تدبیر عمران
گروه نرم افزاری

مفاهیم مکانیک خاک و پی

منطبق با مباحث محاسباتی مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان ایران

(مطابق با آخرین ویرایش ۱۳۹۲)

تدبیر عمران
گروه نرم افزاری

زمستان ۱۳۹۴

مفاهیم اولیه مکانیک خاک :

خاک توده ای از ذرات جامد، آب و هوا تشکیل شده است که این ذرات جامد دانه ای را دانه های خاک می نامیم.

دیاگرام ۳ فازی یا برجسب ی آن را به صورت زیر است.

$V_a + V_w = V_v$ حجم حفره های خاک V_v

$W_{ل} = W_w + W_S$ وزن کل خاک

$V_{ل} = V_v + V_S$ حجم کل خاک

دیاگرام ۳ فازی خاک

روابط وزنی و حجمی در مکانیک خاک :

توجه به دیاگرام ۳ فازی فوق باعث ارائه برخی از روابط مکانیک خاک یا روابط وزنی و حجمی به آن می گردد.

$e = \frac{V_v}{V_S}$ نسبت تخلخل

معمولاً e در چگالترین حالت عددی است $0.3 \leq e \leq 0.6$

e در چگالترین حالت می تواند بزرگتر از یک نیز باشد.

پارامتر e بیشتر در مکانیک خاک ریز دانه کاربرد دارد.

تخلخل - پوکی $n = \frac{V_v}{V_b} = \frac{V_v}{V_a + V_w + V_s}$, $n < 1$

درصد اشباع $S_r = \frac{V_w}{V_v}$ درصد اشباع خاک از حضور آب در داخل حفره‌ها

خاک خشک $\rightarrow S_r = 0$

خاک نیمه اشباع $\rightarrow 0 < S_r < 1$

خاک اشباع $\rightarrow S_r = 1$

درصد رطوبت $\omega = \frac{W_w}{W_s}$

وزن مخصوص دانه‌های جامد خاک $\gamma_s = \frac{W_s}{V_s}$ و لذا طبق رابطه *1 $\gamma_s = G_s \gamma_w$

وزن مخصوص آب $\gamma_w = \frac{W_w}{V_w} \simeq 10.0 \frac{kN}{m^3} = 1.0 \frac{gr}{cm^3} = 1.0 \frac{ton}{m^3}$

چگالی نسبی خاک *1 $G_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_w} = \frac{\frac{W_s}{V_s}}{\gamma_w}$

وزن مخصوص توده خشک خاک $\gamma_d = \frac{G_s \gamma_w}{1+e} = \frac{\gamma_s}{1+e} = \frac{W_s}{V_b}$

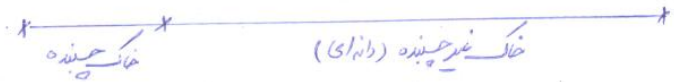
$\gamma_{sat} = \frac{(G_s+e)\gamma_w}{1+e}$ وزن مخصوص توده اشباع خاک

$\gamma_t = \frac{G_s(1+\omega)\gamma_w}{1+e}$ وزن مخصوص مرطوب خاک نیمه اشباع

$\frac{\omega}{e} = \frac{S_r}{G_s}$ → رابطه تدبیری → $\omega G_s = e S_r$

تقسیم بندی قسمت جامد خاک :

قسمت جامد خاک برحسب اندازه دانه ها و چگونگی رفتار دانه ها در مقابل آب به صورت زیر تقسیم بندی می شود.



همچنین خاک را براساس الف : اندازه دانه ها ب : خاصیت خاک طبقه بندی و نام گذاری می کنند در این طبقه بندی از ترکیب دو حرف برای توصیف ویژگی های فوق استفاده می کنیم .

حرف دوم	حرف اول
براساس خاصیت خاک	براساس اندازه دانه ها
W خاک خوب دانه بندی شده	G خاک سنگی
P خاک بد دانه بندی شده	S خاک ماسه ای
M خاک لای دار	M خاک لای
C خاک رس دار	C خاک رس
H خاک با خاصیت خمیری بالا	
L خاک با خاصیت خمیری پایین	

نکته : برای خاک های درشت دانه از مشخصه G و S استفاده می کنیم و برای توصیف خاصیت این خاک ها از علامت های W ، P ، M و C استفاده خواهیم نمود

همچنین علامت های H و L برای توصیف خاصیت خاک های ریزدانه با مشخصه M و C می باشد .

مثلا :

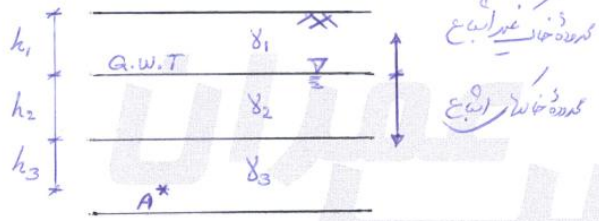
CH : رس با خاصیت خمیری بالا

GW : شن خوب دانه بندی شده

تنش در خاک :

تنش ایجاد شده در اثر وزن خاک را به یا علامت σ و گاه عنوان تنش موثر معرفی می‌کنیم در هر عمق از خاک قابل محاسبه به روش ذیل خواهیم بود و در علم مکانیک خاک دارای اهمیت بالایی است.

۱) روش اول محاسبه تنش موثر در یک عمق دلخواه از خاک :



لایه‌ی خاک غیر اشباع

لایه‌ی خاک اشباع

$$\sigma' = \sum (\gamma' h)_i$$

در لایه‌های بالای نقطه مورد نظر

اگر خاک اشباع باشد $\rightarrow \gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$ (برای خاک)

اگر خاک اشباع نباشد $\rightarrow \gamma' = \gamma$ (خاک)

اگر یک لایه آب داشته باشیم $\rightarrow \gamma' = 0$ (برای خاک)

$$\sigma'_A = \gamma'_1 h_1 + \gamma'_2 h_2 + \gamma'_3 h_3$$

γ'_1

$\gamma'_2 - \gamma_w$ ← $\gamma_{sat\,2}$

$\gamma'_3 - \gamma_w$ ← $\gamma_{sat\,3}$

۲) روش دوم محاسبه تنش موثر در یک عمق دلخواه از خاک (اصل تنش موثر ترزاقی) :

$\sigma' = \sigma - u$

σ ← تنش کل

u ← فشار آب حفره ای

$\sigma = \sum (\gamma h)_i$

i ← تعداد لایه های خاک تا عمق مورد نظر

$\sigma_A = \gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \gamma_3 h_3 + \gamma_w h_w$

تا عمق مورد نظر

$u = \gamma_w h_w$

h_w ← ارتفاع آب از نقطه مورد نظر تا تراز سطح آب (G.W.T)
و یا ارتفاع آب در پیزومتر از نقطه مورد نظر تا سطح آب

$u_A = \gamma_w (h_2 + h_3)$ تا عمق مورد نظر

$$\sigma'_A = \sigma_{A_{tot}} - u_A$$

$$= \gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \gamma_3 h_3 - (\gamma_w h_2 + \gamma_w h_3)$$

$$= \gamma_1 h_1 + (\gamma_2 - \gamma_w) h_2 + (\gamma_3 - \gamma_w) h_3$$

γ'_2 , γ'_3

تدبیر عمران
گروه نرم افزاری

۴- توزیع تنش در زیر پی سطحی در عمق دلخواه از خاک (روش تقریبی ۲ به ۱) - تأثیر کلی بارگذاری

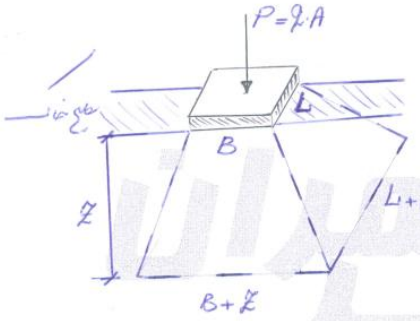
هرگاه بار از طریق پی به خاک منتقل شود، تنش افزوده در داخل خاک به اندازه $\Delta\sigma_z$ افزایش می‌یابد.

لیکن مقدار متناسب با شکل سطح پی، از طریق روش ۲ به ۱ از روابط زیر قابل محاسبه می‌باشد.

۴-۱) پی مستطیلی:

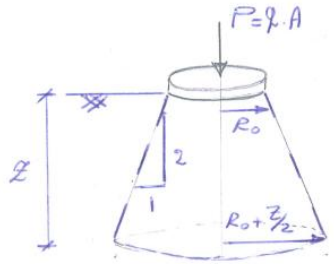
q: تنش وارد بر پی در تراز سطح خاک

A: مساحت روی پی



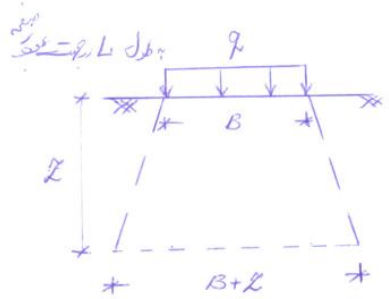
$$\Delta\sigma_z = \frac{P}{(B+Z)\times(L+Z)}$$

۴-۲) پی دایره‌ای:



$$\Delta\sigma_z = \frac{P}{\pi(R_0+\frac{Z}{2})^2}$$

۴_۳) بی نوار :



$$\Delta\sigma'_{z} = \frac{q A_0}{A_z} = \frac{qBL}{(B+z)L} = \frac{qB}{B+z}$$

انواع نشست در خاک رس :

در اثر بارگذاری روی یک خاک (مثلاً از طریق پی) و یا در اثر عوامل تغییرات در لایه خاک (مثلاً افت آب زیرزمینی) هم توده خاک خاصیتی یافته و اصطلاحاً خاک نشست می‌کند.

در یک خاک دو نوع نشست داریم : الف : نشست آنی یا الاستیک

ب : نشست تحکیم اولیه

الف : نشست آنی (الاستیک) Se

این نوع نشست در همه خاک‌ها دیده می‌شود و بلافاصله پس از بارگذاری پدیدار می‌گردد.

$$Se = qB\left(\frac{1-\mu_s^2}{E_s}\right) I_p$$

- I_p ← ضریب نشست (تابعی از $\frac{L}{B}$)
- μ_s ← ضریب پواسون
- E_s ← مدول الاستیسیته خاک
- q ← کل نشست الاستیک
- $q = \frac{P}{A}$ ← اضافه تنش در سطح خاک
- B ← کوچکترین بعد پی

ΔH_c : نشست تحکیم اولیه

نشست تحکیم اولیه: نشست ناشی از کاهش حجم توده خاک در اثر خروج آب از منافذ خاک در طول زمان

نشست تحکیم یک بعدی خاک

روابط محاسبه ΔH_c:

$$\Delta H_c = \frac{H_0}{1+e_0}\Delta e \quad , \quad \Delta e = e_0 - e_f$$

$$\Delta H_c = H_0 \, m_v \, \Delta \sigma' \quad , \quad m_v = \text{ضریب تراکم‌پذیری حجمی خاک}$$

(که از اطلاعات اولیه سوال است)

$\Delta H_c \rightarrow$

خاک‌های تحکیم یافته

$(NC) \rightarrow OCR = \frac{\sigma'_c}{\sigma'_0} = 1 \Rightarrow \Delta H_c = \frac{H_0}{1+e_0} C_c \log\left(\frac{\sigma'_f}{\sigma'_0}\right)$

خاک‌های پیش تحکیم یافته

$(OC) \rightarrow OCR = \frac{\sigma'_c}{\sigma'_0} > 1 \Rightarrow$ if $\begin{cases} \sigma'_f \leq \sigma'_c \Rightarrow \Delta H_c = \frac{H_0}{1+e_0} C_s \log\left(\frac{\sigma'_f}{\sigma'_0}\right) \\ \sigma'_f \geq \sigma'_c \Rightarrow \Delta H_c = \frac{H_0}{1+e_0}\left(C_s \log\frac{\sigma'_c}{\sigma'_0} + C_c \log\left(\frac{\sigma'_f}{\sigma'_0}\right)\right) \end{cases}$

تعریف پارامترهای روابط بالا:

σ'_0 : تنش موثر در وسط لایه خاک پیش از اجرای دوده قبل از بارگذاری

σ'_f : " " " " " " پس از بارگذاری $\sigma'_f = \sigma'_0 + \Delta\sigma$

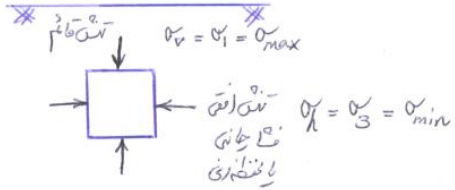
σ'_c : حداکثر تنش موثر در وسط لایه خاک پیش از اجرای دوده قبل از اعمال بارگذاری

C_{cs} ، C_c : ضرایب تراکم و تراکم پذیری ثانویه خاک (توزیع خاک)

H_0 ، e_0 : ضخامت لایه رس اشباع و نسبت تخلخل اولیه آن.

مقاومت برشی یک خاک :

مدل یک المان از خاک تحت تنش روبرو است

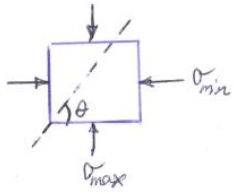


σ_3 : تنش جانبی یا ثابت محفظه ای (در آزمایش سه محوری)

σ_d : تنش افزایی

$\sigma_1 = \sigma_3 + \Delta\sigma_d$

روی صفحات داخلی خاک با تنش قائم و جانبی تحت زیر داریم نوار

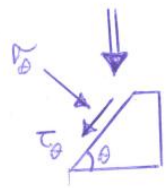


θ : زاویه صفحه مورد نظر با صفحه σ_{max} (زاویه صفحه با افق)

می خواهد خاک را گسیخته کند (عامل محرک)

$\tau_\theta = R \sin 2\theta$ *

$\sigma_\theta = \sigma_{ave} + R\cos 2\theta$ **



$\tau_{d\theta} = C + \sigma_\theta \tan\phi$

ϕ : زاویه اصطکاک داخلی خاک

چسبندگی خاک

که عامل مقاوم در برابر خرابی است و می خواهد مانع گسیخته شدن خاک شود

$$* \quad R = \frac{\sigma_{max} - \sigma_{min}}{2}$$

$$** \quad \sigma_{ave} = \frac{\sigma_{max} + \sigma_{min}}{2}$$

یادآوری:

۱) در خاک‌های ماسه‌ای و دانه‌ای و خاک رس NC ، مقدار C (چسبندگی خاک) برابر صفر است $C = 0$

۲) در خاک رس شدیداً تحکیم یافته نیز مقدار C برابر صفر است $C = 0$

۳) در خاک رس معمولی مقدار C غیر صفر است $C \neq 0$

- یک صفحه خاص و مشخص به زاویه $\theta_f = 45 + \frac{\phi}{2}$ است و علت است که σ_{max} به صفحه با $\tau_\theta = \tau_{d\theta}$ شود خاک در آن صفحه گسیخته شود (صفحه گسیختگی Failure)

$$\theta_f = 45 + \frac{\phi}{2}$$

$$\tau_{d\theta_f} = \tau_f \text{ (مقاومت برشی خاک)} = c + \sigma_{\theta_f} \tan\phi$$

$$\tau_{\theta_f} = R \sin 2\theta_f$$

روابط σ_{max} و σ_{min} در دایره گسیختگی:

- هریک از روابط زیر برقرار شود در آن صفحه گسیختگی رخ می‌دهد.

$$\sigma_{max} = \sigma_{min} \tan^2(45 + \phi/2) + 2C \tan(45 + \phi/2)$$ شرط لازم حداکثر

$$\sigma_{min} = \sigma_{max} \tan^2(45 - \phi/2) - 2C \tan(45 - \phi/2)$$ شرط لازم حداقل

$$\sigma_{max} = \sigma_{min} + \Delta\sigma_d$$

اگر سوال از حالتی نبود باید دنبال چه حالتی باشیم؟ حالت گسیختگی

$$\sigma'_{Max} = \sigma'_{min} \tan^2(45+\frac{\phi'}{2}) + 2c'\tan(45+\frac{\phi'}{2})$$

$$\sigma'_{min} = \sigma'_{Max} \tan^2(45-\frac{\phi'}{2}) - 2c'\tan(45-\frac{\phi'}{2})$$

همانطور که می بینیم و فرمول بالا در حقیقت همان دو فرمول روابط در حالت گسیختگی هستند با این تفاوت که فقط علامت ' به پارامترهای تنش مربوطه است.

تدبیر عمران
گروه نرم افزاری

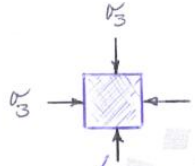
آزمایش برش مستقیم : این آزمایش علاوه بر پارامتر مقاومت برشی خاک، با مقاومت فشاری خاک را نیز در نظر گرفته و مقدار تقریباً یکسان و معادل با اندازه طبیعی آن می دهد و می تواند براساس آن، توانایی باربری پی را بدست آورد.

خاک مورد این آزمایش می بایست یک نمونه دست خورده باشد.

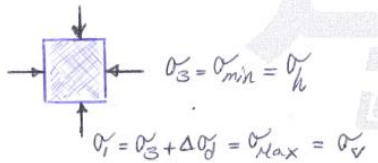
- برای تعیین ϕ و c آزمایشگاهی متعلق وجود دارد که متداول ترین آنها، آزمایش برش مستقیم است.

- آزمایش برش مستقیم دارای ۲ مرحله است:

مرحله اول: اعمال تنش همه جانبه به خاک و تحکیم آن



مرحله دوم: اعمال تنش انحرافی $\Delta\sigma_d$ و ایجاد σ_{max} و σ_{min} و نتیجتاً حصول گسیختگی در خاک



آزمایش برش مستقیم، علاوه بر آزمایشات تک محوری و برش متقیم خود روشهای آزمایشی، آزمایشگاهی است.

در همین رابطه روش SPT (نفوذ استاندارد)، CPT (نفوذ مخروط)، بارگذاری صفحه و روش پرسیومتری خود آزمایشات صحرایی می باشند.

لازم به ذکر است روش SPT برای خاکهای ریزدانه و روش CPT برای خاکهای ریزدانه است.

همانطور که در جلسه قبل گفته شد ، آزمایش سه محوری ، ۲ مرحله دارد . و هر مرحله به دو صورت قابل انجام است .

مرحله ۱:
- انجام تحکیم داده شود ← تحکیم یافته (C) — Consolidate
- " " نشود ← " نیافته (U) — UnConsolidate

مرحله ۲:
- انجام زهکشی داده شود ← زهکشی شده (D) — Drained
- " " نشود ← " نشده (U) — UnDrained .

ترکیب حالات فوق انواع آزمایش سه محوری صورت می پذیرد

مرحله اول	مرحله دوم	
تحکیم یافته C	زهکشی شده D	CD
تحکیم یافته C	زهکشی نشده U	CU
تحکیم نیافته U	زهکشی نشده U	UU

آزمایش تحکیم یافته زهکشی شده CD :

$$\sigma'_{Max} = \sigma'_{min} \tan^2(45+\frac{\phi'}{2}) + 2c'\tan(45+\frac{\phi'}{2})$$

آزمایش تحکیم یافته زهکشی نشده CU :

$$\sigma_{max} = \sigma_{min} \tan^2(45+\phi/2) + 2c\tan(45+\phi/2)$$

آزمایش کامل یافته زهکشی نشده : UU

$$\sigma_{Max} = \sigma_{min} + 2Cu$$

- سرعت انجام آزمایش سه محوری برای کلیه نمونه ها (به دارای نفوذ پذیری پایین است) نسبت به دیگری باشد

سرعت آزمایش UU < سرعت آزمایش CU < سرعت آزمایش CD

* چون در این دو آزمایش (UU و CU) نیازی به زهکشی کامل نمونه نمی باشد، لذا زمان آزمایش طولانی نخواهد بود.

** سرعت این آزمایش به علت زهکشی کامل نمونه بسیار کم است و حتی ممکن است چند روز به طول بیانجامد.

- آزمایش CD برای نمونه های رسی چنان مناسب نیست و آزمایش مزبور مربوط به دوره گذشته است.

- خاصیت حساسیت :

بسیاری از خاک های رسی شکل آن هستند به مقاومت فشاری محدود نشده (q_u) بعد از بهم خوردگی نمونه، بدون هیچگونه تغییری در میزان رطوبت، به میزان قابل توجهی کاهش می یابد. این خاصیت خاک های رسی را خاصیت می نامیم

- درجه حساسیت :

نسبت مقاومت فشاری محدود نشده رویات دست نخورده و بهم خورده را درجه حساسیت گویم و معمولاً آن را با S_t نشان می دهند

$$S_t = \frac{q_u \text{ دست نخورده}}{q_u \text{ دست خورده}}$$

علت حساسیت خاک های رسی آنست که بهم زدن نمونه سبب می شود تا بافت طبیعی یا آنتوانی بین ذرات که طی عمل رسوبگذاری

مواردی که آمده است، از بین رفته و یا آسیب جزئی به حال خود گذاشته شده، با گذشت زمان قدرت مقاومت فشاری رفته رفته کاهش می یابد به این پدیده "خستگی تدریجی" می گویند.

- در آزمایش CD، تنش وارده حداکثر با تنش کل برابر است.
- چسبندگی خاک ریزدانه بطور عادی تخلیه یافته تا چند روز برابر صفر است.
- در آزمایش CD، حجم بین پیش تخلیه یافته ابتدا کم و سپس زیاد می شود.
- مقدار زاویه اصطکاک داخلی (ϕ) به نوع دانه بندی، دانسیته نسبی و شکل دانه ها بستگی دارد.
- زاویه اصطکاک داخلی (ϕ) برای خاک های ریزدانه با افزایش فشار همه جانبه کاهش می یابد.
- اساس صحت یکنواختی نمونه خاک فقط بستگی به زاویه اصطکاک داخلی آن خاک دارد.
- آزمایش برش مستقیم تخلیه شده بر روی نمونه های ماسه ای به علت نفوذپذیری بالای ماسه ها به سرعت انجام می گردد.
- در آزمایش برش مستقیم تخلیه شده بر روی نمونه های رسی باید اعمال نیروی افقی به آرامی صورت پذیرد.
- در آزمایش برش مستقیم تخلیه شده بر روی نمونه های رسی با افزایش تنش آب حفره ای به مقدار زیادی نیاز دارد.
- آزمایش تخلیه شده به آزمایشی می گویند که در پایان آن، اضافه فشار حفره ای ایجاد شده در نمونه صفر گردد.
- فشار آب حفره ای در پایان آزمایش در نمونه تخلیه شده زیاد است.
- مهندسین زاویه اصطکاک داخلی خاک در آزمایش CU را به دلیل اشباع بودن خاک است.

- در آزمایش CD ، در لحظه گسیختگی ، تنش موثر حاکم از (مانند بارگذاری تدریجی در طبیعت) *
- در آزمایش CU : در لحظه گسیختگی ، تنش کل حاکم از (مانند بارگذاری سریع در طبیعت) *
- در آزمایش UU : در لحظه گسیختگی ، تنش کل حاکم از (مانند بارگذاری سریع در طبیعت) **

* در هر دو آزمایش CD و CU ، خاک ابتدا و قبل از بارگذاری ، فرصت تحکیم را داشته است .

** آزمایش UU فقط برای رسهای اشباع کاربرد دارد .

در آزمایش CU ، می‌توان با داشتن فشار آب حفره‌ای ، σ'_{Max} و σ'_{min} را بدست آورد .

$$\sigma'_{Max} = \sigma_{Max} - u_f$$

u_f : فشار آب حفره‌ای در لحظه گسیختگی است .

$$\sigma'_{min} = \sigma_{min} - u_f$$

در آزمایش UU فقط برای رسهای اشباع می‌توان نوشت ، $\phi = \phi_u = 0$ است و دایره‌ی موهر چنین حالتی $\tau = C_u$ است .

$$\theta_f = 45 + \frac{\phi_u}{2}$$

$$= 45 + \frac{0}{2} = 45$$

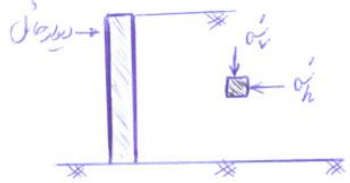
یادآوری :

بارگذاری تدریجی ← فشار آب حفره‌ای از بین می‌رود ← تنش موثر حاکم است .

بارگذاری سریع ← فشار آب حفره‌ای از بین نمی‌رود ← تنش کل حاکم است .

تئوری فشار جانبی برروی دیوارهای حائل

فشار جانبی اصولاً به جهت غیریکنواختی از فشار قائم است.



ضریب فشار جانبی

$$\sigma'_h = k\,\sigma'_v$$

$$\sigma_h = \sigma'_h + u$$

$$\sigma'_v = (\gamma_{sat} - \gamma_w)\,h$$

تناسب بین فشار خاک و ضریب k می‌تواند یکی از حالات زیر را دارا باشد. به عبارت دیگر حالات ذیل انواع شرایط دیوار حائل نسبت به خاک است.

الف: حالت سکون (دیوار کاملاً ساکن است) — At rest: در این حالت $k = k_0$ است — به عبارتی $\sigma_h = k_0 \sigma'_v$

ب: حالت محرک (دیوار از خاک دور می‌شود) — Active: در این حالت $k = k_a$ است — به عبارتی $\sigma_h = k_a \sigma'_v$

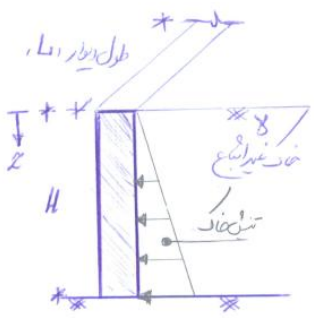
ج: حالت مقاوم (دیوار به خاک نزدیک می‌شود) — Passive: در این حالت $k = k_p$ است — به عبارتی $\sigma_h = k_p \sigma'_v$

- تأثیر چسبندگی بر هریک از حالات سکون، محرک و مقاوم:

در شرایط سکون، به هیچ عنوان چسبندگی خاک وارد محاسبات نمی‌شود و برعکس در حالات محرک و مقاوم وجود چسبندگی برروی σ'_h و نیروی جانبی وارد بر دیوار اثر نزدارد.

بررسی حالت سکون Ab rest دیوار حائل :

۱) رطوبت بدون سربار و خاک غیر انسجام :



$\sigma'_{h(z)} = k_0 \sigma'_{v(z)}$

$\sigma'_{v(z)} = \gamma z$ از طرفی

$\sigma'_{h(z)} = k_0 \gamma z$ در نتیجه

خاک غیر انسجام چون $\gamma' = \gamma_{sat}$ و از طرفی $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$ است روابط را می نویسیم

فقط به توضیحات به تغییرات فشار جانبی رطوبت سکون ، در مورد خاک نقطه خواهیم

$$F_h = \frac{1}{2} k_0 \gamma H^2 L$$

مساحت توزیع فشار جانبی × طول دیوار

محاسبه k_0 رطوبت سکون :

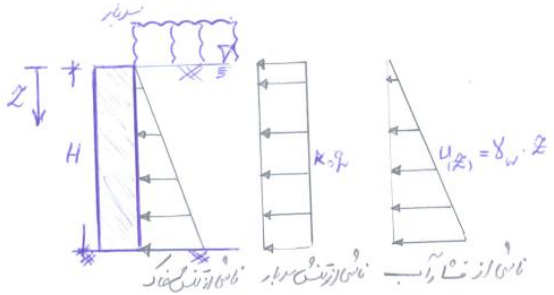
- اگر ϕ را داشته باشیم آنگاه :

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

- اگر μ (نسبت پواسون) را داشته باشیم آنگاه :

$$k_0 = \frac{\mu}{1-\mu}$$

۲) رطوبت وجود سربار و آب در پشت دیوار حائل :



$$\sigma'_{h(z)} = k_0 \sigma'_v = k_0(\gamma' z + q)$$

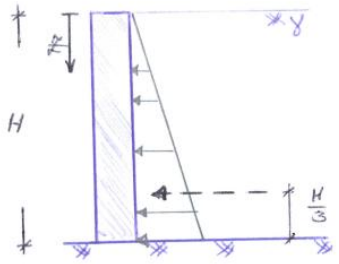
$$\sigma_h = \sigma'_h + u$$

$$\text{برآیند} : F_h = F_{h_S} + F_{h_F} + F_{h_w} = \underbrace{\frac{1}{2}\gamma' k_0 H^2 L}_{\text{نمودار تنش جانبی خاک}} + \underbrace{k_0 q H L}_{\text{نمودار تنش سربار}} + \underbrace{\frac{1}{2}\gamma_w H^2 L}_{\text{نمودار فشار آب}}$$

تدبیر عمران
گروه نرم افزاری

حالات کرنش صفحه‌ای (C=0) و حالت فشار جانبی (Active) و مقاوم (Passive)

۱) در حالت خاک سطح و وارد و خشک آب



$\sigma'_h(z) =$

حالت فعال : $\sigma_a = k_a \sigma'_v$

حالت مقاوم : $\sigma_p = k_p \sigma'_v$

σ_a : تنش مؤثر جانبی فعال

σ_p : تنش مؤثر جانبی مقاوم

$\sigma'_v = \gamma z$ از سطح

$$F_h \text{ (نیرو)} = \begin{cases} F_a = \frac{1}{2}\gamma k_a^{*} H^2 L & \text{حالت فعال} \\ F_p = \frac{1}{2}\gamma k_p^{**} H^2 L & \text{حالت مقاوم} \end{cases}$$

$$M \text{ (لنگر)} = \begin{cases} M_a = \frac{1}{6}\gamma k_a H^3 L & \text{حالت فعال} \\ M_p = \frac{1}{6}\gamma k_p H^3 L & \text{حالت مقاوم} \end{cases}$$

$$* \quad k_a = \frac{1-\sin\phi}{1+\sin\phi} = \tan^2\left(45-\frac{\phi}{2}\right) \quad \text{همیشه} \leq 1.0$$

$$** \quad k_p = \frac{1+\sin\phi}{1-\sin\phi} = \tan^2\left(45+\frac{\phi}{2}\right) \quad \text{همیشه} \geq 1.0$$

یادآوری: $k_a = \frac{1}{k_p}$

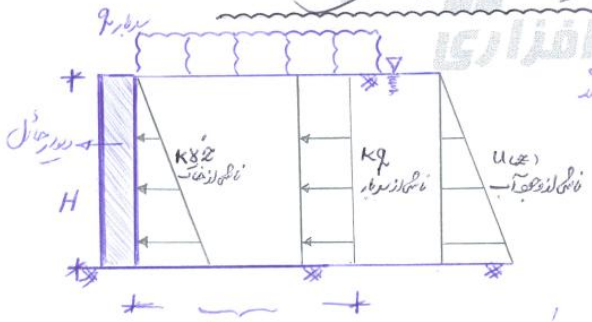
- محاسبات خاص برای محاسبه k_p و k_a :

حال که سطح خاک پشت دیوار حائل نسبت به سطح افق یک زاویه β شیب داشته باشد آنگاه ضرایب محاسبه k_p و k_a از روابط زیر خواهد بود.

$$k_a = \cos\beta \frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}$$

$$k_p = \cos\beta \frac{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}$$

۴) در حالت وجود سربار و آب در پشت دیوار حائل و یا نبود وجود حائل و زانوی ($c = 0$)



دیوار دارای طول نا نهایت عمق پی محدودی باشد

$\sigma'_h (\sigma'_a \leq \sigma'_p)$ $\qquad \sigma'_h = \sigma' + u$

$$\sigma'_h = \begin{cases} \text{تنش محرک} \quad \sigma_a = k_a \sigma'_v = k_a(\gamma' z + q) \\ \text{تنش مقاوم} \quad \sigma_p = k_p \sigma'_v = k_p(\gamma' z + q) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma'_h = \sigma_a + u \\ \sigma'_h = \sigma_p + u \end{cases}$$

یادآوری: $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$

$$F_h = \begin{cases} F_a = \frac{1}{2}\gamma' k_a H^2 L + k_a q H L + \frac{1}{2}\gamma_w H^2 L \\ \qquad\qquad \text{ناشی از خاک} \qquad \text{ناشی از سربار} \qquad \text{ناشی از آب} \\ F_p = \frac{1}{2}\gamma' k_p H^2 L \{ + k_p q H L + \frac{1}{2}\gamma_w H^2 L \} \end{cases}$$

لزوم تشدید فرمول به علت در محاسبات وارد نمی‌شود

$$M = \begin{cases} M_a = \frac{1}{6}\gamma' k_a H^3 L + \frac{1}{2} k_a q H^3 L + \frac{1}{6}\gamma_w H^3 L \\ \qquad\qquad \text{ناشی از خاک} \qquad \text{ناشی از سربار} \qquad \text{ناشی از آب} \\ M_p = \frac{1}{6}\gamma' k_p H^3 L \{ + \frac{1}{2} k_p q H^3 L + \frac{1}{6}\gamma_w H^3 L \} \end{cases}$$

لزوم تشدید فرمول به علت در محاسبات وارد نمی‌شود

۴) نیروی محرک و مقاوم در روابط لنزدای F_{ae} و F_{pe} :

۴-الف : در حالت محرک

$$F_{ae} = \frac{1}{2}\gamma k_{ae} H^2 L (1-k_v)$$

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

F_{ae}: کل نیروی جانبی در هنگام زلزله در حالت محرک

k_{ae} : ضریب فشار جانبی محرک لنزدای $k_{ae} > k_a$
(از جدول و نمودارهای آن و با استفاده از زاویه ی اصطکاک داخلی خاک پشت دیوار)

k_v : ضریب شتاب قائم زلزله

$$k_v = \frac{a_v}{g}$$

$$\Delta F_{ae} = F_{ae} - F_a$$

↳ افزایش نیروی جانبی ناشی از زلزله در حالت محرک

۴-ب : در حالت مقاوم :

$$F_{pe} = \frac{1}{2}\gamma k_{pe} H^2 L (1-k_v)$$

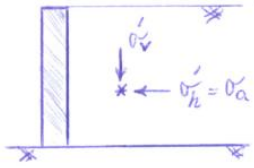
$$F_p = \frac{1}{2}\gamma k_p H^2 L \qquad k_{pe} < k_p$$

$$\Delta F_{pe} = F_{pe} - F_p$$

↳ افزایش نیروی جانبی ناشی از زلزله در حالت مقاوم

مبانی خاک‌ها (Active) و مقاومت (Passive) در خاک‌های چسبنده ($c \neq 0$)

حالت فعال :



می‌دانیم $\sigma'_v = \gamma z$ و این مقدار در سطح خاک مقدار حداقل است.

چون در سطح خاک مقدار σ'_v کم است، لذا حاصل عبارت

$$\sigma'_a = k_a \sigma'_v - 2c\sqrt{k_a}$$

یک عدد منفی است. و این بدان معناست که خاک به کشش می‌افتد و ترک می‌خورد و به این ترک، ترک کششی می‌گوییم.

ا) محاسبه عمق ترک کششی در خاک رس :

ا-الف : خاک رس غیر اشباع :

$$z_{cr} = \frac{2c}{\gamma\sqrt{k_a}} - \frac{q}{\gamma}$$

ا-ب : خاک رس اشباع زهکشی شده :

$$z_{cr} = \frac{2c'}{\gamma'\sqrt{k_a}} - \frac{q}{\gamma'} \qquad , \gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

ا-ج : خاک رس اشباع زهکشی نشده (کوتاه مدت) :

$$z_{cr} = \frac{2c_u}{\gamma_{sat}} - \frac{q}{\gamma_{sat}}$$

* در رابطه بالا حالت دوم پرکاربرد مربوط به دوجه سربارهی باشد

با توجه به شکل ذیل جهت تبدیل در خصوص عمق ترک کشی و معادلات مربوط به عامل وجود سربار در جلوی دیوار به شکل زیر

از این شکل ذیل مشخص است و با توجه به علامت منفی جلوی ترم مشخص است که وجود سربار باعث ترک کشی را کاهش می دهد.

۲) محاسبه نیروی وارد بر دیوار حائل قبل از وقوع ترک کشی :

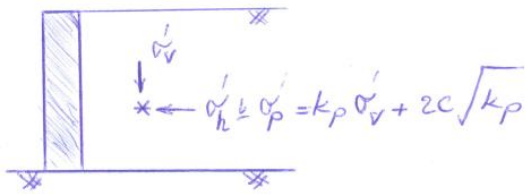
$$F_h = F_a = \frac{1}{2}\gamma k_a H^2 L - 2c\sqrt{k_a}\, HL$$

۳) محاسبه نیروی وارد بر دیوار پس از وقوع ترک کشی :

$$F_h = F_a = \frac{1}{2}\gamma k_a (H - Z_{cr})^2 L$$

- در فرمول بالا دیواری مانند Z_{cr} به دلیل عدم وجود سربار ترک خورد

حالت مقاوم : (دیوار فشرده)



$$F_h = F_p = \frac{1}{2}\gamma k_p H^2 L + 2c\sqrt{k_p}\, HL$$

نیروهای مقاوم جلوی دیوار با علامت + است

نیروهای محرک جلوی دیوار با علامت - است (جهتی ۲۶)

تدبیر عمران
گروه نرم افزاری
www.TadbirEOmran.com
۰۹۱۷۲۱۰۰۱۹۲
۰۹۱۲۲۱۶۷۸۶۲
۰۲۳-۳۲۴۲۷۱۲۳

به نام خدا

موضوع: ضوابط آبا و ...

تاریخ:

صفحه: ۲۸

مطابق مبحث ۹ آیین‌نامه‌ای (مبحث ۷ مقررات ملی) سازه‌ی بتنی زیر:

الف: طراحی و کنترل دیوارهای حائل وزنی:

۱) کنترل لغزش

$F_h \leq F_p$ نیروی عامل لغزش / نیروی مقاوم

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

نیروی عامل لغزش (روش استاتیکی)

$P_{ae} = \frac{1}{2} k_{ae} \gamma H^2 L (1 - k_v)$

ضریب شتاب قائم

$W_{دیوار} = \gamma V$

$\Delta P_{ae} = P_{ae} - P_a$

$0.45H \leq x \leq 0.6H$

برای دیوار جلب طبق بند ۹ مبحث ۷ مقررات ملی

F_h = { غیرلرزه‌ای: $F_h = P_a$ (حالت استاتیکی) ; لرزه‌ای: $F_h = 0.75 P_{ae}$ (حالت دینامیکی) } نیروی محرک لغزش

$F_p = \frac{N \tan\delta + C_a A}{F.S}$; روش سنتی مجاز: بند ۹ مبحث ۷ مقررات ملی

$F.S$ { غیرلرزه‌ای = 1.5 ; لرزه‌ای = 1.2 } صفحه ۲۰۴۱ ویرایش ۲

نیروی مقاوم در برابر لغزش

روش حالات حدی:

F_h = { غیرلرزه‌ای: $F_h = 1.5 P_a$; لرزه‌ای: $F_h = P_a + 1.2 \Delta P_{ae}$ }

$F_p = \phi(N \tan\delta + C_a A)$

ϕ { غیرلرزه‌ای = 0.7 ; لرزه‌ای = 0.9 } صفحه ۲۰۴۴ ویرایش ۲

N: عکس‌العمل قائم بستر در برابر W (به شرط آنکه دیوار بر روی خاک یا بتن مگر باشد، آنگاه با Uplift و ... مواجه نباشیم)

δ: زاویه اصطکاک بین دیوار و خاک زیر آن.

۲) کنترل واژگونی

$M_h \leq M_d$

M_h = { غیرلرزه‌ای: $M_h = P_a \times \frac{H}{3}$; لرزه‌ای: $M_h = 0.75(P_a \times \frac{H}{3} + \Delta P_{ae} \times x)$ } تکیه‌گاه واژگون کننده

$** \simeq 0.75(P_{ae} \times 0.5H)$

* و ** از مبحث ۹ و ضوابط ویژه از ضابطه ** استفاده می‌شود.

$M_d = \frac{W_{دیوار} \times d}{F.S}$; روش سنتی مجاز: تکیه‌گاه واژگونی در پنجه دیوار

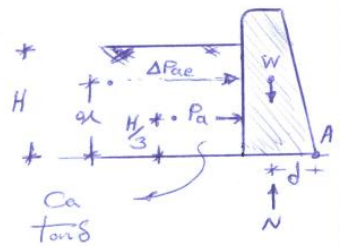
$F.S$ { غیرلرزه‌ای = 2.0 ; لرزه‌ای = 1.2 } صفحه ۲۰۴۱ ویرایش ۲

M_h = { غیرلرزه‌ای: $M_h = 1.5 P_a \times \frac{H}{3}$; لرزه‌ای: $M_h = P_a \times \frac{H}{3} + 1.2 \Delta P_{ae} \times x$ }

$M_d = \phi(W_{دیوار} \times d)$; روش حالات حدی

ϕ { غیرلرزه‌ای = 0.5 ; لرزه‌ای = 0.65 } صفحه ۲۰۴۴ ویرایش ۲

برای دیوارهای ضخیم دیوار مقدار 1.2، ریغم اتفاقات 1.0



نکته : هرگاه در روابطی، مقاومت خمیری خاک در مقابل لغزش (و یا واژگونی) خواسته شده باشد می نویسیم

$$F.S = \frac{\text{عامل مقاوم}}{\text{عامل محرک}}$$

که در این رابطه، عامل مقاوم بصورت خالص و در حد خمیری خاک می باشد. مثلاً برای تعریف دیوار داریم

$$F.S = \frac{\text{عامل مقاوم}}{\text{عامل محرک}} = \frac{N \tan\delta + C_a A}{F_h = P_a \pm (P_{ae})}$$

تدبیر عمران
گروه نرم افزاری

Active
Passive
H
H/3
d/3
d

ظرفیت باربری پی سطحی

الف : محاسبه ظرفیت باربری خاک زیر پی سطحی (q_{ult}) با استفاده از روابط تئوری (نظری) :

$$q_{ult} = CN_c S_c d_c i_c b_c g_c \longrightarrow \text{قسمت مربوط به چسبندگی (یا مقاومت برشی C)}$$

$$+$$

$$\bar{q} N_q S_q d_q i_q b_q g_q \longrightarrow \text{قسمت مربوط به عمق قرارگیری پی سطحی}$$

$$+$$

$$0.5 B \gamma N_\gamma S_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma \longleftarrow \text{قسمت مربوط به عرض پی سطحی}$$

B : کوچکترین بُعد پی سطحی است (مهندسی دایره‌ای برابر با قطر دایره است)

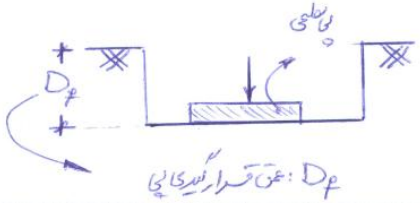
تشریح و توضیح پارامترهای فرمول بالا :

۱) در صورت $C = 0$ و $\phi = 0$: $0.5 B \gamma$

در خاک‌های دانه‌ای $C = 0$ است و قسم چسبندگی (قسمت اول فرمول بالا) حذف می‌شود

$\bar{q}$: تنش مؤثر در تراز کف پی است و برابر است با $\bar{q} = \gamma D_f$

که اگر پی در عمق قرار نگرفته باشد $\bar{q} = 0$ خواهد شد و قسم عمق (قسمت دوم فرمول بالا) حذف می‌شود



۲) در مورد N_q ، N_c ، N_γ :

فرمول‌های فوق در واقع توسط ۲۷ محقق مختلف ارائه شده است

با توجه به نظریه هندسی که در زیر آمده است

$$N_q = e^{\pi \tan\phi} \times \tan^2(45 + \phi/2) \qquad e = 2.7182$$

اگر $\phi \neq 0$ ←

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

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

اگر $\phi = 0$ ←

$$N_c = \pi + 2.0$$

$$N_q = 1.0$$

$$N_\gamma = 0.0$$

نیروی خالص بین اجسام صلب و چسبنده (چسبندگی زهکشی نشده C_u) یا بین اجسام روی آب توسط مدت

اگر $N_\gamma = 0$ باشد انتگاه تمام عرض فرمول q_{ult} حذف می‌شود

۳) در مورد ضرایب Good : g.b.i.d.s

s: ضریب شکل

d: ضریب عمق

i: ضریب شیب بار b: ضریب شیب کف g: ضریب شیب زمین مجاور

$$S_c = 1 + \frac{B}{L}\,\frac{N_q}{N_c}$$

$$S_q = 1 + \frac{B}{L}\tan\phi$$

$$S_\gamma = 1 - 0.4\,\frac{B}{L}$$

* در پی نواری: مقدار $\frac{B}{L} = 0$ است.

$$d_c:\begin{cases}\phi = 0 \Rightarrow d_c = 0.4\\ \phi \neq 0 \Rightarrow d_c = 1 + 0.4k\end{cases}$$

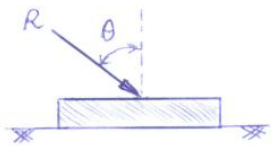
$$k = \begin{cases}\dfrac{D_f}{B} & \dfrac{D_f}{B} \le 1.0\\ \dfrac{\pi}{180}\tan^{-1}\left(\dfrac{D_f}{B}\right) & \dfrac{D_f}{B} > 1.0\end{cases}$$

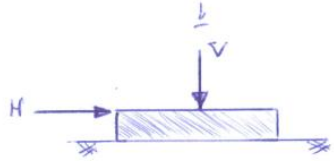
$$d_q = 1 + 2\tan\phi \times (1 - \sin\phi)^2 k$$

$$d_\gamma = 1.0$$

ضریب شیب بار $i_c = i_q = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90}\right)^2$

$$i_\gamma = \begin{cases} \left(1 - \frac{\theta}{\phi}\right)^2 & \phi > 0 \\ i_\gamma & \phi = 0 \end{cases}$$

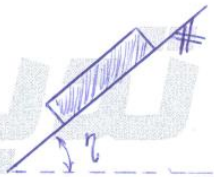




$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{H}{V}\right)$

ضریب شکل b_c

$$b_c = \begin{cases} \phi = 0 \rightarrow b_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ} \\ \phi \neq 0 \rightarrow b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ} \end{cases}$$



$b_q = e^{-2\eta \tan\phi}$

$b_\gamma = e^{-2.7\eta \tan\phi}$

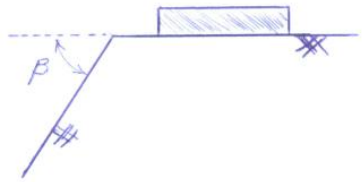
توضیحات

η برحسب رادیان

$e = 2.7182$

$$g_c = \begin{cases} \phi = 0 \rightarrow g_c = \frac{\beta^\circ}{147^\circ} \\ \phi \neq 0 \rightarrow g_c = 1 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ} \end{cases}$$

$$g_q = g_\gamma = (1.0 - 0.5 \tan\beta)^5$$



توضیح طی : اگر پی سطحی روی سطح خاک نبود $d_c = d_q = d_\gamma = 1.0$

اگر بار مایل نبود $i_c = i_q = i_\gamma = 1.0$

اگر زمین شیب دار نبود $g_c = g_q = g_\gamma = 1.0$

اگر پی شیب دار نبود $b_c = b_q = b_\gamma = 1.0$

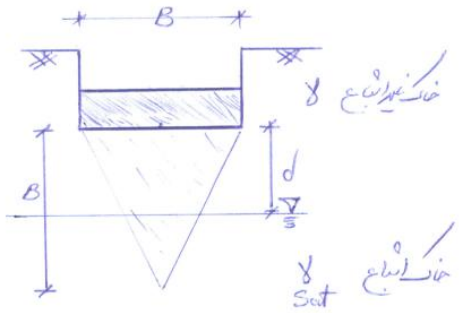
ب : گاهی اوقات در حین تراکم مقدار q_{ult} به شرح ذیل نیاز به اصلاحات دارد .

اصلاح ۱) چنانچه آب در نزدیکی پی باشد ، آنگاه پارامتر γ در قسمت سوم فرمول q_{ult} به γ_e یا γ' تبدیل می شود

- از طرفی می دانیم $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$

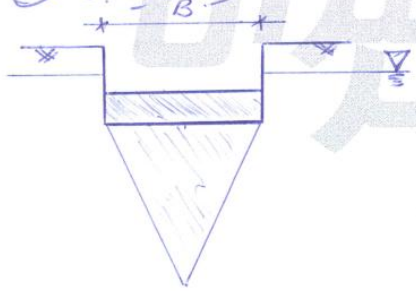
به حالات و اشکال مختلف باید مراجعه شود

I : تراز آب پایین‌تر از کف پی باشد



$$\gamma_e = \gamma' + \frac{d}{B}(\gamma - \gamma') \qquad , \gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

II : تراز آب بالاتر از کف پی باشد



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

توجه ۲) اگر خروج از برون‌مرکزیت داشته باشیم، به اندازه پهنای B (در جهت عدم خروج) q_{ult} را به B' تبدیل می‌کنیم:

یادآوری: پیش از آنکه بخواهیم q_{ult} را محاسبه کنیم می‌باید کنترل کنیم که آیا نگذاری وارده به پی سطحی در پی عمیق رخ نمی‌دهد یا خیر، و چنین نیست که نگذاری جهت خروج از برون‌مرکزیت داشته و یا پهنای B را اصلاح کنیم.

تدبیر عمران
گروه نرم افزاری

$$B' = \min \begin{cases} B - 2e_B \\ L - 2e_L \end{cases}$$

بعد موثر جدید (برای لایه‌ی)

لایه‌ی ۳، آخرین لایه‌ی است که ظرفیت باربری (Q_u) نیز لایه‌ی بعدی

$$Q_u = q_{ult} \times B' \times L'$$

$$L' = Max \begin{cases} B - 2e_B \\ L - 2e_L \end{cases} \quad , e_B = \frac{\sum M_B}{\sum F_{\text{ب}}} \quad , e_L = \frac{\sum M_L}{\sum F_{\text{ب}}}$$

بعد موثر دیگر (برای لایه‌ی)

تدبیر عمران
گروه نرم افزاری

ج) چگونگی توزیع تنش در زیر پی های صلب :

حالت اول (I)

$\Sigma M_0 = 0$ ⟵ خروج از اکسانتریسیته نداریم ⟵ $q = \frac{\Sigma F_{\text{قائم}}}{A}$ یکنواخت است

حالت دوم (II)

$\Sigma M_0 \neq 0$ ⟵ خروج از اکسانتریسیته داریم ⟵ q غیریکنواخت است

در حالت میزان و مقدار خروج از اکسانتریسیته ، تنش به یکی از صورتهای زیر قابل محاسبه است .

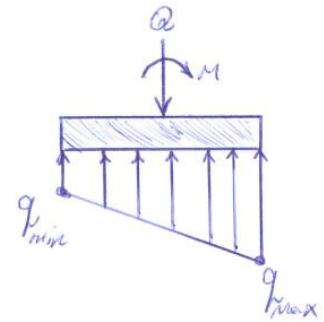
کدامیک از حالات دوم می باشد ؟

II - الف : خروج از اکسانتریسیته کم است

اگر $e_B \leq \frac{B}{6}$ ← خروج از اکسانتریسیته کم است ← تمام خاک زیر پی در حال فشرده است

$q_{\text{Max(+)} \atop \text{min(-)}} = \frac{\Sigma F_{\text{قائم}}}{BL}\left(1 \pm \frac{6e_B}{B}\right)$

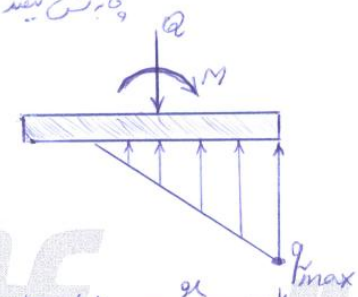
$e_B = \frac{\Sigma M}{\Sigma F_{\text{قائم}}}$ از نظرهای راه حل



۳- حالت خروج از هسته مرکزی

$e_B > \frac{B}{6}$ ← قسمتی از خاک زیر پایه کشش می‌افتد

$$q_{Max} = \frac{4Q}{3L(B-2e_B)}$$



ناحیه فشاری زیر پی — ناحیه بدون تنش

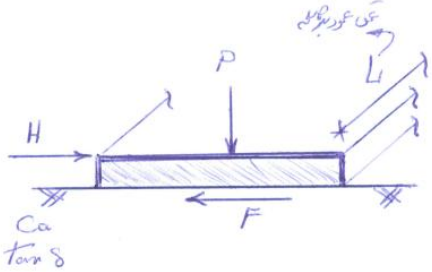
$$q_2 = 1.5(B-2e_B)$$

می‌دانیم q_{max} را می‌توانیم برحسب q_2 (طول ناحیه‌ای که زیر پی تنش فشاری دارد) بنویسیم

$$q_{max} = \frac{4Q}{2Lq_2}$$

نکته: e_B یا داده است یا از رابطه $e_B = \frac{\sum M}{\sum F_{ys}}$ با در نظر گرفتن وزن پی (چنانچه در مسئله آمده باشد) مقدار آن را در $\sum F_{ys}$ منظور و اضافه می‌کنیم.

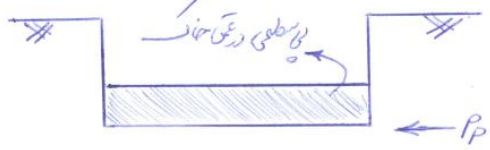
می‌دانیم که برای از بین بردن Uplift و ایجاد فشار زیر پی کشش (چه حاصل از نیروهای قائم زیری مانند وزن خود پی) استفاده از شمع زیر پی است.



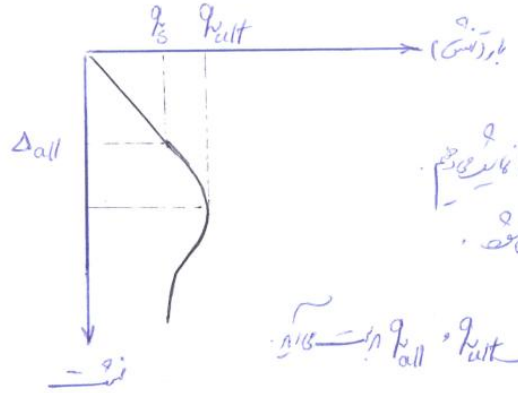
تدبیر عمران
گروه نرم افزاری

$F = C_a A + N \tan\delta$

$P_p = \frac{1}{2} k_p \gamma h_p^2 L$



نمودار بار - نشست پی سطحی :



q_s : تنش تغییر نشست مجاز

Δ_{all} : نشست مجاز که با Δ_{all} یا S_{all} نمایش می‌دهیم.

نشست مجاز توسط آیین‌نامه تعیین و ارایه می‌شود.

با استفاده از نمودار بار - نشست پارامترهای q_{ult} و q_{all} بدست می‌آید.

$$q_{all} = \min \left\{ q_s \ , \ \frac{q_{ult}}{F.S.} \right\}$$

ضریب اطمینان

تنش تغییر نشست مجاز

هفت معیار کلی استخراج می‌کنیم

نکته مهم به یاد آوری این است که نمودار بار - نشست از آزمایش بارگذاری صفحه بدست می‌آید.

هـ) مقاطع مجاز برش و خمش در پی‌ها

هـ - الف : مقطع مجاز برش

- ستون بتن آرمه — مقطع مجاز در بر ستون
- ستون فولادی
- ستون با مصالح بنایی

وسط لبه ضخامت زیر ستون تا لبه ستون

حدفاصل وسط بر دیوار تا محور دیوار

هـ ـ ب : مقطع جداکننده :

- بدون عیب ← مقطع جداکننده در به فاصله l از مقطع جداکننده

- بدون نخ به فاصله $\frac{l}{2}$ دور تا دور مقطع جداکننده

همانطور که می‌بینیم مقاطع جداکننده در این دو حالت با هم متفاوت است. پس ابتدا می‌باید مقطع جداکننده را بدست آوریم.

تدبیر عمران
گروه نرم افزاری

مباحث و مقررات ملی ساختمان (مبحث ۷) برای پی های سطحی :

روی پی های سطحی باید موارد ذیل را بررسی کنیم

۱. ظرفیت باربری
۲. نشست آنی
۳. نشست تحکیمی

۱. ظرفیت باربری روی پی های سطحی :

$$Q_{Max} \leq R \begin{cases} \text{در روش تنش مجاز} & R = q_{all} \cdot A \;,\; q_{all} = \min\left\{ q_s \;,\; \dfrac{q_{ult}}{F.S.} \right\} \\ \text{در روش حالات حدی} & R = \phi\, q_{ult} \cdot A \end{cases}$$

q_s از بحثی درباره ΔS از جدول ۷-۴-۲ صفحه ۲۸

F.S. از جدول ۷-۴-۴ صفحه ۲۹ درباره پی آبی و همچنین جدول ۷-۴-۷ صفحه ۳۱

ϕ از جدول ۷-۴-۶ صفحه ۳۱ درباره پی آبی و همچنین جدول ۷-۴-۸ صفحه ۳۲

Q_{Max} از مجموع جمله های مبحث ۶ مقررات ملی (بارهای وارد بر سازه) و مبحث ۷ مقررات ملی (پی و پی سازی) در پی آبی.

- در روش تنش مجاز: ترکیب بار زلزله یک بار ترکیبی است (D+L) ، مقدار برش پایه زلزله ((0.75(D+L+E))

- در روش حالت حدی، ترکیب بار زلزله و غیر زلزله به شکل زیر هستند.

ترکیب بار زلزله $D+1.2L+1.2E$

ترکیب بار غیر زلزله $1.25D+1.5L$

۴. فشار مؤثر قائم پی مطابق:

$$S=\frac{CaA+N\tan\delta}{F.S}$$ روش تنش مجاز

$$S=\phi(CaA+N\tan\delta)$$ روش حالت حدی

$H \leqslant S+Pp$ → صرف نظر از Pp → $H \leqslant S$

نیروی افقی مقاوم

$F.S$ و ϕ برحسب مورد از جدول $\frac{۷-۴-۶}{۳۱}$ صفحه و $\frac{۷-۴-۸}{۳۲}$ و $\frac{۷-۴-۴}{۲۹}$ و $\frac{۷-۴-۷}{۳۱}$ انتخاب می‌شود

رابطه با H نیز بصورت زیر خواهیم داشت:

- در روش تنش مجاز ← بار ترکیب (D+L) مقدار برش پایه زلزله (0.75(D+L+E))

- در روش حالت حدی ← بار ترکیبی
  - طرح غیر زلزله ← $1.25D+1.5L$
  - طرح زلزله ← $D+1.2L+1.2E$

مبحث نهم - طراحی ساختمان در برابر زلزله

S_a از جدول ۲-۸-۷ برابر $\frac{2}{3}$ A است

$S \overset{باید}{\geq} S_a$

S_e : نیروی زلزله

ΔH : تکمیل اولیه

ΔS : تکمیل ثانویه

$S = S_e + \Delta H + \Delta S$

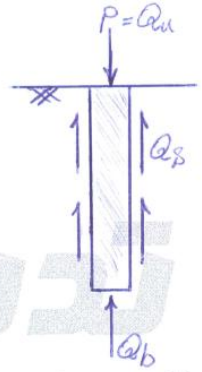
قدرت باربری بدون تغییر

تدبیر عمران
گروه نرم افزاری

پی عمیق (شمع)

مبحث اول : تئوری شمع و روابط آن

۱) ظرفیت باربری شمع منفرد :



$$Q_u = Q_b + Q_s$$

$$Q_b = q_b A_b$$

$$q_b = c N_c^* + q' N_q^*$$

$$q' = \sum \gamma_i h_i$$

Q_u : نیروی غایی

Q_b : مقاومت نوک شمع (مقاومت انتهایی) و عکس‌العمل نوک شمع

A_b : مساحت نوک شمع (سطح مقطع شمع در نوک شمع)

c : چسبندگی

q' : تنش مؤثر در نوک شمع

Q_s : مقاومت جداره شمع (مقاومت اصطکاکی)

تدبیر عمران
گروه نرم افزاری

N_c^* ، N_q^* از فرمولهای مربوط به جداول تنظیم شده بدست می آیند.
N_c ، N_q با تغییر زاویه اصطکاک داخلی (ϕ) خاک تغییر می کنند.

حالت خاص :

اگر $\phi = 0$ $\xrightarrow[\text{و زمین ماسه ای چسبنده}]{\text{یعنی خاک رسی تشکیل شده است}}$ $N_c^* = 9.0$ ، $N_q^* = 0.0$

محاسبه Q_S :

$$Q_S = \sum_{i=1}^{n} (f_S \cdot A_S)_i$$

Q_S : مقاومت جداره نهایی (مقاومت اصطکاکی)

f_S : تنش اصطکاکی روی جداره (بدنه) شمع

A_S : مساحت جانبی (جداره ، بدنه) شمع = طول شمع × محیط مقطع شمع

خاکی که پیرامون خاک را تشکیل می دهد، فرمول Q_S بالا، اصطلاح زیر تبدیل می شود.

$$Q_S = f_S \cdot A_S$$

محاسبه f_S :

می دانیم که f_S ، تنش اصطکاکی روی بدنه شمع است که بر حسب نوع خاک ، از خاک رسی و یا خاک چسبنده ، نحوه محاسبه آن متفاوت است.

- برای خاک‌های دانه‌ای :

$$q_s = k \sigma'_v \tan\delta$$

k : ضریب فشار جانبی (البته به نوع اجرای شمع)

$$k \begin{cases} \text{شمع درجا} & \rightarrow k \simeq k_0 \\ \text{شمع درجای پیش‌ساخته} & \rightarrow k \simeq k_p \end{cases}$$

σ'_v : تنش مؤثر قائم در میانه طول شمع

نکته : برای چند لایه خاک، باید متوسط طول شمع در هر لایه را حساب کنیم و با تقریب خوبی جواب می‌گیریم.

$\tan\delta$: زاویه اصطکاک داخلی بین خاک و بدنه شمع

معمولاً $\delta = \frac{2}{3}\phi$ و در محدوده $0.3 < \delta < 0.7$ مرسوم است.

- برای خاک‌های چسبنده :

$$q_s = \alpha C_u$$

α : ضریب چسبندگی که معمولاً کوچکتر از یک است.

مقدار α از مقدار 0.50 برای خاک‌های بسیار نرم پیش‌تکحیم یافته تا مقدار 1.0 برای خاک‌های بسیار محکم تکحیم یافته متغیر است. که با استفاده از روابط تجربی بدست می‌آید.

نحوه محاسبه α در رابطه

C_u (kPa)	α
$C_u < 25$ kPa	1.0
$25 \leq C_u \leq 75$	$1 - 0.5\left(\frac{C_u - 25}{50}\right)$
$C_u > 75$	0.5

در مورد روابط اصطکاکی زیر توجه داشته باشید:

نکته ۱) اگر در خاک دانه‌ای شمع اجرا شده باشد (در یک لایه خاک) آنگاه:

$$Q_s = \frac{1}{2} k \tan\delta \, \gamma' P L_i^2$$

(به شرط عدم وجود سیلت)

نکته ۲) اگر در خاک رس همگن شمع اجرا شده باشد

$$Q_s = \alpha C_u P L_i$$

(به شرط وجود یا عدم وجود سیلت)

نکته ۳) سیلت یا ماسه‌ای که در خاک رس در اثر نفوذ شمع وارد حفره شده تفاوت با بارگذاری شمع است

اصطکاک منفی در شمع ها :

چنانچه در محدوده شمع خاک پیرامون آن، از خاک نشست یابنده شمع، نشست بیشتری داشته باشد، آنگاه پدیده اصطکاک منفی رخ خواهد داد.

در اثر وقوع پدیده اصطکاک منفی، نیروی اصطکاک بین خاک و شمع، در جهتی به سمت پایین عمل و بر ظرفیت باربری شمع می افزاید.

این پدیده موجب کاهش ظرفیت باربری شاخه‌ای (Q_S) شمع می شود.

این پدیده روی انواع روزمینی وقوع تأثیر زیادی خواهد داشت.

ظرفیت باربری کششی شمع ها : (بصورت منفرد)

$$Q_{uf} = Q_S^* + W - F_{uplift}$$

Q_{uf} : ظرفیت باربری کششی شمع

Q_S^* : اصطکاک بین خاک و شمع — اگر $Q_S^* = Q_S$ باشد یعنی $Q_S^* = \text{ضریب} \times Q_S$

W : وزن شمع

F_{uplift} : فشار برآمدگی

$$F_{uplift} = (\gamma_w \cdot h_w) \times A$$

مساحت مقطع (نوک) شمع

۲) محاسبه ظرفیت باربری فشاری گروه شمع ها :

یادآوری : در قبل از شروع تحلیل خاک و پی ما هم بررسی می کردیم ظرفیت باربری فشاری شمع های منفرد را محاسبه و مقدار $Q_{ui} = Q_b + Q_s$ را تعریف کردیم.

حال در این قسمت به محاسبه ظرفیت باربری فشاری گروه شمع ها می پردازیم.

$$Q_g = Q_{ugroup} = E_g \times \sum_{i=1}^{n} Q_{ui}$$

$Q_{ugroup} = Q_{ug}$: ظرفیت باربری فشاری گروه شمع ها

E_g : ضریب راندمان یا ضریب کارآیی که با η نیز نمایش می دهند.

$\sum_{i=1}^{n} Q_{ui}$: مجموع ظرفیت باربری تک تک شمع ها است.

نکته ۱) ضریب کارایی (η) یا (E_g) به نوع خاک، قطر شمع ها، فاصله شمع ها و همچنین نوع اجرای شمع ها بستگی و ارتباط دارد و همچنین به تعداد کل شمع ها و آرایش قرارگیری شمع ها و تراکم نسبی خاک و زمان بتن شمع نیز بستگی دارد.

نکته ۲) ظرفیت باربری فشاری گروه شمع ها در حالتهای مختلف از روابط زیر بدست می آید.

$$Q_{ug} = \min \begin{cases} \sum Q_{ui} \\ Q_{ui} \text{ یک خاک و شمع} \end{cases}$$

از قبل داشتیم

$$Q_u = Q_s + Q_b$$

$$Q_s = \sum f_s A_s$$

$$Q_b = f_b A_b$$

A_s : مساحت جانبی مقطع بدنه

A_b : مساحت مقطع بدنه

نکته : فاصله مراکز شمع ها نباید کمتر از ۳ برابر قطر شمع باشد . اگر فاصله کمتر شمع ها را داشتیم از رابطه زیر استفاده میکنیم .

در گروه شمع ها برای محاسبه ظرفیت باربری ابتدا (مطابق شکل) ظرفیت گروه شمع ها (در ارتباط) را بدست می آوریم .

ظرفیت باربری کششی گروه شمع :

$$Q_{ugt} = \min \begin{cases} \sum Q_{ut_i} \\ Q_{ut} \end{cases}$$

Q_{ut} : ظرفیت کششی شمع منفرد

$$Q_{ut} = Q_s^* + W - F_{uplift}$$

فصل پنجم: عمق (شمع ها):

مبحث دوم: شمع ها در مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان

در مبحث اول (صفحه ۴۷) به بررسی کلی شمع ها در علم تعالیب خاک و پی و نحوه ی تعیین ظرفیت باربری فشاری کلی یک شمع پرداختیم. حال در این مبحث به بررسی ضوابط مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان ایران خواهیم پرداخت.

طبق ضوابط مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان ایران، بایستی طراحی شمع ها مطابق بندهای زیر انجام گیرد.

الف: کنترل های مربوط به ظرفیت باربری

الف-۱) ظرفیت باربری فشاری شمع ها

الف-۲) ظرفیت باربری کششی شمع ها

الف-۳) ظرفیت باربری جانبی شمع ها

ب: کنترل مربوط به نشست شمع

بند ۷-۶-۷-۲-۲ صفحه ۵۲

الف-۱) کنترل ظرفیت باربری سطحی شالوده:

باید $R_c \geq F_c$

R_c: ظرفیت (مقاومت) باربری شالوده سطحی:

$$R_c = \begin{cases} \dfrac{Q_u}{F.S.} & \text{روش تنش مجاز} \\ \phi Q_u & \text{روش حالات حدی} \end{cases}$$

F_c: حداکثر بار وارد بر سطح:

$$F_c = \begin{cases} D.L. + L.L. \\ 1.25\,D.L. + 1.5\,L.L. \end{cases}$$

تدبیر عمران
گروه نرم افزاری

F.S.: ضریب اطمینان ← مراجعه شود به جدول ۷-۶-۱ صفحه ۶۲

ϕ: ضریب کاهش مقاومت ← مراجعه شود به جدول ۷-۶-۲ صفحه ۶۳

مسئولیت کنترل ظرفیت باربری شالوده و تعیین ضرایب لازم، با ضریب اطمینان و ضریب کاهش مقاومت بر عهده مهندس ناظر می‌باشد.

الف - ۲) تعادل ظرفیت کششی شمع ها:

$R_t \geq F_t$

R_t: ظرفیت باربری کششی شمع:

$$R_t = \begin{cases} \dfrac{Q_{ut}}{F.S.} & \text{روش عمومی} \\ \phi Q_{ut} & \text{روش ضرایب جزیی} \end{cases}$$

F_t: نیروی کششی وارد بر شمع:

F.S. : ضریب اطمینان ← مراجعه شود به جدول ۷-۶-۱ صفحه ۶۲

ϕ: ضریب مقاومت ← مراجعه شود به جدول ۷-۶-۲ صفحه ۶۳

نیروی نهایی برای شمع:

$$Q_{ut} = Q_s^* + W - F_{uplift}$$

ویرایش به بعد ۷-۶-۴-۶ صفحه ۵۸

- زمانیکه از خاصیت باربرداری انتهایی استفاده نمی‌شود:

$$Q_s^* = (0.7 \sim 0.85)\, Q_s$$

- زمانیکه از خاصیت باربرداری انتهایی استفاده می‌شود:

$$Q_s^* = Q_s$$

الف-۳) کنترل ظرفیت باربری جانبی شمع ها:

$R_{tr} \overset{N}{\gtrless} F_{tr}$

R_{tr}: ظرفیت باربری جانبی شمع

$$R_{tr} = \begin{cases} \dfrac{Q_{tr}}{F.S.} & \text{روش سنتی و معمول} \\ \phi Q_{tr} & \text{روش پیشنهادی} \end{cases}$$

F_{tr}: نیروی جانبی وارد بر شمع

$F.S.$: ضریب اطمینان

ϕ: ضریب کاهش مقاومت

تدبیر عمران
گروه نرم افزاری

گود و نگودبرداری :

فصل اول : تئوری گود و نگودبرداری

در حالت خاص، حداکثر ارتفاع پایدار یک گود برابر است با H_{Max} در روابط زیر

الف : بدون وجود سربار نزدیک گود

$$H_{Max} = \frac{4C'}{\gamma' \sqrt{Ka}}$$

ب : با وجود سربار نزدیک گود

$$H_{Max} = \frac{4C'}{\gamma' \sqrt{Ka}} - \frac{2q}{\gamma'}$$

تدبیر عمران
گروه نرم افزاری

چنانچه حداکثر ارتفاع پایدار یک گود (H_{Max}) را بر ارتفاع گود مذکور تقسیم کنیم، ضریب اطمینان بدست می‌آید.

$$F.S. = \frac{H_{Max}}{H}$$

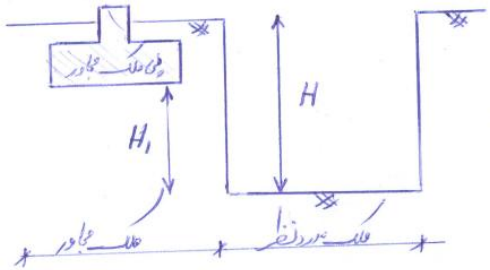
فصل دوم : گود و گودبرداری در مهندسی و حفر معدنات ملی ساختمان ایران

با توجه به بخش اول مقاومت گودبرداری و تعیین حداکثر ارتفاع پایداری گود (H_{Max}) و میزان گودبرداری مرحله پروژه ، تعریف خطر گود مطرح می‌شود ، به نحوی که هر چه ضریب اطمینان گود و یا احتمال وقوع آن کمتر از یک باشد ، خطر گود بیشتر خواهد بود ، طبیعتاً هر چه خطر گود بیشتر باشد ، روش‌های گودبرداری خاص و ویژه‌ای را باید به کار ببریم .

به عبارتی خطر گود ، روش اجرای گودبرداری و محافظت از دیواره و ترانشه را تعیین می‌کند .

در روش‌های متداول و مرسوم گودبرداری ، در حین گودبرداری دیواره‌ی گود یکی از دو حالت قائم (با اضطراح دیواره پنجره) و یا دیواره پایدار (شیب دار) خواهد بود

در اینجا می‌خواهیم خطر یک گود قائم را بررسی کنیم .



H : عمق گودبرداری پروژه از تراز ۰۰.۰±

H_1 : عمق گودبرداری پروژه از زیر پی ساختمان مجاور گود

[illegible] دو مقدار H و H_1 بدست آمد. حال برای ارزیابی خطر گود می‌بایستی $\frac{H}{h_c}$ را نیز بدست آوریم که h_c برابر است با عمق ترک کششی که از فرمول زیر بدست می‌آید

$$h_c = \frac{2C}{\gamma\sqrt{Ka}} - \frac{q}{\gamma}$$

یا به عبارت ساده‌تر

$$h_c = \frac{1}{2} H_{Max}$$

در بخش هشتم مقدارات طی نسبت $\frac{H}{h_c}$ بدست آمده که $\frac{h}{h_c}$ نامیده شده است.

مقدار $\frac{h}{h_c}$	عمق گود از تراز صفر (H)	عمق گود از زیر پی مجاور (H_1)	خطر گود
کمتر از 0.5	$H < 6.0\,m$	0.0	متوسط
بین 0.5 تا 2.0	$6.0 \leq H \leq 20.0\,m$	$0 < H_1 \leq 20.0$	زیاد
بیشتر از 2.0	$H > 20.0\,m$	$H_1 > 20.0$	بسیار زیاد

علاوه بر جدول فوق می‌باید حالات خاص مندرج در بخش هشتم مقدارات طی نیز مدنظر باشد.

حال به بررسی ارزیابی گود با شیب پایدار (دیواره پایدار) خواهیم پرداخت، که در این بخش برای تعیین میزان خطر گود با توجه به جدول $\frac{۷-۳-۲}{\text{صفحه } ۱۹}$ و همچنین با استفاده از پارامتر ارتفاع گود (H) می‌توانیم خطر گود را مشخص نمائیم.

آزمایشهای صحرایی در مکانیک خاک (میدانی):

مهندسین از مهمترین آزمایشات میدانی (یا نفوذ سنجی میدانی) که در پروژه‌های آزمایشگاهی انجام می‌شود استفاده می‌کنند، را بررسی می‌کنیم:

۱) آزمایش نفوذ استاندارد (S.P.T) Standard Penetration Test

۲) آزمایش نفوذ مخروط (C.P.T) Cone Penetration Test

۳) آزمایش پرسیومتر (P.M.T) Pressure Meter Test

۴) آزمایش بارگذاری صفحه (P.L.T) Plate Load Test

۵) آزمایش برش پره (ورنه) (V.S.T) Vane Shear Test

۱) آزمایش نفوذ استاندارد S.P.T :

آزمایشی است که به گونه زنی در حفر چاهها و گمانه‌ها برای مشخص نمودن خصوصیات مقاومت و تغییر شکل پذیری خاکهای غیر چسبنده کاربرد دارد. نتایج آزمایش SPT پارامترهای زیر را بدست می‌دهد.

D_r تراکم نسبی ، E_s مدول ارتجاعی خاک ، C نیروی چسبندگی

ϕ زاویه اصطکاک داخلی

و همچنین توصیه موارد استفاده از این آزمایش برای تخمین و تعیین موارد ذیل است

- تخمین تراکم نسبی شن و ماسه
- تخمین پارامترهای مقاومتی خاک
- تخمین میزان نشست پی در خاکهای ماسه‌ای
- تشکیل ردیف و ستون خاک

- برای پایین آوردن و کنترل سطح آبهای زیرزمینی غیر چسبنده از نوع روش آبکشی تزریقی .
- تخمین ظرفیت باربری شمع‌های حفاری شده و عمیق در خاکهای ماسه‌ای .

روش آزمایش نفوذ استاندارد بدین گونه است که ابتدا با حفر گمانه به قطر مورد نظر و با استفاده از دستگاه حفاری مناسب تا عمق مورد نظر پیش می‌رویم و سپس شروع به انجام عملیات و شرایط ذیل می‌نماییم.

الف : تعداد ضربات لازم و ثبت شده برای ایجاد نفوذ ۱۵۰ mm در خاک به میزان N_1

ب : تعداد ضربات لازم و ثبت شده برای ایجاد نفوذ ۱۵۰ mm در خاک به میزان N_2

ج : تعداد ضربات لازم و ثبت شده برای ایجاد نفوذ ۱۵۰ mm در خاک به میزان N_3

هدف در این آزمایش تعداد ضربات چکشی به وزن 63.5 kg و سقوط آن از ارتفاع 760 mm است تا بتواند طی سه مرحله (الف تا ج) به میزان 450 mm در خاک نفوذ کند

$$S.P.T = N_2 + N_3$$

پس S.P.T، تعداد ضربات لازم برای نفوذ دو مرحله‌ی آخر است که در دو فاصله ۱۵۰ mm مرحله ب و ج انجام شده است.

دلیل آنکه تعداد ضربات N_1 وارد محاسبات نمی‌شود آن است که فرض کرده‌ایم که خاک دست خورده است.

وقتی که هریک از شرایط زیر اتفاق بیفتد آزمایش متوقف خواهد شد

- بعد از 50 ضربه، میزان نفوذ کمتر از 150 mm باشد.
- بعد از 100 ضربه، میزان نفوذ کمتر از 300 mm باشد.
- بعد از 10 ضربه، هیچ نفوذی مشاهده نشود.

طبق جدول زیر از روی اولین عدد S.P.T با دانستن نوع ماسه مشاهده می‌شود:

وضعیت تراکمی ماسه	$D_r(\%)$	$N_{S.P.T}$
خیلی سست	0 ~ 15	0 ~ 4
سست	15 ~ 50	4 ~ 10
متوسط	50 ~ 70	10 ~ 30
متراکم	70 ~ 85	30 ~ 50
بسیار متراکم	85 ~ 100	> 50

۲) آزمایش نفوذ مخروط C.P.T:

آزمایشی است که بطور مداوم مقاومت برشی زهکشی نشده خاک‌های چسبنده که روی هم جهت آزمایش C.P.T قرار دارند می‌توانند برای انواع خاک‌های بی‌درز و ماسه‌ای با دقت بسیاری انجام داد.

روش اجرای آزمایش بدین صورت است که مخروط را توسط نیروی ثابت (در راستای محور مخروط) و با سرعت ثابت $20\ mm/s$ در زمین فرو می‌بریم و نیروی فرو رفتن را اندازه می‌گیریم.

معادله مورد برای تعیین C_u خاک‌های چسبنده از این آزمایش استفاده می‌شود و این آزمایش مزایا:

ϕ ، γ_{wet} ، Q_s (در شن‌ها)، Q_b (در شن‌ها) را به ما می‌دهد.

٣) آزمایش پرسیومتری P.M.T :

یکی از روش‌های آزمایش در آزمایشگاهی برجا است که در این آزمایش با افزایش تغییر شکل و مقاومت نمونه خاک اندازه‌گیری می‌شود. وسیله آزمایش از یک سلول استوانه‌ای شکل تشکیل شده که درون گمانه آزمایش قرار می‌گیرد و به علت این وسیله برای تغییرات حجم سلول درون گمانه، در برابر تغییرات فشار اعمالی است.

در این آزمایش پارامترهای زیر بدست می‌آیند.

- مدول خاک E_s
- ضریب تحکیم افقی c_h
- ضریب فشار جانبی k_0
- زاویه اصطکاک درونی φ
- مقاومت برشی زهکشی نشده برای خاک‌های رسی c_u
- زاویه مقاومت برشی مؤثر (درونی و خاک رس) ϕ

که سه مورد آخر خروجی پارامترهای مقاومتی هستند.

٤) آزمایش بارگذاری صفحه‌ای P.L.T :

در این آزمایش، بارگذاری بصورت دایره‌ای شکل به قطر $(300 \sim 900)\ mm$، مقاومت خاک زیر صفحه را به ازای مقادیر مختلف بار بدست می‌آوریم و در این آزمایش نشست بار را اندازه‌گیری می‌کنیم.

از نتایج متنی بارگذاری q_{ult} و q_{all} حاصل می‌شود

نحوه محاسبه q_{ult} برای خاک‌های رسی و خاک‌های ماسه متفاوت و به شرح زیر است .

فونداسیون اندیس ۴ را معرف Foundation ،

اندیس P را معرف Plate ،

پارامتر B_F را معرف عرض پی ،

پارامتر B_P را معرف عرض صفحه بارگذاری مورد آزمایش می‌دانیم است .

- برای آزمایش در خاک‌های رسی داریم :

$$(q_{ult})_F = (q_{ult})_P$$

- برای آزمایش در خاک‌های ماسه‌ای داریم :

$$(q_{ult})_F = \frac{B_F}{B_P}(q_{ult})_P$$

۵) آزمایش برش پره : VST :

با آزمایش برش پره می‌توانیم مقاومت برشی زهکشی نشده (C_u) خاک‌های نرم و حساس و حتی لای را بدست آوریم

وسیله این آزمایش یک میله است که در انتهای آن چهار پره فولادی قرار گرفته و به میله متصل است که

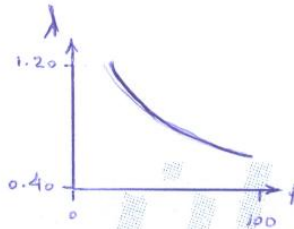
مرحله شرایط پره‌ای ، پس از قرارگیری در خاک می‌توانند از میله خارج شوند ولی در نیروی دورانی به

میله ، پره‌ها در خاک یک سطح گسیختگی استوانه‌ای ایجاد می‌کنند .

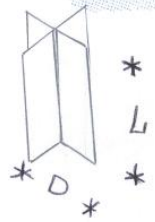
ارتفاع و عرض پره مطابق با استاندارد مربوطه می‌باشد. همچنین مشخص است که مقاومت برشی بدست آمده از این آزمایش (آزمایش پره) نمی‌تواند مقاومت برای طراحی می‌باشد به عبارتی

$$(C_u)_{Design} = \lambda \cdot (C_u)_{Test}$$

که مقدار λ بر حسب شاخص خمیری بدست می‌آید.



چنانچه ابعاد پره مطابق زیر باشد



$$T = C_u \frac{\pi D^2 L}{2} + 2\frac{\pi C_u D^3}{12}$$