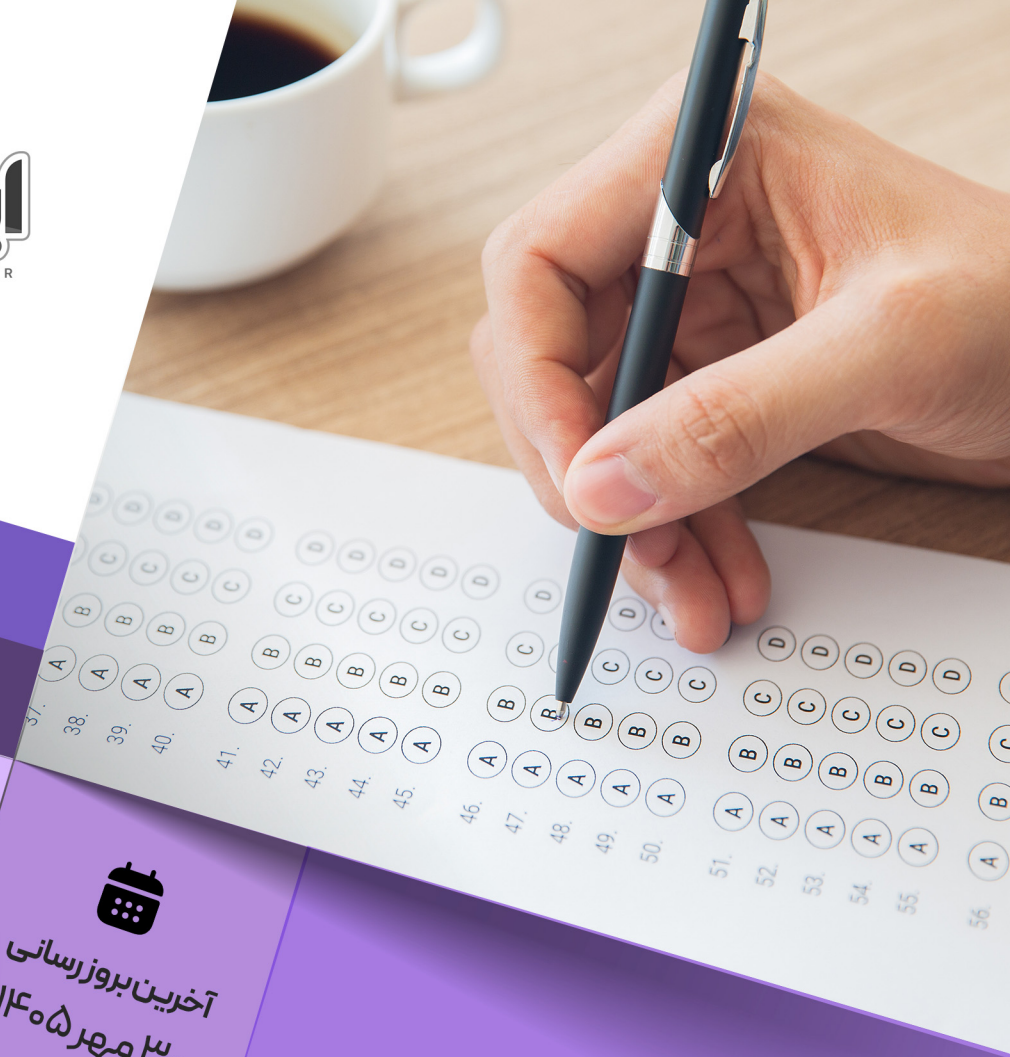
ایران عرضه
فروشگاه کالاهای دانلودی
IRANARZE.IR



IranArze.ir
@iranarze

تعداد صفحات
۴۶۶

آخرین بروزرسانی
۳۰ مهر ۱۴۰۵

جزوه

مکانیک خاک و مهندسی پی

- شامل جزوات آموزشی درس مکانیک خاک و مهندسی پی
- ویژه آزمون های استخدامی و اخذ مدرک

انتشار یا استفاده غیر تجاری از این جزوه، بدون حذف لوگوی ایران عرضه "مجاز" می باشد
IRANARZE.IR

لینک های مفید آزمون ها	
خرید سوالات مکانیک خاک و پی	**خرید سوالات بانکدار مهندسی ساختمان (عمران) بانک سینا**
خرید سوالات کارشناس ساختمان و تاسیسات فراگیر	**خرید سوالات کارشناس ساختمان و تاسیسات توزیع برق**
شبکه های اجتماعی ایران عرضه (فایل های رایگان + تخفیفات هفتگی + اخبار)	
(برای مشاهده هر بخش روی آن بزنید)	

فهرست مطالب

- فصل اول: خلاصه مکانیک خاک و پی سازی به کوشش مصطفی رحیمی - صفحه ۴
- فصل دوم: خلاصه مکانیک خاک و مهندسی پی - صفحه ۱۴۴

IRANARZE.IR
فروشگاه کالاهای دانلودی

دانشگاه صنعتی امیرکبیر
(پلی تکنیک تهران)

خلاصه درس مکانیک خاک و پی سازی

(بر مبنای کتاب سری عمران وگاج)

تهیه و تنظیم : مصطفی رحیمی

بهار سال ۱۳۹۴

مقدمه :

خلاصه ای که پیش روی شماست، خلاصه درس مکانیک خاک کتاب های انتشارات گاج چاپ ۱۳۹۲ و مکانیک خاک انتشارات سری عمران ۱۳۹۲ و خلاصه ی پی سازی کتاب سری عمران جدید چاپ ۱۳۹۲ می باشد.

به دلیل اهمیت درس مکانیک خاک و پی سازی در کنکور کارشناسی ارشد، تمام شکل ها در داخل جزوه با خط کش و بسیار منظم کشیده شده است. لازم به ذکر است که بیشترین وقت آموزشی بنده به تدوین این خلاصه ی با ارزش اختصاص یافته است. در تدوین این خلاصه سعی شده تمامی مطالب و نکات مهم درس نامه ها ، تست ها ، آزمون ها و همچنین مثال های مهم و کاربردی در داخل جزوه گنجانده شود.

امید است که مورد رضایت مهندسین عزیز واقع شود ...

به دلیل حجم بالای درس مکانیک خاک و پی سازی، سعی شود این خلاصه بار ها و بارها دوره شود تا مطالب به خوبی به خاطر سپرده شوند.

در مورد نحوه ی خواندن درس مکانیک خاک و پی سازی و توضیح بیشتر در مورد این درس، پی دی افی آماده گردیده که پیشنهاد می شود قبل از مطالعه این درس آن پی دی اف نیز مطالعه شود.

مصطفی رحیمی

رتبه ۳۴ کنکور کارشناسی ارشد رشته مهندسی عمران سال ۱۳۹۴

دانلود سوالات آزمون

Subject: Mostafa Rahimi "مکانیک خاک"

Date: . . No:

در سیستم متریک سنجه دانه بندی مرز جدایی ردیف دانه در پیرانه نمره ۱۰ ، ۰٫۷۵mm است.

به همین ترتیب مرز جدایی شن و ماسه 4,75 mm و در سیستم آشتو 2mm است.

برای جدایی لای و رس نیز سیستم آشتو نمره ۰٫۰۰۲mm (2 میکرون) را در نظر می گیرد، در حالی که سیستم متحدالشکل مرز عددی برای جدایی لای و رس قائل نمی شود.

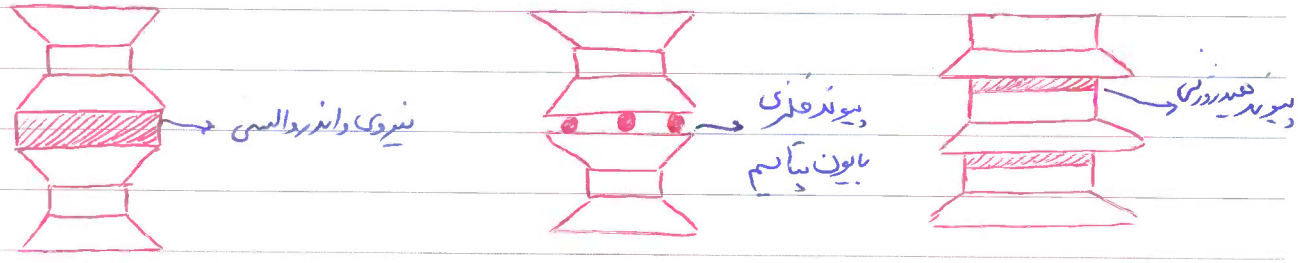
در سیستم متحد ملاک جدایی لای و رس، رفتار آن ها در برابر رطوبت است.

کانی های رسی:

کائولینیت، ایلیت و مونت موریلونیت (مونتموریونیت) عمده کانی های تشکیل دهنده رس ها هستند.

واحدهای بنیادی کانی های رسی ← چهار وجهی سیلیسیا (SiO_2)

← هشت وجهی آلومین (Al_2O_3)



مونت موریلونیت — ایلیت — کائولینیت

صفحه ی دوزنقه ای را صفحه سیلیسا (Si) و صفحه مستطیلی را صفحه ی آلومینا یا صفحه ی لیبت (G) نیز می نامند.

نوع کانی رس	ابعاد جانب (انگستروم)	ضخامت (انگستروم)	سطح خارجی دانه جامد بر حسب $\frac{m^2}{gr}$
کائولینیت	20000 تا 1000	1000 تا 100	20 تا 10
ایلیت	5000 تا 1000	500 تا 50	100 تا 80
مونت موریلونیت	5000 تا 1000	50 تا 10	800

آب جذب شده عامل مهم در خمیری خاک رسی و آب آزاد بیشتر مورد خاصیت روانی آن است.

PONIX NOTE BOOK

Subject:

Date: No:

*** به علت نوع ترکیب شیمیایی رس ها، سطح ذرات رس دارای بار منفی است که این بار منفی عمدتاً ناشی از جایگزینی اتم های آلومینیوم و سیلیسیم توسط اتم های با ظرفیت کمتر است.

به سطح ذرات رس، بار منفی وارد شده یون مثبت باید توجه به حضور دوگانه ی یون های مثبت و منفی را به مضاعف یا لایه دوگانه گفته می شود.

تمام آب هایی که به وسیله ی نیروی جاذبه (ثقل) از رس نگه داشته می شوند، آب لایه ی دوگانه نیستند و به داخلی ترین بخش آب لایه دوگانه، آب جذب سطحی گفته می شود.

مهم: فعالیت سونت مورلونیت ها از بقیه ی کانی های رسی بیشتر و فعالیت کائولینیت ها از همه کمتر است پس می توان گفت سونت مورلونیت رس فعال، کائولینیت رس غیرفعال و ایلیت رس نیمه فعال است.

تمایل به جذب آب و قابلیت تورم ← کائولینیت < ایلیت < سونت مورلونیت

خاصیت خمیری ← کائولینیت و ایلیت < سونت مورلونیت

تراکم پذیری ← کائولینیت < سونت مورلونیت

ساختمان خاک:

خاک های دانه ای ← ساختمان تک دانه ای (رهم)

خاک های چسبنده ← ساختمان لانه زنبوری (مجوف)

ساختمان مجتمع یا فلکوله (نامنظم)

ساختمان پراکنده یا لایه ای (منظم)

خاک مجتمع ← سر با سر

پراکنده ← سر با سطح

عامل توسعه طاقچه ای بهم متصل بار الکتریکی

از روش انفجار برای تراکم آن ها استفاده می شود

ساختمان مجتمع در خاک های چسبنده زمانی اتفاق می افتد که برآیند نیروهای الکتریکی بین ذرات جاذبه باشد (سرشت به سطح وصل شود) و طرف مقابل هنگامی که برآیند نیروهای مذکور دافعه است، ساختمان خاک چسبنده، پراکنده خواهد بود. ساختمان پراکنده متراکم پذیرتر از ساختمان مجتمع است.

مقاومت برشی خاک رس با ساختار مجتمع بیشتر از مقاومت برشی آن با ساختار پراکنده است.

ترکیب خاک:

وزن هوا = ۰	هوا	حجم هوا = V_a	حجم هوا / حجم تخلخلی یا حجم خالی = V_v
وزن آب = W_w	آب	حجم آب = V_w	
وزن دانه های جامد = W_s	دانه های جامد	حجم دانه های جامد = V_s	حجم کل = V

وزن کل = W

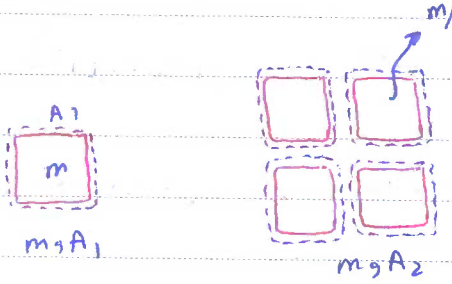
PONIX NOTE BOOK

PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

Subject:
Year. Month. Date. ( )

سطح مخصوص :

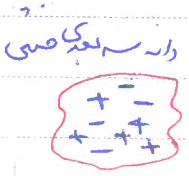
سطح جانبی ذرات بر واحد جرم را سطح مخصوص می نامند .



$$\text{سطح مخصوص} = \frac{\text{سطح جانبی ذرات}}{\text{جرم}} = \frac{A}{m}$$

Result سطح مخصوص ریز دانه ها >> سطح مخصوص درشت دانه ها

ساختار خاک ها :



الف) درشت دانه : از دانه های سه بعدی حسی تشکیل شده اند



1) ساختار تک دانه ای یا درهم یا تک سازه :

دانه ها به صورت تک تک کنار هم قرار دارند و هر دانه به زمین
دانه های اطراف احاطه شده است .



2) ساختار لانه زنبوری یا مخوف :

بدنه ی اصلی از دانه های درشت ماسه تشکیل شده است
و این دانه ها توسط مقدار حسی از جنس رس یا سیلت همدیگر
به صورت حلقه های زنجیری به هم متصلند .
نسبت به ساختار تک دانه ای یک ترد و متخلخل تر می باشد

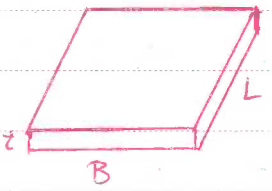
نکته مهم : اگر در اثر وجود آب زیاد حسی بین دانه ها شسته شود ساختار مخوف به
ساختار تک دانه ای تبدیل می شود .

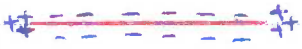
PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

Subject :

Year . Month . Date . ( )

(ب) ساختار جامدهای یونی:

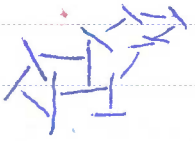




کانی صفحه ای

واحد تشکیل دهنده آن ها کانی های صفحه ای است

بر روی صفحه بار منفی دارند و در دو انتها بار مثبت



(1) ساختار لخته ای یا گلوله یا مجتمع:

برآیند نیروی داخلی بین ذرات به صورت جاذبه است

کانی ها از گوشه مثبت خود به صفحات منفی کانی مجاور می چسبند



(2) ساختار پراکنده:

در اثر فشارهای سرباری کانی های رسی به صورت خوابیده بر روی یکدیگر قرار می گیرند

تماس ذرات با یکدیگر بیشتر است و برآیند نیروهای داخلی به صورت جاذبه است

نکته مهم:

مقاومت برشی ← ساختمان مجتمع > پراکنده

تراکم پذیری (در فشارهای کم) ← ساختمان پراکنده > مجتمع

نشت (در فشارهای زیاد) ← ساختمان مجتمع > پراکنده

همراه با تراکم

PdPCO

PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

Subject:

Date: . . No:

روابط مربوط به رابطه‌ی جامدات خاک:

$$\begin{cases} G_s = \dfrac{\gamma_s}{\gamma_w} \\ \gamma_s = \dfrac{W_s}{V_s} \end{cases} \Rightarrow \boxed{G_s = \dfrac{W_s}{V_s \gamma_w}}$$

γ_w وزن مخصوص

G_s: چگالی دانه‌های جامد

خاک ماسه‌ای $2,2 \leq G_s \leq 2,8$

آلی $G_s < 2$ ممکن

$$\gamma_w = 1000 \frac{Kgf}{m^3} = 1 \frac{grf}{Cm^3} = 9,806 \frac{KN}{m^3} \simeq 10 \frac{KN}{m^3}$$

روابط مربوط به فضای خالی خاک:

تخلخل (پوکی) $n = \dfrac{V_v}{V}$

نسبت تخلخل (نسبت حفره) $e = \dfrac{V_v}{V_s}$

رابطه $\Rightarrow$ $\boxed{n = \dfrac{e}{1+e}}$ $\boxed{e = \dfrac{n}{1-n}}$

درصد هوا $A = \dfrac{V_a}{V}$

روابط مربوط به حضور آب در فضای خالی خاک:

درصد اشباع $S_r = \dfrac{V_w}{V_v}$ میزان رطوبت $w = \dfrac{W_w}{W_s} \Rightarrow \boxed{w G_s = S_r e}$

زمانی که خاک اشباع گردد، $S_r = 1$ برده و میزان رطوبت را با w_{Sat} نشان می‌دهیم. ماکزیمم مقدار درصد اشباع در خاک برابر یک است، این در حالی است که میزان رطوبت، بسته به نوع خاک می‌تواند از یک هم بیشتر باشد.

وقتی خاک اشباع باشد $\rightsquigarrow$ $\boxed{w_{Sat} = \dfrac{e}{G_s}}$

رابطه دوم برای درصد هوا $\rightsquigarrow$ $\boxed{A = n(1 - S_r)}$

$\boxed{w = \dfrac{V_w}{V_s \times G_s}}$

PENIX NOTE BOOK

PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

Subject:

Date: . . No:

روابط وزن مخصوص ها:

$$\gamma = \frac{G_s(1+w)}{1+e}\gamma_w \quad \text{یا} \quad \gamma = \frac{G_s + S_r e}{1+e}\gamma_w$$

$$\gamma_d = \frac{G_s(1-A)}{1+wG_s}\gamma_w$$

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

$$\gamma = \gamma_d + S_r(\gamma_{sat} - \gamma_d)$$

رابطه بین وزن مخصوص خشک و اشباع در حالت

$$S=1 \Rightarrow \gamma_{sat} = \frac{W_{sat}}{V} = \frac{G_s+e}{1+e}\gamma_w$$

در حالت اشباع می توان وزن مخصوص غوطه وری خاک را از تقسیم وزن غوطه ور (ظاهری) خاک بر حجم کل خاک بدست آورد:

$$\gamma' = \frac{W'}{V} = \gamma_{sat} - \gamma_w \Rightarrow \gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w = \frac{G_s - 1}{1+e}\gamma_w$$

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1+w} \quad , \quad \gamma_d = \gamma_{sat} - n\gamma_w \quad , \quad \gamma_d = \gamma_s\left(\frac{V_s}{V}\right) = \frac{\gamma_s}{1+e}$$

نکته: اگر بخواهیم مقدار آب لازم جهت اشباع نمودن یک توده خاک را با ثابت ماندن حجم آن بدست آوریم، دو روش وجود دارد:

1) حجم هوای موجود را بدست آورده و با ضرب کردن آن در وزن مخصوص آب، وزن آب لازم جهت اشباع کردن خاک را محاسبه کنیم.

2) وزن خاک در حالت اشباع را بدست آورده و سپس وزن خاک موجود را از آن کم کنیم.

$$CI = \frac{LL - w_n}{PI}$$

حد روان — ثابت روانی — شاخص خمیری — شاخص قوام

PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

Subject:

Date: No:

نکته: اگر دو خاک با رطوبت های w_A و w_B را با هم مخلوط کنیم و بخواهیم خاک مخلوط دارای رطوبت w شود، در این صورت نسبت حجم این دو خاک قبل از مخلوط شدن برابر است با:

$$\frac{V_A}{V_B} = \left[\frac{w_B - w}{w - w_A}\right]\left(\frac{\gamma_{dB}}{\gamma_{dA}}\right)$$

نکته مهم (1): اگر به دلیل تغییر در حجم خاک، رطوبت آن را تغییر دهیم، چون وزن دانه های جامد و حجم خاک تغییر نمی کند، وزن مخصوص خشک خاک نیز ثابت خواهد ماند. در این حالت:

$$\frac{\gamma_1}{1+w_1} = \frac{\gamma_2}{1+w_2}$$

نکته مهم (2): اگر با تغییر در حجم خاک رطوبت آن را تغییر دهیم، در آن صورت باز هم وزن دانه های جامد خاک تغییر نمی کند. در این حالت:

$$\frac{V_2}{V_1} = \frac{\gamma_{d_1}}{\gamma_{d_2}} = \frac{1+e_2}{1+e_1}$$

نکته مهم (3): یک نمونه خاک با رطوبت ثابت، زمانی به حداکثر وزن مخصوص خشک خود می رسد که تمام هوای آن در اثر تراکم خارج شده باشد. در این حالت $S_r = 1$ بوده و میزان رطوبت خاک w_{sat} می باشد.

دانسیته نسبی:

معیاری است که توسط آن وضعیت تراکم خاک نسبت به متراکم ترین و سست ترین حالت آن مشخص می شود.

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

سست ترین حالت: $e = e_{max}$ $D_r = 0$

متراکم ترین حالت: $e = e_{min}$ $D_r = 1$

$\Rightarrow 0 \le D_r \le 1$

برای خاک متراکم $\rightarrow$ $0.7 \le D_r \le 0.8$

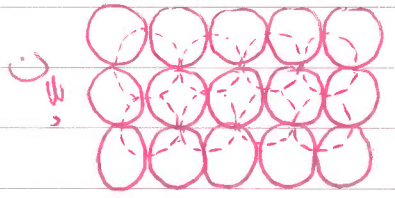
PONIX NOTE BOOK

PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

Subject:

Date: . . No:

تذکر: در یک توده خاک چنانچه ذرات آن کروی و هم اندازه فرض شوند، در آن صورت:



بالا ←

$e_{max} = 0,91$

$e_{min} = 0,35$

تراکم (رابسته) نسبی را می‌توان بدون محصور نمودن نمونه داشت

$$Dr = \left[\frac{\gamma_d - \gamma_{dmin}}{\gamma_{dmax} - \gamma_{dmin}}\right]\left(\frac{\gamma_{dmax}}{\gamma_d}\right)$$

آزمایش‌های دانه‌بندی خاک:

1) الک

رابطه تجربی جهت تعیین بعد حبه الک

$$d_{mm} = 0,75\left[\frac{25,4}{NO_n}\right]$$

NO_n ← شماره الک

الک‌ها:

0,075mm ←	الک شماره 200
4,75 mm ←	الک شماره 4
2 mm ←	الک شماره 10
0,15mm ←	الک شماره 100

آزمایش هیدرومتری:

بر پایه اصل ته‌نشینی ذرات خاک

1) 50 گرم نمونه خاک که از الک شماره 200 عبور کرده است

2) ماده پراکنده ذرات خاک از یکدیگر که در آزمایش هیدرومتری هگزامتافسفات سدیم است

3) آب مقطر

مواد لازم ↑

PONIX NOTE BOOK

PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

Subject:

Date: . . No:

ایرادات آزمایش هیدرومتری:

1) قانون استوکس مخصوص ذرات کروی است. درحالی که ذرات رسی به‌طور عمده دارای اشکال صفحه‌ای هستند.

2) ذرات کوچکتر از 0,0002 mm قانون استوکس صادق نیست. در این حالت حرکت «براونی» مولکول‌های آب مانع از سقوط ذرات نیز می‌شود.

پارامترهای منحنی دانه‌بندی:

1) اندازه موثر:

اندازه موثر که آن را D_{10} نشان می‌دهیم، بزرگترین قطری است که 10 درصد وزنی خاک از آن ریزتر است.

2) ضریب یکنواختی:

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

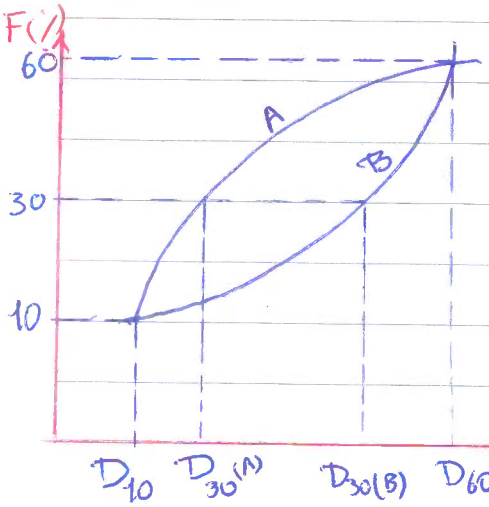
D_{60} معیاری برای مقایسه نحوه‌ی دانه‌بندی خاک و D_{10} معیاری برای مقایسه نحوه‌ی ریزدانه خاک است، بنابراین هرچه D_{60} بزرگتر و D_{10} کوچکتر باشد، نشان‌دهنده‌ی آن است که گستره‌ی منحنی پهن‌تر بوده و پراکندگی ذرات خاک در محدوده وسیع‌تری است.

پراکنده‌تر ← $C_u \uparrow$

3) ضریب انحنا:

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

نشان‌دهنده‌ی چگونگی انحنای منحنی دانه‌بندی است.



منحنی A که خوب بوده و ریزدانه بیشتری دارد، دارای D_{30} کمتر و ضریب انحنا کوچکتری است ولی منحنی B که مقعر است و دانه‌بندی بیشتری دارد، D_{30} بیشتر و ضریب انحنای بزرگتری دارد. پس می‌توان گفت هرچه C_c بزرگتر باشد، منحنی مقعرتر و خاک دارای دانه‌بندی بیشتری است. به همین دلیل گاهی اوقات به C_c ضریب تقعر نیز می‌گویند.

PONIX NOTE BOOK

PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

Subject:

Date: . . No:

دانه‌بندی مخلوط:

$1 \leq C_c \leq 3$ ، $C_u > 6$: دانه‌بندی خوب

$1 \leq C_c \leq 3$ ، $C_u > 4$: دانه‌بندی بد

C_c و C_u برای خاک‌هایی که درصد ریزدانه‌ی آن‌ها از 12 درصد بیشتر است و فاقد کاربرد مهندسی است.

منحنی دانه‌بندی ایده‌آل (فولر):

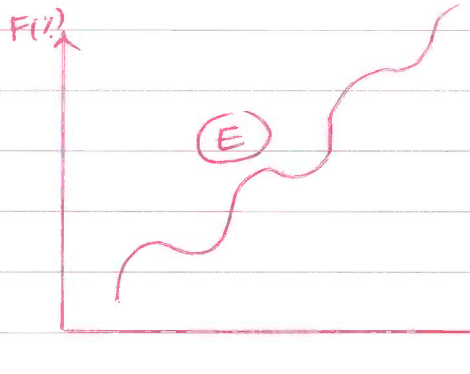
هدف: مخلوطی از خاک خوب دانه‌بندی شده است.

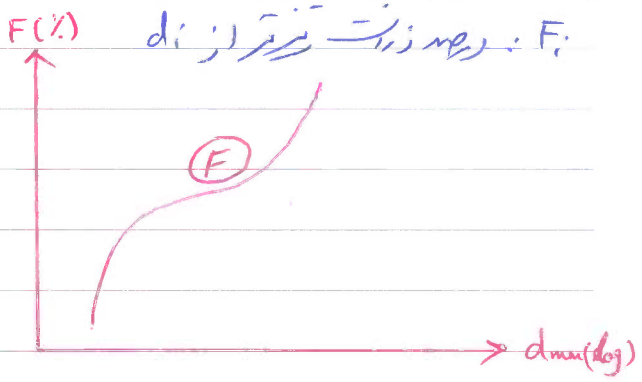
$$F_i = \sqrt{\frac{d_i}{d_{max}}} \times 100$$

d_i: اندازه ذرات خاک

d_{max}: اندازه درشت‌ترین ذره خاک

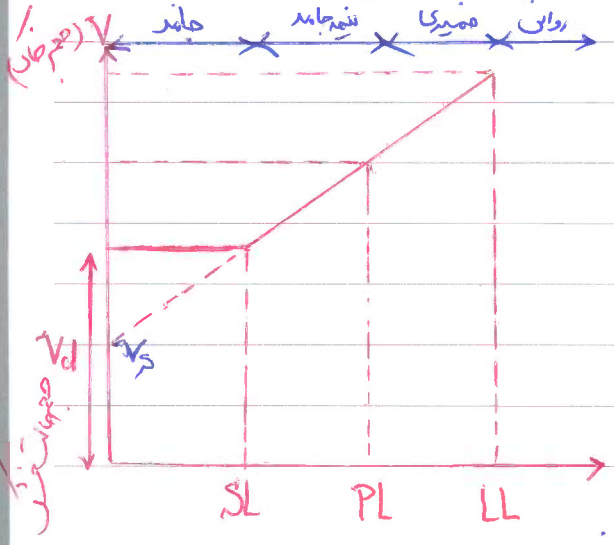
F_i: درصد ذرات ریزتر از d_i





منحنی (E): خاک با دانه‌بندی منفصل که در آن تعدادی از اندازه‌های خاک را نداریم یا خیلی کم داریم.

منحنی (F): خاک با دانه‌بندی منفصل که فاقد (یا دارای درصد کمی از) دانه‌هایی متوسط است و به آن خاک ماسه‌ای نیز گفته می‌شود.



حدود آتربرگ:

جامد به نیمه‌جامد ← حد انقباض ← SL

نیمه‌جامد به حالت خمیری ← حد خمیری ← PL

خمیری به روان ← حد روان ← LL

$$PI = LL - PL$$

دامنه خمیری یا شاخص خمیری

PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

Subject: Mostafa Rahimi

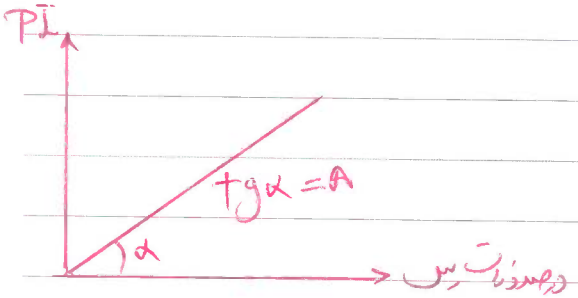
Date: / / No:

نکته مهم ۱: سعی یک خاک چسبنده در وضعیت طبیعی را می‌توان توسط شاخصی به نام شاخص مایع یا شاخص روانی (LI) نامیده می‌شود، بیان کرد. شاخص مایع برخلاف شاخص خمیری به میزان رطوبت خاک در محل (w) بستگی دارد.

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

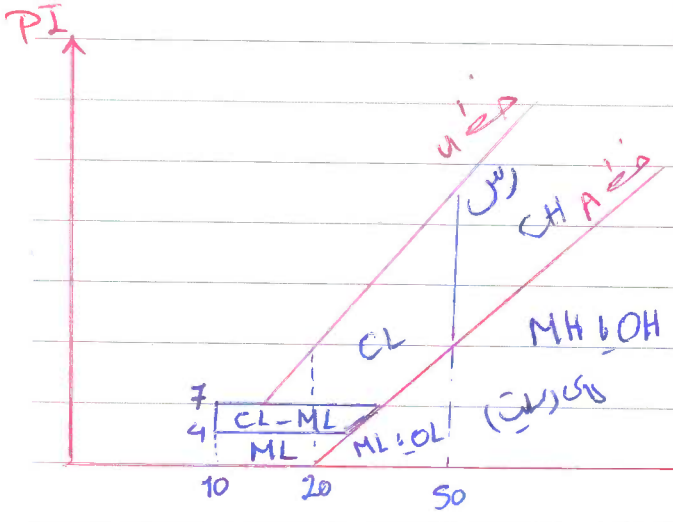
* درصد اشباع خاک تقریباً ۱۰۰٪ است

نکته مهم ② : شیب شاخص خمیری یک خاک چسبنده به درصد وزنی ذرات رسی کوچکتر از 2 میکرون، عدد فعالیت (A) نامیده می‌شود.



$$A = \frac{PI}{\text{(درصد وزنی ذرات رس (کوچکتر از 2 میکرون)}}$$

- $A < 0,75$ ← کانی رسی غیرفعال (کائولینیت)
- $0,75 < A < 1,25$ ← کانی رسی نیمه فعال (ایلیت)
- $A > 1,25$ ← کانی رسی فعال (مونت موریلونیت)



خط A ← مرز جدایی لای و رس ← $PI = 0,73(LL - 20)$

خط U ← $PI = 0,9(LL - 8)$

$PI < 4$ ← خاک در ناحیه M (لای یا سیلت) قرار دارد.

$4 < PI < 7$ ← نوع خاک در ناحیه بینابینی نسبت به موقعیت نسبت به خط A دارد.

$PI > 7$ ← بستگی به موقعیت نسبت به خط A دارد.

PHNIX NOTE BOOK

PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

Subject:

Date: No.

آزمایش تعیین حد انقباض:

برای بدست آوردن رطوبت حد انقباض ← $W_{SL} = \frac{e}{G_s} = \frac{\gamma_w}{\gamma_d} - \frac{1}{G_s}$ (نسبت تخلخل خاک در حالت خشک)

طبقه‌بندی خاک‌ها:

1) سیستم آشتو:

1) ملاک جدایی درشت دانه و ریزدانه، الک شماره 200 است. اگر درصد گذرنده از الک شماره 200 بیشتر از 35 درصد کل دانه‌های خاک باشد، خاک در آن صورت ریزدانه و در غیر آن صورت درشت دانه است.

2) مرز بین شن و ماسه، الک شماره 10 (2mm) است.

3) 8 دسته داریم: A-1 - A-2 - A-3 - A-4 - A-5 - A-6 - A-7 - A-8

قلوه‌سنگ، شن و ماسه ← شن و ماسه لای‌دار ← ماسه ریز ← لای یا خاک رس روانی پایین ← لای یا خاک رس روانی بالا ← رس یا خاک رس روانی پایین ← رس یا خاک رس روانی بالا ← خاک آلی

2) سیستم متحد (USCS):

1) ملاک جدایی درشت دانه و ریزدانه ← الک نمره 200 ← درصد عبوری
- کمتر از 50 ← درشت دانه
- بیشتر از 50 ← ریزدانه

2) ملاک جدایی شن و ماسه، الک شماره 4 (4,75mm) است.

مربع ← مقدار ماسه در درشت دانه ← $F_4^* = \left(\frac{F_4 - F_{200}}{100 - F_{200}}\right) \times 100$

F_4^* ← درصد ماسه در درشت دانه

F_4 ← درصد عبوری از الک 4

F_{200} ← درصد عبوری از الک 200

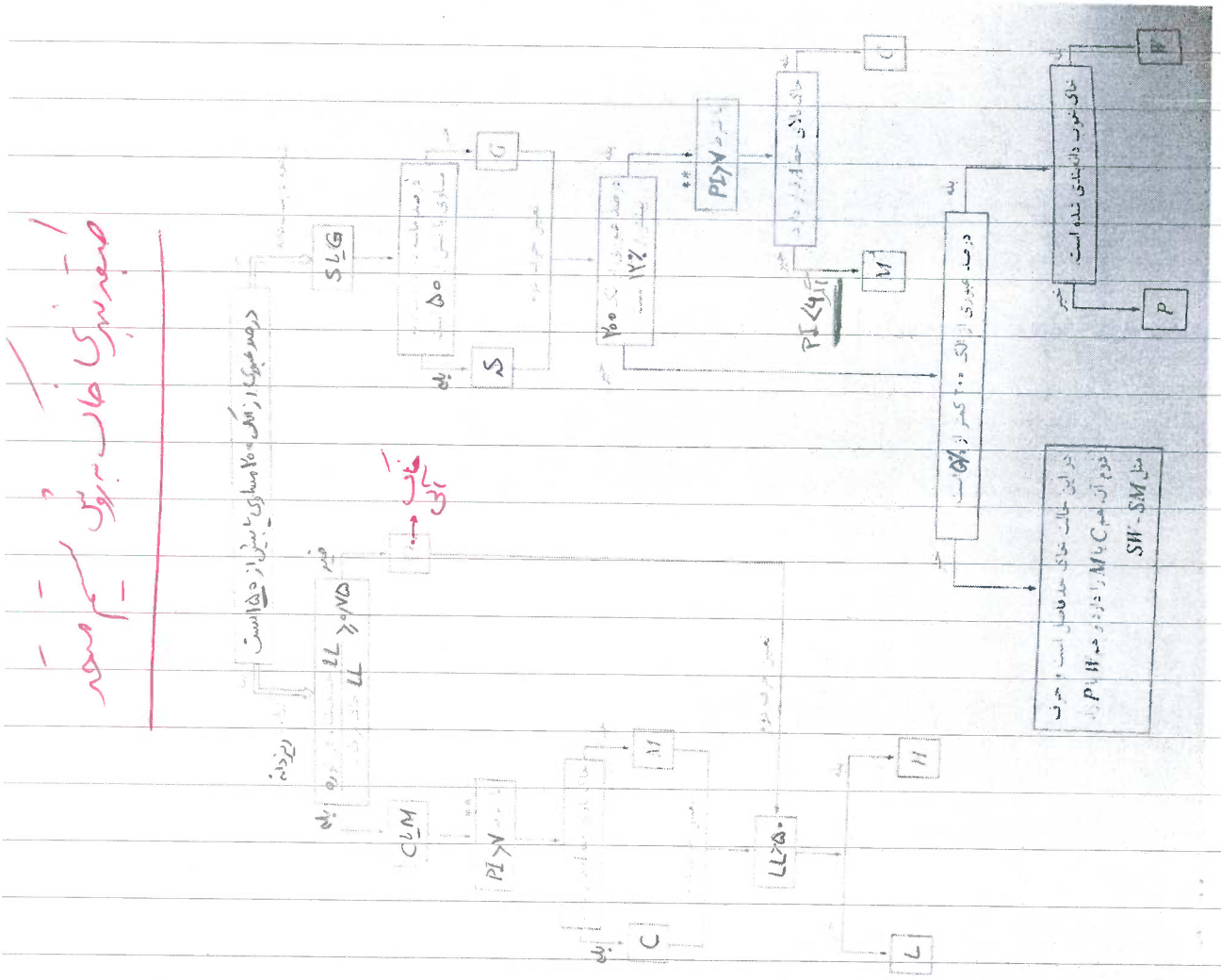
خاک‌ها:
- شن (G)
- ماسه (S)
- لای (M)
- رس (C)
- خاک آلی (O)

- W = خاک خوب دانه‌بندی شده
- P = خاک بد دانه‌بندی شده
- C = خاک رس دار
- M = خاک لای دار
- L = خاک با حد روانی (یا خاصیت خمیری) پایین
- H = خاک با حد روانی (یا خاصیت خمیری) بالا

PONIX NOTE BOOK
PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

Subject:

Date: . . No:



اگر دگرسنجها داده بود، JP-SC منظور خاک ضدحاصل است.

نکته: وزن کی عنصری، میزان قابلیت یک خاک را در تغییر شکل پلاستیک، که بدون تغییر حجم و بدون ترک خوردن حاصل شده است، توصیف می‌کند.

$$SL = \left[\frac{W_1 - W_2}{W_2} - \frac{(V_i - V_d)\gamma_w}{W_2}\right] \times 100$$

وزن خاک مرطوب

وزن خاک خشک

حجم اولیه خاک

حجم خاک خشک شده

PONIX NOTE BOOK

PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

تراکم خاک:

تراکم خاک باعث افزایش مقاومت برشی و همچنین افزایش باربری خاک می‌گردد. علاوه بر این، تراکم نشست پذیری خاک نیز از دیگر فواید تراکم است.

عیب ← افزایش پتانسیل تورم خاک‌های رسی

انواع غلتک‌ها:

چرخ فولادی ← برای خاک‌های درشت دانه‌ی خوب دانه‌بندی شده و ریز دانه غیر خمیری

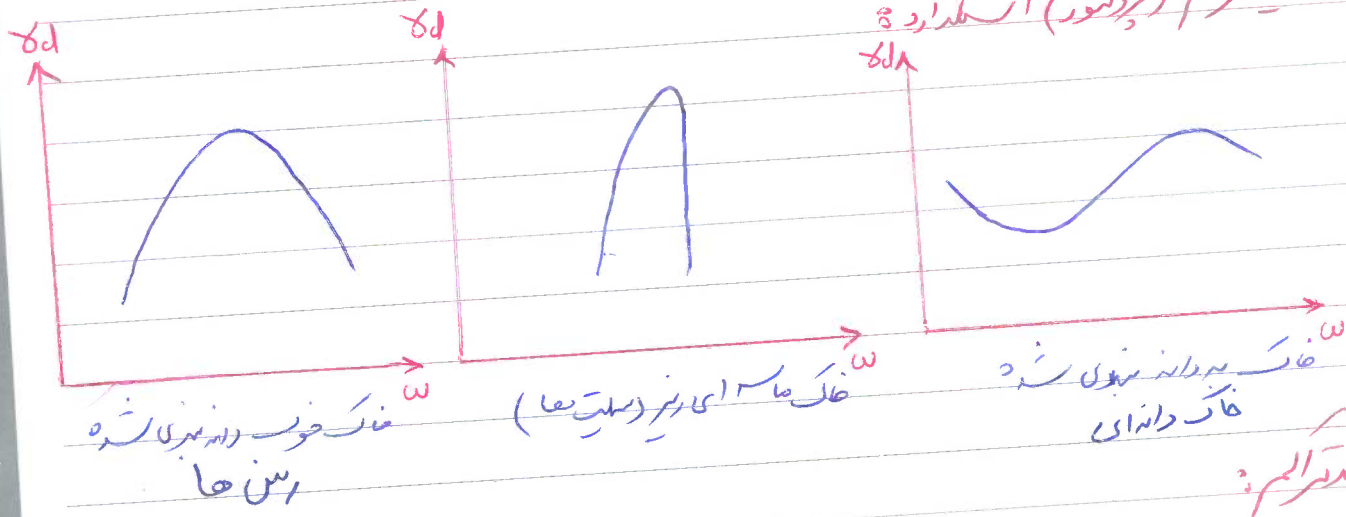
ارتعاشی و فرزاننده‌ها ← ماسه‌های یکنواخت و لای‌دار

چرخ لاستیکی ← ریز دانه‌ی خمیری و غیر خمیری، خاک‌های درشت دانه که بیش از 20٪ ریز دانه دارند.

پنجه‌ی بزی ← خوبترین بستر خاک‌های درشت دانه و ریز دانه

تراکم دینامیکی ← برای دایه‌های ضخیم خاک

آزمایش تراکم اپرولتور استاندارد:



درصد تراکم:

$$RC(\%) = \left(\frac{\text{چگالی خشک آزمایشگاه}}{\gamma_{d\,max}} \right) \times 100$$

می‌توانه از 100 بزرگتر باشه!!

PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

Subject:

Date: No:

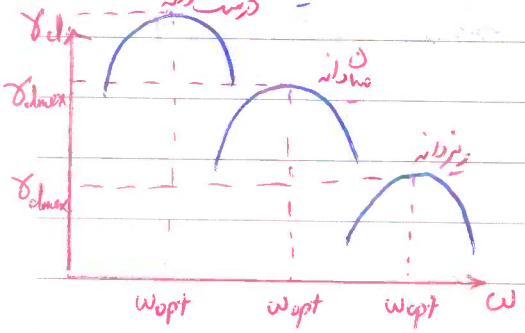
نکته: وقتی دو نمونه از یک خاک را با هم مخلوط می‌کنیم وزن مخصوص خشک مخلوط به صورت زیر به دست می‌آید:

$$\gamma_{d\,\text{مخلوط}} = \frac{W_{s_1} + W_{s_2}}{V_1 + V_2}$$

عوامل موثر بر تراکم:

(1) انرژی تراکم:

با افزایش انرژی تراکم میزان رطوبت بهینه کاسته شده و به مقدار وزن مخصوص خشک ماکزیمم خاک افزوده خواهد شد



(2) نوع خاک:

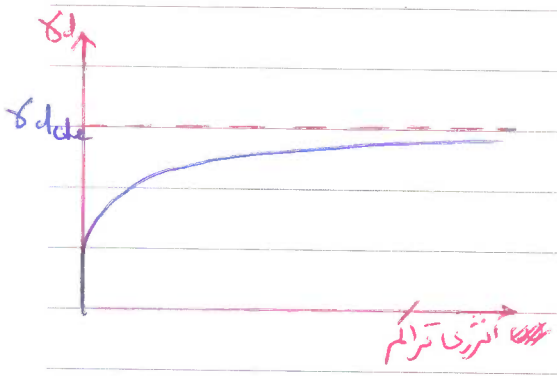
خاک درشت دانه تراکم بهتری را در مقایسه با سایر خاک‌ها دارد.

در تراکم خاک، وزن ثابت می‌ماند و حجم تغییر می‌کند

$$w_{opt} \times \gamma_d \times \bar{V} = W_1 \gamma_{d_1} V_1 + W_2 \gamma_{d_2} V_2$$

با افزایش انرژی تراکم وزن مخصوص خشک خاک افزوده می‌شود ولی این افزایش تا یک حد مشخص ادامه دارد و بعد از آن γ_{dmax} ثابت می‌ماند. پس غلتک را باید به میزان مشخص روی خاک وارد کرد.

هر چه تراکم بیشتر می‌شود ← تورم جمع‌تر می‌شود



نکته مهم: در مسائلی که با حجم حفره و رطوبت سر و کار داریم:

$$\frac{\bar{V}\ \text{اجزای رطوبت}}{\bar{V}\ \text{حفره}} = \frac{\gamma_d\ \text{حفره}}{\gamma_d\ \text{اجزای رطوبت}}$$

γ_d حفره ← در آب‌ساختمان به دست می‌آید

γ_d اجزای رطوبت $\rightarrow RC \times \gamma_{dmax}$

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

* در آب‌ساختمان، حفره به مقابل $0/1\ kPa$ تنش برشی تحمل می‌کند.

PONIX NOTE BOOK

PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

No:

تراکم لترال:

برای یک میزان رطوبت معلوم، وزن مخصوص خشک خاک را با به دست آوردن هیچ هوا در فضای خالی آن بدست می‌آوریم. در این حالت خاک اشباع و $S_r = 1$ است.

$$e = w G_s$$

تراکم لترال یعنی بررسی صحت دو شرط زیر:

1. منحنی تراکم باید به گونه‌ای باشد که قله‌ی آن بین منحنی‌های اشباع ۱۰۰٪ و ۹۵٪ قرار گیرد.
2. γ_d ها در این میزان رطوبت خاک در حالت گونه‌ای باشد که با توجه به درصد تراکم تعیین شده به مقدار مورد نظر رسیده باشند.

مورد 1 یعنی S_r خاک را در رطوبت بهینه و γ_{dmax} به دست آمده حساب کنیم باید بین ۹۵ تا ۱۰۰ درصد باشد.

قله‌ی حالب: در w_{opt} خاک از لحاظ اشباع نمی‌باشد؛ بنابراین نباید γ_{dmax} آزمایشگاه که حاصل آزمایش تراکم است را با γ_{dmax} که نشان اشباع بودن نمونه است یکی دانست. γ_{dmax} آزمایشگاه ماکزیمم نسبی و در مقایسه با نمونه‌های دیگر است، در حالی که γ_{dmax} که نشان اشباع بودن نمونه است، ماکزیمم مطلق بوده و مربوط به یک نمونه خاص است.

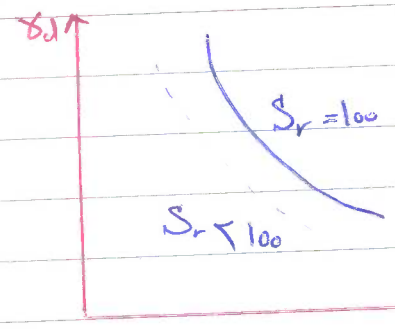
حالب تر: هیچ منحنی تراکمی نمی‌تواند بالای منحنی ZAV قرار گیرد زیرا $S_r = 100\%$ بیشترین درجه اشباع است.

منحنی هوا صفر (ZAV):

منحنی حاصل از ترسیم معادله زیر را منحنی هوا صفر گویند. (خاک اشباع $S_r = 1$)

$$\gamma_{dmax} = \frac{G_s \gamma_w}{1 + w G_s}$$

حال اگر بخواهیم خاک مورد نظر اشباع نبود ($A \neq 0$ درصد هوا)



$$\gamma_d = \frac{G_s (1 - A) \gamma_w}{1 + w G_s}$$

PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor
PONIX NOTE BOOK

Subject: Mostafa Rahimi

Date: . . No:

فصل دوم: حرکت یک بعدی آب در خاک و تش موئینه

حرکت آب در خاک:

$$H = h_z + h_p + \frac{v^2}{2g}$$

H: انرژی کل در واحد وزن آب یا بار آبی کل

h_z: انرژی پتانسیل در واحد وزن آب یا بار ارتفاع

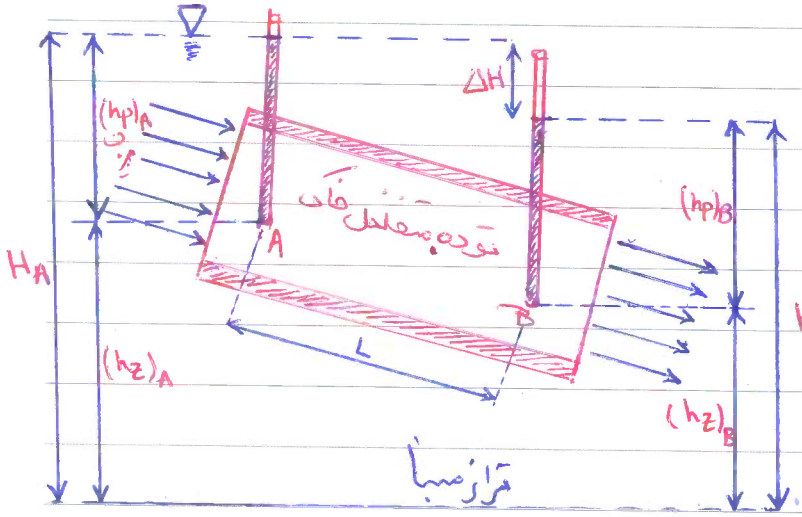
h_p: انرژی فشاری در واحد وزن آب یا بار فشار

$\frac{v^2}{2g}$: انرژی جنبشی در واحد وزن آب یا بار سرعت

چون سرعت آب در خاک ناچیز است می‌داریم:

$$H = h_z + h_p = h_z + \frac{u}{\gamma_w}$$

جریان آب حفره‌ای:



برای طی کسر آن وزن مخصوص آب را در ارتفاع ستون آب در پیزومتر ضرب می‌کنیم.

** اختلاف ارتفاع ستون آب در دو پیزومتر نشانگر اختلاف بار فشار بین دو نقطه است که اگر آن را در وزن مخصوص آب ضرب کنیم اختلاف فشار آب حفره‌ای بین دو نقطه به دست می‌آید

بار آبی کل:

فاصله سطح آب در هر پیزومتر تا تراز مبنا، بار آبی کل نقطه‌ای است که پیزومتر در آن قرار دارد (H)

گرادیان هیدرولیکی یا شیب آبی:

اگر اختلاف بار آبی بین دو نقطه (ΔH) را به کمترین فاصله‌ی آن‌ها از هم (L) تقسیم کنیم، در آن صورت افت انرژی به صورت بدون بعد در می‌آید که به آن گرادیان هیدرولیکی گویند

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

$i \Rightarrow$ شدت جریان ↑ ، سرعت جریان ↑

PONIX NOTE BOOK

PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

Subject:

Date: . . No:

به طور کلی برای بیان انرژی واحد وزن (h) از لفظ بار آبی یا پتانسیل آبی استفاده می‌شود.

h_t = هد کل (بار آبی کل)
h_e = هد ارتفاع (بار آبی ارتفاع)
h_p = هد فشار آب (بار آبی فشار)
h_v = هد سرعت

هد فشار + هد ارتفاع = هد کل
بار فشار + بار ارتفاع = بار کل
$\Rightarrow h_t = h_e + h_p$

تغوذپذیری خاک‌ها

تغوذپذیری خاک (K) ↑ ⇐ هر چه حفرات موجود در خاک ↑ و هر چه ارتباط بین حفرات خاک ↑

هر چه تغوذپذیری خاک ↑ ⇐ حرکت آب در درون خاک آسان‌تر و سرعت حرکت آب در خاک بیشتر

تغوذپذیری خاک‌ها به دو عامل بستگی دارد: مشخصات محیط عبوری و مشخصات سیال عبوری

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

k : تغوذپذیری خاک (cm/s)
$\bar{k}$: تغوذپذیری مطلق خاک‌ها (cm^2)
η : گرانروی (ویسکوزیته) دینامیکی آب ($N/cm^2 \times s$)

تغوذپذیری مطلق خاک‌ها

فقط به ساختمان دانه‌های خاک و ساختار طول و فرم درون توده‌ی خاک مربوط است. یعنی به مشخصات سیال عبوری وابسته نیست.

حفرات خاک بیشتر ⇐ $\bar{k}$ ↑
خاک گرد گوشه‌تر ⇐ $\bar{k}$ ↑ (گوشه‌ها کمتر مانع حرکت آب خواهند بود)
سطح ذرات خاک زبرتر ⇐ $\bar{k}$ ↓ (سطوح زبر با اصطکاک خود مانع حرکت آب می‌شوند)
خاک درشت دانه‌تر ⇐ $\bar{k}$ ↑ (ارتباط حفرات خاک‌های درشت دانه بیشتر است)

PONIX NOTE BOOK
PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

Subject:

Date: No:

*** با افزایش دما، به دلیل از بین رفتن چسبندگی و چگالی آب، حرکت آب آسان‌تر بوده و K افزایش می‌یابد.

می‌توان بین ضریب تراوایی خاک در دو دمای مختلف رابطه زیر را برقرار نمود:

$$\frac{K_{\theta_1}}{K_{\theta_2}} = \frac{\left(\frac{\gamma_w}{\eta}\right)_{\theta_1} \times \bar{K}}{\left(\frac{\gamma_w}{\eta}\right)_{\theta_2} \times \bar{K}} = \text{چون } K \text{ تابع سیال می‌باشد} = \frac{\gamma_{w\theta_1} \times \eta_{\theta_2}}{\gamma_{w\theta_2} \times \eta_{\theta_1}}$$

همواره با افزایش درصد اشباع (S_r)، تراوایی خاک‌ها به تدریج افزایش می‌یابد و برای یک خاک مشخص حداکثر تراوایی (K_{max}) در درصد اشباع $S_r = 100\%$ خواهد بود.

نکته: 1) به ضریب تراوایی K ← ضریب تراوایی و ضریب نفوذپذیری مهندسی نیز می‌گویند.
2) به ضریب تراوایی مطلق $\bar{K}$ ← ضریب انتقال هیدرولیکی گویند.

سرعت حرکت آب در خاک:

$$V = \frac{L}{t}$$

سرعت متوسط (سرعت جریان)

$$V_s = \frac{L'}{t}$$

(L': طول خاک)

سرعت واقعی (سرعت تراوش)

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

رابطه بین سرعت تراوش و جریان

چون $n < 1$ ← سرعت واقعی جریان > سرعت متوسط جریان

$V = ki$

V: سرعت جریان، k: ضریب تراوایی، i: شیب هیدرولیکی

قانون دارسی:

محدوده‌ی اعتبار قانون دارسی برای جریان آرامی است که عدد رینولدز آن بین 1 تا 10 باشد.

دبی جریان:

$$Q = kA\left(\frac{\Delta H}{L}\right)$$

$1\ m^3/s = 1000\ lit/s = 10^6\ cm^3/s$

PONIX NOTE BOOK

PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

Subject:

Date: . No:

تعیین نفوذپذیری خاک:

1) رابطه هازن (هزن):

$K = m D_{10}^2$ → mm (cm/s)

$0.4 < m < 1.6$

برای خاک‌های ماسه‌ای تمیز جهت کاربرد دارد.

2) رابطه کوزنی - کارمان:

$K = \alpha \frac{e^{\beta}}{1+e}$ (cm/s)

$\beta = 3$

خاک‌های ماسه‌ای و کمروسبی در رس‌های غیرآلی تمیل یافته کاربرد دارد.

α ← به صورت تجربی بدست می‌آید

خاک‌های همسان و ناهمسان:

1) خاک‌های همسان و ناهمسان: خاک همسان یا ایزوتروپ به خاکی گفته می‌شود که مشخصات آن مثل ضریب نفوذپذیری، در یک نقطه در تمام جهت‌ها یکسان باشد در غیر این صورت ← ناهمسان

2) خاک‌های همگن و ناهمگن: خاک همگن یا هموژن به خاکی گویند که مشخصات آن مثل ضریب نفوذپذیری، در یک جهت در تمام نقاط یکسان باشد، در غیر این صورت خاک ← ناهمگن

در توده‌ی خاک ناهمگن خاک از ضخامت لایه‌ها با مشخصات مختلف تشکیل شده است به همین دلیل به خاک ناهمگن خاک لایه‌بندی شده هم می‌گویند.



k_1

k_2

k_3

خاک ناهمسان

خاک ناهمگن

PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

Subject:

Date: . .) _ No:

در خاک ناهمسان ضریب نفوذپذیری در امتداد افقی بزرگتر از ضریب نفوذپذیری امتداد قائم است.

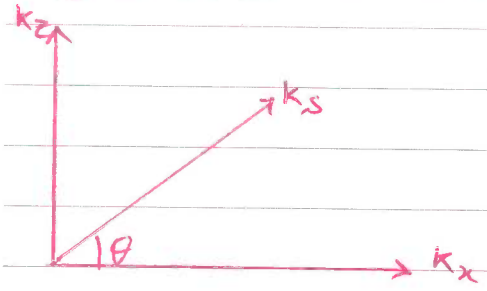
معادله‌ی لاپلاس:

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

→ خاک علاوه بر همگن بودن همسان هم هست

$$k_x = k_y = k_z$$

محاسبه ضریب نفوذپذیری در یک امتداد دلخواه از خاک ناهمسان:

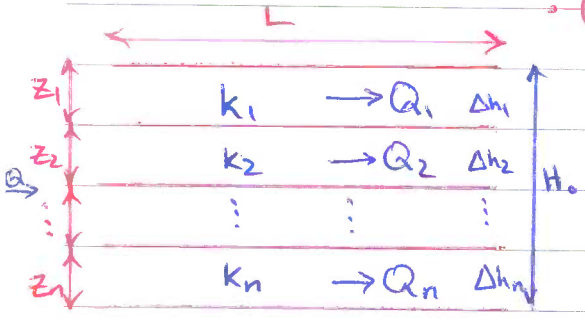


$$\frac{1}{k_s} = \frac{\cos^2\theta}{k_x} + \frac{\sin^2\theta}{k_z}$$

محاسبه ضریب نفوذپذیری معادل برای خاک ناهمسان:

$$k_{eq} = \sqrt{k_z \cdot k_x}$$

محاسبه‌ی ضریب نفوذپذیری در خاک تشکیل (لایه‌بندی شده):



۱) امتداد جریان به موازات سطح لایه‌ها:

$$\Delta H = \Delta h_1 = \Delta h_2 = \dots = \Delta h_n$$

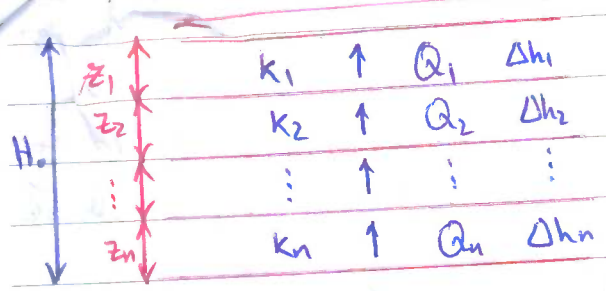
$$Q = Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n$$

$$k_{x(eq)} = \frac{1}{H_0}\left(k_1 z_1 + k_2 z_2 + \dots + k_n z_n\right)$$

PUNIX NOTE BOOK

PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

2) استاد جریان عمود بر سطح لایه‌ها:



$$Q_1 = Q_2 = \cdots = Q_n = Q$$

$$\Delta H = \Delta h_1 + \Delta h_2 + \cdots + \Delta h_n$$

$$k_{z(eq)} = \frac{H_0}{\left(\frac{z_1}{k_1} + \frac{z_2}{k_2} + \cdots + \frac{z_n}{k_n}\right)}$$

اگر خاک هم ناهمگن هم ناهمسان باشد داریم:

$$k_{x(eq)} = \frac{1}{H_0}\left(k_{x_1} z_1 + k_{x_2} z_2 + \cdots + k_{x_n} z_n\right)$$

$$k_{z(eq)} = \frac{H_0}{\frac{z_1}{k_1} + \frac{z_2}{k_2} + \cdots + \frac{z_n}{k_n}}$$

$$\Rightarrow k_{eq} = \sqrt{k_{x(eq)} \cdot k_{z(eq)}}$$

*** در خاک‌های غیرهمگن وقتی استاد جریان عمود بر سطح لایه‌هاست، می‌توان مقدار Δh_m (افت در لایه m) را به صورت زیر محاسبه کرد:

$$\Delta h_m = \frac{\left(\frac{L}{Ak}\right)_{i=m}}{\sum_{i=1}^{n}\left(\frac{L}{Ak}\right)_i} \Delta H$$

*** در حالت عبور آب به موازات لایه‌ها (در عبوری به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$Q_i = \left(\frac{\frac{k_i A_i}{L_i}}{\sum \frac{kA}{L}}\right) \times Q$$

PDFCompressor_OCR_web-optimization-resize-recommended-Evaluation-Copy-CVISION PDFCompressor

Subject:
Date: . . No:

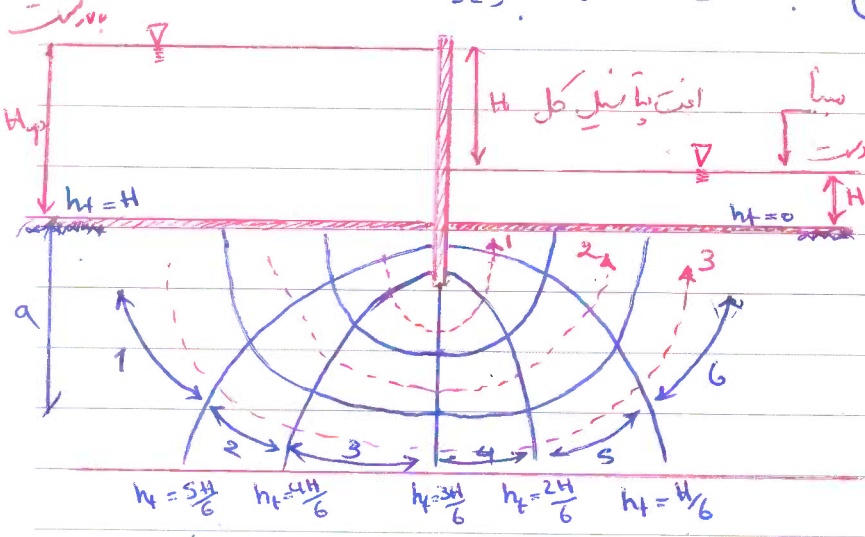
شبکه جریان:

خطوط جریان نشان دهنده‌ی مسیر حرکت ذرات آب از بالادست به سمت پایین دست می‌باشند.

انرژی کل (h_t) در نقاط واقع بر خطوط جریان با هم برابر است.

بالاترین خط هم پتانسیل، در مرز ورود آب از بالادست به درون محیط خاک خواهد بود. (سطح خاک بالادست)

پایین‌ترین خط هم پتانسیل، در مرز خروج آب از محیط خاک به آب پایین دست می‌باشد.



فضای بین هر دو خط هم پتانسیل متوالی کانال جریان گفته می‌شود (N_f)

فاصله بین هر دو خط هم پتانسیل متوالی بیانگر میزان افت پتانسیل می‌باشد (N_d)

۱- تعداد خطوط هم پتانسیل

$N_f = 3$ ، $N_d = 6$

مقدار افت انرژی در بین خطوط هم پتانسیل با یکدیگر برابر است. بنابراین در این شکل مقدار افت کل (H) در بین ($N_d = 6$) افت تقسیم می‌گردد، پس در هر قاب بین هر ۲ خط هم پتانسیل متوالی به مقدار ($\frac{H}{6}$) افت انرژی اتفاق می‌افتد.

در روی یک خط هم پتانسیل انرژی کل نقاط با هم برابر است. پس اگر پیزومترهایی را در نقاط مختلف یک خط هم پتانسیل قرار دهیم، تراز آب پیزومترها با هم برابر خواهد بود.

** مقدار دبی عبوری آب از رابطه‌ی زیر محاسبه می‌گردد:

$$q = K \times H \times \left(\frac{N_f}{N_d}\right)$$

q: دبی واحد طول

ΔH ← مقدار افت پتانسیل کل بین بالادست و پایین دست

$$\text{دبی کل} = Q = q \times L$$

L: طول دیواره سری

محاسبه‌ی فشار آب حفره‌ای:

$$u = [\Delta H - (N_d)_A \Delta h - (h_z)_A]\gamma_w$$

$$\Delta h = \frac{\Delta H}{N_d}$$

اگر سطح آب پایین دست مبنا قرار گیرد

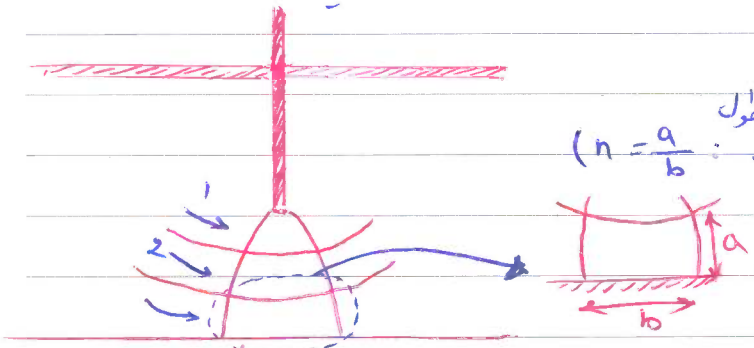
* در شبکه جریان، میزان نفوذ پذیری خاک و اختلاف بار آبی تأثیری در رسم شبکه ندارد.

PONIX NOTE BOOK
PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

Subject:

Date: No:

نکته: اگر یک کانال جریان دارای خمیدگی باشد (مثل آبراهه کانال جریان در کارهای لایه‌ی تعویض ناپذیر) در صورتی از آن به اندازه‌ی یک کانال جریان کامل نیست و باید کسری از کانال جریان در محاسبه‌ی آن لحاظ شود:

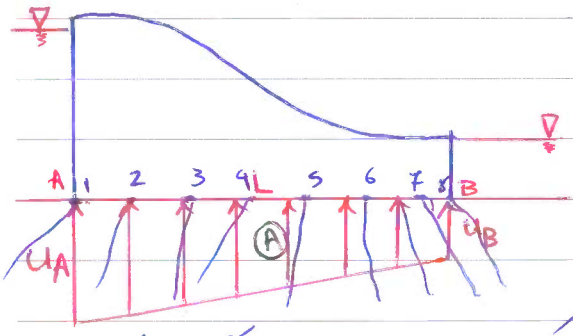


لایه‌ی تعویض ناپذیر

(n = a/b : نسبت عرض به طول) ⇒ در کانال جریان آن = $K \times H \times \frac{n}{N_d}$

محاسبه‌ی نیروی برآیند (بلندکننده یا Uplift):

به نیروی ناشی که توسط فشار آب بر کف سازه‌ها وارد می‌گردد و قصد بلندکردن سازه را دارد، نیروی Uplift می‌گویند.



نیرو در واحد طول $F_{uplift} = (L \times 1) \times \left(\frac{u_A + u_B}{2}\right)$

محاسبه‌ی Uplift در یک شبکه‌ی تراوش:

1) با استفاده از شبکه جریان، در نقاط تقاطع خطوط هم پتانسیل با کف سازه، h_t و h_e تعیین گردد (نقاط 1 تا 8)

2) با تفاضل h_e از h_t، مقدار h_p در این نقاط حاصل می‌شود ($h_p = h_t - h_e$)

3) از حاصلضرب $h_p \times \gamma_w$ مقدار فشار آب در نقاط مختلف کف سازه حاصل می‌گردد ($u = h_p \times \gamma_w$)

4) نیروی Uplift از حاصلضرب طول سازه (L_1) در مساحت هاشورخورده (A) به دست می‌آید.

تراوش دوبعدی در خاک‌های ناهمسان ($K_x \neq K_z$):

1) ابتدا هندسه‌ی مسئله در راستای x با مقیاس $x' = \left(\sqrt{\frac{K_z}{K_x}}\right) x$ دوباره ترسیم می‌گردد.

2) شبکه جریان در شکل تبدیل یافته ترسیم گشته و با استفاده از آن N_f و N_d به دست می‌آید.

3) در صورتی مقدار دبی از رابطه زیر تعیین می‌گردد:

$$q_f = k' \times H \times \left(\frac{N_f}{N_d}\right) \qquad (k' = \sqrt{K_x \cdot K_z})$$

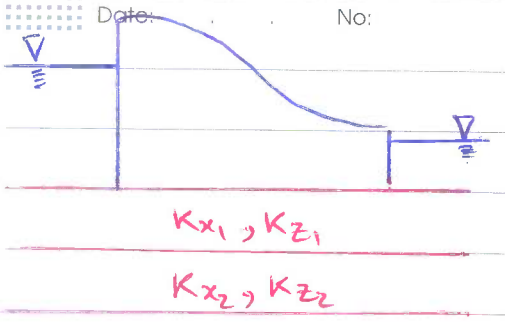
PNIX NOTE BOOK
PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

Subject: Mostafa Rahimi

Date: No:

تراوش دوبعدی در خاک‌های ضدنایه:

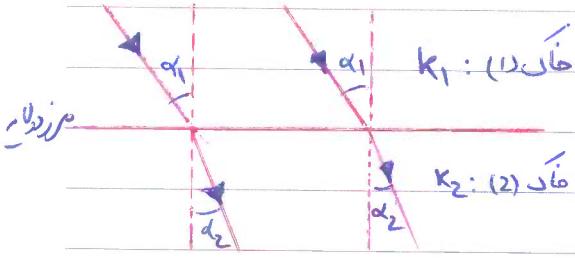
در این حالت ابتدا با استفاده از k_{x_1} و k_{x_2} به یک معادل k_x تبدیل می‌کنیم و k_{z_1} و k_{z_2} را هم به معادل k_z تبدیل می‌کنیم حال خاک همسان شده و با استفاده از روش صفحه‌ی قبل مراحل را تکرار می‌کنیم.



شکست جریان در مرز لایه‌ها:

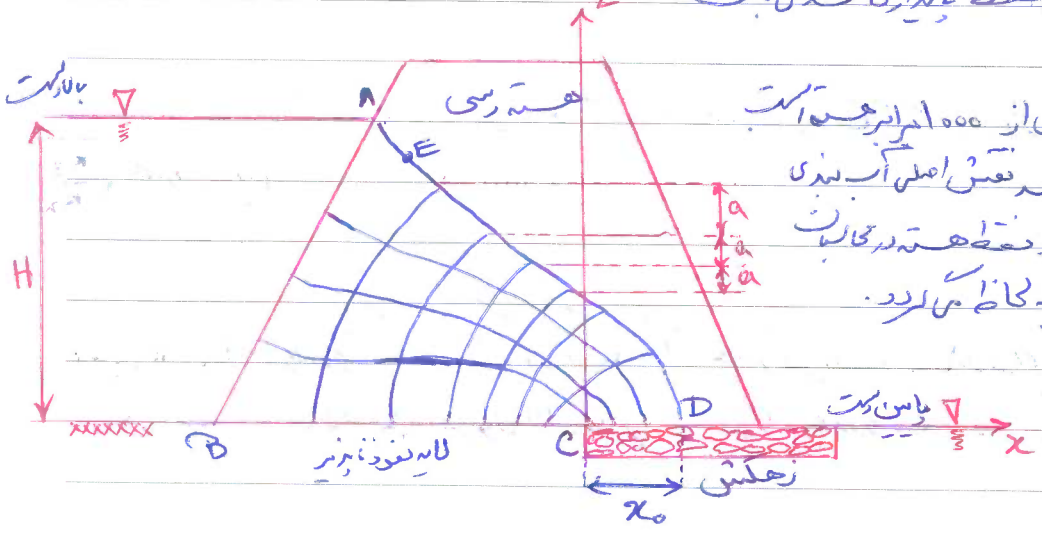
در بررسی مستقیم شکست جریان در یک خاک ضدنایه، باید در مرز بین لایه‌ها شکست جریان را اصلاح نمود.

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



تراوش از بدنه‌ی سدهای خاکی:

به منظور جلوگیری از عبور آب از بدنه‌ی سد خاکی، معمولاً لایه‌ی مرکزی بدنه‌ی سد را از مصالحی با نفوذپذیری کم (رس) می‌سازند که به آن «هسته‌ی سد» گویند. در اطراف هسته، ناحیه‌ی پوسته‌ی سد وجود دارد که نقش اصلی آن حفظ پایداری سد می‌باشد.



نفوذپذیری لایه‌ی پوسته بیش از ۱۰۰۰ برابر هسته است بنابراین در تراوش از بدنه‌ی سد نقش اصلی آب‌بندی بر عهده‌ی هسته‌ی سد بوده و نقطه‌ی E در محاسبات تراوش دارای انرژی آب کاهش می‌یابد.

دقت: در شکل بالا، ضریب نفوذپذیری خاک بر حسب جهت‌های مختلف بی‌تأثیر است.

PONIX NOTE BOOK
PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

Subject:

Date: . . No:

نکات مهم سدهای خاکی:

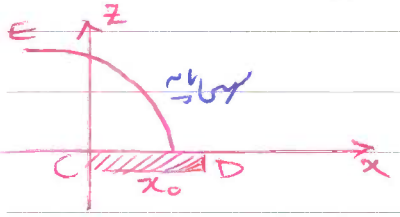
1) بالاترین خط جریان در این شبکه، خط AED بوده و روی کل این خط، خاک خشک است. بنابراین بر روی نقاط این خط جریان، ما به سطح آزاد آب ($h_p = 0$) می‌رسیم.

2) پایین‌ترین خط جریان در مرز پایینی نفوذ ناپذیر یعنی خط BC می‌باشد.

3) بالاترین خط هم پتانسیل در مرز آب بالادست (خط مابل AB) و پایین‌ترین خط هم پتانسیل در مرز خروجی پایین دست، خط CD می‌باشد.

4) تا فاصله‌ی قائم نقاط محل تلاقی خطوط هم پتانسیل با خط جریان AED با یکدیگر برابرند. (۹)

5) اگر طول خط هم پتانسیل CD برابر x_0 فرض شود، قطعی ED یکی از یک سهمی با معادله‌ی زیر خواهد بود که به آن سهمی پایه گویند.



$$x = x_0 - \left(\frac{z^2}{4x_0}\right)$$

دبی تراوش در سدهای خاکی:

1) با شمارش تعداد کانال جریان و تعداد افت پتانسیل و حاکمیت آن در رابطه $q = k \times H \times \left(\frac{N_f}{N_d}\right)$

2) با استفاده از معادله‌ی سهمی پایه و حاکمیت آن در رابطه‌ی روبرو: $q = 2k \times x_0$

نکته: وقتی زیر سد خاک ناهمسان داشتیم در هنگام رسم شبکه باید فواصل افقی را در $\sqrt{\frac{k_z}{k_x}}$ ضرب کنیم.

$$X = x\sqrt{\frac{k_z}{k_x}}$$

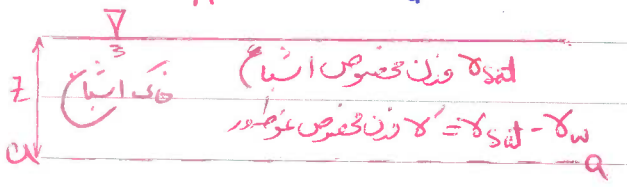
یعنی اگر مثلاً در صورت گفته شده که شبکه مربع تغییر کرده است باید برای به دست آوردن طرح واقعی سد به جای X قرول، x مقدار داده شده در صورت سوال را بگذاریم.

PONIX NOTE BOOK
PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

Subject:
Date: . . No:

فصل سوم: تنش موثر

تنش کل $\sigma = \frac{W}{A} = \gamma_{sat} \times z$



$\sigma_{a-a} = \gamma_{sat} \times z = (\gamma' + \gamma_w) z = \sigma' + u$

$\sigma'_{a-a} = \gamma' \times z$ تنش موثر ذرات

$u_{a-a} = \gamma_w \times z$ فشار آب حفره‌ای

حالت تغییر سطح آب:

اگر سطح آب در درون خاک (یا فاز مثبت) بالا رود، تنش کل و فشار آب حفره‌ای افزایش و تنش موثر «کاهش» می‌یابد.

اگر سطح آب بر روی خاک بالا رود، تنش کل و فشار آب حفره‌ای «افزایش یافته» و تنش موثر «ثابت» خواهد بود.

تغییرات تنش کل، موثر و فشار آب حفره‌ای در اثر ایجاد بار بر خاک ریز دانه:

	قبل از اعمال بار	لحظه‌ی اول (لحظه‌ی ایجاد)	انتهای (مدت زیاد)
σ' تنش موثر	σ'_0	σ'_0 ← با گذشت زمان بار به تدریج به تنش موثر وارد می‌گردد	$\sigma'_0 + w$
u فشار آب	u_0	در لحظه اول همه بار به فشار آب وارد می‌گردد	$u_0 + w$ ← با گذشت زمان فشار آب اضافه محو می‌گردد	u_0
σ تنش کل	σ_0	$\sigma_0 + w$	$\sigma_0 + w$

در لحظه‌ی اول هر تغییر (لحظه‌ی ایجاد) تمام تغییرات به آب وارد می‌گردد و تنش موثر در لحظه اول تغییر نمی‌کند.

** اگر خاک تنش پیشینه نفوذپذیری بالا داشته و بررسی تنش‌ها در لحظه مدت و مدت زیاد تفاوتی ندارد.

اگر خاک تنش پیشینه نفوذپذیری پایینی دارد. در تمام این لایه در حالت کوتاه مدت تنش موثر تغییری نمی‌کند.

** همواره در حل مسائل کوتاه مدت در خاک ریز دانه، لحظه اول تنش موثر ثابت و برابر حالت قبل از تغییر فرض می‌گردد

PONIX NOTE BOOK
PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

Subject:

Date: . . No:

تنش موثر در حالت حرکت آب (تراوش):

اگر آب در درون خاک در حال حرکت باشد (تراوش) تنش موثر محاسبه شده نیاز به اصلاح دارد.

نیروی تراوش:

در اثر حرکت آب در خاک، ذرات آب به دانه‌های خاک وارد می‌شود و باعث ایجاد اصطکاک می‌شود. به نیروی که در اثر وجود اصطکاک ذرات آب به دانه‌های خاک وارد می‌کند، نیروی تراوش و به تنش حاصل از آن فشار تراوش گوییم.

فشار ناشی از تراوش + تنش موثر بدون تراوش = تنش موثر در حالت وجود تراوش

نیروی تراوش وارد بر توده خاک در جهت حرکت آب

$$F = i \times \gamma_w \times V$$

فشار تراوش

$$f = \frac{F}{A} = \frac{i \times \gamma_w \times A \times L}{A} = i \times \gamma_w \times L$$

L: طول خاک

A: سطح مقطع مورد نظر خاک

تعیین تنش موثر در حالت تراوش:

۱) استفاده از رابطه کلی ($\sigma' = \sigma - u$)

باید به این نکته توجه داشت که چون آب در حرکت است باید فشار آب حفره‌ای (u) را از رابطه $u = h_p \times \gamma_w$ تعیین نمود که در آن h_p هد فشار آب می‌باشد.

$$\begin{cases} \sigma' = \sigma - u = \sigma - h_p \times \gamma_w \\ h_p = h_t - h_e \end{cases}$$

۲) استفاده از رابطه

$$\sigma'_{\text{با وجود تراوش}} = \sigma'_{\text{بدون تراوش}} \pm f_{\text{فشار تراوش}}$$

نکته: اگر تراوش یک بعدی و خاک یک لایه و همگن باشد، شیب آبی (i) در تمام مسیر یکسان است.

نکته 2: وقوع جوشش فقط در خاک‌های دانه‌ای است و در خاک‌های چسبنده اتفاق نمی‌افتد.

نکته 3: اگر خاک بین سیلتی یا بین شن دار باشد باید حرکت کنترل کوتاه مدت (در برابر بالا زدگی) و بلند مدت (در برابر جوشش) انجام شود.

PONIX NOTE BOOK

PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

Subject:

Date: . . No:

جوشش (روان‌سازی) در خاک‌های دانه‌ای (رگاب):

در حالتی که تراوش رو به بالا باشد، جهت آن با تنش موثر دانه‌ها که به صورت تعلقی و رو به پایین است مخالف است. بنابراین اگر مقدار فشار تراوش یا تنش موثر موجود را برابر گردد، آن را صفر کرده و تنش موثر حاصل صفر می‌شود.

↑ تراوش f ↓ ← پیش از تراوش ∇'_0 = پس از تراوش ∇'

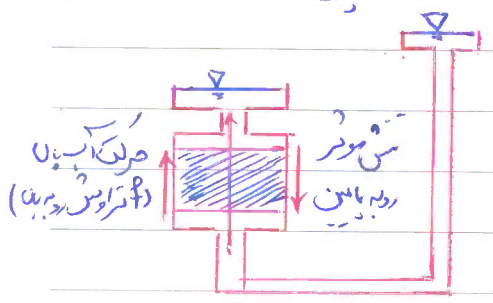
در این حالت تنش موثر که دانه‌ها را در جای خود نگه داشته است به صفر می‌رسد و دانه‌ها همچون توده‌ی آبی وزن به حالت معلق خواهند بود و اصطلاحاً در آستانه جوشش هستند.

دانه‌های خاک این است ⟸ $(\nabla' \downarrow) > 0$ برآیند تنش رو به پایین $\nabla'_0 > f$:

دانه‌های خاک معلق و در آستانه جوشش است ⟸ $\nabla' = 0$ برآیند تنش مساوی صفر می‌شود $\nabla'_0 = f$:

دانه‌های خاک روان جوشش می‌کنند ⟸ $(\nabla' \uparrow) < 0$ برآیند تنش رو به بالا است $\nabla'_0 < f$:

*** چون تنش موثر موجود در خاک‌ها به صورت تعلقی و به سمت پایین است، اما آن جوشش فقط در حالتی وجود دارد که جهت تراوش به سمت بالا باشد.



← اما جوشش وجود دارد

گرادیان هیدرولیکی بحرانی (i_{cr}):

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

خاک‌های چسبنده کم →
- $i < i_{cr}$ جوشش رخ نمی‌دهد
- $i = i_{cr}$ خاک در آستانه جوشش قرار دارد
- $i > i_{cr}$ خاک روان جوشش می‌کند
- در خاک‌های درشت دانه با ای حدود $i > i_{cr}$

*** در کل i_{cr} میانگین را خاک‌ها برابر 1 فرض می‌شود خصوصاً برای خاک‌های درشت دانه

PUNIX NOTE BOOK

PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

Subject:

Date: . . No:

ضریب اطمینان در برابر جوشش:

$$F.S = \frac{\text{تنش مقاوم در برابر جوشش}}{\text{فشار محرک ایجاد کننده جوشش}} = \left(\frac{\nabla_0}{f}\right) = \frac{i_{cr}}{i}$$

تنش موثر اولیه

فشار محرک ایجاد کننده جوشش (f: فشار تراوش رو به بالا)

if $F.S > 1$ → جوشش رخ نمی‌دهد

پایداری در برابر جوشش در تراوش دو بعدی:

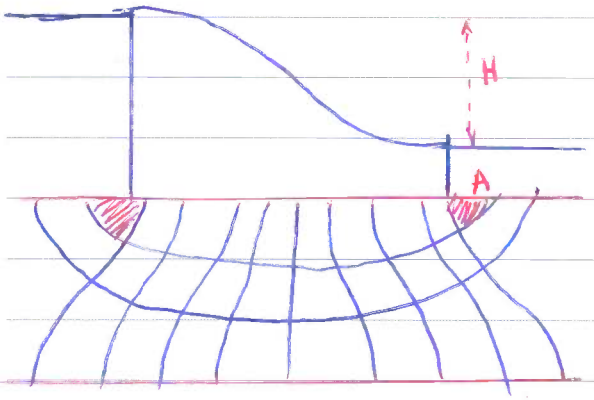
1) جوشش در حالت بدون سد:

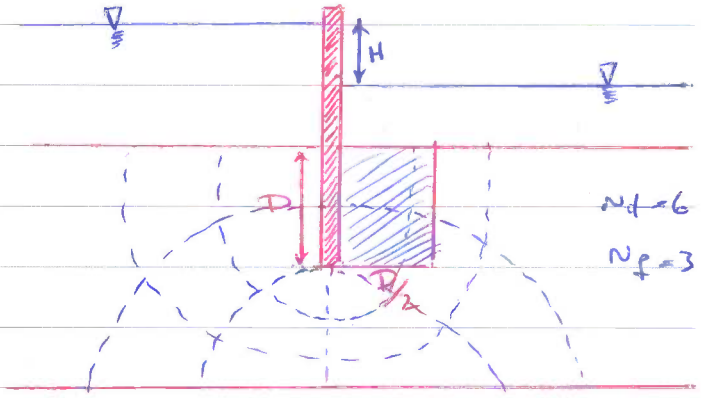
در این مسائل جوشش برای کوچکترین حجم شبکه جریان که در مجاورت محیط خارج قرار دارد بررسی گردد (حجم A)

2) جوشش در مجاورت سدها:

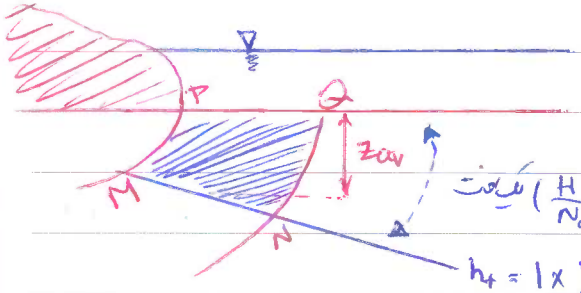
پیشنهاد ترزاقی جوشش برای ناحیه‌ای هاشور خورده که به ارتفاع D و عرض $D/2$ است نرمال می‌شود

(D: عمق فرورفت سد در خاک نفوذپذیر)





بررسی جوشش در حالت بدون سد:



تنش موثر میانگین در سطح MN $\nabla_0' = \gamma' \times z_{ave}$

نیروی تراوش رو به بالا $f = i_{ave} \times \gamma_w \times z_{ave}$

افت یک افت اتفاق می‌افتد بین سطح MN و PQ

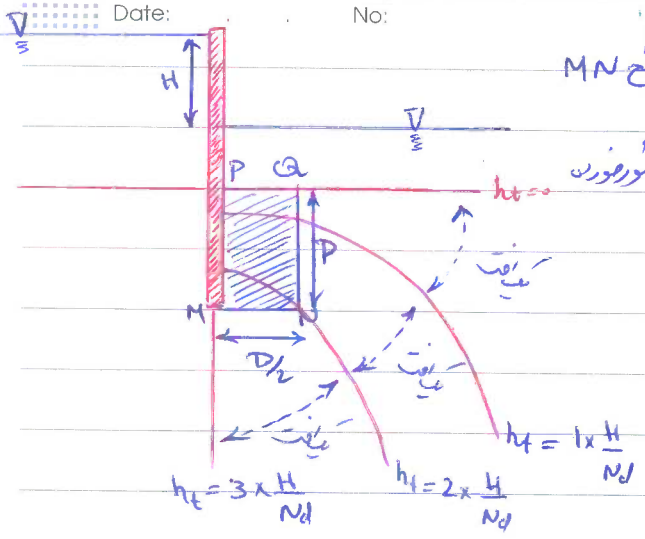
$$i_{ave} = \frac{\Delta h_t}{l} = \frac{\frac{H}{N_d}}{z_{ave}}$$

PONIX NOTE BOOK

PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

Subject:

Date: No:

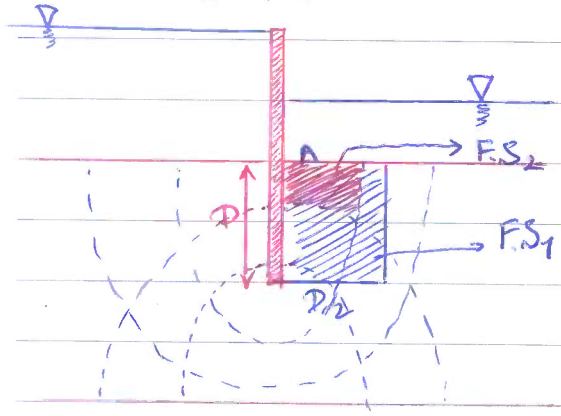


تنش موثر موجود در سطح MN $= \bar{\sigma}_0 = \gamma' \times D$

فشار تراوش رو به بالا وارد بر سطح های شور خورده $= f = i_{ave} \times \gamma_w \times D$

$$\left(i_{ave} = \frac{\Delta h_{t\,ave}}{l} = \frac{2.5 \frac{H}{N_d}}{D} \right)$$

نکته: در برخی موارد در مجاورت سپرها، جوشش هم برای سطح های شور خورده ($D \times \frac{D}{2}$) و هم برای حجم خاک زیر مجاور پایین دست (حجم A) محاسبه می گردد و ضریب اطمینان جوشش برابر کمترین مقدار انتخاب می شود:



$$F.S = Min\,(F.S_1, F.S_2)$$

تورم یا بالازدگی:

هوشیدن در خاک های چسبنده اتفاق می افتد بلکه مقداری «متورم شدن» یا بالازدگی در این خاک ها مشاهده می شود. به همین دلیل در محاسبه ضریب اطمینان خاک های چسبنده تنش موثر و فشار تراوش از هم جدا نمی شوند و محاسبات با تنش کل صورت می گیرد. در نتیجه ضریب اطمینان خاک های چسبنده در برابر بلند شدن رابطه زیر محاسبه می شود:

$$F.S = \frac{\bar{\sigma}}{u} \longrightarrow \text{تنش کل}$$

$u \longrightarrow$ فشار آب حفره ای

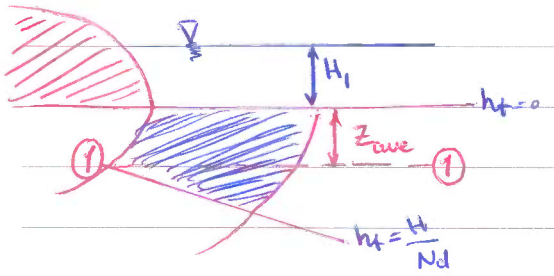
PUNIX NOTE BOOK

PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

Subject:

Date: . . No:

بررسی به حالت در حالت بالا زدگی یا تورم :

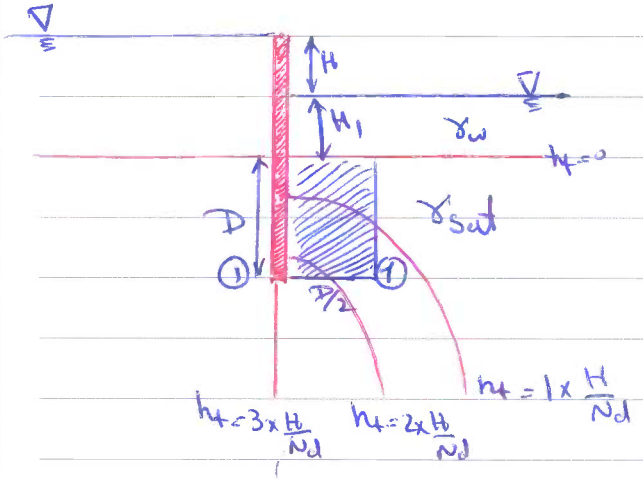


$$F.S\text{- تورم} = \frac{\sigma_{1-1}}{u_{1-1}}$$

$$\sigma_1 = \gamma_w \times H_1 + \gamma_{sat} \times Z_{ave}$$

$$u_1 = h_p \times \gamma_w = (h_{t_1} - h_{e_1}) \times \gamma_w \Rightarrow$$

$$= \left(\frac{H}{Nd} + (H_1 + Z_{ave})\right) \times \gamma_w$$



$$F.S = \frac{\sigma_{1-1}}{u_{1-1}}$$

$$\sigma_1 = \gamma_w \times H_1 + \gamma_{sat} \times D$$

$$u_1 = h_{p_{ave_1}} \times \gamma_w = (h_{t_{ave_1}} - h_{e_1})\gamma_w$$

$$= \left(\frac{2.5H}{Nd} + (H_1 + D)\right) \times \gamma_w$$

کاربرد فیلتر در جلوگیری از فرسایش :

به منظور جلوگیری از آبشستگی و همچنین بهبود ضریب اطمینان خاک در برابر فرسایش از لایه‌هایی به نام فیلتر یا صافی استفاده می‌شود. فیلتر در ساده‌ترین حالت از خاک مناسب است.

در هر حالت فیلترها برای محافظت از خاکی که اصطلاحاً آن را خاک مبنا یا مصالح پایه می‌نامند به کار می‌روند و از شستشوی ذرات آن خاک در برابر اثر تراوش جلوگیری می‌کنند.

معیارهای طراحی فیلتر :

1) نفوذپذیری فیلتر به اندازه‌ای کافی بزرگ باشد تا خود مانعی برای عبور آب نباشد و آب به راحتی از آن عبور کند.

2) خلل و فرج آن به اندازه‌ای کافی کوچک باشد تا ذرات خاک مبنا را در جای خود حفظ کند و این ذرات نتوانند در فیلتر نفوذ کنند.

PDFcompression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

Subject:

Date: . . No:

نحوه انتخاب مصالح فیلتر:

معیار طراحی فیلتر در آبی:

معیار 1)

$\frac{D_{15}\text{ فیلتر}}{D_{15}\text{ خاک}} > 4$ ← احتمال تغییر ساختار خاک

$\frac{D_{15}\text{ فیلتر}}{D_{85}\text{ خاک}} < 4$ ← احتمال عدم شستشوی خاک به داخل فیلتر

D_{15} ← اندازه‌ای که 15٪ از خاک از آن کوچکتر است.

معیار 2) توصیه می‌گردد شکل منحنی دانه‌بندی فیلتر موازی با دانه‌بندی خاک مبنا انتخاب گردد.

*** خاک فیلتر همواره درشت‌دانه‌تر از خاک مبنا می‌باشد و نفوذپذیری آن از خاک مبنا بیشتر است.

تعیین ضریب اطمینان جوشش در حالت وجود فیلتر:

در حالت وجود فیلتر می‌توان ضریب اطمینان را از رابطه قبلی ($F.S = \frac{i_{cr}}{i_e}$) تعیین نمود و یا مقدار F.S را بطور مستقیم از رابطه اصلی محاسبه نمود:

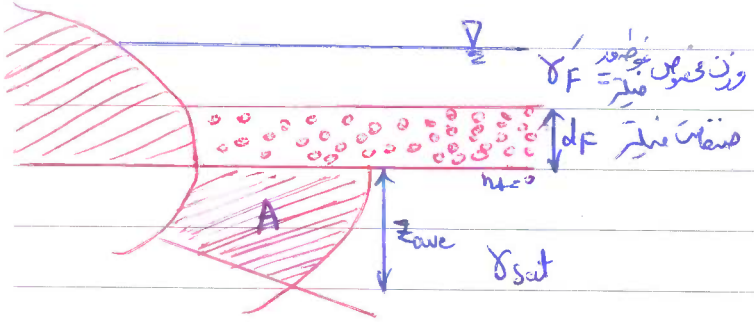
$$F.S = \frac{\nabla_0}{f}$$

مهم ← فشار تراوش برابر با حالت عدم وجود فیلتر است ($f = cte$)

وزن مؤثر فیلتر باعث افزایش تنش موثر و در نتیجه ها می‌گردد

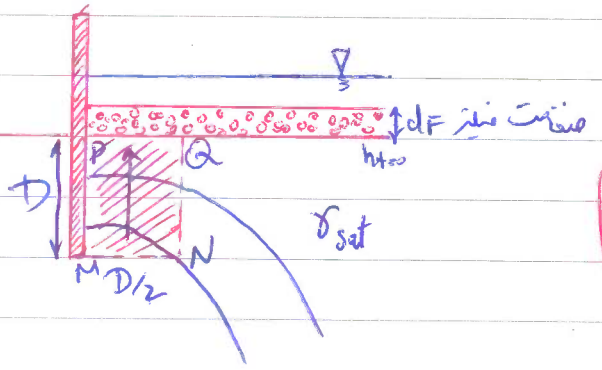
با افزودن فیلتر ضریب اطمینان خاک در برابر جوشش افزایش می‌یابد.

$$F.S = \frac{\nabla_0 \uparrow}{f\,(=cte)}$$



$$F.S_A = \frac{\gamma'_F \times d_F + \gamma' \times Z_{ave}}{i_{ave} \times \gamma_w \times Z_{ave}}$$

γ'_F : وزن مخصوص موثر فیلتر



$$F.S_{(D \times D/2)} = \frac{\gamma'_F \times d_F + \gamma' \times D}{i_{ave} \times \gamma_w \times D}$$

PONIX NOTE BOOK

PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

Subject:

Date: . . No:

مویینگی در خاک‌ها:

در دریای هاو ماسه‌های بزرگ

چون آب به صورت غیر ثقلی و بالش دیواره‌های لوله به سمت بالا رفته است، فشار آب در درون لوله‌های مویین منفی است.

$$H_c = \frac{C}{e \times D_{10}} \qquad 10 < C < 50\ mm$$

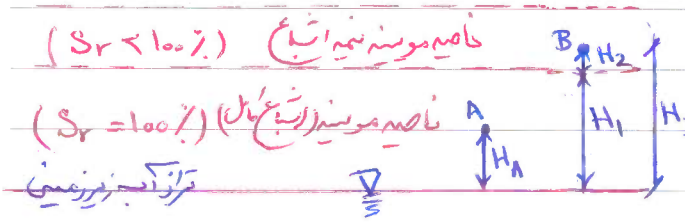
H_c: ارتفاع مویینگی (mm)، e: نسبت تخلخل، D_{10}: اندازه موثر خاک (mm)

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

آب مویینه در خاک‌ها تا یک ارتفاع مشخص تمام خلل و فرج را پر کرده و درجه اشباع را به 100٪ می‌رساند اما در بالای این ارتفاع، آب مویینه منقطع در خلل و فرج پر نفوذ خواهد کرد و درجه اشباع 100٪ نخواهد بود.

*** فشار آب حفره‌ای در خاک مویینه به صورت منفی بوده و با روابط زیر محاسبه می‌گردد:

در ناحیه اشباع کامل: $u_A = -H_A \times \gamma_w$



در ناحیه نیمه اشباع: $u_B = -(H_1 \times \gamma_w + S_r \times H_2 \times \gamma_w)$

xxxxx xxxxxx

نکته: اگر در خاک ناحیه مویینگی وجود داشته باشد تنش موثر را می‌توان به طور مستقیم از رابطه $\sigma' = \gamma' \times h$ محاسبه نمود. در این حالت همواره باید ابتدا σ' و u را محاسبه کرده و از تفاضل این دو σ تعیین شود.

*** در سطح تراز آب مویینه برخلاف سطح تراز آب زیرزمینی فشار آب حفره‌ای برابر صفر می‌باشد.

سطح تراز آب زیرزمینی $\Rightarrow u_c = 0$

سطح تراز آب مویینه $\Rightarrow u_A \neq 0$

*** در نواحی مویینه چون فشار آب حفره‌ای منفی است، تنش موثر از تنش کل بیشتر خواهد بود.

نقاط B, A: ناحیه مویینه $u < 0 \rightarrow \sigma' > \sigma$

نقطه C: ناحیه غیر مویینه $u > 0 \rightarrow \sigma' < \sigma$

PONIX NOTE BOOK
PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

Subject: Mostafa Rahimi

Date: No:

نکته مهم: اگر آب به صورت مویین بالا رود، تنش کل و تنش موثر هر دو در اعماق افزایش می‌یابد ولی مقدار آب حفره‌ای در اعماق ثابت می‌ماند.

تنش موثر در خاک‌های نیمه اشباع:

* اگر درجه اشباع (S_r) پایین باشد و دانه‌ها به یکدیگر چسبندگی نداشته باشند، فشار آب حفره‌ای را صفر در نظر گرفته و همانند خاک خشک با آن برخورد می‌شود.
* اگر درجه اشباع (S_r) پایین نباشد به تقریب تنش‌ها را با رابطه زیر محاسبه می‌کنند:

$\bar{\sigma} = \sigma - S_r \times u$

یعنی در این حالت فشار آب حفره‌ای در ضریب درجه اشباع (S_r) (که عددی بین ۰ و ۱ است) ضرب شده و کاهش داده می‌شود.

* مویینگی در تمام لایه‌های زیرین خود باعث افزایش تنش موثر می‌شود که این حالت خود باعث نشست پایه‌ریزی می‌شود.

نکته مهم: اگر مویینگی داشته باشیم و یک متر در خاک قرار دهیم، ارتفاع آب بالا رفته در یک متر نسبت به سطح استاتیکی آب زیرزمینی صفر است چون در مویینگی فشار آب منفی است و سطح پیزومتر بالاتر می‌رود.

PONIX NOTE BOOK

PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

Subject: فصل چهارم: توزیع تنش در خاک

Date: No:

تنش‌های موجود در یک توده‌ی خاک ← تنش‌های ناشی از بار ← تنش‌های برجا ← تنش‌های قائم ∇_v ، تنش‌های افقی ∇_h

۱) تنش‌های برجای قائم:

تنش قائم طرح $\nabla_v = \sum \gamma_i H_i$ ← وزن مخصوص لایه‌ی i ، ضخامت لایه‌ی i

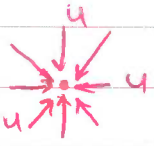
- خاک اشباع: $\gamma_i = \gamma_{sat}$
- خاک غیراشباع: $\gamma_i = \gamma$

تنش موثر قائم $\nabla'_v = \sum \gamma'_i H_i$

- خاک اشباع: $\gamma'_i = \gamma_{sat} - \gamma_w$
- خاک غیراشباع: $\gamma'_i = \gamma$

فشار آب حفره‌ای $u = \gamma_w H_w$ ← ارتفاع تراز موجود تا سطح آب

نکته بسیار مهم: فشار آب در یک نقطه در تمام جهات برابر است (هم در جهت قائم، هم افقی)



$$u_v = u_h = u$$

۲) تنش برجای افقی:

اگر تغییر شکل جانبی در خاک‌ها برابر صفر باشد نسبت تنش موثر افقی به تنش موثر قائم در خاک‌ها با ضریبی به نام k_0 ، ضریب فشار افقی خاک سکون، تعیین می‌گردد:

$$k_0 = \frac{\nabla'_h}{\nabla'_v}$$

∇'_h ← تنش موثر افقی در نقطه مورد نظر

∇'_v ← تنش موثر قائم در نقطه مورد نظر

PONIX NOTE BOOK

PDFcompression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

Subject:
Date: . . No:

تنش های افقی:

گام 1: بدست آوردن σ'_v و k_0 مقدار تنش موثر افقی با رابطه روبرو حاصل می گردد: $\sigma'_h = k_0 \times \sigma'_v$

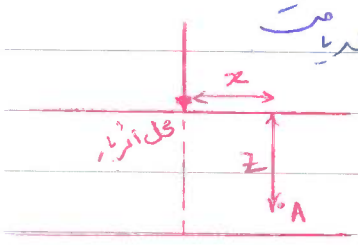
گام 2: بدست آوردن u_h ← $u_v = u_h = u$

گام 3: از حاصل جمع σ'_h و u_h تنش کل افقی تعیین می گردد $\sigma_h = \sigma'_h + u$

نکته سیار مهم: برخلاف جهت قائم، در جهت افقی نمی توان σ_h را به صورت مستقیم محاسبه نمود. ابتدا باید σ'_h و u_h را تعیین کرده و حاصل جمع آن ها σ_h را بدست آورد.

تنش های ناشی از سربار:

هرچه از محل اثر بار فاصله گرفته شود، تاثیر بار کمتر خواهد بود



اثر سربار قائم و اضافه تنش کمتر خواهد بود: $x \uparrow$ هرچه فاصله بیشتر شود، $z \uparrow$ هرچه عمق بیشتر شود $\Rightarrow \Delta\sigma \downarrow$

روابط تعیین تنش:

1) تئوری بوسینسک: اعلب رخاک ها همگن و همسان قابل کاربرد است.

2) تئوری وسترگارد: کاعلب رخاک های «لایه لایه» قابل کاربرد است.

مقایسه روش های بوسینسک و وسترگارد:

1) در روش وسترگارد تغییر شکل جانبی لایه های خاک صفر فرض شده است ولی در روش بوسینسک چنین فرضی انجام نشده است.

2) رابطه وسترگارد تابع ضریب پواسون خاک (ν) است اما در رابطه بوسینسک برای تنش قائم ضریب پواسون وجود ندارد.

3) در نواحی نزدیک سطح بارگذاری شده (یعنی اعماق کم) مقادیر تئوری بوسینسک بیشتر و در نواحی عمیق از سطح بارگذاری مقادیر حاصل از تئوری وسترگارد بیشتر می باشد.

PONIX NOTE BOOK
PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

Subject:

Date: . . No:

روابط بوسینسک :

فرضیات بوسینسک :

1) خاک بدون وزن است.

2) تغییر حجم خاک ناچیز است.

3) محیط خاک نسبت به زمین و عمق آن (از بالا) بی‌نهایت است.

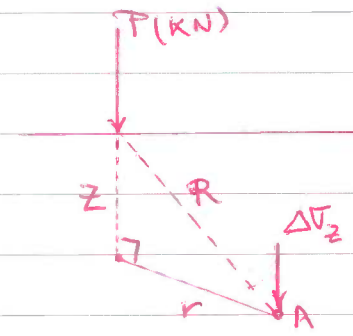
4) رفتار خاک الاستیک خطی و تابع قانون هوک ($\sigma = E.\epsilon$) است.

5) قبل از اعمال بار P هیچ گونه بار دیگری روی خاک قرار گرفته است.

با توجه به فرضیات فوق و رفتار خاک الاستیک خطی فرض شده، در روابط بوسینسک می‌توان از اصل جمع آثار قوا (Superposition) استفاده کرد. یعنی به طور مثال تنش‌های ایجاد شده ناشی از بارهای (چند بار) را به طور مجزا محاسبه کرده و نتایج را با هم جمع کرد.

1) تنش ناشی از بارگذاری‌های مختلف :

i) تنش ناشی از یک بار نقطه‌ای (متمرکز) :



بار متمرکز

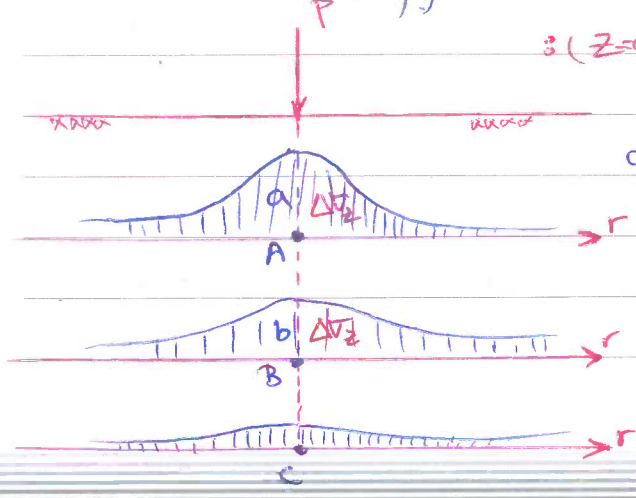
$$\Delta\sigma_z = \frac{3P}{2\pi z^2} \times \left(\frac{1}{1+\left(\frac{r}{z}\right)^2}\right)^{5/2} = \frac{3P}{2\pi} \times \frac{z^3}{R^5}$$

$R = \sqrt{r^2 + z^2}$ ← افزایش تنش قائم ناشی از بار P در نقطه A

← فاصله افقی نقطه A نسبت به محل اثر بار

← عمق نقطه A نسبت به سطح زمین

نمودار تغییرات تنش ناشی از P در یک عمق مشخص ($z = cte$) :



$a > b$ ← بیشترین تنش در زیر محل بار خواهد بود

با افزایش عمق مقدار تنش حاصله کاهش و منحنی پهن‌تر می‌شود و تنش کم‌کم محو می‌شود.

$z_B = 2z_A \Rightarrow b = 1/4a$

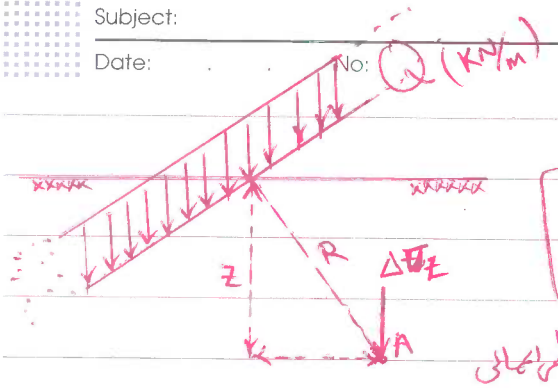
طبق رابطه بالا

PONIX NOTE BOOK

PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

Subject:

Date: . . No:



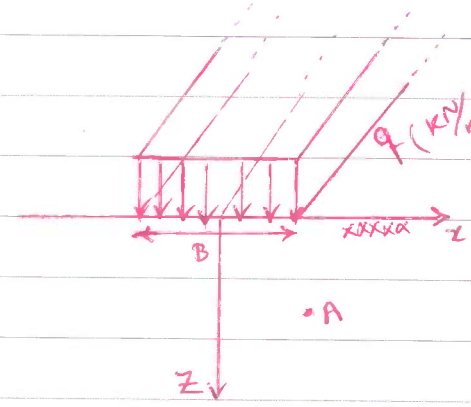
2) تنش ناشی از بار خطی نامحدود:

$$\Delta T_z = \frac{2Q}{\pi} \times \frac{z^3}{(x^2+z^2)^2} = \frac{2Q}{\pi} \times \frac{z^3}{R^4}$$

Q: شدت بار خطی

x: فاصله افقی نقطه مورد نظر تا خط اعمال بار

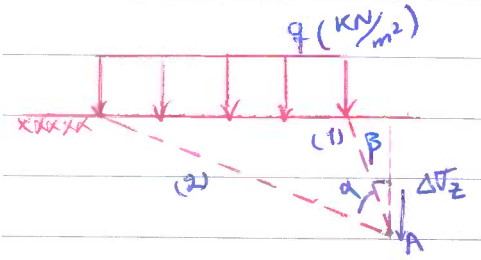
نمودار ورودی تغییرات تنش در یک عمق مشخص مانند حالت قبل است تفاوت آن ها در این است که در حالت بار خطی، شدت تغییرات تنش ها کمتر است و تأثیر بار در خواص لایه ای زیرین بیشتر مورد راستان دارد. ورودی اسپلاک آن ملایم تر است.



**** اضافه تنش ها نسبت به صفحه ی میانی متقارن است

تنش ناشی از بار دایره ای نامحدود:

$$\Delta T_z = \frac{q}{\pi}\left(\alpha + \sin\alpha \cdot \cos(\alpha+2\beta)\right)$$



q (KN/m²): شدت بار دایره ای

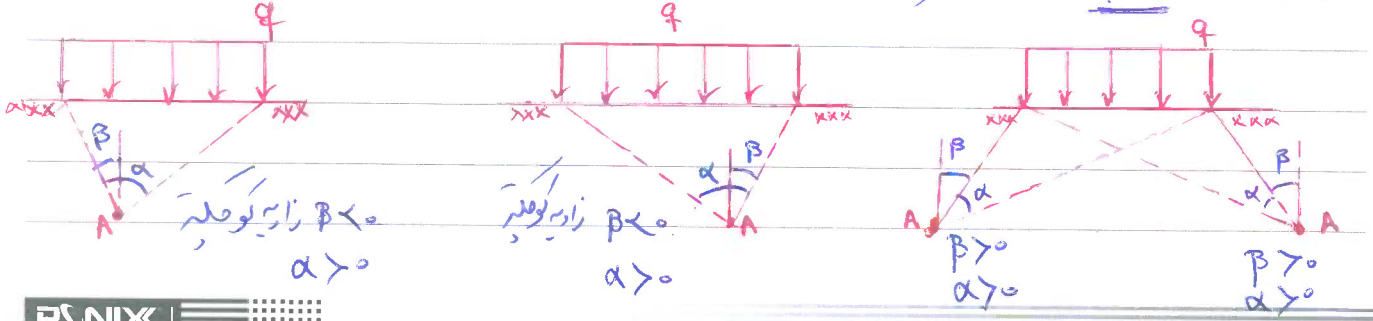
α (rad): زاویه بال (1) و (2) با یکدیگر

β (rad): زاویه بال (1) یا (2) با راستای قائم (همراه با علامت)

ΔTz (KN/m²): اضافه تنش قائم در نقطه A

ابتدا α و β:

1) α همواره مثبت است. (α > 0)



PONIX NOTE BOOK

PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

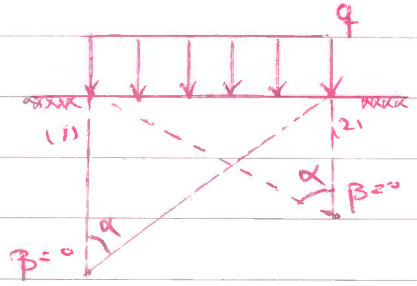
Subject:

Date: No:

تفاوت نمودارهای تنش در این حالت با حالت قبل در این است که توزیع تنش باز هم گسترده‌تر شده و میزان تغییرات کمتر شده است. بنابراین تأثیر در فواصل دورتر در ایمان تنش خود را از دست داده و روند استهلاک آن ملایم‌تر خواهد بود.

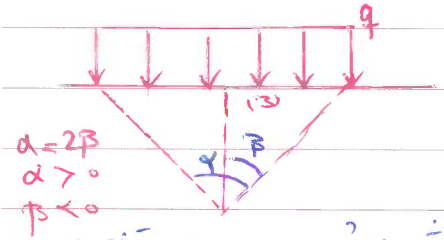
حالات خاص:

نقطه زیر گوشه بارگذاری:



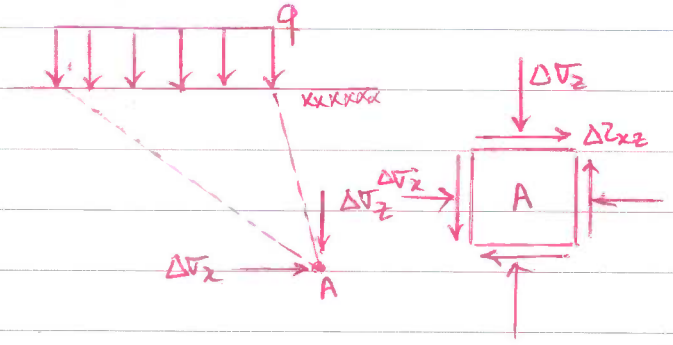
$$\beta=0 \Rightarrow \Delta\sigma_z = \frac{q}{\pi}(\alpha + \sin\alpha \times \cos\alpha)$$

نقطه زیر مرکز بارگذاری:



$$\alpha + 2\beta = 0 \Rightarrow \Delta\sigma_z = \frac{q}{\pi}(\alpha + \sin\alpha)$$

نکته مهم: بوسینسک تنش ایجاد شده افقی ($\Delta\sigma_x$) و تنش ایجاد شده برشی ($\Delta\tau_{xz}$) و تنش نرمال عمود بر صفحه ($\Delta\sigma_y$) را به صورت زیر محاسبه کرد:



$$\Delta\sigma_x = \frac{q}{\pi} \times (\alpha - \sin\alpha \cdot \cos(\alpha + 2\beta))$$

$$\Delta\tau_{xz} = \frac{q}{\pi}(\sin\alpha \cdot \sin(\alpha + 2\beta))$$

$$\Delta\sigma_y = \frac{q}{\pi} \times \nu \times 2\alpha$$

ضریب پواسون

رابطه وسترگارد:

$$\Delta P_z = \frac{P\eta}{2\pi^2 z^2}\left[\frac{1}{\eta^2 + \left(\frac{r}{z}\right)^2}\right]^{3/2}$$

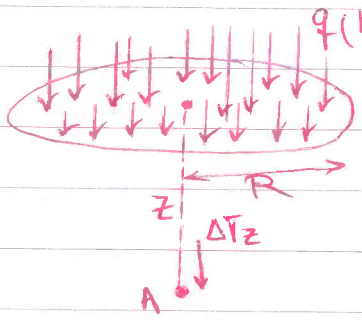
فاصله زیر بار تا نقطه $\rightarrow r = z$

PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

Subject:

Date: . . No:

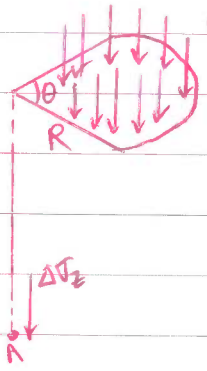
تنش قائم زیر بار یکنواخت دایره‌ای:



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

$$\frac{R}{z} = cte \Rightarrow \Delta\sigma_z = cte$$

تنش قائم زیر گوشه یک قطاع از دایره:



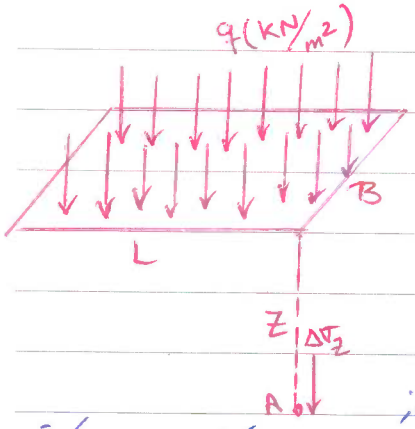
$$\Delta\sigma_z = \frac{\theta}{2\pi} \times (\Delta\sigma_z)_{\text{دایره}} = \frac{\theta}{2\pi} \times q \times \left(1 - \left(\frac{1}{1+\left(\frac{R}{z}\right)^2}\right)^{3/2}\right)$$

زاویه قطاع (rad)

شدت بار یکنواخت قرار گرفته (KN/m²)

تنش ناشی از بار یکنواخت مستطیلی:

در این حالت تنش قائم ایجاد شده در زیر گوشه مستطیل برابر است با:



$$\Delta\sigma_z = I_r \times q$$

I_r: یک ضریب بی‌بعد به نام ضریب توزیع تنش یا ضریب کاهش بار که مقدار آن از یک نمودار یا جدول به دست می‌آید و تابع دو پارامتر $m = \frac{L}{z}$ و $n = \frac{B}{z}$ می‌باشد. مقدار I_r به کمک نمودارهای تابع m و n محاسبه تعیین می‌شود.

این رابطه فقط در زیر گوشه مستطیل قابل استفاده است. اگر تنش در نقاط دیگر مورد نظر باشد باید با استفاده از جمع آثار قوا تنش را به دست آورد.

PONIX NOTE BOOK

PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

Subject:

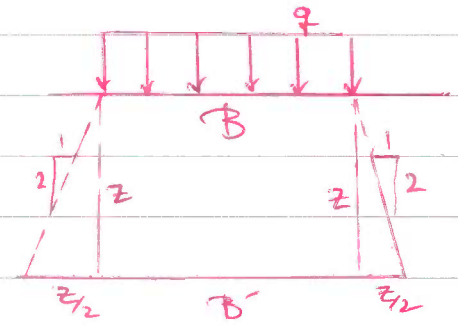
Date: . . No:

توزیع تقریبی تنش :

روشی است برای تخمین سریع مقدار تنش های موجود در خاک

در این روش فرض می شود که بار اعمال شده در سطح خاک با یک شیب خاص ۲ به ۱ (۲ قائم - ۱ افقی) در داخل خاک توزیع می گردد.

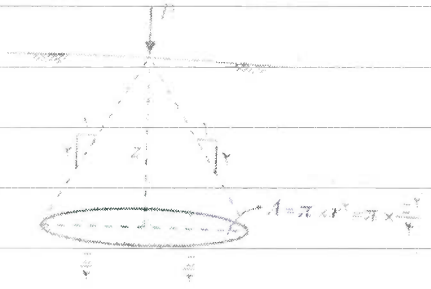
در این روش فقط تنش در راستای قائم توزیع می شود.

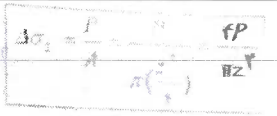


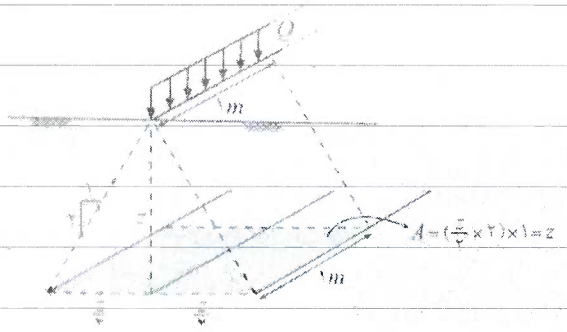
$$B' = B + z/2 + z/2 = \boxed{B + z}$$

توزیع در هر عمق یکنواخت فرض می شود.

با افزایش عمق به دلیل افزایش عرض توزیع به تدریج از شدت بار کاسته می شود و تنش اعمالی کم کم محو می شود.

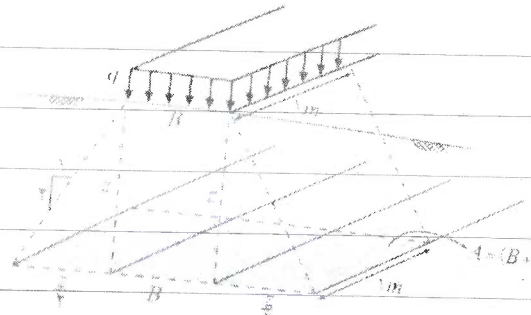




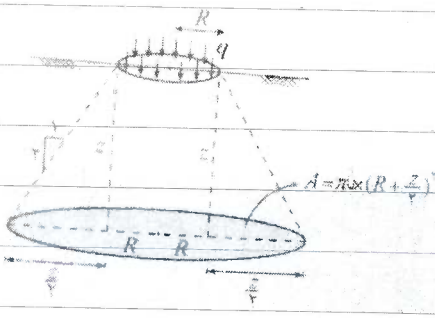




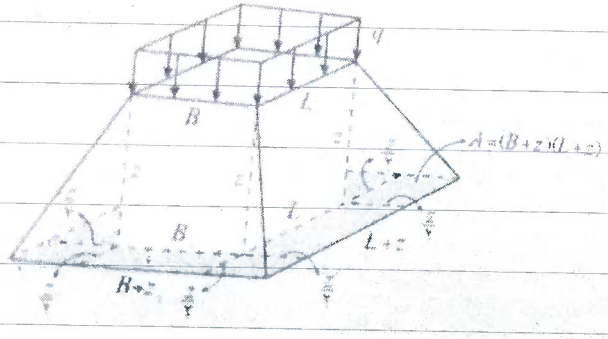
PONIX NOTE BOOK
PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor



$$\Delta\sigma_z = \frac{q\times B\times B}{A} = \frac{q\times B^2}{(B+z)^2}$$



$$\Delta\sigma_z = \frac{q\times\pi R^2}{A} = \frac{q\times\pi R^2}{\pi(R+\frac{z}{2})^2} = \frac{q\times R^2}{(R+\frac{z}{2})^2}$$



$$\Delta\sigma_z = \frac{q\times B\times L}{A} = \frac{q\times(B\times L)}{(B+z)(L+z)}$$

زاویه توزیع در سنگ (۱ به ۱) برابر $\alpha=\text{Arctg}(1/2)=27^\circ$ می‌باشد. در برخی موارد توزیع ۲ به ۱ (زاویه 27°) (خاک‌های ریزدانه و سنگ‌های) آن توزیع ۱ به ۱ (زاویه 45°) (خاک‌های درشت دانه) به کار می‌رود که در این حالت رابطه بالا به صورت توزیع ۱ به ۱ اصلاح گردد.

PUNIX NOTE BOOK
PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

Subject:

Date: . . No:

معنی نیومارک:

تنش های ایجاد شده ناشی از یک بارگذاری، سطح دلخواه

1) معنی نیومارک از تعدادی دوایر متحدالمرکز تشکیل شده است که توسط شعاع های این دوایر به طور منظم به قطعات کوچکتر تقسیم بندی شده اند.

2) ارزش هر یک از این خانه ها در تولید تنش در زیر نقطه مرکز یکسان است.

3) خط مقیاس که برای ترسیم سطح بارگذاری شده، با مقیاس مناسب به کار می رود.

4) ضریب تاثیر معنی (α) که برابر است با: $\alpha = \frac{1}{N_t}$ که در آن N_t مجموع تعداد خانه های معنی نیومارک است.

5) نحوه تعیین تنش ایجاد شده ($\Delta\sigma_z$) در عمق z در زیر یک نقطه دلخواه مانند M:

1) سطح بارگذاری A با مقیاس مناسب طوری ترسیم گردد که عمق z برابر طول پاره خط مقیاس CD گردد مثلاً اگر عمق z=10m است، CD=5cm، سطح بارگذاری طوری ترسیم گردد که هر 1m معادل 5cm گردد

2) سطح ترسیم شده با مقیاس، بر روی معنی نیومارک قرار داده می شود، به نحوی که نقطه M بر روی مرکز قرار گیرد

3) تعداد خانه های اشغال شده توسط سطح بارگذاری شمارش می شود (N) (اگر بخشی از یک خانه پر شده باشد آن خانه به صورت کسری در شمارش لحاظ می گردد.)

4) تنش ایجاد شده برابر است با:

$\Delta\sigma_z = \alpha \times N \times q$

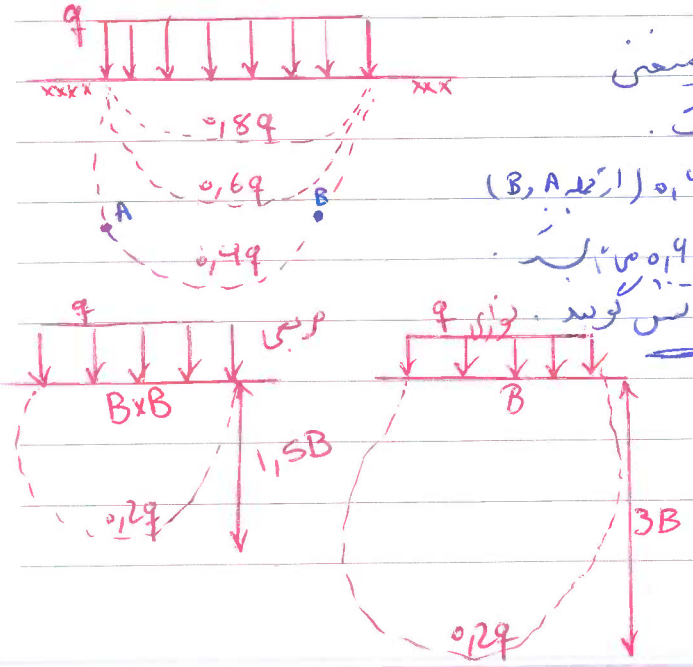
α: ضریب تاثیر نیومارک
N: تعداد خانه شمارش شده
q: شدت بارگذاری

حساب تنش و عمق تاثیر:

خصوصیت این معنی ها در این است که بر روی هر معنی تنش ایجاد شده ناشی از بارگذاری یکسان است.

به عنوان مثال روی تمام نقاط واقع بر معنی 0,99 (از نقطه A, B) مقدار تنش قائم ایجاد شده ناشی از بارگذاری q برابر 0,99q می باشد.

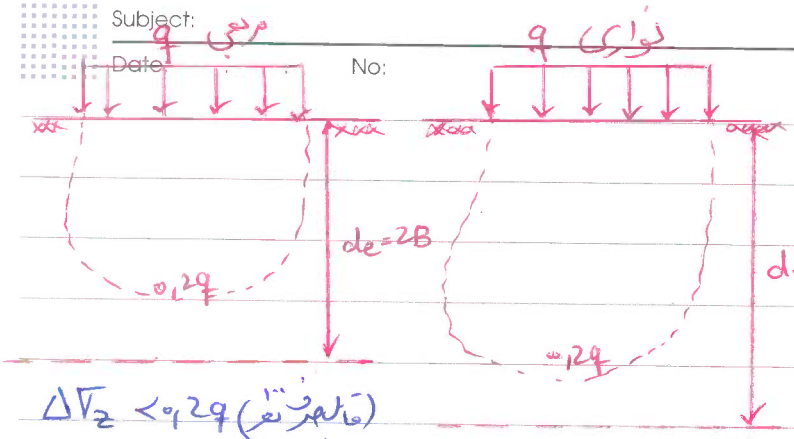
این معنی ها را اصطلاحاً هم تنش یا هم تنش گویند.



PONIX NOTE BOOK
PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

Subject:

Date: No:



عمق تأثیر:

تأثیر بارگذاری یا یک واحد شده، فقط در ناحیه عمق تأثیر قابل توجه است و بارگذاری بیشتر در خارج این ناحیه اثر ضعیفی خواهد داشت. بر این اساس برای پی مربعی و نواری، مقداری پایین‌تر از عمقی که تنش 0,2q را به عنوان عمق تأثیر معرفی می‌کند.

نکته: به طور متوسط عمق تأثیر پی‌های مستطیلی LxB نسبت به نسبت $\frac{L}{B}$ بین 2B و 4B تغییر می‌کند:

پی مربعی : BxB : $\frac{B}{B}=1 \Rightarrow de=2B$

پی مستطیلی : LxB : $1<\frac{L}{B}<10 \Rightarrow 2B<de<4B$

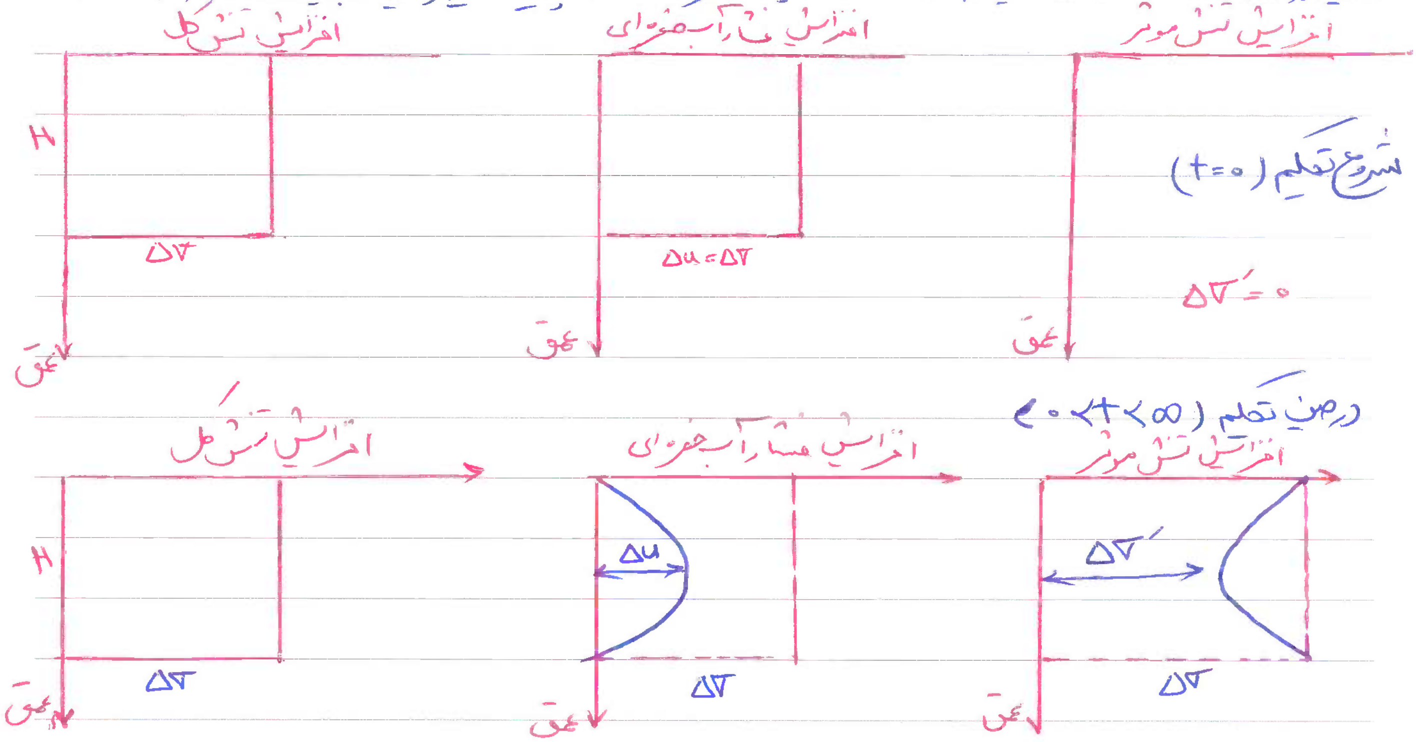
پی نواری : LxB : $\frac{L}{B}>10 \Rightarrow de=4B$

PARNIX NOTE BOOK

PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

فصل پنجم: نشست خاک:

نحوه‌ی تبدیل اضافه فشار آب حفره‌ای به اضافه تنش موثر، در عمق خاک تلمبیان نشست. اگر خاک از دو طرف امکان زهکشی داشته باشد، بالا و پایین لایه به دلیل مجاورت با مرزهای نفوذپذیر به سرعت اضافه فشار آب حفره‌ای خود را از دست می‌دهند و تنش اضافی تقریباً از فشار آب حفره‌ای به اضافه تنش موثر تبدیل می‌گردد این در حالی است که وسط لایه به علت فاصله زیاد از مرزهای نفوذپذیر، دیرتر این تبدیلات را انجام می‌دهد.



در هر عمق دلخواه: $\Delta\sigma = \Delta u_t + \Delta\sigma'_t = \Delta u_0 = \Delta\sigma'_\infty$

در خاتمه تحکیم اضافه فشار آب حفره‌ای (Δu) صفر می‌شود ولی فشار آب حفره‌ای (u) صفر نیست و برابر فشار آب حفره‌ای خاک قبل از اعمال بار است. در آن لحظه تنش موثر خاک به اندازه اضافه تنش وارده ($\Delta\sigma$) افزوده خواهد شد.

نکته بسیار مهم: در نشست آنی خاک درصد رطوبت ω تغییر نمی‌کند

PCNIX Note Book
PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

Subject: Mostafa Rahimi
Date: . . No:

درس عاری تحکیم یافته و پیش تحکیم یافته:

نسبت پیش تحکیمی خاک رس $OCR = \frac{\sigma'_c}{\sigma'_0}$

که در این رابطه σ'_0 تنش موثر قائم در روی نمونه، در وضعیت موجود (هنگام نمونه گیری) است و σ'_c نیز بیشترین تنش موثر قائمی است که نمونه در طول عمر خود تحمل کرده و تنش پیش تحکیمی نامیده می شود.

نکات مهم:

1) اگر $\sigma'_c = \sigma'_0$ باشد به معنی آن است که تنش موثر قائم در روی نمونه حداکثر تنش موثری است که خاک در عمر خود تجربه کرده است. در این حالت خاک رس را عاری تحکیم یافته (NC) می گوییم. ($OCR=1$)

2) اگر $\sigma'_c > \sigma'_0$ باشد نشانگر آن است که با گذشت زمان، تنش موثر قائم در روی نمونه کاهش پیدا کرده و به وضعیت موجود رسیده است. کاهش تنش موثر قائم می تواند عامل طبیعی مانند فرسایش خاک و یا عامل انسانی مثل خاکبرداری باشد. در این حالت خاک رس را پیش تحکیم یافته (OC) می گوییم ($OCR>1$)

3) برخلاف آنچه تصور می شود، نسبت پیش تحکیمی (OCR) می تواند از یک هم کمتر باشد. اگر یک خاکبرز اشباع از خاک رس نمک را به سرعت اجرا کرده و خروج کوتاهی از خاکبرزی خواهیم OCR را یقین نیستم، در این حالت $OCR<1$ است. علت آن است که هنوز خاکبرز فرصت وزن خود تحکیم نیافته و $\sigma'_c = 0$ نرسیده است. با خاتمه تحکیم خاک زیر لرزه $OCR=1$ خواهد شد.

نکته مهم 3

1) اگر $w \leq PL$ باشد ($LI<0$) نشانگر کم بودن آب در خاک رس و پیش تحکیمی است ($OCR>1$)
اگر $w \geq LL$ باشد ($LI>1$) نشان می دهد که خاک رس پر آب بوده و عاری تحکیم یافته است ($OCR=1$)

PONIX NOTE BOOK
PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

Subject:

Date: . . No:

ضرایب تراکم‌پذیری خاک رس:

الف: ضریب قابلیت فشردگی حجمی یا ضریب تغییر حجم (m_v):

مقدار m_v در حین تحکیم ثابت است.

$$m_v = \frac{\left(\frac{\Delta V}{V_0}\right)}{\Delta \sigma'} = \frac{\left(\frac{\Delta H}{H_0}\right)}{\Delta \sigma'} = \frac{\Delta \epsilon_z}{\Delta \sigma'} = \frac{1}{E}$$

($V_1 - V_2$ بالای ΔV)

($\frac{1}{E}$ ← عکس مدول الاستیسیته)

ب: ضریب قابلیت فشردگی (a_v):

شیب منحنی تغییرات تخلخل در یک لایه خاک بر اثر افزایش تنش مؤثر

$$a_v = \frac{\Delta e}{\Delta \sigma'}$$

($\Delta e \rightarrow e_1 - e_2$)

ج: شاخص فشردگی یا شاخص فشردگی (C_c):

$$C_c = \frac{\Delta e}{\log\left(\frac{\sigma'_f}{\sigma'_0}\right)}$$

($\Delta e \rightarrow e_0 - e_f$)

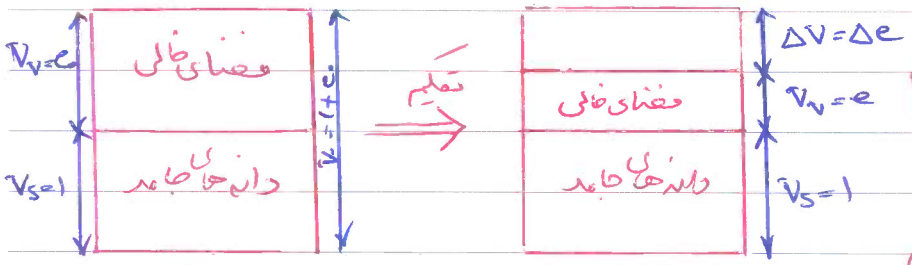
($\sigma'_f \rightarrow \sigma'_0 + \Delta\sigma'$)

C_c در رس‌های دست‌خورده کمتر از رس‌های دست‌نخورده است.

رابطه بین الف و ب:

$$a_v = (1 + e_0) m_v$$

رابطه بین تغییرات حجم و تغییر شکل تحکیمی:



در شروع تحکیم — در خاتمه تحکیم

سه در تحکیم یک بعدی

$$|\epsilon_v| = \frac{\Delta V}{V_0} = \frac{\Delta e}{1 + e_0}$$

($\Delta e \rightarrow e_0 - e_2$)

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

* در فرایند تحکیم، مقادیر m_v و a_v برای یک خاک مشخص همواره ثابت نیست.

PONIX NOTE BOOK

PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

Subject:

Date: . . No:

تحکیم ثانویه :

پس از خاتمه تحکیم اولیه و محو اضافه فشار آب حفره ای، فشردگی خاک متوقف نشده و با شدت کمتری ادامه خواهد داشت. در این حالت بدون کم شدن فشار آب حفره ای، خاک تحت یک تنش موثر ثابت فشرده می شود. به این مرحله از نشست، تحکیم ثانویه یا فشردگی ثانویه گویند.

* تحکیم ثانویه هم زمان با تحکیم اولیه شروع می شود.

** تحکیم ثانویه در خاک های رسی بستگی به نوع کانی های رسی و مقدار آب جذب سطحی آن ها دارد، به طوری که هر چه رس جاذب آب بیشتری باشد، تحکیم ثانویه آن نیز بیشتر خواهد بود. تحکیم ثانویه در خاک های رسی با PI ↑ ← تحکیم ثانویه در رس های

در تحکیم ثانویه بدون افزایش تنش، شاهد کاهش حجم خاک هستیم. از این رو به تحکیم ثانویه، خزش در خاک نیز گفته می شود.

*** هر چه نسبت (OC/PC) کوچکتر باشد، سهم تحکیم ثانویه به تحکیم اولیه بزرگتر خواهد بود.

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

تورم خاک رس :

تورم عبارت است از افزایش تدریجی حجم خاک در اثر جذب آب. تورم عکس عمل تحکیم است. به هنگام بارپذیری و کاهش تنش موثر خاک رس تمایل برای بازگشت به ساختار مجتمع پیدا می کند. بنابراین فضای خالی بیشتری خواهد داشت.

آزمایش تحکیم یک بعدی (آزمایش ادومتری) :

مرحله اول : محاسبه نسبت تخلخل اولیه نمونه (e_0)

$$e_0 = \frac{V_{V0}}{V_S} \quad , \quad V_{V0} = V_0 - V_S \quad , \quad V_S = \frac{W_S}{G_S \gamma_w}$$

مرحله دوم : محاسبه تغییرات نسبت تخلخل نمونه تا پایان دور i ام (Δe_i)

$$\Delta e_i = (1+e_0)\frac{\Delta H}{H_0}$$

PONIX NOTE BOOK

PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

Subject:

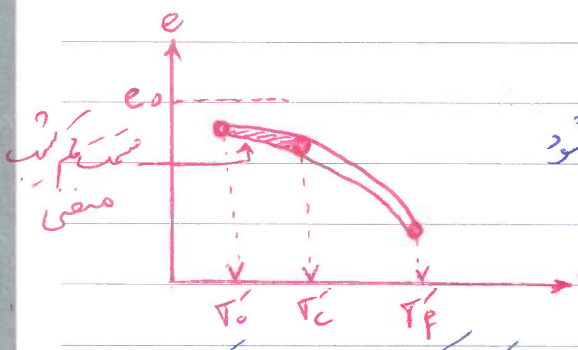
Date: . . No:

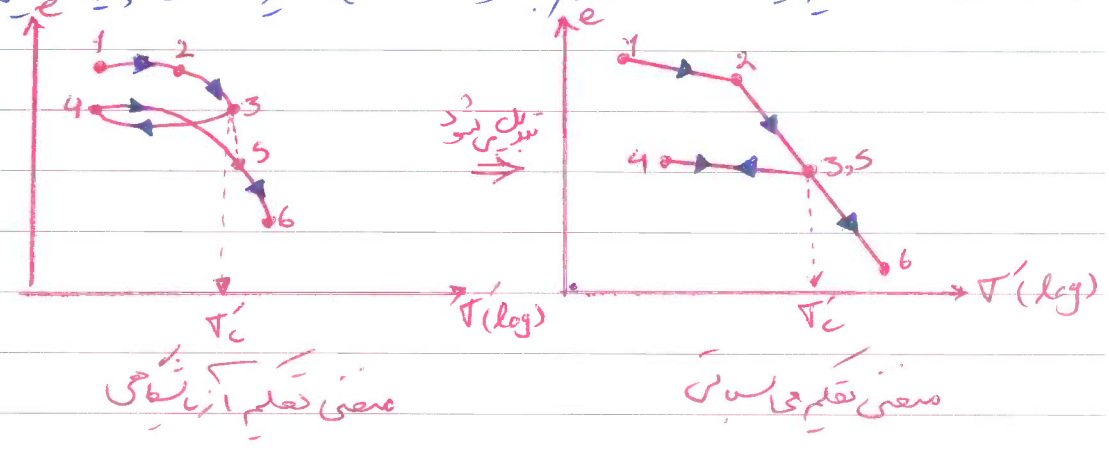
مرحله سوم: محاسبه نشست تحکیم خاک در پایان روز iام (e_i)

$e_i = e_0 - \Delta e_i$

معنی تحکیم:

همیشه کم شدن مربوط به نشتی است که خاک عملاً در طول عمر خود تجربه کرده ولی در موقع نمونه گیری این تنش از روی خاک برداشته می‌شود هنگامی که نمونه تحت آزمایش تحکیم قرار می‌گیرد، تا زمانی که تنش موثر اعمال شده کمتر از حداکثر تنش موثر تجربه شده خاک باشد (σ'_c)، مقدار کمی فشردگی رخ می‌دهد و خاک پیش تحکیم یافته است. همین تغییر شیب نمودار نشان می‌دهد که خاک تا کنون آن را تجربه نکرده است بلکه به واسطه آزمایش تحکیم و بارگذاری ناشی از آن، برای نخستین بار آن را متحمل می‌شود. در این ناحیه خاک رس عادی تحکیم یافته است. لازم به ذکر است که σ'_c نیز همان تنش پیش تحکیمی است.





منحنی تحکیم آزمایشگاهی — منحنی تحکیم محاسباتی

در منحنی تحکیم ناحیه (3 → 2 → 1) بارگذاری، (3 ← 4) باربرداری و (6 → 5 → 4) بارگذاری مجدد را نشان می‌دهد.

در منحنی تحکیم محاسباتی طبیعی‌سازی حذف شده و نقاط 3 و 5 بر هم منطبق می‌شوند. در این حالت به شیب ناحیه (3 → 2) شاخه فشردگی (C_c) و به شیب نواحی (3 ← 4) و (5 → 4) که با هم برابرند به ترتیب شاخه تورم (C_s) و شاخه تراکم یا بارگذاری مجدد (C_r) گفته می‌شود. شیب ناحیه (2 → 1) نیز شیب نواحی (3 ← 4) و (5 → 4) برابر بوده و C_r یا C_s است.

$\frac{1}{10} C_c < C_s < \frac{1}{5} C_c$

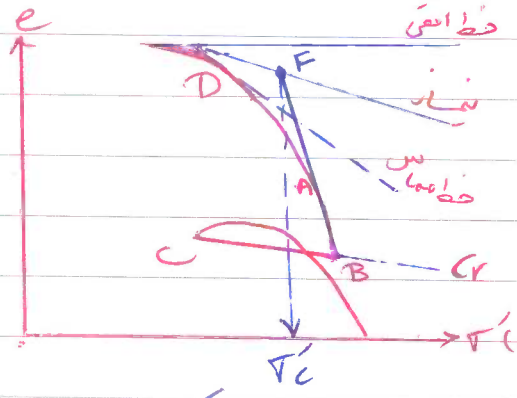
PONIX NOTE BOOK
PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

Subject:
Date: . . No:

محاسبه C_c:

الف) در رس رابطه نخورده:
$$C_c = 0.009(LL-10)$$

ب) در رس رابطه خورده:
$$C_c = 0.007(LL-10)$$



روش به دست آوردن تنش پیش تحکیم با استفاده از منحنی تحکیم:

1) به صورت چشمی، نقطه‌ای که بیشترین انحنا را در قسمت فوقانی منحنی تحکیم دارد، مشخص می‌کنیم و آن را نقطه D می‌نامیم.

2) از نقطه D یک خط افقی و یک خط مماس رسم می‌کنیم و نیمساز زاویه‌ی ایجاد شده بین این دو خط را نیز ترسیم می‌کنیم.

3) قسمت خطی و پایین منحنی تحکیم را ادامه می‌دهیم تا نیمساز رسم شده را در نقطه F قطع کند.

4) طول نقطه F، تنش پیش تحکیم σ'_c است.

نکته در مورد منحنی تحکیم:

اگر مدت زمان بارگذاری را بدون تغییر در نسبت افزایش بارگذاری کاهش دهیم، در آن صورت منحنی به سمت راست حرکت خواهد کرد و بالعکس.

حرکت منحنی به سمت چپ به ما می‌دهد که با ازای یک بار ثابت به نسبت تحکیم کمتری می‌توان رسید که یعنی تحکیم بیشتری خواهیم داشت.

*** اگر مدت زمان بارگذاری را ثابت نگه داریم ولی نسبت افزایش بارگذاری را تغییر دهیم، در آن صورت به ازای $\frac{\Delta\sigma'}{\sigma'} < 1$ منحنی به سمت چپ و به ازای $\frac{\Delta\sigma'}{\sigma'} > 1$ منحنی به سمت راست حرکت خواهد کرد.

PUNIX NOTE BOOK
PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

Subject:

Date: . . No:

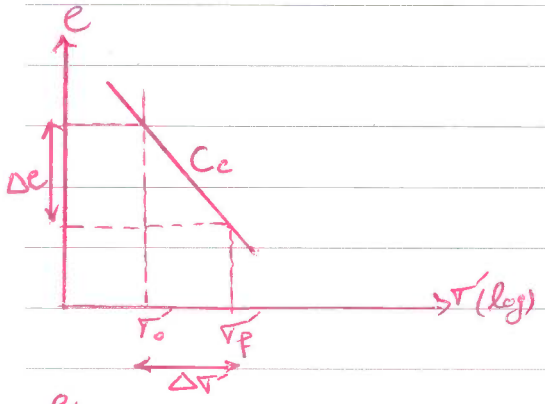
محاسبه نشست تحکیم اولیه:

روش اول: با استفاده از رابطه مقابل تغییر تخل:

$$\Delta H = H_0 \left(\frac{e_0 - e_f}{1+e_0} \right)$$

روش دوم: با استفاده از نمودار تخلخل-بارگذاری:

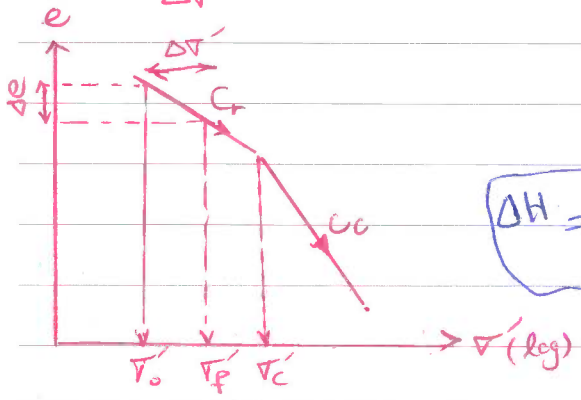
الف) خاک رس عادی تحکیم یافته ($\sigma'_0 = \sigma'_c$):



$$\Delta H = \frac{H_0}{1+e_0} C_c \log \left(\frac{\sigma'_f}{\sigma'_0} \right)$$

ب) خاک رس پیش تحکیم یافته ($\sigma'_0 < \sigma'_c$):

حالت اول: $\sigma'_f < \sigma'_c$

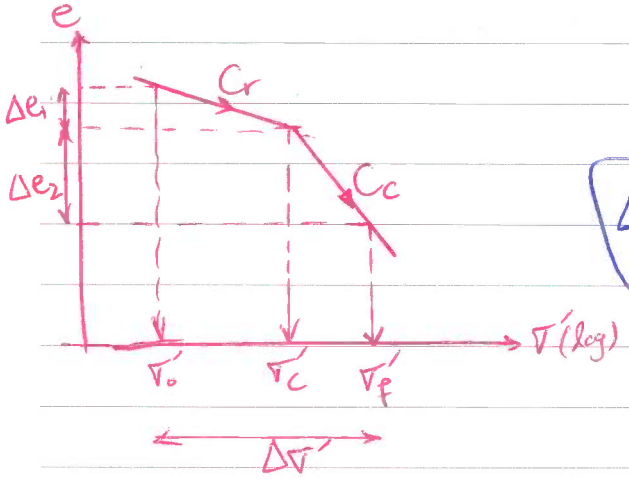


$$\Delta H = \frac{H_0}{1+e_0} C_r \log \frac{\sigma'_f}{\sigma'_0}$$

σ'_f: مقدار تنش موثر نهایی

σ'_c: تنش پیش تحکیم

حالت دوم: $\sigma'_f > \sigma'_c$



$$\Delta H = \frac{H_0}{1+e_0} \left[C_r \log \left(\frac{\sigma'_c}{\sigma'_0} \right) + C_c \log \left(\frac{\sigma'_f}{\sigma'_c} \right) \right]$$

PUNIX NOTE BOOK

PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

Subject:

Date: . . No:

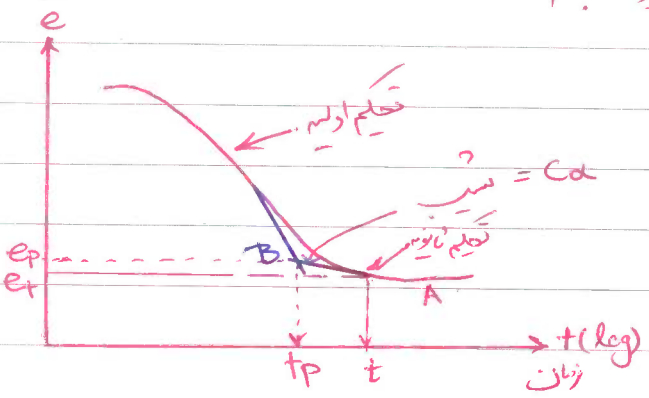
روش سوم: با استفاده از ضریب تغییر حجم:

$$\Delta H = H_0 \, m_v \, \Delta\sigma'$$

$\Delta\sigma'$ ← میزان باربری خاک ← اضافه تنش موثر

m_v ← ضریب تغییر حجم

H_0 ← ضخامت اولیه خاک



می‌لیم نشست تحکیم اولیه:

نشانه تحکیم ثانویه

نسبت تخلخل خاک در پایان تحکیم اولیه

$e_p - e_t$

$$C_\alpha = \frac{\Delta e}{\log\left(\frac{t}{t_p}\right)}$$

زمان پایان تحکیم ثانویه

زمان پایان تحکیم اولیه

میزان نشست ناشی از تحکیم ثانویه:

$$\Delta H_s = \frac{H_0}{1+e_p} C_\alpha \log\left(\frac{t}{t_p}\right)$$

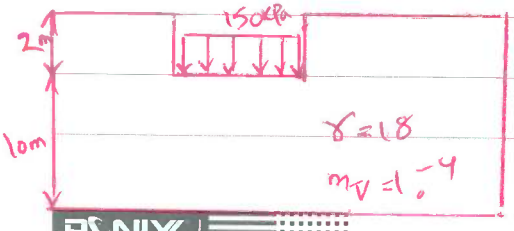
H_0 ← ضخامت اولیه خاک

e_p ← نسبت تخلخل خاک در پایان تحکیم اولیه

ΔH_s ← نقطه نشست تحکیم ثانویه

نکته: با افزایش شاخص تحمیری، زاویه اصطکاک داخلی خاک چگونه تغییر می‌یابد.

نکته: اگر در مسئله به این برخوردیم که یک خاک ابتدا تا عمقی خاکبرداری شده سپس بارگذاری روی آن انجام شده است باید برای محاسبه‌ی بار اصلی وارد بر خاک بار وارده را از تنش موثر آن تکه از خاک برداری را کم کنیم و بعد اضافه تنش را حساب کنیم



$\Delta\sigma' = 150 - 18 \times 2 = 114 \ kN/m^2$

↳ خالص

PONIX NOTE BOOK

PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

Subject:

Date: . . No:

سرعت تحکیم :

نظریه تحکیم یک بعدی ترزاقی :

مفروضات :

1) توده ی خاک (سیستم آب - دانه) همگن، همسان و کاملاً اشباع ($S_r = 100\%$) است.
2) آب و دانه های جامد خاک غیرقابل تراکم هستند.
3) آب منفذ در امتداد قائم (امتداد اعمال بار) در خاک جریان یافته و به صورت یک بعدی از آن خارج می شود و فشردگی خاک نیز در همین امتداد خواهد بود.
4) در مورد تمام سیلت های آبی، قانون دارسی ($V = ki$) برقرار است.
5) مقادیر تغییر شکل ها کوچک هستند، در نتیجه ضریب تراوایی و ضریب تغییر حجم خاک در حین تحکیم تغییر قابل ملاحظه ای نداشته و ثابت فرض می شوند.
6) بین تنش مؤثر و تنش موثر به صورت مستقل از زمان، رابطه ی واحدی وجود دارد.

معادله ی تحکیم یک بعدی ترزاقی :

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \left(\frac{k_z}{m_v \gamma_w}\right) \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}$$

u: فشار آب حفره ای
t: زمان
k_z: ضریب تراوایی قائم خاک
m_v: ضریب تغییر حجم
z: عمق نقطه از سطح زهکشی یافته

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

C_v: ضریب تحکیم قائم
واحد: $\frac{cm^2}{min}$

C_v بستگی به جنس خاک داشته و با افزایش حد مایع، کاهش می یابد.
مقدار C_v مثبت است.
از تنش ها فقط کم افزایش داشت، γ_w و m_v را تقریباً ثابت در نظر می گیریم.

نکته مهم: زهکشی دو طرفه است ($\frac{H_{dr}}{2}$)

PONIX NOTE BOOK
PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

Subject:
Date: . . No:

روش برآورد C_v:

دو روش وجود دارد:

1) روش لگاریتم زمان یا روش کاساگراند (با رسم نمودار $\Delta H - \log t$)

2) روش جذر زمان یا روش تیلور (با رسم نمودار $\Delta H - \sqrt{t}$)

حل معادله تحلیلی یک بعدی ترزاقی:

فرض می‌شود که توزیع اضافه فشار آب حفره‌ای اولیه، در تمام ضخامت لایه یکنواخت است.

شرایط مرزی:

$t = 0$ شروع تحکیم $\Rightarrow \Delta u = \Delta u_0 = \Delta\sigma$

$z = 0$ در بالای لایه $\Rightarrow \Delta u = 0$

$z = 2H_{dr}$ در پایین لایه $\Rightarrow \Delta u = 0$

H_{dr}: حداکثر مسافت زهکشی

حل معادله به کمک سری فوریه:

$$\Delta u(z,t) = \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2\Delta u_0}{M} \sin\left(\frac{Mz}{H_{dr}}\right) \exp(-M^2 T_v)$$

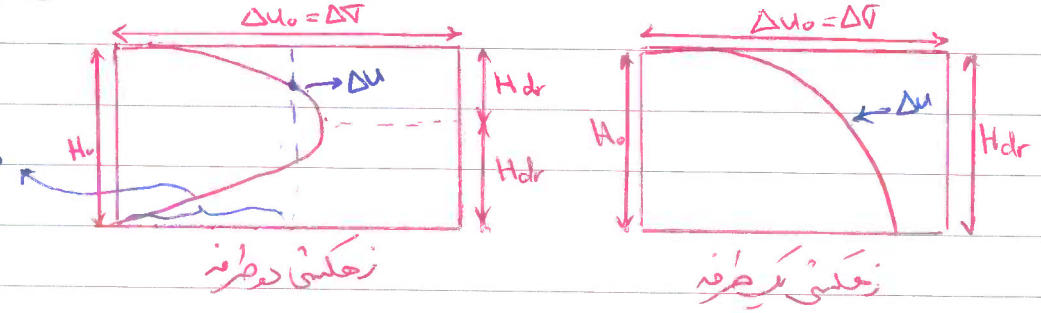
$\Delta u(z,t)$: اضافه فشار آب حفره‌ای در عمق z از لایه رسی، در لحظه t

Δu_0: اضافه فشار آب حفره‌ای اولیه که با اضافه تنش وارد شده به حالت برابر است.

M: $\frac{\pi}{2}(2m+1)$ که m از صفر تا ∞ تغییر می‌کند

T_v: پارامتر بدون بعد که به آن عامل زمان یا فاکتور زمان گویند

$$T_v = \frac{C_v t}{H_{dr}^2}$$



نکته مهم: در حالت زهکشی یک‌طرفه $H_{dr} = H_0$ و در زهکشی دوطرفه $H_{dr} = \frac{H_0}{2}$ است.

در این حالت زهکشی دوطرفه اضافه تنش موثر در وسط لایه کمتر از دو انتها می‌شود.

PUNIX NOTE BOOK
PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

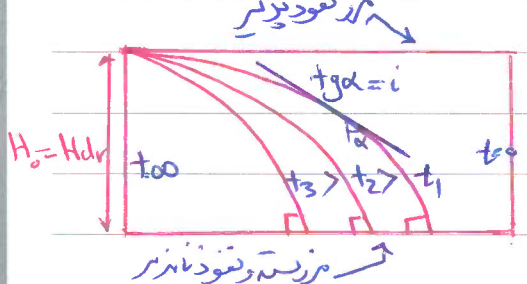
Subject:

Date: No:

H_{dr} (مدار مسافت زهکشی) مسیری است که برای ترین قطره آب (دورترین ذرها) طی می کند تا اضافه فشار آب حفره ای خود را تحویل دهد.

نکته:

به مجموعه منحنی های توزیع اضافه فشار آب حفره ای که در زمان های مختلف برای یک لایه ترسیم می شوند، منحنی های هم زمان فشار آب گویند. این منحنی ها بر سرهک سبد عمودند همچنین سطح مماس بر این منحنی ها نسبت به امتداد قائم معرف گرادیان هیدرولیکی (i) است.



درجه تحکیم: (پیشرفت تحکیم)

درجه تحکیم پارامتری است که به کمک آن، میزان پیشرفت نسبت تحکیم در یک عمق و زمان مشخص، تعیین می گردد.

درجه تحکیم در عمق z (در لحظه t) را با U_z نشان می دهند:

$$U_z = 1 - \frac{\Delta u_z}{\Delta u_0} = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{m} \sin\left(\frac{Mz}{H_{dr}}\right) \exp(-M^2 T_v)$$

(Δu_0: با کمک اضافه فشار آب در لحظه شروع)

U_z در ابتدای تحکیم در تمام نقاط لایه برابر صفر است اما با گذشت زمان و کاهش اضافه فشار آب حفره ای، از این یافته در انتهای تحکیم، یعنی اضافه فشار آب حفره ای در تمام نقاط لایه، درجه تحکیم در یک

$$\left.\begin{aligned} \Delta u_z &= \Delta\sigma_z - \Delta\sigma'_z \\ \Delta u_0 &= \Delta\sigma'_\infty = \Delta\sigma \end{aligned}\right\} \Rightarrow U_z = \frac{\Delta\sigma'_z}{\Delta\sigma'_\infty}$$

می شود (100٪)

$$U = \frac{\Delta\sigma'}{\Delta\sigma'_\infty} = 1 - \frac{\Delta}{\Delta}$$

نسبت تحکیم — نسبت تحکیم خاک

$$U = \frac{\Delta H}{\Delta H_\infty} = \frac{e_0 - e}{e_0 - e_f}$$

نسبت تحکیم در ابتدای تحکیم — نسبت تحکیم در انتهای تحکیم

درجه تحکیم متوسط لایه:

$$U = \frac{U_1 H_1 + U_2 H_2}{H_1 + H_2}$$

اگر لایه ها سه تا باشند

PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

عامل زمان در محاسبه نشست تحکیم:

$$T_v = \frac{\pi}{4} U^2 \quad , \quad U < 0,6$$

$$T_v = -0,933 \log(1-U) - 0,085 \quad , \quad U \geq 0,6$$

$$T_v = \frac{C_v t}{H_{dr}^2}$$

دو حالت مهم ← $T_v(U=50\%) = \boxed{0,197}$, $T_v(U=90\%) = \boxed{0,848}$

نکته مهم: اگر بخواهیم از زمان رسیدن تحکیم در دو لایه از یک نوع خاک را با هم مقایسه کنیم در آن صورت دو حالت قابل بررسی است:

1) دو لایه درجه تحکیم یکسانی داشته باشند:

$$\frac{t_2}{t_1} = \left(\frac{H_{dr_2}}{H_{dr_1}}\right)^2$$

2) دو لایه درجه تحکیم متفاوتی داشته باشند و $U < 0,6$ باشد:

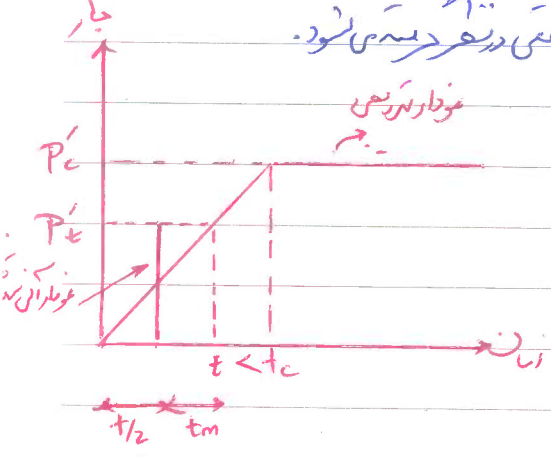
$$\frac{t_2}{t_1} = \left[\frac{U_2}{U_1}\right]^2 \left[\frac{H_{dr_2}}{H_{dr_1}}\right]^2$$

اثر مدت زمان ساخت در محاسبه نشست تحکیم:

برای لحاظ کردن مدت زمان ساخت، یک زمان اصلاح شده به جای زمان واقعی در نظر گرفته می‌شود.

تعیین زمان اصلاح شده (t_m):

این محاسبه نشست تحکیم در حین اعمال بار (حین ساخت $t \leq t_c$)



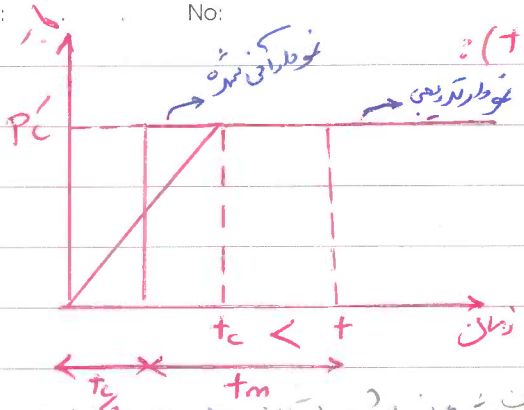
$$t_m = t - t/2 \Rightarrow \boxed{t_m = t/2}$$

PONIX NOTE BOOK
PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

Subject:

Date: No:

ب) محاسبه نشست تحکیم بعد از اعمال بار (بعد از زمان t_c ($t > t_c$)):



$$t_m = t - \frac{t_c}{2}$$ ← با استفاده از نمودار (انتهای تحکیم)

* میدان زمان همیشه صفر است یعنی اگر گودبرداری اول داشتیم بلافاصله شروع می‌شود که تا زمانی که بار ما مقدار گودبرداری را خنثی نکند میدان شروع نمی‌شود (ترین ۲۶ بهری عمران)

P'_c: بار خالص ساخت است که در مدت زمان t_c (که به این زمان ساخت بار ما اعمال بار می‌گوییم) به خاک اعمال می‌گردد و برابر با کل منهای وزن خاک گودبرداری شده، است.

تذکر: در حالتی که $t > t_c$ است، چون بارگذاری شده تا لحظه t برابر کل بار خالص ساخت (P'_c) نیست، بنابراین بعد از محاسبه نشست باستی مقدار آن را در ضریب اصلاح بار ضرب کرده و کاهش دهیم:

$$\text{ضریب اصلاح بار} = \frac{P_t}{P'_c}$$ ← با فرض خطی بودن نمودار اعمال بار زمان

$$\text{ضریب اصلاح بار} = \frac{t}{t_c}$$

زهکشی ماسه‌ای:

برای اینکه سازه در دوران بهره‌برداری دچار نشست‌های ناشی از پدیده تحکیم نشود، معمولاً خاک را قبل از احداث سازه، توسط عملیات خاکریزی پیش بارگذاری می‌کنند. به علت طولانی بودن عملیات تحکیم، زهکشی‌های را به صورت ساختگی (مصنوعی) در داخل خاک ایجاد می‌کنند تا سرعت زهکشی آب بیشتر شود. این زهکش‌ها می‌توانند به صورت افقی یا قائم در خاک تعبیه شوند. جنس این زهکش‌ها معمولاً از مصالح دانه‌ای (مثل ماسه) یا از نوارهای مخصوص و نفوذپذیری مناسب است.

* در زهکش‌های قائم آب به صورت افقی و در زهکش‌های افقی آب به صورت قائم به زهکش وارد شده و از آن خارج می‌شود. چون در خاک‌ها ضریب نفوذپذیری در جهت افقی معمولاً از ضریب نفوذپذیری در جهت قائم بیشتر است، بنابراین آب از طریق زهکش‌های قائم زودتر زهکشی می‌شود. از این رو در اغلب موارد از زهکش‌های افقی و قائم با هم جهت یکسان استفاده نمی‌شود. تأثیر زهکش‌های قائم در تسریع عمل تحکیم بیشتر است.

* اگر فاصله چاه‌های زهکش قائم از یکدیگر برای مقاومت لایه‌ی رس بیشتر شود، زهکش قائم، سرعت تحکیم را افزایش می‌دهد

PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

Subject:

Date: No:

* با توجه به سرعت نشتابی آب برای رسیدن به این حلقه ها، تخلیه افقی را تخلیه نشتابی نیز می نامند.

$$(1-U_{کل}) = (1-U_x)(1-U_z)$$

درصد تخلیه کل لایه

درصد تخلیه در امتداد قائم

درصد تخلیه نشتابی

اگر تخلیه در سه راستا باشد:

$$U_{کل} = 1-(1-U_x)(1-U_y)(1-U_z)$$

نشست آنی:

نشست آنی بلافاصله بعد از بارگذاری شروع شده و حداکثر تا ۱۵ روز بعد ادامه دارد. در بحث نشست آنی فرض می شود که رفتار خاک الاستیک است و داریم:

نشست آنی

$$S_e = q \cdot B \cdot \left(\frac{1-\mu^2}{E_s}\right) \cdot I_p$$

B = حداقل بعدی (عرض پی)

μ = ضریب پواسون خاک

q = شدت بار پی بر خاک است که برابر نیروی وارد بر پی تقسیم بر سطح آن است

E_s = مدول ارتجاعی خاک

I_p = ضریب تأثیری که به شکل پی و صلبیت آن بستگی دارد. (I_p از جدول مخصوصی بدست می آید)

** اگر عمق لایه نا محدود نباشد (مثلاً ضخامت لایه خاک تا رسیدن به بستر سنگی محدود شده باشد) و یا اینکه عمق استفاده می کنیم که به ترتیب ضریب بستر و ضریب عمق I_r و I_D واقع شده اند، در این صورت ضرایب اصلاح نامیده می شوند ضرایب اصلاح کمتر از یک هستند و نشان دهنده کاهش نشست آنی می باشند.

$$S_e = q \cdot B \cdot \left(\frac{1-\mu^2}{E_s}\right) \cdot I_p \cdot I_r \cdot I_D$$

PONIX NOTE BOOK

PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

Subject:

Date: . . No:

توزیع فشار زیری و نحوه نشست آن:

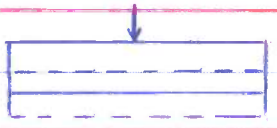
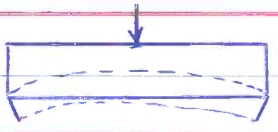
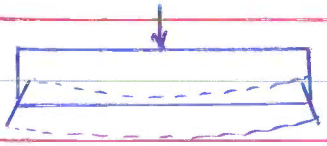
توزیع فشار زیری به دو عامل بستگی دارد:

1) انعطاف پذیری یا صلب بودن پی

2) دانه ای یا چسبنده بودن خاک زیری

الف) نشست پی:

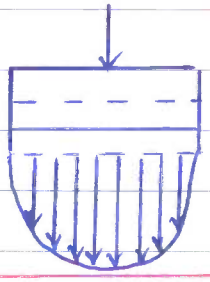
نشست در زیری صلب به صورت یکنواخت و در زیری منعطف، به صورت غیر یکنواخت می باشد و علت آن مربوط به انعطاف پذیری پی است.

پی صلب بر روی خاک دانه ای و چسبنده	پی منعطف بر روی خاک دانه ای	پی منعطف بر روی خاک چسبنده
		

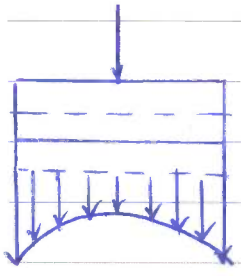
ب: مسأله زیری:

توزیع فشار زیری های منعطف یکنواخت بوده و زیری های صلب غیر یکنواخت است. در این حالت (پی های صلب) برای خاک چسبنده فشار در گوشه ها حداکثر و در مرکز پی حداقل است، در حالی که برای خاک دانه ای عکس این مطلب برقرار است، یعنی فشار در مرکز پی حداکثر و در گوشه ها حداقل می باشد.

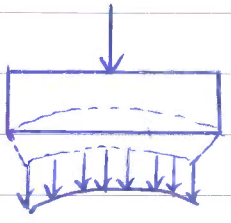
(1) پی صلب بر روی خاک دانه ای



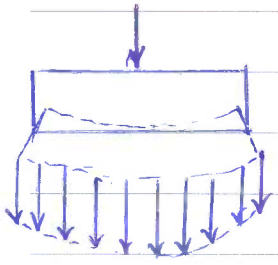
(2) پی صلب بر روی خاک چسبنده



(3) پی منعطف بر روی خاک دانه ای



(4) پی منعطف بر روی خاک چسبنده



PONIX NOTE BOOK

PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

Subject:
Date: . . No:

فصل ششم: مقاومت برشی خاک‌ها

دایره مور در خاک:

قرارداد ← τ ساعتگرد ← (+)
τ پادساعتگرد ← (−)
θ ← زاویه θ نسبت به وجه a

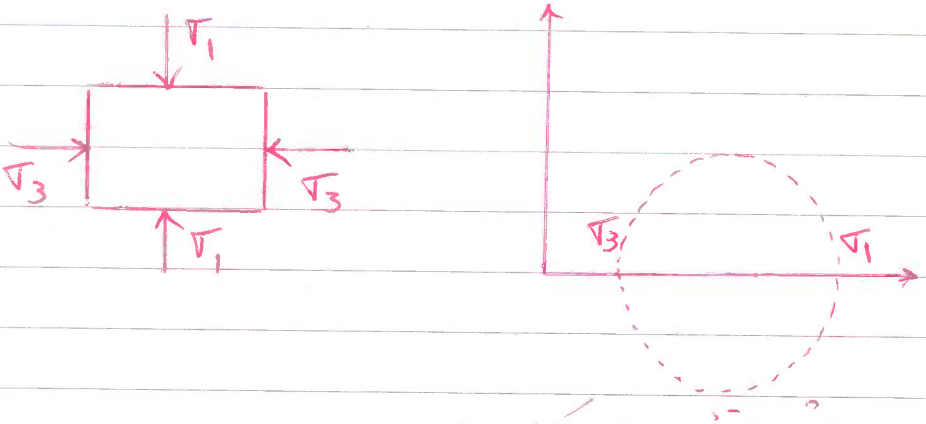
$$\sigma_\theta = \frac{\sigma_a+\sigma_b}{2} + \frac{\sigma_a-\sigma_b}{2}\cos 2\theta - \tau \sin 2\theta$$

در مقاومت مصالح + بود ≡

$$\tau_\theta = \frac{\sigma_a-\sigma_b}{2}\sin 2\theta + \tau \cos 2\theta$$

حواس جمع جهت چرخش روی دایره مور دو برابر مکانی است. اگر مکان با اندازه α ← در دایره به اندازه 2α هم جهت

* در خاک در اثر تنش برشی صفر است. تنش‌های اصلی همان تنش‌های روی وجوه خارجی است.



تئوری اصطکاکی مقاومت برشی (تئوری مور-کولمب):

بر مبنای تئوری اصطکاک بین سطوح مقاومت خاک را در برابر برش می‌سنجیم.

$$\text{مقاومت برشی خاک } \tau = \sigma \times \tan\varphi + c$$

σ: تنش نرمال وارد بر سطح
φ: زاویه اصطکاک داخلی
c: چسبندگی خاک

PONIX NOTE BOOK
PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

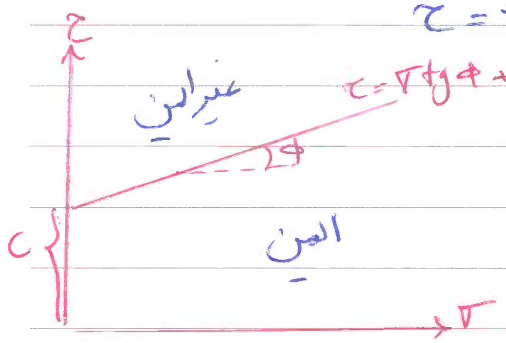
Subject:

Date: . . ؟ No:

نکته مهم: خاک‌های دانه‌ای ← ϕ تعیین کننده در مقاومت برشی

خاک‌های رسی ← c تعیین کننده در مقاومت برشی

نکته: خاک‌های دانه‌ای ← $c = 0$ ← $\tau = \sigma \tan\phi + 0$

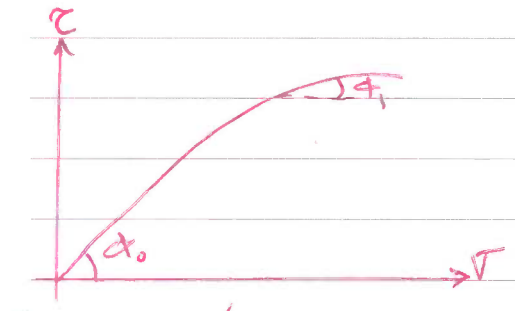


خط گسیختگی موهر-کولمب (پوش گسیختگی):

پوش گسیختگی خاک درشت دانه:

گذشته و ... ، ذرات خرد شده تر گوشه‌ای دارند که از این رو

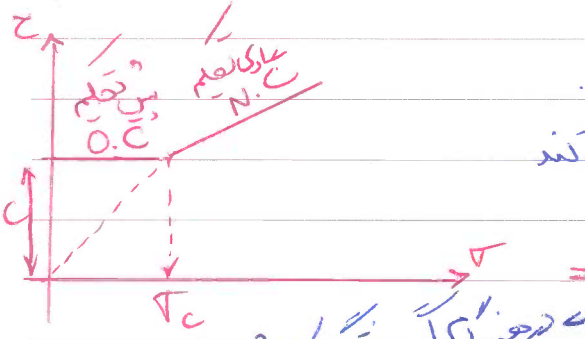
← زاویه اصطکاک کاهش می‌یابد.



پوش گسیختگی در خاک‌های عاری تحکیم و پیش تحکیم:

پیش تحکیمی باعث بهبود چسبندگی در خاک‌های چسبنده می‌شود.

عاری تحکیمی ← چسبندگی ندارد ← از مبدا عبور می‌کند



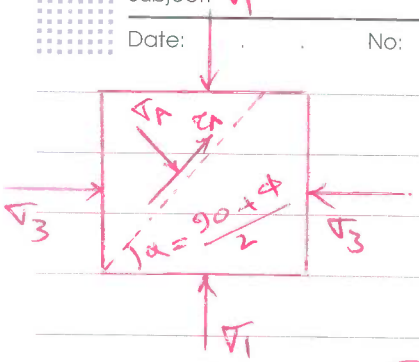
خاک رس عاری تحکیم یافته $\Rightarrow c = 0$

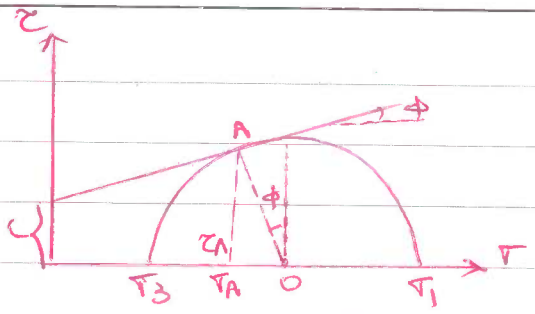
در هنگام گسیختگی با کاهش حجم همراه است

* اگر نقطه‌ای از دایره به خط گسیختگی برسد، آن نقطه گسیختگی رسیده است

در هنگام تحکیم: $\tau_h = \sigma_v K_0 + c$

PUNIX NOTE BOOK
PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor





تنش‌های اصلی در حین گسیختگی:

$$\sigma_1 = \sigma_3 \times tg^2(45+\phi/2) + 2c\, tg(45+\phi/2)$$

$$\sigma_3 = \sigma_1 \times tg^2(45-\phi/2) - 2c\, tg(45-\phi/2)$$

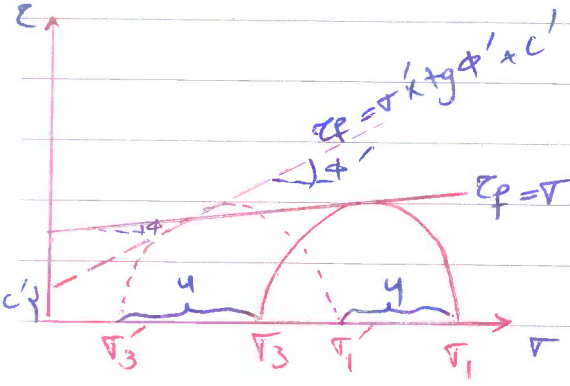
$$(\sigma_1 - \sigma_3) = 2c \times \cos\phi + (\sigma_1 + \sigma_3) \times \sin\phi$$

* همواره گسیختگی در سطحی رخ می‌دهد که تنش σ و τ بر روی آن بحرانی گردد و به خط گسیختگی برسد.
* در تعیین زاویه سطح گسیختگی، راستای قائم جا افقی ملاک عمل نیست، بلکه این زاویه همواره نسبت به صفحه σ_1 (صفحه تنش اصلی حداکثر) سنجیده می‌شود.

$$tg^2(45+\phi/2) = \frac{1+\sin\phi}{1-\sin\phi} \quad , \quad tg(45+\phi/2) = \left(\frac{c\phi'}{1-\sin\phi}\right)$$

مقاومت برشی یا استفاده از سیم موئر:

در اصل تنش موئر در مقاومت برشی تأثیر دارد و در واقع آب برش را تحمل می‌کند.
تمام فرمول‌ها مثل قبل است فقط به جای ϕ از ϕ' و به جای σ از σ' استفاده می‌شود. ($c' \leftarrow c$).



دو نمودار به اندازه u با هم فاصله دارند.

$$\begin{cases} \sigma_3' = \sigma_3 - u \\ \sigma_1' = \sigma_1 - u \end{cases}$$

PUNIX NOTE BOOK
PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

Subject:

Date: No:

$$\begin{cases} \sigma_1' = \sigma_3' \times tg^2(45 + \frac{\phi'}{2}) + 2c' tg(45 + \frac{\phi'}{2}) \\ \sigma_1' - \sigma_3' = 2c' \cdot \cos\phi' + (\sigma_1' + \sigma_3') \sin\phi' \end{cases}$$

تذکر:

در خاک دانه ای ← فشار اعمالی ← کوتاه مدت ← تبدیل به تنش موثر
بلندمدت

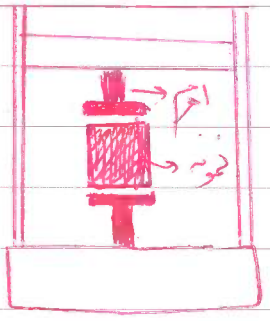
در خاک رسی ← فشار اعمالی ← کوتاه مدت ← به صورت تبدیل می شود
بلندمدت ← به تنش موثر تبدیل می شود

شرایط زهکشی شده و زهکشی نشده:

1) زهکشی نشده: امکان تغییر حجم نیست ← نمونه متراکم نمی شود ← هیچ تنش ایجاد نمی شود
($u = \sigma$ و $\sigma' = 0$)

2) زهکشی شده: در اثر اعمال تنش کل (σ)، نمونه کم کم متراکم می شود ← آب های اضافه خارج می شود.
پس فشار آب حفره ای به صفر می رسد ← تمام تنش به تنش موثر تبدیل می گردد.

چگونه پارامترهای (c' و ϕ') را تعیین کنیم؟



① آزمایش تک محوری:
نمونه استوانه ای است.
q_u ← مقاومت تک محوری
چون این آزمایش محدود شده است
↳ q_u = مقاومت فشاری محدود شده

نیروی اهرم با ابزار ← $F = C_u \times A$ ← سطح مقطع نمونه

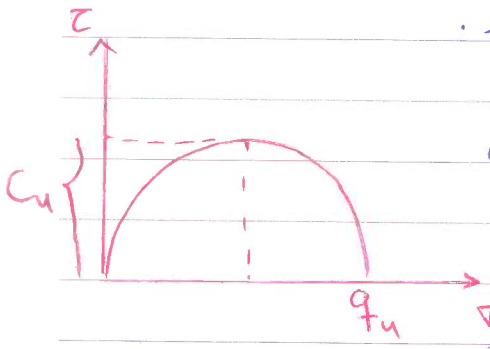
PUNIX NOTE BOOK
PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

Subject:

Date: . . No:

این آزمایش سریع انجام می‌شود ← سن زهکشی نشده است.

در آزمایش یک محوری نقطه خاک‌های عمیق‌تر آزمایش می‌شود.



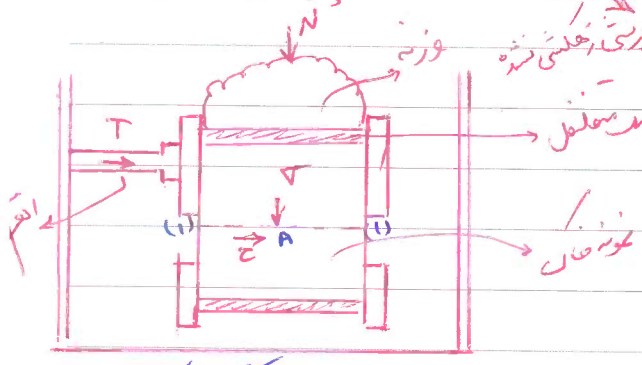
در آزمایش یک محوری $\begin{cases} \sigma_3 = 0 \\ \sigma_1 = q_u \end{cases}$

سی‌دی این آزمایش می‌توانند C و ϕ خاک را تعیین کنند

در آزمایش یک محوری ← $C_u = R = \frac{q_u}{2}$

← عمدتاً زهکشی نشده

اینش مقاومت برشی زهکشی نشده



(2) آزمایش برش مستقیم (جعبه برش)

برای هر نوع خاک دانه‌ای و چسبنده قابل کاربرد است.

وزنه‌ای N روی خاک قرار می‌گیرد. $\sigma = \frac{N}{A}$

سپس نیروی برشی $\frac{T}{A} = \tau$ وارد می‌شود.

سطح 1-1 نشان‌دهنده‌ی تئوری اصطکاکی است. نقطه $A\left|\frac{\sigma}{\tau_f}\right.$ بر روی پوش گسیختگی قرار دارد.

برای رسم پوش گسیختگی سه نقطه روی خط گسیختگی در نظر می‌گیریم و آن‌ها را روی محورها رازش می‌دهیم.

$$\frac{T}{A} = \frac{P}{A}\tan\phi + C$$

← در رسوبات انعطاف‌پذیری داریم

θ است ϕ آن

نکته: این آزمایش به سه شیوه قابل انجام است.

(1) تند (UU): N و T به سرعت اعمال می‌کنند ← اصلاً زهکشی نیست

(2) نیمه‌سریع (CU): N به کندی اعمال می‌شود و T به سرعت اعمال می‌شود.

(3) کند (CD): N و T هر دو به کندی اعمال می‌شوند ← زهکشی وجود دارد.

* در خاک‌های با نفوذپذیری کم ← تند یا نیمه‌سریع انجام می‌شود

در آزمایش برش مستقیم همواره زاویه‌ی صفحه گسیختگی معین است.

PUNIX NOTE BOOK

PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

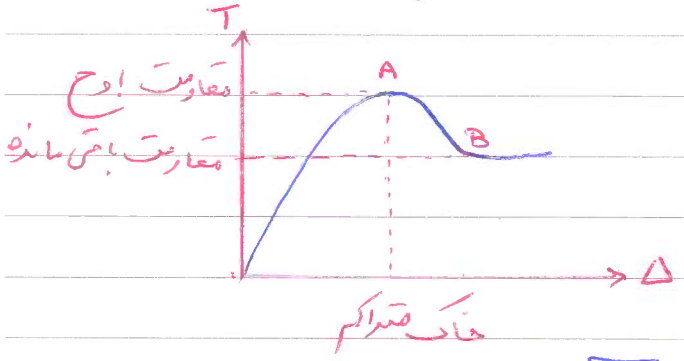
Subject:

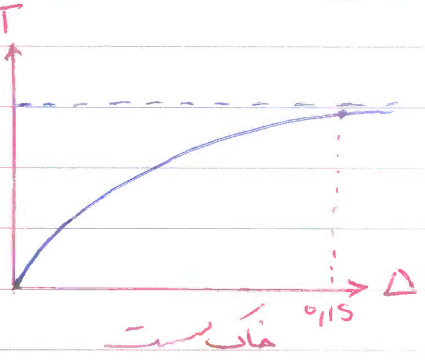
Date: . . No:

* دو نوع رفتار از آزمایش برش دیدیم:

رفتار (1) در خاک های متراکم: نیروی برشی اول افزایش سپس کاهش

رفتار (2) در خاک های سست: نیروی برشی همواره افزایش

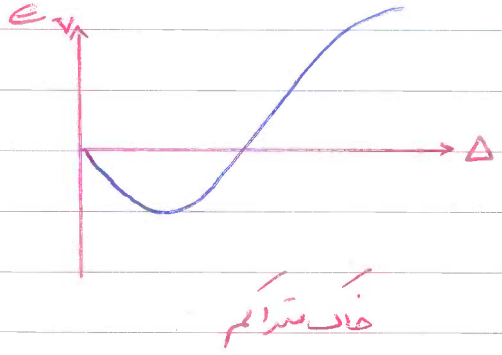


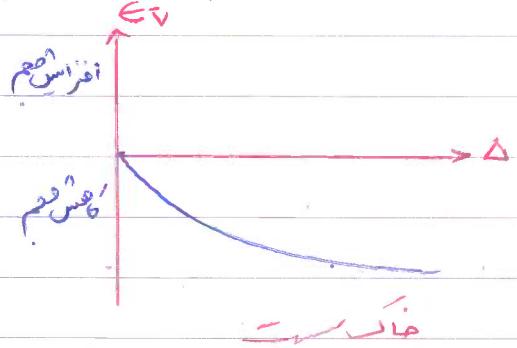


در رفتار (1) خاک به حداکثر مقاومت خود می رسد و در آخر مقاومت باقی مانده دارد.

در رفتار (2) آزمایش را حاضر متوقف می کنند که تغییر شکل افقی خاک مثلاً 0.15 طول نمونه رسیده باشد.

تکته: با حفظ کلیج فرم می توان نمودار تقریبی تغییر حجم نمونه را رسم کرد:

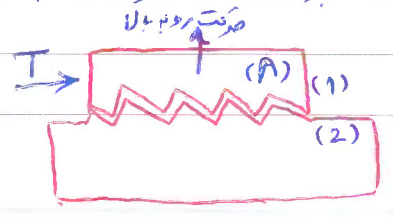




خاک های سست همواره کاهش حجم دارند. (رفتار انقباضی)

سوال چرا افزایش حجم در خاک های متراکم داریم؟!

زیرا برای گسیختگی و حرکت سطح متراکم و قفل و بست شده ی (1) بر روی (2) چاره ای به جز حرکت رو به بالای A و افزایش حجم نیست.



PHNIX NOTE BOOK
PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

Subject:
Date: No:

بعد از افزایش حجم در خاک متراکم در نهایت حجم ثابت می‌شود. (۴۴)
در خاک‌های سست هم در آخر حجم ثابت می‌شود (۴۴)

معایب آزمایش برش مستقیم:

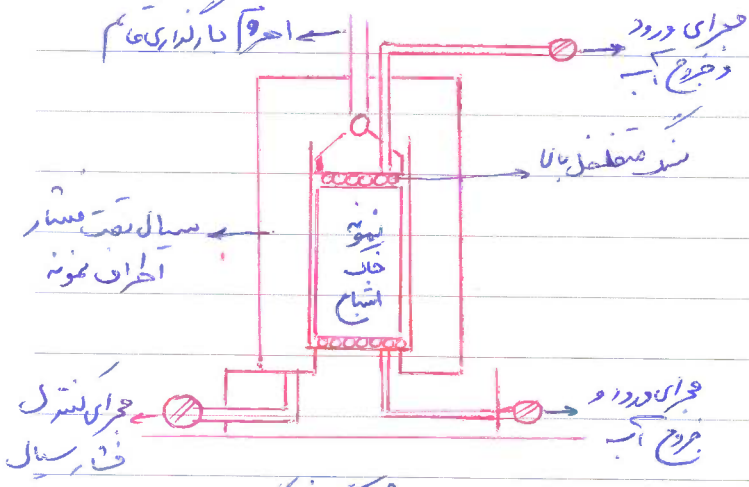
۱) سطح گسیختگی به صورت اجباری همان سطح بین دو نیمه جعبه برش است، در حالی که ممکن است این سطح ضعیف‌ترین سطح خاک نباشد.

۲) توزیع تنش برشی در سطح گسیختگی یکنواخت نیست. تنش‌های برشی در نزدیکی لبه‌ها بیشتر و در وسط خاک کمتر است.

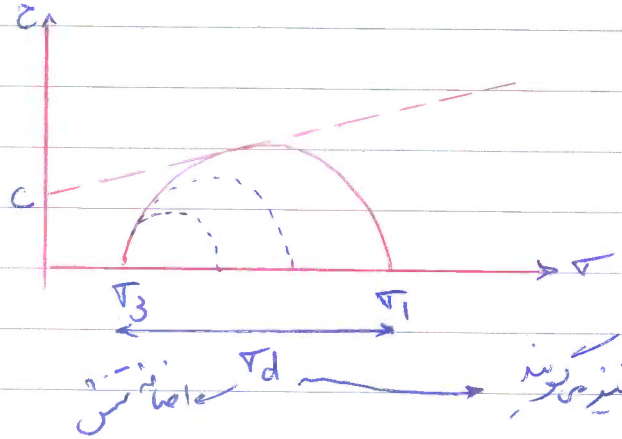
③ آزمایش سه محوری:

در این آزمایش اطراف نمونه با آب پر می‌شود تا فشار همه جانبه به نمونه وارد کند. به دلیل وجود غشای لاستیکی، آب خارج با نمونه خاک تماس نخواهد داشت.

نمونه خاک استوانه‌ای است.



در این آزمایش دایره مور در ابتدا یک نقطه است و با افزایش فشار دایره مور به سمت چپ بزرگتر می‌شود تا در نهایت به پوش گسیختگی مماس شود.



تنش انحرافی نیز می‌گویند

PUNIX NOTE BOOK
PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

Subject:

Date: . . No:

نکته واقعا مهم: چون آزمایش سه محوری ضعیف‌ترین ضعف را در نظر می‌گیرد ← ست به آزمایش‌های قبلی مقاومت کمتری را گزارش می‌کند.

(1) اگر نمونه‌ها زهکشی باز باشد: آب اضافه خارج می‌شود و تنش‌های اعمالی به تنش موثر تبدیل می‌شوند.

(2) اگر نمونه‌ها زهکشی بسته باشد: آب خارج نمی‌شود و فشار وارده به فشار آب حفره‌ای تبدیل می‌شود.

انواع آزمایش سه محوری:

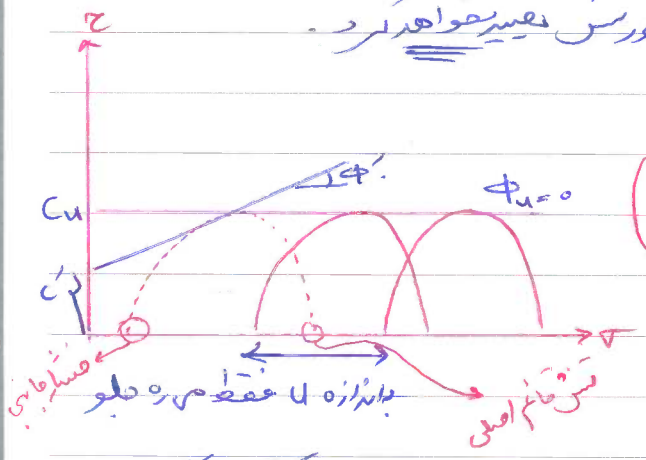
(1) تحکیم نیافته، زهکشی نشده (UU):

یک آزمایش سریع است. چون زهکشی نداریم دایره موهر تنش تغییر خواهد کرد. (تنش موثر ثابت است)

مماس مشترک یک خط افقی است

$$\tau_u = 2C_{uu}\, tg\left(45 + \frac{\phi_{uu}}{2}\right)$$

* این آزمایش می‌تواند C و ϕ خاک را از اینکه فقط C_u یا حساسیت زهکشی نشده خاک را می‌دهد. C_u در مکانیک مقاومت برشی کوتاه مدت خاک‌های رسی به کار می‌رود.



* اگر آزمایش UU در نمونه غیر اشباع یا رس ترک دار انجام شود، پوش گسیختگی ابتدا کمی صعودی خواهد بود و سپس افقی می‌شود. با افزایش فشار سلول، درجه اشباع نمونه افزایش و ϕ خاک می‌یابد.

(2) تحکیم یافته، زهکشی نشده (CU):

چون در مرحله اول خاک تحت فشار همه جانبه تحکیم می‌یابد، تمام تنش همه جانبه به تنش موثر تبدیل می‌شود

در مرحله دوم اگر فشار همه جانبه بیشتر نشد، مقاومت برشی در نمونه تدریجا افزایش می‌یابد و دایره موهر آن بزرگتر می‌شود، با رسم مماس مشترک دو دایره موهر C و ϕ بدست می‌آیند.

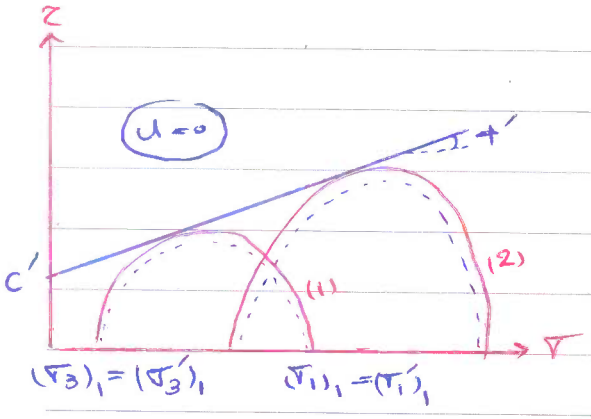
این آزمایش نیمه سریع است.

PONIX NOTE BOOK
PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

Subject:

Date: . . No:

(3) تحکیم یافته، زهکشی شده (CD):



این آزمایش کند است.

در این آزمایش فشار آب حفره‌ای اضافه همواره صفر است

پس تنش کل با تنش مؤثر برابر است ($\sigma = \sigma'$)

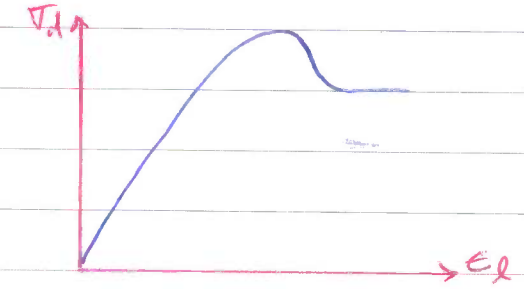
یعنی در CD همواره با ϕ' فرمول‌ها را کار می‌کنیم

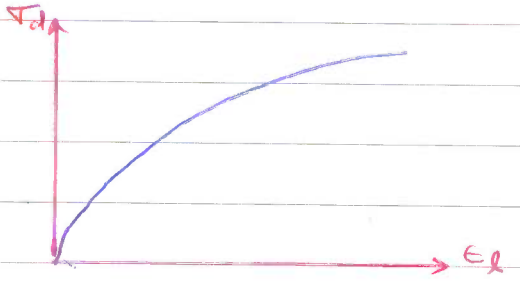
و داریم $\phi' > \phi$ ← همواره

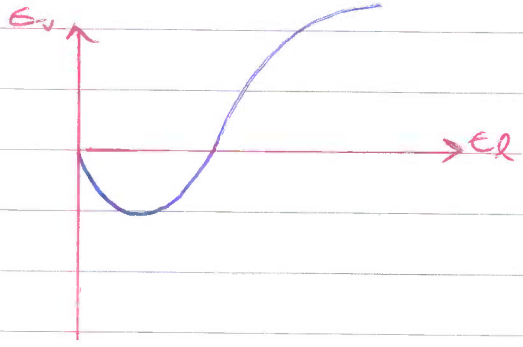
رفتار خاک در آزمایش سه محوری:

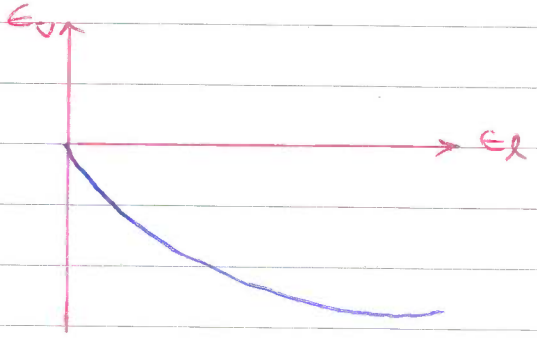
رفتار (1): خاک‌های رسی متراکم یا پیش تحکیم یافته (OCR>1)

رفتار (2): خاک‌های دانه‌ای سست یا رس‌های عادی تحکیم یافته (OCR=1)









خاک متراکم (یا OCR>1)

خاک سست یا (OCR=1)

PONIX NOTE BOOK

PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

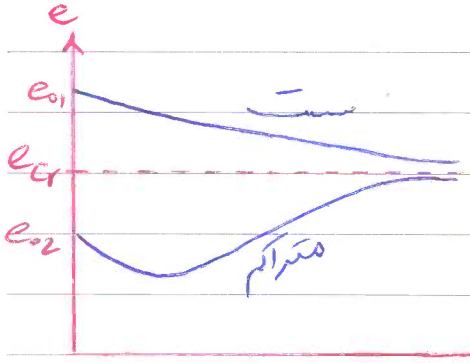
Subject:

Date: . . No:

نکته: در آزمایش:
- (UU): هیچ تغییر حجمی اتفاق نمی‌افتد
- (CU): در مرحله اول تغییر حجم ولی در مرحله دوم تغییر حجم نداریم
- (CD): در هر دو مرحله تغییر حجم داریم

اگر σ_3 کم باشد حجم ثابت است

* معمولاً نمودار تغییر حجم برای آزمایش CD انجام می‌شود.

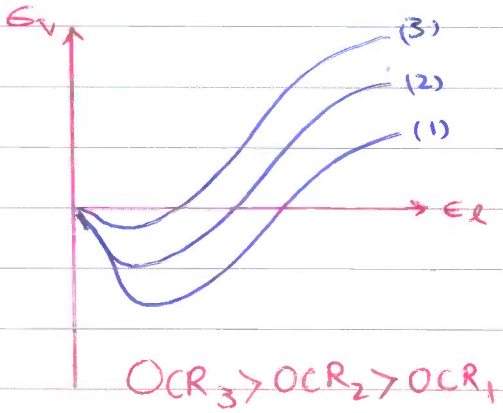


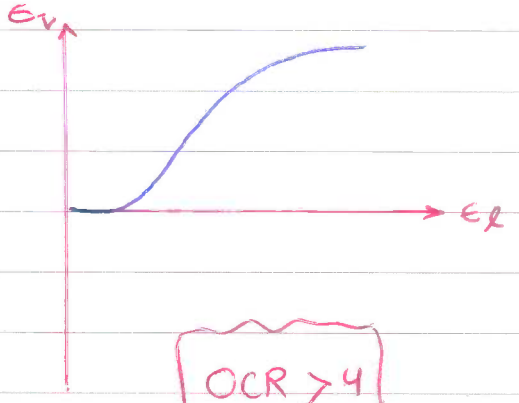
نمودار تغییر حجم برحسب e:
در یک خاک اشباع با بزرگ شدن حجم حفرات کاهش یافته و e کم می‌شود ($e=\frac{V_v}{V_s}$)

* در خاک‌های سست همواره e در حال کاهش است یعنی همواره کاهش حجم رخ می‌دهد.

در حالت متراکم و سست در آخر به e_{cf} یا نشانه خلأ همگرایی می‌رسند.

نکته مهم: هرچه خاک متراکم‌تر ← نخش کاهش حجم کوچک‌تر و بخش افزایش حجم بزرگ‌تر خواهد بود.





← کلاً از OCR>4 به بعد افزایش حجم غالب خواهد بود.

نکته: فشار پیش‌تنیدگی با مقاومت برشی زهکشی نشده خاک رس (پارامتر تحکیم یافته) ارتباط مستقیم دارد.

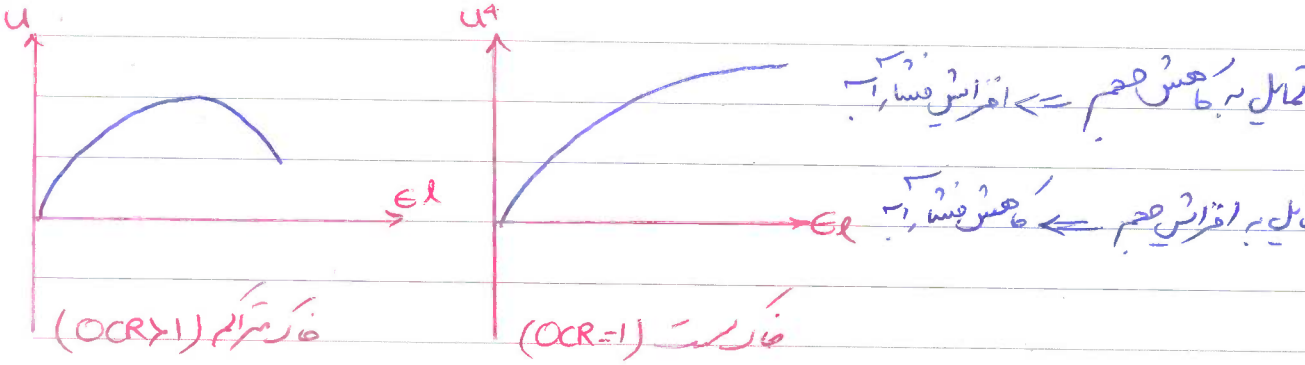
PUNIX NOTE BOOK
PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

Subject: Mostafa Rahimi
Date: . . No:

نمودار تغییر فشار آب حفره‌ای ($u - \epsilon_l$)

باید حتماً شرایط زهکشی نشده برقرار باشد تا اضافه فشار آب حفره‌ای داشته باشیم.

پس می‌توان نتیجه گرفت در آزمایشات UU (مرحله اول و دوم) و CU (مرحله دوم) امکان ایجاد اضافه فشار آب حفره‌ای وجود دارد.



تمایل به کاهش حجم ⇐ افزایش فشار آب

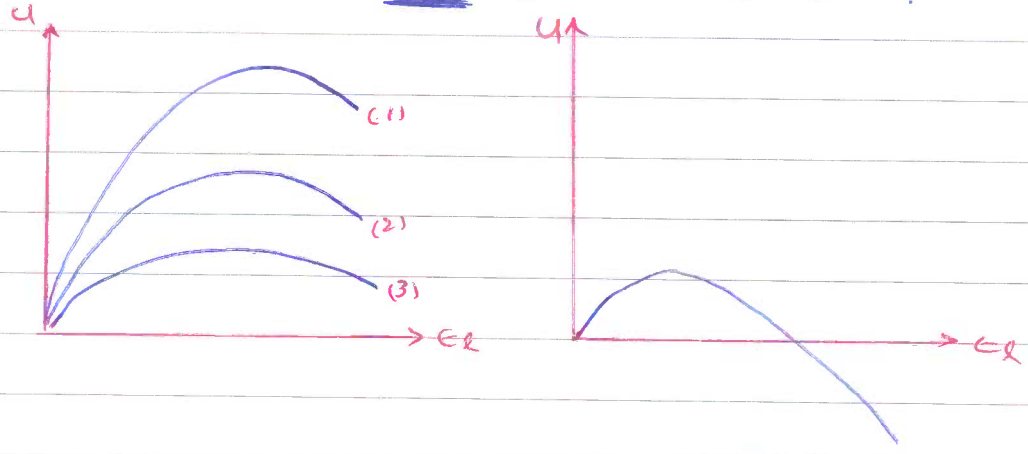
تمایل به افزایش حجم ⇐ کاهش فشار آب

خاک متراکم (OCR>1)

خاک سست (OCR=1)

نکته: در خاک‌های سست فشار آب حفره‌ای همواره در حال افزایش است.

در خاک‌های متراکم max نمی‌داریم و از نقطه max شروع به کاهش می‌کند تا جایی که فشار آب حفره‌ای در یک حدی کم‌کم منفی شود. (OCR>4)



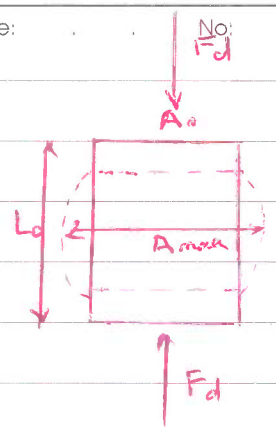
$OCR_3 > OCR_2 > OCR_1$

OCR > 4

PARNIX NOTE BOOK
PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

Subject:

Date: . . No:



اصلاح مساحت در آزمایش سه محوری:

در برخی خاک‌ها نمونه به شکل ممرودای می‌شود.

تنش افقی σ_3

$$\sigma_{ave} = \frac{F_d}{A_{ave}} \rightarrow A_{ave} = A_0 \times \frac{1 - \frac{\Delta V}{V_0}}{1 - \frac{\Delta L}{L_0}}$$

مقدار تغییر حجم نمونه

فقط در CD و CU دارد

$$\text{یا} \quad A_{ave} = A_0 \times \frac{1 - \epsilon_v}{1 - \epsilon_l}$$

در شرایط زهکشی نشده $\Rightarrow \Delta V = 0 \Rightarrow A_{ave} = \frac{A_0}{1 - \epsilon_l} \Rightarrow A_1 = A_0 \times \frac{L_0}{L_1}$

مثلاً تو مسئله‌ای هست که حجم آب خارج شده را نمونه داده است باید سطح وارد از این فرمول استفاده کنی

کاربرد عملی پارامترهای مقاومت برشی خاک:

CD: 1) پایداری درازمدت شیروانی‌های خاکی 2) سدهای خاکی در حالت تراوش پایدار
3) خاکریزی کند روی خاک نرم اشباع 4) بارگذاری کند یا تند بر روی خاک ماسه‌ای اشباع

CU: 1) بررسی افت سریع سطح آب در سدهای خاکی مدت کمی از ساخت
2) ساخت سازه با صعود سریع روی شیب‌ها
3) بارگذاری زلزله 4) اگر تنش موثر حاکم باشد می‌توان با پارامترهای موثر مقاومت برشی را بدست آورد

UU: 1) پایداری کوتاه‌مدت شیروانی‌های خاکی 2) سدهای خاکی پس از ساخت

نکته: در خاک‌های کاملاً خشک (ماسه‌ی خشک) از اول همه بار توسط دانه‌ها یا جامد خاک تحمل می‌شود و نیازی از پارامترهای موثر مقاومت برشی (ϕ' و c') استفاده نشود.

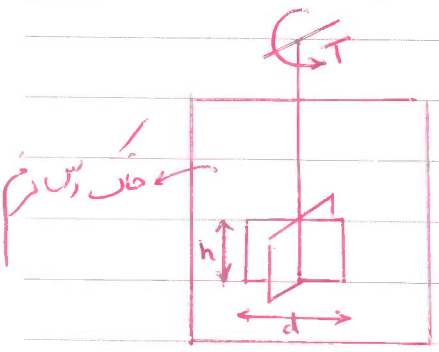
در خاک‌های ماسه‌ای سنگ‌ریزه‌ای تا حدی بالا می‌رود که می‌تواند با تنش کل هم برابر شود. در این حالت تنش موثر صفر شده و به علت جوش خوردن ماسه خاک رفتار روانگرایی می‌شود.

PUNIX NOTE BOOK
PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

Subject:

Date: . . No:

④ آزمایش برش پره (Vane Shear Test):



این آزمایش در محل و بر روی رس نرم صورت می‌گیرد.

در این آزمایش، خاک بر روی سطح جانبی استوانه و سطوح قاعده بالا و پایین گسیخته می‌شود.

$$T = \pi \cdot C_u \times \left(\frac{d^2 h}{2} + \frac{d^3}{6} \right)$$

← چسبندگی زهکشی نشده خاک رسی

آزمایش به صورت سریع انجام می‌گیرد و فرصت زهکشی ندارد.

حساسیت رس‌ها:

بر اثر برش‌ها در اثر دست خوردگی ساختار آن تغییر کرده و مقاومت خود را به شدت از دست می‌دهند.

برای تعیین حساسیت رس ← آزمایش پره

$$\text{حساسیت رس} = \frac{\text{مقاومت دست نخورده رس}}{\text{مقاومت دست خورده رس}}$$

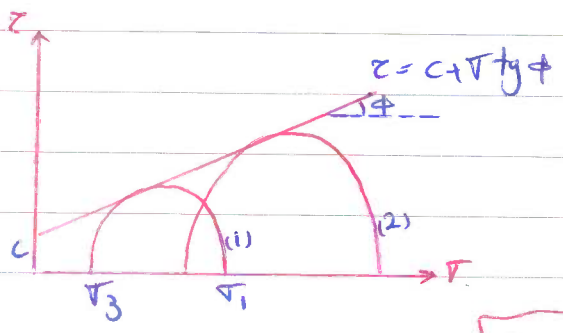
→ بین ۱ تا ۹

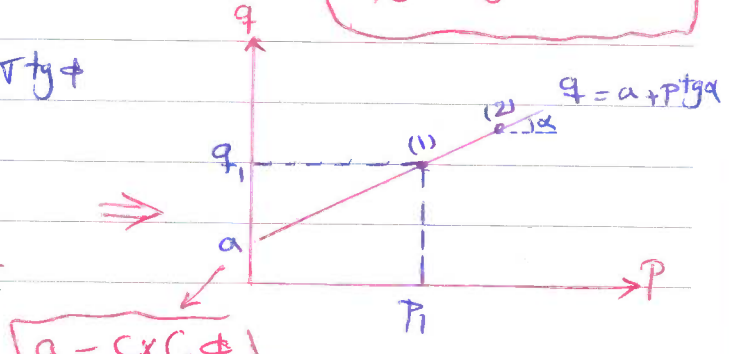
→ رس‌های حساس ← ۱۰۰

برای برش گسیختگی در فضای τ و σ:

$$p = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \qquad q = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \frac{\sigma_d}{2}$$

شیب خط: $\tan\alpha = \sin\phi$





$$a = c \times C_\phi$$

PONIX NOTE BOOK

PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

No:

$$\sigma_1 = \sigma_3 \tan^2\left(45+\frac{\phi}{2}\right) + 2c\tan\left(45+\frac{\phi}{2}\right) \Rightarrow \boxed{q = c\cos\phi + p\sin\phi}$$

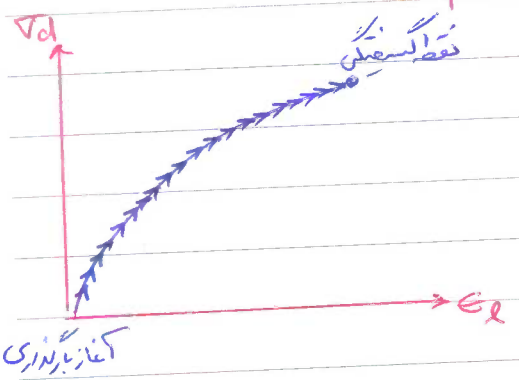
در فضای p و q، به ازای هر دایره سوه یک نقطه تنش گسیختگی وجود دارد.

$$\sin\phi = \tan\alpha \Rightarrow \boxed{\phi = \text{Arc}\sin(\tan\alpha)}$$

$$a = c\cdot\cos\phi \Rightarrow \boxed{c = \frac{a}{\cos\phi}}$$

در تنش موثر $\Rightarrow p' = \frac{\sigma_1' + \sigma_3'}{2}$ ، $q' = \frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{2}$

$$\Rightarrow \begin{cases} p' = p - u \\ q' = q \end{cases} \Leftarrow \text{در آب}$$



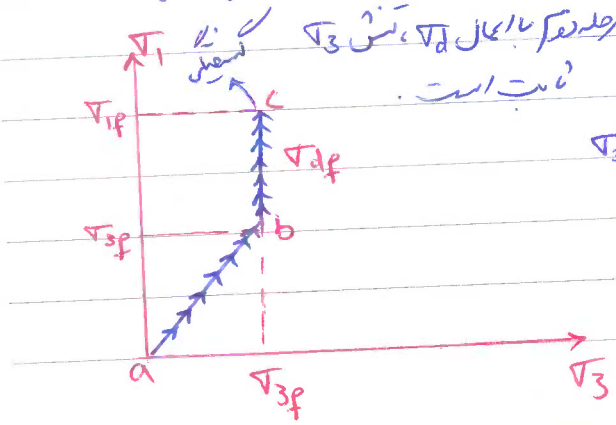
مسیر تنش:

مسیر تغییرات تنش از لحظه آغاز بارگذاری تا لحظه گسیختگی یک نمونه خاک را مسیر تنش گویند.

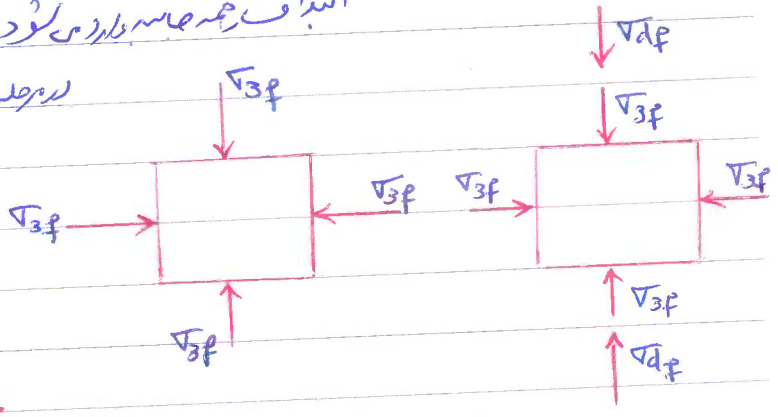
معمولاً مسیر تنش برای آزمایش سه محوری بررسی می‌شود.

مسیر تنش آزمایش سه محوری در فضای (σ_3, σ_1):

ابتدا فشار همه جانبه بارگذاری شود و تنش از همین شروع می‌شود تا σ_{3f} برسد.



در مرحله دوم با ثابت نگه داشتن تنش σ_3، تنش σ_d افزایش می‌یابد تا گسیختگی رخ دهد.

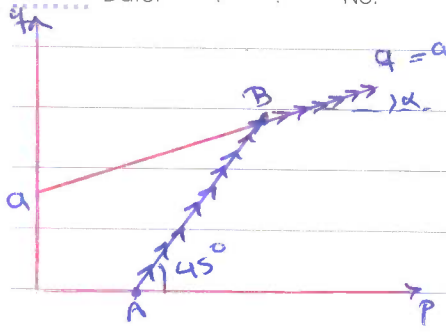


PONIX NOTE BOOK
PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

Subject:

Date: . . No:

مسیر تنش آزمایش سه محوری در فضای (P, q):



$q = a + P\tan\alpha$

$B \rightarrow$ نقطه گسیختگی

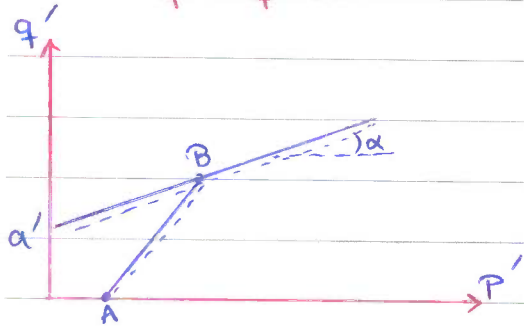
$$\begin{cases} P = \dfrac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} = \sigma_{3f} + \dfrac{\sigma_{df}}{2} \\ q = \dfrac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \dfrac{\sigma_{df}}{2} \end{cases}$$

مسیر تنش مؤثر:

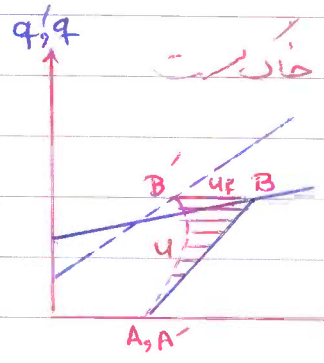
1) در آزمایش زهکشی نشده (CD) چون فشار آب حفره‌ای برابر صفر است، مسیر تنش کل و مسیر تنش مؤثر بر هم منطبق خواهند بود.

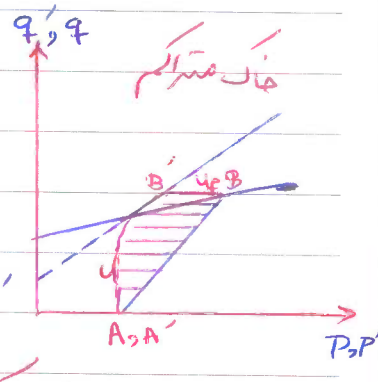
2) در آزمایش زهکشی نشده (CU) فشار آب حفره‌ای غیر صفر است. یعنی فشار آب حفره‌ای در هر لحظه برابر u باشد، داریم:

$$\begin{cases} P' = P - u \\ q' = q \end{cases}$$



آزمایش زهکشی شده (CD)





آزمایش زهکشی نشده (CU)

نکات خواستنی:

1) مسیر $A'B'$ غیر خطی است.

2) نقطه B روی پوش گسیختگی تنش کل و نقطه B' روی پوش گسیختگی تنش مؤثر قرار دارد.

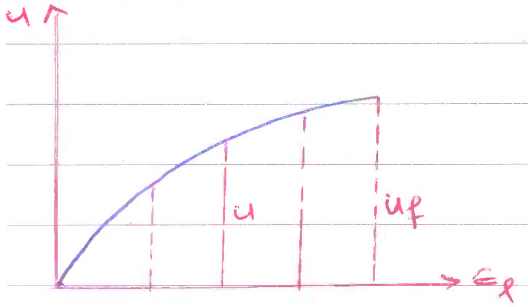
3) نقطه شروع مسیر تنش کل و مؤثر (A و A') بر هم منطبق است چون در شروع مرحله دوم (CU) فشار آب حفره‌ای صفر است.

PUNIX NOTE BOOK

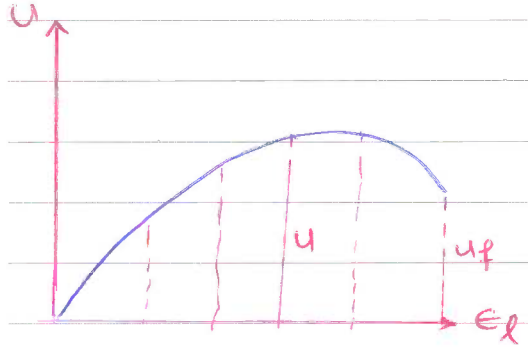
PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

Subject:

Date: . . No:

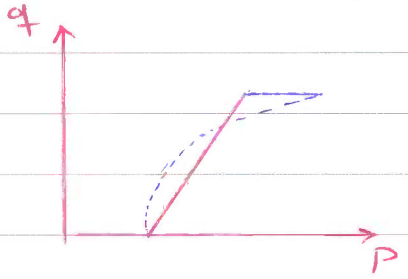


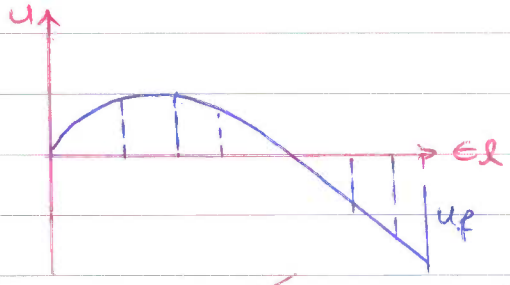
در خاک‌های نرمال تحکیم، فشار آب حفره‌ای در طول آزمایش همواره در حال افزایش است. فاصله بین AB و A'B' به تدریج از صفر زیاد می‌شود تا به مقدار u_f برسد.



در خاک‌های نرمال تحکیم، فشار آب حفره‌ای ابتدا افزایش و سپس کاهش می‌یابد. در نتیجه فاصله بین AB و A'B' نیز ابتدا افزایش و سپس کاهش می‌یابد تا به u_f برسد.

سؤال خوب نمودار تنش طولی موثر آزمایش CU در خاک OCR؟ ؟؟





ضرایب فشار آب حفره‌ای اسکمپتون (A و B)؟

(1) ضریب فشار آب حفره‌ای B؟

این ضریب فشار آب حفره‌ای ایجاد شده در اثر افزایش تنش همه جانبه مستقل است محاسبه می‌کند.

ضریب B فقط تابع درصد اشباع نمونه است

$$B = \frac{\text{فشار آب حفره‌ای ایجاد شده}}{\text{تنش همه جانبه اعمال شده}} = \frac{\Delta U}{\Delta \sigma_3}$$

PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

Subject:
Date: . . No:

در خاک "اشباع" $\Rightarrow \Delta\sigma_3 = \Delta u + \Delta\sigma' \Rightarrow B = \frac{\Delta u}{\Delta\sigma_3} = 1$

در خاک "غیر اشباع" $\Rightarrow \Delta\sigma_3 = \Delta u + \Delta\sigma' \Rightarrow B = \frac{\Delta u}{\Delta\sigma_3} < 1$

هرچه درصد اشباع خاک S_r ↑ $\Rightarrow$ ضریب B ↑

(2) ضریب فشار آب حفره‌ای A :

این ضریب جهت تخمین فشار آب حفره‌ای ایجاد شده در اثر اعمال تنش انحرافی به کار می‌رود.

$$A = \frac{\text{فشار آب حفره‌ای ایجاد شده در اثر تنش انحرافی}}{\text{تنش انحرافی}} = \frac{\Delta u}{\Delta\sigma_d}$$

در مرحله‌ی دوم از آزمایش سه محوری CU و UU که شیرهای زهکشی بسته است، با اعمال تنش انحرافی بخشی از این تنش به فشار آب حفره‌ای و بخشی به تنش موثر تبدیل می‌گردد.

ضریب A به عواملی مثل درصد اشباع، نوع خاک، نسبت پیش تحکیمی (OCR)، فشار جانبی اولیه بستگی دارد.

$A_f > 1$ ← خاک‌های رسی با حساسیت زیاد

$0.5 < A_f < 1$ ← خاک‌های با قابلیت فشردگی زیاد یا رس‌های عادی تحکیم یافته (OCR=1)

$0 < A_f < 0.5$ ← خاک‌های با قابلیت فشردگی کم یا رس‌های کمی پیش تحکیم یافته

$-0.5 < A_f < 0$ ← خاک‌های با قابلیت فشردگی کم یا رس‌های بسیار پیش تحکیم یافته (OCR>4)

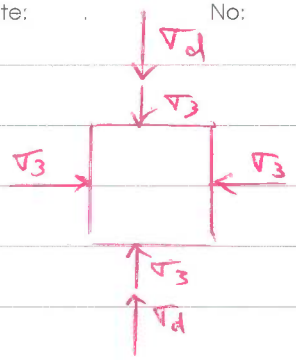
نکته: اگر در یک خاک زهکشی نشده، شرایط تغییر شکل صفر حاکم باشد $A_f = 1$

PONIX NOTE BOOK
PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

Subject:

Date: No:

* اگر یک المان زهکشی نشده خاک تحت اعمال تنش همه جانبه و انواف مرز آزاد کرد:



$$U = B \times \sigma_3 + A \times \sigma_d$$

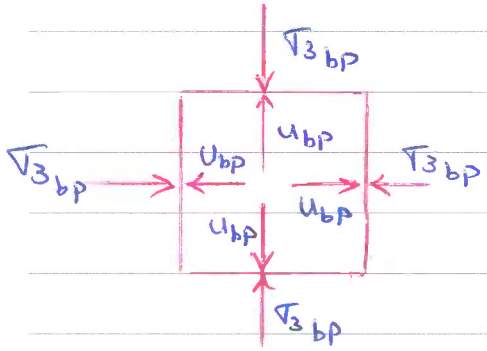
نکته ۳: اگر نمونه خاکی به طور زهکشی نشده، تغییرات تنش اصلی کل به میزان $\Delta\sigma_1$ و $\Delta\sigma_3$ مواجه گردد میزان تغییرات فشار آب حفره‌ای برابر است با: (ممکن است بصورت افقی وارد شود یا)

$$\Delta U = B \times [\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)]$$

تحکیم یافته

فشار پس (Back Pressure):

در بعضی موارد در آزمایش سه محوری قبل از آغاز، فشار آب حفره‌ای درون نمونه خاک را بمقداری افزایش می‌دهند. در این حالت فشار آب حفره‌ای اولیه در درون خاک را فشار پس می‌گویند و با U_{bp} نشان می‌دهند.



$$(\sigma_{3bp} = u_{bp} \Rightarrow \sigma' = 0)$$

جهت جلوگیری از خروج نمونه در اثر پس فشار، باید هم زمان تنش همه جانبه اطراف نمونه را نیز به همان اندازه افزایش داد تا تنش موثر در نمونه ها ثابت بماند.

اگر در شرایط فوق نمونه تحت آزمایش سه محوری قرار گیرد، تنش موثرها تغییری نخواهد داشت اما فشار آب حفره‌ای و تنش کل هر دو به میزان U_{bp} افزایش خواهند داشت.

PANIX NOTE BOOK
PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

Subject:
Date: . . No:

دلایل به کارگیری بیش فشاره:

1) اشباع سازی کامل نمونه
2) جلوگیری از پدیده ترک (ترک ها بسته) ← افزایش OCR و حصول به مقاومت بیشتر
3) مدلسازی فشار آب موجود در محل

نکات تست ها:

1) نمونه های قالبی کاملاً دست خورده می باشد
2) نمونه های دست نخورده برای آنالیز های تحکیم، مقاومت برشی و ... مناسب می باشد
نمونه های دست خورده برای آنالیز های دانه بندی خاک، تعیین حدود اتربرگ و ... مناسب است

نکته تست: اگر در سوال تنش برشی و نرمال در صفحه لغزش مطرح بود داریم:

تنش برشی ←
$$\tau_f = \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}\right)\sin 2\theta = \frac{1}{2}\Delta\sigma_d \sin 2\theta$$

تنش نرمال ←
$$\sigma_f = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}\right) + \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}\right)\cos 2\theta$$

θ → زاویه صفحه لغزش $= 45 + \frac{\phi}{2}$

نکته تست: ϕ پارامتر بارز خاک است و با افزایش آن مقاومت برشی خاک زیاد می شود

نکته تست: اگر در سوالی نقطه تسلیم، کاهش تنش قائم انجام می شود باید در فرمول جای تنش محفظه ای با تنش قائم را عوض کنیم:

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

تبدیل می شود

PONIX NOTE BOOK
PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

Subject:

Date: No:

نکته ۱: زاویه اصطکاک داخلی مثبت آمده از آزمایش سه محوری، کوچکتر از زاویه اصطکاک داخلی در برش مستقیم است.

$\phi_{\text{برش مستقیم}} > \phi_{\text{سه محوری}}$

یعنی اگر مسائل آزمایش سه محوری و برش را ممزوج کرده بودند باید ϕ_{max} از سه محوری برای ϕ ای که از آزمایش برش بدست آوردیم قرار دهیم سپس در نهایت حتما ϕ_{max} را انتخاب کرده ام تنش انحرافی هم حداکثر مقدار را به خود می گیرد.

نکته مهم ۲: در تست های به نقطه آزمایش UU و آزمایش تک محوری توجه شود. اگر تست در رابطه با C_u بود و مقاومت برشی زهکشی نشده برابر است با $2C_u$. اما اگر تست در مورد C_{uu} و ϕ_{uu} بود باید برای محاسبه مقاومت برشی زهکشی نشده از رابطه $2C_{uu}+g(\phi_{uu})$ استفاده کرد

PONIX NOTE BOOK

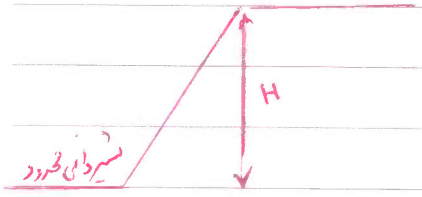
PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

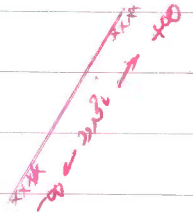
Rahimi

Subject: پی سازی — نیت گذاری

Date: . . No:

فصل اول: شیروانی خاکی و دیوارهای حائل





۲ نوع شیروانی داریم: محدود و نامحدود

تپه‌ها ← نامحدود

ضریب اطمینان پایداری شیروانی:

$$SF = \frac{\text{نیروی مقاوم}}{\text{نیروی محرک}} = \frac{\text{نیرو یا لنگرهای پایدارکننده}}{\text{نیرو یا لنگرهای ناپایدارکننده}}$$

ضریب اطمینان حداقل مطلوب ← $SF = 1.5$

$$SF = \frac{\text{تنش مقاوم برشی } \tau_f}{\text{تنش موجود برشی } \tau}$$

τ_f: حداکثر تنش قابل تحمل توسط سطح

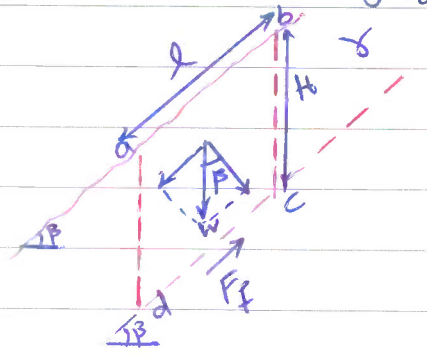
ضریب اطمینان جزئی:

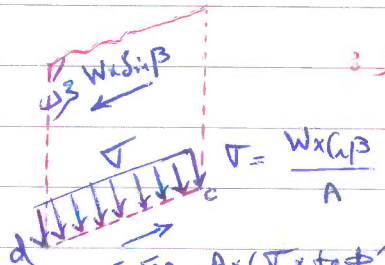
ضریب اطمینان چسبندگی: $SF_1 = \frac{C}{C_d}$

ضریب اطمینان اصطکاک: $SF_2 = \frac{tg\phi}{tg\phi_d}$

ضریب اطمینان کلی:

ضریب اطمینان مقاومت برشی: $SF_3 = \frac{\tau_f}{\tau} = \frac{\sigma \times tg\phi + C}{\sigma \times tg\phi_d + C_d}$





پایداری شیروانی‌های نامحدود:

(الف) در حالت خشک:

$$\tau_d = \gamma H \sin\beta \cos\beta$$

$$\sigma = \gamma H \cos^2\beta$$

تنش‌های برشی و قائم وارد بر وجه abcd

$$\Rightarrow FS = \frac{\sigma' tg\phi' + C'}{\tau_d}$$

PONIX NOTE BOOK

PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

Subject:

Date: . . No:

$W = (H \times \ell \times \cos\beta) \times \gamma$ $\qquad SF = \dfrac{W \cos\beta \times \tan\phi' + c' \times A}{W \times \sin\beta}$

$$\Rightarrow \boxed{SF = \frac{\tan\phi'}{\tan\beta} + \frac{c'}{\gamma H \cos\beta \sin\beta}}$$

ضریب اطمینان شیروانی محدود

$SF \downarrow \Leftarrow H \uparrow, \beta \uparrow$

اگر خاک دانه‌ای باشد ($c' = 0$) داریم:

$$\boxed{SF = \frac{\tan\phi'}{\tan\beta}} \longrightarrow$$ مستقل از H

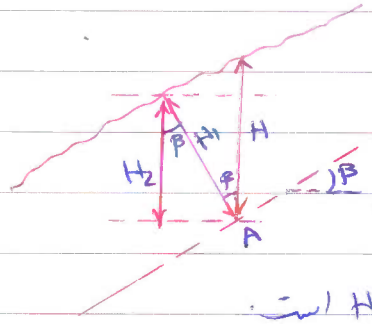
اگر $\phi = 20$ درجه

$SF = 1 \Leftarrow$ حداکثر ارتفاع شیروانی:

H_c : ارتفاع بحرانی شیروانی

$$\boxed{H_c = \frac{c'}{\gamma \times \cos^2\beta \times (\tan\beta - \tan\phi)}}$$

ب) حالت وجود تراوش:



$$\boxed{\text{ارتفاع آب در پیزومتر نقطه A} = H \cdot \cos^2\beta}$$

پس اگر نقطه در عمق H از خاک باشد، ارتفاع آب پیزومتر $H\cos^2\beta$ است.

یعنی فشار آب در آن نقطه $u = \gamma_w \cdot H\cos^2\beta$ است.

گرادیان هیدرولیکی جریان:

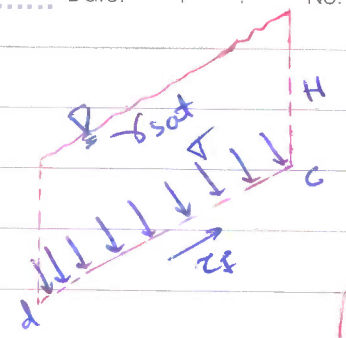
$$i_{AB} = \frac{\text{اختلاف ارتفاع}}{\text{طول جریان}} = \frac{\text{اختلاف سطح پیزومتر A و B}}{\text{طول } \overline{AB}} = \frac{\ell \times \sin\beta}{\ell} = \sin\beta$$

PONIX NOTE BOOK

PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

Subject:

Date: . . No:



$$\begin{cases} \tau = \gamma_{sat} H \times \sin\beta \cos\beta \\ \sigma = \gamma \sin_{sat} H \cos^2\beta \\ u = \gamma_w \times H \times \cos^2\beta \end{cases} \Rightarrow \boxed{\sigma' = \sigma - u = \gamma' H \cos^2\beta}$$

$$\boxed{SF = \frac{\gamma'}{\gamma_{sat}} \times \frac{tg\phi'}{tg\beta} + \frac{c'}{\gamma_{sat} H \times \sin\beta . \cos\beta}}$$

↳ ضریب اطمینان شیروانی نامحدود حالت تراوش

آرخان دانه‌ای $c' = 0 \Rightarrow$ $\boxed{SF = \frac{\gamma'}{\gamma_{sat}} \times \frac{tg\phi'}{tg\beta}}$

با فرض $SF = 1$ ← ضریب اطمینان ← حداکثر ارتفاع مجاز شیروانی:

$$\boxed{H_c = \frac{c'}{\cos^2\beta \times (\gamma_{sat} tg\beta - \gamma' tg\phi')}}$$

* در حالت کلی هرچه عمق افزایش یابد ($H \uparrow$) ← ضریب اطمینان کاهش خواهد یافت

پایداری شیروانی های محدود؟

مسئله اصلی در اینجا تعیین سطح لغزش بحرانی است. منظور به شکل کلی تر ضریب است. روش هایی که شرط $\phi = 0$ را ارضا می کنند (مثل روش اشتباع در حالت تان) سطح لغزش بر حالت دایره‌ای منطبق خواهد بود.

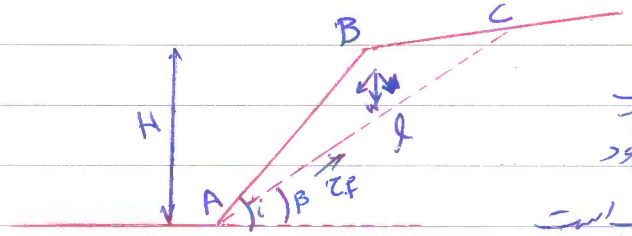
PONIX NOTE BOOK

PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

Subject:

Date: . . No:

سطح لغزش صفحه‌ای : روش کولمان



در روش کولمان، سطح لغزش یک شیروانی محدود به صورت یک خط (یا یک صفحه) با زاویه β نسبت به افق در نظر گرفته می‌شود

F_a نیروی محرک = مؤلفه‌ای از وزن که در راستای سطح است

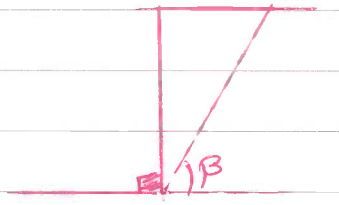
F_r نیروی مقاوم = مقاومت برشی برروی سطح AC

$$SF = \frac{tg\phi'}{tg\beta} + \frac{Sin\, i}{Sin\,\beta} \times \frac{c'}{\frac{1}{2}\gamma H \times Sin(i-\beta)}$$

در سطح لغزش بحرانی $\Rightarrow$ $\beta_{cr} = \frac{i+\phi}{2}$

if $c'=0$ $\Rightarrow$ $SF = \frac{tg\phi'}{tg\beta}$ if $SF=1 \Rightarrow \beta_{cr} = \phi'$

* در شیروانی‌های قائم داریم :



$$SF = \frac{tg\phi'}{tg\beta} + \frac{c'}{\frac{1}{2}\gamma H \cdot Sin\beta\, Cos\beta}$$

← کمترین ضریب اطمینان ← $\beta = 45°$

$$SF_{min} = \frac{4C_u}{\gamma H}$$

سطوح لغزش احتمالی : روش توده و قطعات :

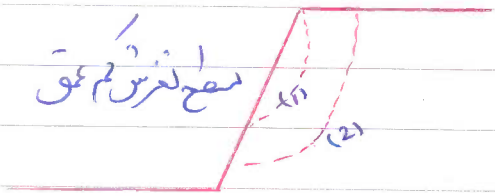
۱) لغزش سطحی : یا لغزش دامنه : در این حالت سطح لغزش عمیق نبوده و با دامنه شیروانی متقاطع است

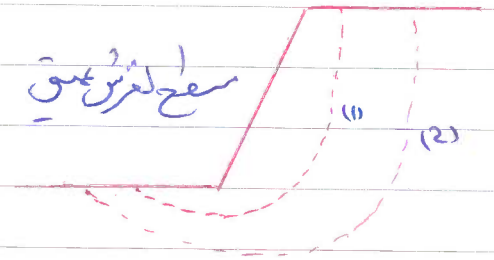
2) لغزش عمیق : در این حالت سطح لغزش عمیق بوده و با دامنه شیروانی متقاطع نیست

PONIX NOTE BOOK
PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

Subject:

Date: . . No:

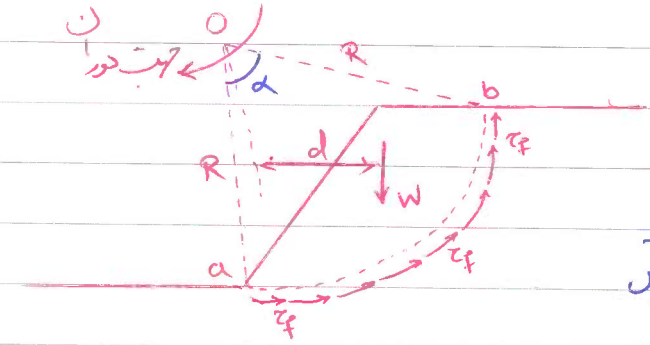




از آن جایی که لغزش زمین روی سطوح دلخواه به صورت تصادفی است، باید به جای نیروی لنگر محرک و مقاوم از استفاده کرد.

ضریب اطمینان سطح لغزش = لنگرهای مقاوم نسبت به مرکز دوران / لنگرهای محرک نسبت به مرکز دوران

وزن توده لغزش



جهت دوران

ایجاد دوران M_a لنگر محرک $= W \times d$

مخالف دوران M_r لنگر مقاوم $= F_f \times R$

که نیروی مقاوم در برابر برش

تعیین ضریب اطمینان به روش توده ای

اگر زاویه اصطکاک داخلی خاک برابر صفر باشد می توان کل توده لغزش را به صورت یک توده یکپارچه در نظر گرفت

$$\tau_f = \sigma \tan\phi + c \xrightarrow[c=c_u]{\phi_u = 0} \tau_f = c_u$$

$$F_f = \tau_f \times l_{ab} = c_u \times l_{ab}$$

l_{ab} = (طول قوس ab) $= \left(\frac{\alpha}{2\pi}\right) \times 2\pi R$

PUNIX NOTE BOOK

PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

ct:

te: No:

محاسبه ضریب اطمینان:

لنگر محرک = وزن × بازوی لنگر = $W \times d$

لنگر مقاوم = مقاومت برشی روی سطح ab × بازوی لنگر = $F_f \times R = Cu\, l_{ab} \times R$

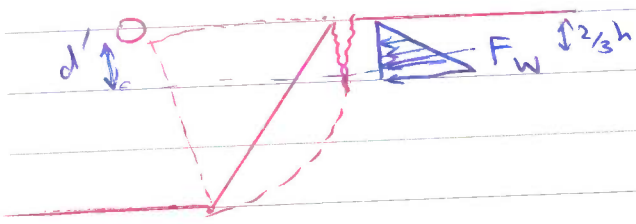
$= \alpha \times Cu \times R^2$

$$\Rightarrow SF = \frac{\text{لنگر مقاوم}}{\text{لنگر محرک}} = \frac{\alpha \times Cu \times R^2}{W \times d} \longrightarrow SF = \frac{Cu\, l_{ab}\, R}{W \times d}$$

نکته مهم: در برخی مواقع در خاک رسی در نواحی فوقانی ترک داریم. در این حالت آن قطعه از طول سطح لغزش مقاومتی نداشته و در محاسبه مقاومت برشی لحاظ نمی‌گردد.

مثلاً اگر ناحیه‌ی فوقانی 2m ترک بخورد به جای l_{ab} از $l_{ab} - 2$ استفاده می‌کنیم

* اگر ناحیه ترک خورده با آب پر شود، فشار آب موجود در ترک می‌تواند به عنوان یک نیروی محرک در محاسبات وارد گردد.



لنگر محرک = $W \times d + F_w \times d'$

PONIX NOTE BOOK
PDF compressed by CVISION PDFCompressor Free version, http://www.cvision.ir/pdfcompressor Evaluation copy of CVISION PDFCompressor

Subject:
Year. Month. Date. ( )

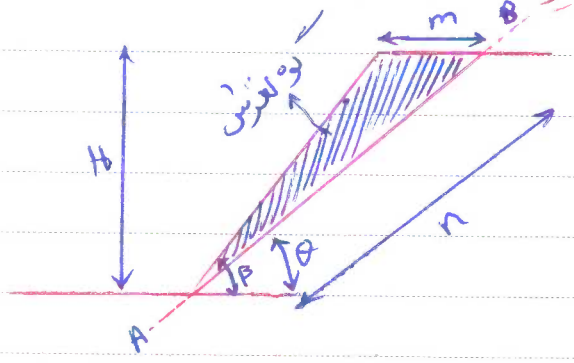
نکته مهم: در سائل به لفظ پایداری کوتاه مدت یا بلندمدت خاک بی توجه نشود.
اگر در مسئله گفته بود پایداری بلندمدت است برای محاسبه ضریب اطمینان از رابطه زیر استفاده می‌کنیم:

$$F.S = \frac{\gamma'}{\gamma_{sat}}\left(\frac{tg\Phi'}{tg\beta}\right) + \frac{c'}{\gamma_{sat} H \sin\beta \cos\beta}$$

اما اگر پایداری کوتاه مدت مدنظر باشد در آن صورت با حالت تنش کل، خاک در شرایط زهکشی نشده خواهد بود یعنی $\Phi = 0$ و $c = c_u$ (حتی اگر در سؤال برای Φ عدد داده باشد نادیده گرفته می‌شود) در نتیجه برای ضریب اطمینان داریم:

$$F.S = \frac{c_u}{\gamma_{sat} H \sin\beta \cos\beta}$$

محاسبه ضریب اطمینان شیروانی محدود به روش دیگر:



$$FS = \frac{\left(\frac{W\cos\theta}{A}\right) tg\Phi + c}{\frac{W\sin\theta}{A}}$$

$$A = \frac{H}{\sin\theta}$$

$$W = \frac{1}{2}\gamma m H = \frac{1}{2}\gamma H^2 (\cot g\theta - \cot g\beta)$$

اگر بار q روی m داشتیم:

$$F.S = \frac{\left(\frac{W+qH}{A}\right)\cos\theta\, tg\Phi + c}{\frac{W+qH}{A}\sin\theta}$$

که طول آن ۹۰ است

PqPCO
PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

Subject:

Date: . . No:

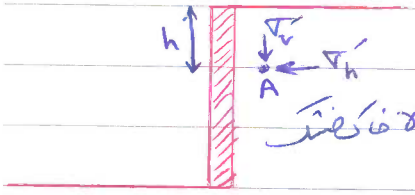
فشار جانبی خاک ها:

سه حالت دارد: 1) حالت سکون (At Rest) 2) حالت فعال یا محرک (Active)

3) حالت مقاوم (Passive)

① حالت سکون:

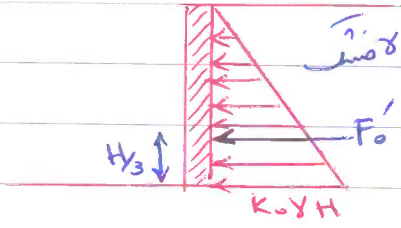
در این حالت دیوار حرکتی ندارد. تغییر شکل جانبی صفر را در نظر می‌گیریم.



$$K_o = \frac{\sigma_h'}{\sigma_v'} \longrightarrow \sigma_h' = k_o \times \gamma h$$

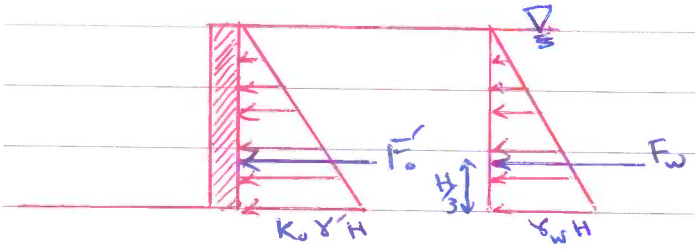
* ورق جانبی خاک همان تنش σ_h' است.

نیروی کل وارد بر دیوار:



F_o' = مساحت مثلث $= \frac{1}{2} H K_o \gamma H = \frac{1}{2} H_o^2 \gamma K_o$

اگر خاک خشک نبود و اشباع بود.



$\sigma_h = \sigma_h' + u_h = K_o \gamma' h + \gamma_w h$

فشار آب حفره‌ای در تمام جهات برابر است. (K ندارد)

سؤال مقدار K_o را چگونه حساب کنیم؟

$K_o = \frac{\nu}{1-\nu}$ ← در شرایط تغییر شکل جانبی صفر

$K_o = 1 - \sin\phi'$ ← خاک‌های دانه‌ای یا رس‌های عاری

$K_o = 0{,}95 - \sin\phi'$ ← خاک رسی عاری تقلیم

} ⇒ im

PANIX NOTE BOOK

PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

No:

فرمول K_0 برای خاک‌های رسی بر اساس شاخص خمیری (PI):

$K_0 = 0,4 + 0,007\,PI \quad 0 \le PI < 40$

$K_0 = 0,64 + 0,001\,PI \quad PI \ge 40$

رابطه مهم:

$$K_{0\,OC\ \text{پس‌تحکیم}} = K_{0\,NC\ \text{عادی تحکیم}} \times \sqrt{OCR}$$

Results:

$\phi \uparrow \Rightarrow K_0 \downarrow$ $\qquad$ $\uparrow K_0 \leftarrow \uparrow PI, OCR \uparrow$

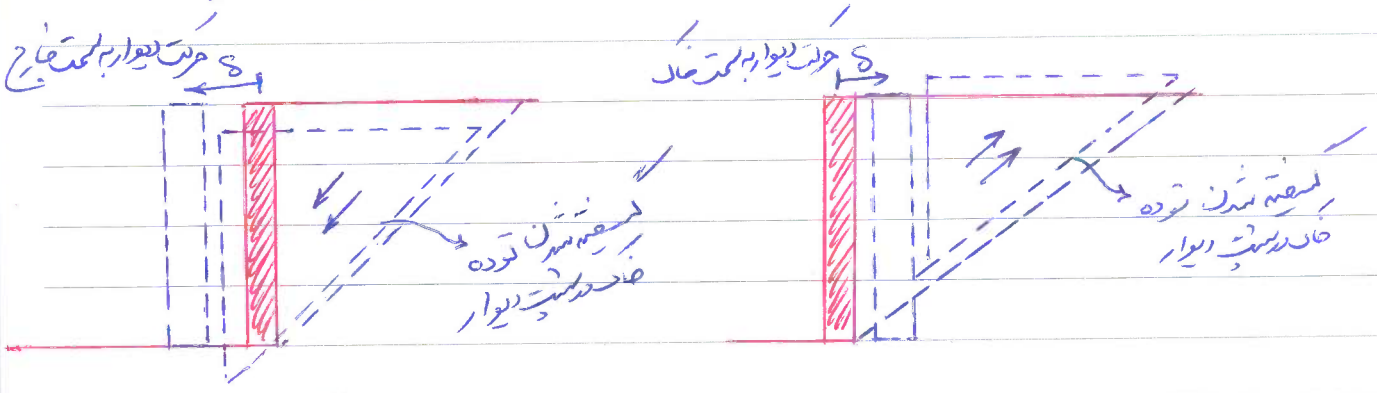
* در ماسه‌های غیرمتراکم و رس‌های عادی تحکیم (NC) $\leftarrow K < 1$

(2) حالت محرک یا فعال (Active):

دیوار در اثر نیروهای وارد به سمت خارج حرکت می‌کند تا جایی که خاک پشت آن گسیخته می‌شود.

(3) حالت مقاوم (Passive):

دیوار در اثر نیروهای وارد به سمت خاک حرکت می‌کند تا جایی که خاک پشت آن گسیخته شود.



حالت محرک Active $\qquad$ حالت مقاوم Passive

* تغییرشکل مورد نیاز در حالت Passive بیشتر از حالت Active است.

تغییر مکان در خاک‌های یکنواخت و خاک‌ها بیشتر در پشت دیوار و خاک‌های متراکم است.

ماسه متراکم < ماسه سست < رس سخت < رس نرم

PONIX NOTE BOOK
PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

Subject: Mostafa Rahimi
Date: . . No:

برای تعیین فشار جانبی خاک در حالت سکون و محرک دو تئوری وجود دارد:

1) تئوری «رانکین» 2) تئوری «کولمب»

تشابه دو تئوری:

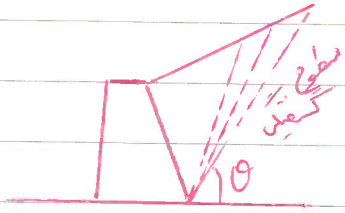
1) هر دو تئوری هم برای خاک های دانه ای هم برای خاک های چسبنده صحیح هستند
2) در هر دو تئوری معیار مقاومت برشی موهر-کولمب برای حالت گسیختگی به کار رفته است.
3) در هر دو تئوری محاسبات بر مبنای روش تعادل حدی در حالت گسیختگی انجام می شود.

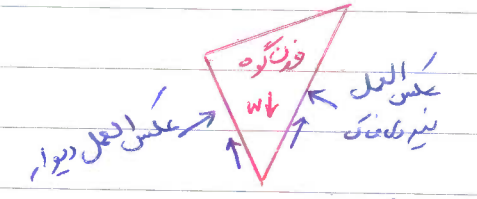
اختلاف دو تئوری:

1) تئوری رانکین بر مبنای گسیختگی المانهای خاک در پشت دیوار عمل می کند اما تئوری کولمب بر مبنای گوه منشوری گسیخته شده در پشت دیوار وارد عمل می کند.
2) تئوری کولمب اصطکاک بین خاک و دیوار را در محاسبات لحاظ می کند اما تئوری رانکین آن را در نظر نمی گیرد.
3) رانکین جهت برآیند فشار داخلی دیوار را افقی فرض می کند. 4) بار رانکین توزیع فشار پشت دیوار را می توان بدست آورد

مبنای تئوری کولمب:

در تئوری کولمب یک گوه گسیختگی منشوری فرض می شود. نیروهای وارد بر این گوه برابر است با:
وزن گوه، نیروی عکس العمل وارد بر دیوار، نیروی عکس العمل خاک در سطح گسیخته شده





برای بدست آوردن اصطکاک ←

$$C_d = \left(\frac{2}{3} \sim \frac{3}{4}\right) C$$

$$\phi_d \Rightarrow \tan\phi_d = \left(\frac{2}{3} \sim \frac{3}{4}\right) \tan\phi$$

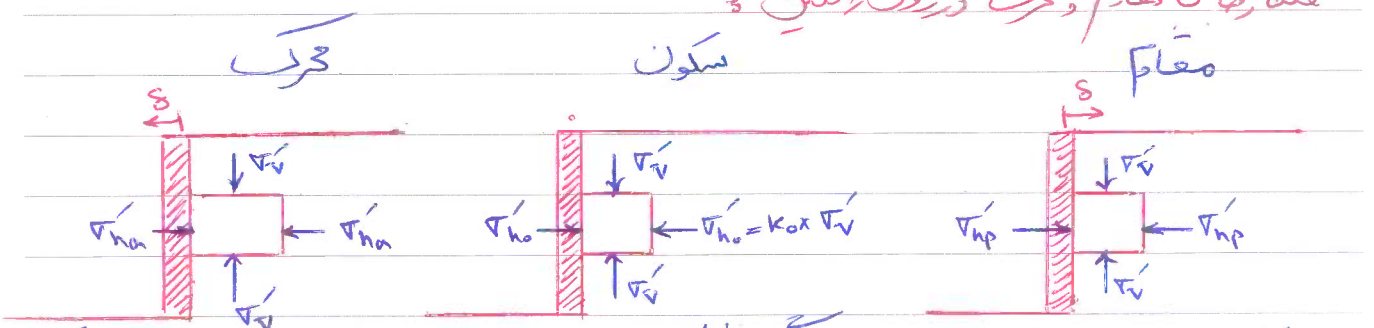
در حالت محرک (Active) ← هدف یافتن حداکثر نیروی اعمالی به دیوار
در حالت مقاوم (Passive) ← هدف یافتن حداقل نیرو است که باعث گسیختگی خاک پشت دیوار می شود
نتیجه ← صرف نظر نمودن از اصطکاک در روش رانکین ← محافظه کارانه

PUNIX NOTE BOOK
PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

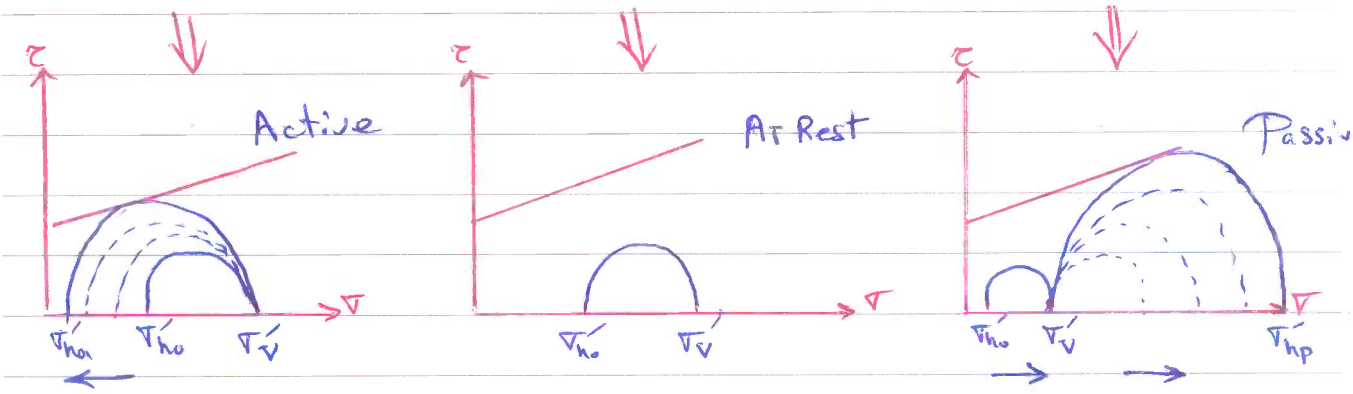
Subject:

Date: . . No:

فشارهای مقاوم و محرک در روش رانکین :



دورشدن دیوار باعث کاهش σ'_h — بدون حرکت دیوار (K_o) — نزدیک شدن دیوار باعث افزایش σ'_h



$\sigma'_v = \sigma'_{ha} \times tg^2(45 + \frac{\phi'}{2}) + 2c' tg(45 + \frac{\phi'}{2})$

فرض $\rightarrow$ $K_a = tg^2(45 - \frac{\phi'}{2})$

$$\Rightarrow \sigma'_{ha} = K_a \times \sigma'_v - 2c'\sqrt{K_a}$$

$\sigma'_{hp} = \sigma'_v \times tg^2(45 + \frac{\phi'}{2}) + 2c' tg(45 + \frac{\phi}{2}$

فرض $\rightarrow$ $K_p = tg^2(45 + \frac{\phi'}{2})$

$$\Rightarrow \sigma'_{hp} = K_p \times \sigma'_v + 2c'\sqrt{K_p}$$

نکته و اصطلاح :

$$K_p = tg^2(45 + \frac{\phi'}{2}) = \frac{1 + \sin\phi'}{1 - \sin\phi'}$$

$$K_a = tg^2(45 - \frac{\phi'}{2}) = \frac{1 - \sin\phi'}{1 + \sin\phi'}$$

$$\sigma'_{ha} < \sigma'_{ho} < \sigma'_{hp}$$

PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

Subject:

Date: . . No:

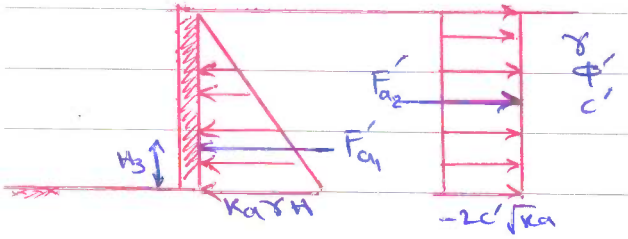
$K_a = K_p = 1$ ← $\phi = 0$ حالت خاص $K_a < K_p$ همواره

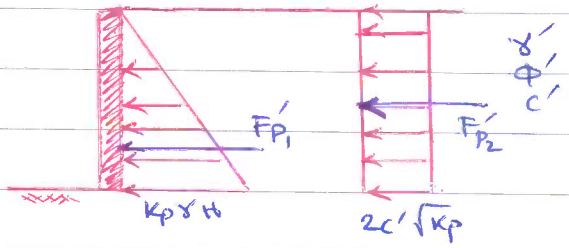
نکته: اگر $\phi \neq 0$ ← $K_p > 1$ ، $K_a < 1$ ، $K_p > K_a$ ، $K_p = \frac{1}{K_a}$

توزیع فشار روی دیوار حائل:

$\sigma'_{ha} = K_a \cdot \gamma h - 2c'\sqrt{K_a}$

$\sigma'_{hp} = K_p \times \gamma h + 2c'\sqrt{K_p}$





Active

F'_{a_1} = مثلث = $\frac{1}{2} K_a \cdot \gamma H^2$

F'_{a_2} = مستطیل = $2c'\sqrt{K_a} \times H$

Passive

F'_{P_1} = مثلث = $\frac{1}{2} K_p \times \gamma H^2$

F'_{P_2} = مستطیل = $2c'\sqrt{K_p} \times H$

* اگر آب هم داشتیم فشار آب جداگانه با توزیع مثلثی به فشار خاک موثر افزوده می‌شود.
* نیروی فشار جانبی مقادیر حواله از محرک بیشتر است.

نکته: اگر حالت زلزله نشده همراه با آب داشتیم، به جای γ در رابطه‌ها γ_{sat} می‌گذاریم

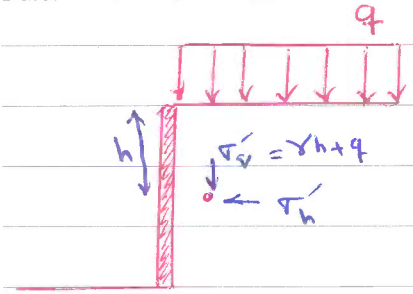
PUNIX NOTE BOOK

PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

Subject:

Date: . . No:

اثر سربار بر فشار افقی خاک‌ها:



فشار سکون: $\sigma'_{h_0} = K_0 \gamma h + K_0 \times q$

فشار محرک: $\sigma'_{h_a} = K_a \gamma h - 2c'\sqrt{K_a} + K_a \times q$

فشار مقاوم: $\sigma'_{h_p} = K_p \gamma h + 2c'\sqrt{K_p} + K_p \times q$

در این حالت برزدی یا نشی از سربار را ($K.q$) را به صورت مستطیلی می‌گیریم.

نکته: اگر q به صورت نیروی متمرکز باشد، با استفاده از توزیع تنش مقدار اضافه تنش قائم ناشی از آن را در هر نقطه از سنگ دیواره تعیین کرده و سپس با حاصلضرب $K \times \sigma'_v$ آن را به تنش افقی تبدیل نمود.

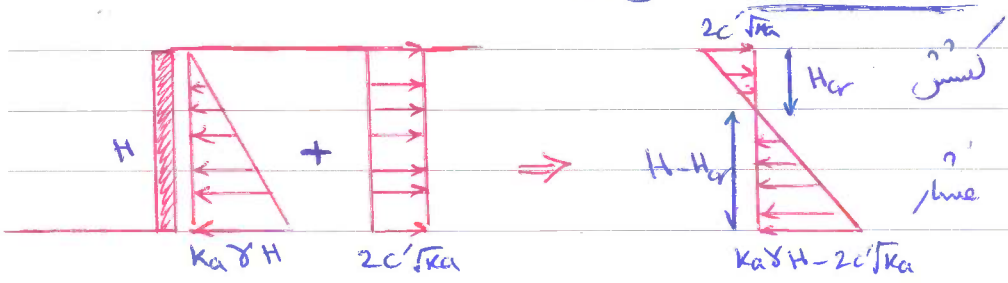
نکته مهم: اگر بار گسترده q به صورت سیع بر یک خاک چسبنده وارد شود، در کوتاه مدت همه سربار به فشار افقی تبدیل می‌شود. در این حالت اثر سربار در محاسبه فشار آب لحاظ می‌شود:

فشار آب در هر عمق: $u_h = u_v = \gamma_w h + q$

نیروی آب: $F_w = \frac{1}{2}\gamma_w H^2 + qH$

ترک کششی:

فقط و فقط در حالت فعال Active اتفاق می‌افتد.



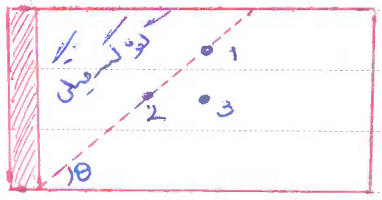
همان‌طور که از ناحیه کششی صرف نظر می‌شود همواره خاک ترک می‌خورد.

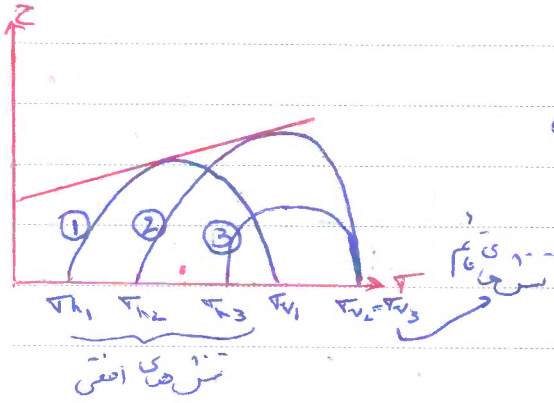
عمق ترک کششی: $\sigma'_h = 0 \Rightarrow K_a \times \gamma H_{cr} - 2c'\sqrt{K_a} = 0 \Rightarrow H_{cr} = \frac{2c'}{\gamma\sqrt{K_a}}$

PUNIX NOTE BOOK
PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

Subject: Mostafa Rahimi
Year. Month. Date. ( )

نکته مهم: اگر دیوار حائل در حالت محرک قرار داشته باشد با توجه به شکل نقطه 2 در عمق بیشتری نسبت به نقطه (1) قرار دارد پس تنش های قائم و افقی بیشتری دارد و در نتیجه دایره مور (2) باید نسبت به (1) بزرگتر باشد.





نقطه (3) در عمق مشابه به نقطه (2) قرار دارد پس تنش های قائم این دو نقطه با هم برابرند
نقطه (3) فاصله از دیوار گسیخته بوده و از جابجایی دیوار تأثیر کمتری می پذیرد پس تنش افقی در نقطه (3) بیشتر از تنش افقی در نقطه (2) خواهد بود.

نکته واقعاً مهم: اگر در صورت سوال نقطه آرایش تحلیل یا دستگاه اندومتر یا هستاجی در یک لایه خاک معمولی یا پروفیل طبیعی خاک اشاره نشد یعنی باید حالت دیوار حائل را سکون در نظر گیریم

نکته عمق ترک کششی:
عمق ترک کششی حتماً باید تنش مساعد نباشد نه نیرو

$$\sigma_a = k_a \sigma_v - 2c\sqrt{k_a} = k_a \gamma z - 2c\sqrt{k_a} \Rightarrow z =$$

اگر خاک بدون آب باشد ⟵ $z_{cr} = \frac{2c}{\gamma\sqrt{k_a}}$

اگر خاک اشباع باشد ⟵ $z_{cr} = \frac{2c'}{\gamma'\sqrt{k_a}}$

اگر سربار q داشتیم ⟵ $z_{cr} = \frac{2c'}{\gamma'\sqrt{k_a}} - \frac{q}{\gamma'}$

وقتی ترک داریم در این محاسبات تنش های تا عمق ترک را در نظر نمی گیریم و برای محاسبات عمق ترک را از عمق کل کم می کنیم.

اگر $\phi = 0$ بود جای γ' از γ_{sat} استفاده می کنیم

PAPCO
PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

Subject:
Year. Month. Date. ( )

عمق پایداری گودبرداری ها:

قطعاً باید در اینجا نیز حساب شود نه تنش

$$\frac{1}{2}K_a\gamma_s L = 2c\sqrt{K_a}\times H_{cr}\times L \Rightarrow$$

$$\Rightarrow \boxed{H_{cr} = \frac{4c}{\gamma\sqrt{K_a}}}$$

در اینجا تنش کل باید حساب شود

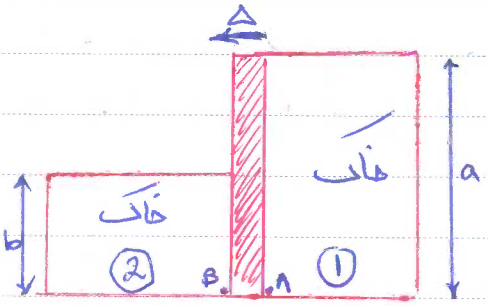
اگر شرایط زهکشی نشده یعنی کوتاه مدت بود $\Rightarrow$

$$\boxed{H_{cr} = \frac{4c_u}{\gamma_{sat}\sqrt{K_a}} - \frac{2q}{\gamma_{sat}}}$$

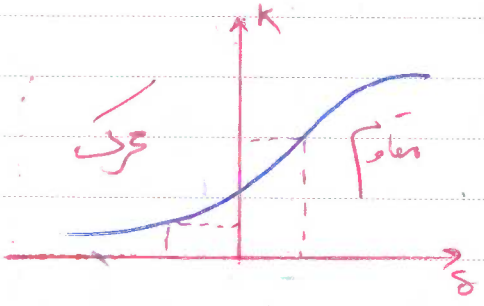
اگر شرایط طولانی مدت بررسی شود $\Rightarrow$

$$\boxed{H_{cr} = \frac{4c'}{\gamma'\sqrt{K_a}} - \frac{2q}{\gamma'}}$$

در این حالت تنش موثر حساب می‌شود



نکته مهم: در شکل روبرو دقت شود اولاً این که چون Δ به سمت چپ است پس خاک ① محرک است و ② مقاوم. بعد دقت کرد که Δ به سمت ارتفاع خاک حرکت می‌کند. یعنی اگر $a=2b$ باشد خاک ①، به اندازه Δ حرکت می‌کند و خاک ② به اندازه $\frac{\Delta}{2}$.



باید دقت کرد اگر نمودار $K-\delta$ را به صورتی دادن که K هر خاک را حساب کنیم سمت چپ نمودار مشبه برای خاک ① (که سمت راست است) سمت راست نمودار مشبه برای خاک ② (که سمت چپ دیواره است!)

یعنی سمت راست نمودار $K-\delta$ حالت مقاوم است و سمت چپ آن حالت محرک است

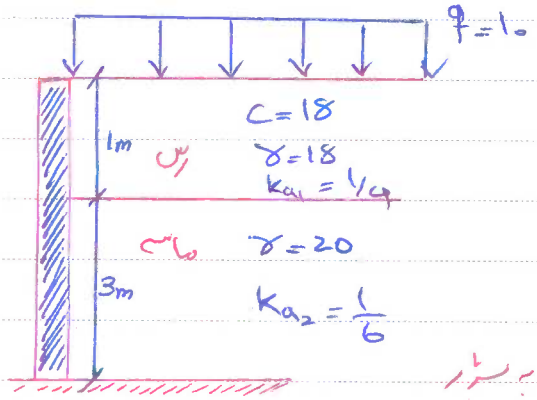
نکته مهم: اگر پشت دیوار حائل سطح آب باشد باید نیروی وارد بر دیوار افزایش یابد

PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

Subject:
Year. Month. Date. ( )

نکته مهم آزمون بعدی:

اگر در بحث نیروی وارد بر دیوارها یک خاک رس را روی یک خاک ماسه گذاشته بودند باید دقت کرد که خاک رس ممکن است ترک بخورد یعنی ترک را فقط بر اساس لایه رس حساب می‌کنیم. اگر کل لایه رس ترک خورده بود ما لایه رس را از شکل حذف می‌کنیم و به جای آن هم‌ارز آن را به سربار اضافه می‌کنیم.



$$z_c=\frac{2c}{\gamma\sqrt{K_a}}-\frac{q}{K_a\gamma}=\frac{2\times18}{18\times1/2}-\frac{10}{1/4\times18}$$

$$=\boxed{1,78m}\longrightarrow$$ رس کل رس ترک می‌خورد

ارتفاع رس ↑ γ ↑

اضافه بر سربار ← $q'=10+1\times18=\boxed{38\ kpa}$

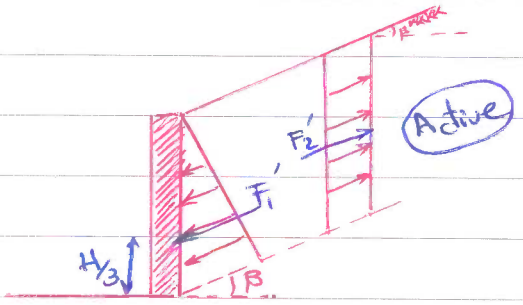
$\Rightarrow$ وارد بر دیوار $F=\dots$

PdPCo
PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

Subject:

Date: . . No:

فشارهای وارد بر خاک‌های شیب‌دار



اگر خاک پشت دیوار زاویه β داشته باشد باید ضرایب K اصلاح شوند:

$$K_a = \frac{C^2 \alpha}{K_p}$$

$$K_{a\beta} = \frac{C\beta - \sqrt{C^2\beta - C^2\phi}}{C\beta + \sqrt{C^2\beta - C^2\phi}} \times C\beta$$

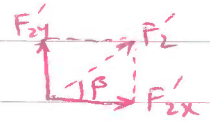
$$K_{p\beta} = \frac{C\beta + \sqrt{C^2\beta - C^2\phi}}{C\beta - \sqrt{C^2\beta - C^2\phi}} \times C\beta$$

$$T'_{h\beta} = K_{a\beta} \times \gamma H - 2c'\sqrt{K_{a\beta}}$$

$$F_1' = \frac{1}{2} K_{a\beta} \times \gamma H^2$$

$$F_2' = 2c\sqrt{K_{a\beta}} \times H$$





$$\begin{cases} F_{1x}' = F_1' C\beta = \frac{1}{2} K_{a\beta} \gamma H^2 C\beta \\ F_{1y}' = F_1' \sin\beta = \frac{1}{2} K_{a\beta} \gamma H^2 \sin\beta \end{cases}$$

$$\begin{cases} F_{2x}' = F_2' \times C\beta = 2c'\sqrt{K_{a\beta}}\, H C\beta \\ F_{2y}' = F_2' \times \sin\beta = 2c'\sqrt{K_{a\beta}}\, H \sin\beta \end{cases}$$

* با افزایش شیب خاک (β) مقدار نیروی محرک افزایش می‌یابد ولی محل اثر آن تغییر نکرده و همان $\frac{1}{3}$ ارتفاع باقی می‌ماند.

کنترل پایداری دیوارهای حائل

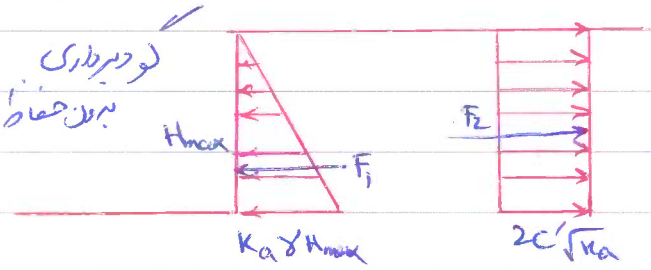
۱) کنترل واژگونی ۲) کنترل لغزش ۳) کنترل ظرفیت باربری ۴) کنترل نشست دیوار

PUNIX NOTE BOOK
PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

Subject: Mostafa Rahimi

Date: . . No:

ارتفاع مجاز گودبرداری:



شرط ایمنی دیواره $\Rightarrow F_1 = F_2 \Rightarrow$ $H_{max} = \dfrac{4c'}{\gamma\sqrt{K_a}}$

حداکثر ارتفاع ایمن گودبرداری

ضریب اطمینان گودبرداری $SF = \dfrac{\text{نیروی پایداری گود}}{\text{نیروی ناپایداری گود}} = \dfrac{F_2}{F_1} \Rightarrow$

$$\Rightarrow SF = \frac{4c'}{H_{max} \cdot \gamma\sqrt{K_a}}$$

عدد پایداری گود (N_s):

فقط برای خاک‌های چسبنده تعریف می‌شود

بعضی صاحبنظران عدد پایداری را به صورت عکس آنچه گفته شد یعنی ابتدا عدد پایداری را برابر $\frac{1}{N_s}$ قرار داده و سپس از آن برای محاسبه ارتفاع بحرانی استفاده می‌کنند.

$$N_s = \frac{c}{SF \times \gamma H}$$

c ← چسبندگی خاک

ارتفاع گود موجود

ضریب اطمینان پایداری

تعیین حداکثر بار q بر لبه عدد پایداری:

$$H_{max} = \frac{c}{SF \times \gamma \times N_s} \Rightarrow q_{max} = \gamma \times H_e = \gamma \times (H_{max} - H)$$

بار را معادل یک خاک با ارتفاع H_e در نظر می‌گیریم

اگر مقاومت برشی زهکشی نشده خاک مدنظر بود:

$$N_s = \frac{c_u}{\gamma_{sat} H_{cr}}$$

این ضریب اطمینان ندارد

* اگر بار q داشتیم:

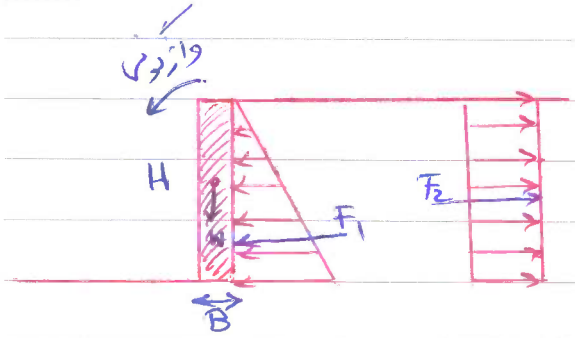
$$N_s = \frac{c}{F.S.(\gamma H + q)}$$

PONIX NOTE BOOK
PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

Subject:

Date: . . No:

ضریب اطمینان واژگونی حول پنجه دیواره



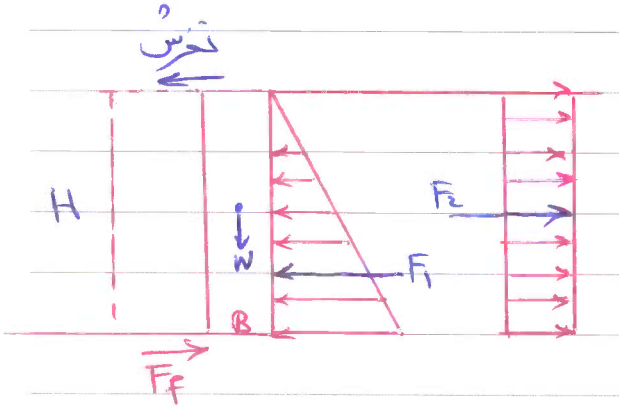
$$SF_{\text{واژگونی}} = \frac{\text{لنگرهای مقاوم حول O}}{\text{لنگرهای محرک حول O}}$$

لنگر مقاوم: $M_r = F_2 \times \frac{H}{2} + W \times \frac{B}{2}$ ← ضلع واژگونی

لنگر محرک: $M_d = F_1 \times \frac{H}{3}$ ← جهت واژگونی

حداقل SF ← 2 تا 1.5

ضریب اطمینان لغزش



$$SF_{\text{لغزش}} = \frac{\text{نیروی مقاوم لغزش}}{\text{نیروی محرک لغزش}}$$

نیروی مقاوم: $F_r = F_2 + F_f$ ← مقاوم لغزش (→)

نیروی محرک: $F_d = F_1$ ← محرک لغزش (←)

$$F_f = (\underbrace{\tau \times tg\phi_d + C_d}_{\text{تنش برشی مقاوم گسیخت}}) \times \underbrace{(B \times 1)}_{\text{مساحت کف (واحد طول)}}$$

$$C_d = \left(\frac{2}{3} \sim \frac{3}{4}\right) \times C$$ ← چسبندگی خاک C

$$tg\phi_d = \left(\frac{2}{3} \sim \frac{3}{4}\right) \times tg\phi$$ ← زاویه اصطکاک داخلی ϕ

مثال 7 صفحه 378 ج ← مهم

PUNIX NOTE BOOK

PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

فصل نهم: پی های سطحی

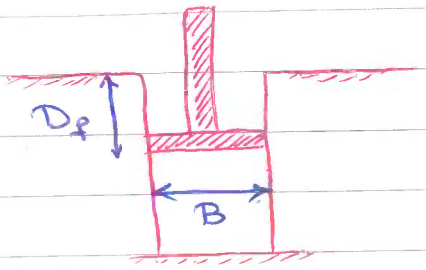
No:

پی هنگامی مناسب است که حداکثر تنش ایجاد شده در زیر آن (q_{max}) از مقاومت برشی خاک، از بین نرود و همچنین نشست بیش از حد مجاز را ایجاد نکند.

$$q_{max} \leq \min\left\{\frac{q_{ult}}{FS}, q_s\right\}$$

q_s: تنش مجاز ناشی از نشست

q_{all}: ظرفیت باربری مجاز خاک



$\frac{D_f}{B} \leq 4 \Rightarrow$ پی سطحی: منفرد، مرکب یا دوستونی، نواری، گسترده

$4 < \frac{D_f}{B} < 10 \Rightarrow$ پی نیمه عمیق

$\frac{D_f}{B} \geq 10 \Rightarrow$ پی عمیق

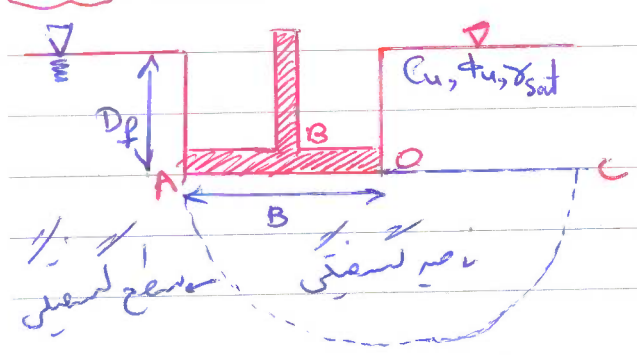
اگر بارهای وارد بر پی هیچ گونه خروج از محوریتی ایجاد نکنند $\Leftarrow$ $q_{max} = q = \frac{P}{A}$

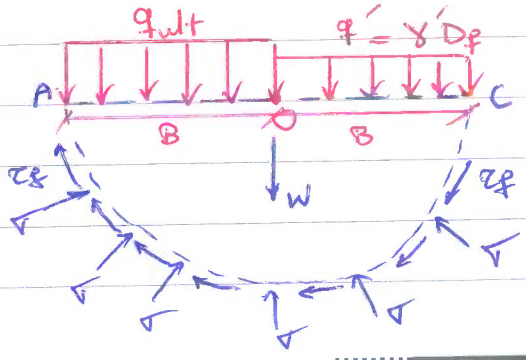
روش تعیین q_{ult} به روش تعادل حدی:

q_{ult} حداکثر تنشی است که در خاک زیر پی می تواند ایجاد شود که خاک در آستانه ی گسیختگی قرار گیرد.

1) ابتدا سطح گسیختگی مناسب در خاک زیر پی حدس می زنیم (خود همین سوال بهینه می ده!)
2) نیروهای وارد بر سطح گسیختگی را به صورت دیاگرام آزاد نمایش می دهیم.
3) با نوشتن یک رابطه تعادل مناسب مقدار q_{ult} را بدست می آوریم.

EXP





PONIX NOTE BOOK
PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

Subject:

Date: . . No:

$$\sum M_O = 0 \Rightarrow q_{ult} \times (B \times L) \times \frac{B}{2} = q' \times (B \times L) \times \frac{B}{2} + c_f \times (\pi B L) \times B$$

$$\Rightarrow q_{ult} = q' + 2\pi c_f = \boxed{q' + 2\pi C_u}$$

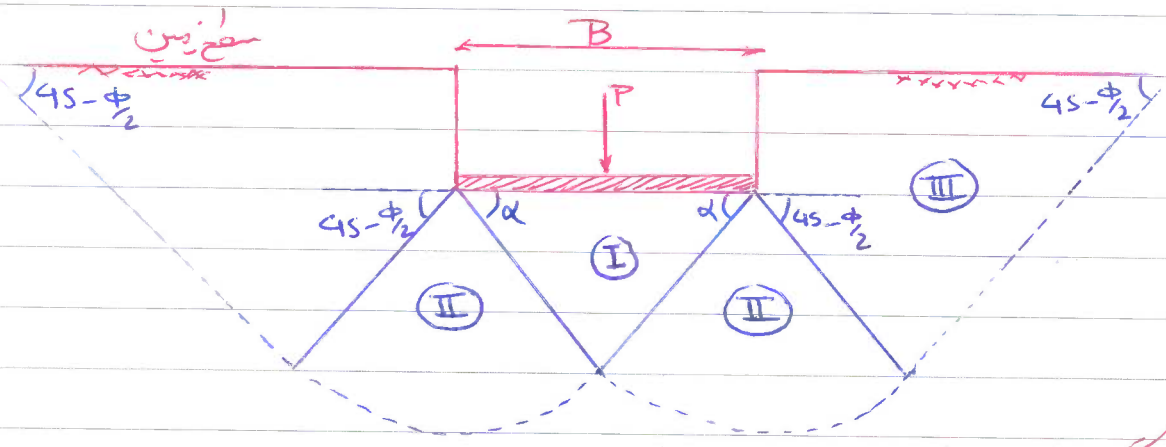
Result اگر پی در عمق D_f از سطح خاک قرار گیرد ظرفیت باربری نهایی آن از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$q_{ult} = q' + 2\pi C_u$$

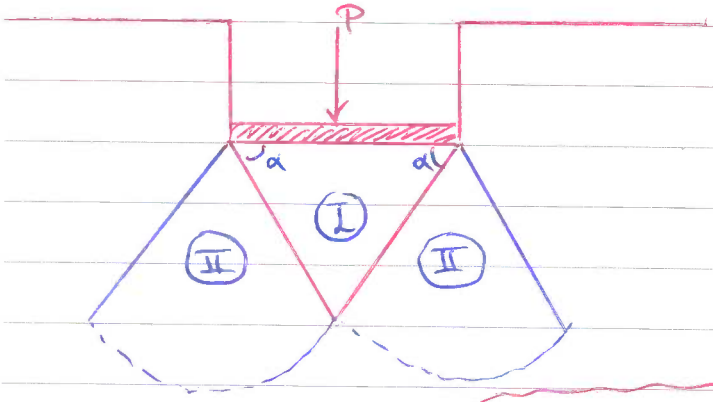
انواع گسیختگی زیری:

(1) گسیختگی برشی کلی:

وقتی خاک زیر پی متراکم و قوی باشد مانند شکل زیر گسیختگی برشی کلی رخ می‌دهد.



(2) گسیختگی برشی موضعی:



اگر خاک زیری متراکم متوسط باشد به هنگام گسیختگی خاک ناحیه III تشکیل نمی‌شود در این حالت گسیختگی برشی موضعی داریم.

نکته مهم ← در رس اشباع $\alpha = \Phi$

در ماسه و ماسه رس $\alpha = 45 + \Phi/2$

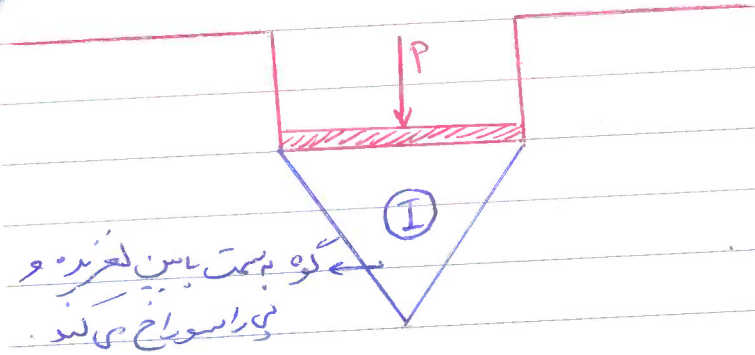
PONIX NOTE BOOK

PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

No:

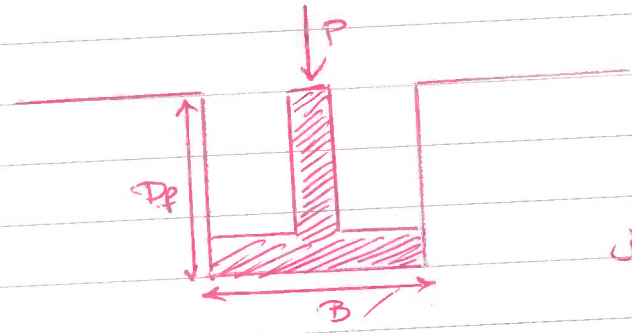
③ گسیختگی برشی پانچ

حرکت خاک زیری بصورت یک سری از تشکیل گوه گسیختگی (I) خاک زیری به پانچ (سوراخ) می شود



اصولاً پی را روی خاک سست ایجاد نمی کنیم.

تعیین ظرفیت باربری را بصورت کلی:



$$q_{ult} = \underbrace{cN_c}_{\text{ترم چسبندگی}} + \underbrace{qN_q}_{\text{ترم عمق}} + \underbrace{0.5\gamma BN_\gamma}_{\text{ترم عرض}}$$

q: سربارناشی از خاک در بالای تراز کف پی ($q=\gamma D_f$) سه جهت تنش موثر در نظر گرفته شود

B: کوچکترین بعد مقطع پی

ضرائب N_c، N_q و N_γ ضرائب اصلی نام دارند که خود مستقل می باشد

عوامل تأثیرگذار در روی q_{ult}:

1. مستقل پی
2. عمق پی
3. حائل بودن بار وارد بر پی
4. شیب داربودن زمین زیر پی
5. شیب داربودن زمین مجاور پی

PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor
PARNIAN NOTE BOOK

Subject:

Date: . . No:

بررسی رابطه q_{ult} براساس نظریه ترزاقی:
ترزاقی ساده‌ترین شکل معادله را ارائه می‌کرد.

ترزاقی ⇒ $$q_{ult} = cN_cS_c + qN_qS_q + 0,5\gamma BN_\gamma S_\gamma$$

N_c و N_q رابطه بین ⇒ $$N_c = (N_q - 1)\cot g\phi$$

ترزاقی از مقاومت سطوح لغزش تشکیل شده بالای پی صرف نظر می‌کند.

* S_γ و S_q و S_c ضرائب شکل هستند.

ضرائب شکل		
انواع پی	S_c	S_γ
پی دایروی	1,3	0,6
پی مستطیلی	$1+0,3\left(\frac{B}{L}\right)$	$1-0,2\left(\frac{B}{L}\right)$
پی مربعی	1,3	0,8
پی نواری	1	1

S_q ← همواره برابر (1)

دقت: اگر در سوال گفته بود پی $2B \times \frac{B}{2}$ است

L ← $2B$

B ← $\frac{B}{2}$

PUNIX NOTE BOOK

PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

No:

حالات خاص:

(1) اگر خاک دانه‌ای باشد

$$C=0 \Rightarrow q_{ult} = qN_qS_q + 0{,}5\gamma BN_\gamma S_\gamma$$

(2) اگر پی روی سطح زمین واقع شده باشد

$$D_f=0 \Rightarrow q=\gamma D_f=0 \Rightarrow q_{ult} = CN_cS_c + 0{,}5BN_\gamma S_\gamma$$

(3) اگر خاک ضرفا چسبنده باشد ($\phi=0$)

$$\phi=0 \Rightarrow N_q=1 \text{ , } N_\gamma=0 \text{ , } N_c = \frac{3\pi}{2}+1 = \boxed{5{,}7}$$

↳ فقط در ترزاقی

در پی نواری $\rightarrow S_c=S_q=S_\gamma=1$

تصحیح مرهوف در تعیین ظرفیت باربری:

در حضور بار قائم $\Rightarrow q_{ult} = CN_cS_cd_c + qN_qS_qd_q + 0{,}5\gamma BN_\gamma S_\gamma d_\gamma$

در حضور بار مایل $\Rightarrow q_{ult} = CN_ci_cd_c + qN_qi_qd_q + 0{,}5\gamma BN_\gamma i_\gamma d_\gamma$

↳ یعنی اگر بار مایل بود S را در نظر بگیرم

d ← ضریب عمق

i ← ضریب میل بار

S ← ضریب شکل

$$\text{if } \phi=0 \Rightarrow N_c=\pi+2=\boxed{5{,}14} \text{ , } N_q=1_2 \text{ } N_\gamma=0$$

N_q و N_γ رابطه بین $\Rightarrow$ $\boxed{N_\gamma=(N_q-1)\tan(1{,}4\phi)}$

PONIX NOTE BOOK
PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

Subject: Mostafa Rahimi
Date: No:

نکته: واقعاً مهم: رابطه $N_c=(N_q-1)\cot\varphi$ را هر سه نفر تراکمی، میرهوف و هانسن قبول دارند.

اگر پی روی سطح زمین بود $\Rightarrow$ $d_\gamma=1$

نظریه هانسن در تعیین ظرفیت باربری:
کامل‌ترین نظریه است.

$$q_{ult}=cN_c(S_c d_c i_c g_c b_c)+qN_q(S_q d_q i_q g_q b_q)+0.5\gamma B N_\gamma(S_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma)$$

$\varphi=0 \Rightarrow N_c=\pi+2=5.14$ ، $N_q=1$ ، $N_\gamma=0$

هانسن مانند تراکمی، برای محاسبه ظرفیت باربری‌های سطحی، گسیختگی برشی کلی را در نظر می‌گیرد. مقاومت برشی خاک در راستای $\overline{\text{III}}$ در مجاورت سطح زمین صرف نظر می‌شود.

نکته 3: در خاک‌های اشباع کاملاً چسبنده، هانسن رابطه‌ی جدید برای ظرفیت باربری دارد:

$$q_{ult}=(\pi+2)C_u(1+S_c+d_c-i_c-b_c-g_c)+q$$

ضریب شکل — ضریب تکیه‌گاه — ضریب مایل بودن بار — ضریب عمق

عوامل کاهنده ظرفیت باربری:
1) شیب دار شدن زمین کناری
2) اثر خروج بار
3) قرار گرفتن مایل پی بر روی سطح زمین

* اگر در سوال نگفته بود که N_c را از تراکمی حساب کنیم یا میرهوف، میرهوف را انتخاب کنیم چون دقیق‌تر است. $N_c=\pi+2$

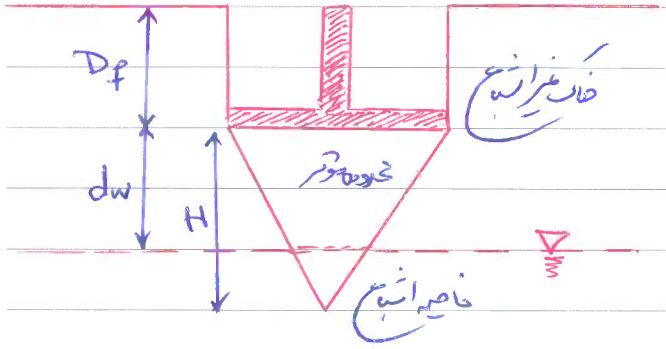
PUNIX NOTE BOOK
PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

Subject:

Date: No:

if $\phi = 0 \Rightarrow S_c = d_c = i_c = g_c = b_c = 0$

تأثیر تراز آب زیرزمینی و اشباع بودن خاک :



if $H \leq d_w$ ← تراز آب زیرزمینی روی q_{ult} تأثیر ندارد.

if $H > d_w \Rightarrow q_{ult}$ تراز آب زیرزمینی روی q_{ult} تأثیر دارد.

در این شرایط برای محاسبه q_{ult} :

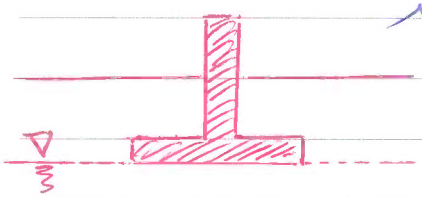
الف) تغییر در ترم عمق ($\bar{q} N_q$) : $\bar{q}$ در این حالت، تنش موثر در ست در تراز کف پی است. اگر آب از تراز کف پی بالاتر رود، $\bar{q}$ تغییری کند.

ب) تغییر در ترم عرض ($0.5 \gamma B N_\gamma$) : به جای γ از γ_e استفاده می‌شود:

$$\gamma_e = \gamma' + \frac{d_w}{H}(\gamma - \gamma')$$

$\gamma_{sat} - \gamma_w$

یعنی γ ای که فوق خاک در حالت اول دارد به صورت ترکیبی از خشک (وزن مخصوص غیر اشباع)



Result تراز آب زیرزمینی فقط دو پارامتر $\bar{q}$ و γ را تغییر می‌دهد

نکته: هرگاه تراز آب زیرزمینی بیشتر پی برسد یا بالاتر از آن رود d_w برابر صفر می‌شود

$$d_w = 0 \Rightarrow \boxed{\gamma_e = \gamma'} \rightarrow \gamma_{sat} - \gamma_w$$

PONIX NOTE BOOK
PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

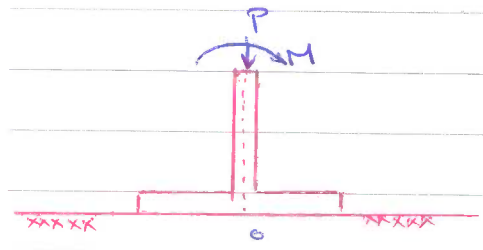
Subject:

Date: . . No:

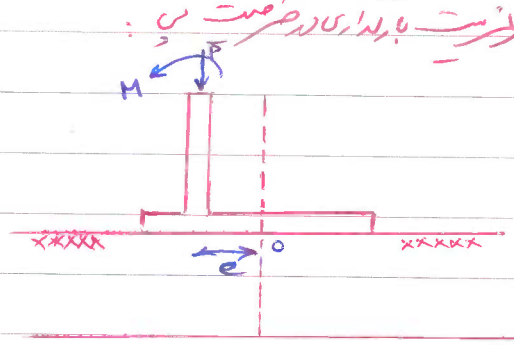
* روابط بالا برای پایداری درازمدت صادق‌اند.

اگر پایداری کوتاه‌مدت بود باید برای e به جای γ از γ_{sat} استفاده کرد.

تأثیر خروج از مرکزیت بارگذاری در راستای یک محور:



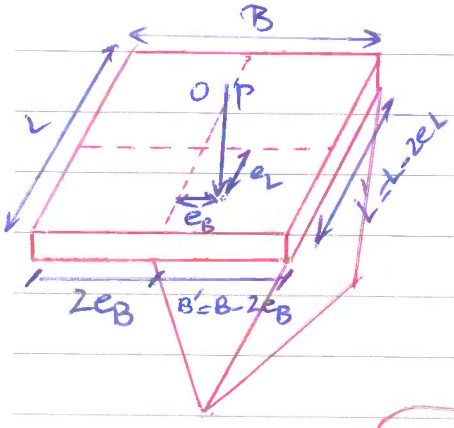
$$\Sigma M_{O'} = \Sigma M_O = M$$
$$P_{O'} = \Sigma F_y = P$$
$$e_{O'} = \frac{M}{P} = \frac{M}{P}$$



$$M_O = \Sigma M_O = M + Pe$$
$$P_O = \Sigma F_y = P$$
$$e_O = \frac{M_O}{P_O} = \frac{M+Pe}{P} = \boxed{\frac{M}{P} + e}$$

Result: پس خروج از مرکزیت در راستای یک محور باعث کاهش ظرفیت باربری خاک می‌شود و توزیع تنش در زیر پی را غیریکنواخت می‌کند.

تئوری هانسن در خروج از محوری:



طبق تئوری هانسن اگر در اثر بار، خروج از مرکزیت e_B ایجاد بکند، گوه مثلثی زیر پی به اندازه $2e_B$ نسبت به حالت عادی کوچک‌تر شده و در این حالت بعد موثر پی برابر $B-2e_B$ خواهد بود.

اگر در جهت (L) نیز خروج از مرکزیت e_L داشته باشیم بعد موثر دیگر پی $L-2e_L$ خواهد بود.

$$L' = \max\{L-2e_L, B-2e_B\}$$
$$B' = \min\{L-2e_L, B-2e_B\}$$

PONIX NOTE BOOK
PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

Subject:

Date: . . No:

برای محاسبه ظرفیت باربری:

۱) از B' به جای B استفاده شود ← $0.5\gamma BN_\gamma \longrightarrow 0.5\gamma B'N_\gamma$

۲) برای محاسبه نیروی نهایی وارد بر پی از ابعاد موثر استفاده شود ←

$$\begin{cases} P_{ult} = q_{ult} \times A \\ A = B' \times L' \end{cases}$$

برای محاسبه q_u ← از B' و L' استفاده شود

ولی برای محاسبه d (ضریب عمق) ← از همان B استفاده شود.

تئوری میرهوف در حضور بار برون محوره

$$q'_{ult} = q_{ult} \times R_{ex} \times R_{ey} \qquad R_{ex}, R_{ey} < 1$$

ظرفیت باربری پی در حالت بدون خروج از مرکزیت

$$R_{ex} = 1 - \sqrt{\frac{e_x}{L}} \quad , \quad R_{ey} = 1 - \sqrt{\frac{e_y}{B}} \qquad \left(0 < \frac{e_x}{L}, \frac{e_y}{B} < 0.3\right)$$

ضرایب غیر خطی

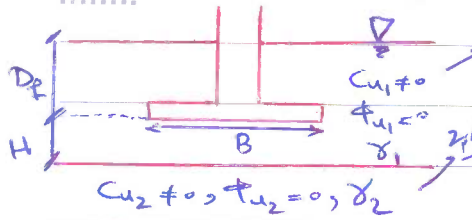
$$R_{ex} = 1 - 2\left(\frac{e_x}{L}\right) \quad , \quad R_{ey} = 1 - 2\left(\frac{e_y}{B}\right)$$

ضرایب خطی

PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

Subject:

Date: . . No:



حالت بارگذاری های مستقر بر خاک های لایه ای :

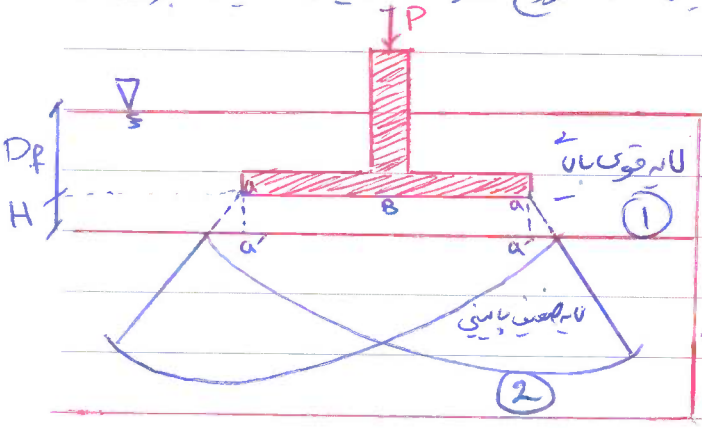
(i) اگر اثر فشار پی بر روی لایه خاک زیر صرفاً چسبنده ($\phi = 0$)

الف) مقاومت برشی زهکشی نشده لایه زیرین کمتر از لایه بالایی است ($\frac{C_{u_2}}{C_{u_1}} < 1$)

الف 1) برای سنت های بزرگ $\frac{H}{B}$ گسیختگی فقط در لایه بالایی اتفاق می افتد

عارضی گسیختگی برشی در لایه بالایی $\Rightarrow$ $q_{ult} = \left[1 + 0{,}2\left(\frac{B}{L}\right)\right] C_{u_1} N_c + \gamma_1 D_f$

الف 2) برای سنت های کوچک $\frac{H}{B}$ گسیختگی با سوراخ شدن لایه بالایی و گسیختگی برشی در لایه پایینی همراه است.



پانچ $\rightarrow$ $q_{ult} = \left(1 + \frac{B}{L}\right) \frac{2 C_a H}{B} + \gamma_1 D_f$

برشی $\rightarrow$ $q_{ult} = \left[1 + 0{,}2\left(\frac{B}{L}\right)\right] C_{u_2} N_c$

$$q_{ult} = \left[1 + 0{,}2\left(\frac{B}{L}\right)\right] C_{u_2} N_c + \left(1 + \frac{B}{L}\right) \frac{2 C_a H}{B} + \gamma_1 D_f$$

C_a : چسبندگی خاک در امتداد سطح aa'

if $\frac{C_{u_2}}{C_{u_1}} \geq 0{,}5 \rightarrow$ $C_a = C_{u_1}$

PUNIX NOTE BOOK

PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

Subject:

Date: . . No:

ب) مقاومت برشی زهکشی نشده لایه زیرین بیشتر از لایه بالایی است $\left(\frac{C_{u2}}{C_{u1}} > 1\right)$

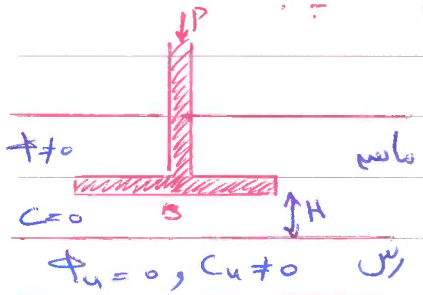
ب 1) اگر $\frac{H}{B} > 1$ ← لایه‌ی بالایی تعیین کننده ظرفیت باربری نداریم و مثل لایه بالایی است ← مثل حالت الف 1

ب 2) اگر $\frac{H}{B} < 1$ ← $\frac{H}{B} = 0$ ← $q_b = \left[1 + 0{,}2\left(\frac{B}{L}\right)\right] C_{u_2} N_c + \gamma_2 D_f$

$\frac{H}{B} = 1$ ← $q_t = \left[1 + 0{,}2\left(\frac{B}{L}\right)\right] C_{u_1} N_c + \gamma_1 D_f$

$$\Rightarrow \boxed{q_{ult} = q_t + (q_b - q_t)\left(1 - \frac{H}{B}\right)^2 \geq q_t}$$

ج) هرگاه بخواهیم باربری یک لایه از خاک ماسه و لایه بالایی از خاس رسی صرفا حساب کنیم:



if $\frac{H}{B} \leq 1{,}5$ ⇒ ظرفیت باربری برمبنای لایه دوم (رس) به علت وجود لایه‌ی ماسه از آن زیر ظرفیت باربری از حد بیشتر آمده است

if $\frac{H}{B} \geq 3{,}5$ ⇒ ظرفیت باربری برمبنای لایه اول (ماسه)

if $1{,}5 < \frac{H}{B} < 3{,}5$ ⇒ یک بار 1,5 را در نظر می‌گیریم و یک بار 3,5 و درون‌یابی انتر پوله می‌کنیم.

* اگر $\frac{H}{B} \leq 1$ بود، وجود لایه‌ی رسی ظرفیت باربری را کاهش می‌دهد. از این خاک رس استفاده شده، نشست نهایی خاک را نیز افزایش می‌دهد.

PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

Subject:

Date: . . No:

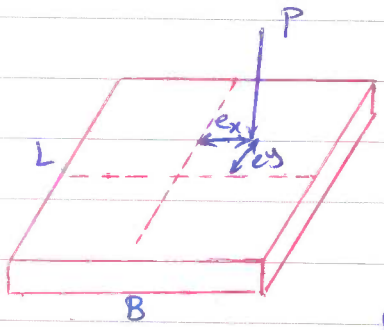
توزیع تنش زیر پی ها:

(دقیقاً مانند مقاومت مصالح عمل می کنیم (خیلی دقیق)

تنش ناشی از نیروی مجوری که در زیر پی بلینوفت است

اما تنش ناشی از خمش در وسط پی صفر می شود و در

گوشه ها ماکزیمم است



$$\begin{cases} q_{max} = \dfrac{P}{BL} + \dfrac{6Pe_B}{B^2L} \\ q_{min} = \dfrac{P}{BL} - \dfrac{6Pe_B}{B^2L} \end{cases}$$

$$q = \frac{P}{A} \pm \frac{M_x y}{I_x} \pm \frac{M_y x}{I_y}$$

۲) بیشترین تنش در زیر پی در آستانه بلند شدن پی:

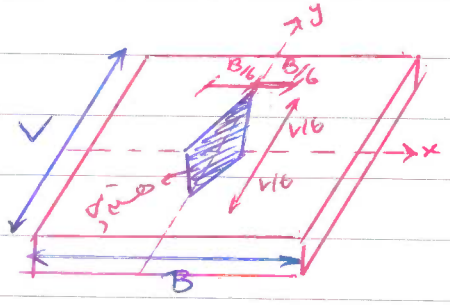
اگر قسمتی از پی از خاک بلند شود، این ناحیه از خاک جدا می شود. در این حالت دیگر نمی توان از روابط

مقاومت مصالح استفاده کرد.

آستانه بلند شدن $\Rightarrow q_{min} = 0 \Rightarrow \dfrac{P}{A} - \dfrac{Mc}{I} = 0 \Rightarrow \dfrac{P_{کل}}{BL} - \dfrac{M_{کل} \times \frac{B}{2}}{\left(\frac{LB^3}{12}\right)} \Rightarrow \boxed{\dfrac{M_{کل}}{P_{کل}} = \dfrac{B}{6}}$

Result

- $e_B < \frac{B}{6} \Rightarrow q_{min} > 0 \Rightarrow$ تمام پی تحت فشار $\Rightarrow$ استفاده از روابط مقاومت مصالح
- $e_B = \frac{B}{6} \Rightarrow q_{min} = 0 \Rightarrow$ تمام پی تحت فشار $\Rightarrow$ " " " "
- $e_B > B/6 \Rightarrow q_{min} < 0 \Rightarrow$ قسمتی از پی بلند می شود $\Rightarrow$ غیرمجاز $\Rightarrow$ " " "



دقت: اگر بار متمرکز P درون هسته قرار گیرد، خاک زیر پی تحت فشار باقی می ماند ولی اگر بار خارج از هسته قرار گیرد، قسمتی از پی از خاک جدا می شود

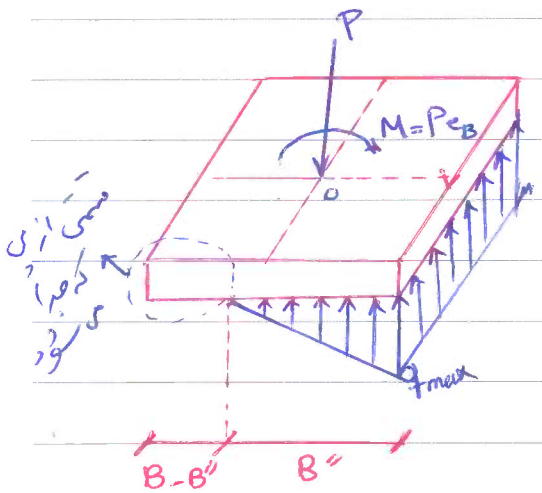
PONIX NOTE BOOK

PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

Subject:

Date: . . No:

می‌شناسیم دیواره‌ای که قسمتی از پی بلند می‌شود:



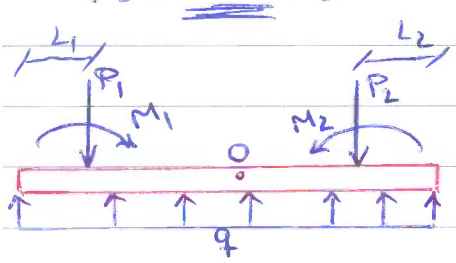
$$B'' = 1,5\,(B - 2e_B)$$

برای یافتن q_{max} از رابطه $\sum F_y = 0$ استفاده می‌شود.

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow P = \tfrac{1}{2} \times q_{max} \times B'' \times L$$

نکته: هرگاه بارگذاری روی پی باعث ایجاد توزیع تنش غیریکنواخت زمین شود، ضریب اطمینان به علت کاهش خزیدگی باربری (عامل مقاوم) و افزایش حداکثر تنش موجود (عامل محرک) کاهش می‌یابد.

توزیع تنش در زیر پی‌های مستطیلی دوسویه:

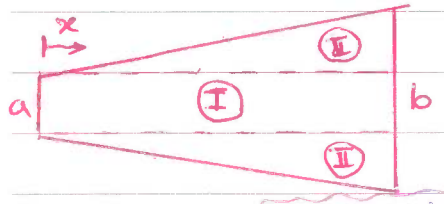


در این حالت هدف این است که طوری فواصل L1 و L2 یعنی مکان اثر بار را تعیین کنیم که تنش زیر پی یکنواخت باقی بماند.

برای حل ابتدا $\sum F_y = 0$ می‌گیریم و رابطه بین P_1 و P_2 و q را بدست می‌آوریم سپس با لنگر گیری حول O و صفر قرار دادن آن ابعاد پی را می‌یابیم.

توزیع تنش در زیر پی‌های نوار نقطه‌ای دوسویه:

دقیقاً مانند مستطیل است با فرق اینکه ابتدا مرکز سطح را پیدا کنیم سپس حول مرکز سطح لنگر بگیریم.

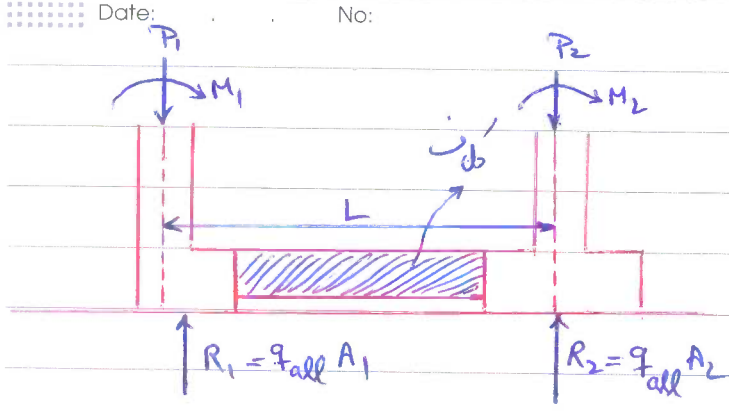


$$\text{مرکز سطح} = \bar{x} = \frac{\sum \bar{x}_i A_i}{\sum A_i} = \frac{(\bar{x}A)_I + (\bar{x}A)_{II}}{A_I + A_{II}}$$

PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

Subject: Mostafa Rahimi

Date: . . No:



مراحل طراحی کلاف به روش اسکولی:

اگر فضای یک ستون محدود باشد مثلاً کنار دیوارها یا پله باشیم، نمی‌توانیم خروج از محوریت ستون را از بین ببریم پس برای تقابل بیشتر یک کلاف می‌بندیم.

1) کلاف یک عضو خمشی است و نقش تعدیل، انتقال و توزیع بار بین پی‌ها را ایفا می‌کند و باعث کاهش نشست نامتقارن بین دو ستون می‌گردد. (تفاوت کلاف و شناژ)

2) در طراحی پی‌های اسکولی فرض می‌کنیم کلاف با زمین تماسی ندارد.

3) برای محاسبه تنش و خصوصیات دیگر پی‌ها، مانند پی‌های دو ستونی عمل می‌کنیم با این تفاوت که لنگر گیری را حول محورهای گذرنده از R_1 یا R_2 انجام می‌دهیم.

$$\Sigma F_y = 0 \Rightarrow P_1 + P_2 = \sigma_{all} \times (A_1 + A_2)$$

(سطح مقطع پی)

دقت: کلاف در محاسبات نمی‌آید!!

سپس کمان را حول ستون بگیریم که P و R در یک راستا شده تا حذف شوند.

اگر سوال از ما لنگر خمشی و نیروی برشی در وسط کلاف را خواست، از وسط کلاف مقطع می‌زنیم و $M(x)$ و $V(x)$ در محل مقطع زده شده را محاسبه می‌کنیم.

نکته و اهمیت: ابعاد کلاف‌ها باید به نحوی تعیین شوند که این عضو سازه‌ای از صلبیت لازم برای جلوگیری از کج شدن و چرخش پی‌ها برخوردار باشد. برای این منظور ممان اینرسی کلاف، حداقل برابر بیشترین ممان اینرسی مقطع دو پی مجاور می‌شود:

$$I_{کلاف} = \frac{bh^3}{12} \geq \max\{I_1, I_2\}$$

(ممان اینرسی پی نه ستون)

PONIX NOTE BOOK

PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

Subject:

Date: . . No:

نشست پی ها:

نشست پی ها
- آنی ← زمانی که بار اعمال می شود
- تحکیمی ← فقط در خاک های ریزدانه اشباع

توجه: انواع پی ها و حالتهای توزیع تنش در زیر آن در خلاصه مکانیک خاک خوانده شود

نشست الاستیک (آنی):

در پی های صلب داریم:

$$S_e = qB\left(\frac{1-\mu_s^2}{E_s}\right) I_p$$

q: تنش ایجاد شده در خاک زیر پی (در سطح خاک)

B: کوچکترین بعد پی

μ_s: ضریب پواسون خاک

E_s: مدول الاستیسیته خاک ← مدول الاستیسیته بتن نیست!!

I_p: ضریبی است که به نسبت $\frac{L}{B}$ و صلبیت پی بستگی دارد و از جداول بدست می آید.

* در انطباق بار برای خاک های همسان نامحدود است.

برای خاک های همسان محدود (مثلاً سنگ زیر خاک داشته باشیم) داریم:

$$S'_e < qB\left(\frac{1-\mu_s^2}{E_s}\right) I_p \quad \text{البته اگر } H \geq 2B \Rightarrow S'_e = S_e$$

نکته: واقعاً مهم است هرچه پی در عمق بیشتری از خاک مدفون باشد (D_f زیاد)، نشست آنی کمتر خواهد بود. البته برای محاسبه q در این پی ها باید اثر سربار را لحاظ کنیم:

$$q_{\text{اصلاح شده}} = q - \gamma D_f \quad \leftarrow P/A$$

$D_f \uparrow \rightarrow q_{\text{اصلاح شده}} \downarrow \rightarrow S_e \downarrow$

PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

Subject:

Date: . . No:

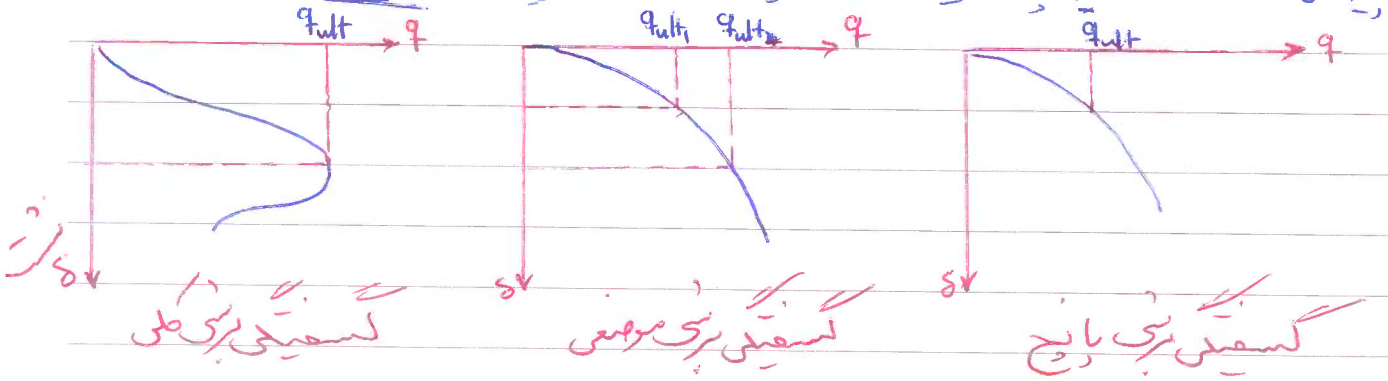
تذکر 3: هرچه $\frac{L}{B} \uparrow \Rightarrow I_p \uparrow$

روش‌های مختلف داریم:

$$S_e = \sum q B_i \left(\frac{1-\mu_s^2}{E_s}\right) I_s . I_{F_i}$$

آزمایش بارگذاری صفحه:

روش متداول برای تعیین ظرفیت باربری خاک و برای برآورد نشست آنی بارگذاری در 4 مرحله و در هر مرحله معادل 25KN بیشتر نیز وارد می‌شود و این آزمایش تا جایی ادامه پیدا می‌کند که خاک زیر پی گسیخته شده و یا نشست آنی در زیر صفحه به 25mm برسد.



* در گسیختگی برشی کلی یک گسیختگی ناگهانی در خاک زیر شالوده رخ می‌دهد و سطح گسیختگی تا سطح زمین ادامه پیدا می‌کند.

در گسیختگی برشی موضعی وقتی به q_{ult_1} می‌رسیم، قسمتی از خاک زیر پی گسیخته می‌شود. پس یک نیرش خواهیم داشت. ولی حتی پس از آن چون مقاومت کل خاک از بین نرفته است، تنش در خاک افزایش می‌یابد. و در نهایت خاک در q_{ult} گسیخته می‌شود.

* در گسیختگی پانچ از همان ابتدا و پس از رسیدن به مقدار q_{ult}، خاک مقاومت خود را از دست می‌دهد و نمودار یک سیر زیر ادامه پیدا می‌کند.

آزمایش بارگذاری → $Q = q \times A + S \times P$ → ظرفیت باربری

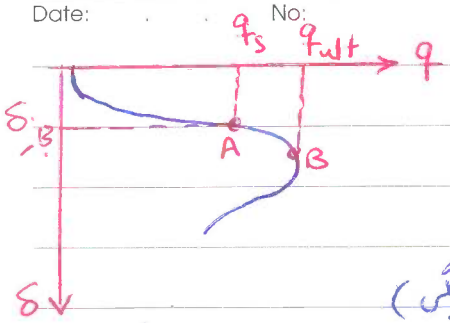
بار کل وارد بر پی — بار وارد بر مقطع — مقاومت مقطع — بار وارد بر مقاومت جانبی

PONIX NOTE BOOK

PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

Subject:

Date: No:



نکته در مورد گسیختگی برشی کلی:

نقطه (A): این نقطه برای سنت محاسبه، بررسی نمودار منحنی می‌شود و تنش متناظر با آن را، q_s نامیده می‌شود.

نقطه (B): این نقطه معرف وضعیت نهایی تنش (قبل از گسیختگی) در خاک بوده و با استفاده از آن، مقدار q_{ult} (ظرفیت باربری نهایی خاک) تعیین می‌شود.

استفاده از نتایج آزمایش بارگذاری:

تنش‌ها ← q_F ← اعداد روی پی واقعی
نشست‌ها ← δ_F

مقادیر تنش‌ها ← q_p ← اعداد بدست آمده از آزمایش بارگذاری
نشست‌ها ← δ_p

الف) تبدیل تنش‌ها:

خاک‌های رسی صرفاً چسبنده ← $q_F = q_p$

خاک‌های ماسه‌ای ← $\frac{q_F}{B_F} = \frac{q_p}{B_p}$

ب) تبدیل نشست‌ها:

خاک‌های رسی صرفاً چسبنده ← $\frac{\delta_F}{B_F} = \frac{\delta_p}{B_p}$

خاک‌های ماسه‌ای ← m ← $\delta_F \times \left(\frac{3.28 B_F + 1}{B_F}\right)^2 = \delta_p \times \left(\frac{3.28 B_p + 1}{B_p}\right)^2$

ft ← $\delta_F \times \left(\frac{B_F + 1}{B_F}\right)^2 = \delta_p \times \left(\frac{B_p + 1}{B_p}\right)^2$

نکته مهم: اگر در مورد ضریب عکس العمل بستر دوری صحبت شده بود:

$K_1 \times B_1 = K_2 \times B_2$

ضریب عکس العمل ← تعدیل ← تبدیل

$K_f = \left(\frac{B_F + B_p}{2B_F}\right)^2 K_s$

ضریب ... دارد

PONIX NOTE BOOK
PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

Subject:

Date: . . No:

ضریب عکس العمل بستر:

در واقعیت توزیع فشار در زیر پی ها یکنواخت نیست. اگر بخواهیم فشار و نشست در زیر پی را یکنواخت فرض کنیم، باید هیچ گونه برخورد از محدوده ی پی ملاحظه نشود. در این حالت فشار زیر پی را می توان به صورت زیر حساب کرد:

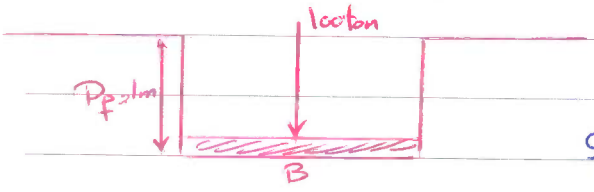
$$q = k_f \delta_e$$

q ← فشار زیر پی

δ_e ← نشست الاستیک زیر پی

k_f ← ضریب عکس العمل بستر

مثلاً در شکل روبرو به این گونه عمل کرد:



$$q = k_f \delta_e \Rightarrow \frac{P}{A} - \gamma D_f = k_f \delta_e$$

اصول طراحی پی های سطحی:

برای طراحی پی اگر توزیع تنش متقارن بود، ابتدا بار P که مجموع بار مرده و بار زنده است را بدون ضریب قرار می دهیم. سپس از روش زیر مساحت پی را حساب می کنیم:

$$q_{max} \le q_{all} \Rightarrow \frac{P}{A} \le q_{all} \Rightarrow \boxed{A \ge \frac{P}{q_{all}}}$$

$P = P_D + P_L$ ← بدون ضریب

اگر توزیع بارگذاری متقارن بود بر اساس روابط مقاومت مصالح q_{max} را بدست می آوریم و q_{all} را مقایسه می کنیم.

ارتفاع پی (h) را چگونه بدست آوریم؟

بار P و تنش q باعث ایجاد یک سری نیروهای داخلی در سازه ی پی می گردند. برای جلوگیری از خرابی پی، آرماتورگذاری در پی می کنیم.

PONIX NOTE BOOK

PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

Subject:

Date: No:

برای جلوگیری از تخریب برشی پی، باید ارتفاع مقطع پی (h) را طوری می‌گیریم که مقاومت برشی مقطع از نیروی برشی ایجاد شده بیشتر شود.

$$V_{\text{مقاوم}} \geq V_{\text{موجود}}$$

نیروی برشی مقاوم مقطع 3

در همه‌ی مثال‌ها فرض می‌کنیم مقاومت لازم توسط خود بتن تأمین می‌شود

$$V_{\text{مقاوم}} = V_c$$

نیروی برشی موجود (مخرب) مقطع:

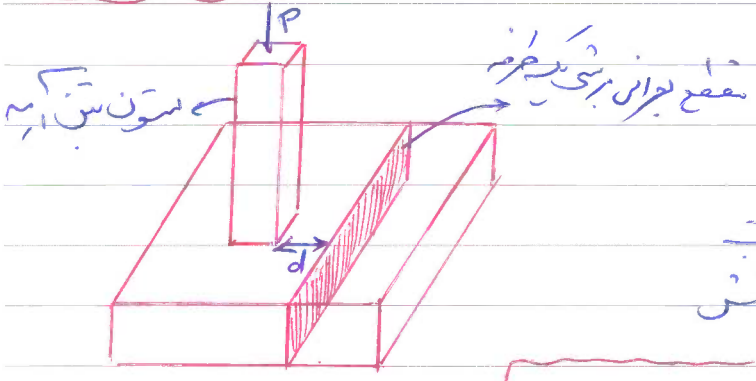
① خرابی برشی معمولی:

در مقطع بحرانی برشی یک ترک خمشی رخ می‌دهد.

که به فاصله d از بر ستون بتن آسیب دیده

بعد بلندترین و در فاصله d از مقطع بحرانی خمش

در ستون‌های فلزی قرار دارد.



$d = h - e$ → پوشش ≈ 5cm

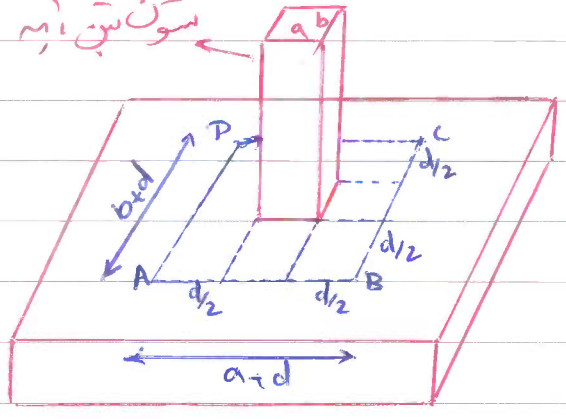
فاصله سطح فوقانی پی تا مرکز آرماتورها

ارتفاع پی

② خرابی برشی پانچ:

در فاصله‌ی $d/2$ از هر وجه

ستون بتنی اتفاق می‌افتد



PONIX NOTE BOOK
PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

Subject:

Date: . . No:

نحوه ی محاسبه ی V_c (نیروی برشی مقاوم):

برش معمولی : $V_c = 0,2 \phi_c B d \sqrt{f_c}$

برش پانچ : $V_c = 0,4 \phi_c \sqrt{f_c} \times \bar{A}$

نیوتن (N)

ϕ_c ← 0,6

B : بعد کوچکتر پی (برحسب mm)

d : ارتفاع موثر پی ← $d = h - e$

$\bar{A}$: مساحت جانبی ناحیه پانچ :

$\bar{A}$ = ارتفاع موثر × محیط پانچ

$\bar{A} = 2[(a+d) + (b+d)] \times d = 2d(a+b+2d)$

نحوه ی محاسبه ی V_u (نیروی برشی مقطع):

نیروی برشی V_u نیروی داخلی است و از تعادل استاتیکی بدست می آید.

توجه: در محاسبه ی V_u بدون از روش های ضریب دار استفاده نکنیم.

تنش زیری $q = \frac{P_{کل}}{A} = \frac{1,25P_D + 1,5P_L}{A}$

بارزنده ← $1,5P_L$

بارمرده ← $1,25P_D$

سوال: چگونه ارتفاع پی (h) را محاسبه کنیم؟؟

۱) ابتدا تنش زیر پی را محاسبه می کنیم. با ضریب دار استفاده می کنیم

$q = \frac{1,25P_D + 1,5P_L}{A}$

۲) از آنجایی که V_u مربوط به برش پانچ معمولاً بزرگتر از V_u مربوط به برش مقطع (معمولی) است مقطع بحرانی برش پانچ را در نظر گرفته و شرط $V_{مقاوم} \geq V_{خارجی}$ را برای آن تشکیل می دهیم.

$V_{مقاوم} = V_c = 0,4 \phi_c \sqrt{f_c} \times \bar{A}$

$V_{خارجی} < V_u = P - q \times (a+d)(b+d)$

$\Rightarrow 0,4 \phi_c \sqrt{f_c} \times \bar{A} \geq P - q \times (a+d)(b+d)$

از این ما d بدست می آید.

PONIX NOTE BOOK

PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

3) سپس با استفاده از d بدست آمده، اگر رابطه غیر $V_{max} > V_{max}$ برای ناحیه برشی صدق نمی‌کند برقرار باشد، d بدست آمده صحیح است در غیر این صورت باید d را افزایش دهیم تا رابطه مربوط به ناحیه برشی صدق کند.

4) در نهایت داریم:

$h = d + e$ ← پوشش بتن 5cm

چگونه آرماتورهای کششی را استخراج کنیم؟

ابتدا سطح مقطع تحت بار را می‌یابیم.

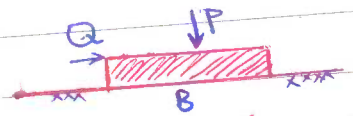
سطح مقطع تحت بار:
- ستون بتنی: در راستای زیر بر ستون
- ستون فولادی: فاصله $\frac{e}{2}$ از وجه ستون
- ستون آجری: به فاصله $\frac{a}{6}$ از مرکز بر

a: بعد ستون آجری

e: طول لبه‌ی بیرون زده‌ی صفحه زیر ستون

$$\frac{M}{B} = \phi_s f_y A_s \left(d - \frac{1}{2} \frac{\phi_s f_y A_s}{0{,}85 f_c b} \right) \longrightarrow A_s = \dots$$

لغزش پی‌های سطحی:



$$F.S_{\text{لغزش}} = \frac{\text{نیروی مقاوم}}{\text{نیروی محرک}}$$

زاویه اصطکاک بتن و خاک ← δ

چسبندگی بین بتن و خاک ← C_a

$$\Rightarrow F.S_{\text{لغزش}} = \frac{P \tan\delta + C_a A}{Q}$$

در اندرکنش بین خاک و سازه تغییر سیری‌ها، دیوارهای حائل و ... باید از استرهای ϕ و δ اصلاح گردند

$$C_a = \frac{2}{3} C \qquad \delta = \frac{2}{3} \phi$$

PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

Mostafa Rahimi

Subject:

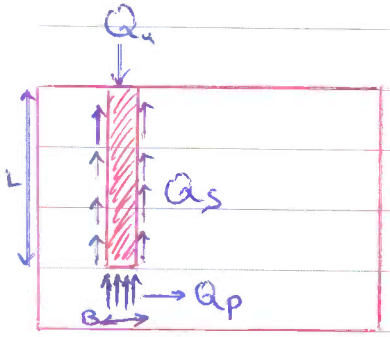
Date: . . No:

فصل سوم: پی‌های عمیق

کی از پی‌های عمیق استفاده کنیم؟

1) خاک سطحی زمین مقاومت کافی نداشته باشد.
2) نشست برآورد شده خاک تحت پی‌های سازه‌ای از حدود مجاز تجاوز کند.
3) پی تحت اثر نیروهای جانبی و uplift قرار گیرد.
4) اجرای یک سازه دریایی با اسکله مدنظر باشد.

ظرفیت باربری شمع تکی:



$$Q_u = Q_s + Q_p$$

Q_u: مقاومت اصطکاکی جانبی

Q_p: مقاومت انتهایی (انتهای شمع)

محاسبه مقاومت جانبی اصطکاکی (Q_s):

هر چه شمع زبرتر باشد 10mm تا 5m نشست کند، تنش‌های مقاوم جانبی محسوس‌تری می‌شوند.

$$Q_s = P \int_0^L f_s(z)\, dz$$

P: محیط شمع

$f_s(z)$: حداکثر تنش مقاوم جانبی روی واحد طول

حالت 1: محاسبه f_s در خاک‌های دانه‌ای:

$$f_s = K \sigma'_v \tan\delta$$

δ: زاویه اصطکاک شمع و خاک

σ'_v: تنش موثر در عمق z

ضریب جانبی خاک

$$K \tan\delta = \beta$$

β: ضریب ثابت

$$\frac{2}{3}\phi < \delta < \frac{3}{4}\phi$$

در شمع‌های درجا (اجرایی) $\rightarrow K = K_0$

در شمع‌های کوبیدنی $\rightarrow K = K_p$

K_0 و K_p را به جدول توسط خاک مستقل دارد.

PUNIX NOTE BOOK

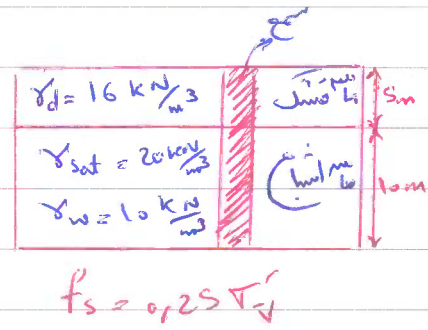
PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

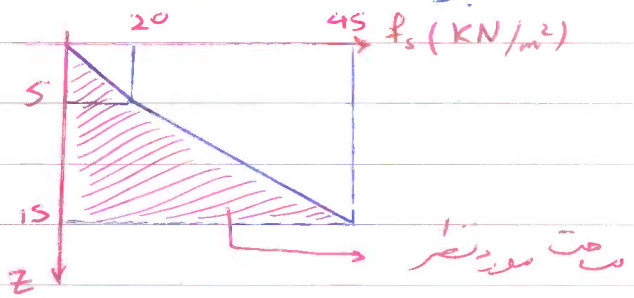
Subject:

Date: . . No:

روش حل: ابتدا $f_s(z)$ را با توجه به پروفیل ال برحسب z محاسبه می‌کنیم و سپس در پروفیل Q_s می‌گذاریم و انتگرال گیری می‌کنیم.

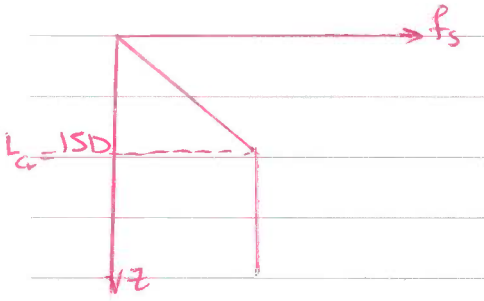
نکته: اگر بتوانیم نمودار f_s برحسب z را بکشیم، سطح زیر نمودار برابر $f_s(z)$ ال است در حل مسائل بسیار ما را کمک می‌کند.





نکته: تنش اصطکاکی f_s در خاک‌های ماسه‌ای تا طول مشخص از شمع با افزایش طول تحریص (L_{cr}) افزایش یافته و از آن به بعد ثابت می‌ماند. (محافظه‌کارانه $\leftarrow L_{cr} = 15D$)

↳ قطر شمع



دقت: اگر شمع را مربعی دارند $\leftarrow B \times B$

$L_{cr} = 15B$

حالت 2: محاسبه f_s در خاک‌های چسبنده:

الف) محاسبه f_s در خاک‌های چسبنده در کوتاه مدت (روش α):

$f_s = \alpha C_u$ (C_u: چسبنگی)

$\Rightarrow Q_s = \alpha C_u P L$

α: ضریب چسبنگی (ضریب چسبندگی)

C_u: مقاومت برشی زهکشی نشده

P: محیط شمع

L: طول شمع در خاک

PUNIX NOTE BOOK
PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

Subject:

Date: . . No:

ب) محاسبه f_s در خاک چسبنده در بلندمدت (روش β):

این روش f_s را برای خاک رس اشباع در شرایط زهکشی نشده محاسبه می‌کند.

فرضیات این روش:

1) اضافه فشار آب حفره‌ای در اطراف شمع از بین می‌رود.

2) به علت دست‌خوردگی خاک رس، چسبندگی موثر خاک به صفر است.

3) پس از صفر شدن فشار آب حفره‌ای، مقدار تنش موثر افقی روی سطح شمع حداقل برابر تنش موثر افقی حالت سکون (بر حسب K_0) است که قبل از کوبیدن شمع وجود داشته است.

$$f_s = K \sigma'_v \tan\delta'_R$$

δ'_R: زاویه اصطکاک داخلی رس دست‌خورده در حالت زهکشی شده

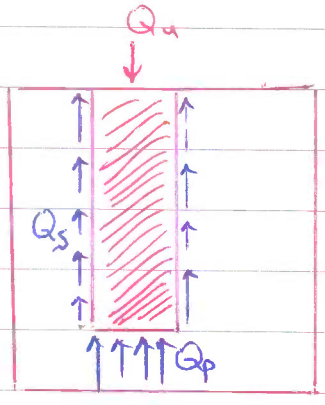
رس عادی تحکیم یافته: $K = 1 - \sin\phi'_R$

رس پیش تحکیم یافته: $K = (1 - \sin\phi'_R)\sqrt{OCR}$

* مانند روش قبل می‌توان مقاومت زیر f_s را نیز می‌توان حساب کرد.

مقاومت انتهایی شمع (Q_p):

چون شمع در این حالت به خاک زیر انتهای دارد نیروی Q_p به وجود می‌آید.



$$Q_p = A_p q_p = A_p (c N_c^* + q' N_q^*)$$

- A_p: سطح مقطع شمع / مساحت انتهای شمع
- c: چسبندگی خاک / چسبندگی خاک زیر شمع
- N_c^*, N_q^*: ضرایب ظرفیت باربری شمع
- q': تنش موثر قائم در زیر شمع

PONIX NOTE BOOK

PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

Subject:

Date: . . No:

الف) مقاومت انتهایی شمع در خاک‌های رابنه‌ای ϕ

$$Q_p = A_p q' N_q^*$$

ب) مقاومت انتهایی شمع در خاک‌های صرفاً چسبنده:

$$\phi = 0 \Rightarrow \begin{cases} N_c^* = 9 \\ N_q^* = 0 \\ c = C_u \end{cases} \Rightarrow \boxed{Q_p = 9 A_p C_u}$$

$$\text{if } \phi = 0 \Rightarrow \begin{cases} \text{در روش ماینو} \Rightarrow N_q^* = 0 \\ \text{در روش وسیک} \Rightarrow N_q^* = 1 \end{cases}$$

در روش‌های وسیک و ماینو $\Rightarrow$ $\boxed{N_c^* = (N_q^* - 1)\cot\phi}$ $(\phi \neq 0)$

نکته و اعتقاد مهم: Q_p در روش‌های مرهوف، ماینو و وسیک، شامل وزن شمع نیز می‌شود.

برای به دست آوردن مقاومت انتهایی خالص (بدون شمع) باید وزن شمع را از مقاومت انتهایی کم کنیم:

$$Q_{p(net)} = Q_p - W \quad (W = \gamma' L A_p)$$

← خیلی مهم

بعضی مواقع به جای وزن شمع، وزن خاک هم‌حجم شمع از مقاومت انتهایی کم می‌شود:

$$Q_{p(net)} = Q_p - \gamma' L A_p = Q_p - q' A_p = A_p [c N_c^* + (N_q^* - 1) q']$$

PONIX NOTE BOOK

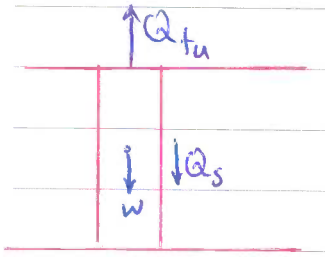
PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

Subject:

Date: No:

توجه مهم: برای محاسبه Q_p نگاه می‌کنیم نوک شمع در کدام لایه‌ی خاک است و آن لایه را در محاسبات Q_p حساب می‌کنیم. یعنی N_q^* خاک نوک شمع باید در محاسبات استفاده شود.

مقاومت کششی شمع:



$$Q_{tu} = Q_s + W$$

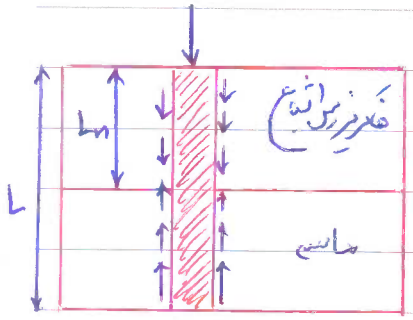
Q_{tu}: مقاومت نهایی شمع

W: وزن شمع است که در شرایط وجود آب، وزن مخصوص آن لحاظ می‌شود

در این حالت L را برابر طول شمع فرض می‌کنیم.

اصطکاک منفی در شمع‌ها:

اگر حرکت نسبی خاک نسبت به شمع در جهت رو به پایین باشد، در آن صورت به علت اصطکاک میان خاک و محیط شمع، نیروی اضافی جهت حالت قبل ایجاد می‌شود. از این نیرو که به سمت پایین و هم جهت با بارگذاری است، اصطکاک منفی می‌گویند.



اصطکاک منفی به دلیل هم جهت بودن با بارگذاری، باعث ۵۰٪ افزایش بار گذاری شمع می‌گردد و حتی ممکن است باعث شود تا بار گذاری از مقاومت مجاز شمع تجاوز نماید.

۱) در اثر بارگذاری، پایین آمدن سطح آب زیرزمینی، لایه‌ای رسی که شمع در آن قرار دارد، دست تحکیم خواهد داشت. پس اصطکاک منفی ایجاد می‌شود. اصطکاک منفی تا عمق $z = L_n$ وجود دارد.

۲) اگر یک خاکریز رسی (استخر) در اطراف شمعی که قبلاً در خاک ماسه‌ای کوبیده شده اجرا گردد، در آن صورت خاکریز رسی تحت اثر وزن خود دست تحکیم خواهد داشت. که در خاکریز رسی اصطکاک منفی ایجاد می‌شود.

PONIX NOTE BOOK

PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

Subject:

Date: . . No:

محاسبه نیروی اصطکاک منفی در طول L_n از شمع:

$$Q_n = \int_0^{L_n} f_n(z) P(z)\, dz \qquad , \qquad f_{n(z)} = K_0 \bar{\sigma}_v \operatorname{tg}\delta$$

تنش اصطکاکی رویه پایین در عمق z

$1 - \sin\phi$

گروه شمع:

برای تکیه‌گاه‌های سنگین گروه شمع از کلاهک بتنی (Pile cap) استفاده می‌شود.

نکته: اگر ضرایب تنش دو شمع در یک خاک با هم تداخل نداشته باشند، ظرفیت باربری گروه شمع، مجموع ظرفیت باربری تک‌تک شمع‌ها منفرد برابر خواهد بود. اما اگر ضرایب تنش تداخل داشته باشند، قضیه جور دیگری است و ظرفیت باربری گروه شمع، ضریبی از مجموع ظرفیت باربری تک‌تک شمع‌ها خواهد بود. این ضریب همان ضریب کارایی گروه شمع است.

ضریب کارایی گروه شمع:

$$E_g = \frac{Q_{ug}}{\sum Q_u} = \frac{\text{ظرفیت باربری گروه شمع}}{\text{مجموع ظرفیت باربری تک‌تک شمع‌ها}}$$

① محاسبه E_g با استفاده از قاعده فلمنگ:



این روش معمولاً در خاک‌های چسبنده کاربرد دارد.

در این حالت ظرفیت باربری گروه شمع برابر است با مجموع ظرفیت باربری کامل یافته هر یک از شمع‌ها.

برای حل باید هر تعداد که شمع مورد نظر شمع‌های مجاور دارد $\frac{1}{16}$ از ظرفیت آن شمع کم کنیم:

$$Q_{ug_1} = Q_{u_1} - 3 \times \frac{1}{16} Q_{u_1} = \frac{13}{16} Q_{u_1}$$

$$Q_{ug_2} = Q_{u_2} - 5 \times \frac{1}{16} Q_{u_2} \Rightarrow Q_{ug_2} = \frac{11}{16} Q_{u_2}$$

PONIX NOTE BOOK

PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

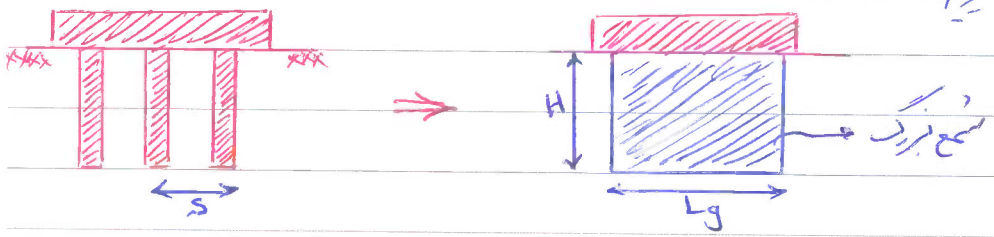
Subject:

Date: No:

بعد از اینکه تعداد کاهش های تمام شمع ها را محاسبه کردیم، Q_{ug} نهایی برابر است با جمع تمام Q_{ug} های شمع ها. سپس E_g با نسبت Q_{ug} و $\sum Q_u$ به دست می آید.

(2) محاسبه E_g با فرض مکانیزم گسیختگی بلوکی:

در این حالت به جای یک گروه شمع، تنها بلوک مکعب مستطیلی با ابعاد $B_g \times L_g$ با محاط طول شمع ها منفرد در نظر می گیریم.



$$A_g = B_g \times L_g$$

$$P_g = 2(B_g + L_g)$$

$$E_g = \frac{\text{ظرفیت باربری شمع تکی برابر بلوک}}{\sum Q_u \text{ (مجموع ظرفیت باربری تک تک شمع ها)}} < 1$$

اگر $E_g > 1$ بدست آید به محافظه کارانه بودن $E_g = 1$ در نظر می گیریم یعنی از صدمه هم نزدیک تر شده.

نکته واقعا مهم: اگر در صورت سوال قید نشده بود که از روش بلوک استفاده کنیم یا خیر، باید یک بار به وسیله روش قبلی Q_{ug_1} و یک بار به روش بلوک Q_{ug_2} را بدست آورد و min آن را در نظر گرفت:

$$Q_{ug} = \min\{Q_{ug_1}, Q_{ug_2}\}$$

PONIX NOTE BOOK

PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

Subject:

Date: . . No:

(3) محاسبه E_g با توجه به نوع خاک و فواصل شمع ها گروه از هم:

فاصله مرکز به مرکز شمع ها (S) و نوع خاک به طور مستقیم روی E_g تاثیری گذارند.

1) ضریب کارایی در خاک های چسبنده:

الف) $\frac{S}{D} < 3$:

S: فاصله مرکز به مرکز شمع ها D: قطر شمع

برای محاسبه E_g با استفاده از روابط قبلی، ظرفیت نهایی یک شمع را بدست آورده و آن را در تعداد شمع ها ضرب می کنیم.

$E_g \leq 1$ ← در این حالت

ب) $\frac{S}{D} \geq 3$:

اگر $3 < \frac{S}{D} < 8$ بود ← انتر پوله

S/D	3	... → ...	8	>8
E_g	0.7	... → ...	1	1

2) ضریب کارایی در خاک های دانه ای:

کمتر از 12 شمع سمگروه شمع کوچک بیش از 12 شمع سمگروه شمع بزرگ

S/D	2	... → ...	4	>4
E_g	1.5	... → ...	1	1

گروه شمع کوچک

S/D	2	... → ...	6	>6
E_g	2	... → ...	1	1

گروه شمع بزرگ

اگر گروه شمع کوچک باشد بررسی عمل شود. ($\frac{S}{D} \leq 3$)

برای S/D های میانی ← انتر پوله

نکته جالب: در خاک های چسبنده ضریب کارایی گروه از یک بیشتر شده با افزایش فاصله شمع ها از هم، افزایش یافته و سرانجام برابر یک می گردد.

در خاک های دانه ای ضریب کارایی بزرگتر از یک بوده و با افزایش فاصله شمع ها از هم، کاهش می یابد و سرانجام برابر یک خواهد شد.

PUNIX NOTE BOOK

PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

Subject:

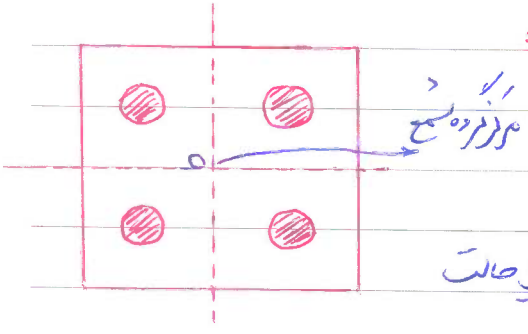
Date: . . .No:

نکته: کوبیدن شمع در خاک های ماسه ای، سبب تراکم خاک در اطراف شمع تا شعاعی حدود ۳ برابر قطر شمع می گردد که این موضوع سبب افزایش مقاومت خاک و بالا رفتن ظرفیت باربری گروه شمع می شود.

* در خاک های ماسه ای با افزایش زاویه اصطکاک داخلی خاک ضریب کارایی گروه شمع کاهش می یابد.
* در خاک های رسی برای تعیین ضریب کارایی گروه شمع، Q_s از Q_b نقش مهمتری دارد.

در خاک های ماسه ای if $E_g > 1$ ⟶ محافظه کارانه $E_g = 1$

چگونگی توزیع بیزها در حالت قرارگیری یا در مرکز گروه شمع:



اگر بار P در مرکز گروه شمع وارد شود، لنگر تولید نمی کند.

در این حالت ⟵ $P_i = P_0 \frac{A_i}{\sum A_i}$ ⟶ $P_i = \frac{P_0}{n}$ ⟵ تعداد شمع ها

بار وارد بر هر شمع اصلی

بر اساس مساحت شمع ها بین شمع ها تقسیم می شود.

هر موقع خواستیم محل مرکز گروه شمع را پیدا کنیم، شمع ها را با خط به هم وصل می کنیم و مرکز سطح شکل بوجود آمده را پیدا می کنیم.

گروه شمع تحت اثر نیروی متمرکز P و لنگر M:

در این شرایط ابتدا P و لنگر بوجود آمده از P را به مرکز گروه شمع جابجا می کنیم سپس رابطه ی زیر را بدست می آوریم:

$$F_i = F_{iP} \pm F_{iM}$$

F_i: برآیند نیروی وارد بر هر شمع

F_{iP}: نیروی محوری ناشی از بار قائم (P)

F_{iM}: نیروی محوری ناشی از لنگر خمشی (M)

PUNIX NOTE BOOK

PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

الف) نیروی ایجاد شده در اثر بار متمرکز:

$$P = P \times \frac{A_i}{\sum A_i}$$

P: نیروی هر پیچ — P: برآیند نیروهای وارد به مقطع

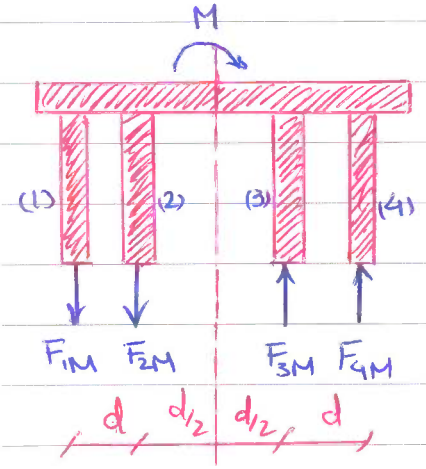
اگر پیچ‌ها هم‌اندازه باشند: $F_{iP} = \frac{P}{n}$ (F_{iP}: نیروی هر پیچ)

ب) نیروی ایجاد شده در اثر لنگر خمشی M:

$$F_{iM} = A_i \times \left[\left(\frac{M_x \times d_{iy}}{I_x} \right) + \left(\frac{M_y \times d_{ix}}{I_y} \right) \right]$$

(A_i: مساحت پیچ i)

نکته مهم: وقتی لنگر خمشی داریم، نیروی بین پیچ‌ها به نسبت Ad یعنی ضرب مساحت هر پیچ در فاصله پیچ تا مرکز گروه پیچ تقسیم می‌شود. باید دقت کرد وقتی نیروهای هر پیچ را می‌خواهیم ترار دهیم در دو طرف خط تقارن نیروها برعکس هستند



EXP ابتدا رابطه بین دو نیروی F_{1M} و F_{2M} را پیدا می‌کنیم.
سپس با لنگرگیری حول نقطه o (مرکز گروه پیچ) F_M هر پیچ را بر حسب M بدست می‌آوریم.
هدف پیدا کردن نیروی ناشی از لنگر خمشی هر پیچ برحسب M است.

$$\frac{F_{1M}}{F_{2M}} = \frac{A_1 d_1}{A_2 d_2} = \frac{A \times \frac{3}{2}d}{A \times d/2} = 3$$

$$F_{1M} = F_{4M} = 3F_{2M} = 3F_{3M}$$

$$\sum M_o = 0 \Rightarrow M = 3F \times \frac{3d}{2} + F \times \frac{d}{2} + F \times \frac{d}{2} + 3F \times \frac{3d}{2}$$

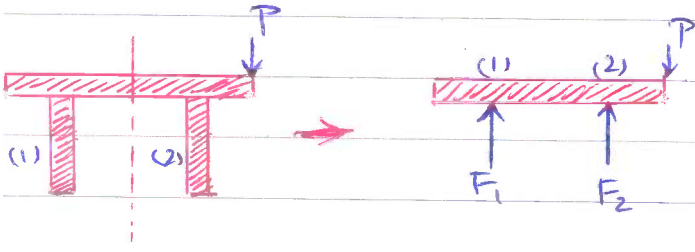
$$\Rightarrow M = 10Fd \Rightarrow F = \frac{M}{10d} \longrightarrow F_{1M} = F_{4M} = \frac{3M}{10d}$$

PONIX NOTE BOOK
PDFcompression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

Subject:

Date: No:

روش خوب: اگر اسکان این را داشتیم که مانند استاتیک حول یک نیروی شمع تنظر بگیریم خیلی مسئله راحت تر حل می شود.



$\Sigma M_1 = 0 \Rightarrow F_2 = \cdots$

$\Sigma F_y = 0 \Rightarrow F_1 = \cdots$

نشست گروه شمع:

الف) نشست الاستیک گروه شمع:

فرمول وسیل ➡ $S_{g(e)} = \sqrt{\frac{B_g}{D}}\, S$

$S_{g(e)}$: نشست الاستیک گروه شمع

S: نشست الاستیک شمع تکی با بهره برداری

D: قطر شمع

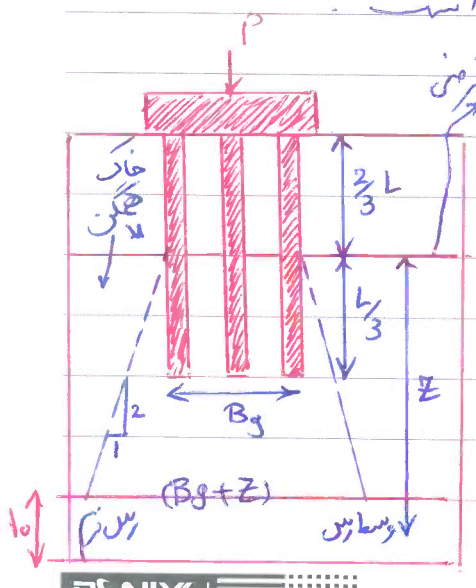
B_g: عرض مقطع گروه شمع

ب) نشست تحکیم گروه شمع:

اگر گروه شمع روی خاکی قرار گیرد که در پروفیل آن رس نرم اشباع وجود داشته باشد، در آن صورت در اثر بار وارده از طرف گروه شمع به خاک رسی، نشست تحکیم رخ می دهد.

در این حالت فرض می شود یک منشور خیالی با ابعاد $B_g \times L_g$ و فاصله‌ی $\frac{L}{3}$ از نوک شمع تراکم یافته و بار P را فوری به خاک منتقل می کند.

توزیع تنش در خاک زیر این منشور خیالی، به روش تقریبی 2 به 1 است.



$$\Delta\sigma'_z = \frac{P}{(B_g+Z)(L_g+Z)}$$

$$\Delta H = H_0\, m_v\, \Delta\sigma'_z$$

H_0: ضخامت لایه رس

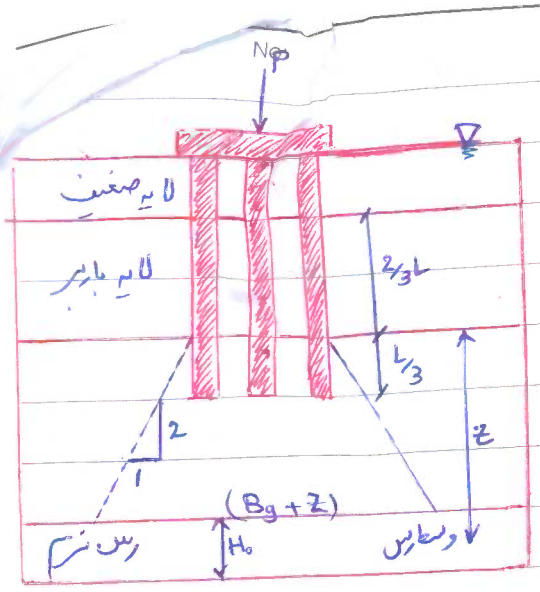
m_v: ؟ رس

PUNIX NOTE BOOK

PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

ب) خاک لایه بندی شده :

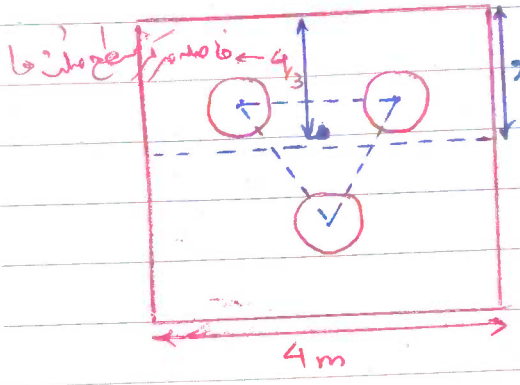
در این حالت فقط لایه ی بار بر خاک در محاسبات باید در نظر گرفته شود .
لذا L طول لایه ی بار بر خاک است .



$$\Delta\sigma'_z = \frac{P}{(B_g+z)(L_g+z)}$$

$$\Delta H_c = H_0 \cdot m_v \cdot \Delta\sigma'_z$$

سؤال واقعاً مهم : وقتی در سولی محل بار مثلاً 200 تنی را از بین می خواد که بنزد در پای شمع ها یکسان دربیاید ، باید وقت کنیم که کلاهک هم وزن دارد مثلاً (50ton) و با لنگرگیری حول مرز سطح مشترک ایجاد شده بین شمع ها ، باید لنگر ناشی از وزن کلاهک و لنگر ناشی از بار محوری را خنثی کنند . (ابعاد کلاهک 4×4m)



محل اثر بار 200 تنی ؟ ← x

$$M_{\text{کلاهک}} + M_{\text{بار}} = 0$$

نصف بعد کلاهک

$$\Rightarrow 50\left(2-\tfrac{4}{3}\right) + 200\left(x-\tfrac{4}{3}\right) = 0$$

$$\Rightarrow x = \tfrac{7}{6}\,m$$

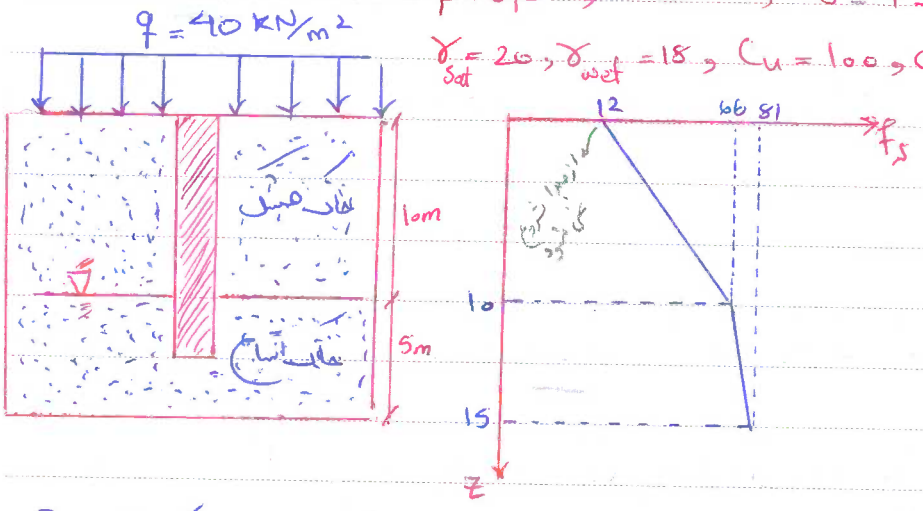
← محلی که باید بار 200 تنی اعمال شود تا بنزد در همه ی شمع ها یکسان شود

Subject: Mostafa Rahimi
Year. Month. Date. ( )

نکته ست : اگر روی خاک یک سربار q قرار داده شود باید دقت کرد که نمودار $f_s - z$ دیگر از مبدا مختصات شروع نمی شود و باید در $z=0$ مقدار q را به عنوان σ'_v انتخاب کنیم.

$\beta = 0,3$ ، $C = 50$ ، $\delta = \phi = 30^\circ$

$\gamma_{sat} = 20$ ، $\gamma_{wet} = 18$ ، $C_u = 100$ ، $C = 50$ [داده ها] [EXP]

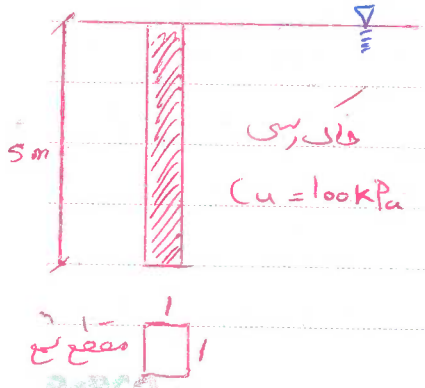


$f_s = \beta \sigma'_v = 0,3\sigma'_v$

$$f_s = \begin{cases} z=0 \Rightarrow f_{(s)} = 0,3 \times 40 = 12 \\ z=10 \Rightarrow f_{(s)} = (0,3)(40 + 10\times 18) = 66 \\ z=15 \Rightarrow f_{(s)} = (0,3)(40 + 10\times 18 + 5\times 10) = 81 \end{cases}$$

[دقت] ← در تمامی محاسبه ی f_s ها q تأثیر داده شده است.

نکته ست : اگر در مسئله ای مقاومت انتهایی خالص در نوک شمع را خواست و وزن شمع را نداده بود ، باید دقت کرد که برای محاسبه ی وزن شمع باید γ' را محاسبه کنیم یعنی وزن مخصوص شناور شمع را باید از نردهیم نه وزن آن را !! چون آب داریم



وزن مخصوص فولاد = $7850\ kg/m^3$ [EXP]

$$Q_{p(net)} = Q_p - W' = 9 A_p C_u - \gamma'_s V_s$$

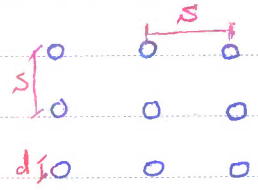
$$= 9(1^2)(100) - \left(\frac{7850\times 10}{1000} - 10\right)(1\times 1\times 5) = 557,5\ kN$$

← وزن مخصوص فولاد

PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

Subject:
Year. Month. Date. ( )

نکته ۱: اگر شمع ها از نوع شناور باشند مقاومت انتهایی ندارند و فقط اصطکاک جداره دارند. در چنین شرایطی اگر در گروه شمع محیط بلوک کسینگی (P_g) از مجموع محیط های شمع های تکی (n_p) کمتر باشد ظرفیت باربری ناشی از شکست بلوکی تعیین کننده است.

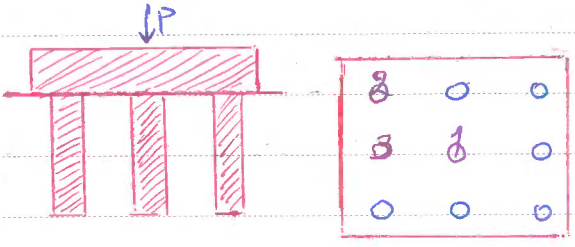


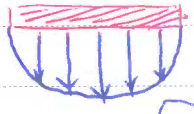
شمع ها شناورند → $4\times(2S+D) \le 9\times(\pi D) \Rightarrow \frac{S}{D} \le 3$

نکته مهم: اگر گروه شمع متحمل انحنا باشند وقوع کسینگی بلوکی غیر محتمل است.

نکته تکمیلی ۱: اگر در سوالی نیروی محوری و نیروی طاهک گروه شمع گرانت و طول شمع را خواست اول باید که هم از روش شمع تکی بیرون هم بلوکی. وقتی طول شمع را بدست آوردیم دقت شود که ممکن است طاهک به سطح خاک چسبیده باشد و باید اون تکه ای از شمع که بالای خاک است را از طول که بدست آوردیم کم کنیم.

نکته مهم: در سوال زیر طاهک شمع ها صلب است لذا شمع ها میان برقراری شرایط نشست مساوی، تنش بیشتری را تجربه می کنند پس نیروی محوری آن ها از شمع های کناری بیشتر است.





$P_1 > P_3 > P_2$

نکته مهم: کوبیدن شمع باعث افزایش مقاومت انتهایی شمع می شود. در چنین شمع هایی کوبشی مقاومت انتهایی شمع ها بیشتر از شمع های جایگزین است.

کوبیدن شمع در خاک رسی → دستورزی خاک → کاهش چسبندگی

Subject:
Year. Month. Date. ( )

فصل چهارم: شناسایی های زیرسطحی

روش های گمانه زنی:

(1) گودال ها یا چاهک های دستی (Test pits):

در این روش حفاری توسط کلنگ انجام می شود. اقتصادی است. امکان اخذ نمونه های دست خورده و دست نخورده به میزان زیاد، وجود دارد. حداکثر عمق گمانه 6m است.

(2) حفاری شستی (Wash Boring):

در این روش یک غلاف فولادی به طول 2 تا 3 متر در خاک کوبیده می شود و از طریق میله ی حفاری آب تحت فشار به سرمته فرستاده می شود تا محصولات حفاری را با خود بیاورد. این روش ارزان است ولی نمی توان نمونه های دست نخورده دست یافت.

(3) گمانه زنی با استفاده از مته های مارپیچ (Auger Boring):

ساده ترین روش گمانه زنی است که هم دستی است هم ماشینی. در روش دستی نمی توان به نمونه های دست نخورده دست پیدا کرد ولی در روش ماشینی می توان دست پیدا کرد.

(4) گمانه زنی دورانی (Rotary Drilling):

سرمته هایی به سر میله حفاری نصب شده اند، با سرعت زیاد دوران کرده و به عمق نفوذ می کنند. این روش محدودیت نداریم ولی گران است. نمونه دست نخورده هم می توان دست پیدا کرد.

عمق و فاصله گمانه ها:

حداقل عمق گمانه ها min دو مقدار زیر است:

1) عمق که در آن $\Delta\sigma_z$ برابر $\frac{1}{10}$ تنش خالص زیری (q) شود $\rightarrow I = \frac{\Delta\sigma_z}{q} = 0.1$

2) عمق که در آن نسبت اضافه تنش قائم به تنش موثر خاک $\frac{\Delta\sigma_z}{\sigma'_v} = 0.05$ شود

P4PCO

PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

Subject:
Year. Month. Date. ( )

برای ساختمان ها عمق گمانه (D_b) بر اساس تعداد ضربات (S) است:

ساختمان های فولادی سبک و بتنی کم ارتفاع ← $D_b = 3S^{0.7}$

" " سنگین و " مرتفع ← $D_b = 6S^{0.7}$

حداقل عمق نفوذ گمانه در بستر سنگی ← 3m

در خاک ها ← 3 تا 5 متر

روش های نمونه گیری:

(1) نمونه گیر قاشقی: برای اخذ نمونه دست خورده استفاده می شود. علت دست خوردگی جداره ی ضخیم این نمونه گیر است.

(2) نمونه گیر دوجیبی: اگر خاک دارای ماسه و شن ریز باشد برای اخذ نمونه های دست خورده از این روش استفاده می شود.

(3) نمونه گیر جداره نازک یا نمونه گیر شلبی: برای تهیه نمونه های دست نخورده و بهتر برای خاک های رسی کاربرد دارد. (نرم و ضعیف)

(4) نمونه گیر پیستون: هنگامی که قطر نمونه های دست نخورده بزرگتر از 3inch شود، این روش مفید است.

* میزان دست خوردگی نمونه در این روش نسبت به روش شلبی کمتر است.

نکته: نمونه گیری دست نخورده از خاک رسی آسانتر است.

نکته: نمونه های دست خورده ← دانه بندی، تعیین حدود مایع و خمیری، طبقه بندی خاک

" " نخورده ← تعیین نفوذپذیری خاک، تحکیم، مقاومت برشی

PAPCO
PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

Subject:
Year. Month. Date. ( )

آزمایش های صحرایی:

① آزمایش نفوذ استاندارد: (SPT)

متداول‌ترین و اقتصادی‌ترین آزمایش صحرایی محسوب می‌شود
نتایج این آزمایش در شن درشت، ماسه تمیز، سیلت و خاک ماسه‌ای مخلوط شلیل شده از ماسه تمیز، سیلت صحیح‌تر است. نمونه‌گیری در این روش برگشت‌پذیر است.

نکته: تقریباً هم‌ارز: از آزمایش SPT، می‌توان صرفاً در ماسه‌های تمیز، تراکم نسبی D_r زاویه اصطکاک داخلی ϕ و مقاومت فشاری محدود نشده q_u در خاک‌ها را مشخص کرد.
همچنین مدول الاستیسیته خاک و تخمین ظرفیت باربری پی‌های سطحی و شمع‌ها را نیز می‌توان غیرمستقیم از SPT به دست آورد.

$$\text{ضربه} = \text{دلخواه عدد نفوذ استاندارد}$$
یک فوت نفوذ

② آزمایش نفوذ مخروط (CPT):

زاویه رأس مخروط 60° است.
این آزمایش برای تمام خاک‌ها قابل استفاده است ولی در خاک‌های شنی و رس سفت قابل اعتماد است.
* می‌توان از یک وسیله به نام پیزوکن در این آزمایش استفاده کرد و آن را در عمق مختلف قرار داد و مقدار u صفر را اندازه‌گیری کرد ← (CPTU)
همچنین ظرفیت باربری پی‌های سطحی و شمع‌ها، این آزمایش قابل تخمین است.

③ آزمایش برش پره (VST):

از آن سریع است و برای تعیین مقاومت برشی زهکشی نشده در خاک‌های رس استفاده می‌شود.
رس آزمایش VST شبیه آزمایش تک محوری است.

این آزمایش مخصوص خاک رسی چسبنده است و در خاک‌های درشت دانه و رس سفت کاربرد ندارد.

P4PCO
PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

Year. Month. Date. ( )

④ آزمایش فشارسنج یا پرسومتری (PT) PMT:

برای یک محفظه تحت فشار لایه‌های خاک را به صورت جانبی بارگذاری می‌کند.

* این آزمایش می‌تواند مدول الاستیسیته، مدول ارتجاعی برشی و مقاومت برشی زهکشی نشده خاک، ظرفیت باربری نهایی خاک در لایه‌های مختلف، ضریب فشار جانبی خاک از K_0 تا k_p را تعیین نماید.

* این آزمایش برای خاک‌هایی استفاده می‌شود که PT برای آن‌ها مناسب است یعنی خاک‌های ریزدانه نرم، سیلت نرم و ماسه‌ی ریز.

⑤ آزمایش اسپاط اسبخ تخت (DMT):

آزمایشی سریع و آسان و مشابه PMT است ولی کم‌هزینه‌تر است.
اساس کار این آزمایش متورم ساختن غشا مورد نظر از طریق گاز یا دوست غشا در موقعیت‌های متفاوت است.

* در این آزمایش می‌توان مقاومت برشی زهکشی نشده خاک، فشارهای جانبی خاک، نسبت پیش تحکیمی (OCR) و مدول الاستیسیته خاک را تعیین کرد.

⑥ آزمایش بارگذاری صفحه (PLT):

که در قبل توضیح داده شد

تعیین مدول الاستیسیته (E) ← مستقیم ← بارگذاری صفحه، پرسومتری
غیرمستقیم ← SPT، CPT

تعیین ضریب فشار جانبی خاک در حالت سکون (K_0) ← پرسومتری

تعیین ضریب عکس العمل بستر (k_s) ← PLT ← بارگذاری صفحه

PdPCO
PDF compression, OCR, web optimization using a watermarked evaluation copy of CVISION PDFCompressor

مجموعه کمک آموزشی مکانیک خاک و مهندسی پی

کارشناسی ناپیوسته عمران

پیشگفتار

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

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

فهرست

مقدمه-خاک و سنگ

شناسایی خاک‌ها و طبقه بندی

ترکیب خاک (روابط وزنی-حجمی)

جریان آب در خاک

تحکیم در خاک‌ها

مقاومت برشی در خاک‌ها

شناسایی‌های تحت الارضی

پی‌های سطحی

تعیین ظرفیت باربری شالوده‌های سطحی

نشست در شالوده‌های سطحی

مقدمه–خاک و سنگ

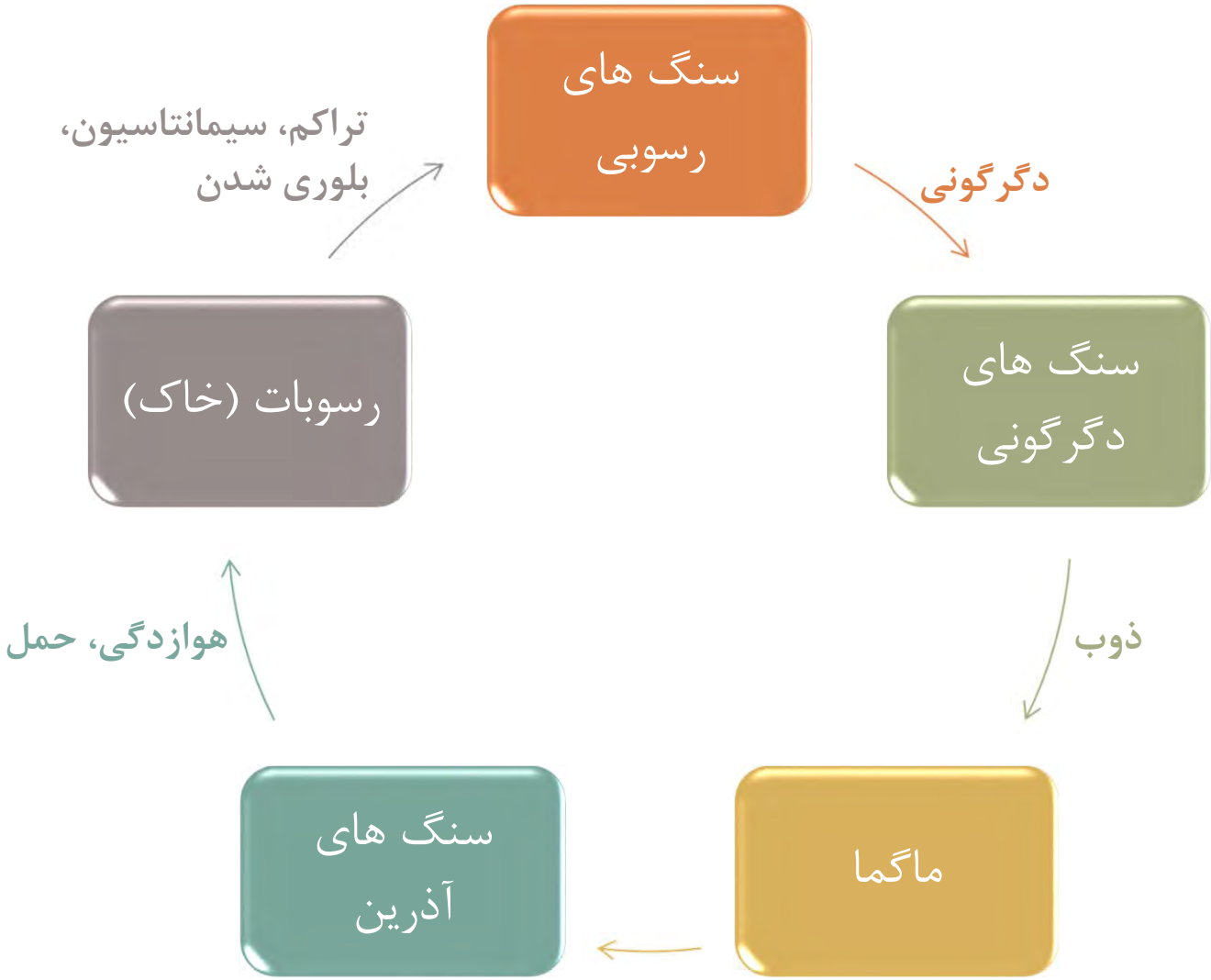
فصل اول

ژئوتکنیک (Geotechnique)

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

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

چرخه تبدیل خاک و سنگ



ژئوتکنیک

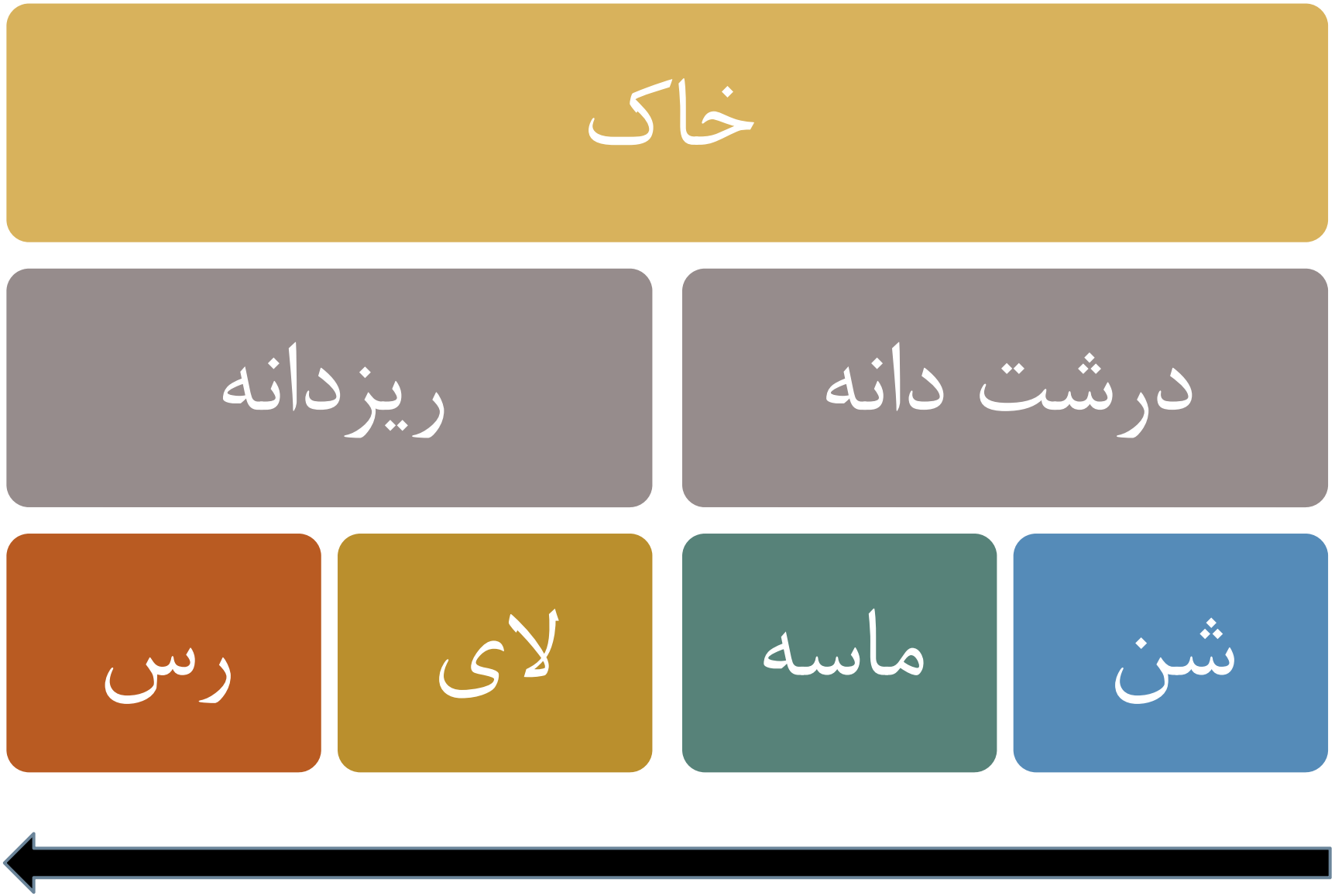
مکانیک خاک

مکانیک سنگ

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
درشت دانه
ریزدانه
شن
ماسه
لای
رس
کاهش اندازه دانه ها

خاک درشت دانه: حاصل هوازدگی فیزیکی

- کوارتز ← ماسه

خاک ریزدانه: حاصل هوازدگی شیمیایی

- فلدسپات ← کائولینایت

دی اکسید کربن

فهرست

مقدمه-خاک و سنگ
شناسایی خاک‌ها و طبقه بندی
ترکیب خاک (روابط وزنی-حجمی)
جریان آب در خاک
تحکیم در خاک‌ها
مقاومت برشی در خاک‌ها
شناسایی‌های تحت الارضی
پی‌های سطحی
تعیین ظرفیت باربری شالوده‌های سطحی
نشست در شالوده‌های سطحی

شناسایی خاک ها و طبقه بندی

فصل دوم

شناسایی خاک ها

صحرایی

آزمایش های
آزمایشگاهی و درجا

بدون استفاده از ابزار

با استفاده از ابزار

شناسایی صحرایی

شناسایی صحرایی

شناسایی چشمی (درشت دانه)

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

ارتعاش (ریزدانه)

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

شناسایی صحرایی

آزمایش مقاومت خشک (ریزدانه)

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

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

آزمایش سختی (ریزدانه)

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

شناسایی صحرایی

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 سریعا 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.

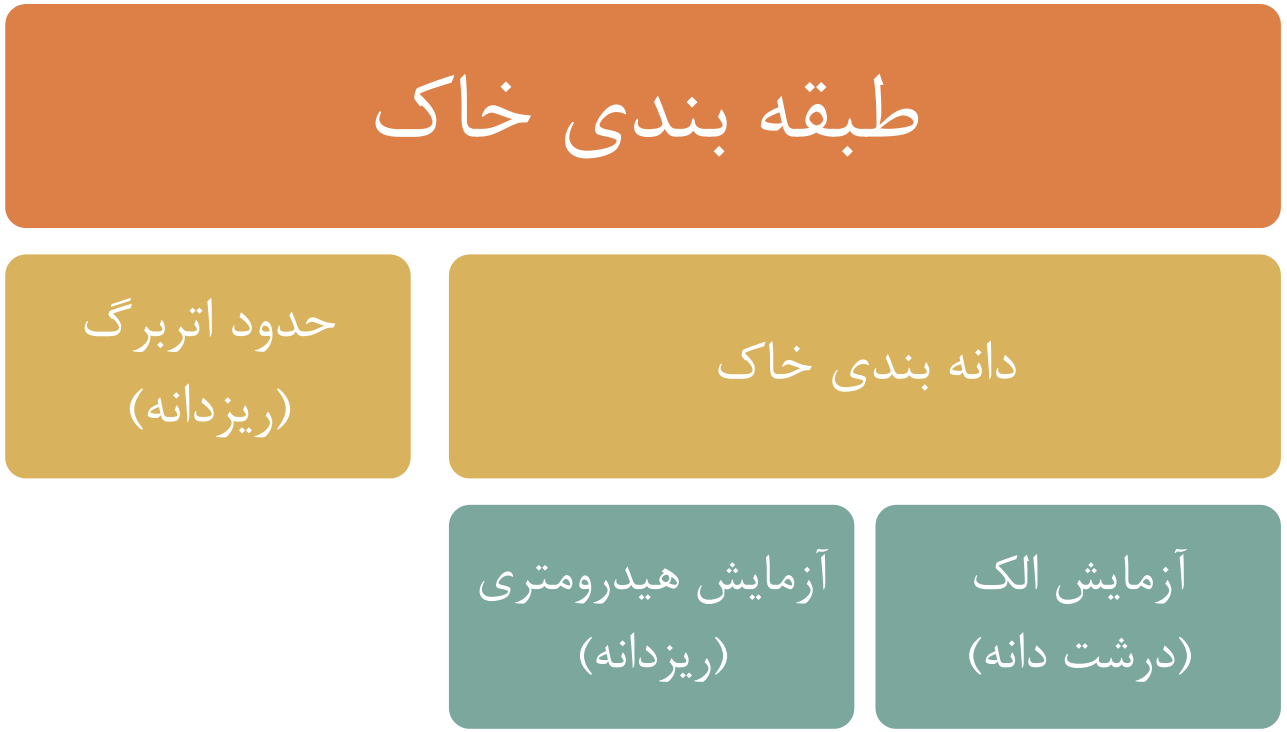
رنگ، بو، و احساس (درشت دانه و ریزدانه)

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

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.



دانه بندی خاک ها

دانه بندی خاک ها به کمک آزمایش الک

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

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

دانه بندی خاک ها به کمک آزمایش الک





دانه بندی خاک ها به کمک آزمایش الک

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

نمونه جدول دانه بندی خاک ها به کمک آزمایش الک

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

دانه بندی خاک ها به کمک آزمایش الک

اگر عبوری از الک ۲۰۰ < ٪۵۰ ⟵ خاک ریزدانه

اگر عبوری از الک ۲۰۰ > ٪۵۰ ⟵ خاک درشت دانه

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

دانه بندی خاک ها به کمک آزمایش الک

#4>خاک با اندازه ماسه>#200

گرم ۷۰۰=۱۰۰-۸۰۰=عبوری از ۲۰۰-عبوری از ۴

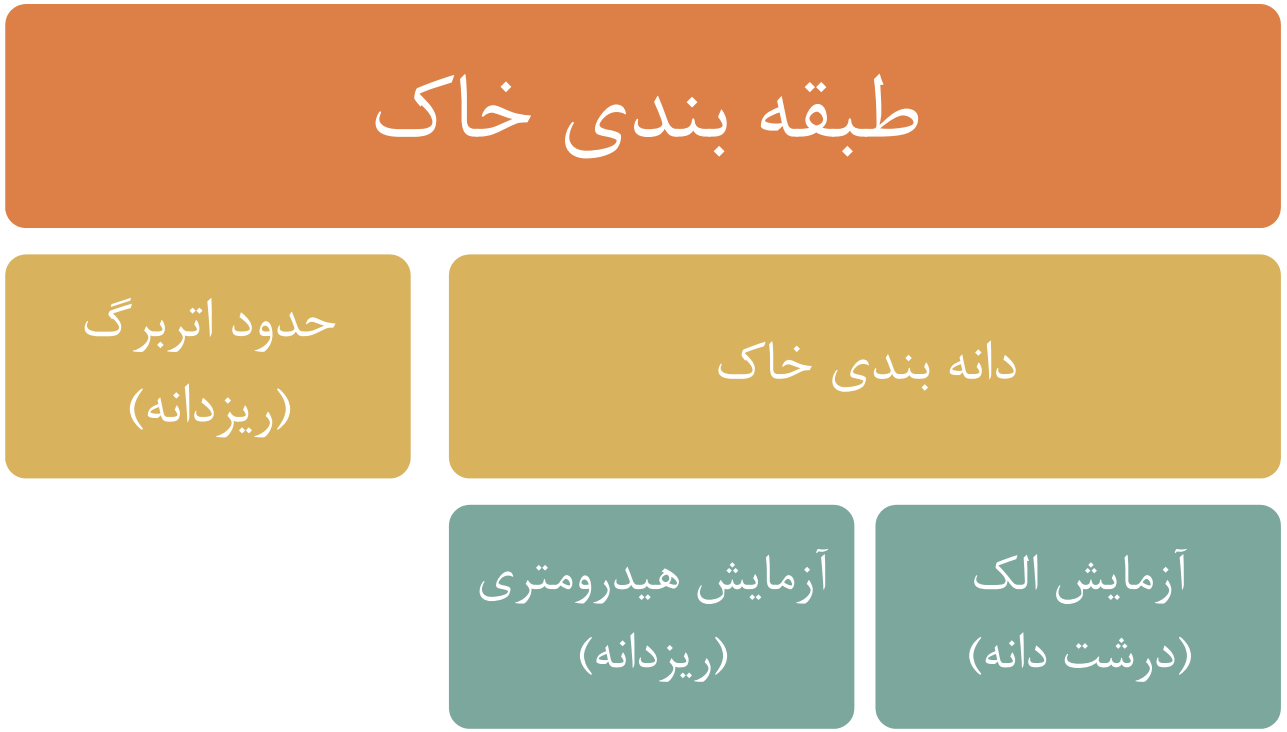
گرم ۹۰۰=عبوری از ۲۰۰-کل خاک=بخش درشت دانه

درصد ماسه=۷۰۰/۹۰۰*۱۰۰=۷۸٪>۵۰٪

خاک درشت دانه از نوع ماسه

طبقه بندی خاک ها–شناسایی آزمایشگاهی

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.



دانه بندی خاک ها به کمک آزمایش هیدرومتر



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.

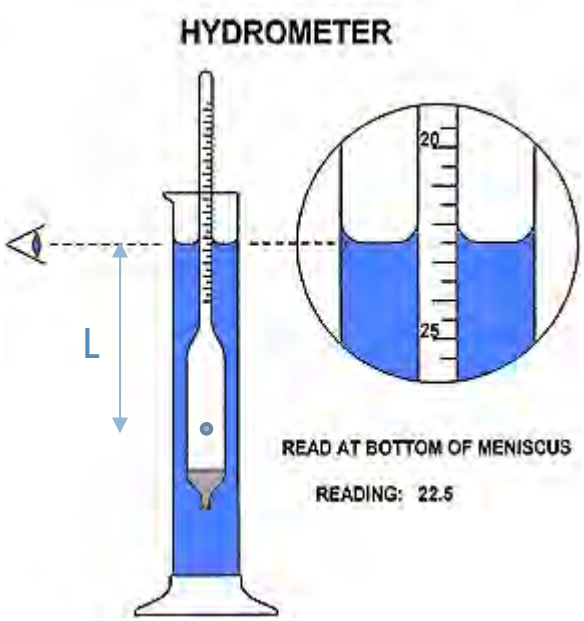
دانه بندی خاک ها به کمک آزمایش هیدرومتر

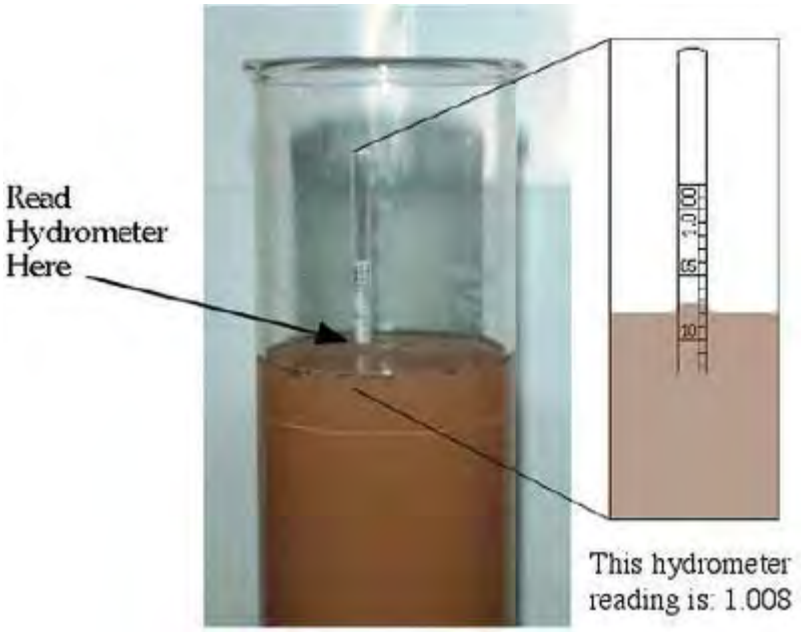
هیدرومتر را در مخلوط خاک و آب قرار داده و با فواصل زمانی مشخص درجه روی هیدرومتر قرائت شده و بر اساس آن دانه بندی خاک ریزدانه محاسبه می شود.



دانه بندی خاک ها به کمک آزمایش هیدرومتر

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

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.

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

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

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

$\gamma_s =$ چگالی ذره

$\gamma_L =$ چگالی سیال

$D =$ قطر ذره

$\eta =$ لزجت سیال

$v =$ سرعت سقوط ذره

دانه بندی خاک ها به کمک آزمایش هیدرومتر

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.

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

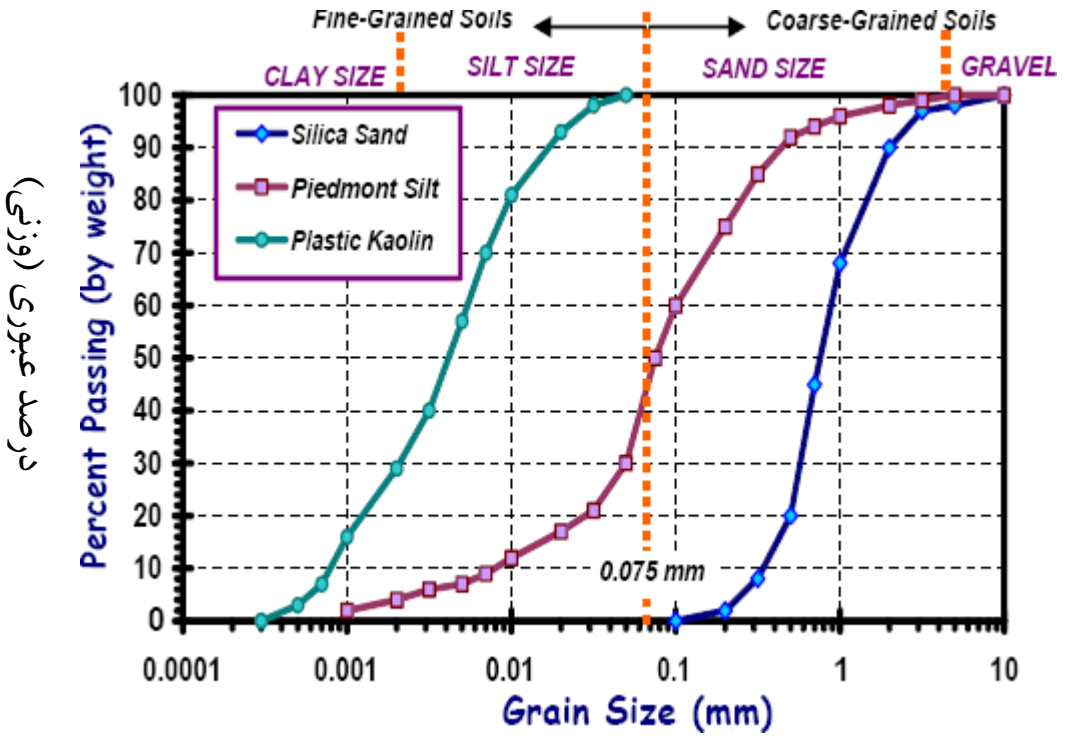
روش های دیگری نیز برای دانه بندی خاک ها قابل استفاده است همانند استفاده از پردازش تصویر و یا دانه بندی به کمک نقشه برداری لیزری



نمودار دانه بندی

نمودار دانه بندی

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.

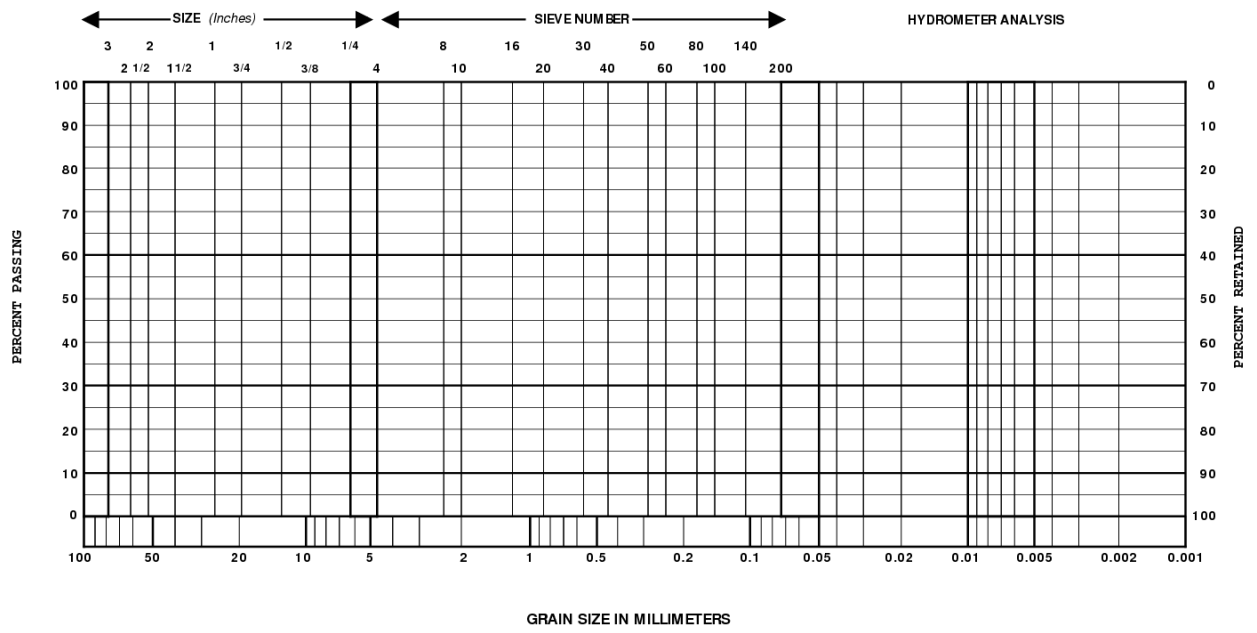


نمودار دانه بندی

GRAIN SIZE DISTRIBUTION GRAPH - AGGREGATE GRADATION CHART

1. PROJECT	2. DATE

SIEVE ANALYSIS - US STANDARD SIEVE SIZES

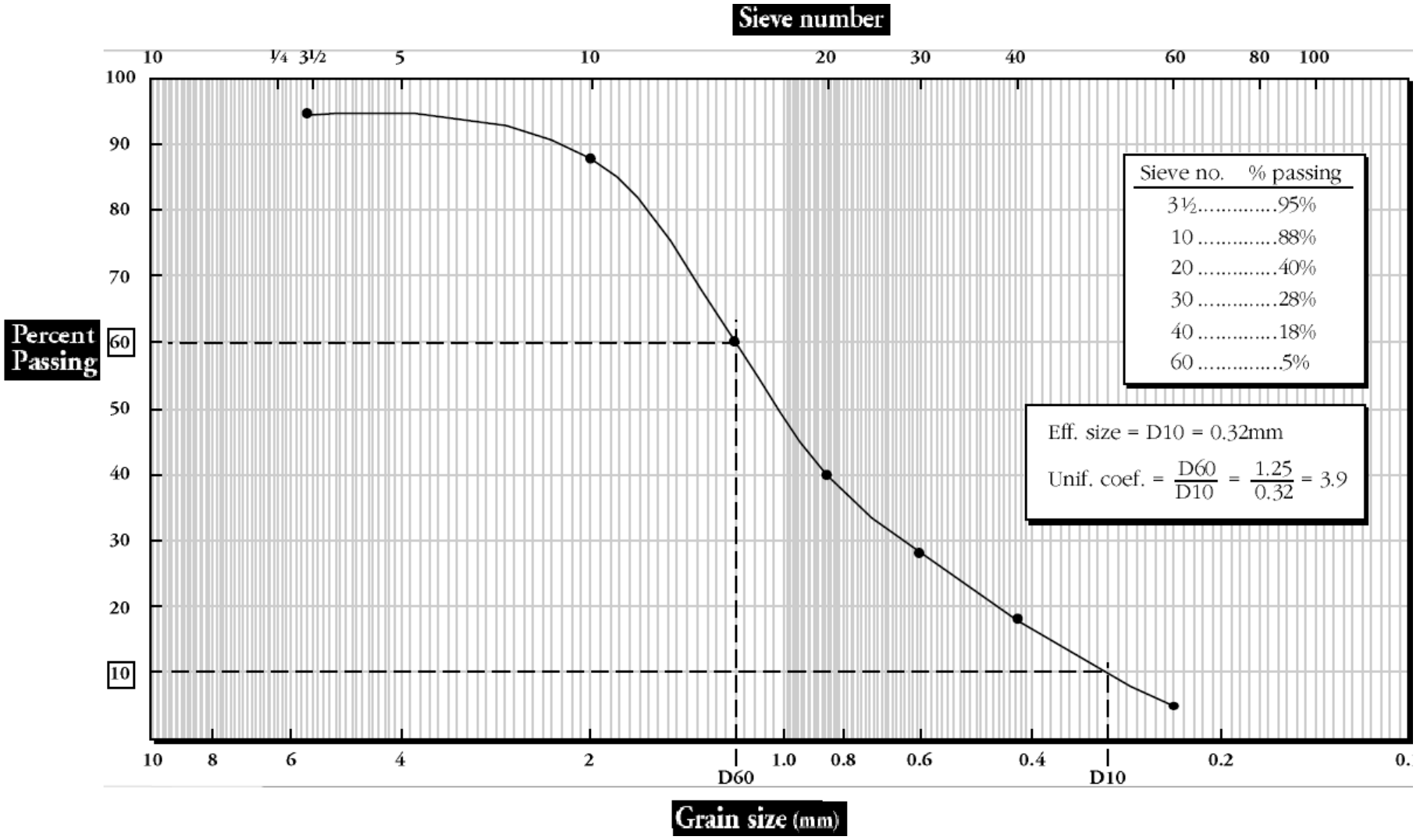


EXCAVATION NUMBER	SAMPLE NUMBER	LL	PL	PI	Cu (D_{60}/D_{10})	Cc ($(D_{30})^2/(D_{60} \times D_{10})$)	SOIL DESCRIPTION/REMARKS	CLASSIFICATION (USCS)

3. TECHNICIAN *(Signature)*	4. PLOTTED BY *(Signature)*	5. CHECKED BY *(Signature)*

DD FORM 1207, DEC 1999 PREVIOUS EDITION IS OBSOLETE. Adobe Professional 7.0

نمودار دانه بندی

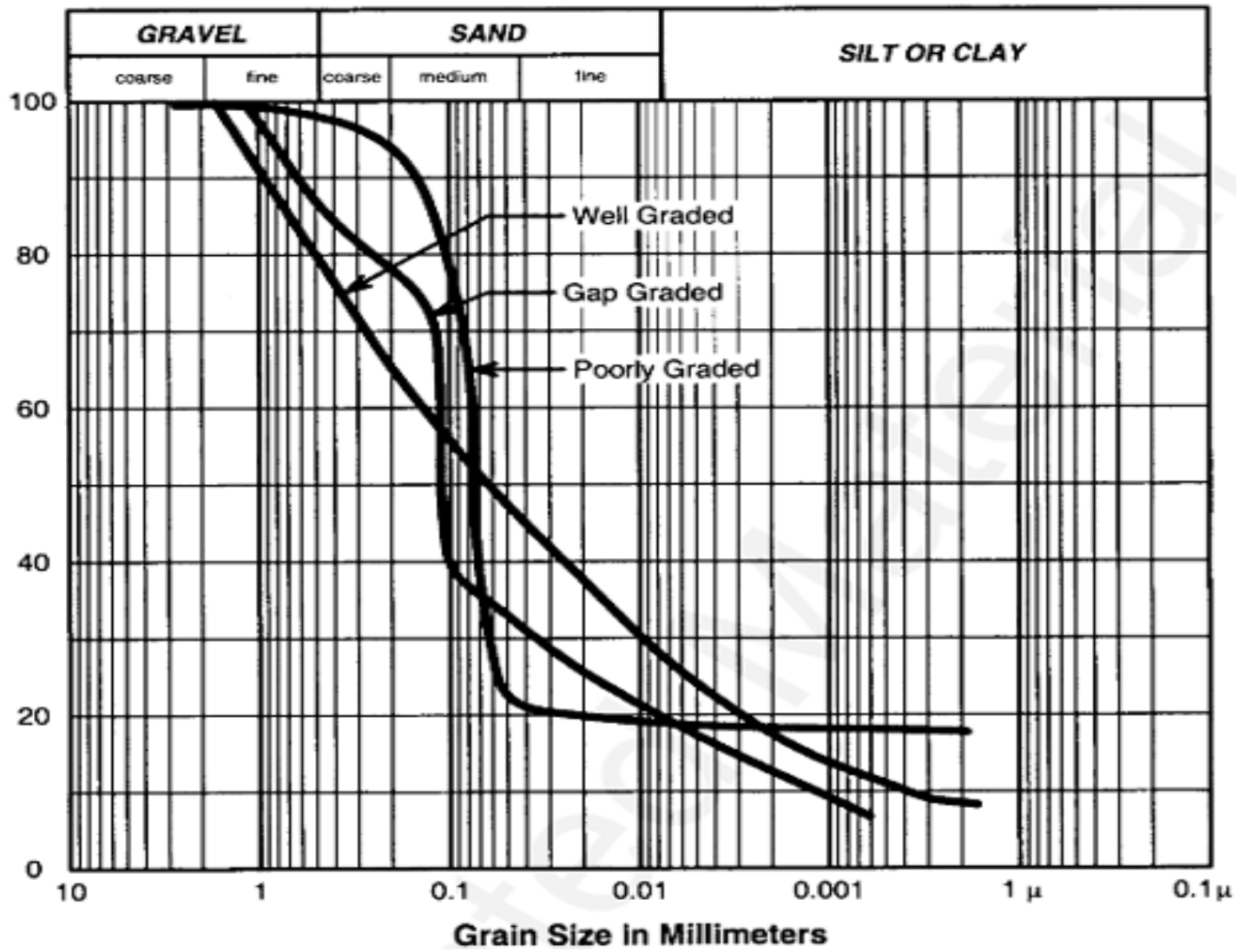


نمودار دانه بندی

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



نمودار دانه بندی



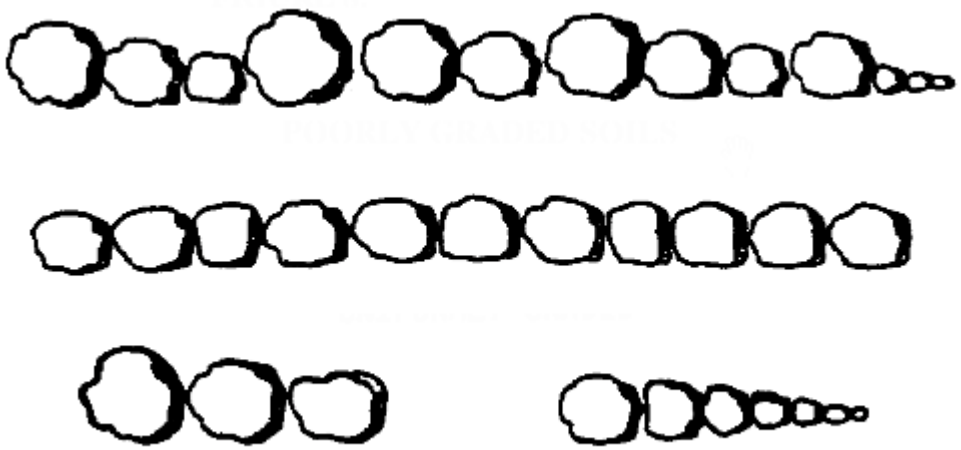
نمودار دانه بندی

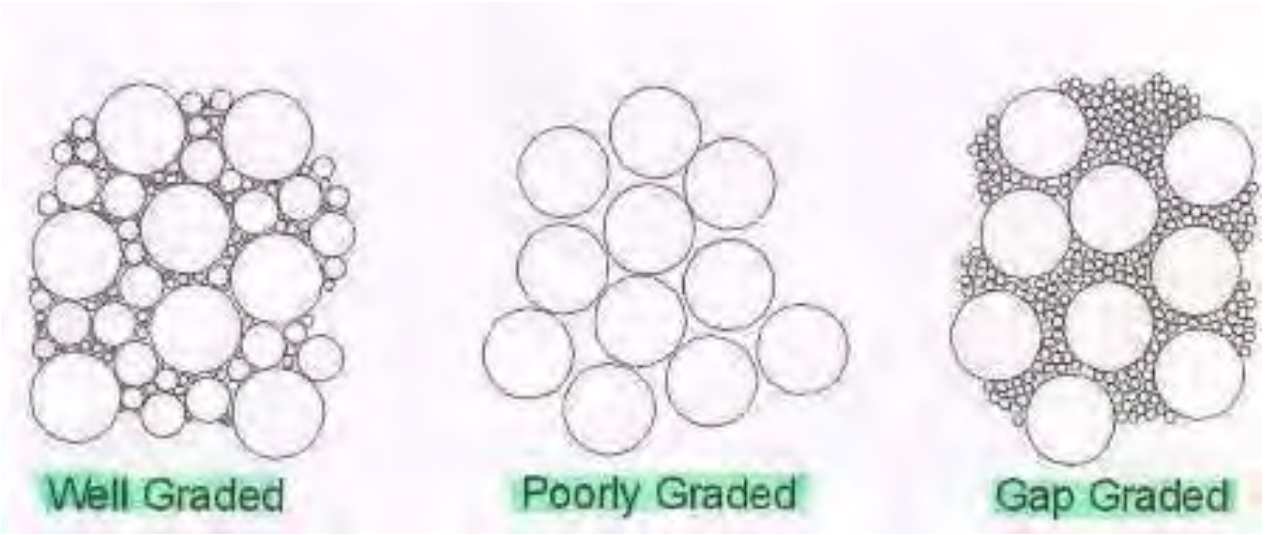
خاک خوب دانه بندی شده (Well Graded) خاکی است که از تمام اندازه های موجود در بین دانه های آن یافت می شود.

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





نمودار دانه بندی

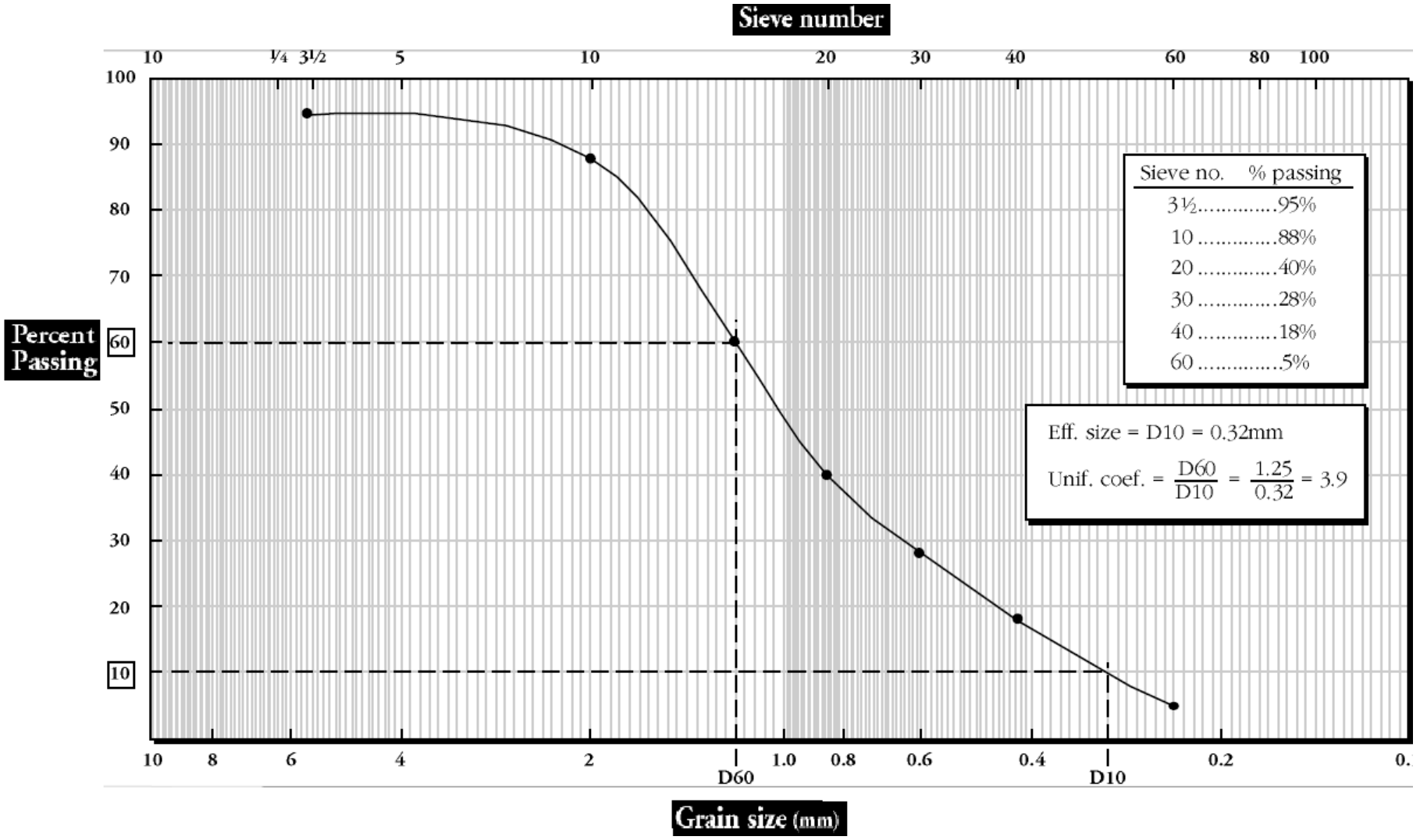
D_{60}: قطری که ۶۰٪ ذرات خاک از آن کوچکتر هستند.

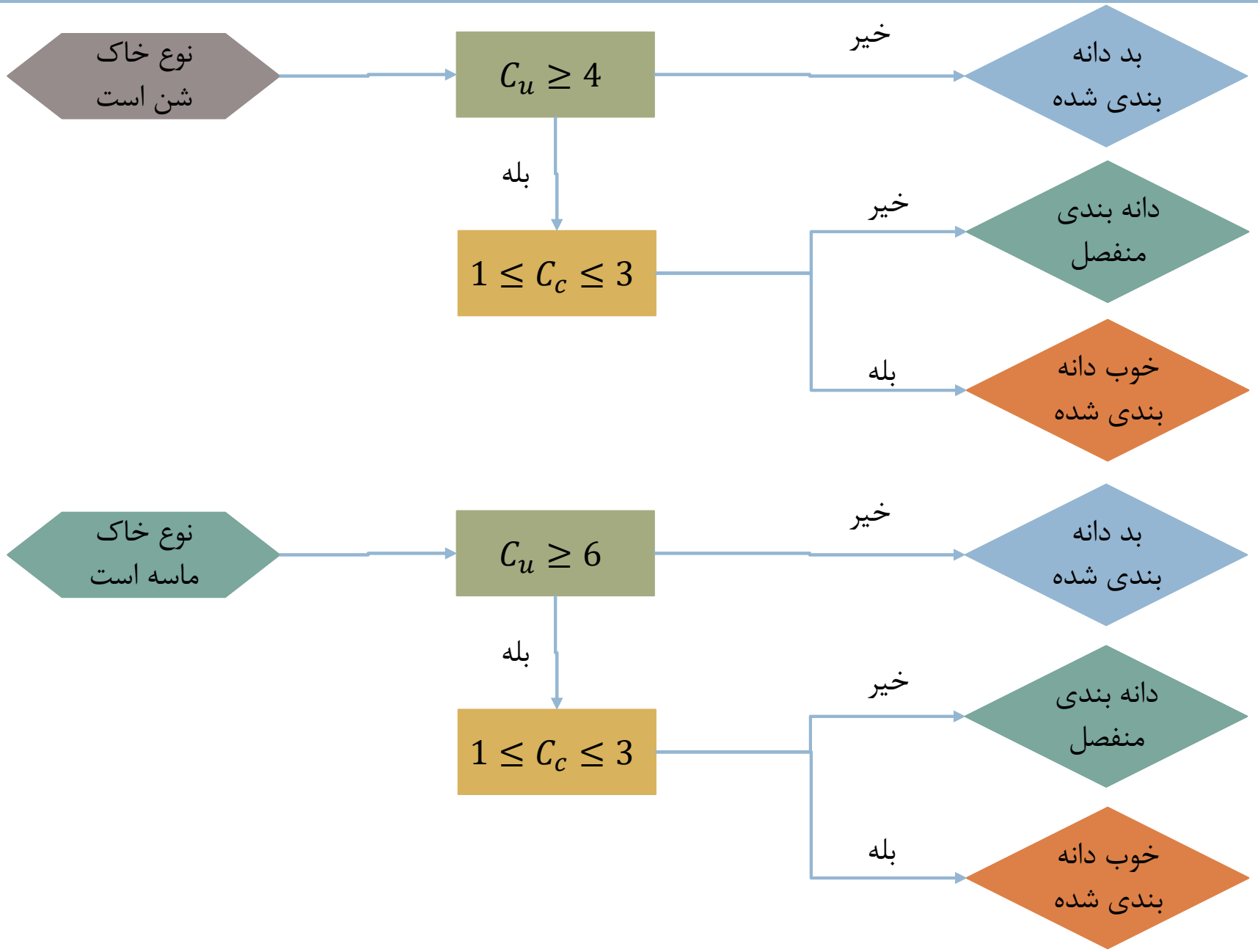
D_{10}: قطر موثر-قطری که ۱۰٪ ذرات خاک از آن کوچکتر هستند.

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

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

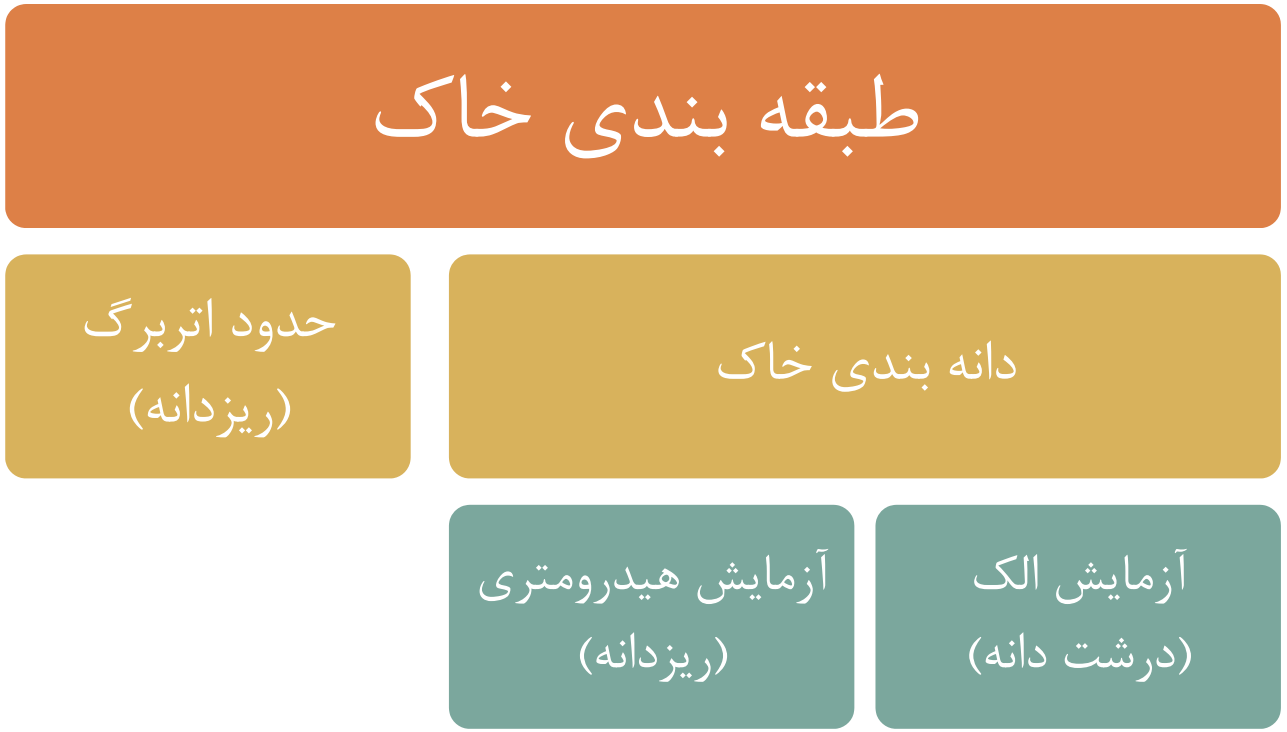
نمودار دانه بندی




نوع خاک
شن است
$C_u \geq 4$
خیر
بد دانه
بندی شده
بله
$1 \leq C_c \leq 3$
خیر
دانه بندی
منفصل
بله
خوب دانه
بندی شده
نوع خاک
ماسه است
$C_u \geq 6$
خیر
بد دانه
بندی شده
بله
$1 \leq C_c \leq 3$
خیر
دانه بندی
منفصل
بله
خوب دانه
بندی شده

طبقه بندی خاک ها–شناسایی آزمایشگاهی

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.



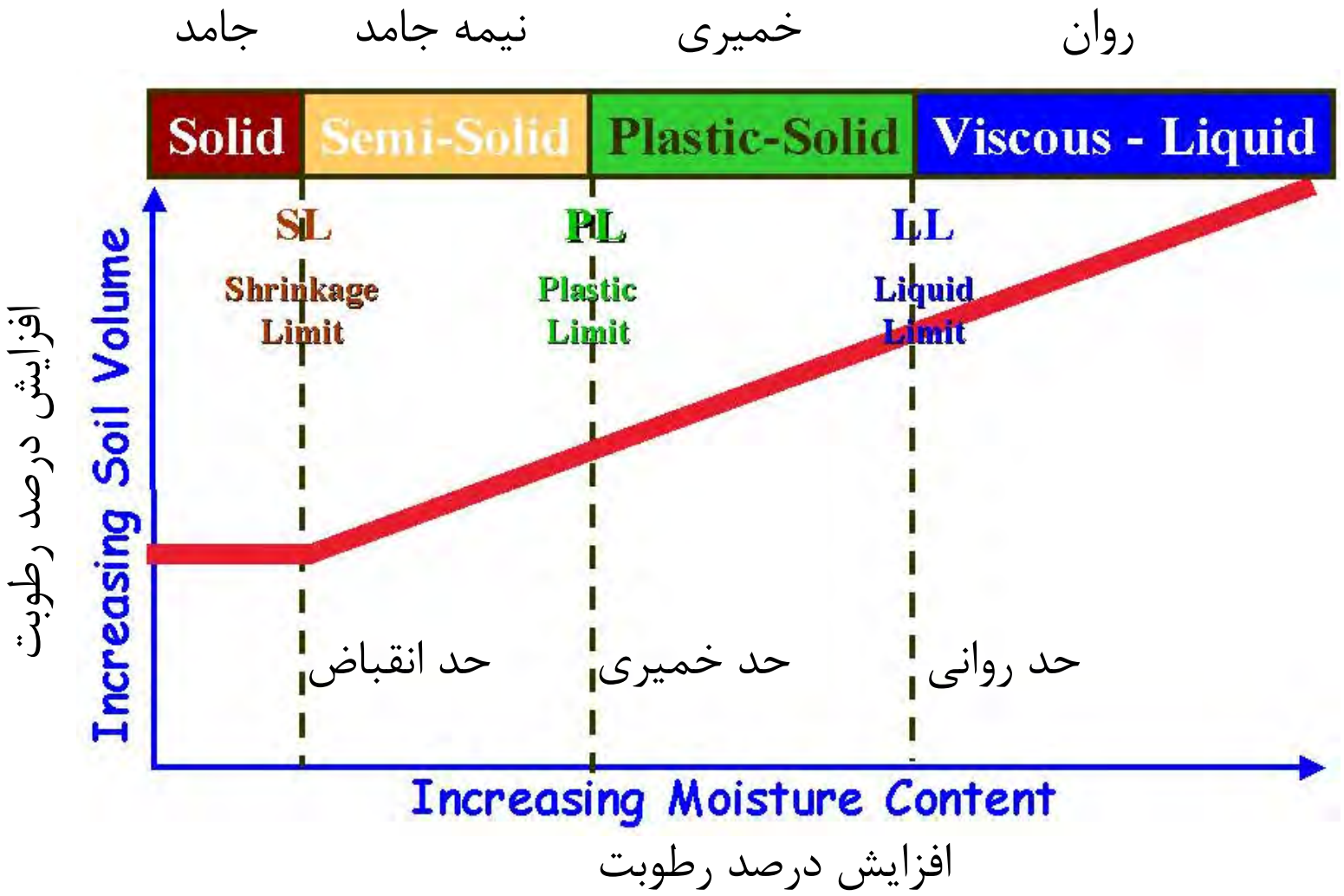
حدود اتربرگ

حدود اتربرگ (Atterberg Limits)

حدود اتربرگ مجموعه ای از روش های ساده برای اندازه گیری درصدهای 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)

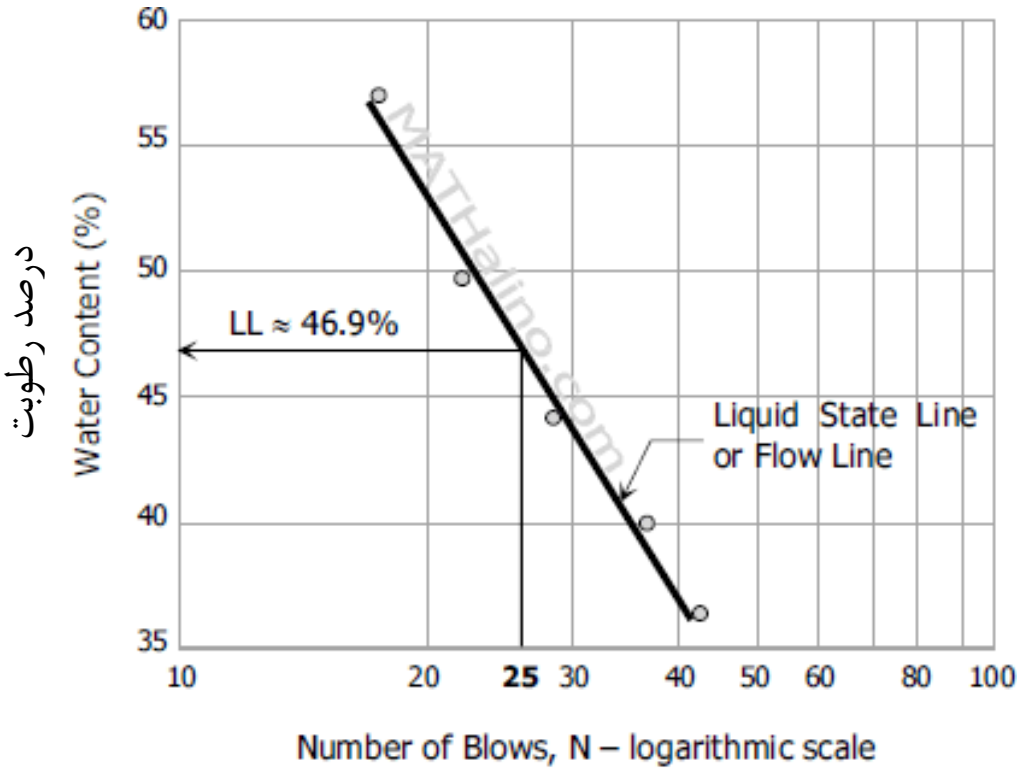


آزمایش کاساگرانده (Casagrande Test)



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 کاملا پر شود و سطح آن را صاف می کنند. سپس به کمک شیارزن استاندارد، شیاری را در سرتاسر نمونه ایجاد می نمایند. در این مرحله از آزمایش، با چرخاندن دسته دستگاه، ظرف مخصوص به ازای هر بار چرخاندن بالا آمده و رها می گردد و از این طرق به نمونه خاک ضربه وارد می شود.

آزمایش کاساگرانده (Casagrande Test)



تعداد ضربه ها-مقیاس لگاریتمی

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

درصد رطوبت حد روانی، درصد رطوبتی است که طی آن شیار استاندارد با ۲۵ ضربه به هم می آید که با استفاده از میانیابی محاسبه می شود.

روش یک نقطه

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

$$w_L = w_n * \left(\frac{N}{25}\right)^{0.121}$$

w_n: درصد رطوبت نمونه آزمایش شده

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

روش مخروط نفوذ سنج (The Fall Cone Test)



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

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



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.

تعیین رطوبت حد انقباض

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

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

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

m_2: جرم نمونه خشک شده خاک

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

v_p: حجم نمونه خاک بعد از آزمایش

ρ_w: چگالی آب

حدود اتربرگ (Atterberg Limits)

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

w: رطوبت نمونه

PI: نشانه خمیری

LI: نشانه مایع

حدود اتربرگ (Atterberg Limits)

خاک سخت (Hard)	خاک سفت (Stiff)	خاک جوان یا نرم (Soft)	خاک حساس (Sensitive)
• $w < PL$ • $LI < 1$	• $w < LL$ • $LI < 1$	• $w = LL$ • $LI = 1$	• $w > LL$ • $LI > 1$

تشخیص بین لای و رس

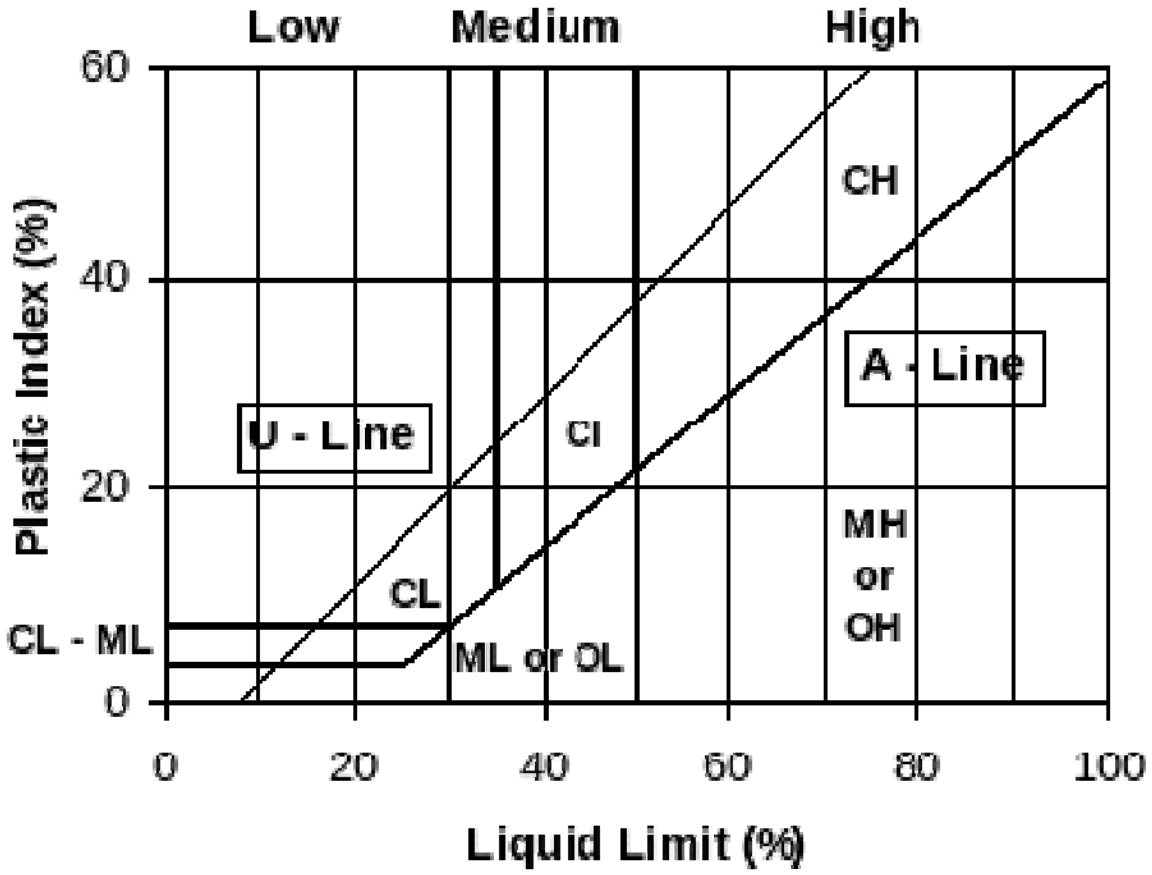
با استفاده از نشانه خمیری خاک و معادله خط A می توان بین خاک رس و لای نیز تفاوت قایل شد.

A-Line:

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

U-Line:

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



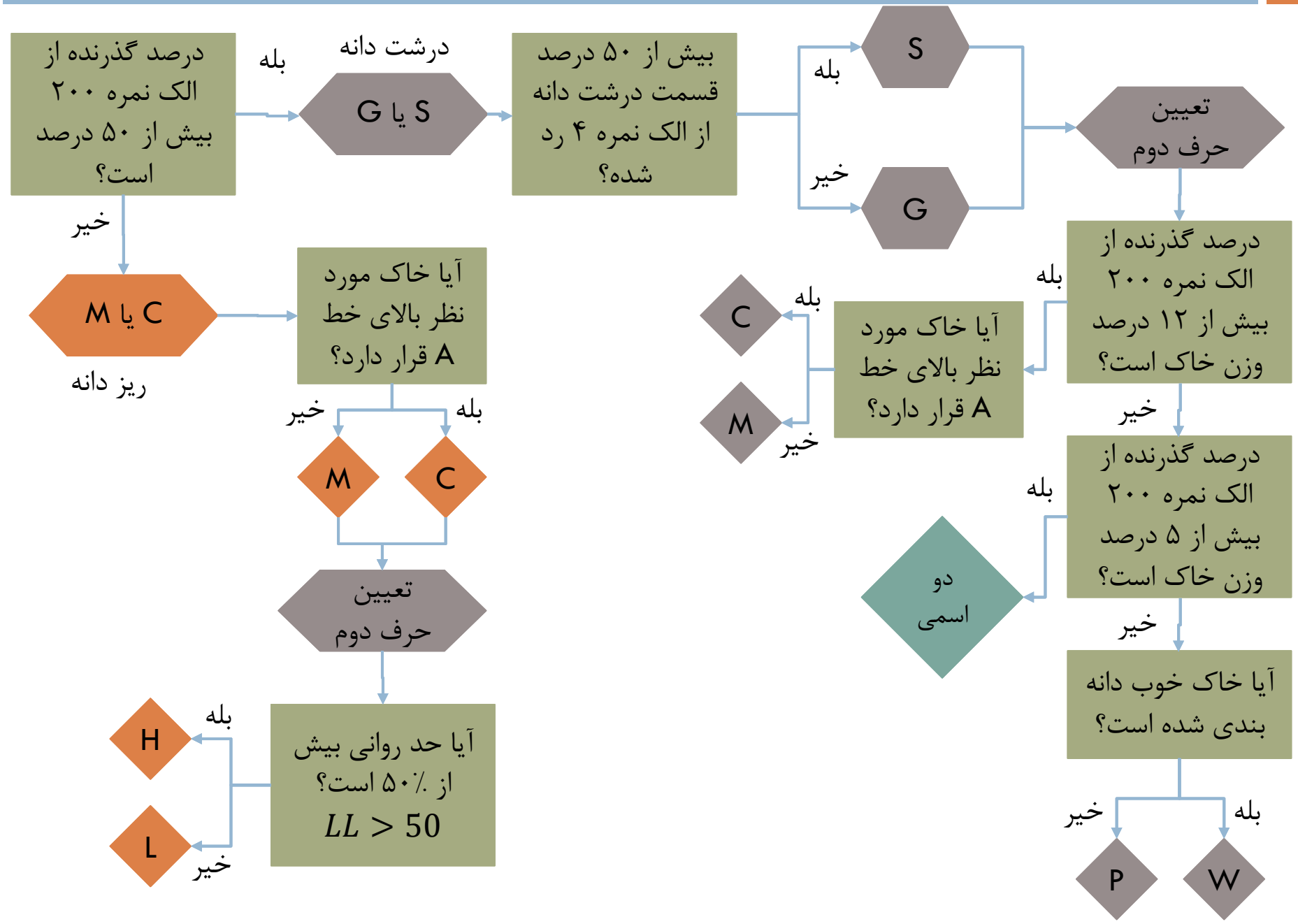
طبقه بندی خاک

طبقه بندی خاک به روش متحد

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

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

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


درصد گذرنده از الک نمره ۲۰۰ بیش از ۵۰ درصد است؟
بله
درشت دانه
S یا G
بیش از ۵۰ درصد قسمت درشت دانه از الک نمره ۴ رد شده؟
بله
S
خیر
G
تعیین حرف دوم
درصد گذرنده از الک نمره ۲۰۰ بیش از ۱۲ درصد وزن خاک است؟
بله
آیا خاک مورد نظر بالای خط A قرار دارد؟
C
M
خیر
خیر
درصد گذرنده از الک نمره ۲۰۰ بیش از ۵ درصد وزن خاک است؟
بله
دو اسمی
خیر
آیا خاک خوب دانه بندی شده است؟
خیر
بله
P
W
خیر
C یا M
ریز دانه
آیا خاک مورد نظر بالای خط A قرار دارد؟
خیر
بله
M
C
تعیین حرف دوم
آیا حد روانی بیش از ٪۵۰ است؟
$LL > 50$
بله
H
L
خیر

فهرست

مقدمه-خاک و سنگ
شناسایی خاک‌ها و طبقه بندی
ترکیب خاک (روابط وزنی-حجمی)
جریان آب در خاک
تحکیم در خاک‌ها
مقاومت برشی در خاک‌ها
شناسایی‌های تحت الارضی
پی‌های سطحی
تعیین ظرفیت باربری شالوده‌های سطحی
نشست در شالوده‌های سطحی

ترکیب خاک (روابط وزنی–حجمی)

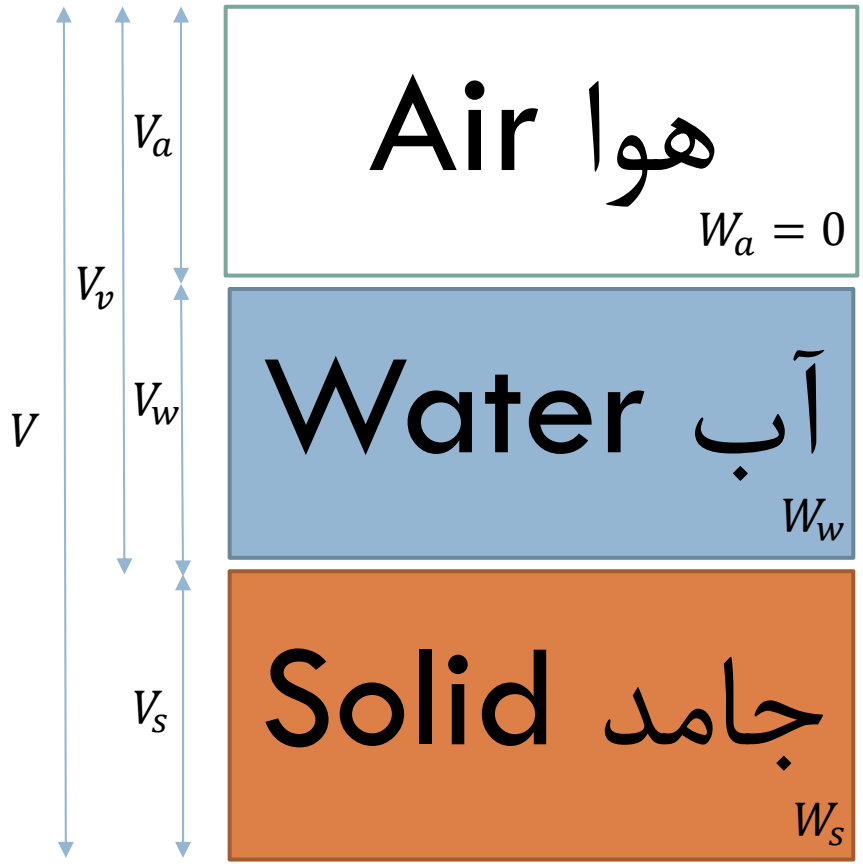
فصل سوم

ترکیب خاک



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

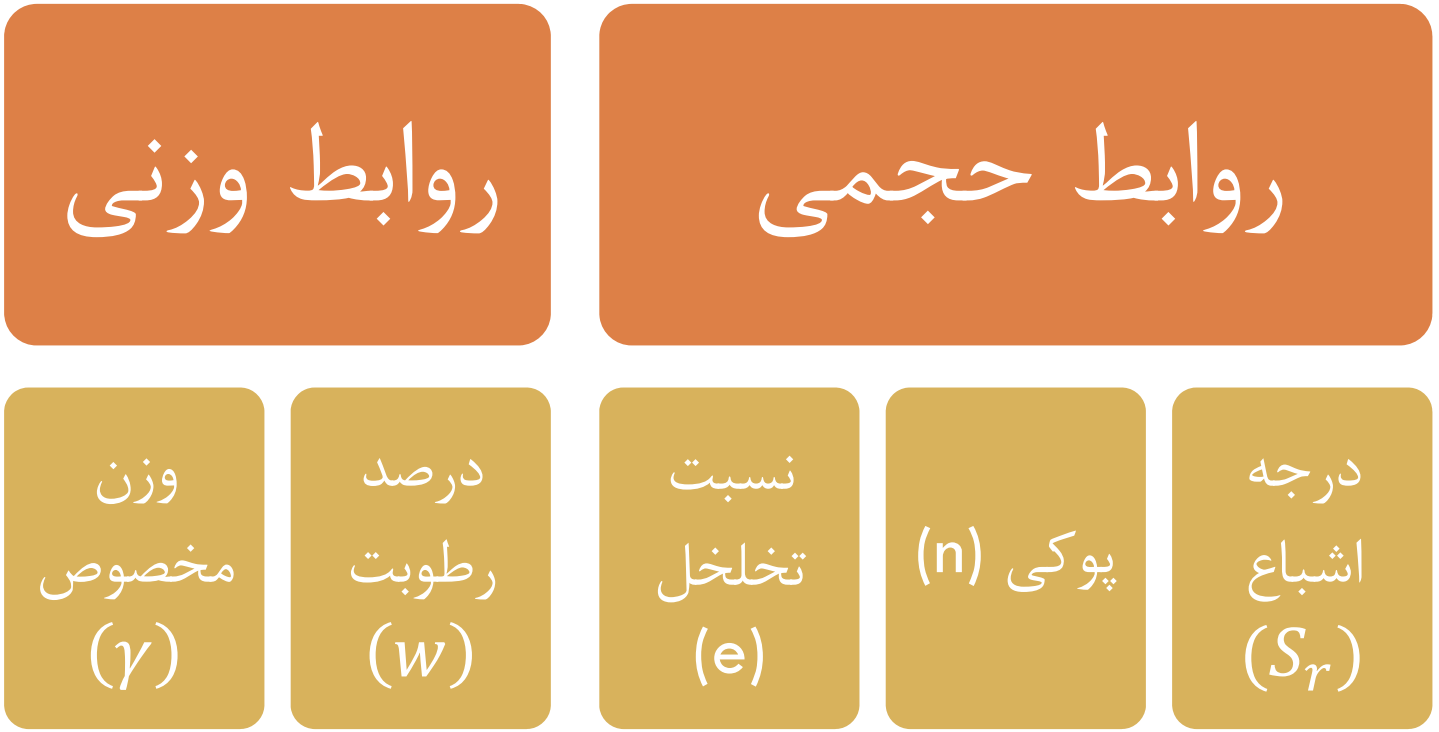


$$V = V_v + V_s = V_a + V_w + V_s$$

$$W = W_w + W_s$$

ترکیب خاک

مقادیر حجمی و وزنی این بخش های مجزا رابا 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.



ترکیب خاک

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

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

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

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

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

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

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

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

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

$$e.S = w.G_s$$

فهرست

مقدمه-خاک و سنگ
شناسایی خاک‌ها و طبقه بندی
ترکیب خاک (روابط وزنی-حجمی)
جریان آب در خاک
تحکیم در خاک‌ها
مقاومت برشی در خاک‌ها
شناسایی‌های تحت الارضی
پی‌های سطحی
تعیین ظرفیت باربری شالوده‌های سطحی
نشست در شالوده‌های سطحی

جریان آب در خاک

فصل چهارم

جریان آب در خاک

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

تراوش

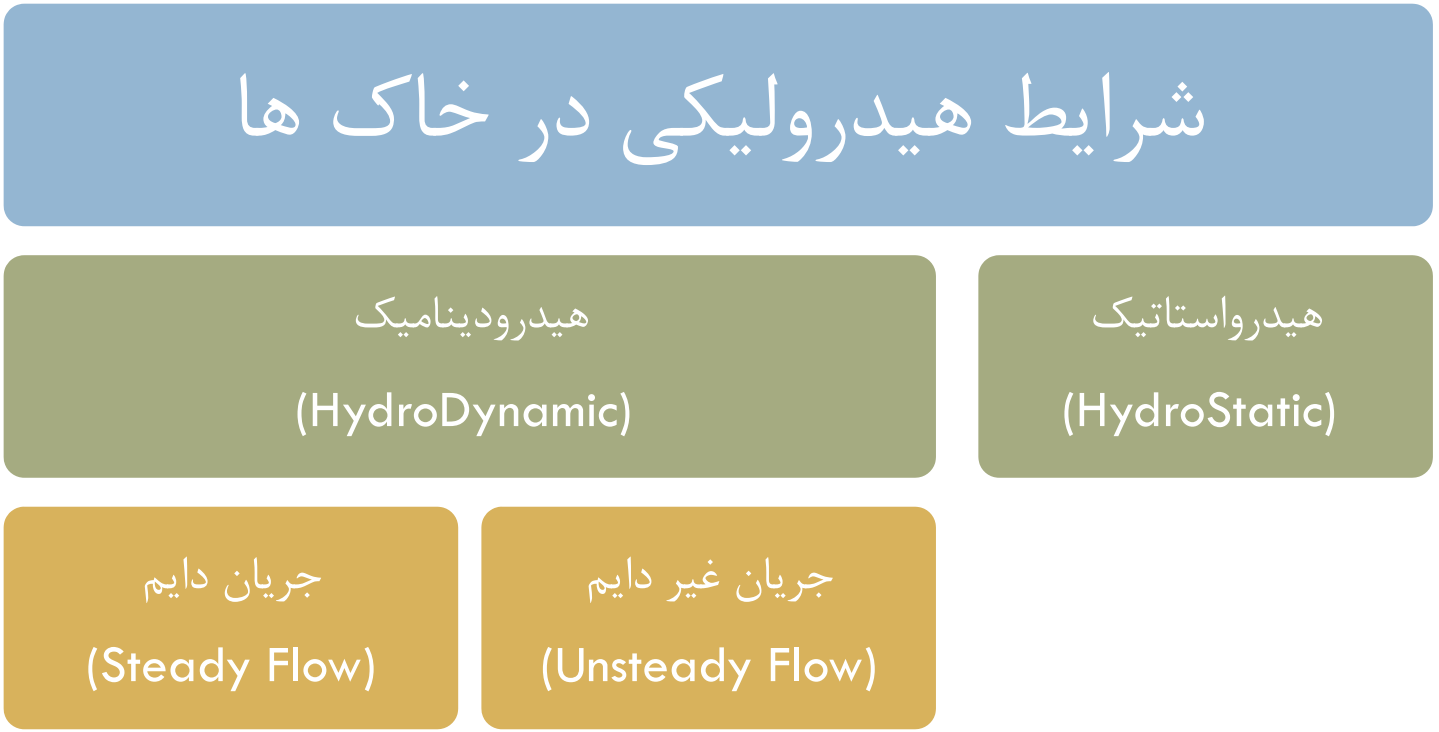
(Seepage)

فشار آب حفره ای

(Pore Water Pressure)

جریان آب در خاک

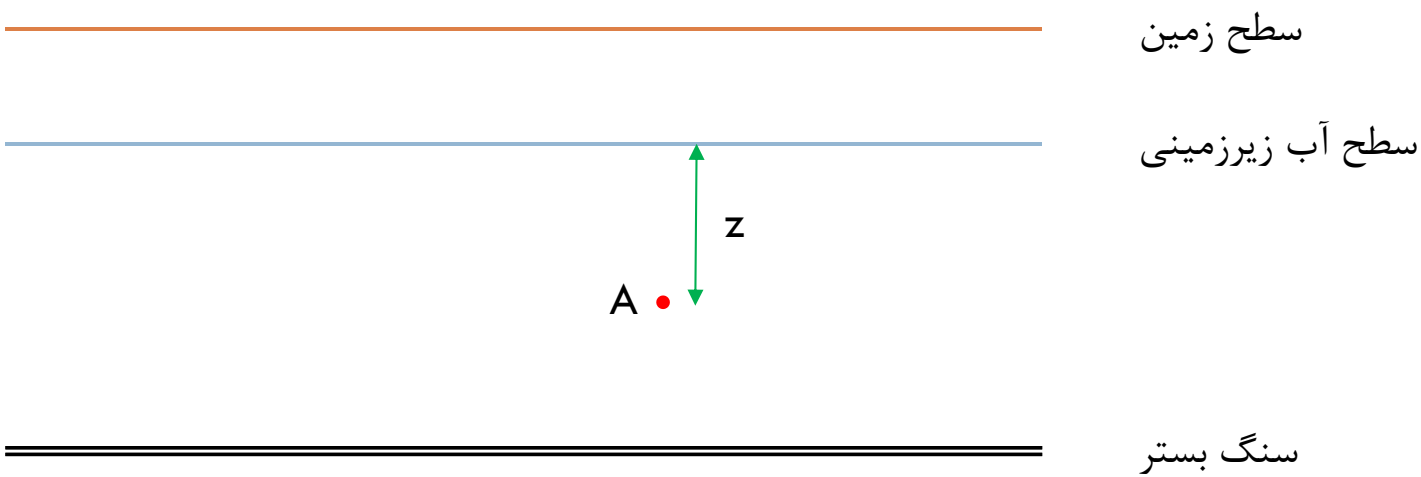
در هیدرولیک خاک ها، آب نسبت به خاک تراکم ناپذیر فرض می شود. همچنین فشار آب حفره ای نسبت به فشار جو اندازه گیری می شود بنابراین در سطح آزاد آب، فشار آب حفره ای برابر با صفر است.



شرایط هیدرولیکی

شرایط هیدرواستاتیک

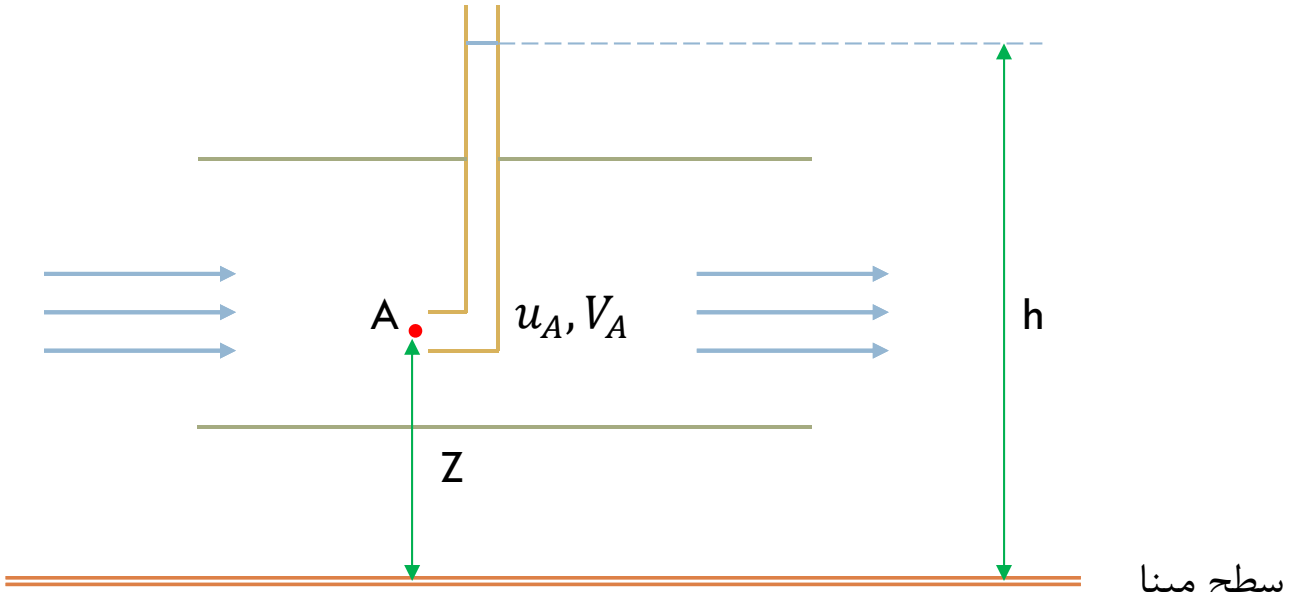
$$U = \gamma_w \times z$$



شرایط هیدرولیکی

شرایط هیدرودینامیک

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



رابطه برنولی (Bernoulli Equation)

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 نظر تا یک سطح مبنا

u: فشار در نقطه مورد نظر

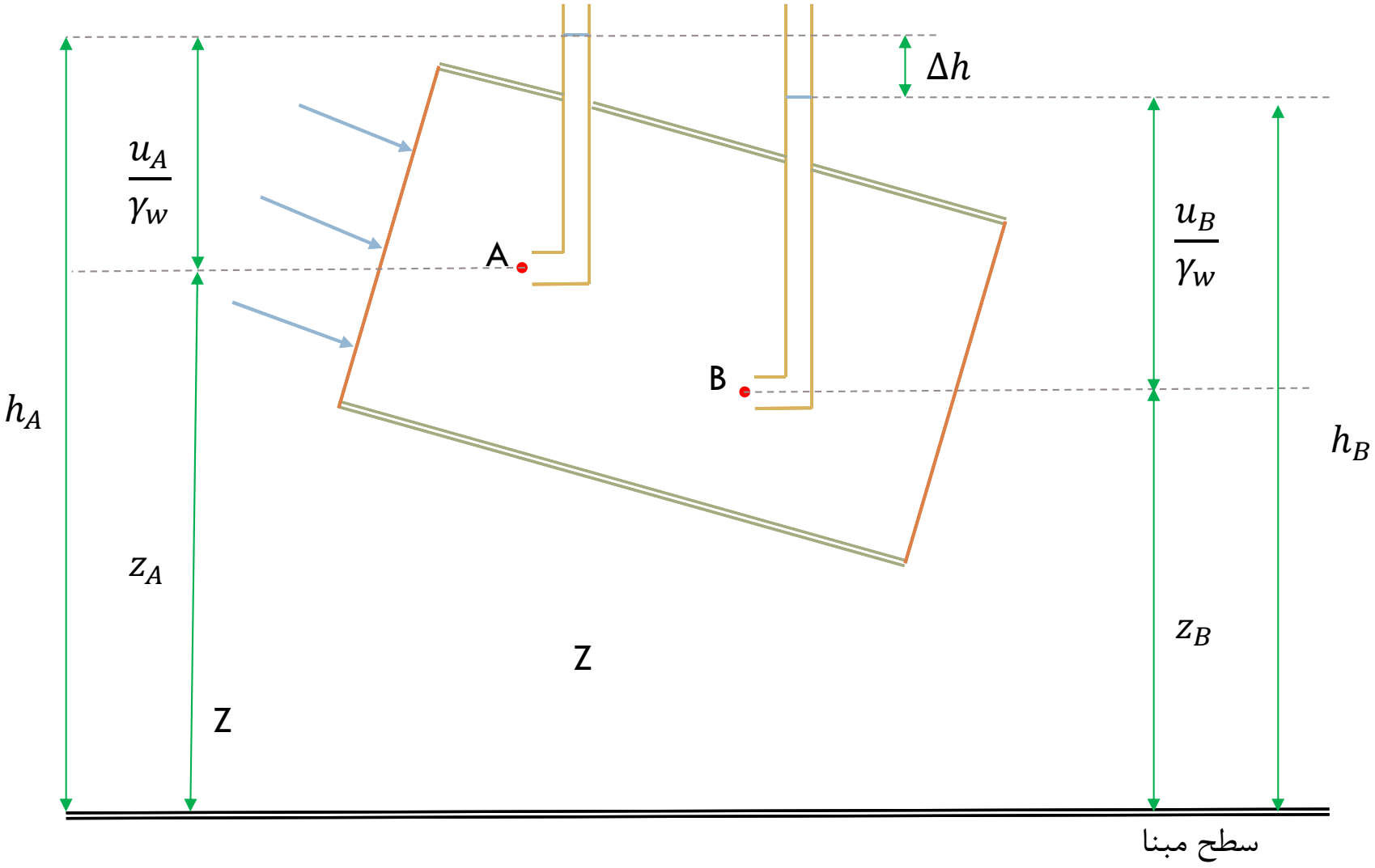
g: شتاب جاذبه

رابطه برنولی (Bernoulli Equation)

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



اختلاف بار آبی و گرادیان هیدرولیکی

اختلاف هد (Δh)

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

گرادیان هیدرولیکی $(Hydrolic\ Gradient)$

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

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

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

قانون دارسی

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

$$V = K \times i$$

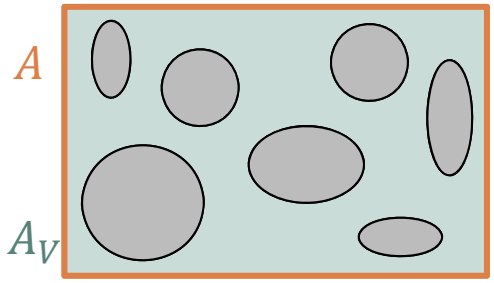
در این رابطه V سرعت جریان است که عبارت است از میزان آبی که در واحد زمان از واحد سطح عمود بر امتداد جریان عبور می کند.

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

سرعت به دست آمده از رابطه دارسی 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)

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

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

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

γ_w, η: وزن مخصوص و ویسکوزیته آب

عوامل موثر بر ضریب نفوذپذیری

اندازه متوسط حفره ها

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

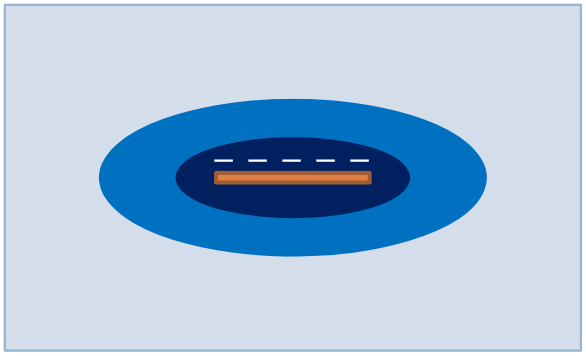
نسبت تخلخل

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



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 تیزگوشه 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)

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

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

ضریب نفوذپذیری خاک (Permeability Coefficient)

محاسبه ضریب نفوذپذیری خاک

- روش تجربی
  - روش هیزن
  - روش کوزن
- روش آزمایشگاهی
  - آزمایش با بار ثابت
  - آزمایش با بار افتان
- روش صحرایی
  - روش پمپاژ

روش های تجربی محاسبه ضریب نفوذپذیری

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.

$$K = C.D_{10}^2$$

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

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

روش های تجربی محاسبه ضریب نفوذپذیری

روش کوزنی (Kozeny, 1927)

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

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

$e =$ نسبت تخلخل

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

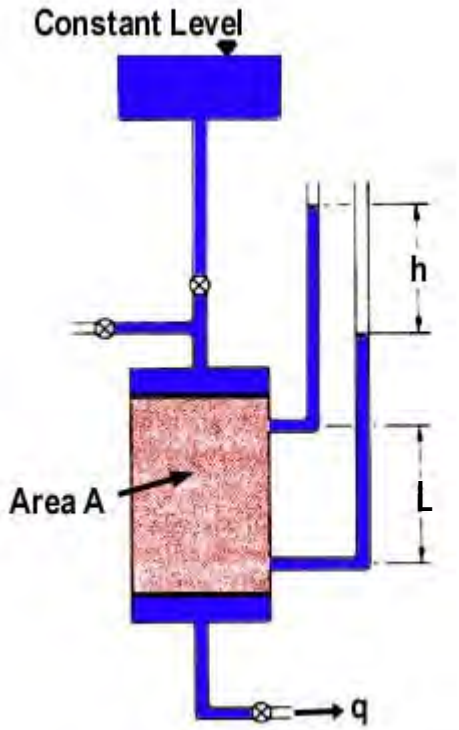
روش های آزمایشگاهی محاسبه ضریب نفوذپذیری

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

روش آزمایش با بار ثابت (Constant Head Test)



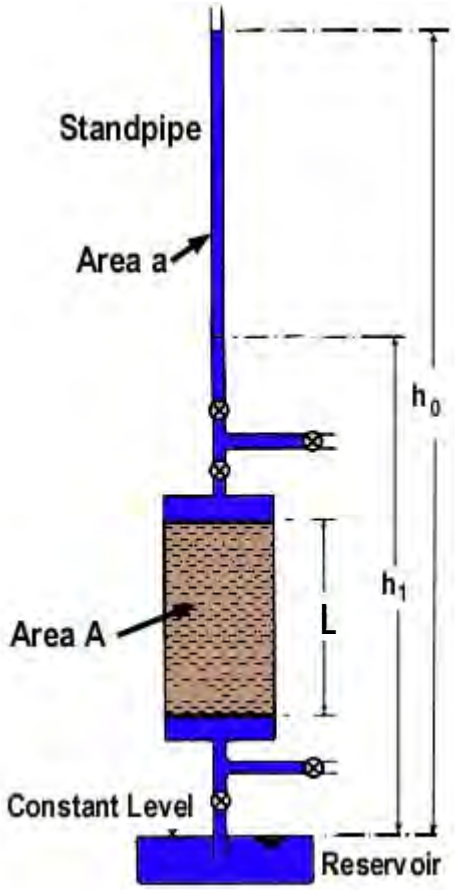
این روش برای خاک های درشت دانه کاربرد دارد و در آن در طول زمان آزمایش (t) سطح آب ورودی (بار آبی) ثابت نگاه داشته می شود.

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

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

روش های آزمایشگاهی محاسبه ضریب نفوذپذیری

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.

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

روش صحرایی آزمایش نفوذپذیری

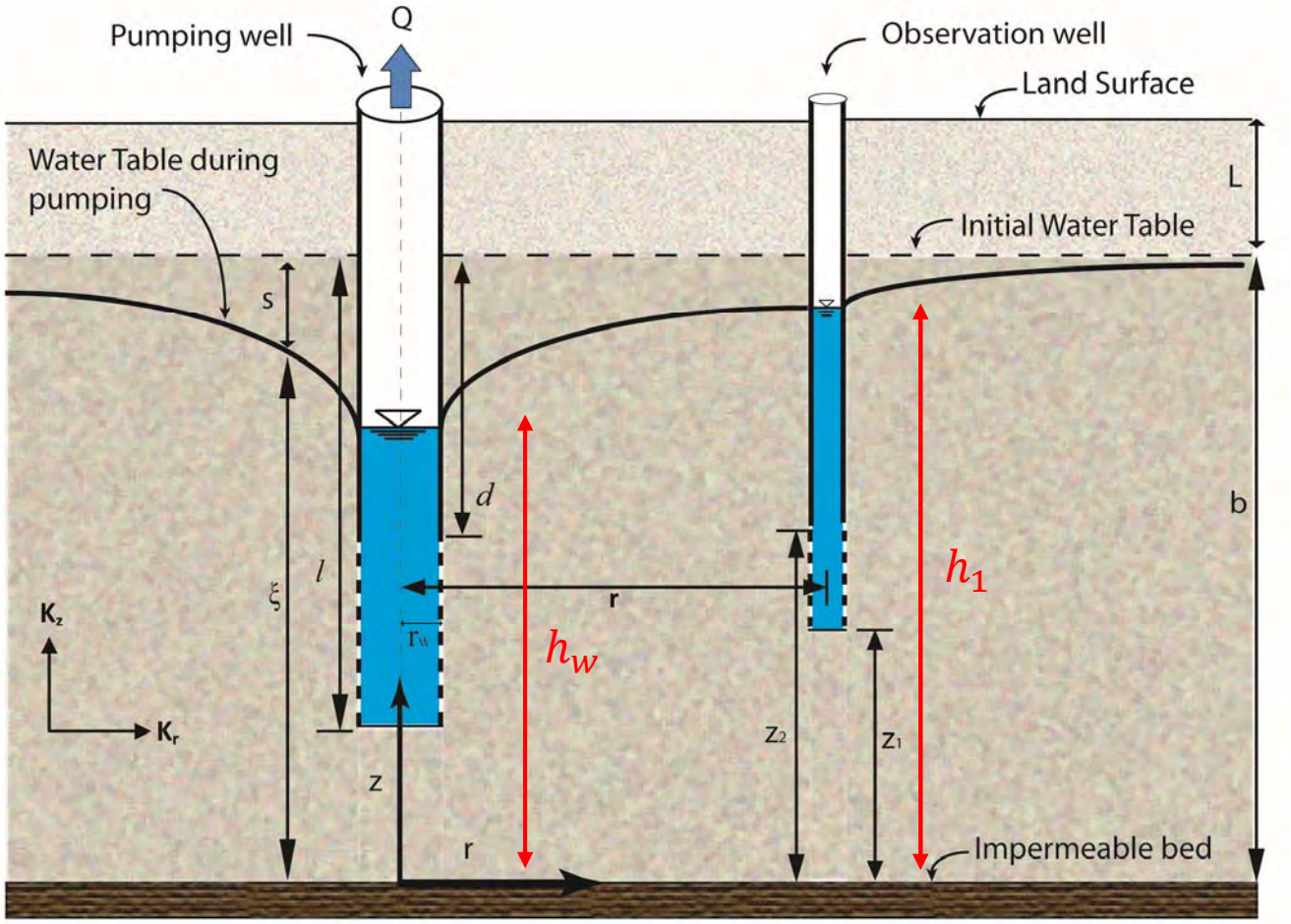
آزمایش پمپاژ (Pumping Test)

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





روش صحرایی آزمایش نفوذپذیری



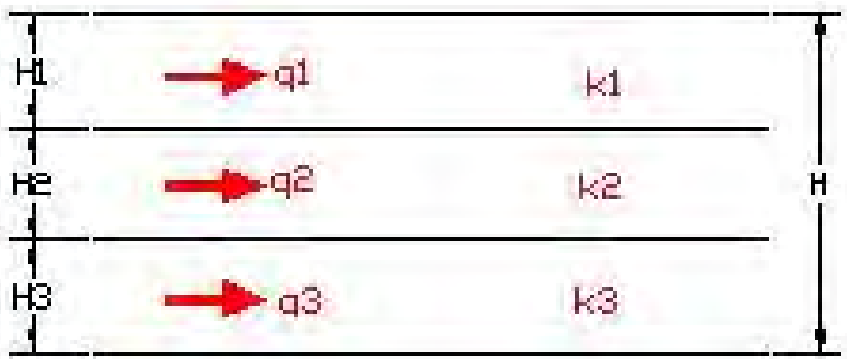
$$K = \frac{Q.Ln\left(\frac{r}{r_w}\right)}{\pi(h_1^2 - h_w^2)}$$

محاسبه ضریب نفوذپذیری معادل در خاک چند لایه

راستای جریان موازی با راستای لایه بندی

$$q = q_1 + q_2 + q_3 \xrightarrow{q=V.H=K.i.H} KiH = K_1 i_1 H_1 + K_2 i_2 H_2 + k_{3i_3} H_3$$

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



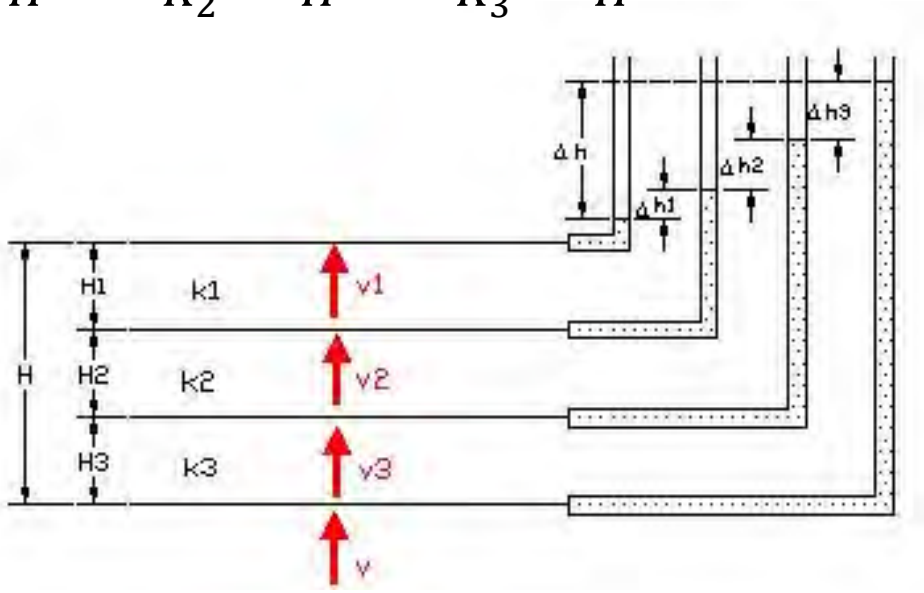
محاسبه ضریب نفوذپذیری معادل در خاک چند لایه

راستای جریان عمود بر راستای لایه بندی

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

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

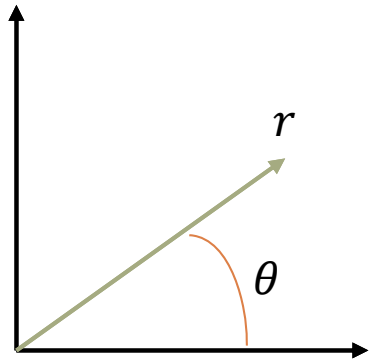
$$\rightarrow K_V = \frac{H}{\frac{H_1}{K_1} + \frac{H_2}{K_2} + \frac{H_3}{K_3}}$$



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 موثر

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

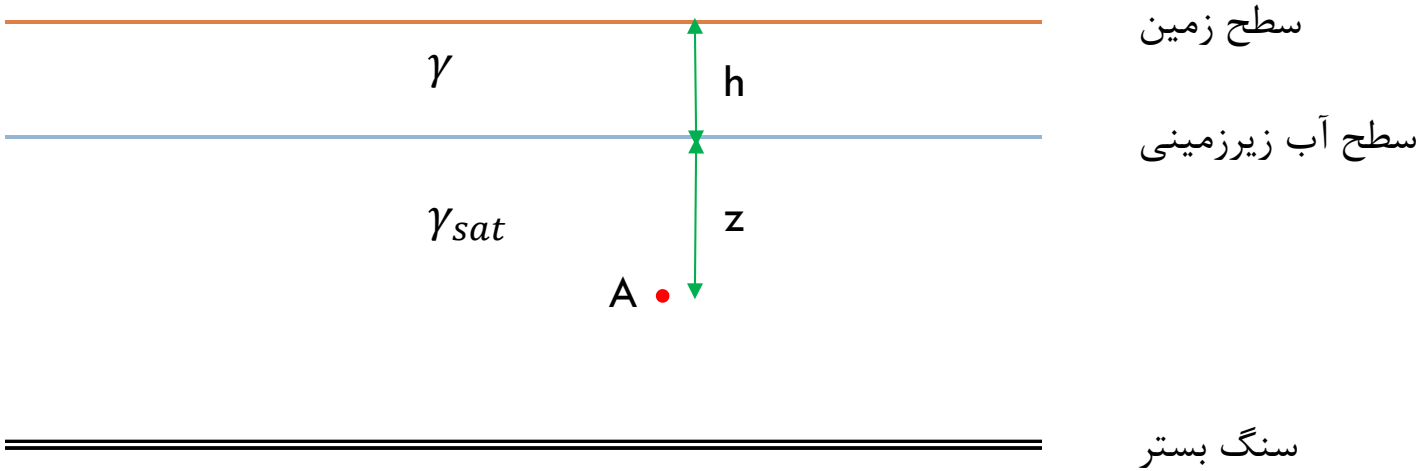
۱- قسمتی که توسط آب موجود در فضای بین دانه ها حمل می شود که به آن فشار آب حفره ای می گویند.

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)



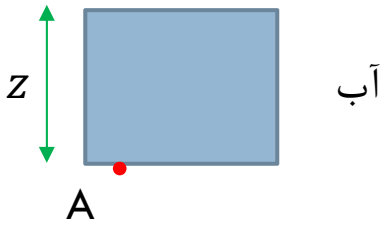
$$\sigma = \gamma \times h + \gamma_{sat} \times z$$

$$u_A = \gamma_w \times z$$

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

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

تنش موثر در حالت عدم وجود جریان (هیدرواستاتیک)



$$\sigma_A = \gamma_w . z$$

$$u_A = \gamma_w . z$$

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

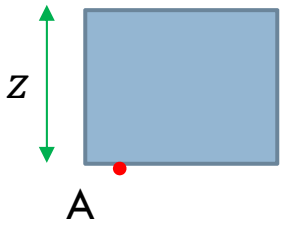


$$\sigma_A = \gamma . z$$

$$u_A = 0$$

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

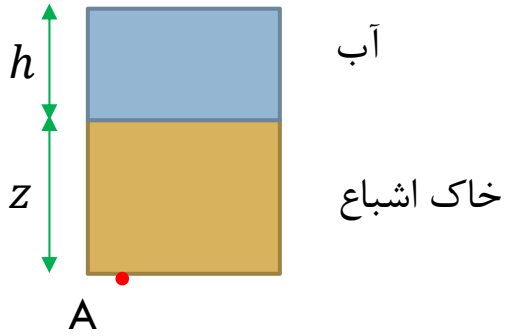
تنش موثر در حالت عدم وجود جریان (هیدرواستاتیک)



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

$$u_A = \gamma_w.z$$

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

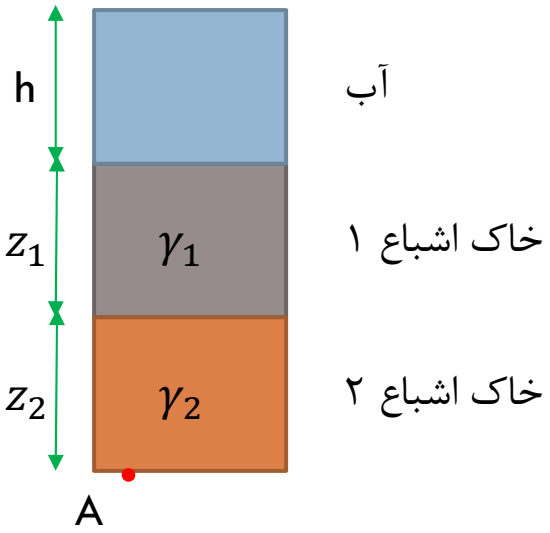


$$\sigma_A = \gamma_{sat}.z + \gamma_w.h$$

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

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

تنش موثر در حالت عدم وجود جریان (هیدرواستاتیک)



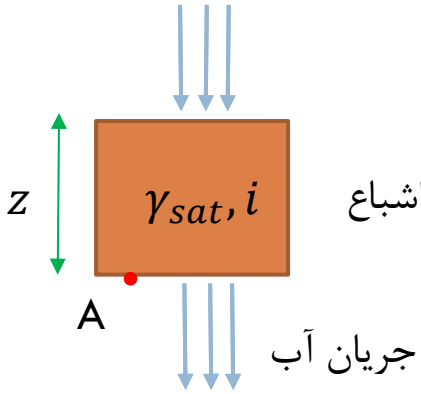
$$\sigma_A = \gamma . h + \gamma_1 . z_1 + \gamma_2 . z_2$$

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

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

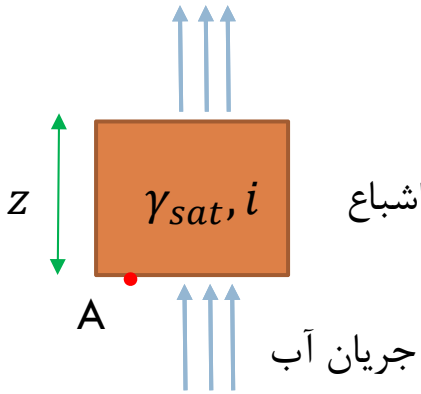
تنش موثر در حالت وجود جریان

جریان آب از بالا به پایین



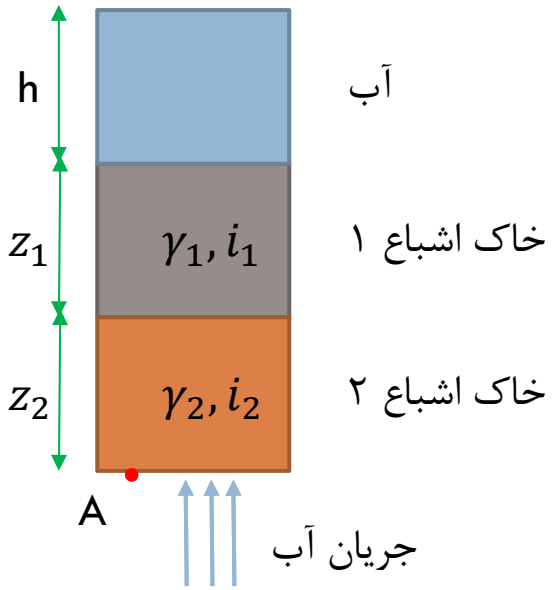
$$\sigma'_A = z(\gamma' + i\gamma_w)$$

جریان آب از پایین به بالا



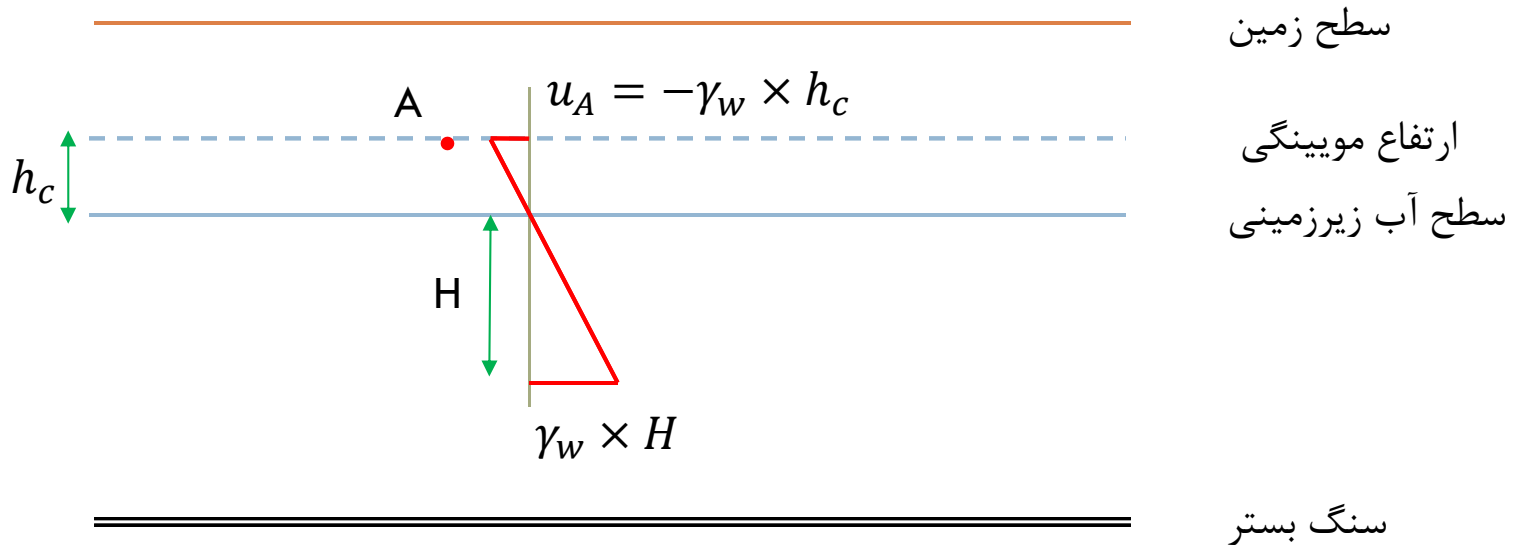
$$\sigma'_A = z(\gamma' - i\gamma_w)$$

تنش موثر در حالت وجود جریان



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

اثر مویینگی بر تنش موثر



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

$$h_c = \frac{c}{e.D_{10}}$$ رابطه هیزن

c: ثابتی بین ۰.۱ و ۰.۵

h_c: ارتفاع مویینگی به متر

D_{10}: قطر موثر به میلی متر

فهرست

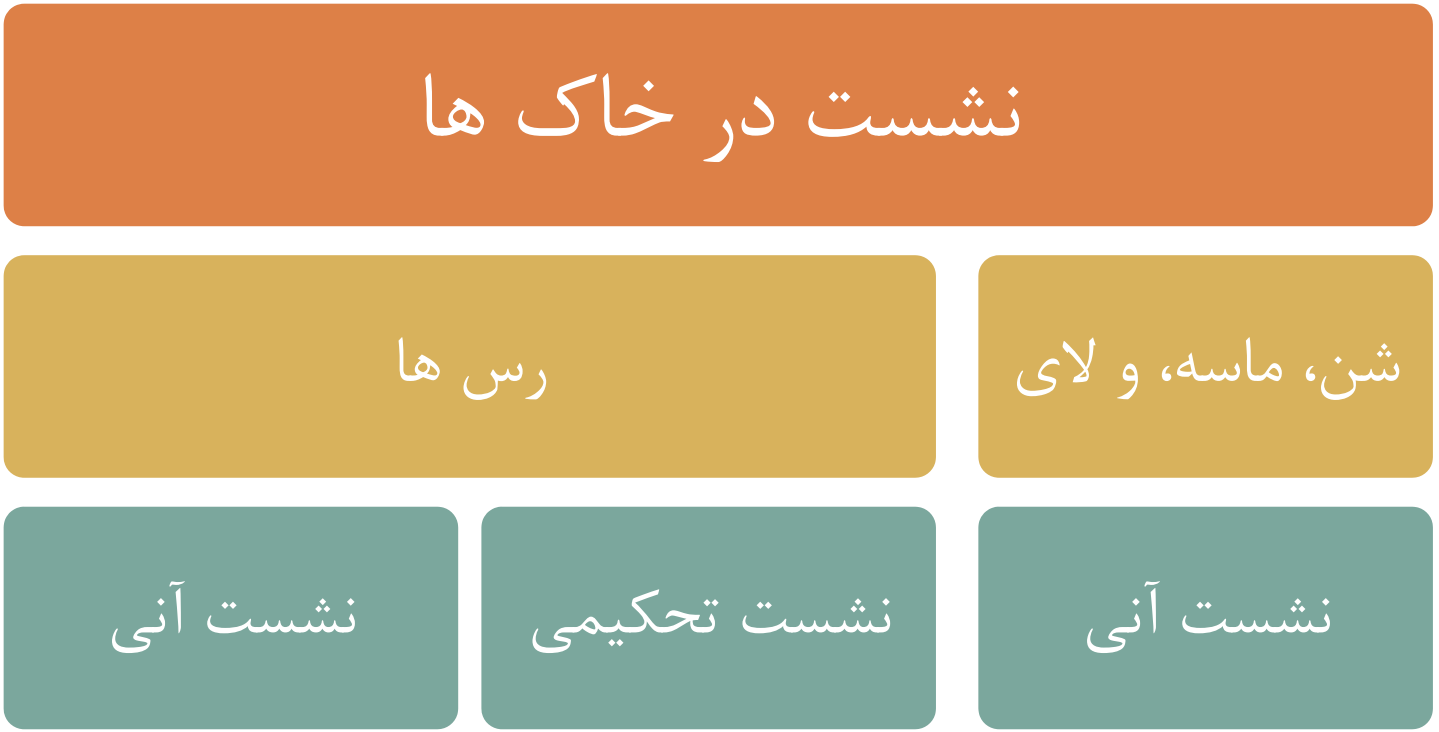
مقدمه-خاک و سنگ
شناسایی خاک‌ها و طبقه بندی
ترکیب خاک (روابط وزنی-حجمی)
جریان آب در خاک
تحکیم در خاک‌ها
مقاومت برشی در خاک‌ها
شناسایی‌های تحت الارضی
پی‌های سطحی
تعیین ظرفیت باربری شالوده‌های سطحی
نشست در شالوده‌های سطحی

تحکیم در خاک ها (CONSOLIDATION IN SOILS)

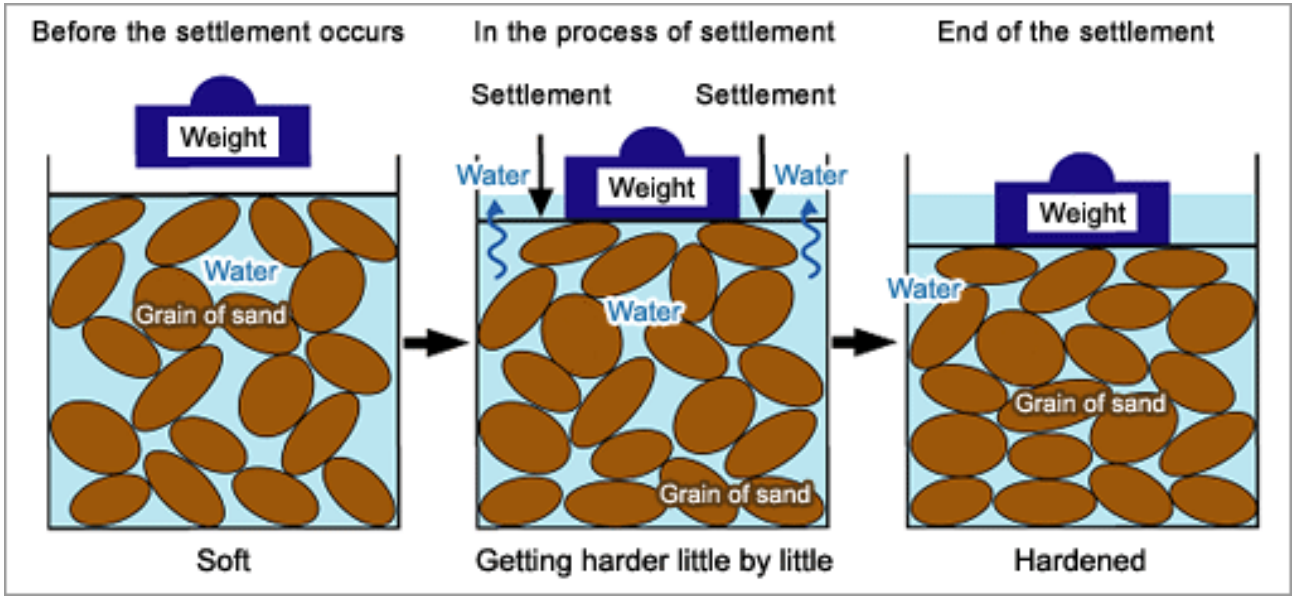
فصل پنجم

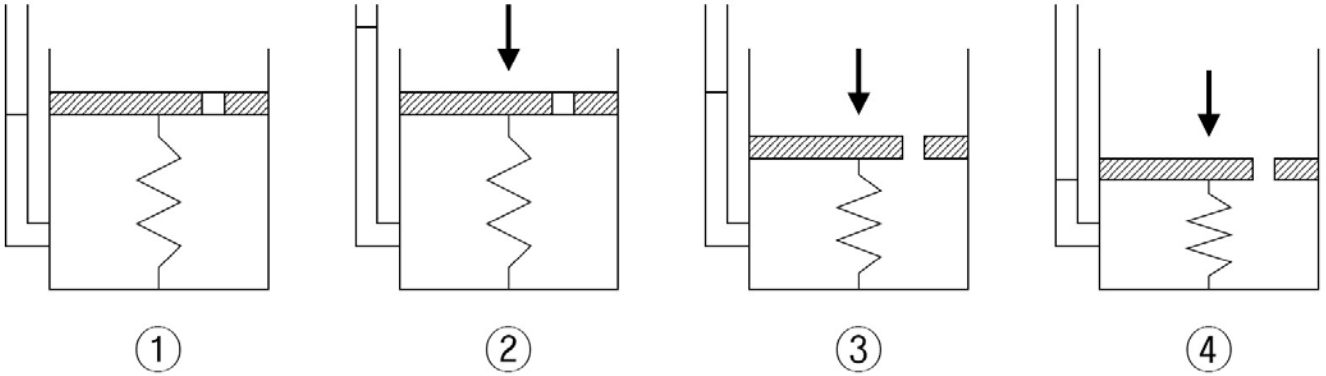
تحکیم در خاک ها

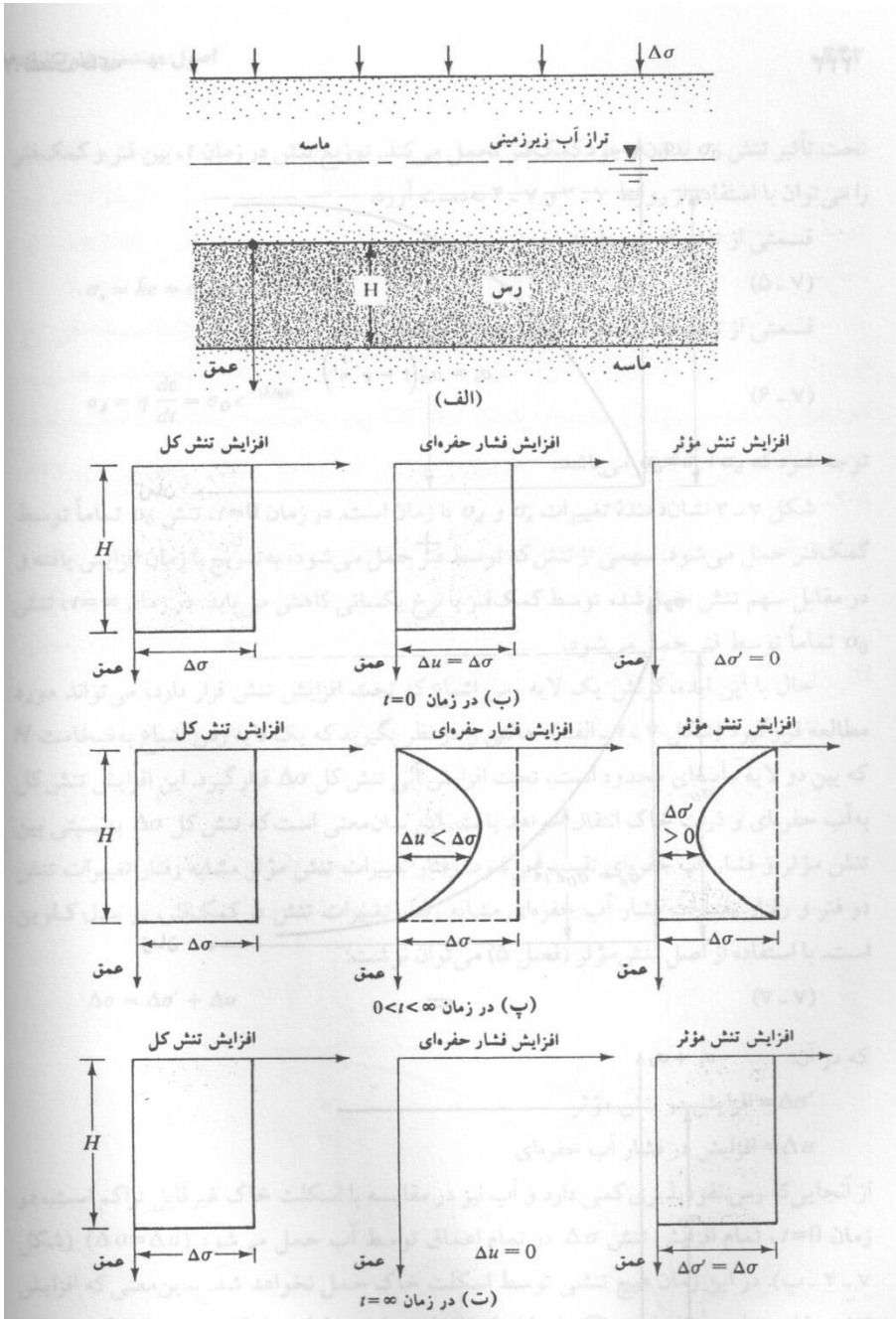
در اثر وارد کردن فشار اضافی بر خاک ها، تغییر شکل و نشست در آن ها اتفاق می افتد. این نشست ناشی از خروج آنی آب و هوا در اثر اضافه فشار است. با این تفاوت که در رس های اشباع به دلیل نفوذ پذیری پایین یک نوع دیگر نشست نیز اتفاق می افتد که به آن نشست تحکیمی می گویند. نشست تحکیمی، نشست با گذشت زمان به دلیل خارج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



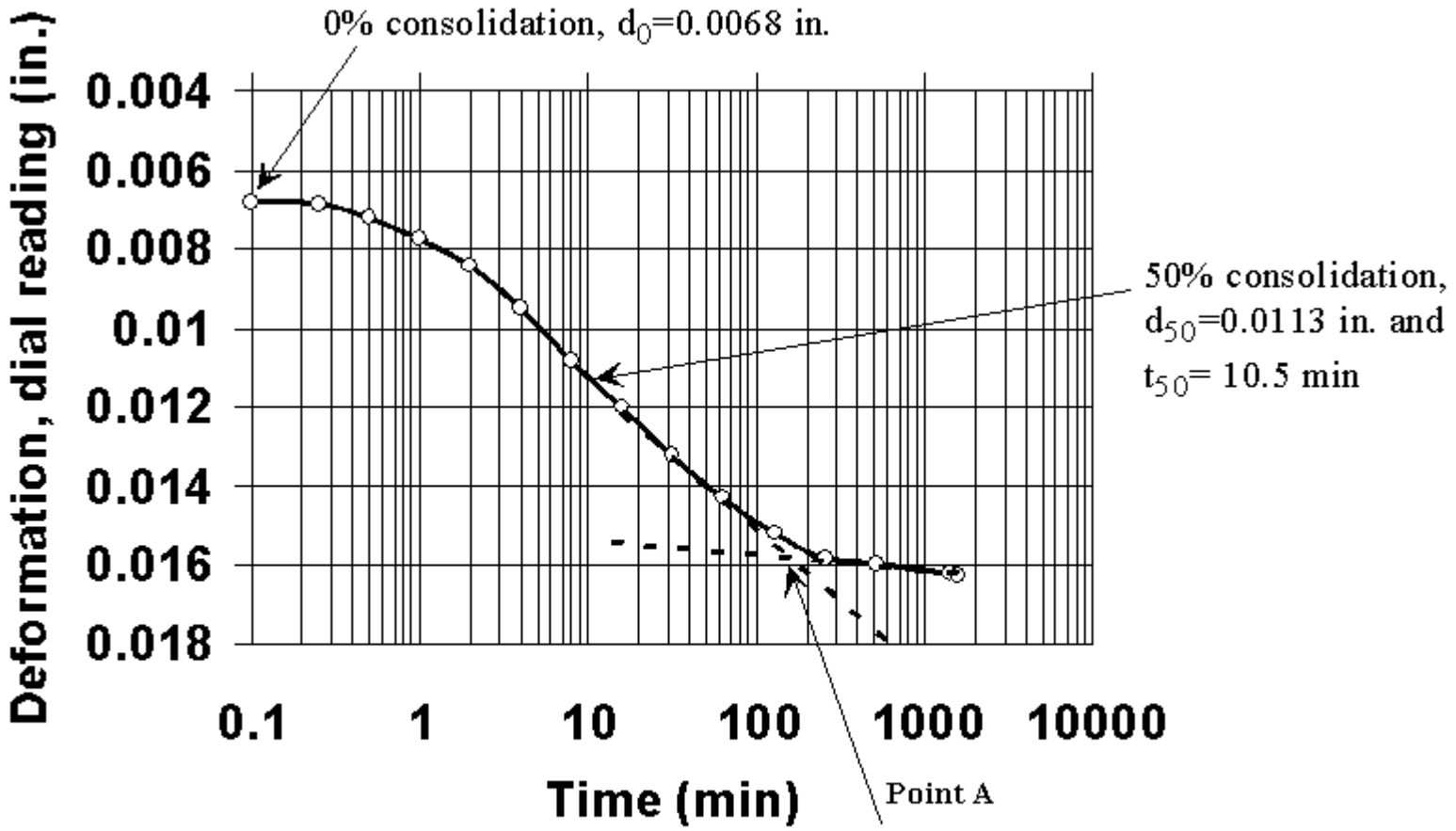
تحکیم در خاک ها






Δσ
تراز آب زیرزمینی
ماسه
H
رس
عمق
ماسه
(الف)
افزایش تنش کل
افزایش فشار حفره‌ای
افزایش تنش مؤثر
H
Δσ
عمق
Δu = Δσ
Δσ′ = 0
(ب) در زمان t=0
Δu < Δσ
Δσ′ > 0
(پ) در زمان 0<t<∞
Δu = 0
Δσ′ = Δσ
(ت) در زمان t=∞

نمودار نشست با زمان در رس ها



© 1998, Alan Scott

تحکیم در خاک ها

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

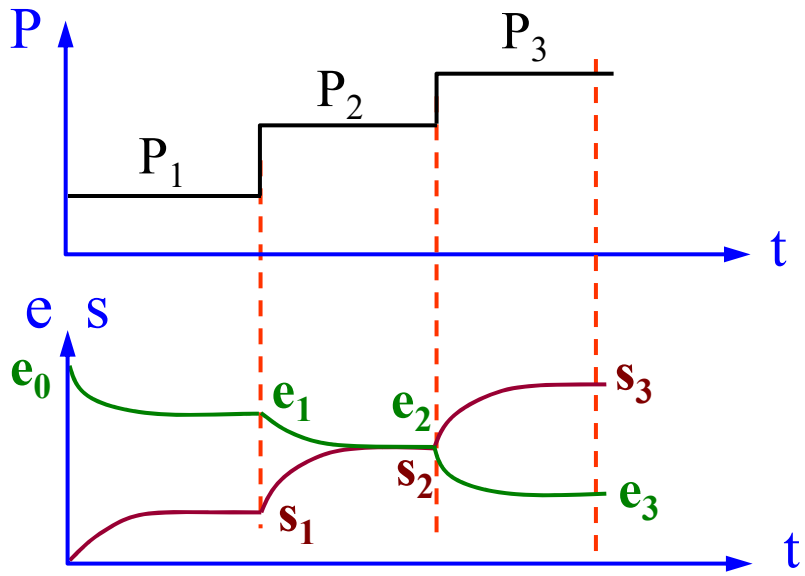
Oedometer Test

آزمایش ادومتر (Oedometer Test)

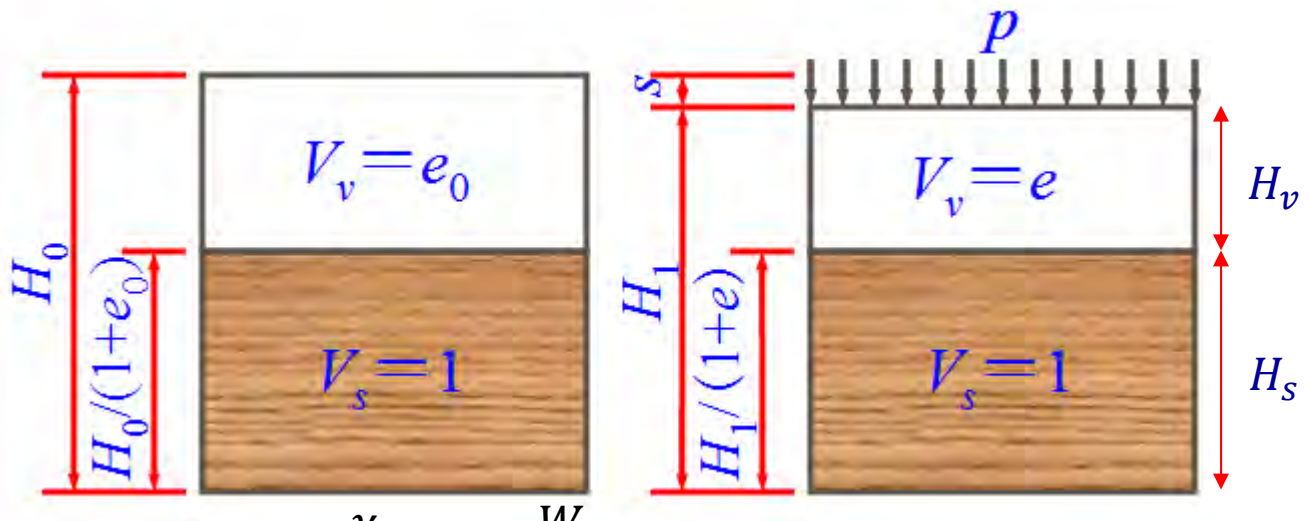


از آزمایش ادومتر برای تعیین خصوصیات نشست همراه با زمان خاک (تحکیم) استفاده می شود. در این آزمایش، نمونه خاک اشباع شده را در محفظه استوانه ای مخصوص قرار می دهند. این محفظه اجازه تغییر شکل جانبی به نمونه را نمیدهد ولی در عین حال امکان تغییر شکل و زهکشی آب در یک راستا فراهم شده است. سپس نمونه و محفظه را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

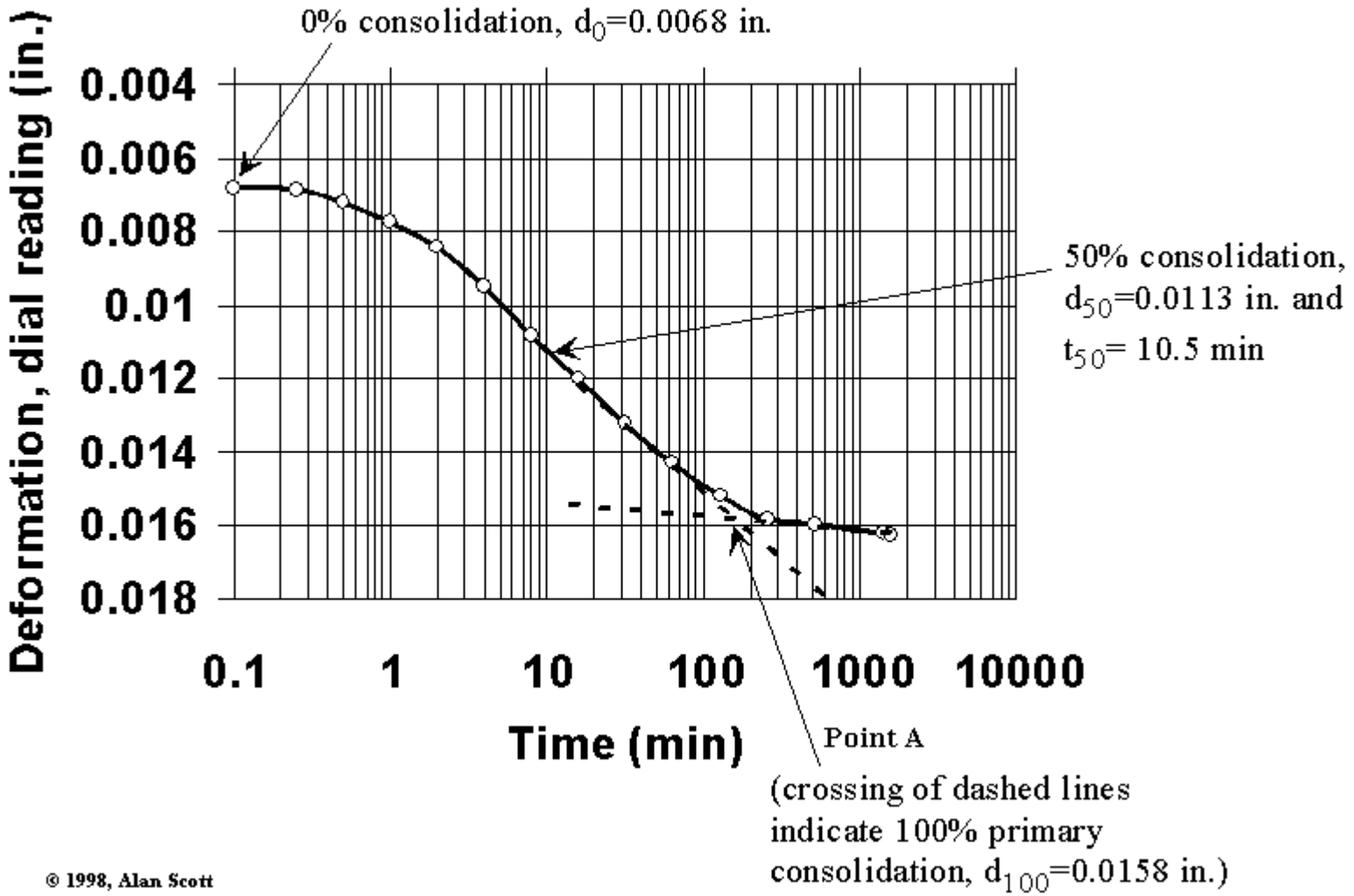


نشست	میزان بار
۰	۰
۱	۵۰
۱.۲	۱۰۰
۱.۳	۲۰۰



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

آزمایش ادومتر



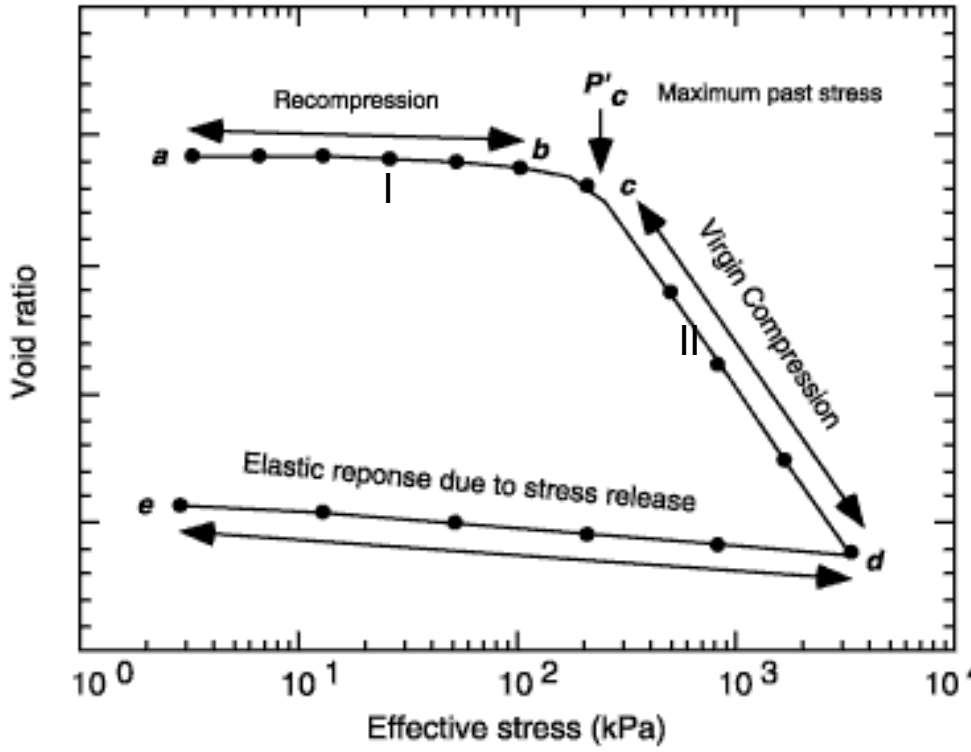
© 1998, Alan Scott

نمودار نسبت تخلخل–لگاریتم فشار

e-LogP Curve

نمودار نسبت تخلخل–لگاریتم فشار (e-LogP)

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.



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

P_c': تنش بیش تحکیمی

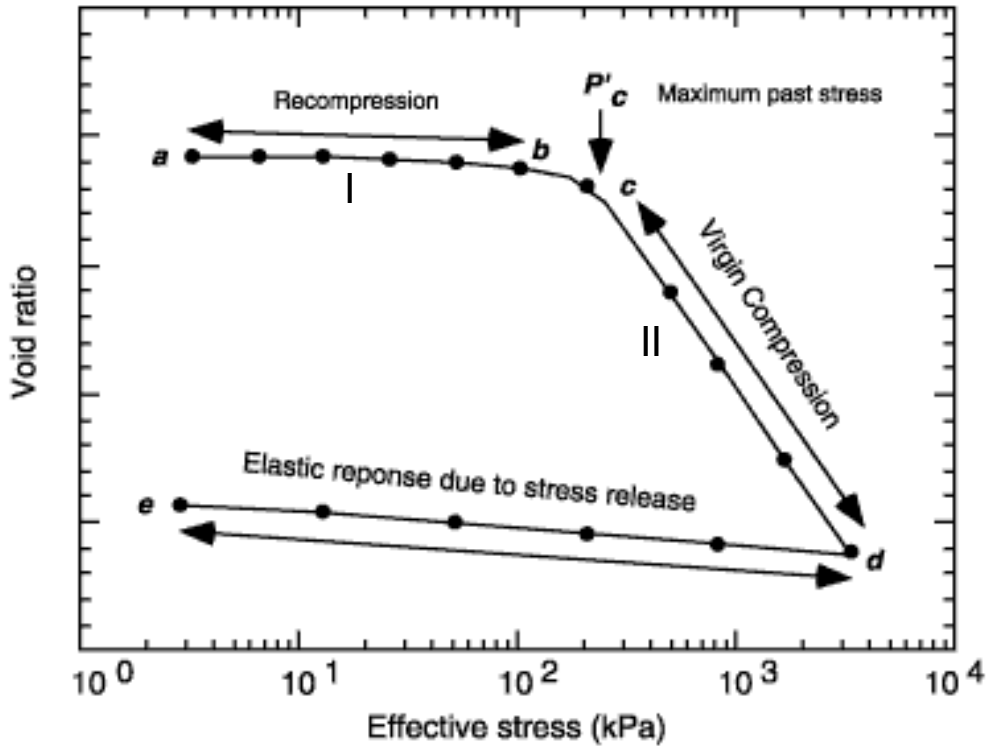
تنش بیش تحکیمی برابر حداکثر تنشی است که نمونه خاک در طول عمر خود تحمل کرده است.

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

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

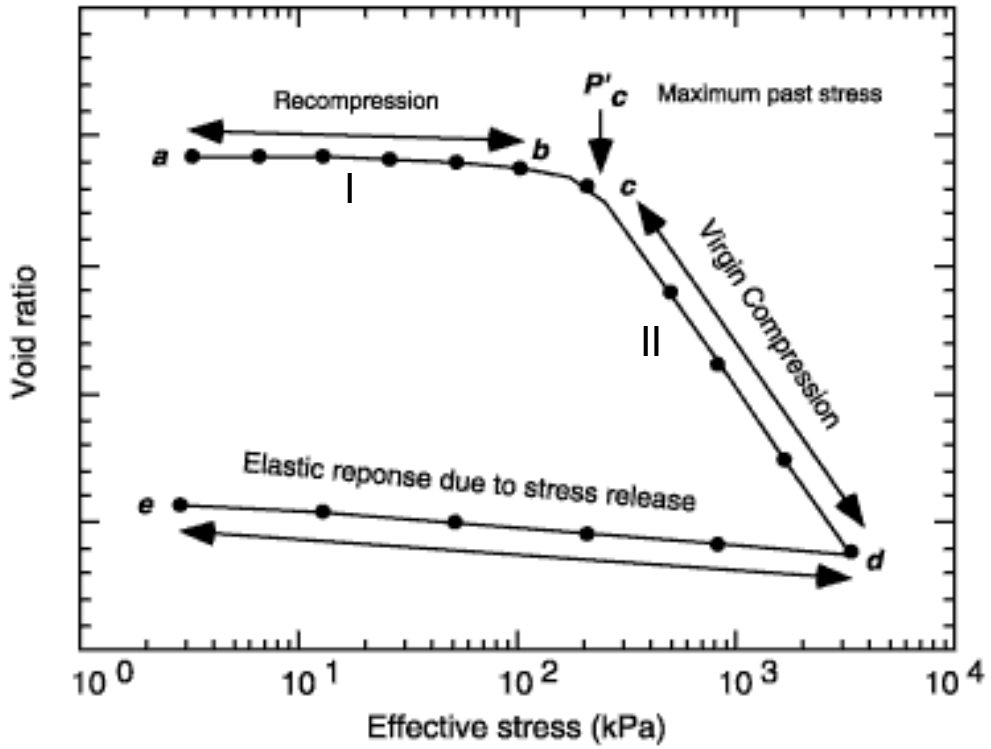
نمودار نسبت تخلخل–لگاریتم فشار (e-LogP)

حالت (I): تنش وارد شده بر نمونه از تنش بیش تحکیمی کمتر است. یعنی مثلا 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.

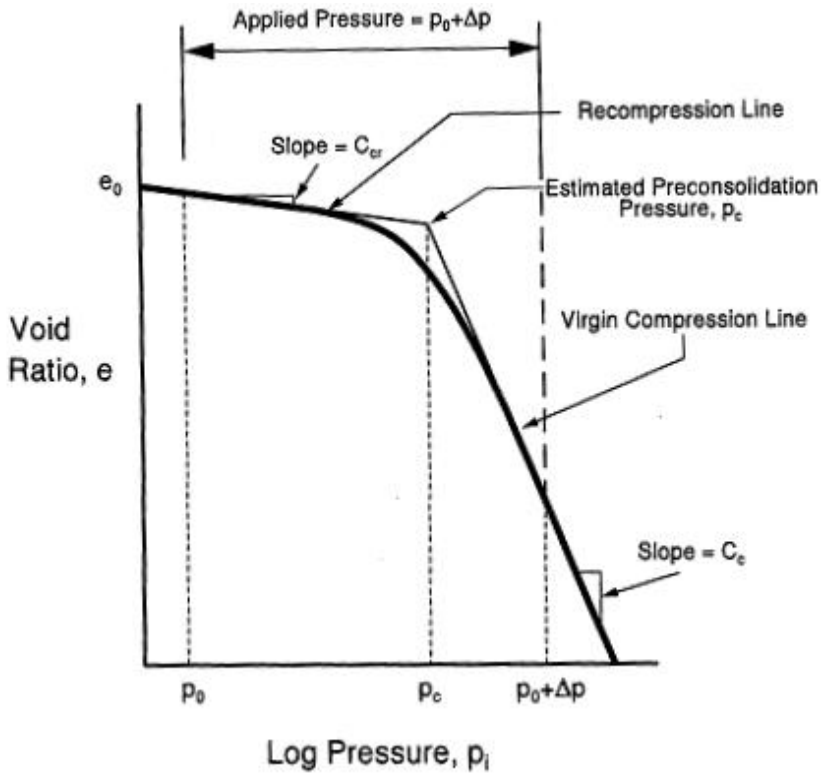


نمودار نسبت تخلخل–لگاریتم فشار (e-LogP)

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)



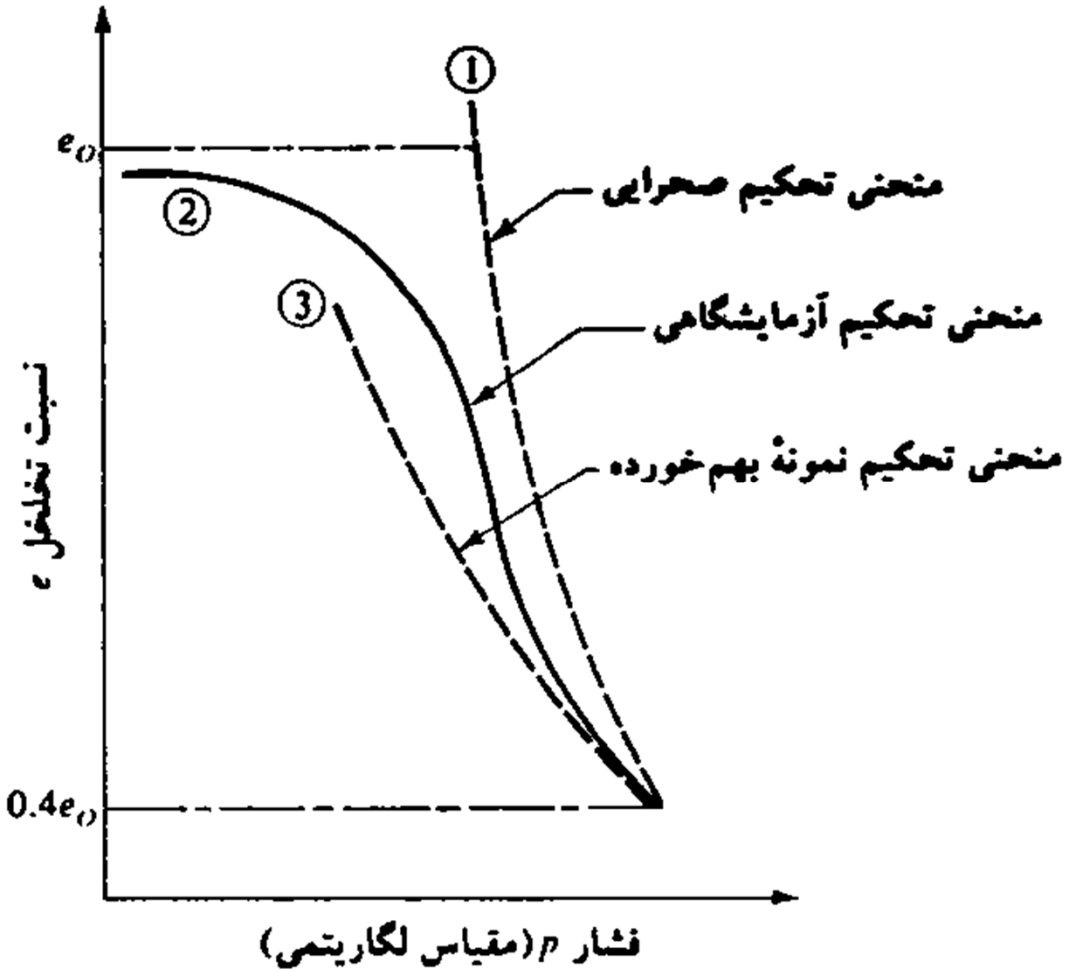
می توان نمودار e-LogP را جهت ساده سازی با خط راست تخمین زد. در این صورت شیب نمودار در حالت بیش تحکیمی را نشانه تورم (Swelling Index) و شیب نمودار در حالت تحکیم عادی را نشانه فشردگی (Compression Index) می گویند.

$C_c = 0.007(LL - 10)$ خاک دست خورده

$C_c = 0.009(LL - 10)$ خاک دست نخورده

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

تاثیر عوامل مختلف بر منحنی نسبت تخلخل–فشار



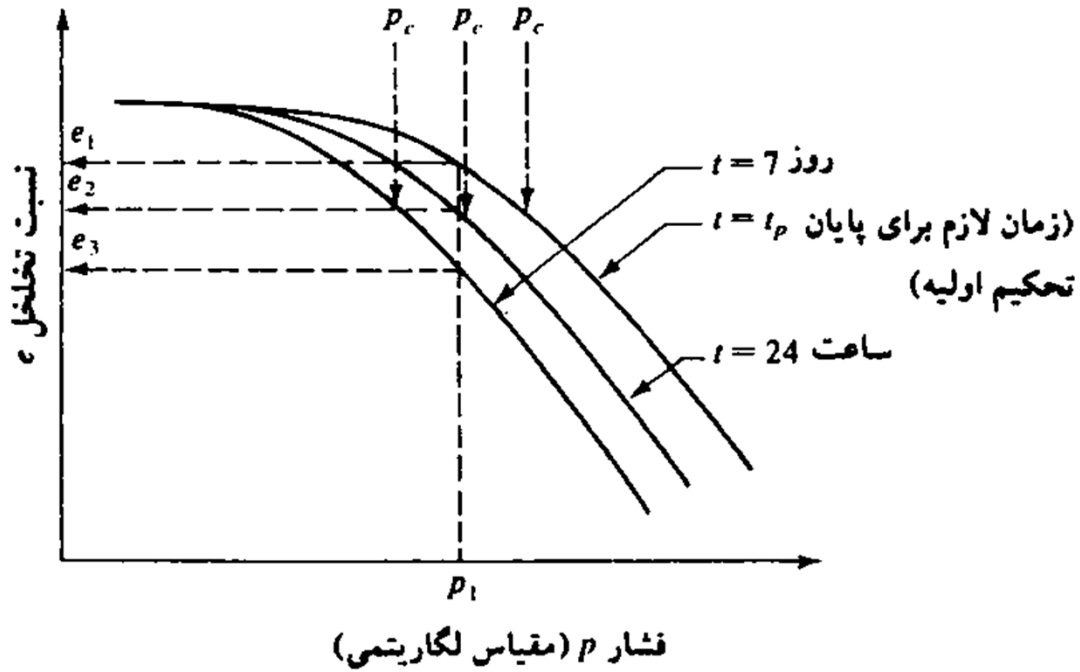
تاثیر دست خوردگی

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.

تاثیر عوامل مختلف بر منحنی نسبت تخلخل–فشار

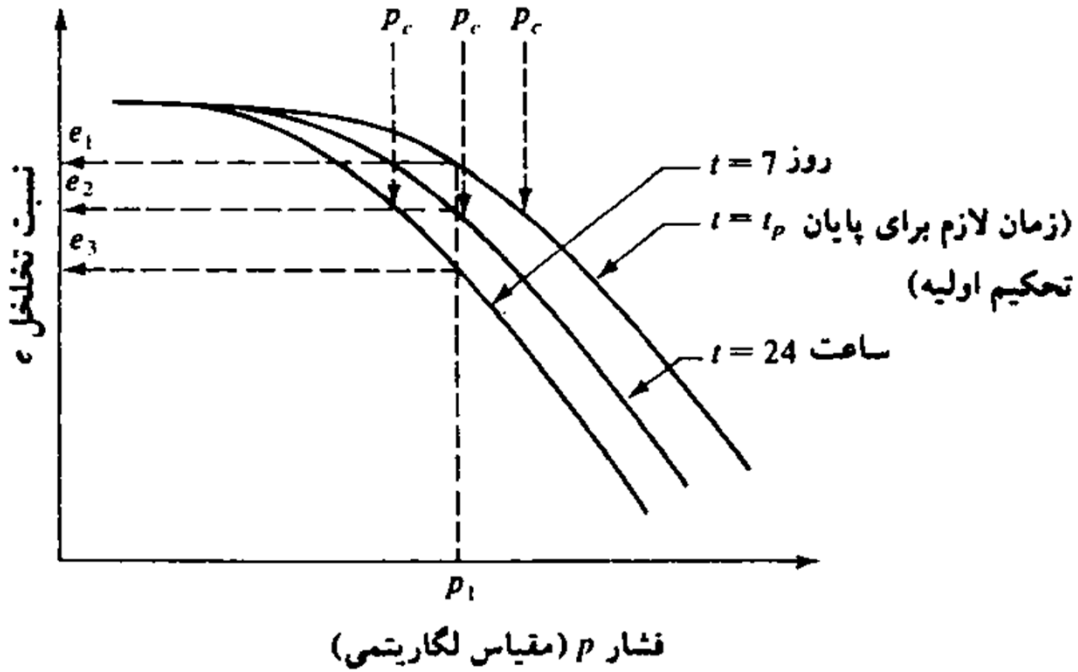
تاثیر دوام بارگذاری



- 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.

تاثیر عوامل مختلف بر منحنی نسبت تخلخل–فشار

تاثیر دوام بارگذاری

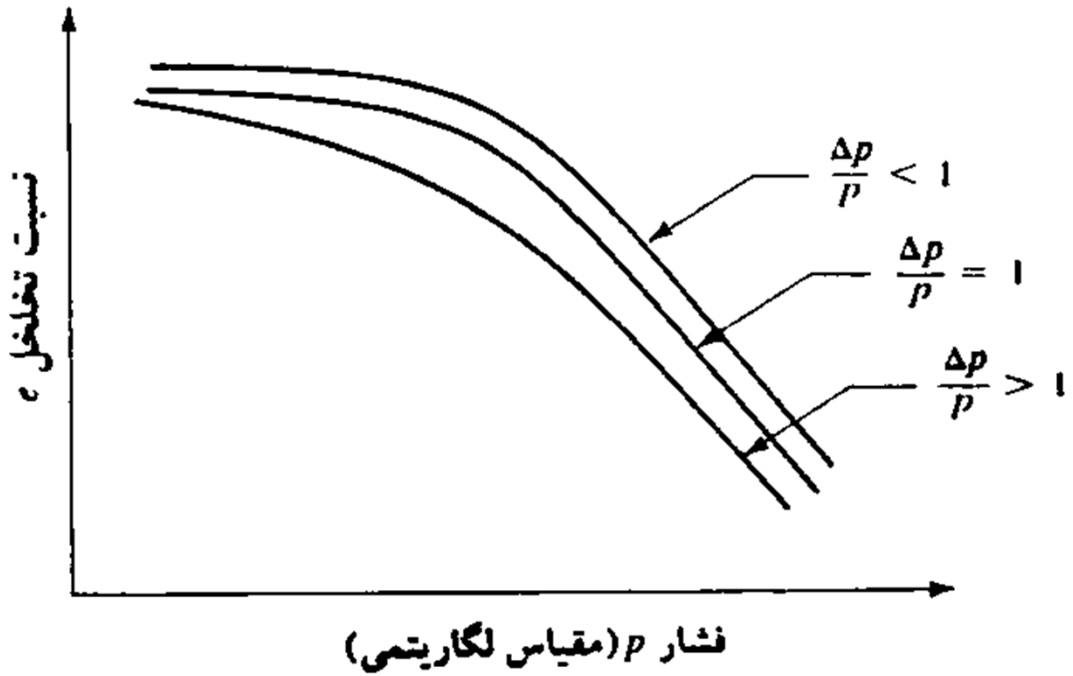


- با افزایش دوام بارگذاری، مقدار تحکیم ثانویه نمونه افزایش می یابد که این موضوع باعث کاهش نسبت تخلخل e می شود.

- با کاهش دوام بارگذاری، مقدار تنش بیش تحکیمی P_c' افزایش می یابد.

تاثیر عوامل مختلف بر منحنی نسبت تخلخل–فشار

تاثیر تغییرات نسبت افزایش بار



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

ضریب تغییر حجم

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

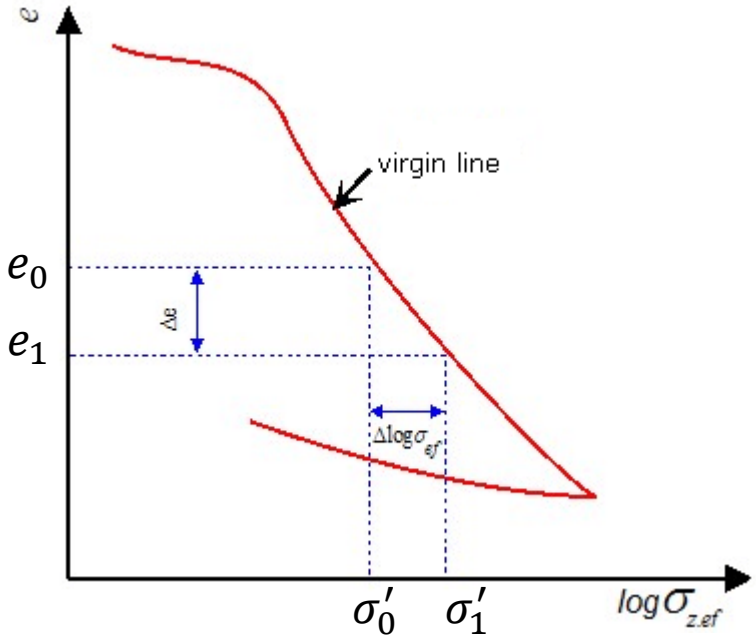
محاسبه نشست ناشی از تحکیم اولیه

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



الف- نشست رس عادی تحکیم یافته در انتهای تحکیم اولیه

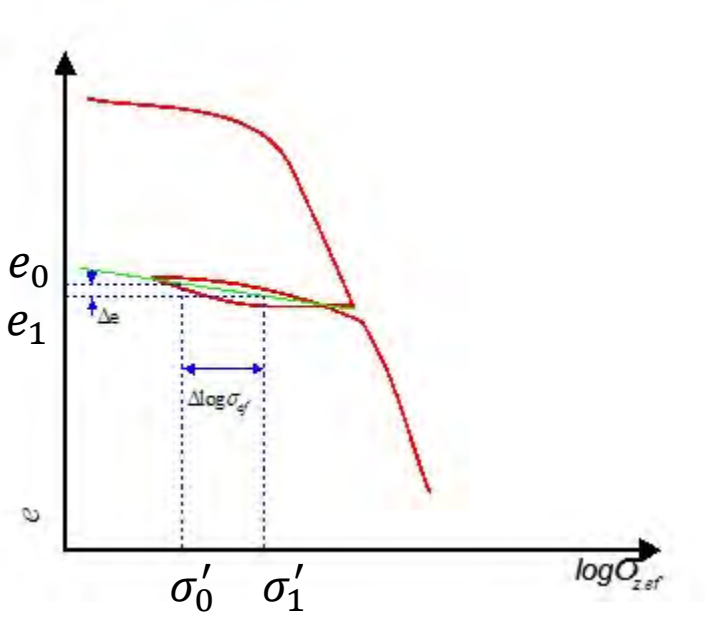
$$C_c = \frac{e_0 - e_1}{Log\sigma'_1 - Log\sigma'_0} = \frac{\Delta e}{Log\sigma'_1 - Log\sigma'_0}$$

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

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

محاسبه نشست ناشی از تحکیم اولیه

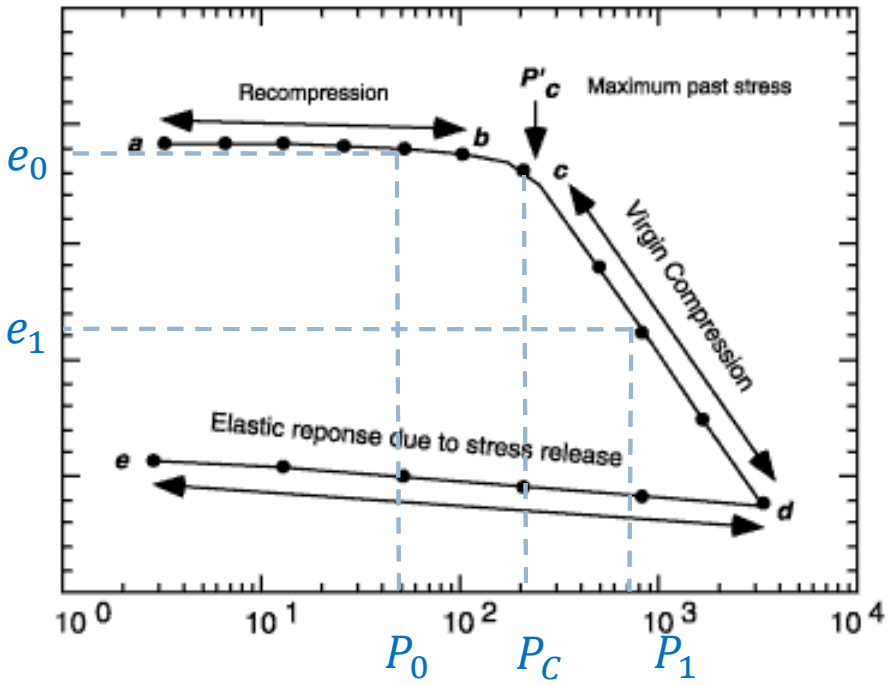
ب- رس بیش تحکیم یافته $(P_0 + \Delta P) \leq P_c$



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

محاسبه نشست ناشی از تحکیم اولیه

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



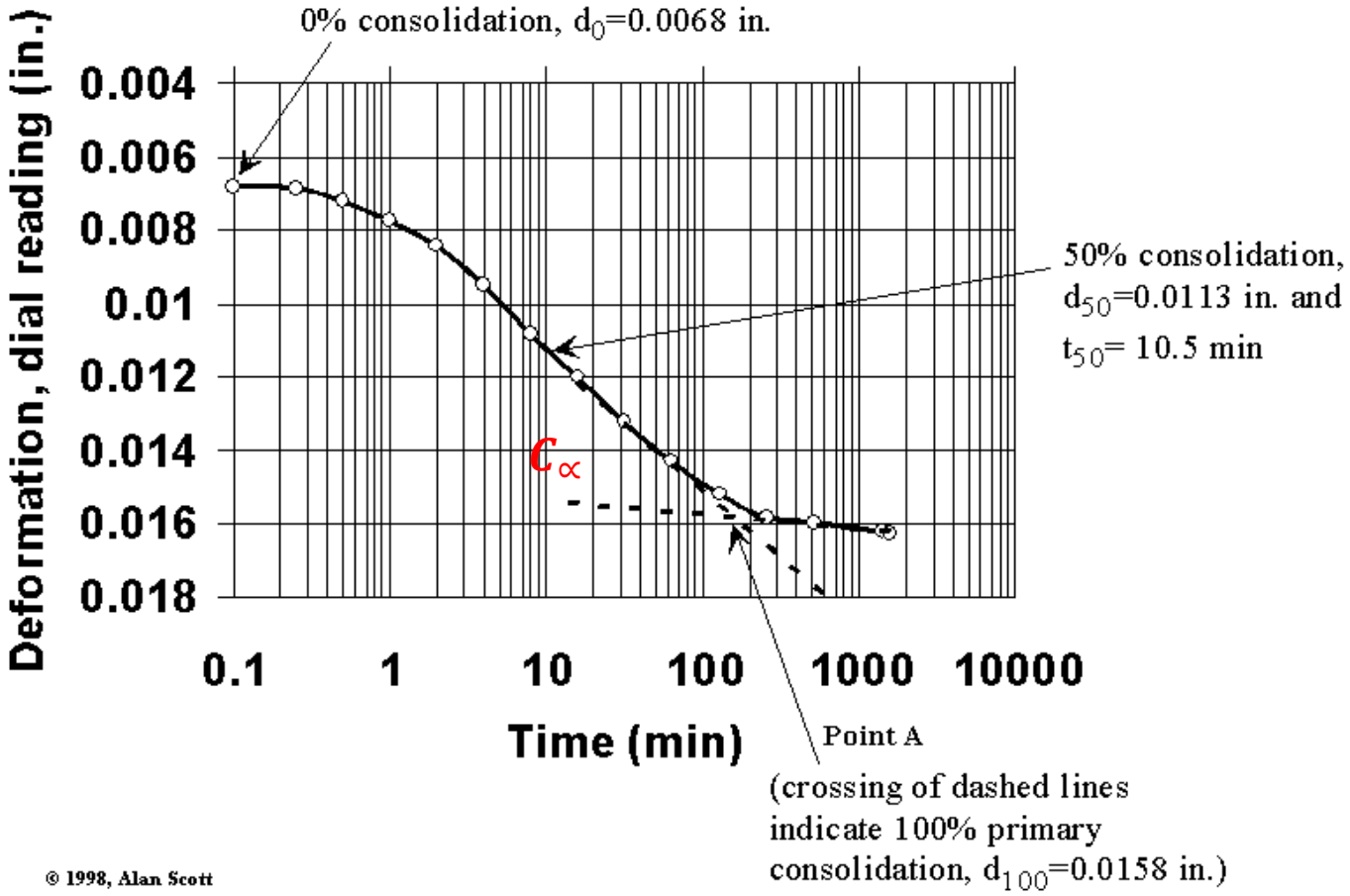
$$S = \frac{C_s H_0}{1 + e_0} Log\left(\frac{P_c}{P_0}\right) + \frac{C_c H_0}{1 + e_0} Log\left(\frac{P_0 + \Delta P}{P_c}\right)$$

محاسبه نشست کل حاصل از تحکیم ثانویه

محاسبه نشست ناشی از تحکیم ثانویه (e-Logt)

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

نشانه تحکیم ثانویه



محاسبه نشست ناشی از تحکیم ثانویه (e-Logt)

نشانه تحکیم ثانویه

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

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

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)

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

سرعت تحکیم

تئوری تحکیم یک بعدی ترزاقی



تئوری تحکیم یک بعدی ترزاقی

درجه تحکیم

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

u_{ei}: مقدار فشار آب منفذی اضافی اولیه

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

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

فاکتور زمان

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

C_V: ضریب تحکیم , t: زمان

H_{dr}: طول مسیر زهکشی

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

فاکتور عمق

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

z: عمق مورد نظر

تئوری تحکیم یک بعدی ترزاقی

ضریب تحکیم (C_V)

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

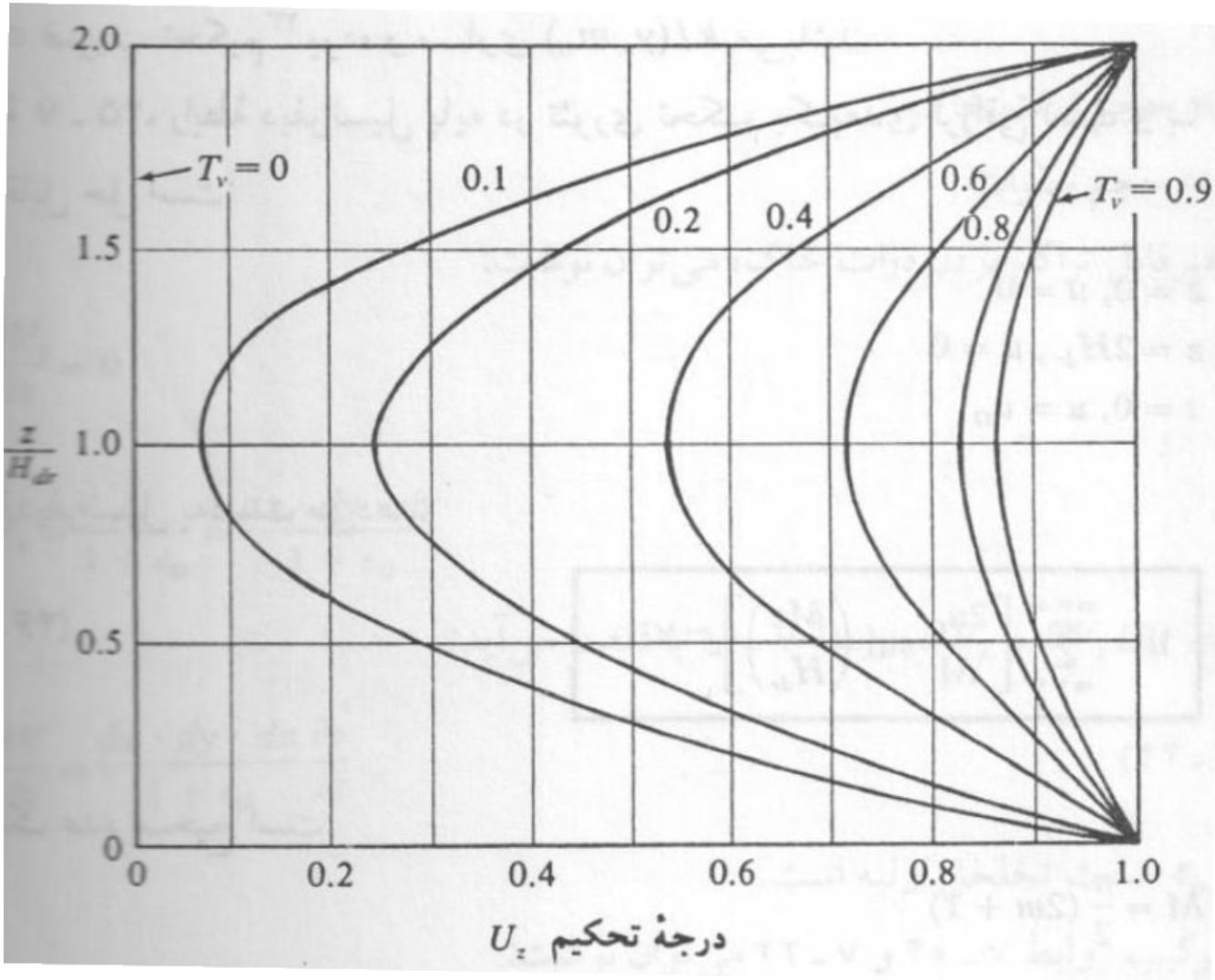
C_V: ضریب تحکیم(با واحد متر مربع بر زمان)

m_V: ضریب تغییر حجم

K: ضریب نفوذ پذیری , γ_w: وزن مخصوص آب

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



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

تئوری تحکیم یک بعدی ترزاقی

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 معمولا 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.

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

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

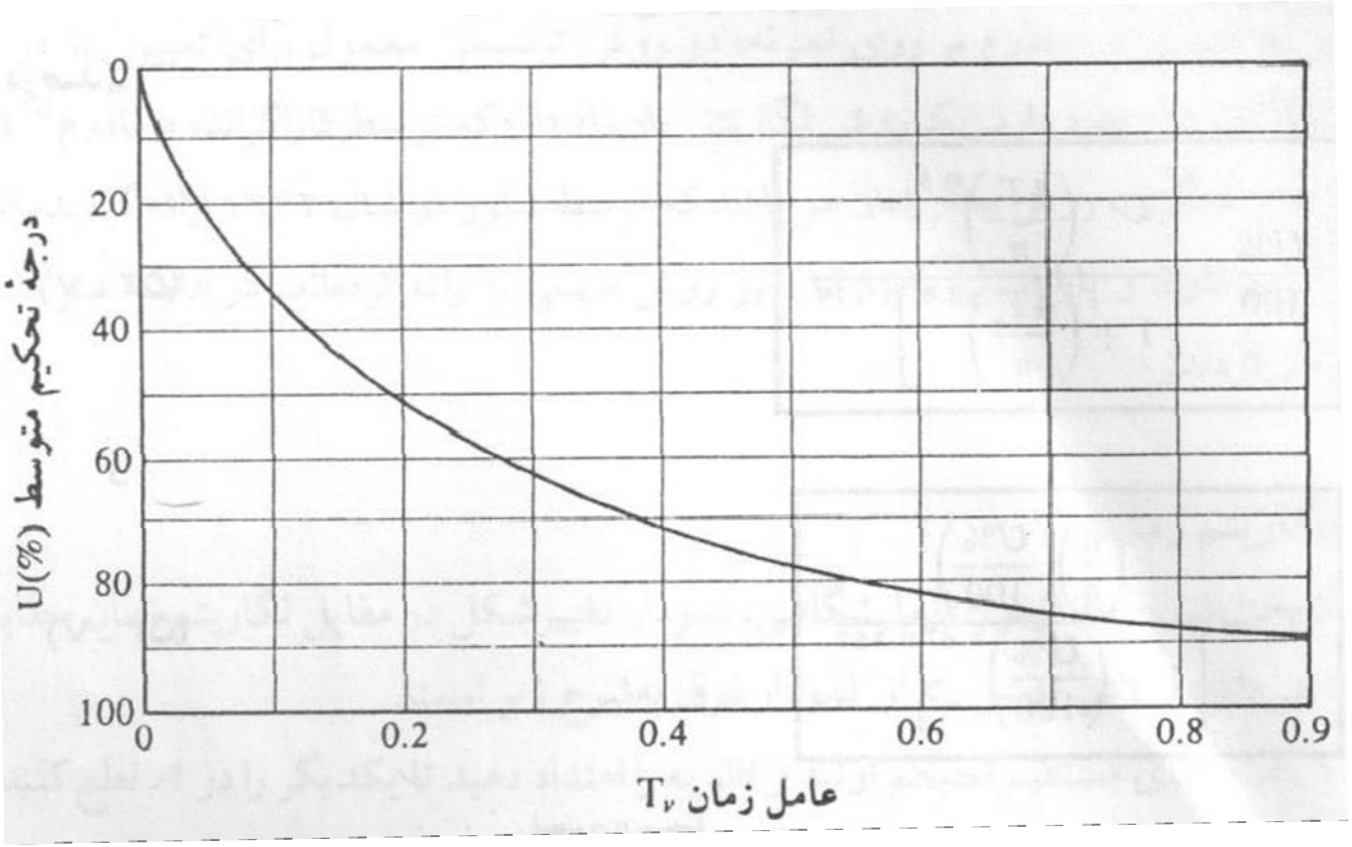
S_∞: نشست نهایی پس از خاتمه تحکیم اولیه

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

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

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



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

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

تئوری تحکیم یک بعدی ترزاقی

ایرادات وارد بر تئوری تحکیم ترزاقی

ضریب تغییر حجم و ضریب نفوذپذیری در طول تحکیم ثابت نیستند.	در شیب های هیدرولیکی خیلی کوچک قانون دارسی معتبر نیست.	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.

فهرست

مقدمه-خاک و سنگ
شناسایی خاک‌ها و طبقه بندی
ترکیب خاک (روابط وزنی-حجمی)
جریان آب در خاک
تحکیم در خاک‌ها
مقاومت برشی در خاک‌ها
شناسایی‌های تحت الارضی
پی‌های سطحی
تعیین ظرفیت باربری شالوده‌های سطحی
نشست در شالوده‌های سطحی

مقاومت برشی در خاک ها

فصل ششم

مقاومت برشی در خاک ها

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 گسیختگی مصالح ارایه داد که در آن گسیختگی نه به علت تنش قائم حداکثر و نه تنش برشی حداکثر، بلکه به علت ترکیبی بحرانی از آن ها پیش بینی می شود. طبق نظریه مور، رابطه بین مقاومت برشی و تنش قائم در صفحه گسیختگی به صورت زیر نوشته می شود.

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

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

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

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.

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

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

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

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

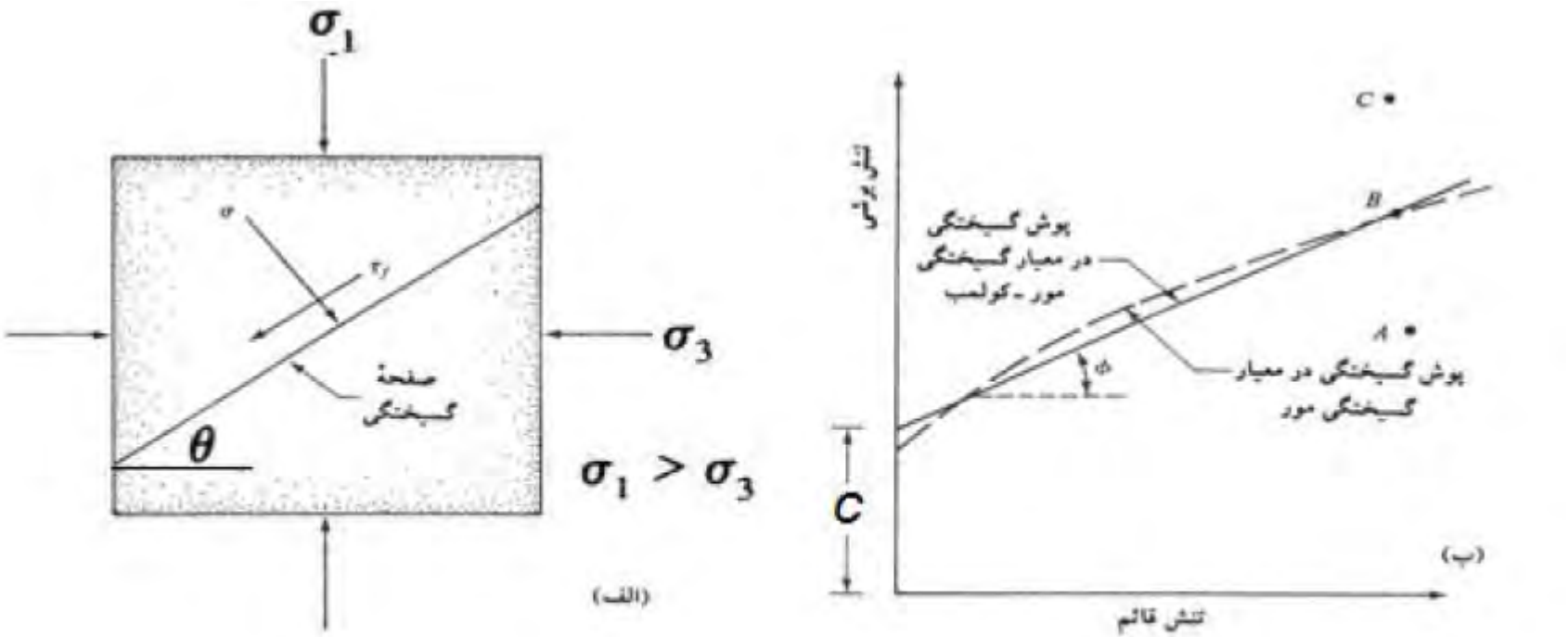
$$\tau_m \cos^2 \varphi = \sigma_m sin\varphi - \tau_m \sin^2 \varphi + C cos\varphi$$

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

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

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

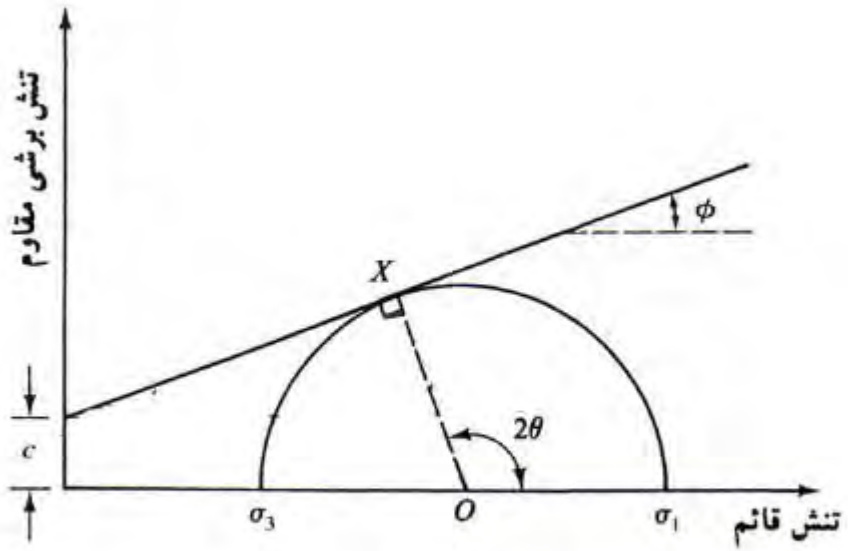
پوش گسیختگی موهر و موهر-کولمب در فضای دو بعدی



معیار گسیختگی مور و معیار گسیختگی مور - کولمب

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

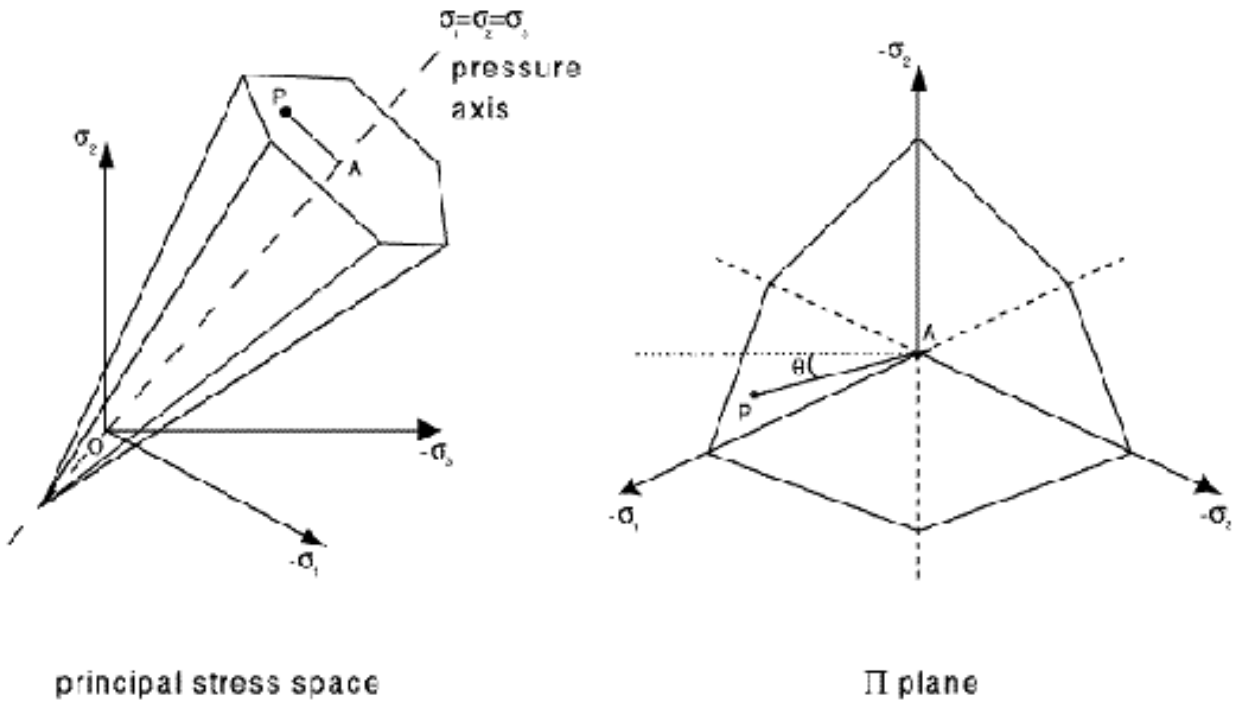
رابطه بین دایره موهر و پوش گسیختگی موهر-کولمب



دایرهٔ مور و پوش گسیختگی

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

رابطه بین دایره موهر و پوش گسیختگی موهر-کولمب



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

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

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

$$\sigma = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} cos2\theta$$

$$\tau_f = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} sin2\theta$$

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

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

تعیین پارامترهای مقاومت برشی در آزمایشگاه

تعیین پارامترهای مقاومت برشی در آزمایشگاه

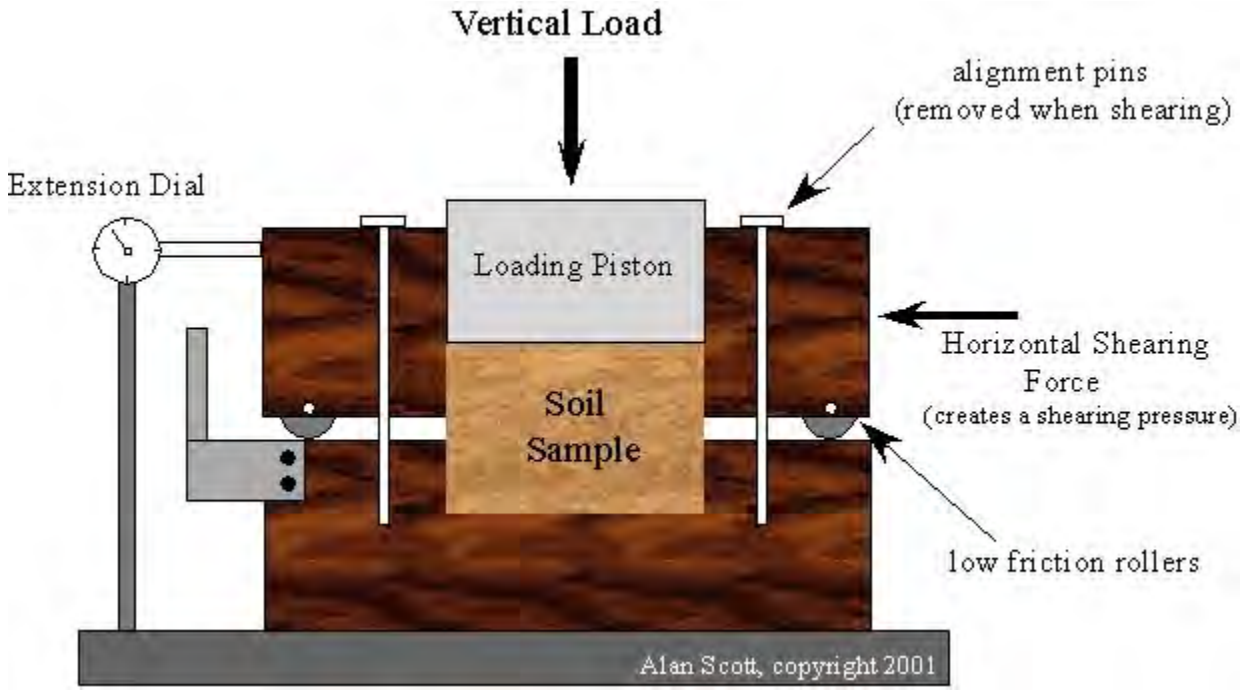
با توجه به مطالب گفته شده، در صورتی که قصد داشته باشیم از معیار موهر-کولمب برای بررسی مقاومت گسیختگی خاک استفاده کنیم، می بایست پارامترهای مقاومت برشی زاویه اصطکاک داخلی $(Internal\ Friction\ Angle,\varphi)$ و چسبندگی $(Cohesion,C)$ را محاسبه نماییم.

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

آزمایش برش مستقیم

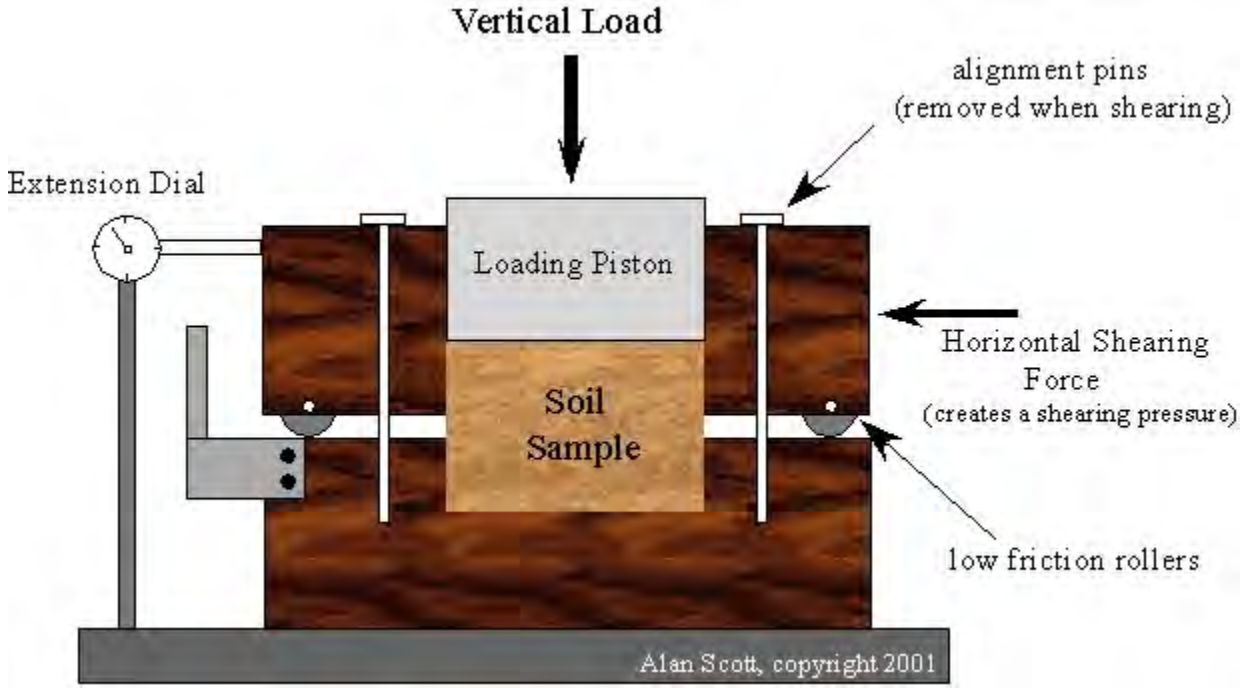
آزمایش برش مستقیم (Direct Shear Test)

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.



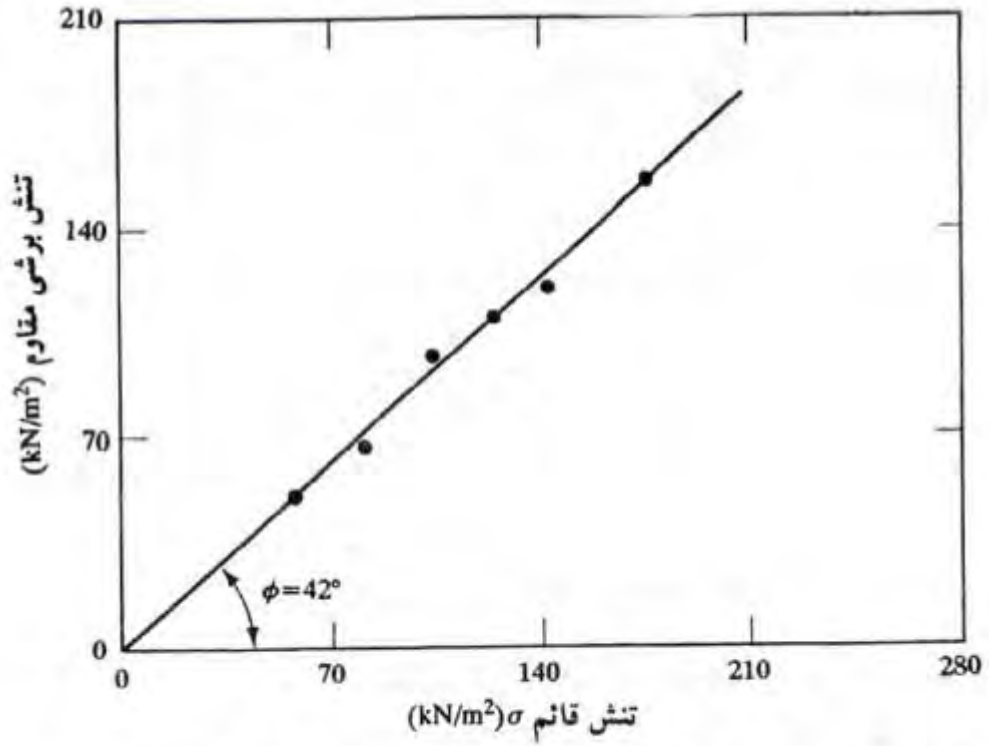
آزمایش برش مستقیم (Direct Shear Test)

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)

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.



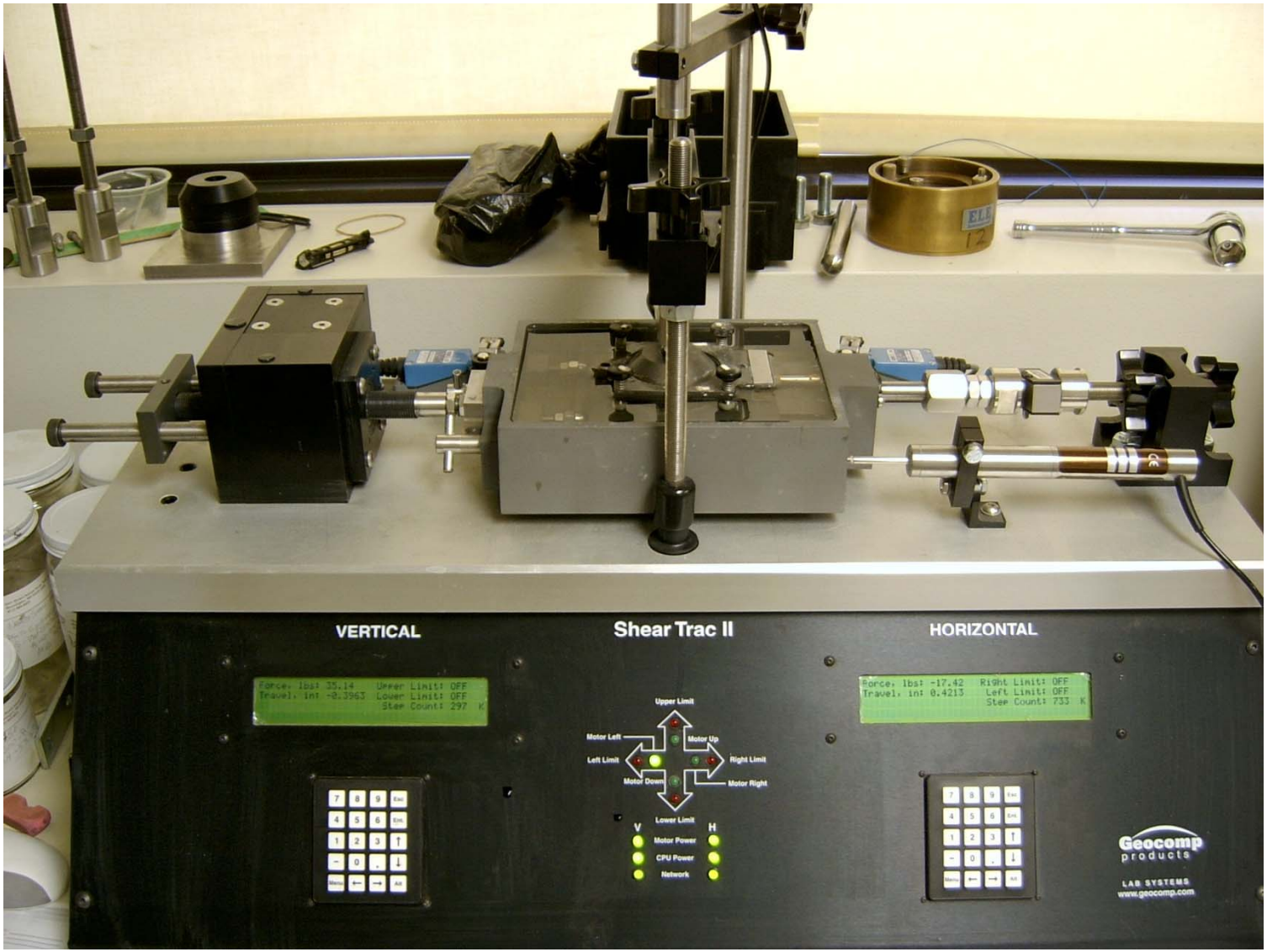
تعیین پارامترهای مقاومت برشی برای ماسهٔ خشک با استفاده از نتایج آزمایش برش مستقیم

آزمایش برش مستقیم (Direct Shear Test)



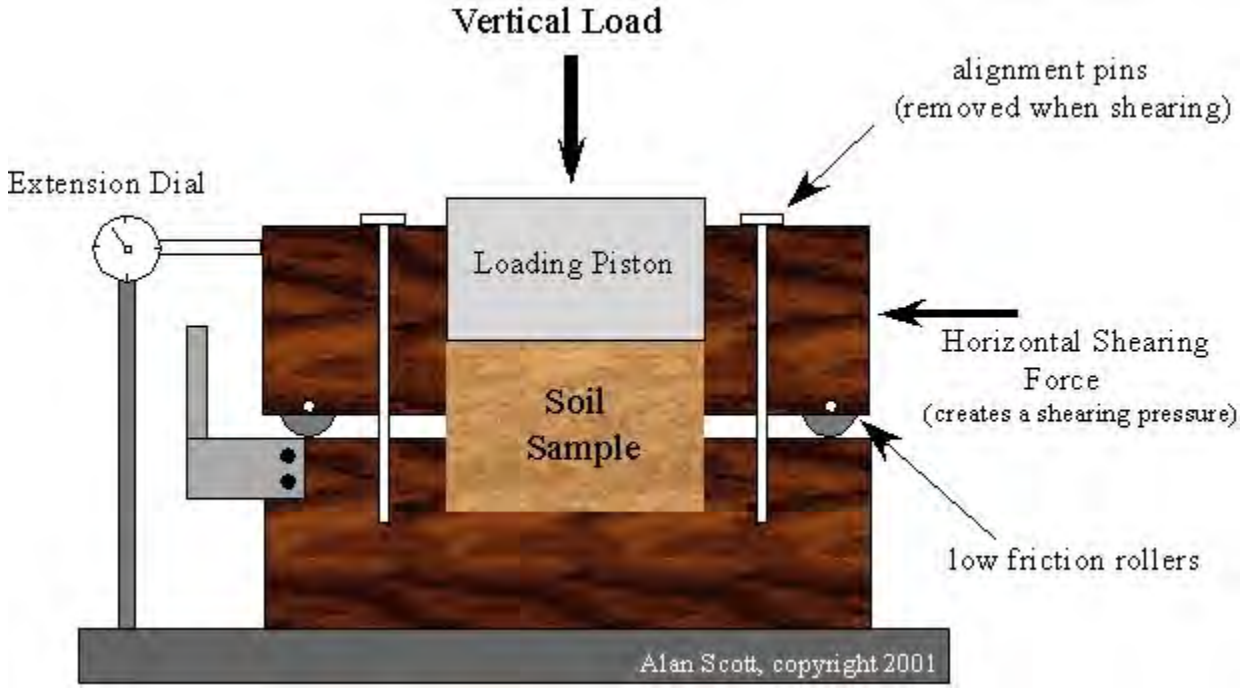


آزمایش برش مستقیم (Direct Shear Test)



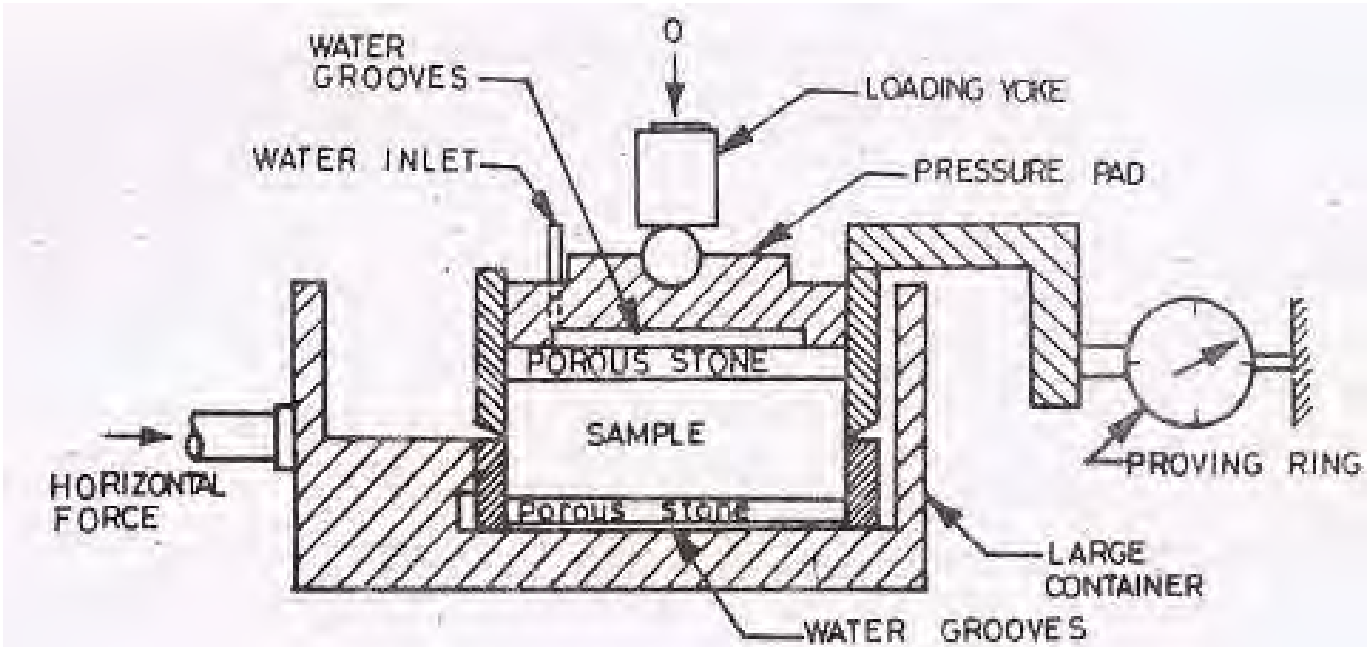
آزمایش برش مستقیم (Direct Shear Test)

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.



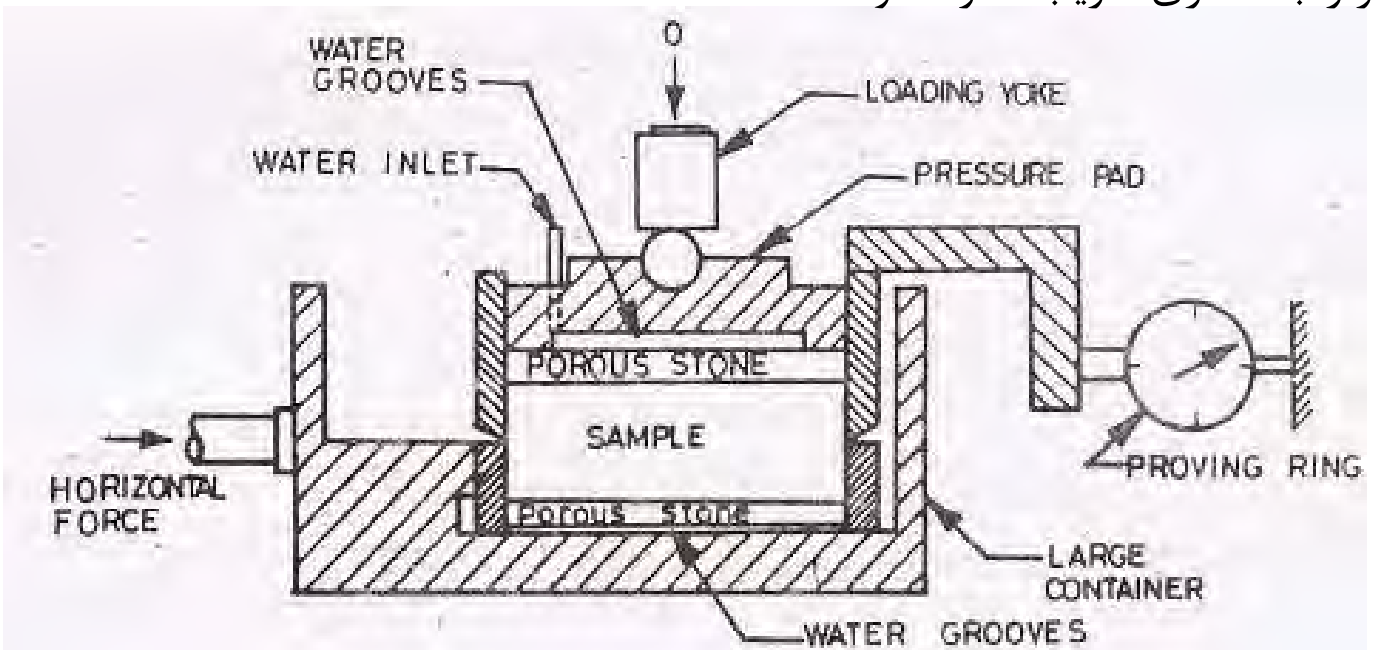
آزمایش برش مستقیم (Direct Shear Test)

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.

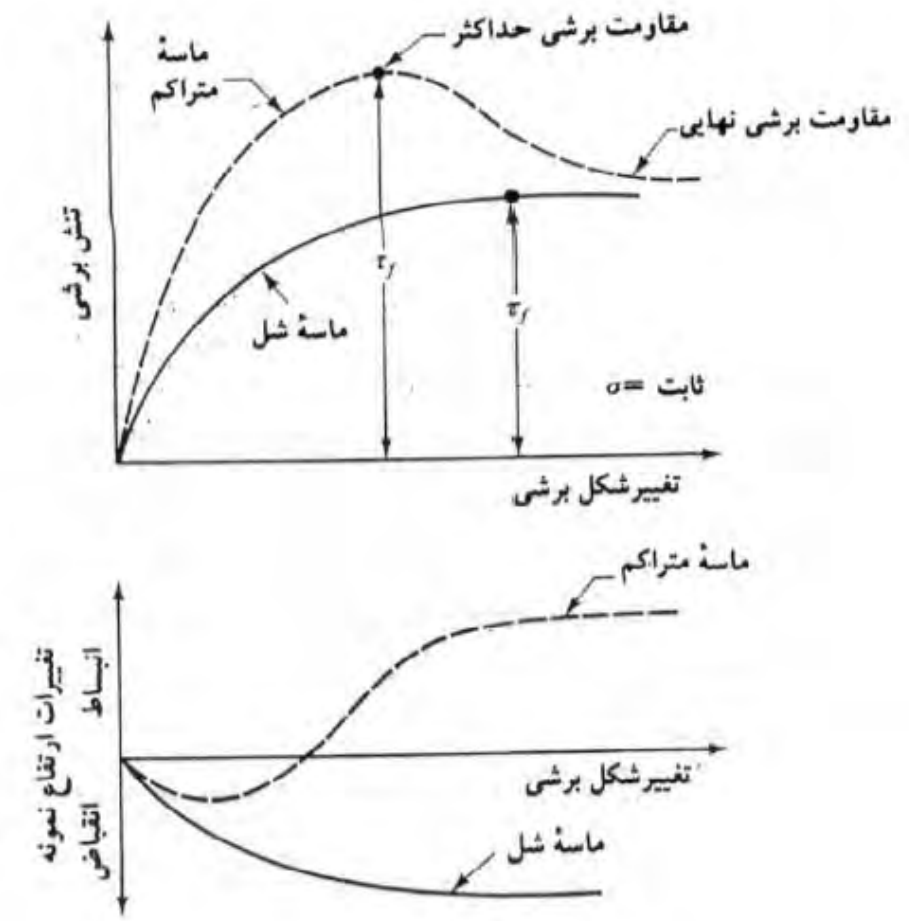


آزمایش برش مستقیم (Direct Shear Test)

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. ضمنا 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)



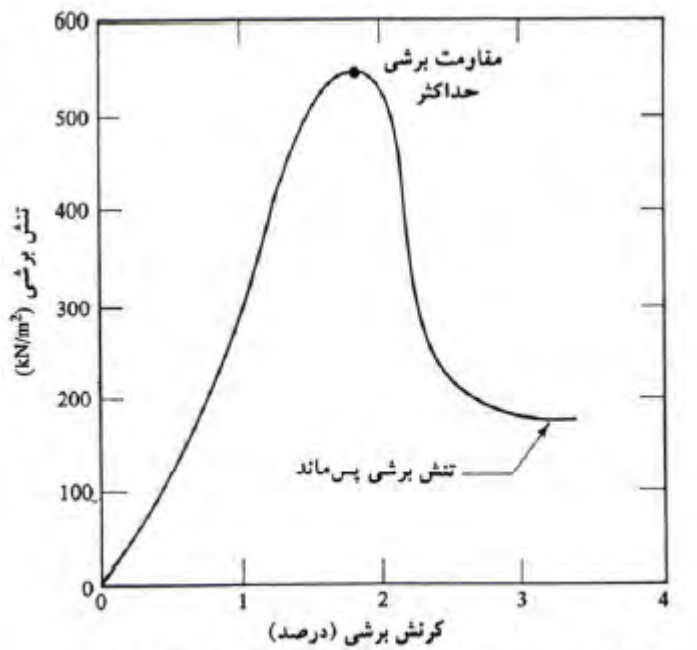
نمودار تنش برشی و تغییرات ارتفاع نمونه در مقابل تغییرمکان برشی برای ماسهٔ خشک شل و متراکم در آزمایش برش مستقیم

آزمایش برش مستقیم زهکشی شده

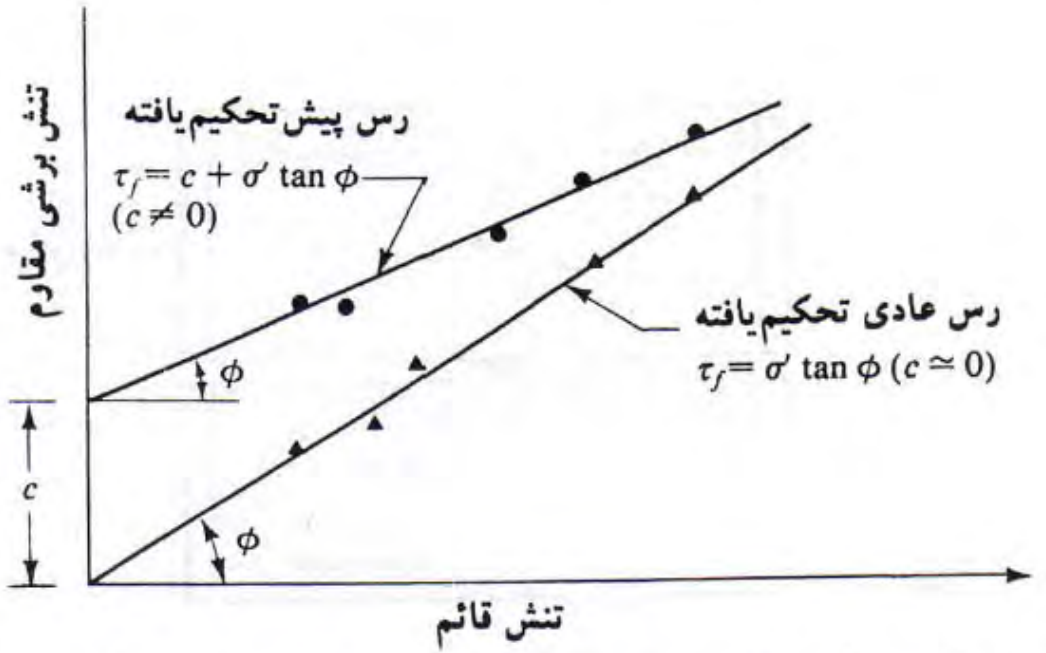
آزمایش برش مستقیم زهکشی شده

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 سریعا زایل می شود. بنابراین برای سرعت های بارگذاری معمولی، اساس شرایط زهکشی کامل برقرار است. بنابراین زاویه اصطکاک $\emptyset$ 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



نتایج آزمایش برش مستقیم زهکشی‌شده بر روی رس پیش‌تحکیم‌یافته

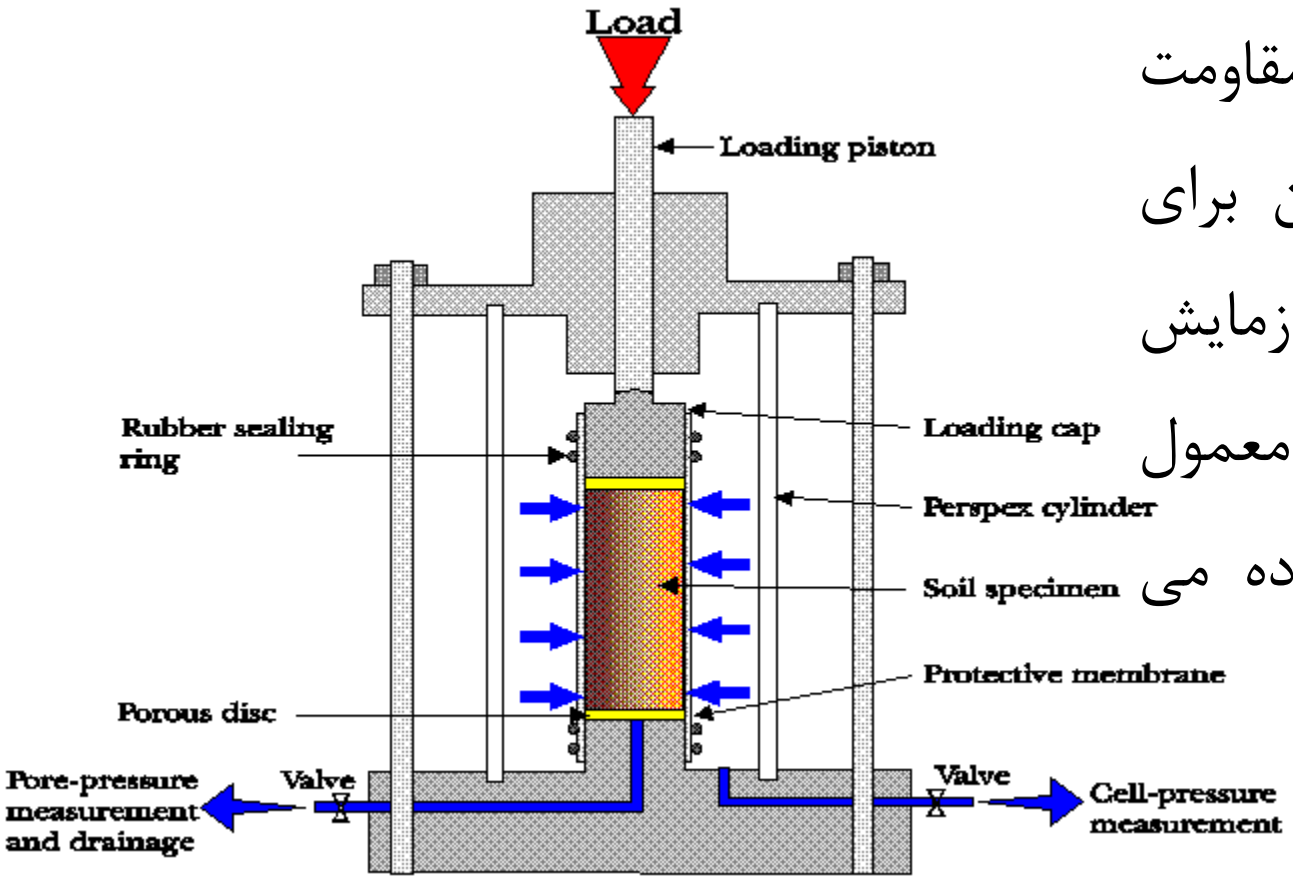


پوش گسیختگی خاک رس حاصل از آزمایش برش مستقیم زهکشی‌شده

آزمایش برش سه محوری

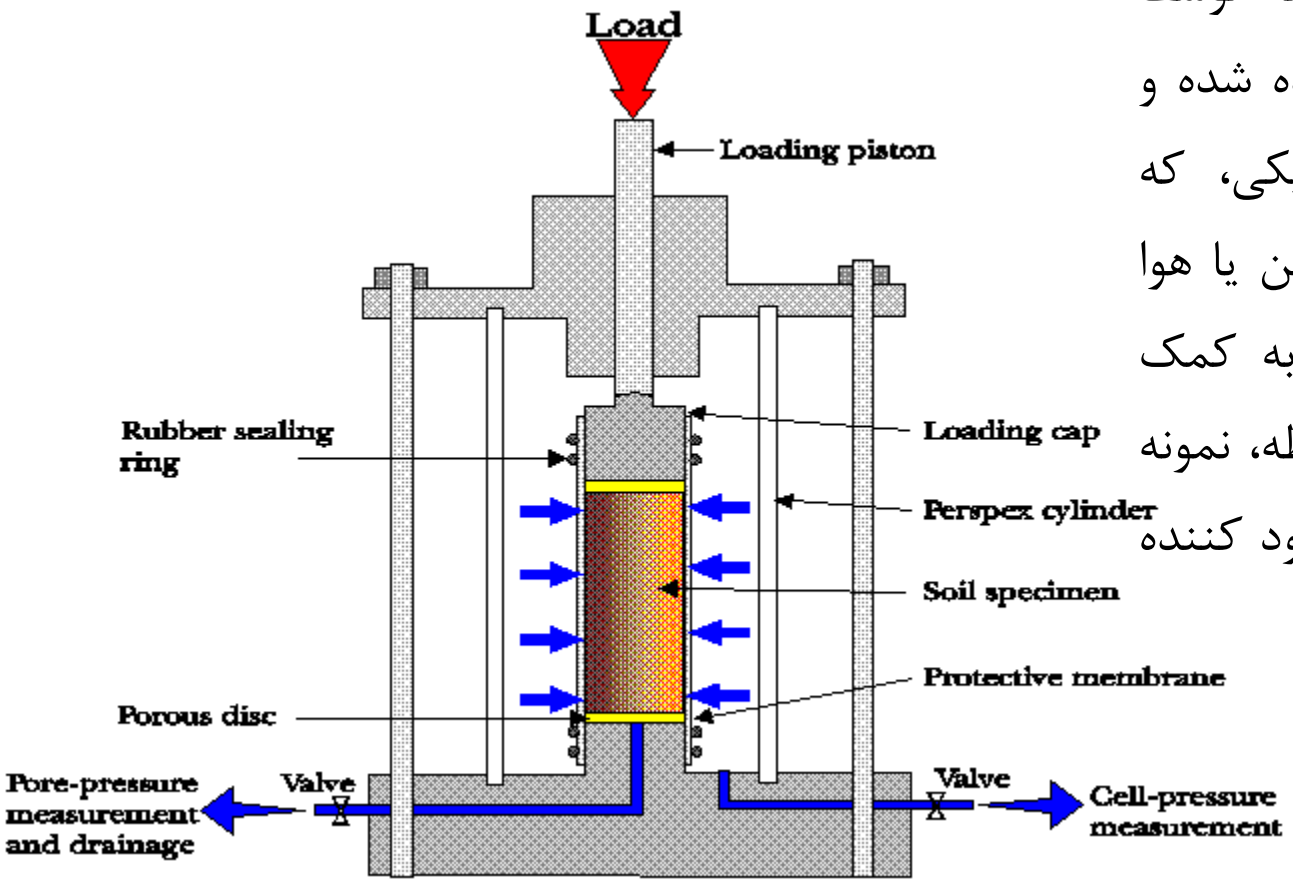
آزمایش برش سه محوری (Triaxial Shear Test)

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.

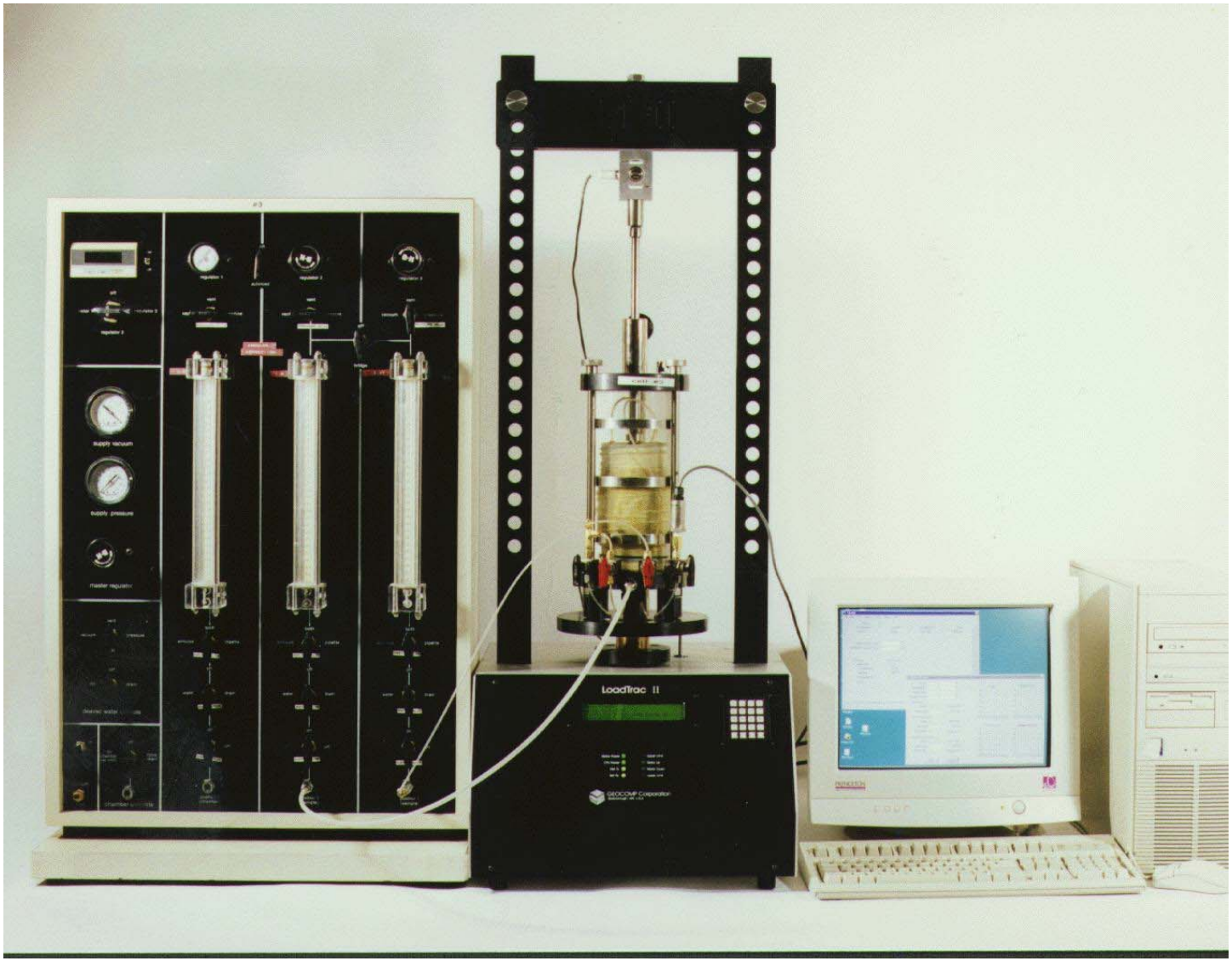


آزمایش برش سه محوری (Triaxial Shear Test)

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



آزمایش برش سه محوری (Triaxial Shear Test)



آزمایش برش سه محوری (Triaxial Shear Test)



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)

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، معمولا 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

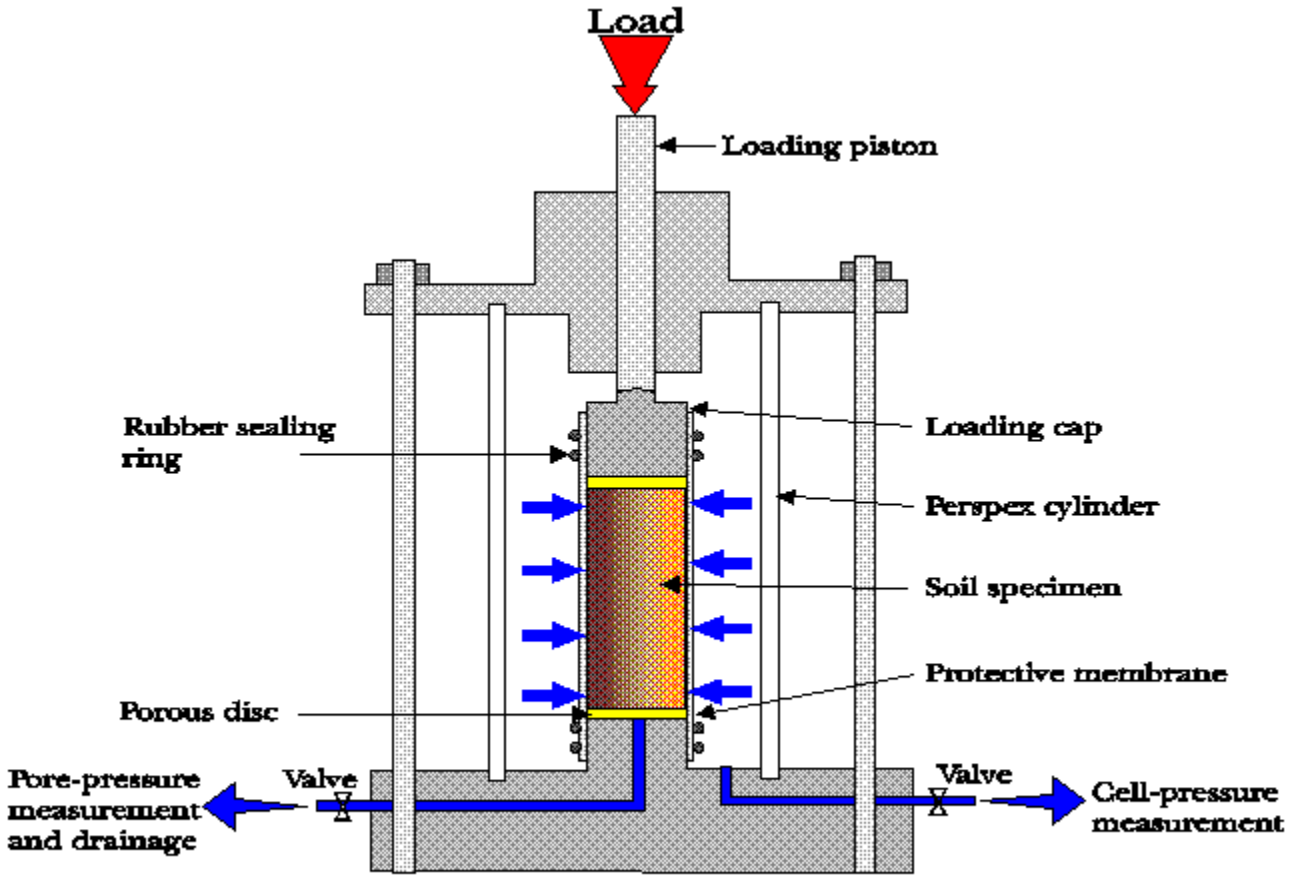
آزمایش تحکیم یافته زهکشی شده

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.

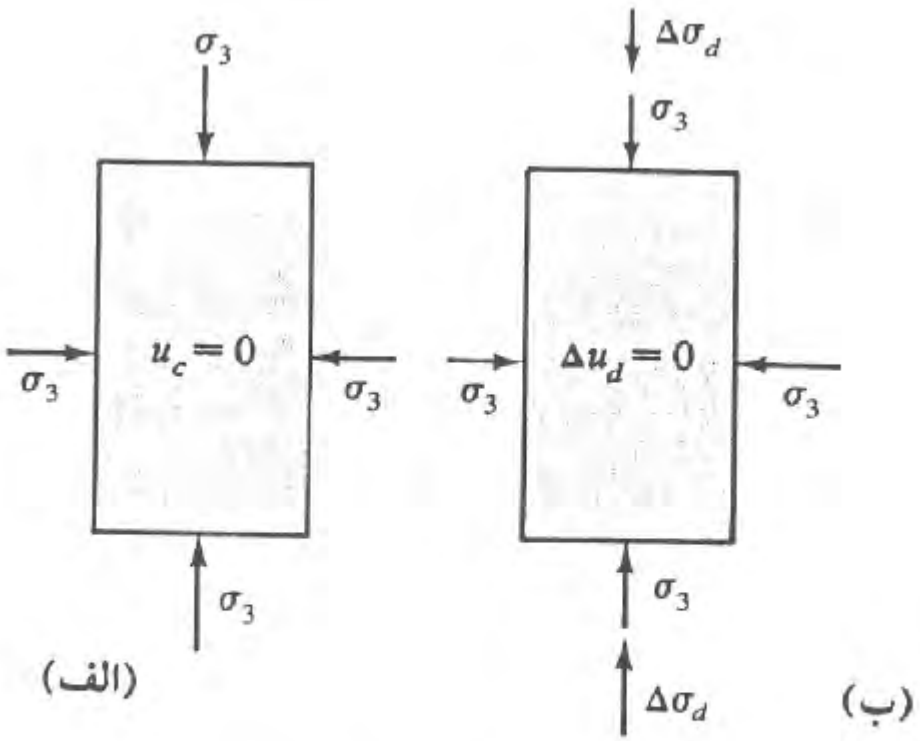
در خاک اشباع، تغییر حجم به وجود آمده در نمونه در حین تحکیم (ΔV_c) با استفاده از حجم آب زهکشی شده قابل اندازه گیری است. در مرحله بعد، تنش انحرافی $\Delta\sigma_d$ با سرعت خیلی کمی بر روی نمونه اعمال می شود. شیر زهکشی در طی این روند باز نگاه داشته می شود و سرعت کم اعمال تنش انحرافی اجازه زایل شدن هرگونه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

آزمایش تحکیم یافته زهکشی شده



Triaxial apparatus

آزمایش تحکیم یافته زهکشی شده



آزمایش سه محوری تحکیم یافتهٔ زهکشی شده

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

آزمایش تحکیم یافته زهکشی شده

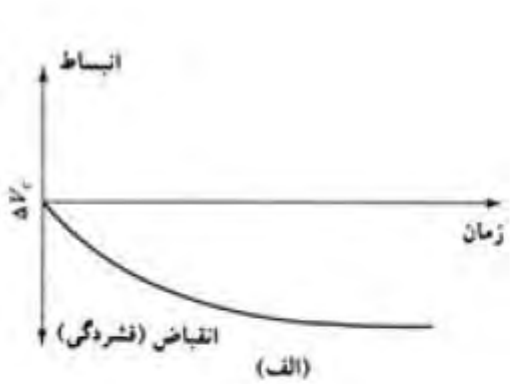
نمودار تیپ تغییرات تنش انحرافی در مقابل کرنش در ماسه شل و رس عادی تحکیم یافته و نمودار مشابهی برای ماسه متراکم و رس بیش تحکیم یافته در شکل های صفحه بعد نشان داده شده است. در این اشکال، تغییرات حجم ΔV_d نمونه به علت اعمال تنش انحرافی برای خاک های مربوطه نیز نشان داده شده است.

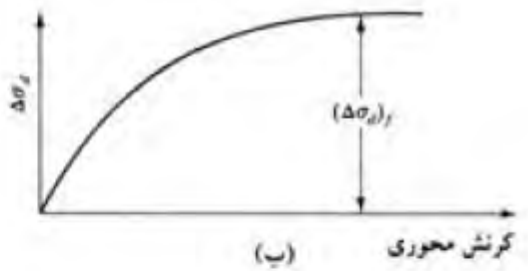
از آنجایی که در حین آزمایش تمام فشارهای آب حفره ای تولید شده زایل می شوند داریم:

تنش کل و تنش موثر محفظه ای محدود کننده $= \sigma_3 = \sigma_3'$

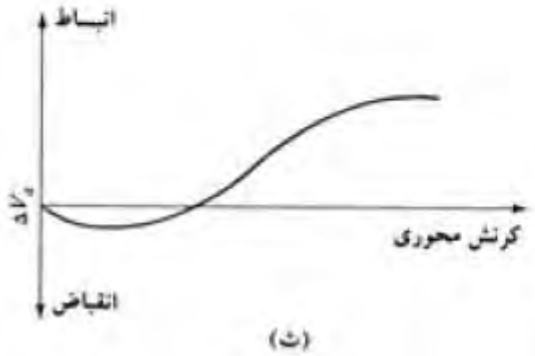
تنش کل و تنش موثر محوری در لحظه گسیختگی $= \sigma_3 + (\Delta\sigma_d)_f = \sigma_1 = \sigma_1'$

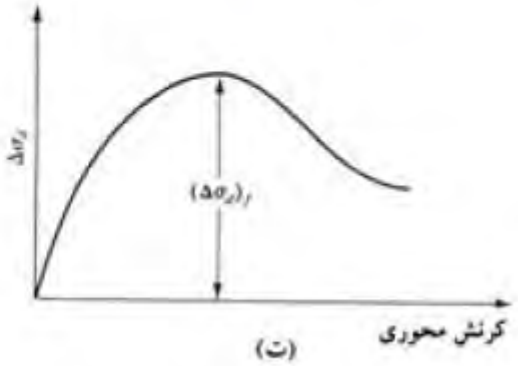
آزمایش تحکیم یافته زهکشی شده





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





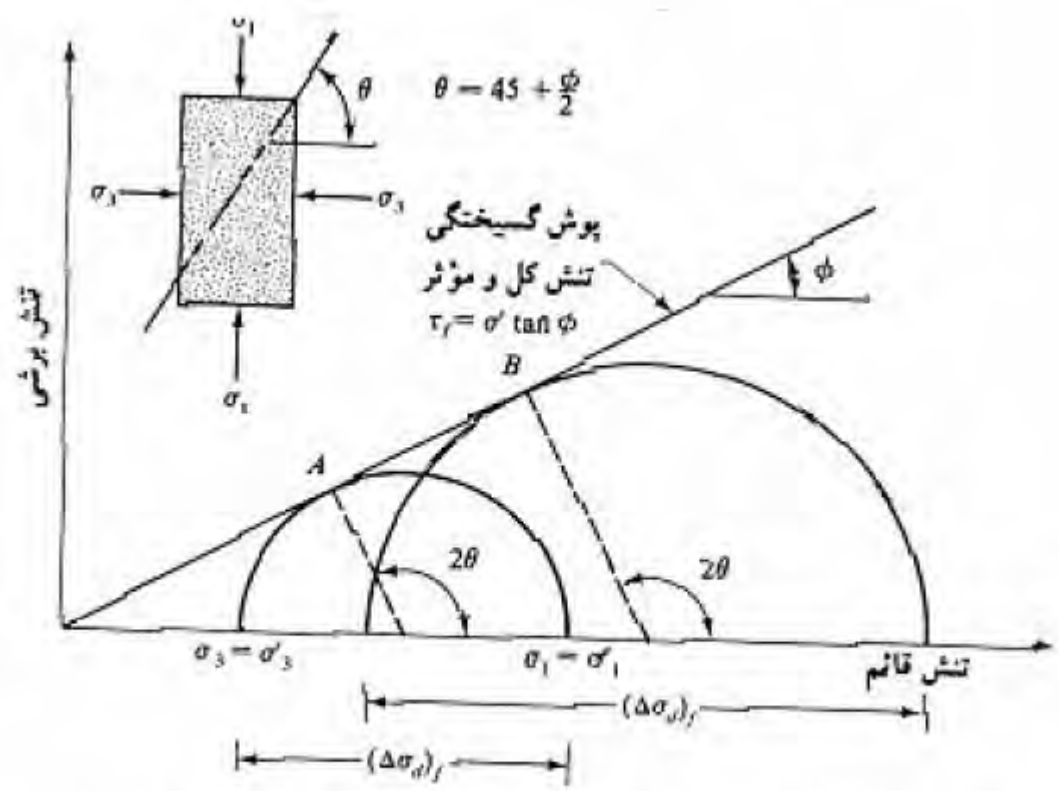
رفتار ماسهٔ متراکم و رس پیش تحکیم در آزمایش سه محوری تحکیم یافتهٔ زهکشی شده

آزمایش تحکیم یافته زهکشی شده

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

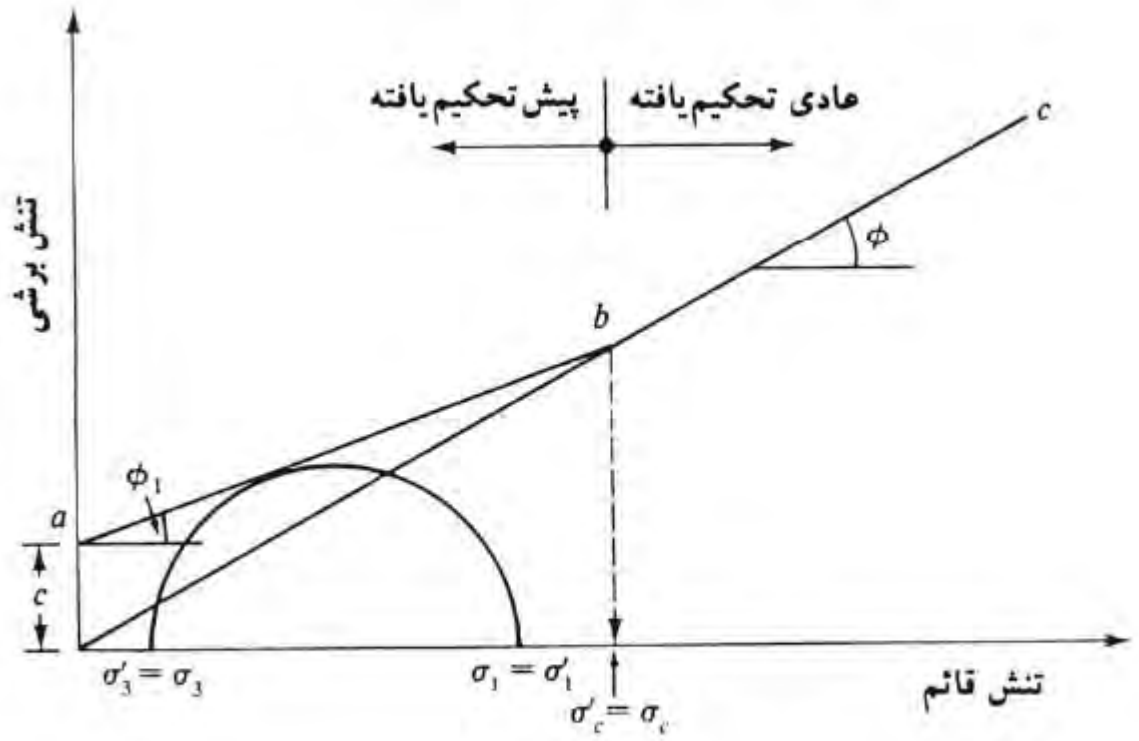


پوش گسیختگی تنش مؤثر حاصل از آزمایش زهکشی شده در ماسه و رس عادی تحکیم یافته

آزمایش تحکیم یافته زهکشی شده

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 یک 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



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 نوسط 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

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 مشاوی نیستند. چون در حین آزمایش، فشار آب حفره ای در لحظه گسیختگی اندازه گیری شده است، تنش های اصلی کل و موثر را می توان به شکل صفحه بعد نوشت.

آزمایش تحکیم یافته زهکشی نشده

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

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

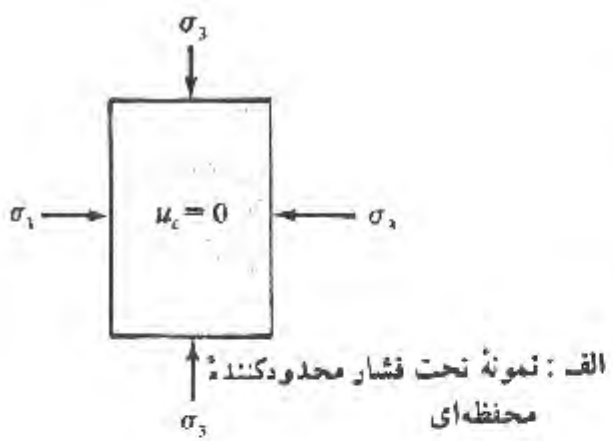
σ_3 (کل) تنش اصلی حداقل در لحظه گسیختگی

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

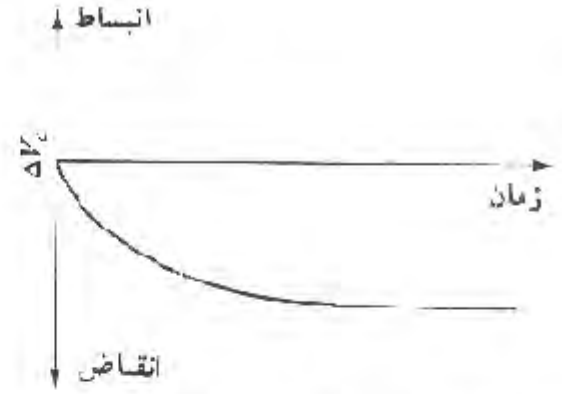
$(\Delta u_d)_f$ فشار آب حفره ای در لحظه گسیختگی

$\Rightarrow \sigma_1 - \sigma_3 = \sigma_1' - \sigma_3'$

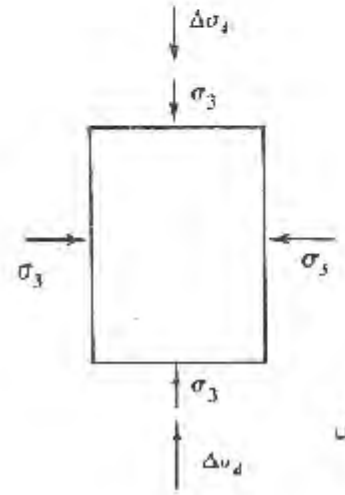
آزمایش تحکیم یافته زهکشی نشده



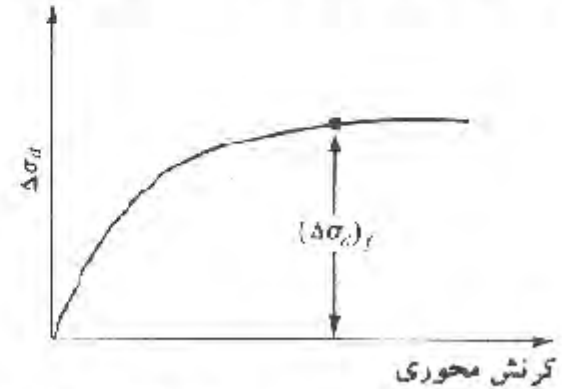
الف : نمونهٔ تحت فشار محدودکنندهٔ محفظه‌ای



ب: تغییرات حجم در نمونه به‌علت فشار محدودکننده



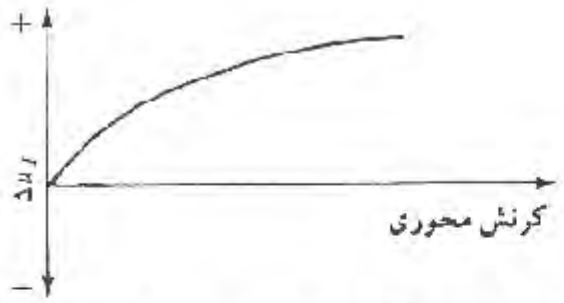
پ: اعمال تنش انحرافی



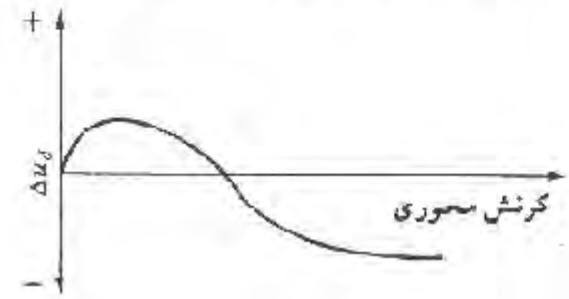
ت: تغییرات تنش انحرافی د ـ مقابل کرنش محوری برای ماسهٔ شل و رس عادی تحکیم‌یافته

نتایج آزمایش تحکیم‌یافتهٔ زهکشی‌نشده

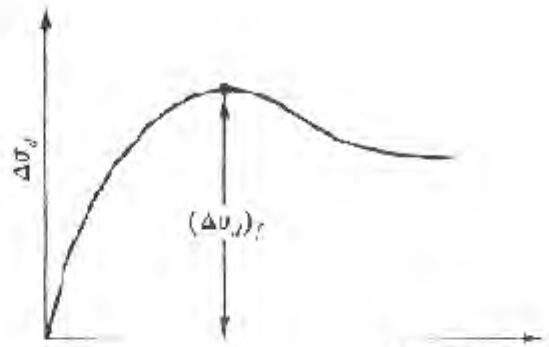
آزمایش تحکیم یافته زهکشی نشده



ت: تغییرات فشارآب حفره‌ای درمقابل کرنش محوری
برای ماسهٔ شل و رس عادی تحکیم یافته



چ: تغییرات فشارآب حفره‌ای درمقابل کرنش محوری
برای ماسهٔ متراکم و رس پیش تحکیم یافته



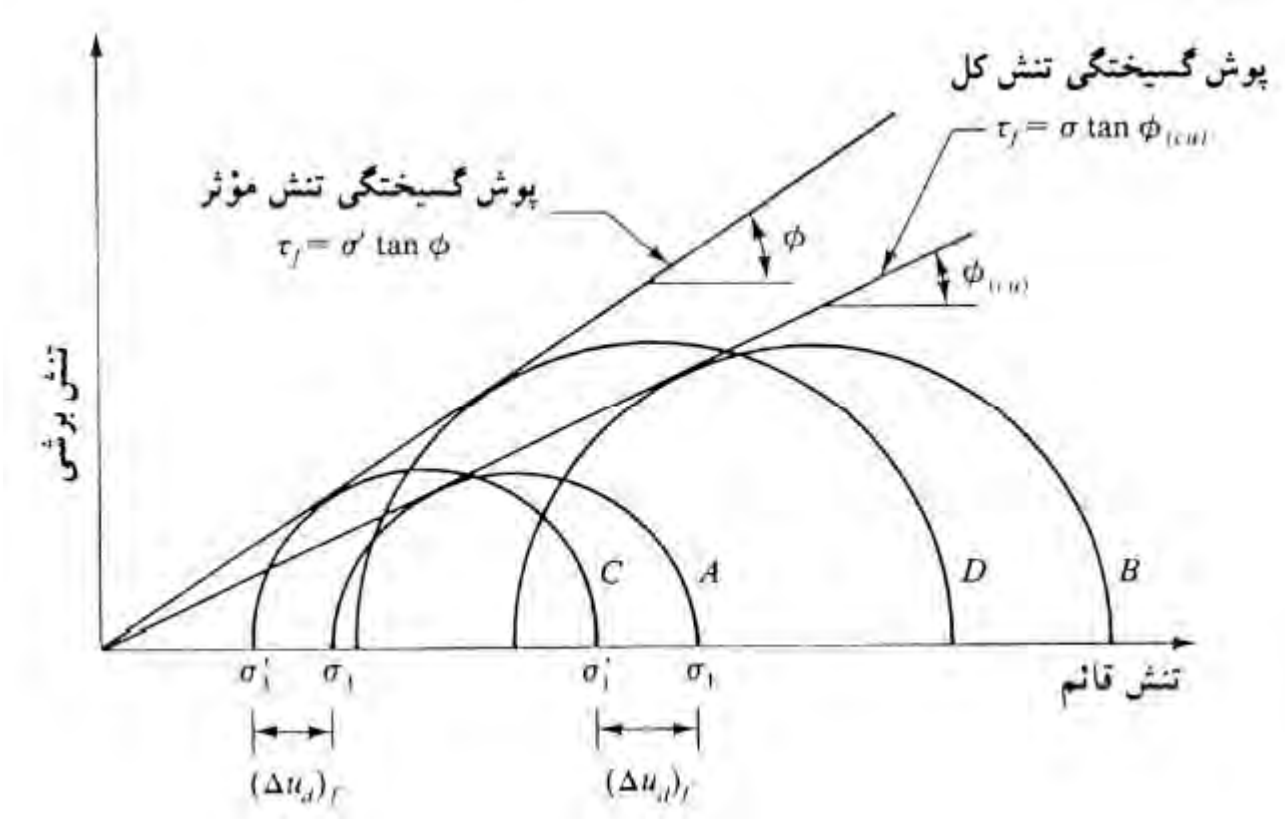
ج: تغییرات تنش انحرافی در مقابل کرنش محوری
برای ماسهٔ متراکم و رس پیش تحکیم یافته

نتایج آزمایش تحکیم یافتهٔ زهکشی نشده

آزمایش تحکیم یافته زهکشی نشده

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، دوایر 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 دوایر موهر تنش کل به دست آمده از دو آزمایش مختلف و C و D نیز به ترتیب دوایر موهر تنش موثر نظیر هستند. قطر دوایر A و C و دوایر B و D با یکدیگر مساوی هستند.

آزمایش تحکیم یافته زهکشی نشده



آزمایش تحکیم یافته زهکشی نشده

پوش گسیختگی برای تنش های کل از رسم مماس بر دوایر موهر تنش های کل A و B به دست می آید. برای ماسه و رس عادی تحکیم یافته، این پوش تقریبا 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 دوایر 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

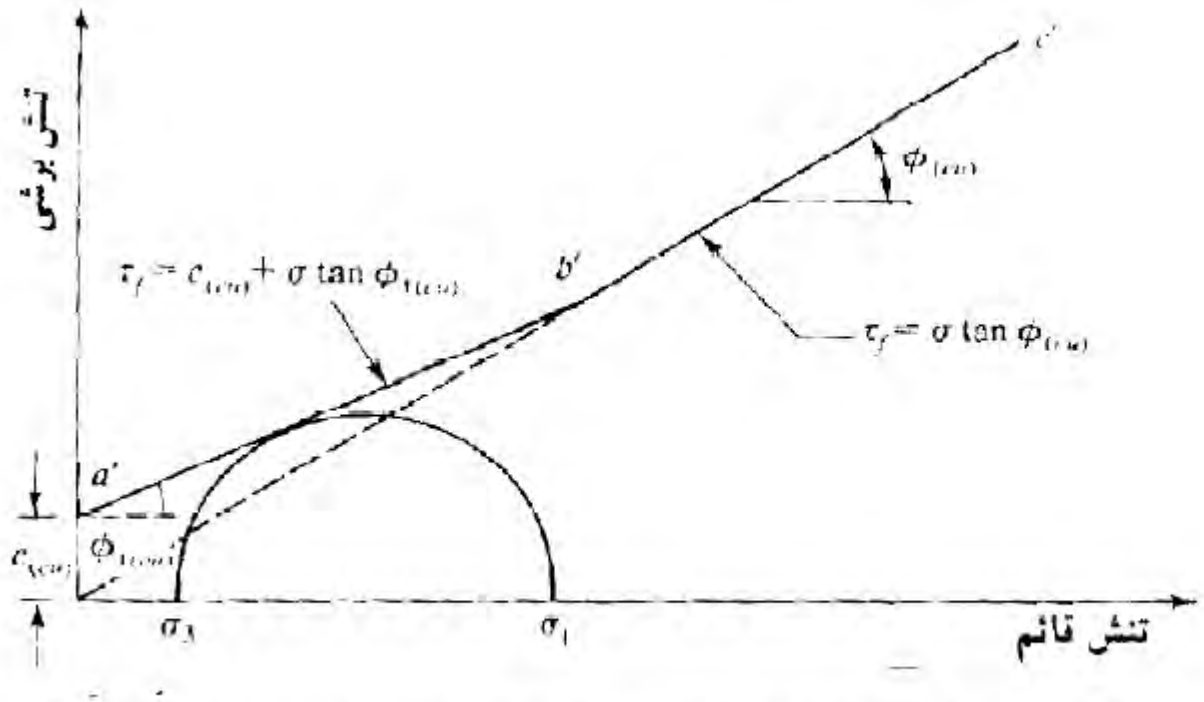
در رس های بیش تحکیم یافته، پوش گسیختگی تنش کل به دست آمده از آزمایش تحکیم یافته زهکشی نشده مطابق شکل صفحه بعد خواهد بود. خط مستقیم $a'b'$ در شکل دارای معادله زیر است.

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

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 دوایر 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 نسبتا سریع انجام می شوند.

آزمایش تحکیم یافته زهکشی نشده



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

آزمایش تحکیم نیافته زهکشی نشده

آزمایش تحکیم نیافته زهکشی نشده

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.

$$U = u_c + \Delta u_d$$

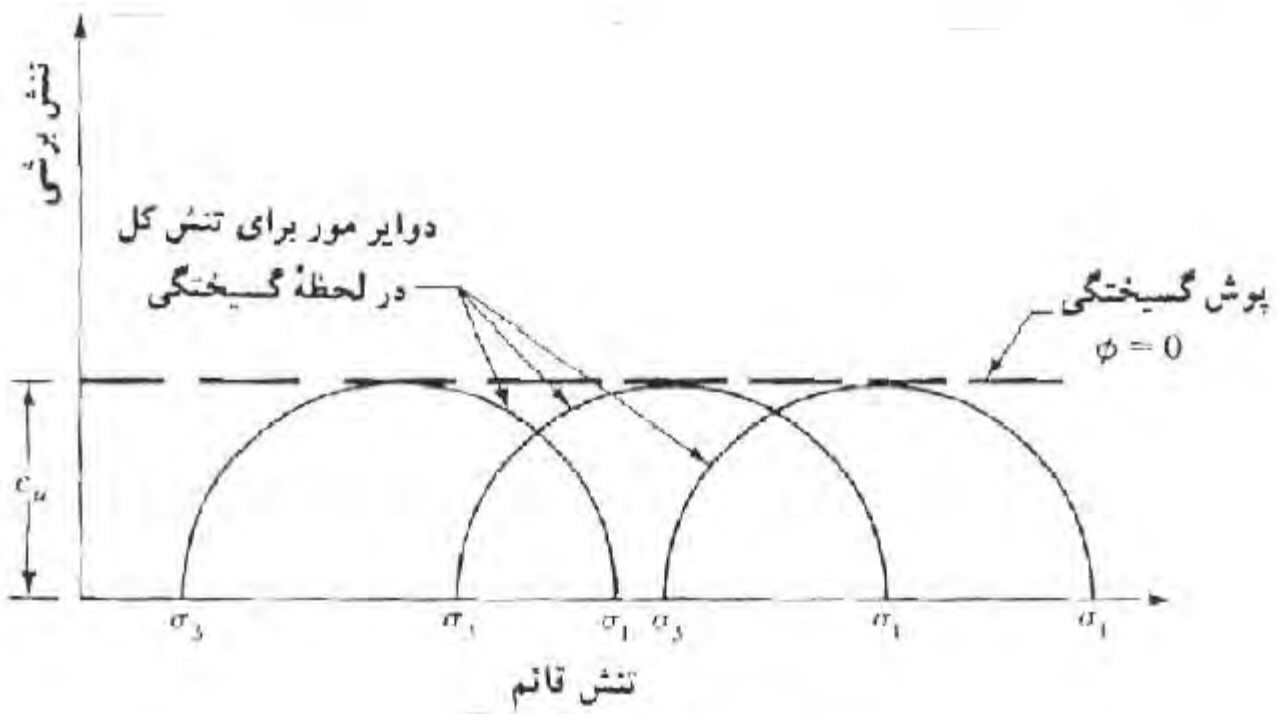
آزمایش تحکیم نیافته زهکشی نشده

این آزمایش معمولا 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 $(\Delta\sigma_d)_f$ عملا یکسان است. این موضوع در شکل صفحه بعد نشان داده شده است. پوش گسیختگی برای دوایر 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.

$$\tau_f = c_u$$

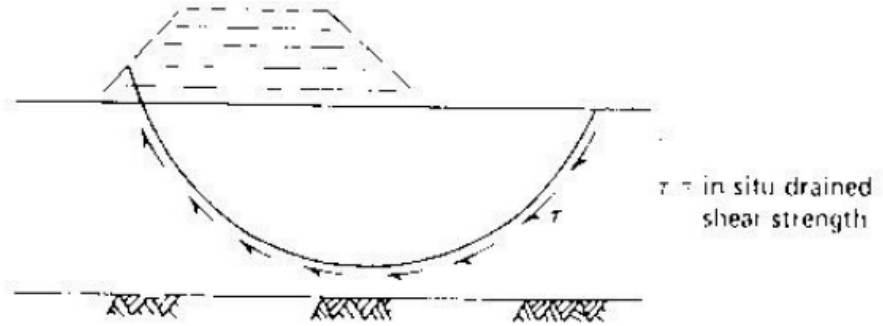
در رابطه فوق، c_u مقاومت برشی زهکشی نشده است که مساوی شعاع دایره موهر است.

آزمایش تحکیم یافته زهکشی نشده

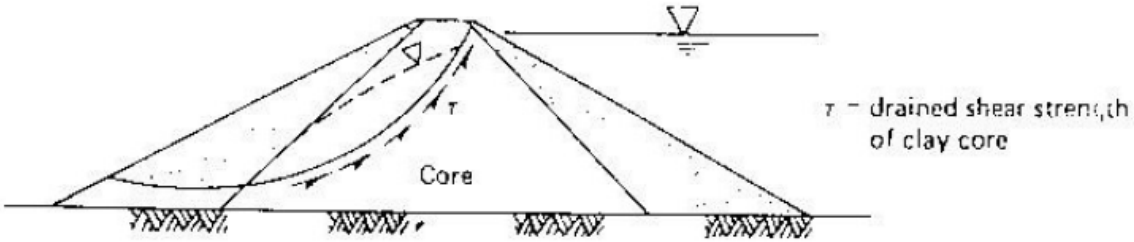


دوایر مور تنش کل و پوش گسیختگی $(\phi = 0)$ که از آزمایش تحکیم نیافتهٔ زهکشی نشده به دست آمده است.

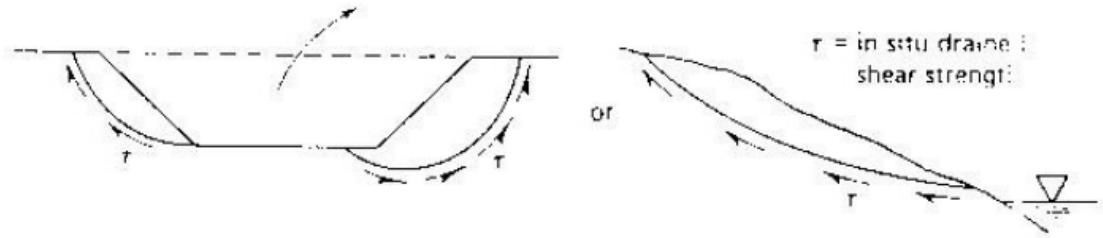
کاربرد آزمایش های سه محوری



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

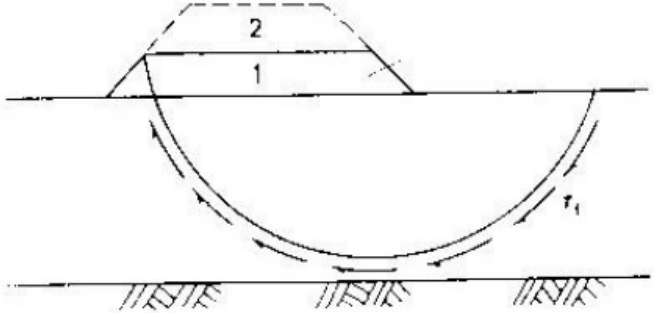


(b) Earth dam with steady-state seepage



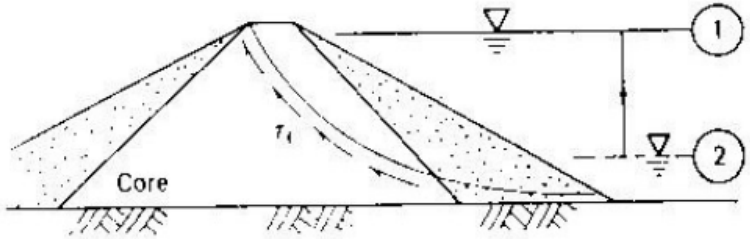
(c) Excavation or natural slope in clay

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



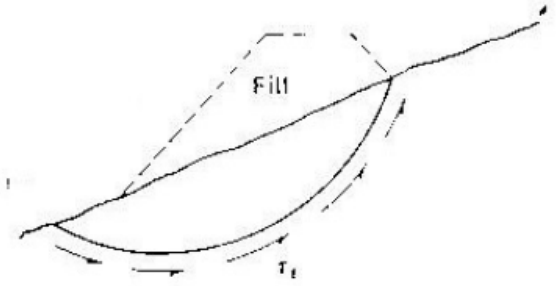
τ_f = in situ undrained shear strength after consolidation under layer 1

(a) Embankment raised (2) subsequent to consolidation under its original height, (1).



τ_f of core corresponding to consolidation under steady state seepage prior to drawdown

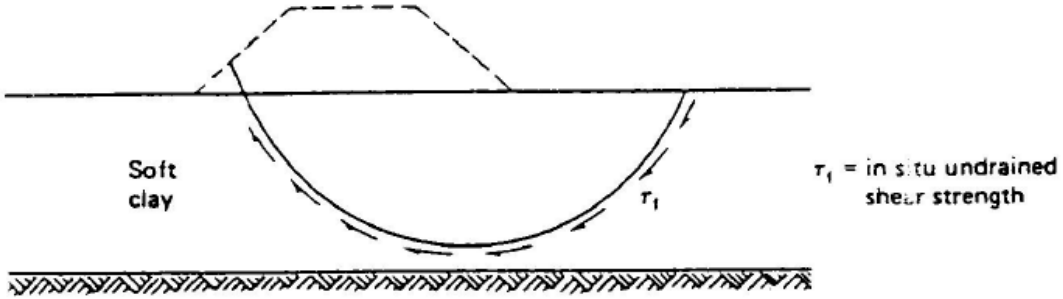
(b) Rapid drawdown behind an earth dam. No drainage of the core. Reservoir level falls from (1) → (2).



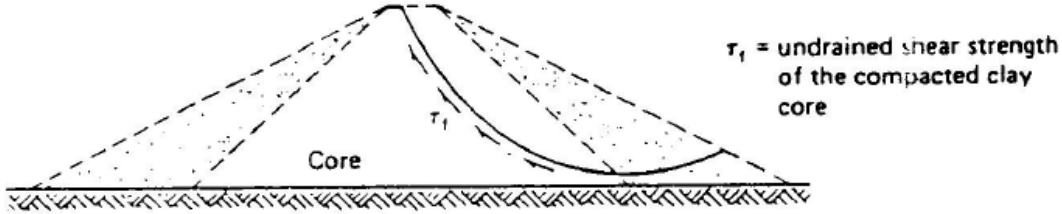
τ_f = in situ undrained shear strength of clay in natural slope prior to construction of fill

(c) Rapid construction of an embarkment on a natural slope.

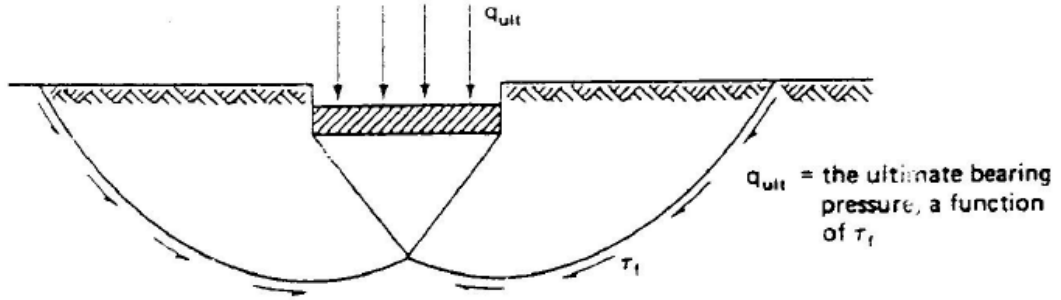
Fig. 11.37 Some examples of CU analyses for clays (after Ladd, 1971b).



(a) Embankment constructed rapidly over a soft clay deposit



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



(c) Footing placed rapidly on clay deposit

Some examples of UU analyses for clay

مسیر تنش

مسیر تنش

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

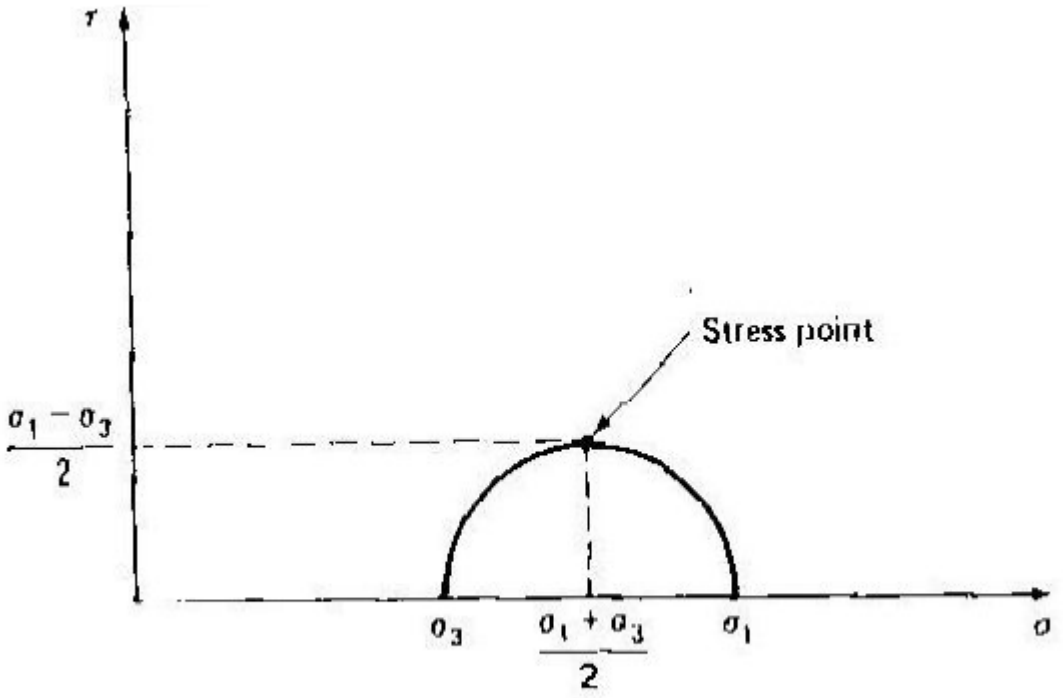
مسیر تنش خطی است که یکسری نقطه را به هم وصل می کند. هر نقطه در مسیر تنش نشان دهنده یکی از حالت های تنش تجربه شده توسط خاک در حین پیشرفت آزمایش است. معمول ترین حالت نمایش مسیر تنش، نمودار p در برابر q است.

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

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

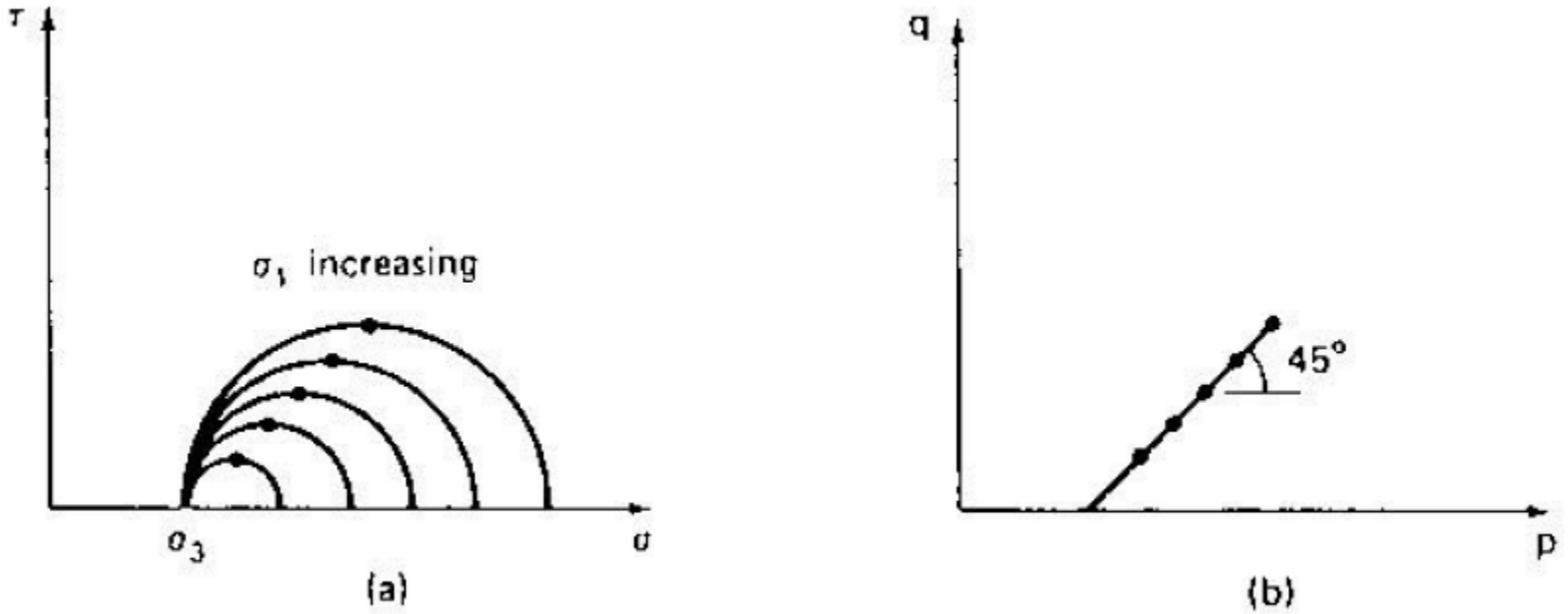
$$q = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$$

p-q Stress Path (Lamb, 1964)



A Mohr circle of stress and corresponding stress point.

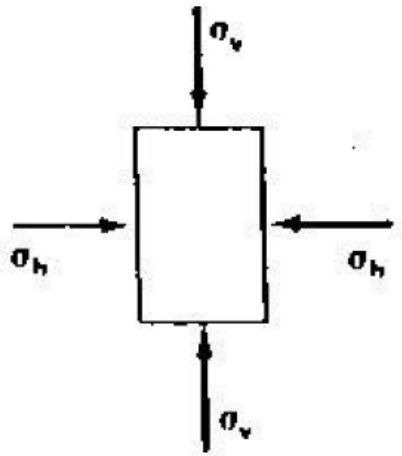
p-q Stress Path (Lamb, 1964)



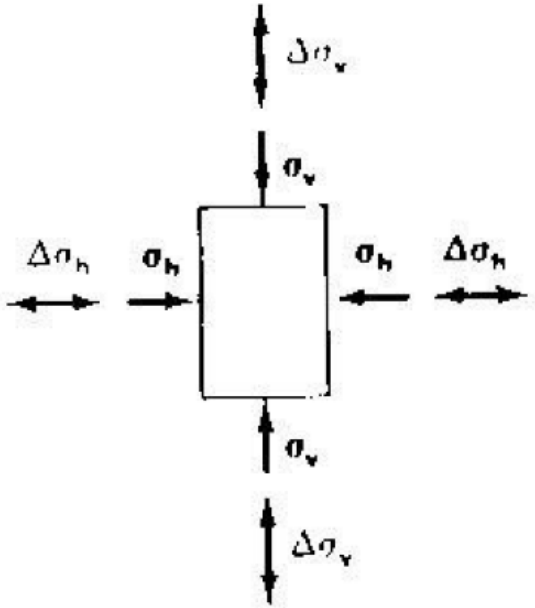
(a) Successive Mohr circles; (b) stress path for constant σ

نحوه ترسیم مسیر تنش

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

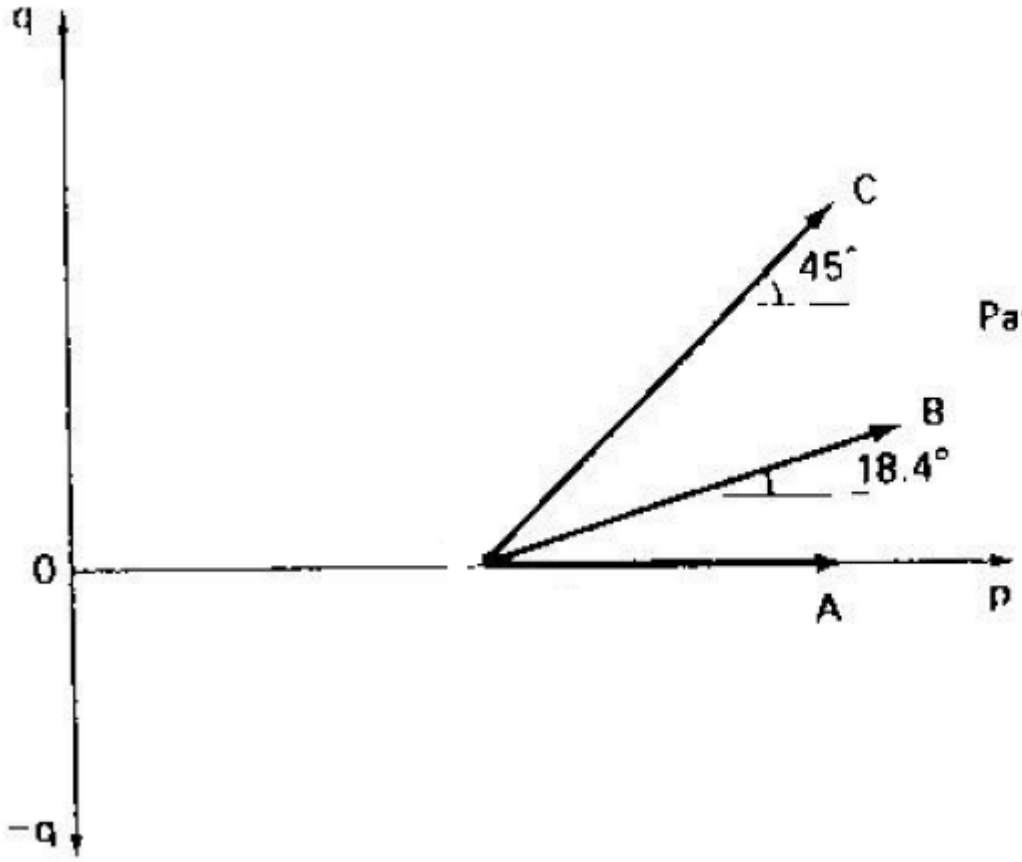


2. During loading (or unloading)



نحوه ترسیم مسیر تنش

3. Stress paths



Path A: $\Delta\sigma_h = \Delta\sigma_v$

B: $\Delta\sigma_h = \frac{1}{2}\Delta\sigma_v$

C: $\Delta\sigma_h = 0$, $\Delta\sigma_v$ increases

نحوه ترسیم مسیر تنش

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

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

$E : \Delta\sigma_h \; decreases, \Delta\sigma_v = 0$

$F : \Delta\sigma_h \; increases, \Delta\sigma_v decreases$

روابط پر استفاده در حل مسایل مقاومت برشی

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

$tan2\alpha = \frac{2\tau_{xy}}{\sigma_y - \sigma_x}$, α: زاویه تا محورهای تنش اصلی

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

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

$$\sigma = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} cos2\theta\ , \tau_f = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} sin2\theta$$

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

فهرست

مقدمه-خاک و سنگ
شناسایی خاک‌ها و طبقه بندی
ترکیب خاک (روابط وزنی-حجمی)
جریان آب در خاک
تحکیم در خاک‌ها
مقاومت برشی در خاک‌ها
شناسایی‌های تحت الارضی
پی‌های سطحی
تعیین ظرفیت باربری شالوده‌های سطحی
نشست در شالوده‌های سطحی

شناسایی های تحت الارضی

فصل هفتم

شناسایی های تحت الارضی



شناسایی های تحت الارضی

برنامه مطالعات تحت الارضی

- جمع آوری اطلاعات اولیه
- بازدید محلی
- عملیات شناسایی تحت الارضی
  - گمانه زنی و تهیه نمونه های دست خورده و دست نخورده
  - حمل نمونه ها به آزمایشگاه و انجام آزمایش های آزمایشگاهی
  - تهیه گزارش مکانیک خاک توسط مشاور

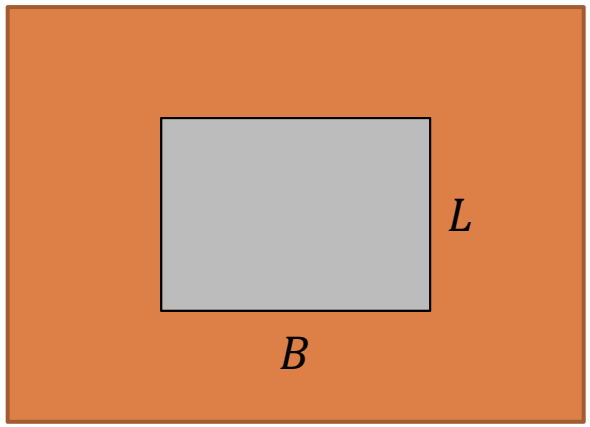
شناسایی های تحت الارضی

گمانه (Borehole)

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

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

تعیین عمق گمانه

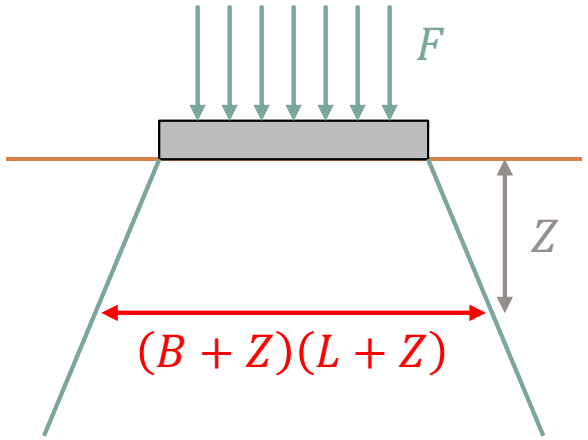


عمق گمانه به سه روش تعیین می شود.

۱- روش پیشنهادی انجمن مهندسین عمران آمریکا (ASCE)

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

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



گام دوم: تعیین ارتباط فشار و تنش موثر در عمق

تعیین عمق گمانه

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

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

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

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

تعیین عمق گمانه

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

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

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

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

تعیین عمق گمانه

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

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

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

تعیین عمق گمانه

۳- روش پیشنهادی Sower & Sower

الف- برای سازه های فولادی سبک و بتنی کم عرض

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

ب- برای سازه های فولادی سنگین و بتنی عریض

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

S: تعداد طبقات , D_b: عمق گمانه

تعیین تعداد گمانه

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

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

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

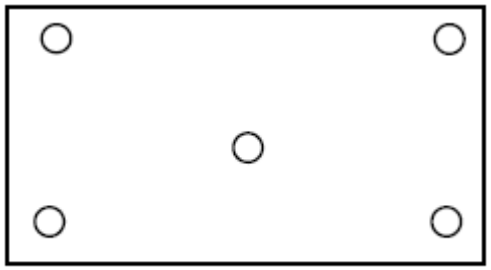
تعیین محل گمانه

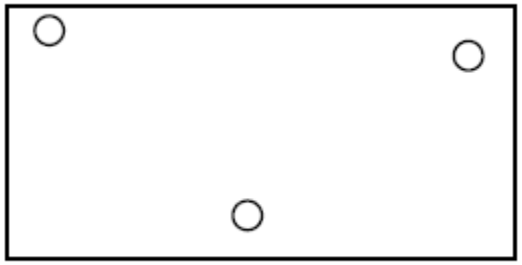
محل گمانه ها در نقاطی تعیین می شود که دید کاملتری از وضعیت خاک به ما بدهد. همچنین از آنجا که آزمایش های تعیین مقاومت خاک بر روی نمونه های حاصل از گمانه ها انجام می شود، محل گمانه ها حتل الامکان باید به محل تمرکز تنش نزدیک باشد.

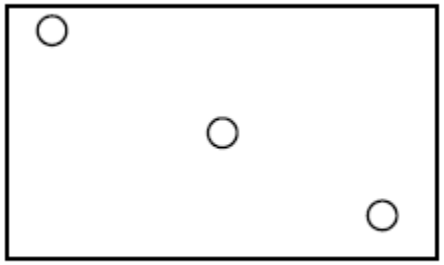
هنگامی که تعداد گمانه ها برابر با سه گمانه و بالاتر است، محل گمانه ها به شکلی انتخاب می شود که نقاط گمانه زنی بر روی یک خط قرار نگیرند.

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

تعیین محل گمانه







روش های گمانه زنی

روش های گمانه زنی

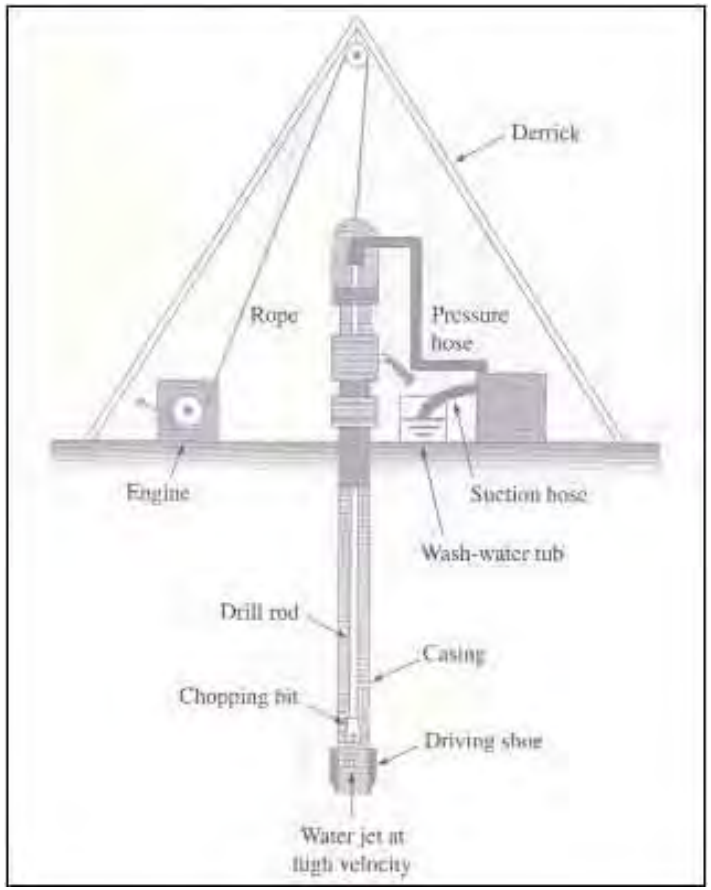
۱- روش تزریقی (Washboring)

۲- روش دورانی (Rotary)

۳- روش مته (Auger)

روش تزریقی

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





روش دورانی



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

روش مته



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



روش های گمانه زنی

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

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

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

انواع نمونه گیر

Sampler Types

انواع نمونه گیر

نمونه گیر اسپلیت اسپون (Split Spoon)

برای خاک های دانه ای استفاده می شود.





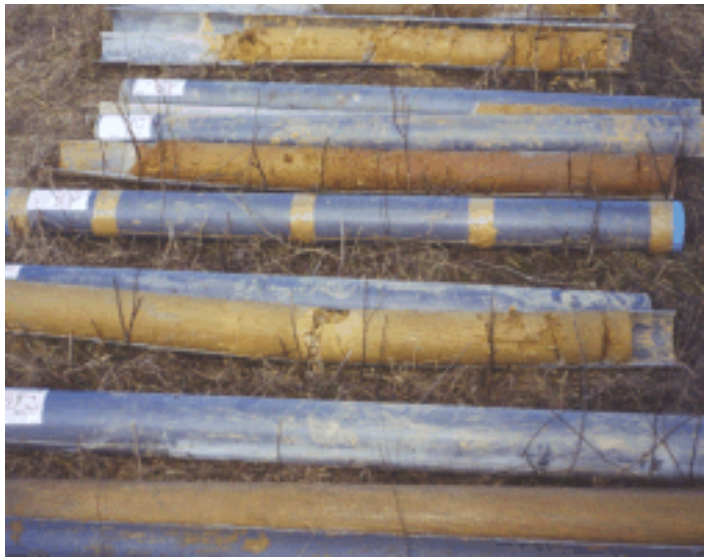
انواع نمونه گیر

نمونه گیر شلبی (Shelby)

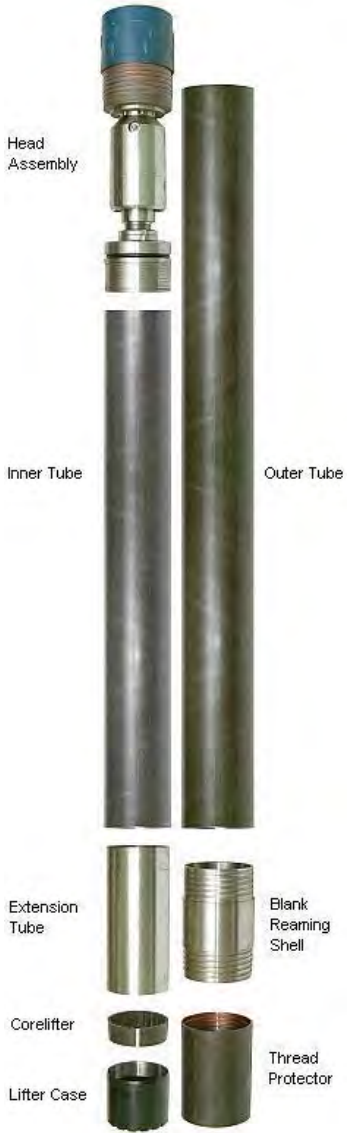
برای خاک های ریزدانه استفاده می شود.







انواع نمونه گیر





نمونه گیر کور بارل (Core Barrel)

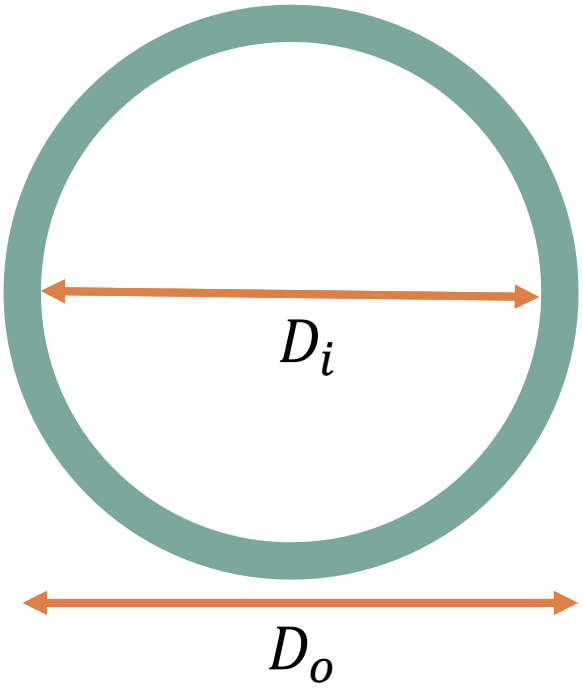
در حفاری دورانی و اغلب برای خاک های سخت و سنگ ها استفاده می شود.

درجه دست خوردگی

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

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

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



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

فهرست

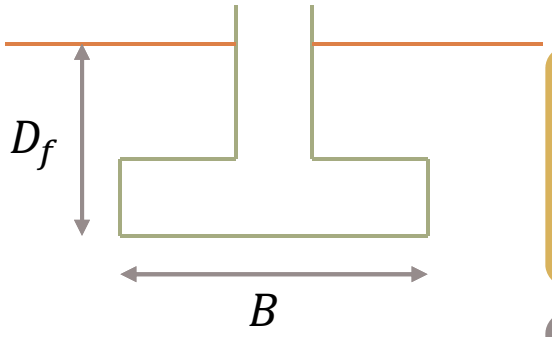
مقدمه-خاک و سنگ
شناسایی خاک‌ها و طبقه بندی
ترکیب خاک (روابط وزنی-حجمی)
جریان آب در خاک
تحکیم در خاک‌ها
مقاومت برشی در خاک‌ها
شناسایی‌های تحت الارضی
پی‌های سطحی
تعیین ظرفیت باربری شالوده‌های سطحی
نشست در شالوده‌های سطحی

پی های سطحی

فصل هشتم

پی های سطحی

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



پی

پی سطحی

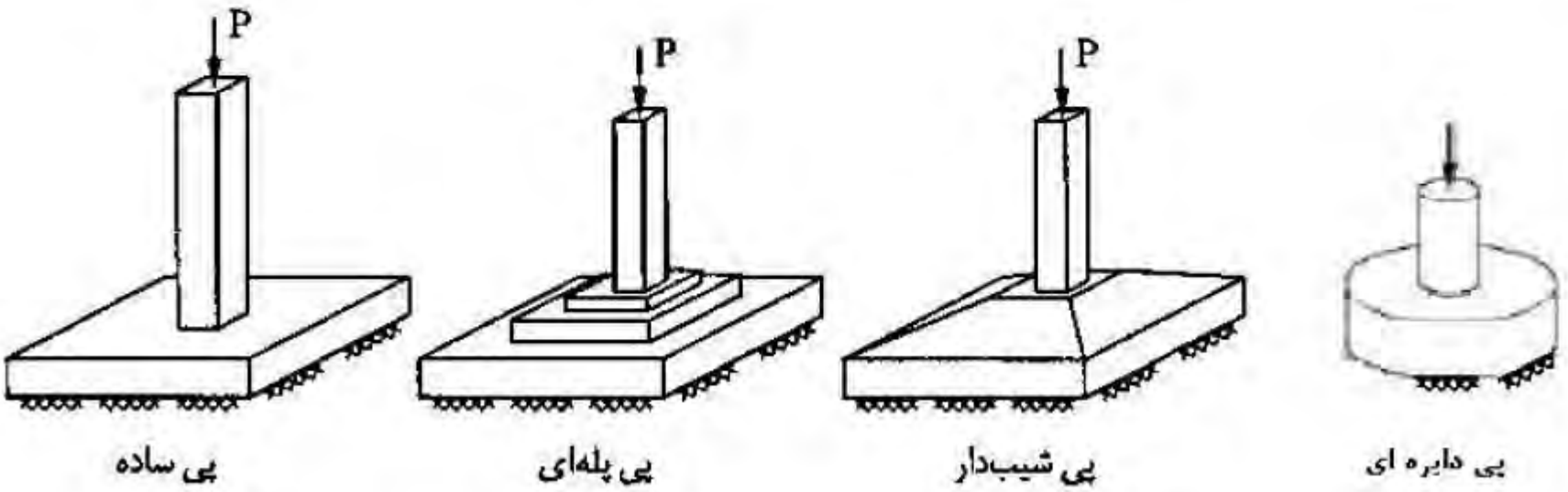
$\frac{D_f}{B} \leq 1$

پی عمیق

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

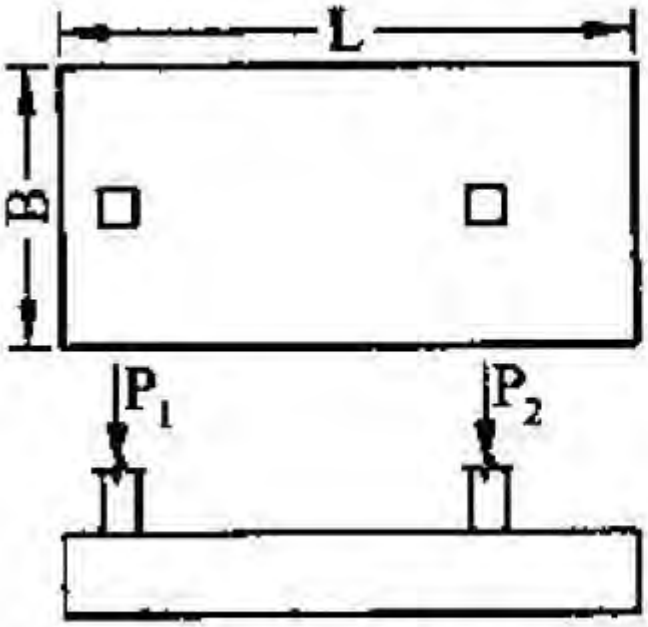
انواع پی های سطحی

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

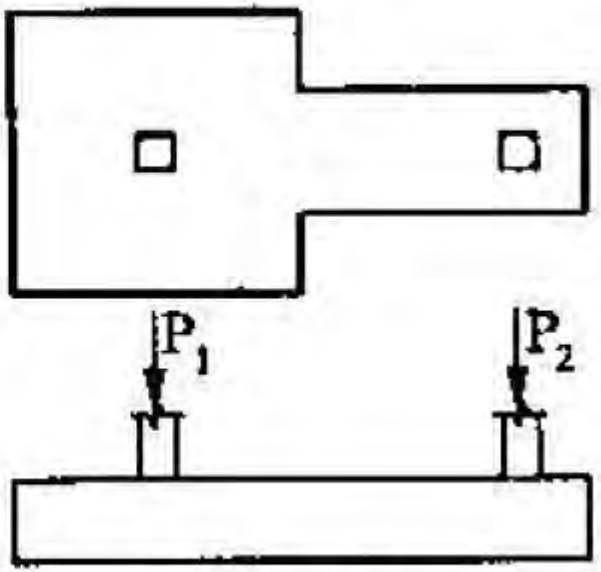


انواع پی های سطحی

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



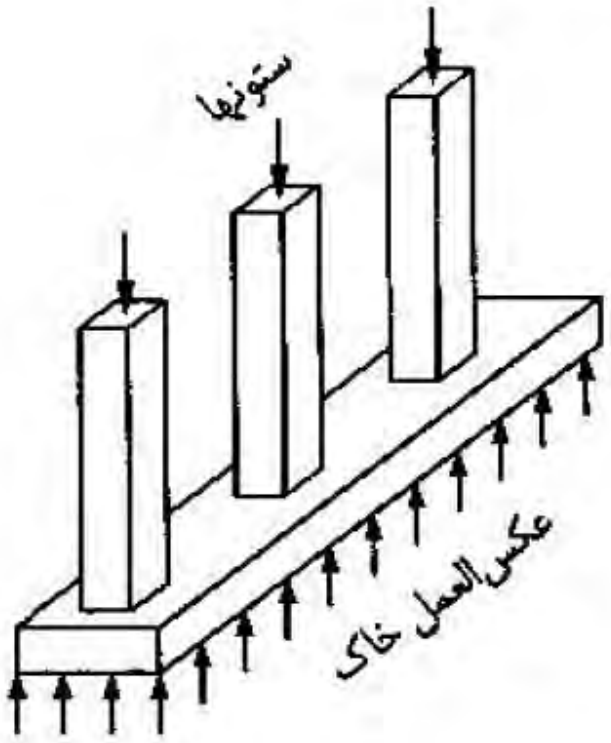
پی مرکب مستطیلی



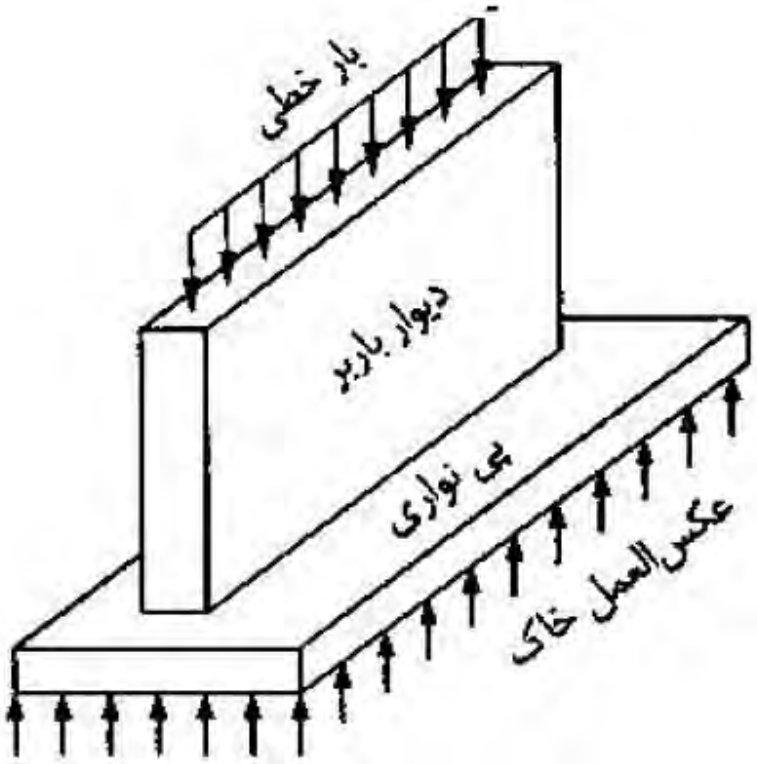
پی مرکب T شکل

انواع پی های سطحی

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



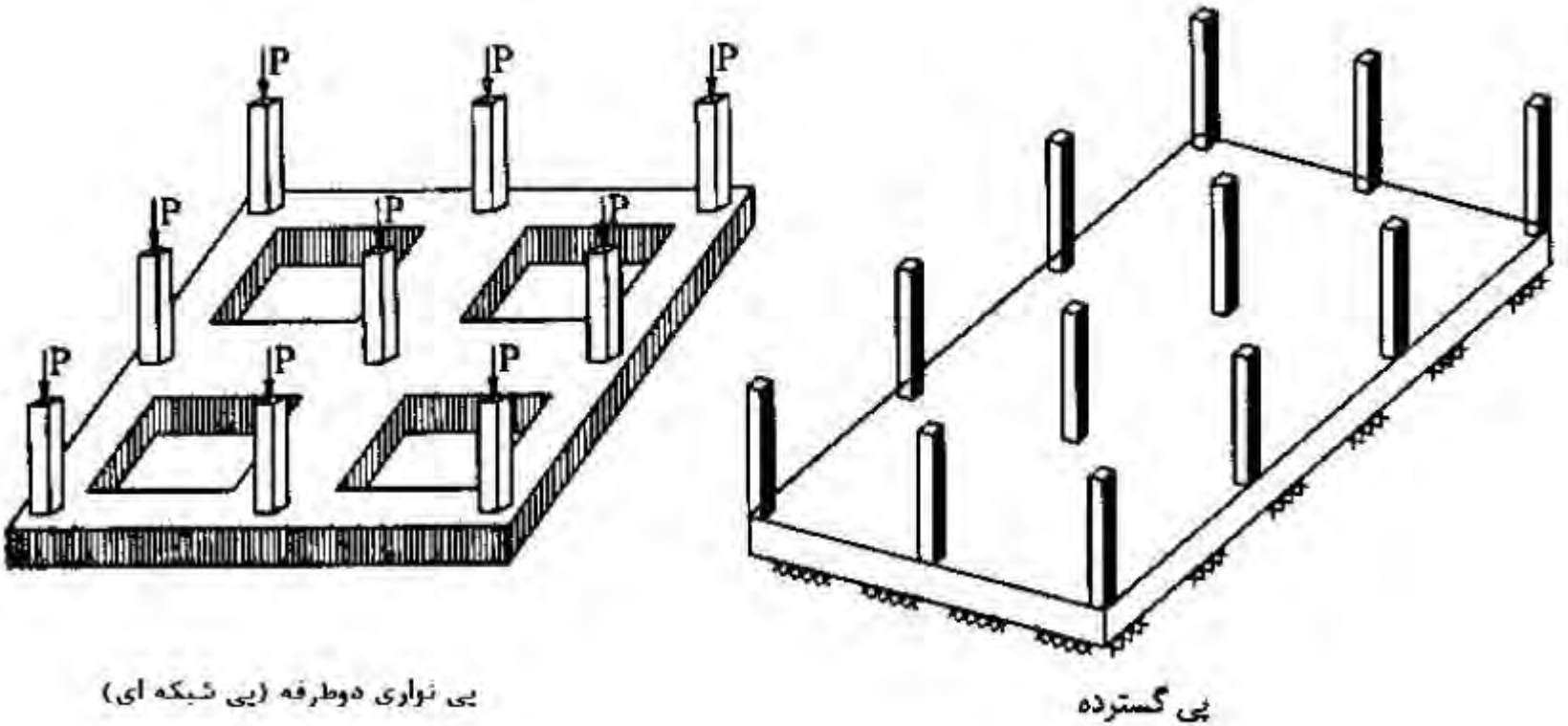
پی نواری زیر ستونهای یک محور



پی نواری زیر دیوار

انواع پی های سطحی

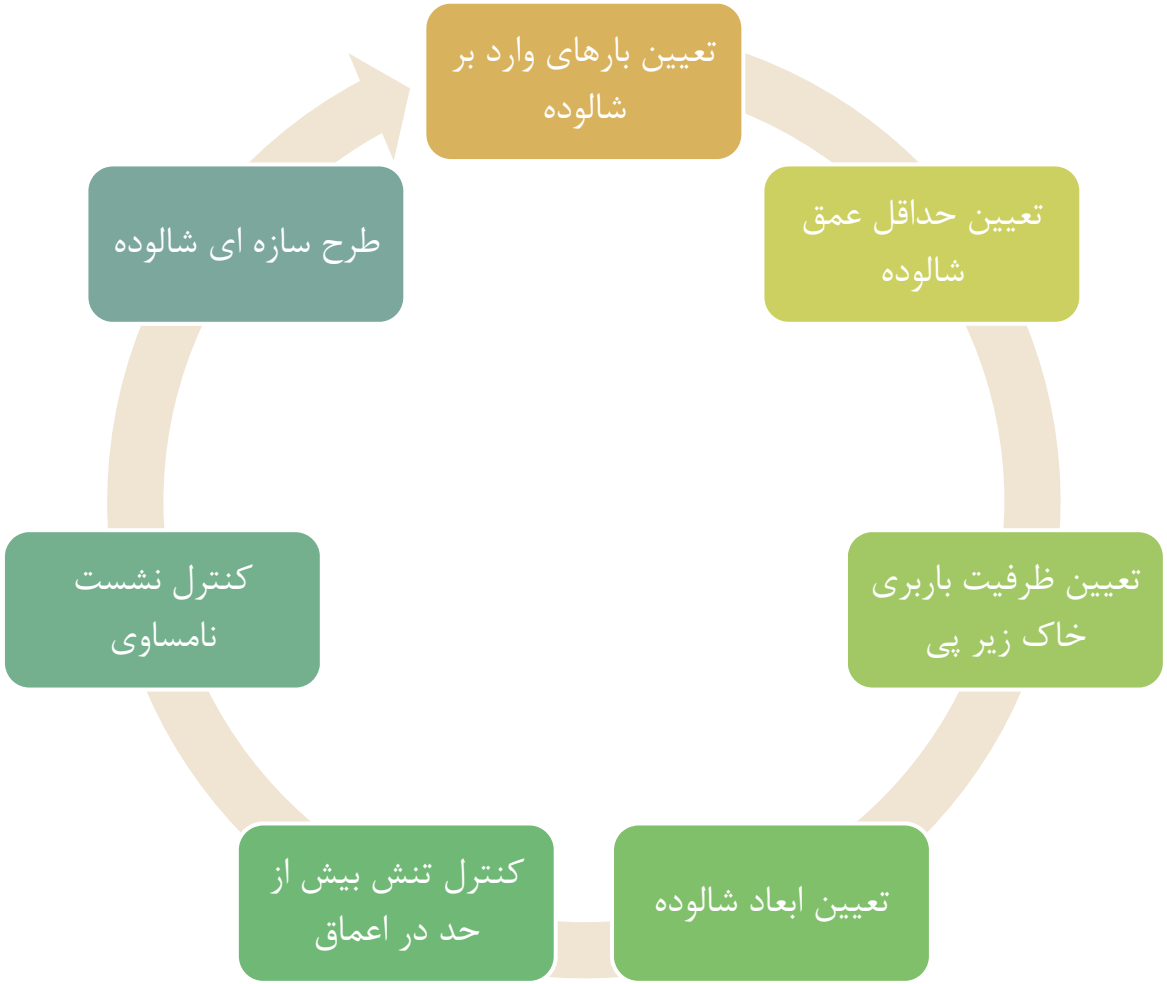
۴- پی گسترده raft or mat footing



پی نواری دوطرفه (پی شبکه ای)

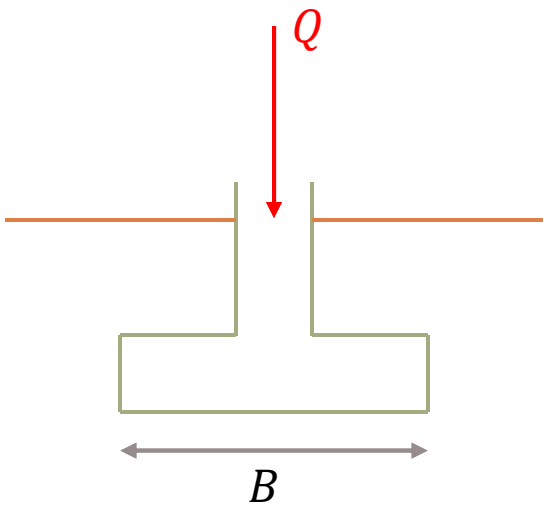
پی گسترده

مراحل طراحی یک شالوده منفرد



تعیین بارهای وارد بر کف پی منفرد

بار وارده بر پی



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

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

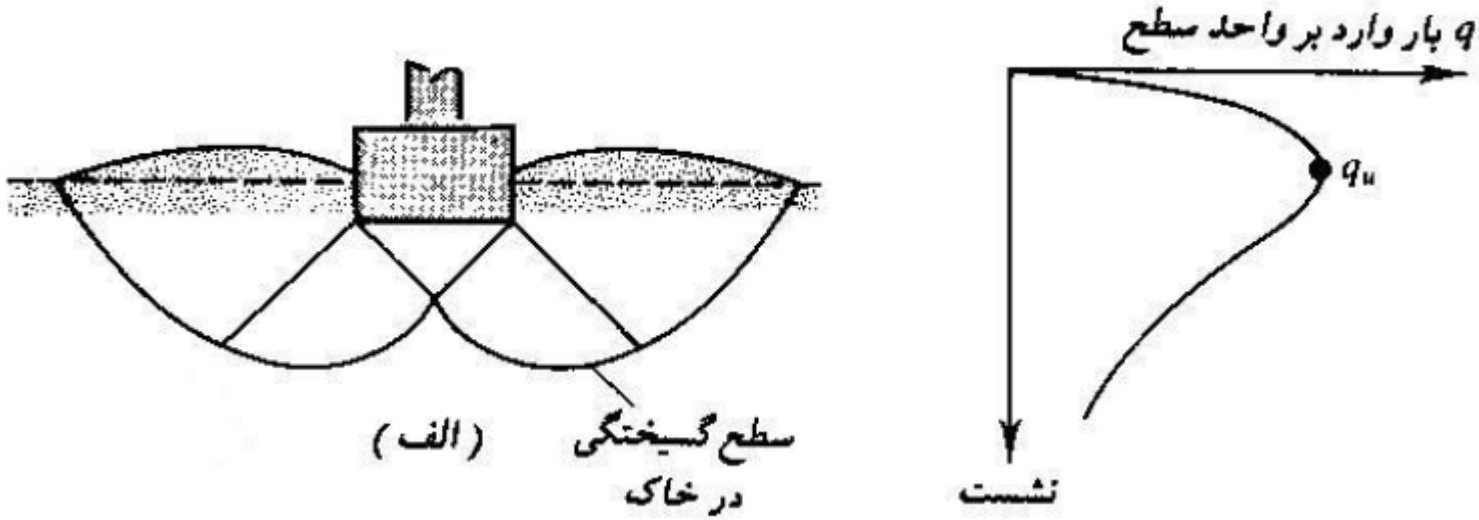
q_a: تنش مجاز

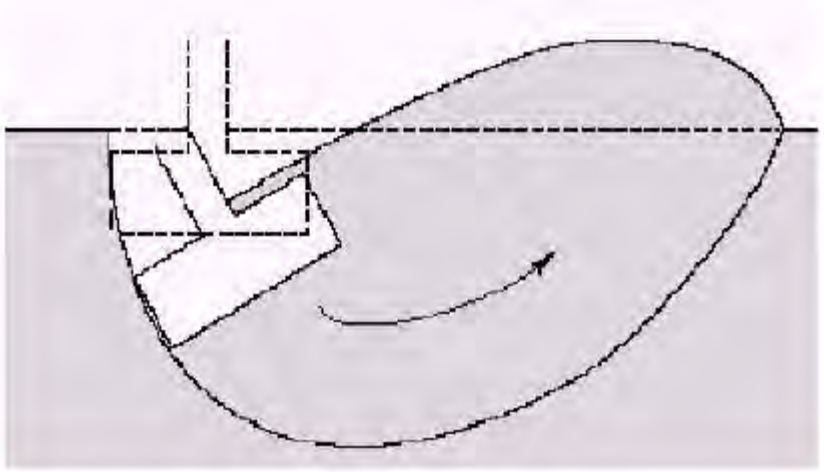
q_u: تنش نهایی

$F.S.$: ضریب اطمینان

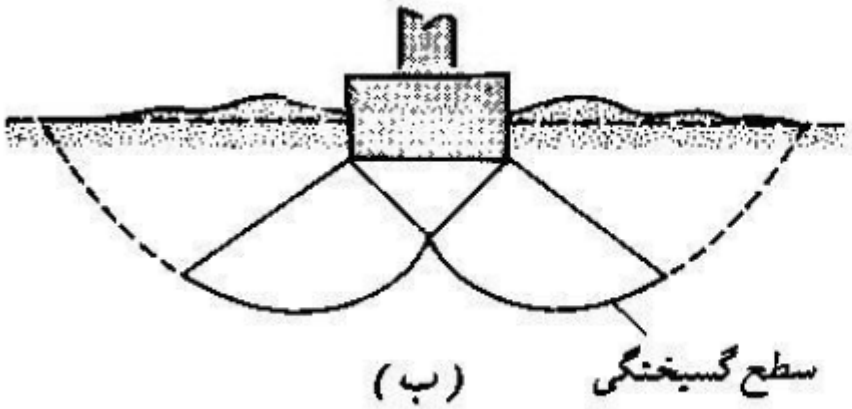
انواع گسیختگی در زیر پی

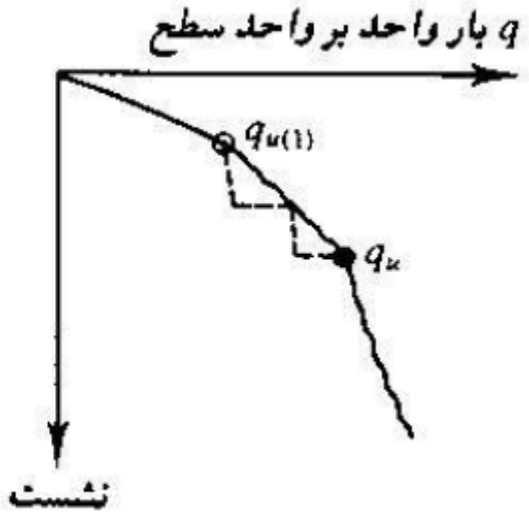
گسیختگی کلی



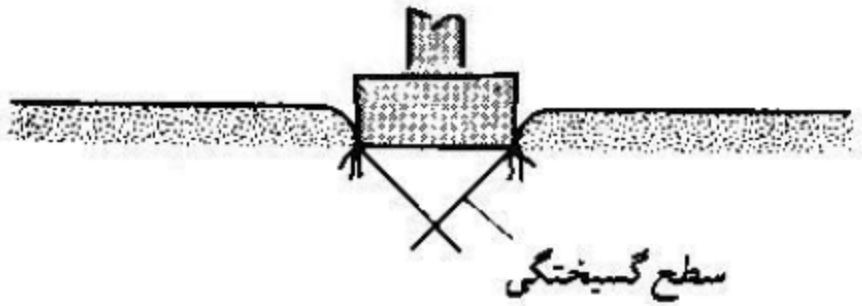


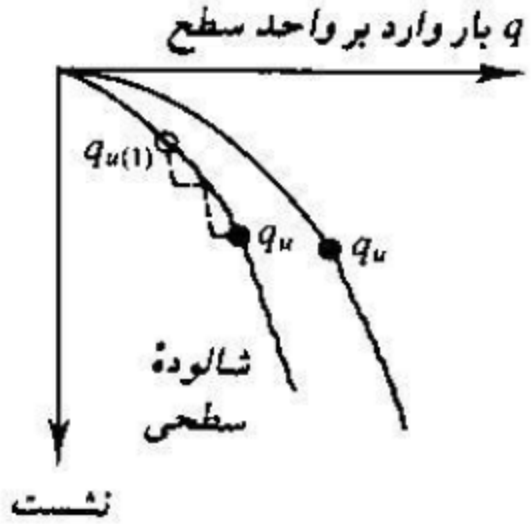
گسیختگی موضعی





گسیختگی سوراخ کننده





انواع گسیختگی در زیر پی

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

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

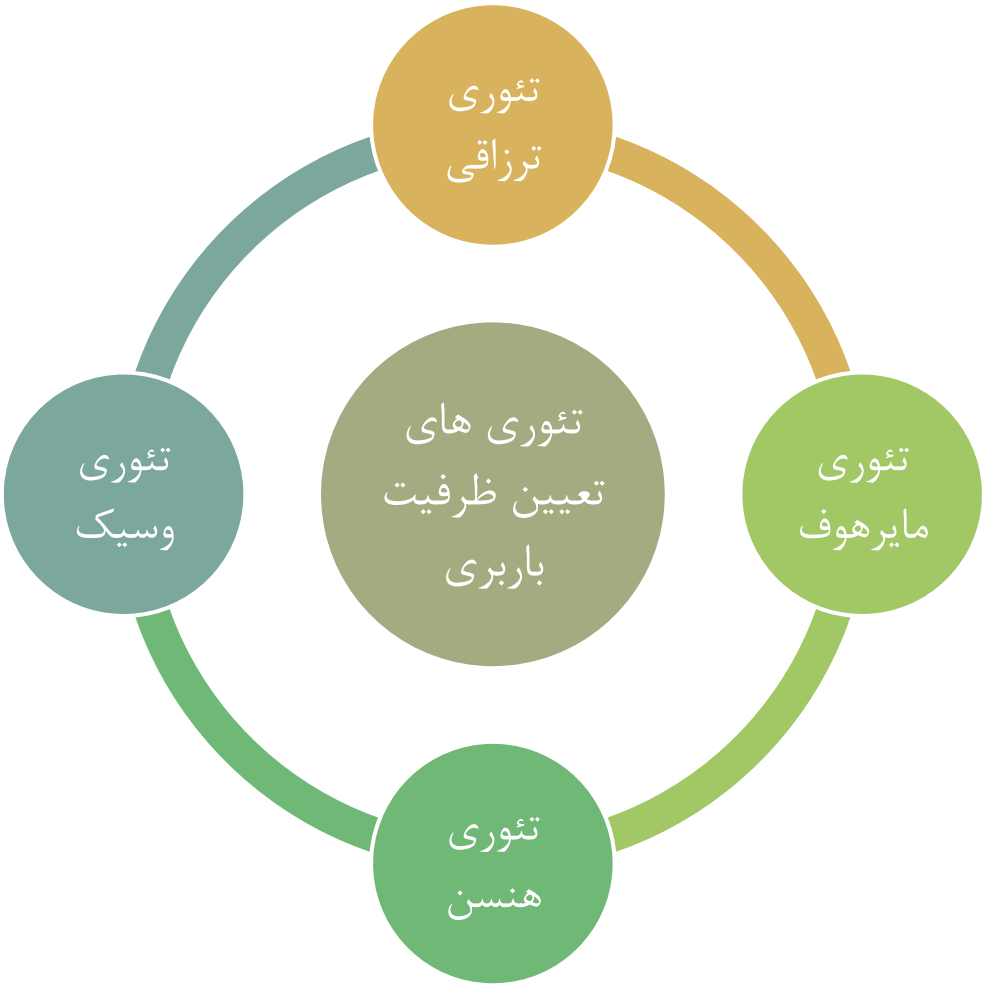
فهرست

مقدمه-خاک و سنگ
شناسایی خاک‌ها و طبقه بندی
ترکیب خاک (روابط وزنی-حجمی)
جریان آب در خاک
تحکیم در خاک‌ها
مقاومت برشی در خاک‌ها
شناسایی‌های تحت الارضی
پی‌های سطحی
تعیین ظرفیت باربری شالوده‌های سطحی
نشست در شالوده‌های سطحی

تعیین ظرفیت باربری

فصل نهم

مراحل طراحی یک شالوده منفرد

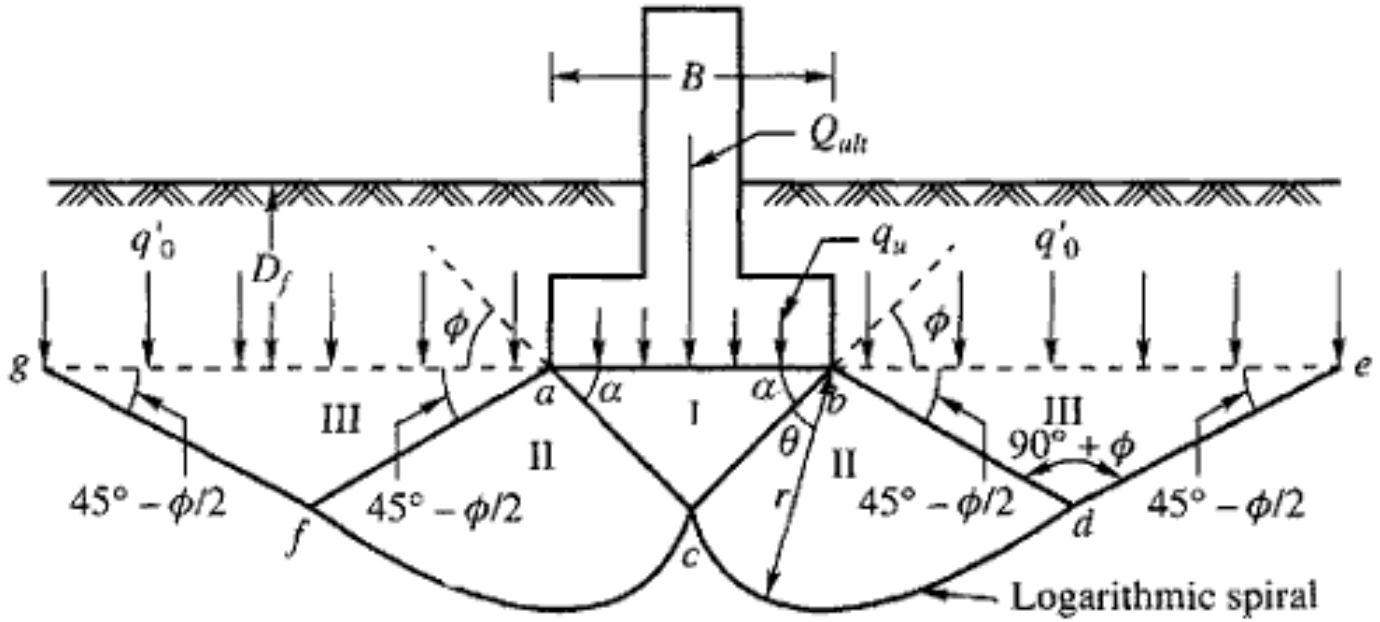


تئوری ترزاقی برای تعیین ظرفیت باربری سطحی

Terzaghi's Theory for Ultimate Bearing Capacity

تئوری ترزاقی

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



تئوری ترزاقی

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

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

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

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

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

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

۷- زاویه $\propto$ برابر با زاویه اصطکاک داخلی φ است.

تئوری ترزاقی

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

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

که در آن

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

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

N_c, N_q, N_γ: ضرایب ظرفیت باربری خاک

تئوری ترزاقی

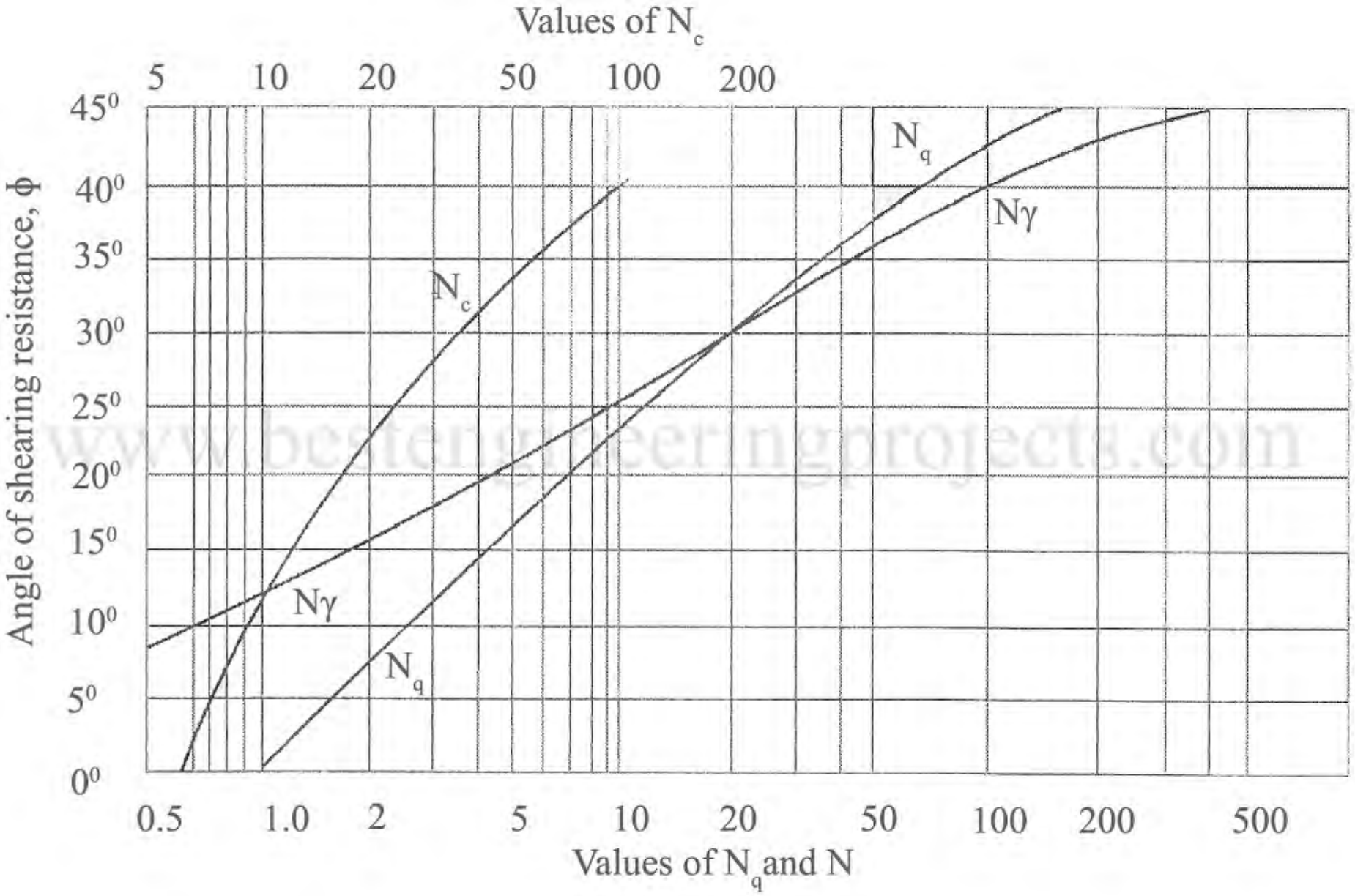
$$N_q = \frac{e^{2\left(\frac{3\pi}{4}-\frac{\phi}{2}\right)\tan\phi}}{2\cos^2\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\phi}{2}\right)}$$

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

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

$K_{p\gamma}$: ضریب فشار مقاوم خاک

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


Values of N_c
5
10
20
50
100
200
45⁰
40⁰
35⁰
30⁰
25⁰
20⁰
15⁰
10⁰
5⁰
0⁰
Angle of shearing resistance, ϕ
N_q
Nγ
N_c
Nγ
N_q
0.5
1.0
2
5
10
20
50
100
200
500
Values of N_q and N

تئوری ترزاقی

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

اگر شالوده مربعی باشد $q_u = 1.3cN_c + qN_q + 0.4\gamma BN_\gamma$

اگر شالوده دایره ای باشد $q_u = 1.3cN_c + qN_q + 0.3\gamma BN_\gamma$

تئوری ترزاقی

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

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

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

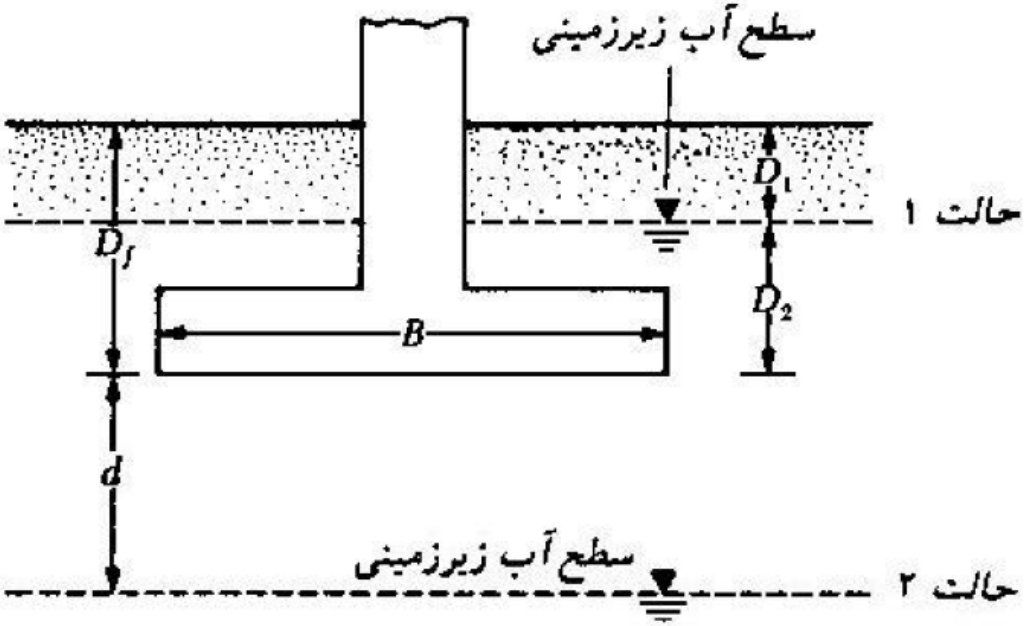
شالوده دایره ای $$q_u = 0.867cN'_c + qN'_q + 0.3\gamma BN'_\gamma$$

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

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

اثر وجود آب زیرزمینی

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



اصلاح رابطهٔ ظرفیت باربری برای سطح آب زیرزمینی

اثر وجود آب زیرزمینی

حالت ۱) با توجه به شکل زیر اگر سطح آب زیر زمینی طوری باشد که $0 \le D_1 < D_f$ مقدار q موجود در روابط ظرفیت باربری باید به صورت زیر محاسبه شود:

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

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

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

$$q = \gamma D_f$$

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

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

حالت ۳) وقتی که سطح آب زیر زمینی در ترازی باشد که $d \ge B$ است ، آب زیر زمینی هیچ گونه تاثیری در ظرفیت باربری ندارد.

معایب روش ترزاقی

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

این رابطه محافظه کارانه است.

اثر بار افقی را نمیتوان در نظر گرفت.

زاویه φ برای گوه گسیختگی به اشتباه فرض شده است.

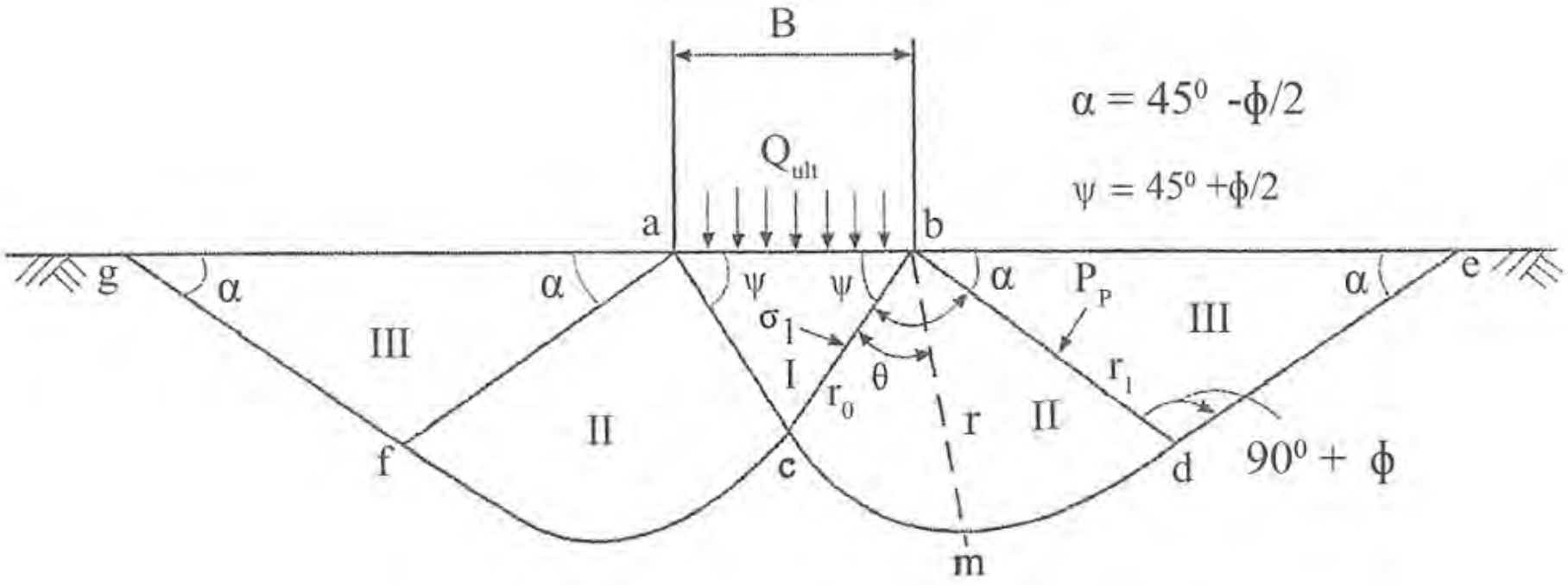
اثر شکل و عمق پی را نمی توان به طور کامل در نظر گرفت.

تئوری مایرهوف برای تعیین ظرفیت باربری سطحی

Meyerhof Theory for Ultimate Bearing Capacity

تئوری مایرهوف

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



تئوری مایرهوف

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

$$q_u = cN_cS_cd_ci_c + qN_qS_qd_qi_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma S_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

که در آن

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

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

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

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

تئوری مایرهوف

$$d_c = 1 + 0.2\sqrt{k_p}\frac{D_f}{B} \qquad For\ any\ amount\ of\ \varphi$$

$$d_q = 1 + 0.1\sqrt{k_p}\frac{D_f}{B} \qquad For\ \varphi \geq 10$$

$$d_\gamma = d_q \qquad For\ \varphi \geq 10$$

$$d_\gamma = d_q = 1 \qquad For\ \varphi = 0$$

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

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

تئوری مایرهوف

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

$$i_q = i_c \qquad For\ any\ amount\ of\ \varphi$$

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

$$i_\gamma = 0 \qquad For\ \varphi = 0$$

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

تئوری مایرهوف

$$S_c = 1 + 0.2k_p\left(\frac{B}{L}\right) \qquad For\ any\ amount\ of\ \varphi$$

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

$$S_q = S_\gamma = 1 \qquad For\ \varphi \cong 0$$

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

$$N_q = e^{\pi \tan\phi} \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \qquad N_c = (N_q - 1)\cot\phi \qquad N_\gamma = (N_q - 1)\tan(1.4\phi)$$

تئوری هنسن برای تعیین ظرفیت باربری سطحی

Hansen Theory for Ultimate Bearing Capacity

تئوری هنسن

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

$$q_u = cN_cS_cd_ci_cg_cb_c + qN_qS_qd_qi_qg_qb_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma S_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma$$

که در آن

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

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

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

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

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

تئوری هنسن

برای خاکهای با $\phi > 0$

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

برای خاکهای با $\phi = 0$

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

تئوری هنسن

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

مشابه روابط مایرهوف N_c, N_q

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

ضرایب شکل

$$\begin{cases} S'_c = 0.2\dfrac{B'}{L'} & (\phi = 0) \\ S_c = 1 + \dfrac{N_q}{N_c}\dfrac{B'}{L'} & \\ S_c = 1 & for\ \ Strip\ \ footing \\ S_q = 1 + \dfrac{B'}{L'}\sin\phi & \\ S_\gamma = 1 - 0.4\dfrac{B'}{L'} \geq 0.6 & \end{cases}$$

ضرایب عمق

$$\begin{cases} d'_c = 0.4k & (\phi = 0) \\ d_c = 1 + 0.4k & \\ d_q = 1 + 2\tan\phi(1 - \sin\phi)^2 k & \\ d_\gamma = 1 & for\ \ all\ \ \phi \end{cases}$$

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

تئوری هنسن

ضرایب میل بار

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

تئوری هنسن

ضرایب شیب پاشنه

$$\begin{cases} g'_c = \dfrac{\beta^\circ}{147^\circ} \qquad (\phi = 0) \qquad g_c = 1 - \dfrac{\beta^\circ}{147^\circ} \qquad (\phi > 0) \\ g_q = g_\gamma = (1 - 0.5\tan\beta)^5 \end{cases}$$

ضرایب زمین

$$\begin{cases} b'_c = \dfrac{\eta^\circ}{147^\circ} \qquad (\phi = 0) \qquad b_c = 1 - \dfrac{\eta^\circ}{147^\circ} \qquad (\phi > 0) \\ b_q = \exp(-2\eta\tan\phi) \\ b_\gamma = \exp(-2.7\eta\tan\phi) \qquad \eta = radian \end{cases}$$

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

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

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

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

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

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

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

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

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

تئوری وسیک برای تعیین ظرفیت باربری سطحی

Vesic Theory for Ultimate Bearing Capacity

تئوری وسیک

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

$$q_u = cN_cS_cd_ci_cg_cb_c + qN_qS_qd_qi_qg_qb_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma S_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma$$

که در آن

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

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

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

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

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

تئوری وسیک

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

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

ضرایب شکل

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

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

ضرایب عمق همان ضرایب هنسن می باشد

تئوری وسیک

ضرایب میل بار

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

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

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

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

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

اگر نیروی برشی موازی امتداد B در پی باشد

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

اگر نیروی برشی موازی امتداد L در پی باشد

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

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

تئوری وسیک

ضرایب زمین (شیب خاکریز طرفین)

$$g'_c = \frac{\beta}{5.14} \qquad (\beta = radian) \quad (\phi = 0) \qquad g_c = i_q - \frac{1 - i_q}{5.14 \tan \phi} \qquad (\phi > 0)$$

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

ضرایب شیب پاشنه

$$b'_c = g'_c \qquad (\phi = 0) \qquad b_c = 1 - \frac{2\beta}{5.14 \tan \phi} \qquad (\phi > 0)$$

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

تئوری وسیک

ضرایب زمین (شیب خاکریز طرفین)

$$g'_c = \frac{\beta}{5.14} \qquad (\beta = radian) \quad (\phi = 0) \qquad g_c = i_q - \frac{1 - i_q}{5.14 \tan \phi} \qquad (\phi > 0)$$

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

ضرایب شیب پاشنه

$$b'_c = g'_c \qquad (\phi = 0) \qquad b_c = 1 - \frac{2\beta}{5.14 \tan \phi} \qquad (\phi > 0)$$

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

موارد پیشنهاد شده برای استفاده از هر معادله

معادله	مورد استفاده
ترزاقی	• برای خاک های چسبنده با $\frac{D}{B} < 1$ • برای تخمین سریع ظرفیت باربری به منظور مقایسه با سایر روش ها • برای پی های حامل لنگر و بار افقی و پی های قرار گرفته بر روی شیب و نیز پی های غیر افقی استفاده از رابطه ترزاقی جایز نیست.
مایرهوف، هنسن، و وسیک	• در هر موقعیتی قابل استفاده هستند.
هنسن و وسیک	• وقتی پی افقی نبوده و یا روی شیب قرار بگیرد.

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

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

جداول تکمیلی جهت استفاده از معادلات ظرفیت باربری

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

معادلهٔ ترزاقی (*Terzaghi*, ۱۹۴۳): برای مقادیر نمونه N_i و $k_{p\gamma}$ جدول ۴-۲ را ملاحظه نمائید.

$$q_{ult} = cN_c s_c + \bar{q}N_q + ۰/۵\gamma BN_\gamma s_\gamma$$

$$N_q = \frac{a^۲}{۲cos^۲(۴۵+\frac{\varphi}{۲})} \qquad a = e^{(۱/۷۵\pi-\frac{\varphi}{۲})tan\varphi}$$

$$N_c = (N_q - ۱)\cot\varphi \quad N_\gamma = \frac{\tan\varphi}{۲}(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^۲\varphi} - ۱)$$

برای پی	نواری	مدور	مربعی
s_c	۱	۱،۳	۱،۳
s_γ	۱	۰/۶	۰/۸

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

برای بار قائم

$$q_{ult} = cN_c s_c d_c + \bar{q}N_q s_q d_q + ۰/۵\gamma B' N_\gamma s_\gamma d_\gamma$$

برای بار مایل

$$q_{ult} = cN_c d_c i_c + \bar{q}N_q d_q i_q + ۱/۵\gamma B' N_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

$$N_q = e^{\pi\tan\varphi}\tan^۲(۴۵+\frac{\varphi}{۲})$$

$$N_c = (N_q - ۱)\cot\varphi$$

$$N_\gamma = (N_q - ۱)\tan(۱/۴\varphi)$$

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

+ معادلهٔ کلی:

$$q_{ult} = cN_c s_c d_c i_c g_c b_c + \bar{q}N_q s_q d_q i_q g_q b_q + \frac{۱}{۲}\gamma B' N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma$$

برای $\varphi = ۰$

$$q_{ult} = ۵/۱۴\, s_u(۱ + s'_c + d'_c - i'_c - b'_c - g'_c) + q$$

N_q = همانند رابطه میرهوف در بالا

N_c = همانند رابطهٔ میرهوف در بالا $\qquad N_\gamma = ۱/۵(N_q - ۱)\tan\varphi$

× وسیک (*Vesic*, ۱۹۷۳،۱۹۷۵) بری ضرائب شکل، عمق و دیگر ضرائب جدول ۴-۵ را ملاحظه نمائید معادلات هنسن را بکار ببرید

N_q = همانند رابطهٔ میرهوف

N_c = همانند رابطهٔ میرهوف $\qquad N_\gamma = ۲(N_q + ۱)\tan\varphi$

× در این روشها برای تعیین ابعادپی نیاز به انجام روش سعی وخطا می‌باشد زیرا عرض پی B و طول پی L جهت محاسبهٔ ضرائب شکل، عمق و ضرائب تاثیر مورد نیاز می‌باشند.

+ وقتی $i_i < ۱$ است بخش ۴-۶ را ملاحظه نمائید.

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

مقادیر N_γ برای ϕ، ۰، ۳۴° و ۴۸° همان مقادیر اصلی *Terzaghi* است و از آنها برای محاسبهٔ $K_{p\gamma}$ استفاده شده است.

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

* $N_c = ۱/۵\pi + ۱$

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

ضرایب	مقدار	برای
: شکل	$s_c = ۱ + ۰/۲ K_p \frac{B}{L}$	هر ϕ
	$s_q = s_\gamma = ۱ + ۰/۱ K_p \frac{B}{L}$	$\phi > ۱۰^\circ$
	$s_q = s_\gamma = ۱$	$\phi = ۰$
: عمق	$d_c = ۱ + ۰/۲ \sqrt{K_p} \frac{D}{B}$	هر ϕ
	$d_q = d_\gamma = ۱ + ۰/۱ \sqrt{K_p} \frac{D}{B}$	$\phi > ۱۰$
	$d_q = d_\gamma = ۱$	$\phi = ۰$
: تمایل بار	$i_c = i_q = (۱ - \frac{\theta^\circ}{۹۰^\circ})^۲$	هر ϕ
	$i_\gamma = (۱ - \frac{\theta^\circ}{\phi^\circ})^۲$	$\phi > ۰$
	$i_\gamma = ۰ \; for \theta > ۰$	$\phi = ۰$

که در این جا: $K_p = tan^۲(۴۵ + \frac{\phi}{۲})$، همانند شکل (۲-۴).

θ = زاویه برآیند R نسبت به خط قائم، بدون علامت، اگر $\theta = ۰$ تمامی $i_i = ۱$ است.

جدول ۴-۴ ضرائب ظرفیت باربری روابط هنسن، میرهوف، و وسیک. مقادیر N_c و N_q در هر سه روش یکسان است. زیرنویس N_γ ضریب مربوط به هر روش را مشخص می‌کند.

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

* $۲ + \pi$ = به عنوان حد در زمان $\phi \to ۰^\circ$.

جدول (۴-a۵). ضرائب شکل و عمق برای استفاده در معادلات ظرفیت باربری هنسن یا وسیک، اندیسهای H و V به ترتیب نشانگر هنسن و وسیک می‌باشند.

ضرایب شکل	ضرایب عمق
$s'_{c(H)} = ۰/۲ \frac{B}{L}$ $(\phi = ۰^\circ)$	$d'_c = ۰/۴\ k$ $(\phi = ۰^\circ)$
$s_{c(H)} = ۱/۰ + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B}{L}$	$d_c = ۱/۰ + ۰/۴\ k$
$s_{c(V)} = ۱/۰ \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B}{L}$	$k = D/B$ برای $D/B \le ۱$
$s_c = ۱/۰$ برای نواری	$k = tan^{-۱}(D/B)$ برای $D/B > ۱$
	بر حسب رادیان k
$s_{q(H)} = ۱/۰ + \frac{B}{L} sin\phi$	$d_q = ۱ + ۲\ tan\phi(۱ - sin\phi)^۲ k$
$s_{q(V)} = ۱/۰ + \frac{B}{L} tan\phi$	در بالا تعریف شد k
برای تمامی ϕ ها	
$s_{\gamma(H)} = ۱/۰ - ۰/۴ \frac{B}{L}$ $\ge ۰/۶$	$d_\gamma = ۱/۰۰$ برای تمامی ϕ ها
$s_{\gamma(V)} = ۱/۰ - ۰/۴ \frac{B}{L}$ $\ge ۰/۶$	

توجه:

- در مورد بار قائم و بار H_L (یا $H_B = ۰$ یا $H_B > ۰$) باید دو مجموعه ضریب شکل و عمق s_i و d_i به صورت $s_{i.B}$، $s_{i.L}$ و $d_{i.B}$، $d_{i.L}$ محاسبه کنید. برای اندیسهای i و L معادله (۴-۲) که در بخش (۴-۸) ارائه خواهد شد، از نسبت $\frac{L}{B}$ یا $\frac{D}{L}$ استفاده کنید.

جدول (۴-۵b). ضرائب تمایل بار، شیب زمین، و کجی پی برای استفاده در معادلات ظرفیت باربری هنسن

ضرایب میل بار	ضرایب زمین (پی بر روی شیب)
$i'_c = ۰/۵ - ۰/۵\sqrt{۱-\frac{H_i}{A_f\, c_a}} \quad (\phi = ۰)$	$g'_c = \frac{\beta^\circ}{۱۴۷^\circ}$
$i_c = i_q - \frac{۱-i_q}{N_q - ۱}$	$g_c = ۱/۰ - \frac{\beta^\circ}{۱۴۷^\circ}$
$i_q = \left[۱-\frac{۰/۵\, H_i}{V + A_f\, c_a\, cot\phi}\right]^{\alpha_۱}$ $۲ \le \alpha_۱ \le ۵$	$g_q = g_\gamma = (۱-۰/۵\, tan\beta)^۵$
ضرایب پی (پی کج شده)	
$i_\gamma = \left[۱-\frac{۰/۷\, H_i}{V + A_f\, c_a\, cot\phi}\right]^{\alpha_۲}$	$b'_c = \frac{\eta^\circ}{۱۴۷^\circ} \quad (\phi = ۰)$
$i_\gamma = \left[۱-\frac{(۰/۷ - \eta^\circ/۴۵۰^\circ) H_i}{V + A_f\, c_a\, cot\phi}\right]^{\alpha_۲}$ $۲ \le \alpha_۲ \le ۵$	$b_c = ۱ - \frac{\eta^\circ}{۱۴۷^\circ} \quad (\phi > ۰)$
	$b_q = exp\,(-۲\,\eta tan\phi)$
	$b_\gamma = exp\,(-۲/۷\,\eta\, tan\phi)$
η بر حسب رادیان	

توجه:

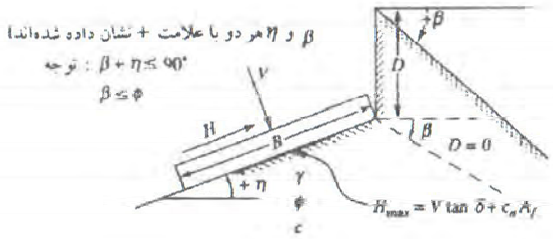
۱- از H_i به صورت H_B یا H_L یا چنانچه $H_L > ۰$، از هر دو استفاده کنید.

۲- *Hansen* (۱۹۷۰) برای $\phi > ۰$، i_c ارائه نکرده است. مقادیر بالا از *Hansen* (۱۹۶۱) و همچنین مقادیر استفادهٔ شدهٔ *Vesic* است.

۳- متغیر c_a = همچسبی پی تقریباً برابر است با ۰/۶ تا ۱ × چسبندگی پی.

۴- برای شناسایی زوایای η و β، عمق شالوده D، موقعیت H_i (موازی و در قسمت فوقانی دال پی، معمولاً برون محوری ایجاد می‌کند) به تصویر حاشیهٔ جدول (۴-۵c) مراجعه کنید. به ویژه توجه کنید که V = نیروی قائم وارد بر پی می‌باشد.

جدول (۴-c۵). جدول ضرایب تمایل بار، شیب زمین، و کجی پی برای استفاده در معادلات ظرفیت باربری وسیک، برای آشنائی با پارامترهای روابط به توضیحات پانویس و تصاویر شماتیک حاشیهٔ جدول مراجعه نمائید.



ضرایب زمین (پی بر روی شیب)	ضرایب میل‌بار
$g'_c = \frac{\beta}{5.14}$ برحسب رادیان β	$i'_c = \frac{mH_i}{5/14\, A_f c_a}$ $(\phi = 0)$
$g_c = g_q - \frac{1-g_q}{N_c \tan\phi}$ $\phi > 0$	$i_c = i_q - \frac{1-i_q}{N_q - 1}$ $(\phi > 0)$
$g_q = g_\gamma = (1.0 - \tan\beta)^2$	$i_q = \left[1.0 - \frac{H_i}{V + A_f c_a \cot\phi}\right]^m$
ضرایب پی (پی کج شده)	$i_\gamma = \left[1.0 - \frac{H_i}{V + A_f c_a \cot\phi}\right]^{m+1}$
$b'_c = \frac{2\eta}{5.14}$	$m = m_B = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}$
$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \tan\phi}$	$m = m_L = \frac{2 + L/B}{1 + L/B}$
$b_q = b_\gamma = (1 - \eta \tan\phi)^2$	

δ = زاویهٔ اصطکاک بین پی و خاک $(\phi \le \delta \le 0/5\,\phi)$

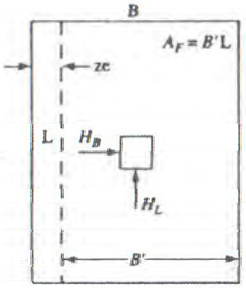
$A_f = B'L'$ (سطح مؤثر) در زیر تعریف شده‌اند i_q و m

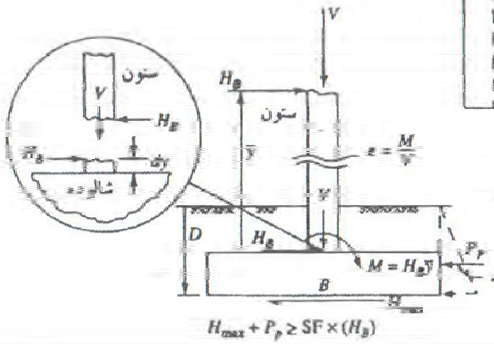
c_a = چسبندگی پی (۰/۶ تا ۱/۰)

برای: $L/B \le 2$ از ϕ_{tr} استفاده کنید

$L/B \ge 2$ از $\phi_{ps} = 1/5\phi_{tr} - 17^\circ$ استفاده کنید

$\phi_{tr} = \phi_{ps}$ از $\phi_{tr} \le 34^\circ$ استفاده کنید





توجه :

۱- زمانی که $\phi = 0$ و/یا $\phi \ne 0$ در جملهٔ N_γ از $N_\gamma = -1.5\sin(\pm\beta)$ استفاده کنید.

۲- زمانی که $H_i = H_B$ موازی B و $H_i = H_L$ موازی L است، $m = m_B$ و زمانی که H_i با H موازی B و H_i با H موازی L است، $m = m_L$ است. در صورت وجود هردو مقدار H_B و H_L، از $m = \sqrt{m_B^2 + m_L^2}$ استفاده کنید. توجه داشته باشید که از B و L استفاده کنید نه از B' و L'.

۳- برای شناسایی جملات به شکل موجود جدول و جدولهای b و c ۴-۵ مراجعه کنید.

۴- N_c، N_q و N_γ در جدول ۴-۱ تعریف شده‌اند.

۵- Vesic' عوامل از معادلهٔ ظرفیت باربری ارائه شده در جدول ۴-۱ استفاده می‌کند (حتی زمانی که $H_i = H_L$). در جملهٔ N_γ از B' استفاده کنید).

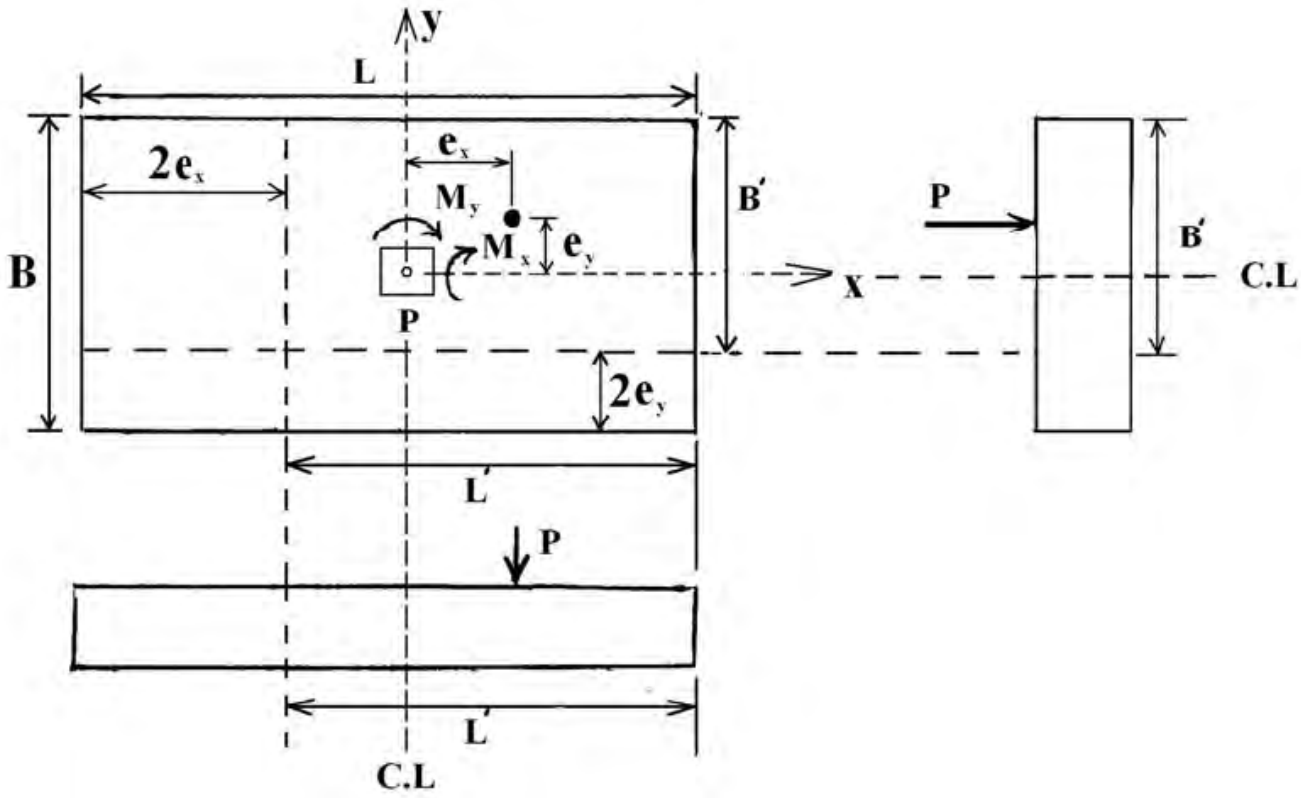
۶- برای محاسبهٔ i_q، i_γ، جملهٔ $H_i \ge 1$ است (همیشه).

به فصل ۱۱ نگاه کنید

شالوده با بارگذاری برون محوری

شالوده با بارگذاری برون محوری

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



شالوده با بارگذاری برون محوری

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

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

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

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

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

الف)در جمله $\gamma B N_\gamma$ به جای B از B' استفاده شود.

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

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

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

شالوده با بارگذاری برون محوری

روش II) ظرفیت باربری را با استفاده از روابط کلی ظرفیت باربری مـایرهوف محاسـبه نمائیـد و سـپس بـا اعمال ضریب کاهنده R_e آنرا تعدیل کنید.

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

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

چون این روش پیشنهادی مایرهوف می باشد لذا فقط باید از معادلات ظرفیت باربری مایرهوف استفاده شود.

R_e به روش زیر محاسبه می شود:

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

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

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

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

$$R_e = R_{eL} \times R_{eB}$$

شالوده با بارگذاری برون محوری

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

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

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

فهرست

مقدمه-خاک و سنگ
شناسایی خاک‌ها و طبقه بندی
ترکیب خاک (روابط وزنی-حجمی)
جریان آب در خاک
تحکیم در خاک‌ها
مقاومت برشی در خاک‌ها
شناسایی‌های تحت الارضی
پی‌های سطحی
تعیین ظرفیت باربری شالوده‌های سطحی
نشست در شالوده‌های سطحی

نشست در شالوده ها

فصل دهم

نشست در شالوده ها

نشست در شالوده ها

نشست تحکیمی

نشست آنی

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

محاسبه نشست تحکیمی در شالوده ها

محاسبه نشست تحکیمی در شالوده ها

محاسبه نشست تحکیمی در شالوده ها

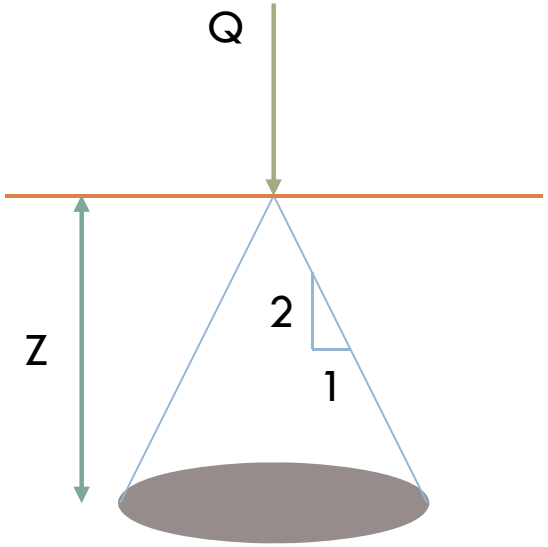


محاسبه افزایش تنش موثر در عمق



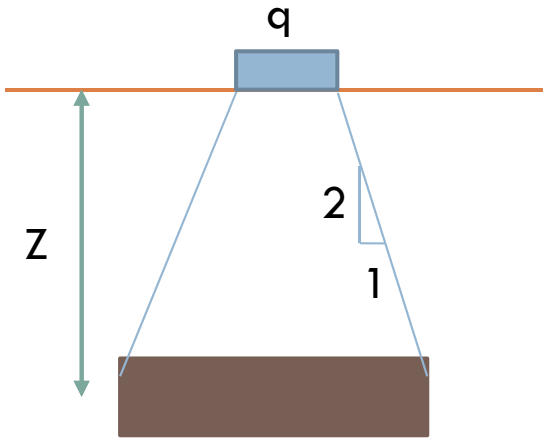
محاسبه نشست با استفاده از روابط تحکیم

محاسبه افزایش تنش موثر در عمق



روش ۲ به ۱-بار متمرکز

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

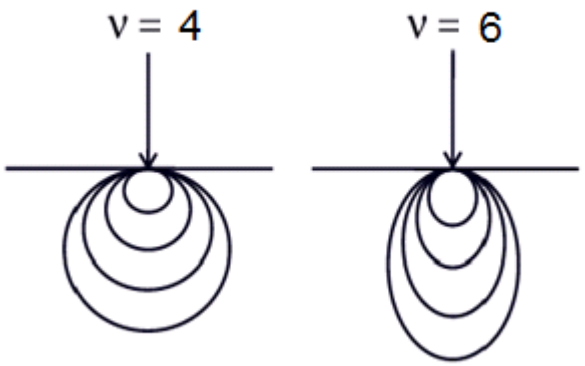


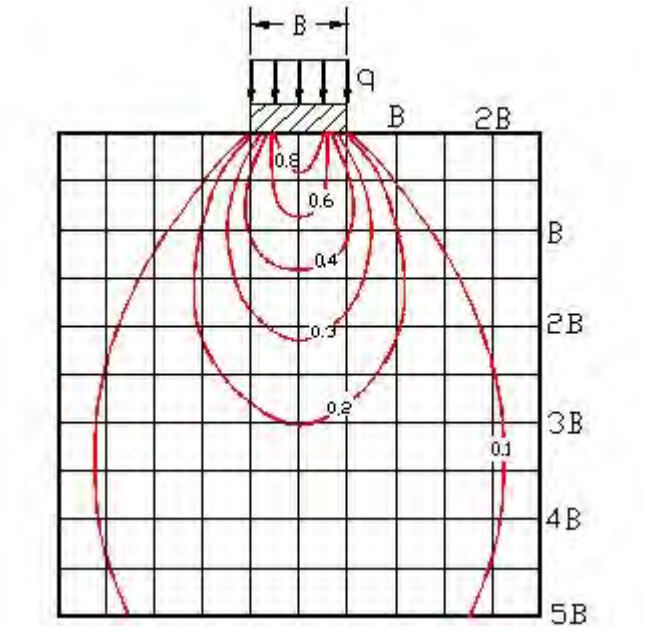
روش ۲ به ۱-بارگسترده به ابعاد BXL

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

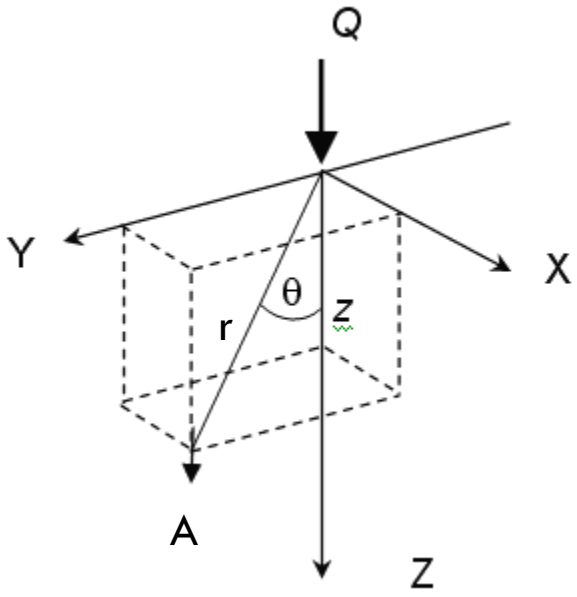
این روش از عمق Z=B تا عمق Z=4B دقت نسبتا خوبی دارد ولی خارج از این محدوده و به خصوص در محدوده عمق Z=0 تا Z=B دقت پایینی دارد.

محاسبه افزایش تنش موثر در عمق





محاسبه افزایش تنش موثر در عمق



ناشی از بار متمرکز در یک نقطه دلخواه-روش بوسینسک

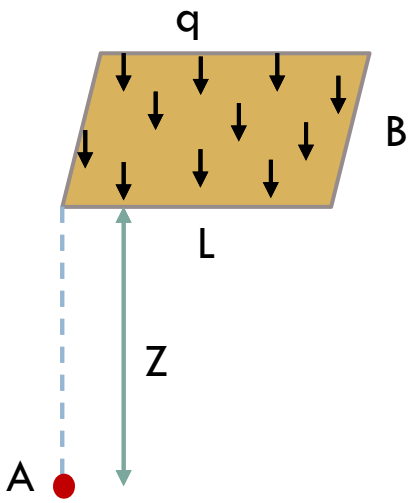
$$\Delta\sigma'_A = \frac{3Q}{2\pi Z^2}\cos^5\theta = \frac{3Q}{2\pi Z^2}\left[\frac{1}{\left(\frac{1+r^2}{Z^2}\right)^{\frac{5}{2}}}\right] = \frac{Q}{Z^2}A_b$$

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

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

محاسبه افزایش تنش موثر در عمق

حل عددی رابطه بوسینسک برای بار گسترده-روش نیومارک



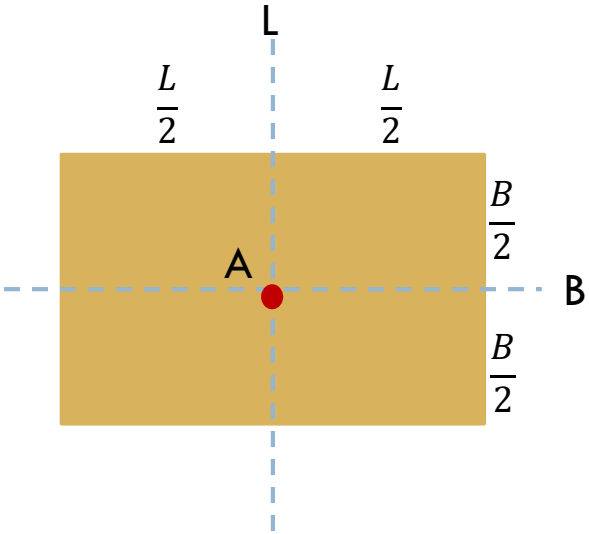
$$\Delta\sigma'_A = q\frac{1}{\pi}\left[\frac{2MN\sqrt{V}}{V+V_1}\times\frac{V+1}{V}+\tan^{-1}\left(\frac{2MN\sqrt{V}}{V-V_1}\right)\right]$$

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

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

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

محاسبه افزایش تنش موثر در عمق



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

$$\Delta\sigma'_A = qmI_\sigma$$

q: شدت بار گسترده

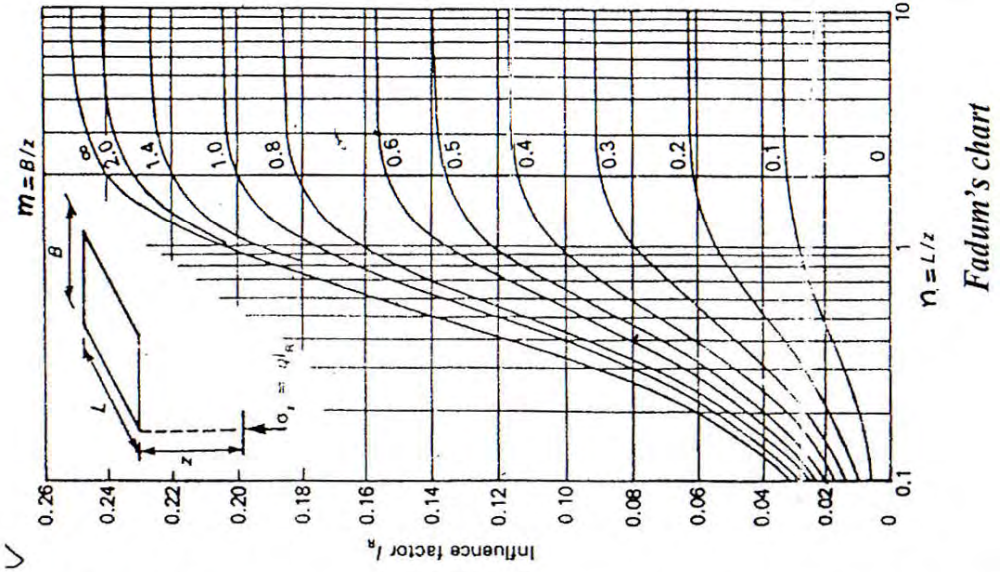
m: تعداد سطوح هم اندازه بار که نقطه مورد نظر زیر آن قرار گرفته است

I_σ: ضریب وابسته به M و N

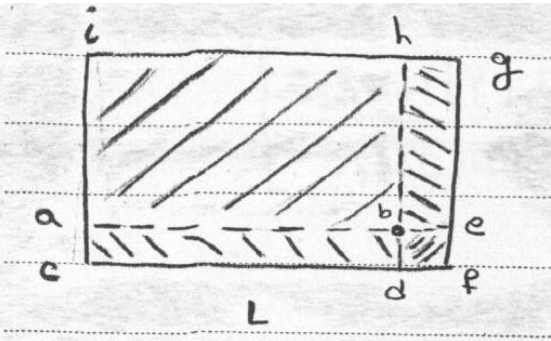
ضریب I_σ را می توان از جداول و یا نمودارهایی همانند جدول و نمودار صفحه بعد و بر حسب M و N به دست آورد.

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

$\sigma_z = q / _R$



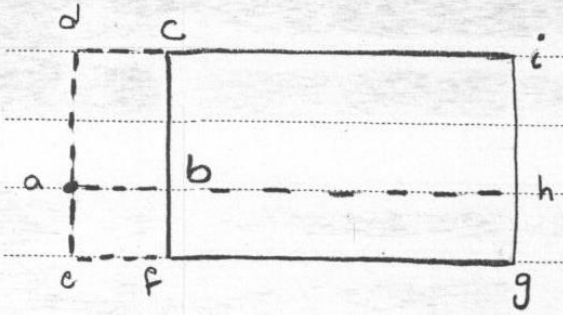
Influence factors (I_R) for vertical stress uner a corner of an uniformly-loaded rectangular area.



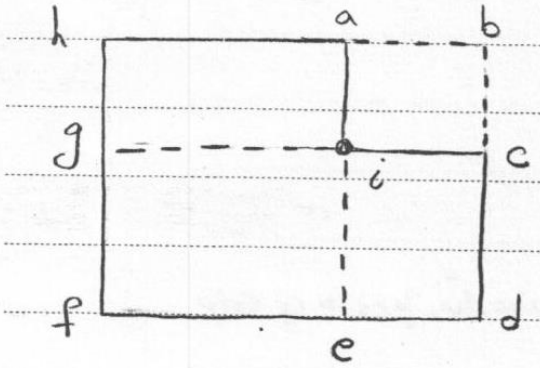
$m=1$ چون قطعه‌ها ایجاد شده مثل هم نیستند.

$$q = q_{abhi} + q_{abcd} + q_{begh} + q_{bedf}$$

B



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



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

محاسبه نشست ناشی از تحکیم اولیه

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

رس عادی تحکیم یافته

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

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

محاسبه نشست ناشی از تحکیم اولیه

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

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

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

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

محاسبه نشست ناشی از تحکیم اولیه

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

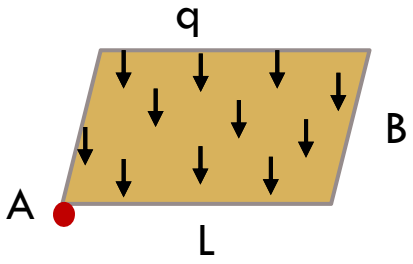
$$\Delta P = \frac{1}{6}(\Delta P_t + 4\Delta P_m + \Delta P_b)$$

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

محاسبه نشست آنی در شالوده ها

محاسبه نشست آنی در زیر شالوده

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



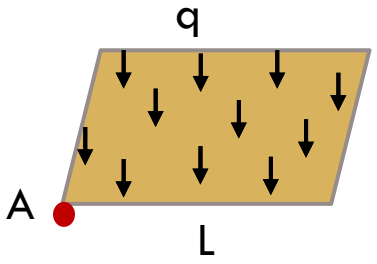
$$\Delta H = S = \frac{q_0 B'(1-\vartheta^2)}{E_s}\left(I_1 + \frac{1-2\vartheta}{1-\vartheta} I_2\right) I_F$$

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

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

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

محاسبه نشست آنی در زیر شالوده



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

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

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

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

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

روش گام به گام باولز برای بکارگیری معادله نشست

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

روش گام به گام باولز برای بکارگیری معادله نشست

- نسبت $\frac{H}{B'}$ را محاسبه نمایید. عمق به کار برده شده برای کلیه گوشه های سهیم در نشست می بایست یکسان باشد. برای مثال برای یک مستطیل $H = 5B = 15m$ و برای یک مستطیل سهیم دیگر $H = 5B = 10m$ را به کار نبرید. در این حالت می بایست برای کلیه مستطیل ها $H = 15m$ به کار برده شود.

- از جدول ضرایب I_1 و I_2 را تعیین نموده و با بهترین تخمین از ϑ مقدار I_s را محاسبه نمایید. I_F را هم از نمودار تعیین کنید. ضریب عمق I_F برای نسبت های $\frac{D}{B} \to 1$ می تواند نشست ها را به مقدار قابل ملاحظه ای کاهش دهد.

- مقدار متوسط وزنی E_s در عمق $z = H$ را محاسبه نمایید.

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

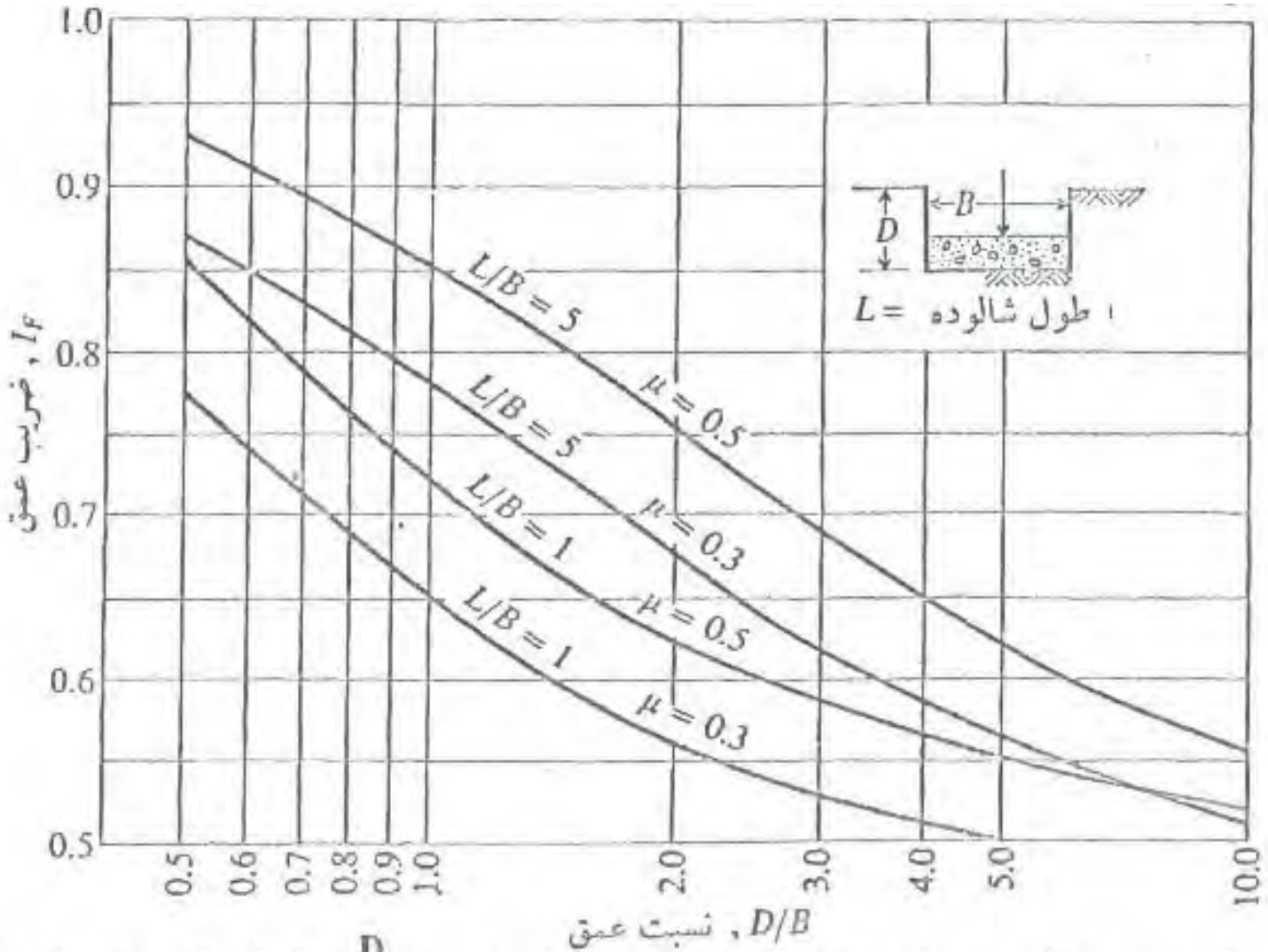
جدول (۵-۲). مقادیر I_1 و I_2 برای محاسبهٔ ضریب تأثیر I_s جهت استفاده در معادلهٔ ۵-۱۱ الف برای مقادیر مختلف نسبت‌های $N=\frac{H}{B'}$ و $M=\frac{L}{B}$.

N	M=۱/۰	۱/۱	۱/۲	۱/۳	۱/۴	۱/۵	۱/۶	۱/۷	۱/۸	۱/۹	۲/۰
۰/۲	I_1=۰/۰۰۹	۰/۰۰۸	۰/۰۰۸	۰/۰۰۸	۰/۰۰۸	۰/۰۰۸	۰/۰۰۷	۰/۰۰۷	۰/۰۰۷	۰/۰۰۷	۰/۰۰۷
	I_2=۰/۰۴۱	۰/۰۴۲	۰/۰۴۲	۰/۰۴۲	۰/۰۴۲	۰/۰۴۲	۰/۰۴۳	۰/۰۴۳	۰/۰۴۳	۰/۰۴۳	۰/۰۴۳
۰/۴	۰/۰۳۳	۰/۰۳۲	۰/۰۳۱	۰/۰۳۰	۰/۰۲۹	۰/۰۲۸	۰/۰۲۸	۰/۰۲۷	۰/۰۲۷	۰/۰۲۷	۰/۰۲۷
	۰/۰۶۶	۰/۰۶۸	/۰۶۹	/۰۷۰	۰/۰۷۰	۰/۰۷۱	۰/۰۷۱	۰/۰۷۲	۰/۰۷۲	۰/۰۷۳	۰/۰۷۳
۰/۶	۰/۰۶۶	۰/۰۶۴	۰/۰۶۳	۰/۰۶۱	۰/۰۶۰	۰/۰۵۹	۰/۰۵۸	۰/۰۵۷	۰/۰۵۶	۰/۰۵۶	۰/۰۵۵
	۰/۰۷۹	۰/۰۸۱	۰/۰۸۳	۰/۰۸۵	۰/۰۸۷	۰/۰۸۸	۰/۰۸۹	۰/۰۹۰	۰/۰۹۱	۰/۰۹۱	۰/۰۹۲
۰/۸	۰/۱۰۴	۰/۱۰۲	۰/۱۰۰	۰/۰۹۸	۰/۰۹۶	۰/۰۹۵	۰/۰۹۳	۰/۰۹۲	۰/۰۹۱	۰/۰۹۰	۰/۰۸۹
	۰/۰۸۳	۰/۰۸۷	۰/۰۹۰	۰/۰۹۳	۰/۰۹۵	۰/۰۹۷	۰/۰۹۸	۰/۱۰۰	۰/۱۰۱	۰/۱۰۲	۰/۱۰۳
۱/۰	۰/۱۴۲	۰/۱۴۰	۰/۱۳۸	۰/۱۳۶	۰/۱۳۴	۰/۱۳۲	۰/۱۳۰	۰/۱۲۹	۰/۱۲۷	۰/۱۲۶	۰/۱۲۵
	۰/۰۸۳	۰/۰۸۸	۰/۰۹۱	۰/۰۹۵	۰/۰۹۸	۰/۱۰۰	۰/۱۰۲	۰/۱۰۴	۰/۱۰۶	۰/۱۰۸	۰/۱۰۹
۱/۵	۰/۲۲۴	۰/۲۲۴	۰/۲۲۴	۰/۲۲۳	۰/۲۲۲	۰/۲۲۰	۰/۲۱۹	۰/۲۱۷	۰/۲۱۶	۰/۲۱۴	۰/۲۱۳
	۰/۰۷۵	۰/۰۸۰	۰/۰۸۴	۰/۰۸۹	۰/۰۹۳	۰/۰۹۶	۰/۰۹۹	۰/۱۰۲	۰/۱۰۵	۰/۱۰۸	۰/۱۱۰
۲/۰	۰/۲۸۵	۰/۲۸۸	۰/۲۹۰	۰/۲۹۲	۰/۲۹۲	۰/۲۹۲	۰/۲۹۲	۰/۲۹۲	۰/۲۹۱	۰/۲۹۰	۰/۲۸۹
	۰/۰۶۴	۰/۰۶۹	۰/۰۷۴	۰/۰۷۸	۰/۰۸۳	۰/۰۸۶	۰/۰۹۰	۰/۰۹۴	۰/۰۹۷	۰/۱۰۰	۰/۱۰۲
۳/۰	۰/۳۶۳	۰/۳۷۲	۰/۳۷۹	۰/۳۸۴	۰/۳۸۹	۰/۳۹۳	۰/۳۹۶	۰/۳۹۸	۰/۴۰۰	۰/۴۰۱	۰/۴۰۲
	۰/۰۴۸	۰/۰۵۲	۰/۰۵۶	۰/۰۶۰	۰/۰۶۴	۰/۰۶۸	۰/۰۷۱	۰/۰۷۵	۰/۰۷۸	۰/۰۸۱	۰/۰۸۴
۴/۰	۰/۴۰۸	۰/۴۲۱	۰/۴۳۱	۰/۴۴۰	۰/۴۴۸	۰/۴۵۵	۰/۴۶۰	۰/۴۶۵	۰/۴۶۹	۰/۴۷۳	۰/۴۷۶
	۰/۰۳۷	۰/۰۴۱	۰/۰۴۴	۰/۰۴۸	۰/۰۵۱	۰/۰۵۴	۰/۰۵۷	۰/۰۶۰	۰/۰۶۳	۰/۰۶۶	۰/۰۶۹
۵/۰	۰/۴۳۷	۰/۴۵۲	۰/۴۶۵	۰/۴۷۷	۰/۴۸۷	۰/۴۹۶	۰/۵۰۳	۰/۵۰۱	۰/۵۱۶	۰/۵۲۲	۰/۵۲۶
	۰/۰۳۸	۰/۰۳۴	۰/۰۳۶	۰/۰۳۹	۰/۰۴۲	۰/۰۴۵	۰/۰۴۸	۰/۰۵۰	۰/۰۵۳	۰/۰۵۵	۰/۰۵۸
۶/۰	۰/۴۵۷	۰/۴۷۴	۰/۴۸۹	۰/۵۰۲	۰/۵۱۴	۰/۵۲۴	۰/۵۳۴	۰/۵۴۲	۰/۵۵۰	۰/۵۵۷	۰/۵۶۳
	۰/۰۲۶	۰/۰۲۸	۰/۰۳۱	۰/۰۳۳	۰/۰۳۶	۰/۰۳۸	۰/۰۴۰	۰/۰۴۳	۰/۰۴۵	۰/۰۴۷	۰/۰۵۰
۷/۰	۰/۴۷۱	۰/۴۹۰	۰/۵۰۶	۰/۵۲۰	۰/۵۳۳	۰/۵۴۵	۰/۵۵۶	۰/۵۶۶	۰/۵۷۵	۰/۵۸۳	۰/۵۹۰
	۰/۰۲۲	۰/۰۲۴	۰/۰۲۷	۰/۰۲۹	۰/۰۳۱	۰/۰۳۳	۰/۰۳۵	۰/۰۳۷	۰/۰۳۹	۰/۰۴۱	۰/۰۴۳
۸/۰	۰/۴۸۲	۰/۵۰۲	۰/۵۱۹	۰/۵۳۴	۰/۵۴۹	۰/۵۶۱	۰/۵۷۳	۰/۵۸۴	۰/۵۹۴	۰/۶۰۲	۰/۶۱۱
	۰/۰۲۰	۰/۰۲۲	۰/۰۲۳	۰/۰۲۵	۰/۰۲۷	۰/۰۲۹	۰/۰۳۱	۰/۰۳۳	۰/۰۳۵	۰/۰۳۶	۰/۰۳۸
۹/۰	۰/۴۹۱	۰/۵۱۱	۰/۵۲۹	۰/۵۴۵	۰/۵۶۰	۰/۵۷۴	۰/۵۸۷	۰/۵۹۸	۰/۶۰۹	۰/۶۱۸	۰/۶۲۷
	۰/۰۱۷	۰/۰۱۹	۰/۰۲۱	۰/۰۲۳	۰/۰۲۴	۰/۰۲۶	۰/۰۲۸	۰/۰۲۹	۰/۰۳۱	۰/۰۳۳	۰/۰۳۴
۱۰/۰	۰/۴۹۸	۰/۵۱۹	۰/۵۳۷	۰/۵۵۴	۰/۵۷۰	۰/۵۸۴	۰/۵۹۷	۰/۶۱۰	۰/۶۲۱	۰/۶۳۱	۰/۶۴۱
	۰/۰۱۶	۰/۰۱۷	۰/۰۱۹	۰/۰۳۰	۰/۰۲۲	۰/۰۲۳	۰/۰۲۵	۰/۰۲۷	۰/۰۲۸	۰/۰۳۰	۰/۰۳۱
۲۰/۰	۰/۵۲۹	۰/۵۵۳	۰/۵۷۵	۰/۵۹۵	۰/۶۱۴	۰/۶۳۱	۰/۶۴۷	۰/۶۶۲	۰/۶۷۷	۰/۶۹۰	۰/۷۰۲
	۰/۰۰۸	۰/۰۰۹	۰/۰۱۰	۰/۰۱۰	۰/۰۱۱	۰/۰۱۲	۰/۰۱۳	۰/۰۱۳	۰/۰۱۴	۰/۰۱۵	۰/۰۱۶
۵۰۰/۰	۰/۵۶۰	۰/۵۸۷	۰/۶۱۲	۰/۶۳۵	۰/۶۵۶	۰/۶۷۷	۰/۶۹۶	۰/۷۱۴	۰/۷۳۱	۰/۷۴۸	۰/۷۶۳
	۰/۰۰۰	۰/۰۰۰	۰/۰۰۰	۰/۰۰۰	۰/۰۰۰	۰/۰۰۰	۰/۰۰۱	۰/۰۰۱	۰/۰۰۱	۰/۰۰۱	۰/۰۰۱

ادامهٔ جدول (۵-۲)

N	δ_1 یا δ_2	۴/۰	۵/۰	۶/۰	۷/۰	۸/۰	۹/۰	۱۰/۰	۲۵/۰	۵۰/۰	۱۰۰/۰
∞	δ_1 =	-۰/۰۰۶	-۰/۰۰۶	-۰/۰۰۶	-۰/۰۰۶	-۰/۰۰۶	-۰/۰۰۶	-۰/۰۰۶	-۰/۰۰۶	-۰/۰۰۶	-۰/۰۰۶
	δ_2 =	-۰/۰۴۳	-۰/۰۴۴	-۰/۰۴۴	-۰/۰۴۴	-۰/۰۴۴	-۰/۰۴۴	-۰/۰۴۴	-۰/۰۴۴	-۰/۰۴۴	-۰/۰۴۴
۱۲۰		۰/۰۲۹	۰/۰۲۹	۰/۰۲۹	۰/۰۲۹	۰/۰۲۹	۰/۰۲۹	۰/۰۲۹	۰/۰۲۹	۰/۰۲۹	۰/۰۲۹
		۰/۰۷۵	۰/۰۷۵	۰/۰۷۵	۰/۰۷۵	۰/۰۷۵	۰/۰۷۵	۰/۰۷۵	۰/۰۷۵	۰/۰۷۴	۰/۰۷۴
۶۰		-۰/۰۵۲	-۰/۰۵۰	-۰/۰۵۰	-۰/۰۵۰	-۰/۰۴۹	-۰/۰۴۹	-۰/۰۴۹	-۰/۰۴۹	۰/۰۴۹	۰/۰۴۹
		۰/۰۹۷	۰/۰۹۸	۰/۰۹۸	۰/۰۹۸	۰/۰۹۸	۰/۰۹۸	۰/۰۹۸	۰/۰۹۸	۰/۰۹۸	۰/۰۹۸
۴۰		۰/۰۸۳	۰/۰۸۱	۰/۰۸۰	۰/۰۸۰	۰/۰۸۰	۰/۰۷۹	۰/۰۷۹	۰/۰۷۹	۰/۰۷۹	۰/۰۷۹
		۰/۱۱۱	۰/۱۱۲	۰/۱۱۲	۰/۱۱۲	۰/۱۱۲	۰/۱۱۲	۰/۱۱۴	۰/۱۱۴	۰/۱۱۴	۰/۱۱۴
۳۰		۰/۱۱۵	۰/۱۱۳	۰/۱۱۳	۰/۱۱۳	۰/۱۱۳	۰/۱۱۱	۰/۱۱۱	۰/۱۱۰	۰/۱۱۰	۰/۱۱۰
		۰/۱۳۰	۰/۱۳۲	۰/۱۳۳	۰/۱۳۳	۰/۱۳۴	۰/۱۳۴	۰/۱۳۴	۰/۱۳۵	۰/۱۳۵	۰/۱۳۵
۲۴		۰/۱۹۷	۰/۱۹۴	۰/۱۹۳	۰/۱۹۱	۰/۱۹۰	۰/۱۹۰	۰/۱۸۹	۰/۱۸۸	۰/۱۸۸	۰/۱۸۸
		۰/۱۳۰	۰/۱۳۴	۰/۱۳۶	۰/۱۳۷	۰/۱۳۸	۰/۱۳۸	۰/۱۳۹	۰/۱۴۰	۰/۱۴۰	۰/۱۴۰
۲۰		-۰/۲۷۱	-۰/۲۶۷	-۰/۲۶۴	-۰/۲۶۲	-۰/۲۶۱	-۰/۲۶۰	-۰/۲۵۹	۰/۲۵۷	۰/۲۵۶	۰/۲۵۶
		۰/۱۳۱	۰/۱۳۶	۰/۱۳۹	۰/۱۴۱	۰/۱۴۲	۰/۱۴۴	۰/۱۴۵	۰/۱۴۷	۰/۱۴۷	۰/۱۴۸
۱۷		-۰/۲۸۲	-۰/۲۷۹	-۰/۲۷۶	-۰/۲۷۴	-۰/۲۷۲	-۰/۲۷۱	-۰/۲۷۰	-۰/۲۶۹	-۰/۲۶۸	-۰/۲۶۷
		۰/۱۲۷	۰/۱۲۸	۰/۱۳۱	۰/۱۳۲	۰/۱۳۴	۰/۱۳۵	۰/۱۳۷	۰/۱۵۲	۰/۱۵۳	۰/۱۵۴
۱۵		-۰/۲۹۳	-۰/۲۹۰	-۰/۲۸۷	-۰/۲۸۵	-۰/۲۸۳	-۰/۲۸۲	-۰/۲۸۱	-۰/۲۷۹	-۰/۲۷۸	-۰/۲۷۸
		۰/۱۲۳	۰/۱۲۵	۰/۱۲۷	۰/۱۲۸	۰/۱۲۹	۰/۱۳۱	۰/۱۳۲	۰/۱۴۵	۰/۱۴۵	۰/۱۴۵
۱۳		-۰/۳۰۴	-۰/۳۰۱	-۰/۲۹۸	-۰/۲۹۶	-۰/۲۹۴	-۰/۲۹۳	-۰/۲۹۲	-۰/۲۹۰	-۰/۲۸۹	-۰/۲۸۹
		۰/۱۱۸	۰/۱۱۹	۰/۱۲۰	۰/۱۲۱	۰/۱۲۲	۰/۱۲۳	۰/۱۲۴	۰/۱۳۹	۰/۱۴۰	۰/۱۴۰
۱۲		-۰/۳۱۲	-۰/۳۰۹	-۰/۳۰۷	-۰/۳۰۵	-۰/۳۰۳	-۰/۳۰۲	-۰/۳۰۱	-۰/۲۹۹	-۰/۲۹۸	-۰/۲۹۸
		۰/۱۱۳	۰/۱۱۴	۰/۱۱۵	۰/۱۱۶	۰/۱۱۷	۰/۱۱۸	۰/۱۱۹	۰/۱۳۴	۰/۱۳۵	۰/۱۳۵
۱۱		-۰/۳۲۱	-۰/۳۱۸	-۰/۳۱۶	-۰/۳۱۴	-۰/۳۱۲	-۰/۳۱۱	-۰/۳۱۰	-۰/۳۰۸	-۰/۳۰۷	-۰/۳۰۷
		۰/۱۰۸	۰/۱۰۹	۰/۱۱۰	۰/۱۱۱	۰/۱۱۲	۰/۱۱۳	۰/۱۱۴	۰/۱۲۹	۰/۱۳۰	۰/۱۳۰
۱۰		-۰/۳۳۲	-۰/۳۲۹	-۰/۳۲۷	-۰/۳۲۵	-۰/۳۲۳	-۰/۳۲۲	-۰/۳۲۱	-۰/۳۱۹	-۰/۳۱۸	-۰/۳۱۸
		۰/۱۰۳	۰/۱۰۴	۰/۱۰۵	۰/۱۰۶	۰/۱۰۷	۰/۱۰۸	۰/۱۰۹	۰/۱۲۴	۰/۱۲۵	۰/۱۲۵
۹		-۰/۳۴۴	-۰/۳۴۱	-۰/۳۳۹	-۰/۳۳۷	-۰/۳۳۵	-۰/۳۳۴	-۰/۳۳۳	-۰/۳۳۱	-۰/۳۳۰	-۰/۳۳۰
		۰/۰۹۸	۰/۰۹۹	۰/۱۰۰	۰/۱۰۱	۰/۱۰۲	۰/۱۰۳	۰/۱۰۴	۰/۱۱۹	۰/۱۱۹	۰/۱۱۹
۸		-۰/۳۵۹	-۰/۳۵۶	-۰/۳۵۴	-۰/۳۵۲	-۰/۳۵۰	-۰/۳۴۹	-۰/۳۴۸	-۰/۳۴۶	-۰/۳۴۵	-۰/۳۴۵
		۰/۰۹۲	۰/۰۹۳	۰/۰۹۴	۰/۰۹۵	۰/۰۹۶	۰/۰۹۷	۰/۰۹۸	۰/۱۱۳	۰/۱۱۴	۰/۱۱۴
۷		-۰/۳۷۸	-۰/۳۷۵	-۰/۳۷۳	-۰/۳۷۱	-۰/۳۶۹	-۰/۳۶۸	-۰/۳۶۷	-۰/۳۶۵	-۰/۳۶۴	-۰/۳۶۴
		۰/۰۸۴	۰/۰۸۵	۰/۰۸۶	۰/۰۸۷	۰/۰۸۸	۰/۰۸۹	۰/۰۹۰	۰/۱۰۵	۰/۱۰۶	۰/۱۰۶
۶		-۰/۴۰۰	-۰/۳۹۷	-۰/۳۹۵	-۰/۳۹۳	-۰/۳۹۱	-۰/۳۹۰	-۰/۳۸۹	-۰/۳۸۷	-۰/۳۸۶	-۰/۳۸۶
		۰/۰۷۱	۰/۰۷۲	۰/۰۷۳	۰/۰۷۴	۰/۰۷۵	۰/۰۷۶	۰/۰۷۷	۰/۰۹۲	۰/۰۹۳	۰/۰۹۳
۵		-۰/۴۳۰	-۰/۴۲۷	-۰/۴۲۵	-۰/۴۲۳	-۰/۴۲۱	-۰/۴۲۰	-۰/۴۱۹	-۰/۴۱۷	-۰/۴۱۶	-۰/۴۱۶
		۰/۰۶۴	۰/۰۶۵	۰/۰۶۶	۰/۰۶۷	۰/۰۶۸	۰/۰۶۹	۰/۰۷۰	۰/۰۸۴	۰/۰۸۵	۰/۰۸۵
۴		-۰/۴۶۳	-۰/۴۶۰	-۰/۴۵۸	-۰/۴۵۶	-۰/۴۵۴	-۰/۴۵۳	-۰/۴۵۲	-۰/۴۵۰	-۰/۴۴۹	-۰/۴۴۹
		۰/۰۵۴	۰/۰۵۵	۰/۰۵۶	۰/۰۵۷	۰/۰۵۸	۰/۰۵۹	۰/۰۶۰	۰/۰۷۴	۰/۰۷۵	۰/۰۷۵
۳		-۰/۵۰۰	-۰/۴۹۷	-۰/۴۹۵	-۰/۴۹۳	-۰/۴۹۱	-۰/۴۹۰	-۰/۴۸۹	-۰/۴۸۷	-۰/۴۸۶	-۰/۴۸۶
		۰/۰۴۳	۰/۰۴۴	۰/۰۴۵	۰/۰۴۶	۰/۰۴۷	۰/۰۴۸	۰/۰۴۹	۰/۰۶۳	۰/۰۶۴	۰/۰۶۴
۲		-۰/۵۵۳	-۰/۵۵۰	-۰/۵۴۸	-۰/۵۴۶	-۰/۵۴۴	-۰/۵۴۳	-۰/۵۴۲	-۰/۵۴۰	-۰/۵۳۹	-۰/۵۳۹
		۰/۰۳۲	۰/۰۳۳	۰/۰۳۴	۰/۰۳۵	۰/۰۳۶	۰/۰۳۷	۰/۰۳۸	۰/۰۵۲	۰/۰۵۳	۰/۰۵۳
۱		-۰/۶۱۸	-۰/۶۱۵	-۰/۶۱۳	-۰/۶۱۱	-۰/۶۰۹	-۰/۶۰۸	-۰/۶۰۷	-۰/۶۰۵	-۰/۶۰۴	-۰/۶۰۴
		۰/۰۱۶	۰/۰۱۷	۰/۰۱۸	۰/۰۱۹	۰/۰۲۰	۰/۰۲۱	۰/۰۲۲	۰/۰۳۶	۰/۰۳۷	۰/۰۳۷
۰		-۰/۷۱۸	-۰/۷۱۵	-۰/۷۱۳	-۰/۷۱۱	-۰/۷۰۹	-۰/۷۰۸	-۰/۷۰۷	-۰/۷۰۵	-۰/۷۰۴	-۰/۷۰۴
		۰/۰۰۰	۰/۰۰۰	۰/۰۰۰	۰/۰۰۰	۰/۰۰۰	۰/۰۰۰	۰/۰۰۰	۰/۰۱۵	۰/۰۱۶	۰/۰۱۶

δ_1 یا δ_2 | ۸/۰=۲/۵ | ۴/۰ | ۵/۰ | ۶/۰ | ۷/۰ | ۸/۰ | ۹/۰ | ۱۰/۰ | ۲۵/۰ | ۵۰/۰ | ۱۰۰/۰ | N



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

نشست های مجاز در زیر پی

نشست مجاز در زیر پی

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

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