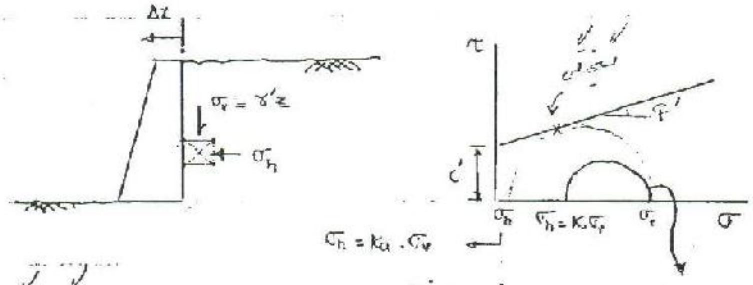

Δx
$\sigma_v = \gamma' z$
σ_h
τ
خط گسیختگی
φ'
c'
σ_h
$\sigma_h = K_o \sigma_v$
σ_v
σ
$\sigma_h = K_a . \sigma_v$

در حالت سکون چون هیچ حرکت و لغزشی ایجاد نمی‌شود، دایره موهر، خط گسیختگی را قطع نمی‌کند.

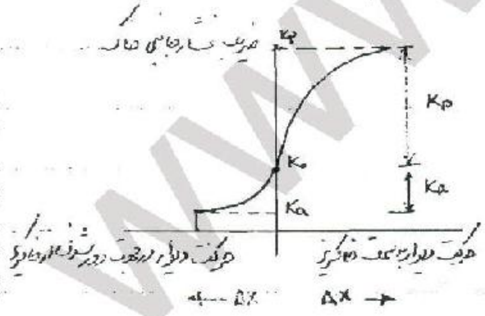
← اگر Δx رخ دهد، تنش قائم ثابت مانده و تنش افقی کاهش می‌یابد و شعاع دایره موهر افزایش می‌یابد. در این حالت فشار خاک در حالت فعال (active) می‌باشد یعنی این خاک است که بر دیوار فشار وارد می‌کند.

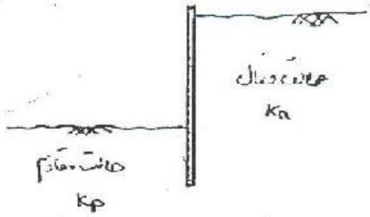
کاهش σ_h تا جایی ادامه می‌یابد که دایره موهر، خط گسیختگی را قطع کند یعنی خاک حرکت کرده و گسیختگی رخ می‌دهد.

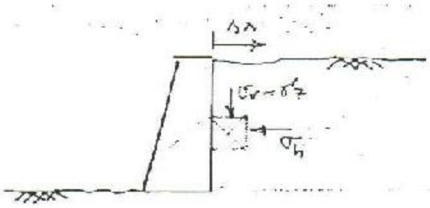
$$\sigma_h = K_a . \sigma_v$$

K_a : ضریب فشار جانبی خاک در حالت فعال

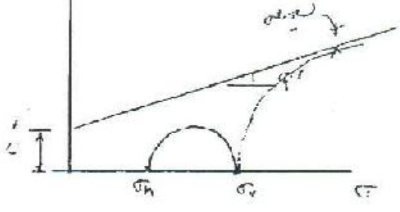
← $K_a < K_o$ ← چون σ_h نسبت به $K_o \sigma_v$ کاهش می‌یابد




حالت فعال
Ka
حالت مقاوم
Kp


Δx
$\sigma_v = \gamma' z$
σ_h

(مقاوم) Passive


τ
خط گسیختگی
φ'
c'
σ_h
σ_v
σ

* وقتی حرکت به سمت داخل خاکریز باشد، فشار از طرف دیوار به خاک وارد می‌شود و حالت مقاوم (passive) رخ می‌دهد. در این حالت σ_h نسبت به $K_0 \sigma_v$ افزایش می‌یابد تا جایی که $\sigma_h = \sigma_v$ شود و دایرهٔ موهر به صورت یک نقطه درآید. خاک پس از این هم می‌تواند مقاومت کند و $\sigma_h > \sigma_v$ خواهد شد تا جایی که دایرهٔ موهر، خط مشخصه را قطع کند و گسیختگی رخ دهد.

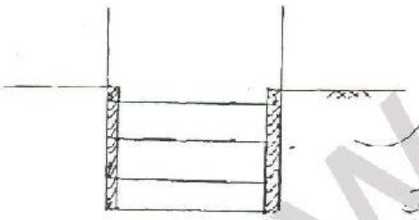
$$\sigma_h = K_p \cdot \sigma_v$$

K_p : ضریب فشار جانبی خاک در حالت مقاوم ($K_p > K_0$)

* در حالت‌های متراکم برای اینکه K_0 به K_a برسد باید دیوار به اندازهٔ $\frac{1}{1000}$ ارتفاع دیوار حرکت کند.

← اگر محدودیت تغییر مکان از این مقدار کمتر باشد، محدودیت تغییر مکان حاکم خواهد شد.

← براساس مکانیزم حرکت، حالت خاک را مشخص می‌کنند.

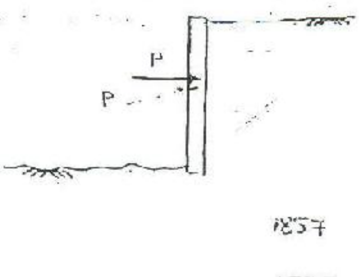


* چون اجازهٔ حرکت به دیوار نمی‌دهیم فرض حالت سکون خاک درست است ولی ممکن است در طول زمان کمی حرکت داشته باشیم. در این صورت عددی بین K_0 و K_a در نظر می‌گیرند.

← خاک نسبت به تغییر مکان‌ها حساس است و با ایجاد حرکت‌های کوچک‌تر، فشار جانبی خاک چندین برابر خواهد شد.

$$K_a < K_0 < K_p$$

* تعیین فشار جانبی خاک به پارامترهای مختلفی بستگی دارد. به طور مثال یکی از عوامل، زاویه‌دار بودن نیروی وارده به دیوار است.



* تئوری کلاسیک فشار جانبی خاک :
- رانکین 1857
- کولمب 1773

* تئوری فشارهای خاک رانکین

* فرضیات : ۱- خاک همگن و همسان باشد.

۲- دیوار روی سطح قائمی ، کاملاً صاف است.

(در واقعیت به خصوص در حالت مقاوم این سطح به صورت زبری است) ......

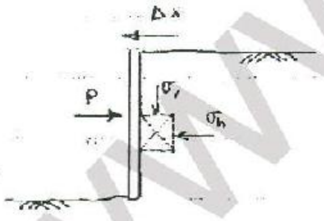
۳- سطح زمین صاف است.

۴- دیوار بی نهایت طویل است. (تحلیل دو بعدی ← کرنش مسطح)

۵- دیوار به اندازهٔ کافی حرکت می‌کند تا به شرایط محرک یا مقاوم برسد.

* تفاوت بین روش رانکین و کولمب این است که در تئوری رانکین از اصطکاک بین دیواره و خاک صرف نظر شده است. این فرض در برخی‌ها صحیح است ولی در برخی موارد مانند دیوار- ساحلی از این اصطکاک نمی‌توان صرف نظر نمود.

[illegible] ۲- دیوار کاملاً صاف و صیقلی در نظر گرفته می‌شود (از اصطکاک خاک و دیوار صرف نظر می‌گردد.)



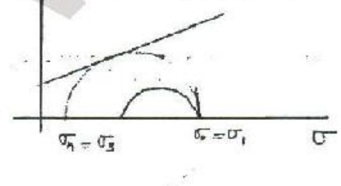
در حالت سکون : $\sigma_h = K_0 \sigma_v$

$\Delta x \rightarrow$ σ_h کاهش

$$\tau = c' + \sigma \, tg\varphi$$

$$\sigma_1 = \sigma_3 \, tg^2(45 + \varphi'/2) + 2c' \, tg(45 + \varphi'/2)$$

$$\sigma_v = \sigma_h \, tg^2(45 + \varphi'/2) + 2c' \, tg(45 + \varphi'/2)$$



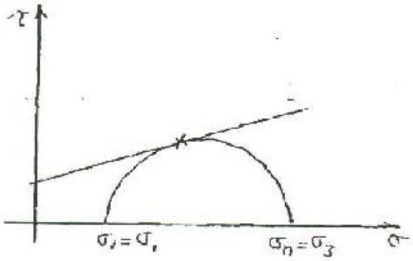
$$\Rightarrow \quad \sigma_h = \frac{\sigma_v}{tg^2(45 + \varphi'/2)} - \frac{2c'}{tg(45 + \varphi'/2)}$$

$$c' = 0 \quad \Rightarrow \quad \frac{\sigma_h}{\sigma_v} = \frac{1}{tg^2(45 + \varphi'/2)} = tg^2(45 - \varphi'/2) = \frac{1 - \sin\varphi'}{1 + \sin\varphi'}$$

$$\Rightarrow \quad \boxed{(K_a)_R = \frac{1 - \sin\varphi'}{1 + \sin\varphi'}}$$

با در نظر گرفتن اثر چسبندگی $\rightarrow$ $\sigma_h = K_a \cdot \sigma_v - 2C\sqrt{K_a}$

ب- [illegible]



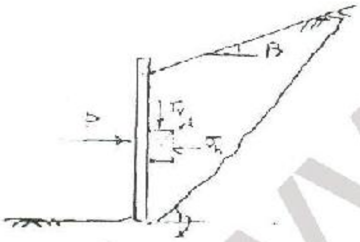
$\overrightarrow{\Delta x} \Rightarrow$ افزایش σ_h

$$\sigma_h = \sigma_v \, tg^2(45+\varphi/2) + 2C\, tg(45+\varphi/2)$$

$$\Rightarrow \boxed{\sigma_h = \sigma_v K_p + 2C\sqrt{K_p}}$$

$$C=0 \Rightarrow K_p = tg^2(45+\varphi/2) = \frac{1}{K_a}$$

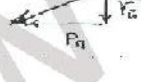
اگر $\varphi=0 \Rightarrow \underset{\sim\sim\sim}{K_a = K_p = 1}$ فشار هیدرواستاتیک



$\begin{cases} 45+\varphi/2 & \text{active} \\ 45-\varphi/2 & \text{passive} \end{cases}$

← در صفحات 762 , 760 روابط اصلاح شده برای سطوح مایل ذکر شده است

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

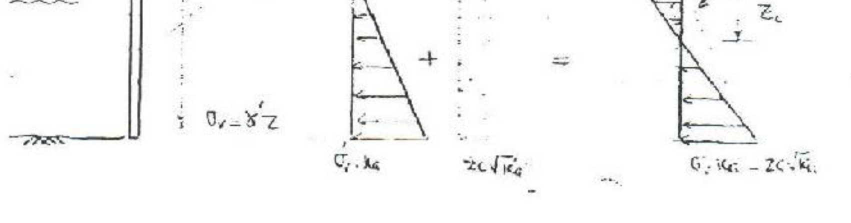


$$\begin{cases} P_a = \dfrac{\gamma H^2 K_a}{2} \cdot \cos\beta \\ V_a = \dfrac{\gamma H^2 K_a}{2} \cdot \sin\beta \end{cases}$$

در حالت فعال : $\sigma_h = \sigma_v K_a - 2C\sqrt{K_a}$

می‌توان برای ساده شدن محاسبات از اصل توزیع استفاده نمود.

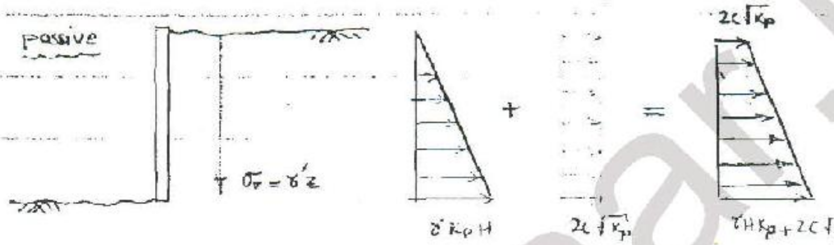
active

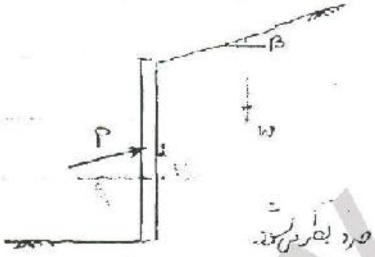


★ جایی که در دیوار تنش کششی ایجاد می‌شود ، ترک‌های کششی در آن رخ می‌دهد.

$$\boxed{Z_c = \frac{2C}{\gamma'\sqrt{K_a}}}$$ ← عمق ترک کششی

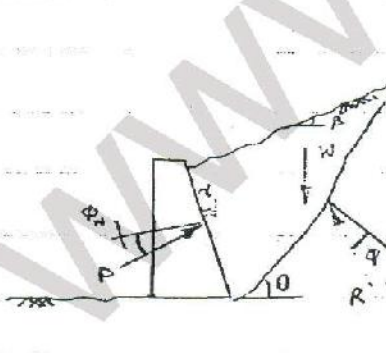
$(K_a \cdot \gamma' E_c = 2C\sqrt{K_a})$


passive
$\sigma_v = \gamma' z$
+
=
$\gamma' K_p H$
$2c\sqrt{K_p}$
$2c\sqrt{K_p}$
$\gamma H K_p + 2c\sqrt{K_p}$



$$\begin{cases} P_a = \dfrac{\gamma H^2 K_a}{2} \cdot \cos\beta \\ V_a = \dfrac{\gamma H^2 K_a}{2} \cdot \sin\beta \end{cases}$$

★ اشکال این روش این است که از اصطکاک بین دیوار و خاک صرف نظر می‌شود.


β
W
α
ϕ_w
P
φ
θ
R

◄ تئوری فشار جانبی خاک - کولمب

← در روش کولمب اصطکاک بین دیوار و خاک در نظر گرفته می‌شود.

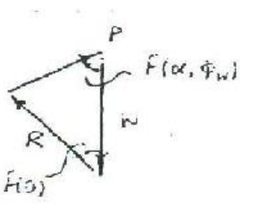
در روش رانکین ، نیروی فشاری را در جهت موازی سطح زمین فرض شده ولی در روش کولمب این گونه نیست.

★ از زاویه‌دار بودن دیوار نیز در نظر گرفته می‌شود و نیرویی است که با خط عمود بر دیوار به اندازهٔ ϕ_w زاویه دارد.

زاویه اصطکاک بین دیوار و خاک $\phi_w = 0.67\phi'$

$F(\theta) = \dots$

$\partial \rightarrow P_{max}$


P
$F(\alpha, \phi_w)$
W
R
$F(\theta)$

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

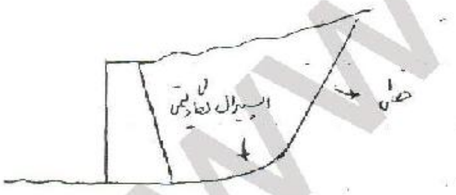
دیوارهای بنایی درجا ریز ← $\phi_w = 0.67\phi$

دیوارهای بتنی صیقلی $\phi_w = 0.33\phi$ * معمولا بر حسب دیوار و خاک معمولی

برای ϕ_w ذکر می‌شود.

* K_P کولمب معمولا مقدار بالایی می‌باشد چون باید بر دیوار، مقاومت اصطکاکی خاک گسیخته و نیروی اصطکاک بین دیوار و خاک غلبه کند. بنابراین معمولاً K_p کولمب را به کار نمی‌برند. فرض کولمب، سطح گسیختگی صفحه است.

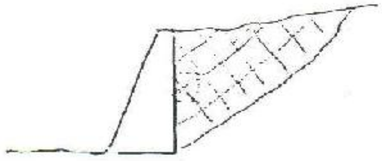
در تئوری کولمب فشار مقاوم خاک در حالت مقاوم بسیار زیاد می‌باشد. دلیل آن یکی در نظر گرفتن نیروی اصطکاکی است و دیگری این است که سطح گسیختگی در واقعیت صاف نیست. اگر در ابتدا به صورت اسپیرال لگاریتمی است و در ادامه به صورت خطی.



* بیشتر از تئوری کولمب فقط در حالت K_a فشار جانبی خاک در حالت رانش استفاده می‌شود.

* فرض اولیه هر دو روش کولمب و رانکین، دانه‌ای بودن خاک است. در این فرمول‌ها اثر چسبندگی تقریباً در نظر گرفته نشده است.

در مورد خاک‌های چسبنده در دراز مدت بحث خزش (creep) مطرح می‌شود.



در خاک‌های دانه‌ای تا خاک به تغییر شکل‌های بزرگ نرسیده، گسیختگی رخ نمی‌دهد. ولی تغییر شکل‌ها در طولانی مدت به آهستگی صورت می‌گیرد.

◄ در خاک های چسبنده ، تغییر شکل ها در طولانی مدت به آهستگی صورت می‌گیرد . بلکه ممکن است خاک در یک زمان حالت فعال داشته باشد و دوباره به دیوار می‌چسبد و حالت سکون به خود می‌گیرد . بنابراین در نظر گرفتن Ka برای خاک های چسبنده درست نیست . بنابراین مقداری بین K0 و Ka برای K در نظر می‌گیرند .

$K_a < K < K_0$

* خاک های چسبنده نسبت به آب حساس هستند و فشار جانبی خاک های چسبنده نسبت به خاک های دانه ای بیشتر است .

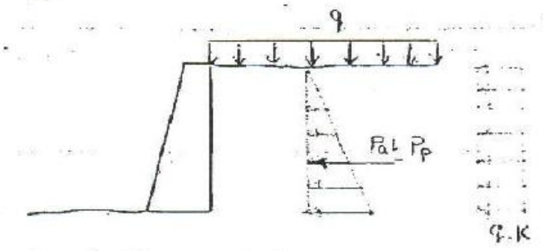
◄ به طور مثال با بارندگی ، خاک چسبنده در حالت فعال قرار می‌گیرد و حرکت می‌کند اما با خشک شدن خاک ، این تغییر مکان باقی می‌ماند و ترک هایی در خاک بوجود می‌آید . و در حالت سکون قرار می‌گیرد . این ترک ها توسط خاک پر می‌شوند و بنابراین در طی زمان ، فشار خاک زیاد می‌شود . پس باید ضریب فشار جانبی را برای این خاک ها بیشتر از Ka در نظر بگیریم . برای مقابله با این فشار می‌توان دیوار را ضخیم تر در نظر گرفت و یا پشت دیوار را با خاک دانه ای پر کرد .

* در صفحات ۴۲۴ , ۴۲۵ با توجه به نوع خاک یکسری chart برای طراحی معادل مربوط به فشار جانبی خاک داده شده است

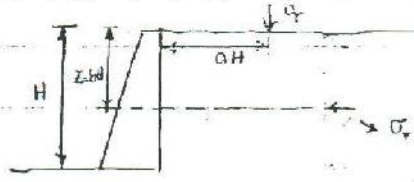
$P_a = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_a$, $P = \gamma H^2/2$

$G_H = \gamma . K_a \cos\beta$, $G_V = \gamma . K_a \sin\beta$

که مقادیر G_V و G_H در chart ها ذکر شده است .



$\sigma_v = (\frac{1}{2}\gamma H + q)K$



q
aH
H
Z=bH
σ_v

← با داشتن توزیع σ_v ها می‌توان از رابطهٔ $K\sigma_v$ فشار جانبی خاک را بدست آورد.

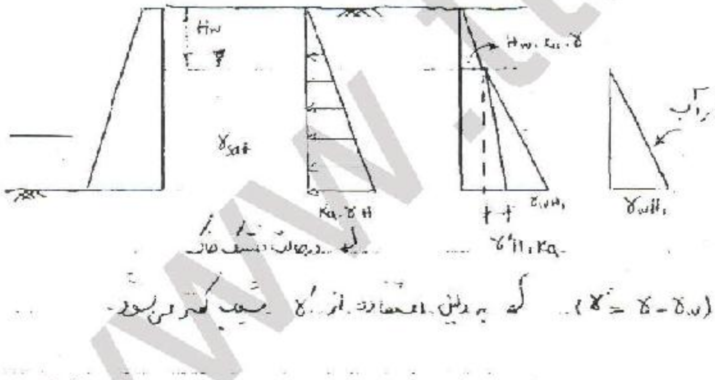
$$\sigma_h = K\sigma_v = \frac{2q}{\pi H}\frac{a^2 b}{(a^2+b^2)^2}$$

◄ زمانی این سربار را درنظر می‌گیریم که فاصلهٔ سربار تا دیوار کمتر از ارتفاع دیوار باشد.

★ وجود آب در پشت دیوار دو اثر مخرب در پایداری دیوار دارد:

۱- فشار جانبی را افزایش می‌دهد.

۲- تنش مؤثر کاهش می‌یابد.



Hw
γ_{sat}
$K_a.\gamma H$
$H_w.K_a.\gamma$
$\gamma_w H_1$
$\gamma' H_1 K_a$
فشار آب
در حالت خشک خاک

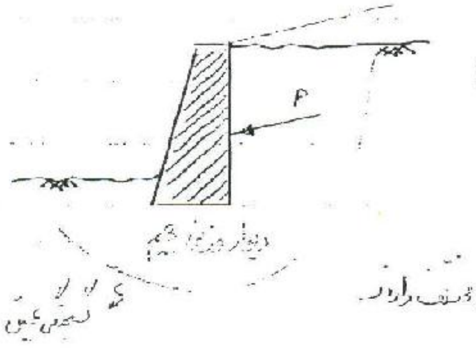
($\gamma' = \gamma - \gamma_w$) که به دلیل استفاده از γ' شیب کمتر می‌شود.

← تنش مؤثر کاهش می‌یابد پس تنش داخلی کاهش یافته و نیروی مقاوم در برابر لغزش کم می‌شود.

← ممکن است دیوار برای یک فشار جانبی در حالت خشک خاک پایدار باشد اما با وجود آب فشار جانبی افزایش یافته و دیوار ناپایدار می‌شود.

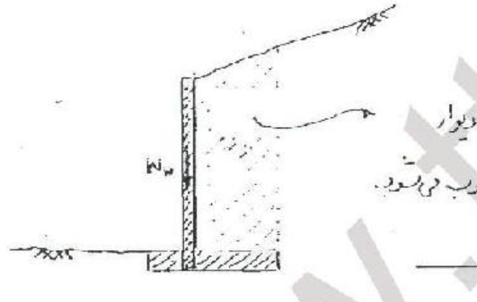
← در مورد پارامترهای خاک باید در نظر داشت که نمونه‌ها اشباع هستند یا در حالت طبیعی. بهتر است پارامترهای خاک را در حالت اشباع بدست آوریم (c',φ') چون در این حالت پارامترها کمتر بوده و در جهت اطمینان خواهد بود.

* در زمین‌ها باید از روش رانکین استفاده کرد و برحسب K در حالت متعادل سکون مثل K_0 و K_a برای آن انتخاب می‌کنیم چون حساس بودن زمین در برابر رطوبت (تورم) و مثلاً خزش باعث ایجاد فشار بیشتری خواهد شد.



* پس از محاسبه فشار جانبی خاک (P_a یا P_p) به طراحی دیوار می‌رسیم.

* دو نوع طراحی مختلف دارند
- صلب (ثقلی)
- انعطاف‌پذیر (سپرها)



این قسمت از خاک روی دیوار نیز با دیوار عمل می‌کند و در طراحی جزء آن محسوب می‌شود.

* مدهای گسیختگی محتمل در دیوار داریم :

۱- لغزش Sliding (حرکت افقی دیوار ناشی از رانش خاک پشت دیوار)

برای مقابله با این گسیختگی دیوار را کمی در خاک مدفون می‌کنند.

۲- واژگونی Overturning

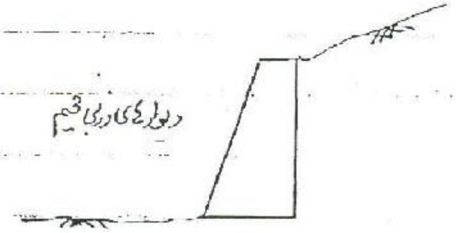
۳- گسیختگی ناشی از ظرفیت باربری (زیر دیوار گسیخته می‌شود)

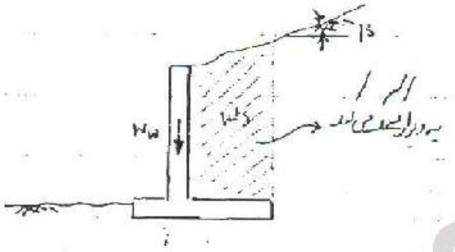
۴- گسیختگی کلی (عمیق)

◄ طراحی دیوارهای حائل :

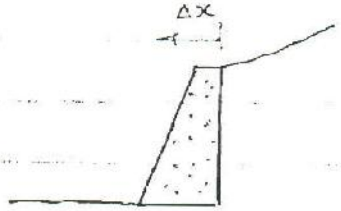
* دیوارهای ثقلی (وزنی، صلب)

پایداری این دیوارها ناشی از وزن دیوار و وزن خاک روی دیوار است.


دیوارهای وزنی قدیم

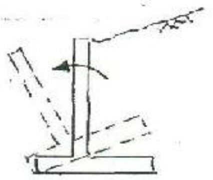

β
Ww
Ws
جزو دیوار لحاظ باید

➤ مدهای گسیختگی :



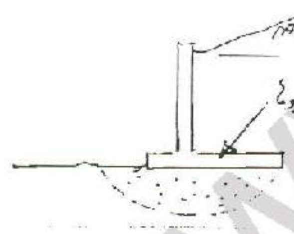
۱ـ لغزش دیوار (Sliding)

→ دیوار به سمت خارج حرکت می‌کند ...



۲ـ واژگونی دیوار (Overturning)

→ حول یک نقطه دوران صورت می‌گیرد.

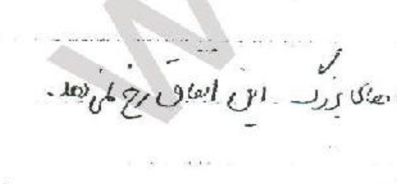

برآیند نیروها

۳ـ گسیختگی ناشی از ظرفیت باربری

→ در اینجا بارگذاری به علت داشتن مؤلفه افقی، مایل است. لذا در ظرفیت باربری باید ضرایب i در نظر گرفته شوند.

۴ـ گسیختگی ناشی از نشست زیاد

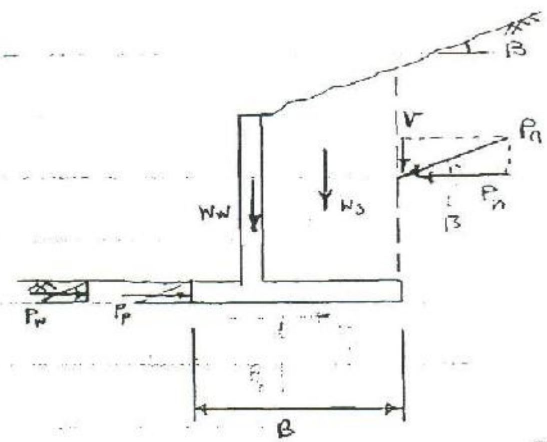
→ معمولاً به علت وزن کم دیوار نسبت به سازه‌های بزرگ این اتفاق رخ نمی‌دهد.



۵ـ گسیختگی عمیق

→ پایداری شیروانی‌ها باید کنترل شود.

۱- لغزش (Sliding)



+ نیروهای محرک (P_D) :

- مؤلفه افقی فشار جانبی خاک (P_h)
- فشار هیدروستاتیک آب
(اگر آب حضور داشته باشد)
- نیروی افقی فشار خاک در حالت زلزله

$$P_h = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_a \cos\beta$$

+ نیروهای مقاوم (P_r) :

- نیروی اصطکاک و نیروی چسبندگی زیر دیوار
- نیروی مقاوم خاک جلوی دیوار + فشار آب جلوی دیوار

$$P_r = (W_s + W_w) \times \tan\varphi'_w + C'_w \cdot B +$$ عرض پی

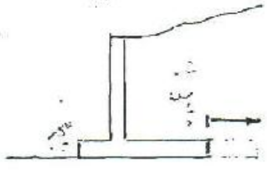
$$\varphi'_w = \frac{1}{3} \sim \frac{2}{3}\varphi' \quad \Big\} \rightarrow C'_w = 0.5 \sim \frac{2}{3} C'$$

ضریب اطمینان برای این نیروها (Sliding) : $F_s = \frac{P_r}{P_D} > 1.5$ تا 2

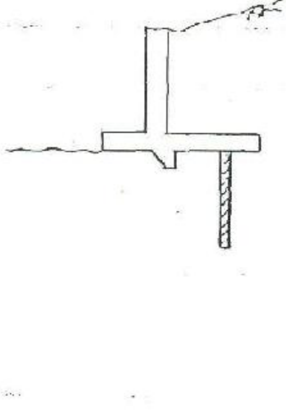
$\downarrow$ دانه‌ای $\quad \downarrow$ رسی

★ برای طراحی دیوارها در ابتدای کار نیاز به یک ابعاد اولیه داریم. این مقادیر در صفحه ۲۹۱ کتاب آورده شده است.

★ اگر برای دیواری که با ابعاد بالا طراحی کردیم برای Sliding جواب نداد، در این صورت می‌توان یکی از راه حل‌های زیر را انتخاب نمود:



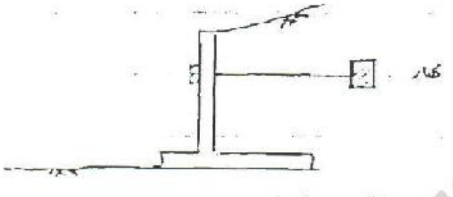
۱- افزایش B از جهت پاشنه دیوار



۲-۱ افزایش عمق دیوار

۳- استفاده از Shear key (کلید برشی) یا شمع

۴- استفاده از مهار (Anchor)

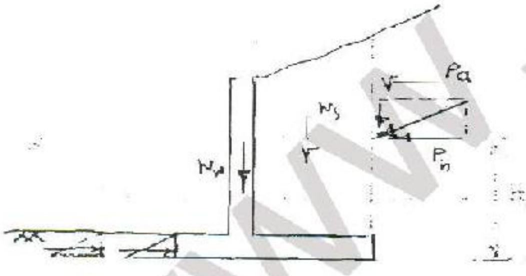


۵- استفاده از خاک درشت در پشت دیوار

← پارامترهای برشی افزایش می‌یابد . چون Ka کمتر شده فشار رانشی کمتر می‌شود .

$$K_a = \frac{1-\sin\varphi'}{1+\sin\varphi'}$$

۲- واژگونی دیوار (Overturning)

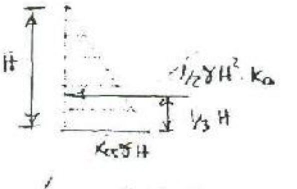


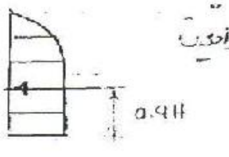
نقطه‌ای که حول آن واژگونی رخ می‌دهد در مورد پنجه دیوار است و آشتو ناحیه نقطه آخر را توصیه می‌کند

$$F_S = \frac{\text{ممان‌های مقاوم}}{\text{ممان‌های محرک}} > 1.5 \sim 2$$

ممان‌ها نسبت به پنجه پی گرفته می‌شود

ممان محرک : $P_h \cdot H_0$ + ممان ناشی از فشار آب + ممان ناشی از فشار بخاطر زلزله .





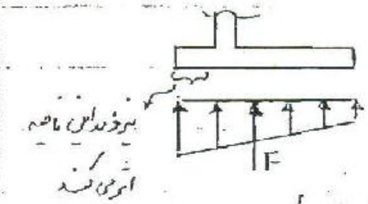
توزیع فشار زلزله

توصیه آشتو جهت توزیع فشار رانشی

ممان مقاوم : ممان ناشی از وزن دیوار و خاک + V x (بازوی ۲) + ممان ناشی از سربار معادل حول پای دیوار

↓ مؤلفه قائم نیروی فشار رانشی خاک

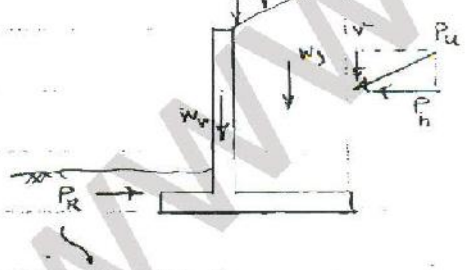
★ برای محاسبه ممان ناشی از وزن خاک و دیوار بالا مقطع آنها را به شکل‌های هندسی که مرکز ثقل آنها را می‌دانیم، تقسیم کنیم.



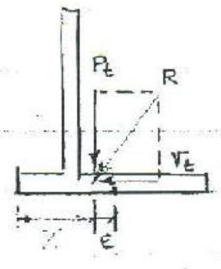
← چرا در کنترل‌های مقاوم، فشار زیر پی محاسبه نشده است؟

علت: تعادل را در حالت حدی بررسی می‌کنیم یعنی پی در شرف بلند شدن است. پس نیرو در نقطه پنجه متمرکز اثر می‌کند، بنابراین بازوی آن حول نقطه واژگونی صفر و قابل صرف نظر کردن است.

◄ ۳ـ ظرفیت باربری پی دیوار (Bearing Capacity)



معمولاً در تعیین ظرفیت باربری از این نیرو صرف نظر می‌شود. چون نیروی Passive دیر بسیج می‌شود.



e: خروج از مرکزیت محل اثر نیرو نسبت به مرکز پی

$e < B/6$

نیروی افقی $V_t = P_h + P_w$

نیروی عمودی P_t = نیروی وزن خاک و دیوار + مؤلفه عمودی فشار رانشی

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

↓ کل مؤلفه عمودی نیروی R

$$\Rightarrow e = \frac{B}{2} - x$$

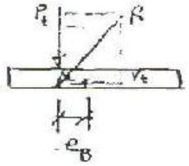
www.ttnar.ir

* وقتی خروج از مرکزیت بدست آمد، توزیع تنش را در زیر پی رسم می‌کنیم.

$$\begin{cases} q_{max} = \dfrac{\sum \text{نیروهای عمودی}}{A}\left(1+6e/B\right) \\ q_{min} = \dfrac{\sum \text{نیروهای عمودی}}{A}\left(1-6e/B\right) \end{cases}$$

← با استفاده از روش مستقیم :
ظرفیت باربری پی را بدست می‌آوریم.

پی نواری

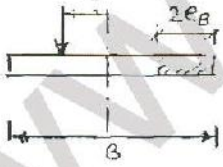


تصحیح عرض پی : $B' = B - 2e_B$

← در دیوار پی نواری داریم بنابراین ضریب شکل اثر ندارد.

$$q_{ult} = c'N_c + \underbrace{\sigma' N_q}_{\downarrow} + \frac{1}{2}\gamma B' N_\gamma$$

* ضرایب i_c ، i_q و i_γ خیلی بد
هستند و ظرفیت باربری را به شدت ___ این جمله از معادله حذف، چون عمق دفن پی دیوار کم است.
کاهش می‌دهند ولی جواب نمی‌دهد.

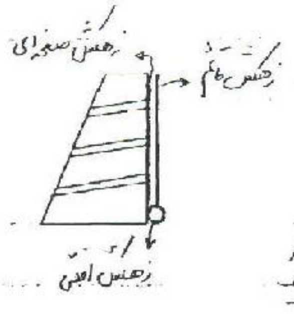


با کم کردن $2e_B$ از عرض پی، بار به صورت
مرکزی به پی با عرض معادل وارد می‌شود و
توزیع فشار در زیر پی یکنواخت است.

← پی باید به عنوان ذخیره‌ها جواب دهد ⇐ $\underbrace{2.5 - 3.5}_{3.0}$: ضریب اطمینان

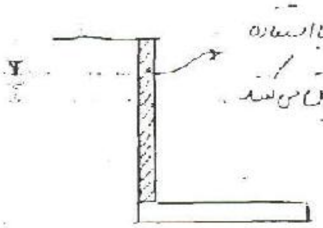
حساسیت دیوارها به آب :

مسئله مهم دیگر حساسیت دیوار نسبت به آب است. چون ممکن است در صورت وجود آب،
واژگونی رخ دهد یا ظرفیت باربری جواب ندهد. بنابراین دیوار را یک بار با وجود آب
و بار دیگر بدون حضور آب تحلیل می‌کنیم.



- اجرای صحیح این زهکش‌ها و کنترل آنها در طراحی دیوار بسیار مؤثر است.

در گذشته زهکش‌های دانه‌بندی و ماسه‌ای بودند که اجرای آنها سخت بود. اما امروزه از ژئوسنتتیک (حجمی یا صفحه‌ای) استفاده می‌شود که اجرای آنها بسیار آسان بوده و به جای فیلتر هم عمل می‌کند.



◄ یکی از چیزهایی که باید رعایت شود این است که اگر احتمال عبور آب یا غوطه‌ور شدن دیوار وجود داشته باشد. طراحی باید به گونه‌ای باشد که آب به جسم دیوار نفوذ نکند.

چون ممکن است املاح خورنده در آب وجود داشته باشد و دیوار را خراب کند. علاوه بر آن احتمال آب جمع شدگی در ساختمان به وجود می‌آید.

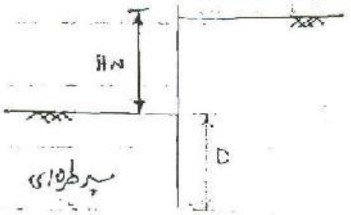
* دیوارهای طره‌ای (rigid) ← دیوارهایی که وزن دیوار و خاک روی دیوار پایداری دیوار را تأمین می‌کنند ← پایداری خارجی
پایداری داخلی ← پایداری مصالح دیوار در برابر نیروهای وارده بررسی می‌شود.

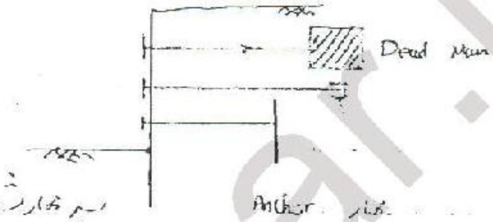
* دیوارهای رها (انعطاف‌پذیر) ← پایداری دیوار توسط مقاومت خمشی مصالح تشکیل‌دهنده دیوار ایجاد می‌شود.

دیوارهای سپری Sheet Pile Wall

- دیوارهایی هستند که از مصالحی که دارای مقاطع نازک هستند تشکیل شده است: مقاومت خمشی دیوار در برابر نیروها، مقاومت می‌کند.

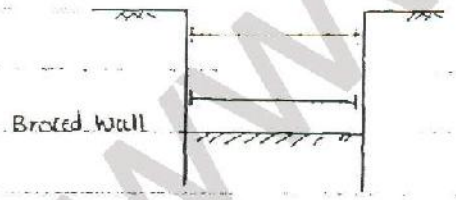
* یک نوع سپر به صورت طره در خاک کوبیده می‌شود. دیوار خاک بیرون می‌آید. کاربرد آن در مورد ارتفاع ساخت می‌باشد. چون اگر ارتفاع زیاد باشد، فشارهای وارد بر سپر آنقدر زیاد می‌شود که باید عمق نفوذ افزایش یابد. و مقاطع بزرگ استفاده می‌شود و در نتیجه اجرای آن غیر اقتصادی خواهد شد. بنابراین تا 5_6 m ارتفاع دیوار می‌توان از این نوع سپر استفاده نمود.





- برای مقاوم کردن سیستم سپری در ارتفاع‌های بیش از 5_6 m می‌توان از مهار (Anchor) استفاده نمود. به این نوع سپرها، سپر مهارشده گویند.

مهارها نیروهایی می‌دهند که بخش زیادی تنش را تحمل می‌کنند. بنابراین بخشی از فشار خاک توسط مهارها تحمل می‌شود و لازم نیست مقاطع را بسیار بزرگ انتخاب کنیم.

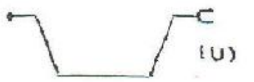


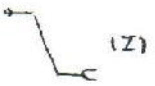
(سپر مهارشده با تیرهای افقی)

- وقتی می‌خواهیم گودبرداری کنیم در دو طرف آن از سپر استفاده می‌کنیم. اگر فاصله بین سپرها زیاد نباشد، از مهار افقی بین آنها استفاده می‌کنیم... (از جمع شدن خاک جلوگیری می‌کنند.)...

- از مصالح مختلف برای ساخت سپر استفاده می‌شود: فولاد، بتن، آلومینیوم، چوب، مصالح مصنوعی مانند فایبرگلاس.

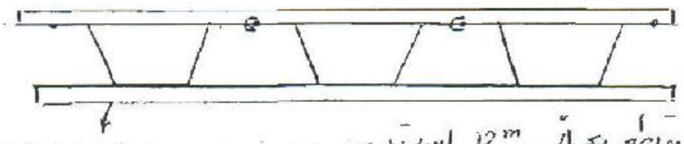
در 95٪ موارد، جنس سپر، فولاد است که در مقاطع مختلف ساخته می‌شود.





www.tinar.ir

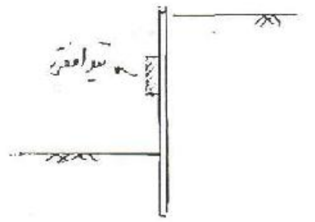
★ مقاطع مختلف در کنار هم قرار داده می‌شوند تا نهایتاً یک دیوار فلزی شکل بگیرد.



+ طول این مقاطع معمولاً 12m است

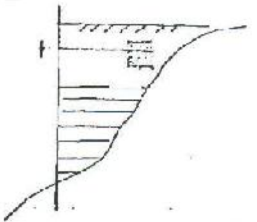
تیر فولادی یا بتنی به عنوان مهاری
برای محکم کردن سپر دیوار استفاده می‌شود.

* در اجرای دیوار برای اینکه جفت مقاطع به
درستی صورت بگیرد از تیر فولادی یا بتنی به عنوان جهتی استفاده می‌شود....

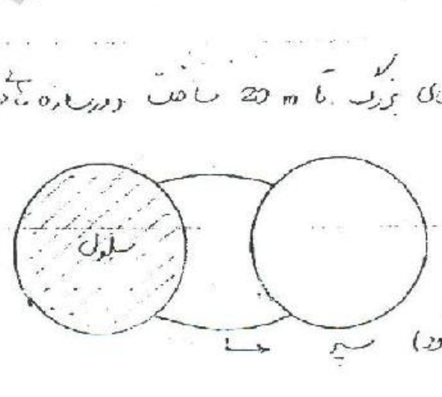


پس از اجرای سپرها از تیرهای افقی در طول دیوار
استفاده می‌شود و سپرها را به هم وصل می‌کند تا
سپرها به صورت یکپارچه با هم عمل کنند.

در خاکریزها نیز می‌توان از این مهارها استفاده نمود.



★ از سپرها در گودبرداری‌های موقت و هم‌چنین دیوارهای ساحلی استفاده می‌شود.
سازه این سپرها را می‌توان در محیط‌های دریایی اجرا نمود. چون میزان آسیب رسیدن
به آنها نسبت به دیوارهای بتنی کمتر است.
از سپر در شرایط سخت و محیط‌های آبی مانند دیوارهای ساحلی و منحرف کردن مسیر آب
می‌توان استفاده نمود.
سپرها را می‌توان به صورت سلول‌های بزرگ تا 20 m ساخت و در سازه‌های دریایی
بسیار استفاده می‌شود.



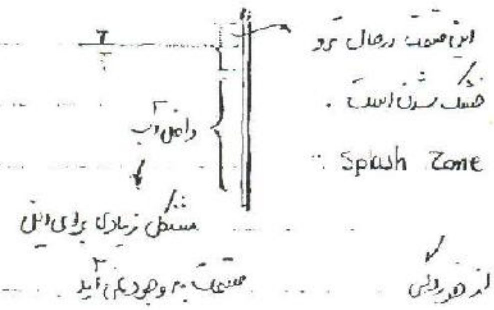
Cellular Structure

(برای اتصال سلول‌ها استفاده می‌شود)

◄ سپرها ایرادهایی دارند:

۱- در ایران مقاطع سپرها به صورت های نشان داده ساخته نمی‌شود و از خارج وارد می‌شود.

۲- سپر معمولاً در کنار آب و محیط خورنده قرار دارد و در معرض خوردگی قرار می‌گیرد.


این قسمت در حال تر و خشک شدن است.
Splash Zone
دامنه آب
مشکل زیادی برای این قسمت به وجود می‌آید

این منطقه در معرض خوردگی است ⇐ بنابراین باید تمهیداتی برای جلوگیری از خوردگی این قسمت در نظر گرفت.

← یک سری پوشش ها (اپوکسی) را برای جلوگیری از خوردگی بر روی آن قرار می‌دهند. راه دیگر استفاده از روش حفاظت کاتدیک است.

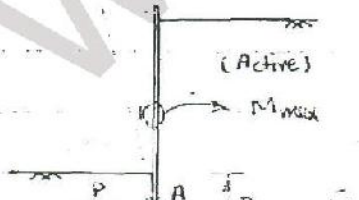
← یک راه دیگر اضافه کردن ضخامت به اندازه‌ای است که محتمل است در طول عمر سازه خورده شود.

★ سپرها توسط چکش هایی که ضربات سریع با فاصله کم وارد می‌کنند (در حال کوبیده می‌شود). سپرها را نمی‌توان در خاک های سخت اجرا کرد. (خاک دارای قلوه سنگ باشد) چون مقطع نازک است و نمی‌توان آن را در خاک کوبید.

← سپرها را در جاهایی اجرا می‌کنیم که خاک نرم باشد.

◄ سپر طره‌ای شده در خاک ماسه‌ای

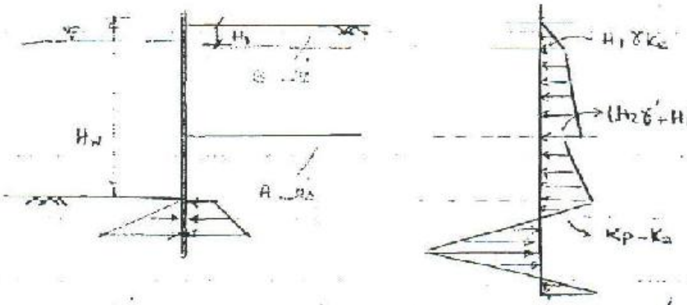
(φ.., C=0)


(Active)
Mmax
P
A
A
P
D
عمق سپر

میزان لنگر ماکزیمم (Mmax) که در سپر ایجاد می‌شود را باید محاسبه نمود.

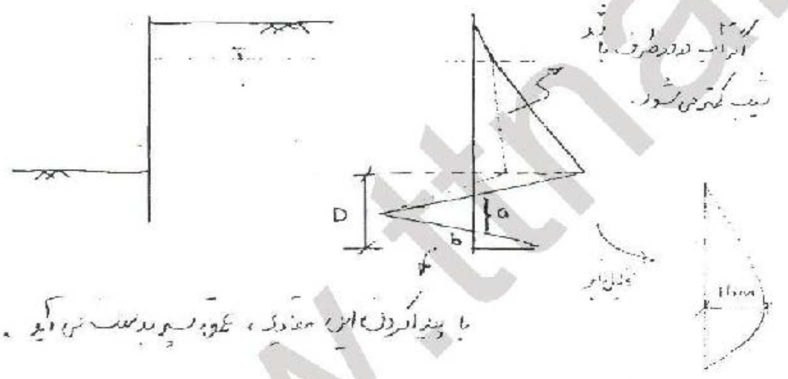
← نباید کمانش رخ دهد. (یعنی گسیختگی ناشی از کمانش نیست)

★ در نقطه‌ای پایین‌تر از سطح زمین، سپر دوران می‌کند. مکانیزم گسیختگی



H₁
H₂
B
A
H₁ γ Ka
(H₂γ' + H₁γ) · Ka
Kp − Ka

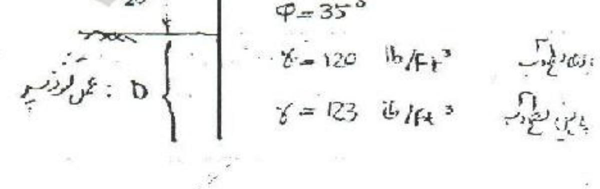
* فرض می‌کنیم وضعیت خاک از B به A بدتر شود. یعنی $\varphi_A < \varphi_B \Leftarrow K_A < K_B$



با پیدا کردن این معادله، عمق سپر بدست می‌آید.

★ برای بدست آوردن Mmax سپر را مانند تیر با بارگذاری نشان داده شده تحلیل می‌کنیم

مثال) عمق دفن سپر چقدر باشد تا سپر پایدار شود؟



8'
20'
$\varphi = 35°$
$\gamma = 120\ lb/ft^3$
بالای تراز آب
$\gamma = 123\ lb/ft^3$
پایین تراز آب
D : عمق کوبش سپر

△ دو روش برای اعمال ضریب اطمینان داریم:

۱) مسئله را حل کنیم بدون اعمال ضریب اطمینان و عمق نفوذ را بدست آوریم. بعد عمق نفوذ را در یک ضریب اطمینان ضرب کنیم. $d \times F.S = 1.5\,d$

۲) نیروی مقاوم معمولاً فشار Passive خاک است. بنابراین می‌توان ضریب اطمینان را برای K_p اعمال کرد.

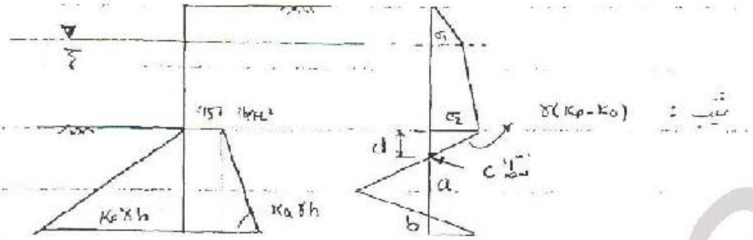
$\frac{K_p}{F.S} \rightarrow$ K_p را کاهش می‌دهیم

۹ ضریب اطمینان برای سپر معادل F.S = 1.5 در نظر گرفته شود

$K_a = tg^2(45 - 35/2) = 0.271$

$\frac{K_p}{F.S} = \frac{tg^2(45 + 35/2)}{1.5} = 2.46$

← رسم توزیع فشار



$z = 8\ ft \Rightarrow \sigma_1 = K_a \gamma z = 0.271 \times 120 \times 8 = 260\ lb/ft^2$

$z = 20\ ft \Rightarrow \sigma_2 = 260 + 0.271\ (123 - 62.4) \times 12 = 457\ lb/ft^2$

شیب توزیع فشار $= (K_p - K_a) \cdot (123 - 62.4) = 132.7\ lb/ft^2/ft$

$d = \frac{457}{132.7} = 3.44\ ft \rightarrow z = 23.44\ ft$

در نقطه c : $V = \frac{260 \times 8}{2} + 260 \times 12 + \frac{(457 - 260) \times 12}{2} + \frac{457 \times 3.44}{2}$

$= 6128\ lb/ft$

→ برای نوک سپر

$M = 1040 \times (3.44 + 12 + 8/3) + 3120 \times 9.44 + 1182 \times 7.44$

$+ 786 \times \frac{2}{3}(3.44) = 58880\ ft.lb/ft$

$V = (132.7 \times \frac{a}{2}) \times \frac{a}{2} - (132.7 \times b) \times \frac{b}{2}$

$= 33.18\ a^2 - 66.35\ b^2$

$M = -33.18\ a^2\ (\frac{a}{2}) + 66.35\ b^2\ (a + \frac{2b}{3})$

$= -16.59\ a^3 + 66.35\ ab^2 + 44.24\ b^3$

www.ttmar.ir

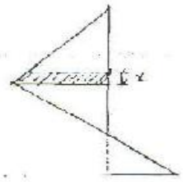
$$\Rightarrow \begin{cases} 6128 = 33.18\,a^2 - 66.35\,b^2 \\ 53880 = -16.59\,a^3 + 66.35\,ab^2 + 44.24\,b^3 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \quad a = 19.98\ ft \quad , \quad b = 10.36\ ft$$

$$\Rightarrow \quad D = 3.44 + 19.98 + 10.36 \quad \Longrightarrow \quad \boxed{D = 33.78\ ft}$$

← برای محاسبه M_{max} ابتدا نقطه برش صفر را بدست می‌آوریم :

$$V = 0 \rightarrow 66.35\,b^2 - \frac{33.18\,a^2}{2} - \left[(132.7 \times \frac{a}{2}) + 132.7(\frac{a}{2} - x)\right] \times \frac{x}{2}$$



موقعیت نقطه برش صفر : $54 - (10.36 + 0.37) = 33.43\ ft$

$$M_{max} = 1010 \times (33.43 - \frac{8 \times 2}{3})$$

$$\Rightarrow \quad M_{max} = 983.50\ lb.ft/ft$$

← اگر از مقطع AZ-26 برای سپر استفاده کنیم :

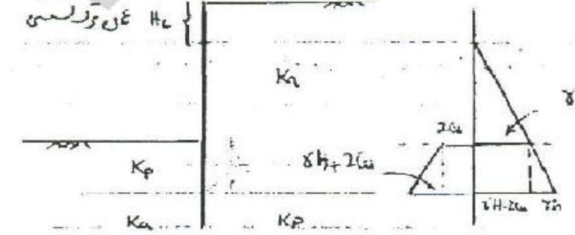
$$M_{all.} = 104800 > 980.50 \ \checkmark$$

مقطع جواب می‌دهد

* در خاک‌های رسی توزیع فشار ساده تر است :

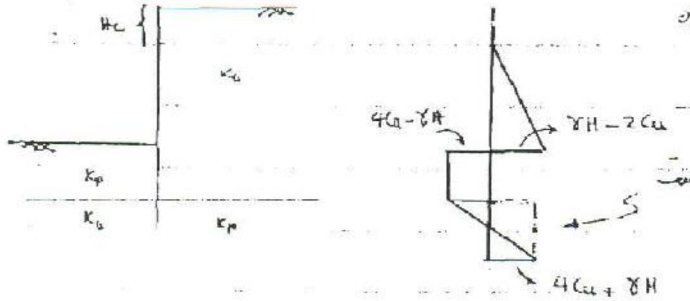
← توزیع فشار پشت سپر طره‌ای در رس

$$H_c = \frac{2C}{\gamma\sqrt{K_a}}$$


عمق ترک کششی
H_c
K_a
K_p
K_a
K_p
$\gamma H - 2C_u \quad (\sigma_v \cdot \cancel{K_a} - 2C\sqrt{\cancel{K_a}})$
$2C_u$
$\gamma h + 2C_u$
$\gamma H - 2C_u$
γh

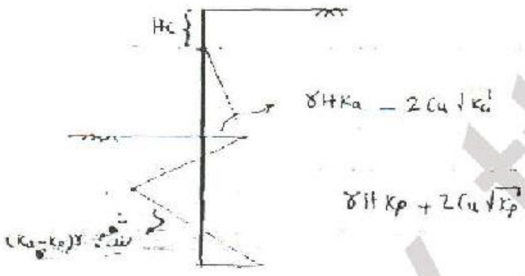
$$\varphi = 0 \quad \Rightarrow \quad K_a = K_p = 1$$

وقتی در حالت زهکشی نشده


Hc
Ka
Kp
Ka
Kp
$4C_u - \gamma H$
$\gamma H - 2C_u$
D
$4C_u + \gamma H$

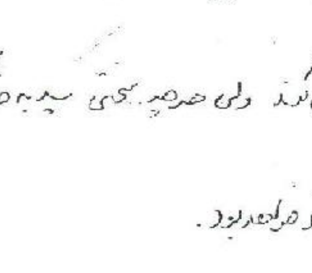
این توزیع تا نقطه [illegible] است

← اگر خاک دارای c و φ باشد، توزیع فشار مانند حالت است فقط مقادیر آن با هم فرق می‌کند :


Hc
$\gamma H K_a - 2C_u\sqrt{K_a}$
$\gamma H K_p + 2C_u\sqrt{K_p}$
$(K_a - K_p)\gamma$ شیب

← اگر ارتفاع دیوار زیاد باشد بهتر است از سپر مهار شده استفاده کنیم :

(این مهارها هم طول سپر را کاهش می‌دهد و هم لنگر max را کاهش می‌دهد .)



در تحلیل این سپرها فرض کلی صورت می‌گیرد .

فرض می‌شود که سپر با پای مفصلی است

یا پای گیردار .

Free_end ... سپر با پای مفصلی

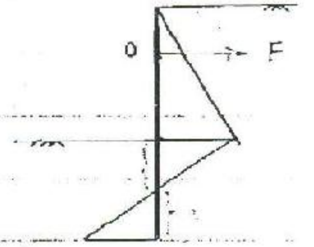
Fixed_end ... سپر با پای گیردار

← هرچه صلبیت سپر بیشتر باشد ، مفصلی‌تر عمل می‌کند ولی هرچه نرمی سپر به خاک نزدیک‌تر باشد ، گیردارتر عمل می‌کند .

هرچه عمق سپر بیشتر باشد هم ، پای سپر گیردارتر خواهد بود .

فرض : سپر با پای مفصلی

(توزیع فشار در ماسه)

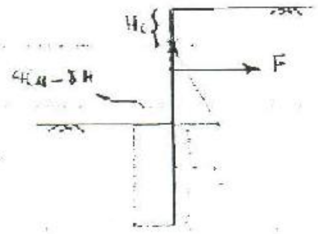


+ مجهولات مسئله F و a هستند .

$\Sigma F = 0 \Rightarrow F = ✓$

$\Sigma M_0 = 0 \Rightarrow a = ✓$

* Mmax را محاسبه کرده و طراحی را انجام می‌دهیم .

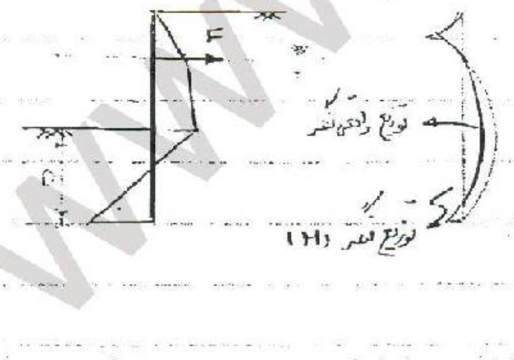


+ توزیع فشار در رس خالص

$\varphi = 0 \ , \ C_u$

◄ Mmax بدست آمده بزرگتر از مقدار واقعی است چون ما فرض کرده‌ایم پای سپر مفصلی باشد در صورتی که درصدی از گیرداری خواهد داشت که بستگی به سختی سپر و عمق نفوذ آن می‌باشد .

+ توزیع فشار در ماسه



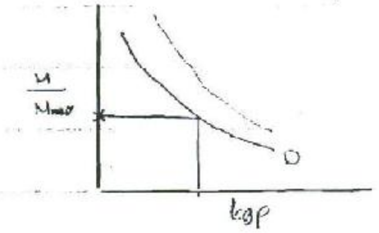
فرض : سپر کاملاً صلب

* توزیع واقعی فشار با وجود درصدی از گیرداری در پای سپر رسم می‌شود .

Rowe برای لحاظ کردن اثر این ، عدد انعطاف پذیری را به صورت زیر تعریف کرده است :

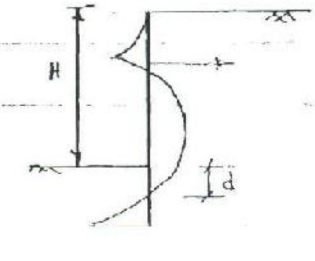
عدد انعطاف پذیری $\rho = \dfrac{(H+D)^4}{EI}$

عدد پایداری $S = \dfrac{1.25\,C}{\gamma'(H+D)}$ ← چسبندگی در ماسه صفر $\qquad \alpha = \dfrac{H}{H+D}$



← با استفاده از این نمودارها می‌توان مقادیر کاهش یافته لنگر را بدست آورد تا طراحی دقیق‌تر و نزدیک به واقعیت باشد.

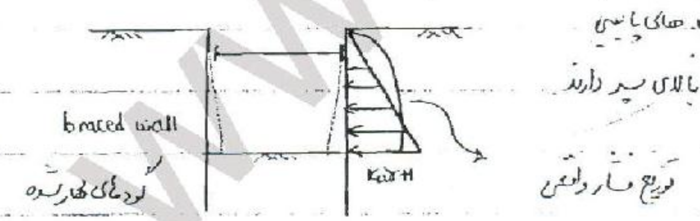
* روش دیگر در تحلیل سپرهای مهارشده فرض پای سپر، گیردار می‌باشد. در این سیستم نامعین است.

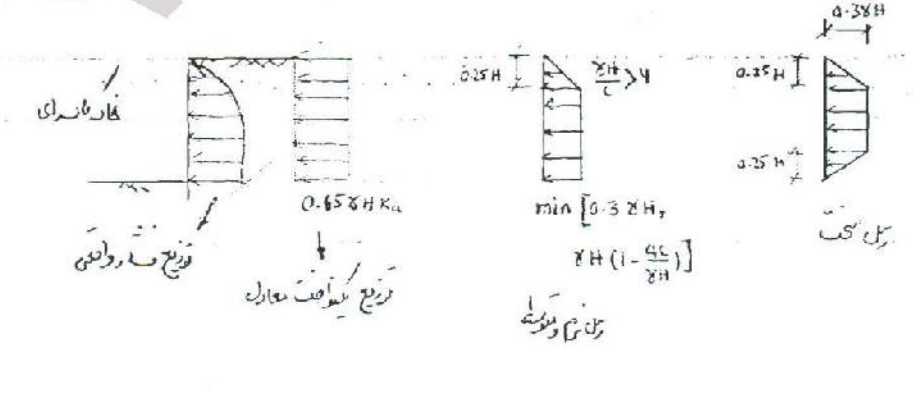


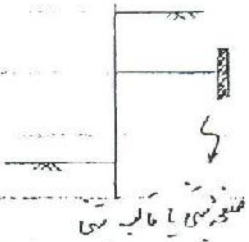
← بلوم با توجه به φ خاک معادلی را ارائه کرده که می‌توان از آن d را بدست آورد. بنابراین یکی از مجهولات حذف شده و می‌توان توزیع فشار را در پشت سپر رسم نمود.

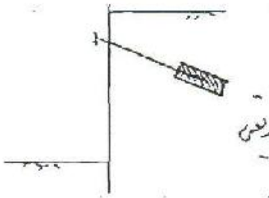
← بعد از طراحی اولیه با استفاده از این روش‌ها و توصیه اقتصادی استفاده از سپر، در طراحی واقعی سپر از برنامه‌های Finite Element استفاده می‌شود.

← در این نوع سپرها، سختی‌های پایین تغییر شکل بیشتری نسبت به بالای سپر دارند.

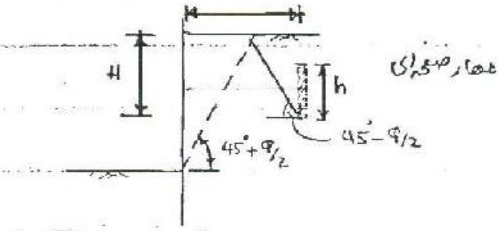

braced wall
گودهای مهارشده
$K_a\gamma H$
توزیع فشار واقعی


خاک ماسه‌ای
توزیع فشار واقعی
$0.65\gamma H K_a$
توزیع یکنواخت معادل
$0.25H$
$\frac{\gamma H}{c} > 4$
$\min\left[0.3\gamma H,\ \gamma H\left(1-\frac{4c}{\gamma H}\right)\right]$
رس نرم و متوسط
$0.3\gamma H$
$0.25H$
$0.25H$
رس سفت


صفحه بتنی یا قالب بتنی

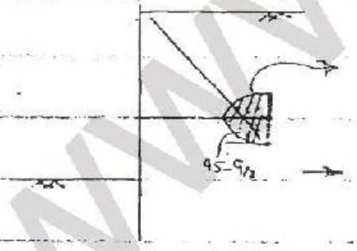

مهار تزریقی

* پس از اجرای سپر، گمانه ای حفر می کنیم و کابل را درون آن قرار داده و بتن را در انتهای آن تزریق می کنیم


H
h
45° + φ/2
45° − φ/2
مهار صفحه ای

* باید مهار را آنقدر از سپر دور، انتخاب کنیم تا گوه گسیختگی مهار هیچ گونه تداخلی با گوه گسیختگی سپر نداشته باشد.

+ اگر مهار سطحی باشد یعنی نسبت $\frac{H}{h}$ عدد کوچکی باشد، نحوه گسیختگی به صورت نشان داده شده است. ولی اگر نسبت $\frac{H}{h}$ عدد بزرگی باشد ($3 <$) مهار عمیق خواهد بود و مکانیزم گسیختگی به صورت شکل ناحیه جبری خواهد بود.



(شکل ناحیه جبری) مکانیزم واقعی

در حالت این مکانیزم منطقی نیست چون بلوک خاک را جابجا می کند.

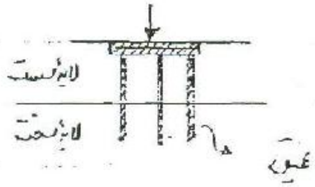
فصل پنجم پی های عمیق Deep foundation

در انتخاب پی، اولین انتخاب پی تکی یا نواری است که به دلیل اجرای آسان اینها می باشد. اگر امکان پذیر نبود انتخاب بعدی پی های گسترده است.

★ دلایل اگر پی های سطحی جواب ندهند به سراغ پی های عمیق می رویم که دلایل آن عبارتند از:

۱ـ وجود لایه های سست سطحی

بارهایی که می‌گیرند و باید بار را به لایه های سخت منتقل کنیم.



($D/B > 8$ → پی عمیق)

- در پی های سطحی مقاومت باربری همان زیر پی است.
- در شمع ها و پی های عمیق، مقاومت اصطکاکی مؤثر است.
- در پی های نیمه عمیق (Pier) هم مقاومت اصطکاکی مؤثر است و هم مقاومت نوک.

۲ـ بارهای بسیار بزرگ که ممکن است نشست زیادی ایجاد کند.

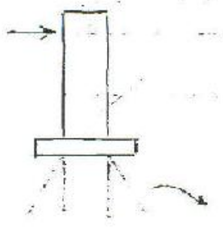
۳ـ امکان آب شستگی وجود داشته باشد. مانند پی پایه های پل و [illegible]

۴ـ محدود کردن نشست

۵ـ مقابله با نیروی Uplift (مثلاً به علت سطح آب زیرزمینی در استخرها)

نیروهای Uplift زیاد در موقع افزایش سطح آب به وجود می آید.

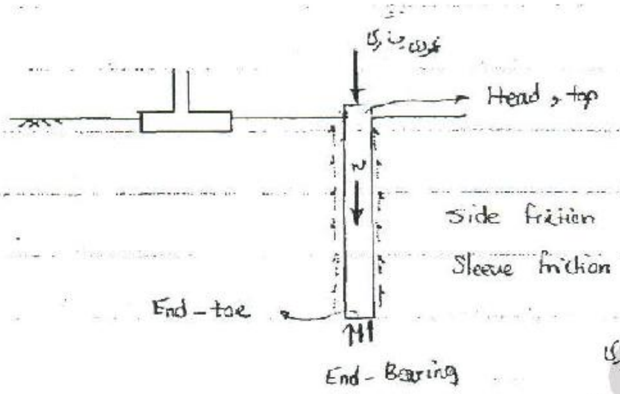
۶ـ وجود نیروهای افقی



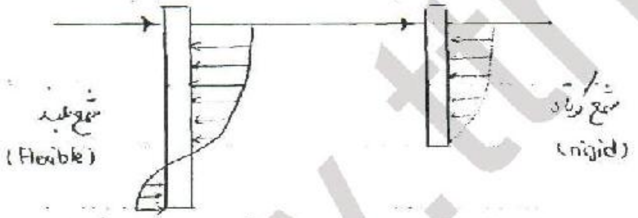
← این عامل در سازه های دریایی اهمیت دارد.

از شمع های مایل نیز استفاده می شود.

۷- اگر احتمال ساخت پی عمیق در سازه مجاور وجود داشته باشد باید پی را عمیق ساخت تا گودبرداری در سازه مجاور به پی آسیب نرساند.


نیروی فشاری
Head , top
Side friction
Sleeve friction
End – toe
End – Bearing

* نوع اجرا و جنس شمع
در باربری آن تأثیر می‌دارند
بنابراین انواع پی را بر
اساس این موارد ذکر
کرده‌اند. (براساس ظرفیت باربری
هم می‌توان تقسیم‌بندی انجام داد)


شمع بلند
(Flexible)
شمع کوتاه
(rigid)

* اگر بیش از 80٪ بار توسط جدار شمع تحمل شود به آن شمع شناور یا اصطکاکی گویند
در غیر این صورت به آنها شمع اتکایی گفته می‌شود.

تقسیم‌بندی پی عمیق از نظر نوع اجرا:

- شمع های کوبیدنی (Pile) Driving Pile
- شمع های درجا

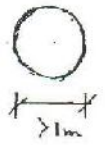
- شمع های کوبیدنی به صورت پیش ساخته هستند و در محل در جای خود کوبیده می‌شوند.
- همه یا بخشی از مراحل ساخت شمع، در محل صورت می‌گیرد به شمع درجا

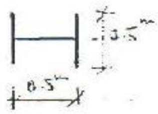
تقسیم‌بندی از نظر جنس شمع:

- شمع فولادی
- شمع بتنی

- شمع چوبی   شمع Composite

+ شمع های فولادی از نوع پروفیل های نورد شده هستند و بیشتر به صورت مقاطع H شکل و لوله ای هستند.



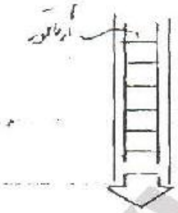


برای شمع های کوبیدنی از این مقاطع استفاده می شود. چون نازک هستند و به راحتی در خاک فرو می روند. عیب آنها این است که دچار خوردگی می شوند معمولاً از حفاظت کاتدی استفاده می شود یا ضخامت اضافی.

به راحتی می توان در کارهای دریایی با استفاده از این مقاطع فولادی، شمع های طولانی ساخت.

در شمع های فولادی اتصال به راحتی توسط پیچ یا جوش انجام می شود.

شمع های فولادی با مقطع لوله ای را می توان توپر یا توخالی اجرا کرد. گاهی اوقات که احتمال خوردگی وجود دارد داخل لوله را با بتن پر می کنند که یک مقطع composite را ایجاد می کنند. از قفس آرماتور هم می توان استفاده نمود.



در مکان هایی که خاک درشت دانه داریم، این شمع ها به راحتی کوبیده می شوند.

از دیگر مزیت های این شمع ها این است که به راحتی می توان طول آنها را تغییر داد. مثلاً در حالی که دیگر امکان فرو رفتن شمع وجود ندارد، می توان بقیه آن را برید.

+ در شمع های بتنی معمولاً از مقاطع مستطیلی یا چند ضلعی استفاده می شود و بتن آنها به صورت مسلح است.

شمع های بتنی {
پیش ساخته ← پیش تنیده
درجا (درجا)

در شمع های بتنی احتمال ایجاد ترک وجود دارد بنابراین باید در طراحی آن دقت شود تا در حین

جاهایی هر قسمت آسیب ببیند . با مسلح کردن و بتن ریزی کردن بتنی می‌توان آن را تقویت کرد ... (← عملکردش بهتر شده و ترک نمی‌خورد)

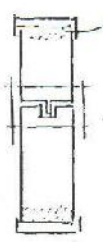
جایی شمع پیش ساخته داریم که شمع کوبیدنی باشد

در شمع های درجا ، ابتدا جای شمع را حفر می‌کنند و قفس آرماتور را در آن قرار می‌دهند و سپس بتن ریزی صورت می‌گیرد . (در اینجا کنترل به صورت مناسب انجام نمی‌گیرد .)

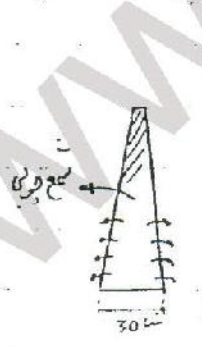
اتصال شمع های بتنی سخت است و نیاز به detail هایی دارد که اجرای آنها مشکل است

← از معایب شمع های بتنی

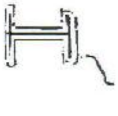
شمع های بتنی ترد هستند و کوبیدن آنها سخت است چون احتمال ایجاد ترک در هنگام کوبیدن وجود دارد .


با طوقه شمع
بتنی
اتصال توسط مقاطع فولادی صورت می‌گیرد
با ایجاد کلاهک ، شمع را تقویت می‌کنند تا خرد نشود

+ شمع های چوبی کاربرد زیادی ندارند چون مقاومت چوبی در برابر عوامل محیطی ندارند حتی پس از مدتی نیز ممکن است پوشش آنها از بین برود و شمع در محیط خورنده قرار گیرد .
کاربرد محدودی دارند چون مقاطع آنها ضعیف است . و برای بارهای زیاد جواب نمی‌دهد .
فقط در جایی که سازه کوچک و سبک است و استفاده از چوب اقتصادی می‌باشد ، می‌توان از این نوع شمع استفاده کرد .


شمع چوبی
30 cm

+ شمع های composite : - فولاد - بتن
- فولاد - پلاستیک

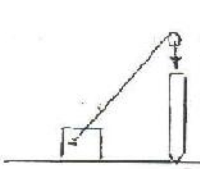

پوسته برای فولاد است .

تقسیم بندی شمع از نظر روش های اجرا :

طراحی این نوع شمع ها ، کاملاً متفاوت است. بنابراین تفکیک حتمی است چون طراحی ناشی از روش اجراست.

- Pile ← شمع کوبیدنی
- شمع های درجا :
  - Drilled Shafts شفت های حفاری
  - Augered Shafts
  - Pressura Injection F. (PIF)

+ شمع های کوبیدنی به صورت پیش ساخته آماده می شوند و در محل اجرا قرار گرفته، و با استفاده از مکانیزمی به داخل زمین فرو برده می شود. این مکانیزم یا به صورت وزنه است ، (رها کردن وزنه از ارتفاع که به آن Drop hammer گفته می شود ← چکش با سقوط آزاد) ، امروزه از چکش های دیزلی استفاده می شود (Diesel hammer)



یا به صورت ارتعاشی است و برای این امر از چکش های ارتعاشی استفاده می شود. (Vibration hammer)

در برخی مکان ها محدودیت استفاده از چکش های دیزلی وجود دارد و یا استفاده از ضربه زیاد مؤثر نیست از این چکش ها استفاده می شود. در کوبیدن Sheet pile ها نیز از این چکش استفاده می شود.

+ از محاسن شمع های کوبیدنی این است که شرایط محیطی در اجرای آنها تأثیر نمی گذارد.

محدودیت شمع های کوبیدنی ← به علت اینکه می خواهیم شمع را بکوبیم قطر آنها محدود است چون قطرهای زیاد ، غیر اقتصادی است. بنابراین باید از تعداد شمع های بیشتری استفاده کنیم.

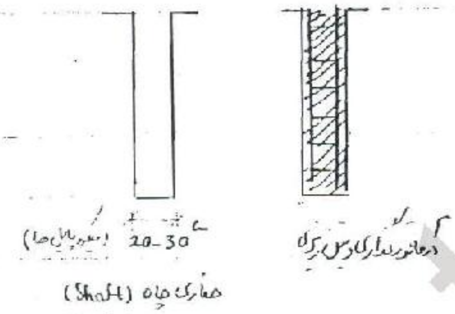
از دیگر محدودیت های شمع کوبیدنی این است که وجود لایه های سخت ، مانع از پایین رفتن شمع می شود.

www.tinar.ir

← درجایی که شرایط دریایی داریم و یا سطح آب زیرزمینی بالاست از این شمع ها بیشتر استفاده می‌شود.

گاهی اوقات برای تسهیل، کوبیدن شمع از روش Predrilling (پیش حفاری) یا Jetting (فشار آب در جلوی شمع) یا Spudding استفاده می‌شود.

• در شمع های درجا، همه یا بخشی از شمع در محل اجرا می‌شود. مهم‌ترین نوع شمع های درجا Drilled Shaft است. در شمع های حفاری، با استفاده از دستگاهی، ابتدا چاهی حفاری می‌شود. سپس قفس آرماتور در آن قرار داده می‌شود و بتن ریزی صورت می‌گیرد. معمولاً این نوع اجرا، توسط نیروی انسانی انجام می‌شود.

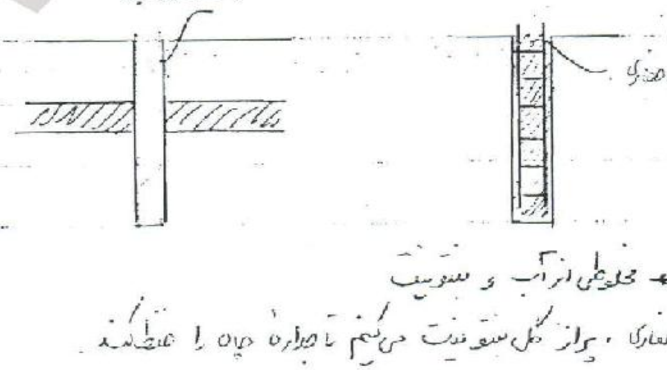


حفاری چاه (Shaft)

محدودیت این شمع‌ها این است که باید خاک پایدار باشد و سطح آب زیرزمینی بیش از 2m نباشد. چون احتمال هجوم آب وجود دارد و پمپاژ آب غیراقتصادی خواهد بود.

نکته‌ای که در این شمع ها وجود دارد این است که اگر در هنگام حفاری به لایه‌های ریزشی (caving) برخورد کنیم (یا Squizing)، از دو روش استفاده می‌کنیم:

۱- استفاده از لوله جدار → Casing → روش گران قیمتی است
۲- استفاده از گل حفاری



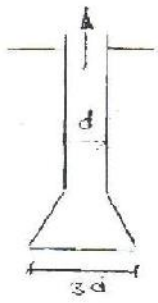
گل حفاری ← مخلوطی از آب و بنتونیت

چاه را به هنگام حفاری، پر از گل بنتونیت می‌کنیم تا جداره چاه را حفظ کند.

- پس از حفر چاه، بتن را از پایین چاه شروع به ریختن می‌کنیم و به تدریج گل بنتونیت را خارج می‌کنیم. سؤالی که پیش می‌آید این است که ممکن است بخشی از بنتونیت به آرماتور بچسبد و پیوستگی بین بتن و آرماتور را از بین ببرد.

با انجام آزمایش‌ها مشخص شده که بیشتر بنتونیت خارج می‌شود و وجود آن بر روی آرماتور نیز مانع از پیوستگی آرماتور و بتن نمی‌شود.

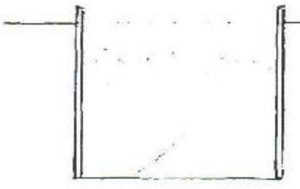
- ممکن است بنتونیت در جداره چاه باقی مانده و یک سوسپنسی تشکیل شود که مانع از اصطکاک بین جداره شمع و چاه می‌شود. بنابراین در چاه‌هایی که خطر ریزش نیست، پیشنهاد شده که قبل از بتن ریزی، جداره چاه با آب شسته شود.

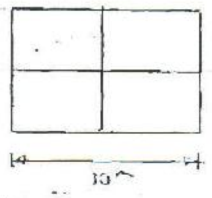


- معمولاً در حفاری‌هایی در خاک‌های چسبنده
می‌توان از این نوع شمع Under reamed shaft
استفاده نمود. belled – Shaft
حسن این شمع‌ها این است که (شمع پافیلی)
با افزایش سطح مقطع، مقاومت
نوک شمع افزایش یافته و هم‌چنین شمع کشش را هم تحمل می‌کند.

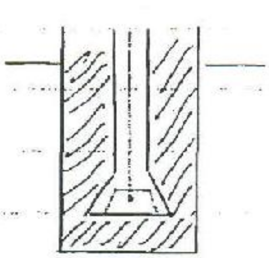
- پی‌های نیمه عمیق (Caissons)

Caisson جعبه‌های مستطیلی با ابعاد بزرگ می‌باشند که عموماً در کارهای دریایی استفاده می‌شود. Caisson را بر روی محل مورد نظر مستقر می‌کنند و با استفاده از پمپ، خاک داخل آن را خارج می‌کنند.





Caisson تحت اثر وزن خود نشست می‌کند و خاک داخل آن به تدریج توسط پمپ خارج می‌شود تا به عمق مورد نظر برسیم.



← با استفاده از پمپ خاک زیر caisson را خارج می‌کنند و به تدریج caisson نشست می‌کند. به این نوع از شمع‌ها Penumatic caisson گفته می‌شود.

◄ Augered Shaft ← اول حفاری را انجام می‌دهند و به تدریج با بتن‌ریزی، اوگر از داخل چاه بیرون آورده می‌شود.

◄ Pressure - Injected Foundation ← با فشار آب، حفاری صورت می‌گیرد تا به یک عمق مشخص برسیم. در هنگام حفاری می‌توان از لوله فولادی نیز استفاده نمود. پس از بتن‌ریزی، لوله فولادی را بیرون می‌کشیم.

◄ ظرفیت باربری شمع (عمودی - محوری)

Axial load Capacity

← روش‌های مختلفی برای محاسبه ظرفیت باربری محوری شمع‌ها وجود دارد: ...

۱- محاسبه ظرفیت باربری بر اساس انجام آزمایش بارگذاری شمع

۲- روش‌های تحلیلی محاسبه ظرفیت باربری

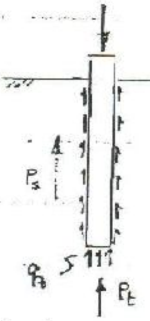
a- بر اساس نتایج آزمایشگاهی b- آزمون‌های درجا

(q_c, SPT, ...) (E, C, φ, ...)

۳- روش‌های دینامیکی محاسبه ظرفیت باربری

a- بر اساس روابط کوبش b- بر اساس انتشار موج

(این روش برای شمع‌های کوبیدنی مناسب است) توسط Smith ابداع شده



وزن شمع

$$P_{ult} = P_t + P_s - w_F$$

باربری جدار   باربری نوک

$$P_a = \frac{P_{ult}}{FS}$$ باربری مجاز شمع

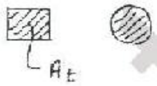
+ در برخی مراجع، برای w_F از ضریب اطمینان استفاده نمی‌شود چون w_F مقدار مشخصی است.

$$P_a = \frac{P_t}{(FS)_1} + \frac{P_s}{(FS)_2} - w_F$$

$$(FS)_1 > (FS)_2$$

+ چون ابهامات در مورد باربری نوک بیشتر بوده و محاسبه پیچیده‌تری دارد.

سطح مقطع شمع :



$$\begin{cases} P_t = q_t \cdot A_t \\ P_s = f_s \cdot A_s \end{cases}$$

$$Q_{ult} = q_t A_t + f_s A_s - w_F$$

* گاهی اوقات وزن شمع را در بار وارده منظور می‌کنند تا دیگر مشکلی در مورد اعمال ضریب اطمینان نداشته باشیم.

$$Q_a = \frac{q_t A_t + f_s A_s}{FS} - w_F$$ باربری فشاری

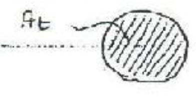
فشار : $P_{ult} = P_t + P_s - w_F$ (مانند مقاومت passive)

کشش : $P_{ult} = P_s + w_F$ (مانند مقاومت active)

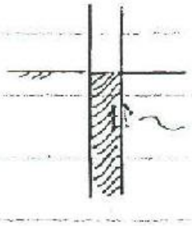
+ چون شمع، مصالح الاستیک است به خاطر اثر پواسون در کشش قطرش کم شده در نتیجه مقاومت جدار در کشش کاهش می‌یابد. (نیروی اصطکاکی کمتری بسیج می‌شود.)
به همین دلیل، ضریب اطمینان را در کشش عدد بزرگتری در نظر می‌گیرند.

بار شمع $P < P_a$

- درمقطع های توپر محاسبه At و As آسان است.



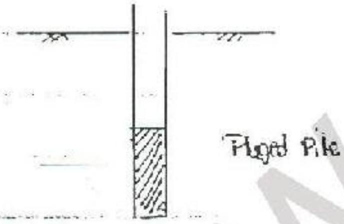
- اگر شمع توخالی باشد، با کوبیدن شمع خاک داخل آن را پر می‌شد

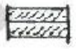


As برای هر دو جدار محاسبه می‌شود.

At : سطح مقطع فولاد

- شمع‌ها خصوصیتی دارند که از یک عمق به بعد دیگر خاک در داخل آنها بالا نمی‌آید یعنی بعد از آن شمع به صورت توپر در خاک فرو می‌رود. بر این پدیده Pludge گفته می‌شود.





At : سطح مقطع توپر

As : برای یک جدار محاسبه می‌شود

- برای شمع‌های واقع در رس‌های نرم تا متوسط اگر عمق بیش از 10-20 B باشد شمع به صورت Pluged عمل می‌کند. 25-35 B : در ماسه‌ها

در جهت اطمینان به هنگام طراحی هر دو حالت pluged و unpluged را بررسی کرده و هر کدام ظرفیت باربری کمتری دارد، ملاک طراحی قرار می‌دهیم.

- در جداول 13-1 و 13-2 برحسب روش آنالیز و نوع اجرای شمع و [illegible] اعدادی برای ضریب اطمینان ذکر شده است.

دقت روش‌های مختلف از روی ضریب اطمینان مشخص می‌شود.

پی‌های سطحی : $2.5 < FS < 3.5$

پی‌های عمیق : $2 < FS < 6$

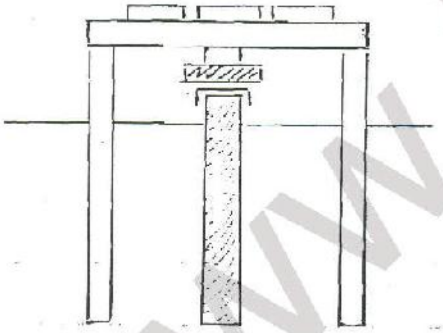
جنس خاک، نوع اجرا و روش تحلیل

بر ظرفیت باربری اثر می‌گذارد.

محاسبه ظرفیت باربری براساس انجام آزمایش بارگذاری شمع :

اگر طول شمع های اجرا شده بیش از 3000 m باشد باید آزمایش بارگذاری شمع انجام شود. اگر پس از انجام آزمایش ، ظرفیت باربری بیشتری از شمع دیده شود ، در هنگام اجرا فاصله شمع ها بیشتر شده و تعداد شمع ها کاهش می یابد.

روش آزمایش : شمع را با همان مشخصات طراحی شده و اجرای موردنظر ، در خاک اجرا می کنند. اگر خاک رسی باشد پس از 1 ماه از اجرای شمع آزمایش را انجام می دهند چون باید خاک در وضعیت طبیعی قرار گرفته و فشار آب حفره ای آن کاهش یابد. سپس این شمع را تحت بارگذاری عمودی قرار می دهند. (با استفاده از جک هیدرولیکی)



اگر سربار جواب ندهد ، با اجرای شمع در اطراف شمع اصلی با فاصله زیاد عکس العمل لازم را تامین می کنند.

(فاصله در حدی است که حباب تنش شمع ها باهم تداخل نکند.)

← دو روش برای انجام آزمایش داریم :

- Strain Control
- Stress Control (بار معینی را وارد کرده و تغییر مکان را اندازه گیری کنند)

(Maitaining Load)

* بیشتر از روش Stress Control استفاده می شود چون بارگذاری در آن ساده تر است. آزمایش به دو روش Slow و Fast صورت می گیرد. در روش Slow در هر مرحله بار را 1 تا 2 ساعت وارد می کنند. (8 مرحله داریم)

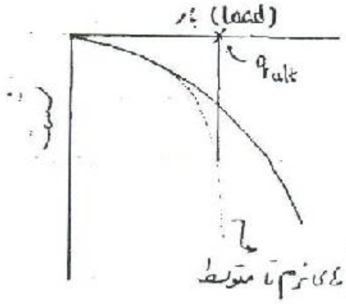
www.ttnaf.ir

* در روش fast هر مرحله بارگذاری را 10-30 min نگه می‌داریم .

$2\,DL = 200$ ton

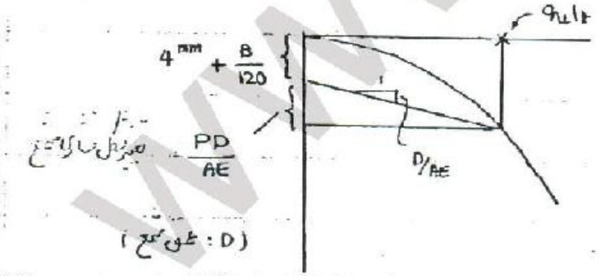
$$\begin{cases} 20 - 40 - 60 - \dots - 200 \\ \%25\,DL - \%50\,DL - \dots - \%200\,DL \end{cases}$$

← پس از انجام آزمایش ، یک منحنی بار - نشست بدست می‌آوریم .
(بارگذاری تا 2 برابر بار طراحی است .)

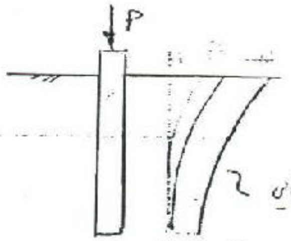


معمولاً اگر نشست به (1/10-15) قطر شمع برسد ، آزمایش را متوقف می‌کنند.

← در رس های نرم تا متوسط می‌توان به طور مشخص یک q_{ult} بدست آورد.
اما در بعضی حالات نمی‌توان یک q_{ult} مشخص بدست آورد ، نشست مورد نظر برای بار طراحی را مشخص کرده و متناظر با آن q_{ult} را بدست می‌آورند.



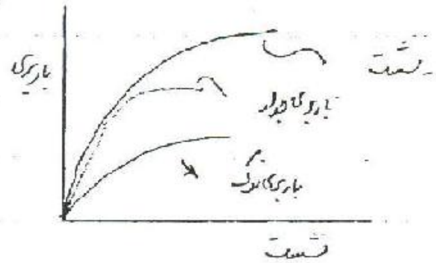
* کل بار نوک و جدار در load وارد می‌شود ، بنابراین سهم بار نوک و جدار مشخص نمی‌شود که نقطهٔ ضعف این روش است .



◄ وقتی بار بر روی شمع وارد می‌شود ، ابتدا بخش اعظم بار توسط جدار تحمل می‌شود یعنی اول مقاومت جدار بسیج می‌شود.

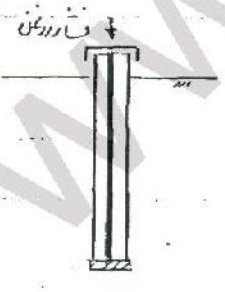
www.ttnar.ir

* برای بسیج شدن مقاومت جدار تغییرشکل های کوچک در حدود (5_10) درصد قطر شمع کافی است. اما مقاومت نوک به آهستگی بسیج می‌شود و نیازمند تغییر شکل های زیاد می‌باشد. (10-25٪ قطر شمع)



* برای تفکیک این منحنی ها و مشخص کردن سهم جدار و نوک از Instrumented Pile Test استفاده می‌شود. در این روش در مقاطع مختلف از کرنش سنج هایی استفاده می‌شود تا میزان تغییرشکل را اندازه گیری کنند. در شمع های فولادی این کرنش سنج ها را روی بدنه نصب می‌کنند و در شمع های بتنی قبل از بتن ریزی این کرنش سنج ها را بر روی آرماتور نصب می‌کنند.

* آزمایش دیگر برای بارگذاری استاتیکی شمع، روش Osterberg است که در آن بارگذاری از نوک شمع انجام می‌شود. (توسط جک هیدرولیکی مسطح)
جک تعبیه در داخل شمع قرار دارد که تغییر شکل های مستقل از شمع دارد و میزان نشست ها از هم مستقل می‌شوند.



در این روش ممکن است مقاومت جدار به مقدار نهایی برسد اما مقاومت نوک هنوز به مقاومت نهایی نرسیده باشد

* وقتی تعداد شمع ها در پروژه ای زیاد باشد، می‌توان برای توجیه بزرگی آن از آزمایش بارگذاری استاتیکی شمع استفاده کرد.

◀ محاسبهٔ ظرفیت باربری شمع با استفاده از روش های تحلیلی (Analytic Method)

- به این روش، روش تئوریکی هم گفته می‌شود. با استفاده از پارامترهای برشی که از آزمایش‌های آزمایشگاهی بدست آمده، ظرفیت باربری را محاسبه می‌کنند
می‌توان از نتایج آزمون های برجا $(N_1)_{60}$ یا CPT نیز استفاده نمود.

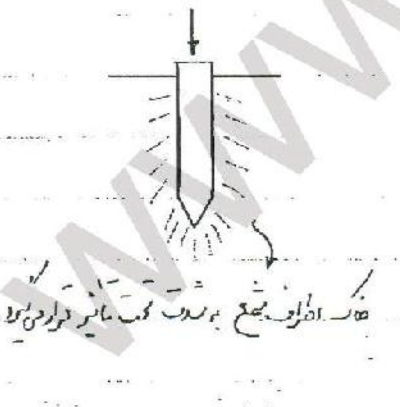
$$q_{ult} = CN_c + qN_\gamma + \frac{1}{2} B\gamma N_\gamma$$

q_{ult} تابعی از پارامترهای مقاومت برشی (c, φ) می‌باشد.

* در پی های سطحی در حین حفر هم، خاک در حین ساخت تغییری نمی‌کند اما در شمع ها اینگونه نیست. (مخصوصاً در شمع های کوبیدنی که مشخصات خاک تغییر خواهد کرد.)
پس باید اثر تغییرات در مشخصات خاک در حین اجرای پی عمیق را بررسی کنیم.

تغییرات در مشخصات خاک در حین اجرای پی عمیق :

• شمع های کوبیدنی (Pile)



وقتی رس، دست خورده می‌شود، مقاومت برشی آن تا حد زیادی کاهش می‌یابد.

$(S_u)_r$ ← مقاومت پس از دست خوردگی

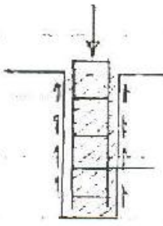
$$\frac{S_u}{(S_u)_r} = 4-5$$

* از طرف دیگر، افزایش فشار آب حفره‌ای در رس‌ها است ⇐ تنش موثر کاهش می‌یابد و معمولاً مقاومت برشی و ظرفیت باربری شمع کاهش می‌یابد. بنابراین شمع به راحتی در خاک فرو می‌رود، که این حسن است. اما عیب آن این است که برای بارگذاری شمع باید صبر کنیم تا فشار آب حفره‌ای آن زائل شود.

* گاهی اوقات با فرض افزایش آب حفره‌ای، نوع شمع کوبی را تعیین می‌کنند. اگر در وسط اجرا شمع کوبی خراب شود پس از گذشت چند روز فشار آب حفره‌ای کاهش یافته و شمع محکم‌تر در خاک فرو می‌رود. به این پدیده set up یا freeze گفته می‌شود.
درنتیجه باید سعی شود که شمع به طور پیوسته کوبیده شود.

* در ماسه‌ها کوبیدن شمع باعث متراکم شدن خاک اطراف شمع می‌شود که امر مثبت است.
اگر فشار آب حفره‌ای نیز افزایش یابد چون در ماسه‌ها به سرعت فشار آب حفره‌ای به صفر می‌رسد بنابراین این امر مشکل ایجاد نخواهد کرد.
(اگر از پارامترهای مقاومت برشی قبل از کوبیدن شمع هم استفاده کنیم، مشکلی بوجود نمی‌آید)

- شمع‌های درجا (Drilled Shaft)



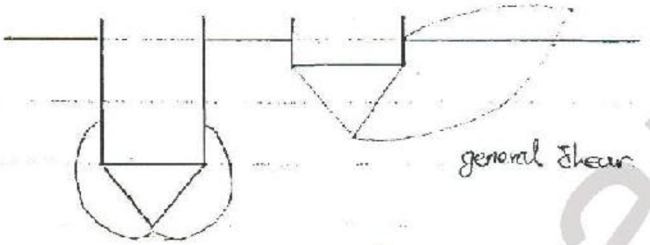
در اجرای این شمع‌ها، مقاومت برشی اولیه و ظرفیت باربری آن‌ها افت زیادی می‌کند
در شمع‌های درجا، K به سمت حالت active می‌رود بنابراین فشارهای جانبی کاهش می‌یابد.
این امر باعث کاهش ظرفیت باربری جدار شمع خواهد شد.

اگر از گل بنتونیت در حفاری استفاده کنیم یک کیک بنتونیتی در جداره تشکیل می‌شود که باعث کاهش ضریب اصطکاک خواهد شد که باعث کاهش مقاومت جدار می‌شود.
پس نوع اجرای شمع‌ها نیز بر ظرفیت باربری آنها تأثیر می‌گذارد.

- در شمع‌ها، فرمول‌ها به صورت تجربی هستند و از طریق آزمایش روابط را به دست آورده‌اند.
به همین دلیل روابط تحت تأثیر روش اجرای شمع و نوع خاک می‌باشد.
(اثر تغییرات مشخصات خاک در حین اجرا نیز در این روابط دیده شده است.)

← در شمع ها ظرفیت باربری ناشی از { – مقاومت نوک   می باشد
– مقاومت جدار

• ظرفیت باربری ناشی از مقاومت نوک TOE BEARING



← مود گسیختگی در پی های سطحی و پی های عمیق متفاوت است بنابراین نمی توان از رابطه

$$q_{ult} = cN_c + qN_q + \frac{1}{2}B\gamma N_\gamma$$

برای محاسبه ظرفیت باربری ناشی از مقاومت نوک استفاده کرد.

← همچنین در شمع ها، $(\frac{1}{2}B\gamma N_\gamma)$ تأثیر ناچیزی در ظرفیت باربری نوک دارد.
(مخصوصاً در جاهایی که عمق پی زیاد است از این term صرف نظر می شود.)

* Vesic رابطه ای برای شمع های کوبیدنی و درجاها ارائه کرده است:

$$q_u = \sigma'_{z0} N^*_q + B\gamma N^*_\gamma$$

که در پی های سطحی N_c، N_q و N_γ متأثر از پارامترهای مقاومت برشی (φ) بودند. اما N^*_γ و N^*_q علاوه بر پارامترهای مقاومت برشی، به تغییر شکل پذیری نیز حساسند.
چون برای بسیج شدن مقاومت نوک نیاز به تغییر شکل های زیاد داریم.
(پارامترهای تغییر شکل پذیری معمولاً E و ν هستند.)

اندیس سختی $I_r = \dfrac{E}{2(1-\nu)(\sigma'_{z0}\,tg\varphi')}$ $(10 < I_r < 400)$

- هرچه اندیس سختی بیشتر باشد گسیختگی به سمت general shear می‌رود.

$I_r \simeq 400$ ⟶ گسیختگی کلی

I_r کوچک ⟶ گسیختگی موضعی و punching

در روابط 4-10-4 و 4-10-5 ، N_q^* و N_γ^* تعریف شده است.

$$N_\gamma^* = 0.6\,(N_q^* - 1)\,\mathrm{tg}\,\varphi'$$

$$N_q^* = \frac{(1+2K_0)}{3}\,N_\sigma$$

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

- برای خاک‌های رسی اشباع $\nu = 0.5$

$(0.2 < \nu < 0.5)$

- شمع‌های درجا

رابطه براساس نتایج آزمایش SPT است.

$$\boxed{q'_t = 57.5\,N_{60}}$$ O'Neil - Reese 1999

$(q'_t \leq 2900\ \mathrm{kPa})$

باید توجه داشت که مقاومت نوک به نشست بستگی دارد. برای مثال اگر قطر شمع 1200^{mm} باشد برای بسیج شدن مقاومت نوک 60^{mm} نشست باید رخ دهد. اگر نشست مجاز $20-25^{mm}$ باشد باید از ضریب اطمینان 3 برای مقاومت نوک استفاده کنیم.

پس اگر قطر شمع از 1200^{mm} بیشتر شود باید تصحیح زیر را در مقاومت نوک اعمال کنیم:

$$\boxed{q'_{tr} = \frac{1200}{B_b}\,q'_t} \qquad B_b > 1200^{mm}$$

- شمع‌های حفاری شده با اوگر : $q'_t = 190\,N_{60} \leq 7500$ kPa
- Pressure Injected Footing : $q'_t = 28\,(N_1)_{60}\,D/B_b$

* باید در استفاده از روابط به محدودیت‌های ذکر شده توجه کنیم.

مقاومت نوک در خاک‌های چسبنده ـ رس‌ها :

$$q'_t = N_c^*\,S_u$$ → مقاومت برشی زهکشی نشده

O'niel - Reese (1999)

$N_c = 6.5$ $S_u = 25$ kPa

$N_c = 8.0$ $S_u = 50$ kPa

$N_c = 9.0$ $S_u \geq 100$ kPa

برای مقادیر بین این محدوده‌ها از درون‌یابی استفاده می‌شود.

→ در رابطه معروف $N_c^* = 9.0$ فرض شده است برای هر مقداری از S_u.

$B > 1900$ mm → $q'_{tr} = F_r\,q'_t$

$(F_r \leq 1)$ تابعی از S_u و دهانه شمع است.

$$F_r = \frac{2.5}{\psi_1 B_b + 2.5\psi_2} \leq 1$$

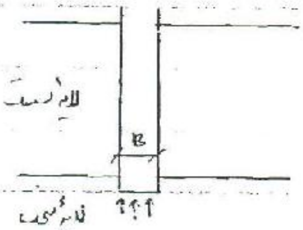
$$\begin{cases} \psi_1 = 0.25\,B_b + 0.083\,D/B_b \\ \psi_2 = 0.065\,\sqrt{S_u} \end{cases}$$

→ مقاومت در مصالح سخت

hard soil $S_u \geq 250$ kPa

$N_{60} > 50$

* لایه‌های سخت از نوع سنگ، سنگ خرده، سنگ رس یا خاک سخت می‌باشد.



RQD : شاخص کیفیت سنگ

* وقتی از سنگ مغزه می گیرند، جمع طول قطعات بزرگتر از 10 cm تقسیم بر طول سنگ برابر RQD آن می باشد.

هرچه کیفیت سنگ بیشتر باشد، RQD بالاتر است.

RQD > 90 Excellent Rock

RQD < 50 Poor Rock

$$RQD = \frac{\sum 10^{c} < \text{طول قطعات}}{L}$$

L : طول مغزه

RQD = 100%

$q'_t = 2.5\, q_u$

باید تا عمق به اندازه 1.5B زیر پی سنگ خرد نشده باشد.

$$\left.\begin{array}{l} 70\% < RQD < 100\% \\ q_u > 500\ kPa \end{array}\right\} \Rightarrow q'_t = 4830\,(q_u)^{0.51}$$

* در صفحه 512 مقادیر برای t و m در دسترس است

$$q'_t = (t^{0.5} + (mt^{0.5} - 1)^{0.5}]\, q_u$$

* چون در مصالح دانه ای سخت نمی توان آزمایش تک محوری انجام داد از نتایج آزمایش SPT استفاده می شود:

$$q'_t = 0.59\,[(N_1)_{60}]^{0.8} \cdot \sigma'_{ED}$$

ظرفیت باربری عمیق $Q_u = q'_t \cdot A_B + \underset{\downarrow}{F_s} A_s$

مقاومت جداری

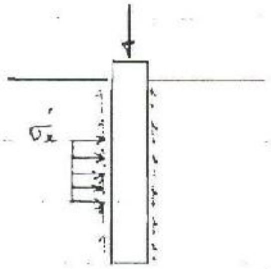
* مقاومت جداری براساس تنش موثر یا تنش کل محاسبه می‌شود.

در حالت بلندمدت ← تنش های موثر

خاک های رسی ← تنش های کل

↓

در مورد خاک های رسی نیز فرض می‌شود که زمان زیادی از اجرای شمع گذشته و براساس تنش های موثر تحلیل صورت می‌گیرد.



← مقاومت جداری تابعی از پارامترهای زیر است:

۱- ضریب اصطکاک بین جدار شمع و مصالح

φ_F : زاویه اصطکاک داخلی شمع و خاک

۲- فشارهایی که از خاک به شمع وارد می‌شود.

$$F_s = \sigma'_x \cdot tg\,\varphi_F$$

$$\frac{\sigma'_x}{\sigma'_z} = K \rightarrow \sigma'_x = K \cdot \sigma'_z$$

* φ_F کمتر از φ' است.

در سطح های صیقلی مانند سطح شمع فولادی، $\varphi_F \approx 0.5\varphi$ می‌شود.

$$F_s = K \cdot \sigma'_z \cdot tg\left(\varphi' \cdot \frac{\varphi_F}{\varphi'}\right)$$

$\frac{\varphi_F}{\varphi}$ ← ص 514 بستگی به جنس شمع و نوع خاک دارد.

◄ اگر یک شمع ته‌بسته در خاک کوبیده شود، نسبت $\frac{K}{K_0}$ بزرگتر از 1 خواهد بود

← اگر شمع لوله‌ای باشد ، نسبت $\frac{K}{K_0}$ خیلی کوچکتر خواهد شد . (Small displacement pile)

* پس نسبت $\frac{K}{K_0}$ به نحوهٔ اجرا بستگی دارد ← جدول 5-15

Pile jetted ← در شمع‌های کوبشی که کوبیدن سخت است ابتدا توسط جت آب خاک را به صورت دست خورده درمی‌آورند و سپس شمع را می‌کوبند .

← K_0 را می‌توان از آزمایش دیلاتومتر یا پرسیومتر محاسبه نمود . ولی بیشتر از روابط استفاده می‌شود .

$$K_0 = (1 - \sin\varphi')(OCR)^{\sin\varphi'}$$

به راحتی نمی‌توان OCR را محاسبه نمود . عموماً OCR در لایه‌های بالا خاک عدد بزرگی است و با عمق ، مقدار آن کاهش می‌یابد و تا اعماق زیاد ممکن است مقدار آن به ۱ برسد و اثر آن در K_0 حذف شود .

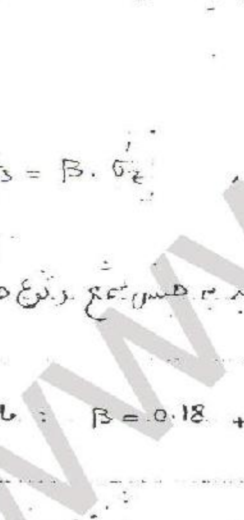
$$f_s = \beta \cdot \sigma'_z \quad , \quad \beta = K \cdot \operatorname{tg}\varphi_f$$

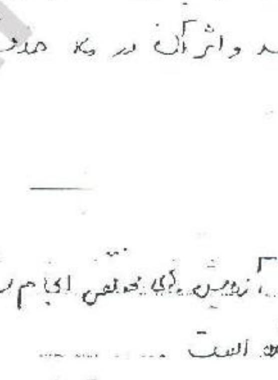
← آزمایش‌های مختلفی انجام شده و مقادیری برای β با توجه به جنس شمع و نوع خاک ذکر شده است

ماسه : $\beta = 0.18 + 0.65 D_r$ (با تغییرمکان زیاد)

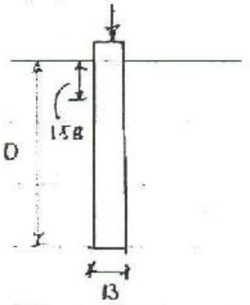
(ماسه‌های معمولی دره) : $N_{60} \geq 15$

$$\beta = 1.5 - 0.245\sqrt{z}$$





- مقدار β برای خاک های سیلتی $\beta = 0.27 \sim 0.5$
- " " " " رسی $\beta = 0.25 \sim 0.35$

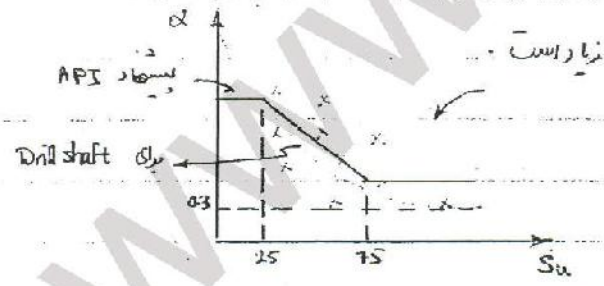


← برای محاسبه مقاومت جدار در خاک های رسی از طول (D - 1.5B) استفاده می شود.

علت آن: معمولاً به شمع نیروی افقی وارد می شود سپس تغییر مکان می دهند. در خاک های رسی، شمع به حالت اولیه برنمی گردد بنابراین تماس بین شمع و خاک از بین می رود.
هم چنین ممکن است رس خشک شود و ترک هایی در آن ایجاد شود و از شمع جدا شود پس 1.5B از طول شمع کاسته می شود.

خاک رسی : $f_s = \alpha \, S_u$

در شرایط مختلف، آزمایش هایی صورت گرفته و مقادیری برای α بدست آورده است.



پراکندگی داده ها زیاد است.

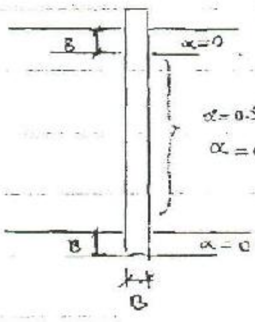
$S_u < 25 \text{ KPa} \; : \; \alpha = 1$

$S_u > 75 \text{ KPa} \; : \; \alpha = 0.5$

$$25 < S_u < 75 \text{ KPa} \Rightarrow \alpha = 1 - 0.5\left(\frac{S_u - 25}{50}\right)$$

← API، این مقادیر را برای شمع های کوبیدنی بدست آورده است.

گراف برای Drill shaft ← شکل 14.14



$\alpha = 0.55 \quad S_u < 150\ kPa$

$\alpha = 0.45 \quad S_u > 250\ kPa$

← برای شمع‌های بتنی درجا از دو رابطه‌ی استفاده می‌کنیم.

روش α و روش β ← مقاومت جدار

$Q_u = A_t q_t + A_s f_s \quad + \int$ ← مقاومت نوک

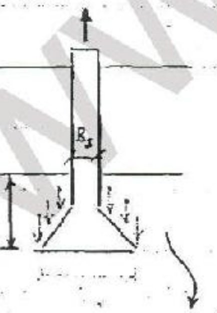
* در شمع‌های پاشنه‌ای پیازی مقاومت نوک افزایش می‌یابد که می‌توان این مقدار را از روش‌های ذکرشده محاسبه نمود و مقاومت جدار نیز از روش‌های α و β قابل محاسبه است.

* اگر شمع به کشش بیفتد داریم:

مقاومت کششی : $Q_u = \underbrace{0.75}_{} f_s A_s + W$

برای لحاظ کردن کاهش مقاومت جدار به دلیل تغییر شکل‌های طولی.

← اگر شمع پاشنه‌ای به کشش بیفتد:



$$P_{upward} = \frac{(S_u N_u + \sigma_{z0})\ \frac{\pi}{4}(B_b^2 - B_s^2)}{F}$$

رس ترک‌نخورده : $N_u = 3.5\ D_b/B_b \leq 9$

رس ترک‌خورده : $N_u = 0.7\ D_b/B_b \leq 9$

* این مقدار اضافی را با Q_u جمع می‌کنیم.

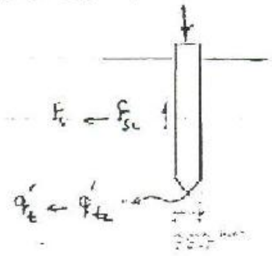
• در رس‌های اشباع، در زیر شمع suction (مکش) ایجاد می‌شود اما منظور در محاسبات

لحاظ شده است. اما این مکش در محاسبه‌ها در نظر گرفته می‌شود. (Suction _ Anchor)
این مکش به ظرفیت باربری کمک می‌کند.

* اگر چند لایه خاک داشته باشیم در محاسبه f_s ، S_u مربوط به هر لایه را مورد استفاده قرار می‌دهیم.

$$Q_u = A_t q_t + \sum_i^n A_s f_s$$

◄ از آزمایش CPT می‌توان به طور مستقیم در محاسبه پارامترهای ظرفیت باربری شمع استفاده نمود.



با استفاده از Piezo Cone می‌توان فشار آب حفره‌ای را نیز محاسبه نمود.

با توجه به محل سنسور فشار آب حفره‌ای، مقدار q'_{tc} را تصحیح می‌شود. $\Rightarrow q_T$

مقدار اصلاح شده مقاومت نوک

مقاومت موثر نوک $q_E = q_T - u_2$

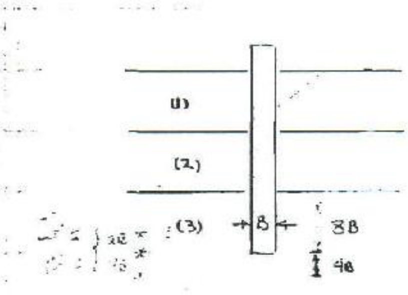
فشار آب حفره‌ای

ظرفیت باربری نوک به ازای واحد سطح شمع $q'_t = C_t \cdot q'_E$

محافظه‌کارانه $C_t = 1 \Rightarrow q'_t = q'_E$

$$q'_t = C_E\, q'_{tc} \quad \ldots\ldots (C_E = 1 \sim 2.5)$$

← با استفاده از این روابط می‌توان به طور تقریبی مقاومت نوک شمع را محاسبه نمود.



اگر لایه (2) نرم‌تر و لایه (3) سخت‌تر باشد از نتایج آزمایش CPT به اندازه 4B پایین شمع و 8B بالای آن استفاده می‌کنیم.

← بین نتایج مختلف میانگین هندسی می‌گیریم.

$F_s = C_s \cdot q'_E$ ($C_s = 0.004 \sim 0.08$) 1997

$F_s = R \cdot \underset{\approx}{F_{sc}}$

مقاومت جدار — CPT

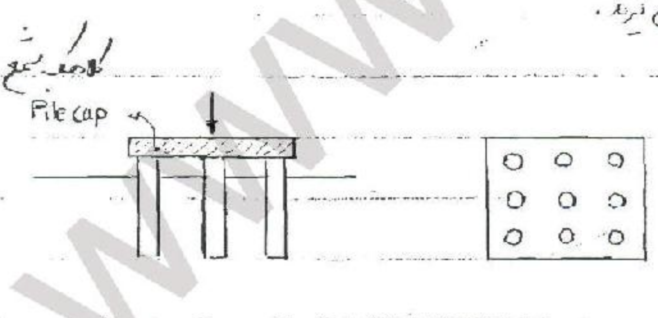
→ ٪95 نتایج این روابط فقط با ٪30 نتایج آزمایش‌ها انطباق دارد. بنابراین باید از ضرایب اطمینان بالا برای پوشاندن این عدم دقت‌ها استفاده کنیم.

→ اگر تعداد شمع‌ها زیاد باشد و توجیه اقتصادی داشته باشیم، می‌توانیم با اجرای چند شمع و انجام آزمایش بارگذاری، نتایج دقیق را بدست آوریم.

در محاسبه ظرفیت باربری شمع‌ها نیاز به قضاوت مهندسی است. چون روابط دقیق نیستند و طراحی محافظه‌کارانه‌تر است.

◀ گروه شمع (Pile Group)

→ در موارد کمی شمع‌ها به صورت تکی استفاده می‌شوند و به خصوص شمع‌های کوبیدنی به صورت گروه مورد استفاده قرار می‌گیرند.

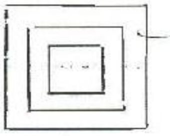


ضریب راندمان گروه شمع $\eta = \frac{Q_{ug}}{n Q_u}$

پارامترهای مؤثر بر η :

- تعداد شمع‌ها
- طول شمع‌ها
- قطر شمع‌ها
- جنس خاک
- آرایش شمع‌ها
- فاصله شمع‌ها
- مکانیزم انتقال بار (بار بیشتر توسط نوک تحمل می‌شود یا جدار؟)
- روش اجرا و ساخت شمع‌ها

www.ttmar.ir

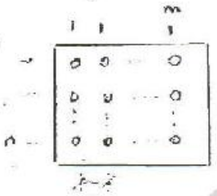


اگر ابتدا شمع‌های خارجی را اجرا کنیم خاک محدود می‌شود و با اجرای شمع‌های میانی خاک متراکم شده و راندمان افزایش می‌یابد.

- مراحل اجرای شمع‌ها
- فاصله زمانی بین اجرای شمع‌ها
- interaction بین خاک و کلاهک شمع

(کلاهک شمع، گروه شمع‌ها را به هم متصل می‌کند تا به طور یکپارچه عمل کنند.)

- جهت اعمال بار



$$\eta = \frac{2S(m+n)+4B}{\pi \cdot m \cdot n B} \leqslant 1$$

- می‌توان یک بار گروه شمع‌ها را به صورت یک شمع تکی در نظر گرفت و ظرفیت باربری را محاسبه نمود و یک بار نیز ظرفیت باربری تک تک شمع‌ها را محاسبه نمود و با هم جمع کرد. هرکدام ظرفیت باربری کمتری بدهد، از آن استفاده می‌کنیم.

- نتایج آزمایشات O'Neill

۱- ضریب راندمان گروه شمع در ماسه‌ها عموماً بزرگتر از ۱ است. هرچه فاصله شمع‌ها کاهش یابد، η افزایش می‌یابد و در $\frac{S}{B} \simeq 2$ به مقدار max خود می‌رسد. (در ماسه‌های نرم)

۲- در ماسه‌های سفت و $2 \leqslant \frac{S}{B} < 4$ ، η حدود ۱ است.
(مقدار η کمی بیشتر از ۱ است)

۳ــ در شمع‌های کوبیدنی اگر از روش جت آب یا Pre-Drilling در ماسه‌ها استفاده بشود، η به شدت کاهش می‌یابد و حدود 0.7 است.

۴ــ در رس‌ها عموماً $\eta<1$ است. این ضریب حتی به 0.6 هم رسیده است. (بنابراین مشخص می‌شود که η تحت تأثیر جنس خاک است.)

۵ــ در رس‌ها، η به شدت با زمان افزایش می‌یابد.

علت: اگر در رس شمع تکی اجرا کنیم چون در حجم کوچکی فشار آب حفره‌ای افزایش یافته در ظرف چند روز شمع به ظرفیت باربری کافی خود می‌رسد.

اما در گروه شمع‌ها چون در حجم بزرگی از خاک، فشار آب حفره‌ای افزایش یافته بنابراین زمان زیادی طول می‌کشد تا این فشار آب حفره‌ای از بین برود و حتی تا ۱ سال هم، افزایش η ادامه می‌یابد.

- یک سری توصیه‌ها برای مقادیر η بر حسب نوع خاک در بولز آمده است. S42

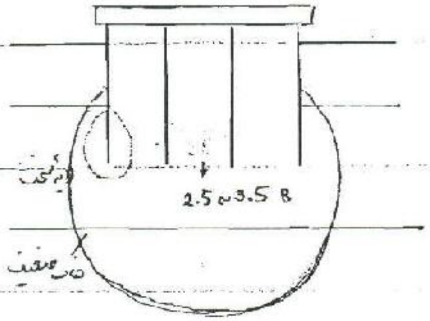
در ماسه‌ها: ــ اگر شمع کوبیدنی بدون Predrilling و جت زدن کوبیده بشود و حداقل فاصله شمع‌ها 3B باشد و خاک زیر گروه شمع ضعیف نباشد می‌توان $\eta=1$ در نظر گرفت.

ــ از روش پیش حفاری و جت آب حتی‌الامکان استفاده نشود $(\eta<1)$
(چون خاک ضعیف شده و ظرفیت باربری کاهش می‌یابد و η مقدار کمتری پیدا می‌کند)

ــ وجود خاک ضعیف در زیر گروه شمع باعث می‌شود ظرفیت باربری گروه شمع کمتر از مجموع باربری شمع‌های تکی شود. $(\eta<1)$

حباب تنش تک شمع در لایه سخت قرار می‌گیرد اما حباب تنش گروه شمع‌ها به لایه

ضعیف می‌رسد و ظرفیت باربری کاهش می‌یابد



- فاصله شمع‌ها حداقل 3B باشد.

★ اگر فاصله شمع‌ها از 6B بیشتر شود، شمع‌ها به صورت گروهی عمل نمی‌کنند.

در رس‌ها : - حداقل فاصله مرکز تا مرکز شمع ، 3 برابر قطر.

- باربری گروه شمع برای رس‌ها :

$S_u < 95$ KPa
اتصال بین کلاهک شمع و خاک کامل نباشد. } $\Rightarrow \eta = 0.7$

اگر فاصله شمع‌ها بیش از 6 برابر قطر باشد $\Rightarrow \eta = 1$

$S_u < 95$ KPa
اتصال بین کلاهک شمع و خاک کامل باشد. } $\Rightarrow \eta = 1$

$S_u > 95$ KPa $\Rightarrow \eta = 1$ (در هر حالتی)

◄ در رس‌های اشباع معمولاً $\eta < 1$ است. چون با کوبیدن شمع فشار آب حفره‌ای بالا می‌رود و زمان زیادی برای از بین رفتن آن لازم است.

$$P_{ug} = \underbrace{2D(B_g + L_g)\, S_{u_1}}_{\text{ظرفیت باربری جدار}} + \underbrace{B_g L_g\, S_{u_2}\, N_c^*}_{\text{ظرفیت باربری نوک}}$$

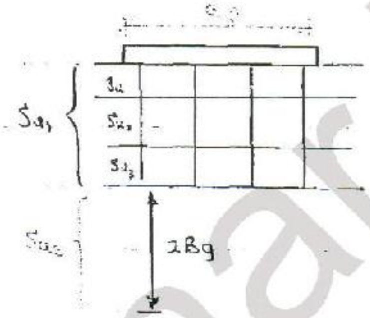
S_{u1} : متوسط مقاومت برشی زهکشی نشده در طول گروه شمع

S_{u2} : متوسط مقاومت برشی زهکشی نشده به عمق 2Bg در زیر شمع

$$N_c^* = 5(1+D/5B)(1+B/5L) \le 9$$

◄ نشست شمع :

* معمولاً نشست در شمع ها کم است.
(یعنی مقدار آن قابل توجه نیست)



$$Q_u = \underbrace{f_s A_s} + q_t A_t$$

معمولاً ۶۰٪ بار را برمی دارد

$$Q_u = \frac{Q_u}{FS} \rightarrow Q_a = \frac{Q_u}{2.5}$$

در این ۴۰٪ باری که وارد می کنیم در این صورت سهم نوک از این بار بسیار کم است و بیشتر بار را جدار می برد. بنابراین نشست پی کاهش می یابد و مقدارهای کوچکی است. $(< 10\text{-}12^{mm})$

باربری نوک با نشست های کم بسیج می شود.

← در حالت عادی نشست مجاز $1in = 25^{mm}$ است. در اینجا محاسبه نشست در شمع ها ضروری نیست اما اگر محدودیت نشست 5^{mm} باشد و نسبت به نشست حساس باشیم باید نشست را محاسبه کنیم.

← در جاهایی که قطر شمع نسبت به طول زیاد باشد برای بسیج شدن مقاومت نوک نیاز به نشست های زیاد است بنابراین باید نشست را محاسبه کنیم.

← اگر در زیر شمع، خاک تراکم پذیر داشته باشیم نیز باید نشست محاسبه شود.

← وجود اصطکاک منفی جدار.

Downdrag load / Negative Skin Friction

www.ttnar.ir

$$(I)\quad \frac{(q'_t)_m}{q'_t} = \left(\frac{\delta}{\delta_u}\right)^g$$

δ : نشست شمع ↓

$$(II)\quad \frac{(f_s)_m}{f_s} = \left(\frac{\delta}{\delta_u}\right)^h \leqslant 1$$

$(q'_t)_m$ بار بسیج شده توسط نوک

$(f_s)_m$ بار بسیج شده توسط جدار

(I) δ_u : نشست نهایی جهت بسیج کل مقاومت نوک $\delta_u = B/10$

(II) δ_u : " " " کل مقاومت جدار $\delta_u = 10^{mm}$

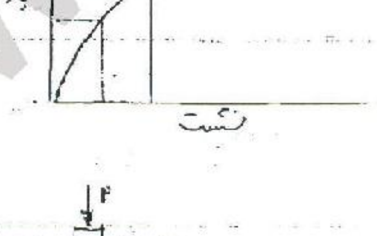
+ δ_u (I) مقدار بزرگی است بنابراین نسبت $\frac{\delta}{\delta_u}$ در رابطهٔ (I) کاهش می‌یابد و مقدار کمی از مقاومت نوک بسیج می‌شود. (سهم باربری نوک کاهش می‌یابد)

برای رس‌ها $g=0.5$, $h = 0.02$ تا 0.5

برای ماسه‌ها $g = 1.0$

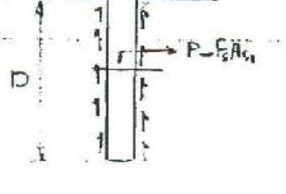
+ برای یک δ مشخص $(q'_t)_m$ و $(f_s)_m$ را پیدا می‌کنیم ⇐ $P = q'_{tm} A_t + f_{sm} A_s$

+ محاسبات را برای δهای مختلف تا ٪10 . δ_u انجام می‌دهیم و یک نمودار برای بار - نشست رسم می‌کنیم.



$$\delta_t = \delta + \delta_p$$

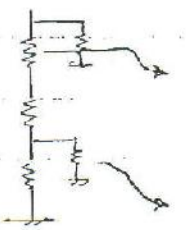
$$\delta_p = \frac{P(0.75D)}{EA}$$

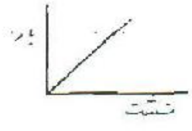


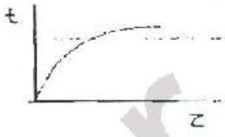
* نیرو در هر مقطع تغییر می‌کند پس نمی‌توان از رابطهٔ $\frac{PL}{EA}$ برای محاسبهٔ δ_p استفاده کرد.

www.ttnar.ir

• در روش t-z .. شمع را با یک سری فنرها مدل کرده است. (روش t-z)


فنرها خطی هستند.
این فنرها غیرخطی اند.



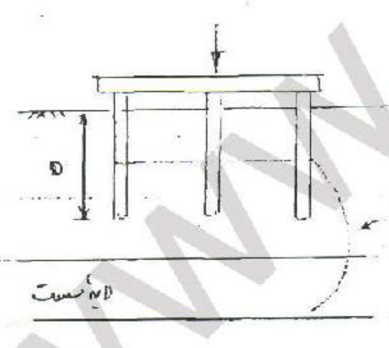


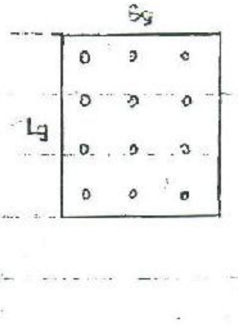
• نکته مهم این است که منحنی های t-z را به طور مناسب در نظر بگیریم. ⇐ محاسبه نشست دقیق خواهد بود.

• نشست گروه شمع

محاسبه نشست در گروه شمع اهمیت دارد. چون اگر شمع ها به طور گروهی عمل کنند، حباب تنش تا عمق های زیاد نفوذ می کند و ممکن است خاک ضعیف در زیر شمع داشته باشیم.

در این حالت گروه شمع را با یک پی معادل می کنیم.

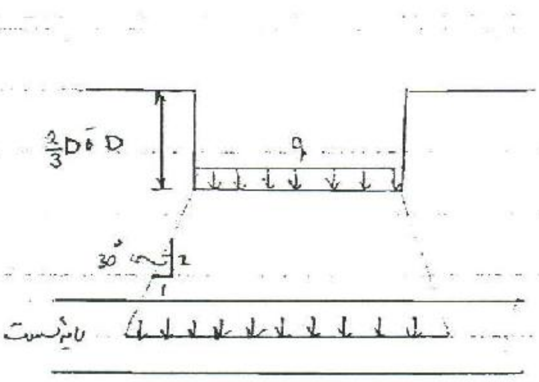

D
حباب تنش
لایه سست



• اگر بیشتر بار توسط جدار تحمل می شود، پی را در عمق $\frac{2}{3}D$ قرار می دهیم.

• اگر بیشتر بار توسط نوک تحمل می شود، پی را در عمق D قرار می دهیم.

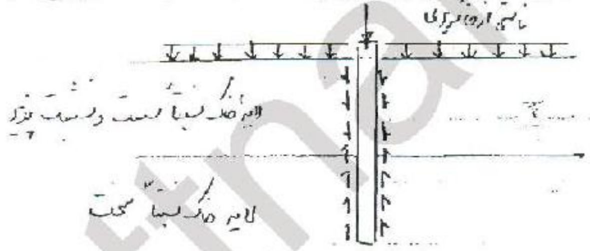
← توزیع نشست در زیر پی را یا 2 به 1 فرض می کنیم یا با زاویه پخش 30°.


$\frac{2}{3}D$ یا D
q
30°
2
1
لایه نشست

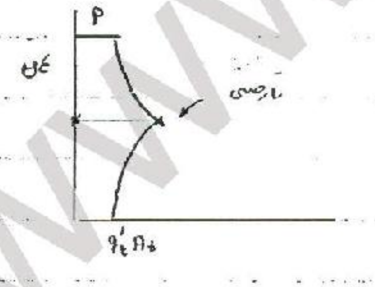
← نشست را باید تا جایی که حباب تنش به لایه نشست برسد ، محاسبه کنیم .

- Downdrag Load
- Negative Skin Friction

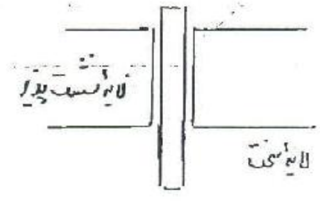
(اصطکاک منفی جدار)


لایه‌های خاک سست و نشست بزرگ
لایه‌های خاک سخت

← هم نشست افزایش می‌یابد و هم باربری کاهش می‌یابد .

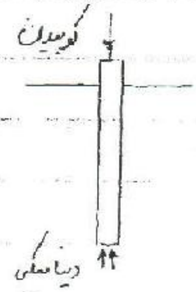


← برای جلوگیری از این اصطکاک منفی ، قطر شمع را در ناحیه اصطکاک منفی افزایش می‌دهند تا این اصطکاک حذف شود یا تا مقدار زیادی کاهش یابد .


لایه نشست پذیر
لایه سخت

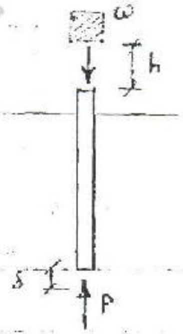
◄ ظرفیت باربری استاتیکی شمع ها (نیروهای محوری)

- محاسبه بر اساس آزمایش های استاتیکی شمع
- بر اساس روش های تحلیلی - آزمایشگاهی - آزمون های درجا
- روش های دینامیکی محاسبه ظرفیت باربری استاتیکی در حال تحقیق



با استفاده از داده های مربوط به کوبش نیز می توان تخمینی از ظرفیت باربری بدست آورد.

+ فرمول های کوبش شمع :



تعداد ضربات را به ازای هر 25 mm اندازه گیری می کنند.

آخرین 25 میلی متری که کوبیده می شود ، مورد نظر است.

$$\omega \cdot h = P \cdot \delta$$

$$\Rightarrow P_u = \frac{\omega \cdot h}{\delta} \rightarrow P_a = \frac{\omega \cdot h}{\delta \cdot \underbrace{FS}_{\text{ضریب اطمینان}}}$$

(8-11)

P_a : ظرفیت باربری شمع ،

δ : نشست به ازای هر ضربه

← اتلاف انرژی در این سیستم زیاد است که باید اثر آن را منظور کرد :

$$P_a = \frac{\omega \cdot h}{FS \cdot (\delta + \underbrace{C}_{\text{اتلاف انرژی}})}$$

* بر حسب نوع چکش و سیستم کوبش

عددی برای C ارائه شده است . (واحد C : mm)

www.ttnar.ir

* با انجام آزمایش ها مشخص شده که این روش ، دقیق نیست .

▸ علل دقیق نبودن این روابط عبارتند از :

۱ـ شمع ، چکش و نوع خاکی که این فرمول ها براساس آن بدست آمده از محلی به محل دیگر فرق می کند ⟸ نمی توان این فرمول ها را تعمیم داد.

۲ـ در رس ها ، پدیده set up توسط این فرمول ها قابل پیش بینی نیست.

۳ـ چکش ها در شرایط مختلف با راندمان یکسان کار نمی کنند بنابراین استفاده از این فرمول ها دقیق نخواهد بود.

۴ـ سیستمی که برای کوبش شمع فراهم می شود (کلاهک و ...) تفاوت می کند که باعث کاهش راندمان می گردد.

۵ـ شمع ها ، انعطاف پذیرند و به هنگام کوبش تغییر شکل می دهند . این اثر در فرمول ها دیده نشده است . (بخشی از انرژی به هنگام تغییر شکل مستهلک می شود که در این فرمول ها در نظر گرفته نمی شود .)

* انتظار داریم بین مقاومت دینامیکی و استاتیکی تفاوت وجود داشته باشد.

▸ در سال 1935 پیشنهاد شد که از پدیده انتشار موج برای بدست آوردن ظرفیت باربری شمع استفاده کنیم . با این فرض که شمع یک المان طولی است که یک موج فشاری در آن انتشار می یابد.

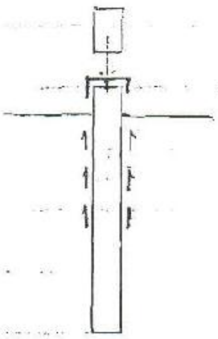
$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \frac{E}{\rho}\,\frac{\partial^2 u}{\partial z^2}$$

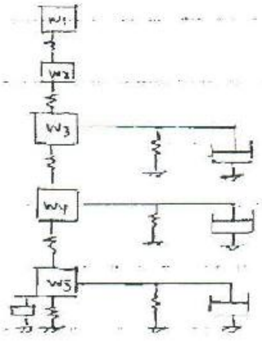
u : تغییر شکل راد

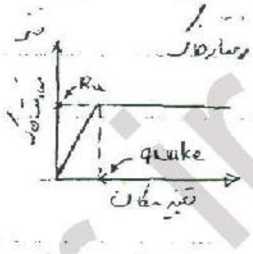
t : زمان

▸ اسمیت در سال 1951 روشی برای تحلیل دینامیکی شمع ها ارائه داده که هنوز مورد استفاده قرار می گیرد.

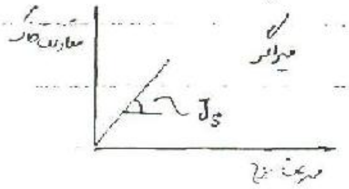
* با توجه به جنس شمع آن را به قسمت های مختلف تقسیم کرده و با فنر مدل می کند.
(فنرها مجزا هستند)







→ رفتار خاک را با یک سری فنر و میراگر مدل کرده اند.



quake → q = 2.5 mm

* اگر شمع در خاک سختی کوبیده شود مقدار quake خیلی کم خواهد شد.

→ q و Ru و Js جزء پارامترهای ذاتی خاک نیستند و بسته به نوع شمع، نوع اجرای شمع و نوع خاک مقدار این پارامترها تغییر می کند.

CAPWAP : نرم افزار تحلیل دینامیکی شمع ها

→ نتایج این روش عبارتند از :

۱ـ پیش بینی ظرفیت باربری شمع

۲ـ پیش بینی قابلیت کوبش شمع (Driveability)

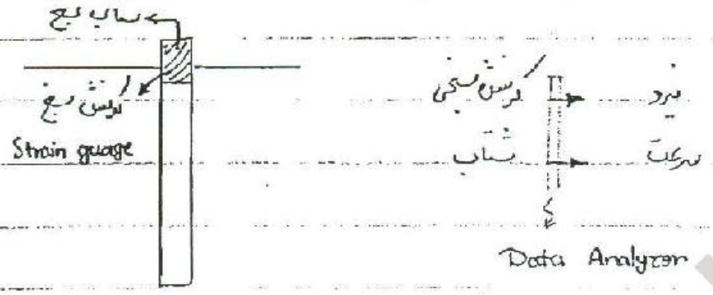
* امکان کوبیدن شمع در یک خاک خاص، با یک مقطع مشخص و سیستم چکش معین را می توان تعیین کرد. (کاربرد مهم این روش)

* برای طراحی مقاطع شمع (یکپارچه بودن و ...) نیز می توان از این روش استفاده کرد.

▲ آزمایش های دینامیکی شمع

یک سری تجهیزات در بالای شمع نصب می شود

که شتاب سنج و کرنش سنج .


شتاب سنج
کرنش سنج
Strain guage
کرنش سنجی
نیرو
شتاب
تغییرمکان ـ سرعت
Data Analyzer

★ به این روش آزمایش ... High-Strain گفته می شود.

مشخصات شمع را نیز می توان از این آزمایش بدست آورد. اگر ترکی در آن ایجاد شده باشد ، مشخص می شود چون موج رفت و برگشتی تغییر می کند.

--- Integrity → یکپارچگی شمع (از روی موج

شتاب سنج مشخص می شود .)

← در آزمایش Low-Strain نمی توان ظرفیت باربری و مقاومت کرنش شمع را تخمین زد.

در این آزمایش فقط سلامت شمع پس از اجرا بررسی می شود.

Integrity (یکپارچگی) کنترل می شود.

www.ttmar.ir

کلاس تمرین درس پی سازی

شماره ۱

مبحث: ظرفیت باربری(۱)

* مقدمه

پی سازی یکی از مهمترین و در عین حال مشکل‌ترین دروس دوره کارشناسی محسوب می‌شود. پیچیدگی‌های آن هم از لحاظ گستردگی مطالب مربوط به آن و هم از لحاظ عدم قطعیت‌ها و نظرات متعددی است که در مراجع مختلف با آن روبرو می‌شویم.

در پایان هر محاسبه و تحلیل و طراحی ساختمان‌ها ما ناچاریم بار را به بستر خاک قرار دهیم و بدین منظور نیاز به طراحی سازه‌ای هستیم که بتواند به طور ایمن بار را به خاک منتقل کند. بنابراین پی سازی یک درس طراحی است که موضوع بحث آن خاک‌ها می‌باشند و همچنین دیگر دروس طراحی مثل بتن و فولاد، انتظار جواب‌های یگانه در مسائل مختلف نمی‌توان داشت. طراح بسته به توانایی، تجربه و تشخیص خود می‌تواند جواب‌های متغیری را برای طراحی ارائه کند. در این میان پی سازی به دلیل رفتارهای پیچیده و غیرقابل پیش‌بینی خاک‌ها از جایگاه ویژه‌ای برخوردار است و معمولاً تجربه یکی از پارامترهای اصلی در طراحی و حل مسائل پی سازی می‌باشد. به همین دلیل در اکثر متون پی سازی اصطلاح نیمه ریاضی - نیمه تجربی بودن را مشاهده می‌کنیم به این معنی که هیچ گاه تحلیل‌های ریاضی صرف نتوانسته‌اند بیانگر رفتارهای خاک‌ها و ارتباط آنها باشند و به ناچار در مراحلی ناگزیریم تجربه و آزمایش را با تحلیل‌های تئوریک آمیخته سازیم.

* پی‌های سطحی: ظرفیت باربری

(پی‌های سطحی، همانطور که از نام آنها مشخص است پی‌هایی هستند که دارای عمق زیادی نیستند و یا در تعیین ظرفیت باربری آنها از اصطکاک جداره‌شان با عمق خاک تأمین نمی‌گردد)

(دو معیار اساسی طراحی برای ما: مقاومت و تغییر شکل). در بحث طراحی پی به دنبال ارضای این دو شرط می‌باشیم. در ظرفیت باربری پی‌ها به دنبال این هستیم که مقاومت خاک‌ها را در برابر بار وارده بسنجیم (یعنی معیار مقاومت). هرچه خاک مقاوم‌تر باشد ظرفیت باربری آن بیشتر است و بار بیشتری را می‌تواند تحمل کند.

روش‌های تعیین ظرفیت باربری:

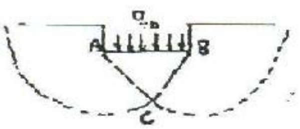
۱. ارتباط ظرفیت باربری با آزمایش‌های صحرایی مانند آزمایشات نفوذ: SPT و ...)

هرچه نفوذ یک میله در خاک راحت‌تر باشد مقاومت خاک کمتر و ظرفیت باربری آن کمتر است و هرچه نفوذش سخت‌تر باشد، ظرفیت باربری آن بیشتر است.

بنابراین در این شیوه آزمایش صحرایی انجام می‌شود و با نتایج آن ظرفیت باربری تخمین زده می‌شود.

۲. تئوری‌های ظرفیت باربری: با استفاده از تحلیل‌های تئوریک روابط مشخصی را برای ظرفیت باربری ارائه کرده‌اند که از آن جمله تئوری ترزاقی، مایرهوف، هنسن و وسیک می‌باشند.

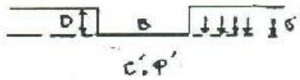
* تئوری ترزاقی: ترزاقی به تجربه خطوط گسیختگی روبرو را در زیر پی‌های سطحی مشاهده کرد و با فرض تعادل قائم گوه زیرین (ABC)، به کمک فشار Passive، روابط ظرفیت باربری خود را بدست آورد.



او رابطه اصلی خود را برای ساده‌ترین حالت یعنی "یک پی نواری با بار قائم" بدست آورد و برای دیگر حالت‌ها مثل پی‌های مربع

www.ttnar.ir

مرور به تکنیک آزمایش روابط خود را اصلاح کرد.



پی نواری: رابطه اصلی ترزاقی $q_{ult} = C'N_c + \sigma'N_q + \frac{1}{2}\gamma'BN_\gamma$

ترم وزن یا ترم ، ترم سربار ، ترم چسبندگی

اصطکاک با سطح ، با عمق

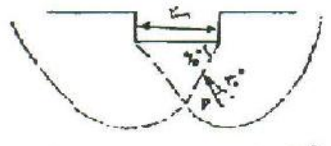
N_c و N_q ، N_γ : ضرایب ظرفیت باربری با استفاده از روابط تابع φ' بدست می‌آیند

برای پی مربعی به ضلع B $q_{ult} = 1.3C'N_c + \sigma'N_q + 0.4\gamma'BN_\gamma$

برای پی دایره‌ای به قطر B $q_{ult} = 1.3C'N_c + \sigma'N_q + 0.3\gamma'BN_\gamma$

مسأله ①

با فرض مکانیزم گسیختگی نشان داده شده در شیب‌های نامحدود سطوح گوه، ظرفیت باربری نهایی را بیابید. $\gamma = 18\ kN/m^3$ ، $P = 240\ kN/m$ پی نواری



$C = 0 \ , \ \varphi = 30°$

* تئوری وسیک

در ادامه تحقیقات ترزاقی افراد مختلفی به بررسی ظرفیت باربری خاکها پرداختند، از جمله آنها مایرهوف، هنسن و وسیک. که وسیک یکی از کاملترین روابط را ارائه کرده است و معادلات او روابط پیچیده‌تر و حالات بسیار متنوع‌تری را شامل می‌شود.

رابطه وسیک: $q_{ult} = C'N_c.S_c.d_c.i_c.b_c.g_c + \sigma'N_q.S_q.d_q.i_q.b_q.g_q + \frac{1}{2}\gamma'BN_\gamma.S_\gamma.d_\gamma.i_\gamma.b_\gamma.g_\gamma$

g ضریب شیب زمین ، b ضریب شیب کف پی ، i ضریب بار افقی ، d ضریب عمق ، S ضریب شکل

② تفاوت فرضیات روش ترزاقی با دیگر روش‌ها (مایرهوف، هنسن و وسیک) را بیان کنید.

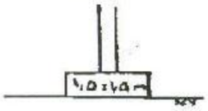
③ روابط ترزاقی کدام یک از ضرایب فوق را لحاظ کرده‌اند؟

④ ظرفیت باربری پی مربعی زیر را با دو روش ترزاقی و وسیک بدست آورید.

الف) انتظار می‌رود جواب کدام روش بیشتر باشد؟

ب) اگر پی را در عمق ۱ متری از سطح زمین قرار دهیم چه تغییری در جوابها حاصل می‌گردد؟

ج) اگر بار قائم $V = 600\ kN$ و بار افقی $H = 50\ kN$ به پی وارد گردد، ظرفیت باربری پی را محاسبه کنید و ضریب اطمینان پی در برابر لغزش را بیابید.



$C = 0.1\ kg/cm^2 = 10\ kPa$

$\varphi = 25°$

$\gamma = 18\ kN/m^3$

* همانطور که تاکنون دیدیم معمولاً روابط برای حالات ساده بدست می‌آمد و برای هر پیچیدگی ایجاد شده، اصلاح بر روی روابط اصلی صورت می‌گرفت. در اینجا برای چندین حالت دیگر اصلاحات مورد نیاز به معادلات اصلی اعمال می‌گردد، این حالات عبارتند از:

۱) وجود لنگر (خروج از مرکزیت) ۲) وجود آب زیرزمینی ۳) خاکهای غیر همگن و چندلایه

۱) وجود لنگر یا خروج از مرکزیت

روابط گذشته همگی برای حالتی بود که بار قائم در مرکز سطح پی وارد می‌شد و تنش زیر پی یکنواخت بدست می‌آمد. اما اگر یک لنگر یا خروج از مرکزیت وجود داشته باشد، هم توزیع تنش زیر پی تغییر می‌کند و هم ظرفیت باربری پی‌ها به دلیل وجود لنگر دستخوش تغییر خواهد بود.

www.ttmar.ir

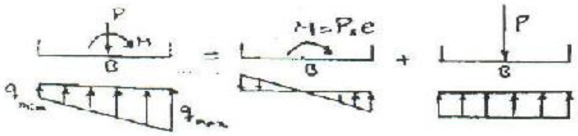
کلاس تمرین درس پی سازی

شماره ۲

مبحث: ظرفیت باربری (۲)

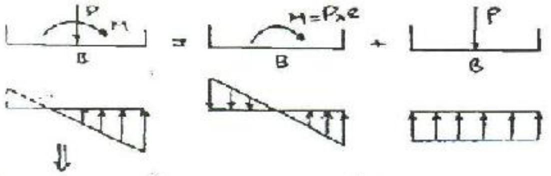
* ادامه حالت وجود خروج از مرکزیت

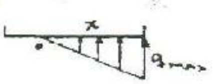
الف) تفاوت در تنش موجود (توزیع تنش در زیر پی)



حالت اول: خروج از مرکزیت کم باشد $e < B/6$ و خاک به کشش نیافتد

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

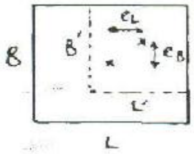




حالت دوم: خروج از مرکزیت زیاد باشد $e > B/6$ و خاک به کشش بیافتد: از کشش در خاک صرف‌نظر کرده و بار را در بقیه خاک تقسیم می‌کنیم.

$$q_{max} = \frac{4P}{3L(B-2e)} \quad , \quad x = 3(B/2 - e)$$

ب) تغییر در محاسبه ظرفیت باربری



← روش اول: ابعاد B' و L': B' و L' را مطابق روبرو محاسبه می‌شود و ظرفیت باربری برای ابعاد B' و L' محاسبه می‌شود.

$(B' = B - 2e_B \ , \ L' = L - 2e_L)$

. در ترم سوم ظرفیت باربری $\frac{1}{2}\gamma B N_\gamma$ مقدار B' جدید جاگذاری می‌شود.

. از بین $B-2e_B$, $L-2e_L$ هر کدام بزرگتر بود L' و هر کدام کوچکتر بود B' خواهد بود.

. در محاسبه ضرایب اصلاح فرمول ظرفیت باربری باید دقت کرد که در رابطه B و L قرار داده B' و L' را.

← روش دوم: ضریب کاهش R_B و R_L: در این روش که به روش مریفیلد معروف است، ظرفیت باربری اولیه همان ابعاد B و L را محاسبه می‌گردد و سپس یک ضریب کاهش به q_{ult} اعمال می‌گردد.

$\left[R_{eB} = 1 - e/B\right.$ خاک چسبنده , $R_{eB} = 1 - \sqrt{e/B}$ خاک غیرچسبنده $\left.\right] \rightarrow (q_{ult})_e = R_{eB}\cdot R_{eL}\cdot q_{ult}$

$0 < e/B < 0.3$

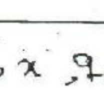
نکته: دقت کنید که در تمامی روابط بالا e مجموع تمامی خروج از مرکزیت‌ها نسبت به مرکز سطح پی می‌باشد.

مسائل:

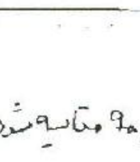
① روابط $q_{max,min}$ در حالت اول و q_{max} و x در حالت دوم از بخش الف بالا را اثبات کنید.

② آیا منطقی است که q_{max} را در حالت وجود لنگر با q_a مقایسه کنیم؟ ($q_a > q_{max}$) یا بهتر است ضریبی از q_{max} با q_a مقایسه شود؟

③ الف) خروج از مرکزیت پی روبرو را بیابید.



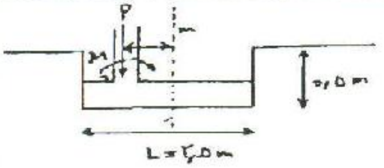
M=۲۵۰ kN.m P= ۱۰۰۰ kN



ب) اگر ستون خود دارای خروج از مرکزیت به میزان ۱۰ cm باشد، خروج از مرکزیت کل و توزیع تنش را بیابید.

ج) اگر این پی در عمق ۱٫۵ متری از سطح خاکی با مشخصات زیر باشد، ظرفیت باربری و ضریب اطمینان در برابر گسیختگی ظرفیت باربری را بیابید.

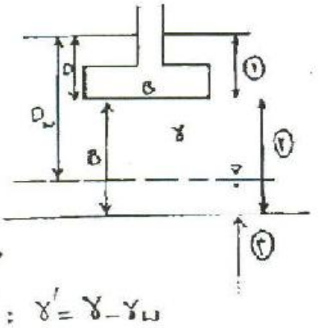
$\varphi = 20^\circ \quad , \quad C = 20\ kPa \quad , \quad \gamma = 18\ kN/m^3$



④ حداکثر مقدار M را در پی زیر طوری بیابید که ضریب اطمینان ظرفیت باربری برابر ۱٫۷۵ گردد.
$\varphi=۲۸°$, $C=۱۲kPa$, $\gamma=۱۹٫۵\ kN/m^3$
$P=۹۰۰\ kN$, $L=۲٫۵\ m$, $B=۲m$

---

۲) وجود آب زیرزمینی



وجود آب در خاک همواره باعث کاهش تنش مؤثر و مقاومت خاک‌ها می‌گردد. در ظرفیت باربری نیز این کاهش در دو قسمت دیده می‌شود: در محاسبه q که در ترم دوم (qN_q) و در محاسبه γ' (γ معادل) در ترم سوم ($\frac{1}{2}\gamma' BN_\gamma$)

* روش اصلاح: مطابق کتاب Coduto

بسته به اینکه سطح آب در کجا باشد، باید اصلاح بر روی ترم‌های فوق اعمال گردد. مبنا بر این است که اگر سطح آب از مقدار B از کف پی + عمق تراز، اثری بر ظرفیت باربری ندارد.

سطح آب در

① ناحیه: $\gamma'=\gamma-\gamma_w$

② ناحیه: $\gamma'=\gamma-\gamma_w\left(1-\left(\frac{D_w-D}{B}\right)\right)$

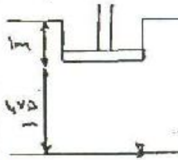
③ ناحیه، $\gamma'=\gamma$

در رابطه γ معادل در این شکل، با فرض محافظه‌کارانه $\gamma=\gamma_{sat}$ رابطه به دست آمده است.

* دیگر روش‌ها: در دیگر مراجع روش‌های اصلاح دیگری برای وجود آب زیرزمینی دیده می‌شود. بعضاً روابط γ معادل مشابه با مقادیر متفاوت دیده می‌شود و عمق بحرانی هم ممکن است به جای B، عمق دیگری باشد مثلاً $H=B.tg(۴۵+\varphi/۲)$

---

⑤ رابطه γ' (γ معادل) را در ناحیه ۲، از شکل بالا اثبات کنید.



⑥ برای انتقال بار P ستون متقابل بر روی خاک پی‌های مدور با شعاع‌های $R=۰٫۷۵m$, $R=۱m$, $R=۱٫۲۵m$ امتحان می‌گردد.
$C=۲۵kPa$, $\varphi=۲۲°$, $\gamma=۱۷\ kN/m^3$

الف، اگر پی در عمق ۱ متری از سطح خاک قرار گیرد، ظرفیت باربری را در هر حالت بیابید.

ب، ظرفیت باربری خالص این پی‌ها را بیابید (q_{net})

ج، اگر پس از ساخت پی سطح آب زیرزمینی تا ۰٫۵ متری سطح زمین بالا بیاید، چه تغییری در ظرفیت باربری حاصل می‌گردد؟

د، با فرض ضریب اطمینان $SF=۳$ آیا پی انتخابی در قسمت ب، جوابگو خواهد بود.

هـ، اگر ضریب اطمینان $SF=۳$ را به ظرفیت باربری خالص q_{net} اعمال کنیم، چه تفاوتی در جواب ج حاصل می‌گردد؟

---

۳) خاکهای چندلایه: مطابق کتاب Coduto
- میانگین‌گیری بین خاکها
- ضعیف‌ترین خاک انتخاب گردد
- سطوح گسیختگی مختلف امتحان گردد.

در کتابهای دیگر، حالات مختلف تقسیم‌بندی شده و برای هر یک راه حل ارائه می‌گردد.

* مثال 6.5 صفحه 199 مطالعه شود *

---

* برش موضعی و برش پانچ، تمام محاسبات ما تاکنون بر مبنای این بود که برش کلی رخ دهد یعنی سطوح گسیختگی مفروض کاملاً تشکیل شوند. اگر این طور نباشد ظرفیت باربری کاسته خواهد شد. عملاً این کاهش را با کاستن مقادیر c و φ و پیگیری همانند قبل انجام می‌دهند. *صفحه 198*

موفق باشید - رودی

www.ttnar.ir