مهندسی پی

۳ واحد - مقطع کارشناسی

مدرس : محمدحسین صدقیانی

سرفصل عناوین	زمان تقریبی (جلسه)
۱ - مقدمه و کلیات و مروری بر مکانیک خاک	۱
۲ - مطالعات اکتشافی ژئوتکنیکی	۳
۳ - ظرفیت باربری پی‌های سطحی	۷
- مکانیزمهای خرابی - فرمولهای ظرفیت باربری - سطح آب زیرزمینی - تأثیر آب زیرزمینی	
- تأثیر نیروهای افقی - خارج از محور بودن نیروها و لنگر خمش	
- تأثیر شیب زمینی	
- خاکهای دو لایه‌ای و چند لایه‌ای	
- تخمین ظرفیت باربری از نتایج SPT و CPT	
٤ - محاسبه نشست پی‌های سطحی	۲
۵ - پی‌های گسترده طراحی پی‌های سطحی و گسترده	٤
- پی‌های نواری، حالت صلب و انعطاف‌پذیر	
٦ - فشار جانبی خاک	٤
- حالت فعال - مقاوم - روش‌های رنکین و کولمب	
- فشار جانبی ناشی از بارهای نقطه‌ای - نواری - خطی و ...	
- فشار جانبی فعال و مقاوم در حالت زلزله	
۷ - پایداری دیوار حایل	۲
واژگونی - لغزش، ظرفیت باربری	
۸ - پی‌های عمیق	۸
شمعها	
- اصول طراحی شمع - انواع شمعها	

سرفصل عناوین	زمان تقریبی (جلسه)

- ظرفیت باربری نوک و جلدی برای خاکهای غیرچسبنده و چسبنده
- روش تعیین ظرفیت باربری
- شمعها تحت بارهای جانبی و مورب
- اصطکاک منفی شمعها
- نشست شمع

گروه شمع و سایر موارد

- اصول طراحی و نشست گروه شمعها
- ظرفیت باربری شمعها متکی بر سنگ
- مقاومت بالا برندگی شمعها
- روابط دینامیکی کوبیدن شمعها

۳

۹ - اصلاح زمین

- موارد کاربرد
- روش‌های کلی اصلاح زمین
- مراحل طراحی

• روش تراکم دینامیکی عمیق

- موارد کاربرد - پارامترهای ژئوتکنیکی
- مناسب بودن خاکها برای تراکم دینامیکی
- مراحل طراحی و کنترل کیفیت

• ریزشمعها Minipile

- برنامه‌ریزی و طراحی ریزشمعها
- کنترل کیفیت ریزشمعها
- کاربرد ریزشمعها

۳٤ جلسه

تکالیف درس

- تکالیف جامع از درس به تعداد حدود ۸ سری
- کویزهای سرکلاس ۳-۵ نوبت
- پروژه ترم
- امتحان نهایی

جلسه ۱ — خیابان ترم — شنبه ۹۶/۲/۲۳ — ساعت ۱۶

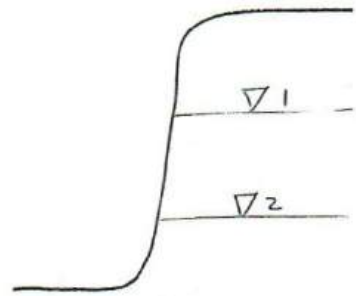
بانک رشتی
خانم مهندس رضوانی

برای هر طراحی، معیارهای زیر باید مدنظر قرار گیرد:

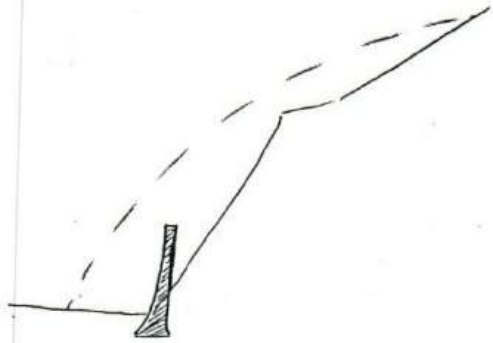
- مصالح
- هندسه
- بارگذاری

با در نظر گیری موارد بالا در نهایت طراحی به یکی از دو شکل زیر است:

- مقاومت در برابر باربری
- تغییر شکل



در اثر تغییر سطح آب زیرزمینی طراحی تغییر می‌کند.



با ایجاد ترانشه، تعمیرات خاص باید برای آن در نظر گرفته شود.

مروری بر مکانیک خاک

متغیرها در خاک: شاخص - پارامتر

طبقه‌بندی خاک‌ها بر اساس اندازه یا رفتار به ۴ دسته بود. Clay - Silt - Gravel - Sand

برای خاک‌های ریزدانه حدود اتربرگ تعریف شد. حد انقباض (SL) - حد خمیری (PL) - حد روانی (LL)

برای باربری خاک غیرپلاستیک، دانه درشت لازم است.

برای آب‌بند کردن و جلوگیری از نفوذپذیری، خاک ریزدانه لازم است.

طبقه بندی خاک

براساس AASHTO و UNIFIED

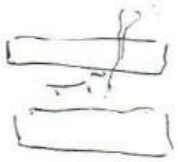
تفاوت: درصد عبوری از الک #4 - اندازه ی ماسه

برای راهسازی — برای کارهای معمول

AASHTO : American Association of State Highway and Transportation Officials

FHWA : Federal highway administration

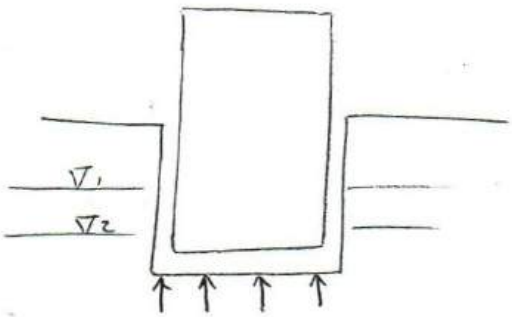
روان گرایی



برای خاک های ماسه ای . فشار معکوس آب.

u زیاد شده و برابر σ می شود.

$u = \sigma \rightarrow \sigma' = 0$



در اثر گودبرداری سطح آب زیرزمینی جابجا می شود.

در این حالت ممکن است آب از پایین به سمت بالا

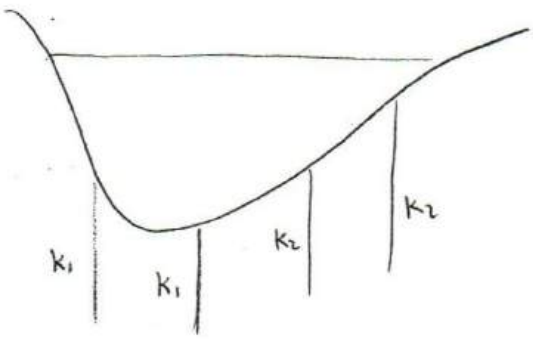
فشار وارد کند و باعث روان گرایی شود اگر حرکت آب جریان ندارد!

و نشست کند

شکل زیر یک سد را نشان می دهد. نفوذپذیری k نقاط مختلف سد از ایجاد سد توسط گمانه زنی اندازه گیری شده است.

با شروع به کار سد ممکن است k تغییر کند.

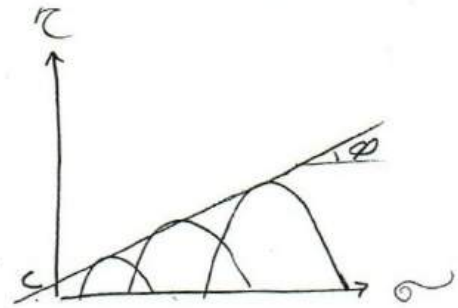
نتیجه: با اعمال بارگذاری، نفوذپذیری k تغییر می کند.



E ، k و ... در نقاط مختلف اندازه‌گیری می‌شوند.

E نهایتاً می‌تواند تا 20 برابر در خاک‌های مختلف متفاوت باشد. اما نفوذپذیری (k) خیلی متغیرتر است و می‌تواند حتی در یک خاک در نقاط مختلف تا 1000 برابر متفاوت باشد.

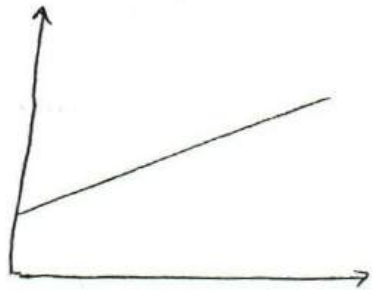
مقاومت برشی خاک‌ها:



سه محوری

✓ مناسب‌ترین روش

کرنش کنترل



برش مستقیم

ایراد اصلی: ادوج قابل بدست آوردن نیست.

مشکلات دیگر: زهکشی به خوبی سه محوری امکان‌پذیر نیست.

سطح گسیختگی تحمیل شده است.

انواع آزمایشات برای برش: CU

CD

UU

برای این آزمایشات 8 مرحله داریم:

گمانه - نمونه‌برداری در لوله - جداسازی - حمل - جداسازی - انجام آزمایش - اطلاعات خام - تفسیر

در این مراحل ممکن است خاک دست نخورده که برای آزمایش لازم است، دست خورده شود.

(حلزونی)

۱- دست خورده ← فقط دانه‌بندی ← remold

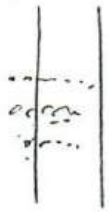
۲- دست نخورده (تا لبستونی) ← برش و تحکیم

جلسہ 2

جلسه 3

دو نوع گمانه زنی داریم.
- دست خورده ← فقط برای دانه بندی قابل استفاده است.
- دست نخورده ← برای آزمایش های برشی و تحکیم

امکان انجام دست نخورده کامل نیست. مثلاً



در طول نمونه گیری دانه ها به هم می خورند.
برای خروج خاک از لوله نیاز به ضربه است.

نیاز به بازسازی خاک است.
remold

هرچه SPT ↑ خاک سخت تر می کند

مشخصات مکانیکی خاک : E و ν و c و ϕ

خاک دانه ریز c ندارد و نمی تواند قائم بایستد. پس چرا می بینیم گودبرداری شده و نمی ریزد؟ خاصیت سیمانی پیدا کرده به وسیله ی آهک

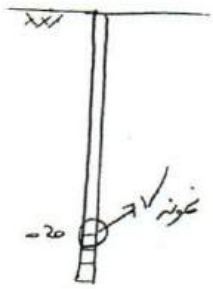
در طول زمان آهک از آن عبور کرده و رسوب کرده و باعث چسبندگی خاک می شود. ← adhesion

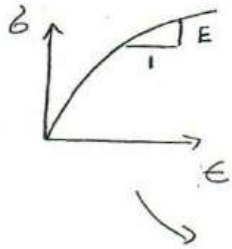
به صورت cohesion می شود البته این خاصیت، خاصیت ذاتی رس است.

سیمانی شدن : adhesion (غیر ذاتی)

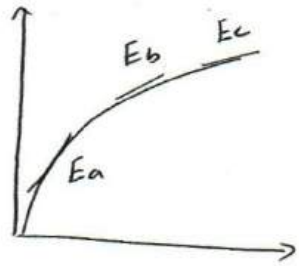
با گمانه زدن و خارج کردن خاک، adhesion را به هم زده ایم و مشخصات مکانیکی آن را تغییر داده ایم.
عموماً خاک ضعیف می شود ولی نه لزوماً. اگر مصنوعی آن را متراکم کنیم ϕ را زیاد کرده و c را کم کرده ایم.
در این صورت خاک قوی تر شده است.

ممکن است شرایط خاک را دستخورده کند.





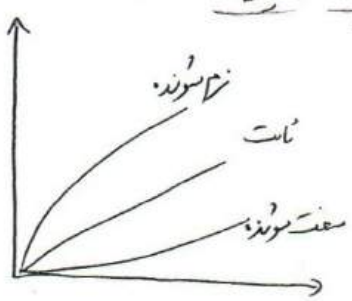
این دقیق نیست. چون بار روی آن نیست. بنابراین E کمتری به ما می دهد. راه مناسب : بار را به بار اولیه می رسانیم سپس بارگذاری می کنیم.
همچنین باید بارگذاری cyclic کرد.



۹ و ۱۰ . کدام بهتر است؟

با توجه به محل و میزان بارگذاری مشخص می‌شود مثلاً پایه‌ی پل است یا ساختمان .

خاصیت مواد به صورت الاستیک یا پلاستیک است .



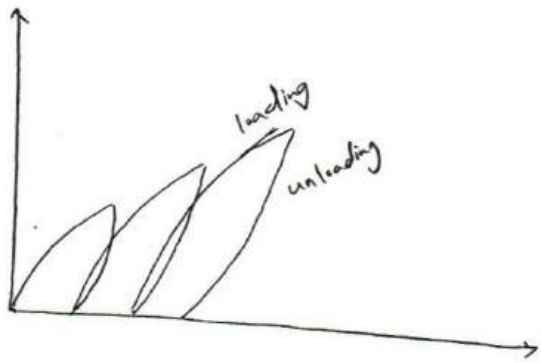
هر 3 می‌تواند الاستیک باشد اگر به جای اولیه برگردد.

نرم شونده عموماً با پلاستیک شدن همراه است.

رس ← پلاستیک غالب است

رس انبساط ← الاستیک " "

دانه درشت ← " "

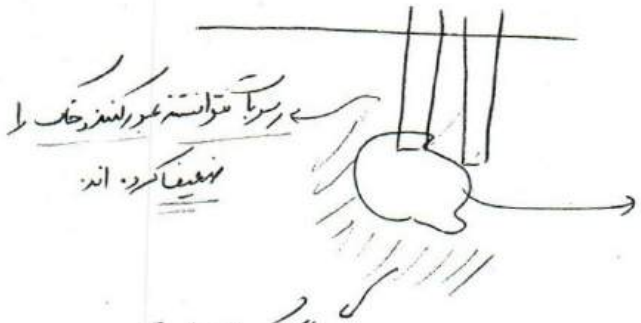


رس انرژی برداری ، برای آزمایش ، E اولیه‌ی بارگذاری اصلاً مناسب نیست .

آزمایش برجا : plate load test

چاه زده و در عمق می‌رویم و آنجا آزمایش انجام می‌دهیم. در این حالت بار دست نخورده است اما بار دستخورده است! شرایط اولیه‌ی بارگذاری روی آن نبوده است .

مشکل دیگری که در گمانه‌زنی ممکن است پیش آید:



ریشه‌ها نتوانسته عبور کنند و خاک را مهیف کرده اند.

در میان شن درس در سرب و ... قطعه سنگی وجود دارد

معمولاً خاک نرم است.

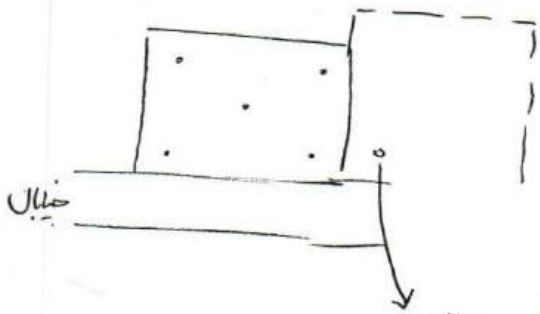
در یک پروژه چند گمانه مناسب است؟!

هیچ استانداردی نیست.

گمانه‌ها ممکن است اصلاً منظم نباشند چون ممکن است خود سازه منظم نباشد. البته خود خاک نیز یکنواخت و منظم نیست.

اگر دست و یکنواخت باشد ← گمانه با فاصله‌ی بیشتر

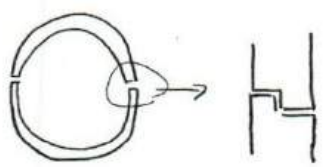
برای ساختمان $1000m^2$: 3 تا 5 گمانه



ساختمان کندی قبلاً اینجا زده!
پس می‌توان گمانه خودمان را کمی دورتر بزنیم.

آزمایش نفوذ استاندارد standard penetration test

لوله‌ی نمونه‌گیری



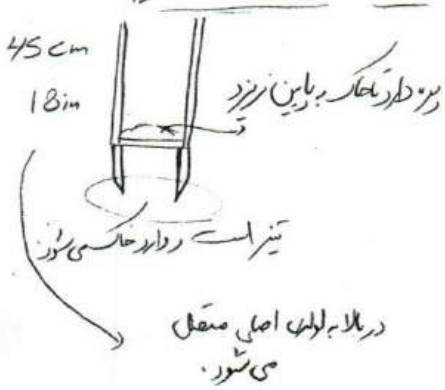
split spoon : نمونه‌گیر قاشقی

انتها به صورت کامل بریده شده. از بالا لوله به آن بریده شده و از پایین لوله‌ی نمونه‌گیر.

معمولاً در فواصل 5 متری و یا 2m به 2m

دستگاه حفاری کرده و پایین رفته‌ایم

قطر 6in تا 12in با سرداری



به تعداد ضربه‌ای که هر 6in (15cm) پایین رفتیم عددی می‌گیریم.

اولی را حساب نمی‌کنیم چون ممکن است خاک باشد که تمیز نشده است و در حین تنش نباید شده باشد.

1	8
2	10
3	9

SPT = 19

تعداد ضربات

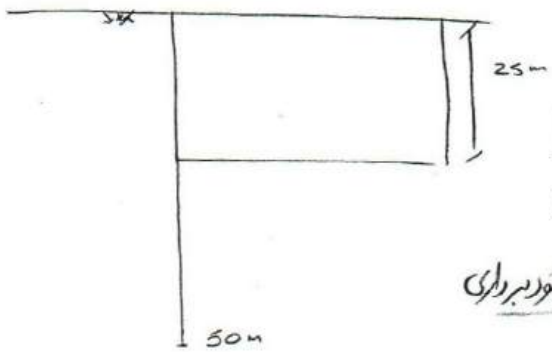
ممکن است شبیه را اشتباه دهد:

عدد وسط زیادی می دهد.

وزن چکش : 140 lb

ارتفاع چکش : 30" (75 cm)

تعداد ضربات "12 آخر حساب می شود.



در این حالت علاوه بر دست خورده شدن نمونه، بار برداری هم شده است پس SPT پس از گود برداری با SPT قبل از گود برداری یکسان نیست.

پس از گود برداری معمولاً بار روی آن گذاشته می شود

در ماسه ها حتماً باید به آب توجه شود. (نوسان آب)

مثلاً در فصل های مختلف و در سال های مختلف سطح آب زیرزمینی متفاوت است.

نوسان آب در نشست ها، تنش موثر و ... بسیار تاثیر گذار است.

از دستگاه پیزومتر برای نشانه آب استفاده می کنیم.

N	Dx آزمایش تقریبی	زاویه اصطکاک داخلی خاک دانه ای ϕ	
0 - 5	0 - 5	25 - 30	very lose
5 - 10	5 - 30	28 - 35	lose
10 - 30	30 - 60	35 - 40	Med.
30 - 50	60 - 95	38 - 45	Dence
> 50			very Dence

$$D_r = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}}$$

برای خاک های چسبنده

q_u : مقاومت فشاری تک محوری

N	q_u (KN/m^2)	
0 - 2	0 - 25	خیلی نرم
2 - 5	25 - 50	نرم
5 - 10	50 - 100	متوسط
10 - 20	100 - 200	سفت
20 - 30	200 - 400	خیلی سفت
> 30	> 400	سخت

از SPT در عمق زیاد هم می توان استفاده کرد. در دانه درشت ها نتایج بهتری می دهد.

آزمایش پره Vane Shear Test

پره را در زمین فرو کرده و می پیچانیم مقدار Torque ناشی از پیچش بدست می آید و مقاومت خاک را می دهد.

فقط برای خاک های دانه ریز

داریم با تراکم منیل ولی adhesion آن عوض شده و مشخصات زمین را به هم زدیم. قوی‌تر کردیم یا ضعیف‌تر؟ عموماً ضعیف شده. همانا می‌گذرات آن شل بوده به هم پیوند خورده بودند

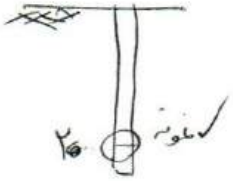
و SPT ای داده بودند حال ما متراکم کردیم. ϕ را ↑ کردیم و c را ↓.

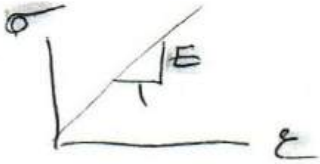
هرچی اهمیت اطلاعات ↑ ← نیاز به اطلاعات دقیق‌تر

داند درست باشد ← مقطع خاکی بزرگ شود به جای ۱۰ متر، ۲۰ متر، ۳۰ متر چاه دستی بزنیم

به این شکل و در آزمایشگاه، برحسب نیاز، نمونه را از توش درمیاریم

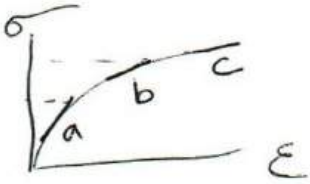
E از بارگذاری به دست می‌آید. نمونه‌ای برداشتیم از سطح زمین که ۲۰ متر پایین‌تر. در آزمایشگاه روش آزمایش می‌کنیم. این منحنی را میده





آیا مقدار E دقیق است؟ خیر زیرا بار را از روش برداشتیم و در واقعیت، ۲۰ متر بار حاکم نسبت به بار افقی روش بوده. چون باز شده، تغییر شکل کمتر به ما میده ← E کمتر به ما میده

فرض کنید منحنی بازسازی شده مطابق روبرو است. کدام E درست است؟

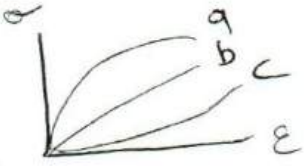


ما باید ببینیم، چه باری در سازه روش خواهد بود. محدوده بارگذاری را پیدا کنیم و E آن محدوده را میانگین چه بیشترین و کمترین

نکته: ماهیت و شرایط بارگذاری نمونه باید متناسب با شرایط اولیه باشد + رنج بار را متناسب بار اعمال شده در آینده باشد

رفتار در مصالح: ۱) الاستیک ۲) پلاستیک: رفتار برگشت‌ناپذیر

هر سه حالت می‌تواند کامل الاستیک شود یعنی با بارگذاری هر ۳ به صفر برگردد و a = ثابت و b = نرم شونده c = سخت شونده



بار a ← نرم‌تر ← E ↓

پس الاستیک می‌تواند کاملاً خطی ثابت نباشد.

چگونه سخت شونده؟ متراکم‌تر می‌شه در محدوده بارگذاری محدود

مواد سیمانی نرم شونده؟ همراه با پلاستیک هست به تدریج پیوندها و ... به حالت اول می‌ارسد

چند مرحله هست که امکان دارد اطلاعات به دست آمده نادقیق باشد:

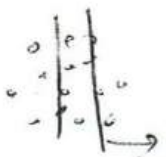
دست خوردگی نمونه‌مان حمل، نگهداری، نمونه‌گیری، دستکاری مرکب. این ایرادات ممکن اطلاعات غلط به ما بده ← اشکالات در طراحی تعدیه باشد.

SPT ↑ ← زمین سخت‌تر SPT ↓ ← زمین نرم‌تر

عدم یکنواختی در نشست ← توزیع تنش متفاوت ← تاثیر در سازه پس نمی‌توان همه چیز را دست بالا بگیریم ← هر چی دقت در اطلاعات ↑ ← بهتر در کار ← هزینه کنیم برای کسب اطلاعات دقیق‌تر

انجام آزمایش‌ها

۲ نوع نمونه داریم: ۱) نمونه را دست نخورده به صورت قالب استوانه‌ای در بیاریم ← آزمایش برش و تحکیم
۲) به صورت حلزونی حفر کنیم. خاک به هم خورده دست خورده را بیرون بیاریم ← برای دانه‌بندی
حفر حفره‌ها امکان انجام دست نخورده کامل نیست مثلاً نمونه ۷۶ در جای شن و ماسه به هم می‌خورد. به این نمونه remold (بازسازی شده) می‌گیم که می‌بینیم تراکم چقدر بوده. هر چی STP ↑ ← خاک متراکم‌تر پس سعی می‌کنیم مثلاً



بیرون آوردن دستگاه + تکان می‌دهد اطرافش ← به دانه‌های به هم می‌خورد
مثل آن بازسازی کنیم

E مقدار تغییر شکل
ν ضریب پواسون
c چسبندگی
φ

کلمه مهم در تهران: خاک دانه درشت که می‌گیم. خصوصیات مکانیکی خاک
خاک دانه درشت c ندارد ولی بعضی‌ها دارند ← پس نمی‌تواند قائم بایستد

standard penetration test = SPT

دانه‌ها نسبت به هم سیمانی می‌شوند که در درشت دانه‌ها بعد تو قائم می‌مانند.
cohesion

در کجا cohesion است؟ زیرا ذرات خاک به هم چسبنده شوند. چرا؟ ایرادهای آب دوقطبی که بار ⊕ و ⊖ به هم جذب می‌شوند. کانی‌های موجود در رس با آب یون‌هایشان یکدیگر را جذب می‌کنند. پودر سنگ به هم نمی‌چسبند زیرا کانی به هم چسبندگی ندارد.

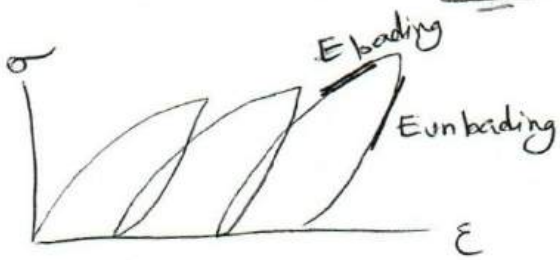
وقتی رس خاک کم است چگونه قائم می‌ماند؟ مواد سیمانی کننده. سیمان شدگی adhesion
adhesion و cohesion یکی است و به ما چسبندگی می‌دهد ولی تفاوتی دارند
موقعی که نمونه‌برداری می‌کنیم adhesion را در خاک دانه درشت مختل می‌کند ← خاک دست خورده

در خاک، الاستیسیته کامل نداریم. رس ← از اول پلاستیک یا لیبلاست و الاستیک هم همراهش است.
والاستو پلاستیک

رس اشباع ← الاستیک در مرحله اول
دانه درشت

بار می‌زاریم ← متراکم‌تر ← E ↓ (منحنی بعشکل پذیری)
بار برمی‌داریم ← پلاستیک هم همراه الاستیک است ← E ↑ می‌شود

پس:



$E_{unloading} > E_{loading}$ زیرا وقتی تو برداری کردیم

E تحلیل > E اولیه بارگذاری مقدار درست نیست.

Plate load test ← چاه بزنیم و در عمق برجا آزمایش انجام دهیم. نمونه دست نخورده در عمق برمی‌دارند. روی آن بار گذاشته جابه‌جایی را می‌گیریم. نمونه را از دست نخورده به دست می‌آوریم. داده ما دست نخورده است ولی بار ما دست خورده است

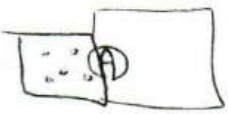
بار را برداشتیم و خاک خودش را تضعیف کرده ← شکل شده خاک و تغییر شکل به دست آمده بیشتر از مقدار واقعی است.

دقت در شرایط نمونه دست نخورده شود و ضعیت باشد

یکی از مشکلات طبیعی خاک در هم شکستن مصنوعی در کنار رودخانه: خاکی که در رطوبت مختلف، بسیار رفتار متفاوت دارد. در خاکی که رس و ماسه است یک قطعه سنگ است و معمولاً زیر سنگ، خاک نرم است زیرا آب توانسته از بالا نفوذ کند و از بالا می‌شسته و ضعیف کرده. پایین سنگ باز در اثر وزن سنگ، متراکم شده. برای کشاندن سنگ ما فشار به زمین ← خاک دست خورده می‌شود پس باید تبات کارمان را بدانیم.

در یک پروژه چندگانه ۲ استاندارد نیست. در شکل، هیچ نظمی نیست زیرا زمین یکنواخت است و نه پروژه متقارن.

می‌بینیم ساختمان کناری ۲ گمانه در A زده ← ۲ گمانه کناری را نمی‌زنیم و از اطلاعات او استفاده می‌کنیم

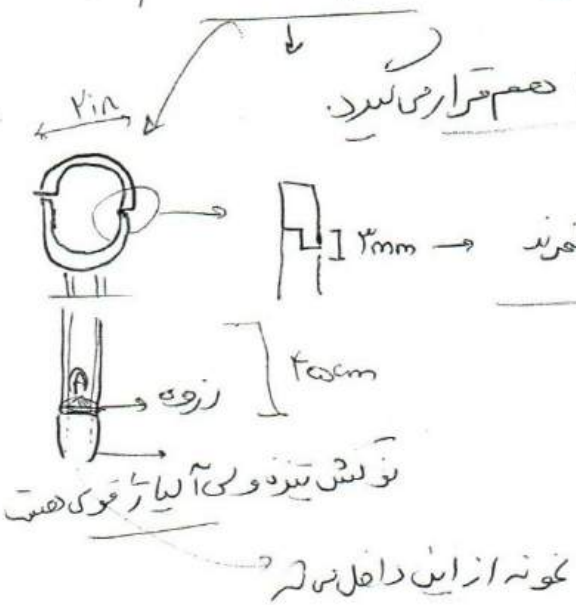


(نمونه گیری آزمایش برجای در حین اجرای گمانه) آزمایش نفوذ استاندارد standard penetration test

فیدر به می زنیم

جزء آزمایش های میدانی است. در فواصل معینی انجام میشه یا وقتی به لایه دیگری بخوریم یا در یک لایه شرایط یکنواخت نشده سر دستگاه حفاری را در عمق که می خواهیم آزمایش را انجام دهیم نگه داشته. سر لوله حفاری، یک نمونه گیر ماشینی (split spoon) گذاشته

نمونه گیر یک ۵۰cm ۲ لوله است که نصف شده و روی هم قرار می گیرد.



* در عمق زیاد هم بدون دستگاه می توان انجام داد
* در خاک دانه درشت اطلاعات دقیق تر میده ولی در ریزدانه هم میشه.

(لبه های سر ۲ زروه شده.)

از یک طرف لوله بالایی است و طرف دیگر نمونه گیر.

با ضربه وارد خاک می شه و خاک وارد ش می شه.

داخل A هم یک فنر فلزی یا پلاستیکی است که نمونه خارج نشه

نمونه گیر: ۴۵cm (18 in) ارتفاع دارد

بالای لوله اسپلیت یک چکش است که ۷۵cm باید طی شود و به آن ضربه بزند به تعداد ضربه ای که در ۶in (۱۵cm) پایین رود، یک عدد یه ما میده.

تعداد ضربات		
۸	۶	۱
۱۰		۲
۹		۳

۱۹

معمولاً ۳۰cm آخر را می گیریم یا ۸ عدد به عنوان N = ۱۰+۹=۱۹

چرا میگی را نمی گیریم. زیرا ممکنه از نمونه میگی که خاک ریخته باشد در دستگاه + در عمق اولیه تر ضربه شمش داریم. از ۳ عدد به بعد را می گیریم.

SPT ← هم مصالح دست نخورده تر + عددی که یه ما میده تر ضربه شمش نشده است

بعضاً ممکنه N اشتباه بده. چگونه؟ سنگی باشد اول وسط که باید ضربه بزنیم تا بگذرد یا ممکنه حفره ای باشد آن وسط ← هم در ضربات و هم در نمونه بینیم

استاندارد: وزن چکش 14 lb

ارتفاع چکش 30 in (75 cm)

تعداد ضربات 12 آمر حساب می‌شود. (30 cm)

اصطلاحات مختلفی داریم.

SPT = تکلیف

می‌خواهیم بعد ۲۵ متر بورلبرداری کنیم آیا SPT در عمق ۲۰ متر درست است یا خیر زیرا بعداً باربرداری میشه. اینکه بعداً روش باربرداری می‌کنیم هم باید توجه شود.

نکته مهم: همیشه در بعضی جاها باید به آب توجه کنیم. آب هم تراوش عمقی است و هم سالیانه. مناسب هست با یک اطلاعات در ذهن داشته باشیم. نوسان آب در سدها، فشار آب و تنش موثر بسیار موثر است. مناسب است با دستگاه پیزومتر داشته باشیم.

پیزومتر برای گرفتن فشار آب به کار می‌رود

ارتباط بین N و تراکم نسبی داریم.

N	تراکم نسبی تقریبی D_r	زاویه اصطکاک داخلی خاک دانه‌ای ϕ		$D_r = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}}$
۰-۵	۰-۵	۲۵-۳۰	very loose بسیار ضعیف	خیلی شل
۵-۱۰	۵-۳۰	۲۸-۳۵	loose	شل
۱۰-۳۰	۳۰-۶۰	۳۵-۴۰	medium	متوسط
۳۰-۵۰	۶۰-۹۵	۳۸-۴۵	dense	متراکم
>۵۰			very dense	خیلی متراکم

خاک دانه‌ریز: خاک ریزدانه رس‌دار. خاک رس q_u دارد. خاک دانه‌دار مقاومت تک محوری ندارد زیرا نمی‌ایستد ولی خاک چسبنده دارد زیرا می‌ایستد

خاک‌های چسبنده = q_u = مقاومت فشاری تک محوری

حالت	$q_u (kN/m^2)$	N
خیلی نرم	۰-۲۰	۰-۲
نرم soft	۲۰-۵۰	۲-۵
متوسط	۵۰-۱۰۰	۵-۱۰
سفت stiff	۱۰۰-۲۰۰	۱۰-۲۰
خیلی سفت	۲۰۰-۴۰۰	۲۰-۳۰
سخت hard	بیش از ۴۰۰	>۳۰

stiff = سفت

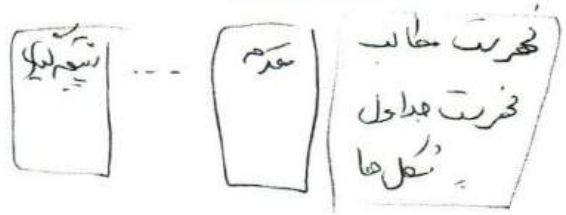
hard = سخت

آزمایش پره‌ای Vane shear test

SPT را در عمق زیاد هم بدون دسترسی می‌توان + در خاک دانه‌درشت اطلاعات دقیق‌تری می‌دهد (ولی در ریزدانه هم مشکل)

آزمایش پره ← فقط در خاک رسی و در خاک دانه‌دار غیرممکن است یا اشتباه به ما می‌دهد

پره‌ای است که در زمین فرو کرده و می‌چرخونیم. بیشتر که می‌چرخونیم torque را می‌دهد به ما مقاومت برشی خاک دانه‌ریز را می‌توان یافت



آزمایش‌های صحرایی

۱- آزمایش نفوذ استاندارد SPT

۲- آزمایش برش پره‌ای Vane shear Test (ASTM-D-۲۵۷۳)

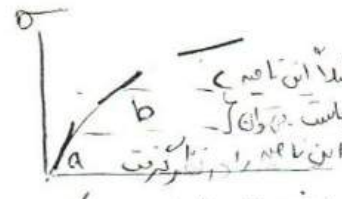
۳- آزمایش نفوذ مخروط هلندی Dutch Cone Penetration Test (ASTM D۳۴۴۱)

۳- آزمایش برای به دست آوردن مشخصات مکانیکی خاک

ویژگی‌های خاک (شامل فصل)

- دانه‌بندی
- حدود اتربرگ ← در طبقه‌بندی (برای ریزدانه) } فیزیکی
- تحکیم e
- میزان کانی رس ← شیمیایی
- مکانیکی ← رفتار برشی و خزش تأثیر دارد ← مقاومت برشی (C)، تغییر شکل‌پذیری (E)، ϕ، ν
  - مونتموریلیت ← رس حساس
  - کائولینیت ← رس غیرحساس

یکی LL



تبدیل این ناحیه به نظر ایست می‌توان گفت میانگین این ناحیه را مشخص کرد یا حدود (رنج بالا و پایین) بیان کرد.

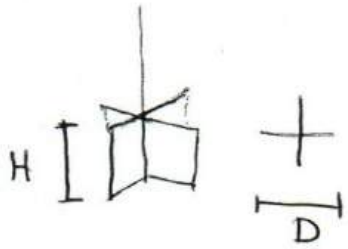
E یا deformability modulus (تغییر شکل‌پذیری) است در خاک. زیرا الزوما الاستیک نیست. نمونه را در صحرا می‌آزمایشگاه می‌آورند و بارگذاری و باربرداری می‌کنیم. بسته به ربع تنش E به دست می‌آید. می‌توان میانگین برحسب E ها یا نسبت بین ۲ تا عدد است.

۴- آزمایش بارگذاری صفحه‌ای (پجا) Insite Plate load Test (field) (محلی/صحرایی)

۵ - آزمایش برش برجا Insite shear Test (field)

آزمایش پره

vane یک میله است که روی پره قرار می‌گیرد



در زمان غوطه‌وری در عمق مورد نظر از خاک‌های رس آبدار برای تعیین مقاومت برشی زهکشی نشده خاک رس آبدار C_u

پره را در عمق مورد نظر در خاک کرده و می‌چرخانیم و به ما Torque می‌دهد و از روی آن مقاومت برشی زهکشی نشده را می‌یابیم.

گشتاور برشی T با انجام آزمایش اندازه‌گیری می‌شود.

$$T = C_u \pi D^2 \left(\frac{H}{2} + \frac{D}{6} \right)$$

C_u: چسبندگی زهکشی نشده

D: قطر پره

H: ارتفاع پره

D x H	۵۰,۴ x ۱۰۱,۶	mm	(۲x۴ in)
	۷۶,۲ x ۱۵۲,۴	mm	(۳x۶ in)
	۱۰۱,۶ x ۲۰۳,۲	mm	(۴x۸ in)

اگر پهنا ۲in است، از آن بیشتر نمی‌توان فرو کرد. ایجاد تابع قطر پهنا ← قدرت پیچش ← اثر مقاومت

خاک باشد دستگاه باید پیچش و اردکند تا ابزار بزرگتر قطر چاه‌ها را محدود کند از آن بزرگتر نمی‌توان استفاده کرد ← محدودیت‌ها

اگر خاک قوی ← پیچش ← دقت

مناسب است جایی که ما هستیم قطر را بزرگ بگیریم.

* ضرایب اصلاح دارد براساس عمق و شرایط.

ضریب اصلاح λ ← عمق و PI و OCR

$PI = LL - PL$ — Plasticity Index

LL: حد روانی، PL: حد خمیری

λ ، C_u را اصلاح می‌کنیم.

LL > ۵۰ → high plastic خاک رس

LL < ۵۰ → low plastic "

۲ خاک عین هم LL یکسان ولی PL متفاوت دارند PL=۱۵ PL=۳۰ . تفاوت آنها چیست؟

آن که PL بالا دارد حساس تر است. خاک با PL بالا که به تبع آن LL آن بیشتر است، مولکول آب هستند آب بیشتری در خود می تواند جذب کند ← در تحکیم بیشتر تغییر حجم و نشست خواهد داشت. کجا PL بالا خوبه؟ بدنه هسته سدهای خاکی

در رنج بالای رطوبت ترک نمی خورد. هسته رسی سدهای باید PI داشته باشند تا ترک نخورد که آب نفوذ کند.

وقتی نوسان می کند آب ← ممکنه ترک بخورد اگر PL بالا ← باعث نفوذ آب می شود

خاک رس بیش تحکیم یافته ← OCR ← پیش و پیش هر ۲ درست است

نفوذ مخروط هلندی CPT

تنوع زیاد دارند. لوله ای است که سرش مخروط وصله.

در خاک های دانه ای و ریزدانه با رس. بیشتر در خاک های دانه درشت قابل استفاده

رس های خوب جواب نمیده. دانه ای رس دار ok است.

SPT ضربه می زنیم ولی این ها با فشار در خاک فرو می کنیم و مقاومت برشی خاک را از آن استخراج می کنیم

هر ۳ آزمایش در لبه انجام میشه. برحسب ابعاد لبه

ابعاد لبه: اندازه مخروط + راحت تر دستگاه سبک تر ← متداول

۳ حالت ← ۲in ۳ ۴

SPT ← ۲in

آزمایش برش برجا

۲ یا ۳ نوع ← cone

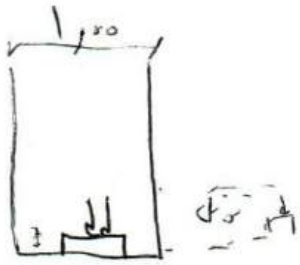
چاه می باید بکنیم و در بودی قرار بگیریم. در عمق مورد نظر می رسیم و همچنین عمق قرار میدیم. کف را اگر با مواد رات صاف می کنیم ولی دست نخوردگی را حفظ می کنیم.

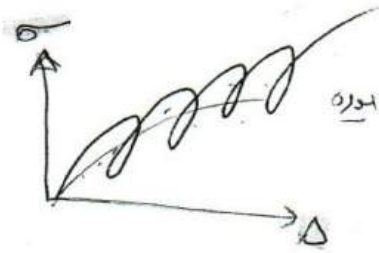
(آزمایش ۴ و ۵ بسیار به درد نخوره) رویش بارگذاشته و جابه جایی را می گیریم. خاک خودش را تحمیل کرده ←

شل شدن و تغییر شکل به دست آمده بیشتر واقعی است.

plate به قطر ۳۰cm که صفحه فلزی است که هنگام بارگذاری متوقف شد. تغییر شکل و زمان انجام را بیمایید. زیرا خاک خیلی خصوصیات رفتارش تابع زمان است (تکلیم که بار می‌زاریم و به مرور زمان آب خارج می‌شود) این جا هم همینطور است و سیکل لاسیک است یعنی تابع زمان است بار را اعمال کرده. در plate چند gage اندازه‌گیری جابجایی داریم.

اطلاعات رفتار تابعیت زمان و تغییر شکل‌پذیری در بارهای مختلف را میده





اشتباه نداریم که بارگذاری با برداری باشد. و کامل بار را برنداریم و ۰/۵ تا بزاریم بهش.

۲ ← ۰ ۰/۵

۱ ← ۲/۵ ۰/۵

خیلی وقت‌ها بار موجود در پی سیکلیک است (نه زلزله) مثلاً سیکل ترافیک و ترافیک سبک، بار باد (برای پل‌ها و دماغه زیاد و سبک)

American society for testing material = ASTM

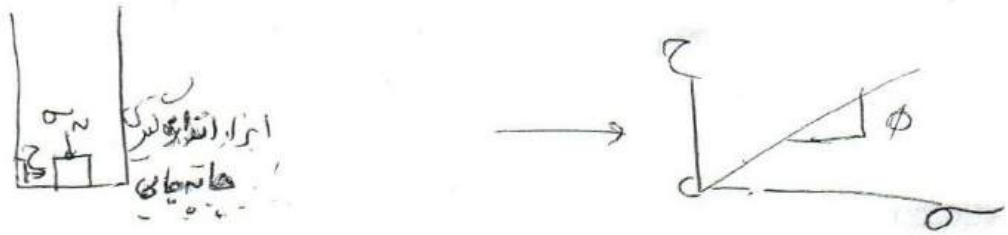
D = خاک C → بتن و خاک

بعضی ASTM ها عوض شده و بعضی فقط دستگاه‌ها کهنه به روز شده.

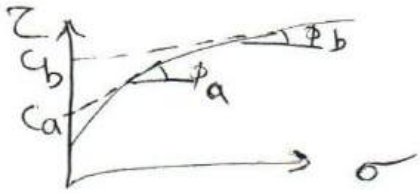
برای اینکه ببینیم تغییر شکل جانبی چقدر است: دیواره‌ها را اضافه کرده و در جهت جانبی بارگذاری می‌کنیم

می‌توان با ایجاد تونل و دسترسی کوچک، درجاهایی که نمی‌توانیم لوله بزنیم، دسترسی ایجاد کنیم و آزمایش کنیم ولی در بقیه قسمت‌ها باید لوله بزند.

SPT ← برای به دست آوردن مقاومت برشی، همان جا را می‌بریم با دست و پایین می‌آوریم و با ورق در کنار، تغییر شکل برشی و بار از بالا، تغییر شکل را می‌بینیم.



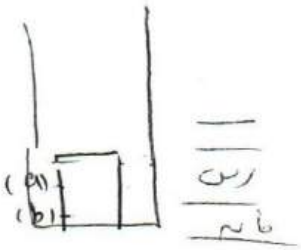
σ - τ را رسم کرده و c و φ پیدا می‌شود.



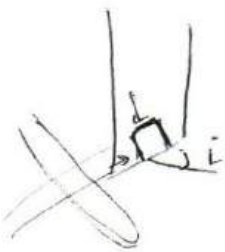
یا τ_b و ϕ_b و یا τ_a و ϕ_a است

نباید کمترین هر ۲ را گرفت.

آزمایش برش شبیه این است. به هر خاکی لایه افق نباشد و لایه‌های شیب‌دار است. بین لایه می‌خواهیم مقاومت و لغزش را بیابیم. برای این منظور در تلاقی ۲ لایه مورد نظر آزمایش می‌کنیم. هم بین لایه‌ها و هم داخل لایه می‌توان آزمایش کرد.



حال اگر لایه مایل باشد: برش را همراستای لایه مورد نظر می‌گذاریم. در شیب ۲۰° - ۱۰ جواب می‌دهد



$$\tau = c + \tan(\phi + i)$$

هرچه اطلاعات ما از زمین کامل‌تر ← طراحی بهتر و مشکلات کمتر در دیدن برداری

اهمیت دروره در این تاثیر دارد.

معیار طراحی < مقاومت / تغییر شکل

کتاب باولز و DAS 7th edition

بحث سودی ارزیابی خاک برای باری که رویش است هست.

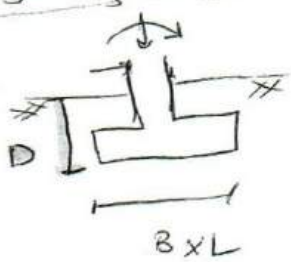
پی سطحی = پی کم عمق

پی - شالوده Foundation فونداسیون

۲ نوع پی:
- سطحی - کم عمق Footing
- عمیق deep foundation

Shallow foundation ← فقط با نقطه‌ای از ستون بخش وارد شود و از دیوار هیچی نیاد

نیمه عمیق = پی با عمق کم یا پی منفرد با عمق کم



← Shallow

هر تونه بار برش، محوری و لنگر و ترکیب آنها را می‌تواند داشته باشد

Footing:
- منفرد single
- نواری strip
- گسترده

به کم عمق می‌گن

دایره‌ای - چندضلعی (محدب (منظم)) به خاطر قالب‌بندی راحت چندضلعی معمولاً دایره را مربع می‌کنیم

Spread = mat چند ستون روی‌ش قرار گیرد.

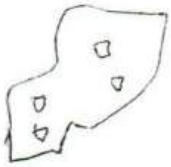
→ آرماتوربندی راحت + قالب‌بندی راحت

دایره‌ای (بزرگ) آرماتور کم می‌برد ولی اجرایش سخت است و هزینه قالب‌بندی گران دارد (۲۰٪)

نواری ← با طولی در عرض مشخص

$L/B > 10 \Rightarrow$ نواری

Spread ← لزوماً مربع نیست. سعی به بدنه سازه، کل کف را پی می‌کنیم



معمولاً جایی که بتن آرمه هست و فضای بزرگی داریم ← کف یا نواری یا mat می‌کنیم

متروه ← mat ستون و دیوار روی‌ش قرار می‌گیرد و کف یکپارچه است.

پی عمیق = شمع = pile : روش اجرایی ← کوبشی / درجا ریز

کوبشی: شمع را ساختیم و می‌کوبیم در خاک. جدا از بار زمان بهره برداری که دارد، بار خدمه اجرا هم دارد که آزمایش خاک و طراحی خاص خود را دارد. خاک جلوی را مفتوح می‌کنیم

درجا ریز ← چاهی می‌کنیم. قفس آرماتور را گذاشته و بتن می‌ریزیم یا پر و خیل سنگین گذاشته و دورش بتن می‌ریزیم. خاک جداره مکمله شل نشه و بیاد داخل

پی سطحی ← ما ۲ معیار داریم که حتماً باید در طراحی به آنها توجه شود. ۲ معیار اصلی:

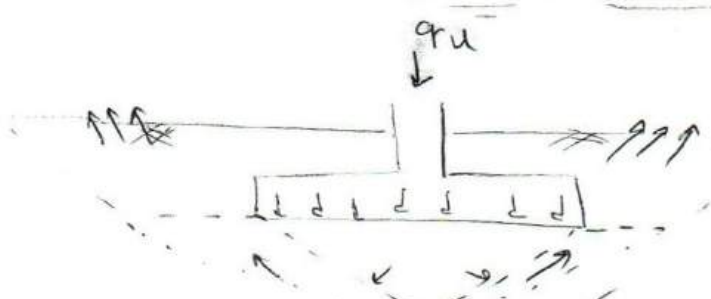
۱) ظرفیت باربری ۲) نشست زمین

سبکی داریم: دانه‌بندی خاک، رطوبت، نوع خاک، چسبندگی، زاویه اصطکاک داخلی، ابعاد و شکل

مثالهایی که بار روش می‌گذاریم

یکی از مبناهای اصلی ظرفیت باربری خاک است.

ظرفیت باربری نهایی حدی است که از آن بیشتر اگر بار اعمال شود خاک گسیخته می‌شود. تغییر شکل یافتگی معیار نیست برای طراحی. این جا باربری گسیختگی منظور است.

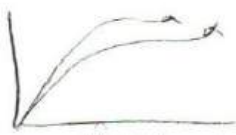


فرض کنید بار محوری به خاک اعمال می‌شود. خاک تحت فشار لغزش (bearing) قرار می‌گیرد ← تغییر شکل می‌دهد. حالت توده مانند می‌شه و فشار به لایه زیری منتقل می‌شه سعی به جایی از یک حدی بیشتر می‌شه. با فرض اینکه همه چیز مشکل باشد همه چیز خنثی برای ما پیش می‌آید

ظرفیت میزان باری است که باعث می‌شه خاک مجموعه زیر این گسیخته شود یعنی مرور رود در زمین.

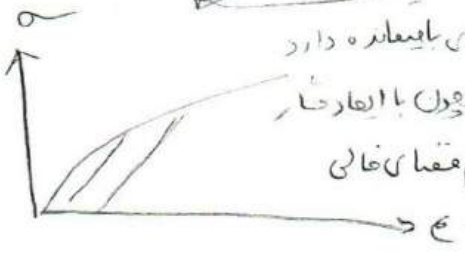
اینکه چه مقدار نشست نامشخص است

q_u = ظرفیت نهایی باربری خاک



نشستی که رخ داده تا به ظرفیت برسیم مهم نیست قبل فولاد که F_u مهم است نه ظرفیت رسیدن به آن

مکانیزم شکست یکپارچه در خاک دانه‌ای متراکم ← رفتار خاک اصلاً الاستیک نیست درسته که بخشی
اش الاستیک است ولی هیچ وقت کامل الاستیک نیست حتی در بارگذاری کم. بتن در بارگذاری کم تا حدی
الاستیک است و بعد الاستوپلاستیک. ولی خاک از اول الاستوپلاستیک است. از هر جا که بار را بردارم
به صفر برنمی‌گردد. پس رفتار خاک الاستوپلاستیک است یعنی بخشی از بار برمی‌گردد و بخشی می‌ماند.
چرا؟ با فشار فضاهای خالی را کم کردیم (مثل آب و هوا) با متراکم کردن خاک ← با باربرداری
برنمی‌گردد. بخش اش برمی‌گردد زیرا دانه‌ها تا حدی الاستیک هستند. بخشی از تغییر شکل مربوط
به تغییر فضا (plastic deformation) و بخشی مربوط به دانه‌هاست (elastic deformation).



باربری خاک متراکم بسیار بیشتر از خاک غیرمتراکم
است ولی بعد رسیدن به σ_{fu} پلاستیکی
در خاک‌های متراکم ظرفیت باربری بالاست ولی
تغییر شکل که به وجود می‌آید کم است تا به پلاستیکی برسد. این باید در طراحی در نظر توجه شود. در مرحله بعد ولی.
پس مکانیزم شکست خاک متراکم و کم تراکم متفاوت است
کم تراکم تعلل داشته ← هر جا جا شده و تعلل‌ها پر شده بعد شروع به پلاستیکی کرده
چرا خاک کم تراکم تغییر شکل زیاد دارد؟
در خاک متراکم فقط جابجایی دانه‌هاست که باعث تغییر شکل شده. از لحظه بارگذاری تا پلاستیکی
مقاومت تغییر نکرده ولی در کم تراکم، بار آن را متراکم می‌کند ← باربری ↑ ← مقاومت را
افزایش می‌دهم و تغییر شکل هم زیاد می‌شود.

چرا ۱۰ روابط ریاضی با واقعیت امر متفاوت است و واقعیت بیشتر به ما نشان می‌دهد؟
برای خاک غیرمتراکم
خاک متراکم: $\sqrt{\phi, c}$ ۲۰ تن مقاومت دیده ولی برای خاک متراکم اینطور نیست
خاک کم تراکم (c و ϕ و γ کمتر دارد) در آزمایش Triaxial ✓
خاک کم تراکم با c و ϕ کمتر ۱۰ تن مقاومت در آزمایش Triaxial } چرا؟
در خاک متراکم، تراکم را افزایش ندادیم که وضعیت وضعیت تحمل باربرداری وضعیت را به قرار داده و
در واقعیت هم همین است ولی در خاک غیرمتراکم با بارگذاری c و ϕ و γ بیشتر می‌شود پس متراکم
می‌شود پس ظرفیت را بیشتر می‌دهد ← اگر ظرفیت باربری افزایش یابد سبات به دست بیاریم
در خاک غیرمتراکم دست بالاست و کمتر به ما می‌دهد.

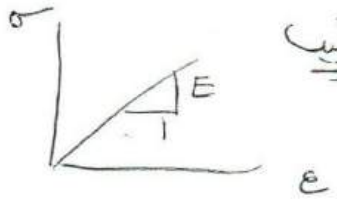
از واقعیت

این در خاک‌های دانه‌ای بود،

حال در خاک ریزدانه. پی آبش مشابه دانه‌ای است. یعنی تراکم، هوا آمرفته می‌شه و باربری بیشتر میشه
و آمرفته‌تر کم باشد هم مشابه دانه‌ای.

ولی خاک آبدار در شن و ماسه فرق نداره زیرا آب می‌ره و دانه‌ها پر می‌کنند زیرا نفوذپذیری ↑ است
ولی در خاک ماسه ریز چون خاک می‌زارند در فاصله زمان ... نمی‌تواند آب را خارج کند، عددی که روابط
صیغه تقریباً برابر واقعیت است زیرا تغلغل را نتوانستیم کم کنیم و آب مانده.
در دراز مدت ولی این اتفاق ممکنه بیفتد.

فولاد:
(در حالت الاستیک)

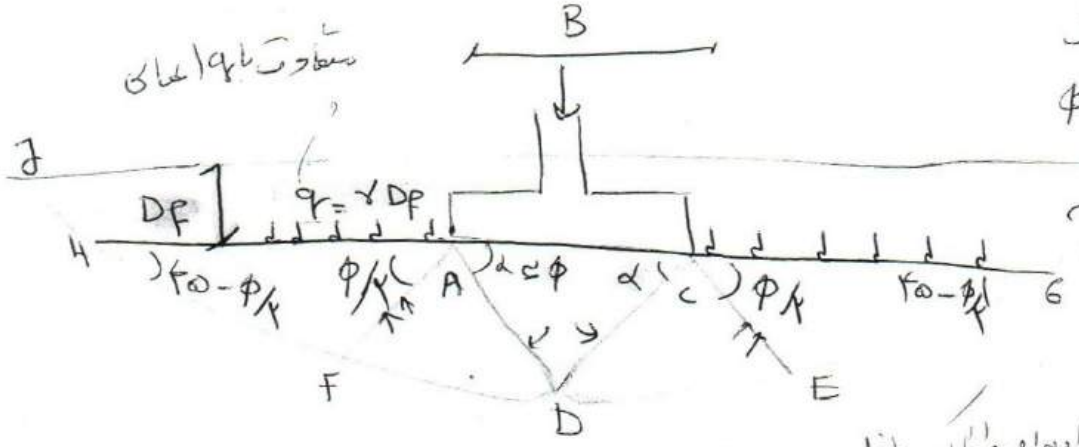


$E = \frac{\sigma}{\varepsilon}$ E = مدول الاستیسیته که ثابت است در مدول زمان و عوض نشده

ظرفیت باربری

روش ترزاقی - ۱۹۴۳

مبنا: مکانیزم بارگذاری و باربری



پارامترهای خاک
γ و c و φ

این خاک در خودش مانع لغزش می‌شود
← نقش باربری

φ = زاویه اصطکاک داخلی
c = چسبندگی
γ = وزن مخصوص

بار با زاویه α به کوه وارد می‌شه. به صورت اعمال می‌شه و به آن بعدی به سمت بالا وارد می‌شه
یک شکل مکانیزم لغزشی فرض کرد. چند آزمایش در خاک‌های بیشتر تراکم هم انجام داد و همین
شکل بود. حجم Df خاک مانع لغزش را خاک می‌شود ← نقش باربری می‌کند.
هر چه عمق ↑ است باربری ↑ زیرا خاک اطراف مانع از لغزش (افزایش باربری) می‌شه

۱- ناحیه مثلث ACD بلافاصله زیر پی : منطقه بسیار فشاری

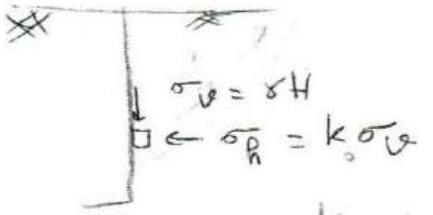
۲- نواحی برشی شعاعی ADF و CDE . سطح DE و FD منحنی هستند (اسپیرال لگاریتمی)

۳- دو ناحیه‌ی مثلثی رانکین AFN و CEG

مثلث passive منظور است زیرا فشار می‌آید

رانکین: در عمق، قطعه کوچکی از خاک هست که تحت تاثیر وزنش و فشار جانبی σ_h است.

اثر پواسون: اگر عضو را تحت فشار قرار دهیم، از اطراف باز می‌شیم اگر عمودی فشرده شود 1cm عمودی جمع می‌شیم



$k_1 < k_0$

همینطور پواسون 1cm × 1cm افقی باز می‌شیم.

در خاک قضیه این است.

active

$k_a < k_0$

اگر پی برشی را بزنیم، افقی را برداشتیم. از قدرت نیروی افقی کم شود، شیب‌دار می‌شود.

اگر برعکس، فشار بیاریم از جانب، به طرف دیگر شیب‌دار می‌شیم k_p passive

$k_p > k_0$

خاک ریزی که $\phi = 0$ است، α شان می‌شود ربطی ندارد و نمی‌تواند $\alpha = 0$ شود

وقتی بار گذاری در خاک متراکم داریم. یکباره HG متراکم می‌شود و شیب‌دار می‌شود.

برای حالت شیب‌دار کلی

General failure

پی نواری: $(L/B > 10)$

یک بعدش عرضش B و کل طولش که $L > 10B$ است

ظرفیت باربری نهایی

$$q_u = c N_c + q N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

$$N_c = \cot\phi \left[\frac{e^{2\left(\frac{3\pi}{4} - \phi/2\right)\tan\phi}}{2\cos^2\left(\frac{\pi}{4} + \phi/2\right)} - 1 \right]$$

براساس ϕ به دست می‌آید

پی مربعی:

$$q_u = 1.3 c N_c + q N_q + 0.4 \gamma B N_\gamma$$

پی دایره‌ای:

$$q_u = 1.3 c N_c + q N_q + 0.3 \gamma B N_\gamma$$

N'_c ، N'_q ، N'_γ جدول ۳٫۲ das

اگر لنسفیلد حکی نبوده و موضعی یا محلی باشد:

برای خاک سنتا شل و نرم

نواری: $(B/L=0)$ $(L/B>10)$

$$q_u = \frac{2}{3} c' N'_c + q N'_q + \frac{1}{2} \gamma B N'_\gamma$$

مربعی: $(B\times B)$

$$q_u = 0.867\, c' N'_c + q N'_q + 0.4\, \gamma B N'_\gamma$$

دایره‌ای: قطر B

$$q_u = 0.867\, c' N'_c + q N'_q + 0.3\, \gamma B N'_\gamma$$

مستطیلی $(B\times L)$

$$q_u = \left(1+0.4\frac{B}{L}\right) c' N'_c + q N'_q + \left(1-0.2\frac{B}{L}\right) 0.5\, \gamma B N'_\gamma$$

N'_c و N'_γ و N'_q ضرایب اصلاح شده با شکل پایه‌ی

جدول ۳٫۲ Das

$$c' = \frac{2}{3} c$$

$$\phi' = \tan^{-1}\left(\frac{2}{3}\tan\phi\right)$$

یکی کیی ← اگر ما بتوانیم تنش زیری را متراکم کنیم، ظرفیت باربری خیلی بالا میره. متراکم بودن ۲ حسن دارد برای ما: ۱) باربری ↑ ۲) نشست ↓

مشکله ما به جای متراکم کردن خاک که هزینه دارد برای ما، می‌توانیم B و Df را بیشتر کنیم ولی باید آنالیز اقتصادی کرد.

متراکم کردن فقط کوبیدن نیست و مکانیزم با تزریق دوغاب سیمان تعامل را که دو هم ذرات به هم می‌چسبند هم باربری بالا میره. این دو مقابل شیوع زدن مشکله سیلی ریه میرفته که باشد

در خاک چسبنده که ϕ ↓ است ← فقط چسبندگی کار می‌کند. در خاک با ϕ بالا، c کار نمی‌کند

$$q_u = c' N_c f_{cs} f_{cd} f_{ci} + q N_q f_{qs} f_{qd} f_{qi} + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma f_{\gamma s} f_{\gamma d} f_{\gamma i}$$

$\gamma = \gamma_{sat} - \gamma_w$ ، $\gamma_w \to 9.81$

shape: شکل پایه

depth: در عمق

inclination: با زاویه

ص ۱۳۵ و ۱۳۶ کتاب داس - edition7

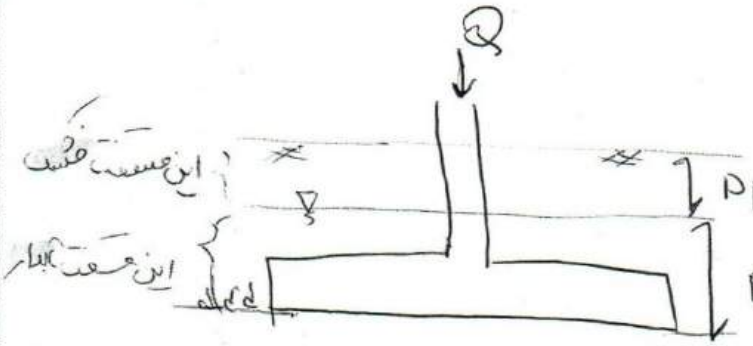
f_{cs} ، f_{qs} ، $f_{\gamma s}$ = shape factor

f_{cd} ، f_{qd} ، $f_{\gamma d}$ = depth factor

f_{ci} , f_{qi} , $f_{\gamma i}$ = inclination factor

مثال) پی به شکل مربع .

بعد B



خاک دانه ای

$D_f = D_1 + D_2$

چسبندگی ندارد ← $0 = c' N_c f_{cs} f_{cd} f_{ci}$

$$q_{all} = \frac{Q_{all}^{\text{مجاز}}}{B^2}$$

$\phi' = 34^\circ$

$\gamma = 16.5 \ kN/m^3$

$\gamma_{sat} = 18.55 \ kN/m^3$

$D_f = 1.22 m$

$D_1 = 0.61 \ m$

ضریب اطمینان

$F.S = 3$ ← $Q_{all} = 667.2 \ kN$

← تعیین B ؟

$c' = 0$ ⟶ یعنی خاک دانه درشت است و دانه ریز نیست

نداریم زیرا به ما نگفته inclination داریم

$$q_{all} = \frac{q_u}{F.S} = \frac{1}{3}\left(q N_q f_{qs} f_{qd} f_{qi} + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma f_{\gamma s} f_{\gamma d}\right)$$

N_q: 29.44 , f_{qs}: 1.67 , N_γ: 41.06

جدول 4-4

$\phi' = 34 \xrightarrow[\text{(یکی بین که نداریم)}]{\text{جدول}} N_q = 29.44$

$N_\gamma = 41.06 = 2(N_q+1)\tan\phi$

جدول 4-5

$f_{qs} = 1 + \frac{B}{L} \tan\phi' = 1 + \tan 34 = 1.67$ (9)

$L = B$

$f_{\gamma s} = 1 - 0.4\left(\frac{B}{L}\right) = 0.6$ جدول ۴-۵a

$f_{qd} = 1 + 2\tan\phi'(1-\sin\phi')^2 \frac{D_f}{B} = 1 + \frac{1.05}{B}$ جدول ۴-۵a

$\phi' = 34$ ، $D_f = 1.22$

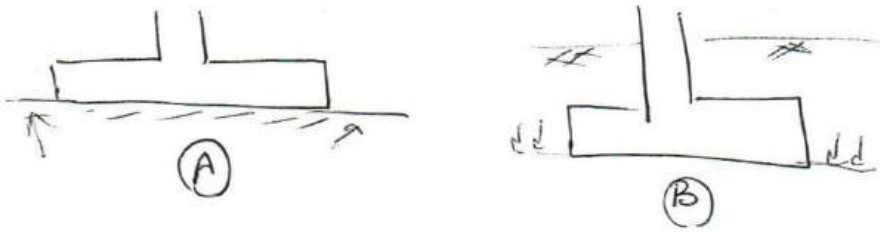
$f_{\gamma d} = 1$ جدول (۴-۵a)

$q_u = \underbrace{(0.61)}_{D_1}\underbrace{(19.5)}_{\gamma_{خشک}} + \underbrace{(1.22-0.61)}_{D_f - D_1}\underbrace{(18.55-9.81)}_{\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w} = 15.4\ kN/m^2$ ← جابجایی در مرکز

q_u = بار اعمالی از خاک خشک و آبدار به کف پی

بار پی کمتر از پی از خاک جلوی پی وارد می‌شود ولی در پایداری (افزایش ظرفیت باربری) است.

پی B که زیر زمین است بیشتر بار می‌برد زیرا خاک رویش اجازه نمی‌دهد به راحتی بسیقه شود



(A) (B)

$q_{all} = \frac{1}{3} \times \left(15.4 \times 29.22 \times 1.67 \times \left(1 + \frac{1.05}{B}\right) + \frac{1}{2} \times \underbrace{(18.55 - 9.81)}_{\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w} \times B \times 41.09 \times 0.6 \times 1\right) = 252.38 + \frac{265}{B} + 35.89B$ (I)

$= Q_{all}$

$q_{all} = \frac{667.2}{B^2}$ (II)

$I = II \rightarrow \frac{667.2}{B^2} = 252.38 + \frac{265}{B} + 35.89B \rightarrow B = 1.3\,m$

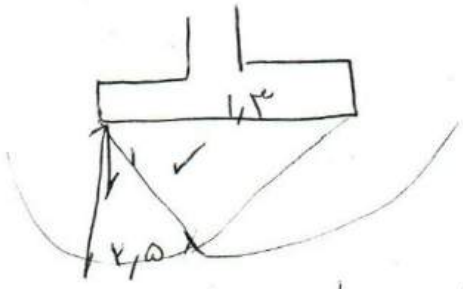
۱) تراز آب به ما داده شده = بار کف پی با استفاده از γ موثر (تنش موثر) استفاده شده

۲) بار باربری کلی (q_{all}) را هم از γ آبدار استفاده کردیم زیرا این تراز کف پی زیر آب است.

به اندازه یک قطر به پایین تر از کف پی، اثر آب وجود ندارد دیگر

(B)

2B هم می‌گیرن



زیرا لوله به وجود آمده در این شکست خاک تاثیر دارد و از آن به بعد دیگر اثر ندارد.

اگر تراز آب، ۵ را متر پایین تر از تراز کف شالوده باشد، آب مکانه در طی بهره برداری نوسان کند. اگر آب بالاتر بیاد ← ظرفیت باربری را کم کرده زیرا در eq ۱۷ اگر نزدیک سطح می‌شود باید از γ استفاده کنیم ← q↓

اگر آب پایین بیاد هم از γ در q↑ باربری استفاده کردیم و هم از γ استفاده می‌کنیم ← q↑

ولی اگر آب پایین برود، فضای اشغال شده ← pore pressure رفته و فشار هوا = ۰ ← خاک می‌خواهد جایش را بگیرد ← نشست دارد

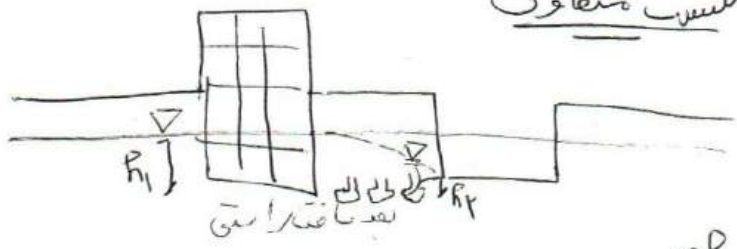
* پس نوسان آب هم در نشست و هم در باربری تاثیر دارد

معمولاً وقتی آب داریم و خاکمان رس دار است (c ≠ 0) خاک دانه ریز چه تفاوتی با خاک دانه درشت دارد؟ چسبندگی، باربری را ↑ می‌کند + در نشست: نشست تابعیت زمان پیدا می‌کند زیرا تحکیم میشه. یعنی در لحظه بارگذاری ما اثراً نشست نداریم و در گذر زمان نشست داریم.

اگر نوسان آب در خاک رس داشته باشیم: هم اثر بارندگی مصالح و هم موردی مثل چاه زدن همسایه در آب تاثیر دارد.

اگر زمینی را داریم می‌سازیم که یکطرفش ساخته شده طرف دیگر ساختمان قدیمی است. با توجه به تراز آب موجود، یک پی طراحی می‌کنیم. وقتی بعد چند سال ساختمان مجاور می‌سازند، تراز آب کوبه برداری می‌کند

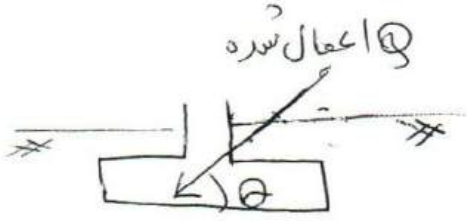
در طرف آن ساختمان پایین می‌آید ← نشست متفاوت



در سمت راست h_2 ↓ در سمت چپ h_1 ↓

در دنیا خیلی به این توجه شده ← تجهیزات را در زمین نگذاریم.

مثال) پی با بار مایل



خاک متخلخل ϕ' ، γ ، γ_{sat}

D_f ، P_1

$B = ?$ مثل مثال قبل

ضریب اطمینان برای بتن و فولاد مشخص است و آیین نامه دارد ولی برای خاک نیز زیرا بتن و فولاد را می‌سازیم خودمان

۲ نوع ضریب اطمینان { کاهش مقاومت / افزایش بار اعمالی

ولی در خاک این طور نیست زیرا هم تکلیف اختی وجود ندارد در آن، معلمه لایه های متنوع داشته باشیم ← عدم اطمینان به دقت اطلاعات موجود + اهمیت سازه دلیل این است.

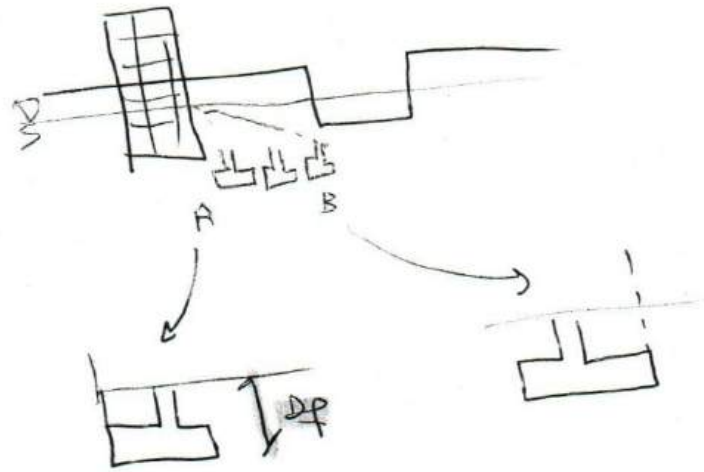
عدم وجود + اطلاعات کافی

معمولاً ضریب اطمینان پی های سطحی (footing)، بین ۲ تا ۴ است.

ضریب اطمینان factor of safety واقعیت این که این ضریب عدم اطمینان از اطلاعات است

بسته به دائم یا موقت بودن پی سازه، اهمیت سازه پی)، میزان شناخت دقت اطلاعات موجود، تغییرات شرایط (آب زیرزمینی، زمین‌ها و سازه های مجاور) معمولاً ما در ارزش دلیم

ضریب اطمینان فقط برای باربری است. برای نشست بحث دیگری است.



B ← هر ۲ طرفش در زمان احداث خاکی بود
ولی در آینده یکطرفش پر میشه

یکطرفی A سازه است

* ضریب اطمینان برای خاک کناری سمت B باید متفاوت باشد

ضریب اطمینان ← بین ۱٫۵ تا ۴
↓
خاکی موقت

← به کجا ما ضریب اطمینان وارد می‌کنیم؟
روش و نحوه اعمال ضرایب اطمینان =

از پارامترهای مقاومتی خاک c و c' و ϕ و ϕ'

$$c_{design} = \frac{c}{F.S} \rightarrow (1.1 - 1.8)$$ بین

$$\phi_{d(esign)} = \tan^{-1}\left(\frac{\tan\phi}{F.S}\right) \rightarrow (1.1 - 1.8)$$

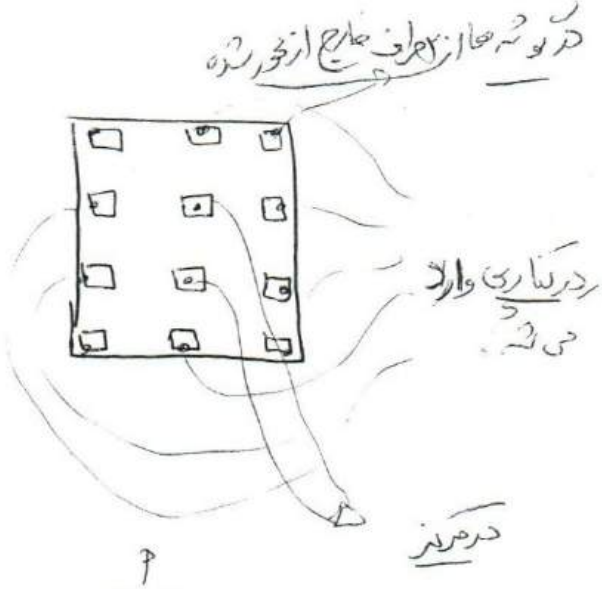
در ظرفیت باربری:

$$q_{all} = \frac{q_{ultimate}}{F.S} \rightarrow (1.5 - 4 \text{ بین})$$

$$q_{all(net)} = \frac{\overbrace{q_u - q}^{q_{net(u)}}}{F.S}$$

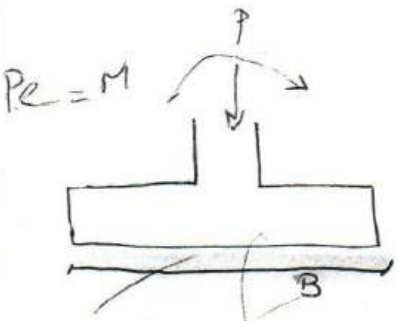
ابعادی: نواری، ۴ ضلعی، دایره
بار: قائم، مایل یا لنگر
خاک: با آب، بی آب، لایه‌ای

آیا همیشه بار در وسط سازه وارد می‌شود؟ خیر

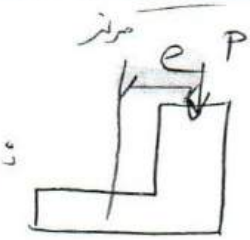


پس طرح‌ها متفاوت است برای هرجای سازه.

ظرفیت باربری پی با بارهای بیرون از مرکز



معادل

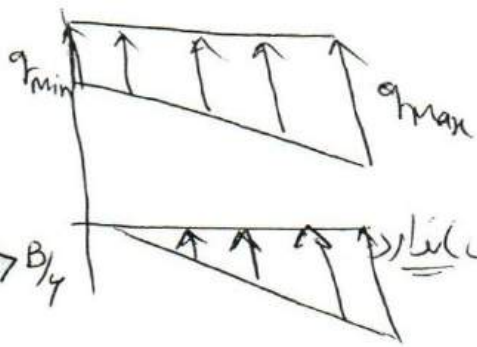


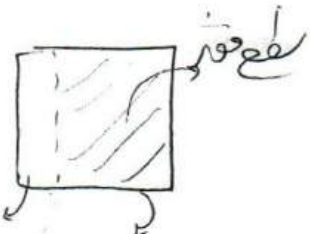
بار دیوار مثلاً

آیا در واقعیت هم این درست است؟ می‌تواند متفاوت باشد. در سمت باربری را یکنواخت می‌کنیم ولی جابه‌جایی یکنواخت نیست. برای یکسان کردن جابه‌جایی، ضخامت پی را طوری می‌کنیم که یکسان شود.

این جا حالت پاتچ

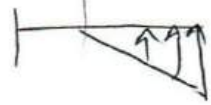
برش تیر دارد





bearing (کمیدگی) ندارد ← این قسمت بلند شده

این قسمت بار روش اعمال می‌کنه



بار به این صورت روش اعمال میشه

یعنی عکس العمل خاک به این صورت است

$$q_{Max} = \frac{Q}{BL} + \frac{6M}{B^2 L}$$

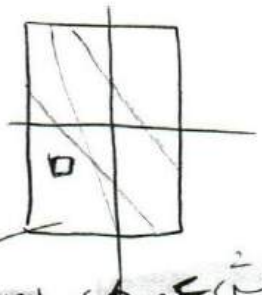
$$q_{Min} = \frac{Q}{BL} - \frac{6M}{B^2 L}$$

$Q =$ بار قائم کل

$M = Q \cdot e =$ لنگر وارده در پی

اگر حتی چاه در وسط باشد ولی لنگر داشته باشد باز همین مسئله را داریم

گوشه ← در ۲ جهت



بسته به نوع و مقدار e شرایط متفاوت دارد

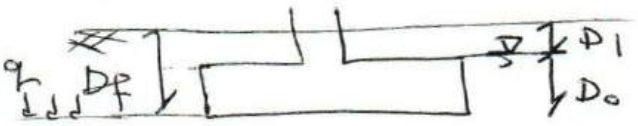
تاثیرات در خاک: کاهش باربری + کم کردن مشخصات (کاهش c و φ)، لغزنده می‌شد

تراکم برای خاک دانه‌ای است که φ دارد ← آب تا می‌کنیم ← لغزنده می‌شد ← باعث تراکم

از طرفی آب بیشتر ← فضای بیشتری می‌شود پس مانع تراکم می‌شود یعنی φ را کم می‌کند

اثر تراز آب در ظرفیت باربری page ۲۱

حالت ۱ $0 \le D_1 \le D_f$



q = بار خاک به چیدار پی

در عبارت دوم $q_{ultimate}$

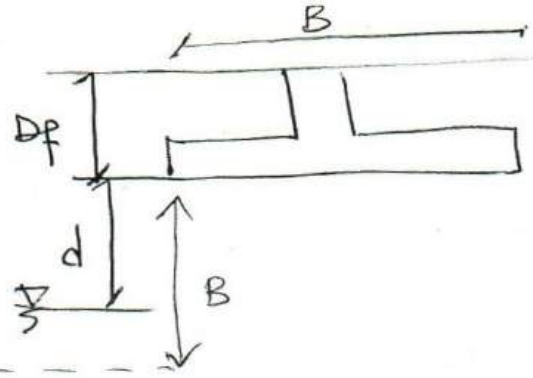
$$q_{effective} = \overset{\text{خشک}}{D_1 \gamma} + \overset{(D_f - D_1)}{D_0} \underbrace{(\gamma_{sat} - \gamma_w)}_{\gamma'}$$

در عبارت سوم $[\gamma B]$، γ به صورت زیر محاسبه می‌شود:

چون زیر آب است کلاً لاموثر می‌شه

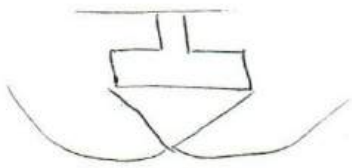
$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

حالت ۲ $0 \le d \le B$



از ارتفاع B پایین‌تر از کف پی، دیگر آب اثر ندارد

دلیل:



عمق گوه بیشتر از B نمیشه پس از B بیشتر باری اعمال نمی‌شه. بعضی سلیقه‌ها B و 2B را هم بار اعمال می‌کنند. نه اینکه گوه پایین میاد دیگه می‌کنن فقط گوه به پایین بار اعمال می‌کند ولی ما از B بیشتر در نظر نمی‌گیریم و فرض می‌کنیم از آن به بعد زمین خشک است.

آبی زیر تراز آب اشباع و بالایش خشک است؟ خیر در بالا آب نداریم ولی اشباع نیست یعنی لا غشائیم ولی خشک هم نیست ← خاک غیر اشباع است که در باربری اثر دارد که بحث ما نیست.

ادامه حالت ۲:

$$q_{ult} = \underbrace{cN_c}_{\text{بستگی به } c} + \underbrace{qN_q + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma}_{\text{بستگی به شرایط خاک}}$$

برای عبارت ۲ حالت خشک ← $\bar{q} = \gamma_1 D_f$

برای عبارت ۳ - لا معادل استفاده شود:

$$\bar{\gamma} = \gamma' + \frac{d}{B}(\gamma - \gamma')$$

حالت ۳ $d > B$: آب اثری در ظرفیت باربری ندارد ←

عبارت ۲: $\bar{q} = \gamma_1 D$

عبارت ۳: بی تاثیر

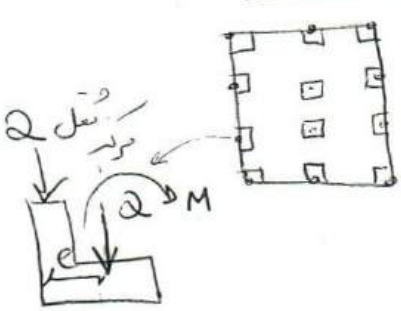
* Capilary = موهینی: در خاک دانه درشت کم اتفاق می افتد ولی در خاک دانه ریز بسیار اتفاق می افتد که آب بالاتر از تراز آب بیاید

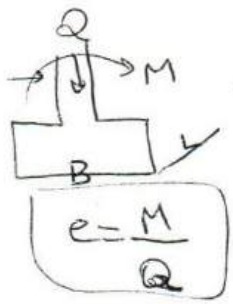
× تراز آب نه همیشه دائم یکجا قرار نگرفته به دلیل طبیعی و غیر طبیعی ممکنه بالا پایین شود. اگر تراز آب را در حین اجرا و بهره برداری بدانیم خیلی خوبه

اگر نشست یا ظرفیت باربری غیر متقارن شود، توزیع بار در سازه غیر متقارن میشه و آسیب می زند

خارج از محوریت

معمولاً پی ها خارج از محور هستند زیرا خود سازه لنگر دارد یا پی در لبه ساختمان است.



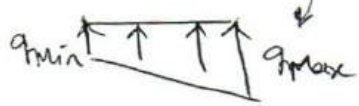


$$e = \frac{M}{Q}$$

$$q_{max} = \frac{Q}{BL} + \frac{6M}{B^2L}$$

$$q_{min} = \frac{Q}{BL} - \frac{6M}{B^2L}$$

$e < B/6$



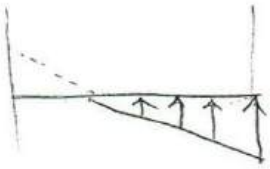
ادامه ←

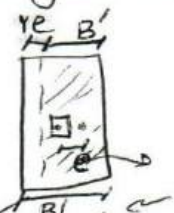
$q_{min} = 0 \Leftarrow e = \frac{B}{6}$ اگر

خاک اصلاً مقاومت کششی ندارد

طولی که جدا می‌شه = $2e$

$e = \frac{\text{لنگر}}{\text{بار اعمالی}}$ $\boxed{e = \frac{M}{Q}}$





← ادامه

سطح موثر باربری

$e > B/6$

سطحی که هنوز تکیه روش هست. بار رش هم یکنواخت نیست و به صورت ذوزنقه است.

$$q_{Max} = \frac{Q}{BL}\left(1 + \frac{6e}{B}\right)$$

$$q_{Min} = \frac{Q}{BL}\left(1 - \frac{6e}{B}\right)$$

$$e > B/6 \rightarrow q_{Max} = \frac{4Q}{3L(B-2e)}$$

$$F.S = \frac{Q_{ult}}{Q_{\text{اعمال شده}}}$$ باربری

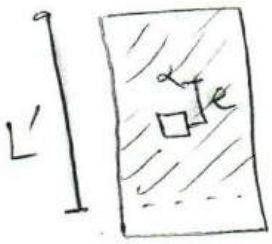
مراحل محاسبات ظرفیت باربری

۱- تعیین خارج از مرکزی (محور) بودن و حالت آن

۲- تعیین ابعاد موثر

اگر خارج از محوریت در طول باشد:

$$\begin{cases} B' = B - 2e \\ L' = L \end{cases}$$



$$\begin{cases} B' = B \\ L' = L - 2e \end{cases}$$

۳- محاسبه q'_{ult} موثر با استفاده از B' و L' از روش های مستعفی (ترزاقی - مایرهوف - هنسن) ← رابطه مابع را می‌نویسیم.

* ضریب شکل و عمق با ابعاد موثر

* ضریب عمق با ابعاد اصلی

۴- محاسبه ظرفیت باربری موثر (تیرو)

Q = بار

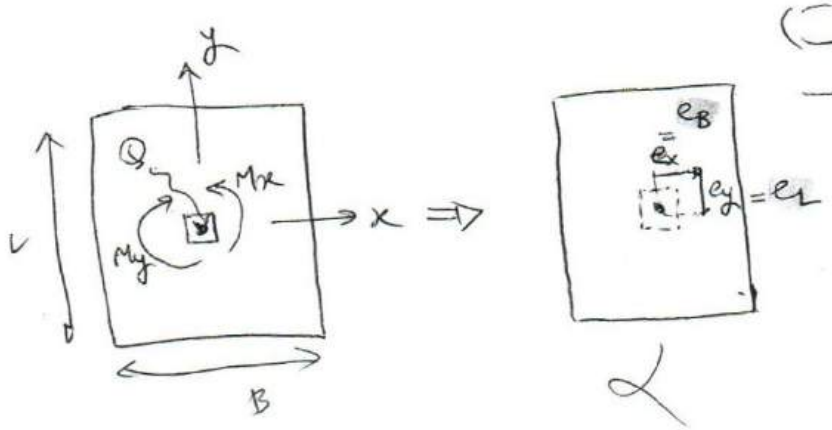
q = تنش

$$Q_{uH} = q'_{uH} \underbrace{(B' \times L')}_{A'}$$

۵-

$$F.S = \frac{\text{ظرفیت باربری } Q_{uH}}{\text{اعمال شده } Q}$$

خارج از محوریت از دو سو (دو جهت)



$$e_B = \frac{M_y}{Q_{uH}}$$

$$e_L = \frac{M_x}{Q_{uH}}$$

$$q'_u = c' N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B' N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

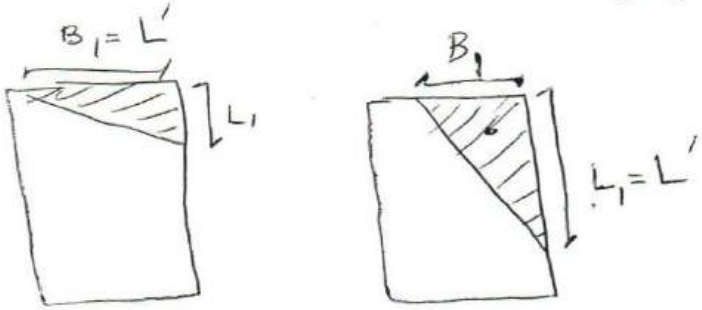
L و B با L' و B'

L' و B' با L و B

$$\boxed{Q_{uH} = q'_u \cdot A'}$$

برای تعیین A' (B' و L') حالات زیر در نظر گرفته می‌شود

حالت اول



$$\frac{e_B}{B} \geq \frac{1}{6} = 0.16$$

$$\frac{e_L}{L} \geq \frac{1}{6} = 0.16$$

$$B_1 = B\left(1.5 - \frac{4 e_B}{B}\right)$$

$$L_1 = L\left(1.5 - \frac{4 e_L}{L}\right)$$

$$B' = \frac{A'}{L'} \quad , \quad A' = \frac{1}{2} B_1 L_1$$

L' = بزرگترین B_1 و L_1

۲ بعد اثر کننده

این جا را که کل سطح بار بر یک توشه شده یا

پی گسترده شناژ دار یا شمع می‌زنیم mat foundation

سطح باربری خیلی کم است و ممکن است جواب نباشد.

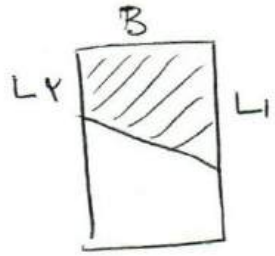
راه حل: - mat foundation

- پی گسترده شناژ دار

- شمع اگر خیلی بحرانی شود.

حالت ۲

$$\frac{e_L}{L} < 0/5$$



$$0 < \frac{e_B}{B} < 1/4$$

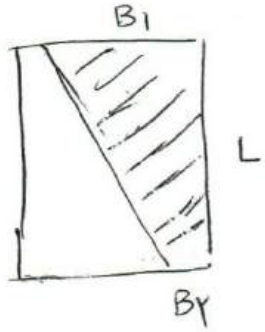
$$A' = \frac{1}{2}(L_1 + L_2)B$$

$$B' = \frac{A'}{L_1 \text{ یا } L_2} = \frac{A'}{L'}$$

هر کدام بزرگتر باشد :

مقادیر L۱ و L۲ از نمودار به دست می آید.

حالت ۳



$$0 < \frac{e_B}{B} < 0/5$$

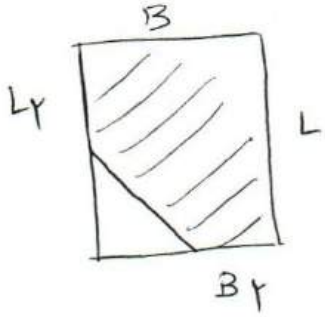
$$\frac{e_L}{L} < \frac{1}{4}$$

$$A' = \frac{1}{2}(B_1 + B_2)L$$

مقادیر B۱ و B۲ از نمودار.

$$B' = \frac{A'}{L} \qquad L' = L$$

حالت ۴



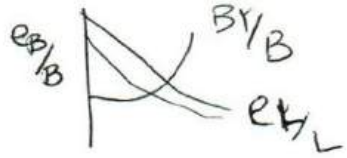
$$\frac{e_B}{B} < \frac{1}{4}$$

$$\frac{e_L}{L} < \frac{1}{4}$$

$$A' = L_2 B + \frac{1}{2}(B + B_2)(L - L_2)$$

$$B' = \frac{A'}{L}$$

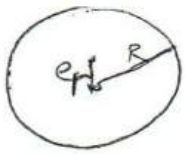
$$L' = L$$



حالت پنجم - دایره‌ای

$L' = \frac{A'}{B'}$

برحسب $\frac{A'}{R^2}$ و $\frac{B'}{R}$ و $\frac{e_R}{R}$



e'_R/R	A'/R^2	B'/R
۰/۵	۱/۲۴	۰/۶۷

کم دایره‌ای اتفاق می‌افتد . استفاده: در مخازن

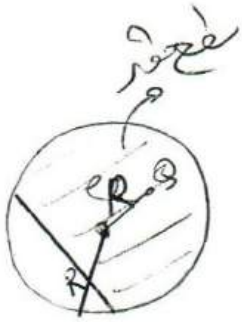
دلیل خارج از محوریت : ۱) محل ستون یا دیوار خارج از پی

۲) به خاطر وجود لنگرهای احتمالی در جهات مختلف، برای تبدیل به نیرو و لنگر

* اگر لنگر در جهت غیر از x و y بود، آن را به ۲ مولفه تقسیم می‌کنیم.

خارج از مرکزیت در شالوده های دایره ای شکل

همیشه خارج از محوریت در یک جهت



$L' = \frac{A'}{B'}$

e'_R/R	A'/R^2	B'/R
۰/۱	۲/۸	۱/۸۵
۰/۵	۱/۲۴	۰/۶۷
۱	۰	۰

← یعنی اگر در لبه قرار گیرد دیگر مساحت موثر داریم نه هیچی

ممکن است چند لایه خاک داشته باشیم یا چند نوع خاک و یا یک نوع خاک متحد قوی و متحد ضعیف

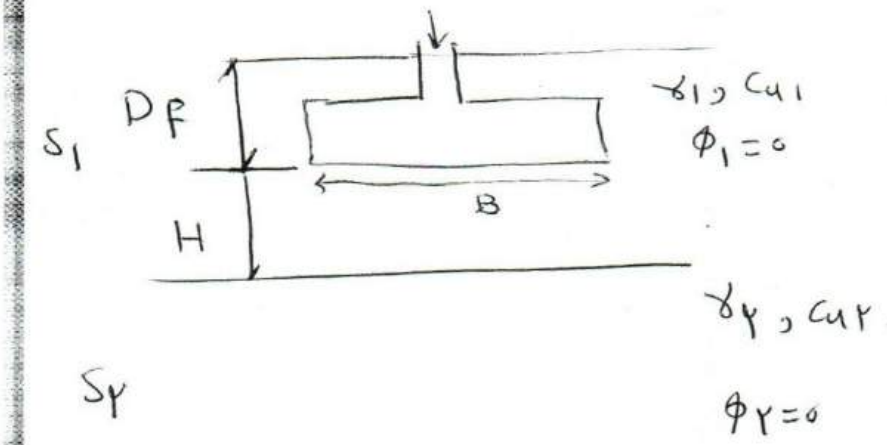
شالوده در خاک های لایه ای متفاوت

← خصوصیات مکانیکی (و نه لزوماً فیزیکی) متفاوت

← مدول الاستیسیته، تعادل، دانه‌بندی

E و ν و ρ

خاک رس با مشخصات متفاوت



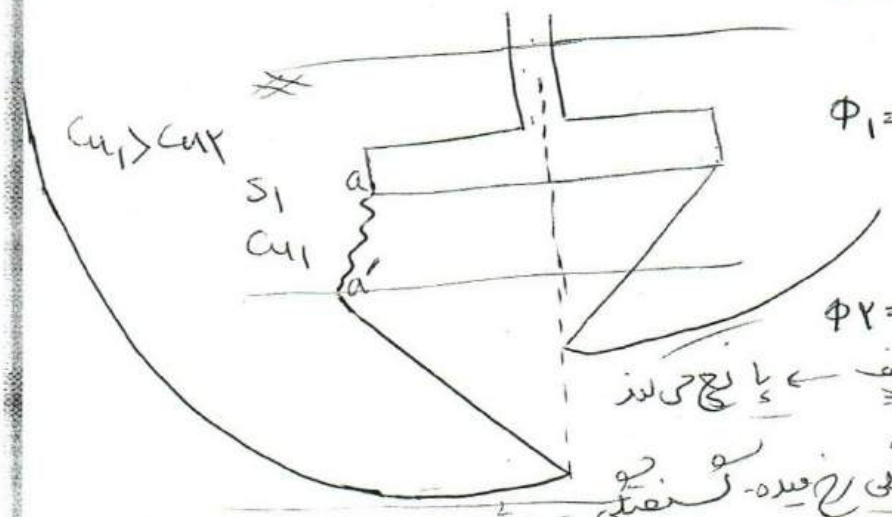
اگر $H > B$: فقط خاک S_1 باربری خواهد داشت. (هم ضعیف‌تر قوی) واقعیت امر شاید این باشد. از یک عمق به بعد این خواهر است که هیچ باری روش نباشد. مثلاً خرافیت باربری فرق نکند ولی در نشست تاثیر دارد.

در حالتی که $H/B < 1$ می‌باشد:

1) قوی روی ضعیف

$C_{u1} > C_{u2}$ (یعنی لایه بالایی سخت‌تر باشد.) لایه بالایی رس قوی و سخت‌تر است.

در زمان‌های مختلف رسوب‌گذاری شده و کانی‌های بالا سخت‌ترند.



لایه بالایی صلب‌تر و سخت‌تر و زیرش ضعیف ← پانچ می‌کند یعنی گسیخته می‌شود، و از آن جا گسیختگی رخ می‌دهد. گسیختگی برشی هست نه موضعی.

S_2

$$q_{ult} = \underbrace{\left[\left(1+0.2\frac{B}{L}\right)C_{u2}N_c\right]}_{\text{لایه ضعیف‌تر پایینی}} + \underbrace{\left(1+\frac{B}{L}\right)\left(\frac{2C_aH}{B}\right)}_{\text{لایه قوی‌تر بالایی}} + \gamma_1 D_f$$

$N_c = 5.14$

C_a یعنی Fig 4-10

$$\leq \underbrace{\left[1+0.2\left(\frac{B}{L}\right)\right]C_{u1}N_c + \gamma_1 D_f}_{\text{مقاومت لایه بالایی به تنهایی}}$$

چون $\phi = 0$ دیگر B نمی‌آید

یعنی مقاومت این ۲ کمتر از مقاومت لایه بالایی به تنهایی است.

$N_c(\phi=0)\begin{cases}5.14\\5.7\end{cases}$ → ترزاقی

$C_a = a\,c'$ چسبندگی سطح

بین ۰٫۶ تا ۱ ← Fig ۳-۱۹ پلی کپی

حالت دیگر اینه که $C_{u1} < C_{u2}$ یعنی لایه بالایی ضعیف‌تر و لایه پایینی قوی‌تر باشد که این بیشتر رخ میده. به خاطر فشار روی لایه‌های زیری. بیشتر این حالت رخ میده

۲) $C_{u1} < C_{u2}$ و عمق $H/B < 1$

$q_b = q_{bottom}$ $\quad q_t = q_{top}$

$$q_{uH} = q_t + (q_b - q_t)\left(1 + \frac{H}{H_f}\right)^2 > q_t$$

H_f → عمق سطح لیغزش از زیر فونداسیون تا جایی که در لایه ضعیف بالاست

$$q_t = \left[1 + 0.2\left(B/L\right) C_{u1} N_c + \gamma_1 D_f\right]$$

$$q_b = \left[1 + 0.2\left(B/L\right) C_{u2} N_c + \gamma_2 D_f\right]$$

$\phi = 0 \rightarrow N_c = \begin{cases}5.14\\5.7\end{cases}$ $\quad N_q = 1 \quad N_\gamma = 0$

تا الان بحث روی رس بود.

ب: شالوده بر روی لایه ماسه‌ای متراکم شده $c=0$ $\quad H < B$

بر روی رس نرم $\phi_2 = 0$

۱) شالوده نواری (مایرهوف)

در فرمول k_s و N_c کدام لایه؟

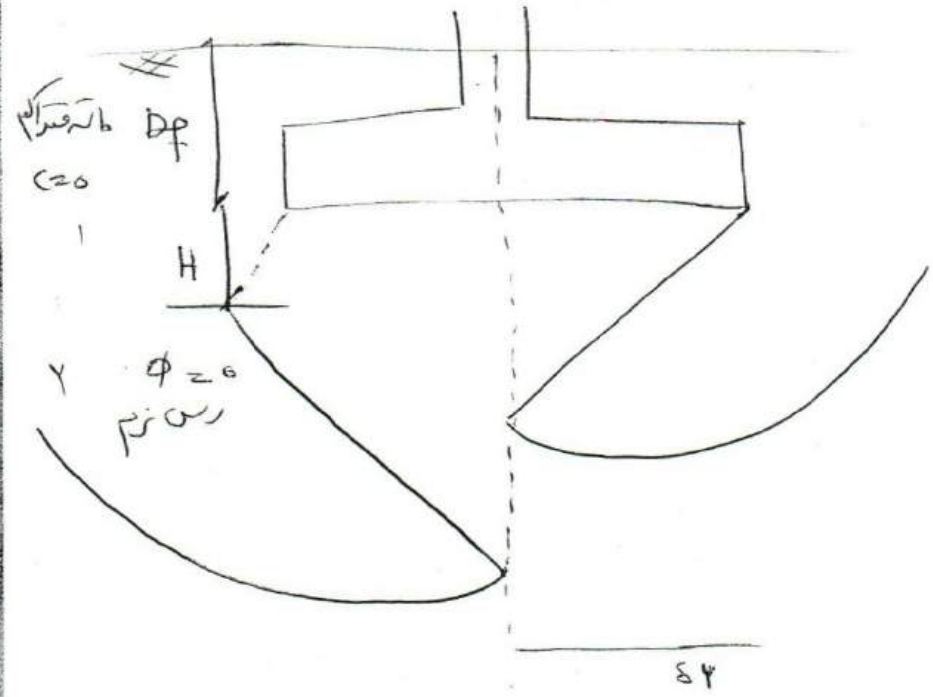
$$q_{uH} = C N_c + \gamma H^2\left(1 + \frac{2D_f}{H}\right) k_s \frac{\tan\phi}{B} + \gamma D_f < q_{uMax}$$

α مال کدوم لایه؟

پارامتر پایداری پی کپی

بار بحرانی یا ماکزیمم نهایی

$$q_{uMax} = \frac{1}{2}\gamma_1 B N_{\gamma_1} + \gamma_1 D_f N_{q_1} \qquad c=0$$



حدود پلی کپی یا پین شده

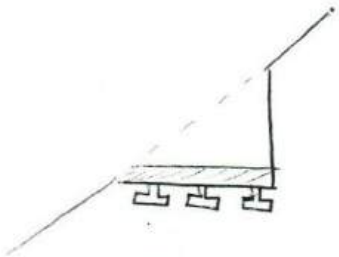
N_c و N_γ از ϕ به دست می‌آید

۲- شالوده مستطیلی

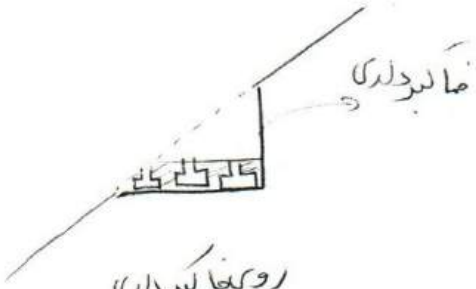
$$q_u = \left(1+0.2\frac{B}{L}\right) c_u N_{c_2}^{0.14} + \left(1+\frac{B}{L}\right)\gamma_1 H^2 \left(1+\frac{2D_f}{H}\right) k_s \frac{\tan\phi_1}{B} + \gamma_1 D_f \leq q_{uH\,Max}$$

$$q_{uHMax} = \frac{1}{2}\left(1-0.4\frac{B}{L}\right)\gamma_1 B N_{\gamma_1} + \gamma_1 D_f N_{q_1} F_{rs_1}$$

مجموع بالا و پایین باید کمتر از فقط بالا باشد

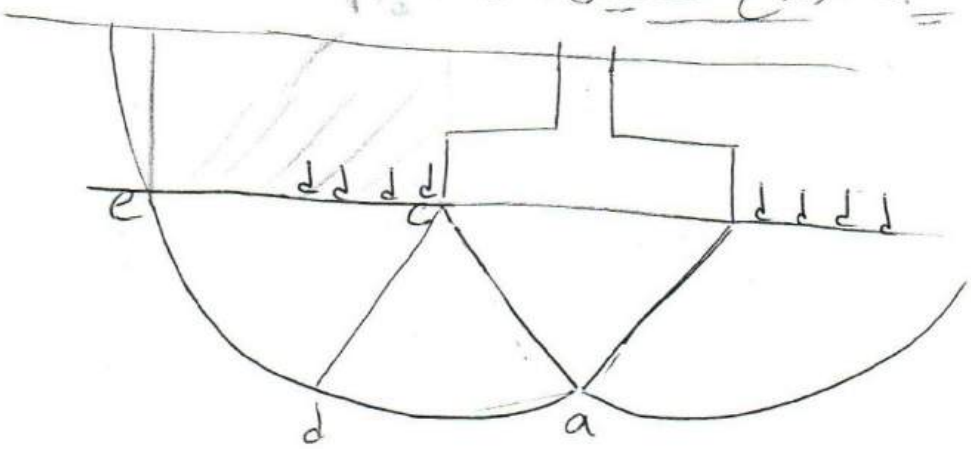


در عمق

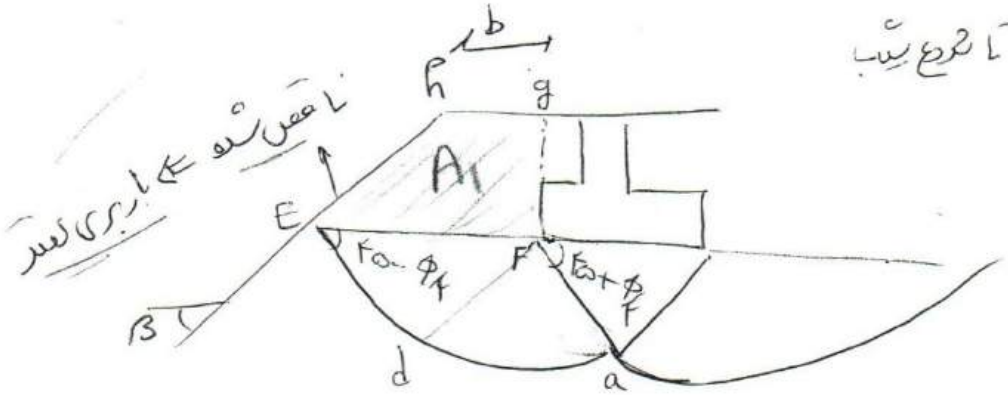


روی مانع برداری

در حالت عادی، خاک بالا، باربری خاک دو مانع لیغزش می‌شود

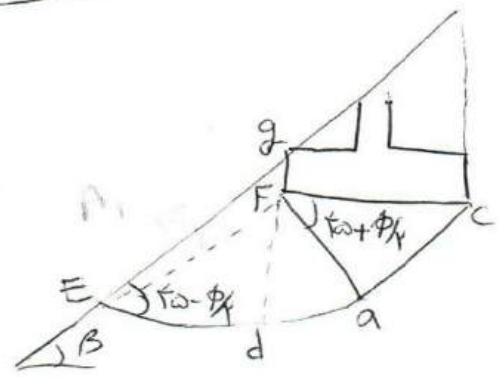


b = فاصله پی تا خروج شیب



ناقص شده باربری کمتر

b=0



β = شیب خودتراشه

گام‌های بررسی و محاسبه ظرفیت باربری پی روی شیب

۱- نقطه خروج لیغزش (E) را مطابق شکل به دست می‌آوریم

۲- مقدار N_c (کاهش داده شده) را برای حالت عادی بر اساس لیغزش $L_0 = ade$

N'_c برای $L_1 = adE$

$$N'_c = N_c \frac{L_1}{L_0}$$

۳- مقدار N_q کاهش یافته را بر اساس نسبت سطح

$A_1 = Efg$, $A_0 = B_f L_{ce}$

$A_1 = Efgh$

N_q برای حالت سطحی کلی

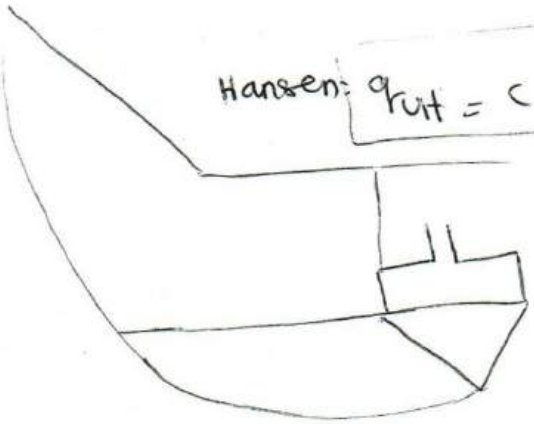
$$N_q' = N_q \frac{A_1}{A_0}$$

$N_\gamma' = N_\gamma$ - ۴

در حالتیکه $A_1 > A_0$ & $(b/B > 1.5)$ (possibly 2)

$$N_q' = N_q$$

Hansen: $q_{ult} = c N_c' s_c i_c + \bar{q} N_q' s_q i_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma' s_\gamma i_\gamma$



جدول ۴-۷ Bowels

$s_c = s_q = 1$

تعیین ظرفیت باربری با استفاده از نتایج SPT

$$q_a = \frac{N}{F_q} k_d$$

SPT ، سختی خرد شدن یک ابزار در خاک است. هر چه خاک سخت‌تر و متراکم‌تر SPT ما

متراکم‌تر ← ↑

شل‌تر ↓

رس سخت‌تر ← ↑ : SPT

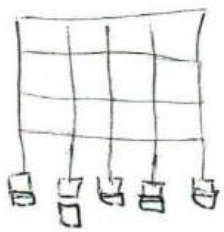
رس نرم‌تر ← ↓

در خاک دانه‌ای آبداروی آب تعادلی در SPT نمیده ، ولی در رس فرق داره.

روابط به دست آمده تجربی اند و از روابط دقیق ریاضی به دست نیامده‌اند زیرا داده‌های ما دقیق نیستند

مثل ϕ و ϕ برای استفاده از روابط لازم است ۲ مورد را احتمال کنیم { ضریب اطمینان و رفتار سطحی

اگر نشست یکسان نباشد باعث می‌شه تنش‌ها باز توزیع شوند که باعث بارهای محوری زیاد پرش می‌شود و سیستم سازه را به هم می‌زند و باعث جابه‌جایی زیاد در ساختمان می‌شه که باعث ترک دیوارها می‌شه

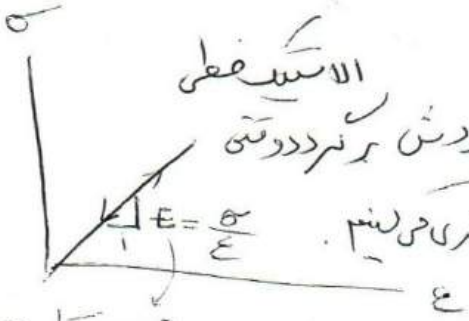


۲ نوع نشست : ۱) نشست آنی = الاستیک . در خاک رفتار الاستیک نداریم

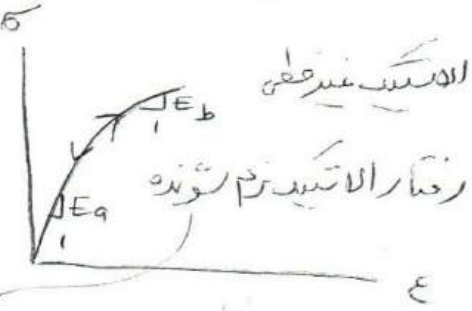
۲) ـ زمانی

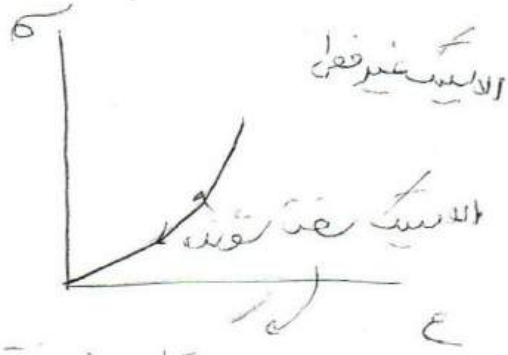
الاستیک ← اگر بار را برداریم، تغییر شکل صفر می‌شود و تغییر شکلی نمی‌ماند

خطی — غیرخطی



در هر نقطه E ثابت است.





E کم یعنی نرم . هرچه تنش آمی شود، E طا می‌شود

یا دانه‌های درشت داریم که هر دفعه شکسته می‌شود

دما اگر کم کردن تعلل

سخت شونده

* اگر اولش خیلی متراکم باشد هرچه بیشتر شود پیوندش شکسته می‌شود

شونده است.

خاک تقریباً سیمانی شده

در این پیوند سیمانی بین دانه‌ها ایجاد می‌کند

E زیاد یعنی سخت . هرچه تنش آمی شود، E آمی شود.

در الاستیک غیرخطی برای تعیین E باید بنیم تنش مادر محدوده‌ای است و E آن قسمت را بگیریم . به صورت بین ۲ کران یا بیا تلین

$E = E_a + E_b$

E کم نزدیک خوب نیست زیرا نشست بیشتر بهما میده، و توزیع ما غیرعادی میشیم ←

ضعیف‌ترین نزدیک خوب نیست زیرا سیستم یکنواختی را هم می‌زند.

خاک نرم شونده چه حالتی است؟

رفتار پلاستیک (خمیری): وقتی باربرداری کنیم، تغییر شکل برگشتی نمی‌کرد

که مثل چوب بینیم ، ابر الاستیک

برگشتی نمی‌کردیم تخلخل . ← اختار ماتریس ← ابر دانه‌هایش کاملاً به هم بسته است و

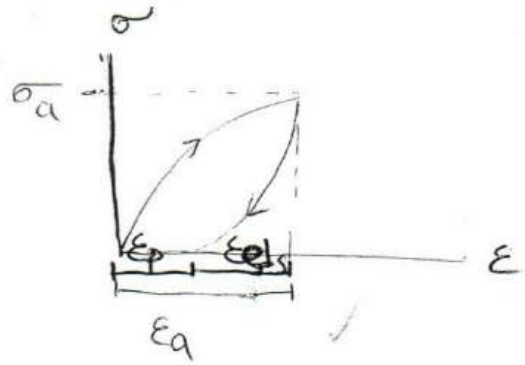
خاصیت فنریت دارد و یکی در چوب بنوبا

خاک، پیوندهایش را از بین بردیم

زیرا هم ابر هم ابزن تخلخل دارد

پس تغییر شکل آن برگشت‌پذیر می‌شود.

خاک ← ترکیب الاستیک و پلاستیک



تحت σ_a ، ε_a کرنش داشته. بار را که برداشتیم ε_e برگشته و ε_p مانده.

در تنش‌های پایین‌تر، الاستیک غالب و پلاستیک کمتر

" " بیشتر، پلاستیک غالب و الاستیک کمتر

بسته به نوع بار و رفتار ماده دارد این رفتار

در خاک‌های متفاوت، رفتار مختلف دیده می‌شود که موارد زیر بستگی دارد:

نسبت ریزدانه به درشت‌دانه (۱)، ریزدانه چقدر پلاستیک است (۲)، تراکم (۴)، تحلیل (۳)

بحث تحکیم

تحلیل ↑ ← پلاستیک‌تر

زیرا اگر تحلیل زیاد شود دانه‌ها جابه‌جا می‌شوند پس رفتار برگشت‌پذیر

خاک رس اشباع ← شبیه الاستیک است ولی تابعیت زمان دارد.

تا الان الاستیک و پلاستیک آنی بودند

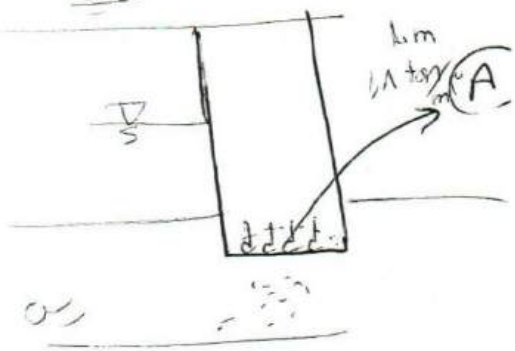
در رس اشباع الاستیک عموماً غالب‌تر از پلاستیک است.

بار کم می‌زاریم و آب می‌رود، تحکیم می‌شود. وقتی بار را برداریم، متورم می‌شود. این نکته مهمی در تونل‌سازی و نوبرداری است.

با متورم شدن و آب به جای خاک رفتن، تحلیل خاک زیادش را زیاد می‌کند ← ضعیف‌تر شده و نشست‌پذیری‌اش را بیشتر کرده

$18\ ton/m^2 = q_a =$ بار اعمال قبل از نوبرداری

$3\ ton/m^2 = q_b =$ بار اعمال بعد از نوبرداری و برداشت



در خاک زیرین تحلیل ایجاد شده. آب جایش را پر کرده. از اطراف جا نداشته پس از بالا آمده و از این حجم داده ← ضعیف‌تر شده و نشست‌پذیرتر شده نسبت به خاک اطرافش

(A) پس از حدی این خاک را برداشته اما تعادل را تغییر نکرده و باعث نشست می‌شد. تفاوت در رفتار خاک در نمونه‌گیری قبل و بعد از این اتفاق. در اثر کم شدن تعادل خاک‌ها عموماً سخت شونده است. ممکن است کم شونده هم باشد. خاک‌های سیمانی شده در اثر بارگذاری بین دانه‌ها از بین می‌رود یا اینکه دانه‌ها خرد می‌شوند. q_b ، $\frac{1}{6}$ شود، تراشیدیم ولی بار رویش نداشتیم. بار خیلی کمتر شد پس در طول مدت بهره‌برداری تورم خواهیم داشت تا نشست.

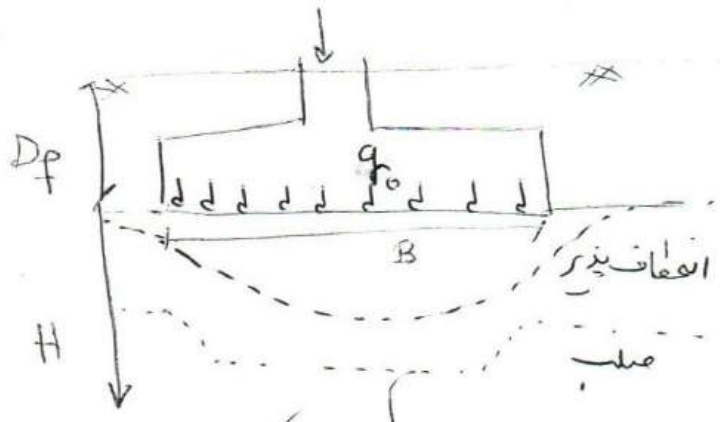
رفتار تابعیت زمان

نشست تحکیمی: ۱) تحکیم اولیه: در خاک رس دلدار مشباع زمانی که تحت فشار قرار می‌گیرد آبش خارج می‌شود. به خروج آب تحت زمان تحکیم گویند.

۲) تحکیم ثانویه: تغییر شکل یا جابه‌جایی دانه‌ها و لغزش نسبت به هم (خروج آب تمام شده و این نسبت که فضایی که آب گرفته بود کم شود. خزش عموماً تحکیم ثانویه است.

نشست

شالوده (پی) انعطاف‌پذیر



Z/B	N
۰	۲۰
۰/۵	۳۱
۱	۱۷
۱/۵	۴۰
۲	۴۲

نشست آنی

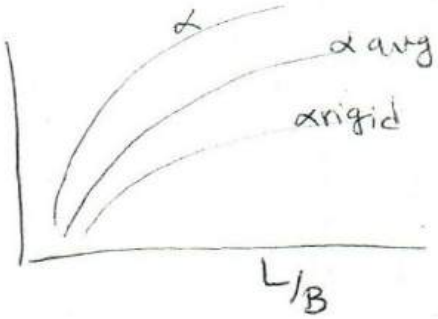
این خاک الاستیک فرض شده و روابط به دست آمده بر این فرض است

با فرض $D_f = 0$ و $H = \infty$ (یعنی عمق سنگ‌ها خیلی پایین‌تر است) و پی انعطاف‌پذیر

$$S_e = \frac{B q_0}{E_s}(1-\nu_s^2)\frac{\alpha}{2}$$ در گوشه‌ی

$$S_e = \frac{B q_0}{E_s}(1-\nu_s^2)\alpha$$ در وسط پی

نمودار پلی کپی (راست پای سن)



برای دایره و مربع $\alpha = 1$

$0.85 < \alpha < 2.5$

برای جایی که نواری است.

نشست آنی متوسط:

$$S_e = \frac{B q_0}{E_s}(1-\nu^2)\alpha_{av}$$

برای پی های صلب (غیر انعطاف پذیر):

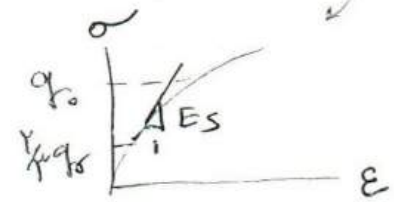
نشست آن کنترل.

$$S_e = \frac{B q_0}{E_s}(1-\nu^2)\alpha_{rigid}$$

در ما نشین q ای که بر خاک وارد می شود $\simeq \frac{2}{3} q_0$ (در عمق کیان)

E_s = مدول الاستیسیته خاک → سعی هم می شه که زیاد باشد

q_0 = باری که در سطح زیر پی قرار می گیرد. → سعی هم می شه که زیاد نباشد



تقریبی بین q_0 و $\frac{2}{3}q_0$

نشست آنی در خاک های رس اشباع

پی انعطاف پذیر

← پلی کپی

$$S_e = A_1 A_2 \frac{q_0 B}{E_s}$$

$q_0 B$ → KN/m^2

E_s → KN/m^2

A_1 تابعی از H/B و L/B

A_2 تابعی از D_f/B

در $H/B = 1$ ، هر شکلی باشد پی ها، $A_1 = 0/3$

اگر $H/B > 1$ باشد، برای دایره و Square تقریباً یکسان است.

نشست آنی خاک های ماسه ای (روش اشمرتمن) (strain influence factor)

$$S_e = C_1 C_2 (\bar{q} - q) \sum_{0}^{2B} \frac{I_z}{E_s} \Delta z$$

C_1 = ضریب اصلاح برحسب عمق مدفون پی $= 1 - 0/5 \left[\frac{q}{\bar{q} - q} \right]$

C_2 = برای منظور کردن خزش (تابعیت زمان) " " $= 1 + 0/2 \log \left(\frac{\text{زمان (سال)}}{0/1} \right)$

$\bar{q}$ (تنش اعمال شده در تراز سطح پی) = تنش در تراز سطح زمین پی از بار اعمال شده

$q = \gamma D_f$

در خاک ماسه با توجه به پایین رفتن در عمق مسکونی تراکم ها می شود $\Rightarrow$ E ها می شود. یکی از راه های به دست آوردن E ، آزمایش SPT است. (رابطه بین E و N)

I_z = ضریب تاثیر کرنش (strain Influence factor)

$I_{z(m)} = 0/5 + 0/1 \sqrt{\frac{\bar{q} - q}{q'_{z(1)}}}$

برای شالوده مربع - دایره ای ($L/B = 1$)

$z = 0$ ، $I_z = 0/1$

$z_1 = 0/5B$ ، $I_z = 0/5 + 0/1 \sqrt{\frac{\bar{q} - q}{q'_{z(1)}}}$

$z_2 = 2B$ ، $I_z = 0$

پی های نواری ($L/B \geq 10$)

$L/B \geq 10$

$z = 0$ ، $I_z = 0/2$

$z_1 = B$ ، $I_z = 0/5 + 0/1 \sqrt{\frac{\bar{q} - q}{q'_{z(1)}}}$

$z_2 = 4B$ ، $I_z = 0$

$q'_{z(1)}$ = effective stress at a depth of z_1 before construction of foundation $= (D_f + z_1)\gamma$

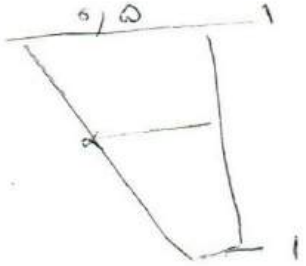
پی نواری، عمق بیشتری را تحت تاثیر قرار میدهد

برای حالت مستطیل $1 < \frac{L}{B} < 10$ بین مقادیر فوق درون یابی می‌کنیم.

مثال: $z/B = 0/5$ $\quad L = 4B$

	z/B	I_z	$z/B > 10$
$L/B = 1$	0/5	0/5	0/25

$$\frac{0/2 + 0/5}{2}$$



تعیین E_s

* در خاک‌های ماسه‌ای با توجه به پایین رفتن در عمق، بعد لایه تراکم $\uparrow E \leftarrow \uparrow$

خاک ماسه و شنی (دانه‌ای) $\quad kN/m^2$

SPT $E_s = 744\ N$

z	N
0	20
0/5	32
1	17
1/5	40
	42

$z = ?\alpha$

خاک رس عادی تحکیم یافته

CPT $E_s = 250\ C_u$ تا $500\ C_u$

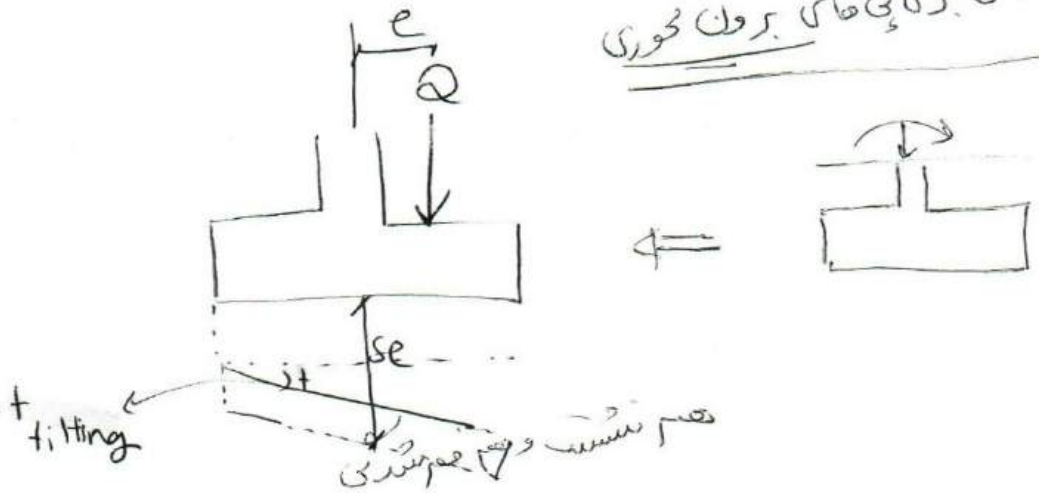
" " ریش تحکیم یافته

CPT $E_s = 750\ C_u - 1000\ C_u$

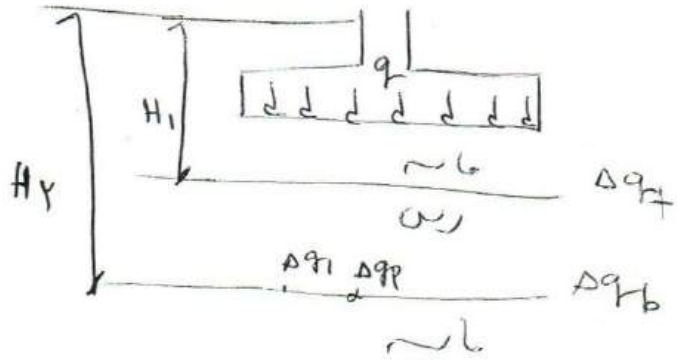
نشست آنی وقتی بار خارج از محور باشد:

- نشست + خم شدگی (tilting)

نشست آنی برای پی‌های برون محوری

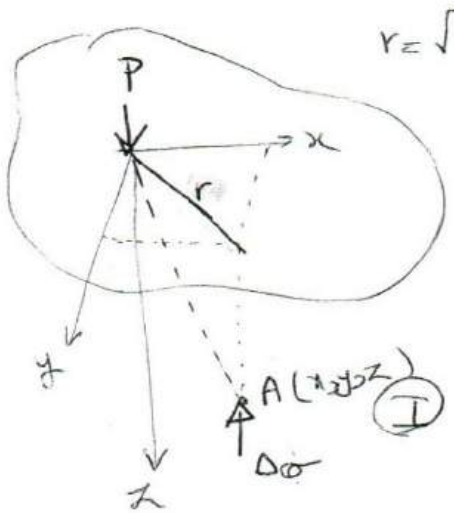


نشست تحکیمی فقط برای رس است.
اشباع

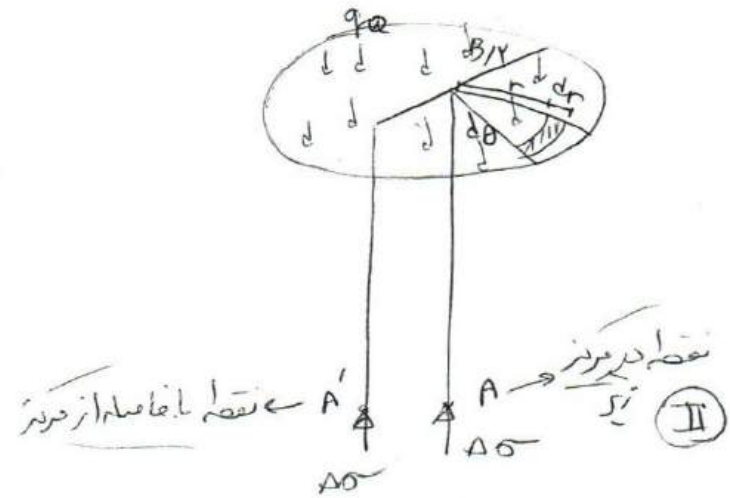


$\Delta q_1 \neq \Delta q_2$ علت: هم تراز بودنشان به خاطر فاصله متفاوت با مرکز

در ترازهای مختلف و فاصله های مختلف از مرکز، تنش های مختلف داریم.



$r = \sqrt{x^2+y^2}$



ظرفیت باربری پی به ۲ معیار بستگی دارد: ۱) توان باربری خاک که گسیخته نشود

۲) تغییر شکل / نشست

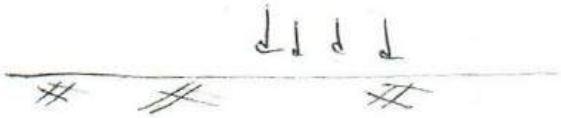
ظرفیت باربری مجاز

معیارها:

- تحمل بار توسط خاک (بدون گسیختگی)
- محدود بودن تغییر شکل (نشست) در خاک زیر پی

بستگی دارد به اهمیت سازه

خاک مقلنه یکنواخت باشد یا پندلایه

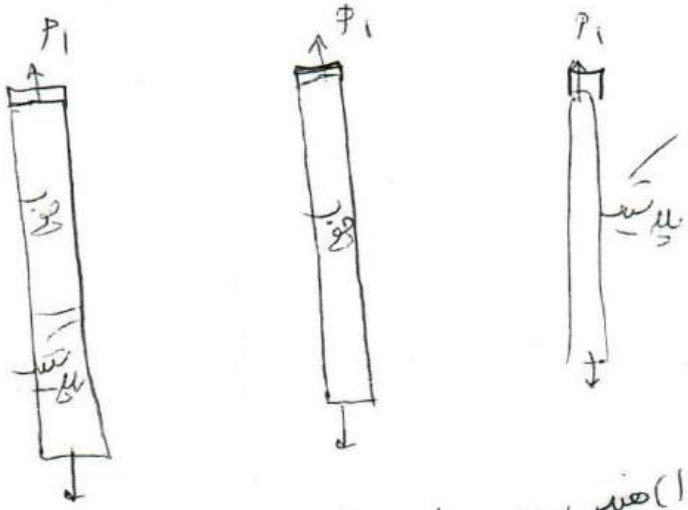


باشد که هر کدام خصوصیات تغییر شکلی متفاوت دارد.

سه میله داریم:

هر ۳ ابعاد یکسان دارند.

تغییر شکل هر کدام؟



تغییر شکل ۳ عامل دارد: ۱) هندسه L و B

۲) مشخصات مصالح E

۳) میزان بار اعمالی P.

جنس الاستیک ← ماهیت زمان ندارم

تغییر شکل ←

$$\delta = \frac{PL}{AE}$$

P و L و A یکسان است. E این سه متفاوت ← δ متفاوت

شما به این در خاک هم هست که خاک‌ها که متفاوت است، δ متفاوت است.

باید توزیع بار در عمق مشخص شود در خاک. همچنین اینکه تا چه عمقی تاثیر می‌گذارد.

در خاک: هم تغییر شکل آنی و هم تغییر شکل زمان دار (تحکیم) داریم

به اشباع الاستیک می‌گوییم

رس اشباع، الاستیک زمان‌بر است. رس اشباع تحت بارهای کم محدود، الاستیک زمان‌بر است پس اینکه تغییر شکل آنی را الاستیک بگیریم اشتباه.

چوب پنبه ← پلاستیک آنی است

الاستیک غیرآنی و غیرالاستیک آنی هم داریم.

تعیین میزان بار (تنش) در خاک

- تعیین تغییر شکل یا نشست آنی (بدون زمان)

در خاک تا ۷ روز آنی دانسته می‌شه

- " " " تابعیت زمان - تحکیم

۲ نوع تحکیم: اولیه و ثانویه

در رس اشباع - در اثر خروج آب - چون نفوذپذیری رس اشباع بسیار کم است، خروج آب زمان می‌بره پس بر اثر خروج آب، کاهش حجم داریم و ربطی به دانه خاک ندارد

موقعی که آب خارج شدن است اگر هنوز بار رو روی بار بدی تغییر شکل در دانه‌ها اتفاق می‌افتد. دانه‌ها تغییر شکل می‌دهند و کوچکتر می‌شوند و حتی جایی که تخلخل هست و هوا هست، فشار زیاد آن را جابجا می‌کند - فرسش

در دماها خصوصیات یکسان است

(I) (ص ۲۰) بار نقطه‌ای داریم. در زیر بار مصالح همگن، همسان داریم.

در دماها نقاط خصوصیات یکسان است

ناهمسان همگن ← چوب و خاک در لایه‌های مختلف

ناهمگن ناهمسان ← عموم مصالح

تنش بستگی به مقیاس دارد که نمونه همگن است یا نه. در مقیاس بد: همگن

در خاک در مقیاس‌های ریز، همگن نیست.

در مقیاس موزاییک: ناهمگن زیرا ذرات مشخص است.

SC (ماسه رس دار sand clay)

در محیط همگن با فرض اینکه همسان هم هست، در نقطه A که در عمق Z است و به فاصله شعاع r از P

$r = \sqrt{x^2+y^2}$

$$\Delta\sigma = \frac{3P}{2\pi z^2\left[1+\left(\frac{r}{z}\right)^2\right]^{5/2}}$$

فاصله از بار نقطه‌ای

عمق

بار نقطه‌ای

توزیع تنش به میزان بار (P)، هندسه (r و z) بستگی دارد

مختصات قطبی (r, z, θ)

تکیه‌گاه‌های دایره‌ای شکل باشد و بارها یکنواخت باشد.

قطعه‌ای به اندازه dr می‌گیریم. اقدر کوچک که بار نقطه‌ای می‌توان فرض کرد.

بار سطحی دایره‌ای شکل یکنواخت

$$d\sigma = \frac{3(q_0\, r\, d\theta\, dr)}{2\pi z^2\left[1+\left(\frac{r}{z}\right)^2\right]^{5/2}}$$

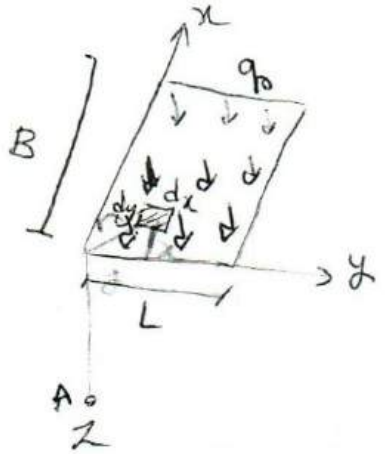
$$\Delta\sigma = \int d\sigma \int_{\theta=0}^{\theta=2\pi}\int_{r=0}^{r=B/2}\left[\qquad\right] = q_0\left\{1-\frac{1}{\left[1+\left(\frac{B}{2z}\right)^2\right]^{3/2}}\right\}$$

قطر

تنش در نقطه A ناشی از بار گسترده یکنواخت در سطح دایره‌ای

کاربردی‌ترین حالت اینکه مربع بگیریم چون هر شکلی را می‌توان مربع فرض و شکل نامنظم را می‌توان به چند مربع تبدیل کرد.

بررسی



بار گسترده در سطح مستطیل (بوسینسک)

$dp = q_0\, dx\, dy$ شبیه‌سازی برای بار نقطه‌ای

$r^2 = x^2 + y^2$

$dp \cong P$ شبیه‌سازی

$dp = q_0 \, dx \, dy$

$$dp = \frac{3 q_0 (dx\,dy) z^3}{2\pi (x^2+y^2+z^2)^{5/2}}$$

(هم به z و هم به ابعاد B و L)

تنش کنشوئه ضلع مربع مستطیل $\Delta\sigma = q_0 I$

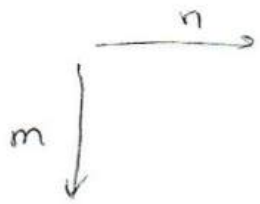
بار گسترده

$$\Delta\sigma = \int_{y=0}^{L}\int_{x=0}^{B} \left(\qquad \right) = q_0 I$$

ضریب تاثیر I_σ = (Influence factor)

جدول یکنواخت (جدول ۳-۷)

$$\begin{cases} I = f(m, n) \\ m = B/z \\ n = L/z \end{cases}$$



مثال)

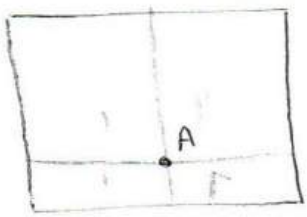
$m = 1$ ۰٫۸

$n = 0.5$ ۱٫۸

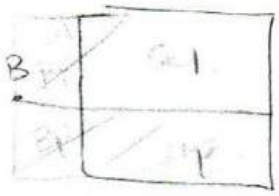
$I = 0.12018$ ۰٫۱۷۹۶۷

در زیر A در عمق Z زیر سطح می خواهیم:

پس به ۴ مربع تقسیم می کنیم.



$\Delta\sigma_A = \sum \Delta\sigma_A \; (1,2,3,4)$



$q_1 + q_2 - B_1 - B_2$

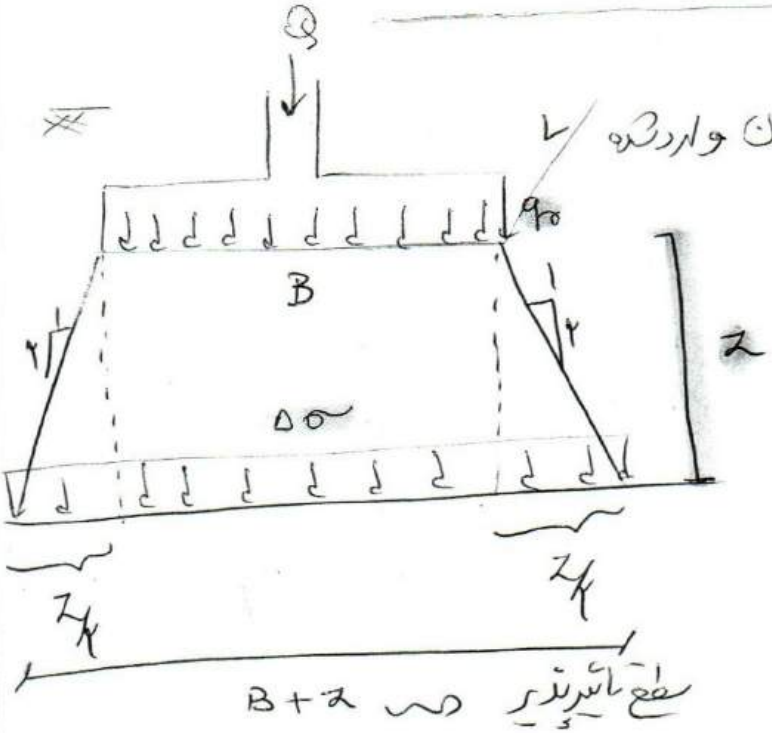
① × ۴

وسط مستقیل

روش دیگر تخمین به روش ساده‌تر: روش ۲ به ۱:

روش توزیع بار (تنش) در خاک زیر سطح بارگذاری گسترده یکنواخت ۱:۲

۲ به ۱: از سطح زمین یکی از سطحی که بار ما وارد شده



$$\Delta\sigma = \frac{q_0 \times B \times L}{(B+z)(L+z)}$$

$$\Delta\sigma_{av} = \frac{1}{6}\left(\Delta\sigma_t + 4\Delta\sigma_m + \Delta\sigma_b\right)$$

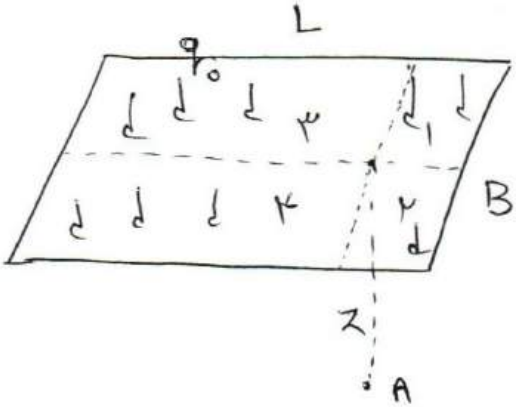
ما در یک نقطه تنش را یافتیم.

حال میانگین تنش اعمال شده در لایه را که برای نشست تحکیمی مهم می‌خواهیم.

رسم اشکال

اگر تنش مماس تکین را در آن تراز بیابیم. q بار بری را می خواهیم.

$$\Delta\sigma_{کل} = \sum_{i=1}^{4} q_{r_i} I_i$$



$$m = \frac{B}{Z}$$

$$n = \frac{L}{Z}$$

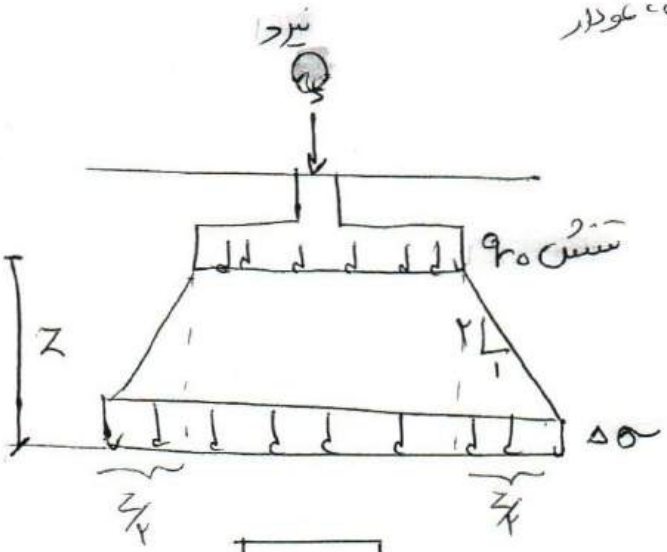
در گوشه مستطیل در عمق Z، $\Delta\sigma$ از این فرمول به دست می آید.

$$\boxed{\Delta\sigma = q_0 I}$$

$$I = f(m, n)$$

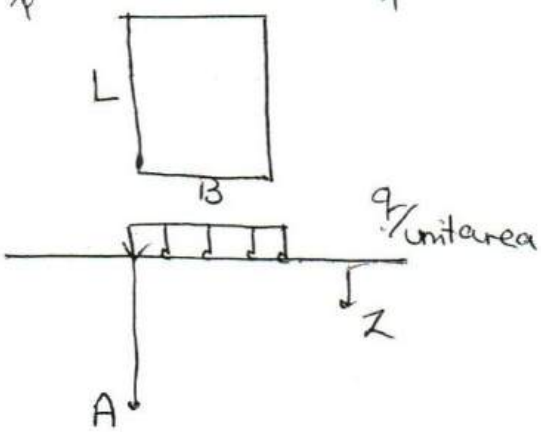
که جدول، نمودار

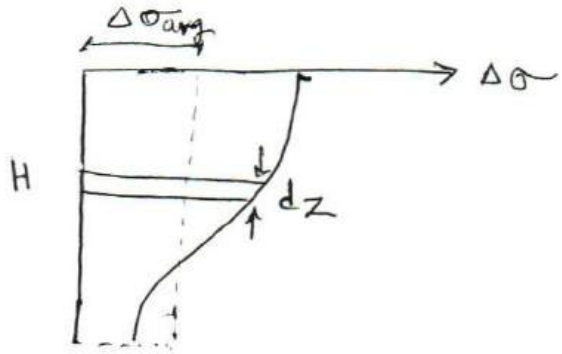
$\Delta\sigma$ = تنش اعمال شده در آن نقطه

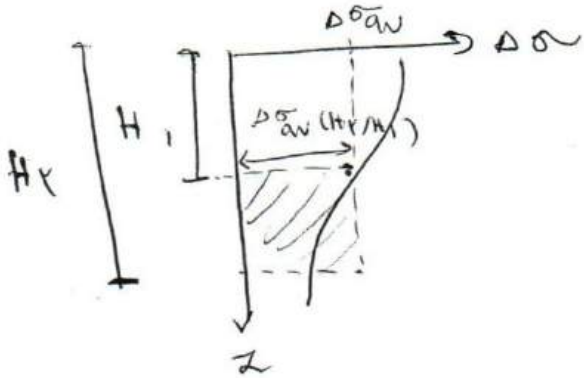


$$\boxed{\Delta\sigma = \frac{q_0 BL}{(B+Z)(L+Z)}}$$

برای به دست آوردن تنش حاصله از نیروی Q در هر عمق با شیب ۲ به ۱ پایین می آییم.







میانگین افزایش تنش قائم

قائم = عمود بر افق

هیچ زاویه‌ای با سطح زمین ندارد

از هر نقطه به مرکز زمین = سطح قائم

* قائم و افق یک جهت هستند
* عمود بی‌نهایت جهت است.

پلی‌کپی Fig 5.7

$\Delta\sigma = q_0 I$

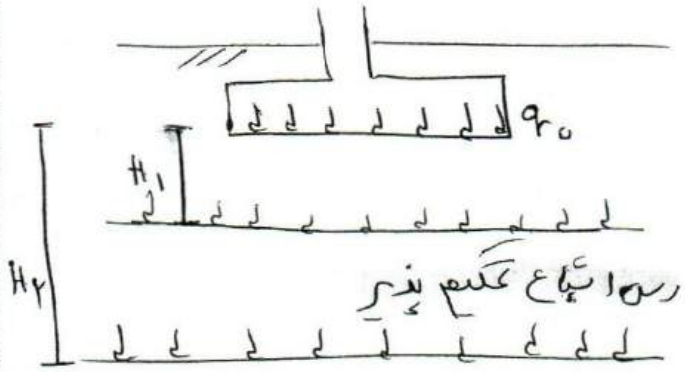
$\begin{cases} z=0 \\ z=H \end{cases}$ بین $\longrightarrow \Delta\sigma_{avg} = \int_0^H (q_0 I)\, dz = q_0 I_a$

$I_a = f(m_2 , n_2)$

$m_2 = \frac{B}{H}$

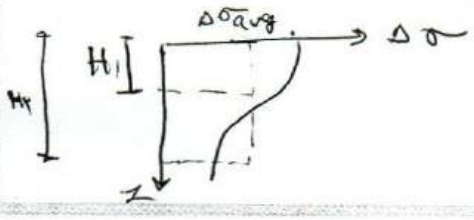
$n_2 = \frac{L}{H}$

$$\boxed{\Delta\sigma_{avg(H_1, H_2)} = q_0 \left[\frac{H_2 I_a(H_2) - H_1 I_a(H_1)}{H_2 - H_1} \right]}$$



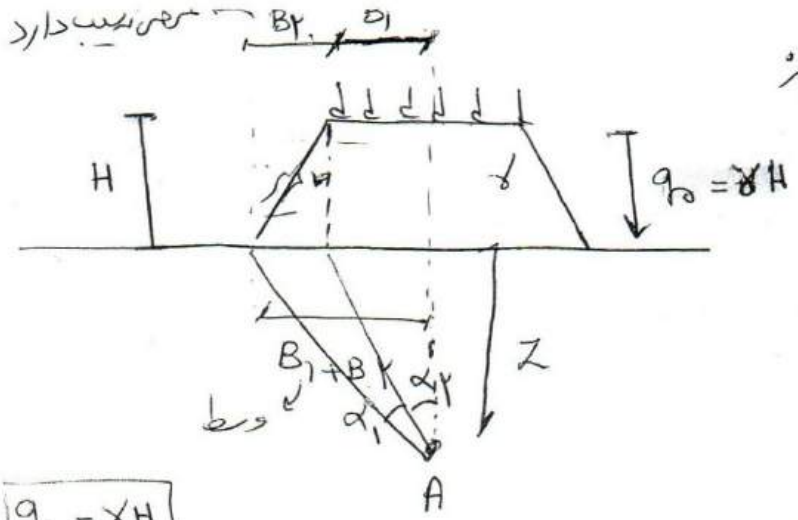
$I_a(H_2) = I_a$ برای $z=0 \longrightarrow z = H_2 = f(m_2 = \frac{B}{H_2} , n_2 = \frac{L}{H_2})$

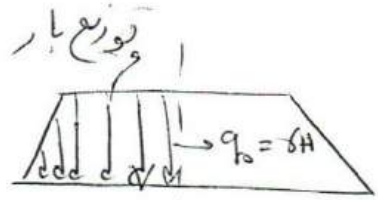
$I_a(H_1) = I_a$ برای $z=0 \longrightarrow z = H_1 = f(m_1 = \frac{B}{H_1} , n_2 = \frac{L}{H_1})$



پلی‌کپی

بار نه تنها ناشی از بار روی خاکریز بلکه بار اصلی از خاک رو است.





$\boxed{q_0 = \gamma H}$

برای حالتی که شیب ۲ طرف خاکریز مساوی

$$\Delta\sigma = \frac{q_0}{\pi}\left[\left(\frac{B_1+B_2}{B_2}\right)(\alpha_1+\alpha_2) - \frac{B_1}{B_2}(\alpha_2)\right] \quad (*)$$

$$\text{radian}\begin{cases}\alpha_1 = \tan^{-1}\left(\frac{B_1+B_2}{Z}\right) - \tan^{-1}\left(\frac{B_1}{Z}\right)\\ \alpha_2 = \tan^{-1}\left(\frac{B_1}{Z}\right)\end{cases}$$

γ = وزن واحد خاکریز H = ارتفاع خاکریز $q_0 = \gamma H$

$$\boxed{\Delta\sigma = q_0 I'}$$

جدول I' داده میشه بعداً

پلی کپی

اگر شیب ۲ طرف خاکریز متفاوت شود: $\Delta\sigma$ هر طرف را از فرمول $(*)$ بدست آورده

و با هم جمع می کنیم

نشست آنی برای خاک رس اشباع و خاک دانه ای

نشست آنی بر روی رس اشباع

A_1 و A_2 نمودار ۳٫۲۴

$$\boxed{S_e = A_1 A_2 \frac{q_0 B}{E_s}}$$

نشست الاستیک ← وجود ندارد و ما نشست آنی داریم یعنی نشستی که در زمان ساخت ایجاد می‌شود.

اگر بعد چند سال باشد سیستم نشست تابعیت زمان (تحکیم) ناشی از خروج آب است

تغییر شکل دانه‌ها نسبت به هم یا خودشان = تحکیم ثانویه

خاک رس اشباع، رفتار الاستیک دارد ← بار می‌زاریم و آب میره در مدت طولانی و وقتی بار را برداریم برمی‌گردد و متورم می‌شود

خاک دانه‌ای (ماسه‌ای) (تحکیم)

نشست آنی:

$$S_e = C_1 C_2 (\bar{q} - q) \sum_{0}^{z_2 = nB} \frac{I_z}{E_s} \Delta z$$

I_z = ضریب تاثیر کرنش

$$C_1 = 1 - 0.5 \left[\frac{q}{\bar{q} - q} \right]$$ عمق

$$C_2 = 1 + 0.2 \log \left(\frac{\text{زمان برحسب سال}}{0.1} \right)$$ رفتار خزش

مربوط با خزش

$\bar{q}$ = تنش اعمالی در تراز سطح تنش در تراز سطح زمین

$q = \gamma D_f$

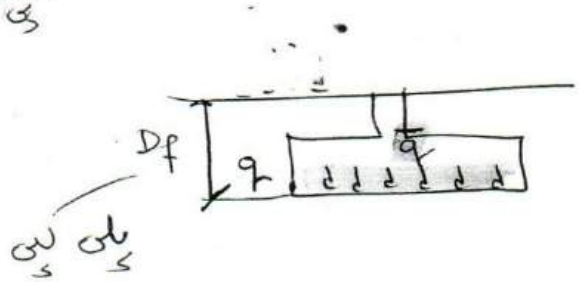


Fig 3.24

A_1 و A_2 از نمودار پی

$= (D_f + z_1)\gamma$

$q'_z(1)$ = effective stress at a depth of z_1 before construction of foundation

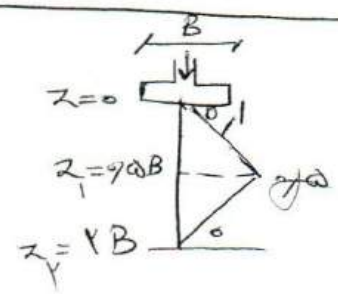
$$I_{z(m)} = 0.5 + 0.1 \sqrt{\frac{\bar{q} - q}{q'_z(1)}}$$

پی های مربعی و دایره ای

$L = B$

$\frac{L}{B} = 1$

$I_z = 0/1$	$z = 0$	
$0/1\sqrt{\frac{q_1 - q}{q'_{z(1)}}} + 0/5$	$0/5B$	
0	$2B$	

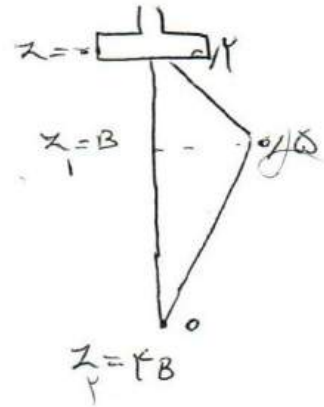


پی های نواری

$\frac{L}{B} \geq 10$

$L \geq 10B$

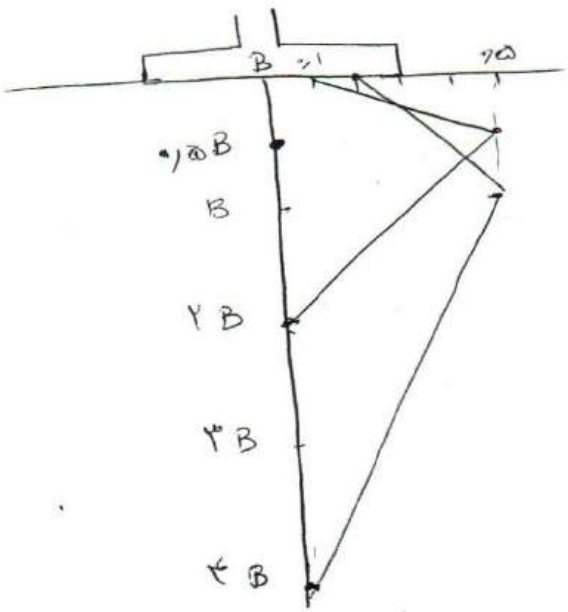
$I_z = 0/2$	$z = 0$	
	B	
$0/1\sqrt{\frac{q_1 - q}{q'_{z(1)}}} + 0/5$	$4B$	
0		



مستقیل نداریم اینجا. اگر مثلاً $L = 2B$ در دنیا پی می‌کنیم

بین حالت مربعی و دایره‌ای و نواری

درمانگیم $1 < \frac{L}{B} < 10$ باشد، با درون‌یابی بین مقادیر $\frac{L}{B} = 1$ و $\frac{L}{B} = 10$، مقدار I_z را به دست می‌آوریم.



حتی دستی هم می‌توان بنا بین کشید زیرا این‌ها دستی است.

تعیین E_s — E_s یا مستقیم از آزمایش به دست می‌آید یا از آزمایش‌های دیگر

۱) از آزمایش‌های برجا (مستقیم)

۲) " " غیرمستقیم

خاک‌های دانه‌ای آزمایش SPT ← N به دست می‌آید $\boxed{E_s = 7.6N\ (kN/m^2)}$

و چسبنده نیز داریم:

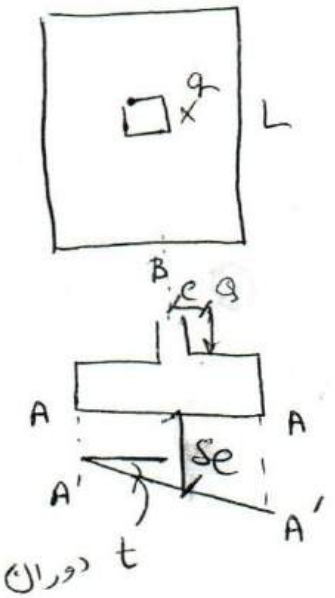
CPT $E_s = 250 C_u - 500\ C_u$ عادی تحکیم یافته

CPT $E_s = 750 C_u - 1000\ C_u$ پیش تحکیم یافته

$C_u =$ چسبندگی زهکشی نشده

اگر پی خارج از محور شد هم دوران و هم نشست را می‌یابیم. دوران نه تنها در جابجایی بلکه در نیرو هم تأثیر دارد. (هم شدن)

نشست آنی پی‌های برون محوری



هم پایین آمده و هم صرفیده

گام‌های محاسبات نشست

۱- بار کل وارده Q، خروج از محوریت e و فرض می‌شود نشست میانگین S_e و دوران t می‌باشد

۲- با استفاده از روش‌های ارائه شده ظرفیت

$q_{ult(e)} = Q_{ult(e)}$

$$Q_{uH} = q'_u \underbrace{(B' \times L')}_{A'}$$

۳- ضریب اطمینان ⊙

$$FS = F1 = \frac{Q_{uH}(e)}{Q}$$

۴- ظرفیت $Q_{uH}(e=0)$

$(e=0)$

۵- $Q_{(e=0)} = \dfrac{Q_{uH}(e=0)}{F1}$ شبیه سازی حالتی که هیچ ظرفیت باشد اما بار در مرکز

مقدار $Q_{(e=0)}$ بار مجاز شالوده با $FS = F1$ برای بارگذاری محوری بدون خارج محوری

۶- برای با $Q_{(e=0)}$ مقدار نشست $S_{e(e=0)}$ با یکی از روش های ارائه شده محاسبه گردد

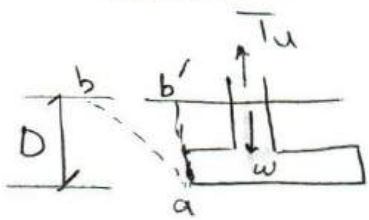
۷- حال با استفاده از روابط زیر مقادیر $S_{e(e\neq 0)}$ و t محاسبه می شود.

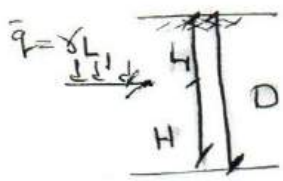
$$\begin{cases} S_e = S_{e(e=0)} \left[1 - 2\left(\frac{e}{B}\right)\right]^2 \\ t = \tan^{-1}\left[C\, S_e \left(\frac{e/B}{\sqrt{BL}}\right)\right] \\ C = B_1 B_2 \end{cases}$$

B_1 و B_2 ضرایب بستگی به L ← Figure 3.28

مواقعی هست که پی فقط اتکایی نیست و بالا رونده است یعنی کشتی است و بیرون می خواهد بیاد یکی رخ میده؟ باد در دکل بلند

ظرفیت باربری پی برای نیروهای بالارونده (یا بالابرنده) uplift forces





عمق مثل شمع

سطح جانبی × چسبندگی = مقاومت در برابر بالا رفتن

با فرض شکل دایره‌ای برای پی

$$T_u = \underbrace{\pi B D}_{\text{ارتفاع × پیرامون سطح}} \overbrace{c}^{\text{چسبندگی سطح}} + \underbrace{S_F \left(\frac{\pi}{2}\right) B \gamma D^2 k_u \tan\phi}_{\text{اصطکاکی}} + \underbrace{W}_{\text{وزن}}$$

پیرامون جداره‌های که مقاومت می‌کند

بخشی از T_u توسط وزن تحمل می‌کند یعنی W از T_u کم می‌شود در باری که توسط خاک تحمل می‌شود. بار تحمل شده توسط خاک بخشی چسبندگی و بخشی اصطکاکی است

اگر خاک رس اشباع ← $\phi = 0$

$$S_F = 1 + \frac{mD}{B} \qquad F = \Phi_1 H_1 B$$

جدولی برای S_F برحسب ϕ و B و H داریم.

$$\boxed{k_u = k_p \tan\left(\frac{2\phi}{3}\right) = k_0}$$

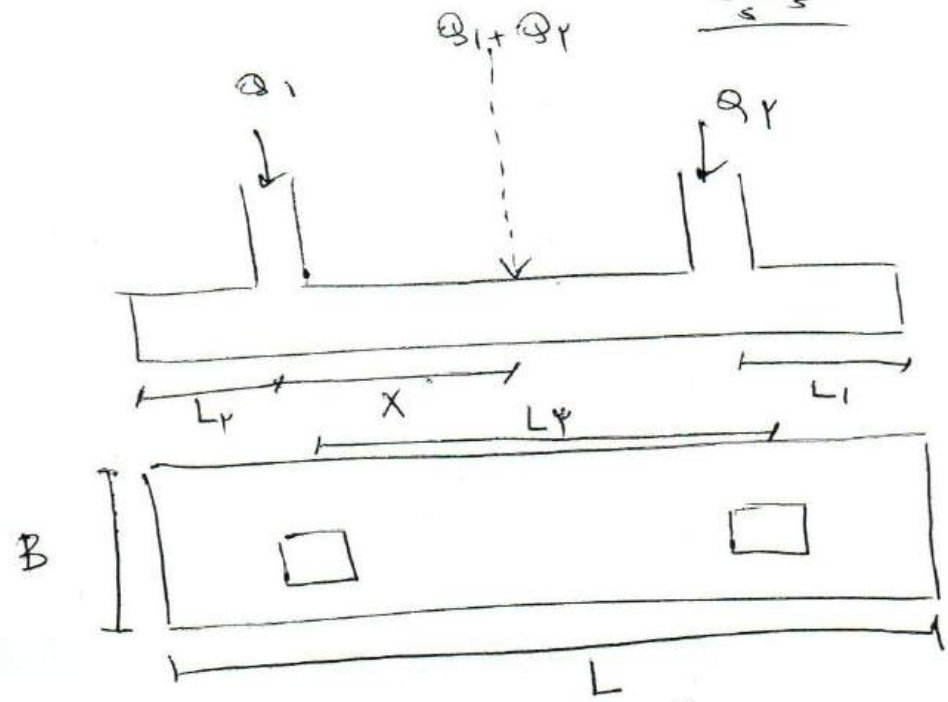
ضریب فشار خاک

پی مستطیلی:

$$T_u = 2cD(B+L) + \gamma D^2 (2S_F B + L - B) k_u \tan\phi + W$$

$\underbrace{2(B+L)}_{\text{پیرامون}} \times D$ ارتفاع

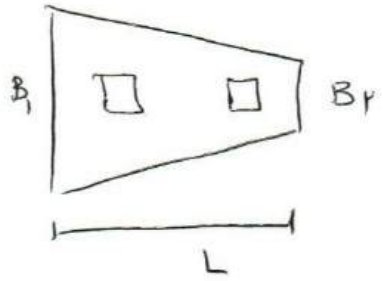
پلان کلی



دال پیوسته گسترده با ۲ ستون:

$$X = \frac{Q_2 L_4}{Q_1 + Q_2}$$

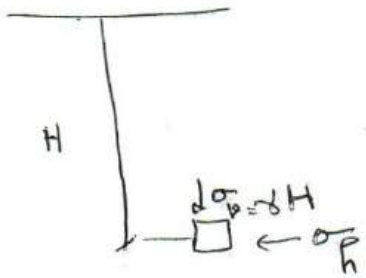
اینا در دایره هست می‌تونه ص ۲۹۲



روابط برای ذوزنقه‌ای هم هست.

فشار جانبی خاک

با فشار دادن جسم، در جهت دیگر با ضریب پواسون تغییر حجم داریم. حال اگر نزاریم در جهت دیگر تغییر شکل دهد: در زمین بار که اعمال می‌شه چون نمی‌تواند تغییر شکل دهد، فشار خواهیم داشت



σ_h = فشار جانبی خاک

σ_v = میدان تنش قائم زمین

چون محبوس است در اثر σ_v، σ_h تولید می‌شود

اگر خاک کاملاً الاستیک بود:

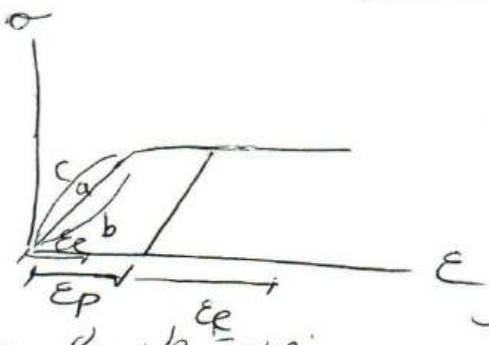
$$\sigma_h = \frac{\nu}{1-\nu}\sigma_v = k\sigma_v$$

ولی زمین غیرالاستیک است.

انواع رفتار ماده: ۱) الاستیک خطی (a): کاملاً یکنواخت است و در هر تراز بارگذاری شیب یکنواخت است (یکنواخت ثابت) ← E ثابت

۲) الاستیک سخت شونده: هر چه بار ↑ ← شیب (E) ↑ (b)

۳) الاستیک نرم شونده (c)



بار را برداریم، برمی‌گردد سرجای خودش

خولادتا حدی الاستیک است و از حدی به بعد پلاستیک

بار را برداریم، بعضی از تغییر شکل برگردد بعضی خیر

خاک تحت بار، الاستوپلاستیک رفتار می‌کند یعنی از لحظه اعمال بار هم تغییر شکل برگشت‌پذیر و هم برگشت‌ناپذیر دارد. هرچه بار ↑ ← برگشت‌ناپذیر ↑

۳ حالت کلی فشار جانبی در خاک

حالات فشار جانبی خاک:

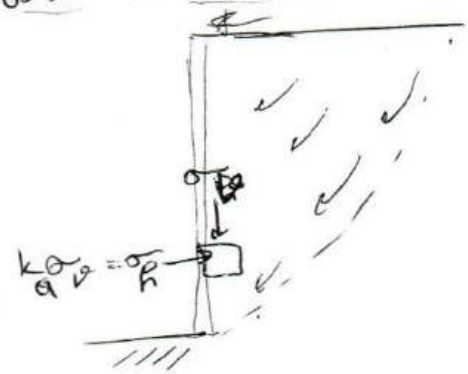
۱- سکون (at rest): موقعی که زمین در هر عمق، بار قبلی روی آن است، تنش در عمق به صورت قائم مشخصه. تنش جانبی هم مقدار مشخصی است.

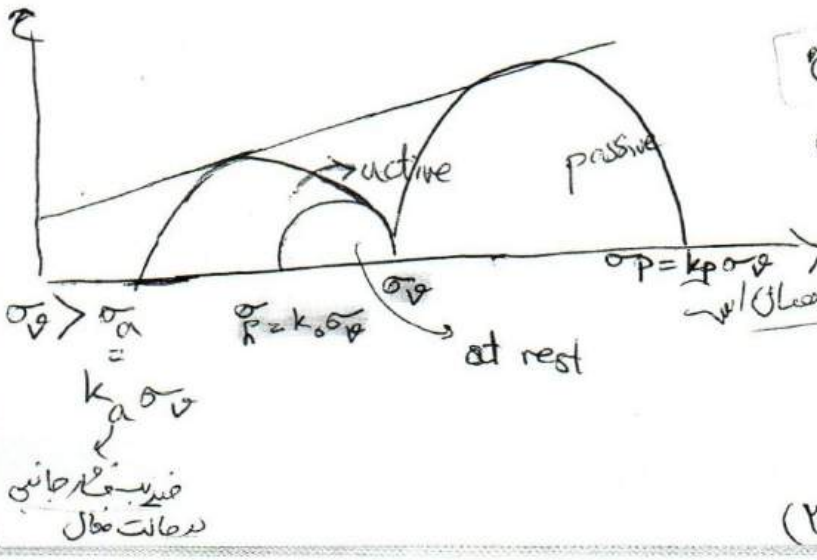
$$\begin{cases} \sigma_h = k\,\sigma_v \\ k = k_0 \end{cases}$$

k = ضریب فشار جانبی در حالت سکون

۲- فعال (active): اگر در عمق گودبرداری کنیم و دیواری نداریم. اگر دیوار هیچ تغییر نخورد، $k=k_0$ است. اگر دیوار به سمت گودبرداری حرکت کند، فشار اعمالی کمتر می‌شود که از حدی کمتر شود شروع به تسلیم می‌کند. لحظه‌ای که تسلیم می‌خواهد شروع شود، تنش بیشتر است.

به این حالت فعال گویند: لحظه‌ای که می‌خواهد تسلیم شود.





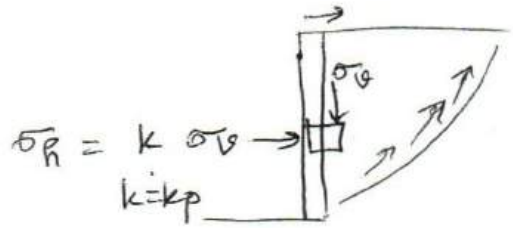
$$\tau = c + \sigma_n \tan\phi$$

c: چسبندگی

در حالت active، σ_v تغییر نکرده و وزن همان است ولی σ_h کم شده

σ_a = فشار جانبی فعال در لحظه تسلیم.

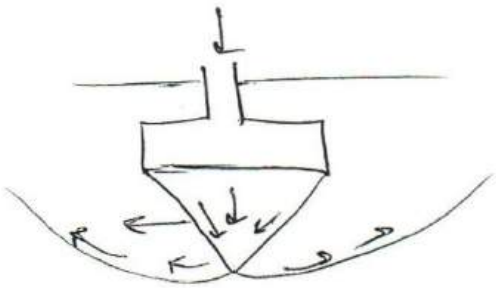
۳- عکس العملی (passive): فشار σ_h آنقدر زیاده که از طرف برعکس گسیختگی رخ میده. لغزش قبل گسیختگی passive نامیده می‌شه



همیشه:

$$\begin{cases} \sigma_a < \sigma_v \\ \sigma_p > \sigma_v \end{cases} \qquad \begin{cases} k_a < k_0 < k_p \end{cases}$$

در شکل زیر کدام مکانیزم است؟ active یا passive؟



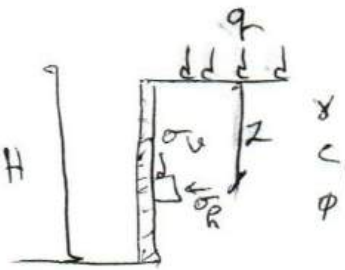
active؟ بار بر فنر می‌شه دیوار نه

پس تنش موجود بیشتر شده تا به گسیختگی رسیده پس مکانیزم گسیختگی passive است.

σ_s به V فشار آورده و آن به سمت و ادامه‌اش فشاری است ← passive است.

در uplift، $k_u = k_p$، passive است زیرا خاک را فشار میدهیم یا دیالا و با فشار گسیخته می‌شه و ول نمی‌کنیم خاک بره پایین.

کجا ممکنه حالت active داشته باشیم؟ در دیوار برداری باید حواسمان باشد که تنش‌ها به σ_a نرسد وگرنه می‌ریزد.



ادامه فشار جانبی در خاک:

دیواری در حالت سکون داریم.
at rest

از سطح زمین اعمال شده

$$\sigma_v = q + \gamma z$$

$$\sigma_h = k_0 \sigma_v + u$$

تنش موثر — pore pressure

$$k_0 = 1 - \sin\phi = 0.95 - \sin\phi$$

خاک های دانه ای

در خاک های رسی براساس PI

عادی تحکیم یافته: $0 < PI < 30$ (NC)

$$k_0 = 0.4 + 0.007\, PI$$

$30 < PI < 80$

$$k_0 = 0.64 + 0.001\, PI$$

پیش تحکیم یافته:

$$k_{0OC} = k_{0NC}\sqrt{OCR}$$

از روابط بالا

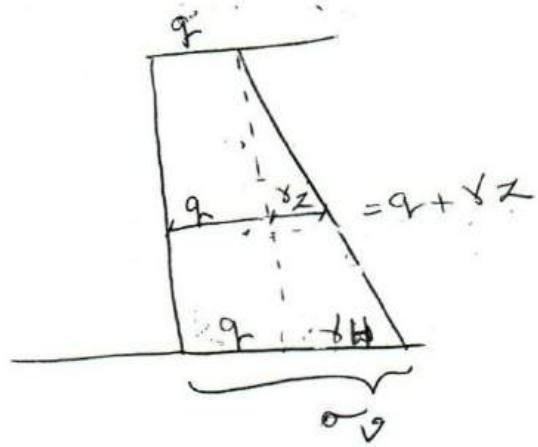
پیش تحکیم یافته — عادی تحکیم یافته

$$OCR = \frac{\text{تنش پیش تحکیم یافتگی}}{\text{تنش موجود}}$$

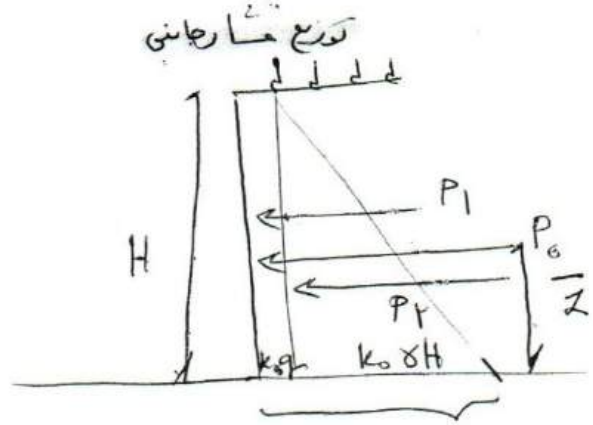
$$P_0 = P_1 + P_2$$

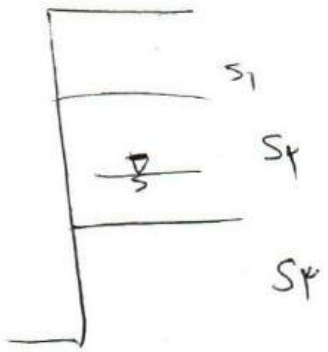
$$P_1 = k_0 q H$$

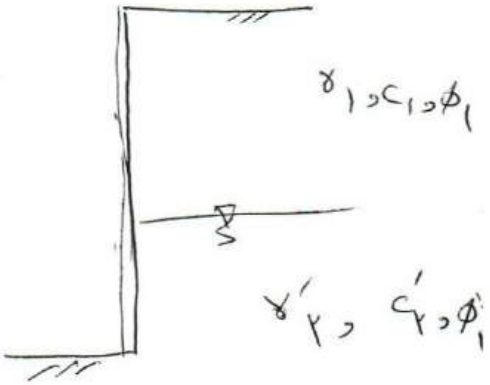
$$P_2 = \frac{k_0 \gamma z H^2}{2}$$



$$\bar{z} = \frac{P_1(H/2) + P_2(H/3)}{P_0}$$







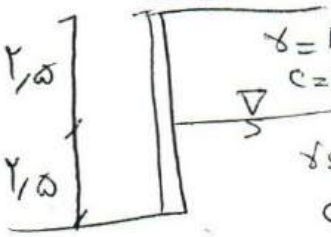
مثال) $\gamma = 16.5\ kN/m^3$

$c = 0$ $\quad \phi = 30$

$\gamma_{sat} = 19.3$

خاک دانه ای $c = 0$

$\phi = 30$



z

$k_0 = 1 - \sin\phi = 0.5$

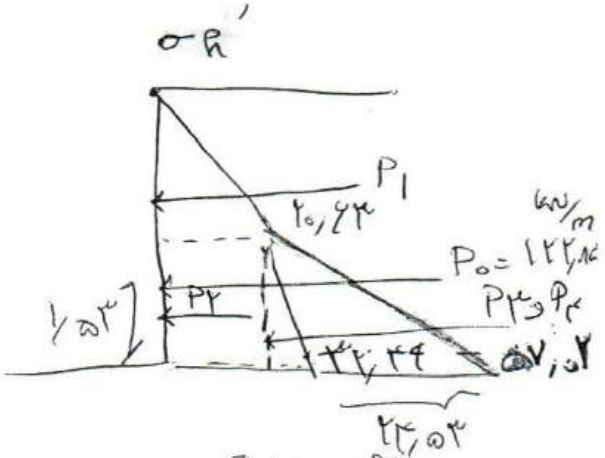
$z = 0 \rightarrow \sigma'_v = 0 \rightarrow \sigma'_h = 0$ فشار جانبی زمین (خاک)

$z = 2.5 \rightarrow \sigma'_v = 16.5 \times 2.5 = 41.25\ kN/m^2$

$$\sigma'_h = k_0 \sigma'_v = 0.5 \times 41.25 = 20.63\ kN/m^2$$

$$z = 5 \rightarrow \sigma'_v = 16.5 \times 2.5 + \underbrace{(\overset{\gamma_{sat}}{19.3} - \overset{\gamma_w}{9.81})}\, 2.5 = 64.98\ kN/m^2$$

$$\sigma'_h = \overset{k_0}{0.5} \times 64.98 = 32.49\ kN/m^2$$



فشار ناشی از آب :

$$u = \gamma_w z = \overset{\gamma_w}{9.81} \times \overset{z}{2.5} = 24.53\ kN/m^2$$

نیروی کل جانبی وارد شده بر واحد طول دیوار (کل مساحت ها)

ناشی از آب

$$P_0 = P_1 + P_2 + P_3 + P_4 = \frac{1}{2}(2.5) \times (20.63) + 20.63 \times 2.5 +$$

$$\frac{1}{2} \times 2.5\,(33.49 - 20.63) + \frac{1}{2} \times 2.5 \times 24.53 = 122.85 \ kN/m$$

در عمق هر

۴ نیروی متمرکز توزیع فشارهای جانبی داریم. محل نیروی P_0 کجاست؟

محل اعمال برآیند نیروهای فوق:

$$\bar{z} = \frac{P_1\left(2.5 + \frac{2.5}{3}\right) + P_2\left(\frac{2.5}{2}\right) + \left(\frac{2.5}{3}\right)\left(P_3 + P_4\right)}{P_0} = 1.53\,m$$

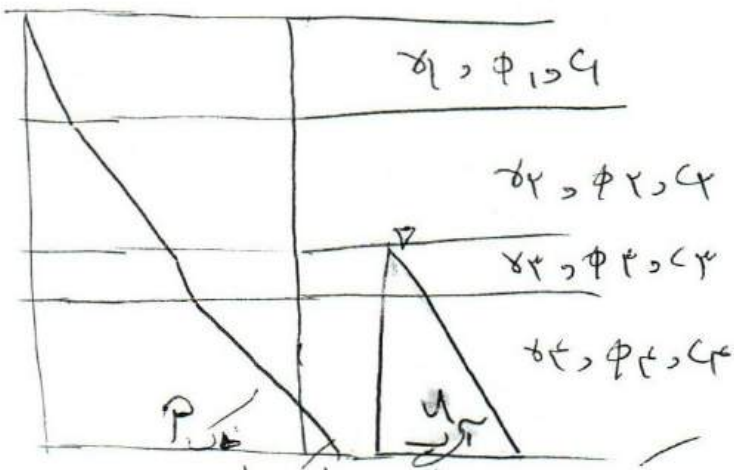
$P_1 = \frac{20.625 \times 2.5}{2}$, $P_2 = 2.5 \times 20.625$, $P_3 = \frac{2.5(33.49 - 20.625)}{2}$, $P_4 = \frac{24.53 \times 2.5}{2}$

از کف

به دلیل وجود آب γ عوض میشه حتی ممکن است ϕ و c هم تغییر کند.

ϕ به دلیل وجود آب اشباع کمتر می‌شه

c چسبندگی ضعیف‌تر شده



$\gamma_2 > \gamma_1$

$\gamma_3 > \gamma_2$ (wet)

$\gamma_4 > \gamma_3$ (wet, wet)

چون آب املاح دارد، آبی که با هک دارد، در خاک رس چسبندگی بسیار کمی دارد.

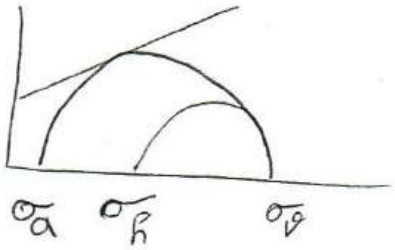
زمین‌هایی که رسی است را با آب و آهک افزایش می‌دهند تا سیمانی شود و چسبندگی خاک کمتر شود

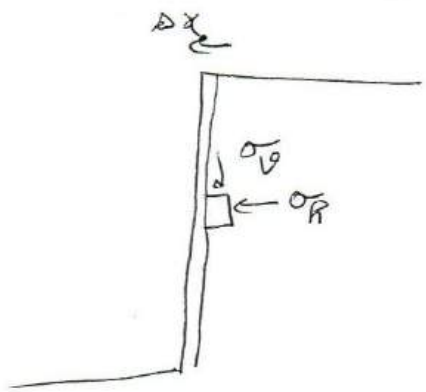
adhesion ← چسبندگی غیرذاتی. سیمان شدگی

cohesion ← ذاتی

آهک که قاطی می‌کنیم γ را کمتر از همه میاریم و γ را کم پذیری می‌کنیم. highplastic اصلاً برای آبیاری خوب نیست. برای آبیاری c به درد نمی‌خورد و adhesion به درد می‌خورد.

موقعی به ترضیحی لنیم ، خاک جابجا می‌شود





یعنی σ_v و σ_h می‌رود به سمت صفر و کم می‌شود. تا جایی که دیگر مهر ما پوش شکست می‌شود یعنی تنش شروع به شکست / آماده به شکست می‌شود.

$$\sigma_a = k_a \sigma_v$$

active

فشار جانبی فعال

Active lateral Earth pressure

روش رنکین

Rankine

فرضیات: خاک یکنواخت (همگن) Homogeneous

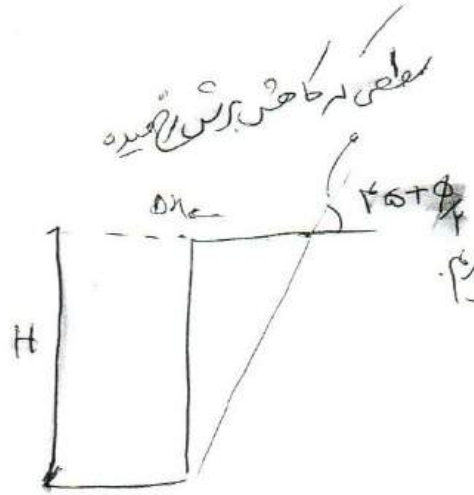
درجاهای مختلف، خاصیت یکسان

۲ - دیوار قائم است.

۳ - سطح خاک پشت دیوار افقی است.

۴ - اصطکاک بین دیوار و خاک وجود ندارد.

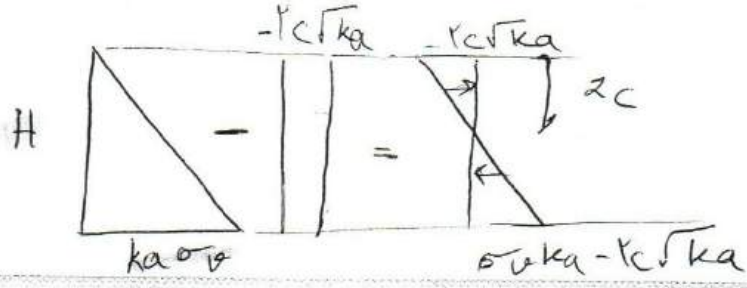
وقتی خاک می‌خواهد بلغزد به چه ، در سطحی به سطح شکست داریم.



$c \neq 0$

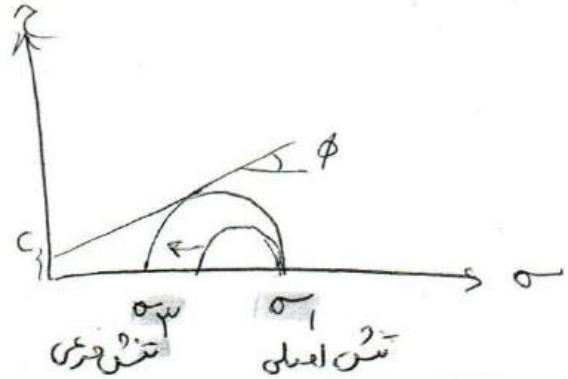
$\phi \neq 0$

γ



چسبندگی از تنش کم می‌شود.

معیار رفتار خاک



$$\boxed{\tau = c + \sigma \tan\phi}$$

در دایره موهر در لحظه گسیختگی

معیار شکست موهر کولمب

$$\boxed{\sigma_1 = \sigma_3 \tan^2(45 + \phi/2) + 2c \tan(45 + \frac{\phi}{2})}$$

در لحظه گسیختگی (فعال)

$\sigma_1 = \sigma_p$ تنش قائم

$\sigma_3 = \sigma_a$

$$\sigma_p = \sigma_a \tan^2(45 + \frac{\phi}{2}) + 2c \tan(45 + \frac{\phi}{2})$$

$$\sigma_a = \frac{\sigma_p}{\tan^2(45 + \frac{\phi}{2})} - \frac{2c}{\tan(45 + \frac{\phi}{2})}$$

$$\boxed{\sigma_a = \sigma_p \tan^2(45 - \frac{\phi}{2}) - 2c \tan(45 - \frac{\phi}{2})}$$

با فرض :

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

$$\boxed{\sigma_a = \sigma_p k_a - 2c\sqrt{k_a} = \underbrace{\gamma H k_a}_{\text{با عمق فرق دارد.}} - \underbrace{2c\sqrt{k_a}}_{\text{در هر عمق ثابت}}}$$

است زیرا چسبندگی خاک در عمق فرق ندارد

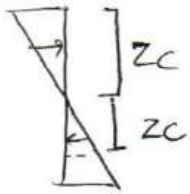
آماده گسیختگی یعنی روابط ایجاد شده موهر کولمب در حالت گسیختگی

اگر خاک چسبندگی نداشته باشد و پشت دیوار حفر کنیم سریع گسیخته می‌شود و تنش منفرد می‌شود.

خاک دانه درشت adhesion دارد

z_c = عمقی که ما می‌توانیم خاک را برداریم ولی شکل پیزش و مستقیمی نداشته باشیم.

ما به اندازه z_c آن برداریم، نیروی نگهدارنده و رانشی یکدیگر را balance می‌کنند.



(depth of tensile crack) z_c

عمق بحرانی چسبندگی :

$$\gamma z_c k_a - 2c\sqrt{k_a} = 0 \longrightarrow \boxed{z_c = \frac{2c}{\gamma\sqrt{k_a}}}$$

(z_c زمانی است که $k_a\sigma_v - 2c\sqrt{k_a} = 0$)

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

نیروی عمل جانبی (قبل tensile crack)

$$P_a = \int_0^H \sigma_a \, dz \Rightarrow \boxed{\frac{1}{2}\gamma H^2 k_a - 2cH\sqrt{k_a} = P_a}$$

$$\bar{z} = \frac{\frac{1}{2}\gamma H^2 k_a\left(\frac{H}{3}\right) - 2cH\sqrt{k_a}}{P_a}$$

وقتی خاک را همینطور رها کردیم از جایی به بعد زمین ترک کششی می‌خورد. آن جا تا عمق ترک، چسبندگی = 0 است. پس تمام هر جا قبل با فرض این است که هیچ ترک کششی وجود ندارد.

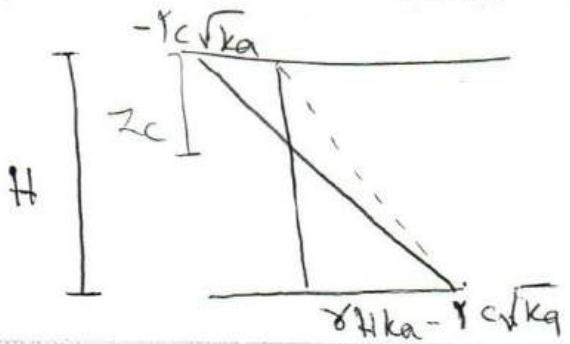
روابط فوق برای حالتی است که علیرغم جابجایی افقی خاک، ترک کششی ایجاد نمی‌شود. در واقع امر، با جابجایی افقی ترک کششی ایجاد می‌شود. با فرض عمق ترک، تا z_c :

$$P_a = \frac{1}{2}(H - z_c)(\gamma H k_a - 2c\sqrt{k_a}) \Rightarrow$$

$$P_a = \frac{1}{2}\left(H - \frac{2c}{\gamma\sqrt{k_a}}\right)(\gamma H k_a - 2c\sqrt{k_a})$$

line of action

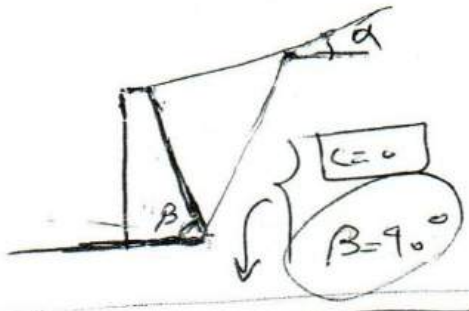
$$\bar{z} = \frac{H - z_c}{3}$$



حالت خاص

۱- خاک پشت دیوار افقی نیست

۲- دیوار قائم نیست



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

روش کولمب

Coulomb

فرضیاتش به واقعیت نزدیکتره

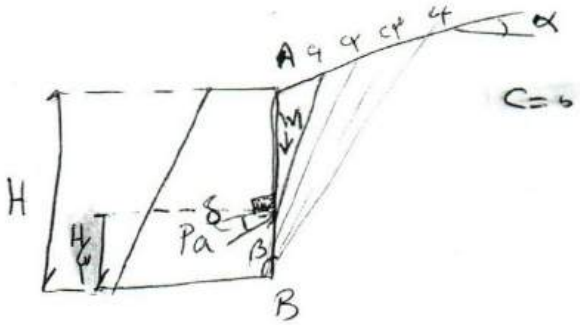
- خاک دانه‌ای است

۱- اصطکاک بین دیوار و خاک وجود دارد. $(\delta \neq 0)$ $C=0$

۲- دیوار غیر قائم می‌تواند باشد.

۳- خاک پشت دیوار شیب‌دار می‌تواند باشد

چون اصطکاک بینشان است در محل دیوار و خاک، P_a پیش است یعنی عکس العمل دیوار به خاک که عمود بر دیوار نیست زیرا اصطکاک وجود دارد بین دیوار و خاک (برعکس حالت قبل)



حل این با روابط سفته و با به صورت مجموع نیروها حل می‌کنیم

سطوح مختلف گسیختگی را در نظر می‌گیریم و روابط تعادل می‌نویسیم

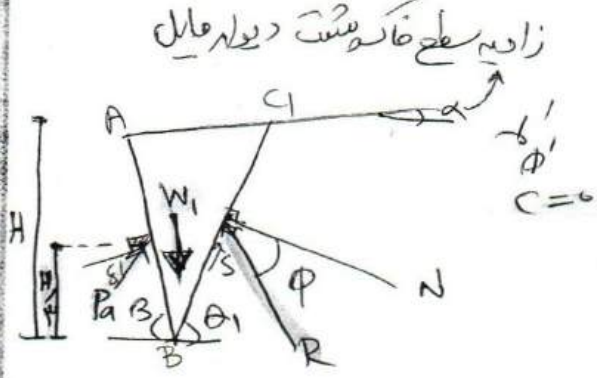
در شرایط فعال، دیوار از توده خاک دور می‌شود. و در این حالت سطح گسیختگی در خاک ایجاد می‌شود

کولمب فرض کرد که این سطح به صورت صفحه مسطح است.

برای تعیین نیروی فعال، گوه‌های فرضی مانند ABC، ABC1 و ... را در نظر می‌گیریم.

برای هر کدام روابط تعادل بررسی می‌شود.

حالت اول - گوه گسیختگی ABC_1



۱- وزن گوه W_1 $(\text{حجم} \times \gamma = W_1)$

۲- برآیند R نیروی عمودی و نیروی برشی مقاوم در امتداد سطح BC1 که با امتداد عمود بر سطح BC1 زاویه φ را می‌سازد.

برآیند R و N

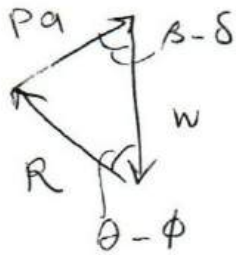
۳- نیروی فعال Pa با زاویه δ با امتداد عمود بر سطح پشت دیوار می‌سازد.

جدول ۷/۴ و ۷/۵ kN/m

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

$$\boxed{\bar{z} = \frac{H}{3}}$$

δ = زاویه اصطکاک دیواره



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

δ بستگی به اصطکاک دارد و بسته به φ و β دارد.

wall friction angle

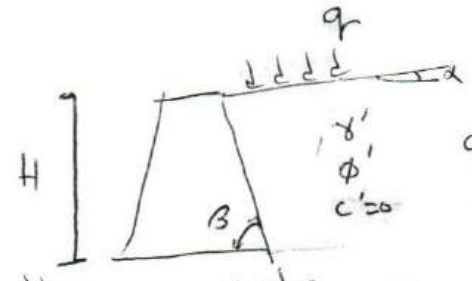
$\boxed{\delta \approx \frac{2}{3}\phi}$ یا $\boxed{\delta = \frac{\phi}{2}}$

جدول ۷/۳ و ۷/۴ و ۷/۵ برحسب

soil friction angle

جدول ۷/۳ δ و β و α و φ ، ka را داده.

اغلب مواقع، روی خاک بار هم هست.



(uniform surcharge)

در حالتی که بر روی خاک پشت دیوار فشار (سربار) یکنواخت q اعمال گردد:

kN/m³ جدول ۷/۴ و ۷/۵

$$\boxed{P_a = \frac{1}{2} k_a \gamma_{eq} H^2}$$

$$P_{a1} = \frac{1}{2} k_a \gamma H^2 \qquad P_{a2} = k_a H q \left[\frac{\sin\beta}{\sin(\beta+\alpha)}\right]$$

فرض کردیم، q بزو وزن گوه خاکی است.

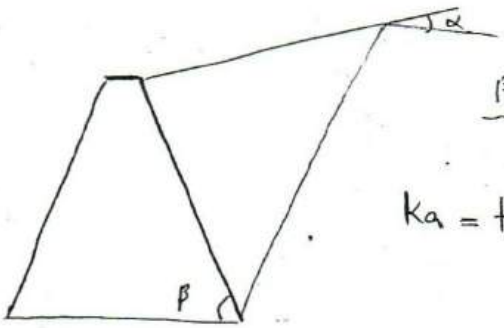
$$\boxed{\gamma_{eq} = \gamma + \left(\frac{\sin\beta}{\sin(\beta+\alpha)}\right)\left(\frac{2q}{H}\right)}$$

$$\boxed{\bar{z} = \frac{P_{a1}\left(\frac{H}{3}\right) + P_{a2}\left(\frac{H}{2}\right)}{P_a}}$$ فاصله از کف دیوار

حالت خاص

1- خاک پشت دیوار افقی نیست.

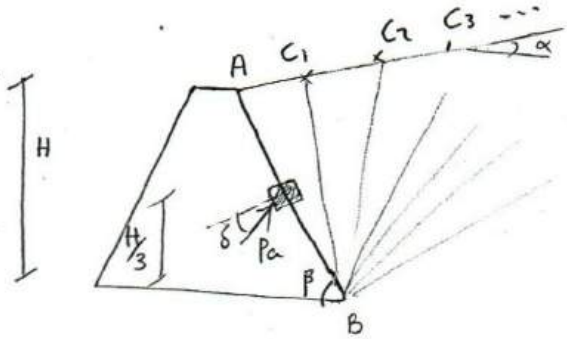
2- دیوار قائم نیست.



$\beta = 90^\circ$

$$K_a = \tan\alpha + \frac{\cos\alpha - \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\phi}}{\cos\alpha + \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\phi}}$$

روش کولمب Coulomb



خاک دانه‌ای است. $C=0$

امکان بین دیوار و خاک وجود دارد.

دیوار غیر قائم می‌تواند باشد.

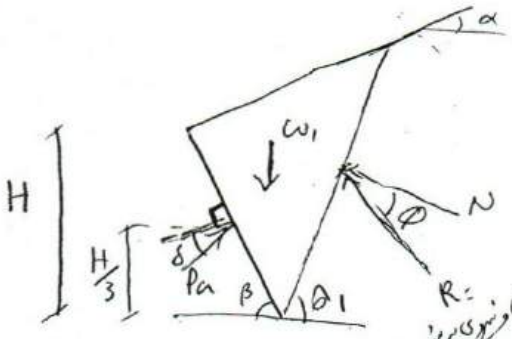
خاک پشت دیوار هیدار می‌تواند باشد.

حل به صورت ریاضی سخت است و از روش سعی و خطا استفاده می‌کنیم. سطوح مختلف گسیختگی را در نظر می‌گیریم و روابط تعادل می‌نویسیم.

در شرایط فعال دیوار از توده خاک دور می‌شود و در این حالت سطح گسیختگی در خاک ایجاد می‌شود. کولمب فرض کرد که این سطح به صورت صفحه مسطح است.

برای تعیین نیروی فعال، گوه‌های فرضی مانند ABC_1 ، ABC_2 و ... در نظر می‌گیریم و برای هر کدام روابط تعادل بررسی می‌شود.

حالت اول - گوه گسیختگی ABC_1



* β ، ϕ ، δ را می‌دهد.

$\delta \approx \frac{2}{3}\phi$

1- وزن گوه W_1

2- برایند R نیروی اصطکاکی و نیروی برشی مقاوم در امتداد سطح BC_1 که با امتداد عمود بر سطح BC_1 زاویه‌ی ϕ را می‌سازد.

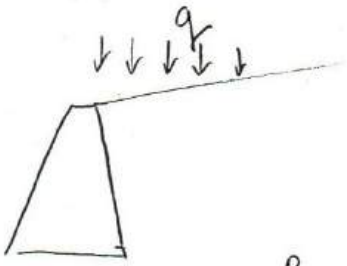
R: برایند نیروی اصطکاکی و نیروی برشی مقاوم

3- نیروی فعال P_a زاویه‌ی δ با امتداد عمود بر سطح پشت دیوار

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 \quad , \quad K_a = \frac{\sin^2(\beta+\phi)}{\sin^2\beta \cdot \sin(\beta-\delta)\left[1+\sqrt{\quad}\right]^2}$$

$$\frac{\sin(\phi+\delta)\sin(\phi-\alpha)}{\sin(\beta-\delta)\sin(\alpha+\beta)}$$

در اغلب موارد روی خاک روباره داریم. q.



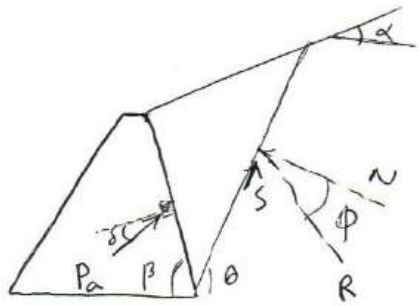
درحالتی که بر روی خاک پشت دیوار فشار دیاسر بار یکنواخت q اعمال گردد

$$P_a = \frac{1}{2} k_a \gamma_{eq} H^2$$

$$\gamma_{eq} = \gamma + \left[\frac{\sin\beta}{\sin(\beta+\alpha)}\right]\left(\frac{2q}{H}\right)$$

جلسه ۱۶

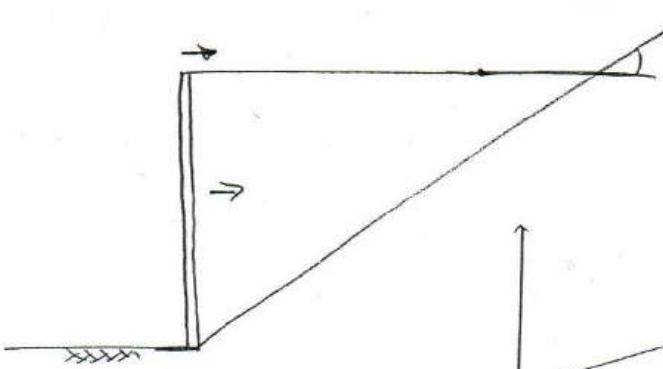
فشار جانبی فعال کولمب ← مرخص شونده



$$k_a = f(\theta, \beta, \alpha)$$

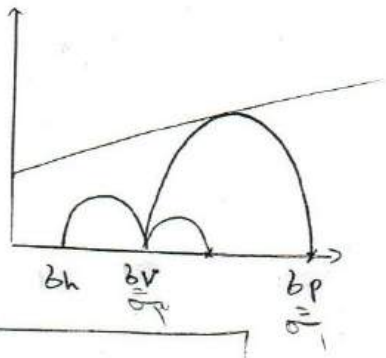
فشار جانبی غیر فعال (مقاوم) passive

← فشاری یا محصور شونده



درحالت active ، 45 + φ/2 بود.

راکین



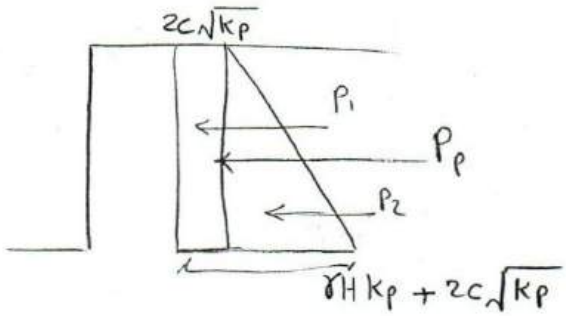
تنش اصلی — تنش فرعی

$$\boxed{\underset{\sigma_p}{\sigma_1} = \underset{\sigma_v}{\sigma_3} \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) + 2c \tan\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)}$$

راکین

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

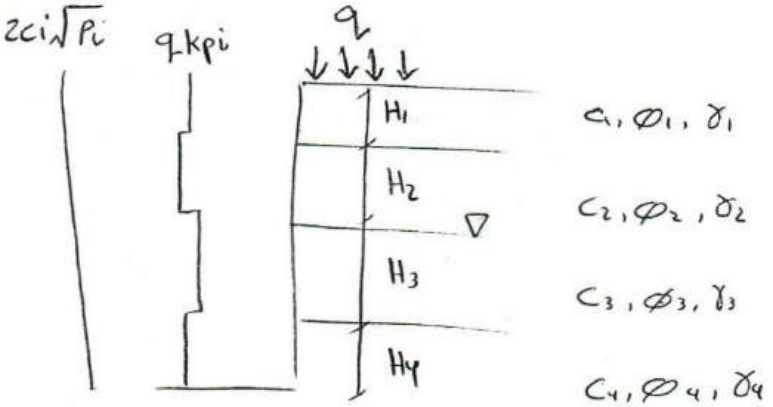
$$\boxed{\sigma_p = \underset{\gamma z}{\sigma_v} k_p + 2c\sqrt{k_p}}$$



نیروی مقاوم (P_p) ؟

$$\left.\begin{array}{l} z=0: \quad \sigma_p = 2c\sqrt{k_p} \\ z=H: \quad \sigma_p = \gamma H k_p + 2c\sqrt{k_p} \end{array}\right\} \rightarrow \boxed{P_p = \frac{1}{2}\gamma H^2 k_p + 2cH\sqrt{k_p}}$$

kN/m



برای هر لایه باید جداگانه در نظر گرفت و در آخر نمودارها را باهم جمع کرد.

حقیر جابجایی در خاک داشته باشیم تا به گسیختگی برسیم؟

تغییر مکان جانبی Δx که برای گسیختگی غیر فعال (Passive) نیاز است.

Dense sand
ماسه متراکم

Loose sand
ماسه شل

در شل فضا زیاد است و در ابتدا متراکم‌تر نیز می‌شود اما در متراکم فضای خالی کمتر است.

stiff Clay
رس سفت

soft clay
رس نرم

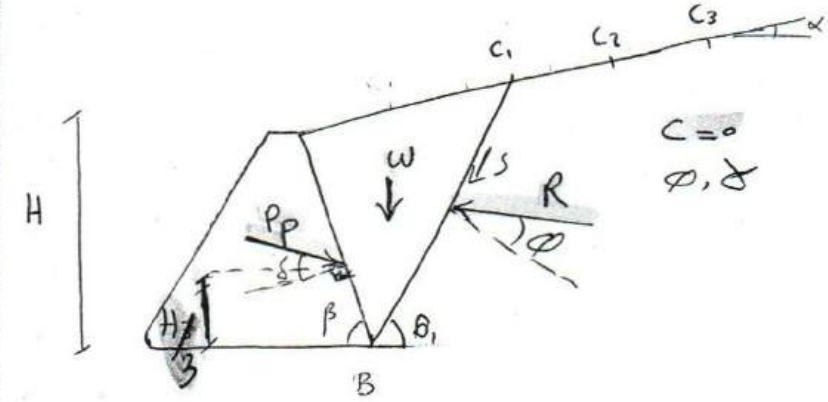
0.005H	Dec Sand
0.01 H	loose Sand
0.01 H	Hard clay
0.05 H	Soft clay

↓

wall movement for passive condition, Δx

Δx

فشار جانبی غیرفعال (Passive) کولمب



معمولاً گوه ای که وسیع تر از حالت Active است.

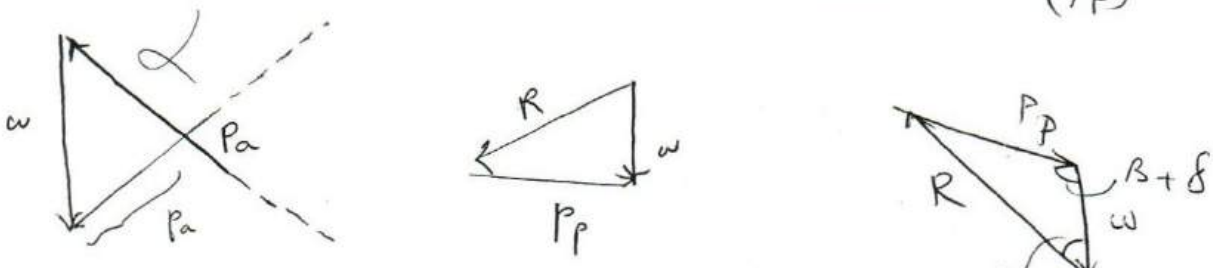
گوه های اختیاری ABC_1 , ABC_2 , ... در نظر گرفته می شود.

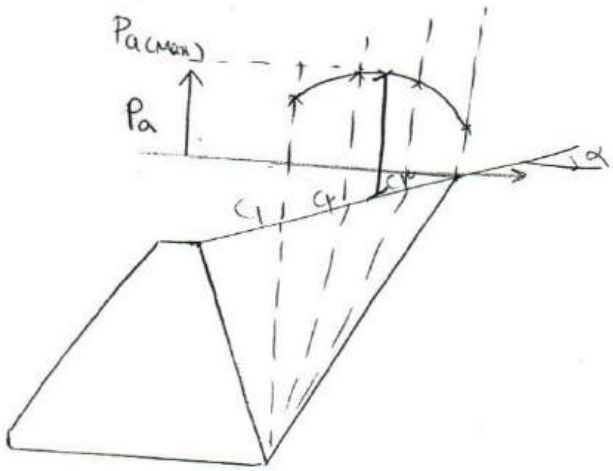
برای هر گوه مراحل زیر انجام می گیرد.

1- تعیین وزن گوه

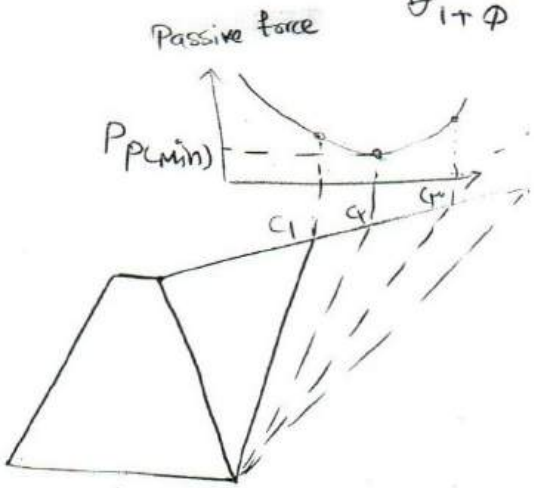
2- تعیین برآیند R (نیروی عمود بر سطح گسیختگی و برش بر سطح گسیختگی BG)

3- نیروی مکوم با روش تحلیل و یا ترسیم بدست می آید. (P_p)



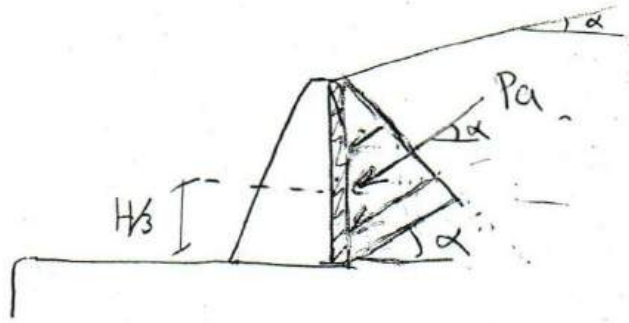


Active



Passive B

فشار فعال رانکین با خاک غیر افقی پشت دیوار



$$k_a = \frac{\cos\alpha - \sqrt{\cdots}}{\cos\alpha + \sqrt{\cdots}} \cdot \cos\alpha$$

$\boxed{c = 0 \text{ و } \beta = 90}$ → passive رانکین

$$\boxed{k_p = \frac{\cos\alpha + \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\varphi}}{\cos\alpha - \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\varphi}} \cdot \cos\alpha}$$

δ : زاویه‌ی اصطکاک بین خاک و دیوار است که معمولاً کمتر از φ است.

دیوار سنگ چین ← $\delta \approx \varphi$

بتن صاف ← $\delta \approx \frac{2}{3}\varphi$

فشار جانبی خاک (فعال و مقاوم) معادل برای اثرات زلزله در خاک پشت دیوار حایل ← استفاده از جدول ص ۳۵۰ کتاب

$$k_{a_{eq}} = f(\varphi, \beta, \theta', \delta) \quad , \quad \theta' = \tan^{-1}\left(\frac{k_h}{1-k_v}\right)$$

$$k_{p_{eq}} = \cdots$$

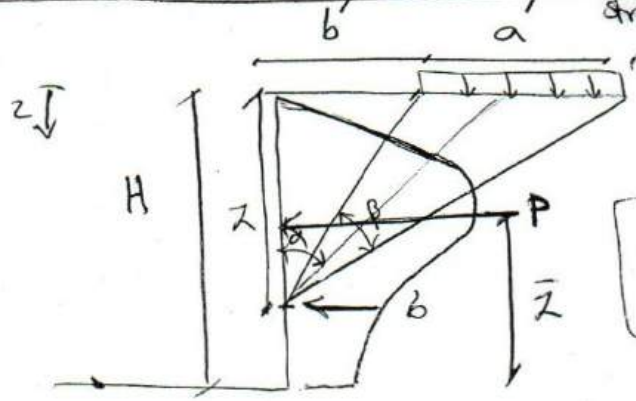
k_h : $\frac{\text{مولفه افقی شتاب زلزله}}{g}$

k_v : $\frac{\text{~ قائم ~}}{g}$

lateral Earth pressure due to surcharge — ص ۳۴۸ کتاب

فشار جانبی در دیوار در اثر بار نواری (surchange) در سطح خاک پشت دیوار با استفاده از فرضیات الاستیسیته.

(محیط‌های نیمه بینهایت)



الاستیک

$$\boxed{\sigma_h = \frac{q}{H}(\overset{\text{رادیان}}{\beta} - \sin\beta\cos 2\alpha)}$$

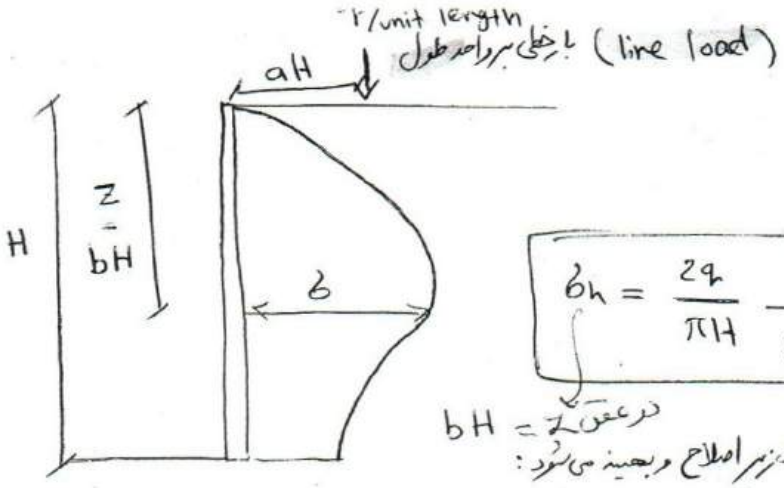
در حالت غیر الاستیک (پلاستیک و خزش)

Soil: $$\boxed{\sigma_h = \frac{2q}{H}(\beta - \sin\beta\cos 2\alpha)}$$

چرا دو برابر شد؟ تغییر شکل در پلاستیک بیشتر است و بار بیشتری می‌خواهد.

account for yielding soil continuum

(۳۵۵) (۳۵۶)



$$z = bH$$

برای محیط الاستیک :

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

در عمق $bH = z$

چون خاک رفتار الاستیک کامل ندارد رابطه فوق به صورت زیر اصلاح و بهینه می‌شود :

soil :

$$\boxed{\begin{cases} \sigma_h = \dfrac{4q}{\pi H}\,\dfrac{a^2 b}{(a^2+b^2)} & a > 0.4 \\[2ex] \sigma_h = \dfrac{q}{H}\left(\dfrac{0.203\, b}{(0.16+b^2)^2}\right) & a \leq 0.4 \end{cases}}$$

از کتاب DAS مطالب مرتبط با مباحث فوق مطالعه گردد. (: ← بخش 7.6

شمع کوبی ← Passive

شمع درجا ← active

اما گسیختگی نداریم. اگرچه از k_0 بیشتر است اما به k_p نمی‌رسد

k_0 هنگام برداشتن خاک کم شده و وقتی بتن می‌ریزیم ناحیه‌ی تنش را برمی‌گرداند و از فعال بودن آن کم می‌کند.

نتیجه : نحوه‌ی اجرای کار در active و Passive مهم است.

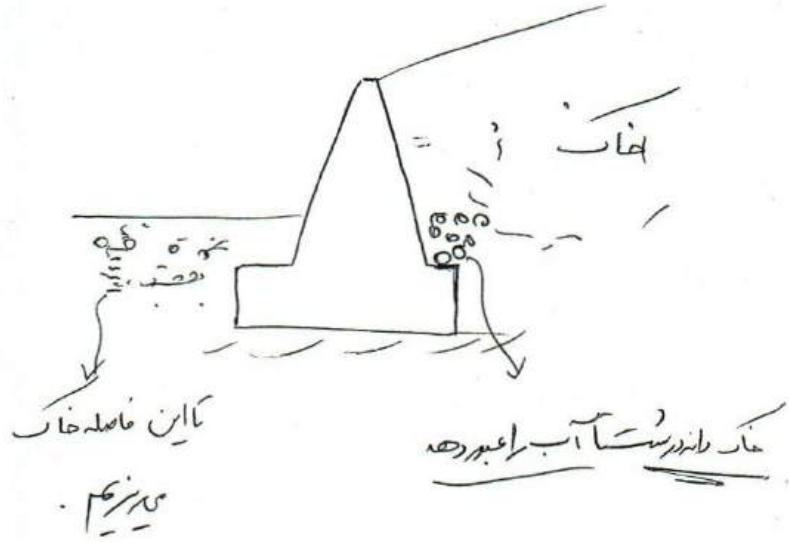
پایداری دیوار حایل :

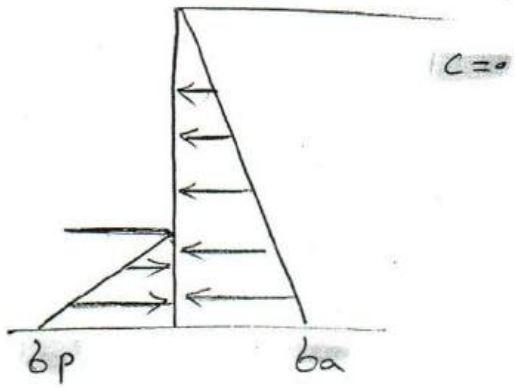
۱ـ خاک زیر پی دیوار توان باربری نداشته باشد یا نشست کند.

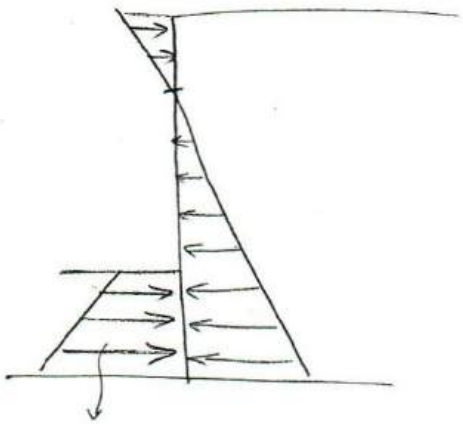
۲ ـ شکم به گونه‌ای باشد که دیوار حرکت کند. لغزش

۳ ـ واژگون شدن دیوار.

دیوار حایل به صورت زیر احداث می شود:







ماسه، سنگ و تکمیل آن آهک و سیمان
(نه بتن)

جلسه 15 امتحان: از روش active یا passive محاسبه کنید ← ساهوپرافیلی ← نقاله آورده شود

در رنکین، اصطکاک پشت دیوار با خاک را صفر گرفتیم. پلی کپی

اگر پشت دیوار برای آب بند کردن ورق UPVC بزاریم ← اصطکاک نداریم.

اگر بتن در ناهمواری دیوار برود و در خاک نفوذ کند ← اصطکاک داریم

اصطکاک را با δ نشان میدیم پس

ϕ خاک $\frac{2}{3}$ تا 0.5

اصطکاک شکل لسیصلی را عوض می کند.

active : 1) $45 + \frac{\phi}{2}$ می کشیم 2) از پایین قوس خوابیده به آن میدیم.

بهترین خاک پشت دیوار، خاک دانه درشت است. یعنی پشت سرندی (از 7 _ 8cm به بالا)

قلوه سنگ هایی که پشت سرندی می مانند

چسبندگی

زیرا ϕ دارد و c ندارد. اگر c داشته باشد، ϕ پایین میاد ← kb می شود.

از طرفی اصطکاک هم وجود دارد و آب پشت آن جمع نمی شود.

$\phi \downarrow \rightarrow 1-\sin\phi \rightarrow 1$ ← با کمتر شده

سوال امتحان: اصطکاک نداریم ولی 2 فرض دیگر رنکین که دیوار قائم و خاک پشت افقی برقراره.

kp را از جدول 5.7 یافته. ka از جدول 5.15 رو برد. بعد خارجی را بیابیم.

$$\boxed{k_{a\,rankine} = \frac{1}{k_p}}$$

مثال: رنکین $\delta = 10$ $\phi = 30$

$k_a = \frac{1}{3.86} = 0.26$

$k_p = 3.86$

Fig 5.12 ← در سته دیوار قائم ولی نمودار با پشت دیوار را با زاویه α می کشیم.

$$\begin{cases} \alpha = 10 \\ \phi = 30 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} k_a = 0.35 \\ k_p = 2.775 \end{cases} \qquad k_a \neq \frac{1}{k_p}$$

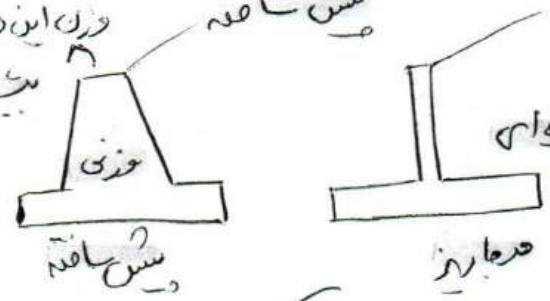
فشار فعال و مقاوم در اثر زلزله :

$k_{ae}, k_{pe} = f(\phi, \delta, \alpha, \beta, k_a, k_p)$

تا الان دیوارهای ما قائم بود. ولی خیلی جا ها دیوار قائم نیست.

درجا ریز
پیش ساخته

وزن این دیوار بیشتر است



طراحی دیوار
سازه
سازه های خاک برای

هدف از ساخت دیوار، پایداری خاک است. پس خود سازه دیوار نیز باید تحمل کند. (طراحی بتن خود دیوار)

معیارهای طراحی دیوار حائل (پایداری دیوار حائل)

۱- واژگونی : جلوگیری از واژگونی تحت بار افقی

۲- لغزش افقی یا جابه جایی در کف دیوار

۳- ظرفیت باربری خاک زیر دیوار
و نشست خاک زیر دیوار

این ۲ را یکی می گیریم و یکی تبدیل می شود (هر دو به هم وابسته اند)

فقط به باربری نیست و به نشست هم هست.

۲ نوع دیوار حائل
پیش ساخته رانشی ← شمع مانند (pile)

شمع های درجا ریز

شمع
بتنی
فولادی

روی شمع فقط بار قائم نیست و خیلی جا ها، شمع حائل است.

کوبشی ← کوبیم بره پایین

درجا ریز ← چال کنیم. آرماتور بزاریم و بتن بریزیم.

اتم sheet = شمع ورقی : ⊔ یا Z شکل.

این ها در هم قرار می گیرند و به هم چفت می شوند

یک ورق را می‌گویند. ورق بعدی کنار دیدی قرار گرفته (قبل از اینکه اولی کامل پایین برسد) و می‌گوییم.

استفاده: خاک زمین رس اشباع باشد. در ماسه‌ای درشت، ورق لیز کرده و پایین نمی‌رود.

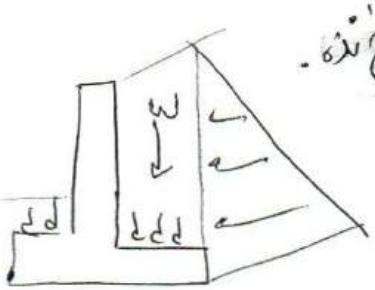
زمین باید نرم باشد تا راحت پایین رود.

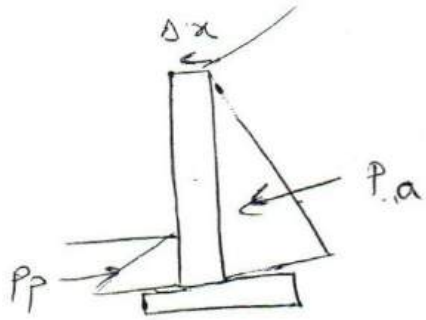
دلیل شکل گیری: I ؟ ← نتواند همان شکل بند

دیوار وزنی: وزن دیوار بیشتر.

کجا دیوار وزنی و کجا طره‌ای استفاده می‌شه؟

وزن آن مانع حرکت خاک می‌شود و باعث می‌شود واژگونی رخ ندهد.





کنترل پایداری: با بار رانشی و مقاوم مقایسه می‌شوند.

W هم نقش به پایداری واژگونی و هم لغزشی است.

در ظرفیت باربری هم تاثیر دارد. این هم Pp است.

برای کنترل پایداری دیوار نیاز به یکسری اطلاعات اولیه وجود دارد:

1- ابعاد دیوار مائل

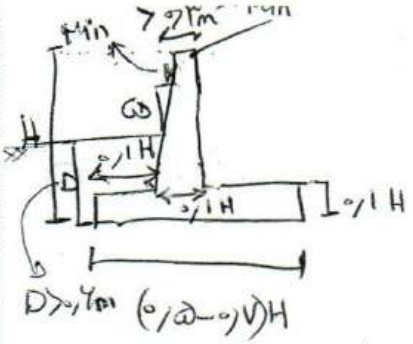
2- مشخصات رفتاری (فیزیکی و مکانیکی خاک)

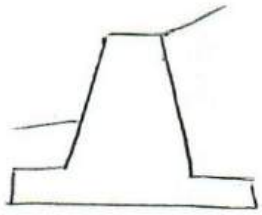
لایه‌ها و فشار آب (UW)

مقاومت ( ) و ( )

از آزمایش‌های مکانیک خاک

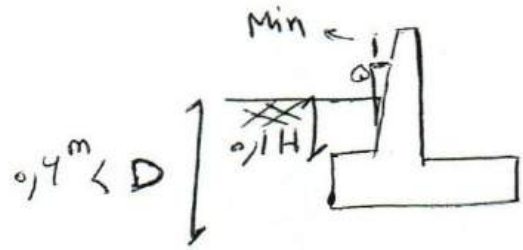
مناسب های ابعادی دیوار حائل :

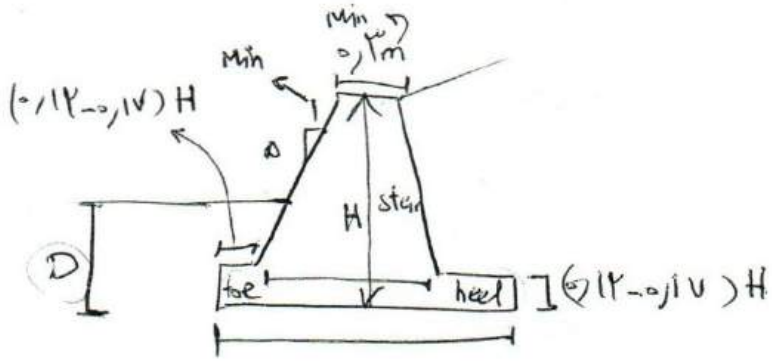




ممکن است دیوار با بهار به خاک متصل باشد. برای مهار کردن کار و این کار باعث کاهش ضخامت دیوار می شود.

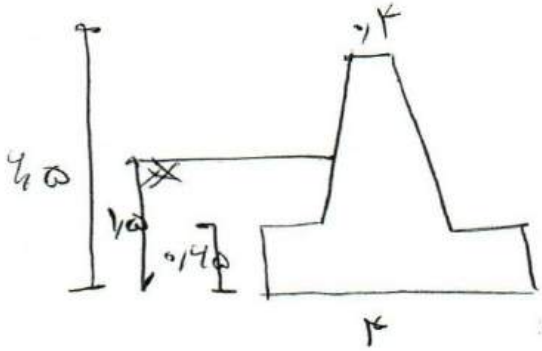
اگر ارتفاع دیوار کم باشد :





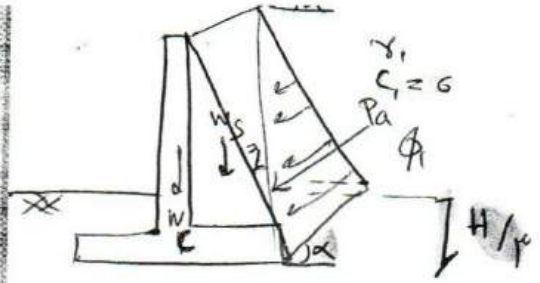
حداقل عرض

از عمقی که در خاک مدفون شود شروع کرده و ابعاد را تخمین می زنیم.

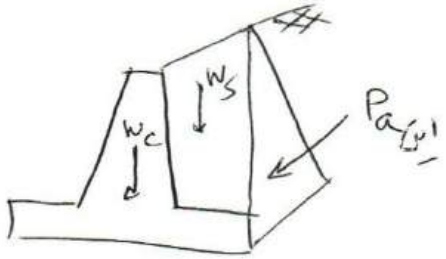


جهت بررسی کنترل پایداری (سه گانه) از روابط و نظریه های فشار جانبی و ظرفیت باربری استفاده می شود. معمولاً اینجا بحث active است.

دیوار طره ای



خاک پشت را برای واژگونی در نظر نمیگیریم.



همچنین برای لغزش ← ممکن است این خاک شسته شود یا مقاومت کم داشته باشد.

ممکن است خاکی که می‌ریزیم متفاوت با خاک پشت دیوار باشد. بار در اصل بار خاک پشت دیوار است، این لایه خاک از لحاظ از حفر و استحکام بار دیوار مهم است. K_a خاک پشت را می‌گیریم نه خاکی که ریختیم که فقط بار را انتقال میدهد.

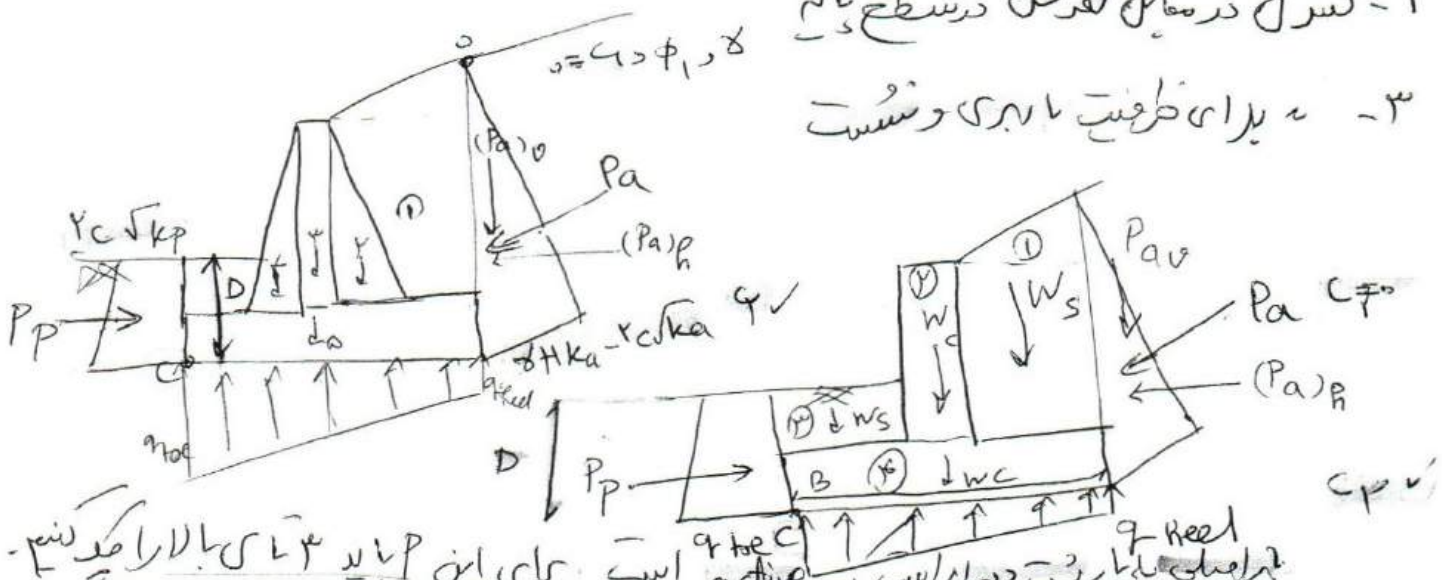
ممکن است عرض خاکی که می‌ریزیم آنقدر زیاد باشد که بار آن در نظر گرفته شود. ولی معمولاً خاک عقبی در نظر نرفته می‌شود

پایداری دیوار حائل

۱- کنترل در مقابل واژگونی

۲- کنترل در مقابل لغزش در سطح پایه

۳- برای ظرفیت باربری و نشست



برای این P باید ۳ تای بالا را چک کنیم.

در اصل بار پشت دیوار است نه

چون در جلوی دیوار خاکریز داریم و حرکت خاک به چپ است پس عمل آن passive است. معمولاً passive ها عکس العمل هستند.

در سمت چپ خاک چسبندگی دارد پس اصلاً شروع نمی‌شه.

معمولاً خاک دستی، ضعیف است. برعکس برای ساخت جاده، خاکبرداری جاده را می‌کوبیم و می‌رانیم. ولی چون کوبیده شده، چسبندگی اش کم پس c کم دارد. پس در هر صورت می‌توان از $2c\sqrt{K_p}$ صرف نظر کرد.

کنترل واژگونی:

$$\boxed{FS = \frac{\Sigma M_R}{\Sigma M_d}}$$

M_R = گشتاورهای مقاوم حول نقطه O

Resisting Moment

M_d = گشتاورهای رانشی حول نقطه O

Driving

$$\boxed{FS_{Min} = 1.5 - 2}$$

q بار عکس العملی است و مقاومت کمیدگی / bearing دارد و گشتاورها را خنثی می‌کند.

دیوار طره‌ای

$$\Sigma M_R^{\text{مقاوم}} = M_1(W_{S1}) + M_2(W_{C2}) + M_3(W_{S3}) + M_4(W_{C4}) + M_5(P_{a5})$$

M_5 از active به دست می‌آید

اگر مطمئن هستیم از M_{P_p} استفاده می‌کنیم - اگر نه استفاده نمی‌کنیم

$$\Sigma M_d^{\text{رانشی}} = M_{PaR}$$

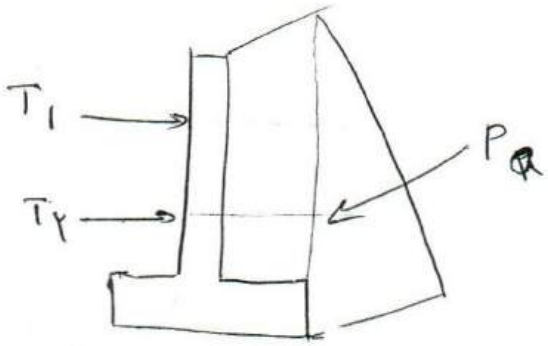
$$SF = \frac{\Sigma M_R}{M_d} = \frac{M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5 + M_{P_p}}{M_{PaR}} \qquad \frac{M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5}{M_{PaR} - M_{Pa5}}$$

(۴۹)

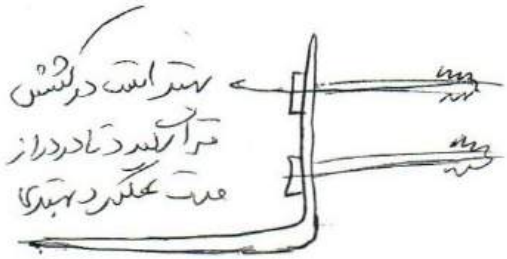
P_f مانع واژگونی میشه.

ذوزنقه هم مثل قبلی است.

به جای سنگین تر کردن دیوار و ایجاد پاشنه پشت آن، مهار می توان ایجاد کرد.



مزیت: اجرای راحت تر - سبک تر - هزینه کمتر



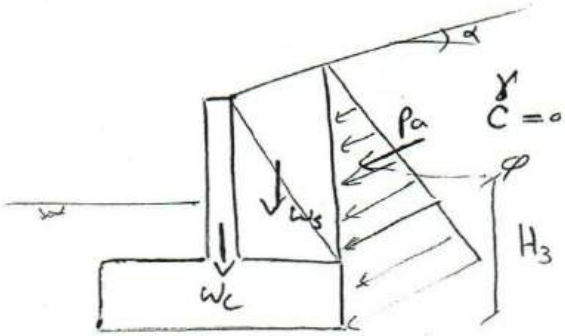
بهتر است در کشش
قرار گیرد تا در دراز
مدت عملکرد بهتری
داشته باشد

ابتدا حفاری می شود. anchor اجرا می شود.

مجدداً لازم بود حفاری می شود به همین ترتیب.

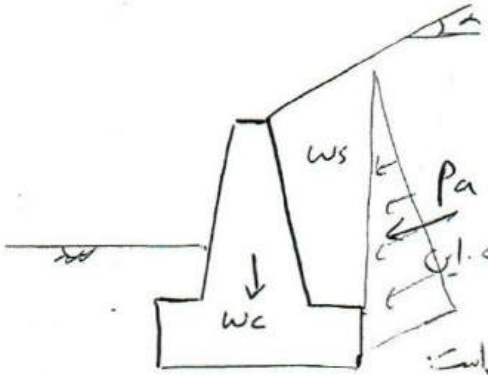
دو آخر دیوار اجرا می شود.

در این روش تنها تثبیت مدت زیادی خاک به حالت فوق قرار گیرد.



خاک پشت را برای واژگونی در نظر نمی‌گیریم.

همچنین برای لغزش ← ممکن است این خاک شسته شود یا مقاومت کم داشته باشد یا ...

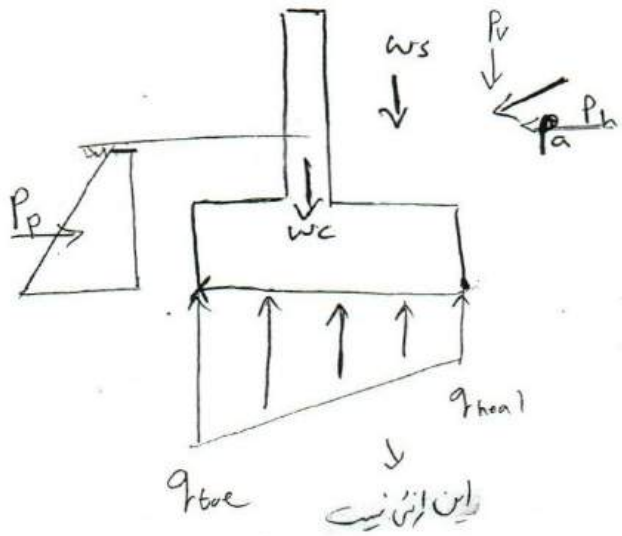


ممکن است خاکی که می‌ریزیم متفاوت با خاک پشت دیوار باشد. بار در اصل بار خاک پشت دیوار است. این لایه‌ی خاک از لحاظ زهکشی و احداث با دیوار مهم است:

ka خاک پشت را می‌گیریم نه خاکی که ریختیم

← فقط بار را انتقال می‌دهد.

ممکن است عرض خاکی که می‌ریزیم آنقدر زیاد باشد که بار آن در نظر گرفته شود. ولی عموماً خاک عقبی در نظر گرفته می‌شود.



لنگر رانش:

$P_h \leftarrow P_{ah}$

مقاوم:

وزن خاک پشت - وزن بدنه

Wc Ws

P_v

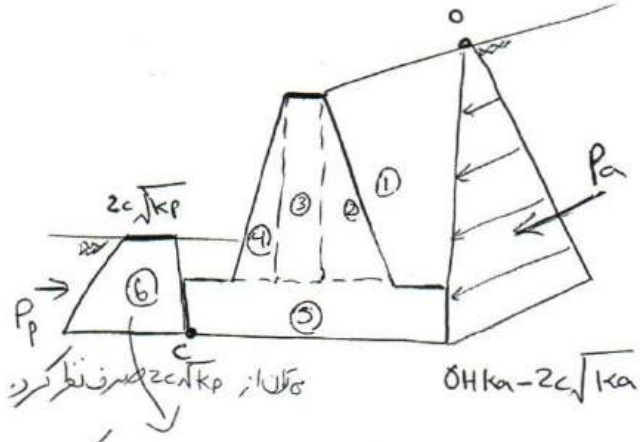
جلسه 16

پایداری دیواری حایل

1- کنترل در مقابل واژگونی

2- کنترل در مقابل لغزش در سطح پایه

3- - برای ظرفیت باربری و نشست

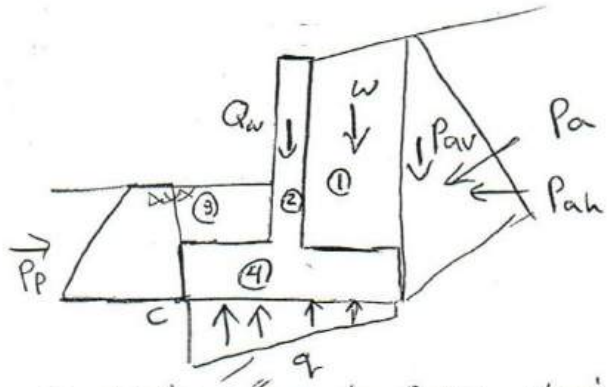


σ_H ناشی از $2c\sqrt{K_p}$ صرف نظر کردیم

- ممکن است رخ نداده باشیم و متراکم نباشند.

- ممکن است کنار جاده باشد، بنابراین رویاری آن را کوبیده ایم و متراکم شده.

چون کوبیده شده ← چسبندگی کم



نیروهای Passive در دیوار معمولاً عکس العملی است.

کنترل واژگونی

$$FS = \frac{\sum M_R}{\sum M_d}$$

$\sum M_R \rightarrow$ Resisting Moment لنگرهای مقاوم

$\sum M_d \rightarrow$ Driving " لنگرهای لغزاننده

$$FS_m = 1.5 - 2$$

دیوار طرفین:

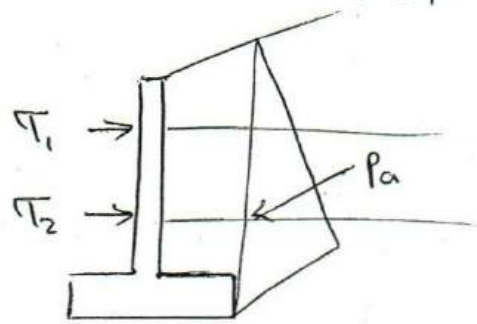
$$\sum M_R = M_1(W_{S1}) + M_2(W_{C2}) + M_3(W_{S3}) + M_4(W_{C4}) + \overset{M_v}{M_{S1}(P_{av})}$$

$$M_d = M_{Pah}$$

باید سری که در نظر گرفته شود باشد

$$SF = \frac{\sum M_R}{M_d} = \frac{M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + \overset{+M_{P_p}}{M_v}}{M_{Pah}} = \frac{M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_{P_p}}{M_{Pah} - M_{Pav}}$$

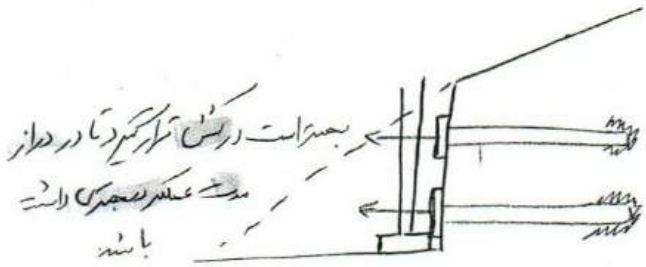
به جای سنگین تر کردن دیوار و ایجاد بار بیشتر بیشتر آن ، مهار دیوار به خاک انجام می شود.



مزیت : اجرای راحت تر - سبک تر - هزینه کمتر

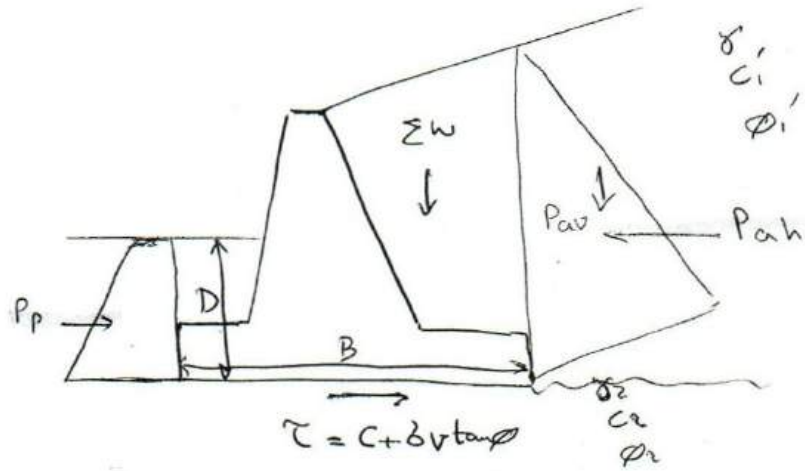
ابتدا حفاری می شود. anchor احداث می شود. مجدداً اگر لازم بود حفاری می شود به همین ترتیب.

در آخر دیوار اجرا می شود.



در این روش نیاز نیست مدت زیادی خاک به حالت فوق قرار گیرد.

کنترل در مقابل لغزش (sliding) در سطح زیر دیوار 6.6 کتاب ص ۳۸۴ pdf



در اجرا : بهتر است بالای خاک را زیاد کوبیم. ابتدا در مقاب سیمان می ریزیم. قبل از سفت شدن در مقاب بتن را می ریزیم.

↓

adhesion افزایش

با این کار چسبندگی بین کف دیوار و خاک هم ایجاد می شود.

ممکن است در بالای خاک پلاستیک بزنیم تا آب بتن فرو نرود (اشتباه!) در این صورت اصطکاک را از بین برده ایم.

$$\delta = (0.5 - 0.7)\phi$$

$$\boxed{FS_{\text{لغزش}} = \frac{\Sigma F_R}{\Sigma F_d}}$$

ΣF_R → sum of horizontal resisting forces

ΣF_d → sum of horizontal driving forces

Max resisting force

$$\Sigma R = B C_a + B \sigma_v \tan\delta + P_R$$

زاویه اصطکاک بین خاک و کف دال — adhesion بین کف دیوار و خاک

horizontal resisting force

$$\Sigma F_R = \Sigma F_v \tan\delta + B C_a + P_p$$

driving force

$$\Sigma F_d = P_{ah} = P_a \cos\alpha$$

$$P_{ah} = P_a \cos\alpha$$

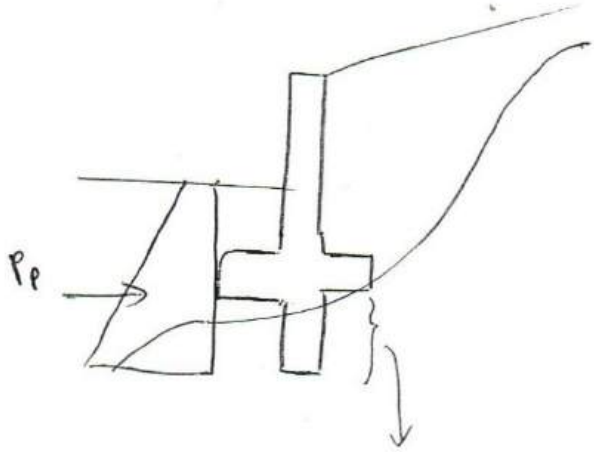
$$\boxed{F.S_{\text{لغزش Min}} \simeq 1.5}$$

ΣV: sum of vertical forces

$$\boxed{F.S_{Sliding} = \frac{(\Sigma V)\tan\delta + B C_a + P_p}{P_a \cos\alpha}}$$

اگر از روی خاک استفاده کنیم دست بالا گرفته‌ایم و عملاً از کل کمتر است.

ممکن است جا نداشته باشیم و کف دیوار را کوچکتر انتخاب کنیم. مقاومت لغزش ↓



کمک در جهت عامل.

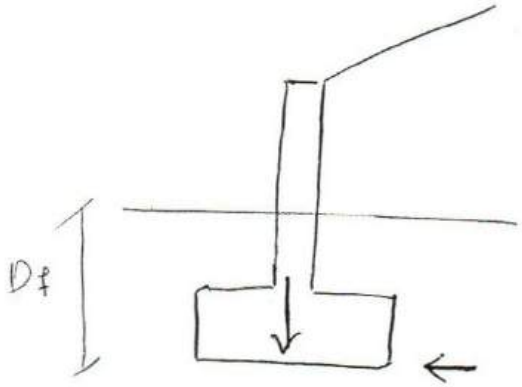
کمک در لغزش: P_p اضافه شده.

کمک چه دارگونی؟

اگرچه active هم اضافه می‌شود اما نیست آن (قسمت پایین) به صورت passive می‌شود.

افزایش مقدار باربری: به دلیل اصطکاک جداره‌ها

با anchor کردن این حالت نیز مجدداً کمک به لغزش می‌شود.



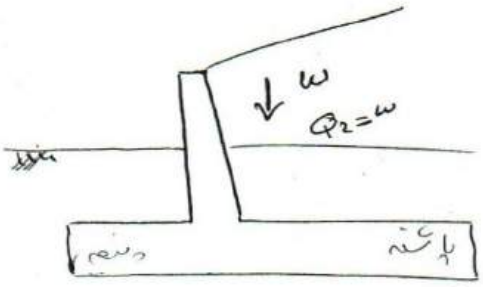
کنترل ظرفیت باربری

بار به صورت برش دار است.

نشت هم مثل پی معمولی کم عمق است.

خیلی اوقات دیوار متقارن نیست ← لنگر داریم.

پنجه > پاشنه



استفاده از پی کم عمق : بار کم
توزیع گسترده

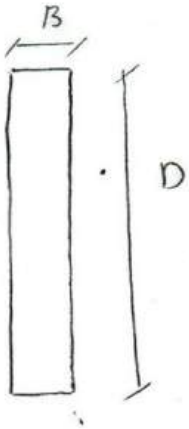
عملکرد شمع : بار در عمق اعمال می‌شود. باربری از سطح زمین تا پایین است.

اگر خاک در عمق بالا ضعیف باشد لازم است پایین برویم. به صرفه نیست خاک روی را برداریم.

پی‌های عمیق - شمع Deep foundation - pile

اجزای سازه‌ای با مقطع کوچک و طول زیاد

$\frac{D}{B} > 10$



روش ساخت ← کوبشی
(اجرایی) ← درجا ریز

کوبشی : سازه‌ی آماده فولادی یا بتنی داریم و مثل میخ می‌کوبیم.

درجا ریز : چاه کنده می‌شود. قفس آرماتور را قرار داده و بتن می‌ریزیم. می‌توان پروفیل فولادی عبور داده و بتن ریخت.

درجا ریز بتنی است. کوبشی فولادی است یا به صورت بتن پیش تنیده.

ممکن است شمع چوبی باشد ← کوبشی ← استفاده در خاک نرم نزدیک سواحل.

بتن خراب می‌شود. فولاد زنگ می‌زند ← معایب

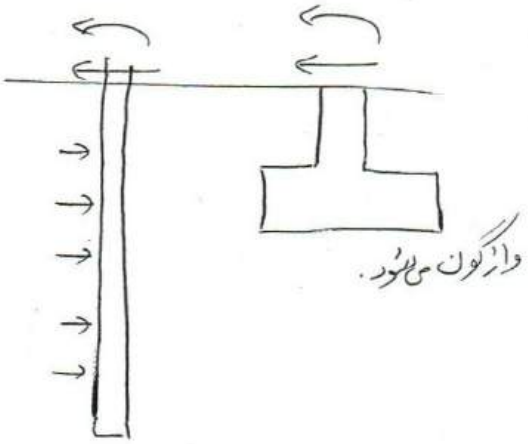
راه حل : عایق - بتن با افزودنی : بتن

عملی نیست - خیلی گران - استفاده از مغناطیس ؟ : فولاد

حسن چوب : به خاطر مواد شیمیایی خوردگی ندارد پوک می‌شود پوسیده می‌شود.

راه حل : گاز و نیل - قیر یا نفت خام به آن می‌زنند ← پوسیده نمی‌شود. موریانه آن را نمی‌خورند

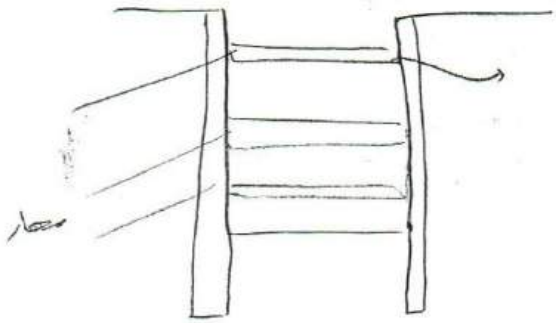
وقتی بار افقی خیلی زیاد شود، شمع مقاومت بهتری دارد.



واژگون می‌شود.

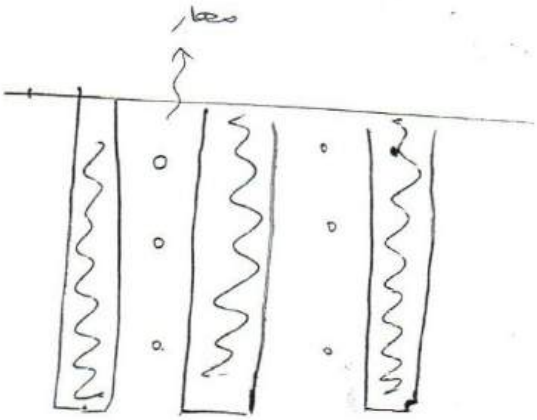
برای پایداری گودبرداری از شمع استفاده می‌کنیم.

(برای پایداری گود نه باربری)



طرح مش تیرستون.

از بالا



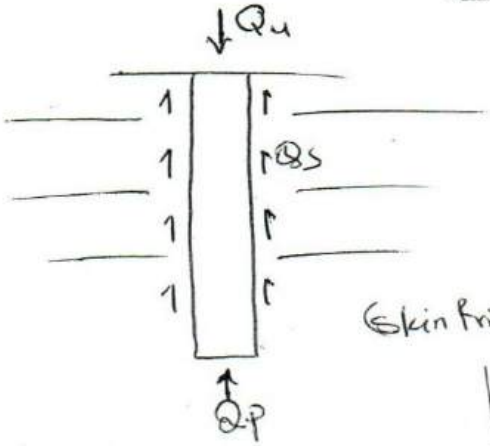
جلسه ۱۶

وقتی محل شمع حفر می‌شود دیواره شروع به ریزش می‌کند. ← حالت active دارد.

شمع کوبشی حالت passive دارد.

اما K آن‌ها k_p ، k_a نیستند. k_a ، k_p برای زمان گسیختگی است. پس زمانی که هنوز گسیخته نشده K کمتر از k_a است.

ظرفیت باربری شمع‌ها (۱۱.۶)



بارگذاری محوری

خاک‌های اطراف برروی ظرفیت شمع اثر دارند. ممکن است لایه‌ی نهیفی در بین لایه‌ها وجود داشته باشد که بار نبرد.

(Skin friction) frictional resistance

$$Q_{T_u} = Q_s + Q_p$$

side — point

$$Q_p = A_s f_s + A_c f_c \quad (11.2)$$

شمع‌های بتنی

area of cross section of steel — allowable stress of steel

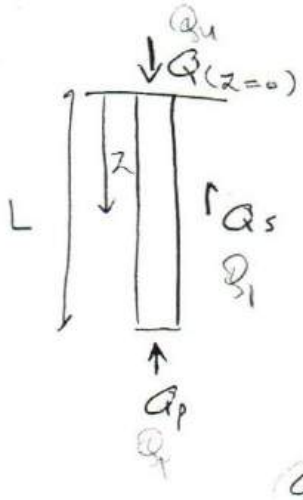
انواع شکل‌های شمع‌ها:

- نوک تیز دارد تا به پایین برود. حالت صاف نیست بلکه زیگزاگ و اعتنا دارد که کاش نکند. می‌توان در نهایت داخل آن آرماتور کرد و بتن ریخت.

- دستگاه متداولی است که زمین را حفر می‌کند (به کمک آب) خاک داخل بیرون می‌آید. بتن به داخل آن تزریق شده و از بالا کشیده می‌شود. ته آن را بزرگتر می‌کنند تا جان بیشتری داشته باشد. ← بتن غ مسلح که حدف از آن بهسازی است.

مکانیزم باربری (انتقال بار) در شمع (۱۷۵)

ممکن است بار به تدریج روی شمع اضافه شود.



◄ بار اعمالی Q به چه نسبتی بین جداره‌ها و انتها تقسیم می‌شود؟

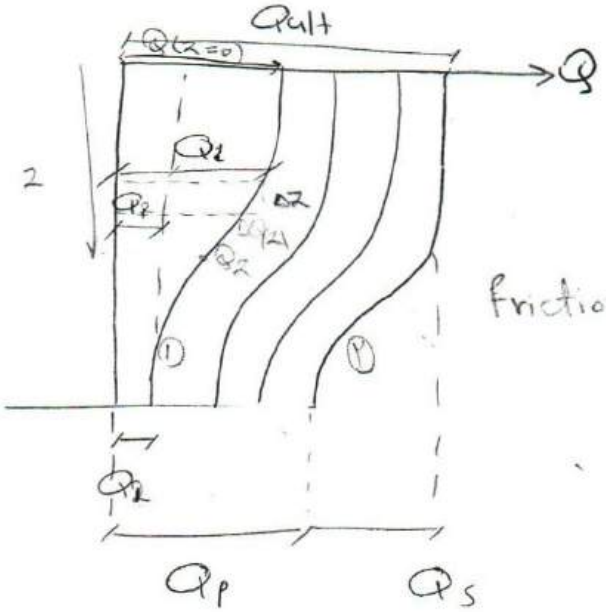
با تغییر بار ممکن است نسبت توزیع متفاوت باشد.

در ابتدا بیشتر بار را جداره می‌برد. با افزایش جابجایی شمع سهم Q_p بیشتر می‌شود.

شمع‌های عملکرد جداره بیشتری دارد چون confinement بیشتری دارند.

در جاریزها کمتر دیواره‌ی اصطکاکی دارند تنها اصطکاک بتن با خاک است و Q_s زیادی ندارد.

تغییر شکل از جدار بیشتر شود به گسیختگی می‌رسیم.



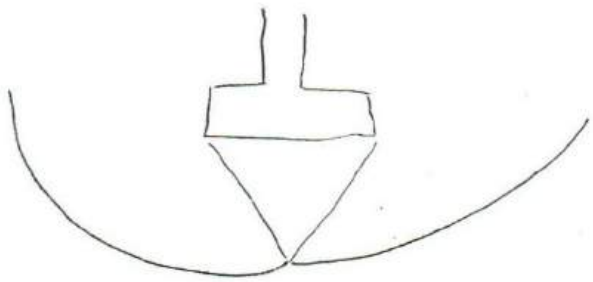
$Q_1 \rightarrow Q_\beta$

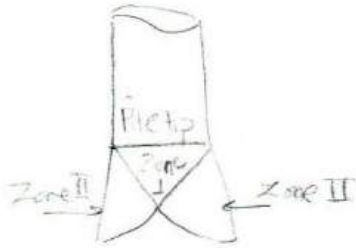
$Q_2 \rightarrow Q_p$

frictional resistance per unit area @ depth z:

$$f_{(z)} = \frac{\Delta Q_{(z)}}{(P)(\Delta z)}$$

محیط شمع





- مقاومت جانبی به حد نهایی می‌رسد و سپس نوک آن به لغزش می‌رسد.
- مقاومت جانبی در نظر گرفته نمی‌شود.

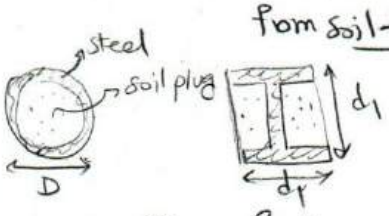
ظرفیت باربری شمع‌ها (11.6)

$$\boxed{Q_u = Q_p + Q_s}$$

Q_p: load carrying capacity of the pile point

Q_s: frictional resistance (skin friction) derived from soil-pile interface

ظرفیت باربری نوک شمع‌ها (نهایی - ultimate)



A_p = area of steel + soil plug

مشابه پی‌های سطحی (آبایی) (bearing foundation)

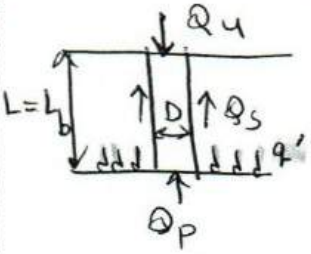
$$q_{rp} = q_{ult} = C' N_c^* + q N_q^* + \gamma D N_\gamma^*$$

D کوچک ← خیلی تأثیری ندارد و میشه حذف

(اگر حذف شه q_r با q' جایگزین میشه)

N_c^* , N_q^* , N_γ^* ضرایب ظرفیت باربری که در بر گیرنده ضرایب شکل و عمق و ... هستند.

D : عرض یا قطر شمع است.



ظرفیت باربری (نیرو) آبایی

$$Q_p = A_p q_{ult} = A_p (C' N_c^* + q' N_q^*)$$

q_p

q , q' تنش مؤثر در خاک در تراز نوک شمع (در عمق)

A_p = area of pile tip

C' = cohesion of soil supporting the pile tip

q_p = unit point resistance

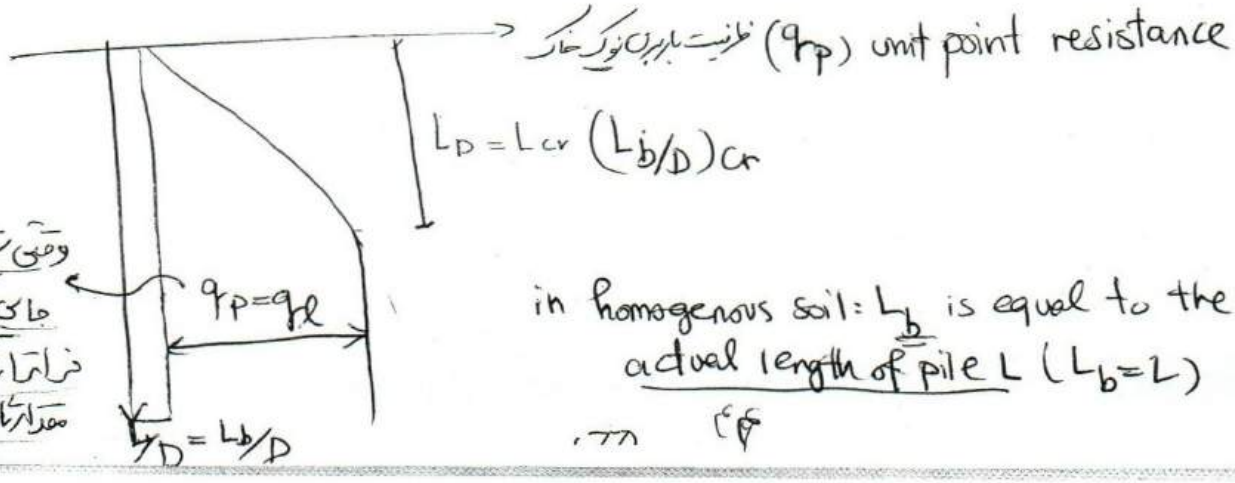
q' = effective vertical stress @ level of pile tip

روش مایرهوف (Meyerhof (1976)) (q_p)

برای شمع کوبی در خاک دانه‌ای (ماسه) غیر چسبنده:

در یک خاک یکنواخت، با افزایش عمق شمع ظرفیت باربری نوک افزایش می‌یابد. $q_p \uparrow$

تا حد عمق حداکثر باربری، ظرفیت باربری متغیر بوده و پس از عمق حداکثر ثابت می‌ماند.



in homogenous soil: L_b is equal to the actual length of pile L $(L_b = L)$

برای خاک‌های متراکم $\phi = 45^\circ$.

$$\frac{L_{cr}}{D} = \frac{L_b}{D} = 25$$

با توجه به نمودار برای N_c و N_q :

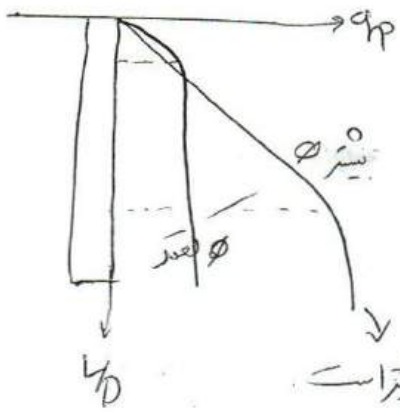
هرچه ϕ ↑ می‌شود (خاک متراکم می‌شود) تغییرات یا افزایش N_c و N_q بیشتر است .

گاهی اوقات سطح می‌زنیم تا خاک متراکم شود یا dynamic compaction .

می‌توان در ابتدا با dynamic compaction متراکم کرد سپس سطح زد تا ظرفیت آن بالا رود.

در ϕ کمتر با فاصله‌ی کم نسبت به سطح زمین به ظرفیت نهایی می‌رسیم . q_p

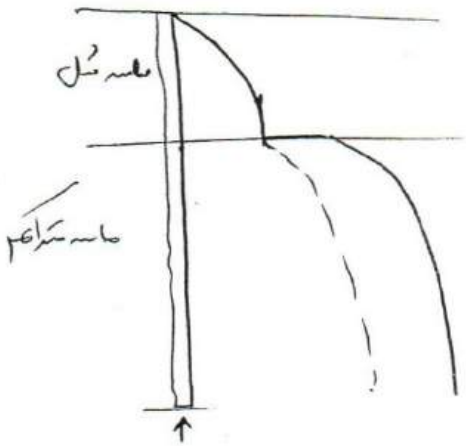
هرچه ϕ ↑ ~ بیشتر . ~ ~ ~ ~ .



هم حد نهایی بیشتر است

هم دیرتر به حد نهایی می‌رسد.

ϕ ↑ ⇐ تراکم ↑



دلایل :

- تنش بیشتری می‌تواند تحمل کند.
- به عمق بیشتری رسیده.

در بالا مقاومت محدودتر است اما در پایین با افزایش عمق باربری افزایش پیدا می‌کند.

ظرفیت تقریبی باربری نوک

SPT

kpa
(kN/m^2)

$$q_p = 40 \frac{N_L}{D} \leq 400 L$$

ما کی نیاز به پی های عمیق داریم.

پی های سطحی، بار در سطح زمین اعمال می شود و تو سطح خاک باربری میشه.

اگر زمین باربری کافی نداشته باشد یا تغییر شکل زیاد شود باید بار را در عمق زمین بدهیم.

دلایل استفاده از پی های عمیق: (شمع)

۱- بار اعمال شده بسیار زیاد به طوری که خاک لایه عمق کم تحمل باربری را نداشته باشد.

۲-

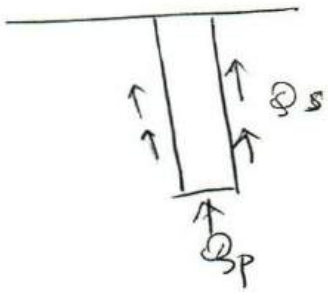
۳- خاک در عمق کم ضعیف باشد. نشست بیش از حد مجاز باشد.

۴- بارگذاری بالابرنده باشد (خاک را بخواهد بکشد)

۵- بارگذاری جانبی زیاد باشد (بارگذاری افقی مثل از خاک یا از دیوار)

انواع پی های عمیق

از لحاظ کارآیی و مکانیزم باربری



۱. باربری نوک انتهایی شمع (Q_p)

۲- باربری جانبی - جداره (Q_s)

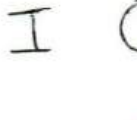
Side Skin friction

از لحاظ اجرایی:

- شمع های کوبشی Driven Piles

۲- شمع های درجا Cast-in place - piles

از لحاظ نوع مصالح: ۱- فولادی



شمع های مخروطی در عمق کم کاربرد دارند (نوک شمع فلزی است)

۲- بتنی

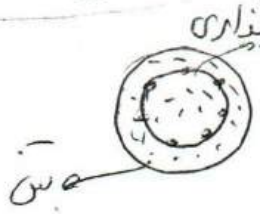
کوبشی ← سازه شمع ساخته میشه که H شکل یا لوله است و با چکش می کوبند و پایین میره.

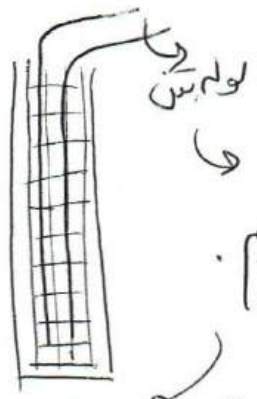
بتنی ← خیلی اتصال نمیشه به آن وصل کرد. اتصالش خیلی محکم نیست. معمولاً آنهایی که عمیق‌اند

فولادی اند.

چوبی ← دریا بردی و عمق کم. در سواحل که خاک ضعیف است و راحت می شود دادش تو.
سرش نوک فلزی تیز دارد.

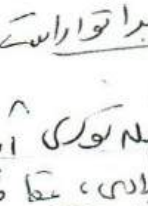
دیوار بیز ← چاله حفر می کنیم. قفس آرماتور بندا شده یا دو مدل H شکل و
بعد بتن ریزی می شود.





معمولاً بتن self compacted می ریزیم.
اگر نشود نیاز به ویبراتور است.

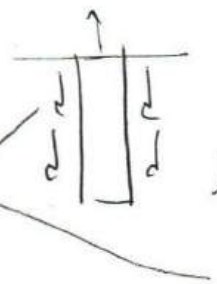
جایی که خیلی شبکه توری آرماتوره تنگ است بهتر است دانه درشت استفاده نکنیم + استفاده از ویبراتور
در حالت کوبشی و فولادی، مقاطع فولادی به ترتیب داخل زمین شده و به هم متصل می شوند. اما شمع کوبشی بتنی اتصال
خیلی به هم دارند.



در سبد آرماتور، بسته بهتر از دو نوع بار، آرماتور متقاوت است ← راه حل، جوش دادن ورق به
پایل است برای تقویت

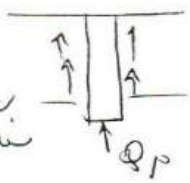
از لحاظ باربری هم می تواند Q_s یا Q_p یا هر دو باشد.
Q_p کلاً خیلی باربر نیست.

وقتی بار کششی است:
Q_p وجود ندارد و فقط اصطکاک دیواره موثر است.



در این ۲ حالت خاک خیلی باربر نیست.

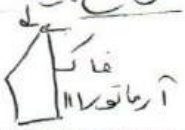
وقتی بار افقی باشد:
Q_p خیلی تاثیری ندارد.



$Q_p > Q_s$

نشت بیشتر

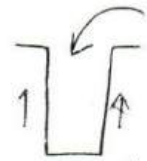
ممکن است به تراز آب برسیم (عمق شمع بتنی از سطح آب زیرزمینی است)
راه حل؟



نمی توان ابعاد را از بالا تا پایین زیاد کرد. مثلاً در پایین
می توان درجه دست چرخ فولادی قرار داد؟

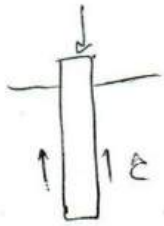
در جابر: active به سمت

۱- حفاری ۲- بتن ریزی



زیرا حفاری کردیم و دیواره ها را ترمیم کردیم.

کوبشی: در عمق زمین میره با کوبیدن ← با کوبش به داخل زمین فرو می رود.



passive به سمت

$k > k_a$ @ rest

می کوبیم پس به دیواره ها فشار میاره

وقتی در در جابر، بتن می ریزیم، دیواره خاک با بتن ناهموار است ← اصطکاک را بیشتر کردیم.

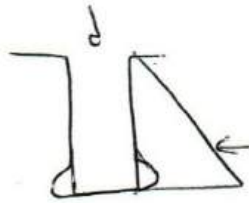
دو خاب بتن هم در خاک میره پس سیمانی هم می کند.

ϕ بالا

کوبشی ← چقدر جداره میتواند بابر باشد؟

در جدجابر، ϕ را زیاد می کنیم

با ناهمواری



$\sigma_h \leq \sigma_a$

جرا ریز ←

$k < k_{at\ rest}$

ممکن است ریزش بکند یا نکند پس به سمت active

حرکت میره

ϕ = اصطکاک بین خاک و دیواره بتنی شمع

$c = \sigma \tan\phi$

دیواره ناهمواری دارد و دقیقاً صاف نیست. بنابراین دیواره شمع هم زیر شد، باید ناهمواری دارد و اینها را اصطکاک می کنند

کوبشی ← نهایتاً با ترکیب بتن و خاک و سیمانی شدن خاب به ϕ خاک می رسیم. اگر بیشتر شود خاک تحت آن شکافته می شود.

$c = \sigma \tan\phi$ جدا و صاف است. اصطکاب بین خاک و جداره کم است

ولی σ آن زیاد. زیاد passive کردیم آن را و $\tan\phi$ را آوردیم

$k > k_{at\ rest}$

پس مقاومت جانبی آن را افزایش دادیم

پس نمی توان گفت کدام حالت ضعیف تر است ولی معمولاً در جابر اتکا و اصطکاکش ϕ است.

معمولاً در در جابر در عمق، سطح زیاد می کند و ϕ را زیاد می کنیم.

سطح بزرگتری دارد.

چگونه دستگاه حفاری در پایین بزرگتر حفر می کند؟ انواع دستگاه حفاری:

میره پایین و وسط را حفر می کند و موادش بیرون کشیده می شود، بتونیت میره و حفر می کند؟ تا متخلخل شود

دارو وسط میره بیرون

بشکلم مانند

۲- جلدونی (Jagger)

۳- حالت شکم: وقتی قطعه‌ها قسمت به هم متصل باشند. وقتی می‌رسد، لولایش باز می‌شه و بزرگ شده

خمره می‌کند

شکل سرمقاله:

استفاده در خاک ضعیف تا شکند

ایراد آبدار بودن خاک: احتمال ریزش دیواره.

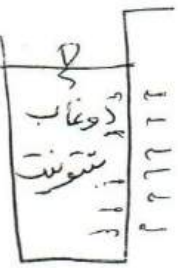
بنتونیت: نوعی رس بسیار ریز و متورم شونده به عنوان ماده روان کننده. گرمی زنند تا موادی که حفاری شده بالا بیاد ← ماده تراوری است

دوغاب رس است. در عمق رفتن میده. اگر خاک دانه‌ای متفاوت باشد،

حسن: تا تراوری، دوغاب بنتونیت می‌ریزند.

پس اگر خاک اولیه آبدار شود معلقه دیوارها ریزش کند.

بنتونیت می‌ریزیم تا مانع ریزش خاک دیواره شود و با نیروی دیواره مقابله کند ← پایدار کردن دیواره.



خاک دانه‌ای کم تراکم

تعلق ϕ ← نفوذ راحت

ترمی‌کند توش

ضرر: چون خاک دانه‌ای کم تراکم است، بنتونیت داخل حفره‌ها میده و منافذی از دیواره را بنتونیت پر می‌کند. وقتی بتن بریزیم، دیواره بنتونیتی است و دوغاب نمی‌تواند نفوذ کند پس ϕ کم میشه. (کیک بنتونیتی)

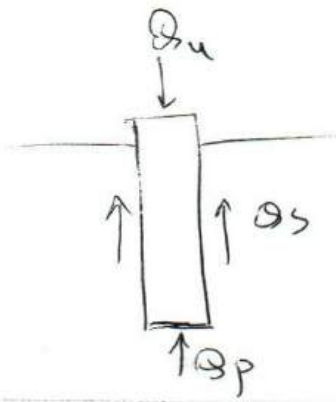
(۳۴ تست)

اگر جای بنتونیت دیواره‌ها را پر کرده باشد، ϕ را باید کم کنیم زیرا بنتونیت آن جا را پر کرده و دوغاب سیمان نمی‌تواند نفوذ کند و هم سطح صاف شده و دوغاب رس آن را گرفته.

در کتاب بخوان ↙

مطالعه (۱۱/۵)

مکانیزم انتقال بار



بار محوری قائم داریم. در یک نقطه که هم بار را اعمال نمی‌کنیم.

فرض کن $Q_{UH}=10$ را می‌خواهیم اعمال کنیم و $Q_s=5$ و $Q_p=5$. اگر حالا $Q=2$ اعمال کنیم آیا $Q_p=Q=1$؟ خیر. زیرا اول Q_p عمل نمی‌کند و جا به جا باید شود تا نوک عمل کند.

	Q	Q_s	Q_p
$Q_{UH}=$	۱۰	۵	۵
	۲	۲	۰
	۴	۳/۵	۰/۵
	۶	۵	۱
	۸/۵	۵/۵	۳

* پس با بارگذاری اولیه، جابجایی به عمل می‌آید.

← صعود ۱۸ تا ۲۱ - ۲۲ متراکم و آبدار ← مقداری γ بیشتر

ضریب پواسون خاک در حالت الاستیک ← ۰/۲-۰/۵

۰/۵ به بالا نداریم.

۰/۵ یعنی incompressible یعنی حجم خاک در اثر بار تغییر نمی‌کند.

خاک رس اشباع ← ۰/۵ = ضریب پواسون

خاک دانه‌ای متراکم ← ۰/۳-۰/۲-۰/۲۵ = ضریب پواسون

ظرفیت باربری نهایی نوک Q_p (۱۱،۶)

$$q_p = q_u = c'N_c^* + q'N_q^* + \gamma D N_\gamma^* \qquad (11.11)$$

چسبندگی — عمق — ابعاد

در شمع‌ها معمولاً چون چسبندگی و عمق بیشتر هستند، ابعاد کم است تاثیرش و قابل صرف نظر است.

روش مایرهوف

$$q_p = c'N_c^* + q'N_q^* \qquad (11.7)$$

Mayerhof :

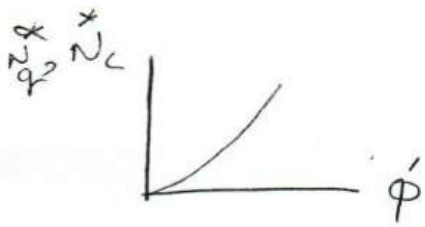


Fig 11.13

$\phi=0$ ← خاک چسبنده

خاک عادی یا اصطکاک کم $\phi = 15-20^\circ$

خاک متراکم $\phi = 35-40^\circ$

خاک سیمانی: هم چسبندگی دارد و هم ϕ

$\phi = 15 \rightarrow N_c = 20 \quad N_q = 6$

$\phi = 30 \rightarrow N_c = 100 \quad N_q = 60$

$\phi = 40 \rightarrow N_c = 350 \quad N_q = 350$

$\times 5 \quad \times 3.5 \quad \times 10 \quad \times 5$

متراکم ↑

N_c به چسبندگی خاک ربط دارد. N_q به عمق ربط دارد.

* چسبندگی خاک بیاد باشه.

در شمع عمیق، تاثیر عمق بیشتره زیرا اسفش و شیب در عمق زیاد q زیاد، N_q هم زیاده ولی در نوک اگر c باشد تاثیرش هست ولی نه اونقدر.

خاک چسبنده c بالا و ϕ کم

$10-15-20-25-30$

پس $\phi = 40$ برای خاک چسبنده وجود ندارد

خاک چسبنده N_c ← c بالا داریم

CU ← consolidated undrained ✓

X CD

UU ← unconsolidated unDrained ✓

در شمع:

drained نیست زیرا آب دارد. پس undrained است. پس رفتار بررسی ما drained نیست ← CU یا UU است

عمق که زیاد شود qN_q^* اثر ندارد. زیرا در عمق که میریم، خاک متراکم تر داریم پس ϕ بالاتر پس N_q بیشتر داریم + در q هم عمق زیاد شده.

پس با چند متر عمیق تر کردن شمع، باربری چندین برابر میشه.

Meyerhof's Method for q_p

A_p ← سطح انتهای شمع

$$Q_p = A_p q_p =$$

unit point resistance

$$A_p \, q'_l \, N^*_q \leq A_p \, q_{limit} \qquad (11.16)$$

q'_l ← effective vertical stress @ the level of the pile tip = تنش موثر

N^*_q ← جدول ۱۱٫۵ و شکل ۱۱.۱۴

$$q_l \left(kN/m^2\right) = \overset{0.5\,P_a = 10\,kN/m^2}{\bar{\sigma}_o} N_q^* \tan\phi \qquad (11.17)$$

به صورت تقریبی، براساس SPT

$$q_p \left(kN/m^2\right) = 40 \frac{N L}{D} \leq 400\,kN$$

N ← عدد آزمایش

L ← عمق

D ← قطر

می دهد کتاب

بر روی خاک رس اشباع $\phi = 0$

c_u of soil below the tip of the pile

undrained cohesion of the soil below the tip of pile

$$Q_p = N_c^* c_u A_p = 9 c_u A_p \qquad (11.18)$$

c_u منفعل تر از UU است زیرا در مورد زمان که بار روی خاک می‌آید، خاک consolidated شده ولی drained نشده.

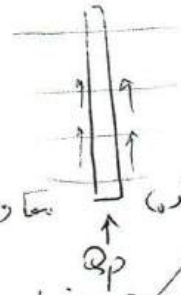
شمع چوبی ← از چوب های قدیم محکم مثل چوب های محکم جنگلی مثل راش، بلوط توی استخر قدیمی‌ها زوبیل می‌زدند ← هم مقاومت را می‌دهند هم دیرایی پوسیدگی مقاوم می‌شوند.

sheetpile ← نوک تیز تا راحت در زمین وارد شود.

مخروط ← سر لوله هایی که می‌خواهد شمع اجرا شود می‌زنند تا در کوبش راحت فرو رود. سرهای تیز، آبیاری خاص هستند که در جهت لوله نمی‌شوند. ولی فولاد در جهت لوله هم خودش یع شیشه و هم راحت فرو نمی‌رود.

چگونه طول شمع تعیین می‌شود؟ (۱۱,۳) (ص ۵۴۶)

جایی که point bearing داریم باید به جای سفت برسد پس باید نوک شمع به لایه مقاوم یا باربر برسد تا باربری نوک رخ دهد.



پس زمین به ما میگه چقدر باشد (عمق تعیین کننده) مقاوم یا باربر

برای جداره متفاوت است. آن مقدار باری که می‌خواهیم تحمل شود تا چه عمقی از جداره می‌تواند بار تحمل کند با بندیب اطمینان مورد نظر.

جایی که q_s است جدا از عمق، باید جداره را هم در نظر بگیریم.

اگر Q_p کافی نبود، شمع را عمیق‌تر می‌کنیم تا از Q_s پایین‌تر هم استفاده کنیم.

روش وسیک

جامع‌تر + به روزتر زیرا هم توسط خودش و هم محققین تا دهه ۹۰ به روز شد.

روش vesic برای تعیین Q_p (۱۱,۸)

خاک دانه‌ای مانند رس: (ص ۵۶۱ کتاب)

ظرفیت باربری نوک Point Bearing

$$\boxed{Q_p = A_p q_p = A_p \bar{\sigma}'_o \cdot N^*_\sigma} \quad (11.19)$$

ص ۵۶۲ جدول ۱۱,۷

تنش موجود در نوک

مقدار تنش موثر میانگین (mean) در تراز نوک شمع یا باربری = $\bar{\sigma}'_o$

جایی که بار می‌خواهیم اعمال کنیم

$$\bar{\sigma}'_o = \left(\frac{1+2k_o}{3}\right) q'_L \quad \text{at the pile tip}$$

k_0 = ضریب فشار جانبی در حالت سکون

$k_0 \simeq 1 - \sin\phi'$ خاک زیر نوک

(خاک ماسه‌ای ← ϕ دارد)

$$N_\sigma^* = \frac{3 N_q^*}{(1+2k_0)}$$

$N_\sigma^* = f(I_{rr})$

I_{rr} = شاخص صلبیت کاهش یافته = reduced rigidity index

rigidity index

$$I_{rr} = \frac{I_r}{1+I_r\Delta}$$

shear modulus of soil

$$I_r = \frac{E_s}{2(1+\nu)q'\tan\phi'} = \frac{G_s}{q'\tan\phi'}$$

E_s: kN/m^2 ، q': kN/m^2 ، ϕ': خاک زیر نوک ، ν: ضریب پواسون خاک ، G_s ، at the pile tip

E_s = مدول الاستیسیته خاک

خاک الاستیک نیست زیرا مصالح زمینی به خصوص خاک رس تحلفل دارد ← با وارد کردن بار، تحلفل کم می‌شود و برهم نمی‌گردد ← Modulus of deformability = E تغییر شکل‌پذیری

ν = ضریب پواسون

incompressible ۰/۵ = خاک اشباع رسی

خاک تحلفل بالا ← نزدیک ۰/۵ زیرا فشار که بدهیم برنمی‌گردد

خاک عادی = ۰/۳۵ - ۰/۱۵

shear Modulus = G_s معمل برشی

Δ = مقدار کرنش حجمی (متوسط) در منطقه پلاستیک شده زیر نوک شمع

نوک شمع تمرکز تنش داریم ← پلاستیک شده ← به تغییر حجم آن جا، Δ گویند.

$D_r = 50 - 80\%$ ماسه با ⟶ ۷۵-۱۵۰

به سمت متراکم

Silt لای ⟶ ۵۰-۷۵

D_r زیر ۳۰ = شل

D_r بالای ۵۰ = متراکم

$$\boxed{\frac{E_s}{P_a} = m}$$

$P_a \approx 100\ kN/m^2 = 1\ bar$ فشار اتمسفری محل

	m	E_s (MPa)
$m =$ خاک سست و شل	۱۰۰-۲۰۰	۱۰-۲۰
خاک متراکم متوسط	۲۰۰-۵۰۰	۲۰-۵۰
خاک تراکم زیاد	۵۰۰-۱۰۰۰	۵۰-۱۰۰

m را از آزمایش به ما میدهند ← ما E_s را می یابیم

$E_s = P_a m = 100\ kN/m^2\ m$

مهم: خاک بیش از 100MPa، E_s دارد؟

خاک هایی که سیمانی و سفت شدند. اگر خیلی سفت شود کانکلومرا می شود اندر سفت

مثلا که مثل سنگ می شود و حدود ۴۰-۵۰ GPa می شه. خاک سیمانی قوی E_s = ۲۰۰-۲۰۰۰MPa

در فولاد در کشش، E به دست می آید ولی در مصالح زمینی در فشار E به دست می آید و

اصلا کشش نداریم. تورم داریم ولی تغییر شکل پذیری به آن صورت برایش مطرح نیست

$$\boxed{\nu = 0.1 + 0.3\left(\frac{\phi' - 25}{20}\right) \qquad 25^\circ \le \phi \le 45^\circ}$$

* اگر ϕ ما کمتر از ۲۵ شد هم استفاده می کنیم ولی مقدار دوم صفر میشه که منفی

$$\Delta = 0.005\left(1 - \frac{\phi' - 25}{20}\right)\frac{q'}{P_a}$$

ص ۵۶۲ Pas ← جدول N_σ^* برای I_{rr} ها و ϕ های مختلف | جدول ۱۱,۷

I_{rr} مرتبط به I_r است که I_r مرتبط با شرایط زمین است ← هر چی زمین متراکم و محکم‌تر ←

$\uparrow I_{rr} \leftarrow \uparrow I_r$

متراکم →

ϕ	I_{rr} ۲۰	۱۰۰	۴۰۰
۲۵	۱۵,۹۵	۳۵,۱۶	۵۴,۲۴
۳۰	۲۴,۹۵	۵۱,۰۲	۹۴,۴۸
۴۰	۵۸,۱۰	۱۳۴,۵۲	۲۷۷,۲۶

N_σ^* ←

$\phi = 40$ با I_r کم موجود نیست و زمانی موجوده که ماسه خالص نیست و رس دارد و به همین دلیل ϕ کم شده. وگرنه اگر ماسه خالی باشد خیلی شله.

وقتی خاک شل‌تر است (I_{rr} کمتر)، با افزایش I_{rr}، تقریباً N_σ^* ۲ برابر میشه.

اگر خاک ما عادی است، در کوبشی چون هی می‌کوبیم آن را، عملاً متراکم‌تر کردیم آن را پس I_{rr} زیادتر شده و به طبع آن ظرفیت بالاتر رفته ← تعداد ضربه کمتر نیاز است و بار بیشتر می‌توان نداشت.

خاک چسبنده رس $\phi = 0$:

در حالت اشباع: undrained cohesion for soil below the tip of the pile

$Q_p = A_p C_u N_c^*$ ← ۱۱,۸ جدول / ص ۵۶۳

CD = Consolidated drained

CU

UU

C_u از هر ۲ به دست میاد. چرا drained نداریم؟ زیرا نقطه جای زهکش شدن ندارد و آب پایین میره و می‌ماند.

در سد بزرگی، نوک بار برنیست زیرا فقط در جهت دیوار حائل عمل می‌کند (OP)

$$N_c^* = \frac{4}{3}(\ln I_{rr} + 1) + \frac{\pi}{2} + 1$$

جدول ۱۱,۸ / ص ۵۶۳

دلخواه $S_r = 100$

نکته: اگر رس اشباع باشد incompressible (غیرقابل تراکم) است. زیرا آب به رفتار غالب است ← کرنش = ۰ ⇐ $\Delta = 0$ ⇐ $I_{rr} = I_r$

جدول ص ۵۶۳ Das (جدول ۱۱,۸) ← برحسب I_{rr} های مختلف N_c^* را داده.

I_{rr}	N_c^*
۱۰ رس نرم	۶,۹۷
۲۰	۷,۹۰
۱۰۰	۱۰,۰۴
۴۰۰ رس بسیار سخت	۱۱,۸۹

تفاوت N_c^* خیلی کم

خودانرژی: شل و متراکم

درخاک چسبنده: نرم و سخت

در خاک رس، پایداری نوک خیلی تعیین کننده نیست و چسبندگی تاثیر دارد و برحسب مقدار C_u، تفاوت در پایداری دارد.

O'Neill & Reese:

$\frac{C_u}{P_a}$	I_r
۰,۲۴	۵۰
۰,۴۸	۱۵۰
≥ ۰,۹۶	۲۵۰-۳۰۰

For $\phi = 0$:

$$I_r = \frac{E_s}{3C_u}$$

و

خاک رس با ماسه‌ای از نظر E_s شباهت دارد.

lover consodilated ← سختی کم ← $E_s \sim 50-100$

soil below the tip of pile

$$I_r = 337\left(\frac{C_u}{P_a}\right) - 33 \leq 300$$

خاک رس	Es
خاک رس نرم	۱۰-۲۰
رس عادی تحکیم یافته	۲۰-۵۰
رس شن تحکیم یافته	۵۰-۱۰۰

* در رس اگر آب کم داشته باشد و رس کلوخ مانند شود Es بیشتر از ۱۰۰ میشه

* اگر زمین هم c و هم ϕ داشته باشد چکار کنیم؟

خاک مخلوط c و $\phi \neq 0$ ← یکبار با c و یکبار با ϕ محاسبه می‌کنیم از روش خودشان

Q_{P_c} c اگر خاک فقط این c را داشت اینقدر بار می‌برد

Q_{P_ϕ} ϕ " " ϕ " "

مکانیزم گسیختگی برشی است. وقتی یک ماده زمینی را تحت فشار قرار دهیم به محوری و در یک محوری تحت برش گسیخته می‌شود ← مکانیزم شکست ما، گسیختگی برشی است

پس خاکی که c و ϕ دارد، ترکیب می‌کنیم این دو را

۲ سوال: ۱- آیا همه جای نوک c و ϕ هست؟ ۲- آیا با فندبه زدن c و ϕ را تغییر نداده؟

وقتی فندبه می‌زنیم، متراکم می‌کند ولی چسبندگی را کم می‌کند و خاک را دست خورده می‌کنیم ← c ↓ می‌شه. پس همه c کار نمی‌کنند.

خصوصیت دیگر خاک های رسی: بازیافت مقاومت: خاک رس مرطوب را روی هم بزنیم می‌بینیم بعد مدتی چسبندگی پیدا کرده. چسبندگی ناشی از جذب یون های ⊕ و ⊖ رس و آب است. پس در کوتاه مدت میگه c را کم کنیم ولی به خاطر این خاصیت، بعد عمده c میگه برگرد.

نکته دیگر اینکه که متراکم کردن هم c و هم ϕ را بالا می‌برد زیرا خاک متراکم شده با همان دانه‌بندی با خاک سست نخورده فرق دارد. پس با وجود FS، روش ما ضعف ندارد در کوبشی.

در شمع درجا: ما شمع وزنش بیشتر از خاک. پس وقتی می‌کنیم و شمع را می‌زاریم انگار دوباره بار برداشته را گذاشتیم.

روش تعیین ظرفیت باربری نوک Q_p برای خاک غیرچسبنده (ماسه) (11.9)

ص ۵۶۳ کتاب

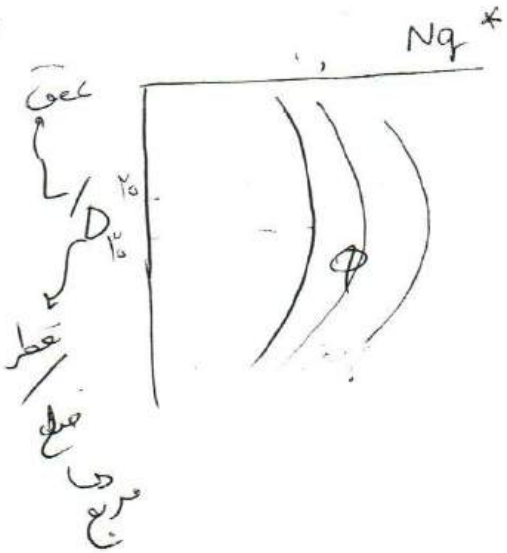
کویل - کاستلو Coyle & Castele (1981)

effective vertical stress at the pile tip

$$Q_p = A_p q' N_q^*$$

Fig 11.15 / ص ۵۶۴

$$N_q^* = f\left(\frac{L}{D}, \phi\right)$$



معمولاً بیشترین مقدار Q_p در $L/D = 20 - 30$ است.

در شمع کوبشی ← $D = 30 - 60\,cm$

در جایزه ← $D = 80 - 150\,cm$

چرا کویل کاستلو قابل استفاده‌تره؟ زیرا خیلی راحته و با یک نمودار ساده مقادیر را به دست میاره

$$\phi = 30^\circ,\ L/D = 30^\circ \rightarrow N_q^* = 20$$

ϕ که زیاد شود خیلی N_q^* را افزایش میده.

مباحث غیر امتحانی :

۲ آزمایش کلیدی صحرایی و در محل که خیلی دست خوردگی ندارد.

۷ - ۸ حالت که امکان کاهش دقت میده : نمونه برداری از دستگاه که در زمین می چرخد وقتی می خواهیم خارج کنیم دستگاه را، پرت کردن جعبه خودمان می خواهیم در آزمایشگاه ببریم پس هنگام گذاشتن و برداشتن تکان می خورد، در جاده ماشین تکان می خورد)

حسن آزمایش صحرایی : دقت ↑ زیرا نمونه در زمین است و شرایط خود آن جا را داریم.

در آزمایشگاه هر چقدر سعی کنیم ۷ - ۸ مورد را انجام بدهیم، خاک را از عمق زمین بیرون آوردیم و c و φ تغییر کرده شل تر شده.

SPT و CPT ← برای پایه های نوک q_p می توان استفاده کرد.

(۱۱,۱۰) کتاب ص ۶۷

Meyerhof :

$$q_p = 0.4 P_a N_{60} \frac{L}{D} \leq 4 P_a N_{60}$$ ← in homogenous granular soil ($L = L_b$)

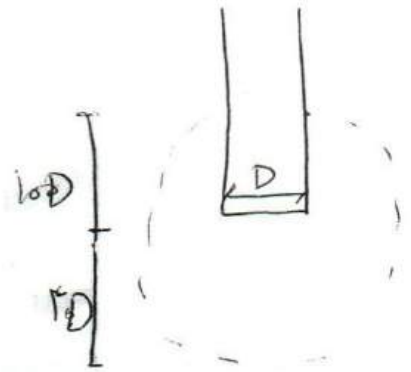
عمق مورد نظر

$$1\ bar = 100\ kN/m^2 = 2000\ lb/ft^2$$

$$P_a = 100\ kN/m^2 = 1\ bar = 2000\ lb/ft^2$$

N_{60} = مقدار SPT - N در محدوده 10D تا بالاتر و 4D تا پایین تر از نوک شمع

L = عمق مورد نظر



نوک مشخصه ولی جداره پیچیدگی بیشتری دارد.

باربرداری بهتر، وقت ها ⊖ است زیرا بالا می‌خواهد شد در حالی که شمع نباید بزاره که بالا بیاد.

ظرفیت باربری اصطکاکی جداره Q_s (۱۱/۱۱) ص ۵۶۸ کتاب

خاک غیرچسبنده - خانه ای ها به روش:

$$Q_s = \sum p \Delta L f$$

محیط — unit frictional resistance — باربری هر لایه — طول هر لایه

اگر p ثابت باشد $p \sum \Delta L f$

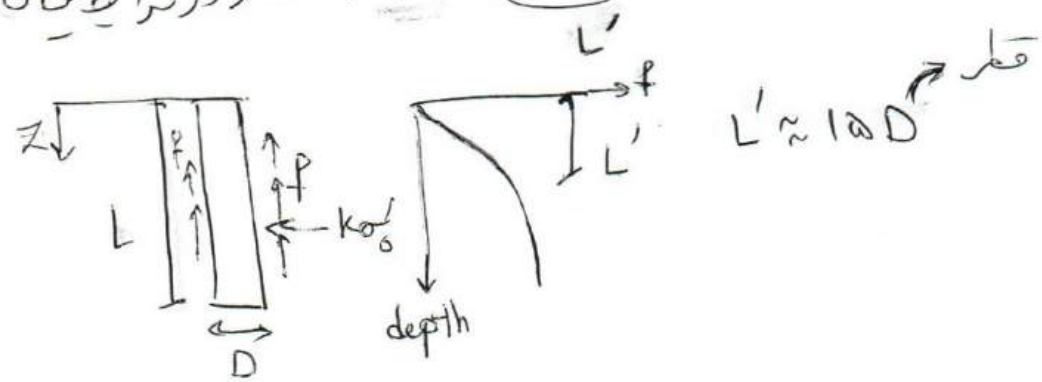
برای تعیین f توجه به نکات زیر لازم است:

مقاومت اصطکاکی جداره هر بخش از لایه ها

۱- نحوه اجرا: کوبشی در خاک ماسه، ضربات و لرزش باعث تراکم خاک و بهبود باربری جداره می‌شود. به خاطر حجمی که شمع گرفته، از خاک اطراف، حجم را کم می‌کند. و کاهش حجم تقریباً به نسبت حجم شمع کوبیده شده

اثر این تراکم تا حدود ۲/۵ برابر قطر شمع در جداره تاثیرگذار است

۲- در اثر کوبش، مقدار f در عمق متفاوت و پس از عمق موثر، ثابت می‌ماند (در شرایط ایده‌آل خاک)



نسبت افزایش مقاومت در خاک شل بیشتر یا متراکم؟ شل زیرا جا دارد که متراکم شود و displacement آن بیشتر. در اثر کوشش

۳- در عمق یکسان، مقدار f در خاک شل (loose sand) در شمع‌های با جابه‌جایی زیاد بیشتر است نسبت به شمع‌های با جابه‌جایی کم.

شمع کوبشی با جابه‌جایی کم: شمع‌های لوله‌ای توخالی که نوک ندارد فقط به اندازه ضخامت شمع می‌تواند جابه‌جا شود.

شمع کوبشی با جابه‌جایی زیاد ← توپر

چون در خاک شل، جابه‌جایی بیشتر توانسته کند ← تراکم ↑ ← f ↑

۴- f در خاک یکسان در شمع‌های کوبشی بیشتر از درجا ریز است.

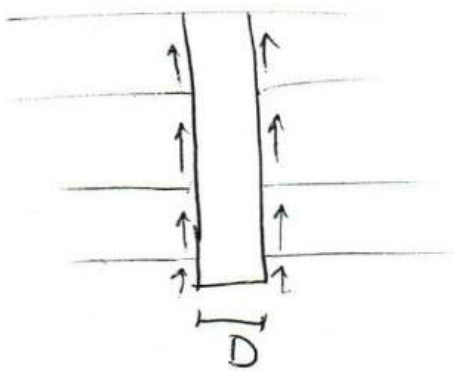
زیرا در کوبشی حجم را کم کرده از بناره ولی در درجا ریز خالی کردیم و ممکنه شل بهم شده باشد

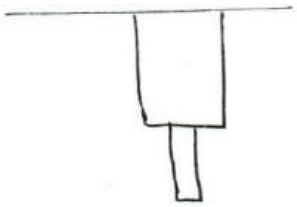
ظرفیت باربری جداره (اصطکاکی) Qs

در خاک‌های دانه‌ای (ماسه) (Sand)

نوک که مطلوبه و از ۳ تا ۴ قطر بالا و پایین لازم داره ولی جداره معلوم نیست

جمع باربری جداره هر لایه = باربری کل جداره شمع





ممکنه شمع یک قطر نباشد:

دستی یا دستگاهی

دستگاه مقداری بریده و رفته و پایین و مثلاً 10m بار را بیشتر می‌کنیم. این در باربری نوک تاثیر ندارد ولی باربری جداره را زیاد می‌کند زیرا سطح را زیاد می‌دهند. در این صورت قطر افزایش یافته و سطح با توان ۲ افزایش می‌یابد (۵۳)

در خاک های دانه ای (ماسه) Sand

مربوط به خاک است

$$Q_s = \Sigma P \Delta L f_s$$

P: پیرامون

ΔL: ضخامت خاک

f_s: با بری واحد سطح آن لایه

f_s بسته به نوع اجرا فرق دارد. کوبشی ← سطح جانبی را فشرده تر می کند و ۲ تا ۳ برابر تراکم ایجاد می کند

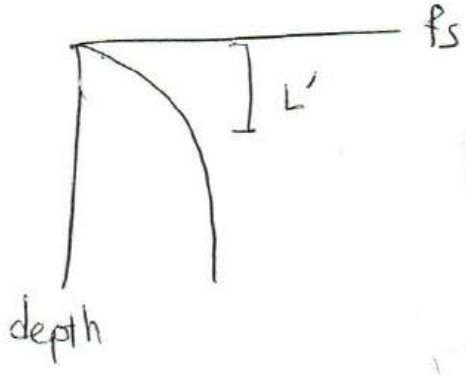
هر چه خاک سفت تر ← اجرا سفت تر ← تفاوت در تراکم ندارد زیرا به اندازه کافی متراکم است.

هر چه خاک شل تر ← تراکم بیشتر

نرم و سفت ← در رس دانه

شل و متراکم ← خاک ماسه ای

در هر عمق، f_s فرق دارد. از طول L' به بعد f_s ثابت است. اول با افزایش عمق، f_s زیاد می شود و بعد از ارتفاع ثابت می شود.



$$L' = (15 - 20) D$$

طبق نتایج به دست آمده در هر نوع خاک شکل روبرو برقرار است.

مقدار f:

$$f = k \sigma_0' \tan\delta' \qquad 0 < z < L'$$

$$f = f_{z=L'} \qquad L \geq z \geq L' \qquad L' = 15D$$

$$Q_s = \frac{(f_{z=0} + f_{z=L'})}{2} P L' + f_{z=L'} P (L - L')$$

از ضرب طول با $(L-L')$

k = ضریب فشار جانبی موثر

$\delta' = 0.5\phi'$ to $0.8\phi'$

σ_0' = فشار (تنش تاکم) در تراز مورد نظر $= z\gamma'$

δ' = زاویه اصطکاک بین سازه و خاک

مقدار k بستگی به عمق و نحوه اجرای شمع دارد.

در شمع های کوبشی $k > k_0$ (at rest)

در تراز بالا ($L < L'$) : $k \to k_p$ به سمت k_p می‌رود. (@ top of pile)

در تراز ($L > L'$) : $k \to k_0$ (@ greater depth)

$k < k_0$

نوع شمع	k
حفاری شده	$\approx k_0 = 1 - \sin\phi'$ (at rest)

ممکنه البته حرکت کند و به k_a نزدیک شود

کوبشی با جابه‌جایی کم (H شکل یا لوله توخالی): $\approx k_0 = 1 - \sin\phi' + 0.3 k_0$

کوبشی با جابه‌جایی زیاد (بتنی یا سر بسته توخالی): $\approx k_0 = 1 - \sin\phi' \to 1.8 k_0$

جابه‌جایی کم یعنی: شمع های H مانند زیرا ابعادش پهن است و D و B زیاد دارد ولی سطح جانبی کم دارد یا شمع لوله‌ای توخالی و هم از بیرون و هم از بالا خاک میگیره و کم جابه‌جایی کند خاک را

جابه‌جایی زیاد یعنی: بتنی یا شمع که دورش بسته شده و درش بتن است

ادامه

کوبشی

H	$k = 1.65$
لوله فلزی	$k = 1.26$
بتنی	$k = 1.5$

کویل - کاستلو Coyle & Catello (1981)

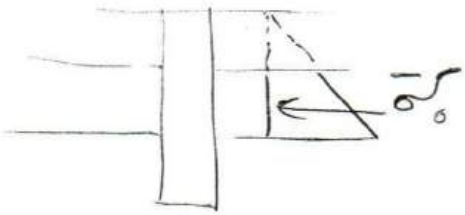
$$Q_s = f_{avg}\, PL = \underbrace{k\bar{\sigma}'_o \tan\delta'}_{f_{avg}} (PL)$$

$\frac{\gamma L}{2}$

δ' → soil-pile friction angle = $0.8\phi'$

$\bar{\sigma}'_o$ = میانگین تنش قائم روباره در تراز و یا عمق مورد نظر

یک ارتفاع — میانگین یک ارتفاع



$$\delta' = (0.5 - 0.8)\phi'$$

حالت کلی:

$$Q_s = \Sigma f (P \Delta L)$$

f: براساس روابط

ΔL: میانگین ضخامت

در خاک‌های دانه‌ای، با آزمایش‌های صحرایی می‌توان این‌ها را تعیین داد.

تعیین f از نتایج آزمایش SPT ← N به دامیدن.

شمع‌های کوبشی با جابه‌جایی زیاد:

neyerhof:

f_{avg} → avg unit frictional resistance

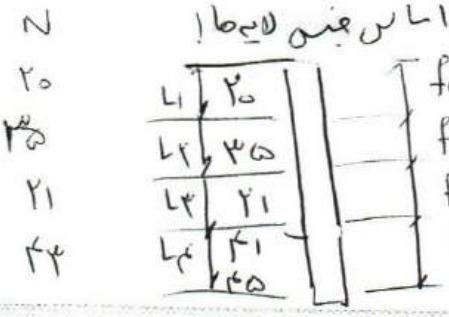
$$f_{avg} = 0.02\, P_a\, \bar{N}_{70}$$

$$P_a = 100\ kN/m^2 = 2000\ lb/ft^2$$

$\bar{N}_{70}$ = میانگین N در عمق مورد نظر (از سطح زمین تا پای شمع)

اگر تفاوت N های لایه‌ها خاصی باشد، آن‌هایی که N مشابه دارند در دو دایره جدا کرده.

* براساس مقدار N لایه‌ها جدا می‌شوند نه براساس جنس لایه‌ها!



ممکنه خاک ملوس شود یا خاک همان باشد ولی عوض شه.

f_{avg} هر لایه را می‌یابیم و P_a ثابت پس N را می‌یابیم.

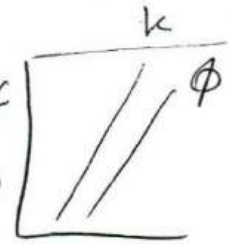
$$f_{av} = 0/01\ P_a\ \bar{N}_{60}$$

با جابجایی کلمه

نمودار :

DAS

شکل ۱۱م۱۷



عمق L/D

کویل کاستلو

Briaud (1985) ص ۵۷۱ کتاب

$$f_{av} \simeq 0/224\ P_a\ (\bar{N}_{60})^{0/29}$$

Thus $Q_s = PL\, f_{av}$

آزمایش SPT و باربری شمع به مراتب زیاد انجام شده و از نتایج آنها، روابط بالا به دست آمده و از ریاضی نیستند.

نیروی باربری $= cA$

Σ ← کل باربری عمق شمع

$c = \sigma \tan\phi$

در جایی که شمع هست = اصطکاک بین خاک و شمع

در خاک = اصطکاک خاک

در شمع های کوبشی که خاک شل تر است، δ ممکن است تا ϕ نیز افزایش یابد.

(۱۱/۱۲) ظرفیت باربری در خاک های چسبنده (رسی) $\phi = 0$

ص ۵۷۵ کتاب

Q_s

در خاک های دانه ای با اصطکاک بیشتر می توان Q_s را به دست آورد. از عمقی به پایین که خاک با شمع اصطکاک دارد. $c = \sigma \tan\phi$

ولی در رسی فرق دارد. در خاک چسبنده که می گوییم شمع را پایا می تراشیم و تبن می ریزیم، به آن شکل نمی دهیم. البته چسبندگی کمک می کند به جداره اش چسبیده.

نیروی باربری $= cA$ ←

وقتی با پا می کوبیم شمع را بدون تبن نفت جداره پایین می

جداره چسبندگی با خاک ایجاد می کند ← به راحتی نمی تواند پایین برود، با اینکه نچسبیده اند.

در اثر نفوذ، اصطکاک جداره شمع با خاک بیشتر می شود با اینکه خاک و شمع فولادی از دو جنس متفاوت اند!

(۵۵)

ص ۷۶ کتاب

تعیین ظرفیت باربری جداره شمع سه روش ارائه شده است

Table 11-9 mean effective vertical stress for the entire embedment length (L)

روش λ

$$f_{av} = \lambda\,(\sigma'_o + 2c_{u\,avg})$$

λ ← پارامتر تجربی است

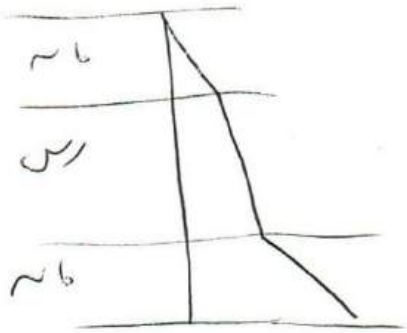
میانگین تنش موثر در طول (عمق) مورد نظر = σ'_o

میانگین تنش موثر آن تراز

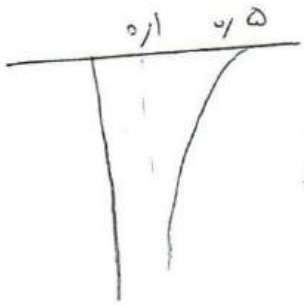
میانگین چسبندگی زهکش نشده ($\phi = 0$) (L) (این جا بحث زهکش نشده است)

جدول ۱۱-۹

L (m)	λ
۰	۰/۵
۱۰	۰/۲۴۵
۲۰	۰/۱۷۳
۳۰	۰/۱۳۶



پایین تر میرویم ← λ کمتر میشه.

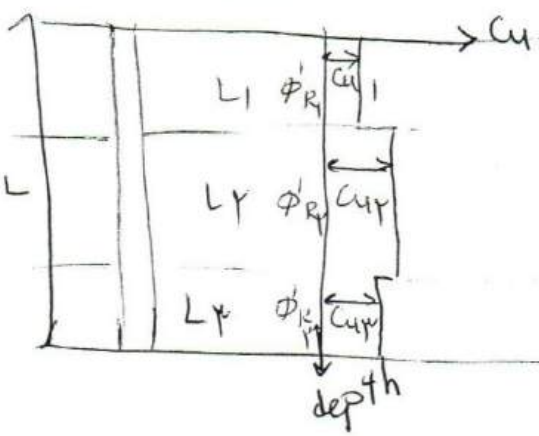


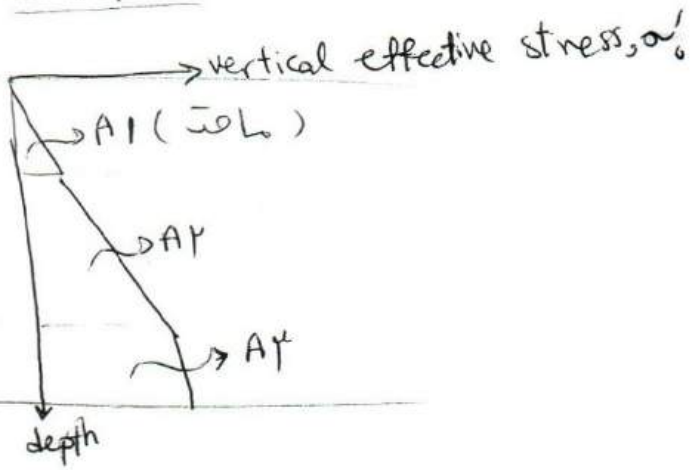
به اره در عمق زیاد نزدیک میشیم.

$$Q_s = f_{av}\, P\, \Delta L$$

برای هر لایه f_{av} چقدره، P و ΔL هر لایه.

P ← اگر سطح یکسان باشد یکیه برای لایه ها ولی اگر قطر لوله فرق دارد.





$$\bar{\sigma}'_0 = \frac{A_1 + A_2 + A_3 + \cdots}{L}$$

$$C_{uav} = \frac{C_{u1}L_1 + C_{u2}L_2 + C_{u3}L_3 + \cdots}{L}$$

یکنواخت

$$\begin{cases} Q_s = f_{av}\, P\, L \\ f_{av} = (\bar{\sigma}'_0 + 2C_{uav})\lambda \end{cases}$$

این منطقی تره

λ از کل طول به دست میاد.

یا

$$Q_s = \lambda \sum_i (\bar{\sigma}'_0 + 2C_u)_i\, P_i\, \Delta L_i$$

برای کل طول

از روی کل طول λ را می‌یابیم

روش α :

مقدار α بستگی به مقدار C_u هر لایه دارد.

Table 11.15 (من ۵۷ کتاب)

f هر لایه به C_u بستگی دارد و C_u به α بستگی دارد.

برای هر لایه

$$f = \alpha C_u$$

$$\alpha = C\left(\frac{\bar{\sigma}'_0}{C_u}\right)^{0.25}$$

$$C = \begin{cases} 0.3 \text{ تا } 0.5 & \text{شمع های حفاری شده} \\ \geq 0.5 & \text{کوبشی} \end{cases}$$

$\bar{\sigma}'_0 =$ میانگین فشار (تنش) قائم موثر

جدول ۱۱/۱۰

$\frac{C_u}{P_a}$	α
≤ 0.1	1
	0.74
0.4	
	0.48
1	
	0.4
1.4	
	0.35
2	

پس برای خاک لایه‌ای رس

$$\boxed{Q_s = \sum f P \Delta L = \sum \alpha C_u (P \Delta L)}$$

روش B

زمانی که شمع در خاک رس اشباع به صورت کوبشی اجرا می‌شود. فشار منفذی u در زمان کوبش شمع افزایش می‌یابد که به تدریج به متعادل‌سازی برمی‌گردد. ($\phi = 0$)

$$\boxed{f = \beta \sigma'_o} \quad (c' = 0)$$

in NC clays: $\Delta u = 1.7 C_u$

σ'_o = تنش قائم موثر $\rightarrow \left(\frac{\text{پایین } \sigma' \text{ لایه} + \text{بالای } \sigma' \text{ لایه}}{2} \right)$

$$\boxed{\beta = k \tan \phi'_R}$$

k = ضریب فشار جانبی خاک

ϕ'_R = زاویه اصطکاک داخلی رس ۲ بازسازی شده دستخورده تهکش شده (دستخورده بازسازی شده است)

λ ← کل رس، لایه‌های مختلف را یکی می‌کنیم

α ← لایه لایه جدا می‌کنیم و هر کدام جدا، α و C_u را یافته و ضرب و جمع می‌کنیم

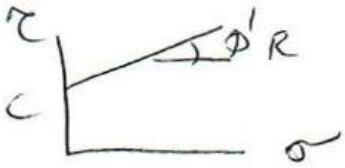
Remold سمعوری CD انجام میدیم

لی به ما ϕ میده علاوه اینکه خاک ما رسه

خاک دست نخورده ← یعنی خیلی با دست نمونه نگرفتیم و آزمایش می‌کنیم.

remold ← خاک دستخورده است و بازسازی می‌کنیم و آزمایش انجام میدیم

آزمایش سه محوری CD ← هم ϕ به دست میاد و هم c که ما ϕ آن را استفاده می‌کنیم



ϕ_R ← از آزمایش سه محوری با بازسازی خاک دستخورده و انجام آزمایش CD به دست میارم.

Normal consolidated clays

over consolidated clays

$$\begin{cases} k \simeq k_0 = 1 - \sin\phi'_R \\ k = k_0\sqrt{OCR} \end{cases}$$

برای خاک NC clay :

$$f_{avg} = (1-\sin\phi'_R)\tan\phi'_R\,\sigma'_0$$

برای هر لایه سر

OC clay :

$$f_{avg} = (1-\sin\phi'_R)\tan\phi'_R\sqrt{OCR}\,\sigma'_0 \rightarrow \left(\frac{\text{پایین لایه } \sigma + \text{بالای لایه } \sigma}{2}\right)$$

لایه بندی برای مالش آب و خاک

$$Q_s = \sum f\,P\,\Delta L$$

total frictional resistance :

هر لایه خاک متفاوت، ϕ'_R متفاوت داریم ← k متفاوت ← $\tan\phi'_R$ متفاوت

در α و λ ← تا حدی یکنواخته زیرا فقط C_u را استفاده می‌کنیم.

در β ← می‌توان جدا جدا کرد ولی حالت drained را می‌گیریم. پس در هر حالتی نمی‌توان β استفاده کرد و باید شرایطش باشد یعنی رس اشباع باشد و شرایط زهکش شدن داشته باشد.

α و λ ← در هر شرایط جهت را استفاده می‌کنیم.

این نیست که خاک فقط چسبنده یا غیرچسبنده باشد. بعضی جاها خاک مخلوط یا لایه لایه

ماسه و شن است. چه کنیم این حالت را.

ظرفیت باربری جانبی در خاک های مخلوط دانه ای چسبنده

$\phi = 0$ و $c \neq 0$

چرا باید ضریب کاهنده بزنیم؟

زیرا آزمایشی که انجام دادیم مال یک نقطه بوده و با فواصل آزمایش می کنیم. برای اینکه

احتمال داشته باشیم که همه جا این شرایط برقرار باشد با ضریب کاهنده احتمال می یابیم

مخصوصاً اگر از باشد. (مطمئن نیستیم c و ϕ در عمق چگونه تغییر می کنند ← ضریب احتمال بیشتری استفاده می کنیم)

0.85 ← زیرا آب لغزنده اش می کند

اثر نحوه اجرا:

اگر در زمان معماری مجبور شویم با درجات بتونیت برای اینکه دیواره پایین تر ریزد بپوشانیم

کیک بتونیت ← آب نفوذ می کند ولی اصطکاک را کم می کند زیرا بتونیت

مقاومت اصطکاکی را کم می کند

بلافاصله پس از اجرا
بعد از زمان طولانی از اجرا } هر ۲ حالت را می خواهد

تا الان فقط در خاک صحبت کردیم. خیلی وقت ها شمع را روی سنگ می برند زیرا بار زیاد است

اغلب در سنگ باربری نوک حداکثر را اثر نمی دهیم زیرا عمق به در سنگ رفته ناچیز

است.

(۱۱/۱۳) ظرفیت باربری نوک شمع بر روی سنگ (q_p) (مثل ۵۸۰ کتاب)

در زمین ترک و پیوستگی ها و همه تاثیر در باربری سنگ در نظر گرفته شده.

$$\boxed{q_p = q_u(N'_\phi + 1)}$$

ultimate unit point resistance

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

ϕ ← مال توده شن نه ماده شن

$q_u =$ مقاومت فشاری تک محوری شن

زیرا شن ترک دارد و باید توده شن را لحاظ کنیم.

$\phi' =$ زاویه اصطکاک داخلی شن (در هلش تکه)

مقادیر q_u و ϕ' مربوط به توده شن است که با روش های مربوطه تعیین می شود.

روش های مکانیک شن

نزدیکا با آزمایش نیست

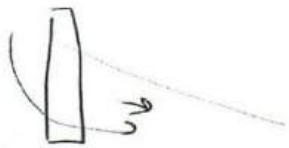
$$\boxed{q_u(\text{design}) = \frac{q_u(\text{lab})}{5}}$$

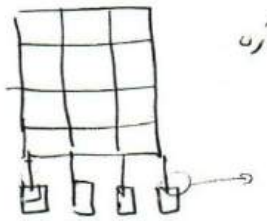
در شمع معیار مراعی هم باربری و هم نشست است زیرا اگر نشست زیاد شد قابل قبول نیست

ظرفیت باربری شمع ها (بارگذاری جانبی) (Laterally Loaded Piles) (11,16)

ص ۵۹۱ کتاب

کجا شمع بار جانبی دارد؟ با زلزله که افقی به سازه اعمال می شود یا خود زمین تکان می خورد و به سازه منتقل می شود و دوباره به زمین برمی گردد، رانش زمین

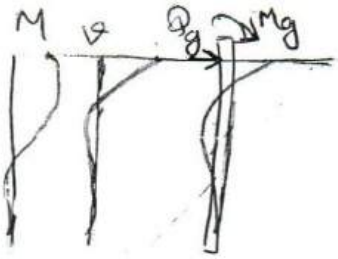




بار اعمال شده ناشی از سازه

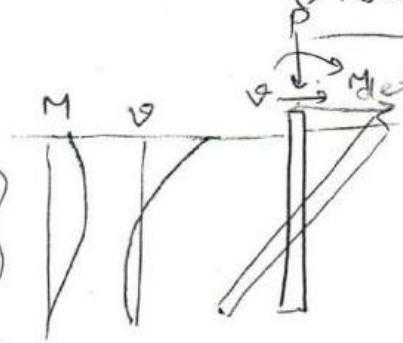
یکی از دلایل استفاده از شمع به جای پی سطحی، این است که پی سطحی بار جانبی زیادی نمی تواند تحمل کند و اگر بار جانبی زیاد باشد، از شمع استفاده می کنند

دو حالت باربری (اعمال بار)



شمع انعطاف پذیر (نرم)

تابع elastic نفته



شمع صلب

اصلاً شمع خم نمیشه و جابجا نمیشه

displacement

+ (deformation)
تغییر شکل

عموماً برگشت ناپذیر

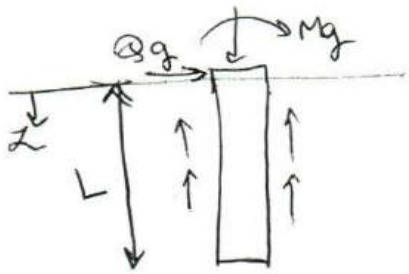
اگر رفتار الاستیک باشد، برگشت پذیر است.

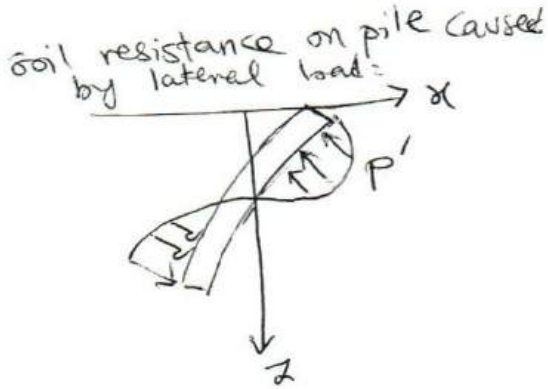
ما پارامترهایی رقم می‌زند شمع صلب است یا نرم: ۱) خودسازه: اگر H شکل باشد نرم است ولی اگر دایره باشد، صلب است.

(مقطع و عمق) دو بعدی

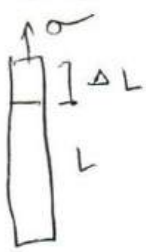
۲) مصالح: چوب ضعیف‌تر از بتن است ولی عموماً flexible نیست و خم شود می‌شکند

۳) سختی هندسی یا مصالح ماده به سختی خاک





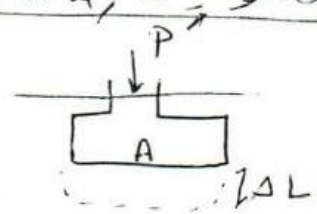
روش winkler ← ضریب واکنش زمین به ما میده. بار که به خاک اعمال می‌شه، یک تغییر شکلی رخ میده.



$\frac{\Delta L}{L} = \varepsilon$ کرنش

مدول الاستیسیته $E = \frac{\sigma}{\varepsilon}$

جزو خصوصیات مکانیکی مصالح، E است.



اگر پی داشته باشیم، E ضریب تغییر شکل پذیری است.

اگر P وارد شود، می‌نشستی داریم. این جابجایی معنا ندارد.

($\frac{\Delta L}{L}$ را مورد بحث قرار بدهیم!)

Winkler's model

ضریب واکنش بستر ← Subgrade Reaction Modulus

خاک الاستیک را می‌توان با تعداد بی‌نهایت فنر الاستیک جایگزین کرد

$$\boxed{k = \frac{P'}{X}}$$

$P' =$ (در جهت مورد نظر) فشار بر روی خاک (kN/m)

$X =$ جابجایی و تغییر شکل (m) با جابجایی پی، می‌توان تغییر شکل خاک را یافت زیرا برابرند

برای خاک‌های دانه‌ای (برای شمع‌ها):

$$\boxed{k_z = n_h z}$$

عمق

در جابجایی افقی

$n_h =$ ثابت ضریب واکنش بستر افقی

خاک چون لایه لایه ایجاد شده، معمولاً رفتار افقی‌اش با قائمش متفاوت است و ناهمگن و به خصوص ناهمسان است.

در شمع‌های انعطاف‌پذیر (elastic)

$$\boxed{E_p I_p \frac{d^4 x}{dz^4} = P'}$$

E_p ← مدول الاستیسیته شمع

I_p ← ممان اینرسی شمع در جهت تغییر شکل

E_p = مدول الاستیسیته شمع

I_p = ممان اینرسی در جهت تغییر شکل

براساس رابطه winkler :

$$p' = -kx$$

زیرا عکس العمل خاک در جهت عکس جابجایی شمع است (جهت اعمال جهت جابجایی شمع است)

$$E_p I_p \frac{d^4 x}{dz^4} + kx = 0$$

Granular soils:

مقدار تغییر شکل شمع در هر عمق:

$$\boxed{X_z(z) = A_x \frac{Q_g T^3}{E_p I_p} + B_x \frac{M_g T^2}{E_p I_p}}$$

$$\theta_z(z) = A_\theta \frac{Q_g T^2}{E_p I_p} + B_\theta \frac{M_g T}{E_p I_p}$$

= slope of pile @ any depth

جدول تاب

لنگر در سازه شمع در هر عمق:

Cohesive soils:

$$A'_m Q_g R + B'_m M_g = M_z(z)$$

برشی " " "

$$A_v Q_g + B_v \frac{M_g}{T} = V_z(z)$$

نیروی عکس العمل در خاک

$$A_{p'} \frac{Q_g}{T} + B_{p'} \frac{M_g}{T^2} = P'_z(z)$$

طول مشخصه سیستم شمع و خاک

$$\boxed{\sqrt[5]{\frac{E_p I_p}{n_h}} = T}$$

جدول ۱۱/۱۵

جدول ۱۱/۱۵ تاب

نوع خاک	n_h (kN/m^3)
ماسه خشک و نیم	
شل	۱۸۰۰ - ۲۲۰۰
متوسط	۵۵۰۰ - ۷۰۰۰
متراکم	۱۵۰۰۰ - ۱۸۰۰۰
رس اشباع	
شل	۱۰۰۰ - ۱۴۰۰
متوسط	۳۵۰۰ - ۴۵۰۰
متراکم	۹۰۰۰ - ۱۲۰۰۰

چرا وقتی آب دار شود رفتار خاک ضعیف تر میشه!

۱) خود مشخصات ضعیف تر میشه

۲) خاک آب متفذی مانع باربری کامل خاک (h) می شود

مثال کتاب

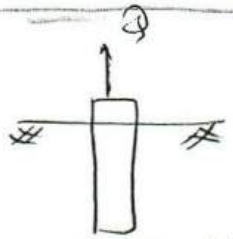
اصطکاک مکوس چه اثرها:

به ۲ دلیل بار معکوس می شود: ۱) خود خاک باعث می شود ← خاک رس انبساط می خواهد تشکیل کند و از خاک بار معکوس به آن اعمال می شود

۲) سازه باعث می شود.

ظرفیت باربری جداری برای بار اصطکاکی منفی (11,19) Q

در حالت کل a downward drag force exerted on a pile by soil surrounding it



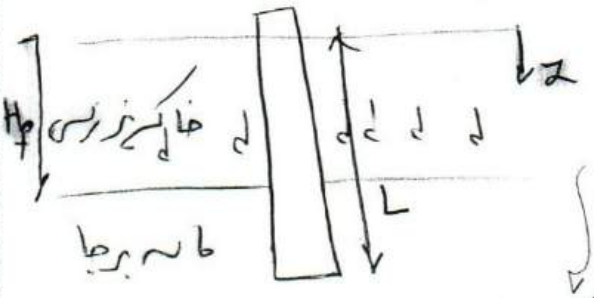
۱- بار اعمال شده از سازه به شمع به طرف بالا است (عکس جهت تقلی)

در این حالت اتکا منفی است و جداره در عکس جهت عمل می کند. اتکا ناگهان متوقف می شود.

اما با عوض شدن جهت، نیروی اصطکاکی تغییر می کند.

(می توان از روابط قبل استفاده کرد)

۲- بار اعمال شده از رفتار خاک در عمق محدوده شمع می باشد.



خاک دستی ← خاکی که بعداً ریخته شده منفی یا خاک موجود را با شمع زدن و انبا منفی کردیم یعنی از خاکریز است.

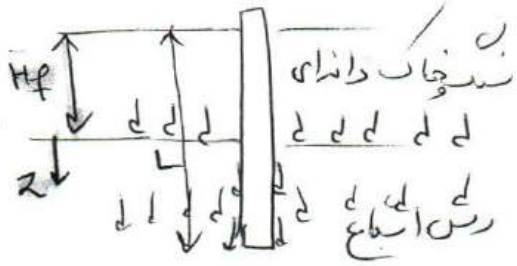
یک حالت اینه که جهت جابجایی و باربری باشد.

خاکریزرسی به تدریج متراکم می شه. عمل تراکم باعث وارد کردن نیروی به سمت پایین روی شمع در طی عمل تراکم میشه.

شمع را اجرا کردیم. یا حفرچال یا بعدش، خاک دانه‌ای ریختیم روش. پس بار اعمال میشه روی

حالت دیگر در خاک رس اشباع

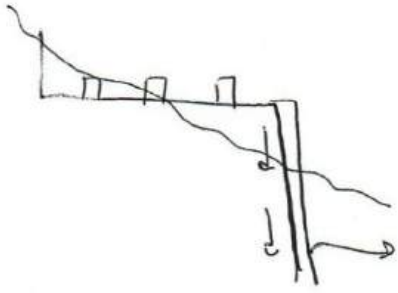
رس. پس رس اشباع به پایین جابه‌جایی دیگر و همچنین جداره شمع و خاک هم نیرو داریم.



یعنی به جای کشش دریا بری

خاک رس را فشرده‌تر می‌کند و نیروی به سمت پایین روی شمع اعمال می‌کند.

سوال امتحان

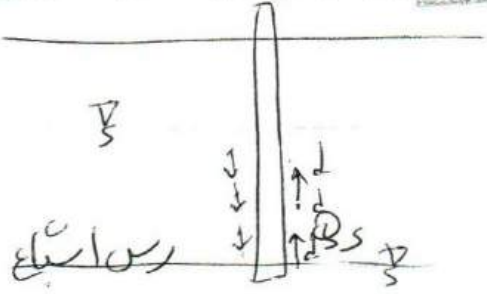


شمع می‌زنیم تا رانش نکند.

۱- بار جانبی را تحمل می‌کند

۲- در زمینی که جابه‌جایی تر دارد می‌کند به خاک بار اعمال می‌کند

پایین آمدن سطح آب، باعث افزایش تنش موثر تمام روی خاک میشه در هر عمقی، که باعث نشست در اثر تراکم در رس میشه. اگر شمع در رس باشد، نیروی رو به پایین به شمع وارد میشه.



در زمان بهره‌برداری، تراز آب تغییر کرد و پایین آمد. زیرا یا نوسان فصلی است یا در کنارش تونل برداری کردیم و شمع‌های ساختمان کناری تراز آبش پایین آمده.

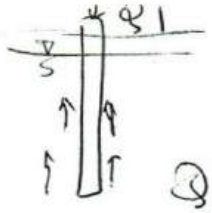
منفی می‌شود

(بار جانبی ⊖)

با پایین آمدن تراز آب، نشست داریم پس در جهت یا به جداره بار اعمال می‌کند. از طرف دیگر به دلیل نشست ظرفیتی اش کم شده و همچنین مقاومت (A) باربری آن حاصل شده باشد چطوری؟

(σ_v) مرتبط به چیست در خاک رس؟ به γ_w در دانه‌ای: نمار جانبی ← به k

به σ_v مرتبط



$Q_s = f(\gamma)$

آب تنش موثر را کم کرده پس
ظرفیت باربری کم شده

(A) بالا خشک شده ← u ↓ ← σ ↑ شده

افزاینده از بهبود تنش های موثر خاک است.

وقتی سطح آب بالا است اشباع ← σ تغییر نکند ← c و ϕ ثابت شد. بر این اساس
طراحی کردیم. بعد که تراز آب پایین آمده: موقعی که بالاست سطح آب σ داریم
وقتی آب پایین بیاد ← نشست می کند خاک. به خاطر جابجایی خاک، بارهای منفی ادی
شمع ایجاد می شود ← باربری کم میشه. چون آب وجود ندارد ← u حذف شد
چون خشک شده ← c و ϕ اضافه می شه.

برای باربری با خاک خشک دم

Q_{2a}

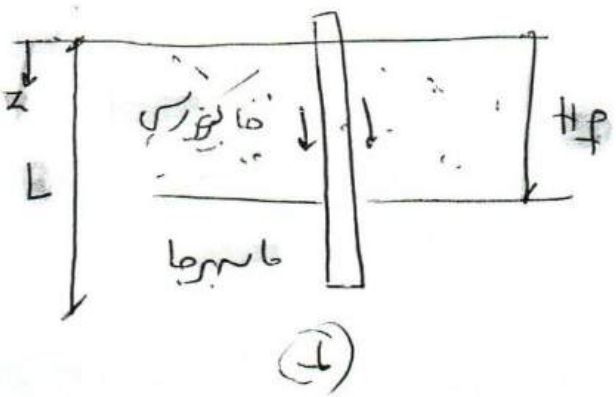
کاهش بار منفی در اثر نشست خاک اطراف شمع

Q_{2b}

$Q_2 = Q_{2a} - Q_{2b}$

بار منفی

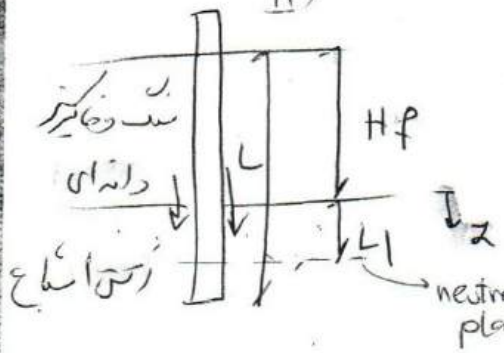
ممکنه کمتر یا بیشتر از Q_s باشد.



(ب)

z از بالاترین نقطه خاک تغییر شکل پذیر است
L = طول کل شمع

II)



I) $f'_n = k'\sigma'_0 \tan\delta$ → negative (downward) skin stress on the pile

شبیه روش β

$k' = k_0 = 1 - \sin\phi'$ → earth pressure coefficient

$\sigma'_0 = \gamma'_f z$ → vertical effective stress @ any depth z

→ negative skin stress on the pile exist from $z=0$ to $z=L_1$

I) γ'_f = وزن واحد موثر خاکریز

$\delta' = (0.5 - 0.7)\phi'$ زاویه اصطکاک خاک با شمع

total downward drag force on pile

* اگر خاکریز بالای آب باشد باید γ'_f با γ_f جایگزین شود

$$Q_n = \int_0^{H_f} (\rho k' \gamma'_f \tan\delta')\, z\, dz \Rightarrow \boxed{\frac{\rho k' \gamma'_f H_f^2 \tan\delta'}{2} = Q_n}$$

H_f → ارتفاع خاکریز

II):

$$L_1 = \frac{L - H_f}{L_1}\left[\frac{L - H_f}{2} + \frac{\gamma'_f H_f}{\gamma'}\right] - \frac{2\gamma'_f H_f}{\gamma'}$$

γ'_f → خاکریز

γ' → مال خاک طبیعی (مال زیر خاکریز)

* اگر خاک یا خاکریز بالای سطح آب بوده γ' مربوط با γ جایگزین می شود.

neutral depth (خنثی نقطه)

اگر شمع باربری نوک داشته باشد: $L_1 = L - H_f$ (end-bearing piles)

$f'_n = k'\sigma' \tan\delta'$ → negative skin friction @ any depth from $z=0$ to $z=L_1$

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

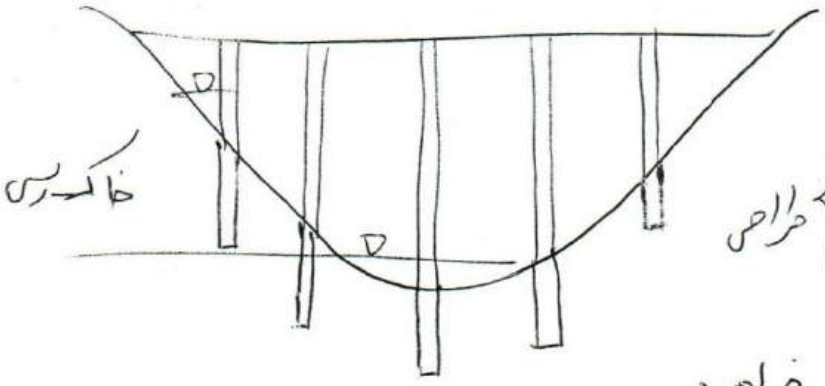
$\sigma'_0 = \gamma'_f H_f + \gamma' z$

اگر خاک و خاکریز بالای سطح آب باشد، وزن واحد موثر با وزن واحد مرطوب جایگزین میشه.

$\delta = (0.5 - 0.7)\phi'$

$$\boxed{Q_n = (\rho k' \gamma'_f H_f \tan\delta) L_1 + \frac{L_1^2 \rho k' \gamma' \tan\delta'}{2}} = \int_0^{L_1} \rho f_n\, dz = \int_0^{L_1} \rho k' (\gamma'_f H_f + \gamma' z) \tan\delta'\, dz$$

اگر بار بر روی نوک غالب بود، L کل طول است. اما در غیر این صورت طبق رابطه قبل می‌شود.



یک بار برای حالت آبدار + بار
یک بار برای حالت آبدر عمق کم + بار } مراحل

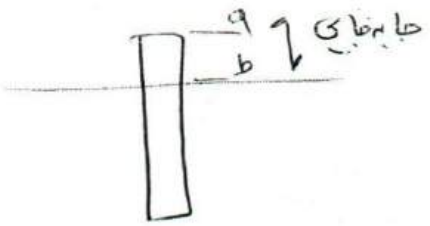
هر کدام بحرانی‌تر شد، مراحل بر اساس آن خواهد بود.

نشست شمع

نشست آنی + نشست تحکیمی

↓

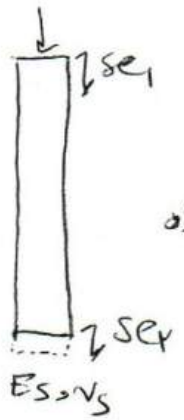
خیلی تاثیر ندارد زیرا سطح مقطع شمع کوچک است



منبع این‌ها مشمه تغییر شکل نوک شمع
۱) خود سازه تغییر شکل دهد
۲) خاک در اطراف تغییر شکل دهد
۳) " در نوک تغییر شکل دهد.

نشست پی‌های عمیق - شمع‌ها (۱۶/۱۵)

$$Se = Se_1 + Se_2 + Se_3$$



Se_1 = نشست (تغییر شکل) سازه شمع (الاستیک)
↳ خود شمع تغییر شکل داده

Se_2 = نشست زمین ناشی از بار اعمال شده در نوک
↳ به خاطر اینکه خاک زیر نوک تغییر شکل داده، رفته پایین ← سر خورده و جابجا شده شمع

Se_3 = نشست شمع ناشی از جابجایی خاک جداره شمع

Se_1 :

$$Se_1 = \frac{(Q_{wp} + \xi Q_{ws}) L}{A_p E_p}$$

Q_{wp} = بار تحمل شده در نوک شمع در حالت بار اعمال شده

Q_{ws} = " " " " در جداره " " "

Q_g = نیروی مقاومت شمع

Q_{ws} = نیروی مقاومت شمع − Q_{wp}

A_p = سطح مقطع شمع

L = طول شمع

E_p = ضریب الاستیک شمع (بتنی و فولادی)

f (unit skin friction) در راستای شمع بسته به طبیعت و توزیع

$\xi = 0.75 - 0.9$

Se_2 :

$$Se_2 = \frac{q_{wp} D}{E_s} (1 - \nu_s^2) I_{wp}$$

D = قطر یا بعد شمع (معمولاً شمع‌ها استوانه‌ای یا چند ضلعی‌اند)

$q_{wp} = \frac{Q_{wp}}{A_p}$ (point load / unit area at the pile point)

E_s و ν_s = ضرایب الاستیک خاک زیر نوک شمع

$I_{wp} \simeq 0.85$ = ضریب تأثیر

* ξ و I_{wp} براساس شرایط تغییر می‌کند. این اعداد میانگین‌اند.

روش دیگر:

Vesic

$$Se_2 = \frac{Q_{wp} C_p}{D\, q_p}$$

q_p → ultimate point resistance of pile

C_p = مقدار تجربی

جدول ۱۱/۱۳

* نوک با قطر D هست

C_p روش اجرای شمع		نوع خاک
درجا ریز	کوبشی	
0.09-0.18	0.02-0.04	ماسه (شل - متراکم)
0.03-0.06	0.02-0.04	رس (نرم - سفت)
0.09-0.12	0.03-0.05	لای (شل - متراکم)

جدول ۱۱/۱۴

هرچی شل‌تر ← C_p ↑

ظرفیت نهایی باربری نوک شمع = q_p

$S_{e\mu}$ ← به جداره مربوط میشه.

avg value of f along the pile shaft

بار اعمال شده به جداره شمع در حالت بار

$$S_{e\mu} = \left(\frac{Q_{ws}}{PL}\right)\frac{D}{E_s}(1-\nu^2)I_{ws}$$

محیط شمع

embeded length of pile

$$I_{ws} = 2 + 0.35\sqrt{\frac{L}{D}}$$

روش دیگر: vesic

$$S_{e\mu} = \frac{Q_{ws}\ C_s}{L\ q_p}$$

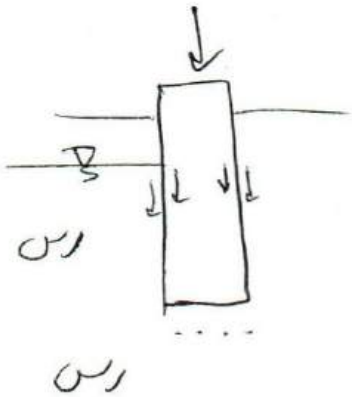
جداره با L هست

$$C_s = \left(0.93 + 0.16\sqrt{\frac{L}{D}}\right)C_p$$

در طاهای ساس آزمایش شمع می کنیم ← بار می کنیم به صورت تدریجی یا سیکلیک و تغییر شکل و باربری اش را کنترل می کنیم. در آزمایش شرایط متفاوته و باربری و Se ها متفاوت از محاسبات به دست میاد ← براساس آن بهینه می کنیم. آزمایش دقیق تر است زیرا ابعاد و مقیاس درست و زمین مورد نظر انجام دادیم.

این موارد براساس نشست آنی بود. در درازمدت، اگر شمع در خاک رس باشد تحکیم دارد. (پیچیده است برای جداره) با آزمایش های برجا به دست می آید. در عمق مقابل محاسبه است ولی در جداره پیچیده است.

روش های دقیق تر برای نشست شمع است.



با اعمال بار به شمع، شمع نشست می کند. به جداره بار اعمال میشه. وقتی خاک پایین میاد، شمع در جداره مکوس عمل می کند و با پایین آمدن نوک دیگه پایین آمدن خاک، skin friction ایجاد میشه.

علاوه بر این وقتی شمع پایین میاد پیون با جداره اصطکاک داره، جداره هم تحکیم میشه.

ولی در جداره، یکنواختی نشست نداریم ← غیر یکنواخت و توزیع ناموزون

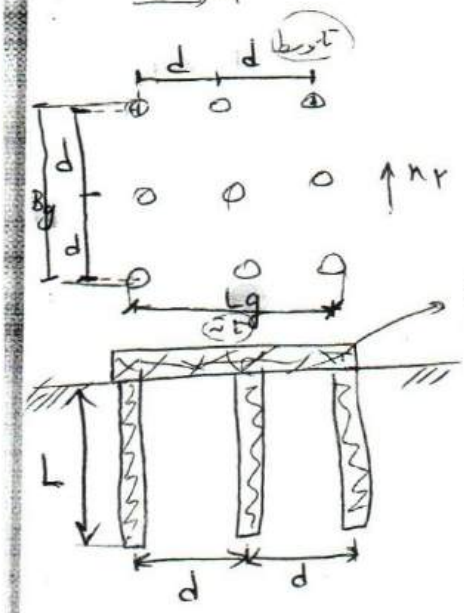
با فرض اصل ۱، باربری را درست می‌کنیم ولی نشست را نمی‌توان.

لزوماً دست بالا گرفتن نشست مناسب نیست چون ممکن است سازه برای نشست دیگر طراحی شده باشد.

گروه شمع (۱۱/۲۰)

(ص ۶۱۷ کتاب)

تعدادی شمع کنار هم طراحی می‌کنیم و نه یک شمع ← سطح زیاد - بار زیاد



$$\begin{cases} L_g \geq B_g \\ \text{No. of piles in a group} = n_1 \times n_2 \end{cases}$$

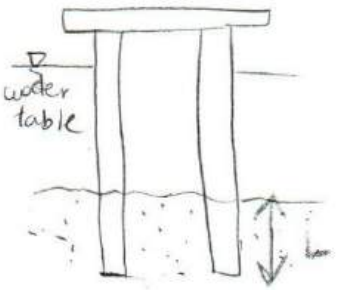
اگر مربع ← $B_g = L_g$

سازه سر شمع (pile cap)

$$B_g = (n_2 - 1)d + 2\left(\frac{D}{2}\right)$$

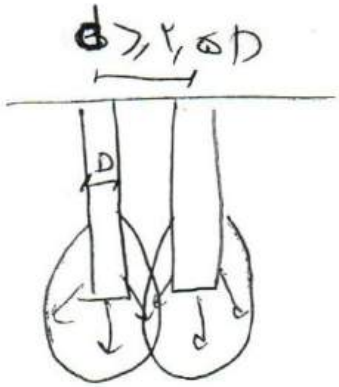
$$L_g = (n_1 - 1)d + 2\left(\frac{D}{2}\right)$$

n_1 و n_2 = تعداد شمع‌ها در هر ردیف



اگر ۶ شمع را در یک ردیف کنار هم بزاریم، باربری کمتر میشه

یک شمع وقتی به تنهایی بهش بار اعمال میشه. خاک را در نظر می‌گیرد در نواحی و جداره‌اش. وقتی



۲ شمع کنار هم شد، این‌ها با هم تداخل دارند

این تداخل، ضعیف کرده. یعنی یکبار از

خاک مشترک استفاده کردیم و بار به آن قسمت

از هر ۲ شمع اعمال میشه ← باربری کاهش می‌یابد.

مجموع باربری گروه شمع < مجموع باربری تک تک شمع‌هاست.

باید فاصله شمع‌ها طوری باشد که ظرفیت باربری گروه شمع کمتر از جمع باربری تک تک شمع‌ها نشه ←

اگر $d \geq 2.5D$ شود اثر آنها مستقل میشه. ولی اگر خیلی هم زیاد شود دیگر گروه شمع نیست.

η = Group efficiency (ص ۶۱۹ کتاب) (عملکرد گروه شمع) Efficiency

مجموع Q_u

$$\eta = \frac{Q_{gu}}{\sum Q_u}$$

ظرفیت باربری نهایی گروه شمع = Q_{gu}

Q_u = " " هر شمع بدون اثر گروه

جمع Q_u تک تک شمع ها

$$\eta = \frac{Q_{gu}}{\sum Q_u} = \frac{f_{av}[2(n_1+n_2-2)d+4D]L}{n_1 n_2 P L f_{av}}$$

تعداد در هر ردیف

$$\eta = \frac{2(n_1+n_2-2)d+4D}{P n_1 n_2}$$

پیرامون شمع

رابطه η از کتاب

$$\eta = \text{function of}(n_1, n_2, d, D, L, P, f_{avg})$$

فاصله شمع ها — قطر شمع — عمق شمع — هر شمع — skin friction

$$Q_{gu} = \underbrace{\left[\frac{2(n_1+n_2-2)d+4D}{P n_1 n_2}\right]}_{\eta \text{ گروه شمع}} \sum Q_u$$

* ص ۶۱۹ خوانده شه

ظرفیت باربری نهایی گروه شمع

η از آزمایشات برجا و آزمایشگاهی به دست آمده

اگر تعداد از ۹ تا بیشتر شود، پیچیدگی می شه. ما ۳ نوع شمع داریم از نظر عملکرد:

۱- وسط ۲- گوشه ۳- جداره ها

۲	۴	۱
۳	۵	۳
۲	۳	۲

هر کدام عملکرد خودش را دارد. وسطی بیشترین باربری دارد از جداره ها

گوشه ها، کمترین باربری را دارند

اگر ۴ شمع: فقط گوشه دارد. ۴×۴ ← تعداد گریپ یاد میشیم

ص ۷۶۲۲ ب

ظرفیت باربری گروه شمع در خاک رس اشباع (۱۱,۲۱) $\phi = 0 \rightarrow N_q = 9$

۱- تعیین ظرفیت جمع شمع‌ها

$$Q_p = A_p \, 9 \, C_{up}$$

↳ undrained cohesion of clay at the pile tip

$$\sum Q_u = n_1 n_2 (Q_p + Q_s)$$

$$Q_s = \sum (\alpha) \underbrace{P \Delta L}_{\text{سطح جانبی}} (C_u)$$

بار جانبی تک تک — برای هر لایه

برای هر تک شمع بنابر لایه‌ها، هر لایه C_u و ΔL و α خودش و ΔL.

$$\sum Q_u = n_1 n_2 \left[9 A_p C_{up} + \sum \alpha P \Delta L \, C_u \right] \quad (1)$$

جمع تک تک شمع‌ها

۲- تعیین ظرفیت با فرض اینکه گروه شمع به صورت یکپارچه عمل می‌کند (به صورت بلوک $L_g \times B_g \times L$)

$$\sum P_g \alpha C_u \Delta L = \sum 2 (L_g + B_g) C_u \Delta L \alpha$$

بار جانبی

Fig 11-41 → ص ۷۶۲۲

$$q_p A_p = A_p C_{up} N_c^* = L_g B_g C_{up} N_c^*$$

باربری بلوک

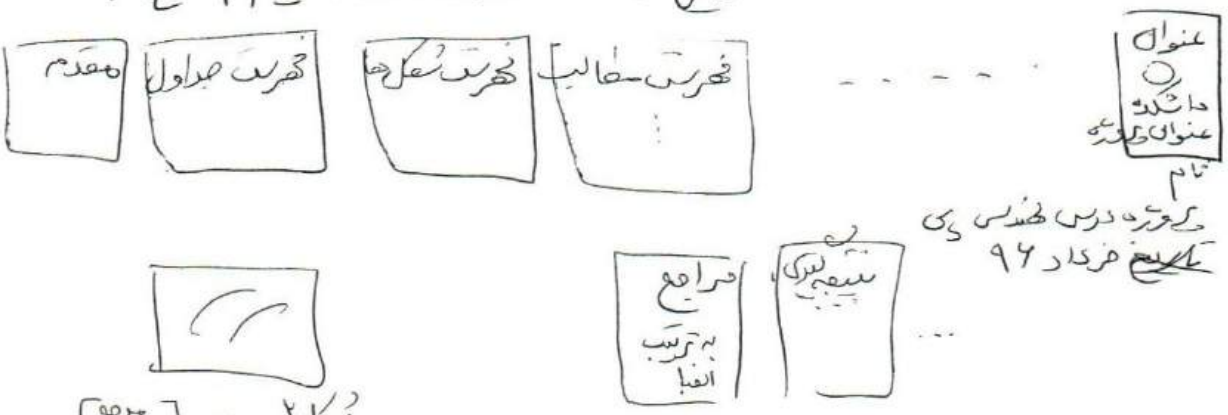
$$\sum Q_u = L_g B_g C_{up} N_c^* + \sum 2 (L_g + B_g) C_u \Delta L \alpha \quad (2)$$

جمع یکپارچه در مقابل شمع‌ها — برای هر لایه

مقدار به دست آمده $\sum Q_u$ در دو رابطه (۱) و (۲) مقایسه شده و کمترین آنها به عنوان مقدار Q_{ug} استفاده می‌شود.

گروه:

فایل: FETP_ Rezvani



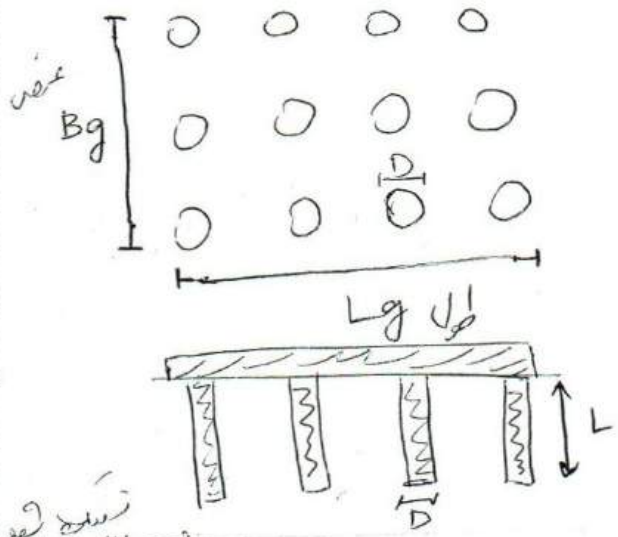
در گروه شمع ها اگر فاصله ها کم شود، باربری کمتر مهم می شود. حسن شمع یکپارچگی است.

در شمع نشست داریم < آنی (الاستیک) / تحکیمی

* از یکی کپی ـــ در امتحان بیاد

نشست گروه شمع ها

نشست آنی (الاستیک)



نشست الاستیک شمع تکی

$$S_{g(e)} = \sqrt{\frac{B_g}{D}}\, S_e$$

برای همه جا کدها ← vesic

D = قطر/بعد شمع

Se = نشست آنی شمع در بار مشابه

در خاک ماسه دستی (Meyerhof (1976)) :

از اطلاعات آزمایشگاهی و یکسری روابط استفاده کرده.

$$S_{g(e)} = \frac{0.969\sqrt{B_g I}}{N_{\gamma_0}}$$

mm

با استفاده از نتایج SPT

$$q = \frac{Q_g}{(L_g B_g)}$$

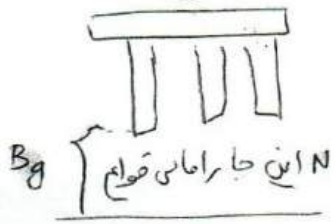
KN/m^2 ، m

N_{γ_0} = مقدار N از آزمایش SPT در محدوده ی نوک شمع ها تا عمق حدود Bg زیر نوک شمع

$$I = 1 - \frac{L}{8B_g} \geq 0.5$$

I = ضریب تاثیر

L = عمق نفوذ گروه شمع (m)



با استفاده از آزمایش (CPT) برای خاک های چسبنده:

$$S_{g(e)} = \frac{q\, B_g\, I}{2 q_c}$$

q_c = میانگین مقاومت CPT در محدوده زیر نوک شمع‌ها (B_g ≃ (تا عمق B_g زیر نوک شمع))

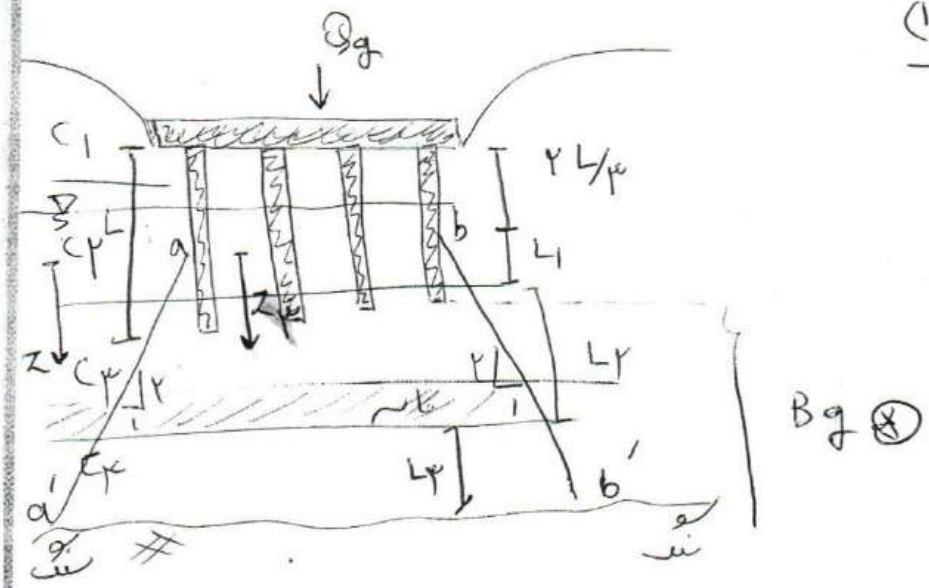
اشکال: گروه شمع میده و نشست میخواد. این ۳ رابطه شرایطش یکی نیست. اولی برای صم، دومی برای دانه‌ای، سومی برای چسبنده.

SPT ← برای هر نوع خاک ولی دانه‌ای بهتر

CPT ← برای خاک چسبنده رس و سیلت

بیشترین استفاده شمع در جنوب ← زیرا خاک نرم و بار بسیار سنگین است. چه در منطقه دریا و چه دریا حل که زمین‌ها نرم و تغییر شکل‌پذیری بالا دارد.

نشست تحکیمی گروه شمع‌ها (۱۱،۲۲)



تراز آب در لایه ۲ است.

پلی لین

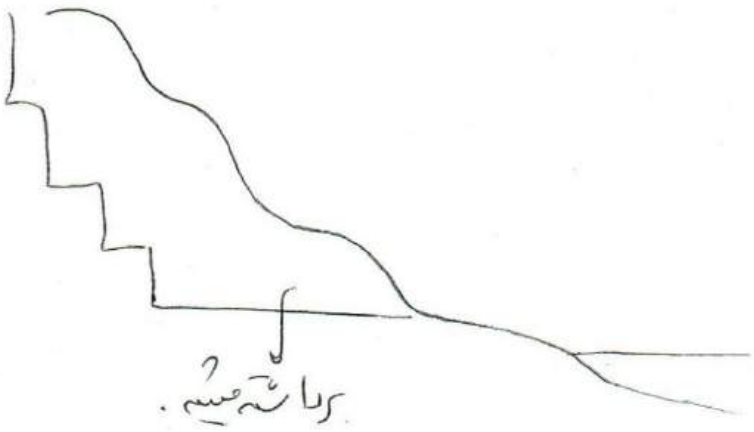
اگر لایه ماسه در A داشته باشیم، آن لایه اصلاً انتقال وجود ندارد. پس در Z ها تاثیر می‌زاره ← در Δσ تاثیر می‌زاره.

Z3 فرق می‌کند این جا. α

تا جایی که Qg در عمق به اره برسد، تنش داریم و از آن به بعد تنش نداریم. اگر سنگ پایین باشد، به اندازه Bg از زیر شمع‌ها می‌شه لایه موثر ما (*) (اشکال)

* لایه‌های موثر به اندازه تا عمق Bg از پایین شمع موثر است. و از آن به پایین تر در محاسبات نشست ما نمیاد.

پلکی پی ← Dynamic deep compaction : در علوم انجام شده. کوه‌ات نزدیک ساحل دریا.



برای ایجاد تاسیسات در آن جا برای توسعه تفت و گاز باید مسطح کنیم. چند متر ۴ متر مکعب شنه بیرون میاد. پس با این ها می‌توان ساحل سازی کرد. این ها با DDC کوبیده شدند و محکم شدند تا بتوان تاسیسات ایجاد کرد. وزنه های بزرگ ۲۰ تن - ۵ متر به زمین ضربه می‌زند. هم در سطح و هم در عمق زمین، موج آن باعث تراکم میشه.

surcharging ← در خاک های ضعیف که نشست پذیرند استفاده می‌شود. در فرودگاه هیدرو این که در ساحل ساخته شد. در زیر بستر اسفالت، خاک رسی تحکیم پذیر بود. حساب کردند که ۳۰ سال طول می‌کشد تا نشست کند ← زهکش تا عمق ها - ماسه گذاشتند ← آب زودتر تخلیه شود + رویش بار گذاشتند و حداکثر ۳-۴ سال طول کشید تا نشست کند و نشست ۳۰ ساله را در ۳-۴ سال کرد و شروع به ساخت کردند ← densify کردند

vibro-compaction ← در زمین فرو می‌کند. می‌لرزاند زمین را و زمین اطراف را densify کند

vibro-Replacement stone column ← با لرزاندن زمین با فشار بزرگ می‌لرزانیم. دورش دستگاهی است که از پایین بالا می‌کشد و زمین را سست می‌زند تا پایین با مصالح درشت معاوضه می‌شود.

اگر خاک رس ← ایده آل برای زهکش ماسه ← با دو غاب محکم

Compaction grouting = ماده می زنیم و به زمین تزریق می کنیم ← فضای خالی را پر می کند ← هم به adhesion و هم densification می خورد.

Deep blasting = با انفجار (هم خرد می کند و هم لرزش ایجاد می کند)

structure slurry walls ← دستگاهی است که در زمین می رود و حفر می کند به قطر 2-3m. از بالا دوغاب ریخته می شود تا دیواره ها نریزد. از بالا قفس آرماتور گذاشته و از پایین بتن می ریزد. زمین دیوار مانند می سازد.

Soil Nailing ← یا در زمین حفر می کند یا خرد می کند و درش را دوغاب سیمان می ریزد.

Geosynthetic = مصالح پلیمری بهم می کنیم و با آن با خاک را مسلح می کنیم تا لغزش و برش ایجاد نشود.

Soilfrac Grouting ← با دستگاهی با فشار زیاد در خاک ترک ایجاد کرده و درش مصالح با مقاومت بالا می ریزیم

electro-osmosis = با جریان دادن الکتریکی، جریان آب را به یک سمت سوق میدهیم ← زهکش برقی

DDC ← در مناطق شهری نمی تواند استفاده شود زیرا تحت لرزه واقعا زمین را می لرزاند.

ولی vibro systems را همیشه در مناطق شهری انجام داد. در ایران کم استفاده شده ولی بسیار خوبه زیرا ایران زلزله خیزه. خاکهای ما به ای متخلخل و زمینهای نرم است. مرز آب هم بالاست مثل شمال که رواندازی شکل ایجاد کرده می توان از این سیستم لرزاننده، سیستم را متراکم کند و خیلی اقتصادی نیست کمی زیاد لرزانده زمین را و متراکم کرده.

vibro ← تنوع زیادی دارد.

یکی از قوی‌ترین شرکت‌های کار اصلاح زمین Hayward baker است.

vibro replacement ← در زیر زمین مقطعی ایجاد کنیم که آن جا به جای خاک، ستون باشد هم باربری و هم محافظت

در لرزش موثرترین حالت این که خاک دانه‌ای باشد، خاک چسبنده کم اثر دارد زیرا نهایتاً آب بالا می‌آید.

جا به جایی در محدوده بالایی از خاک‌ها قابل استفاده است و در خاک چسبنده هم استفاده می‌شود

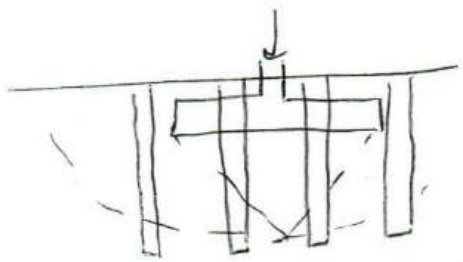
سیستم مصالح کردن یا متراکم کردن طوری است که با استفاده از مصالح دانه‌ای درشت مثل شن درشت یا تکه سنگ ایجاد می‌شود به طوری که از بالا پایین اجرا شود.

صرفاً لرزاندن، خاک چسبنده را نمی‌تواند متراکم کند و با چکش نمی‌توان آنها را بهبود داد.

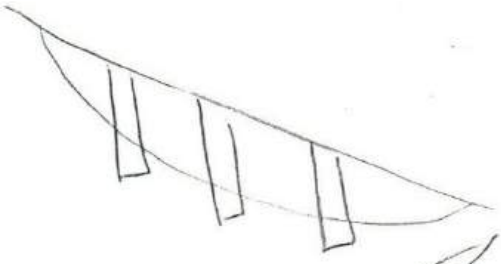
سوال امتحان: stone column: مثل شمع در فواصل مشخص به قطر ۲۰-۲۵ cm stone column می‌زنیم. چگونه این bearing capacity را ↑ می‌کند؟

وقتی به صورت متوالی اینها را انداختیم، با بارگذاری، خاک باربر پس اینها بار می‌برند + نشست کم می‌شه + متراکم می‌کنیم زیرا اندازه ستون‌ها، خاک موجود را متراکم کردیم و خاک را برهم زدیم و مقدار آب اندازه حجم ستون‌ها کم کردیم ← ادامه‌ای که در خاک دانه‌ای نیست نه کم می‌شود.

شکل به مقاومت برشی:



وقتی بدین نحو افزایش قطر ایجاد شود، این ستون‌ها مانع می‌شه ← مجموعه مقاومت برشی ↑ می‌کند

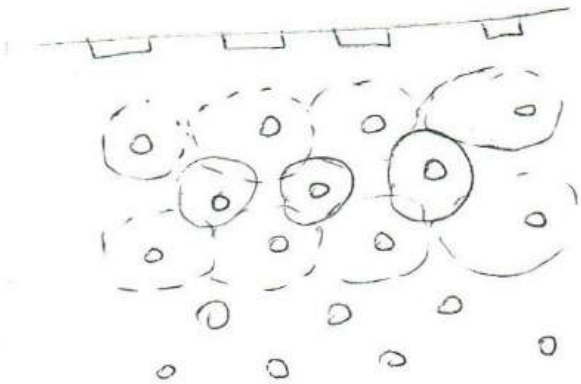


در روش شیب یا ارتعاش نمی‌زارد که خاک بلغزد زیرا ستون‌ها مقاومت برشی را خیلی زیاد می‌کنند

(*) خیلی جاها خاک زیر است و نمی‌خواهد می‌ریزند بدون اینکه خوب متراکم کنند. روی این‌ها نمی‌توان چیزی ساخت. با احداث stone column می‌توان قابل استفاده کردن آن را.

(**) ممکنه این کارهای سریع و ساده‌تر نیاز به شمع نباشد.

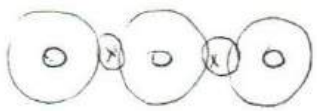
(***) این‌ها چون ناقص هستند، جا به جایی‌هایی که در اثر زلزله رخ می‌دهد را می‌گیرند و مانع می‌شوند.



(A) ← Dynamic Deep compaction

معمولاً یکبری پشت هم یا یکبر میان انجام می‌شر بسته به فواصل اگر نزدیک باشد یکبر میان انجام میدیم بعد بین‌ها را می‌کنیم. اگر بکنیم و در نهایت تراکم کامل انجام شده باشد، چون کامل نیست تا کامل یکنواخت نشده، یکبار هم وسطش انجام میدیم. پس overlap رخ میده.

بعضی وقت‌ها نزدیک هم هستند ممکنه دومی یا رکتر بخواد. زیرا قبلی مقداری پوششش داده پس بعدی نه آنقدری فواصد و نه تحمل آن را دارد.



۲ روش کلی: ۱) vibrations

با لرزش متراکم کردن. مصالحی مثل شن یا شن هم افشانه می‌کنیم

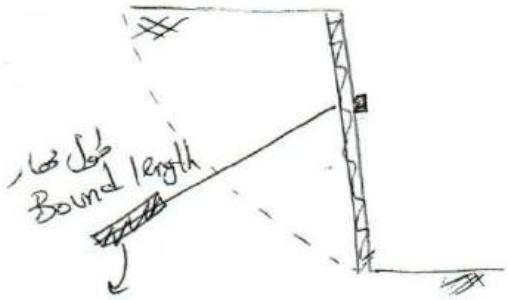
۲) deep compaction

هیچ چیز افشانه نمی‌کنیم. با ضربه زدن آن هم با ضربه یکهوی

هر کدام کاربرد و محدودیت خودش را دارن

بعضی از روش‌ها محدودیت دارند مثل شمع کوبی و لرزاندن که در جا گرهست و در سنگ نمیشه.

مهاربندی — فعال / passive



این سیستم می‌تواند active یا passive باشد.

طولی که در شن سر دیافرام و آن طولش نگهدارنده است

مهاری که وصل مهار را قرار می‌دهیم و در انتهای آن دوغاب بتن ریخته می‌کنیم

فعال: صفحه را می‌کشیم و صفحه از بین کیسه است پس خاک ته را فرو می‌کنیم ← اجازه نمیدهیم جابجا شود و از الان بار روی مهارمان هست. از پیش تنش یا نیرو ایجاد کردیم در این صفحه = فعال

passive: فقط صفحه را نصب می‌کنیم و هیچ کاری نمی‌کنیم. اگر زمین شمال بخورد، آن عمل می‌کند. در اثر حرکت زمین، به عمل می‌آید پس سنگ و چیز جا کند

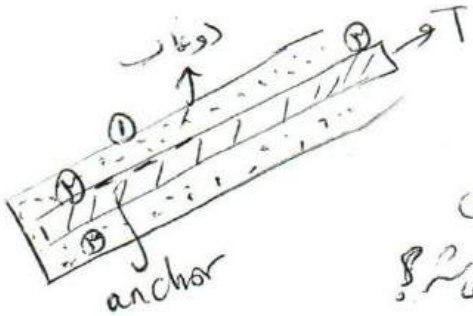
جایی که نمی‌توانیم جابجا در سطح زمین یا دیواره را حفظ کنیم فعال استفاده می‌کنیم. زیر افرو شو و این را مهار کرده ولی در passive ممکنه بعداً فعال شود و شکست کند

مهاربندی فعال در جهت کاهش جلوگیری از فرو رفتن تغییر شکل است ← پیچیده‌تر و هزینه؟

در passive ← به جابجایی زمین حساس نیستیم یا جابجایی کمه!

انتهای

مکانیزم انتقال بار در anchor



T باید در این مجموعه نگهداری شود.

چه عواملی این بار را تحمل می‌کند؟ چه عواملی عدم عملکردش باعث failure می‌شود؟

۱- پیوند ملات دوغاب با دیواره زمین (خاک یا سنگ)

۲- " " " " با میل مهار - سیم یا میلگرد یا strand

۳- خود میل مهار: بار اندر رشته که بریده شود میل مهار (مقاومت کششی میل مهار)

۴- ممکنه دوغاب خیلی خلل و فرج داشته باشد یا ترک بیرونش بخاطر و خودش بریده شود.

(مقاومت برشی دوغاب بین میل مهار و دیوارها)

اگر به خوبی اجرا شود یا هر شکلی بشه بیاد که به ظرفیت نهایی نرسد - طول مهار را زیاد می کنیم.

- سطح جانبی ؟ - مقاومت را زیاد کردیم.

مولفه اول و دوم به طور مستقیم به طول وابسته است.

ممکن است در سنگ لایه ضعیف وجود داشته و دوغاب به داخل شکاف می رود. باید طول را زیاد کنیم.

اگر Bond length خیلی زیاد باشد خود میل مهار fail می کند.

تا به لایه ی قوی برسیم

در این صورت ظرفیت بیشتر از میزان مورد نظر طراحی می شود.

Soil nailing

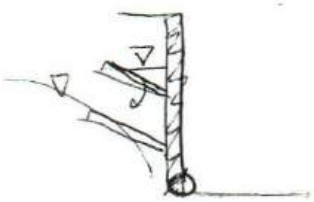
چرا soil nail در خاک رس نرم به کار نمیره؟

اگر anchor خودش فرو رفته باشد در خاک، مقاومت آن عملاً مثل جداره. nail با خاک است.

اگر خاک ضعیف باشد اصلاً مقاومتی نداریم

drainage : geotextile facing : زیرش geotextile میزاریم تا آب را زهکش کند

مواد آب به لوله و دور میشه



drilled in place relief wells: چند لوله زهکش می توان در دیوار حفر کرد که آب را به بیرون ببرد

خیلی وقت ها در اجرای nailing دو نوبت تا قبل اجرای دیوار مهاره nail حرارتی میزند.

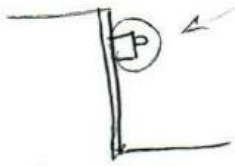
و پس از آن نیاز نیست. سطح آب را پایین آوردیم تا nail ها خوابیده باشد و پس از

مساحت سازه مشکلی است که سطح آب بالا بیاید.

سستیم زهکشی دیوار را شرح دهید سه امتحان

(B)

یک load الف میذاریم کنار anchor را نشان میده. اگر این کم شود یعنی ترضیض میشه. مثلاً اگر زمین جابجا شود این بیشتر میشه.



وقتی anchor را می‌کشیم یا ابزار (با) را حرکت آن را اندازه میگیریم. اگر تایج کم شود ترضیض شود

" " زیاد شود زمین جابجا شده

در انحنا، در ابتدا باری ندارد وقتی زمین حرکت کرد، عدد نشان میده.

یا یا زیاد شده یا حرکت بیش از حد بوده.

۷۶۵

GROUND MODIFICATION SEMINAR

اصلاح / بهبود زمین

Hayward Baker Inc.

2001

Mohammad H. Sadaghiani

Introduction

در محل

Ground Modification℠ is the in-place, controlled manufacturing of ground materials to form part of a geotechnical construction system.

در محل، مصالح زمینی می‌سازیم به صورتی که بتواند بخشی از سیستم اجرایی ما باشد

بخش های اصلی

Key Features

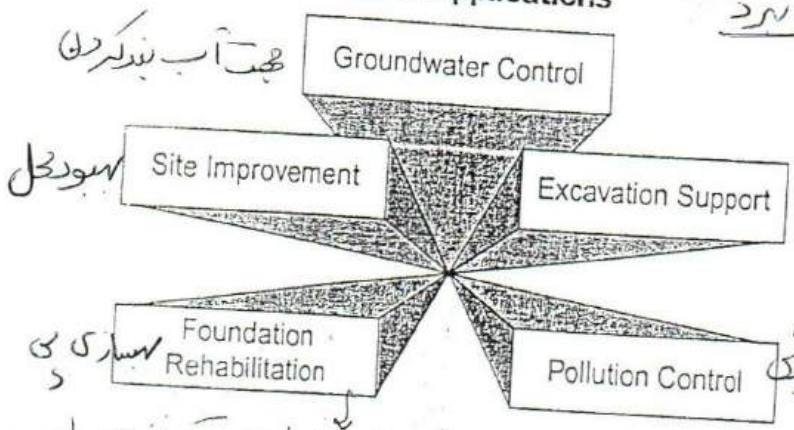
- In situ treatment — اجرا در محل
- Modified to required specifications — اصلاح کردن به حدی که بتواند نیازهای مشخصات را تامین کند.
- Ground becomes part of engineered soil-structure system — زمین به فاصله اینکه بهبود یافته، جزئی از سیستم سازه‌ها به مهندسی شده می‌شود.
- Develops verifiable solution — پایدار، راه حل قابل ارزیابی شود

Typical Benefits — منافع کلی

- Improves performance — عملکرد زمین بهتر
- Reduces cost — کاهش هزینه
- Saves time
- Reduces unknown risks — ریسک های ناشناخته را کم می‌کند

در زمین همیشه ریسک داریم. هر چه زمین را بهتر کنیم ریسک‌ها کم می‌شود.

Ground Modification Applications — کاربرد



جهت آب بندکردن

بهبود محل

می‌تواند برداری بخواهد ← نگهداری معماری

بیشتر محیط زیستی

کنترل آلودگی

بهسازی پی

بعضی جاها زمین دست نخورده را بهبود می‌دهیم و بعضی وقت‌ها اعداد شده ولی خوب نیست پس بهبود می‌دهیم

بعضی ساخته شده ولی تغییر داده نشده پس بهبود می‌دهیم

بعضی اعتماد بنایین است

HAYWARD BAKER
A Keller Company

KELLER

کاربرد:

Site Improvement بهبود محل

نشست را کنترل می کند

- Reduce future building settlements due to loads, earthquakes, etc.
- Permit construction on marginal soils, i.e., loose sands, fills, mine spoils, collapsible soils, expansive soils موقعی که خاک ما نامناسب و ضعیف است، آن را بهبود میدهیم تا اجازه ی اجرا داشته باشیم.

Foundation Rehabilitation بهسازی پی ها

- Underpinning پی بندی → زیر پی را تزریق کرده یا سازه اضافه می کنیم
- Renovation نوسازی / بهسازی

Excavation Support حفاری / نگهدارنده موقت حفاری

- Maintain structural support
- Control tunnel/excavation settlements در فضای زیرزمینی
- Excavation retention جابجایی

Groundwater Control کنترل آب های زیرزمینی

- Control groundwater flow → با تزریق آب بند، مانع نفوذ آب می شویم.
- Underground waterproofing of structures در عمق زمین، زیر سازه ها را آب بندی می کنیم

Pollution Control کنترل آلودگی

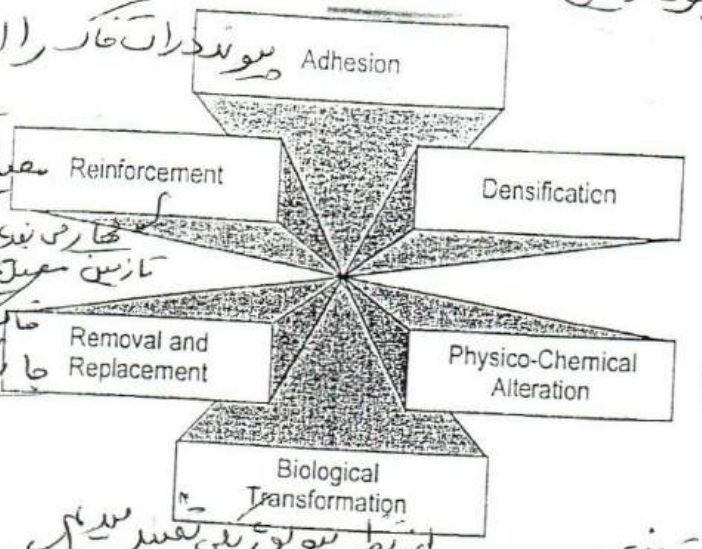
- Contain or control contaminated soil, water and soil-gas
- Solidify and stabilize contaminated soil → ممکنه خاک آلوده شده. وقتی آب از پل می گذره برای اینکه آب را آلوده نگذاری می کنیم که سفت شود و آب نگذرد
- In situ biodegradation of harmful substances

با میکروی مواد شیمیایی، مواد شیمیایی آلوده را تغییر ماهیت دهیم

HAYWARD BAKER
A Keller Company

KELLER

Ground Modification Methods



Densification Methods

- Dynamic Deep Compaction*
- Surcharging
- Wick Drains*
- Vibro-Compaction*
- Vibro-Replacement Stone Columns*
- Compaction Grouting*
- Deep Blasting

Adhesion Methods

- Chemical Grouting*
- Slurry Grouting*
- Freezing*

* Methods performed by Hayward Baker

HAYWARD BAKER
A Keller Company

KELLER

Reinforcement Methods روش های مسلح کردن زمین

- Soil and Rock Anchors*
- Vibro-Replacement Stone Columns*
- Vibro-Displacement Stone Columns*
- Vibro Concrete Columns* → به جای سنگ، بتن می ریزیم.
- Minipiles* شمع های ریز → در زمین می کنیم → قطر ها ۱۰-۱۵ سانتی → سریع آن ها را با بتن و میلگرد پر می کنیم
- Structural Slurry Walls* → اسفالت، سرد و گرم + اول در سد کرخه
- Soil Nailing* غرب
- Geosynthetics
- Soilfrac Grouting*
- Soil Mixing* → قاطی کردن خاک با سیمان و مصالح قوی و پلیمر مسلح
- Reticulated Minipile Walls* → ریز شمع می زنیم. از جلو مهار می کنیم، آنها را به خاک پشت

Removal and Replacement Methods

- Slurry Trench Cut-Off Walls* → فقط مصالح شن و ماسه و سیمان می ریزیم و مصالح آرماتوربندی نمی ریزیم
- Jet Grouting* → با فشار زیاد خاک ضعیف را بیرون کشیده و خاک قوی را با دوغاب می ریزیم.

Physico-chemical Alteration Methods

- Electro-osmosis
- Lime Columns (Mixing)* → آهک را قاطی خاک می کنیم
- Chemical Injection Systems* → مصالح شیمیایی تزریق می کنیم
- Vitrification → مواد شیمیایی قاطی می کنیم تا
- Incineration مشخصات خاک را عوض کنیم
- Soil Mixing* → با قاطی کردن خاک، مشخصات خاک را می توان عوض کرد.

* Methods performed by Hayward Baker

HAYWARD BAKER
A Keller Company

Biological Transformation Methods

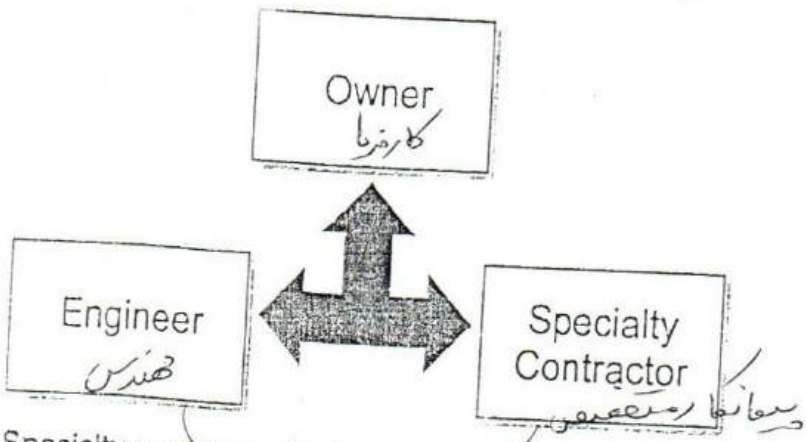
- Biological and/or stimulation injection systems → مواد بیولوژیکی تزریق می‌کنیم
- Root Reinforcement → با ریشه های درختان خاک را مسلح کنیم
- Enzyme Reduction

Ground Modification Design Steps مراحل

1) Review existing conditions and project objectives شناخت وضعیت موجود و درآمدی
2) Define geotechnical construction system تعیین کلی روش مناسب می‌خواهیم
3) Develop trial process design طراحی سعی اولیه
4) Make performance prediction برحسب طراحان، عملکرد سیستم را ارزیابی و پیش بینی می‌کنیم
5) Plan acceptance testing. آزمایش خاص برای اطمینان از اینکه جواب میده

Specialty construction requires a team design approach

حتماً باید تیم دست اندرکار موجود باشد.

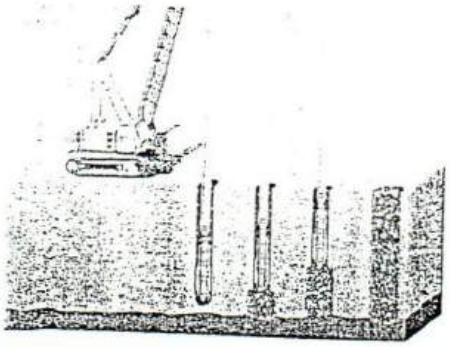


Specialty contractor design input is required because the design and construction processes are so interrelated.

در حین اجرا ممکنه، طراحان تغییر و یا اصلاح شود.

این ۲ یکی می‌شه بعضی وقت‌ها و پیمانکار، مهندس خودم اصلاً داشته باشد.

HAYWARD BAKER
A Keller Company



دینامیکی غیر seismic ← مثل ماشین آلات

یک ضربه‌گر که در کارهای کلی انجام میشه و در عمق زیاد

Vibro Systems سیستم های لرزه ای

Vibro Systems are used to solve a wide range of static, dynamic and seismic foundation problems through the use of depth vibrators to densify and/or reinforce the soils in situ.

زیر ۳۰m هم می‌تواند انجام دهد. ویبراتورهای خاص که نوک در عمق زمین، زمین را می‌لرزاند

Vibro techniques use specially-designed, poker-type depth vibrators. Extension tubes are added to allow penetration to treatment depths in excess of 100 feet below working grade. The vibrator assembly is typically supported from a standard crane or purpose-built hydraulic crawler crane. Treatment is accomplished over a two to three foot depth interval and the vibrator is then raised to the next level. This procedure is repeated over the entire depth of treatment. Vibro techniques offer a technically proven and cost effective alternate to deep foundations, allowing a variety of structures to be supported on shallow spread footings.

مرتبط مانند

ضعیف می‌کنیم و در عمق می‌ریم. از پایین می‌لرزانند و بالا میاد. چرا از پایین میاد بالا؟ زیرا اگر از بالا بیاد پایین

Benefits of Vibro Technologies: منافع

- Increased bearing capacity
- Increased shear resistance
- Reduced settlement کاهش نشست
- Mitigation of liquefaction and lateral spreading کاهش روانگرایی
- Uniformity of site after treatment خیلی جاها زمین زیر پی متفاوته ← این کار یکنواخت می‌کند زمین را
- Achievement of the specific degree of improvement required by the project براساس نیاز که این ها در مواصل سو عمق یا بعد می‌توان به آن رسید
- Cost and time savings over conventional systems عملکرد بهتر و ارزان‌تر نسبت به روش شمع زدن
- Can be applied close to existing structures کنار سازه های موجود می‌توان استفاده کرد زیرا سبک زیرا و در عمق است
- In situ treatment, thus avoiding excavation and replacement کندن، ساختمان بغل خراب نمی‌شود

تراکم ← از پایین میده در بالا وقتی به پایین میرسه.

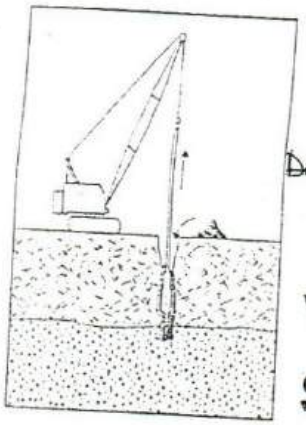
بدون اینکه شمع بزنیم، می‌توانیم با vibration زمین را متراکم کنیم در عین عادی بزنیم ← هزینه ها، زمان ↓

در محل انجام میدیم و نیازی نیست خاک را جایی ببریم

پس نیاز به حفاری دوباره نیست

HAYWARD BAKER
A Keller Company

KELLER



Densification method - Reinforcement method

Vibro-Replacement Stone Columns

Vibro-Replacement extends the range of soils that can be improved by vibratory techniques to include cohesive soils. Densification and/or reinforcement of the soil with compacted granular columns or "stone columns" is accomplished by either top-feed or the bottom-feed method.

Cohesive, mixed and layered soils generally do not densify easily when subjected to vibration alone. The Vibro-Replacement technique was developed specifically for these soils, effectively extending the range of soil types that can be improved with the deep vibratory process. With Vibro-Replacement, columns of dense, crushed stone are designed to increase bearing capacity, reduce settlement, aid densification and mitigate the potential for liquefaction, and improve shear resistance.

The Vibro Stone Column Process:

- Reduces foundation settlement
- Increases bearing capacity, allowing reduction in footing size
- Mitigates liquefaction potential
- Provides slope stabilization
- Permits construction on fills
- Permits shallow footing construction
- Prevents earthquake-induced lateral spreading

HAYWARD BAKER
A Keller Company

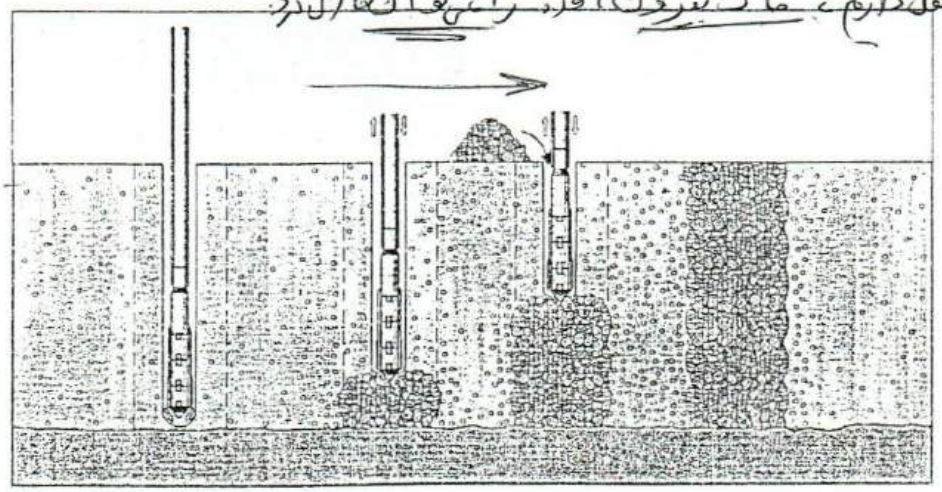
Stone Column Construction

The two primary methods of Vibro stone column construction are:

Wet, Top Feed Method (Replacement+Displacement)

In this technique, jetting water is used to remove soft material, stabilize the probe hole, and ensure that the stone backfill reaches the tip of the vibrator. This is the most commonly used and most cost-efficient of the deep vibratory methods. However, handling of the spoil generated by the process may make this method more difficult to use on confined sites or in environmentally sensitive areas.

Top-Feed Process

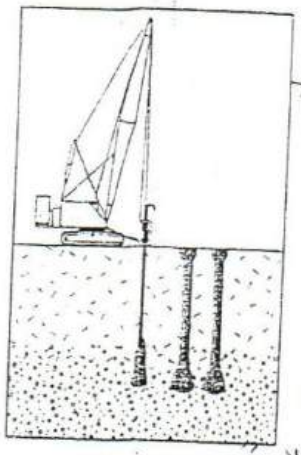


Dry, Bottom Feed Method (Displacement)

This technique uses the same vibrator probes as standard Vibro-Replacement, but with the addition of a hopper and supply tube to feed the stone backfill directly to the tip of the vibrator. Bottom feed Vibro-Replacement is a completely dry operation where the vibrator remains in the ground during the construction process. The elimination of flushing water in turn eliminates the generation of spoil, extending the range of sites that can be treated. Treatment is possible up to a depth of 80 feet and is not inhibited by the presence of groundwater.

HAYWARD BAKER
A Keller Company

به جای استفاده از شمع از بتن استفاده می‌کنیم.



با لرزاندن تا عمق زمین حفره می‌کنیم تا مصالح کند و هم متراکم کند. بعد از پایین بتن می‌ریزیم

کاربرد: بالا خاک آلی و ضعیف است و پایین خاک شل ماسه است.

خاک شل زیر را با ویبره متراکم می‌کنیم + با بتن مصلح ← توان باربری

Vibro Concrete Columns

Reinforcement Method

Vibro Concrete Columns are constructed in the ground with a bottom feed vibratory probe. The technique will densify granular soils and transfer loads through soft cohesive and organic soils.

از پمپ می‌کنیم بیشتر برای خاک‌های دانه‌ای

در مصالح دانه‌ریز و یا آلی خاک‌های چسبنده، بار را از آنها به جایی که قوی‌تر است منتقل می‌کند

Vibro Concrete Column Applications

- Reduction of foundation settlement → موقعی که می‌لرزانیم، زمین‌های سست بالا لرزیده و متراکم شده بار که روی فنداسیون ستون‌های بتنی، بار را می‌گیرد و این بار به پایین منتقل می‌کند. خاک پایین هم محکم‌تر شده و متراکم شده پس نشست را کم می‌کند هم نودرگی هم به خاطر انتقال به خاک قوی‌تر پایین
- Improvement of bearing capacity خاک ضعیف بالا بار و نوسان اجازه نمی‌دهد بار روی
- Slope stabilization → روش را زیاد کردیم
- Economical piling alternative در مقابل شمع گویی از نظر اقتصادی بهتر ها

دانه‌ای روی خاک متراکم شده است

Important Vibro Concrete Column Parameters

(عوامل مورد توجه)

- Ground type → نوع زمین
- Relative density → تراکم نسبی (D_r)
- Structural Load → میزان روش خواهد بود

Vibro Concrete Column Effectiveness

کجا بیشتر اندال را امان دارد

Best suited to transfer loads through soft and/or organic layers to an underlying granular stratum.

بهترین حالت استفاده: لایه بالایی خاک ضعیف رس نرم و یا خاک آلی با مقاومت کم داریم که بار را منتقل می‌کند به لایه پایین دانه‌ای درشت که لرزه‌ها متراکم نبوده و با لرزه متراکم می‌کنیم

Design Parameters

The analysis and design of the Vibro Concrete Column improved site is essentially the same as would be performed for any expanded base pile foundation except that the improved soil parameters are used.

تحلیل و طراحی این شمع‌های vibro concrete column مشابه شمع‌های معمولی است. تفاوت این که این جا با لرزه خاک را متراکم کردیم ولی آن جا کوبیدیم. این جا از بار اندر خاک بهبود یافته طراحی انجام می‌دیم.

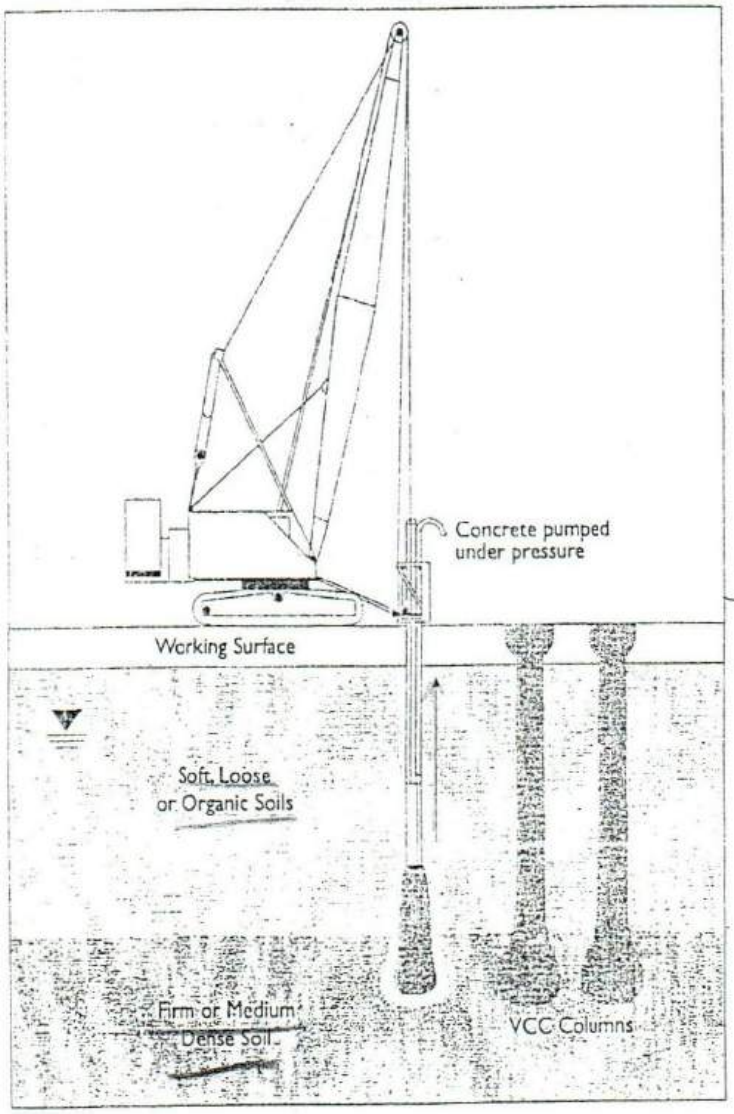
HAYWARD BAKER A Keller Company

KELLER

Vibro Concrete Column Design Steps

1. Perform site investigation	*Soil type and strength important*
2. Calculate predicted settlements	*Problem understood*
3. Establish requirements	*What settlements, bearing capacity are allowable*
4. Design Vibro Concrete Column approach	*Number of Vibro Concrete Columns required to achieve desired results. Review the need to incorporate pile cap design or develop reinforced soil load transfer system.*
5. Establish testing criteria	*Load test*

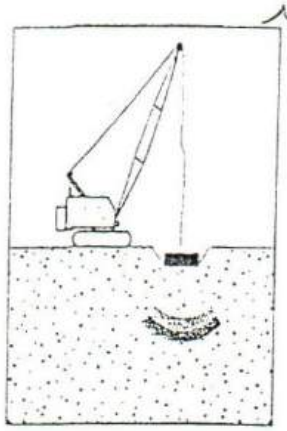
Vibro Concrete Column Process



HAYWARD BAKER
A Keller Company

KELLER

وزنه را از بالا ول می کنند و پایین میاد. وقتی به زمین می خورد هم خودش و هم موجب به عمق رفته و متراکم می کند



از مهمترین اوش ها

Densification method

Dynamic Deep Compaction

Dynamic Deep Compaction™ is the dropping of heavy weights on ground surface to densify soils at depth.

Important Terms

بار امدرها

عمق موثر

Effective Depth -- Maximum depth of ground improvement

چقدر نیاز داریم و چقدر دستگاه می تواند متراکم کند

محدوده ای را برایان متراکم می کند

Zone of Major Densification -- About upper 2/3 of effective depth

تا ۲/۳ عمق موثر بالا را متراکم می کند

Energy Level -- Energy per blow (weight times drop height)

هر دفعه که وزنه می افتد، انرژی که در زمین دارد

Energy Intensity Factor -- Involves energy level, spacing, and number of blows

DDC Applications

کجاها استفاده می شه

- Reduce foundation settlements → متراکم می شه ← فضای خالی کم میشه ← باربری ↑ می شه + فضای کمتری برای جابه جایی دارد
- Reduce seismic subsidence
  جایی که احتمال نشست زمین در اثر زلزله است ← زیرا خلل و فرج را میگیره.
- Permit construction on fills
  سد سلوبه، برای اینکه مقطع شود از نو می کنند و در دریا می اندازند بعد روی آن خاکریز ها را اجرا می کنند. حد روی دریا شدن خاکریز نمیتوان احداث کرد
- Densify garbage dumps
- Improve mine spoils → آشغالدونی ها را هم می توان متراکم کرد
- Induce settlements in collapsible soils → خاکی که سریع شکسته میشه
  موقع روی انبار سازی بجوام سازیم ممکنه نشست کند پس باید بروی آنها را ببود دهیم
  خاک های رس بنتی
  تعلق ↑ + خشک

Typical DDC Program Involves

- Weights of 10 to 30 tons
- Drop heights of 50 to 100 ft → ۱۵ to ۳۰ m
- (A) Impact grids of 7 x 7 ft to 20 x 20 ft → ۲٫۳m x ۲٫۳m ۶x۶m

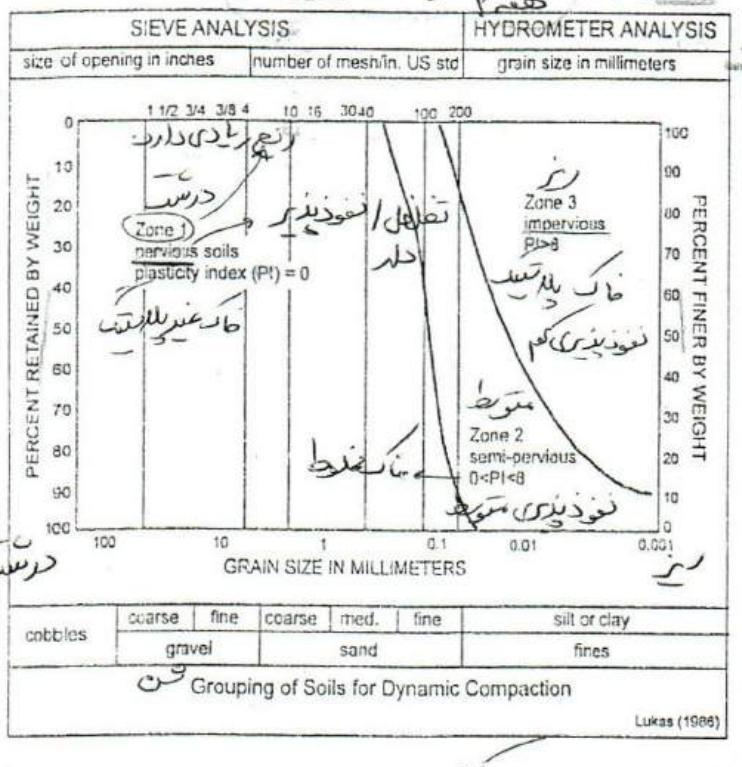
فواصلی که نسبت به هم باید داشته باشند تا اثرشان یکنواخت شود. بین ۲_۳m تا ۷_۸m فاصله دارند. زیرا اگر بیشتر شود اثر این یکنواخت عمل نکرده و اگر کمتر شود، درست عمل نمی کند

HAYWARD BAKER
A Keller Company

KELLER

Important DDC Geotechnical Parameters

- Soil conditions
- Groundwater level
- Relative density (D_r)
- Degree of saturation
- Permeability



Applied Energy Requirements

Type of Deposit	Applied Energy Normally Used	Improvement Expected
Pervious coarse grained soil -- Zone 1	20-25 txm/m³	Excellent
Semi-pervious fine grained soil -- Zone 2	25-35 txm/ m³	Moderate to Good
Zone 3	Not applicable	Not applicable
Landfills	60-110 txm/ m³	Excellent

Note: Standard Proctor energy equals 60.5 txm/ m³; 1 txm/m³ = .10255 ton-ft/ft³

HAYWARD BAKER
A Keller Company

KELLER

* در نوع زیادی از زمین‌ها می‌توان از DDC استفاده کرد

Important DDC Construction Conditions

شرایط مهم اجرای

- Minimum 100-150 ft clearance from any structure (۳۰-۵۰m) باید از ساختمان نزدیک فاصله داشته باشیم تا خاطر خوبه
- Review site for vibration sensitivity

Suitability of Deposits for Dynamic Compaction

General Soil Type	Most Likely Fill Class (نوع مصالح خاکی که پر می‌کنند)	Most Likely AASHTO Soil Type	Degree of Saturation (درجه اشباع)	Suitability for DDC (آیا مناسب DDC است؟)
Pervious deposit in the grain size range of boulders to sand with 0% passing the #200 sieve (دانه‌درشتی که مکوه سنگ گرد تا ماسه، نفوذ پذیری دارد.) Coarse portion of Zone 1* (قسمت چپ)	Building rubble (کاله) Boulders (مکوه سنگ) Broken Concrete (بتن شکسته شده)	A-1-a A-1-b A-3	High or Low	Excellent (اشباع بودن این جا مشکلی کمک!)
Pervious deposits containing not more than 35% silt (خاک نفوذپذیر که بیش از ۳۵٪ لای ندارد) Fine portion of Zone 1* (قسمت ریز Zone 1 خاک نیم نفوذپذیر خاکریز)	Decomposed Landfills (خرده‌های سنگها) (مقدار است)	A-1-6 A-2-4 A-2-5	High Low	Good (این جا آب داریم) Excellent (کمک نیست)
Semi-Pervious soil deposits, generally silty soils containing some sand but less than 25% clay with PI<8 Zone 3* (پایین راست Zone)	Clay Fill (خاک رس) Mine Spoil (سنگ‌های معدنی معدن) (دمولیت باشد)	A-6 A-7-5 A-7-6 A-2-6 (استفاده نشه)	High (۱۰۰٪) Low (کم)	Not Recommended (توصیه نمی‌شود چرا؟) (چون محلوط شن بیشتر رسه ولی قبلی نهایتاً ۳۵٪ رس بود. پس این جا اگر اشباع شود اصلاً توصیه نمی‌شه که DDC) Fair-minor improvements. Water content should be less than plastic limit (ممکنه کمی تاثیر داشته باشد) (مقدار آب باید از PL کمتر باشد تا در حالت پلاستیک نیفته)
Miscellaneous fill including paper, organic deposits, metal and wood (کاله، فلز، چوب)	Recent Municipal Landfill (خاکریز شهری)	None (زیرا خاله، چوب و... دارد)	Low (زیرا دوستی آشنا فکر می‌کنند و آب کم نشست می‌کند)	Fair-long term settlement anticipated due to decomposition. Limit use to embankments (در درازمدت این نشست میده زیرا غیره تجزیه می‌شه چرا نشست ادامه داره؟ موقعی که دمواز زده می‌شه چه خرد کردیم آب با هم این حالت تدریج نشست می‌کنند)
Highly organic deposits, peat-organic silts	None (زیرا ضعیف رشد و باعث خرد شدن مواد جایی شده ولی به تدریج نشست پایین را بیشتر می‌کند)	High Sr=100٪	Not recommended unless sufficient granular fill added and energy applied to mix granular with organic	

خاک مشکل دار آلی

خاک آلی: معمولاً مواد اورگانیک (نباتات حیوانات) فاضلاب است کانی سنگی و غیرسنگی دارد مثل لجن‌زار.

توصیه عیشه مثلاً granular fill کافی اضافه شه و باری که اعمال شده انرژی باعث تماس شدن مصالح دانه‌ای و اورگانیک می‌شه سنگین‌تر پس فرو نمی‌رود.

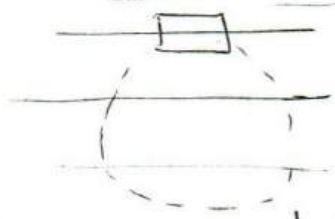
اورگانیک اگر در عمق نباشه بهتر برداشته شود.

آخر ← بهترین مصالح برای بهبود خاک آلی است.

HAYWARD BAKER
A Keller Company
KELLER

بار را اعمال می‌کنیم. یک منطقه اثر دارد. این میزان نشست می‌تواند داشته باشد

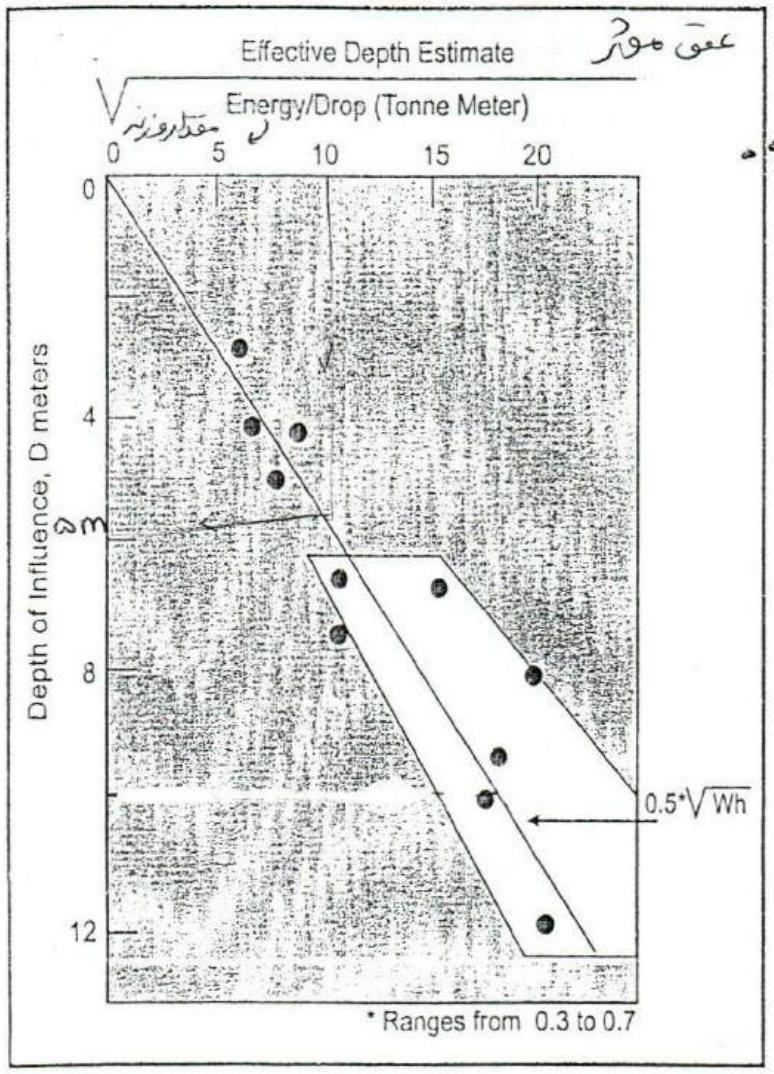
با توجه به زمین و بندر اعمال شده



DDC Design Steps مراحل طراحی

1) Perform site investigation شناخت زمین
2) Develop settlement influence diagrams
3) Develop initial DDC program برنامه اولیه DPC
4) Develop numerical performance prediction چه عملکردی می‌توان پیش‌بینی کرد. (وزنه - فواصل - ارتفاع) بار افتدها
5) Develop QA/QC plans

DDC Performance Prediction Requires



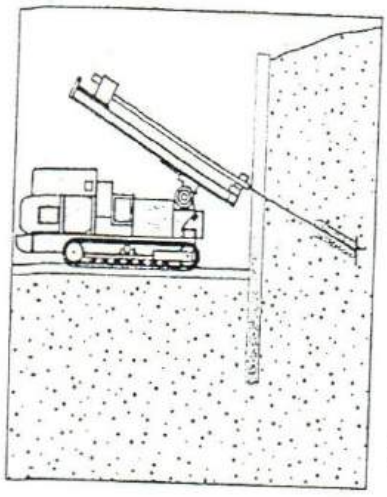
خیلی درست نیست زیرا نوع خاک را نشان داده

اثر

HAYWARD BAKER
A Keller Company

KELLER

مسلح کردن خاک / تثبیت خاک



تثبیت با روش تزریق

مهار بندی ۲ حالت کلی است. مهم نیست زمین سنگ است یا خاک و آبا

۱- فعال ۲- passive (عکس العملی)

مهار بندی خاک و سنگ

Soil and Rock Anchors

Reinforcement method

سیستم انتقال دهنده بار است که

Soil and Rock Anchors are load transfer systems consisting of ...

- Anchor in stable ground — داخل سطح گسیختگی باید طوری باشد که به زمین پایدار وصل باشد
- Long tendon — مهار مثل سیم بوکسل نه میکروپایل
- Connection to structure — یه سازه که می‌تواند دیوار باشد متصل است

دیوار نخش کننده بار زمین و میله‌ها بخش کننده بار زمین به صخره پایدار زمین اند

Soil and Rock Anchor Applications

- Lateral support of walls — نگهداری افقی دیوارها
- Resistance of hydraulic uplift — جایی که دیواره داری کردیم. فشار آب آنقدر زیاد که کف صفحه بلند شد دیوار را ل (البته یک سازه چسبیدن اجرا می‌کنیم)
- Stabilization of landslides — جلوگیری از لغزش زمین (لغزش زمین)
- Resistance to overturning — در جایی که دارد کوتاه دیوار است به جای بلند کردن پاشنه، دیوار را نگه می‌داریم

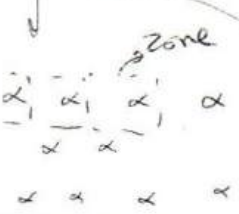
وقتی می‌خواد بلند شود مانع سیم

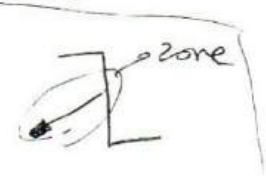
Soil and Rock Anchor Design Steps

1) Establish geotechnical conditions — اطلاعات دقیق از زمین
2) Establish loading diagram and construction sequence — دیاگرام بارهای اعمالی و بارهای نگهداری
3) Develop trial anchor capacity — مراحل اجرا (مراحل اجرا با مهار بندی هماهنگ است) با سعی و خطا (اصلاح) براساس تجربه Capacity می‌دهیم
4) Develop anchor zone design — منطقه
5) Check overall stability — حالا که anchor ها را هم آوردیم یک تحلیل طرح می‌کنیم
6) (A) Field test anchors — تست در محل

کم کم تو دیدی داریم مهاری نداریم زیرا آهرنه نمی‌توانیم جلوگیری را بگیریم.

بررسی پایداری مجموعه anchor ها و ضریب اطمینان





HAYWARD BAKER
A Keller Company

KELLER

مورد (1) عکس العملی

Typical Values for Unit Non-Pressure Grouted Rock Anchor Bond Stress

Rock Type	Bond Stress Between Ground and Rock (Kips/sf) ft^2
Hard Limestone آهک سخت	15-35
Soft Limestone	20-33
Slates and Hard Shales	15-28
Sandstone	15-35
Soft Shales	5-15

عکس العملی

Typical Values for Unit Non-Pressure Grouted Soil Anchor Bond Stress

خاک Soil Type	Standard Penetration Resistance, N (Blows/Ft.) SPT	Bond Stress Between Anchor and Soil (Kips/Sq.Ft.)
Silty Clay	3-6	0.50-1.00
Sandy Clay	3-6	0.75-1.00
Medium Clay	4-8	0.75-1.25
Firm Clay or Stiffer	Over 8	1.00-1.50
Sands و gravel	10-30	2.00-4.00

تزریق (فعال) هم

Typical Values for Unit Pressure Grouted Soil Anchor Bond Stress

درصد تراکم ماسه‌ای Sand Density	Bond Stress Between Anchor and Soil (Kips/Sq. Ft.)
Medium Dense	3.5-6.5
Dense	5.5-8.5
Very Dense	8.0-12.0

(A) ۲۵٪ ۵۰٪ ۷۵ ۱۰۰ ۱۲۵

برای این مقدار بار ظرفیت شمع تست می‌شود

هر ۱۵-۱۰ شمع یکی

ممکن است جواهل حد تزریق درست انجام نشود. سطح آب بالا بوده و دوغاب شسته شده.

مراحل ← تعداد ↑ در فواصل کمتر، تزریق با فشار دوغاب

* اصطلاحاً anchor که فشار active کشیده شده است که از قبل تنیده و کشیده نشده و روی عکس العمل هم هست.

HAYWARD BAKER
A Keller Company

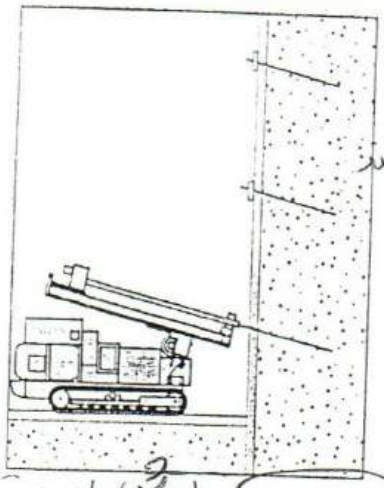
KELLER

Soil nail ← عمق ↓ و فواصل ↓

منطقه‌ای (۱-۲m) در خاک مسلح شده دیوار شده برای مانع از ریزش یک به هم اینا و زیم و یا سوراخ کردیم و یا فرو کردیم.

در anchor فواصل بیشتره (۲-۳m). این مسلح می‌کند ولی نه آنقدر که یکپارچه کند.

فواصل ↓ ← دیواره مسلح از خاک به ما میده.



Soil Nailing

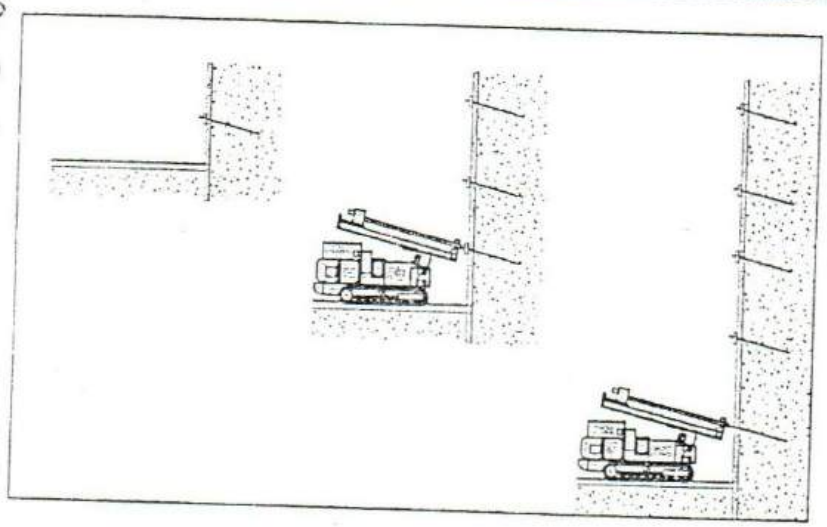
Reinforcement Method (میخ خاکی)

مسلح کردن زمین (خاک) برای پایدار سازی شیبهای کوبه‌ای و دیواره‌های حفاری با استفاده از شکلهای عضوی

Soil Nailing is an in situ technique for reinforcing, stabilizing and retaining excavations and deep cuts through the introduction of relatively small, closely spaced inclusions (usually steel bars) into a soil mass, the face of which is then locally stabilized. A zone of reinforced ground results that functions as a soil retention system.

میلگردهای کوچک و فواصل نزدیک به هم

در داخل خاک که در آن محل آن سطح خاک به صورت محلی پایدار میشه.



Applications

- Temporary and permanent excavation support/retaining walls — پایداری دیوار کوبه صورت دائم و موقت
- Stabilization of tunnel portals — پایداری تونل
- Stabilization of slopes — پایداری شیب
- Repair of retaining walls — تعمیر دیوار حائل

HAYWARD BAKER
A Keller Company

KELLER

بعضی جاها لوله بهتر عمل می‌کند ← جاهایی که تزریق هم می‌توان کرد، دور لوله را تزریق می‌کنیم. به داخل آن تزریق می‌کنیم و زمین دور آن را تحکیم می‌کند. می‌توان میلگرد هم داخل آن قرار داد و مقطع کرد. لوله جداش نازک است و تنهایی بابدی ندارد. پس از تزریق دوغاب به داخل آن میلگرد فرو می‌بریم.

Soil Nails May Consist of:

- Reinforcing Bars میل مهار
- Steel tubing لوله‌های فولادی
- Steel angles نبشی

Types of Soil Nail

- Driven nail میل‌هایی که فرو می‌کنیم در خاک
- Grouted nail تزریق
- Jet grouted nail → لوله‌ای سوراخ‌دار می‌کند و از سوراخ دوغاب می‌ریزد و تزریق می‌کند

در حالتی که می‌کوبیم، در تماس با خاک اثر پین پیدا می‌کند

Corrosion Protection (محافظت فرسایشی)

خیلی وقت‌ها زمین در خاک که آب مواد شیمیایی دارد ← خوردگی در میل مهار

Corrosion protection is necessary for long-term temporary and/or permanent works

جایی که هر زمان خیر می‌کنیم و میل مهار می‌ذاریم کافی بود

- Epoxy Coatings مواد شیمیایی
- Polyethylene Sheathing → جداره نازک پلاستیکی روش می‌ذاریم
- Cathodic Protection → میل مهارها چون آب زیاد با جریان ضعیف برق باهاشان می‌کنیم که آب دوباره هم روش می‌ذاریم مقاومت در برابر خوردگی داریم

میل مهارها چون آب زیاد با جریان ضعیف برق باهاشان می‌کنیم که آب و شیمیایی بدهند خوردگی رخ دهد پس بزند مقاومت می‌کند که یون‌های آب با مواد آهنی واکنش

Types of Facing

The type of facing depends on application and soil type. Current facings include:

- Shotcrete, generally reinforced with either بتن پاشی
  - Welded wire mesh شبکه میلگرد با قطر 6mm که شبکه 15×15 که ورق است
  - Rebar میل مهار ← nailing که در دیوار می‌ذاریم، مش مانع لغزش دیوار می‌شود و بارش را به nail‌ها می‌دهد.
  - Steel or polyester fibers → مش‌ها را با میلگرد یا با دوا می‌توان به هم وصل کرد به جای اینکه shotcrete را خالی انجام دهیم در آن مش می‌بندیم و shotcrete مقطع است ولی با مش کلاً بهتر جواب می‌دهد
- Prefabricated concrete or steel panels ورق‌های فولادی یا بتنی که می‌توان آنها را جا گذاشت استفاده از دوغاب نمی‌شود

خیر - بتن پاشی - مش بندی - نصب میل مهار - shotcrete

اگر مقاومت زیاد شود مش و shotcrete مهم نمی‌شوند.

کیفیتش خوب نیست و میلگرد هوازده شود.

HAYWARD BAKER
A Keller Company

KELLER

در رس، دیوار پایدار می‌تواند بماند در حال ولی در ماسه‌ای سریع ممکنه بریزه
پس مطمئن تو در ایشتر می‌گیریم زیرا وقتی، میلرد صفحه‌ایم بزاریم، خاک سرعتی، زیری را اصل
دهد جبران

Suitable Application Media در بازه زیادی از مصالح قابل استفاده است

Soil nailing is possible in a wide range of materials including:

- Clays به خصوص در رس ها، با مرور کردن می‌توان پیچ جواب گرفت رس
- Sandy soils خاک ماسه‌ای ممکنه بعضی مواقع بریزه زیرا مکانیزم نشف پیدا کرده
- Weathered rock; tallus slope deposits این صورت خطاری جواب بدهد شیب هوازده
- Heterogeneous and stratified soils خاک ناهمگن لایه بندی شده

Soil nailing is not practical in (کجا به درد نمیخوره)

- Soft, plastic clays High plastic خاک رس ضعیف
- Organics/Peat خاک آلی رالعن
- Loose (N<10), low density and/or saturated soils خاک شل با N<10 (بسیار شل، اشباع)
- Fills (rubble, cinder, ash, etc.) جایی که تخاله ریختیم و رو کردیم آن جا را

Geotechnical Parameters/Design Considerations

- Mechanical properties of soil مشخصات مکانیک خاک
  - Soil type(s) and density نوع خاک و دانسیته
  - Moisture content مقدار آب
  - Soil stratification لایه بندی خاک زیرا ممکنه مایل شود و از بین بنشه خاک رد شود
- Groundwater condition, seasonal changes and hydrology وضعیت سطح آب زیر

Drainage با زهکشی از اشباع شدن خاک جلوگیری می‌کنیم که بهتر برای ما است : در ارتباط است با

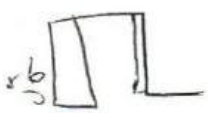
Drainage systems are incorporated into the nailed wall, reducing liquid pressure and preventing saturation of the reinforced ground. Drainage systems include:

دسترسی آب به فولاد را کم می‌کند ← مردی ط

- ص ۶۸ Geotextile facing
- ص ۶۸ Drilled in place relief wells
- Slotted plastic collection piping لوله حفره دار

Surface drainage control above and behind the retaining wall is also critical to the system.

ممکنه از سطح زمین این ها را زهکشی کنیم. چند چاه در اطراف تو دیزنیم و آب را پایین بیاریم. پس بار آب کمتر میشه.



HAYWARD BAKER
A Keller Company

KELLER

Design Steps

1) Perform geotechnical site investigation — اطلاعات کامل ژئوتکنیکی
2) Evaluate excavation/nailed wall geometry — ارزیابی دیواره و هندسه دیواره
3) Check wall stability - internal/external (بیرونی داخلی) — کنترل پایداری
4) Incorporate drainage control system with nail wall design — خیلی وقت‌ها آب برای ما مشکل زاست ولی بعضی جاها یه چیز دلیل لازمه آب را پایین بیریم و اطراف چاه بزنیم در فواصل مشخص آب را پایین می‌برد و nail ما در زمان اجرا با آب بعضی مواجه است
5) Finalize nailing layout and work sequence — آرایش nailها را مشخص کنیم در فواصل طولی و عمقی (مثلاً 1m عقب کرده و نصب می‌کنیم ما) — مراحل اجرا nail

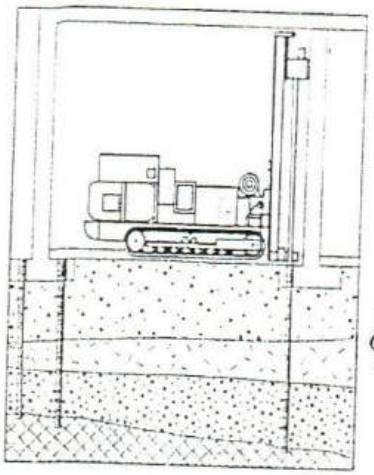
Quality Control

- Nailing installation sequence
  - Verification testing - pull test to verify design strengths — خیلی جاها نصب کردیم و در ۱۵٪، ۲۰٪ این‌ها را از سر ما تا مثلاً می‌کشیم.
  - Progressive monitoring for design performance
- Conventional movement monitoring — خیلی جاها در بدنه دیوار، ابزارهای مختلف می‌ذاریم که جابه‌جایی دیوار را به ما نشان می‌دهد. بیشتر در افقی است این. — (۴) استفاده شده در nail و در anchor است
  - Inclinometers — انحراف‌سنج
  - Optical survey of fixed targets — اندازه‌گیری جابه‌جایی در هر جهت نقاط
- Shotcrete
  - Thickness — ضخامت — هم در سرتاسر shotcrete کردن
  - Strength — مقاومت — هم پیزومتر نمونه می‌گیریم

nail‌ها را که می‌زنیم، بین طولی که مبلاً بیرون بوده و الان بیرون نیست ضخامت shotcrete

HAYWARD BAKER
A Keller Company

KELLER



Reinforcement

نوعی مسلح کردن زمین — بار را تحمل کند — زمین تکان نخورد

Minipiles

برای نشست یا افزایش ظرفیت باربری زمین

۵cm-۲۵cm

Minipiles are high capacity (up to 300 tons design load), typically small diameter (2" to 10") piles that are used in almost any type of ground to transfer structural load to competent bearing strata. Minipiles are easily installed in restricted access and limited headroom situations.

برای جایی که جایی ترک بستر یا زمین قوی داریم. مثلاً ممکن است زیر زمین نشست کند. جای لازم نیست. در این حالت، minipile هدف می‌شود و خاک زیر آن تثبیت می‌شود

Important Terms

minipile ها به هم و به خاک چطوری متصل شوند

Structural Connections: The various connection details that attach minipiles to structures.

مکانیزم انتقال بار از سازه به خاک و سنگ

Soil/Rock Load Transfer Mechanism: The various means by which the load is transferred from the pile shaft to the soil or rock bearing strata.

میزان بار طراحی — شمع چقدر بار می‌تواند تحمل کند

Design Load: The working load of the pile. Test piles are usually tested to two times the static design load.

حداقل ضریب اطمینان ۲ یعنی تا ۲ برابر باری که تحمل قرار است بکند باید آزمایش شود.

Types of Minipiles

- Driven — جایی که زمین نرم — کوبشی افزودن لنگر
- Compaction Grouted
- Jet Grouted
- Post Grouted
- Pressure Grouted
- Drilled, End Bearing

HAYWARD BAKER
A Keller Company

KELLER

Minipile Design Steps

1) Geotechnical study
2) Determine load to be supported
3) Design pile-to-structure connection
4) Design pile-to-soil or rock load transfer
5) Develop a pile testing program

Typical Minipile Program Involves

مراحل اجرا

- Drilling holes, 2" to 12" diameter
- The construction of a pile shaft consisting of structural steel pipes, grout, steel sections and/or placement of reinforcing steel, as required by design
- The filling of the hole with high strength cement grout

Minipile Quality Control

Test selected piles to two times the static design load using standard ASTMD113 pile load test criteria.

متنوع ترین و مطمئن ترین از روش اصلاح / بهبود زمین است

تزریق

General Grouting

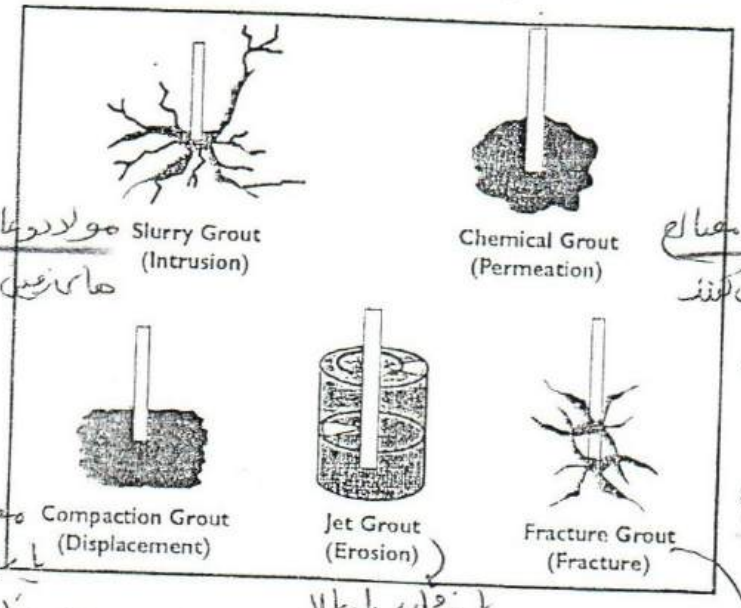
با مصالح فولادی، زمین را اصلاح کردیم
یا الان. این جا تزریق می کنیم

Grouting is the injection of pumpable materials into a soil or rock formation to change the physical characteristics of the formation.

Mechanical → مقاومت برشی

به خلل و فرج و آب بندی، مقاومت

Types of Grouting



مولد دوغاب سیمان و ترک های زمین را پر می کند در شکاف ها

جایی که آب زیاد، مصالح شیمیایی استفاده می کنند

حتی: این مصالح منبسط شونده هستند و در زمین میرن جایی که آب زیاد منبسط شده و جلوی درزها را میگیرن → این برای آب بندی عالی و کاربرد برای بادبری بدترین حالته زیرا یوکه!

مصالح دوغاب سیمان یا شیمیایی ایوکسی رها قند را میگیرد.

با فشار بسیار بالا

با فشار بالا خاک را در عمق زمین می شوید

در شکاف هست

جایی که زمین سست و شیمیایی است

خیلی جاها، پرشدگی رس دارد و متنفخ. با فشار بالا می شویم پس ترک را بیشتر باز می کنیم

و با لای کند و با مصالح بهتر جایگزین می کنند

بعضاً آب و هوا است.

به جای مصالح ریزدانه، مصالح خوب سیمانی قاطی می کنیم، بعد یکباره با دوغاب سیمان تزریق می کنیم.

Grouting Selection Considerations

- Site specific requirement
- Soil type
- Soil groutability
- Porosity

HAYWARD BAKER
A Keller Company

KELLER

امتحان

امتحان

(سیمانی کردن)

Grouting Can Prevent...

- Collapse of granular soils → مصالح را به هم جوش داده ← مانع میشیم
- Settlement under adjacent foundations → جاهایی که نشست میکند با تزریق زیر آن مانع میشیم
- Groundwater movement مانع جریان آب
- Utilities damage → بعضی جاها نشست ها باعث شکستن لوله میشه که وقتی مانع نشست میشیم این نمیشه
- Daylighting → نشت و تراوش مانع ایجاد مطلوح نسیمی

Grouting Can Provide...

- Increased soil strength and rigidity
- Reduced ground movement کاهش جابه جایی زمین
- Groundwater control کنترل آب زیرزمینی
- Predictable degree of improvement بهبود سازی

Grouting Is Accomplished by...

- Driven or drilled grout pipe installation با حفر می کنیم یا فرو می کنیم لوله ها را
- Cased or uncased drilling and installation of SPGP لوله های تزریق
- Rock drilling and packer installation در سنگ غیر توان فرو کردن حفر می کنیم و محصور می کنیم مرد و پکر تزریق کنیم

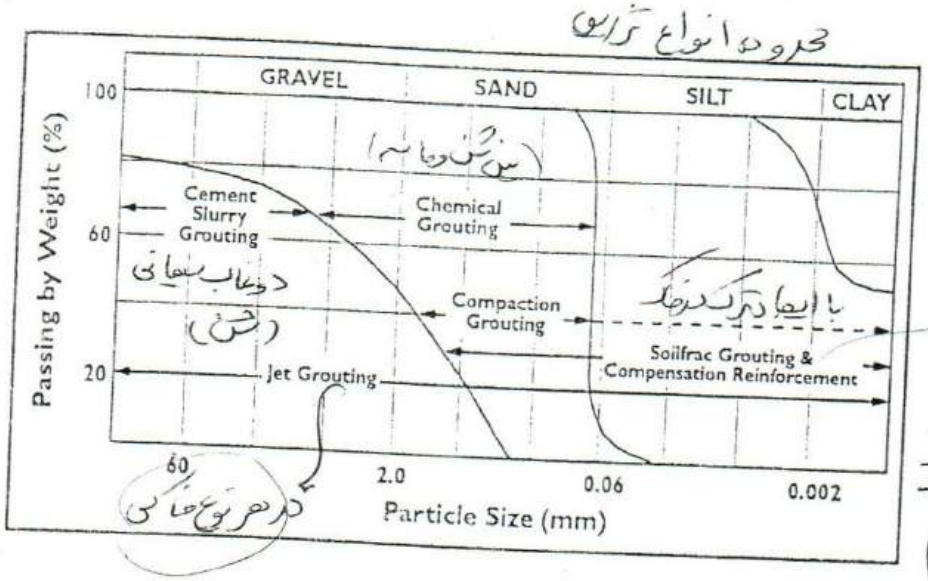
Grouting Design Steps

1. Identify underground construction problem — *Ground Modification needed?* نیاز به اصلاح زمین؟
2. Establish objectives of grouting program هدف از برنامه تزریق — *Problem understood?*
3. Perform special geotechnical study — *Soil mass groutable?*
4. Develop initial grouting program برنامه اولیه تزریق — *Special expertise needed?* متخصص نیاز؟
5. Develop performance prediction پیش بینی عملکرد — *Performance acceptable*
6. Compare with other solutions مقایسه با بقیه راه حل ها — *Grouting best solution?*
7. Refine design and prepare specifications

HAYWARD BAKER
A Keller Company

KELLER

محدوده انواع تزریق



درصد وزنی

با استفاده با فشار زیاد در خاک ترک ایجاد کرده و درش مصالح با مقاومت بالا می‌زنیم

در هر نوع خاکی

Three Keys to Grouting Control — ۳ کلید برای کنترل grout

- Grout hole location and geometry
- Injection rates and pressures
- Grout properties: liquid, transition, set

نسبت آب به سیمان - مواد افزودنی

زیرا تزریق می‌خواهیم کنیم و آب هم داریم

← سیمان زیاد کنیم خوب بزنیم - اگر

با بزنیم می‌تواند نفوذ کند

اگر کم بزنیم سخت می‌شود

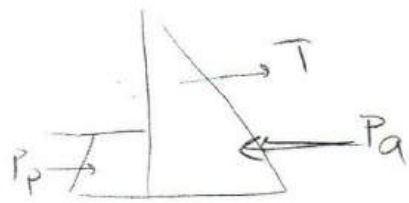
پرند و جای کلیه را باز کنیم محل و هندسه سوراخ / کانه تزریق

جای محدود را باز کنیم ← فشار و میزان دوغاب

فشار ↑ شود ← ترک بخورد و جای دوم تری برود

دوغاب رقیق ← با آب شسته می‌شود

غلیظ ← نمی‌تواند نفوذ کند



$$\frac{P_p + T}{P_a} = SF$$

HAYWARD BAKER
A Keller Company

KELLER

۹۵/۱۲/۲۳

هو

جلسه اول حل تمرین مهندسی

آزمایش SPT : وزن چکش = 63.5 kg (۱۴۰ lb) ارتفاع سقوط 75 cm (۳۰ in)

15 cm ≃ 6 in

$N_1 = 15\,cm$ تعداد ضربات لازم برای نفوذ نمونه گیر به اندازه

$N_2 = 15-30\,cm$ " " " " "

$N_3 = 30-45\,cm$ " " " " "

$N = N_2 + N_3$ خام

خاک دانه ای با $D_r = 30$ ↓ $\phi = 35$

خاک رس معادی عکس یا نه کم عمق کم ← $\gamma = 17-18$

شن ماسه متراکم با $D_r = 70$ ← $\gamma = 21$

$E_r = 70$

$$\boxed{70N_{70} = 60N_{60}}$$

$$\boxed{N' = \underbrace{C_E C_L C_B C_S C_N}_{\text{ضرایب اصلاح}} \cdot N}$$

N' ← عدد نفوذ استاندارد ، N → عدد نفوذ خام

اصلاح اول : اصلاح میزان انرژی (C_E)

- طبق استاندارد مقدار انرژی مورد نیاز برای آزمایش :

$$E_{in} = mgh$$
$$= 63.5 \times 9.81 \times 0.75 = 474.5\ j$$

- اگر در اثر اتلاف در عمل انرژی وارد کمتر از مقدار انرژی استاندارد باشد

$$E_r = \frac{E_{act}}{E_{in}} \times 100$$

E_{act} → انرژی واقعی آزمایش

E_{in} → انرژی استاندارد آزمایش

E_r : نسبت انرژی موجود

اصلاح دوم : اصلاح طول میله ی حفاری (C_L)

- طول میله ی حفاری 10m بعنوان مبنا در نظر گرفته می شود. اگر طول میله ی حفاری از 10m کمتر باشد ، یک ضریب کاهشی به آن اعمال می شود.

نکته : اگر طول میله ی حفاری از 10m کمتر باشد امواج ناشی از ضربه ی چکش باعث تراکم خاک می شود و سبب افزایش کاذب عدد SPT می گردد. از طرفی با کاهش طول میله امواج ضربه به صورت رفت و برگشتی در میله تداخل کرده و انرژی کمتری به خاک می رسد که سبب افزایش کاذب N_{SPT} می گردد.

طول میله	≥10	6–10	4–6	3–4
CL :	1	0.95	0.85	0.75

اصلاح سوم : اصلاح قطر گمانه (C_B)

با افزایش قطر گمانه حفاری نسبت به حالت استاندارد تنش محصورکننده خاک اطراف گمانه کاهش می یابد و نمونه گیر با تعداد ضربات کمتری نفوذ می کند.

قطر گمانه (mm) :	60-120	150	200
C_B :	1	1.05	1.15

اصلاح چهارم : اصلاح نمونه گیر (C_S)

اگر نمونه گیر بدون غلاف استفاده شود نیازی به اصلاح نیست، اما اگر نمونه گیر با غلاف استفاده شود وجود اصطکاک ناشی از غلاف تعداد ضربات SPT را افزایش می دهد.

نمونه گیر :	استاندارد (بدون غلاف)	غلاف دار در رس و ماسه متراکم	غلاف دار در ماسه سست
C_S :	1	0.8	0.9

اصلاح پنجم : اصلاح اثر سربار (C_N)

در خاک عدد N تابعی از فشار سربار موجود خاک در ته گمانه است. مقدار تنش قائم مؤثر برای عدد نفوذ استاندارد معادل 95.6 kpa (حدود 100 kpa) است. درصورتیکه سربار موجود در ته گمانه کمتر یا بیشتر از 95.6 kpa باشد. عدد نفوذ خام باید اصلاح گردد.

$$C_N = 9.78\sqrt{\frac{1}{\sigma'}}$$

$\sigma' \longrightarrow$ تنش مؤثر در ته گمانه (kpa)

$\sqrt{95.6}$

مثال) تعداد ضربات برای ۳ مرحله ی SPT به ترتیب 12 ، 16 ، 20 است. مقدار N_{SPT} برای گمانه ای به قطر 200 mm چقدر است؟

$N_{SPT} = N \times C_B \qquad N = 20+16 = 36 \qquad C_B = 1.15$

$N' = 36 \times 1.15 \simeq 41$

آزمایش بارگذاری صفحه (PLT) : ← فقط پی سطحی

نتایج آزمایش :

۱- محاسبه‌ی ظرفیت باربری پی سطحی :

Foundation

خاک چسبنده : $(q_u)_F = (q_u)_p$ → plate

خاک دانه‌ای : $(q_u)_F = (q_u)_p \times \frac{B_F}{B_p}$

B_F → عرض پی ، B_p → عرض صفحه

۲- محاسبه‌ی نشست :

$$S_p = \frac{q_p}{K_s} \quad , \quad S_F = \frac{q_F}{K_F}$$

q_p → تنش ، S_p → نشست صفحه ، K_s → ضریب عکس العمل صفحه

q_F → تنش ، S_F → نشست پی ، K_F → ضریب عکس العمل پی واقعی

خاک چسبنده : $K_F = K_s \left(\frac{B_p}{B_F}\right)$

خاک ماسه‌ای : $K_F = \left(\frac{B_F + B_p}{2B_F}\right)^2 K_s$

آزمایش نفوذ مخروط (CPT) : $10cm^2$

- در این آزمایش یک مخروط با سرعت یکنواخت 2 cm/s به داخل خاک رانده می‌شود و مقاومت نوک مخروط (q_c) و مقاومت اصطکاکی مخروط (جداره غلاف با خاک اطراف) (q_s) اندازه‌گیری می‌شود. این امکان وجود دارد که مقدار q_c و q_s به طور پیوسته در عمق خاک اندازه‌گیری می‌شود. برخی مخروط‌ها فشار آب حفره‌ای را نیز اندازه‌گیری می‌کنند.

$$R_f = \frac{f_s}{q_t} \leftarrow C_u = \frac{q_c - \sigma_v}{N_k} \leftarrow N_k = 19 - \frac{(PI - 10)}{5}$$

$q_s = f_s$: مقاومت برشی زهکشی شده ، f_s : اصطکاک جداره ، q_t : نسبت اصطکاک ، q_c : مقاومت نوک ، σ_v : فشار قائم

Bowels ۱۲۷ ص

$PI = LL - PL$

نمودار رابطه در کتاب Bowels ص 3

$\sigma_v = \gamma z$ جایی که q_c اندازه‌گیری می‌شود.

N_k = ضریب مخروط ($N_k \sim 15 \div 75$)

مثال) با توجه به نتایج بدست آمده از آزمایش CPT در عمق 8 متری مقدار مقاومت برشی در این عمق را تعیین کنید. اگر مقاومت برشی زهکشی نشده در آزمایشگاه 115 kpa بدست آمده باشد، مقدار بدست آمده برای C_u را از آزمایش CPT با نتایج آزمایشگاهی مقایسه کرده و درصد خطا را بدست آورید. $(f_s = 180 \frac{kN}{m^2}, q_c = 2500 \frac{kN}{m^2})$ $(PI = 20, \gamma = 20\ kN/m^3)$

$$\sigma_v = \gamma h = 20 \times 8 = 160\ kN/m^2 \qquad N_k = 19 - \left(\frac{\overset{20}{PI} - 10}{5}\right) = 17$$

$$C_u = \frac{q_c - \sigma_v}{N_k} = \frac{2500 - 160}{17} = 137.65\ kpa$$

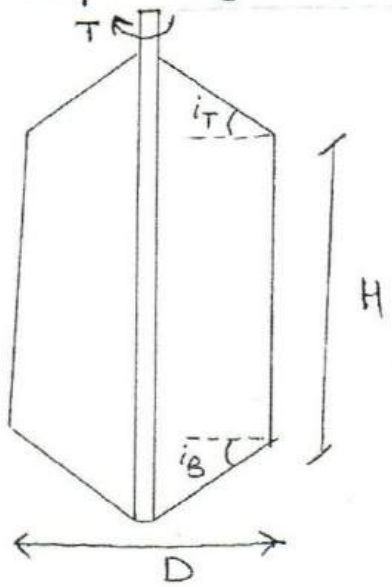
$$\text{درصد خطا} = \frac{115 - \overset{\text{از CPT}}{137.65}}{\underset{\text{آزمایشگاه}}{115}} = 0.197 = 19.7\%$$

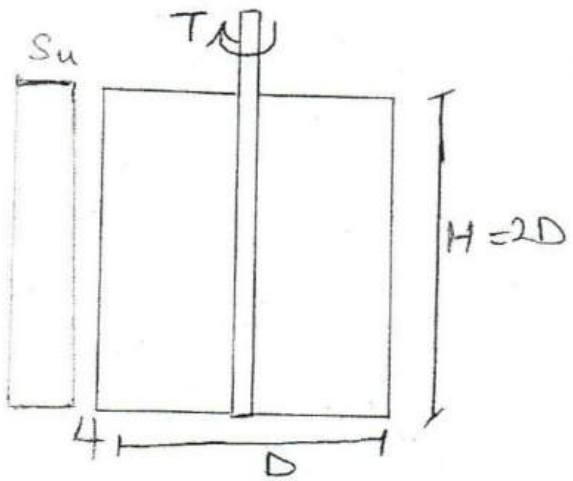
$$R_f = \frac{f_s}{q_t = q_c} = \frac{180}{2500} \times 100 = 7.2\%$$

Friction Ratio

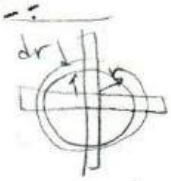
با توجه به نمودارهای مراجع مختلف (Bowels ص ۲۲۵) می‌توان نوع خاک را از روی R_f تشخیص داد. (clay)

مثال) اگر برای دستگاه برش پره ساده (با پره‌های مستطیلی)، در لحظه گسیختگی، روی کل محیط استوانه مقاومت برشی زهکشی نشده بسیج شده باشد. رابطه‌ای برای S_u بدست آورید. (از قطر میله دستگاه صرف نظر کنید.) سپس برای دستگاه برش پره با شکل کلی زیر با فرض تنش برشی خطی مثلثی روی لبه‌های فوقانی و تحتانی، نشان دهید رابطه‌ی مقاومت برشی زهکشی نشده به صورت زیر خواهد بود. (مجدداً از قطر میله صرفنظر کنید). سپس برای حالت $i_T = i_B = 45°$ رابطه را ساده کنید. (این نوع دستگاه برش پره نیلکوک گفته می‌شود.)





پاسخ: به صورت کلی برای حالت اول لنگر پیچشی شامل لنگر ناشی از تنش برشی بالا و پایین پره و تنش برشی محیط پره‌ها است.



$$T = T_1 + T_2$$

$$T_1 = S_u \times \pi d \times \overbrace{d/2}^{\text{بازو}} \times h$$

$$T_2 = 2 S_u \times \int_0^{d/2} \underbrace{2\pi r}_{\text{محیط}} \cdot \overbrace{r}^{\text{فاصله}} \cdot dr = 4\pi S_u \frac{r^3}{3}\Big]_0^{d/2} = \frac{\pi S_u \cdot d^3}{6}$$

بالا و پایین

$$T_{کل} = \frac{\pi d^2 h \cdot S_u}{2} + \frac{\pi d^3 \cdot S_u}{6} = S_u \times \pi D^2 \left[\frac{D}{6} + \frac{H}{2}\right]$$

$$\rightarrow \boxed{S_u = \frac{T_{max}}{\pi D^2 \left[D/6 + \frac{H}{2}\right]} = \frac{2 T_{max}}{\pi D^3 \left(\frac{H}{D} \times \frac{1}{3}\right)}}$$

– برای حالت بعدی که لبه‌ی بالایی و پایینی پره‌ها دارای زاویه‌ی i_T و i_B است داریم:

$$T = T_1 + T_2 \qquad T_1 = S_u \times \pi d \times \frac{d}{2} \times H$$

$$T_2 = S_u \times \int_0^{d/2} 2\pi \frac{r}{\cos i_T} \cdot r dr + S_u \int 2\pi \frac{r}{\cos i_B} \cdot r dr$$

$$= S_u \cdot 2\pi \times \left[\frac{1}{\cos i_T} + \frac{1}{\cos i_B}\right] \cdot \frac{r^3}{3}\Big]_0^{d/2}$$

$$= \frac{S_u \cdot \pi d^3}{12} \cdot \left[\frac{1}{\cos i_T} + \frac{1}{\cos i_B}\right] = \frac{S_u \cdot \pi D^2}{12} \left[\frac{D}{\cos i_T} + \frac{D}{\cos i_B}\right]$$

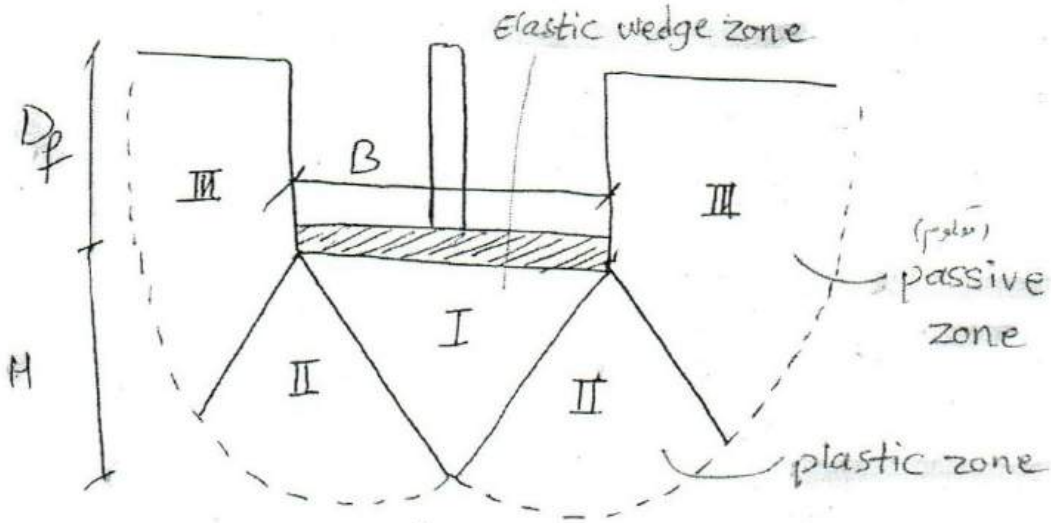
$$T = T_1 + T_2 = S_u \cdot \frac{\pi D^2 H}{2} + \frac{S_u \pi D^2}{12} \left[\frac{D}{\cos i_T} + \frac{D}{\cos i_B}\right]$$

$$S_u = \frac{12T}{\pi D^2 \left[\frac{D}{\cos i_T} + \frac{D}{\cos i_B} + 6H\right]} \xrightarrow{i_B = i_T = 45^\circ} S_u = \frac{12T}{\pi D^2 \left[2\sqrt{2} D + 6H\right]}$$

جلسه دوم حل تمرین مهندسی پی ۹۶/۱/۲۱ " هو "

۱- رابطه ظرفیت باربری ترزاقی

$$q_u = \underbrace{cN_cS_c}_{\text{ترم چسبندگی}} + \underbrace{qN_qS_q}_{\text{ترم عمق}} + \underbrace{0.5B\gamma N_\gamma S_\gamma}_{\text{ترم عرض}}$$



(*) اگر پی در سطح زمین باشد $q=0$ - اگر خاک دانه‌ای باشد $c=0$

- S_c و S_q و S_γ ضرایب اصلاح

پی نواری $\rightarrow S_c = S_q = S_\gamma = 1$

پی مربعی $\rightarrow S_c = 1.3 \quad S_q = 1 \quad S_\gamma = 0.8$

پی دایره‌ای $\rightarrow S_c = 1.3 \quad S_q = 1 \quad S_\gamma = 0.6$

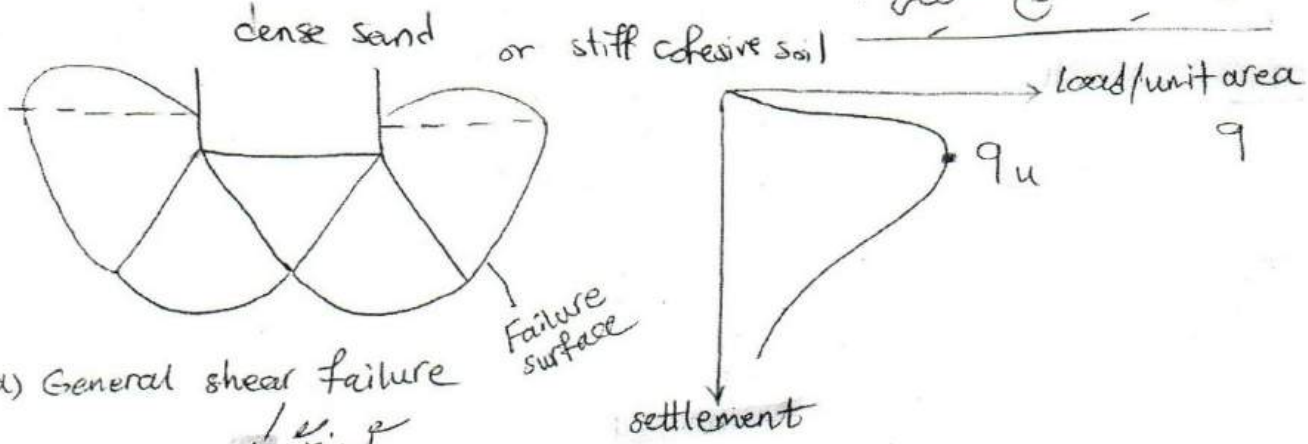
برای پی‌هایی که دچار گسیختگی موضعی می‌گردند ترزاقی رابطه‌ی خود را به صورت زیر اصلاح کرد:

پی نواری $q_u = \frac{2}{3}c'N'_c + qN'_q + 0.5B\gamma N'_\gamma$ $\boxed{\text{جدول 3.2 das}}$ N'_c و N'_q و N'_γ

پی مربعی $q_u = 0.867\,c'N'_c + qN'_q + 0.4\gamma BN'_\gamma$

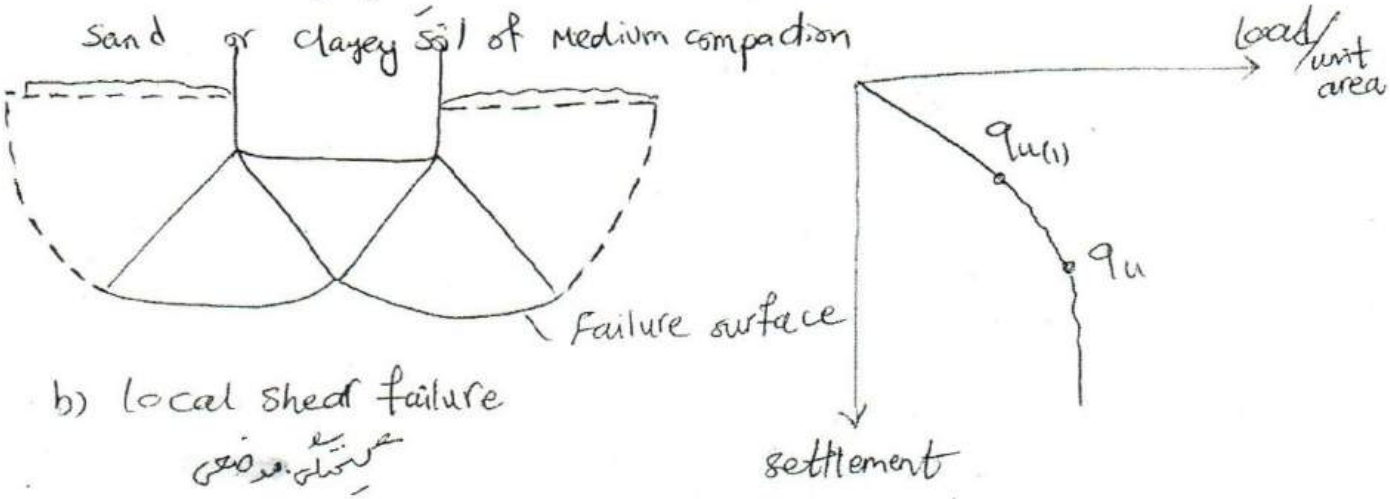
پی دایره‌ای $q_u = 0.867\,c'N'_c + qN'_q + 0.3\gamma BN'_\gamma$

نحوه تشخیص انواع گسیختگی :



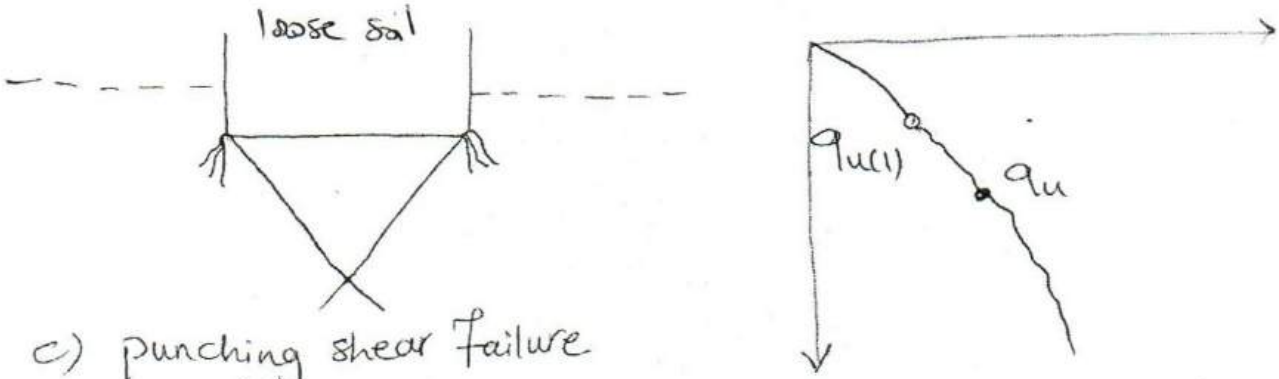
a) General shear failure

گسیختگی کلی



b) local shear failure

گسیختگی موضعی



c) punching shear failure

گسیختگی پانچ شدگی

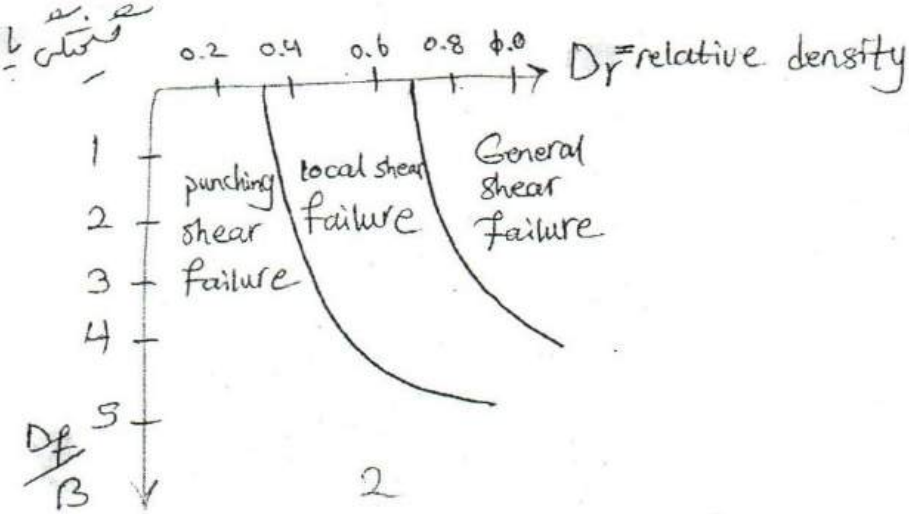
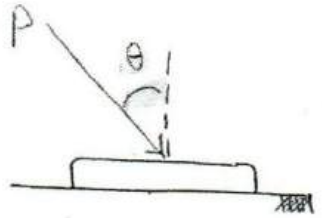


Fig 3.3

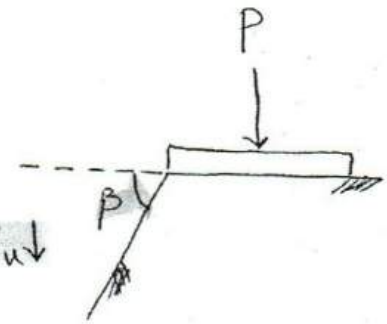
۲- رابطه ظرفیت باربری هانسن (ناویک)

ضریب شکل — ضریب اصلاح عمق — ضریب تغییر بار — ضریب تغییر زمین — شیب کف پی

$$q_u = cN_c(S_c d_c i_c g_c b_c) + qN_q(S_q d_q i_q g_q b_q) + 0.5B\gamma N_\gamma(S_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma)$$

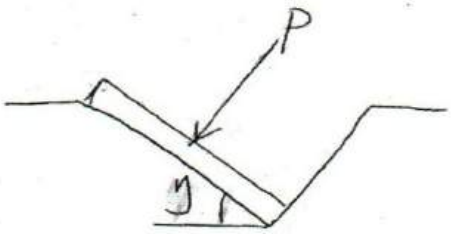


$\theta\uparrow \rightarrow (i_c, i_q, i_\gamma)\downarrow \rightarrow q_u\downarrow$



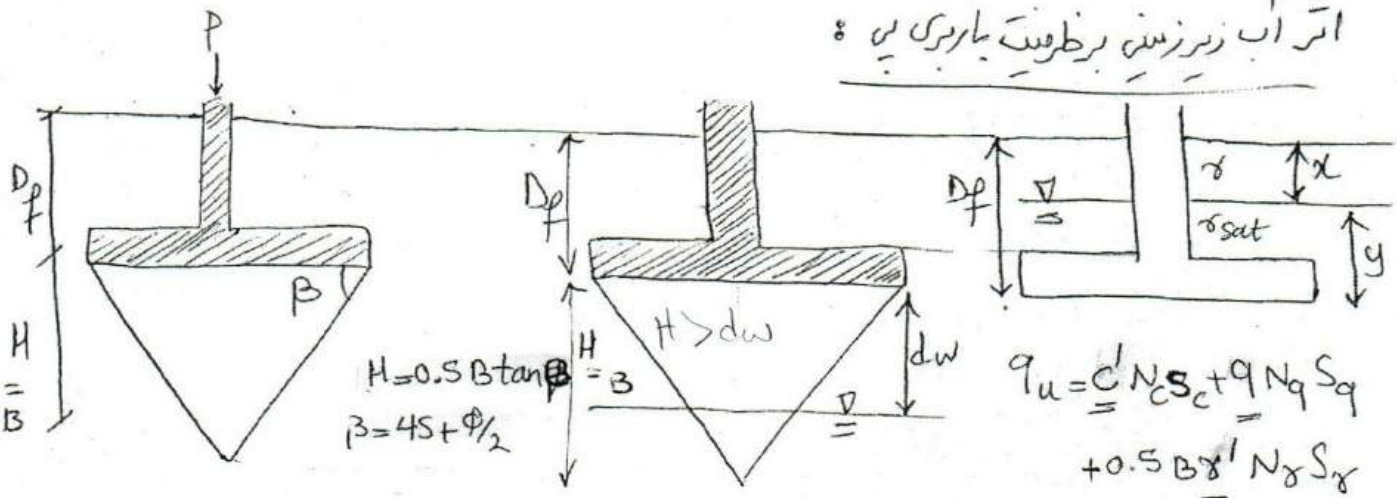
$\beta\uparrow \rightarrow (g_c, g_q, g_\gamma)\downarrow \rightarrow q_u\downarrow$

$\eta\uparrow \rightarrow (b_c, b_q, b_\gamma)\downarrow \rightarrow q_u\downarrow$



$\phi = 0 \quad N_c = 5.14 \quad N_q = 1 \quad N_\gamma = 0$

اثر آب زیرزمینی بر ظرفیت باربری پی :



$$q_u = c' N_c S_c + q N_q S_q + 0.5 B \gamma' N_\gamma S_\gamma$$

$$q_u = cN_c S_c + qN_q S_q + 0.5 B \gamma_e N_\gamma S_\gamma$$

از تأثیرات آب زیرزمینی صرف نظر می‌شود

$$\boxed{\gamma_e = \gamma' + \frac{d_w}{H=B}(\gamma - \gamma')}$$

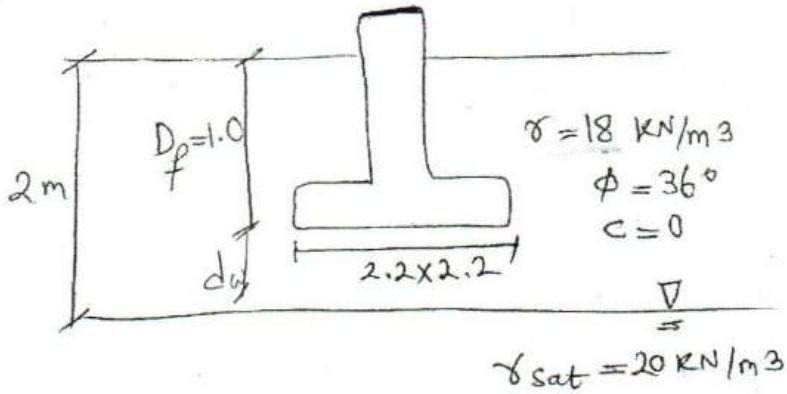
وزن مخصوص مؤثر

$$q = x\gamma + y\gamma'$$

$$d_w = 0 \rightarrow \gamma_e = \gamma'$$

$$\boxed{\gamma_e = (2H - d_w)\frac{d_w}{H^2}\cdot\gamma_{wet} + \frac{\gamma'}{H^2}(H - d_w)^2}$$

مثال) برای پی زیر در صورتی که ضریب اطمینان ۳ باشد، ظرفیت باربری مجاز پی را پیدا کنید. از روش هانسن استفاده نمایید.



$$H = \frac{B}{2}\tan(45+\phi/2) = \frac{2.2}{2}\tan(45+\frac{36}{2}) = 2.15$$

$$H = 2.15 > 2.0 - 1.0 = 1.0\ m = d$$

بنابراین آب در میزان ظرفیت باربری نقش دارد.

$$\gamma_e = (2H - d_w)\frac{d_w}{H^2}\cdot\gamma_{wet} + \frac{\gamma'}{H^2}(H-d_w)^2$$

$$\gamma_e = (2\times 2.15 - 1.0)\frac{1}{2.15^2}\times 18 + \frac{\overset{\gamma_{sat}}{20} - \overset{\gamma_w}{9.81}}{(2.15)^2}(2.15-1.0)^2 = 15.77$$

$$\begin{cases} N_q = e^{\pi\tan 36°}\cdot\tan^2(45+\frac{36}{2}) = 37 \\ N_c = \text{نیازی به محاسبه آن نیست} \quad \text{چون } c = 0 \\ N_\gamma = 1.5(N_q - 1)\tan\phi = 1.5(37-1)\tan 36° = 39 \end{cases}$$

$$\begin{cases} S_c = \text{نیازی به محاسبه آن نیست} \\ S_q = 1 + \frac{B}{L}\sin\phi = 1 + \frac{2.2}{2.2}\sin 36° = 1.59 \\ S_\gamma = 1 - 0.4\frac{B}{L} = 1 - 0.4\left(\frac{2.2}{2.2}\right) = 0.6 \end{cases}$$

$$\begin{cases} d_c = \text{لازم نیست.} \\ d_q = 1 + 2\tan\phi\cdot(1-\sin\phi)^2\cdot\frac{D}{B} = 1 + 2\cdot\tan 36°(1-\sin 36°)\frac{1}{2.2} = 1.1 \\ i = g = b = 1 \end{cases}$$

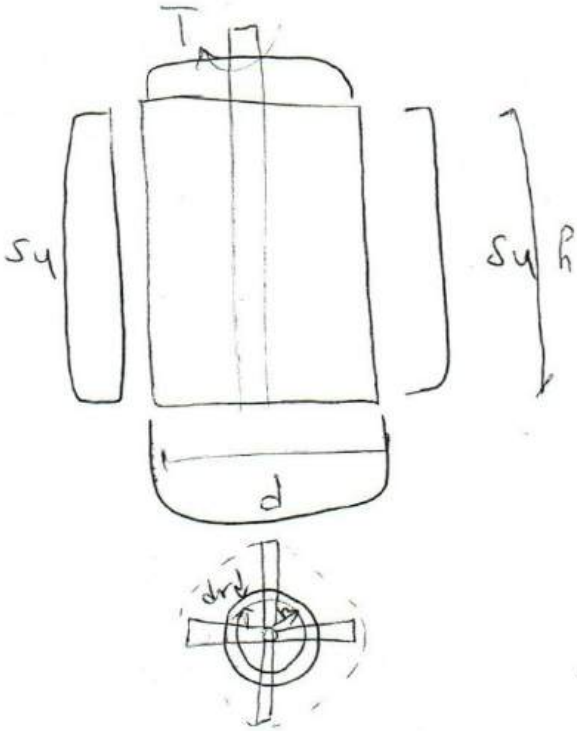
$$q_{ult} = \bar{q}N_q S_q d_q + 0.5B\gamma N_\gamma S_\gamma d_\gamma = (1\times 18\times 37\times 1.59\times 1.1) +$$

$$+ (0.5\times 2.2\times 15.77\times 39\times 0.6\times 1.0 = 1570.75\ KN/m^2$$

$$q_a = \frac{1570.75}{3.0\ FS} = 523.6\ \frac{KN}{m^2}$$

آزمایش برش پره ← در خاک چسبنده ← مقاومت برشی زهکشی نشده را میدهد. S_u

مثال)



$$T = T_1 + T_2$$

$$T_1 = S_u \times \pi d \times \frac{d}{2} \times h$$

از قطر میله وسط صرف نظر کردیم وضرب کردیم هم

بازو

فاصله تا مرکز $d/2$ — ضخامت صفحه

$$T_2 = 2 \times S_u \int_0^{d/2} \underbrace{2\pi r}_{\text{محیط}} \cdot \underbrace{r}_{\text{بازو}}\, dr =$$

ریاضی مربوط می‌شود

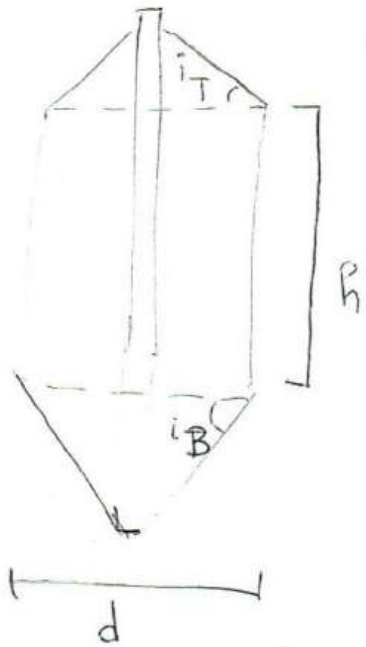
المان های طولی

$$4\pi S_u \times \frac{r^3}{3} \Big]_0^{d/2} = \frac{\pi S_u d^3}{6}$$

$$T = \frac{\pi d^2 h \cdot S_u}{2} + \frac{\pi d^3 \cdot S_u}{6} = S_u \times \pi D^2 \left[D/6 + H/2\right]$$

$$S_u = \frac{T_{Max}}{\pi D^2 \left[D/6 + H/2\right]} = \frac{2 T_{Max}}{\pi D^3 \left(H/D + 1/3\right)}$$

مثال)



$$T_1 = S_u \times \pi d \times \frac{d}{2} \times h$$

$$T_2 = S_u \times \int_0^{d/2} 2\pi \frac{r}{\cos i_T} \cdot r\, dr +$$

$$S_u \int_0^{d/2} 2\pi \frac{r}{\cos i_B} \cdot r\, dr =$$

$$S_u \cdot 2\pi \left[\frac{1}{\cos i_T} + \frac{1}{\cos i_B}\right] \cdot \frac{r^3}{3} \Big]_0^{d/2} =$$

$$\frac{S_u \cdot \pi D^2}{12}\left[\frac{D}{\cos i_T}+\frac{D}{\cos i_B}\right]$$

$$T_{کل} = T_1 + T_2 = S_u \pi D^2 \frac{h}{2} + S_u \pi \frac{D^2}{12}\left[\frac{D}{\cos i_T}+\frac{D}{\cos i_B}\right]$$

$$\Rightarrow S_u = \frac{12T}{\pi D^2\left[\frac{D}{\cos i_B}+\frac{D}{\cos i_T}+H\right]}$$

S_u = مقاومت برشی زهکشی نشده خاک چسبنده . همان C_u

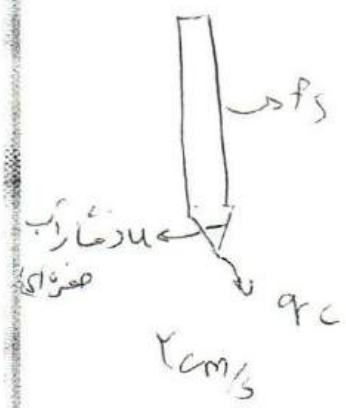
در خاک چسبنده، $\phi = 0$ ← عامل مقاومتی در جداره پره ، می‌شود فقط S_u یا چسبندگی ما

آزمایش نفوذ مخروط (Cone penetration Test) (CPT)

یک میله که نوک مخروطی شکل است را به صورت یکنواخت از بالا در خاک نفوذ می‌دهند میله یک مقاومت نوک q_c و یک مقاومت در اثر اصطکاک جداره f_s دارد. با سرعت $2\,cm/s$ وارد خاک می‌کنند این را یک نمونه هایش در نور ، فشار آب حفره‌ای را هم اندازه می‌گیرد.

(pore water pressure)

این اطلاعات به صورت پیوسته توسط سیستم ثبت کننده در کامپیوتر ثبت میشن : همین کاربرد به دست آوردن مقاومت برشی زهکشی نشده خاک رس



bowels

$$C_u = \frac{q_c - \sigma_v}{N_k}$$

N_k → bowels مدل کرتا

$$N_k = 19 - \frac{(PI - 10)}{5}$$

PI = LL − PL

مثال) آزمایش CPT در عمق ۸ متری خاک صورت گرفته و مقدار مقاومت برشی زهکشی نشده برای آن عمق ۱۱۵ kPa است. $\gamma = 20\ kN/m^3$ و $PI = 20$ و $q_c = 2500\ kN/m^2$

$f_s = 180\ kN/m^2$

چون در عمق ۸ متری رخ داده:

$$\sigma_v = \underset{\gamma}{20} \times \underset{h}{8} = 160\ kN/m^2$$

$$N_k = 19 - \left(\frac{20-10}{5}\right) = 17$$

$$C_u = \frac{q_c - \sigma_v}{N_k} = \frac{2500-160}{17} = 137.65\ kPa$$

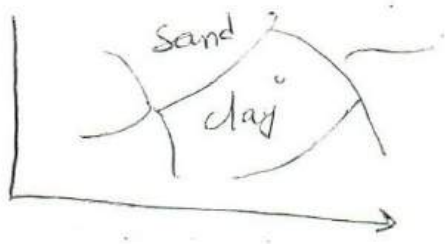
$$\text{درصد خطا} = \frac{115 - 137.65}{115} = 0.197 = 19.7\%$$

$$(\%)\ R_f = \frac{f_s}{q_c} = \frac{180}{2500} \times 100 = 7.2\%$$

با توجه به R_f، نوع خاک را می‌توان تعیین داد ← clay

friction ratio

(برحسب درصد میدن)

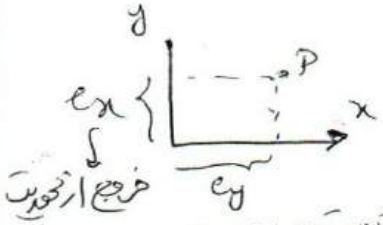


جلسه ۳

- ظرفیت باربری با بار خروج از مرکزیت

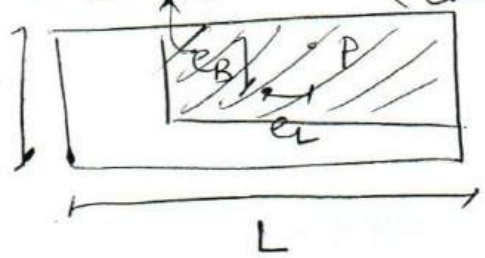
- ماتسن ← ~~Effective Area Method~~ Regular method

روابط هنسن



خروج از محوریت از محور x

خروج از مرکزیت در راستای B



$A' = B' \times L'$

وقتی بار در مرکز وارد شود ← توزیع تنش روی پی یکنواخت است.

ولی وقتی خروج از مرکزیت دارد فنر ← ۲ روش دارد: ۱) هانسن

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

وقتی بار خروج از محوریت دارد و سطح به صورت نامتقارن تحت تنش قرار می‌گیرد، کل سطح ما تحت تنش نیست.

اصلاحات:

۱- ضرایب شکل (S) و ضریب شیب بار (i) ← از B' و L' استفاده می‌گردد.

ضریب اصلاح عمق در اثر خروج از مرکزیت ثابت است و با B و L حساب میشه

ضریب b و g تابعی از ابعاد پی نیستند ← ثابت اند.

شیب کف پی ← شیب دار بودن زمین

۲- اصلاح ترم N_γ $\frac{0.5}{B'}$. تبدیل B به B'

۳- ظرفیت باربری نهایی

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

$$Q_{all} = \frac{Q_{uH}}{F.S}$$

Reduction factor method

- میرهوف ← q_u به صورت عادی حساب میشه.

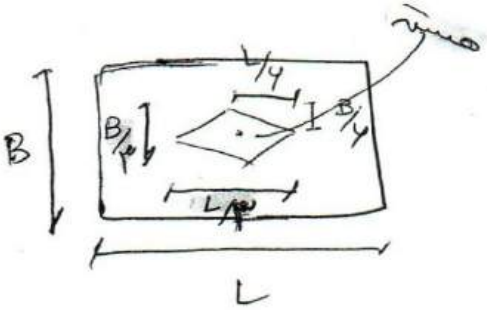
روابط میرهوف

بدون خروج از مرکزیت

$$\begin{cases} q_{uH} = q_u \cdot R_e^{= R_{eB} \times R_{eL}} \\ R_{eB} = 1 - 2\left(\frac{e_B}{B}\right) \quad \& \quad R_{eL} = 1 - 2\left(\frac{e_L}{L}\right) \quad \text{برای خاک چسبنده} \\ R_{eB} = 1 - \left(\frac{e_B}{B}\right)^{0.5} \quad \& \quad R_{eL} = 1 - \left(\frac{e_L}{L}\right)^{0.5} \quad \text{خاک دانه‌ای} \end{cases}$$

اگر در ۲ جهت خروج از مرکزیت داشته باشیم باید R_{eB} و R_{eL} را بیابیم و هر ۲ را در q_u ضرب کنیم

$$Q_u = q_{uH} \times B \times L$$

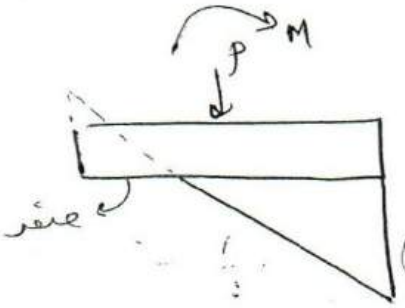


در خروج از مرکزیت برای اینکه پی به کشش نیفتد و بلند نشود، هسته تعریف می‌کنند. اگر بار در هسته قرار گیرد، هیچ جای پی بلند نمیشود. هسته به صورت لوزی به ضلع $B/4$ و $L/4$ است.

بیشترین مقدار خروج از محوریتی که بار می‌تواند داشته باشد بدون بلند شدن پی:

$$\begin{cases} e_B \le B/6 \\ e_L \le L/6 \end{cases}$$

$$e = \frac{M}{P}$$



یک سمت پی را رها میده و یک سمت را می‌خواهد بلند کند

اگر $e > B/6$ (بلند شدگی داریم)

$$q_{u_{max}} = \frac{4P}{3L(B-2e_B)}$$

سمت چپ بلند نمیشه و تنش چپ $= 0$

$$\boxed{C = 3e_B - B/2} \qquad \boxed{x = B - C}$$

$$x = 3e_B - B/2$$

از ΣF به دست میاد که بقیه آن e نوشته

C: طول ناحیه فشاری

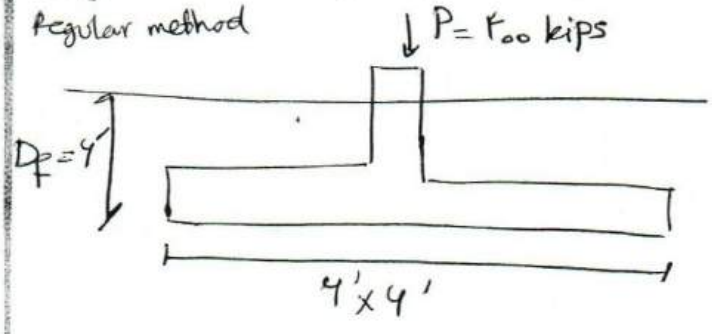
x: طول ناحیه فشاری

در حالتی که بلند شدگی به وجود نیاد

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{MC}{I} \rightarrow$$

مثال) اگر ضریب $F.S = 3$ باشد، ظرفیت باربری مجاز خاک چقدر است؟ (از روش هانسن)

Regular method



$\gamma = 115\ lb/ft^2$

$\phi = 32.7^\circ$

$c = 200\ lb/ft^2$

$$\begin{cases} M_x = 200\ ft.\text{-}kips \\ M_y = 120\ ft.\text{-}kips \end{cases}$$

$ft = '$

kip = کیلوپوند

$$e_x = \frac{M_y}{P} = \frac{120}{400} = 0.3 = e_B \qquad \frac{e_x}{L} = 0.05$$

$$e_y = \frac{M_x}{P} = \frac{200}{400} = 0.5 = e_L \qquad \frac{e_y}{B} = 0.08$$

خروج از محور بر اثر خمش

$$\begin{cases} L' = 6 - 2\times 0.3 = 5.4\ ft \\ B' = B - 2e_y = 6 - 2\times 0.5 = 5\ ft \end{cases} \longrightarrow \text{shape factor}$$ برای محاسبه

$$\begin{cases} N_q = e^{\pi \tan 32.7} \times \tan^2\left(45 + \frac{32.7}{2}\right) = 25 \\ N_c = (25-1)\cot 32.7 = 37 \\ N_\gamma = 1.5(25-1)\tan 32.7 = 23 \end{cases}$$

$$\begin{cases} S_c = 1 + N_q \frac{B'}{N_c L'} = 1 + \frac{25\times 5}{37\times 5.4} = 1.42 \\ S_q = 1 + \tan\phi \frac{B'}{L'} = 1 + \tan 32.7 \ \frac{5}{5.4} = 1.6 \\ S_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B'}{L'} = 1 - 0.4\times \frac{5}{5.4} = 0.63 \end{cases}$$

$$\begin{cases} d_c = 1 + 0.4 \frac{D}{B} = 1 + 0.4 \frac{6}{6} = 1.4 \\ d_q = 1 + 2\tan\phi\,(1-\sin\phi)^2 \frac{D}{B} = 1.27 \\ d_\gamma = 1 \end{cases} \qquad i = g = b = 1$$

$$q_u = cN_c S_c d_c + \bar{q} N_q S_q d_q + 0.5 B' \gamma N_\gamma S_\gamma d_\gamma =$$

$$200\times 37\times 1.42\times 1.4 + (6\times 110)\times 25\times 1.6\times 1.27 + 0.5\times 5\times 110\times 23\times 0.63\times 1$$

$$= 5600\ lb/ft^2 = 5.6\ \frac{kips}{ft^2}$$

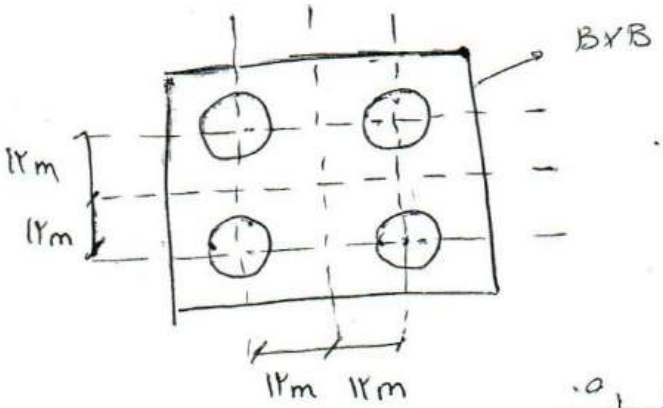
$$q_{ra} = \frac{q_u}{F.S} = \frac{56}{3} = 18.67 \ \frac{kips}{ft^2}$$

$$P_a = 18.67 \times \underset{B'}{5} \times \underset{L'}{5.4} = 504 \ kips > 400 \ kips = P$$

allowable

* در نهایت ظرفیت باربری باید بیشتر از بار وارده باشد.

مثال ۴) سیلوی ذخیره گندم هر یک به ظرفیت ۱۱۰ تن ذخیره سازی و وزن خالی ۳۰ تن بر روی یک پی گسترده مطابق شکل قرار گرفته‌اند. (وزن پی ۱۰۰ تن) حداقل ابعادی چقدر باشد تا پی به کشش نیفتد.



یعنی تنش هیچ جایی صفر نشه.
و هیچ جایی بلند نشه.

دو حالت: ۱- دو سیلو پر یک سمت پر و بقیه خالی باشند
۲- یکی از سیلوها پر و بقیه خالی باشند

حالت ۱) $P = 2 \times 110 + 4 \times 30 + 100 = 440 \ ton$

$$M = 2 \times 110 \times 12 = 2640 \ ton.m$$

$$\frac{M}{P} \leq \frac{B}{6} \quad \text{بلند نشه} \rightarrow \frac{2640}{440} \leq \frac{B}{6} \rightarrow B = 36m$$

$6m$

$$\text{خاک}: \frac{P}{A} + \frac{Mc}{I} = 0 \xRightarrow{\text{پی مربع}} \frac{P}{B^2} + \frac{M \times B/2}{\frac{1}{12} B^4} \geq 0 \Rightarrow$$

$$\frac{M}{P} \leq \frac{B}{6}$$ از این رابطه به دست آمده $\frac{B}{6}$

حالت ۲) $P = 1\times 110 + 4\times 30 + 100 = 330$ ton

$M = 110 \times 12 \times \sqrt{2} = 1866.76$ ton.m

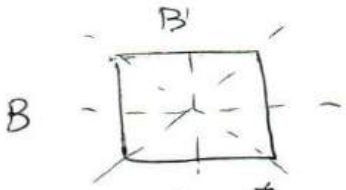
می‌توان به جای اینکه در این حالت M_x و M_y بگیریم، فرض کنیم ۴۵° چرخیده یک لنگر داریم

$$-\frac{Mc}{I} + \frac{P}{B^2} = 0 \Rightarrow \frac{-1866.76 \times \left(\frac{B}{2}\times\sqrt{2}\right)}{\frac{1}{12}B^4} + \frac{330}{B^2} = 0$$

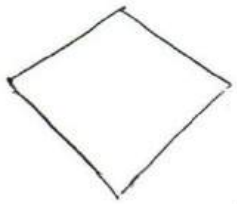
$$\Rightarrow B = 48m$$

$$B = \max\{36, 48\} = \underline{48m}$$

نکته:

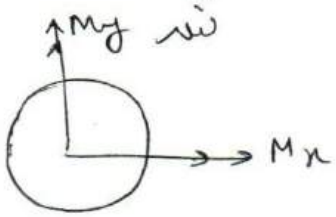


$I = \frac{1}{12}B^4$



$I = \frac{1}{12}B^4$

هر جسم متقارنی که بیش از ۲ محور تقارن دارد، I در هر جهاتش یک عدد است. برای همین I لوزی هم برابر مربع است.



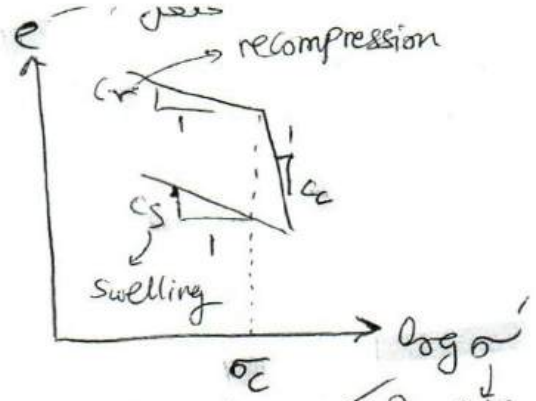
لنگر

پس دایره‌ای ← به جای در نظر گیری لنگر در ۲ جهت برآیند می‌گیریم و سوال را برای لنگر تک محوره حل می‌کنیم

$$M = \sqrt{M_x^2 + M_y^2}$$

در پی مربعی و دایره‌ای می‌توان این کار را کرد

نشست لایه های رسی :



تنش تکیمی — تنش موثر خاک

$$S = S_i + S_c + S_s$$

S_i یا S_e — نشست آنی یا الاستیک

S_c تکیمی — S_s تکیمی ثانویه (معمولاً صرف نظر می شود)

وقتی تنش را از σ_1 به σ_c کم کنیم و بارگذاری کنیم اولا روی خط اصل بعد دوم حرکت می کند و بعد در صورت بارگذاری روی C_s می گردد.

برای خاک رس دست نخورده : $C_c = 0.009(LL-10)$

" " دست خورده : $C_c = 0.007(LL-7)$

C_s = شاخه تورم

C_c = شاخه فشردگی

$C_r = C_s = \frac{1}{5} C_c$

C_r = شاخص تورم

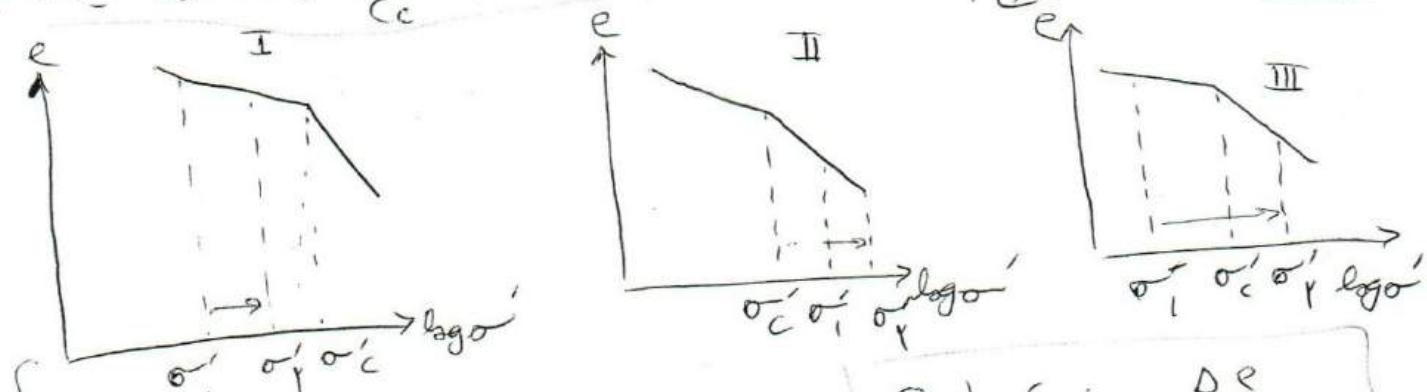
$0.005 < C_r < 0.05$

$C_s = C_r = (5-10)\% \, C_c$ یا $\frac{1}{5}$

برای ارگانیک : $\frac{C_\alpha}{C_c} = 0.04-0.06$

برای خاک رس سیلتی ارگانیک $\frac{C_\alpha}{C_c} = 0.03-0.065$

تکیم : ۳ حالت ممکن رخ بدهد



$\sigma'_1 < \sigma'_2 < \sigma'_c$

$$C_\alpha \text{ یا } C_\beta = \frac{\Delta e}{\log\left(\frac{t_2}{t_1}\right)}$$

تکیم ثانویه

(I) $$S_c = \frac{C_r \cdot H}{1+e} \log\left(\frac{\sigma'_2}{\sigma'_1}\right) \longleftarrow \text{OC Clay}$$

(II) $$S_c = \frac{C_c \cdot H}{1+e_0} \log\left(\frac{\sigma'_2}{\sigma'_1}\right) \longleftarrow \text{NC clay}$$

وسط لایه رس انتخاب

(III) $$S_c = \frac{H}{1+e}\left(C_r \log\left(\frac{\sigma'_c}{\sigma'_1}\right) + C_c \log\left(\frac{\sigma'_2}{\sigma'_c}\right)\right) \longleftarrow \text{OC clays}$$

وسط لایه رس انتخاب (۵)

برای اینکه تشخیص دهیم در کدام حالت هستیم باید σ'_c را سوال بدهد و یا با بارگذاری بیایم.

محاسبه نشست‌های با وسیله ضریب تغییر حجم :

ضریب فشردگی حجمی $a_v = \frac{\Delta e}{\Delta \sigma'}$ → بدون بعد ، $\Delta\sigma' \to kPa$

ضریب تغییر حجم $m_v = \frac{a_v}{1+e}$ ($m_v \to kPa^{-1}$ ، $a_v \to kPa^{-1}$)

$E_{خاک} = \frac{1}{m_v} = \frac{1+e}{a_v}$

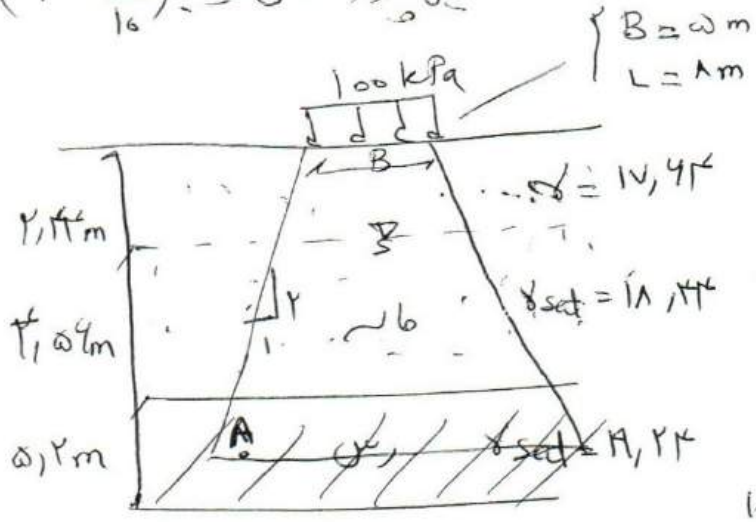
مدول الاستیسیته

$S_{c_{لایه}} = m_v . H . \Delta\sigma'$

عمق اولیه لایه ، در وسط لایه

مثال) آبی بار گسترده‌ی مستطیلی 100kPa در سطح زمین وارد شود. نشست تحکیمی لایه رس با مشخصات $LL = 50$ ، $w = 33.33\%$ و $G_s = 2.7$ چقدر خواهد بود؟

ب) اگر لایه رسی OC بود $\sigma'_c = 127\ MPa$ با شدن نشست تحکیمی چقدر کاهش می‌یابد $(C_r = \frac{C_c}{10})$



دست نخورده

$C_c = 0.009(LL-10) =$

$0.009(50-10) = 0.36$

$C_r = \frac{C_c}{10} = 0.036$

انبساط $2.7 \times e = 33.33 \times 2.7 \to e = 0.9$

برای یافتن تنش وسط لایه، آسان‌ترین راه در صورتی که سوال نگفته روش 2:1 است.

$$\Delta\sigma = \frac{q \times B \times L}{(B+z)(L+z)} = \frac{100 \times 5 \times 8}{(5+9.2)(8+9.2)} = 25.56\ kPa$$

$$\sigma'_{v_0} = (2.44 \times 17.64) + \left(3.56 \times (18.44 - 9.81)\right) + \frac{5.2}{2}(19.24 - 9.81) = 89.678$$

وسط لایه

اگر ضخامت لایه ۱۰ متر باشد باید چند لایه کنیم و هر بار وسط آن لایه‌ها ، σ'_{v_0} را بیابیم.

$$S_{NCC} = C_c \frac{H}{1+e} \log\left(\frac{\sigma'_{v_0} + \Delta\sigma'}{\sigma'_{v_0}}\right) = 0.36 \times \frac{5.2}{1+0.9} \log\left(\frac{108.73+25.5}{108.73}\right)$$

$$= 0.09m = 9cm$$ زیاد!

ب) لایه دوم: $\sigma'_{v_0} + \Delta\sigma_v$

$108 + 25 > \sigma'_c$

$\sigma'_c = 127 MPa > 108 = \sigma'_1$ → لایه اول

پس از رابطه عمومی که در هر ۲ لایه است استفاده می‌کنیم.

$$S_c = C_r \frac{H}{1+e} \log\left(\frac{\sigma_c}{\sigma_{v_0}}\right) + C_c \frac{H}{1+e} \log \frac{\sigma'_{v_0} + \Delta\sigma'}{\sigma'_{v_0}} =$$

$$\left(0.09 \frac{5.2}{1+0.9} \log\left(\frac{127}{108.73}\right) + 0.36 \times \frac{5.2}{1+0.9} \log\left(\frac{108.7+25.56}{127}\right)\right) = 0.03 m = 3cm$$

بسیار کمتر شد.

نشست تحکیمی را صحیح برای خاک رس اشباع می‌یابیم. در احتمال خاک چند لایه ممکن بوده که باید مواسمان باشد خاک رس خشک و مرطوب، تحکیم ندارد و رسی که زیر سطح آب زیرزمینی است را باید در نظر بگیریم.

نکته: از نشست اولیه بعضی وقت‌ها در سوال نیم صرف نظر کنید زیرا بسیار مقدارش کمه ← پس اگر اطلاعاتی درباره نشست آنی نداده باید صرف نظر کنیم.

نشست اولیه یا آنی

$$S_i = \frac{q \times B}{E} (1-\nu^2) I$$

q: بار وارده، B: عرض پی، I: ضریب اصلاح صلبیت، $I_1 \times I_2 \times I_3$: ضریب اصلاح عمق مدفون پی، I_1: ضریب اصلاح ابعاد $f(\frac{L}{B})$

E و ν ربط دارد پس حتماً باید در سوال E و ν را بدهد.

اگر ندادند یعنی نیاز نیست حساب کنیم.

B = قطر → پی حلقه‌ای

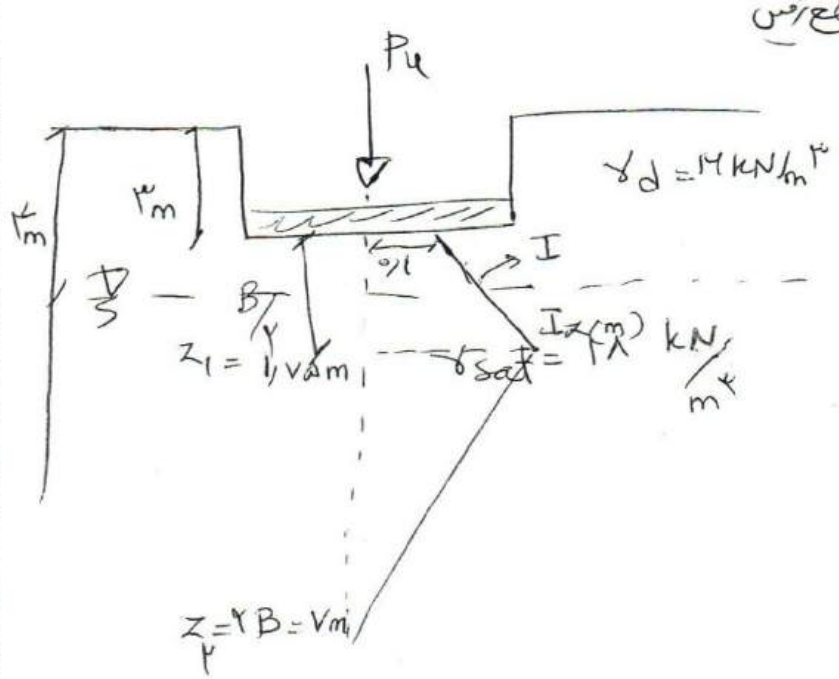
مثال) پروفیل خاک منطقه‌ای از یک لایه ضخیم ماسه‌ست با نیم متر اکم (وزن مخصوص خشک و اشباع به ترتیب برابر ۱۶ و ۱۸ kN/m^3) تشکیل شده است. تراز آب زیرزمینی در عمق ۴ متری قرار دارد و عرض پی مربعی برابر ۳٫۵ متر و در عمق ۳m است.

γ_d γ_{sat}

بار وارده بر خاک کف پی ۲۰۰۰ kN است. با استفاده از روش اشمیتز تمکین نشست الاستیک مربوط به ۶ سال پس از ساخت را به دست آورید.

عمق مدفون (Df)

depth (m)	E_s (kN/m^2)
۰ - ۲	۲۰,۰۰۰
۲ - ۴,۷۵	۲۵,۰۰۰
۴,۷۵ - ۶,۵	۲۰,۰۰۰
۶,۵ - ۱۲	۳۰,۰۰۰
۱۲ - ۱۵	۲۵,۰۰۰



از سطح زمین

برای پی مربعی میگیم $I_z(m)$ در عمق B/2 رخ میده که عمقش از کف پی 2B است.

$$S_e = C_1 C_2 (q - q') \sum_{0}^{z_2} \frac{I_z}{E_s} \Delta z$$

نشست الاستیک اولیه

$$I_z(m) = 0.5 + 0.1 \times \sqrt{\frac{q - q'}{q' z_1}}$$

$$q' = \gamma D_f = 16 \times 3 = 48\ kN/m^2$$

تنش اولیه زیر پی ← قبل بارگذاری

$$q = \frac{2000}{(3.5)^2} = 163.27\ kN/m^2$$

تنش کل به خاک زیرش وارد می‌کند ← مساحت

$q_{z_1} = 4 \times 19 + 0.75 \times (18 - 10) = 70\ kN/m^2$ $\qquad z_1 = 0.5B = 1.75$

$C_1 = 1 + 0.5 \left[\frac{q'}{(q - q')} \right] = 1 + 0.5 \left[\frac{48}{143.27 - 48} \right] = 0.792$

$C_2 = 1 + 0.2 \log \left[\frac{t(year)}{0.1} \right] = 1 + 0.2 \times \log \left[\frac{4}{0.1} \right] = 1.346$

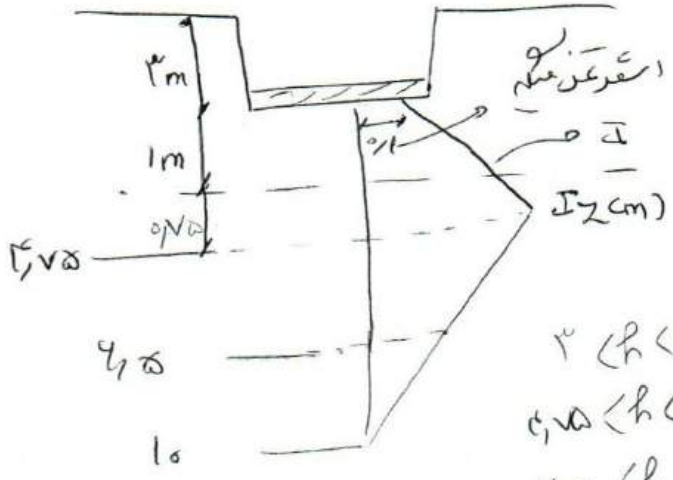
$I_{z(m)} = 0.5 + 0.1 \sqrt{\frac{q - q'}{q'_{z_1}}} = 0.648$

می آییم مکان $I_{z(m)}$ از سطح زمین را می یابیم:

$3 + 1 + 0.75 = 4.75m$

پس برای مثلث بالا در محدوده $2 - 4.75$ هستیم.

برای مثلث پایین:



$\frac{0.118 - 0.1}{1.75} \times 1.75 + 0.1$

$\frac{0.648 - 0.118}{0.75} \times 1 + 1.196$

	Δz	E_s	I_z
$3 < h < 4.75$	1.75	25000	0.1
$4.75 < h < 6.5$	1.75	20000	0.1
$6.5 < h < 10$	3.5	30000	

$\Delta z_1 = 4.75 - 3 = 1.75$

$\Delta z_2 = 6.5 - 4.75 = 1.75$

$\Delta z_3 = 10 - 6.5 = 3.5$

$I_1 = 0.364 = \frac{0.1 + 0.648}{2}$ $\qquad E_1 = 25000\ kN/m^2$

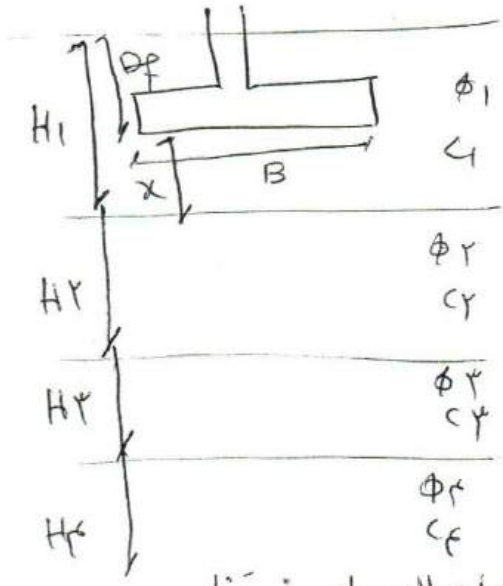
$I_2 = 0.523 = \frac{0.418 + 0.648}{2}$ $\qquad E_2 = 20000$

$I_3 = 0.209 = \frac{0.418 + 0}{2}$ $\qquad E_3 = 30000$

نشست $S_e = 0.792 \times 1.346 \times 115.27 \times \left(\frac{0.364}{25000} \times 1.75 + \frac{0.523}{20000} \times 1.75 \times \frac{0.209}{30000} \times 3.5 \right)$

$= 0.011184m = 11.84mm$

ظرفیت باربری پی های بر روی خاک های لایه ای :



$$C_{avg} = \frac{c_1 H_1 + c_2 H_2 + \cdots}{\sum H_i}$$

$$\phi_{av} = \frac{\phi_1 H_1 + \phi_2 H_2 + \cdots}{\sum H_i}$$

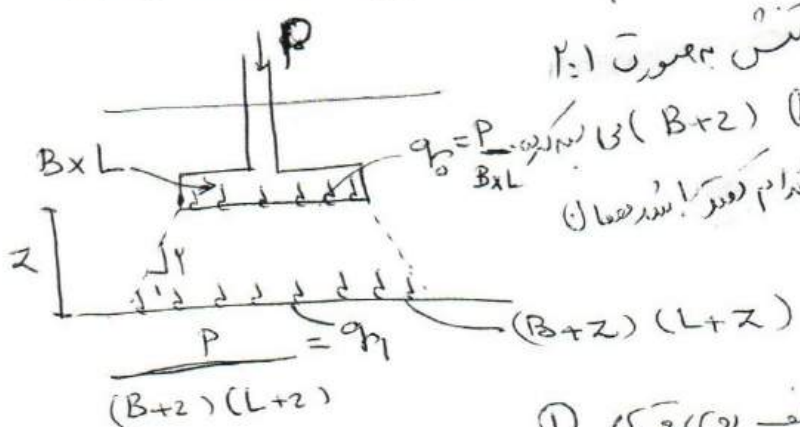
اگر مقاومت لایه های زیر پی نازک باشد و مقاومتی کمتر نسبتی از هم آنها عبور کند یک راه حل ممکن متوسط وزنی c و ϕ لایه هاست :

* if $x \geq 0.5\, B\tan(45+\frac{\phi}{2})$ ← فقط لایه اول و از سایر لایه ها صرف نظر.

* if $x < B/2$ ← از لایه اول صرف نظر و لایه دوم (پایینی) ملاک است (لایه ی تحتانی قرار دارد) فرض شیب

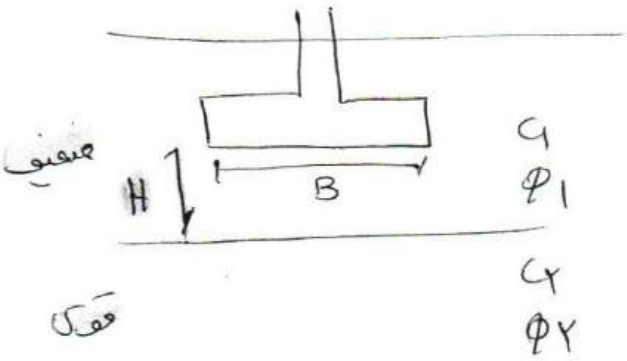
* $B/2 < x < 0.5\, B\tan(45+\frac{\phi}{2})$ ← یکبار ظرفیت لایه اول ← با استفاده از q_0 و $(B \times L)$

Min { یکبار ظرفیت لایه دوم با استفاده از q_1 و $B+z$ و $L+z$



ظرفیت باربری لایه دومی را در حالتی که تنش به صورت ۲:۱ به آن منتقل شود برای پی به ابعاد $(B+z)$ $(L+z)$ می بایست کرد. پس ظرفیت باربری لایه ۱ و ۲ هر کدام کمتر باشد همان ملاک طراحی است.

برای خاک های لایه ای
① لایه ضعیف روی قوی
② لایه قوی روی ضعیف



$H/B > 1$ ← همان لایه اول ملاک است

$$q_u = q_f = c_1 N_{c_1} + q N_{q_1} + \frac{1}{2}\gamma_1 B N_{\gamma_1}$$

$$\begin{cases} q_t = c_1 N_{c_1} S_{c_1} + \gamma_1 D_f N_{q_1} S_{q_1} + 0.5 B \gamma_1 N_{\gamma_1} S_{\gamma_1} \\ q_B = c_2 N_{c_2} S_{c_2} + \gamma_2 D_f N_{q_2} S_{q_2} + 0.5 B \gamma_2 N_{\gamma_2} S_{\gamma_2} \\ q_u = q_t + (q_b - q_t)\left(\frac{H}{D}\right)^2 \geq q_t \end{cases}$$

$\boxed{H/B < 1}$

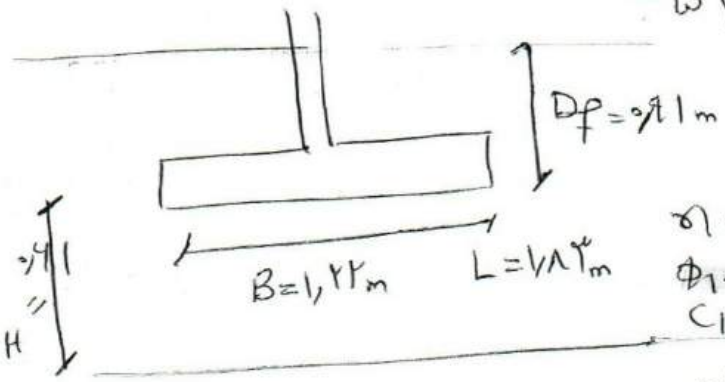
لایه ضعیف روی قوی :
$H/B < 1$

Meyerhof | Hama

$D \simeq B$ — Loose sand & Clay

$D \simeq 2B$ — Dense sand

اگر لایه قوی روی ضعیف باشد ← ۲,۳ کتاب
مثال)



چون $H/B < 1$ است پس لایه دوم روی خرابیت بار بری موثر است

پس
$\gamma_1 = 17.29$
$\phi_1 = 0$
$c_1 = 57.5$

$\gamma_2 = 19.86$
$\phi_2 = 0$
$c_2 = 119.79$

$c_2 > c_1 \rightarrow$ لایه دوم قوی تر

$$H/B = \frac{0.61}{1.22} < 1 \begin{cases} q_t = \left[1 + 0.2\left(\frac{1.22}{1.83}\right)\right] \times 5.14 \times 57.5 + 0.91 \times 17.29 = 350.99 \\ q_b = 715.7 = \left[1 + 0.2\left(\frac{B}{L}\right)\right] c_2 N_{c_2} + \gamma_2 D_f \end{cases}$$

$B = 1.22$, $L = 1.83$, $c_2 = 119.79$, $N_{c_2} = 5.14$, $\gamma_2 = 19.06$, $D_f = 0.91$

$\frac{q_2}{q_1} > 1 \rightarrow$ ضعیف روی قوی

$$q_u = q_t + (q_b - q_t)\left(\frac{H}{B}\right)^2 = 350.99 + (715.7 - 350.99)\left(\frac{0.61}{1.22}\right)^2 =$$

$$442 \geq q_t \quad \checkmark$$

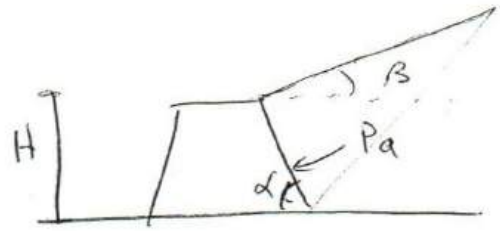
اگر پرسش کمتر از q_t شد یعنی حالت را اشتباه گرفتیم

مقاومت محرک و مقاوم (passive) و (active)

یک رابطه هم برای ضعیف روی قوی دارد ← از کتاب بخوان

کولمب :

کولمب:



δ زاویه اصطکاک دیواره

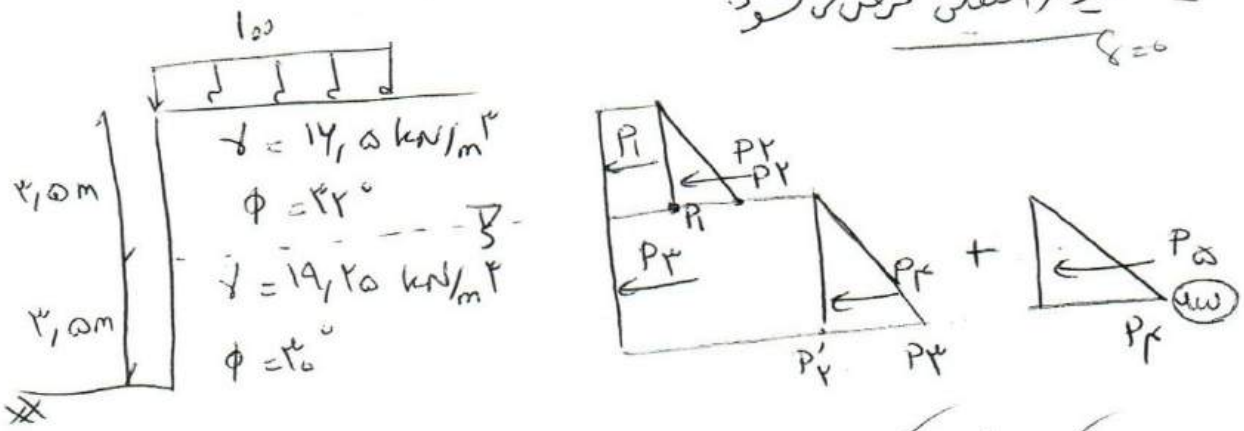
$$P_a = \frac{1}{2}\gamma H^2 \frac{\sin^2(\alpha+\phi)}{\sin^2\alpha \, \sin(\alpha-\delta)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\sin(\phi-\beta)}{\sin(\alpha-\delta)\sin(\alpha+\beta)}}\right]^2}$$

$\beta=0$ & $\delta=0$ (دیوار صیقلی) $\longrightarrow P_a = \frac{1}{2}\gamma H^2 \underbrace{\tan^2\left(45-\frac{\phi}{2}\right)}_{\frac{1-\sin\phi}{1+\sin\phi}}$

$$P_p = \frac{1}{2}\gamma H^2 \frac{\sin^2(\alpha-\phi)}{\sin^2\alpha \, \sin(\alpha+\delta)\left[1-\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\sin(\phi+\beta)}{\sin(\alpha+\delta)\sin(\alpha+\beta)}}\right]^2}$$

$\beta=0$ & $\delta=0$ (دیوار صیقلی) $\longrightarrow P_p = \frac{1}{2}\gamma H^2 \underbrace{\tan^2\left(45+\frac{\phi}{2}\right)}_{\frac{1+\sin\phi}{1-\sin\phi}}$

مثال) مقدار و محل برآیند نیروهای محرک (active) جانبی را بر هر متر طول دیوار زیر به دست آورید. دیوار صیقلی فرض می‌شود. $\delta=0$



با توجه به اینکه سطح خاک پشت دیواره افقی ($\beta=0$) دیواره قائم ($\alpha=90°$) و صیقلی ($\delta=0$) می‌توان نوشت:

$\phi_1 = 32° \longrightarrow ka_1 = \tan^2\left(45-\frac{32}{2}\right) = 0.307$

$\phi_2 = 30° \longrightarrow ka_2 = \tan^2\left(45-\frac{30}{2}\right) = \frac{1}{3} = 0.333$

حال می‌توان تنش‌ها را به صورت زیر محاسبه نمود.

$P_1 = q \cdot ka_1 = 100 \times 0{,}367 = 36{,}7\ kPa$

$P_2 = P_1 + \gamma h\, ka_1 = 36{,}7 + 16{,}5 \times 0{,}367 \times 3{,}5 = 48{,}4\ kPa$

$P'_2 = (q + \gamma h)\, ka_2 = (100 + 16{,}5 \times 3{,}5)\ \frac{1}{3} = 52{,}5\ kPa$

$P_3 = P'_a + \gamma' h \cdot ka_2 = 52{,}5 + (\underbrace{19{,}25 - 9{,}81}_{\gamma'}) \times 3{,}5 \times 0{,}333 = 63{,}5\ kPa$

$P_4 = \gamma_w h = 9{,}81 \times 3{,}5 = 34{,}3\ kPa$

برای محاسبه برآیند نیروها و نمودار تنش را به چندین قسمت تقسیم کرده و نیروی حاصله (P) را در هر قسمت به دست می‌آوریم.

$P_1 = 36{,}7 \times 3{,}5 = 167{,}5\ kN$

$P_2 = \frac{1}{2} \times 3{,}5 \times 17{,}7 = 31\ kN$

$P_3 = 52{,}5 \times 3{,}5 = 183{,}8\ kN$

$P_4 = 11 \times \frac{3{,}5}{2} = 19{,}3\ kN$

$P_5 = 34{,}3 \times \frac{3{,}5}{2} = 60\ kN$

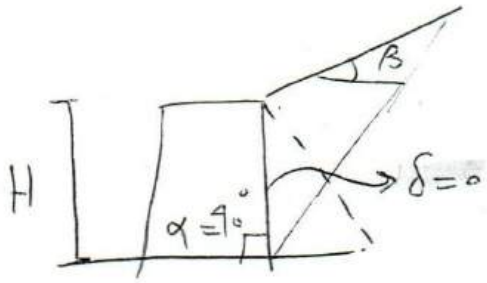
$R = \sum P = 461{,}6\ kN$

$$\bar{y} = \frac{167{,}5\left(3{,}5 + \frac{3{,}5}{2}\right) + 31\left(3{,}5 + \frac{3{,}5}{3}\right) + 183{,}8 \times \frac{3{,}5}{2} + (60 + 19{,}3)\frac{3{,}5}{3}}{461{,}6}$$

$= 2{,}8\ m$

رانکین

ادامه کلاس ۱۰۶



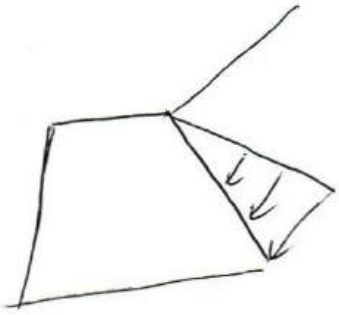
۱- جدار دیوار قائم ($\alpha = 90^\circ$)

۲- بدون اصطکاک ($\delta = 0$)

۳- از چسبندگی خاک پشت دیوار صرف نظر کرده. فرض کنند

از اصطکاک صرف

درصورتیکه خاک c قابل توجهی داشته باشد:



درصورتیکه c خاک قابل توجه باشد (Bell)

$$\begin{cases} P_a = \gamma h \cdot k_a - 2c\sqrt{k_a} \\ P_p = \gamma h \cdot k_p + 2c\sqrt{k_p} \end{cases}$$

$$k_a = \frac{1-\sin\phi}{1+\sin\phi} < 1 \qquad k_p = \frac{1}{k_a} > 1$$

مثال) نمودار فشار مابین خاک را با استفاده از تئوری رانکین برای دیواره زیر رسم کنید.

$\gamma = 110\ lb/ft^3$, $\phi = 32^\circ$ $\longrightarrow k_1 = 0.307 = \tan^2(45 - \frac{\phi}{2})$

$\gamma = 125\ lb/ft^3$, $\phi = 30^\circ$ $\longrightarrow k_2 = 0.333 = \tan^2(45 - \frac{\phi}{2})$

$\gamma = 116\ lb/ft^3$, $\phi = 10$, $c = 600\ lb/ft^2$ $\longrightarrow k_3 = 0.704 = \tan^2(45 - \frac{10}{2})$

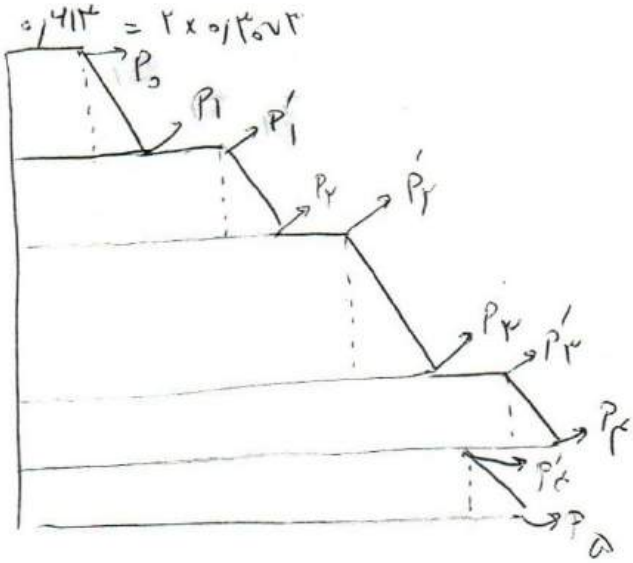
$\gamma = 120\ lb/ft^3$, $\phi = 0$, $c = 800$ $\longrightarrow k_4 = 1$

$\gamma = 120\ lb/ft^3$, $\phi = 20^\circ$, $c = 300\ lb/ft^2$ $\longrightarrow k_5 = 0.49 = \tan^2(45 - \frac{20}{2})$

ادامه رانکین

$$P_a = \frac{1}{2}\gamma H^2 \cos\beta \overbrace{\frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}}^{k_a}$$

$$P_p = \frac{1}{2}\gamma H^2 \cos\beta \overbrace{\frac{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}}^{k_p}$$



فشار هیدرواستاتیک
پشت دیواره

$u_w = \underbrace{۶۲/۵}_{\gamma_w} \times ۲۴'$

چون kهای لایه‌ها فرق دارد، بین لایه‌ها jump هست. اگر k لایه قبل کمتر باشد، به سمت جلو میره و اگر k لایه قبل بیشتر باشد، به سمت عقب میره.

$h = ۰ \longrightarrow P_۰ = \overset{q}{۲} \cdot \overset{ka}{۰/۳۰۷۳} = ۰/۶۱۴$ kPa

$h = ۶' \longrightarrow P_۱ = P_۰ + \gamma H \cdot ka = ۰/۶۱۴ + \left(\frac{۱۱۰}{۱۰^۳} \times ۶ \times \overset{ka}{۰/۳۰۷۳}\right) = ۰/۶۱۴ + ۰/۲۰۴$

$h = ۶' + \Delta H \longrightarrow P'_۱ = \left(۲ + \frac{۱۱۰}{۱۰^۳} \times ۶\right) \times \overset{ka}{۰/۳۳۳۳} = ۰/۸۸۷$

$h = ۸' \longrightarrow P_۲ = P'_۱ + \gamma h\, ka = ۰/۸۸۷ + \frac{۱۲۵ - \overset{\gamma_w}{۶۲/۵}}{۱۰۰۰} \times ۲ \times ۰/۳۳۳ = ۰/۹۳$

$h = ۸' + \Delta H \Rightarrow P'_۲ = \left(۲ + \frac{۱۱۰}{۱۰^۳} \times ۶ + \frac{۱۲۵ - ۶۲/۵}{۱۰^۳} \times ۲\right) ۰/۷۰۴ -$

$\left(\overset{۲}{۲} \times \overset{c}{\frac{۶۰۰}{۱۰^۳}} \times \overset{\sqrt{ka}}{\sqrt{۰/۷۰۴}}\right) = ۰/۹۵$

$h = ۱۷' \Rightarrow ۱/۳۶ = P_۳ = \left(۲ + \frac{۱۱۰}{۱۰^۳} \times ۶ + \frac{۱۲۵ - ۶۲/۵}{۱۰^۳} \times ۲ + ۹ \times \frac{۱۲۵ - ۶۲/۵}{۱۰^۳}\right) ۰/۷۰۴ - ۲ \times \frac{۶۰۰}{۱۰^۳} \times \sqrt{۰/۷۰۴}$

$h = ۱۷' + \Delta H \longrightarrow P'_۳ = ۱/۷۵۶$

$h = ۲۵' \longrightarrow P_۴ = ۲/۲۱۶$

$h = ۲۵ + \Delta H \Rightarrow P'_۴ = ۱/۳۱$

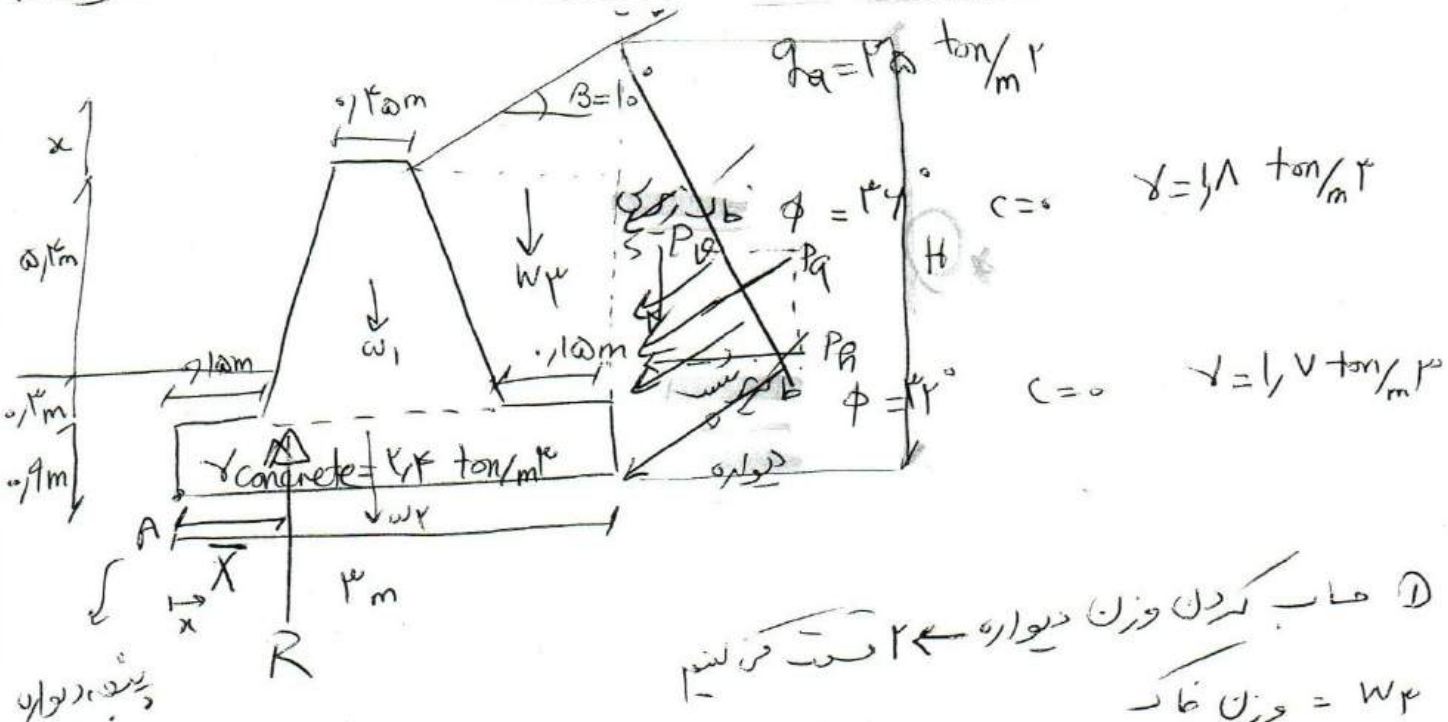
$h = ۳۰' \longrightarrow P_۵ = ۱/۲۵$

نیروی وارد بر دیواره، جمع نیروی خاک و آب است

در مثلث‌ها در ارتفاع ۱/۳ وارد می‌شود در مستطیل‌ها در وسط.

* فشار آب، فشار هر لایه‌ای را جدا بگیرید. و ضرب در k نمی‌شه.

مثال) مطلوب است کنترل دیوار حائل نشان داده در زیر تحت شن و وارد کنترل ظرفیت باربری



① حساب کردن وزن دیواره ← ۲ قسمت می‌کنیم

W_3 = وزن خاک

α = فشار به دیواره.

P_a را به P_v و P_h تقسیم می‌کنیم.

$$\frac{3}{2} - \frac{0.45}{2} = 1.275$$

$$H = 0.9 + 0.3 + 5.4 + (\underbrace{1.275 \tan 10°}_{x}) = 6.82\,m$$

$$\beta = 10°,\ \phi = 32° \longrightarrow \underline{k_a = 0.321} = \cos\alpha \frac{\cos\alpha - \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\phi}}{\cos\alpha + \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\phi}}$$

جدول ۷.۱

$$P_a = \underbrace{\frac{1}{2}\gamma H^2}_{\text{مساحت مثلث}} \times k_a = \frac{1}{2} \times 1.7 \times 6.82^2 \times 0.321 = 12.7\ ton$$

$$P_{ah} = P_a \cdot \cos 10° = 12.3\ ton$$

$$P_{av} = P_a \cdot \sin 10° = 2.2\ ton$$

$$w_1 = \underbrace{\frac{(0.45 + \overset{3 - 2\times 0.15}{2.7})}{2}}_{\text{مساحت ذوزنقه}} \times 5.7 \times \overset{\gamma_c}{2.4} = 21.5\ ton$$

بتن

$$w_2 = \underbrace{3 \times 0.9}_{\text{مساحت مستطیل}} \times \underbrace{2.4}_{\gamma_c} = 6.5 \text{ ton}$$

$$w_3 = \left[\underbrace{\left(\frac{0.15 + 1.255}{2}\right) \times 5.7}_{\text{مساحت ذوزنقه}} + \underbrace{\left(\frac{1.275 \times 0.22}{2}\right)}_{\text{مساحت مثلث}}\right] \times 1.7 = 7.14 \text{ ton}$$

$1.275 \times \tan 10$ ← خاکریز پشت دیواره

الف) کنترل ظرفیت باربری:

حداکثر تنش زیر پی و محل اثر برآیند R را باید بیابیم.

مجموع نیروهای قائم

$$R = \overset{w_1}{21.5} + \overset{w_2}{6.5} + \overset{w_3}{7.14} + \overset{P_{av}}{2.2} = 37.3$$

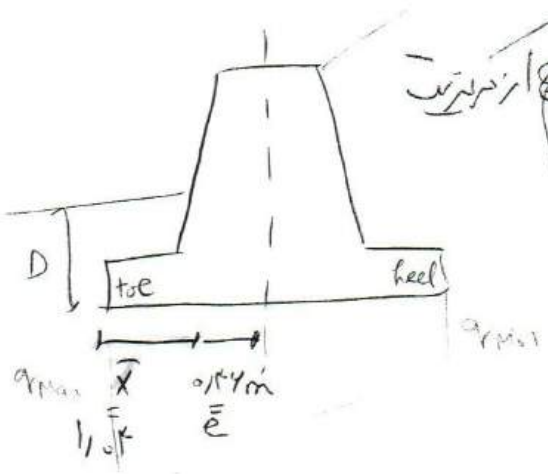
$$\bar{X} = \frac{\overset{w_1}{21.5} \times 1.5 + \overset{w_2}{6.5} \times 1.5 + \overset{w_3}{7.14} \times \overset{\alpha}{2.535} + \overset{P_{av}}{2.2} \times 3 - \overset{P_{ah}}{12.3} \times \overset{H/3}{\left(\frac{6.82}{3}\right)}}{R} = 1.04 \text{ m}$$

فاصله از وسط دیوار حائل که همه

$1.5 - 1.04 = 0.46 \text{ m}$ $\quad \frac{3}{2} = 1.5 \text{ m}$

خروج از مرکزیت

$$\boxed{e = \frac{B}{2} - \bar{X}} = \frac{3}{2} - 1.04 = 0.46 \text{ m}$$



$$\boxed{\sigma_{Max, Min} = \frac{R}{B}\left(1 \pm \frac{6e}{B}\right)} = \frac{37.3}{3}\left(1 \pm \frac{6 \times 0.46}{3}\right) \rightarrow$$

$q_{max} = 23.9 < q_a \rightarrow$ ok ✓

$q_{min} = 1 > 0.0 \rightarrow$ ok ✓

q_{min} نباید صفر و منفی شود. اگر شد یعنی پی بلند شده.

$$\sigma = \frac{F}{A} \pm \frac{Mc}{I}$$

* اگر q_{max} بیشتر از q_a به دست آید و یا تنش q_{min} در زیر پی منفی شود باید ابعاد پی را بزرگتر کرد و کنترل ها را دوباره انجام داد.

ب) کنترل لغزش

$$F.S = \frac{\text{نیروی مقاوم}}{\text{نیروی محرک}} = \frac{P_p + R\tan\delta + C.B}{P_{ah}} =$$

مجموع نیروهای قائم

$$P_p = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_p = \frac{1}{2}\times 1{,}8 \times (1{,}2)^2 \times 3{,}85 = 5 \text{ ton}$$

γ خاک زیری

$H = 0{,}9 + 0{,}3$

$K_p = \tan^2(45 + \frac{\phi_2}{2})$

خاک زیر دی

K_p را باید با زاویه 36° به دست بیاوریم.

$$F.S_{\text{لغزش}} = \frac{5 + (37{,}7 \times 0{,}67 \times \tan 36^\circ) + (3 \times 0)}{12{,}3} = 1{,}9 > 1{,}5 \quad \text{ok}$$

ϕ_2 زاویه

$C = 0$

زاویه اصطکاک بر لبه ϕ خاک بدان تراز است (ϕ خاک لایه پایین)

* اگر احتمال برداشتن خاک سمت چپ دیوار موجود داشته باشد، $P_p = 0$ در نظر گرفته می‌شود

پ) کنترل واژگونی:

$$F.S_{\text{واژگونی}} = \frac{\text{برآیند لنگرهای مقاوم}}{\text{برآیند لنگرهای محرک}}$$

لنگر واژگونی حول نقطه A در جلوی پنجه محاسبه می‌شود

$$\text{لنگر مقاوم حول } A = \Sigma M_A = \overset{W_1}{21{,}5} \times (1{,}5) + \overset{W_2}{6{,}5}(1{,}5) + \overset{W_3}{7{,}14}(2{,}535) + \overset{P_{av}}{2{,}2}(3)$$

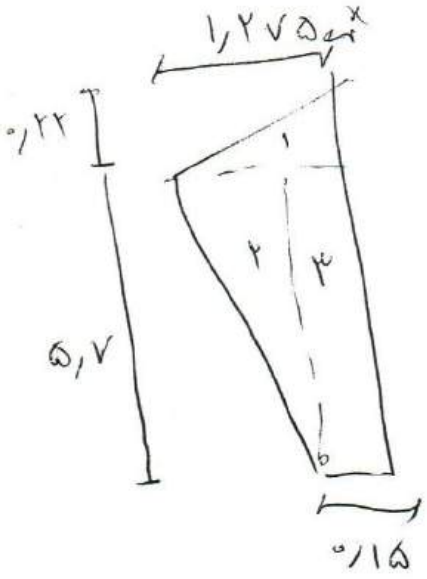
$$= 66{,}7 \text{ ton.m}$$

A = پنجه‌ای که پی حولش میفواد واژگون شود

$$\text{لنگر محرک حول } A = \Sigma M_A = \overset{P_{ah}}{12{,}3} \times \overset{H/3}{\frac{6{,}82}{3}} = 27{,}96 \text{ ton.m}$$

فقط P_h است

$$F.S_{\text{واژگونی}} = \frac{66{,}4}{27{,}96} = 2{,}4 > 1{,}5 \quad \text{ok}$$



۱) : $A = \frac{1}{2} \times ۰,۲۲ \times ۱,۲۷۵ = ۰,۱۴۰۲۵$

$\bar{x} = \frac{۱,۲۷۵}{۳} = ۰,۴۲۳$

۲) $A = \frac{1}{2} \times ۱,۱۲۵ \times ۵,۷ = ۳,۲۰۶۲۵$

$\bar{x} = ۰,۱۵ + \frac{1}{۳} \times ۱,۱۲۵ = ۰,۵۲۵$

۳) $A = ۰,۱۵ \times ۵,۷ = ۰,۸۵۵$

$\bar{x} = \frac{۰,۱۵}{۲} = ۰,۰۷۵$

$$\bar{x} = \frac{\overset{A}{۰,۱۴۰۲۵} \times \overset{\bar{x}}{۰,۴۲۳} + ۳,۲۰۶۲۵ \times ۰,۵۲۵ + ۰,۸۵۵ \times ۰,۰۷۵}{\Sigma A = ۰,۱۴۰۲۵ + ۳,۲۰۶۲۵ + ۰,۸۵۵} \Rightarrow ۰,۴۳$$

ارتفاع : $۳ - ۰,۴۳ = ۲,۵۷$

شمع

$$q_p = cN^*_c + qN^*_q + \gamma D \cancel{N^*_\gamma}$$

صرف نظر

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

Q_p → pile point

Q_s → frictional resistance

$$Q_p = A_p \times q_p \qquad Q_s = \sum P \times \Delta L \times f$$

محیط شمع — طول بازه‌ها — اصطکاک هر بازه

$$\boxed{Q_{all} = \frac{Q_u}{FS}} = \frac{Q_s + Q_p}{FS}$$

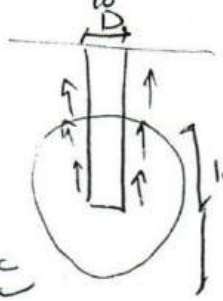
* اگر FS برای نوک و جدار متفاوت باشد باید هر کدام را تقسیم بر FS خودش کنیم

برای شمع از آزمایش SPT و CPT استفاده می‌کنند.

CPT: f_s ، q_c

شبیه شمع است با مدلت ثابت می‌فرستیم در خاک

SPT: N_{60}



اصطکاک جداره اش به صورت تنش برشی است که به جداره وارد میشه. این تنش برشی میشه مقاومت جداره

تابع SPT را باید از 10D بالای شمع و 5D پایین شمع استفاده کنیم.

مثال) یک شمع پیوسته بتنی به طول 10 متر و قطر 0/45m در خاک ماسه ای قرار گرفته است. با توجه به نتایج SPT، ظرفیت باربری شمع Q_u را به دست آورید.

عمق (m)	N_{60}
1/5	6
3	7
4/5	5
6	8
7/5	10
9	10
10/5	13

5/5

عمق	N_{60}
12	15
13/5	18
15	20
17	17
18/5	18

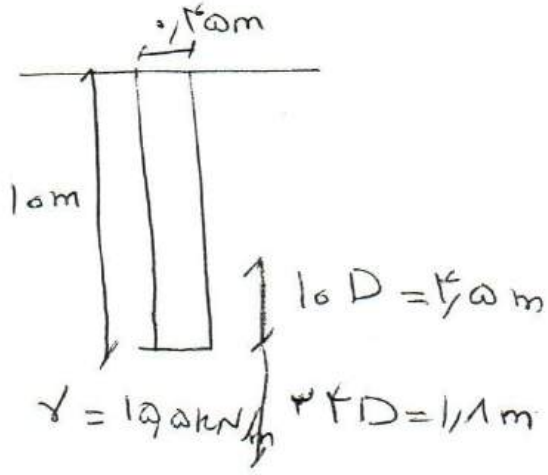
11/8

عمق	N_{60}
20	21

هر چی در عمق خاک میریم، خاک متراکم تر میشه و dense تر میشه پس به طور کلی مقاومت با افزایش عمق زیاد میشه و ظرفیت باربری شمع هم زیاد می‌شه (N_{60} ↑)

(12)

در این بازه N ها را میانگین میگیریم تا نماینده N شمع شود.



$$\bar{N}_{\gamma_0} = \frac{5+8+10+10+13+15}{6} = 10,17 = 10$$

روش میرهوف :

$$Q_p = A_p(q_p) = A_p\left(0,4 P_a \times \bar{N}_{\gamma_0} \times \frac{L}{D}\right) \leq A_p(4 P_a N_{\gamma_0})$$

P_a: 100 kPa — فشار اتمسفریک — $\bar{N}_{\gamma_0}$: بدون بعد

$$A_p\left(0,4 P_a \times \bar{N}_{\gamma_0} \times \frac{L}{D}\right) = \frac{\pi(0,45^2)}{4}\left[0,4 \times 100 \times 10 \times \frac{10}{0,45}\right] = 1413,7\ kN$$

$$A_p(4 P_a \bar{N}_{\gamma_0}) = \left(\frac{\pi \times 0,45}{4}\right)^2 (4 \times 100 \times 10) = 636,17\ kN$$

$$Q_p = 636,17\ kN$$

$L = 10m$

برای مقاومت جداری شمع با فرض شمع به عنوان شمع باجا به جایی کم :

depth = 19,5 m

$$\bar{N}_{\gamma_0} = \frac{6+7+5+8+10+10+14}{7} = 8,43 \simeq 8$$

رندی شمع معمولا ۸

Meyerhof $\longrightarrow f_{avg} = 0,01 \times P_a \times \bar{N}_{\gamma_0} = 0,01 \times 100 \times 8,43 = 8,43$

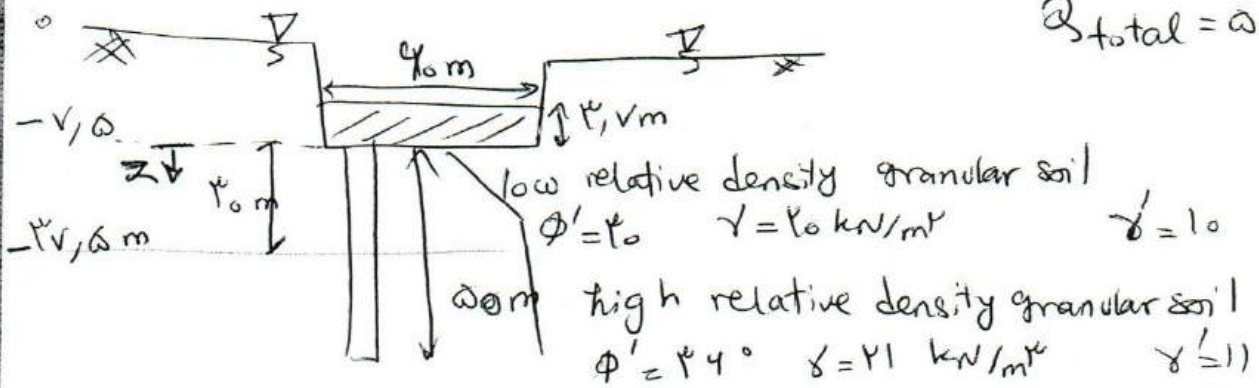
متوسط تنش جداره

$$Q_s = P \times L \times f_{ave} = (\pi \times 0,45)\, 10 \times 8,43 = 119,18\ kN$$

$$Q_u = Q_p + Q_s = 636,17 + 119,18 = \boxed{755,35\ kN}$$

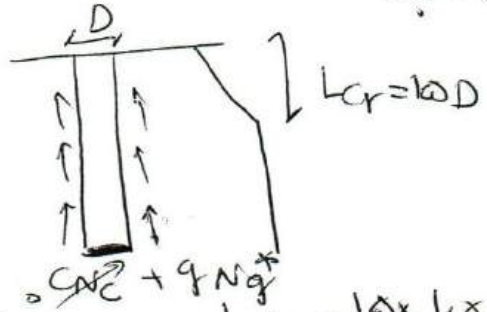
مثال) مهندسین شاور طراحی سیستم شالوده‌ای برای بلندترین برج جهان، برج دبی را در دستور کار دارند. شمع‌ها به طول $L = 50\,m$، کوبشی و با مقاطع فولادی به قطر $D = 1.5\,m$ می‌باشند. وزن برج به همراه سربار و شمع‌ها $500000\,ton$ است. با استفاده از $FS = 3$ و بدون در نظر گرفتن نیروی شمع، تعداد شمع مورد نیاز؟ ($n = ?$)

$Q_{total} = 500000\,ton$



طول بحرانی: وقتی ظرفیت باربری شمع را می‌خواهیم بنویسیم. اگر مثلاً عمق = 50 ← qH خیلی افزایش بیابد ولی تاثیری روی باربری ندارد. به همین دلیل طول بحرانی می‌گیرند.

مثلاً تا یک طولی $L_{cr} = 15D$ و بعد آن ثابت



$D = 1.5$ $L_{cr} = 15 \times 1.5 = 22.5\,m$

$L = 50\,m$ $FS = 3$

for $\phi = 36°$ $\xrightarrow[\text{Das}]{\text{Fig } 11.12}$ $N_q^* = 168$

Meyerhof:

$$Q_p = A_p \times q' N_q^* \leq A_p \cdot q_L = A_p \cdot (0.5\, P_a N_q^*) \tan\phi'$$

$$Q_p = \left(\frac{\pi \times 1.5^2}{4}\right)(10 \times 30 + 11 \times 20) \times 168 = 15437.8\,kN$$

$$Q_p = \left(\frac{\pi \times 1.5^2}{4}\right)(0.5 \times 100 \times 148)\tan 36 = 1087.8 \checkmark$$

<u>Skin resistance</u> : $L_{cr} = 15D = 22.5\ m$

$$Q_s = f_{avg} \times PL = (k\,\sigma'_o \tan\delta')PL$$

باقدم بدنه شمع

<u>for steel pile → k = 1.26</u> — ص ۵۵۵ کتاب

$$\delta' = (0.5 - 0.8)\,\phi' = 0.45\,\phi' \rightarrow \begin{cases} \delta_1 = 14.5^\circ \\ \delta_2 = 23.4^\circ \end{cases}$$

$0 < L < 22.5\ m$

$$f_{avg_1} = 1.26\left(\frac{22.5}{2}\,\overbrace{(20-10)}^{\gamma'}\right)\tan\overset{\delta_1}{(19.5)} = 50.196$$

شعاع

$22.5 < L < 30$

$$f_{avg_2} = 1.26\,(22.5 \times 10)\tan\overset{\delta_1}{(19.5)} = 100.393$$

$30 < L < 50$

$$f_{avg_3} = 1.26 \times (22.5 \times 10) \times \tan\overset{\delta_2}{23.4} = 122.481$$

برای Q_s . در کل شمع ، f_{avg} در هر ناحیه را در محیط آن ضرب می کنیم.

$$Q_s = \pi \times \overset{D}{1.5} \times (22.5 \times 50.196 + 7.5 \times 100.393 + 20 \times 122.481) = 2042.8\ kN$$

$$Q_u = Q_s + Q_p = 2042.8 + 1087.8 = 3127.6\ kN$$

$$Q_{all} = \frac{Q_u}{F.S} = \frac{3127.6}{3} = 1042.59\ kN = 104.6\ ton$$

$$n = \frac{500\,000}{1042.6} = 480.39 \longrightarrow n = 481$$

$$Q_p = \left(\frac{\pi \times 1.5^2}{4}\right)(0.5 \times 100 \times 148)\tan 36 = 1087.8$$

نشست شمع‌های تکی

$$S_e = S_{e1} + S_{e2} + S_{e3}$$

S_{e1}: نشست الاستیک محوری شمع

S_{e2}: نشست الاستیک شمع دارای بار نوک

S_{e3}: نشست الاستیک شمع دارای بار جداری شمع

$$S_{e1} = \frac{(Q_{wp} + \xi Q_{ws}) L}{A_p E_p} \qquad \xi = 0.5 - 0.6V$$

$$S_{e2} = \frac{q_{wp} D (1-\mu_s^2)}{E_s} I_{wp} \qquad q_{wp} = \frac{Q_{wp}}{A_p}$$

$I_{wp} \simeq 0.85$

$$S_{e3} = \left(\frac{Q_{ws}}{PL}\right) \frac{D}{E_s} (1-\mu_s^2) I_{ws} \qquad I_{ws} = 2 + 0.35\sqrt{\frac{L}{D}}$$

نشست گروه شمع:

$$S_g(e) = \sqrt{\frac{B_g}{D}}\, S_e \qquad \text{یا} \qquad S_g(e) = \frac{0.94 q \sqrt{B_g}\, I}{N \gamma_0}$$

D: قطر شمع تکی

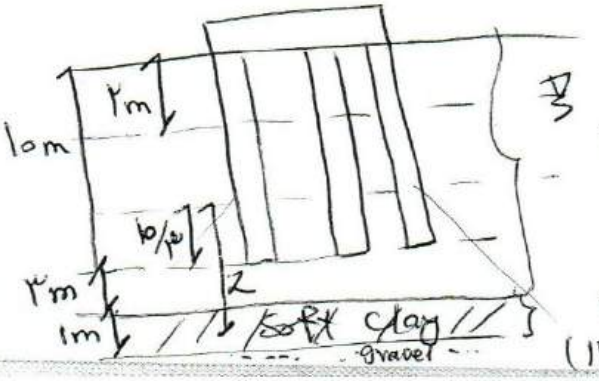
$$q = \frac{Q_g}{L_g B_g} \qquad I = 1 - \frac{L}{8 B_g} \geq 0.5$$

برای نشست تحکیمی گروه شمع: بار وارده بر سطح گروه شمع را به عمق $\frac{2L}{3}$ از سطح منتقل کرده و با روش ۲:۱ امتداد تنش و سطح لایه زیر اشباع و سپس نشست تحکیمی را به دست می‌آورید.

مثال) گروه شمع ۳×۳ فاصله‌ی 1m و قطر شمع D=0.4m بار 2500kN را تحمل می‌کند.

a) تعیین SF گروه شمع

b) محاسبه نشست کل گروه شمع



Dense sand

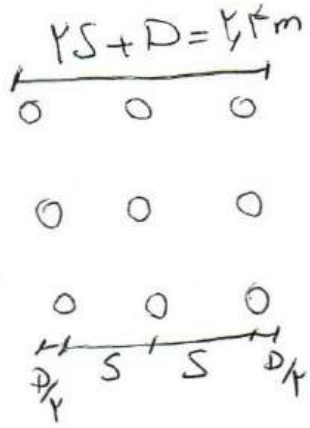
$\gamma = 17\ kN/m^3$, $\gamma_{sat} = 17.5\ kN/m^3$

$\phi = 31$, $E_s = 30\ MPa$, $E_p = 30\ GPa$

$m_v = 3.5 \times 10^{-4}\ m^2/kPa$, $\gamma = 19.8\ kN/m^3$

حل:

$$\left.\begin{array}{l} D=0{,}4m \\ L=10m \end{array}\right\} L/D = \frac{10}{0{,}4} = 25 > 10 \checkmark$$



$n=9$ spacing $= S = 1m$

single pile: $\begin{cases} \text{محیط} = \pi D = \pi \times 0{,}4 = 1{,}26m \\ \text{مساحت} = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{\pi \times 0{,}4^2}{4} = 0{,}126m^2 \end{cases}$

pile group $\begin{cases} \text{محیط سطح مقطع شمع} = 2(L_g + B_g) = 2(2{,}4+2{,}4) = 9{,}6m \\ \text{مساحت سطح مقطع شمع} = L_g \times B_g = 2{,}4 \times 2{,}4 = 5{,}76m \end{cases}$

$$K_{PS} = \frac{E_P}{E_S} = \frac{30 \times 10^6}{30 \times 10^3} = 1000 > 500$$

اگر مقدار $\frac{E_P}{E_S}$ باشد از کاهش طول محوری شمع صرف نظر می‌گردد.

با استفاده از روش β برای محاسبه ظرفیت باربری شمع تک،

$$\beta = (1-\sin\phi)\tan\phi = (1-\sin 31)\tan 31 = 0{,}29$$

$$Q_{uH} = Q_f + Q_b$$

$$Q_f = \beta \sigma'_z \times (PL) = 0{,}29\,(2\times 17 + 3\times(17{,}5 - 9{,}8))(10 \times 1{,}26) = 209\ kN$$

$$Q_b = N_q^* (\sigma'_z)_b \times A_b = 48{,}2 \times (2\times 17 + 8(17{,}5 - 9{,}8)) \times 0{,}126 = 341\ kN$$

$q_l = 1048{,}9$ $\quad A_p q_l = 1048{,}17\ kN$

$$\text{تک}\ Q_{uH} = Q_f + Q_b = 209 + 341 = 550\ kN$$

$$\text{گروه}\ Q_{uH} = n \times 550 = 5130\ kN$$

حال ظرفیت گروهی را به دست می‌آوریم:

$$(Q_f)_g = \beta \sigma'_z (\text{محیط}) \times L = 209 \times \frac{9{,}6}{1{,}26} = 1592\ kN$$

سطح مقطع جانبی گروه

سطح مقطع جانبی منفرد

$$(Q_b)_g = N_q \sigma'_z (\text{سطح مقطع نوک}) = 341 \times \frac{5.74}{0.126} = 1653\ kN$$

$A_{نوک}$ ، $A_{نوک}$

$$(Q_{uH})_g = \underbrace{\text{Min}}_{Q_u} (5130, 1809) = 5130\ kN$$

$= 1653 + 1592$

$$S.F = \frac{5130}{2500} = 2$$

Q_g

محاسبه نشست گروه شمع :

$$\text{نشست الاستیک گروه شمع} = \sqrt{\frac{B_g}{D}}\, S_e$$

* Q وارد بر شمع تکی $\frac{2500}{9} = 277\ kN$ است که اصطکاک جداره Q_{ws} $209\ kN$ آن را تحمل کرده و مابقی را که برابر Q_{wp} $68.7\ kN$ است قاعده شمع تحمل می کند

$$S_e = S_{e1} + S_{e2} + S_{e3}$$

$$S_{e1} = \frac{(Q_{wp} + \xi Q_{ws}) L}{A_p E_p} = \frac{(68.7 + 0.6 \times 209) 10}{0.126 \times 30 \times 10^6} = 0.5 \times 10^{-3}\ m = 0.5\ mm$$

$$S_{e2} = \frac{q_{wp} D (1 - \mu_s^2) I_{wp}}{E_s} \qquad q_{wp} = \frac{Q_{wp}}{A_p} = \frac{68.7\ kN}{0.126\ m^2} = 545.2$$

$$S_{e2} = \frac{545.2 \times 0.4 (1 - 0.3^2) \times 0.85}{30 \times 10^3} = 5.44 \times 10^{-3} = 5.44\ mm$$

$$S_{e3} = \left(\frac{Q_{ws}}{PL}\right)\left(\frac{D}{E_s}\right)(1 - \mu_s^2)\, I_{ws} = \left(\frac{209}{1.26 \times 10}\right)\left(\frac{0.4}{30 \times 10^3}\right)(1 - 0.3^2)\, I_{ws}$$

$$\underbrace{2 + 0.35\sqrt{\frac{L}{D}}}_{3.75} \quad \frac{L}{D} = \frac{10}{0.4}$$

$$= 0.755 \times 10^{-3}\ m = 0.8\ mm$$

$$S_e = 0.5 + 5.44 + 0.8 = 6.74\ mm \simeq 7\ mm$$

$$S_{eg} = \sqrt{\frac{B_g}{D}}\, S_e = \sqrt{\frac{2.4}{0.4}} \times 6.74 = 17\ mm \checkmark$$

نشست تحکیمی : ← در وسط لایه رس ترم اشباع

$$z = \frac{10}{3} + 3 + \frac{1}{2} = 6.83\ m$$

$$\Delta\sigma = \frac{Q_{avg}}{(B_g + z)(L_g + z)} = \frac{2500}{(2.3 + 6.83)^2} = 29.3\ kPa$$

$$S_c = m_v \cdot H_0 \cdot \Delta\sigma'_z = 3.5 \times 10^{-4} \times 29.3 \times 1 = 10.25 \times 10^{-3}\ m = 10\ mm$$

$$S_{total} = S_e + S_c = 10 + 17 = \boxed{27\ mm}$$

عدد SPT { عدد بالاتر: سخت‌تر ، پایین‌تر: نرم‌تر } ← حتی در یک نوع خاک می‌تواند چندین برابر تغییر کند، با تراکم متفاوت برگذاری شده‌اند.
اهمیت این اعداد درشت است.

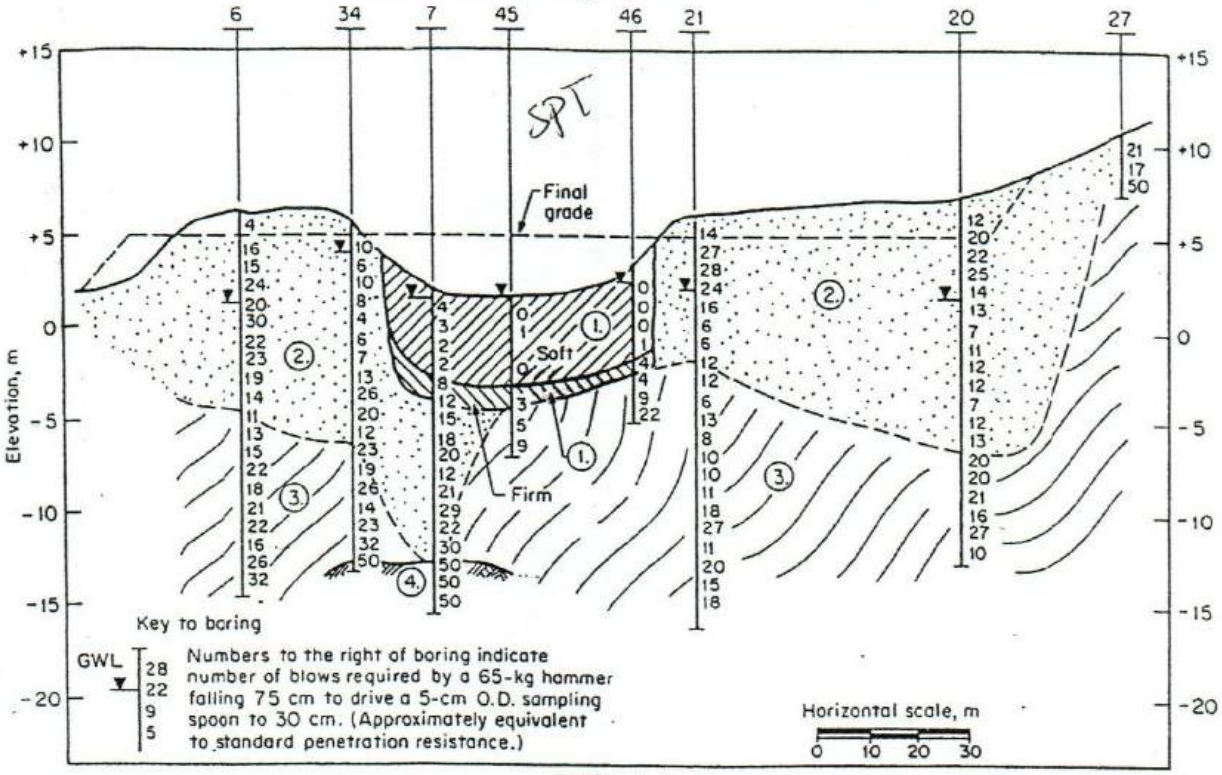


FIG. 2.90 Typical geologic section across site shown on Fig. 2.89. Stratum descriptions: (1) recent alluvium and marine deposits consisting of interbedded organic silts, sands, and clays; (2) residual soil: silt, clay, and sand mixtures; (3) micaceous saprolite: highly decomposed gneiss retaining relict structure; (4) weathered and partially decomposed gneiss.

① خاک ضعیف روانی - گل‌ولای اورگانیک - خاک آلی ← برای پی و راه خوب نیست.
② خاک دستی - ریشه‌دار یا خاک ریزی شده یا جابه‌جا شده ← ضعیف است.
③ سنگ‌های ضعیف شده و ارفته از هم تجزیه شده - خاک هوازده، سنگ هوازده
④ هوازده (سنگ) ولی جزئی تر

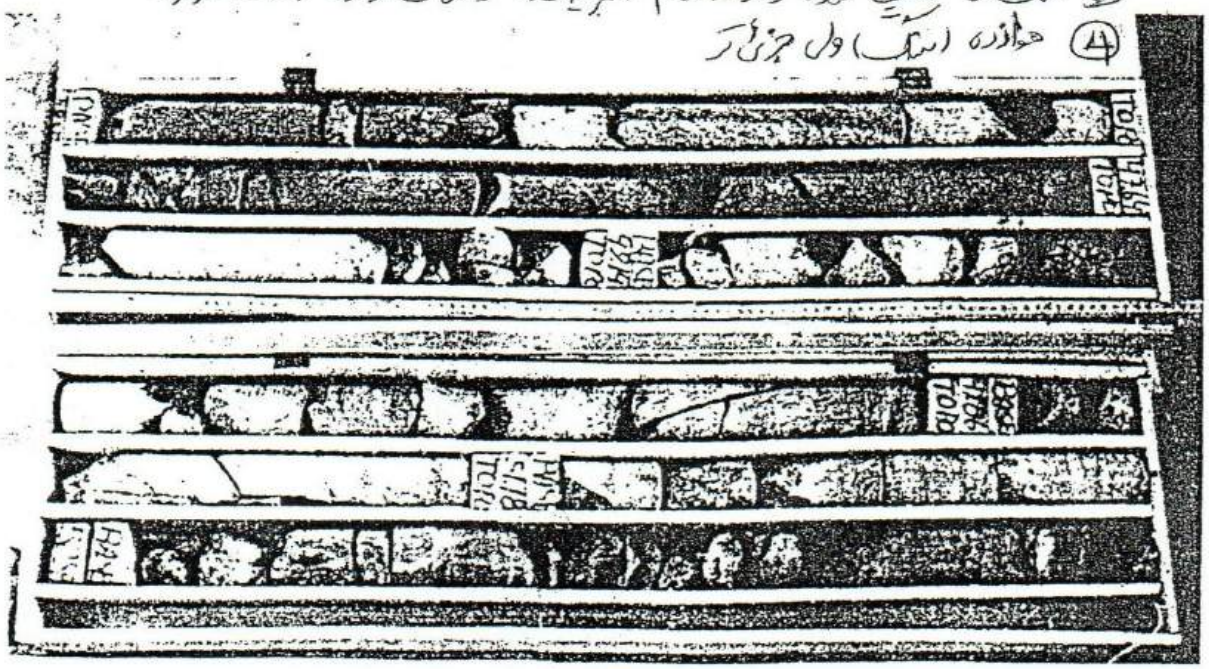


FIG. 2.87 Core recovery of about 90% in fractured diorite grading to gneiss; RQD about 40 to 70%. Coring with NX double-tube swivel-type barrel.

Happy Engineering Co — Test boring report log — UD-C (1) Boring No. 1

Project: New Plant Bldg. — Location: Uptown N.J. — Sheet 1 of 1

Client: Widget Inc. — Coordinates: N102563.02, E78 765.50 — Project No. 78-102

Contractor: Drill-Good Inc. — Driller: W. Dowell — Inspector: J. Eyesharp

Date started: 7-21-78 — Date finished: 7-21-78 — Surface Elevation: 15.20 ft — Datum: MSL

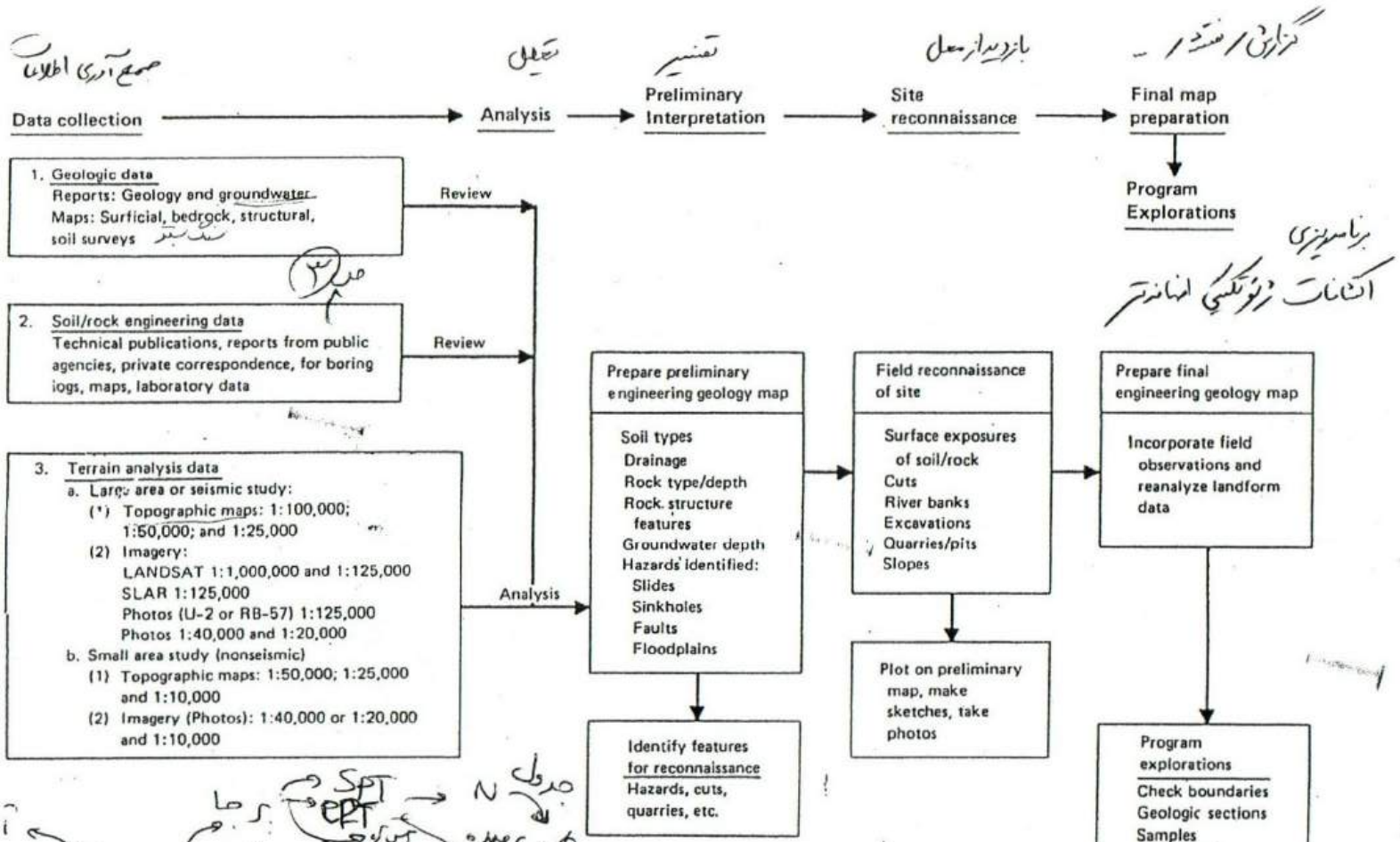
Depth, ft	Casing blows	Sample No.	N(3)	Sampler (2)	Recovery, %	Symbol	Strat. Elev.	Material and stratum description	UCS or RQD	Moisture (4)	Laboratory tests: NMC	LL	PL	Other (5)
	3 6	1	8	SS	50		4.80	Topsoil; dark grey silty fine sand		D				
	Mod	2	12	SS	75			Brown c-f sand, trace silt, stratified, loose	Sm	m				G
		3	6	SS	0					▼				
5		4	4	SS	60		-0.30		Sm	W				
		5	P 100	P	100			Dark grey organic silt and clay, w/ shell fragments, soft.	OL	W	110	120	70	C, V-lab
		6	2	SS	40				OH	W	80	85	68	C, V-lab
10		7	18	SS	60		-5.00		OH	W				
		8	–	D	80			Multicolored clayey c-f sand, micaceous (residual soil), compact	SC	W	26	23	19	C, T
		9	20	SS	60				SC	M				
15		10	27	SS	65		-10.30	Grading to saprolite; multicolored silty c-f sand, micaceous	SP	M				
20		11	50/2"	SS	70		-14.80	Grading to moderately decomp gneiss; light grey; soft to hard, closely jointed mod. foliated	WM					
		12		DS (NX)	85		-18.60	Gneiss; light grey, very hard, weathering slight, texture: c-m, fabric: mod. foliated, minerals: qtz, feldspar, hornblende	60% WS					
25		13		DS (NX)	95				75%					
30								End of boring at 37 ft						

Notes:
(1) Boring type: W–wash, UD–undisturbed, C–core (Size NX).
(2) Samplers: SS–split spoon, S–Shelby, P–piston, D–Denison, O–other (Describe).
Core barrels: ST–single tube, DT–double tube, DS–double tube swivel.
(3) N=sum of last 12 in.
(4) Soil moisture: D–dry, M–moist, W–wet, GWL – ▼ (date).
(5) Other tests: G–grain size, C–consolidation, T–triaxial, U–unconfined, V–field vane, K–field perm.

این ستون در مثال دیده نشده که عدد ننوشته

FIG. 2.92 Example of test boring report log for soil and rock boring.

NMC
Normal Moisture Content
Natural " "



The elements of the geologic land reconnaissance study.

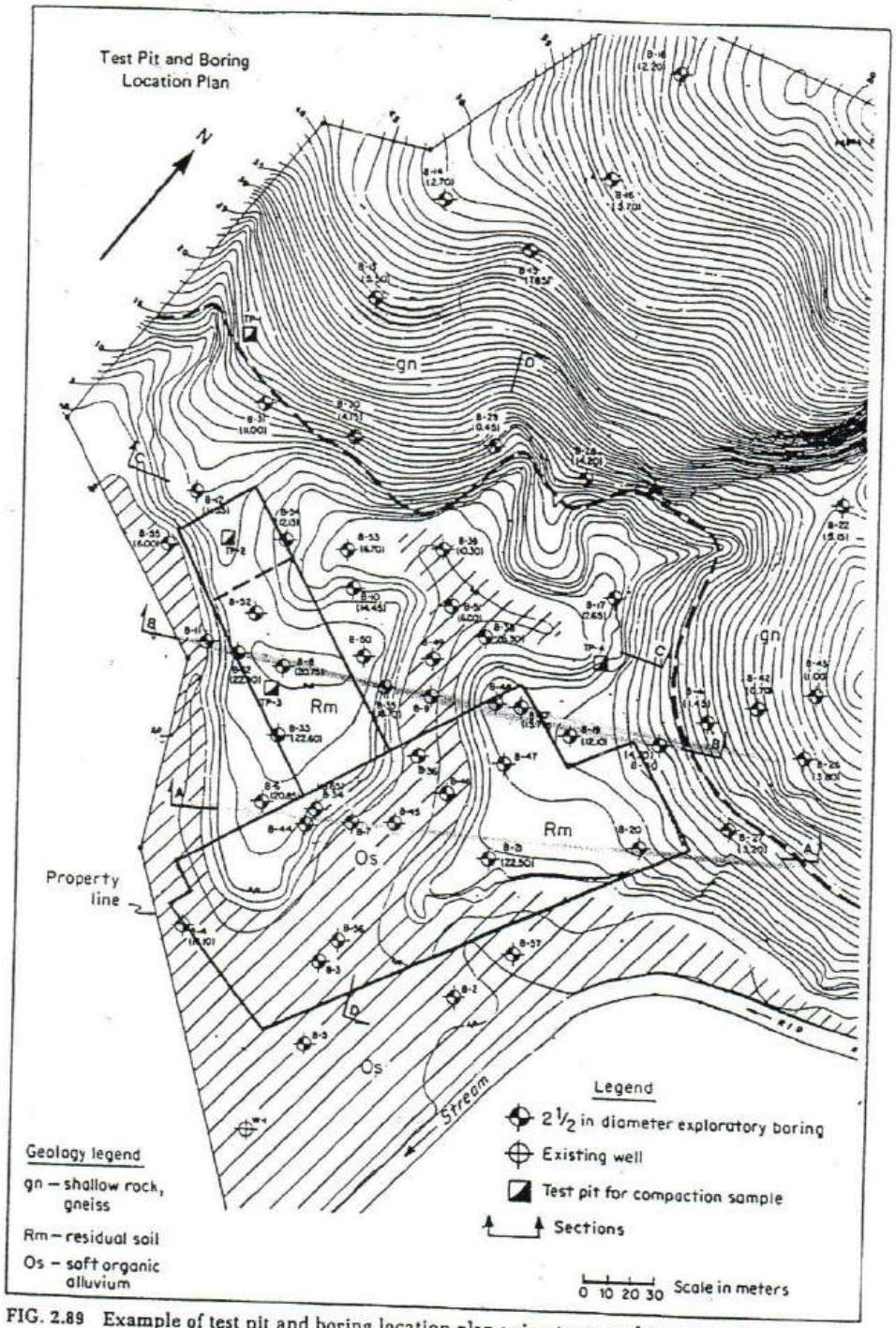
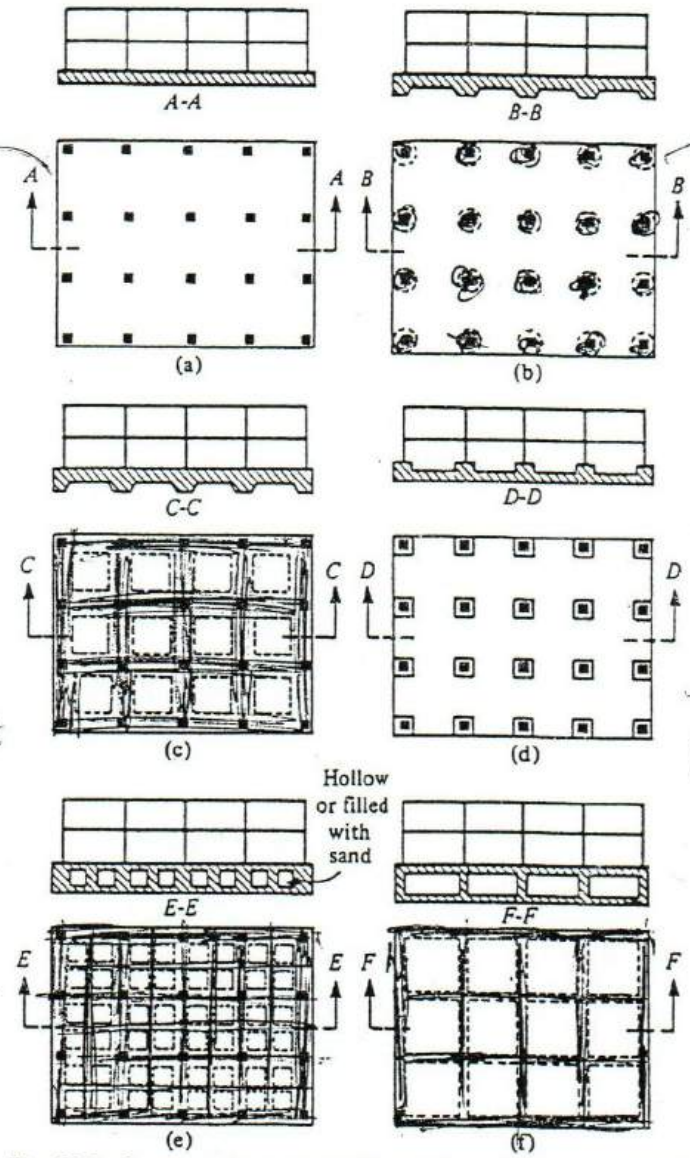


FIG. 2.89 Example of test pit and boring location plan using topographic map and engineering geology map as base map. *(Courtesy of Joseph S. Ward & Associates.)*

۱۰ نوع پی گسترده



پی یکنواخت با ستون

با زیاد به جای ضرب کردن کف، در محل بارگذاری ستون ها، سطح را بیشتر کنیم.

وقتی بار خیلی زیاد میشه، علاوه بر اینکه زیر ستون ها یکپارچه شناژ ها مرتبط به هم می شن

کف در عمق یکنواخت است ولی زیر ستون را بزرگ و مکعب می کنیم

Fig. 17.2 Common types of mat foundations. (a) Flat plate; (b) flat plate thickened under columns; (c) two-way beam and slab; (d) flat plate with pedestals; (e) cellular construction; (f) basement walls as rigid frame.

جعبه ای (box)

عمق زیاد می خواهیم ولی نیازی نیست هم عمق را با بتن پر کنیم. در جاهای کارخانه ای رخ میده. که لوله و اینا هم می خواهیم بزاریم. حتی ممکنه اگر نیاز نداریم، حفره اش با خاک پر کنیم که هم هزینه حمل خاک بیرون نداریم. هم هزینه بتن ندیم

پی های کم عمق پیوسته و گسترده

۲ پی به هم متصل هستند

جاهایی که به دلیل اینکه گوشه مرز قرار گرفته، تقارن ندارد

پی باید پیوسته شود تا بارش پخش شود

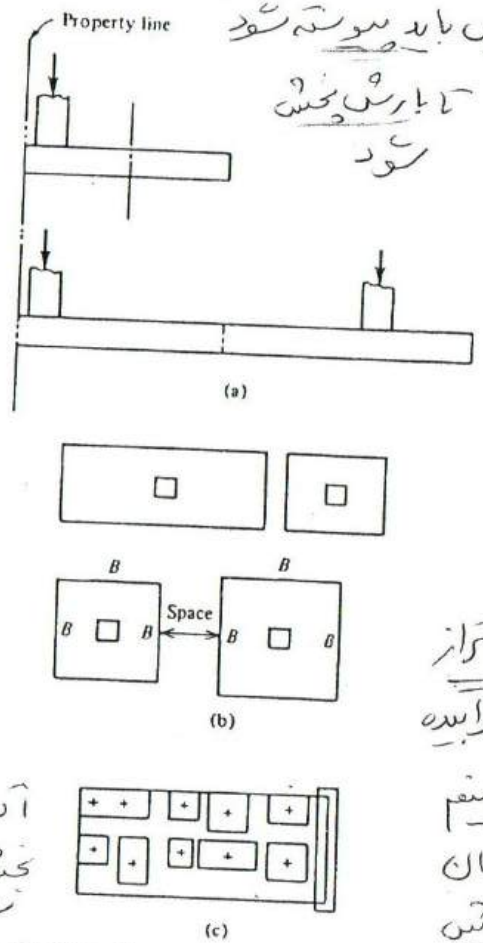
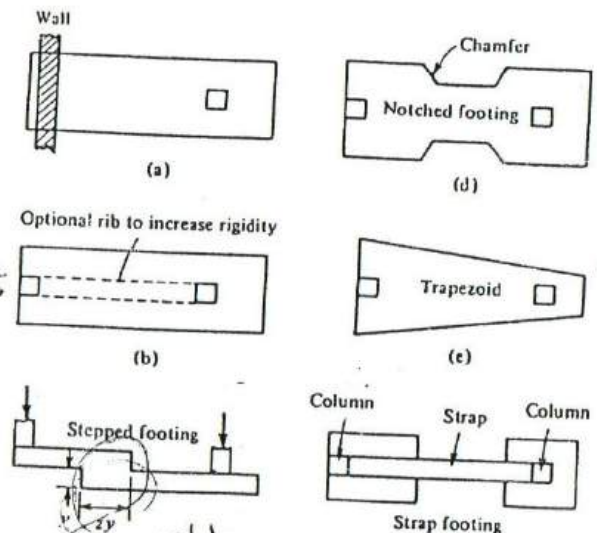


Fig. 16.1 Conditions for use of combined footings. (a) Footings which will be subjected to overturning moment and nonuniform soil pressure can be combined using conventional design practice; (b) footings loaded and placed so that space between footings is small. Generally, if space between footings is less than B it will be more economical to combine or abut two footings; (c) if footings occupy most of foundation space, consider a mat or combining footings.

آنقدر بار دو ستون زیاد که بخش عمده کف را ستون گرفته که یا می‌توان به صورت ایجاد متصل یا یکپارچه mat (رادیه) ساخت و ستون و دیوار روی یک قرار دهید



شناژبندی سنگ

ذوزنقه‌ای

پله‌ای

پی گسترده

Fig. 16.2 Types of continuous footings.

پی‌ها را با تیرهایی هم‌تراز پی که کف زمین خوابیده به هم وصل کنیم این تیر عمقش همان عمق پی و عرضش گسترده است.

در کشور کوهستانی

این قسمت بار را بین دو قسمت بالا و پایین منتقل می‌کند و لزوماً با بهره نیست از خاک شناژ هم همینطور است.

active

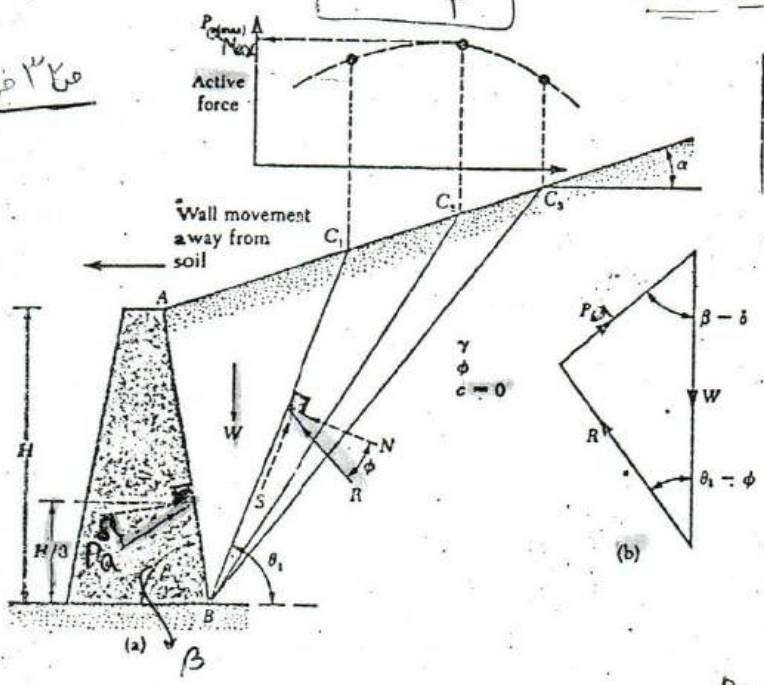
روش فشار جانبی فعال کولمب

$$Z = \frac{H}{3}$$

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

ضریب ۱/۴ و ۱/۵

ص ۳۲ جزوه



K_a = Coulomb's active earth pressure coefficient

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

H = height of the wall

حالت دیوار قائم و خاک پشت افقی

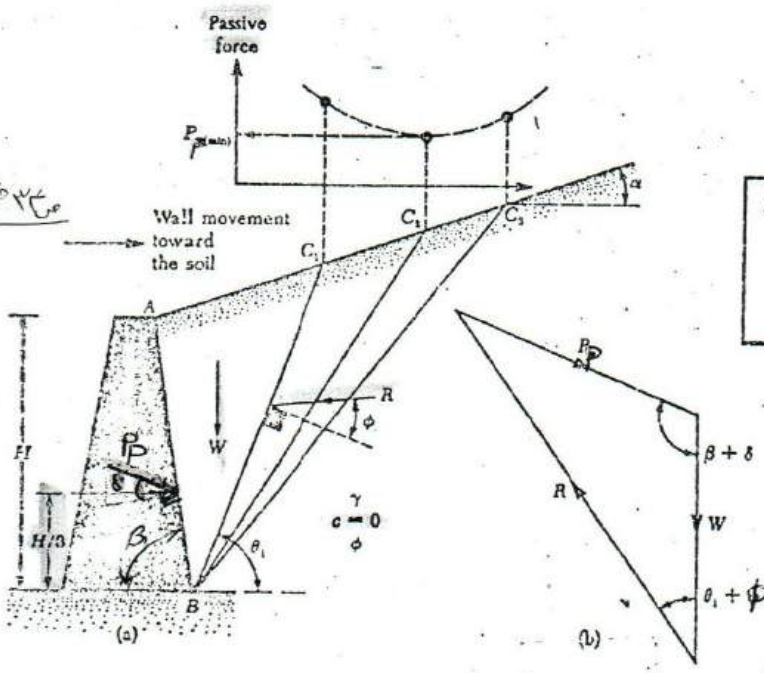
Table 7.3 Values of K_a [Eq. (5.19)] for $\beta = 90°$, $\alpha = 0°$

ϕ (deg)	δ (deg) 0	5	10	15	20	25
28	0.3610	0.3448	0.3330	0.3251	0.3203	0.3186
30	0.3333	0.3189	0.3085	0.3014	0.2973	0.2956
32	0.3073	0.2945	0.2853	0.2791	0.2755	0.2745
34	0.2827	0.2714	0.2633	0.2579	0.2549	0.2542
36	0.2596	0.2497	0.2426	0.2379	0.2354	0.2350
38	0.2379	0.2292	0.2230	0.2190	0.2169	0.2167
40	0.2174	0.2098	0.2045	0.2011	0.1994	0.1995
42	0.1982	0.1916	0.1870	0.1841	0.1828	0.1831

Passive

روش فشار جانبی مقاوم کولمب

ص ۳۴ جزوه



$$P_p = \frac{\gamma H^2 K_p}{2}$$

ضریب ۱/۱۵

$$Z = \frac{H}{3}$$

K_p = Coulomb's passive pressure coefficient

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

7-10

Table 7.5 Values of K_p [Eq. (5.27)] for $\beta = 90°$ and $\alpha = 0°$

ϕ (deg)	δ (deg) 0	5	10	15	20
15	1.698	1.900	2.130	2.405	2.735
20	2.040	2.313	2.636	3.030	3.525
25	2.464	2.830	3.286	3.855	4.597
30	3.000	3.506	4.143	4.977	6.105
35	3.690	4.390	5.310	6.854	8.324
40	4.600	5.590	6.946	8.870	11.772

Table 5.6 General Range of Wall Friction Angles for Masonry or Mass Concrete Walls

Backfill material	Range of δ (deg)
Gravel	27–30
Coarse sand	20–28
Fine sand	15–25
Stiff clay	15–20
Silty clay	12–16

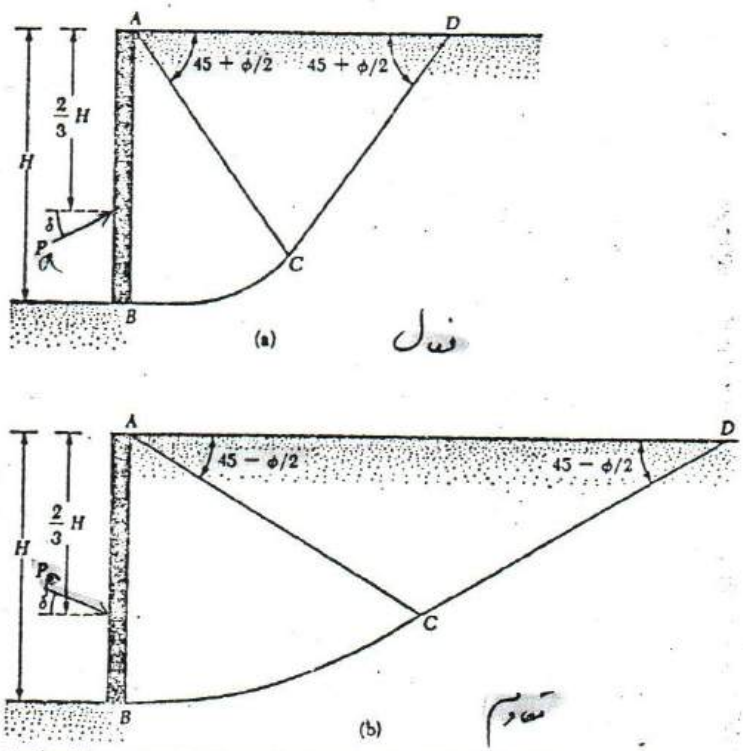


Figure 5.14 Nature of failure surface in soil with wall friction for (a) active pressure case; (b) passive pressure case

طبیعت سطح شکست در خاک
با اصطکاک بین دیوار و خاک

محل اعمال بار به
دیوار از نوع active و
$H/3$ از نوع passive
به لغت پایین

Table 5.7 Values of K_p [Eq. (5.28)] for a Vertical Wall with Horizontal Cohesionless Soil as Backfill*

	ϕ (deg)					
δ (deg)	20	25	30	35	40	45
0	2.04	2.46	3.00	3.69	4.60	5.83
5	2.27	2.78	3.44	4.31	5.46	4.09
10	2.47	3.08	3.86	4.92	6.36	8.43
15	2.64	3.34	4.28	5.53	7.30	9.89
20	2.87	3.61	4.69	6.17	8.30	11.49
25		4.0	5.12	6.85	9.39	13.20
30			5.81	7.61	10.60	15.31
35				8.65	12.00	17.65
40					14.40	20.48
45						25.47

* After Shields and Tolunay (1973)

در نظر بگیر: $k_a = \frac{1}{k_p}$

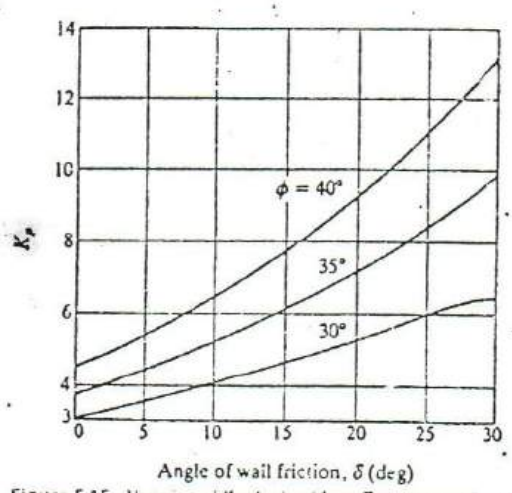


Figure 5.15 Variation of K_p obtained from Terzaghi and Peck's method [vertical backface of wall ($\beta = 90°$) and horizontal granular backfill]

مقادیر K_p با روش تراتی و پک (1967)
سطح پایین صفحه شکست بصورت اسپیرال
تعریف شده است

ص ۳۱ جزوه

فشار جانبی خاک پوشش زمین

فشار رنکین

خاک پشت دیوار شیبدار $\alpha \neq 0$

دیوار قائم است ولی توزیع نیرو پشت دیوار با زاویه α است.

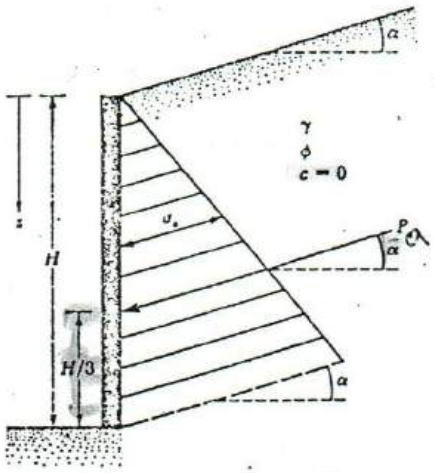


Figure 5.16 Notations for active pressure—Eqs. (5.29), (5.30), (5.31)

$$K_a = \cos\alpha \, \frac{\cos\alpha - \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\phi}}{\cos\alpha + \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\phi}}$$

حالت $\beta = 90^\circ$ (دیوار قائم)

و $c = 0$

جدول Das V,1

Table 5.8 Active Earth Pressure Coefficient, K_a [Eq. (5.29)]

	ϕ (deg) →						
↓ α (deg)	28	30	32	34	36	38	40
0	0.361	0.333	0.307	0.283	0.260	0.233	0.217
5	0.366	0.337	0.311	0.286	0.262	0.240	0.219
10	0.380	0.350	0.321	0.294	0.270	0.246	0.225
15	0.409	0.373	0.341	0.311	0.283	0.258	0.235
20	0.461	0.414	0.374	0.338	0.306	0.277	0.250
25	0.573	0.494	0.434	0.385	0.343	0.307	0.275

Note: With $\alpha = \phi$, $K_a = \cos\alpha$. So, $\alpha = \phi = 28^\circ$, $K_a = 0.883$
$\alpha = \phi = 30^\circ$, $K_a = 0.866$
$\alpha = \phi = 32^\circ$, $K_a = 0.848$
$\alpha = \phi = 34^\circ$, $K_a = 0.829$
$\alpha = \phi = 36^\circ$, $K_a = 0.809$
$\alpha = \phi = 38^\circ$, $K_a = 0.788$
$\alpha = \phi = 40^\circ$, $K_a = 0.766$

$$K_p = \cos\alpha \, \frac{\cos\alpha + \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\phi}}{\cos\alpha - \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\phi}}$$

حالت $\beta = 90^\circ$ (دیوار قائم)

و $c = 0$

Table 7.8 Passive Earth Pressure Coefficient, K_p [Eq. (5.33)]

	ϕ (deg) →						
↓ α (deg)	28	30	32	34	36	38	40
0	2.770	3.000	3.255	3.537	3.852	4.204	4.599
5	2.715	2.943	3.196	3.476	3.788	4.136	4.527
10	2.551	2.775	3.022	3.295	3.598	3.937	4.316
15	2.284	2.502	2.740	3.003	3.293	3.615	3.977
20	1.918	2.132	2.362	2.612	2.886	3.189	3.526
25	1.434	1.664	1.894	2.135	2.394	2.676	2.987

Note: With $\alpha = \phi$, $K_p = \cos\alpha$. So, $\alpha = \phi = 28^\circ$, $K_p = 0.883$
$\alpha = \phi = 30^\circ$, $K_p = 0.866$
$\alpha = \phi = 32^\circ$, $K_p = 0.848$
$\alpha = \phi = 34^\circ$, $K_p = 0.829$
$\alpha = \phi = 36^\circ$, $K_p = 0.809$
$\alpha = \phi = 38^\circ$, $K_p = 0.788$
$\alpha = \phi = 40^\circ$, $K_p = 0.766$

مقادیر ضرایب فشار جانبی خاک (متعادل) معادل برای اثرات زلزله در خاک پشت دیوار حایل ص ۳۵۰ کتاب

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

ص ۳۵۰ کتاب

K_{ae} = active earth pressure coefficient

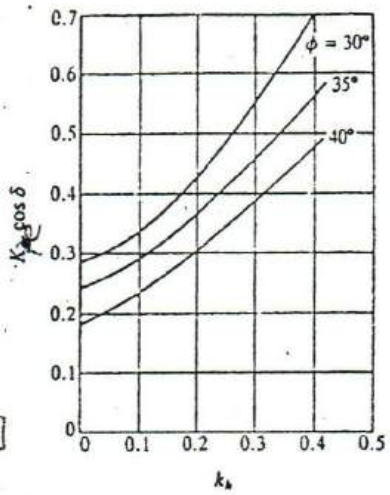
$$= \frac{\sin^2(\phi+\beta-\theta')}{\cos\theta' \sin^2\beta \sin(\beta-\theta'-\delta)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\sin(\phi-\theta'-\alpha)}{\sin(\beta-\delta-\theta')\sin(\alpha+\beta)}}\right]^2}$$

درجه $\theta' = \tan^{-1}\left[\frac{k_h}{(1-k_v)}\right]$

$K_h = \frac{\text{نیروی افقی زلزله}}{\text{وزن}}$

$K_v = \frac{\text{نیروی قائم زلزله}}{\text{وزن}}$

$\theta' = \tan^{-1}\left[\frac{k_h}{1-k_v}\right]$



K_{pe} = passive earth pressure coefficient

$$= \frac{\sin^2(\beta+\theta'-\phi)}{\cos\theta' \cdot \sin^2\beta \cdot \sin(\delta+\beta+\theta'-90) \cdot \left[1-\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\cdot\sin(\phi+\alpha-\theta')}{\sin(\beta+\delta+\theta')\cdot\sin(\alpha+\beta)}}\right]^2}$$

ص ۳۷۰ کتاب

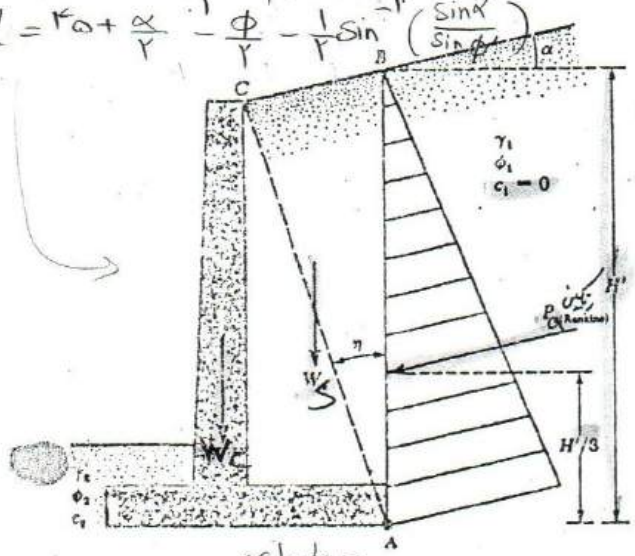
$$P_{pe} = \left[\frac{1}{2}\gamma H^2 K_{pe}\right]\frac{1}{\cos\delta'}$$

$(k_v=0,\ \beta=90°,\ \delta=\phi/2,\ \phi \rightarrow)$ تغییرات K_{ae} و δ : K_h

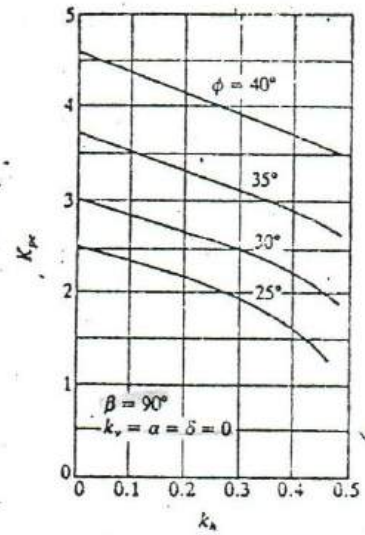
V-۳۰ ملوداند

$\bar{z} = H/3$

$$\eta = 90 + \frac{\alpha}{2} - \frac{\phi'}{2} - \frac{1}{2}\sin^{-1}\left(\frac{\sin\alpha}{\sin\phi'}\right)$$

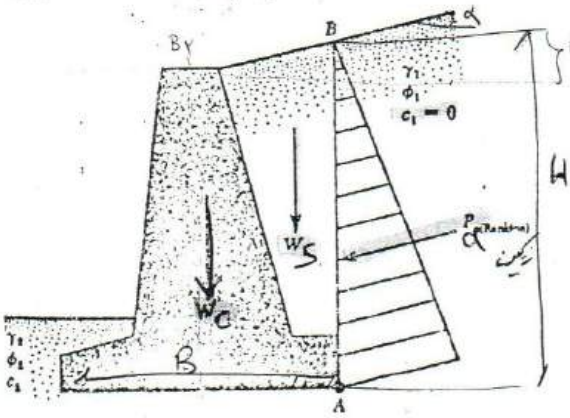


طره‌ای (a)

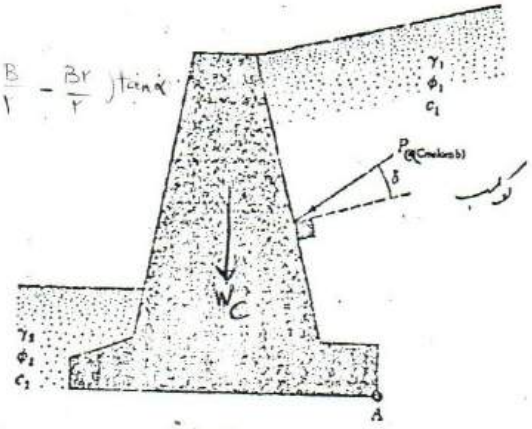


شتاب قائم = ۰ ⇒ فقط شتاب افقی داریم

Figure 5.23 Variation of K_{ae} with k_h for $k_v = \alpha = \delta = 0$ and $\beta = 90°$ and Chen, 1988)



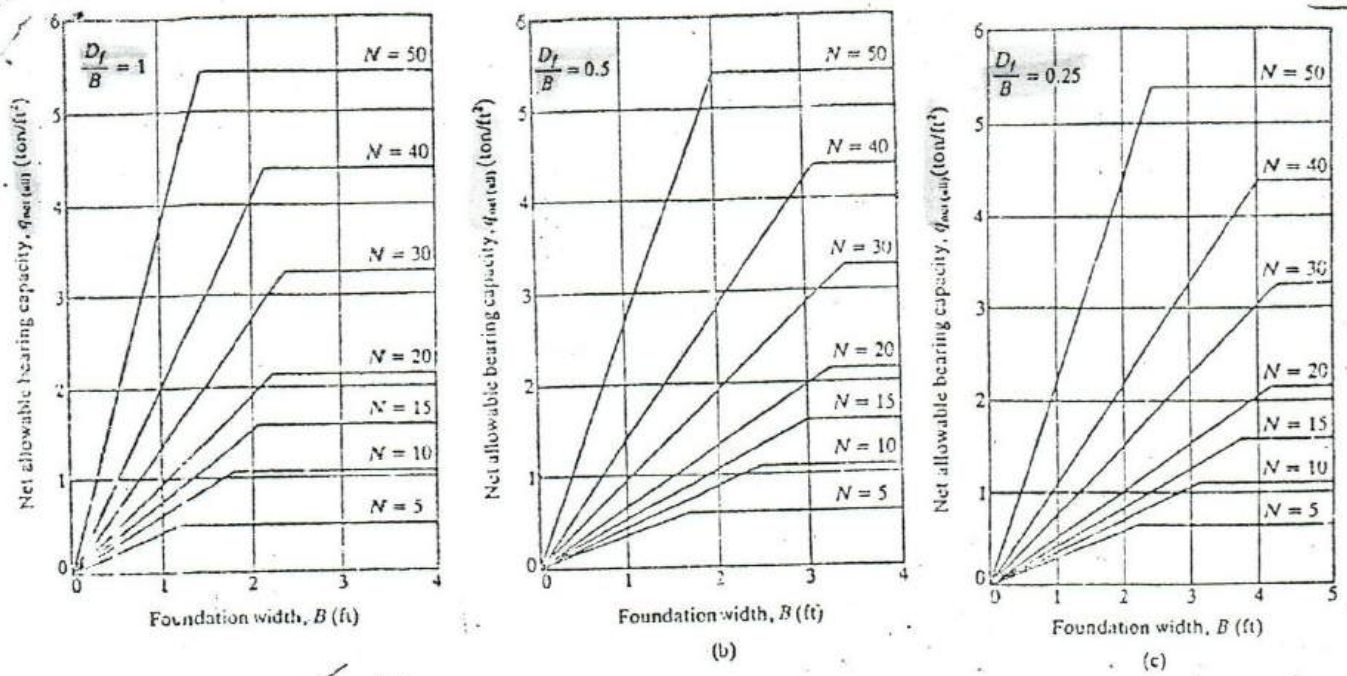
وزنی (b)



وزنی (c)

فرضیات برای تعیین فشار جانبی زمین (a) دیوار طره‌ای (b) و (c) دیوار وزنی

ص ۱۷ جزوه



ظرفیت باربری مجاز در ماسه برحسب SPT (N) برای شالوده‌ها با نشست کمتر از 25mm

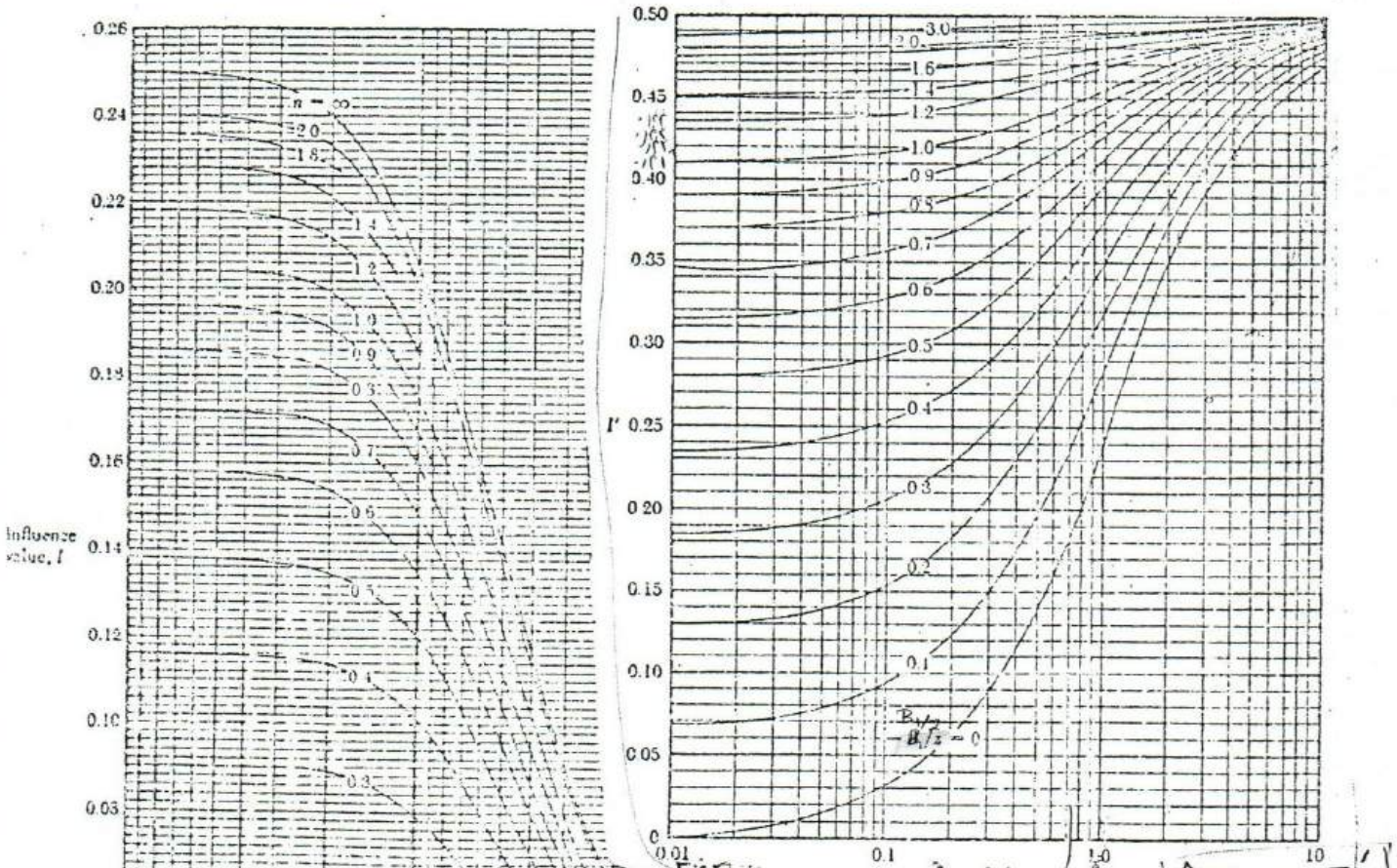


Fig 5.11 Influence value of I' for embankment loading (after Osterberg, 1957)

$\Delta\sigma = q_0 I'$

Table 3.8 Values of R/z for Various Values of $\Delta p/q_0$ [Eq. (3.101)]

$\Delta p/q_0$	R/z
0	0
0.1	0.2698
0.2	0.4005
0.3	0.5181
0.4	0.6370
0.5	0.7664
0.6	0.9174
0.7	1.1097
0.8	1.3871
0.9	1.9084

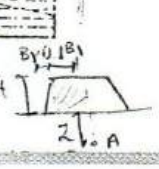
مقادیر I برای بارشکیر

ص ۲۴ جزوه

$q_0 = \gamma H$

ارتفاع خاکریز

$\Delta\sigma = q_0 (I'_{\text{چپ}} + I'_{\text{راست}})$



نشست آنی پی های اشباع
پی انحراف پذیر

ص ۲۵ جزوه

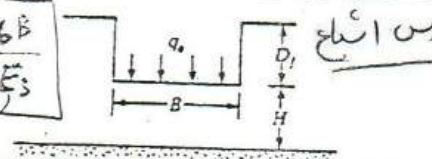
ص ۱۹ جزوه معنی ها L/B استفاده

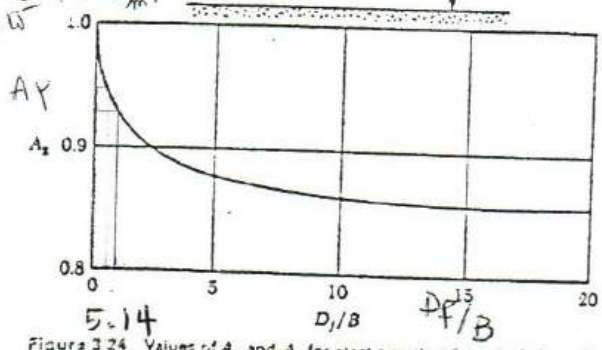
نشست آنی پی اشباع

$$S_e = A_1 A_2 \frac{qB}{E_s}$$

q : kN/m^2

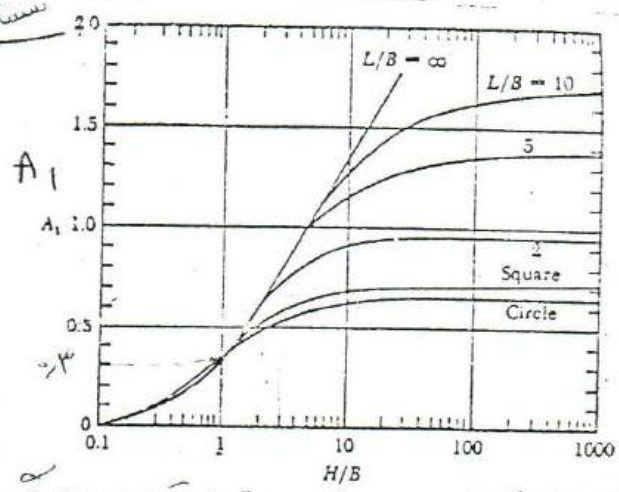
E_s : kN/m^2 (جدول ۵,۷ کتاب)



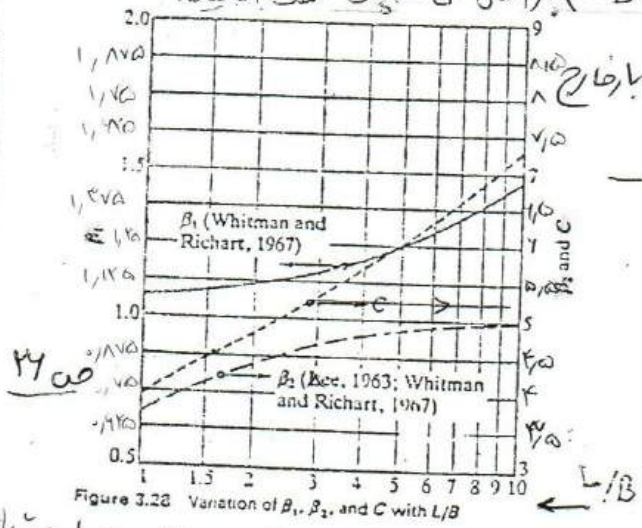


5.14

Figure 3.24 Values of A_1 and A_2 for elastic settlement calculation—Eq. (3.64) (Christian and Carrier, 1978)



اگر $H/B > 10$ باشد دقت کافی است، چون تا ۲ برابر بعد پی فاصله کم ۲ برابر بعد هم بار دارد و در عمق بیشتر از B هم بار اعمال می شود پس نشست هم داریم.

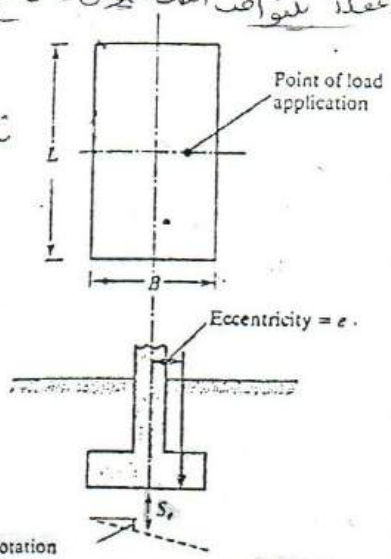


نشست آنی بار خارج از محور

ص ۲۶

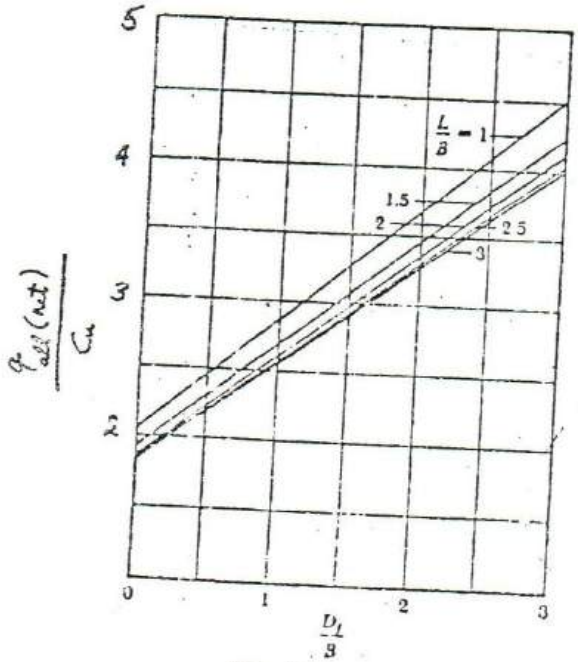
Figure 3.28 Variation of β_1, β_2, and C with L/B

مثال: $L/B = ۳ \rightarrow C = ۰,۲$



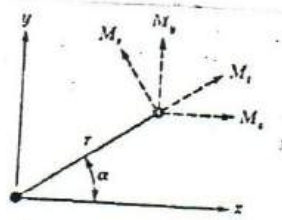
ص ۲۶ جزوه

Figure 3.27 Elastic settlement of eccentrically loaded foundation



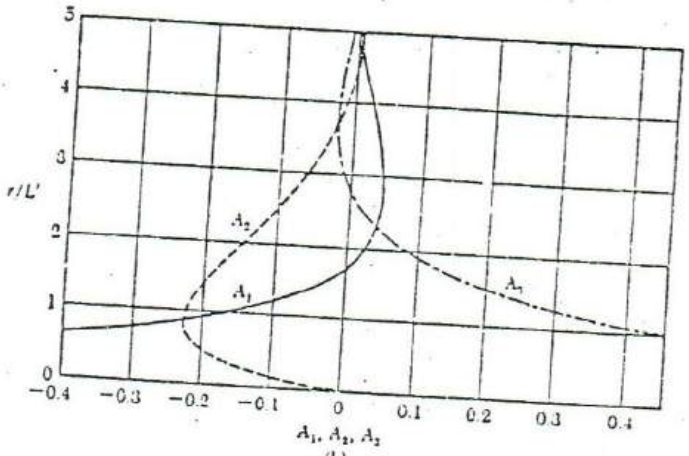
SF = 3.0

SF = 3.0 $\frac{D_f}{B}$ و $\frac{q_{all(net)}}{c_u}$ نمودار پی گسترده



ص ۲۷ جزوه

(a)



(b)

روش تقریبی پی انحراف پذیر برای شالوده گسترده

$\Delta\sigma = q_0 I$

$\begin{cases} m = B/z \\ n = L/z \end{cases}$

توسط بار مستطیلی گسترده

روش بوسینسک

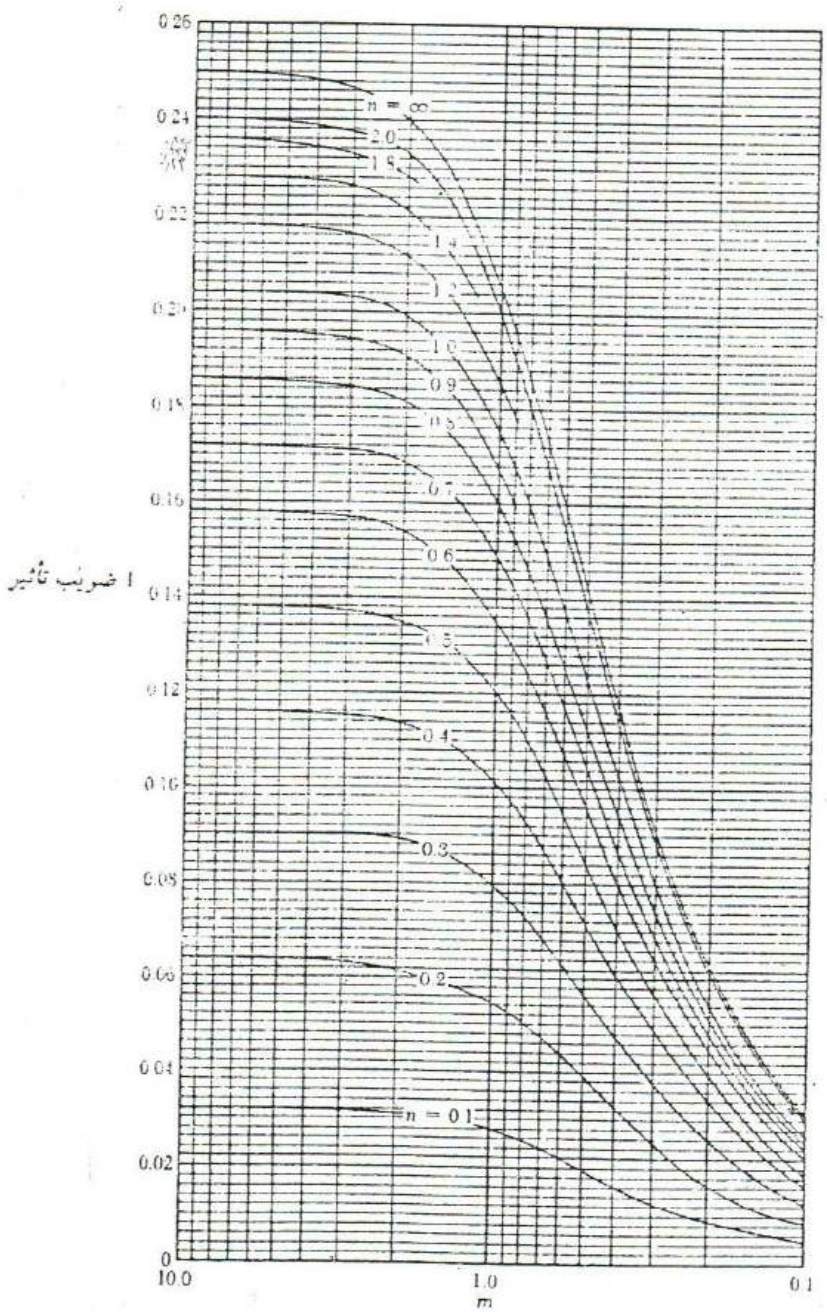
ص ۲۲ جزوه

Table 5.2

جدول ۳ - ۷ - تغییرات ضریب تأثیر I (رابطهٔ ۳ - ۹۲)

m ↓ / n →	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.2	1.4
0.1	0.00470	0.00917	0.01323	0.01678	0.01978	0.02223	0.02420	0.02576	0.02698	0.02794	0.02926	0.03007
0.2	0.00917	0.01790	0.02585	0.03280	0.03866	0.04348	0.04735	0.05042	0.05283	0.05471	0.05733	0.05894
0.3	0.01323	0.02585	0.03735	0.04742	0.05593	0.06294	0.06858	0.07308	0.07661	0.07938	0.08323	0.08561
0.4	0.01678	0.03280	0.04742	0.06024	0.07111	0.08009	0.08734	0.09314	0.09770	0.10129	0.10631	0.10941
0.5	0.01978	0.03866	0.05593	0.07111	0.08403	0.09473	0.10340	0.11035	0.11584	0.12018	0.12626	0.13003
0.6	0.02223	0.04348	0.06294	0.08009	0.09473	0.10688	0.11679	0.12474	0.13105	0.13605	0.14309	0.14749
0.7	0.02420	0.04735	0.06858	0.08734	0.10340	0.11679	0.12772	0.13653	0.14356	0.14914	0.15703	0.16199
0.8	0.02576	0.05042	0.07308	0.09314	0.11035	0.12474	0.13653	0.14607	0.15371	0.15978	0.16843	0.17389
0.9	0.02698	0.05283	0.07661	0.09770	0.11584	0.13105	0.14356	0.15371	0.16185	0.16835	0.17766	0.18357
1.0	0.02794	0.05471	0.07938	0.10129	0.12018	0.13605	0.14914	0.15978	0.16835	0.17522	0.18508	0.19139
1.2	0.02926	0.05733	0.08323	0.10631	0.12626	0.14309	0.15703	0.16843	0.17766	0.18508	0.19584	0.20278
1.4	0.03007	0.05894	0.08561	0.10941	0.13003	0.14749	0.16199	0.17389	0.18357	0.19139	0.20278	0.21020
1.6	0.03058	0.05994	0.08709	0.11135	0.13241	0.15028	0.16515	0.17739	0.18737	0.19546	0.20731	0.21510
1.8	0.03090	0.06058	0.08804	0.11260	0.13395	0.15207	0.16720	0.17967	0.18986	0.19814	0.21032	0.21836
2.0	0.03111	0.06100	0.08867	0.11342	0.13496	0.15326	0.16856	0.18119	0.19152	0.19994	0.21235	0.22058
2.5	0.03138	0.06155	0.08948	0.11450	0.13628	0.15483	0.17036	0.18321	0.19375	0.20236	0.21512	0.22364
3.0	0.03150	0.06178	0.08982	0.11495	0.13684	0.15550	0.17113	0.18407	0.19470	0.20341	0.21633	0.22499
4.0	0.03158	0.06194	0.09007	0.11527	0.13724	0.15598	0.17168	0.18469	0.19540	0.20417	0.21722	0.22600
5.0	0.03160	0.06199	0.09014	0.11537	0.13737	0.15612	0.17185	0.18488	0.19561	0.20440	0.21749	0.22632
6.0	0.03161	0.06201	0.09017	0.11541	0.13741	0.15617	0.17191	0.18496	0.19569	0.20449	0.21760	0.22644
8.0	0.03162	0.06202	0.09018	0.11543	0.13744	0.15621	0.17195	0.18500	0.19574	0.20455	0.21767	0.22652
10.0	0.03162	0.06202	0.09019	0.11544	0.13745	0.15622	0.17196	0.18502	0.19576	0.20457	0.21769	0.22654
∞	0.03162	0.06202	0.09019	0.11544	0.13745	0.15623	0.17197	0.18502	0.19577	0.20458	0.21770	0.22656

m ↓ / n →	1.6	1.8	2.0	2.5	3.0	4.0	5.0	6.0	8.0	10.0	∞
0.1	0.03058	0.03090	0.03111	0.03138	0.03150	0.03158	0.03160	0.03161	0.03162	0.03162	0.03162
0.2	0.05994	0.06058	0.06100	0.06155	0.06178	0.06194	0.06199	0.06201	0.06202	0.06202	0.06202
0.3	0.08709	0.08804	0.08867	0.08948	0.08982	0.09007	0.09014	0.09017	0.09018	0.09019	0.09019
0.4	0.11135	0.11260	0.11342	0.11450	0.11495	0.11527	0.11537	0.11541	0.11543	0.11544	0.11544
0.5	0.13241	0.13395	0.13496	0.13628	0.13684	0.13724	0.13737	0.13741	0.13744	0.13745	0.13745
0.6	0.15028	0.15207	0.15326	0.15483	0.15550	0.15598	0.15612	0.15617	0.15621	0.15622	0.15623
0.7	0.16515	0.16720	0.16856	0.17036	0.17113	0.17168	0.17185	0.17191	0.17195	0.17196	0.17197
0.8	0.17739	0.17967	0.18119	0.18321	0.18407	0.18469	0.18488	0.18496	0.18500	0.18502	0.18502
0.9	0.18737	0.18986	0.19152	0.19375	0.19470	0.19540	0.19561	0.19569	0.19574	0.19576	0.19577
1.0	0.19546	0.19814	0.19994	0.20236	0.20341	0.20417	0.20440	0.20449	0.20455	0.20457	0.20458
1.2	0.20731	0.21032	0.21235	0.21512	0.21633	0.21722	0.21749	0.21760	0.21767	0.21769	0.21770
1.4	0.21510	0.21836	0.22058	0.22364	0.22499	0.22600	0.22632	0.22644	0.22652	0.22654	0.22656
1.6	0.22025	0.22372	0.22610	0.22940	0.23088	0.23200	0.23236	0.23249	0.23258	0.23261	0.23263
1.8	0.22372	0.22756	0.22986	0.23334	0.23495	0.23617	0.23656	0.23671	0.23681	0.23684	0.23686
2.0	0.22610	0.22986	0.23247	0.23614	0.23782	0.23912	0.23954	0.23970	0.23981	0.23985	0.23987
2.5	0.22940	0.23334	0.23614	0.24010	0.24196	0.24344	0.24392	0.24412	0.24425	0.24429	0.24432
3.0	0.23088	0.23495	0.23782	0.24196	0.24394	0.24554	0.24608	0.24630	0.24646	0.24650	0.24654
4.0	0.23200	0.23617	0.23912	0.24344	0.24554	0.24729	0.24791	0.24817	0.24836	0.24842	0.24846
5.0	0.23236	0.23656	0.23954	0.24392	0.24608	0.24791	0.24857	0.24885	0.24907	0.24914	0.24919
6.0	0.23249	0.23671	0.23970	0.24412	0.24630	0.24817	0.24885	0.24916	0.24939	0.24946	0.24952
8.0	0.23258	0.23681	0.23981	0.24425	0.24646	0.24836	0.24907	0.24939	0.24964	0.24973	0.24980
10.0	0.23261	0.23684	0.23985	0.24429	0.24650	0.24842	0.24914	0.24946	0.24973	0.24981	0.24989
∞	0.23263	0.23686	0.23987	0.24432	0.24654	0.24846	0.24919	0.24952	0.24980	0.24989	0.25000



شکل ۳ـ ۳۶ـ تغییرات ضریب تاثیر I برحسب m و n

vertical stress below <u>center</u> of a rectangular area : $\Delta\sigma = q_0 I_c$

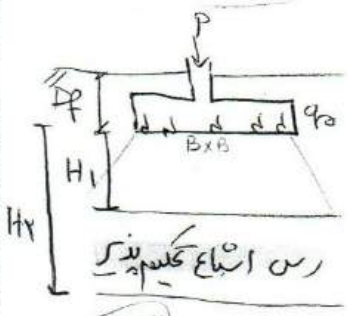
$$n_1 = \frac{z}{\left(\frac{B}{2}\right)} \quad , \quad m_1 = \frac{L}{B}$$

Table 5.3 Variation of I_c with m_1 and n_1

	m_1									
n_i	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0.20	0.994	0.997	0.997	0.997	0.997	0.997	0.997	0.997	0.997	0.997
0.40	0.960	0.976	0.977	0.977	0.977	0.977	0.977	0.977	0.977	0.977
0.60	0.892	0.932	0.936	0.936	0.937	0.937	0.937	0.937	0.937	0.937
0.80	0.800	0.870	0.878	0.880	0.881	0.881	0.881	0.881	0.881	0.881
1.00	0.701	0.800	0.814	0.817	0.818	0.818	0.818	0.818	0.818	0.818
1.20	0.606	0.727	0.748	0.753	0.754	0.755	0.755	0.755	0.755	0.755
1.40	0.522	0.658	0.685	0.692	0.694	0.695	0.695	0.696	0.696	0.696
1.60	0.449	0.593	0.627	0.636	0.639	0.640	0.641	0.641	0.641	0.642
1.80	0.388	0.534	0.573	0.585	0.590	0.591	0.592	0.592	0.593	0.593
2.00	0.336	0.481	0.525	0.540	0.545	0.547	0.548	0.549	0.549	0.549
3.00	0.179	0.293	0.348	0.373	0.384	0.389	0.392	0.393	0.394	0.395
4.00	0.108	0.190	0.241	0.269	0.285	0.293	0.298	0.301	0.302	0.303
5.00	0.072	0.131	0.174	0.202	0.219	0.229	0.236	0.240	0.242	0.244
6.00	0.051	0.095	0.130	0.155	0.172	0.184	0.192	0.197	0.200	0.202
7.00	0.038	0.072	0.100	0.122	0.139	0.150	0.158	0.164	0.168	0.171
8.00	0.029	0.056	0.079	0.098	0.113	0.125	0.133	0.139	0.144	0.147
9.00	0.023	0.045	0.064	0.081	0.094	0.105	0.113	0.119	0.124	0.128
10.00	0.019	0.037	0.053	0.067	0.079	0.089	0.097	0.103	0.108	0.112

ص ۲۴ جزوه

$q_0 = \frac{P}{B \times B}$: توجه



در اشباع تحکیم پذیر

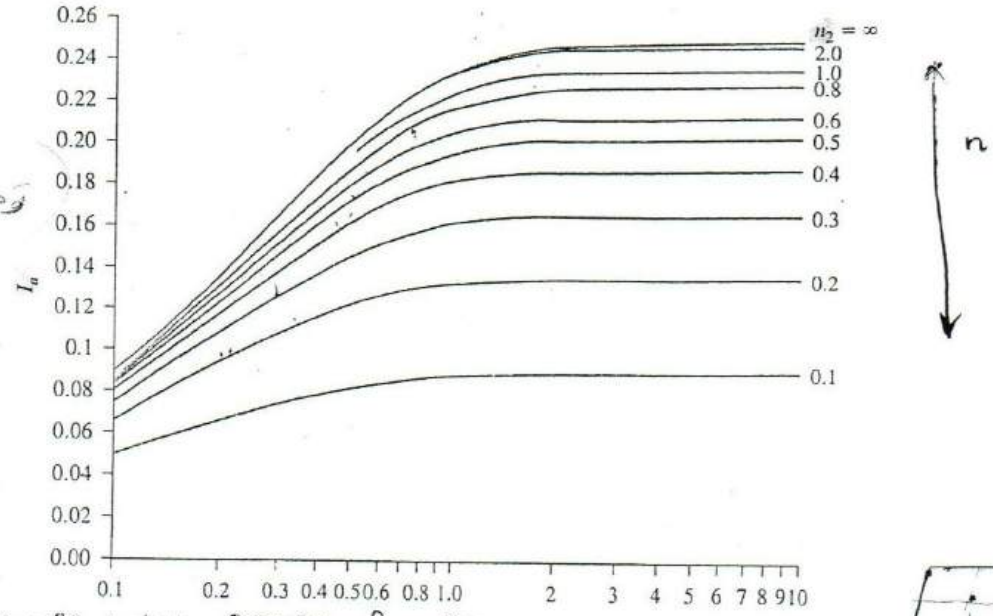
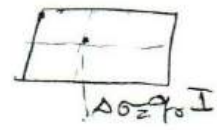


Figure 5.7 Griffiths' influence factor I_a



(kN/m²) avg stress increase below <u>corner</u> of uniformly loaded rectangular area between depths H_1, H_2

مساحت افزایش تنش:

$$\Delta\sigma_{avg(H_1,H_2)} = q_0 \left[\frac{H_2 I_{a_2} - H_1 I_{a_1}}{H_2 - H_1} \right]$$

H_2 رای H_1 رای

مثال : $m_2 = 2$, $n = 0.4$, $I_a = 0.185$

$\Delta\sigma_{avg} = q_0 I_a$

$m_2 = \frac{B}{H}$ $\quad n_2 = \frac{L}{H}$

مقایسه نتایج ظرفیت باربری و تست های آزمایشگاهی

Comparison of theoretical bearing capacities and experimental values*

ϕ values are triaxial values; γ in kg/cm³

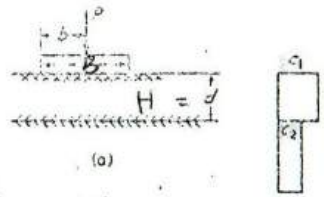
Method of determining bearing capacity	Type of soil and test No.					
Terzaghi	Test 1:		7.62	Test 5:		4.47
Meyerhof†		D = 0.0§	10.27		D = 0.4	4.97
B. Hansen‡		B = 0.5 m	9.66		B = 0.71	5.03
Balla		L = 2.0	10.34		L = 0.71	6.74
Muhs		γ = 15.69	10.80¶		γ = 17.65	
Milovic		ϕ = 37°			ϕ = 22°	4.1¶
		c = 6.37 kPa			c = 12.75 kPa	
Terzaghi	Test 2:		7.80	Test 6:		5.77
Meyerhof†		D = 0.5	14.39		D = 0.5	7.97
B. Hansen‡		B = 0.5	14.05		B = 0.71	8.01
Balla		L = 2.0	14.11		L = 0.71	10.18
Muhs		γ = 16.33	12.0¶		γ = 17.65	
Milovic		ϕ = 35.5°			ϕ = 25°	5.50¶
		c = 3.92			c = 14.7	
Terzaghi	Test 3:		15.23	Test 7:		2.51
Meyerhof†		D = 0.5	31.04		D = 0.0	2.34
B. Hansen‡		B = 0.5	29.63		B = 0.71	2.23
Balla		L = 2.0	25.18		L = 0.71	2.93
Muhs		γ = 17.06	24.20¶		γ = 17.06	
Milovic		ϕ = 38.5°			ϕ = 20°	2.20¶
		c = 7.8			c = 9.8	
Terzaghi	Test 4:		18.55	Test 8:		2.90
Meyerhof†		D = 0.5	33.47		D = 0.2	3.11
B. Hansen‡		B = 1.0	40.71		B = 0.71	3.11
Balla		L = 1.0	32.50		L = 0.71	4.40
Muhs		γ = 17.06	33.0¶		γ = 17.06	
Milovic		ϕ = 38.5°			ϕ = 20°	2.57¶
		C = 7.8			C = 9.8	

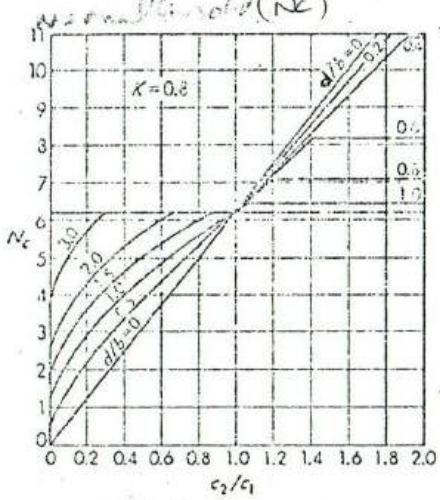
* After Milovic (1965).
† Values recomputed by author and adjusting ϕ_m for $\phi > 30°$.
‡ Values recomputed by author increasing ϕ triaxial to 1.1ϕ for $\phi > 30°$.
§ Dimensions in m and weight as kN/m³.
¶ Experimental results.

در حالت سطح زمین که B=L (مربع) ترزاقی حدوداً برابر بقیه میده ولی در بقیه حالات حدوداً نصف میده . یعنی روش های جدید چون با آزمایش و ابزار دقیق هست دقیق تر هستند تا ترزاقی . ما باید هوفر و سیکه جامع تر

Reddy
Srinivasan
(OCR)
K<1 Over-
K=1 Normally
K>1 Under-

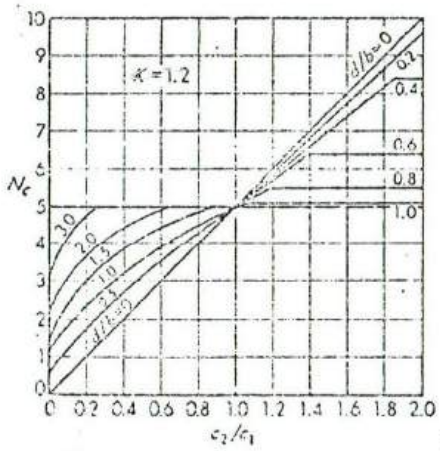
$H = d$

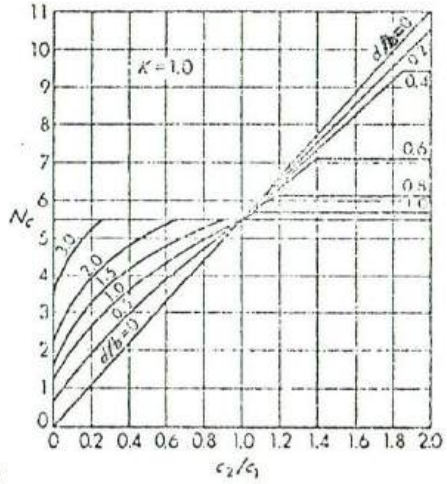




$N_c = 5.5$

$5.14 - 5.7$

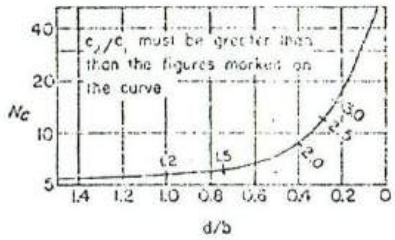




(c)

Bearing-capacity factors for a footing located on a two-layer cohesive soil system with cohesion in each layer as shown. [After Reddy and Srinivasan (1967).]

$k = \frac{q_1}{q_3}$ vertical shear strength
horiz. " "
K<1 ocon



(b) Circles tangent to lower layer; (After Button, 1953).

$q_{ult} = c_1 N_c (1 + S_c' + d_c') + q N_q$

ص ۱۶۰ جزوه

ظرفیت باربری پی بر روی تراکم شده

$N_\gamma' = N_\gamma$

باولز جدول ۴-۷

Bearing-capacity factors N'_c, N'_q for footings on ($b/B = 0$) or adjacent to a slope

Refer to Fig. 4-4 for variable identification. Base values ($\beta = 0$) may be used when length or area ratios > 1 or when $b/B > 1.5$ to 2.0 (approximate). Values given should cover usual range of footing location and depth of embedment.

	D/B = 0. b/B = 0.					D/B = 0.75 b/B = 0.					D/B = 1.50 b/B = 0.				
ϕ → / β ↓	ϕ = 0	10	20	30	40	ϕ = 0	10	20	30	40	ϕ = 0	10	20	30	40
0	N'_c = 5.14	8.35	14.83	30.14	75.31	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31
	N'_q = 1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20
10	4.89	7.60	12.57	26.00	64.42	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31
	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	0.92	1.95	4.43	11.16	33.94	1.03	2.47	5.85	14.13	40.81
20	4.63	7.28	12.39	23.78	55.01	5.14	8.35	14.83	30.14	66.81	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31
	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	0.94	1.90	4.11	9.84	29.21	1.03	2.47	5.65	13.93	35.14
25	4.51	7.02	11.82	22.38	50.80	5.14	8.35	14.83	28.76	62.18	5.14	8.35	14.83	30.14	75.57
	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	0.93	1.82	3.85	9.00	25.06	1.03	2.47	5.35	12.04	31.60
30	4.38	6.77	11.28	21.05	46.88	5.14	8.35	14.83	27.14	57.76	5.14	8.35	14.83	30.14	68.64
	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	0.88	1.71	3.54	8.06	21.91	1.03	2.47	5.06	10.99	26.29
40	3.82	5.93	9.33	14.34	26.56	4.70	6.83	10.55	17.85	34.84	5.14	8.24	12.76	21.37	41.12
	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	0.37	0.63	1.17	2.38	5.52	0.82	1.04	1.83	3.52	7.80
	D/B = 0. b/B = 0.75					D/B = 0.75 b/B = 0.75					D/B = 1.50 b/B = 0.75				
10	5.14	8.33	14.34	28.02	66.60	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31
	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	1.03	2.34	5.34	13.47	40.63	1.03	2.47	6.40	15.79	45.45
20	5.14	8.31	13.90	26.19	59.31	5.14	8.35	14.83	30.14	71.11	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31
	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	1.03	2.47	6.04	14.39	40.83	1.03	2.47	6.40	16.31	43.96
25	5.14	8.29	13.69	25.36	56.11	5.14	8.35	14.83	30.14	67.49	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31
	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	1.03	2.47	6.27	14.56	40.04	1.03	2.47	6.40	16.20	42.35
30	5.14	8.27	13.49	24.57	53.16	5.14	8.35	14.83	30.14	64.04	5.14	8.35	14.83	30.14	74.92
	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	1.03	2.47	6.40	14.52	38.72	1.03	2.47	6.40	15.80	40.23
40	5.14	7.94	12.17	20.43	39.44	5.14	8.35	14.38	23.94	45.72	5.14	8.35	14.83	27.46	52.00
	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	1.03	2.47	5.14	10.02	22.56	1.03	2.47	4.97	9.41	20.22
	D/B = 0. b/B = 1.50					D/B = 0.75 b/B = 1.50					D/B = 1.50 b/B = 1.50				
10	5.14	8.35	14.83	29.24	68.78	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31
	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	1.03	2.47	6.01	15.39	47.09	1.03	2.47	6.40	17.26	49.77
20	5.14	8.35	14.83	28.29	63.60	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31
	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	1.03	2.47	6.40	18.40	53.21	1.03	2.47	6.40	18.40	52.59
25	5.14	8.35	14.83	28.33	61.41	5.14	8.35	14.83	30.14	72.50	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31
	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	1.03	2.47	6.40	18.40	55.20	1.03	2.47	6.40	18.40	52.97
30	5.14	8.35	14.83	28.09	59.44	5.14	8.35	14.83	30.14	70.32	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31
	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	1.03	2.47	6.40	18.40	56.41	1.03	2.47	6.40	18.40	52.83
40	5.14	8.35	14.83	26.52	59.32	5.14	8.35	14.83	30.05	58.66	5.14	8.35	14.83	30.14	65.68
	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	1.03	2.47	6.40	18.40	46.18	1.03	2.47	6.40	16.72	56.17

Hansen

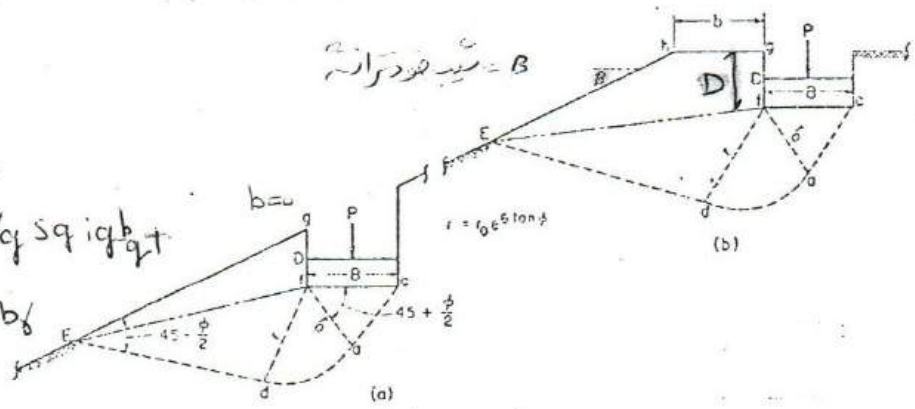
$s_q = s_c = 1$

عرض پی نواری

$\bar{q} = \gamma D$

Hansen: $F_{\gamma b}$

$$q_{uH} = c N'_c s_c^b i_c + \bar{q} N'_q s_q i_q b_q + \frac{1}{2} \gamma B N'_\gamma s_\gamma i_\gamma b_\gamma$$



Footings on or adjacent to a slope.

ص ۱۷۱ جزوه

SPT ظرفیت مجاز

where q_a = allowable bearing pressure for S_e = 25-mm or 1-in settlement, kPa or ksf

$$K_d = 1 + 0.33 \frac{D_f}{B} \leq 1.33$$

$$q_a = \frac{N}{F_1} K_d \qquad B < F_4$$

$$q_{ac} = \frac{N}{F_2} \left(\frac{B + F_3}{B}\right)^2 \qquad B > F_4$$

F factors as follows:

	SI, m	Fps, ft
F_1	0.05	2.5
F_2	0.08	4
F_3	0.3	1
F_4	1.2	4

N =

TABLE 4-7

Bearing capacity N'_c, N'_q for footings on or adjacent to a slope

Refer to Fig. 4-4 for variable identification. Base values ($\beta = 0$) may be used when length or area ratios > 1 or when $b/B > 1.5$ to 2.0 (approximate). Values given should cover usual range of footing locations and depths of embedment.

	$D/B = 0$ $b/B = 0$					$D/B = 0.75$ $b/B = 0$					$D/B = 1.50$ $b/B = 0$				
$\beta\downarrow$	$\phi = 0$	10	20	30	40	0	10	20	30	40	0	10	20	30	40
0° $N'_c =$	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31	5.14	8.25	14.83	30.14	75.31
$N'_q =$	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20
10°	4.89	7.80	13.37	26.80	64.42	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31
	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	0.92	1.95	4.43	11.16	33.94	1.03	2.47	5.85	14.13	40.81
20°	4.63	7.28	12.39	23.78	55.01	5.14	8.35	14.83	30.14	66.81	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31
	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	0.94	1.90	4.11	9.84	28.21	1.03	2.47	5.65	12.93	35.14
25°	4.51	7.02	11.82	22.38	50.80	5.14	8.35	14.83	28.76	62.18	5.14	8.35	14.83	30.14	73.57
	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	0.92	1.82	3.85	9.00	25.09	1.03	2.47	5.39	12.04	31.80
30°	4.38	6.77	11.28	21.05	46.88	5.14	8.35	14.83	27.14	57.76	5.14	8.35	14.83	30.14	68.64
	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	0.88	1.71	3.54	8.08	21.91	1.03	2.47	5.04	10.99	28.33
60°	3.62	5.33	8.33	14.34	28.56	4.70	6.83	10.55	17.85	34.84	5.14	8.34	12.76	21.37	41.12
	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	0.37	0.63	1.17	2.36	5.52	0.62	1.04	1.83	3.52	7.80

	$D/B = 0$ $b/B = 0.75$					$D/B = 0.75$ $b/B = 0.75$					$D/B = 1.50$ $b/B = 0.75$				
$\beta\downarrow$	0	10	20	30	40	0	10	20	30	40	0	10	20	30	40
10°	5.14	8.33	14.34	28.02	66.60	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31
	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	1.03	2.34	5.34	13.47	40.83	1.03	2.47	6.40	15.79	45.45
20°	5.14	8.31	13.90	26.19	59.31	5.14	8.35	14.83	30.14	71.11	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31
	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	1.03	2.47	6.04	14.39	40.88	1.03	2.47	6.40	16.31	43.96
25°	5.14	8.29	13.69	25.36	56.11	5.14	8.35	14.83	30.14	67.49	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31
	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	1.03	2.47	6.27	14.56	40.06	1.03	2.47	6.40	16.20	42.35
30°	5.14	8.27	13.49	24.57	53.16	5.14	8.35	14.83	30.14	64.04	5.14	8.35	14.83	30.14	74.92
	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	1.03	2.47	6.40	14.52	38.72	1.03	2.47	6.40	15.85	40.23
60°	5.14	7.94	12.17	20.43	39.44	5.14	8.35	14.38	23.94	45.72	5.14	8.35	14.83	27.46	52.00
	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	1.03	2.47	5.14	10.05	22.56	1.03	2.47	4.97	9.41	20.33
	$D/B = 0$ $b/B = 1.50$					$D/B = 0.75$ $b/B = 1.50$					$D/B = 1.50$ $b/B = 1.50$				
10°	5.14	8.35	14.83	29.24	68.78	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31
	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	1.03	2.47	6.01	15.39	47.09	1.03	2.47	6.40	17.26	49.77
20°	5.14	8.35	14.83	28.59	63.60	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31
	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	1.03	2.47	6.40	18.40	53.21	1.03	2.47	6.40	18.40	52.58
25°	5.14	8.35	14.83	28.33	61.41	5.14	8.35	14.83	30.14	72.80	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31
	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	1.03	2.47	6.40	18.40	55.20	1.03	2.47	6.40	18.40	52.97
30°	5.14	8.35	14.83	28.09	59.44	5.14	8.35	14.83	30.14	70.32	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31
	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	1.03	2.47	6.40	18.40	56.41	1.03	2.47	6.40	18.40	52.63
60°	5.14	8.35	14.83	26.52	50.32	5.14	8.35	14.83	30.03	56.60	5.14	8.35	14.83	30.14	62.88
	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	1.03	2.47	6.40	18.40	46.18	1.03	2.47	6.40	16.72	36.17

ظرفیت باربری نهایی (Qu) موضع سطحی : $q_u = (1+0.3\frac{B}{L})cN_c + qN_q + (1-0.2\frac{B}{L})0.5\gamma BN_\gamma$ برگه ۸ جزوه

TABLE 4-1

Bearing-capacity equations by the several authors indicated

Terzaghi (1943). See Table 4-2 for typical values and for $K_{p\gamma}$ values.

$$q_{ult} = cN_c s_c + \bar{q}N_q + 0.5\gamma BN_\gamma s_\gamma \qquad N_q = \frac{a^2}{4\cos^2(45+\phi/2)}$$

$$a = e^{(0.75\pi - \phi/2)\tan\phi}$$

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

$$N_\gamma = \frac{\tan\phi}{2}\left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2\phi} - 1\right)$$

$L/B > 10$ نوار

$k_{p\gamma} = 3\tan^2(45 + \frac{\phi + 33}{2})$

For:	strip	round	square
s_c =	1.0	1.3	1.3
s_γ =	1.0	0.6	0.8

ضرایب

$SF = \frac{q_{ult}}{q_{all}}$ ، $q_u = \frac{Q_u}{A}$ ، $q_{all} = \frac{Q_{all}}{A}$

قدیمی ترها عدد پایین تری بما میدن و مثلن ضعیف تر است

Reduction factor method

Meyerhof (1963).* See Table 4-3 for shape, depth, and inclination factors.

Vertical load: $q_{ult} = cN_c s_c d_c + \bar{q}N_q s_q d_q + 0.5\gamma B' N_\gamma s_\gamma d_\gamma$

Inclined load: $q_{ult} = cN_c d_c i_{c} + \bar{q}N_q d_q i_{q} + 0.5\gamma B' N_\gamma d_\gamma i_\gamma$

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

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

$$N_\gamma = (N_q - 1)\tan(1.4\phi)$$

Regier method

بار مایل

ضریب شکل i ← L، B

$\phi_{ps} = (1.1 - 0.1\frac{B}{L})\phi_{triaxial}$

$\phi_{ps} = 1.1\phi_{tr}$: پی نواری

$\phi_{ps} = \phi_{tr}$: پی مربعی

Hansen (1970).* See Table 4-5 for shape, depth, and other factors.

General:† $q_{ult} = cN_c s_c d_c i_c g_c b_c + \bar{q}N_q s_q d_q i_q g_q b_q + 0.5\gamma B' N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma$

when $\phi = 0$

use $q_{ult} = 5.14 s_u(1 + s'_c - d'_c - i'_c - b'_c - g'_c) + \bar{q}$

N_q = same as Meyerhof above

N_c = same as Meyerhof above

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

$q = D_{\text{خشک}}\gamma + D_{\text{تر}}(\gamma_{sat} - \gamma_w)$

بار اعمالی از خاک خشک و آبدار به کف پی

$S_{udes} = \lambda . S_{udes}$

خاک رس اشباع $\phi = 0$

آزمایش U: $\phi = 0$

$\phi_{ps} = \phi_{tr} + (1^\circ - 5^\circ)$

$\phi_{ps} = 1.1\phi_{tr}$ $\phi_{tr} > 3^\circ$

$\phi_{ps} = 1.5\phi_{tr} - 17$ $\phi_{tr} > 13^\circ$

Vesić (1973, 1975).* See Table 4-5 for shape, depth, and other factors. Use Hansen's equations above.

N_q = same as Meyerhof above

N_c = same as Meyerhof above

$N_\gamma = 2(N_q + 1)\tan\phi$

*These methods require a trial process to obtain design base dimensions since width B and length L are needed to compute shape, depth, and influence factors.

†See Sec. 4-6 when $i_c < 1$.

خاک متوسط تراکم $\phi = 20 - 25$

متراکم $\phi = 45$

تراکم خودش را با ϕ نشان میده.

Page ۳۱ جدول

TABLE 4-2

Bearing-capacity factors for the Terzaghi equations

Values of N_γ for ϕ of 0, 34, and 48° are original Terzaghi values and used to back-compute $K_{p\gamma}$

ϕ, deg	N_c	N_q	N_γ	$K_{p\gamma}$ (passive)
0	5.7*	1.0	0.0	10.8
5	7.3	1.6	0.5	12.2
10	9.6	2.7	1.2	14.7
15	12.9	4.4	2.5	18.6
20	17.7	7.4	5.0	25.0
25	25.1	12.7	9.7	35.0
30	37.2	22.5	19.7	52.0
34	52.6	36.5	36.0	
35	57.8	41.4	42.4	82.0
40	95.7	81.3	100.4	141.0
45	172.3	173.3	297.5	298.0
48	258.3	287.9	780.1	
50	347.5	415.1	1153.2	800.0

*$N_c = 1.5\pi + 1$. [See Terzaghi (1943), p. 127.]

سست ← کم تراکم ← متراکم

TABLE 4-3

Shape, depth, and inclination factors for the Meyerhof bearing-capacity equations of Table 4-1

Factors	Value	For
Shape:	$s_c = 1 + 0.2K_p\frac{B}{L}$	Any ϕ
	$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1K_p\frac{B}{L}$	$\phi > 10^\circ$
	$s_q = s_\gamma = 1$	$\phi = 0$
Depth:	$d_c = 1 + 0.2\sqrt{K_p}\frac{D}{B}$	Any ϕ
	$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1\sqrt{K_p}\frac{D}{B}$	$\phi > 10$
	$d_q = d_\gamma = 1$	$\phi = 0$
Inclination:	$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2$	Any ϕ
	$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{\phi^\circ}\right)^2$	$\phi > 0$
	$i_\gamma = 0$ for $\theta > 0$	$\phi = 0$

از ابعاد دیوار

از ابعاد اصلی

عمق پی Df

از shape ندارد

آزمایش U: $\phi = 0$

Where $K_p = \tan^2(45 + \phi/2)$ as in Fig. 4-2

θ = angle of resultant R measured from vertical without a sign, if $\theta = 0$ all $i_c = 1.0$

B, L, D = previously defined

عمق پی = D طول = L

ما کاری به $K_{p\gamma}$ نداریم

اگر بتوان زمین زیر را متراکم کنیم ظرفیت پی باربری خیلی بالا میره.

4.4 Bearing-capacity factors for the Meyerhof, Hansen, and Vesić bearing-capacity equations

Note that N_c and N_q are the same for all three methods; subscripts identify author for N_γ

ϕ	N_c	N_q	$N_{\gamma(H)}$	$N_{\gamma(M)}$	$N_{\gamma(V)}$	N_q/N_c	$2\tan\phi(1-\sin\phi)^2$
0	5.14*	1.0	0.0	0.0	0.0	0.195	0.000
5	6.49	1.6	0.1	0.1	0.4	0.242	0.146
10	8.34	2.5	0.4	0.4	1.2	0.296	0.241
15	10.97	3.9	1.2	1.1	2.6	0.359	0.294
20	14.83	6.4	2.9	2.9	5.4	0.431	0.315
25	20.71	10.7	6.8	6.8	10.9	0.514	0.311
26	22.25	11.8	7.9	8.0	12.5	0.533	0.308
28	25.79	14.7	10.9	11.2	16.7	0.570	0.299
30	30.13	18.4	15.1	15.7	22.4	0.610	0.289
32	35.47	23.2	20.8	22.0	30.2	0.653	0.276
34	42.14	29.4	28.7	31.1	41.0	0.698	0.262
36	50.55	37.7	40.0	44.4	56.2	0.746	0.247
38	61.31	48.9	56.1	64.0	77.9	0.797	0.231
40	75.25	64.1	79.4	93.6	109.3	0.852	0.214
45	133.73	134.7	200.5	262.3	271.3	1.007	0.172
50	266.50	318.5	567.4	871.7	761.3	1.195	0.131

* = $\pi + 2$ as limit when $\phi \to 0°$.

Slight differences in above table can be obtained using program BEARING.EXE on diskette depending on computer used and whether or not it has floating point.

Use	Best for
Terzaghi	Very cohesive soils where $D/B \le 1$ or for a quick estimate of q_{ult} to compare with other methods. *Do not use* for footings with moments and/or horizontal forces or for tilted bases and/or sloping ground.
Hansen, Meyerhof, Vesić	Any situation that applies, depending on user preference or familiarity with a particular method.
Hansen, Vesić	When base is tilted; when footing is on a slope or when $D/B > 1$.

It is good practice to use at least two methods and compare the computed values of q_{ult}. If the two values do not compare well, use a third method, a trivial exercise where the equations have been programmed for computer use. Use either an arithmetic or weighted average[2] value for the q_a provided for design (unless settlement is controlling).

4.6 Comparison of computed theoretical bearing capacities and Milović's and Muh's experimental values*

Bearing-capacity method	Test 1	2	3	4	5	6	7	8
	D = 0.0 m	0.5	0.5	0.5	0.4	0.5	0.0	0.3
	B = 0.5 m	0.5	0.5	1.0	0.71	0.71	0.71	0.71
	L = 2.0 m	2.0	2.0	1.0	0.71	0.71	0.71	0.71
	γ = 15.69 kN/m³	16.38	17.06	17.06	17.65	17.65	17.06	17.06
	ϕ = 37°(38.5°)	35.5(36.25)	38.5(40.75)	38.5	22	25	20	20
	c = 6.37 kPa	3.92	7.8	7.8	12.75	14.7	9.8	9.8
Milović (tests)				q_{ult}, kg/cm² = 4.1		5.5	2.2	2.6
Muhs (tests)	q_{ult} = 10.8 kg/cm²	12.2	24.2	33.0				
Terzaghi	q_{ult} = 9.4*	9.2	22.9	19.7	4.3*	6.5*	2.5	2.9*
Meyerhof	8.2*	10.3	26.4	28.4	4.8	7.6	2.3	3.0
Hansen	7.2	9.8	23.7*	23.4	5.0	8.0	2.2*	3.1
Vesić	8.1	10.4*	25.1	24.7	5.1	8.2	2.3	3.2
Balla	14.0	15.3	35.8	33.0*	6.0	9.2	2.6	3.8

*After Milovic (1965) but all methods recomputed by author and Vesić added.

Notes:

1. ϕ = triaxial value ( ) = value adjusted as $\phi_{ps} = 1.5\phi_{tx} - 17$ (Eq. 2.57)
2. Values to nearest 0.1
3. γ, c converted from given units to above values
4. All values computed using computer program B-41 with subroutines for each method. Values all use ϕ_{ps} for $L/B = 1$
5. * = best • Terzaghi = 4, Hansen = 2, Vesić and Balla = 1 each

سوال: اثر basefactor چیست؟ بر عوامل آن را تحت تاثیر قرار میدهد؟

TABLE 4-5a

Shape and depth factors for use in either the Hansen (1970) or Vesić (1973, 1975b) bearing-capacity equations of Table 4-1. Use s'_c, d'_c when $\phi = 0$ only for Hansen equations. Subscripts H, V for Hansen, Vesić, respectively.

Shape factors	Depth factors
$s'_{c(H)} = 0.2\frac{B'}{L'}$ $(\phi = 0°)$	$d'_c = 0.4k$ $(\phi = 0°)$
$s_{c(H)} = 1.0 + \frac{N_q}{N_c}\cdot\frac{B'}{L'}$	$d_c = 1.0 + 0.4k$
$s_{c(V)} = 1.0 + \frac{N_q}{N_c}\cdot\frac{B}{L}$	$k = D/B$ for $D/B \le 1$
$s_c = 1.0$ for strip	$k = \tan^{-1}(D/B)$ for $D/B > 1$
	k in radians
$s_{q(H)} = 1.0 + \frac{B'}{L'}\sin\phi$	$d_q = 1 + 2\tan\phi(1 - \sin\phi)^2 k$
$s_{q(V)} = 1.0 + \frac{B}{L}\tan\phi$	k defined above
for all ϕ	
$s_{\gamma(H)} = 1.0 - 0.4\frac{B'}{L'} \ge 0.6$	$d_\gamma = 1.00$ for all ϕ
$s_{\gamma(V)} = 1.0 - 0.4\frac{B}{L} \ge 0.6$	

$s_c(H) = 1$ پی نواری $(\frac{B}{L} \to \infty)$

Hansen $f_{cd} =$

$f_{cs} =$

$f_{qs} =$

$f_{qd} =$

$f_{\gamma s} =$

$f_{\gamma s} =$

$f_{\gamma d} = d_\gamma = 1.00$

اگر اعداد ۰/۶ شد ۰/۶ می‌ذاریم

Notes:

1. Note use of "effective" base dimensions B', L' by Hansen but not by Vesić.
2. The values above are consistent with either a vertical load or a vertical load accompanied by a horizontal load H_B.
3. With a vertical load and a load H_L (and either $H_B = 0$ or $H_B > 0$) you may have to compute two sets of shape s_i and d_i as $s_{i,B}, s_{i,L}$ and $d_{i,B}, d_{i,L}$. For i, L subscripts of Eq. (4-2), presented in Sec. 4-6, use ratio L'/B' or D/L'.

مزده اکبری page 1/2

$B' = B - 2e_B$

$L' = L - 2e_L$

* ضریب شکل و i ← ابعاد موثر
* ضریب عمق ← ابعاد اصلی

$M_y = P_{ox}$

$M_x = P_{oy}$

TABLE 4-5b

Table of inclination, ground, and base factors for the Hansen (1970) equations. See Table 4-5c for equivalent Vesić equations.

Inclination factors	Ground factors (base on slope)
$i'_c = 0.5 - 0.5\sqrt{1 - \frac{H_i}{A_f c_a}}$	$g'_c = \frac{\beta°}{147°}$
$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$	$g_c = 1.0 - \frac{\beta°}{147°}$
$i_q = \left[1 - \frac{0.5H_i}{V + A_f c_a \cot\phi}\right]^{\alpha_1}$	$g_q = g_\gamma = (1 - 0.5\tan\beta)^5$
$2 \le \alpha_1 \le 5$	
$i_\gamma = \left[1 - \frac{0.7H_i}{V + A_f c_a \cot\phi}\right]^{\alpha_2}$	**Base factors (tilted base)**
$i_\gamma = \left[1 - \frac{(0.7 - \eta°/450°)H_i}{V + A_f c_a \cot\phi}\right]^{\alpha_2}$	$b'_c = \frac{\eta°}{147°}$ $(\phi = 0)$
$2 \le \alpha_2 \le 5$	$b_c = 1 - \frac{\eta°}{147°}$ $(\phi > 0)$
	$b_q = \exp(-2\eta\tan\phi)$
	$b_\gamma = \exp(-2.7\eta\tan\phi)$
	η in radians

بار مایل

زمین شیب دار

$\alpha_1 = \alpha_2 = 5$ طاهونی

$\alpha_1 = 3$ $\alpha_2 = 4$ پیشنهاد

$\eta = 0$ اگر

$c_a = 0.7c_u$

جسبندگی بین تکیه‌گاه و خاک پرکننده دیوار

B'/L' سطح موثر پی

L لوله شیب دار

η = زاویه بین افق و کف پی

β = زاویه شیب زمین

Notes:

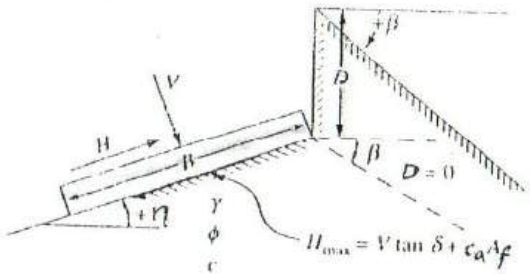
1. Use H_i as either H_B or H_L, or both if $H_L > 0$.
2. Hansen (1970) did not give an i_γ for $\phi > 0$. The value above is from Hansen (1961) and also used by Vesić.
3. Variable c_a = base adhesion, on the order of 0.6 to 1.0 × base cohesion.
4. Refer to sketch for identification of angles η and β, footing depth D, location of H_i (parallel and at top of base slab; usually also produces eccentricity). Especially note V = force normal to base and is not the resultant R from combining V and H_i.

$0.6c_u \le c_a \le c_u$ ؟

این پارامترها هم در ایجاد تاثیر دارد و هم در ϕ ...

Notes: $\beta + \eta \leq 90°$ (Both β and η have signs (+) shown.)

$\beta \leq \phi$



(c = 0)

For: $L/B \leq 2$ use ϕ_{tr}

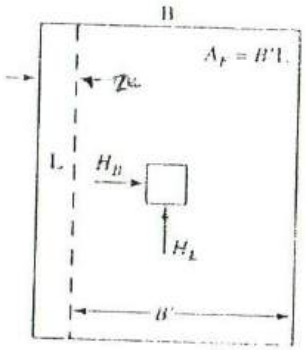
$L/B > 2$ use $\phi_{ps} = 1.5\phi_{tr} - 17°$

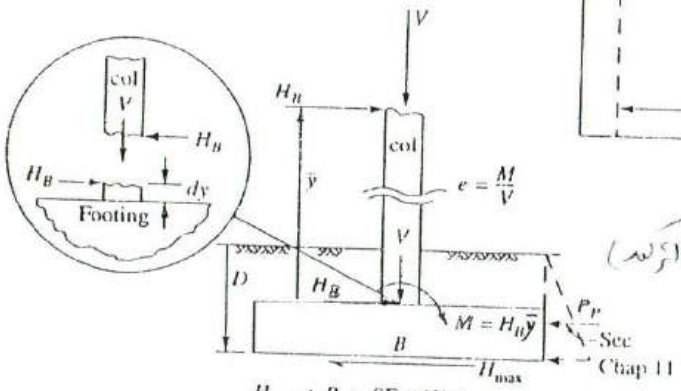
$\phi_{tr} \leq 34°$ use $\phi_{tr} = \phi_{ps}$

δ = friction angle between base and soil ($0.5\phi \leq \delta \leq \phi$)

$A_f = B'L'$ (effective area)

c_a = base adhesion (0.6 to 1.0c)





$H_{max} + P_p \geq SF \times (H_B)$

TABLE 4-5c

Table of inclination, ground, and base factors for the Vesić (1973, 1975b) bearing-capacity equations. See notes below and refer to sketch for identification of terms.

Inclination factors		Ground factors (base on slope)	
$i'_c = 1 - \frac{mH_i^*}{A_f c_a N_c}$	$(\phi = 0)$	$g'_c = \frac{\beta}{5.14}$	β in radians
$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$	$(\phi > 0)$	$g_c = i_q - \frac{1 - i_q}{5.14 \tan \phi}$	$\phi > 0$
i_q and m defined below		i_q defined with i_c	
$i_q = \left[1.0 - \frac{H_i}{V + A_f c_a \cot \phi}\right]^m$		$g_q = g_\gamma = (1.0 - \tan \beta)^2$	
$i_\gamma = \left[1.0 - \frac{H_i}{V + A_f c_a \cot \phi}\right]^{m+1}$		**Base factors (tilted base)**	
$m = m_B = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}$		$b'_c = g'_c$	$(\phi = 0)$
$m = m_L = \frac{2 + L/B}{1 + L/B}$		$b_c = 1 - \frac{2\beta}{5.14 \tan \phi}$	
		$b_q = b_\gamma = (1.0 - \eta \tan \phi)^2$	

Notes:

1. When $\phi = 0$ (and $\beta \neq 0$) use $N_\gamma = -2 \sin(\pm\beta)$ in N_γ term.
2. Compute $m = m_B$ when $H_i^* = H_B$ (H parallel to B) and $m = m_L$ when $H_i^* = H_L$ (H parallel to L). If you have both H_B and H_L use $m = \sqrt{m_B^2 + m_L^2}$. Note use of B and L, not B', L'.
3. Refer to Table sketch and Tables 4-5a,b for term identification.
4. Terms N_c, N_q, and N_γ are identified in Table 4-1.
5. Vesić always uses the bearing-capacity equation given in Table 4-1 (uses B' in the N_γ term even when $H_i^* = H_L$).
6. H_i^* term ≤ 1.0 for computing i_q, i_γ (always).

$B = \max\{B_1, B_2\}$

$q_u = c' N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$

Table 3.3 Bearing Capacity Factors[a]

ϕ	N_c	N_q	N_γ	N_q/N_c	$\tan\phi$
0	5.14	1.00	0.00	0.20	0.00
1	5.38	1.09	0.07	0.20	0.02
2	5.63	1.20	0.15	0.21	0.03
3	5.90	1.31	0.24	0.22	0.05
4	6.19	1.43	0.34	0.23	0.07
5	6.49	1.57	0.45	0.24	0.09
6	6.81	1.72	0.57	0.25	0.11
7	7.16	1.88	0.71	0.26	0.12
8	7.53	2.06	0.86	0.27	0.14
9	7.92	2.25	1.03	0.28	0.16
10	8.35	2.47	1.22	0.30	0.18
11	8.80	2.71	1.44	0.31	0.19
12	9.28	2.97	1.69	0.32	0.21
13	9.81	3.26	1.97	0.33	0.23
14	10.37	3.59	2.29	0.35	0.25
15	10.98	3.94	2.65	0.36	0.27
16	11.63	4.34	3.06	0.37	0.29
17	12.34	4.77	3.53	0.39	0.31
18	13.10	5.26	4.07	0.40	0.32
19	13.93	5.80	4.68	0.42	0.34
20	14.83	6.40	5.39	0.43	0.36
21	15.82	7.07	6.20	0.45	0.38
22	16.88	7.82	7.13	0.46	0.40
23	18.05	8.66	8.20	0.48	0.42
24	19.32	9.60	9.44	0.50	0.45
25	20.72	10.66	10.88	0.51	0.47
26	22.25	11.85	12.54	0.53	0.49
27	23.94	13.20	14.47	0.55	0.51
28	25.80	14.72	16.72	0.57	0.53
29	27.86	16.44	19.34	0.59	0.55
30	30.14	18.40	22.40	0.61	0.58
31	32.67	20.63	25.99	0.63	0.60
32	35.49	23.18	30.22	0.65	0.62
33	38.64	26.09	35.19	0.68	0.65
34	42.16	29.44	41.06	0.70	0.67
35	46.12	33.30	48.03	0.72	0.70
36	50.59	37.75	56.31	0.75	0.73
37	55.63	42.92	66.19	0.77	0.75
38	61.35	48.93	78.03	0.80	0.78
39	67.87	55.96	92.25	0.82	0.81
40	75.31	64.20	109.41	0.85	0.84
41	83.86	73.90	130.22	0.88	0.87
42	93.71	85.38	155.55	0.91	0.90
43	105.11	99.02	186.54	0.94	0.93
44	118.37	115.31	224.64	0.97	0.97
45	133.88	134.88	271.76	1.01	1.00
46	152.10	158.51	330.35	1.04	1.04
47	173.64	187.21	403.67	1.08	1.07
48	199.26	222.31	496.01	1.12	1.11
49	229.93	265.51	613.16	1.15	1.15
50	266.89	319.07	762.89	1.20	1.19

[a] After Vesic (1973)

Shape, Depth, and Inclination Factors Recommended for Use

Factor	Relationship	Source
Shape[a]	$F_{cs} = 1 + \frac{B}{L} \cdot \frac{N_q}{N_c}$ $F_{qs} = 1 + \frac{B}{L} \tan\phi$ $F_{\gamma s} = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$ where L = length of the foundation ($L > B$)	De Beer (1970)
Depth[b]	*Condition (a)*: $D_f/B \le 1$ $F_{cd} = 1 + 0.4 \frac{D_f}{B}$ $F_{qd} = 1 + 2 \tan\phi \cdot (1 - \sin\phi)^2 \frac{D_f}{B}$ $F_{\gamma d} = 1$ *Condition (b)*: $D_f/B > 1$ $F_{cd} = 1 + (0.4) \tan^{-1}\left(\frac{D_f}{B}\right)$ (رادیان) $F_{qd} = 1 + 2 \tan\phi (1 - \sin\phi)^2 \cdot \tan^{-1}\left(\frac{D_f}{B}\right)$ (رادیان) $F_{\gamma d} = 1$	Hansen (1970)
Inclination	$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta^\circ}{90^\circ}\right)^2$ $F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\beta}{\phi}\right)^2$ where β = inclination of the load on the foundation with respect to the vertical	Meyerhof (1963); Hanna and Meyerhof (1981)

[a] These shape factors are empirical relations based on extensive laboratory tests
[b] The factor $\tan^{-1}(D_f/B)$ is in radians

$N_q = \tan^2\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right) e^{\pi \tan\phi}$

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

$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan\phi'$

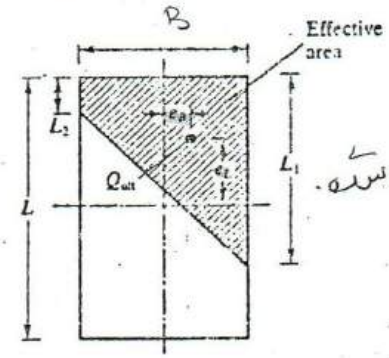
پی نواری

$\frac{B}{L} = 0$

ص ۱۳ فروه

ص ۱۳ فروه

حالت II $\frac{e_L}{L} < 0.5$ $\frac{e_B}{B} < \frac{1}{6}$



(a)

از طول کنده شده (L)

پس، زیرا $L_2 < L_1$

$L_1 = 0.83L$ $L' = L_1$

$L_2 = 0.22L$

مثال $\frac{e_B}{B} = 0.1$ $\frac{e_L}{L} = 0.2$

نیروهای خارج از محوری

حالت I : $\frac{e_L}{L} > \frac{1}{6}$ $\frac{e_B}{B} > \frac{1}{6}$

$= 0.16$ $= 0.16$

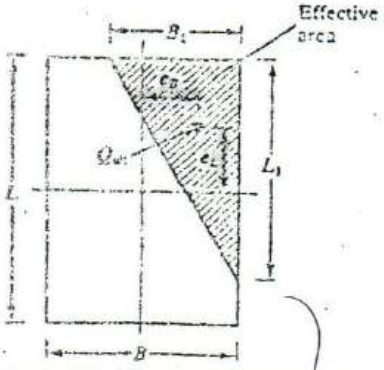
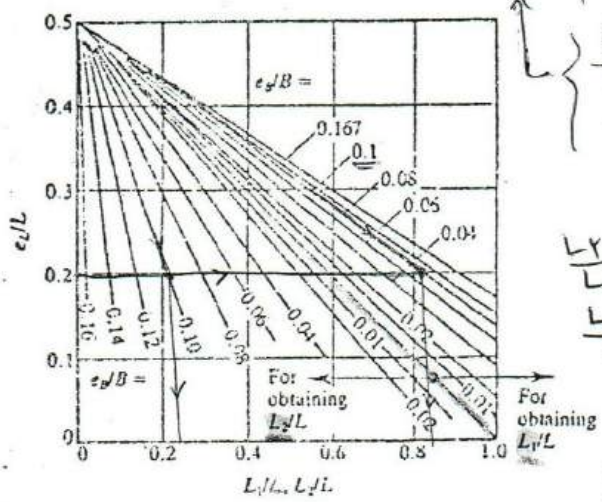


Figure 3.11 Effective area for the case of $e_L/L \ge 1/6$ and $e_B/B \ge 1/6$



(b)

Figure 3.12 Effective area for the case of $e_L/L < 0.5$ and $0 < e_B/B < 1/6$ (after Highter and [illegible])

$\frac{L_2}{L}$ سمت چپ خط قرمز

$\frac{L_1}{L}$ = راست

حالت ۲

اگر فاصله زیاد که در ما حاصل کرما شود

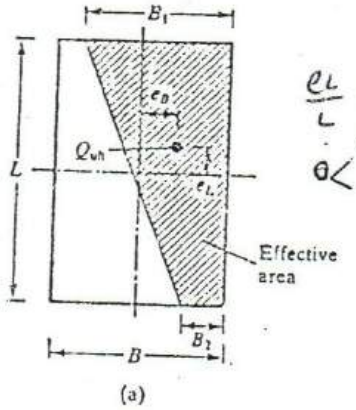
نخورده اتصال نداریم و مقاومت کنج

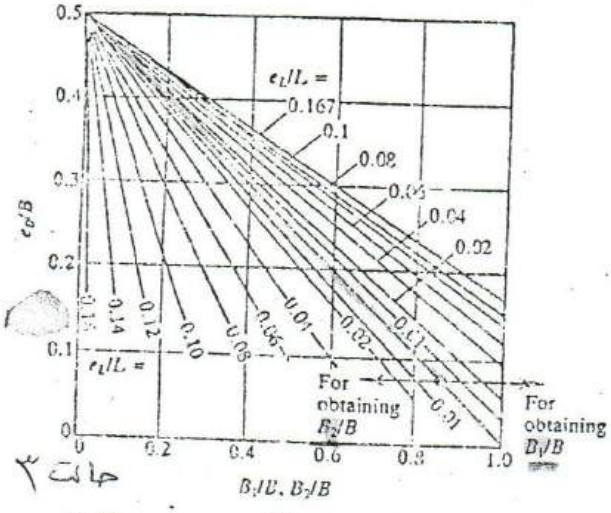
اتصال داریم

حالت III

$\frac{e_L}{L} < \frac{1}{6}$

$0 < \frac{e_B}{B} < 0.5$





حالت ۳

3.22

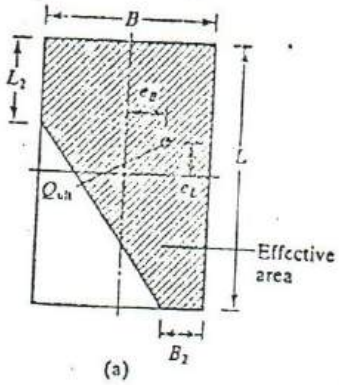
Figure 3.13 Effective area for the case of $e_L/L < 1/6$ and $0 < e_B/B < 0.5$ Anders, 1985)

خیلی کم e دارد

حالت IV

$\frac{e_L}{L} < \frac{1}{6}$

$\frac{e_B}{B} < \frac{1}{6}$

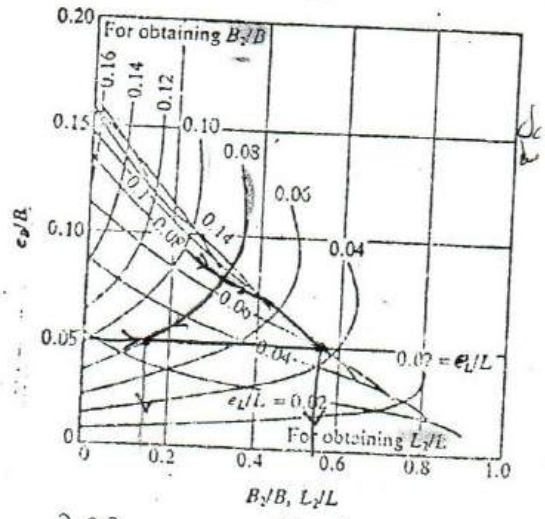


$L_2/L = 0.56$

$B_2/B = 0.16$

$\frac{e_B}{B} = 0.05$

$\frac{e_L}{L} = 0.06$



3.23

Figure 3.14 Effective area for the case of $e_L/L < 1/6$ and $e_B/B < 1/6$ (after Higgins and Anders, 1985)

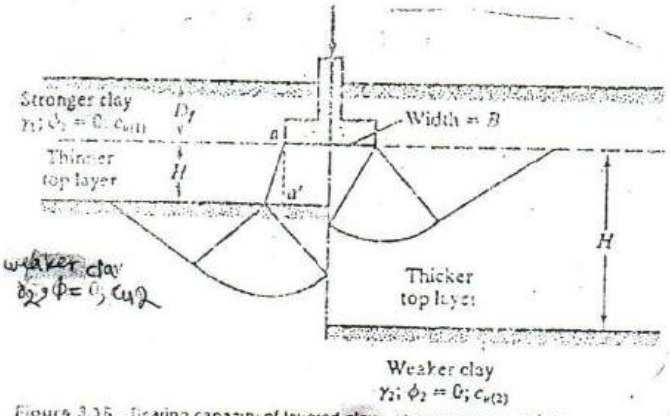


Figure 3.15 Bearing capacity of layered clay—stronger over weaker

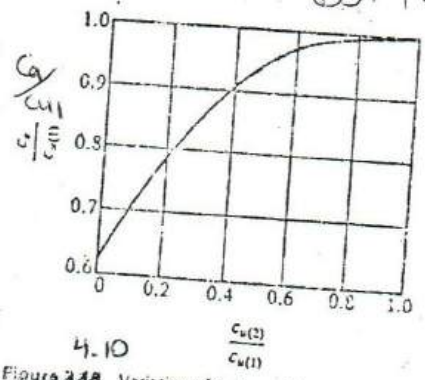
رس

$c_{u1} > c_{u2}$

ظرفیت باربری در خاک‌های ص ۱۵ جزوه

لایه‌ای

$\frac{q}{c_{u1}} = 1$ if $c_{u1} = c_{u2}$



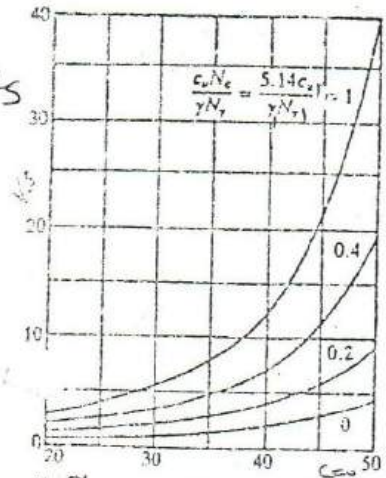
4.10

Figure 4.10 Variation of $q/c_{u(1)}$ with $c_{u(2)}/c_{u(1)}$ according to Meyerhof and Hanna's theory

نشست آنی

ص ۱۹ جزوه

$D_f = 0$, $H = \infty$ ؛ انحناء پذیر

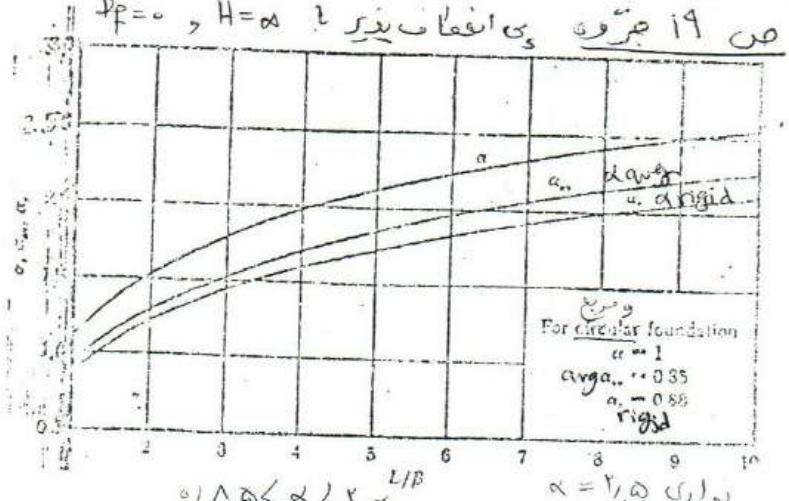


Ks

Fig 4.9 Variation of K_s with ϕ_1 based on Meyerhof and Hanna's theory

شالوده روی لایه ماسه‌ای

$\phi = 0$ سراکم روی رس نرم



$0.85 < \alpha < 2.5$

$\alpha = 2.5$ نواری

* اگر m را نداشتی فرض: (medium sand m=۲۵)

Q_s for clay

CPT با : $Q_s = \sum f\, p(\Delta L) = \sum \alpha' f_c\, p(\Delta L)$

Fig 11.21 ص print شده (۵۷۹ کتاب)

$\gamma' = \gamma_{sat} - 9.81$ (γw)

$$\boxed{Se(g) = \sqrt{\frac{Bg}{D}}\; se}$$

$Q_p \rightarrow$
- meyerhof < sand, clay
- vesic < sand, clay
- coyle castello — sand
- CPT, SPT → sand

* Q_p شیع بدی نسبت به ص ۵۸۵ کتاب

ص ۵۸۵ جزوه

$Q_s \rightarrow$ sand:
- رابطه کل
- coyle castello
- SPT < meyerhof, Kraft
- CPT

$Q_s \rightarrow$ clay:
- λ
- α
- β → رس اشباع ($\phi = 0$)

کوبشی

* از Q_s های دیگر کم می‌شود.

* شیوه کت بارجانبی ← روش winkler ص ۵۹ جزوه / ص ۵۹۴ کتاب

* باربری جداری برای بار اصطکاکی منفی Negative skin friction ← ص ۶۰ جزوه / ص ۶۱۵ کتاب

* Tension piles ← ص ۶۲۸ کتاب

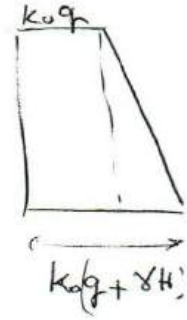
* نشست ص ۶۲ جزوه

* گروه شمع ← ظرفیت باربری / نشست

lateral Earth pressure

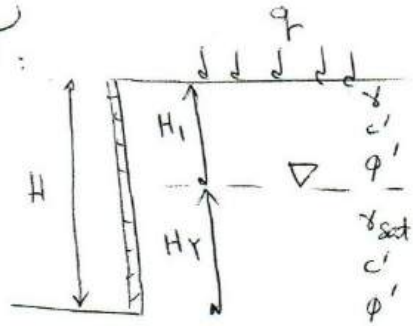
@ rest $\longrightarrow$ $\boxed{\sigma'_o = q + \gamma z}$, $\boxed{\sigma_h = k_o \sigma'_o + u}$

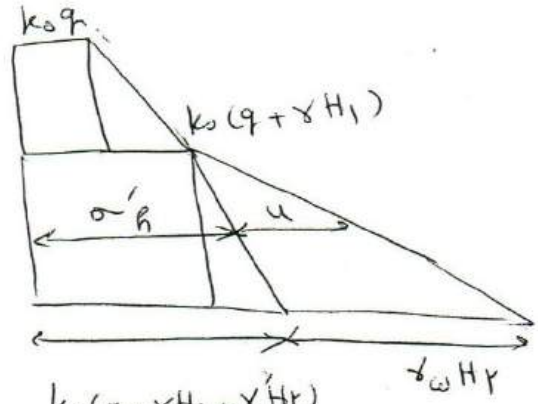
NC $\longrightarrow$ $\boxed{k_o = 1 - \sin\phi'}$, OC $\longrightarrow$ $\boxed{k_o = (1-\sin\phi')\, OCR^{\sin\phi'}}$



$$P_o = P_1 + P_2 = k_o q H + \frac{k_o \gamma H^2}{2} \quad , \quad \bar{z} = \frac{P_1\left(\frac{H}{2}\right) + P_2\left(\frac{H}{3}\right)}{P_o}$$

اگر آب هم باشد:





$$\boxed{P_o = k_o q H_1 + k_o (q+\gamma H_1) H_2 + \frac{k_o \gamma H_1^2}{2} + \frac{k_o \gamma' H_2^2}{2} + \frac{\gamma_w H_2^2}{2}}$$

کولمب

$P_a \sin(\delta' + \alpha - B) = P_{av}$ $\quad P_{ah} = P_a \cos(\delta' + 90 - B)$

$\gamma_c = 2.4\ ton/m^3$

دیوار حائل

Check for overturning:

γ_2 = unit weight of soil in front of the heel & under the base slab

$$\begin{cases} P_p = \frac{1}{2} k_p \gamma_2 D^2 + 2c'_2 \sqrt{k_p}\, D \\ k_p = \tan^2\left(45 + \frac{\phi_2}{2}\right) \end{cases}$$

کولمب $k_{passive}$ مثل رانکین

$\frac{\gamma_1 H^2 k_a}{2} \rightarrow V_1$ جدول

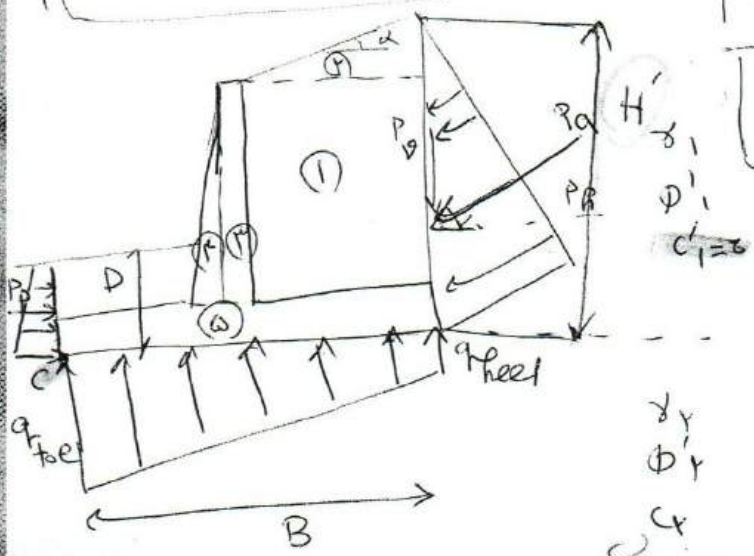
$$\begin{cases} P_h = P_a \cos\alpha \\ \boxed{\Sigma M_o = P_h\left(\frac{H'}{3}\right)} \end{cases}$$

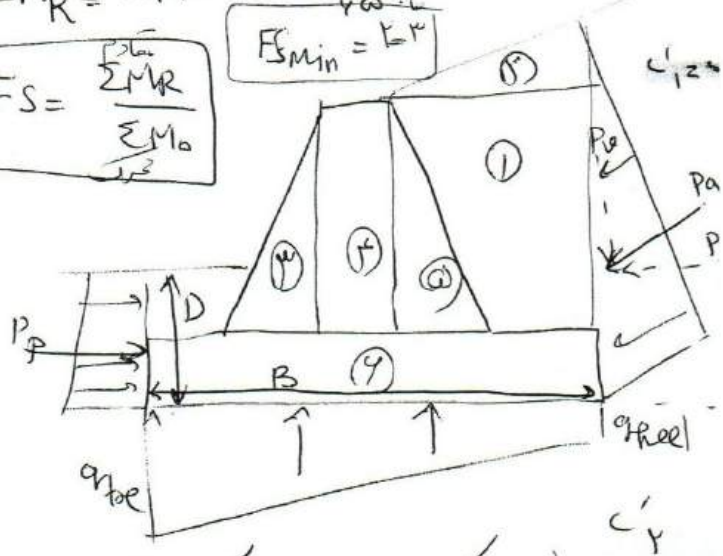
section	مساحت	وزن/واحد طول دیوار	بازوی مقاومت	مقاومت لنگر
1	A_1	$W_1 = \gamma_1 A_1$	x_1	M_1
2	A_2	W_2	x_2	M_2
		P_v	B	M_v
		ΣV		ΣM_R

$$\begin{cases} P_v = P_a \sin\alpha \\ \boxed{M_v = P_v B = P_a \sin\alpha\, B} \\ \Sigma M_R = M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5 + (M_6) + M_v + M_{P_p} \end{cases}$$

$\boxed{FS_{min} = 1.3}$

$$\boxed{FS = \frac{\Sigma M_R}{\Sigma M_o}}$$





اگر با کولمب بریم، وزن خاک پشت را در نظر نمی‌گیریم.

Check for sliding

$\delta' = k_1 \phi'_2$, $c'_a = k_2 c'_2$

$$\boxed{\Sigma F_R' = (\Sigma V)\tan\delta' + B c'_a + (P_p)}$$

من قبل

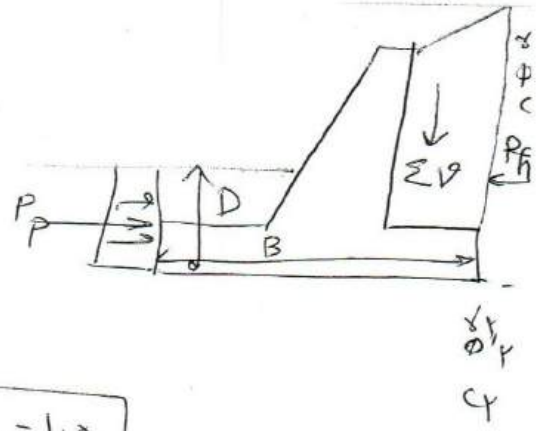
$$\boxed{\Sigma F_d = P_a \cos\alpha}$$

$$\boxed{FS = \frac{\Sigma F_R'}{\Sigma F_d}}$$

horizontal resisting forces

horizontal driving forces

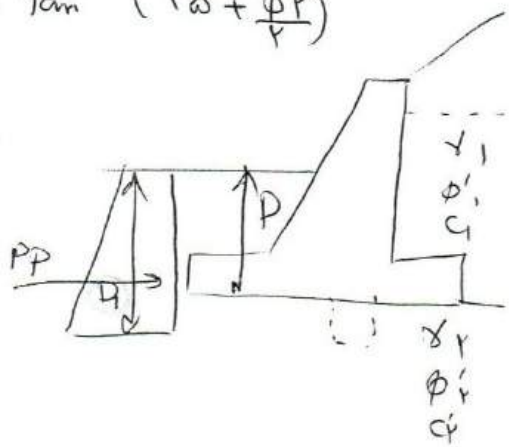
$$\boxed{FS_{min} = 1.5}$$



→ اگر FS کافی نبود : ۱) $B\uparrow$

۲) key to base slab → if a key is included :

$$\boxed{P_p = \frac{1}{2}\gamma_2 D^2 k_{p_2} + 2c'_2 D\sqrt{k_{p_2}}}$$, $k_p = \tan^2\left(45 + \frac{\phi'_2}{2}\right)$



۳) anchor

۴) P_a کاهش → Elman Terry

horizontal granular backfill حالت : ($\alpha = 0$)

$P_R = P_a = P_a \cos\alpha$

$P_V = P_a \sin\alpha = 0$

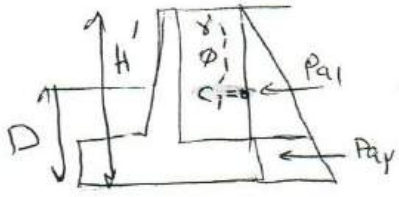
$P_a = P_{a_1} + P_{a_2}$

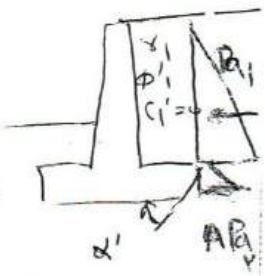
P_{a_2} can be reduced if the heel of wall is sloped : $P_a = P_{a_1} + A P_{a_2}$

$P_{a_1} = \frac{1}{2}\gamma_1 k_a (H' - D')^2$

$P_a = \frac{1}{2}\gamma_1 k_a H'^2$

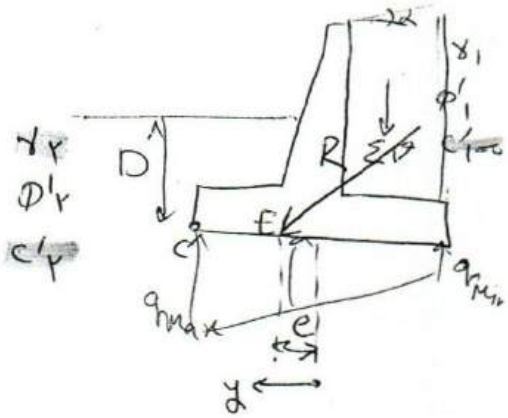
$P_{a_2} = \frac{1}{2}\gamma_1 k_a [H'^2 - (H' - D')^2]$





$$\boxed{P_a = \frac{1}{2}\gamma_1 k_a (H' - D')^2 + \frac{A}{2}\gamma_1 k_a [H'^2 - (H' - D')^2]}$$

Check for bearing capacity failure



$$\overline{CE} = \bar{X} = \frac{M_{net}}{\Sigma V}$$

$M_{net} \rightarrow \Sigma M_R - \Sigma M_O$

ΣM_R: لنگر آخر مدل عناصر

ΣM_O: عناصر

$$e = \frac{B}{2} - \overline{CE}$$

از مدل واژگونی

$$q = \frac{\Sigma V}{A} \pm \frac{M_{net}\, y}{I}$$

$M_{net} \rightarrow (\Sigma V)\, e$

$I \rightarrow \frac{B^3}{12}$

$$\boxed{q_{max} = q_{toe} = \frac{\Sigma V}{B}\left(1 + \frac{6e}{B}\right)} < q_{all}$$

$$q_{min} = q_{heel} = \frac{\Sigma V}{B}\left(1 - \frac{6e}{B}\right) > 0$$

اگر $e > \frac{B}{6}$ ← دوباره باید design شود

$$q_u = c'_2 N_{c_2} F_{cd} F_{ci} + q N_{q_2} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2}\gamma_2 B' N_{\gamma_2} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

$$q = \gamma_2 D$$

$$B' = B - 2e$$

$$F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c \tan \phi'_2}$$

$$F_{qd} = 1 + 2\tan \phi'_2 (1 - \sin \phi'_2)^2 \frac{D}{B'}$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

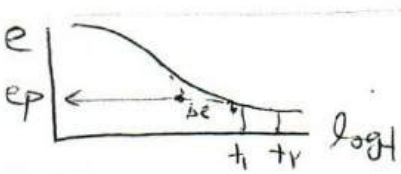
$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\psi^\circ}{90}\right)^2$$

$$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\psi^\circ}{\phi'^\circ_2}\right)^2$$

$$\psi^\circ = \tan^{-1}\left(\frac{P_a \cos\alpha}{\Sigma V}\right)$$

$$\boxed{FS = \frac{q_u}{q_{max}}}$$

$$\boxed{FS_{min} = 3}$$



$$C_\alpha = \frac{\Delta e}{\log\left(\frac{t_2}{t_1}\right)}$$

تحکیم ثانویه:

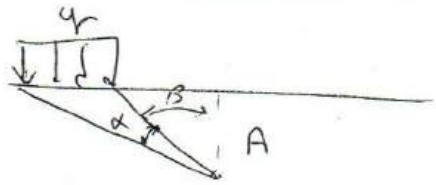
C'_α = تنها ۰/۰۰۰۵

$$\boxed{S_{c(s)} = C'_\alpha H_c \log\left(\frac{t_2}{t_1}\right)}$$

$$C'_\alpha = \frac{C_\alpha}{1 + e_p}$$

e_p: آخر تحکیم اولیه

رابطه بوسینسک برای بار نواری:



$$\Delta\sigma_{zA} = \frac{q}{\pi}\left(\alpha + \sin\alpha \cos(\alpha + 2\beta)\right)$$

زاویه بین ۲ یال از هر یال نقطه A را به نوشتای از بارگذاری متصل کنند

کوچکترین زاویه بین یال و راستای قائم (بیرون بارگذاری +، داخل −) (همواره $\alpha > 0$)

$$\gamma_{dry} = \frac{\gamma_{wet}}{1+w}$$

فرض: $w = 10\%$ ، $G_s = 2.68$

$$v_s = \frac{\gamma_{dry}}{G_s(9.81)}$$

$$v_v = 1 - v_s$$

$$\gamma_{sat} = \gamma_{dry} + v_v \times 9.81$$

باربری پی بر روی ترانشه

① ۲-۷ با ولز جدول → N'_c و N'_q ✓

② N_γ (از مایرهوف)

③ N_γ اصلاح → $k_p = \dfrac{\sin^2(\alpha - \phi)}{\sin^2\alpha \cdot \sin(\alpha+\delta)\left[1 - \sqrt{\dfrac{\sin(\phi+\delta)\sin(\phi+\beta)}{\sin(\alpha+\delta)\cdot\sin(\alpha+\beta)}}\right]^2}$

شیب زمین

$k_{Min} \rightarrow \beta = -\beta$ و $\alpha = 90^\circ$ و $\delta = \phi$

زاویه دیوار با قائم

$k_{Max} \rightarrow \beta = +\beta$

k_p از تئوری کولمب با β

$$R = \frac{k_{Min}}{k_{Max}} \longrightarrow N'_\gamma = \frac{N_\gamma}{2} + \frac{N_\gamma}{2}\left[R + \frac{b}{2B}(1-R)\right]$$

اگر بار مایل نباشد

اگر شالوده صاف

④ $s_q = s_c = 1$ (compute s_γ) $i_c = i_q = i_\gamma = 1$ $b_c = b_q = b_\gamma = 1$

$$q_u = cN'_c s_c i_c b_c + \bar{q} N'_q s_q i_q b_q + \frac{1}{2}\gamma B N'_\gamma s_\gamma i_\gamma b_\gamma$$

شیب آنی بر دو محور

$Q_u(e) = q_u (B' \times L')$ -۲ reduction factor : $q_u(e)$ -۱

$Q_u(e=0)$ -۴ $FS = F_1 = \frac{Q_u(e)}{Q}$ -۳

$S_e(e=0)$ -۶ $Q(e=0) = \frac{Q_u(e=0)}{F_1}$ -۵

$$S_e = S_e(e=0)\left[1 - 2\left(\frac{e}{B}\right)\right]^2$$

$$t = \tan^{-1}\left[C \; S_e\left(\frac{e/B}{\sqrt{BL}}\right)\right]$$

Fig 3.28

$C = B_1 B_2$

Table 4.3 variation of $k_u, m, (D_f/B)_{cr}$ uplift for square & circular foundations

ϕ' (deg)	k_u	m	$(D_f/B)_{cr}$
۲۰	۰٫۸۵۶	۰٫۰۵	۲٫۵
۲۵	۰٫۸۸۸	۰٫۱	۳
۳۰	۰٫۹۲	۰٫۱۵	۴
۳۵	۰٫۹۴۶	۰٫۲۵	۵
۴۰	۰٫۹۶	۰٫۳۵	۷
۴۵	۰٫۹۶	۰٫۵	۹