* روابط وزنی و حجمی در خاک

تخلخل $n = \frac{V_v}{V} < 1$

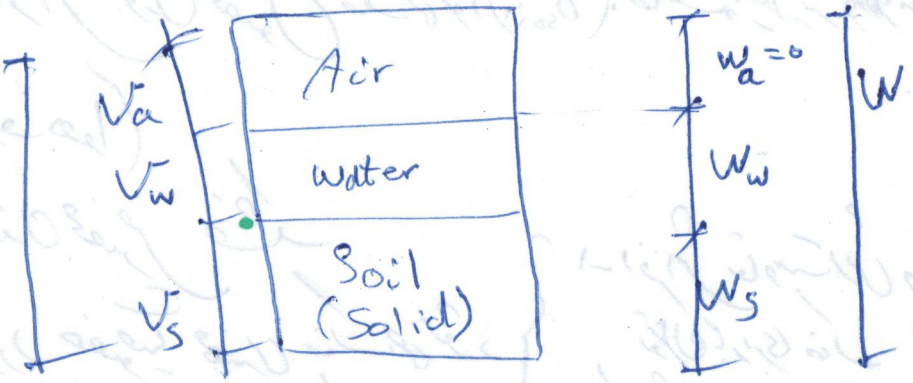
نسبت تخلل $e = \frac{V_v}{V_s}$

درجه اشباع $S_r = \frac{V_w}{V_v}$

درصد رطوبت $w = \frac{W_w}{W_s}$

چگالی دانه‌های جامد $G_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_w}$

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



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

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

$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s}$

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

$S_r \times e = w \times G_s \xrightarrow{\text{if } S_r = 1} e = w \times G_s$

$\hookrightarrow S_r = \frac{w G_s}{e}$

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

Soil Compation

تراکم خاک

تراکم: مجموعه عملیاتی که باعث افزایش وزن مخصوص خاک می‌شود (γ_{soil}) حالت و پایداری آن مقاوم‌تر می‌شود.

پدید آورنده: (از طریق حذف هوا)

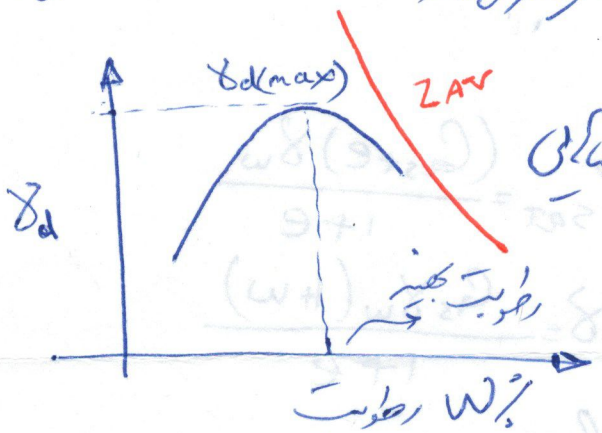
معیار تشخیص تراکم ← وزن مخصوص خشک

کوبیدن خاک: باعث بهبود خصوصیات مهندسی خاک می‌شود

۱- افزایش مقاومت برشی و در نتیجه توان باربری خاک
۲- کاهش نشست پذیری
۳- کاهش نفوذ پذیری

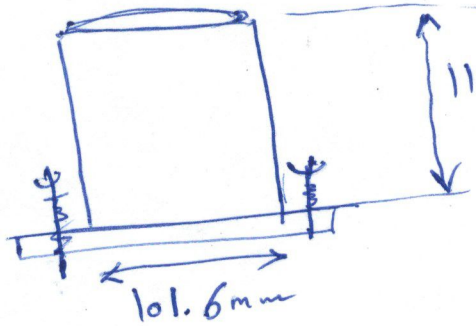
افزایش رطوبت تا حدی به دلیل اینکه بصورت مفاصل نرم‌کننده ذرات عمل می‌کند و ذرات را روی هم می‌لغزند و تنگ‌تر می‌شوند باعث افزایش γ_d می‌شود.

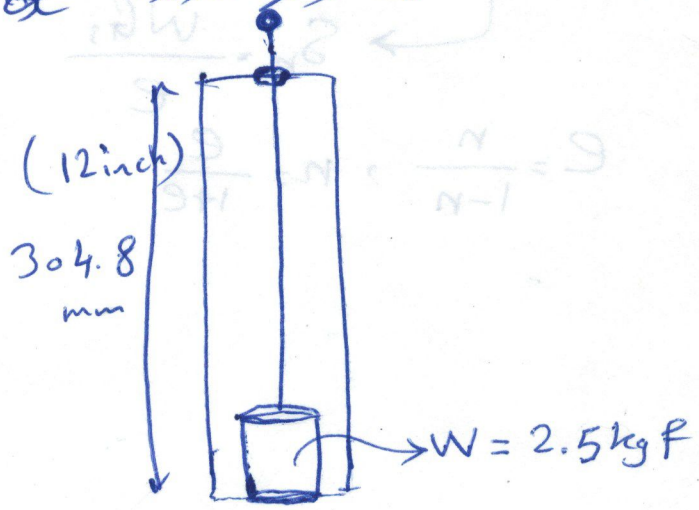
بعد از آن با بالا رفتن عمل می‌کند به این دلیل که آب فضاهایی را پر می‌کند که در غیر اینصورت با ذرات جامد پر می‌شود.



* آزمون پروکتور استاندارد Standard Proctor

دنباله





۳ لایه ساری هر لایه ۲۵ ضربه

$$\gamma = \frac{W}{V_{mold}}$$

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

خشک در oven

حداقل ۵ نقطه

۲ نقطه صعودی و ۲ نقطه نزولی

۵- درصد رطوبت ۲ نقطه متوالی کنار 14 بازه (با بازی خط بر روی نقاط)

(۴)

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

تقسیم طرفین

$e = G_s \cdot w$ اشباع

Zero Air Void

اشباع

این فرمول دست یافتنی است

* آزمایش تراکم پروکتور اصلاح شده

Modified Proctor test

مشابه پروکتور استاندارد اما میزان انرژی بر واحد حجم خاک بیشتر می‌شود.

تعداد ضربه در لایه ۲۵ تا

وزن چکش $44.5\,N = 10\,kg$

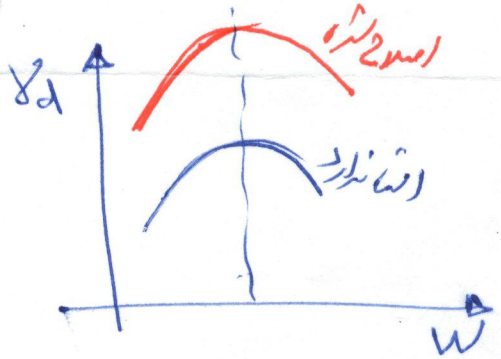
ارتفاع سقوط $18\,in$

تعداد لایه $= 5$

$$\text{انرژی مصرفی برای تراکم بر واحد حجم } E = \frac{(\text{ارتفاع سقوط}) \times (\text{وزن چکش}) \times (\text{تعداد لایه}) \times (\text{تعداد ضربه})}{\text{حجم قالب}}$$

پروکتور استاندارد $E = 591.3\ kN\text{-}m/m^3$

اصلاح شده $E = 2696\ kN\text{-}m/m^3$



در آزمون اصلاح شده $(\gamma_d \uparrow,\ w_{opt} \downarrow)$

با افزایش انرژی تراکم

۱- γ_d افزایش می‌یابد

۲- w_{opt} کاهش می‌یابد

افزایش انرژی تراکمی در خاک‌های ریزدانه تأثیر بیشتری نشان می‌دهد تا درشت دانه

عوامل موثر در تراکم:

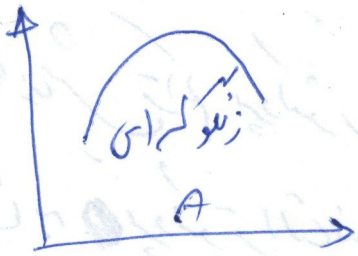
- میزان رطوبت
- نوع خاک
- انرژی مصرفی بر واحد حجم

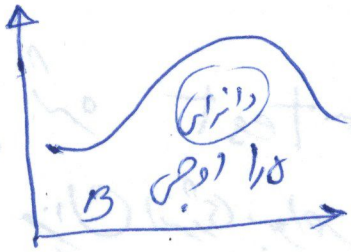
ASTM روش آزمایش:

- A, B: قالب معمولی
- C: قالب بزرگ

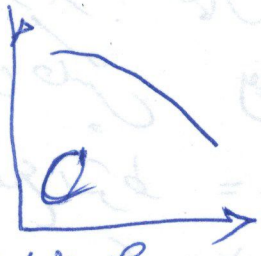
4 in ⟶ 4.76 mm : غربالهای جداکننده

6 in ⟵ 19 mm : برای خاکهای درشت‌تر





تأثیر نوع خاک



حد روانی بالای ۷۰

70 < LL < 30

نوع خاک
- شکل دانه‌های خاک (تیزگوشه یا مدور)
- مقدار مخصوص ذرات جامد (G_s)
- اندازه متوسط ذرات
- نوع کانی‌های رسی موجود در خاک

بهترین خاک برای تراکم: دانه‌بندی گسترده (بهتر از دانه‌بندی یکنواخت)

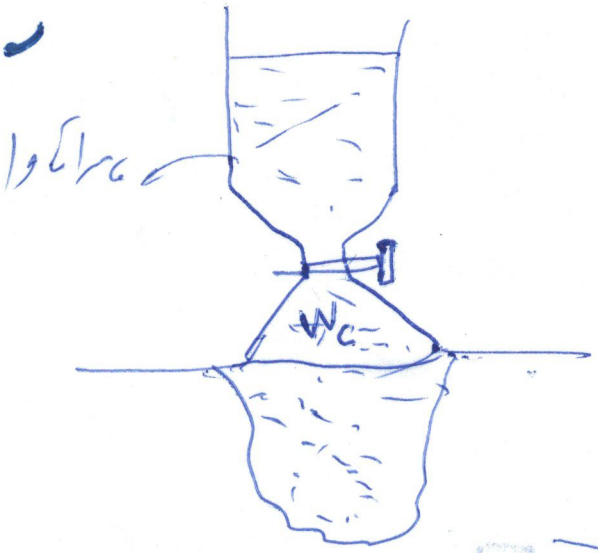
گرد گوشه بهتر از تیزگوشه

درصد تراکم: $R_c\% = \frac{(\gamma_d)_{\text{محل}}}{(\gamma_d)_{max}} \times 100$

Relative Compaction

(ماسه آبرا)

شرح آزمایش تعیین وزن مخصوص به روش مخروط ماسه



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

× روش بادکنک لاستیکی

× روش حفره‌ای

در خاک‌های درشت دانه از اصطلاح درصد تراکم استفاده نمی‌شود و به جای آن از تراکم نسبی استفاده می‌گردد

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

Relative Density

شاخص میزان تراکم خاک‌های درشت دانه است.

مبنای خاک

تراکم خاک ← استفاده از لرزش

Vibro Flotation

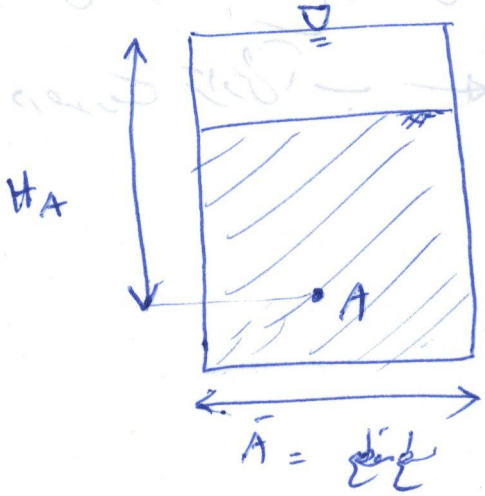
روش‌های ویژه تراکم

۱- استفاده از لرزش
۲- تراکم دینامیکی
۳- آب‌گذاری

چرخ فولادی صاف دوار
یا چند چرخی
یا
چرخ لاستیکی بادی انواع خاک
+ لرزش

تنش های درجا در خاک

۱- تنش در خاک اشباع بدون تراوش :



تنش $\sigma = H\gamma_w + (H_A - H)\gamma_{sat}$

تنش موثر: جمع مولفه‌های عمودی نیروهای ایجاد شده در نقاط تماس ذرات خاک در واحد سطح مقطع توده خاک را تنش موثر می نامند

(تنشی که توسط ذرات جامد تحمل می شود را تنش موثر می گویند)

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

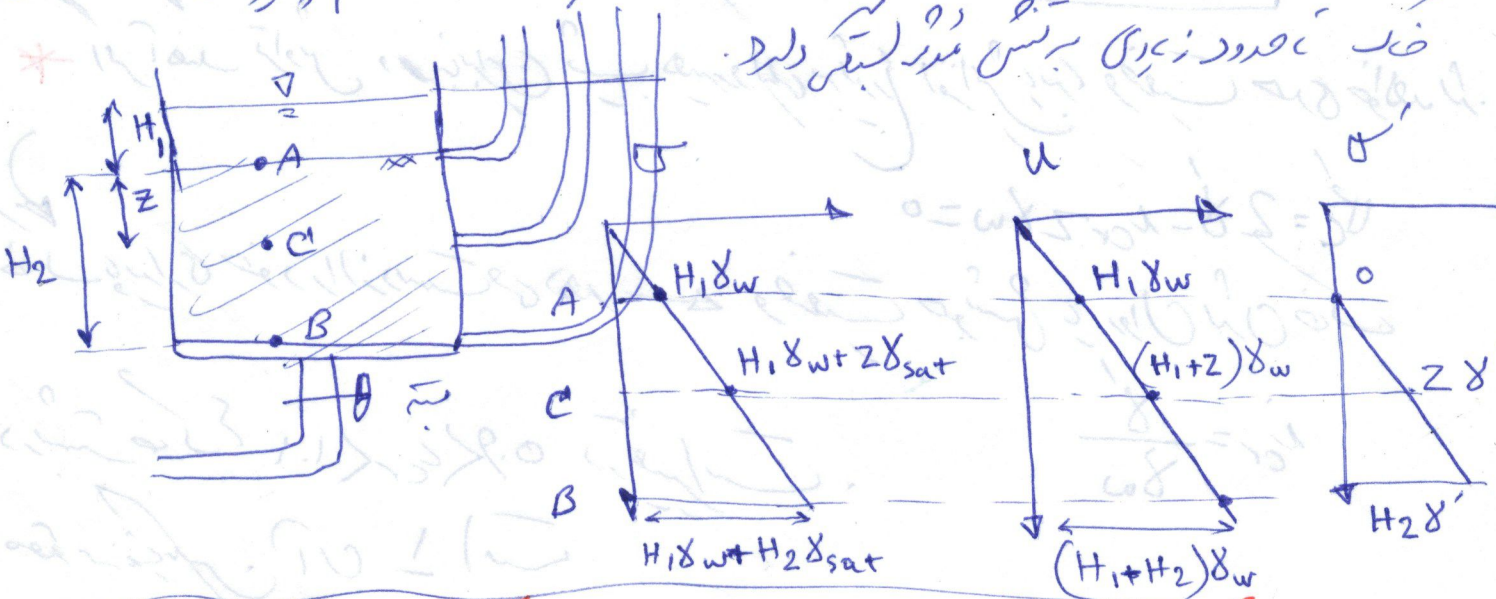
$$\sigma' = \sigma - u = [H\gamma_w + (H_A - H)\gamma_{sat}] - H_A\gamma_w = (H_A - H)(\gamma_{sat} - \gamma_w)$$

$$= (\text{ارتفاع ستون خاک}) \times \gamma'$$ ← وزن مخصوص خاک غوطه ور

~~وزن مخصوص~~ تنش موثر از عمق آب H در بالای خاک غوطه ور مستقل است.

به بیان ساده تقریباً برابرات با نیروی در واحد سطح که اسکلت خاک تحمل می کند.

اصل تنش موثر احتمالاً مهم‌ترین مفهوم در مهندسی ژئوتکنیک است. تراکم پذیری و مقاومت برشی خاک تا حدود زیادی به تنش موثر بستگی دارد.

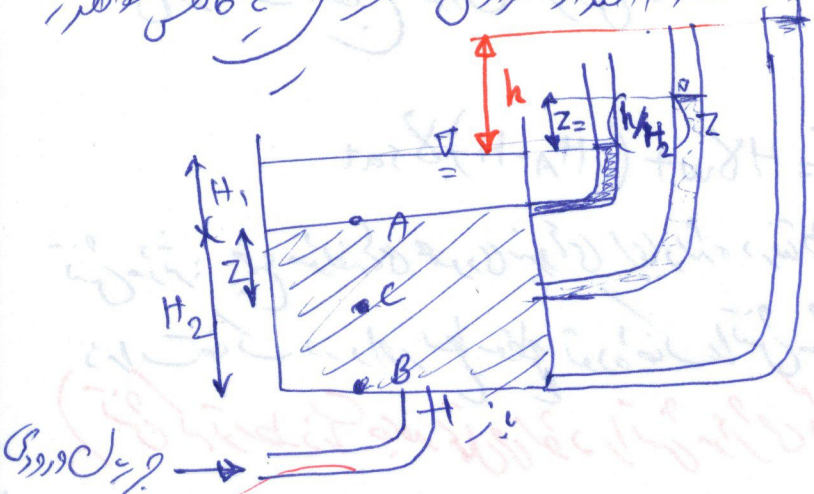


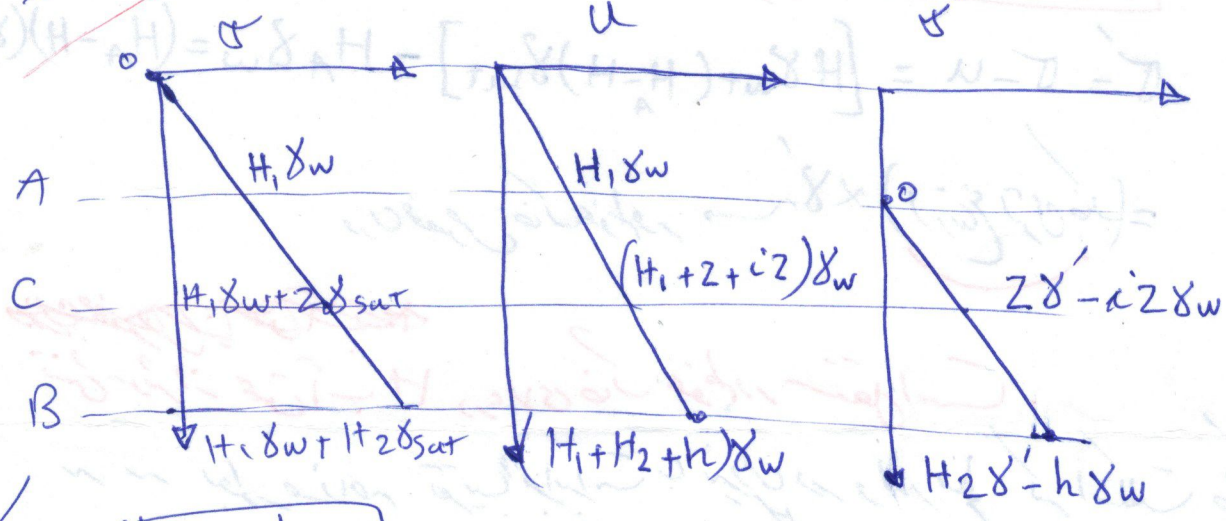
تنش در توده خاک ناشی از وزن لایه‌های بالای خود است بدون بارگذاری خارجی

Geostatic Stress

۲- تنش در خاک اشباع بدون تراوش و با γ_{sat}

در صورت تراوش آب ← مقدار تنش موثر نسبت به مقدار تراوش افزایش یا کاهش خواهد یافت





شیب هیدرولیکی $i = \dfrac{\Delta h}{L}$

* اگر آهنگ تراوش و بنابراین شیب هیدرولیکی به تدریج افزایش یابد، وضعیت حدی خواهد شد.

$\sigma'_C = Z\gamma' - i_{cr} Z\gamma_w = 0$

خاک پایداری خود را از دست می‌دهد ← وضعیت جوشش یا روان شدن خاک

$i_{cr} = \dfrac{\gamma'}{\gamma_w}$

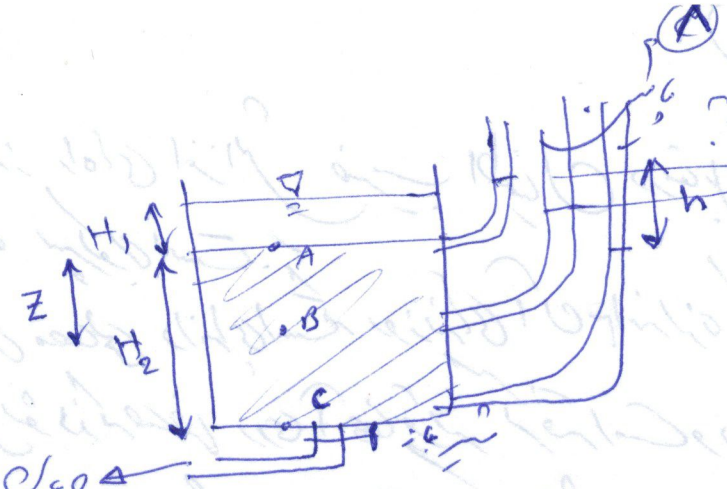
در بیشتر خاک‌ها $0.9 < i_{cr} < 1.1$ تغییرات.

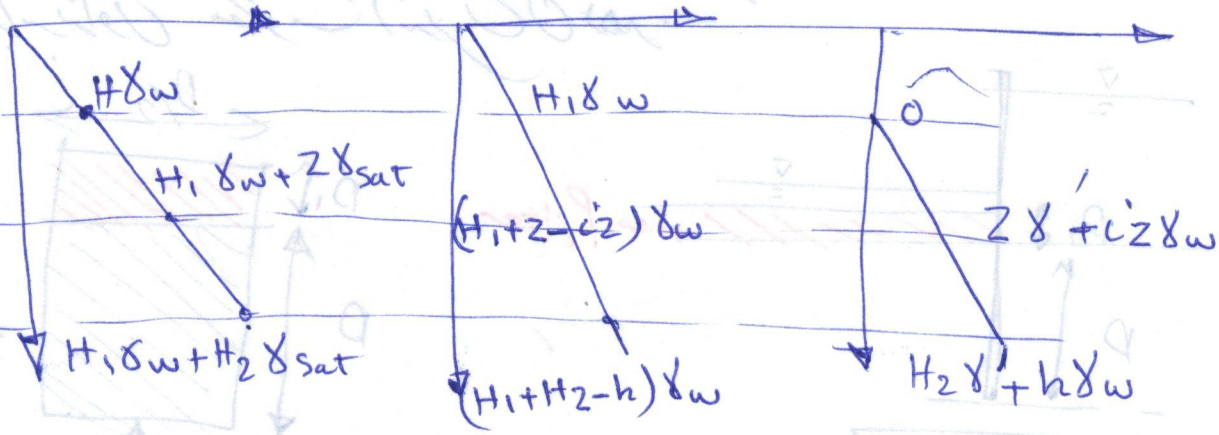
معمولاً در محاسبات $i_{cr} = 1$ است.

مثال ۹-۲ صفحه ۲۷۸ حل شود.

۴- تنش در خاک اشباع، تراوش رو به پایین

ص ۲۴۸، ۲۴۹

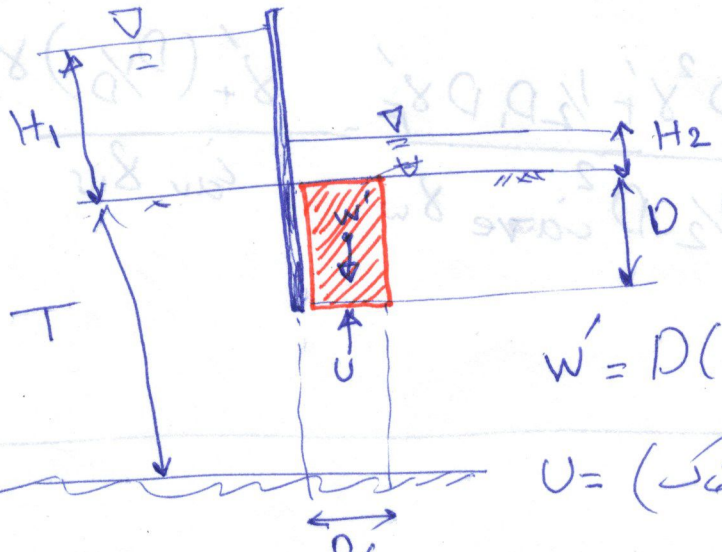




نیروی تراوش در واحد حجم خاک برابر $i\gamma_w$ می‌شود که در جهت جریان عمل می‌کند

(در خاک‌های همسانگرد)

* برآمدگی خاک براثر جریان در اطراف سپرهای فولادی



ترزاقی ۱۹۴۳

$$FS = \frac{W}{U} \quad \text{وزن غوطه‌ور خاک در منطقه برآمده} \;/\; \text{نیروی فشار}$$

$$W' = D(D/2)(\gamma_{sat} - \gamma_w) = \frac{1}{2}D^2\gamma'$$

$$U = (\text{حجم خاک}) \times (i_{ave}\gamma_w) = \frac{1}{2}D^2 i_{ave}\gamma_w$$

$$FS = \frac{\gamma'}{i_{ave}\gamma_w}$$

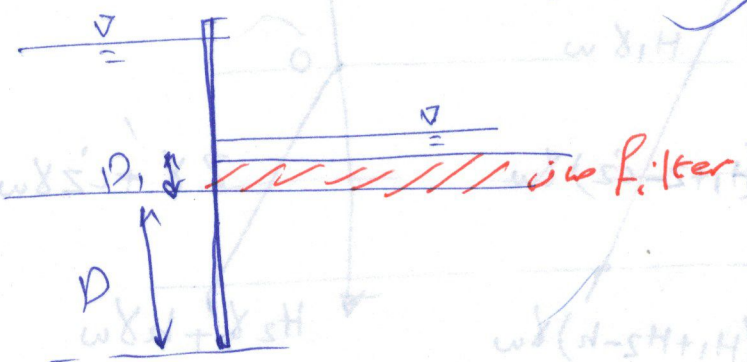
$$\frac{U}{0.5\gamma_w D(H_1 - H_2)} = C_0$$

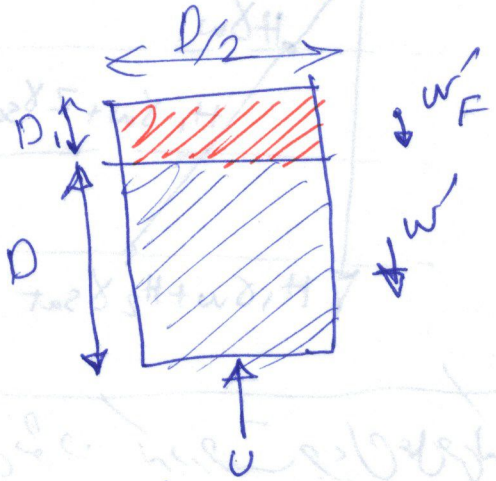
$$FS = \frac{W'}{U} = \frac{D\gamma'}{C_0 \gamma_w D(H_1 - H_2)}$$

C_0 تابعی از D/T

← ص ۲۴۳ تا

یکی از راه‌های افزایش ضریب اطمینان در مقابل برآمدگی استفاده از صافی (فیلتر) است که سازه سبکی است. صافی مصالحی دانه‌ای است که روزنه‌های آن به اندازه کافی کوچک هستند که مانع حرکت ذرات خاک شوند که صافی روی آن قرار گرفته است و در عین حال به اندازه کافی نفوذپذیر هست که در برابر تراوش مقاومت اندکی از خود نشان دهد.





$W' + W'_F$

$$W' = D(D/2)(\gamma_{Sat} - \gamma_w)\frac{1}{2} D^2 \gamma'$$

$$W'_F = D_1(D/2)\gamma'_F = \frac{1}{2} D_1 D \gamma'_F$$

$$U = \frac{1}{2} D^2 i_{ave} \gamma_w$$

$$F_S = \frac{W' + W'_F}{U} = \frac{\frac{1}{2}D^2\gamma' + \frac{1}{2}D_1 D \gamma'_F}{\frac{1}{2} D^2 i_{ave} \gamma_w} = \frac{\gamma' + (D_1/D)\gamma'_F}{i_{av}\gamma_w}$$

$$F_S = \frac{D\gamma' + D_1\gamma_F}{C_0 \gamma_w (H_1 - H_2)}$$

تنش موثر در خاک غیر اشباع

آب در فضاهای خالی بین ذرات و بصورت سه فاز: (جامد - مایع - هوای منفذی)

سرو کار داریم با خاک غیر اشباع

$$\sigma' = \sigma - u_a \times \chi (u_a - u_w)$$

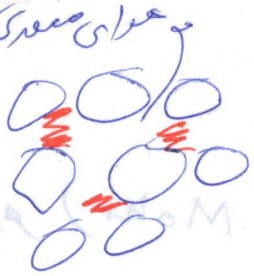
(۱۹۳۰)

فشار هوای منفذی

χ معرف کسری از سطح مقطع واحد خاک است که آب آن را اشغال کرده است.

خاک خشک $\chi = 0$

اشباع $\chi = 1$

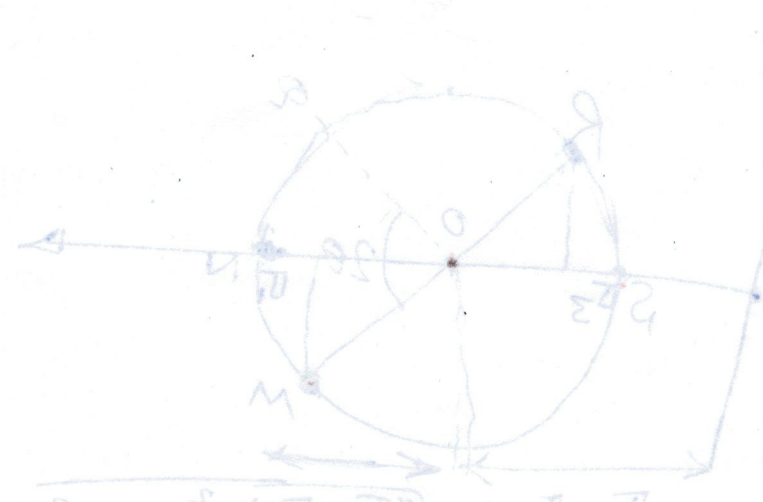


روانگرایی Liquefaction

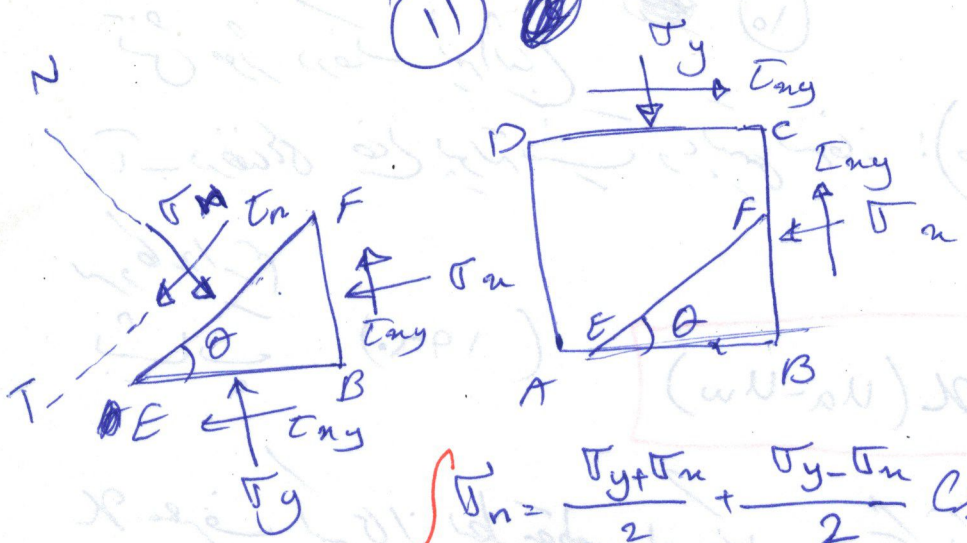
شرایطی که تنش موثر به سمت صفر میل می‌کند.

هنگام زلزله ← چون سرعت بارگذاری به قدری زیاد است تنش‌های برشی ناشی از زلزله به ذرات خاک وارد می‌شود بلکه باعث بالا رفتن فشار آب منفذی می‌شود

$u \uparrow \longrightarrow \sigma' \rightarrow 0$



تنش‌های قائم و برشی در صفحه



$$\begin{cases} \sigma_n = \dfrac{\sigma_y+\sigma_n}{2} + \dfrac{\sigma_y-\sigma_n}{2}\cos 2\theta + \tau_{xy}\sin 2\theta \\ \tau_n = \dfrac{\sigma_y-\sigma_n}{2}\sin 2\theta - \tau_{xy}\cos 2\theta \end{cases}$$

تنش اصلی ماکسیمم $\sigma_n = \sigma_1 = \dfrac{\sigma_y+\sigma_x}{2} + \sqrt{\left[\dfrac{(\sigma_y-\sigma_n)}{2}\right]^2 + \tau_{xy}^2}$

رسم دایره موهر (Mohr)

قرارداد علامت:

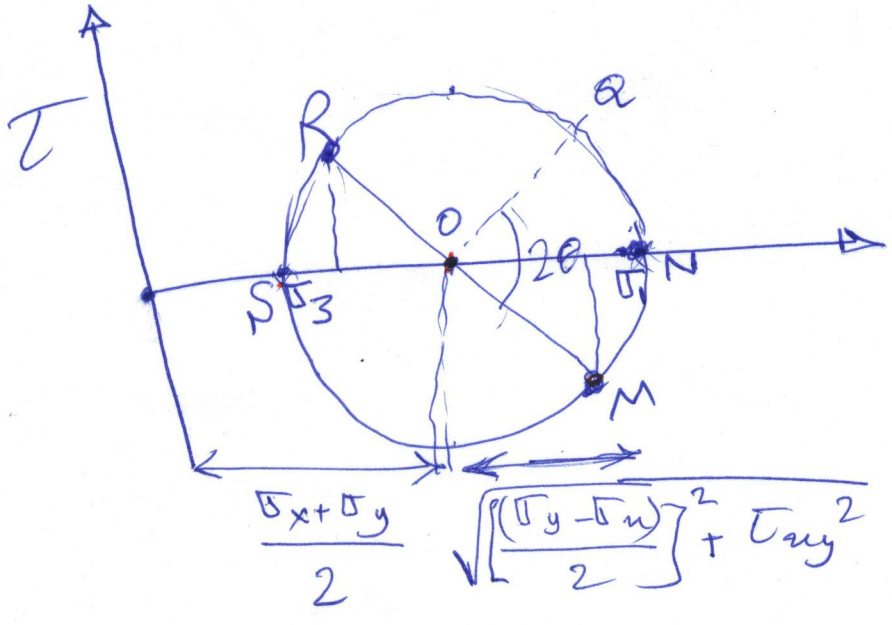
تنش‌های قائم فشاری را مثبت می‌گیریم

تنش‌های برشی را اگر در دو وجه مقابل جزء عمل کند به طوری که گرایش به ایجاد چرخش پادساعت‌گرد داشته باشد مثبت فرض می‌کنیم.

تنش اصلی مینیمم $\sigma_n = \sigma_3 = N$ ~~~~~

مسیر

شعاع دایره موهر: $\sqrt{\left[\dfrac{(\sigma_y-\sigma_n)}{2}\right]^2 + \tau_{xy}^2}$



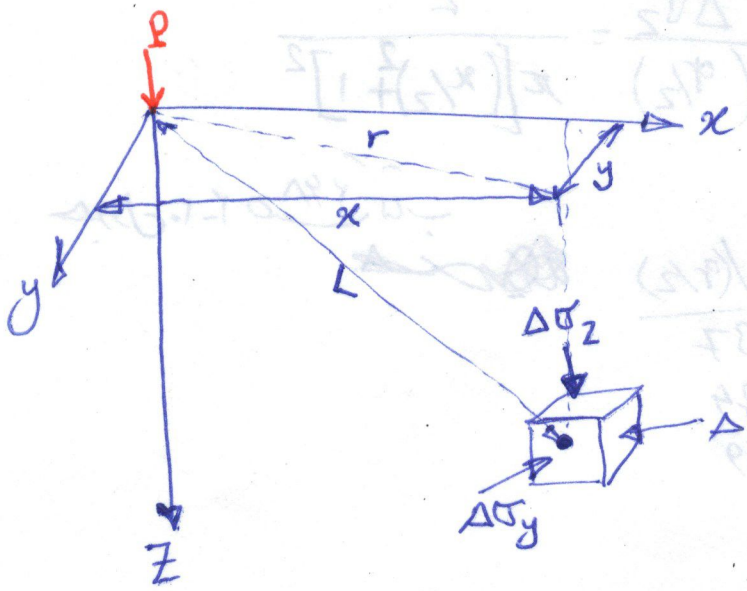
شکل ۱۰-۱ صفحه ۲۶۵

تنش‌های ناشی از بار متمرکز:

خاک در کنش‌های پایین ارتجاعی است

بوزینسک ۱۸۸۳

تنش ایجاد شده در هر نقطه از محیط همگن و کشسان و همسانگرد، ناشی از وارد شدن بار متمرکز بر نقطه‌ای بر سطح نیم فضای نامتناهی را حل کرد.



$$\Delta\sigma_z = \frac{3P}{2\pi}\frac{z^3}{L^5} = \frac{3P}{2\pi}\frac{z^3}{(r^2+z^2)^{5/2}}$$

افزایش تنش عمودی

$$r = \sqrt{x^2+y^2}$$

$$L = \sqrt{x^2+y^2+z^2} = \sqrt{r^2+z^2}$$

$$\Delta\sigma_z = \frac{P}{z^2}\left\{\frac{3}{2\pi}\frac{1}{[(r/z)^2+1]^{5/2}}\right\} = \frac{P}{z^2} I_1$$

(I_1 بازنویسی رابطه)

افزایش تنش ناشی از بار متمرکز = تنش عمودی ژئوستاتیکی + $\Delta\sigma_z$

$$\sigma_z = \gamma z + \Delta\sigma_z$$

مثال:

$P = 5\ kN$

مطلوب محاسبه افزایش تنش عمودی در عمق‌های $z = 0, 4, 10\ m$ در نقطه‌ای با مختصات $x = 3\ m$, $y = 4\ m$

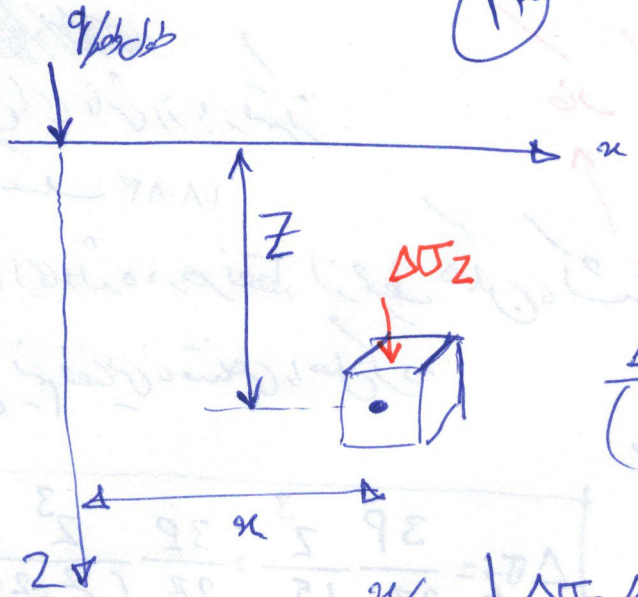
$$r = \sqrt{x^2+y^2} = \sqrt{3^2+4^2} = 5\ m$$

r(m)	z(m)	$\frac{r}{z}$	I_1	$\Delta\sigma_z = (\frac{P}{z^2}) I_1\ (kN/m^2)$
5	0	∞	0	0
	4	1.25	0.0464	0.0145
	10	0.5	0.2733	0.0137

$$y - y_1 = \frac{y_2 - y_1}{x_2 - x_1}(x - x_1) \qquad 1.25 - 1.2 = \frac{1.4 - 1.2}{0.0317 - 0.0513}$$

$$\longrightarrow x = 0.0464 \qquad (0.0513)$$

تنش عمودی ناشی از بار خطی عمودی:



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

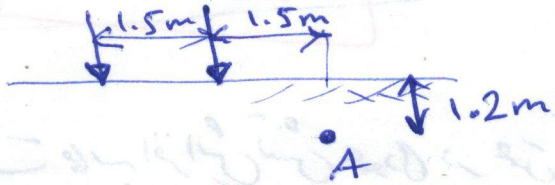
$$\frac{\Delta\sigma_z}{(q/z)} = \frac{2}{\pi\left[\left(\frac{x}{z}\right)^2+1\right]^2}$$

جدول ۱۰-۲ کتاب

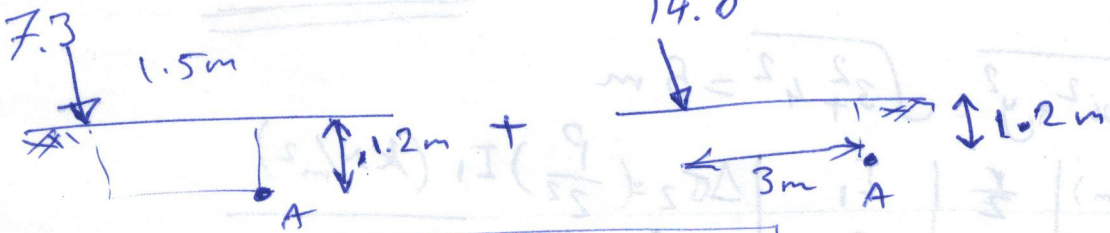
x/z	$\Delta\sigma_z/(q/z)$
0	0.637
0.1	0.624
0.2	0.589
⋮	⋮
1	0.159
1.1	0.130
⋮	⋮

مثال:

$q_2 = 14.6\ kN/m$ $q_1 = 7.3\ kN/m$



* میزان افزایش تنش در نقطه A ؟



$$\Delta\sigma_z = \Delta\sigma_{z(1)} + \Delta\sigma_{z(2)}$$

$$\Delta\sigma_{z(1)} = \frac{2\times 7.3\times 1.2^3}{\pi\left(1.5^2+1.2^2\right)^2} = 0.59\ kN/m^2$$

$$\Delta\sigma_{z(2)} = \frac{2\times 14.6\times 1.2^3}{\pi\left(3^2+1.2^2\right)^2} = 0.147\ kN/m^2$$

$$\Delta\sigma_z = 0.59+0.167 = 0.737\ kN/m^2$$

مثال: اگر

$q = 200\ kN/m^2$

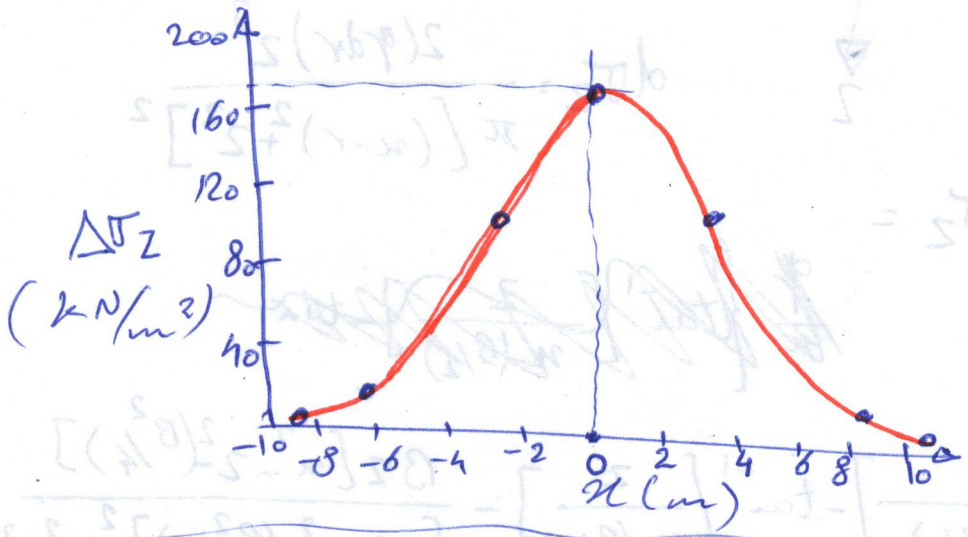
$B = 6m$

$Z = 3m$

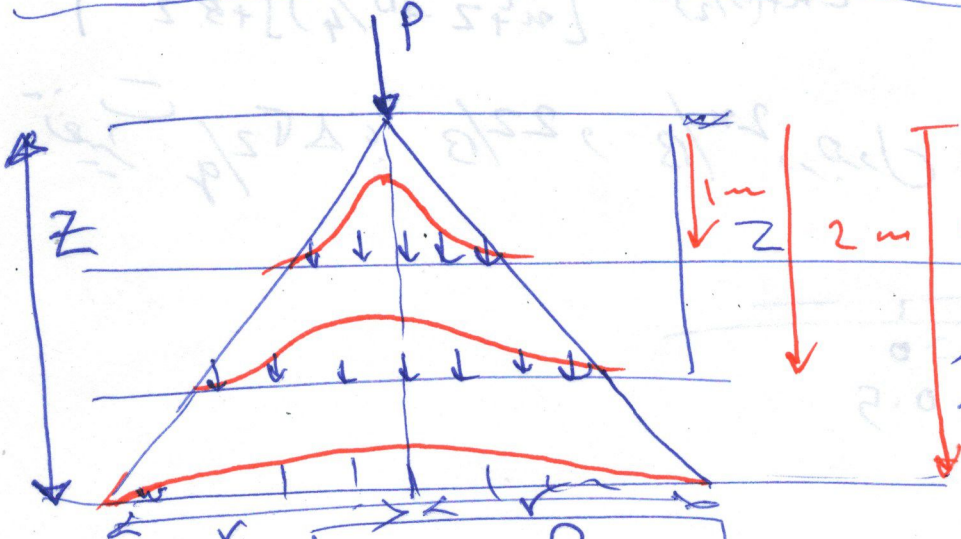
۱- مطلوب تعیین فزار افزایش تنش عمودی در $x = \pm 9, \pm 6, \pm 3, 0$

۲- نمودار $\Delta\sigma_z$ برحسب فاصله را ترسیم نمائید.

$x(m)$	$2x/B$	$2Z/B$	$\Delta\sigma_z/q$	$\Delta\sigma_z (kN/m^2)$
±9	±3	1	0.017	3.4
±6	±2	1	0.084	16.8
±3	±1	1	0.48	96
0	0	1	0.818	163.6



نحوه حل:



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

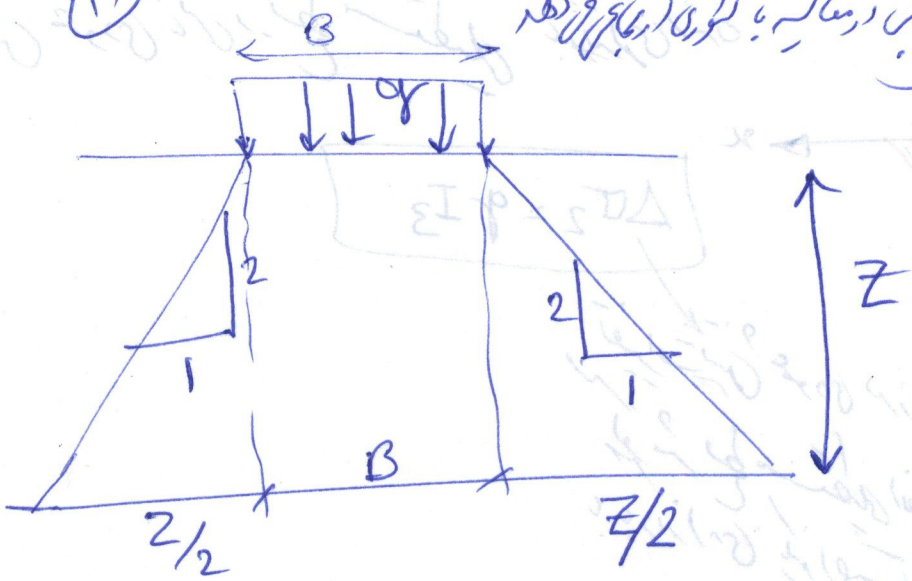
با افزایش عمق تنش‌ها در سطح بیشتری توزیع می‌شوند پس مقدار تنش‌ها کاهش می‌یابد

طبق تئوری

$$\sigma_z = \frac{P}{\pi r^2}$$

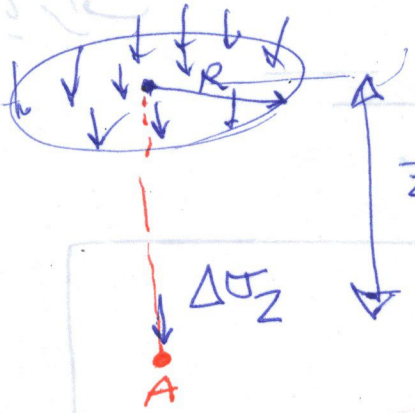
$$r = Z \operatorname{tg} 39^\circ$$

(۱۷) راه حل تقریبی که جواب های خوبی در مقایسه با تئوری ارتجاعی می دهد



$$\sigma_z = \frac{qB}{B+Z}$$

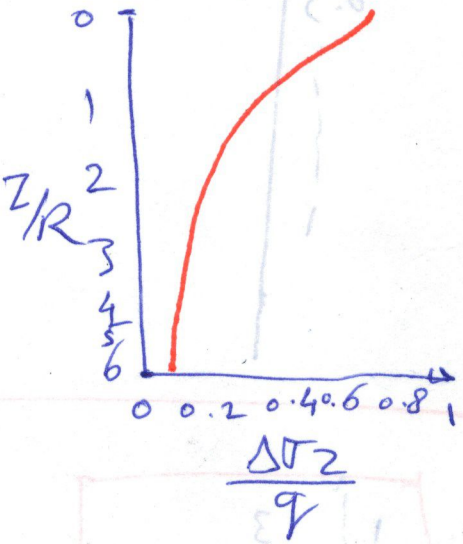
* تنش عمودی در زیر مرکز سطح دایره ای با بارگذاری یکنواخت



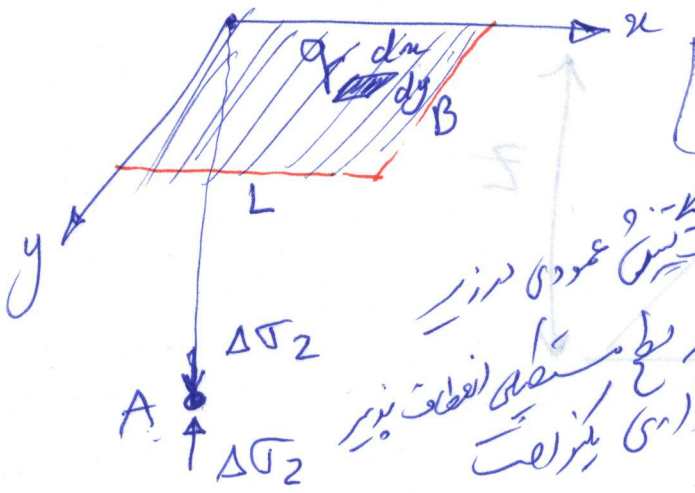
$$\Delta\sigma_z = q\left\{1 - \frac{1}{\left[(R/Z)^2+1\right]^{3/2}}\right\}$$

تغییرات $\Delta\sigma_z/q$ با Z/R در جدول ۱۰-۸ صفحه ۲۰۸

Z/R	$\Delta\sigma_z/q$
0	1
0.02	0.9999
0.5	0.9106
1	0.6465
2	0.2845



تنش عمودی ناشی از سطح مستطیل بارگذاری شده



$$\Delta\sigma_z = q\, I_3$$

تغییرات تنش عمودی در زیر گوشه سطح مستطیل انعطاف پذیر بارگذاری یکنواخت

$$I_3 = \frac{1}{4\pi}\left[\frac{2mn\sqrt{m^2+n^2+1}}{m^2+n^2+m^2n^2+1}\left(\frac{m^2+n^2+2}{m^2+n^2+1}\right)+\tan^{-1}\left(\frac{2mn\sqrt{m^2+n^2+1}}{m^2+n^2-m^2n^2+1}\right)\right]$$

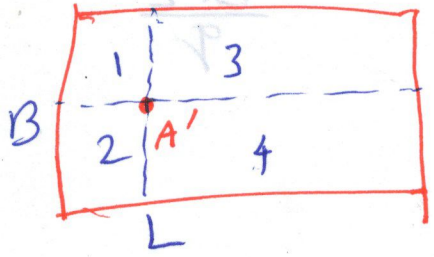
$$m = \frac{B}{Z}$$

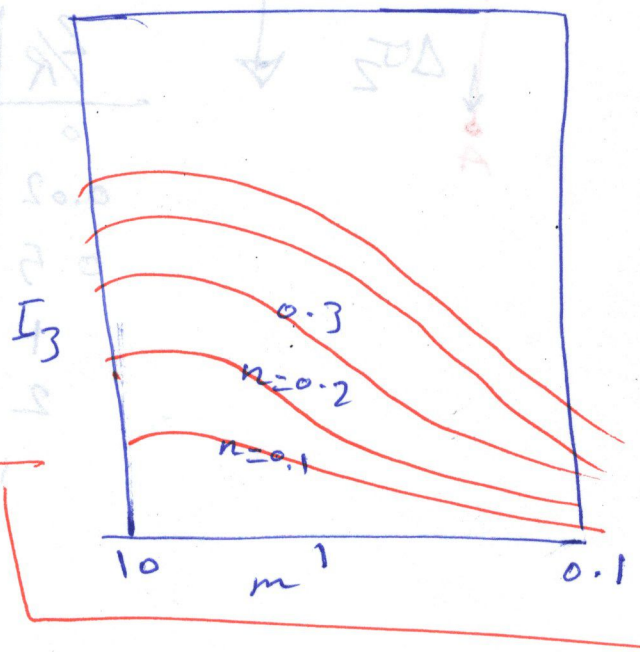
$$n = \frac{L}{Z}$$

تغییرات I_3 با m و n در جدول ۱۰ـ۸ صفحه ۲۸۷

بارگذاری

n \ m	0.1	0.2	0.3	…	1	2	…
0.1	0.0047	0.0092	0.0132		0.0279		
0.2	0.0092	0.0179					
0.3							
⋮							
1							





$$\Delta\sigma_{z(A')} = q\left[I_{3(1)} + I_{3(2)} + I_{3(3)} + I_{3(4)}\right]$$

در بستر موارد میزان افزایش تنش محوری در زیر مرکز سطح مستطیل بصورت

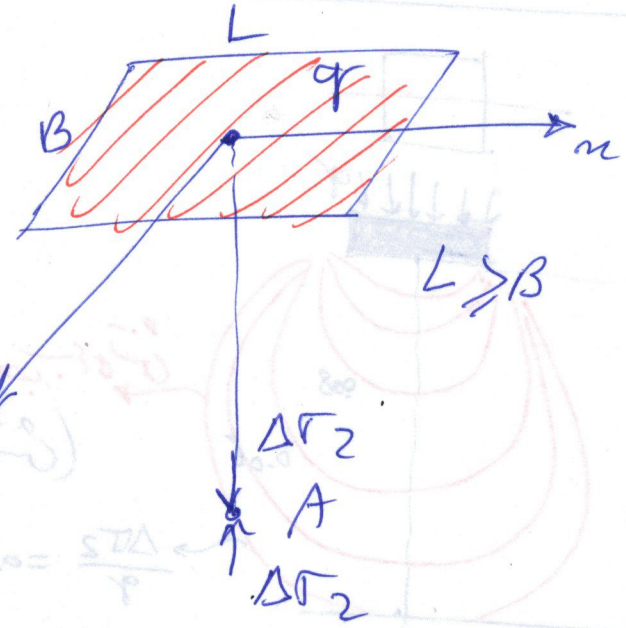
$$\Delta\sigma_z = q I_4$$

$$I_4 = \frac{2}{\pi}\left[\frac{m_1 n_1}{\sqrt{1+m_1^2+n_1^2}}\,\frac{1+m_1^2+2n_1^2}{(1+n_1^2)(m_1^2+n_1^2)} + \sin^{-1}\frac{m_1}{\sqrt{m_1^2+n_1^2}\sqrt{1+n_1^2}}\right]$$

$$m_1 = \frac{L}{B}$$

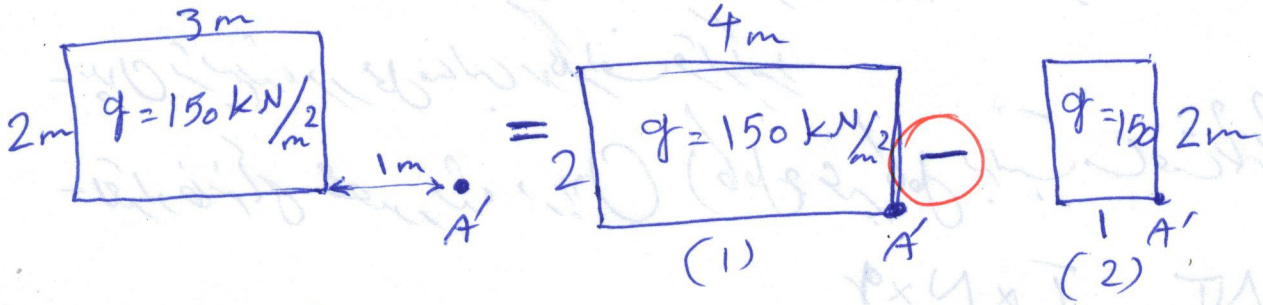
$$n_1 = \frac{z}{b}$$

$$b = \frac{B}{2}$$



تغییرات I_4 بر حسب n_1, m_1 در جدول ۹-۱۰ آمده است.

مثال: در شکل زیر بار سطح مستطیلی با بارگذاری یکنواخت $q = 150\ kN/m^2$ مطلوبست تعیین میزان افزایش تنش محوری $\Delta\sigma_z$ در زیر نقطه A' در عمق $z = 4m$



$$\Delta\sigma_{z\,(A')} = \Delta\sigma_{z(1)} - \Delta\sigma_{z(2)}$$

(1)
$$\left.\begin{aligned} m &= \frac{B}{2} = \frac{2}{4} = 0.5 \\ n &= \frac{L}{2} = \frac{4}{4} = 1 \end{aligned}\right\} \longrightarrow I_{3\,(1)} = 0.1202$$

(2)
$$\left.\begin{aligned} m &= \frac{1}{4} = 0.25 \\ n &= \frac{2}{4} = 0.5 \end{aligned}\right\} \longrightarrow I_{3\,(2)} = 0.0473$$

$\Delta\sigma_{(1)} = q I_{z_{(1)}} = 150 \times (0.1202) = 18.38 \ kN/m^2$

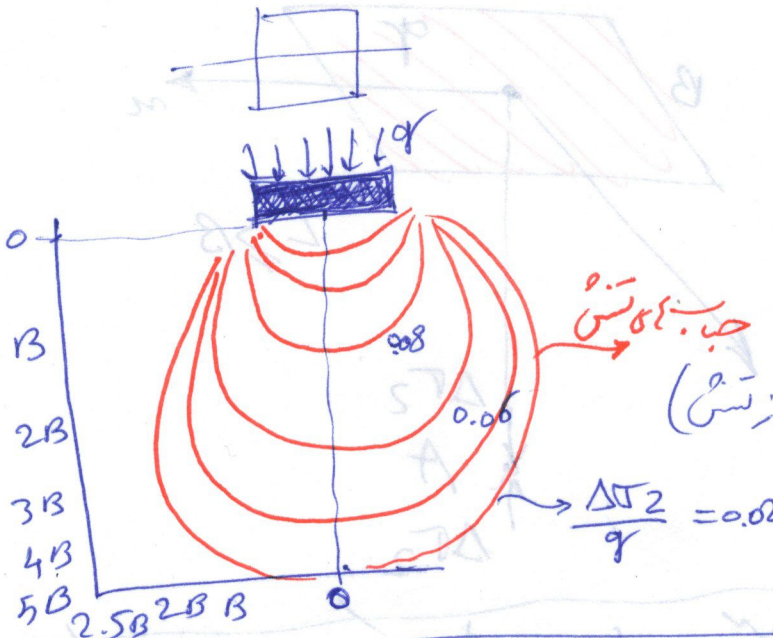
$\Delta\sigma_{(2)} = q I_{z_{(2)}} = 150 \times (0.0473) = 7.1 \ kN/m^2$

$\Delta\sigma_2 = 18.38 - 7.1 = 11.28 \ kN/m^2$

---

* خطوط هم تنش:

(Bulbs of Pressure)



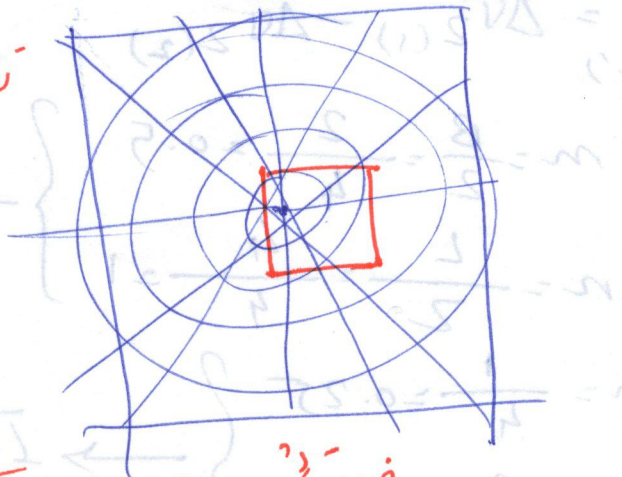
از بهم پیوستن تقاطعی که اضافه تنش یک بارگذاری با عمق مختصاتی می یابد می توان شکلی را مانند حباب ایجاد کرد

روش نیومارک برای تعیین $\Delta\sigma_2$ ناشی از بارگذاری برای هر نقطه

- پیدا کردن موقعیت افقی نقطه مورد نظر نسبت به پی با مقیاس مناسبی ترسیم شود
- پی ترسیم شده در محل مناسب روی گراف قرار گیرد.
- تعداد خانه های محصور شده در پی (کامل و غیر کامل به نسبت مساحت شمارش شود (N)

$\Delta\sigma_2 = I \times N \times q$

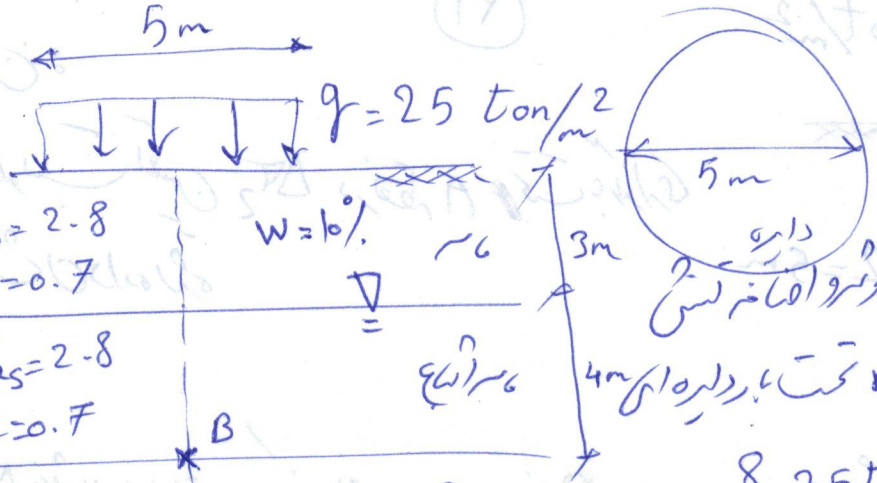
تنش در اثر تعداد خانه ها ضریب تاثیر



ضریب تاثیر $= I = 0.005$

(۲۵)

تمرین :



مطلوب است تعیین مجموع تنش موثر و اضافه تنش ناشی از بار دایره‌ای شکل زیر برای نقطه B تحت بار دایره‌ای به قطر 5m و شدت $25\ t/m^2$ ؟

حل:

$$\sigma'_B = \gamma_1 h_1 + \gamma'_2 h_2 = (17.77 \times 3) + (10.39 \times 4) = 94.86\ t/m^2$$

تنش موثر نقطه B

$$\gamma_1 = \frac{G_s \gamma_w (1+w)}{1+e} = \frac{2.8 \times 9.81 (1+0.1)}{1+0.7} = 17.77\ t/m^3$$

$$\gamma'_2 = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

$$\gamma_{sat\,(2)} = \frac{(G_s+e)\gamma_w}{1+e} = \frac{(2.8+0.7) \times 9.81}{1+0.7} = 20.20$$

$$\Rightarrow \gamma'_2 = 20.20 - 9.81 = 10.39$$

ص ۲۸۰ ب

جدول مربوط به فشار در زیر دایره‌ای

Z/R	ΔσZ/q
2.5	0.1496
3	0.1486

$Z/R = 7/2.5 = 2.8$ → درون‌یابی خطی → $\Delta\sigma_Z/q = 0.166$

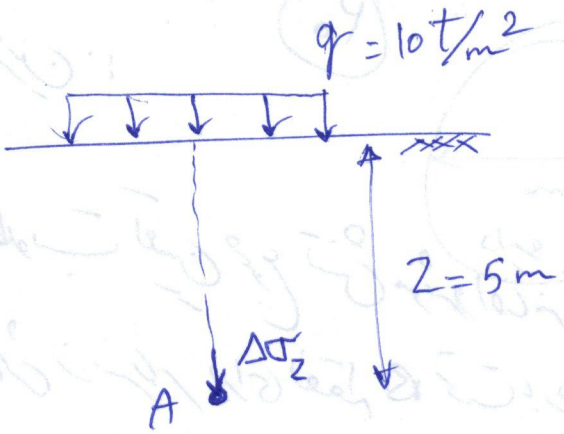
$$y - y_1 = \frac{y_2 - y_1}{x_2 - x_1}(x - x_1)$$

$$\Delta\sigma_Z = 0.166 \times 25 = 4.15\ t/m^2$$

$$\sigma' + \Delta\sigma_Z = 94.86 + 4.15 = 99.01\ t/m^2$$

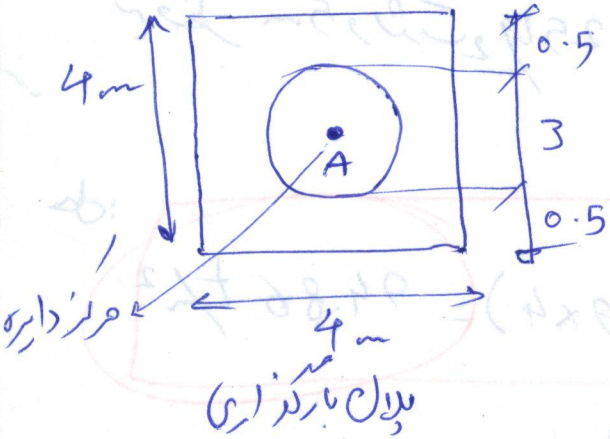
تمرین:

مطلوب تعیین $\Delta\sigma_2$ در نقطه A در عمق 5 متری



حل:

محاسبه $\Delta\sigma_2$ ناشی از بار مربعی در مرکز مربع



صفحه ۲۹

$$m_1 = \frac{L}{B} = \frac{4}{4} = 1$$

$$n_1 = \frac{Z}{b} = \frac{5}{2} = 2.5$$

} جدول صفحه ۲۹ کتاب

$$b = \frac{B}{2} = \frac{4}{2} = 2$$

n_1	$m_1 = 1$
2	0.336
3	0.179

$$I_4 = \left(\frac{0.336 - 0.179}{2}\right) + 0.179 = 0.2575$$

$$\Delta\sigma_2 = q I_4 = 10 \times 0.2575 = 2.575$$

$R = D/2 = 3/2 = 1.5$

محاسبه $\Delta\sigma_2$ ناشی از دایره در مرکز آن

$$Z/R = 5/1.5 = 3.33$$

Z/R	$\Delta\sigma_2/q$
3	0.1436
$y = 3.33$ ←	x
4	0.0869

y x

$$y - y_1 = \frac{y_2 - y_1}{x_2 - x_1}(x - x_1)$$

دو نقطه پایین

$$3.33 - 3 = \frac{4 - 3}{0.0869 - 0.1436}(x - 0.1436)$$

$$0.33 = -17.637x + 2.533 \rightarrow$$

$$\boxed{x = 0.1249} = \Delta\sigma_2/q$$

$\Delta\sigma_2$ دایره $= 0.1249 \times 10 = 1.249$

$$\Delta\sigma_2 = \Delta\sigma_{2\,\text{مربع}} - \Delta\sigma_{2\,\text{دایره}} = 2.575 - 1.249 = 1.326\ t/m^2$$

مبحث نشست

نشست یک خاک عبارت از فشردگی و تراکم خاکی که سازه بر روی آن احداث شده است.

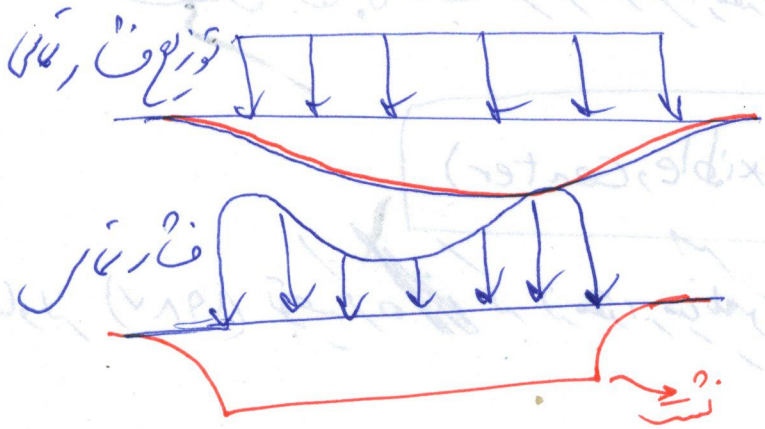
نشست:
- ۱- نشست آنی (کشسان): که در نتیجه تغییر شکل کشسان خاک خشک یا خاک مرطوب و اشباع بدون تغییر در میزان رطوبت خاک رخ می‌دهد.
- ۲- نشست تحکیمی اولیه: که نتیجه تغییر حجم خاک‌های هم‌چسب اشباع به علت خروج آب از منافذ خاک است.
- ۳- نشست ثانویه: که در خاک‌های هم‌چسب اشباع مشاهده می‌شود و نتیجه اصطکاک حبیبی بافت خاک است.

نشست کلی پی $S_T = S_e + S_c + S_s$

اندازه نشست تابعی به انعطاف‌پذیری پی و نوع مصالحی که پی روی آن ساخته شده است بستگی دارد.

خاک رس:

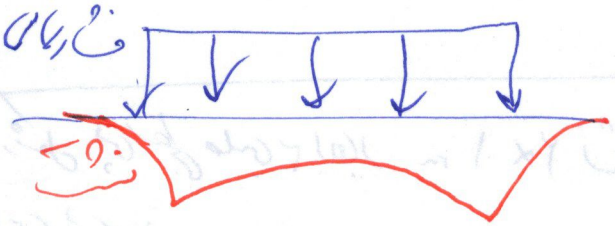
پی انعطاف‌پذیر



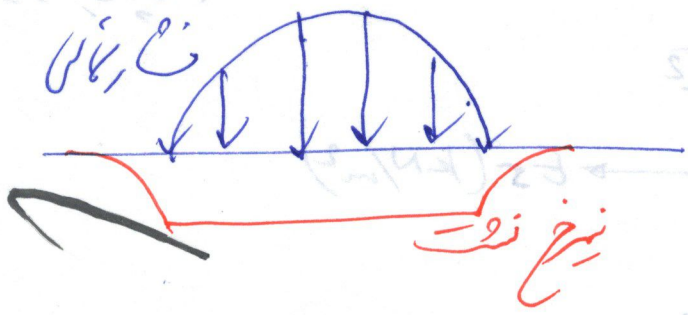
پی صلب

ماسه:

پی انعطاف‌پذیر



پی صلب



نشست کشسان برای پی صلب گسترش از مقدار فوق است و می‌توان به صورت ذیل تخمین زد:

$$S_e = \Delta\sigma B \frac{1-\mu^2}{E} \cdot I_p$$

برای پی انعطاف‌پذیر

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

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

$\Delta\sigma = q =$ فشار رسته

$B =$ عرض شالوده

$\mu =$ نسبت پواسون

$E =$ ضریب ارتجاعی خاک

I_p : ضریب تأثیر

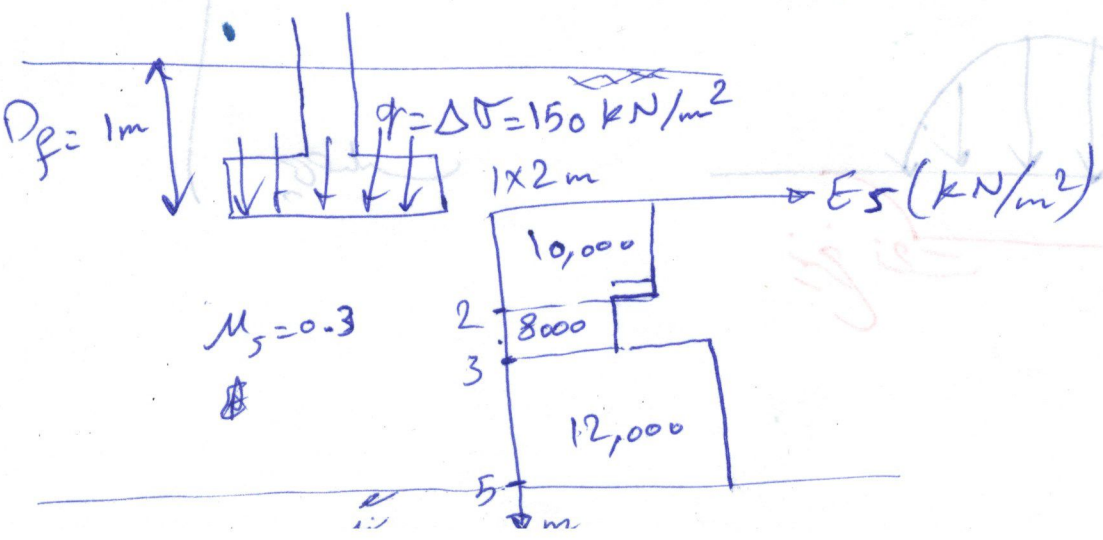
نشست کشسان برای پی صلب گسترش از مقدار فوق است و می‌توان به صورت ذیل تخمین زد:

$$S_{e(rigid)} \approx 0.93\, S_{e(flexible,center)}$$

باولز (۱۹۸۷) توصیه کرده که از مقدار میانگین E_s که در عمق B تا $2B$ تأثیر می‌شود استفاده شود.

$$E_s = \frac{\sum E_{s(i)} \Delta z}{z}$$

مثال: در شکل پی سطحی صلبی با ابعاد 1×2 m تحت بار داده شده است. مطلوب محاسبه نشست کشسان در مرکز این پی:



(۲۴)

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

$$E_s = \frac{(10{,}000 \times 2) + (8000 \times 1) + (12000 \times 2}{5} = 10{,}400 \ kN/m^2$$

$$I_p = \frac{1}{\pi}\left[0.5 \ln\left(\frac{\sqrt{0.5^2+1}+1}{\sqrt{0.5^2+1}-1}\right) + \ln\left(\frac{\sqrt{0.5^2+1}+0.5}{\sqrt{0.5^2+1}-0.5}\right)\right]_2$$

$$S_e = 150 \times 1 \times \frac{1-0.3^2}{10{,}400} \times 0.76 = 0.0172 \ m = 17.26 \ mm$$

چون دال صلب است

$$17.26 \times 0.93 = 16 \ mm$$

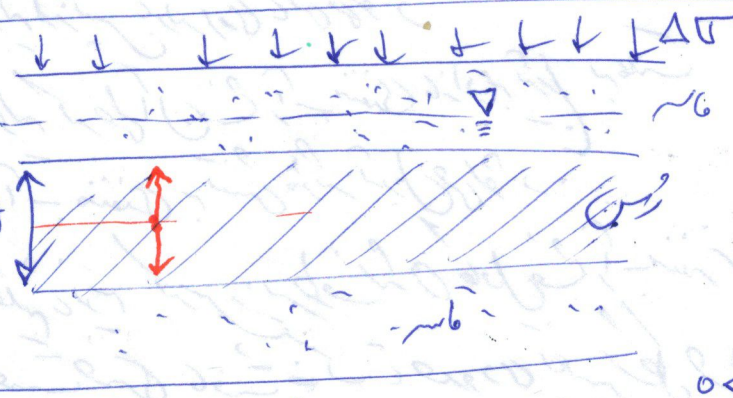
نشست تحکیمی

۲ — تیر بسته — $\Delta u = P/A$ — $P_s = 0$, $P_w = P$

۳ — تیر بسته — $\Delta u < P/A$ — $P_s > 0$, $P_w < P$

۴ — تیر بسته — $\Delta u = 0$ — $P_s = P$, $P_w = 0$

رابطه کلی: $P = P_s + P_w$



رفتار تنش موثر مانند خشک

در تغییرات آب منفذی مانند رفتار هیدرواستاتیک

$t = 0 \rightarrow \Delta\sigma' = 0 \ , \ \Delta\sigma = \Delta u$

$0 < t < \infty \rightarrow \Delta\sigma = \Delta\sigma' + \Delta u$

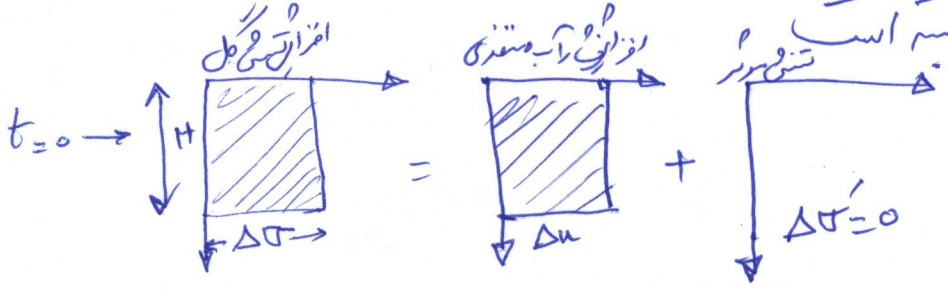
$(\Delta\sigma' > 0 \ , \ \Delta u < \Delta\sigma)$

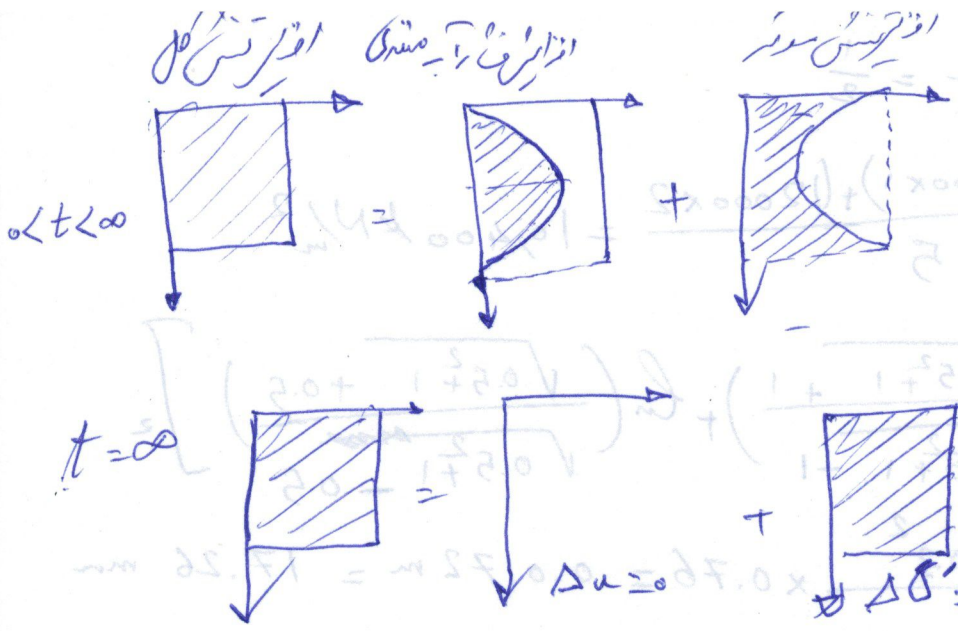
$t = \infty \rightarrow \Delta u = 0 \rightarrow \Delta\sigma = \Delta\sigma'$

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

افزایش تنش موثر — افزایش فشار آب منفذی

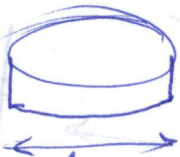
نشست در لایه رس به زمان وابسته است



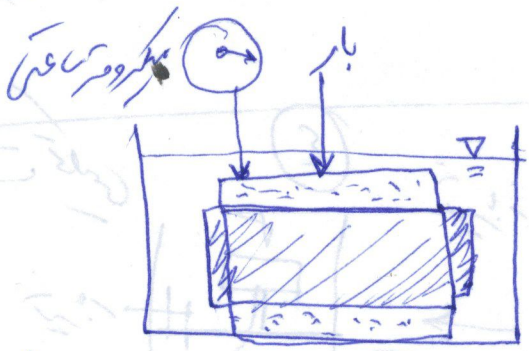


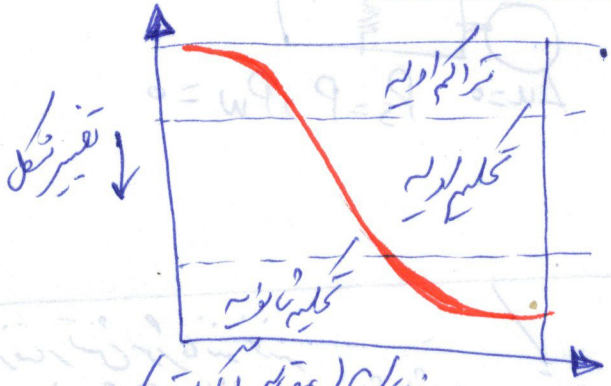
آزمون تحکیم تک بعدی

نخستین بار ترزاقی مطرح کرد



نمونه خاک رس اشباع به قطر ۶۴ mm و ارتفاع ۲۵ mm در داخل حلقه فلزی قرار می‌گیرد و سپس بین دو سنگ متخلخل قرار می‌گیرد. در این آزمون وزن نمونه خشک را تعیین می‌کنند.



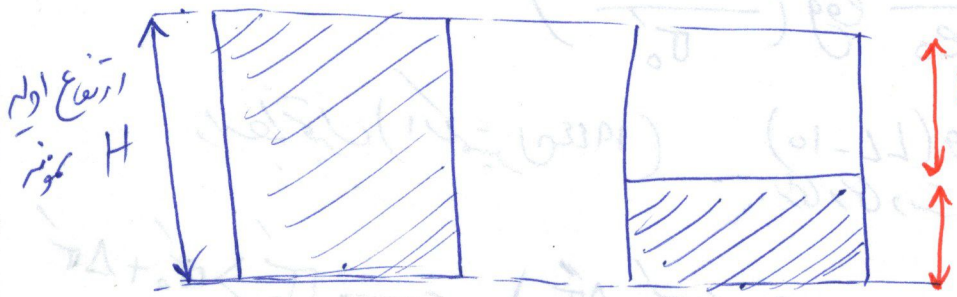


۱- تراکم اولیه از تنش بارگذاری ناشی می‌شود

۲- تحکیم اولیه که طی آن فشار آب منفذی مازاد به تدریج به صفر خواهد رسید آب منفذی به تنش موثر تبدیل می‌شود.

۳- تحکیم ثانویه که در آن فشار آب منفذی مازاد وجود ندارد و طی آن نمونه تحت تنش دوباره ضعیف خیزی بافت خاک تا حدودی تغییر شکل می‌دهد.

نمودار فشار - تحکیم



W_s = وزن ذرات خاک

M_s = جرم ذرات خاک

A = سطح مقطع نمونه

G_s = چگالی نسبی مواد جامد خاک

γ_w = وزن مخصوص آب

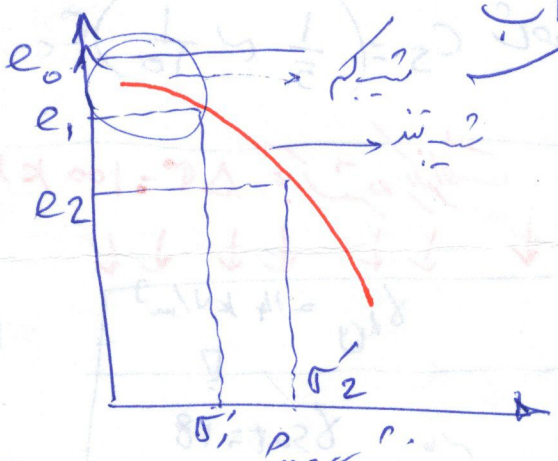
ρ_w = چگالی آب

تخلخل اولیه $e_0 = \frac{V_v}{V_s} = \frac{H_v A}{H_s A} = \frac{H_v}{H_s}$

$\Delta e_1 = \frac{\Delta H_1}{H_s}$

$e_1 = e_0 - \Delta e_1$

$e_2 = e_1 - \frac{\Delta H_2}{H_s}$

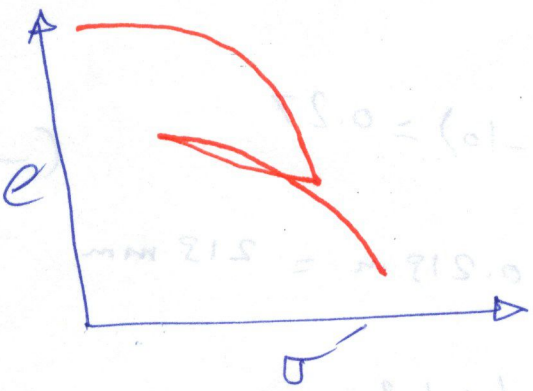


---

* روش تحکیم نیافته عادی و پیش تحکیم یافته

+ تحکیم یافته عادی: روی که فشار سربار موثر فعلی آن ماکسیمم فشاری است که خاک در گذشته در معرض آن قرار گرفته است

+ پیش تحکیم یافته: روی که فشار سربار موثر فعلی آن کمتر از فشاری است که در گذشته بر خاک وارد شده است



* فشار پیش موثر ماکسیمم فشار پیش تحکیم می نامند

نسبت پیش تحکیم $OCR = \frac{\sigma'_c}{\sigma'}$

σ'_c = فشار پیش تحکیم نمونه

Consolidation

روابط محاسبه نشست تحکیمی

عادی کلیم یا رُس $S_c = \frac{C_c H}{1+e_0} \log\left(\frac{\sigma'_0+\Delta\sigma'}{\sigma'_0}\right)$

رابطه تجربی (اسکمپتون ۱۹۴۴) $C_c = 0.009(LL-10)$ شاخص تراکم (شیب منحنی $e-\log\sigma'$) برای رس دست خورده

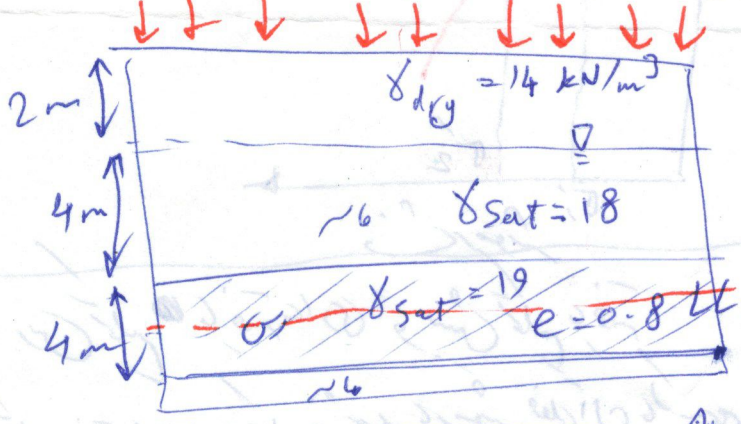
$\sigma'_c > \sigma'_0+\Delta\sigma'$ ← $S_c = \frac{C_s H}{1+e_0} \log\left(\frac{\sigma'_0+\Delta\sigma'}{\sigma'_0}\right)$

پیش تحکیم یافته

if $\sigma'_0+\Delta\sigma' > \sigma'_c$ → $S_c = \frac{C_s H}{1+e_0}\log\frac{\sigma'_c}{\sigma'_0} + \frac{C_c H}{1+e_0}\log\left(\frac{\sigma'_0+\Delta\sigma'}{\sigma'_c}\right)$

شاخص تورم $C_s = \left(\frac{1}{5} \sim \frac{1}{10}\right) C_c$

مثال / مطلوبست تعیین نشست لایه رس برای تحکیم اولیه فرضی



الف) رس پیش تحکیم یافته است

ب) فشار پیش تحکیمی $\sigma'_c = 190\ kN/m^2$

$\sigma'_c = 170\ kN/m^2$ ~ (2

حل: تنش مؤثر میانه لایه رس $\sigma'_0 = (2\times 14) + 4\times(18-9.81) + \frac{4}{2}(19-9.81) = 79.14\ kN/m^2$

(الف $C_c = 0.009(LL-10) = 0.009(40-10) = 0.27$

$S_c = \frac{0.27\times 4}{1+0.8} \times \log\left(\frac{79.14+100}{79.14}\right) = 0.213\ m = 213\ mm$

(ب

$\sigma'_0+\Delta\sigma' = 79.14+100 = 179.14\ kN/m^2$

$\sigma'_c = 190\ kN/m^2$

$\sigma'_c > \sigma'_0 + \Delta\sigma'$

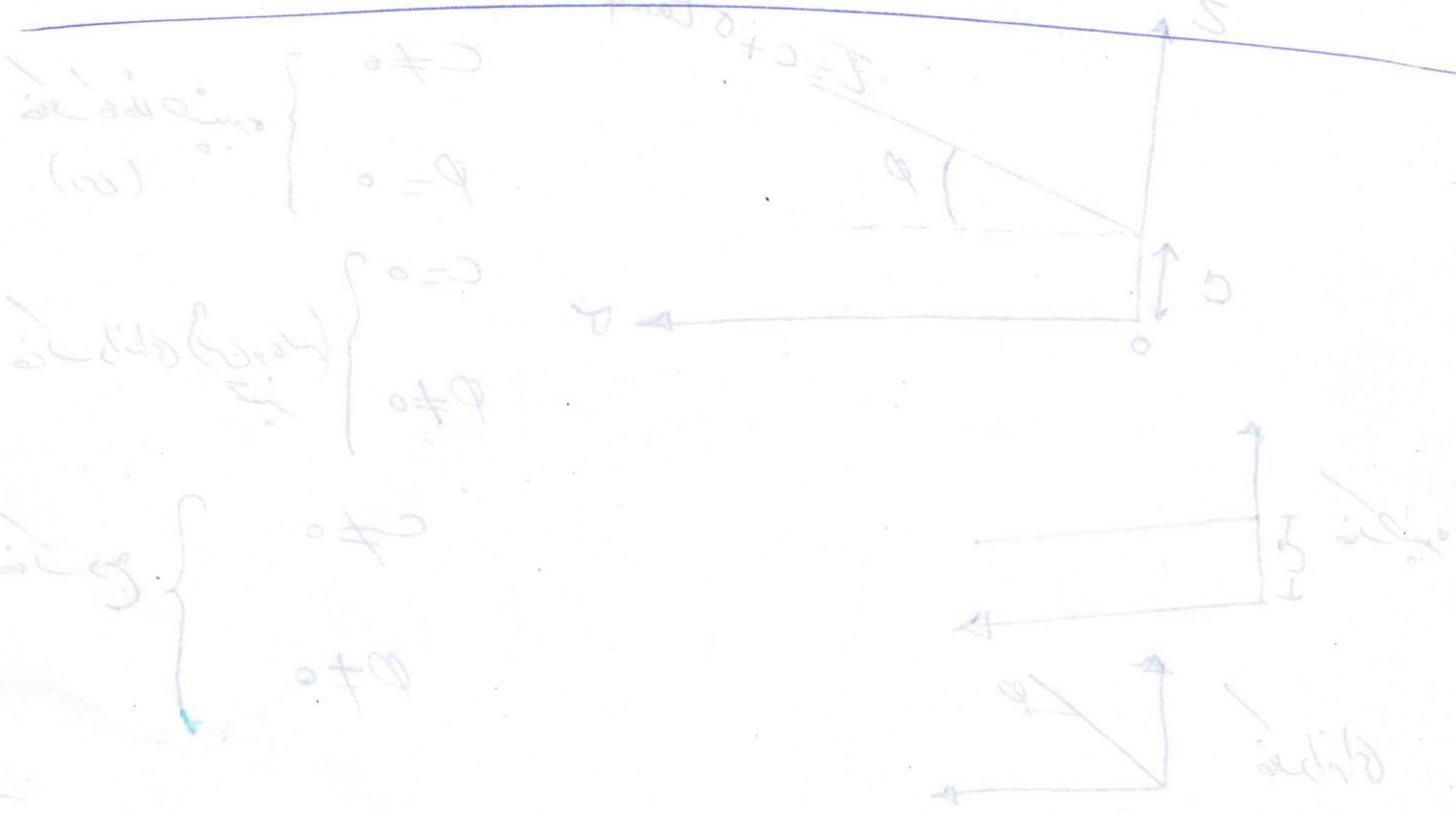
$$\longrightarrow \quad S_c = \frac{0.045 \times 4}{1+0.8} \log\left(\frac{79.14+100}{79.14}\right) = 0.036m = 36mm$$

$C_s = \frac{1}{6} \times 0.27 = 0.045$

$\sigma'_c = 170 < 179.14$ (2.

$$\Rightarrow \quad S_c = \frac{(0.045 \times 4)}{1.8} \log\left(\frac{170}{79.14}\right) + \frac{0.27 \times 4}{1.8} \log\left(\frac{179.14}{170}\right)$$

$$\approx 0.0468 = 46.8\,mm$$



مقاومت برشی خاک:

تعریف: مقاومت داخلی واحد سطح خاک در برابر نیروی برشی که در امتداد هر صفحه داخلی واقع در توده خاک

τ_f = مقاومت برشی خاک

c = چسبندگی

σ = تنش قائم در صفحه گسیختگی

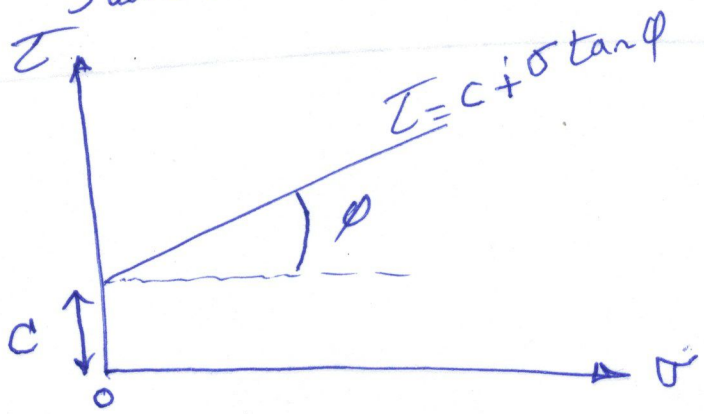
ϕ = زاویه اصطکاک داخلی

معیار چسبیری مور-کلمب

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

$$\tau = \tau_c + \tau_\phi$$

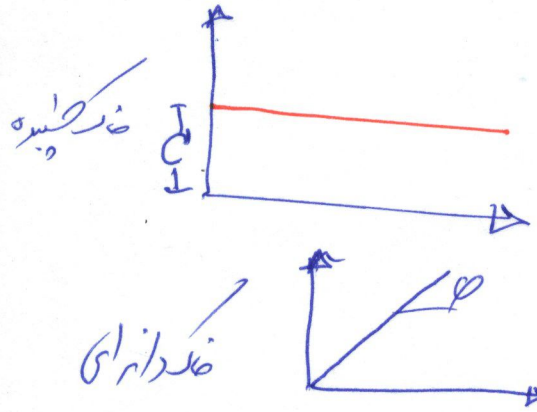
مقاومت برشی ناشی از چسبیری / مقاومت برشی ناشی از اصطکاک



خاک کاملاً چسبیده (رس): $c \neq 0$, $\phi = 0$

خاک دانه‌ای (ماسه و شن) تمیز: $c = 0$, $\phi \neq 0$

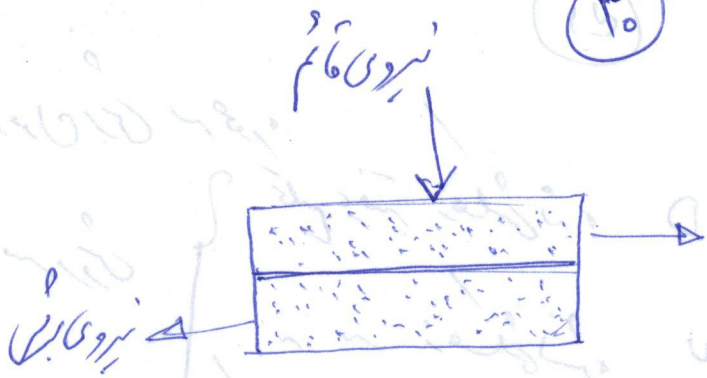
خاک دج: $c \neq 0$, $\phi \neq 0$



روش‌های متداول برای تعیین پارامترهای مقاومت برشی (c, ϕ)

- آزمون برش مستقیم
  - در سه محوره
  - در تک محوره
- آزمون حمل‌ان برش پره
  - در نقود نیجه حسی

* آزمون برش مستقیم :



قدیمی‌ترین و ساده‌ترین آزمون برشی است.

ابعاد مرسوم آزمایش: ۱۰۲×۱۰۲ mm مربع — ارتفاع 25 mm

تنش کنترل شده: نیروی برشی با نمو‌های مساوی وارد می‌شود تا نمونه گسیخته شود.

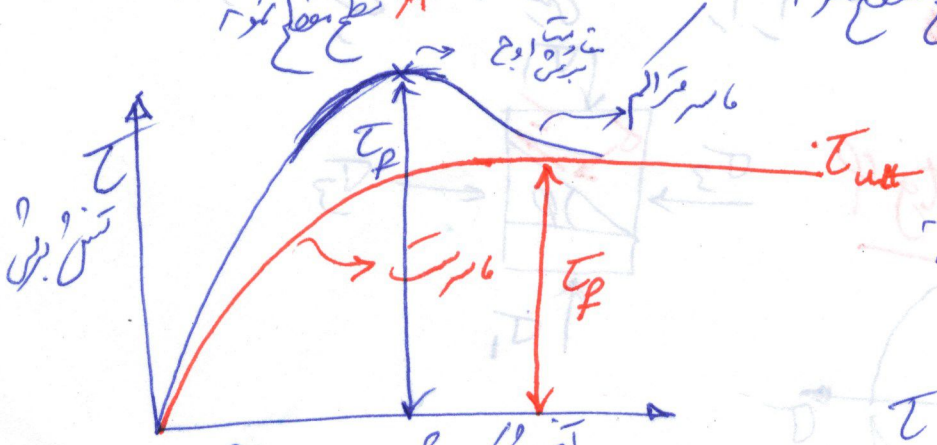
کرنش کنترل شده: با استفاده از الکتروموتور و جعبه (دنده)، جابجایی برشی با آهنگ ثابت در نیروی از جعبه ایجاد می‌شود.

دو روش کلی

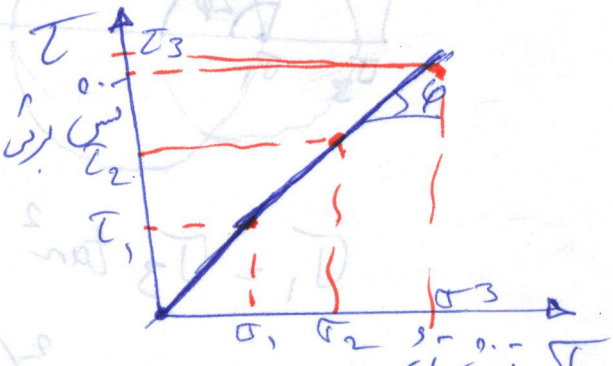
✓ متداول‌تر

$$\tau = \frac{\text{نیروی برشی مقاوم}}{\text{سطح مقطع نمونه}} = \frac{F}{A} \qquad \sigma = \frac{\text{نیروی قائم}}{\text{سطح مقطع نمونه}} = \frac{N}{A}$$

τ = تنش برشی — σ = تنش قائم

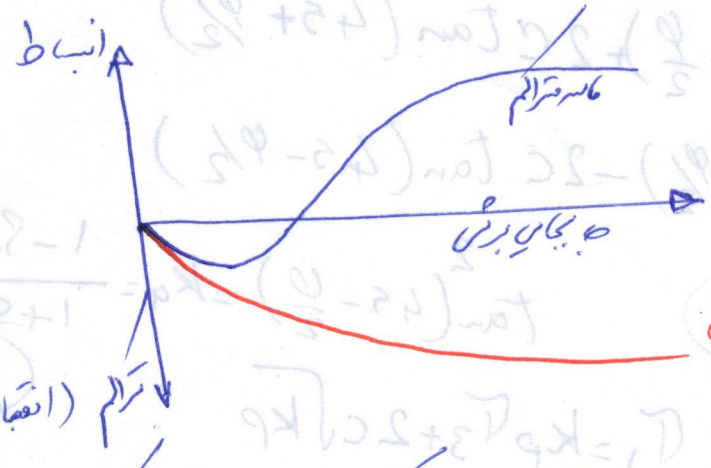


آزمون‌های برش مستقیم روی نمونه‌های ماسه با تنش‌های قائم متفاوت انجام می‌گیرد.

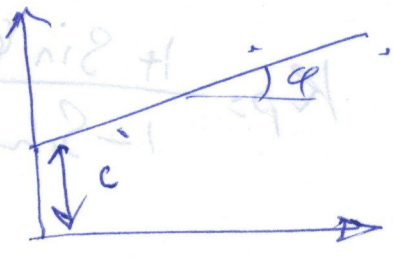


$\tau = \sigma \tan\varphi$

ماسه خشک



ضعف: به خاک اجازه داده نمی‌شود که در ضعیف‌ترین صفحه گسیخته شود.



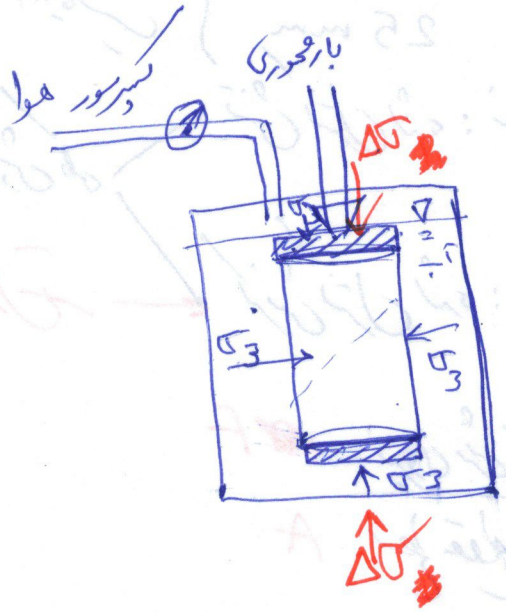
رس زهکشی شده

آزمون برش سه محوره

سه روش:

- تحکیم یافته زهکشی نشده — CD
- تحکیم نیافته زهکشی نشده — CU
- تحکیم نیافته زهکشی نشده — UU

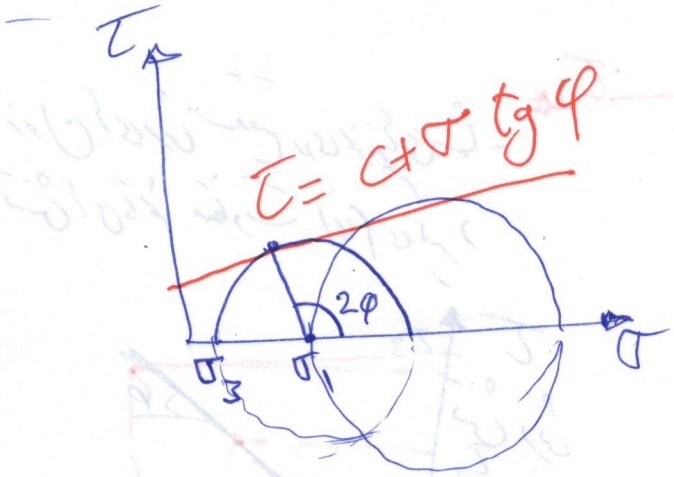
پس از تحکیم خاک در حالی که σ_3 ثابت است تنش عمودی را افزایش می‌دهیم تا نمونه گسیخته شود. تنش لازم باعث تحکیم خاک = σ_1

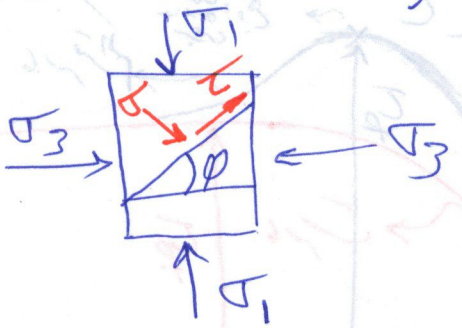


تنش انحرافی $\sigma_1 - \sigma_3 = \Delta\sigma$

deviatoric

پس از انجام چند آزمایش بر نمونه‌های مشابه خاک را رسم می‌کنیم





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

$$\sigma_3 = \sigma_1 \tan^2\left(45 - \varphi/2\right) - 2c \tan\left(45 - \varphi/2\right)$$

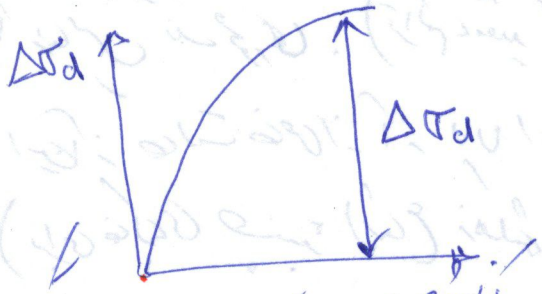
$$\tan^2\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right) = k_p \qquad \tan^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) = k_a = \frac{1 - \sin\varphi}{1 + \sin\varphi} = k_a$$

$$K_p = \frac{1 + \sin\varphi}{1 - \sin\varphi}$$

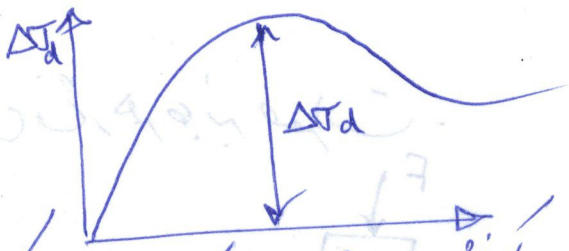
$$\sigma_1 = k_p \sigma_3 + 2c\sqrt{k_p}$$

$$\sigma_3 = k_a \sigma_1 - 2c\sqrt{k_a}$$

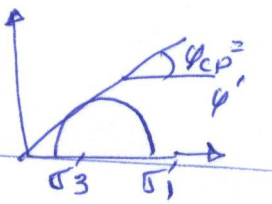
نتایج نمودارای ناشی از CD



ملایم است و روش‌های تحلیل یافته

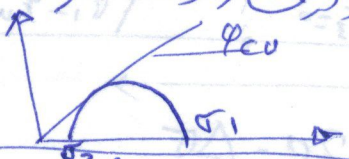


(با سر متراکم و روش پیش تحلیل یافته)

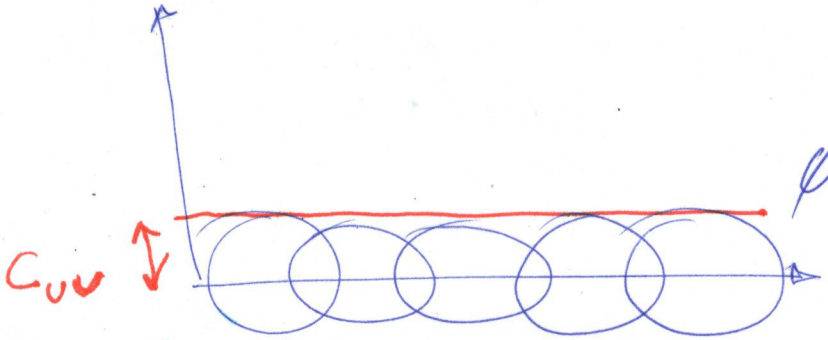


CU : متداول‌ترین نوع آزمایش سه محوری است

استوانه نمونه تحت فشار جانبی کاملاً تحکیم می‌شود (زهکشی داریم) پس بدون اینکه نمونه اجازه زهکشی داده شود، مقدار تنش محوری را افزایش داده، نمونه گسیخته می‌شود.



UU : در این روش در تمام مدت آزمایش به نمونه اجازه تحکیم یافتن و زهکشی داده نمی‌شود.



به دلیل نبود اصطکاک نمی‌باشد ← $\phi = 0$

بلکه دلیلی بر اتساع بودن و نفوذ آب حفره‌ای است.

CD : برای تعیین پایداری بلندمدت سازه‌هایی مانند خاکریز و دیوار حائل که ارتفاع زیادی می‌شود.

این آزمایش زمان‌بر است (تا چند روز)

CU : برای مسائل پایداری مرتبط با مواردی که خاک ابتدا کاملاً تحکیم یافته است و پس به سرعت بارگذاری می‌شود.

مانند پایداری شیب سدهای خاکی پس از پایین رفتن سریع سطح آب.

UU : برای تعیین پایداری خاک‌های کم چسب اشباع در پایان عملیات ساخت استفاده می‌شود.

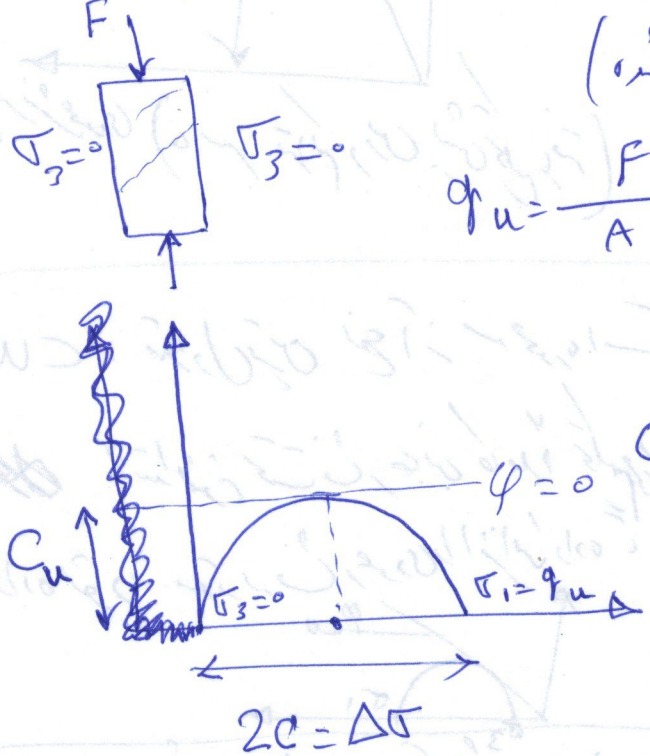
↓

بیشتر برای رس‌ها

۲- آزمایش تک محوری: (تراکم نامحدود)

این آزمایش حالت خاصی از آزمایش UU است که در آن فشار همه جانبه صفر است.

(برای خاکهای چسبنده اشباع نهایتاً نشده)



$$q_u=\frac{F}{A}=\sigma_1$$

$$\sigma_3=0$$

$$C=\frac{q_u}{2}=\frac{\sigma_1}{2}=\frac{(F/A)}{2}$$

* آشنایی با مهندسی پی :

مبحث مهندسی پی بررسی تأثیر متقابل سازه زیرین و زمین تکیه‌گاهی می‌باشد.

تعریف پی مطابق مبحث ۷ مقررات ملی ساختمان : به مجموعه بخش‌هایی از سازه و خاک در تماس، آن اطلاق می‌شود که انتقال بار بین سازه و زمین از طریق آن صورت می‌گیرد.

مراحل لازم برای طراحی پی:
۱- گردآوری اطلاعات سازه‌ای (پایه‌های سازه‌ای)
۲- شناسایی زمین تکنیکی همراه با آزمایشگاهی
۳- تعیین پارامترهای طراح
۴- انتخاب سیستم مناسب پی و طراحی آن

انواع پی : (مطابق مبحث ۷)

Shallow Foundation

۱- پی‌های سطحی : به پی‌هایی گفته می‌شود که در عمق کم و نزدیک سطح زمین ساخته می‌شوند مانند پی‌های منفرد - نواری - شبکه‌ای - گسترده که می‌توانند از جنس بتنی - بتنی مسلح - بتنی آرمه باشند.

عمق پی ← $\frac{D}{B} \leq 3$ ← عرض پی

۲- پی‌های عمیق یا شمع‌ها : ($\frac{D}{B} \geq 10$) شامل انواع شمع‌ها، دیوارک‌ها و دیوارهای جدا کننده.

۳- پی‌های نیمه عمیق : به پی‌هایی گفته می‌شود که در حد فاصل بین پی‌های سطحی و پی‌های عمیق قرار دارند. مانند پی صندوقه‌ای (معمولاً به صورت پیش ساخته)

ضوابط طراحی پی‌ها : ۱- ابعاد پی‌ها باید به نحوی طراحی شوند که هم تنش تماس با خاک در حد ایمن باشد و هم نشست‌ها را به یک مقدار قابل قبول محدود نمایند.

۲- حداقل عمق پی باید شرایط عمق یخ‌زدگی - ذوب شدن را در نظر بگیرد.

۳- در برابر واژگونی لغزش و شناوری ایمن باشد.

۴- در برابر خوردگی یا تخریب ناشی از تماس با مواد مضر محافظت گردد.

ظرفیت باربری شالوده‌ای سطحی

مراحل لازم برای طراحی شالوده سطحی:

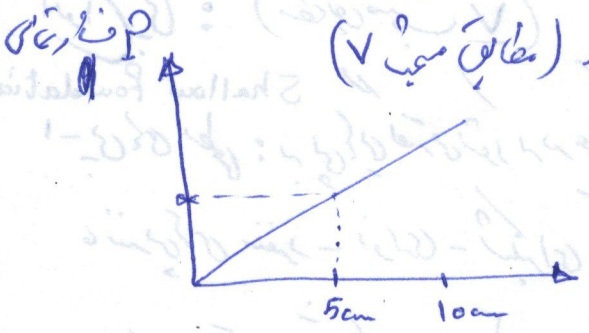
۱- تعیین عمق پی
۲- تعیین ابعاد پیلان شالوده به نحوی که خاک زیر آن دچار گسیختگی نشود
۳- بررسی نشست کل و نشست نسبی که باید در محدوده مجاز آیین‌نامه باشد.
۴- طرح سازه‌ای با تعیین ضخامت و مقدار مسلح‌کرد لازم.

ظرفیت باربری مجاز طراحی (q_a) بر اساس حداقل مقدار حاصل از دو معیار زیر انتخاب می‌شود.

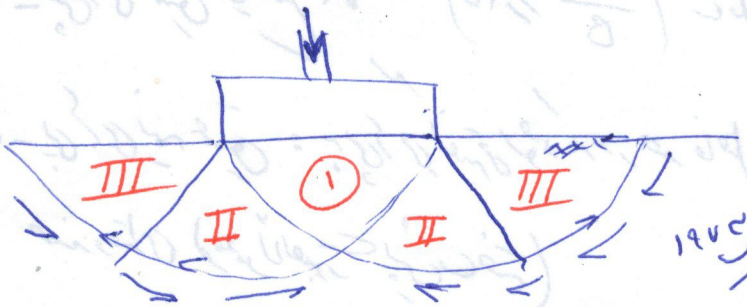
۱- q_{ult} : ظرفیت باربری نهایی برش خاک

$$q_a = \frac{q_{ult}}{SF}$$

۲- فشار تماسی حاصل از محدود کردن نشست به یک مقدار مجاز (مطابق مبحث ۷)



محاسبه ظرفیت باربری نهایی براساس گسیختگی برشی

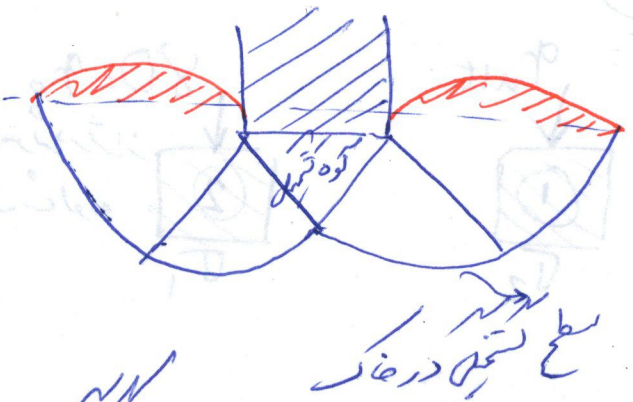


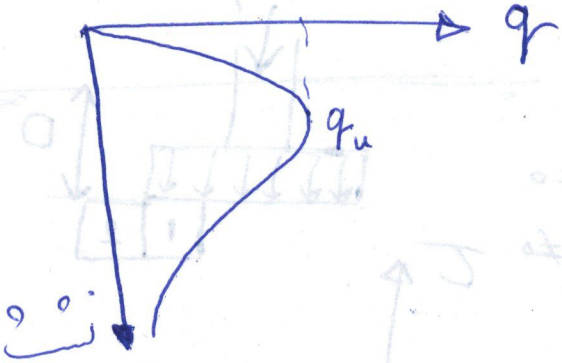
انواع گسیختگی های خاک زیر پی براساس تعریف وسیک ۱۹۷۳

۱- گسیختگی برشی کل General Shear Failure

۲- ~ ~ موضعی Local ~ ~

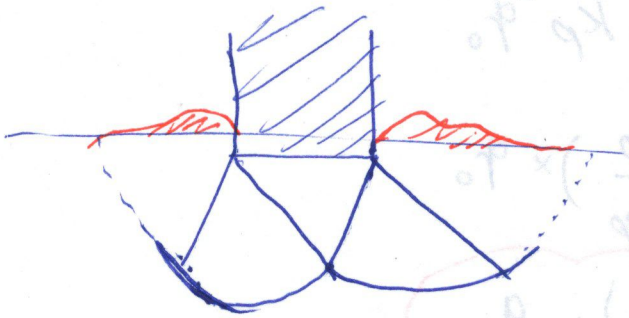
۳- ~ ~ ~ سوراخ‌کننده Punching ~ ~ ~

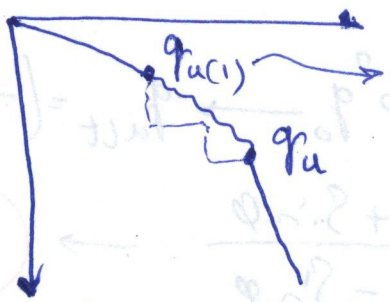




۱- کلی: معمولاً در خاکهای دانه‌ای متراکم این گونه شکست اتفاق می‌افتد. در این حالت سطوح لغزش به سطح زمین می‌رسند.

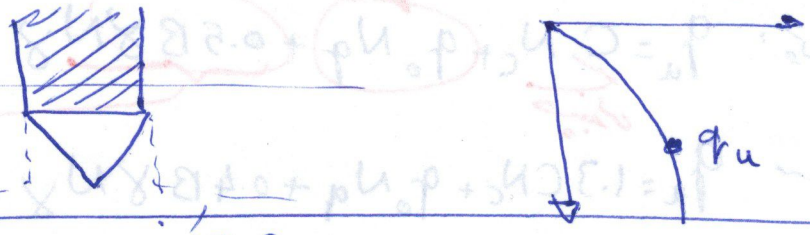
۲- موضعی: در خاکهای دانه‌ای سست و یا رس با رفتار متوسط، شکست رخ می‌دهد. سطوح لغزش به سطح زمین نمی‌رسند. منحنی فشار - نشست نقطه اوج مشخص ندارد.

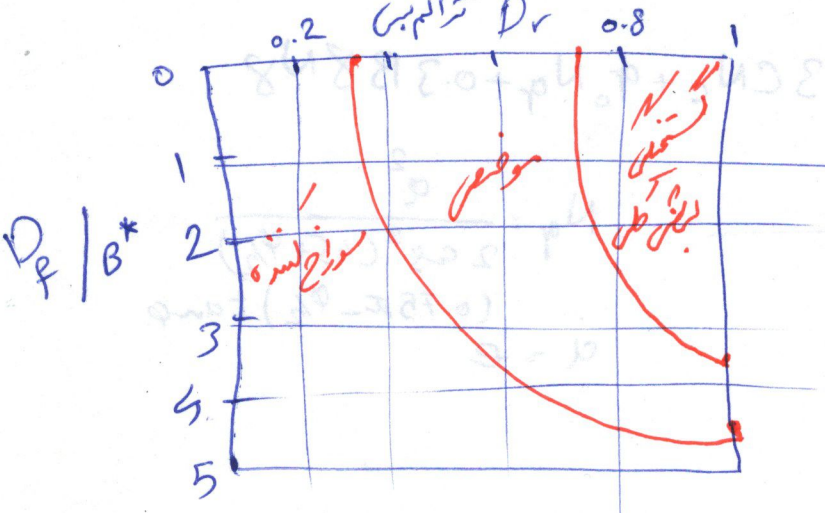


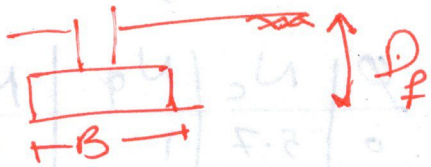


پی سطحی اولیه

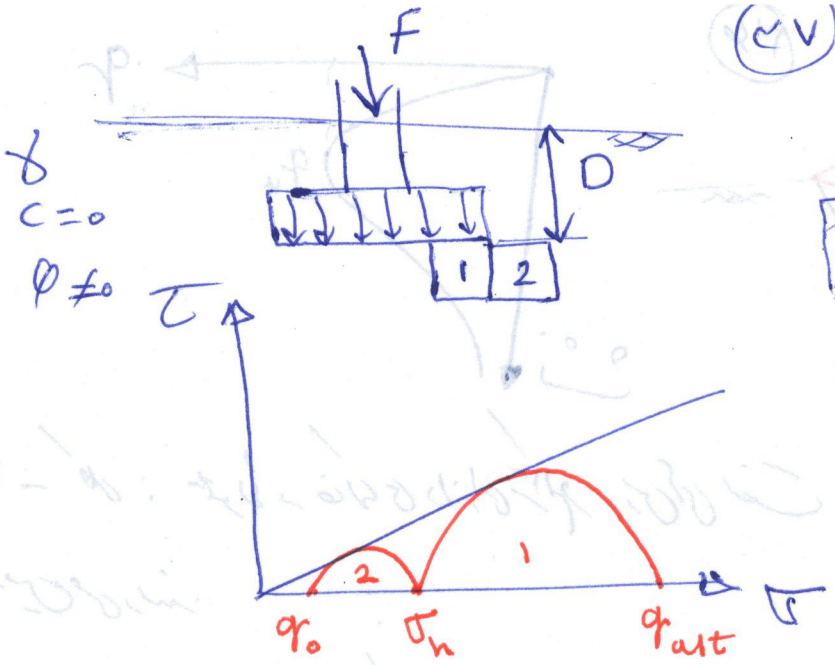
۳- پانچ: شالوده‌ها بر روی خاک دانه‌ای شل یا خاک چسبنده نرم بنا شده و سطح لغزش تنها به گوه زیر پی محدود می‌گردد.

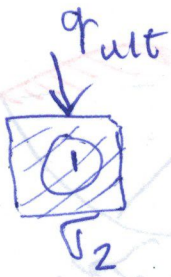


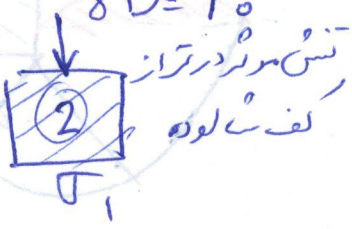




$$B^* = \frac{2BL}{B+L}$$







② $\longrightarrow$ $\sigma_n = k_p \gamma D = k_p q_0$

① $\longrightarrow$ $q_{ult} = k_p \cdot \sigma_n = k_p k_p q_0 = k_p^2 q_0$

$q_{ult} = k_p^2 q_0 \longrightarrow q_{ult} = \left(\frac{1+\sin\phi}{1-\sin\phi}\right) \times q_0$

$k_p = \frac{1+\sin\phi}{1-\sin\phi} \longrightarrow$ $q_a = N_q \cdot q_0$

(تنش موثر (عمق مدفون شدگی))

روابط ظرفیت باربری پی نواری:

ترزاقی {

- پی نواری: $q_u = C N_c + q_0 N_q + 0.5 B \gamma N_\gamma$ (چسبندگی — وزن کوه‌های گسیختگی)
- ~ مربعی: $q_u = 1.3 C N_c + q_0 N_q + 0.4 B \gamma N_\gamma$
- ~ دایره‌ای: $q_u = 1.3 C N_c + q_0 N_q + 0.3 B \gamma N_\gamma$

ϕ	N_c	N_q	N_γ
0	5.7	1	0
5	7.3	1.6	0.5
10	9.6	2.7	1.2
15	12.9	4.4	2.5
20	17.7	7.4	5

$N_q = \frac{a^2}{2\cos^2(45+\phi/2)}$

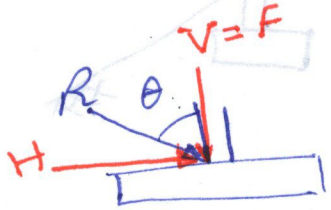
$(0.75\pi - \phi/2)\tan\phi$

$a = e$

معادله ظرفیت باربری مجموعه Meyerhof

برای بار قائم $q_{ult} = CN_c d_c S_c + \bar{q}_0 N_q S_q d_q + 0.5 B \gamma N_\gamma S_\gamma d_\gamma$

ضریب شکل $S = f(B/L)$ ، ضریب عمق $d = g(D/B)$



برای بار مایل $q_{ult} = CN_c d_c i_c + q_0 N_q d_q i_q + 0.5 B \gamma N_\gamma d_\gamma i_\gamma$

i: ضریب مایل بودن بار

ضرایب شکل →

$\varphi \geq 0$: $S_c = 1 + 0.2 k_p \frac{B}{L}$

$\varphi > 10$: $S_q = S_\gamma = 1 + 0.1 k_p \frac{B}{L}$

$\varphi = 0$: $S_q = S_\gamma = 1$

ضرایب عمق →

$\varphi > 0$: $d_c = 1 + 0.2\sqrt{k_p}\frac{D}{B}$

$\varphi > 10$: $d_q = d_\gamma = 1 + 0.1\sqrt{k_p}\frac{D}{B}$

$\varphi = 0$: $d_q = d_\gamma = 1$

ضرایب مایل بودن بار →

$\varphi > 0$: $i_c = i_q = \left(1 - \frac{\theta'}{90^\circ}\right)^2$

$\varphi > 0$: $i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{\varphi^\circ}\right)^2$

$\varphi = 0$: $i_\gamma = 0$ for $\theta > 0$

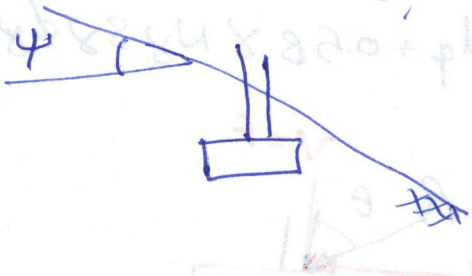
$k_p = \tan^2(45 + \varphi/2)$

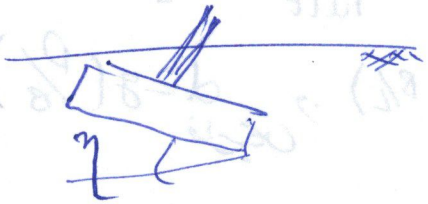
if $\theta = 0 \longrightarrow i_c = 1$

φ	N_c	N_q	$N_{\gamma(H)}$	$N_{\gamma(M)}$	$N_{\gamma(V)}$
0	5.14	1	0	0	0
10	8.34	2.5	0.4	0.4	1.2
20	14.83	6.4	2.9	2.9	5.4
30					

توسعه معادلات میرهوف و وارد کردن ضریب شیب پی و شیب زمین روش هنسن Hansen 1970

و شیب بودن کف پی





$$q_{ult} = cN_c S_c d_c i_c g_c b_c + q_o N_q S_q d_q i_q g_q b_q + 0.5 B\gamma N_\gamma S_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma$$

$$\text{if } \varphi = 0 \longrightarrow q_{ult} = 5.14 S_u (1 + s'_c + d'_c + i'_c - b'_c - g'_c) + q_o$$

$S_u = c_u = C$ چسبندگی

نکات مهم در رابطه با معادلات ظرفیت باربری

۱- در خاک چسبنده جمله اول مقدار غالب است

۲- در خاک غیرچسبنده جمله سربار ($q_o N_q$) مقدار غالب است یعنی با افزایش تنها یک مقدار جزئی در D مقدار q_u بطور قابل ملاحظه‌ای افزایش می‌یابد

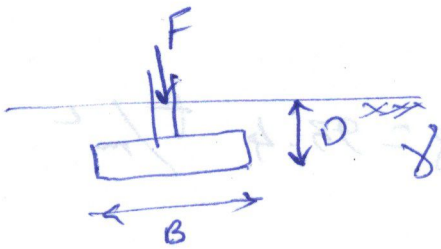
۳- جمله سوم (عرض پی $0.5 B \gamma N_\gamma$) بیشترین مقدار افزایش در ظرفیت باربری هر دو نوع خاک را دارد.

۴- هیچگاه شالوده بر سطح توده خاک غیرچسبنده بنا نمی‌گردد. (چرا؟)

6037997316471292

مثال: برای پی نواری شکل مقابل با فرض $\varphi=0, C=7\ t/m^2, B=2.5m, D=2m$

مطلوب تعیین ظرفیت باربری نهایی خاک؟



حل: براساس روش ترزاقی

$$q_u = CN_c + q_o N_q + 0.5 B \gamma N_\gamma$$

$\varphi=0$ طبق جدول صفحه ۱۷۵ کتاب دکتر بهروز فهیم $\rightarrow N_c=5.7,\ N_q=1,\ N_\gamma=0$

$$q_o = \gamma D = 1.8\times 2 = 3.6\ t/m^2$$

$$\rightarrow q_u = (7\times 5.7) + (3.6\times 1) + 0 = 39.9 + 3.6 = 43.5\ t/m^2$$

ب) حالا مسأله فوق را برای حالت $D=0$ حل کنید.

$$D=0 \rightarrow q_o=0 \rightarrow q_u = CN_c + 0 + 0 \rightarrow q_u = 39.9\ t/m^2$$

ج) مسأله فوق را برای حالت $B=3m$ حل کنید؟

$$q_u = (5.7\times 7) + (3.6\times 1) + 0 = 43.5\ t/m^2$$

د) حالا با این مشخصات $\varphi=35^\circ, C=0, B=2.5, D=2m$

$\varphi=35^\circ$ طبق جدول صفحه ۱۷۵ $\rightarrow N_c=57.8,\ N_q=41.4,\ N_\gamma=42.4$

$\times \frac{10^3}{10^4}$

$$q_o = \gamma D = 1.8\times 2 = 3.6$$

$$q_u = \cancel{CN_c}^{0} + 3.6\times 41.4 + 0.5\times 2.5\times 1.8\times 42.4 = 244.44\ t/m^2$$

(149.04 و 95.4)

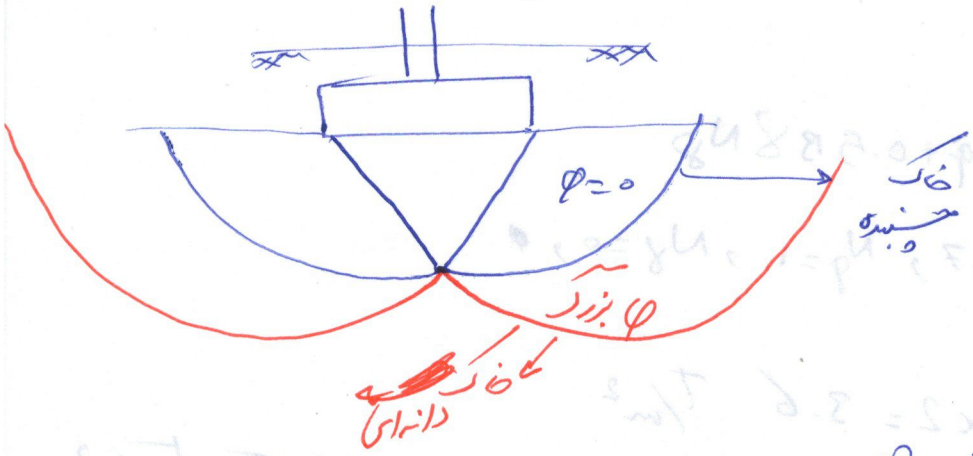
$$= 24.4\ kg/cm^2$$

ه) مثال به حالت (د) و (ز) $(\bar{D}=0)$ یعنی پی روی سطح زمین:

$q_0 = 0$

$C = 0$

$$q_u = C N_c + 0 \times 41.4 + 0.5 B \gamma N_\gamma = 95.4 \ t/m^2$$



و) مثال به حالت (ز) و $B = 3m$

$$q_{ult} = C N_c + \underbrace{3.6 \times 41.4}_{149.04} + \underbrace{0.5 \times 3 \times 1.8 \times 42.4}_{114.48} = 263.88 \ t/m^2$$

نتیجه:

۱- در مجموع خاک دانه‌ای برای پی‌سازی بهتر از خاک چسبنده است.

۲- ظرفیت باربری خاک‌های چسبنده تابع ابعاد پی است (تقریباً)

۳- در حالت (ز) ~ ~ دانه‌ای ~ ~ است.

حل
از روش بارهوف:

$$q_u = C.N_c S_c d_c + q_o N_q S_q d_q + 0.5 B \gamma N_\gamma S_\gamma d_\gamma$$

$\varphi = 25 \rightarrow N_c = 20.71 \; , N_q = 10.7 \; , N_\gamma = 6.8$

$$S_c = 1 + 0.2 K_p \left(\frac{B}{L}\right) = 1 + 0.2\,(2.46)(1) = 1.49 = S_c$$

$$S_q = S_\gamma = 1 + 0.1\, K_p \left(B/L\right) \Longrightarrow 1 + 0.1 \times 2.46\,(1) = 1.25 = S_q = S_\gamma$$

$$d_c = 1 + 0.2\sqrt{K_p}\,\left(D/B\right) = 1 + 0.2\sqrt{2.46}\,\left(\frac{1.5}{B}\right) = 1 + \frac{0.45}{B} = d_c$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1\sqrt{K_p}\left(D/B\right) = 1 + 0.1\sqrt{2.46}\,\left(\frac{1.5}{B}\right) = 1 + \frac{0.24}{B} = d_q = d_\gamma$$

$$K_p = \frac{1 + \sin\varphi}{1 - \sin\varphi} = \tan^2(45 + \varphi/2)$$

$\varphi = 25^\circ \longrightarrow \boxed{K_p = 2.46}$

$$\frac{F}{B^2} = q_{all} = \frac{q_{ult}}{5.F.S} = 3$$

$$q_o = \gamma D = 1.8 \times 1.5 = 2.7 \Rightarrow \boxed{q_{ult} = \frac{240}{B^2}}$$

$$q_{ult} = 5 \times 20.71 \times 1.49 \times \left(1 + \frac{0.47}{B}\right) + 2.7 \times 10.7 \times 1.25 \times \left(1 + \frac{0.24}{B}\right) +$$
$$0.5 \times B \times 1.8 \times 6.8 \times 1.25 \times \left(1 + \frac{0.24}{B}\right)$$

$$\boxed{q_{ult} = 154.29 + \frac{72.52}{B} + 36.11 + \frac{8.67}{B} + 7.65B + 1.836}$$

$$192.236 + \frac{81.19}{B} + 7.65B = \frac{240}{B^2} \Longrightarrow \boxed{B = 0.9\ m}$$

کاوش‌های زیرسطحی (فصل ۳ کتاب مطالعه شود)

گمانه زنی در خاک (روشهای حفاری):

۱- حفاری دستی: ابتدایی‌ترین روش برای حفر گودال آزمایش، ساده، ارزان و کلک است. روش خوب برای تهیه نمونه‌های pit hole دست خورده با کیفیت خوب (در کارهای کوچک) برای حفر گمانه‌های ۲ تا ۵ متر مناسب است.

۲- حفاری ماشینی (موتوری): در کارهایی که حفر مقدار زیادی گمانه با عمق زیاد مدنظر باشد

۲-۱ گمانه زنی شستشویی (آب‌شویی) Wash Boring با کارگذاری کیسینگ و بعد لوله حفاری (Rod) همراه با تزریق آب و مخلوط حفاری و سکل ممتد

۲-۲- حفاری چرخشی: سریعترین روش برای حفاری در سنگ (مته دوراني همراه با اعمال چرخشی توسط موتور دستگاه) در این روش هم از خطوط آب و گل حفاری (بنتونیت) جهت پایدارسازی جداره گمانه استفاده می‌شود.

۲-۳- حفاری توسط مته‌های ضربه‌ای: برای آوردن خاک حفاری شده به سطح

---

* نمونه‌گیری از خاک

دو دسته نمونه از خاک تهیه می‌شود

۱- نمونه دست خورده: جهت تعیین دانه‌بندی، حدود پایداری، تعیین USCS و طبقه‌بندی خاک

۲- " " نخورده: جهت انجام آزمایشهای مقاومت برشی و تحکیم

تهیه نمونه دست نخورده از خاک‌های چسبنده تا حدودی عملی است.

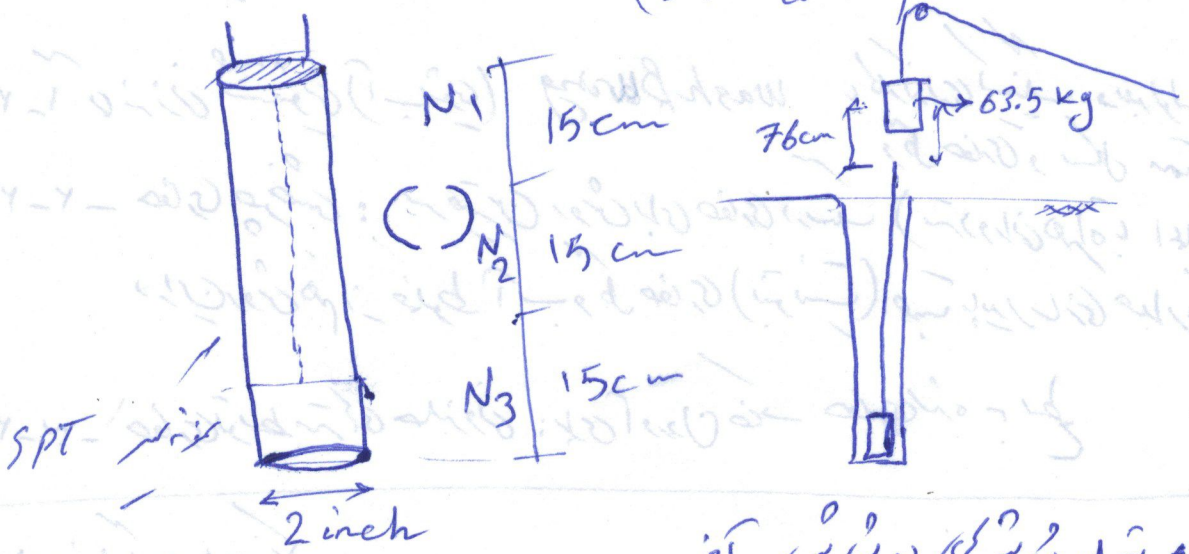
از " " " دانه‌ای تقریباً غیرعملی است.

آزمایشهای مشخصات خاک جهت تعیین ظرفیت باربری { آزمایشگاهی (Laboratory)
میدانی (صحرایی)

آزمایش‌های صحرایی مورد استفاده در تعیین ظرفیت باربری شالوده‌های سطحی

- آزمایش SPT
  - (نفوذ استاندارد)
  - آزمایش نفوذ مخروط
- آزمایش بارگذاری صفحه P.L.T

SPT: (Standard penetration test)



در تعریف SPT: جمع تعداد ضربه‌های دو شماره آخر

چون در حین حفاری گاهی دستخوردگی می‌شود و بین ۱۵ اول اشتباه می‌کند.

$$N_{SPT} = N_2 + N_3$$

$$C_r = E_s / E_w$$

انرژی رسیده به نمونه‌گیر

انرژی حاصل از سقوط آزاد وزنه (Mgh)

جایی که قلوه سنگ درشت دارد، از نمونه‌گیر معمول SPT نمی‌توان استفاده کرد و از یک نمونه‌گیر مخروطی استفاده می‌شود ← SPT.C

Cone مخروط

$$N' = \eta_1 \eta_2 \eta_3 \eta_4 \times N$$

N': عدد اصلاح شده SPT

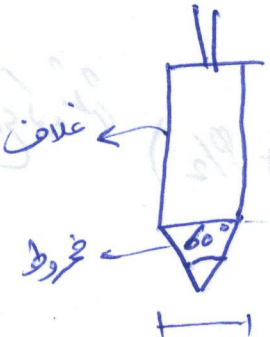
خراب اصلاح

$1.57 / 2 = 0.78$

آزمایش C.P.T نفوذ مخروط (Cone penetration test)

می‌گوید

با فرو بردن یک مخروط به درون خاک انجام می‌گردد. بیشتر برای رس‌های نرم و ریزدانه و ماسه‌های ریز متوسط استفاده



q_c: فشار لازم برای آنکه مخروط به تنهایی 8cm نفوذ نماید.

q_s: ~ ~ ~ ~ ~ ~ غلاف ~ ~ ~ ~ ~ ~

q_{c+s}: ~ ~ ~ ~ ~ ~ مخروط و غلاف باهم 12cm نفوذ نمایند.

$$B \leq 1.2\,m \longrightarrow q_a = \frac{q_c}{30}$$

$$B > 1.2\,m \longrightarrow q_a = \frac{q_c}{50}\left(\frac{B+0.3}{B}\right)^2$$

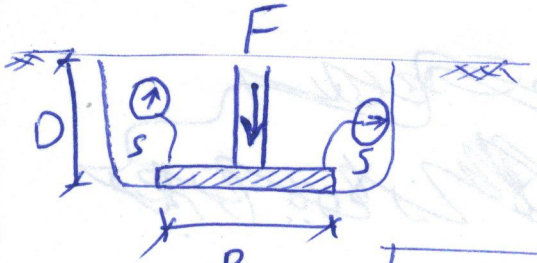
q_a برای 2.5cm نشست می‌باشد.

خاک‌های غیرچسبنده

ماسه‌ی لوزار: $q_{ult} = 28 - 0.0052(300 - q_c)^{1.5}$

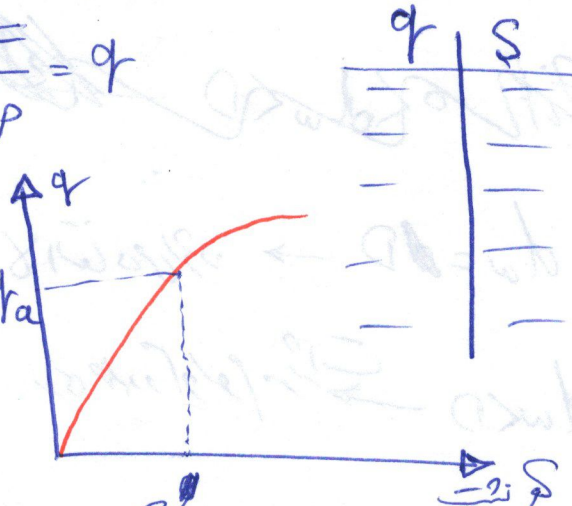
~ مرجانی: $q_{ult} = 48 - 0.009(300 - q_c)^{1.5}$

تعیین ظرفیت باربری از روی نتایج آزمایش بارگذاری صفحه‌ای



$B_p \longrightarrow$ 0.2 ~ 0.8m

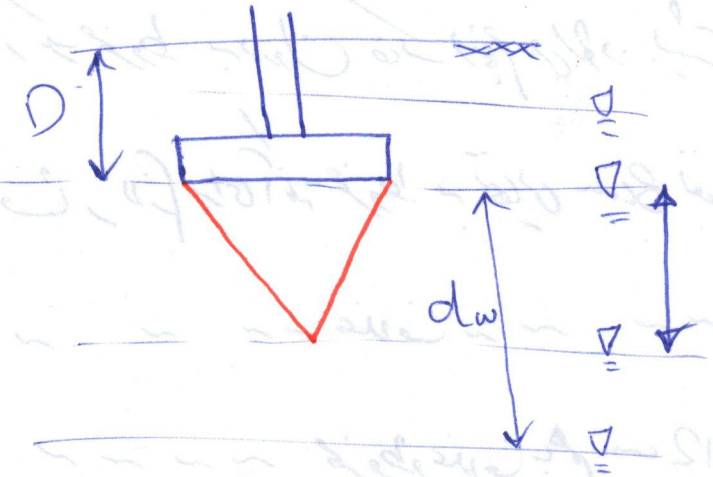
$$\frac{F}{A_p} = q$$



خاک‌های چسبنده $q_{af} \simeq q_{ap}$

ماسه‌ی دانه‌ای $q_{af} = q_{ap}\left(\frac{B_f}{B_p}\right)^n S'_{all}$ (n#1)

تأثیر سطح آب زیرزمینی بر روی ظرفیت باربری خاک



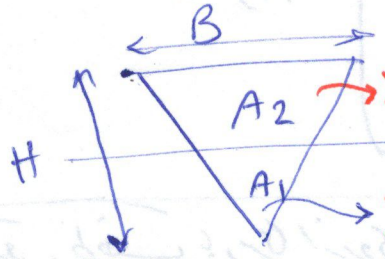
$$q_{ult} = C.N_c + q_o N_\gamma + 0.5B\gamma N_\gamma$$

q_o → γD

$0.5B\gamma N_\gamma$ → وزن کوه لغزش

① if $d_w > H$ ⟶ بدون تأثیر

② if $0 < d_w < H$ ⟶ γ_e استفاده می‌شود. در جمله دوم بجای γ از



$$\gamma_e = \frac{A_1 \times \gamma' + A_2 \times \gamma}{A_1 + A_2}$$

وزن مخصوص موثر

~~② if $0 < d_w < D$~~ ~~در جمله دوم بجای γ از~~

③ $d_w = D$ ⟶ در جمله دوم بجای γ از γ' استفاده می‌شود.

④ $0 < d_w < D$ ⟶ روی جمله دوم و سوم موثر است ⟶ $q_o = D_w(\gamma_{sat} - \gamma_w) + (D - D_w)\gamma'$

در جمله دوم بجای γ از γ' استفاده شود

از نتایج کدام آزمایش جهت تعیین ϕ و c استفاده می‌شود؟

برش مستقیم	از سه محوری
ϕ_{ps}	ϕ_{tr}

معمولاً $\phi_{ps} > \phi_{tr}$ است.

زیرا در آزمایش برش مستقیم صفحه‌ای که برای گسیختگی انتخاب می‌شود لزوماً ضعیف‌ترین صفحه نیست اما در آزمایش سه محوری صفحه گسیختگی مشخص نمی‌شود.

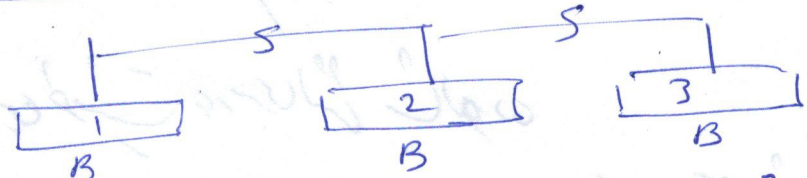
$$\phi_{ps} = 1.1\,\phi_{tr}$$

$$\tau = c + \sigma \operatorname{tg}\phi$$

شرایط گسیختگی در مورد نوارهای تسلیح گسیخته از برش مستقیم است بنابراین بهتر است در مورد پی‌های نواری از نتایج آزمایش برش مستقیم استفاده نکنیم.

اما شرایط گسیختگی در مورد پی‌های مربعی و دایره‌ای شبیه شرایط گسیختگی در آزمایش سه محوری است پس بهتر است از نتایج این آزمایش استفاده کنیم.

تأثیر شالوده‌های مجاور:



شالوده‌هایی که نزدیک دو طرف همسطح به شالوده‌های مجاور هستند دارای ظرفیت باربری بیشتری هستند چون نیروهای گسیختگی صفحات آنها جلوگیری بعمل می‌آید.

پی‌های عمیق (شمع‌ها) Pile

انواع شمع از نظر اجرا { درجا / کوبیدنی

انواع شمع‌ها از نظر مصالح: چوبی / فلزی ← فقط کوبیدنی / بتنی { کوبیدنی (پیش‌ساخته) / درجا (پرکاربرد)

موارد استفاده از شمع‌ها:

۱- جایگزین شالوده‌های سطحی (تأمین ظرفیت باربری و نشست مجاز)

۲- افزایش مقاومت سیستم شالوده در مقابل روانگرایی (با سرهای انبساط)

۳- ~ ~ ~ ~ ~ ~ ~ ~ آبشستگی (مخصوص دیرک پل‌ها)

۴- تأمین ظرفیت باربری کششی شالوده

۵- استفاده در برج‌های خطوط انتقال برای مهار کابل‌ها و نیروهای واژگونی (شمع‌های کوبیدنی)

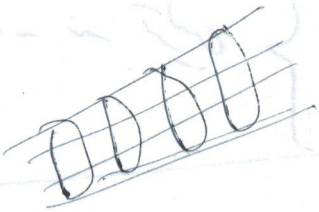
حمل کوبیدن شمع‌های کوبیدنی همراه با لرزش باعث کوبیدن و تراکم دیگر ذرات خاک شده و ظرفیت باربری خاک افزایش می‌یابد که از این روش جهت بهسازی برای خاک‌های ماسه‌ای می‌توان استفاده کرد (رس نه)

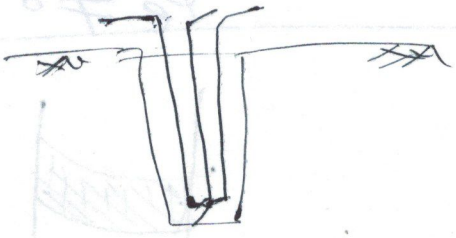
جهت جلوگیری از کاهش در شمع‌های کوبیدنی آنها را بعد از قطع کردن به سری تقسیم شده و بعد از کوبیدن کامل فضای خالی را با مخلوط سیمان و آب پر می‌کنند. (برای جلوگیری از مشکلات شمع‌های فلزی خوردگی آنها.)

* شمع های بتنی پیش ساخته (کوبشی) با مقاومت نمونه بتن بسیار بالا و پرآکنده طراحی می شوند چون در هنگام نصب (کوبش) تحت تنش و فشار بزرگ قرار می گیرند؛ اما در هنگام بهره برداری تنش های کوچکی دارند.

نحوه اجرای شمع های بتنی درجا:

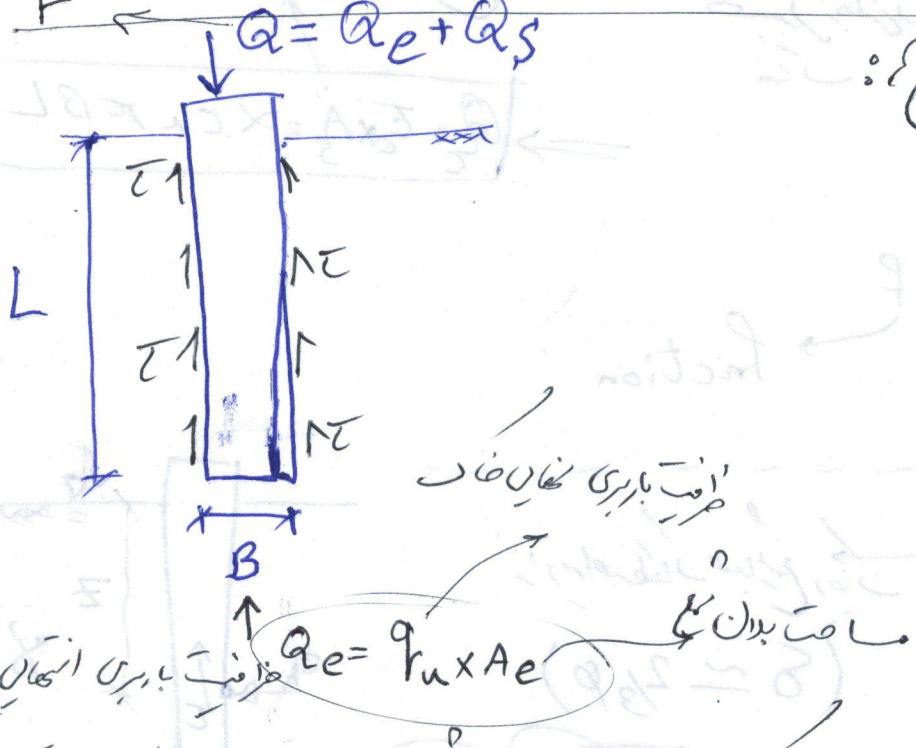
حفاری ← گذاردن آرماتورها ← بتن ریزی





حفاری
- عادی
- انتفاه از دوغاب بنتونیت
- جاگذاری غلاف (Casing)
- ترکیب انتفاه از دوغاب و غلاف

- اصول کلی ظرفیت باربری شمع ها:



q_u: براساس ابعاد شمع (B)، C و ϕ خاک در محدوده انتهای شمع و L و سایر پارامترها با استفاده از روابط شبه روابط ظرفیت باربری پی های سطحی بدست می آید.

$$q_u = CN_c + q_0 N_q + 0.5B\gamma N_\gamma$$

if $\phi = 0 \rightarrow q_{ult} = CN_c + q_0$

پی سطحی $N_c = 5.14$

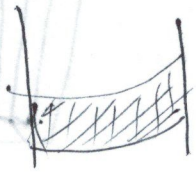
شمع $N_c = 9$

از نظر باربری شمع‌ها به ۳ دسته کلی تقسیم می‌شوند:

۱- شمع‌های نوک باربر (End Bearing) $Q_e \gg Q_s$

۲- ~ ~ اصطکاکی $Q_s \gg Q_e$

۳- ~ ~ ترکیبی $Q_s \neq 0$, $Q_e \neq 0$



$Q_s = \bar{\tau} \times A_s$

$\bar{\tau}$ ← متوسط تنش برشی

A_s ← محیط خارجی شمع

$\tau = \tau_c + \tau_f$ → تنش برشی ناشی از چسبندگی خاک و شمع

$\tau_c = \alpha . c_u$ → چسبندگی زهکشی نشده خاک

α ← ضریب چسبندگی

سطح مقطع شمع

$\Rightarrow \boxed{Q_c = \tau_c \times A_s = \alpha . c_u \pi B L}$

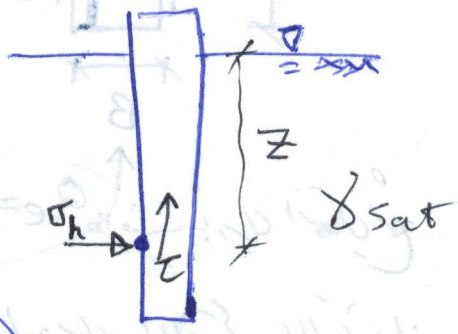
$Q_s = Q_c + Q_f$ → friction

Q_c ← Cohsion

$\tau_f = \sigma . \tan\delta$ → زاویه اصطکاک بین شمع و خاک

$(\delta \simeq \frac{2}{3}\phi)$

σ ← تنش عمود بر سطح



$\tau = \sigma_h = k . \sigma'_v = k . \gamma' . z$ → $\tau_f = k \sigma'_v \tan\delta$

σ_h ← horizontal

k ← ضریب فشار افقی

$\boxed{k = k_0 = 1 - \sin\phi \;,\; \sigma'_v = \gamma' . z}$

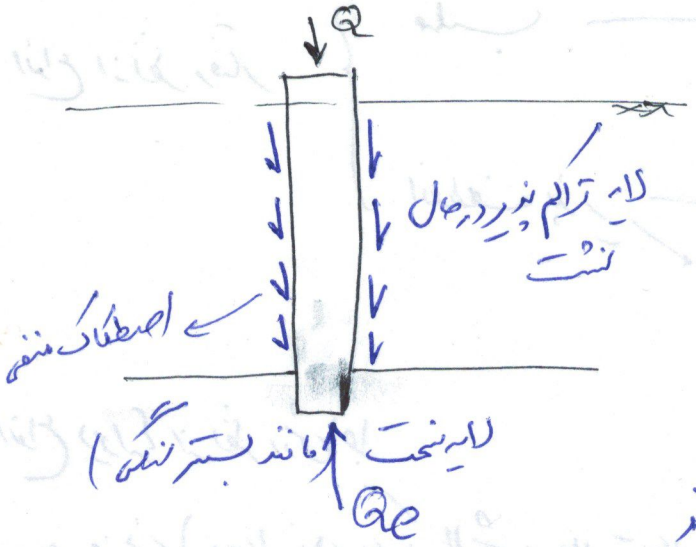
$$Q = Q_e + Q_s$$

$$Q_{all} = \frac{Q_e}{(S.F)_e} + \frac{Q_s}{(S.F)_s}$$

معمولا $(S.F)_s < (S.F)_e$

---

* حالت خاص

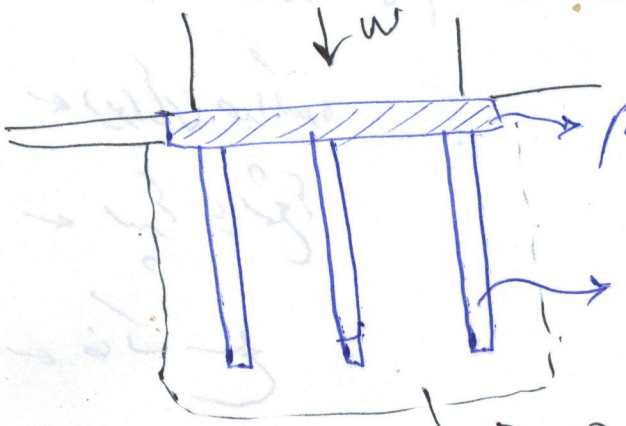


$\rightarrow Q = Q_e + Q_s$

باید از این پدیده اجتناب کنیم (چگونه؟)

با صیقلی کردن سطح جدار شمع یا روش‌های مختلف مانند قیر اندود کردن سطح آن یا غلاف فلزی در جدار شمع

گروه شمع:



سر شمع

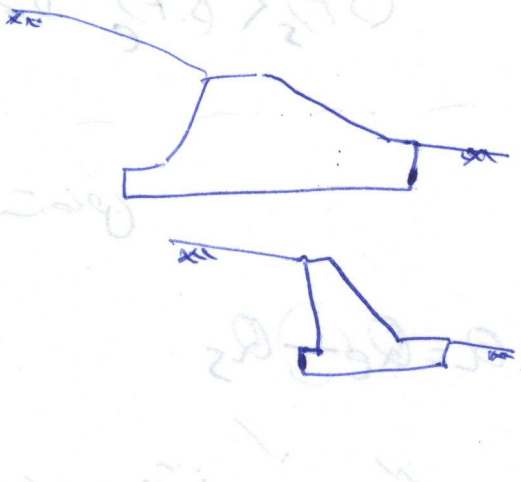
گروه شمع

ظرفیت باربری گروه شمع $Q_{gr} \overset{?}{=} \sum Q_{single} \rightarrow Q_{gr} \geq \sum Q_{single}$

جمع ظرفیت باربری شمع‌های منفرد موجود در گروه شمع

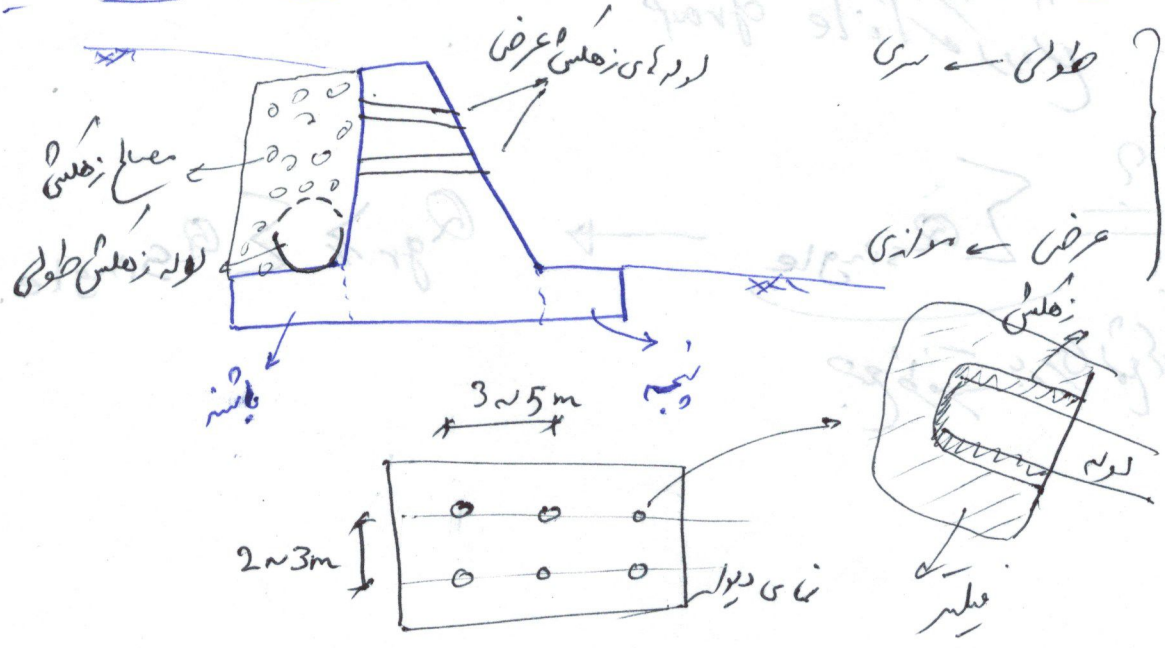
* سازه‌های حائل (نگهبان) : هر سازه‌ای که فشار جانبی خاک را تحمل نماید

دیوارهای حائل (Retaining walls)



انواع از نظر رفتار
- صلب
- انعطاف پذیر
  - بتن مسلح

انواع دیوارها از نظر روش اجرا
- وزنی (مصالح بنایی : سنگ لاشه و ملات ماسه سیمان - آجر - بلوک و بتن غیر مسلح)
- گابیونی (توری سنگی)
- دیوارهای جدا کننده
- سپری یا شمعی
- خاک مسلح



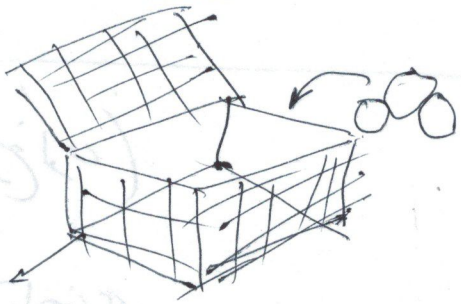
زهکش آب پشت دیوار
- طولی ← سری
- عرضی ← سوراخی

معمولاً از ترکیب دو سیستم طولی و عرضی استفاده می‌شود.

اما سیستم عرضی بهتر است چون اگر یک قسمت سیستم دچار مشکل شود، روی تغییر اجزاء تأثیری نمی‌گذارد.

و همچنین لوله‌های عرضی در معرض دید است و از لحاظ تعمیر و نگهداری دلایل راحت‌تر است.

برای لوله‌های طولی حتماً باید دریچه‌های بازدید نشتی پیش‌بینی شود.



جعبه بتن‌ریزی تونلی (فشنی)

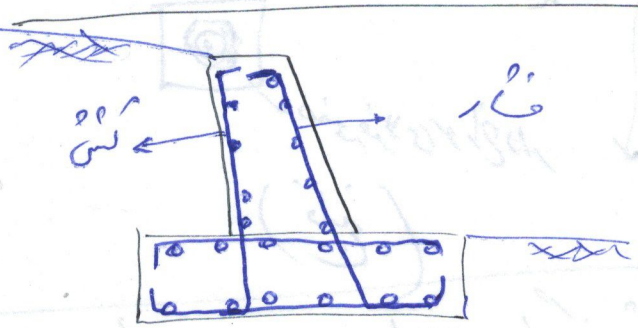
ناگونیزه

- دیوار گابیونی:

در کل جزء دیوارهای وزنی می‌باشد.

محاسن و مزایای این سیستم این است که کل جسم این نوع دیوارها زهکش است.

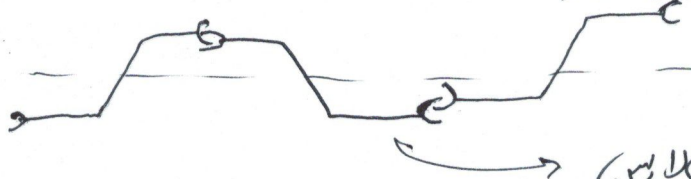
- دیوارهای بتن مسلح:



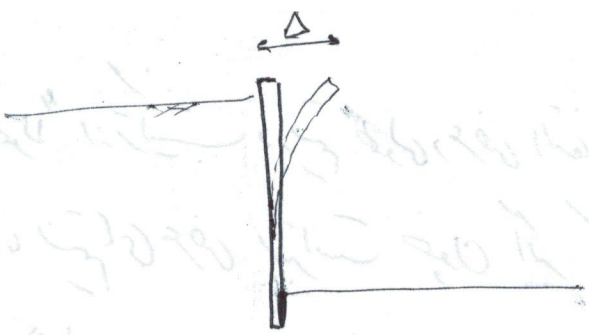
سپری: سپرهای فولادی که توسط جمع‌کن در زمین فرو می‌کنند تا فضای پشت آن برای حفاری خاکبرداری شود.

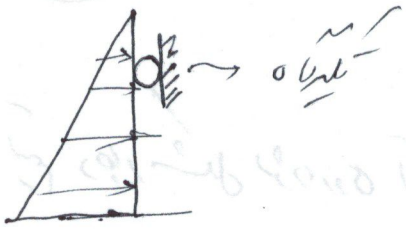
(معمولاً در خاک‌های ماسه‌ای و رودان قابل استفاده است)

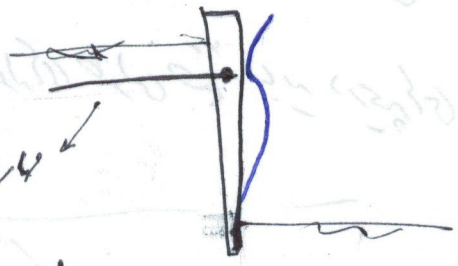
برای افزایش مقاومت این سپرها و تنگر مقاوم ورق‌های آنها را کرکره‌ای می‌سازند



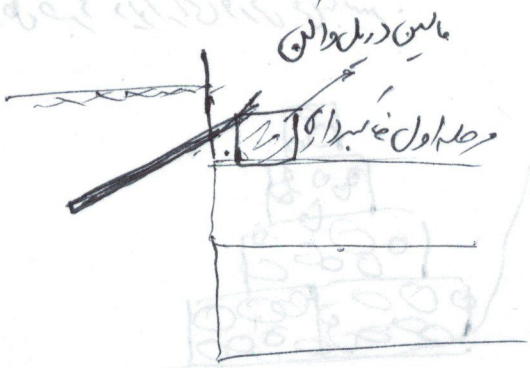
سپرهای فلزی کرکره‌ای



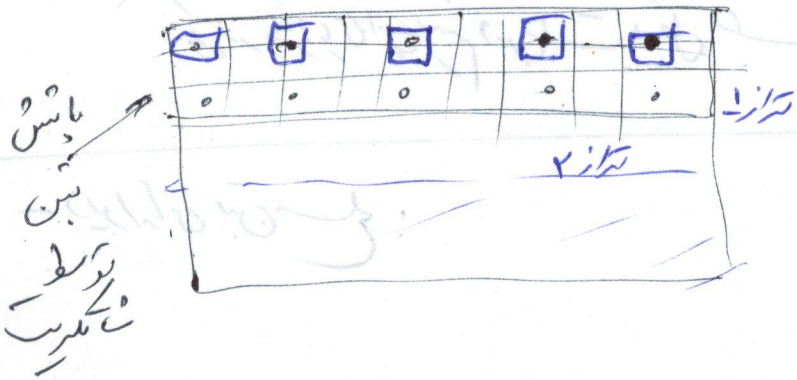




سیستم نیلینگ (میخ کوبی)

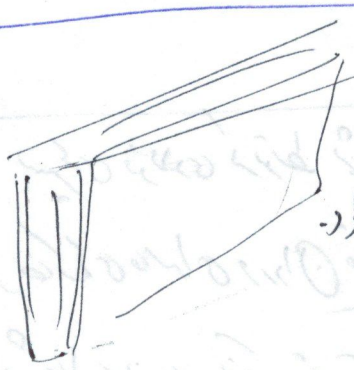


← ابتدا حفاری
← بعد جا گذاری آرماتور
← بعد از آن تزریق با فشار دوغاب سیمان منبسط شونده



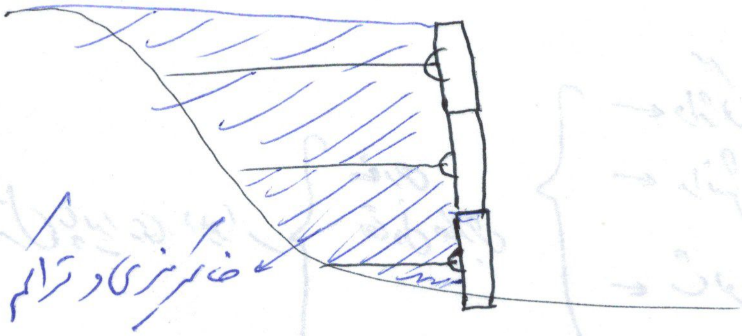
(فلنج)

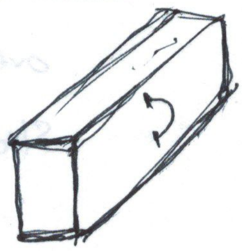
دیوار جدا کننده: حفاری کانال و کار گذاشتن آرماتور و بتن ریزی برای اجرای پرده های آب بند زیرین که هم از نوع بدون آرماتور آن استفاده می شود.

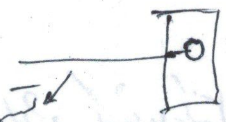


* خاک مسلح

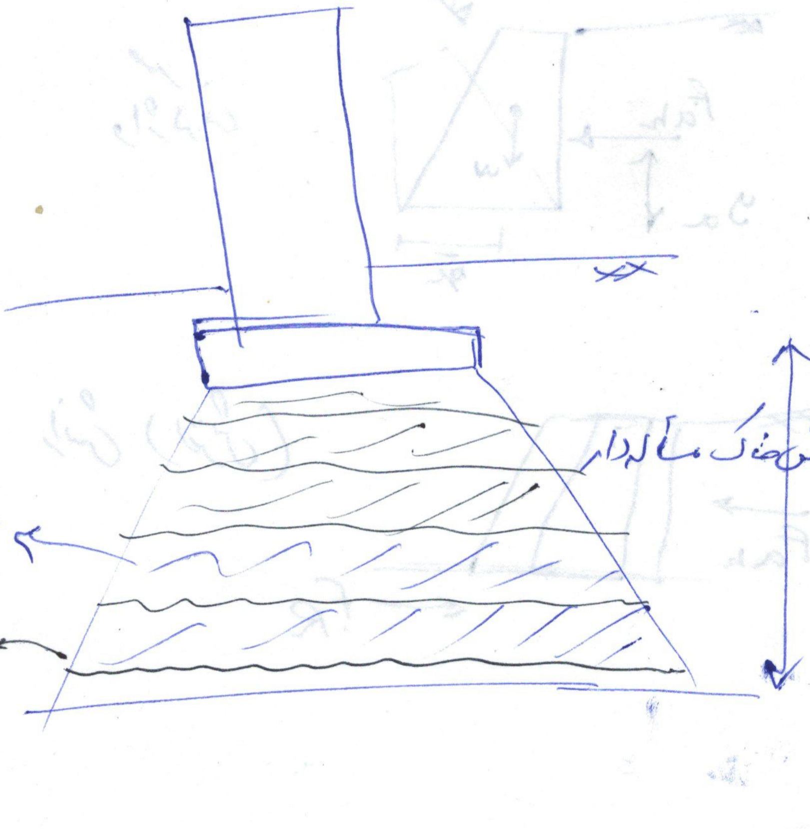
سیستم انعطاف‌پذیر و نسبتاً ارزان



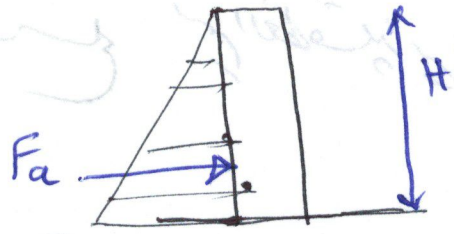




تسمه با جنس‌های مختلف:
- فلزی
- پلیمری
- ژئوتکستایل (پارچه)



$$F_a = \frac{1}{2} k_a \gamma H^2$$



overturning

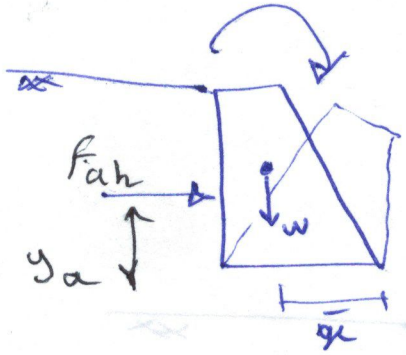
Sliding

کنترل پایداری دیوار

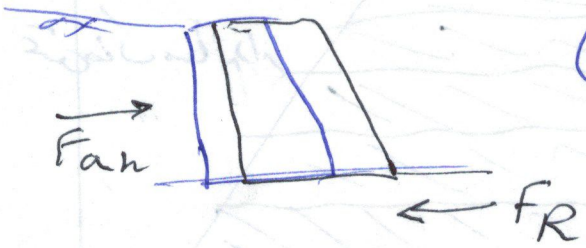
- خارجی
  - واژگونی ←
  - رانش ←
  - نشت ←
- تعادل داخلی

داخلی : مقاومت سازه‌ای طراحی و کنترل می‌شود. کرنش‌ها کنترل شکست برش و طراحی آرماتورها می‌شود.

(تعادل داخلی)

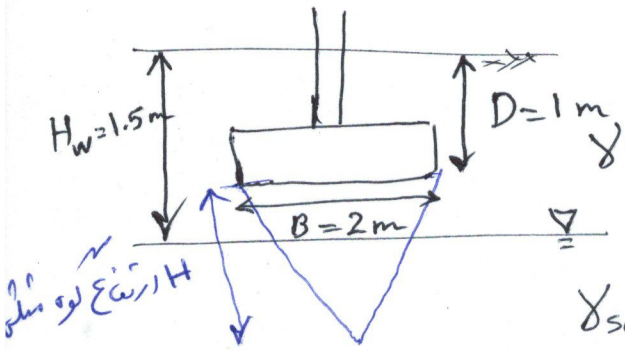


واژگونی



رانش (لغزش)

مثال: برای پی مربعی شکل مقابل مطلوب تعیین ظرفیت باربری مجاز خاک؟
(از روابط ترزاقی استفاده شود.)



$\gamma = 1.6\ t/m^3$

$C = 5\ t/m^2$

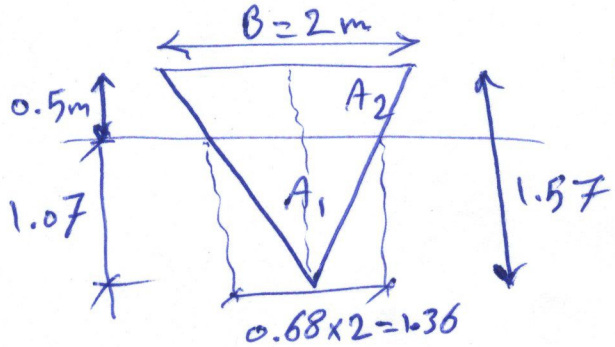
$\varphi = 25^\circ$

$\gamma_{sat} = 2\ t/m^3$

حل:

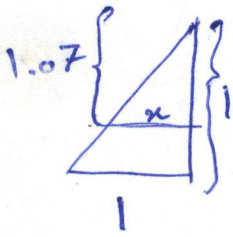
$$q_{alt} = 1.3CN_c + q_o N_q + 0.4B\gamma N_\gamma$$ رابطه ترزاقی برای پی مربعی

$$H = 0.5B\,tg(45+\varphi/2) = 0.5\times 2 \times tg(45+\frac{25}{2}) = 1.57\ m$$ ارتفاع لایه مسلح



$$\gamma_e = \frac{A_1\gamma' + A_2\gamma}{A_1+A_2} = \frac{(0.73\times 1)+(0.84\times 1.6)}{1.57} = 1.32\ t/m^3$$

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w = 2-1 = 1\ t/m^3$$



$$\frac{1.57}{1.07} = \frac{1}{x} \rightarrow x = \frac{1.07}{1.57} = 0.68$$

در محاسبه جای γ از γ_e استفاده می‌کنیم

$$A_1 = \frac{1.36\times 1.07}{2} = 0.73$$

$$A_2 = A - A_1 = 1.57 - 0.73 = 0.84$$

$$b'A = \frac{2\times 1.57}{2} = 1.57$$

$$q_o = \gamma D = 1.6\times 1 = 1.6$$

$\varphi = 25^\circ$ جدول ← $N_c = 25.1$, $N_q = 12.7$, $N_\gamma = 9.7$

$$q_{alt} = \underbrace{(1.3\times 5\times 25.1)}_{163.15} + \underbrace{(1.6\times 12.7)}_{20.32} + \underbrace{(0.4\times 2\times 1.32\times 9.7)}_{10.24} = 193.7\ t/m^2$$

$$q_{all} = 193.7/3 \simeq 64.0\ t/m^2$$

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

مقادیر N_γ برای $\phi = 34^\circ 40'$ و 48° 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	۱۷۳/۳	۱۷۳/۳	۲۹۷/۵	۲۹۸/۰
۴۸	۲۵۸/۳	۲۸۷/۹	۷۸۰/۱	
۵۰	۳۴۷/۵	۴۱۵/۱	۱۱۵۳/۲	۸۰۰/۰

ارتفاع لوله تخلیه $H = 0.5 B \tan\left(45 + \phi/2\right)$

$q_u = 1.3 c N_c + q_0 N_q + 0.4 B \gamma N_\gamma$

ظرفیت باربری پی در خاک ترزاقی

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

اضافه تنش ناشی از بار خطی عمودی

روابط نشست تحکیمی

عادی تحکیم یافته $S_c = \frac{C_c H}{1+e_0} \log\left(\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_0}\right)$

$C_c = 0.009 (LL - 10)$

پیش تحکیم یافته

if $\sigma'_c > \sigma'_0 + \Delta\sigma' \rightarrow S_c = \frac{C_s H}{1+e_0} \log\left(\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_0}\right)$

if $\sigma'_c < \sigma'_0 + \Delta\sigma' \rightarrow S_c = \frac{C_s H}{1+e_0} \log\frac{\sigma'_c}{\sigma'_0} + \frac{C_s H}{1+e_0} \log\left(\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_c}\right)$

روابط و جداول مورد نیاز آزمون مکانیک خاک و پی - نیمسال اول ۹۷

جدول (۴-۳). ضرائب ظرفیت باربری برای معادلات ترزاقی

مقادیر N_γ برای $\phi = ۳۴^\circ.۰۰$ 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	۱۷۳/۳	۱۷۳/۳	۲۹۷/۵	۲۹۸/۰
۴۸	۲۵۸/۳	۲۸۷/۹	۷۸۰/۱	
۵۰	۳۴۷/۵	۴۱۵/۱	۱۱۵۳/۲	۸۰۰/۰

ارتفاع کوهِ گسیختگی $H = 0.5\,B\tan\left(45+\varphi/2\right)$

$q_u = 1.3c\cdot N_c + q_0 N_q + 0.4\,B\gamma N_\gamma$

ظرفیت باربری پی در رس - ترزاقی

جدول ۱۰-۹ تغییرات I_σ با m_1 و n_1 [معادلهٔ (۱۰-۳۵)].

n_1	m_1 ۱	۲	۳	۴	۵	۶	۷	۸	۹	۱۰
۰٫۲۰	۰٫۹۹۴	۰٫۹۹۷	۰٫۹۹۷	۰٫۹۹۷	۰٫۹۹۷	۰٫۹۹۷	۰٫۹۹۷	۰٫۹۹۷	۰٫۹۹۷	۰٫۹۹۷
۰٫۴۰	۰٫۹۶۰	۰٫۹۷۶	۰٫۹۷۷	۰٫۹۷۷	۰٫۹۷۷	۰٫۹۷۷	۰٫۹۷۷	۰٫۹۷۷	۰٫۹۷۷	۰٫۹۷۷
۰٫۶۰	۰٫۸۹۲	۰٫۹۳۲	۰٫۹۳۶	۰٫۹۳۶	۰٫۹۳۷	۰٫۹۳۷	۰٫۹۳۷	۰٫۹۳۷	۰٫۹۳۷	۰٫۹۳۷
۰٫۸۰	۰٫۸۰۰	۰٫۸۷۰	۰٫۸۷۸	۰٫۸۸۰	۰٫۸۸۱	۰٫۸۸۱	۰٫۸۸۱	۰٫۸۸۱	۰٫۸۸۱	۰٫۸۸۱
۱٫۰۰	۰٫۷۰۱	۰٫۸۰۰	۰٫۸۱۴	۰٫۸۱۷	۰٫۸۱۸	۰٫۸۱۸	۰٫۸۱۸	۰٫۸۱۸	۰٫۸۱۸	۰٫۸۱۸
۱٫۲۰	۰٫۶۰۶	۰٫۷۲۷	۰٫۷۴۸	۰٫۷۵۳	۰٫۷۵۴	۰٫۷۵۵	۰٫۷۵۵	۰٫۷۵۵	۰٫۷۵۵	۰٫۷۵۵
۱٫۴۰	۰٫۵۲۲	۰٫۶۵۸	۰٫۶۸۵	۰٫۶۹۲	۰٫۶۹۴	۰٫۶۹۵	۰٫۶۹۵	۰٫۶۹۶	۰٫۶۹۶	۰٫۶۹۶
۱٫۶۰	۰٫۴۴۹	۰٫۵۹۳	۰٫۶۲۷	۰٫۶۳۶	۰٫۶۳۹	۰٫۶۴۰	۰٫۶۴۱	۰٫۶۴۱	۰٫۶۴۱	۰٫۶۴۲
۱٫۸۰	۰٫۳۸۸	۰٫۵۳۴	۰٫۵۷۳	۰٫۵۸۵	۰٫۵۹۰	۰٫۵۹۱	۰٫۵۹۲	۰٫۵۹۲	۰٫۵۹۳	۰٫۵۹۳
۲٫۰۰	۰٫۳۳۶	۰٫۴۸۱	۰٫۵۲۵	۰٫۵۴۰	۰٫۵۴۵	۰٫۵۴۷	۰٫۵۴۸	۰٫۵۴۹	۰٫۵۴۹	۰٫۵۴۹
۳٫۰۰	۰٫۱۷۹	۰٫۲۹۳	۰٫۳۴۸	۰٫۳۷۳	۰٫۳۸۴	۰٫۳۸۹	۰٫۳۹۲	۰٫۳۹۳	۰٫۳۹۴	۰٫۳۹۵
۴٫۰۰	۰٫۱۰۸	۰٫۱۹۰	۰٫۲۴۱	۰٫۲۶۹	۰٫۲۸۵	۰٫۲۹۳	۰٫۲۹۸	۰٫۳۰۱	۰٫۳۰۲	۰٫۳۰۳
۵٫۰۰	۰٫۰۷۲	۰٫۱۳۱	۰٫۱۷۴	۰٫۲۰۲	۰٫۲۱۹	۰٫۲۲۹	۰٫۲۳۶	۰٫۲۴۰	۰٫۲۴۲	۰٫۲۴۴
۶٫۰۰	۰٫۰۵۱	۰٫۰۹۵	۰٫۱۳۰	۰٫۱۵۵	۰٫۱۷۲	۰٫۱۸۴	۰٫۱۹۲	۰٫۱۹۷	۰٫۲۰۰	۰٫۲۰۲
۷٫۰۰	۰٫۰۳۸	۰٫۰۷۲	۰٫۱۰۰	۰٫۱۲۲	۰٫۱۳۹	۰٫۱۵۰	۰٫۱۵۸	۰٫۱۶۴	۰٫۱۶۸	۰٫۱۷۱
۸٫۰۰	۰٫۰۲۹	۰٫۰۵۶	۰٫۰۷۹	۰٫۰۹۸	۰٫۱۱۳	۰٫۱۲۵	۰٫۱۳۳	۰٫۱۳۹	۰٫۱۴۴	۰٫۱۴۷
۹٫۰۰	۰٫۰۲۳	۰٫۰۴۵	۰٫۰۶۴	۰٫۰۸۱	۰٫۰۹۴	۰٫۱۰۵	۰٫۱۱۳	۰٫۱۱۹	۰٫۱۲۴	۰٫۱۲۸
۱۰٫۰۰	۰٫۰۱۹	۰٫۰۳۷	۰٫۰۵۳	۰٫۰۶۷	۰٫۰۷۹	۰٫۰۸۹	۰٫۰۹۷	۰٫۱۰۳	۰٫۱۰۸	۰٫۱۱۲

$m_1 = \frac{L}{B}$, $n_1 = \frac{z}{b}$, $b = \frac{B}{2}$ $\rightarrow I_4$

$$\gamma = \frac{G_s \gamma_w (1+w)}{1+e}, \quad \gamma_{sat} = \frac{(G_s+e)\gamma_w}{1+e}$$

روابط نشست تحکیمی

عادی تحکیم یافته $S_c = \frac{C_c H}{1+e_0}\log\left(\frac{\sigma'_0+\Delta\sigma'}{\sigma'_0}\right)$

$C_c = 0.009(LL-10)$

پیش تحکیم یافته

$$\text{if } \sigma'_c > \sigma'_0+\Delta\sigma' \rightarrow S_c = \frac{C_s H}{1+e_0}\log\left(\frac{\sigma'_0+\Delta\sigma'}{\sigma'_0}\right)$$

$$\text{if } \sigma'_c < \sigma'_0+\Delta\sigma' \rightarrow S_c = \frac{C_s H}{1+e_0}\log\frac{\sigma'_c}{\sigma'_0} + \frac{C_s H}{1+e_0}\log\left(\frac{\sigma'_0+\Delta\sigma'}{\sigma'_c}\right)$$