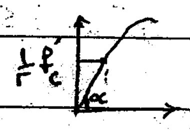
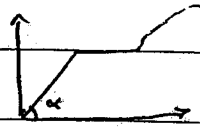


$\tan\alpha = E$



بتن $Y = ax$ فولاد

تک محوری $\sigma = E\varepsilon$ الاستوپلاستیک

رفتار خطی

www.vepub.com
Publish Your Mind

نشست خطی : متناسب با افزایش بار نشست هم زیاد می‌شه -

معمولاً در تنش‌های کوچک رفتار خطی است.

S_i = نشست آنی

آنی در خاک : چند دقیقه تا چند ساعت

در خاک ریزدانه اشباع اگه تحت بار قرار بگیره ← نشست خیلی طولانی می‌شه

مثلاً در آزمایش تحکیم تا ۲۴ ساعت باید تغییر شکل را یادداشت کنیم.

چون آب توش است و K↓ . اول فشار به آب وارد می‌شه و آب می‌خواد خارج بشه که چون K↓ طول می‌کشه.

اگه همزمان با ساخت نشست ایجاد می‌شد دیگه درگیر بار مرده خیالمون راحت بود که دیگه بیشتر نمی‌شه.

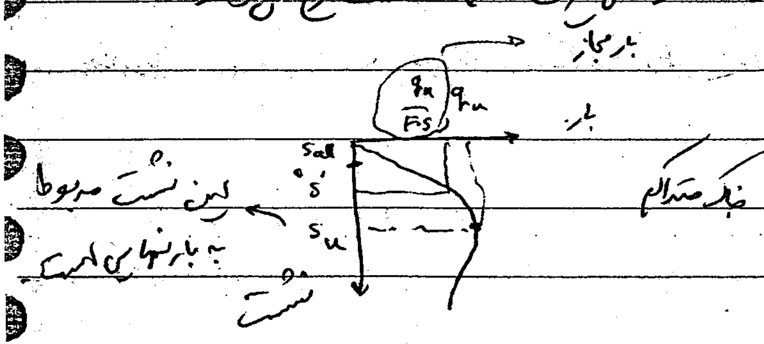
نشست مطلق . نشست نسبی بین دو پایه

S_c: نشست تحکیم اولیه

S_{c2}: نشست تحکیم ثانویه که برای دانه های ریزی که حجم زیادی و مثلا سکویی و صفحه‌ای هستند طول و عرضشان بیشتر از ضخامت است. مولکول های قطبی اند.

وقتی بار در مدت طولانی روی آن قرار بگیرد صفحات تغییر جهت می دهند

و در عمود به جهت بار وارده قرار می گیرند → نشست رخ می دهد.


بار مجاز
$\frac{q_u}{F.S}$
q_u
بار
S_{all}
S'
S_u
نشست
خاک متراکم
این نشست مربوط به بار نهایی است

لزوماً S' نشست مجاز نیست.

S_{all} نشست مجاز بستگی به آیین نامه داره که برای کجا چی رو در نظر بگیره. که باید ببینیم که از S' کم‌تر است یا بیش‌تر.

الف $S_{all} < S'$ → بار مجاز فرق می‌کنه و کم‌تر از $\frac{q_u}{F.S}$ می‌شود.

میزان پایین رفتن کف پی از سطح اولیه‌ای که روی آن قرار گرفته = نشست

نشست مجاز برای انواع ساختمان ها و ماشین آلات و ... متفاوت است.

مبنای طراحی $\frac{q_u}{F.S}$ → $S_{all} > S'$ → برای ابعاد کوچک

مبنای طراحی $q_{all(s)}$ → $S_{all} < S'$ → " " بزرگ

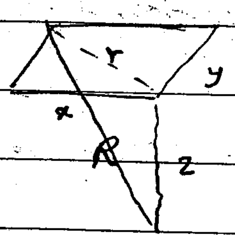
در طراحی پی معمولا $\frac{q_u}{F.S}$ = بار مجاز حاکم باشد و گاهی اوقات معمولا بار مجازی که از مقدار

نشست مجاز به دست می آید حاکم باشد.

نشست

- افزایش تنش خاک مربوط به بار وارده: بوسینسک

در فضای نیمه بی نهایت، کشسان و الاستیک، E و μ



تغییر می کند. → $\tau_{zx} = \tau_{xz}$

تنش های نرمال و برشی تغییر می کند.

تانسور ۳×۳ → اعضای قطری = تنش نرمال

بار نقطه ای: τ_{xy} و τ_{zy} و τ_{zx} و σ_y و σ_x و σ_z

تغییر در هنگام خاکبرداری مهم است مثلاً تنش افقی.

این باعث نشست می شود.

میزان عوض شدن σ_z چقدر است؟ در نشست تأثیر داره.

دستگاه مختصات قطبی: ذره مکعب نیست. یه قسمتی از استوانه است.

σ_θ = تنش مماسی (مماس بر هر دایره در عمق های مختلف)

اگه بار یکنواخت در یه سطح دایره ای باشه:
که الان اطراف جزئیه باشه
در این حالت به بی نهایت بار نقطه ای تبدیل می کنیم.

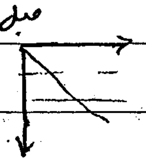
$q = \frac{Q}{\pi R^2}$ $\quad$ $Q = q r d\theta dr$

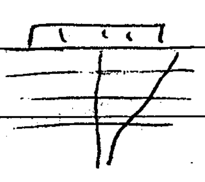
میزان اضافه شدن بار در مرکز یک پی دایره ای شکل → جدول

تغییر شکل ۱ معمولا بیشتر از بقیه است.

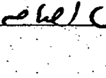
لایه های خاکی که نزدیک کف پی است بیشتر تغییر شکل می دهند.

قبل از ساختن پی





$\frac{r}{R} = 0 \rightarrow$ مرکز $\quad \Delta\sigma_z = \sigma_z$ $\quad$ جدول ۱.۵



$z = 0 \rightarrow \frac{\sigma_z}{q} = 1$

با افزایش $\frac{z}{R} \rightarrow \frac{\sigma_z}{q} \downarrow$

$\frac{۳}{R} = ۰٫۵ \rightarrow \frac{۰+۱}{۲} = ۰٫۵$

اگه پی انعطاف پذیری کامل داشته باشه نشست ها هم فرق دارن. ولی اگه پی صلب باشه همه جا

یه اندازه میرن پایین.

انعطاف پذیری بسته پی به ضخامت پی بستگی داره که همان اینرسی مقطع را عوض میکنه.

اگه پی بار و خاک هیچی نباشه (پی نباشه) این فرمول ها درسته ولی با فرض اینکه

پی کاملاً انعطاف پذیر باشه می‌تونیم فکر کنیم که پی نیست.

یه پی مستطیلی باشه:

$\sigma_z = \int_0^B \int_0^L$ برا گوشه پی مستطیلی شکل انعطاف پذیر

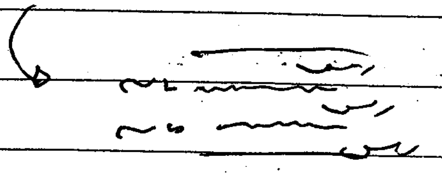
I ، ضریب تأثیر ← $\frac{B_1}{Z} = m_1$

$\frac{L_1}{Z} = n_1$

[illegible]

روش وسترگارد: حالت خاص از بوسینسک است.

یه سری لایه نازک دلایلی که به صفحات قرار گرفته که سختی شان بیشتر است.



n تابع از ← جدول ۵.۲۵

ضریب پواسون

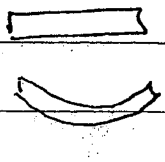
I' ـ ضریب تأثیر جدول ۵.۲۳ یا جدول ۵.۴

نشست به خاطر تنش های اضافی که در خاک پدید می‌آید.

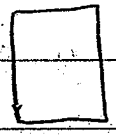
نشست آنی یا الاستیک یا خطی و تغییر شکل نسبت به بار خطی است.

انعطاف پذیری و صلبیت پی را مشخصات (ضخامت) تعریف می‌کنه.

ضخامت ↓ ← در همین بارگذاری هم میاد پایین هم خم میشه.

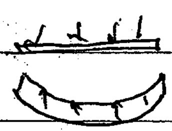


ضخامت ↑ ←



اگه پی انعطاف پذیر روی خاک باشه که تغییر شکلش خطی باشه:

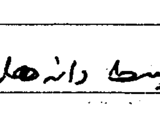
تنش در وسط بیشتره ← تغییر شکل وسط بیشتره.



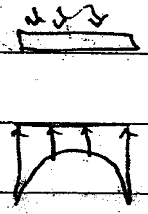
اگه ماسه باشه لبه‌ها از زیر بار فرار می‌کنن

اگه پی انعطاف پذیر باشه لبه‌ها بیشتر می‌رن پایین.

در وسط دانه‌ها هم چسبیده‌اند. ←

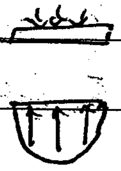


اگر پی صلب باشد :



(حالت حدی (نهایی)) توزیع بار

محیط الاستیک



ماسه

(حالت های حدی)

در طراحی پی متوسط گیری می‌کنیم . معمولاً پی‌ها را صلب می‌گیریم و توزیع فشار را یکنواخت می‌گیریم .

فرمول ها برای پی صلب است :

در محاسبه نشست آنی باید پارامترهای مربوطه را بدانیم (هم μ لازمه هم E)

↲ جدول ۵.۶ رس اشباع زهکشی نشده = μ = ۰٫۴۵

↲ این جداول تقریبی است .

برای دقیق تر شدن باید آزمایش سه محوری انجام بدیم .

Kalhawy و ـ ـ ν = ۰٫۱ + ۰٫۳ ϕ_{rel}

↳ نسبی

$$= \frac{\phi_{\text{محوری}} - ۲۵^\circ}{۴۵ - ۲۵}$$

جدول ۵.۷ تعریف است .

نتایج آزمایش SPT را به E_s ربط می دهد → فرمول ۵.۳۲

〃 〃 CPT 〃 〃 〃 〃 → 〃 ۵.۳۳ و ۵.۳۴

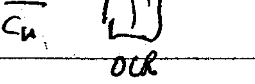
q_c : مقاومت نوک

آزمایش CPT

پی نواری Strip Foundation

برای رس اشباع وزهکشی نشده : فرمول ۵.۳۵

منحنی ۵.۱۲

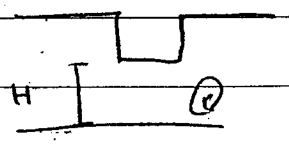


نشست پی ها بر روی خاک های رس اشباع :

در خاک رس اشباع وقتی بارگذاری انجام بشه رفتار اولیه زهکشی نشده است .

$\nu = 0.5$

ضریب پواسن



کرنش ① خیلی بیشتر از ② است . → تغییر شکل ① > ②

هرچه پی به عمق بره نشست کم میشه و ظرفیت باربری بالا میره .

عمق پی و H و عرض پی ← در نشست اثر دارند.

جدول ۵.۸ بر اساس $\frac{D}{B}$ ← μ_1 به دست میاد. جدول ۵.۹ $\frac{H}{B}$ و $\frac{L}{B}$ ← μ_2 به دست میاد

E_s رو هم یا باید اندازه بگیریم یا تخمین بزنیم.

شالوده روی ماسه (همبستگی با نتایج آزمایش SPT)

ترزاقی :

آزمایش بارگذاری صفحه ؛ در تراز صفحه پی خاکبرداری می‌کنیم بعد یه صفحه فولادی دایره‌ای یا مربع می‌ذاریم .. بعد چند صفحه دیگه برای افزایش سختی می‌ذاریم. این آزمایش نشست واقعی را به طور مستقیم می‌دهد. در این آزمایش با تغییر اندازه صفحه میزان نشست هم تغییر می‌کند.

نشست با صفحه $B_1 \times B_1$ ← S_{e_1} فرمول ۵.۳۷ ↲

اگه سطح آب زیر صفحه پایین باشه و پی عمق نداشته باشه.

اگه پی عمق داشته باشه و آب بالا باشه ← $C_w \cdot C_D$

میرهوف ← ضرایب را تغییر داده. (استفاده از نتایج SPT)

ما از ضرایب اصلاح شده استفاده می‌کنیم. ← نشست کمتر میشه. ۵.۴۱ و ۵.۴۲

$$C_w = 1 \quad , \quad C_D = 1 - \frac{D_f}{4B}$$

پک و بازارا ← فرقش با میرهوف: $(N_1)_{60}$ در پک اصلاح شده می‌دانیم.

فرمول C_W و C_D فرق می‌کنه.

$$C_W = \frac{\sigma_0}{\sigma_0'}$$

$$C_D = 1 - 0.4\left(\frac{\gamma D_f}{q}\right)^{0.5}$$

فشار در سطح تماس

بوورلند و ← با استفاده از (SPT)

N_{60} ← اصلاح می‌کنیم.

خاک نزدیک کف پی تنش بیشتر تحمل می‌کنه ← تغییر شکل ؟

آزمایش SPT در عمق های مختلف انجام می‌شه ولی برای اون عمق هایی در نظر

می‌گیریم که نزدیک پی اند. z' = عمق تأثیر

اگه N_{60} = ثابت باشه در عمق → $\frac{z'}{B_R} = 1.4\left(\frac{B}{B_R}\right)^{0.75}$ عرض واقعی

B_R عرض مرجع $0.3^m \times 0.3^m$ یا دایره‌ای

به قطر ۳

www.vepub.com
Publish Your Mind

صحت رابطه قبلی → (N_{60} نسبت به عمق ↑) لایه ✓

$Z' = 2B$ → (↓ 〃 〃 〃) لایه ✓

وقتی که عدد SPT کم می‌شه. → بخاطر وجود لایه ضعیف است.

فاصله مرز لایه ضعیف‌تر تا کف پی = Z''

$\min(Z', Z'')$

یه لایه دیگه با فاصله H از کف پی موجود داشتیم با

$$\alpha = \frac{H}{Z'}\left(2 - \frac{H}{Z'}\right) \leq 1$$

رابطه ۵.۵۶ برای نشست آنی

$\frac{S_i}{B_R}$ ← بی بعد.

q : فشار در تراز کف پی به خاک

P_a : فشار اتمسفر

۵.۵۶ ← برای موقعی است که خاک تحکیم عادی یافته باشد.

۵.۵۷ و ۵.۵۸ ← خاک پیش تحکیم یافته

وارده از پی به خاک $q = 150$ و $q' = 100$ موجود ⟹ $250 < 300$

فشار ~~[illegible]~~ تحکیمی $= 300$ → تغییر شکل کم‌تر است.

✓ اگه $q = 250$ → $350 > 300$ → تغییر شکل بیشتر می‌شه.

مثال ۵.۲ و ۵.۳

پی روی خاک دایره‌ای باشه و استفاده از ضریب تأثیر کرنش و ([illegible] محوری)

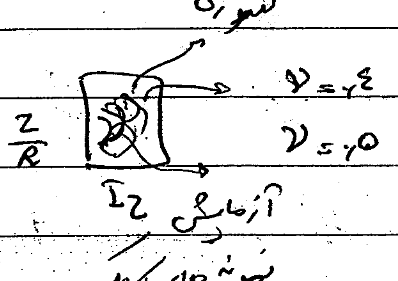
$$\varepsilon_z = \frac{1}{E_s}\left(\sigma_z - \nu(\sigma_r+\sigma_\theta)\right) = \frac{q(1+\nu')}{E}\left((1-2\nu)A'+B'\right)$$

رابطه ۵.۶۱ $$I_z = \frac{\varepsilon_z . E_s}{q} = (1+\nu)\left((1-2\nu)A'+B'\right)$$

ضریب تأثیر کرنش

A و B ← با توجه به عمق نسبی تعیین می‌شه: روی پی دایره‌ای

که جدول برای $\frac{z}{R}$ های مختلف

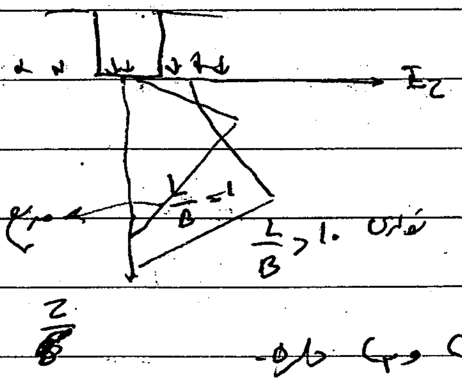


اگه تراکم ↓ ← نشست ↑

max max

آزمایش < تئوری

این شکل تقریبی از فرمول‌هاست.



نشست درمیان ← I_z ⇐

درمیان

↓

$\frac{z}{B}$

رابطه ۵.۶۲ ← ضرایب C_1 و C_2 داره.

خاک رو به لایه‌های کوچک‌تر تقسیم می‌کنیم. I_z و E_s هر لایه رو به دست میاریم
بعد در ضخامت ضرب می‌کنیم ← جمع Σ می‌گیریم.
هر لایه

$C_1 \rightarrow$ ضریب تصحیح عمق رو

$$C_1 = 1 - 0.5\left(\frac{q'}{q-q'}\right)$$

$q' \rightarrow \gamma D_f$

فشار وارده از روی خاک

عمق ↑ ← نشست ↓

$C_2 \rightarrow$ ضریب برای خزش در خاک! خاک نمی‌خزد و وا می‌رود.

کش به ... وارفتگی است. (در واقع)

که اگه حجم بزرگی از خاک

دچار جابجایی به خاطر تنش

تغییر شکل خورده ولی بعد در

درازمدت وا میره

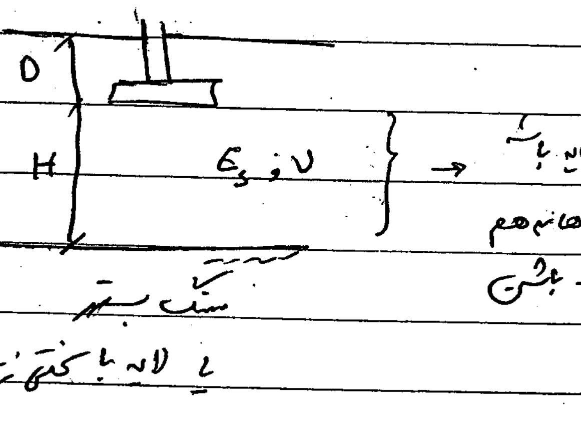
در حجم های کوچک هم اتفاق می‌افته ولی کم و قابل اغماض است. ← این خاصیت را در حجم های بزرگ درنظر می‌گیریم. مثل سد خاکی یا سد بتنی

$$C_2 = 1 + 0.2 \log\left(\frac{\text{time in year}}{0.1}\right)$$

آنی $S_e = C_1 C_2 I$ ← برای درازمدت است.

مثال ۵.۴ طی ~~۵~~ ۱۰ سال ۴۰٪ به نشست اضافه می‌شود ← $C_2 = 1.4$

پی روی خاک دانه‌ای (نشست پی براساس تئوری کشسانی یا الاستیسیته):



← اگه چند لایه باشه و E_s ها نزدیک هم باشن ← متوسط گیری وزنی می‌کنیم.

یا لایه با کلفتی زیاد

اگه پی انعطاف‌پذیر باشه ، نشست وسط ↑ نشست کنار ↓

بوسینسک ← برای گوشه پی

S_e نشست آنی گوشه $= g(\alpha B')\frac{1-\nu^2}{E_s} \cdot I_s \cdot I_f$ ۵.۶۳

از ۰ تا ٤B متوسط‌گیری می‌کنیم.

گوشه پی ← $B' = \frac{B}{2}$

وسط ← $B' = B$

I_s = ضریب شکل → رابطه ۵.۶۴

برای وسط پی :

$\Rightarrow 4 = \alpha'$

$m' = \frac{L}{B}$, $n' = \frac{H}{\frac{B}{2}}$

گوشه پی :

$\alpha' = 1$

$m' = \frac{L}{B}$, $n' = \frac{H}{B}$

جدول ۵.۱۲ و ۵.۱۳

I_f = تابع $(\frac{D}{B}, \nu, \frac{L}{B})$

هرچی D_f ↑ ← نشست ↓

〃 H ↓ ← 〃 〃

۷۰۲۳

I_f ۱۱ $\rightarrow \frac{L}{B}$

$\frac{D}{B}$

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

تعیین با استفاده از نتایج SPT $E_s = 500(N_{60} + 15)$

اگر پی صلب باشد نشست را براساس پی انعطاف پذیر در مرکز حساب می کنیم و در ۹۳٫

ضرب می کنیم. = می شه نشست صلب در مرکز و گوشه

مثال ۵.۵

طراحی:

می توانیم ابعاد پی را تغییر بدیم یا خاک را اصلاح و بهسازی کنیم یا پی عمیق استفاده کنیم.

باید بعد از تعیین طول و عرض پی، ضخامت پی و آرماتورها را طراحی کنیم.

8

ترجمه [illegible]

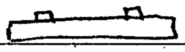
تحلیل و طراحی سازه پی های سطحی:

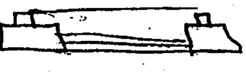
انواع پی سطحی:
- منفرد ← ارزون تر و جمع و جور تر است.
- نواری
- کلافدار
- گسترده

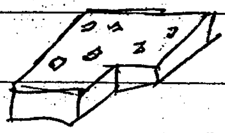
وقتی از پی منفرد استفاده می کنیم به دلایلی مجبور می شیم که پای ستون ها را به هم وصل کنیم که توسط کلاف این کارو می کنیم. نقش کلاف: پهن کردن بار بر روی زمین.

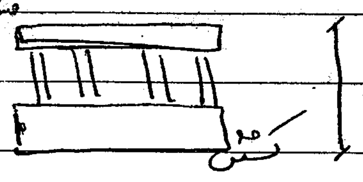
پی فقط بتن و آرماتور نیست می‌تونه سنگ، شفته آهک، فولادی، چوبی هم باشه

که هم در برابر خمش و هم در برابر برش باید جوابگو باشن.





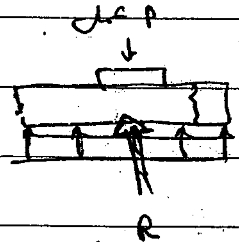




۴۵ m ← پی صندوقه‌ای

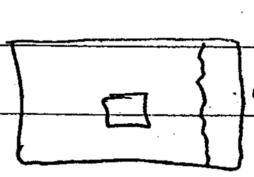
تحلیل و طراحی سازه پی‌های سطحی:
- مقاومت در برابر خمش
- " " " برش یکطرفه
- " " " سوراخ کننده

اگه بار وارده به پی محوری باشه:



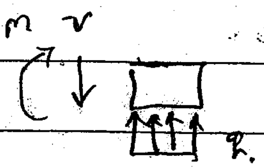
← فشار خاک تمام نقاط گسترده یکنواخت توزیع میشه. $\Rightarrow q = \frac{P}{BL}$

که عکس‌العمل ← گسترده است



بر مقطع نیروی عکس‌العمل گسترده

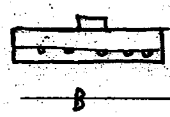
شنبه ۱/۳ ۱۳۹۵

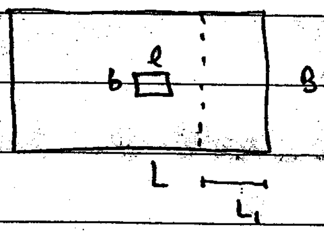


این مقطع باید بتونه V و M را تحمل کنه.

طراحی: پی بتنی مخلوط با عملکرد د

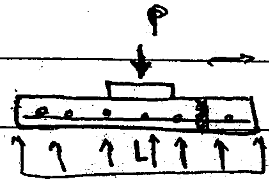
طراحی پی بتن مسلح به روش نهایی





در مقاطع مختلف هم برش به وجود میاد

و هم خمش



در راستای طولی (محوری) می‌گیریم تا تنش یکنواخت باشه.

d ← ضخامت مؤثر

فاصله مرکز آرماتور کششی تا دورترین تار بتن فشاری

$q_0 \sim \quad q_0 = \frac{P}{BL}$

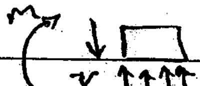
در حد بهره برداری است

که بنا نیست به گسیختگی برسه.

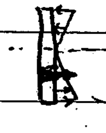
→ پایین ترش ترک می‌خوره

نمی‌گیریم.

و در نظر



$$\text{موجود} \begin{cases} V = q_0 B L_1 \\ M = \frac{q_0 B L_1^2}{2} \end{cases}$$



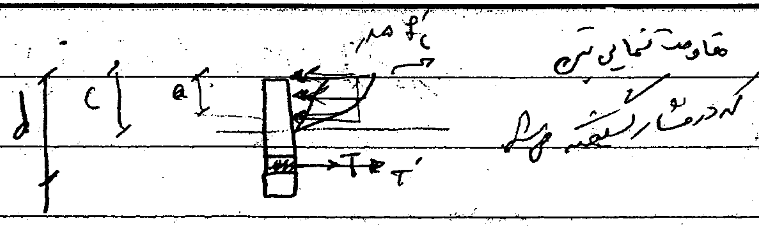
اگه عملکرد نباشه

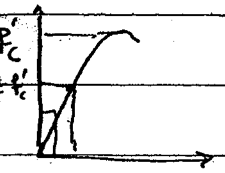
گسیختگی کششی خیلی

سریع در مقطع رخ میده

تا جایی میره که کشش دیگه

قابل تحمل برای بتن نباشه.


d
c
a
f'_c ۸۵
T
T'
مقاومت نهایی بتن
که در فشار گسیخته می‌شه



هرچه لنگر بیشتر می‌شه نمودار تنش قوس پیدا می‌کنه.

نیروی فشاری $C = 0.85 f'_c \, B \cdot a$

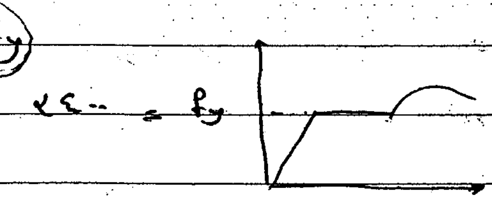
$\xrightarrow{\text{تعادل}} T = C$

کشش ـ $T = A_s \cdot f_s$

$\Rightarrow A_s \cdot f_s = 0.85 f'_c \cdot B \cdot a$

* هرچه $\uparrow A_s \leftarrow \downarrow f_s$

$f_s < f_y$



اگه بتن فشاری خورد بشه تمام لنگر می‌افته روی فولاد و اون هم کشش میاد و پاره می‌شه.

به خاطر همین ترجیح می‌دیم که وقتی بتن خورد شد فولاد هم به ۲۴۰۰ برسه.

فولاد بعد از جاری شدن دوباره مقاومت پیدا می‌کنه.

$T = A_s \cdot f_y$

Date: Subject:

باهم کار بردن فولاد کم‌تر کاری می‌کنیم که فولاد به حد جاری شدن برسد.

B معلوم است. بسته به ظرفیت باربری خاک.

f'_c بسته به طرح اختلاط بتن بستگی داره، به منظور ارتفاع نمونه و
به مقاومت ۲۸ روزه نمونه استوانه‌ای شکل است.
قالب مکعبی عددهای بیشتری را نشان می‌دهد

B و f'_c و f'_y معلوم و A_s و a مجهولند.

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{.85\, f'_c \cdot B}$$

مقدار لنگری که مقطع می‌تونه در لحظه نهایی تحمل کنه:

لنگر قابل تحمل مقطع در حد نهایی M_u = لنگر حداکثری که در لحظه شکست بتن و جاری شدن فولاد بتن تحمل می‌کنه. $= A_s \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)$

$$\underset{\searrow}{\frac{M_u}{F.S}} = M \text{ موجود}$$

برا زنده و مرده فرق داره.

$$q_u = cN_c \text{ ----} \rightarrow q_{all} = \frac{q_u}{F.S}$$

۴ تا ۳

← برای زنده و مرده فرق نداره.

www.vepub.com
Publish Your Mind

وارده ۱. ... را زیاد می‌کنیم ؛ ← به جای P وارده از P_u که استفاده کنیم

ما M موجود را وارد می‌کنیم ولی برای محاسبه $M_{موجود} \times F.S$ می‌گیریم

$$M_{موجود} \times F.S = M_u$$

$$q = \frac{P}{\underbrace{BL}_{ثابت}}$$ → پس ضریب اطمینان را به P اثر می‌دیم.

$P = DD + LL$

$P_u = 1.4DL + 1.7LL$ (طبق آیین‌نامه ACI)

ضریب اطمینان زده بیشتره.

به جای کم تره M_u میایم $M_{موجود}$ را زیاد می‌کنیم.

به ظرفیت خاک بستگی داره

هم

q_u ...

$$q_{su} = \frac{P_u}{BL}$$ → فشار تولید شده بر روی خاک هنگامی که بار به حد نهایی برسه.

↓

ربطی به ظرفیت باربری خاک نداره.

↓

فشار موجود است.

$$\underset{\text{معلوم} \leftarrow}{M_u \text{ موجود مقطع}} = \frac{q_{su} \cdot B L_1^2}{2} \quad ①$$

$$② \quad M_u = \overset{0.9}{\phi} A_s \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

برای احتیاط از یه ضریب کاهش دهنده طرح استفاده می‌کنن.

↳ A_s و a مجهولن. d معلومه از برش.

ϕ برش و پیچش = ۰٫۸۵

ϕ خاموت در ستون = ۰٫۷۵

ϕ 〃 ساده = ۰٫۷

ϕ بتن غیر مسلح چه برای خمش و چه برش و چه کشش = ۰٫۶۵

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 f'_c \cdot B}$$

$\Rightarrow$ ① = ② $\longrightarrow$ A_s بدست میاید.

معادله درجه ۲ برحسب A_s

$$\Rightarrow A_s = \frac{0.85 f'_c \cdot Bd}{f_y} \left(1 - \sqrt{\frac{2.614\, M_u}{Bd^2 \cdot f'_c}} \right)$$

کنترل ها: کنترل درصد فولاد مقطع : $\rho = \frac{A_s}{Bd}$

ما می‌خواهیم شکل پذیری سازه‌های بتنی زیاد باشد. چرا؟

زلزله نیرویی وارد می‌کند که باعث لرزش می‌شود.

↲ جابجایی × نیرو

هرچه شکل پذیری ↓ → جابجایی ↓ × نیرو ↑ = ثابت

↲ چون عبارت بالا ثابت است باید نیروی بیشتری تولید شود

بتن ↑ → شکل پذیری ↓ → نیرو ↑

میلگرد وقتی رسید به ۲۴۰۰ بعدش یه تنش زیادی تحمل می‌کنه تا پاره بشه. ۲۰ تا ۲۵٪

کشش زیاد تا پاره بشه.

? چه مقدار فولاد ؟ ← مقاومت ؟ ← و شکل‌پذیری ↓

~~[illegible]~~ فولاد کشش بیاد نیرو در اون ثابته یعنی $A_s f_y = 0.85 f'_c B a$

← خوبیش اینه که زمان فرار به آدم میده زنده بمونه.

$0.85 f'_c B a$ ← نیروی فشاری ؟

و فولاد پاره

کرنش بتن در هنگام خرد شدن ← $\varepsilon = 0.003$

فولاد مقطع بالانس ← مقطعی که در لحظه‌ای که بتن به مقاومت نهایی خود برسه
فولاد هم به حد جاری شدن برسه.

$$\rho_b = \frac{0.85 \beta_1 f'_c}{f_y} \times \frac{600}{f_y + 600}$$

(Mpa) ↲

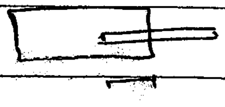
$$\beta_1 = 0.85 - 0.008 \left(f'_c - 30\,\text{Mpa} \right) \geq 0.65 \qquad f'_c \geq 30\,\text{Mpa}$$

اول می‌خوایم فولاد جاری بشه بعد بتن خرد بشه. ← پس ≅ ۰٫۷۵ می‌گیریم.

$$\rho = \frac{A_s}{Bd} \leq 0.75 \rho_b$$

Date: Subject:

کنترل طول مهاری :



مهار : مانع پاره شدن ولی کشیده شدن به بیرون.

mm

$\uparrow\ L_d = 0.02\ A_b \cdot f_y / \sqrt{f'_c}$ $d_b \leq$ ۳۵ mm

قطر یه میلگرد

برای یه میلگرد (mm^2)

اگه میلگرد بالا قرار بگیره ⟵ $L_d \times 1.3$

تعیین مساحت باشه ⟵ یه ضریب داره.

وقتی میلگرد مورد نیاز نسبت به میلگرد موجود کم‌تر باشه ضریب داره.

$\downarrow L_d \rightarrow \downarrow M_u$?

ضریب = $\dfrac{A \text{ مورد نیاز}}{A \text{ موجود}} \leq 1$ ⟶ $L_d \times$ ضریب

↲ مساحت

↲ طول مهاری کم می‌شه.

اگه $L_1 < L_d$ ⟶ خم می‌زنیم.

۹/۱۸ ــ غایب

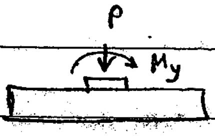
MOBIN

Date: Subject:

۸-۱۴ ۸-۶ ـــ صفحه زیر ستون و ستون چه بین مواد ـــ مقطع طراحی پی

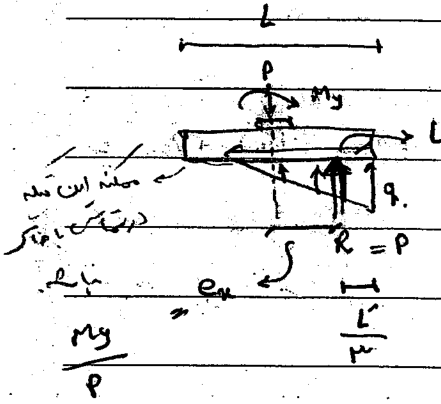
۸-۱۵

پی منفرد با بار برون محور : $e_x > \frac{L}{6}$



رابطه زیر تا وقتی درسته که داخل پرانتز مثبت باشه. $q = \frac{P}{BL}\left(1 \pm \frac{6e}{L}\right)$

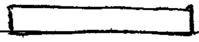
اگه منفی بشه (در کشش بیفته) رابطه درست نیست.


L
P
My
L'
q.
R = P
محل این تنش در کشش با خاک باشه
e_x
$\frac{L'}{3}$
$\frac{My}{P}$

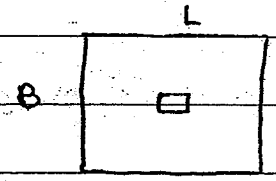
پس مقدار کمی دوران میکنه.

R : نیروی عکس العمل

نیرو در خاک متمرکز نیست و پخش شده به صورت مثلثی طوری که R به فاصله $\frac{1}{3}$ قاعده از P قرار گرفته.



L' طولی از کف پی که تحت فشار قرار داره.



$$\frac{L}{2} = e_x + \frac{L'}{3}$$

ما به دنبال یافتن L' هستیم پس $L' = 3\left(\frac{L}{2} - e_x\right)$

$P = R = \frac{q_0 B L'}{2}$ (باید $q_0 < q_a$)

$$\rightarrow q_0 = \frac{2P}{BL'} \leq q_a \rightarrow$$

$$q_0 = \frac{2P}{3B(\frac{L}{2}-e_x)} \leq q_a$$

در طراحی B و L را نداریم.

q_a معلومه (از شرایط خاک).

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

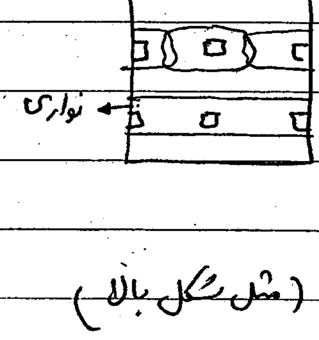
بقیه موارد (مثل مقاطع بحرانی) مثل حالت قبل است.

طراحی پی نواری :

اگه پی منفرد جواب بده که هیچ، با همون منفرد ادامه می‌دیم.

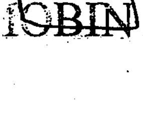
ولی بعضی وقت‌ها پی‌های منفرد خیلی به هم نزدیک می‌شن و تداخل پیدا می‌کنه و مجبوریم

کل ستون‌ها را روی یه پی می‌ذاریم که می‌گیم پی نواری.



باید از لبه ۱۰cm کنار بیایم و بعد پی رو بسازیم.

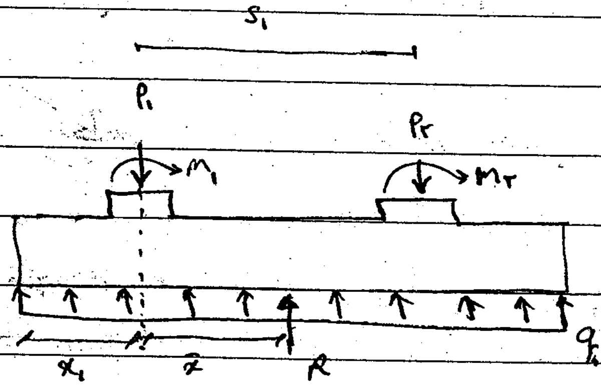
پی نواری { با طول محدود ← یا از یه طرف یا دو طرف (مثل شکل بالا)
با طول دلخواه ← اگه زمین بزرگتر از ساختمان باشه.
(می‌تونیم جای پی رو عوض کنیم.)



MOBIN

جای ستون‌ها ثابته ولی پی می‌تونه جابه‌جا بشه.

در حالت طول دلخواه: سعی می‌کنیم که طوری طراحی کنیم که عکس‌العمل خاک بیفته وسطش تا توزیع تنش وارده مستطیلی و یکنواخت باشه. ولی اگه وسط نباشه یا می‌شه مثلثی یا ذوزنقه‌ای.



لنگر حول محل لنگرگیری P_1 $= \sum M_{P_1} = 0 \longrightarrow R\bar{x} = P_2 S_1 + M_1 + M_2$

اگه بارها در حد بهره‌برداری باشن آن‌گاه P_1 و P_2 و M_1 و M_2 همگی در حد بهره‌برداری اند.

$\longrightarrow \bar{x} = \cdots \qquad R = P_1 + P_2$

اگه داشتیم تحلیل می‌کردیم: اگه R وسط بیفته بار مستطیلی است.

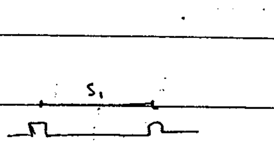
اگه انحراف از وسط (e) بیشتر از $\frac{L}{6}$ باشه ← مثل حالت قبله

$\frac{R}{BL}(1 \pm \cdots)$

اگه داشتیم طراحی می‌کردیم: خودمون سعی می‌کنیم که R رو بندازیم وسط. یعنی:

$x_1 + \bar{x} = \frac{L}{2}$ فرض طراحی

اگه $2(x_1+\bar{x})$ ←

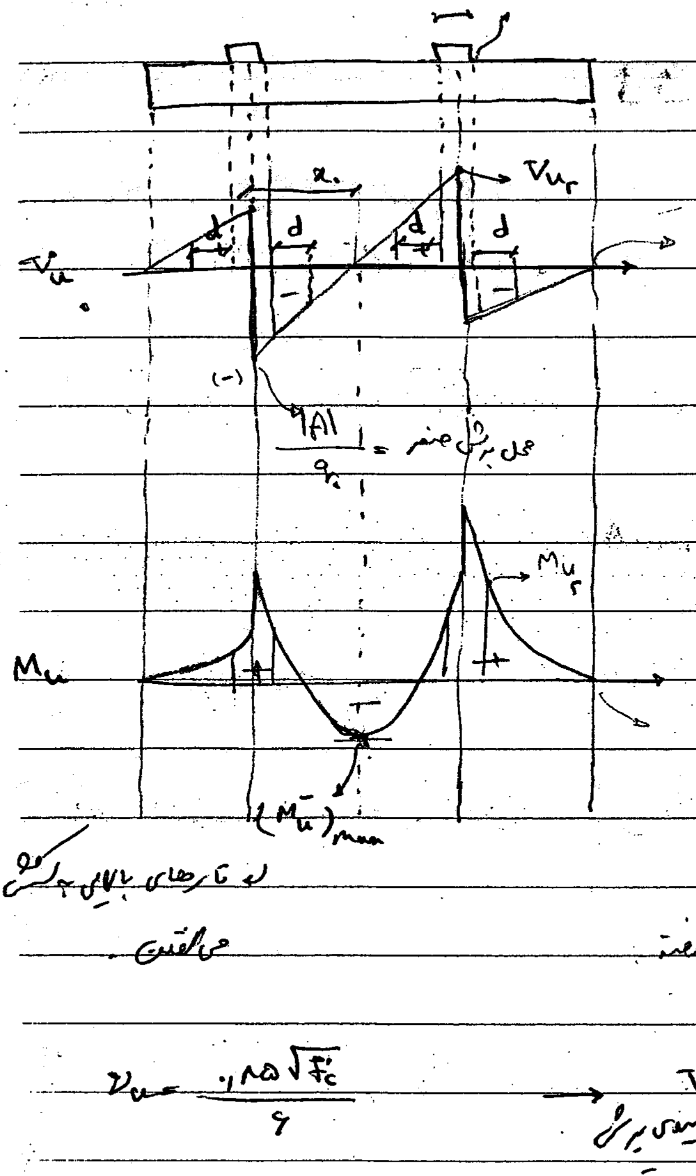


$2(x_1+\bar{x})$ رو یا a کنترل می‌کنیم -

$L=2(x_1+\bar{x}_2)$, $B=\frac{R}{q_a \cdot L}$

باید ضخامت رو داریم که به برش ها مربوط است.

برای برش یکطرفه باید دیاگرام V رو رسم کنیم.



منحنی بار درجه صفر ← منحنی برش خطی.

← منحنی لنگر سهمی درجه ۲

بار گسترده $q_1=q_a \cdot B$

شیب هر نقطه از سهمی = برش در آن نقطه. باید صفر بشه.

(شیب همه خط ها باید یکسان باشه.)

← توجه

در محل برش صفر ← حداکثر لنگر رو داریم.

اگه شکل رو با مقیاس بکشیم می فهمیم

باید صفر بشه.

که کجا برش max داریم.

← تارهای بالایی به کشش می افتن.

لنگر مثبت ← تارهای پایین به کشش می افتن.

$v_u=\frac{0.85\sqrt{f_c}}{6} \longrightarrow \underset{\text{نیروی برشی}}{V_u}=Bd \cdot v_u$ ①

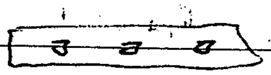
قابل تحمل مقطع مجهول

V_u موجود در مقطع بحرانی $=$ (برای این شکل) $=\left(\frac{L_2}{2}+d\right)q_1+V_{u_2}$ ②

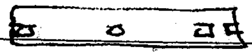
مجهول

از ① و ② ← ρ به دست می‌آید.

باید برش سوراخ کننده رو هم در فاصله $\frac{d}{2}$ از لب هر ستون چک کنیم.



ستونی که بار بیشتری تحمل کنه اون حالته.



در این شکل ستون های گوشه هم باید چک بشن.

برای محاسبه میلگرد باید لنگر را بدانیم.

www.vepub.com
Publish Your Mind

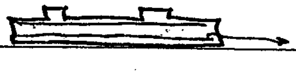
در این میلگرد فشاری نداریم.

لنگر بحرانی ← بر ستون

A_s برای قسمت پایینی = $\frac{M_{u+}}{}$

سرتاسری

فولاد min را باید سرتاسری بزاریم.

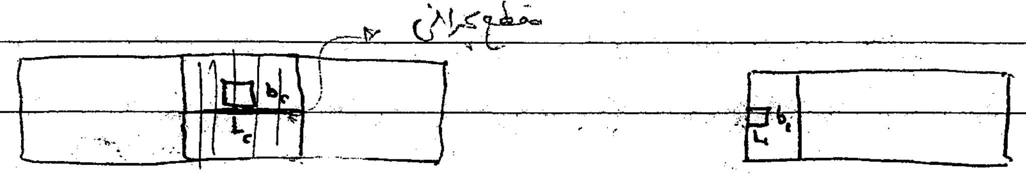


A_s برای قسمت بالایی = $\frac{|(M_u^-)_{max}|}{}$

سرتاسری

کنترل های لازم را انجام میدیم.

برای عملکرد عرضی : زیر هر ستون تمرکز تنش داریم .



$B_2 = l_2 + 1.5d$ $B_1 = l_1 + 0.75d$

↓

فرض می‌کنیم که کل فشار وارده از ستون به این سطح برسد .

q_{su_2} فرضی $= \frac{P_{u_2}}{B_2 \cdot B}$

M_u فرضی $= q_{su_2} \cdot B_2 \cdot B_m^2 \times \frac{1}{2}$ → A_s عرضی لازم بدست میاد.

پس ستون ها از عملکرد حداقل استفاده می‌کنیم .

م ۱- یک پی نواری با دو ستون روی پی .

	DL (kN)	LL (kN)	M_D (kN.m)	M_L (kN.m)
ستون شماره ۱ →	۲۷۰	۲۷۰	۲۸	۲۸
شماره ۲ →	۴۹۰	۴۵۰	۴۵	۴۵

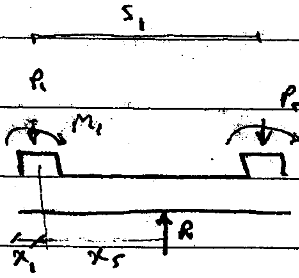
$q_a = ۱۵۰$ kPa $f_y = ۴۰۰$ MPa $f'_c = ۲۱$

فاصله محور به محور ستون‌ها $S_1 = ۴٫۶$ m

شالوده مستطیلی شکل با طول دلخواه طراحی کنید.

ستون ۱ → ۰,۳ × ۰,۳ m

۲ → ۰,۳۸ × ۰,۳۸



۲۷۰ + ۲۷۰ نهایی

بهره‌برداری $P_1 = ۵۴۰$ ، $P_{ult_1} = ۸۳۷ = ۱,۴(۲۷۰) + ۱,۷(۲۷۰)$

$P_2 = ۸۹۰$ $P_{ult_2} = ۱۳۶۶$

بهره‌برداری $M_1 = ۲۸ + ۲۸ = ۵۶$ و $M_{u_1} = ۱,۴(۲۸) + ۱,۷(۲۸) = ۸۶,۸$

$M_2 = ۴۰ + ۴۰ = ۸۰$ $M_{u_2} = ۱,۴(۴۰) + ۱,۷(۴۰) = ۱۲۴$

بهره‌برداری $R = P_1 + P_2 = ۵۴۰ + ۸۹۰ = ۱۴۳۰$ ، $R_{ult} = ۸۳۷ + ۱۳۶۶ = ۲۲۰۳$

تنش خاک معادل $q_{su} = \frac{\sum P_{ult}}{\sum P} \times q_a$ یا $\frac{R_{ult}}{R} \times q_a = ۱۵۴,۱$ (فرض است.)

فشاری است که هرگز به آن نمی‌رسیم.

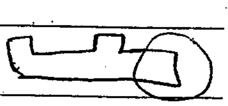
اگر $F.S = ۳ \rightarrow q_u = ۳۰۰$ $q_a = ۱۰۰$ ، $q_{su} = ۱۵۴,۱$

$q_a = \frac{q_u}{F.S}$; $\rightarrow q_u = ۳ \times ۱۰۰ = ۳۰۰ > ۱۵۴,۱$

$\sum M_{P_1} = 0 \rightarrow R\bar{x} = P_2 S_1 + M_1 + M_2$

نهایی → $۲۲۰۳ \bar{x} = ۱۳۶۶ \times ۴,۶ + ۸۶,۸ + ۱۲۴ \rightarrow \bar{x} = ۲,۹۴۸$

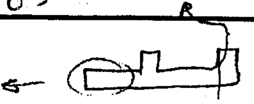
اگه نبود ؟ ← $۲,۹۴۸ > \frac{S_1}{2}$ $x_1 = ۰,۱۵$ $\bar{x} + x_1 < \frac{S}{2}$



$L = ۲(x_1 + \bar{x}) = ۶,۱۹۶$ m → زند نمی‌کنیم برای

محاسبه تا نمودار M بسته شود $\bar{x} + x_1 < \frac{S}{2}$

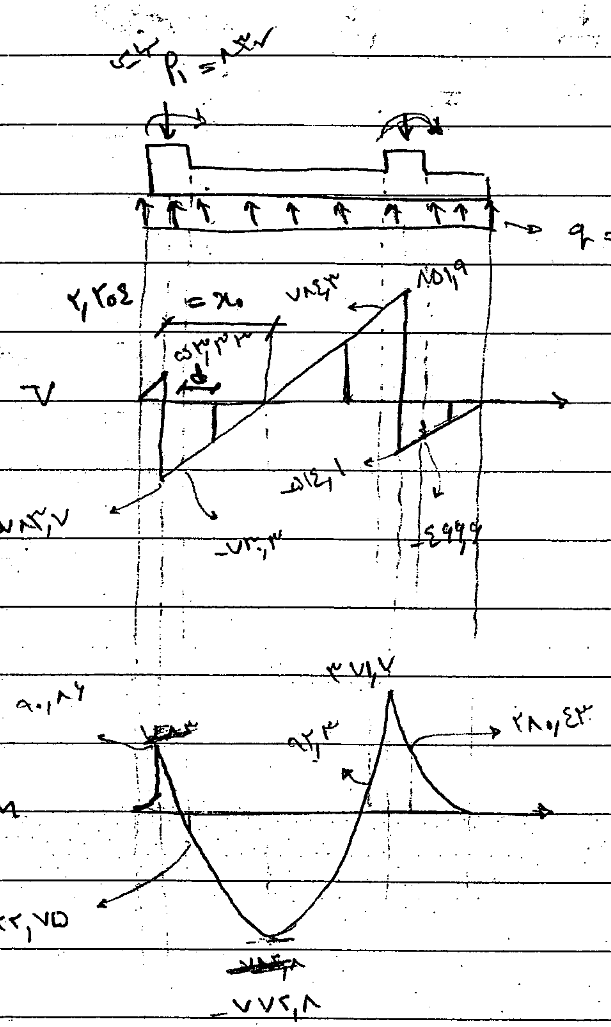
لنگر صفر است. ولی برای عمل زند می‌کنیم



$R_{ult} = q_{su} \cdot BL \Rightarrow$ B = ۲,۳۰۷ m

برای محاسبه از اعشاری $\Rightarrow$ B = ۲,۳ m , L = ۶,۲ m

(بدون رند شده) استفاده می‌کنیم.


کناری P₁ = ۸۴۷
۲,۲۰٤
= x₀
۷۸٤,۳
۸۵۱,۹
۵۳,۳۳
d
V
-۷۸۳,۷
-۷۳,۳
-۵٤۱
-٤۹۹,۹
۳۷۱,۷
۹۰,۸۶
۹۲,۳
۲۸۰,٤۳
M
-۲۳,۷۵
-۷۷۲,۸

$\rightarrow q = \frac{R_{ult}}{L}$ = ۳۵۵,۵۵ $\frac{kN}{m}$

۰ < x < ۰,۱۵

۰,۱۵ < x < ٤,۶ + ۰,۱۵

٤,۷۵ < x < ۶,۲

۳۵۵,۵۵ × ۰,۱۵ = ۵۳,۳۳

$\frac{۷۸۳,۷}{۳۵۵,۵۵}$ = ۲,۲۰٤

موجود V_u = ۷۸٤,۳ − ۳۵۵,۵۵d

در مقطع بحرانی

$\Longrightarrow$ d = ۰,٤۲۳ m

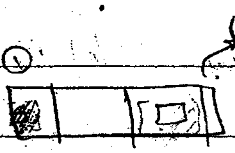
قابل تحمل مقطع V_u = (۶۵۰)(۲,۳) d

f'_c = ۲۱ $\rightarrow$ V_u = ۶۵۰ kPa

www.vepub.com
Publish Your Mind

برش سوراخ کننده رو با ستون شماره ۱ کنترل می‌کنیم.

①



با قرار دادن d → ستون ① : [(۰٫۳ + ۰٫۴۲۳) + ۲(۰٫۳ + $\frac{۰٫۴۲۳}{۲}$)] (۰٫۴۲۳) v_c = ۹۶۰٫۱ kN

۱۳۰۰ = ۲v_u

۹۶۰ ، نیروی مقاوم دوم > P_{u1+}

چون $۹۶۰ > P_{u1+}$ است دیگه نیروی مقاوم دوم رو نمی‌خواد حساب کنیم.

ستون ② : [۴(۰٫۳۸ + ۰٫۴۲۳)] (۰٫۴۲۳)(۱۳۰۰) = ۱۷۶۶٫۳

۱۷۶۶٫۳ > ۱۳۹۶ ← محاسبه نیروی مقاوم دوم لازم نیست.

برای میلگردهای پایین :

M^{+}_{max} = ۲۸۰٫۴۳

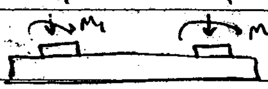
→ A_s = ۱۸۸۱ mm²

(مثل تیر) ρ_{min} = $\frac{۱٫۴}{f_y = ۴۰۰}$ = ۰٫۰۰۳۵ → $(A_s)_{min}$ = ۰٫۰۰۳۵ (۲٫۳)(۰٫۴۲۳)
= ۳۴۱۶ mm²

۳۴۱۶ > ۱۸۸۱ → باید از $A_{s_{min}}$ استفاده کنیم

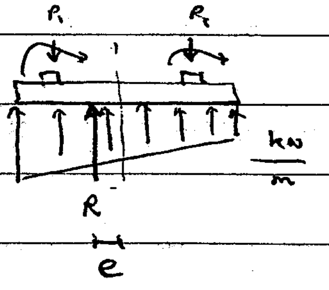
M^{-}_{max} = -۷۷۲٫۸ → A_s = ۵۴۰۹ mm²

پی نواری باطول محدود: { فشارها یکنواخت
" غیریکنواخت



وسط افتادن R دست ما نیست.

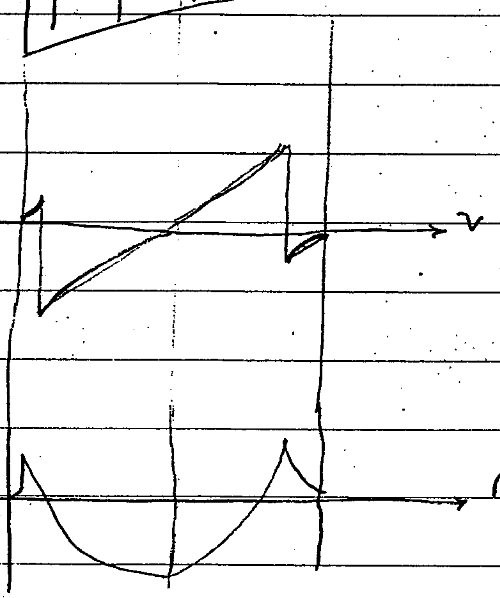
اگه R از وسط به سمت چپ باشه: قاعده بزرگ ذوزنقه سمت چپه.



$$B \cdot q_{1,2} = \frac{R}{L}\left(1 \pm \frac{6e_x}{L}\right)$$

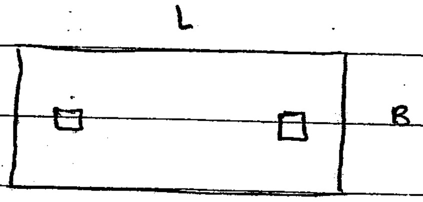
اگه B ثابت باشه ← فشار غیر یکنواخت توزیع میشه ← بار هم غیریکنواخت میشه

معادله بار گسترده = درجه ۱ ← برش: درجه ۲ (سهمی) ← لنگر: درجه ۳



اگه بخوایم که فشار یکنواخت توزیع بشه باید B را طوری تغییر دهیم که R در مرکز سطح پی قرار بگیرد.

اگه پلان پی مستطیلی باشه:



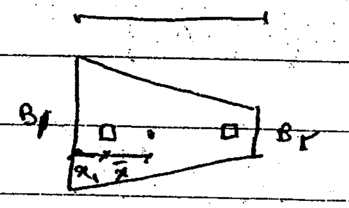
می خوایم محل اثر R و مرکز سطح پی یکی بشن.

که در مستطیلی نمی تونیم چون B ثابته. ← پس باید ذوزنقه بشه.

باید B_1 و B_2 را طوری تعیین کنیم که محل اثر R و محل مرکز سطح پی روی هم بیفتن.

در این حالت فشار یکنواخت توزیع میشه ولی ~~[illegible]~~ بار یکنواخت نیست.

بارگسترده در لبه بزرگتر بیش از لبه کوچیکتر میشه.



فشار زیر پی = q_0

$q_0 < q_a$

برای طراحی ← $q_0 = q_a$

$$A_f = \left(\frac{B_1 + B_2}{2}\right) \times L$$

$$A_{f\,\text{مورد نیاز}} = \frac{R}{q_a} \qquad R = \sum P_i$$

$$\frac{L}{3} < x_1 + \bar{x} = \frac{B_1 + 2B_2}{B_1 + B_2} \times \frac{L}{3} < \frac{L}{2}$$

اگه $B_1 = 0$ ← مثلث ← $\frac{L}{3}$

اگه رابطه قبل برقرار باشه یعنی فشار یکنواخت توزیع شده .

$$\begin{cases} B_۲ = \left(\frac{۳(x_1+\bar{x})}{L} - 1\right)\frac{۲A_F}{L} \\ B_1 = \frac{۲A_F}{L} - B_۲ \end{cases}$$

چون درحالت طول محدود هستیم پس مقدار L برای ما معلوم است .

x_1 و $\bar{x}$ معلوم اند چون داریم طراحی می‌کنیم خودمون یه چیزی فرض می‌کنیم .

راه دوم :

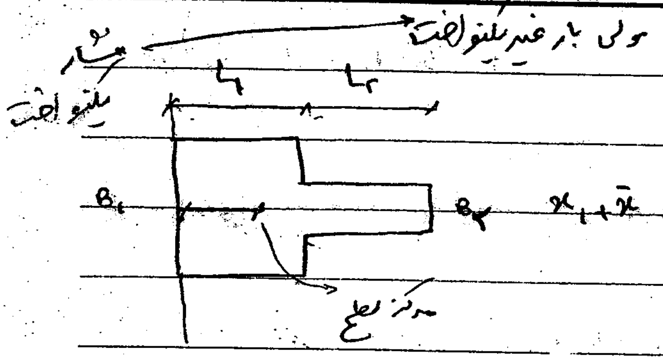
$$B_{\text{متوسط}} = \frac{R}{q_a \cdot L} \quad \text{یا} \quad \frac{R_{\text{نهایی}}}{q_{su} \cdot L}$$

$$e_x = \frac{L}{۲} - (x_1+\bar{x}) \rightarrow \begin{cases} B_1 = B_{\text{متوسط}}\left(1+\frac{۶e_x}{L}\right) \\ B_۲ = B_{\text{متوسط}}\left(1-\frac{۶e_x}{L}\right) \end{cases}$$

مثلاً $B_1 \times$ ← بارگسترده سمت راست .

مثلاً $B_۲ \times$ = 〃 〃 چپ

← بقیه حل مثل قبل است .


فشار یکنواخت
ولی بار غیر یکنواخت
L_1
L_2
B_1
B_2
مرکز سطح

$$x_1+\bar{x}=\frac{B_1L_1\left(\frac{L_1}{2}\right)+B_2L_2\left(\frac{L_2}{2}+L_1\right)}{B_1L_1+B_2L_2}$$

در حالت قبل A_f و B_1 و B_2 مجهول بودن ← سه معادله و سه مجهول.

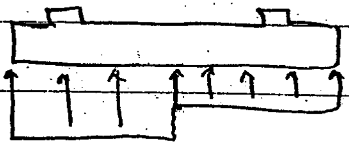
در این حالت: A_f مثل قبل است.

$x_1+\bar{x}=$ ———

$L_1+L_2=L$

* باید B_1 رو فرض کنیم بعد B_2 و L_1 ⇐ و نها درمیان.

باید B_1 و B_2 تا حد امکان به هم نزدیک باشن.



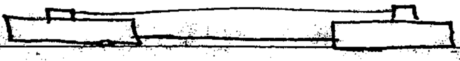
برش: درجه ۱

لنگر: درجه ۲

مسائل: ۹-۱(b) و ۹-۲(d) و ۹-۳(d) و ۹-۴ و ۹-۶ و ۹-۱۱ و ۹-۱۳

یه بار ذوزنقه یه بار هم دوتا مستطیل

طراحی شالوده کلاهدار :



اگه پی های منفرد با یه المان بتن مسلح بهم وصل شوند و میلگردها تا زیر ستون ها ادامه پیدا کنن ← در واقع داریم با کلاف ستون ها رو بهم وصل می‌کنیم.

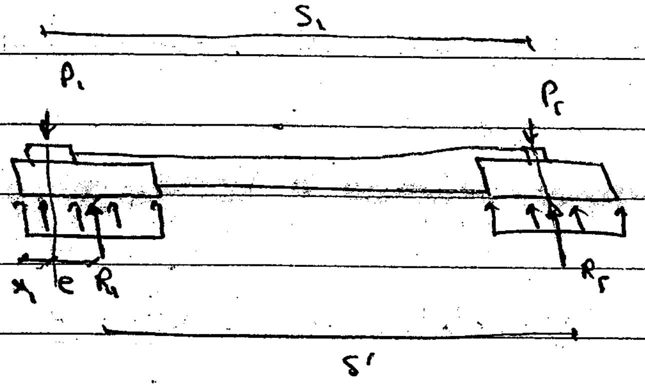
نقش کلاف ها: ستون هایی که در کنار قرار گرفته‌اند و به دلیل محدود بودن زمین ستون بر پی افتاده و خروج از محوری خاصی بزرگه ($\frac{B}{2}$) درنتیجه بار در کنارها زیاد می‌شه و قسمتی از پی از زمین جدا می‌شه. فشار زیادی وارد شده و دوران و چرخش داریم. قسمتی آزاده و قسمتی فشار زیاده تحمل می‌کنه.

بنابراین نقش کلاف اینه که یه تعادل جدیدی ایجاد کنه که قسمتی از سهم ستون هایی که در مجاور پی هستند انتقال پیدا کنن. ← این نقش پی را مبنای طراحی قرار می‌دیم.

این کلاف باید بتونه خمش زیادی تحمل کنه به طوری که نذاره پی دوران کنه.

بنابراین در طراحی فشار پی شماره ۱ و ۲ را گسترده می‌گیریم و سهمی از فشار خاک را

به کلاف نمی دهیم.



به کلاف سهمی از بار پی نمی دهیم.

اگه کلاف نبود: $R_2=P_2$ و $R_1=P_1$

ولی الان مسئله که متفاوت باشن. این وابسته است به e

$$\sum M_{P_2}=0 \rightarrow R_1 S' = P_1 S_1 \rightarrow R_1=\frac{S_1}{S'}P_1$$

$$R_2=P_1+P_2-R_1$$

$$\frac{L_1}{2}=x_1+e \rightarrow L_1=2(x_1+e)$$

$$B_1=\frac{R_1}{q_a\cdot L_1} \rightarrow B_1=\frac{R_{1\,ult}}{q_{su}\cdot L_1}$$

برای پی شماره ۲ می‌توانیم مربعی در نظر بگیریم.

در طول کلاف ← بار صفر ← برش ثابت می‌شه ← لنگر

ضخامت کلاف ← براساس لنگر میلگرد درمیاد.

به اساس برش.

www.vepub.com
Publish Your Mind

باید همان اینرسی کلاف بزرگتر از پی‌ها باشه. اگه بتونیم ضخامت کلاف را زیاد می‌کنیم تا I زیاد بشه. اگه نشد باید با عرض کلاف بازی کنیم.

نقش دوم کلاف: در موقع زلزله مانع از دور شدن یا نزدیک شدن پی‌ها به هم می‌شه. بار تولیدی زلزله نامنظم است. وقتی پی منفرد باشه حرکتی که در یه پی ایجاد می‌شه با یه پی دیگه فرق کنه و به هم نزدیک یا دور بشن که اثرات مخربی داره مثل قاب بالای پی تغییر شکل بده و سقف بریزه.

کلاف طراحی شده باید بتونه 5% $\max\{P_1,P_2\}$ را تحمل کنه.

در عمل کلاف‌ها بار فشاری زیادی می‌تونن تحمل کنن.

م) دو ستون به فاصله ۶٫۲ m از هم قرار گرفته‌اند و بارهای نشان داده شده در شکل را به پی زیر خود وارد می‌کنن.

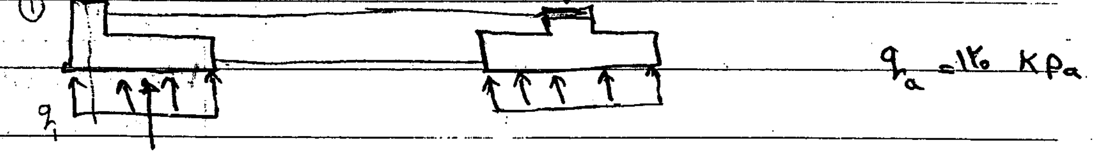
ستون ۱ → $D = 320$ ، $L = 260$

ستون ۲ → $D = 500$ ، $L = 400$

ستون ۱: 40 cm

ستون ۲: 40 cm

ابعاد پی و لنگر و برشی ای که کلاف باید براساس آن طراحی شود را بدست آورید.



$P_1 = ۵۸۰ \rightarrow P_{ult_1} = ۸۹۰$

$P_2 = ۹۰۰ \rightarrow P_{ult_2} = ۱۳۸۰$

$\underline{\underline{q_{su}}} = \frac{\Sigma P_{ult}}{\Sigma P} \cdot q_a = ۱۸۳٫۶ \ kPa$

فرض می‌شود: $\underline{\underline{e = ۱٫۲ \ m}}$

$S' = S_1 - e = ۵ \ m$

$R_{1\,ult} = \frac{S_1}{S'} \cdot P_{1\,ult} = ۱۱۰۳٫۶$

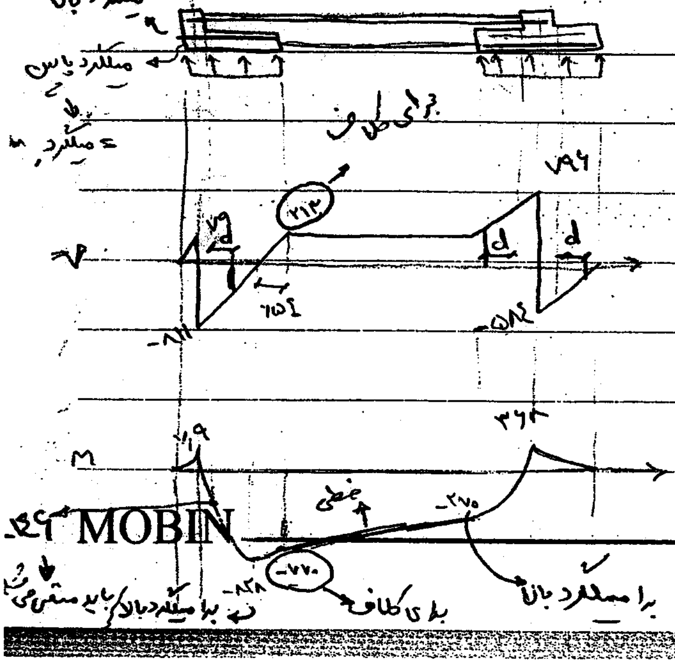
$R_{ult_2} = ۱۱۹۶٫۴ \ kN$ $L_1 = ۲(Z_1 + e) = ۲٫۸ \ m$

$B_1 = \frac{R_{1\,ult}}{q_{su} \cdot L_1} = ۲٫۱۵ \ m$

پی دوم را مربع شکل فرض می‌کنیم.

$B_2 = L_2 = \sqrt{\frac{R_{2\,ult}}{q_{su}}} = ۲٫۵۳$

$q_1 = q_{su} \cdot B_1 = ۳۹۴٫۱ \ \frac{kN}{m}$, $q_2 = q_{su} \cdot B_2 = ۴۶۲٫۹ \ \frac{kN}{m}$


میلگرد بالا
q
میلگرد پایین
برای = میلگرد m
تا الی طول
V
۷۹
d
۲۱۳
۶۵۴
-۸۱۱
۷۹۶
-۵۸۴
M
۱٫۹
۳۶۳
خطی
-۲۷۵
-۴۲۹
-۸۲۸
-۷۷۰
نه برا میلگرد بالا باید مستقیم می‌شه
بلای کلاف
برا میلگرد بالا

محل برش صفر $= \frac{۸۱۱}{۳۹۴٫۱}$

$۲۱۳ + \left(\frac{B_2}{۲} \times ۴۶۲٫۹\right) = ۷۹۶$

برش مدرسان کلاف = d

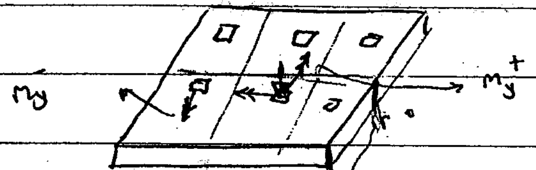
MOBIN

برای پی‌های کناری میلگرد طولی باید در بالا باشد.

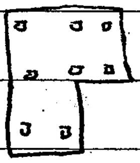
در کلاف‌ها در چهار گوشه باید حداقل چهار میلگرد باشد و کلاف‌ها را تا زیر ستون ادامه می‌دهیم.

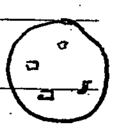
سهم همان [illegible] ۸۲۸- را برای خود پی در نظر می‌گیریم و برای کلاف ۸۷۰.

طراحی پی گسترده :

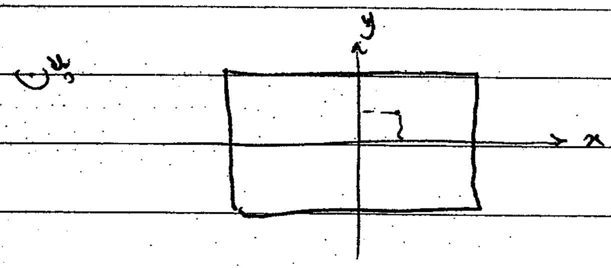


$\frac{1+2}{2} \times \text{عرض} = ⓐ$





برای مخازن



کل باری که زیر پی است = R

$R = \sum P_i$

می‌توانیم حول محور y لنگرگیری کنیم ← نیروهای محوری و My

$e_x = \frac{P_i x_i + M_{y_i}}{R}$ $e_x<0$ و $e_x>0$

یه بار هم حول محور x لنگرگیری می‌کنیم .

$$e_y = \frac{y_i P_i + M_{x_i}}{R}$$

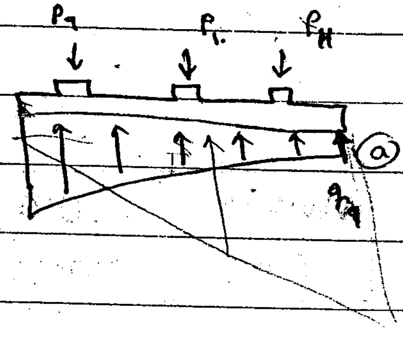
برای پیدا کردن توزیع بار از R ، e_x و e_y استفاده می‌کنیم .

$q_{1,2,3,4} = \frac{R}{BL}\left(1 \pm \right.$ — مثل قبل است .

توزیع فشار خطی است . ← یه مفهوم ناقص زیر پی .

پی گسترده را به چندتا پی نواری تقسیم می‌کنیم .

نوار شماره 1 →



(صفحه قبل)

در محل برش یه نیرویی بوده .

مجموع P ها = ۱۰۰۰ ؛ مجموع q زیر = ۸۰۰ $\rightarrow \frac{1800}{2} = 900 \rightarrow$

$1000 \times \frac{900}{1000} = 900$

$800 \times \frac{900}{800} = 900$

این اختلاف به خاطر نیروی برشی در محل برش زده است

کاری می‌کنیم که باهم یکی باشن .

همه‌ی این کارا رو برای پی های نواری ۲ و ۳ و ... تکرار می‌کنیم .

MOBIN

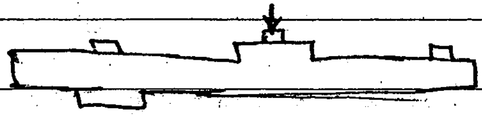
پی گسترده = سه تا پی نواری در عرض و ۴ تا در طول

Date: Subject:

اگه ضخامت پی با برش یکطرفه < ـــ ـــ برش سوراخ کننده

می‌توانیم به‌جای افزایش کل ضخامت، صرفاً ضخامت در اطراف ستون را افزایش دهیم.

یا از پایین یا بالا یا هردو طرف



www.vepub.com
Publish Your Mind

www.vepub.com
Publish Your Mind

چهارشنبه ۱۵ دی امتحان میان‌ترم از اول تا سر تحلیل و طراحی ٪۵۰

Subject : جزوه بسته ۳۵ تا ۴۰٪ ← سوال مفهومی و آزمایش‌ها و روش‌ها

شنبه ۱۲ تا ۱,۳۰

Year . Month . Date . ( ) مسائل ← فرمول آزاده .

فصل ۵ و ۸ → Muni Budhu fundation and Earth retaining structure

فصل ۵ : (سازه‌های نگهدارنده خاک { دیواره‌های صلب و انعطاف‌پذیر

اگه شیب زیاد باشه : تغییر شکل ها خیلی زیاد است

خاک می‌تونه ریزش کنه .

K_a = ضریب فشار خاک در حالت کنشی (محرک) = ضریب تبدیل فشار قائم به فشار افقی در حالت کنش

← active

K_p = واکنشی " " " "

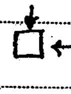
(مقاوم) ← Passive

{ دیواره‌های صلب یا وزنی

{ انعطاف‌پذیر یا شمع‌های ورقه‌ای

سپری

مفاهیم پایه در مورد فشار جانبی خاک :



$\sigma'_v = \gamma' z$

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

k_o = ضریب فشار خاک در حالت سکون = ضریب تبدیل فشار قائم به افقی در حالت سکون

چون به سمت چپ و راست نمی‌تونه حرکت کنه .

اگه خاک ماسه باشه و فشرده نباشه : $k_o = 1 - \sin\phi$

ماسه معمولی تیز : ϕ = ۳۰ ← k_0 = ۰٫۵

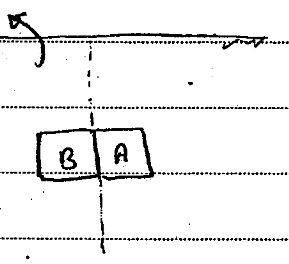
اگه ماسه متراکم باشه ← ϕ زیاد میشه . ← k_0 کم میشه ← فشار افقی ↓
ولی پیش تحکیم نباشه.

اگه خیلی شل باشه (مثل آب) ← $k_0 = 1$ (در کلیه سیالات $\sigma_h = \sigma_v = \sigma_\theta$)
ϕ = ۰ یا

مثلاً در گل شل ← k_0 = ۱

اگه خاک پیش تحکیم باشه ← ۰٫۶ تا ۲
↓ ↑ k
← فشار قائم کم میشه ولی فشار افقی به آن نسبت کم نمیشه.

اگه خاکبرداری کنیم



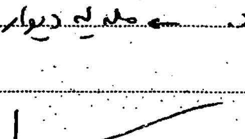
↓

↓ σ_h و σ_v

↓

A می‌خواد به سمت چپ بره. ← تنش قائم A ثابت است ولی تنش افقی آن هی کم میشه تا مماس بر پوش گسیختگی

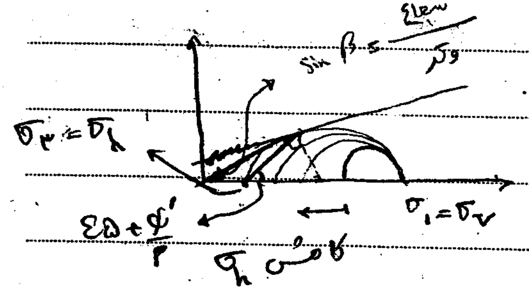
در حالت اولیه که هنوز خاکبرداری نکرده : نرود. ← مگه یه دیوار جلوش بذاریم



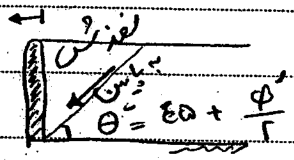
گسیختگی نداره.

دیوار ← واکنش   خاک ← کنش

اگه دیوار جلوی A تکان نخوره همان k است ولی اگه دیوار تکان بخوره تنش افقی A کم می‌شه.

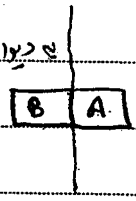

$\sin\beta = \frac{شعاع}{وتر}$
$\sigma_3 = \sigma_h$
$\sigma_1 = \sigma_v$
$45 + \frac{\phi'}{2}$
σ_h کاهش

$$\frac{(\sigma'_3)_f}{(\sigma'_1)_f} = \frac{(\sigma'_h)_f}{(\sigma'_v)_f} = \frac{1-\sin\phi'}{1+\sin\phi'} = \tan^2\left(45-\frac{\phi'}{2}\right) = k_a$$


لغزش
به پایین
$\theta = 45 + \frac{\phi'}{2}$

اگه دیواره اصلاً جابه‌جا نشه ← فشار بیش‌تری بهش وارد می‌شه. یعنی دیواره باید برای فشار بیش‌تری طراحی شود.

اگه تکان بخوره ← حداکثر فشار وارده کم‌تر می‌شه.



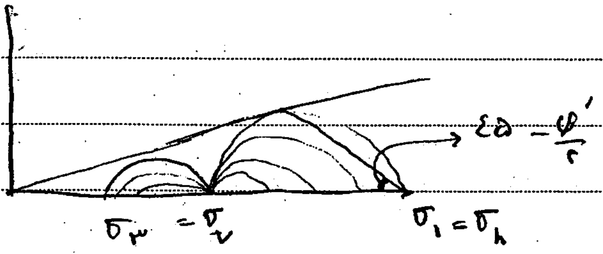
یه دیوار بسازیم و فشار رو آنقدر زیاد می‌کنیم تا گسیخته بشه

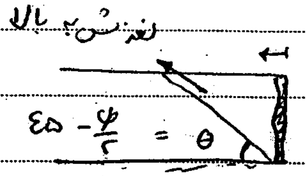
⇒ نیروی محرک: فشاری که از دیواره خاک وارد می‌شه

نیروی مقاوم: خاک

خاک در این حالت در واکنش است.

هی فشار را زیاد می‌کنیم تا $\sigma_v = \sigma_h$ شود و دایره مور یه نقطه شود. باز هم زیاد می‌کنیم تا به دایره‌ای می‌رسیم که به پوش گسیختگی مماس می‌شه. این آخر مقاومت خاک است.


$45 - \frac{\varphi'}{2}$
$\sigma_3 = \sigma_v$
$\sigma_1 = \sigma_h$


لغزش به بالا
$45 - \frac{\varphi}{2} = \theta$

$$\frac{(\sigma'_1)_p}{(\sigma'_3)_p} = \frac{(\sigma'_h)_p}{(\sigma'_v)_p} = \frac{1+\sin\varphi'}{1-\sin\varphi'} = \tan^2\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right) = k_p$$

$$(\sigma'_h)_p = k_p \cdot (\sigma'_v)_p$$

$$\left.\begin{aligned} k_0 &= 1-\sin\varphi = 0.5 \\ k_a &= \tan^2\left(45-\frac{\varphi}{2}\right) = \frac{1}{3} \\ k_p &= \tan^2\left(45+\frac{\varphi}{2}\right) = 3 \end{aligned}\right\}$$

$\leftarrow$ خاک‌های تحکیم عادی یافته

$\leftarrow$ اگر $\varphi = 30$

$$k_p = \frac{1}{k_a}$$

همیشه: $k_a < k_0 < k_p$

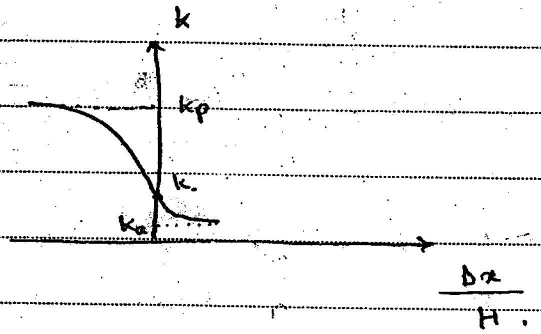
فشار وارده به خاک در حالت محرک < فشار وارده به خاک در حالت مقاوم :

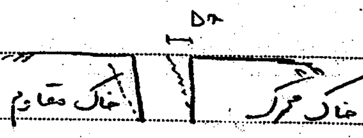
Subject :
Year . Month . Date . . ()

فشاری که خاک در حالت مقاوم تحمل می‌کنه خیلی بیشتر از حالت محرک است .

(محرک) ۹ = مقاوم → در این جا φ ثابت

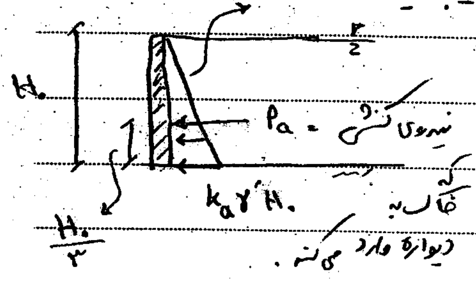
متراکم ↑ ← ϕ' ↑ ← k_a ↓ و k_p ↑




Δx
خاک مقاوم
خاک محرک

. اگه دیوار را به سمت خاک هل بدیم همه مقاومت خاک بسیج نمی‌شه و باید جابه‌جایی بزرگ صورت بگیره تا گسیخته بشود

شیب این خط = $k_a\gamma'$

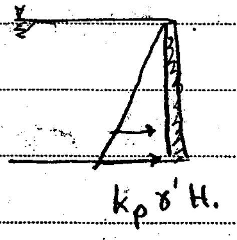

H.
P_a = نیروی کشش که خاک به دیواره وارد می‌کنه .
$k_a\gamma' H_0$
$\frac{H_0}{3}$

← این نیرو هم می‌تونه دیوار را بلغزاند هم بچرخاند .

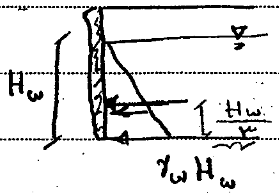
هرچه عمق خاکبرداری ↑ ← فشار در عمق ↑ ← مربع این نسبت نیرو ↑

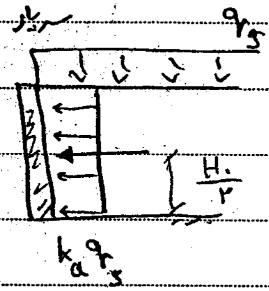
← مکعب این نسبت لنگر ↑

ارتفاع دوبرابر ← تنش دوبرابر ← نیرو ۴ برابر ← لنگر ۸ برابر



باید تنش موثر قائم را به تنش موثر افقی تبدیل می‌کنیم.


H_w
$\frac{H_w}{3}$
$\gamma_w H_w$


سربار
q_s
$\frac{H}{2}$
$k_a q_s$

انواع سربار، هم تنش قائم و هم تنش افقی را اضافه می‌کنن

سربار ← افزایش σ_v و σ_h

علت محاسبه k_a و k_p ؟ برای به دست آوردن فشار افقی و بعد برای طراحی دیوار حائل.

مثال ۱۰ ـ ۱ : باید تنش موثر را حساب کنیم، (۱۲ ـ ۵)

م، ۱۰ ـ ۲ : فشار جانبی در خاک های چند لایه؛

در مرز دو لایه فشار قائم یکی است ولی K_a ها فرق دارن.

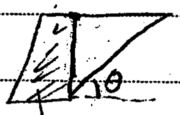
تابع تنش افقی در مرز دو لایه گسستگی داره.

تنش ناشی از q_s در عمق ثابته.

← سربار

$$\frac{\sum \text{لنگر مقاوم}}{\sum \text{لنگر محرک}} < 1 \rightarrow \text{دیوار واژگون می‌شود.}$$

خلاصه فشار افقی کولمب :



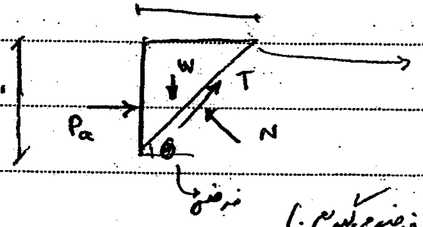
دیوار صلب

این دیوار جلوی ریزش را می‌گیرد. پس واکنش است.

P_a = نیروی وارد از خاک به دیوار

طبق قانون عمل و عکس العمل

دیوار هم P_a به خاک وارد می‌کنه.



سطح بالقوه گسیختگی

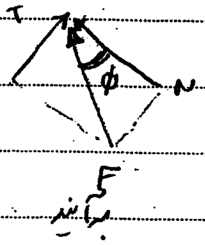
(یه سطح فرضی می‌گیریم.)

W = وزن → باعث لغزش می‌شه.

T و N و P_a ← مجهول

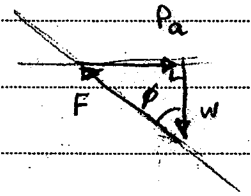
اگه خاک فقط اصطکاک داشته باشه : نیروی مماس بر سطح = نیروی نرمال بر سطح × ضریب اصطکاک

$$T = N \underbrace{\tan\phi}_{\text{ضریب زبری و قفل شدگی بین دانه‌ها}}$$



مقدار بردار F معلوم نیست ولی امتدادش را می‌دانیم.

حل ترسیمی :



در این جا چون دو زاویه و یه ضلع از مثلث معلوم است پس می‌تونیم مجهولات F و P_a را به دست آوریم

$\sum F_x = 0$ و $\sum F_z = 0$

$$W = \frac{1}{2}\gamma H_0^2 \cot\theta$$

P_a : تابعی از γ و H_0 و θ و ϕ' که در یه مسئله معین γ و H و ϕ' معلوم اند ولی

با θ های مختلف P_a های مختلف به دست می‌آید کدوم θ جواب است؟

* هر کدوم P_a بیشتری بده اون جواب است.

$\boxed{\frac{\partial P_a}{\partial \theta} = 0} \longrightarrow$ θ به دست میاد. $\Rightarrow \theta = 45 + \frac{\phi'}{2} = \theta_{cr}$

هرگاه $\theta = \theta_{cr}$ باشه P_a ماکزیمم میشه.

$$P_{a_{max}} = \frac{1}{2}\gamma H_0^2 \underbrace{\tan^2\left(45 - \frac{\phi'}{2}\right)}_{K_a} = \frac{1}{2} K_a \gamma H_0^2$$

فرض ۵: اصطکاک بین دیوار و خاک وجود ندارد. ← ؟

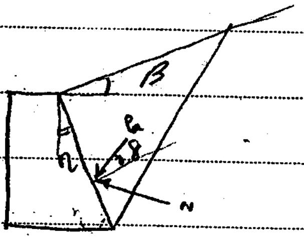
گوه گسیختگی صلب است.

سطح گسیختگی مسطح است.

(منحنی)
ولی اصطکاک وجود داره و حتی ممکن سطح گسیختگی دایره‌ای باشه.

اگه ماسه خشک باشه سطح گسیختگی صاف می‌شه. (حالت های مختلف)

درمورد خاک دانه‌ای فرض سطح مسطح درست است ولی برای خاک چسبنده درست نیست.



حالت کلی:

k_a تابعی است از ϕ'، η و δ و β.

اگه $\eta = 0$ و $\delta = 0$ و $\beta = 0$ ← در رابطه ۱۰.۲۱ به $\tan^2(45 - \frac{\phi'}{2})$ می‌رسیم.

ضریب فشار کولمب → K_{ac} ۱۰_۲۱

اگه سطح لغزش را عوض کنیم k_p کم‌تری به دست می‌آید. مثلاً اگه لگاریتمی بگیریم.

در حالت مقاوم: k_p کم‌تر جواب می‌شه. در حالت محرک: k_a بیش‌تر جواب است

باید اصلاح کنیم

YEKTA

روش رانکین :

اصطکاک بین دیوار و خاک = ۰ ← درجهت ضریب اطمینان است.

که با این کار ضریب ka بیش از واقعیت میشه

و kp کم‌تر از واقعیت، پس این کار خوب است.

امتداد دیوار را قائم در نظر گرفته.

فقط اثر β و ϕ را در فرمول داره.

$k_{pR} \rightarrow$ رابطه ۱۰_۲۵ ← این رابطه اصلاح شده است که [illegible] رو هم وارد کرده.

$k_{aR} \rightarrow$ ۱۰_۲۴ ،

θ_a : زاویه سطح گسیختگی با افق ← رابطه ۱۰_۲۸

$$P_a = \frac{1}{2} k_{aR} \gamma H_0^2 \quad , \quad P_p = \frac{1}{2} k_{pR} \gamma H_0^2$$

رابطه ۱۰_۳۲ اصلی $\rightarrow$

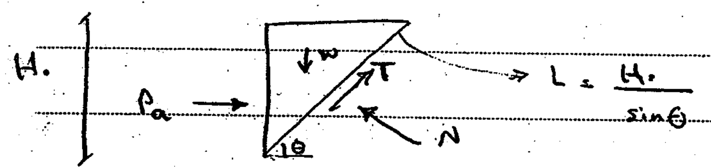
$$k_{pR} = \frac{1}{k_{aR}} = \frac{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}$$

www.vepub.com
Publish Your Mind

فشار افقی خاک برای حالت تحلیل تنش کل :

اگر در خاک چسبنده اشباع زهکشی نشده باشد ← مقاومت زهکشی نشده (چسبندگی زهکشی نشده)

داریم $\phi' = 0$: تحلیل کولمب :



$L = \frac{H_0}{\sin\theta}$

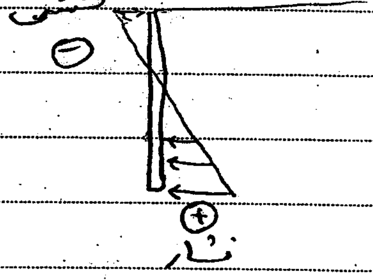
$T = S_u \cdot L$

اگر تعادل نیروها در جهت T را بنویسیم اثر N دیده نمی شود :

$$P_a \cos\theta + T - W\sin\theta = 0$$

$\frac{\partial P_a}{\partial \theta} = 0$ ← P_a : تابعی از γ ، H_0 ، S_u ، θ

→ $\theta_{cr} = 45°$ → $P_{a_{max}}$



در خاک های چسبنده تا یه عمقی اگر خاکبرداری کنیم بدون نیاز به دیوار پایدار می مونه.

برای به دست آوردن عمق بحرانی باید : $\sigma = 0$ ← $z = z_{cr} = \frac{2 S_u}{\gamma}$

ترک

← عمق بحرانی

[illegible]

مسئله ۱-۱۰ حل شود

Subject :

Year . Month . Date . ( )

در دراز مدت ترک کششی در خاک ایجاد می‌شه و ممکنه این ترک‌ها با آب پر بشن.

z_{cr} = عمق ترک کششی.

اگه خاک اشباع باشه : $z_{cr}=\frac{2s_u}{\gamma'}$

عمق بحرانی گودبرداری

اگه نیروی $P_a = 0$ $\longleftarrow$ $H_0 = H_{cr} = \frac{4 \times s_u}{\gamma}$

در خاک چسبنده چون سطح گسیختگی واقعی مسطح نیست H_{cr} دقیق باید اصلاح بشه.

$$\frac{3.6\, s_u}{\gamma} < H_{cr} < \frac{3.8\, s_u}{\gamma}$$

در کوتاه مدت اگه تا H_{cr} خاکبرداری کنیم ریزش نداریم.

در دراز مدت باید تا z_{cr} خاکبرداری کنیم تا ریزش نباشه.

باید دائماً کنترل کنیم تا ترک رخ نده.

S_w = چسبندگی بین خاک و دیوار

YEKTA

مسائل ۴-۱۰ و ۶-۱۰ و ۷-۱۰ فقط

کاربرد فشار افقی خاک در دیوارهای نگهدارنده :

اگه S_w را در نظر بگیریم ← حداکثر میشه ؟

دیوارهای حائل به ۲ نوع کلی تقسیم می‌شوند : یا صلب‌اند یا انعطاف پذیر (خمشی)

هرگاه بدنه‌ی دیوار راحت خم بشه ← انعطاف پذیر

به راحتی خم نشه یا تغییر شکل خمشی خیلی کم باشه ← صلب

دیوارهای صلب از جنس مصالح بنایی اند مثل سنگ یا آجر ← دیوارهای وزنی اند.

که صرفاً با وزن خودشان مقاومت می‌کنند.

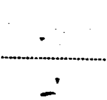
فشار می‌تواند دیوار را بلغزاند یا واژگون کند.

برای ساختن : اول باید خاکبرداری کنیم . بعد شروع می‌کنیم به ساختن.

فشار وارده از طرف خاک به صورت تابعی خطی است. در هر مقطع باید دیوار بتونه برش و لنگر را تحمل کنه.

معمولاً در جاهای کوهستانی می‌تونیم از دیوار سنگی استفاده کنیم. (اقتصادی‌تره.)

هرچه میاییم پایین M و V بیشتر می‌شه پس باید مقطع دیوار بزرگ‌تر شود.



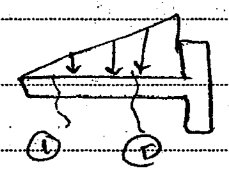
YEKTA

تا یه ارتفاعی دیوار وزنی جواب گو است و از یه جایی به بعد دیگه صرفه اقتصادی نداشته باشه در این صورت از دیوار بتن مسلح استفاده می کنیم و باید قالب داری کنیم و براش پی بسازیم. داخل شبکه میلگرد می ذاریم. فشار وارده هرچه به پایین میایم بیشتر می شه و V و M زیاد می شه.

با نسبت مکعب

با نسبت مربع

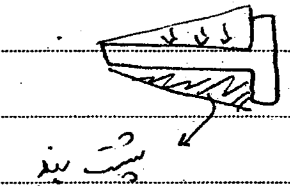
این دیوار تا یه ارتفاعی مثل تیر طره عمل می کنه.



$V_2 > V_1$

$M_2 > M_1$

از یه جایی به بعد از دیوار پشت بند استفاده می کنن.



باعث می شه که مثل یه تکیه گاه دیواری رو که روی این پشت بند قرار می گیره از سه طرف بسته بشه و بتونیم با ~~ارتفاع~~ ضخامت و میلگرد موردنیاز دیوار را طراحی کنیم.

کم‌تر

در منبع آب ← پشت بند را می ذاریم بیرون.

شکل ۱۰_۱۴ ← مقادیر سرانگشتی که در طراحی دیوار از این ها استفاده می‌کنیم

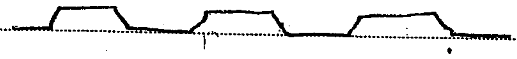
و بعداً باید اصلاح شوند. نسبت به ضریب اطمینان در مقابل واژگونی و لغزش باید

اصلاح کنیم.

با سپری

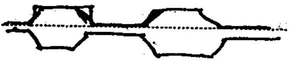
دیوارهای انعطاف پذیر خمش بیشتری را تحمل می‌کنن، از فولاد هستن.

اگه با ضخامت و مقطع معمولی استفاده کنیم ممان اینرسی اش کم میشه پس



اینطوری می‌کنن:

اینا را دونه دونه جوش می‌کنیم و بعد به هم قفل و بست می‌کنیم



I میره بالاتر

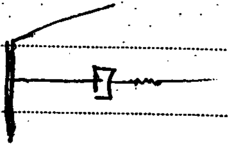
تا یه ارتفاعی می‌تونیم به طور مستقیم از این دیوار استفاده کنیم از یه ارتفاعی بیشتر

اساس مقطع

باید S را ببریم بالا. در این صورت از مهار استفاده می‌کنن مثل تسمه فولادی

یا میلگرد. که این مهار باید بتونه کشش را تحمل کنه.

مهار باید از سطح لغزش عبور کنه تا جایی که ؟



یا می‌تونیم تزریق کنیم؟

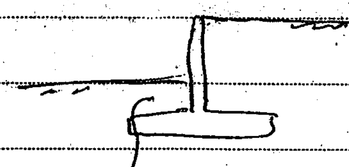
درجاهایی که خاکبرداری می‌کنیم به طور موقت ، در این حالت جدار را از بیرون می‌زنیم
برای یه منظور خاص

مثل زمین یه خط لوله باید ترانشه بکنیم

درصورتی که دیوار صلب باشه ، مواردی که باید کنترل کنیم :

- لغزش ، نباید لغزش ایجاد بشه . باعث : نیروی افقی
ممانعت : اصطکاک و نیروی مقاوم

اگه اصطکاک و چسبندگی کم شه
باید زیر دیواره زائده ایجاد کنیم
تا به نیروهای بازدارنده کمک کنه .

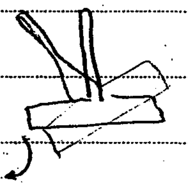


نیروی این طرف رو
حساب نمی‌کنیم
مگه اینکه مطمئن
باشیم که تا ابد هست!

- واژگون نشود . حول پنجه دیوار لنگرگیری می‌کنیم .

لنگر ناشی از وزن پی دیوار است ← لنگر مقاوم

لنگر واژگونی ، لنگر نیروی افقی

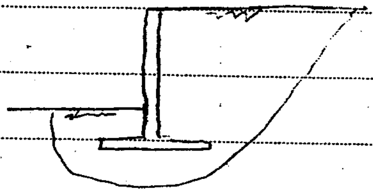


- ممکنه همه رو کنترل بالا جواب بده ولی بالا بزنه دیوار برش و لنگر را کنترل کنیم
برای تک تک مقاطع

(یعنی کنترل سازه‌ای)

- مثلاً دیوار از یه جایی برش بخوره یا ترک برداره.

- مثلاً همه کنترل جواب بده ولی اگه خاک زیری نرم باشه می‌تونه لغزش عمیق رخ بده.



- باید ظرفیت باربری پی دیوار را هم کنترل کنیم. این پی یه پی سطحی است و باید ظرفیت باربری را کنترل کنیم.

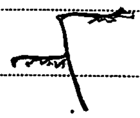
سازه دیوار ← می‌تونه سازه بتنی باشه یا فولادی

www.vepub.com
Publish Your Mind

دیوار انعطاف‌پذیر: (کنترل ها)

- لغزش عمیق

- اگه دیواره کم در خاک فرو رفته باشه و خاک سمت چپ نتونه تحمل کنه ←



- لنگرهای محرک حول مهار < لنگرهای مقاوم حول مهار

- کنترل مقطع مهار تا بتونه نیروها رو تحمل کنه. و مقدار فرورفت مهار هم باید کنترل بشه.

YEKTA

اگه اساس مقطع دیوار کم باشه خود دیوار زیاد خم می‌شه . (مقاومت مقطع از نظر خمشی باید کنترل شود.)

مسئله زهکشی مهم است چون آب جمع شده فشار روی دیوار را زیاد می‌کنه و هم خاصیت خاک پشت دیوار را تغییر می‌ده.

پایداری دیوارهای صلب :

لغزش : برا دیوار وزنی و دیوار بتن مسلح

T : نیروی مقاوم در برابر لغزش

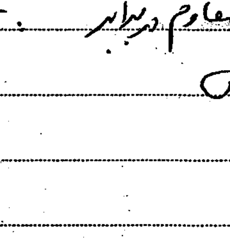
$$FS = \frac{T}{P_{ax}}$$

$\theta_b \rightarrow$ زاویه کف دیوار با افق

$R_z =$ عکس العمل کل نیروهای قائم

$\phi'_b \rightarrow$ اصطکاک کف دیوار با خاک

$P_{az} \rightarrow R_z$ به اضافه شدن کمک می‌کنه . $\rightarrow$ برای اطمینان می‌توصیه از P_{az} استفاده نکنیم



برای پایداری کل

برای پایداری سازه دیوار

رابطه ۱۰-۵۰ → $\theta_b = 0$ → رابطه ۱۰-۵۱

اگه چسبندگی وجود داشته باشه از تحلیل تنش کل استفاده می‌کنیم. S_u

→ چسبندگی کف پی با خاک

واژگونی یا دوران:

راه ① $\frac{\text{لنگر مقاوم}}{\text{لنگر محرک}}$

راه ② حساب کردن جمع جبری کل لنگرها = M

آن چیز که با این لنگرها مقابله می‌کنه R_z است.

محل اثر R_z را نسبت به پنجه دیوار پیدا می‌کنیم. $\bar{x} = \frac{M}{R_z}$

هرگاه محل اثر برآیند نیروها از طرف پی وسط بیفته ← بار گسترده یکنواخت توزیع می‌شه.

هرچه محل اثر R_z به پنجه پی نزدیک بشه فشار در جلو زیاد می‌شه و در راست کم می‌شه

تا به $\frac{1}{3}$ عرض برسه. که اگه از $\frac{1}{3}$ عرض عبور کنه به کشش می‌افته.

$$\frac{B}{3} < \bar{x} < \frac{2B}{3}$$

محل اثر برآیند

$$e = \frac{B}{2} - \bar{x} < \frac{B}{6}$$

→ واژگونی رخ نمی‌ده.

Subject :
Year . Month . Date . ( )

کنترل ظرفیت باربری : $q_a >$ حداکثر تنش

در صورتی که تراوش داشته باشیم باید $i_{max} \le i_{cr}/FS$ باشه .

در غیر این صورت جوشش رخ می ده یعنی $\sigma' = 0$

مثال ۳-۱۰ (دیوار وزنی)

* اصطکاک در نظر نگرفتن یعنی نیروی افقی بیشتر اعمال کردن .

مثال ۴-۱۰ (دیوار بتن مسلح)

پی های عمیق یا شمع :

عمق پی زیاده و عرض پی کم است . طول شمع = L = ضخامت پی

عرض مقطع شمع = قطر شمع = عرض پی

مقطع می تونه دایره یا مربع یا مستطیل یا شش ضلعی باشه (و با جنس های مختلف)

عموماً شمع ها گروهی اجرا می شوند یعنی چندتا شمع باهم کار می کنن و یه کلاهک روش قرار می گیره و روی کلاهک بارگذاری می شه .

مثلاً ممکنه کلاهک نقش اسکله را داشته باشه مثل جاهایی که بندرسازی می کنیم

شمع یک عضو نسبتاً بلند و لاغر از فولاد یا بتن یا چوب.

← گرانه !!

shaft : هرچیزی که حالت استوانه‌ای داره.

drilled shaft : چاه یا گمانه = شمع ساخته شده در محل

← قطر کم (چاهک)

← قطر زیاد

اول یه چاه حفر می‌کنن و بعد میلگرد می‌زارن و بعد بتن می‌ریزن و بتن خودشو می‌گیره و می‌شه شمع. ← شمع ساخته شده در محل

شمع های جابه‌جا کننده ← جابه‌جا کننده خاک . یه شمع بتنی پیش ساخته رو وقتی داریم می‌کوبیم خاک رو به شدت به طور افقی جابه‌جا می‌کنه.

راجابه جا می‌کنه

به اندازه حجم خودش خاک را جابه‌جا می‌کنه ~~و~~ به اندازه قطرش به طور شعاعی خاک (۲)

می‌تونیم انتهاشو با یه ورقه فولادی جوش بدیم که این طوری هم خاک جابه‌جا می‌شه.

شمع هایی که خاک را جابه‌جا نمی‌کنن ← اگه انتهای لوله فولادی را جوش ندیم فقط به اندازه ضخامت خودش خاک را جابه‌جا می‌کنه که چون ضخامتش کمه جابه‌جایی هم کمه. یا مثلاً استفاده از تیرهای بال پهن که ضخامتشان کمه.

Subject :
Year . Month . Date . ( )

تنش اصطکاکی جداره: (f_s) یا تنش ناشی از چسبندگی بین جداره شمع با خاک . و قسمتی از مقاومت خاک را تشکیل می دهد.

(f_b) : تنشی که در انتهای شمع (یا نوک شمع) یا پایه شمع به وجود می آید.

Q_b = نیرویی که انتهای شمع تحمل می کنه = سطح مقطع × f_b

q_u = حداکثر باری که شمع می تونه تحمل کنه.

ظرفیت باربری گروه شمع لزوماً با Σq_u برابر نیست.

نیرویی که بدنه یا جداره شمع تحمل می کنه = Q_f = سطح مقطع × f_s

شمع های با مقاومت انتها یا نقطه ای : اگه شمع از یه خاک سست عبور کنه و به یه لایه مقاوم برسه و انتهاش وارد خاک مقاوم شده در این حالت اصل مقاومت شمع ناشی از Q_b است. اصطکاک جداره کم است.

شمع هایی که اصل مقاومت ناشی از اصطکاک است = شمع شناور

نوع دیگری از شمع

www.vepub.com
Publish Your Mind

دلایل مختلفی وجود داره که از شمع استفاده می‌کنیم :

- مثلاً اگه خاکی که در سطح است مقاومت کافی نداشته باشه . آخرین کاری که می‌تونیم بکنیم اینه که از پی گسترده استفاده کنیم که اگر گسترده هم جواب نده باید از شمع استفاده کنیم.

- یا مثلاً خاک مقاومت داره ولی تراکم‌پذیری زیادی داره و نشست های زیادی رخ می‌ده و باید از شمع استفاده کنیم تا نشست را محدود کنه.

- یا مثلاً ممکنه نشست های نسبی زیاد باشه و قابل قبول نباشه.

- ممکنه خاک های مسئله دار داشته باشیم، مثل خاک هایی که فروریزشی هستند یا خاک هایی که انبساط پذیر یا واگرا هستند. می‌تونیم با شمع از این خاک ها عبور کنیم.

- ممکنه نیروی کششی به وجود بیاد. نیاز داریم که بین خاک و پی نیروی کششی وجود داشته باشه که در این حالت پی سطحی جواب گو نیست و از خاک جدا می‌شه اگه این جدایی طول زیادی را از پی شامل شود لازم است که در آن سمتی که بکشش می‌افته باید شمع بزنیم تا بتونه کششی وارده را تحمل کنه. اصطکاک و چسبندگی روبه پایین

بسیج می‌شه. ولی در حالت فشاری اصطکاک و چسبندگی خوب بالاست.

یا مثلاً در پل‌های کابلی ← باید از شمع استفاده کنیم. چون کابل به کشش می‌افته

و در نتیجه خاک دچار کشش می‌شه و باید شمع بزنیم.

- جاهایی که بار افقی زیاد یا لنگرهای زیاد داریم که پی‌های سطحی قادر به تحمل این‌ها نیست و بار افقی زیاد باعث لغزش پی و لنگر زیاد باعث واژگونی پی می‌شه که باید در این حالت از شمع استفاده کنیم.

انواع شمع‌ها:

از نظر جنس: فولادی - بتن مسلح - چوبی - ترکیبی

فولادی: مثل لوله با ضخامت بالا - یا تیرآهن‌های بال پهن

بتن مسلح: ستون‌های گرد یا مربع یا مستطیل که دارای میلگرد و خاموت هستند.

ترکیبی: مخلوط بتن و تیرآهن

از نظر نوع ساخت: پیش ساخته و ساخته شده در محل

که بتنی

فولادی و چوبی و بتنی

در پیش ساخته چون ابتدا ریزش داریم باید اول یه غلاف بزاریم. سطح مقطعش متغیر می‌شه. پایین کوچک و بالا بزرگ. اگه بتونیم غلاف اولیه را تا عمق زیادی بکوبیم سطح مقطع یکی می‌شه.

فرق شمع با غلاف: در غلاف چون هدف باربری قائم نیست ضخامت کمی داشته باشه تا حدی که فقط بتونه فشار افقی را تحمل کنه و نذاره خاک بریزه.

حالا غلاف را بذاریم بمونه یا درآریم. (بسته به هزینه‌ها داره!)

اگه خاک ریزشی باشه باید از گل حفاری استفاده کنیم. بنتونیت

با این فشار افقی بیشتر می‌شه. یا گل می‌ره لابلای دانه‌ها و دانه‌ها را به هم می‌چسبانه
کار
و جلوگیری از ریزش می‌کنه.

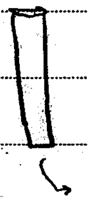
ترمی: یه قیف بلند

شمع‌های پیش ساخته: می‌تونه پیش تنیده باشه یا معمولی

فولادی → ○ یا H

www.vepub.com
Publish Your Mind

شمع ترکیبی :



انتهاشو ببندیم

و بکوبیم.

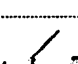
بعد داخلش بتن بریزیم که

در این حالت هم انتها و هم بتن مقاومت میکنه.

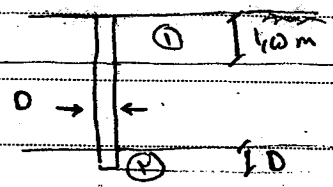
اگه لوله ته باز باشه :

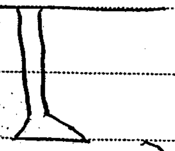
تا یه حدی هرچی می‌کوبیم خاک میاد داخلش . (اگه آب بود به اندازه‌ای که می‌کوبیم آب میاد بالا.) ولی خاک تا یه جایی میاد و بعد مقدارش کم میشه و بعد دیگه متوقف میشه. چرا؟ ~~چون~~ اصطکاک و چسبندگی بین خاک و جداره لوله × تنش ~~که~~ میشه نیرو . اگه نیروی وارده از طریق کوبش بیش از نیروی داخلی باشه خاک میاد داخل لوله ولی از یه جایی به بعد نیروی داخلی خیلی زیاد میشه و دیگه نمی‌تونه خاک بالاتر بیاد.

کل سطح مقطع × تنش = مقاومت انتهایی
(نه سطح مقطع
جداره.)

مثلاً کل سطح مقطع ← 
مربع شکل مقاومت میکنه.

در شمع های ساخته شده درمحل : از مقاومت قسمت های ۱و۲ صرف نظر می کنیم.




شمع ته پهن

مقاومت انتهایی بیش تری داره واگه از آرماتور کافی استفاده کنیم به عنوان شمع کششی هم مقاومت زیادی داره.

چون سطح جانبی بیش تر شده و مقاومت جانبی بیش تر می شود اصطکاک خوبی هم داره.

برای بارهای کم از لوله های PVC هم می تونیم استفاده کنیم

روش های مختلف کارگذاری شمع ها : چکش با ارتفاع سقوط آزاد

چکش دیزلی

چکش با بخار

شمع کوب های ضربه ای : می تونیم ضربه وارد کنیم به شمع و به داخل خاک فرو کنیم.

(یکی از مزایای شمع های پیش ساخته : می تونیم با زاویه غیر قائم هم بکوبیم. که (معمولاً با زاویه قائم باید کوبیده شوند)

چکش های دستی ، دیزلی ، بخاری یا هوای فشرده

↲ دو طرفه یا یک طرفه

↲ ضربات محکم تر داره.

اگه بخوایم شمع رو سریع وارد کنیم باید ضربات محکم تری وارد کنیم ولی در این حالت ممکنه شمع خورد بشه. پس بهتره که از ضربه آرام تر و تعداد بیش تر استفاده کنیم.

Subject :
Year . Month . Date . ( )

نوع دیگر : استفاده از جت آب ، اگه در انتهای شمع چند تا نازل آب قرار دهیم که به یه پمپ آب وصل باشه ، به محض اینکه آب با فشار به نازل ها برسه ، آب باعث خاک را کنار می‌زنه و می‌تونیم شمع را به داخل خاک بفرستیم.

روش دیگه : جک زدن ← در خاک های ریزدانه با انرژی کم تر (هزینه کم تر) می‌تونیم شمع را به داخل خاک بفرستیم.

روش دیگه : شمع کوب ارتعاشی : شمع کوب را روی شمع می‌ذاریم دو وزنه درون شمع کوب در خلاف جهت هم می‌چرخن . یه ارتعاش قائم درست می‌کنه هرچی سرعت دوران وزنه ها بیش‌تر باشه فرکانس ارتعاش شمع کوب ↑ هنگامی که فرکانس ارتعاش شمع کوب برابر فرکانس ارتعاش طبیعی خاک بشه ← تشدید رخ میده و تشدید سبب میشه که شمع به راحتی درون خاک فرو بره. این روش برای خاک های ماسه ای بیشتر بکار میره هزینه کم تری داره.

لزوماً برای کوبیدن یک شمع از یه روش استفاده نمیشه. مرحله اول با یه شمع کوب ارتعاشی شمع را به داخل بفرستیم و بعد با شمع کوب ضربه‌ای ادامه شمع را به داخل بفرستیم.

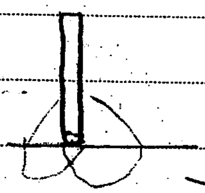
Subject :
Year . Month . Date . ( )

روش دیگر : استفاده از انفجار ← در خاک های سخت و سنگی

چرا باید در خاک سخت یا سنگ شمع درست کنیم؟ برای کشش لازم میشه. باید سنگ را به یه جایی وصل کنیم مثلاً بتن را به سنگ بدوزیم تا بتونه کشش تحمل کنه

ظرفیت باربری تک شمع :

ظرفیت باربری انتها + ظرفیت باربری پوسته



→ سطح گسیختگی در انتها

$Q_b =$ سطح مقطع × تنش

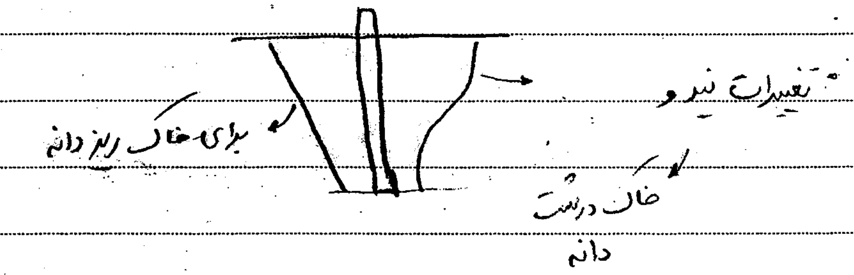
مقاومت پوسته یا ناشی از اصطکاک است یا ناشی از چسبندگی.

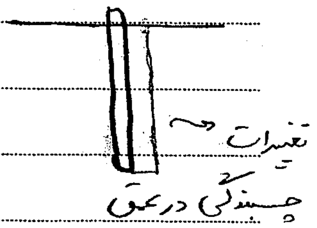
ابتدا تنش افقی باید محاسبه شود. تنش افقی = ضریب تبدیل × تنش قائم

$Q_f =$ مساحت جانبی × زبری × تنش افقی

تغییرات تنش قائم و افقی خطی است. پس ~~[illegible]~~ تنش خطی است. ← نیرو میشه درجه ۲

YEKTA


تغییرات نیرو
برای خاک ریزدانه
خاک درشت دانه


تغییرات چسبندگی در عمق

$$Q_{ult} = \underset{\text{انتها}}{Q_b} + \underset{\text{پوسته}}{Q_f} - W$$

وزن خیلی نسبت به نیروها قابل ملاحظه نیست.

$$Q_{all} = \frac{Q_{ult}}{F.S}$$ → معمولاً بزرگتر از ۲ است.

معمولاً برای Q_b ← FS = ۳

" " Q_f ← FS = ۲

اگر شمع‌ها شناور یا اصطکاکی باشه ← FS = ۲

" " با مقاومت انتها باشن باید FS = ۳ باشه.

می‌تونیم ضریب اطمینان را به بار هم اثر بدیم

برای ایجاد شدن مقاومت اصطکاکی و انتهایی باید مقداری حرکت وجود داشته باشه.
(بسیج شدن)

مثلاً درب‌های سطحی که فقط مقاومت انتهایی هم داره باید مقداری جابه‌جایی (نشست)

وجود داشته باشه.

چون میزان جابجایی برای بسیج شدن کل مقاومت انتها بیش تر از میزان جا به جایی لازم برای بسیج شدن مقاومت اصطکاکی است پس مقاومت اصطکاکی زودتر رخ می‌ده.

در بارهای بهره برداری که کم‌تر از بار نهایی است، سهم مقاومت بیشتر زودتر بسیج می‌شه و در بعضی مواقع همه‌ی مقاومت اصطکاکی بسیج می‌شه. مقاومت انتهایی خودشو در نشست بیشتر نشون می‌ده.

اگه انتهای شمع در یه لایه سفت قرار بگیره، با نشست کم‌تری مقاومت انتها بسیج می‌شود.
← (تغییر شکل پذیری کمی داره)

ظرفیت باربری با استفاده از مفاهیم استاتیکی:

شمع‌های پیش ساخته (یا کوبیده شده): در این صورت باید ببینیم که این شمع‌ها در خاک‌های ریزدانه کوبیده می‌شن یا درشت دانه.

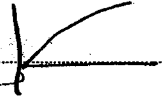
← در کوتاه‌مدت چه رفتاری دارن و در درازمدت چطور؟

بنابراین ۴ حالت پیش می‌آید: شمع پیش ساخته درون خاک ریزدانه رفتار کوتاه‌مدت و

در درشت دانه رفتار کوتاه مدت و دراز مدت یکسان است.

در خاک ریزدانه اشباع و کوتاه مدت : بلافاصله بعد از کوبیدن شمع رفتار زهکشی نشده است و پوش گسیختگی افقی می‌شه. $\phi = 0$ و c_u

با همین خاک بعد از یه مدت طولانی رفتارش می‌شه زهکشی شده و پوش ~~گسیختگی~~ گسیختگی افقی نیست و اصطکاک داره. و رفتارش شبیه درشت دانه می‌شود.



در حالتی که تحکیم عادی باشه.

پس عملاً دو حالت مختلف داریم ← { روش α
روش β

روش α : برای شمع های کوبیده شده در خاک های ریزدانه و کوتاه مدت

روش β : برای سه حالت دیگه.

روش α : بلافاصله بعد از کوبیدن شمع، چقدر بار می‌تونه تحمل کنه؟

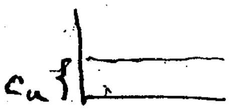
زهکشی نشده

مقاومت جداره : تنش اصطکاکی $= f_s$
(اصطکاک و چسبندگی)

چسبندگی ای که بین جداره و خاک پدید می‌آید. نیرو $= Q_f =$ مساحت $\times f_s$

YEKTA

ک $= c_u =$ عرض از مبدأ پوش گسیختگی



$\alpha \times S_u = f_s$ α (مدل α محیط)

$Q_f = \alpha \cdot S_u \pi D L$

اگه لایه‌ها همگن نباشن. → رابطه ۸.۴

یا اگه لایه یکسان و همگن باشه

ولی S_u نسبت به عمق تغییر کنه در این حالت لایه‌ها را به چند لایه تقسیم می‌کنیم که در هر لایه S_u ثابت باشه.

این که چه مقدار از چسبندگی بسیج می‌شه رو نمی‌دونیم و راحت نمی‌تونیم اظهار نظر کنیم. می‌تونیم اندازه‌گیری کنیم در آزمایشگاه و با مقیاس کوچک که در این حالت هم باز نمی‌تونیم دقیق مطمئن باشیم. یه سری فرمول‌های تجربی وجود داره که می‌تونیم تخمین بزنیم نه دقیق.

رابطه ۸.۶ و ۸.۷ ← هر کدوم که کم‌تر در اومد ← مجموع $\alpha_u S_u$ رو می‌ده.

σ'_z = تنش قائم که در عمق‌های مختلف متفاوت است → پس در وسط لایه در نظر می‌گیریم.

برای هر لایه وسطشو می‌گیریم.

YEKTA
www.vepub.com
Publish Your Mind

۲- برای سه حالت پیشنهاد ارائه داده. α_u رو به S_u ربط می ده.

کم $S_u \rightarrow \alpha_u = 1$

$\uparrow S_u \rightarrow \alpha_u \downarrow$

α_u را به جنس لایه‌ها ربط می دهد.

L_b : طول فرورفت $\frac{L_b}{D}$ هم مهم است.

f_s اینطوری نیست که هرچه عمق ↑ بشه f_s هم زیاد بشه. یه حدی داره و از یه جایی به بعد f_s ثابت است. از کم شروع می شه و زیاد می شه و بعد ثابت می مونه.

? هرچه طول شمع ↑ ← نیرو ↑ ← بار از یه جایی به بعد ثابت می مونه.

با استفاده از نمودارها α_u را حساب می کنیم و در فرمول اصلی می ذاریم.

۳- رابطه ۸.۸ ← $\frac{L}{D}$ طول موثر

سطح قاعده شمع

مقاومت انتها : $Q_b = f_b A_b$

در این سطح فقط مقاومت کف (مقاومت انتها) داریم.

$$Q_b = f_b \cdot A_b = N_c \, s_u \cdot A_b$$

هم اثر N_c و هم اثر N_q

www.vepub.com
Publish Your Mind

اگه $S_u \geq 25$ $\longrightarrow$ $N_c = 9$

در تراز نوک شمع

چون مقاومت S_u در عمق تغییر کنه

روش β : (استفاده از تحلیل تنش موثر)

پوش گسیختگی شیب داره و از مبدأ مختصات می‌گذرد. ← به صورت اصطکاکی عمل می‌کنه.

$$f_s = \mu \times \sigma'_x$$

μ → $\tan \phi'_1$ → اصطکاک بین جداره و خاک

σ'_x → تنش افقی → که در این جا عمود بر سطح جانبی شمع است.

جدول ۸.۳ ← ϕ' های مختلف برای شمع با جنس‌های مختلف

$$\sigma'_x = k \cdot \sigma'_z$$

k → اگه خیلی جابه‌جا بشیم $\rightarrow$ K_p

→ در غیر این صورت $\rightarrow$ K_0

تغییرات σ'_z خطی است. وسط لایه را می‌گیریم.

اگر لایه‌های مختلف داشته باشیم برای هر لایه در وسطش حساب می‌کنیم.

← رابطه ۸.۱۲

در هر لایه k و $\tan\phi'$ را ثابت می‌گیریم ← β ← رابطه ۸.۱۴

بسته به جنس خاک و میزان تراکم آن k ها فرق داره.

- خاک ریزدانه در بلندمدت ← رابطه ۸.۱۵ ضریب پیش تحکیمی OCR

$1-\sin\phi' = k_0$

- ماسه ← رابطه ۸.۱۶

ظرفیت باربری انتهایی:

$Q_b = f_b \cdot A_b$

$c=0 \rightarrow cN_c=0$

$B=0$

$\bar{q} \rightarrow \sigma'_z$ در تراز نوک پی

↓

مقدارش زیاده

← پس به جاش می‌نویسیم $(\sigma'_z)_b$

چون قطر شمع کوچیکه اثرش دیده نمی‌شه و در همان N_q دیده می‌شه.

$$Q_b = f_b \, A_b = N_q \, (\sigma'_z)_b \, A_b$$

برای N_q رابطه‌های مختلفی بیان شده که به ϕ' وابسته است.

نمودار ۸.۷ ← یه حد پایین و یه حد بالا داره.
و یه متوسط رسم شده

اگه بخوایم محافظه‌کارانه باشیم از حد پایین استفاده می‌کنیم ولی معمولاً از متوسط استفاده می‌شه.

هرچی عمق ↑ ← تنش حتماً اضافه نمیشه و از یه عمقی به بعد ثابت

می‌مانه. (L_c) ← رابطه ۸.۱۹

↳ از این به بعد f_b ثابت می‌شه.

شمع از یه لایه تراکم‌پذیر عبور کنه و انتهاش در یه لایه سخت قرار داشته باشه:

↓ رابطه ۸.۲۰

مثلاً در $FS = ۲$ ← فرض می‌کنیم که نصف نیروی اصطکاک و نصف نیروی انتهایی بسیج شده ولی این فرض لزوماً عملی نیست.

در خاک های فشرده ← ϕ ↑ منحنی تنش و کرنش یه max داره و این max

وقتی کرنش ها کوچک باشن به وجود میاید.

جدول f_b → رابطه ۸.۲۱

۸.۲۳ → متوسط N_q

امتداد ناحیه ۱ گسیختگی با ناحیه ۲ گسیختگی ۸.۲۴ → حد پایین N_q

ψ که بسته به نوع خاک داره.

- ظرفیت باربری شمع های پیش ساخته که باید کوبیده شوند برمبنای نتایج SPT و CPT د

مقاومت جداره $Q_f = f_s \times$ محیط $\times$ ارتفاع

شمع بتنی توپر یا فولادی که انتهاش پوشیده شده ← شمع های جابجا کننده خاک

فولادی ته باز و تیرآهن های بال پهن ← - - خاک را جابجا نمی‌کنن

مقاومت انتها $= Q_b = c N_q A_b$

- اگه از نتایج CPT استفاده کنیم:

وقتی سطح شمع بزرگ می‌شه لزوماً q_c های یکسانی به دست نمی‌دهد

مقاومت نوک مخروط

$q_c = f_b \rightarrow$ مقاومت انتهای شمع

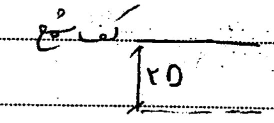
$Q_b = q_c \cdot A_b$ $\quad q_c \leq ۱۵$ MPa

اثر نشست انتهای شمع را هم در فرمول در نظر گرفته ⟵ رابطه ۸.۲۹
و همچنین اثر سختی خاک (E) در تراز کف پی

$S_b \rightarrow$ نشست کف پی

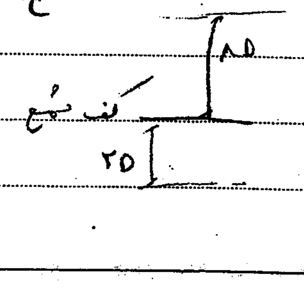
در آزمایش CPT مقدار q_c به طور ممتد در عمق تغییر می کند پس همه q_c را در یکجا در نظر بگیریم و در فرمول های Q_b بذاریم. می توانیم متوسط گیری حسابی کنیم مثل رابطه ۸.۳۰

$q_{c_1} \rightarrow$ متوسط حسابی q_c هایی که از تراز کف شمع تا دو برابر قطر شمع زیر کف شمع به دست می آید



$q_{c_2} \rightarrow$ حداقل q_c ها در همین ناحیه
کف شمع تا دو برابر قطر شمع

$q_{c_3} \rightarrow$ متوسط دو تا q_c ~~متوسط~~ حداقل q_c در ناحیه قبلی و q_c در ناحیه کف شمع تا ۸ برابر قطر شمع از بالا

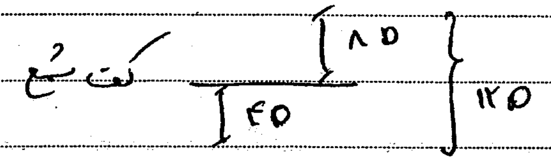


YEKTA

یا می‌تونیم متوسط هندسی کنیم. رابطه ۸.۳۱

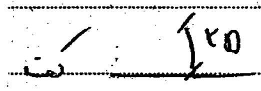
دو حالت داره: ۱- اگه شمع از یه لایه ضعیف عبور کنه و انتهاش روی یه لایه محکم باشه.

در این صورت فاصله‌ای که متوسط گیری می‌کنیم ۱۲ برابر قطر شمع است.



D : قطر شمع

۲- شمع از لایه متراکم عبور کنه و انتهاش در یه لایه ضعیف بره.



مقاومت پوسته با نتایج CPT : با مقاومت نوک CPT ارتباط داده.

$f_s = C_s \cdot q_{cs}$ ①

بسته به نوع خاک ← جدول ۸.۴

② برای خاک‌های درشت دانه ← vesic رابطه ۸.۳۳

③ ← رابطه ۸.۳۴ σ'_o : تنش قائم در تراز کف شمع

R^* : شعاع شمع هنگامی که شمع توپر باشه.

اگه شمع لوله‌ای باشه → $R^* = (R_o^2 - R_i^2)^{0.5}$

h = از نقطه‌ای که مقاومت اصطکاکی را اندازه می‌گیریم تا کف شمع

④ برای خاک های رس سخت $f_s =$ ۰٫۵ q_c

ظرفیت باربری شمع های ~~پیش ساخته~~ درجا :

روش α :

رابطه ۸.۲۷ و ۸.۲۸ → α_u → مقاومت جداره

$f_s = \alpha_u . S_u \leq$ ۲۸۰ kPa

مقاومت انتها → N_c

روش β :

در این جا چون هرچه انتهای شمع می ره پایین → N_q
تنش جانبی ↑ و مقاومت ↑ می شه [illegible]
باید مستقیم از N_q ای که از صحرا به دست میاد
استفاده کنیم و اصلاح نمی خواد.

$f_s = \beta \sigma'_z \leq$ ۲۰۰ kPa

برای خاک ریزدانه ← رابطه ۸.۱۵ که برای شمع های پیش ساخته بود.

مثال ۸.۱ ظرفیت باربری شمع چوبی در رس همگن

برای اینکه بفهمیم شمع اصطکاکی است یا نه باید چه کنیم؟ باید نیروی

جانبی را با نیروی کل مقایسه کنیم . اگر ۸۰ درصد نیرو توسط اصطکاک تحمل می‌شود بهش می‌گیم

اصطکاکی → $\frac{Q_f}{Q_{ult}} > ۰٫۸$

مثال ۸.۲

مثال ۸.۳

مسائل ۸.۱ و ۸.۴ و ۸.۵

مقاومت در برابر کشش : حالتی که بار به سمت بالا به شمع وارد می‌شه و شمع می‌خواد از خاک بیاد بالا. در این حالت مقاومت توسط اصطکاک جداره تأمین می‌شه.

اگه شمع را به پایین هل بدیم → اصطکاک به بالا بسیج می‌شه.

در ریزدانه ها می‌تونه اصطکاک رو به بالا یا رو به پایین برابر باشه.

در درشت دانه ها کم‌تر می‌شه.

تنش اصطکاکی : f_s رابطه ۸.۴۸
در حالتی که شمع تحت فشار است.

f_{su} → uplift → تنش اصطکاکی وقتی نیرو به سمت بالا و عکس العمل به سمت پایین باشه.

G و E نسبت به عمق تغییر می‌کنن.

برای تعیین E خاک را در فشار می‌ذاریم و باید به فشار همه جانبه وارد کنیم

← ۳ محوری

اگه تنش افقی صفر باشه ← کرنش صفر می‌شه.

سختی خاک هایی که در سطح زمین اند و ماسه‌ای اند E صفر است و وقتی به عمق می‌ره E زیاد می‌شه.

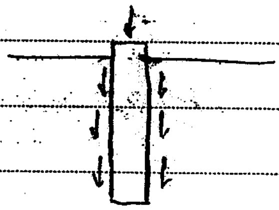
www.vepub.com
Publish Your Mind

یا رابطه : ۸.۵۵

یا در روش دیگه ضریب k_t را ارائه می‌دیم.

شمع در معرض اصطکاک پوسته منفی : (از لحاظ مفهومی غلط)

اصطکاک همیشه مثبت است. اگه نیرو به سمت پایین باشه



موقعی که یه لایه رس اشباع که قابلیت تحکیم داره داشته باشیم

اگه تحکیم عادی باشه ← اصطکاک به سمت بالا بسیج می‌شه.

اگه تحکیم کامل نیافته باشه و شمع بکوبیم اصطکاک به سمت پایین میره.

جاهایی که شیب کمه و آب زیرزمینی بالاست و وقتی بارندگی می‌شه و سیل میاد فرو نمی‌ره.

که یه مقداری خاک درشت دانه می‌ریزن تا قابلیت نفوذ آب داشته باشه.

در واقع یه لایه آب‌کشی می‌زارن روی رس.

اگه خاک cm ۵ به سمت ~~بالا~~ پایین بره و شمع cm ۲ بره بالا ؟

← حرکت نسبی شمع نسبت به خاک رو به بالاست ← اصطکاک به سمت پایین می‌شه.

در این حالت مقداری ظرفیت باربری کم می‌شه.

نیروی پایین برنده به خاطر نشست خاک = down drag load

از کجا تا کجا به سمت پایین می‌شه؟

اگه کل اصطکاک رو به سمت بالا بگیریم توزیع نیرویی که به سمت بالاست رو می‌کشیم

و یه بار کل اصطکاک رو به سمت پایین می‌گیریم و توزیع می‌کنیم.

هر جا همدیگر رو قطع کردن از اون جا به پایین رو به بالا می‌شه.

ولی این کار خیلی زمان بره به خاطر همین نصف لایه را بالا و نصف لایه را پایین می‌گیرن.

به اندازه نیروی پایین برنده از نیروی مجاز کم می‌شه.

یه غلاف فولادی بذاریم یا دور شمع گریس کاری کنیم تا وقتی که نشست تحکیم روش لیز بشه و اصطکاک صفر بشه.

م۴) ۸.۵ ← برای حالت بدتر که تا سطح زمین آب بالا بیاد طراحی می‌کنیم.

گروه شمع:

کلاهک: یه صفحه بتنی با ضخامت زیاد مثل پی گسترده و انتهای شمع ها در آن قرار می‌گیره.

کاربردهای مختلفی داره مثل یه پی گسترده برای منزل.

اگه یا مثلاً کلاهکی که روی شمع ها گذاشتیم برای اینکه پایه یه پل روش قرار بگیره

یا مثلاً کلاهک می‌تونه صفحه انتهایی یه اسکله باشه.

کلاهک یا می‌تونه روی سطح خاک قرار بگیره و قسمتی از بارش به خاک منتقل بشه

یا می‌تونه از سطح زمین فاصله داشته باشه.

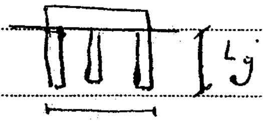
آیا می‌توان گفت؟ ← $\sum q_{u_i}$ = ظرفیت باربری گروه

$(Q_{ult})_g$ ← ظرفیت باربری گروه

η_e = ضریب کارایی = $\frac{(Q_{ult})_g}{n \times Q_{ult}} \leq 1$

اگه ظرفیت باربری کل گروه کمتر از تک تک باشه ← یعنی شمع هدر رفته.

اگه شمع ها فاصله هاشون زیاد باشه ← $\eta_e = 1$



B_g → بیت به بیت

این مربع و $B_g \times L_g$ یه مقاومت اتکا داره و یه مقاومت جداره.

خاک بین شمع ها هم فشرده می شه و فقط خاک بیرون می تونه مقاومت کنه

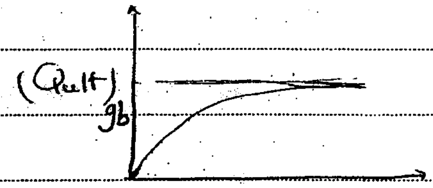
و اصطکاک جداره بالا داشته باشه.

$$\text{۸-۵۵ رابطه} \rightarrow \underbrace{N_c (S_u)_b (A_b)_{gb}}^{\text{مقاومت انتها}}$$

→ برا ریزدانه و بیا زهکشی نشده

۸-۵۴ → برا درشت دانه

www.vepub.com
Publish Your Mind



اگه B_g و L_g رو ثابت نگه داریم و بین آن ها را شمع بذاریم و هی تعدادشو زیاد کنیم

باز مقاومت تغییر نمی کنه و بالاتر نمی ره. → یعنی اگه شمع ها هم زیاد

نزدیک شدن فایده ای نداره و باهم هم پوشانی می کنن.

Subject :

Year . Month . Date . ( )

ϕ روی $\frac{S}{D}$ تأثیر داره و برعکس. $\rightarrow$ ۸.۵۸ رابطه

اگر خاک ماسه‌ای سست باشه و فاصله شمع‌ها از هم طوری باشه که وقتی شمع‌ها کوبیده می‌شن هر شمع اطراف خودشو فشرده می‌کنه. که به عمق تأثیر داره.

اگه مجموع کوبیدن دو تا شمع مجاور خاک اطراف به اندازه کافی کوبیده شود نه زیاد و نه کم. برای شمع اول تراکم خاک کم و وقتی می‌کوبیم خاک را متراکم می‌کنه و به سمت پیش تکمیل می‌ره اگه شمع دوم هم می‌تونه این کار را البته ظرفیت باربری بالا می‌ره. و ا رچه زیاد می‌کنه.

در حین اجرای عملیات داریم خاک را تغییر می‌دیم ولی چون نمی‌دونیم چقدره در محاسبات در نظر نمی‌گیریم.

مثال ۸.۶

تا مسئله ۸.۱۲

www.vepub.com
Publish Your Mind

Subject :

Year .		Month .		Date .		( )

www.vepub.com
Publish Your Mind

www.vepub.com
Publish Your Mind

www.vepub.com
Publish Your Mind