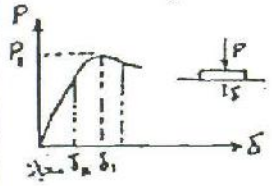
شماره ۳	کلاس تمرین درس پی سازی مبحث: نشست پی های سطحی

* مقدمه

قبل از معیار مقاومت، تغییر شکل دومین معیاری بود که در طراحی سطحی مابدل بدین معنی که تغییر شکل یا تغییر مکان سازه مانباید از حد مجاز فراتر رود. در بحث ظرفیت باربری خاکها با ارضاء معیار مقاومت و یافتن حداکثر مقاومت خاکها در برابر بارهای وارده پرداختیم و در بحث نشست نیز به دنبال محاسبه تغییر شکل در خاکها و جلوگیری از ایجاد تغییر شکل غیر نشست قرار هستیم.



در واقع بحث مقاومت و نشست را باید توأمان مدنظر قرار داد. بدین معنی که مثلاً با تشکیل نمودار بار-تغییر مکان در روی خاک، با ارضاء حداقل معیار مقاومت و تغییر شکل در روی آن بار مجاز پی را بدانیم. اما از آنجا که انجام این کار به طور عملی امکان پذیر نیست، به ناچار بررسی برآورد مقاومت و تغییر شکل بطور جداگانه صورت می گیرد. مثلاً ابتدا با قضاوتی های ظرفیت باربری به بار مجاز مقاومت می رسیم بعد کنترل می کنیم که آیا این بار معیار نشست را ارضاء می کند یا خیر.

if $\delta_a > \delta_1 \rightarrow P_a > P_1$

if $\delta_a < \delta_1 \rightarrow P_a < P_1$

* نشست یا تغییر شکل در خاکها

همانطور که پیشتر با پدیده نشست در خاکها آشنا شده ایم، به دلیل اعمال فشار پی به خاکها و انتقال این فشار به ساختار جامد خاک از بین رفتن فشار منفذی و نیروهای خاک تمایل دارند که جابجا شده و متراکم تر شوند و با این نشست در خاک رخ دهد. در این میان دو سؤال مطرح می گردد. اول اینکه: چه بخشی از خاک تحت این تنش قرار دارد؟ یا به اصطلاح ناحیه مؤثر یا عمق مؤثر چقدر است؟ و سؤال دوم اینکه: نحوه توزیع فیزو تنش در داخل محیط خاک به چه صورت است؟

در مکانیک خاک با کلیات این مباحث و همچنین نحوه محاسبه نشست در خاکها آشنا شده ایم. آنچه در این جا می بینیم، با طرح کلیات اره های توانمند در روابط پیروی می کند و فقط اضافات و جزئیات بیشتر برای محاسبه به آنها اضافه شده است.

* ناحیه مؤثر یا عمق مؤثر در تعیین نشست
  - عمق تا استقر بستر
    - تعیین عمق با جدول تنش ۱:۵ و کاه
    - عمق رسیدن به یک لایه صخره
    - توصیه ها: مثلاً (عمق مؤثر = 2B)
  - توزیع تنش در ناحیه مؤثر
    - روش های محاسباتی: بوسینسک و وسترگارد
    - توزیع تقریبی ۱:۲ ۲

* توجه: انتخاب هریک از روش ها تابع نظر طراح و یا توصیه ها مسأله می باشد و همچنین دیگر مطالب مکانیک خاک و پی، لزوماً بصورت گفته روابط و محاسبات به دقت بیشتر منجر نمی گردد.

* پیش از بیان روابط محاسباتی یادآوری دو نکته ضروری است.
  - پی صلب: با یکنواخت شدن نشت یکسان
  - پی منعطف: نشت متفاوت: نسبت به مکانیک خاک
    - خاک رسی نرم: آنی و تحکیمی
    - خاک ریشه دانه: آنی و فقط

www.tnar.ir

* محاسبه نشست در زمین‌ها — خاک ماسه‌ای: نشست آنی: رابطه اشمرتمن $\delta = C_1 C_2 C_3 (q - \bar{\sigma}'_{z0}) \Sigma \frac{I_c H}{E_s}$

خاک رسی — نشست آنی: رابطه مایرهوف، بیدرم و ژرسیلف $\delta_i = \frac{(q - \bar{\sigma}'_{z0}) B}{E_u} I_1 I_2$

نشست تحکیم: تئوری تحکیم ترزاقی با اصلاحات

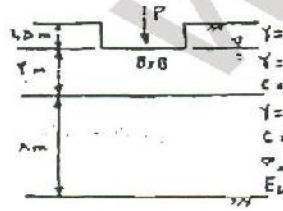
* تأکید دوباره: درکتب متداول این روابط ممکن است به صورت مختلف بیان شده و بدون ذکر آنها صرفاً راه‌نمایی گردد، درحالی که این روابط همراه با معرفی تحقیقات و بررسی‌های صحرایی و ... می‌باشد.

* نکته دیگر اینکه اصلی‌ترین پارامتر در رابطه نشست آنی E خاک است یعنی دقیق‌ترین و حساس‌ترین گام در تعیین تغییر شکل محسوب می‌گردد و با روش‌های متعدد معرفی و تعیین E خاک آنها شده است. طبیعتاً اینکه کدام روش بهترین جواب را می‌دهد، محل سؤال است. اما فارغ از این مسأله باید به تغییر E در خاک‌های ماسه‌ای در اثر تغییر تنش همانطور که اشاره کردیم که وابستگی شدید تا رابطه نشست آنی در خاک‌های ماسه‌ای را ناشی از E خاک در اعماق مختلف ببینیم.

خاک‌های رسی (محاسبه نشست)		خاک‌های ماسه‌ای
* نشست آنی در رس‌ها (رابطه بیدرم ژرسیلف)	* نشست تحکیمی رس‌ها	* نشست آنی در خاک ماسه‌ای (اشمرتمن)
$\delta_d = \frac{(q - \bar{\sigma}'_{z0}) B}{E_u} I_1 \cdot I_2$	مانند مکانیک خاک معاصر می‌گردد و ضریب اصلاح μ ناشی از صلبیت پی صفحه 219 آن اعمال می‌گردد.	$\delta = C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 (q - \bar{\sigma}'_{z0}) \Sigma \left(\frac{I_c H}{E_s}\right)$
با فرض $\mu = 0.5$ حاصل شده است.	$\delta_c = \mu_0 \Sigma \left[\frac{C_r}{1+e_0} H \log \frac{\bar{\sigma}'_c}{\bar{\sigma}'_{z0}} + \frac{C_c}{1+e_0} H \log \left(\frac{\bar{\sigma}'_{zf}}{\bar{\sigma}'_c}\right) \right]$	C_1 = ضریب عمق = $1 - 0.5 \left(\frac{\bar{\sigma}'_{z0}}{q - \bar{\sigma}'_{z0}}\right)$
I_1, I_2 ضریب تأثیر عمق و شکل انوزه‌ها که		C_2 = ضریب خزش = $1 + 0.2 \log\left(\frac{t}{0.1}\right)$
در مکانیک خاک دانستم: صفحه 226		C_3 = ضریب شکل = $1.03 - 0.03 (L/B) \geq 0.73$
E ثابت گرفته شده است و در کتب مختلف به صورت		خاک در عمق مربوط به مشخصات خاک N
مکانیک خاک (جمع آثار)	+	تقسیم می‌گردد و به E_s و H و I_z تعیین و با جمع جبری نشست تعیین می‌گردد
* نشست کل در خاک‌های رسی: روش بیدرم و اسکمپتون	$\delta = \delta_d + \mu_0 \delta_c$	I_z ضریب تأثیر: صفحه 236
نشست کل ناشی از مجموع نشست آنی و تحکیمی است. اما در روش بیدرم و اسکمپتون ضریب اصلاح		H ضخامت هر لایه، E_s: مدول الاستیسیته لایه
μ صفحه 225 به منظور اعمال اثر 3 بعدی تحکیم به نشست تحکیم اعمال می‌گردد (توابع α, β و عمق)		

مسأله ①: ابعاد پی زیر را طوری تعیین کنید تا بار $P = 1500$ kN را تحمل کرده و حداکثر نشست پی به 15 cm محدود گردد.

(طراحی را با ظرفیت باربری و نشست)



مسأله ②: یک ساختمان 10 طبقه بتنی بر یک سطح 40×40 متر به‌طور یکنواخت اعمال می‌گردد. بار متوسط طبقه ساختمان $P = 80$ kN/m² می‌باشد. خاک زیر پی رسی بوده و عمق آبهای زیرزمینی بسیار زیاد است. فاصله ستون‌ها از یکدیگر تقریباً 5 m می‌باشد. آزمایش‌های تک با ابعاد 0.5×0.5 متر از نظر ظرفیت باربری جواب کرده‌ایم، حداقل E خاک را تعیین کنید تا خاک مشکل نشست نداشته باشد.

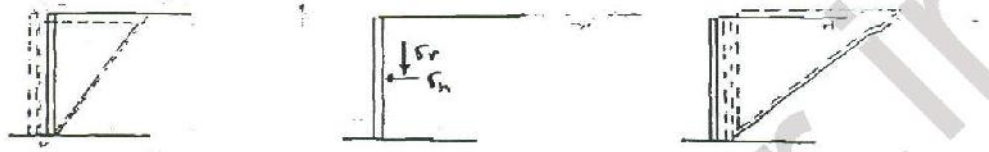
موفق باشید - رودی

www.itnar.ir

* فشار جانبی خاکها

حل مسائل فشار جانبی خاکها و نیروی وارد بر دیوارهای حائل به طور کامل و برای همه شرایط مستلزم تا کنون صعبت نگر فته است. تئوریهای موجود تنها قادرند در حالات خاص و به شکل های خاص دیوار و حالت شرایط بارگذاری و خاک) نیرو و فشار وارد بر دیوارها را با تقریب قابل قبول بدست آورند.

* حالات حدی تغییر شکل و تغییر مکان دیوار



Active معرک — دیوار کاملاً ثابت — Passive مقاوم

در مکانیک خاک برای حالت سکون داشتیم: $\sigma'_h = k_o \sigma'_v$ (به عبارت دقیق‌تر $\sigma'_h = k_o \sigma'_v$)

در اینجا نیز برای تخمین فشار جانبی خاک ها از ضریبی مشابه k_o استفاده می‌کنیم، k_a برای حالت Active

k_p برای حالت Passive

در تئوری اصلی در تخمین فشار جانبی خاکها دو روش وجود دارد: رانکین و کولمب

در ۲ حالت ساده و پیچیده این ۲ را بررسی می‌کنیم در حالت ساده که ابتدا مطرح می‌شود نتایج این ۲ تئوری یکسان هستند.

الف) حالت ساده یک دیوار قائم، خاک پشت دیوار مسطح، چسبندگی بین خاک و دیوار نداریم

$$k_a = \frac{1-\sin\varphi}{1+\sin\varphi} \quad , \quad k_p = \frac{1+\sin\varphi}{1-\sin\varphi}$$

$\sigma'_h = k_o \sigma'_v$

در اینجا $\sigma'_h = k_a \sigma'_v \rightarrow \sigma'_v = \gamma' h + \bar{q}$ (بارگسترده به صورت وجود)

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

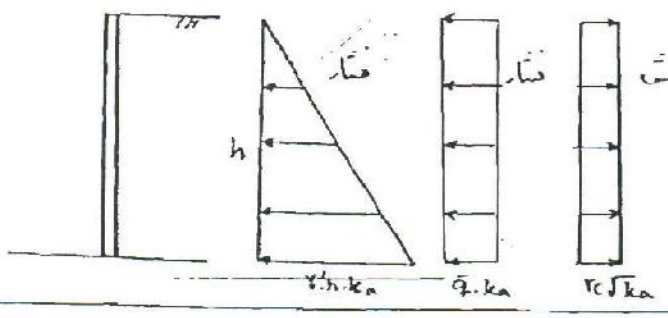
یعنی در اینجا به دلیل وجود سرکت علاوه بر ترم σ'_h یک ترم چسبندگی نیز اضافه گردیده است.

$$\text{Active} \quad \sigma'_a = \gamma' h . k_a + \bar{q} . k_a - 2c\sqrt{k_a}$$

مستطیلی مثلثی مستطیلی

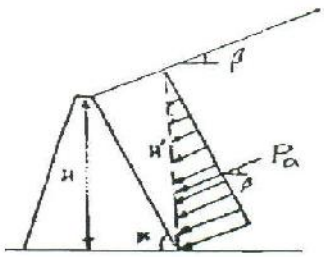
σ'_p دقیقاً مشابه σ'_a می‌باشد و تنها ترم ثانی از چسبندگی در σ'_p، مثبت است و فشاری ایجاد می‌کند $(+2c\sqrt{k_p})$

هرجا آب اندیشه پشت دیوار موجود بود، فشار آب به طور مجزا با توزیع مستقیماً مثلثی با بقیه فشارها جمع می‌گردد ($\sigma_w = +\gamma_w h$)



حالت خاص: در این قسمت رانکین و کولمب هر کدام به شیوه مخصوص به خود عمل کرده و نتایج برای هر کدام تصویه نداشت:

رانکین



۱) دیوار و خاک اصطکاک ندارند. ($\delta = 0$)

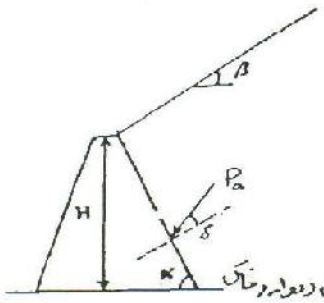
۲) نیروی جانبی با موازات سطح خاک (زاویه β) بدست می آید.

۳) نیروی جانبی در مثلث صفحه قائم حاصل می شود.

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

$$P_a = \tfrac{1}{2}\gamma H'^2 . k_a \quad \text{(به موازات شیب)}$$

کولمب



δ: زاویه اصطکاک بین دیوار و خاک

۱) دیوار و خاک اصطکاک دارند. ($\delta \neq 0$)

۲) نیروی جانبی با خط عمود بر وجه عمود زاویه α را می سازد.

۳) نیرو به وجه دیوار اعمال می گردد.

$$k_a = \frac{\sin^2(\alpha+\varphi)}{\sin^2\alpha \cdot \sin(\alpha-\delta)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\varphi+\delta)\cdot\sin(\varphi-\beta)}{\sin(\alpha-\delta)\cdot\sin(\alpha+\beta)}}\right]^2}$$

$$P_a = \tfrac{1}{2}\gamma H^2 . k_a$$

* کدام Coduto

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

به موازات شیب: $P_a = \tfrac{1}{2}\gamma H^2 . k_a$

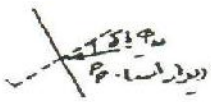
مولفه افقی: $P_a = \tfrac{1}{2}\gamma H^2 . k_a . \cos\beta$

* کدام Coduto

$$k_a = \frac{\cos^2(\varphi-\alpha)}{\cos^2\alpha \cdot \cos(\varphi_w+\alpha)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\varphi+\varphi_w)\cdot\sin(\varphi-\beta)}{\cos(\varphi_w+\alpha)\cdot\cos(\alpha-\beta)}}\right]^2}$$

φ_w: زاویه اصطکاک بین خاک و دیوار

* برای حالت Passive باید روابط فوق را برای k_p اصلاح کرد.



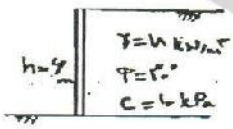
* جهت نیروی P_p (نیروی فشار Passive) در کدام با زاویه که با φ_w در پایین خط عمود بر وجه دیوار است.

* مسائل

① فشار جانبی وارد بر دیوار حائل را در حالت Active و Passive بیابید.

الف) مقدار نیروی کل و محل اثر آن را بیابید. ج) مقدار نیرو را با صرفنظر از چسبنگی بیابید.

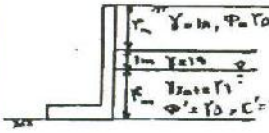
ب) عمق ترک کششی در حالت Active را بیابید.



② در شکل زیر مطلوبست:

الف) مقدار نیروی Active و محل اثر آن ج) عمق ترک کشش

ب) لنگر واژگون حول پنجه دیوار د) نیروی وارد بر دیوار در حالت سکون



③ اگر در مثال ۲ فشاری به مقدار $4\ t/m^2$ به طور گسترده به دیوار اعمال گردد، چه تغییری در مقدار نیروها، محل و آینده لنگر واژگون حاصل می شود؟

موفق باشید - رودی

www.tmair.ir

شماره ۵	کلاس تمرین درس پی سازی مبحث : فشار جانبی خاک ها (۲)	

* کنترل پایداری

همواره پس از تعیین نیروها و ابعاد دیوار (فشار جانبی خاک، آب، وزن و ...) به منظور کنترل پایداری دیوار باید بررسی شود. جهت کنترل دیوار معمولاً چند عامل اصلی ناپایداری به شرح زیر بررسی می‌گردد:

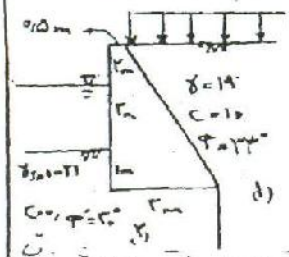
۱. ضریب اطمینان واژگونی ۲. ضریب اطمینان لغزش ۳. تنش مجاز تحریکی خاک

۴. دیگر موارد ناپایداری (نشست، گسیختگی عمیق لایه‌های خاک و ...)

- تأثیر نیروهای لازم برای هریک از این کنترل‌ها شرح داده شد در محاسبات آنها تئوری پیچیده‌ای نیاز نیست. صرفاً محاسبات آشنایی قبلی و تشخیص نیروها یا لنگرهای محرک و مقاوم تعیین کننده ضریب اطمینان‌های فوق خواهد بود.

در مثال‌های زیر به این موارد اشاره می‌شود:

مسأله ① : دیوار حائل وزنی روبرو، آب در پشت دیوار موجود است و خاک پشت دیوار خشک می‌باشد با فرض مشخصات وارد شده، مطلوبست:

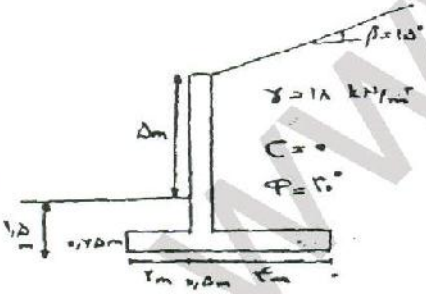


ضریب اطمینان دیوار در واژگونی، ضریب اطمینان دیوار در لغزش و حداکثر تنش موجود در خاک

γ_c بتن = ۲۴ kN/m³

(ابتدا دیوار ساخته و سپس آبگیری انجام می‌گیرد) (خاک از نوع رسی است)

مسأله ② : دیوار حائل روبرو برای جلوگیری از ریزش خاک دانه‌ای دارای شیب ۱۵° پشت سد ساخته شده است. با توجه به مشخصات داده شده، مطلوبست:

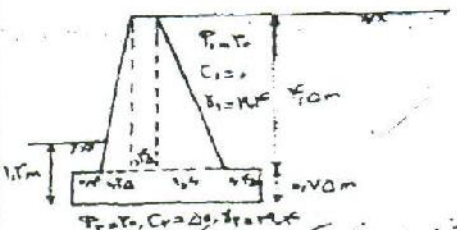


الف، کنترل لغزش و واژگونی دیوار

ب، محاسبه لنگرهای محاسباتی متقاطع دیوار و اسلیب جلوی آن

(از وجود آب جلوی دیوار در محاسبات صرفنظر کنید)

مسأله ③ : مثال ۵-۱۳ کتاب طاحونی (دوم) : با استفاده از روش رانکین دیوار وزنی روبرو مطلوبست:



الف، ضریب اطمینان دیوار در واژگونی

ب، ضریب اطمینان دیوار در لغزش

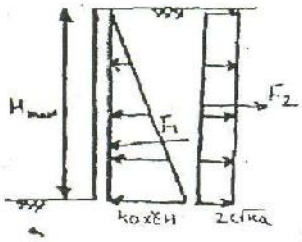
ج، فشار خاک در پنجه و پاشنه

مسأله ④ : مثال ۵-۱۴ کتاب طاحونی : مسأله قبل را برای حالت $\gamma_{sat} = 21\ kN/m^3$ و $\varphi = 30°$ با استفاده از روش کولمب حل کنید.

شماره ۶	کلاس تمرین درس پی سازی	
	مبحث : فشار جانبی خاک ها (۳) : عمق مجاز گودبرداری - سپرها	

*عمق مجاز گودبرداری

در حالتهای بررسی در حالت Active از آنجا که تمام مسئولین به صورت گسترده عمل می‌کنند، امکان استقرار خاک بدون المان های نگهدارنده وجود دارد. به این دلیل عمق مجاز گودبرداری در حالتهای بررسی به این صورت تعریف می‌گردد که: مقدار ارتفاعی از خاک که بدون هیچ المان حائلی می‌تواند پایدار بماند محاسبه و به عنوان عمق مجاز گودبرداری معرفی می‌گردد. یعنی گودبرداری خطرناک نیست!! (در حالتهای سه‌بعدی و واقعی هیچ چیز پایدار نیست!!)



نحوه محاسبه آن: با مساوی قرار دادن نیروهایی که به دیواره فرضی وارد است اعمال کرده، عمق مجاز را بدست می آوریم.

"نیروهای مقاوم = نیروهای محرک" "نیروی وارد بر دیواره = نیروی مقاوم"

$F_a = F_2 \leftarrow$ (نیروی active در عمق H = نیروی چسبندگی)

$F_1 = F_2 \Rightarrow \frac{1}{2} k_a \gamma H \times H = 2c\sqrt{k_a} \times H \Rightarrow$

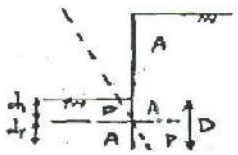
$H = \frac{4c}{\gamma\sqrt{k_a}}$ (در حالت $\phi = 0$ یا $k_a = 1$) $\Rightarrow H = \frac{4c}{\gamma}$

*سپرها

سپرها المان های حائلی هستند که دارای مقطع باریک و ضعیف بوده و در کاربردهای متداول بار کمی دارند. به دلیل مشخص بودن مقاطع آنها به راحتی امکان تغییر شکل در آنها وجود داشته و خاک اطراف آنها می‌تواند به حالت Active یا Passive درآید.

هنوز تحلیل دقیق و کاملی برای سپرها وجود ندارد ولی راه های ارائه شده نیز با تقسیم بندی مربوط می‌باشد. در عمل برای طراحی طرح های دائمی از تحلیل های مدرن استفاده می‌شود.

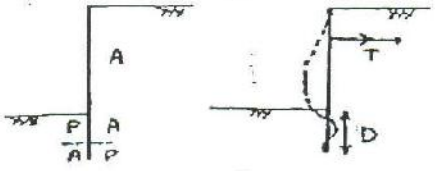
سپر ← سپرهای طره‌ای ← محدودیت D (روبا، d، T)



A: Active
P: Passive

سپرهای مهارشده ← پایانی آزاد (متصل نیاید)

پایانی گیردار (گیر دار نیاید)



محدودیت (T، D)

www.itmari.ir

* برای تحلیل دیوارها با روشهای ساده شده قبلی ابتدا مطابق شکل نیروی Active و Passive را در خاک اطراف تشخیص می دهیم و توزیع فشار خاک را در حدود تعادل مطابق آموخته های قبل تعیین می کنیم.

سپس باید ۲ معادله تعادل را بنویسیم تا مجهولات ما حاصل گردد: معادله $\Sigma F_x = 0$ ، معادله $\Sigma M_{o} = 0$

حل دیوارها در همه حالات ساده قبل (بجز حالت "مهار نشده گیردار در پا" که نامعین است) با همین ۲ رابطه تعیین می شدند.

I * در حالت دیوارهای طره ای، مجهول اصلی ما D است. ولی این D در عمق خاک بچند قطعه تقسیم می گردد. نقطه مابین این قطعه ها جایی است که توزیع تنش برآیند ها به صفر می رسد. معمولاً معادله لنگرها را حول این نقاط می نویسند.

II * در حالت دیوارهای مهار شده، مفصل در پا: مجهول اصلی ما نیز D و آرماتورهای مهار که جزو مجهولات ساده شده ما نیستند. به این صورت که در عمق جلوی دیوار قطعه توزیع P (Passive) را نیز بکار گرفته ایم، می توان با بکار گیری معادلات فوق را حاصل کرد. در این حالت معمولاً معادله لنگرگیری به نقطه اعمال نیروی مهار را نوشته می شود.

* روش Rowe: کاهش لنگر ماکزیمم در دیوارهای مهار شده مفصل در پا: برای تعیین مقطع دیوار یکی از حالات قبل باید M_{max} مقطع را بیابیم. برای این کار ابتدا $V=0$ که همان H_{max} را بیان می کند پیدا می کنیم. در دیوارهای مهار شده مفصل در پا چون دیوارها به صورت سنگین عمل می کنند M_{max} حاصل شده از روش قبل را با استفاده از روش Rowe کاهش می دهیم: (در کتاب مبانی المکانیک) (صفحه 838, 839).

* برای اعمال ضریب اطمینان در دیوارها از دو روش وجود دارد. در هر طور نمایی D را در ضریب اطمینان ضرب می کنند

$D_{used} = D_{calc} \times F.S.$

در محاسبات k_p را بر ضریب اطمینان تقسیم می کنند

$k_{p\,used} = k_p / F.S.$

① عمق مجاز گودبرداری را در خاک روبرو تعیین کنید.

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

$\varphi = 15^\circ$ ، $C = 30\ kPa$

② گودبرداری شکل روبرو بدون محافظت ایزوله است. اگر بارهای دیوار را بدانید:

الف) جنس گرانول خاک را تعیین کنید.

ب) اگر جنس گرانول باید شن، مقدار حدی q که باعث ناپایداری می گردد، حساب کنید.

$q = 40\ kN/m^2$

$\gamma = 19$

$\varphi = 38^\circ$

10m

③ در هریک از اشکال زیر مقدار D عمق دیوار، نیروی آرمهای در صفحه وجود و M_{max} مقطع دیوار را بیابید و از صفحات دیوار مورد نیاز را انتخاب کنید.

الف) دیوار طره ای

$\varphi = 28$

$\gamma = 18$

6m

ب) دیوار مهار شده

$C = 35\ kPa$

$\gamma = 18$

8m

$\varphi = 28$

$C = 30\ kPa$ | 20

$\gamma = 18$

8m

مقطع دیوار طره ای

ج) دیوار مهار شده مفصل در پا

$\gamma = 16$

$\gamma_{sat} = 20$

$\varphi = 30^\circ$

$C = 20\ kPa$

1.5

1.5

V_n

مقطع دیوار مهار شده مفصل در پا

موفق باشید - رودی

www.tmar.ir

تمرینات سری ۱ درس پی سازی - دکترمرادی

مبحث : طرفیت باربری پی ها

بخش اول : سوالات کتاب Donald P.Coduto

1) 6.2- پی مربعی با عرض ۱،۲ متردرعمق ۰،۴ متری ازخاکی با مشخصات زیرقراردارد:

$\gamma =$	19.2	kN/m^3
$c' =$	5	kPa

$\phi' =$ 30

با فرض آنکه آب زیرزمینی دراعماق زمین قرارداشته باشد،مطلوبست :

الف)محاسبه ظرفیت باربری نهایی بااستفاده ازروش ترزاقی

ب)محاسبه ظرفیت باربری نهایی بااستفاده ازروش وسیک

2) 6.7- یک دیوارباربر دارای بارمرده ۱۲۰ kN/m وبارزنده ۱۰۰kN/m می باشد.این دیوار برروی یک پی نواری درعمق ۴۰۰mm ازخاکی با مشخصات زیر قرارگرفته است:

$\gamma =$	19.2	kN/m^3
$c' =$	0	kPa

$\phi' =$ 37

آب زیرزمینی دراعماق زمین قراردارد.حداقل عرض پی راطوری بیابید که ضریب اطمینان ظرفیت باربری دربرابر گسیختگی برابر ۲ گردد.(جواب رابه۱۰۰mm گرد کنید.)

3) 6.8- پس ازساخت پی موردنظردر سوال قبل ،سطح آب زیرزمینی تا عمق ۰،۵ متری ازسطح زمین بالامی آید ضریب اطمینان ظرفیت باربری رادراین حالت محاسبه کنیدودرمورد اختلاف آن با مقدارقبلی(یعنی ۲) توضیح دهید.

4) 6.9- پی مستطیلی باابعاد(عرض 5ft ،طول 8ft)درعمق 3ft ازخاکی قراردارد.بارقائم موجود ۲۰۰kip وبارافقی دوراستای ضلع 8ft ، به میزان ۲۵kip می باشند. باتوجه به خصوصیات خاک زیرپی، مطلوبست ضریب اطمینان ظرفیت باربری بااستفاده ازتحلیل تنش کل.

1 ft = 30.48 cm	$\gamma =$	123	lb/ft^3
1 lb = 4.45 N	$c_T =$	500	lb/ft^2
kip = kilo pound	$\phi_T =$	28	

5) 6.17 In May1970, a 70 ft tall , 20 ft diameter concrete grain silo was constructed at a site in Eastern Canada(Bozozuk,1972b).This cylindrical silo,which had a weight of 183 tons,was supported on a 3ft wide,4ft deep ring foundation.The outside diameter of this foundation was 23.6ft, and its weight was about 54 tons.There was no structural floor (in other words,the content of the silo rested directly on the ground).

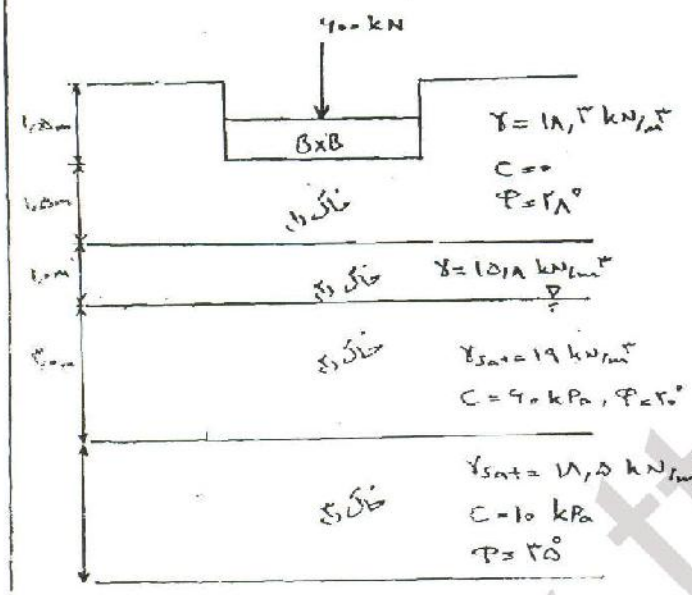
The silo was then filled with grain.The exact weight of this grain is not known,but was probably about 533 tons.Unfortunately,the silo collapsed on September 30,1970 as a result of bearing capasity failure.

The soils beneath the silo are primarily marine silty clays.Using an average undrained shear strength of 500 lb/ft^2, a unit weight of 80 lb/ft^3 and a groundwater table 2 ft below the ground surface ,compute the factor of safety against a bearing capacity failure ,then comment on the accuracy of analysis ,considering the fact that a failure did occur.

www.tmar.ir

بخش دوم : دیگر سوالات

6) باتوجه به شکل داده شده زیر مطلوبست :تعیین ظرفیت باربری پی با ابعادBxB .سپس با توجه به بار وارده مناسبترین ابعاد پی را تعیین کنید به طوری که SF=2.5 باشد.



www.ttnar.ir

فرصت تحویل : / /	سال تحصیلی	موفق باشید - رودی

ج ۱) الف -

$\gamma = 19,2\ kN/m^3$
$c' = 5\ kPa$
$\Phi' = 30$

$\Phi' = 30 \rightarrow \begin{cases} N_c = 37,2 \\ N_q = 22,5 \\ N_\gamma = 20,1 \end{cases}$

$\sigma' = 0,4 \times 19,2 = 7,68$

$q_{ult} = 1,3 c' N_c + \sigma' N_q + 0,4 \gamma B N_\gamma$

$q_{ult} = 1,3 \times 5 \times 37,2 + 7,68 \times 22,5 + 0,4 \times 19,2 \times 1,2 \times N_\gamma = 418,45 + 9,2148\ N_\gamma$

$\Phi' = 30 \rightarrow \begin{cases} N_c = 30,1 \\ N_q = 18,4 \\ N_\gamma = 22,4 \end{cases}$

ضرایب شکل $\rightarrow \begin{cases} S_c = 1 + \frac{18,4}{30,1} \times 1 = 1,611 \\ S_q = 1 + 1 \times \tan 30 = 1,577 \\ S_\gamma = 1 - 0,4 \times 1 = 0,6 \end{cases}$

ضرایب عمق $\rightarrow \begin{cases} d_c = 1 + 0,4K = 1,133 \\ d_q = 1 + 2K \tan 30 \times (1 - \sin 30)^2 = 1,099 \\ d_\gamma = 1 \end{cases}$

$\frac{D}{B} = \frac{0,4}{1,2} < 1 \rightarrow K = 0,3$

$q_{ult} = 5 \times 30,1 \times 1,611 + 7,68 \times 18,4 \times 1,577 \times 1,099 + 0,5 \times 19,2 \times 1,2 \times 0,6 \times 1 \times 22,4 = 1133,3$

$= 484,65 + 1133,3 = 1617,95\ kPa$

ج ۱)

$\gamma = 19,2\ kN/m^3$
$c' = 0\ kPa$
$\Phi' = 37 \rightarrow \begin{cases} N_q = 42,9 \\ N_\gamma = 44,2 \end{cases}$

$\sigma' = 0,4 \times 19,2 = 7,68$

ضرایب عمق $\rightarrow \begin{cases} d_q = 1 + 2K \tan 37 (1 - \sin 37)^2 = 1 + 0,228K \\ d_\gamma = 1 \end{cases}$

$q_{ult} = 7,68 \times 42,9 (1 + 0,228K) + 0,5 \times 0,4 \times 44,2 \times B$

$F = \frac{q_{ult}}{q} = \frac{q_{ult}}{(2,5 \times 12 + 1,5 \times 1)} \rightarrow q_{ult} = \frac{900}{B}$

فرض: $\frac{D}{B} \leq 1 \rightarrow K = \frac{0,4}{B} \rightarrow 329,472 (1 + \frac{0,095}{B}) + 78,4 = \frac{900}{B} \rightarrow B = 0,$

فرض: $\frac{D}{B} > 1 \rightarrow K = \text{Arctan}(\frac{0,4}{B}) \rightarrow 329,472 (1 + 0,228 \text{Arctan}(\frac{0,4}{B})) + 78,4$

$= \frac{900}{B} \rightarrow B = 0,983\ m$ تقریباً

عرض پی: $B = 0,8\ m$

ج ۳) در این حالت مقادیر N_c و N_q و نیز ضرایب عمق تغییر نمی‌کند

$d_\gamma = 1$

$d_q = 1 + 2 \frac{0,4}{0,8} \times \tan 37 (1 - \sin 37)^2 = 1,119$

$\gamma_{eq} = \frac{0,1 \times 19,2 + 0,7 \times (19,2 - 10)}{0,8} = 10,45$

$q_{ult} = 7,68 \times 42,9 \times 1,119 + 0,5 \times 10,45 \times 0,8 \times 44,2 \times 1 = 4435,295\ kPa$

$q_{مجاز} = \frac{3500}{0,8} = 3875\ kPa$ با قرار دادن γ_{eq} به جای γ در محاسبه q_{ult} به دست آمده در نتیجه ظرفیت باربری پی و به تبع آن ضریب اطمینان کاهش یافته است.

$F = \frac{4435,295}{3875} = 1,14$

www.tnari.ir

(۴۶

$\sigma' = ۲' \times ۱۲۳ = ۲۴۹ \left(\frac{lb}{ft^۲}\right)$

$= ۵۰۰ \, lb/ft^۲$

$\phi = ۲۸ \rightarrow \begin{cases} N_C = ۲۵,۸ \\ N_q = ۱۴,۷ \\ N_\gamma = ۱۴,۷ \end{cases}$

ضرایب شکل $\rightarrow \begin{cases} S_C = ۱ + \frac{۱۴,۷}{۲۵,۸} \times \frac{۵}{۸} = ۱,۳۵۴ \\ S_q = ۱ + \frac{۵}{۸} \times \tan ۲۸ = ۱,۳۳۲ \\ S_\gamma = ۱ - ۰,۴ \times \frac{۵}{۸} = ۰,۷۵ \end{cases}$

ضرایب عمق $\rightarrow \begin{cases} d_C = ۱ + ۰,۴ \times ۰,۹ = ۱,۳۶ \\ d_q = ۱ + ۲ \times ۰,۹ \tan ۲۸ (۱ - \sin ۲۸)^۲ = ۱,۱۷۹ \\ d_\gamma = ۱ \end{cases}$

$\frac{D}{B} = \frac{۳}{۵} < ۱ \rightarrow K = \frac{۳}{۵} = ۰,۹$

$m = \frac{۲ + \frac{۸}{۵}}{۱ + \frac{۸}{۵}} = ۱,۳۸۴$

ضرایب شیب $\rightarrow \begin{cases} i_C = ۱ - \frac{۱,۳۸۴ \times ۲۵ \times ۲۵,۲۵}{۵ \times ۸ \times (۳۰,۴۸ \times ۱۰^{-۲})^۲ \times ۲۳۹۴۹ \times ۲۵,۸} = ۰,۹۴۲ \\ i_q = \left(۱ - \frac{۲۵ \times ۴,۲۵}{۲۰۰ \times ۴,۲۵ + ۵ \times ۸ \times (۳۰,۴۸ \times ۱۰^{-۲})^۲ \times ۲۳۹۴۹ \times (۵ + ۲۸)}\right)^m = ۰,۸۵۷ \\ i_\gamma = ۰,۷۹۷ \end{cases}$

$q_{ult} = ۵۰۰ \times ۲۵,۸ \times ۱,۳۵۴ \times ۱,۲۲۶ \times ۰,۹۳۲ + ۲۴۹ \times ۱۴,۷ \times ۱,۲۳۲ \times ۱,۱۷۹ \times ۰,۸۵۷ +$

$۱۲۳ \times ۵ \times ۱۴,۷ \times ۰,۷۵ \times ۱ \times ۰,۷۹۷ = ۳۰۴۷۰ \frac{lb}{ft^۲} = ۱۴۵۹,۴۹۴ \, kPa$

$q_{all} = \frac{۲۰۰ \times ۱۰^۳}{۸ \times ۵} = ۵۰۰۰ \frac{lb}{ft^۲} = ۲۳۹,۴۹۴ \, kPa$

$F = \frac{۳۰۴۷۰}{۵۰۰۰} = ۹,۹۴$

(۴۷

(فرض اول) $B \leq ۱,۵ \rightarrow$ کل مثلث کشیده زیر سطح انتهایی و بدون سطح انتهایی

$\phi = ۲۸ \rightarrow \begin{cases} N_C = ۲۵,۸ \\ N_q = ۱۴,۷ \\ N_\gamma = ۱۴,۷ \end{cases}$

ضرایب شکل $\rightarrow \begin{cases} S_C = ۱ + \frac{۱۴,۷}{۲۵,۸} \times ۱ = ۱,۵۷ \\ S_q = ۱ + \frac{۱,۵}{۱,۵} \times \tan ۲۸ = ۱,۵۳ \\ S_\gamma = ۱ - ۰,۴ \times \frac{۱,۵}{۱,۵} = ۰,۹ \end{cases}$

$۱,۵ \\ ۱,۵$ $\rightarrow \frac{D}{B} > ۱ \rightarrow K = Arctan\left(\frac{D}{B}\right)$

ضرایب عمق $\rightarrow \begin{cases} d_C = ۱ + ۰,۴ Arctan\left(\frac{۱,۵}{B}\right) \\ d_q = ۱ + ۰,۲ Arctan\left(\frac{۱,۵}{B}\right) \\ d_\gamma = ۱ \end{cases}$

$\frac{۹۰۰}{B^۲} = \frac{q_{ult}}{S.F} \rightarrow q_{ult} = \frac{۱۵۰۰}{B^۲}$

$۲۷,۴۵ \times ۱۴,۷ \times ۱,۵۳ \times (۱ + ۰,۲ Arctan\left(\frac{۱,۵}{B}\right)) + ۰,۵ \times ۱۸۳ \times B \times ۱۴,۷ \times ۰,۹ \times ۱$

$۴۸B + ۴۱۷,۳۸ \left(۱ + ۰,۲ Arctan\left(\frac{۱,۵}{B}\right)\right) = \frac{۱۵۰۰}{B^۲} \rightarrow B = ۱,۲۹۴ \leq ۱,۵ \, m$

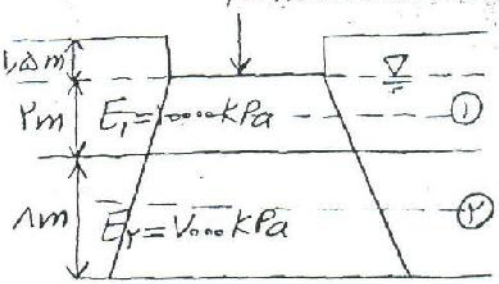
پس فرض اولیه صحیح بوده و $B = ۱,۳ m$ انتخاب می‌شود.

$۵۰۰ \times B^۲$

www.tinar.ir

(مسئله ۱ ورقه شماره ۳)

فرض: $B=۳m$ نشست آنی



$$ve=\frac{۱۰۰۰۰۰\times۲+۷۰۰۰\times۸}{۱۰}=۷۴۰۰\ kN/m^۲$$

$$\left.\begin{array}{l}\frac{z}{B}=\frac{۱.۵}{۳}=۰.۵\\ \frac{L}{B}=۱\end{array}\right\}\longrightarrow I_1=۰.۸۵$$

$$\left.\begin{array}{l}\frac{z}{B}=\frac{۱۰}{۳}=۳.۳۳\\ \text{مقطع}\end{array}\right\}\longrightarrow I_2=۰.۴$$

$$\delta_d=\frac{\left(\frac{۱۵۰۰}{۳\times۳}-۱۸\times۱.۵\right)\times۳۰۰}{۷۴۰۰}\times۰.۸۵\times۰.۴$$

$$\delta_d=۲.۸۱\ Cm$$

نشست تحکیم

$$\Delta\sigma'_1=\frac{(۱۹۴.۴۷-۲۷)\times۳\times۳}{(۳+۱)(۳+۱)}=۷۸.۵۴۴\ KN/m^۲\qquad (\sigma'_o)_1=۱.۵\times۱۸+۱۱=۳۸$$

$$\Delta\sigma'_2=\frac{(۱۹۴.۴۷-۲۷)\times۳\times۳}{(۹+۳)(۹+۳)}=۱۵.۵۲\ KN/m^۲\qquad (\sigma'_o)_2=۱.۵\times۱۸+۲\times۱۰$$
$$۴\times۹=۸۵$$

$$S_{c①}=\frac{H_o}{۱+e_o}\left(\log\frac{\sigma'_1}{\sigma'_o}\right)\times C_c=\frac{۲۰۰}{۱+۰.۹}\left(\log\frac{۳۸+۷۸.۵۴۴}{۳۸}\right)\times۰.۱۹=۹.۷۴\ Cm$$

$$S_{c②}=\frac{۸۰۰}{۱+۰.۹۵}\times\left(\log\frac{۸۵+۱۵.۵۲}{۸۵}\right)\times۰.۱۸=۴.۳۹\ Cm$$

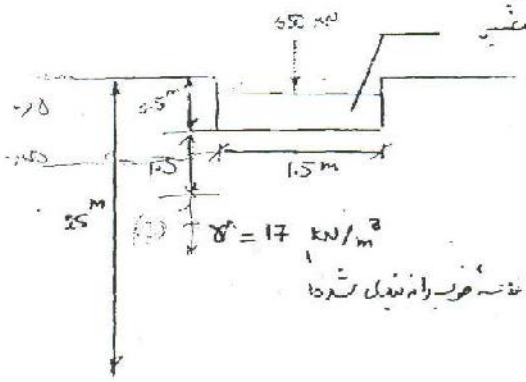
$$S_c=۰.۸۵(۹.۷۴+۴.۳۹)=۱۲.۹۸۵\ Cm$$

$$\psi=۱\longrightarrow\delta=\delta_d+\psi\delta_c=۲.۸۱+۱\times۱۲.۹۸۵=۱۹.۴۹۵\ Cm>\delta_{all}=۱۵\ Cm$$

پی جواب نمی دهد

www.tiran.ir

تمرینات سری دوم درس پی سازی



D	1	2	3	4	5
N_{60}	12	13	13	18	22

$\gamma_{sat} = 23.6$

$\beta_0 = 500$

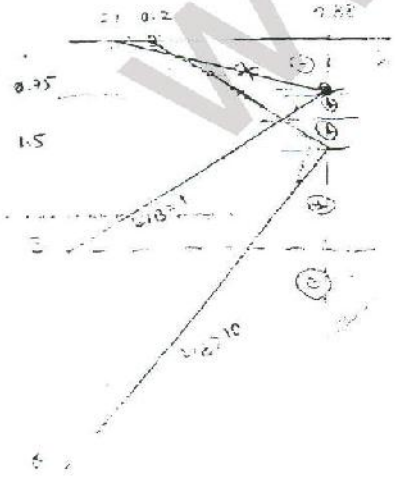
$\beta_1 = 1200$

$$I_E = I_{E0} + \frac{q}{\sigma'_{z0}}(I_{E1} - I_{E0})\left(\frac{1}{\beta} - 1\right)$$

$$q = \frac{F + W_F}{A} \qquad \mu = \frac{650 + (2\times1.5)(23.6\times0.5)}{2\times1.5} = 228.47 \ kN/m^2$$

$$q = \frac{650 + (1.5\times1.5)\times23.6}{1.5\times1.5} = 312.4 \ kN/m^2$$

$$I_{E_E} = 0.5 + 0.1\sqrt{\frac{312.4 - 0.5\times17}{0.25\times17}} = 0.88$$



$z_f = 0.75$ m $\Rightarrow$ $I_{E0} = 0.88$, $I_{E1} = 0.54$

$z_f = 1.5$ m $\Rightarrow$ $I_{E0} = 0.89$, $I_{E1} = 0.88$

$z_f = 2.5$ m $\Rightarrow$ $I_{E0} = 0.88$, $I_{E1} = 0.88$

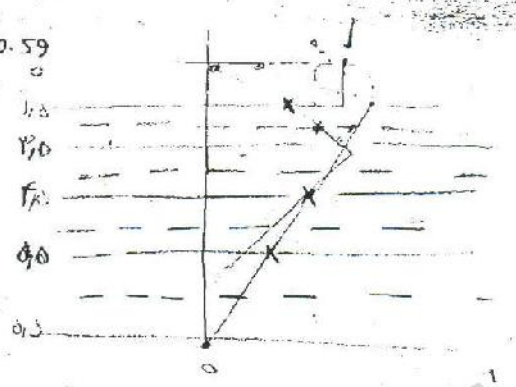
www.tmar.ir

$z_F = 3\ m \Rightarrow I_{\varepsilon_3} = 0, \quad I_{\varepsilon_C} = 0.59$

$z_F = 3.5\ m \Rightarrow I_{\varepsilon_C} = 0.49$

$z_F = 4.5\ m \Rightarrow I_{\varepsilon_C} = 0.29$

$z_F = 5.5\ m \Rightarrow I_{\varepsilon_C} = 0.13$



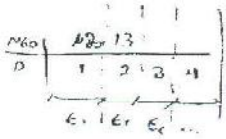
$$\delta = C_1 . C_2 . C_3 \left(q - \sigma'_{z0} \right) \sum \frac{I_\varepsilon . H_i}{E_s}$$

$$C_1 = 1 - 0.5 \left(\frac{\sigma'_{z0}}{q - \sigma'_{z0}} \right) = 1 - 0.5 \left(\frac{17 \times 0.5}{228.47 - 0.5 \times 17} \right) = 0.98$$

$$C_2 = 1 + 0.2 \log \left(\frac{t}{0.1} \right) = 1 + 0.2 \log \left(\frac{30}{0.1} \right) = 1.50$$

$$C_3 = 1.03 - 0.03\, L/B = 1.03 - 0.03 \left(\frac{2}{1.5} \right) = 0.99$$

$$B. \sqrt{\sigma_{cr}} + B_1 \sqrt{N_{60}}$$



$0 \leq z_F \leq 1.5\ m \Rightarrow E_s = 5000\sqrt{7} + 1200\sqrt{12} = 9157\ KPa$

$1.5 < z_F \leq 3.5\ m \Rightarrow E_s = 5000\sqrt{7} + 1200\sqrt{13} = 9327\ KPa$

$3.5 < z_F \leq 4.5\ m \Rightarrow E_s = 5000\sqrt{7} + 1200\sqrt{18} = 10091\ KPa$

$4.5 < z_F \leq 5.5\ m \Rightarrow E_s = 5000\sqrt{7} + 1200\sqrt{22} = 10628\ KPa$

$z_F = 0 \Rightarrow I_\varepsilon = 0.1 + 0.111 (0.2 - 0.1) \left(\frac{2.5}{1.5} - 1 \right) = 0.107$

$z_F = 0.75\ m \Rightarrow I_\varepsilon = 0.88 + 0.111 (0.54 - 0.88)(1.64 - 1) = 0.855$

$z_F = 1.5\ m \Rightarrow I_\varepsilon = 0.59 + 0.111 (0.82 - 0.59)(1.67 - 1) = 0.612$

$z_F = 2.5\ m \Rightarrow I_\varepsilon = 0.2 + 0.111 (0.68 - 0.2)(1.67 - 1) = 0.236$

$z_F = 3\ m \Rightarrow I_\varepsilon = 0 + 0.111 (0.59 - 0)(1.67 - 1) = 0.044$

$z_F = 3.5\ m \Rightarrow I_\varepsilon = 0 + 0.111 (0.49 - 0)(1.67 - 1) = 0.036$

$z_F = 4.5\ m \Rightarrow I_\varepsilon = 0 + 0.111 (0.29 - 0)(1.67 - 1) = 0.022$

$z_F = 5.5\ m \Rightarrow I_\varepsilon = 0 + 0.111 (0.1 - 0)(1.67 - 1) = 0.007$

$$\sum \frac{I_\varepsilon . H_i}{E_s} = \frac{\left(\frac{0.107 + 0.855}{2} \right) \times 0.75}{9157} + \frac{\left(\frac{0.855 + 0.612}{2} \right) \times 0.75}{9157} + \frac{\left(\frac{0.612 + 0.236}{2} \right) \times 1}{9327}$$

$$+ \frac{\left(\frac{0.236 + 0.044}{2} \right) \times 0.5}{9327} + \frac{\left(\frac{0.044 + 0.036}{2} \right) \times 0.5}{9327} + \frac{\left(\frac{0.036 + 0.022}{2} \right) \times 1}{10091}$$

$$+ \frac{\left(\frac{0.022 + 0.007}{2} \right) \times 1}{10628} = 15.53 \times 10^{-5}$$

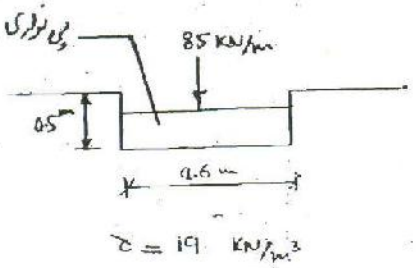
www.tnar.ir

$$\delta = 0.98 \times 1.5 \times 0.99 \left(228.47 - 0.5 \times 17 \right) \times 15.89 \times 10^{-5}$$

$$= 0.051 \text{ m}$$

$$\boxed{\delta = 5.1 \text{ cm}}$$

۲) مطلوبست محاسبه $\Delta\sigma_z$ در موارد زیر :



$\gamma = 19 \text{ KN/m}^3$

- در عمق $z = 0$
- در فاصله 150 mm از سر پی
- در فاصله 300 mm از سر پی
- در فاصله 900 mm از سر پی

$$q = \frac{P + W_f}{A} = \frac{85 + (0.5 \times 0.6) 23.6}{0.6} = 153.47 \text{ KN/m}^2$$

در عمق $z = 0$:

$$\Delta\sigma_z = \left[1 - \left(\frac{1}{1 + (B/2z)^2} \right)^{3/2} \right] (q - \sigma_{z0})$$

$$\Delta\sigma_z' = \left[1 - \left(\frac{1}{1 + (0.6/2 \times 0.2)^2} \right)^{2.6} \right] (153.47 - 0.5 \times 19) = 137.2 \text{ kPa}$$

در فاصله 0.15 از پی :

$$\begin{cases} x/B = \frac{0.15}{0.6} = 0.25 \\ z/B = \frac{0.2}{0.6} = 0.33 \end{cases}$$

از روی نمودار $\rightarrow I_\sigma = 0.8$

$$\Delta\sigma_z = I_\sigma (q - \sigma_{z0}) = 0.8 (153.47 - 0.5 \times 19) = 115.18 \text{ kPa}$$

در فاصله 0.3 از پی :

$$\begin{cases} x/B = \frac{0.3}{0.6} = 0.5 \\ z/B = \frac{0.2}{0.6} = 0.33 \end{cases}$$

از روی نمودار $\rightarrow I_\sigma = 0.5$

$$\Delta\sigma_z = I_\sigma (q - \sigma_{z0}') = 0.5 (153.47 - 0.5 \times 19) = 71.99 \text{ kPa}$$

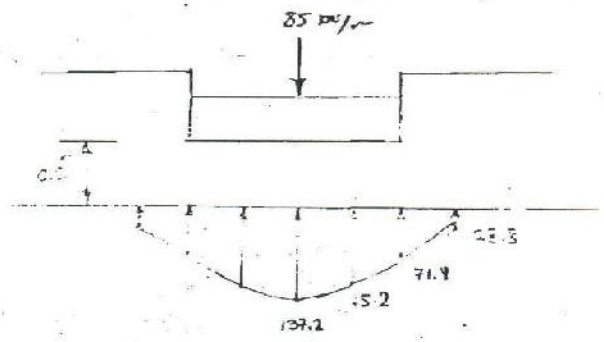
در فاصله 0.45 m از پی :

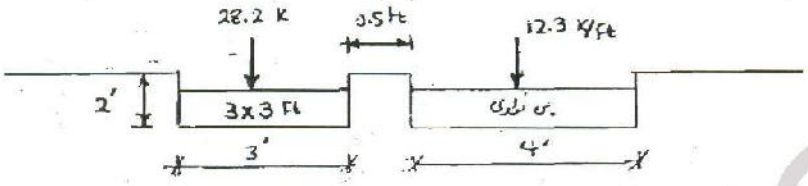
$$\begin{cases} x/B = \frac{0.45}{0.5} = 0.75 \\ z/B = 0.33 \end{cases}$$

$I_\sigma = 0.2$

$\Delta\sigma_z = 0.2 (153.47 - 0.5 \times 19) = 28.69 \text{ kPa}$

www.ttnar.ir





(۴,۲

الف ـ توزیع تنش قائم $\Delta\sigma_z$ با عمق $35\ ft$

ب ـ محاسبه نشست تحکیم در رس نرمه‌ای

$\gamma = 119\ lb/ft^3$

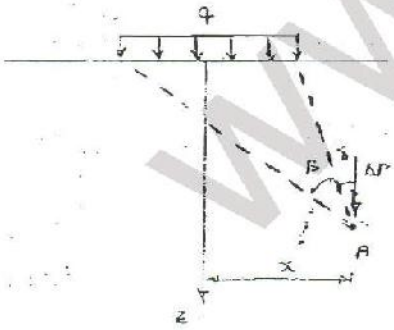
$\frac{C_c}{1+e_0} = 0.08$ (ضخامت لایه رس تحکیم یافته)

الف)

$q = \frac{12.3 \times 10^3 + 150 \times 2 \times 4}{4} = 3375\ lb/ft^2$ ← بار نواری

فاصله قرینه نواری با دیرینه فرضی $= 2 + 0.5 + 1.5 = 4\ ft$

$\Rightarrow x = 4\ ft$



$$\Delta\sigma_z = \frac{q}{\pi}\left[\beta + \sin\beta \cos(\beta + 2\delta)\right]$$

$x = 4\ ft \Rightarrow \begin{cases} \beta = 0.519 & rad \\ \delta = 0.464 & rad \end{cases}$

$\Delta\sigma_z = \frac{3375}{\pi}\left[0.519 + \sin(0.519)\cos(0.519 + 2(0.464))\right]$

$\Rightarrow \Delta\sigma_z = 623.36\ lb/ft^2$

$x = 8\ ft \Rightarrow \begin{cases} \beta = 0.\ 229\ rad \\ \delta = 0.\ 245\ rad \end{cases}$

$\Rightarrow \Delta\sigma_z = 691.66\ lb/ft^2$

www.tnar.ir

$x = 12$ ft $\Rightarrow$ $\begin{cases} \beta = 0.299 & \text{rad} \\ \delta = 0.165 & \text{rad} \end{cases}$ $\rightsquigarrow$ $\Delta\sigma_z = 577.1$ lb/ft²

$x = 16$ ft $\Rightarrow$ $\begin{cases} \beta = .135 & \text{rad} \\ \delta = .124 & \text{rad} \end{cases}$ $\rightsquigarrow$ $\Delta\sigma_z = 472.97$ lb/ft²

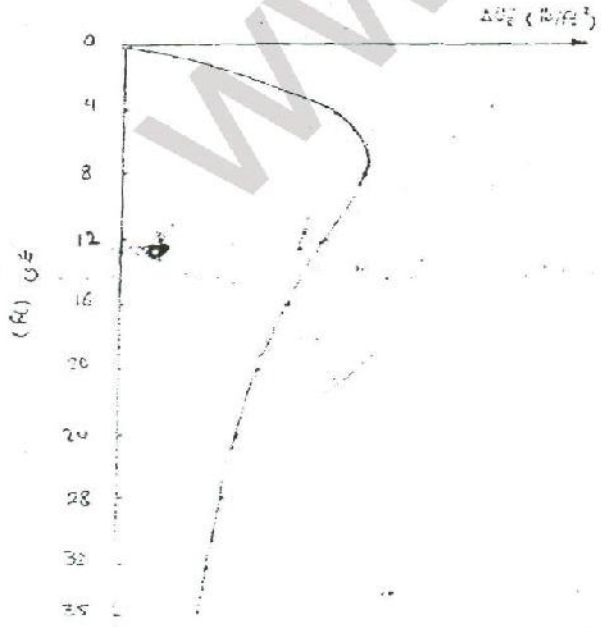
$x = 20$ ft $\Rightarrow$ $\begin{cases} \beta = 0.191 & \text{rad} \\ \delta = 0.10 & \text{rad} \end{cases}$ $\rightsquigarrow$ $\Delta\sigma_z = 393.74$ lb/ft²

$x = 24$ ft $\Rightarrow$ $\begin{cases} \beta = 0.162 & \text{rad} \\ \delta = 0.083 & \text{rad} \end{cases}$ $\rightsquigarrow$ $\Delta\sigma_z = 333.07$ lb/ft²

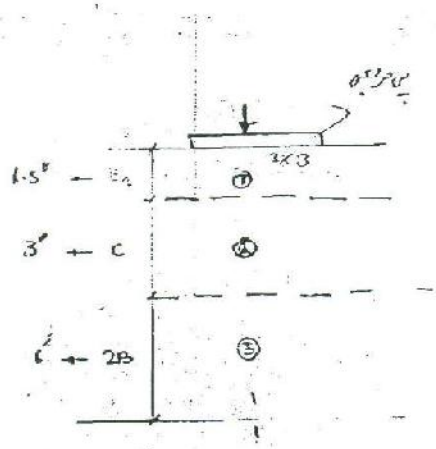
$x = 28$ ft $\Rightarrow$ $\begin{cases} \beta = 0.140 & \text{rad} \\ \delta = .121 & \text{rad} \end{cases}$ $\rightsquigarrow$ $\Delta\sigma_z = 294.5$ lb/ft²

$x = 32$ ft $\Rightarrow$ $\begin{cases} \beta = 0.123 & \text{rad} \\ \delta = 0.062 & \text{rad} \end{cases}$ $\rightsquigarrow$ $\Delta\sigma_z = 257.94$ lb/ft²

$x = 35$ ft $\Rightarrow$ $\begin{cases} \beta = 0.113 & \text{rad} \\ \delta = 0.057 & \text{rad} \end{cases}$ $\rightsquigarrow$ $\Delta\sigma_z = 239.43$ lb/ft²



www.ttnar.ir



$$x = 0.75\,B \Rightarrow \begin{cases} \beta = 0.234 \text{ rad} \\ \delta = 1.212 \text{ rad} \end{cases}$$

$$\Delta\sigma'_{z_1} = 30.85 \text{ lb/ft}^2$$

$$q = \frac{28.9\times10^3 + (3\times3\times2)150}{3\times3} = 3433.3 \text{ lb/ft}^2$$

$$z/B = 3/3 = 0.24 \qquad I_\sigma = 0.92$$

$$\Delta\sigma'_{z_2} = 0.92\,(3433.3 - 2\times119) = 2939.63 \text{ lb/ft}^2$$

$$\Rightarrow \Delta\sigma'_z = \Delta\sigma'_{z_1} + \Delta\sigma'_{z_2} = 2970.53 \text{ lb/ft}^2$$

$$\sigma'_{z_0} = 2.75\times119 = 327.25 \text{ lb/ft}^2$$

$$\delta_{①} = \frac{C_r}{1+e_0}\times H_1 \log\left(\frac{\sigma'_{z_0}+\Delta\sigma'_z}{\sigma'_{z_0}}\right) = 0.03\times1.5\times12\log\left(\frac{327.25+2970.53}{327.25}\right)$$

$$\Rightarrow \delta_{①} = 0.12 \text{ ft}$$

$$x = 3 \text{ ft} \Rightarrow \begin{cases} \beta = 0.519 \text{ rad} \\ \delta = 0.525 \text{ rad} \end{cases} \qquad \Delta\sigma'_{z_1} = 491.55 \text{ lb/ft}^2$$

$$z/B = 3/1.5 = 2 \qquad I_\sigma = 0.12$$

$$\Delta\sigma'_{z_2} = 0.12\,(3433.3 - 2\times119) = 383.44 \text{ lb/ft}^2$$

$$\Rightarrow \Delta\sigma'_z = 491.55 + 383.44 = 874.99 \text{ lb/ft}^2$$

www.tnar.ir

تمرینات سری ۲ درس پی سازی - دکترمرادی

مبحث : نشست پی ها

۱) ۷.۱۶ بار ۶۵۰kN یک ستون توسط پی منفرد با ابعاد ۱٫۵در۲ متر وبه عمق ۰٫۵ مترمنتقل می گردد.خاک زیرپی ازنوع ماسه خوب دانه بندی شده با γ=۱۷.۰ kN/m^3 و مقادیر SPT N_{60} مطابق جدول زیرمی باشد.

سطح آب زیرزمینی درعمق ۲۵متری زمین قراردارد.با استفاده ازروش اشمرتمن نشست کل رادرزمان ۳۰year=امحاسبه کنید.

کتاب Coduto

D	۱	۲	۳	۴	۵
N_{60}	۱۲	۱۳	۱۳	۱۸	۲۳

۲) ۷.۲۴ پی نواری با عرض ۶۰۰mm وعمق ۵۰۰mm بار قائم ۸۵kN/m راتحمل می کند.باروش بوسینسک مقادیر$\Delta\sigma_z$ رادر عمق ۲۰۰mm درزیرپی درنقاط زیربیابید ومشابه اشکال توزیع تنش درزیرپی(شکل ۵.۱۰)نمودار توزیع تنش راترسیم کنید.

کتاب Coduto

۰۱ زیر محوریی

۰۲ درفاصله ۱۵۰mm ازمحوریی

۰۳ درفاصله ۳۰۰mm ازمحوریی(زیرلبه پی)

۰۴ درفاصله ۴۵۰mm ازمحوریی

۳) ۷.۲۵ درکنار یک پی مربعی۳×۳ ft به عمق ۲ft که بار ۲۸٫۲K راتحمل می کند،یک پی نواری باعرض ۴ft وعمق۲ft به فاصله لبه تالبه۶inchاحداث می گردد.پی نواری بار ۱۲٫۳K/ft راتحمل می کند.(γ=۱۱۹lb/ft^3)

۴) ۷.۲۶

کتاب Coduto

الف) مقادیر$\Delta\sigma_z$ ناشی ازاحداث پی نواری راه‌درزیرمرکز پی مربعی ،ازکف پی تاعمق ۳۵ft محاسبه کنیدو تغییرات آنراترسیم کنید.

ب) بافرض پارامترهای تحکیم زیرنشست تحکیم رادرزیرپی مربعی محاسبه کنید.

۱ ft = ۳۰٫۴۸ cm

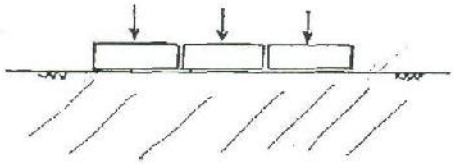
۱ lb = ۴٫۴۵ N

K = kilo pound

$C_c/(1+e_0)$= ۰٫۰۸

خاک کاملا پیش تحکیم یافته

۴) -اگرچند پی منفرد درکنار هم قرارگیرند،ظرفیت باربری نسبت به یک پی منفرد چه تغییری می کند؟(تاثیرآن به صورت مثبت است یا منفی؟)توضیح دهید.



- تاثیرآن برروی نشست خاک چگونه است؟توضیح دهید.

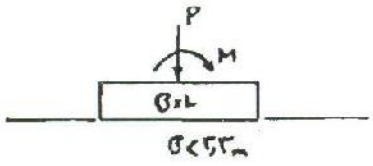
فرصت تحویل : / /	سال تحصیلی	موفق باشید - رودی

www.ttnar.ir

ادامه تمرینات سری ۲ درس پی سازی - دکترمرادی

مبحث : طراحی پی ها

۶) یک ستون باابعاد ۲۵×۲۵ سانتیمتر را می خواهیم با استفاده از یک پی مستطیلی به زمین منتقل کنیم.عرض پی رانمی توان از۲.۳متر بیشتر کرد.بافرض مشخصات زیر برای بارستون و خاک زیرین ابعاد وضخامت پی راتعیین کنید.



P=	LL	۱۰۰۰	kN
	DL	۳۰۰	kN
M=	LL	۱۰۰	kN.m
	DL	۶۰	kN.m
تنش مجازخاک	q_a=	۲۰۰	kPa
تنش مجازبتن	f'_c=	۲۰	MPa

۷) برای ستونهای نشان داده شده درشکل زیریک پی نواری باعرض ثابت طراحی کنید.

P_1=	LL	۲۰۰۰	kN
	DL	۵۰۰	kN
P_2=	LL	۲۵۰۰	kN
	DL	۷۰۰	kN
M_1=	LL	۳۰۰	kN.m
	DL	۱۵۰	kN.m
ابعاد ستون ها		۴۰×۴۰	cm
تنش مجازخاک	q_a=	۱۶۰	kPa
تنش مجازبتن	f'_c=	۲۰	MPa

www.ttnar.ir

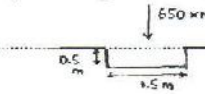
فرصت تحویل : / /	سال تحصیلی	موفق باشید - رودی

Subject:

Year Month Date ( )

عرض ۲ متری و طول ۲ متر می‌باشد. عمق شالوده ۱.۵ متر و ضخامت آن ۰.۵ متر می‌باشد. بار وارده ۶۵۰ kN و $\gamma = 17 \frac{kN}{m^3}$ می‌باشد. خاک زیر شالوده از نوع ماسه خوب دانه‌بندی شده است. مقادیر SPT N_{60} مطابق جدول زیر است. سطح آب زیرزمینی در عمق 25 m قرار دارد. با استفاده از روش اشتیفن نشست کل را در سال $t = 30\ year$ بیابید.

D	1	2	3	4	5
N_{60}	12	13	13	18	22



$\sigma'_{zD} = 0.5 \times 17 = 8.5\ kpa$

$q = \frac{650}{2 \times 1.5} = 216.66\ kpa$

رابطه اشتیفن $\Rightarrow \delta = C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot (q - \sigma'_{zD}) \sum \frac{I_\varepsilon \cdot H}{E_s}$

ضریب عمق $C_1 = 1 - 0.5 \left(\frac{\sigma'_{zD}}{q - \sigma'_{zD}} \right) = 1 - 0.5 \times \frac{8.5}{216.66 - 8.5} = 0.98$

ضریب زمان $C_2 = 1 + 0.2 \log \left(\frac{t}{0.1} \right) = 1 + 0.2 \log \left(\frac{30}{0.1} \right) = 1.49$

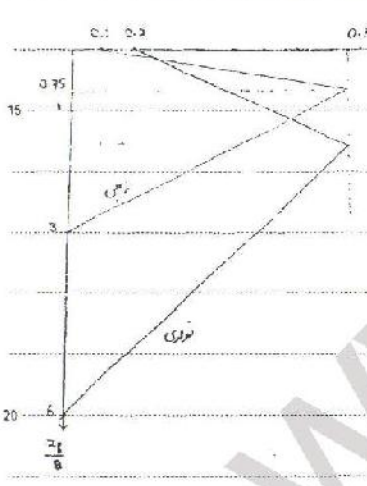
ضریب شکل $C_3 = 1.03 - 0.03 \left(\frac{L}{B} \right) = 1.03 - 0.03 \times \frac{2}{1.5} = 0.99$

$E_s = \beta_0 \sqrt{OCR} + \beta_1 N_{60}$

برای ماسه $\Rightarrow$ ضخیت دانه‌بندی شده : $\beta_0 = 5000\ kpa$, $\beta_1 = 1200\ kpa$

I_ε ضریب تغییر شکل برای یک مستطیل :

$I_\varepsilon = I_{\varepsilon S}$ (مربع) $+ 0.111 \left(I_{EC}$ (نواری) $- I_{\varepsilon S}$ (مربع) $\right) \left(\frac{L}{B} - 1 \right)^2$



$0 < z_f < \frac{B}{2} \Rightarrow I_{EC} = 0.1 + \left(\frac{z_f}{B} \right) (2 I_{EP} - 0.2)$

$\frac{B}{2} < z_f < 2B \Rightarrow I_{EC} = 0.667 I_{EP} \left(2 - \frac{z_f}{B} \right)$

$2B < z_f < 4B \Rightarrow I_{EC} = 0.333 I_{EP} \left(4 - \frac{z_f}{B} \right)$

$z_f = 0.75\ m \Rightarrow I_{\varepsilon S} = 0.86$ (مستطیل) , $I_{EC} = 0.53$ (نوار) $\Rightarrow I_\varepsilon = 0.84$

$z_f = 1.5\ m \Rightarrow I_{\varepsilon S} = 0.57$, $I_{EC} = 0.86 \Rightarrow I_\varepsilon = 0.58$

$z_f = 3\ m \Rightarrow I_{\varepsilon S} = 0.19$, $I_{EC} = 0.46 \Rightarrow I_\varepsilon = 0.2$

$z_f = 3\ m \Rightarrow I_{\varepsilon S} = 0$, $I_{EC} = 0.53 \Rightarrow I_\varepsilon = 0.021$

$z_f = 3.5\ m \Rightarrow I_{\varepsilon S} = 0$, $I_{EC} = 0.47 \Rightarrow I_\varepsilon = 0.015$

$z_f = 4.5\ m \Rightarrow I_{\varepsilon S} = 0$, $I_{EC} = 0.28 \Rightarrow I_\varepsilon = 0.01$

$z_f = 5.5\ m \Rightarrow I_{\varepsilon S} = 0$, $I_{EC} = 0.09 \Rightarrow I_\varepsilon \simeq 0$

$z_f = 0\ m \Rightarrow I_{\varepsilon S} = 0.1$, $I_{EC} = 0.2 \Rightarrow I_\varepsilon = 0.1$

$\sigma'_{zp} = (0.5 + 0.5 + \frac{B}{2}) \times 17 = 21.25\ kpa$

زمین $\Rightarrow$ پی‌های $1.5m \times 1.5m \Rightarrow q = \frac{650}{1.5 \times 1.5} = 288.88\ kpa$

$I_{\varepsilon p} = 0.5 + 0.1 \sqrt{\frac{q - \sigma'_{zD}}{\sigma'_{zp}}} = 0.5 + 0.1 \sqrt{\frac{288.88 - 8.5}{21.25}} = 0.86$

$0 < z_p < 1.5 \Rightarrow E_s = 5000 \times \sqrt{1} + 1200 \times 12 = 19400\ kpa$

$1.5 < z_p < 3.5 \Rightarrow E_s = 5000 \sqrt{1} + 1200 \times 13 = 20600\ kpa$

$3.5 < z_p < 4.5 \Rightarrow E_s = 5000 \sqrt{1} + 1200 \times 18 = 26600\ kpa$

$4.5 < z_p < 5.5 \Rightarrow E_s = 5000 \sqrt{1} + 1200 \times 22 = 31400\ kpa$

www.tnar.ir

Subject:

Year. Month. Date. ( )

(2) نشست $\delta = C_1 C_2 C_3 (q - \sigma'_{zD}) \sum \left(\frac{I_\varepsilon \cdot H}{E_s}\right)$

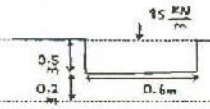
(3) $\sum \frac{I_\varepsilon \cdot H}{E_s} = \frac{\left(\frac{0.1+0.341}{2}\right)\times 0.75}{19900} + \frac{\left(\frac{0.89+0.541}{2}\right)\times 0.75}{19900} + \frac{\left(\frac{0.54+0.2}{2}\right)\times 1}{20600} + \frac{\left(\frac{0.2+0.021}{2}\right)\times 0.5}{20600}$

$+ \frac{\left(\frac{0.021+0.007}{2}\right)\times 0.5}{20600} + \frac{\left(\frac{0.007+0.01}{2}\right)\times 1}{26600} + \frac{\left(\frac{0.01+0}{2}\right)\times 1}{31450} = 6.809\times10^{-5}\ m = 6.809\times10^{-3}\ cm$

(2), (3) $\rightarrow \delta = 0.98 \times 1.99 \times 0.98 \times (216.66 - 8.5) \times 6.809\times10^{-3} = 2.047\ cm$

۱۲ کاوری با عرض 600 mm و عمق 500 mm بارهای 85 $\frac{kN}{m}$ را تحمل نموده باعث ایجاد $\Delta\sigma_z$ در عمق 200 mm زیر پی در نقاط زیر خواهد شد.

استکان توزیع تنش در زیر پی را تا عمق 1.5 m محاسبه نموده ترسیم کنید.



۱۱ زیر کوبی

۱۲ دیافراگم 150mm ضخامت کوبی 10

۱۳ کوبی پیش ساخته 300mm ضخامت 13

۱۴ کوبی درجا 450mm قطر 14

$\Delta\sigma'_z = I_\sigma (q - \sigma'_{zD})$

$q = \frac{85\ \frac{kN}{m}}{0.6} = 141.66\ kpa$

$\sigma'_{zD} = \gamma \times 0.5$ عمق پی از کوبی

I_σ : از جدول $\frac{z_f}{B} \rightarrow \frac{0.2}{0.6} = 0.33$; از $\frac{y_f}{B} = \bar{m}$

2) $\rightarrow \frac{y_f}{B} = \frac{0.45}{0.6} = 0.75 \rightarrow I_\sigma = 0.82$ از روی گراف

3) $\rightarrow \frac{y_f}{B} = \frac{0.3}{0.6} = 0.5 \rightarrow I_\sigma = 0.4$

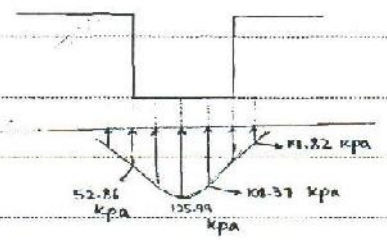
4) $\rightarrow \frac{y_f}{B} = \frac{0.115}{0.6} = 0.75 \rightarrow I_\sigma = 0.15$

توزیع تنش در گوشه پی $\Delta\sigma_z = \left[1 - \left(\frac{1}{1+\left(\frac{B}{2z_f}\right)^2}\right)^{3.6}\right](q - \sigma'_{zD}) = \left[1 - \left(\frac{1}{1+\left(\frac{0.6}{2\times0.2}\right)^2}\right)^{3.6}\right](141.66 - \underbrace{19\times0.5}_{\text{وزن}}) = 0.95\,(151.66 - 9.5) = 135.99$ kpa

2) $\rightarrow \Delta\sigma_z = 0.82\,(141.66 - 9.5) = 108.37$ kpa

3) $\rightarrow \Delta\sigma_z = 0.4\,(141.66 - 9.5) = 52.86$ kpa

4) $\rightarrow \Delta\sigma_z = 0.15\,(141.66 - 9.5) = 19.82$ kpa



PqPCO

www.ttnar.ir

Subject:

Year: Month: Date:

www.tinar.ir

Subject:

Year. Month. Date.

www.ttnar.ir

تمرینات سری ۳ درس پی سازی - دکترمرادی

مبحث : فشارجانبی خاکها

۱) گوه محرک و مقاوم کولمب رانرسیم کنید و نیروها و جهت اعمال آنها وبرروی گوه نمایش دهید.

۲) ۲۳.۶- یک دیواربتنی به ارتفاع ۱۲ft باسطح قائم درجلوی یک شیب خاکی ازماسه تمیزباشیب(۲افقی و ۱ قائم) درجه احداث شده است.مشخصات خاک ماسه ای عبارت است از : $\gamma=126 lb/ft^3$ و $c'=0$ و $\phi'=36^\circ$.

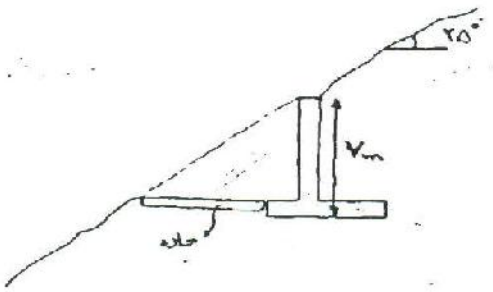
Coduto

با استفاده از روش رانکین مقدار نیروی فعال واردبر دیوار راد رحالت Active و Passive بدست آورید.

۳) ۲۳.۷- مساله قبل را باروش کولمب حل کنیدوجوابها را با حالت قبل مقایسه کنید.

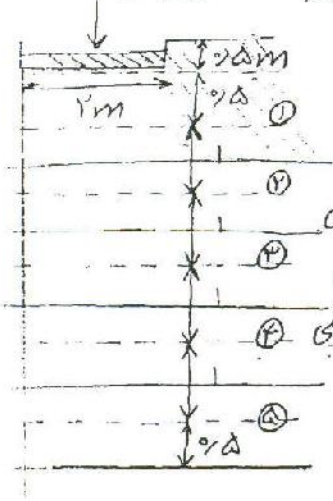
Coduto

۴) برای محافظت ازشیب کنار جاده نیاز به احداث دیواری وزنی به ارتفاع ۷ متر می باشد.اگر زاویه اصطکاک داخلی خاک پشت دیوار ۳۵ درجه و چسبندگی آن ۱۰kPa ،وزن مخصوص آن $18kN/m^3$ باشد مطلوبست طراحی این دیوار(تعیین ابعاد وضخامت ها)برای ارضاء ضریب اطمینان حداقل ۲ دربرابر واژگونی و ضریب اطمینان حداقل ۱٫۵ دربرابر لغزش و ضریب اطمینان حداقل ۲٫۵ برای ظرفیت باربری خاک زیردیوار.



فرصت تحویل : / /	سال تحصیلی	موفق باشید - رودی

www.tmar.ir



$B_0 = 5000\ kPa$ $\beta_1 = 1200\ kPa$ $\frac{\text{۸۱۰۲۸۴۱۲۴}}{\text{۹۶۸۰۰۰۰۰}}$

D	۱	۲	۳	۴	۵
N_{60}	۱۲	۱۴	۱۳	۱۸	۲۲
E_S	۱۹۴۰۰	۲۰۶۰۰	۲۰۶۰۰	۲۴۴۰۰	۳۱۴۰۰
I_ε	۰٫۵۷۵	۰٫۵۴۴	۰٫۱۷۸	۰	۰
I_ε	۰٫۳۸۲	۰٫۷۴۴	۰٫۵۸	۰٫۴۱۴	۰٫۲۴۸
I_ε	۰٫۵۴۷	۰٫۵۴۳	۰٫۱۹۲	۰٫۱۵۳	۰٫۰۰۹

$C_1 = 1 - 0.5\left(\frac{0.5 \times 17}{\frac{450}{2.5 \times 1.5} - 0.5 \times 17}\right) = 0.979$

$C_2 = 1 + 0.2 \log\left(\frac{3}{0.1}\right) = 1.295$

$C_3 = 1.03 - 0.03\frac{12}{1.5} = 0.99 \geq 0.73$

$\beta_0 + \beta_1 N_{60}$

ب-۱۸

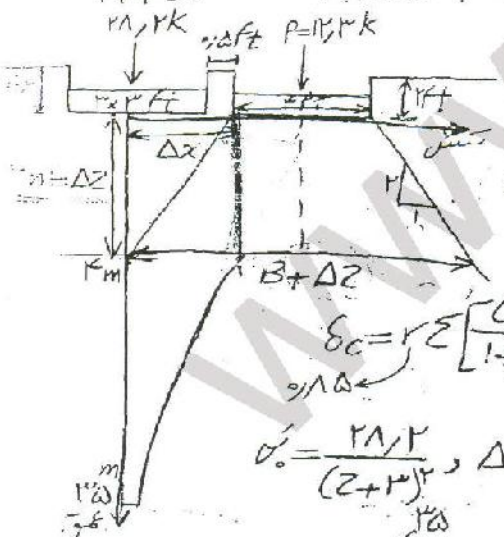
$I_\varepsilon = 0.5 + 0.1\sqrt{\frac{450}{2 \times 1.5} - 0.5 \times 17} = 0.813$

$I_\varepsilon = 0.5 + 0.1\sqrt{\frac{450}{2 \times 1.5} - 0.5 \times 17} = 0.747$

$\delta = 0.979 \times 1.295 \times 0.99 \times \left(\frac{450}{2 \times 1.5} - 17 \times 0.5\right) \times \left(\frac{0.547 \times 100}{194} + \frac{0.543 \times 100}{206} + \frac{0.192 \times 100}{206} - \frac{0.153 \times 100}{244} + \frac{0.009 \times 100}{314}\right) = 1.915\ Cm$

$\delta = C_1 C_2 C_3 (q - \sigma'_{z0}) \varepsilon \frac{I_\varepsilon H}{E_S}$

ج-۲۱



$\Delta x = 1.5 + 0.5 = 4\ ft \rightarrow \Delta z = 2\Delta x = 8\ ft$

$\Delta\sigma = \frac{12.3}{(4+z)^2} \rightarrow \begin{cases} z = 4\ ft \rightarrow \Delta\sigma'_z = 1.5(\frac{k}{ft^2}) \\ z = 12.5\ ft \rightarrow \Delta\sigma'_z = 0.22(\frac{k}{ft^2}) \end{cases}$

$\delta_c = 2\varepsilon\left[\frac{C_r}{1+e_0} H \log\frac{\sigma'_c}{\sigma'_{z_0}}\right] = 0.85 \times 0.8 \int_4^{12.5} \log\left(\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma}{\sigma'_0}\right)$

$\sigma'_0 = \frac{28.2}{(z+3)^2}$, $\Delta\sigma = \frac{12.3 - 0.119(4+z)}{z+4} = \frac{11.585}{z+4}$

$\delta_c = 0.85 \times 0.8 \int_4^{12.5} \left[\log\left(\frac{28.2}{(z+3)^2} + \frac{11.585}{z+4}\right) - \log\left(\frac{28.2}{(z+3)^2}\right)\right] dz = 2.021\ ft$

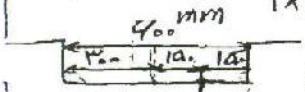
$\Delta\sigma = \frac{P \cdot A'^2}{(A'+z)^2} = \frac{P B^2}{(B+z)^2}$

www.tnar.ir

$$\Delta\sigma_z=\left[1-\left(\frac{1}{1+\left(\frac{B}{2z}\right)^2}\right)^{3/2}\right](q-\sigma'_{zD}) \qquad q=\frac{\Delta}{0.4}=141.47\ kN/m^2$$

$$\sigma'_{zD}=0.5\times 19=9.5\ kN/m^2$$ ← فرضی

$$\Delta\sigma_z=\left[1-\left(\frac{1}{1+\left(\frac{0.4}{2\times 0.2}\right)^2}\right)^{3/2}\right](141.47-9.5)=114\ kN/m^2$$



برای پی به عرض 450 mm: $I\sigma_1=0.244$

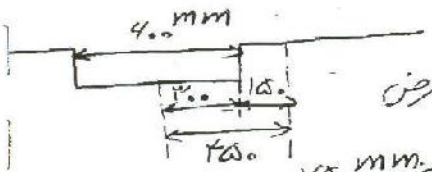
برای پی به عرض 150 mm: $I\sigma_2=0.179$

$$\Delta\sigma_z=(I\sigma_1+I\sigma_2)(141.47-9.5)=0.423\times 131.97=55.781\ kN/m^2$$

$$0.15^2+1.5^2+0.2^2=2.3125 \geq \frac{0.15^2\times 1.5^2}{0.2^2}=1.2465$$

$$I\sigma=0.244 \qquad \left(0.4^2+4^2+0.2^2=24.4<\frac{0.9^2\times 3.4}{0.2^2}=34.2\right)$$

$$\Delta\sigma_z=0.244(141.47-9.5)=32.214\ kN/m^2$$

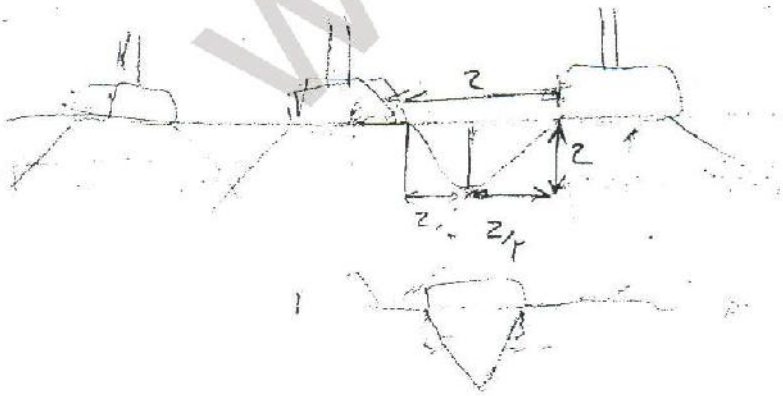


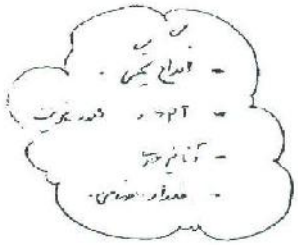
برای پی فرضی به عرض 150 mm: $I\sigma_1=0.179$ (طبق قسمت 2)

برای پی به عرض 750 mm: $I\sigma_2=0.248$

$$0.75^2+7.5^2+9.2^2=54.8425 \leq \frac{0.75^2\times 7.5^2}{0.2^2}=791.1875$$

$$\Delta\sigma=(I\sigma_2-I\sigma_1)(141.47-9.5)=0.069\times 131.97=9.10\ kN/m^2$$

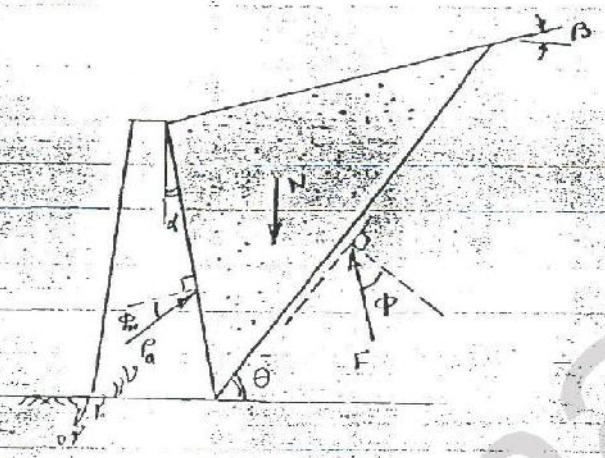




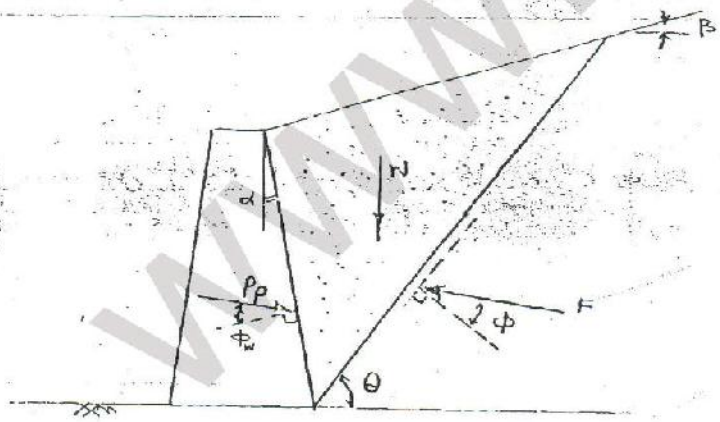
www.tiran.ir

۱۱- گوه محرک و مقاوم گروب را رسم کنید و نیروها و جهت اعمال آنها را روی آن نشان دهید.

• حالت محرک



• حالت مقاوم



ضریب اطمینان :

لغزش دایره‌ای : $S.F > 2$ و 1.5

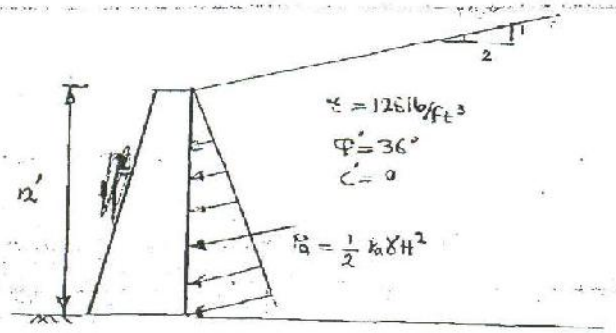
واژگونی : $S.F > 1.5$

ظرفیت باربری : $S.F = \frac{q_{ult}}{q_{all}} > 2$

www.itnar.ir

۲) یک دیوار حائل به ارتفاع 12-ft با سطح خاک پشت دیوار طوری که در شکل (۲ الف - ۱ ام) نشان داده شده است. مشخصات خاک مانند ای عبارت است از: $\gamma = 126\ lb/ft^3$ و $c = 0$ احداث شده است. (مشخصات خاک مانند: $\phi = 36°$). با استفاده از روش رانکین مقدار نیروی کوال و وارد بر دیوار را در حالت active به دست آورید.

Passive حالت



$$K_a = \frac{C_i\beta - \sqrt{C_i^2\beta - C_i^2\phi}}{C_i\beta + \sqrt{C_i^2\beta - C_i^2\phi}}$$

$$\beta = \tan^{-1}\left(\frac{1}{2}\right) = 26.6°$$

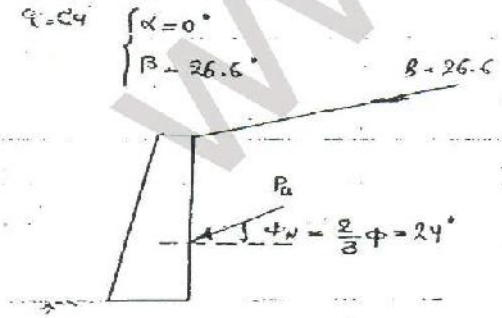
$$K_a = \frac{C_i 26.6° - \sqrt{C_i^2 26.6° - C_i^2 36°}}{C_i 26.6° + \sqrt{C_i^2 26.6° - C_i^2 36°}}$$

$$\Rightarrow K_a = 0.410$$

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 = \frac{1}{2} \times 0.40 \times 126 \times (12)^2 = 3628.8\ lb/ft$$

$$P_a = 3628.8\ lb/ft \quad \text{از } 26.6°$$

۳) مسئله قبل را با روش کولمب حل کنید و جواب ها را با حالت حل مقایسه کنید



$$K_a = \frac{C_i^2(\phi - \alpha)}{C_i^2\alpha \cdot C_i(\delta_N + \alpha)\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta_N)\cdot\sin(\phi-\beta)}{C_i(\delta_N+\alpha)\cdot C_i(\alpha-\beta)}}\right]^2}$$

$$K_a = \frac{C_i^2(26.6°)}{C_i(24°)\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(36+24)\cdot\sin(36-26.6)}{C_i(24)\cdot C_i(-26.6)}}\right]^2}$$

$$\Rightarrow K_a = 0.44$$

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

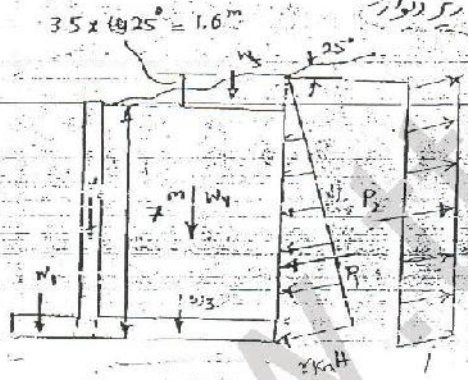
$$= \frac{1}{2} \times 126 \times 0.44 \times (12)^2 = 3991.7\ lb/ft$$

www.itnar.ir

$P_a = 3991.7$ lb/ft $\angle 24°$

← مقدار نیروی وارد بر دیوار نسبت به روش رانکین بیشتر می باشد و زاویه بیرد با جهت عمود بر دیوار نیز کمتر است.

۱۴- برای نگهداشت یک نقطه از یک جاده بیاز به احداث دیواری وزنی به ارتفاع 7 m می باشد. اگر زاویه اصطکاک داخلی خاک پشت دیوار $35°$ و $C' = 10$ kPa و وزن مخصوص آن 18 kN/m³ باشد مطلوبست طراحی این دیوار برای ارضای ضریب اطمینان حداقل 2 در برابر واژگون، $FS = 1.5$ در برابر لغزش و $FS = 2.5$ برای ظرفیت باربری خاک زیر دیوار.



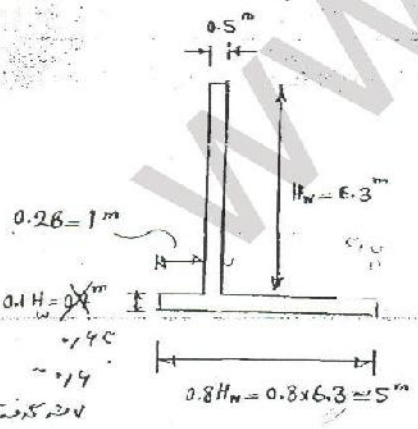
$\beta = 25°$

$\Phi = 35°$

$K_a = \dfrac{C_{\beta} - \sqrt{C_{\beta}^2 - C_{\Phi}^2}}{C_{\beta} + \sqrt{C_{\beta}^2 - C_{\Phi}^2}}$

$\Rightarrow K_a = 0.40$

← حدل اولیه برای ابعاد و ضخامت ها



$\gamma K_a H = 18 \times 0.4 \times 8.6 = 61.92$ kN/m²

$P_1 = \frac{1}{2} \gamma K_a H^2 = 61.92 \times 8.6/2$

$= 266.26$ kN/m

$-2C\sqrt{K_a} = 2 \times 10 \times \sqrt{0.4} = -12.65$ kPa

$P_2 = -12.65 \times 8.6 = -108.79$ kN/m

$W_1 = 1 \times 0.7 \times 23.6 = 16.52$ kN/m

$W_2 = 0.5 \times 7 \times 23.6 = 82.6$ kN/m

$W_3 = 3.5 \times 0.7 \times 23.6 = 57.82$

۱۴

$W_1 = 18 \times 6.3 \times 3.5 = 396.9$ KN/m

$W_5 = 18 \times 3.5/2 \times 1.6 = 50.4$ KN/m

۱) کنترل لغزش

$$\begin{cases} P_{1x} = 266.26 \times \cos 25^\circ = 241.31 & KN/m \\ P_{1y} = 266.26 \times \sin 25^\circ = 112.53 & " \end{cases}$$

$$\begin{cases} P_{2x} = 108.79 \times \cos 25^\circ = 98.60 & KN/m \\ P_{2y} = 108.79 \times \sin 25^\circ = 45.98 & " \end{cases}$$

$$R_f = (\Sigma W + P_{1y} - P_{2y}) \tan\phi'_w + C'_w \times B \times 1$$

$$= (603.74 + 112.53 - 45.98) \tan\left(\frac{2}{3} \times 35^\circ\right) + \left(\frac{2}{3} \times 10\right) \times 5$$

$$= 309.8 \quad KN/m$$

$$FS = \frac{\text{نیروهای مقاوم}}{\text{نیروهای محرک}} = \frac{309.8 + 98.60}{241.31} = 1.7 > 1.5 \checkmark$$

۲) کنترل واژگونی

لنگر نیروهای مقاوم $= 16.52 \times 0.5 + 82.6 \times 1.25 + 57.82 \times 3.25 + 396.9 \times 3.25 + 50.4 \times 3.83 + 112.53 \times 5 + 45.98 \times 8.3$

$$= 2542.75 \quad KN.m/m$$

لنگر نیروهای محرک $= 241.31 \times 2.83 + 98.60 \times 5 = 704.71 \quad KN.m/m$

$$FS = \frac{\text{لنگر نیروهای مقاوم}}{\text{لنگر نیروهای محرک}} = \frac{2542.75}{704.71} = 3.6 > 2 \checkmark$$

۳) کنترل ظرفیت باربری

$$\Sigma M_R - \Sigma M_O = R \cdot \bar{x}$$

$$\rightarrow \quad 2542.75 - 704.71 = (112.53 + 603.77 - 45.98) \cdot \bar{x}$$

$$\Rightarrow \quad \bar{x} = 2.74 \text{ m}$$

www.tnar.ir

$$e_B = \bar{x} - \frac{B}{2} = 2.74 - \frac{5}{2} = 0.24\ m < \frac{B}{6} = 0.83\ m \checkmark$$

$$q_{max} = \frac{\sum \text{نیروهای عمودی}}{A}\left(1 + 6\frac{e}{B}\right)$$

$$= \frac{112.53 + 603.74 - 45.98}{5}\left(1 + 6 \times \frac{0.24}{5}\right)$$

$$\Rightarrow \quad q_{max} = 172.67\ KN/m^2/m$$

ظرفیت باربری : $q_{ult} = i_c . C' N_c + i_q \cancel{\bar{\sigma}_{zD}} N_q + i_\gamma . \frac{1}{2}\gamma B' N_\gamma$

$$H = P_{1x} - P_{2x} = 241.31 - 98.6 = 142.71\ KN/m$$

$$V = P_{1y} + \Sigma y - P_{2y} = 112.53 + 603.74 - 45.98 = 670.29\ KN/m$$

$$B' = B - 2e_B = 5 - 2(0.24) = 4.52\ m$$

برای راحتی محاسبات، عمق را برابر عرض فونداسیون در نظر می‌گیریم.

$$m = \frac{2 + B/L}{1 + B/L} \quad , \quad \text{فونداسیون} \Rightarrow m = 2$$

$$i_q = \left[1 - \frac{142.71}{670.29 + \underbrace{\gamma \times 10}_{B' = \varepsilon/\Delta\Upsilon} / \tan 35^\circ}\right]^{2+1} = 0.63$$

$$i_c = 0.63 + \frac{1 - 0.63}{33 - 1} = 0.64$$

$$i_\gamma = \left[1 - \frac{142.71}{670.29 + \underbrace{\gamma \times 10}_{\varepsilon/\Delta\Upsilon} / \tan 35^\circ}\right]^{2+1} = 0.5$$

$\varphi = 35^\circ \Rightarrow \quad N_c = 46.1 \ , \ N_q = 33 \ , \ N_\gamma = 48$

$\frac{1}{2}$ 5 B N_γ

$$q_{ult} = 0.64 \times 10 \times 46.1 + 0 \times 33 \times 0.63 + \left(\frac{1}{2} \times 18 \times 4.52 \times 48 \times 0.5\right)$$

$$= 1271.36\ KN/m^2/m$$

$$FS = \frac{q_{ult}}{q_{max}} = \frac{1271.36}{172.67} = 7.4 > 2.5 \checkmark$$

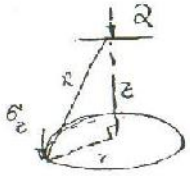
58

www.finar.ir

۸۳

مروری بر فصل 5 مکانیک خاک : تنش ها و تغییر شکل ها

$$\sigma_H = \bar{\sigma}_H + u = K_0 \bar{\sigma}_v + u = K_0 \left[\sum (\gamma_{sat} - \gamma_w) h - u \right] + u$$



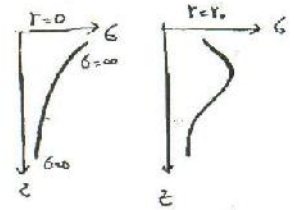
$$\sigma_z = \frac{3Q}{2\pi} \frac{z^3}{R^5}$$

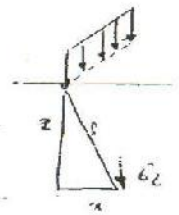
بار متمرکز

بار متمرکز : در z ثابت ، r متغیر

تنش در نقاط مختلف

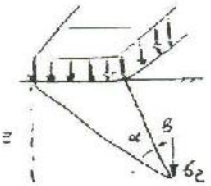
z متغیر ، r ثابت .





$$\sigma_z = \frac{2Q}{\pi} \frac{z^3}{R^4}$$

بار خطی :

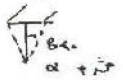


$$\sigma_z = \frac{q}{\pi} \left[\alpha + \sin\alpha \cos(\alpha + 2\beta) \right]$$

بار نواری :

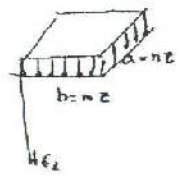
راه حل

Q any point below of Four

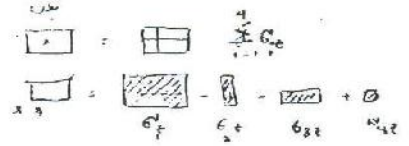


$$\sigma_z = q \left\{ 1 - \left\{ \frac{1}{1 + \frac{R^2}{z^2}} \right\}^{\frac{3}{2}} \right\}$$

بار دایره ای :



بار مستطیل



www.itnar.ir

تنش در خاک :

$\sigma_v = \bar{\sigma}_v + u$

$\sigma'_H = \sigma'_h + u = K_0 \bar{\sigma}_v + u$

تنش برجا : قائم / افقی

تنش ایجاد شده ← روابط بوسینسک روی نیل .

- محاسبه با توزیع تنش زیر z

- تنش نیومارک

تنش ناشی : روابط بوسینسک را تا کا ادامه بدهم ؛

حداکثر عمق که تحت تاثیر تنش ایجاد شده قرار گرفته است ؛ کمی بیشتر از حساب تنش ایجاد شده $0.2q$:

پی نواری : $4B$

پی مربعی : $2B$

میانگین تنش : افزایش متوسط تنش در راستای ضخامت لایه .

تنش ناشی : از عمق خاک را تحت تنش یکنواخت در نظر میگیریم :

$\Delta\sigma_i = \frac{qB}{E_i}$ لایه ام ،

تمرینات سری ۴ درس پی سازی - دکترمرادی

مبحث : سپرها

(1) 25.6 Coduto

یک سپرطره ای به ارتفاع ft ۱۸ دریک خاک ماسه ای خوب دانه بندی شده با $\phi'=37$ و $\gamma=126 lb/ft^3$ احداث می گردد.بافرض اعماق زیاد برای آب زیرزمینی مطلوبست تعیین عمق مدفون سپر و سطح مقطع موردنیاز برای آن.

(2) 25.7 Coduto

یک سپرمهارشده باارتفاع ۳۳ft برروی یک خاک ضعیف بدانه بندی شده ازماسه سیلتی می خواهیم احداث کنیم. $\phi'=32$ و $\gamma=121 lb/ft3$.مهارها درعمق 8ft ازبالای سپر وبافاصله های مرکزبه مرکز ۱۰ft درطول دیواربکارمی رود.بافرض عدم وجود آب زیرزمینی مطلوبست: عمق موردنیازسپر،نیروی هرمهار،وسطح مقطع موردنیازسپر.

مبحث : پی های عمیق

3 14.6 Coduto

یک ساختمان صنعتی برروی شمع های مربعی بابعد 14in ساخته می شود.شمع ها ازنوع بتن پیش تنیده می باشند که باعمق 45ft درخاک زیرکوبیده می شوند.عمق آب زیرزمینی 15ft برده و تمام لایه ها عادی تحکیم یافته می باشند.این شمع ها بدون استفاده از آزمایشات اجراشده اند.ظرفیت مجاز بارفشاری شمع ها رابیابید.

جدول مشخصات خاک : صفحه ۵۳۱ کتاب Coduto تمرین ۱۴.۶

4 14.8 Coduto

درسوال قبل فرض کنید بخواهیم از شمع های حفاری شده استفاده کنیم که درزیرهرستون یک شمع حفاری بکاررود.قطرمناسب و طول موردنیازاین شمع ها راطوری بیابید که توان تحمل باری معادل ۴ شمع قبلی (درسوال قبل)راداشته باشند.

5 14.15 Coduto

ضریب کارایی گروه شمع درشمع هایی که درخاک رس اشباع زده می شود،درلحظات اولیه پایین بوده و به مرور زمان افزایش می یابد.علت رابیان کنید.

6 14.17 Coduto

شمع مربعی بابعد ۵۰۰mm ازبتن پیش تنیده ($f'_c=40MPa$) به عمق ۲۰m درخاک رسی کوبیده می شود.ظرفیت نهایی مقاومت جداره $\Sigma f_s A_s$ برابر ۱۴۵۰kN وحداکثر ظرفیت مقاومت نوک $q'_p A_p$ برابر ۳۰۰kN می باشد.بااستفاده ازروابط ۱۴.۴۶ تا ۱۴.۴۸ منحنی بارنشست را تشکیل داده و براساس ضریب اطمینان ۲.۵ بار مجاز ونشست نظیر رابیابید.

7 14.19 Coduto

یک پی مربعی بابعد ۳.۵متر توسط یک گروه شمع ۵×۵ تایی نگهداشته شده است و باید بارقائم ۱۲۰۰۰kN رانتحمل کند.هریک از شمع ها به صورت مربعی بوده ودارای بعد ۳۰۰mm و طول ۲۰m ازجنس بتن با $f'_c=40MPa$ می باشند.انتقال بار به شبره ۷۵درصدازطریق اصطکاک جداره و ۲۵درصد ازطریق مقاومت نوک می باشد.پروفیل خاک درزیربی بصورت زیر می باشد:

0.0-25.0 m : رس پیش تحکیم یافته سخت $\gamma=18.6kN/m^3$ $\gamma_{sat}=19.7kN/m^3$ $c_r/(1+e)=0.04$

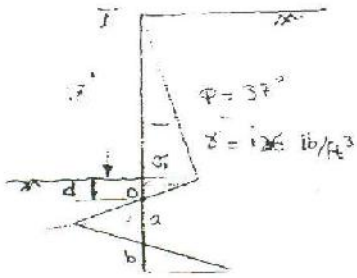
>25 m : شن وماسه متراکم

سطح آب زیرزمینی درعمق ۱۰m می باشد.بااستفاده ازروش پی فرضی نشست این گروه شمع رابیابید.

فرصت تحویل : روزامتحان	سال تحصیلی -	موفق باشید - رودی

www.tnar.ir

۱- مطلوبست تعیین عمق مورد نیاز d و سطح مقطع مورد نیاز a و b



$$K_a = \frac{1-\sin 37^\circ}{1+\sin 37^\circ} = 0.25$$

$$K_p = \frac{1}{K_a} = 4$$

$$\sigma_1 = K_a \gamma H = 0.25 \times 126 \times 18 = 567\ lb/ft^2$$

$$d = \frac{\sigma_1}{\gamma(K_p - K_a)} = \frac{567}{126(4-0.25)} = 1.2\ ft$$

$$\Sigma F_x = 0 \Rightarrow \frac{1}{2}(567)\times 18 + \frac{1}{2}\times 1.2\times 567 - \frac{1}{2}a(3.75\times 126)\frac{a}{2} + \frac{1}{2}b(3.75\times 126)b = 0$$

$$\Rightarrow a^2 - 2b^2 = 46.08 \quad (I)$$

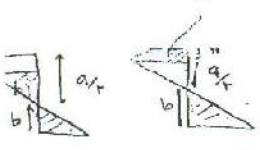
$$+\circlearrowleft \Sigma M_o = 0 \Rightarrow 567\times\frac{a}{2}\left(\frac{a}{3}+1.2\right) + \frac{1}{2}\times 567\times\frac{2}{3}(1.2) + \frac{1}{4}a^2(3.75\times 126)\frac{a}{2} - \frac{1}{2}b^2(3.75\times 126)\left(a+\frac{2b}{3}\right) = 0$$

$$\Rightarrow 1.575b^2\left(a+\frac{2}{3}b\right) - 0.469a^3 = 293.4 \quad (II)$$

(I) , (II) $\Rightarrow$
$a = 10.40\ ft$ ۸/۱۱
$b = 5.57\ ft$ ۵/۵۱۱

عمق مورد نیاز : $D = d + a + b = 1.2 + 10.4 + 5.57 = 17.17\ ft$

$$D_{use} = 1.5 \times 17.17 = 25.76\ ft$$



$a/2 > b$ وزن ایستا

$a/2 < b$ مانع نشت و فرو رفتن

+ در این مقطع را در جایی قرار می‌دهیم که M حداکثر می‌شود. در این حل $V=0$ است.

توجه: با رعایت یک واحد ۸ فوت پرش صفر به فاصله $2b$ از پایین سپر قرار دارد.

اگر $b > \frac{a}{2}$

www.tmar.ir

$x = 2b = 2(5.57) = 11.14$ ft

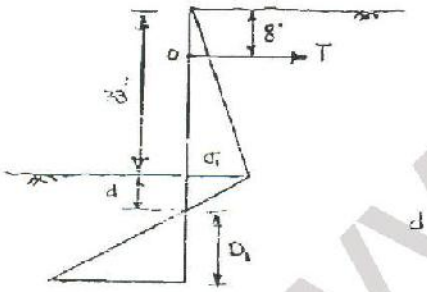
$$M_{max} = \frac{1}{2}(3.75\times126)(5.57)\left(11.14 - \frac{5.57}{3}\right) - \frac{1}{2}(3.75\times126)(5.2)\left(11.14 - 5.57 - \frac{2}{3}\times5.2\right) - \frac{1}{2}(3.75\times126)(5.57-5.2)^2$$

$$\Rightarrow M_{max} = 9565.5 \text{ lb.ft/ft}$$

$$\text{تنش مجاز} = 0.66\,F_y = 0.66\,(39000\times144) = 3706560 \text{ lb/ft}^2$$

$$\text{تنش} = \frac{M_{max}}{S} \le 3706560 \Rightarrow S = 4.46 \text{ in}^3/\text{ft}$$

۲ - مطلوبست عمق مورد نیاز پیرزی، عمق نفوذ و سطح مقطع مورد نیاز پیر.



$$K_a = \frac{1-\sin 32^\circ}{1+\sin 32^\circ} = 0.31$$

$$K_p = \frac{1}{K_a} = \frac{1}{0.31} = 3.23$$

$$d = \frac{0.31\times33}{3.23-0.31} = 3.5 \text{ ft}$$

$$+\circlearrowleft \Sigma M_0 = 0 \Rightarrow \frac{33}{2}(0.31\times33\times124)\left(\frac{2}{3}\times33-8\right) + \frac{1}{2}(0.31\times33\times124)(3.5)\left(25+\frac{3.5}{3}\right) = \frac{1}{2}(3.23-0.31)(124)D_1^2\left(25+3.5+\frac{2D_1}{3}\right)$$

$$\Rightarrow D_1 = 7.6 \text{ ft} \Rightarrow D = d + D_1 = 3.5 + 7.6 = 11.1 \text{ ft}$$

$$D_{use} = FS \times D = 1.5\times11.1 = 16.65 \text{ ft}$$

$$D_{use} = 16.65 \text{ ft}$$

$$F_2 = \frac{z^2(K_p-K_a)\gamma}{2} \text{ or } \frac{z(K_a h)\gamma}{2}$$

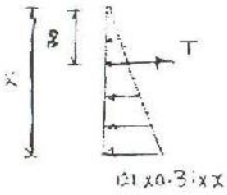
که $z(hK_a) = (K_p - K_a)z$ (صفحه از چپ به راست نوشته شده)

www.tnar.ir

$$\Sigma F_x = 0 \rightarrow (0.3 \times 33 \times 121) \times \frac{33}{2} - T_1 + (0.31 \times 33 \cdot 121) \times \frac{3.5}{2} - \frac{7.6}{2}(2.42 \times 121) \times 7.6 = 0$$

$$\Rightarrow T = 12386.5 \text{ lb/ft}$$

$$T_{design} = 1.0 \times T_1 \Rightarrow T_{design} = 12386.5 \text{ lb}$$



$$V(x) = 0$$

$$\Rightarrow 0.31 \times 121 \times x \times \frac{x}{2} - 12386.5 = 0$$

$$\Rightarrow x = 25.7 \text{ ft}$$

$$M_{max} = 12386.5(25.7 - 3) - (121 \times 0.31 \times 25.7) \times \frac{25.7}{2} \times \frac{25.7}{3}$$

$$= 113121.5 \text{ lb.ft/ft}$$

از جدول AZ36 $\rightarrow$ $M_{allow} = 125.1 \text{ ft k/ft} > 113.1 \text{ ft k/ft}$

AZ36 $\rightarrow$ $S = 3600 \text{ cm}^3/\text{m}$

۴- ظرفیت تحمل بار فشاری تمام حالات را بیابید.

الف) مقاومت نوک

$$E_s = \beta_0 \sqrt{OCR} + \beta_1 N_{60}$$ رابطه

SW $\rightarrow$ $\beta_0 = 100{,}000 \text{ lb/ft}^2$, $\beta_1 = 24{,}000 \text{ lb/ft}^2$ جدول

$$E_s = 100{,}000\sqrt{11} + 24{,}000(35) = 94 \times 10^4 \text{ lb/ft}^2$$

Dense sand $\rightarrow$ $\nu = 0.3 \sim 0.4$

$\Rightarrow$ انتخاب: $\nu = 0.35$

www.ttnar.ir

$$K_o = (1 - \sin\varphi')(OCR)^{\sin\varphi'} = (1 - \sin 37^\circ)(1)^{\sin 37^\circ} = 0.4$$

$$q_t' = \sigma_{zD}' \times N_q^*$$

$$N_q^* = \frac{1+2K_o}{3} \cdot N_\sigma$$

$$N_\sigma = \frac{3}{3-\sin\varphi'} \cdot e^{\left(\frac{90-\varphi}{180}\cdot\pi\right)} \cdot tg^2(45 + \varphi'/2) \cdot I_r^{\frac{4\sin\varphi'}{3(1+\sin\varphi')}}$$

$$I_r = \frac{E}{2(1+\nu)(\sigma_{zD}' \tan\varphi')}$$

σ_w ← lb/ft^2

$$\sigma_{zD}' = 100\times 10 + 110\times 5 + (110-62.4)\times 1.5 + (125-62.4)\times 18.5 + (126-62.4)\times 10 = 3415.5 \ lb/ft^2$$

$$\rightarrow \quad I_r = 135.27 \ , \quad N_\sigma = 148.29$$

$$N_q^* = \frac{1+2\times 0.4}{3} \times 148.29 = 88.97$$

$$q_t' = 3415.5 \times 88.97 = 303891 \ (lb/ft^2)$$

ب) مقاومت جداره - روش β

β : تعیین ضریب بدون بعد

Silty sand - در لایه ۱ : $\beta = 0.18 + 0.65(0.4) = 0.44$

$$\sigma_z' = 100\times 5 = 500 \ lb/ft^2$$
$$F_s = 0.44\times 500 = 220 \ lb/ft^2$$
$$A_s = \frac{4\times 14}{12} \times 10 = 46.67 \ ft^2$$

Sandy silt - در لایه ۲ : $\beta = 0.18 + 0.65(0.5) = 0.505$

$$\sigma_z' = 100\times 10 + 110\times 3.25 = 1357.5 \ lb/ft^2$$
$$F_s = 0.505\times 1357.5 = 658.54 \ lb/ft^2$$
$$A_s = \frac{4\times 14}{12} \times 6.5 = 30.3 \ ft^2$$

www.tnar.ir

Fine to medium sand - (ماسه ریز تا متوسط) : $\beta = 0.18 + 0.65\,(2.5) = 0.583$

$$\sigma'_z = 100\times10 + 110\times6.5 + (125-62.4)\times9.25 = 2294 \ \text{lb/ft}^2$$

$$f_s = 0.583\times2294 = 1337.4 \ \text{lb/ft}^2$$

$$A_s = \frac{4\times14}{12}\times18.5 = 86.3 \ \text{ft}^2$$

Well-graded sand - (ماسه خوب) : $\beta = 0.18 + 0.65\,(0.68) = 0.622$

$$\sigma'_z = 100\times10 + 110\times6.5 + (125-62.4)\times18.5 + (126-62.4)\times5$$
$$= 3191.1 \ \text{lb/ft}^2$$

$$f_s = 0.622\times3191.1 = 1984.86 \ \text{lb/ft}^2$$

$$A_s = \frac{4\times14}{12}\times10 = 46.67 \ \text{ft}^2$$

$$\Sigma f_s A_s = 220\times46.67 + 658.54\times30.5 + 1337.4\times86.3 + 1984.86\times46.67 = 238272 \ \text{lb}$$

مقاومت کل نوک — مقاومت کل جدار

$$Q_{ult} = q'_t A_t + \Sigma f_s A_s$$
$$= 303891\times\left(\frac{14}{12}\right)^2 + 238272 = 651901 \ \text{lb}$$

چون نتایج بدون انجام آزمایش انتخاب شده $\Rightarrow FS_{g.l.} = 3.5$

$$Q_a = \frac{651901}{3.5} = 186257 \ \text{lb}$$

$$Q_a = 186.3 \ \text{kips}$$

۴- ظرفیت و طول مورد نیاز شمع‌های حذف شده را طوری بیابید که توان تحمل باری معادل ۴ شمع فعلی را داشته باشند.

$$Q_{ult} = 4\times651901 = 2607604 \ \text{lb}$$

استفاده از ضریب جدید و در آخر آجر

در F.S ضرب می‌کنیم.

www.tmar.ir

قطر شمع : $D = 3\ ft$

الف) مقاومت نوک

$$q_t' = 57.5\, N_{60} = 57.5 \times 35 = 2012.5\ lb/ft^2$$
$$A_t = \pi D^2/4 = \pi(3)^2/4 = 7.1\ ft^2$$

ب) مقاومت جدار - روش β

لایه ۱ : $\sigma_z' = 500\ lb/ft^2$ (لایه سوم از بالا، $N_{60} = 10$)

$$\beta = (1.5 - 0.135\sqrt{z})\times\frac{N_{60}}{15} = (1.5 - 0.135\sqrt{5})\frac{12}{15} = 0.95$$
$$f_s = 0.95 \times 500 = 475\ lb/ft^2$$

لایه ۲ : $\sigma_z' = 1357.5\ lb/ft^2$ (از نیمه لایه تا وسط لایه)

$$\beta = 1.5 - 0.135\sqrt{13.25} = 1.00 \times \frac{N_{60}}{60}$$
$$f_s = 1.00 \times 1357.5 = 1357.5\ lb/ft^2$$

لایه ۳ : $\sigma_z' = 2294\ lb/ft^2$

$$\beta = 1.5 - 0.135\sqrt{25.75} = 0.81 \times \frac{N_{60}}{60}$$
$$f_s = 0.81 \times 2294 = 1869.5\ lb/ft^2$$

لایه ۴ : $\sigma_z' = 3191.1\ lb/ft^2$

$$\beta = 1.5 - 0.135\sqrt{40} = 0.65 \times \frac{N_{60}}{60}$$
$$f_s = 0.65 \times 3191.1 = 2074.2\ lb/ft^2$$

مقاومت کل ← $Q_{ult} = Q_p + Q_s$ (D و f_s را بیابید)

$$Q_{ult} = 2012.5 \times 7.1 + \pi \times 3\,[\,475 \times 10 + 1357.5 \times 6.5 + 1869.5 \times 18.5 + 2074.2 \times 10\,]$$

$$\Rightarrow Q_{ult} = 663670\ lb$$

افزایش طول : $2607604 - 663670 = 0.65\,[\,2873.05 + (126 - 62.4)\frac{\ell}{2}\,] \times (\pi \times 3 \times \ell)$

(β مقدار A مقدار)

www.ttnar.ir

$\Rightarrow \quad l = 64.45 \text{ ft}$

طول اضافی زیاد است بنابراین در آن قطر را کاهش داد

قطر کاهش : $D = 7 \text{ Ft}$

$$Q_{ult} = 2012.5 \times \frac{\pi (7)^2}{4} + \pi \times 7 \left[475 \times 10 + 1357.5 \times 6.5 + 1369.5 \times 13.5 + 2034.2 \times 10 \right]$$

$$\Rightarrow \quad Q_{ult} = 1592673 \text{ lb}$$

طول کاهش : $2607604 - 1592673 = 0.65 \left[2373.05 + (126 - 62.4) \frac{l}{2} \right] \times (\pi \times 7 \times l)$

$$\Rightarrow \quad l = 20.2 \text{ ft}$$

طول مورد نیاز شمع $= 45 + 20.2 = 65.2 \text{ ft} \simeq 66 \text{ ft}$

قطر $D = 7 \text{ ft}$
طول $l = 66 \text{ ft}$

۵ - ضریب کارایی گروه شمع در شمع هایی که در خاک رس استقرار داده می شوند ، در لحظات اولیه پایین بوده و به مرور زمان افزایش می یابد . علت را بیان کنید .

علت : اگر در رس شمع یکی اجرا کنیم چون در بتن کوچکی مقداری آب صرف می شود ولی افزایش یافته بنابراین ظرفیت چندین شمع به باربری نهایی نمی خواهد رسید . اما در گروه شمع چون در بلوک بزرگی از خاک ، مقداری آب صرف افزایش یافته بنابراین زمان زیادی طول می کشد تا این مقدار آب صرف شده از بین برود و حتی تا ۱ سال هم افزایش باربری ادامه خواهد داشت . در نتیجه η در طول زمان افزایش خواهد یافت .

www.ttnar.ir

۶- مجری باید نشست پاسخگی داده و براساس ضریب اطمینان 2.5 بارگذاری نشست نظیر آن را بیابد.

بارگذاری $\rightarrow$ $\delta_u = \frac{B}{10} = \frac{500}{10} = 50$ mm

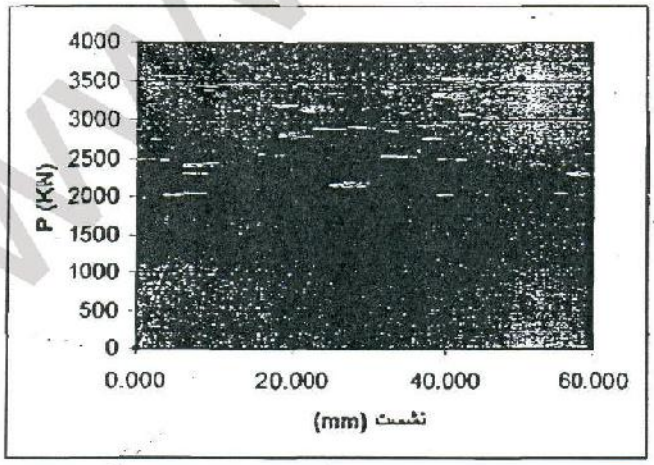
مقاومت جداره $\rightarrow$ $\delta_u = 10$ mm

$\Rightarrow$ $q = 0.5$, $h = 0.1$ (مرجع)

بارگذاری: $P_a = \frac{Q_t + Q_s}{FS} = \frac{300 + 1450}{2.5} = 700$ KN.

	Side Friction			Toe Bearing					
δ (mm)	δ/δ_u	$(f_s)_m/f_s$	$(f_s A_s)_m$	δ/δ_u	$(q'_t)_m/q'_t$	$(q'_t A_t)_m$	P (KN)	δ_e (mm)	$Adj.\delta$ (mm)
0.00	0.00	0.00	0	0.00	0.00	0	0	0.000	0.000
5.00	0.50	0.71	1025	0.10	0.79	238	1264	0.003	5.003
10.00	1.00	1.00	1450	0.20	0.85	255	1705	0.003	10.003
15.00	1.50	1.22	1776	0.30	0.89	266	2042	0.004	15.004
20.00	2.00	1.41	2051	0.40	0.91	274	2324	0.005	20.005
25.00	2.50	1.58	2293	0.50	0.93	280	2573	0.005	25.005
30.00	3.00	1.73	2511	0.60	0.95	285	2797	0.006	30.006
35.00	3.50	1.87	2713	0.70	0.96	289	3002	0.006	35.006
40.00	4.00	2.00	2900	0.80	0.98	293	3193	0.006	40.006
45.00	4.50	2.12	3076	0.90	0.99	297	3373	0.007	45.007
50.00	5.00	2.24	3242	1.00	1.00	300	3542	0.007	50.007

رابطه $(\frac{\delta}{\delta_u})^{10}$ با $(\frac{\delta}{\delta_u})^{11}$



δ به $P = 700$ kN $\Rightarrow$ $\delta = 2.771$ mm

www.tfar.ir

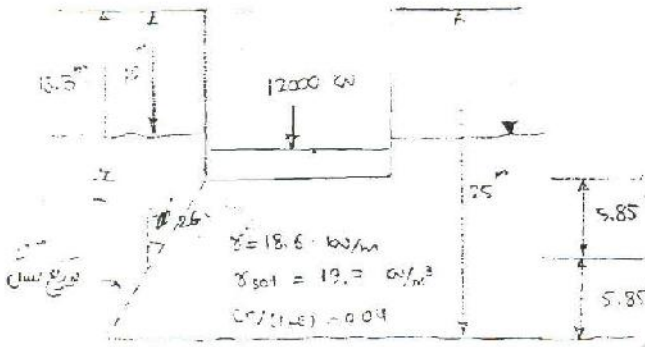
۷- از روش بی دقیق ... دست کرده تمع را بیابید.

صد ۱۱۹۶۰۰ کتاب

+ چون بیشتر ... $\frac{2}{3}D$ ... $\frac{2}{3}D = \frac{2}{3}(20) = 13.33$ m

سطح: $q = \frac{12000}{3.5 \times 3.5} = 979.6$ kN/m²

سطح: 3.5×3.5 m



سنگ بستر:

① در وسط ... $\sigma'_{z_0} = 18.6 \times 10 + (19.7 - 10) \times (3.3 + \frac{5.85}{2}) = 302.4$ kN/m²

$\Delta\sigma'_z = \frac{(979.6 - (18.6 \times 10 + (3.3)(9.7)))\, 5^2}{(3.5 + 2 \times 2.925 \tan 30^\circ)^2} = 16.1 \times 5^2$ kN/m²

$\Delta\sigma = \frac{3.5 \times 3.5 \times q}{(3.5 + z \tan 30^\circ)^2}$

② در وسط ... $\sigma'_{z_0} = 18.6 \times 10 + (19.7 - 10) \times (13.3 + 5.85 + \frac{5.85}{2})$

$= 359.2$ kN/m²

$\Delta\sigma'_z = \frac{(979.6 - (18.6 \times 10 + 3.3 \times 9.7))\, 5^2}{(3.5 + 2 \times 8.775 \tan 30^\circ)^2} = 4 \times 11.1$ kN/m²

$\delta = \frac{C_c}{1+e} \cdot H_c \log \frac{\sigma'_{z_0} + \Delta\sigma'_z}{\sigma'_{z_0}} = 0.09 \times \frac{11.7}{4} \left[\log \frac{302.4 + 16.1}{302.4} + \log \frac{359.2 + 4.1}{359.2} \right]$

$\Rightarrow \delta = 0.013$ m

$\delta_c = 2 \times 4 \times \delta = 0.55 \times 1 \times 0.013 = 0.011$ m

$\delta_c = 11$ mm

www.itnar.ir

$$\delta_e = \frac{P(0.67D)}{EA}$$

$E = 4700\sqrt{f'_c} = 4700\sqrt{40} = 29725.4$ MPa

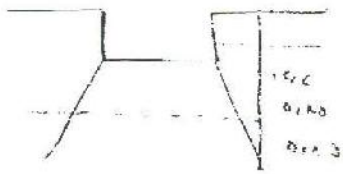
$A = 0.3 \times 0.3 = 0.09$ m^2

$$\delta_e = \frac{12000 \times (0.67 \times 20)}{0.09 \times 29725.4 \times 10^3 \times 25} = 0.002 \text{ m}$$

$\delta_e = 2$ mm

$\delta = \delta_c + \delta_e = 11 + 2 = 13$ mm

$\delta = 13.0$ mm



www.ttnar.ir

برگه 19 دسترسی

در طراحی سازه‌ها از عامل مقاومت و تغییر شکل مدنظر نیست

- نشست آنی
  - تحکیمی ← مربوط به زمان است
    - تابع تنش مؤثر
      - مقدار تحکیم ← زمان تحکیم مجهول

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

تحکیم ← خروج آب بین رطوبت ← تغییر در تنش

$e = \frac{V_w}{V_s}$ پارامتر عدم تحکیم

خلاصه: میزان نشست تحکیمی = ΔH

① Δe معلوم ← $\Delta H = H_0 \frac{1}{1+e_0} (\Delta e)$

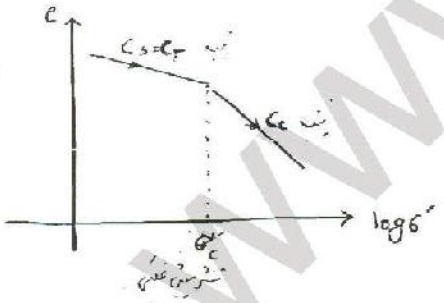
② σ'_0 و σ'_c معلوم و وضعیت نرمال ← $\Delta H = H_0 \frac{1}{1+e_0} \left[C_c \log \frac{\sigma'_1}{\sigma'_0} \right]$

C_c ← ضریب تراکم پذیری خطی

σ'_c ← $\Delta H = H_0 \frac{1}{1+e_0} \left[C_c \log \frac{\sigma'_c}{\sigma'_0} + C_r \log \frac{\sigma'_1}{\sigma'_c} \right]$

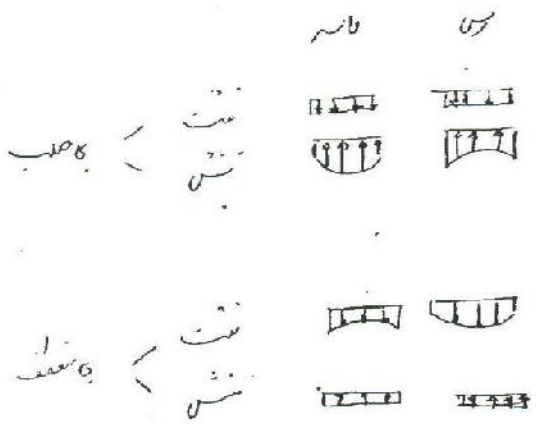
③ ← $\Delta H = H_0 \frac{C_c}{1+e_0} \log \frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_0}$

خاک‌های رسی اشباع متشکل از ذرات ریز و ضعیف



OCR = تنش تحکیم قبلی / تنش کنونی وارد بر لایه

www.tmar.ir



www.ttnar.ir

Subject:

Year Month Date ( )

$L-2e < B$ فرض:

$\phi = 28° \Rightarrow N_c = 25.8 \quad , \quad N_q = 14.7 \quad , \quad N_\gamma = 16.7$

$S_c = 1 + \frac{14.7}{25.8} \times \frac{2}{2.5} = 1.46 \qquad S_q = 1 + \frac{(2.5-2e)}{2} tg\phi = 1 + 0.53(1.25-e)$

$S_\gamma = 1 - 0.4 \times \frac{2}{2.5} = 0.68 \geq 0.6$

$D/B = \frac{0.5}{2} = 0.25 < 1 \Rightarrow \quad K = 0.25$

$d_c = 1 + 0.4 \times 0.25 = 1.1 \qquad d_q = 1 + 2 \times 0.25 tg\phi (1 - \sin\phi)^2 = 1.07 \qquad d_\gamma = 1$

$\bar{\sigma} = 16.5 \times 0.5 = 8.25 \, KPa$

$q_{ult} = 12 \times 25.8 \times 1.46 \times 1.1 + 8.25 \times 14.7 \times (1 + 0.53(1.25-e)) \times 1.07$

$+ 0.5 \times 16.5 \times \frac{\chi}{(2.5-2e)} \times 16.7 \times 0.68 \times 1$

$F.S. = 1.75 \Rightarrow 1.75 \times q_{max} < q_{ult} \Rightarrow e_{max} = 0.59^m$

$e > \frac{L}{6} = 0.42$ ✓

$L - 2e = 1.32^m < B = 2^m$ ✓ } ← مورد قبول است

$\Rightarrow \boxed{e_{max} = 0.59^m}$

$M_{max} = P(m + e_{max}) = 900(m + 0.59)$

www.tmar.ir

Subject:

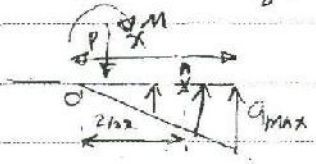
Year. Month. Date. ( )

برای ۲ حالت زیر روابط q_{max} و q_{min} و محل تقریبی x و معادله تنش از کف را بدست آورید.

حالت اول: $e \leq B/6$

$$q_{max\,min} = \frac{P}{A} \pm \frac{M}{S} = \frac{P}{B \times L} \pm \frac{M}{\frac{LB^2}{6}} = \frac{P}{BL} \pm \frac{P.e}{\frac{LB^2}{6}}$$

$$= \frac{P}{BL}\left(1 \pm \frac{e}{\frac{B}{6}}\right) = \frac{P}{BL}\left(1 \pm \frac{6e}{B}\right)$$



حالت دوم: $e > B/6$ $\quad M = P.e$

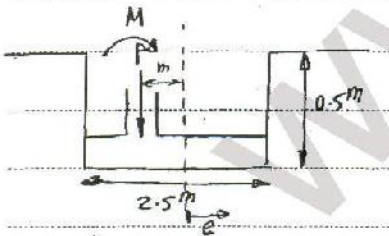
$$\sum F_z = 0 \Rightarrow \frac{q_{max} \times x \times L}{2} = P \quad (I)$$

$$\sum M^A = 0 \Rightarrow M = P_y\left(\frac{B}{2} - \frac{x}{3}\right) \Rightarrow P.e = P\left(\frac{B}{2} - \frac{x}{3}\right)$$

$$\Rightarrow \frac{x}{3} = \frac{B}{2} - e \Rightarrow x = 3\left(\frac{B}{2} - e\right) \quad (II)$$

$$(I),(II) \Rightarrow \frac{q_{max} \times 3\left(\frac{B}{2} - e\right) \times L}{2} = P \Rightarrow q_{max} = \frac{2P}{3L} \times \frac{1}{\left(\frac{B}{2} - e\right)}$$

$$= \frac{4P}{3L(B-2e)}$$



۴) حداکثر لنگر M را در یک پی مستطیلی بیابید که $FS \geq 1.75$ گردد.

$\Phi = 28°$ $\quad C = 12 kPa$ $\quad \gamma = 16.5 kN/m^3$ $\quad P = 900 kN$

$L = 2.5m$ $\quad B = 2m$

برای محاسبه e عدد m را بدست آورید. $\quad e = \frac{M}{P} - m$ $\quad (e > 0$ حداکثر لنگر M که e را مثبت کند$)$

فرض: $e > B/6 \Rightarrow q_{max} = \frac{4 \times 900}{3 \times 2 \times (2.5 - 2e)}$

www.itnar.ir