

بسم الله تعالى

# جزوه مهندسی پی

تدوین: محسن دریس زاده

عضو هیئت علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد بوشهر

**مهندسی پی****تعداد واحد : ۲****نوع واحد : نظری****پیش نیاز : مکانیک خاک ، سازه های بتن آرمه ۱****سرفصل دروس****۱ - روشهای شناسایی خاک ، گمانه زنی و نمونه برداری ، آزمایش های صحرائی ، نحوه تعیین****پارامترهای موثر در طراحی پی****۲ - شناسایی انواع پی های سطحی - ظرفیت باربری پی های سطحی : تحت اثر بارهای محوری ،****با خروج از مرکز و بارهای مایل ، پی سطحی واقع بر سطح شیب دار خاک های لایه لایه ، محاسبه و****کنترل نشست پی های سطحی ، بررسی پی روی خاکهای مسئله آفرین (متورم شونده ، گچی و ... ) ،****کنترل آب زیر زمینی در اجرا و گود برداری****۳ - محاسبه انواع پی های سطحی (شامل پی های منفرد ، کلافدار ، نواری و گسترده ، روش پی****صلب و پی روی تکیه گاه ارجاعی****۴ - شناسایی انواع دیوارها و ابنيه نگهبان ، محاسبه فشار جانبی خاک ، فشار استاتیکی و****هیدرودینامیکی آب ، روش طرح انواع دیوارهای حائل صلب****۵ - شناسایی انواع پی های عمیق ، ظرفیت باربری پی های عمیق با روشهای استاتیکی ، دینامیکی****و آزمایش های صحرائی****۶- محاسبه گروه شمع (ظرفیت گروه و توزیع بار ) ، طرح صفحه بتنی (پی اتصالی ) مستقر بر****شمع ها**

## مراجع و منابع

### مراجع فارسی

- ۱) **اصول مهندسی ژئوتکنیک**، جلد دوم مهندسی پی ، تالیف: براجا ام داس ، ترجمه : شاپور طاحونی
- ۲) **تحلیل و طراحی پی** ، تالیف: جی ای باولز ، ترجمه : اردشیر اطیابی
- ۳) **مهندسی پی** ، تالیف: محمدعلی روشن ضمیر ، انتشارات دانش پژوهان برین
- ۴) **مهندسی پی** ، طراحی و اجرا، ابوالفضل اسلامی، انتشارات دانشگاه گیلان
- ۵) **پی های گسترده** ، ابوالفضل اسلامی، انتشارات دانشگاه گیلان
- ۶) **طراحی سازه های بتن آرمه** ، جلد دوم داود مستوفی نژاد، انتشارات ارکان اصفهان
- ۷) **اصول مهندسی پی** ، دکتر علیرضا رهایی ، انتشارات دانشگاه صنعتی امیر کبیر

### مراجع انگلیسی

- 1) Bowles, J.E , 1999. "Foundation Analysis and Design" McGraw-Hill Co.
- 2) Budhu, M. 2000." Soil Mechanics and Foundation"
- 3) Kramer, S. L., 1996." Geotechnical Earthquake Engineering" Prentice-Hall, Englewood Cliffs

ارزشیابی:

- ۸ نمره میان قرم (۱/۵ نمره آزمون تستی و ۶/۵ نمره آزمون تشریحی)
- ۱۰ نمره میان قرم (۱/۵ نمره آزمون تستی و ۸/۵ نمره آزمون تشریحی)
- ۲ نمره تمرینات و آزمونهای سرکلاسی

## شناسایی تحت الارضی (کاوش های زیر زمینی)

### Subsurf face Exploration

برای طراحی شالوده ای که بار مشخصی از سازه را حمل می کند مهندس طراح باید از طبیعت و رفتار خاک زیر شالوده مطلع باشد فرآیند شناسایی خاک تحت اراضی و تعیین مشخصات فیزیکی آن «شناسایی های تحت الارضی» نامیده می شود.

هدف از این شناسایی ها، تعیین اطلاعاتی است که مهندس ژئوتکنیک را در موارد زیر یاری دهد:

- (۱) انتخاب نوع و عمق شالوده ای که برای سازه مناسب است.
- (۲) تخمین ظرفیت باربری پی
- (۳) تخمین نشستهای احتمالی سازه
- (۴) تعیین پتانسیل های مسئله ساز خاک مثل قابلیت تورم، رمبندگی، روانگرایی و ...
- (۵) تعیین موقعیت سطح آب زیرزمینی
- (۶) تعیین فشار جانی خاک بر روی سازه هایی نظیر دیوارهای حایل، سپر و سازه نگهبان
- (۷) تعیین روشهای اجرایی برای تفسیر شرایط تحت اراضی
- (۸) تعیین خصوصیات شیمیایی خاک(جهت تعیین نوع سیمان مصرفی)

**نکته ۱:** در صورتی اعمال تغییرات در سازه موجود (مانند افزایش طبقات) ممکن است به شناسایی های تحت اراضی نیاز باشد.

**نکته ۲:** مهندس طراح پی باید همواره به خاطر داشته باشد که خاک منطقه مورد مطالعه عموماً ناهمگن است (یعنی مقطع خاک متغیر باشد) نظریه های مکانیک خاک فقط شرایط ایده آل خاک را در نظر می گیرند. کاربرد این نظریه ها در مهندسی پی احتیاج به قضاوت مهندسی در تفسیر اطلاعات کسب شده از برنامه شناسایی ها دارد. قضاوت مهندسی فقط به وسیله ای تجارت عملی کسب می گردد.

**برنامه مطالعات تمثیل اراضی شامل سه گام اساسی زیر می باشد:**

- الف) جمع آوری اطلاعات اولیه
- ب) بازدید محلی
- ج) عملیات گمانه زنی و شناسایی

الف) جمع آوری اطلاعات اولیه: شامل: نوع سازه و کاربری آن، تعداد ستون ها به فواصل آنها و بار تقریبی هریک، محدودیت های آیین نامه های ملی و محلی، اطلاعات کلی از خاک منطقه شامل بررسی و مطالعه نقشه های زمین شناسی، گزارش های ژئوتکنیک برای ساختمان های مجاور و...  
ب) بازدید محلی: در این مرحله به منظور بازرگانی چشمی از منطقه بازدید محلی با هدف کسب اطلاعات زیر انجام می گردد:

۱. توپوگرافی عمومی منطقه ، امکان وجود ترانشه های زهکشی، وجود خاک دستی ، بررسی وضعیت ترک ها و ناپایداری احتمالی در شب ها ، بررسی خاصیت تورمی خاک و...

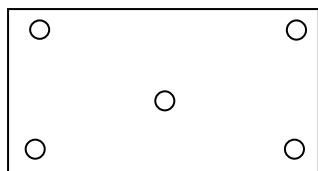
۲. بررسی لایه بندی خاک بوسیلهٔ رخنمونها و یا ترانشه‌های مصنوعی موجود در محل
۳. بررسی رویدادهای سطحی به منظور کسب اطلاعات مفیدی از وضعیت خاک‌های تحت الارضی
۴. بررسی تراز آب در چاه‌های موجود در منطقه
۵. بررسی شالوده‌های ساختمان‌های اطراف و عملکرد آنها
۶. احداث چاهک‌های دستی و کسب اطلاعات کلی در صورت نیاز

#### ج) عملیات گمانه زنی و شناسایی:

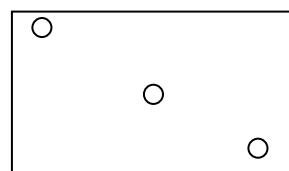
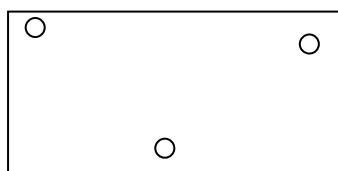
به چاه‌هایی که در محل به منظور شناسایی خاک حفاری می‌شود گمانه (Borehole) گفته می‌شود. هیچگونه قانون سرراستی جهت تعیین دقیق تعداد، محل، فواصل و عمق گمانه‌ها وجود ندارد. توصیه‌های زیر جهت تقریب مطمئن موارد فوق ارائه شده است. به کار بردن این توصیه‌ها نیز تابعی از شرایط و پیچیدگی‌های خاک محل، نوع پژوهه، تغییرات موجود، تجربیات قبلی و مشابه و در نهایت قضاوت مهندسی می‌باشد.

#### ۱) تعداد گمانه‌ها-فواصل گمانه‌ها

در یک پژوهه ایده‌آل متمرکز ۵ گمانه لازم بوده که معمولاً چهار گمانه در گوش و یکی در مرکز حفاری می‌باشد.



در صورت محدودیت هزینه‌ها سه گمانه به یکی از حالت‌های زیر حفاری می‌شود:



به طور کلی تعداد گمانه‌ها باید به نحوی باشد که پروفیل دقیق و مناسبی از زمین در محدوده اثر گذاری بر سازه ارائه گردد.

از طرف دیگر فواصل گمانه‌ها نیز تا حد ممکن از مقادیر پیشنهادی جدول زیر تجاوز نکند.

نوع پژوهه	ساختمان چند طبقه	شاهراه	مجتمع‌های مسکونی	سدها و بندها	ساختمان صنعتی یک طبقه
فاصله گمانه‌ها (متر)	۱۰-۳۰	۲۵۰-۵۰۰	۲۵۰-۵۰۰	۴۰-۸۰	۲۰-۶۰

## ۲) عمق گمانه:

روشهای مختلفی برای تخمین عمق تقریبی اولیه گمانه ارائه شده است:

### ۲-۱) روش انجمن مهندسین عمران آمریکا (ASCE)

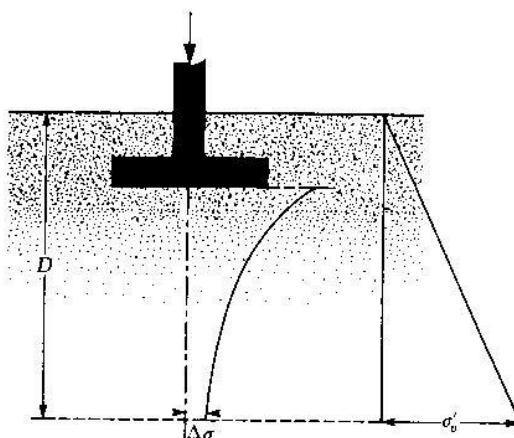
$$\text{عمق گمانه شناسایی} = \min(D_1, D_2)$$

$D_1$ : عمقی است که در آن تنش حاصل از فشار شالوده بر سطح زمین در آن عمق به ۱۰٪ مقدار در سطح زمین برسد.

$$\Delta\sigma = \%10q$$

عمقی است که در آن تنش حاصل از فشار شالوده به ۵٪ تنش قائم موثر در آن عمق برسد.

$$\Delta\sigma = \%5\sigma'_v \quad \sigma'_v = \sum h_i \gamma'_i$$



تغییرات تنش موثر    تغییرات اضافه تنش ناشی از بار بی

### ۲-۲) روش Sower & Sower

برای ساختمان های عمومی نظیر ساختمانهای اداری و بیمارستان ها و موارد مشابه ساور و ساور (SOWER & SOWER) روابط زیر را برای تعیین عمق گمانه ها ارائه کرده اند.

$$D = 3S^{0.7} + D_f$$

برای سازه های فولادی سنگین و بتونی کم عرض

$$D = 6S^{0.7} + D_f$$

برای سازه های فولادی سنگین و بتونی عریض

: عمق گمانه  $D$  : تعداد طبقات ساختمان  $S$  : عمق استقرار شالوده  $D_f$

در صورت برخورد به سنگ در حفاری، نفوذ حفاری به عمق ۳متر در سنگ جهت اثبات وجود لایه سنگی الزامی است.

۲-۳) در حفر تراشه ها و خاکبرداری های عمیق عمق گمانه حداقل باید ۱/۵ برابر عمق خاکبرداری باشد.

۲-۴) برای شالوده های عمیق (شمع ها) عمق گمانه ۱۰ تا ۳۰ متر پایین تر از کف شمع به نحوی که خاک در محدوده تأثیر تنفس های حاصل از شمع شناسایی گردد.

۲-۵) برای فلطفط لوله ۰,۵ تا ۲ برابر قطر لوله از کف بستر لوله

۲-۶) برای ټونل حداقل به اندازه قطر ټونل در زیر کف ټونل

۲-۷) برای خاکریز ها حداقل برابر ارتفاع خاکریز

### روشهای گمانه زنی:

#### ۱- حفر چاهک دستی (T.P) Test Pit

این چاهک ها معمولاً توسط مقنی و با کمک وسایل دستی حفاری می شوند عمق آنها معمولاً ۱۵ تا ۲۰ متر می باشد. اخذ نمونه های دست خورده از اعماق مختلف در حین حفاری امکان پذیر است.

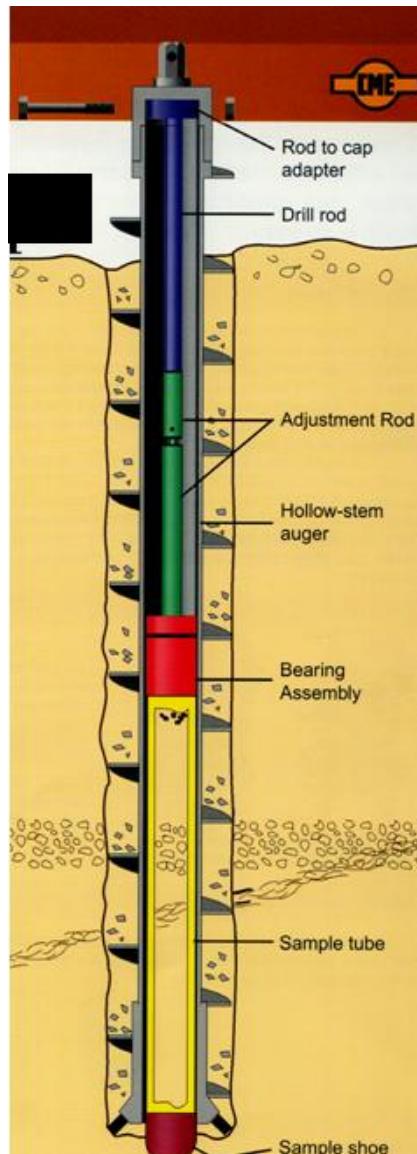
#### ۲- حفر گمانه با استفاده از متنه های مارپیچ (دستی و ماشینی) Auger Boring

گمانه زنی با استفاده از متنه مارپیچ ساده ترین روش گمانه زنی است. کاربرد متنه های دستی در راهها و ساختمانهای سبک است. عمق پیش روی آنها ۳ تا ۵ متر است.

برای گمانه زنی در اعماق بیشتر از متنه های مارپیچ که نیروی محرکه دورانی آنها توسط یک موتور دیزلی سوار بر پشت کامیون تأمین می شود استفاده می گردد. با این متنه ها می توان گمانه هایی به عمق ۶۰ تا ۷۰ متر حفاری نمود. در هنگام حفاری ، نوک متنه به یک سر متنه وصل می شود. دوران متنه باعث می شود که خاک از شیارهای موجود بین پره های متنه ها به بالای گمانه آورده شود.

متنه های مارپیچ در دو نوع با محور توخالی و با محور توپر وجود دارند. در هنگام استفاده از متنه ها با محور توپر لازم است متنه ها در فواصل مناسب از گمانه بیرون آورده شده و دستگاه نمونه گیر و یا آزمایش نفوذ استاندارد به ته گمانه فرستاده شود. در حالت استفاده از متنه با محور توخالی ، در نوک متنه یک کلاهک وجود دارد که توسط میله حفاری می توان آن را از ته گمانه بیرون کشید و لازم نیست برای نمونه گیری یا انجام هر آزمایش دیگر متنه از گمانه بیرون کشیده شود.





### ۳- حفاری درونی (Rotary Drilling)

گمانه زنی تکنیکی است که در آن سر مته هایی که به سر میله حفاری نصب شده اند با سرعت زیادی دوران کرده و خاک و سنگ موجود در نوک سر مته را بریده، آسیاب کرده و در عمق نفوذ می کند. سر مته های مختلفی برای مقاصد گوناگون وجود دارد. از حفاری دورانی می توان در ماسه، رس و سنگ استفاده کرد. در حین حفاری آب یا گل حفاری تحت فشار از طریق میله مته به سمت سر مته فرستاده می شود. این آب در برگشت به سمت بالا، محصولات به دست آمده از حفاری را به سطح زمین می آورد گمانه های حفر شده به وسیله این روش قطری بین ۵۰ تا ۲۰۰ میلیمتر دارند. وقتی نمونه گیری لازم باشد میله حفاری به بیرون کشیده شده و سر مته با نمونه گیر عوض می شود.

**گل حفاری:** مخلوطی از آب و بنتونیت است که برای جلوگیری از ریزش جداره ها به درون محل حفاری تزریق می گردد.

### ۴- حفاری پرکاشن - حفاری ضربه ای (Percussion Drilling)

در این روش با بلند کردن و رها کردن یک سر مته سنگین، ته گمانه خرد شده و محصولات حفاری با تزریق آب به سطح زمین آورده می شود. با ابداع روش روتاری این روش در حال منسخ شدن است.



## روش های نمونه گیری Sampleing method

در حین شناسایی تحت الارضی دو نوع نمونه خاک ممکن است اخذ شود: دست خورده و دست نخورده نمونه دست نخورده: نمونه ای است که در زمان نمونه برداری، دسته بندی، حمل، نگهداری و آماده کردن آن برای آزمایش هیچ تغییری در ساختار و کیفیت آن داده نشود.(رطوبت و ساختار خاک تغییر نکند) از نمونه دست نخورده برای انجام آزمایش های تحکیم، مقاومت برشی، نفوذ پذیری و... استفاده می شود. از نمونه دست خورده می توان برای انجام آزمایش دانه بندی، تعیین حدود مایع و خمیری، چگالی دانه ها، تعیین میزان مواد آلی و طبقه بندی خاک استفاده نمود.

### نمونه گیری با استفاده از نمونه گیر قاشقی (نمونه دست خورده)

وقتی گمانه به عمق مطلوبی می رسد نمونه گیر قاشقی به سر میله حفاری متصل و به ته گمانه فرستاده می شود. نمونه گیر با استفاده از ضربات چکش به داخل خاک رانده می شود. ضربات چکش به بالای میله حفاری نواخته می شود. وزن چکش ۶۲,۲ Kg و ارتفاع سقوط آن ۷۵ cm می باشد. تعداد ضربات لازم برای ۳ مرحله نفوذ ۱۵ سانتی متری نمونه گیر به داخل خاک یادداشت می شود.

مجموع ضربات لازم برای دو مرحله ۱۵ سانتی متری انتها یی عدد نفوذ استاندارد (Standard N (penetration Number) نامیده می شود

بعد از آن نمونه گیر بیرون کشیده شده و نمونه خاک درون آن به آزمایشگاه فرستاده می شود. تعیین عدد نفوذ استاندارد و نمونه گیری توسط نمونه گیری قاشقی معمولاً در فواصل ۱/۵ متری انجام می شود.





## آزمایش نفوذ استاندارد : N (SPT)

از این آزمایش برای تخمین خواص مقاومتی خاکها استفاده می شود.

عدد نفوذ استاندارد N	سفتی	مقاومت فشاری محدود نشده $KN / m^2$
0 – 2	خیلی نرم	0 – 25
2 – 5	نرم	25 – 50
5 – 10	متوسط	50 – 100
10 – 20	soft	100 – 200
20 – 30	خیلی سفت	200 - 400
> 30	سخت	> 400

در خاکهای دانه ای (مثل ماسه) مقدار N تابعی از فشار مؤثر سربار  $\sigma'_v$  می باشد. لذا مقدار N به دست آمده از شناسایی های صحرایی تحت فشار های مؤثر مختلف باید برای یک مقدار استاندارد  $\sigma'_v$  اصلاح شود.

$$N_{cor} = C_N \cdot N_f$$

: عدد بدست آمده در صحراء  $N_f$  ضریب اصلاح  $C_N$  : عدد نفوذ استاندارد  $N_{cor}$

$C_N$  توسط محققین مختلفی با استفاده از روابط تجربی پیشنهاد شده است معروفترین آنها توسط نیائو و ویتمن است. (۱۹۸۶)

$$C_N = 9.78 \sqrt{\frac{1}{\sigma'_v (KN / m^2)}}$$

جدول زیر ارتباط تقریبی عدد نفوذ استاندارد با تراکم نسبی ماسه و زاویه اصطکاک تقریبی داخلی را می‌دهد.

زاویه اصطکاک تقریبی خاک $\phi$	تراکم نسبی تقریبی %	عدد نفوذ استاندارد N
0-5	0-5	26-30
5-10	5-30	28-35
10-30	30-60	35-42
30-50	60-95	38-46

در تخمین پارامترهای خاک از روی عدد نفوذ استاندارد با استفاده از روابط موجود دقت کنید که:

- ۱- روابط تقریبی هستند.
- ۲- خاک همگن نیست و اعداد نفوذ استاندارد به دست آمده از یک گمانه دارای دامنه وسیعی خواهد بود.
- ۳- اگر در نهشته های خاک قلوه سنگ و شن وجود داشته باشد اعداد نفوذ استاندارد به دست آمده ممکن است گمراه کننده و غیر قابل اعتماد باشند.
- ۴- در موارد زیر آزمایش فاقد اعتبار است:
  - الف) برای هر مرحله ۱۵ سانتی متری ۵۰ ضربه مورد نیاز باشد.
  - ب) تعداد ضربات به ۱۰۰ برسد. (۱۰۰ ضربه برای ۳۰ سانتی متر)
  - ج) با ۱۰ ضربه هیچ نفوذی نداشته باشیم.

#### نمونه گیر جدار نازک (شلبی) :

از این نمونه گیر برای اخذ نمونه های رسی دست نخورده استفاده می شود. این نمونه گیرهای معمولی دارای قطر خارجی  $50/8$  و  $76/2$  میلیمتر هستند. نوک این نمونه گیر لب تیز بوده و انتهای آن قابل اتصال به میله حفاری است. به داخل گمانه فرستاده شده و با فشار به داخل خاک رانده می شود. سپس نمونه اخذ شده همراه با نمونه اخذ شده به بیرون کشیده می شود. هر دو انتهای نمونه مهر و موم شده و به آزمایشگاه فرستاده می شود. از نمونه های اخذ شده جهت انجام آزمایشها تحکیم یا برش استفاده میشود.

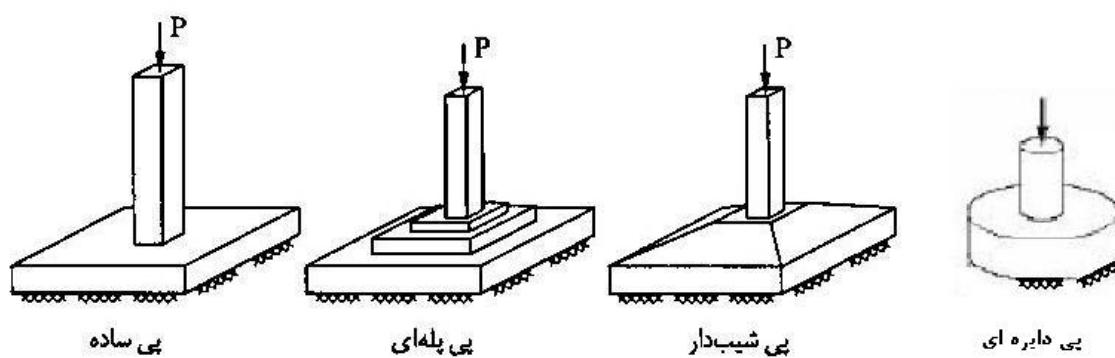
## فصل ۲ - ظرفیت باربری پی های سطحی

پی های سطحی یا شالوده ها : پی هایی هستند که در عمق کم و نزدیک به سطح زمین اجرا می شوند و بارهای سازه را به زمین منتقل می کنند. شالوده ممکن است سنگی، بتنی یا بتن آرمه باشد.

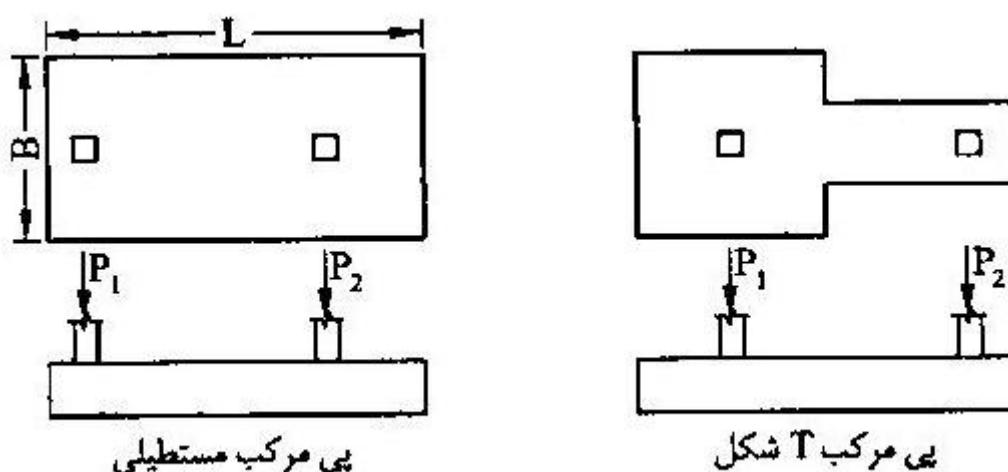
طبق تعریفی که ترزاوی ارایه کرده است شالوده سطحی به شالوده ای اطلاق می گردد که عمق قرارگیری آن در زیر سطح زمین بنحوی است که  $D_f < B$

### أنواع پی های سطحی:

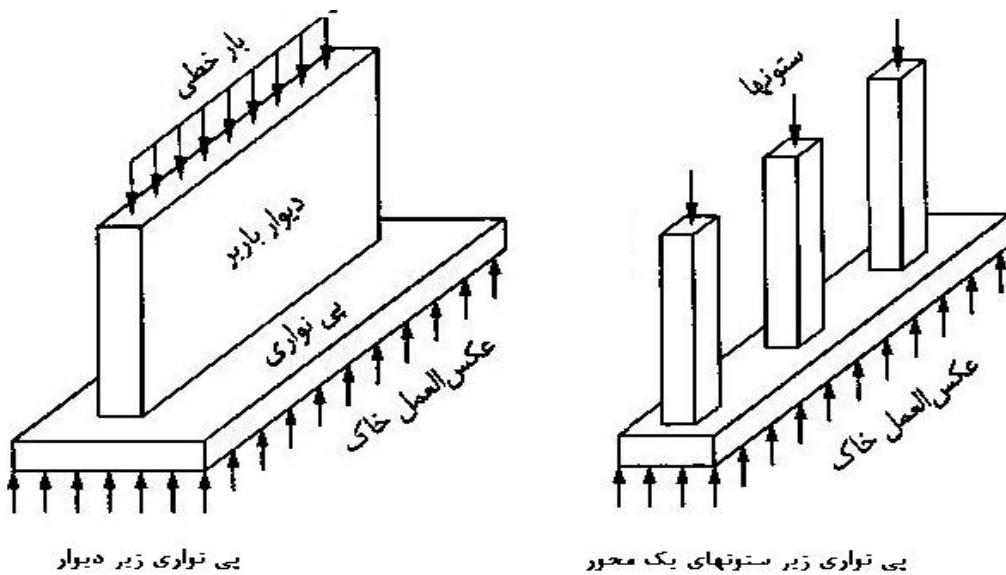
۱- پی منفرد Spread Footing : بار یک ستون را حمل می کند.



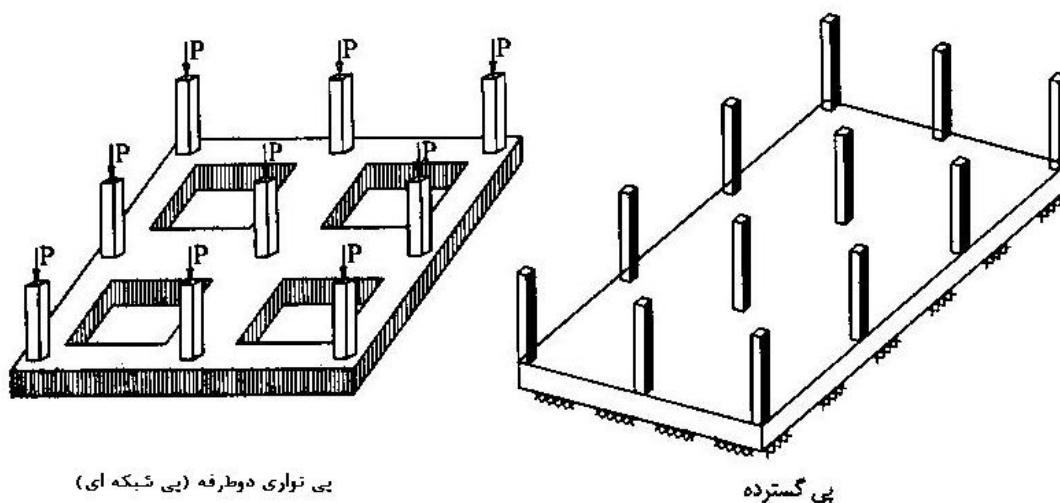
۲- پی مركب combined footing : بار دو ستون مجاور را حمل می کند



۳- پی نواری strip or continuous footing : به پی زیر دیوار یا زیر ستونهایی که روی یک محور قرار دارند اطلاق می شود.



۴- پی گسترده raft or mat footing



انتخاب نوع شالوده بستگی دارد به : مقدار بار ستونها، مقاومت خاک، نوع سازه و شرایط خاص دیگر.

**ظرفیت باربری شالوده های سطحی :** حداقل تنشی که یک شالوده می تواند به خاک اعمال کند را ظرفیت باربری شالوده می نامند. یک شالوده سطحی shallow foundation وقتی دارای عملکرد صحیح است که تنش ایجاد شده در زیر آن به نحوی باشد که دو شرط زیر را برآورده نماید :

۱- گسیختگی برشی در خاک زیر شالوده ایجاد نکند.

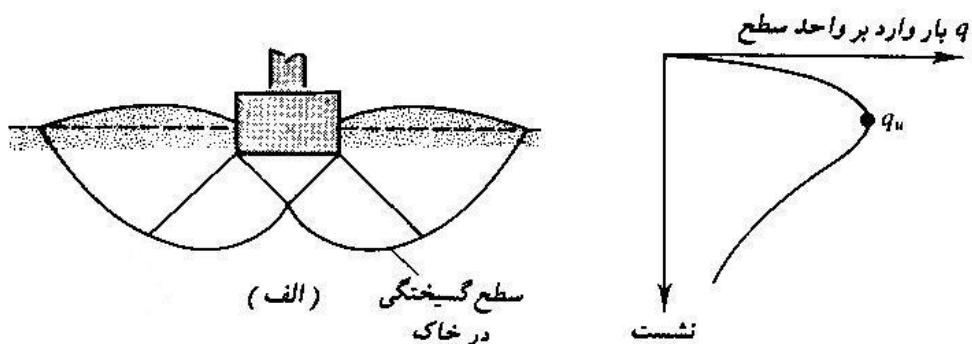
۲- نشستهای بیشتر از مقدار مجاز در زیر شالوده رخ ندهد.

لازم به ذکر است که دو معیار فوق مستقل از هم بوده و باید جداگانه برای شالوده کنترل شود.

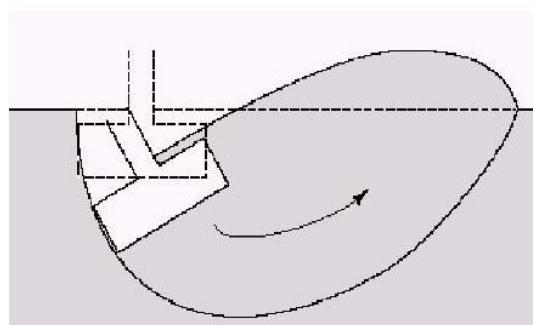
### أنواع گسیختگی برشی در خاک

#### (۱) گسیختگی برشی کلی general shear failure

شالوده نواری را در نظر بگیرید بر روی یک خاک ماسه‌ای متراکم یا خاک رسی چسبنده و سفت اگر بار به تدریج بر شالوده وارد شود نشست شالوده افزایش پیدا می‌کند در یک نقطه مشخص وقتی که فشار زبر شالوده مساوی  $q_u$  می‌باشد یک گسیختگی ناگهانی در خاک زیر شالوده رخ می‌دهد و سطح گسیختگی تا سطح زمین ادامه می‌یابد فشار  $q_u$  ظرفیت برابری نهایی شالوده سطحی نامیده می‌شود.

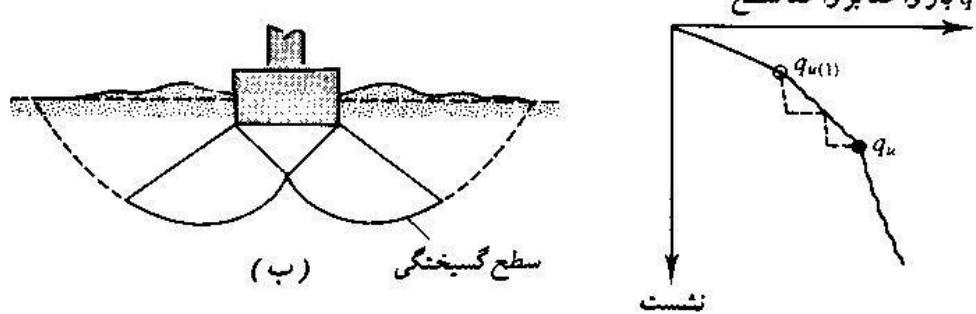


این گسیختگی در خاک‌های خیلی متراکم رخ می‌دهد (در خاک ماسه‌ای متراکم یا رس سخت) که در آن خاک دو طرف بالا آمده اما در نهایت سطح لغزش و چرخش پی در یک طرف رخ می‌دهد



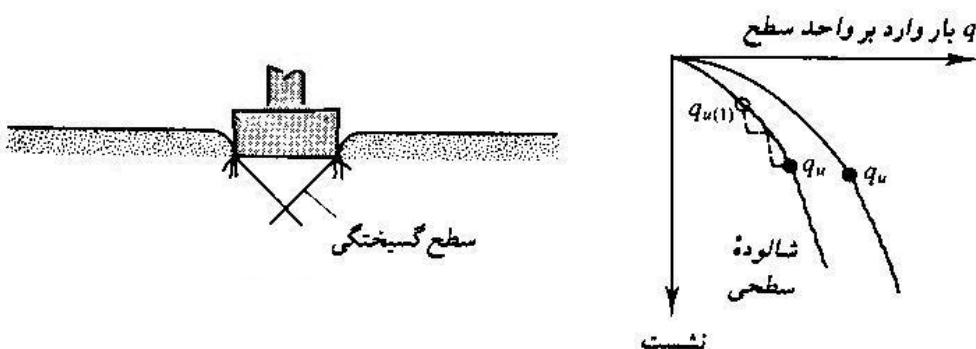
#### (۲) گسیختگی برشی موضعی local shear failure

این گسیختگی در خاک‌های ماسه‌ای با تراکم متوسط و در رس با سفتی متوسط رخ می‌دهد در این حالت چرخش در پی صورت نمی‌گیرد و میزان بالا آمدگی خاک طرفین کمتر است



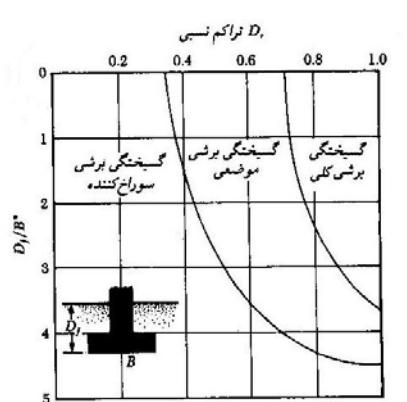
### ۳) گسیختگی برشی منکنه ای (سوراخ گننده) punching shear failure (survage cored)

این گسیختگی در خاکهای نسبتاً شل همراه با نشست قابل توجه رخ می دهد



بر پایه نتایج تجربی وسیک (۱۹۷۳) رابطه ای برای نوع گسیختگی برشی در شالوده های متکی بر ماسه پیشنهاد کرد. نوع گسیختگی محتمل به میزان فشردگی (تراکم) خاک و به نسبت عمق قرارگیری پی به

عرض آن بستگی دارد.



نوع گسیختگی برشی شالوده های متکی بر ماسه (وسیک ۱۹۷۳)

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

$$B^* = \frac{2BL}{B+L} \quad L > B$$

در حالت گسیختگی برش کلی، بار نهایی در نشستی در حدود ۴ تا ۱۰ درصد عرض شالوده  $B$  رخ می دهد.

در حالت گسیختگی برش موضعی و سوراخ گننده بار نهایی در نشستی در حدود ۱۵ تا ۲۵ درصد عرض شالوده  $B$  رخ می دهد.

## نظریه های ظرفیت باربری شالوده های سطحی:

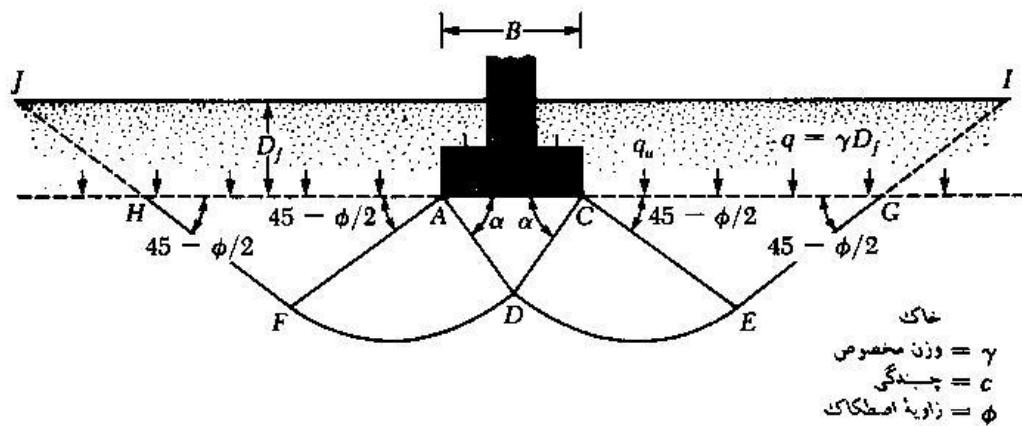
در بحث نحوه محاسبه ظرفیت باربری شالوده های سطحی بر اساس معیار گسیختگی برشی چهار نظریه از چهار صاحب نظر ژئوتکنیک ارائه شده است ( ترزاقی ، مایرهوف ، هنسن ، و وسیک ) که در ادامه به شرح آنها می پردازیم:

### (۱) نظریه ظرفیت باربری ترزاقی :

ترزاقی با لحاظ فرضیات زیر، رابطه ای برای تعیین ظرفیت باربری به دست آورد. (به شکل نگاه کنید)

فرضیات :

- ۱) گسیختگی برش کلی در زیر شالوده رخ می دهد.
- ۲) خاک موجود در بالای سطح زیرین شالوده را با سرباری برابر  $q = \gamma D_f$  جایگزین کرد.
- ۳) ناحیه مثلثی بلافاصله زیر شالوده (ADC) تشکیل میگردد
- ۴) سطح تماس شالوده و خاک زبر است.
- ۵) DE و DF قسمتی از نمودار اسپیرال لگاریتمی هستند
- ۶) نواحی CEG و AFH دو ناحیه مقاوم رانکین می باشند. (به همین دلیل زاویه گسیختگی  $2/\phi - 45$  است )
- ۷) زاویه  $\alpha$  مساوی زاویه اصطکاک داخلی  $\phi$  می باشد.
- ۸) مقاومت برشی خاک در امتداد خطوط گسیختگی HI و GL نادیده گرفته می شود. (در جهت اطمینان )



گسیختگی برشی در باربری نهایی یک شالوده نواری صلب با سطح تماس زبر

$$q_u = cN_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma$$

عبارت اول در رابطه فوق عبارت چسبندگی عبارت دوم سربار ناشی از قرارگیری در عمق و عبارت سوم عبارت وزن مخصوص خاک می باشد .

ضرایب ظرفیت باربری بدون بعد می باشند که فقط تابعی از  $\phi$  (زاویه اصطکاک داخلی خاک)  $N_c, N_q, N_\gamma$  می باشند

$$N_q = \frac{e^{2\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)\tan\phi}}{2\cos^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)}$$

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

$$N_\gamma = \frac{1}{2} \left( \frac{K_{p\gamma}}{\cos^2\phi} - 1 \right) \tan\phi$$

$K_{p\gamma}$  : ضریب فشار مقاوم خاک

در روابط بالا  $\phi$  به رادیان است. (از شکل صفحه بعد نیز می توان استفاده نمود)

رابطه فوق برای شالوده نواری است  $B >> L$  که در آن در حین گسیختگی، گوه خاک زیر شالوده تشکیل می شود اما در حالتی که شالوده مربعی یا دایره ای باشد مسئله از حالت دو بعدی خارج شده و به صورت سه بعدی در می آید و گوه تبدیل به یک هرم یا مخروط می گردد. در این حالت ترزاقی رابطه خود را به شکل زیر اصلاح می کند:

$$q_u = 1.3cN_c + qN_q + 0.4\gamma BN_\gamma$$

اگر شالوده مربعی باشد

$$q_u = 1.3cN_c + qN_q + 0.3\gamma BN_\gamma$$

اگر شالوده دایره ای باشد

وقتی گسیختگی در زیر شالوده ها بصورت موضعی باشد local shear Failure ترزاقی روابط زیر را پیشنهاد نمود.

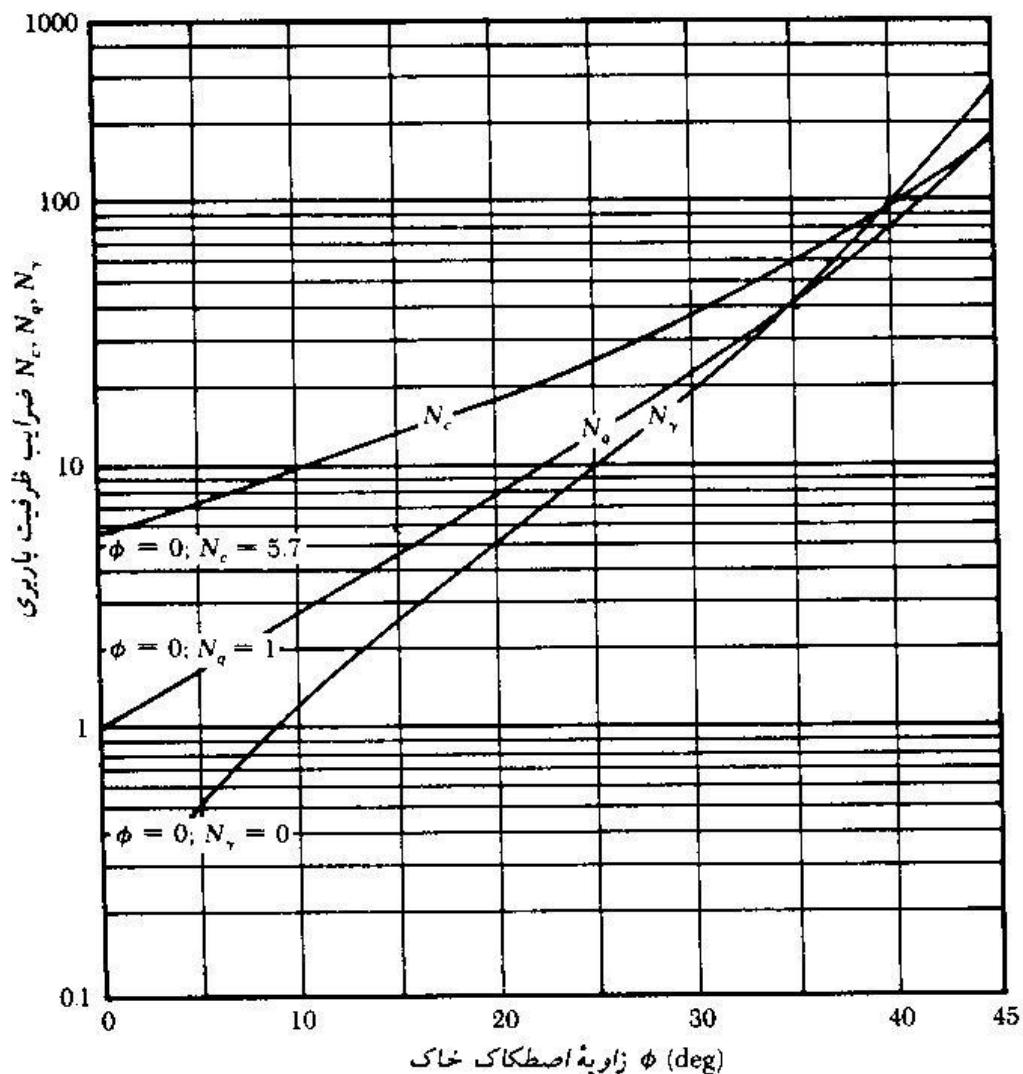
$$\text{شالوده نواری} \quad q_u = \frac{2}{3}cN'_c + qN'_q + \frac{1}{2}\gamma BN'$$

$$\text{شالوده مربعی} \quad q_u = 0.867cN'_c + qN'_q + 0.4\gamma BN'_\gamma$$

$$\text{شالوده دایره ای} \quad q_u = 0.867cN'_c + qN'_q + 0.3\gamma BN'_\gamma$$

در روابط فوق  $N'_{c,q,\gamma}$  همان روابط قبلی است فقط به جای  $\phi$  باید از رابطه زیر استفاده کنید:

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



ضرایب ظرفیت باربری ترزاوی برای گسیختگی برشی کلی

\*\*\*\*\*

### تأثیر آب زیرزمینی بر ظرفیت باربری :

روابط ظرفیت باربری برای حالتی است که سطح آب زیرزمینی در عمق قابل توجهی در زیر سطح شالوده قرار دارد. اگر سطح آب زیرزمینی نزدیک به شالوده باشد لازم است اصلاحاتی اعمال گردد . سه حالت برای محل قرارگیری آب زیرزمینی محتمل است:

حالت ۱) با توجه به شکل زیر اگر سطح آب زیرزمینی طوری باشد که  $0 \leq D_1 < D_f$  مقدار  $q$  موجود

$$q = D_1\gamma + D_2(\gamma_{sat} - \gamma_w) \quad \text{در روابط ظرفیت باربری باید به صورت زیر محاسبه شود:}$$

همچنین مقدار  $\gamma$  در آخرین جمله روابط باید با مقدار  $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$  جایگزین گردد.

حالت ۲) با توجه به شکل زیر اگر سطح آب زیرزمینی در ترازی باشد که  $0 \leq d < B$  مقدار  $q$  از رابطه

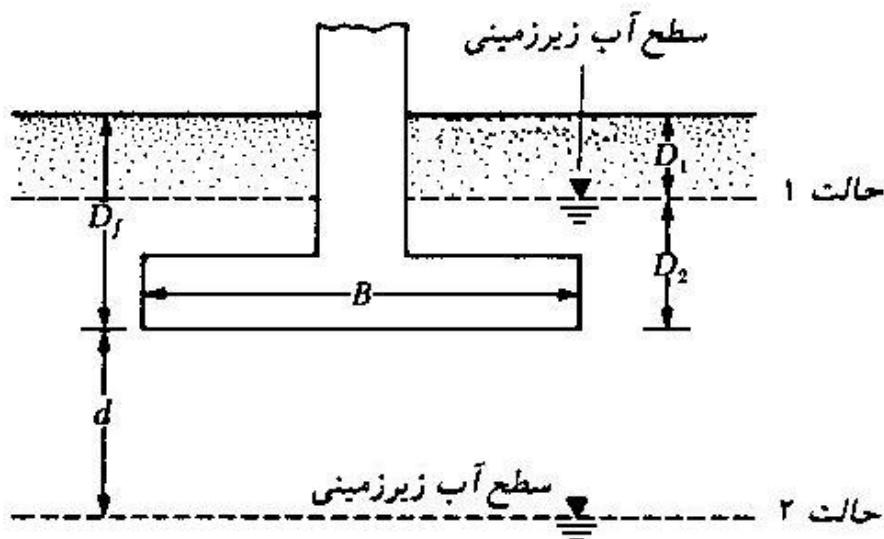
$$q = \gamma D_f \quad \text{زیر به دست می آید:}$$

همچنین مقدار  $\gamma$  در آخرین جمله روابط باید با مقدار روپرو جایگزین گردد:

حالت ۳) وقتی که سطح آب زیرزمینی در ترازی باشد که  $d \geq B$  است، آب زیرزمینی هیچ گونه تاثیری

در ظرفیت باربری ندارد.

hh



اصلاح رابطه ظرفیت باربری برای سطح آب زیرزمینی

(( این اصلاح در روابط ظرفیت باربری مایهوف ، هنسن و وسیک نیز کاربرد دارد ))

۲) معادله ظرفیت باربری مایه‌هوف

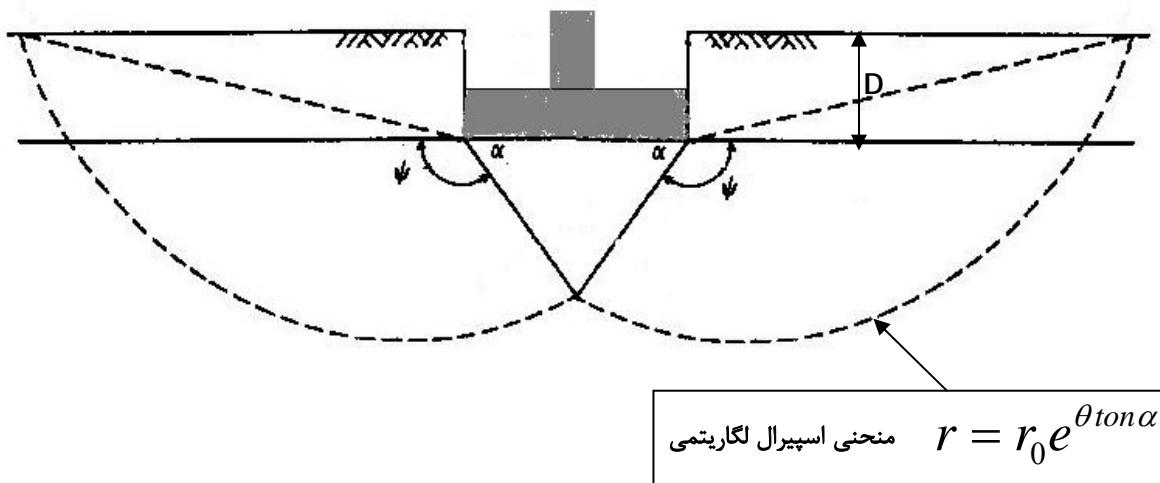
فرضیات:

۱) سطح تماس خاک با شالوده زبر است.

۲) منحنی گسیختگی خاک از نوع اسپیرال لگاریتمی است.

۳) از مقاومت برش خاک بالای سطح زیر شالوده صرفنظر نشده است.

$$4) \text{ در گوه زیر پی } \alpha = 45 + \frac{\phi}{2} \text{ می باشد.}$$



$$q_{ult} = CN_c S_c d_c i_c + qN_q S_q d_q i_q + \frac{1}{2} \gamma BN_\gamma S_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

را  $i_c, i_q, i_\gamma$  (Depth Factor) را ضرایب عمق ( $d_c, d_q, d_\gamma$  (Shape Factor)) را ضرایب شکل ( $S_c, S_q, S_\gamma$ ) ضرایب میل بار (Inclination Factor) می نامند.

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

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

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\phi)$$

ضرایب شکل (در حالت برای یافتن  $S_q, S_\gamma$  از میانیابی خطی استفاده می شود)

$$\begin{cases} S_c = 1 + 0.2 K_p \frac{B}{L} & \text{Any } \phi \\ S_q = S_\gamma = 1 + 0.1 K_p \frac{B}{L} & \phi \geq 10^\circ \\ S_q = S_\gamma = 1 & \phi = 0^\circ \end{cases}$$

$$K_p = \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

ضرایب عمق (در حالت  $0 < \phi < 10^\circ$  برای یافتن  $d_q, d_\gamma$  از میانیابی خطی استفاده می‌شود)

$$\begin{cases} d_c = 1 + 0.2\sqrt{K_p} \frac{D}{B} & \text{Any } \phi \\ d_q = d_\gamma = 1 + 0.1\sqrt{K_p} \frac{D}{B} & \phi \geq 10^\circ \\ d_q = d_\gamma = 1 & \phi = 0 \end{cases}$$

ضرایب میل بار

$$\begin{cases} i_c = i_q = \left(1 - \frac{\theta}{90}\right)^2 & \text{Any } \phi \\ i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{\phi}\right)^2 & \phi > 0 \\ i_\gamma = 0 & (\theta > 0) \quad \phi = 0 \end{cases}$$

اگر  $\theta = 0$  یعنی (V نیروی برشی در پای ستون نداشته باشیم) آنگاه تمام  $i$  ها یک خواهند بود.

### ۳) رابطه ظرفیت با باری هنسن Hansen(1970)

هنسن رابطه عمومی تری نسبت به رابطه مایرهوف پیشنهاد نمود (هم برای پیهای سطحی و هم برای پیهای عمیق کاربرد دارد).

برای خاکهای با  $\phi > 0$

$$q_{ult} = cN_c S_c d_c i_c g_c b_c + qN_q S_q d_q i_q g_q b_q + \frac{1}{2} \gamma B' N_\gamma S_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma$$

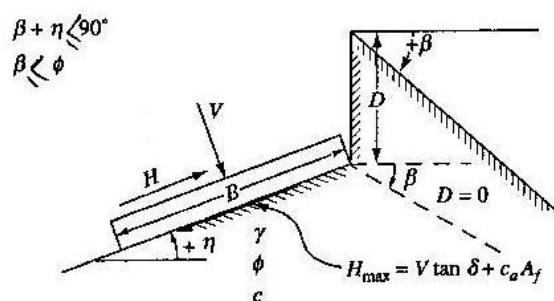
برای خاکهای با  $\phi = 0$

$$q_{ult} = 5.14 c_u (1 + S'_c + d'_c - i'_c - b'_c - g'_c) + \bar{q}$$

(depth factor)  $d$  : ضریب عمق (shape factor)  $S$  : ضریب شکل

(ground factor)  $g$  : ضریب شیب خاکریز طرفین شالوده (inclination factor)  $i$  : ضریب میل بار

(base factor)  $b$  : ضریب پاشنه (برای لحاظ شیب کف پیه)



$$H_{\max} = V \tan \delta + C_a A_f$$

$$A_f = B'L' \quad \text{مساحت موثر بی} \quad 0.5\phi \leq \delta \leq \phi$$

$$C_a = (0.6 - 1)c \quad \text{چسبندگی بین بی و خاک}$$

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad , \quad N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad \text{مشابه روابط مایر هووف} \quad N_c, N_q$$

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

<b>ضرایب شکل</b>	$\begin{cases} S'_c = 0.2 \frac{B'}{L'} & (\phi = 0) \\ S_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{B'}{L'} \\ S_c = 1 & \text{for Strip footing} \\ S_q = 1 + \frac{B'}{L'} \sin \phi \\ S_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B'}{L'} \geq 0.6 \end{cases}$	<b>ضرایب عمق</b>	$\begin{cases} d'_c = 0.4k & (\phi = 0) \\ d_c = 1 + 0.4k \\ d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 k \\ d_\gamma = 1 & \text{for all } \phi \end{cases}$
------------------	--	------------------	--

$$k = \begin{cases} \frac{D}{B} & \frac{D}{B} \leq 1 \\ \tan^{-1} \left( \frac{D}{B} \right) & \frac{D}{B} > 1 \end{cases}$$

<b>ضرایب میل بار</b>	$\begin{cases} i'_c = 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H_i}{A_f C_a}} & (\phi = 0) \\ i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1} & (\phi > 0) \\ i_q = \left[ 1 - \frac{0.5 H_i}{V + A_f C_a \cot \phi} \right]^{2.5} \\ i_\gamma = \left[ 1 - \frac{0.7 H_i}{V + A_f C_a \cot \phi} \right]^{3.5} & (\eta = 0) \\ i_\gamma = \left[ 1 - \frac{(0.7 - \frac{n^\circ}{450^\circ}) H_i}{V + A_f C_a \cot \phi} \right]^{3.5} & (\eta > 0) \end{cases}$
----------------------	--

$$\begin{array}{ll} \text{ضرایب شبیه پاشنه} & \left\{ \begin{array}{ll} g'_c = \frac{\beta^\circ}{147^\circ} & (\phi = 0) \\ g_q = g_\gamma = (1 - 0.5 \tan \beta)^5 & \end{array} \right. \\ & \left. \begin{array}{ll} g_c = 1 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ} & (\phi > 0) \end{array} \right. \end{array}$$

$$\begin{array}{ll} \text{ضرایب زمین} & \left\{ \begin{array}{ll} b'_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ} & (\phi = 0) \\ b_q = \exp(-2\eta \tan \phi) & \\ b_\gamma = \exp(-2.7\eta \tan \phi) & \end{array} \right. \\ & \left. \begin{array}{ll} b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ} & (\phi > 0) \\ \eta = \text{radian} & \end{array} \right. \end{array}$$

در صورت وجود نیروی برشی در هر دو جهت در پای ستون (هر دو  $H_B, H_L$ ) به روش زیر عمل می کنیم:

الف) محاسبه  $i_c, i_q, i_\gamma$  با استفاده از فرمولهای ارائه شده قبلی به صورت جداگانه برای  $H_B, H_L$

$$i_{c,B}, i_{c,L}, i_{q,B}, i_{q,L}, i_{\gamma,B}, i_{\gamma,L}$$

ب) با استفاده از ضرایب تمایل بار بدست آمده ضرایب شکل به صورت زیر اصلاح می شوند.

$$\begin{array}{ll} \text{for } H_B = \left\{ \begin{array}{ll} S'_{c,B} = 0.2 \frac{B}{L} i_{c,B} & \text{for } \phi = 0 \\ S_{c,B} = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{B}{L} i_{c,B} & \text{for } \phi > 0 \\ S_{q,B} = 1 + \sin \phi \frac{B}{L} i_{q,B} & \\ S_{\gamma,B} = 1 - 0.4 \frac{B'}{L'} \frac{i_{\gamma,B}}{i_{\gamma,L}} & \end{array} \right. & \text{for } H_L = \left\{ \begin{array}{ll} S'_{c,L} = 0.2 \frac{L}{B} i_{c,L} & \text{for } \phi = 0 \\ S_{c,L} = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{L}{B} i_{c,L} & \text{for } \phi > 0 \\ S_{q,L} = 1 + \sin \phi \frac{L}{B} i_{q,L} & \\ S_{\gamma,L} = 1 - 0.4 \frac{L'}{B'} \frac{i_{\gamma,L}}{i_{\gamma,B}} & \end{array} \right. \end{array}$$

$$q_{ult,B} = c N_c S_{c,B} d_{c,B} i_{c,B} + q N_q S_{q,B} d_{q,B} i_{q,B} + \frac{1}{2} \gamma B' N_\gamma S_{\gamma,B} d_{\gamma,B} i_{\gamma,B}$$

$$q_{ult,L} = c N_c S_{c,L} d_{c,L} i_{c,L} + q N_q S_{q,L} d_{q,L} i_{q,L} + \frac{1}{2} \gamma L' N_\gamma S_{\gamma,L} d_{\gamma,L} i_{\gamma,L}$$

$$q_{ult} = \text{Min}(q_{ult,B}, q_{ult,L})$$

\*\*\*\*\*

در استفاده از  $\phi$  در روابط : چون گوه گسیختگی در زیر بی های مربعی و دایره ای بیشتر حالت سه بعدی دارد تا دو بعدی ( کرنش مسطح plain strain ) لذا تنها در  $\frac{L}{B} > 2$  می توان از  $\phi_{ps}$  ( حالت دو بعدی کرنش مسطح ) به جای  $\phi_{tri}$  ( حالت سه بعدی ) استفاده نمود :

$$\text{If } \frac{L}{B} \leq 2 \Rightarrow \phi = \phi_{tri} \text{ and if } \frac{L}{B} > 2 \Rightarrow \phi = \phi_{ps} = 1.5\phi_{tri} - 17^\circ \quad (( \text{if } \phi_{tr} \leq 34^\circ \Rightarrow \phi_{ps} = \phi_{tri} ))$$

۱۳) رابطه ظرفیت باربری وسیک

معادله ظرفیت باربری وسیک مشابه معادله هنسن می باشد.

مشابه معادله ظرفیت باربری هنسن بوده اما  $N_\gamma$  تا حدودی متفاوت می باشد.

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi$$

**ضرایب شکل**

$$S_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B}{L} \quad \text{برای پی های نواری}$$

$$S_q = 1 = \frac{B}{L} \tan \phi \quad S_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L} \geq 0.6$$

**ضرایب عمق همان ضرایب هنسن می باشد**

**ضرایب میل باز**

$$i'_c = 1 - \frac{mH_i}{A_f C_a N_c} \quad (\phi = 0) \quad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1} \quad (\phi > 0)$$

$$i_q = \left[ 1 - \frac{H_i}{V + A_f C_a \cot \phi} \right]^m \quad i_\gamma = \left[ 1 - \frac{H_i}{V + A_f C_a \cot \phi} \right]^{m+1}$$

$$m = m_B = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}} \quad \text{اگر نیروی برشی موازی امتداد B در پی باشد}$$

$$m = m_L = \frac{2 + \frac{L}{B}}{1 + \frac{L}{B}} \quad \text{اگر نیروی برشی موازی امتداد L در پی باشد}$$

$$m = \sqrt{m_B^2 + m_L^2} \quad \text{اگر نیروی برشی موازی هم در امتداد B و هم در امتداد L باشد}$$

**ضرایب زمین ( شبیه فاکریز ظرفین )**

$$g'_c = \frac{\beta}{5.14} \quad (\beta = radian) \quad (\phi = 0) \quad g_c = i_q - \frac{1 - i_q}{5.14 \tan \phi} \quad (\phi > 0)$$

$$g_q = g_\gamma = (1 - \tan \beta)^2$$

$$b'_c = g'_c \quad (\phi = 0) \quad b_c = 1 - \frac{2\beta}{5.14 \tan \phi} \quad (\phi > 0)$$

$$b_q = b_\gamma = (1 - \eta \tan \phi)^2$$

### از کدام رابطه ( ترزاقي، مایرهوف، هنسن یا وسیک ) و در کجا استفاده کنيم؟

آزمایشات full-scale ببروی فونداسيونها برای یافتن صحت تئوری های روابط ظرفیت باربری تاکنون به دلیل هزینه بسیار گزاف آن انجام نشده و تنها آزمایشات بارگذاری موجود نشان می دهند که هیچ کدام از روش ها و نظریات ارائه شده به لحاظ بهترین برآورد از ظرفیت باربری مزیت خاصی بر روش های دیگر ندارند.

معادلات ترزاقي که اولین معادلات پیشنهادی است به طور بسیار وسیعی مورد استفاده قرار گرفته است. به خاطر سهولت بیشتر در کاربرد آن (محاسبه ضرایب شکل، عمق و دیگر ضرایب اضافی لازم نیست) هنوز هم از این معادلات استفاده می گردد (البته معادله ترزاقي تنها برای پی های با بارگذاری مرکز واقع بر روی زمین افقی کاربرد دارند) برای شالوده های حامل برش افقی یا مماسی یا برای پی های واقع بر سطح شیبدار معادلات ترزاقي کاربرد ندارند و روابط مایرهوف و هنسن به طور وسیعی کاربرد دارند. بر اساس مشاهدات و بررسی های انجام شده می توان کاربرد معادلات ظرفیت باربری را به صورت زیر پیشنهاد نمود.

معادله	متاسب برای
ترزاقي	برای خاک های چسبنده که در آن ها پی در $\frac{D}{B} < 1$ دارد و برای تخمین سریع $q_{ult}$ به منظور مقایسه با روش های دیگر. برای شالوده های حامل لنگر و نیروهای افقی و یا پی های واقع بر سطح شیب دار نباید از رابطه ترزاقي استفاده نمود.
مایرهوف، هنسن، وسیک	در هر موقعیتی می توان از آنها استفاده نمود.
هنسن و وسیک	وقتی که پی کج باشد و هنگامیه پی روی سطح شیب داری قرار می گیرد.

پیشنهاد می گردد که در موارد عملی حداقل دو روش به کار گرفته شود چنانچه دو روش نتایج یکسانی ارائه ندهند از روش سوم استفاده کنید ( روش ها را کامپیوتری کنید تا این کار سریعاً انجام گیرد ).

با متوسط حسابی یا وزنی نتایج سه روش می توان  $q_{ult}$  را تعیین نمود.

**اعمال ضریب اطمینان:**

جهت محاسبه ظرفیت باربری مجاز شالوده های سطحی، ظرفیت باربری نهايی محاسبه شده از روابط بر

$$q_{all} = \frac{q_u}{F.S}$$

ضریب اطمینان F.S تقسیم می شود:

برخی از مهندسین ترجیح می دهند ضریب اطمینان را به صورت زیر اعمال نمایند.

$$q_{net} = \frac{q_u - q}{F.S}$$

$$q_{net} = \text{تنش خالص مجاز روی خاک} \quad q_u = \text{ظرفیت باربری نهايی} \quad q = \text{تنش ناشی از وزن خاکریز و بتن پی}$$

روش دوم نیز به این گونه است که ضریب اطمینان را بر پارامتر های مقاومت برشی خاک ( $c, \phi$ ) اعمال می کنند. به این روش ضریب اطمینان در مقابل گسیختگی برشی  $F.S_{Shear}$  می گویند.

گام ۱) ( $c, \phi$ ) با اعمال ضریب اطمینان در مقابل گسیختگی برشی

$$c_d = \frac{c}{FS_{Shear}} \quad , \quad \phi_d = \tan^{-1} \left( \frac{\tan \phi}{FS_{Shear}} \right)$$

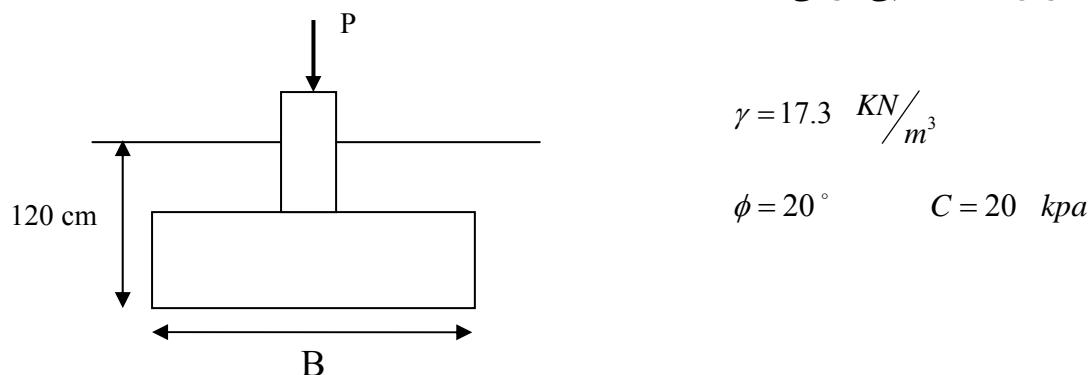
ضریب اطمینان  $F.S_{Shear} = 1.4 - 1.6$  ظرفیت باربری نهايی را در حدود ۳-۴ خواهد نمود.

گام ۲) در روابط ظرفیت باربری از ( $c_d, \phi_d$ ) استفاده می شود.

گام ۳) در صورت نیاز به محاسبه  $q_{net}$  از رابطه روبرو استفاده می گردد

\*\*\*\*\*

مثال ۱-۴) ظرفیت باربری مجاز را با استفاده از روش ترزاقی برای پی نشان داده شده حساب کنید. ضریب اطمینان را ۳ فرض نمایید. (پی مربعی است)



$$q_{ult} = 1.3cN_c + qN_q + 0.8 \frac{1}{2}BN_\gamma$$

$$N_c = 17.7 \quad N_q = 7.4 \quad N\gamma = 5.0 \quad (\text{با استفاده از نمودار صفحه})$$

$$q_{ult} = (1.3 \times 20 \times 17.7) + (1.2 \times 17.3) \times 7.4 + 0.5 \times B \times 5 \times 0.8 = (613.8 + 34.6B) kPa$$

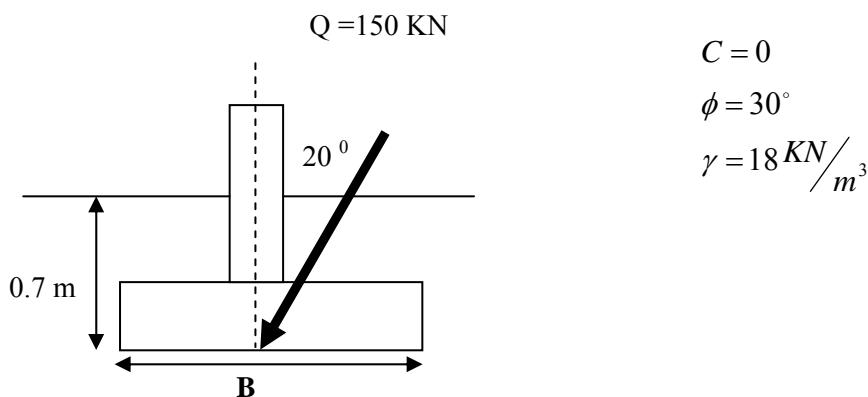
$$q_a = \frac{q_{ult}}{F.S} = \frac{613.8 + 34.6B}{3} = 205 + 11.5B \quad \text{ضریب اطمینان } F.S = 3$$

چون  $B$  معمولاً از 1.5 تا 3 متر می باشد.

$$B = 1.5 \Rightarrow q_a = 205 + 11.5(1.5) = 220 kPa$$

$$B = 3 \Rightarrow q_a = 205 + 11.5(3) = 240 kPa \quad \Rightarrow q_a = 200 - 220 \text{ cm}$$

مثال: شالوده مربعی فرض کنید که یک ستون با بار 150 کیلو نیوتون را حمل می نماید. عمق شالوده 0.7m است و بار واردہ با محور قائم زاویه 20 درجه می سازد. مطلوبست تعیین بعد  $B$  شالوده.



$$q_{ult} = cN_c.S_c.d_c.i_c + qN_q.S_q.d_q.i_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma S_\gamma.d_\gamma.i_\gamma \quad \text{چون } c = 0 \text{ نیازی به محاسبه پارامترهای عبارت اول نمی باشد}$$

$$\begin{cases} N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2(45 + \frac{\phi}{2}) = 18.40 \\ N_c = (N_q - 1)\cot \phi = (18.4 - 1)\cot 30 = 30.13 \\ N_\gamma = 2(N_q + 1)\tan \phi = 2(18.4 + 1)\tan 30 = 22.4 \end{cases}$$

$$S_q = S_\gamma = 1 + 0.1(K_p) \left( \frac{B}{L} \right) = 1 + 0.1 \tan^2(45 + \frac{\phi}{2})(1) = 1.3$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1\sqrt{K_p} \left( \frac{D}{L} \right) = 1 + 0.1(\tan 60) \left( \frac{0.7}{B} \right) = 1 + \frac{0.12}{B}$$

$$i_q = \left( 1 - \frac{\theta}{90} \right)^2 = \left( 1 - \frac{20}{90} \right)^2 = 0.605 \quad i_\gamma = \left( 1 - \frac{\theta}{\phi} \right)^2 = \left( 1 - \frac{20}{30} \right)^2 = 0.11$$

$$\Rightarrow q_{ult} = (18 \times 0.7) \times 18.4 \times 1.3 \times \left(1 + \frac{0.12}{B}\right) \times 0.605 + \frac{1}{2} (18) B \times 22.4 \times 1.3 \times \left(1 + \frac{0.12}{B}\right) \times 0.11 =$$

$$q_{ult} = 182.3 \left(1 + \frac{0.12}{B}\right) + 28.8B \left(1 + \frac{0.12}{B}\right) = \left(1 + \frac{0.12}{B}\right) (182.3 + 28.8B)$$

$$q_a = \frac{q_{ult}}{3} \Rightarrow q_a = \left(1 + \frac{0.12}{B}\right) (60.77 + 9.6B) \Rightarrow q_a = \frac{Q}{B^2} \Rightarrow q_a = \frac{150}{B^2} = \left(1 + \frac{0.12}{B}\right) (60.77 + 9.6B)$$

$$150 = (B^2 + 0.12B)(60.77 + 9.6B) \Rightarrow B \approx 1.4$$

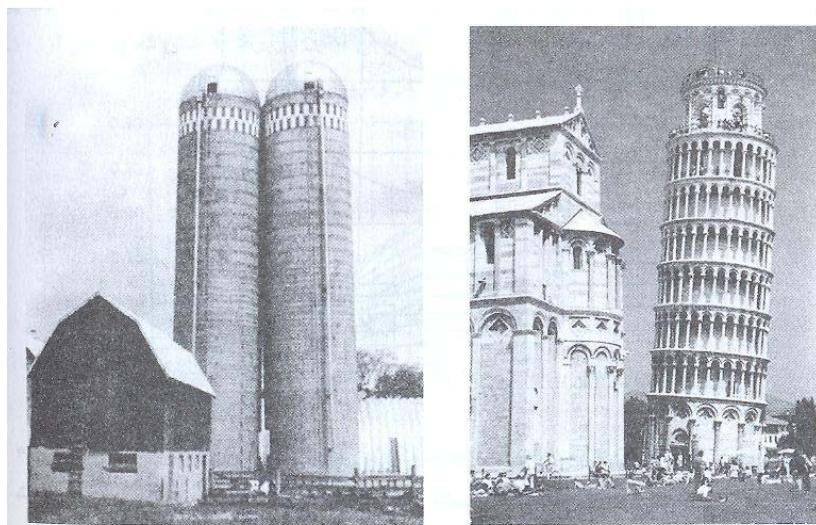
\*\*\*\*\*

### ظرفیت باربری بر مبنای ملاحظات نشست

**نشست شالوده های سطحی:** دو نوع نشست اصلی برای شالوده های سطحی رخ می دهد:

۱) نشست آنی یا الاستیک  $S_e$ : بلافاصله بعد از احداث شالوده به دلیل تغییر شکل الاستیک خاک رخ می دهد.

۲) نشست تحکیم  $S_c$ : نشست تابع زمان که ناشی از خروج آب حفره ای از میان حفرات خاک می باشد.



دو نمونه از نشست غیر یکنواخت در زیر سازه ها (Budhu, 2000)

### **روشهای محاسبه نشست آنی:**

#### **(۱) روش عمومی**

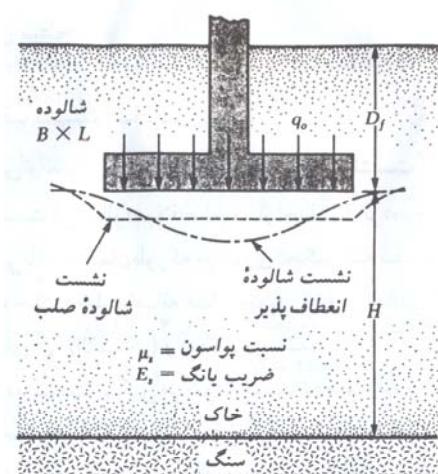
$$S_e = \frac{Bq_0}{E_s} (1 - \mu_s) \alpha_{av}$$

نشست آنی متوسط یک شالوده انعطاف پذیر

$$S_e = \frac{Bq_0}{E_s} (1 - \mu_s) \alpha_r$$

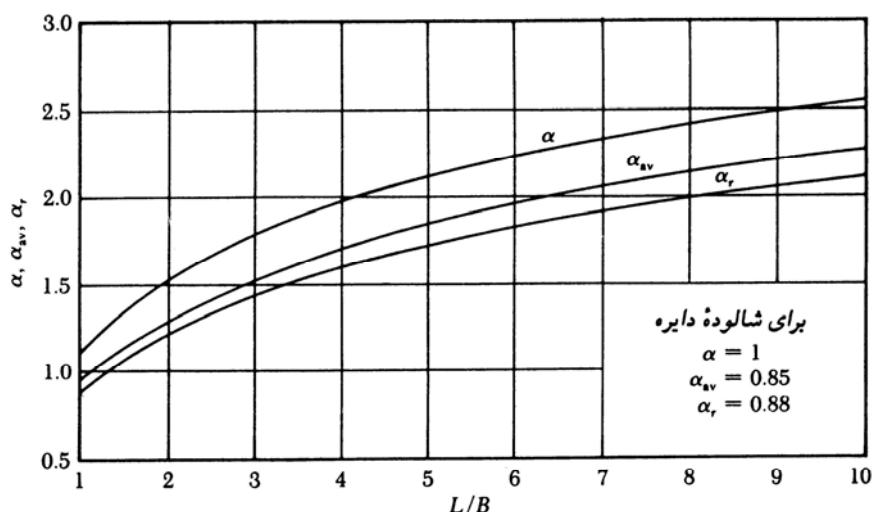
نشست آنی متوسط یک شالوده صلب

$$\text{عرض شالوده } q_0 = \text{تنش وارد شده زیر شالوده} = B \quad \mu_s = \text{ضریب اسیسیته خاک} = \text{ضریب پواسون خاک} = E_s$$



$\alpha_{av}$ ,  $\alpha_r$  پارامترهایی هستند که به نسبت طول به عرض شالوده بستگی دارند و از نمودارهای زیر به دست می‌آیند.

نحوه تشخیص شالوده صلب و انعطاف پذیر در ادامه درس بحث خواهد شد.



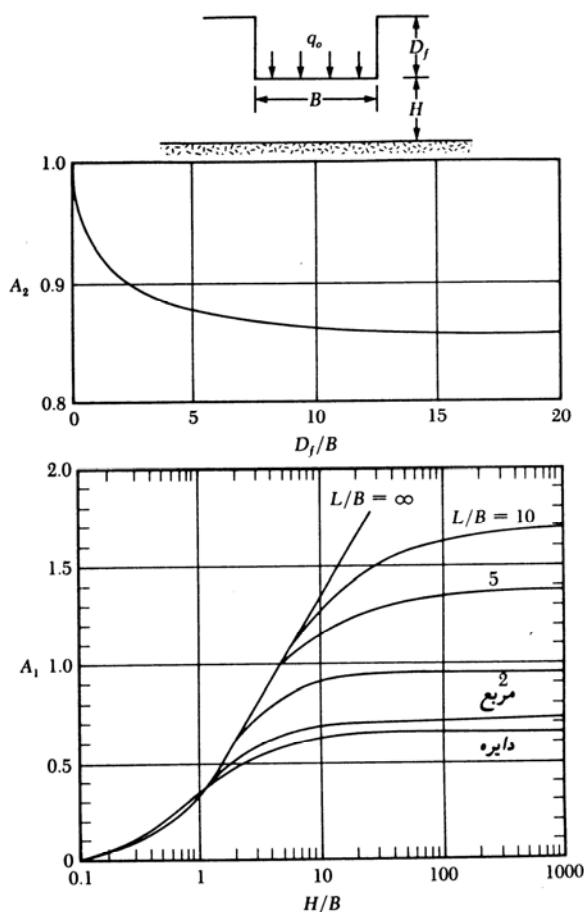
## ۲) نشست آنی شالوده روی رس اشباع:

جانبو-بپرم-ژرنسلی رابطه زیر را بر محاسبه نشست متوسط شالوده‌های انعطاف پذیر روی خاک‌های رس

اشباع ( $\mu_s = 0.5$  ضریب پواسون) پیشنهاد کردند.

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

از نمودار شکل صفحه بعد  $A_2, A_1$



### (۳) نشست آنی خاکهای ماسه ای:

اشمرتمن و هارتمن (۱۹۷۸) رابطه زیر را برای شالوده های واقع بر خاک های ماسه ای پیشنهاد نمودند.

$$S_e = C_1 \cdot C_2 \cdot (\bar{q} - \gamma D_f) \sum_0^{z_2} \frac{I_z}{E_s} \Delta Z$$

$\bar{q}$  = ضریب تاثیرگرنش  $I_z$

$$C_1 = 1 - 0.5[q / (\bar{q} - q)]$$

$C_1$  = ضریب اصلاح بر حسب عمق مدفون شالوده

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

$C_2$  = ضریب اصلاح برای منظور کردن اثر خزش در خاک

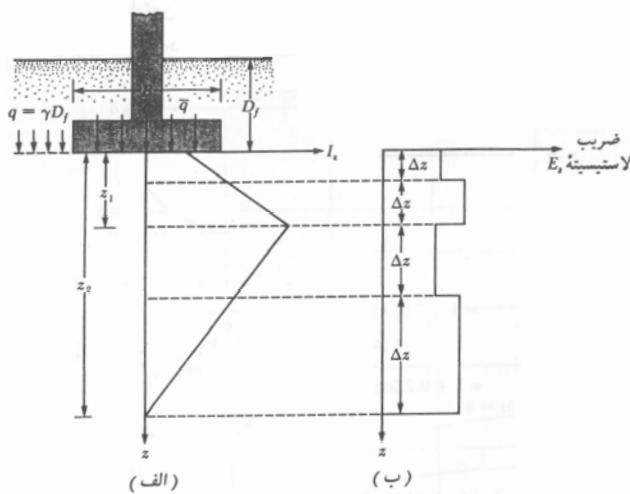
$\bar{q}$  = تنش در تراز سطح زیرین شالوده

تغییرات ضریب تاثیرگرنش با عمق در شکل صفحه بعد آورده شده. برای شالوده های مربع و دایره داریم:

$$\begin{cases} Z=0 & \Rightarrow I_z = 0.1 \\ Z=Z_1=0.5B & \Rightarrow I_z = 0.5 \\ Z=Z_2=2B & \Rightarrow I_z = 0 \end{cases}$$

$$\frac{L}{B} \geq 10 \quad \text{شالوده های نواری که در آنها } \frac{L}{B} \geq 10$$

$Z=0.2$	$\Rightarrow I_z = 0$
$Z=Z_1=B$	$\Rightarrow I_z = 0.5$
$Z=Z_2=4B$	$\Rightarrow I_z = 0$



خاک را برای هر لایه به ارتفاع  $\Delta z$  با استفاده از آزمایش SPT محاسبه می شود

اگر  $\frac{L}{B} < 1$  باشد از درون یابی جهت بدست آوردن  $I_z$  استفاده می شود.

مثال ۱۹۷ صفحه ۱۰۳ کتاب طامونی را مطالعه کنید

### روابط تجربی برای محاسبه پارامترهای الاستیک خاک $E_s$ و $\mu_s$

اشمرتمن - رابطه بین  $N$  (عدد نفوذ استاندارد) و  $E_s$  پیشنهاد نمود :

رابطه بین ضریب الاستیسیته خاک و مقاومت نفوذ مخروط (آزمایش CPT)  $E_s = 2q_c$  در رابطه بالا واحد یکسانی دارند

ضریب الاستیسیته خاکهای رسی عادی تحکیم یافته (چسبندگی زهکشی نشده خاک می باشد)

ضریب الاستیسیته خاکهای رسی پیش تحکیم یافته  $E_s = 750C$  تا  $1000C$

مقادیر نمونه برای  $E_s$  ،  $\mu_s$  در خاک های مختلف

نوع خاک		$E_s (MN/m^2)$	$\mu_s$
ماسه شل	Loose sand	10.35 – 24.15	0.2 – 0.4
ماسه با تراکم متوسط	Medium dense sand	17.25 – 27.60	0.25 – 0.4
ماسه تراکم	Dense Sand	34.50 – 55.20	0.3 – 0.45
ماسه لایی دار	Silty sand	10.35 – 17.25	0.2 – 0.4

ماسه و شن	Sand & gravel	69.0 – 172.5	0.15 – 0.35
رس نرم	Soft clay	2.07 – 5.18	
رس متوسط	Medium clay	5.18 – 10.35	0.2 – 0.5
رس سفت	Stiff clay	10.35 – 24.15	

نشست تحکیمی:

$$S_c = \frac{C_s H_c}{1+e_0} \log \frac{P_0 + \Delta P_{av}}{P_0}$$

برای رس عادی تحکیم یافته

$$\text{if } P_0 + \Delta P_{av} < P_c \quad \text{برای رس پیش تحکیم یافته}$$

$$\Rightarrow S_c = \frac{C_s H_c}{1+e_0} \log \frac{P_0 + \Delta P_{av}}{P_0}$$

$$\text{if } P_0 < P_c < P_0 + \Delta P_{av}$$

$$\Rightarrow S_c = \frac{C_s H_c}{1+e_0} \log \frac{P_c}{P_0} + \frac{C_s H_c}{1+e_0} \log \frac{P_0 + \Delta P_{av}}{P_c}$$

= فشار متوسط بر روی لایه رسی قبل از احداث شالوده  $P_0$

= افزایش فشار متوسط لایه رسی بعلت احداث شالوده  $\Delta P_{av}$

= نسبت تخلخل اولیه لایه رسی  $e_0$   $P_c$  = فشار پیش تحکیمی

$H_c$  = ضخامت لایه رسی  $C_s$  = نشانگر فشردگی  $C_c$

$$\Delta P_{av} = \frac{1}{6} (\Delta P_t + 4\Delta P_m + \Delta P_b)$$

= افزایش فشار در بالاترین نقطه لایه رسی بعلت احداث شالوده  $\Delta P_t$

= افزایش فشار در وسط لایه رسی بعلت احداث شالوده  $\Delta P_m$

= افزایش فشار در پایین ترین نقطه لایه رسی بعلت احداث شالوده  $\Delta P_b$

\*\*\*\*\*

## فصل تنش در توده هاک در کتاب مکانیک هاک مطالعه شود

- افزایش تنش به علت بار مرکز (بوسینسک)
- افزایش تنش به علت سطح بارگذاری دایره ای شکل با شدت یکنواخت .
- افزایش تنش قائم به علت سطح بارگذاری مستطیلی شکل با شدت یکنواخت .
- افزایش تنش قائم به علت سطح بارگذاری مستطیلی شکل به روش شیب ۲ به ۱

- افزایش تنفس قائم به علت سطح بارگذاری مستطیلی با بار خطی
- افزایش تنفس قائم به علت هر نوع بارگذاری با استفاده از نمودارهای تاثیر نیومارک

## ((ظرفیت بارگردانی مجاز شالوده واقع بر ماسه بر پایه ملاحظات نشست))

مایرهوف در سال ۱۹۵۶ روابط زیر را پیشنهاد نمود

$$\begin{cases} B \leq 1.22m, & S = 25.4mm \Rightarrow q_{net,all} = 11.98N \\ B > 1.22m, & S = 25.4mm \Rightarrow q_{net,all} = 7.99N \left( \frac{3.28B+1}{3.28B} \right)^2 \end{cases}$$

عرض شالوده =  $B$   
نشست حداکثر =  $S$

$$\left( \frac{kN}{m^2} \right) = q_{net,all}$$

حقیقین روابط فوق را نسبتاً محافظه کارانه می‌دانند، یاولز (**Bowles**) در کتاب خود روابط زیر را براساس نشست مجاز دلخواه  $S$  پیشنهاد می‌کند:

$$\begin{cases} B \leq 1.22m, & q_{net,all} = 19.16NF_d \left( \frac{S}{25.4} \right) \\ B > 1.22m, & q_{net,all} = 11.98N \left( \frac{3.28B+1}{3.28B} \right)^2 F_d \left( \frac{S}{25.4} \right) \end{cases}$$

$$F_d = 1 + 0.33 \left( \frac{D_f}{B} \right) \leq 1.33$$

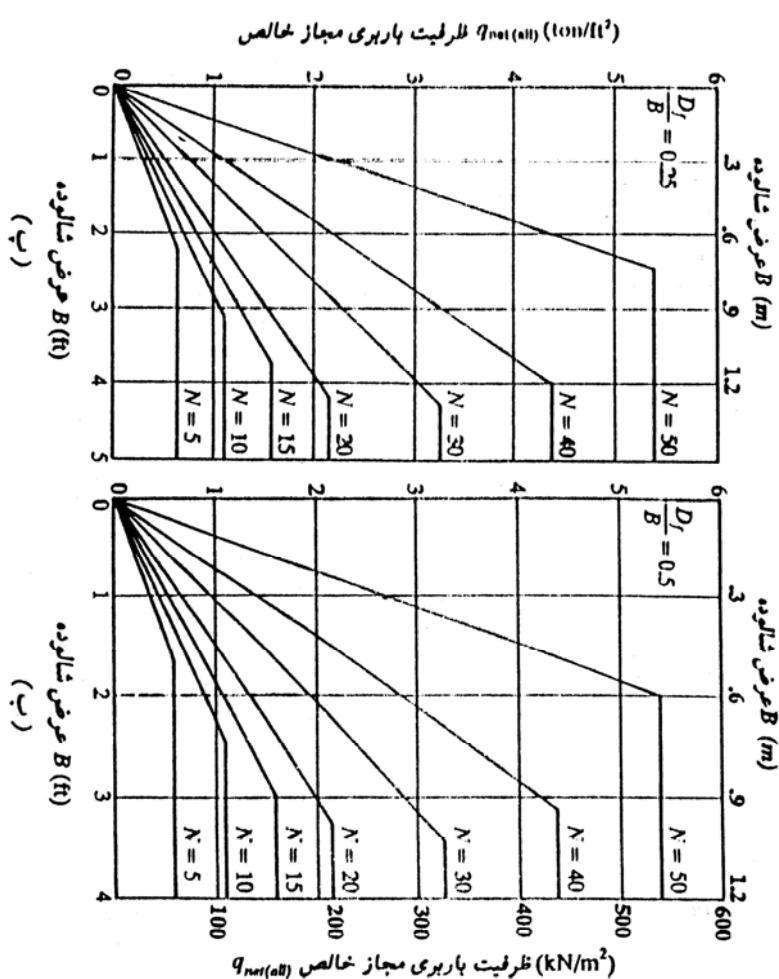
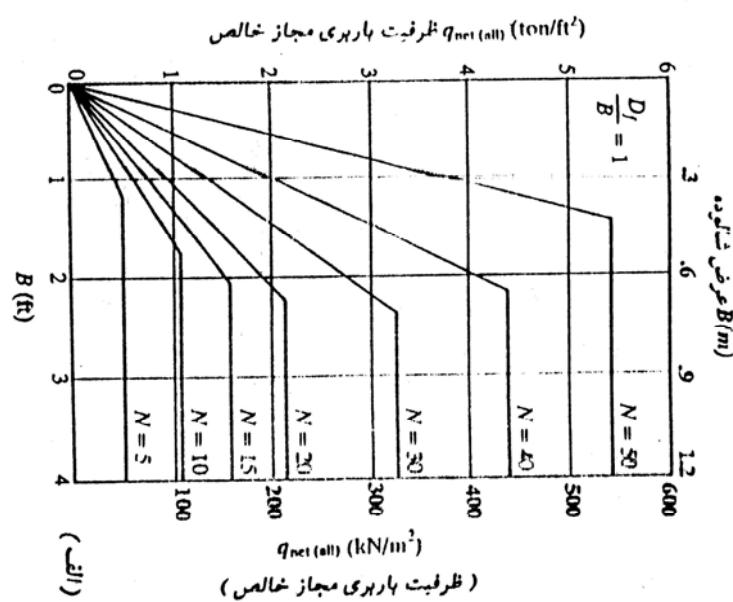
نشست حداکثر بر حسب  $S$   
 $N$  (عدد نفوذ استاندارد) مورد استفاده مربوط به عمق  $2B$  تا  $3B$  از سطح زیرین شالوده میباشد و در صورت وجود آب زیرزمینی نیازی به اصلاح آن نیست.

\*\*\*\*\*

پک، هنسن و ترن برن (1974) نمودارهایی برای محاسبه  $q_{net,all}$  شالوده‌های متکی بر ماسه بر حسب

$\frac{D_f}{B}$  پیشنهاد کردند. (نمودارها را در صفحه بعد ملاحظه نمایید)

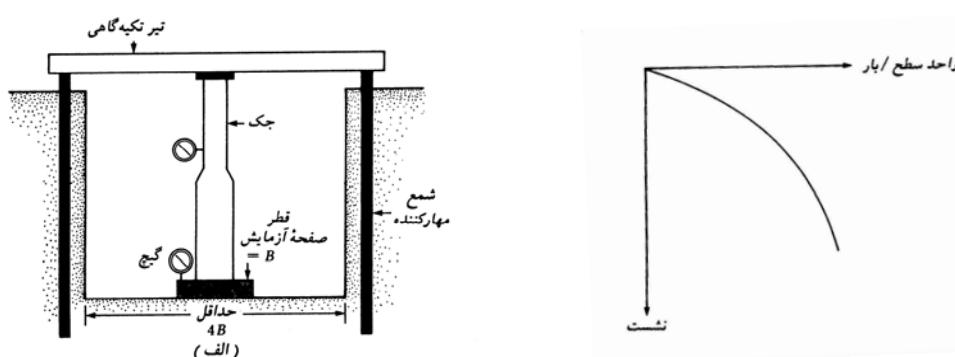
نمودارهای ظرفیت باربری مجاز خالص بر حسب عدد تقویز استاندارد و مرض شالوده و نتیجه حداکثر ۲۵/۴ میلیتر (پک، مسن، تریزین - ۱۹۷۴) - دنباله در صفحه بعد.



## آزمایش بارگذاری صفحه : (PLT) Plate Load Test

با استفاده از این آزمایش می توان به نحو موثری ظرفیت باربری نهایی و ظرفیت باربری بر مبنای ملاحظات نشست را تعیین نمود.

در این آزمایش بار به یک صفحه (ورق) فولادی به ضخامت 2.5mm که به صورت دایره به قطر 77.2-150mm یا به شکل مربع به ضلع 30.5cm می باشد اعمال می گردد بار توسط جک به صورت پله ای افزایش می یابد، هر گام بارگذاری حداقل به مدت یک ساعت حفظ میگردد و نشست صفحه نوسط گیج اندازه گیری می شود. آزمایش بارگذاری تا لحظه وقوع گسیختگی یا وقوع نشست 25mm ادامه پیدا می کند و از روی نمودار تنش-نشست ظرفیت باربری نهایی اندازه گیری می گردد.



بسته به نوع خاک آزمایش شده روابط متفاوتی استفاده می گردد

$$q_{u(P)} = q_{u(F)}$$

در خاک رس:

$q_{u(F)}$ : ظرفیت باربری نهایی صفحه (ورق)       $q_{u(P)}$ : ظرفیت باربری نهایی شالوده ای که احداث خواهد شد

نکته: بر اساس رابطه بالا ظرفیت باربری نهایی در سه مستقل از ابعاد صفحه می باشد.

$$q_{u(F)} = q_{u(P)} \times \left( \frac{B_F}{B_P} \right)$$

در خاک ماسه ای:

$$B_F: \text{عرض شالوده} \quad B_P: \text{عرض صفحه}$$

\*\*\*\*\*

برای تعیین ظرفیت باربری مجاز شالوده بر مبنای ملاحظات نشست برای شدت بار مشخص  $q_0$  (تنش زیر فونداسیون)

$$S_{(F)} = S_{(P)} \times \left( \frac{B_F}{B_P} \right)$$

برای خاک های رسی:

$$S_F = S_P \left( \frac{B_F}{B_P} \right)^2 \left( \frac{3.28B_P + 1}{3.28B_F + 1} \right)^2$$

برای خاک های ماسه ای:

## ((نشست مجاز یکنواخت و غیر یکنواخت شالوده ساختمان ها))

محاسبات نشت نشست نقش مهمی در محاسبات شالوده ها ایفا می کنند، نشت زیاد باعث ایجاد صدمه و یا ایجاد اختلال در برنامه بهره برداری سازه می گردد از جمله می توان موارد زیر را برشمرد:

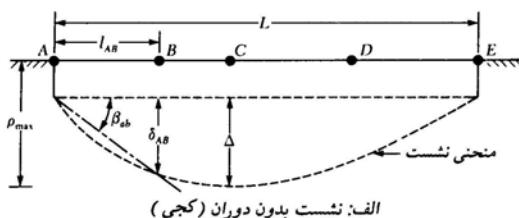
- ۱) اختلاف ارتفاع در طبقات دو ساختمان جدید و قدیم که به همدیگر مرتبط هستند
- ۲) اختلال در خطوط ارتباطی آب و فاضلاب و شبیانهای حیات
- ۳) مشکل در دسترسی وسایل نقلیه به طبقه همکف نشت کرده و زهکشی آبهای اطراف به آن
- ۴) وقوع ترک و نشت در دیوارها و اسکلت
- ۵) تحمیل تنشهای اضافی و ثانویه به روپوش
- ۶) عدم کارایی مناسب درها و پنجره ها
- ۷) خسارت به نمای ساختمان

نشست حتی به صورت یکنواخت و به مقدار زیاد ممکن است مسائل عدیده ای را عمدتاً به لحاظ سرویس دهی به همراه داشته باشد. اما معضل در رابطه به نشستها وقوع نشت غیر یکنواخت، یا نشت نسبی بین دو نقطه است که برایر عوامل زیر بروز می کند:

- الف) تنوع در پروفیل زمین در زیر بنای واحد
- ب) تفاوت در بارهای واردہ بر قسمتهای مختلف مجموعه پی
- ج) غالب بودن معیار توان برابری بر معیار نشت در طراحی برخی پی ها
- د) تنوع در استفاده از انواع فونداسیون برای یک سازه اعم از عمیق، نیمه عمیق و یا سطحی
- ه) تفاوت در صلبیت روپوش در بخشهای مختلف
- و) ساخت و ساز و کاربری ها در آتی

کجی و یا انحراف زاویه ای نسبت اختلاف نشت بین دو ستون به فاصله آنها تعریف می گردد. اگر تمامی سازه با پی واحد به چرخش بیفتند، در آن صورت کجی برابرست با نسبت اختلاف نشت در دو لبه پی به عرض پی (بعد در همان راستا) می باشد.

### تعریف پارامترها:

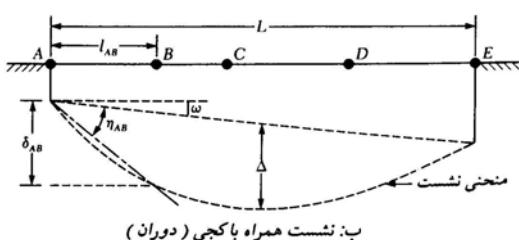


الف) نشت بدون دوران:

$\Delta$ : نشت نسبی حداقل

$\delta_{AB}$ : نشت نسبی بین نقاط A و B

$\rho$ : نشت قائم کل



ب) نشست همراه دوران (کج شدن):

$$\eta_{AB} = \frac{\delta_{AB}}{L_{AB}} - \omega$$

 $\eta$ : اعوجاج زاویه ای $\omega$ : دوران

## شرایط حدی سرویس پذیری

موارد و مثالها	نوع خسارت
کج شدن سازه‌ها مثل ساختمانها، دیوارها و یا دودکشها، ترک در دیوارها	خسارات معماري (خسارت به نما و ظاهر)
ترک دار شدن کفها و سقفها، از تنظیم خارج شدن ماشین آلات، جابجایی و بهم خوردگی اتصالات لوله‌ها، اعوجاج درها و پنجره‌ها	کاهش سرویس‌دهی
نشست غیریکنواخت شدید پی‌ها که منجر به کمانش ستونها و به وجود آمدن تنشهای زاید و ثانویه در تیرها می‌گردد.	خسارت سازه‌ای مشکلات ناپایداری، امکان انهدام

(Budhu, 2000)

نوع سازه	مقدار مجاز چرخش
سازه‌های معین چوبی، دیوارها و پانلهای آجری، (قبول ترک)	$\frac{1}{150}$
سازه‌های معین بتنی و فولادی، با قبول چرخش محدود	$\frac{1}{150} - \frac{1}{200}$
سازه‌های نامعین بتنی و فولادی، ساختمانهای آجری مسلح	$\frac{1}{200} - \frac{1}{300}$
پل‌ها با دهانه ساده پل‌ها با دهانه‌های	$\frac{1}{250} - \frac{1}{125}$
بتنی‌های پیش ساخته، سازه‌ها با پانلهای بزرگ با مصالح بنایی	$\frac{1}{400}$
سازه‌هایی که وقوع ترک در آنها مجاز نیست	$\frac{1}{500}$
پی ماشین آلات حساس به نشست	$\frac{1}{750}$

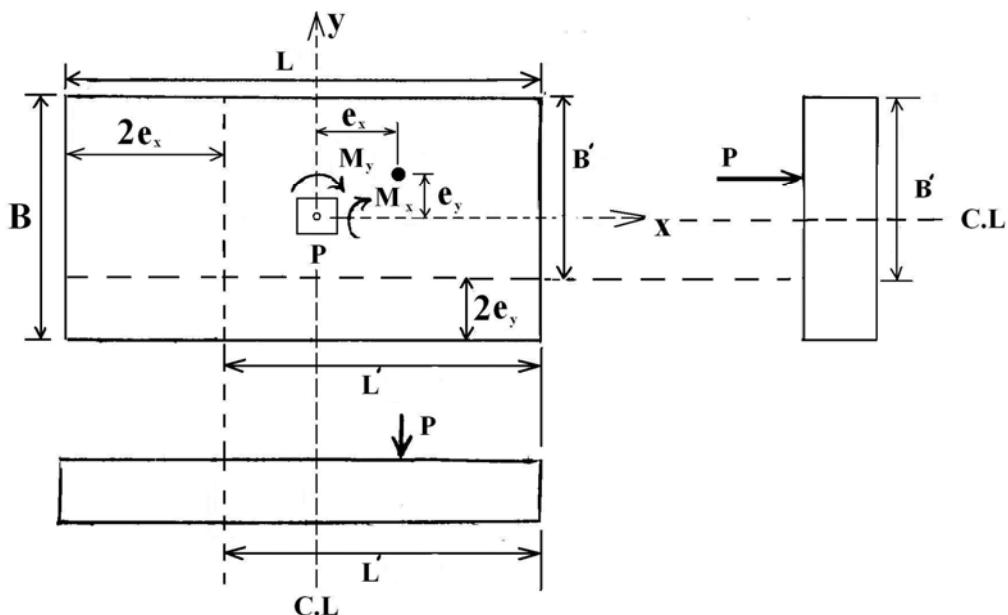
(Saran, 1998)

نوع پی	پی‌های منفرد				پی‌های مکسرده			
	نوع سازه و خاک	ماسه و رسهای سخت	رسهای پلاستیک	ماسه و رسهای سخت	رسهای پلاستیک	ماسه و رسهای سخت	رسهای پلاستیک	ماسه و رسهای سخت
	حداکثر نشست mm	حداکثر نشست mm	اختلاف نشست mm	حداکثر نشست mm	اختلاف نشست mm	حداکثر نشست mm	اختلاف نشست mm	اختلاف نشست mm
سازه‌های فولادی و سازه‌های بتن مسلح	50 50	20 20	65 65	25 25	75 75	30 30	100 100	40 40
بناهای آجری								
L/H≤25	60	0.00025L	80	0.00025L	-	-	-	-
L/H>25	60	0.00035L	80	0.00035L	-	-	-	-
مخازن آب، سیلوهای دودکشها	50	0.002L	75	0.002L	100	0.003L	125	0.003L

 $L$ : طول قسمت تغییر شکل یافته دیوار یا مرکز به مرکز ستون،  $H$ : ارتفاع دیوار از روی پی

## ((شالوده های با بارگذاری بروز مرکزی))

همانطور که در شکل زیر ملاحظه می کنید، یک شالوده ممکن است از طریق ستون مرکزی به واسطه وجود لنگر حول یک یا هر دو محور توام با بار محوری تحت بارگذاری بروز محوریت قرار گیرد. همچنین بروز محوری در قرارگیری یک ستون خارج از مرکز پی نیز ممکن است رخ دهد.



$L'$  و  $B'$  را ابعاد موثر شالوده می نامند و چنین تعریف می شوند:

$$L' = L - 2e_x \quad B' = B - 2e_y$$

$$e_x = \frac{M_y}{P} \quad e_y = \frac{M_x}{P}$$

که در آنها

ظرفیت باربری نهایی  $q_{ult}$  برای شالوده هایی با بارگذاری بروز مرکز را می توان به یکی از دو روش زیر محاسبه نمود:

**(روش ۱)** استفاده از معادلات ظرفیت باربری هنسن ووسیک به شرح گام های زیر:

الف) در جمله  $\gamma BN$  به جای  $B$  از  $B'$  استفاده شود.

ب) در محاسبه ضرایب شکل ابعاد موثر  $B'$  و  $L'$  به کار گرفته شود.

ج) در محاسبه ضرائب عمق از ابعاد واقعی  $B$  و  $L$  استفاده کنید.

سپس با معادلات ارائه شده در صفحات قبلی جزو  $q_{ult}$  را به دست آورید و با اعمال یک ضریب اطمینان به  $q_{all}$  تبدیل کنید.

**روش II**) ظرفیت باربری را با استفاده از روابط کلی ظرفیت باربری مایرهاوف محاسبه نمایید و سپس با اعمال ضریب کاهنده  $R_e$  آنرا تعدیل کنید.

$$q_{ult} = q_{ult(comp)} \times R_e$$

محاسبه شده بر اساس معادله مایرهاوف  $q_{ult(comp)}$

چون این روش پیشنهادی مایرهاوف می باشد لذا فقط باید از معادلات ظرفیت باربری مایرهاوف استفاده شود.  
 $R_e$  به روش زیر محاسبه می شود:

$$R_e = 1 - \frac{2e}{B}$$

برای خاک های چسبنده

$$R_e = 1 - \sqrt{\frac{e}{B}} \quad 0 < e < 0.3B$$

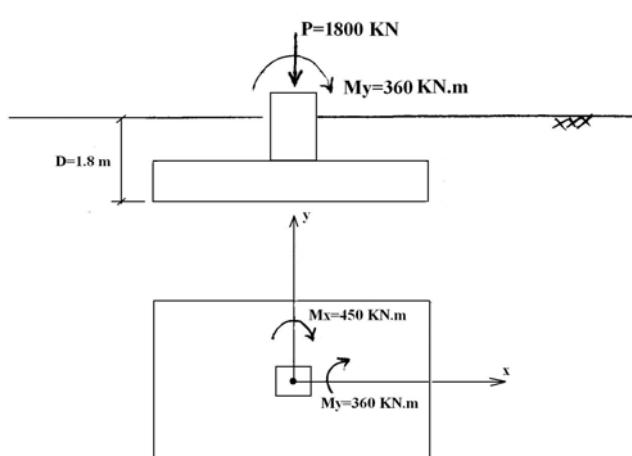
برای خاک های غیرچسبنده

از شکل صفحه قبل واضح است که اگر  $e = \frac{B}{2}$  باشد یعنی قرارگیری ستون در لبه پی که در این حالت ناپایداری پی را به دنبال دارد. در عمل به ندرت  $e > \frac{B}{6}$  لحاظ می شود.

نکته: اگر پی برون محوری دوطرفه داشته باشد یعنی هم در امتداد  $B$  آنگاه هم  $R_{eB}$  و هم  $R_{eL}$  محاسبه می گردد:

\*\*\*\*\*

مثال: یک پی مربعی با ابعاد  $1.8m \times 1.8m$  تحت یک ستون مربعی به ابعاد  $0.4m \times 0.4m$  در نظر گرفته شده است، این ستون تحت بار محوری  $P = 1800kN$  و لنگرهای  $M_x$  و  $M_y$  (مطابق شکل) قرار دارد. خاک زیر پی دارای پارامترهای مقاومت برشی  $\phi = 36^\circ$  و  $C = 20kpa$  است. وزن مخصوص خاک  $\gamma = 18 kN/m^3$  است و سفره آب زیر زمینی در عمق  $5m$  از سطح زمین قرار دارد. مطلوب است محاسبه ظرفیت باربری مجاز خاک از دو روش فوق. (ضریب اطمینان را 3 فرض کنید).



$$e_y = \frac{M_x}{P} = \frac{450}{1800} = 0.25m \Rightarrow B' = B - 2e = 1.8 - 2(0.25) = 1.3m$$

$$e_x = \frac{M_y}{P} = \frac{360}{1800} = 0.20m \Rightarrow L' = L - 2e = 1.8 - 2(0.2) = 1.4m$$

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) = 37.7 \approx 38$$

محاسبه ضرایب:

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi = 50.9 \approx 51 \quad N_\gamma = 1.5(N_q - 1) \tan \phi = 40.32 \approx 40$$

$$S_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \times \frac{B'}{L'} = 1 + \frac{38}{51} \times \frac{1.3}{1.4} = 1.69$$

$$S_q = 1 + \frac{B'}{L'} \sin \phi = 1 + \frac{1.3}{1.4} \sin 36 = 1.55$$

محاسبه ضرایب شکل

$$S_\gamma = 1 - 0.4 \left( \frac{1.3}{1.4} \right) = 0.62 > 0.6 \quad (\underline{Ok})$$

\*\*\*\*\*

$$d_c = 1 + 0.4k = 1 + 0.4 \left( \frac{D}{B} \right) = 1.4$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 k = 1.25$$

محاسبه ضرایب عمق:

$$d_\gamma = 1$$

\*\*\*\*\*

محاسبه ضرایب شیب زمین: چون خاکریز طرفین افقی است تمام ضرایب شیب زمین برابر یک در نظر گرفته می شود:

$$g_c = g_\gamma = g_q = 1$$

\*\*\*\*\*

محاسبه ضریب میل بار: چون بار مایل نیست تمام ضرایب میل بار برابر یک در نظر گرفته می شود:

$$i_c = i_\gamma = i_q = 1$$

\*\*\*\*\*

محاسبه ضرایب شیب پاشنه: چون پی افقی است تمام ضرایب شیب پاشنه برابر یک در نظر گرفته می شود:

$$b_c = b_\gamma = b_q = 1$$

معادله هنسن:

$$q_{ult} = C \cdot N_c \cdot S_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c + q \cdot N_q \cdot S_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q + \frac{1}{2} \gamma B' N_\gamma \cdot S_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma$$

$$q_{ult} = [(20)(51)(1.69)(1.4)] + [(1.8 \times 1.8)(38 \times 1.5 \times 1.25)] + \frac{1}{2} [(18)(1.3)(40)(0.62)(1)]$$

$$q_{ult} = 5088 \text{ kpa} \Rightarrow q_{all} = \frac{5088}{3} = 1696 \text{ kpa} \approx 1700 \text{ kpa}$$

فشار موجود بر اثر بارهای وارد:  $\frac{kgf}{cm^2}$

$$q_{exist} = \frac{P}{B' \times L'} = \frac{1800}{(1.3)(1.4)} = 989 \text{ kpa} < q_{all}$$

نکته: برای تبدیل  $kpa$  به  $\frac{kgf}{cm^2}$  آنرا بر 100 تقسیم کنید، بنابراین  $q_{all} = 1700 \text{ kpa}$  برابر است با

$q_{all} = 17 \frac{kg}{cm^2}$  که برای یک خاک خیلی بالا می باشد، اغلب مهندسین مشاور ژئوتکنیک فشار مجاز خاک را حداقل  $500kpa$  یا  $5 \frac{kg}{cm^2}$  اعلام می کنند.

روش دوم: روش مایرهوف با اعمال ضرایب کاهنده:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) = 38 \quad N_C = (N_q - 1) \cot \phi = 51$$

$$N_\gamma = 1.5(N_q - 1) \tan \phi = 44.7 \approx 45$$

\*\*\*\*\*

$$K_p = \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left( 45 + \frac{36}{2} \right) = 3.85$$

$$S_C = 1 + 0.2 K_p \cdot \frac{B}{L} = 1 + 3.85(0.2) \left( \frac{1.8}{1.8} \right) = 1.77$$

محاسبه ضرایب شکل:

$$S_q = 1 + 0.1 K_p \cdot \frac{B}{L} = 1 + (0.1)(3.85) \left( \frac{1.8}{1.8} \right) = 1.39$$

$$S_\gamma = S_q = 1.39$$

\*\*\*\*\*

$$d_C = 1 + 0.2 \sqrt{K_p} \cdot \frac{D}{B} = 1 + 0.2(1.96) \left( \frac{1.8}{1.8} \right) = 1.39$$

$$d_q = 1 + 0.1 \sqrt{K_p} \cdot \frac{D}{B} = 1 + 0.1(1.96) \left( \frac{1.8}{1.8} \right) = 1.2$$

محاسبه ضرایب عمق:

$$d_\gamma = d_q = 1.39$$

\*\*\*\*\*

$$i_c = i_\gamma = i_q = 1$$

ضرایب میل بار همگی برابر واحد هستند:

$$q_{ult} = C \cdot N_C \cdot S_C \cdot d_C \cdot i_C + q \cdot N_q \cdot S_q \cdot d_q \cdot i_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \cdot S_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \quad \text{معادله مایرهوف:}$$

$$q_{ult} = 20(51)(1.77)(1.39) + (1.8 \times 1.8)(38)(1.39)(1.2) + 0.5(18)(1.8)(44)(1.39)(1.2)$$

$$q_{ult} = 5752 \text{ kpa}$$

\*\*\*\*\*

با توجه به اینکه برون محوری دوطرفه است لذا هم  $R_{eL}$  و هم  $R_{eB}$  را محاسبه می کنیم و از آنجا که چسبندگی خاک کم است از ضرایب خاک های غیر چسبنده استفاده می کنیم:

$$R_{eB} = 1 - \sqrt{\frac{e_Y}{B}} = 1 - \sqrt{\frac{0.25}{1.8}} = 1 - 0.37 = 0.63$$

$$R_{eL} = 1 - \sqrt{\frac{e_X}{L}} = 1 - \sqrt{\frac{0.2}{1.8}} = 1 - 0.33 = 0.67$$

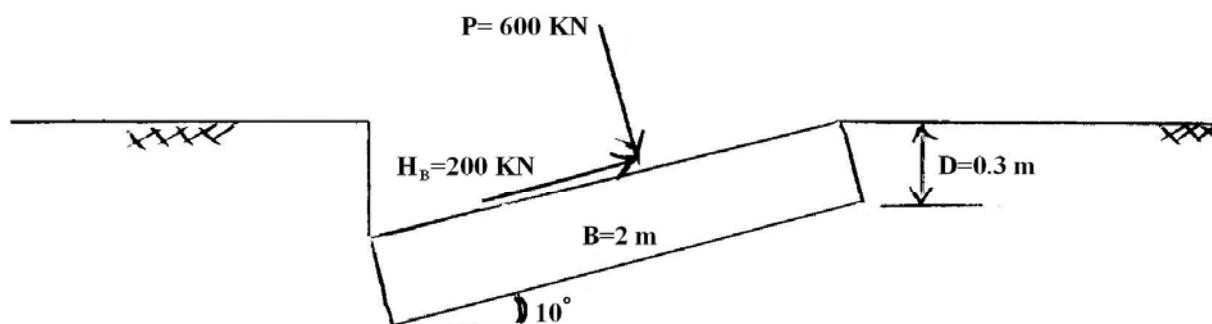
$$q_{ult} = 5752 \times R_{eB} \times R_{eL} = 2428 \text{ kpa}$$

$$q_{all} = \frac{q_{ult}}{3} = 809 \text{ kpa}$$

\*\*\*\*\*

مثال: یک شالوده مربعی به ابعاد  $2m \times 2m$  دارای مشخصات نشان داده شده در شکل است. مطلوبست محاسبه ظرفیت باربری با استفاده از معادلات هنسن، وسیک، مایر ھوف و ترزاقی.

$$\gamma = 17.5 \frac{kN}{m^3} \quad \phi = 25^\circ \quad C = 25 \text{ kpa} \quad F.S = 3$$



حل: روش هنسن:

- زاویه اصطکاک بین مصالح فونداسیون و خاک برابر زاویه اصطکاک داخلی خاک  $\delta = \phi$   $\Rightarrow$  فرض

$D = 0.3m$  - کوچکترین عمق خاکریز طرفین  $C_a = C$  - چسبندگی پاشنه

$B = B' = 2m$  و  $L = L' = 2m$  چون برون محوری وجود ندارد:

$$A_f = B \times L = 2 \times 2 = 4 \text{ m}^2$$

الف) کنترل ایمنی در برابر لغزش:

(در اینجا  $(V = P)$  و  $(\delta = \phi)$  در نظر گرفته شده)

$$H_{\max} = V \tan \phi + C_a \cdot A_f = 600 \times \tan 25 + 25 \times 4 = 379.8 \text{ kN}$$

$$H_{\max} = 379.8 > H = 200 \text{ kN} \quad \Rightarrow \quad F.S = \frac{379.8}{200} = 1.90 \quad (\underline{OK})$$

(ب)

$$q_{ult} = C \cdot N_c \cdot S_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c + q \cdot N_q \cdot S_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \cdot S_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma$$

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) = 10.7 \quad N_c = (N_q - 1) \cot \phi = 20.7$$

$$N_\gamma = 1.5(N_q - 1) \tan \phi = 6.80$$

$$d_c = 1 + 0.4k \xrightarrow{\frac{D}{B} \leq 1} d_c = 1 + 0.4 \left( \frac{D}{B} \right) = 1 + 0.4 \left( \frac{0.3}{2} \right) = 1.06$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 k = 1 + 2 \tan 25 (1 - \sin 25)^2 \left( \frac{0.3}{2} \right) = 1.05 \quad \text{محاسبه ضرایب عمق:}$$

$$d_\gamma = 1 \rightarrow \text{For all } \phi$$

$$S_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \times \frac{B}{L} = 1 + \frac{10.7}{20.7} \times \frac{2}{2} = 1.51$$

$$S_q = 1 + \frac{B}{L} \sin \phi = 1 + \frac{2}{2} \sin 25 = 1.43 \quad \text{محاسبه ضرایب شکل:}$$

$$S_\gamma = 1 - 0.4 \left( \frac{B}{L} \right) = 1 - 0.4 \left( \frac{2}{2} \right) = 0.60 \geq 0.60 \quad (\underline{OK})$$

\*\*\*\*\*

$$i_q = \left[ 1 - \frac{0.5 H_B}{V + A_f \cdot C_a \cdot \cot \phi} \right]^{2.5} = \left[ 1 - \frac{0.5 \times 200}{600 + (4 \times 25 \times \cot 25)} \right]^{2.5} = 0.72$$

$$i_c = \left[ i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1} \right] = \left[ 0.72 - \frac{1 - 0.72}{10.7 - 1} \right] = 0.69 \quad \text{محاسبه ضرایب میل بار:}$$

$$i_\gamma = \left[ 1 - \frac{\left( 0.7 - \frac{\eta}{450} \right) H_B}{V + A_f \cdot C_a \cdot \cot \phi} \right]^{3.5} = \left[ 1 - \frac{\left( 0.7 - \frac{10}{450} \right) \times 200}{600 + (4 \times 25 \times \cot 25)} \right]^{3.5} = 0.52$$

\*\*\*\*\*

محاسبه ضرایب شیب زمین: چون خاکریز طرفین افقی است تمام ضرایب شیب زمین برابر یک در نظر گرفته می شود:

$$g_c = g_\gamma = g_q = 1$$

\*\*\*\*\*

$$b_c = 1 - \frac{\eta}{147} = 1 - \frac{10}{147} = 0.93$$

$$b_q = \exp(-2\eta \tan \phi) = \exp(-2 \times 0.175 \times \tan 25) = 0.85$$

محاسبه ضرایب شیب پاشنه:

$$\eta = 10^\circ \Rightarrow \eta = 0.175 \text{ Radian}$$

$$b_\gamma = \exp(-2.7\eta \tan \phi) = \exp(-2.7 \times 0.175 \times \tan 25) = 0.802$$

\*\*\*\*\*

توجه اگر  $H_L > 0$  باشد آنگاه باید ضرایب هم برای جهت  $B$  و هم برای جهت  $L$  محاسبه شوند.

\*\*\*\*\*

$$q_{ult} = 25(20.7)(1.51)(1.06)(0.69)(1)(0.93)$$

عبارت چسبندگی:

$$+ (0.3 \times 17.5)(10.7)(1.43)(1.05)(0.72)(1)(0.85)$$

عبارت سربار:

$$+ \left( \frac{1}{2} \times 17.5 \times 2 \right) (6.8)(0.6)(1)(0.52)(1)(0.802)$$

عبارت وزن:

$$q_{ult} = 612.92 \frac{kN}{m^2} (kpa) \Rightarrow q_{all} = \frac{q_{ult}}{F.S} = \frac{612.92}{3} = 204 \text{ Kpa}$$

$$q_{all} = 204 \text{ Kpa} \Rightarrow P = (2 \times 2) \times 204 = 816 > 60$$

بنابراین طبق نظریه هنسن ابعاد پی برای حمل این بار مناسب می باشد.

\*\*\*\*\*

$$q_{ult} = c.N_c.S_c.d_c.i_c.b_c + q.N_q.S_q.d_q.i_q.b_q + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma S_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma$$

روش وسیک:

محاسبه ضرایب ظرفیت باربری:

$$N_c = 20.7$$

$$N_q = 10.7$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1)\tan \phi = 10.9$$

\*\*\*\*\*

محاسبه ضرایب عمق: (همان ضرایب روش هنسن)

$$S_C = 1 + \frac{N_q}{N_C} \times \frac{B}{L} = 1 + 0.514 \times \frac{2}{2} = 1.514$$

$$S_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi = 1 + \frac{2}{2} \tan 25 = 1.47$$

$$S_\gamma = 1 - 0.4 \left( \frac{B}{L} \right) = 1 - 0.4 \left( \frac{2}{2} \right) = 0.60$$

محاسبه ضرایب شکل:

\*\*\*\*\*

$$m_B = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}} = \frac{2 + \frac{2}{2}}{1 + \frac{2}{2}} = 15$$

برای محاسبه ضرایب میل بار نیاز به محاسبه  $m$  میباشد:

$$i_q = \left[ 1 - \frac{0.5H_B}{V + A_f \cdot C_a \cdot \cot \phi} \right]^m = \left[ 1 - \frac{200}{600 + (4 \times 25 \times \cot 25)} \right]^{1.5} = 0.66$$

$$i_C = \left[ i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1} \right] = \left[ 0.66 - \frac{1 - 0.66}{10.7 - 1} \right] = 0.619$$

$$i_\gamma = \left[ 1 - \frac{\left( 0.7 - \frac{\eta}{450} \right) H_B}{V + A_f \cdot C_a \cdot \cot \phi} \right]^{m+1} = \left[ 1 - \frac{200}{600 + (4 \times 25 \times \cot 25)} \right]^{2.5} = 0.49$$

$$b_q = b_\gamma = (1 - \eta \tan \phi)^2 = (1 - (0.175) \tan 25)^2 = 0.846$$

$$b_C = 1 - \frac{2\beta}{5.14 \tan \phi} = 1 - \frac{2 \times 0}{5.14 \tan 25} = 1$$

محاسبه ضرایب شبیه پاشنه:

\*\*\*\*\*

$$q_{ult} = 25(20.7)(1.514)(1.06)(0.619)(1) + (0.3 \times 17.5)(10.7)(1.47)(1.05)(0.66)(0.843)$$

$$+ \left( \frac{1}{2} \times 17.5 \times 2 \right) (10.9)(0.6)(1)(0.49)(0.843)$$

$$q_{ult} = 609.59 \frac{kN}{m^2} \Rightarrow q_{all} = \frac{609.59}{3} = 203.2 \frac{kN}{m^2} \Rightarrow P = 203.2 \times 4 = 812.8 > 600 \quad (\text{OK})$$

\*\*\*\*\*

روش مایر هو夫: در این روش ضرایب شبیه زمین و شبیه پاشنه لحاظ نمی گردد.

$$q_{ult} = c \cdot N_C \cdot S_C \cdot d_C \cdot i_C + q \cdot N_q \cdot S_q \cdot d_q \cdot i_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \cdot S_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma$$

ضرایب ظرفیت باربری:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) = 10.7$$

$$N_C = (N_q - 1) \cot \phi = 20.7$$

$$N_\gamma = 1.5(N_q - 1) \tan \phi = 6.8$$

$$K_p = \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left( 45 + \frac{25}{2} \right) = 2.46$$

$$S_C = 1 + 0.2 K_p \cdot \frac{B}{L} = 1 + (0.2)(2.46) \left( \frac{2}{2} \right) = 1.5$$

$$S_q = 1 + 0.1 K_p \cdot \frac{B}{L} = 1 + (0.1)(2.46) \left( \frac{2}{2} \right) = 1.25$$

$$S_\gamma = S_q = 1 + 0.1 K_p \cdot \frac{B}{L} = 1 + (0.1)(2.46) \left( \frac{2}{2} \right) = 1.25$$

$$d_C = 1 + 0.2 \sqrt{K_p} \cdot \frac{D}{B} = 1 + 0.2(1.57) \left( \frac{0.3}{2} \right) = 1.05$$

$$d_q = 1 + 0.1 \sqrt{K_p} \cdot \frac{D}{B} = 1 + 0.1(1.57) \left( \frac{0.3}{2} \right) = 1.02$$

$$d_\gamma = d_q = 1.02$$

$$\theta = \tan^{-1} \left( \frac{200}{600} \right) = 18.4^\circ$$

$$i_C = i_q = \left( 1 - \frac{\theta}{90} \right)^2 = \left( 1 - \frac{18.4}{90} \right)^2 = 0.633$$

$$i_\gamma = \left( 1 - \frac{\theta}{\phi} \right)^2 = \left( 1 - \frac{18.4}{25} \right)^2 = 0.07$$

محاسبه ضرایب شکل

$$q_{ult} = 25(20.7)(1.5)(1.05)(0.633) + (0.3 \times 17.5)(10.7)(1.25)(1.02)$$

$$+ \left( \frac{1}{2} \times 17.5 \times 2 \right) (6.8)(1.25 \times 1.02 \times 0.07)$$

$$q_{ult} = 571.9 \frac{kN}{m^2} \Rightarrow q_{all} = \frac{571.9}{3} = 190 \frac{kN}{m^2} \Rightarrow P = 190 \times 4 = 762 > 600 \quad (\text{OK})$$

محاسبه ضرایب میل بار:

\*\*\*\*\*

$$q_u = C.N_C + q.N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

روش ترزاوی:

$$q_u = 1.3 C.N_C + q.N_q + 0.4 \gamma B N_\gamma$$

چون پی مربعی است:

$$N_q = \frac{e^{2\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)\tan\phi}}{2\cos^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)} = 12.7$$

$$N_C = \cot\phi(N_q - 1) = 25.1$$

$$N_\gamma = \frac{1}{2} \left( \frac{K_{P\gamma}}{\cos^2 \phi} - 1 \right) = 9.7$$

برای بدست آوردن  $N_q$ ،  $N_C$  و  $N_\gamma$  محاسبه شده در بالا میتوان بر حسب  $\phi$  خاک از نمودارهای کتاب مقادیر ضرایب را بدست آورد.

$$q_{ult} = 1.3(25)(25.1) + (0.3 \times 17.5)(12.7) + 0.4(17.5)(2)(9.7)$$

$$q_{ult} = 1018 \text{ kpa} \Rightarrow q_{all} = \frac{1018}{3} = 339.3 \Rightarrow P = 339.3 \times 4 = 1357.3 > 600 \text{ (OK)}$$

### مقایسه روش‌ها:

روش	$q_{all}$	روش	$q_{all}$
هنسن	204	ترزاچی	<b>339.3</b>
وسیک	203.2	مایرهوف	<b>190</b>