که بر خلاف حالت تک المان فنی، محیط پیوسته از تعداد نامتناهی فنرهای مرتبط به اشکال گوناگون تشکیل شده است.

در مکانیک محیط‌های پیوسته (Continuum Mechanics)، به منظور کاهش پیچیدگی، بار و تغییر شکل به ندرت به صورت مستقیم در معادله ساختاری وارد می‌شوند و به جای آن از تنش و کرنش استفاده می‌شود.

انتخاب مدل رفتاری-یک مثال ساده

281

$$FQ = u$$

$$\rightarrow D\sigma = \varepsilon, D: \text{Compliance or Flexibility Matrix}$$

$$\sigma = C\varepsilon, C = D^{-1}: \text{Constitutive Matrix}$$

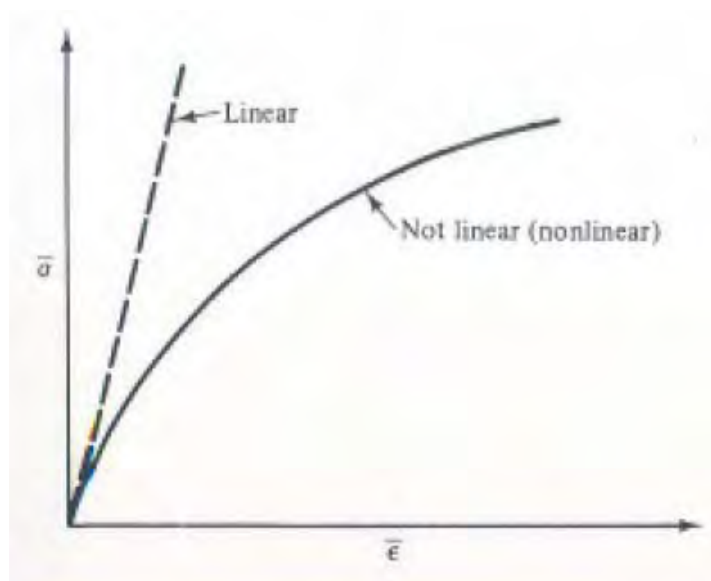
رفتار خطی و غیر خطی

Linear and Nonlinear Behavior

رفتار خطی و غیر خطی

283

□ مواد می‌توانند دارای رفتار خطی یا غیر خطی باشند. این رفتار غیر خطی می‌تواند ناشی از رفتار غیر خطی ماده یا رفتار غیر خطی ناشی از هندسه و یا هر دو باشد.



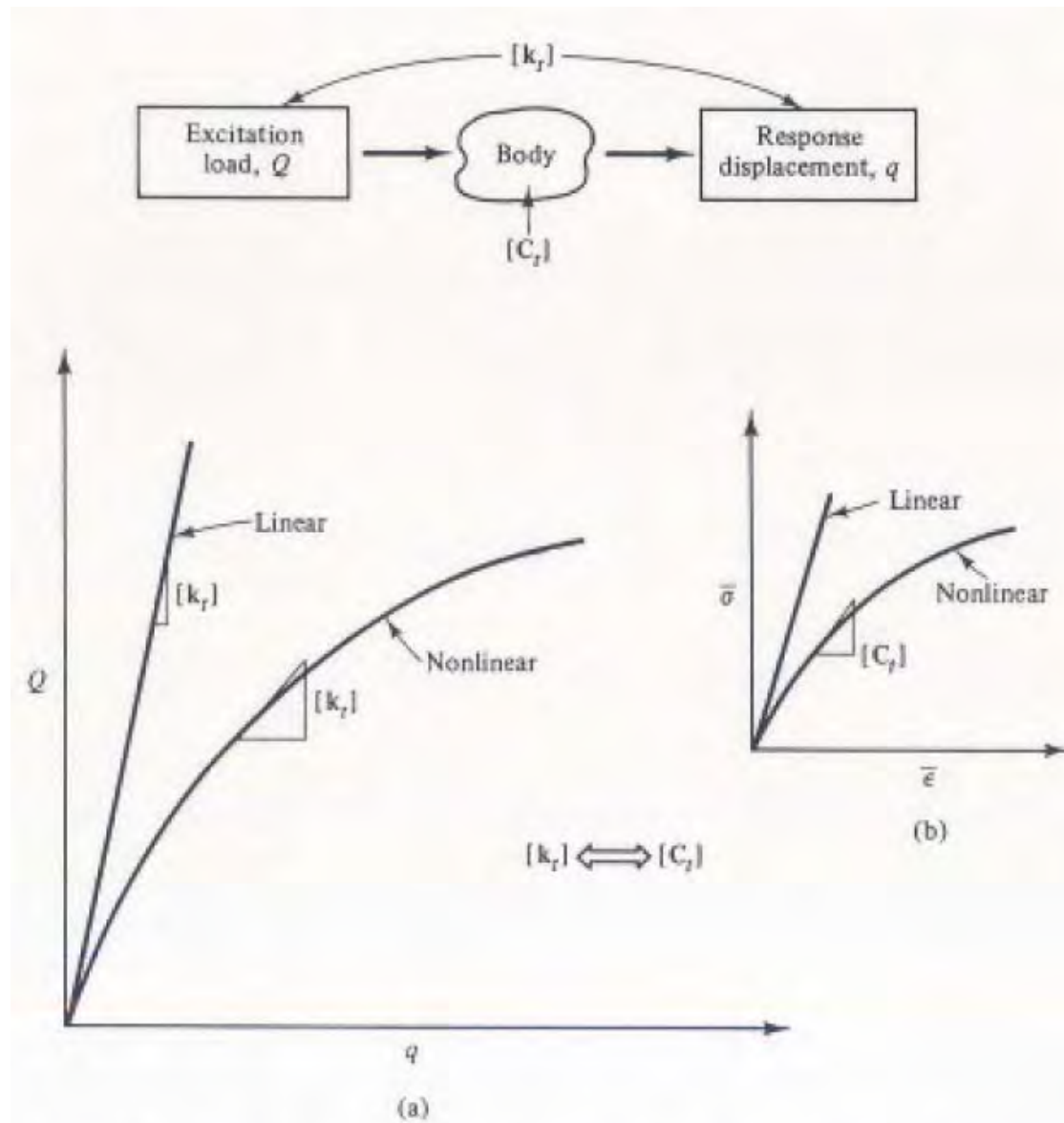
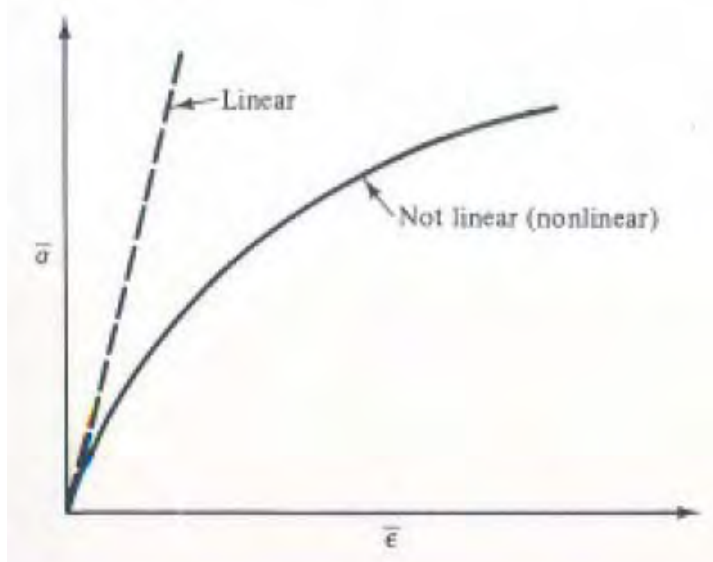


Figure 5-2 General representation of nonlinear behavior: (a) load-displacement behavior; (b) stress-strain behavior.

رفتار خطی و غیر خطی

285

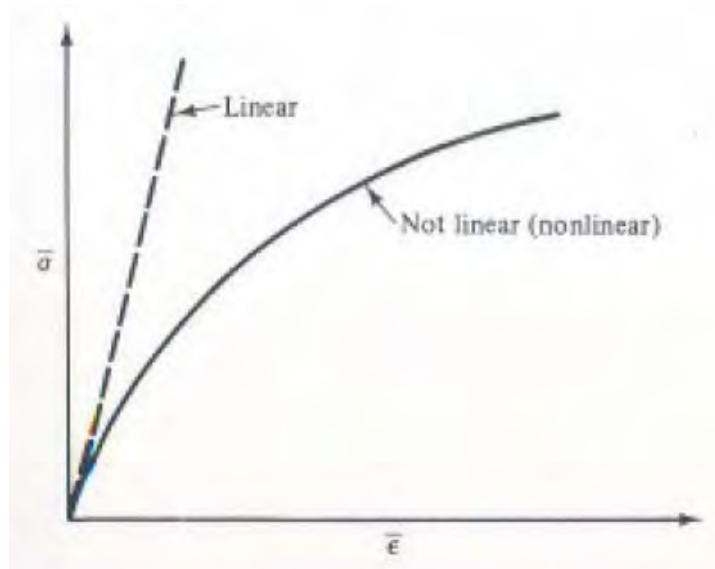
□ مهمترین عامل ایجاد رفتار غیر خطی، سطح تنش در ماده است. با تغییر تنش و ایجاد تغییر شکل، هندسه ماده و ارتباط بین نقاط مختلف آن تغییر کرده و وضعیت جدید ماده می‌تواند پاسخی متفاوت از وضعیت پیشین آن داشته باشد. این تفاوت در پاسخ منجر به رفتار غیر خطی ماده خواهد شد.



رفتار خطی و غیر خطی

286

□ عوامل اصلی دیگر در رفتار غیر خطی شامل تنش‌های برجا (In Situ)، حالت فیزیکی ماده شامل چگالی و درصد رطوبت و نسبت تخلخل، نوع بارگذاری شامل استاتیکی و دینامیکی و تکراری، سرعت بارگذاری، مسیر بارگذاری یا تنش، و وجود و یا ایجاد ناپیوستگی‌ها مانند درزه‌ها و ترک‌ها هستند.



توسعه مدل رفتاری

Developing a Constitutive Model

مراحل توسعه یک مدل رفتاری

288

1. فرمول بندی ریاضی
2. تعیین پارامترهای تاثیرگذار
3. تعیین پارامترها از آزمایش‌های آزمایشگاهی و راستی آزمایی آن‌ها که می‌تواند شامل دو مرحله اضافی زیر هم باشد.
4. پیش بینی موفق عمده داده‌های مشاهده شده که پارامترهای مدل از آن‌ها استخراج شده و نیز داده‌های آزمون تحت مسیرهای تنش مختلف
5. مقایسه موفق بین پیش بینی یک مسئله عملی با استفاده از مدل ساختاری با مشاهده عملی یا حل بسته همان مسئله

تعیین پارامترهای مدل

289

□ این پارامترها با استفاده از انجام آزمایشات با دستگاه‌های مختلف استخراج می‌شوند.

□ این آزمایشات می‌بایست مسیرهای تنش مورد نظر مدل را پوشش دهند.

آزمایشات تک محوری

290

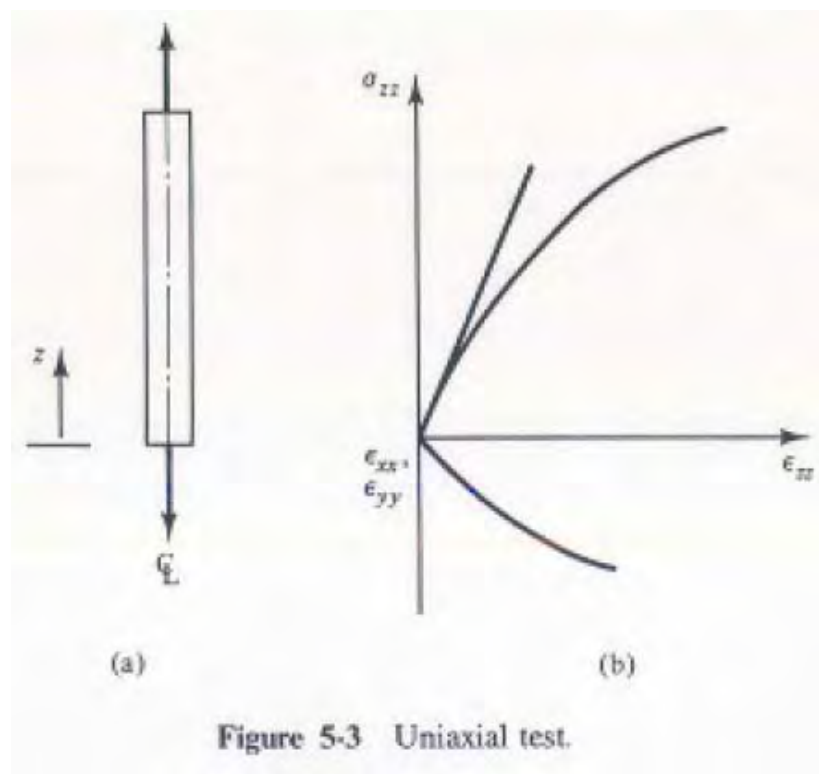
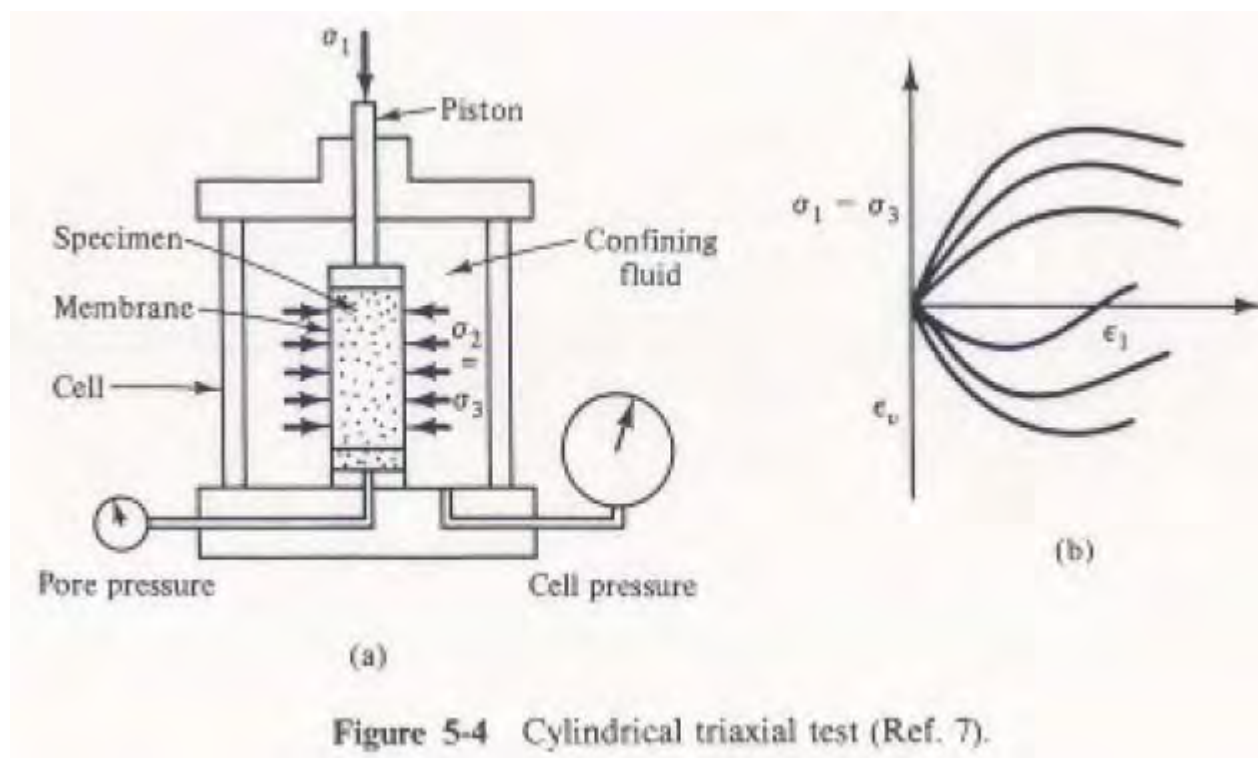


Figure 5-3 Uniaxial test.

آزمایشات سه محوری

291



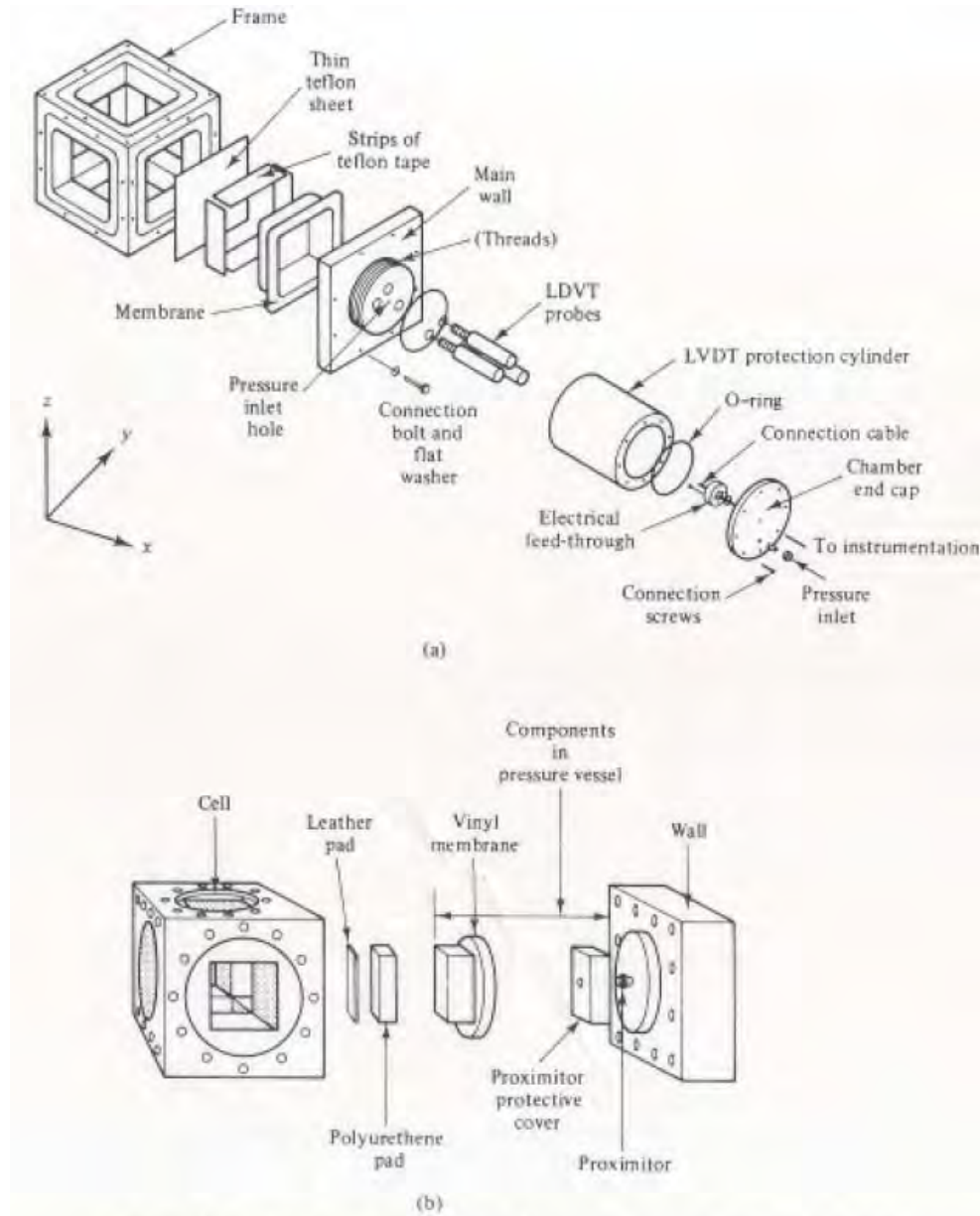
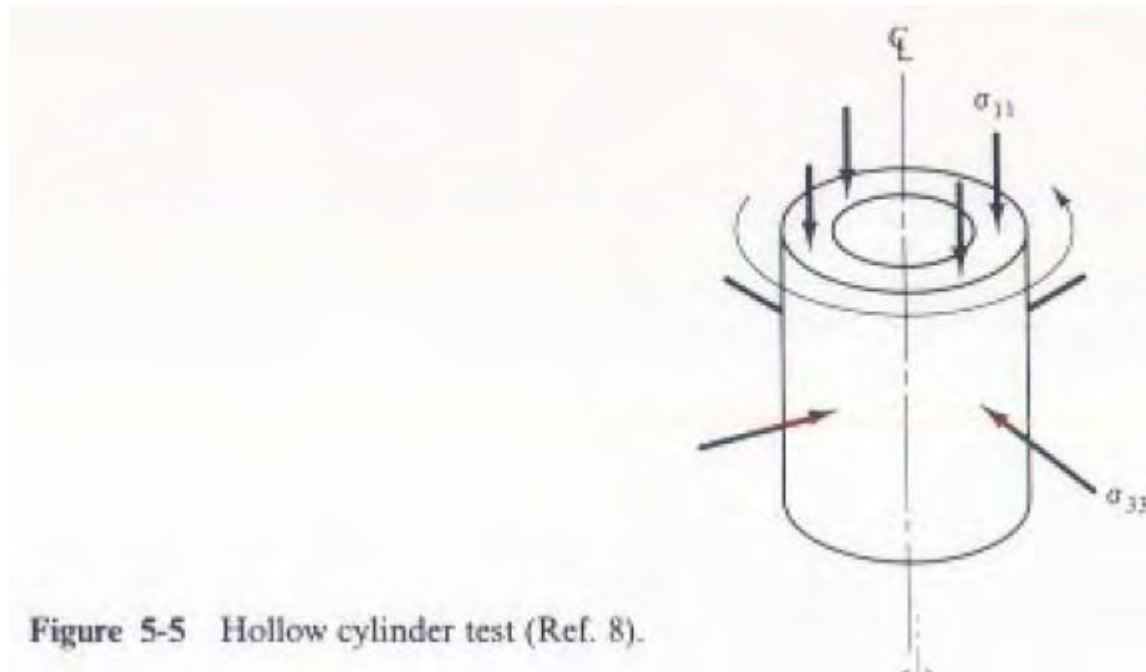
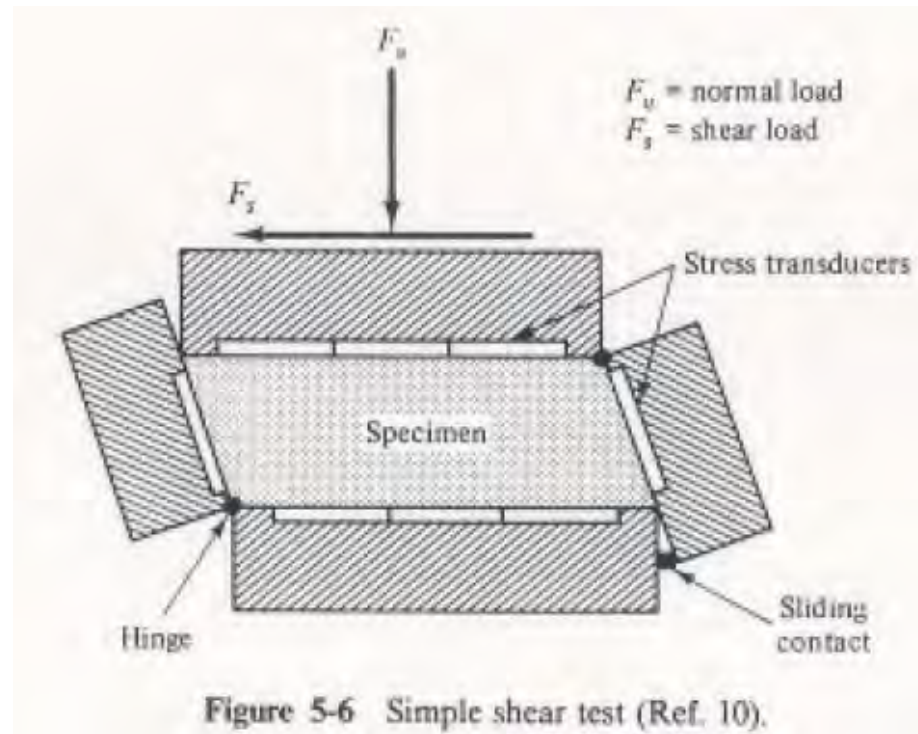


Figure 5-8 Truly triaxial or multiaxial devices: (a) capacity, 200 psi (1.38 MPa); (b) capacity, 20,000 psi (138 MPa) (Ref. 15, 16). (Copyright ASTM, reprinted with permission.)



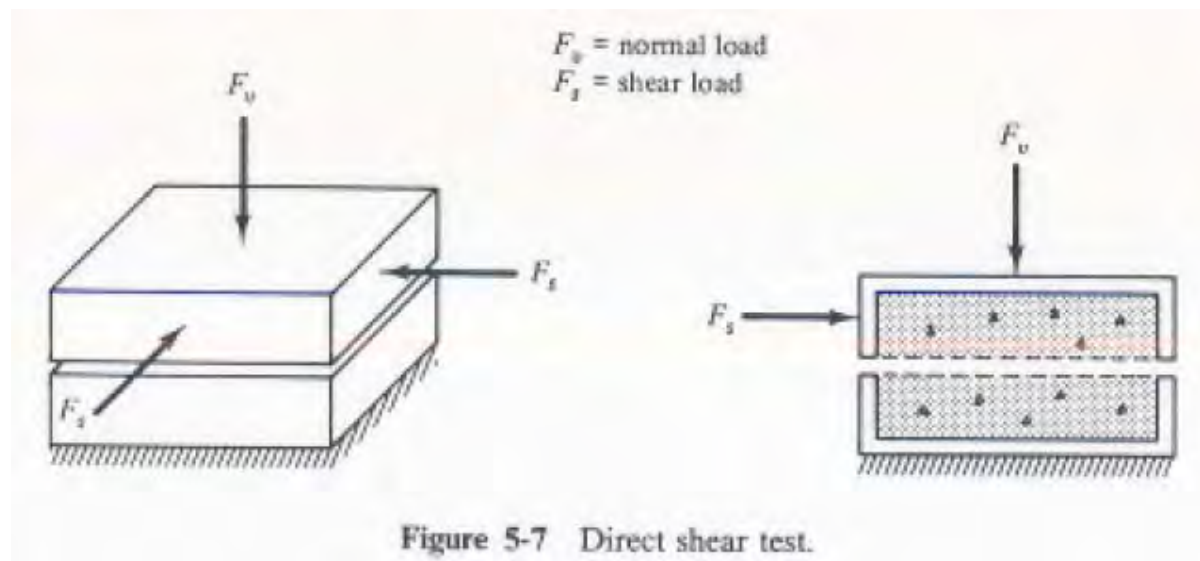
آزمایشات برشی

294



آزمایشات برشی

295



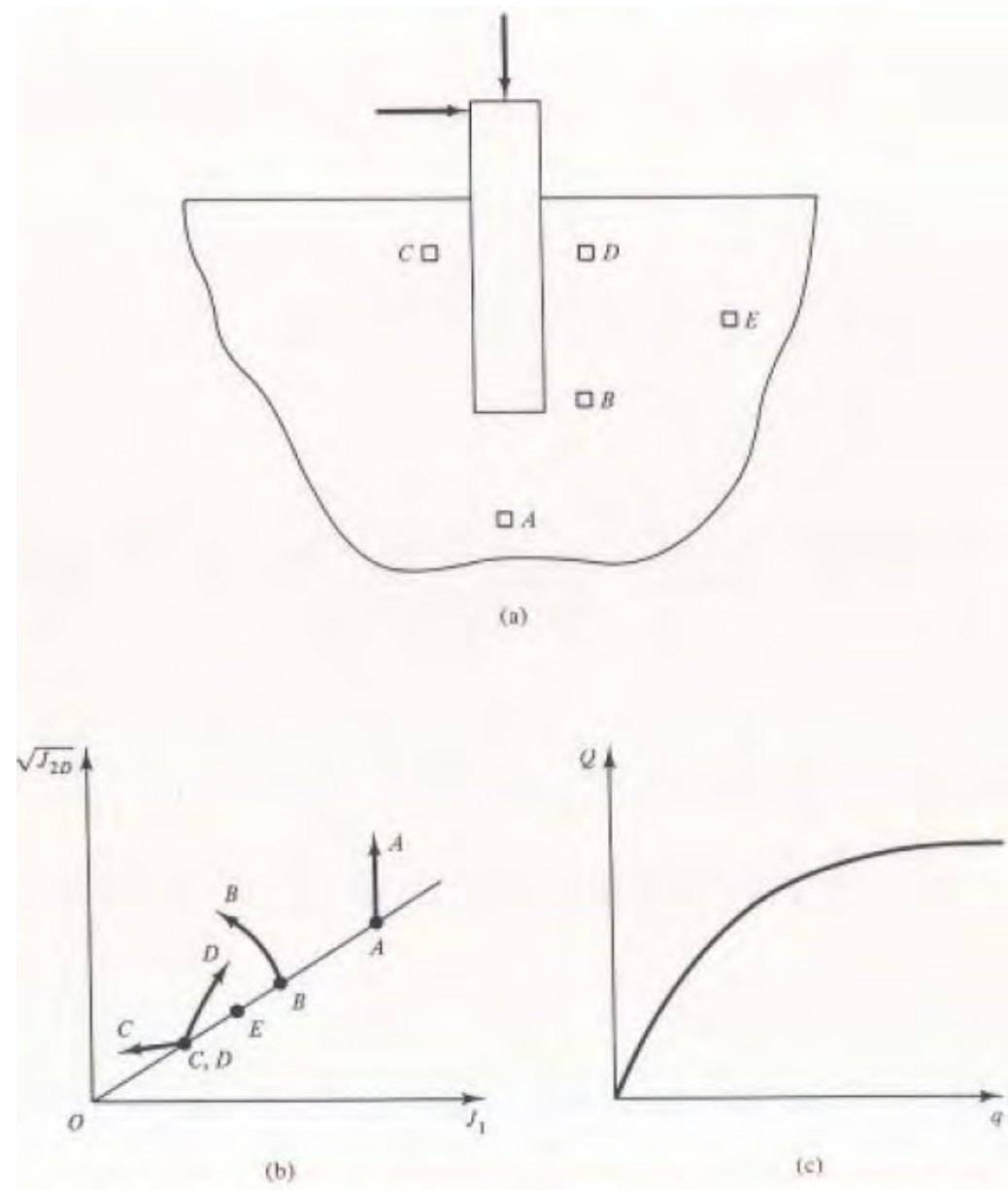


Figure 5-9 Typical stress paths followed by different points in the medium: (a) laterally loaded structure; (b) stress paths; (c) load-displacement curve.

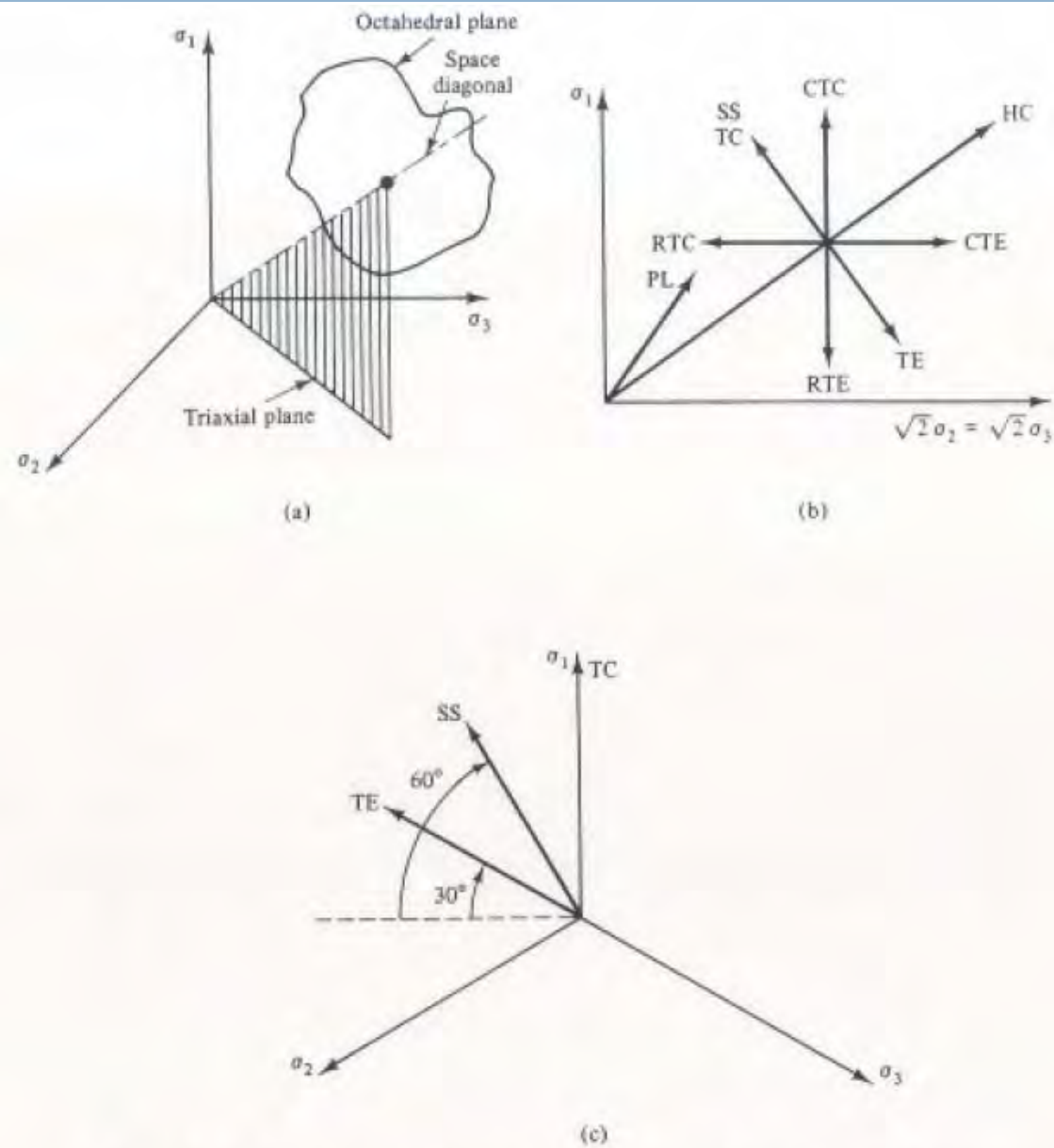


Figure 5-10 Representation of stress paths; (a) principal stress space; (b) projections of stress paths on triaxial plane; (c) stress paths in octahedral plane.

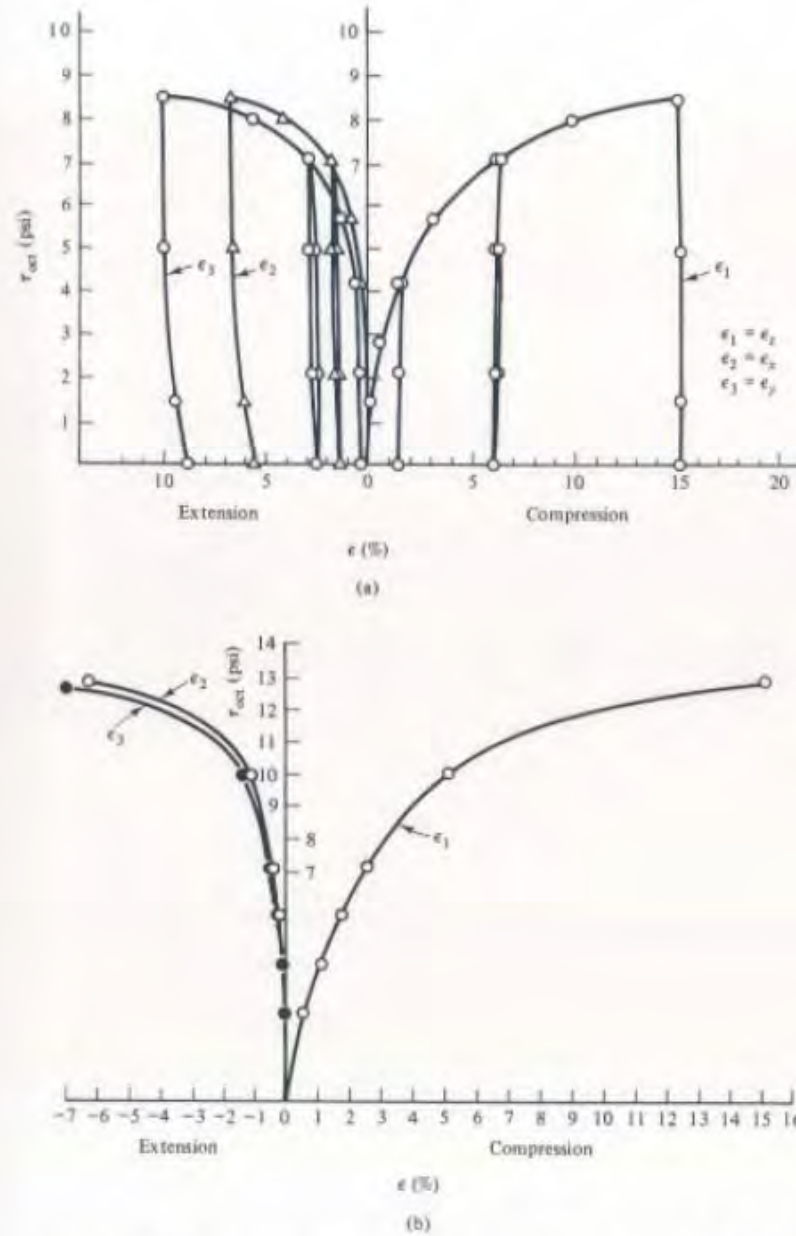


Figure 5-19 Stress-strain curves for triaxial compression stress path: (a) $\gamma_0 = 128$ lb/ft³, $\sigma_0 = 10$ psi; (b) $\gamma_0 = 128$ lb/ft³, $\sigma_0 = 28$ psi.

مدل‌های رفتاری الاستیک

Elastic Constitutive Models

مدل‌های رفتاری الاستیک

300

□ پاسخ مکانیکی یک ماده را می‌توان بر اساس تنش‌ها و کرنش‌ها بیان نمود.

□ برای یک ماده الاستیک، حالت تنش تنها تابعی از وضعیت موجود تغییر شکل خواهد بود.

□ یک ماده الاستیک بعد از یک چرخه بارگذاری و باربرداری به وضعیت اولیه خود باز خواهد گشت و کرنش ماندگار در آن وجود نخواهد داشت.

مدل‌های رفتاری الاستیک

301

یک ماده الاستیک می‌تواند خطی یا غیر خطی باشد. قانون هوک (Hooke's Law) برای مواد الاستیک خطی ساده ترین فرم یک معادله ساختاری است که برای بارگذاری محوری به شکل زیر نوشته می‌شود.

$$\sigma = E\varepsilon$$

که پارامتر پاسخ E معمولاً مدول یانگ (Young Modulus) خوانده می‌شود.

مدل‌های رفتاری الاستیک

302

برای اجسام سه بعدی، فرم عمومی قانون هوک به یکی از سه صورت زیر نوشته خواهد شد.

$$\begin{aligned}\sigma_{11} &= C_{11}\epsilon_{11} + C_{12}\epsilon_{22} + C_{13}\epsilon_{33} + C_{14}\epsilon_{12} + C_{15}\epsilon_{23} + C_{16}\epsilon_{13} \\ \sigma_{22} &= C_{21}\epsilon_{11} + C_{22}\epsilon_{22} + C_{23}\epsilon_{33} + C_{24}\epsilon_{12} + C_{25}\epsilon_{23} + C_{26}\epsilon_{13} \\ \sigma_{33} &= C_{31}\epsilon_{11} + C_{32}\epsilon_{22} + C_{33}\epsilon_{33} + C_{34}\epsilon_{12} + C_{35}\epsilon_{23} + C_{36}\epsilon_{13} \\ \sigma_{12} &= C_{41}\epsilon_{11} + C_{42}\epsilon_{22} + C_{43}\epsilon_{33} + C_{44}\epsilon_{12} + C_{45}\epsilon_{23} + C_{46}\epsilon_{13} \\ \sigma_{23} &= C_{51}\epsilon_{11} + C_{52}\epsilon_{22} + C_{53}\epsilon_{33} + C_{54}\epsilon_{12} + C_{55}\epsilon_{23} + C_{56}\epsilon_{13} \\ \sigma_{13} &= C_{61}\epsilon_{11} + C_{62}\epsilon_{22} + C_{63}\epsilon_{33} + C_{64}\epsilon_{12} + C_{65}\epsilon_{23} + C_{66}\epsilon_{13}\end{aligned}$$

$$\sigma_{ij} = C_{ijkl}\epsilon_{kl}$$

$$\{\sigma\} = [C]\{\epsilon\}$$

مدل‌های رفتاری الاستیک

303

به عنوان مثال در حالت خطی و بر اساس تنش‌ها و کرنش‌های کوشی (Cauchy) رابطه هوک به فرم زیر خواهد بود.

$$\begin{Bmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \sigma_{33} \\ \sigma_{12} \\ \sigma_{23} \\ \sigma_{13} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K + \frac{4G}{3} & K - \frac{2G}{3} & K - \frac{2G}{3} & 0 & 0 & 0 \\ K - \frac{2G}{3} & K + \frac{4G}{3} & K - \frac{2G}{3} & 0 & 0 & 0 \\ K - \frac{2G}{3} & K - \frac{2G}{3} & K + \frac{4G}{3} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2G & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2G & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2G \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \epsilon_{11} \\ \epsilon_{22} \\ \epsilon_{33} \\ \epsilon_{12} \\ \epsilon_{23} \\ \epsilon_{13} \end{Bmatrix}$$

مدل‌های رفتاری الاستیک

304

مدل‌های الاستیک دارای این ضعف کلی هستند که وضعیت تنش را تنها به وضعیت کنونی کرنش مرتبط می‌سازند و اثر مسیر تنش را در رابطه بین این دو نمی‌بینند. برای رفع این مشکل می‌توان از مدل‌های با الاستیسیته کم (Hypoelastic) استفاده نمود. در این مدل‌ها، کرنش به دو بخش قابل بازیابی و غیر قابل بازیابی تقسیم شده و رابطه تنش و کرنش به صورت جزء به جزء (Incremental) نوشته می‌شود.

$$f(\sigma, \dot{\sigma}, \varepsilon, \dot{\varepsilon}) = 0$$

$$\dot{\sigma}_{ij} = C_{ijkl} \dot{\varepsilon}_{kl}$$

مدل‌های رفتاری الاستیک

305

- مدل‌های هایپوالاستیک می‌توانند دارای کرنش باقیمانده باشند.
- معمولاً ضرایب ماتریس C در این مدل‌ها برای مسیرهای تنش مختلف به صورت جداگانه محاسبه شده و متفاوت خواهند بود.

مدل‌های رفتاری الاستوپلاستیک

ElastoPlastic Constitutive Models

مدل‌های رفتاری الاستوپلاستیک

307

اولین مدل‌های رفتاری الاستوپلاستیک بر اساس رفتار کششی فولاد ایجاد شدند. در هر حال، فرض پایه مدل‌های الاستوپلاستیک بر این است که کرنش کل، ترکیبی از کرنش الاستیک و کرنش پلاستیک است.

$$\varepsilon = \varepsilon_{el} + \varepsilon_{pl}$$

این رابطه معمولاً به صورت نرخ کرنش نوشته می‌شود.

$$\dot{\varepsilon} = \dot{\varepsilon}_{el} + \dot{\varepsilon}_{pl}$$

مدل رفتاری الاستوپلاستیک

308

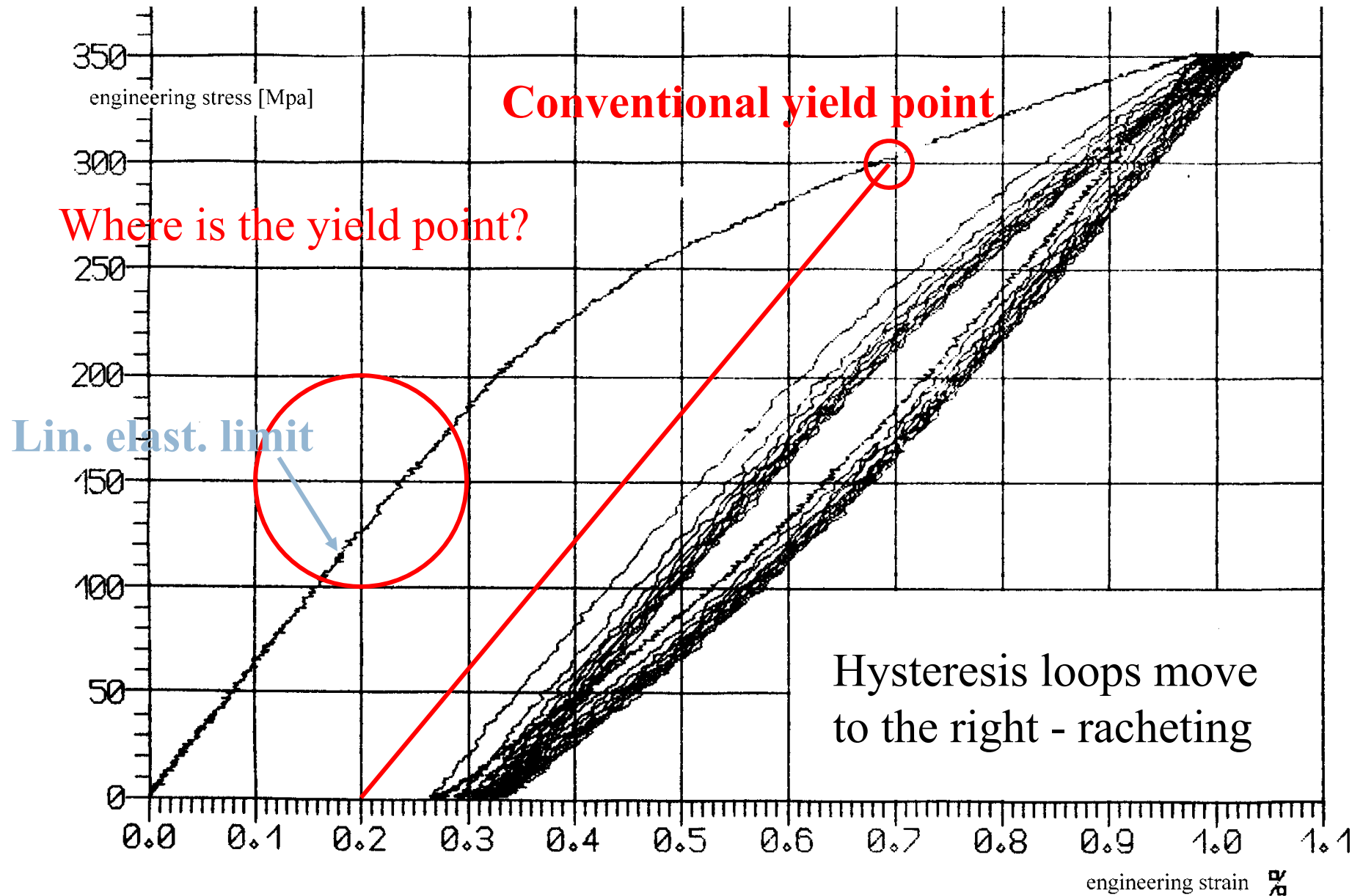
□ اولین مدل‌های رفتاری الاستوپلاستیک بر اساس رفتار کششی فولاد ایجاد شدند.

□ در هر حال، فرض پایه مدل‌های الاستوپلاستیک بر این است که کرنش کل، ترکیبی از کرنش الاستیک و کرنش پلاستیک است.

$$\varepsilon = \varepsilon_{el} + \varepsilon_{pl}$$

□ رابطه فوق معمولاً بر اساس نرخ کرنش نوشته می‌شود.

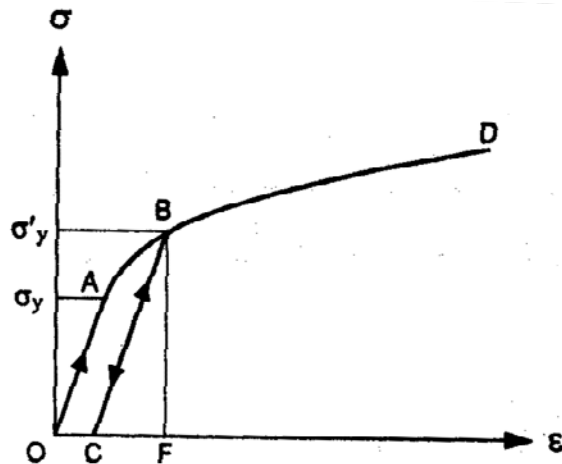
Real life 1D tensile test, cyclic loading



مدل رفتاری الاستوپلاستیک

310

شکل زیر رفتار تنش - کرنش ماده را در حالت یک بعدی نشان می دهد. مطابق این شکل، رفتار ماده تا نقطه A به صورت کشسان و خطی بوده و بعد از آن چنانچه کرنش تا حد نقطه F افزایش یابد، تنش به میزان σ_y' (معادل نقطه B در شکل) خواهد رسید. در صورتی که از نقطه B باربرداری آغاز شود، پس از حذف کل بار وارده؛

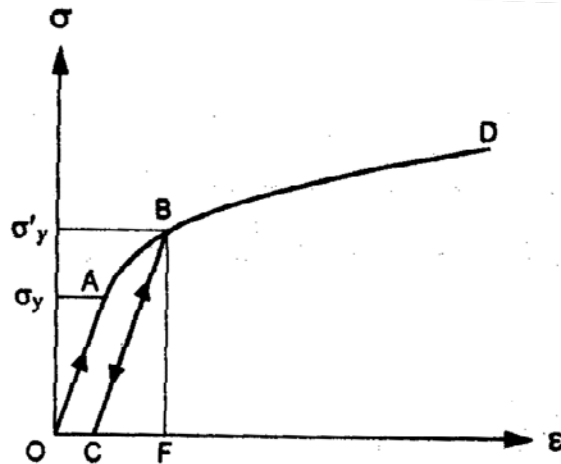


نمودار تنش - کرنش ماده در حالت یک بعدی و منطبق بر
رفتار کشسان - خمیری (الاستیک - پلاستیک)

مدل رفتاری الاستوپلاستیک

311

کرنشی معادل CF به ماده بازگشت نموده و کرنشی معادل پاره خط OC در آن باقی خواهد ماند. اگر از نقطه C، سیستم مجدداً بارگذاری شود، رفتار ماده تا حد تنش σ'_y به صورت کشسان و خطی بوده و سپس از یک رابطه غیرخطی تبعیت می‌کند. در واقع در این حالت پس از یک دوره باربرداری و بارگذاری مجدد، تنش تسلیم ماده از σ_y به σ'_y رسیده و جسم سخت‌تر گردیده است.



نمودار تنش - کرنش ماده در حالت یک بعدی و منطبق بر
رفتار کشسان - خمیری (الاستیک - پلاستیک)

مدل رفتاری الاستوپلاستیک

312

به این گونه مصالح که دارای حد تسلیم هستند و دچار تغییر شکل‌های پلاستیک می‌گردند مصالح الاستوپلاستیک گفته می‌شود. در بعضی از این مصالح، حد تسلیم آنها ضمن بار برداری و بارگذاری‌های مجدد، افزایش یا کاهش می‌یابد؛ به این رفتار به ترتیب رفتار سخت شونده (Hardening) و رفتار نرم شونده (Softening) گویند. قانونی که روند افزایشی سطح تنش تسلیم مصالح از آن تبعیت می‌کند؛ قانون سخت شوندگی (Hardening Law) و قانونی که روند کاهشی سطح تنش تسلیم مصالح از آن پیروی می‌کند؛ قانون نرم شوندگی (Softening Law) نام دارند. مدل‌های رفتاری این مصالح از نظریه خمیری پیروی می‌کنند.

نظريه خميري

Plastic Theory

قبل از بیان اصول این نظریه، قبول فرض های ساده کننده ضروری است. در اینجا فرضی می شود؛ ماده در ابتدا همگن و همسان است. همگن به این معنی که ماده در تمام نقاط دارای خواص یکسان است و همسان بودن ماده به این معنی است که در یک نقطه مشخص، ماده دارای خواص مکانیکی مشابه در کلیه جهات باشد. با قبول این فرضیات، در این بخش اصول نظریه خمیری یا پلاستیسیته بیان می شود.

۱ - شرایط تسلیم ماده

همواره این سؤال مطرح است که تحت چه شرایطی ماده رفتار پلاستیک از خود نشان می دهد. برای پاسخ به این پرسش، باید یک رابطه عددی بین متغیر تنش و متغیر کرنش پلاستیک تعریف شود. به این رابطه عددی تابع تسلیم (Yield Function) گویند. در حالت کلی این تابع را می توان به صورت رابطه زیر تعریف کرد.

$$F = F(\sigma, k)$$

در این رابطه F تابع تسلیم، σ تانسور تنش، و k پارامتر سخت شوندگی هستند.

در رابطه، به ازای کلیه مقادیر تنشی با ارضاء شرط $F < 0$ ؛ میدان تنش کشسان و در حالاتی از تنشی که $F > 0$ است؛ میدان تنش خمیری حاصل میشود. و در حالاتی که $F = 0$ است؛ بایستی نمو تابع F تعیین علامت گردد. یا به عبارتی اگر در این حالت $\frac{\partial F}{\partial \sigma} > 0$ باشد؛ تمایل انجام کرنش های خمیری در پیش بوده و اگر $\frac{\partial F}{\partial \sigma} \leq 0$ باشد؛ تمایل به انجام کرنش خمیری موجود نیست.

قانون سخت شدگی که در اساس قانونی برای تغییر و رشد تابع تسلیم می باشد، به گونه های مختلفی قابل تعریف و ارائه است. اثر این قانون در تابع تسلیم با ضریب سخت شوندگی حاصل می گردد.

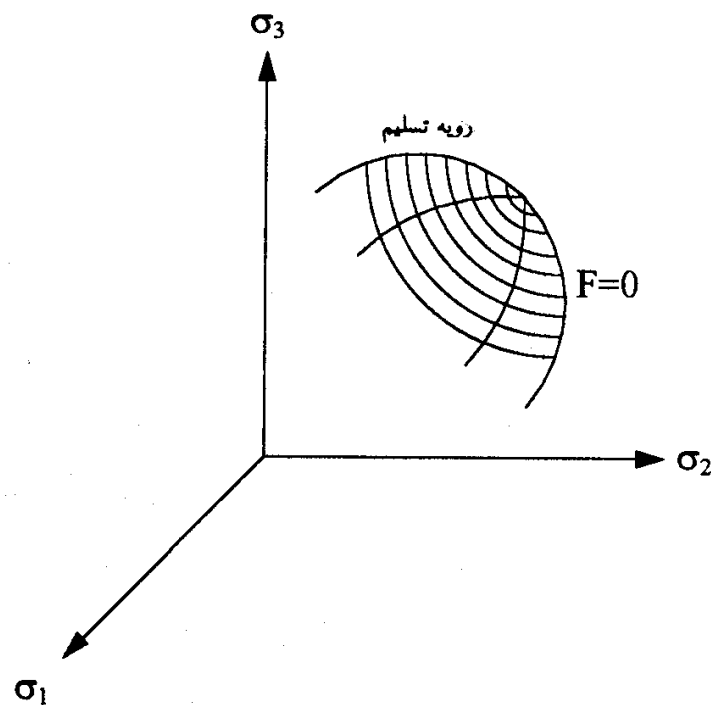
ضریب سخت شوندگی در قالبی ساده نیز به دو صورت زیر قابل تعریف می باشد :

$$k = k(W^P) \quad \text{سخت شدگی تابع کار؛}$$

$$k = k(\tilde{\varepsilon}^P) \quad \text{سخت شدگی تابع کرنش؛}$$

در این روابط : W^P = کار خمیری ؛ $\tilde{\varepsilon}^P$ = بردار کرنش خمیری

امکان تعریف تابع تسلیم بر حسب تنش های اصلی یا سایر نامتغیرهای تنش، که در هر نقطه از ماده به ازای یک بارگذاری مشخص ؛ قابل محاسبه هستند، وجود دارد، لذا می توان رابطه را در فضای سه بعدی تنش های اصلی یا سایر نامتغیرهای تنش ترسیم نمود. شکل صفحه بعد نمایش ترسیمی این رابطه را نشان می دهد. در این شکل، رابطه در فضای تنش های اصلی یک سطح حدی را نمایش میدهد که به آن ؛ حد تسلیم یا سطح تسلیم (Yield Surface) می گویند. نقاط درون سطح تسلیم معرف رفتار کشسانی و نقاط روی آن معرف رفتار خمیری ماده می باشد. فضای خارج از سطح ؛ فضای تغییر و رشد تابع تسلیم در ماده را نشان می دهد.



نمایش ترسیمی سطح تسلیم در فضای تنش‌های اصلی

به عنوان نمونه‌ای از بیان یک سطح تسلیم، می‌توان رابطه زیر را به عنوان معیار تسلیم ماده در حالت یک بعدی در نظر گرفت.

$$F(\sigma) = \sigma - \sigma_y$$

که در آن σ تنش محوری موجود و σ_y تنش تسلیم محوری هستند.

در این رابطه به ازای $F < 0$ ، رفتار ماده الاستیک و به ازای $F \geq 0$ ، رفتار ماده پلاستیک است.

۲- قانون جریان (سیلان) خمیری Plastic Flow Rule

در مسائل یک بعدی، جهت افزایش کرنش خمیری کاملاً مشخص بوده و منطبق بر جهت تنش‌های محوری موجود می‌باشد. در حالت کلی سه بعدی، تعیین جهت افزایش کرنش خمیری به سادگی امکان پذیر نیست. در این حالت دو نظریه مطرح می‌شود. برای بیان این دو نظریه؛ میدان تنش‌ها و کرنش‌های خمیری اصلی منطبق بر یک دستگاه محوری مختصات ترسیم گردیده، سپس این دو نظریه تشریح می‌شوند.

الف) نظریه اول: قانون جریان همراه Associated Flow Rule

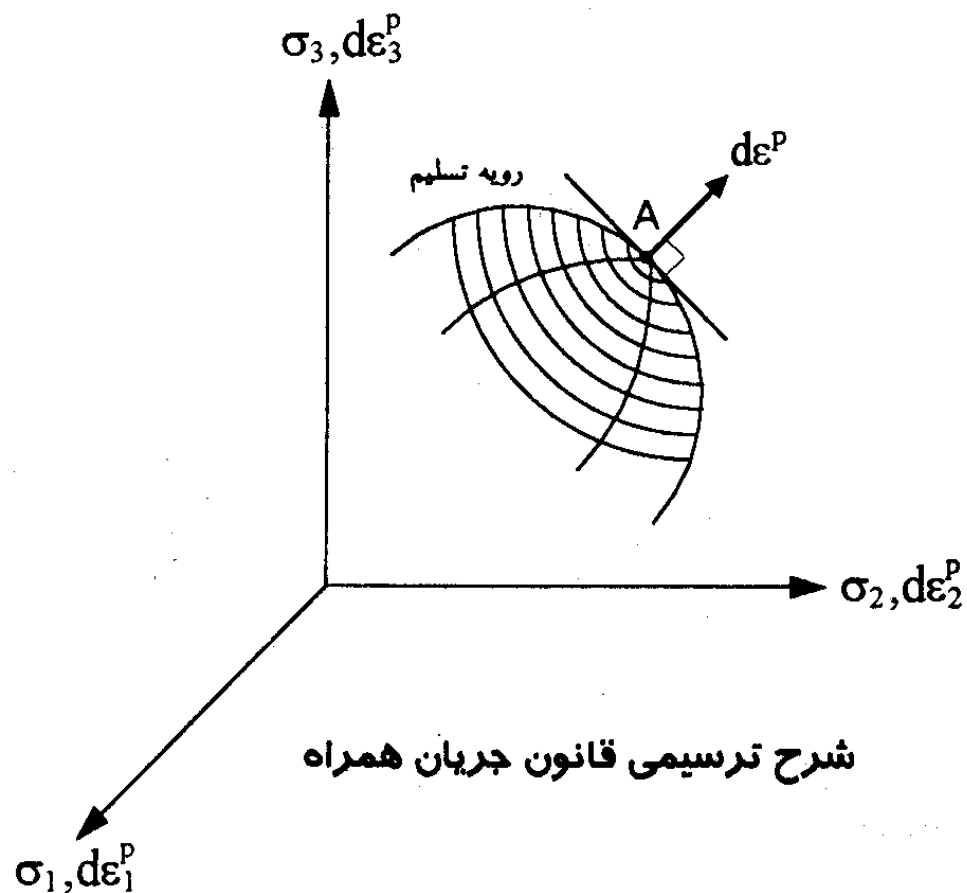
در شکل، میدان تنش های اصلی ماده در یک نقطه؛ منطبق بر میدان افزایش کرنش های خمیری اصلی در همان نقطه، ترسیم شده است. در اثر جریان خمیری، افزایش کرنش خمیری معادل $d\epsilon_1^p$ و $d\epsilon_2^p$ و $d\epsilon_3^p$ در سه جهت اصلی خواهد داد. چنانچه فرض شود که بردار افزایش کرنش خمیری، هم جهت با بردار عمود بر رویه تسلیم در نقطه A (نقطه دلخواه معرف حالت تنش در ماده) باشد، گویند شرایط تعامد (Normality) برقرار بوده و ماده از قانون جریان همراه یا مرتبط یا وابسته تبعیت می کند.

از نظر ریاضی این بردار را می توان مرتبط با بردار گرادیان سطح تسلیم در فضای تنش های اصلی در نظر گرفت. به این ترتیب با قبول این فرض می توان قانون سیلان را برای محاسبه افزایش کرنش خمیری به صورت رابطه زیر بیان نمود :

$$d\tilde{\varepsilon}^p = \lambda \cdot \frac{\partial F(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3)}{\partial \tilde{\sigma}}$$

نظریه خمیری

324



در این رابطه F سطح تسلیم و λ یک مقدار مثبت می باشند. بر اساس این نظریه ؛ بردار افزایش کرنش خمیری ماده هم جهت با بردار عمود بر سطح تسلیم بوده یا بر آن سطح عمود است. لذا جهت افزایش کرنش خمیری ماده طبق این نظریه، به سطح تسلیم ارتباط دارد و به همین خاطر آن را قانون جریان همراه یا مرتبط گویند.

ب) نظریه دوم : قانون جریان ناهمراه Non-associated Flow Rule

مطابق این نظریه ؛ جهت بردار افزایش کرنش خمیری هنگام وقوع جریان مشخص نبوده و بر سطح تسلیم عمود نمی باشد. این نظریه حالت کلی جریان خمیری را نشان می دهد. در این حالت می توان سطحی فرضی در فضای تنش به شکلی در نظر گرفت که بردار افزایش کرنش خمیری بر آن عمود باشد. در حالت قبل این سطح که وظیفه آن تعریف امتداد نمو کرنش خمیری است، دقیقاً مانند سطح تسلیم که وظیفه آن اعلام وقوع کرنش های خمیری در یک نمو است، نظر گرفته شده بود. در حالت عدم برخورداری از شرایط تعامدی ناچار سطح دیگری برای تعریف امتداد نمو کرنش خمیری مورد نیاز است.

این رویه ؛ سطح پتانسیل (Potential Surface) نامیده می شود. قانون جریان خمیری را در این حالت ؛ قانون جریان ناهمراه یا غیرمرتبط گویند که در شکل صفحه بعد نشان داده شده است. مطابق قانون جریان ناهمراه، افزایش کرنش خمیری ماده از رابطه زیر پیروی می کند:

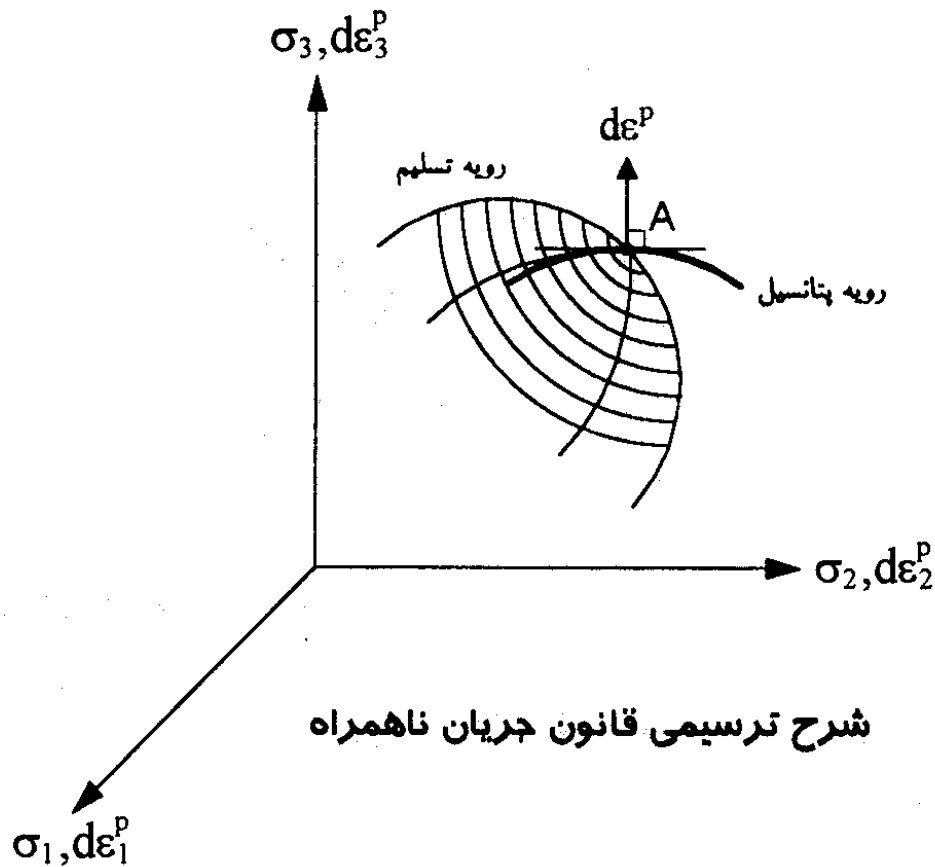
$$d\varepsilon^P = \lambda \cdot \frac{\partial Q(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3)}{\partial \sigma}$$

در رابطه فوق، Q سطح پتانسیل می باشد.

نظریه خمیری

327

به طوری که در شکل مشاهده می شود، جهت بردار افزایش کرنش خمیری به هیچ وجه ارتباطی به سطح تسلیم نداشته و در حالت کلی شرایط تعامد برقرار نیست.



معادلات عمومی کشسان - خمیری

در بررسی رفتار مواد کشسان - خمیری مشاهده شد که پس از تسلیم اولیه، رفتار ماده شامل دو بخش کشسان و خمیری بوده و در حین افزایش تغییر شکل نسبی، تغییرات کرنش به دو مولفه کشسان و خمیری تبدیل می‌شود. بنابراین در حالت کلی می‌توان بردار تغییرات تنش کل را حاصل جمع بردار تغییرات کرنش های کشسان و خمیری دانست. به عبارت دیگر :

$$d\tilde{\epsilon} = d\tilde{\epsilon}^e + d\tilde{\epsilon}^p$$

$$d\tilde{\epsilon} = \text{تغییرات بردار کرنش کل}$$

$$d\tilde{\epsilon}^e = \text{تغییرات بردار کرنش کشسان}$$

$$d\tilde{\epsilon}^p = \text{تغییرات بردار کرنش خمیری}$$

(علامت ~ در پایین حروف، نشان دهنده میدان برداری می‌باشد)

معیارهای تسلیم ساده

329

یکی از قالبهای مناسب برای تعریف سطوح تسلیم ، استفاده از مستقل های تنش است که تعدادی از آنها به شرح زیر میباشند :

$$\sigma_m = \frac{J_1}{3} = \frac{\sigma_{xx} + \sigma_{yy} + \sigma_{zz}}{3}$$

$$\sqrt{J'_2} = \left[\frac{1}{2} \left(\bar{\sigma}_{xx}^2 + \bar{\sigma}_{yy}^2 + \bar{\sigma}_{zz}^2 \right) + \tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2 \right]^{0.5}$$

$$\theta = \frac{1}{3} \sin^{-1} \left(-\frac{3\sqrt{3}}{2} \cdot \frac{J'_3}{J_2'^{1.5}} \right) , \quad -\frac{\pi}{6} < \theta < \frac{\pi}{6}$$

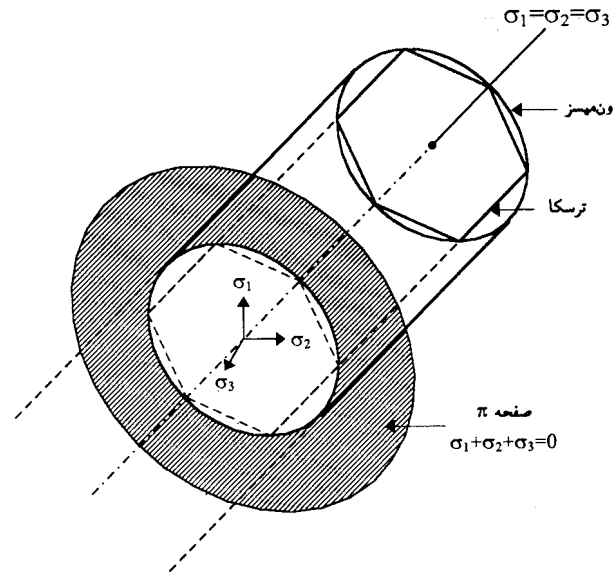
$$J'_3 = \bar{\sigma}_{xx} \bar{\sigma}_{yy} \bar{\sigma}_{zz} + 2\tau_{xy} \tau_{yz} \tau_{zx} - \bar{\sigma}_{xx} \tau_{yz}^2 - \bar{\sigma}_{yy} \tau_{zx}^2 - \bar{\sigma}_{zz} \tau_{xy}^2$$

معیار تسلیم ترسکا Tresca

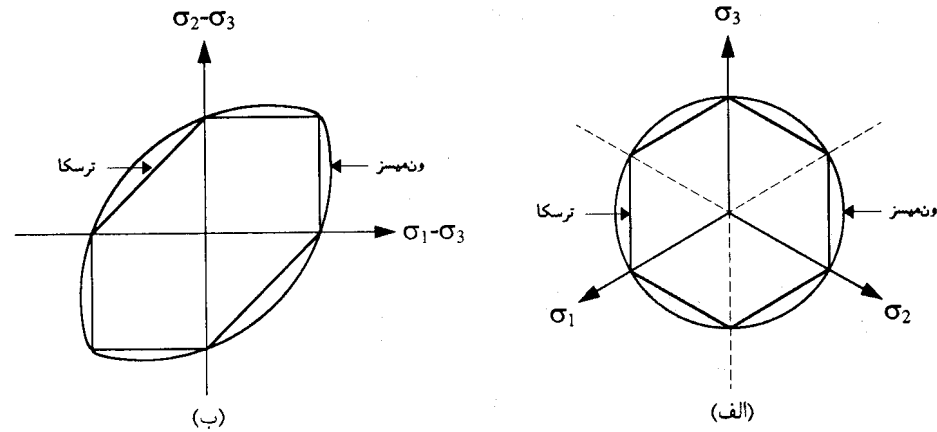
330

بر اساسی معیار تسلیم ترسکا (۱۸۶۴)، تسلیم وقتی شروع میشود که تنش برشی روی صفحه هشت وجهی (اکتاهدرال) به مقدار مشخصی برسد. با در نظر گرفتن تمام حالات ممکن برای تنش برشی مربوطه، می توان این معیار را در فضای تنش های اصلی σ_1 و σ_2 و σ_3 و مطابق شکل صفحات بعد به صورت سطحی نامحدود در طول یک استوانه شش گوشه منتظم نمایش داد. محور این استوانه به صورت رابطه $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ تعریف شده که محور هیدرواستاتیک نامیده می شود. بنابراین تمام مقاطع عمود بر این محور، یکسان خواهند بود.

این مطلب نشان دهنده این است که در معیار تسلیم ترسکا تنش هیدرواستاتیکی تأثیری در مقدار تنش برشی حداکثر در حالت تسلیم ماده ندارد. هندسه سطح تسلیم ترسکا مطابق شکل (الف)، از برخورد صفحه ای مانند صفحه پای (π) با رابطه $\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = 0$ (صفحه عمود بر محور هیدرواستاتیک) و سطح تسلیم سه بعدی حاصل میشود.



سطح تسلیم معیارهای ترسکا و ونمیسز در فضای تنش‌های اصلی $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$



سطح تسلیم معیارهای ترسکا و ونمیسز

الف) در صفحه اکتاهدرال (هشت وجهی) ب) در صفحه تنش‌های برشی $\sigma_2 - \sigma_3, \sigma_1 - \sigma_3$

معیار تسلیم ترسکا Tresca

332

همچنین در شکل (ب)، سطح تسلیم ترسکا در صفحه تنش های برشی $\sigma_1 - \sigma_3 : \sigma_2 - \sigma_3$ نمایش داده شده است. تابع تسلیم بر اساس معیار تسلیم ترسکا، به صورت رابطه زیر تعریف می شود:

$$F = 2\sqrt{J'_2} \cos\theta - \sigma_{yi}(k) = 0$$

در این رابطه $\sigma_{yi}(k)$ تنش تسلیم بر حسب آزمایش یک محوری و تابعی از k ضریب سخت شوندگی می باشد.

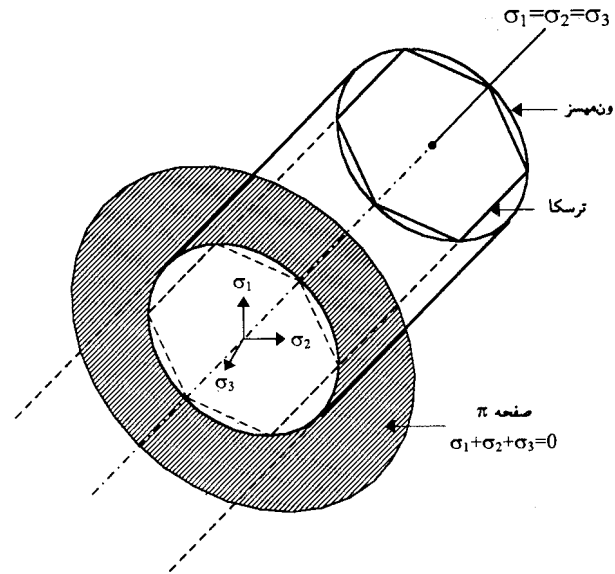
معیار تسلیم ون میسز Von Mises

333

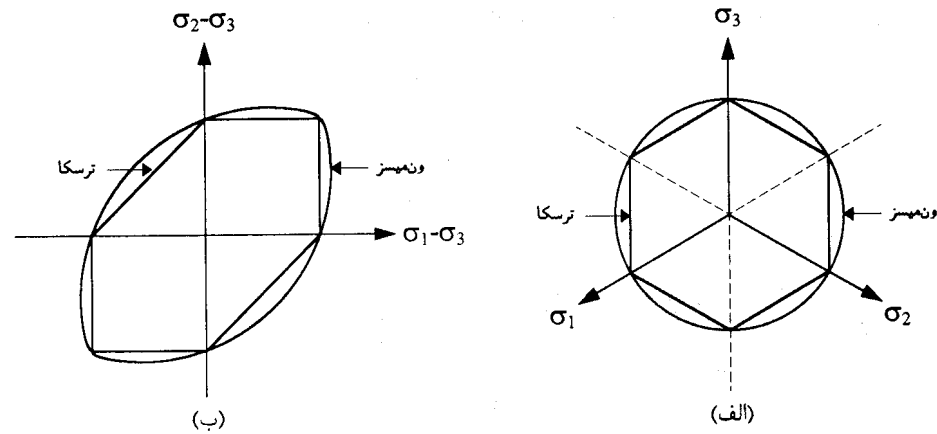
ون میسز (۱۹۱۳) پیشنهاد نمود که تسلیم وقتی رخ می‌دهد که تنش J'_2 به مقدار مشخصی برسد. بر اساس این معیار، تابع تسلیم به صورت رابطه زیر تعریف می‌شود:

$$F = \sqrt{3J'_2} - \sigma_{yi}(k) = 0$$

مشابه حالت قبل می‌توان این معیار را در فضای تنش‌های اصلی $\sigma_1 : \sigma_2 : \sigma_3$ مطابق شکل بعد، به سطحی نامحدود در طول یک استوانه نمایش داد. محور این استوانه نیز به صورت رابطه $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ تعریف شده که محور هیدرواستاتیک نامیده می‌شود. همچنین هندسه سطح تسلیم ون میسز در شکل نمایش داده شده است. دو معیار تسلیم ترسکا و ون میسز برای بررسی رفتار مکانیکی فلزات در قالب کشسان - خمیری کامل مناسب هستند. حال آن که جهت بررسی رفتار موادی با خاصیت سخت شوندگی نظیر خاک و بتن که مقاومت خود را از طریق اصطکاک بین ذرات بدست می‌آورند، این دو معیار مناسب نیستند.



سطح تسلیم معیارهای ترسکا و ونمیسز در فضای تنش‌های اصلی $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$



سطح تسلیم معیارهای ترسکا و ونمیسز

الف) در صفحه اکتاهدرال (هشت وجهی) ب) در صفحه تنش‌های برشی $\sigma_2 - \sigma_3, \sigma_1 - \sigma_3$

معیار تسلیم موهر – کولمب Mohr-Coulomb

335

این معیار در قالبی ساده به صورت ارتباطی خطی بین تنش برشی و تنش عمود بر سطح، توسط کولمب (۱۷۹۳) بر اساس شکست اصطکاکی و به صورت رابطه زیر ارایه شد.

$$\tau = c + \sigma_n \tan \phi$$

در این رابطه :

$$\tau = \text{تنش برشی}$$

$$\sigma_n = \text{تنش عمودی}$$

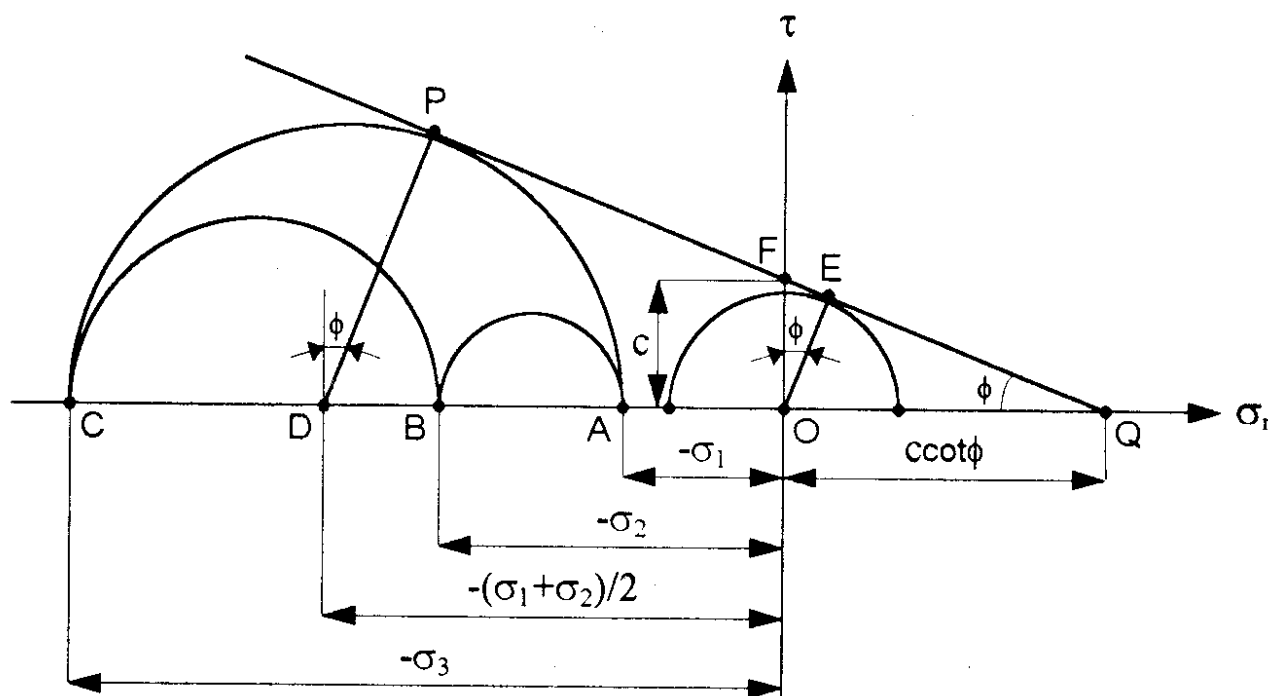
$$c = \text{چسبندگی خاک}$$

$$\phi = \text{زاویه اصطکاک داخلی خاک}$$

معیار تسلیم موهر – کولمب Mohr-Coulomb

336

روش ترسیمی رابطه توسط موهر (۱۸۸۲) ارائه شد. در این رابطه مطابق شکل، خط مماس بر دوائر تنش اصلی است.



معیار تسلیم موهر کولمب

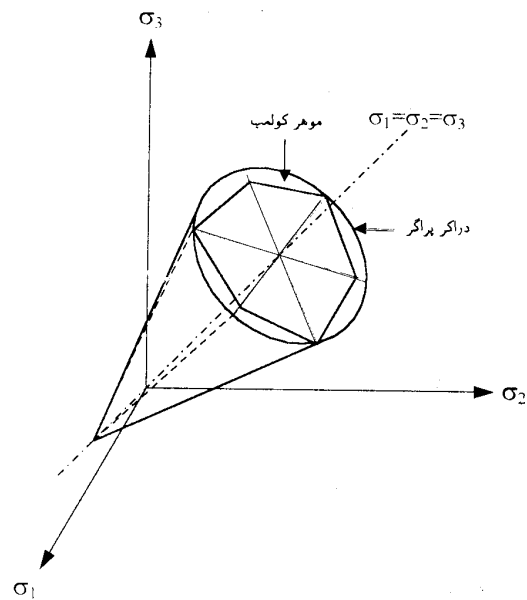
معیار تسلیم موهر – کولمب Mohr-Coulomb

337

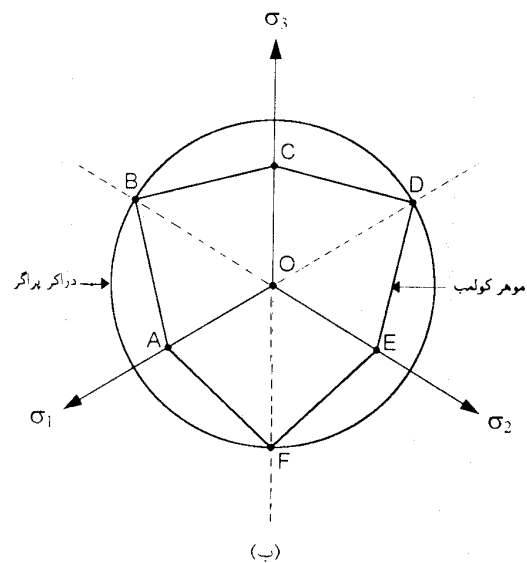
در این شکل می توان نوشت :

$$-\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)\cos\phi = c - \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} - \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}\sin\phi \right) \tan\phi - (\sigma_1 - \sigma_3) = 2c\cos\phi - (\sigma_1 + \sigma_3)\sin\phi$$

بر اساس تعریف موهر کولمب ؛ با رسیدن وضعیت تنش بر روی یک صفحه به محدوده رابطه فوق، فرض بر شکست ماده است. بعدها معیار تسلیم موهر کولمب نیز مشابه حالات قبل با در نظر گرفتن کلیه ترکیبات تنش که موجب تسلیم می شوند، بدست آمد. این معیار مطابق شکل بعد، در فضای تنش های اصلی یک هرم با قاعده باز شش ضلعی، که سه گوشه آن روی قاعده یک سطح مخروطی و سه گوشه دیگر در داخل مخروط است را حاصل می نماید. مقطع عمود بر محور سطح مخروطی در هر نقطه، یک شش ضلعی نامنتظم می باشد. در معیار تسلیم موهر کولمب بر خلاف معیارهای قبلی، تنش هیدرواستاتیک در تسلیم ماده تأثیر گذار است. این مطلب از رابطه فوق نیز نتیجه می شود.



(الف)



(ب)

سطح تسلیم معیارهای موجر کولمب و دراکر پراگر

(الف) در فضای تنش‌های اصلی $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ (ب) در صفحه اکتاهدرال (هشت وجهی)

معیار تسلیم موهر-کولمب Mohr-Coulomb

بنابراین راس هرم شش وجهی یعنی نقطه O در شکل، در طول محور تنش هیدرواستاتیک یاد شده و در نقطه $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3 = c.Cot\varphi$ قرار دارد. تابع تسلیم بر اساس معیار تسلیم موهر کولمب، به صورت رابطه زیر تعریف می شود:

$$F = \sigma_m \sin\phi + \sqrt{J'_2} \left(\cos\theta - \frac{1}{\sqrt{3}} \sin\theta \sin\phi \right) - c \cos\phi = 0$$

در رابطه فوق c و φ به ترتیب چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی بوده که می توانند به صورت تابعی از k ضریب سخت شوندگی باشند.

الگوهای زیادی به دنبال فرضیات اصلی مدل موهر کولمب در جهت پیش بینی بهتر رفتار خاک ارائه شده است. از عمده اشکالات وارد بر این الگو، وجود گوشه‌های تیز در محل برخورد وجوه هرم مرزی در این مدل است. این شکستگی باعث عدم یگانگی جواب برای این نقاط است.

معیار تسلیم دراگر-پراگر Drucker-Prager

340

تقریبی از قانون کولمب توسط دراگر پراگر (۱۹۵۲) به عنوان اصلاحی بر معیار ون میسز جهت تأثیر تنش هیدرواستاتیک در تسلیم منظور گردید و تابع تسلیمی به صورت رابطه زیر ارائه شد:

$$F = 3\alpha\sigma_m + \sqrt{J'_2} - k' = 0$$

در این رابطه :

$$\alpha = \frac{2\sin\phi}{\sqrt{3}(3 - \sin\phi)}$$

$$k' = \frac{6c\sin\phi}{\sqrt{3}(3 - \sin\phi)}$$

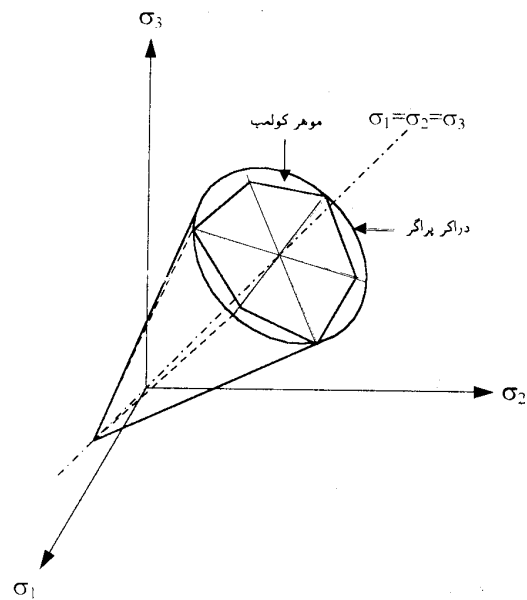
در روابط فوق مشابه حالت قبل c و ϕ به ترتیب چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی، تابعی از k ضریب سخت شوندگی می باشند.

معیار تسلیم دراگر-پراگر Drucker-Prager

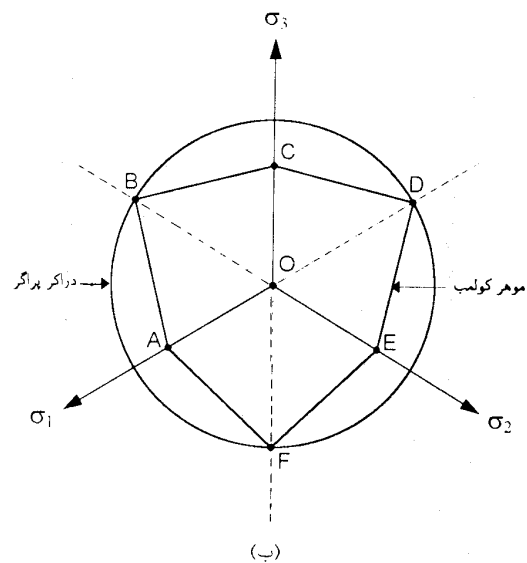
341

در واقع سطح مرزی ارائه شده تقریبی از قانون کولمب است که توسط دراگر پراگر به عنوان اصلاحی بر معیار ون میسر جهت تأثیر تنش هیدرواستاتیک در تسلیم منظور گردید. از طرفی ارائه این سطح مرزی با توجه به انحناء این سطح، دیگر دچار شکستگی و دوگانگی جواب که در الگوی موهر کولمب مطرح شد، نیست. نقطه ضعف قابل توجه در این مدل، لزوم در نظر گرفتن زوایای اصطکاک داخلی مختلف در آزمایشهای سه محوری فشاری و توسعه جانبی است که اساسا مورد پذیرش نمی باشد.

سطح تسلیم دراگر پراگر در شکل نمایش داده شده است.



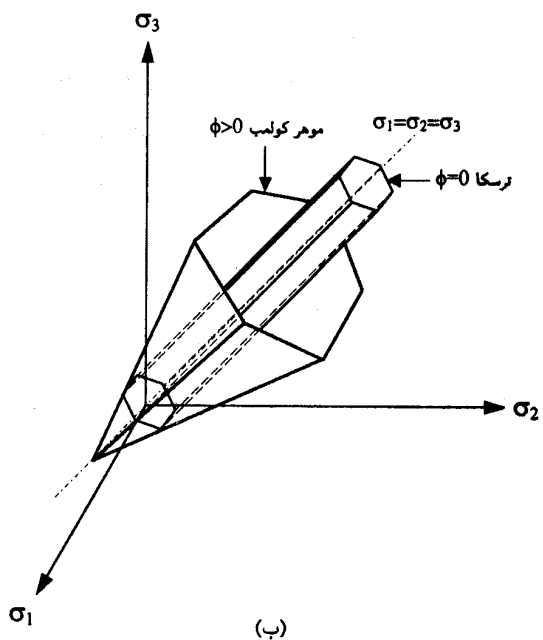
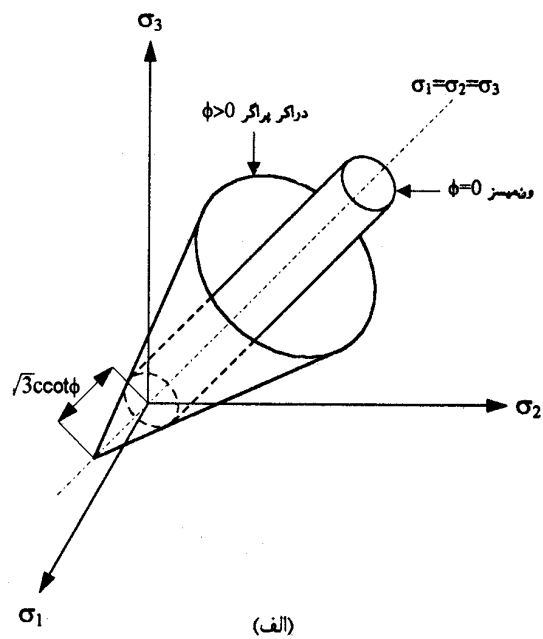
(الف)



(ب)

سطح تسلیم معیارهای موجر کولمب و دراکر پراگر

(الف) در فضای تنش‌های اصلی $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ (ب) در صفحه اکتاهدرال (هشت وجهی)

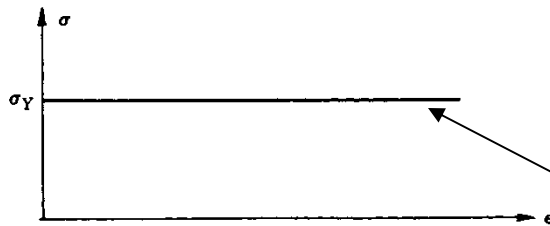


سطوح تسلیم همسان در فضای تنش‌های اصلی $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$
 (الف) معیارهای ونیسز و دراگر پراگر (ب) معیارهای ترسکا و موهر کولمب

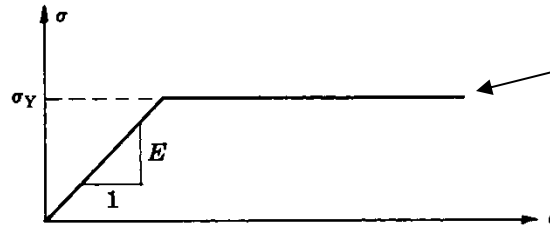
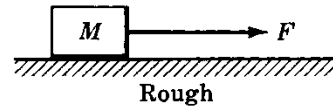
تئوری پلاستیسیته می تواند شامل موارد زیر باشد:

- **معیار تسلیم** برای مشخص کردن ترکیبات تنشی که موجب شروع رفتار غیر پلاستیک می شوند. این معیار تعیین کننده شکل اولیه سطح تسلیم است.
- **قانون جریان** برای مرتبط کردن تغییرات کرنش پلاستیک با تغییرات تنش و سطح تنش موجود در ماده.
- **قانون سخت شوندگی** برای مشخص کردن تغییرات سطح تسلیم. این قانون به تنش، کرنش، و یا پارامترهای دیگر وابسته است.

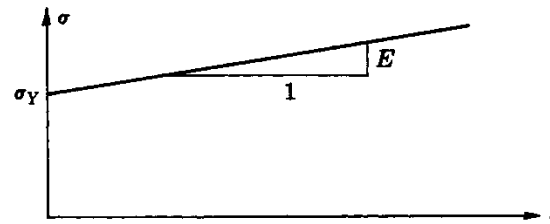
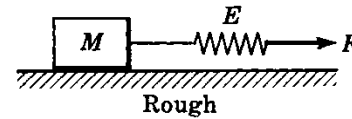
Rheology models for plasticity



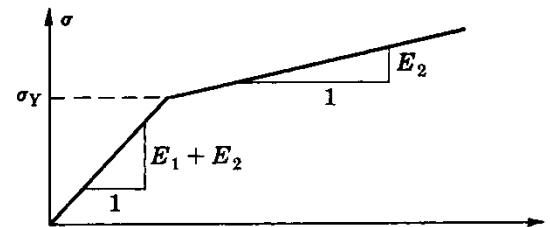
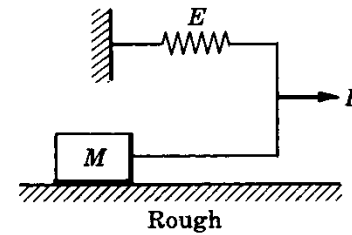
(a) Rigid–Perfectly Plastic



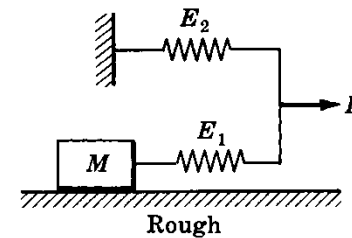
(b) Elastic–Perfectly Plastic



(c) Rigid–Linear Work Hardening



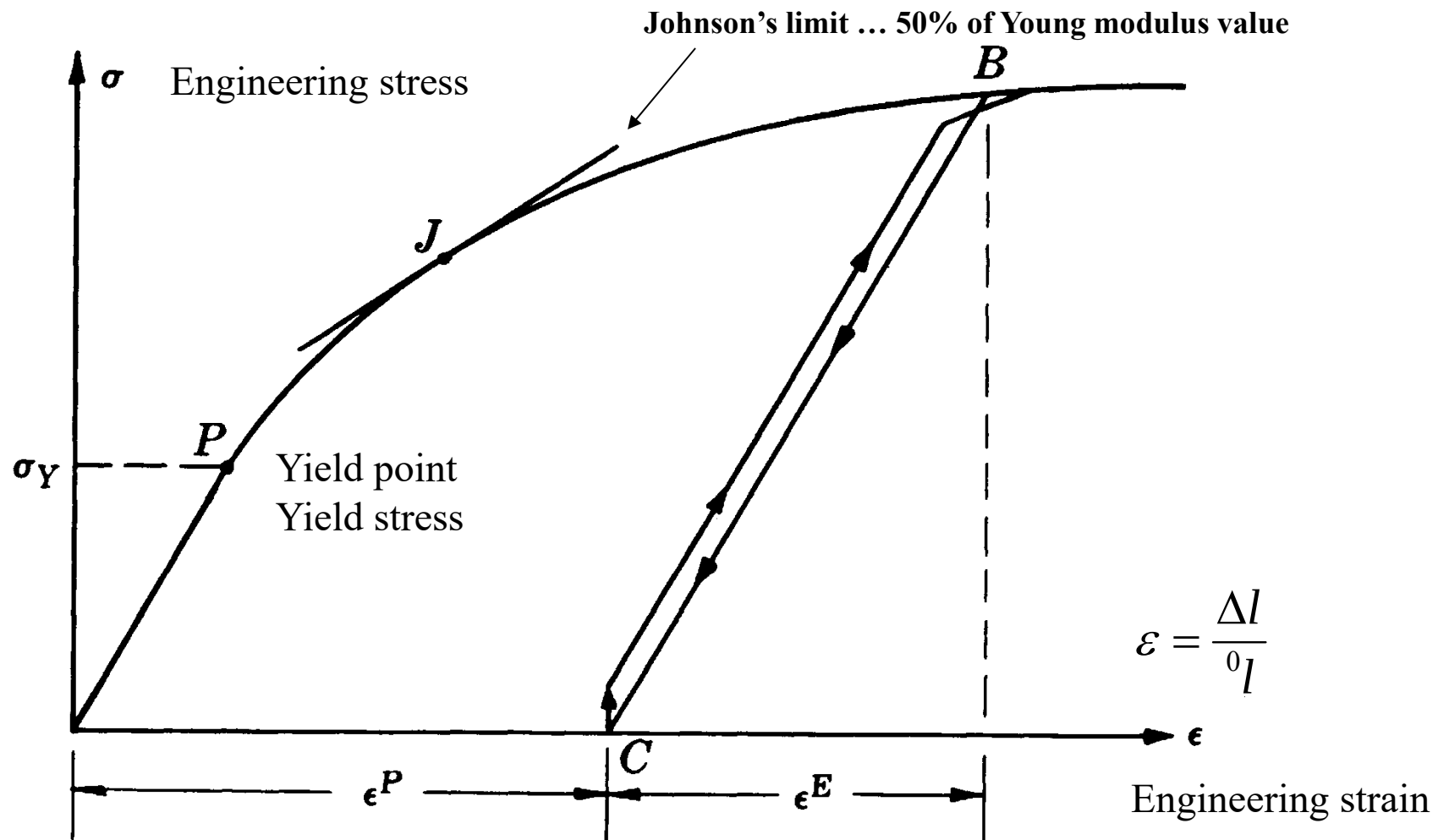
(d) Elastic–Linear Work Hardening



Ideal or perfect plasticity, no hardening

رفتار سخت شوندگی در کشش تک محوری

$$\sigma = \text{force} / \text{initial area}$$



سخت شوندگی ایزوتروپیک

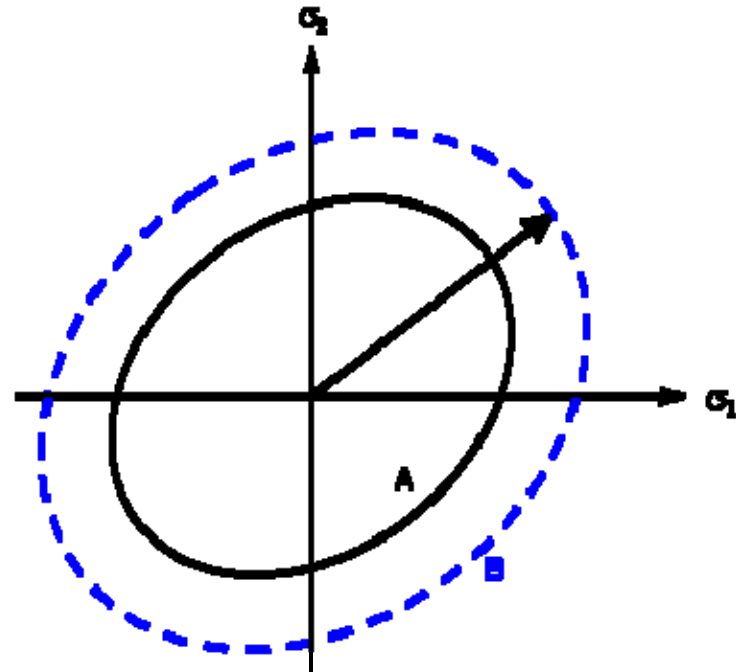
347

No Hardening:

$$F(\sigma) = 0$$

Isotropic Hardening:

$$F(\sigma) - k = 0$$

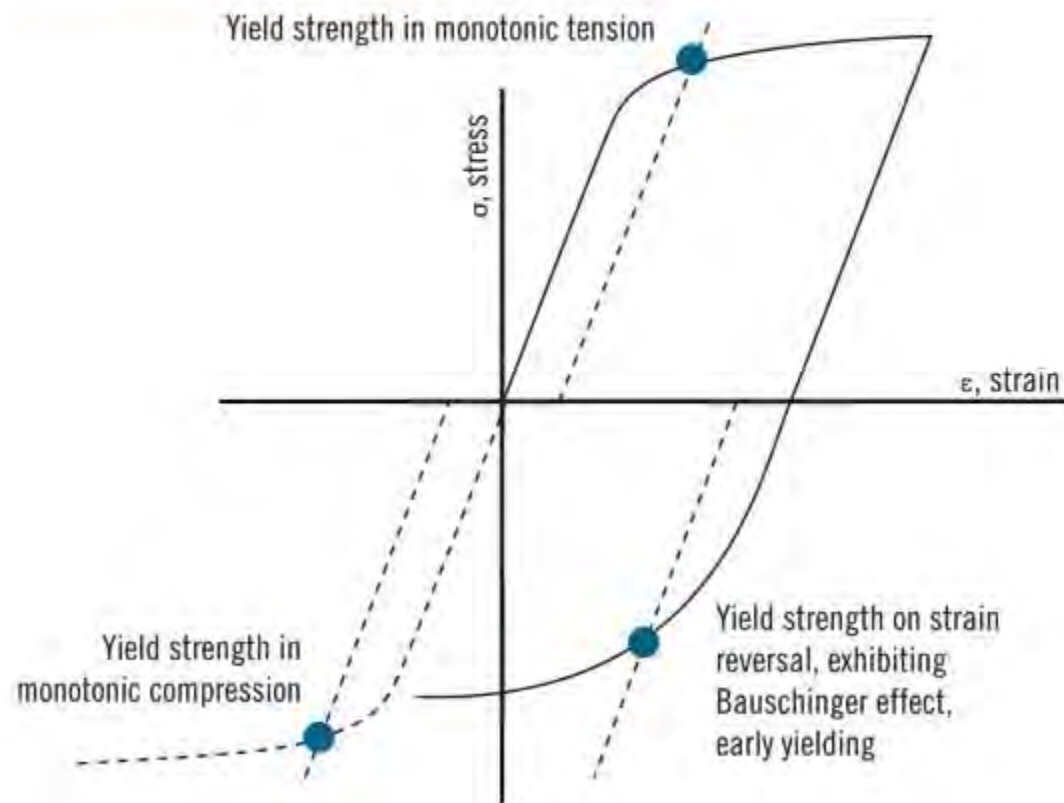


سخت شوندگی کینماتیک

348

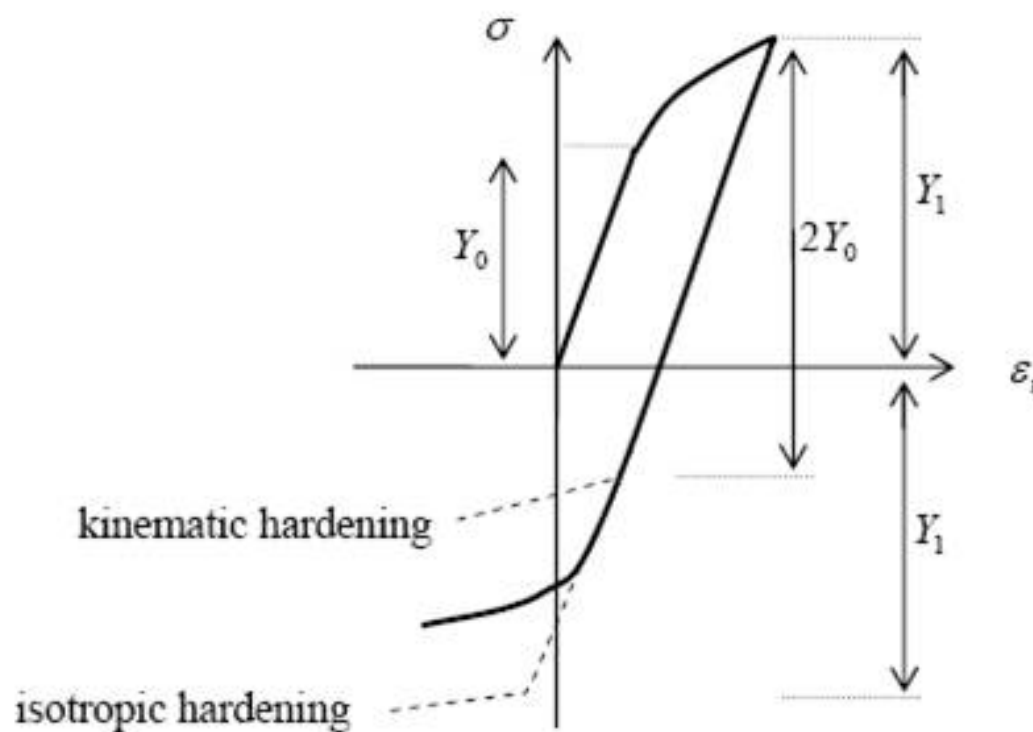
BAUSCHINGER EFFECT

FIG. 5



سخت شوندگی کینماتیک

349



سخت شوندگی کینماتیک

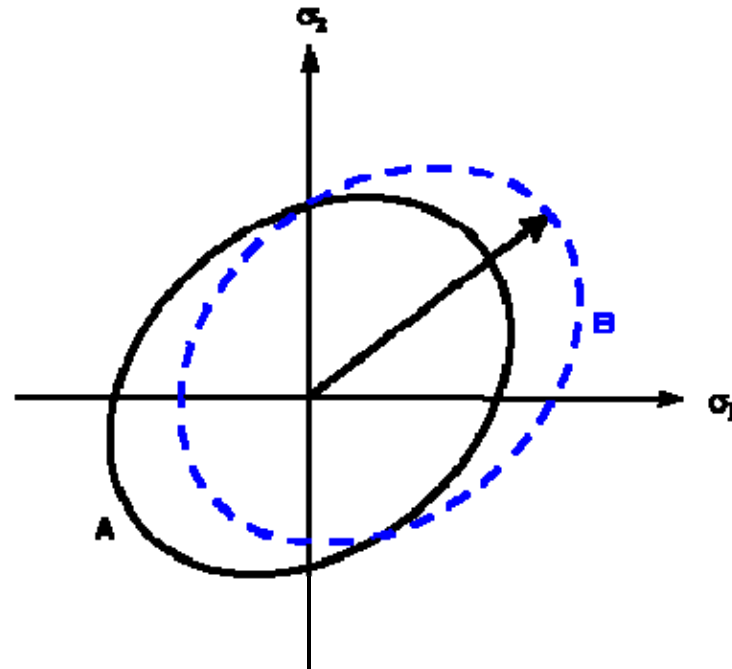
350

Isotropic Hardening:

$$F(\sigma) - k = 0$$

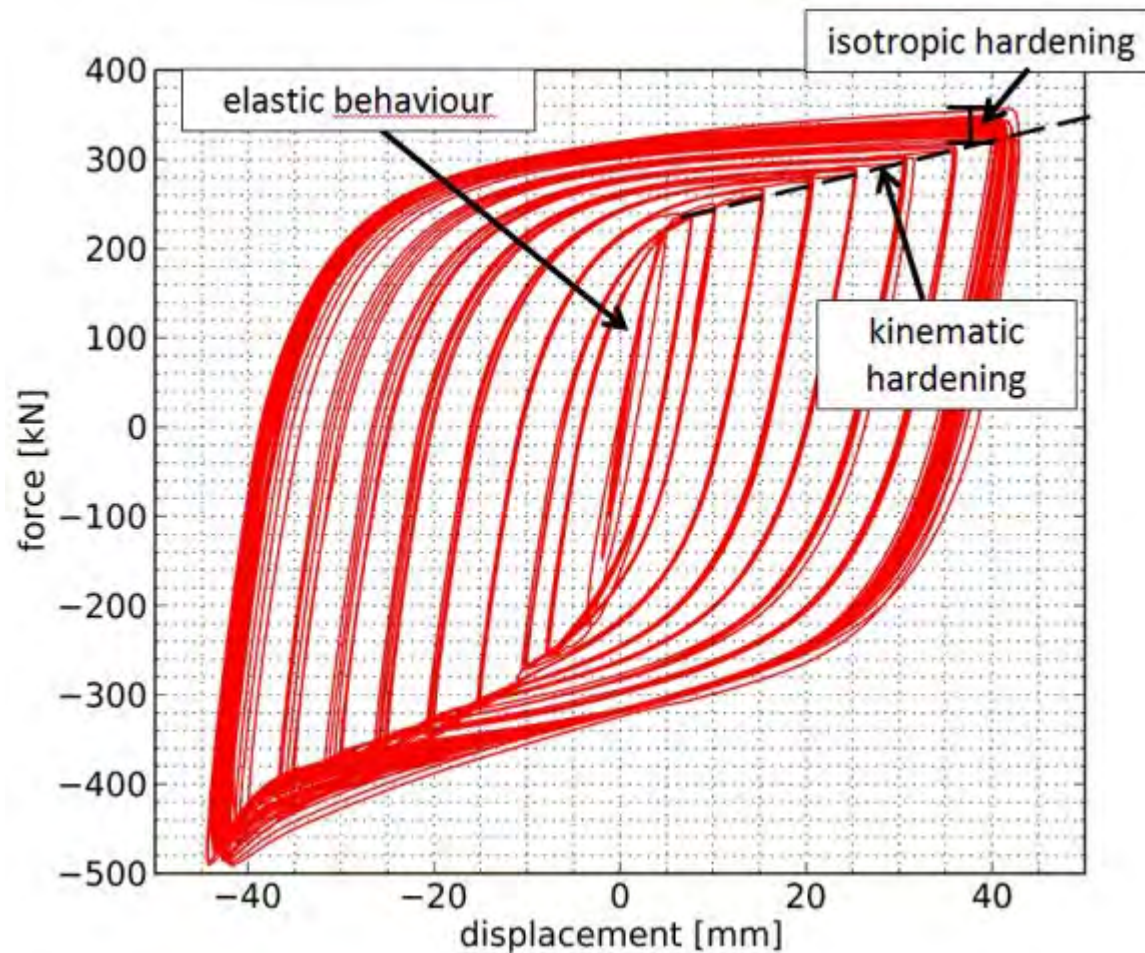
Kinematic Hardening:

$$F(\sigma - \alpha) = 0$$



سخت شوندگی کینماتیک

351

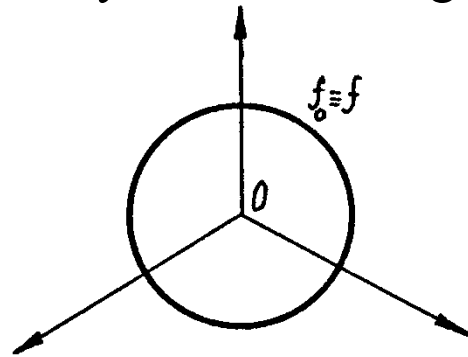


Mixed Hardening:

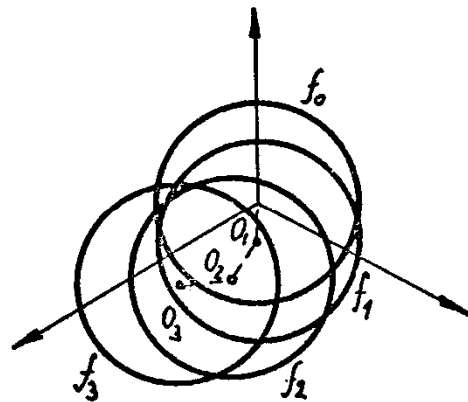
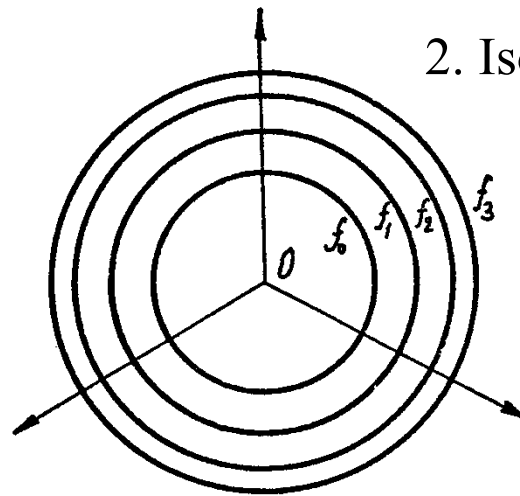
$$F(\sigma - \alpha) - k = 0$$

سخت شوندگی ایزوتروپیک و کینماتیک

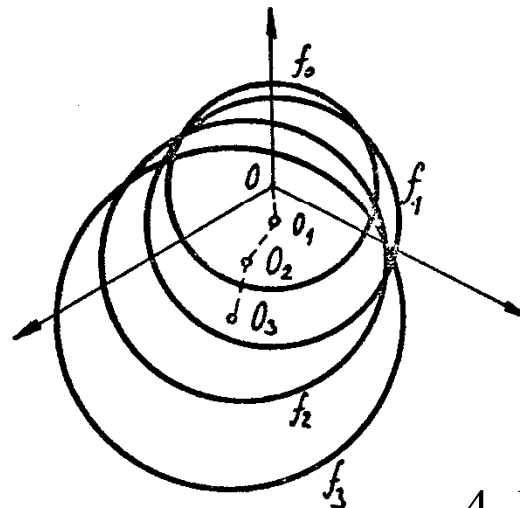
1. Perfect plasticity – no hardening



2. Isotropic hardening



3. Kinematic hardening



4. Isotropic-kinematic

Different Types of Hardening in Yield Functions

$$F = F(\sigma_{ij}) \quad \dots \quad \text{perfect plasticity}$$

means no hardening, material starts to flow and is inclined to do so forever.

In practice it is stabilized by the 'healthy' material structure which exists around the plasticity region.

Plastic material flow is caused by motion of dislocations.

Definition of dislocations ...

Generally, the hardening depends on blocking the motion of dislocations (free flow)

which depends on the permanent plastic strain ε_{ij}^p .

$$F = F(\sigma_{ij} - \alpha_{ij}) \quad \dots \quad \text{kinematic hardening}$$

where $\alpha_{ij} = c \varepsilon_{ij}^p$ and c is a constant.

$$F = F(\sigma_{ij}, \varepsilon_{ij}^p) \quad \dots \quad \text{non - isotropic hardening}$$

hardening depends on every component of ε_{ij} in a different way

$$F = F(\sigma_{ij}, K) \quad \dots \quad \text{isotropic hardening}$$

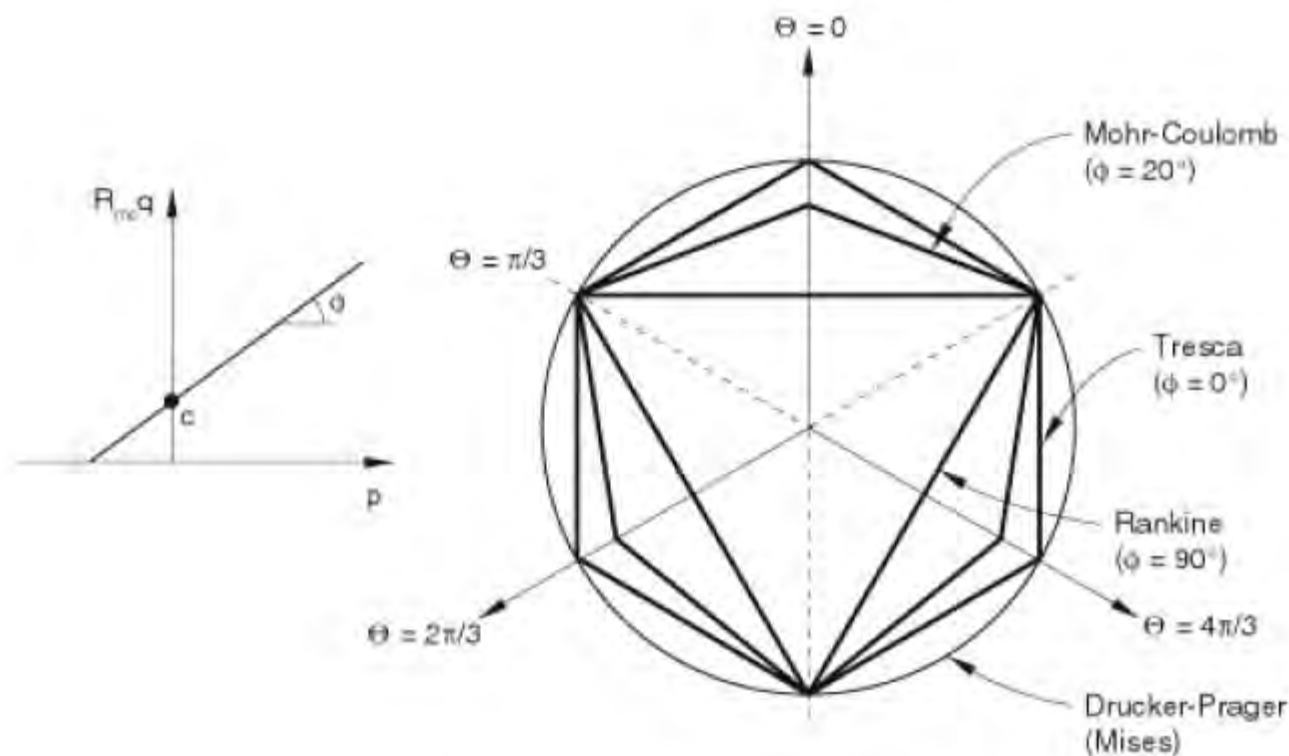
where $K = K(\varepsilon_{ij}^p)$ is a scalar function of ε_{ij}^p , usually an invariant.

Generally, which is not general at all, we could have

$$F = F(\sigma_{ij}, \varepsilon_{ij}^p, K)$$

مقایسه مدل‌های رفتاری معمول

354



انتخاب مدل رفتاری

355

در هنگام انتخاب مدل رفتاری مناسب برای خاک، دو مورد زیر را باید در نظر گرفت:

- ۱- آیا مدل انتخابی برای شبیه سازی رفتار مکانیکی، با توجه به پدیده مهندسی مورد نظر ما، دقت کافی را دارد؟
- ۲- آیا امکان کالیبراسیون پارامترهای مدل، با استفاده از داده‌های آزمایشگاهی موجود، و با دقت کافی وجود دارد؟



موسسه آموزش عالی جهاد دانشگاهی خوزستان

گروه مهندسی عمران

مجموعه کمک آموزشی مکانیک خاک پیشرفته

پایان ویرایش اول - بخش اول و دوم

محسن مظهري
پاییز ۹۴

کارشناسی ارشد ژئوتکنیک