www.hoseinzadeh.info

Soil Mechanics Calculation

Prepared by :

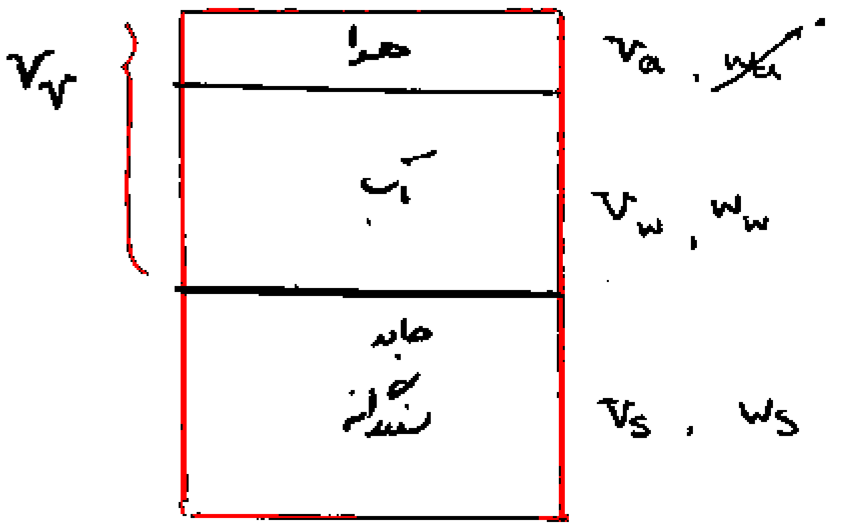
Mehdi Ashari

جلسه هشتم

مکانیک خاک

روابط وزنی حجمی

خاک یک محیط ۳ فازی است



$V_v = V_a + V_w$

درصد رطوبت : $\omega = \frac{W_w}{W_s} \times 100$

یک رابطه وزنی است

تخلخل : $e = \frac{V_v}{V_s}$ $\quad \frac{\text{حجم حفرات}}{\text{حجم خاک}}$

پوکی : $n = \frac{V_v}{V}$ $\quad e > n$

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

درجه اشباع $S_r = \frac{\text{حجم آب}}{\text{حجم منافذ خالی}} = \frac{V_w}{V_v}$

یک خاک می‌تواند $S_r = 100\%$ داشته باشد ولی رطوبت آن 20% باشد

وزن مخصوص طبیعی $\gamma = \frac{\text{وزن کل}}{\text{حجم کل}} = \frac{W}{V} = \frac{W_w + W_s}{V_w + V_s + V_a} = \gamma_{wet}$

وزن مخصوص خشک $= \gamma_d = \frac{W_s}{V_s + V_w + V_a}$ ← یعنی اگر وزن آب را از کل حذف کنیم

$\Rightarrow \quad \gamma = \gamma_d (1 + \omega)$ $\qquad \gamma_d = \frac{\gamma}{1+\omega}$

حالت اشباع $S_r = 100\%$ $\quad \gamma_{sat} = \frac{W_w + W_s + (V_a \times \gamma_w)}{V_w + V_s + V_a}$

وزن مخصوص ویژه خاک

توده ویژه.

$G_s = (\frac{W_s}{V_s}) / \gamma_w$

Page1
87.12.8

$$\boxed{S_r \cdot e = \omega \cdot G_s} \qquad \boxed{\gamma_d = \frac{\gamma}{1+w}}$$

$$\boxed{\gamma_d = \frac{G_s \cdot \gamma_w}{1+e}} \qquad \boxed{\gamma_{sat} = \frac{(G_s + e)\,\gamma_w}{1+e}}$$

اگه مسئله با همین فرمولها حل می‌شود.

اگه نتوانستید حل کنید حتماً از فرمولهای خاص صفحه قبل فرمول مورد نظر را از آن استخراج کنید.

نکته: حتماً لازم است برای حجم کل یک عدد فرض یک در نظر بگیرید و الباقی را نسبت به آن پیدا کنید و مسئله را حل کنید.

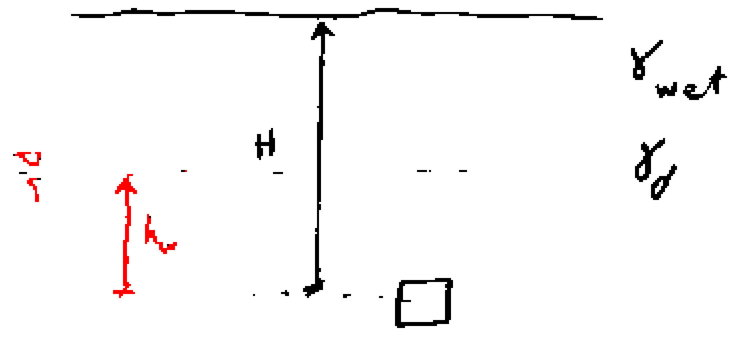
تراکم نسبی $$D_r = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} * 100$$ (خاک در شرایط فعلی چه وضعیتی دارد شل یا متراکم)

e_{max} , e_{min} آزمایش بدست می‌آیند (تراکم در اینجا ها)

$$e_{max} \approx \gamma_{d\,min} \qquad e_{min} \approx \gamma_{d\,max}$$

$$\text{درصد تراکم} = \frac{\gamma_d}{\gamma_{d\,max}} * 100$$

تنش قائم در خاک



۱- تنش قائم کل در خاک تر کاملاً $$\sigma_v = \gamma_{wet} * H$$

۲- سطح آب در عمق h_w باشد

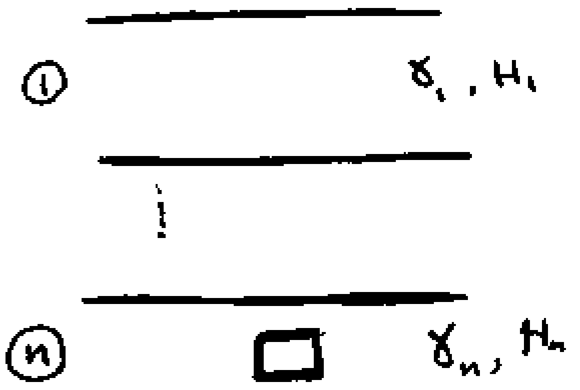
$$U = \gamma_w . h_w \quad \text{فشار آب حفره‌ای}$$

$$\text{تنش قائم موثر} \quad \sigma' = \sigma_v - U$$

$$\xrightarrow[\text{خاک غرقابی}]{H = h_w} \quad \sigma' = \gamma_{sat} . H - \gamma_w . H = H(\underbrace{\gamma_{sat} - \gamma_w}_{\text{وزن مخصوص غوطه‌ور}}) = H\gamma'$$

Page 2
87.12.8

فشارهای چندلایه‌ای

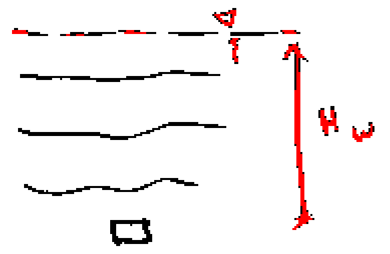

①
γ_1 , H_1
ⓝ
γ_n , H_n

$$\sigma_v = \sum_{i=1}^{n} (\gamma_i . H_i)$$

$$U = \gamma_w * H_w$$

نکته: چنانچه سطح آب بالاتر از سطح زمین باشد (H_w) ارتفاع آب بالای هم باید لحاظ شود

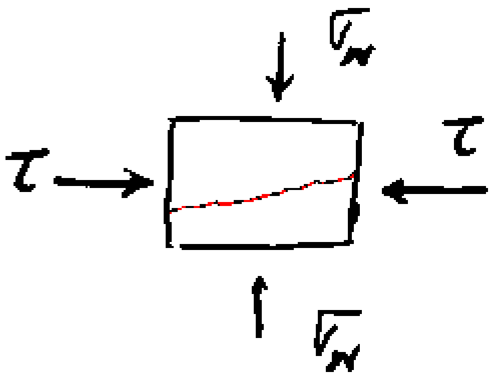
یعنی در فرمول σ_v نیز $\gamma_w . H_w$ اضافه خواهد شد



مقاومت برشی خاک

فرمول موهر

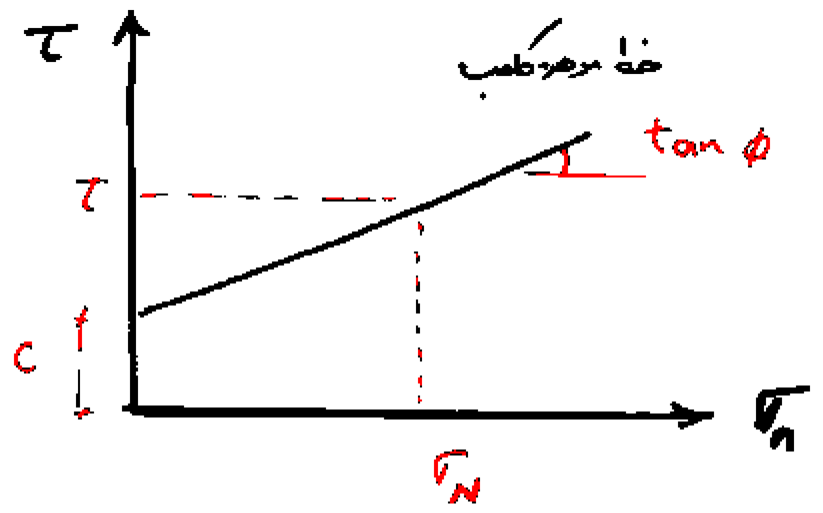
مقاومت برشی $\tau = c + \sigma_N \tan \phi$


σ_N
τ
τ
σ_N

c چسبندگی بر واحد سطح

ϕ زاویه اصطکاک داخلی (درجه)

σ_N تنش قائم



برای نمونه خاک مورد نظر سه مرتبه آزمایش با σ_N های مختلف انجام میدهیم تا خط بهینه با ۳ نقطه حاصل شود (آزمایش برش)،

نکته: حداقل تعداد آزمایش لازم جهت تعیین c و ϕ ← ۲ تا آزمایش

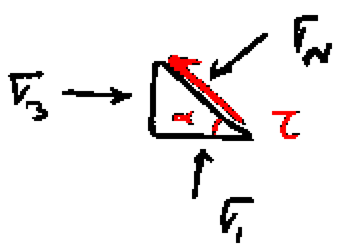
چون می خواهیم یک خط رسم کنیم

انواع خاک:
- دانه‌ای ⇐ $c \approx 0$ شل ماسه
- چسبنده ⇐ $\phi \approx 0$ شل رس . یعنی τ از σ_N مستقل است.

آزمایش تحکیم نیافته سه محوری انجام شود.

دوایر موهر

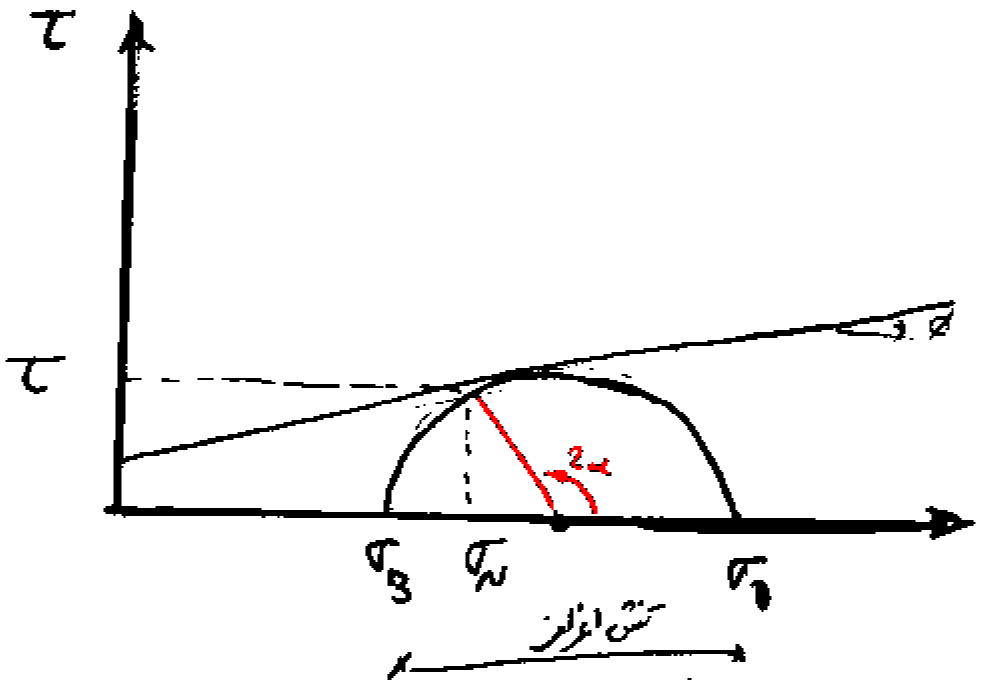
$\tau = R \sin \alpha$


σ_N
σ_3
α
τ
σ_1

یک دایره به قطر σ_1 و σ_3 رسم می‌کنیم

به اندازه 2α که بچرخیم از σ_{max} (پادساعتگرد) τ و σ_N دهنده

مربوطه پیدا خواهند شد.


τ
τ
ϕ
2α
σ_3
σ_N
σ_1
تنش انحرافی

$2R =$ قطر

شعاع $R = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$

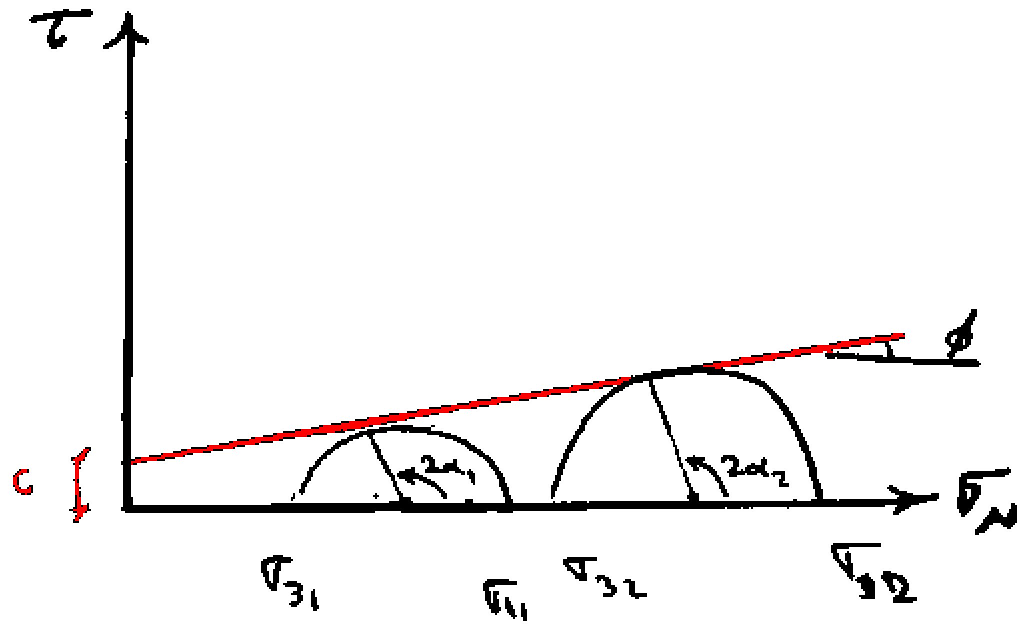
ص Page 3

87.12.4

از همین دایره جهت نتایج آزمایش سه محوری استفاده می‌شود

البته می‌دانیم α حقیقی است و در صفحه‌ای گسیختگی صورت می‌گیرد

دو بار آزمایش انجام می‌شود

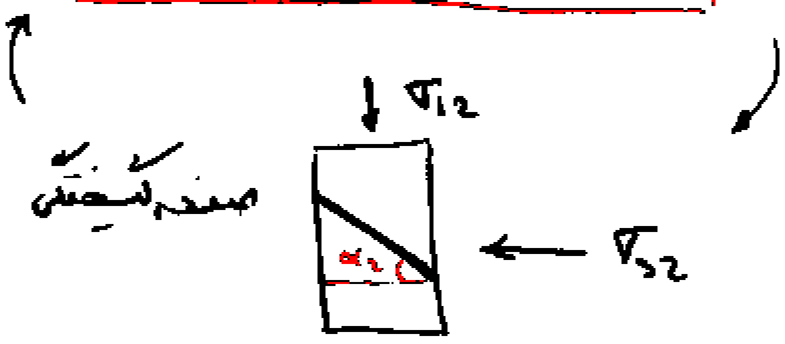

τ
ϕ
c
$2\alpha_1$
$2\alpha_2$
σ_N
σ_{31}
σ_{11}
σ_{32}
σ_{12}

خط مماس بر دایره‌ها را رسم می‌کنیم

جایی که مماس خط دایره را قطع می‌کند همان شرایطی است که دنبالش بوده‌ایم

$$\boxed{2\alpha = 2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)}$$

α بر حسب درجه


صفحه گسیختگی
σ_{12}
σ_{32}
α_2

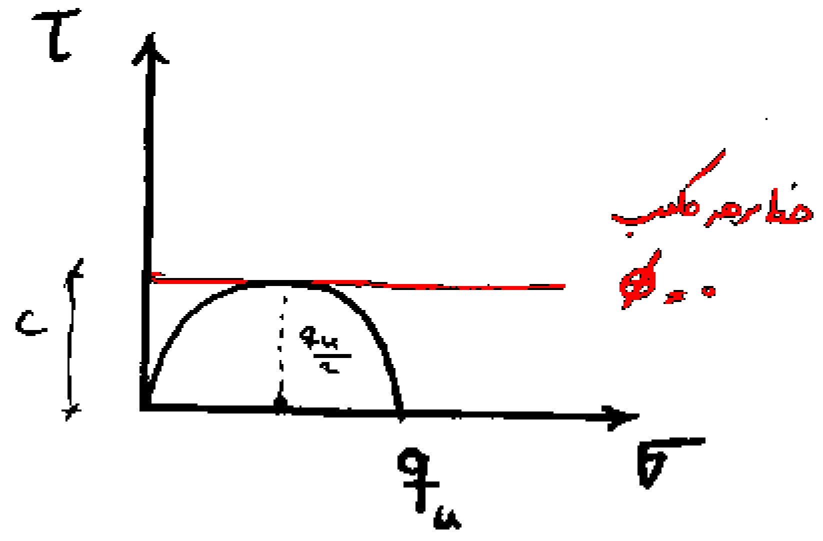
تنش انحرافی در لحظه گسیختگی = قطر دایره = $\sigma_1 - \sigma_3$

نکته

حالت خاص آزمایش سه محوری $\sigma_3 = 0$

که به آزمایش تک محوری موسوم است

این آزمایش برای خاک‌های چسبنده انجام می‌شود


τ
c
$\frac{q_u}{2}$
q_u
σ
خط مر کلمب
$\phi = 0$

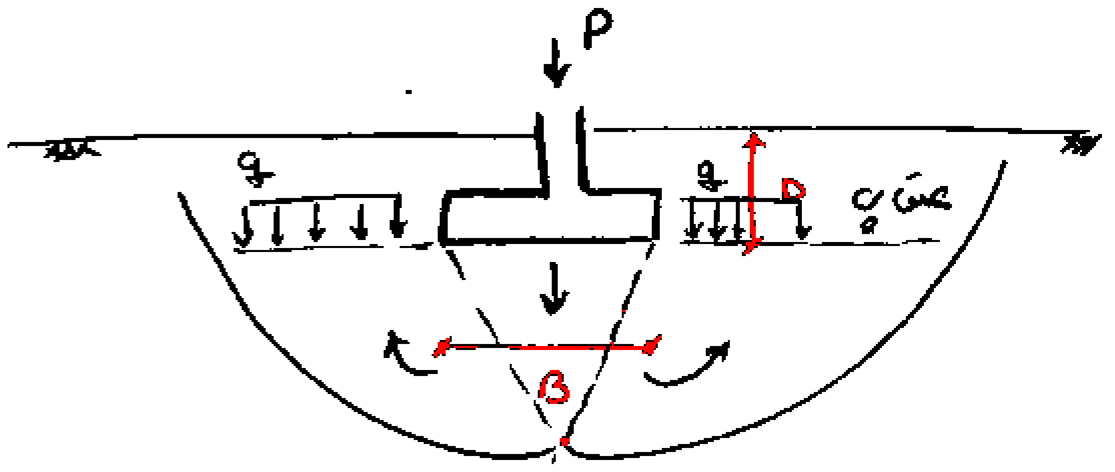
$$2\alpha = 90 \longrightarrow \alpha = 45^\circ$$

$$c_u = \frac{q_u}{2}$$

q_u همان بار لازم جهت برش خوردن نمونه است.

مقاومت معادل کشش خاک = $c. \cot g\, \phi$

ظرفیت باربری پی سطحی:


P
q
q
D
عمق پی
B

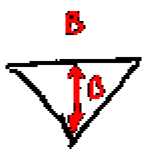
گوه مثلثی زیر پی تشکیل می‌شود. خاک‌های اطراف را به سمت بالا هل می‌دهد

در حالتی که خاک‌ها شروع به حرکت می‌کنند

$P = Q_u$ بار نهایی پی

$$\frac{Q_u}{A_p} = q_u = \text{ظرفیت باربری نهایی پی}$$

درحقیقت عمق گوه مثلثی = B



$$q_u = \underbrace{C\, N_c \cdot S_c}_{\text{بخش چسبندگی}} + \underbrace{q\, N_q\, S_q}_{\text{بخش سربار}} + \underbrace{0.5\, B \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma}_{\text{بخش عرض پی}}$$

c چسبندگی خاک

q سربار تنش قائم در تراز کف پی

B عرض پی

γ وزن مخصوص خاک.

$\left.\begin{matrix} N_c \\ N_q \\ N_\gamma \end{matrix}\right\} \leftarrow$ ضرایب ظرفیت باربری که تابع ϕ هستند

$\left.\begin{matrix} S_c \\ S_q \\ S_\gamma \end{matrix}\right\} \leftarrow$ ضرایب شکل پی که برای دایره و مربع یک هستند

حالات خاص

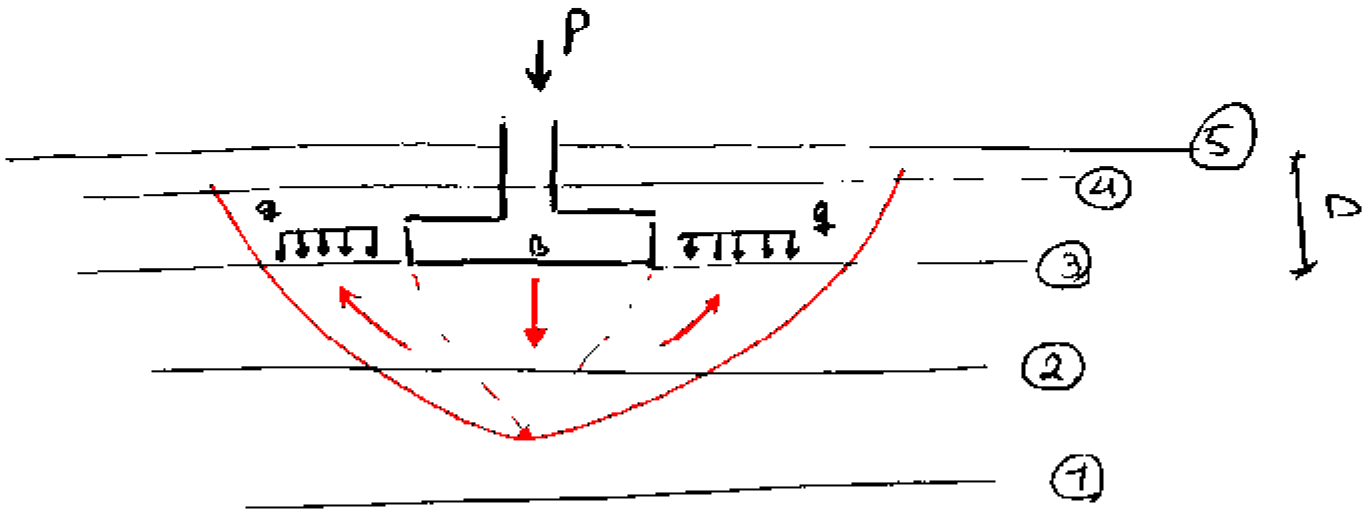
۱- پی بر روی سطح زمین باشد ← $q=0$ نقش سربار صفر می‌شود

۲- خاک دانه‌ای ← $c=0$ نقش چسبندگی صفر می‌شود

۳- خاک چسبنده ← $N_c=5.14$, $N_q=N_\gamma=0$

لذا برای پی مربعی در خاک چسبنده ظرفیت ~~[illegible]~~ باربری خواهیم داشت $\boxed{q_u = c.N_c = 5.14 * c}$

اعتبار و عمق پی هیچ ربطی به ظرفیت باربری پی نخواهد داشت.



اثرات خاک لایه‌ای

حالت ۱- لایه خاک در عمق کم داشته باشیم

هیچ اثری ندارد چون پایین‌تر از محدوده گوه گسیختگی است

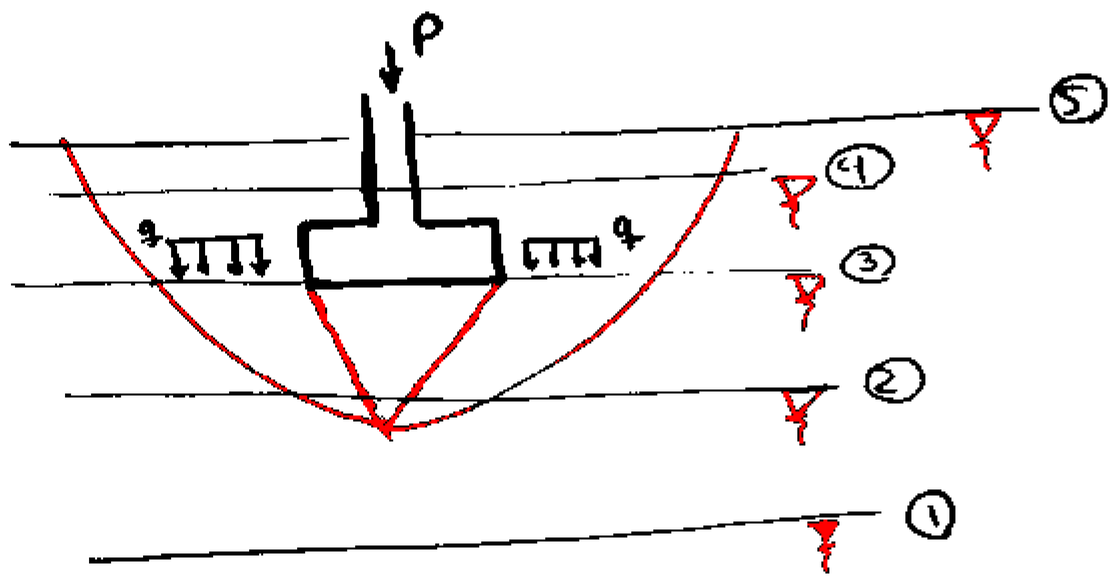
حالت 2 : بین گوه گسیختگی و زیر پی

در اینجا c و ϕ و γ ← تبدیل می‌شوند به $\bar{c}$ و $\bar{\phi}$ و $\bar{\gamma}$ اثر دارد (حل تکراری)

حالت 3 : c و ϕ و γ براساس لایه پائین ~~[illegible]~~ می‌گیریم (لایه زیرین) q براساس لایه بالای مقطع محاسبه می‌شود هر چه بالای خط 3 است.

حالت ۴ : c و ϕ و γ براساس لایه پایین می‌گیریم در این حالت q هم باید محاسبه شود هم براساس لایه بالا و هم براساس لایه پایین خط 4

حالت 5 : مثل حالت یک است ← خاک تک لایه است



اثرات آب زیرزمینی

حالت 1 : هیچ اثری ندارد
چون پایین‌تر از گوه است.

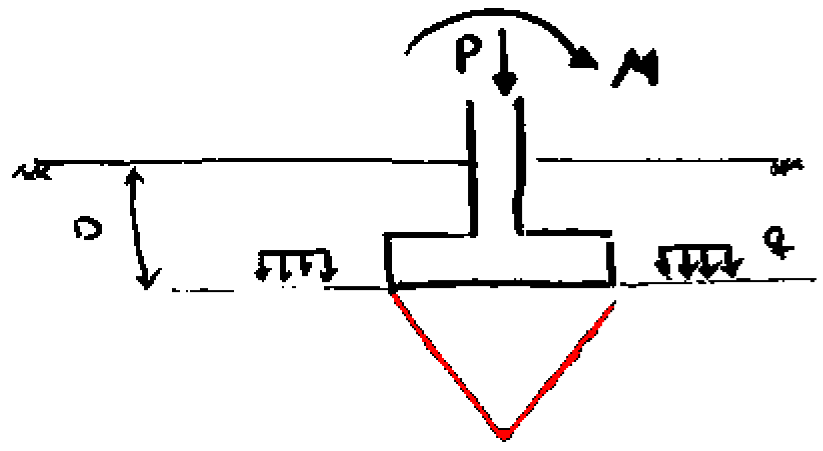
حالت 2 : γ به γ̄ تبدیل می‌شود متناسب با درصد خیس شدن
C و φ هم تغییر کند. در اینجاست که γ̄ خودش را نشان می‌دهد.

حالت 3 : γ به γ' تبدیل می‌شود

حالت 4 : q تبدیل می‌شود به q' (تنش موثر) ، γ به γ' تبدیل می‌شود

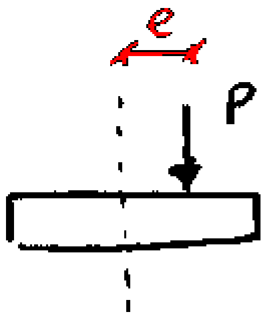
حالت 5 : q به q' (تنش موثر) تبدیل می‌شود ، γ به γ' تبدیل می‌شود.

اثر خروج از مرکزیت



شبیه‌سازی

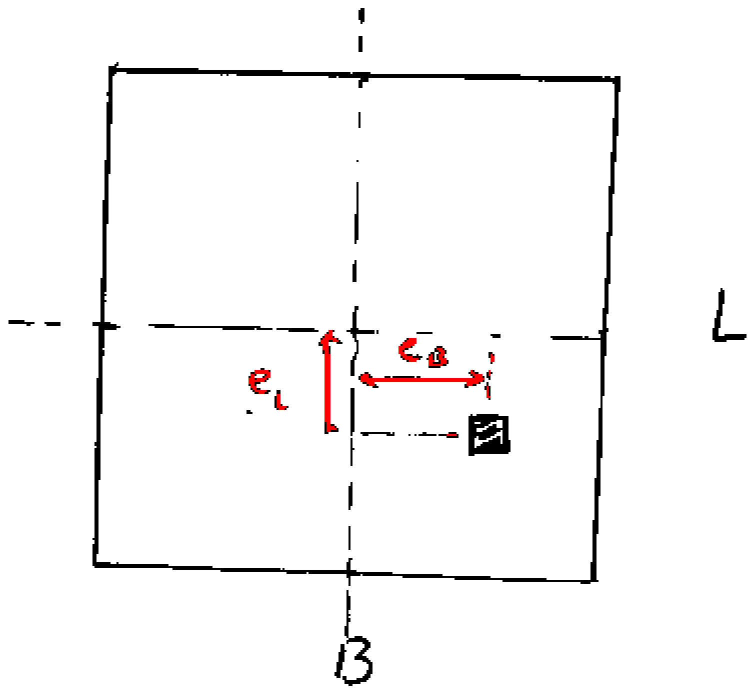
≈ ⟶



خروج از مرکزیت یک طرفه

B به B' تبدیل می‌شود ← $B' = B-2e$

خروج از مرکزیت دو طرفه ← $\left.\begin{array}{l} B' = B-2e \\ L' = L-2e \end{array}\right\}$



$A_p = B' * L'$

یعنی ابعاد پی را کوچکتر کرده‌ام.
و سپس بار را در مرکز آن پی جدید گذاشته‌ام تا q_u پیدا شود

پس از محاسبه q_u در ضریب اطمینان هم ضرب بکنیم تا بتوانیم طراحی را شروع کنیم (q_a)

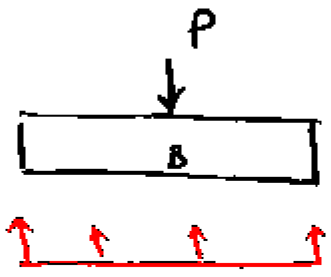
همیشه خروج از مرکزیت را
بعد از طراحی بسنجید ص 123 TAB

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

طراحی پی

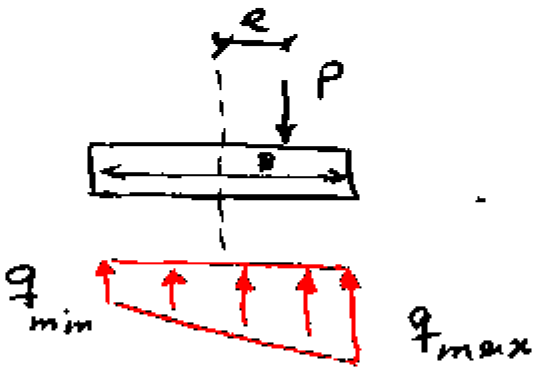
ظرفیت باربری
نشست

۱- بدون خروج از مرکزیت



$P/A_P \leq q_a$

۲- با خروج از مرکزیت



$e \leq \frac{B}{6}$ دراینجا کل پی زیر در فشار است و پی بلند نمیشود

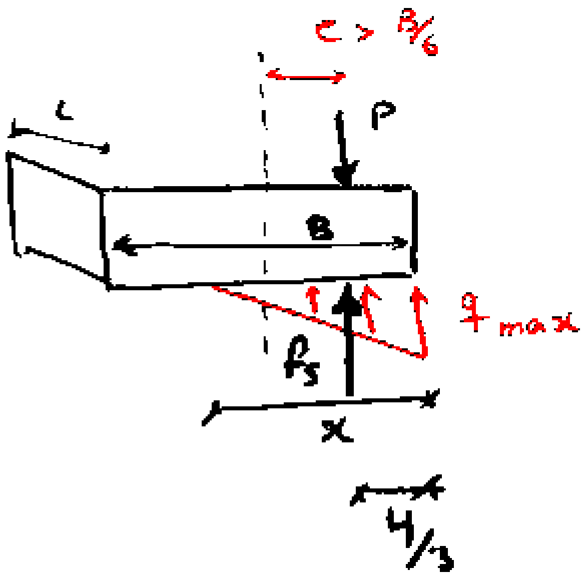
$$\Rightarrow \boxed{q_{min}, q_{max} = \frac{P}{B.L}\left(1 \pm \frac{6e}{B}\right)}$$

B در جهتی که e هست.

تصحیح در اینجا دیگر نیازی به B′ و L′ نیست

$e = \frac{B}{6} \Rightarrow q_{min} = 0$

$e > B/6$ چون خاک نمی‌تواند کشش را تحمل کند در یکجایی ۰ = q خواهد بود.



تعادل نیروها

$$\left.\begin{aligned} \frac{X}{3} &= \frac{B}{2} - e \\ q_{max} * X * \frac{L}{2} &= P \end{aligned}\right\} \Rightarrow \boxed{q_{max} = \frac{4.P}{3 * L * (B - 2e)}}$$

$e = \frac{B}{2} \rightarrow q = \infty \rightarrow$ دوران

ترکیبات بارگذاری

همه بارهای روی P گذاشتیم تا $q_{max} < q_a$

1) D بار مرده
2) D+L مرده و زنده
3) D+L+E مرده و زنده و زلزله →
4) D+E مرده و زلزله →

چون زلزله ایجاد لنگر می‌کند ← e بیشتری می‌دهد

طبق آیین‌نامه در هنگام استفاده از ترکیبات زلزله‌دار می‌توان $q_a = 1.33\, q_a$ در نظر گرفته شود

بخاطر همین برای آزمایشها حین تست مدت تنش سرعت بارگذاری را بالا می‌برند و q بیشتری بدست می‌آید.

پی باسکول

زمانیکه خروج از مرکزیت داریم
یکی از راه حل‌ها این است که B را بزرگتر کنیم تا مشکل حل شود ← غیر اقتصادی است

لذا از پی باسکول استفاده می‌شود که یک تیر بین دو فنداسیون است که

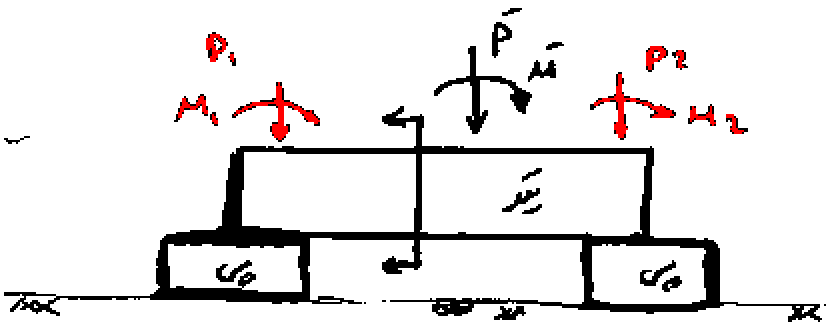
نیروهای ستون‌ها در یک نقطه مشخص باشد $\bar{P}$ و $\bar{M}$

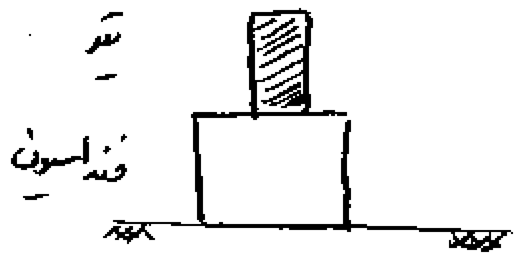
صورت طراحی می‌شود که $\bar{M}=0$

خود تیر روی خاک نمی‌نشیند چون می‌خواهد راحت خمش کند تیر طره‌ای است

که روی قطع پی اجرا می‌شود

$e > \frac{B}{2}$

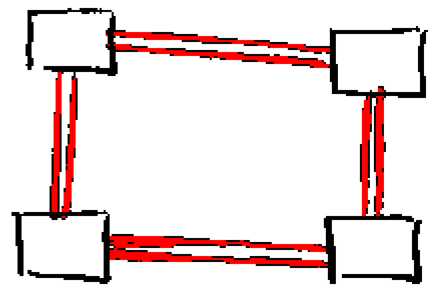




شناژ

در حین زلزله ممکن است فنداسیون‌ها حرکت کنند نسبت به هم. جهت رفع این نقص بین این ستون‌ها کلاف اجرا می‌کنند تا همه با هم حرکت کنند. ■ بر اساس بار محوری ستون‌های مجاورشان طراحی می‌شوند به صورت کششی

۱۰٪ بزرگترین نیروی محوری ۲ ستون مجاور شناژ = P کشش شناژ

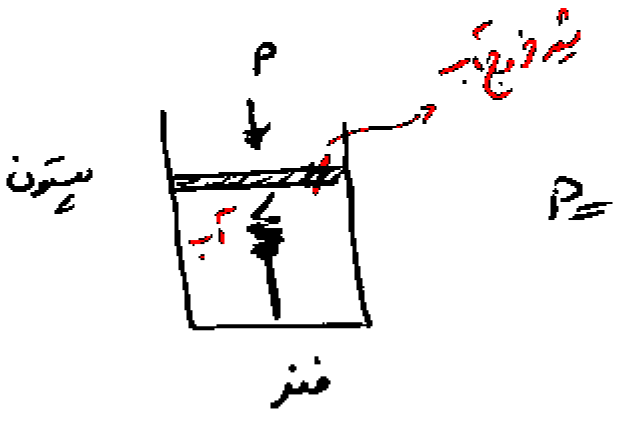


نشست پی‌های سطحی

> آنی یا الاستیک
> تحکیمی (درازمدت)

نشست تحکیمی در خاک‌های رسی اشباع صورت می‌گیرد یا جاهایی که نفوذپذیری پایین است

خاک خشک تحکیمی ندارد



$P = \sigma_v$

۱- نشست آنی

$$\Delta_{\text{نشست آنی یا الاستیک}} = \frac{q_0 B}{E_s}(1-\mu_s^2)\alpha$$

q تنش زیر پی

B عرض پی

$E_{s(avg)}$ مدول الاستیسیته خاک

$\mu_{s(avg)}$ = ضریب پواسون خاک

α : ضریب جدول و نمودار دارد که به شکل و ابعاد پی و محل آن بستگی

خاک چندلایه $E_{s(avg)} = \frac{E_{s_1}H_1 + \dots + E_{s_n}H_n}{H_1 + H_2 + \dots + H_n}$

خاک چندلایه $\mu_{s(avg)} = \frac{\mu_1 H_1 + \dots + \mu_n H_n}{H_1 + \dots + H_n}$

عمق تاثیر نشست پی = ۳ تا ۵ برابر عرض پی = 3B تا 5B

عمق تاثیر ظرفیت باربری پی = B گوه باربری = 1B

نکته: سطح آب ← هم ظرفیت باربری کم می‌شود و هم نشست.
(فنرباد)

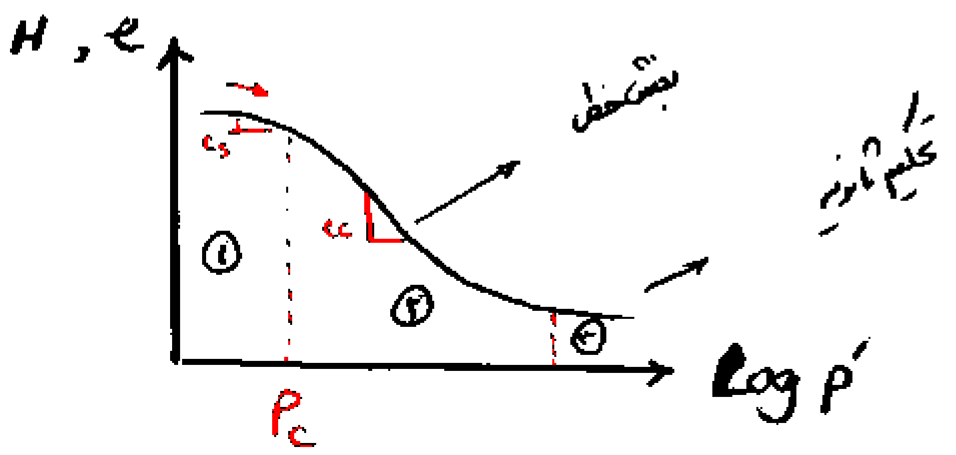
در خاک‌های دانه‌ای (c = 0) هرچه پایین‌تر برویم خاک سفت‌تر می‌شود ← نشست لایه‌ها کمتر می‌شود.

Pagelo
87.12.6

۲- نشست تحکیمی

تقسیم مثل صفحه قبل

آزمایش تحکیم



① خاک پیش تحکیم یافته است. شیب نمودار خیلی کم است   شیب = C_s

② شرایط تحکیم عادی   شیب بیشتر از قسمت اول است   شیب = C_c ضریب نشانه

③ شرایط تحکیم ثانویه

پیش تحکیم، قبلاً این خاک فشار P_c را تحمل کرده است. مثلاً قبلاً بستر دریا در عمق 100 متر بوده است و سپس از گذشت زمان 50 متر رسوبات فرسایش یافته است

نسبت پیش تحکیمی $OCR = \frac{P_c}{\sigma'_v}$

Over Consolidation Ratio

C_c : ضریب فشردگی عادی

C_s : ضریب باربرداری   هر وقت که بار خاک را برداریم با شیب تحت C_s برمی‌گردد.

$$C_c = \frac{e_0 - e_1}{\log \sigma'_1 - \log \sigma'_0}$$

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

⇒ فرمول نشست تحکیم

$$\boxed{\underset{\text{نشست نهایی تحکیم}}{\Delta H_f} = \frac{H_0}{1+e_0} \cdot C_c \cdot \log \frac{\sigma'_1}{\sigma'_0}}$$

$$\sigma'_1 = \sigma'_0 + \Delta\sigma$$

ΔH_{final} نشست نهایی تحکیم   بعد تحکیم 100%

H_0 : ضخامت لایه‌ای که نشست پذیر است (قبل از تحکیم البته)

e_0 : تخلخل لایه تحکیم پذیر   قبل از تحکیم

σ'_0 : تنش قائم موثر در مرکز آن لایه و

σ'_1 : افزایش تنش موثر در مرکز لایه

زمان تحکیم

چه مدت طول می‌کشد که به تحکیم برسیم

عامل زمان (تحکیم) $T_v = \frac{\pi/4 * U^2}{\left[1 - \underset{U<1}{U}^{5.12}\right]^{0.317}}$ بدون بعد است $\rightarrow$ $t = \frac{T_v \cdot d^2}{C_v}$

$U = \frac{\Delta H}{\Delta H_f} \leq 1$

درصد تحکیم

چند درصد به تحکیم رسیده‌ایم.

do Page 11
87.12.8

زمان تحکیم

رابطه تحکیم اثبات شده
$$t = \frac{T_v \cdot d^2}{C_v}$$

T_v هیچ ربطی به شرایط خاک بستگی ندارد . به درصد تحکیم بستگی دارد

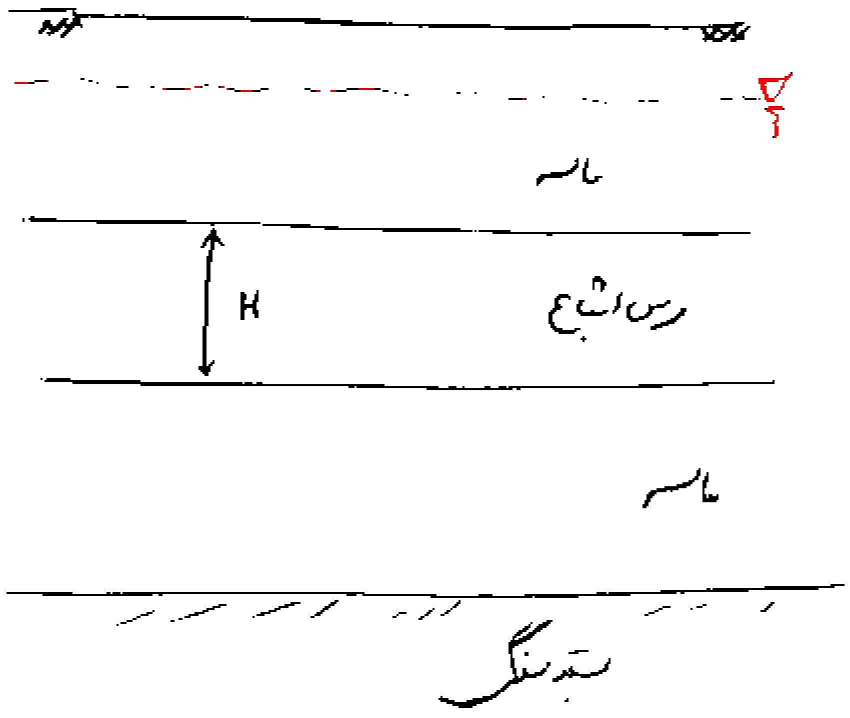
t به شرایط خاک بستگی دارد ← زمان برحسب C_v است

C_v ضریب تحکیم ← به جنس خاک بستگی دارد

d کوتاه‌ترین مسیر زهکشی (عمودی) ، شرایط یک بعدی و عمودی است. واحدها d برحسب C_v در فرمول بگذار

* برای یک خاک در همه شرایط ← C_v ثابت است

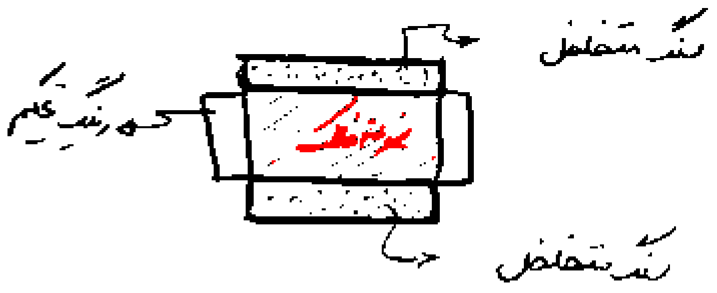
* برای دو خاک با درصد تحکیم یکسان ← U یکسان است ← T_v هر دو یکی است



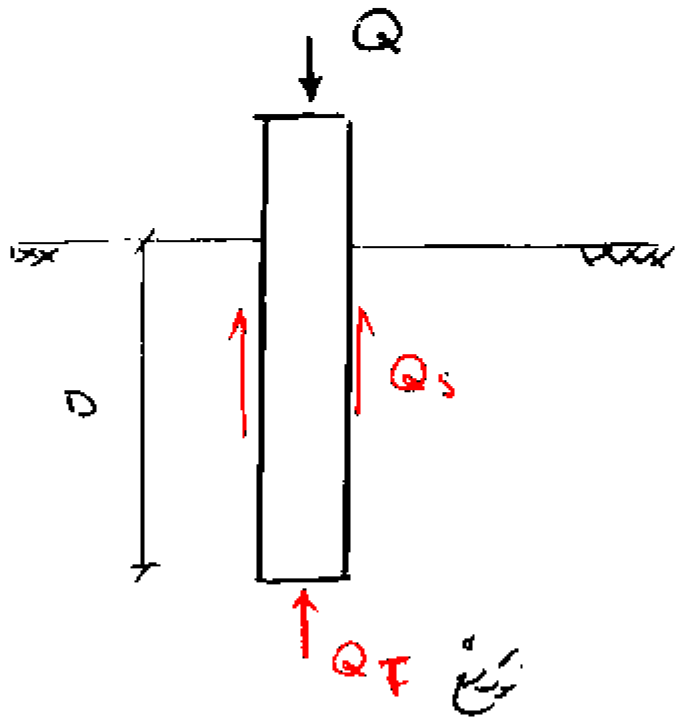
چون هم از بالا و هم از پایین می‌تواند زهکشی کند $d = H/2$

اگر ماسه پایینی به سنگ بستر تبدیل شود $d = H$ زهکشی یکطرفه

در آزمایش تحکیم زهکشی دوطرفه است. رینگ تحکیم



ظرفیت باربری شمع



$$\underset{\text{مجاز}}{Q} = \frac{Q_u}{F.S.}$$

Toe نوک شمع

باربری نهایی $Q_u = \overset{\text{جداره}}{Q_s} + \overset{\text{نوک}}{Q_T} = A_s q_s + A_T q_T$

نیرو ← $Q_T = A_T \cdot q_T$ ← تنش

هدف پیدا کردن q_T و q_s است

$$Q_s = A_s \cdot q_s = D * \overset{\text{دایره}}{\pi d} \cdot q_s$$

مثل پی‌ها $q_T = C.N_c.S_c + q N_q S_q + 0.5 B \gamma . N_\gamma . S_\gamma$

چون گوه‌ی گسیختگی خط‌هایش تا بالا نمی‌آید.

N_c
N_q
N_γ
مقادیرشان با پی سطحی متفاوت هستند

Page 12
87.12.8

درحالت خاک چسبنده ← $N_q = N_\gamma = 0$ و $N_c = 9.0$ (در پی سطحی 5.14 بود) نتایج دیگر تحقیقات

$$\boxed{q_T = 9 * c}$$

q_s تنش برشی که روی جدار شمع و خاک است ماهیت آن مثل تنش برشی است.

(*) $q_s =$ چسبندگی + تنش افقی $\cdot \tan\delta$ $= c' + \sigma_h \cdot \tan\delta$

چسبندگی بین جدار شمع و خاک

تنش افقی بین جدار شمع و خاک

زاویه اصطکاک بین شمع و جدار خاک

هرچه در عمق پیش می‌رویم اگر خاک ثابت باشد چون σ_h بیشتر می‌شود لذا $q_s \uparrow$ می‌شود.

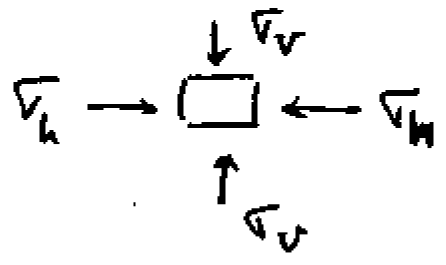
δ ←: پیشنهاد شده است براساس نوع شمع و نحوه اجرا چنین فرض شود $0 < \delta < \phi$ ← $\delta = \frac{2}{3}\phi$

c' را اگر بخواهند جزء چسبندگی خاک بگیرند $c' = \alpha c_u$ پیشنهاد شده $\alpha = 0.5$

$$\boxed{\text{خاک چسبنده} \quad q_s = \alpha * c_u = 0.5 * c_u}$$

([illegible])

فشار جانبی خاک



$k = \frac{\sigma_h}{\sigma_v}$ → تابع عمق

k با عمق تغییر می‌کند

لذا فرمول زیر را استفاده کردند

و تنش‌های موثر را استفاده کردند

$\boxed{k = \frac{\sigma_h'}{\sigma_v'}}$ → تابع شرایط خاک

$\sigma_v = \sigma_v' + U$

$\sigma_h = \sigma_h' + U$

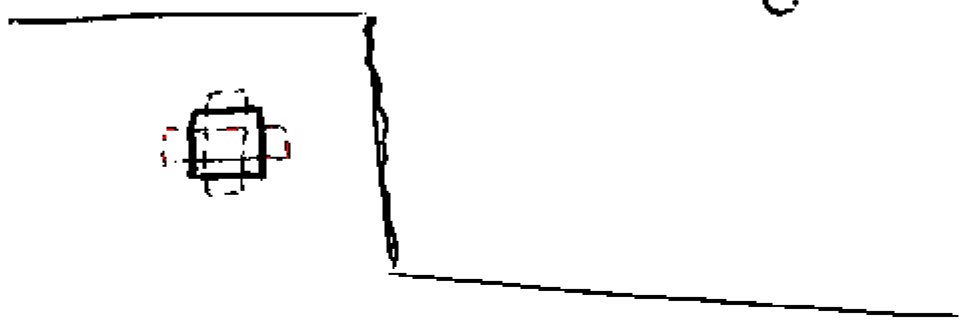
بستر به گونه‌ای نمونه مورد نظر تحت اثر تنش قرار داشته باشد

باید خیلی آمد و شرایط k در نظر گرفته شد

k_0

$\longrightarrow$ K_a

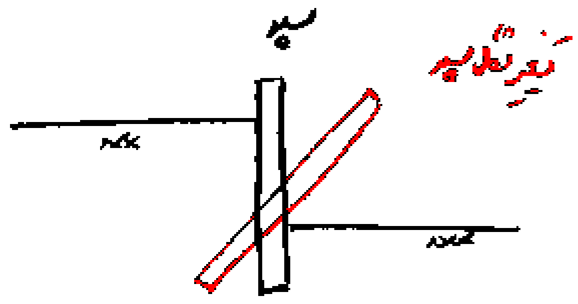
$\longleftarrow$ k_p جمع شود



k_0 ← ضریب فشار جانبی در حالت سکون

K_{active} ← . . . . . . محرک σ_v بیشتر است

$K_{passive}$ ← . . . . . مقاوم σ_h بیشتر است



در شکل سپر لایه بالا حالت k_a و

در حالت پایین k_p خواهد بود

k_p دینامیکی > k_p حالت استاتیکی

k_a دینامیکی < k_a استاتیکی

$$\boxed{k_a < k_0 < k_p}$$

رابطه جکی (تجربی)

$$k_0 = 1 - \sin\phi$$

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

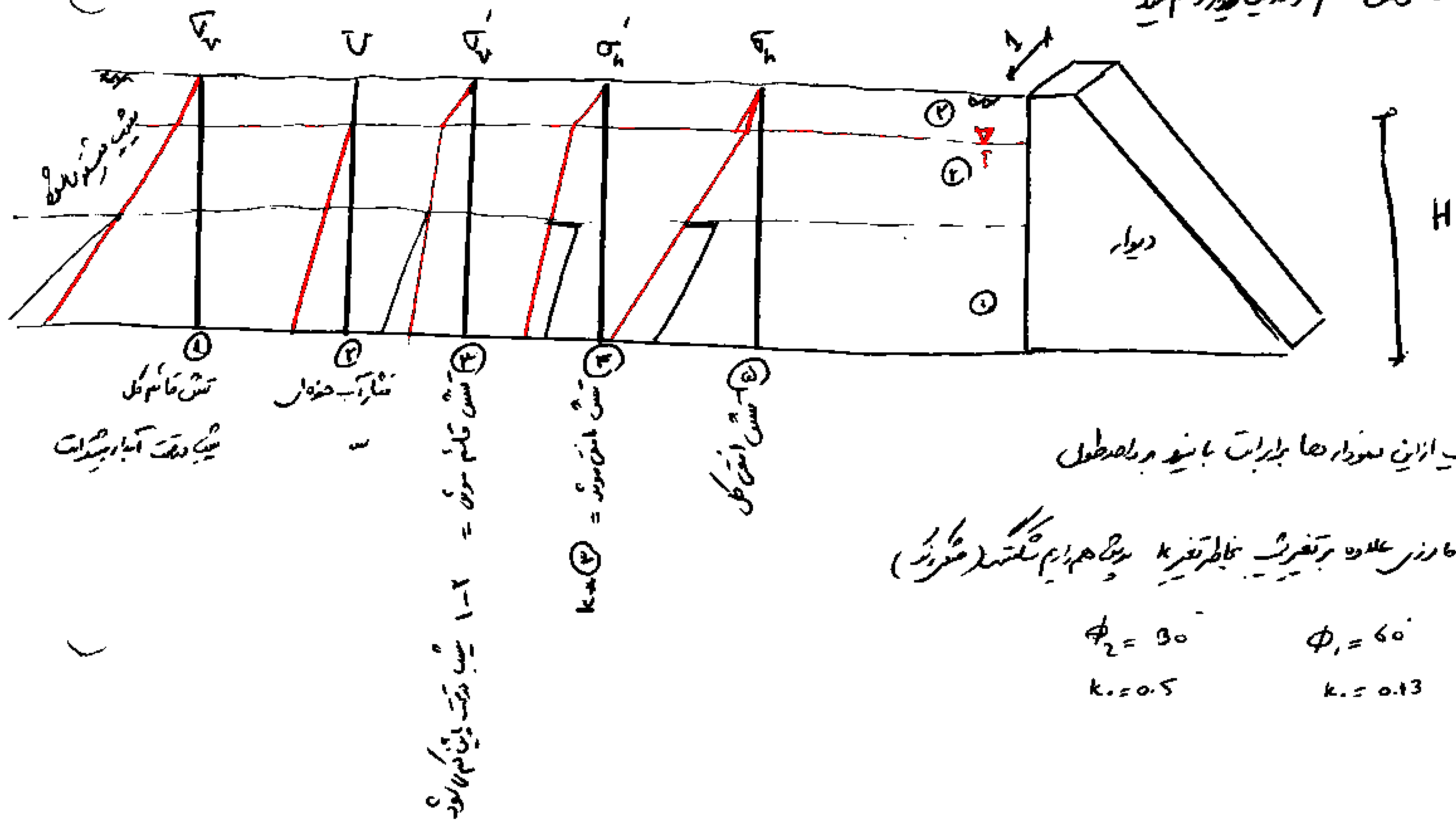
$$k_p = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$$

$\Rightarrow$ $k_a \times k_p = 1$ $\qquad k_a = \frac{1}{k_p}$

مثال $\phi = 30$ $\rightsquigarrow$

$$\left\{\begin{array}{l} k_0 = 0.5 \\ k_a = 0.5/1.5 = 1/3 \\ k_p = \frac{1.5}{0.5} = 3 \end{array}\right\} \longrightarrow k_a \times k_p = 1$$

Ex) بیشینه تنش‌ها توزیع فشار را در این دیوار رسم کنید


σ_v
U
σ_v'
σ_h'
σ_h
شیب بیشتر شده
① تنش قائم کل
شیب ثابت آب ندارد
② فشار آب حفره‌ای
③ تنش قائم موثر = ۲-۱ شیب تغییر پیدا کرده
④ تنش افقی موثر = $k \times$ ③
⑤ تنش افقی کل
③
②
①
دیوار
H

سطح زیر هر یک از این نمودارها برابر است با نیرو در واحد طول

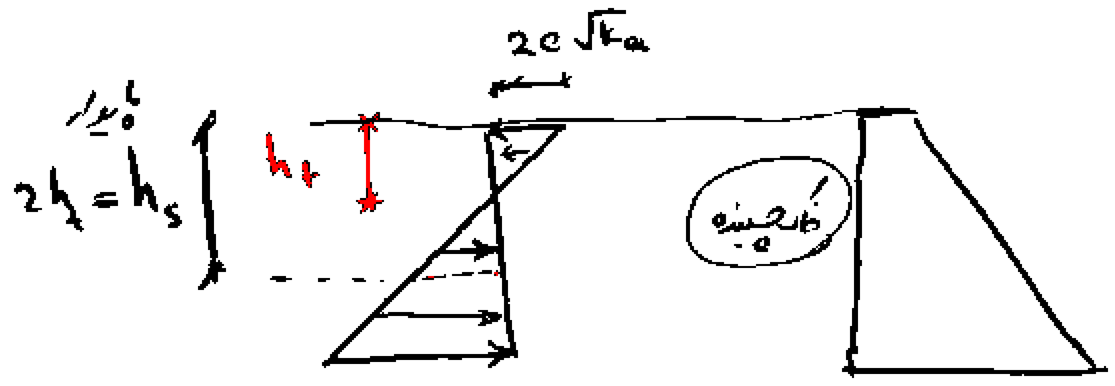
اگر ۳ لایه بود نشان داده علاوه بر تغییر شیب بخاطر تغییر k پرش هم داریم (گسستگی)

$\phi_2 = 30°$ $\qquad \phi_1 = 60°$

$k_0 = 0.5$ $\qquad k_0 = 0.13$

محل اثر این نیروها خیلی مهم است که از واژگونی گیری پیدا می‌شود.

ترک کششی



$(\sigma'_v \cdot k_a - 2c\sqrt{k_a}) + U$

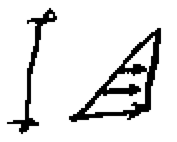
h_s نقطه ایست که مجموع تنش‌های کششی و فشاری صفر است

ولذا بدون مهاربند می‌شود خاکبرداری کرد تا $h_s = 2h_t$

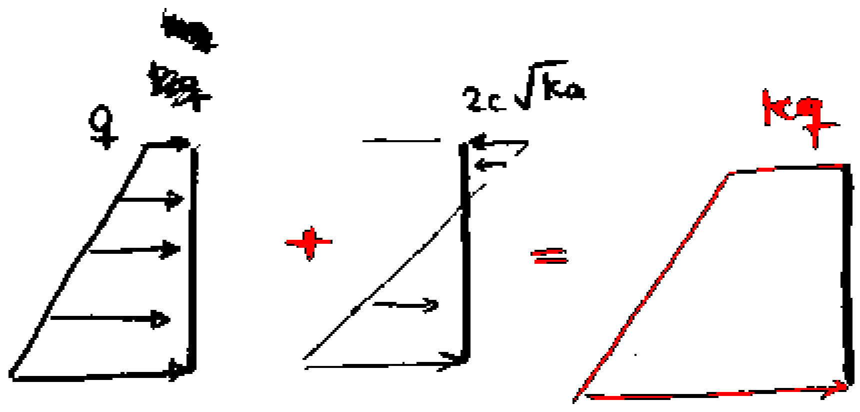
$h_t = 2c/\sqrt{k_a} \cdot \gamma$

اگر خاک چسبندگی نداشته باشد اصلاً بدون مهار نمی‌شود خاکبرداری کرد.

ارتفاع ایمن خاکبرداری $= \frac{h_s}{F.S.}$

نیروی وارده از خاک به دیوار = مساحت مثلث تنش فعال $H-h_t$ 

چنانچه سربار q داشته باشیم

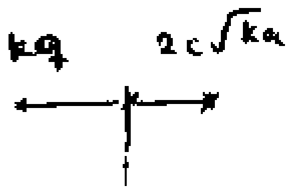


کل نمودار به اندازه K.q در جهت افزایش تنش جابجا می‌شوند. جمع در نمودار

k می‌تواند هر یک از سه تا باشد.

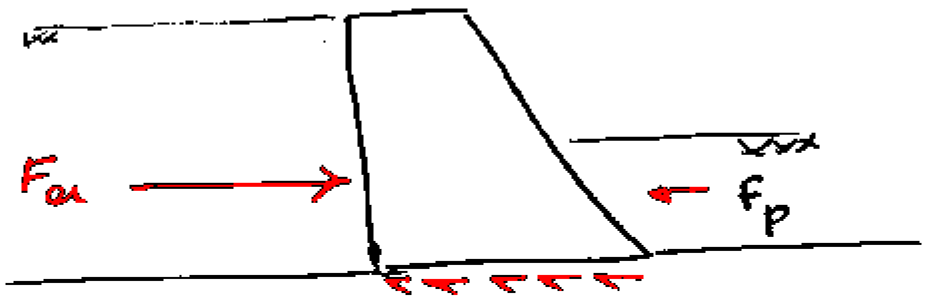
با توجه به فرمول اگر $q = 2c\sqrt{k_a}$ ← دیگر نمی‌توانیم بدون مهار خاکبرداری کنیم

درحالتی که q داشتیم ← h_t و h_s اینها نخواهند بود.



حالت حدی

لغزش و واژگونی



۱- وزن خود دیوار حائل بیش از ظرفیت باربری مجاز نباشد

۲- اصطکاک زیر دیوار و نیروهای مقاوم باید جلوی نیروی رانش خاک را بگیرد

ضریب اطمینان در مقابل لغزش $= \frac{\text{نیروی مقاوم}}{\text{نیروی محرک}} \geq 1.5$

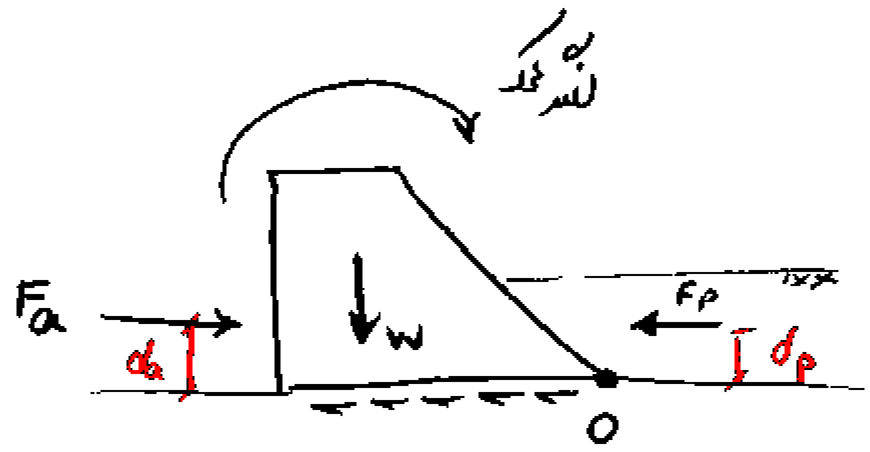
نیروی محرک: نیروی ناشی از خاک به دیوار (ناشی از سربار هم) [illegible] است

نیروی مقاوم: اصطکاک زیر دیوار و خاک ، فشار خاک پشت دیوار که بصورت k_p عمل می‌کند.

فقط می‌توان از خاک پشت کمک گرفت که مطمئن باشیم هست.

اگر uplift داشتیم آن هم باید اثرش در نظر گرفته شود.

87.12.8



تحت اثر نیروی F لنگر جهت واژگونی دیوار ایجاد می‌شود

وزن دیوار و نیز اثر خاک پشت دیوار جلوی این واژگونی مقابله می‌کند

حول نقطه O لنگر می‌گیریم .

$$F.S._{\text{واژگونی}} = \frac{\text{لنگر مقاوم}}{\text{لنگر محرک}} \geq 1.75$$

لنگر مقاوم { وزن دیوار / فشار خاک مقابل دیوار

اعداد ضریب اطمینان 1.5 و 1.75 در کتاب مبحث ششم هم هستند

ضریب عکس‌العمل بستر

$$k_s = \frac{q}{\Delta}$$

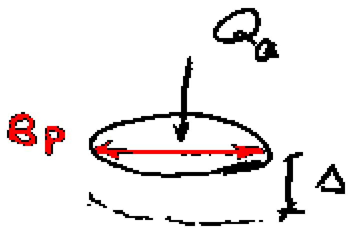
به ازای چه باری نشستی دارد؟

$$\Rightarrow \Delta = \frac{q}{k_s}$$

با آزمایش بارگذاری صفحه k_s پیدا می‌شود.

k_s تابعی از E_s و ابعاد پی است.

آزمایش بارگذاری صفحه



صفحه‌ای به قطر B_p را با Q_a روی خاک می‌گذاریم تا Δ پیدا شود ← k_{Plate} را پیدا می‌کنیم

k_{SB} ضریب عکس‌العمل بستر در پی — دو حالت داریم →

خاک رس → $k_{S_B} = k_p \frac{B_p}{B}$ — B عرض پی

خاک دانه‌ای → $k_{S_B} = k_p \left(\frac{B + B_p}{2B}\right)^2$ — B_B عرض پلیت

Base فنداسیون

$\frac{T.10}{P.1}$) ص ۱۲ کتاب ج   گزینه سوم

$\frac{T.11}{P.3}$) گزینه ۳ صحیح است

$\frac{T.12}{P.3}$) گزینه دوم ← چون زمین‌های ماری استعداد تورم بسیار دارند
زمین‌های نشسته هم در معرض هوا، هوازده می‌شوند

$\frac{T.13}{P.4}$) گزینه سوم است

$\frac{T.12}{P.17}$) اول ← درست است و مهمترین هدف است
دوم ← q_a
سوم ← Δ
} ← چهارم صحیح است

$\frac{T.13}{P.17}$) گزینه سوم صحیح است

$\frac{T.14}{P.17}$) گزینه اول

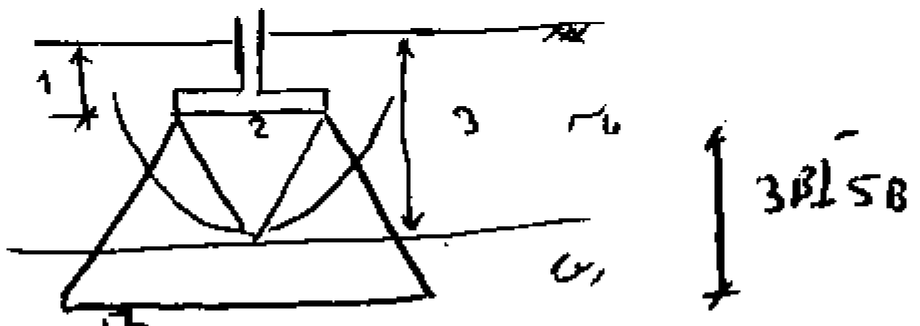
$\frac{T.16}{P.18}$) ۱ ← غلط است ← چون خاکریز تراکم خاک دستی است
۲ ← صحیح است
۳ ← با افزایش ارتفاع ستون ← محاسبات سقف باید باشد
۴ ← با تغییر ابعاد پی ← حتماً نشست تغییر می‌کند

$\frac{T.13}{P.30}$) گزینه چهارم

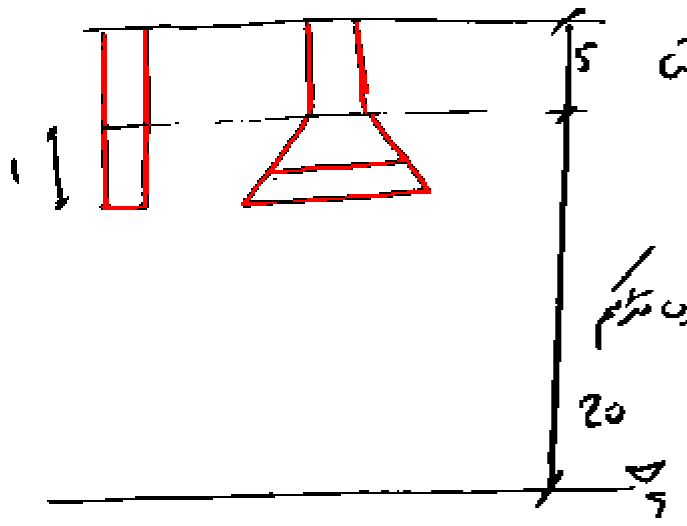
$$7d = 7 * 0.8 = 5.6$$
$$\text{Max}\left\{ 5\ \text{m} \right. \longrightarrow 5.6 + 12 = 17.6 \simeq 18$$

$\frac{T.15}{P.30}$) گزینه اول
گزینه دو غلط است ← چون خوردگی باعث ضعیف شدن cover و نفوذ سیالات هم باعث پیدا شود
گزینه سوم ← کار سهمگیری است
چهارم ← درست هست ولی تنها دلیل نیست و گزینه یک خیلی کاملتر است

$\frac{T.16}{P.30}$) عرض پی = 2 ← بیرون گود است ← گزینه ۲ و ۳ رد می‌شود
گزینه اول ← تاثیر طره چون $C \le$ برابر پایین می‌رود
گزینه ۴ ← صحیح است.



C, Page 17
87.128



$\frac{T.45}{P.50}$) جواب گزینه دوم است.

جواب ۳ ← ۵ متر خاکبرداری کردن حفر غیر اقتصادی است

گزینه چهارم ← چون پی منفرد است و بار ضعیف است تثبیت خاک مناسب

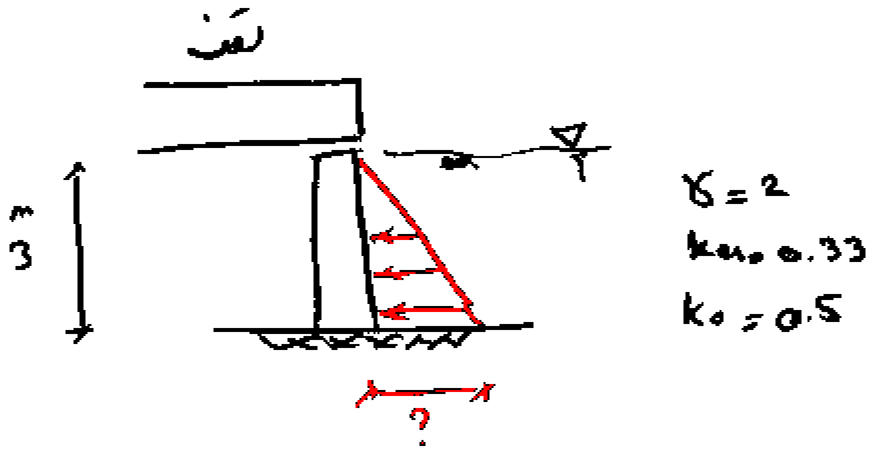
اگر بار گسترده بود (مثل مخزن) حفر خوب بود

گزینه الف ← چون ستونهایی است که یک قسمت داخل خاک است

~~[illegible]~~

در شمعها بحث uplift هم مطرح است

در سوال گزینه ب ← در uplift بهتر عمل می‌کند



[illegible]

$\frac{T.46}{P.50}$) چون حرف زده است همینطور γ_{sat} را استفاده کردیم.

چون دیوار از بالا مهار شده است نمی‌تواند حرکت کند ← K_o

هر وقت سقف هیچ مهار نداشت ← K_a

خاک یکپارچه است و سطح زمین و آب یکی است

$$\sigma'_v = \gamma' \cdot H = \overset{\gamma_{sat}-\gamma_w}{(2-1)} * 300 \quad gr/cm^2$$

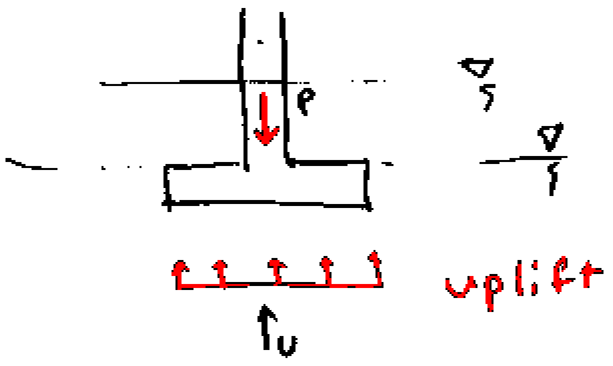
حال باید فشار آب را اضافه کنیم

$$\sigma'_h = k_o \, \sigma'_v = 0.5 * 300 = 150 \quad gr/cm^2$$

$$U = \gamma_w \cdot H = 1 * 300 = 300 \quad gr/cm^2$$

تنش افقی پای دیوار $\Rightarrow \sigma_h = \sigma'_h + U = 150 + 300 = 450 \quad gr/cm^2 = 0.45 \quad kg/cm^2$

گزینه الف جواب است



$\frac{T.47}{P.51}$) هم ضریب اطمینان لغزش و هم ضریب اطمینان واژگونی را ~~افزایش~~ کم می‌کند.

~~[illegible]~~ چون uplift بیشتر باشد در زیر پی

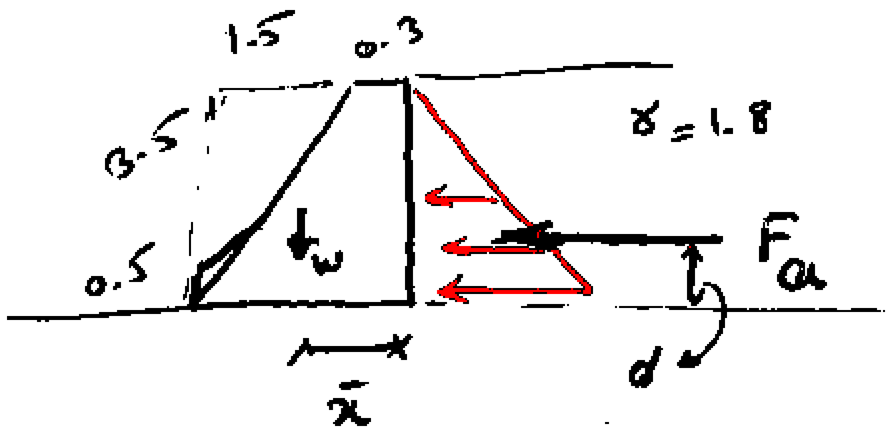
نیروی مقاوم لغزش $= (P-U) \tan\delta + c$ $\Leftarrow \uparrow U$

لنگر مقاوم $= (P-U) * B/2$

واژگون می‌شود $\downarrow P \leftarrow \uparrow U$

گزینه دوم

$\frac{T.48}{P.51}$ (ضریب اطمینان واژگونی دیوار را حساب کنید



داریم $\sigma_h = k_a \cdot \sigma_v = k_a \cdot \gamma H = 0.42 * 1.8 * 4 = 3.02 \ t/m^2/m$

مساحت مثلث $F_a = \sigma_h * H * 1/2 = 3 * 4 * 1/2 = 6 \ ton/m$

لنگر محرک برگردان $= F_a * d = \frac{1}{3} * 6 * 4 = 8 \ \frac{t.m}{m}$

لنگر مقاوم = وزن = وزن کل مستطیل منهای مثلثی که از آن جدا شده است $= A_c = \overset{A_2}{1.8 * 4} - \overset{A_1}{\frac{3.5 * 1.5}{2}} = 4.575 \ m^2$

حجم $V_c = 1$

وزن دیوار $= \gamma_c \cdot A_c = 2.5 * 4.575 = 11.44 \ t/m$

بازوی مقاوم را حساب می‌کنیم

$$\boxed{\bar{x} = \frac{A_2 * x_2 - A_1 x_1}{A_2 - A_1}} = \frac{1.8*4*\frac{1.8}{2} - \frac{3.5*1.5}{2}*\frac{1.5}{3}}{\underset{1.8*4}{}\quad 4.575} = 1.13 \ m$$

لنگر مقاوم $= \underset{W_c}{11.44} \underset{*}{*} \underset{\bar{x}}{1.13} = 12.92 \ t.m/m$

ضریب اطمینان - $F.S. = \frac{\text{لنگر مقاوم}}{\text{لنگر محرک}} = \frac{12.92}{8.0} = 1.6$

گزینه دوم جواب است

$\frac{T.49}{P.51}$ (در خاکهای دانه‌ای هرچه پایین‌تر برویم با افزایش فشار خاک متراکم‌تر می‌شوند ← نشست کمتری دارند الف

$\frac{T.50}{P.51}$ (الف

$\frac{T.51}{P.51}$ (عمق پایدار

خاک چسبنده است ← $\phi = 0$ ⇐

$h_t = 2c / \gamma\sqrt{k_a}$

$C = 20 \ kPa$

$\gamma = 20 \ kN/m^3$

$k_a = ?$

$k_a = \frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi} = 1$

$h_t = \frac{2 * 20}{20 * 1} = 2 \ m$

این عمق ترک کششی است

$h_s = 2 \cdot h_t = 2 * 2 = 4 \ m$

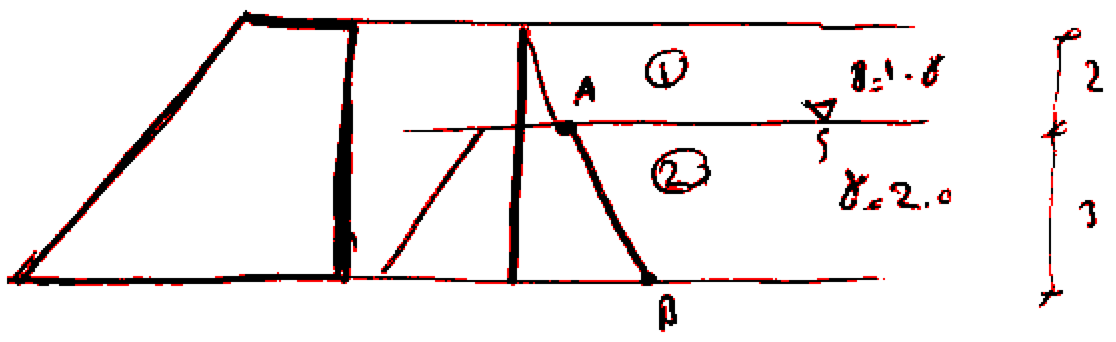
چون هیچ ضریب اطمینان نداده است لذا همین عدد را می‌گذاریم.

$$k_a = \frac{1-\sin}{1+\sin}$$

$\phi = 30^\circ$: $\frac{k_a}{k_p} = ?$ $k_a = \frac{1}{3} \rightarrow k_p = \frac{1}{k_a} = 3$ $\left(\frac{T.52}{P.51} \right.$

$\rightarrow \frac{k_a}{k_p} = \frac{1/3}{3} = 1/9$ تذکر درست

گزینه ها اشتباه است. $\left(\frac{T.45}{P.64} \right.$


A
①
②
B
$\gamma = 1.8$
$\gamma = 2.0$
2
3

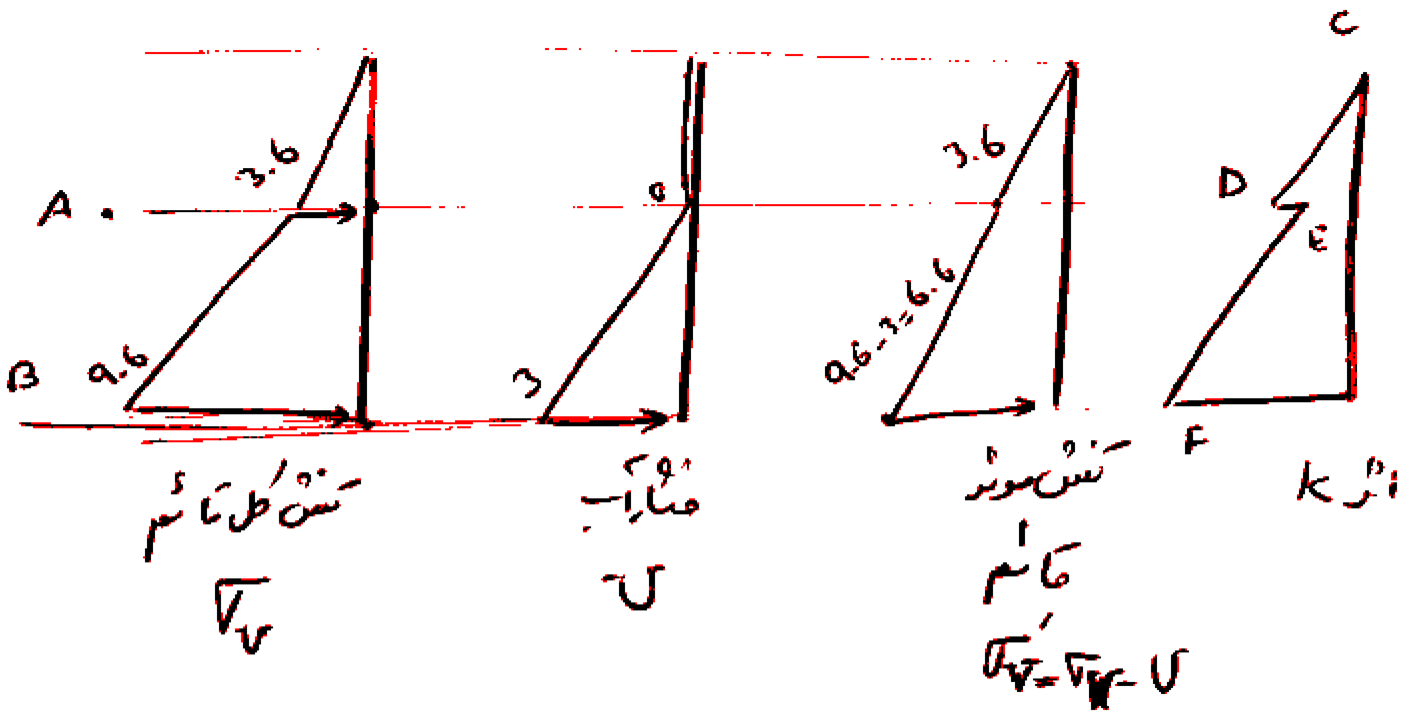
$k_{a_1} = \frac{1}{3}$ ، $k_{a_2} = 0.295$

توزیع تنش قائم را رسم می کنیم

تنش کل قائم $\begin{cases} \text{نقطه } A \rightarrow 2 * 1.8 = 3.6 \\ \text{نقطه } B \rightarrow 2 * 1.8 + 3 * 2 = 9.6 \end{cases}$

فشار آب $\begin{cases} \text{نقطه } A = 0 \\ \text{نقطه } B = 3 * 1 = 3 \end{cases}$

تنش موثر قائم $\begin{cases} \text{نقطه } A = 3.6 - 0 = 3.6 \\ \text{نقطه } B = 9.6 - 3 = 6.6 \end{cases}$


A
B
3.6
9.6
0
3
3.6
9.6-3=6.6
C
D
E
F
تنش کل قائم
σ_v
فشار آب
U
تنش موثر قائم
$\sigma'_v = \sigma_v - U$
اثر k

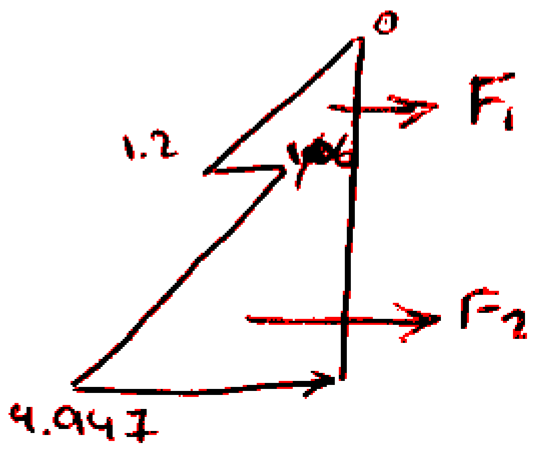
حالا همه را ضربدر k های لایه می کنیم

k_{a_1} لایه اول $\begin{cases} \text{نقطه } C = 0 \\ \text{نقطه } D = 3.6 * 1/3 = 1.2 \\ \text{نقطه} \end{cases}$

لایه دوم k_{a_2} $\begin{cases} \text{نقطه } E \quad 3.6 * 0.295 = 1.06 \\ \text{نقطه } F \quad 6.6 * 0.295 = 1.947 \end{cases}$

حالا برای تنش افقی کل را داریم σ_h

$$\sigma_h \begin{cases} C = 0 + 0 = 0 \\ D = 1.2 + 0 = 1.2 \\ E = 1.06 + 0 = 1.06 \\ F = 1.947 + 3 = 4.947 \end{cases}$$

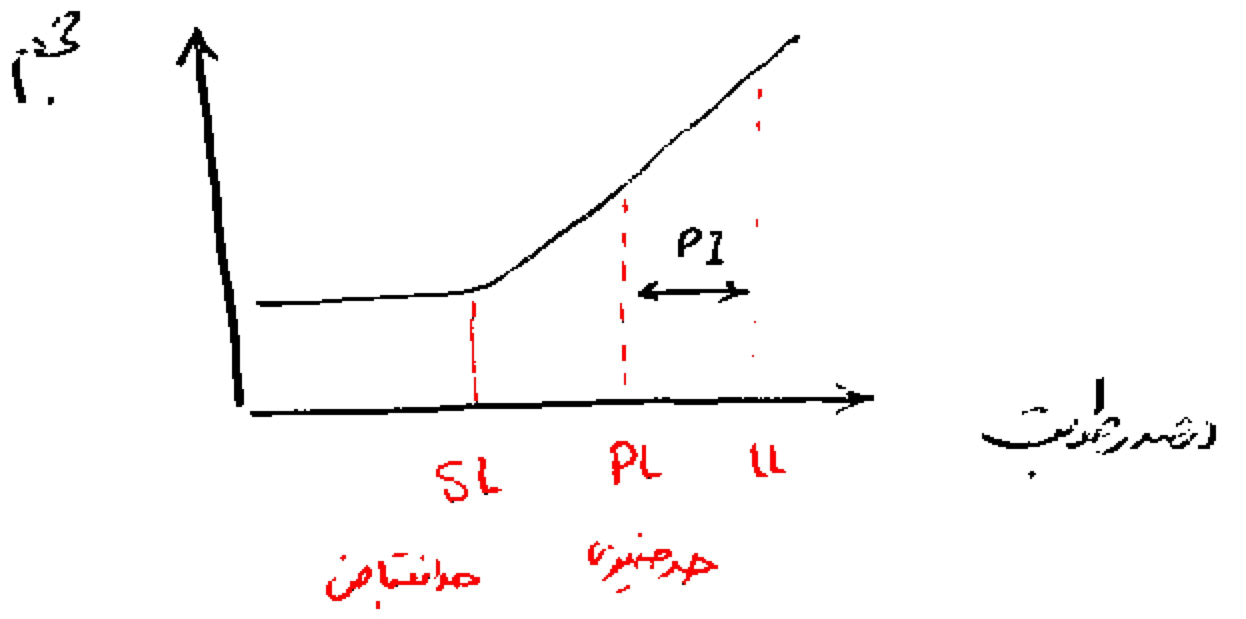

0
1.2
1.06
4.947
F_1
F_2

حال مساحت شکل را داریم

مثلث $F_1 = \frac{1.2 * 2}{2} = 1.2 \ t/m$

ذوزنقه $F_2 = \frac{1.06 + 4.947}{2} * 3 = 9.0 \ t/m$

$\rightarrow F = 1.2 + 9.0 = 10.2 \ t/m$



$(\frac{T.46}{P64}$ گزینه سوم غلط است

SL ← Shrinkage limit حجم ثابت دارد

PL ← plastic limit حجم تغییر دارد

LL ← Liquid limit حجم تغییر دارد

شاخص خمیری = PI تابع ریزی و درشتی دانه‌ها دانسته است و ربطی به نفوذپذیری ندارد. ← گزینه سه غلط است

وقتی LL هستید ← رطوبت اشباع دارید ← نشست تحکیم داریم

$(\frac{T4.7}{P64}$ فقط ks به شکل پی بستگی دارد

هر دو به خصوصیات دیگر خاک بستگی دارند ks به شکل پی (سطح بارگذاری) بستگی دارد

گزینه چهارم

$(\frac{T.48}{P64}$ پتانسیل افشان ← خاکهای با نفوذپذیری کم

پتانسیل ثابت ← خاکهای با نفوذ بالا

گزینه الف

سرکوب ← مقاومت را نشان می‌دهد و ربطی به نفوذپذیری ندارد.

تحکیم ← مربوط به خروج آب است را با آزمایش تحکیم می‌شود نفوذپذیری را بدست آورد

$(\frac{T.49}{P65}$ ↑A ← خاک چسبنده ← ظرفیت باربری ربطی به ابعاد ندارد و تغییری نمی‌کند

↙ بار ثابت بوده است ← تنش ↓ ⇐ نشست تحکیم ↓ آنی ↓ کم می‌شود

= گزینه الف

نکته

اگر تنش ثابت باشد و ابعاد پی زیاد شود ⇐ حوزه نفوذ زیاد شده است ← نشستها بیشتر می‌شوند.

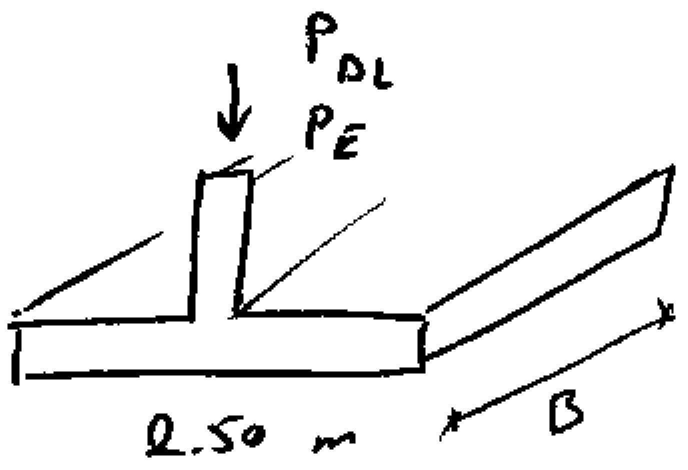
$(\frac{T.50}{P65}$

$$q_u = \frac{75}{\frac{\pi}{4} * 5^2} = 3.82 \quad kg/cm^2$$

= گزینه سوم

خاک چسبنده
$\phi = 0$

$$q_u = 2C_u = 2S_u \Rightarrow \quad C_u = \frac{3.82}{2} = 1.91 \quad kg/cm^2$$



$B_M = L = 250$

طبق ترکیب بارگذاری است $\left(\frac{P.51}{P.65}\right.$

$\boxed{D+L} \Rightarrow \frac{P_{DL}}{A_p} < q_a \Rightarrow \frac{57500}{250\,B} < 2 \Rightarrow \underline{B > 115\ \text{cm}}$ Ⓘ

$\boxed{D+L+E} \Rightarrow P_{(D+E)} = 57.5 + 22.5 = 80\ \text{ton}$

$M_{D+L+E} = 0 + M_E = 16.48\ \text{t.m} \rightarrow e = \frac{16.48}{80} = 0.216\ \text{m}$

$\frac{B_M}{6} = \frac{250}{6} = 0.417\ \text{m}$ در جهت اعمال تنش‌ها کار نکنیم لذا بجای B از L استفاده می‌کنیم $\rightsquigarrow e < \frac{B}{6}$ ✓ در جهت اعمال نشد

$\Rightarrow q_{max} = \frac{P}{B.L}\left(1 + \frac{6e}{B_M}\right) < 1.33\, q_a$ چون زلزله داریم در ترکیب

$\frac{80000}{B * 250}\left(1 + \frac{6 * 21.6}{250}\right) < 1.33 * 2 = 2.66 \longrightarrow \underline{B > 179.7}\ \text{cm}$ Ⓘ

$\xrightarrow[\text{II}]{\text{I}} \boxed{B > 180}$

$C = 20$
$\phi = 30$
$\gamma = 18.23$
$F.S. = 2$

$h_t = \frac{2c}{\sqrt{k_a}\,\gamma} = \frac{2 * 20}{18.23\sqrt{1/3}} = 3.8$ $\phi = 30 \rightarrow k_a = 1/3$ $\left(\frac{T.52}{P.65}\right.$

$h_s = 2 * 3.8 = \cancel{3.} = 2h_t$

ارتفاع پایدار $\frac{h_s}{F.S.} = \frac{2 * 3.8}{2} = 3.8$

تمرین الف، $\left(\frac{T.53}{P.65}\right.$

w	γ_{wet}	γ_{dry}
5	1.85	1.76
10	2.0	1.82
15	2.05	1.78
20	1.9	1.58

$\gamma_d = \frac{\gamma_{wet}}{1+\omega}$ ستون سوم جدول را تشکیل میدهیم. $\left(\frac{T.45}{P.77}\right.$

$\gamma_{d\,max} \Rightarrow \underset{\text{از صورت سوال}}{\underline{0.95}}\ \gamma_{d\,max} = 0.95 * 1.82 = 1.73$ t/m^3

نص مغالت $\left(\frac{T.46}{P.77}\right.$ الف

نیروهای بین ذرات رس قطعات شبه ورقی رس تمایل خوردن جهت جذب آب ، و کاتیون‌های دیگر که باعث تورم است.

Page 22
87.12.8

($\frac{T.47}{P.77}$ وقتی به LL برسد مایع شده است.

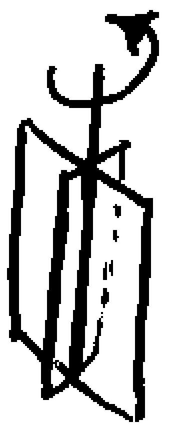
۴ ← غلط است ربطی نداره

۳ ← روان شده است

گزینه دوم صحیح است. چون همه مایع شده اند تقریباً برابر همدیگر هستند

الف ($\frac{T.48}{P.77}$

آزمایش برش پره



یک شکل صلیبی دارد از ۴ پلیت با ابعاد مشخص

داخل خاک فرو می‌کنند و مقدار گشتاور لازم جهت چرخاندن آن را پیدا می‌کنند

جهت بدست آوردن مقاومت برشی زهکشی نشده خاک‌های چسبنده

درجه حساسیت

محدود نشده ← تک محوری است.

از نتایج

$$\text{درجه حساسیت} = \frac{\text{مقاومت برشی } \overbrace{\text{نمونه}}^{\text{محدود نشده}} \text{ دست نخورده}}{\text{مقاومت برشی نمونه دست خورده}}$$

۳ ($\frac{T.49}{P.77}$

($\frac{T.50}{P.78}$ باید ابعاد صفحه را هم بداند ولی حدودی می‌شود حدس زد.

چون که ظرفیت باربری ← همان 300 است

با افزایش ابعاد تنش ثابت ← نشست بیشتر از 25 است

اگر ابعاد صفحه را داشتیم ← با یکی از فرمولها محاسبه می‌کردیم

گزینه یک درست است.

$$k_{s_B} = k_p \cdot \frac{B_p}{B}$$

k_{s_B} ↓ فونداسیون

k_p ↓ پلیت

$$\downarrow k_p \Leftarrow \uparrow k_{s_B}$$

$$k_s = \frac{q}{\Delta}$$

$$\frac{q_B}{\Delta_B} = \frac{q_p}{\Delta_p} \cdot \frac{B_p}{B}$$

تنش ثابت $q_B = q_p$ → $\boxed{\frac{B}{\Delta_B} = \frac{B_p}{\Delta_p}}$

($\frac{T.51}{P.78}$

$$\left.\begin{array}{l} Q_a = 1000 \text{ kN} \\ F.S. = 3 \end{array}\right\} \rightarrow Q_u = 1000 * 3 = 3000 \text{ kN}$$

$$Q_u = Q_s + Q_T$$

$$Q_T = A_T q_T = \frac{\pi (1)^2}{4} * q_T$$

خاک چسبنده $\rightarrow q_T = 9.0\ c_u = 9 * 100 = 900$ } $Q_T = \frac{\pi}{4} 900 = 707$ kN

$$Q_s = 3000 - 707 = 2293 \text{ kN}$$

Page 23

87.12.8

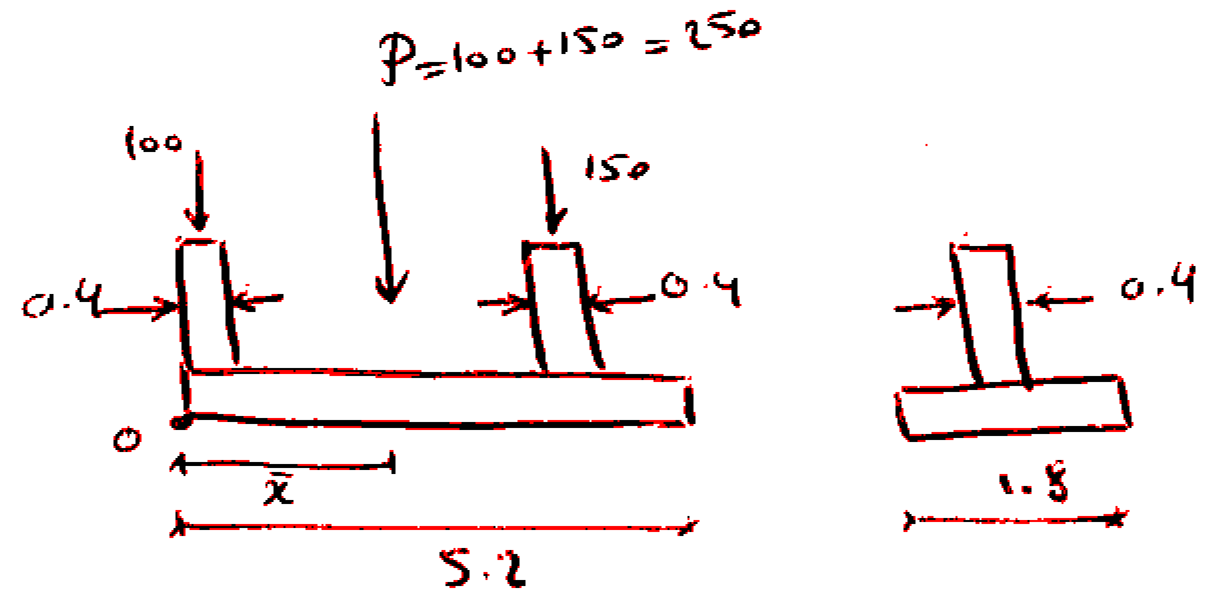
$$Q_s = A_s \cdot q_s = D * \pi d * \alpha . c_u = D * \pi * (1) * (0.5)(100)$$

سطح جانبی شمع = محیط * ارتفاع

$\alpha = 0.5$

$\rightarrow \boxed{D = 14.6 \ m}$

گزینه دو درست


P=100+150=250
100
150
0.4
0.4
0.4
o
x̄
5.2
1.8

($\frac{T.52}{P.78}$

اول باید دو نیرو را به یک نیرو تبدیل کنید.

باید جایی باشد که لنگر صفر شود.

$\Sigma M_o = 0$

$$\bar{x} = \frac{100 * 0.4 + 150 * 4.2}{100 + 150}$$

$\bar{x} = 2.6 \ m$ محل اثر P کل

کنترل ثقل نمودار تنش $\frac{L}{2} = \frac{5.2}{2} = 2.6 \rightarrow$

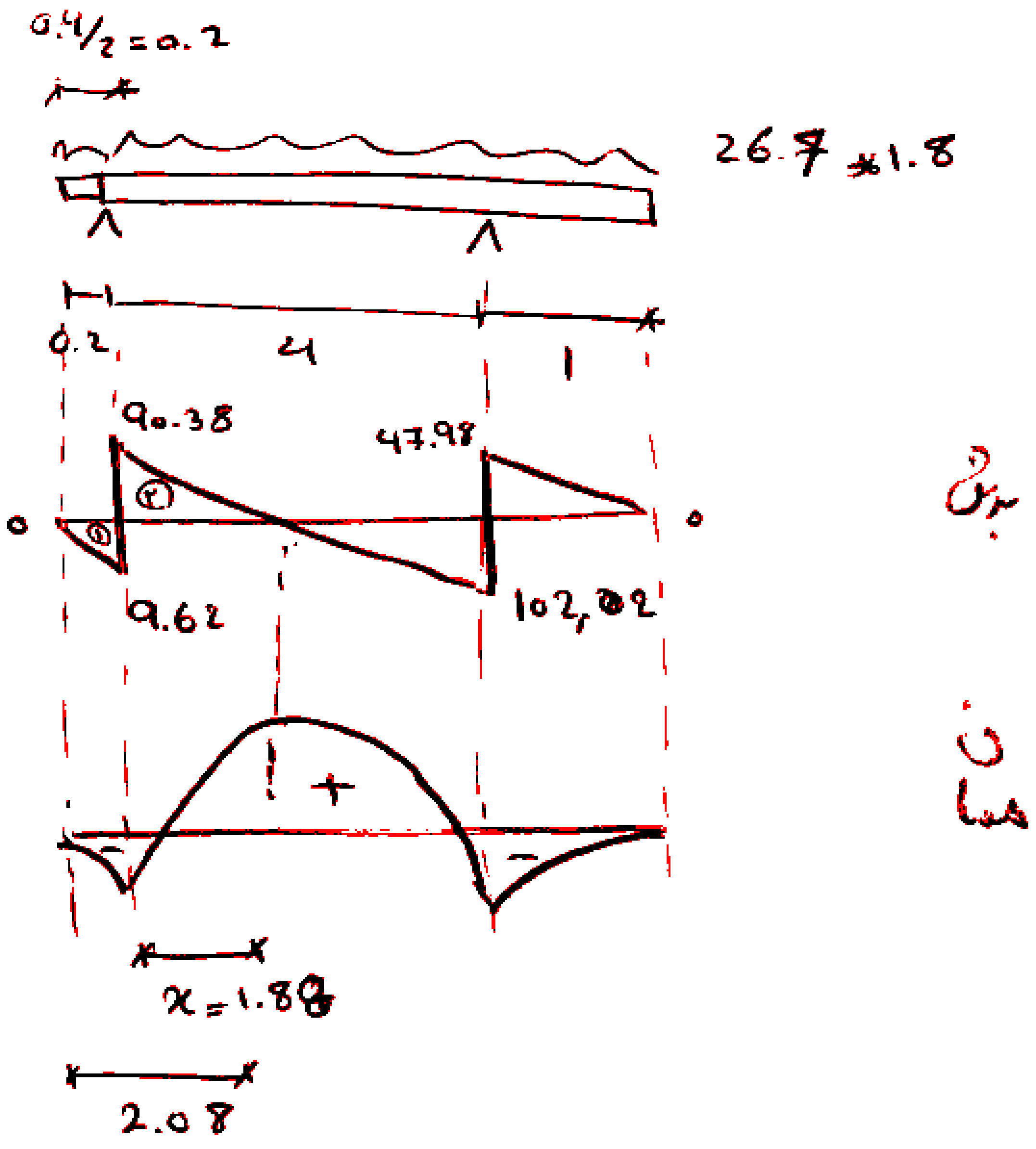
P از مرکز پی عبور می‌کند $\rightarrow e = 0$

⇐ تنش زیر پی یکنواخت می‌شود

تنش زیر پی $q = \frac{250}{5.2 * 1.8} = 26.7 \ t/m^2$

این تنش را به صورت بارگسترده بر روی تیر می‌گذاریم $w = q * B = 26.7 * 1.8$

برش = صفر ← ممان حداکثر


0.4/2 = 0.2
26.7 *1.8
0.2
4
1
90.38
47.98
①
②
o
o
9.62
102.02
برش
+
−
−
ممان
x = 1.88
2.08

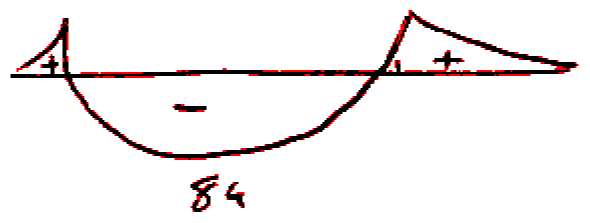
$x = 1.88 \rightsquigarrow x_o = 1.88 + 0.2 = 2.08 \ m$

سطح زیر نمودار برش همان لنگر ماکسیمم است. از نقطه O شروع می‌کنیم تا به نقطه x_o برسیم

$$M_{max} = -S_1 + S_2 = -\frac{9.62 * 0.2}{2} + \frac{90.38 * 1.88}{2}$$

$M_{max} = 84 \ t.m \rightarrow$

چون شکل تیر عکس شکل زیر می‌باشد. لذا ممان مثبت به ممان منفی تبدیل می‌شود

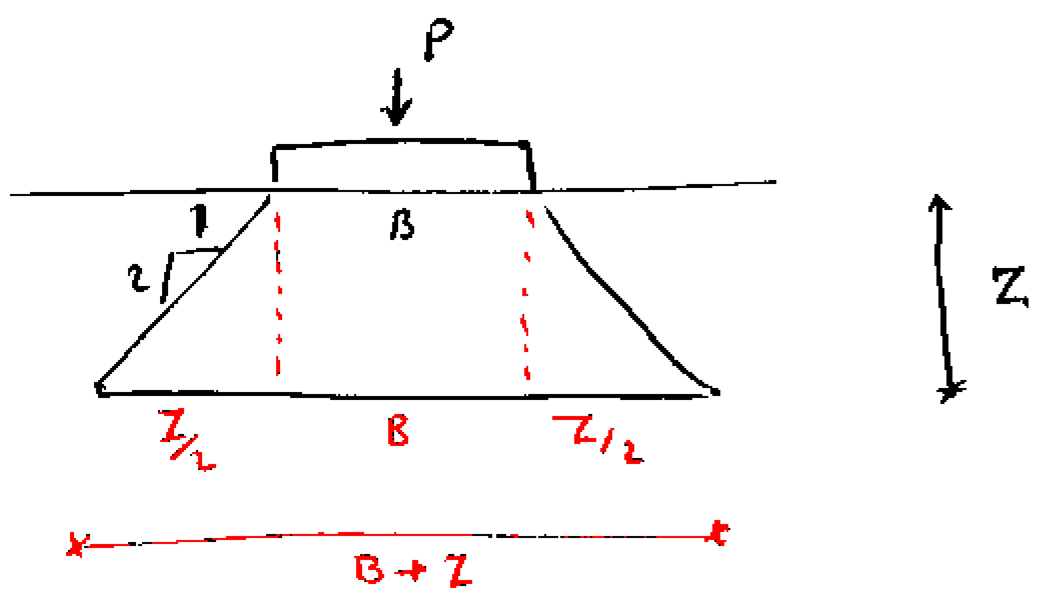


گزینه سوم

چون $M_u = 84$ منفی است ← میلگردهای اصلی باید در بالا باشند

$\frac{T.14}{P.82}$ (روش یک به دو

پی نواری



چنانچه پی منفرد باشد همین اتفاق در آن جهت نیز می‌افتد

در پایین خواهیم داشت L + Z

$$P = B * L * q_{z=0} = (B+Z)(L+Z)\, q_{z=Z}$$

$$\Rightarrow \boxed{\frac{q_{z=0}}{q_{z=z}} = \frac{(B+Z)(L+Z)}{B * L}} \rightarrow$$

هرچه ~~[illegible]~~ پایین‌تر می‌آییم تنش کمتر می‌شود

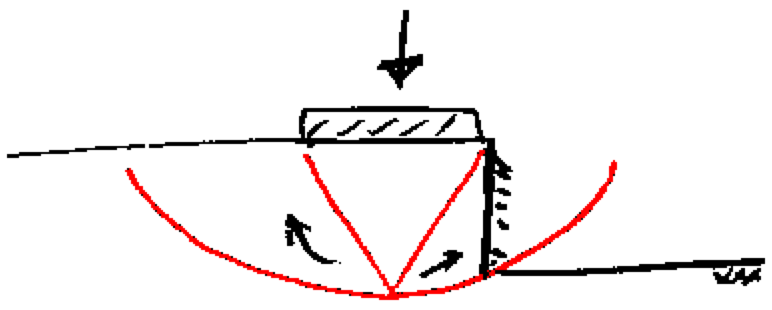
نسبت این کاهش به شکل روبرو است ←

$$q_{z=4} = \frac{20}{q_{z=2}} = \frac{(3+4)(4+4)}{3 * 4} \qquad q_{z=4} = 4.29 \ t/m^2$$

گزینه چهارم

$\frac{T.15}{P.83}$ (جوشش آب - اگر در واگرایی مثل هم هستند و بار آب جهت داشته باشد حالت اشباع باشد

از آن در پی واگرایی مطلوب نیست در حالیکه تقعر مطلوب است



گوه‌ها حرکت به سمت بالا داریم لذا با بالا آمدن کف را خواهیم داشت

$\frac{T.16}{P.83}$ (بند ۱ ← ~~[illegible]~~ درست است ✓ ~~[illegible]~~

بند ۲ ← توصیه است و الزام ندارد (پی‌ها پایین‌تر)

✓ بند ۳ ← کاملاً غلط است. بلکه متراکم تمیز احتمال واگرایی دارد

بند چهار ← درست است

$$h_t = \frac{2c}{\sqrt{ka}\,\gamma} = \frac{2 * 22.5}{\sqrt{1}\ \ 18} = 2.5\,m \qquad ka = \frac{1 - \sin 0}{1 + \sin 0} = 1 \qquad \left(\frac{T.13}{P.94} \right.$$

$$h_s = 2 * h_t = 500\ cm$$

ق9 Page 25
87.12.8

$\frac{T.14}{P.92}$) تحکیم چهارم درش درست هست

$\frac{T.15}{P.92}$) ۱ ← غلط است
۲ ← ✓
۳ ← درست است ولی خیلی کم‌تر است چون بادوام آن کم است
۴ ← اگر برعکس بود درست‌ترین جواب بود

$\frac{T.16}{P.92}$) تحکیم چهارم

$\frac{T.45}{P.111}$ (c_v به جنس خاک، d به ضخامت لایه ← ثابت است.

$U = 20\% = 0.2 \rightarrow t = 15$ ماه

$U = 40\% = 0.4 \rightarrow t = ?$

$$T_v = \frac{c_v \cdot t}{d^2}$$

$$U = 0.2 \rightarrow T_v = \frac{\pi/4\ U^2}{\left[1-U^{5.12}\right]^{0.317}} = 0.0314 \longrightarrow \frac{c_v}{d^2} = \frac{T_v}{t} = \frac{0.0314}{15} \quad t = \frac{d^2}{c_v} T_v$$

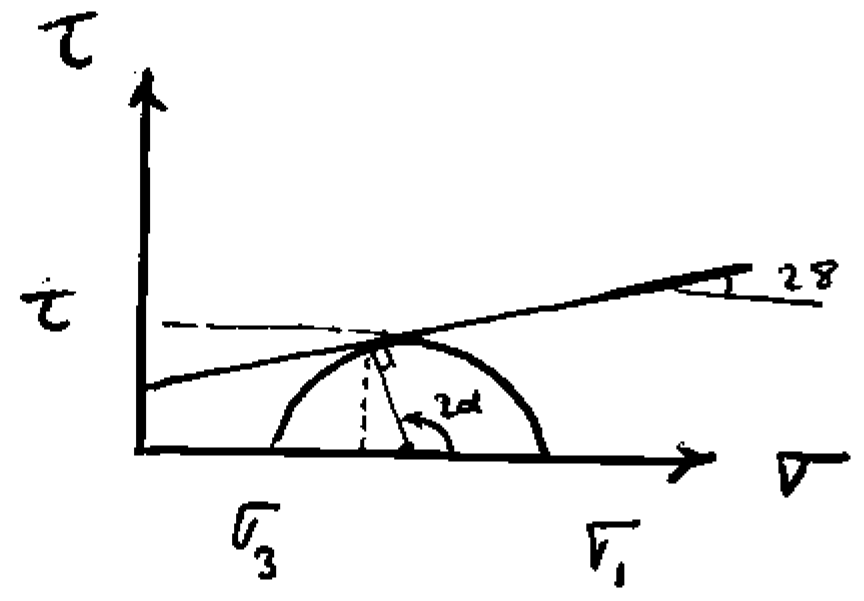
$$U = 0.4 \rightarrow T_v = \frac{\pi/4 * 0.4^2}{\left[1-0.4^{5.12}\right]^{0.317}} = 0.126 \rightarrow t = \frac{15}{0.0314} * 0.126 = 60$$ ماه

تحکیم چهارم است

راه حل سریع $\quad \frac{T_v}{t} = \frac{c_v}{d^2} \leadsto \boxed{\frac{T_{v_1}}{t_1} = \frac{T_{v_2}}{t_2}}$

$\frac{T.46}{P.111}$) در هیچکدام از گزینه‌ها نیست. تحکیم دوم است.

$\frac{T.47}{P.111}$ (

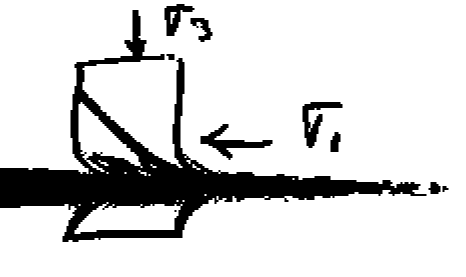


قطر دایره = $\sigma_1 - \sigma_3$ = تنش انحرافی

تنش انحرافی = 0.3

[illegible] شعاعی که عمود بر مماس است را زاویه‌اش با افق = 2α

$2\alpha = 2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) = 118^\circ$

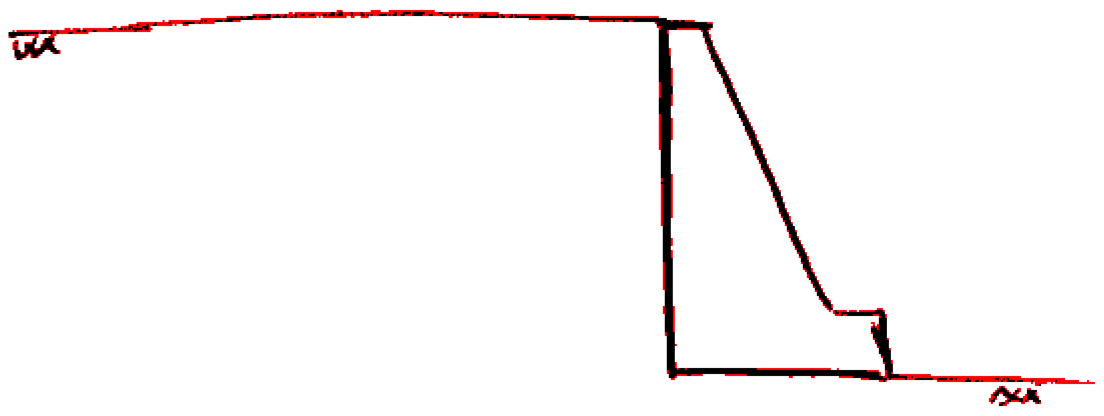


τ = ارتفاع مثلث = R ~~[illegible]~~ $\sin(\pi - 2\alpha) = R \sin\alpha$

$\tau = 0.15 * \sin 118 = 0.13$

Page 26
87.12.8

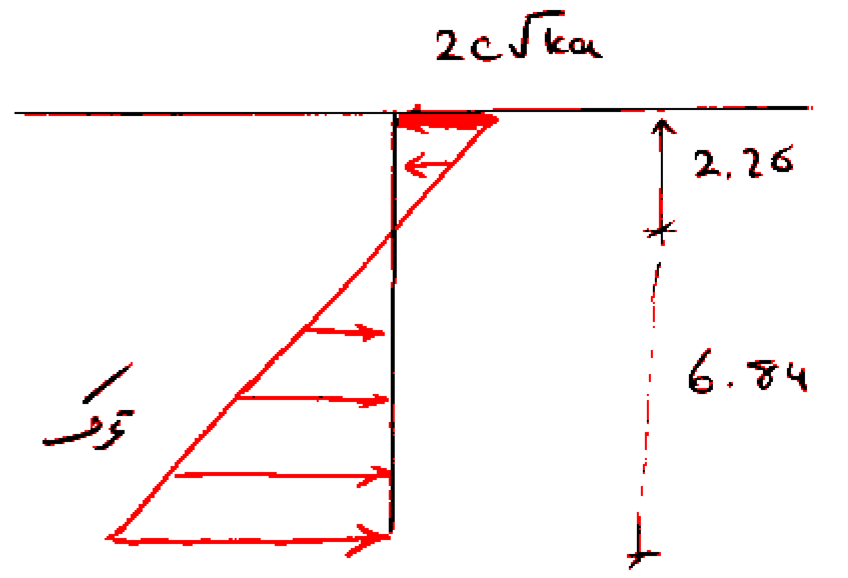
($\frac{T.48}{P.111}$ خاک سیلتی است و آب هم هست



$S_u = C_u$

$\phi = 0 \rightarrow ka = 1$

$h_t = 2c/\gamma\sqrt{ka} = \frac{2 * 2.4}{2.12 * \sqrt{1}} = 2.26$ m



$= 2.12 * 9.1 * 1 - 2 * 2.4\sqrt{1} = 14.49 \ t/m^2$

مساحت مثلث پایین $P = \frac{1}{2} * 14.49 * 6.84 =$ مساحت $= 49.6$ ton

نیروها میزان کل رانش است.

گزینه اول

($\frac{T.49}{P.111}$ فرض می‌کنیم $V = 1 m^3$ حجم کل چون چیزی را نداده است

$\gamma_d = 1.65 \ T/m^3$

$G_s = 2.7$

$S_r \rightarrow 40\%$ باران

$\gamma_w =$

$\omega =$

$\Rightarrow W_s = \gamma_d \cdot V = 1.65 * 1 = 1.65$ ton

$V_s = \frac{W_s}{G_s \cdot \gamma_w} = \frac{1.65}{2.7 * 1} = 0.611 m^3$

$V_v = 1 - V_s$

$V_v = 0.389 \ m^3$

$S_r = 40\% \rightarrow V_w = 0.4 * 0.389 = 0.156 \ m^3$

وزن آب $= \frac{V_w}{\cancel{\gamma_w}} * \gamma_w = 0.156 * 1 = 0.156$ Ton

$\omega = \frac{0.156}{1.65} = \frac{W_w}{W_s} = 9.4\% \rightarrow$ گزینه اول

$\gamma = \gamma_d (1 + \omega) = 1.65 * (1 + 0.094)$

$\boxed{\gamma = 1.81 \ t/m^3}$

($\frac{T.50}{P.14}$

فقط شکاف‌ها موجب (درجه پنج) درصد نباید خاک رو تشکیل خواهد

($\frac{T.51}{P.111}$

۱ ← غلط است

۲ ← درست است

۳ ← هیچ مرز مشخص در رابطه با نمونه‌ها است. غلط

۴ ← اگر به توده و بالاتر برسد اشکاله

($\frac{T.52}{P.111}$ گزینه یک

Page 27

87.12.8

$\left(\frac{T.45}{P.175}\right.$

الف ـ غلط است کاهش یابد

ب) غلط است کاهش یابد

ج) درست است

د) دقیقاً برعکس است

$\left(\frac{T.46}{P.175}\right.$

$$D_r = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} = \frac{0.78 - 0.675}{0.78 - 0.52} = 40\%$$

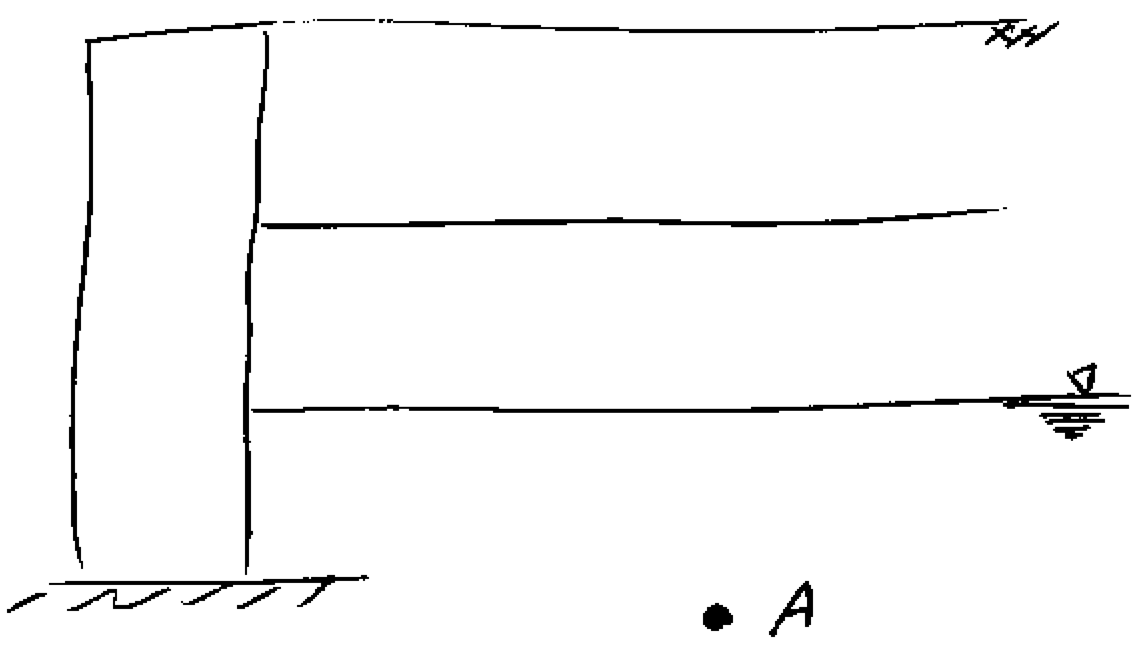
طبقه‌بندی خاکهای ریزدانه

بسیار سست $Dr = 25\%$

متوسط $Dr = 55\%$

سست $Dr = 40\%$

متراکم $Dr = 75\%$



$\left(\frac{T.47}{P.175}\right.$

$\sigma_v =$ تنش کل قائم $2 * 1.8 + 3 * 2 + 4 * 2.2 = 18.4\ t/m^2$

$U = \gamma H = 4 * 4 = 4\ T/m^3$

$\sigma'_v = \sigma_v - U = 18.4 - 4 = 14.4\ T/m^2$

گزینه دال

$\left(\frac{T.48}{P.175}\right.$) چهار عدد ترکیب بار را کنترل لازم است. چون لنگر نداریم فقط

$D+L: \quad \frac{P}{A} < 2 \rightarrow \frac{35 + 26.25}{A} < 2 \quad A > 3.06\ m^2 \rightarrow B > 1.75$

$L =$

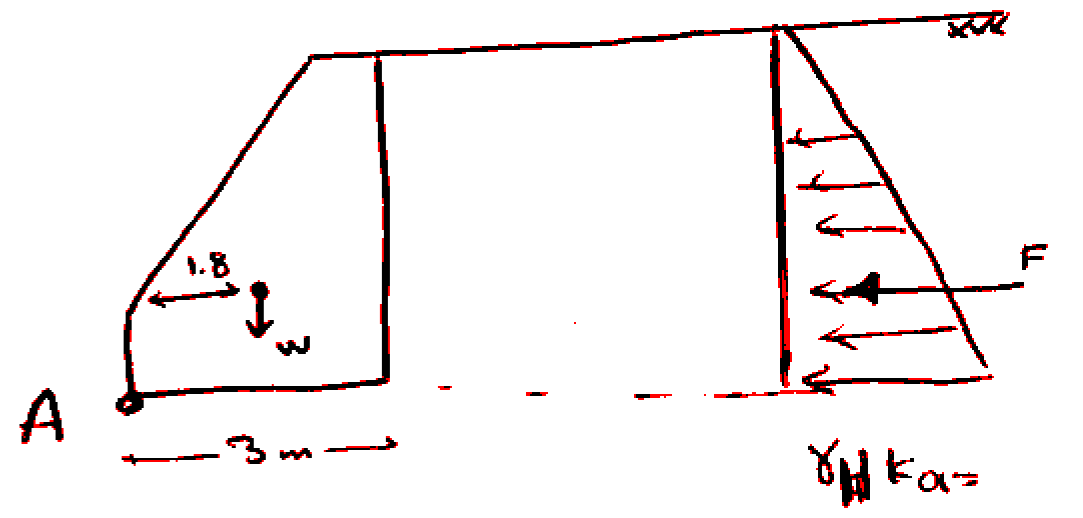
$D+L+E: \quad \frac{P}{A} < 2 * 1.33 \rightarrow \frac{35 + 26.25 + 25}{A} < 2.66 \rightarrow A > 3.24 \rightarrow B > 1.8\,m$

گزینه ب جواب است

چون حداقل زیادت است

به امید موفقیت

$\left(\frac{T.49}{P.175}\right.$ خیلی راحت است چون W و محل اثر آن را داده است.



$\gamma H K_a = 1.8 * 6 * 0.3 = 3.24\ t/m^2$

$\Sigma M_A = 0$

لنگر مقاوم $= 21.6 * 1.8 = 38.88\ t.m$

$F = 3.24 * 6 * \frac{1}{2} = 9.72\ ton$ سطح مثلث

لنگر محرک $= 9.72 * (6 * \frac{1}{3}) = 19.44\ t.m$

$F.S = \frac{38.88}{19.44} = 2.0$ گزینه ج جواب است

$\left(\frac{T.50}{P.176}\right.$ ب)

$Q_T = ?$ $\quad Q_T = A_T \cdot \overset{9c_u}{q_T} = (0.3 * 0.3) * 9 * 200 = 162\ kN$

به خاطر که نوک شمع در رس است

$\left(\frac{T.51}{P.176}\right.$ خروج از مرکزیت داریم ← B', L' ← ظرفیت باربری کاهش می‌یابد ← دال

$\left(\frac{T.52}{P.176}\right.$ اول باید درصد رطوبت را حساب کنیم

$W = 4.567\ kg$

$V = 2.38\ lit$

$w = 57\ gr$

$W_d = 49\ gr$

$W_s = 49$

$W_w = 57 - 49 = 8$

$\rightarrow \omega = \frac{8}{49} = 16.3\ \%$

$\gamma = \frac{4.567 * 1000}{2.38 * 1000} = 1.92\ gr/cm^3$

$\gamma_d = \frac{\gamma}{1+\omega} = \frac{1.92}{1 + 0.163}$

$\boxed{\gamma_d = 1.65}$ گزینه ب صحیح است

$\left(\frac{T.11}{P.181}\right.$ الف) درست است

ب) برعکس گفته است

ج)

$\left(\frac{T.12}{P.181}\right.$ دال

$\left(\frac{T.13}{P.181}\right.$ ج درست است چون فشار آب اضافه نمی‌شود U اضافه نمی‌شود فشار به دیوارهای بیشتر نمی‌شود.

$\left(\frac{T.45}{P.123}\right.$ خاک چسبنده $c=0$

سطحی است ← $q=0$

$$q_u = cN_cS_c + qN_qS_q + 0.5B\gamma N_\gamma S_\gamma$$

$$q_u = 0.5 \cdot B \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma$$

B , N_γ , S_γ در هر دو حالت ثابت است فقط γ تغییر میکند

آب بالا بیاید $\gamma \longrightarrow \gamma' \Leftarrow 45\%$

$$\frac{q_{u2}}{q_{u1}} = \frac{\gamma'}{\gamma} = \frac{\gamma_{sat}-\gamma_w}{\gamma} = \frac{2-1}{1.8} = 45\%$$

$\left(\frac{T.46}{P.123}\right.$ مرکزیت اریبی

خروج از مرکزیت را با ترسیم [illegible] بسنجیم

$y \uparrow \rightarrow x$

$$e_x = \frac{3}{2} - 1.2 = 0.3 \rightarrow B' = B - 2e_x = 3 - 2(0.3) = 2.4\ m$$

$$e_y = \frac{3}{2} - 1.2 = 0.3 \rightarrow L' = L - 2e_y = 3 - 2(0.3) = 2.4\ m$$

$$A = BL = 3 * 3 = 9\ m^2$$

$$A' = B'L' = 2.4 * 2.4 = 5.26\ m^2$$

$$\left\{ \xrightarrow[\text{ثابت}]{\text{چون همه چیز}} \frac{A'}{A} = \frac{5.26}{9.0} = 0.64 \right.$$

$$1 - 0.64 = 36\%$$

کاهش یافته است . گزینه سوم صحیح است .

$\left(\frac{T.47}{P.123}\right.$ اگر رطوبت بالاتر رود می‌توانستیم رطوبت را کم کنیم

گزینه ۴ صحیح‌تر است

$\left(\frac{T.48}{P.123}\right.$ همانقدر که ϕ موثر است c هم موثر است

۲) غلط است

۳) اشباع رس ے دارد غلط است

۴✓) خاک در شرایط زهکشی شده چسبندگی آن صفر است حتی رس اشباع در دراز مدت

$\left(\frac{T.49}{P.123}\right.$

$$U_1 = U_2 = 0.5 \xrightarrow{} T_{v_1} = T_{v_2} \rightarrow T_v = \frac{C_v \cdot t}{d^2} \xrightarrow{\text{چون خاک ثابت } C_v} \frac{\cancel{C_v}\, t_1}{d_1^2} = \frac{\cancel{C_v}\, t_2}{d_2^2}$$

دو طرف زهکش $d_1 = \frac{25\ mm}{2} = 1.25\ cm$

$t_1 = 2\ min$

یک طرف زهکش $d_2 = 300$

چون زیرش سنگ است

$$\Big\} \rightarrow t_2 = \frac{300^2 * 2}{1.25^2} = 115200\ min$$

یا $t_2 =$ ۸۰ روز

$\left(\frac{T.50}{P.123}\right.$ دال صحیح است . بارگذاری ⟨ خروج از مرکزیت

مثبت مایل

مثبت منفی e_s

$\left(\frac{T.51}{P.124}\right.$ گزینه ۱ ← اگر منظور زلزله باشد درست بود

۲ ← کم‌آب زایی است

۳ ← در روانگرایی تأثیر ندارد

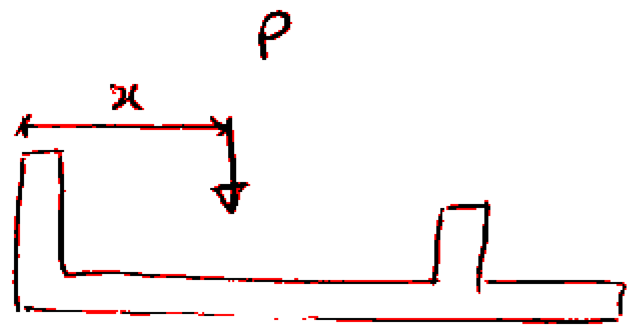
۴ ← درست است ✓

$\left(\frac{T.52}{P.124}\right.$ $\gamma' \leftarrow \gamma \leftarrow$ بار زیادی می‌شود

تنش موثر ↑ ⇐ خروج آب ← نشست بیشتر می‌شود

گزینه ۲

$\left(\frac{T.45}{P.136}\right.$ e باید صفر شود برای اینکه توزیع تنش یکنواخت شود.



$$x = \frac{48 * 0.3/2 + 80 * 4.15}{48+80} = 2.65$$

$$e = 0 \rightarrow 2.65 = \frac{L}{2} \rightarrow L = 5.3\ \text{m}$$

گزینه یک می‌شود ←

$$\frac{48+80}{A} < q_a = 1.2 \qquad \frac{128}{5.30 * B} < 1.2 \qquad B > 20.1\ \text{cm}$$

به واحدها توجه کن

$\left(\frac{T.46}{P.136}\right.$ گزینه اول

$\left(\frac{T.47}{P.136}\right.$ ۱ ← غلط است به اعماق و بارگذاری بستگی دارد

۲ ← ✓

۳ ← غلط با نگاه کردن معلوم نمی‌شود

۴ ←

$\left(\frac{T.48}{P.136}\right.$ منظور k_a و k_p در حالت دینامیکی است

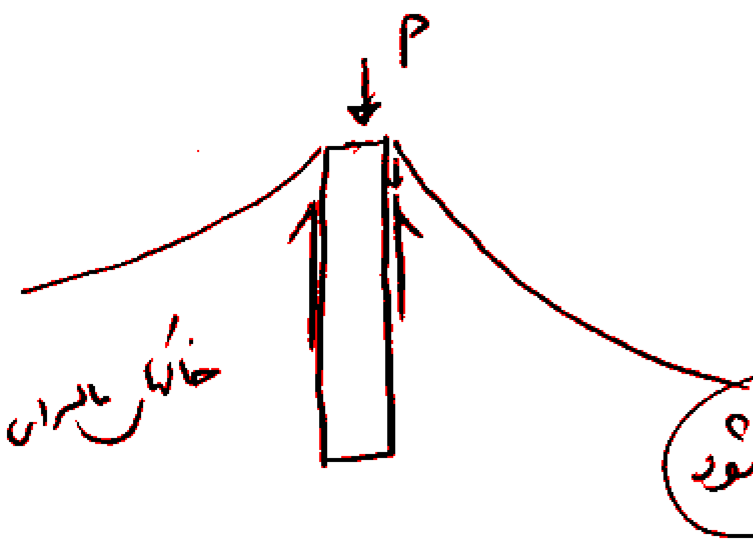
همیشه k_p به نفع است و k_a به ضرر ماست چون دارد دیوار را هل می‌دهد.

زلزله چیز بدی است ⇐ $k_a \uparrow$ و $k_p \downarrow$

فعال — مقاوم

گزینه چهارم

$\left(\frac{T.49}{P.136}\right.$ **اصطکاک منفی در شمع‌ها**



همیشه اصطکاک در شمع به سمت بالا است

خاک شل باشد ← نشست می‌کند ← شمع نمی‌خواهد نشست کند ← اصطکاک منفی پیش می‌آید ← P بیشتر می‌شود

خاک می‌خواهد شمع را با خودش پایین بکشد در این‌گونه خاک‌ها اصطکاک بین جداره و خاک را

با قیر اندود صیقلی کم می‌کنند ← البته ظرفیت شمع نیز کم می‌شود

الف

$\frac{T.50}{P.136}$ (بیشتر در لغزش اثر دارد ← گزینه چهارم صحیح است.

بدلیل فعال شدن K_p دیوار باید ضخیم شود [illegible]

$\frac{T.51}{P.136}$ (اگر با ضخامت مقطع [illegible] تکیه‌گاه دارد هم بسازد ← گزینه ۴ است ✓ گزینه ۳ [illegible] غلط است

$\frac{T.52}{P.136}$ (۱- غلط است

۲- چون [illegible] غلط است

۴- . . . .

۳✓ ← چون پارامترهای خاک هم تغییر می‌کند.

$\frac{T.13}{P.141}$ (گزینه دال ۴

$\frac{T.14}{P.141}$ (گزینه یک ← ۱٫۵ متر

$\frac{T.15}{P.141}$ (گزینه دوم آب [illegible] عیب تورم ندارد

$\frac{T.16}{P.141}$ (عمق یخبندان فاصله زیر سطح تا زمین مجاور خود خاک کاملاً سفت شده است و آب ندارد

① آب ~~یخ~~ حین یخ زدن باعث رانش پی به سمت بالا می‌شود

② پس از آب شدن یخ زیر پی باعث افزایش ناگهانی رطوبت در زیر پی یا [illegible])

$\frac{T.13}{P.149}$ (۴

$\frac{T.14}{P.149}$ (900 ← گزینه ۲

$\frac{T.15}{P.149}$ (۱ ← ✓ ۳ ← ✓

۲ ← ✓ ۴ ← غیر درست است

$\frac{T.16}{P.149}$ ((5 تا 7d) ← هر کدام بیشتر بود. گزینه سوم

$\frac{T.59}{P.154}$ (

$$e=\frac{M}{P}=\frac{18}{40}=0.45$$

$$B/6=0.33$$

$$\Big\} \rightarrow e > B/6 \xrightarrow{\text{رابطه دوم}} q_{max}=\frac{4*P}{3L}\left(\frac{1}{B-2e}\right)$$

$$q_{max}=\frac{4*40}{3*200*(200-2*45)} \Rightarrow q_{max}=24.2 \ t/m^2$$

گزینه الف

$\frac{T.60}{P.154}$ (گزینه ۴ است.

$\frac{\text{Page 32}}{87, 13, 8}$

$\frac{P.159}{T.16}$ (الف

$\frac{P.163}{T.59}$ (الزاماً همه خاک‌های رسی تورم پذیر نیستند   گزینه الف درست است   درجه فعالیت ↑ ⇐ تورم پذیری ↑   الف

$\frac{P.163}{T.60}$) ۱ ← خاک سست   نیاز به خاکریزی دارد

۲ ← شیب طبیعی بزن ← خودت نمی‌توانی اجرا کنی

۳ ← نیلینگ بحث جداگانه   ولی خوب است

۴ ← شاتکریت جلوی ریزش را می‌گیرد   ولی جلوی لغزش را نمی‌تواند بگیرد   ۹۱ درست

Page 33
87.12.8