مهندسی پی :

(جلسه ۱)

سرفصل مطالب : ۱- ظرفیت باربری و نشست پی‌های سطحی
۲- طراحی سازه‌ای پی
۳- طراحی دیوار حائل
۴- طراحی شمع (پی عمیق) یا (Pile)

منابع و مراجع : ۱- اصول مهندسی ژئوتکنیک ، جلد دوم ؛ شاپور طاحونی (فصل ۱۰)
foundation analysis and design
۲- تحلیل و طراحی پی ؛ اطایی
۳- اصول مهندسی پی ؛ رحایی ؛ انتشارات دانشگاه امیرکبیر
fasle sevom
۴- مهندسی پی ؛ روشن ضمیر ؛ دانشگاه صنعتی اصفهان

ارزیابی : ۵ نمره امتحان پایان ترم
۸ نمره پروژه ← طراحی دستی و طراحی نرم افزاری (SAFE)
۴ نمره کوییز
۳ نمره مشارکت در کلاس و حضور

تعریف پی : پی یک المان واسط است برای انتقال بار از تکیه‌گاه به ساختگاه (زمین) (ساختگاه می‌تواند خاکی ، سنگی یا ترکیبی باشد) به شرطی که خاک زیر پی دچار تسلیم نشود و نشست سازه در حد مجاز باشد . (پی ، شالوده یا فونداسیون)

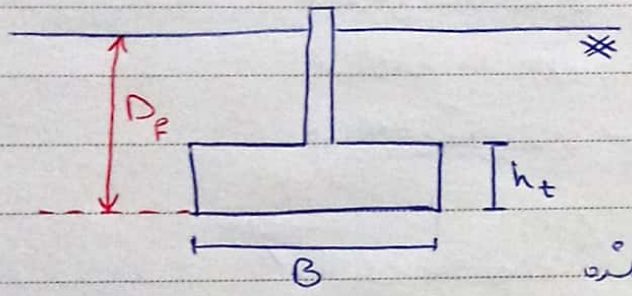
طبقه‌بندی پی :

الف) طبقه‌بندی از نظر مصالح تشکیل دهنده یا جنس : رفتاری مهم است به عنوان مثال پی چوبی ①

Scanned with CamScanner

۲) پی فلزی ۳) پی با مصالح بنایی ۴) پی بتنی غیر مسلح ۵) پی بتنی مسلح و ...

ب) طبقه بندی از منظر عمق قرارگیری: یعنی جنس پی ملاک نیست.



B: عرض پی

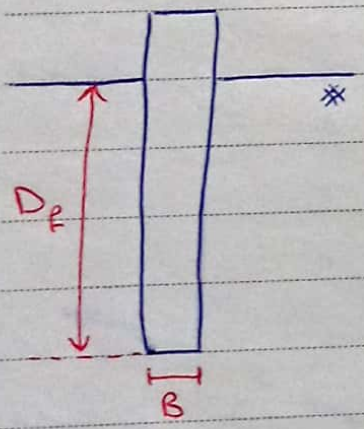
طول پی: بعد عمود بر صفحه به سمت داخل

h_t: ضخامت پی

* به فاصله‌ی تراز کف پی تا سطح زمین عمق مدفون گفته شده و با D_f نمایش داده می‌شود.

۱) پی سطحی: اگر $\frac{D_f}{B} < 4$ باشد، پی سطحی داریم.

۲) پی عمیق: اگر $\frac{D_f}{B} > 10$ باشد، پی عمیق یا شمع داریم.



همانطور که شکل مشخص است، در این حالت عمق مدفون نیست

به پی به مراتب بزرگتر است. (القای خطی انتقال بار) ← شمع

۳) پی نیمه عمیق: اگر $4 < \frac{D_f}{B} < 10$ باشد، پی نیمه عمیق داریم.

در حالت دوم ضخامت مشخصی ندارد و ما طول شمع داریم (مثل خودکار)

ج) طبقه بندی از منظر نوع و تعداد ستون های واقع بر پی: جنس و عمق ملاک نیست.

۱) پی تک یا جزا یا منفرد ۲) پی کلاف دار (یا شکولی)

P4PCO
Scanned with CamScanner

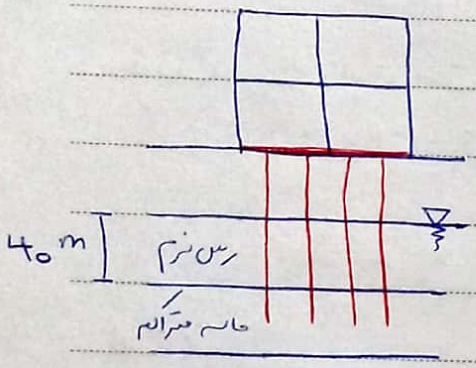
۳) پی نواری : نواری یک طرفه ، نواری دو طرفه ۴) پی گسترده

۵) پی عمیق یا شمع

سؤال : اگر در طراحی پی عمیق یا شمع هم جواب ندهد، باید چکار کرد؟

پاسخ : باید خاک برداری (لایه برداری) کرد و اگر باز هم جواب نداد ، نمی‌توانیم سازه را بسازیم.

نکته) سازه نشین است و در لایه زیر نرم پدیده کلیم رخ می‌دهد ؛



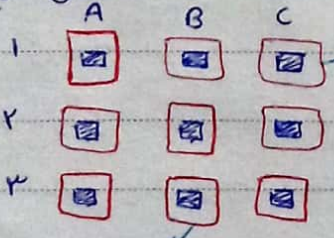
باید بار سازه را توسط شمع از لایه ضعیف رد کرده و به لایه‌ی مستحکم مثلاً در اینجا ماسه متراکم ، منتقل می‌کنیم (لایه ای که ظرفیت باربری بهتری دارد)

(جلسه‌ی ۲)

☑ طبقه بندی پی ها از سه نوع و تعداد ستون های واقع بر یک پی : (فرض: فونداسیون بتن مسلح است)

تعداد ستون هایی که بر پی واقع می باشند می‌تواند روی رفتار پی تأثیرگذار باشند. در اینجا منظور از پی همان پی ساختمانی است.

۱) پی مجزا ، تک یا منفرد : فونداسیونی که تنها یک ستون روی آن قرار دارد. از نظر طراحی ، پی تک اولین گزینه طراحی است.



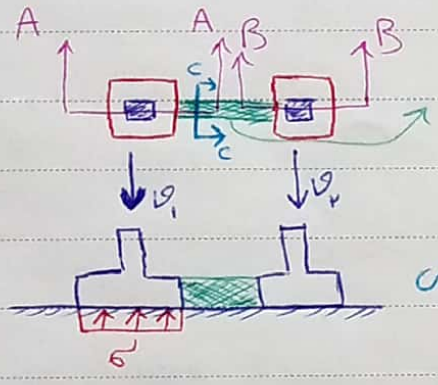
پلان ستون گذاری:

* چون محدودیت اجرایی در پلان ستون گذاری نداریم ، پی را طوری طراحی می‌کنیم که آکس ستون منطبق بر مرکز پی باشد یعنی خروج از مرکزیت نداشته باشیم. *

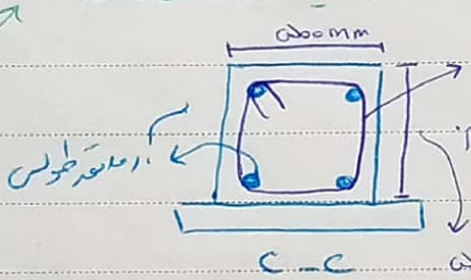
PAPCO
Scanned with CamScanner

Subject:
Date

در پی تک، طراحی هر پی از نظر ضخامت و مقدار آرماتور عمدتاً مستقل از بارگذاری پی‌های مجاور است. یعنی فرض می‌کنیم اندرکنشی مثلاً میان A1 و B1 وجود ندارد. پس از نظر طراحی، یک پی مجزا را با صرف نظر از پی‌های مجاورش طراحی می‌کنیم. اگر ساختمان ۲ تا ۳ طبقه باشد و پارامترهای مقاومت برشی خاک هم مناسب باشد، پی تک جواب می‌دهد برای آن ساختمان.



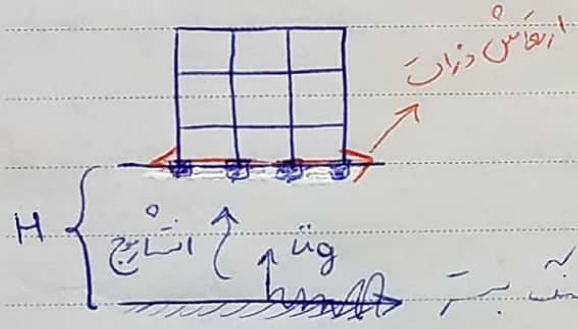
Tie Beam یا شناژ



خاصیت شیب این است که میلگرد های طولی را بتوانیم قرار دهیم.

نکات)

۱) شانه‌ای با درجه نامعینی مشخص داریم.



زلزله به علت سلیت در سنگ بستر و لغزش در راستای کمل رخ می‌دهد. موجی که ایجاد می‌شود در محیط خاک منتشر می‌شود. (امواج کشش، فشاری و برشی)

اگر امواج برشی به سطح زمین یا فونداسیون برسد سبب حرکت در راستای عمود بر انتشار می‌شود. موج برشی: موجی که انتشار ذرات عمود بر راستای انتشار موج است. انتشار موج در راستای قائم به سمت بالا است.

این حرکت افقی باعث ایجاد نیروی افقی در Base ساختمان می‌شود که به آن نیروی برشی گفته می‌شود چون ناشی از انتشار موج برشی است. ← (نیروی برشی پایه)

این نیروی برشی بسته به سختی طبقات، بین طبقات تقسیم می‌شود.

برش پایه زمانی می‌تواند برای سازه خطرناک باشد که باعث دوران فونداسیون سازه از دهم شود. برای اینکه

Scanned with CamScanner

Subject:
Date

از دور شدن فونداسیون ها از یکدیگر جلوگیری کنیم ، فونداسیون های تک طراحی شده را توسط یک المان محوری بهم وصل می کنیم.
با دور شدن فونداسیون ها از هم ، المان محوری تحت کشش قرار می گیرد.

تعریف : بعد از طراحی همریی بصورت جزا ، پی های مجاور را توسط یک المان محوری که تنها برای کشش طراحی می شوند، بهم متصل می کنیم. به این المان شناژ یا Tie Beam گفته می شود.

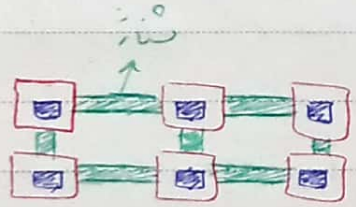
حداقل عرض و ضخامت شناژ : 500 mm

اگر ساختمان در حد ساختمان معمولی ۲ تا ۳ طبقه باشد ، آرماتورهای طولی: ۴ Φ ۱۲

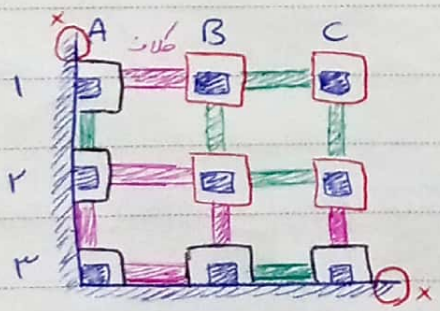
✓ شناژ تحت منتار بلکه المانی که از خود نشان نمی دهد ← اصلاً برای منتار طراحی نمی شود.

✓ زمانی که کلیه ستون در مرکز پی منطبق می شود ، توزیع تنش یکنواخت می باشد.

۲) اگر محدودیت اجرایی داشته باشیم بطوری که نتوانیم کلیه ستون را بر مرکز پی منطبق کنیم :



طراحی ایده آل : سیستم پی تک شناژ دار :
(بدون محدودیت)

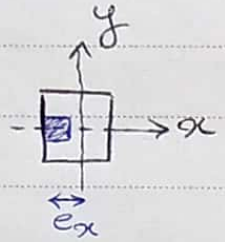


تحت هیچ تک محوره ← یعنی در یک جهت خروج از مرکزیت داریم
مثل فونداسیون های کناری
تحت هیچ دو محوره ← یعنی در دو جهت x و y خروج از مرکزیت داریم مثل فونداسیون های گوشه
× اگر این دو خط ادامه پیدا نمی کردند، پی گوشه محسوب می شدند.

Scanned with CamScanner

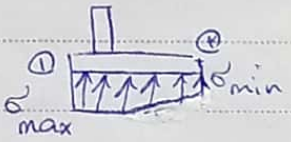
Subject:
Date

اگر فونداسیون تک ستون تک محوره مرکز نیرو یعنی بی کناری داشته باشیم:

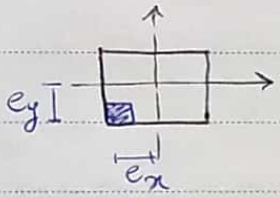


ستون تک محوره: (بی کناری) $M_y = Ve_x$

توزیع تنش در زیر خاک فونداسیون دیگر یکنواخت نیست.



در این شکل تنش ① از تنش ② بیشتر است.



ستون دو محوره: (بی گوشه) $\begin{cases} M_x = Ve_y \\ M_y = Ve_x \end{cases}$

تغییر شکل دهانه تنش در تودهٔ خاک یکنواخت نیست.
چون توزیع تنش یکنواخت نیست.

برای کنترل نشست و توزیع تنش در تودهٔ خاک (یعنی اینطور نباشد که یکی از فونداسیون ها زودتر به آستانه گسیختگی برسد)، از المانی استفاده می شود که مختص تحمل ستون است که به آن کلاف گفته می شود و وظیفه آن تعدیل تنش از حالت غیر یکنواخت به یکنواخت است.

Strap Footing

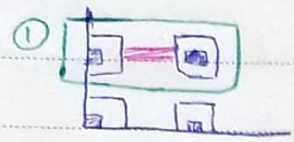
* زمانی که محدودیت اجرا داریم ← باید این کلاف را طراحی کنیم

از کلاف عمدتاً در ساختمان های ۲ تا ۳ طبقه استفاده می شود.

فونداسیون های شبیه به هم توسط شناز هم متصل می کنیم.

تعریف: کلاف یک المان ستونی که وظیفه تعدیل تنش و نشست را برعهده دارد.

Scanned with CamScanner



طراحی کلاف بصورت مجموعه ای است یعنی مثلاً :

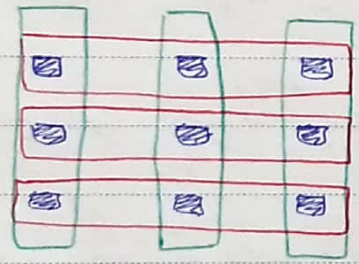
مجموعهٔ ① بصورت همزمان طراحی می شود. (بصورت کامل)

به پی کلاف دار، پی باسکولی هم گفته می شود.

☑ جمع بندی : ۱- پی تک : ۱- پی تک رشته دار
۲- پی تک باسکولی

۲- پی نواری : در صورتی که بار وارد بر پی زیاد باشد یا مقاومت خاک کافی نباشد

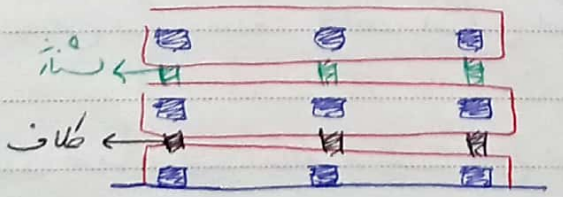
پی تک پاسخگو نیست و باید از پی نواری استفاده شود. (Strip Footing)



الزامی نیست که طراحی طوری باشد که نوارها افقی باشند. یعنی نوارها می توانند مایل باشند.

الف) (پی نواری یک طرفه)

(مثال)

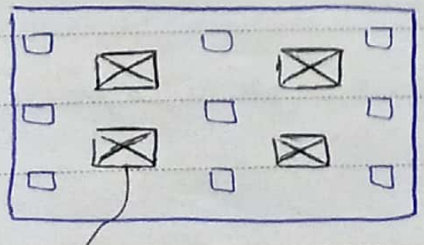


سؤال) نوارهای مایل؟
محدودیت دارند؟

ب) (پی نواری دو طرفه) : تلفیق پی های مایل و افقی

و خطوط فصل مشترک پاک شوند.

* در این سیستم کلاف رشته نداریم. یعنی سیستم یکپارچه و

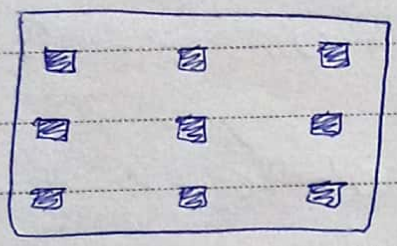


Opening = بازشو

متحد داریم.

PAPCO
Scanned with CamScanner

۳- پی گسترده : کل زیرساختمان فونداسیون در نظر گرفته می‌شود. بازش ندارد چین ترکیبی از بارهای افقی و قائم میباشد.

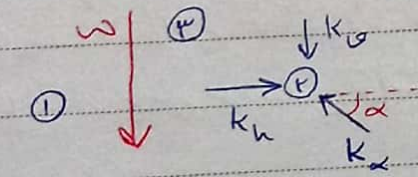


کل ستون‌ها بر روی المان صلب قرار می‌گیرند به عنوان فونداسیون.

۴- پی گسترده اگر جواب نداد، باید از شمع استفاده شود.

☑ آزمایش بارگذاری صفحه (PLT) : (یا آزمایش بارگذاری روی پی) (جلسه ۳)

فرض می‌کنیم پروفیل خاک، همگن و ایزوتروپ است.



خاک همگن: تقریبی خواص در تمامی نقاط یکسان است.

در حالت طبیعی در خاک اگر بخواهیم ضریب تراوپذیری را در نظر بگیریم k_h بزرگ‌تر از k_v است.

اگر لایه‌ای از خاک همگن در یک منطقه تشکیل شود که ناشی از وقوع فرکانس‌های مختلف در محیط است، نیروی جاذبه در جهت قائم به سمت پایین اعمال می‌شود (W)، چون در راستای افقی نیرویی نداریم با بررسی نسبت تخلخل خاک به علت نیروهایی که در راستای قائم به سمت پایین داریم، تخلخل در راستای قائم کمتر از تخلخل در راستای افقی است. بنابراین ($k_v \ll k_h$)

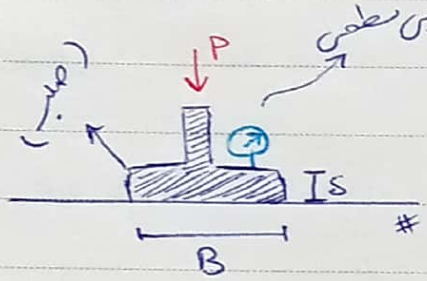
Scanned with CamScanner

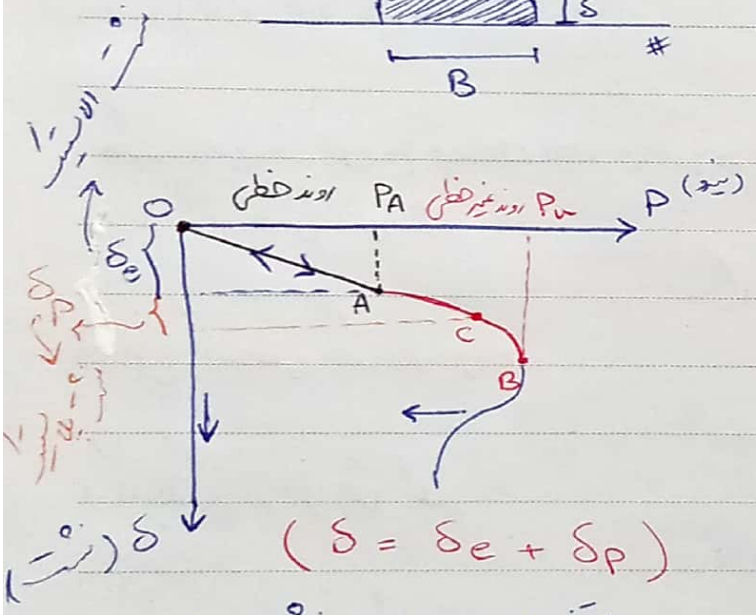
خاک ایزوتروپ : $k_x = k_h = k_z$ یعنی خاک ایزوتروپ است نسبت به ضریب تراوش پذیری یا قابلیت هدایت هیدرولیکی. زمانی که گفته می شود خاک ایزوتروپ است یعنی نسبت به آن کمیتی که در نظر گرفتیم، آن کمیت راستا ندارد ← در همه راستاها مقدارش ثابت است.

آزمایش :

هدف : پیدا کردن خاصیت باربری. $D_F = 0$

خاک همگن و همسانگرد.





پی با سطح مقطع A را تحت اثر بار قائم قرار می دهیم.

$(A_F = A)$

بار قائم را از مقدار صفر زیاد می کنیم تا به آن مقدار

معمولا نظر برلیم: $(0 \rightarrow P_u)$ ←

$(\delta = \delta_e + \delta_p)$

(تغییرات بار برحسب نشست)

(بار مرحله ای یا پله ای اعمال می شود)

نتیجه اندازه گیری نشست (میلی متر یا سانتی متر)، نقطه B : ظرفیت مقاومت خاک

در نقطه B ظرفیت مقدار نسبی داریم. زمانی که بار از P_u بیشتر شود، نشست ناگهانی در توده خاک و اطراف باربری محیط را داریم. در نقطه B خاک بصورت ناگهانی واریزشی و چار نشست شده و خاک گسیخته می شود.

PAPCO
Scanned with CamScanner

P_u : مقدار باری که سبب گسیختگی برشی خاک زیر پی می شود، یا گسیختگی رخ می دهد.

تنش گسیختگی (q_u) : $q_u = \frac{P_u}{A_F} = \frac{P_u}{B \times L}$

L : طول پی ، (در فصل پی به q_u ظرفیت باربری نهایی پی گفته می شود.)

F_s : ضریب اطمینان

$q_{all} = \frac{q_u}{F_s}$ (ظرفیت باربری مجاز)

($2 < F_s < 3$)

(تنش ایجاد شده در پی)

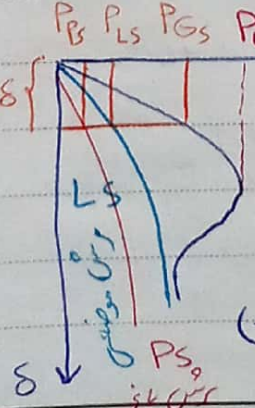
if $\sigma = \frac{P}{A} < q_{all}$ => خاک زیر پی تحت این نوع بارگذاری دچار گسیختگی نمی شود.

انواع گسیختگی خاک زیر پی :

۱- گسیختگی در اثر برش کلی (General shear)

۲- " " " برش موضعی (Local shear)

۳- گسیختگی سوراخ شونده یا گسیختگی در اثر برش پانچ



برش کلی یا GS

(صاف‌تر مقاومت یا P_u بصورت واضح دیده می شود)

در این حالت خاک پارامترهای مقاومت برشی خوبی دارد و ابعاد پی هم بزرگ می باشد چون یکی از عوامل تأثیرگذار در نحوه برش در توده خاک، مساحت پی است.

Scanned with CamScanner

اگر ایجاد پی کوچک باشد حتی اگر پارامترهای مقاومت برشی خوب باشد، می‌تواند خاک را دچار برش پانچ کند. پارامترهای مقاومت برشی خوب یعنی: خاک دانه‌ای و ضخامت باربری خوبی دارد.

در برش موضعی چون مقاومت برشی ضعیف می‌شود، نقطه Peak را نداریم و رفتار خاک رفتاری سخت شونده است یعنی مقاومت افزایش می‌یابد تا به حالت حدی برسیم. (*)

در برش پانچ پارامترهای مقاومت برشی خیلی کم است و خاک در ضعیف‌ترین حالت خود است یا باربری که از حرف سازه به فونداسیون اعمال می‌شود خیلی سنگین است و با توجه به بزرگی ایجاد پی چون بارها خیلی زیاد هستند باعث ایجاد برش پانچ می‌شوند. (*)

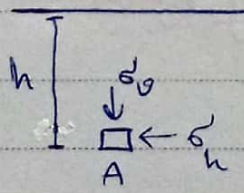
در یک سطح نشت ثابت: $P_{GS} > P_{LS} > P_{PS}$

در حالت کلی عوامل موثر برای نشتی به: ۱- نوع خاک ۲- تراکم خاک ۳- ابعاد پی

۴- عمق مدفون (هرچه عمق مدفون پی بیشتر باشد، برش به سمت برش کلی متمایل می‌شود) نشتی دارد.

(جلسه ۴)

مفهوم نشتی:



وزن مخصوص: γ

$\sigma_v = \gamma h$

$\sigma_h = K_0 \sigma_v$

ضریب حالت سکون

Scanned with CamScanner

Subject :
Date

ضریب حالت تکون به جنس ماده بستگی دارد یعنی خاک ماسه باشه (ماسه شل یا ماسه متراکم)

خاک ریزدانه باشه (ریزدانه نرم یا ریزدانه سفت) و یا بین بین کلیم یافته باشه

$$\begin{cases} K_0 = 1 - \sin\phi & \text{خاک ماسه شل} \\ \phi: & \text{زاویه اصطکاک داخلی} \end{cases}$$

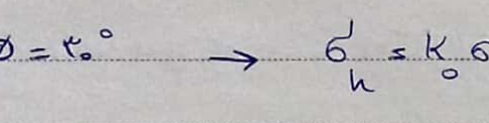
(مثال) $\gamma = 20\ kN/m^3$ $\quad h = 5\ m$

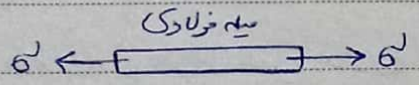
$$\sigma_v = 20 \times 5 = 100\ kpa$$

$$\phi = 30^\circ \rightarrow \sigma_h = K_0 \sigma_v = (1 - \sin 30)\ 100 = 50\ kpa$$

برای اینکه بدانیم لیعه شده یا خیر باید مقدار لیعتی

تعریف کنیم.

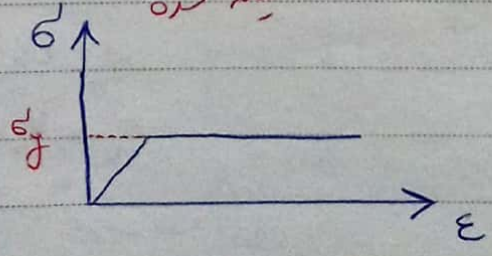




* باید با تنش تسلیم مقایسه شود.

$\sigma < \sigma_y$ or $\sigma = \sigma_y$ or $\sigma > \sigma_y$

جاری نشده — لیعه شده — غیر قابل قبول



PqPCO

Scanned with CamScanner

خاک ماده‌ای است که تحت برش گسیخته می‌شود. بنابراین برای بررسی گسیختگی خاک باید τ را با τ_f مقایسه کنیم. (τ_f: تنش برشی حالت حدی و نهایی)

$\tau < \tau_f$ ← گسیخته نشده — or — $\tau = \tau_f$ ← گسیخته شده — or — $\tau > \tau_f$ ← غیرقابل قبول

* $\tau_{max} = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{1}{2}(100 - 50) = 25\ kPa$

$\tau_f = c + \sigma \tan\phi$

خاک دانه‌ای ← $c = 0$

$\tau_f = 0 + 100 \tan 30 \approx 57.7 > \tau$ → گسیخته نمی‌شود

☑ همیشه ← اگر خاک در وضعیت طبیعی خودش گسیخته نمی‌شود.

روش دوم برای بررسی گسیختگی خاک: استفاده از روابط تنش‌های اصلی در لحظه گسیختگی

σ_1 ↓ ، σ_3 ←

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

* $\sigma_1 = 50 \tan^2(45 + \frac{30}{2}) + 0 = 150\ kPa > 100\ kPa$

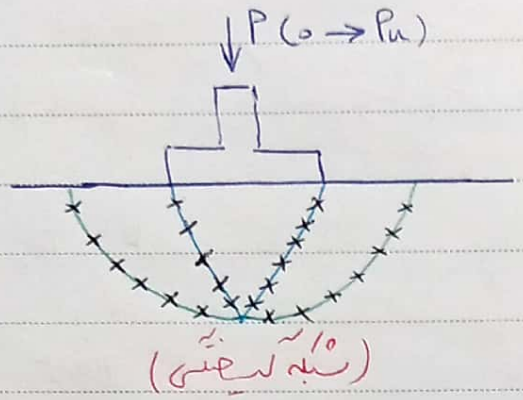
بنابراین خاک تحت تنش 100 kPa (مطابق اعمال اولیه) گسیخته نمی‌شود.

Scanned with CamScanner

Subject:
Date

شبکه گسیختگی: (Failure net)

بار P به صورت آرامی به توده خاک اعمال می‌شود.
(یعنی عکس العمل تکیه گاهی نداشته باشیم)



تمام نقاط تشکیل دهنده محیط خاکی (خاک برپی) قبل از خرابی و بهره‌برداری پی،

در حالت تعادل اند و تنش های برجانب

گسیختگی توده در نقاط مختلف نمی شود.

این شبکه مصالح عمل کرده و باعث بهتر فرو رفتن پی در توده می شود.

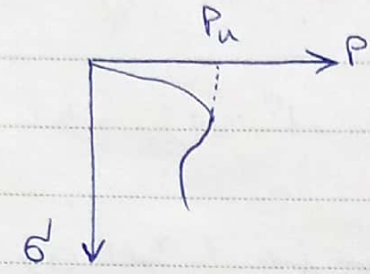
* مکان هندسی نقاط گسیختگی

هرچه به منشأ اثر بار نزدیک‌تر باشیم، گسیختگی زودتر اتفاق می افتد. پدیده میرایی: هرچقدر در یک ماده فرو می‌رویم، اثرات بارهای سطحی کم می‌شود و هرچه به سطح نزدیک‌تر باشیم، تنش بیشتری از بار نهایی را می‌گیریم.

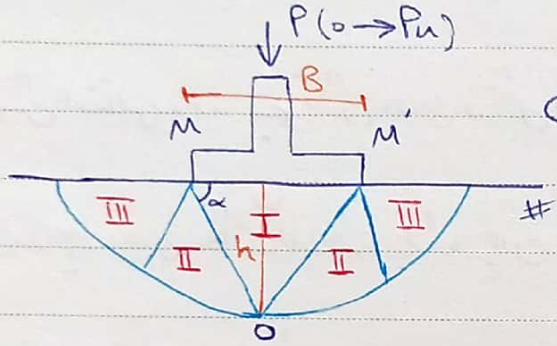
با افزایش بار، نقاط سطحی در توده خاک کم‌کم به ظرفیت برشی خود می‌رسند و زنجیره‌ای گسیختگی می‌شوند. در لحظه‌ای که بار به مقدار P_u رسیده، همه نقاط به گسیختگی رسیده‌اند. به همین علت اگر یک ۴ بار بیشتر از P_u به توده اعمال کنیم، دچار فروشست و گسیختگی می‌شود. چون همه نقاط توده خاک به حالت حدی و نهایی خود رسیده‌اند.

P4PCO

بار گسیختگی P_u معادل تشکیل مجموعه‌ای از نقاط یا مکان هندسی مجموعهٔ نقاط که تحت هم قرار می‌گیرند و تشکیل شبکه می‌دهند.



شبکه گسیختگی ← مکان هندسی نقاط گسیختگی



بارگذاری در حرکتی ← شبکه گسیختگی متقارن

اجزای تشکیل دهنده شبکه گسیختگی:

I) ناحیه مثلثی یا الاستیک

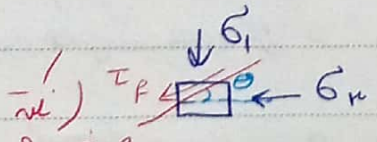
II) انتقالی (حد واسط میان I و III)

عمق ناحیه گسیختگی: $h = \frac{1}{2} B \operatorname{tg}\alpha$

III) مقاوم

ناحیه مثلثی بصورت ثابت و متصل به پی تغییر شکل می‌دهد و این ناحیه همواره در تعادل الاستیک است.

زاویه میان خط OM و MM' ، α می‌نامند. $\left(\alpha = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)$ ←



$(\theta = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2})$

(نکته: صفحه لغزش)

در بعضی از مراجع: $\alpha \approx \phi$

با داشتن عمق ناحیه گسیختگی می‌فهمیم تنش‌ها تا چه عمقی در توده خاک تأثیر گذار است.

Scanned with CamScanner

Subject:
Date

وظیفه ناحیهٔ انتقالی این است که تنش ها را با فرو رفتن لوله در توده، از ناحیه I به ناحیه III منتقل کند. ناحیهٔ II برای ناحیهٔ I نقش مقاوم را دارد و برای ناحیهٔ III نقش محرک را دارد. (اگر فشار زیاد باشد در اطراف پی بالازدگی خاک را داریم)

(نقش مقاوم برای ناحیهٔ I یعنی نمی‌گذارد لوله بیشتر وارد خاک شود (فرو برود) ولی وقتی بار زیاد باشد نقش انتقالی دارد ← تنش ها را منتقل می کند)

زمانی که بالازدگی داریم یعنی خاک لیز خورده شده چون بالازدگی تنها زمانی رخ می دهد که لیز خوردگی بطور کامل تشکیل شده باشد.

ناحیهٔ III همیشه نقش مقاوم را دارد. اگر ناحیهٔ III نباشد، ناحیهٔ I با پیش زدن ناحیهٔ II باعث خود به خود فرو رفتن پی در تودهٔ خاک می شود.

برای بیشتر کردن تأثیر ناحیهٔ III باید پی را در عمق گذاشت به عبارتی عمق مدفون پی را بیشتر کنیم.

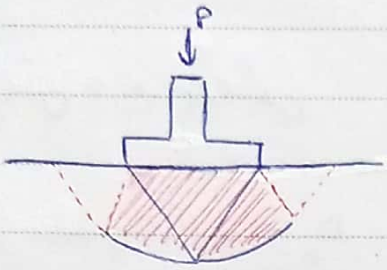
لایه خاکی که بالای تراز کف فونداسیون است در مقابل بالازدگی مقاومت بیشتری از خود نشان می دهد.

☑ شبکه لیز خوردگی معادل برش کلی است.

اگر خاک ضعیف تر باشد یا بار نشانی تر باشد یا ابعاد پی کوچکتر باشد یا لیز خوردگی از جنس لیز خوردگی موضعی

Scanned with CamScanner

باشد، در نتیجه گسیختگی ناحیهٔ I را داریم و ناحیهٔ II هم تشکیل می‌شود اما ناحیهٔ III را نداریم.

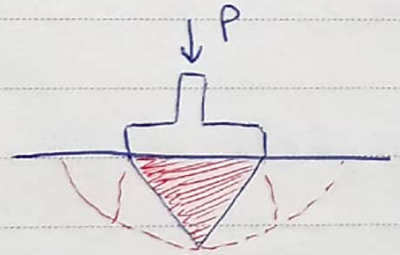


بنابراین مقاومت حالت حدی Peak نمی‌شود.

این اتفاق در خاک‌های دانه‌ای نیمه متراکم و رس با سختی متوسط رخ می‌دهد.

برش کلی در ماسه متراکم یا رس سفت رخ می‌دهد.

گسیختگی در اثر برش پانچ زمانی رخ می‌دهد که ابعاد پی خیلی کوچک باشد یا بارها خیلی سنگین است یا پارامترهای مقاومت برشی به شدت ضعیف است.



فقط ناحیهٔ I تشکیل می‌شود.

نکته) بالا بودن ← برش کلی

فرو نشست داشته باشیم (نشست های بزرگ 5cm یا 10cm) ← برش موضعی

سوراخ شدگی (فرو رفتن) ← برش پانچ مثل مناطق ساحلی

* واحدها باید حالتی باشد که برش کلی رخ دهد.

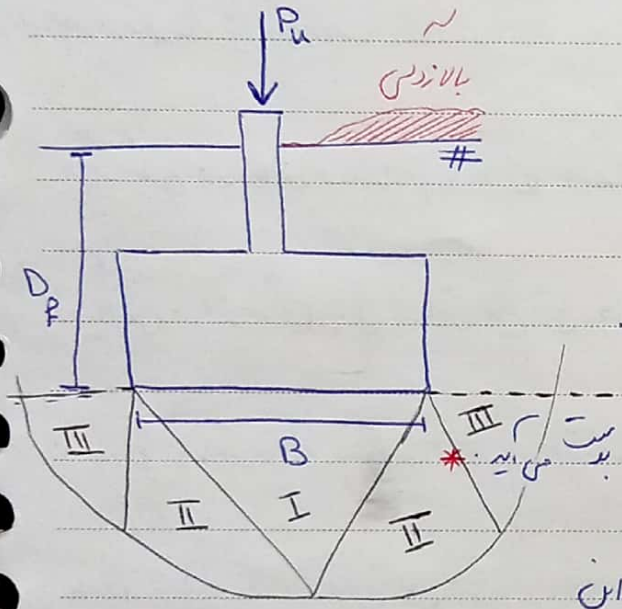
Scanned with CamScanner

معادله ظرفیت باربری: ۱ برای حالت برش کلی استخراج می‌کنیم. (جلسه ۵)

انواع گسیختگی: ۱- برش کلی ۲- برش موضعی ۳- برش سوراخ شده (پانچ)

فونداسیون سطحی: $D_f = 0$

حالت کلی به معادله ظرفیت باربری:



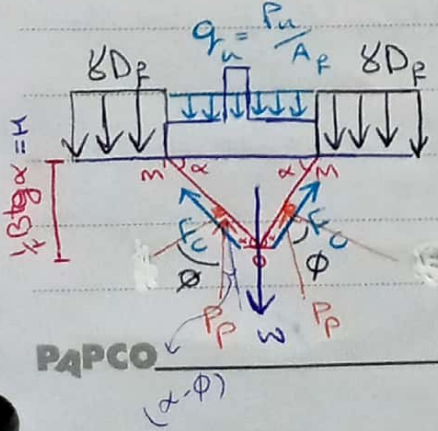
فرض: فونداسیون داریم که در عمق D_f از سطح زمین قرار گرفته.

سوال: معادله ظرفیت باربری را برای این فونداسیون استخراج کنید.

* معادله ظرفیت باربری براساس معادله تعادل کوه الاستیک بدست می‌آید.

فرض: خاک در حالت برش کلی قرار گرفته است. چون در این حالت بیشترین ظرفیت باربری را داریم. برش کلی ← هر سه ناحیه گسیختگی تشکیل شده است.

برای ساده سازی مسأله، همیشه از خاک بالای تراز کف پی صرف نظر می‌شود در کاربرد ظرفیت باربری. به جای آن فشار معادلش را به تراز کف پی اعمال می‌کنیم. ($h = D_f$ تقلبه)



طول پی: عمود بر صفحه به اندازه واحد و $\alpha = \pi/4 + \Phi/2$

ناحیه ۲ و ۳ را می‌پرسم و عکس العمل‌های آنها را به ناحیه ① اعمال می‌کنیم. (ناحیه ۳ و ناحیه ۱ به تقارن نسبت به منطبق ناحیه ۲ و ~~بررسی می‌کنیم که چه عکس العملی بر ① می‌آورند~~)

Scanned with CamScanner

مقاومت برشی در لحظه گسیختگی یا سطح گسیختگی : $\tau_F = C + \sigma \tan\phi$

F_c : نیروی چسبندگی که روی سطح اعمال می‌شود. سطحی که یک ضلع آن به عنوان مثال OM' و ضلع دیگر عمود بر تابو به اندازه واحد.

ناحیه ② برای ناحیه ① نقش مقاوم دارد پس نیروی مقاومی از ناحیه ② به ناحیه ① باید اعمال شود. ← P_p با عمود بر OM و OM' زاویه ϕ می‌سازد.

P_u تبدیل به تنش شده و بر سطح فونداسیون اعمال می‌شود. (باید بر سطح فونداسیون تقسیم شود)

$$q_u = \frac{P_u}{A_F} = \frac{P_u}{B \times 1} \rightarrow$$ طول واحد (فرض مسئله)

w: وزن کوه — نکته: از وزن فونداسیون و وزن خاک بالای فونداسیون صرف نظر شده است.

براساس معادله تعادل کوه: برقرار است

$$\Sigma F = 0 : \begin{cases} \Sigma F_x = 0 : & \text{چون نیرو در راستای } x \text{ نداریم} \\ \Sigma F_y = 0 : & \text{باید مساوی صفر شود} \end{cases}$$

$q_u \times B$

$$P_u + w = 2F_c \sin\alpha + 2P_p \cos(\alpha - \phi) \rightarrow$$

$$q_u = cN_c + q N_q + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma \leftarrow \text{(رابطه ظرفیت باربری)}$$

Scanned with CamScanner

وزن مخصوص × حجم محروط : وزن کوه

C : چسبندگی ظاهری از جنس تنش برفرض (N/m^2)

$$F_c = C \times A = C \times OM \times 1$$

$$OM = \frac{B}{2\cos\alpha} \quad , \quad P_p = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_p + qHK_p + 2cH\sqrt{K_p}$$

$$K_p = tg^2(\pi/4 + \phi/2) = tg^2\alpha$$

($q = \gamma D_f$ عمق بار سربار)

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

ضرایب بدون بعد ظرفیت باربری

C: چسبندگی ظاهری γ: وزن مخصوص خاک

q: عمق بار سربار B: عرض پی

$$N_c = \sqrt{K_p} + 2K_p\cos(\pi/4 - \phi/2)$$

$$N_q = \frac{1}{2}\left(K_p^2\cos(\pi/4 - \phi/2) - \sqrt{K_p}\right)$$

$$N_\gamma = K_p\sqrt{K_p}\cos(\pi/4 - \phi/2)$$

(جمله یا واژه یا ترم)

$$q_u = \underbrace{cN_c}_{\text{جمله چسبندگی}} + \underbrace{qN_q}_{\text{جمله عمق}} + \underbrace{\frac{1}{2}\gamma BN_\gamma}_{\text{جمله اصطکاکی یا وزنی}}$$

PAPCO
Scanned with CamScanner

اگر فونداسیون عمق مدفون نداشته باشد، جمله عمق برابر صفر می‌شود. $(q N_q = 0)$

در این مسأله q_u بدست آمده نسبت به حالت واقعی کمتر است چون زمانی که ما از خاک بالای تراز کف پی صرف نظر می‌کنیم و فشار سربار معادل آن را قرار می‌دهیم، در واقع از مقاومت برشی خاک صرف نظر کرده‌ایم. بنابراین در جهت اطمینان عمل کرده‌ایم.

نکته) خاک رانه‌ای باشد، $c = 0$ بنابراین: $q_u = q N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$

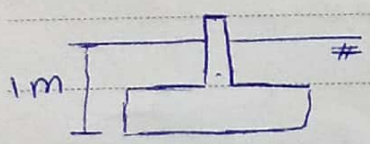
نکته) خاک رانه‌ای و عمق مدفون صفر باشد، $q = 0$ ، $c = 0$ بنابراین:

$$q_u = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad \propto \quad B \qquad (*)$$

ضرایب بدون بعد ظرفیت باربری تابعی از ϕ اند (زاویه اصطکاک داخلی خاک).

نکته) هرچه عرض پی بیشتر شود، بر این حالت $(*)$، ظرفیت باربری بیشتر می‌شود.

مثال) یک پی مستطیلی به ابعاد $1.5 \times 2\ m^2$ (B × L) مطابق شکل زیر می‌باشد. مطلوب است تعیین ظرفیت باربری پی:



$\gamma = 1.4\ gr/cm^3$

$c = 0.15\ kg/cm^2$

$\phi = 20^\circ$

Scanned with CamScanner

Subject:
Date

نکته: معمولاً q_u را برحسب ton/m^2 گزارش می‌شود.

$B \rightarrow m$ ، $\gamma \rightarrow ton/m^3$

$ton/m^3 \rightarrow gr/cm^3$

$ton/m^2 \xleftarrow{\times 10} kg/cm^2$

(جلسه ۴)

رابطه ظرفیت باربری ترزاقی (Terzaghi):

فرضیات: ۱) پی نواری است ← $L/B > 10$

این فرض باعث می‌شود که مسئله سه‌بعدی به مسئله دوبعدی تبدیل شود.

۲) عمق مدفون پی از عرض کمتر است ← $D_f/B \leq 1$ (پی سطحی)

۳) بار وارد بر پی قائم است.

۴) کف پی زبر است ← عدم وقوع لغزش

۵) از خاک بالای تراز کف پی صرف نظر شده و فشار سربار معادل آن اعمال می‌گردد.

یعنی $q = \gamma D_f$

$q_u = cN_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma$ (رابطه ترزاقی)

Scanned with CamScanner

Subject:
Date

$$N_c = \frac{N_q - 1}{tg\phi} \quad , \quad N_q = \frac{a^2}{2\cos^2(\pi/4 + \phi/2)}$$

$$a = e^{(0,75\pi - \phi/2)tg\phi} \quad , \quad N_\gamma = \frac{tg\phi}{2}\left(\frac{k_{Pb}}{\cos^2\phi} - 1\right)$$

k_{Pb} از روی نمودار غالبه می‌شود.

$$\text{coduto} \longrightarrow N_\gamma = \frac{2(N_q + 1)tg\phi}{1 + 0,4\sin 4\phi}$$

تمرین) مسئله جلسه قبل را با استفاده از رابطه ترزاقی حل کنید. فرض کنید فرضیات ترزاقی برقرار است.

نکات)

۱) در خاک کاملاً چسبنده و شرایط زهکش نشده:

$$\phi = 0 \longrightarrow \begin{cases} N_\gamma = 0 \\ N_q = 1 \\ N_c = \frac{0}{0} \text{ (مبهم)} = \lim_{\phi \to 0} \frac{d(N_q - 1)/d\phi}{d\,tg\phi/d\phi} = 3,14 \end{cases}$$

در این حالت: $q_u = 3,14C + q$ (رابطه ترزاقی)

۲) زاویه‌ای که قبل از روابط مثلثی نوشته شده برحسب (rad) باید محاسبه شود. اگر نبود باید تبدیل کنیم مثلاً:

$$\phi = 10^\circ \longrightarrow \phi/2 = \left(\frac{10 \times \pi}{180}\right)/2 \quad \text{(rad)}$$

Scanned with CamScanner

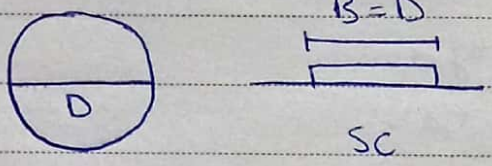
Subject:
Date

۳) مستطیلی $q_u = (1+0.3\frac{B}{L})CN_c + qN_q + (1-0.2\frac{B}{L})\frac{1}{2}\gamma BN_\gamma$

ضریب شکل

if $L=B$: (مربعی) $q_u = 1.3CN_c + qN_q + 0.4\gamma BN_\gamma$

۴) اگر پی دایره‌ای باشد :



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

رابطه میرهوف ← (Meyer hof) :

فرضیات : ۱) برش کلی در مسئله حاکم است.

۲) برخلاف رابطه تراکمی محدودیتی برای D_f وجود ندارد.

۳) زاویه : $\phi < \alpha < (\pi/4 + \phi/2)$

۴) ادامه یافتن سطح لغزش تا سطح زمین.

(بنابراین باید در شرایط یکسان q_u میرهوف از q_u تراکمی بزرگتر باشد)

$q_u = CN_c S_c d_c i_c + qN_q S_q d_q i_q + \frac{1}{2}B\gamma N_\gamma S_\gamma d_\gamma i_\gamma$

(رابطه ظرفیت باربری میرهوف)

P4PCO

Scanned with CamScanner

S_c ، S_q ، S_γ : ضرایب شکل به ترتیب مربوط به جمله چسبندگی، عمق، اصطکاکی.

i_c ، i_q ، i_γ : ضرایب شیب بار 〃 〃 〃 〃 〃 〃 〃 .

d_c ، d_q ، d_γ : ضرایب عمق پی 〃 〃 〃 〃 〃 〃 〃 .

$$N_c = \frac{N_q - 1}{tg\phi} \quad , \quad N_q = e^{\pi tg\phi}\left(tg^2(\pi/4 + \phi)\right)$$

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

ضرایب شکل:

$$S_c = 1 + 0.2\, K_p \left(\frac{B}{L}\right)$$

$$\text{if } \phi = 0 \rightarrow S_q = S_\gamma = 1$$

$$\text{if } \phi \geq 10^\circ \rightarrow S_q = S_\gamma = 1 + 0.1\, K_p \left(\frac{B}{L}\right)$$

ضرایب عمق:

$$d_c = 1 + 0.2 \sqrt{K_p} \left(\frac{D_f}{B}\right)$$

$$\text{if } \phi = 0 \rightarrow d_q = d_\gamma = 1$$

$$\text{if } \phi \geq 10^\circ \rightarrow d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \sqrt{K_p} \left(\frac{D}{B}\right)$$

PAPCO
Scanned with CamScanner

Subject:
Date

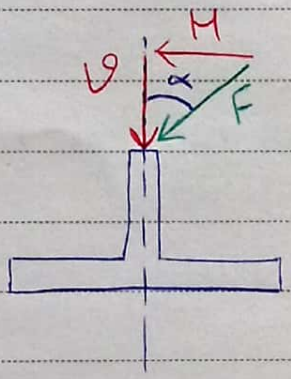
ضریب شیب بار:

$$i_c = i_q = 1 - \frac{\alpha^\circ}{90^\circ}$$

$$\text{if } \phi = 0 \rightarrow i_\gamma = 0$$

$$\text{if } \phi > 0 \rightarrow i_\gamma \leq \left(1 - \frac{\alpha^\circ}{\phi^\circ}\right)^2$$

α : زاویه بار برآیند با راستای قائم:



$$tg\alpha = \frac{H}{V}$$

$$\rightarrow \alpha = tg^{-1}\left(\frac{H}{V}\right)$$

$$K_p = tg^2\left(\pi/4 + \phi/2\right)$$

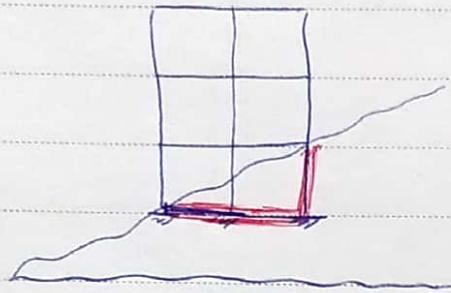
تمرین) مثال هفته پیش با شرایط میرهوف حل شود.

(جلسه ۷)

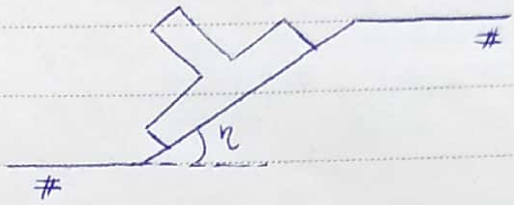
رابطه ظرفیت باربری هنسن (Hansen):

این رابطه توسعه یافتهٔ رابطهٔ ترزاقی و میرهوف می‌باشد و تفاوت آن با رابطهٔ میرهوف در تعیین زاویهٔ α است. هنسن برای حالاتی که زمین دیپ شیب‌دار است، ضرایبی را تعریف کرده که به آنان ضریب شیب پی و ضریب شیب زمین گفته می‌شود.

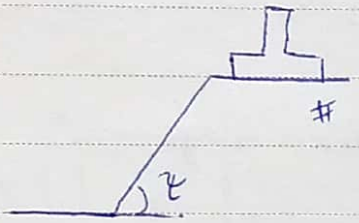
Scanned with CamScanner



زمین شیبدار



پی شیبدار



زمین شیبدار

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

رابطه ظرفیت باربری هانسن

ضرایب شکل :

$$S_c = 1 + \frac{N_q}{N_c}\left(\frac{B}{L}\right) \quad , \quad S_q = 1 + \left(\frac{B}{L}\right) tg\phi$$

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

ضرایب عمق :

$$\begin{cases} d_c = 1 + 0.4\left(\frac{D}{B}\right) & \text{if } D \le B \\ d_c = 1 + 0.4\, tg^{-1}\left(\frac{D}{B}\right) & \text{if } D > B \end{cases}$$

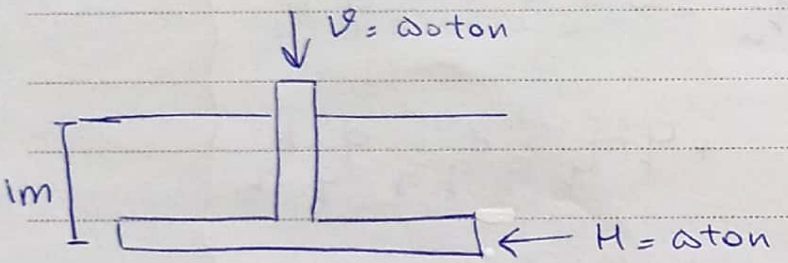
Scanned with CamScanner

Subject:
Date

$$\begin{cases} d_q = 1 + 2\tan\phi\,(1-\sin\phi)^2\,\left(\frac{D}{B}\right) & \text{if } D \le B \\ d_q = 1 + 2\tan\phi\,(1-\sin\phi)^2\,\tan^{-1}\left(\frac{D}{B}\right) & \text{if } D > B \end{cases}$$

$$\begin{cases} d_\gamma = 1 \end{cases}$$

مثال) ظرفیت باربری فونداسیون زیر را با استفاده از روش هنسن محاسبه نمایید.



$\gamma = 1.9\ gr/cm^3$

$C = 0.2\ kg/cm^2$

$\phi = 30^\circ$

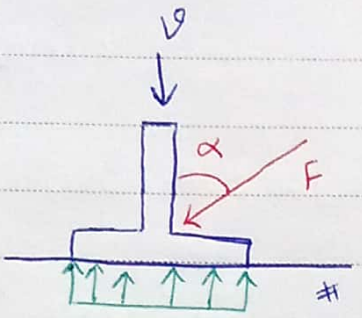
$$N_c = \frac{N_q - 1}{\tan\phi}$$

$$N_q = e^{\pi\tan\phi}\left(\tan^2(\pi/4 + \phi/2)\right)$$

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

Scanned with CamScanner

کنترل نشست در خاک زیر پی :

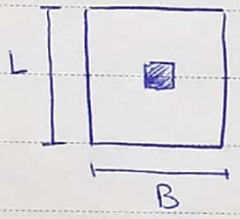


σ (تنش در خاک زیر پی) $= \frac{V}{A_f} = \frac{V}{BL}$

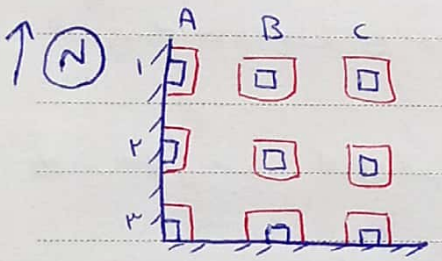
$(۲ < F_s < ۳)$

$q_{all} = \frac{q_u}{F_s} \geq \sigma \rightarrow$ خاک زیر پی دچار نشست برشی نمی شود

اثر خروج از مرکزیت بار نسبت به پی : (جلسه ۸)

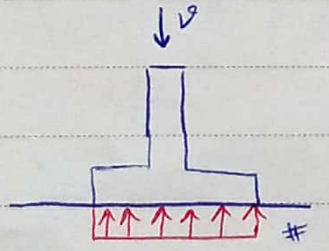


حالت ایده آل : مرکز ستون منطبق بر مرکز پی.



ایده آل $\leftarrow B_1 , C_1 , B_2 , C_2$

غیر ایده آل $\leftarrow A_1 , A_2 , A_3 , B_2 , B_3$



با فرض صلب بودن فونداسیون ، توزیع تنش در خاک زیر پی

یکنواخت است $\leftarrow$ حالت ایده آل

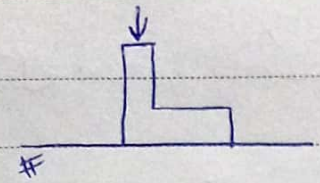
چون همه ستون بر مرکز پی منطبق است $\leftarrow$ توزیع تنش یکنواخت

$\sigma = \frac{V}{A_f} = \frac{V}{B \times L} \leq q_{all}$

یعنی طول و عرض بدرستی انتخاب شده

PAPCO
Scanned with CamScanner

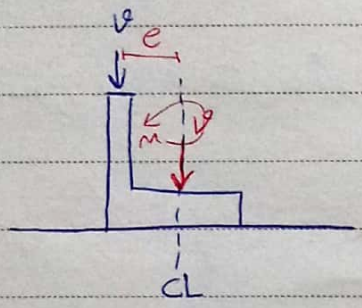
Subject :
Date



اثر ایده آل بنا شده :

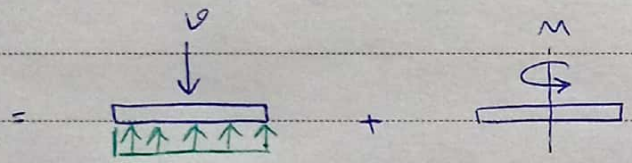
به عنوان مثال ستون A۲ ، ستون بر مرکز پی وارد شده است.

توزیع تنش از حالت یکنواخت خارج می شود.



در اثر اعمال بار P به مرکز پی ، لنگر خمشی پاد ساعتگرد (در اینجا) ایجاد می شود.

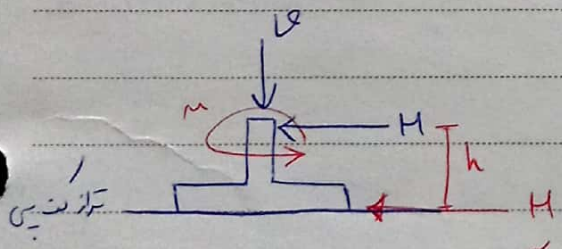
$M = P.e$



☑ خروج از مرکزیت بار عامل سبب اعمال لنگر خمشی به فونداسیون می شود.

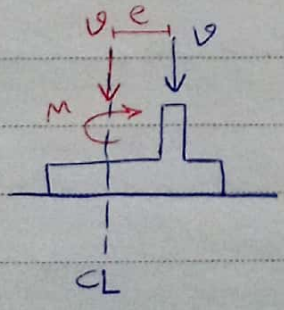
☑ چه حالاتی سبب اعمال لنگر به مرکز پی می شود؟

۱) نیروی افقی (H) در تراز کف پی وارد شود.



$M = H.h$ (پاد ساعتگرد)

۲) خروج از مرکزیت بار عامل

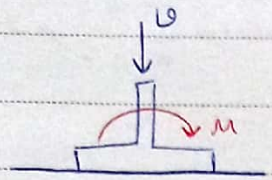


$M = P.e$ (پاد ساعتگرد)

PAPCO

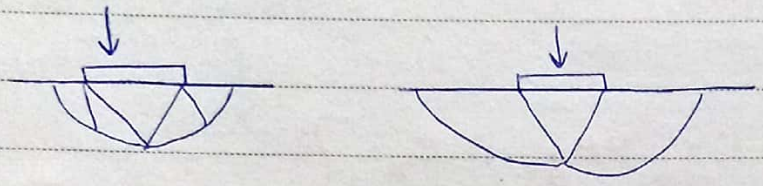
Scanned with CamScanner

۱۳. اتصال گیردار



اعمال بار قائم خارج از مرکز چه اثری بر ظرفیت باربری دارد؟

در شرایط یکسان:

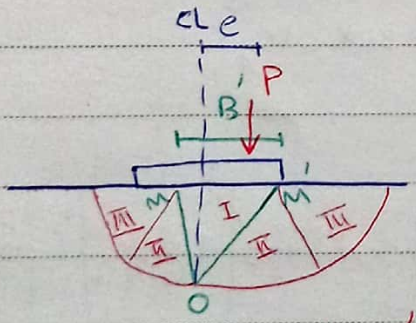


۹۰٪ شانه (۲) بیشتر است.

چون حجم بیشتر است یعنی خاک بیشتری درگیر شده تحت این بارگذاری و بنابراین مقاومت برشی افزایش پیدا می‌کند ← ظرفیت باربری افزایش پیدا می‌کند.

بارگذاری ایده‌آل ← شبکه گیرشی متقارن

بار خارج مرکز:



شبکه گیرشی نامتقارن

سبب ایجاد شبکه گیرشی نامتقارن و کج‌تر می‌شود.

کج‌تر شدن سبب کاهش ظرفیت باربری می‌شود.

عرض کوه گیرشی ≠ عرض پی

↓ ↓

B′ B

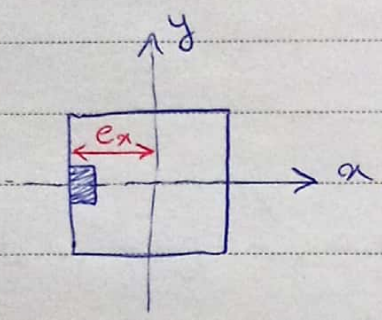
B′: عرض مؤثر پی

$$B' = B - 2e$$

PAPCO
Scanned with CamScanner

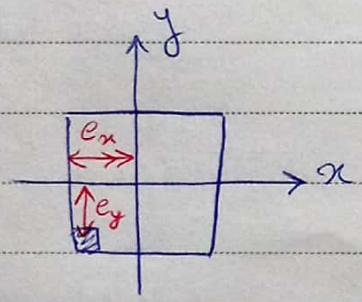
Subject:
Date

آیا خروج از مرکزیت یک طرفه است یا خیر؟



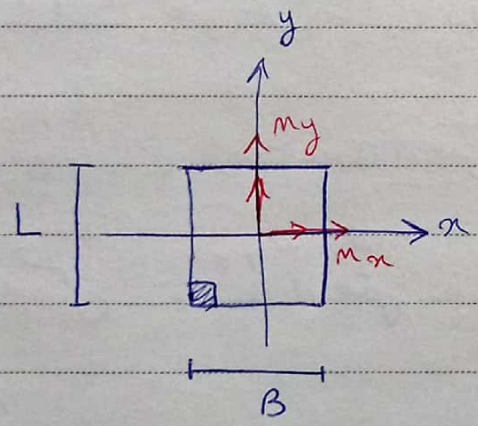
خمش تک محوره

$$M_y = P \cdot e_x$$



خمش دو محوره

$$\begin{cases} M_y = P \cdot e_x \\ M_x = P \cdot e_y \end{cases}$$



$$\begin{cases} B' = B - 2e_x \\ l' = l - 2e_y \end{cases}$$

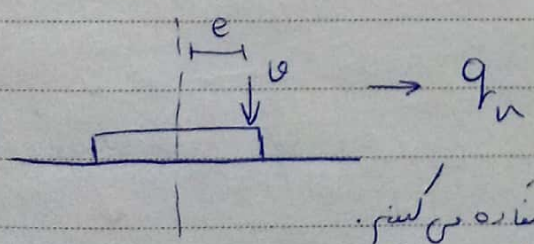
بطور کلی: $B' = B - 2e_B$

$l' = l - 2e_l$

l': طول مؤثر

☑ نحوه تأثیر خروج از مرکزیت در رابطه ظرفیت باربری:

۱) استفاده از روش طول و عرض مؤثر:



مثل حالت قبل از روابط هنسن، میرهوف و ترزاقی استفاده می کنیم.
با این تفاوت که بجای l و B از l' و B' استفاده می کنیم.

PqPCO

بعد روابط مربوط به عمق.

Scanned with CamScanner

مثال ۱:

$B = 1.5m$
$L = 2m$

$Q = 50 \tan$

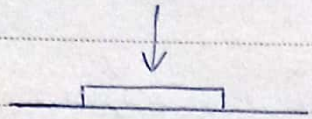
$C = 0$

$\phi = 30^\circ$

$\gamma = 2 gr/cm^3$

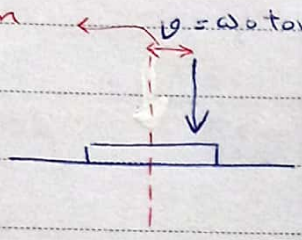
$F_S = 4$

با استفاده از رابطه هنس ← $q_u = ?$ ، $\sigma = ?$



$e = 0.1m$

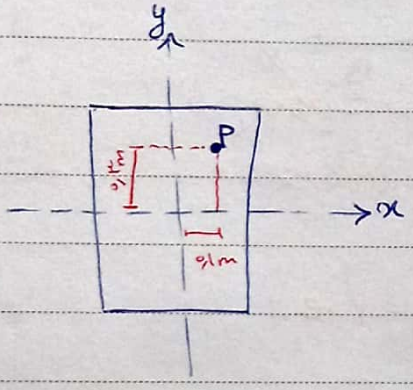
$Q = 50 \tan$



$\rightarrow q_u = ?$

$B' = B - 2e$

$L' = L$



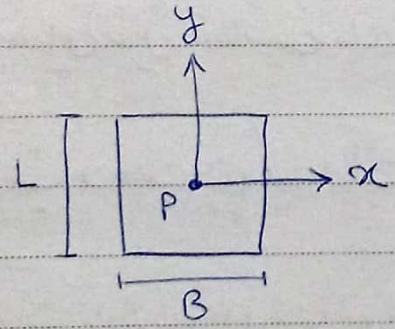
مثال ۲:

$q_u = ?$

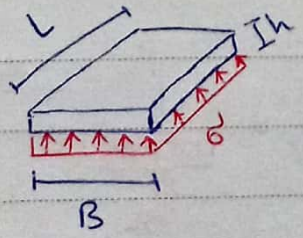
(جلسه ۹)

بار گذاری خارج از مرکز: $e = \frac{M}{V}$

توزیع تنش در زیر پی تحت اثر بار خارجی:



الف) چون بار دقیقاً در مرکز ثقل سطح اعمال شده، توزیع تنش در زیر پی توزیع یکنواخت است.



$\sigma = \frac{P}{BL} \leq q_{all} = \frac{q_u}{F.S}$

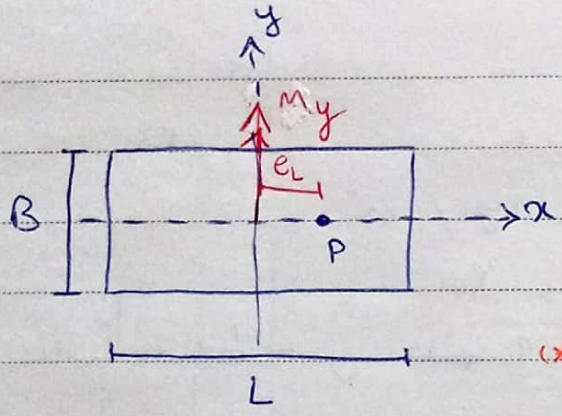
← (پی تحت اثر بار قائم در مرکز)

P4PCO
Scanned with CamScanner

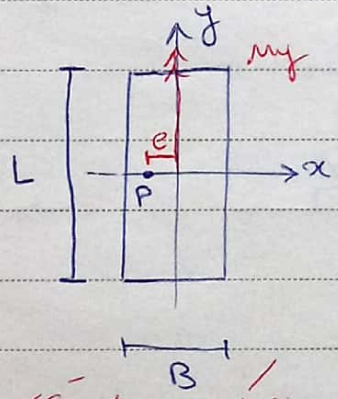
Subject:
Date

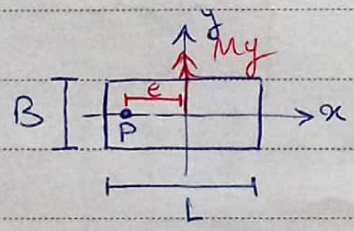
ب) پی تحت اثر فشار تک محوره:

e_L: خروج از مرکزیت در راستای طول.



(*)





خروج از مرکزیت در راستای عرض پی ②

$M_y = P \cdot e$

$I = \frac{LB^3}{12}$

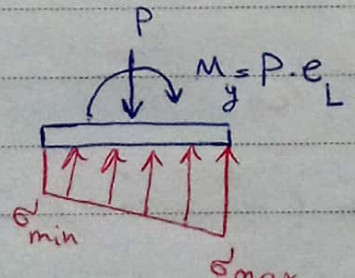
خروج از مرکزیت در راستای طول پی ①

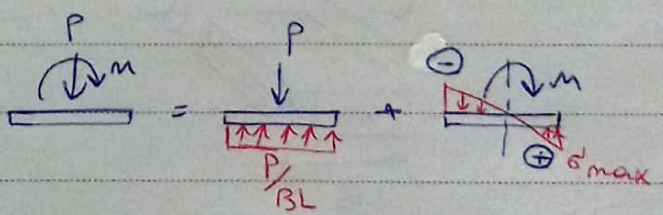
$M_y = P \cdot e$

$I = \frac{BL^3}{12}$

بنابراین تمایل فونداسیون برای بلند شدن از زمین و چرخش به علت اعمال لنگر، در حالت ① به واسطه از حالت ② کمتر است. پس وقتی خروج از مرکزیت تک محوره داریم، بهتر است خروج از مرکزیت را در راستای طول پی بیندازیم. ← توزیع تنش به شکل زیر پی کم می‌شود.

(*) ≡





P4PCO

Scanned with CamScanner

زمانی که مونداسیون تحت لنگر قرار می‌گیرد، در جهت لنگر مونداسیون به خاک منتقل می‌کند و عکس العمل آن به پی وارد می‌شود. در خلاف جهت لنگر، مونداسیون تمایل به بلند شدن از روی زمین را دارد، خاک را به کشش می‌اندازد و عکس العمل آن به پی وارد می‌شود.

⊕ : فشاری

⊖ : کششی

$$\sigma = \frac{P}{BL} \pm \frac{Mc}{I}$$

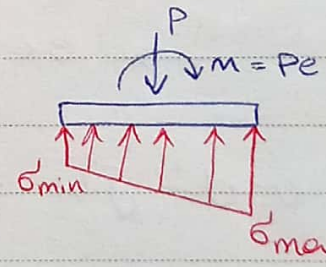
$M = Pe$

$c = \frac{L}{2}$: فاصله بیرونی ترین تار تا تار خنثی می‌باشد

$I = \frac{BL^3}{12}$: در این حالت

$$\rightarrow \sigma = \frac{P}{BL} \pm \frac{(P.e)(\frac{L}{2})}{\frac{BL^3}{12}} = \frac{P}{BL} \pm \frac{6P.e}{BL^2}$$

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



$$\rightarrow \sigma_{max} = \frac{P}{BL}\left(1 + \frac{6e}{L}\right)$$

$$\rightarrow \sigma_{min} = \frac{P}{BL}\left(1 - \frac{6e}{L}\right)$$

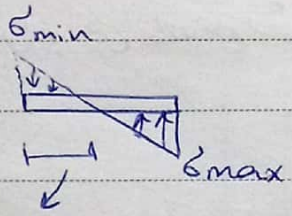
نکات) بررسی σ_{max} و σ_{min} ← به عنوان طرح طوری طراحی کنیم که توزیع تنش خاک زیر پی خیلی غیر یکنواخت نباشد.

Scanned with CamScanner

Subject:
Date

به عنوان طراح همیشه دوست داریم که $\sigma_{min} > 0$ باشد. یعنی خاک زیر پی تحت کشش قرار نگیرد. اگر طوری طراحی کنیم که $\sigma_{min} < 0$ باشد، طراحی مادرست نیست.

if $\sigma_{min} < 0$:



از زمین پی جدا می‌شود

حالت حاص : $\sigma_{min} = 0 \rightarrow \frac{P}{BL}\left(1 - \frac{6e}{L}\right) = 0$

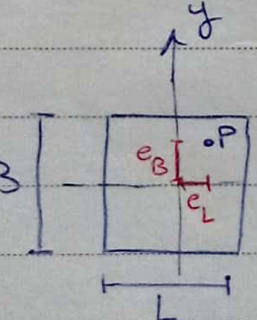
$\rightarrow \left(1 - \frac{6e}{L}\right) = 0 \rightarrow 6e = L \rightarrow e = \frac{L}{6}$

حد خروج از مرکزیت

if $\sigma_{min} > 0 \rightarrow e < L/6$: برای کنترل است

$\rightarrow$ حداقل طول پی : $L_{min} \geq 6e$

ج) پی تحت اثر خمش دو محوره :



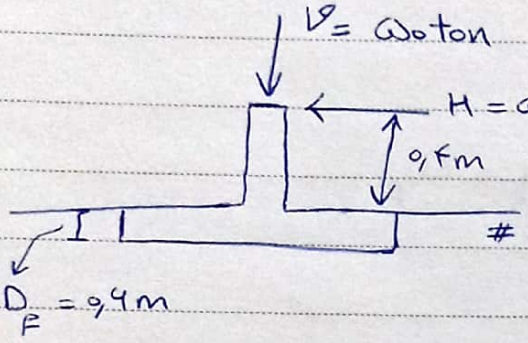
$$\sigma = \frac{P}{BL}\left(1 \pm \frac{6e_B}{B} \pm \frac{6e_L}{L}\right)$$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{P}{BL}\left(1 + \frac{6e_B}{B} + \frac{6e_L}{L}\right) \\ \sigma_{min} = \frac{P}{BL}\left(1 - \frac{6e_B}{B} - \frac{6e_L}{L}\right) \end{cases}$$

PAPCO

Scanned with CamScanner

مثال) یک پی مطابق شکل زیر مدفون می باشد، ابعاد پی را طوری طرح کنید که خاک زیر پی دچار گسیختگی برشی نشود.



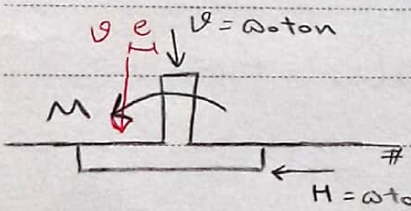
$C = 0$

$\phi = 35°$

$\gamma_s = 2\ gr/cm^3$

حدس طول و عرض مناسب ← سایر طراحی

فرض اولیه : $B = 1.5\ m$, $L = 2\ m$



$M = 5 \times (0.9 + 0.4) = 5\ ton.m$ (ساعتگرد)

$e = \frac{M}{V} = \frac{5}{50} = 0.1\ m$ (به سمت چپ)

معادل سازی شیر

$$\begin{cases} B' = B - 2e_B = 1.5\ m \rightarrow e_B = 0 \\ L' = L - 2e_L = 2 - (2 \times 0.1) = 1.8\ m \end{cases}$$

(حدس شده e در راستای طول داریم)

$C = 0 \rightarrow N_C = 0$

از جدول (صفحه) : $\phi = 35° \rightarrow N_q = 33.1$, $N_\gamma = 33.9$

$S_q = (1 + \frac{B'}{L'}) tg\phi = 1.58$

$S_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B'}{L'} = 1 - 0.4(\frac{1.5}{1.8}) = 0.67$

Scanned with CamScanner

Subject:
Date

$D_F < B \rightarrow d_q = 1 + 2\tan\phi(1-\sin\phi)^2 \frac{D}{B} = 1,1$

$d_c = 0$ ، $d_\gamma = 1$

$i_q = \left(1 - \frac{0,5 \times \overset{h}{\nearrow}}{\underset{A_F}{\swarrow} 50}\right)^5 = 0,77$ ، $q = \gamma D_F$

$i_\gamma = \left(1 - \frac{0,7 \times 5}{50}\right)^5 = 0,495$ ، $i_c = 1$

$q_u = q N_q S_q d_q i_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma S_\gamma d_\gamma i_\gamma$

$= (2 \times 0,4)(33,3)(1,58)(1,1)(0,77) + \frac{1}{2}(2)(2)(33,3)(0,47)(1)(0,495)$

$\rightarrow q_u = 77,2 \ ton/m^2$

if $F.S = 2,5$

$\sigma = \frac{P}{BL}\left(1 \pm \frac{6e}{L}\right) = \frac{50}{1,5 \times 2}\left(1 \pm \frac{6 \times 0,1}{2}\right) = \begin{cases} \sigma_{max} = 21,4 \ ton/m^2 \\ \sigma_{min} = 11,4 \ ton/m^2 \end{cases}$

$\sigma_{max} = 21,4 \ ton/m^2 \leq q_{all} = \frac{q_u}{FS} = \frac{77,2}{2,5} = 30,88 \ ton/m^2$

بنابراین ابعاد $1,5^m \times 2^m$ ابعاد مناسبی می باشد.

مثال ۲: $B = L = 1,5 \ m$ بررسی شود.

PdPCO

Scanned with CamScanner

نشست پی:

(جلسه ۱۰)

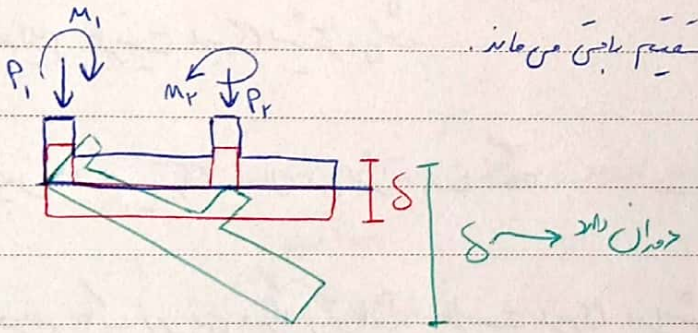
* تعریف پی: ۱- عدم گسیختگی ۲- عدم تجاوز نشست از مقدار مجاز

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

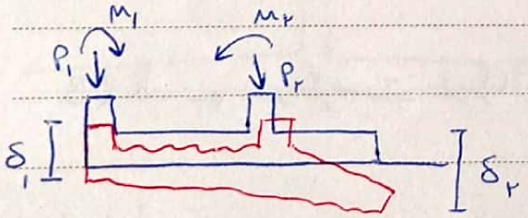
$\delta \leq \delta_{all}$ ← نشست مجاز

* انواع پی: ۱) صلب
۲) انعطاف پذیر

پی صلب: پی‌ای است که تحت تأثیر نیروها تغییر شکل نمی‌دهد، اعوجاج در پی ایجاد نمی‌شود. به عبارت دیگر خطوط مستقیم در پی بعد از نشست هم مستقیم باقی می‌مانند.



پی انعطاف پذیر: پی هم دچار اعوجاج می‌شود.



نکته: معمولاً در طراحی پی بصورت دستی، فونداسیون را در حیطه فونداسیون صلب در نظر می‌گیریم.

* انواع نشست: ۱) نشست آنی (الاستیک): برای تمامی خاک‌ها.

۲) نشست تحکیمی

Scanned with CamScanner

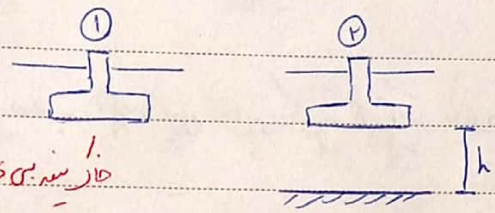
نکته) اگر خاک زیر پی از نوع رس اشباع باشد می‌توان از نشست آنی صرف نظر کرد. (رس اشباع یا نزدیک اشباع)

* محاسبه نشست آنی:

نشستی که به محض اعمال بار به وجود آمده ایجاد می‌شود.

■ برای یک پی به عرض B روی لایهٔ نسبتاً بی‌نهایت (یعنی تا سنگ بستر فاصله زیادی هست)

نکته)
زمانی که فونداسیون را روی سنگ



بنابراین ظرفیت باربری بیشتر می‌شود

چنین بار بیشتری اعمال می‌شود به ساختگاه. ← $q_{u_3} > q_{u_2} > q_{u_1}$

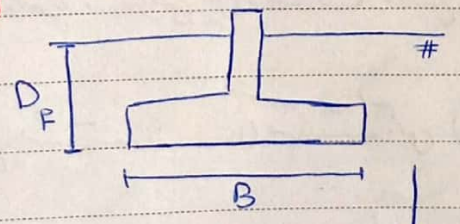
* هرچه خاک زیر پی متراکم‌تر باشد، ظرفیت باربری افزایش پیدا می‌کند.

$h < B$ ← در ظرفیت باربری تأثیر مثبت دارد.

$h \geq B$ ← " " " " ندارد.

لایه بی‌نهایت در اینجا یعنی ضخامت لایه زیاد است.

■



E: مدول الاستیسیته

ν: ضریب پواسون

$$\delta = \frac{qB}{E}(1-\nu^2) I_p I_D$$

PAPCO
Scanned with CamScanner

Subject:
Date

F1

در رابطه زیر:

q: تنشی که به فونداسیون اعمال می‌شود. (تنش وارد بر پی)

$$q = \frac{P}{BL}\left(1 \pm \frac{6e_L}{L} \pm \frac{e_B 6}{B}\right)$$

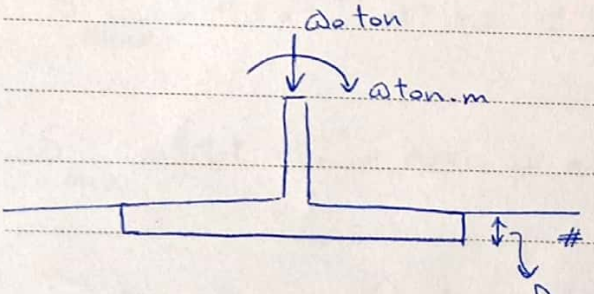
B: عرض پی

I_P: ضریب شکل پی

I_D: ضریب عمق مدفون

$$\delta = F(q) \leq \delta_{all}$$

مثال: برای پی با مشخصات داده شده، مقدار ابعاد انتخاب شده را کنترل نمایید.



$B = L = 2m$

$\gamma = 2 kg/cm^3$

$E_s = 100 kg/cm^2$

$C = 0.1 kg/cm^2$

$\phi = 20^\circ$

$\delta_{all} = 2 cm$

$F.S = 3$ ← ضمن

PAPCO

Scanned with CamScanner

(۱۱ نمره)

حل مثال)

در مرحله اول ابعاد پی هوابر است و هاف زیر پی تحت شرایط بارگذاری کنسخه نمی شود.

در مرحله دوم باید کنترل نشست انجام شود:

$$\delta = \frac{qB}{E}(1-\nu^2)\, I_p\, I_D$$

پی مربعی : $L = B = 2m$

$$I_p = 0.82 \longrightarrow \left(\frac{L}{B}\right) = 1$$

$$\frac{D_f}{B} = \frac{0.4}{2} = 0.2$$

$$\frac{I}{D} = \begin{cases} 1 & \text{if } \frac{D_f}{B} = 0.1 \\ 0.85 & \text{if } \frac{D_f}{B} = 0.5 \end{cases}$$

درون یابی $\longrightarrow$ $I_D = 0.92 \longrightarrow \left(\frac{D_f}{B}\right) = 0.2$

$$\delta = \frac{qB}{E}(1-\nu^2)\, I_p\, I_D$$

$B = 2m$ ، $E = 1500\ ton/m^2$ ، $\nu = 0.2$ ، $I_p = 0.82$ ، $I_D = 0.92$

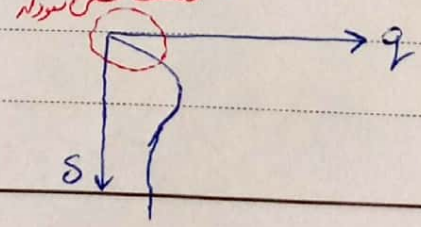
تذکر) هیچ : $(0.25 < \nu < 0.3)$

تذکر) $q = ton/m^2$ ، $B = m$ ، $E = ton/m^2$

بنابراین $\delta = m$

$$\longrightarrow \delta = 9.2 \times 10^{-4}\, q$$

رابطه δ و q خطی است.



P4PCO

Scanned with CamScanner

بنابراین انتظار داریم که تحت بارگذاری وارد بر پی، نشست های خیلی زیادی در پی ایجاد نشود.

از ۲ راه می توان مسأله را حل کرد:

حالت اول:

$$\delta = 9,2 \times 10^{-4}\, q$$

$$q = \frac{P}{BL}\left(1 \pm \frac{6e}{L}\right) = \frac{50}{2\times 2}\left(1 \mp \frac{6(\frac{5}{50})}{2}\right)$$

(q) ← تنش وارد بر پی ← وزن هاز!

$$\rightarrow q = \sigma = \begin{cases} \sigma_{max} = 14,25 \ ton/m^2 \\ \sigma_{min} = 8,75 \ ton/m^2 \end{cases}$$

∴ با جایگذاری مقادیر σ_{max} ، σ_{min} داریم:

$$\delta_{max} = 9,2 \times 10^{-4} \times 14,25 \simeq 1,3 \ cm$$

$$\delta_{min} = 9,2 \times 10^{-4} \times 8,75 = 0,8 \ cm$$

$$\rightarrow \delta_{max} < \delta_{all} = 2cm \rightarrow$$ ابعاد پی از نظر نشست هم جوابگو است.

حالت دوم:

$$\delta = 9,2 \times 10^{-4}\, q$$

if $\delta = \delta_{all} \rightarrow q = ?$

$$\delta_{all} = 9,2 \times 10^{-4} \left(q_{all}\right)_{\delta_{all}}$$

Scanned with CamScanner

تنش مجازی که مناظر با تولید نشست مجاز است

$$\rightarrow 0,02 = 9,2 \times 10^{-4} \left((q_{all})_{\delta_{all}} \right)$$

$$\rightarrow (q_{all})_{\delta_{all}} = \frac{0,02}{9,2 \times 10^{-4}} = 21,74 \ ton/m^2$$

$$\sigma \leq min \begin{cases} \frac{q_u}{F.S} = 35,37 \ ton/m^2 \\ (q_{all})_{\delta_{all}} = 21,74 \ ton/m^2 \end{cases}$$

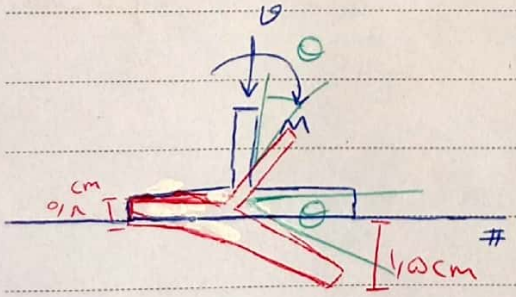
$$\rightarrow \sigma \leq 21,74 \ ton/m^2$$

بنابراین زمانی که $(q_{all})_{\delta_{all}}$ حاکم بر مسأله است یعنی نشست زودتر به مقدار نهایی یا مجاز خود می خواهد برسد ← به عبارت دیگر نشست کنترل کننده است.

$$\sigma_{max} = 16,25 \ ton/m^2 \leq 21,74 \ ton/m^2$$

بنابراین این پی با این ابعاد می تواند بصورت مطمئن بار را از تکیه گاه به ساختگاه جوری انتقال دهد که نشست ها از مقدار نشست مجاز بیشتر نشود.

نکته ۱) کنترل نشست نسبی:



$$\Delta\delta = \delta_{max} - \delta_{min}$$

* دوران به علت اعمال لنگر ایجاد شده است.

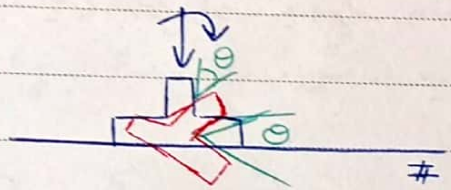
Scanned with CamScanner

نشست نسبی = ۱٫۵ - ۰٫۸ = ۰٫۷ cm

آیین‌نامه الزام می‌کند: $\frac{\Delta\delta}{\ell} < \left(\frac{\Delta\delta}{\ell}\right)_{\text{مجاز}} \overset{\text{پیرتک}}{=} \frac{1}{۲۵۰}$

در این مسأله: $\frac{\Delta\delta}{\ell} = \frac{۰٫۷}{۲۰۰} = \frac{1}{۲۸۶} < \frac{1}{۲۵۰}$ ok

محاسبه متداول دهانه تحت اثر لنگر:



چون صلب است θ ها هم یکی‌اند.

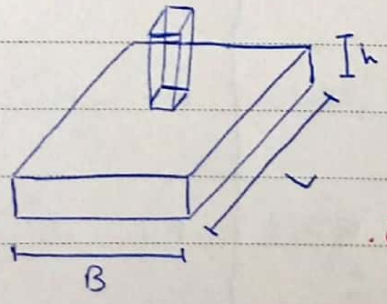
$\theta = \frac{M}{BL^2}\left(\frac{1-\nu^2}{E_s}\right) I'_p$

I'_p: ضریب لنگر برای دهانه

(جلسه ۱۲)

طراحی پی نواری فونداسیون:

آرماتور طولی در عرض پی اندازه‌گیری می‌شود.
" عرضی " طول " "



* روش طراحی پی‌های بتنی (فونداسیون) در آبا، طراحی در حالت حدی است.

یعنی پی طوری طراحی می‌شود که با یک ایمنی مشخص تحت چند شرایط نامساعد بارگذاری عبور نکند.

حالت‌های حدی

Scanned with CamScanner

* حالت حدی : ۱- حالت حدی مقاومتی ۲- حالت حدی بهره برداری

۱) طراحی در حالت حدی نهایی (مقاومتی) :

حداکثر ظرفیت باربری عضو : $\phi S \geq \gamma_F L$: نیروی های داخلی موجود در مقطع تحت اثر بارهای نهایی وارد بر عضو

γ_F : ضرایب ایمنی جزئی بارها که از یک بزرگ ترند ← بسته به میزان عدم قطعیت بارها در ترکیبات متفاوت است.

ϕ : ضرایب ایمنی جزئی مقاومت یا ضرایب کاهنده که از یک کوچک ترند.

$$\phi : \begin{cases} \phi_s = 0,85 & \text{(فولاد)} \\ \phi_c = 0,6 & \text{(بتن)} \end{cases}$$

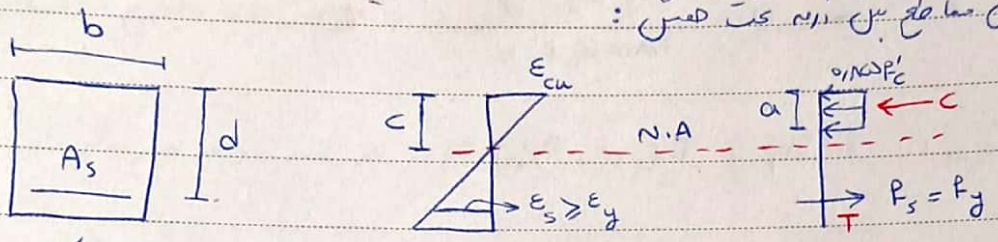
مطابق آبا

ضرایب بار در ترکیبات آن :

	توضیح	ترکیب بار
۱	$D + L$	$1,25D + 1,5L$
۲	$D + L + W$	$D + 1,2L \mp 1,2W$
۳	$D + L + E$	$D + 1,2L \pm E$
۴	$D + L + H$ ← فشار ناشی از خاک	$1,25D + 1,5L + 1,5H$

Scanned with CamScanner

* تحلیل و طراحی مقاطع بتن آرمه تحت خمش:



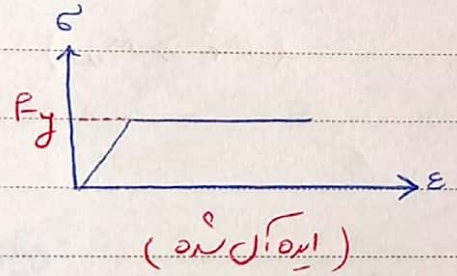
مقطع مرکب — دیاگرام توزیع کرنش — دیاگرام توزیع تنش

بالای تارخنثی مقطع تحت فشار
پایین " " " کشش

حالت طلی: $\sigma = E\varepsilon$

$a = \beta_1 c$

کرنش در بتن به ۰٫۰۰۳ رسیده، کرنش فولاد به تسلیم رسیده اما تنش در فولاد بزرگتر از f_y نمی‌شود.



β_1: تابع f'_c است.

$f'_c \leq 30\ MPa \rightarrow \beta_1 = 0.85$

$f'_c > 30\ MPa \rightarrow \beta_1$: رابطه تجربی *

$$(*): \quad \beta_1 = 0.85 - 0.008(f'_c - 30)$$

نیروی فشاری $C = \phi_c\, 0.85 f'_c\, ab$

نیروی کششی $T = \phi_s A_s f_y$

→ تعادل گشتاوری: $M = T(d - a/2)$ ②

$\Sigma F_x = 0 \rightarrow T = C$ ①

مجهول ← (A_s, a)

PAPCO

Scanned with CamScanner

① $\rightarrow C = T \rightarrow a = \dfrac{A_s \phi_s f_y}{0.85 \phi_c f'_c b}$ ☑

$\rightarrow \sum M = 0 : \quad M_r = T(d - a/2)$

$\rightarrow M_r = A_s \phi_s f_y \left(d - \dfrac{A_s \phi_s f_y}{1.7 \phi_c f'_c b}\right)$ ☑

مثال) مقطع مستطیلی به ابعاد $b = 30^{cm}$ ، $d = 45\ cm$ را در نظر بگیرید. طراحی تنها تحت بارهای ضریبدار $M_u = 240\ kN.m$ می‌باشد. فولاد لازم برای این مقطع را طراحی نمایید.

$f'_c = 30\ MPa$ ، $f_y = 400\ MPa$ $\quad (M_r \geq M_u)$

(جلسه ۱۴)

* مراحل طراحی پی:

۱) انتخاب نوع پی و ابعاد پی برحسب شرایط زمین.

۲) تعیین ضخامت پی با توجه به برش پانچ و برش معمولی.

۳) تعیین لنگر خمشی در مقاطع بحرانی تحت بارهای ضریبدار.

۴) تعیین میزان آرماتور مورد نیاز ← (Top or Bottom) ⊖ ⊕

۵) کنترل میزان آرماتور محاسباتی در مقایسه با آرماتور حداقل.

Scanned with CamScanner

نکته) در گام اول طراحی به روش تنش مجاز است و در گام دوم به بعد طراحی براساس مقاومت نهایی است ← (LRFD) (یعنی از مرحله دوم به بعد باید بارها ضریبدار باشند.)

$$a = \frac{A_s \phi_s F_y}{\phi_c 0{,}85 f'_c b} \quad , \quad A_s = \frac{M_u}{\phi_s F_y (d - a/2)}$$

نکته) در هندسی پی $d = h$ ← ارتفاع بیرونی ترین تارمیلگرد آرماتور سطح فولادهای کششی.

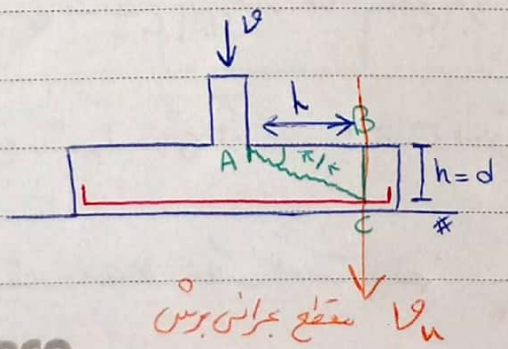
نکته) M_u : لنگر بارهای ضریبدار. در حالت حدی : $M_u = M_r$

نکته) روش آزمون و خطا : فرض اولیه می‌کنیم که $a = d/10$ بعد A_s بدست می‌آوریم. پس A_s را در رابطه a گذاشته، مقدار a بدست می‌آید. اگر a بدست آمده با فرض اولیه یکی بود که مسأله حل شده ولی اگر نبود باید a جدید که بدست آمد را در رابطه A_s گذاشته و بعد A_s را در a گذاشته، a جدید بدست بیاوریم. این روش را آنقدر تکرار می‌کنیم که جواب همگرا شود.

* تعیین ضخامت فونداسیون :

حداقل ضخامت پی باید طوری باشد که برش پانچ، برش معمولی در بدنه فونداسیون اتفاق نیفتد.

۱) برش معمولی (برش یک طرفه) :

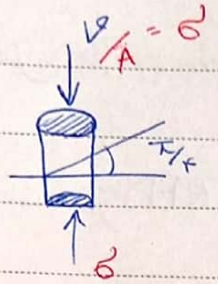


ABC : مثلث قائم الزاویه متساوی الساقین

$$BC = h = d$$
$$AB = h = d$$

P4PCO
Scanned with CamScanner

* یک استوانه بتنی راحت در آزمایش تک محوری تراک داده

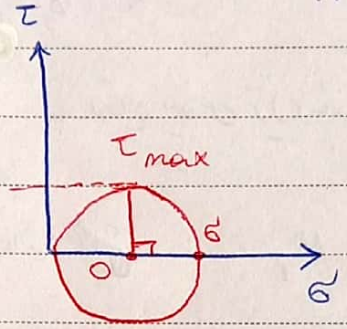


با افزایش بار P خرابه لیخته شده است.

زاویه صفحه لیخته با راستای افق برابر ۴۵° است. ← مقدار max است.

$\frac{P}{A} = \sigma$

τ_{max} نسبت به راستای افق: $\frac{\tau}{2}$



ادامه برش یک طرفه: چون رشد و گسترش ترک ها با زاویه ۴۵° در نقطه c خود را به میلردهای

فشی (کرامه های مثبت) رسانده است بنابراین مقطع عرانی برش یک طرفه می شود

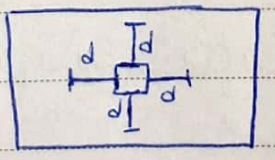
d از برتلیه ها. یعنی باید نیروی برشی به فاصله d از برتلیه ها محاسبه گردد. (*)

توضیح: در مقاطعی که ضخامت معمولی دارند و در شرایطی که تنش های برشی به حالت های

جدی برسند ترک های حاصله بصورت مورب با زاویه ۴۵° در فاصله d از برتلیه ها میلردهای

بالایی
کششی را قطع می کنند لذا مقطع عرانی برش معمولی می شود d از برتلیه ها.

* این رشد و گسترش ترک در ۴ جهت اتفاق می افتد.

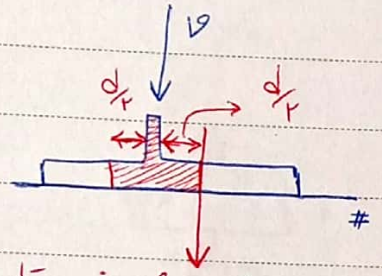


مقدار max ملاک است. ← $(\frac{V}{u})_{max}$

Scanned with CamScanner

۲) برش پانچ (برش دو طرفه):

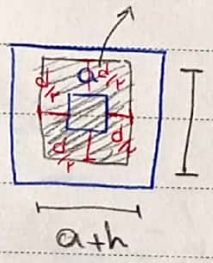
اگر مقاومت فونداسیون خیلی کم شود یا بارهایی که به فونداسیون اعمال می شود خیلی بارهای سنگینی باشد، فونداسیون دچار برش پانچ می شود یعنی ستون بصورت مخروطی در داخل فونداسیون فرو می رود. بدنه پی دچار Punching می شود.



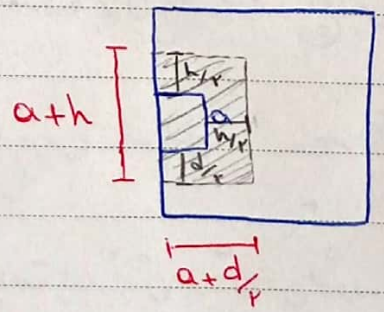
بصورت تئوری به فاصله $d/2$ از بر تکیه گاه

مقطع بحرانی برش پانچ رخ می دهد.

ناحیه هاشور زده مخروطی شده و در بدنه پی فرو می رود.



$$a + d/2 + d/2 = a + h = a + d$$



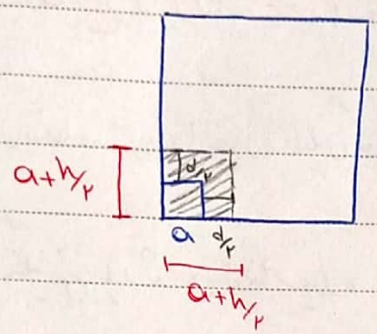
* ستون مربعی ←

مساحت پانچ شده؟ $((a+h)(a+h/2))$

Scanned with CamScanner

* ستون گوشه ←

مساحت پانچ شدنی: $\left((a+h/2)^2\right)$



نکته) زمانی که ضخامت پی مقدار حداقلی باشد: ۱- برش پانچ رخ نمی دهد.

۲- برش معمولی رخ نمی دهد.

۳- صلبیت پی از بین نمی رود.

حدس اولیه: حداقل ضخامت پی: $h \geq \frac{l-a}{4}$

h: ارتفاع موثر پی

a: بعد ستون

l: طول پی

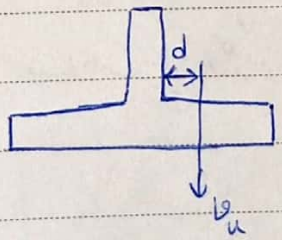
ضخامت کلی: $h_t = h + \text{Cover}$

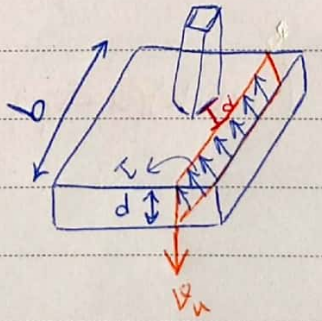
* انتقال برش معمولی و پانچ بر اساس ضخامت انتخابی:

۱) برش معمولی: دهانه جهتی

V_u باعث ایجاد تنش برشی می شود.

(در سطح بحرانی)





P4PCO
Scanned with CamScanner

تنش برشی در مقطع بحرانی :

$$\tau = \frac{V_u}{hb}$$

$$\tau = \frac{V_u}{bh} < \tau_c$$

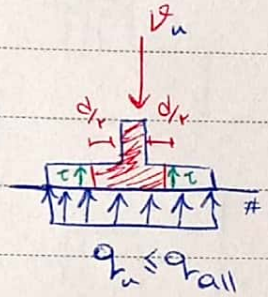
عرض پی

$$\tau_c \begin{cases} 0.265\,\phi_c \sqrt{f'_c} & : \text{آبا} \quad (0.4) \\ 0.17\,\phi_c \sqrt{f'_c} & : \text{ACI} \quad (0.85) \end{cases}$$

$(f'_c \rightarrow \text{MPa})$

پارامتری که تنش ها روی آن می نشینند

۲) برش پانچ :



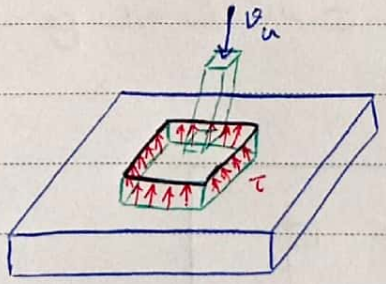
$q_u \leq q_{all}$

در اثر اعمال بار V_u ، تنش q_u در زیر پی تشکیل می شود.

$Q_u = V_u - q_u A$ نیروی مؤثر بر بدنه پی

A : مساحت پانچ

* دلیل ها و جداره های این دو جسم که در حال تماس هستند با هم ، تنش های برشی بسیج می شوند و باید این تنش های برشی از نیروی محرک بیشتر شوند. افزایش مقاومت برشی مانع از نفوذ پانچ می شود.



τ or σ_p

$$\tau = \sigma_p = \frac{Q_u}{P_c h} \leq V_{cp}$$

محیط ناحیه پانچ

Scanned with CamScanner

$$v_{cp}: \begin{cases} 0.4\,\phi_c\sqrt{f'_c} & \text{آیین نامه ژاپن} \\ 0.33\,\phi_c\sqrt{f'_c} & \text{ACI} \end{cases} \qquad (MPa \leftarrow f'_c)$$

نقطه ای که بابنده پی در تماس است

تنش برشی تحمل می شود ← لبه های داخلی

در ستون گوشه : $P_c = 2(a + h/2)$

در ستون کناری : $P_c = 2(a+h/2) + (a+h)$

در ستون میانی : $P_c = 4(a+h/2)$

خلاصه :

$$h \geq \frac{l-a}{4}$$

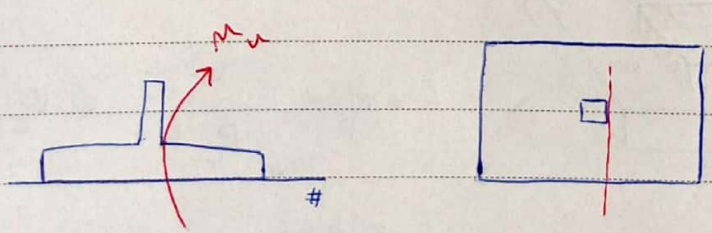
- کنترل برش معمولی
- کنترل برش پانچ

* تعیین کنترل حالت برش حاکم در مقطع عبوری :

$(M_r \geq M_u)$

مقطع عبوری حالت برش بر حسب نوع سازه متفاوت است. ← بتنی ، فولادی یا دیوار حائل

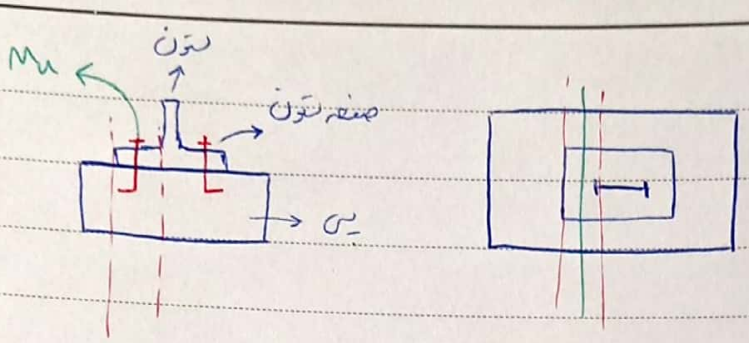
الف) اگر ستون بتنی باشد :



مقطع عبوری ؛ برش حالت

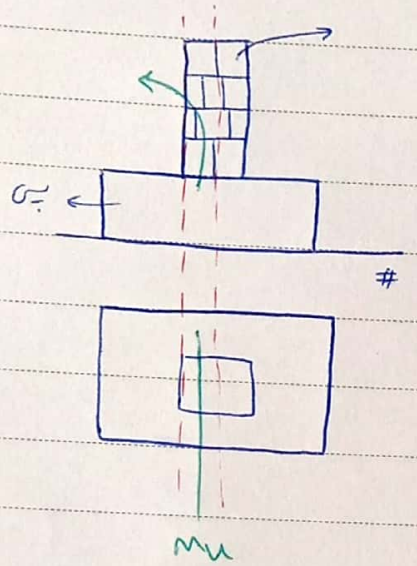
Scanned with CamScanner

ب) اگر ستون مرزی باشد:



مقطع بحرانی خمش: وسط بر ستون و بر صفحه ستون

ج) اگر سیستم دیوار حائل باشد:



مقطع بحرانی خمش: محل تماس بین محفه دیوار و بر دیوار.

ایضا بازبینی ⟶ a, A_s ⟶ $(A_s)_{req}$

مقایسه آرماتور محاسباتی با آرماتور حداقل:

$(A_s)_{min}$ ⟶ کنترل دال دهانه یک طرفه و دو طرفه

PAPCO
Scanned with CamScanner

* تعیین میزان آرماتور حداقل: $(A_s)_{min}$ (جلسه ۱۴)

طبق آیا سطح مقطع کل میلگردهای موجود در امتداد میلگردهای خمشی نباید کمتر از مقدار مولاد امت وجرارت یا جمع سدبی باشد. به عبارت دیگر حداقل آرماتوری برای مقطع در نظر می گیریم که خرابی ها ترد نباشد.

PAPCO

Scanned with CamScanner

در دال ها و پی هایی که میلگردهای خمشی فقط در یک راستا مورد نیاز است، یعنی دهانه راستا کنتر خمشی داریم و طراحی در آن راستا انجام می گیرد، باید فولاد حرارتی و جمع شدگی را در امتداد عمود بر آن راستا نیز در نظر گرفته شود.

* نسبت سطح مقطع کل فولاد حرارتی و جمع شدگی به کل سطح مقطع بر اساس آیا به شرح ذیل می باشد: (ضخامت مبنای مقایسه قرار می گیرد)

الف) برای پی های با ضخامت $h \leq 100\,cm$

۱) میلگرد آجدار از جنس S_{350} ، S_{300} ، S_{220} :

S_{220} ← مقاومت میلگرد برحسب MPa مشخصه

در این حالت : $\rho_{min} = 0,002$

۲) میلگرد آجدار از جنس S_{400} :

در این حالت : $\rho_{min} = 0,0018$

۳) میلگرد آجدار از جنس S_{500} و بالاتر:

در این حالت : $\rho_{min} = 0,0015$

Scanned with CamScanner

ب) برای پی های با ضخامت $100cm < h \leq 200cm$

مقادیر فوق (۱، ۲، ۳) برای هریک میلگرد در عدد α ضرب می شود.

$\alpha = 1,3 - 0,3h$ (h: ضخامت برحسب متر)

ج) برای پی های با ضخامت بیشتر از 200cm : $h > 200cm$

مقدار $(A_s)_{min}$ در این حالت برای دال با ضخامت $h = 2m$ تعیین می گردد.

$(A_s)_{min} = 2800\ mm^2/m$ ← S_{220} ، S_{300} ، S_{250}

$(A_s)_{min} = 2500\ mm^2/m$ ← S_{400}

$(A_s)_{min} = 2100\ mm^2/m$ ← S_{500} و بالاتر

برای 1m از مقطع

$\rightarrow (A_s)_{min} = \rho_{min}\ b\ h_t$

ضخامت کل پی که برابر است با میلگردهای فشاری در کنار کششی که معمولاً 1m در نظر گرفته می شود.

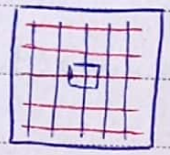
$\rightarrow (A_s)_{req} = \max\{(A_s)_{min}\ ,\ (A_s)_{محاسباتی}\}$

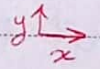
Scanned with CamScanner

توزیع آرماتور خمشی در پی

* اگر نوار پی تحت خمش نباشد و فقط بار محوری در مرکز داشته باشیم، فولاد خمشی در دو جهت مساوی و یکسان در نظر گرفته می‌شود در پی های مربعی.

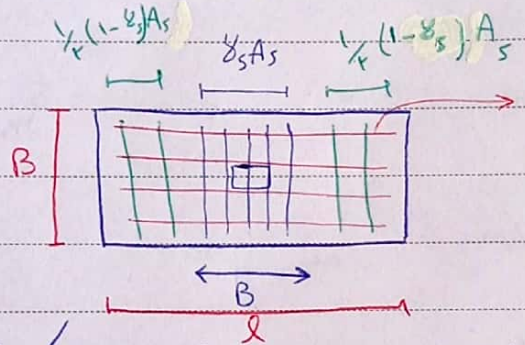
* در پی مستطیلی میلگردهای جهت بلند که در عرض پی قرار دارند را





معمولاً بصورت یکنواخت توزیع می‌کنیم ولی در میلگردهای جهت کوتاه (میلگردهای عرضی که در طول قرار می‌گیرند) رابطه‌ای دارد که در آیین‌نامه می‌توان مشاهده کرد. (۱۷ - ۵ - ۵)

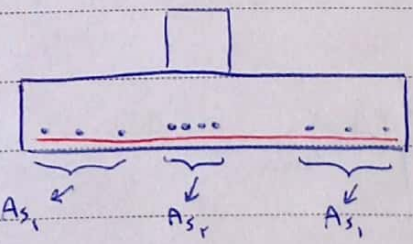
میلگرد طولی:



به اندازه $\gamma_s A_s$ بصورت یکنواخت در طول و عرضی به اندازه عرض پی با تراکم خیلی زیاد و متمرکز نسبت به خط مرکزی ستون توزیع می‌کنیم.

$$\gamma_s = \frac{2}{1+\beta} \quad , \quad \beta = \frac{l}{B}$$

باقی مانده میلگردها یعنی $(1-\gamma_s)A_s$ را بصورت یکنواخت در ۲ طرف در نظر می‌گیریم.



نسبت طول به عرض خیلی زیاد ←

باید باشد.

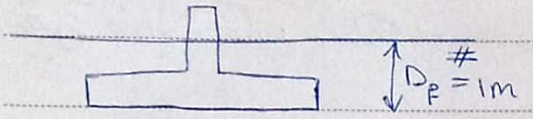
Scanned with CamScanner

(جلسه ۱۹)

نوع اتصال تیردار و صلب

مثال) یک ستون بتنی به ابعاد $۴۰^{cm} \times ۴۰^{cm}$ قرار است بار زنده $L = ۴۰\ ton$ و بار مرده $D = ۳۷,۵\ ton$ را تحمل نماید. با توجه به اطلاعات داده شده، ضمن تعیین ابعاد پی، آرماتورگذاری ستون و تنش مجاز، پی را به صورت صلب (روش LRFD ← روش تیر هوف در حالت مقاومت نهایی) طراحی کنید.

A_s, h — B, L



$S_{all} = ۲\ cm$ ، $F_S = ۲,۵$

$E = ۳۰۰\ kg/cm^۲$ ، $\gamma = ۱,۸\ gr/cm^۳$

$\phi = ۳۰^\circ$ ، $f'_c = ۲۵۰\ kg/cm^۲$ ، $\nu = ۰,۳$

$c = ۰$ ، $f_y = ۳۰۰۰\ kg/cm^۲$

در تعیین ابعاد پی بر اساس کنترل ظرفیت باربری مجاز خاک بر اساس بارهای بدون ضریب عمل می‌کنیم:

$$P = ۴۰ + ۳۷,۵ = ۷۷,۵\ ton$$

فرض اولیه: $B \times L = ۱,۵ \times ۱,۵\ m^۲$ ← باید کنترل انجام دهیم

q: تنش زیر پی

$$q \leq \min\left\{ \frac{q_u}{F_S} , (q_{all})_{\delta_{all}} \right\}$$

← ابعاد مناسب است

$$q_{all} = \frac{q_u}{F_S} = ۲۱,۳۵\ ton/m^۲ \quad , \quad (q_{all})_{\delta_{all}} = ۲۲,۷\ ton/m^۲$$

Scanned with CamScanner

$\min(٣١,٣٥ , ٦٦,٧) = ٣١,٣٥ \text{ ton/m}^٢$

$\sigma = \frac{V}{A} = \frac{٦٧,٥}{١,٥ \times ١,٥} = ٣٠ \text{ ton/m}^٢$

$\sigma \leq ٣١,٣٥ \text{ ton/m}^٢ \rightarrow$ ok

از نظر باربری با ضریب اطمینان ٢,٥ ، ابعاد پی مناسب است.

چون خاک زیر پی به لایه‌ی برشی نرم رسیده است ها از مقاومت مجاز بیشتر نشده است.

تعیین ضخامت و آرماتورگذاری: ← بارهای ضریبدار

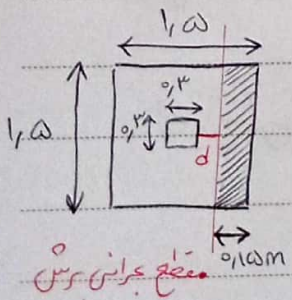
$P_u = ١,٢٥D + ١,٥L = ١,٢٥(٣٧,٥) + ١,٥(٣٠) = ٩١,٨٧ \text{ ton/m}^٢$

تنش ضریبدار زیر پی $\sigma_u = q_u = \frac{P_u}{A} = \frac{٩١,٨٧}{١,٥ \times ١,٥} = ٤٠,٨٤ \text{ ton/m}^٢$

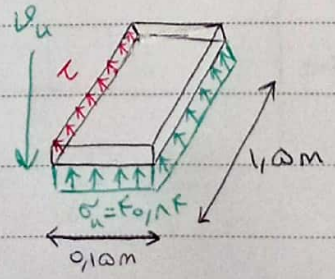
حداقل ضخامت مقرر پی: $h \geq \frac{L-a}{٤} = \frac{١,٥ - ٠,٣}{٤} = ٠,٣ \text{ m}$

فرضیات:
ارتفاع اطمینان: $h = ٠,٤٥ m = ٤٥ cm$
$h_t = ٥٠ cm \rightarrow$ (cover = ٥cm)

١) تنش برش محوطی: برش در مقطع جرانی



$d = ٠,٤٥ m$



$v_u = ٤٠,٨٤ \times ٠,١٥ \times ١,٥$

$v_u = ٩,١٨٩ \text{ ton}$

Scanned with CamScanner

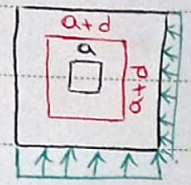
$$\tau_u = \frac{v_u}{bh} = \frac{9,184}{1,5 \times 0,45} = 14,22 \ ton/m^2$$

$$v_c = 0,25 \phi_c \sqrt{f'_c} = 0,25 \times 0,6 \times \sqrt{25} = 0,75 \ MPa = 75 \ ton/m^2$$

$\tau_u < v_c$ (ok) → تحت بارهای ضریبدار برش محوری رخ نمی دهد.

کنترل برش پانچ:

$$\sigma_p = \frac{Q_u}{P_c h}$$



Q_u نیروی برشی خالص ضریبدار $= P_u - A_p q_u$

q_u ← به نقشه‌ی داده می‌شود

$$A_p = (a+d)^2 = (0,3 + 0,45)^2 = 0,54 \ m^2$$

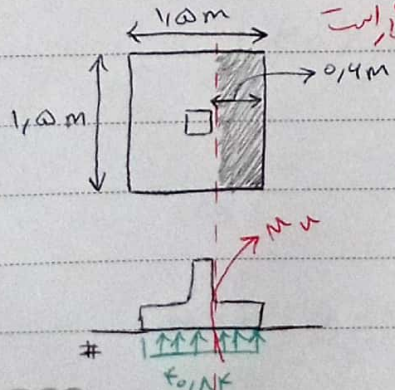
$$P_c = 4(a+d) = 4(0,3+0,45) = 3 \ m$$

$$\rightarrow \sigma_p = \frac{91,17 - (0,54 \times 40,14)}{3 \times 0,45} = 81,11 \ ton/m^2$$

$$v_{cp} = 0,4 \phi_c \sqrt{f'_c} = 0,4 \times 0,6 \times \sqrt{25} = 1,2 \ MPa = 120 \ ton/m^2$$

$\sigma_p < v_{cp}$ (ok) → تحت بارهای ضریبدار برش پانچ رخ نمی دهد.

تعیین میزان آرماتور کششی:



نیرو که بصورت مثلث توزیع شده است

بازو

$$M_u = \frac{40,14 \times 1,5 \times 0,4}{2} \times \frac{0,4}{2} = 11,02 \ ton.m/1,5m$$

$$\Rightarrow M_u = \frac{11,02}{1,5} = 7,34 \ ton.m/1m$$

(برای واحد طول)

PAPCO
Scanned with CamScanner

$$a = \frac{A_s \phi_s F_y}{\phi_c\, 0{,}۸۵ F'_c b} = \frac{A_s \times 0{,}۸۵ \times ۴۰۰۰}{0{,}۶ \times 0{,}۸۵ \times ۲۵۰ \times ۱۰۰}$$ (۲)

(برای واحد طول)

عرض واحد

$$A_s = \frac{M_u}{\phi_s F_y (d - a/۲)} = \frac{۷{,}۳۶ \times ۱۰^۵}{0{,}۸۵ \times ۴۰۰۰ (0{,}۶۵ - 0{,}۵a)}$$ (۱)

$$a_0 = \frac{d}{۱۰} = \frac{۶۵}{۱۰} = ۶{,}۵ \text{ cm}$$

گذاشته ① در رابطه $a_0 = ۶{,}۵ cm$ را در رابطه ② A_s بدست می‌آید. بین A_s گذاشته، a بدست می‌آوریم. a بدست آمده باید با a_0 برابر باشد. اگر نبود a را در رابطه ① گذاشته و مراحل را تکرار می‌کنیم تا زمانی که a بدست آمده با a_0 برابر شود.

$$\rightarrow (A_s)_{\text{محاسباتی}} = ۶{,}۶۵ \text{ cm}^۲$$

$$(A_s)_{min} = \rho_{min}\, b\, h_t = 0{,}۰۰۲ \times ۱۰۰ \times ۵۰ = ۱۰ \text{ cm}^۲$$

$$(A_s)_{req} = max\left\{(A_s)_{\text{محاسباتی}}, (A_s)_{min}\right\} = ۱۰ \text{ cm}^۲/\text{m}$$

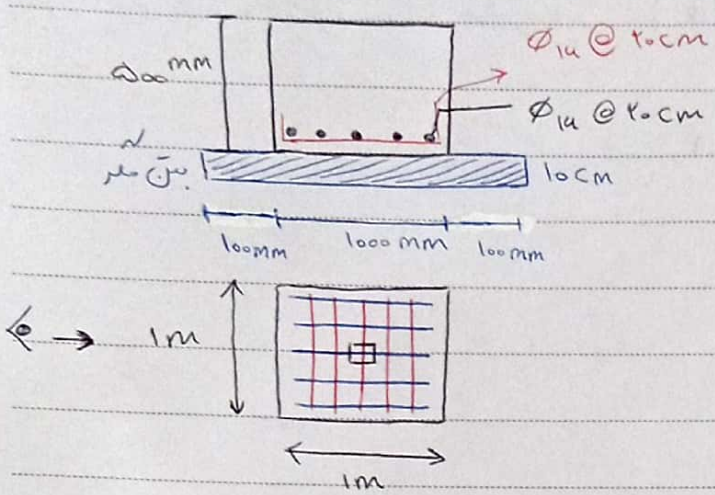
$$\rightarrow \phi_{۱۴} \rightarrow A_s = ۲ \text{ cm}^۲$$

تعداد میلگرد در واحد عرض $n = \frac{۱۰}{۲} = ۵ \rightarrow ۵\phi ۱۴$

فاصله $= \frac{۱۰۰}{۵} = ۲۰ \text{ cm} \rightarrow ۵\phi ۱۴ @ ۲۰ \text{ cm}$

Scanned with CamScanner

نقشه اجرایی :

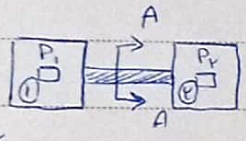


مقطع :

F(۵۰۰ x ۱۰۰۰ x ۱۰۰۰)

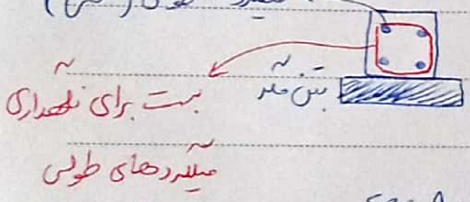
پلان :

* طراحی شناز :



طبق آیین نامه، حداقل ابعاد طراحی شناز $۳۰^{cm} \times ۳۰^{cm}$ و

حداکثر ابعاد طراحی شناز $۵۰^{cm} \times ۵۰^{cm}$ می‌تواند باشد.



sec A : A

جاوک نیست

$P_u = ۰.۱ \max(P_{u_1}, P_{u_2})$ (نیروی محوری که مقطع تحمل می‌کند)

با ضرب‌دار کردن بارهای فونداسیون ① و ②، بارهای P_{u_1} و P_{u_2} بدست می‌آیند.

$$P_u = (A_s)_{\text{میلگرد طولی}} \times \phi_s F_y \rightarrow (A_s)_{req} = \frac{P_u}{\phi_s F_y}$$

$$\frac{(A_s)_{req}}{۴} = (A_s)_{\text{یک میلگرد}} \rightarrow \phi \text{ انتخاب می‌شود}$$

Scanned with CamScanner

Subject :
Date

طبق آیین نامه ، حداقل آرماتور طولی باید (Ø۱۲) باشد.

درشت : ۴Ø۱۲

Scanned with CamScanner