



دانشگاه صنعتی امیرکبیر
دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست

جزوه درس :

مهندسی پی

استاد :

جناب آقای دکتر امام

نگارش:

حمید کاظم

(کارشناس عمران دانشگاه صنعتی امیرکبیر)

(کارشناس ارشد عمران گرایش سازه دانشگاه صنعتی امیرکبیر)

(دانشجوی دکترا گرایش سازه North Carolina State University)

پائیز ۱۳۹۱

حمید کاظم

پی سازی

دکتر امام

حمید کاظم

میان ترم اول

حمید کاظم

روح القدس

روح القدس

حمید کاظمہ

بخش اول - مقدمات و تعاریف

1

مهندسی پی و کاربرد آن، علوم مرتبط با مهندسی پی

- مهندسی پی دانش و هنر است که در آن با بکارگیری اصول مهندسی خاک و سازه و با استفاده از قضاوت مهندسی مسائل مطرح شده را حل می کنند.
- مهندس پی باید اعضای از ساختمان را که انتقال بار به زمین را انجام می دهند بگونه ای طراحی کند که پایداری خاک و تغییر شکل های ایجاد شده در آن قابل قبول باشند.
- بنابراین مهندس پی باید هم رفتار خاک را بشناسد (ژئوتکنیک) و هم رفتار اعضای منتقل کننده بار به زمین (سازه).

2

بہارِ الفتاح - سید سلیمان - جلد اول - بخش اول

حمید
کاظمہ

انواع پی ها و کاربرد آنها

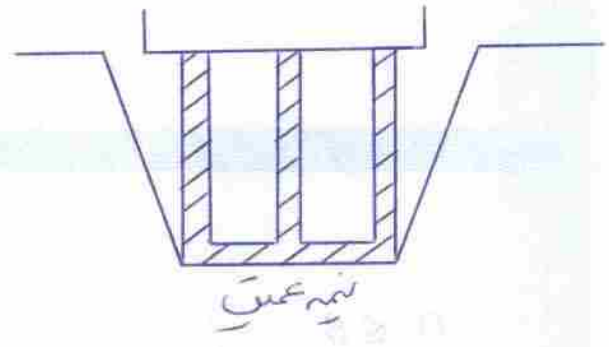
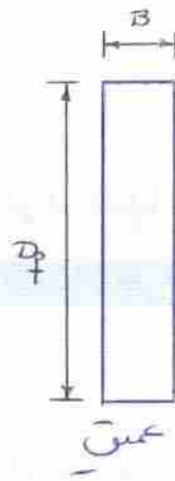
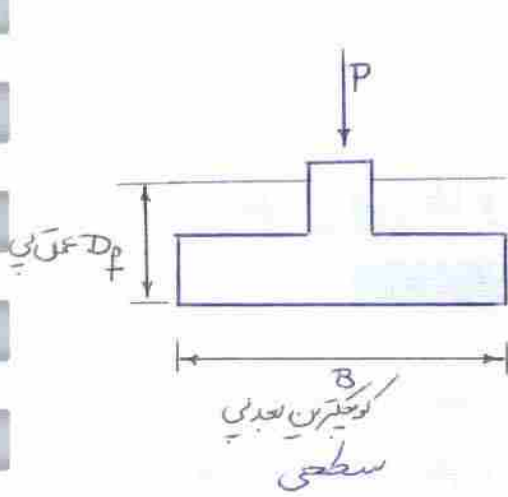
انواع پی ها از نظر عمق: *انواع پی ها از نظر عمق چیست؟*

- ۱. پی های سطحی (Shallow Foundations) که در آنها: $D_f \leq B$
- ۲. پی های عمیق (Deep Foundations) یا شمع ها (Piles or Piers) که در آنها: $D_f \geq 4-5B$
- ۳. پی های نیمه عمیق که در آنها: $B < D_f < 4-5B$

رفتار و نحوه طراحی انواع پی های فوق کاملا با یکدیگر تفاوت دارد

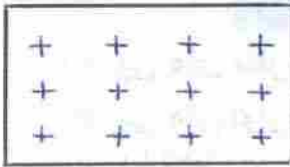
الف) پی های سطحی (Shallow Foundations)

- ۱. پی های منفرد (Single Footing) که بار یک ستون را تحمل می کنند
- ۲. پی های نواری یا دیواری (Strip Footing) که بارخطی مانند بار دیوار را تحمل می کنند و در آنها: $\frac{L}{B} \geq 5-10$ (L طول پی)
- ۳. پی های مرکب (Combined Footing) که بار دو (یا چند) ستون را تحمل می کنند و شامل:
 - پی های مستطیلی (Rectangular Footing)
 - پی های نوزنقه ای (Trapezoidal Footing)
 - پی های کلاف دار یا باسکولی (Strap Footing)
- ۴. پی های رادیه (Mat Foundation)
 - گاهی نیز بسته به نیاز پی های سطحی را به شکل های دیگری مانند دایره ای، حلقه ای، و غیره نیز می سازند



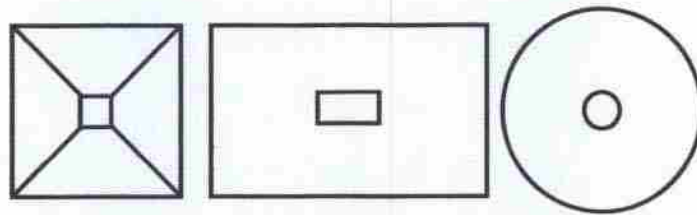
* اگر ستون مجاور حیدر حیدر به مرکزین زمین عاودرین صمیه باشد
(در این ستون، ستون برای خارجی می گویند) آن را به ستون
کناری بانی مرکب می نندند.

* بی مرکب فقط برای یک ردیف ستون است، ولی بی را در بی می گویند
صید ردیف ستون را پوشش دهد.

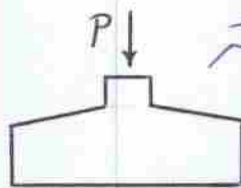


حمید کاظمی

Single (Isolated) footings (پای های منفرد (تکی)



بار یک ستون را تحمل می کنند و ممکن است به شکل مربع، مستطیل و یا دایره ساخته شوند

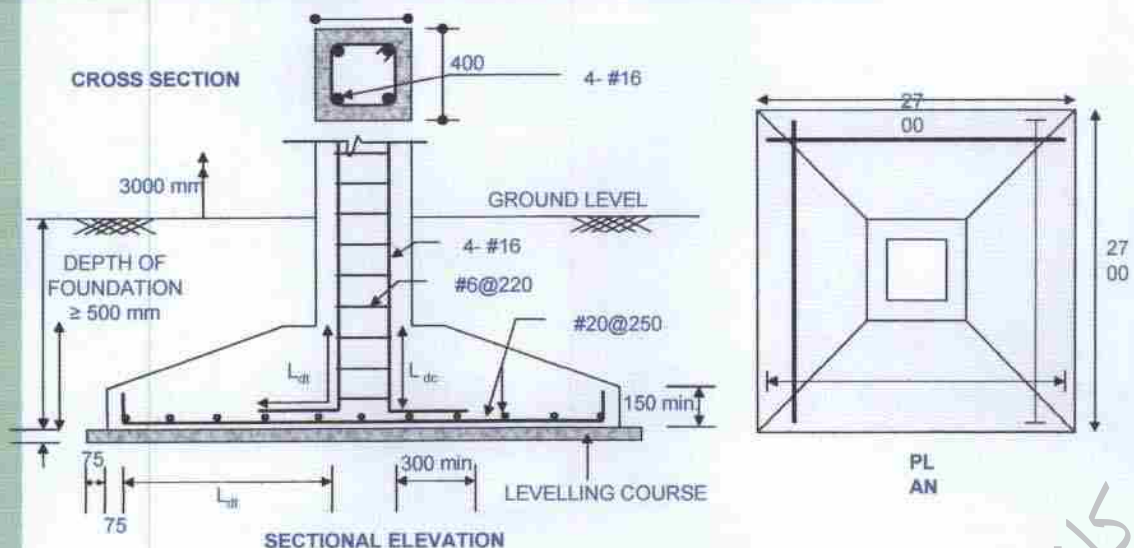


پای منفرد را به صورت مقابل هم می توان اجرا کرد. البته به علت مشکلات اجرایی در کمتر پروژه اجرا می شود. علت آنکه بهتر عمل می کند نسبت به جوش خم و درپش در زیر دکل حمل ستون بیشتر است، حتی وقت بیشتر مقاومت بهتری را نشان می دهد.

5

Square footing

پای منفرد مربعی



6

حمید کاظمی

(پیش از این)

در این بخش از کتاب، ما به بررسی...



در این بخش از کتاب، ما به بررسی...

(پیش از این)

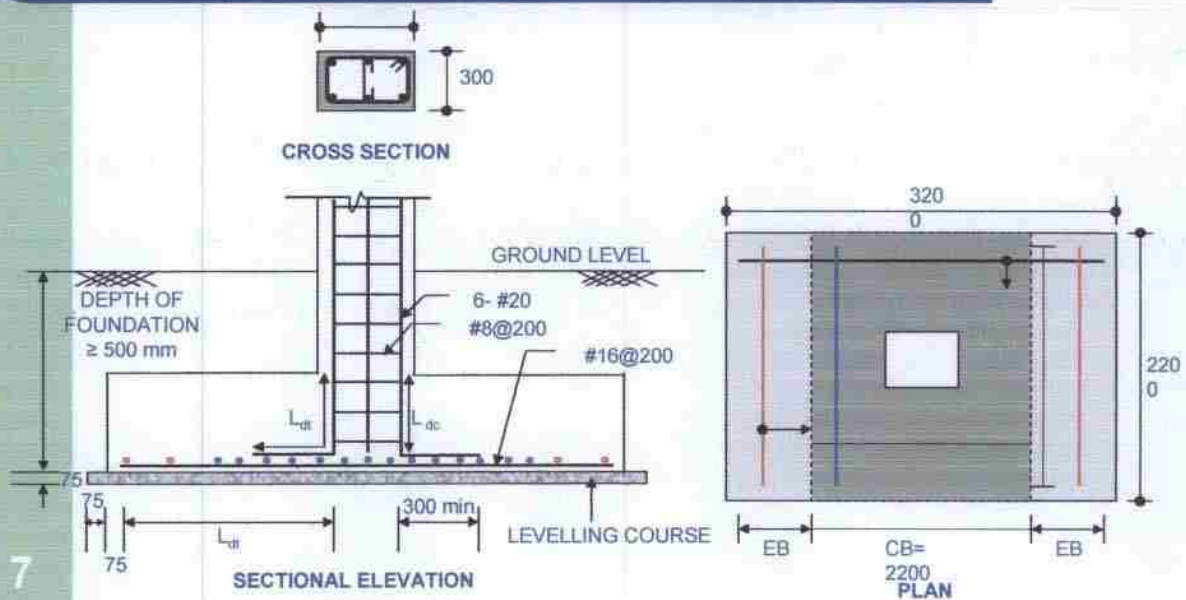
در این بخش از کتاب، ما به بررسی...



حمید کاظمی

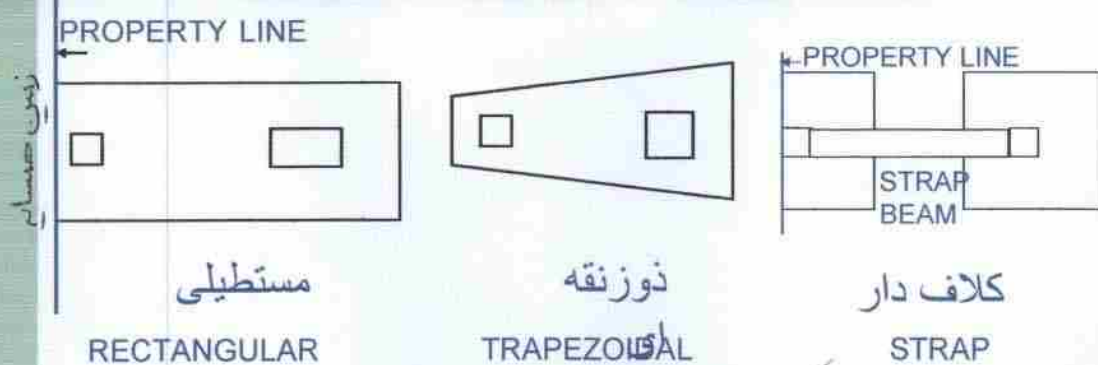
Rectangular footing

پی منفرد مستطیلی



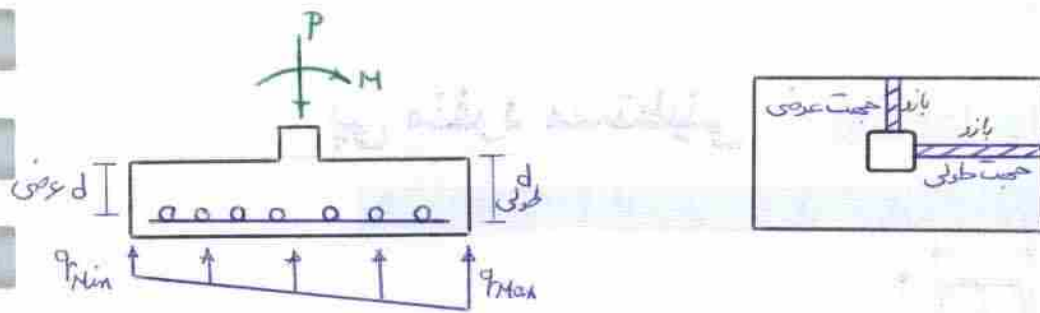
Combined footings

پی های مرکب



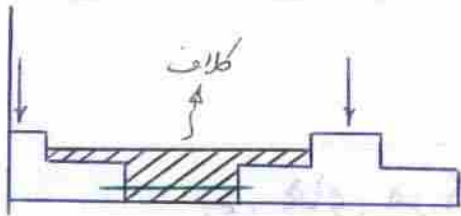
(پی های مرکب معمولاً بار دو ستون با نیروی نامتقارن و یا با محل اثر خارج از مرکز را تحمل می کنند.)

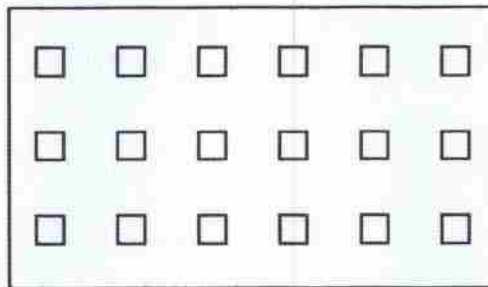
وقتی بی به صورت حتمی اجزای شود به این محاسبات که در کتب هست کمتر از محاسبات دیگر می باشد.



چون بازوی طولی بیشتر است پس کمتر بستری از طرف خاک به بی وارد می شود بنابراین مقاومت آنرا اندکی طولی هم تر است. حال اگر بازو طولی را که در فاقه عرضی باشد به علت ارتفاع مؤثر بیشتری که دارد کمتر مقاومتش بیشتر می گردد.
 $d_{\text{عرضی}} > d_{\text{طولی}}$

کلاف در مقطع و از تیر را یکی طرح کنیم و زیادی را به خاک اعمال می کند. پس بی سربالسمول بار دو ستون با تیر دی نامتناهی و یا با تحمل آن صاف از کم تر را تحمل می کند.





حالت استفاده از پی رادیه چیست؟

• (زمانی استفاده میشود که بار ستونها زیاد و یا مقاومت زمین کم

باشد.)

چگونگی تشخیص استفاده از پی رادیه را شرح دهید.

• (معمولا اگر مجموع سطوح مورد نیاز برای پی های تکی از

نصف سطح زیر بنا بیشتر باشد استفاده از پی رادیه اقتصادی تر

است.)

پی رادیه \rightarrow (سطح زیر بنا) $> \frac{1}{2}$ مجموع سطوح مورد نیاز برای پی های تکی

ب) پی های عمیق (شمع ها) Piles, Piers or Caissons

کاربرد پی های عمیق چیست؟

• (کاربردهای زیادی دارند از جمله: زمانی که مقاومت خاک در

عمق های کم کافی نباشد و در عمقهای زیاد بیشتر است، برای

مقاومت در برابر نیروهای کششی، بارهای جانبی زیاد، و نظایر آن.)

• (شمع ها ممکن است در جای دیگر ساخته شده و سپس به محل

استفاده آورده شده و در زمین کوبیده شوند (piles))، یا آنکه در

محل با حفر گودال و قرار دادن آرماتور در آن و سپس بتن ریزی

در گودال اجرا شوند (piers)) و گاهی نیز بصورت صندوقه های

توخالی با استفاده از قالب بندی و بتن ریزی در محل اجرا می شوند

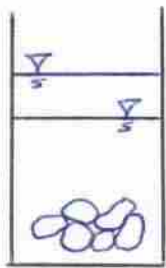
(caissons) اینگونه پی ها معمولا در عمق نسبتا کم اجرا می

شوند.)

1) Piles 2) Piers 3) Caissons

شمع ها

* اگر ارتفاع آب از زیاد کنیم درین دره در تغییر نمی کند.



تیمار و تیمار

تیمار و تیمار

تیمار و تیمار

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93	94	95	96	97	98	99	100
---	---	---	---	---	---	---	---	---	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	-----

در این جدول، هر عددی که در یک سطر و یک ستون قرار دارد، یک عدد است. این جدول را می توان به روش های مختلفی استفاده کرد. برای مثال، می توانیم از این جدول برای پیدا کردن یک عدد خاص استفاده کنیم. اگر ما یک عدد خاص را در یک سطر پیدا کنیم، می توانیم به سطر دیگر برویم و عددی را پیدا کنیم که در همان ستون قرار دارد. این روش می تواند برای پیدا کردن یک عدد خاص بسیار مفید باشد.

(الف) تیمار و تیمار

تیمار و تیمار

در این جدول، هر عددی که در یک سطر و یک ستون قرار دارد، یک عدد است. این جدول را می توان به روش های مختلفی استفاده کرد. برای مثال، می توانیم از این جدول برای پیدا کردن یک عدد خاص استفاده کنیم. اگر ما یک عدد خاص را در یک سطر پیدا کنیم، می توانیم به سطر دیگر برویم و عددی را پیدا کنیم که در همان ستون قرار دارد. این روش می تواند برای پیدا کردن یک عدد خاص بسیار مفید باشد.

حمید کاظمی

رفتار کلی پی ها تحت بارهای وارده

- (در پی های سطحی اگر پی صلب باشد و یا صلب فرض شود، تغییرات فشار خاک زیر پی خطی خواهد بود)
- (اگر پی انعطاف پذیر باشد، فشار خاک در محل اعمال بار (در محل ستونها) بیشتر و در جاهای دیگر کمتر بوده و تغییرات آن غیر خطی خواهد بود)
- در طراحی پی ها، معمولاً آنها را صلب فرض می کنند
- برای طراحی پی های انعطاف پذیر، می توان از روابط تحلیلی (که معمولاً طولانی و وقت گیر هستند) یا روشهای عددی استفاده کرد.
- در مقایسه با روش های مبتنی بر فرض صلب بودن پی، طراحی با فرض انعطاف پذیر بودن پی وقت گیرتر و پیچیده ترند.

دشمنان و دوستان و اهل بیت علیهم السلام

در این کتاب به بیان احوال و سیرت اهل بیت علیهم السلام و دشمنان و دوستان آن بزرگواران پرداخته شده است.

- ۱- احوال و سیرت اهل بیت علیهم السلام در این کتاب به بیان احوال و سیرت آن بزرگواران پرداخته شده است.
- ۲- در بیان احوال و سیرت اهل بیت علیهم السلام در این کتاب به بیان احوال و سیرت آن بزرگواران پرداخته شده است.
- ۳- در بیان احوال و سیرت اهل بیت علیهم السلام در این کتاب به بیان احوال و سیرت آن بزرگواران پرداخته شده است.
- ۴- در بیان احوال و سیرت اهل بیت علیهم السلام در این کتاب به بیان احوال و سیرت آن بزرگواران پرداخته شده است.
- ۵- در بیان احوال و سیرت اهل بیت علیهم السلام در این کتاب به بیان احوال و سیرت آن بزرگواران پرداخته شده است.
- ۶- در بیان احوال و سیرت اهل بیت علیهم السلام در این کتاب به بیان احوال و سیرت آن بزرگواران پرداخته شده است.
- ۷- در بیان احوال و سیرت اهل بیت علیهم السلام در این کتاب به بیان احوال و سیرت آن بزرگواران پرداخته شده است.
- ۸- در بیان احوال و سیرت اهل بیت علیهم السلام در این کتاب به بیان احوال و سیرت آن بزرگواران پرداخته شده است.
- ۹- در بیان احوال و سیرت اهل بیت علیهم السلام در این کتاب به بیان احوال و سیرت آن بزرگواران پرداخته شده است.
- ۱۰- در بیان احوال و سیرت اهل بیت علیهم السلام در این کتاب به بیان احوال و سیرت آن بزرگواران پرداخته شده است.

بخش دوم - شناسائی زمین (Site Investigation)



Figure 2-2: Rehabilitation Project Including: (a) Highway Slope Failure Involving Loss of Life; (b) Roadway Landslide; (c) Sinkhole in Orlando, Florida; and (d) Slope Stabilization.

1

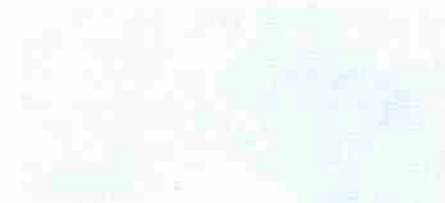
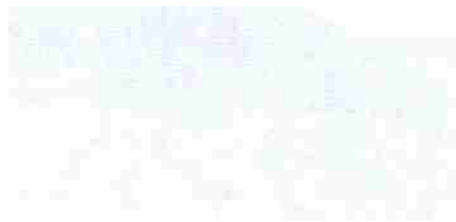
سرفصل مطالب

- 1-2 کلیات
- 2-2 گمانه زنی و نمونه برداری
- 3-2 نمونه های خاک و سنگ
- 4-2 آزمایشات در محل برای شناسائی خاکها

2

Handwritten text at the top of the page, possibly a title or header.

Handwritten text below the title, possibly a subtitle or date.



Handwritten text in the middle section, possibly a heading or a note.

Handwritten text in the middle section, possibly a heading or a note.

- Handwritten list item 1
- Handwritten list item 2
- Handwritten list item 3
- Handwritten list item 4

Handwritten signature or name at the bottom right corner.

2-1 کلیات

نیاز به شناسائی زمین در مهندسی پی و اهداف شناسائی ها

اهداف شناسائی ها به اهداف پروژه بستگی دارد ولی معمولاً شناسائی ها برای بدست آوردن اطلاعات محلی و آزمایشگاهی برای تعیین موارد زیر است:

- ۱ • تعیین فشار مجاز خاک
- ۲ • پیش بینی (برآورد) نشست
- ۳ • تعیین سطح آب زیر زمینی
- ۴ • تعیین و حل مسائل مربوط به حفاری مانند استفاده از سپر، خشک کردن آب و غیره
- ۵ • شناخت مسائل ایجاد شده برای ساختمانها و زمین های مجاور مانند ترک، نشست و غیره
- ۶ • شناخت مسائل محیطی و راه حل آنها مانند مجاورت با مناطق مسکونی، سروصدا، آلودگی و نظایر آن
- ۷ • تعیین نوع پی مناسب (سطحی، عمیق و غیره)

بی لایه مربعی مستطیل ($L < 2B$)
 بی لایه نواری ($L > 5B$)

* در این عوq لایه تنش اضافی به حدود 10٪ تنش اضافی ناشی از بار پی در سطح خاک می رسد.

عمق و محدوده شناسائی ها

(عمق شناسائی ها برای پی های مربع و مستطیل ($L < 2B$) معمولاً حدود دو برابر و در پی های نواری ($L > 5B$) حدود چهار برابر عرض پی است (در این عمق ها تنش اضافی به حدود 10٪ تنش اضافی ناشی از بار پی در سطح خاک می رسد). همچنین:

* در صورتیکه در عمقی کمتر از عمق فوق به سنگ بستر برسیم، می توانیم مقداری در سنگ بستر پیش برویم تا از پیوستگی آن مطمئن شویم و سپس شناسائی را قطع کنیم. علت پیش روی در سنگ بستر به اندازه 2 تا 4 متر اینست که ممکن است به قله سنگ رسیده باشیم.

* اگر لایه ای از خاک خیلی تراکم پذیر در عمق بیش از دو برابر عرض پی داشته باشیم ممکن است لازم باشد شناسائی را تا عمق بیشتر ادامه دهیم (پی مربع و مستطیل).

* برای بررسی روانگونی خاکها باید صرف نظر از عرض پی، شناسائی را حداقل تا پانزده متر عمق ادامه دهیم.

(برای پی های سطحی معمولاً برای هر 5000 فوت مربع یک گمانه لازم است (یعنی گمانه ها حداکثر حدود 20 متر از هم فاصله داشته باشند).)

تفاوت آبی

در پالایشگاه سازه‌ها و ریزه‌ها به روش‌های مختلف در زمین پالایشگاه‌ها می‌باشد

در پالایشگاه‌ها به روش‌های مختلف در زمین پالایشگاه‌ها می‌باشد

در پالایشگاه‌ها به روش‌های مختلف در زمین پالایشگاه‌ها می‌باشد

در پالایشگاه‌ها به روش‌های مختلف در زمین پالایشگاه‌ها می‌باشد

در پالایشگاه‌ها به روش‌های مختلف در زمین پالایشگاه‌ها می‌باشد

در پالایشگاه‌ها به روش‌های مختلف در زمین پالایشگاه‌ها می‌باشد

در پالایشگاه‌ها به روش‌های مختلف در زمین پالایشگاه‌ها می‌باشد

در پالایشگاه‌ها به روش‌های مختلف در زمین پالایشگاه‌ها می‌باشد

در پالایشگاه‌ها به روش‌های مختلف در زمین پالایشگاه‌ها می‌باشد

در پالایشگاه‌ها به روش‌های مختلف در زمین پالایشگاه‌ها می‌باشد

در پالایشگاه‌ها به روش‌های مختلف در زمین پالایشگاه‌ها می‌باشد

در پالایشگاه‌ها به روش‌های مختلف در زمین پالایشگاه‌ها می‌باشد

$2B = \text{عمق شناسایی} \rightarrow (L < 2B)$ بی‌سری و متعین

$4B = \text{عمق شناسایی} \rightarrow (L > 5B)$ بی‌نوازی

* با فرض عرض یکسان در بی‌سری و نوازی، در حالت بیشتر بودن طول بی‌نوازی محوطه حجم آب را عمق بیشتری در خاک پی می‌زنند.

روان‌نمایی و وقتی خاک کمی دارای آب زیاد می‌باشند و آب حجم زیاد باشد، به مرحله‌ای می‌رسیم که فشار بین ذرات صاف می‌گردد. این وضعیت که متفاوت برشی خاک را بسیار کم می‌کند با زلزله همگس می‌گردد.

حمید کاظمی

2-2 گمانه زنی و نمونه برداری

(شناسائی ها معمولا شامل انجام کارهای شناسائی در محل (In Situ) و همچنین نمونه برداری برای انجام کارهای آزمایشگاهی است.) کارهای شناسائی در محل میتواند شامل:

- ۱ • حفر چاهکهای شناسائی (Test pits) و یا ترانشه های شناسائی (Test trench)
- ۲ • حفر گمانه های شناسائی (Test holes)
- ۳ • انجام آزمایشات در محل (In-situ tests) مانند آزمایشات PLT, SPT, CPT, FVT, لرزه نگاری (Seismicity) و مقاومت سنجی (Resistivity)
- ۴ • نمونه برداری (Sampling) از خاک و سنگ

کارهای شناسائی در محل

چاهکها و ترانشه های شناسائی (Test pits and Test Trenches)

چاهکها و ترانشه های شناسائی معمولا بیشترین و بهترین اطلاعات را از لایه های زیرین سطح زمین میدهند ولی حفر آنها وقت گیرتر و پرهزینه تر و عمق شناسائی بوسیله آنها محدود است.

• چاهکهای شناسائی ممکن است بوسیله بیل مکانیکی یا مقنی با مقطع دایره، مربع و یا مربع مستطیل حفر شوند. عرض مقطع آنها معمولا 1/5 تا 3 متر و عمق حداکثر آنها معمولا 8 متر است) 8 < عمق 3 < عرض < 1.5

• ترانشه های شناسائی معمولا بوسیله بیل مکانیکی حفر شوند. عرض مقطع آنها معمولا 1 تا 2 متر، طول آنها دلخواه، و عمق حداکثر آنها معمولا از چاهکهای شناسائی کمتر است. (مزیت آنها نسبت به چاهکهای شناسائی اینست که اطلاعات پیوسته از لایه بندی خاک می دهند.)

عمق چاهکها 8 < عمق 2 < عرض < 1

ترانشه اطلاعات پیوسته از لایه بندی خاک می دهد.

رہنما پر مشتمل چار سو نو سو نو

1. **Test and Test (Test and Test)**

1. **Test and Test (Test and Test)**
 2. **Test and Test (Test and Test)**
 3. **Test and Test (Test and Test)**

4. **Test and Test (Test and Test)**
 5. **Test and Test (Test and Test)**

6. **Test and Test (Test and Test)**

7. **Test and Test (Test and Test)**

8. **Test and Test (Test and Test)**

9. **Test and Test (Test and Test)**

رہنما پر مشتمل چار سو نو سو نو (Test and Test)

1. **Test and Test (Test and Test)**

2. **Test and Test (Test and Test)**
 3. **Test and Test (Test and Test)**

4. **Test and Test (Test and Test)**
 5. **Test and Test (Test and Test)**

6. **Test and Test (Test and Test)**
 7. **Test and Test (Test and Test)**
 8. **Test and Test (Test and Test)**
 9. **Test and Test (Test and Test)**

گمانه های شناسائی (Test Holes)

(گمانه های شناسائی معمولاً سوراخ هایی با قطر کم هستند که ممکن است با استفاده از وسائل حفاری یا نیروی انسان در زمین حفر شوند) معمولترین روشهای حفر گمانه های شناسائی عبارتند از:

- ۱ حفاری با استفاده از آگرهای حلزونی (Augering)
- ۲ حفاری دورانی (Rotary drilling)
- ۳ حفاری ضربه ای (Percussion drilling)
- ۴ حفاری با استفاده از چکش (Hammer drilling)

روش های حفر گمانه

۱) حفاری با استفاده از آگرهای حلزونی

انواع آگرهای حلزونی:

- آگرهای دستی (Hand Augers)
- آگرهای ماشینی (Engine Powered Augers)

Region 1000

(Region 1000)

Region 1000 is a region in the north of the country.

Region 1000 is a region in the north of the country. It is a region of high mountains and deep valleys. The climate is cold and the people are hardy.

Region 1000 is a region in the north of the country.

Region 1000 is a region in the north of the country.

Region 1000 is a region in the north of the country.

Region 1000 is a region in the north of the country.

Region 1000

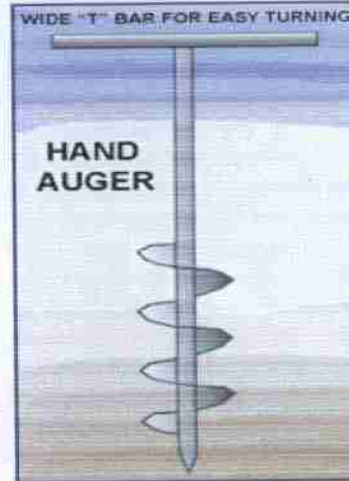
Region 1000 is a region in the north of the country.

Region 1000 is a region in the north of the country.

Region 1000 is a region in the north of the country.

Region 1000 is a region in the north of the country.

آگرهای دستی و ماشینی



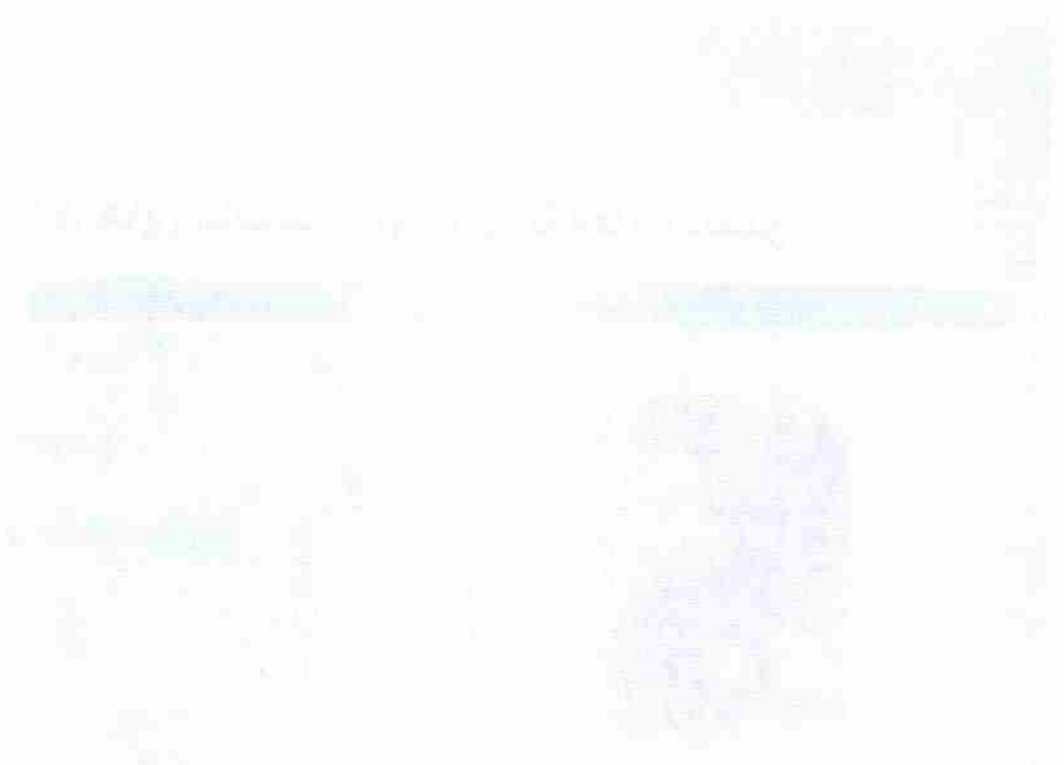
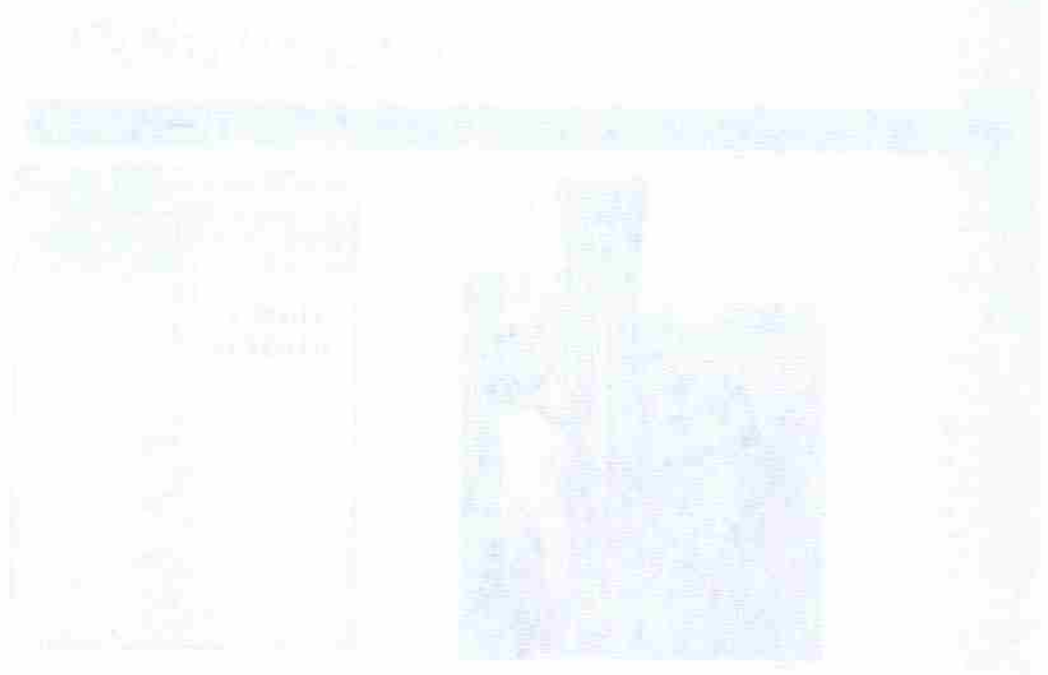
9

آگرهای ماشینی توخالی با قطر بیشتر



10

حمید کاظمی



حمید کاظمہ

الف) آگرهای دستی (Hand Augers)

فتویٰ از کلام دینی :

۱. با چرخاندن دسته بوسیله دست بداخل زمین فرستاده میشوند
۲. در خاکهای دانه ای معمولاً در بالای سطح آب زیرزمینی بکار میروند
۳. عمق حداکثر حفاری بستگی به نوع خاک دارد ولی در شرایط مساعد تا عمق حدود ده متر میتوان آنها را بکار برد
۴. میتوان بوسیله آنها نمونه های دست خورده تهیه کرد

(ب) آگرهای ماشینی (Engine Powered Augers)

ویرانی اور بربادی

۱. ممکن است توپر (Solid Stem) و یا توخالی (Hollow Stem) باشند

- ۲ تا عمق های 30 متر و یا بیشتر قابل استفاده هستند
- ۳ برای حفاری و نمونه گیری از تمام خاکها بجز خاکهای دانه ای زیر سطح آب زیرزمینی قابل استفاده اند
- ۴ با آگرهای توپر میتوان نمونه های دست خورده و با آگرهای توخالی میتوان نمونه های دست نخورده نیز تهیه کرد
- ۵ آگرهای توپر ممکن است پره ای (قطر 2 تا 48 اینچ) و یا سطلی (قطر 12 تا 96 اینچ) باشند

* اگر دستی را با دست دیگر می برند، نموده دست خورده بدست می آید. البته اگر خاک کنوایت باشد مشکلی نیست. لیکن اگر برای دستی باشد، آنچه در شکل نشان داده شده می باشد. یک سر دیگر فقط در قسمت انتهایی یک قسمت دارد که نموده را بالا می برد.

* اگر به آب از زیر زمینی رسیدیم و خاک دانهای بود یا سیمان سون (چسبندگی) داشت دوباره زیرش می کشد (خاک دانها را، غیر قابل تراکم و درگیر سطح آب از زیر زمینی به بدترین حالت که باعث نابودی است.)
* عمق حداقل علاوه بر نوع خاک به قدرت و فزونی اعمال شده بستگی دارد. اگر خاک نرم در زیر دانه باشد تا 10 م می توان رفت و اگر سخت باشد ممکن است نتوان رفت غیر ممکن باشد.

* نسبت به مقاومت خاک و نوع اگر، اگر بار ناشی تا 50، 60 متر حجم یابین می روند.
* چون اگر از بالا تا یابین وجود دارد خود اگر آکاسه ریزش را کم می کند.
* نموده دست خورده روی پره اجمع می شود ولی معلوم نیست خاک این پره به چه عمقی می باشد. این موضوع باید می آید کرد. البته ضرایبی که با تجربه آن را بدین می نه تخمین می دهند.

حمید کاظمی

آگرهای توپر (Solid Stem Augers)

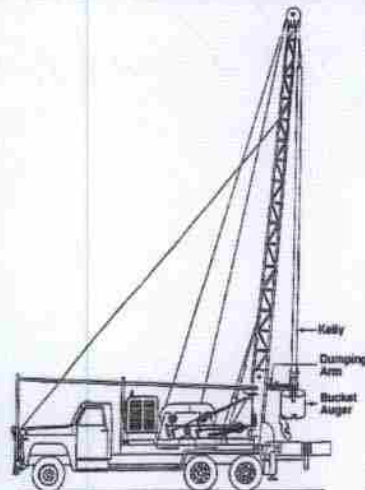


Figure 3-6: Setup of Bucket Auger & Rig
(from ASTM D 4700)



(a)



(b)



(c)



(d)

Figure 3-1: Solid Stem Continuous Flight Auger Drilling System: (a) In use on drill rig, (b) Finger and fish tail bits, (c) Sizes of solid stem auger flights, (d) Different assemblies of bin and auger flights. (All pictures in the above format are courtesy of DeJong and Boulaenger, 2009)

آگرهای توخالی (Hollow Stem Augers)

- آگرهای توخالی دارای سیلندرهائی در میان محورشان هستند که آنها را میتوان در هر مرحله از حفاری خارج کرده و نمونه را خارج کرد
- * حفاری با این آگرها را میتوان در خاکهای نرم و در زیر سطح آب زیرزمینی هم انجام داد
- در ضمن حفاری قطعات آگر را از بالا اضافه کرده و عمق حفاری را زیاد می کنند

در این روش، آگرها را در حین حفاری، در هر مرحله از عمق، خارج کرده و نمونه را از آن خارج می کنند.

But

در دوران حرکت خضی
دورانی دارد

آزماهی سطلی (Buckling Auger) : یک محراب است که در انتهای انتوانه فایده است. در هر انتوانه تیارهای تیزی وجود دارد که در آن نمونه خاک را وارد انتوانه (سطل) می کنند.

حمید کاظمہ

آگرهای توخالی (Hollow Stem Augers)

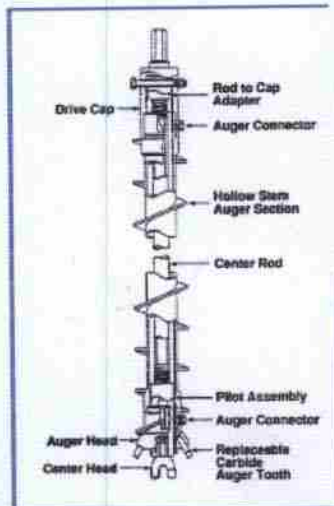


Figure 3-2. Hollow Stem Auger Components (ASTM D 4700).



(f)

15

حفاری دورانی (۲) (Rotary Drilling)

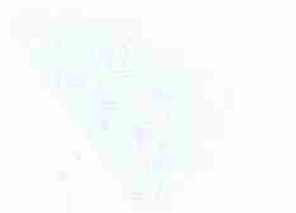
۱. با چرخاندن یک محور توخالی که به نوک آن سرمته متصل است انجام میشود
۲. معمولاً از مایع حفاری استفاده میشود که برای خنک کردن ^(۱) سرمته و یا انتقال مواد بریده شده به بالا بکار رود. این نوع حفاری به (wash boring) معروف است
۳. سرمته ممکن است از نوع نمونه گیر (Coring bit) و یا برنده (Cutting bit) باشد
۴. سرمته نمونه گیر خاک را در اطراف بریده و خاک یا سنگ وسط حفره بحالت اولیه خود باقی مانده و نمونه گیری میشود

نوع حفاری دورانی

16

سرمته نمونه گیر چگونه است؟

(Hollow Stem Artery) ریال ضریب



* والیج صفا و آب، آب همراه با نیونیک (کلرین با بلاستیک باله)، مواد شیمیایی و افزودنی سنتیک (Santetic).

* دیوار لمی مقاوم و حتی در رنگ قابل استفاده است. مایع لمی زیاد می توان با آن لمی نمود - برداری کرد. (این موضوع بر تئیا ن نسبت به اگر لمی باشد)

* در این صفا (دورانی) از آب بر کش می توان مواد و خاک را تشخیص داد.

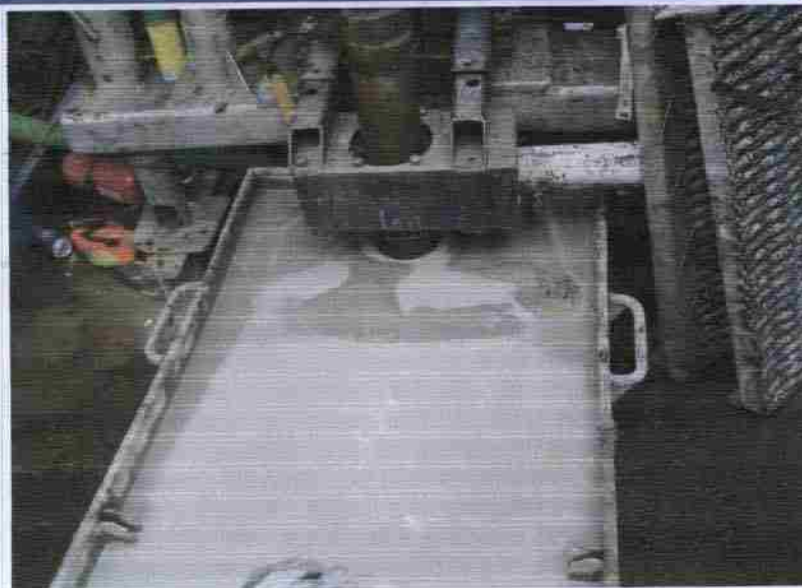
حمید کاظمه

حفاری دورانی - روش حفاری



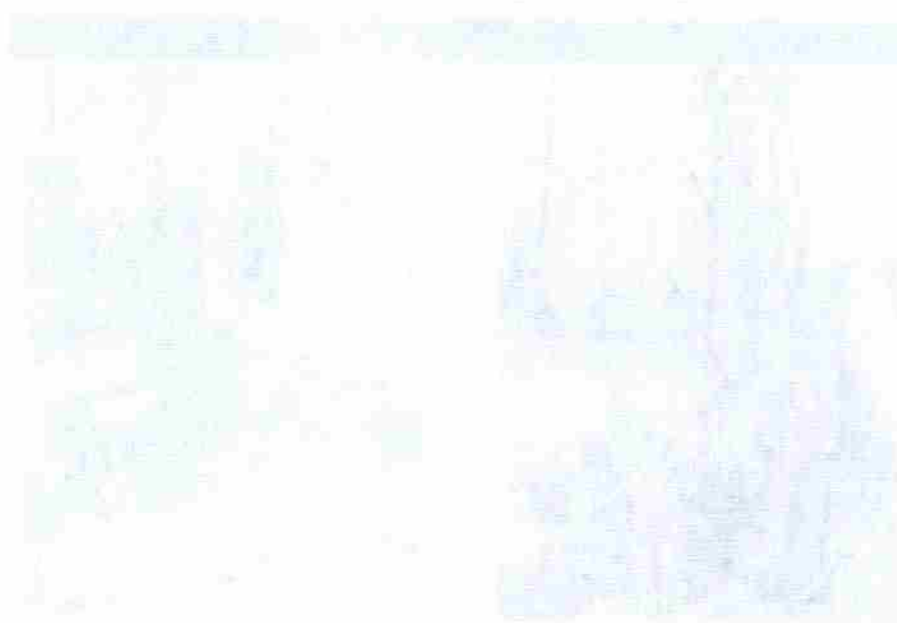
17

حفاری دورانی - مایع حفاری و مواد برگشتی

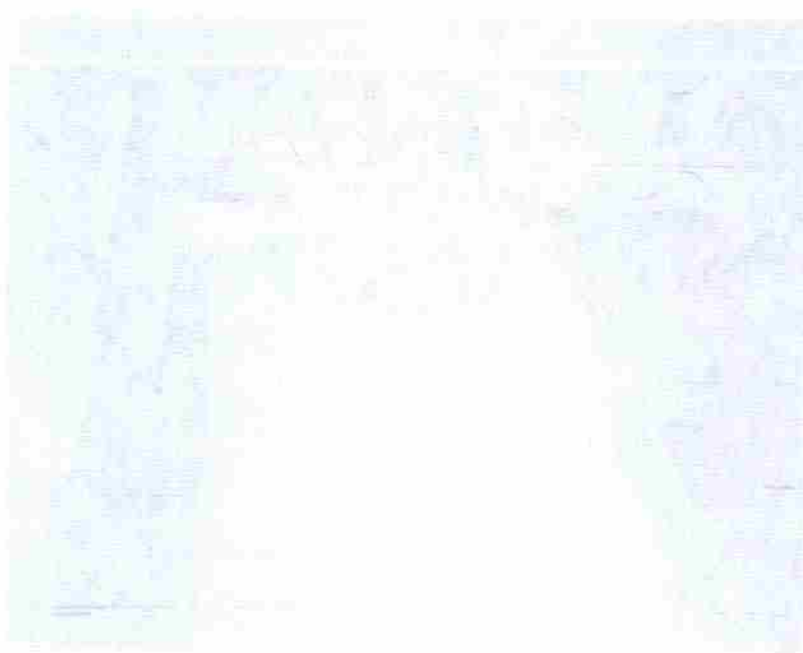


18

پہلے پڑھیں - پھر پڑھیں



پہلے پڑھیں - پھر پڑھیں



حمید کاظمہ

حفاری دورانی - سر مته نمونه گیر (Coring bit)



19

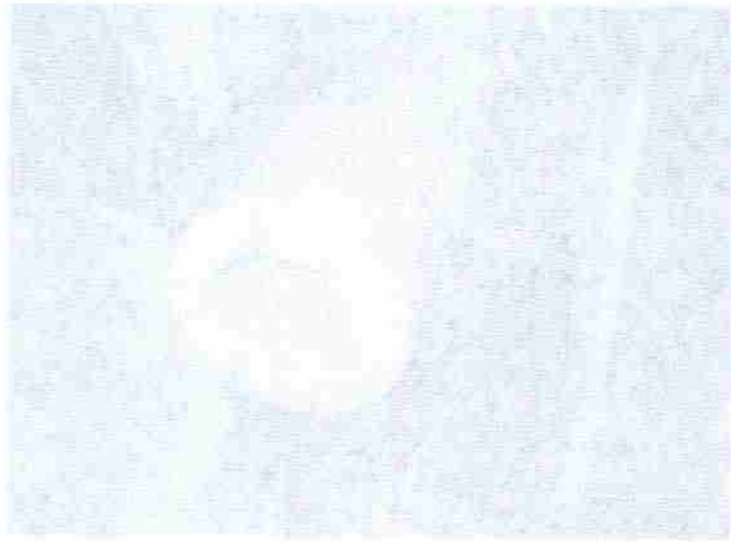
* استفاده از فنر نمونه گیری برای این است که نمونه وارد شده بایست به شدن فنر دیگر خارج نشود.

حفاری دورانی - فنر نمونه گیری

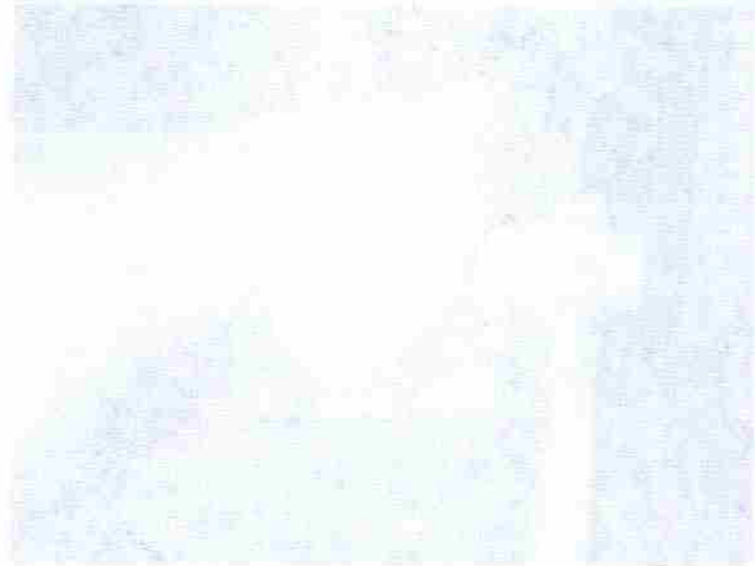


20

پیش از آنکه به این کتاب دست بزنید
(پیش از آنکه)



پیش از آنکه به این کتاب دست بزنید
(پیش از آنکه)



حمید کاظمی

حفاری دورانی - لوله های برش و نمونه گیری



21

سرشته الماس برای عمق های زیاد استفاده می گردد.

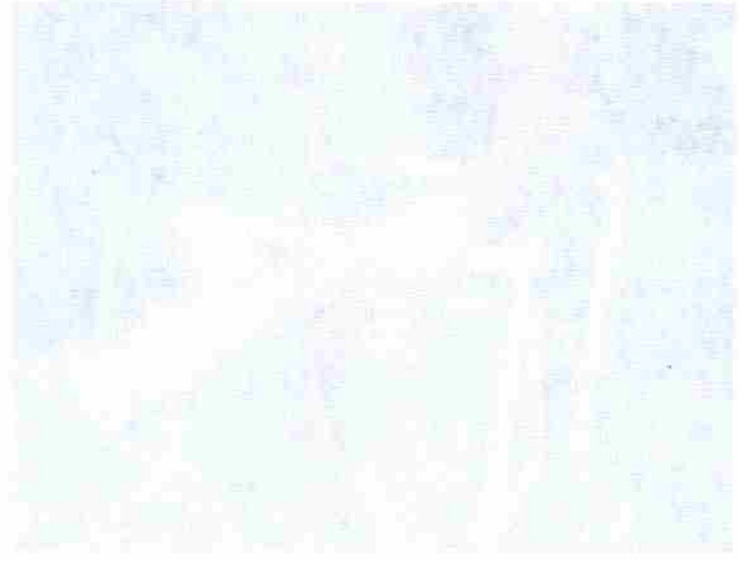
حفاری دورانی - سر مته برنده (Cutting bit)



22

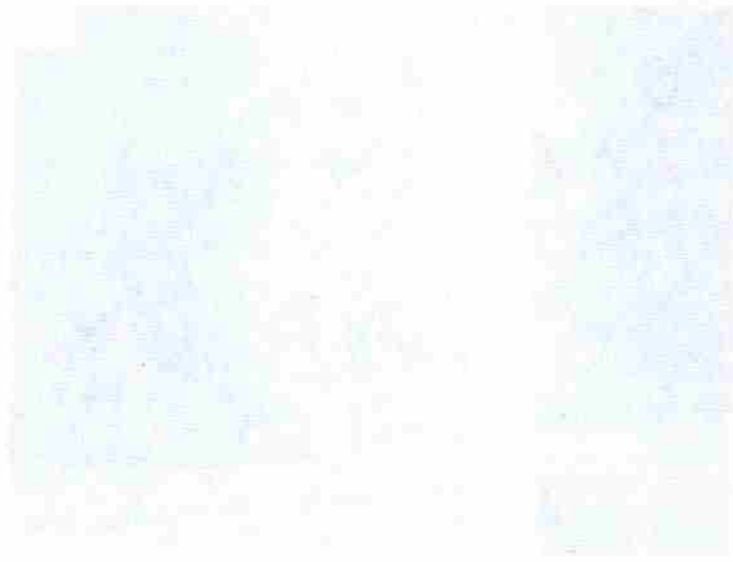
در حوضه آبریز رودخانه دجله - رودخانه کارون

نقشه پهنه بندی خطر سیلاب



در حوضه آبریز رودخانه دجله - رودخانه کارون

نقشه پهنه بندی خطر سیلاب



حمید کاظمی

حفاری دورانی - اتصال سر مته برنده به لوله حفاری



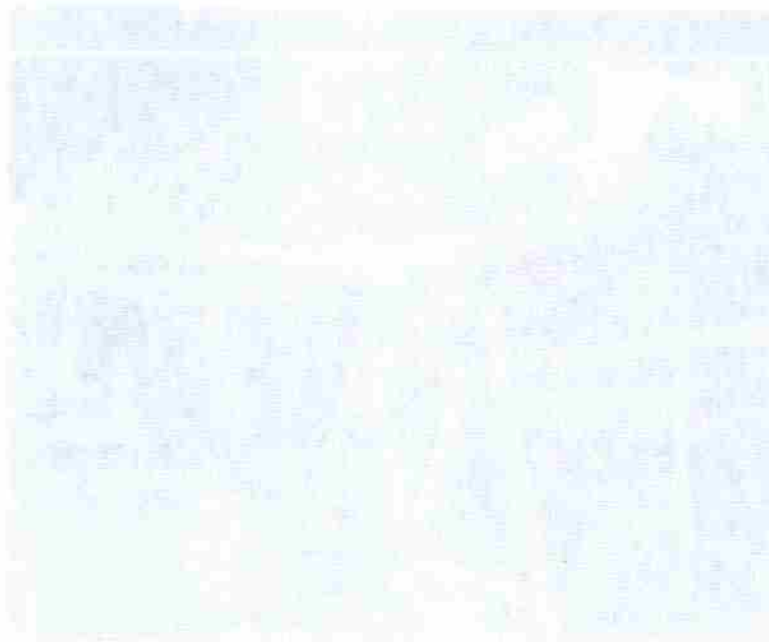
23

حفاری دورانی - لوله های نمونه گیری

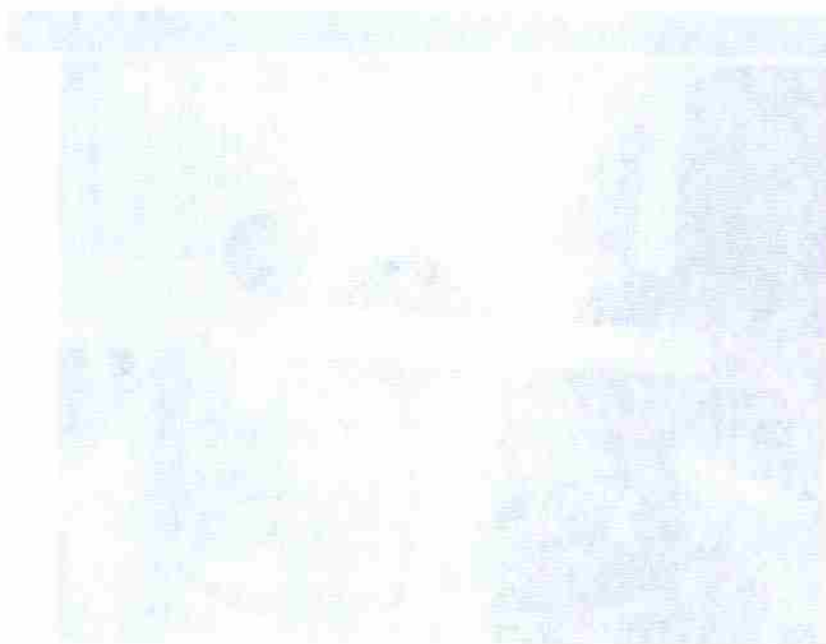


24

رہنمائی کے لیے دعا گو ہے۔



رہنمائی کے لیے دعا گو ہے۔



حمید کاظمہ

حفاری دورانی - نمونه های حاصل



پاکستان کے ترقی و ترقی - پاکستان کے ترقی

پاکستان کے ترقی و ترقی - پاکستان کے ترقی

پاکستان کے ترقی و ترقی - پاکستان کے ترقی

پاکستان کے ترقی و ترقی - پاکستان کے ترقی

پاکستان کے ترقی و ترقی - پاکستان کے ترقی

حمید کاظمی

حفاری دورانی - نمونه های حاصل



۲۶

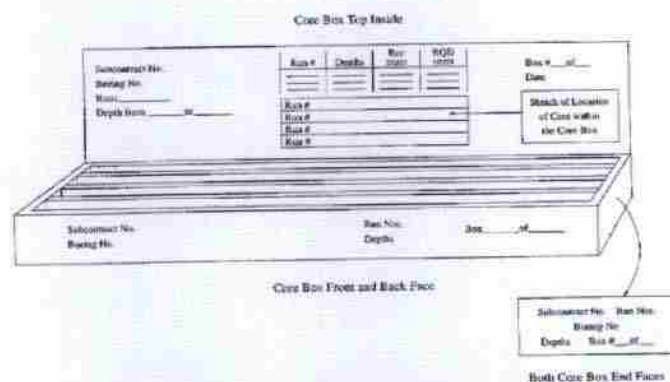
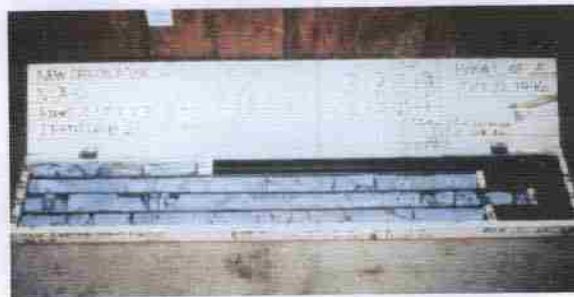
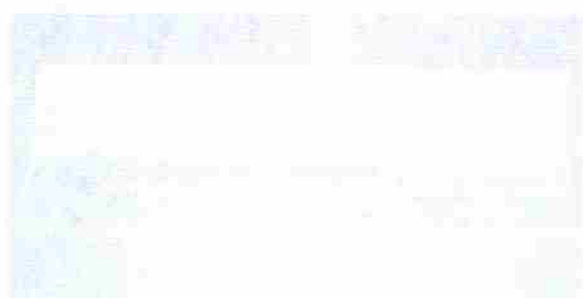
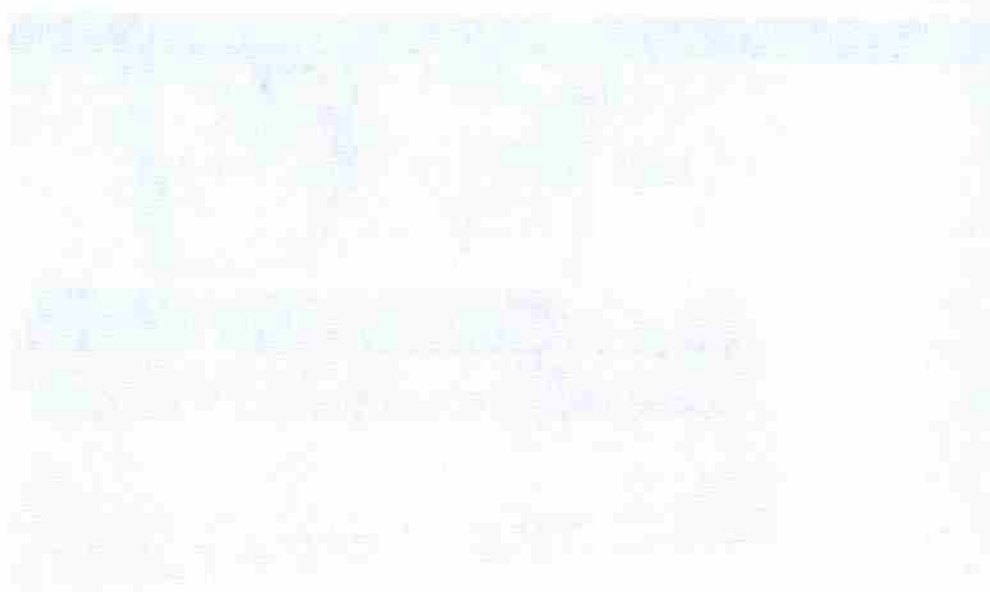


Figure 3-22: Core Box for Storage of Recovered Rock and Labeling

۲۷

حاجید کاظمه

سید کاظم کاظمی - سید کاظمی



سید کاظمی کاظمی

۳) حفاری ضربه ای (Percussion drilling)

حفاری ضربه ای

- ۱ روش ویژه و موثری برای حفاری در خاکهایی که شامل شن و ماسه و قلوه سنگ هستند می باشد.
- ۲ سرمته (دندانه دار) با زدن ضربه به درون زمین فرو میرود
- ۳ گاهی لازم است از پوشش (casing) برای پایدار کردن دیواره گمانه استفاده شود
- ۴ (از مایع حفاری یا هوای فشرده برای خارج کردن قطعات حفاری استفاده می شود).

* اول پوشش را در زمین به حفاری کم فروشی کنید و بعد عمل ضربه زدن را انجام می دهند. سپس همراه با ادامه ضربه زدن پوشش را قرار می دهند.
* دیواره ای که امروزه به دیواره ای فلج کوبی معروف هستند، ضربه ای نامند.

۲۸

۴) حفاری چکشی (Hammer drilling)

حفاری چکشی

- ۱ این روش بیشتر برای حفر چاههای آب استفاده میشود
- ۲ (برای قطرهای بالا (بیش از چهار اینچ) مناسب است)
- ۳ (وزنه سنگینی را متناوباً بالا آورده و رها میکنند تا قطعات زیرین را خورد کرده و در حضور آب به گل تبدیل کند)
- ۴ آب لازم یا از آب زیرزمینی و یا از ریختن آب بداخل چاه تامین می شود
- ۵ در زمانهای مناسب گل حاصل را خارج می کنند
- ۶ خاک کاملاً دست خورده میشود
- ۷ (حسن اصلی آن قابلیت استفاده تقریباً برای هر نوع خاکی است)

۲۹

* کاھی مجلس است لله ہی المانی نواسہ عملیات صفائی را ایام دهند . در انصورت

* در حفاری ضربه ای، ضربه به یک دستگاه و بصورت مستمر ای می شود ولی در حفاری
حکمی، یک وزنه در صورت حکش عمل کرده و بار می خورد تا ضربه وارد کنند.

حمید کاظم

نمونه های خاک و سنگ (Soil and Rock Samples)

- نمونه های خاک با توجه به میزان بهم خوردگی و تغییر ساختار و خصوصیات خاک در ضمن نمونه گیری به دو دسته تقسیم میشوند:
- نمونه های دست خورده (Disturbed samples) که برای آزمایشهایی مانند: طبقه بندی نظری خاک، تعیین درصد رطوبت، دانه بندی، تعیین حدود اتربرگ، وزن مخصوص، تراکم و نظایر آن استفاده میشوند
 - نمونه های دست نخورده (Undisturbed samples) که برای آزمایش هایی مانند برش (سه محوری، تک محوری، برش مستقیم و نظایر آن)، تحکیم، نفوذپذیری، تغییر شکل پذیری و نظایر آن استفاده میشوند. گاهی این آزمایشها بر روی نمونه های بازسازی شده (Reconstituted samples) انجام میشوند (

از معیارهای دست نخورده نمونه ← ضخامت دیواره لوله نمونه گیر ← معیار نسبت سطح

نمونه های خاک و سنگ (Soil and Rock Samples)

(یکی از معیارهای دست خوردگی نمونه ضخامت دیواره لوله نمونه گیری است. این معیار با استفاده از تعریف زیر برای نسبت سطح (Area Ratio) بکار می رود:

$$AR(\%) = \frac{\overline{OD}^2 - \overline{ID}^2}{\overline{ID}^2} \times 100$$

نسبت سطح

که در آن \overline{OD} و \overline{ID} بترتیب قطرهای خارجی و داخلی نمونه گیر هستند.

- بر اساس یک قاعده کلی، در نمونه های دست نخورده باید نسبت سطح کمتر از 13% و بهتر است کمتر از 10% باشد.
- $AR < 13\%$ نمونه دست نخورده

\overline{OD} : Outer Diameter \overline{ID} : Inner Diameter

وسایل و روشهای نمونه گیری (Sampling Methods and equipment)

COMMON SAMPLING METHODS

Sampler	Disturbed / Undisturbed	Appropriate Soil Types	Method of Penetration	% Use in Practice
Split-Barrel (Split Spoon)	Disturbed دست خورده	Sands, silts, clays	Hammer driven	85
Thin-Walled Shelby Tube	Undisturbed	Clays, silts, fine-grained soils, clayey sands	Mechanically Pushed	6
Continuous Push Piston	Partially Undisturbed	Sands, silts, & clays	Hydraulic push with plastic lining	4
	Undisturbed	Silts and clays	Hydraulic Push	1
Pitcher	Undisturbed	Stiff to hard clay, silt, sand, partially weather rock, and frozen or resin impregnated granular soil	Rotation and hydraulic pressure	<1
Denison	Undisturbed	Stiff to hard clay, silt, sand and partially weather rock	Rotation and hydraulic pressure	<1
Modified California	Disturbed	Sands, silts, clays, and gravels	Hammer driven (large split spoon)	<1
Continuous Auger	Disturbed	Cohesive soils	Drilling w/ Hollow Stem Augers	<1
Bulk	Disturbed	Gravels, Sands, Silts, Clays	Hand tools, bucket augering	<1
Block	Undisturbed	Cohesive soils and frozen or resin impregnated granular soil	Hand tools	<1

وسایل و روشهای نمونه گیری ۱- نمونه گیر دو تکه (Split barrel sampler)

۱. در این روش نمونه دست خورده تهیه میشود.
۲. همانگونه که در جدول دیده میشود استفاده از نمونه گیر دو تکه (Split barrel sampler) که یکی از انواع آن نمونه گیر استاندارد (Standard sampler) است به مراتب بیش از سایر انواع نمونه گیرها است.
۳. علت اصلی کاربرد زیاد آن اینست که این نمونه گیر در آزمایش ضربه و نفوذ استاندارد SPT بکار میرود.
- نمونه گیرهای دو تکه به قطرهای ۱/۵ تا ۳/۵ اینچ و طولهای ۲۴ و ۳۰ اینچ ساخته میشوند ولی نمونه گیر استاندارد دارای قطر ۱/۵ اینچ است.

نمونه گیر دو تکه

حمید کاظمی

* بعضی مواقع خاکریزی دانشی را نمی توانست بالا بیاورد (جوش می ریزند) در چنین دس یا
در آن resin تزریق می کنند و یا آنرا freeze می کنند.

* Modified California & نمونه را Undisturbed در دست می آورند.

* Bulk Sampler در حالتی که نمونه دست نخورده با حجم زیاد لازم داشته باشیم. حجم زیاد برای آنهایی
که کم لازم است مقدار زیاد تر نمونه داشته باشیم.

در دستش می خنک می آید.

* Block Sampler نمونه را قند در یک جگه توسط اهر بصورت بلوک می بریم و یا آنرا دست نمی
می کنیم و به آزارشگاه می بریم.

وسایل و روشهای نمونه گیری - نمونه گیر دو تکه (Split barrel sampler)



(a)



(b)

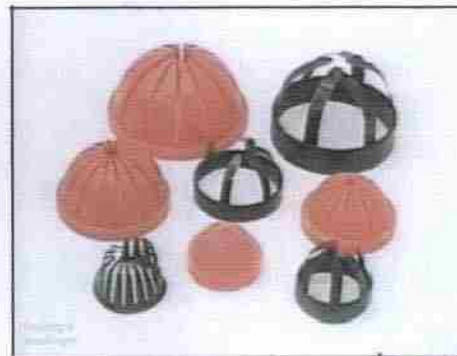
Figure 3-7: Split-Barrel Samplers: (a) Lengths of 457 mm (18 in) and 610 mm (24 in); (b) Inside diameters from 38.1 mm (1.5 in) to 89 mm (3.5 in).

معمول ترین نمونه گیر مورد استفاده می باشد
در روش SPT استفاده می شود

وسایل و روشهای نمونه گیری - نمونه گیر دو تکه (Split barrel sampler)



(a)



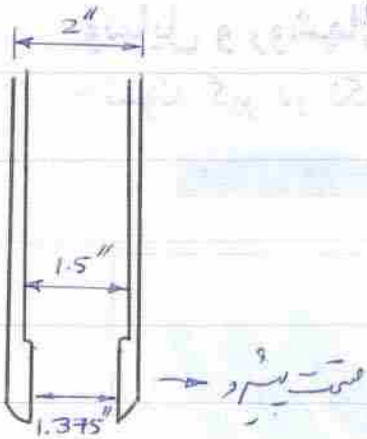
(b)

Figure 3-9: Split Barrel Sampler. (a) Stainless steel and brass retainer rings (b) Sample catchers.

غیر بار آلوده می باشد

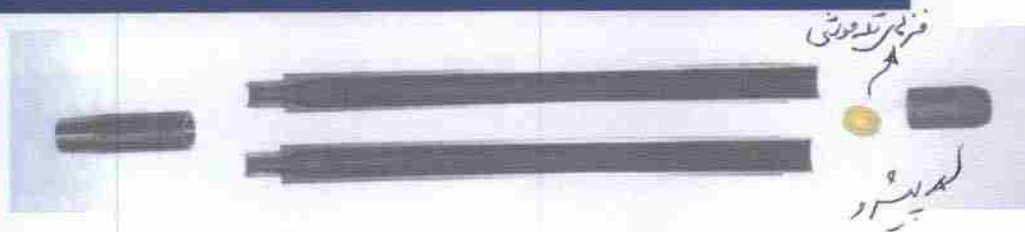
حمید کاظمی

* AR مربوط به اینسپکشن 112 می باشد. موارد استفا دهانش نامم، لای درین است
 ممکنه است قطر نمونه برآیند لب با خاک مورد نظر انتخاب کنیم.
 نحوه نودش با جکین است



حمید کاظمی

وسایل و روشهای نمونه گیری - نمونه گیر استاندارد (Standard Sampler)



* در نمونه گیر دو تکه استاندارد:

$$\overline{OD} = 2.0in$$

$$\overline{ID} = 1.5in$$

قطر داخلی انتهای برنده: $\overline{ID} = 1.375in$

بنابراین نسبت سطح: $AR = 112\%$

که باعث دست خوردگی زیاد نمونه میشود

$$AR = \frac{2^2 - 1.375^2}{1.375^2} \times 100 = 112\%$$

۳۶

وسایل و روشهای نمونه گیری ۲- نمونه گیر جدار نازک شلیبی (Thin Wall Shelby Tube)

۱ • معمولترین نمونه گیر برای تهیه نمونه های نسبتا دست نخورده از خاکهای ریز دانه است.

۲ • این نمونه گیر معمولا دارای ابعاد زیر است:

$$\left\{ \begin{array}{l} \overline{OD} = 76mm \\ \overline{ID} = 73mm \\ AR = 9\% \end{array} \right.$$

و بنابراین نسبت سطح:

۳ • قطر خارجی این نمونه گیرها بین ۲ تا ۳ اینچ (۵۱ تا ۷۶ میلیمتر) و طول آنها بین ۷۰۰ تا ۹۰۰ میلیمتر تغییر می کند.

۴ • (برای جلوگیری از تغییر رطوبت و دست خوردگی نمونه، ابتدا و انتهای نمونه گیر را با موم یا دريچه دارای اورینگ آب بندی می کنند).

O-ring

۳۷

وسایل و روشهای نمونه گیری - نمونه گیر جدار نازک شلبی (Thin Wall Shelby Tube)

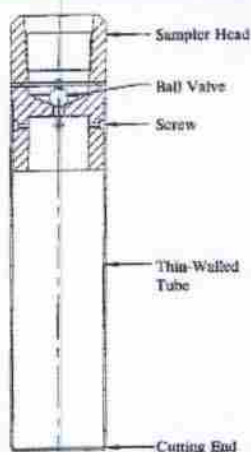


Figure 3-10: Schematic of Thin-Walled Shelby Tube (After ASTM D 4700).



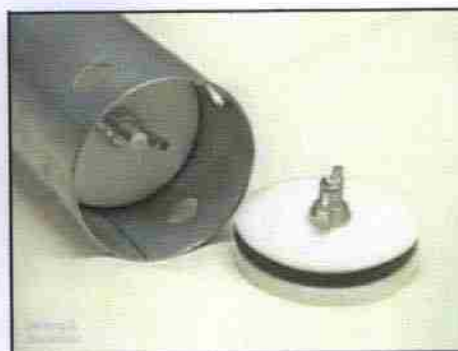
Figure 3-11: Selected Sizes and Types of Thin-Walled Shelby Tubes.

3-14

وسایل و روشهای نمونه گیری - نمونه گیر جدار نازک شلبی (Thin Wall Shelby Tube)



(a)



(b)

Figure 3-12: Shelby Tube Sealing Methods. (a) Microcrystalline wax (b) O-ring packer.

17/4/20

وچ رہتا ہے (مجموعہ ریاضیاتی مسائل)

(The World is full of problems, but the problem is that we don't have enough problems to solve them.)

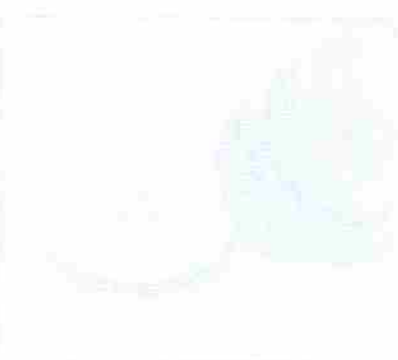
مجموعہ ریاضیاتی مسائل (The World is full of problems, but the problem is that we don't have enough problems to solve them.)



مجموعہ ریاضیاتی مسائل (The World is full of problems, but the problem is that we don't have enough problems to solve them.)

(The World is full of problems, but the problem is that we don't have enough problems to solve them.)

مجموعہ ریاضیاتی مسائل (The World is full of problems, but the problem is that we don't have enough problems to solve them.)



حمید کاظمہ

وسایل و روشهای نمونه گیری - انواع دیگر نمونه گیرها

۳- نمونه گیر پیستونی (Piston Sampler)

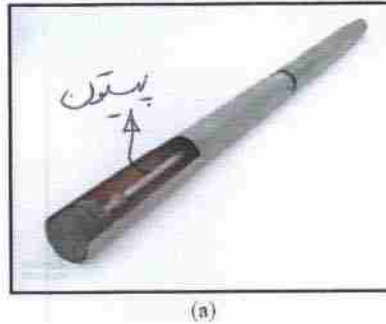
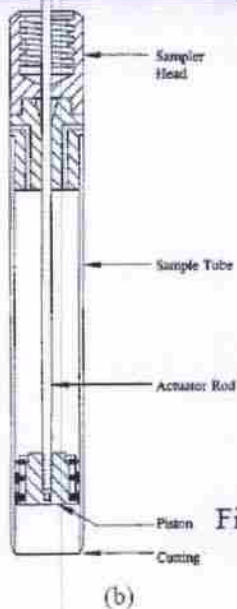


Figure 3-13: Piston Sampler. (a) Picture with thin-walled tube cut-out to show piston. (b) Schematic (After ASTM D 4700).

برای نمونه‌گیری از خاک نرم و ریزش‌پذیر

وسایل و روشهای نمونه گیری - انواع دیگر نمونه گیرها

۴- نمونه گیر پیچری (Pitcher Sampler)

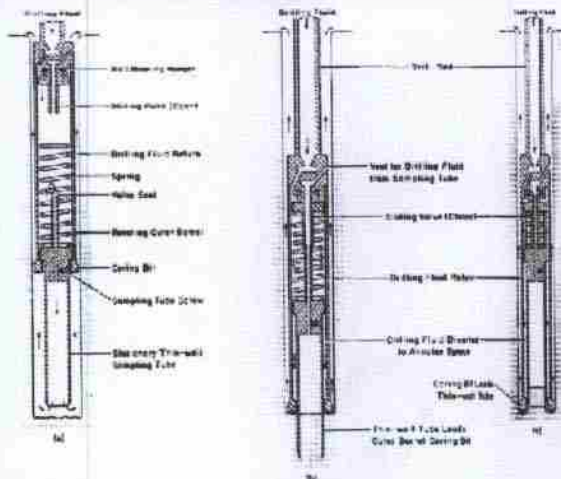


Figure 5-15 Pitcher Sampler. (a) Sampler Being Lowered into Drill Hole (b) Sampler During Sampling of Soft Soils. (c) Sampler During Sampling of Stiff or Dense Soils. (Courtesy of Mobile Drilling, Inc.)



Figure 3-14: Pitcher Tube Sampler.

دېرې څرګندې څرګندې څرګندې څرګندې څرګندې
 دېرې څرګندې څرګندې څرګندې څرګندې څرګندې

دېرې څرګندې څرګندې څرګندې څرګندې څرګندې

دېرې څرګندې څرګندې څرګندې څرګندې څرګندې
 دېرې څرګندې څرګندې څرګندې څرګندې څرګندې



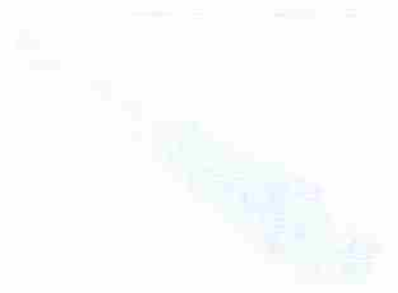
دېرې څرګندې څرګندې څرګندې څرګندې څرګندې

دېرې څرګندې څرګندې څرګندې څرګندې څرګندې
 دېرې څرګندې څرګندې څرګندې څرګندې څرګندې

دېرې څرګندې څرګندې څرګندې څرګندې څرګندې

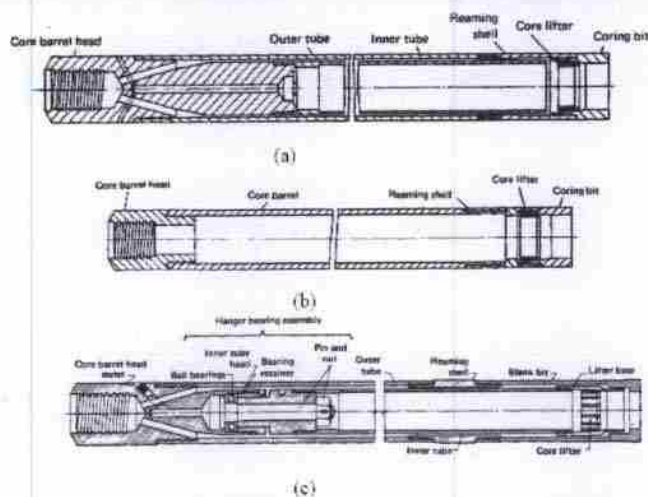
دېرې څرګندې څرګندې څرګندې څرګندې څرګندې

دېرې څرګندې څرګندې څرګندې څرګندې څرګندې
 دېرې څرګندې څرګندې څرګندې څرګندې څرګندې



حمید کاظمه

وسایل و روشهای نمونه گیری - حفاری و نمونه گیری در سنگ (Rock Coring and Sampling)



۵- نمونه گیرهای تک
جداره و دو جداره

(Single Tube and
Double Tube core
barrels)

Figure 3-17: (a) Single Tube Core Barrel; (b) Rigid Type Double Tube Core Barrel; (c) Swivel Type Double Tube Core Barrel, Series "MF" with Ball Bearings. (Courtesy of Sprague & Henwood, Inc.)

وسایل و روشهای نمونه گیری - حفاری و نمونه گیری در سنگ (Rock Coring and Sampling)

۶- نمونه گیر دو جداره (Double Tube core barrel)

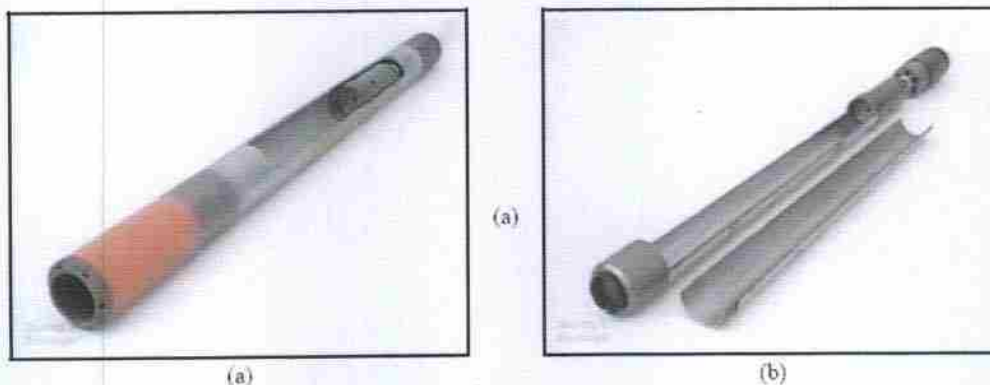


Figure 3-18: Double Tube Core Barrel. (a) Outer barrel assembly (b) Inner barrel assembly.

در این بخش، به بررسی روش‌های مختلف برای حل مسأله می‌پردازیم.

(The following table shows the results of the different methods.)

نتیجه‌گیری: روش‌های مختلف برای حل مسأله، نتایج متفاوتی را به دست می‌دهد.

روش اول: استفاده از روش‌های عددی.

روش دوم: استفاده از روش‌های تحلیلی.

روش سوم: استفاده از روش‌های ترکیبی.

روش چهارم: استفاده از روش‌های مبتنی بر هوش مصنوعی.

نتیجه‌گیری: روش‌های مختلف برای حل مسأله، نتایج متفاوتی را به دست می‌دهد.

نتیجه‌گیری: روش‌های مختلف برای حل مسأله، نتایج متفاوتی را به دست می‌دهد.

در این بخش، به بررسی روش‌های مختلف برای حل مسأله می‌پردازیم.

(The following table shows the results of the different methods.)

نتیجه‌گیری: روش‌های مختلف برای حل مسأله، نتایج متفاوتی را به دست می‌دهد.

نتیجه‌گیری: روش‌های مختلف برای حل مسأله، نتایج متفاوتی را به دست می‌دهد.



نتیجه‌گیری: روش‌های مختلف برای حل مسأله، نتایج متفاوتی را به دست می‌دهد.

نتیجه‌گیری: روش‌های مختلف برای حل مسأله، نتایج متفاوتی را به دست می‌دهد.

حمید کاظمی

$$RQD = \frac{\text{نمونه بدست آمده از حفاری}}{\text{کل طول حفاری}} \times 100$$

$$L_r = \frac{\text{مجموع طول قطعات سنگ سالم با طولی بیش از 10 cm}}{\text{کل طول حفاری}} \times 100$$

وسایل و روشهای نمونه گیری - حفاری و نمونه گیری در سنگ (Rock Coring and Sampling)

طبقه بندی توده های سنگی از نظر کیفیت (Rock Quality Designation, RQD)

- نسبت مجموع طول قطعات سنگ سالم با طول بیش از ۱۰ سانتیمتر بدست آمده از حفاری به کل طول حفاری را بصورت درصد بیان کرده و آنرا **RQD** خوانده و بعنوان شاخصی برای تعیین کیفیت سنگ بکار می برند. (جدول زیر نحوه تعیین کیفیت را با این روش نشان می دهد)

RQD (Rock Quality Designation)	Description of Rock Quality
0 - 25%	Very Poor
25 - 50%	Poor
50 - 75%	Fair
75 - 90%	Good
90 - 100%	Excellent

- همچنین نسبت طول نمونه بدست آمده از حفاری به کل طول حفاری را بصورت درصد بیان کرده و بازیابی (Recovery) می خوانند و با L_r نشان می دهند (طول نمونه را از طول بدست آمده می آوریم که نمونه را از آن حجم قرار داده و طول را جمع می کنیم این طول کمتر از طول حفاری است)

به علت شکنندگی با آب یا کیفیت بد به سبب رطوبت و فرج است

وسایل و روشهای نمونه گیری - حفاری و نمونه گیری در سنگ (Rock Coring and Sampling)

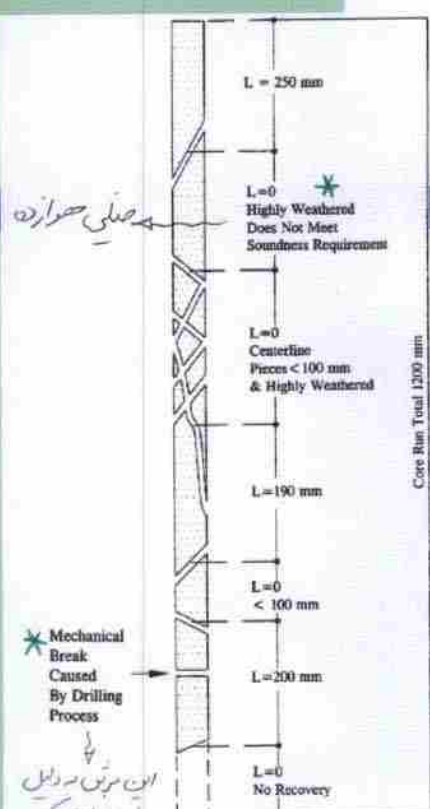
سالم = Sound

مثالی از تعیین RQD

$$RQD = \frac{\sum \text{Length of Sound } > 100 \text{ mm Core Pieces}}{\text{Total Core Run Length}} \times 100\%$$

$$RQD = \frac{250 + 190 + 200}{1200} \times 100\%$$

$$RQD = 53\% \text{ (Fair)}$$



این مته به دلیل حفاری نود که در نظر گرفته نمی شود

در حفاری و طول کمتر از 10 cm $L=0$

جیو ٹی وی چینل پر نشر ہونے والی سلسلہ
 سلسلہ کا نام "جیو ٹی وی" ہے۔
 (جیو ٹی وی چینل پر نشر ہونے والی سلسلہ)

جیو ٹی وی چینل پر نشر ہونے والی سلسلہ

جیو ٹی وی چینل پر نشر ہونے والی سلسلہ

جیو ٹی وی چینل پر نشر ہونے والی سلسلہ

جیو ٹی وی چینل پر نشر ہونے والی سلسلہ

جیو ٹی وی چینل پر نشر ہونے والی سلسلہ

جیو ٹی وی چینل پر نشر ہونے والی سلسلہ

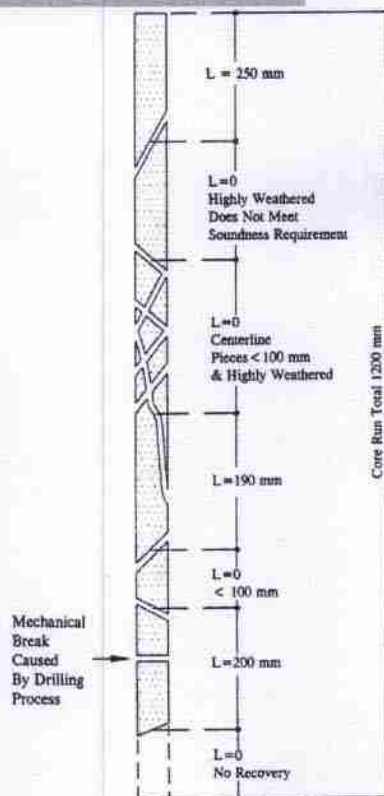
جیو ٹی وی چینل پر نشر ہونے والی سلسلہ

جیو ٹی وی چینل پر نشر ہونے والی سلسلہ

جیو ٹی وی چینل پر نشر ہونے والی سلسلہ

حمید کاظمی

وسایل و روشهای نمونه گیری - حفاری و نمونه گیری در سنگ (Rock Coring and Sampling)



مثالی از تعیین RQD

$$RQD = \frac{\sum \text{Length of Sound } > 100 \text{ mm Core Pieces}}{\text{Total Core Run Length}}$$

$$RQD = \frac{250 + 190 + 200}{1200} \times 100\%$$

$$RQD = 53\% \text{ (Fair)}$$

آزمایشات در محل (In-Situ tests)

۱. خاک را در محل مورد آزمایش قرار میدهند و بنابراین دست خوردگی خاک به حداقل می رسد
۲. دارای انواع زیاد و کاربردهای متفاوتی هستند
۳. بعضی از آنها (مانند PMT) در کشورهای مشخصی بیشتر بکار میروند و بعضی دیگر (مانند SPT، PLT و اخیراً CPT) تقریباً در تمام کشورهای بکار میروند.
۴. معمولترین آنها SPT، CPT، FVT یا VST، DMT، PMT و PLT می باشند
۵. در اینجا ما بدلیل کاربرد بیشتر، با آزمایشهای SPT، CPT، FVT و PLT آشنا می شویم

حمید کاظمی

- * آزمونهای درجه‌بندی می‌شوند. مثل آزمون دست خوردگی به جدول می‌رسد.
- * نسبت به آزمون می‌باشد یا کمتر یا بیشتر از آزمون می‌باشد. ولی در عمل گاهی به دو نوع آزمون می‌رسد.

* pressure metre test که در زمانه‌های گذشته در کارهای سنگین استفاده می‌شود. (PMT)

* Standant penetration test ضربه در نفوذ آب اندازه‌گیری است.

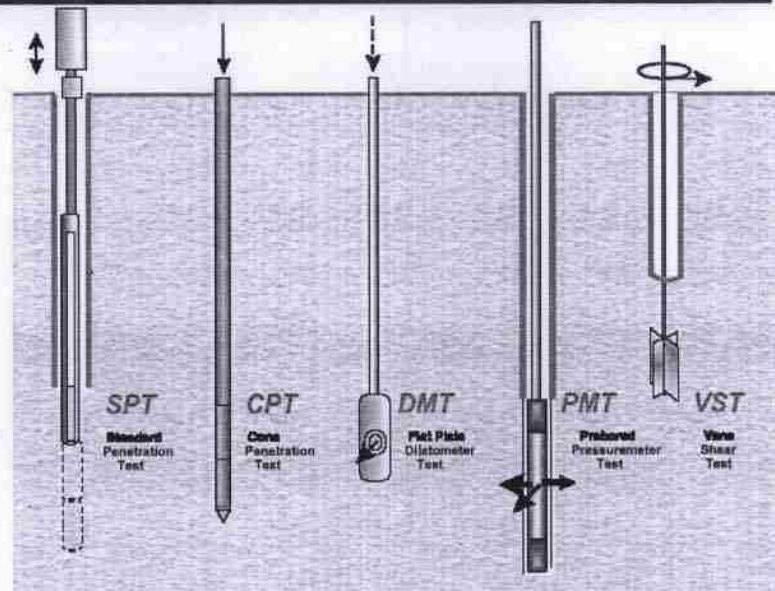
* تاسیسی که از آزمونهای FVT بدست می‌آید را می‌توان به SPT بدست آورد.

CPT : Cone penetration test آزمون مخروط

FVT : Filled Vain test

PLT : plate Load test آزمون بارگذاری صفحه‌ای

آزمایشات در محل (In-Situ tests)



وزنه = 63.5 kg

ارتفاع = 0.76m

قطر خارجی نمونه گیر استاندارد = 2 in

میزان فرو رفتگی = 45cm = 3x15cm

آزمایشات در محل (In-Situ tests)

۱- آزمایش ضربه و نفوذ استاندارد: SPT (Standard Penetration Test)

۱) در این آزمایش با استفاده از سقوط مکرر وزنه ای 140 پوندی (63.5 kg) از ارتفاع 30 اینچ (0.76 m)، نمونه گیر استاندارد (با قطر خارجی 2 اینچ) را به مقدار 18 اینچ (45 سانتیمتر) بدرون خاک فرو می برند.

۲) تعداد ضربات لازم برای نفوذ هر 6 اینچ (15 سانتیمتر) جداگانه معین می شود و مجموع تعداد ضربات لازم برای 12 اینچ (30 سانتیمتر) آخر را با عدد نفوذ استاندارد (N) نشان میدهند.

۳) از نظر تئوریک، انرژی منتقل شده به نمونه گیر با هر ضربه عبارتست از:

$$E = 63.5 \text{ kg} \times 9.807 \text{ m/s}^2 \times 0.762 \text{ m} = 474.5 (N - m)$$

ولی در عمل، انرژی واقعی منتقل شده بطور متوسط حدود 60% انرژی تئوریک است

۴) آزمایش در کف گمانه ای که معمولاً با استفاده از اگر حفر شده است انجام می شود

$$\left. \begin{array}{l} OD = 2 \text{ in} \\ ID = 1.5 \text{ in} \text{ , } 1.375 \text{ in} \\ AR = 112^\circ \end{array} \right\} \text{نمونه گیر استاندارد}$$

نمونه بردار آلوده
نیست خورده است.

SPT نمونه سیر استندارد توسط فزداگر به آن ضربه وارد می کنند به خاک فرو می رود. حجم معیاری اند مقاومت خاک بدست می آید و حجم نمونه آتیه می گردد.
چون $AR = 112$ می باشد پس نمونه دلت محاسبه است.

CPT مخروطه بسیار محمول شده است. مخروطی در داخل خاک فرو می رود. غنمت انحصاری در صورت جدا است. مقاومت خاک توسط این مخروط که به سبی صخره متصل است اندازه گیری می شود. دایره لوله هم در آن با خاک تنبلی برشی را اندازه می گیرد. یک بخش کوچکی هم بالاتر مخروط وجود دارد که ف را با هم می توان اندازه گیری کند.

غیر از این که نمونه یوزر محسوس بهای دیگری هم اضافه می کنند.

DMT (آزمایش ضاع) دهی در عمق مورد نظر مردم با فشار آب می توانیم خاک را پس زنیم (متصل کنیم) و توسط این مقاومت خاک را می نه کنیم. ارف را لازم آوری که در زمین خاک می توانیم مخصوصیات خاک را اندازه گیری کنیم. (صفحه است که سمت دایره ای اش بازمی شود و در اطراف ف می دهد)

PMT (آزمایش فشار سنجی) شبیه DMT است. به جای صفحه یک سنجیده است که در سه جهت زیادی شود.

VST برای خاک های رس اشباع با مقاومت کم قابل استفاده است و هیچ وسیله دیگری در این بخش مقاومت برشی رس بهر اشباع را به جانی دهد. (مقاومت برشی رس اشباع اهمیت بسیاری دارد)

آزمایش **SPT**

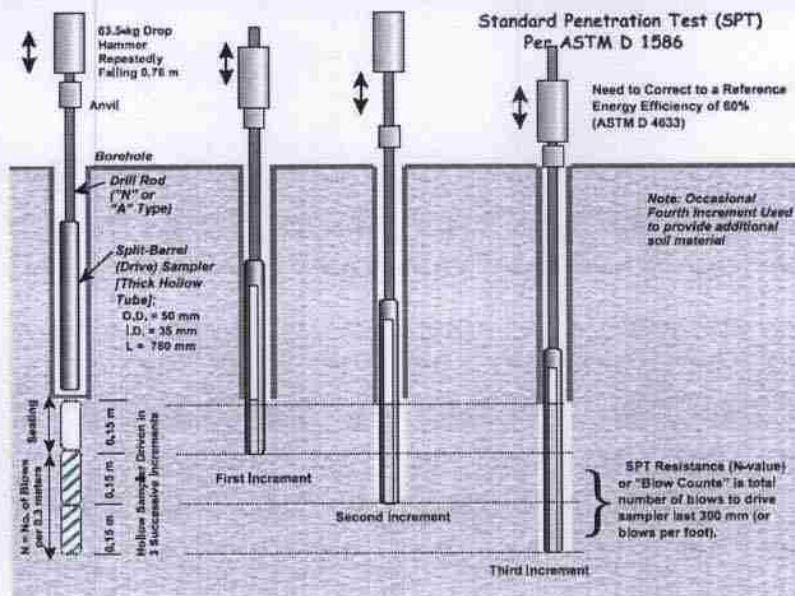
برای هر 15 cm تعداد ضربه بدست می آید. دو 15 cm آخر را با هم جمع می کنند و عدد بر نای N بدست می آید

* این آزمایش، آزمایش پیوسته است

حمید کاظمی

آزمایشات در محل (In-Situ tests)

- آزمایش ضربه و نفوذ استاندارد: SPT (Standard Penetration Test)



• مراحل انجام
آزمایش SPT

آزمایشات در محل (In-Situ tests)

- آزمایش ضربه و نفوذ استاندارد: SPT (Standard Penetration Test)



Safety Hammer



Donut Hammer

عکسبرداری

حمید

کاظمه

* ارتفاع سقوط وزنه اگر کم و زیاد شود خطا افزایش می یابد.

این آزمایش برای خاک کمی داندار (ماسه پر رشت و ماسه ای) انجام می شود.

* چون خاک کف گمانه است خورده است و شکن است از نواره رگتیه شده باشد بنابراین خاک محلی نیست پس دوتا 15 cm دوم دستم حساب اندازه گیری N است.

* وزنه را با سم بالایی بریم و اگر ادبی کنیم تا به جلد برخورد کند. (Safety Hammer)



آزمایشات در محل (In-Situ tests)

- آزمایش ضربه و نفوذ استاندارد: SPT (Standard Penetration Test)

مزایا و معایب آزمایش SPT

مزایای آزمایش SPT چیست؟

- **مزایا:** ۱) انجام آن آسان بوده و تکنولوژی بالائی نمی خواهد
- ۲) در ضمن آزمایش نمونه هم از خاک تهیه می شود
- ۳) در بسیاری خاکها و حتی در سنگ نرم قابل انجام است.
- ۴) وسایل انجام آن در بسیاری نقاط جهان در دسترس است
- **۵) تعداد زیادی جدول، نمودار و غیره برای تفسیر نتایج آن وجود دارد**

معایب:

- (در رسهای نرم، لای و خاکهای شنی و قلوه سنگی نتایج آن مناسب نیست
- نتیجه آزمایش معیاری خیلی تقریبی از خصوصیات خاک است
- تکرار پذیری آن خوب نیست و خطاهای مختلفی در انجام آن پیش می آید)

معایب آزمایش SPT چیست؟

آزمایشات در محل (In-Situ tests)

- آزمایش ضربه و نفوذ استاندارد: SPT (Standard Penetration Test)

معمولترین خطاها در انجام آزمایش SPT

معمولترین خطاها در انجام آزمایش SPT چیست؟

- ۱) تغییرات میزان سقوط وزنه
- ۲) قرار گرفتن سنگ یا قلوه سنگ در جلو پیشرو
- ۳) قرار ندادن نمونه گیر در تماس مناسب با کف گمانه
- ۴) استفاده از پیشروهای صدمه دیده
- ۵) تمیز نکردن مواد سست کف گمانه
- ۶) روانگونی ناحیه اطراف محل آزمایش و اثر آب
- ۷) تداخل سقوط وزنه با طناب ها یا شیلنگهای اطراف

SPT

معمولترین خطاها

* حتی در خاک لای میست حجم قابل استفاده است.

* چون قدیمی تر از آرسنیک در محل است بنابراین تبدیل زیادی دارد.
در جنگل اندازه که قابلیت استفاده زیادی دارد وقت آن هم کم است.

* محاسنی که N آرسنیک می یابد یعنی مکررند داریم. مکررند که هیچ گاه در آرسنیک مقاومت خاک
نیستند. چون خاک از حالت برآمده می شود.

آزمایشات در محل (In-Situ tests)

- آزمایش ضربه و نفوذ استاندارد: SPT (Standard Penetration Test)

تصحیحات آزمایش SPT

برای استاندارد کردن آزمایش SPT، ضرایب تصحیحی را در عدد N_m که از آزمایش بدست می آید ضرب می کنند. این ضرایب اثرات زیر را در نظر میگیرند:

- سربار ناشی از لایه های فوقانی خاک (C_N)
- انرژی منتقل شده به نمونه گیر (C_E)
- قطر گمانه (C_B)
- طول میله متصل به نمونه گیر (C_R)
- نوع نمونه گیر (C_S)

تصحیح برای اثر سربار و انرژی معمولاً بیشتر از بقیه اعمال می شود. (C_N و C_E)

آزمایشات در محل (In-Situ tests)

- آزمایش ضربه و نفوذ استاندارد: SPT (Standard Penetration Test)

تصحیحات آزمایش SPT

$$C_N = (P_a / \sigma'_{v0})^{0.5}$$

- ۱. تصحیح برای سربار:

که در آن P_a فشار اتمسفریک (100 kPa) و σ'_{v0} تنش موثر عمودی در محل آزمایش است

- ۲. انرژی منتقل شده به نمونه گیر را می توان با استفاده از نسبت انرژی (E_r) که نسبت انرژی واقعی منتقل شده به نمونه گیر به انرژی

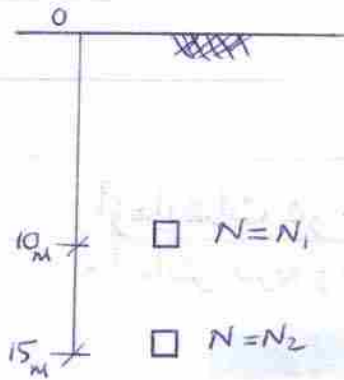
تئوریک است (بصورت درصد) نشان داد. در صورتیکه N_1 و E_{r1} مربوط به یک آزمایش و N_2 و E_{r2} مربوط به آزمایش دیگری در همان محل باشد باید داریم:

$$E_{r1} \times N_1 = E_{r2} \times N_2$$

$$N_2 = \frac{E_{r1}}{E_{r2}} \times N_1$$

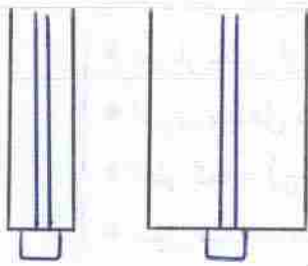
بنابراین:

$$E_r = 60\%$$



* اگر دانسته خاک در عمق بیشتر، تغییر می کنند و کم می شوند
با افزایش عمق N بیشتر می شود. چون تنش با افزایش
عمق بیشتر می گردد.
 $N_2 > N_1$

* عدد N استاندارد مربوط به هر بار 100 kpa است.



* فرض کنیم اگر با SPT را در دو نقطه مانند در دو ایستگاه داریم
درمی نه با قطر بیشتر، آرایش تنش می خدانی (Release stress)
بیشتر صورت گرفته است و برایش N کمتر می رود.

* کم در آرایش طول مدیه هم ندارد. طول مدیه باید بیش 10 m تا 30 m باشد.

* C_N نباید از 1.7 بیشتر شود. اگر بیشتر شد 1.7 را انتخاب می کنیم.

$$\begin{aligned} * 1 \text{ atm} &= 100 \text{ kpa} = 0.7 \text{ psi} = 2000 \frac{\text{lb}}{\text{ft}^2} = 10 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} * \\ 1 \text{ atm} &= 1.0133 \times 10^5 \text{ pa} \quad 1 \text{ atm} = 1.0133 \text{ bar} \end{aligned}$$

$$C_E (\text{Safety hammer}) > C_E (\text{Donut hammer})$$

آزمایشات در محل (In-Situ tests)

- آزمایش ضربه و نفوذ استاندارد: SPT (Standard Penetration Test)

TABLE 2. Corrections to SPT (Modified from Skempton 1986) as Listed by Robertson and Wride (1998)

Factor	Equipment variable	Term	Correction
سربار	Overburden pressure	C_N	$(P_o/\sigma'_{vm})^{0.5}$
انرژی	Energy ratio	C_E	$C_N \leq 1.7$
	Donut hammer	C_E	0.5-1.0
	Safety hammer	C_E	0.7-1.2
	Automatic-trip Donut-type hammer	C_E	0.8-1.3
قطر گمانه	Borehole diameter	C_B	1.0
	150 mm	C_B	1.05
	200 mm	C_B	1.15
طول هبل	Rod length	C_R	0.75
	< 3 m	C_R	0.8
	3-4 m	C_R	0.85
	4-6 m	C_R	0.95
	6-10 m	C_R	1.0
	10-30 m	C_R	1.0
نوع نمونه گیر	Sampling method	C_S	1.0
	Standard sampler	C_S	1.1-1.3
	Sampler without liners	C_S	1.1-1.3

تصحیحات SPT

$$:(N_1)_{60} *$$

N اصلاح شده برای سربار یک آتمسفر و انرژی 60% تئوریک

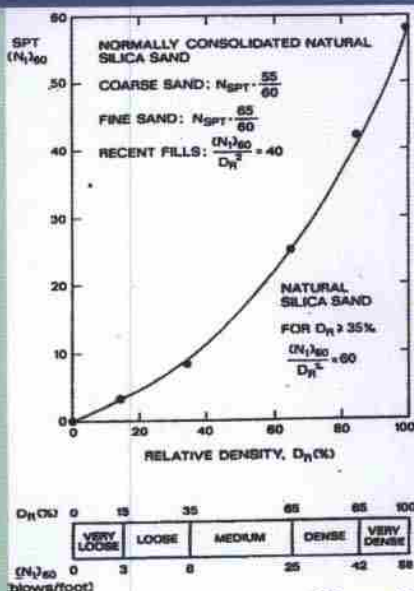
$$(N_1)_{60} = N_m C_N C_E C_B C_R C_S \quad (8)$$

* در خاک چسبده چون c اهمیت زیادی دارد $(\tau = \sigma_n \tan \phi + c)$ ، برای N اصلاحی به تصحیح نیست.

آزمایشات در محل (In-Situ tests)

- آزمایش ضربه و نفوذ استاندارد: SPT (Standard Penetration Test)

تفسیر نتایج آزمایش



DENSITY OF GRANULAR SOILS		
Description	SPT N^{60}	SPT $(N_1)_{60}$
خیلی شل	0-4	0-3
شل	4-10	3-8
متوسط	10-30	8-25
چگال	30-50	25-42
خیلی چگال	> 50	> 42

CONSISTENCY OF COHESIVE SOILS			
Description	S_u		SPT N^{60}
	(kPa) ^(a)	(ksf) ^(a)	
Very Soft	< 12	< 0.25	< 2
Soft	12-25	0.25-0.5	2-4
Firm	25-50	0.5-1	4-8
Stiff	50-100	1-2	8-15
Very Stiff	100-200	2-4	15-30
Hard	> 200	> 4	> 30

دانشگاه
تهران

$$DR = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \times 100$$

$$DR = 100 \text{ خیلی متراکم}$$

$$DR = 0 \text{ غیر متراکم}$$

$$S_u \rightarrow \text{مقاومت برشی خاکش نشد}$$

$$ksf \rightarrow \frac{ke_b}{ft^2}$$

کامپوز

$(N_1)_{60}$ to a projected
 istment reshapes the
 consistency with CRR
 -wave velocity pro-
 d the original curve
 data to constrain the
 ter fit to the present
 of the base curve as

h (personal commu-
 and base curve plot-

$$\frac{1}{(N_1)_{60} + 45]^2} - \frac{1}{200} \quad (4)$$

$(N_1)_{60} \geq 30$, clean
 are classed as non-
 n spreadsheets and
 the clean-sand base

1. (1985) noted an
 sed fines content.
 ease of liquefaction
 stance is not clear.

TABLE 2. Corrections to SPT (Modified from Skempton 1986) as Listed by Robertson and Wride (1998)

Factor	Equipment variable	Term	Correction
Overburden pressure	—	C_N	$(P_a/\sigma'_{vo})^{0.5}$
Overburden pressure	—	C_N	$C_N \leq 1.7$
Energy ratio	Donut hammer	C_E	0.5–1.0
Energy ratio	Safety hammer	C_E	0.7–1.2
Energy ratio	Automatic-trip Donut-type hammer	C_E	0.8–1.3
Borehole diameter	65–115 mm	C_B	1.0
Borehole diameter	150 mm	C_B	1.05
Borehole diameter	200 mm	C_B	1.15
Rod length	<3 m	C_R	0.75
Rod length	3–4 m	C_R	0.8
Rod length	4–6 m	C_R	0.85
Rod length	6–10 m	C_R	0.95
Rod length	10–30 m	C_R	1.0
Sampling method	Standard sampler	C_S	1.0
Sampling method	Sampler without liners	C_S	1.1–1.3

$$(N_1)_{60} = N_m C_N C_E C_B C_R C_S \quad (8)$$

where N_m = measured standard penetration resistance; C_N = factor to normalize N_m to a common reference effective overburden stress; C_E = correction for hammer energy ratio (ER); C_B = correction factor for borehole diameter; C_R = correction factor for rod length; and C_S = correction for samplers with or without liners.

DENSITY OF GRANULAR SOILS		
Description	SPT $N^{(5)}$	SPT $(N_1)_{60}^{(6)}$
Very Loose	0–4	0–3
Loose	4–10	3–8
Compact	10–30	8–25
Dense	30–50	25–42
Very Dense	> 50	> 42

CONSISTENCY OF COHESIVE SOILS			
Description	$S_u^{(7)}$		SPT $N^{(9)}$
	(kPa) ⁽³⁾	(ksf) ⁽⁸⁾	
Very Soft	< 12	< 0.25	< 2
Soft	12–25	0.25–0.5	2–4
Firm	25–50	0.5–1	4–8
Stiff	50–100	1–2	8–15
Very Stiff	100–200	2–4	15–30
Hard	> 200	> 4	> 30

- (1) Only selected examples of the possible variations or combinations of the basic symbols are illustrated.
- (2) Example: SAND, silty, trace of gravel = sand with 20% to 35% silt and up to 10% gravel, by weight.
- (3) Approximate metric conversion.
- (4) Fines are classified as silt or clay on the basis of Atterberg limits (refer to Plasticity Chart).
- (5) Standard Penetration Test (SPT) blow count (uncorrected), after Terzaghi and Peck, 1948.
- (6) Standard Penetration Test blow count, based on above N value corrected to 60% hammer efficiency and 96 kPa (1.0 ton/ft²) effective overburden pressure, after Skempton, 1986.
- (7) Undrained shear strength can be estimated by vane (gives S_u), pocket penetrometer (gives unconfined compressive strength, i.e., $2S_u$), or unconfined compression test (gives $2S_u$).
- (8) ksf = 1000 pounds per square foot = 0.5 tsf (ton/ft²) = approximately 0.5 kg/cm².
- (9) Very approximate correlation with Standard Penetration Test blow counts, after Terzaghi and Peck, 1948.

Gravel = شن

Sand = ماس

Silt = لای

clay = پیل

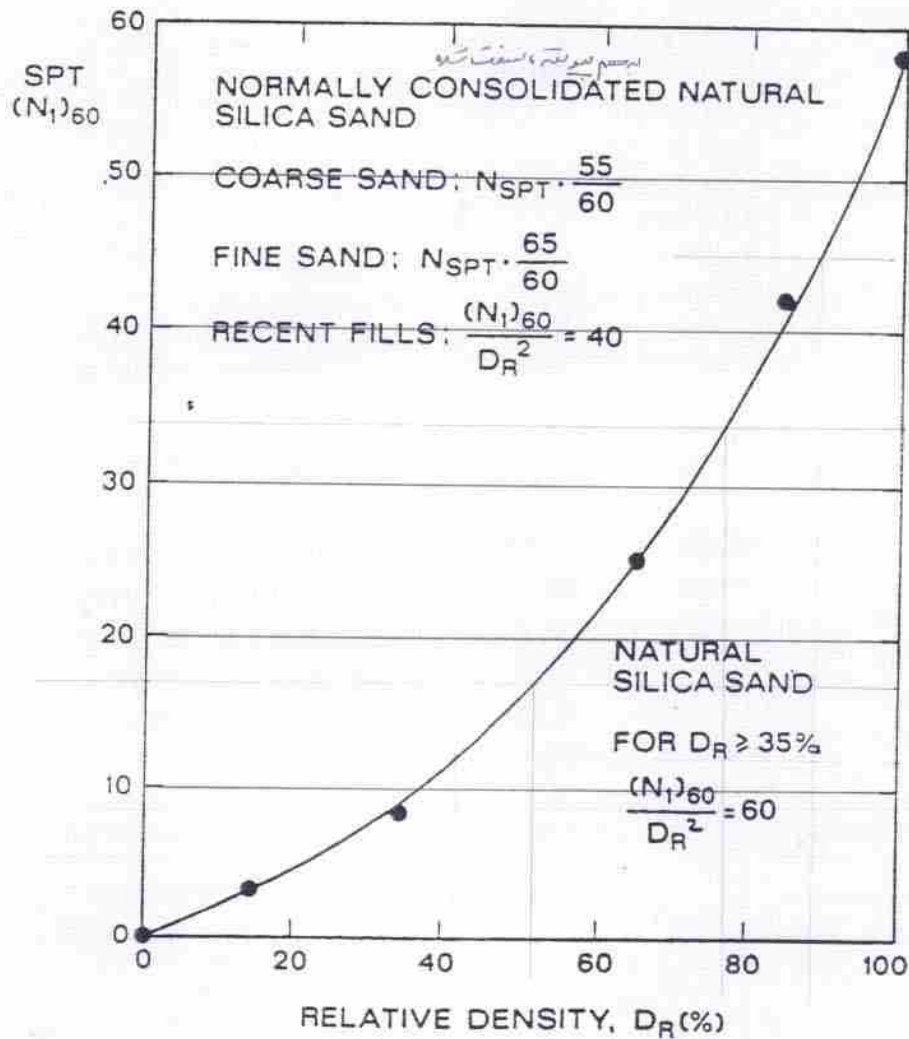
fine = نرم
Coarse = درخت

$$9.81 \frac{\text{KN}}{\text{M}^3}$$

$$1 \frac{\text{ton}}{\text{M}^3}$$

$$= 1 \frac{\text{gr}}{\text{cm}^3}$$

وزن مخصوص آب



$D_R(\%)$	0	15	35	65	85	100
	VERY LOOSE	LOOSE	MEDIUM	DENSE	VERY DENSE	
$(N_1)_{60}$ (blows/foot)	0	3	8	25	42	58

FIG.5: Proposed SPT Relative Density correlation for normally consolidated natural silica sands
(Adapted from Skempton, 1986)

حمید کاظمی

آزمایشات در محل (In-Situ tests)

- آزمایش ضربه و نفوذ استاندارد: SPT (Standard Penetration Test)
تفسیر نتایج آزمایش - خاکهای دانه ای

TABLE 3-4

Empirical values for ϕ , D_r , and unit weight of granular soils based on the SPT at about 6 m depth and normally consolidated [approximately, $\phi = 28^\circ + 15^\circ D_r (\pm 2^\circ)$]

Description	Very loose	Loose	Medium	Dense	Very dense
Relative density D_r	0	0.15	0.35	0.65	0.85
SPT N_{70} : fine	1-2	3-6	7-15	16-30	?
medium	2-3	4-7	8-20	21-40	> 40
coarse	3-6	5-9	10-25	26-45	> 45
ϕ : fine	26-28	28-30	30-34	33-38	
medium	27-28	30-32	32-36	36-42	< 50
coarse	28-30	30-34	33-40	40-50	
γ_{wet} , kN/m ³	11-16*	14-18	17-20	17-22	20-23

* Excavated soil or material dumped from a truck has a unit weight of 11 to 14 kN/m³ and must be quite dense to weigh much over 21 kN/m³. No existing soil has a $D_r = 0.00$ nor a value of 1.00. Common ranges are from 0.3 to 0.7.

آزمایشات در محل (In-Situ tests)

- آزمایش ضربه و نفوذ استاندارد: SPT (Standard Penetration Test)
تفسیر نتایج آزمایش - خاکهای چسبنده

TABLE 3-5

Consistency of saturated cohesive soils*

Consistency		N_{70}	q_u , kPa	Remarks
Very soft	NC Young clay	0-2	< 25	Squishes between fingers when squeezed
Soft		3-5	25- 50	Very easily deformed by squeezing
Medium		6-9	50- 100	??
Stiff	OCR Aged/ cemented	10-16	100- 200	Hard to deform by hand squeezing
Very stiff		17-30	200- 400	Very hard to deform by hand squeezing
Hard		> 30	> 400	Nearly impossible to deform by hand

* Blow counts and OCR division are for a guide—in clay "exceptions to the rule" are very common.

می توان نوشت: $q_u = kN$

که در آن برای مقاومت تک محوری بر حسب kPa می توان از k در حدود 10 استفاده کرد

NC ——— عادی یکم رانده
OC ——— پس یکم رانده

1. The first part of the question is about the definition of a function.

2. The second part is about the domain and range of a function.

3. The third part is about the graph of a function.

4. The fourth part is about the properties of a function.

Function	Domain	Range	Graph	Properties
$f(x) = x^2$	\mathbb{R}	$[0, \infty)$		Even function, increasing on $[0, \infty)$, decreasing on $(-\infty, 0]$.
$g(x) = \sin(x)$	\mathbb{R}	$[-1, 1]$		Odd function, periodic with period 2π .
$h(x) = \log(x)$	$(0, \infty)$	\mathbb{R}		Increasing function, concave down.

5. The fifth part is about the composition of functions.

6. The sixth part is about the inverse of a function.

7. The seventh part is about the limits of a function.

Function	Limit	Graph
$f(x) = \frac{1}{x}$	$\lim_{x \rightarrow 0} f(x) = \infty$	
$g(x) = \frac{x^2 - 1}{x - 1}$	$\lim_{x \rightarrow 1} g(x) = 2$	

8. The eighth part is about the continuity of a function.

حمید کاظمہ

آزمایشات در محل (In-Situ tests)

۲- آزمایش نفوذ مخروط: CPT (Cone Penetration Test)

نحوه انجام آزمایش

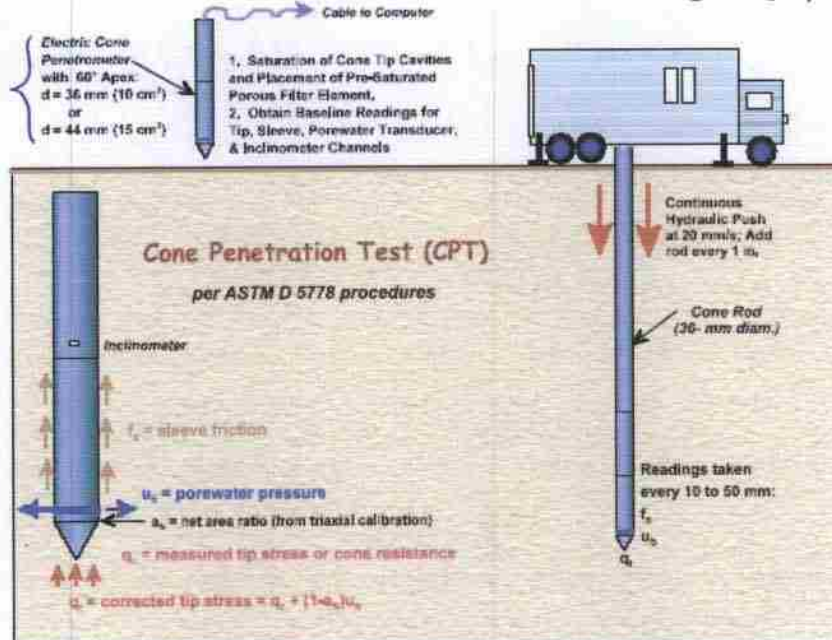


Figure 5-7: Procedures and Components of the Cone Penetration Test.

f_s = اصطکاک سلیو
 u = فشار آب منفذی

q_t = تنش اندازگی شد تصحیح یافته

آزمایشات در محل (In-Situ tests)

- آزمایش نفوذ مخروط: CPT (Cone Penetration Test)

نحوه انجام آزمایش



Figure 5-5. Various Cone Penetrometers Including Electric Friction and Piezocone Types.



حمید کاظمی

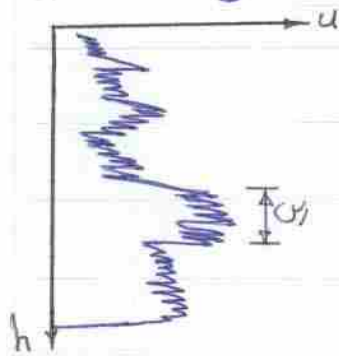
* آزمایش CPT اطلاعات بیشتری را نسبت به SPT می دهد.

* مخروطی که داخل خاک می شود دارای سطح مقطع $10cm^2$ است.

* زاویه نوک مخروط 60 درجه است و سرعت آن 20 mm/s می باشد. اگر به یک راجع می بینیم فشار آب نیز محسوب می گردد.

فشار آب اندازه گیری شده دو مولفه دارد: (1) استاتیک (2) دینامیک. وقتی با سرعت وارد خاک می شویم فشار دینامیک برآب وارد می شود. با گذشت زمان فشار متعادل می گردد و فشار دینامیک به حیدر استاتیک تبدیل می شود.

چون در س فشار آب در متعادل می شود پس فشار اندازه گیری شده زیاد تر از داده می شود.



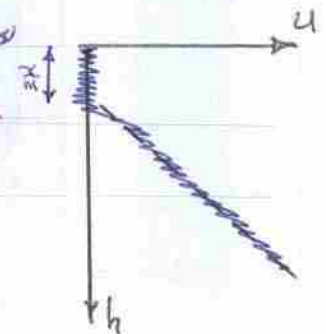
یعنی در عمق ۰ قریب آب ریزش می دهد.

* سه متغیر اندازه گیری می گردد:

(1) q_c تنش اندازه گیری شده که بوسیله تصحیح انجام می دهند. (q_t)

(2) F_s اصطکاک جانبی

(3) u فشار آب



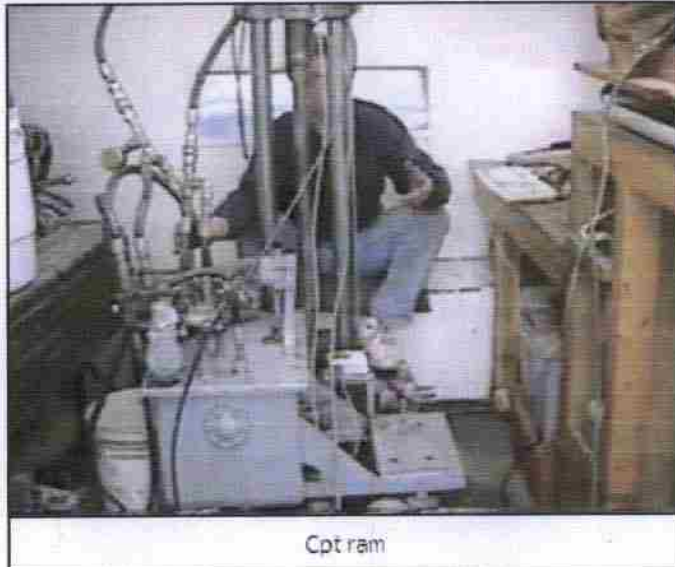
عمل تصحیح این است که q_c تفاوت فشار خاک و فشار آب بوسیله است. فقط فشار خاک را

$$q_t = q_c + (1-\alpha) u_z$$

نسبت سطح مقطع آب به سطح کل

آزمایشات در محل (In-Situ tests)

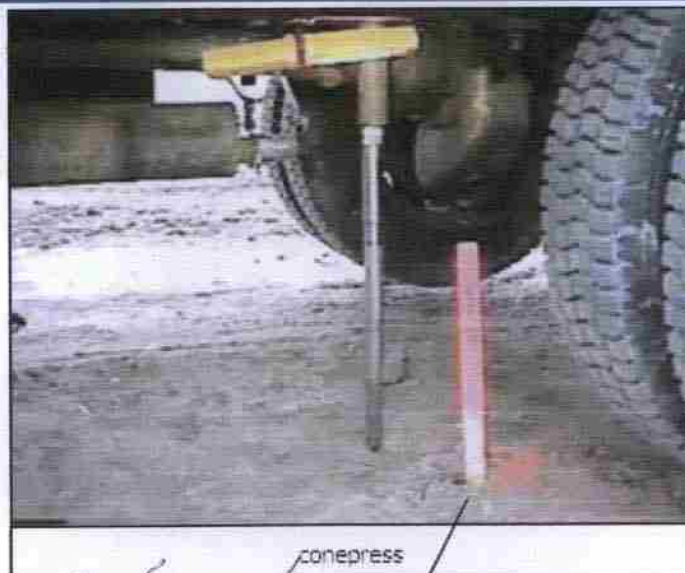
- آزمایش نفوذ مخروط: مخروط: CPT (Cone Penetration Test)
نحوه انجام آزمایش



Cp tram

آزمایشات در محل (In-Situ tests)

- آزمایش نفوذ مخروط: مخروط: CPT (Cone Penetration Test)
نحوه انجام آزمایش



cone press

چون این در محل انجام آزمایشات سختی دارد

حمید کاظمی

آزمایشات در محل (In-Situ tests) - آزمایش نفوذ مخروط: CPT (Cone Penetration Test) مزایا و معایب آزمایش CPT

- مزایا:**
- ۱ پروفیل پیوسته ای از خاک میدهد
 - ۲ اجرای آن سریعتر و اقتصادی تر است
 - ۳ دقت و تکرار پذیری آن خوب است
 - ۴ تفسیر و ارائه نتایج آن می تواند بصورت اتوماتیک انجام شود
 - ۵ بویژه برای خاکهای نرم نتایج خوبی میدهد
 - ۶ امکان افزودن حسگرهای مختلف به آن وجود دارد
- معایب:**
- ۱ نمونه معمولاً تهیه نمیشود
 - ۲ در خاکهای خیلی مقاوم و قلوه سنگی امکان نفوذ ندارد
 - ۳ نیاز به تخصص بیشتر در انجام آزمایش و تفسیر نتایج دارد
 - ۴ به سرمایه گذاری اولیه بیشتری نیاز دارد

۶۳

آزمایشات در محل (In-Situ tests) - آزمایش نفوذ مخروط: CPT (Cone Penetration Test) تفسیر نتایج آزمایش

- مقاومت انتهائی اندازه گیری شده را با q_c و اصطکاک جانبی را با f_s نشان می دهند. برای تصحیح خطای ناشی از فشار آب پشت مخروط انتهائی، از رابطه زیر استفاده کرده و مقاومت انتهائی تصحیح شده را با q_t نشان می دهند.

The tip correction is: $q_t = q_c + (1-a) \cdot u_2$

where: q_t is the corrected tip resistance

q_c is the recorded tip resistance

u_2 is the recorded dynamic pore pressure behind the tip (u_2 position)

→ a is the Net Area Ratio for the cone (typically 0.85 for Gregg In Situ cones)

- نسبت اصطکاک (Friction Ratio) یا R_f با استفاده از رابطه زیر تعریف می شود:

$$R_f = \frac{f_s}{q_t} \times 100$$

نسبت اصطکاک

* نسبت اصطکاک جانبی در مقایسه با مقاومت الکسانی
 نشان می دهد. در خاک های دانه ای $q_{tE} > 20 \text{ bar}$
 در f_s آنرا کم است.
 $1 \text{ atm} = 1.0133 \text{ bar}$

۶۴

مزایا:

برخلاف SPT بیرونی است و تنش کمتر است.
می توان محسوساتی براساس مواد سیمانی را در این روش استفاده کرد.

معایب:

اگر احتمال برهم خوردن افکانش محدود شود باید آزمون CPT را انجام دهیم.

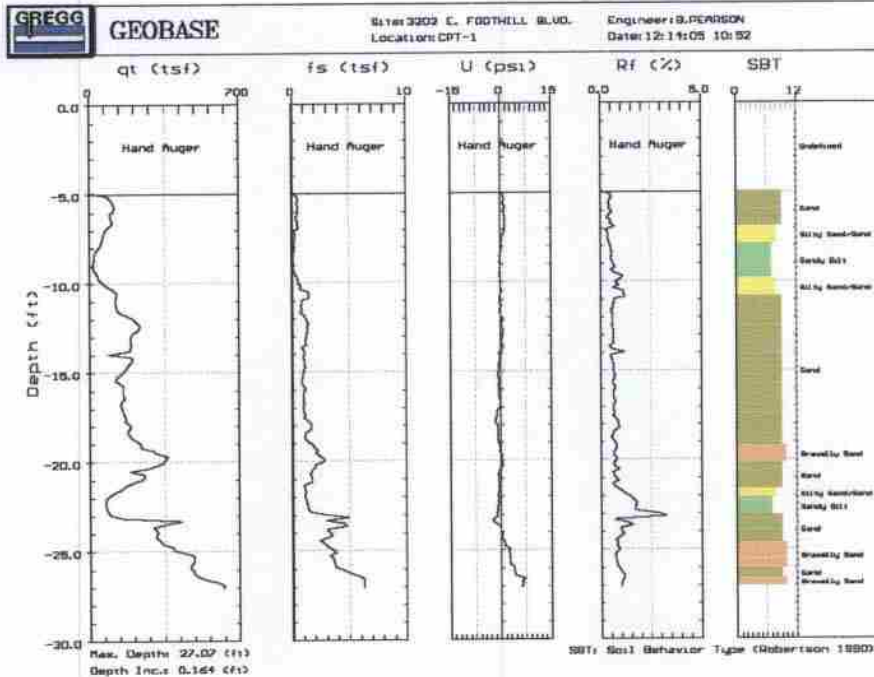
حمید

کاظمه

آزمایشات در محل (In-Situ tests)

- آزمایش نفوذ مخروط: مخروط: CPT (Cone Penetration Test)

نمونه ای از نتایج آزمایش



آزمایشات در محل (In-Situ tests)

- آزمایش نفوذ مخروط: مخروط: CPT (Cone Penetration Test)

تفسیر نتایج آزمایش - تعیین نوع خاک

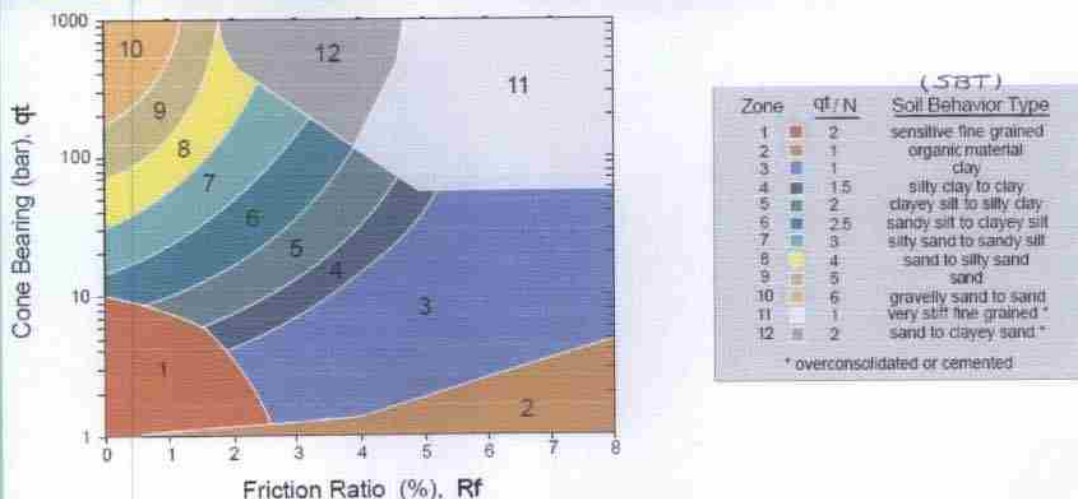


Figure 1 Non-Normalized Behavior Type Classification Chart

* مقدار مقاومت انتهایی اندازه گیری شده تصحیح یافته بر حسب نسبت اصطکاک

* اگر خاک درست داده باشد در صورت انبساط و انقباض خاک آب در آن

حدود این کار نوع رفتار خاک را نشان می دهد. $STBT \rightarrow$ Soil Behaviour Type

* این عدد برای خاک شنی، ماسه ای و رسی و ... فرق دارد.

مکانیک خاک

مکانیک خاک

مکانیک خاک

حمید کاظمی



آزمایشات در محل (In-Situ tests)

- آزمایش نفوذ مخروط: CPT (Cone Penetration Test)
تفسیر نتایج آزمایش

- نتایج آزمایش CPT به بسیاری از خصوصیات خاک ارتباط داده شده است. از جمله:
 - ۱- نوع خاک
 - ۲- زاویه اصطکاک داخلی خاکهای دانه ای
 - دانسیته نسبی خاکهای دانه ای
 - مدول الاستیسیته خاکهای دانه ای
- مقاومت انتهائی اندازه گیری شده را با q_c و اصطکاک جانبی را با f_s نشان می دهند. برای تصحیح خطای ناشی از فشار آب پشت مخروط انتهائی، از رابطه زیر استفاده کرده و مقاومت انتهائی تصحیح شده را با q_t نشان می دهند.

خصوصیات حاصل از CPT

آزمایشات در محل (In-Situ tests)

- آزمایش نفوذ مخروط: CPT (Cone Penetration Test)
تفسیر نتایج آزمایش

- نتایج آزمایش CPT به بسیاری از خصوصیات خاک ارتباط داده شده است. از جمله:
 - ۱- نوع خاک
 - ۲- زاویه اصطکاک داخلی، (ϕ) دانسیته نسبی، (D_r) وزن حجمی و مدول الاستیسیته (E) خاکهای دانه ای
 - ۳- مقاومت برشی زهکشی نشده، (C_u) نسبت پیش تحکیمی، (OCR) مدول الاستیسیته (E) و ضریب فشار جانبی (K_0) خاکهای چسبنده

خصوصیات حاصل از CPT

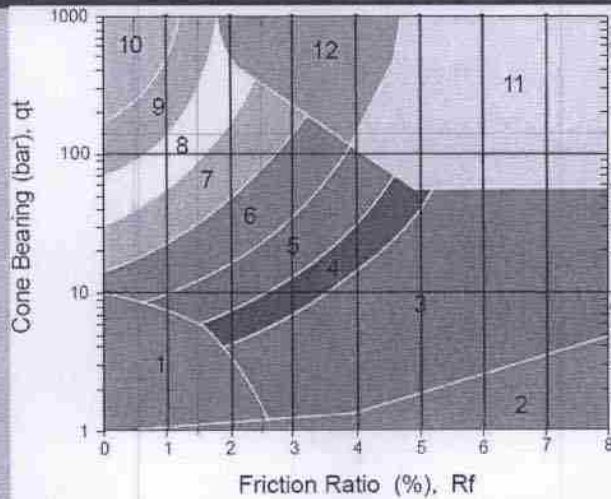
* اگر خاک دانه‌ها را بشوید و اگر خاک میسده باشد یا بافتی که در دسترس داریم.

حمید کاظمی

آزمایشات در محل (In-Situ tests)

آزمایش نفوذ مخروط: CPT (Cone Penetration Test)

تفسیر نتایج آزمایش - تعیین نوع خاک



برای تعیین نوع خاک معمولاً از نمودار زیر استفاده میشود

Zone	qt / N	Soil Behavior Type
1	2	sensitive fine grained
2	1	organic material
3	1	clay
4	1.5	silty clay to clay
5	2	clayey silt to silty clay
6	2.5	sandy silt to clayey silt
7	3	silty sand to sandy silt
8	4	sand to silty sand
9	5	sand
10	6	gravelly sand to sand
11	1	very stiff fine grained *
12	2	sand to clayey sand *

* overconsolidated or cemented

معمولاً:

- در ماسه ها q_t زیاد و R_f کم است
- در رس ها q_t کم و R_f زیاد است

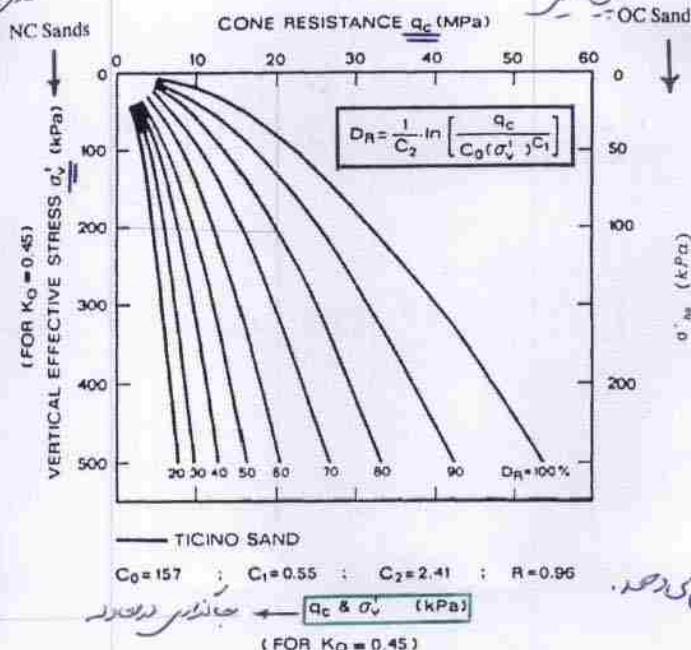
Figure 1 Non-Normalized Behavior Type Classification Chart

$$R_f = \frac{f_s}{q_t} \times 100$$

آزمایشات در محل (In-Situ tests)

آزمایش نفوذ مخروط: CPT (Cone Penetration Test)

تفسیر نتایج آزمایش



(۲) خاک های درشت دانه

- دانسیته نسبی (D_r)

با استفاده از رابطه روبرو پیشنهادی Baldi (1986) میتوان D_r را برای ماسه با تراکم پذیری متوسط، با تحکیم عادی، غیر سیمانته و عمدتاً گوارتری برآورد کرد

در 500 kPa (محدوده ایستایی) 25^m خنثی دند

$$q_c = 20 \times 10^3 \text{ kPa}$$

$$q_c \text{ و } \sigma_v' \text{ در فرمول بصورت کPa هستند}$$

$$C_0 = 157$$

$$R_f = 2, q_e = 100 \rightarrow \text{نمونه 7}$$

نمونه 10 دارای q_e بالا و R_f کم است \leftarrow سر و کار به بیش می باشد.

* در خاک های درشت دانه دانسیته و زاویه اصطکاک داخلی
* در خاک های ریز دانه C_u و OCR رفتار پلاستیک است.
* دانسیته نسبی را از نمودار یا رابطه می توان استفاده نمود.

$$C_0 = 15 \quad C_1 = 0.55 \quad C_2 = 2.41$$

تنش مؤثر عمودی $\rightarrow \sigma'_v$

* q_e و q_c به حجم ضعیف تر دینند مگر برای خاک های رسی این معادله کم. چون نسبت فشار آب به مقاومت بسیار زیاد است.

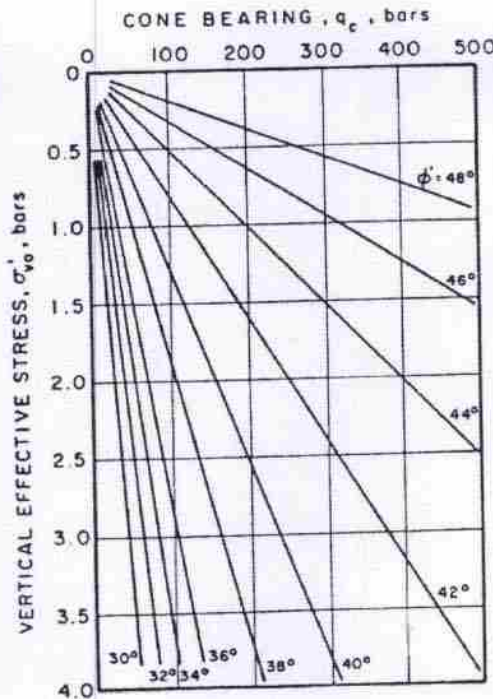
* اگر خاک دارای آب نباشد $u = 0$ می شود $q_c = q_e$ می رود.

حمید کاظمی

1 bar = 1 atm = 100 kpa

آزمایشات در محل (In-Situ tests)

آزمایش نفوذ مخروط: CPT (Cone Penetration Test) - تفسیر نتایج آزمایش



۳) خاک های درشت دانه

• زاویه اصطکاک (φ)

با استفاده از رابطه زیر پیشنهادی Robertson and Campanella (1983)

میتوان φ را برای ماسه با تراکم پذیری متوسط، با تحکیم عادی، غیر سیمانته و عمدتاً کوارتزی برآورد کرد:

$$\tan \phi = \frac{1}{2.68} \left[\log \left(\frac{q_c}{\sigma'_{v0}} \right) + 0.29 \right]$$

σ'_{v0} : تنش موثر قائم

σ_{v0} : تنش کل قائم
← خاک های ریز دانه
اشباع می شود

آزمایشات در محل (In-Situ tests)

آزمایش نفوذ مخروط: CPT (Cone Penetration Test) - تفسیر نتایج آزمایش

خاک های ریز دانه

۴) • مقاومت برشی زهکشی نشده (c_u)
$$c_u = \frac{q_t - \sigma_v}{N_{kt}}$$
 $N_{kt} = 15$

که در آن N_{kt} بین 10 و 20 است (متوسط 15) و با افزایش پلاستیسیته خاک کم می شود (معمولاً P.I. بالا باشد N_{kt} کم می شود)

۵) • نسبت پیش تحکیمی (OCR)
$$OCR = k \left(\frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right)$$
 $K = 0.3$

که در آن k بین 0.2 و 0.5 است (متوسط 0.3) و با افزایش پیش تحکیمی خاک زیاد می شود

۶) • ضریب فشار جانبی خاک (K_0)
$$K_0 = 0.1 \left(\frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right)$$

نتایج حاصل از این رابطه پراکندگی زیادی داشته و باید با احتیاط بکار روند

حمید کاظمہ

ical Parameters

ive density (D_r)

ore recommended a formula to estimate relative
density from q_c . A modified version of this
formula, to obtain D_r from q_{cl} is as follows:

$$D_r = \left(\frac{1}{C_2} \right) \ln \left(\frac{q_{cl}}{C_0} \right)$$

where:

C_0 and C_2 are soil constants

σ'_{vo} = effective vertical stress in kPa

$q_{cl} = (q_c / p_a) / (\sigma'_{vo} / p_a)^{0.5}$
= normalized CPT resistance, corrected
for overburden pressure

p_a = reference pressure of 100 kPa, in the
same units as q_c and σ'_{vo}

q_c = cone penetration resistance, in kPa

For moderately compressible, normally
consolidated, unaged and uncemented,
predominantly quartz sands the constants
are: $C_0 = 15.7$ and $C_2 = 2.41$.

Kulhawy and Mayne (1990) suggested a
simpler formula for estimating relative
density:

$$D_r^2 = \frac{q_{cl}}{305 Q_C Q_{OCR} Q_A}$$

where:

q_{cl} and p_a are as defined above

Q_C = Compressibility factor; ranges from
0.91 (low compress.) to 1.09 (high compress.)

Q_{OCR} = Overconsolidation factor = $OCR^{0.18}$

Q_A = Aging factor = $1.2 + 0.05 \log(t/100)$

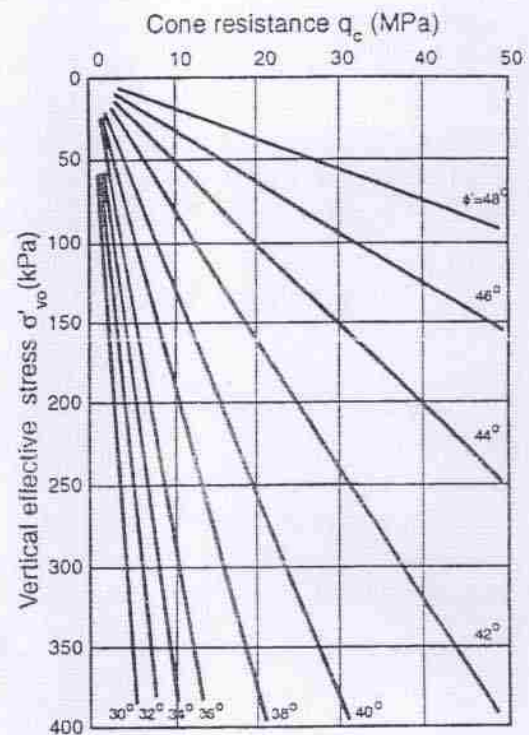
Note that the correction factors, Q_C , Q_{OCR}
and Q_A are approximate.

References

- Baldi, G., Bellotti, R., Ghionna, V., Jamiolkowski, M. and
Pasqualini, E. 1986. Interpretation of CPTs and CPTUs; 2nd
part: drained penetration of sands, Proceedings of the 4th
International Geotechnical Seminar, Singapore, 143-156.
Kulhawy, F.H. and Mayne, P.H. 1990. Manual on estimating soil
properties for foundation design, Electric Power Research
Institute, EPRI, August 1990.

proposed by Robertson and Campanella
(1983) is shown in Figure 6.

For sands of high compressibility, the chart
will tend to predict low friction angles.



Note: 0.1 MPa = 100 kPa = 1 bar \approx 1 tsf \approx 1 kg/cm²

$$\tan \phi' = \frac{1}{2.68} \left[\log \left(\frac{q_c}{\sigma'_{vo}} \right) + 0.29 \right]$$

Figure 6. Friction angle, ϕ' , from CPT in
uncemented silica sand (after Robertson and
Campanella, 1983).

References

- Lunne, T. and Christophersen, H.P. 1983. Interpretation of cone
penetrometer data for offshore sands, Proceedings of the
Offshore Technology Conference, Richardson, Texas, Paper No.
4464
Robertson, P.K. and Campanella, R.G. 1983. Interpretation of
cone penetrometer test: Part I: sand, Canadian Geotechnical
Journal, 20(4): 718-33.
Yu, H.S. and Mitchell, J.K. 1988. Analysis of cone resistance:
review of methods, J. of Geotechnical and Geoenvironmental
Engineering, ASCE, 124(2): 140-149.

Geotechnical Parameters

Estimation of OCR and K_0 - cohesive soils

Overconsolidation ratio (OCR) is defined as the ratio of the maximum past effective consolidation stress and the present effective overburden stress:

$$\text{OCR} = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{vo}}$$

For mechanically overconsolidated soils where the only change has been the removal of overburden stress, this definition is appropriate. However, for cemented and/or aged soils the OCR may represent the ratio of the yield stress and the present effective overburden stress. The yield stress will depend on the direction and type of loading. The easiest and generally the most reliable method to estimate OCR in cohesive soils is:

$$\text{OCR} = k \left(\frac{q_t - \sigma'_{vo}}{\sigma'_{vo}} \right)$$

An average value of $k = 0.3$ can be assumed, with an expected range of 0.2 to 0.5. Higher values of k are recommended in aged, heavily overconsolidated clays. If previous experience is available in the same deposit, the values of k should be adjusted to reflect

this experience and to provide a more reliable profile of OCR.

For larger, moderate to high-risk projects, where additional high quality field and laboratory data may be available, site-specific correlations should be developed based on consistent and relevant values of OCR. The estimated OCR is influenced by soil sensitivity, preconsolidation mechanism, soil type and local heterogeneity.

There is no reliable method to determine K_0 from CPT. However, an estimate can be made based on an estimate of OCR, as shown in Figure 5 (Lunne et al., 1997; Andersen et al., 1979). Kulhawy and Mayne (1990) suggested a similar approach, using:

$$K_0 = 0.1 \left(\frac{q_t - \sigma'_{vo}}{\sigma'_{vo}} \right)$$

These approaches are generally limited to mechanically overconsolidated soils. Considerable scatter exists in the database used for these correlations and therefore they must be considered only as a guide.

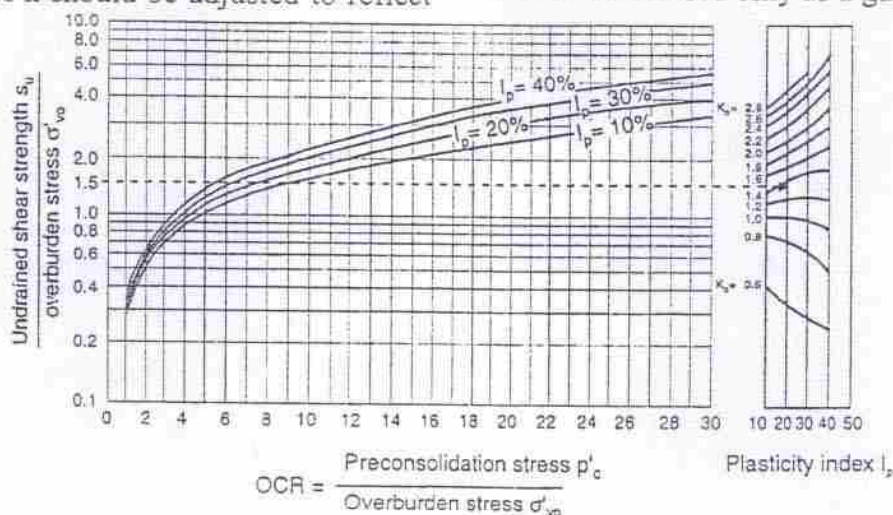
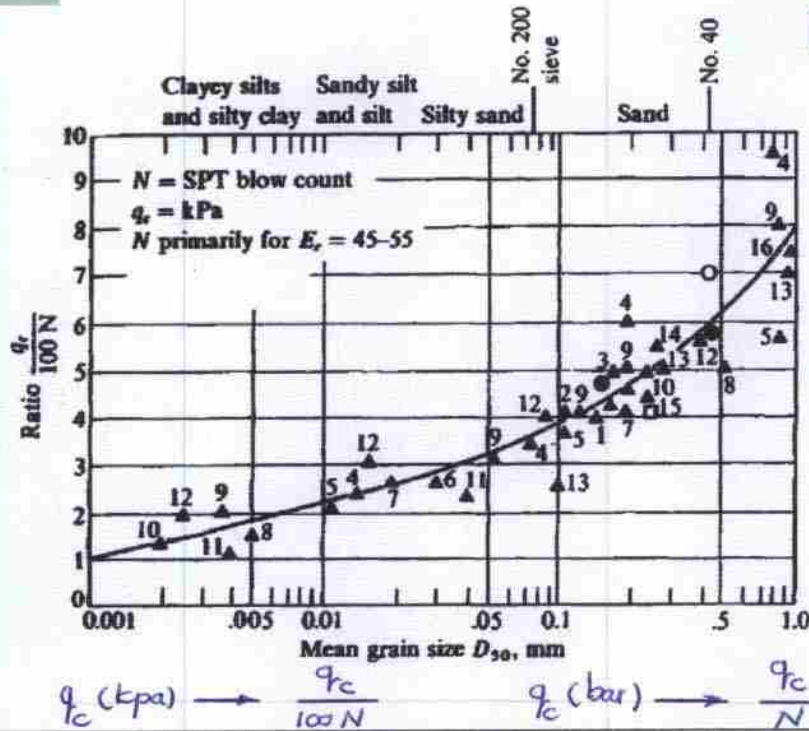


Figure 5. OCR and K_0 from s_u/σ'_{vo} and I_p (after Andersen et al., 1979 and Booker and Ireland, 1965)

آزمایشات در محل (In-Situ tests)

- آزمایش نفوذ مخروط: CPT (Cone Penetration Test)

تفسیر نتایج آزمایش



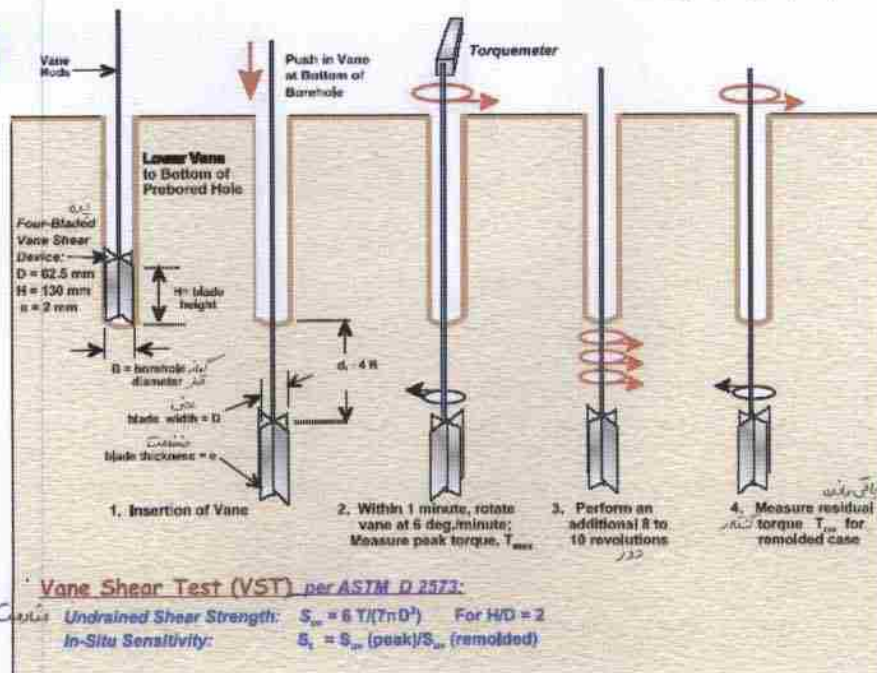
عدد N معادل q_c

در مواردی لازم است نتایج
آزمایش نفوذ مخروط را
برای بدست آوردن عدد N
معادل استفاده کرد. نمودار
روبرو که این رابطه را برای
اندازه های مختلف دانه
خاک میدهد کاربرد زیادی
پیدا کرد

آزمایشات در محل (In-Situ tests)

۳- آزمایش برش پره: VST (Vane Shear Test)

نحوه انجام آزمایش



11-12-2007 / راجد به تشخيص آ

11-12-2007 / راجد به تشخيص آ

راجد به تشخيص آ

راجد به تشخيص آ

راجد به تشخيص آ

راجد به تشخيص آ

راجد به تشخيص آ

راجد به تشخيص آ

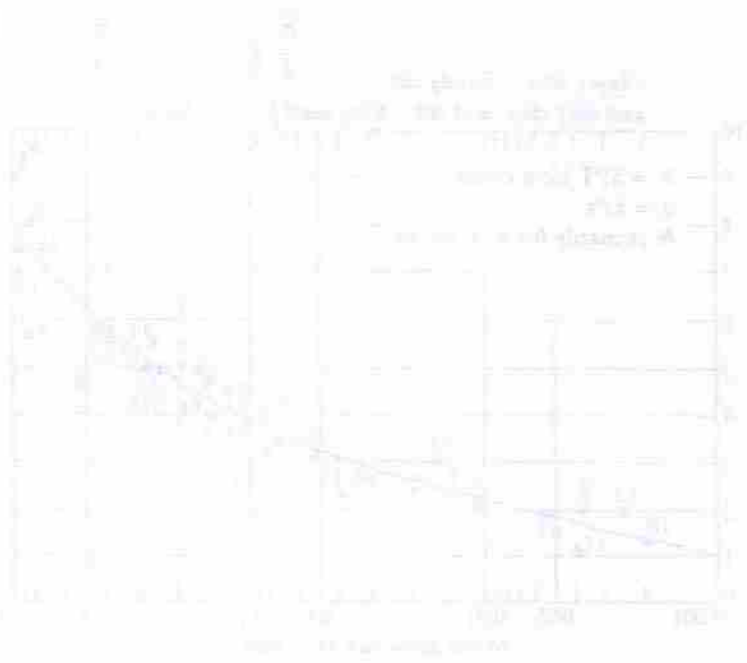
راجد به تشخيص آ

راجد به تشخيص آ

راجد به تشخيص آ

راجد به تشخيص آ

راجد به تشخيص آ



11-12-2007 / راجد به تشخيص آ

11-12-2007 / راجد به تشخيص آ

راجد به تشخيص آ

راجد به تشخيص آ



حمید کاظمہ

آزمایشات در محل (In-Situ tests)

- آزمایش برش پره: VST (Vane Shear Test)

نحوه انجام آزمایش

مراحل انجام آزمایش:

۱. حفار گمانه تا عمق مورد نظر
۲. پایین بردن پره به زیر کف گمانه و تا عمق حداقل چهار برابر قطر گمانه
۳. پیش از گذشت یک دقیقه از پایان مرحله قبل، پره را با سرعت شش درجه در دقیقه چرخانده و لنگر پیچشی حداکثر (T_{max}) را اندازه گیری می کنند
۴. پره را هشت تا ده بار دیگر چرخانده و لنگر پیچشی باقیمانده (T_{res}) را برای خاک دست خورده (remolded) اندازه گیری می کنند

مراحل انجام آزمایش VST

(برای پره های معمول با ارتفاع دو برابر قطر، مقاومت برشی زهکشی نشده خاک (S_{uv}) و حساسیت آن (S_t) از روابط نشان داده شده در شکل بدست می آیند)

$$H = 2D$$

T ایجاد شده در اندکترین آزمایش Max است.

۷۳

آزمایشات در محل (In-Situ tests)

- آزمایش برش پره: VST (Vane Shear Test)

نحوه انجام آزمایش



وسایل انجام آزمایش

۷۴

حمید کاظمی

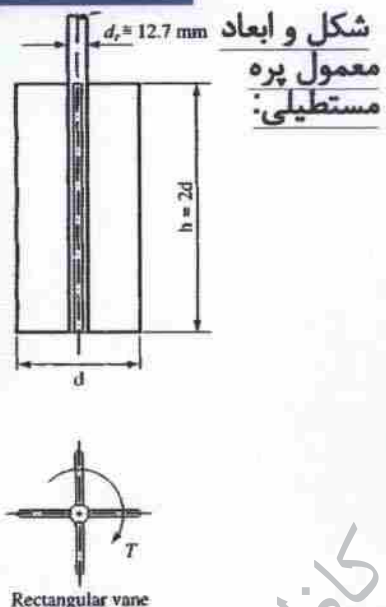
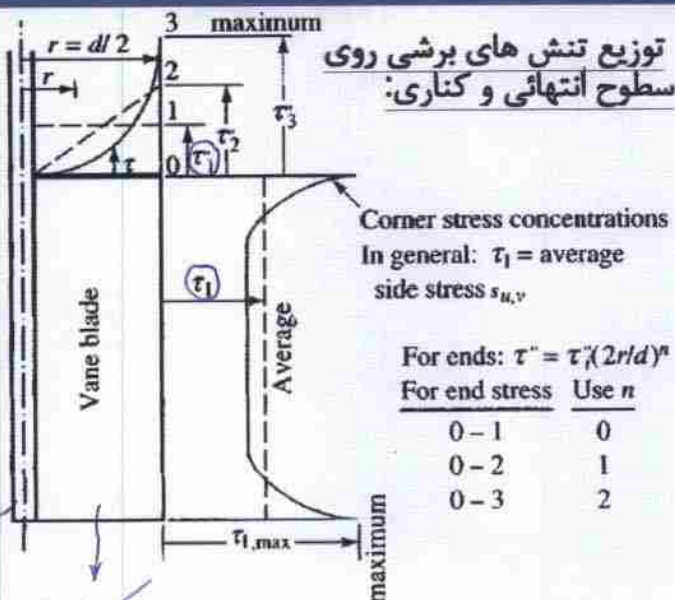
آزمایشات در محل (In-Situ tests) - آزمایش برش پره: VST (Vane Shear Test) مزایا و معایب آزمایش

- مزایا:**
- ۱. مقاومت برشی زهکشی نشده را مستقیماً اندازه گیری می کند
 - ۲. وسایل و استفاده از آنها ساده است
 - ۳. میتوان حساسیت خاک را نیز مستقیماً اندازه گیری کرد
 - ۴. داده های زیادی از آن در طول زمان زیاد استفاده بدست آمده است

- معایب:**
- ۱. در رس های با مقاومت بالا کاربرد آن محدود است
 - ۲. استفاده از آن زمان بر و کند است
 - ۳. مقاومت برشی بدست آمده تقریبی است و نیاز به تصحیح دارد (اثر پلاستیسیته خاک، زمان، غیر ایزوتروپیک بودن خاک، غیر یکنواخت بودن توزیع تنش روی پره ها و تفاوت در نحوه برش خاک بالا و پایین پره ها و محیط استوانه)
 - ۴. عواملی مانند وجود ماسه، لای، درز و ترک در رس و امثال آن بر نتایج تاثیر می گذارند

۷۵

آزمایشات در محل (In-Situ tests) - آزمایش برش پره: VST (Vane Shear Test) تعیین مقاومت برشی با استفاده از لنگر اندازه گیری شده



۷۶

در این آزمایش در اثر اعمال کنتر بخشی برهه ای خاص نیم مقاومت خاک را بدست می آوریم.
 کنسیر برش در اطراف و محیط برهه ای داریم و برش کمی در بالا و پایین استوانه داریم که اینها را هم تفاوت دارند.

* علت این توزیع بودن مقاومت برش بدست آمده از VST :

- (۱) اثر پلاستیسیته خاک
- (۲) زمان
- (۳) غیر انیزوتروپیک بودن خاک
- (۴) غیر یکپارچه بودن تنش آردی برهه ای
- (۵) تفاوت در نحوه برش خاک در بالا و پایین برهه ای و محیط استوانه.

با توجه به توزیع تنش کمی برشی می خواهیم به رابطه ای با کنتر بخشی رسم. $(T \text{ و } S_u)$
 توزیع تنش کمی برشی را صورت متوسط در طول استوانه در نظر می گیریم.

اگر این انیزوتروپیک نباشد برش افقی و عمودی در اینها تفاوت دارد. در اینها آزمایش محدود می
 متوسطی است از تمام اینها تغییرات است.

آزمایشات در محل (In-Situ tests)

- آزمایش برش پره: VST (Vane Shear Test)

تعیین مقاومت برشی با استفاده از لنگر اندازه گیری شده

- مقاومت پره درون خاک در برابر چرخش ناشی از دو مولفه است:
- مقاومت برشی خاک بریده شده در امتداد محیط جانبی پره ها $(s_{u,vv})$ قائم
- مقاومت برشی خاک بریده شده در سطوح بالا و پایین پره ها $(s_{u,vh})$ افقی

در صورتیکه لنگرهای مقاوم ناشی از تنش های برشی فوقی را بترتیب با T_v و T_h نشان دهیم، این لنگرها را می توانیم از روابط زیر بدست آوریم:

$$T_v = s_{u,vv} \times \pi D \times \frac{D}{2} \times H = \frac{\pi}{2} s_{u,vv} D^2 H$$

$$T_h = 2s_{u,vh} \int_0^{D/2} 2\pi r^2 dr$$

۷۷

آزمایشات در محل (In-Situ tests)

- آزمایش برش پره: VST (Vane Shear Test)

تعیین مقاومت برشی با استفاده از لنگر اندازه گیری شده

با انتگرال گیری از رابطه اخیر خواهیم داشت:

$$T_h = 4\pi s_{u,vh} \times \frac{r^3}{3} \Big|_0^{D/2}$$

$$= 4\pi s_{u,vh} \times \frac{D^3}{3 \times 8} = \frac{\pi}{6} s_{u,vh} D^3$$

در صورتیکه $D = \frac{H}{2}$ و $s_{u,vh} = s_{u,vv}$ باشد خواهیم داشت:

$$T = T_h + T_v = \frac{\pi}{6} s_{u,vh} D^3 + \frac{\pi}{2} s_{u,vv} D^2 H = \frac{7\pi}{6} s_{u,v} D^3$$

و بنابراین با داشتن لنگر اندازه گیری شده T و قطر پره D مقاومت برشی را می توان از رابطه زیر بدست آورد:

$$s_{u,v} = \frac{6T}{7\pi D^3} = 0.2728 \frac{T}{D^3}$$

$$s_{u,v} = 0.2728 \frac{T}{D^3}$$

در این رابطه T می تواند s یا بدست آورد.

حمید کاظمی

(S_u, v_v) : Vain Vertical

(S_u, v_h) : Vain Horizontal

Back calculate

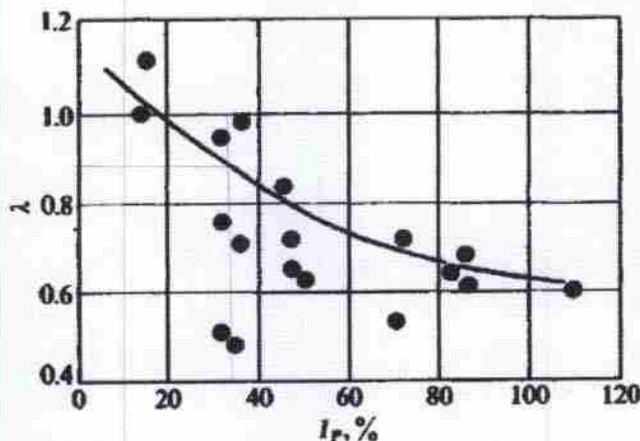
تعداد کسینگی می باشد در هر مقاومتی را در کسینگی نشان داده است. برای این $S.F. = 1$ می باشد. با این می باشد که مقاومت بر حسب بدست آمده در دست بالا است و باید تصحیح گردد.

I.P. را داریم. $\frac{S_u}{P}$ را هم بدست می آوریم. از این دو نقطه ای در نمودار بالا بدست می آید. در اینجا OC یا NC بودن خود معلوم می گردد. حال در نمودار یا این می بوی معنی مورد نظر (OC یا NC) با داشتن $\frac{S_u}{P}$ و λ را بدست می آوریم.

حمید کاظمی

آزمایشات در محل (In-Situ tests) - آزمایش برش پره: VST (Vane Shear Test) تصحیحات مقاومت برشی

- تجربه نشان داده است که نتایج بدست آمده از آزمایش برای طراحی بزرگ بوده و باید حتما پیش از استفاده برای تحلیل های پایداری تصحیح شوند.



- تصحیح زیر که بوسیله Bjerrum, 1972 برحسب نشانه خمیری خاک پیشنهاد شد در عمل کاربرد زیاد پیدا کرد. ضریب λ با استفاده از شکل روبرو تعیین میشود.

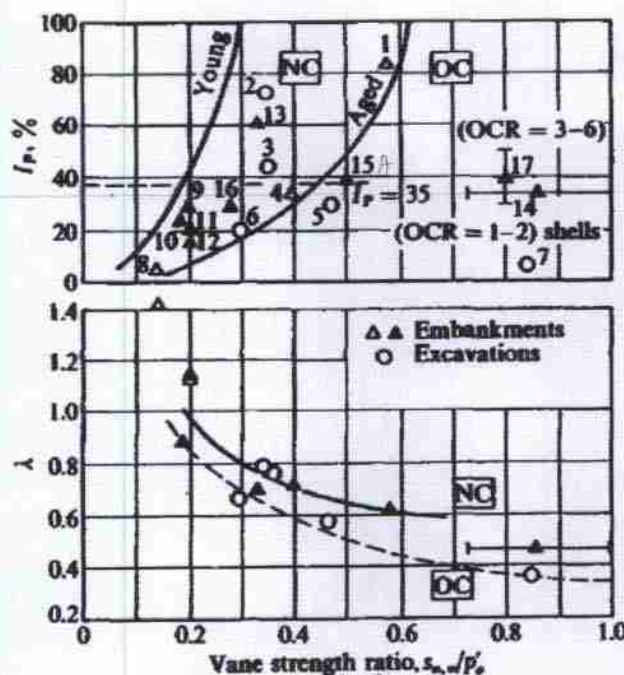
$$s_{u,design} = \lambda s_{u,v}$$

Index of plasticity (I.P.)

$$I.P. = L.L. - P.L.$$

بک مثال در Bowels حل شده.

آزمایشات در محل (In-Situ tests) - آزمایش برش پره: VST (Vane Shear Test) تصحیحات مقاومت برش



- نتایج تصحیح شده با توجه به اندکس خمیری پراکندگی زیادی نشان میدهد و بنابراین (Aas, 1986) ضریب تصحیح λ را به نسبت پیش تحکیمی و سن خاک بشکل روبرو مرتبط نمود.

در کنار محل پس Young است.

پس برای قدیمی تر نسبت به جوانان نسبت کمتر می شود.

NC → پس با تحکیم عادی
OC → پس با تحکیم یافته

کتاب: Bowels مثال حل شده

تجزیه و تحلیل داده ها (Case Study)

- داده ها از یک سیستم PV با ولتاژ 12V و توان 100W گرفته شده است.

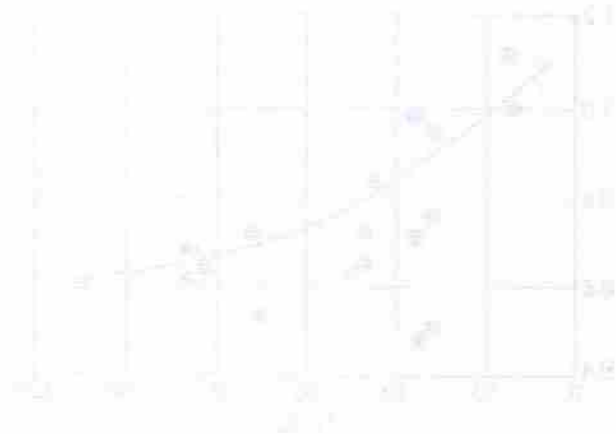
تجزیه و تحلیل داده ها (Case Study)

در این بخش، داده های حاصل از یک سیستم PV با ولتاژ 12V و توان 100W را بررسی می کنیم. هدف از این تحلیل، تعیین پارامترهای مختلف سیستم و بررسی تغییرات آن در طول زمان است.

پارامترهای مورد بررسی عبارتند از:

- ولتاژ خروجی (V)
- توان خروجی (W)
- تولید انرژی (kWh)
- تولید انرژی در هر متر مربع (kWh/m²)

در ادامه، نتایج تحلیل داده ها را مشاهده می کنید.



تجزیه و تحلیل داده ها (Case Study)

- داده ها از یک سیستم PV با ولتاژ 12V و توان 100W گرفته شده است.

در ادامه، نتایج تحلیل داده ها را مشاهده می کنید.

تجزیه و تحلیل داده ها (Case Study)

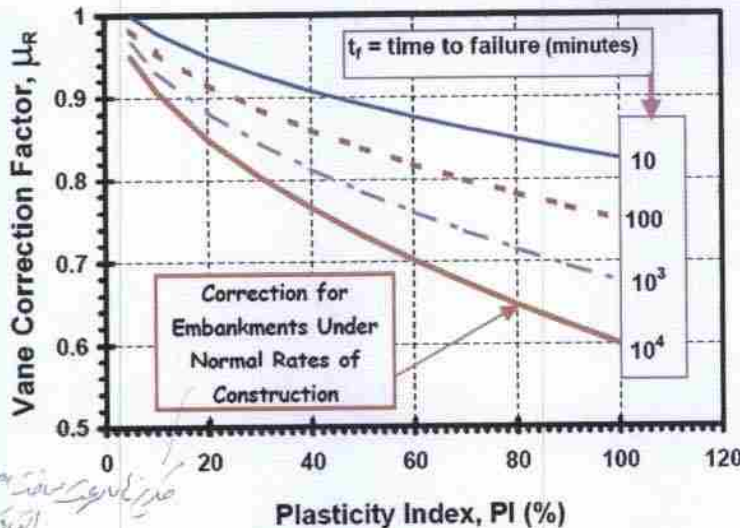
پارامترهای مورد بررسی عبارتند از:

- ولتاژ خروجی (V)
- توان خروجی (W)
- تولید انرژی (kWh)
- تولید انرژی در هر متر مربع (kWh/m²)



حمید کاظمی

آزمایشات در محل (In-Situ tests) - آزمایش برش پره: VST (Vane Shear Test) تصحیحات مقاومت برشی



• پس از بررسی جامعی از گسیختگی شیب های واقعی (Chandler, 1988) تصحیحاتی بشکل زیر برحسب پلاستیسیته خاک و زمان تا گسیختگی پیشنهاد کرد:

$$\tau_{mobilized} = \mu_R s_{uv}$$

که در آن:

$$\mu_R = 1.05 - b (PI)^{0.5}$$

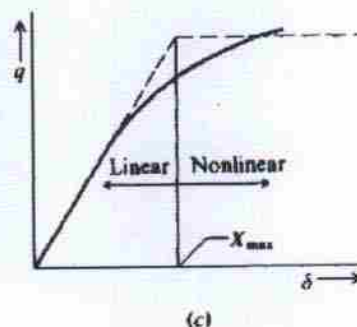
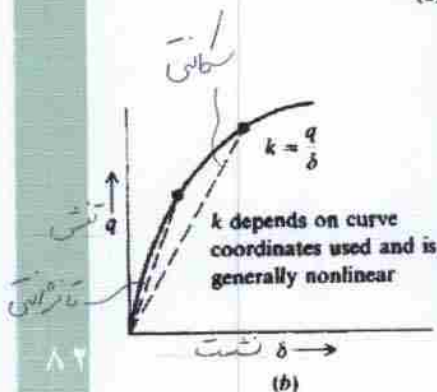
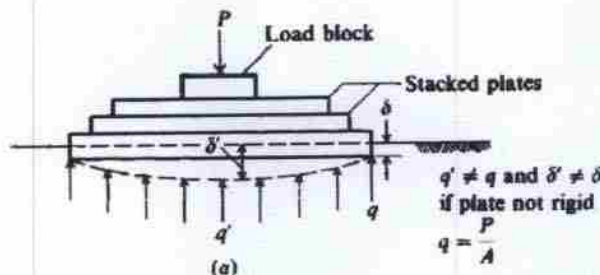
$$b = 0.015 + 0.0075 \log t_f$$

مثلا برای بررسی پایداری ساخت خاکریز بر روی رس نرم، بدلیل زمان ساخت خاکریز، باید از منحنی مربوط به زمان 10^4 دقیقه استفاده کرد.

آزمایشات در محل (In-Situ tests)

۴- آزمایش بارگذاری صفحه ای: PLT (Plate Load Test)

نحوه انجام آزمایش



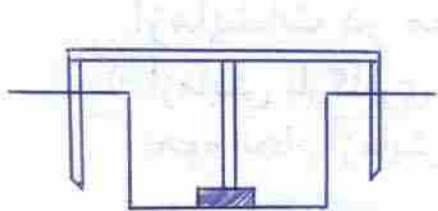
• در این آزمایش، صفحه ای معمولا بقطر یک فوت (30 cm) را بارگذاری کرده و تغییرات تنش را برحسب نشست صفحه اندازه گیری و رسم می کنند.

• یکی از نتایج مهم این آزمایش تعیین مدول عکس العمل خاک (Modulus of subgrade reaction, k) می باشد.

مدک یعنی مقاومت برشی از محشر شده
 از حرارت گنجی بعد از ۱۰۰ دقیقه اتفاق افتاد باید از محشر بر روی اثر استفاده کند



* در این آزمایش مدول سکانتی و ناثرانی در روش برابر تعیین مدول لم می باشند. البته مدول سکانتی کار برد بیشتری دارد.



* از روی آزمون این نیست که نیاز به محاسبه تحمل نرمی داریم.
 بار خاص افتد زیاد می شود که از شمع کوبی استفاده می گردد.

حمید کاظمی

آزمایشات در محل (In-Situ tests)

- آزمایش بارگذاری صفحه ای: PLT (Plate Load Test)

نحوه انجام آزمایش

- مدول عکس العمل خاک عبارتست از شیب خط تنش-نشست، که بشکل زیر تعیین میشود:

$$k = \frac{q}{\delta} \left(\frac{\text{KN}}{\text{m}^3} \right)$$

مدول عکس العمل خاک

واحد آن نیرو بر مکعب طول است (مثلا کیلو نیوتن بر متر مکعب).

- این مدول میتواند بصورت سکانتی یا تانژانتی تعیین شود. در عمل معمولاً مدول سکانتی بیشتر استفاده می شود.
- در صورتیکه قطر صفحه بارگذاری یک فوت باشد، مدول بدست آمده را با K_1 نشان میدهند (گاهی ممکن است از صفحه دو فوتی نیز استفاده شود).

۸۳

آزمایشات در محل (In-Situ tests)

- آزمایش نفوذ مخروط: CPT (Cone Penetration Test)

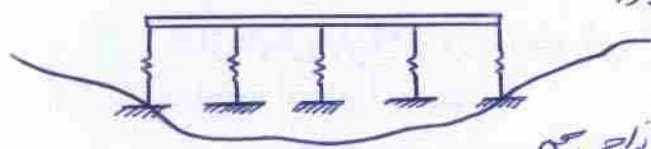
مزایا و معایب آزمایش PLT

- #### مزایا:
- نشست و تغییر شکل پذیری را مستقیماً روی خاک دست نخورده تعیین میکند
 - نتایج آن در تحلیلهای زیادی بکار میرود
 - بویژه برای خاکهای دانه ای که نمونه گیری و آزمایش دست نخورده آنها مشکل است مناسب است

- #### معایب:
- انجام آزمایش وقت گیر و پرهزینه است
 - نیاز به نیروی عکس العمل زیادی دارد و گاهی نیاز به شمع کوبی نیز پیدا میشود
 - خصوصیات خاک در عمق زیاد را نشان نمیدهد و گاهی لازم است آنرا در عمق انجام داد که در آنصورت هزینه زیاد میشود
 - آنالیز با استفاده از K_s اثر خاک مجاور را در نظر نگرفته و ممکن است نیروهای کششی نیز برای فنرهای معادل خاک در نظر بگیرد

۸۴

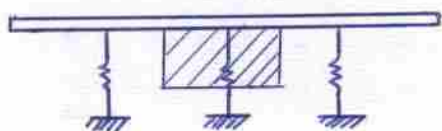
عیب و از عیب افزایش است که تاثیر خاک در مجاورت آن می دهد. در این افزایش



* فایده این نیست را در محدوده آن در خارج از آن است به دست آوریم، در این صورت در این نوع محاسبات

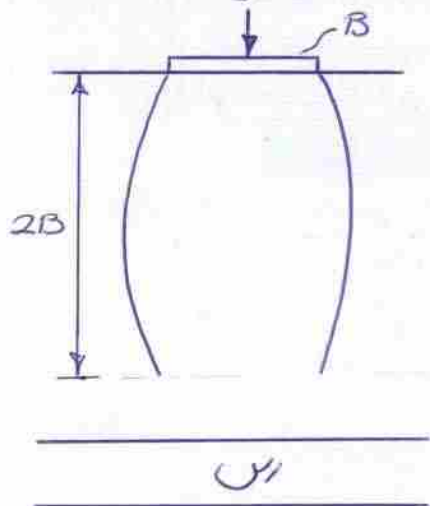
نست داریم. * از طرفی آن نیز که از یکدیگر تاثیر می گیرند. در صورتی که در این نوع محاسبات در این صورت

* در روش تحلیل در صورتی که از یکدیگر تاثیر می گیرند، در این صورت در این نوع محاسبات در این صورت



* صرف نظر از خاک اطراف خود است، این ضایع فاصله نیز را بیشتر در نظر بگیریم، به نسبت کمتر از این محاسبات می باشد.

نیز و در خاک دست نخورده دیگر نیازی به نمونه گیری در این است که افزایش است. عیب و از جمله عیب نیز این است که افزایش این است که مشخصات در این نوع محاسبات



از طرفی آن نیز که از یکدیگر تاثیر می گیرند. در این صورت در این نوع محاسبات در این صورت

(۱) B را افزایش دهیم. بنابراین نیازی به بارگذاری بر روی داریم. البته امکان این هست که سطحی خمیده شود.

(۲) انجام یک بار دیگر در این محاسبات در این نوع محاسبات در این صورت

*

حمید کاظمی

آزمایشات در محل (In-Situ tests)

- آزمایش نفوذ مخروط: CPT (Cone Penetration Test)

تعیین مدول عکس العمل مناسب برای طراحی پی ها

(مدول عکس العمل تابع ابعاد سطح بارگذاری شده است. روشهای زیر برای تعیین مدول عکس العمل مناسب برای طراحی پی ها پیشنهاد شده است:

۱. ترزاقی (1955) روابط زیر را برای تصحیح k_1 بدست آمده از آزمایش جهت کاربرد در طراحی پی ها پیشنهاد کرد:

برای رس ها:

$$k_s = k_1 \frac{B_1}{B} \rightarrow$$

برای ماسه ها:

$$k_s = k_1 \left(\frac{B + B_1}{2B} \right)^2 \rightarrow$$

در روابط فوق k_1 و k_s بترتیب مدول عکس العمل بدست آمده از آزمایش، و مورد استفاده برای طراحی پی است. B_1 و B نیز بترتیب عرض صفحه در آزمایش بارگذاری صفحه ای و عرض پی واقعی است که باید بر حسب واحد یکسانی در روابط فوق بکار روند. البته در واقع روابط فوق برای زمانی که $B/B_1 > 3$ است چندان دقیق نیستند.

آزمایشات در محل (In-Situ tests)

- آزمایش نفوذ مخروط: CPT (Cone Penetration Test)

تعیین مدول عکس العمل مناسب برای طراحی پی ها

۲. وسیک (1961) رابطه زیر را برای مدول عکس العمل خاک با استفاده از مدول الاستیسیته خاک و پی پیشنهاد کرد:

$$k'_s = k_s B = 0.65 \sqrt[12]{\frac{E_s B^4}{E_f I_f}} \frac{E_s}{1 - \mu^2}$$

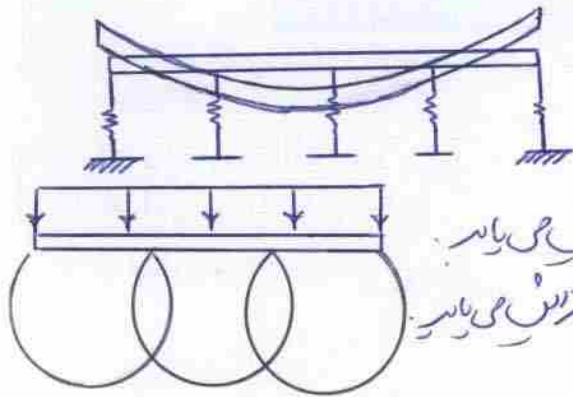
که در آن:

E_f و E_s بترتیب مدولهای الاستیسیته خاک و پی

I_f و B بترتیب ممان اینرسی و عرض پی

μ نسبت پواسون خاک

طبق شکل زیر، فنر که از فنر به کشش می افتد، در صورتی که رفتار خاک در کشش به نوزاد است که مقاومت کششی صفر (دانه ای) و با سارگرم (برای خاک لیم چینه) می باشد. از فنر که جدا شده رفتار واقعی را نشان بدهند در هنگام کشش باید پاره شده و جدا از خداف است فنر که باید کتل محدود صورت دهم.

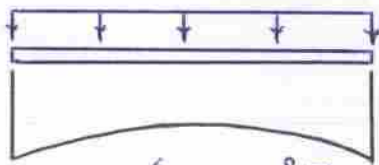


* اگر رفتار داده در یک صفحه ثابت باشد ولی عرض

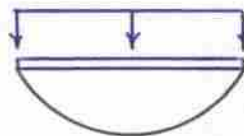
را افزایش دهم، با افزایش عرض من آن نسبت افزایش می یابد.

* تن به در سمت میانی تدبیر شده و من آن نسبت افزایش می یابد.

حساب تن در خاک (مانند در تن نسبت به حجم هستند) →



تن در برشی خاک در برشی



تن در برشی خاک در دانه ای

* تن در برشی و زغال در ارتباط با یکدیگر هستند.

خاک دانه ای می تواند برش تحمل کند. → تن زغال صفر می شود



خاک دانه ای می تواند تن برش تحمل کند. → تن زغال صفر می شود



در کنار که تن صفر می شود

* از آن جایی که من آن تن در کنار که می خاک برشی زیادتر است، تن میانی است که خواص محدود.

آزمایشات در محل (In-Situ tests)

- آزمایش نفوذ مخروط: CPT (Cone Penetration Test)

تعیین مدول عکس العمل مناسب برای طراحی پی ها

چون حاصلضرب دو عبارت اول حدودا برابر یک است، برای موارد عملی می توان از رابطه زیر برای تخمین مدول عکس العمل استفاده کرد:

$$k_s = \frac{E_s}{B(1 - \mu^2)}$$

E_s مدول الاستیک خاک

همچنین می توان از نتایج آزمایش SPT برای تخمین k_1 بصورت زیر استفاده کرد (N عدد اصلاح شده است):

$$k_1 = 1.8N \quad (MN/m^3)$$

در صورتیکه ظرفیت باربری خاک برای نشست حداکثر مشخص معلوم باشد، می

توان از آن نیز برای برآورد k_s استفاده کرد:

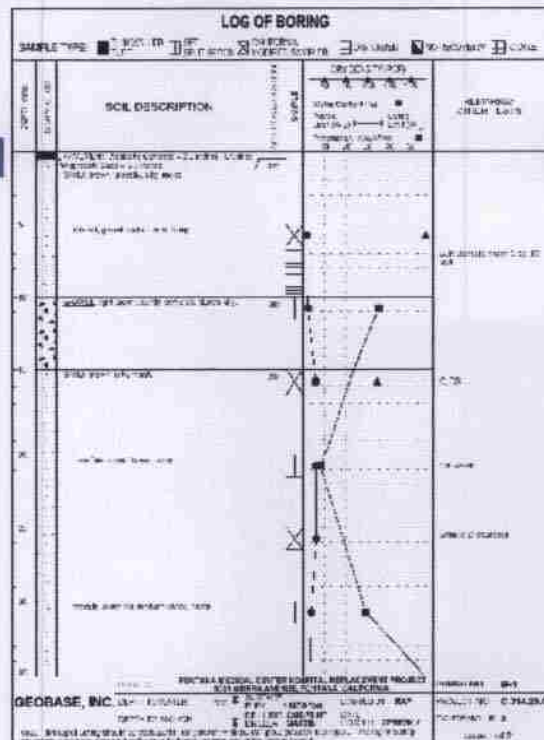
$$k_s = \frac{q_a}{\delta_a}$$

q_a ظرفیت باربری خاک
 δ_a نشست حداکثر

مقادیر معمول برای مدول عکس العمل خاک های مختلف در صفحه 505 کتاب آمده است

آزمایشات در محل (In-Situ tests)

- ارائه نتایج



نتایج مطالعات صحرایی و بعضی آزمایشهای آزمایشگاهی معمولا بر روی نموداری که میتواند بشکل روبرو باشد ارائه شود. این نحوه ارائه میتواند اطلاعات نسبتا زیادی را براحتمال و بشکل قابل استفاده تری در دسترس قرار دهد

حمید کاظمہ

بخش سوم

پی های سطحی تکی (Single Footings)



سرفصل مطالب

- ۱-۳ مقدمه و تعاریف
- ۲-۳ ظرفیت باربری پی های سطحی
- ۳-۳ تعیین ظرفیت باربری پی ها با استفاده از آزمایشهای صحرایی
- ۴-۳ نشست و دوران پی ها
- ۵-۳ طراحی سازه ای پی های سطحی

ظرفیت باربری 8
(1) نسبت از حد مجاز نیست

(2) گنجی در خاک از حد مجاز احوال نیاید

* سبب و محموله ای بی پایه را در سازه می شوند و بصورت بی پایه شناخته می شود به شکل مربع مستطیل

صفت

گرفتن صفحه ای از فانی اتفاق می افتد که در این مقدار نسبت به دو مقدار دیگر قابل ملاحظه
کردن باشد. در پی بی ثباتی که طول نسبت به عرض و ارتفاع (عمق) زیاد است می توانست زمین
کرد در طول گرفتن نداریم و گرفتن صفحه ای باشد.

حمید کاظمی

۳-۱ مقدمه و تعاریف

- تقسیم بندی پی ها از نظر عمق

تعریف: پی سطحی به پی گفته میشود که عمق آن کمتر یا مساوی عرض آن باشد. یعنی:

$$D_f \leq B$$

طبق یک تعریف دیگر پی ها را بر حسب عمق چنین تقسیم بندی کرده اند:

• پی سطحی که در آن: $D_f / B \leq 4$

• پی نیمه عمیق (چاه) که در آن: $4 < D_f / B \leq 10$

• پی عمیق (شمع) که در آن: $D_f / B > 10$

روش طراحی دو نوع اول پی مشابه ولی نوع سوم متفاوت است.

(پی های نواری دارای طول حداقل ده برابر عرض می باشند (گاهی پی های با طول بیش از پنج برابر عرض نیز پی نواری گفته میشود))

۳-۱ مقدمه و تعاریف

- ملاحظات طراحی پی های سطحی

در طراحی پی های سطحی باید موارد زیر مد نظر باشد:

۱. عمق کافی باشد

۲. نشست پی قابل قبول باشد

۳. پی در برابر گسیختگی از ایمنی مناسبی برخوردار باشد

(تامین عمق کافی پی معمولا برای آنست که پی تحت تاثیر تغییرات حجمی

خاک و یخبندان قرار نگیرد.) عمق یخبندان بستگی به هوای منطقه دارد و

میتواند به ۱/۵ متر برسد. حداقل عمق قرارگیری پی را می توان حدود ۰/۵

متر در نظر گرفت. در بعضی آئین نامه های ساختمانی مانند UBC عمق

حداقل یک فوت (۳۰ سانتیمتر) پیشنهاد شده است.)

- * اگر عمق بارندگی افزایش یابد مکانیزم تقصیری باشد. پس شمع و بی سطحی مکانیزم حفاظتی دارند.
- * امپنی مناسب بی در برابر شکستگی به صورت احمیان سنگی دارد.
- * برابر تأمین امپنی باید فشرده سازی خاک را محاسبه کرد و در صورت احمیان (معمولاً 3) تقسیم کرد و اجازه اعمال فشار بیش از آن را ندارد.

۳-۱ مقدمه و تعاریف

- ملاحظات طراحی پی های سطحی

عمل محدود کردن نشست پی را نام برید؟

نشست پی ها اعم از نشست یکنواخت یا کل (Total settlement) و یا نشست نامتقارن (Differential settlement) باید محدود شود زیرا:

۱ • نشست یکنواخت زیاد میتواند مشکلاتی برای تاسیسات متصل به ساختمان ایجاد کند و بخشی از آن نیز بصورت نشست نامتقارن اتفاق بیفتد.

۲ • نشست نامتقارن باعث ایجاد نیروهای داخلی اضافی در اعضای ساختمان میشود.

نشست ممکن است آنی و یا زماندار باشد. نحوه محاسبه نشست و مقادیر مجاز نشست در ادامه این بخش مورد بررسی قرار خواهند گرفت.

۳-۱ مقدمه و تعاریف

- ملاحظات طراحی پی های سطحی

گسیختگی پی مربوط به درعایل است؟ نام برید.

• (گسیختگی پی ممکن است مربوط به ظرفیت باربری خاک^(۱) و یا باربری^(۲) سازه ای پی باشد.)

- تعیین ظرفیت باربری پی های سطحی برای تامین ضریب اطمینان مناسب در برابر گسیختگی خاک در ادامه این بخش بحث خواهد شد
- طراحی پی برای تامین پایداری سازه ای پی در انتهای این بخش مطرح خواهد شد

(۱) تفاوت بارگذار (بارگذار نامقدّم)
 (۲) تفاوت حمل خاک

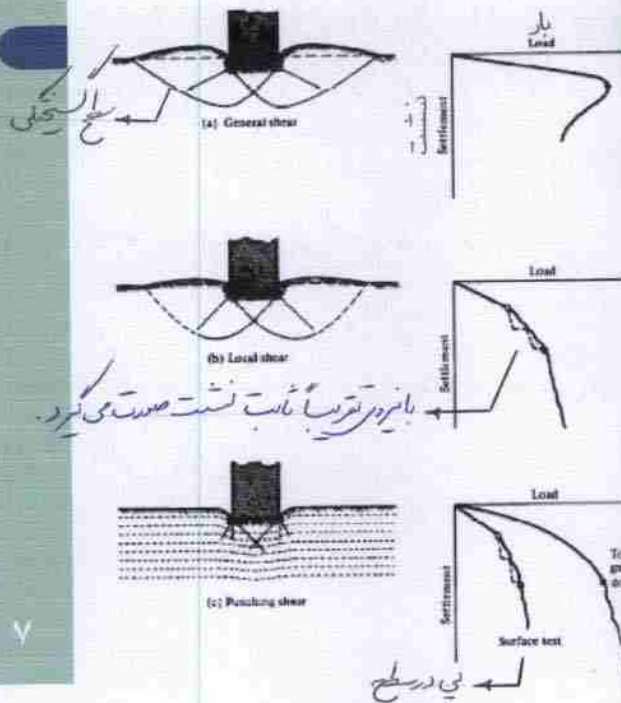
حالت نشت نامقدّم

* معمولاً نشت نامقدّم را بصورت سه اکثر نصف نشت مقدار سنگ در نواحی گیرند.
 * حجم نشت کل محاسبی بیشتر باشد نشت نامقدّم حجم بیشتری دارد.

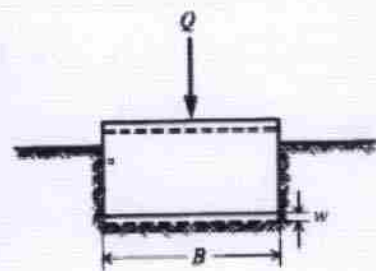
حمید کاظمی

۲-۳ ظرفیت باربری پی های سطحی

- حالت های گسیختگی پی های سطحی



در صورتیکه بار وارد بر پی شکل زیر را افزایش دهیم ممکن است یکی از حالات نشان داده شده در شکل روبرو بوجود بیاید



۲-۳ ظرفیت باربری پی های سطحی

- حالت های گسیختگی پی های سطحی

- (a) گسیختگی کلی برشی (General shear failure): این نوع گسیختگی ممکن است همراه با چرخیدن و گج شدن ساختمان (پی) بوده و عواقب ناگواری دارد و ممکن است زمین اطراف ساختمان باد کند (bulging). در اینحال سطوح گسیختگی در زیر پی بطور کامل بوجود آمده و تا سطح خاک ادامه می یابند و بدین ترتیب مکانیزم گسیختگی تشکیل می شود.
- (b) گسیختگی برشی موضعی (Local shear failure): ساختمان (پی) مستقیم باقی می ماند ولی در زمین فرو میرود. گاهی نشست های سریع و کوتاه دارد و بخشی از مکانیزم گسیختگی تشکیل میشود.
- (c) گسیختگی برش پانچ (Punching shear failure): ساختمان (پی) تنها در محل خود نشست می کند و سطوح برش ممکن است تنها در کناره های پی بوجود آید ولی هیچگونه مکانیزمی تشکیل نمیشود.

* در حالتی که سطحی از لغت معادله بعد از معادله کاریم را داشتیم، خاک مفرکم است و معادله خوبی دارد. اگر بعد از معادله کاریم نبود کم شد یعنی خاک کمتر مفرکم است. دانه خاک غیر مفرکم باشد بدو سه اضافه کردیم و نه و نه شد یعنی بود.

گنجی کلی در سه زمانی اتفاق می افتد که خاک مفرکم باشد و خاک اطراف آن بالا آمده باشد. در حالتی که مفرکم با دورانی همراه است. اگر خاک مفرکم نباشد گنجی بطور کامل ناسطح خاک نمی تواند برسد، بلکه در سطح گنجی موجود می آید که ناسطح خاک نمی آید و از خاک سبب باشد فقط در سه بار گنجی اتفاق می افتد.

* اگر خاک مفرکم نباشد سطح گنجی کامل اتفاق نمی افتد و باز یادش این بار نیست کمتر می شود. * بعد از گنجی باربری خاک کمتر می شود.

نست → لا

۲-۳ ظرفیت باربری پی های سطحی - حالت های گسیختگی پی های سطحی

کدام عوامل در ایجاد نوع گسیختگی دخیل هستند؟

(اینکه کدامیک از گسیختگی ها در یک مورد بخصوص اتفاق می افتد بستگی به تراکم خاک، عمق پی، شکل پی و عوامل دیگر دارد ولی بیشتر به تراکم خاک و عمق پی بستگی دارد.)

۱ • در خاک های متراکم و پی با عمق کم معمولاً گسیختگی نوع اول اتفاق می افتد

۲ • در خاک های خیلی غیر متراکم و عمق کم و یا در خاک های متراکم و عمق خیلی زیاد معمولاً گسیختگی نوع سوم اتفاق می افتد

۳ • در خاک های با تراکم متوسط و عمق کم و یا خاک های متراکم و عمق متوسط معمولاً گسیختگی نوع دوم اتفاق می افتد

۲-۳ ظرفیت باربری پی های سطحی - حالت های گسیختگی پی های سطحی

سطوح گسیختگی در خاک زیر پی در
حالات مختلف گسیختگی



Fig. 3.6 Failure shear failure pattern under a rectangular footing on the surface of loose sand ($ID_r = 15\%$). (From De Beer and Vesic, 1968.)



Fig. 3.7 Local shear failure pattern under a rectangular footing on medium dense sand ($ID_r = 47\%$). (From De Beer and Vesic, 1968.)

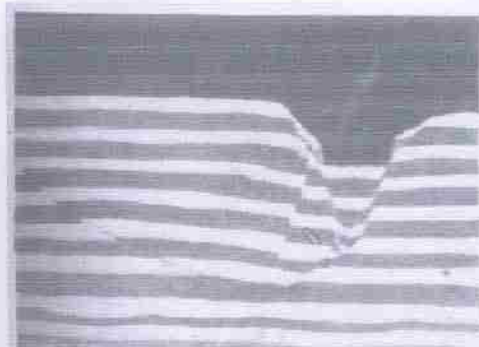


Fig. 3.8 General shear failure pattern under a rectangular footing on dense sand ($ID_r = 100\%$). (From De Beer and Vesic, 1968.)

گسیختگی برشی کلی

حمید کاظمی

حمید کاظمہ

۲-۳ ظرفیت باربری پی های سطحی - حالت های گسیختگی پی های سطحی

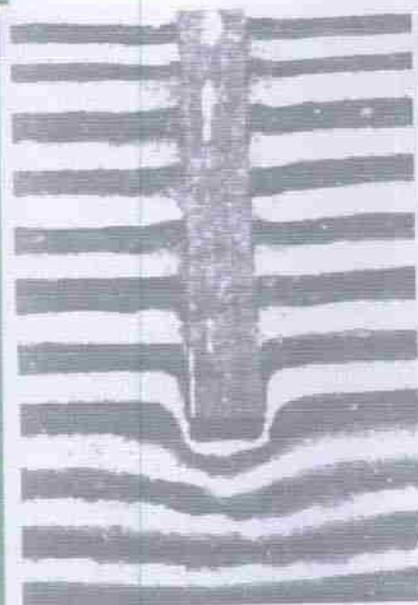


Fig. 3.2 Pushing of a rectangular footing under a deep rectangular foundation underlain by soil. (From Vesic, 1970.)



Fig. 3.3 Pushing of a rectangular footing under a deep rectangular foundation underlain by soil. (From Vesic, 1970.)

سطوح گسیختگی در
برش پانچ پی های
سطحی و عمیق

۲-۳ ظرفیت باربری پی های سطحی - حالت های گسیختگی پی های سطحی

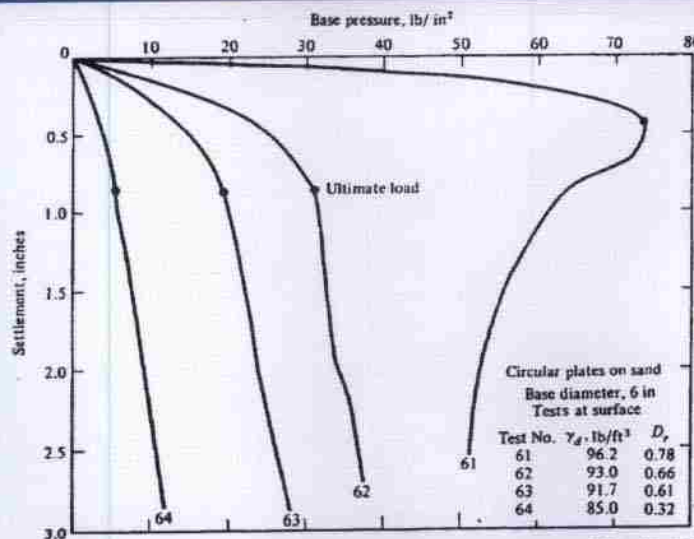
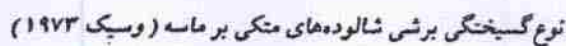


Fig. 3.1 Ultimate load criterion based on minimum slope of load-settlement curve. (After Vesic, 1963a.)

آزمایش های وسیع برای
بررسی حالت های
گسیختگی پی ها

محمد کاظمه

حمید کاظمی



$D_r \uparrow, \frac{D_f}{B} \downarrow \Rightarrow$ کثیفی برشی کم

$$\bar{q} = 80$$

ناصبه ۱۰ سطحی است که قیل و قول در آن عمل می کنند. حکمت وزن و فاعل را بالایی نمی در
سمت یا پس فاعل می شود. این ناصبه را می توانست ناصبه افعال در نظر گرفت، زیرا
دارد گذشته نیز در فاعل است.

ناصبه ۲۰ فاعل را از ناصبه ۱۰ به ناصبه ۳ انتقال می دهد و باعث تغییر جهت دادن می گردد.
ناصبه ۳۰ تراتر غیر فعال است و فاعل را می رسد و در می شود. بر این اساس نسخه می شود.

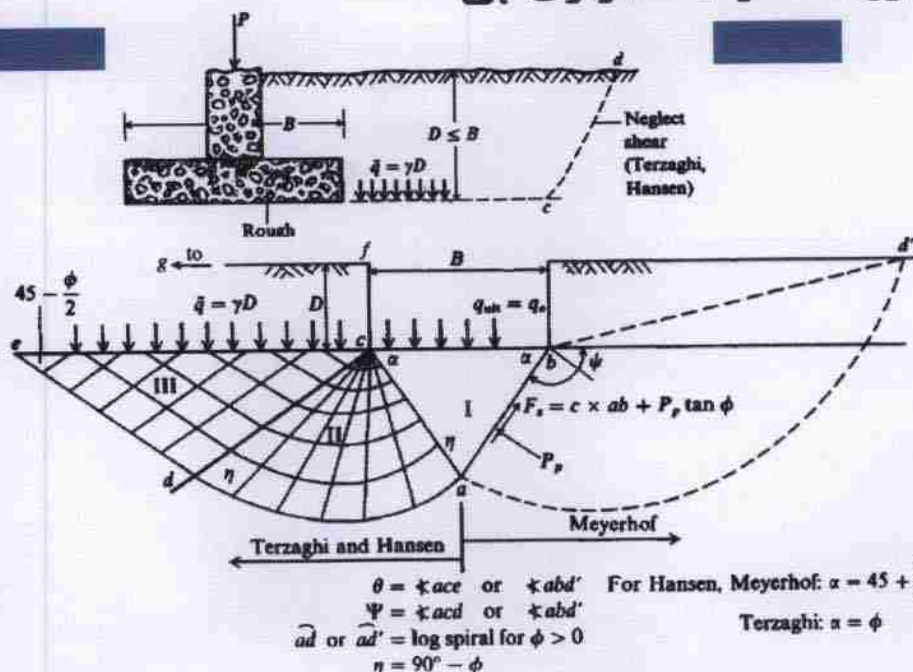
* از نظر تواتر محو است حرفی پس ناصبه را است و می در نسخه می محدود بر روی در عمل
در طرف می بکشد است، باز ندارد و نکته است که در طرف می مضعف تر است. پس بی
از آن طرف نسخه شده، و در می باید.

● ترزاقي (Terzaghi, 1943)

● میرھوف (Meyerhof, 1963)

- هانسن (Hansen, 1970)

- **وسیک (Vesic, 1973-1975)**



حمید کاظمہ

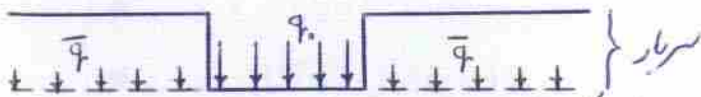
* رابطہ ترافقی نمی تواند بارهای مائل و سطح خند شیار (بی مربع مستطیل) را در نظر بگیرد
 اگر بار مائل باشد رابطہ می حذف و اگر سطح شیار باشد رابطہ ها نسیم جواب می دهد.

* رابطہ ها نسیم دو سگه تویا گلیان هستند.

* قبل از اینکه رابطہ ای برای ظرفیت باهری پیدا کنیم باید یکای نسیم گنجی را بدانیم. فرض بر اینست
 که خازن به بر روی خاک نسبتاً کم هستند و در روابط هم فرض بر گنجی طی برش است.

* فشار بالابر ترافی در گنجی بوی آن ایجاد می شود به صورت سربار در نظر گرفته می شود.

$$\bar{q} = 8D$$



* تفاوت بوش های ظرفیت با دربر متفاوت بودن شکل گنجی است. کبی رابطہ این شکل را
 صلی در نظر می گیرد (ترافقی)، کبی رابطہ دایره و کبی رابطہ گلابی. شکل گلابی گنجی (سوی) است.

* از عواملی که در روابط ظرفیت باهبر تفاوت ایجاد می کند زوایای θ و ϕ است.
 ترافقی $\phi = \alpha$ در نظر گرفته است.

$$\theta = \frac{\alpha}{3}$$

۲-۳ ظرفیت باربری پی های سطحی

- روابط ظرفیت باربری پی ها

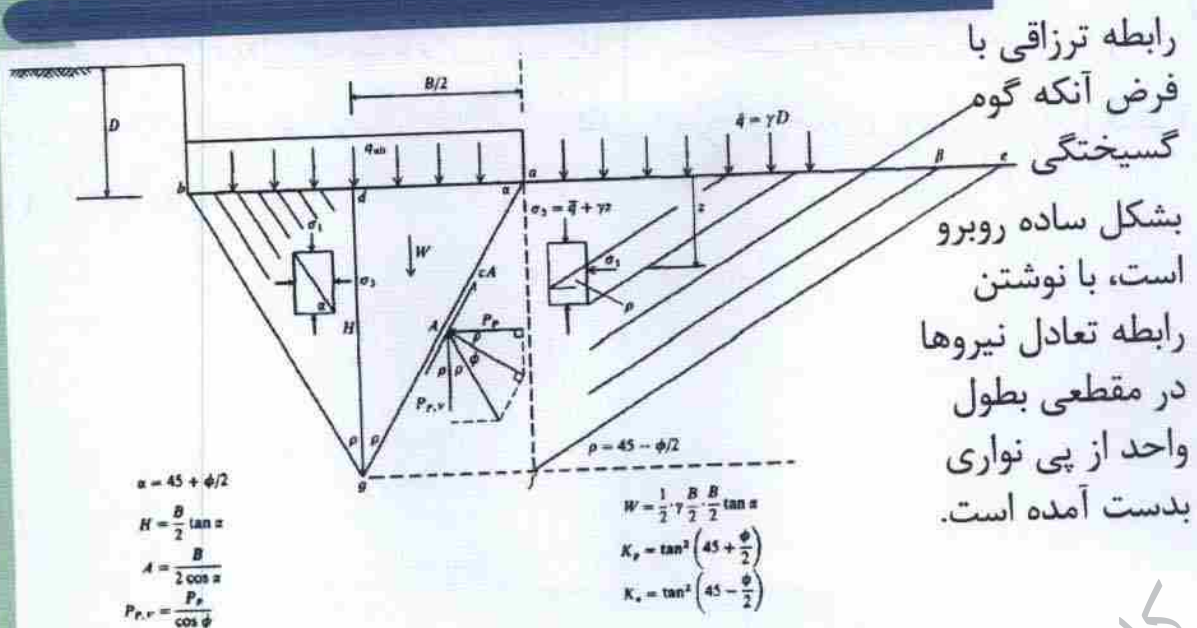
در مورد روابط ظرفیت باربری باید توجه داشت:

- این روابط با بررسی تعادل خاک با فرض آنکه خاک دارای رفتار پلاستیک صلب (Rigid Plastic) می باشد بدست آمده اند
- (سربار ناشی از γD_f میتواند تاثیر زیادی بر افزایش ظرفیت باربری داشته باشد ولی در بعضی روابط (ترزاقی-هانسن) از مقاومت برشی آن صرفنظر میشود)
- (در پی های نواری گسیختگی بصورت استوانه بوده و شرایط کرنش صفحه ای (plane strain) دارد. زاویه اصطکاک در این حالت بیشتر از سه محوری است. در پی های دایره ای یا مستطیلی این گوه شکل مخروطی یا هرمی دارد.)
- (اکثر اختلافهای روابط از تفاوت در فرض شکل گوه گسیختگی ناشی میشود)

۱۷

۲-۳ ظرفیت باربری پی های سطحی

۱- روابط ظرفیت باربری پی ها - رابطه ترزاقی



حمید کاظمی

* در پی های نواری گنجشکی بصورت استوانه است و می توان فرض کرد در سطح سطحی در حقیقت گزین
داریم و در صفحه عمود بر آن تغییر شکلی نداریم.

* در پی های نواری افقی که در سطح گزین صفحه ای است زاویه اصطکاک داخلی بیشتر است. همچنین
صورت مقاومت خاک نیز افزایش می یابد. از در پی نواری زاویه اصطکاک داخلی کمتر محسوس می باشد و با
دادن به بایر روی آن سطحی ایجاب می دهد.

* ترازی افقی و گزین از مقاومت برش خاک که آن را بصورت برابر اعمال کرده اند صرف نظر
می کنند.
* ترازی افقی خاصه گنجشکی را بصورت گزین در نظر می گیرند.

* این روابط با برابری تعادل خاک با فرض رفتار الاستیک صلب وجود دارند. یعنی تا قبل از اینکه
گنجشکی برسد تغییر شکل می دهد و بعد از گنجشکی تغییر شکل بدون زیاد شدن بار و حرکت دارد
(ثابت) ادامه دارد.

* B درش لوده برلر بعدش لوده و درش لوده دایر در قعر است

۲-۳ ظرفیت باربری پی های سطحی - روابط ظرفیت باربری پی ها - رابطه ترزاقی

رابطه ترزاقی بشکل زیر است:

Terzaghi (1943). See Table 4-2 for typical values and for K_{py} values.

$$q_{ult} = cN_c s_c + \bar{q}N_q + 0.5\gamma BN_\gamma s_\gamma$$

$$\begin{cases} cN_c s_c & \text{چسبندگی} \\ \bar{q}N_q & \text{اثر عمق پی} \\ 0.5\gamma BN_\gamma s_\gamma & \text{اثر عرض پی} \end{cases}$$

For:	strip	round	square
$s_c =$	1.0	1.3	1.3
$s_\gamma =$	1.0	0.6	0.8

$$\begin{cases} N_q = \frac{a^2}{2 \cos^2(45 + \phi/2)} \\ a = e^{(0.75\pi - \phi/2) \tan \phi} \\ N_c = (N_q - 1) \cot \phi \\ N_\gamma = \frac{\tan \phi}{2} \left(\frac{K_{py}}{\cos^2 \phi} - 1 \right) \end{cases}$$

ضرایب ظرفیت باربری

• ضرایب شکل S برای منظور کردن اثر شکل پی برای پی های غیر نواری است.

• ضرایب N در جدول 4-2 کتاب Bowles, 1996 آمده است

۱۹

ضرایب K_{py} در جدول ۴-۲
چسبندگی خاک c

۲-۳ ظرفیت باربری پی های سطحی - روابط ظرفیت باربری پی ها - رابطه ترزاقی

رابطه ترزاقی (وسایر روابط) از سه جمله تشکیل شده است که هر یک از آنها اثر یکی از عوامل تامین ظرفیت باربری را منظور میکند:

- عبارت مربوط به چسبندگی در خاکهای چسبنده بزرگتر است.
- عبارت $\bar{q}N_q$ اثر عمق پی را منظور میکند و در خاکهای اصطکاکی عمده است.
- عبارت $0.5\gamma BN_\gamma$ اثر عرض پی را منظور میکند و در پی های با عرض کم کوچک است.

• پی نباید روی سطح زمین بدون چسبندگی قرار داده شود

• (پی نباید روی خاک با دانسیته نسبی کم (کمتر از ۵۰٪) قرار داده شود)

۲۰

۱) N_c ، N_q و N_γ به زاویه اصطکاک داخلی خاک بستگی دارد.
 ۲) S_c و S_γ مربوط به اثر شکل هستند. در مورد دبی که در نوازی مقدارشان یک می باشد.
 * برای بی لهی مربع مستطیل باید پس از بی نوازی در هر نوع ترتیب برینم در رابطه ترازهای برای این حالت مستقیماً جواب می دهد.

* اگر بی نوازی سطح خاک غیر صاف قرار دهیم عرض با بری خاک بسیار کم می شود چون $cN_c S_c$ و qN_q هر دو صفر هستند و اثر عرض بی حجم کم است.

* زمانی که دانسته نشود خاک کم باشد دبی آن بی قرار دهیم ششی رخ می دهد که نمی توانیم آن را در روابط دیگر که مستطیلی حجم در حالت کلی برشی نیست.

برای N جدول در رابطه داریم. N_γ برابر عرض رابطه فوق می شود ولی N_c و N_q در صورت کلی است.

ضرایب N برای رابطه ترازهای (Table 4-2)

ϕ (deg)	N_c	N_q	N_γ	K_{p8}
0	5.7*	1.0	0.0	10.8
5	7.3	1.6	0.5	12.2
10	9.6	2.7	1.2	14.7
15	12.9	4.4	2.5	18.6
20	17.7	7.4	5.0	25.0
25	25.1	12.7	9.7	35.0
30	37.2	22.5	19.7	52.0
34	52.6	36.5	36.0	
35	57.8	41.4	42.4	82.0
40	95.7	81.3	100.4	141.0
45	172.3	173.3	297.5	298.0
48	258.3	287.9	780.1	
50	347.5	415.1	1153.2	800.0

۲-۳ ظرفیت باربری پی های سطحی

- روابط ظرفیت باربری پی ها - سایر روابط

Meyerhof (1963). * See Table 4-3 for shape, depth, and inclination factors.

بار قائم Vertical load:

$$q_{ult} = cN_c s_c d_c + \bar{q} N_q s_q d_q + 0.5 \gamma B' N_{\gamma} s_{\gamma} d_{\gamma}$$

$$q_{ult} = cN_c d_c i_c + \bar{q} N_q d_q i_q + 0.5 \gamma B' N_{\gamma} d_{\gamma} i_{\gamma}$$

بار مایل Inclined load:

$$\begin{cases} N_q = e^{\pi \tan \phi \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)} \\ N_c = (N_q - 1) \cot \phi \\ N_{\gamma} = (N_q - 1) \tan (1.4 \phi) \end{cases}$$

Hansen (1970). * See Table 4-5 for shape, depth, and other factors.

General:†

$$q_{ult} = cN_c s_c d_c i_c g_c b_c + \bar{q} N_q s_q d_q i_q g_q b_q + 0.5 \gamma B' N_{\gamma} s_{\gamma} d_{\gamma} i_{\gamma} g_{\gamma} b_{\gamma}$$

when

$$\phi = 0$$

use

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

برای مقادیر مثبت عرض زیر

$$\begin{cases} N_q = \text{same as Meyerhof above} \\ N_c = \text{same as Meyerhof above} \\ N_{\gamma} = 1.5(N_q - 1) \tan \phi \end{cases}$$

Vesic (1973, 1975). * See Table 4-5 for shape, depth, and other factors.

Use Hansen's equations above.

رابطه ها نسبت استفاده نشود.

$$\begin{cases} N_q = \text{same as Meyerhof above} \\ N_c = \text{same as Meyerhof above} \\ N_{\gamma} = 2(N_q + 1) \tan \phi \end{cases}$$

• ضرایب مورد استفاده در این روابط در جداول جداگانه آمده است

• در این سه رابط عرض پی باید با آزمون و خطا تعیین شود زیرا ضرایب ظرفیت باربری خود به عرض پی بستگی دارند

* ضرایب برای دار کردن در روابط در شرایط $\phi = 0$ است.

رابطه ها صرف جدول ۴-۳ مشاهده شود

رابطه ها صرف جدول ۴-۵ا، ۴-۵ب

رابطه ها صرف جدول ۴-۵ا، ۴-۵ب

رابطه لایسن در شرط باری

در اینجا دو رابطه می بینیم، یکی مربوط به شرط کلی یعنی با c و ϕ و دیگری مربوط به

$$\phi = 0 \text{ و } c \neq 0 \text{ داریم}$$

* زمانی را در اصطلاح داخل صفاست که در صورت چیده انبوع و در شرط

زحمتی شده باشد. به این معنا که باری که در آن وارد می شود دارای مدت اثر

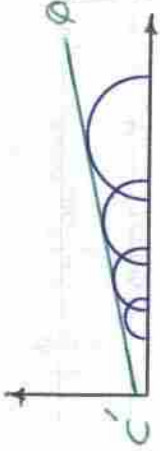
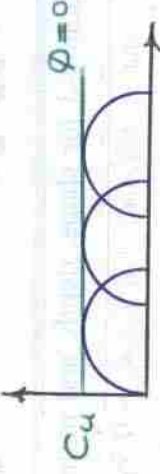
کمتر بوده و آب فرصت خروج نداشته باشد.

* که همین توان برای بارندگی کرد مدت آن

تساوی می باشد، شرط را زحمتی شده.

در نظر گرفت.

مربوطی با بارندگی و مدت $\phi = 0$



مربوطی با بارندگی و مدت ϕ و c

* برای عمل کردن می باید با بارندگی و مدت و بلند مدت را در نظر گرفت.

* در صورت دارا حجم می توان شرط زحمتی شده داشته باشیم. اگر فرض کنیم توان

حداکثری دارا انبوع داشته باشیم و در آن رخ دهد، خاک را عمل می خواصده تا به

شرط زحمتی برسد، پس به دلیل زمان کوتاه زلزله شرط زحمتی شده رخ

می دهد. به عنوان مثال از این حالت است.

* اگر به صورت افقی اوی خاک را قرار داشته باشد اگر این سبب را توسط

b در روابط نشان می دهند.

حمید کاظمی

۲-۳ ظرفیت باربری پی های سطحی

- روابط ظرفیت باربری پی ها - سایر روابط

در روابط مذکور، علاوه بر ضرایب N که تنها به زاویه اصطکاک داخلی بستگی دارند، از ضرایب زیر نیز استفاده شده است:

- ضرایب شکل s یا (shape factors)
- ضرایب عمق d یا (depth factors)
- ضرایب مایل بودن بار i یا (Inclination factors)
- ضرایب مربوط به سطح زمین g یا (ground factor)
- ضرایب مربوط به نحوه قرارگیری پی بر زمین b یا (base factor)

۲-۳ ظرفیت باربری پی های سطحی

- روابط ظرفیت باربری پی ها - سایر روابط

Note that N_c and N_q are the same for all three methods; subscripts identify author for N_γ

ϕ	N_c	N_q	هانسن $N_{\gamma(H)}$	میر هوف $N_{\gamma(M)}$	ویسک $N_{\gamma(V)}$	N_q/N_c	$2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2$
0	5.14*	1.0	0.0	0.0	0.0	0.195	0.000
5	6.49	1.6	0.1	0.1	0.4	0.242	0.146
10	8.34	2.5	0.4	0.4	1.2	0.296	0.241
15	10.97	3.9	1.2	1.1	2.6	0.359	0.294
20	14.83	6.4	2.9	2.9	5.4	0.431	0.315
25	20.71	10.7	6.8	6.8	10.9	0.514	0.311
26	22.25	11.8	7.9	8.0	12.5	0.533	0.308
28	25.79	14.7	10.9	11.2	16.7	0.570	0.299
30	30.13	18.4	15.1	15.7	22.4	0.610	0.289
32	35.47	23.2	20.8	22.0	30.2	0.653	0.276
34	42.14	29.4	28.7	31.1	41.0	0.698	0.262
36	50.55	37.7	40.0	44.4	56.2	0.746	0.247
38	61.31	48.9	56.1	64.0	77.9	0.797	0.231
40	75.25	64.1	79.4	93.6	109.3	0.852	0.214
45	133.73	134.7	200.5	262.3	271.3	1.007	0.172
50	266.50	318.5	567.4	871.7	761.3	1.195	0.131

* = $\pi + 2$ as limit when $\phi \rightarrow 0^\circ$.

5.14 = $\pi + 2$

حمید کاظمی

در مورد روش های مختلف برای حل مسائل

در این بخش به روش های مختلف برای حل مسائل می پردازیم

روش های مختلف برای حل مسائل

- روش های مختلف برای حل مسائل
- روش های مختلف برای حل مسائل
- روش های مختلف برای حل مسائل
- روش های مختلف برای حل مسائل
- روش های مختلف برای حل مسائل
- روش های مختلف برای حل مسائل
- روش های مختلف برای حل مسائل
- روش های مختلف برای حل مسائل

در مورد روش های مختلف برای حل مسائل

در این بخش به روش های مختلف برای حل مسائل می پردازیم

روش های مختلف برای حل مسائل

روش	مزایا	معایب
روش اول	سرعت بالا	دقت پایین
روش دوم	دقت بالا	سرعت پایین
روش سوم	سرعت بالا	دقت بالا
روش چهارم	سرعت بالا	دقت بالا
روش پنجم	سرعت بالا	دقت بالا
روش ششم	سرعت بالا	دقت بالا
روش هفتم	سرعت بالا	دقت بالا
روش هشتم	سرعت بالا	دقت بالا
روش نهم	سرعت بالا	دقت بالا
روش دهم	سرعت بالا	دقت بالا

حمید کاظمی

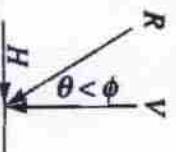
۲-۳ ظرفیت باربری پی های سطحی

- روابط ظرفیت باربری پی ها - رابطه میر هوف

TABLE 4-3

Shape, depth, and inclination factors for the Meyerhof bearing-capacity equations of Table 4-1

Factors	Value	For
Shape:	$s_c = 1 + 0.2K_p \frac{B}{L}$	Any ϕ
	$\begin{cases} s_q = s_r = 1 + 0.1K_p \frac{B}{L} \\ s_q = s_r = 1 \end{cases}$	$\phi > 10^\circ$ $\phi = 0$
Depth:	$d_c = 1 + 0.2\sqrt{K_p \frac{D}{B}}$	Any ϕ
	$\begin{cases} d_q = d_r = 1 + 0.1\sqrt{K_p \frac{D}{B}} \\ d_q = d_r = 1 \end{cases}$	$\phi > 10^\circ$ $\phi = 0$
Inclination:	$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2$	Any ϕ
	$\begin{cases} i_r = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{\phi^\circ}\right)^2 \\ i_r = 0 \text{ for } \theta > 0 \end{cases}$	$\phi > 0$ $\phi = 0$



Where $K_p = \tan^2(45 + \phi/2)$ as in Fig. 4-2

θ = angle of resultant R measured from vertical without a sign; if $\theta = 0$ all $i_r = 1.0$.

ضرایب (رابطه میر هوف)

- در این رابطه ضرایب شکل، عمق، و مایل بودن بار در هریک از سه جمله رابطه ظرفیت باربری وجود دارد.
- مقادیر بعضی از این ضرایب برای زوایای اصطکاک داخلی صفر و غیر صفر بوسیله روابط متفاوتی تعریف شده است

$$K_p = \tan^2(45 + \phi/2)$$

کاظمہ

حمید

۳-۲ ظرفیت باربری پی های سطحی

- روابط هانسن و وسیک

$$\begin{cases} s_c(H) \rightarrow \text{ضریب شکل هانسن} \\ s_c(V) \rightarrow \text{ضریب شکل وسیک} \end{cases}$$

TABLE 4-5a

Shape and depth factors for use in either the Hansen (1970) or Vesic (1973, 1975b) bearing-capacity equations of Table 4-1. Use s'_c , d'_c when $\phi = 0$ only for Hansen equations. Subscripts H, V for Hansen, Vesic, respectively.

Shape factors	Depth factors
$s'_{c(H)} = 0.2 \frac{B'}{L'} \quad (\phi = 0^\circ)$ $s_{c(H)} = 1.0 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B'}{L'}$ $s_{c(V)} = 1.0 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B}{L}$ $s_c = 1.0$ for strip (خطی)	$d'_c = 0.4k \quad (\phi = 0^\circ)$ $d_c = 1.0 + 0.4k$ $\begin{cases} k = D/B \text{ for } D/B \leq 1 \\ k = \tan^{-1}(D/B) \text{ for } D/B > 1 \end{cases}$ (k به رادیان)
$s_{q(H)} = 1.0 + \frac{B'}{L'} \sin \phi$ $s_{q(V)} = 1.0 + \frac{B}{L} \tan \phi$ for all ϕ	$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 k$ k defined above
$s_{\gamma(H)} = 1.0 - 0.4 \frac{B'}{L'}$ $s_{\gamma(V)} = 1.0 - 0.4 \frac{B}{L}$ ≥ 0.6 ≥ 0.6	$d_\gamma = 1.00$ for all ϕ

Notes:

- Note use of "effective" base dimensions B', L' by Hansen but not by Vesic.
- The values above are consistent with either a vertical load or a vertical load accompanied by a horizontal load H_B .
- With a vertical load and a load H_L (and either $H_B = 0$ or $H_B > 0$) you may have to compute two sets of shape s_i and d_i as $s_{i,H}, s_{i,L}$ and $d_{i,H}, d_{i,L}$. For i, L subscripts of Eq. (4-2), presented in Sec. 4-6, use ratio L'/B' or D/L' .

ضرایب شکل و عمق

برای روابط هانسن و وسیک

● (در ضرایب هانسن از ابعاد اصلاح شده

استفاده شده در صورتیکه در ضرایب وسیک ابعاد واقعی بکار رفته است.)

● ضرایب عمق در دو رابطه یکی است ولی ضرایب شکل مقدارهای باهم تفاوت دارند

* برای رابطه هانسن (ضرایب هانسن و وسیک) از طول

دو برابر L' و L استفاده می‌کنیم

* روابط بالا هم برای بار قائم و هم برای بار قائم همراه با افقی (H_B) صادق هستند.

حمید کاظمہ

۳-۲ ظرفیت باربری پی های سطحی - روابط هانسن و وسیک

TABLE 4-5b

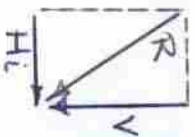
Table of inclination, ground, and base factors for the Hansen (1970) equations. See Table 4-5c for equivalent Vesic equations.

Inclination factors	Ground factors (base on slope)
$H_i = H_L \text{ or } H_B$ $i'_e = 0.5 - \sqrt{1 - \frac{H_i}{A_f C_a}}$ $i_e = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$	$g'_c = \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$ $g_c = 1.0 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$
$i_q = \left[1 - \frac{0.5 H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{n_1}$ $2 \leq \alpha_1 \leq 5$	$g_q = g_r = (1 - 0.5 \tan \beta)^\gamma$
$i_r = \left[1 - \frac{0.7 H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{n_2}$ $i_r = \left[1 - \frac{(0.7 - \eta^\circ / 450^\circ) H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{n_2}$ $2 \leq \alpha_2 \leq 5$	<p>Base factors (tilted base)</p> $b'_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ} \quad (\phi = 0)$ $b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ} \quad (\phi > 0)$ $b_q = \exp(-2\eta \tan \phi)$ $b_r = \exp(-2.7\eta \tan \phi)$ η in radians

$$C_a = (0.6 \text{ to } 1.0) C$$

Notes:

1. Use H_i as either H_B or H_L , or both if $H_L > 0$.
2. Hansen (1970) did not give an i_e for $\phi > 0$. The value above is from Hansen (1961) and also used by Vesic.
3. Variable c_a = base adhesion, on the order of 0.6 to 1.0 \times base cohesion.
4. Refer to sketch for identification of angles η and β , footing depth D , location of H_i (parallel and at top of base slab, usually also produces eccentricity). Especially note V = force normal to base and is not the resultant R from combining V and H_i .



ضرایب مایل بودن بار، شیب زمین، و شیب قرارگیری پی برای رابطه هانسن

● ضرایبی که پرایم دارند مربوط به زاویه اصطکاک داخلی صفر هستند

● هانسن در رابطه خود توانهای α_1 و α_2 را برابر 5 پیشنهاد کرده است ولی Bowles معتقد است این مقدار بزرگ است و بهتر است این ضرایب در محدوده های زیر انتخاب شوند:

$$\alpha_1: \text{بین } 2 \text{ تا } 3 \quad \alpha_2: \text{بین } 3.5 \text{ تا } 4$$

* β و η در صفحه بعد نمایش داده شده اند

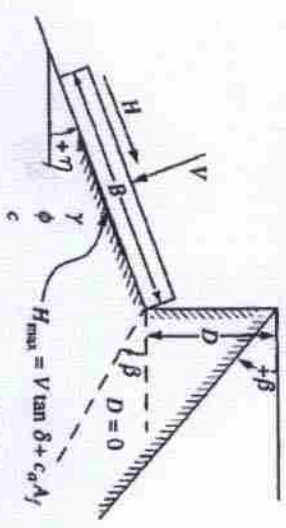
حمید کاظمہ

* B و H در برابر مقدار کشش و برش می باشد.

۳-۲ ظرفیت باربری پی های سطحی

- روابط هانسن و وسیک: ضرایب مایل بودن بار، شیب زمین، و شیب قرارگیری پی برای رابطه وسیک

Notes: $\beta + \eta \leq 90^\circ$ (Both β and η have signs (+) shown.)



For: $L/B \leq 2$ use ϕ_u
 $L/B > 2$ use $\phi_{ps} = 1.5 \phi_u - 17^\circ$
 $\phi_u \leq 34^\circ$ use $\phi_u = \phi_{ps}$

δ = friction angle between base and soil ($5\phi \leq \delta \leq \phi$)
 $A_f = B L'$ (effective area)
 c_a = base adhesion (0.6 to 1.0c)

از B و H در برابر مقدار کشش و برش می باشد.

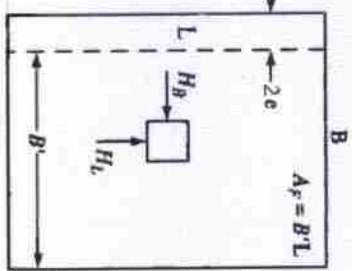
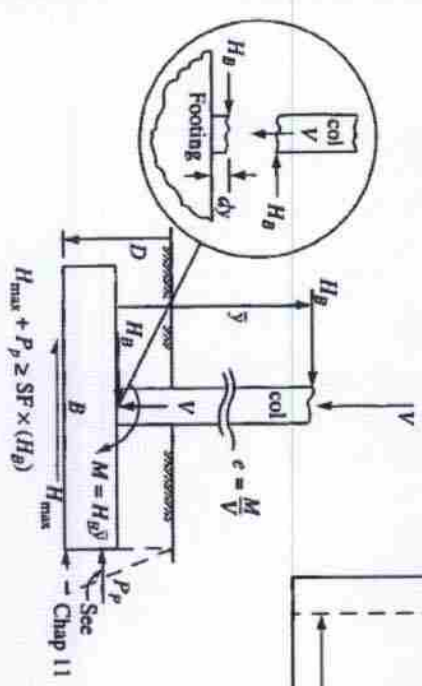


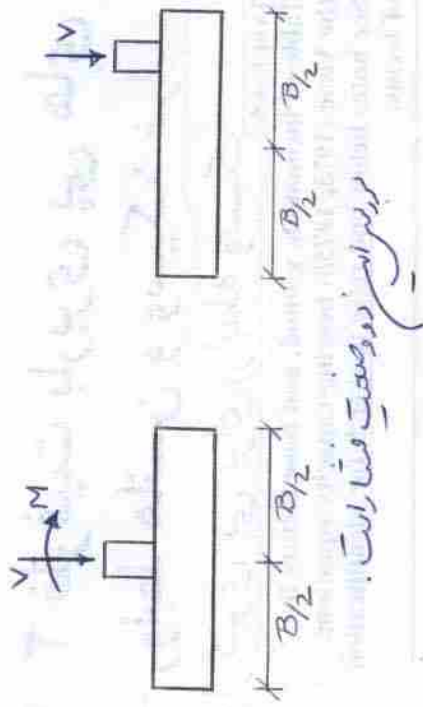
TABLE 4-5c

Table of inclination, ground, and base factors for the Vesic (1973, 1975b) bearing-capacity equations. See notes below and refer to sketch for identification of terms.

Inclination factors	Ground factors (base on slope)
$i_c = 1 - \frac{m H_1}{A_f c_a N_c}$ ($\phi = 0$) $i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$ ($\phi > 0$)	$\left\{ \begin{aligned} g_c' &= \frac{\beta}{5.14} & \beta \text{ in radians } (\phi > 0) \\ g_c &= i_q - \frac{1 - i_q}{5.14 \tan \phi} \end{aligned} \right.$ i_q defined with i_c
i_q and m defined below $i_q = \left[1.0 - \frac{H_1}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^m$	$g_d = g_r = (1.0 - \tan \beta)^2$
A_f (Hanzen) = $B \times L$ $i_y = \left[1.0 - \frac{H_1}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{m+1}$ $m = m_g = \frac{2 + B/L}{2 + L/B}$ $m = m_L = \frac{1 + B/L}{1 + L/B}$	Base factors (tilted base) $\left\{ \begin{aligned} b_c' &= g_c' & (\phi = 0) \\ b_c &= 1 - \frac{2\beta}{5.14 \tan \phi} \\ b_d &= b_r = (1.0 - \eta \tan \phi)^2 \end{aligned} \right.$

Notes:

- When $\phi = 0$ (and $\beta \neq 0$) use $N_y = -2 \sin(\pm \beta)$ in N_y term.
- Compute $m = m_g$ when $H_1 = H_B$ (H parallel to B) and $m = m_L$ when $H_1 = H_L$ (H parallel to L). If you have both H_B and H_L use $m = \sqrt{m_g^2 + m_L^2}$. Note use of B and L , not B' , L' .
- Refer to Table sketch and Tables 4-5a,b for term identification.
- Terms N_c , N_q , and N_y are identified in Table 4-1.
- Vesic always uses the bearing-capacity equation given in Table 4-1 (uses B' in the N_y term even when $H_1 = H_L$).
- H_1 term ≤ 1.0 for computing i_q , i_y (always).



مردود این دو وضعیت فشار است.

مردود این دو وضعیت فشار است.

نکات:

(۱) در رابط و سیک وقتی $\varphi = 0$ و $P \neq 0$ ، $N_B = -2Sm(\pm B)$.

(۲) وقتی $H_i = H_B$ می باشد (H_B موازی B در راستای عرض است) باید $m = m_B$ را می بیند و وقتی $H = H_L$ (H_L موازی L در راستای طول است) باید $m = m_L$ را می بیند و اگر هم H_B و H_L را داشته باشد ،

از $m = \sqrt{m_B^2 + m_L^2}$ استفاده کند .

* در این روابط (و سیک) باید از B و L استفاده کرد نه از B' و L' .

حمید کاظمی

TABLE 4-5a

Shape and depth factors for use in either the Hansen (1970) or Vesic (1973, 1975b) bearing-capacity equations of Table 4-1. Use s'_c, d'_c when $\phi = 0$ only for Hansen equations. Subscripts H, V for Hansen, Vesic, respectively.

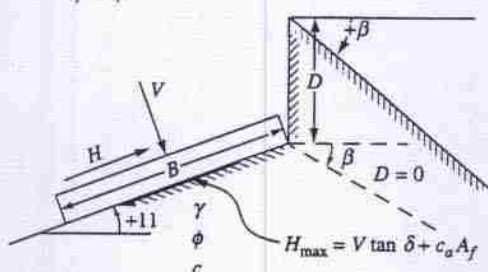
Shape factors	Depth factors
$s'_{c(H)} = 0.2 \frac{B'}{L'} \quad (\phi = 0^\circ)$	$d'_c = 0.4k \quad (\phi = 0^\circ)$
$s_{c(H)} = 1.0 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B'}{L'}$	$d_c = 1.0 + 0.4k$
$s_{c(V)} = 1.0 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B}{L}$	$k = D/B \text{ for } D/B \leq 1$
$s_c = 1.0 \text{ for strip}$	$k = \tan^{-1}(D/B) \text{ for } D/B > 1$
	$k \text{ in radians}$
$s_{q(H)} = 1.0 + \frac{B'}{L'} \sin \phi$	$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 k$
$s_{q(V)} = 1.0 + \frac{B}{L} \tan \phi$	$k \text{ defined above}$
for all ϕ	
$s_{\gamma(H)} = 1.0 - 0.4 \frac{B'}{L'} \geq 0.6$	$d_\gamma = 1.00 \text{ for all } \phi$
$s_{\gamma(V)} = 1.0 - 0.4 \frac{B}{L} \geq 0.6$	

Notes:

1. Note use of "effective" base dimensions B', L' by Hansen but not by Vesic.
2. The values above are consistent with either a vertical load or a vertical load accompanied by a horizontal load H_B .
3. With a vertical load and a load H_L (and either $H_B = 0$ or $H_B > 0$) you may have to compute two sets of shape s_i and d_i as s_{iB}, s_{iL} and d_{iB}, d_{iL} . For i, L subscripts of Eq. (4-2), presented in Sec. 4-6, use ratio L'/B' or D/L' .

Notes: $\beta + \eta = 90^\circ$ (Both β and η have signs (+) shown.)

$\beta \quad \phi$



For: $L/B \leq 2$ use ϕ_{tr}

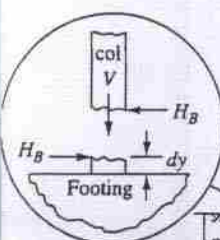
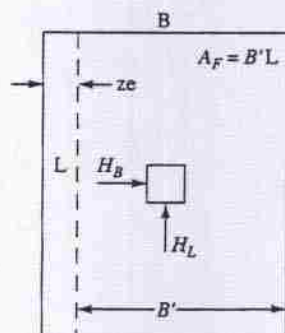
$L/B > 2$ use $\phi_{ps} = 1.5 \phi_{tr} - 17^\circ$

$\phi_{tr} \leq 34^\circ$ use $\phi_{tr} = \phi_{ps}$

$\delta =$ friction angle between base and soil ($.5\phi \leq \delta \leq \phi$)

$A_f = B'L'$ (effective area)

$c_a =$ base adhesion (0.6 to 1.0c)



$$H_{max} + P_p \geq SF \times (H_B)$$

See Chap 11

TABLE 4-5b

Table of inclination, ground, and base factors for the Hansen (1970) equations. See Table 4-5c for equivalent Vesic equations.

Inclination factors	Ground factors (base on slope)
$i'_c = 0.5 - \sqrt{1 - \frac{H_i}{A_f c_a}}$	$g'_c = \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$
$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$	$g_c = 1.0 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$
$i_q = \left[1 - \frac{0.5 H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{m_1}$	$g_q = g_\gamma = (1 - 0.5 \tan \beta)^5$
$2 \leq \alpha_1 \leq 5$	
	Base factors (tilted base)
$i_\gamma = \left[1 - \frac{0.7 H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{m_2}$	$b'_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ} \quad (\phi = 0)$
$i_\gamma = \left[1 - \frac{(0.7 - \eta^\circ/450^\circ) H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{m_2}$	$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ} \quad (\phi > 0)$
$2 \leq \alpha_2 \leq 5$	$b_q = \exp(-2\eta \tan \phi)$
	$b_\gamma = \exp(-2.7\eta \tan \phi)$
	$\eta \text{ in radians}$

Notes:

1. Use H_i as either H_B or H_L , or both if $H_L > 0$.
2. Hansen (1970) did not give an i_c for $\phi > 0$. The value above is from Hansen (1961) and also used by Vesic.
3. Variable $c_a =$ base adhesion, on the order of 0.6 to 1.0 \times base cohesion.
4. Refer to sketch for identification of angles η and β , footing depth D , location of H_i (parallel and at top of base slab; usually also produces eccentricity). Especially note $V =$ force normal to base and is not the resultant R from combining V and H_i .

TABLE 4-5c

Table of inclination, ground, and base factors for the Vesic (1973, 1975b) bearing-capacity equations. See notes below and refer to sketch for identification of terms.

Inclination factors	Ground factors (base on slope)
$i'_c = 1 - \frac{m H_i}{A_f c_a N_c} \quad (\phi = 0)$	$g'_c = \frac{\beta}{5.14} \quad \beta \text{ in radians}$
$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1} \quad (\phi > 0)$	$g_c = i_q - \frac{1 - i_q}{5.14 \tan \phi} \quad \phi > 0$
$i_q, \text{ and } m \text{ defined below}$	$i_q \text{ defined with } i_c$
$i_q = \left[1.0 - \frac{H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^m$	$g_q = g_\gamma = (1.0 - \tan \beta)^2$
	Base factors (tilted base)
$i_\gamma = \left[1.0 - \frac{H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{m+1}$	$b'_c = g'_c \quad (\phi = 0)$
$m = m_B = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}$	$b_c = 1 - \frac{2\beta}{5.14 \tan \phi}$
$m = m_L = \frac{2 + L/B}{1 + L/B}$	$b_q = b_\gamma = (1.0 - \eta \tan \phi)^2$

Notes:

1. When $\phi = 0$ (and $\beta \neq 0$) use $N_\gamma = -2 \sin(\pm \beta)$ in N_γ term.
2. Compute $m = m_B$ when $H_i = H_B$ (H parallel to B) and $m = m_L$ when $H_i = H_L$ (H parallel to L). If you have both H_B and H_L use $m = \sqrt{m_B^2 + m_L^2}$. Note use of B and L , not B', L' .
3. Refer to Table sketch and Tables 4-5a,b for term identification.
4. Terms N_c, N_q , and N_γ are identified in Table 4-1.
5. Vesic always uses the bearing-capacity equation given in Table 4-1 (uses B' in the N_γ term even when $H_i = H_L$).
6. H_i term ≤ 1.0 for computing i_q, i_γ (always).

TABLE 4-5

Shape, depth, inclination, ground and base factors for use in either the Hansen (1970) or Vesic (1973) bearing-capacity equations of Table 4-1. Factors apply to either method unless subscripted with (U) or (V). Use primed factors when $\phi = 0$

Shape factors	Depth factors	Inclination factors	Ground factors (base on slope)
$s'_x = 0.2 \frac{B}{L}$	$d'_x = 0.4k$	$i'_{qm} = 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{A_f c_u}}$	$q'_r = \frac{\beta'}{147^\circ}$
$s'_y = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B}{L}$	$d'_y = 1 + 0.4k$	$i'_{qv} = 1 - \frac{mH}{A_f c_u N_q}$	for Vesic use $N_q = -2 \sin \beta$ for $\phi = 0$
$s'_z = 1$ for strip		$i'_z = i'_q - \frac{1 - i'_q}{N_q - 1}$ (Hansen and Vesic)	$q'_r = 1 - \frac{\beta'}{147^\circ}$
$s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi$	$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)k$	$i_{qm} = \left(1 - \frac{0.5H}{V + A_f c_u \cot \phi}\right)^5$	$q_{qm} = q_{qm} (1 - 0.5 \tan \beta)^5$
$s_r = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$	$d_r = 1.00$ for all ϕ	$i_{qv} = \left(1 - \frac{H}{V + A_f c_u \cot \phi}\right)^m$	$q_{qv} = q_{qv} (1 - \tan \beta)^2$
	$k = \frac{D}{B}$ for $\frac{D}{B} \leq 1$		Base factors (tilted base)
	$k = \tan^{-1} \frac{D}{B}$ for $\frac{D}{B} > 1$ (rad)		$b'_z = \frac{\eta'}{147^\circ}$
			$b_r = 1 - \frac{\eta'}{147^\circ}$
			$b_{qm} = \exp(-2\eta \tan \phi)$
			$b_{qv} = \exp(-2.7\eta \tan \phi)$
			$b_{qv} = b_{qv} (1 - \eta \tan \phi)^2$
			Notes: $\beta + \eta \leq 90^\circ$ $\beta \leq \phi$

Where: A_f = effective footing area $B' \times L'$ (see Fig. 4-4)

c_u = adhesion to base = cohesion (used with B and not $B')$

D = depth of footing in ground (used with B and not $B')$

e_u, e_v = eccentricity of load with respect to center of footing area

H = horizontal component of footing load with $H \leq V \tan \delta + c_u \tan \delta$

V = total vertical load on footing

β = slope of ground away from base with downward = (+) \rightarrow

δ = friction angle between base and soil usually $\delta = \phi$ for concrete on soil

η = tilt angle of base from horizontal with (+) upward as usual case \rightarrow

General:

1. Do not use s_z in combination with i_z .

2. Can use s_z in combination with d_x, d_y , and b_z .

3. For $L/B \leq 2$ use ϕ_u .

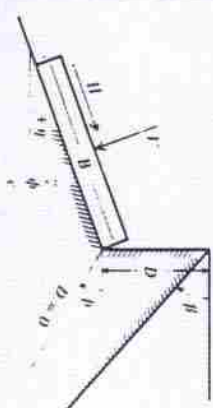
For $L/B > 2$ use $\phi_m = 1.5\phi_u$ 17

For $\phi \leq 34$ use $\phi_m = \phi_u$

Note: $i_u, i_v > 0$

$$m = m_u = \frac{2 + B/L}{1 + B/L} \quad \text{II parallel to } B$$

$$m = m_v = \frac{2 + L/B}{1 + L/B} \quad \text{II parallel to } L$$



۲-۳ ظرفیت باربری پی های سطحی - پارامترهای اصلاح شده ترزاقی برای مقاومت برشی خاکهای سست

• (ترزاقی پیشنهاد کرد که در صورتیکه دانسیته نسبی خاک کم باشد، امکان گسیختگی برشی موضعی وجود دارد. در اینحال روابط ظرفیت باربری مبتنی بر گسیختگی کلی برشی باید پس از اعمال تصحیح بر پارامترهای مقاومت برشی خاک مورد استفاده قرار گیرند

• تصحیح لازم بر پارامترهای مقاومت برشی خاک با استفاده از روابط زیر انجام میشود:

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

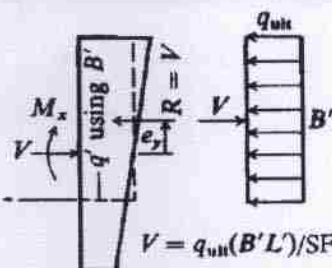
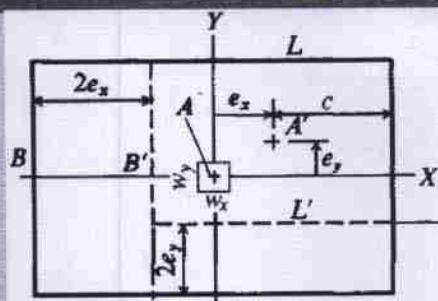
• ضرایب ظرفیت باربری با منظور کردن پارامترهای فوق تعیین میشوند

۲۸

* عاملی که مقاومت برشی را تعیین می کند c و $\tan\phi$ است $(\tau = \sigma_n \tan\phi + c)$. اگر خواهم $\frac{2}{3}\tau = \frac{2}{3}\sigma_n \tan\phi + \frac{2}{3}c$ را به $\frac{2}{3}c$ تبدیل دهم باید

* در هر بعد، نیروی است که آن بعد در معادله مقاومت می کند. مثلاً در اینی بعد L در مقابل نیرو M_y (سرچشمه محور y) مقاومت می کند. این باید از بعد L در برابر خروج از مرکزیت ناشی از M_y را کسر کنیم

۲-۳ ظرفیت باربری پی های سطحی - پی های با بارگذاری خارج از مرکز



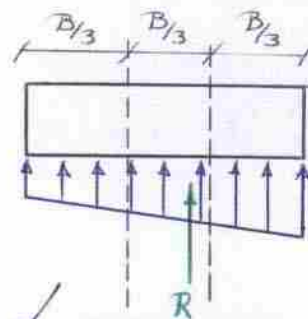
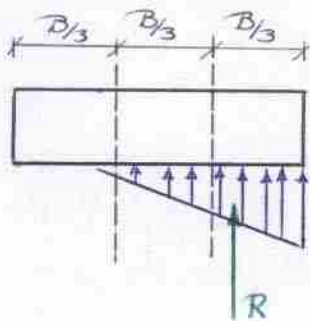
در صورتیکه بارگذاری دارای خروج از مرکزی باشد، می توان ابعاد واقعی پی را کاهش داده و از ابعاد معادل که طبق شکل تعیین میشوند در روابط ظرفیت باربری میرهوف یا هانسن استفاده کرد:

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

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

که مرکز سطح (محل اثر)

۲۹



اگر R بیرون از $1/3$ میانی باشد
 باعث می گردد که خاک به کشش
 بفتد که اصلاً خوب نیست

حمید کاظمی

۲-۳ ظرفیت باربری پی های سطحی - پی های با بارگذاری خارج از مرکز

در اینصورت ابعاد معادل عبارت خواهند بود از:

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

مساحت معادل پی نیز از رابطه زیر تعیین میشود:

$$\rightarrow A_f = B'L'$$

در صورتیکه فشار نهائی با استفاده از ابعاد معادل را با q'_{ult} نشان دهیم، بار نهائی پی عبارت خواهد بود از:

$$P_{ult} = q'_{ult} (B'L')$$

• فشارهای حداکثر و حداقل وارد شده از پی به خاک را می توان از رابطه زیر بدست آورد:

$$q_{\max, \min} = \frac{V}{BL} \left(1 \pm \frac{6e_y}{B} \pm \frac{6e_x}{L} \right)$$

از اصلاح لازم نیست $P_{ult} = q_{ult} (BL)$

۲-۳ ظرفیت باربری پی های سطحی - پی های با بارگذاری خارج از مرکز

روش ضرایب کاهش بار برای بارهای خارج از مرکز

• **میرهوف (1953)** ضرایبی کاهش دهنده بنام R_e پیشنهاد کرد که با استفاده از آنها ظرفیت باربری محاسبه شده برای بار مرکزی $q_{ult, comp}$ به ظرفیت باربری طراحی برای بار خارج از مرکز $q_{ult, des}$ با استفاده از رابطه زیر تبدیل می شود:

$$q_{ult, des} = q_{ult, comp} \times R_e \quad \text{بار مرکزی}$$

• این ضرایب طبق روابط زیر برای خاکهای چسبنده و دانه ای تعریف شده اند و تنها همراه با رابطه میرهوف قابل استفاده اند:

$$\left. \begin{array}{l} \text{خاک چسبنده} \\ \text{خاک دانه ای} \end{array} \right\} \begin{array}{l} R_e = 1 - 2e/B \quad (\text{cohesive soil}) \\ R_e = 1 - \sqrt{e/B} \quad (\text{cohesionless soil and for } 0 < e/B < 0.3) \end{array}$$

• در صورتیکه خروج از مرکزی در دو جهت باشد ظرفیت باربری از رابطه زیر قابل تعیین است:

$$\rightarrow q_{ult, des} = q_{ult, comp} \times R_{ex} \times R_{ey}$$

* روش ضرایب کاهش مخصوص رابطه میرهوف است. \rightarrow بار مرکزی \rightarrow بار طراحی

حمید کاظمہ

۲-۳ ظرفیت باربری پی های سطحی - اثر سطح آب زیرزمینی

- بسته به محل سطح آب زیرزمینی، تاثیر آن بر ظرفیت باربری پی متفاوت است:
- اگر سطح آب زیرزمینی همتراز و یا بالاتر از سطح زمین باشد، از وزن حجمی شناور در جملات دوم و سوم رابطه ظرفیت باربری استفاده میشود
 - اگر سطح آب زیرزمینی پایین تر از سطح زمین ولی بالاتر از تراز کف پی باشد، باید از وزن حجمی شناور در جمله سوم استفاده کرد و تنش موثر را با منظور کردن سطح آب در تعیین سربار در جمله دوم منظور کرد
 - اگر سطح آب زیرزمینی پایین تر از تراز کف پی ولی درون گوه گسیختگی باشد، در جمله دوم از وزن حجمی مرطوب و در جمله سوم میانگین مناسبی از وزن حجمی مرطوب و شناور استفاده می شود
 - اگر سطح آب زیرزمینی پایین تر از گوه گسیختگی باشد، در جملات دوم و سوم از وزن حجمی مرطوب استفاده می شود

۳۲

۲-۳ ظرفیت باربری پی های سطحی - اثر سطح آب زیرزمینی

برای حالتیکه سطح آب زیرزمینی درون گوه گسیختگی باشد میانگین وزن حجمی مورد استفاده در جمله سوم را می توان از رابطه زیر بدست آورد:

* این رابطه میانگین وزن حجمی مرطوب بالای سطح آب زیر زمین و میانگین وزن حجمی مرطوب در سطح آب زیر زمین را در نظر می گیرد.

$$\gamma_e = (2H - d_w) \frac{d_w}{H^2} \gamma_{wet} + \frac{\gamma'}{H^2} (H - d_w)^2$$

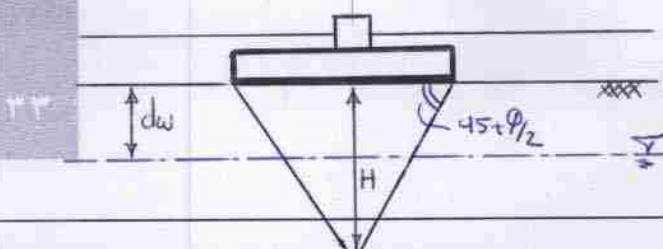
که در آن:

$$H = 0.5B \tan(45^\circ + \phi/2)$$

d_w = depth to water table below base of footing

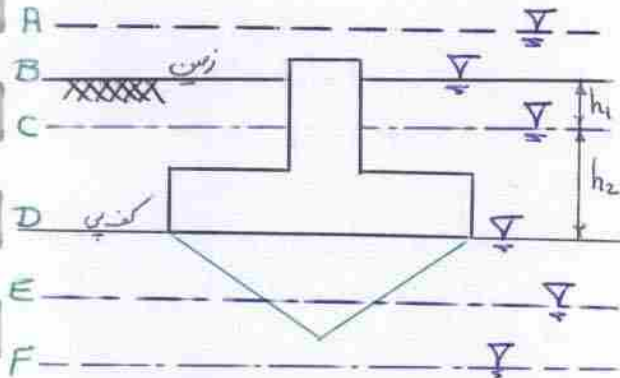
γ_{wet} = wet unit weight of soil in depth d_w

γ' = submerged unit weight below water table = $\gamma_{sat} - \gamma_w$



حمید کاظمی

- * وقتی سطح آب پایین تر باشد q_{Nq} بیشتر می شود، زیرا آتش موثر بیشتر می گردد.
- * ظرفیت باربری از A به D بیشتر می گردد.



$$q_{ult} = C N_c S_c + \bar{q} N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma S_\gamma$$

$$\rightarrow q_{ult} = C N_c S_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma S_\gamma$$

$$\gamma_b = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

$$q_{ult} = C N_c S_c + \gamma_b \cdot D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma_b \cdot B N_\gamma S_\gamma$$

حالت A, B

$$q_{ult} = C N_c S_c + (\gamma_{wet} h_1 + \gamma_b \cdot h_2) N_q + \frac{1}{2} \gamma_b \cdot B N_\gamma S_\gamma$$

حالت C

$$h_1 = D_f \quad h_2 = 0$$

حالت D

$$q_{ult} = C N_c S_c + \gamma_{wet} D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma_e \cdot B N_\gamma S_\gamma$$

حالت E

$$q_{ult} = C N_c S_c + \gamma_{wet} D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma_{wet} B N_\gamma S_\gamma$$

حالت F

γ_{wet} وزن مخصوص اشباع
 γ_w وزن مخصوص آب

γ_{sat} وزن مخصوص اشباع

γ_b وزن مخصوص شاد

حمید کاظمی

۲-۳ ظرفیت باربری پی های سطحی - ظرفیت باربری پی بر روی خاکهای چند لایه

● در صورتیکه خاک زیر پی از دو یا چند لایه با اختلاف مقاومت زیاد تشکیل شده باشد، باید مکانیزم گسیختگی بصورت موردی بررسی شده و ظرفیت باربری برای آن مورد خاص تعیین شود. در مرجع شماره ۳ درس چند حالت در این زمینه بررسی شده است.

● (در غیر اینصورت می توان ظرفیت باربری را بطور خیلی تقریبی با متوسط گیری وزنی از پارامترهای مقاومت برشی خاک در محدوده گوه گسیختگی تعیین کرد.)

● (باید توجه داشت که روش های فوق زمانی قابل استفاده اند که ظرفیت باربری را بخواهیم با توجه به معیار گسیختگی تعیین کنیم. در صورتیکه معیار نشست باشد، عمق موثر و نحوه تعیین ظرفیت باربری با روش فوق متفاوت خواهند بود)

۳۴

۲-۳ ظرفیت باربری پی های سطحی - ظرفیت باربری پی بر روی خاکهای چند لایه

● متوسط گیری از پارامترهای مقاومت برشی بصورت زیر انجام میشود:

$$\begin{cases} c_{av} = \frac{c_1 H_1 + c_2 H_2 + c_3 H_3 + \dots + c_n H_n}{\sum H_i} \\ \phi_{av} = \tan^{-1} \frac{H_1 \tan \phi_1 + H_2 \tan \phi_2 + \dots + H_n \tan \phi_n}{\sum H_i} \end{cases}$$

$$\rightarrow \sum_{i=1}^n H_i = H = 0.5B \tan \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

در روابط فوق شماره ها نشان دهنده شماره لایه خاک می باشند

۳۵

حمید کاظمی

* روابط حالین اصلاح شدہ حشد . روابط دیگر را برای خروج از کمزورتی استفاده نمی کنند . روابط با کسر
یا صحت صرف برابر خروج از کمزورتی استفاده می شود.

* اگر لایه اول دارای عمق 8m تا 10m باشد و لایه بعدی خاک نوع دیگری باشد ، ظرفیت باربری به
خاک لایه بعدی وابسته نیست .

* اگر سطح آب زیر زمینی در تیرگی باشد ولی ترکش در آن باشد و خود آب حمل سنگ است تا ۹۰٪ باشد
(البته برخلاف نتیجه اگر در زمین) . اگر معیار فاشست باشد این موضوع سنگی به نوع خاک وصل حاصل نمی
گردد دارد .

۲-۳ ظرفیت باربری پی های سطحی - کلیاتی در مورد استفاده از روابط ظرفیت باربری

★ ● روابط ظرفیت باربری فشار نهائی q_{ult} را که منجر به گسیختگی خاک می شوند برآورد می کنند. فشار مجاز q_a از تقسیم فشار فوق به ضریب اطمینان بدست می آید. ضریب اطمینان را برای گسیختگی پی معمولا حداقل برابر 3 در نظر میگیرند

$$q_a = \frac{q_{ult}}{FS} \quad FS = 3$$

● (بطور کلی غیر از تفاوت در موارد استفاده، روابط ظرفیت باربری ترجیح چندانی نسبت بهم ندارند و می توان از ساده ترین رابطه که قابل استفاده برای مسئله مورد نظر ماست استفاده کرد. از رابطه ترزاقی بدلیل سادگی و قدیمی بودن استفاده زیادی شده است. از روابط میرهوف و هانسن نیز استفاده نسبتا زیادی شده است. رابطه وسیک کمتر از بقیه بکار رفته و خیلی نزدیک به رابطه هانسن است.)

● (بهتر است در عمل حداقل از دو رابطه استفاده شود و اگر بین نتایج اختلاف زیاد بود رابطه سومی نیز برای مقایسه بکار رود.)

۲-۳ ظرفیت باربری پی های سطحی الف- تعیین ظرفیت باربری با استفاده از آزمایش نفوذ استاندارد (SPT)

● از این روش استفاده زیادی برای تعیین ظرفیت باربری شده است. اولین روابط را ترزاقی و پک در سال ۱۹۶۷ ارائه کردند که بسیار مورد استفاده قرار گرفتند ولی نتایج بعدی نشان داد که این روابط خیلی محافظه کارانه هستند.

● ۱ ● میرهوف (۱۹۵۶، ۱۹۷۴) نیز روابطی بر مبنای نشست مجاز ۲۵ میلیمتر پیشنهاد کرد که آنها نیز محافظه کارانه اند. Bowles با توجه به نتایج منتشر شده و نظرات اعلام شده، روابط میرهوف را حدودا ۵۰٪ افزایش داده و روابط جدیدی ارائه کرد که آنها نیز بر مبنای نشست مجاز یک اینچ می باشند. این روابط مانند روابط ترزاقی و پک بصورت نمودارهای طراحی نیز در آمده اند

حمید کاظمہ

۲-۳ ظرفیت باربری پی های سطحی - تعیین ظرفیت باربری با استفاده از آزمایش نفوذ استاندارد

• روابط میرهوف که بوسیله Bowles اصلاح شده اند در زیر آمده اند:

$$\begin{cases} q_a = \frac{N}{F_1} K_d & B \leq F_4 \\ q_a = \frac{N}{F_2} \left(\frac{B + F_3}{B} \right)^2 K_d & B > F_4 \end{cases}$$

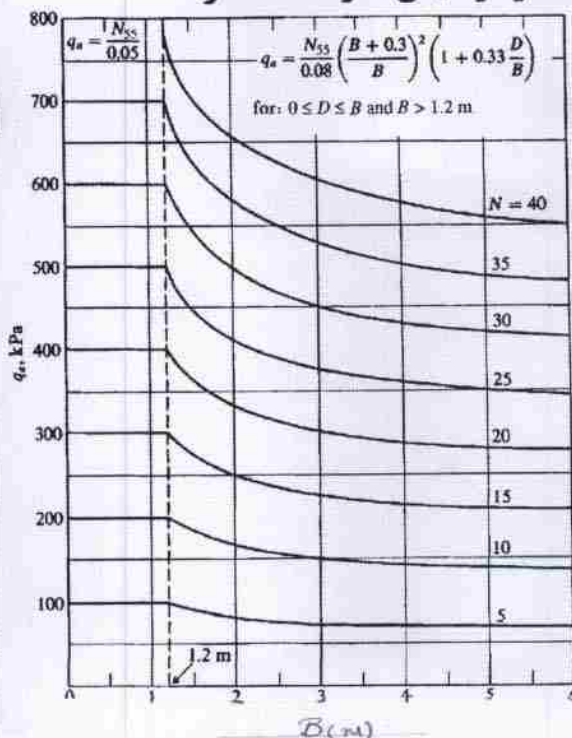
$$K_d = 1 + 0.33 \frac{D}{B} \leq 1.33$$

	N_{55}	
	SI	Fps
F_1	0.05	2.5
F_2	0.08	4
F_3	0.3	1
F_4	1.2	4

q_a = allowable bearing pressure for $\Delta H_o = 25\text{-mm}$ or 1-in. settlement, kPa or ksf
 $K_d = 1 + 0.33 \frac{D}{B} \leq 1.33$ [as suggested by Meyerhof (1965)]

• دیده میشود که ضرایب مورد استفاده در روابط فوق برای عدد نفوذ استاندارد بدست آمده با ۵۵٪ انرژی تئوریک است. (N_{55})

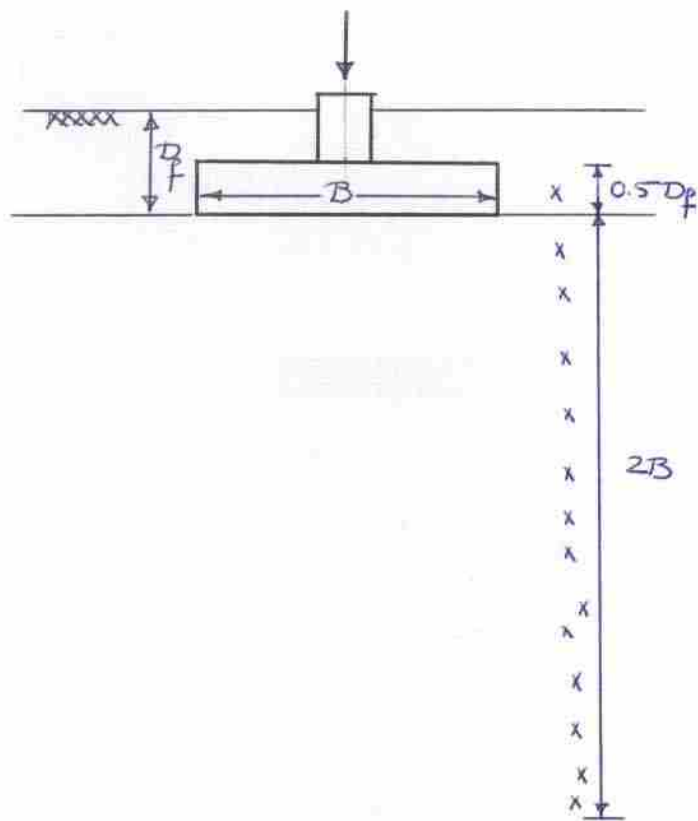
۲-۳ ظرفیت باربری پی های سطحی - تعیین ظرفیت باربری با استفاده از آزمایش نفوذ استاندارد



• شکل روبرو ظرفیت باربری را برای پی در سطح خاک میدهد. برای منظور کردن اثر عمق قرارگیری پی باید مقدار بدست آمده از نمودار را در K_d ضرب کرد.

• (در تعیین عدد N برای نمودار، معمولاً از عددهای اندازه گیری شده بین عمق های $0.5Df$ و $2B$ متوسط گیری می کنند)

حمید کاظمی



حمید کاظمہ

۲-۳ ظرفیت باربری پی های سطحی

- تعیین ظرفیت باربری با استفاده از آزمایش نفوذ استاندارد

- ۲ فشارهای مجاز (q_a) بدست آمده برای نشست یک اینچ (ΔH_0) را میتوان با فرض یک رابطه خطی بین فشار مجاز و نشست، برای تعیین فشار مجاز (q'_a) مربوط به نشست های مجاز دیگر (ΔH_f) نیز بکار برد:

$$q'_a = \frac{\Delta H_f}{\Delta H_0} q_a \rightarrow \text{فشار مجاز نشست یک اینچ}$$

نسبت یک اینچ

- ۳ روابط ساده تری نیز بین فشار مجاز و عدد نفوذ استاندارد پیشنهاد شده است. از جمله آنها رابطه Parry (1977) برای خاکهای دانه ای است که بشکل زیر است:

$$q_a = 30N_{55} \text{ (kPa)} \quad (D \leq B) \quad \leftarrow \text{بار خاک دانه ای}$$

Parry Equation

در رابطه فوق عدد نفوذ استاندارد در عمق $0.75B$ تعیین می شود.

عمق $0.75B$

۲-۳ ظرفیت باربری پی های سطحی

ب- تعیین ظرفیت باربری با استفاده از آزمایش نفوذ مخروط (CPT)

- برای خاکهای دانه ای رابطه زیر پیشنهاد شده است:

$$q_r = K_\phi q_c (av)$$

where:

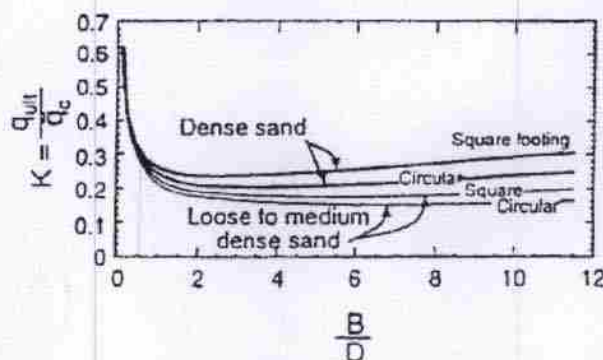
$q_c (av)$ = average CPT penetration resistance
below depth of footing, $z = B$

میرهوف (۱۹۵۶) پیشنهاد کرد: $K_\phi = 0.3$ در نظر گرفته شود.

همچنین دیده شده است که این ضریب بسته به شکل و نسبت عرض به عمق پی، و تراکم خاک میتواند بین ۰/۱۶ و ۰/۳ تغییر کند و استفاده از ضریب کوچکتر در جهت اطمینان بیشتر است. با اینهمه، معمولاً نشست کنترل کننده ظرفیت باربری است.

حمید کاظمہ

۲-۳ ظرفیت باربری پی های سطحی - تعیین ظرفیت باربری با استفاده از آزمایش نفوذ مخروط



• شکل روبرو تغییرات ضریب K_ϕ را برحسب نسبت عرض به عمق، شکل پی، و تراکم خاک نشان میدهد

$$q = K_\phi \cdot q_c (avg)$$

Figure 9. Correlation between bearing capacity of footing on cohesionless soils and average cone resistance (Eslaamizaad and Robertson, 1996).

۲-۳ ظرفیت باربری پی های سطحی - تعیین ظرفیت باربری با استفاده از آزمایش نفوذ مخروط

• برای خاکهای چسبنده رابطه زیر پیشنهاد شده است:

$$q_f = K_{su} q_c (av) + \gamma D$$

$K_{su} = 0.30$ to 0.60 depending on footing B/D and shape and soil OCR and sensitivity.

بطور کلی می توان برای رسها $K_{su} = 0.3$ در نظر گرفت.

حمید کاظمہ

۲-۳ ظرفیت باربری پی های سطحی

ج- تعیین ظرفیت باربری با استفاده از آزمایش بارگذاری صفحه ای (PLT)

همانگونه که در گذشته ذکر شد استفاده از نتایج این آزمایش برای تخمین نشست و ظرفیت باربری همراه با خطای زیادی است. در اینجا تنها روش های تقریبی برای تعیین ظرفیت باربری با استفاده از این آزمایش ذکر میشود.

• برای خاکهای چسبنده با توجه به رابطه بین مدول عکس العمل خاک و عرض پی که در گذشته ذکر شد، در صورتیکه نشست صفحه و پی مساوی فرض شود، می توان با داشتن بار وارد بر صفحه به عرض B_1 بار مجاز پی به عرض B_2 را از رابطه زیر بدست آورد:

$$q_{a2} = q_{a1} \frac{B_1}{B_2}$$

• و برای خاکهای دانه ای با توجه به روابط قبل برای آزمایش بارگذاری صفحه ای خواهیم داشت:

$$q_{a2} = q_{a1} \left(\frac{B_1 + B_2}{2B_2} \right)^2$$

نشست خاکها

- حالات نشست خاکها و موارد پدید آمدن آنها

بسته به نوع خاک نشست خاکها ممکن است بصورت یکی یا ترکیبی از حالت های زیر اتفاق بیفتد:

- | | |
|---|--|
| $\left\{ \begin{array}{l} \text{خاک درشت دانه} \\ \text{خاک ریزدانه} \end{array} \right.$ | ۱ • نشست آنی (Immediate settlement) |
| | ۲ • نشست زماندار (Time-dependent settlement) |
| $\left\{ \begin{array}{l} \text{خاک درشت دانه} \\ \text{خاک ریزدانه} \end{array} \right.$ | ۳ • نشست تحکیم (Consolidation settlement) |
| | ۴ • نشست ناشی از خزش (Creep settlement) |

(دو نوع اول در خاکهای درشت دانه و دو نوع دوم در خاکهای ریزدانه مولفه اصلی نشست را تشکیل میدهند)

* در آرایش بارنداری صفحه ای تصحیح انجام می‌دهیم. چون عرض بی صفحه تفاوت دارند در تصحیح عرض باربری هم اثر عرض باید منظور شود.

$$q_a \rightarrow q_{allowable}$$

* ضریب موافق فشار مجاز برای نشست مجاز است (هندس سازه نشست مجاز را تصحیح می‌کند). بعد از این اگر ضریب بارنداری صفحه ای را انجام می‌دهیم تا به فشاری که به نشست مجاز می‌رسد برسیم. فشار مجاز نیست آمده برای صفحه ای عرض 30cm است. حال فشار را تصحیح می‌کنیم اگر بی 5 برابر باشد فشار مجاز 5/1 می‌شود (ضاک صلبه)

$$q_{a2} = q_{a1} \cdot \frac{B_1}{B_2}$$

* فشار مجاز برای خاک دانه ای بی آن تصحیح در شرایط یکسان با خاک صلبه کمتر است.

* نشست فقط نشست کنواخت نیست. گواست هم وجود دارد. روابط موجود در نشست از حالت الاستیک خطی پیرامی می‌کند.

* در نشست آبی عرض اینست که با بارنداری نشست صورت می‌گیرد و با برداشتن بار از بین می‌رود (خاک لای دانه ای می‌گیریم)

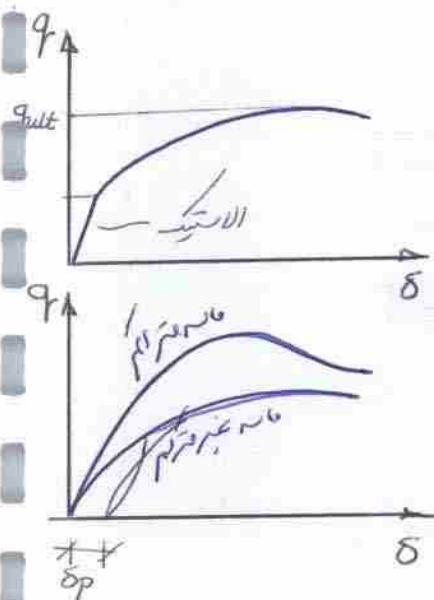
* در نشست زغانه دار منظور نشست زغانه دار خاک لای دانه ای است. بعد از بارنداری با نشست زغال نشست ادامه دارد و توقف نمی‌شود (حتی برای خاک لای دانه ای) البته نشست بهرین کمتر است.

* نشست تحت بار ثابت را خزش می‌گویند.

* در نشست تحکیم اول تحکیم تمام می‌شود و بعد خزش صورت می‌گیرد.

* خزش برای خاک لای برز دانه است.

* در خاک لای دانه ای نشست زغانه دار از نشست آبی کمتر است (بعد از 50 سال نشست 1.5 برابر است)



نشست خاکها

(Immediate settlement) - نشست آنی

روابط مختلفی برای آن داده شده که یکی از کاملترین آنها رابطه زیر است که توسط (Timoshenko and Goodier, 1951) ارائه شده است:

$$\Delta H = q_o B' \frac{1 - \mu^2}{E_s} \left(I_1 + \frac{1 - 2\mu}{1 - \mu} I_2 \right) I_F$$

که در آن:

q_o : تنش اضافی در محل تماس خاک و پی بر حسب واحد E_s
 B' : کوچکترین بعد ناحیه شرکت کننده در ایجاد نشست (واحد ΔH)
 I_i : ضرایب تاثیر که بستگی به نسبت طول به عرض ناحیه بارگذاری شده L'/B' ، ضخامت لایه نشست پذیر H نسبت بواسون μ و عمق پی D دارد
 E_s, μ : پارامترهای الاستیک خاک (ضریب بواسون، ضریب الاستیسیته)

$$I_i \rightarrow \bar{I}_1, \bar{I}_2, \bar{I}_F$$

نشست خاکها

- نشست آنی (Immediate settlement)

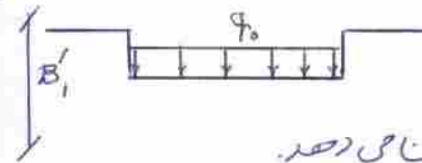
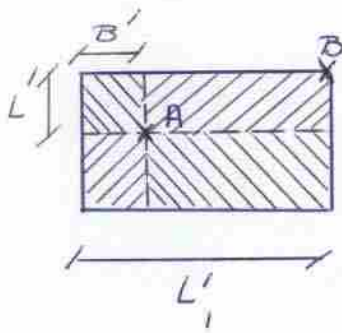
ضرایب تاثیر از روابط زیر (Steinbrenner 1934) بدست می آیند:

$$\begin{cases} I_1 = \frac{1}{\pi} \left[M \ln \frac{(1 + \sqrt{M^2 + 1}) \sqrt{M^2 + N^2}}{M(1 + \sqrt{M^2 + N^2 + 1})} + \ln \frac{(M + \sqrt{M^2 + 1}) \sqrt{1 + N^2}}{M + \sqrt{M^2 + N^2 + 1}} \right] \\ I_2 = \frac{N}{2\pi} \tan^{-1} \left(\frac{M}{N \sqrt{M^2 + N^2 + 1}} \right) \quad (\tan^{-1} \text{ in radians}) \end{cases}$$

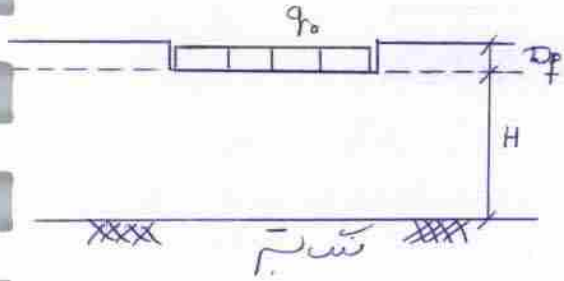
$$M = \frac{L'}{B'}$$

• ضرایب I_1 و I_2 در جدول 5-2 کتاب Bowles (1996) داده شده اند

• * برای بدست آوردن نشست در یک نقطه درون سطح بارگذاری شده باید سطح را به سطوح کوچکتر تقسیم کرده و از اصل جمع اثرات استفاده کنیم



حالا B' را کوچکترین بعد در نظر می گیریم ؟
 علت اینست که رابطه نسبت را در دو نشانه نشان می دهیم.
 برای نقطه A اثر سیم پیرامون استفاده می شود (L', B')
 * برای نقطه B (L', B') را داریم.
 q_0 مدخل کل سازه بر سیمونش و در آخر بر می آید.



* برابر H می باشد و می گوئیم H نسبتی شود I تغییر ضرایب
 ندارد.

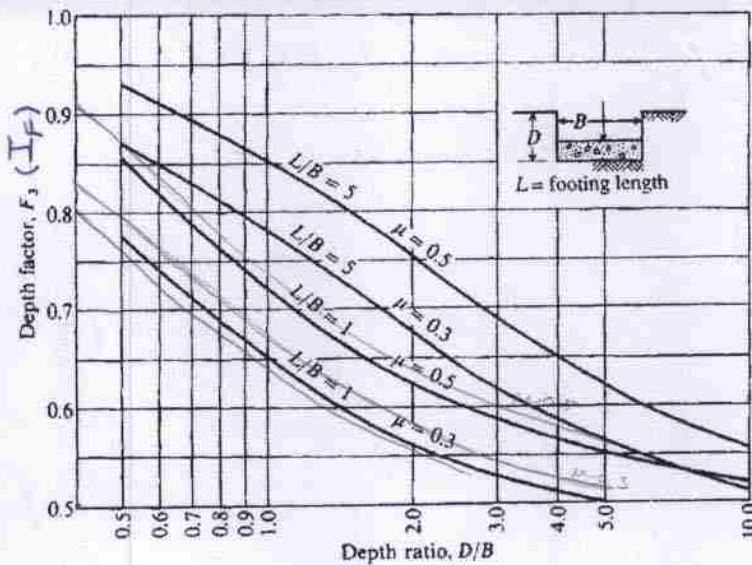
** هر دو عدد برای E است برابر q_0 هم انتخاب کنیم.

* I_1 و I_2 بدون بعد هستند.

حمید کاظمی

نشست خاکها

- نشست آنی (Immediate settlement)



- ضریب I_F نیز مربوط به اثر عمق است که از شکل روبرو بدست می آید (در شکل روبرو F_3 همان I_F است).
- برای بدست آوردن I_F ممکن است به درون یابی نیاز داشته باشیم

نشست خاکها

- نشست آنی (Immediate settlement)

بخشی از جدول 5-2 در زیر آمده است ← (کتاب Bowles ص 304، 305)

TABLE 5-2

Values of I_1 and I_2 to compute the Steinbrenner influence factor I_s for use in Eq. (5-16a) for several $N = H/B'$ and $M = L/B'$ ratios

N	$M = 1.0$	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0
0.2	$I_1 = 0.009$ $I_2 = 0.041$	0.008 0.042	0.008 0.042	0.008 0.042	0.008 0.042	0.008 0.042	0.007 0.043	0.007 0.043	0.007 0.043	0.007 0.043	0.007 0.043
0.4	0.033 0.066	0.032 0.068	0.031 0.069	0.030 0.070	0.029 0.070	0.028 0.071	0.028 0.071	0.027 0.072	0.027 0.072	0.027 0.073	0.027 0.073
0.6	0.066 0.079	0.064 0.081	0.063 0.083	0.061 0.085	0.060 0.087	0.059 0.088	0.058 0.089	0.057 0.090	0.056 0.091	0.056 0.091	0.055 0.092
0.8	0.104 0.083	0.102 0.087	0.100 0.090	0.098 0.093	0.096 0.095	0.095 0.097	0.093 0.098	0.092 0.100	0.091 0.101	0.090 0.102	0.089 0.103
1.0	0.142 0.083	0.140 0.088	0.138 0.091	0.136 0.095	0.134 0.098	0.132 0.100	0.130 0.102	0.129 0.104	0.127 0.106	0.126 0.108	0.125 0.109

$$N = \frac{H}{B'} \quad M = \frac{L'}{B'}$$

* از لحاظ رفتار، بتن در عین برابر با فولاد است. لذا از لحاظ اقتصاد در خوب نیست.

* I_F یا F_3 ($I_F = F_3$) ضریب تاثیر است که از عین قرارگیری در اثر تست بتن می دهد.

* نحوه درون یابی:

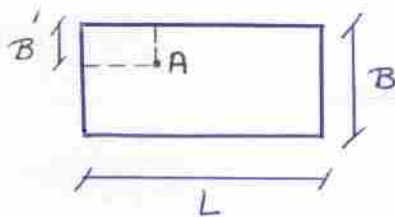
برای $L_B = 2$ و $\mu = 0.4$

در ابتدا ($L_B = 5$ ، $\mu = 0.4$) و ($L_B = 1$ ، $\mu = 0.4$) رسم می کنیم
حال بین دو نمودار رسم شده ($L_B = 2$ ، $\mu = 0.4$) رسم می کنیم.

برای مقادیر N ، I_1 و I_2 تغییر صیادانی ندارد.

* اگر نقطه A در وسط بی باشد $B = B'$

$$\begin{cases} N = \frac{H}{B'} \\ M = \frac{L}{B'} \end{cases}$$



نشست و دوران پی ها

- نشست آنی (Immediate settlement)

۱ • اگر سطح بارگذاری شده به سطوح کوچکتر تقسیم شده باشد باید از ابعاد سطوح کوچکتر استفاده شود مانند آنچه در گسترش تنش در خاک داشتیم. بطور مثال برای محاسبه نشست در گوشه و مرکز پی داریم:

$$N = \frac{H}{B'}$$

$$B' = \frac{B}{2} \text{ for center; } = B \text{ for corner } I_i$$

$$L' = L/2 \text{ for center; } = L \text{ for corner } I_i$$

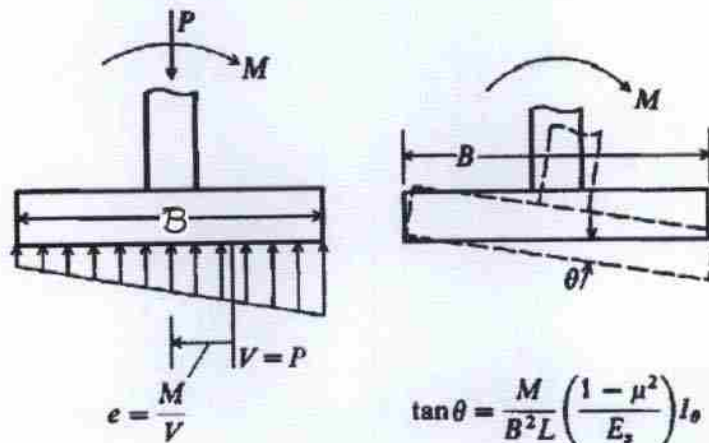
۲ • اگر چند لایه خاک در زیر پی در محدوده عمق موثر داشته باشیم می توان از متوسط وزنی بشکل زیر برای بدست آوردن مدول الاستیسیته متوسط استفاده کرد ولی این روش میتواند نتایج غیر دقیقی بدهد (عمق موثر حدوداً پنج برابر عرض پی، و یا برابر با عمق لایه سخت با مدول الاستیسیته حدود ده برابر لایه مجاور است).

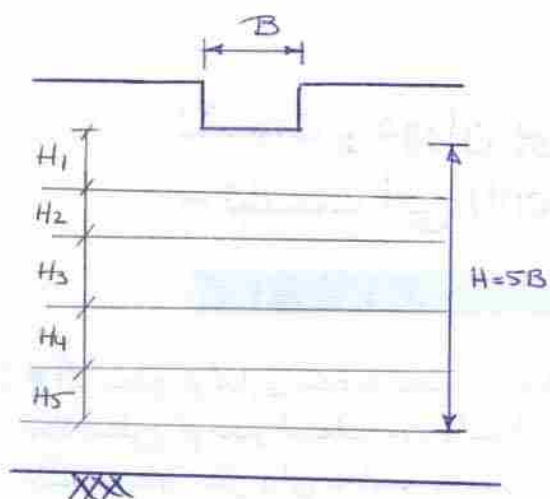
$$E_{s,av} = \frac{H_1 E_{s1} + H_2 E_{s2} + \dots + H_n E_{sn}}{H} \quad H = \sum_i^n H_i$$

نشست و دوران پی ها

* - دوران الاستیک پی ها (Time-dependent settlement)

• دوران پی تحت بار خارج از مرکز یا لنگر بشکل زیر صورت میگیرد





For a rectangular notch, the discharge Q is given by the equation:

$$Q = C_d B \sqrt{2g} H^{3/2}$$

where C_d is the coefficient of discharge, B is the width of the notch, and H is the height of the water above the notch.

$$Q = C_d B \sqrt{2g} H^{3/2}$$

$$Q = C_d B \sqrt{2g} H^{3/2}$$

For a rectangular notch, the discharge Q is given by the equation:

(The discharge Q is given by the equation)

$$Q = C_d B \sqrt{2g} H^{3/2}$$

The discharge Q is given by the equation:



$$Q = C_d B \sqrt{2g} H^{3/2}$$

حمید کاظمی

نشست و دوران پی ها - دوران الاستیک پی ها (Time-dependent settlement)

- دوران پی با فرض رفتار الاستیک از رابطه زیر قابل محاسبه است:

$$\tan \theta = \frac{1 - \mu^2}{E_s} \frac{M}{B^2 L} I_\theta$$

در رابطه فوق متغیرها مانند آنچه در شکل نشان داده شده است می باشند. B بعدی از پی است که در برابر لنگر مقاومت می کند و I_θ ضریب تاثیر است که مقدار آن برای پی های صلب و منعطف در جدول بعد داده شده است. E_s و μ نیز مدول الاستیسیته و نسبت پواسون خاک می باشند.

* نزدیکی ندارد B کوئتر از L باشد. تخمین مقاومت کردن در برابر لنگر می باشد.

۵۲

نشست و دوران پی ها - دوران الاستیک پی ها (Time-dependent settlement)

جدول فاکتورهای تاثیر برای پی های صلب و منعطف

Influence factors I_θ to compute rotation of a footing

L/B	Flexible منعطف	Rigid+ صلب
0.1	1.045	1.59
0.2	1.60	2.42
0.50	2.51	3.54
0.75	2.91	3.94
1.00 (circle)	3.15 (3.00)*	4.17 (5.53)*
1.50	3.43	4.44
2.00	3.57	4.59
3.00	3.70	4.74
5.00	3.77	4.87
10.00	3.81	4.98
100.00	3.82	5.06 = $16/\pi$

For rigid:
 $I_\theta = 16/[\pi(1 + 0.22B/L)]$

*For circle B = diameter.

†There are several "rigid" values; these are from equations given by Taylor (1967, Fig. 9, p. 227). They compare reasonably well with those given by Poulos and Davis (1974, p. 169, Table 7.3).

۵۳

توضیحات (در صورت نیاز)

- این سند به صورت رسمی صادر شده و دارای اعتبار است.

تاریخ: ۱۳۹۸/۰۵/۰۱

موضوع: ...

...

این سند به منظور ... صادر شده است. ...

توضیحات (در صورت نیاز)

- این سند به صورت رسمی صادر شده و دارای اعتبار است.

تاریخ: ۱۳۹۸/۰۵/۰۱

موضوع: ...

...

...

...

...

...

...

...

...

...

...

...

...

...

...

...

...

حمید کاظمی

نشست و دوران پی ها

۲- نشست زماندار خاکهای دانه ای (Time-dependent settlement)

- نشست خاکهای دانه ای هم معمولاً با گذشت زمان افزایش می یابد.
- معروفترین رابطه برای منظور کردن اثر زمان بر نشست خاکهای دانه ای رابطه Schmertmann (1970, 1978) است.
- این رابطه برای تعیین نشست پی ها بر روی خاکهای دانه ای با استفاده از نتایج آزمایش نفوذ مخروط^(CPT) پیشنهاد شده است ولی می توان آنرا برای موارد دیگر نیز با داشتن مدول الاستیسیته خاک بکار برد.

۵۴

پی مربعی $B/2$
پی نواری B
(پی با عرض B)

نشست و دوران پی ها

- نشست زماندار خاکهای دانه ای (Time-dependent settlement)

این روش مبتنی بر فرضیات زیر است:

- (بیشترین کرنش عمودی در مرکز سطح بارگذاری شده با عرض B در پی های مربعی در عمق $B/2$ و در پی های نواری در عمق B زیر سطح پی اتفاق می افتد).

- (تنش اضافی ناشی از بارگذاری در سطح خاک برای پی مربعی در عمق $z=2B$ و در پی نواری در عمق $z=4B$ قابل صرف نظر کردن است)

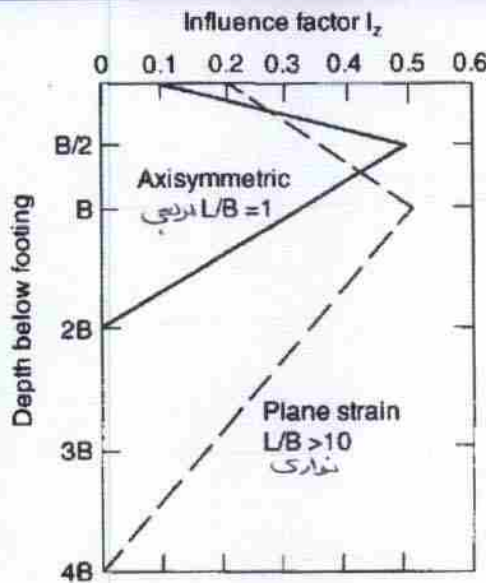
* در این روش از فاکتورهای تاثیر کرنش (I_z) که با عمق تغییر می کنند استفاده میشود. خاک به تعدادی (مثلاً n) لایه تقسیم شده و ضریب تاثیر و مدول الاستیسیته مربوط به هر لایه جداگانه تعیین و در محاسبات بکار میرود

پی مربعی $z=2B$
پی نواری $z=4B$
محصول صرف نظر کردن تنش اضافی (پی با عرض B)

حیدر کاظمہ

نشست و دوران پی ها

- نشست زماندار خاکهای دانه ای (Time-dependent settlement)



فاکتورهای تاثیر با استفاده از
شکل روبرو بدست می آید:

۵۶

نشست و دوران پی ها

- نشست زماندار خاکهای دانه ای (Time-dependent settlement)

نشست خاک با استفاده از رابطه روبرو بدست می آید:
که در آن:

$$\rho = C_1 C_2 \Delta p \sum_{i=1}^n \frac{I_z}{x q_c} \Delta z_i$$

نسبت
زماندار

x : ضریبی است که برای پی مربعی برابر 2.5 و برای پی نواری برابر 3.5 است
 I_z : فاکتور تاثیر کرنش که مقدار آن در مرکز هر لایه با استفاده از شکل نشان داده شده تعیین میشود. تغییرات این ضریب برای پی مربعی و پی نواری باهم تفاوت دارد

C_1 : ضریبی که تاثیر عمق قرارگیری پی را منظور میکند و برابر است با:

$$C_1 = 1.0 - 0.5 \frac{\sigma'_v}{\Delta p} \quad (=1.0 \text{ for a surface footing})$$

C_2 : ضریبی که تاثیر زمان را منظور میکند و با استفاده از رابطه زیر بدست می آید:

$$C_2 = 1 + 0.2 \log_{10} 10t \quad (t \text{ زمان بر حسب سال است})$$

۵۷

حمید
کاظمی

Handwritten text at the top left of the first page.

Handwritten text below the first line on the first page.

Handwritten text in a highlighted box on the first page.

Handwritten text on the first page, below the highlighted box.

Handwritten text on the first page, below the previous line.



Handwritten text at the top left of the second page.

Handwritten text below the first line on the second page.

Handwritten text in a highlighted box on the second page.

Handwritten text in a highlighted box on the second page.

Handwritten text on the second page, below the highlighted boxes.

Handwritten text on the second page.

Handwritten text on the second page.

Handwritten text on the second page.

Handwritten text on the second page.

Handwritten text on the second page.

Handwritten text on the second page.

Handwritten text on the second page, below the previous line.

Handwritten text on the second page.

Handwritten text on the second page.



Handwritten signature 'حمید کاظمہ' (Hamid Kazim) at the bottom right of the page.

نشست و دوران پی ها

- نشست زماندار خاکهای دانه ای (Time-dependent settlement)

q_c : مقاومت نوک مخروط. ضریب X در مخرج کسر در واقع برای تبدیل مقاومت نوک مخروط به مدول الاستیسیته خاک بکار رفته است (بجای استفاده از این حاصلضرب در مخرج کسر می توان مدول الاستیسیته خاک را قرار داد)
 $Xq_c = E_s$
 $\Delta p = p - p_0$: تنش افزوده در تراز پی (تفاوت تنش موجود قبلی با تنش کل جدید)
 $p_0 = \gamma D_f$: تنش موجود قبل از قرار دادن پی

n : تعداد لایه ها

Δz : ضخامت لایه

(برای استفاده از این رابطه معمولا خاک را به لایه های کوچکتر تقسیم کرده و برای هر لایه فاکتور تاثیر، مدول الاستیسیته و ضخامت مربوط به آن را تعیین کرده و در عبارت مجموع قرار میدهند.)

$$\Delta p = p - p_0 \rightarrow C_1 = 1 - 0.5 \frac{\sigma'_v}{p - p_0}$$

$$(p_0 = \sigma'_v)$$

$$\Delta p \quad p_0$$

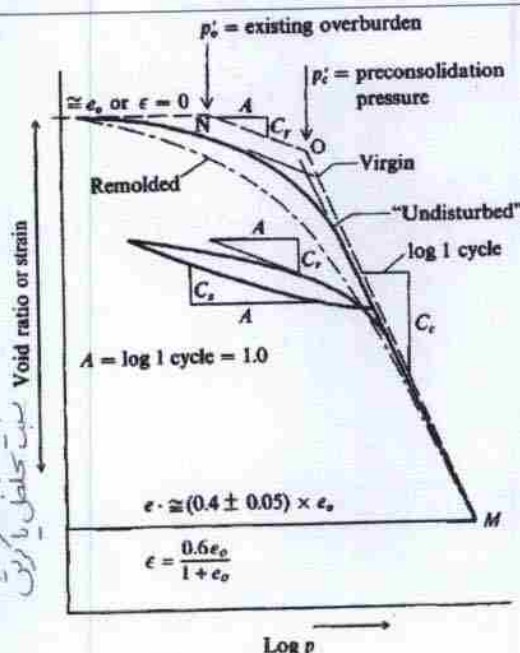
$$\sigma'_v \text{ مربوط به عمق } D_f \text{ برابر}$$

$$p \text{ تنش عمودی در تراز سطح زیرین پی}$$

۵۸

نشست و دوران پی ها

- نشست تحکیم (Consolidation settlement)



• (در خاکهای ریزدانه اشباع اتفاق می افتد و معمولا کامل شدن آن به زمان زیادی نیاز دارد.)

• (در خاکهای با تحکیم عادی، تغییرات نسبت تخلخل e (یا کرنش حجمی یا حجم ویژه) با لگاریتم تنش عمودی، دارای یک شیب مربوط به بارگذاری اولیه (C_c) می باشد. در این حالت تنش موجود در محل p'_0 با تنش پیش تحکیمی p'_c برابر است.)

• (در خاکهای پیش تحکیم یافته $p'_c > p'_0$ و منحنی دارای شیب های C_c و C_r (یا C_s) برای بارگذاری مجدد یا تورم می باشد.)

۵۹

نسبت تخلخل و انقباض

نسبت تخلخل و انقباض (Shrinkage Ratio)

نسبت تخلخل و انقباض (Shrinkage Ratio)

نسبت تخلخل و انقباض (Shrinkage Ratio)

نسبت تخلخل و انقباض (Shrinkage Ratio)

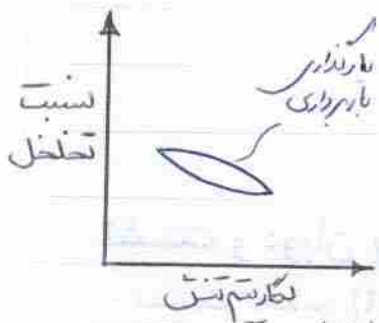
نسبت تخلخل و انقباض (Shrinkage Ratio)

نسبت تخلخل و انقباض (Shrinkage Ratio)

نسبت تخلخل و انقباض (Shrinkage Ratio)

نسبت تخلخل و انقباض (Shrinkage Ratio)

نسبت تخلخل و انقباض (Shrinkage Ratio)



$C_s \rightarrow$ Coefficient of Swelling

$P_c \rightarrow$ نسبت انقباض

* اگر خاک دارای سبکی باشد به $C_s = C_u$ و C_c نیاز داریم

* خاک به دست خود نمی دارد و خود را نمی حفظ می کند

* اگر ضریب خاک کلیم یافته زیاد باشد کمتر نسبت خاک را به حیدلایه تقسیم نموده

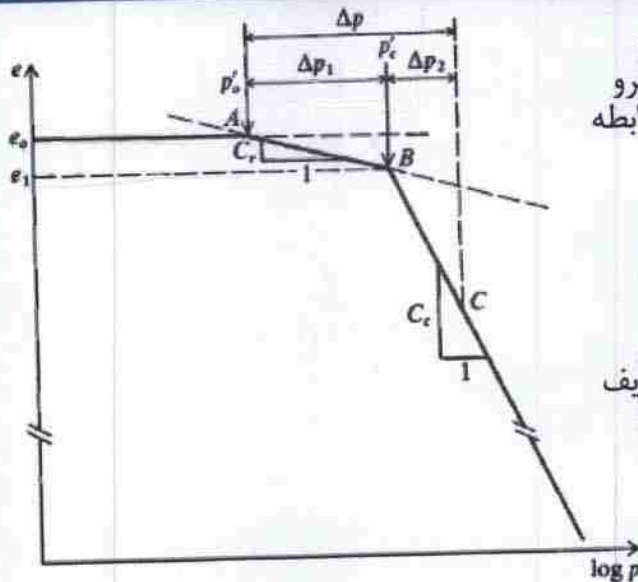
در هر لایه نسبت را می دهیم

* اگر سبکی داریم نسبت را با C_u و نسبت بعدی را با C_c بدست می آوریم

حمید کاظمی

نشست و دوران پی ها

- نشست تحکیم (Consolidation settlement)



● در صورتیکه خاک دارای تحکیم عادی باشد بخش AB در شکل روبرو وجود نداشته و نشست تحکیم از رابطه زیر محاسبه می شود:

$$\Delta H = \frac{C_c H}{1 + e_0} \log \frac{p'_0 + \Delta p}{p'_0}$$

در رابطه بالا ΔH نشست تحکیم خاک بوده و بقیه متغیرها دارای تعریف های گفته شده در قبل و نشان داده شده در شکل می باشند.

8 H ضخامت لایه رس

بعد از نشست اولیه ممکن است نشست ثانویه هم داشته باشیم.

نشست و دوران پی ها

- نشست تحکیم (Consolidation settlement)

خاک پیش تحکیمی

● در صورتیکه خاک پیش تحکیم یافته بوده و تنش افزوده از فشار پیش تحکیمی بیشتر باشد از روابط زیر برای تعیین نشست کل استفاده میشود:

$$\begin{cases} \Delta H_1 = \frac{C_r H}{1 + e_0} \log \frac{p'_0 + \Delta p}{p'_0} & (p'_0 + \Delta p_1 \leq p'_c) \\ \Delta H_2 = \frac{C_c H}{1 + e_0} \log \frac{p'_c + \Delta p_2}{p'_c} & (\Delta p_2 = \Delta p - \Delta p_1 > 0) \end{cases} \quad C_r = C_s$$

$$\Delta p = \Delta p_1 + \Delta p_2 \quad \Delta H_p = \Delta H_1 + \Delta H_2 \quad \Delta H_p = \text{نشست اولیه (Primary)}$$

● در صورتیکه خاک پیش تحکیم یافته بوده ولی تنش افزوده از فشار پیش تحکیمی کمتر باشد، نشست تحکیم تنها دارای یک بخش بوده و از رابطه اول برای تعیین نشست تحکیم ΔH_1 استفاده میشود.

● نشست های محاسبه شده نشست اولیه (primary consolidation) کل می باشند. نحوه تغییر نشست با گذشت زمان را در مکانیک خاک دیده اید. اگر ضخامت لایه زیاد باشد بهر آنرا به چند لایه کوچکتر تقسیم کنیم.

* تنش عمودی P سه تنگی ای اعمالی بر لایه رس هستند.

الف: خط بارش و خط بارش

ب: خط بارش و خط بارش

ج: خط بارش و خط بارش

د: خط بارش و خط بارش

$$P_c = P_0 + \Delta P_1 + \Delta P_2$$

ه: خط بارش و خط بارش



* موجود در محل با افزایش عمق زیاد می شود و پس از آن ناشر از بار گذار با افزایش عمق کاهش می یابد.

* اگر یک شش تکمیل یافته باشد نسبت کمتری از حالت خاک با تکمیل عادی خواهد داشت. اگر یک شش در محل کاری کنیم که نسبت کمتری داشته باشیم بهتر است زمین را در آن حالت شش تکمیل باشد.
 $P_c < P_0 + \Delta P_1$ باشد.

* هر چه بیشتر در عمق برویم تنس موجود بیشتر است و قابلیت اعمال بار بیشتری هست (نمایی استفاده می در عمق)

* فرض: نسبت تحت بار ثابت با تغییر زمان \rightarrow نسبت ثابت

حمید کاظمی

نشست و دوران پی ها (Consolidation settlement) نشست تحکیم

- پس از پایان تحکیم اولیه (primary consolidation) ممکن است خاک تحکیم ثانویه (secondary consolidation) یا خزش (creep) خود را آغاز کند

- نشست ناشی از خزش از رابطه زیر قابل تعیین است:

$$\Delta H_s = H_f C_\alpha \log \frac{t_2}{t_1}$$

در رابطه فوق:

H_f : ضخامت لایه نشست پذیر پس از پایان تحکیم اولیه،
 C_α : ضریب تحکیم ثانویه

t_1 و t_2 : زمانهای نشست اولیه و ثانویه (سال)

می باشند. نشست کل خاک رسی ΔH_{total} برابر با مجموع نشست های اولیه ΔH_p و ثانویه ΔH_s آن می باشد. یعنی داریم:

$$\Delta H_{total} = \Delta H_p + \Delta H_s$$

w_L → درصد رطوبت مایع در روانی
 w_p → درصد رطوبت حد خمیری
 w_N → درصد رطوبت حد منجمد

نشست و دوران پی ها - نشست تحکیم

TABLE 2-5
Correlation equations for soil compressibility/consolidation

Compression index, C_c	Comments	Source/Reference
$C_c = 0.009(w_L - 10) (\pm 30\% \text{ error})$	Clays of moderate S_r	Terzaghi and Peck (1967)
$C_c = 0.37(e_s + 0.003w_L + 0.0004w_N - 0.34)$	678 data points	Azzouz et al. (1976)
$C_c = 0.141G_s \left(\frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{dry}} \right)^{2.4}$	All clays	Rendon-Herrero (1983)
$C_c = 0.0093w_N$	109 data points	Koppula (1981)
$C_c = -0.0997 + 0.009w_L + 0.0014I_p + 0.0036w_N + 0.1165e_s + 0.0025C_p$	109 data points	Koppula (1981)
$C_c = 0.329[w_N G_s - 0.027w_p + 0.0133I_p(1.192 + C_p/I_p)]$	All inorganic clays	Carrier (1985)
$C_c = 0.046 + 0.0104I_p$	Best for $I_p < 50\%$	Nakase et al. (1988)
$C_c = 0.00234w_L G_s$	All inorganic clays	Nagurnj and Srinivasa Murthy (1985, 1986)
$C_c = 1.15(e_s - 0.35)$	All clays	Nishida (1956)
$C_c = 0.009w_N + 0.005w_L$	All clays	Koppula (1986)
$C_c = -0.156 + 0.411e_s + 0.00058w_L$	72 data points	Al-Khafaji and Andersland (1992)
Recompression index, C_r		
$C_r = 0.000463w_L G_s$		Nagurnj and Srinivasa Murthy (1985)
$C_r = 0.00194(I_p - 4.6)$ $= 0.05 \text{ to } 0.1 C_c$	Best for $I_p < 50\%$ In desperation	Nakase et al. (1988)
Secondary compression index, C_α		
$C_\alpha = 0.00168 + 0.00033I_p$ $= 0.0001w_N$		Nakase et al. (1988)
$C_\alpha = 0.032C_c$	$0.025 < C_r < 0.1$	NAFAC DM7.1 p. 7.1-237
$= 0.06 \text{ to } 0.07 C_c$	Peats and organic soil	Mesri and Godlewski (1977)
$= 0.015 \text{ to } 0.03 C_c$	Sandy clays	Mesri (1986) Mesri et al. (1990)

روابط تجربی برای برآورد ضرایب تحکیم

حمید کاظمی

توضیحات و نکات برای حل

در این مسئله از اصل بقای انرژی استفاده می‌کنیم.

$$E_{\text{پتانسیل}} = mgh$$

در نقطه A، انرژی پتانسیل برابر با انرژی جنبشی در نقطه B خواهد بود.

$$mgh = \frac{1}{2}mv^2$$

در این معادله:

m جرم جسم، g شتاب گرانشی، h ارتفاع و v سرعت در نقطه B است.

با جایگذاری مقادیر:

$1 \times 9.8 \times 10 = \frac{1}{2} \times 1 \times v^2$

پس $98 = \frac{1}{2}v^2$ یا $196 = v^2$

$$v = \sqrt{196} = 14 \text{ m/s}$$

توضیحات و نکات برای حل

در این مسئله از اصل بقای انرژی استفاده می‌کنیم.

$$E_{\text{پتانسیل}} = mgh$$

در نقطه A، انرژی پتانسیل برابر با انرژی جنبشی در نقطه B خواهد بود.



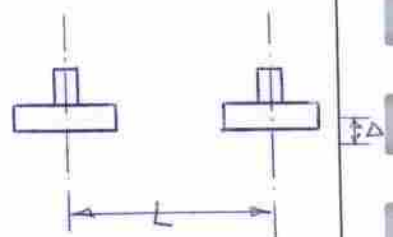
حمید کاظمی

نشست و دوران پی ها - نشست و دوران مجاز پی ها

مقادیر پیشنهادی MacDonald and Skempton (1955)

TABLE 5-7
Tolerable differential settlement of buildings, mm*
Recommended maximum values in parentheses

Criterion	Isolated foundations منفرد	Rafts رادیه
Angular distortion (cracking)		$1/300 = \frac{\Delta}{L}$
Greatest differential settlement		
Clays		45 (35)
Sands		32 (25)
Maximum settlement		
Clays	75	75-125 (65-100)
Sands	50	50-75 (35-65)



اعداد داخل براکت برای طراحی توصیه می شوند. البته محدوده نشست پیدا شده برای عملکرد ایمنیت بخش بارهاست.

مصبت نشست - Bowles, هندرسون

نشست و دوران پی ها - نشست و دوران مجاز پی ها

TABLE 5-8
Permissible differential building slopes by the USSR code on both unfrozen and frozen ground

All values to be multiplied by L = length between two adjacent points under consideration. H = height of wall above foundation.*

Structure	On sand or hard clay	On plastic clay	Average max. settlement, mm
Crane runway	0.003	0.003	
Steel and concrete frames	0.002	0.002	100
End rows of brick-clad frame	0.0007	0.001	150
Where strain does not occur	0.005	0.005	
Multistory brick wall			25 $L/H \geq 2.5$
L/H to 3	0.0003	0.0004	100 $L/H \leq 1.5$
Multistory brick wall			
L/H over 5	0.0005	0.0007	
One-story mill buildings	0.001	0.001	
Smokestacks, water towers, ring foundations	0.004	0.004	300
Structures on permafrost			
Reinforced concrete	0.002-0.0015		150 at 40 mm/year
Masonry, precast concrete	0.003-0.002		200 at 60 mm/year
Steel frames	0.004-0.0025		250 at 80 mm/year
Timber	0.007-0.005		400 at 129 mm/year

مقادیر پیشنهادی
این نامه روسیه

حمید کاظمی

۱- در مورد سازه های مختلف
 - در مورد سازه های مختلف

فصل اول: مبانی سازه ها

در این فصل به بررسی مبانی سازه ها و انواع آن ها می پردازیم.

TABLE 1.1
 Classification of Structures

Structure	Material	Form	Function
Concrete	Concrete	Rectangular	Support
Steel	Steel	Rectangular	Support
Timber	Timber	Rectangular	Support
Aluminum	Aluminum	Rectangular	Support
Composite	Concrete/Steel	Rectangular	Support

۲- در مورد سازه های مختلف
 - در مورد سازه های مختلف

TABLE 1.2
 Classification of Structures

Structure	Material	Form	Function
Concrete	Concrete	Rectangular	Support
Steel	Steel	Rectangular	Support
Timber	Timber	Rectangular	Support
Aluminum	Aluminum	Rectangular	Support
Composite	Concrete/Steel	Rectangular	Support

حمید کاظمی

پی سازی

دکتر امام

حمید کاظم

میان ترم دوم

حمید کاظم

رنگینا

مادر

وفاقی

حمید کاظمہ

طراحی سازه ای پی های تکی - اصول طراحی مقاطع بتن مسلح

ترکیبات بارگذاری برای حالت حد نهائی

$$S_e = S(1.25D + 1.5L)$$

$$\begin{cases} S_u = S[D + 1.2L + 1.2(E \text{ یا } W)] \\ S_u = S[0.85D + 1.2(E \text{ یا } W)] \\ S_u = S[1.25D + 1.5L + 1.5H] \\ S_u = S[0.85D + 1.5H] \\ S_u = S[D + 1.2L + T] \\ S_u = S[1.25D + 1.5T] \end{cases}$$

ترکیب مینا: ←

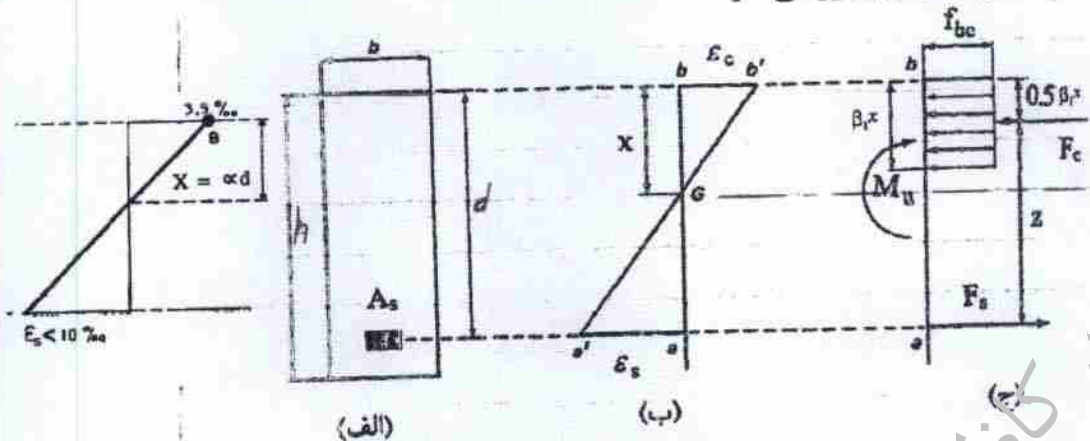
ترکیبات اتفاقی:

D بار دائمی (مرده)
 L سربارهای بهره برداری (بار زنده)
 E بار زلزله
 W بار باد
 H رانش خاک
 F فشار آب
 T اثرات حرارتی، جمع شدگی و وارفنگی

طراحی سازه ای پی های تکی - اصول طراحی مقاطع بتن مسلح

طراحی خمشی مقطع بتن مسلح بدون آرماتور فشاری

برای یک مقطع بتن مسلح تحت خمش تعادل نیروها و لنگرها را می توان با استفاده از شکل های زیر بررسی کرد



طراحی سازه ای پی های تکی - اصول طراحی مقاطع بتن مسلح

در اینجا از این علامت های اختصاری استفاده شده است:

h, b	- عرض و ارتفاع کل مقطع
d	- ارتفاع موثر مقطع (فاصله مرکز ثقل فولاد کششی تا دورترین تار فشاری)
A_s	- سطح مقطع فولادهای کششی
x	- فاصله تار خنثی تا دورترین تار فشاری
$\epsilon_c = 0.003$	- کرنش حدی بتن
ϵ_s	- کرنش فولادهای کششی
$f_{cd} = \phi_c f_c$	- مقاومت محاسباتی بتن
$f_{yd} = \phi_s f_y$	- مقاومت محاسباتی فولاد
$\phi_s = 0.85$ و $\phi_c = 0.6$	- ضریب ایستایی جزیی بتن و فولاد
F_s	- نیروی کششی در فولاد
F_c	- نیروی فشاری در بتن
z	- بازوی نیروهای داخلی مقطع

طراحی سازه ای پی های تکی - اصول طراحی مقاطع بتن مسلح

فولاد کششی مورد نیاز با اعمال تعادل نیروها و لنگرها در مقطع محاسبه میشود:

$$F_s - F_c = 0 \rightarrow A_s f_s - b f_{bc} \beta_1 x = 0$$

$$\beta_1 x = \frac{A_s f_s}{b f_{bc}}$$

① رابطه تعادل نیروها (با توجه به نیروی کششی فولاد) در مقطع

$$M_u - F_s z = 0$$

$$M_u = A_s f_s \left(d - \frac{\beta_1 x}{2} \right)$$

$$M_u = A_s \phi_s f_y \left[d - \frac{1}{2} \times \frac{A_s \phi_s f_y}{b \times f_{bc}} \right]$$

با جایگزینی جمله $\beta_1 x$ می توان نوشت:

از معادله درجه دوم، مقدار فولاد کششی مورد نیاز مطابق رابطه زیر حاصل می شود.

$$\rightarrow A_s = \frac{0.85 f_{cd} b d}{f_{yd}} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{0.85 f_{cd} b d^2}} \right]$$

حمید کاظمہ

طراحی سازه ای پی های تکی - اصول طراحی مقاطع بتن مسلح

• درصد فولاد موجود در مقطع را معمولاً با نسبت $\rho = \frac{A_s}{bd}$ نشان میدهند. درصد فولادی که در آن بتن و فولاد بطور همزمان به کرنش حدی خود می رسند درصد فولاد تعادل (balance) نامیده و با ρ_b نشان میدهند.

• برای آنکه گسیختگی خمشی از ناحیه بتن اتفاق نیفتاده و از نوع ترد نباشد، آئین نامه ایران حداکثر فولاد خمشی را به فولاد حالت تعادل محدود می کند یعنی:

$$\rightarrow \rho_{\max} = \rho_b$$

• همچنین برای آنکه در ناحیه کششی گسیختگی از ناحیه بتن اتفاق نیفتد، باید فولاد حداقل در مقطع طوری تعیین شود که مقاومت مقطع از مقاومت ترک خوردگی آن کمتر نشود. این ضابطه نیز بصورت زیر اعمال میشود:

$$\rightarrow \rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y}$$

۷۰

طراحی سازه ای پی های تکی - اصول طراحی مقاطع بتن مسلح

• حداقل فولاد حرارتی و جمع شدگی نیز برای فولادهای مصرفی معمول عبارتند از:

فولاد S_{270}, S_{275}	←	۰.۰۲٪ مقطع کل
فولاد S_{300}	←	۰.۰۱۸٪ مقطع کل bh
فولاد S_{350}	←	۰.۰۱۵٪ مقطع کل

لازم بذکر است که در صورتیکه فولاد مورد استفاده در مقطع از ۱.۳۳ برابر فولاد محاسباتی مورد نیاز مقطع بیشتر باشد نیازی به تامین فولاد حداقل نخواهد بود.

حمید کاظمہ

طراحی سازه ای پی های تکی - اصول طراحی مقاطع بتن مسلح

• برای پی ها و ستونهای متصل به آنها نیز ضوابط زیر باید رعایت شود:

- ۱- حداقل ضخامت مؤثر برای پی های سطحی ۲۵۰ میلیتر و برای پاشنه های متکی بر گروه شمع معادل ۳۰۰ میلیتر است.
 $d_{min} = 250 \text{ mm}$ (پی سطحی)
- ۲- حداقل قطر میلگرد مصرفی ۱۰ میلیتر و حداقل فاصله آن ۱۰۰ میلیتر می باشد. $\phi_{min} = 10 \text{ mm}$
- ۳- برای ستونهای بتنی درجا، سطح مقطع میلگردهای انتظار پی نباید از ۰.۵٪ سطح مقطع عضو کمتر باشد.
- ۴- در محل اتصال ستون به پی، مقدار فولاد برش اصطکاکی از رابطه زیر قابل تعیین است.
$$\mu = \begin{cases} 1.25 & \text{بتن درجا و تکی روی زمین} \\ 0.9 & \text{بتن درجا و در تکیه} \end{cases}$$

 $V_r = \phi_s A_v f_y \mu$ (مقاومت برشی فولاد برشی)
ضریب μ برای بتن یکپارچه درجا معادل ۱/۲۵ و برای بتنی که در مجاورت یک بتن سخت شده با سطح زیر ریخته می شود معادل ۰/۹ اخذ می گردد.

طراحی سازه ای پی های تکی - اصول طراحی مقاطع بتن مسلح

طراحی برشی مقطع بتن مسلح

در مقطع بتن مسلح باید بطور کلی مقدار نیروی برشی محاسباتی ناشی از بار نهائی V_u از مقاومت برشی مقطع V_r کمتر باشد، یعنی باید داشته باشیم:

$$V_u \leq V_r$$

• ۱- برای کنترل **برش تیری** مقطع بحرانی بفاصله d از مقطع بحرانی لنگر تعیین میشود. مقاومت برشی مقطع V_r در حالت کلی برابر مجموع مقاومت ناشی از بتن V_c و فولاد V_s می باشد:

$$V_r = V_c + V_s \quad \rightarrow \quad = 1000 \text{ mm}$$

در صورتیکه برش تنها بوسیله بتن تحمل شود خواهیم داشت:

$$\begin{cases} V_r = V_c = v_c b_w d \\ v_c = 0.2 \phi_c \sqrt{f'_c} \end{cases}$$

که در آن:

حمید کاظمہ

طراحی سازه ای پی های تکی - اصول طراحی مقاطع بتن مسلح

طراحی برشی مقطع بتن مسلح

۲. برای کنترل برش پانچ مقطع بحرانی بفاصله $d/2$ از محیط اثر بار تعیین میشود. مقاومت برشی مقطع در برش پانچ V_{cp} کمترین مقادیر زیر است:

$$V_{cp} = \min \begin{cases} (1 + \frac{2}{\beta_c})(0.2\phi_c \sqrt{f'_c})b_0d \\ 0.4\phi_c \sqrt{f'_c}b_0d \end{cases} \quad \beta_c = \frac{\text{طول ستون}}{\text{عرض ستون}} \quad b_0 = \text{محیط موثر برش پانچ}$$

که در آن β_c نسبت طول به عرض مقطع ستون، و b_0 محیط موثر در برش پانچ است.

در اینحال باید داشته باشیم:

$$V_{up} \leq V_{cp}$$

مقاومت برش پانچ \rightarrow V_{cp}
برش پی \rightarrow V_{up}

طراحی سازه ای پی های تکی - مراحل طراحی پی های سطحی تکی

۱- بدست آوردن طول و عرض پی با استفاده از معیار تنش مجاز خاک q_a
 $BL = \frac{P}{q_a}$
در رابطه فوق P بار فاکتور نشده است. در صورتیکه یک بعد پی معلوم بوده و یا فرض شود، بعد دیگر از رابطه فوق بدست می آید.

۲- بدست آوردن ضخامت پی با استفاده از معیار برش پانچ یا برش تیری.
در پی های مربعی معمولاً معیار برش پانچ کنترل کننده است
در پی های مستطیلی با نسبت $L/B > 1.2^{(1)}$ ویا دارای خروج از مرکزی بار یا لنگر ممکن است برش تیری کنترل کننده باشد

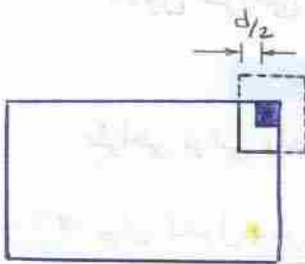
$$P = \text{بار بدون ضرب} = \text{بار فاکتور شده}$$

* معیار تعیین ضخامت بی برش است.

* اول d را فرض می کنیم و سپس کنترل می کنیم. راه دیگر اینست که همه روابط را بر حسب d بنویسیم و d را از محل روابط پیدا کنیم.

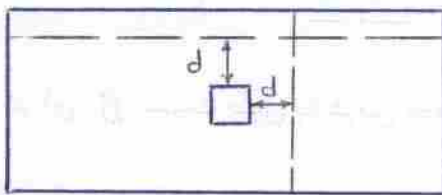
برش لمبی در باید کنترل کنیم (۱۱) یا بچ

۱۲ تیری



* برابر بی لمبی سرخی در اکثر مواقع بدون یا بچ کنترل نشده است.

* در راستای در بعد ششم است برش تیری
تعیین نشده است.



* ضعیف مواقع اثر محدودیتی نداشته اند بی سرخی است.

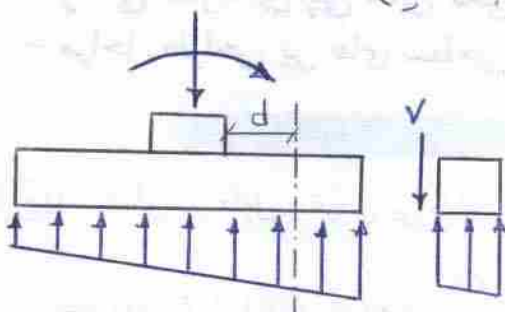
اطلاعات مورد نیاز طراحی بی لمبی سطحی:

(۳) فشار خاک (q_a)

(۲) مشخصات بتن و فولاد

(۱) بار متحرک

(۴) گلی از دو بعد (مثلاً وجود محدودیت در عرض بی بر عتد و محدودیت در عمق)



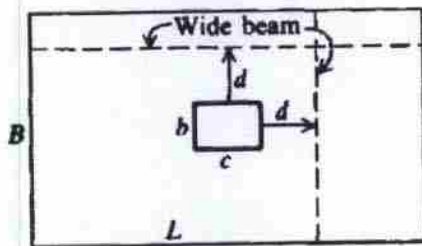
* داشتن این صورت مقابل برش تیری را ایجاد می کند.

* برش یا بچ را برش دو طرفه هم می گویند (Two-way action block)

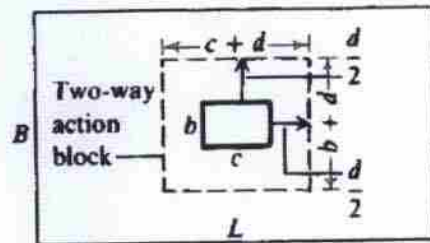
حمید کاظمی

طراحی سازه ای پی های تکی - مراحل طراحی پی های سطحی تکی

مقاطع بحرانی برای برش تیری و برش پانچ با توجه به شکلهای زیر تعیین می شوند:



برش تیری



برش پانچ

در رابطه $P_u = BLq_u$ بارهای فاکتور شده (باضرب) هستند

طراحی سازه ای پی های تکی - مراحل طراحی پی های سطحی تکی

با توجه به شکل زیر برای بدست آوردن ضخامت پی با استفاده از معیار برش پانچ می توان نوشت:

$$P_u = 2dv_c(b + d) + 2dv_c(c + d) + (c + d)(b + d)q_u$$

با جایگزینی رابطه $P_u = BLq_u$ در سمت چپ رابطه فوق و مرتب کردن آن خواهیم داشت:

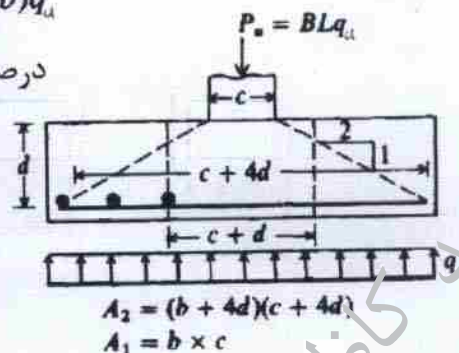
$$d^2(4v_c + q_u) + d(2v_c + q_u)(b + c) = (BL - cb)q_u$$

در صورتیکه ستون مربعی باشد، $c = b = w$ و بنابراین:

$$d^2\left(v_c + \frac{q_u}{4}\right) + d\left(v_c + \frac{q_u}{2}\right)w = (BL - w^2)\frac{q_u}{4}$$

و برای ستون دایره ای بقطر a خواهیم داشت:

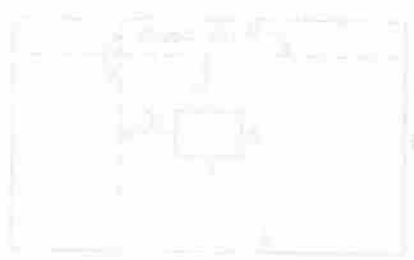
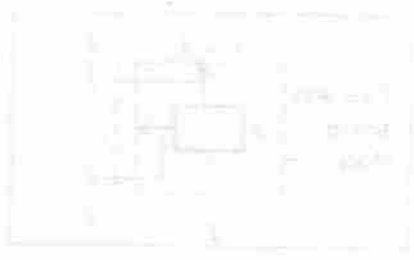
$$d^2\left(v_c + \frac{q_u}{4}\right) + d\left(v_c + \frac{q_u}{2}\right)a = (BL - A_{col})\frac{q_u}{\pi}$$



در این روش، بارهای وارده بر سقف را به صورت یک بار متمرکز در مرکز سقف در نظر می‌گیریم.

روش دوم: استفاده از ضریب ضربه (Impact Factor)

در این روش، بارهای وارده بر سقف را به صورت یک بار متمرکز در مرکز سقف در نظر می‌گیریم و ضریب ضربه را به این بار ضرب می‌کنیم.

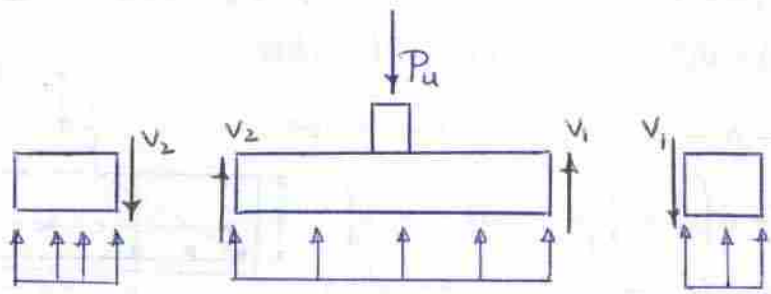


هدف: مقایسه نیروی برشی در مقطع بحرانی در اثر بار متمرکز با مقاومت بتن در مقطع بحرانی.
 q_u بارهای بدون ضربه (مجاز) q_u بارهای ضربه‌دار (مجاز)

$$\Rightarrow q_u > q_a$$

* علت استفاده از ضریب ضربه در این روش، اینست که از این نوع رفتار صلب داریم.

* $P_u = BLq_u$ که توسط بارهای ضربه‌دار بدست می‌آید توسط اینساز به اینساز می‌دهد می‌شود. با داشتن P_u از اینساز سازه و بدست آوردن B و L از روابط ضریب باربری q_u بدست می‌آید.

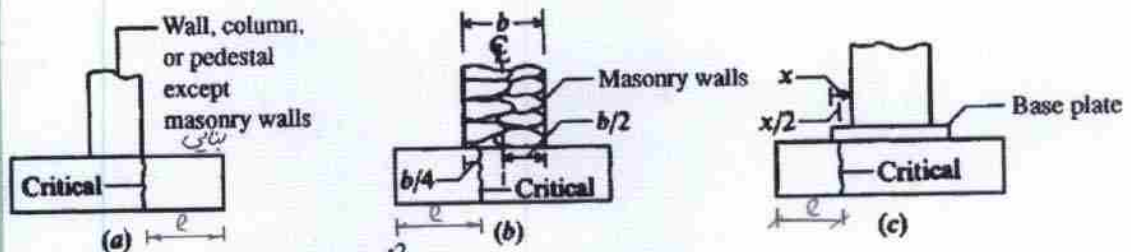


نمودار آزادی

حمید کاظمی

طراحی سازه ای پی های تکی - مراحل طراحی پی های سطحی تکی

۳- بدست آوردن فولادهای خمشی | مقطع بحرانی برای خمش بستگی به نحوه انتقال بار به پی دارد و در شکل نشان داده شده است:



- برای واحد عرض پی، لنگر در مقطع بحرانی از رابطه $M_u = \frac{q_u l^2}{2}$ محاسبه میشود
- در پی های مربعی با بارگذاری مرکزی، فولاد خمشی در یک جهت تعیین شده و در هردو جهت همان مقدار بکار میرود

✱ آرماتور خمشی بدست آمده باید با آرماتور حداقل و حرارتی مقایسه شود

۷۸

$$\left\{ \begin{array}{l} A_2 = (b+4d)(c+4d) \\ A_1 = b \times c \end{array} \right.$$

طراحی سازه ای پی های تکی - مراحل طراحی پی های سطحی تکی

۴- باربری بتن در محل اتصال ستون به پی کنترل شود | کنترل لهیدگی بتن | و در صورت نیاز آرماتورهای فشاری بصورت آرماتور انتظار برای ستون در نظر گرفته شود.

- در صورتیکه تنش فشاری در محل اتصال ستون به پی از مقدار زیر بیشتر باشد از آرماتور انتظار لازم تعیین شود:

$$q_{brg} = 0.85 \phi f'_c \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \quad \phi = 0.6$$

در رابطه فوق $A_2/A_1 \leq 2$ در غیر اینصورت بجای نسبت مساحت ها عدد 2 را در رابطه قرار می دهند. در اینصورت:

$$q_{brg} = 2 \times 0.85 \phi f'_c$$

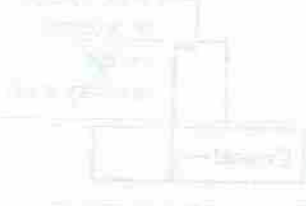
- در صورت نیاز به آرماتور انتظار مقدار آنرا چنین تعیین می کنند:

$$p_d = A_{col} (q_{act} - q_{brg}) \quad A_d = \frac{p_d}{f_y} \geq 0.005 A_{col}$$

(design)

۷۹

برای دیوار، ستون، یا بی ستون (ستونیه) در جز دیوارهای بتنی مقطع کمرانی شکل a است.
 برای دیوارهای بتنی مقطع کمرانی 4/3 نسبت داخل است. (شکل b)
 اگر صفحه از ستون داشته باشیم مقطع کمرانی به فاصله 2/1 از ستون است. (شکل c)



* اگر تنش فشاری اعمالی از ستون به بی زیاد باشد (تنش از تنش مجاز) باید ابعاد آن را در سطح
 ابعاد آن تغییر داد و حجم آن را هم.
 اگر هم این اتفاق نیفتاد باید حداقل برابر ابعاد آن را در سطح گرفت.

$$\text{Min}(Ad) = 0.005 A_c$$

 تنش در محل اتصال $\rightarrow q_{\text{bearing}}$ A_2 و A_1

اگر دایره داشته باشیم باید ستون را کت بخش کرد و جراحی کرده، محدودیت برای رادار
 آنرا اعمال کنیم.

طراحی سازه ای پی های تکی - مراحل طراحی پی های سطحی تکی

پی های مستطیلی

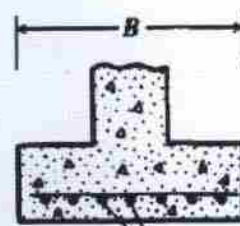
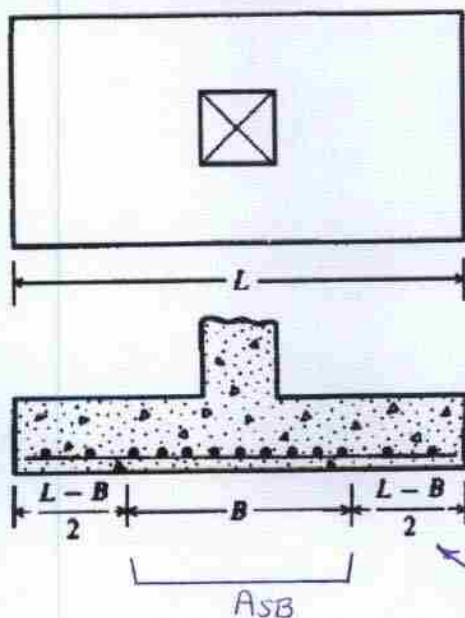
۱. این پی ها زمانی که محدودیت فضا داریم و یا لنگر بر پی وارد شود ممکن است بکار روند
۲. طراحی آنها کاملاً شبیه پی های مربعی است تنها موقعی که نسبت طول به عرض خیلی بزرگتر از یک بوده و یا بر پی لنگر هم وارد شود ممکن است برش تیری بجای پانچ کنترل کننده ضخامت پی باشد.
۳. در این پی ها معمولاً آرماتورهای طولی زیر آرماتورهای عرضی قرار داده میشوند و عمق موثر در هر جهت تا مرکز سطح آرماتورهای آن جهت در نظر گرفته میشود.
۴. (چون سطح اطراف ستون در گرفتن لنگر موثرتر است در این ناحیه آرماتور عرضی بیشتری قرار میدهند. در صورتیکه کل آرماتور مورد نیاز در جهت عرضی A_{sT} باشد، در ناحیه اطراف ستون نسبت $A_{sB} = \frac{2}{(L/B + 1)} A_{sT}$ از آنها را قرار داده و در خارج این ناحیه باقیمانده آرماتورهای عرضی یعنی $A_{sT} - A_{sB}$ را به فاصله مساوی توزیع می کنند.

۸۰

طراحی سازه ای پی های تکی - مراحل طراحی پی های سطحی تکی

پی های مستطیلی

ناحیه اطراف ستون و دو ناحیه خارج آن در شکل نشان داده شده اند.



آرماتورهای طولی به فاصله مساوی از هم قرار داده میشوند

فولاد عرضی

۸۱

درصد کمتر از فولاد را در جهت عرض به دو سمت کناره اصطلاح می دهیم

روش دیگر در جهت عرض

روش دیگر در جهت عرض

روش دیگر در جهت عرض

روش دیگر در جهت عرض

روش دیگر در جهت عرض

روش دیگر در جهت عرض

روش دیگر در جهت عرض

روش دیگر در جهت عرض

روش دیگر در جهت عرض

روش دیگر در جهت عرض

روش دیگر در جهت عرض

روش دیگر در جهت عرض

روش دیگر در جهت عرض

روش دیگر در جهت عرض

$$L/B = 1 \Rightarrow A_{SB} = A_{ST}$$

روش دیگر در جهت عرض

روش دیگر در جهت عرض

روش دیگر در جهت عرض

روش دیگر در جهت عرض

روش دیگر در جهت عرض

روش دیگر در جهت عرض



روش دیگر در جهت عرض

روش دیگر در جهت عرض



حمید کاظمی

مسیط

بخش چهارم - پی های مرکب (Combined Footings)

پی های مرکب، تعریف و انواع آنها

- پی های مرکب (Combined Footing) بار دو یا چند ستون را در یک ردیف به خاک منتقل می کنند و شامل:
 - ۱- پی های مستطیلی (Rectangular Footing)
 - ۲- پی های ذوزنقه ای (Trapezoidal Footing)
 - ۳- پی های کلاف دار یا باسکولی (Strap Footing)
- در این بخش پی های رادیه (Mat Foundation) که بار چند ستون را در بیش از یک ردیف به خاک منتقل می کنند نیز مورد بحث قرار خواهند گرفت

حمید کاظمی

پیش قدمی - ترکیبی (Combined Footings)

پیش قدمی - ترکیبی (Combined Footings)

لوا و انواع و تفریق در لوا

پیش قدمی - ترکیبی (Combined Footings)

پیش قدمی - ترکیبی (Combined Footings) - انواع و تفریق در لوا

پیش قدمی - ترکیبی (Combined Footings) - انواع و تفریق در لوا

پیش قدمی - ترکیبی (Combined Footings) - انواع و تفریق در لوا

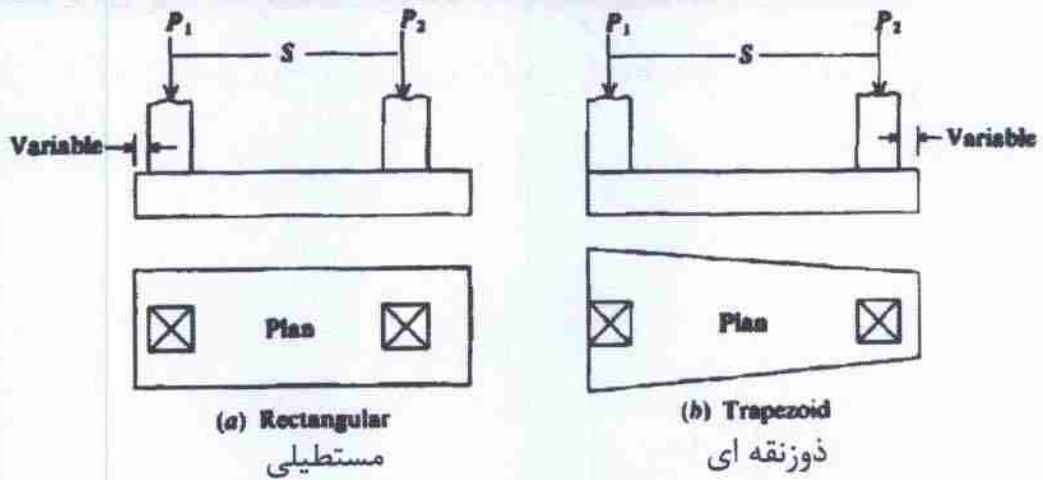
پیش قدمی - ترکیبی (Combined Footings) - انواع و تفریق در لوا

پیش قدمی - ترکیبی (Combined Footings) - انواع و تفریق در لوا

حمید کاظمی

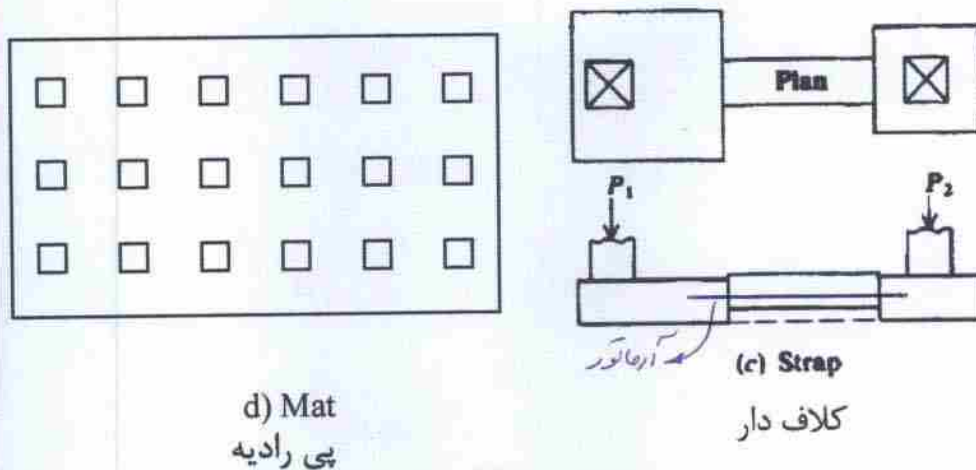
$S \rightarrow \text{Span (متر)}$

پی های مرکب، تعریف و انواع آنها



پی های مرکب معمولاً بار دو یا چند ستون را که دارای نیروی نامتقارن، لنگر، ویا بار خارج از مرکز هستند را به زمین منتقل می کنند.

پی های مرکب، تعریف و انواع آنها



موارد استفاده از پی های مرکب، معیار انتخاب نوع پی مرکب

- ۱. معمولاً استفاده از پی مرکب زمانی لازم میشود که بدلیل مجاورت با زمین همسایه یا محدودیت های دیگر (وجود ماشین آلات، ...) نتوانیم ستون را در وسط پی قرار دهیم
- * ۲. در صورتیکه نتیجه نیروها و لنگرهای وارد بر ستونها در مرکز سطح پی قرار گیرد و پی نیز صلب فرض شود فشار خاک زیر پی را میتوان یکنواخت فرض کرد
- ۳. برای آنکه بعلت فرض صلب بودن، پی غیر اقتصادی نشود، می توان از روش تیر یا دال روی تکیه گاه ارتجاعی استفاده کرد که معمولاً لنگرهای کمتری نسبت به روش صلب میدهد ولی نیاز به محاسبات بیشتر دارد.
- * ۴. زمانی که بار ستون خارجی کمتر از ستون داخلی باشد پی مرکب معمولاً میتواند مستطیلی باشد. در غیر اینصورت ممکن است به پی دوزنقه ای نیاز باشد

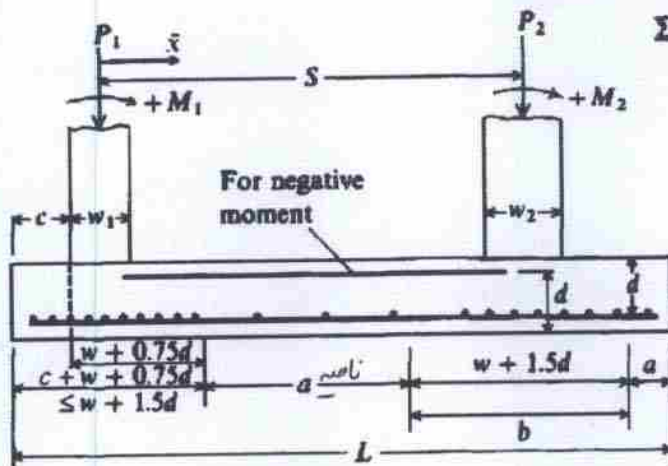
موارد استفاده از پی های مرکب، معیار انتخاب نوع پی مرکب

- * ۵. پی کلاف دار میتواند برای انتقال لنگر از ستون کناری به میانی با استفاده از کلاف بکار رود. در اینحال عرض کلاف از پی خیلی کمتر بوده و تنها نقش انتقال لنگر را دارد.
- ۶. پی کلاف دار غالباً زمانی که فاصله بین ستونها زیاد بوده یا مقاومت خاک بالا باشد و نیازی به بخش میانی پی مستطیلی یا دوزنقه ای نباشد بکار میرود.
- * ۷. پی کلاف دار بدلیل مشکلتر بودن اجرا غالباً آخرین گزینه است
- ۸. پی رادیه زمانی استفاده میشود که بار ستونها زیاد و یا مقاومت زمین کم باشد. معمولاً اگر مجموع سطوح مورد نیاز برای پی های تکی از نصف سطح زیر بنا بیشتر باشد، استفاده از پی رادیه اقتصادی تر است.

مراحل طراحی پی های مرکب

۱- پی مرکب مستطیلی

۱- تعیین محل منتهی نیروهای فاکتور شده وارد از طرف ستونها به پی. این محل اثر را با توجه به شکل می توان چنین بدست آورد:



$$\sum M_{P_1} = 0$$

$$\bar{x} = \frac{P_2 S + M_1 + M_2}{P_1 + P_2}$$

۲- تعیین طول پی بگونه ای که منتهی در وسط طول پی قرار گیرد:

$$\frac{L}{2} = c + \frac{w_1}{2} + \bar{x}$$

q_a را باید به یاد داشت. اگر ندادند باید از ظرفیت باربری بدست آورد.

مراحل طراحی پی های مرکب

- پی مرکب مستطیلی

۳- تعیین عرض پی (B) بگونه ای که شرط تنش مجاز ارضا شود. در صورتیکه فشار مجاز خاک q_a باشد معمولاً این فشار را در نسبت بارهای فاکتور شده به فاکتور نشده ضرب می کنند تا فشار مجاز خاک برای بارهای فاکتور شده (q_{ult}) بدست آید. (توجه شود که این فشار، فشار نهائی خاک که از روابط ظرفیت باربری بدست می آید نیست). بنابراین:

$$q_{ult} = \frac{\sum P_u}{\sum P} q_a$$

فاکتور شده (ضربدار) q_{ult}, P_u
فاکتور نشده (بی ضرب) q_a, P

$$B = \frac{\sum P_u}{L q_{ult}}$$

طول پی (L) در مرحله قبل بدست آمده است.

حمید کاظمی

* براندا اثر نه دلمی خاک بر بی درصی سخ محل اثر برانداست .

* کھول ۲، رابادہ کی تقریباً ۱۰۰۰ سالہ، مرکزی مہارت

* اگر بطوری شد که در سه ستون داخلی یا قتل از ستون داخلی افتاد یعنی باید از بی دور بود

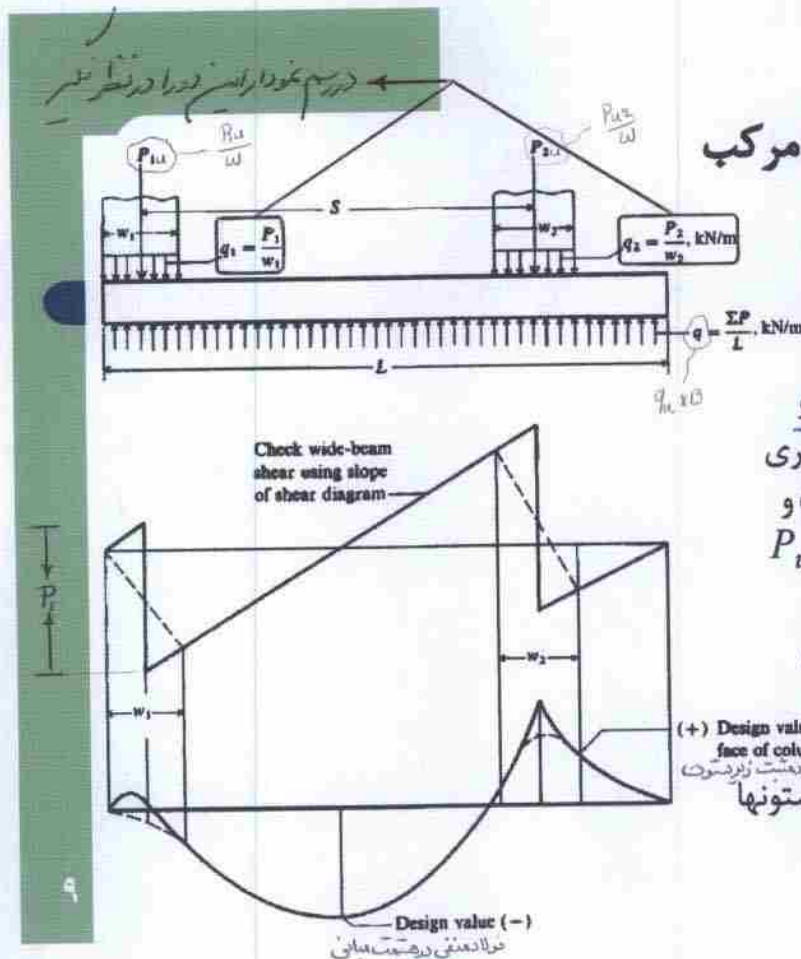
0 - 443

$$\frac{11 + 11 + 29}{9 \times 9} = 7$$

بجای به زلفه رو رو جایگاه را به
روایات قدسه بجای به رو -

حمید کاظم

مراحل طراحی پی های مرکب - پی مرکب مستطیلی



۴- تعیین تغییرات لنگر خمشی و

نیروی برشی در طول پی نظیر تیری معکوس با بارگذاری گسترده q_{ult} و متکی به تکیه گاههایی با نیروی P_u (نیروی ستونها).

لازم بذکر است که این تیر معادل صرفنظر از تعداد ستونهای

متکی به پی، همیشه ایستائی معین است زیرا نیروی ستونها و بار گسترده وارد بر آن معلومند.

مراحل طراحی پی های مرکب - پی مرکب مستطیلی

۵- تعیین ضخامت پی با استفاده از کنترل معیارهای برش تیری و برش پانچ. در اینجا نیز مانند پی های تکی، برش پانچ در مقطع بفاصله $d/2$ و برش تیری در مقطع بفاصله d از بر ستون است (در پی ها معمولا ضخامت پی طوری تعیین میشود که نیازی به آرماتور برشی نباشد).

۶- تعیین آرماتور خمشی با داشتن ضخامت پی و تغییرات لنگر خمشی. این آرماتورها ممکن است هم برای لنگر مثبت و هم لنگر منفی مورد نیاز باشند (پی های با آرماتور منفی معمولا اقتصادی نیستند و در این موارد ممکن است بهتر باشد که ابعاد پی را اضافه کنیم. آرماتور خمشی بدست آمده باید با حد اقل آرماتور خمشی مقایسه شود).

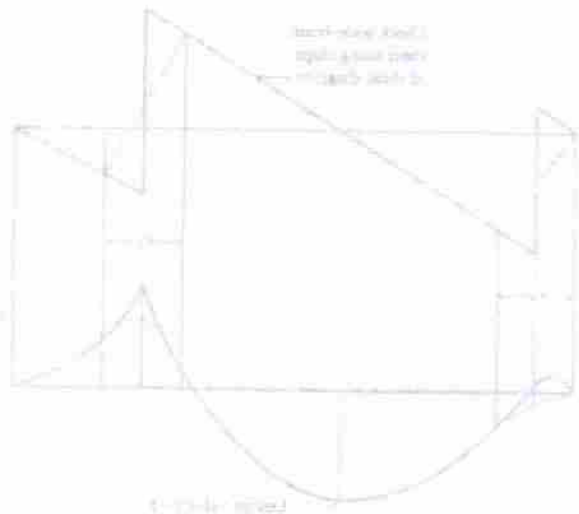
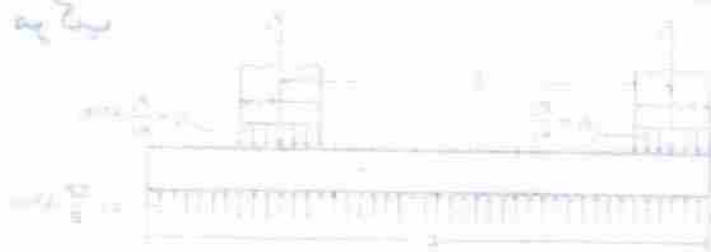
۷- تعیین آرماتور مورد نیاز در جهت عرضی. در ناحیه a نشان داده شده در شکل، حداقل آرماتور خمشی، و در ناحیه b آرماتور لازم برای تحمل لنگر خمشی در جهت عرضی بکار مرود. آرماتور بدست آمده برای ناحیه b نیز باید با حداقل آرماتور خمشی مقایسه شود.

آرماتور عرضی لازم \rightarrow ناحیه b حداقل آرماتور عرضی \rightarrow ناحیه a

بیت به زله زو زهاله زاله

زلیفتنه بیت به زو -

۱- زلیفتنه بیت به زو زهاله زاله
 ۲- زلیفتنه بیت به زو زهاله زاله
 ۳- زلیفتنه بیت به زو زهاله زاله
 ۴- زلیفتنه بیت به زو زهاله زاله
 ۵- زلیفتنه بیت به زو زهاله زاله
 ۶- زلیفتنه بیت به زو زهاله زاله
 ۷- زلیفتنه بیت به زو زهاله زاله
 ۸- زلیفتنه بیت به زو زهاله زاله
 ۹- زلیفتنه بیت به زو زهاله زاله
 ۱۰- زلیفتنه بیت به زو زهاله زاله



بیت به زله زو زهاله زاله

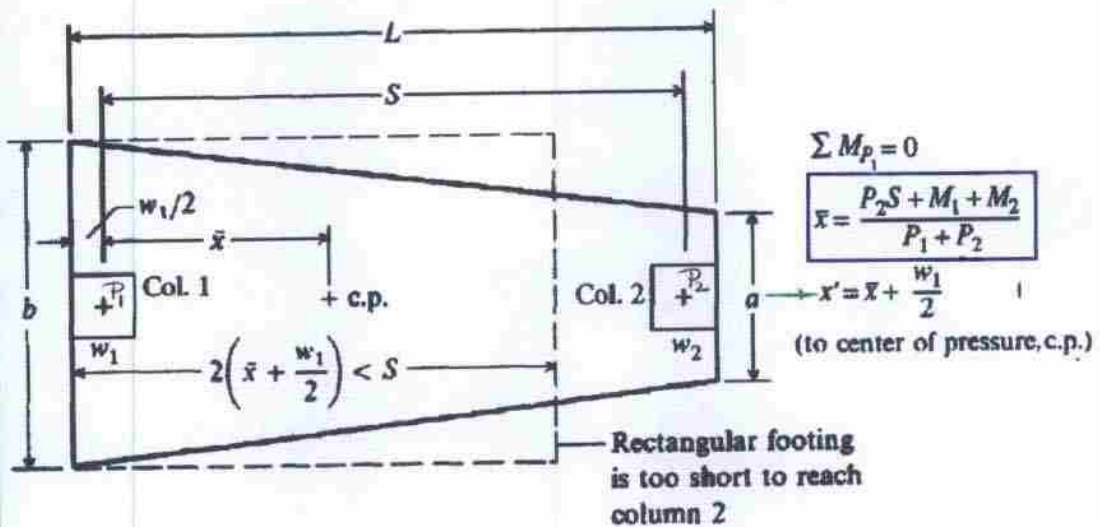
زلیفتنه بیت به زو -

۱- زلیفتنه بیت به زو زهاله زاله
 ۲- زلیفتنه بیت به زو زهاله زاله
 ۳- زلیفتنه بیت به زو زهاله زاله
 ۴- زلیفتنه بیت به زو زهاله زاله
 ۵- زلیفتنه بیت به زو زهاله زاله
 ۶- زلیفتنه بیت به زو زهاله زاله
 ۷- زلیفتنه بیت به زو زهاله زاله
 ۸- زلیفتنه بیت به زو زهاله زاله
 ۹- زلیفتنه بیت به زو زهاله زاله
 ۱۰- زلیفتنه بیت به زو زهاله زاله

از زمانی که بار ستون خارجی صلبی بر ستون داخلی باشد پی
مستطیلی در صورتی است.

مراحل طراحی پی های مرکب ۲- پی مرکب دوزنقه ای

• ابعاد این پی ها بشکل زیر است:



مراحل طراحی پی های مرکب - پی مرکب دوزنقه ای

طراحی این پی ها شبیه پی مستطیلی است با این تفاوت که در پی دوزنقه ای ابعاد پی (طول پی و عرض آن در دو انتها) طوری تعیین می شوند که مرکز سطح پی بر محل اثر نیروهای وارد بر آن منطبق شود تا توزیع فشار خاک زیر پی یکنواخت باشد. مراحل طراحی عبارتند از:

۱- انتخاب مقدار مناسبی برای طول پی (L) با داشتن فاصله ستونها. (مستطیلی است)

۲- تعیین مساحت مورد نیاز پی (A) با استفاده از یکی از دو روش زیر:

$$A = \frac{\sum P}{q_a} = \frac{\sum P_u}{q_{ult}} \rightarrow \text{بار فاکتور شده}$$

فشار مجاز صیل از بار فاکتور شده

۳- تعیین محل اثر نیروهای وارد بر پی (x') با لنگر گیری از نیروها و لنگرها نسبت به محل یکی از ستون ها (مانند شکل)

مراحل طراحی پی های مرکب - پی مرکب دوزنقه ای

۴- تعیین عرض پی در دو انتها (a, b) با استفاده از دو رابطه زیر (دو معادله و دو مجهول).

$$\begin{cases} A = \frac{a+b}{2}L \\ x' = \frac{L}{3} \frac{2a+b}{a+b} \end{cases}$$

در صورتیکه $a = 0$ باشد پی مثلثی و در صورتیکه $a = b$ باشد پی مستطیلی است. بنابراین پی زمانی دوزنقه ای خواهد بود که داشته باشیم:

$$\frac{L}{3} < x' < \frac{L}{2}$$

مراحل طراحی پی های مرکب - پی مرکب دوزنقه ای

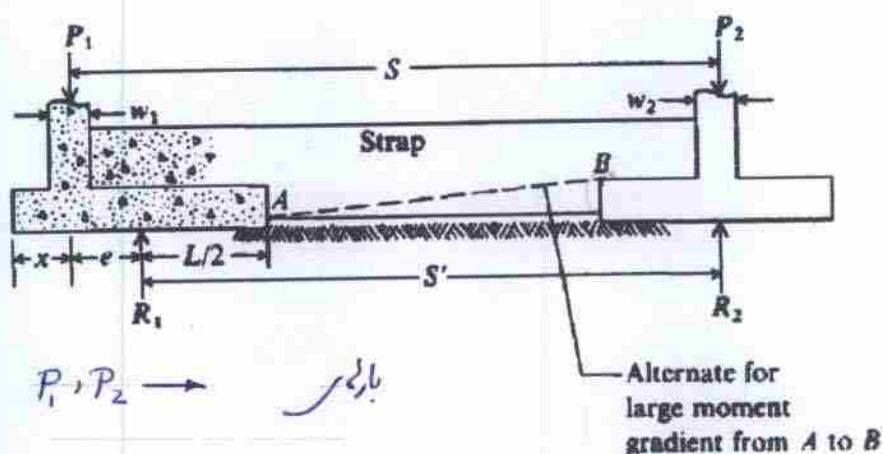
۵- تعیین تغییرات نیروی برشی و لنگر خمشی در طول پی. باید توجه داشت که در پی دوزنقه ای، تیر معادل پی دارای بار گسترده با تغییرات خطی خواهد بود و بنابراین تغییرات نیروی برشی از درجه دوم و تغییرات لنگر خمشی از درجه سوم خواهد بود. (همچنین نیروی برشی یا لنگر خمشی بدست آمده در هر مقطع، بر عرض پی در آن مقطع وارد میشود. این عرض در نقاط مختلف طول پی تغییر میکند.)

۶- بقیه مراحل طراحی نظیر پی مستطیلی است. لازم بذکر است که آرماتورگذاری برای پی دوزنقه ای مشکل است و در بعضی موارد ممکن است استفاده از پی کلاف دار ترجیح داده شود.

مراحل طراحی پی های مرکب

۳- پی کلاف دار

ابعاد پی های کلاف دار معمولاً بشکل زیر است. با استفاده از این شکل می توان دید که برای این پی روابط زیر را می توان نوشت:



مراحل طراحی پی های مرکب

۲- پی کلاف دار

طراحی پی های کلاف دار معمولاً طی مراحل زیر صورت میگیرد:

$x =$ نسبت کناری + نصف عرض پی

۱- تخمین خروج از مرکزی مناسب e برای پی و سپس تعیین طول پی کناری با

استفاده از رابطه: $L/2 = e + x$ ← $L_1 = 2(e + x)$

۲- محاسبه نیروهای عکس العمل پی ها با استفاده از روابط زیر:

$$\begin{cases} R_1 = P_1 \frac{S}{S'} \\ R_2 = P_1 + P_2 - R_1 \end{cases}$$

۳- تعیین عرض پی کناری با داشتن طول آن، فشار مجاز خاک، و نیروی عکس العمل آن:

$$B_1 = \frac{R_1}{L_1 q_a}$$

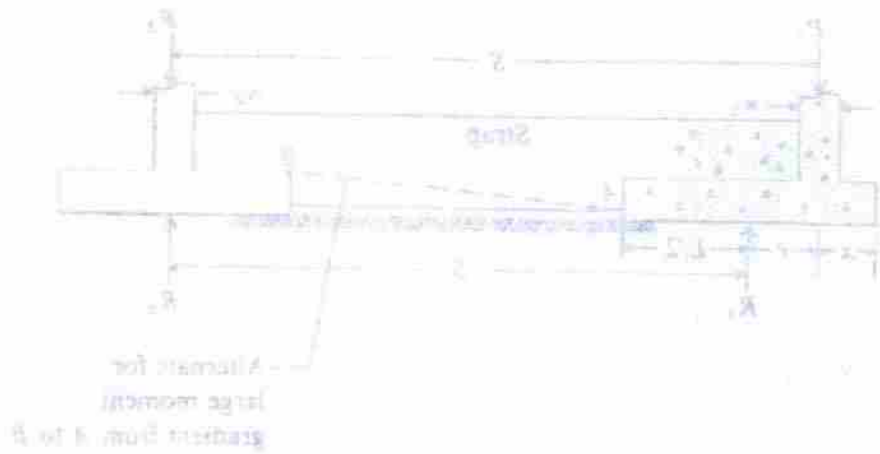
۱- P_1 و P_2 بارهای بدون ضربه باشند q_a (فشار مجاز خاک) استفاده می شود.

۲- P_{1u} و P_{2u} بارهای ضربه ای باشند q_{au} (فشار نهایی) استفاده می شود.

* اولین کار انتخاب است که از وزن و خطا و تجربه می خواهد.

* اگر سوسخ خارجی نیز زیاد داشته باشد شاید لازم باشد کلاف فایبید شود که هم گرمی آید.

* فرض بر اینست که این سطح خاک و صممت زیرین کلاف فایبید باشد. در واقعیت می باشد دارند، بنابر این سطح کلاف و زمین برینولیت استفاده می کنند تا بتوانند فرض مورد نظر را مستحاصلی کنند.



* همانخ حاصل محل اثر P_2 و R_2 می گیریم.

* صرفاً با مجاز خاک داریم نیز دیگر فاکتور شده را وارد کار نمی کنیم.

در اینجا به کمک این رابطه می توانیم به کمک این رابطه به کمک این رابطه

که در اینجا به کمک این رابطه می توانیم به کمک این رابطه به کمک این رابطه

که در اینجا به کمک این رابطه می توانیم به کمک این رابطه به کمک این رابطه

که در اینجا به کمک این رابطه می توانیم به کمک این رابطه به کمک این رابطه

$$2 \times 9 = 18$$

$$18 + 18 + 18 = 54$$

که در اینجا به کمک این رابطه می توانیم به کمک این رابطه به کمک این رابطه

که در اینجا به کمک این رابطه می توانیم به کمک این رابطه به کمک این رابطه

$$18 = 18$$

حمید کاظمی

مراحل طراحی پی های مرکب - پی کلاف دار

۴- انتخاب عرضی برای پی میانی برابر یا نزدیک به عرض پی کناری، و سپس تعیین طول پی میانی با استفاده از رابطه زیر با داشتن عرض پی، فشار مجاز خاک، و نیروی عکس العمل:

$$L_2 = \frac{R_2}{B_2 q_a} \quad B_2 \cong B_1$$

برای آنکه نشست پی های کناری و میانی به هم نزدیک باشد سعی می کنند عرض این دو پی و فشار منتقل شده از آنها به زمین نزدیک به هم باشند.

۵- تعیین تغییرات نیروی برشی و لنگر خمشی در طول پی و کلاف با داشتن ابعاد و نیروی عکس العمل پی ها و محاسبه فشارهای نهائی خاک. در اینحال فرض بر اینست که هیچگونه فشاری از خاک به کلاف منتقل نمیشود.

مراحل طراحی پی های مرکب - پی کلاف دار

۶- تخمین ضخامت پی ها و کنترل برش پانچ و برش تیری در آنها

۷- تعیین فولاد طولی پی ها با توجه به تغییرات لنگر خمشی.

۸- تعیین فولادهای جهت عرضی پی ها شبیه به پی های تکی و بر اساس لنگرهای خمشی در مقطع بحرانی در جهت عرضی یا فولاد خمشی حداقل

۹- تخمین ابعاد کلاف (عرض آن معمولاً مساوی عرض ستون با عرض کمتر انتخاب میشود). ارتفاع کلاف معمولاً طوری انتخاب میشود که کلاف در مقایسه با پی دارای صلبیت بیشتری باشد (پی $I \geq I$ کلاف) تا بتواند لنگر ستون کناری را بخوبی و بدون دوران زیاد منتقل کند.

$$I \geq 2I_{\text{پی}}$$

۱۰- کنترل ارتفاع کلاف با توجه به معیارهای تنش برشی

۱۱- تعیین فولادهای خمشی طولی در کلاف بر اساس لنگرهای محاسبه شده در

مراحل قبلی.

* در پی های ترکیب رجم مقدار q ترکیب رجم می باشند، برای این فرض، مجاز خواصی شود. حال اگر B را هم برابر سردی ترکیب رجم در نظر بگیریم، نسبت (ΔH) تقریباً یکسان می گردد.

$$\Delta H = q_B \frac{1 - M^2}{E} \quad (\text{نسبت})$$

* فاضل را در انداختن می خض کرده ام. بعد انعام را بدست آورده و نزد می گفتم. پس تعادل را در بر سر می گفتم که بعد از آن که نمی شوند. حلقه همان را در دست می گفتم.

* پس فعلاً به محبت انداختن می خرم *

Bowles } \rightarrow ACI
Job }

* خود را پر کتاب Bowles

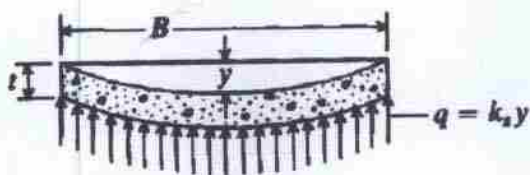
* در طاف که حداقل اگر عاقل و عاقل را برای احزاب و
در نظر گرفت. اما این است صفا و را طوری یقین
کنیم که اگر عاقل و عاقل را برای احزاب و

$$I \geq 2 \times (I \text{ نای})$$

حمید کاظمہ

مراحل طراحی پی های مرکب ۴- حل تیر روی تکیه گاه ارتجاعی (Beam on elastic foundation)

- در طراحی پی ها میتوان بجای فرض رفتار صلب، آنها را بعنوان اعضائی انعطاف پذیر که متکی به فنرهای با سختی معین هستند در نظر گرفت.
- در بخش های قبل دیدیم که سختی خاک را می توان با استفاده از متغیری بنام مدول عکس العمل مدل کرد.
- در صورتیکه فرض کنیم پی مانند تیری است که متکی به فنرهای با سختی k_s می باشد، رابطه زیر را می توان برای تعادل این تیر نوشت:



$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = q = -k'_s y$$

$k'_s = k_s B$ (includes effect of B)

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = q = -k'_s y$$

که در آن:

$$k'_s = k_s B$$

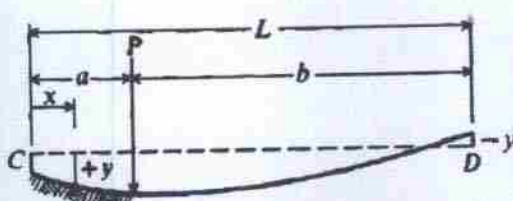
مراحل طراحی پی های مرکب - حل تیر روی تکیه گاه ارتجاعی (Beam on elastic foundation)

- رابطه قبل یک معادله دیفرانسیل درجه چهار است که باید برای شرایط مرزی مشخص حل شود. در حل این رابطه متغیری با تعریف زیر مورد استفاده قرار میگیرد که در طراحی پی ها کاربرد زیادی دارد:

$$\lambda L = \sqrt[4]{\frac{k'_s L^4}{4EI}}$$

و یا:

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{k'_s}{4EI}}$$



(b) Finite length beam on elastic foundation.

- برای حالت خاصی که در آن بار متمرکز بر تیری بطول مشخص عمل میکند حل معادله دیفرانسیل فوق توسط Hetenyi (1946) ارائه شد. براساس این حل، تغییرات نیروی برشی، لنگر خمشی، و جابجائی در مقطع تیر بوسیله روابط ذیل بدست می آیند.

مراحل طراحی پی های مرکب - حل تیر روی تکیه گاه ارتجاعی (Beam on elastic foundation)

$$y = \frac{P\lambda}{k'_s(\sinh^2 \lambda L - \sin^2 \lambda L)} \{ 2 \cosh \lambda x \cos \lambda x (\sinh \lambda L \cos \lambda a \cosh \lambda b - \sin \lambda L \cosh \lambda a \cos \lambda b) + (\cosh \lambda x \sin \lambda x + \sinh \lambda x \cos \lambda x) [\sinh \lambda L (\sin \lambda a \cosh \lambda b - \cos \lambda a \sinh \lambda b) + \sin \lambda L (\sinh \lambda a \cos \lambda b - \cosh \lambda a \sin \lambda b)] \}$$

$$M = \frac{P}{2\lambda(\sinh^2 \lambda L - \sin^2 \lambda L)} \{ 2 \sinh \lambda x \sin \lambda x (\sinh \lambda L \cos \lambda a \cosh \lambda b - \sin \lambda L \cosh \lambda a \cos \lambda b) + (\cosh \lambda x \sin \lambda x - \sinh \lambda x \cos \lambda x) \times [\sinh \lambda L (\sin \lambda a \cosh \lambda b - \cos \lambda a \sinh \lambda b) + \sin \lambda L (\sinh \lambda a \cos \lambda b - \cosh \lambda a \sin \lambda b)] \}$$

$$Q = \frac{P}{\sinh^2 \lambda L - \sin^2 \lambda L} \{ (\cosh \lambda x \sin \lambda x + \sinh \lambda x \cos \lambda x) \times (\sinh \lambda L \cos \lambda a \cosh \lambda b - \sin \lambda L \cosh \lambda a \cos \lambda b) + \sinh \lambda x \sin \lambda x [\sinh \lambda L (\sin \lambda a \cosh \lambda b - \cos \lambda a \sinh \lambda b) + \sin \lambda L (\sinh \lambda a \cos \lambda b - \cosh \lambda a \sin \lambda b)] \}$$

مراحل طراحی پی های مرکب - حل تیر روی تکیه گاه ارتجاعی (Beam on elastic foundation)

• روابط مذکور را می توان بشکل ساده تر زیر نوشت:

$$y = \frac{P\lambda}{k'_s} A' \quad M = \frac{P}{2\lambda} B' \quad Q = PC'$$

که در آنها متغیرهای A' ، B' و C' را می توان در جدولی ارائه کرده و برای طراحی بکاربرد.

• در جدول 9-2 کتاب Bowles (1996) جوابهای معادله برای یک تیر بطول بی نهایت که تحت اثر بار متمرکز یا لنگر متمرکز در وسط یا در کنار آن قرار دارد داده شده اند. 508
• در این روشها، علاوه بر مشکلات مربوط به حجم محاسبات زیاد، منظور کردن بسیاری از متغیرها مانند بار گسترده یا متغیر، تغییرات ضخامت تیر، عرض و وزن آن، تغییرات بارگذاری، شرایط مرزی و نظایر آنها مشکل و یا غیر ممکن است. بنابراین امروزه معمولاً برای حل چنین مسائلی از روشهای عددی و نرم افزارها استفاده می کنند.

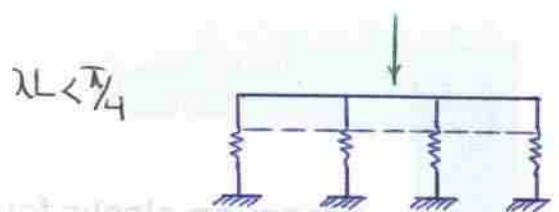
$$\lambda L = \sqrt[4]{\frac{k_s' L^4}{4EI}}$$

طراحی پی های مرکب انعطاف پذیر - حل تیر روی تکیه گاه ارتجاعی (Beam on elastic foundation)

- متغیر λL را گاهی بعنوان معیاری برای تشخیص صلب یا انعطاف پذیر بودن رفتار پی ها و یا اعضای بارگذاری شده بکار می برند. این معیار بصورت زیر بیان می شود:
- اگر $\lambda L < \frac{\pi}{4}$: خمش چندان تابع k_s نیست (پی یا عضو خمشی صلب است)
- اگر $\lambda L > \pi$: خمش موضعی است (پی یا عضو خمشی انعطاف پذیر است)
- در صورتیکه λL بین دو مقدار فوق باشد، رفتار عضو بین صلب و منعطف خواهد بود.
- در صورتیکه پی رفتار انعطاف پذیر داشته باشد بهتر است از روشهای عددی مانند روش اجزای محدود (FEM) یا روش اختلافهای محدود (FDM) برای تعیین نیروهای داخلی پی استفاده کنیم.
- روش تیر یا دال روی تکیه گاه ارتجاعی برای تعیین نیروهای داخلی (تغییرات لنگر، نیروی برشی) مناسب است ولی معمولاً برای تعیین نشست پی دقت کافی ندارد. برای تعیین نشست بهتر است از روشهای عددی مذکور در فوق استفاده شود.

۵- طراحی پی های رادیه - روشهای طراحی

- طراحی پی رادیه ممکن است به یکی از روشهای زیر انجام شود:
- ۱- طراحی با فرض صلب بودن پی: این روش زمانی بکار میرود که پی صلبیت زیادی داشته و آرایش ستونها و توزیع بار آنها بگونه ای باشد که خمش بصورت متمرکز صورت نگیرد. این روش معمولاً غیر اقتصادی است و امروزه با وجود رایانه و نرم افزارهای مناسب برای استفاده از روشهای اقتصادی تر، معمولاً استفاده از آن چندان توجیه ندارد.
 - ۲- طراحی تقریبی با فرض انعطاف پذیر بودن پی: که میتواند با استفاده از روش تقریبی ACI 336 (1988) و یا با انتخاب نوارهایی طولی و عرضی مانند روش صلب، و سپس آنالیز نوارها بروش تیر روی تکیه گاه ارتجاعی.
 - ۳- طراحی با فرض انعطاف پذیر بودن پی با استفاده از روشهای عددی: در این روش با استفاده از روش های عددی مانند اجزای محدود، تفاضلهای محدود، اجزای مرزی و نظایر آن آنالیز انجام میشود.

[illegible]

A: اگر محل اثر نیروی وارد بر بی مرکز اثری را در صفت باشد توزیع فشار خاک بر بی گنواخت نیست.

اگر این موضوع باشد ولی بی انعطاف بدیم باشد فشار خاک بر بی گنواخت نیست.

لـه انطق

حمید کاظمہ

طراحی پی های رادیه
(الف) طراحی بروش صلب

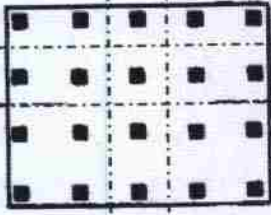
در این روش نوارهایی شامل یک ردیف ستون در جهت طولی و عرضی انتخاب شده و مانند پی مرکب مستطیلی طراحی میشوند. در این روش ملاحظات زیر را باید در نظر داشت:

۱- باید سعی شود نوارهای انتخابی بحرانی ترین نوارها باشد
(مثلا نوارهای شامل بیشترین بار یا بیشترین فاصله ستونها)

۲- در این روش تغییرات فشار خاک زیر پی خطی فرض میشود. بنابراین می توان فشار خاک را در دو انتهای هر نوار بدست آورده و تغییرات فشار بین این دو نقطه را خطی در نظر گرفت.

۳- (در بررسی تعادل هر نوار چون برش در دو طرف نوار در نظر گرفته نمیشود ممکن است بین نیروهای ستونها و فشار خاک تعادل برقرار نشود. در اینصورت میتوان نیروی نامتعادل کننده را بطور مساوی بین فشار خاک و نیروی ستونها تقسیم کرد.)

۴- برای کنترل برش پانچ ممکن است ستونهای خارجی بویژه ستونهای گوشه های پی بحرانی تر از ستونهای مربوط به نوارهای انتخاب شده باشند.



20

* در محاسبات سازه ای پی، لازم نیست وزن آن در نظر گرفته شود

طراحی پی های رادیه
- طراحی بروش صلب

مر 293 طحونی

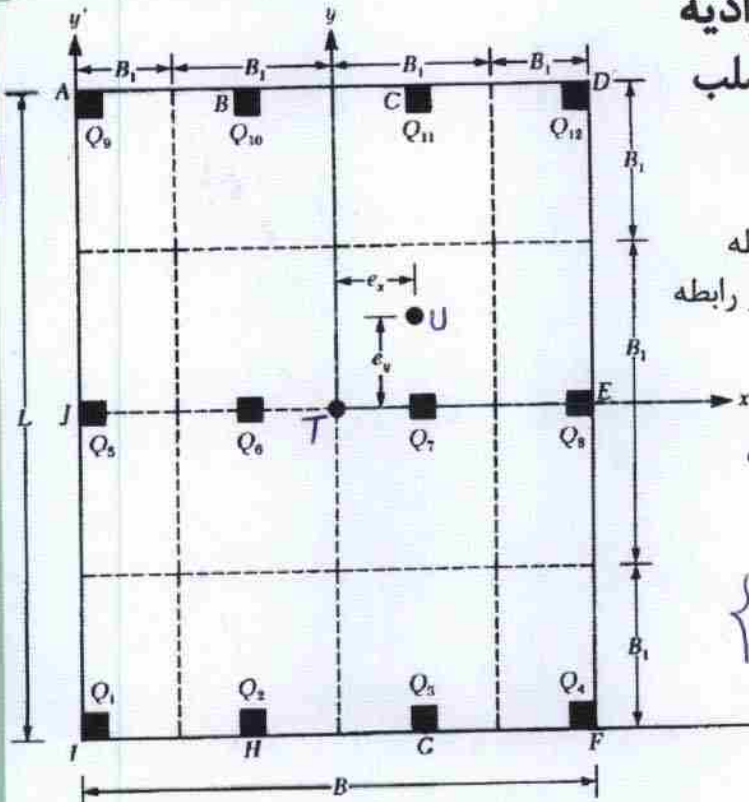
فشار خاک زیر پی در هر نقطه
دلخواه به مختصات x و y از رابطه
زیر بدست می آید:

$$q = \frac{Q}{A} \pm \frac{M_y x}{I_y} \pm \frac{M_x y}{I_x}$$

که در آن: $A = BL$

$$\begin{cases} I_x = (1/12)BL^3 \\ I_y = (1/12)LB^3 \end{cases}$$

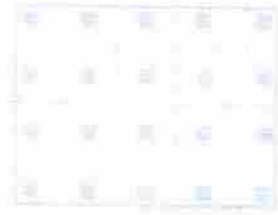
$$\rightarrow x' \quad \begin{cases} M_x = Qe_y \\ M_y = Qe_x \end{cases}$$



حبيب

کتاب انصاف در پی رادیکالیزم می آید.

در اینجا بار و محل سوخت که گفته شده اند، موجب تغییرات فشار و حرارت می شود و در دو تنون گذاری (محیط و راست توار) را می توان به کرده و با بخار هم متصل می کنیم.



در این مرحله، به نظر می رسد که

به نظر می رسد که به نظر می رسد که

به نظر می رسد که

به نظر می رسد که به نظر می رسد که

به نظر می رسد که به نظر می رسد که

به نظر می رسد که به نظر می رسد که

به نظر می رسد که به نظر می رسد که

به نظر می رسد که به نظر می رسد که

به نظر می رسد که به نظر می رسد که

به نظر می رسد که به نظر می رسد که

حمید کاظمی

طراحی پی های رادیه - طراحی بروش صلب

برای تعیین خروج از مرکزی در دو جهت میتوان ب شکل زیر عمل کرد:

$$\left\{ \begin{array}{l} X' = \frac{Q_1 x'_1 + Q_2 x'_2 + Q_3 x'_3 + \dots}{Q} \\ e_x = X' - \frac{B}{2} \end{array} \right. \quad \text{مختصات } (x'-y')$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Y' = \frac{Q_1 y'_1 + Q_2 y'_2 + Q_3 y'_3 + \dots}{Q} \\ e_y = Y' - \frac{L}{2} \end{array} \right.$$

۲۷

* روش طراحی پی های رادیه بروش صلب به صورت گام به گام در کتاب هندس خاصه صفحه ۲۹۳ آمده است.

طراحی پی های رادیه

(ب) - طراحی بروش انعطاف پذیر تقریبی (ACI 336 (1988)

در این روش مراحل طراحی عبارتند از:

$$\begin{array}{ll} \boxed{1} \text{ بر آورد ضخامت پی } (t) \text{ مثلاً با استفاده از معیار برش پانچ} & \\ \boxed{2} \text{ تعیین صلبیت خمشی پی } (D) \text{ با استفاده از رابطه:} & D = \frac{E_c t^3}{12(1 - \mu_c^2)} \end{array}$$

که در آن E_c و μ_c مدول الاستیسیته و نسبت پواسون (برای بتن 0.15) پی میباشند.

$$\boxed{3} \text{ تعیین شعاع تاثیر سختی پی } L = \sqrt[4]{\frac{D}{k_s}} \text{ ناحیه تاثیر هر ستون حدوداً چهار برابر } L \text{ است.}$$

$\boxed{4}$ تعیین لنگرهای شعاعی (M_r) و مماسی (M_t) و همچنین نیروی برشی (V) و تغییر شکل (ΔH) در فاصله شعاعی $x = r/L$ از محل بار هر ستون (P). مقدار این متغیرها برای واحد عرض پی بر حسب واحدهای P و L با استفاده از روابط بعد بدست می آیند.

۲۸

فرکانس چرخش در یک ثانیه
 سیاه رنگی در یک ثانیه

فرکانس چرخش در یک ثانیه

فرکانس چرخش در یک ثانیه

فرکانس چرخش در یک ثانیه

فرکانس چرخش در یک ثانیه

فرکانس چرخش در یک ثانیه

اگر به اندازه 4 متر L از محل سون در شوم دیگر از آن سون وجود ندارد.

$$L = \sqrt[4]{\frac{D}{K_s}}$$

فرکانس چرخش در یک ثانیه

فرکانس چرخش در یک ثانیه

فرکانس چرخش در یک ثانیه

فرکانس چرخش در یک ثانیه

فرکانس چرخش در یک ثانیه

فرکانس چرخش در یک ثانیه

فرکانس چرخش در یک ثانیه

فرکانس چرخش در یک ثانیه

فرکانس چرخش در یک ثانیه

فرکانس چرخش در یک ثانیه

حمید کاظمی

طراحی پی های رادیه

- طراحی بروش انعطاف پذیر تقریبی (ACI 336 (1988)

r/L ← طراحی از Z_3 و Z_4

$$\left. \begin{array}{l} \text{شعر} \\ \text{محور} \end{array} \right\} \begin{array}{l} M_r = -\frac{P}{4} \left[Z_4 - \frac{1 - \mu_c}{x} Z_3' \right] \\ M_t = -\frac{P}{4} \left[\mu_c Z_4 + \frac{1 - \mu_c}{x} Z_3' \right] \end{array}$$

$$\Delta H = \frac{PL^2}{8D} \quad (\text{vertical displacement})$$

$$\Delta H = \frac{PL^2}{4D} Z_3 \quad (\text{at distance } r \text{ from load})$$

$$V = -\frac{P}{4L} Z_4' \quad (\text{shear})$$

* در این روابط مقادیر Z با استفاده از نمودار بعد تعیین می شوند.

* در صورتیکه یک نقطه در ناحیه تاثیر چند ستون قرار داشته باشد، از اصل جمع اثرات استفاده میشود.

* در صورتیکه لبه پی در محدوده

تاثیر بار ستون باشد با فرض پیوسته

بودن پی لنگرها و برش ها را در لبه

پی محاسبه کرده و سپس لنگرها و

برش هائی با علامت عکس در لبه پی

وارد کنید تا شرایط مرزی ارضا شود.

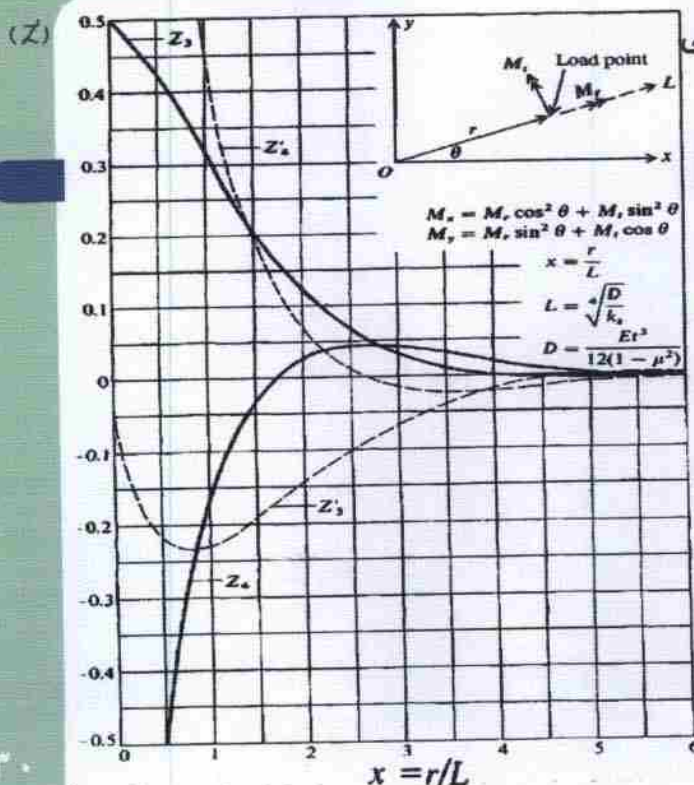
P بار ستون

r فاصله شعاعی از بار مرکز ستون

طراحی پی های رادیه

- طراحی بروش انعطاف پذیر تقریبی

ACI 336 (1988)



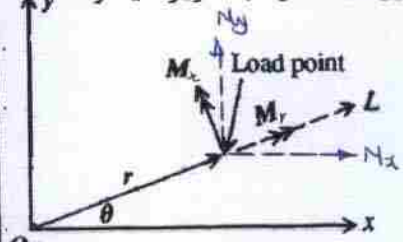
* مقادیر شعاعی و مماسی لنگر در

هر نقطه بفاصله $x = r/L$ از

محل بار ستون تعیین و سپس با

استفاده از روابط زیر در امتداد

محورهای x و y تصویر میشوند:



$$\left\{ \begin{array}{l} M_x = M_r \cos^2 \theta + M_t \sin^2 \theta \\ M_y = M_r \sin^2 \theta + M_t \cos^2 \theta \end{array} \right.$$

عنوان: جدول ریزه ریاضیات

موضوع: ریاضیات (مجموعه سوالات و پاسخ‌ها)

موضوع: ریاضیات (مجموعه سوالات و پاسخ‌ها)

- 1. یک عدد را با 25٪ افزایش دادند. اگر عدد جدید 31.25 باشد، عدد اولی چقدر بوده است؟
- 2. اگر 20٪ از یک عدد را از آن بکاهیم، باقی‌مانده آن چقدر خواهد بود؟
- 3. یک عدد را با 10٪ افزایش دادند و سپس با 10٪ کاهش دادند. عدد نهایی چقدر خواهد بود؟
- 4. اگر 15٪ از یک عدد را از آن بکاهیم، باقی‌مانده آن چقدر خواهد بود؟
- 5. یک عدد را با 20٪ افزایش دادند و سپس با 20٪ کاهش دادند. عدد نهایی چقدر خواهد بود؟
- 6. اگر 10٪ از یک عدد را از آن بکاهیم، باقی‌مانده آن چقدر خواهد بود؟
- 7. یک عدد را با 15٪ افزایش دادند و سپس با 15٪ کاهش دادند. عدد نهایی چقدر خواهد بود؟
- 8. اگر 5٪ از یک عدد را از آن بکاهیم، باقی‌مانده آن چقدر خواهد بود؟
- 9. یک عدد را با 5٪ افزایش دادند و سپس با 5٪ کاهش دادند. عدد نهایی چقدر خواهد بود؟
- 10. اگر 1٪ از یک عدد را از آن بکاهیم، باقی‌مانده آن چقدر خواهد بود؟
- 11. یک عدد را با 1٪ افزایش دادند و سپس با 1٪ کاهش دادند. عدد نهایی چقدر خواهد بود؟
- 12. اگر 0.1٪ از یک عدد را از آن بکاهیم، باقی‌مانده آن چقدر خواهد بود؟
- 13. یک عدد را با 0.1٪ افزایش دادند و سپس با 0.1٪ کاهش دادند. عدد نهایی چقدر خواهد بود؟
- 14. اگر 0.01٪ از یک عدد را از آن بکاهیم، باقی‌مانده آن چقدر خواهد بود؟
- 15. یک عدد را با 0.01٪ افزایش دادند و سپس با 0.01٪ کاهش دادند. عدد نهایی چقدر خواهد بود؟

$$\left(\frac{100}{100} + \frac{25}{100} \right) \times \frac{31.25}{1.25} = 25$$

$$\left(\frac{100}{100} - \frac{20}{100} \right) \times \frac{80}{0.8} = 100$$

$$\frac{100}{100} + \frac{10}{100} = 1.1$$

$$\frac{100}{100} - \frac{10}{100} = 0.9$$

$$\frac{100}{100} + \frac{15}{100} = 1.15$$

عنوان: جدول ریزه ریاضیات

موضوع: ریاضیات (مجموعه سوالات و پاسخ‌ها)

(ESCF, ESF, ISA)

(ESCF, ESF, ISA)

- 1. یک عدد را با 25٪ افزایش دادند. اگر عدد جدید 31.25 باشد، عدد اولی چقدر بوده است؟
- 2. اگر 20٪ از یک عدد را از آن بکاهیم، باقی‌مانده آن چقدر خواهد بود؟
- 3. یک عدد را با 10٪ افزایش دادند و سپس با 10٪ کاهش دادند. عدد نهایی چقدر خواهد بود؟
- 4. اگر 15٪ از یک عدد را از آن بکاهیم، باقی‌مانده آن چقدر خواهد بود؟
- 5. یک عدد را با 20٪ افزایش دادند و سپس با 20٪ کاهش دادند. عدد نهایی چقدر خواهد بود؟
- 6. اگر 10٪ از یک عدد را از آن بکاهیم، باقی‌مانده آن چقدر خواهد بود؟
- 7. یک عدد را با 15٪ افزایش دادند و سپس با 15٪ کاهش دادند. عدد نهایی چقدر خواهد بود؟
- 8. اگر 5٪ از یک عدد را از آن بکاهیم، باقی‌مانده آن چقدر خواهد بود؟
- 9. یک عدد را با 5٪ افزایش دادند و سپس با 5٪ کاهش دادند. عدد نهایی چقدر خواهد بود؟
- 10. اگر 1٪ از یک عدد را از آن بکاهیم، باقی‌مانده آن چقدر خواهد بود؟
- 11. یک عدد را با 1٪ افزایش دادند و سپس با 1٪ کاهش دادند. عدد نهایی چقدر خواهد بود؟
- 12. اگر 0.1٪ از یک عدد را از آن بکاهیم، باقی‌مانده آن چقدر خواهد بود؟
- 13. یک عدد را با 0.1٪ افزایش دادند و سپس با 0.1٪ کاهش دادند. عدد نهایی چقدر خواهد بود؟
- 14. اگر 0.01٪ از یک عدد را از آن بکاهیم، باقی‌مانده آن چقدر خواهد بود؟
- 15. یک عدد را با 0.01٪ افزایش دادند و سپس با 0.01٪ کاهش دادند. عدد نهایی چقدر خواهد بود؟



1. 25% increase in value

حمید کاظمی

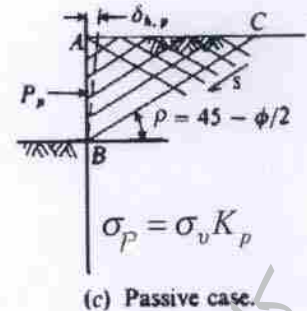
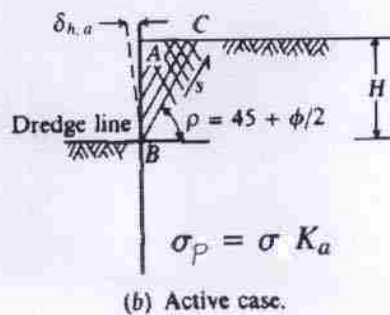
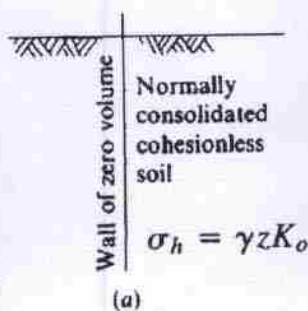
حسین

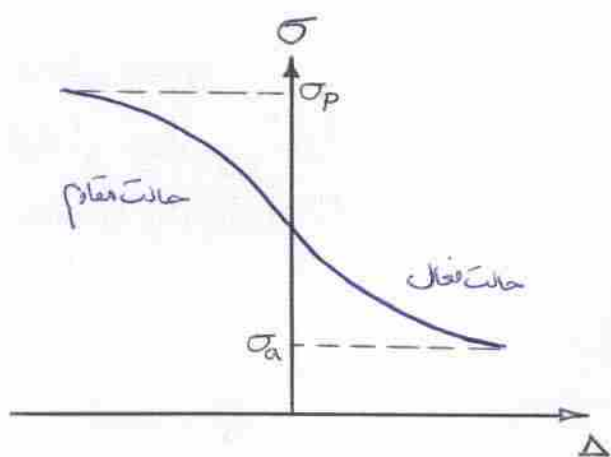
بخش پنجم

فشار جانبی خاک و دیوارهای حائل (Lateral earth pressure and retaining walls)

فشار جانبی خاک

- در یک نقطه کنار دیوار حائل در صورتیکه دیوار هیچگونه جابجایی افقی نداشته باشد فشار جانبی خاک به دیوار، فشار خاک در حالت سکون (at rest) خواهد بود.
- در صورتیکه دیوار بسمت چپ حرکت کند تا خاک گسیخته شود فشار جانبی خاک برابر فشار محرک (active) و در صورتیکه دیوار را بسمت راست حرکت دهیم تا خاک گسیخته شود فشار جانبی خاک برابر فشار مقاوم (passive) خواهد بود.

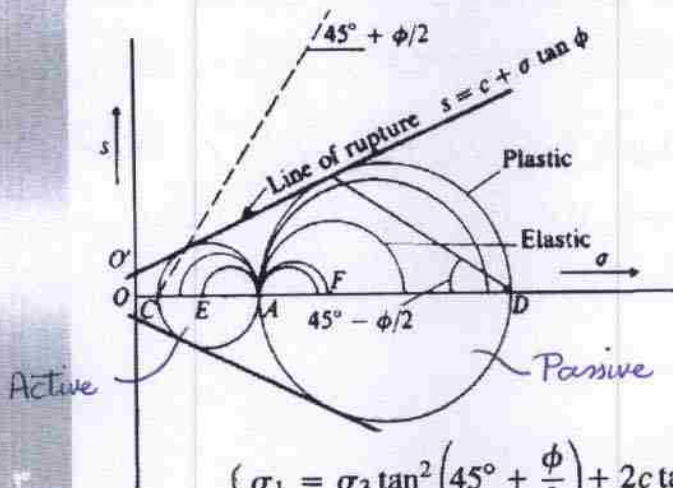




حمید کاظمہ

فشار جانبی خاک

• دواير موهر تنش در شرايط سکون، محرک و مقاوم در شکل زير نشان داده شده است.



• در اين شکل نقاط E و A نشان دهنده تنش های افقی و قائم در حالت سکون، و نقاط C و D نشان دهنده تنش های افقی در شرايط محرک و مقاوم می باشند.

• برای ايجاد شرايط محرک و مقاوم باید ديوار به اندازه کافی در جهت افقی جابجا شود.

• در حالت کلی داریم:

$$\begin{cases} \sigma_1 = \sigma_3 \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) + 2c \tan \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \\ \sigma_3 = \sigma_1 \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) - 2c \tan \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \end{cases}$$

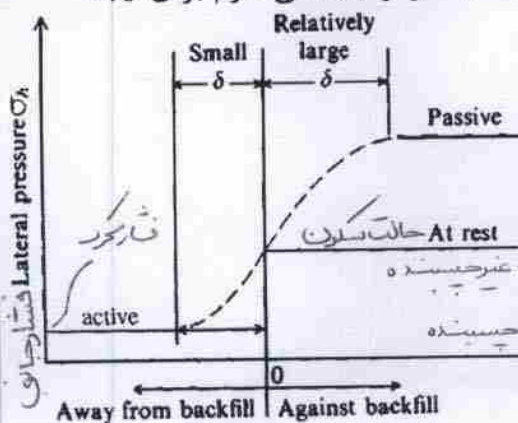
$$\begin{cases} \sigma_a = \sigma_v \tan^2 (45^\circ - \phi/2) - 2c \tan (45^\circ - \phi/2) \\ \sigma_p = \sigma_v \tan^2 (45^\circ + \phi/2) + 2c \tan (45^\circ + \phi/2) \end{cases}$$

فشار جانبی خاک

• دواير موهر تنش در شرايط سکون، محرک و مقاوم در شکل زير نشان داده شده است.

• جابجائی افقی لازم برای ايجاد شرايط محرک در جدول زير آمده است

• ***** جابجائی لازم برای ايجاد شرايط مقاوم معمولاً بیشتر از جابجائی لازم برای ايجاد شرايط محرک است.



Soil and condition	Amount of translation, $\delta_{h,p}$
Cohesionless, dense	0.001 to 0.002H
Cohesionless, loose	0.002 to 0.004H
Cohesive, firm	0.01 to 0.02H
Cohesive, soft	0.02 to 0.05H

H ارتفاع ديواره

* اگر دایره مورد تنش در خط کشیدگی می باشد حالت Passive ، active داریم .

* در حالت سکون و خاک عادی تکلیف یافته
 تنش افقی کمتر از تنش عمودی است .
 $\sigma_h = k \sigma_v$ ($\sigma_v = \gamma h$, $k = 1 - \sin \phi$)
 تنش عمودی $\rightarrow E$ تنش افقی $\rightarrow A$

* در حالت active تنش افقی کاهش می یابد ولی تنش عمودی تغییری نمی کند . کاهش تنش افقی تا زمانی است که دایره مورد خط کشیدگی می باشد شود .
 * در حالت Passive تنش افقی افزایش می یابد ولی تنش عمودی تغییری نمی کند . افزایش تنش افقی تا زمانی است که دایره مورد خط کشیدگی می باشد شود .

* در طراحی به نسبت سه بار اساسی با حالت محکوم است .

* طراحی به سه بار اساسی است در فشار احمالی از خاک بر دیوار محکوم است .

* حوضچه خاک قرار می گیرد در جبهه جایی کمتر از برای سه بار محکوم است .

حمید کاظمی

تعیین فشار جانبی خاک

● فشار جانبی خاک معمولاً با استفاده از روشهای Rankine یا Coulomb تعیین میشود.

● در این روشها با فرض یک سطح گسیختگی مسطح در خاک پشت دیوار و گوه گسیختگی با رفتار پلاستیک صلب، روابط تعادل گوه گسیختگی خاک را نوشته و با ارضای آنها نیروی محرک یا مقاوم وارد شده از خاک بر دیوار را تعیین میکنند.

●* (در روش کولمب اصطکاک بین خاک و دیوار در نظر گرفته میشود ولی در روش رانکین از این اصطکاک صرفنظر میشود. بنابراین روش کولمب معمولاً فشارهای جانبی کمتری در حالت محرک نسبت به روش رانکین میدهد) ← فروق عمده دو روش

● (استفاده از روش رانکین بدلیل صرفنظر کردن از اصطکاک خاک و دیوار ساده تر است و اکثراً از این روش برای طراحی دیوارهای حائل استفاده میشود) لیکن در صورتیکه ارتفاع دیوار زیاد باشد ممکن است استفاده از این روش طراحی را خیلی غیراقتصادی کند. در اینحال میتوان از روش کولمب برای طراحی دیوار استفاده کرد.

فشار جانبی محرک روش رانکین ← فشار جانبی محرک روش کولمب

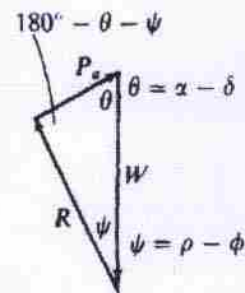
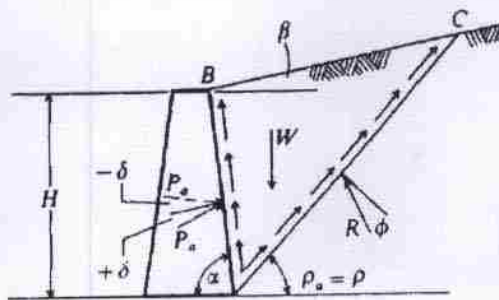
تعیین فشار جانبی خاک

در روش Coulomb نیروی جانبی محرک خاک با استفاده از رابطه زیر تعیین میشود:

$$P_a = \frac{\gamma H^2}{2} K_a \quad \delta \text{ زاویه اصطکاک خاک در دیوار} \quad \frac{1}{2}\phi < \delta < \frac{2}{3}\phi$$

$$K_a = \frac{\sin^2(\alpha + \phi)}{\sin^2 \alpha \sin(\alpha - \delta) \left[1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\sin(\alpha - \delta) \sin(\alpha + \beta)} \right]^2} \quad \text{که در آن:}$$

Bowles P. 597



حمید کاظمی

در روش رانکین در حالت صاف نظر کردن از اصطکاک بین خاک و دیوار راه ساده تر است اما با وجود
بیشتری راه عامی دود.

در روش کولمب و رانکین فرض بر $c=0$ است.

معمولاً از روش کولمب در دیوارهای صاف با ارتفاع زیاد استفاده می کنند (6M تا 7M به بالا) موخه
روش رانکین فشار را صاف و زیاد می دهد (در حالت صاف نظر کردن از اصطکاک) و غیر انحصاری باشد.

همیشه $\delta < \phi$ می باشد. اگر نباشد یعنی خاک از له دیوار حرکت نمی کند و با فاصله کوتاه تر از
دیوار در خاک حرکت می کند. P_a ضوابط گنجینه مختلف را امتحان می کنند و $(P_a)_{min}$ را انتخاب می کنند.
برای بدست آوردن

در شرایط حرکت نیروی P_a بر خط عمود محل تماس دیوار و خاک است.

تعیین فشار جانبی خاک

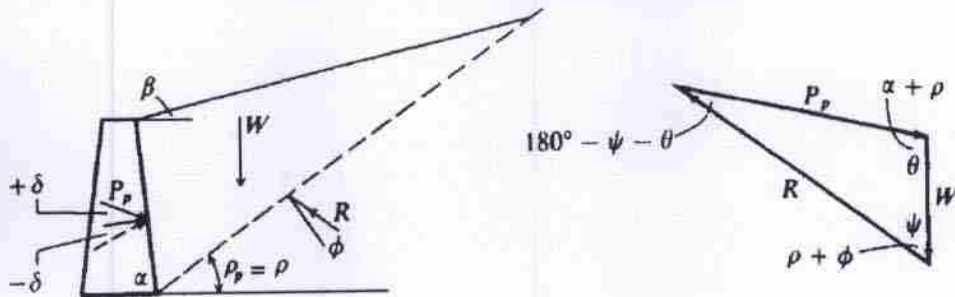
نیروی جانبی مقاوم خاک نیز در روش Coulomb از رابطه زیر تعیین میشود:

$$P_p = \frac{\gamma H^2}{2} K_p$$

که در آن:

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

Bowles P. 598



تعیین فشار جانبی خاک

• در روش Rankine نیروهای محرک و مقاوم با استفاده از روابطی نظیر روابط روش کولمب بدست می آیند تنها ضرایب محرک و مقاوم متفاوت بوده و با استفاده از روابط زیر تعیین میشوند:

$$\begin{cases} K_a = \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} \\ K_p = \cos \beta \frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} \end{cases}$$

Bowles P. 603

• می توان نشان داد که در این روش زاویه نیروی محرک با امتداد افقی برابر با شیب خاک پشت دیوار است و این امر محاسبه تغییرات فشار خاک پشت دیوار را آسانتر میکند.

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a \quad P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p$$

در روش رانکین اگر $\beta = 0$ باشد به سمت مرتفع‌تر از سطح خاک در دیوار P_a به صورت افقی است.

$$P_a = (\gamma_b z + q) k_a - 2c\sqrt{k_a} + \gamma_w z$$

وجود آب در سرباره

$$P_a = (\gamma z + q) k_a - 2c\sqrt{k_a}$$

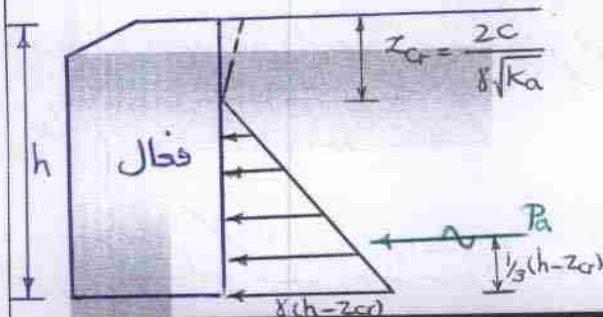
در حالت خشک در سرباره

حمید کاظمی

تعیین فشار جانبی خاک

• ضرایب فشار جانبی خاک در حالت‌های محرک و مقاوم با استفاده از روش Coulomb در صفحات 597 و 598 و ضرایب فشار جانبی خاک در حالت‌های محرک و مقاوم با استفاده از روش Rankine در صفحه 603 کتاب Bowles, 1996 در جدول‌هایی داده شده اند.

• ضرایب مذکور در گذشته برای خاک اصطکاکی بدست آمده اند. در صورتیکه خاک علاوه بر اصطکاک دارای چسبندگی نیز باشد می توان از رابطه کلی بین تنش افقی و عمودی که با استفاده از دایره موهر تنش تعیین میشود برای تعیین تغییرات تنش افقی استفاده کرد.



تعیین فشار جانبی خاک

تغییرات فشار جانبی در خاکهای شامل اصطکاک و چسبندگی و عمق ترکهای کششی

• در این خاکها می توان تغییرات فشار جانبی خاک را از رابطه زیر تعیین کرد:

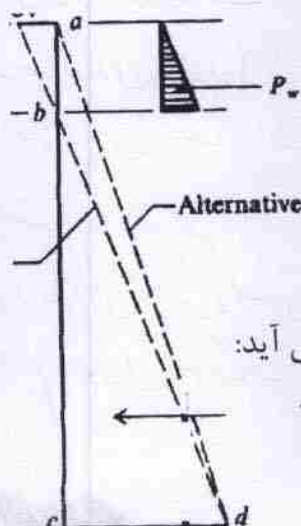
$$\sigma_1 = \sigma_3 \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) + 2c \tan \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$p_a = \gamma z K_a - 2c \sqrt{K_a} \quad \text{و یا:}$$

عمقی که در آن تنش افقی صفر میشود از رابطه زیر بدست می آید:

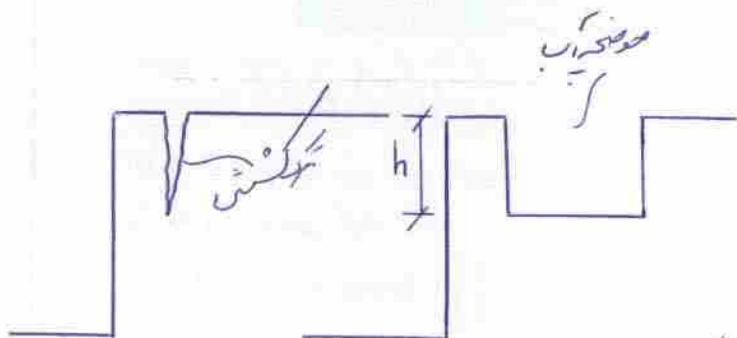
$$\gamma z K_a - 2c \sqrt{K_a} = 0 \quad z = \frac{2c \sqrt{K_a}}{\gamma K_a} = \frac{2c}{\gamma \sqrt{K_a}}$$

رابطه فوق عمق ترکهای کششی را نشان میدهد.



* به اندازه دور بر عمق کشتی اگر خاک بردار کنیم تا سطح عمق نیازه بر سر افقی برای تأمین پایداری نداریم.

* در عمل اگر در کشتی می توانستند از آب برشوند و باعث ایجاد فواید و توانایی می شود.



فرا افقی وارد شده در دو حالت وقتی
که آب جوشیده توانایی دارد؟
مکین جوشیده چون فواید و توانایی
تألیع ارتفاع است.

* در اکثر موارد در طراحی کشتی را در نظر می گیرند و خط h را در نظر می گیرند و تمام فواید
است: علت هم احتمال وجود آب است.

حمید کاظمی

تعیین فشار جانبی خاک

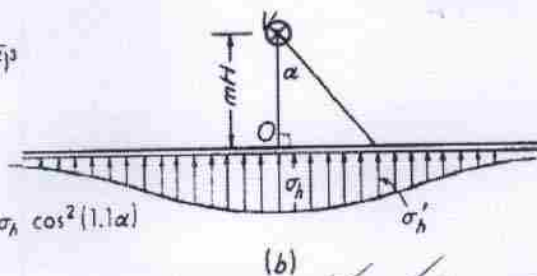
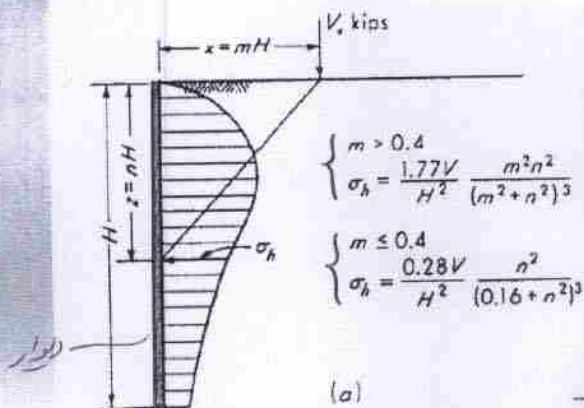
فشار جانبی ناشی از سربارهای مختلف

- می توان از روابط الاستیک برای تعیین تغییرات فشار جانبی با عمق در اثر اعمال سربارهای مختلف بر خاک مجاور با دیوارهای حائل صلب استفاده کرد. این سربارها ممکن است بارهای متمرکز نقطه ای، خطی، یا نواری باشند.
- روابط مذکور با استفاده از تئوری الاستیسیته (رابطه بوسینسک برای توزیع تنش در خاک) بدست آمده و سپس برای شرایط واقعی با توجه به مشاهدات اصلاح شده اند.
- در استفاده از این روابط باید ابتدا مشخص کنیم که یک بار واقعی بخصوص را میتوان با کدامیک از این بارها جایگزین و یا مدل کرد. ← تسحیص مهندس طراح
- روابط مذکور در اینجا با فرض نسبت پواسون 0.5 برای محیط الاستیک بدست آمده اند.

تعیین فشار جانبی خاک

۱ • بار نقطه ای (Point Load)

تغییرات فشار جانبی با عمق و همچنین تغییرات آن با دور شدن از محل اعمال بار در شکل نشان داده شده است.



* این تنش فقط ناشی از بار است
در باریک و باریک افشانده شود.

$$\sigma'_h = \sigma_h \cos^2(1.1\alpha)$$

در باریک و باریک افشانده شود.

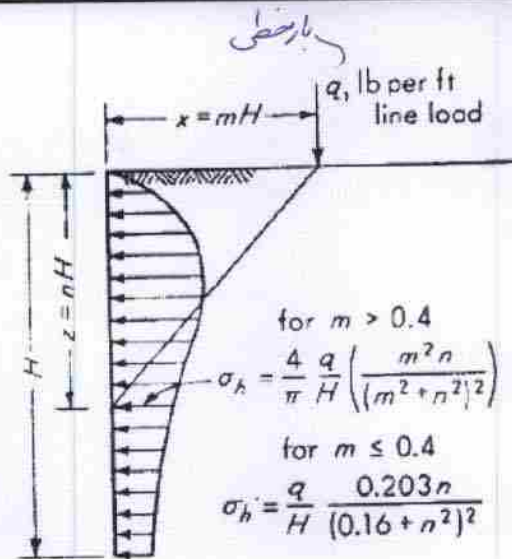
حمید کاظمہ

تعیین فشار جانبی خاک

۲ • بار خطی (Line Load)

برای بار خطی نیز از روابط زیر
میتوان برای تعیین تغییرات تنش
افقی با عمق استفاده کرد.

$$q \left(\frac{\text{نیرو}}{\text{طول}} \right)$$

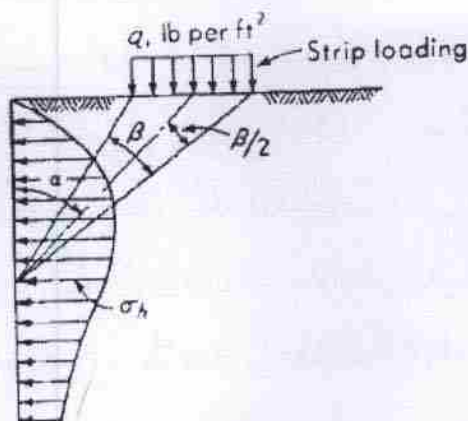


تعیین فشار جانبی خاک

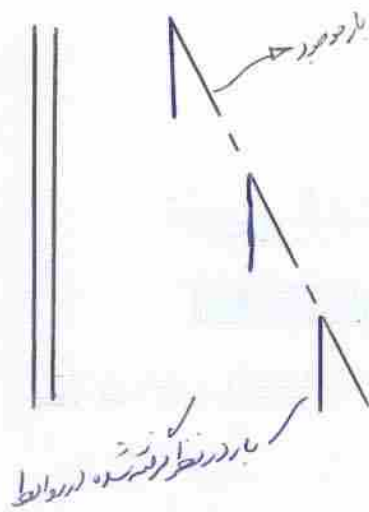
۳ • بار نواری (Strip Load)

برای بار نواری رابطه زیر قابل
استفاده است..

$$q \left(\frac{\text{نیرو}}{(\text{طول})^2} \right)$$



$$\sigma_h = \frac{2q}{\pi} (\beta - \sin \beta \cos 2\alpha)$$



دیوارهای حائل (Retaining Walls)

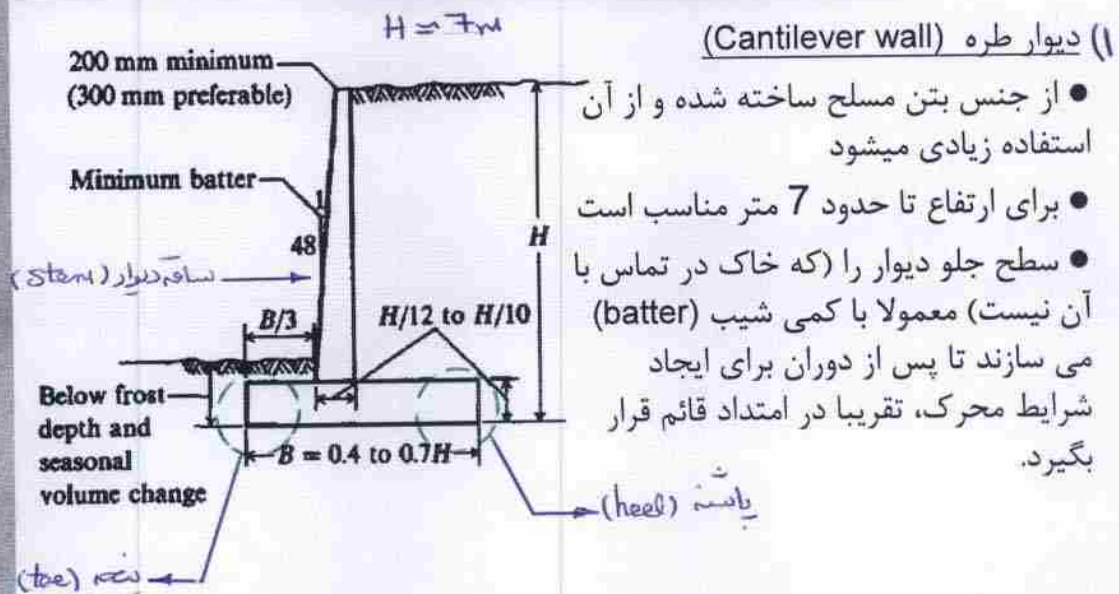
— انواع دیوارهای حائل

انواع معمول دیوارهای حائل عبارتند از:

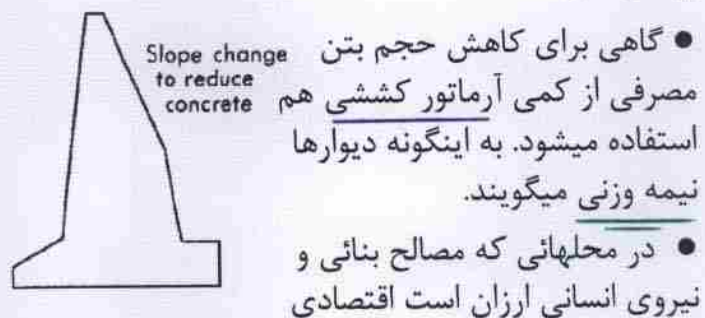
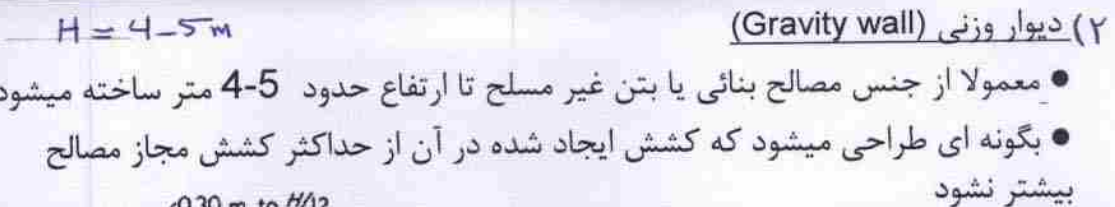
- دیوار وزنی (Gravity) $5M \bar{U} \leftarrow$
- دیوار طره (Cantilever) $7M \bar{U} \leftarrow$
- دیوار شیب منبسط یا شیب منبسط (Counterfort or buttressed) \leftarrow دیوارهای شیب منبسط
- دیوار نیمه وزنی (Semigravity) $9M \bar{U} \leftarrow$
- دیوارهای ساخته شده از قطعات پیش ساخته تنی
- دیوارهای ساخته شده با استفاده از تقویت کننده های مکانیکی \leftarrow حنلی محموله
- (Mechanically stabilized earth, MSE wall)

المنوره تنوع دیوارها، بویژه نوع اضرائ حنلی زیاد شده است (دیوارهای منبسط کوبی شده، ژئوگرید، و غیره)

دیوارهای حائل (Retaining walls) - ابعاد معمول دیوارهای حائل



دیوارهای حائل (Retaining walls) - ابعاد معمول دیوارهای حائل

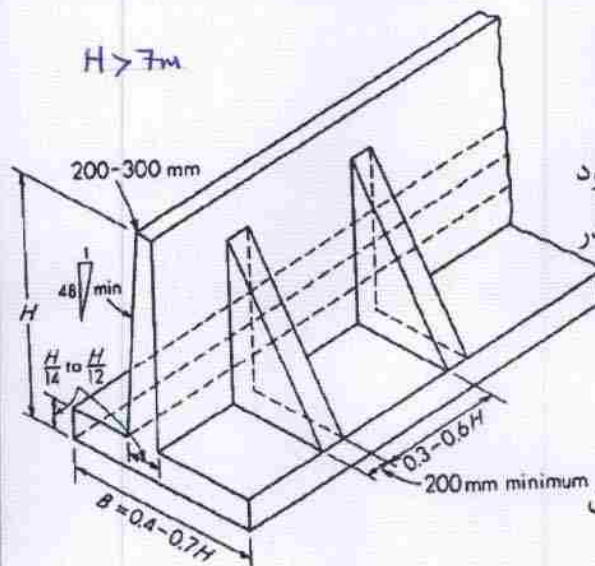


در بخش داریم در قسمت های مختلف مقطع می بینیم و سعی کنیم در این بارها جواب دهیم

حمید کاظمہ

دیوارهای حائل (Retaining walls)

- ابعاد معمول دیوارهای حائل



دیوار پشت بند دار یا پیش بند دار
(Buttressed or Counterfort wall)

- در آنها از پشت بند یا پیش بند برای کاهش لنگر در ساقه دیوار استفاده میشود
- تحت بارهای وارده معمولاً پشت بند در کشش و پیش بند در فشار خواهد بود
- معمولاً برای ارتفاعهای 7 متر به بالا اقتصادی تر هستند
- در صورتیکه جای کافی در جلو دیوار نباشد و شرایط پایداری ارضا شود میتوان پنجه دیوار را حذف کرد

دیوارهای حائل (Retaining walls)

- مراحل طراحی دیوارهای حائل

مراحل طراحی دیوارهای حائل عبارتند از:

۱. انتخاب نوع دیوار حائل مناسب برای کاربرد مورد نظر
 ۲. برآورد ابعاد اولیه دیوار
 ۳. تعیین نیروهای وارد بر دیوار
 ۴. کنترل پایداری خارجی دیوار و اصلاح ابعاد در صورت نیاز
 ۵. کنترل پایداری داخلی دیوار و تعیین آرماتورها و اصلاح ضخامت ها در صورت نیاز
- نیروهای وارد بر دیوار معمولاً فشار خاک، اثر سربارهای مجاور دیوار، وزن مصالح دیوار، و گاهی فشار آب یا نیروی زه نیز می باشند. معمولاً سعی می کنند دیوار به اندازه کافی زهکشی داشته باشد تا نیاز به منظور کردن اثر فشار آب در طراحی نشود زیرا اینکار دیوار را خیلی غیر اقتصادی می کند

اگر نیز در زه داشته باشیم بشارت آب اضافه می شود که نیروی نایاب در گسترده است .

حمید کاظمی

دیوارهای حائل (Retaining walls)

- مراحل طراحی دیوارهای حائل

کنترل پایداری خارجی دیوار شامل موارد زیر است:

- ۱- کنترل واژگونی: ضریب اطمینان از تقسیم مجموع لنگرهای مقاوم در برابر واژگونی به مجموع لنگرهای ایجاد کنند واژگونی بدست آمده و باید حداقل ۱/۵ و بهتر است ۲ باشد.
$$1.5 < \frac{\sum (\text{لنگرهای مقاوم در برابر واژگونی})}{\sum (\text{لنگرهای محوک در برابر واژگونی})} < 2$$
- ۲- کنترل لغزش: ضریب اطمینان از تقسیم مجموع نیروهای مقاوم در برابر لغزش به مجموع نیروهای ایجاد کنند لغزش بدست آمده و باید حداقل ۱/۵ و بهتر است ۲ باشد.
- ۳- کنترل ظرفیت باربری خاک زیر پی: توصیه شده است که ضریب اطمینان در خاکهای اصطکاکی حداقل ۲ و در خاکهای چسبنده حداقل ۳ انتخاب شود (برای تعیین ظرفیت باربری می توان از روابط مربوط به پی نواری استفاده کرده و اثر نیروی مایل و خروج از مرکزی را اعمال کرد. باید سعی شود عرض پی طوری انتخاب شود که خروج از مرکزی از یک ششم عرض بیشتر نشود).
$$\text{ضریب اطمینان} = \begin{cases} 2 & \text{خاک اصطکاکی } (\phi > 0) \\ 3 & \text{خاک چسبنده } (c > 0) \end{cases}$$

دیوارهای حائل (Retaining walls)

- مراحل طراحی دیوارهای حائل

- ۴- کنترل پایداری کلی دیوار: که میتواند با استفاده از روشهای مربوط به پایداری شیب ها انجام شود و ضریب اطمینان باید حداقل ۱/۵ باشد.
 - ۵- کنترل نشست: که با استفاده از روشهای گفته شده نشست را محاسبه کرده و با مقدار مجاز مقایسه می کنیم.
- کنترل ضریب اطمینان های فوق با داشتن نیروهای وارد شده بر دیوار انجام میشود که در اینجا آنها را برای دیوارهای حائل مختلف بررسی می کنیم.

حمید کاظمی

باید از خازنه کل دیوار به عنوان مجموعه باید ارجی فائده یا مکن فائده

باید از ارجی محسوب از بخش های دیوار این خاصیت دارد مانند کاشی برابر دو قسمت سردی دارند یا غیر

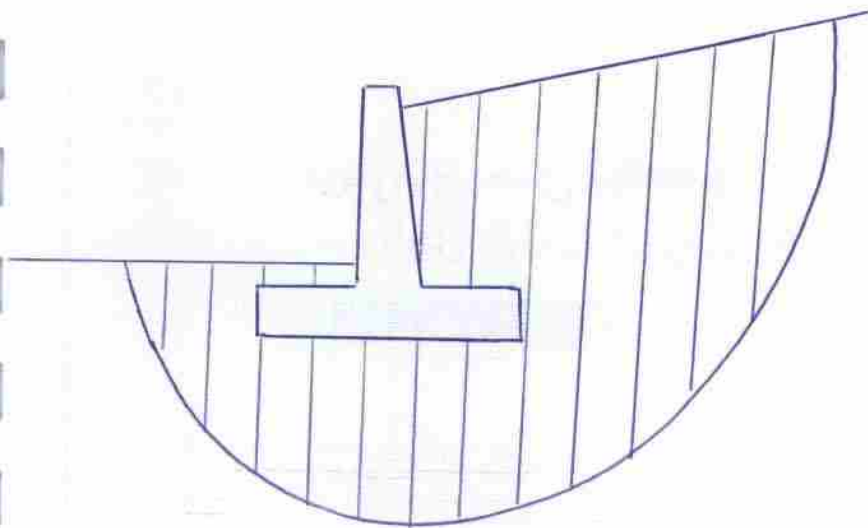
مجموع باید از ارجی ابعاد کلی دیوار ارجی دودر جمع دلیله است باید از ارجی رادانتا بر ارجی کنیم

اگر سردی دارد باعث دودر است دیوار شود و از ارجی را ای ای کند

این ضرایب 1.5 یا 2 سبکی به این نام و شرایط (مثل بزرگ) مورد استفاده دارد

در نیمه دیوار ارجی نسبت به بایسته دیوار داریم است موضوع باعث غیر متفاوت شده است

بار وارد شده بر بی حجم قابل است و حجم خروج از کراش دارد. محبت ارجی بکاسته بر ارجی و ابعاد دیوار این م دارد



از روش های قطعات (تاپ و ب) استفاده می کنیم تا به کنترل بایداری کلی دیوار می داریم

در اینجا به 0.54 نمی پردازیم

* اگر به بار محاسبه دیوار آب داشته باشیم باید بدانیم که فارجانی آب نیست است. علت است که با وجود نیست بودن لا محاله آب ضریب فارجانی است کمتر است

$$P = k \times h$$

$$0.54 = 1.8 \times 0.3$$

$$1 \times 1 = 1 \times 1 = 1$$

دلیل این است که آب نیست دیوار جمع نشود پس بخش می ندارند

حمید کاظمی

دیوارهای حائل (Retaining walls)

- مراحل طراحی دیوارهای حائل

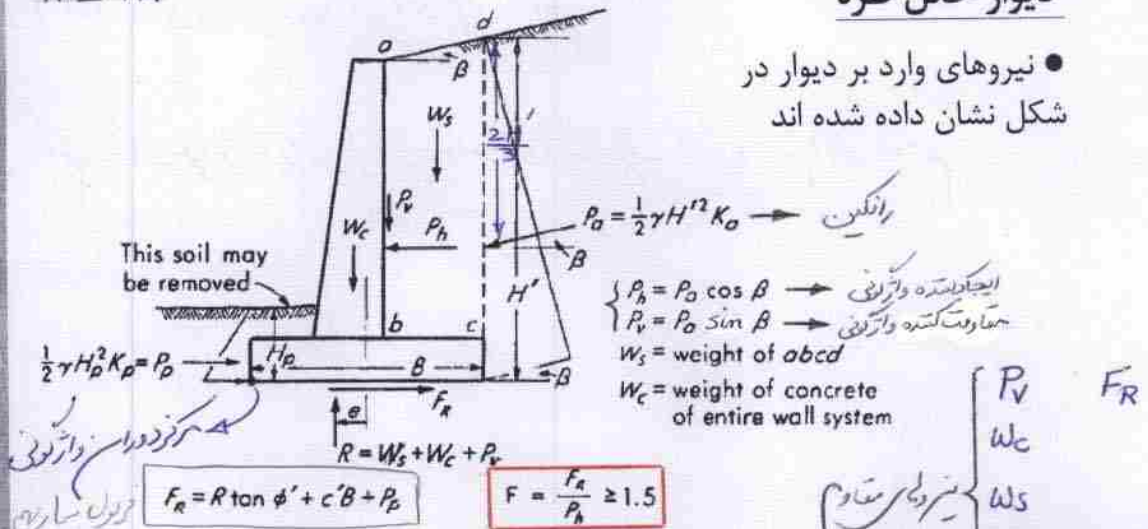
- بررسی پایداری خارجی



$$H' = 7m$$

دیوار حائل طره

- نیروهای وارد بر دیوار در شکل نشان داده شده اند



نکته: اگر در صورتی که در لغزش نیروی برش بین پی و خاک برتری است.

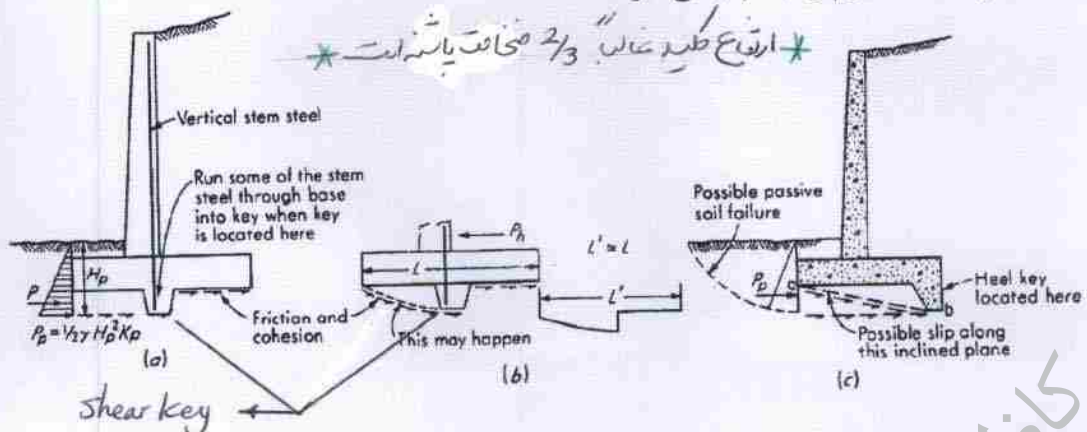
دیوارهای حائل (Retaining walls)

- مراحل طراحی دیوارهای حائل

- بررسی پایداری خارجی

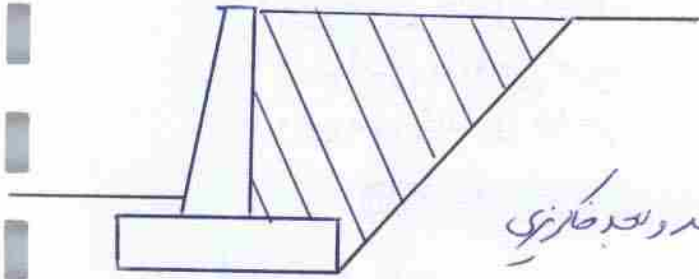


- در صورت نیاز ممکن است از کلید برشی برای پایداری تر کردن در برابر لغزش استفاده شود. در اینصورت ممکن است نتوان مقاومت های ناشی از اصطکاک پی و فشار خاک مقاوم را باهم جمع کرد



* W_s به طور غیر مستقیم مقاومت لغزشی را افزایش می دهد و جویس اصطکاک زیرین را افزایش می دهد.

* P_p رانانه تجمعی به کار می رود در F_R استفاده کن.



* برای اجرای دیوار صائل خاک در برابر رانشنداری انجام می دهند و بعد از آن نیز نسبت دیوار را با خاک کمی می شکنند و دانسته اند انجام می دهیم.

* اگر احتمال دهیم که خاک موجود در برابر رانش می شود نباید در جایی به ضرب اصطفاست استفاده کنیم.

* اگر مشکل لغزش داشتیم باید با مدل در زیرین ایی می کند.

* برای اجرای اینس برآمدگی که برای جلوگیری از حرکت می باید خاک زیرین را کاملاً متراکم کنیم.

* دو شکل a و b دو حالت برکتی و سطح لغزش است. خود لازم مقاومت کمتر را داد باید در طراحی می که کرد.

c را برای افزایش سطح لغزش انجام می دهند.

حمید کاظمی

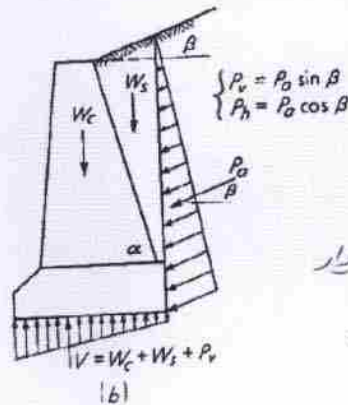
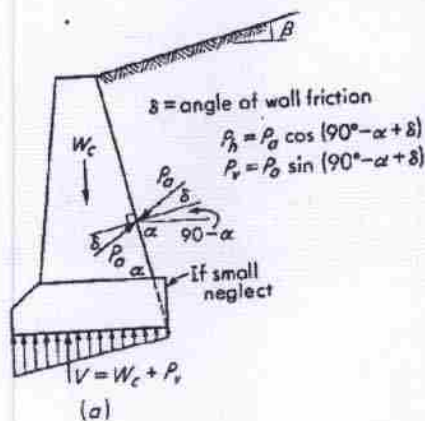
دیوارهای حائل (Retaining walls)

- مراحل طراحی دیوارهای حائل

- بررسی پایداری خارجی

دیوار حائل وزنی

- نیروهای وارده در شکل نشان داده شده است.
- می توان از روش کولمب نیز برای تعیین فشار جانبی استفاده کرد.



اینجا وزن خود دیوار
و بی اثری دارد.

دیوارهای حائل (Retaining walls)

- مراحل طراحی دیوارهای حائل

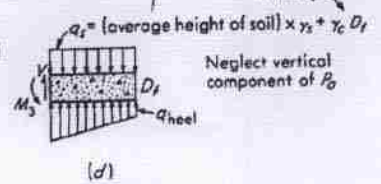
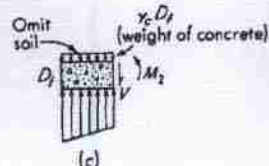
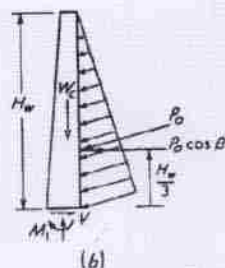
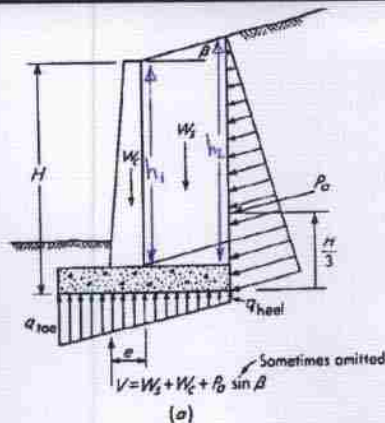
- بررسی پایداری داخلی

دیوار حائل طره

- مانند شکل، نیروهای وارده بر هر بخش از دیوار را جداگانه در نظر میگیرند.
- برای ارضای تعادل باید تقریباً داشته باشیم:

$$M_1 + M_2 + M_3 \approx 0.0$$

آزمایشات صحیح باشند.



یافته

حمید کاظمی

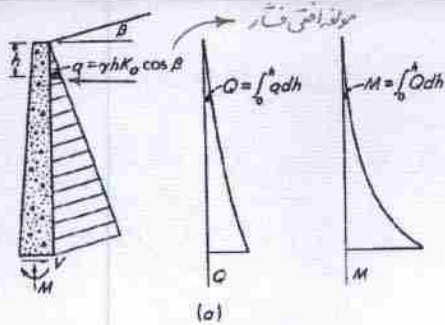
حکمت انکه معبود را باری و دینی را زیاد ادا نمایی و حمد الهی است که محکم است است کشتن زیاد باعث ایستاد
کردن خود دینی شود.

برابر خواص ساقه دیوار نمودار شد خوش و نیری برش را ساق داریم ← خود ساقه
بهر است اگر قوتور را در میان ساقه خواص کنیم و بعد در وسط ساقه اگر ساقه را قطع کنیم.

حمید کاظمہ

دیوارهای حائل (Retaining walls)

- مراحل طراحی دیوارهای حائل
- بررسی پایداری داخلی

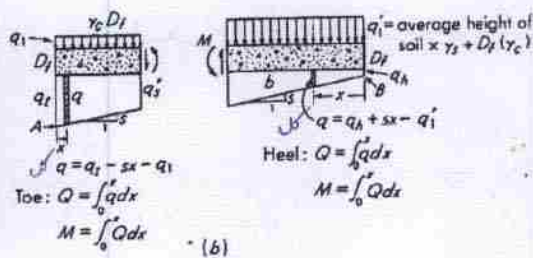


• تغییرات بار گسترده وارد بر ساقه دیوار با عمق از درجه یک، تغییرات برش از درجه دو، و تغییرات لنگر از درجه سه است.

• تغییرات بار گسترده وارد بر

پنجه و پاشنه از کم کردن فشارهای وارد بر سطح فوقانی و تحتانی آنها بدست می آید.

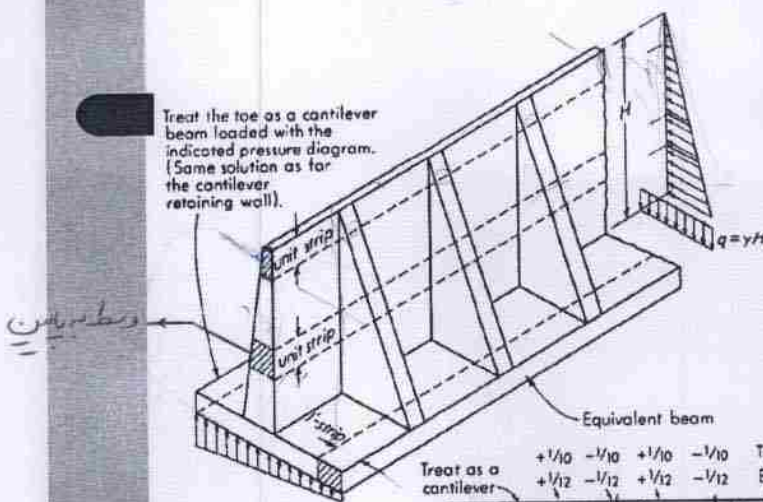
* ضعیفی مواقع نیاز به سیم‌بندی و الوابط نیست



دیوارهای حائل (Retaining walls)

- مراحل طراحی دیوارهای حائل
- بررسی پایداری داخلی

Treat the toe as a cantilever beam loaded with the indicated pressure diagram. (Same solution as for the cantilever retaining wall).



دیوار پشت بند دار

• ساقه دیوار مانند یک تیر پیو، در نظر گرفته و لنگرها را در تکیه‌گاه‌ها و در وسط دهانه بطور تقریبی تعیین می کنند

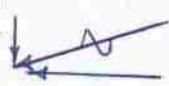
• نوارهایی در بخش های بالائی پایینی دیوار در نظر می گیرند

If it is desired that the cantilever moment equal interior counterfort moments take $kl = 0.41l$

- 1) Use $\frac{q_1^2}{10}$ for top strips of stem with an average "q" on a unit strip
- 2) Use $\frac{q_1^2}{12}$ for strips near the bottom of stem because of fixity of stem to base
- 3) Use $\frac{q_1^2}{10}$ for all strips in the heel. Use an average net q for the heel pressure; consider both γH and the upward acting soil pressure

در شکل a مولفه قائم نیز در محاسبه ایجا می کند. البته ضلعی در محاسبات لحاظ نمی کنند.

مولفه قائم



نیز بیرونه از به ارتفاع واحد بصورت دایره منگلی بر یکله نگاه به حسنه در نظر می گیرند.

لغبه بر اصل خواجه معاند خواجه دیوار بار حاصل است.

قسمت بالایی و پایینی ساقه دار از مقدار متفاوتی هستند. قسمت پایین نسبت به بالا کمتر در برش می دارد. بنابراین مقدار از کمتر به بی می رود و باعث می شود ضریب کمتر در نظر گرفت $(\frac{1}{2})$

بایداری خارجی دیوار شیب بلند دار به معاند دیوار خزه بر بر می شود.

هر چه دیوار ارتفاع بیشتر داشتهیم تعداد دوار که را بیشتر می گیریم.

محمد کاظم

بخش ششم پی های عمیق (Deep Foundations)

ظرفیت باربری محوری پی های عمیق

ظرفیت باربری نهائی محوری پی های عمیق از دو مولفه تشکیل می شود:

• باربری انتهائی (End bearing)

• اصطکاک جانبی (Skin friction)

باربری نهائی محوری پی عمیق از رابطه روبرو بدست می آید: $Q_u = Q_p + Q_s$
که در آن: Q_p : باربری انتهائی

Q_s : اصطکاک جانبی

Q_u : باربری نهائی کل \rightarrow صدی در باعث کشش می شود

باربری مجاز پی عمیق (Q_a) از تقسیم باربری نهائی به ضریب اطمینان بدست می آید:

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

محمد کاظم

پیشکش
پیشکش
پیشکش

پیشکش

پیشکش

پیشکش

پیشکش
پیشکش
پیشکش
پیشکش
پیشکش

حمید کاظمہ

ظرفیت باربری محوری پی های عمیق

باربری انتهائی و اصطکاک جانبی پی عمیق نیز از رابطه زیر بدست می آیند:

$$\begin{cases} Q_p = q_p A_p \rightarrow \text{باربری انتهای} \\ Q_s = \sum_0^L f_s p \Delta L \rightarrow \text{اصطکاک جانبی} \end{cases} \quad \text{در روابط فوق:}$$

q_p : مقاومت انتهائی واحد شمع

A_p : سطح مقطع نوک شمع

f_s : مقاومت جانبی واحد شمع در عمق مورد نظر

p : محیط شمع در عمق مورد نظر

L : طول شمع

$N_q^*, N_c^* \leftarrow$ مر 3، شکل 8-13

عنی کرائی \leftarrow مر 3، Figure 10-9

ظرفیت باربری محوری پی های عمیق ۱- تعیین مقاومت انتهائی

مقاومت انتهائی پی عمیق را می توان از تعمیم روابط ظرفیت باربری بدست آورد:

$$q_u = cN_c^* + qN_q^* + 0.5\lambda BN_\gamma^*$$

در رابطه فوق ضرایب N همانها هستند که در روابط ظرفیت باربری بکار می رفت ولی در اینجا ضرایب شکل و عمق در آنها منظور شده اند. جمله آخر نیز بدلیل کم بودن عرض شمع معمولاً نسبت به دو جمله دیگر کوچک است. لذا خواهیم داشت:

$$\begin{cases} q_p = cN_c^* & \text{برای رس ها} \\ q_p = N_q^* \sigma'_v & \text{برای خاکهای اصطکاکی} \end{cases}$$

• برای رس ها معمولاً فرض میشود که: $N_c^* = 9$

• برای ماسه ها σ'_v تنش موثر در تراز نوک شمع است و گاهی آن برابر متوسط تنش در این تراز در نظر می گیرند یعنی:

$$\begin{cases} \sigma'_h = K_0 \sigma'_v \\ \sigma'_m = \frac{1}{3}(\sigma'_v + 2\sigma'_h) \end{cases}$$

* برابر Q_p باشد دنبال q_p باشیم در برابر Q_s باشد دنبال q_s باشیم

در صورتی که در هر دو طرف یکسان باشد

در صورتی که در هر دو طرف یکسان باشد

در صورتی که در هر دو طرف یکسان باشد

در صورتی که در هر دو طرف یکسان باشد

در صورتی که در هر دو طرف یکسان باشد

در صورتی که در هر دو طرف یکسان باشد

در صورتی که در هر دو طرف یکسان باشد

در صورتی که در هر دو طرف یکسان باشد

در صورتی که در هر دو طرف یکسان باشد

در صورتی که در هر دو طرف یکسان باشد

در صورتی که در هر دو طرف یکسان باشد

* لغوی مواقع در خاک لایر اصطلاحی از تنش متوسط لغز میانیست بر تنش عمودی و در تنش افقی استفاده می کنیم

در صورتی که در هر دو طرف یکسان باشد

در صورتی که در هر دو طرف یکسان باشد

* $N_c = 9$ مربوط به شرایط از خاکشناسی است

* در این ها $c = c$ لغز میانیست بر تنش است

* در عمق لایر بالا سه بار صحت یافته است

* در خاک اصطلاحی وقتی بر عمق صافی زیاد می روم به دیگر می توانم اعتبار داشته ، برای بر جوی رسیده ام که تفاوت انتهایی دیگر زیاد نمی شود ، بر این عمق ، عمق بحرانی می گویند

* وقتی بر عمق بحرانی رسیدیم دیگر تفاوت انتهایی را افزایش نمی دهیم *

حمید کاظمی

ظرفیت باربری محوری پی های عمیق - تعیین مقاومت انتهائی

- نمودارهایی برای تغییرات ضریب مقاومت انتهائی با زاویه اصطکاک داخلی توسط افراد مختلف داده شده است.
- آئین نامه پی سازی کانادا نیز مقادیری برای این ضریب داده است
- بعضی محققین (مانند Meyerhof) معتقدند که مقاومت انتهائی با افزایش عمق بطور نامحدود زیاد نمیشود و در عمق مشخصی بنام عمق بحرانی (Critical depth) به حداکثر رسیده و از آن بعد افزایش بیشتری نمی یابد. این عمق را بصورت ضریبی از قطر شمع تعیین می کنند.

ظرفیت باربری محوری پی های عمیق ۲- تعیین اصطکاک جانبی

- برای ماسه ها می توان با استفاده از رابطه زیر آنرا تعیین کرد:

$$f_s = K_h \sigma'_v \tan \delta$$

که در آن:

K_h : ضریب فشار جانبی خاک

δ : زاویه اصطکاک بین خاک و شمع بوده و بین نیم تا 0.8 زاویه اصطکاک داخلی

خاک است. بطور متوسط گاهی آنرا سه چهارم زاویه اصطکاک خاک می گیرند

$$\delta = \frac{3}{4} \phi$$

ولی عمدتاً به روش اجرای شمع بستگی دارد

k_h اعداد در درخت k هستند حاصلی آمده است. مقدارش به نحوه احراز شیخ شکی دارد. شیخ کوبیده شده می خواهد جای بزنند پس k_h بیشتری دارد.

k_h کوبیده شده $< k_h$ درج

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

این هیچ اطلاعاتی نداریم

حمید کاظمی

ظرفیت باربری محوری پی های عمیق - تعیین اصطکاک جانبی

برای تعیین اصطکاک جانبی رس ها سه روش معمول است:

۱. روش α : که در آن داریم: $f_s = \alpha c_u$ و α با استفاده از نمودارهایی تعیین میشود

۲. روش λ : که در آن داریم: $c_a = \lambda(\sigma'_m + 2\bar{c}_m)$ و بنابراین: $Q_s = \bar{c}_a A_s$

۳. روش β : یا تنش موثر (آئین نامه کانادا) که در آن: $A_s = PL$

$$f_s = K_s \bar{p}'_0 \tan \phi' = \beta \bar{p}'_0$$

و \bar{p}'_0 تنش موثر عمودی متوسط در امتداد طول شمع است.

$$\bar{p}'_0 = \sigma'_{v/2}$$

α ← رس ۱ ، رس ۲

β ← رس ۴

λ ← رس ۲ Figure 10.5

* روش ۱ برای خاک رس استفاده می شود.

* c_u مقاومت برش رگشی رس است.

* \bar{c}_m ضریب جیب بندی متوسط در طول شمع است. $\bar{c}_m = c_u$

Driven piles in clay

End bearing resistance q_b

Because of the limiting diameter of conventional driven piles of about 450–600 mm, and the small cross-sectional area, the base load obtainable tends to be a small amount in relation to the shaft load. Nevertheless, it could be calculated from:

$$q_b = N_c c_{ub} \quad (10.8)$$

where N_c can be taken as 9 and c_{ub} is the undisturbed undrained shear strength at the base of the pile.

Adhesion c_a (Figures 10.3 – 10.6)

Driving a pile into clay requires considerable displacement and causes major changes in the clay. The effects of installation are different for soft clays and stiff clays.

Driving a pile into soft clay increases the total stresses, which are transferred to a large rise in pore water pressure in the annulus of soil around the pile. This increase in pore pressure is larger for piles with a greater volumetric displacement such as solid piles compared to H-section piles and for soils with a tendency for their mineral grain structures to collapse such as sensitive clays.

The time taken for this pore pressure to dissipate will depend on the initial excess pore pressure, the permeability of the soil, the permeability of the pile material and the number of piles and the spacing between them.

As the consolidation process occurs the effective stresses around the pile increase and the pile load capacity increases. Thus, the initial load carrying capacity of a pile may be quite small but will increase with time. However, from measurements which have been carried out, several weeks or months may elapse before the full load capacity is achieved.

Driving piles into stiff, overconsolidated clays can produce three significant effects:

- expansion of the soil surrounding the pile with associated radial cracking and opening of macro-fabric features such as fissures. Any positive pore pressures set up during driving will rapidly dissipate into this open structure and expansion of the soil is more likely to produce negative pore pressures at least in the upper levels. Relatively short piles, therefore, may provide an initially high load carrying capacity but this could diminish with time. Longer piles are more likely to produce positive pore pressures in their lower regions.

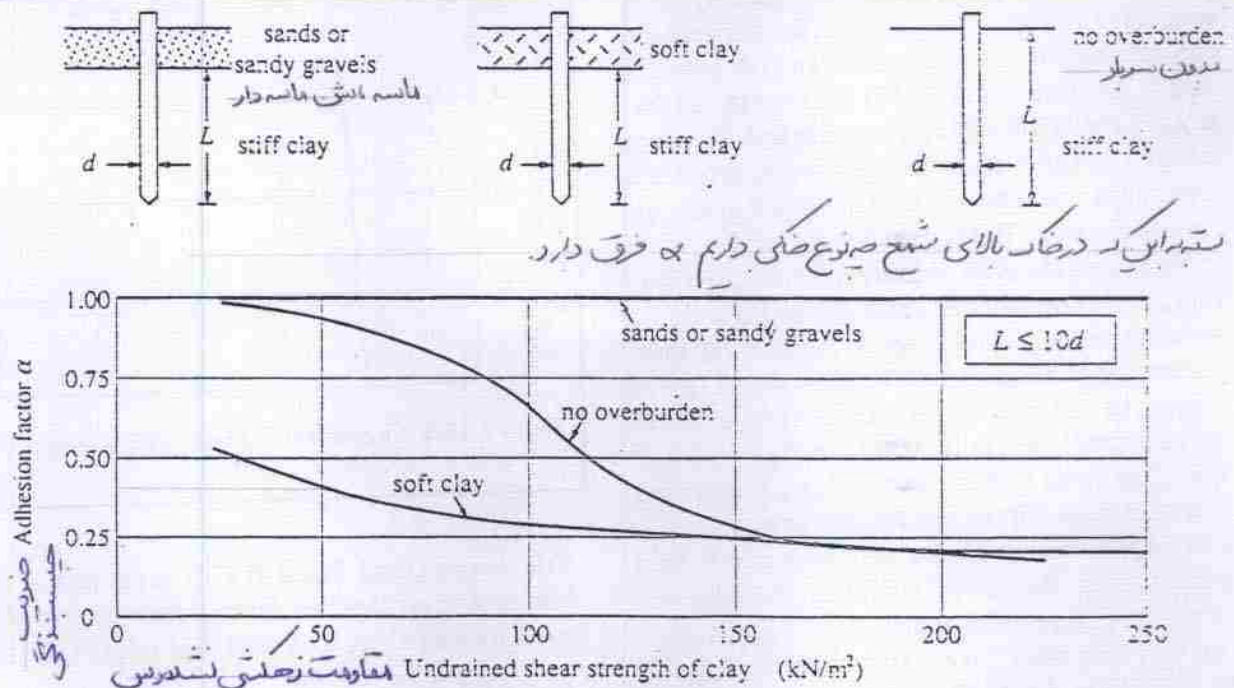


Figure 10.3 Adhesion factors for piles driven into stiff clay – short penetration $L \leq 10d$ (From Tomlinson, 1987)

$L \leq 10d$ شمع های کوتاه

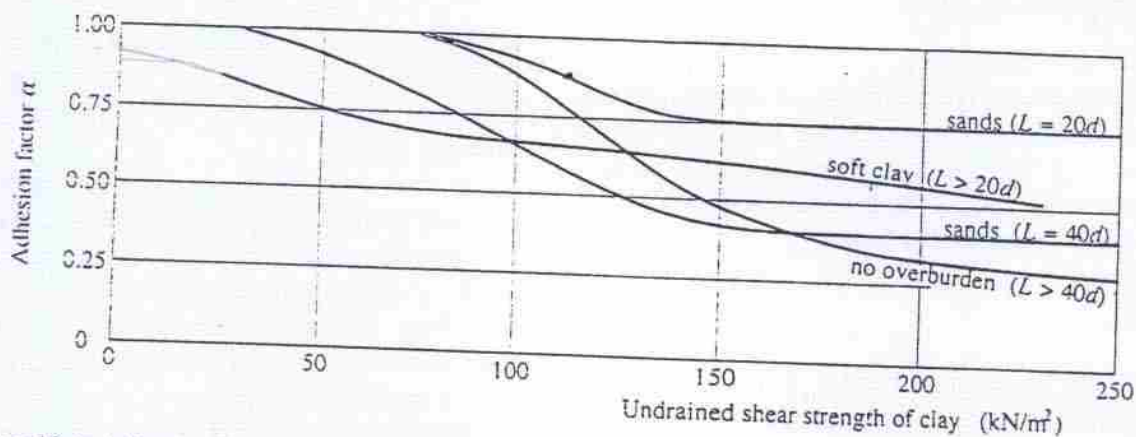


Figure 10.4 Adhesion factors for piles driven into stiff clay – length > 20 to 40d (From Tomlinson, 1987)

- ground heave comprising upward and outward displacement of the soil around a pile being driven. This effect can occur up to ten pile diameters away from a pile (Cole, 1972), so driving piles in groups can magnify the effect and cause damage to existing buried structures and previously driven piles, due to separation or fracture. Heave is particularly detrimental when the piles are intended to provide most of their load in end bearing.
- 'whippiness' or lateral vibrations set up in the pile once it has been partly driven into the clay. This produces a gap like a 'post-hole' effect between the clay and the pile, so no adhesion can exist over this length. Tomlinson (1970, 1971) also observed that any soil above the stiff clay was dragged down into this gap so soft clay overburden would produce a lower apparent adhesion but sand would produce a higher adhesion. The penetration of the pile into the stiff clay and the type of overburden, is, therefore, very important. This is illustrated in Figure 10.3 which gives values of adhesion factor α for short penetration piles taken from Tomlinson (1987). For longer piles, ($L > 20$ or 40 diameters) the effect of the gap diminishes, as illustrated on Figure 10.4. It should be noted that the scatter of data points used to obtain these curves was considerable.

The average adhesion on the shaft of a pile is then calculated from Equation 10.7 using the adhesion factors from Figures 10.3 and 10.4.

For very long piles driven into stiff clays it has also been found that the shaft capacity depends on the length of the pile but for probably different reasons.

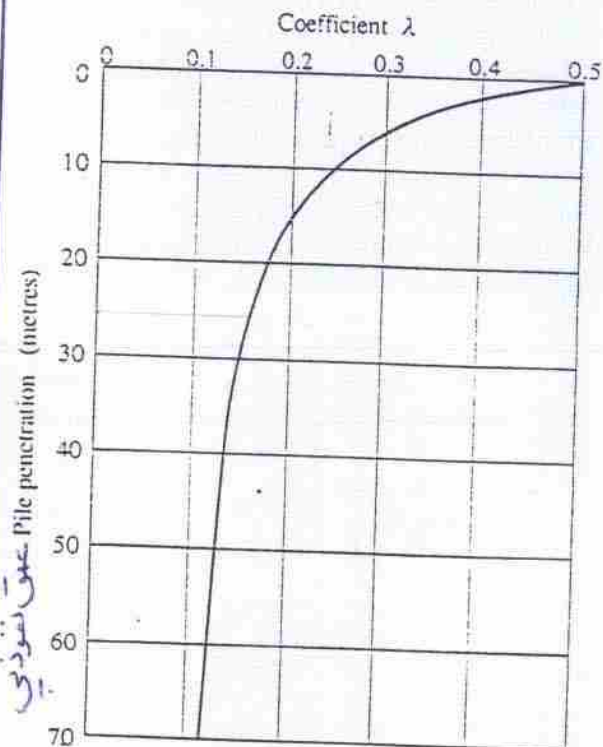


Figure 10.5 Coefficient λ (From Vijayvergiya and Focht, 1972)

Vijayvergiya and Focht (1972) suggested a quasi-effective stress approach for the determination of average adhesion along long steel-pipe piles in the form:

$$\bar{c}_s = \lambda (\bar{\sigma}_m' + 2\bar{c}_m) \quad (10.9)$$

$$Q_s = \bar{c}_s A_s \quad (10.10)$$

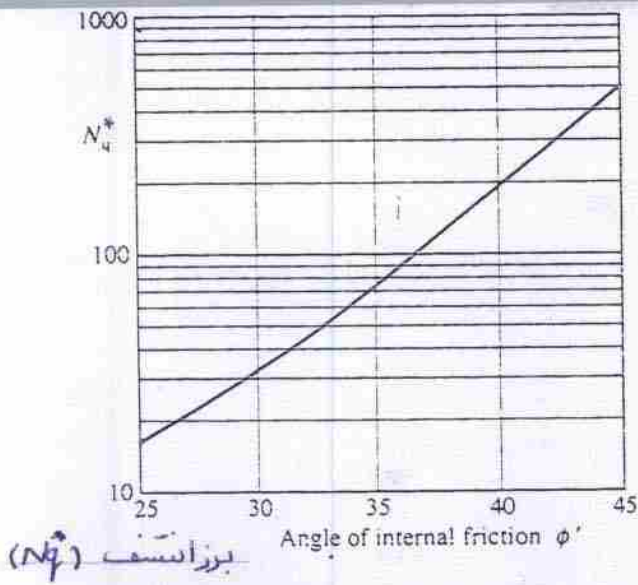
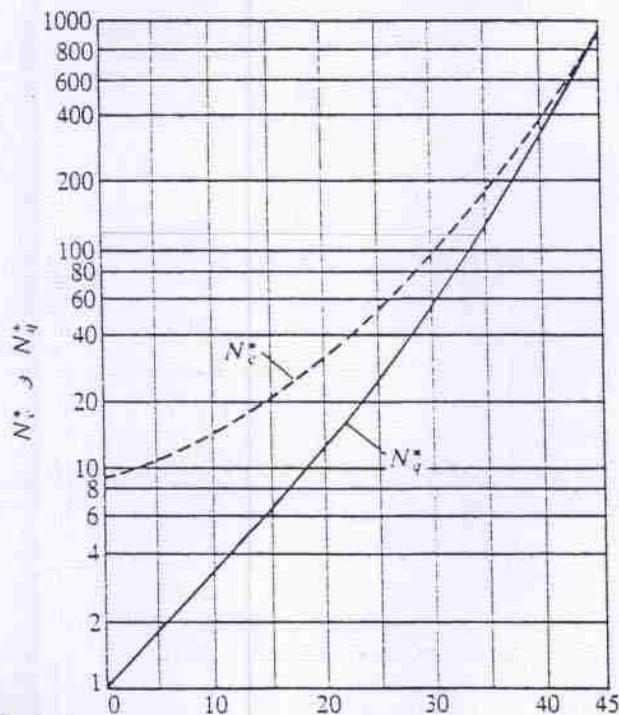


Figure 10.7 Bearing capacity factor N_q for piles in sand (From Berezantsev et al. 1961)



N_c^*, N_q^* بر صوف ϕ زاویه اصطکاک داخلی

شکل ۸-۱۳ - تغییرات حداکثر مقادیر N_c^* و N_q^* با زاویه اصطکاک داخلی ϕ (مایر هوف ۱۹۷۶)

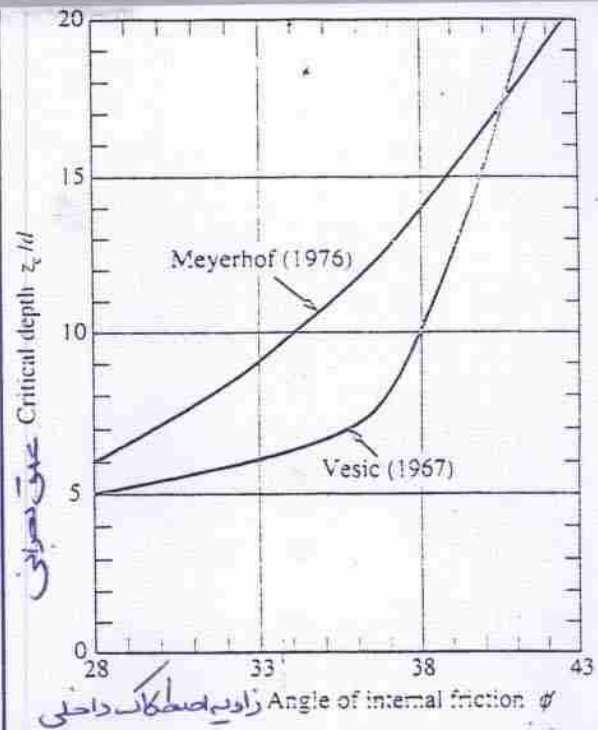


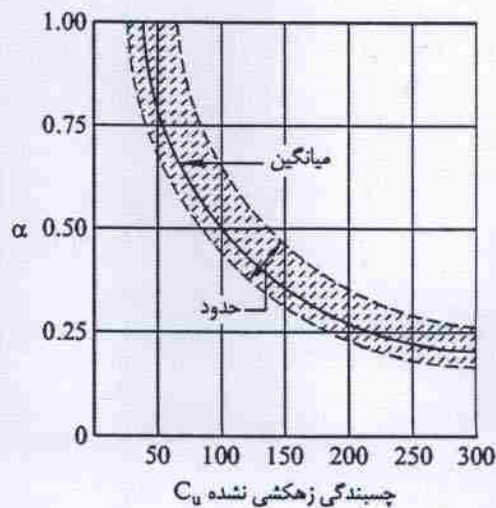
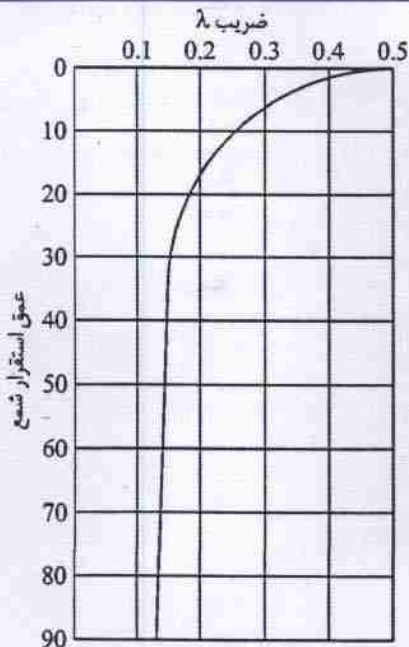
Figure 10.9 Values of critical depth

z_c : عمق بحرانی
 d : قطر شمع

Table 10.1
Values of ϕ' after installation (From Poulos, 1980)

Requirement:	Values of ϕ after installation	
	Bored piles	Driven piles
N_q		$\frac{\phi_1' + 40}{2}$
z_c/d	$\phi_1' - 3$	
$K, \tan \delta$	ϕ_1'	$3/4 \phi_1' + 10$

ϕ_1' is the ϕ value before installation



شکل ۷-۶ روشهای مختلف تعیین ضرایب اصطکاک جداري الف) روش α ب) روش λ

استقرار شمع

حمید کاظمی

حمید کاظمہ

20.2.1.1 Cohesionless Soils

For cohesionless soil

$$q_s = \sigma_v' K_s M \tan \phi' = \beta \sigma_v'$$

$$q_b = N_t \sigma_b'$$

where β	=	a combined shaft resistance factor
K_s	=	coefficient of lateral earth pressure
σ_v'	=	vertical effective stress adjacent to the pile
M	=	a factor accounting for the friction at the pile-soil interface
N_t	=	bearing capacity factor
σ_b'	=	vertical effective stress at the pile base.

The value of K_s is influenced by the angle of shearing resistance, the method of installation, the compressibility and original state of stress in the ground, and the size and shape of the pile. It increases with the in situ density and angle of shearing resistance of the soil and with the amount of displacement. It is higher for displacement-type piles than for low-displacement-type piles such as H-piles. For bored piles, K_s is usually assumed equal to the coefficient of earth pressure at rest, K_0 . For driven displacement-type piles, K_s is normally assumed to be twice the value of K_0 . For tapered piles the value of K_s may be increased by 30% to 50%.

The value of M ranges from 0.7 to 1.0, depending on the pile material (steel, concrete, wood) and method installation (Bozozuk et al., 1978b).

The combined shaft resistance coefficient β generally ranges from 0.20 to 1.5 as indicated in Table 20.1 - see Poulos and Davis (1980) for further discussion.

Table 20.1 - Range of β Coefficients

SOIL TYPE	CAST-IN-PLACE PILES	DRIVEN PILES
Silt	0.2 - 0.30	0.3 - 0.5
Loose sand	0.2 - 0.4	0.3 - 0.8
Medium sand	0.3 - 0.5	0.6 - 1.0
Dense sand	0.4 - 0.6	0.8 - 1.2
Gravel	0.4 - 0.7	0.8 - 1.5

The toe bearing capacity factor N_t depends on soil composition in terms of grain size distribution, angularity and mineralogy of the grains, natural soil density, density changes due to pile installation, and other factors. Typical ranges of values for N_t are given in Table 20.2.

Table 20.2 - Range of N_f Factors (N_q^*)

SOIL TYPE	CAST-IN-PLACE PILES	DRIVEN PILES
Silt	10 - 30	20 - 40
Loose sand	20 - 30	30 - 80
Medium sand	30 - 60	50 - 120
Dense sand	50 - 100	100 - 120
Gravel	80 - 150	150 - 300

In the absence of test loading, a factor of safety of at least 3 should be applied to any theoretical computation.

Remark: Consistent with research results and field observations reported in the literature, earlier versions of the Canadian Foundation Engineering Manual recommended to apply the concept of 'critical depth' when designing piles in cohesionless soils. According to this concept, the unit shaft resistance and point resistance would increase linearly with depth only down to the critical depth; below this critical depth both the unit shaft resistance, τ , and the vertical effective stress at the pile base, σ_v' , would remain essentially constant. According to Meyerhof (1976) the critical depth would depend on the pile diameter and the soil density and would be in the range of 8 to 20 pile diameters.

However, more recent investigations suggest that the apparent absence of increase of τ or σ_v' below a certain depth may be the result of having ignored the effect of 'locked-in' stresses in test piles before the beginning of load tests. The evidence available to date is sufficient to cast some doubt on the relevance of the critical depth concept. Unfortunately, this evidence is still not sufficient to reach a conclusive answer on the real variations of unit shaft resistance and point resistance with depth for piles in sand. Caution is thus advised in the design of long piles in cohesionless soils.

20.2.1.2 Cohesive Soils

Design methods for piles in fine-grained soils are in some cases of doubtful reliability. This is particularly so for the bearing capacity of shaft-bearing piles in clays of medium-to-high shear strength. Because of this, pile test loading should be carried out where economically justified or, alternatively, an adequate factor of safety be used.

Piles in cohesive soils generally derive their capacity from tills, substantial toe resistance may be mobilized, which, for large-diameter bored piles, may represent the usable capacity of the pile.

20.2.1.2(1) Total Stress Versus Effective Stress Approach

Until recent times, it was the general practice to evaluate the capacity of piles in clay from a total stress approach, i.e., on the basis of the undrained shear strength, τ_u , of the clay. Empirical correlations between τ_u and the toe-and-shaft resistance on a pile

تشکر :

در انتها لازم می‌دانم از جناب آقای ریاض جعفری سلیم
(دانشجوی کارشناسی مدیریت بازرگانی دانشگاه آزاد اسلامی)
که بنده را در تهیه این فایل کمک نموده‌اند کمال تشکر را
داشته باشم.



دانشگاه صنعتی امیرکبیر
دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست

تمرین درس :

مهندسی پی

استاد :

جناب آقای دکتر امام

جمع آوری:

حمید کاظم

(کارشناس عمران دانشگاه صنعتی امیرکبیر)

(کارشناس ارشد عمران گرایش سازه دانشگاه صنعتی امیرکبیر)

(دانشجوی دکترا گرایش سازه North Carolina State University)

تابستان ۱۳۹۱

حمید کاظم

حل تمرین

طراحی پی‌ها و دیوارهای حائل

حمید کاظمہ

- از طرف دیگر حداقل سطح پی باید طوری باشد که فشار خاک در حد مجاز باقی بماند.

$$S = \frac{R}{q_a} = \frac{(a_1 + a_2) L}{2} \quad (۷۱-۴)$$

با حل سیستم معادلات (۷۰-۴) و (۷۱-۴) دو مجهول a_1 و a_2 (عرض پی) حاصل می شود. در این حالت باتوجه به خطی بودن عرض پی، فشار خاک در طول پی خطی و نمودارهای نیروی برشی و لنگر خمشی بترتیب از درجه دوم و سوم خواهد بود.

مثال ۳- مطلوب است طراحی یک پی نواری به روش صلب و با مشخصات زیر (پی مورد نظر نمی تواند بیش از ۵۰ mm از بر ستون کناری امتداد یابد).

$$F_y = ۴۲۰ \text{ MPa}, f'_c = ۲۱ \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = ۲۰ \text{ KN/m}^3, \gamma_c = ۲۴ \text{ KN/m}^3$$

$$q_a = ۱۱۵ \text{ KN/m}^2 = A \text{ تنش مجاز در تراز کف پی}$$

$$۳۰۰ \times ۳۵۰ \text{ mm} = A \text{ ابعاد ستون}$$

$$۳۵۰ \times ۳۵۰ \text{ mm} = B \text{ ابعاد ستون}$$

$$P_A \begin{cases} D = ۵۰۰ \text{ KN} \\ L = ۳۸۳/۳ \text{ KN} \end{cases} \quad P_B \begin{cases} D = ۷۵۰ \text{ KN} \\ L = ۵۷۵ \text{ KN} \end{cases}$$

۱- انتخاب ابعاد پی: بدلیل عدم محدودیت طولی از سمت راست، طول پی به گونه ای محاسبه می گردد که فشار خاک زیر آن تحت بارهای سرویس یکنواخت گردد.

$$\sum M_A = 0 \rightarrow \bar{x} = \frac{۱۸۰۰ \times ۵}{۱۲۰۰ + ۱۸۰۰} = \frac{۹۰۰۰}{۳۰۰۰} = ۳ \text{ m}$$

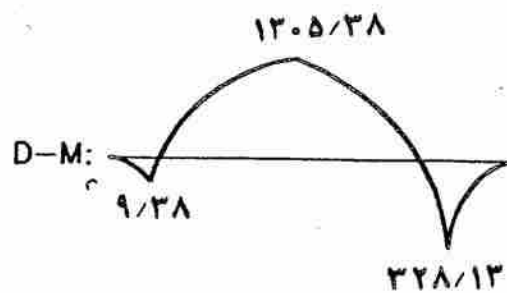
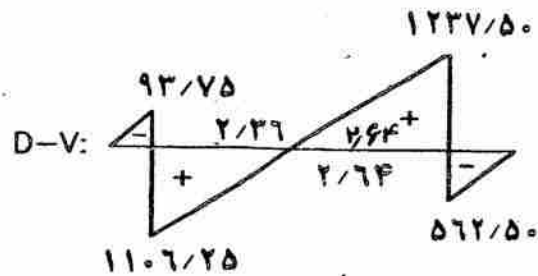
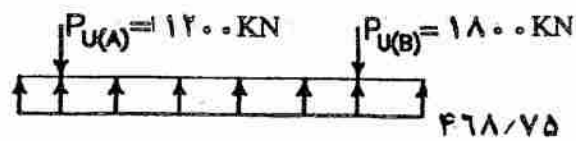
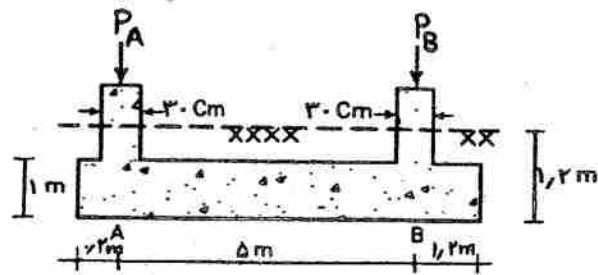
$$P_{UA} = ۵۰۰ \times ۱/۲۵ + ۳۸۳/۳ \times ۱/۵ = ۱۲۰۰ \text{ KN}$$

$$P_{UB} = ۷۵۰ \times ۱/۲۵ + ۵۷۵ \times ۱/۵ = ۱۸۰۰ \text{ KN}$$

$$L = ۲(۰/۰۵ + ۰/۱۵ + ۳) = ۷/۴ \text{ m}$$

$$S = \frac{\sum P_U}{q_u} = \frac{3000}{136 \times 115} = 19.18 \text{ m}^2$$

$$B = \frac{S}{L} = \frac{19.18}{6.4} = 3 \text{ m}$$



شکل ۴-۳۲- سیستم پی نواری و نمودار برش و خم

۲- رسم نمودار نیروی برشی و لنگر خمشی

$$q_1 = 3000 \div 6/4 = 468/75 \text{ KN/m}$$

۳- کنترل برش یکطرفه:

برش بحرانی بفاصله d از بر ستون میانی و از روی نمودار نیروی برشی منظور می‌گردد.

$$d = 1000 - (75 + 28 + 14) = 883 \text{ mm}$$

$$V_u = 823/59 \text{ KN}$$

$$V_c = \phi_c \sqrt{f'_c} b d = 0/2 \times 0/6 \times \sqrt{21} \times 3000 \times 883 \times 10^{-3} = 1456/71 \text{ KN}$$

$$V_c > V_u$$

۴- کنترل برش پانچ: این کنترل در اطراف ستون A که بحرانی‌تر است انجام می‌شود

$$v_c = \frac{V_u}{b.d} \leq v_{cp} \quad (\text{شکل ۴-۳۳})$$

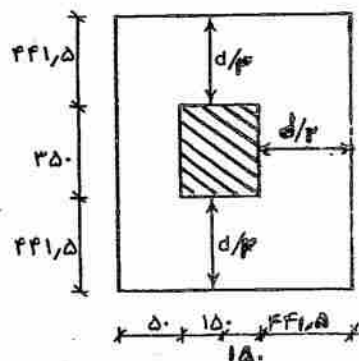
$$V_u = 1200 - (1/233 \times 0/7915) \times 156/25 = 1047/51 \rightarrow v_c = 421/27 \text{ KN/m}^2$$

$$v_{cp} = 0/2 \phi_c \sqrt{f'_c} \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right)$$

$$\beta_c = \frac{\text{طول ستون}}{\text{عرض ستون}} = \frac{35}{30} = 1/167$$

$$b_o = 2 \times 891/5 + 1233 = 3016 \text{ mm}$$

$$v_{cp} = 0/2 \times 0/6 \times \sqrt{21} \left(1 + \frac{2}{1/167}\right) \times 10^3 = 1492/34 \text{ KN/m}^2$$



شکل ۴-۳۳- کنترل برش پانچ مربوط به ستون کناری

$$v_{cp} = 0.4 \phi_c \sqrt{f'_c} = 0.4 \times 0.6 \times \sqrt{21} \times 10^3 = 1099.82 \text{ KN/m}^2$$

$$v_c = 421/27 < v_{cp} = 1099.82$$

۵- طراحی فولاد فوقانی برای لنگر $130.5/38$

$$\mu = \frac{130.5/38 \times 10^6}{0.6 \times 0.85 \times 21 \times 3000 \times 883^2} = 0.521 < \mu_e$$

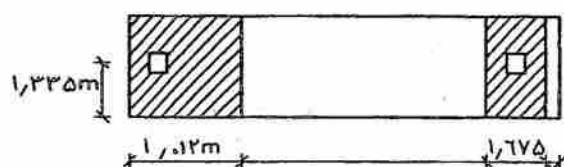
$$\beta = 0.973 \rightarrow A_s = \frac{130.5/38 \times 10^6}{0.973 \times 883 \times 0.85 \times 420} = 4256 \text{ mm}^2$$

$$A_s = \min \begin{cases} \frac{1/4}{420} \times 3000 \times 883 = 8830 \text{ mm}^2 \\ \frac{4}{3} \times 4256 = 5675 \text{ mm}^2 \end{cases} \rightarrow 12\Phi 25 = 5891 \text{ mm}^2$$

۶- طراحی فولاد خمشی عرضی (شکل ۴-۳۴):

$$A = \text{عرض مؤثر ستون} = 300 + 0.75 \times 883 + 5 = 1012/25 \text{ mm} = 1/0.12 \text{ m}$$

$$B \text{ عرض مؤثر ستون } = 350 + 1/5 \times 883 = 1674/5 \text{ mm} \approx 1/675 \text{ m}$$



شکل ۴-۳۴- تعیین لنگر عرضی

- فولادگذاری عرضی برای پی A:

$$\frac{1200}{3} = 400 \text{ KN/m}$$

$$M_u = 400 \times \frac{1/335^2}{2} = 35644 \text{ KN.m}$$

$$\frac{35644 \times 10^7}{0.6 \times 0.85 \times 21 \times 10.12 \times 883^2} = 0.42 \rightarrow \beta = 0.979 \rightarrow A_s = 1175 \text{ mm}^2$$

$$A_s = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.0018 \times 10.12 \times 883 = 160.8 \text{ mm}^2 \\ \frac{4}{3} \times 1175 = 1567 \text{ mm}^2 \rightarrow 4\Phi 25 = 1964 \text{ mm}^2 \end{array} \right.$$

- فولادگذاری عرضی برای پی B:

$$\frac{1800}{3} = 600 \text{ KN/m}$$

حمید کاظمه

$$M_u = 600 \times \frac{1/335^2}{2} = 534/67 \text{ KN.m} \rightarrow \mu = 0/0282$$

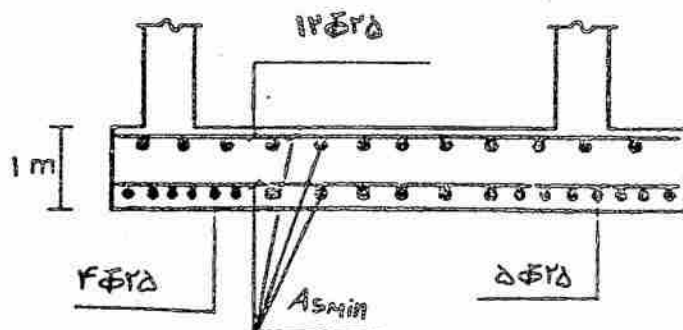
$$\rightarrow \beta = 0/9809 \rightarrow A_s = 1729 \text{ mm}^2$$

$$A_s = \min \left\{ \begin{array}{l} 0/018 \times 1675 \times 883 = 2662 \text{ mm}^2 \\ \frac{4}{3} \times 1729 = 2306 \text{ mm}^2 \rightarrow 5\Phi 25 = 2454 \text{ mm}^2 \end{array} \right.$$

۷- در جهت عمود بر کلیه فولادهای بند ۷ و ۸، فولاد حرارتی قرار می گیرد.

۸- کنترل های مورد نیاز برای طول مهاری انجام می گردد.

۹- شمای فولادگذاری برابر شکل ۴-۳۵، می باشد.



شکل ۴-۳۵- فولادگذاری در پی نواری

فاصل ستونها قرار داده شود در این صورت با حصول شرط جلوگیری از چرخش، محاسبات خمشی برای هر پی مشابه حالت پی‌های مجزا انجام شده و کلاف نیز مشابه حالت قبل محاسبه می‌گردد.

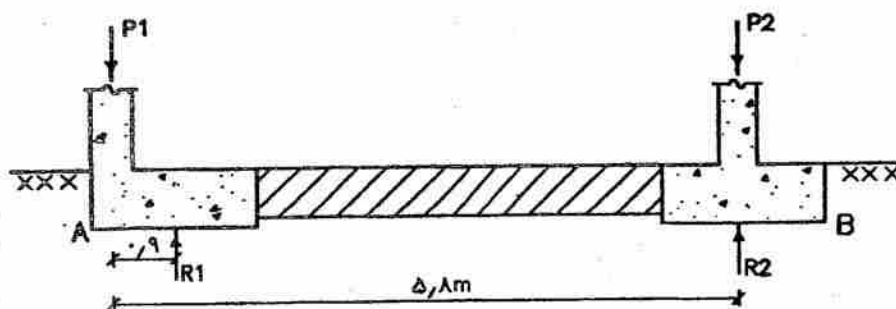
لازم به تذکر است که در مناطق زلزله‌خیز، حرکت‌های جانبی زمین باعث جابجایی افقی پی‌ها شده که این خود نیروهای قابل ملاحظه‌ای در اجزاء اسکلت ایجاد می‌کند و بعضاً باعث خرابی موضعی پی‌های می‌شود برای پیشگیری از این امر توصیه می‌شود که در این شرایط پی‌های مجزا همواره با شناژهای بتن مسلح بهم مرتبط شوند. در تعیین مقطع شناژها تأمین دو فرض اولیه‌ای که برای کلافها ذکر شد لازم نیست بعکس با توجه به حرکت جانبی پی‌ها تحت شرایط زمین‌لرزه (دور شدن یا نزدیک شدن پی‌ها) شناژها تحت اثر نیروی محوری قرار می‌گیرند. براین اساس توصیه می‌شود شناژ بین دو پی برای یک نیروی محوری کششی یا فشاری معادل ده درصد بزرگترین بار ستونهای موجود روی پی‌های دو طرف محاسبه شود. حداقل ابعاد شناژها 30×30 سانتیمتر و حداقل فولاد طولی آنها چهار میلگرد بقطر ۱۲ میلیمتر است که با فولاد عرضی به قطر ۶ میلیمتر و فاصله ۲۵ سانتیمتر به هم بسته می‌شوند. میلگردهای طولی باید ممتد بوده و حداقل به اندازه طول مهاری در پی‌ها ادامه یابند.

مثال ۲- دو ستون یک ساختمان به ابعاد 400×400 میلیمتر و بفاصله محوری $58m$ بارهای مشخص شده زیر را به زمین منتقل می‌کنند. با فرض تنش مجاز خاک در کف پی برابر $20.3/2$ کیلونیوتن بر متر مربع یک سیستم کلاف‌دار طراحی می‌شود. (شکل ۴-۲۵).

$$\begin{cases} F_y = 420 \text{ MPa} , f'_c = 21 \text{ MPa} \\ \gamma_s = 18 \text{ KN/m}^3 , \gamma_c = 24 \text{ KN/m}^3 \end{cases}$$

$$P_1 \begin{cases} D_1 = 600 \text{ KN} \\ L_1 = 450 \text{ KN} \end{cases}$$

$$P_2 \begin{cases} D_2 = 800 \text{ KN} \\ L_2 = 500 \text{ KN} \end{cases}$$



شکل ۴-۲۵. پی کلاف‌دار و نیروهای وارده

۱- حدس اولیه مقدار e :

$$e = ۰.۹ \text{ m}$$

$$P_1 = D_1 + L_1 = ۶۰۰ + ۴۵۰ = ۱۰۵۰ \text{ KN}$$

$$P_2 = D_2 + L_2 = ۸۰۰ + ۵۵۰ = ۱۳۵۰ \text{ KN}$$

$$\sum M_B = 0 \rightarrow P_1 \times \Delta/8 - R_1 (\Delta/8 - ۰.۹) = 0 \rightarrow R_1 = \frac{۱۰۵۰ \times \Delta/8}{\Delta/8} = ۱۲۴۲/۸۶$$

$$\sum F_y = 0 \rightarrow R_2 = P_1 + P_2 - R_1 = ۱۰۵۰ + ۱۳۵۰ - ۱۲۴۲/۸۶ = ۱۱۵۷/۱۴ \text{ KN}$$

۲- محاسبه ابعاد پی‌ها:

$$S_1 = \frac{R_1}{q_a} = \frac{۱۲۴۲/۸۶}{۲۰۳/۲} = ۶/۱۲ \text{ m}^2$$

$$B_1 = ۲(e + \frac{a}{۲}) = ۲(۰.۹ + \frac{۰.۴}{۲}) = ۲/۲ \text{ m}$$

$$L_1 = \frac{S_1}{B_1} = \frac{۶/۱۲}{۲/۲} = ۲/۷۸ \rightarrow \text{انتخابی } L_1 = ۳ \text{ m} \rightarrow B_1 \times L_1 = ۲/۲ \times ۳$$

$$S_2 = \frac{R_2}{q_a} = \frac{۱۱۵۷/۱۴}{۵/۶۹} = ۵/۶۹ \text{ m}^2 \rightarrow B_2 \times L_2 = ۲/۴ \times ۲/۴ = ۵/۷۶ > ۵/۶۹ \text{ m}^2$$

ابعاد انتخابی پی‌ها $\begin{cases} S_1 = B_1 \times L_1 = 7/2 \times 3 \\ S_2 = B_2 \times L_2 = 7/4 \times 2/4 \end{cases}$

۳- محاسبه فشار خاک در جهت طول پی‌ها:

$$q_{u1} = \frac{R_{u1}}{L_1}$$

$$q_{u2} = \frac{R_{u2}}{L_2}$$

$$P_{u1} = 1/25 \times 600 + 1/5 \times 350 = 1425 \text{ KN}$$

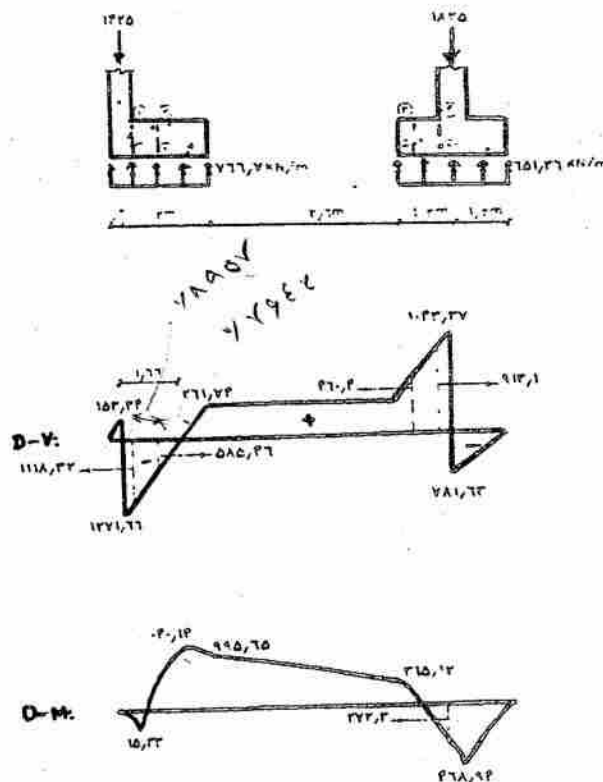
$$P_{u2} = 1/25 \times 800 + 1/5 \times 550 = 1825$$

$$R_{u1} = \frac{1425 \times 5/8}{5/9} = 1687.73 \rightarrow R_{u2} = 1563.27 \text{ KN}$$

$$q_{u1} = \frac{1687.73}{2/2} = 7627.0 \text{ KN/m}$$

$$q_{u2} = \frac{1563.27}{2/4} = 651.36 \text{ KN/m}$$

۴- رسم نمودار تغییرات نیروی برشی و لنگر خمشی (شکل ۲۶-۴):



نمودار ۲۶-۴ نیروی برشی و لنگر خمشی

۵- تعیین ضخامت:

$$d \geq \frac{L-a}{\varphi} = \frac{3-0/4}{\varphi} = 0/65 \text{ m}$$

$$h = 0/65 + 0/075 + 0/020 + 0/010 = 0/755 \text{ m} \rightarrow \text{انتخابی } h = 0/8 \text{ m} \rightarrow$$

$$d = 0/8 - (0/075 + 0/020 + 0/010) = 0/695 \text{ m}$$

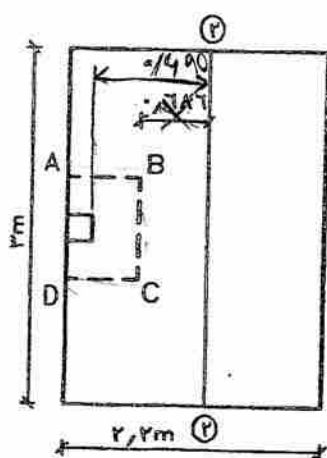
- کنترل ضخامت برای پی کناری (شکل ۴-۲۷):

- کنترل برش یکطرفه:

$$V_{u2-2} = 585/46 \text{ KN} \leftarrow \text{از روی نمودار}$$

$$V_c = 0/2 \phi_c \sqrt{f_c} b d = 0/2 \times 0/6 \sqrt{21} \times 3000 \times 695 \times 10^{-3} = 1146/56 \text{ KN}$$

$$V_c = 1146/56 \text{ KN} > V_{u2-2} = 585/46 \text{ KN}$$



شکل ۴-۲۷- کنترل ضخامت برای پی کناری

- کنترل پانچ:

$$v_{up} = \frac{P_{1(u)} - A_c q_{1(u)}}{b \cdot d} < v_c$$

$$P_{1(u)} = 1425 \text{ KN}, A_c = (0/4 + 0/695)(0/4 + 0/695) = 0/8185 \text{ m}^2$$

$$q_{1(u)} = \frac{766/70}{3} = 255/57 \text{ KN/m}^2$$

$$v_{up} = \frac{1425 - 0.8185 \times 225.57}{2590 \times 0.695} = 675 \text{ KN/m}^2$$

$$\rightarrow v_{up} < v_{cp}$$

$$v_{cp} = 0.4 \phi_c \sqrt{f'_c} = 0.4 \times 0.6 \times \sqrt{21} = 1.09982$$

بنابراین ضخامت کل ۸m برای پی کناری جوابگو می باشد.

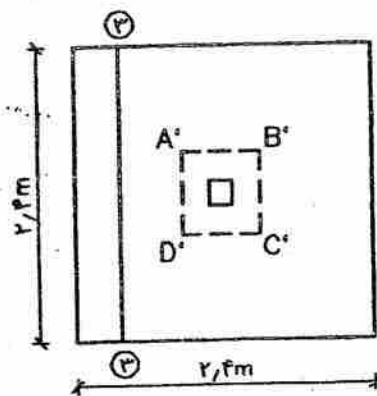
- کنترل ضخامت برای پی میانی (شکل ۲۸-۴):

- کنترل برش یکطرفه:

$$V_{u3-3} = 460/40 \text{ KN} \leftarrow \text{از روی نمودار}$$

$$V_c = 0.2 \times 0.6 \times \sqrt{21} \times 2400 \times 695 \times 10^{-3} = 917/25 \text{ KN}$$

$$V_c = 917/25 > V_{u3-3} = 460/40 \text{ KN}$$



شکل ۲۸-۴- کنترل ضخامت برای پی میانی

- کنترل پانچ:

$$v_{up} = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{P_u - q_u A_c}{b \cdot d} < v_{cp}$$

$$P_{u2} = 1825 \text{ KN}, A_c = (0.4 + 0.695)^2 = 1.99 \text{ m}^2, q_{u2} = \frac{651/36}{2/4} = 271/4 \text{ KN/m}^2$$

$$v_{up} = \frac{(1825 - 1/199 \times 271/4)}{4/380 \times 0/695} = 492/62 \text{ KN/m}^2$$

$$v_{cp} = 0/4 \times 0/6 \times \sqrt{21} \times 10^3 = 1099/82 \text{ KN/m}^2$$

$$v_{up} = 492/62 < v_{cp} = 1099/82 \text{ KN/m}^2$$

بنابراین ضخامت کل ۸/۰ m برای پی میانی نیز جوابگو می‌باشد.

۶- طرح فولادها برای خمش:

- پی کناری، امتداد طولی

$$M_u \rightarrow \text{از روی نمودار لنگر} = 223/67 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{223/67 \times 10^6}{0/6 \times 0/85 \times 21 \times 3000 \times 695^2} = 0/144 < \mu_1$$

$$\beta = 0/9927 \rightarrow A_s = \frac{M_u}{f_s \beta d} = \frac{223/67 \times 10^6}{0/85 \times 420 \times 0/9927 \times 695} = 909 \text{ mm}^2$$

$$A_{smin} = \min \begin{aligned} &0/0018 bh = 0/0018 \times 3000 \times 800 = 4320 \text{ mm}^2 \\ &\frac{f}{3} \times 909 = 1212 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\rightarrow A_s = 4\Phi 20 = 1257 \text{ mm}^2$$

- پی کناری، امتداد عرضی:

$$M_u = \frac{7667}{3} \times \frac{13}{2} \times 2/2 = 475/10 \text{ KN.m}$$

$$\mu = 0/417 < \mu_1 \rightarrow \beta = 0/9792 \rightarrow A_s = 1956 \text{ mm}^2$$

$$A_{smin} = \min \begin{aligned} &0/0018 bh = 0/0018 \times 2200 \times 800 = 3168 \text{ mm}^2 \\ &\frac{f}{3} \times 1956 = 2607 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\rightarrow A_s = 9\Phi 20 = 2827 \text{ mm}^2$$

= پی میانی، امتداد طولی:

$$M_u^+ = 272/3 \text{ KN.m} \rightarrow \text{از روی نمودار}$$

$$\mu = 0.22 \rightarrow \beta = 0.989 \rightarrow A_s = 1110 \text{ mm}^2$$

$$0.0018 \times 2400 \times 800 = 3456 \text{ mm}^2$$

$$A_s = \min$$

$$\frac{P}{3} \times 1110 = 1408 \text{ mm}^2$$

$$\rightarrow A_s = 5\Phi 20 = 1571$$

= پی میانی، امتداد عرضی:

$$M_u = \frac{651/36}{2/3} \times 2/3 \times \frac{1^2}{2} = 325/68 \text{ KN.m}$$

$$\mu = 0.262 < \mu_1 \rightarrow \beta = 0.9869 \rightarrow A_s = 1330 \text{ mm}^2 \rightarrow$$

$$A_s = \frac{P}{3} \times 1330 = 1773 \text{ mm}^2 \rightarrow 6\Phi 20 = 1885 \text{ mm}^2$$

۷- طراحی کلاف:

= تعیین ابعاد کلاف: اینرسی کلاف یک برابر ممان اینرسی پی کناری در نظر گرفته می شود.
عرض انتخابی کلاف ۶۵۰ mm در نظر گرفته می شود.

$$I = 2I_1 = 2 \times \frac{3000 \times 800^3}{12} = \frac{650 \times h_1^3}{12} \rightarrow h_1 = 1332 \rightarrow h_1 = 1400 \text{ mm}$$

$$\text{ابعاد انتخابی کلاف} = 1400 \times 650 \text{ mm}$$

= فولادگذاری کلاف:

= کلاف در مجاورت پی کناری برای لنگر ۱۰۴۰/۱۴ KN.m، فولادگذاری می شود.

$$M_u = 1040/14 \text{ KN.m}$$

$$\mu = 0.884 < \mu_1$$

$$\frac{1/4}{420} \times 650 \times 1400 = 3033 \text{ mm}^2$$

$$A_{smin} = \min$$

$$\frac{4}{3} \times 2350 = 3134 \text{ mm}^2$$

$$7\Phi 24 = 3167 \text{ mm}^2$$

- کلاف در مجاور پی میانی برای لنگر $315/12 \text{ KN.m}$ ، فولادگذاری می‌شود، ارتفاع کلاف 1400 mm و عرض آن کمتر در نظر گرفته می‌شود.

$$b_f = \frac{2400 \times 800^3}{1400^3} = 448 \text{ mm} \approx 500 \text{ mm} \rightarrow \text{ابعاد انتخابی کلاف} = 1400 \times 500 \text{ mm}$$

$$M_u = 315/12 \text{ KN.m} \rightarrow \mu = 0.317 < \mu_1 \rightarrow \beta = 0.9842 \rightarrow AS = 754 \text{ mm}^2$$

$$A_{smin} = \frac{4}{3} \times 754 = 1005 \text{ mm}^2 \rightarrow 3 \Phi 24$$

- کنترل برش در کلاف:

- فولاد برشی حد فاصل مقطع ۲-۲ تا برستون کناری

$$V_{u2-2} = 585/46 \text{ KN}$$

$$V_c = 0.4 \times 0.17 \sqrt{21} \times 650 \times 1295 \times 10^{-3} = 462 \text{ KN}$$

$V_c < V_u \rightarrow$ نیاز به خاموت محاسباتی دارد.

$$V_s = V_u - V_c = 585/46 - 462 = 122/46 \text{ KN} < 4V_c = 4 \times 462 = 1848 \text{ KN}$$

$$V_s = 122/46 < 0.4\phi_c \sqrt{f_c} b d = 848 \text{ KN} \rightarrow S_{max} = \frac{d}{2} = \frac{1295}{2} = 648 \text{ mm}$$

- فاصله مورد نیاز باتوجه به حداقل فولاد برشی

$$10 \text{ mm} = \text{خاموت} \rightarrow A_v = 2 \times \frac{\pi \times 10^2}{4} = 157 \text{ mm}^2$$

- فاصله مورد نیاز با توجه به حداقل فولاد عرضی:

$$S = \frac{A_v F_y}{\phi \cdot 35b} = \frac{157 \times 300}{\phi \cdot 35 \times 65} = 20.7 \text{ mm}$$

$$V_s = \frac{\phi_s A_v F_y d}{S} \rightarrow S = \frac{\phi_s \cdot 157 \times 300 \times 1295}{123/46 \times 10^3} = 30.5 \text{ mm} \rightarrow S = 20.0 \text{ mm} \text{ انتخابی}$$

- فولاد برشی حد فاصل مقطع ۳-۳ تا بر ستون میانی

$$V_{u3-3} = 460/40 \text{ KN}$$

$$V_c = \phi \cdot 2 \times \phi \cdot 6 \sqrt{21} \times 500 \times 1295 \times 10^{-3} = 356/0.7 \text{ KN}$$

$$V_c = 104/33 \text{ KN} \rightarrow S = 20.0 \text{ mm} \text{ انتخابی}$$

$$S = \frac{\phi \cdot 157 \times 300 \times 1295}{104/33 \times 10^3} = 497$$

- حد فاصل مقطع ۲-۲ و ۳-۳، میلگرد برشی حداقل قرار می گیرد.

$$\frac{V_c}{2} = \frac{416}{2} = 208 > V_{u_{min}} = 261/74$$

$$S = 20.0 \text{ mm} \text{ انتخابی}$$

۸- شکل شماتیک فولادگذاری مطابق شکل ۴-۲۹، می باشد.

۴-۲۹- فولادگذاری در پی کلاف دار

۹- کنترل های طول مهاری نیز انجام شود.

۴-۶ پی های نواری (پیوسته)

در شرایطی که بدلیل خروج از مرکزیت قابل ملاحظه، ابعاد پی کناری مجزا در حد قابل ملاحظه ای افزایش یافته و فاصله ستونها نیز زیاد نباشد، همچنین در حالت هایی که

$$A_s = \frac{0.85 f'_c b d}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.61 M_u}{f'_c b d^2}} \right)$$

در روابط فوق:

A_s = مقدار فولاد برای واحد عرض (میلیمتر مربع)

f_y = تنش تسلیم میلگرد در کشش (نیوتن بر میلیمتر مربع)

M_u = لنگر ضربیدار (نیوتن میلیمتر)

در مثالهای ۴-۶ و ۴-۷ کاربرد روش شالوده صلب ارائه شده است.

مثال ۴-۶

در شکل ۴-۷ پلان یک شالوده گسترده نشان داده شده است. با استفاده از رابطه ۴-۲۳، فشار خاک را در نقاط A، B، C، D، E و F محاسبه کنید. ابعاد شالوده ۲۱/۵ × ۱۶/۵ متر و مقطع تمام ستونها ۵/۵ × ۵/۵ متر است. همچنین $q_{all} = 60 \text{ kN/m}^2$ می باشد. کنترل نمایید فشار خاک کمتر از ظرفیت باربری مجاز شالوده باشد.

حل:

از رابطه ۴-۲۳ داریم:

$$q = \frac{Q}{A} \pm \frac{M_y x}{I_y} \pm \frac{M_x y}{I_x}$$

$$A = \text{مساحت شالوده} = (16.5)(21.5) = 354.75 \text{ m}^2$$

$$I_x = \frac{1}{12} BL^3 = \frac{1}{12} (16.5)(21.5)^3 = 13,665 \text{ m}^4$$

$$I_y = \frac{1}{12} LB^3 = \frac{1}{12} (21.5)(16.5)^3 \approx 8050 \text{ m}^4$$

$$Q = \text{مجموع بار ستونها} = 350 + 2(400) + 450 + 2(500) + 2(1200) + 4(1500) = 11,000 \text{ kN}$$

$$M_y = Qe_x$$

$$e_x = X' - \frac{B}{2}$$

$$X' = \frac{Q_1 x'_1 + Q_2 x'_2 + Q_3 x'_3 + \dots}{Q} = \frac{1}{11,000} [(8.25)(500 + 1500 + 1500 + 500)]$$

$$\begin{aligned}
 & + (16.25)(350 + 1200 + 1200 + 450) + (0.25)(400 + 1500 + 1500 \\
 & + 400)] \\
 & = 7.814 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$e_x = X' - \frac{B}{2} = 7.814 - 8.25 = -0.436 \approx -0.44 \text{ m}$$

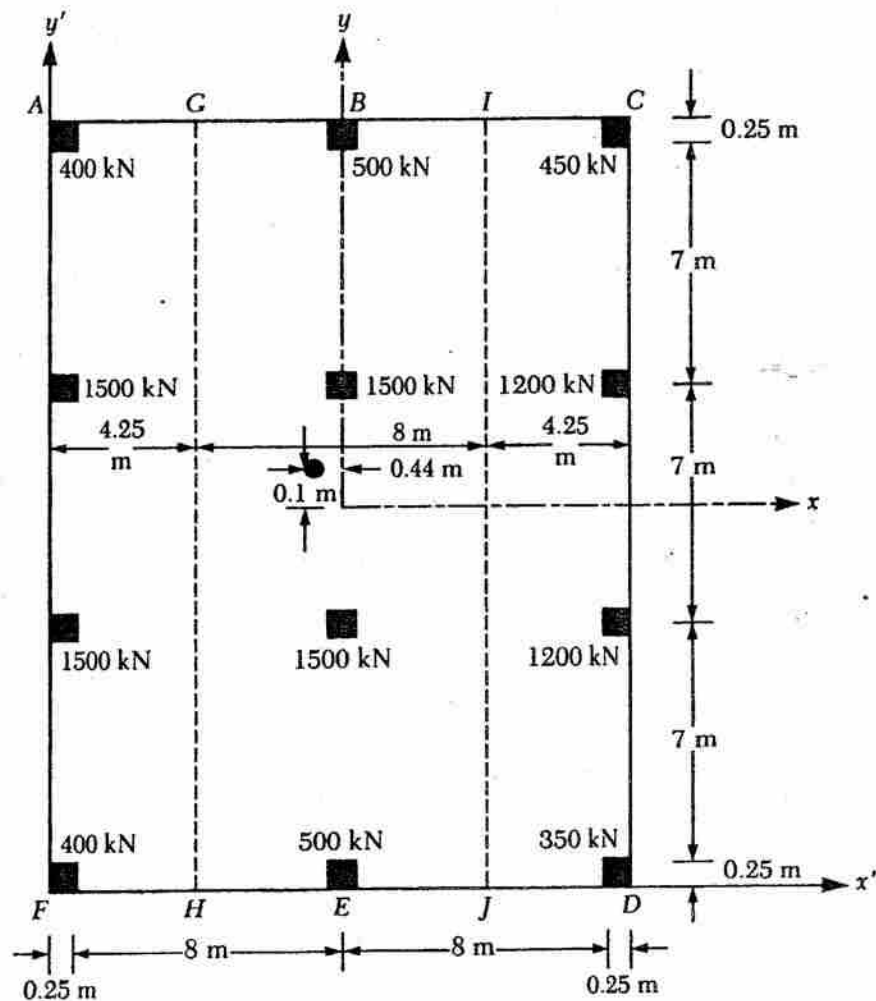
بنابراین محل برآیند در سمت چپ مرکز شالوده قرار دارد.

$$M_y = (11,000)(0.44) = 4840 \text{ kN-m}$$

به طور مشابه

$$M_x = Qe_y$$

$$e_y = \left(Y' - \frac{L}{2} \right)$$



شکل ۴-۷

$$Y' = \frac{Q_1 y'_1 + Q_2 y'_2 + Q_3 y'_3 + \dots}{Q} = \frac{1}{11,000} [(0.25)(400 + 500 + 350) + (7.25)(1500 + 1500 + 1200) + (14.25)(1500 + 1500 + 1200) + (21.25)(400 + 500 + 450)]$$

$$= 10.85 \text{ m}$$

$$e_y = Y' - \frac{L}{2} = 10.85 - \frac{21.5}{2} = 0.1 \text{ m}$$

با تعیین مقدار فوق، محل برآیند در شکل ۷-۴ نشان داده شده است.

$$M_x = (11,000)(0.1) = 1100 \text{ kN-m}$$

$$q = \frac{11,000}{354.75} \pm \frac{(4840)x}{8050} \pm \frac{(1100)y}{13,665} = 31.0 \pm 0.6x \pm 0.086 (kN/m^2)$$

محاسبات تنش در نقاط مختلف: $q = 31 - 0.6x + 0.086y$

$$\text{At } A: q = 31.0 + (0.6)(8.25) + (0.08)(10.75) = 36.81 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{At } B: q = 31.0 + (0.6)(0) + (0.08)(10.75) = 31.86 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{At } C: q = 31.0 - (0.6)(8.25) + (0.08)(10.75) = 26.91 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{At } D: q = 31.0 - (0.6)(8.25) - (0.08)(10.75) = 25.19 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{At } E: q = 31.0 + (0.6)(0) - (0.08)(10.75) = 30.14 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{At } F: q = 31.0 + (0.6)(8.25) - (0.08)(10.75) = 35.09 \text{ kN/m}^2$$

تنشهای خاک در تمام نقاط کمتر از مقدار مجاز $q_{all} = 60 \text{ kN/m}^2$ می‌باشد.

مثال ۷-۴

شالوده گسترده شکل ۷-۴ را در امتداد y به نوارهای $AGHF$ ($B_1 = 4.25 \text{ m}$)، $GIJH$ ($B_1 = 8 \text{ m}$) و $ICDJ$ ($B_1 = 4.25 \text{ m}$) تقسیم کرده و با استفاده از نتایج مثال ۷-۴، فولادهای لازم را در این نوارها محاسبه نمایید. داریم:

$$f'_c = 20 \text{ Mpa}, f_y = 400 \text{ Mpa}$$

از ضریب بار $1/7$ استفاده کنید.

حل:

تعیین نمودار نیروی برشی و لنگر خمشی در نوارها

حمید کاظمی

نوار AGHF :

$$q_{av} = (q_{at A} + q_{at F})/2 = (36.81 + 35.09)/2 = 35.95 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{av} B_1 L = (35.95)(4.25)(21.50) = 3285 \text{ kN}$$

$$400 + 1500 + 1500 + 400 = 3800 \text{ kN}$$

$$(3285 + 3800)/2 = 3542.5 \text{ kN}$$

$$q_{av(modified)} = q_{av}(3542.5/3285) = (35.95)(3542.5/$$

$$3285) = 38.768 \text{ kN/m}^2$$

بار ستونها را نیز با ضریب اصلاح $F = 3542.5/3800 = 0.9322$ می توان اصلاح نمود.

شکل ۴ - ۸ - الف، بارگذاری روی نوار و نمودارهای نیروی برشی و لنگر خمشی مربوطه را نشان می دهد. توجه شود که بارهای نشان داده شده برای ستونها در ضریب اصلاح $F = 0.9322$ ضرب شده اند. همچنین شدت بار وارد بر واحد طول تیر برابر است با:

$$B_1 q_{av(modified)} = (4.25)(38.768) = 164.76 \text{ kN/m}$$

نوار GJFH :

به روشی مشابه:

$$q_{av} = \frac{q_{at B} + q_{at E}}{2} = \frac{31.86 + 30.14}{2} = 31.0 \text{ kN/m}^2$$

$$(31)(8)(21.5) = 5332 \text{ kN}$$

$$4000 \text{ kN}$$

$$(5332 + 4000)/2 = 4666 \text{ kN}$$

$$q_{av(modified)} = 31.0 (4666/5332) = 27.12 \text{ kN/m}^2$$

$$F = 4666/4000 = 1.1665$$

در شکل ۴ - ۸ - ب نمودار بارگذاری، نیروی برشی و لنگر خمشی نشان داده شده است.

نوار ICDJ :

شکل ۴ - ۸ - پ، نمودار بارگذاری، نیروی برشی و لنگر خمشی را برای این نوار نشان می دهد.

تعیین ضخامت شالوده گسترده

در این مسئله، بحرانی ترین ناحیه برای برش سوراخ کننده، ستون کناری با بار ۱۵۰۰ کیلونیوتن خواهد بود که محیط بحرانی برای برش سوراخ کننده در شکل ۴ - ۸ - ت نشان داده شده است.

داریم:

$$b_o = \left(0.5 + \frac{d}{2}\right) + \left(0.5 + \frac{d}{2}\right) + (0.5 + d) = 1.5 + 2d$$

$$U = (b_o d) [(\phi)(0.34)\sqrt{f'_c}]$$

$$U = (1.7)(1500) = 2550 \text{ kN} = 2.55 \text{ MN}$$

$$2.55 = (1.5 + 2d)(d) [(0.85)(0.34)\sqrt{20.7}]$$

$$(1.5 + 2d)d = 1.94$$

$$d \approx 0.68 \text{ m}$$

(توجه: چون تفکیکی بین بار مرده و زنده وجود نداشت، ضریب بار مساوی ۱/۷ انتخاب شده است). با فرض ۷۶ میلیمتر پوشش بتنی روی میلگرد و استفاده از میلگردهایی به قطر ۲۵ میلیمتر، ضخامت کل دال برابر می‌شود با:

$$h = 0.68 + 0.076 + 0.025 = 0.781 \text{ m} \approx 0.8 \text{ m}$$

ضخامت فوق جوابگوی برش خمشی در عرض نوارها خواهد بود.

تعیین مقدار فولادها

با توجه به نمودار لنگر اشکال ۴ - ۸ - الف، ب، و پ مشاهده می‌شود که حداکثر لنگر خمشی مثبت در نوار AGHF قرار دارد که مقدار آن برابر است با:

$$M' = \frac{1727.57}{B_1} = \frac{1727.57}{4.25} = 406.5 \text{ kN-m/m}$$

به‌طور مشابه حداکثر لنگر خمشی منفی در نوار ICDJ قرار دارد و مقدار آن برابر است با:

$$1196.19/B_1 = 1196.19/4.25 = 281.5 \text{ kN-m/m}$$

طراحی برای لنگر مثبت:

$$M_u = 1.7 \times 406.5 = 691.05 \text{ kN.m}$$

$$A_s = \frac{0.85 \times 20 \times 1000 \times 680}{400} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.61 \times 691.05 \times 10^6}{20 \times 1000 \times 680^2}} \right) = 2970 \text{ mm}^2/\text{m}$$

از میلگرد نمره ۲۵ در هر ۱۷۵ میلیمتر استفاده می‌شود.

$$A_s = (491)(1000/175) = 2805.7 \text{ mm}^2/\text{m} \text{ قابل قبول}$$

به‌طور مشابه برای لنگر منفی داریم:

فصل چهارم

$$M_u = 1.7 \times 281.5 = 478.55 \text{ kN.m}$$

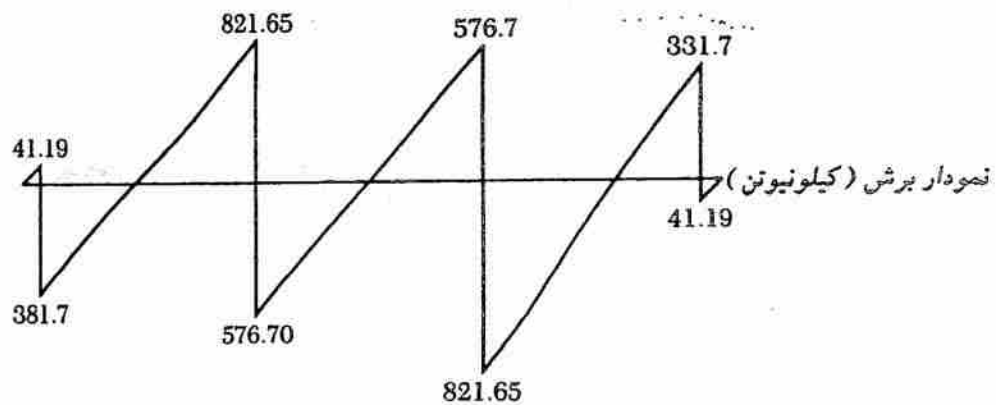
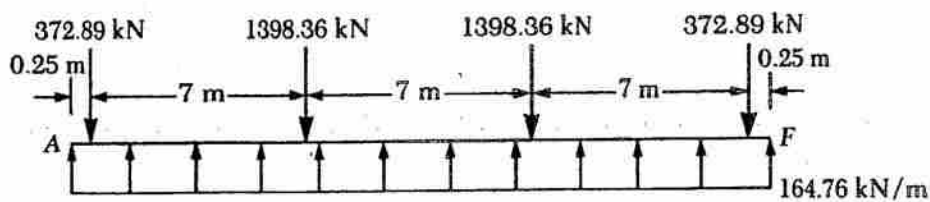
$$A_s = 2023 \text{ mm}^2/\text{m}$$

از میلگرد نمره ۲۵ در هر ۲۵۰ میلیمتر استفاده می شود:

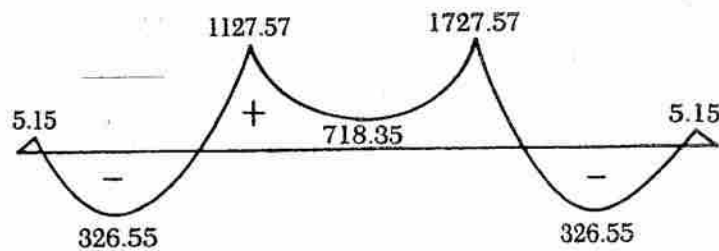
$$A_s = (491)(1000/250) = 1964 \text{ mm}^2/\text{m} \quad \text{قابل قبول}$$

در نوار ICD در وسط دهانه میانی، لنگر منفی رخ می دهد. مقدار لنگر برابر است با:

$$M' = 289.95/4.25 = 68.22 \text{ kN.m/m}$$



+ کشش در تار پایین



الف: نوار AGHF

نمودار لنگر
(کیلو نیوتن متر)

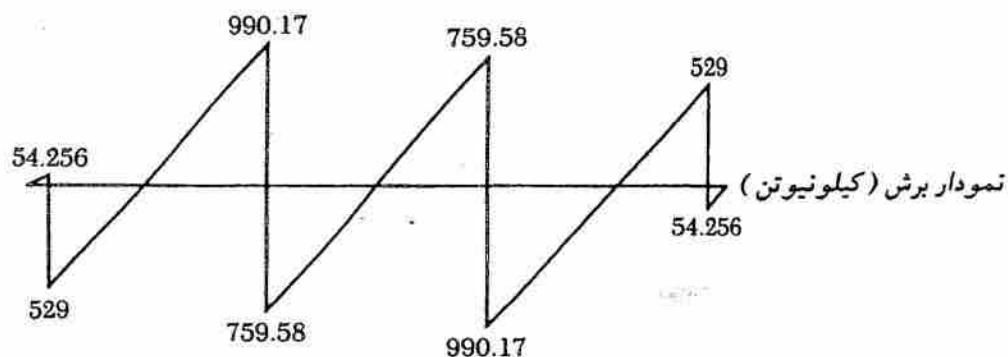
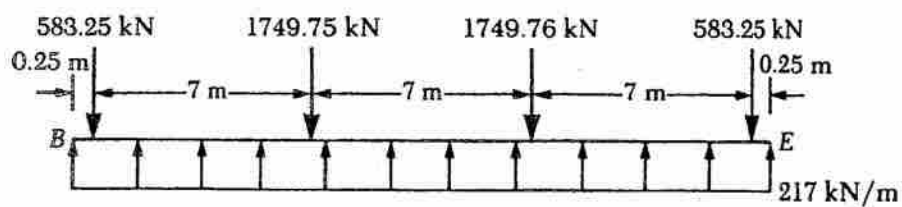
$$M_u = 68.22 \times 1.7 = 116 \text{ kN.m/m}$$

$$A_s = 478 \text{ mm}^2/\text{m}$$

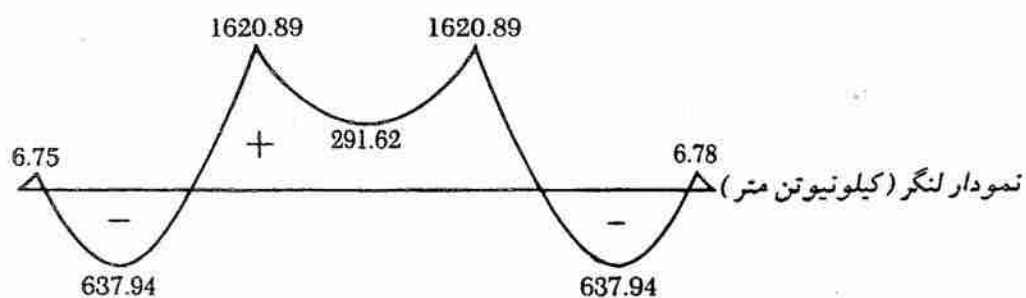
از میلگرد نمره ۱۶ در هر ۴۰۰ میلیمتر استفاده می‌شود.

$$A_s = 200 \times 1000 / 400 = 500 \text{ mm}^2/\text{m}$$

در شکل ۴-۸-ث محل تعبیه میلگردها با توجه به علامت لنگر خمشی نشان داده شده است.

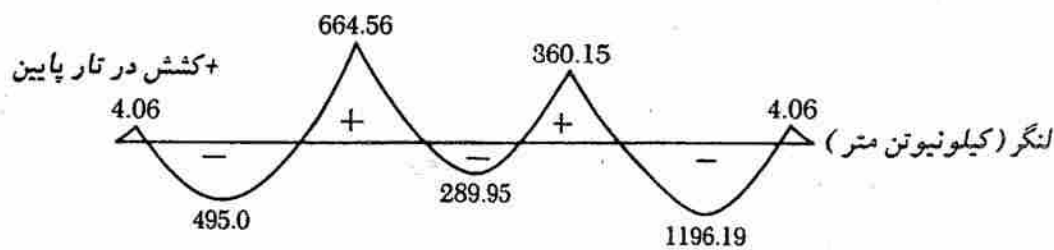
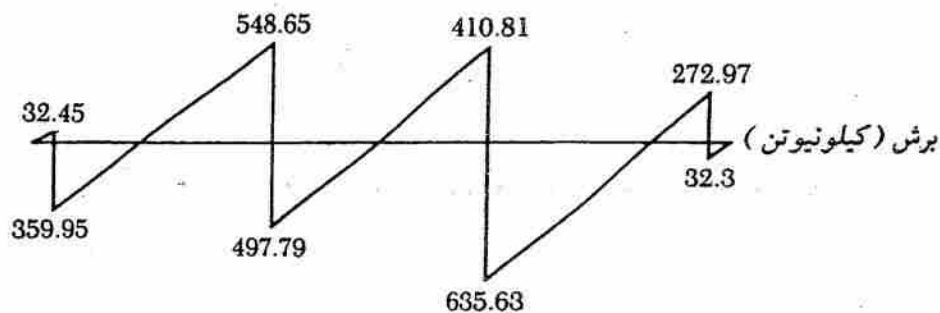
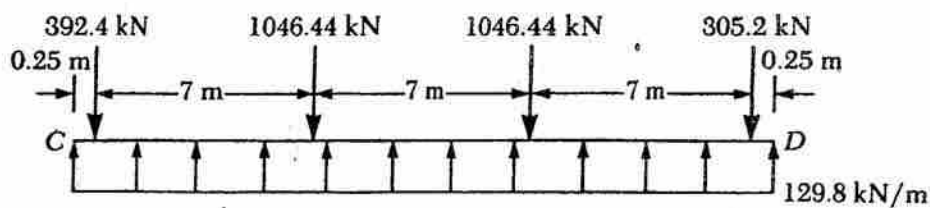


+ کشش در تار پایین

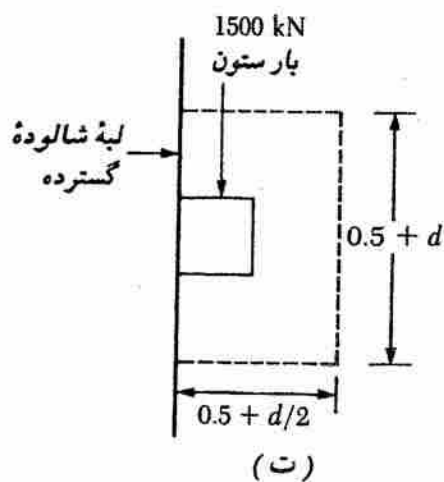


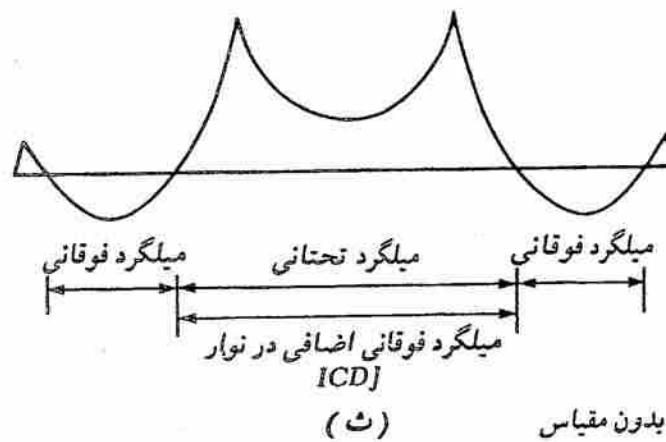
ب: نوار G I J H

شکل ۴-۸-دنباله



پ: نوار ICDJ





شکل ۴-۸- دنباله

محاسبات انجام شده به عنوان نمونه بودند و برای تکمیل طرح با جزییات کامل، احتیاج به محاسبات کاملتری می باشد که این کار به خواننده واگذار می شود.

روش شالوده انعطاف پذیر

در روش شالوده صلب، شالوده گسترده کاملاً صلب فرض شده و فشار به طور خطی در زیر شالوده توزیع می شود. محل و امتداد برآیند فشار زیر شالوده نیز بر امتداد برآیند بارهای وارده منطبق می گردد (شکل ۴-۹- الف). در روش شالوده انعطاف پذیر، خاک به صورت مجموعه ای از فنرهای الاستیک نزدیک به هم در نظر گرفته می شود. با توجه به اینکه چنین مدلی ابتدا توسط وینکلر^۱ ابداع شده، به مدل به دست آمده، پی وینکلر گفته می شود. ثابت الاستیک این فنر فرضی، ضریب واکنش بستر^۲ k نامیده می شود.

برای فهم مفاهیم پایه روش شالوده انعطاف پذیر، تیری به عرض B_1 با طول بی نهایت مطابق شکل ۴-۹- پ در نظر بگیرید. تیر تحت بار متمرکز تنهای Q قرار دارد. با استفاده از مفاهیم پایه مکانیک مصالح، معادله دیفرانسیل تغییر شکل چنین تیری به صورت زیر در می آید:

$$M = E_F I_F \frac{d^2 z}{dx^2} \quad (۴-۳۴)$$

که در آن:

M = لنگر خمشی داخلی در هر مقطع از تیر

1- Winckler

2- coefficient of subgrade reaction

زاویه اصطکاک δ°	نوع سطح
	۱- حالت بتن حجیم یا مصالح بنائی:
۳۵°	- سطح صاف سنگی
۲۹-۳۱°	- سطح صاف متشکل از دانه‌های ماسه یا مخلوط شن و ماسه
۲۴-۲۹	- شن متوسط و ریز سطح صاف، دانه‌شن سیلتی متوسط و شن سیلتی یا رس
۱۹-۲۴	- ماسه شسته، رس سیلتی شسته ریز
۱۷-۱۹	- سیلت ماسه‌ای ریز، سیلت غیر پلاستیک
۲۲-۲۶	- رس خیلی سفت و سخت بیش تحکیم یافته
۱۷-۱۹	- رس با سفتی و سختی متوسط، رس سیلتی
۱۷	۲- شمعهای فولادی در جوار:
۲۲	- شن تمیز، مخلوط شن و ماسه، قلوه سنگ درشت با دانه‌بندی خوب
۱۷	- ماسه تمیز، مخلوط شن و ماسه سیلتی، قلوه سنگ درشت سخت یک دست
۱۴	- ماسه سیلتی، مخلوط شن یا ماسه با سیلت یا رس
۱۱	- سیلت ماسه‌ای ریز، سیلت غیر پلاستیک
	۳- بتن شکل داده شده یا شمع بتنی در جوار:
۲۲-۲۶	- شن تمیز، مخلوط شن و ماسه، قلوه سنگ با دانه‌بندی خوب
۱۷-۲۲	- ماسه تمیز، مخلوط شن و ماسه سیلتی، قلوه سنگ درشت سخت یک دست
۱۷	- ماسه سیلتی، مخلوط شن و ماسه با سیلت یا رس
۱۴	- سیلت ماسه‌ای ریز، سیلت غیر پلاستیک
	۴- مصالح گوناگون ساختمانی:
	- مصالح در جوار مصالح، سنگهای آتشفشانی و پوشیده شده:
۳۵	- پوشش سنگ نرم در جوار پوشش سنگ نرم
۳۳	- پوشش سنگ سخت در جوار پوشش سنگ نرم
۲۹	- پوشش سنگ سخت در جوار پوشش سنگ سخت
۲۶	- مصالح ساختمانی در جوار چوب (دانه‌های زبر)
۱۷	- ورق فلزی جوار ورق فلزی در شمع (که یکدیگر قفل و بست شده‌اند)
۱۴-۱۶	- چوب در جوار خاک

حمید کاظمہ

تیپ سنگ				نوع سنگ چینی
۵	۴	۳	۲	
۵	۴	۳	۲	۱
۱/۲	۱	۰/۶	۰/۵	۰/۳
۲/۲	۱/۶	۱/۲	۱۰	۰/۶
۳	۲/۲	۱/۶	۱/۲	۱
۵	۴	۳	۲/۲	۱/۶
				لاشه چینی با قفل و بست کامل
				سنگ چینی با سنگ بادی با ابعاد منظم
				سنگ چینی با سنگ کلنگی و رگه‌های نامنظم
				سنگ چینی با سنگ تیشه‌ای منظم با رگه‌های منظم و شکسته

جدول ۹-۵- تنشهای مجاز در انواع سنگ چینی (مگا پاسکال)

بدیهی است در صورتیکه دیوار تحت اثر بارهای مستقیم یا غیر مستقیم قرار گیرد باید تنشهای حاصله در مقاطع مختلف محاسبه و با تنشهای حدی مقایسه گردد همچنین اگر در ساخت دیوار با پی، مصالح دیگری مصرف شود، باید با انجام آزمایشهای لازم تنشهای حدی مربوطه محاسبه و در طراحی منظور گردد.

مثال ۱- برای جلوگیری از ریزش خاک که دیوار وزنی از بتن غیر مسلح با مشخصات شکل ۳۹-۵ طرح شده است خاک جلوی دیوار تا روی سطح پی امکان جابجائی دارد. با توجه به ابعاد انتخاب شده پایداری خارجی دیوار مورد بررسی قرار گرفته و مقدار همان خمشی و نیروی برشی در محل تقاطع دیوار به پی محاسبه می‌شود.

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma = 18 \text{ KN/m}^3 \\ \phi = 26^\circ \\ C = 10 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right\} \text{ مشخصات خاک زیرین دیوار:}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma = 17 \text{ KN/m}^3 \\ \phi = 28^\circ \end{array} \right\} \text{ مشخصات خاک پشت دیوار:}$$

$\left. \begin{array}{l} f'_c = \text{تنش مشخصه فشاری بتن} \\ f_{tr} = \text{تنش فشاری محاسبائی بتن} \end{array} \right\}$

$$f_{bc} = 0.85 \phi_c f'_c \quad (73-5)$$

تنش مشخصه فشاری f'_c (MPa)	۲۵	۲۱		تنش مشخصه فشاری f'_c (MPa)
۳۰	۲۵	۲۱		تنش مشخصه کششی (MPa)
۲/۹	۲/۵۵	۲/۲۵		تنش محاسبائی فشاری نهائی (MPa)
۱۵/۳	۱۲/۷۵	۱۰/۷		تنش مجاز فشاری (MPa)
۱۲	۱۰	۸/۵		تنش مجاز فشاری (MPa)

جدول ۶-۵- تنشهای مشخصه و مجاز فشاری بتن

مقاومت آجر مصرفی	۱۰ (MPa)	۱۰-۱۵ (MPa)	۱۵-۲۵ (MPa)
تنش مجاز فشاری	۱/۲	۱/۰۶-۱/۵۹	۱/۳۵-۲/۲

جدول ۷-۵- تنشهای مجاز آجر چینی با ملات سیمان

تیپ سنگ	۱	۲	۳	۴	۵
نوع سنگ	سنگهای آهکی	ماسه سنگ	آهکی متراکم	ماسه سنگ	گرانیت و
حداقل مقاومت	۲۰	۳۰	۵۰	۸۰	۱۲۰
فشاری MPa					

جدول ۸-۵- تنشهای مجاز سنگ چینی با ملات ماسه سیمان

- کنترل پایداری دیوار در برابر واژگونی:

$$M_t = 42/5 \times 27/5 + 7 \times 13 \times 2/95 + 9 \times 7/4 + 5/4 \times 1/6 \times 25 + 10 \times 10 \times 7/8 + 2 + 1/4 \times 5 + 1/6 \times 5/8 \times 25 = 167/5/8 \text{ KN.m}$$

$$M_o = 166/2 \times 7/4 = 381/8 \text{ KN.m}$$

$$SF_1 = \frac{M_t}{M_o} = \frac{167/5/8}{381/8} = 4/39 > 1/5$$

- کنترل پایداری دیوار در برابر لغزش:

$$P_p = 18 \times 2/56 \times \frac{0/8^2}{2} + 2 \times 7 \times \sqrt{2/56} = 33/95$$

$$SF_y = \frac{R \tan \delta + C' B + P_p}{P_{all}} = \frac{466/93 \times \tan(2/3 \times 26) + 2/3 \times 6 \times 4 \times 0}{166/2} = 1/84 > 1/5$$

- محاسبه تنش ایجاد شده در خاک زیر پی:

$$\bar{x} = \frac{167/5/8 - 381/8}{466/93} = 2/77 \rightarrow e = \frac{B}{2} - \bar{x} = 2 - 2/77 = 0/77 \text{ m}$$

$$q = \frac{R}{B} \left(1 \pm \frac{7e}{B} \right) = \frac{466/93}{2} \times \left(1 \pm \frac{7 \times 0/77}{2} \right) \rightarrow$$

$$q_{\max} = 251/56 < q_d \text{ KPa} , \quad q_{\min} = -18/09 \text{ KPa}$$

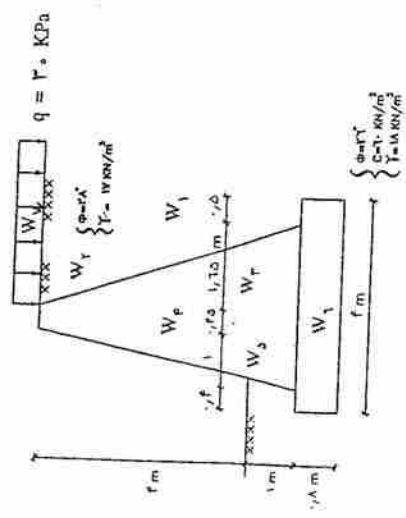
- محاسبه نیروهای ایجاد شده در محل تقاطع دیوار به پی:

$$P_{a1} = \frac{\gamma H^2}{2} \times K_a = 17 \times \frac{0/8^2}{2} \times 0/361 = 76/1 \text{ KN}$$

$$P_{a2} = q H K_a = 3 \times 0/8 \times 0/361 = 54/15 \text{ KN}$$

$$\rightarrow V = 76/1 + 54/15 = 130/86 \text{ KN}$$

$$q = 3 \text{ KPa} , \quad \gamma_b = 22 \text{ KN/m}^3 , \quad q_a = 32 \text{ KPa}$$



شکل ۳۹-۵ دیوار وزنی و وضعیت خاک و سرپار

$$\phi = 28^\circ \rightarrow K_a = 0/361$$

$$P_{a1} = \frac{\gamma H^2}{2} K_a = 17 \times \frac{0/8^2}{2} \times 0/361 = 10/3/22 \text{ KN}$$

$$H = 0/8 \rightarrow$$

$$P_{a2} = q H K_a = 3 \times 0/8 \times 0/361 = 76/1 \text{ KN}$$

$$P_a = 10/3/22 + 76/1 = 166/2 \text{ KN}$$

$$y = \frac{H}{3} \times \frac{\gamma H + 3q}{\gamma q + \gamma H} = \frac{0/8}{3} \times \frac{17 \times 0/8 + 3 \times 3}{3 \times 3 + 17} = 2/30 \text{ m}$$

$$\begin{cases} W_1 = 0/5 \times 0/8 \times 17 = 76/5 \text{ KN} \\ W_2 = 1/6 \times 0/8 \times 17 = 70/13 \text{ KN} \\ W_3 = 1/6 \times 0/8 \times 22 = 99 \text{ KN} \\ W_4 = 0/4 \times 0/8 \times 22 = 54 \text{ KN} \end{cases} \quad \begin{cases} W_5 = 1 \times 0/8 \times 22 = 76 \text{ KN} \\ W_6 = 3 \times 0/8 \times 22 = 76/8 \text{ KN} \\ W_7 = 3 \times 0/8 \times 22 = 76/5 \text{ KN} \end{cases}$$

$$R = \sum W_i \rightarrow R = 76/5 + 70/13 + 99 + 54 + 76 + 76/8 + 76/5 = 466/93 \text{ KN}$$

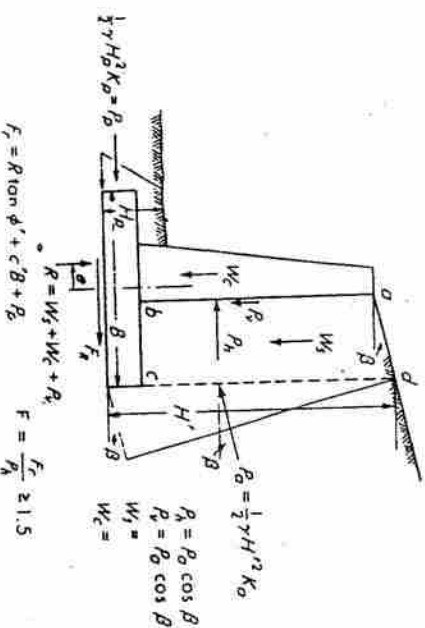
دیوارهای بتن آرمه غالباً بعنوان پایه کناری پلها و همچنین دیوار کناری زیرزمین ساختمانها مورد استفاده می باشد. مراحل طراحی این دیوارها را می توان بشرح زیر خلاصه نمود:

۱- تعیین مشخصات خاک زیر و پشت دیوار و ارتفاع مورد نیاز

۲- تخمین ابعاد اجزاء متناسب با ارتفاع دیوار (H): غالباً ضخامت دیوار از حداقل ۲۵ سانتیمتر تا حد $\frac{H}{12}$ تا $\frac{H}{10}$ بطور خطی تغییر داده می شود. عرض پی بین $\frac{H}{5}$ تا $\frac{H}{3}$ ضخامت آن مشابه حداکثر ضخامت دیوار انتخاب می شود. از نظر موقعیت دیوار نسبت به پی فاصله لبه دیوار تا لبه پی بین $\frac{H}{10}$ تا $\frac{H}{8}$ اختیار می گردد هرچه رانش محرز خاک بیشتر باشد (مثلاً با اعمال سربار روی خاک (برز)، در تخمینهای فوق انتخاب حد فوقانی مناسبتر خواهد بود.

۳- محاسبه نیروهای وارده: این نیروها شامل موارد ذیل هستند (شکل ۱-۵):

- فشارهای جانبی خاک موجود (نیروی محرک و مقاوم)
- وزن اجزاء دیوار
- وزن خاک متکی
- اثر سربارهای وارده (مستقیم و غیر مستقیم)



شکل ۱-۵- نیروهای مؤثر بر دیوار طرهای بتن آرمهای

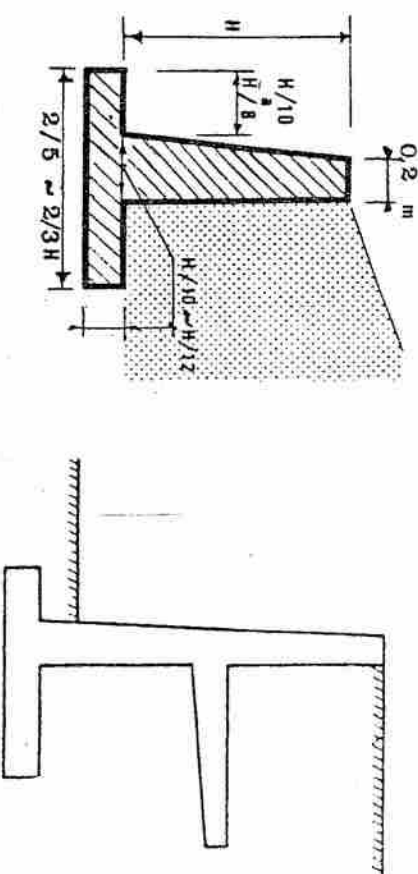
$$M = 7671 \times \frac{5}{3} + 5215 \times \frac{5}{2} = 21322 \text{ KN.m}$$

$$W = \frac{0.4 + 3/1}{2} \times 5 \times 24 = 210 \text{ KN}$$

باتوجه به مقادیر محاسبه خمش، نیروی برشی و وزن حلقه می توان تنشهای ایجاد شده در مقطع را محاسبه نموده و با مقادیر مجاز کنترل نموده، این کنترل در سایر مقاطع دیوار نیز قابل انجام است.

۳-۵ دیوارهای طرهای بتن آرمه

در شرایط نیاز به اجرای دیوارهای بلندتر (بین ۴ تا ۷ متر)، استفاده از دیوارهای ثقلی باعث افزایش نامتناسب حجم مصالح مصرفی می شود، لذا در این حالت ضمن کاهش سستی ضخامت دیوار، از وزن خاک متکی نیز جهت تأمین پایداری خارجی مجموعه استفاده نموده، درعین حال به منظور بهبود مقاومت دیوار در برابر تنشهای فشاری و کششی ایجاد شده از مصالح بتن مسلح استفاده می شود. گاهی به منظور کاهش فشار محرک در ناحیه میانی و پشت دیوار یک دال مطابق شکل ۵-۴۰-ب اجرا می گردد.



الف

ب

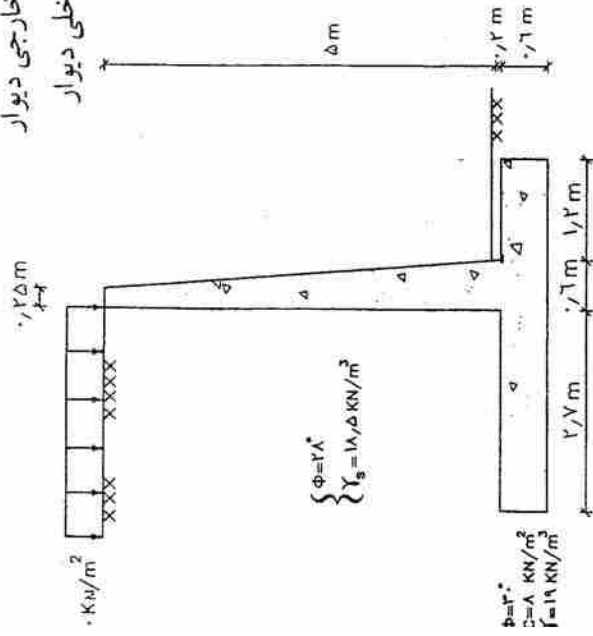
شکل ۵-۴۰- الف - تخمین ابعاد دیوار طرهای بتن آرمه

ب - اجرای دال پشت دیوار

مثال ۲- برای جلوگیری از ریزش یک توده خاک دانهای، یک دیوار حائل بتن مسلح مطابق شکل ۴۷-۵ طرح می شود، مطلوب است:

الف - بررسی پایداری خارجی دیوار

$$\begin{aligned} \gamma_c &= 24/5 \text{ KN/m}^3 \\ \gamma_c' &= 21 \text{ MPa} \\ F_y &= 400 \text{ MPa} \end{aligned}$$



شکل ۴۷-۵- ابعاد دیوار بتن مسلح و مشخصات خاک پشت و زیر دیوار

الف - ۱- تعیین نیروهای محرک:

$$\begin{aligned} P_a &= \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a, \quad \Delta P_g = q \cdot H \cdot K_a \\ \frac{1}{2} \times 18.5 \times 5^2 \times 0.361 &= 112.33 \text{ KN} = P_a \\ 10 \times 1 \times 5 \times 0.361 &= 20.94 \text{ KN} = \Delta P_g \end{aligned}$$

فشار افقی خاک:

فشار افقی سربار:

الف - ۲- تعیین نیروهای مقاوم:

وزن دیوار:

وزن پی:

وزن خاک روی پی:

اثر سربار:

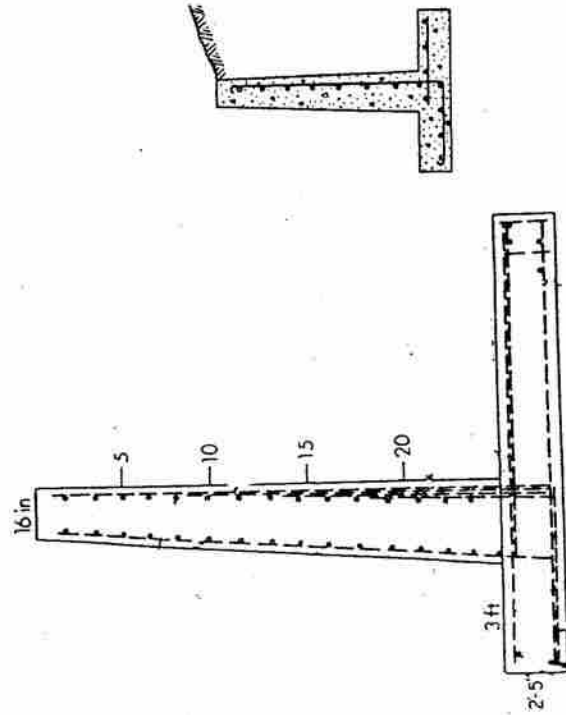
$$\begin{aligned} W_w &= 54.14 \text{ KN} \\ W_f &= 76.15 \text{ KN} \\ W_g &= 259.74 \text{ KN} \\ W_s &= 27.7 \text{ KN} \end{aligned}$$

بعد از کنترل تنشهای مماسی، مقدار فولاد مورد نیاز در مقاطع مختلف محاسبه شده و تعبیه می گردد.

$$V = \int_0^h q dh \quad (۸۱-۵)$$

$$M = \int_0^h v dh \quad (۸۲-۵)$$

معمولاً در مقطع اتصال، حداکثر فولاد قرار داده شده و با صعود بطرف بالا بتدریج مقدار فولاد اصلی کاسته می شود. همچنین دو قطعه پی در دو طرف دیوار بصورت دو تیر طره ای که از یک طرف تحت اثر عکس العمل تختانی خاک و از طرف دیگر تحت اثر وزن پی و خاک است محاسبه شده و مقدار فولاد مورد نیاز تعیین می گردد. در جهت طول دیوار نیز فولاد حداقل تعبیه می شود. در شکل ۴۶-۵، نمونه هایی از فولادگذاری این دیوارها نشان داده شده است.



شکل ۴۶-۵- نمونه هایی از فولادگذاری دیوارهای طره ای بتن آرمه

ب- بررسی پایداری داخلی:

ب- ۱- محل اتصال دیوار به پی

$$V_u = 0.361 \times 18 / 5 \times \frac{0.27 \times 1.25}{3} + 0.361 \times 10 \times 0.5 \times 2 \times 1.5 = 1410.2 \text{ KN}$$

$$M_u = 112.87 \times \frac{0.27}{3} + 28.16 \times \frac{0.27}{3} = 268.86 \text{ KPa}$$

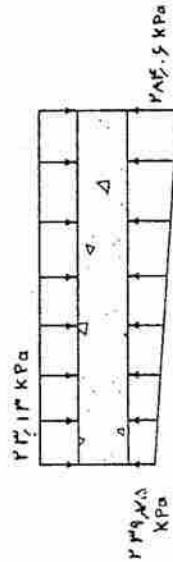
$$V_c = v_c b_w d = 0.2 \times 0.6 \times \sqrt{21} \times 1000 \times 550 \times 10^{-3} = 302.45 \text{ KN} \rightarrow$$

$$V_u = 1410.2 < V_c = 302.45$$

$$\mu = \frac{268.86 \times 10^6}{0.6 \times 0.6 \times 21 \times 1000 \times 550 \times 2} = 0.083 < \mu_r \rightarrow \beta = 0.9565 \rightarrow$$

$$A_s = 150.3 \text{ mm}^2$$

ب- ۷- محل اتصال پنجه:



شکل ۴۹-۵- بارهای وارده به پنجه

$$M = (23.13 \times 0.6 \times 2.39 / 13) \times \frac{1.27}{3} + (28.16 \times 0.6 \times 2.39 / 13) \times \frac{1.27}{3} = 198.50 \text{ KN.m}$$

$$\mu = 0.061 \rightarrow \beta = 0.9685 \rightarrow A_s = 109.6 \text{ mm}^2$$

$$\begin{cases} d_c = 107 \\ d_q = 1051 \\ d_y = 1 \end{cases} \begin{cases} b_c = 1 \\ b_q = 1 \\ b_y = 1 \end{cases}$$

$$q_u = 7355 \text{ KPa} \rightarrow q_a = 24517 \text{ KPa}$$

$$\begin{cases} R = \sum W_i + P_{av} = 3800.3 + \frac{112.33}{0.361} = 6911.6 \text{ KN} \\ M_r = 1612.39 \text{ KN.m} \\ M_o = 217.17 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\bar{x} = \frac{M_r - M_o}{R} = 70.2 \text{ m} \rightarrow e = \frac{B}{Y} - \bar{x} = 0.23 \text{ m}$$

$$\begin{cases} q = \frac{R}{B} \left(1 \pm \frac{7e}{B} \right) = \frac{6911.6}{4.5} \left(1 \pm \frac{7 \times 0.23}{4.5} \right) \rightarrow \\ q_{\max} = 2006.9 \text{ KPa} < 24517 \text{ KPa} \\ q_{\min} = 106.49 \text{ KPa} \end{cases}$$

الف- ۲-۵- ظرفیت باربری پی در حالت بار سراز:

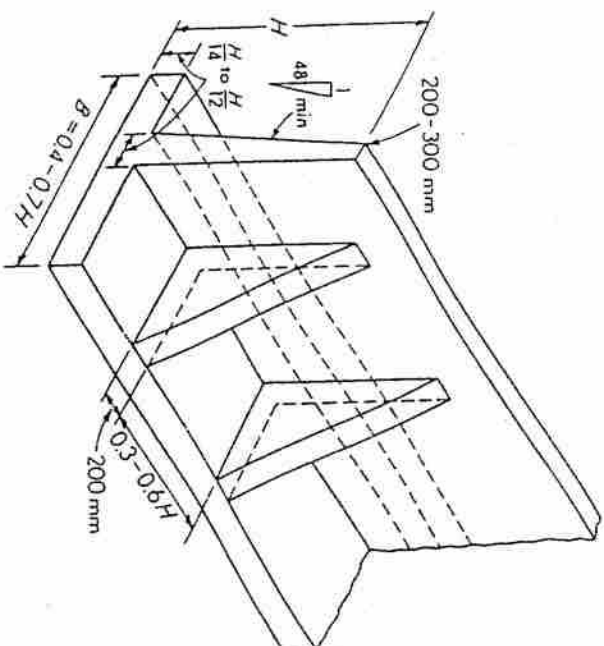
$$\begin{cases} i_c = 0.285 \\ i_q = 0.324, A_r = 1 \times [4.5 - 2(2.79 - 2/2.5)] = 3.41 \\ i_y = 0.19 \end{cases}$$

$$\rightarrow q_u = 673.2 \text{ KN/m}_2 \rightarrow q_a = 224.4 \text{ KPa}$$

$$\begin{cases} R = 6911.6 + 27 = 7181.6 \text{ KN} \\ M_r = 1697.44 \text{ KN.m} \rightarrow \bar{x} = 1.98 \text{ m} \rightarrow e = 0.27 \rightarrow \\ M_o = 277.9 \text{ KN.m} \\ q_{\max} = 2170.4 \text{ KPa} < 224.4 \\ q_{\min} = 102.14 \text{ KPa} \end{cases}$$

متر اقتصادی بنظر می‌رسند. در مورد ارتفاعات مهم (غالباً بیش از هفت متر) و خاکهای متراکم و دانهای، استفاده از این راه‌حل بتدریج باعث افزایش بی‌رویه ضخامت دیوار و حجم بتن و فولاد مصرفی در دیوار و پی می‌شود، لذا با تعبیه اجزاء تقویتی بنام پره یا پشت بند، جهت انتقال بار بمنابه یک دال دو طرفه، در دو جهت شده و در نتیجه امکان کاهش نیروهای داخلی در صفحات دیوار و پی فراهم می‌شود.

پره‌های تقویتی مطابق شکل ۵-۱۵، در اتصال با دیوار و پی بوده و می‌توان آنها را در جلو یا پشت دیوار اجرا نمود بدین‌جهت است اجرای این اجزاء در جلو دیوار (و در مقابل فشار خاک)، عملکرد مناسبتری را ایجاد نموده، اما باعث اشغال فضای بهره‌برداری می‌شود، لذا غالباً پره‌ها را در پشت دیوار و در قسمت خاکریز اجرا نموده که در نتیجه اتصال حاصله تحت کشش عمل خواهد نمود. این دیوارها خصوصاً بعنوان پایه کناری و دیوار برگشتی پلهای مرتفع کاربرد وسیعی دارند.

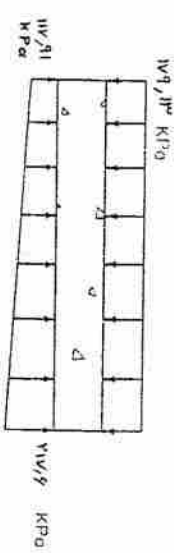


شکل ۵-۱۵- پره‌های تقویتی

$$V_u = (11816/4 - 18/5) \times 1/2 + (2117/4 - 1816/4) \times \frac{1/2}{3} = 219/86 \text{ K}$$

$$V_u = 302/45 > V_u = 219/86 \text{ KN}$$

ب- ۸- محل اتصال باشند:



شکل ۵-۵- بارهای وارده به پاشنه

$$M = (179/13 - 117/91) \times \frac{1/2}{3} - (2117/6 - 117/91) \times \frac{1/2}{3} = 19/1 \text{ KPa}$$

$$\mu = 0.06 < \mu_c \rightarrow \beta = 0.99 \text{ V} \rightarrow A_s = 1.2 \text{ mm}^2$$

$$V_u = (163/71 - 102/14) \times 1/2 - (177/0.8 - 102/14) \times \frac{1/2}{3} = 75/87 \text{ K}$$

$$V_u = 302/45 > V_u = 75/87 \text{ KN}$$

کترلهای لازم فولادگذاری (فولاد حائل، طول مهار و...) بایستی انجام شود.

۳-۲ دیوارهای پرده‌دار

همانطور که قبلاً ذکر شد دیوارهای طره‌ای بتن آرمه برای ارتفاعهای بیش از چهار

۳۳

با مراجعه به شکل ۵-۳۳ داریم:

حلی:

اطمینان در مقابل واژگونی، لغزش و ظرفیت باربری برای این دیوار حاصل.

در شکل ۵-۳۳ مقطع یک دیوار نشان داده شده است. مطلوبست محاسبه ضریب

مقال ۵-۱۶

باشد. چنین موردی احتیاج به تحقیق بیشتری دارد.

استفاده از ضریب اطمینان ۳ این اطمینان را به حدی که پشت شالوده در محدوده قابل قبولی می دهد. بنابراین می توان انتظار داشت که بار نهایی q_u در پشت نسبتاً بزرگی راج می دهد. سطحی در پشتی در حدود ۱۰ درصد عرض شالوده به دست می آید. در دیوارهای حایل عرض B معمولاً ضریب اطمینانی در حدود ۳ لازم است. در فصل ۳ اشاره شده که ظرفیت باربری شالوده های

$$\frac{q_u}{q_{max}} = FS_{(bearing\ capacity)} \quad (5-77)$$

نیایی از رابطه زیر به دست می آید:

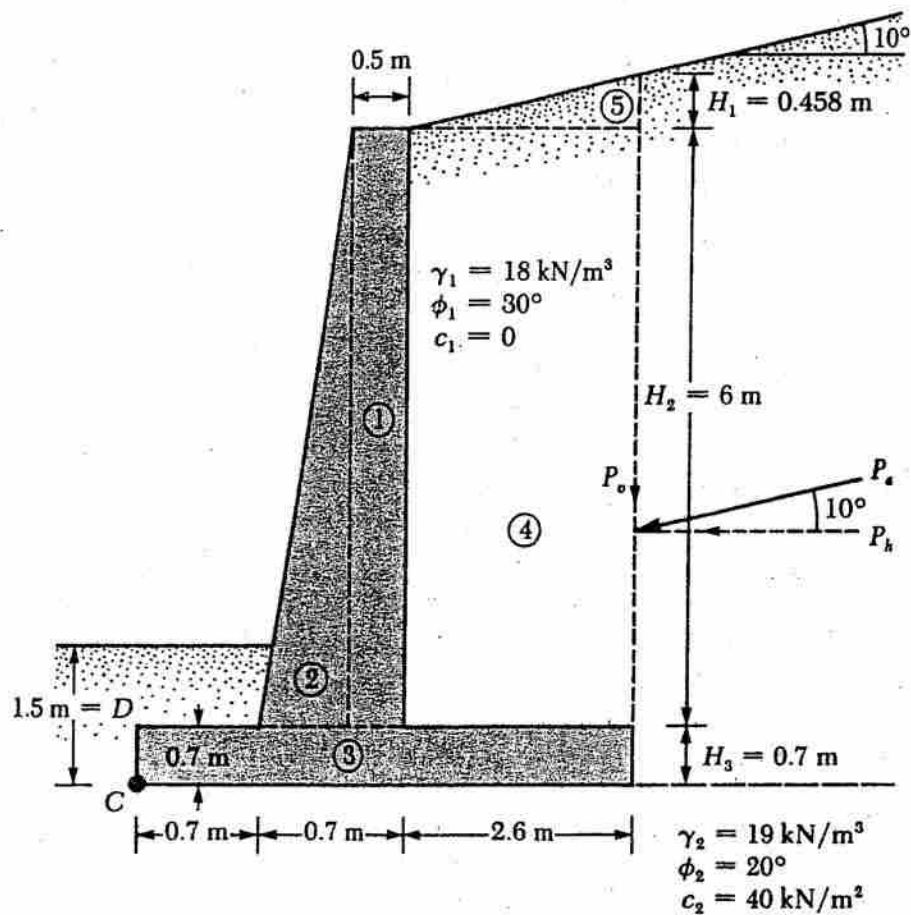
با محاسبه ظرفیت باربری برای این دیوار ۷۶-۵ ضریب اطمینان در مقابل ظرفیت باربری ضریب شکلی در رابطه ۵-۷۶ نشان داده شده اند. می باشند زیرا پایه دیوار یک شالوده نوار است. به همین علت این توجه شود که تمامی ضرایب شکلی F_{cs} ، F_{qs} ، F_{ys} و F_{qd} در جدول ۳-۴ ارائه شده است.

$$\begin{aligned} F_{qd} &= 1 + 2 \tan \phi_2 (1 - \sin \phi_2)^2 \frac{B}{D} \\ F_{qt} &= F_{qt} = \left(1 - \frac{90^\circ}{\phi_2} \right) \\ F_{yt} &= \left(1 - \frac{\phi_2}{\phi_0} \right) \\ \psi_0 &= \tan^{-1} \left(\frac{P_a \cos \alpha}{\sum V} \right) \end{aligned}$$

فشار خاکی و دیوارهای حایل

۳۹۷

مجموعه



توجه: سطح آب زیرزمینی، ۲ متر زیر سطح تحتانی شالوده است.

شکل ۵-۳۳ - مثال ۵-۱۲

$$H' = H_1 + H_2 + H_3 = 2.6 \tan 10^\circ + 6 + 0.7$$

$$= 0.458 + 6 + 0.7 = 7.158 \text{ m}$$

$$P_p = \text{نیروی محرک رانکین برای واحد طول دیوار} = \frac{1}{2} \gamma_1 H'^2 K_a$$

$$\phi_1 = 30^\circ \text{ و } \alpha = 10^\circ \rightarrow K_a = 0.35 \text{ (جدول ۵-۸)}$$

در نتیجه:

$$P_a = \frac{1}{2} (18) (7.158)^2 (0.35) = 161.4 \text{ kN/m}$$

$$P_o = P_a \sin 10^\circ = 161.4 (\sin 10^\circ) = 28.03 \text{ kN/m}$$

$$P_h = P_a \cos 10^\circ = 161.4 (\cos 10^\circ) = 158.95 \text{ kN/m}$$

کاظمی حمید

ضریب اطمینان در مقابل واژگونی
محاسبه لنگر مقاوم:

شماره قسمت	مساحت (m ²)	واحد طول / وزن (kN/m)	لنگر نسبت به C (m)	لنگر (kN-m)
1	$6 \times 0.5 = 3$	70.74	1.15	81.35
2	$\frac{1}{2}(0.2)6 = 0.6$	15.15	0.833	11.79
3	$4 \times 0.7 = 2.8$	66.02	2.0	132.04
4	$6 \times 2.6 = 15.6$	280.80	2.7	758.16
5	$\frac{1}{2}(2.6)(0.458) = 0.595$	10.71	3.13	33.52
		$P_v = 28.03$	4.0	112.12
		$\sum V = 470.45$		$\sum 1128.98$ $= \sum M_R$

$$\gamma_{\text{concrete}} = 23.58 \text{ kN/m}^3$$

لنگر واژگونی:

$$M_o = P_h \left(\frac{H'}{3} \right) = 158.95 \left(\frac{7.158}{3} \right) = 379.25 \text{ kN-m}$$

$$FS_{(\text{overturning})} = \frac{\sum M_R}{M_o} = \frac{1128.98}{379.25} = 2.98 > 2 \text{—O.K.}$$

(واژگونی)

ضریب اطمینان در مقابل لغزش

از رابطه ۵ - ۶۵ داریم:

$$FS_{(\text{sliding})} = \frac{(\sum V) \tan(k_1 \phi_1) + Bk_2 c_2 + P_p}{P_a \cos \alpha}$$

$$k_1 = k_2 = \frac{2}{3}$$

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma_2 D^2 + 2c_2 \sqrt{K_p} D$$

$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi_2}{2} \right) = \tan^2 (45 + 10) = 2.04$$

$$D = 1.5 \text{ m}$$

$$P_p = \frac{1}{2} (2.04) (19) (1.5)^2 + 2(40)(\sqrt{2.04})(1.5)$$

$$= 43.61 + 171.39 = 215 \text{ kN/m}$$

$$FS_{\text{(sliding)}} = \frac{(470.45) \tan\left(\frac{2 \times 20}{3}\right) + (4)\left(\frac{2}{3}\right)(40) + 215}{158.95}$$

$$= \frac{111.5 + 106.67 + 215}{158.95} = 2.73 > 1.5 \text{—O.K.}$$

بعضی طراحان، در محاسبه نیروی مقاوم در مقابل پنجه، مقدار D را مساوی ضخامت پایه در نظر می‌گیرند.

ضریب اطمینان در مقابل ظرفیت باربری

با ترکیب روابط ۵-۷۰، ۵-۷۱ و ۵-۷۲ به دست می‌آید:

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\sum M_R - \sum M_O}{\sum V} = \frac{4}{2} - \frac{1128.98 - 379.25}{470.45}$$

$$= 0.406 \text{ m} < \frac{B}{6} = \frac{4}{6} = 0.666 \text{ m}$$

مجدداً با استفاده از روابط ۵-۷۴ و ۵-۷۵ می‌توان نوشت:

$$q_{\text{toe heel}} = \frac{\sum V}{B} \left(1 \pm \frac{6e}{B}\right) = \frac{470.45}{4} \left(1 \pm \frac{6 \times 0.406}{4}\right) = 189.2 \text{ kN/m}^2 \text{ (پنجه)}$$

$$= 45.99 \text{ kN/m}^2 \text{ (پاشنه)}$$

ظرفیت باربری نهایی خاک را می‌توان از رابطه ۵-۷۶ به دست آورد:

$$q_u = c_2 N_c F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma_2 B' N_\gamma F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

$$\phi_2 = 20^\circ \text{ (جدول ۳-۲)}, N_c = 14.83, N_q = 6.4, \text{ and } N_\gamma = 5.39.$$

$$q = \gamma_2 D = (19)(1.5) = 28.5 \text{ kN/m}^2$$

$$B' = B - 2e = 4 - 2(0.406) = 3.188 \text{ m}$$

$$F_{cd} = 1 + 0.4 \left(\frac{D}{B'}\right) = 1 + 0.4 \left(\frac{1.5}{3.188}\right) = 1.188$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi_2 (1 - \sin \phi_2)^2 \left(\frac{D}{B'}\right) = 1 + 0.315 \left(\frac{1.5}{3.188}\right) = 1.148$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\psi^\circ}{90^\circ}\right)^2$$

$$\psi = \tan^{-1} \left(\frac{P_u \cos \alpha}{\sum V}\right) = \tan^{-1} \left(\frac{158.95}{470.45}\right) = 18.67^\circ$$

بنابراین:

$$F_{ei} = F_{qi} = \left(1 - \frac{18.67}{90}\right)^2 = 0.628$$

$$F_{pi} = \left(1 - \frac{\psi}{\phi}\right)^2 = \left(1 - \frac{18.67}{20}\right)^2 \approx 0$$

در نتیجه:

$$\begin{aligned} q_u &= (40)(14.83)(1.188)(0.628) + (28.5)(6.4)(1.148)(0.628) \\ &\quad + \frac{1}{2}(19)(5.93)(3.188)(1)(0) \\ &= 442.57 + 131.50 + 0 = 574.07 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$FS_{(\text{bearing capacity})} = \frac{q_u}{q_{loc}} = \frac{574.07}{189.2} = 3.03 > 3 \text{—O.K.}$$

(ظرفیت باربری)

مثال ۵-۱۳

در شکل ۵-۳۴ یک دیوار حایل وزنی نشان داده شده است. مطلوبست تعیین:

(الف) ضریب اطمینان در مقابل واژگونی

(ب) ضریب اطمینان در مقابل لغزش

(پ) فشار خاک در پنجه و پاشنه

(وزن مخصوص بتن را ۲۴ کیلونیوتن بر متر مکعب در نظر بگیرید).

حله:

$$H' = 4.5 + 0.75 = 5.25 \text{ m}$$

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi_1}{2}\right) = \tan^2 \left(45 - \frac{30}{2}\right) = \frac{1}{3}$$

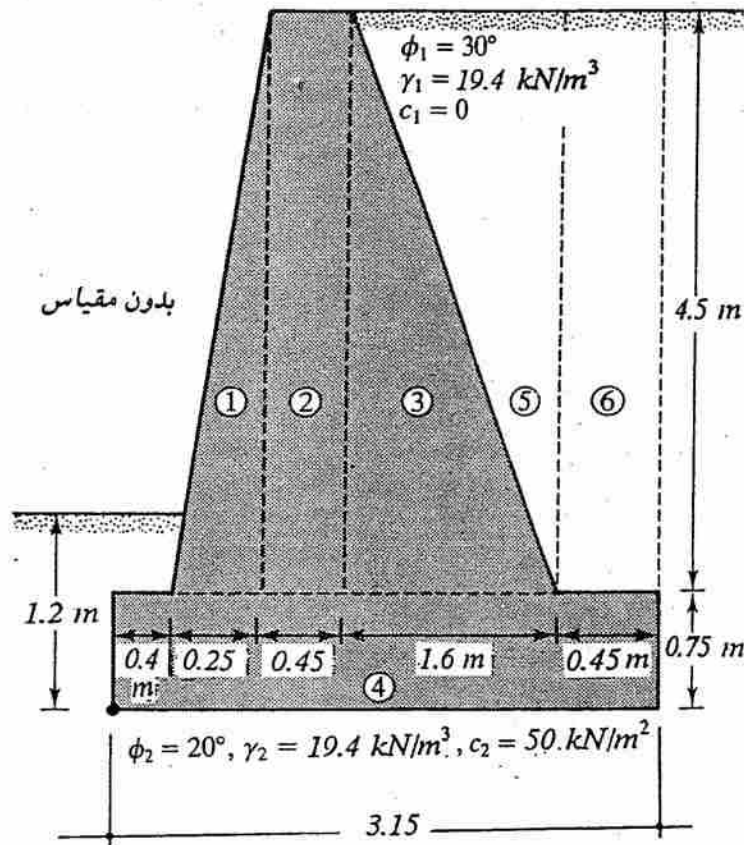
$$P_a = \frac{1}{2} \gamma (H')^2 K_a = 0.5 \times 19.4 \times 5.25^2 \times 0.33 = 88.23 \text{ kN/m}$$

$$\alpha = 0$$

$$P_h = P_a = 88.23 \text{ kN/m}$$

$$P_v = 0$$

حمید کاظمی



قسمت الف: ضریب اطمینان در مقابل واژگونی
 محاسبه لنگر مقاوم:

شماره قسمت	وزن (kN/m)	باز و تا نقطه C (m)	لنگر در حول C kN.m/m
1	$0.5 \times 0.25 \times 4.5 \times 24 = 13.5$	0.57	7.70
2	$0.45 \times 4.5 \times 24 = 48.60$	0.88	42.77
3	$0.5 \times 1.6 \times 4.5 \times 24 = 86.4$	1.63	140.83
4	$3.15 \times 0.75 \times 24 = 56.70$	1.58	89.59
5	$0.5 \times 1.6 \times 4.5 \times 19.4 = 69.84$	2.17	151.55
6	$0.45 \times 4.5 \times 19.4 = 39.29$	2.93	115.12
	$\Sigma V = 314.33$		547.56

لنگر واژگونی:

$$M_0 = \frac{H'}{3} P_a = \frac{5.25}{3} \times 88.23 = 154.40$$

$$\text{ضریب اطمینان واژگونی} = \frac{547.56}{154.40} = 3.55$$

قسمت ب: ضریب ایمنی در مقابل لغزش

با استفاده از رابطه ۵-۶۵ با فرض $k_1 = k_2 = \frac{2}{3}$ و $P_p = 0$ داریم:

$$\begin{aligned} FS_{\text{(sliding)}} &= \frac{\sum V \tan\left(\frac{2}{3}\phi_2 + B\left(\frac{2}{3}\right)c_2\right)}{P_a} \\ &= \frac{314.33 \times \tan(0.67 \times 20) + 3.15 \times 0.67 \times 50}{88.23} \\ &= \frac{74.88 + 105.53}{88.23} = 2.04 \end{aligned}$$

قسمت پ: فشار خاک در نوک پنجه و پاشنه

با استفاده از روابط ۵-۷۰، ۵-۷۱ و ۵-۷۲ می توان نوشت:

$$\begin{aligned} e &= \frac{B}{2} - \frac{\sum M_R - \sum M_O}{\sum V} = \frac{3.15}{2} - \frac{547.56 - 154.40}{314.33} = 0.32 \text{ m} \\ q_{\text{toe}} &= \frac{\sum V}{B} \left[1 + \frac{6e}{B} \right] = \frac{314.33}{3.15} (1 + 6 \times 0.32/3.15) = 160.61 \text{ kN/m}^2 \\ q_{\text{heel}} &= \frac{\sum V}{B} \left[1 - \frac{6e}{B} \right] = \frac{314.33}{3.15} (1 - 6 \times 0.32/3.15) = 38.96 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

مثال ۵-۱۴

مثال ۵-۱۳ را با استفاده از روش کولمب با فرض $\delta = 2\phi/3$ تکرار کنید:

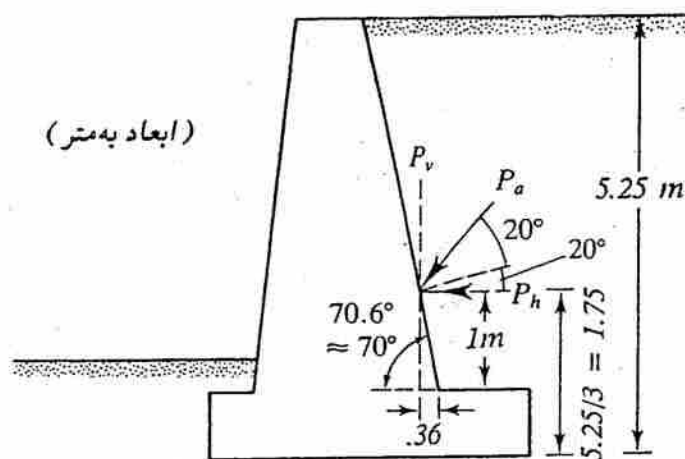
حل:

با مراجعه به شکل ۵-۳۵، فشار کولمب محاسبه می شود:

$$\delta = \frac{2}{3}\phi = \left(\frac{2}{3}\right)(30) = 20^\circ$$

$$K_a = 0.4794 \quad (\alpha = 0^\circ, \beta = 70^\circ) \quad (\text{جدول ۵-۳})$$

حمید



بدون مقیاس

شکل ۵-۳۵

$$P_a = 0.5 \times 19.4 \times 5.25^2 \times 0.4794 = 128.17 \text{ kN/m}$$

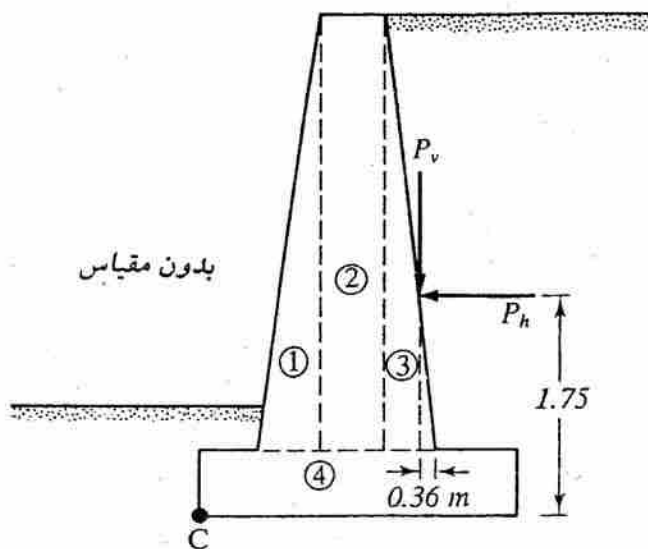
$$P_h = P_a \cos 40 = 128.17 (\cos 40) = 98.18 \text{ kN/m}$$

$$P_v = P_a \sin 40 = 128.17 (\sin 40) = 82.39 \text{ kN/m}$$

قسمت الف: ضریب ایمنی در مقابل واژگونی

لنگر مقاوم:

با مراجعه به اشکال ۵-۳۶ و ۵-۳۴ و استفاده از جدول مثال ۵-۱۳ داریم:



شکل ۵-۳۶

شماره قسمت	وزن (kN/m) جدول مثال ۱۳-۵	بازو تا نقطه C (m)	لنگر در حول C kN.m/m
1	13.5	0.57	7.70
2	48.60	0.88	42.77
3	86.4	1.63	140.83
4	56.7	1.58	89.59
P_v	82.39	2.34	192.79
	287.59		473.68

لنگر واژگونی

$$M_o = P_h \frac{H'}{3} = 98.18 \times \frac{5.25}{3} = 171.82 \text{ kN.m/m}$$

$$F_s (\text{واژگونی}) = \frac{473.68}{171.82} = 2.76$$

قسمت ب: ضریب اطمینان در مقابل لغزش:

$$FS_{(\text{sliding})} = \frac{\sum V \tan \left(\frac{2}{3} \right) \phi_2 + B \left(\frac{2}{3} \right) c_2}{P_h}$$

$$= \frac{287.59 \tan (.67 \times 20) + 3.15 (.67 \times 50)}{98.18} = 1.77$$

قسمت پ: فشار خاک در نوک پنجه و پاشنه:

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\sum M_R - \sum M_o}{\sum V} = \frac{3.15}{2} - \frac{473.68 - 171.82}{287.59} = 0.53$$

$$q_{\text{toe}} = \frac{\sum V}{B} \left[1 + \frac{6e}{B} \right] = \frac{287.59}{3.15} \left(1 + \frac{6 \times 0.53}{3.15} \right) = 183.47 \text{ kN/m}^2$$

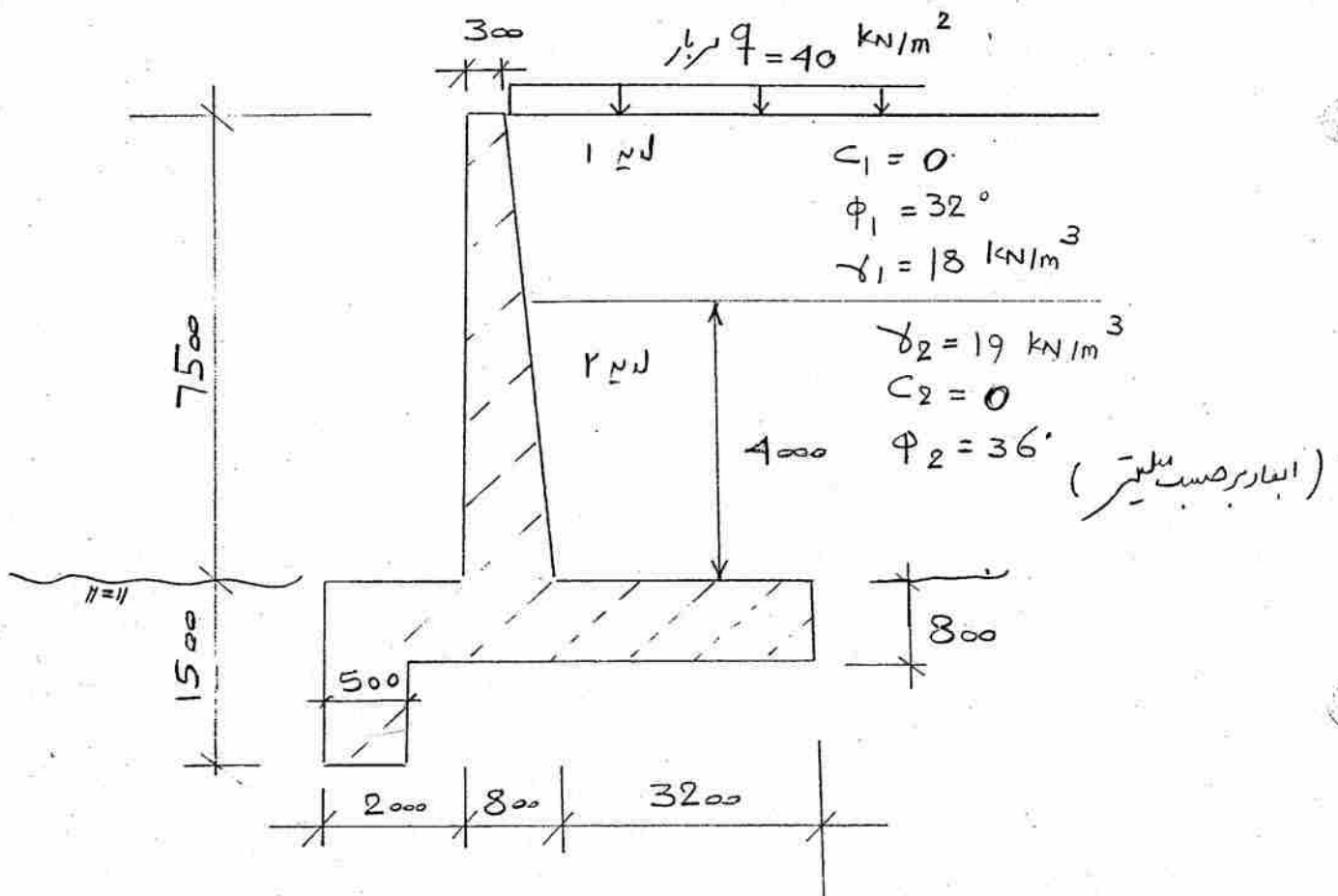
$$q_{\text{heel}} = \frac{\sum V}{B} \left[1 - \frac{6e}{B} \right] = \frac{287.59}{3.15} \left(1 - \frac{6 \times 0.53}{3.15} \right) = -0.87 \approx 0 \text{ kN/m}^2$$

حمید کاظمہ

حمید کاظمہ

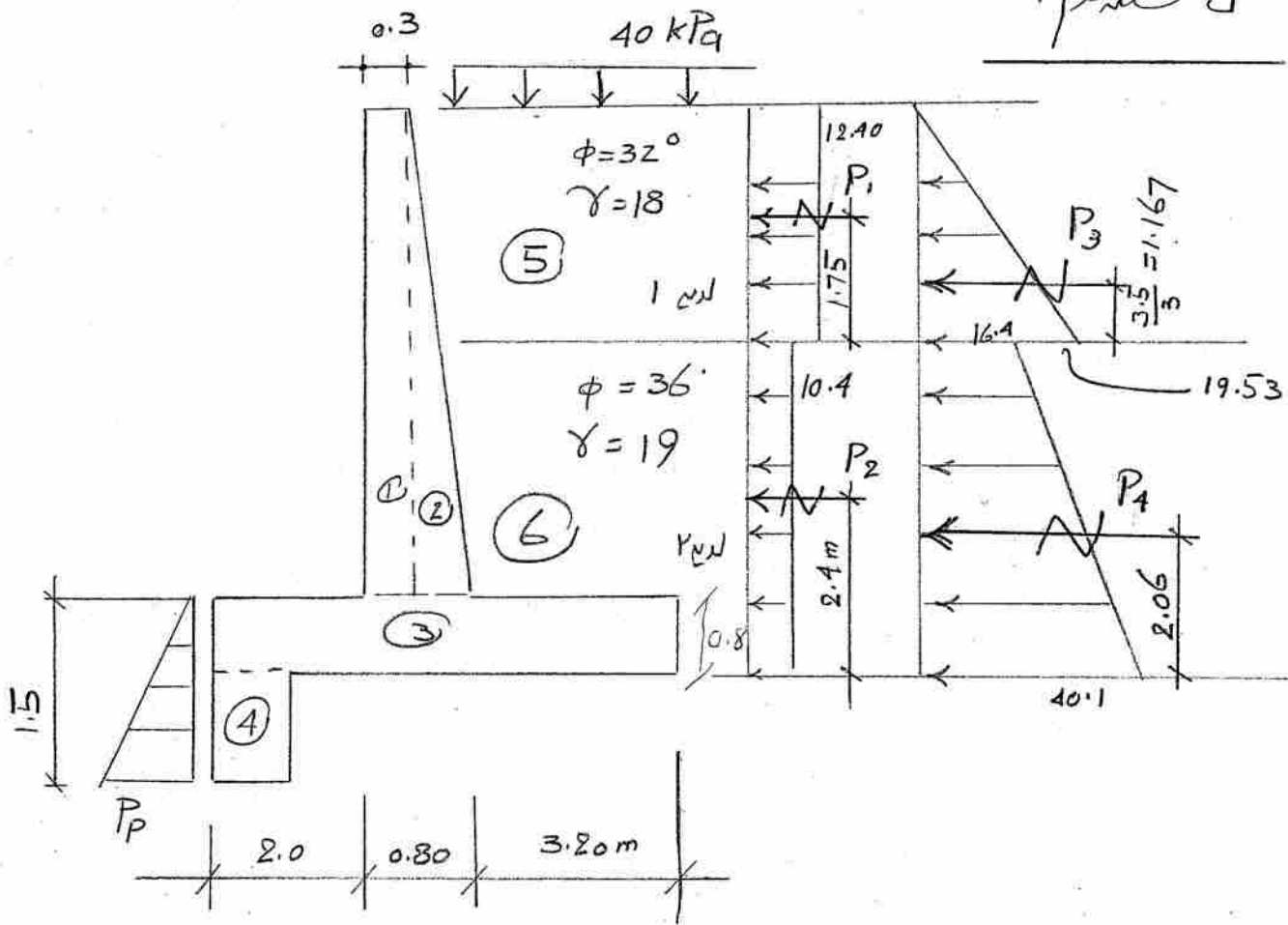
۲- دیوار حائل شکل زیر مفروض است. بر اساس اطلاعات داده شده مطلوبست :

- الف - کنترل واژگونی دیوار و تعیین ضریب اطمینان آن.
- ب - کنترل لغزش شالوده دیوار و تعیین ضریب اطمینان آن.
- پ - تعیین توزیع تنش زیر شالوده برای بارهای بدون ضریب.
- ت - کنترل سازه‌ای ضخامت تیغه دیوار در محل اتصال به شالوده.



حمید کاظمہ

حل مسئله



حل: تعیین ضرایب فشار (در صورت نیاز)

$$\text{لایه ۱} \quad K_{a1} = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \frac{1 - \sin 32}{1 + \sin 32} = 0.31$$

$$\text{لایه ۲} \quad K_{a2} = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \frac{1 - \sin 36}{1 + \sin 36} = 0.26$$

$$q \cdot K_{a1} = 40 \times 0.31 = 12.40 \text{ kN/m}^2 \rightarrow P_1 = 12.40 \times 3.5 = 43.40$$

$$q \cdot K_{a2} = 40 \times 0.26 = 10.4 \text{ " } \rightarrow P_2 = 10.4 \times 4.80 = 50$$

$$\text{در بالا} \quad P_1 = \gamma_1 \cdot h_1 \cdot K_{a1} = 18 \times 3.5 \times 0.31 = 19.53 \rightarrow P_3 = \frac{19.53 \times 3.5}{2} = 34.20$$

$$\text{در پایین} \quad P_1 = \gamma_1 \cdot h_1 \cdot K_{a2} = 18 \times 3.5 \times 0.26 = 16.4 \text{ kN/m} \rightarrow P_4 = \frac{16.40 + 40.1}{2} \times 4.8$$

$$\text{در پایین} \quad P_2 = 16.40 + 19 \times 4.80 \times 0.26 = 40.1 \text{ " } P_4 = 135.6 \text{ kN/m}$$

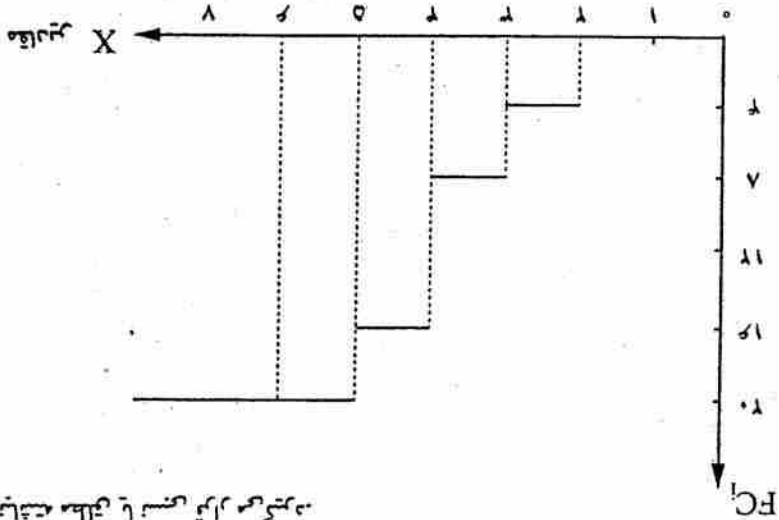
مثال: برایابی تخمینی طبقه آخر برابر حجم جابه است.

X_i	F_i	FC_i
۱	۴	$FC_1 = 4$
۲	۵	$FC_2 = 4 + 5 = 9$
۳	۷	$FC_3 = 9 + 7 = 16$
۴	۴	$FC_4 = 16 + 4 = 20$
۵		
$N = 20$		

$$f_{ci} = \frac{FC_i}{N}$$

۲۱- فرآوانی انباشته نسبی:
از تقسیم فرآوانی تخمینی هر طبقه به حجم جابه به دست می‌آید.
مجموعه از جمع فرآوانی نسبی هر طبقه با فرآوانی‌های نسبی طبقه‌های قبلی تا آنجا که به دست می‌آید.

X_i	F_i	f_i	FC_i	f_{ci}
۵	۱	$\frac{1}{20} = 0.05$	۱	$0.05 \times \frac{1}{1} = 0.05$
۴	۸	$\frac{8}{20} = 0.4$	$1 + 8 = 9$	$0.05 + 0.4 \times \frac{1}{9} = 0.0556$
۷	۴	$\frac{4}{20} = 0.2$	$1 + 8 + 4 = 13$	$0.0556 + 0.2 \times \frac{1}{13} = 0.0654$
۸	۴	$\frac{4}{20} = 0.2$	$1 + 8 + 4 + 4 = 17$	$0.0654 + 0.2 \times \frac{1}{17} = 0.0735$
۷	۴	$\frac{4}{20} = 0.2$	$1 + 8 + 4 + 4 + 4 = 21$	$0.0735 + 0.2 \times \frac{1}{21} = 0.0786$
۸	۴	$\frac{4}{20} = 0.2$	$1 + 8 + 4 + 4 + 4 + 4 = 25$	$0.0786 + 0.2 \times \frac{1}{25} = 0.0854$



در محور f_i فرآوانی‌های انباشته مطلق یا نسبی قرار می‌گیرد.

۲۲- نمودار فرآوانی‌های تخمینی (کودمولات یا اچانوت):

$$P_E = \sum P_i$$

تعیین بارهای جانبی :

$$= P_1 + P_2 + P_3 + P_4$$

$$= 43.1 + 50 + 34.20 + 135.6 = 263.2 \text{ kN/m}$$

- تعیین گستره بارگذاری بحرک :

$$M_a = \sum P_i y_i$$

$$= P_1 (1.75 + 1.80) + P_2 \times 2.40 + P_3 \times (1.167 + 1.80) + P_4 \times 2.0$$

$$M_a = 281.3 + 120 + 201.1 + 279.3 = 887.7 \text{ kN-m/m}$$

$$\gamma_{\text{تین}} = 25 \text{ kN/m}^3$$

تعیین گستره بارگذاری وزن اعضا، خاک و سربار

تصفه	وزن	ارتفاع A	Mr
1	56.3	2.15	121
2	46.9	2.47	116
3	120	3.0	360
4	8.8	0.25	2.0
5	201.6	4.4	887
6	243.2	4.4	1070
سربار	128	4.4	563

$$\sum W = 805 \text{ kN/m}$$

$$\sum M_r = 3119 \text{ kN-m/m}$$

$$(S.F)_{0.7} = \frac{\sum M_r}{\sum M_o}$$

- تعیین ضریب اطمینان و بارگذاری

$$= \frac{3119}{887.7} = 3.51 > 1.75$$

$$H_r = W t_g \delta + P_p$$

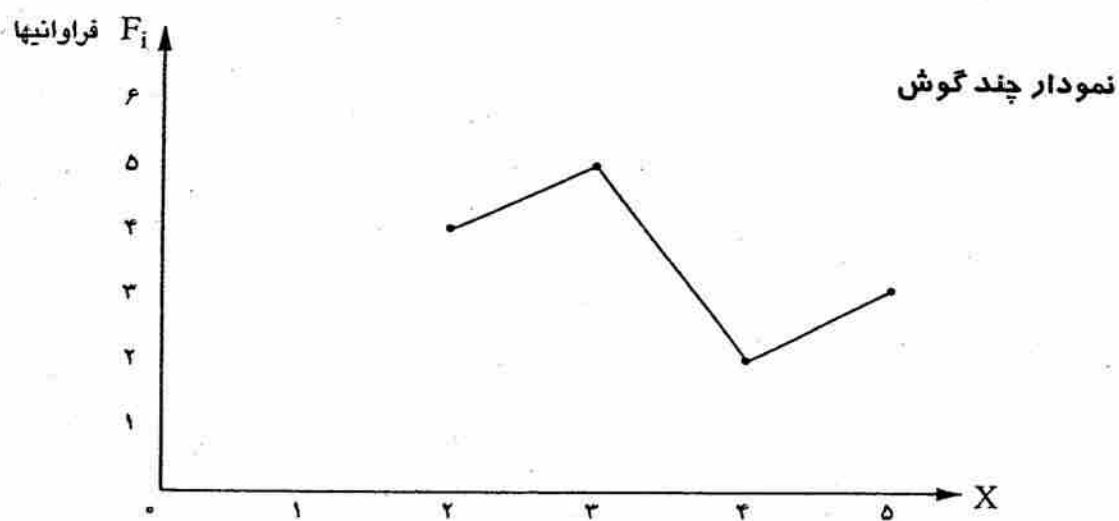
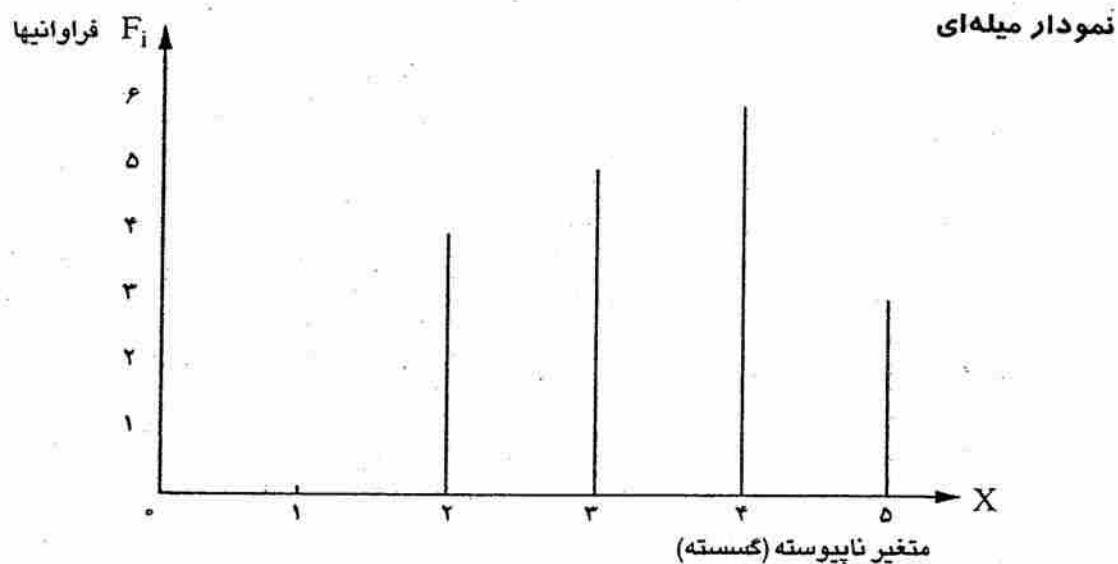
- تعیین ضریب اطمینان لغزش :

$$W t_g \delta = 805 t_g \left(\frac{2}{3} \times 36^\circ \right) = 358 \text{ kN/m}$$

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma h^2 K_p = \frac{1}{2} \times 19 \times \frac{1}{0.26} \times 1.5^2 = 82$$

۱۹- بیان هندسی توزیع صفت متغیر (نمودار میله‌ای - نمودار چند گوش):

بیشتر اوقات زمانیکه صفت متغیر کمی گسته باشد صورت میگیرد.



این نمودار بیشتر برای مقایسه توزیع فراوانیها در دو یا چند جامعه یا هم مورد استفاده قرار می‌گیرند. (کافی است نقاط به دست آمده در دستگاه مختصات را با خطوط مستقیم به هم وصل نمود)

۲۰- فراوانیهای تجمعی (انباشته):

فراوانی تجمعی هر گروه از صفت متغیر در جدول توزیع فراوانی برابر است با فراوانی مطلق همان گروه به علاوه فراوانیهای مطلق گروههای ماقبل آن:

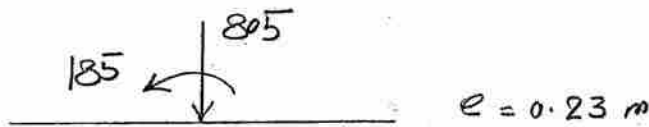
$$CF_i \quad یا \quad FC_i = F_1 + F_2 + \dots + F_k$$

$$H_r = 358 + 82 = 440 \text{ kN/m}$$

$$S.F. = \frac{\sum H_r}{\sum P_a} = \frac{440}{263.2} = 1.67 > 1.5 \quad \text{مناسب}$$

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\sum M_r - M_o}{\sum W}$$

$$= \frac{6}{2} - \frac{1}{805} (3119 - 887.7) = 0.23 < \frac{B}{6} = \frac{6}{6} = 1$$



$$q = \frac{W}{L} \left(1 \pm \frac{6e}{L} \right) = \frac{805}{6} \left(1 \pm \frac{6 \times 0.23}{6} \right) \rightarrow \begin{cases} q_{\min} = 103.3 \\ q_{\max} = 165 \text{ kN/m} \end{cases}$$

$$V_u \approx 1.5 P_E = 1.5 \times 263.20$$

لترک تیر دیوار

$$V_u = 395 \text{ kN/m}$$

$$V_c = 0.2 \phi_c \sqrt{f_c} B d$$

$$= 0.2 \times 0.6 \times \sqrt{25} \times 1000 \times 700 \times 10^{-3} = 420 \text{ kN/m}$$

$$V_u < V_c$$

قوت ۱۰۰٪ مسلک است

حمید کاظمه

۳- فصل دوم

گروه بندی و پردازش داده های آماری

(آموزش)

۱۷- پردازش داده های آماری:

خود داده های آماری مفهوم خاصی ندارند. مرحله پردازش شامل منظم کردن، طبقه بندی یا گروه بندی داده ها، تشکیل جداول، محاسبه سرجمعها و مشخصه های عددی است.

گروه بندی نتایج مشاهدات، یکی از اساسی ترین روشهای پردازش و تحلیل اولیه اطلاعات آماری است. نتیجه گروه بندی عناصر جامعه به صورت شمای زیر به دست می آید.

$$\begin{array}{ccccccc} X: & X_1 & & X_r & & X_r & \dots & & X_k \\ & \downarrow & & \downarrow & & \downarrow & & & \downarrow \\ F_i: & F_1 & & F_r & & F_r & \dots & & F_k \end{array}$$

تعداد عناصر را در هر گروه، «فراوانی مطلق» آن گروه می نامند. (F_i)

مجموع فراوانیهای مطلق در جامعه، همواره برابر حجم جامعه (N) می باشد:

$$F_1 + F_r + \dots + F_k + N$$

۱۸- فراوانی نسبی:

سهم هر یک از مقادیر صفت متغیر را در کل جامعه نشان می دهد:

$$f_i = \frac{F_i}{N} \Rightarrow F_i = N \cdot f_i, \quad N = \frac{F_i}{f_i}$$

f_i = فراوانی نسبی

F_i = فراوانی مطلق

N = حجم جامعه

جمع فراوانی های نسبی در هر جدول توزیع فراوانی، همواره برابر ۱ می باشد:

$$f_1 + f_r + f_r + \dots + f_k = \sum_{i=1}^k f_i = 1$$

X گروه خون	A	B	O	AB	
F_i فراوانی مطلق	۴	۲	۶	۸	$\sum F_i = N = 20$
f_i فراوانی نسبی	$\frac{4}{20} = 0.2$	$\frac{2}{20} = 0.1$	$\frac{6}{20} = 0.3$	$\frac{8}{20} = 0.4$	$\sum f_i = 1$

طراحی و محاسبه دیوار: (تسلیم)

$$P_q \approx 263.20$$

نکته: کثرت فشار در برابر دیوار

محاسبه می شود در حالت این نیروها تا مرکز ثقل دیوار و پهنای آن با عرض غیر از ده می هم.

$$M_a = \text{کنش ناشی از نیروهای جانبی} = 888 \text{ kN-m/m}$$

۱.۵ (تبدیل)

$$M_u \approx 1.30 \times 888 = 1154 \text{ kN-m/m}$$

$$A_s = \frac{1154 \times 10^6}{0.85 \times 300 \times 0.9 \times 700} = 6285 \text{ mm}^2/\text{m}$$

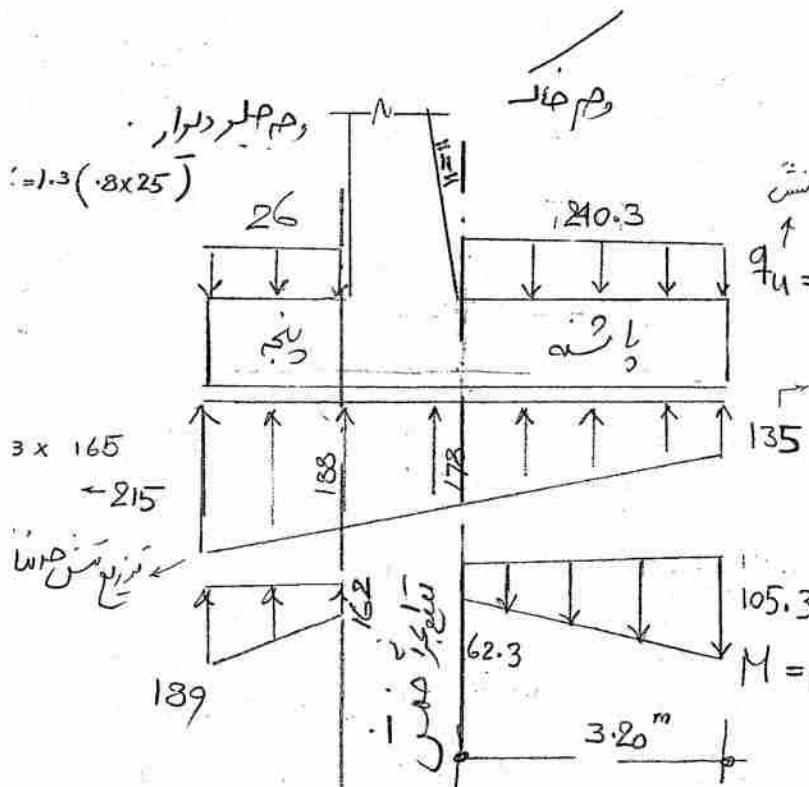
لازم $A_s = \frac{M_u}{A_s P_y}$

نکته: $\bar{z} = 0.9d$

نکته: $\bar{z} = 32/150 = 5387 \text{ mm}^2/\text{m}$

نکته: کثرت قبول است.

- نکته: در دیوارهای خالی:
- ۱- بارهای مرده: وزن دیوار + وزن خاک روی پنجه دیوار (۱.۲۵)
 - ۲- بارهای زنده: ترابریست دیوار (۱.۵)
 - ۳- تارخاک: همان تارخاک P_E (۱.۵)



طراحی و محاسبه دیوار:

(توزیع تنش با فرض تسلیم ۱.۳)

$$q_u = 1.3(201.6 + 243.2 + 40 \times 1 + 8 \times 3.20 \times 25) = 240.3 \text{ kN/m}^2$$

$$\bar{V}_u = \left(\frac{105.3 + 62.3}{2} \right) \times 3.2 = 268 \text{ kN/m}$$

$$\bar{V}_c = 0.2 \phi_c \sqrt{f_c} B d = 420 \text{ kN/m}$$

$$M = \left(\frac{62.3 + 2 \times 105.3}{6} \right) \times 3.2 = 165$$

$$A_s = \dots$$

$$M = \frac{P^2}{6} (q_1 + 2q_2)$$

فهرست منابع و مراجع

- | | |
|----------|---|
| ۶-۵-۸-۹- | تکلیف رولتیه هیدرولیکی |
| ۶-۵-۸-۲- | پروانه خنک‌کنی |
| ۶-۵-۸-۸- | حلقه فیلتره |
| ۶-۵-۸-۶- | آب شش‌شده جهت جبران تقاضای |
| ۶-۵-۸-۵- | هوای فیلتره |
| ۶-۵-۸-۴- | خراب فیلترها |
| ۶-۵-۸-۳- | خراب فیلترها |
| ۶-۵-۸-۲- | زیرفیلترها |
| ۶-۵-۸-۱- | رسانایی فیلترها |
| ۶-۵-۸- | تجهیزات عملیاتی و ماشین‌آلات برای درخت‌ها |
| ۶-۵-۴-۲- | تجهیزات درخت‌ها برای تعمیر و نگهداری |

۵۱۱

۱۱۱

۱۱۱

۱۱۱

۱۱۱

۱۱۱

۱۱۳

۱۱۳

۱۱۳

۱۱۳

۱۱۳

۱۱۳

مجموعه کاغذ

$$F_b = 1 \times 1.25 \times .65 \sqrt{F_c}$$

کنترل فول سدی

$$P_d = \frac{F_y}{4F_b} d_b$$

حاصل می شود :

در جهت افقیان تعداد بتن را از نظر کیریم :

$$F_u = 1.3 \times .8 \times 25 = 26 \text{ kN/m}$$

$$V_u \approx \text{در ناحیه د از برکنه باهنگی می شود.} \quad (d = 0.7^m = 700 \text{ mm})$$

$$M_u = \frac{1}{6} (162 + 2 \times 189) \times \frac{2^2}{6} = 360 \text{ kN-m/m}$$

$$V_c = 0.2 \phi_c \sqrt{F_c} B d$$

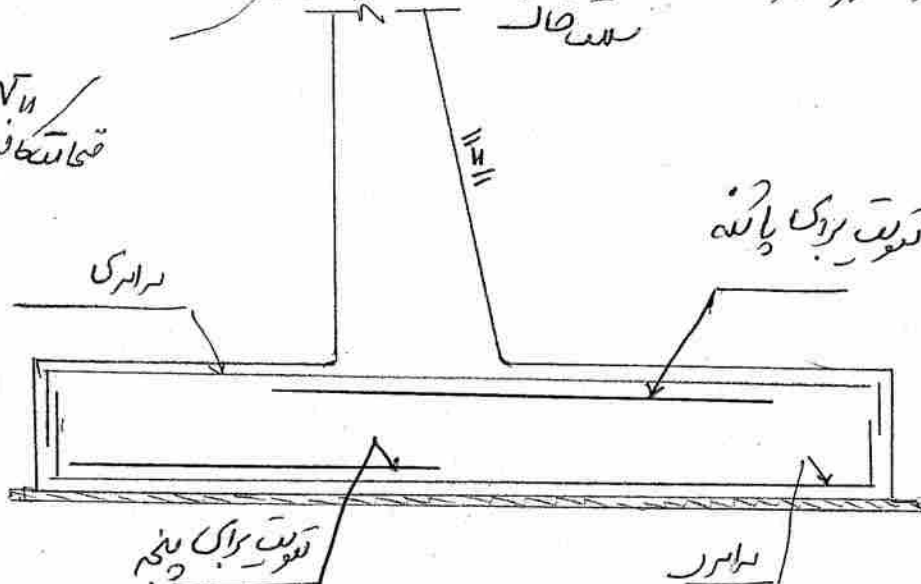
$$= 0.2 \times .6 \times \sqrt{25} \times 1000 \times 700 \times 10^{-3}$$

$$= 420 \text{ kN/m}$$

تقریباً همواره کمتر از این است

$$V_c > V_u$$

تقاضای سگافیت



۸۴	سازه نگاهدارنده بالابر	۹-۴-۷-
۸۴	اسکله برای بالابر ها با سیستم انتقال طولی	۹-۴-۷-۱-
۸۵	اسکله مخصوص بالابر های پهلویی	۹-۴-۷-۲-
۸۵	سازه های نگاهدارنده در خشکی	۹-۴-۷-۳-
۸۶	طراحی سازه های نگاهدارنده	۹-۴-۷-۴-
۸۶	دریچه های حوضچه های تعمیر و حوضچه های انتقال	۹-۵-
۸۶	عوامل مؤثر در انتخاب دریچه	۹-۵-۱-
۸۶	عرض ورودی	۹-۵-۱-۱-
۸۶	ارتفاع آب نگهداری شده	۹-۵-۱-۲-
۸۷	سرعت عمل	۹-۵-۱-۳-
۸۷	هزینه دریچه ها	۹-۵-۱-۴-
۸۷	توانایی باز شدگی دریچه در مقابل ارتفاع آب	۹-۵-۱-۵-
۸۸	ایجاد جریان تحت فشار	۹-۵-۱-۶-
۸۸	عمق آب موجود در بیرون حوضچه ها	۹-۵-۱-۷-
۸۸	ایجاد فضای نگهداری دریچه های باز شده	۹-۵-۱-۸-
۸۸	سهولت تعمیرات و نگهداری	۹-۵-۱-۹-
۸۹	نیروی انسانی مورد نیاز برای عملکرد دریچه	۹-۵-۱-۱۰-
۸۹	پیش بینی و تدارك نیروی محرکه	۹-۵-۱-۱۱-
۸۹	احداث معبر در بالای دریچه	۹-۵-۱-۱۲-
۸۹	روش های احداث	۹-۵-۱-۱۳-
۹۰	انواع دریچه ها	۹-۵-۲-
۹۰	دریچه های شناور آزاد	۹-۵-۲-۱-
۹۲	دریچه های شناور لولایی	۹-۵-۲-۲-
۹۴	دریچه های صندوق های لغزان	۹-۵-۲-۳-
۹۶	دریچه های زاویه دار	۹-۵-۲-۴-
۹۹	دریچه های قطاعی	۹-۵-۲-۵-
۱۰۱	دریچه معلق	۹-۵-۲-۶-
۱۰۲	دریچه معلق مهار شده	۹-۵-۲-۷-

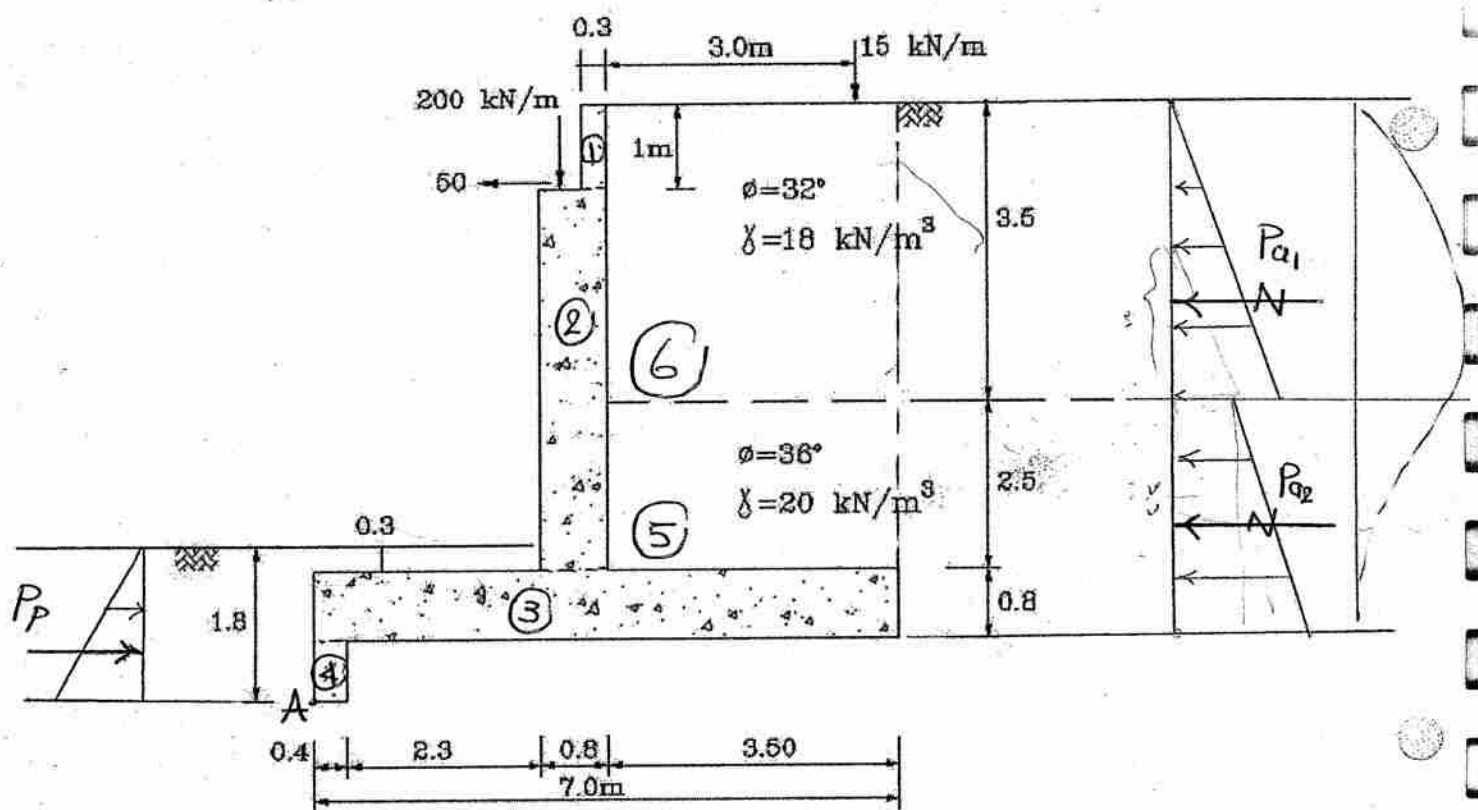
شماره: ۱۵، ۱۰، ۲۷ - ۱۳۸۷

۱- کوله یک پل از نوع دیوار حائل انعطاف پذیر مطابق شکل زیر مفروض است. واکنشهای نشان داده شده ناشی از بارهای مرده و زنده عرشه است. مطلوبست:

- الف- کنترل ضریب اطمینان واژگونی.
 ب- کنترل ضریب اطمینان لغزش شالوده با توجه به وجود زبانه برشی.
 پ- محاسبه توزیع تنش در خاک زیر شالوده و مقایسه با ظرفیت باربری مجاز خاک.
 ت- کنترل ضخامت دیوار در محل اتصال به شالوده. (ضریب حد نهایی متوسط = $1/4$)
 ج- محاسبه برآیند توزیع تنش در ناحیه پاشنه و پنجه بطور جداگانه. (برای بارهای بدون ضریب)

$$q_a = 200 \text{ kPa}$$

$$p_c = 25 \text{ MPa}$$



حمید کاظمہ

حل مسئله اول:

$$\varphi_1 = 32^\circ$$

$$K_{a1} = \frac{1 - \sin \varphi_1}{1 + \sin \varphi_1} = 0.31 \rightarrow \begin{cases} z=0 \rightarrow P_{a1} = 0 \\ z=3.5 \quad P_{a1} = \gamma K_{a1} z = 18 \times 3.5 \times 0.31 = 19.5 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

$$\varphi_2 = 36^\circ$$

$$K_{a2} = \frac{1 - \sin \varphi_2}{1 + \sin \varphi_2} = 0.26 \rightarrow \begin{cases} z=3.5 \quad P_{a2} = 18 \times 3.5 \times 0.26 = 16.36 \\ z=6.8 \quad P_{a2} = 16.36 + 20 \times 3.3 \times 0.26 = 33.5 \end{cases}$$

$$P_{a1} = \left(\frac{0 + 19.5}{2} \right) \times 3.5 = 34.1 \text{ kN/m}, \quad \bar{y}_1 = \frac{3.5}{3} + 3.3 = 4.47 \text{ m}$$

$$P_{a2} = \left(\frac{16.36 + 33.5}{2} \right) \times 3.3 = 82.3 \text{ kN/m}$$

$$\bar{y}_2 = \left(\frac{33.5 + 2 \times 16.36}{33.5 + 16.36} \right) \times \frac{3.3}{3} = 1.46 \text{ m}$$

$$P = 50 \text{ kN/m}$$

اثر بار خفگی: 10 kN/m

b	z	σ	$\bar{\sigma} \times (1.36)$	\bar{y}_i	M_q
0	0	0			
0.2	1.36	2.04	1.39	6.12	8.51
0.4	2.72	1.76	2.6	4.76	12.4
0.6	4.08	1.07	1.92	3.40	6.5
0.8	5.44	0.63	1.16	2.04	2.37
1	6.8	0.38	0.7	0.68	0.5

$$a = \frac{3}{6.8} = 0.44 > 0.4$$

$$\sigma = \frac{19}{\pi H} \times \frac{a^2 b}{(a^2 + b^2)^2}$$

$$q = 15 \text{ kN/m}$$

$$H = 6.8$$

$$a = 0.44$$

$$\sigma = \frac{0.54 b}{(0.19 + b^2)^2}$$

$$\Sigma P_q = 7.8 \text{ kN/m} \quad M_q = 30.3$$

$$\Sigma P_q = 34.1 + 82.3 + 50 + 7.8 = 174.20 \text{ kN/m}$$

$$M_a = 34.1 \times 4.47 + 82.3 \times 1.46 + 50 \times 5.8 + 30.3$$

$$\Sigma M_a = 593 \text{ kN-m/m}$$

حمید کاظمہ

حمید کاظمہ

لغین کثرتعاض:

رقع	رقع (m ²)	زین (KN/m)	بار راسع (m)	M _R
1	0.3	7.5	3.35	25.1
2	4	100	3.1	310
3	5.6	140	3.5	490
4	0.28	7	0.2	1.40
5	8.75	175	5.25	919
6	12.25	220	5.25	1155
بارک	-	200	2.90	580
بارک	-	15	6.5	98

$$\text{الف - } \frac{M_R}{M_a} = \frac{\text{فریب اضمین رازگرن}}{\text{فریب اضمین}}$$

$$= \frac{3578}{593} = 6 > 1.75$$

$$\sum W = 864.5 \quad M_R = 3578$$

ب - کنترل لغزش

$$H_R = \sum W \tan \delta + C_a A_f + P_p$$

$$= 864.5 \times \tan \left(\frac{2}{3} \times 36^\circ \right) + 0 + \frac{1}{2} \times 20 \left(\frac{1}{0.26} \right) \times 1.8^2 = 385 \text{ KN/m}$$

$$H_E = P_a = 174.2$$

$$\text{فریب اضمین لغزش} = \frac{385}{174.2} = 2.21 > 1.5$$

لغین توزیع تنش خاک زیری:

$$M_R - M_a = 3578 - 593 = 2985$$

$$e = \frac{B}{2} - \frac{AM}{\sum W} = \frac{7}{2} - \frac{2985}{864.5} = 0.05 \approx 0$$

$$q = \frac{\sum W}{B} = \frac{864.5}{7 \text{ m}} = 123.5 \text{ kPa} < q_a = 200 \text{ kPa}$$

[Faint, illegible text covering the majority of the page, likely bleed-through from the reverse side.]

حمید کاظم

$$\sum M_E = 1 \cdot M_{1+2+3+4} = 1508,9 \text{ KN-m/m.}$$

$$P_{P_1} = 20 \times 3,85 = 77, - \quad M_{RP_1} = 77 \times 1,10 \times \frac{1}{2} = 42,35$$

$$P_{P_2} = \frac{1}{2} \times 11,2 \times 3,85 \times 1,10 = 23,1. \quad M_{RP_2} = 23,1 \times \frac{1}{3} = 7,7$$

$$M_{RP} = 42,35 + 7,7 = 50,05 \text{ KN-m/m.}$$

$$\sum M_R = 2983,2 + 50,05 = 3033,25$$

$$\sum M_E = 1508,9 \text{ KN-m/m.}$$

$$\sum P_a = 305,7 \text{ KN/m.}$$

$$\sum P_p = 121,1$$

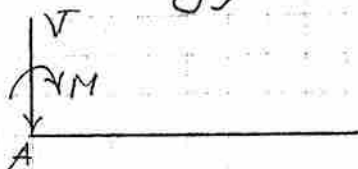
$$\sum W_v = 293,2$$

در طول

$$S.F. = \frac{3033,25}{1508,9} = 2,01 > 1,5$$

$$S.F. = \frac{293,2 \times \frac{1}{2} (0,77 \times 1,1) + 121,1}{305,7} = 1,17 < 1,5$$

لرزش



نیای به نسبت پاشنه خورشید است

کنترل فرکانس پیر

$$M = \sum M_R - \sum M_E = 3033,25 - 1508,9 = 1524,35 \text{ KN-m/m.}$$

$$V = 293,2 \text{ KN/m}$$

$$e_1 = \frac{\sum M}{V} = 1,42$$

$$e = \frac{1}{2} \times 5,2 - 1,42 = 1,18 \text{ m.}$$

$$q_{m,m} = \frac{V}{B} \left[1 \pm \frac{7e}{B} \right] = \frac{293,2}{5,2} \left[1 \pm \frac{7 \times 1,18}{5,2} \right]$$

$$\begin{cases} q_{\max} = 115 > 300 \text{ kPa} \\ q_{\min} = -19,1 \end{cases}$$

لرزش که مناسب نیست

اگر لرزش را در نظر بگیریم

Handwritten text in Urdu script, appearing to be a letter or document. The text is dense and covers most of the page. There are some circular stamps or marks on the left side of the page.

$$\Sigma M_E = 2927 \text{ KN-m/m.}$$

$$\Sigma M_R = 2766.7 + 2927 = 5693.7 \text{ KN-m/m.}$$

$$\Sigma V = 111.3 \text{ KN/m}$$

$$\Sigma P_a = 1211.6 \text{ "}$$

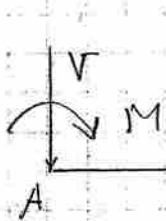
$$\Sigma P_p = 368 \text{ "}$$

کنٹر فریب پیر
کافی نیت

$$S.F. = \frac{\Sigma M_R}{\Sigma M_E} = \frac{5693.7}{2927} = 1.94 < 1.5$$

کنٹر

$$S.F. = \frac{111.3 \times \frac{1}{2} (1.77 \times 1.6) + 368}{1211.6} < 1.5$$



بازیم پائین بی ختم لائے

$$M = \Sigma M_R - \Sigma M_E = 201.7$$

$$V = 111.3$$

$$e_1 = 1.49 \text{ m}$$

$$e = \frac{1}{4} \times 5.2 - 1.49 = 1.1 \text{ m}$$

خفی نیت

کنٹر قحاصت سور: قحاصت درصت آف کنٹر کی کسٹم:

$$V_c = 0.17 \phi_c \sqrt{f_c} B d = 0.17 \times 0.17 \times \sqrt{25} \times 1000 \times d \text{ (N)}$$

$$\Sigma P_a - P_p = 2766.7 - 1211.6 = 1555.1$$

$$P_u = 1.4 \times 1555.1 = 2177.1 \text{ KN/m}$$

$$P_u = V_u = V_c \Rightarrow d_{min} = 515.7$$

$$h_{نیم} = 520 + 10 = 530 \text{ mm}$$

$$h_{نیم} = 1000 \text{ mm}$$

قحاصت سور ک نیت

حمید

[Faint, illegible text covering the majority of the page, likely bleed-through from the reverse side.]

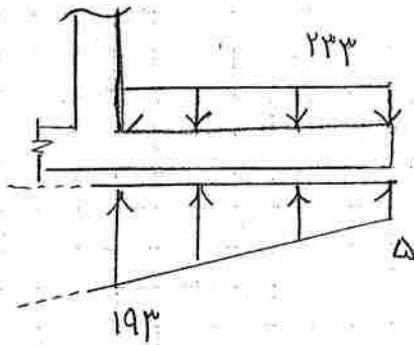
حیدر کاظمہ

کنترل قیامت شالوده :

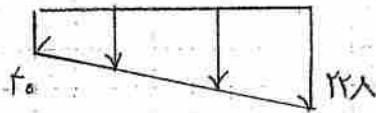
قیامت در حالت دم کنترل می کنیم :

$$W_p = 746 \text{ KN/m}$$

$$\text{برابر} = \frac{746}{3.2} = 233 \text{ KN/m}^2$$



سنگین ترها



$$V_u = \left(\frac{40 + 228}{2} \right) \times 3.20 \times 1.30 = 557 \text{ KN}$$

$$V_c = 1/2 \phi_c \sqrt{f_c} B d$$

$$V_c = 0.2 \times 0.7 \times \sqrt{25} \times 1000 \times 800 \times 1.0 = 270 \text{ KN}$$

$$V_c < V_u$$

قیامت شالوده باید در آنرا باشد

کنترل ابعاد خمشی الوار :

باید فرض شده که قیامت در خمشی باکی است و صورت باید التفات
کنیم حرکت و مقاوم در نظر گرفت : در حالت اول که بحرانی تر است :

$$M \# \sum P_{Ei} \times y_i - \sum P_{Pi} \times y_i$$

توجه داشته باشید که در این حالت باید نیروهای جانبی شالوده محاسبه گردند و در سیستم راست :

$$M_1 = 151.40 \times 4.80 = 727.68$$

$$M_2 = 74.9$$

$$M_3 = 261.2$$

$$M_4 = 727.0$$

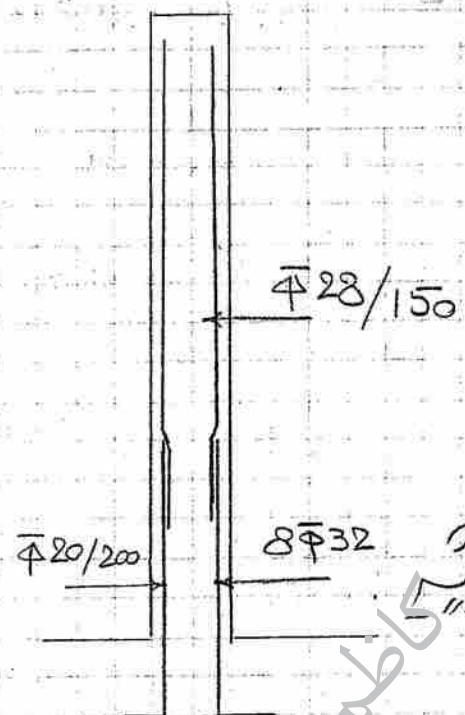
$$M_a = \sum M_i = 1.434 \text{ kN-m/m}$$

$$M_u = 1.20 \times 1.434 = 1.721$$

$$A_s = \frac{1.721 \times 1.6}{44 \times 0.9 \times 220} = 0.157 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$8\Phi 32 = 8272 \text{ mm}^2$$

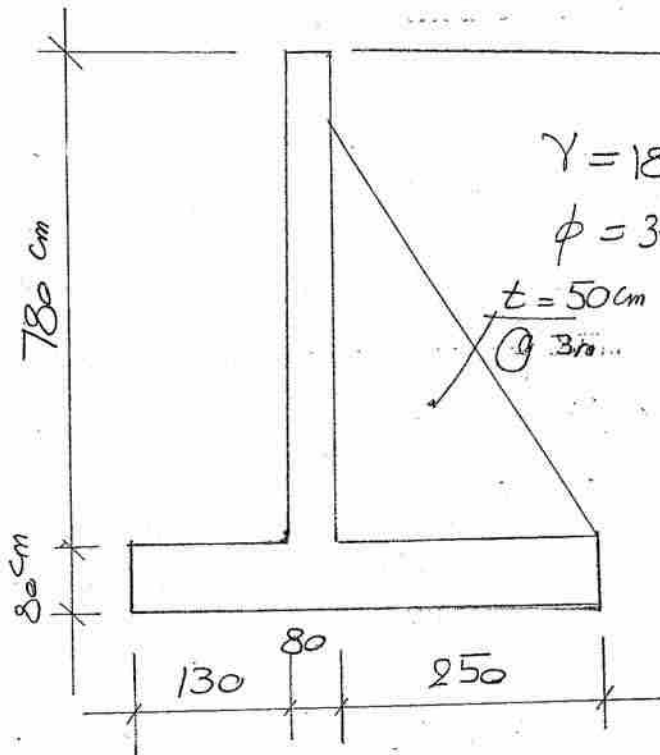
و متوجه شدیم که ششگانه است و طرح با سه تیر
نظر خواهد شد



[The page contains extremely faint, illegible text, likely bleed-through from the reverse side. The text is organized into several paragraphs, with some lines appearing as bold or indented. Due to the low contrast, specific words and sentences cannot be transcribed.]

حیدر کاظمہ

دیورہائی سرہ دار :



۱۔ اعلیٰ ترین معیار کے لئے اسٹیڈی و سٹیڈی

نوار عرض و طویل و تقسین توزیع کثرت

حل: ان میں سے ہر تینوں حل کی قسم

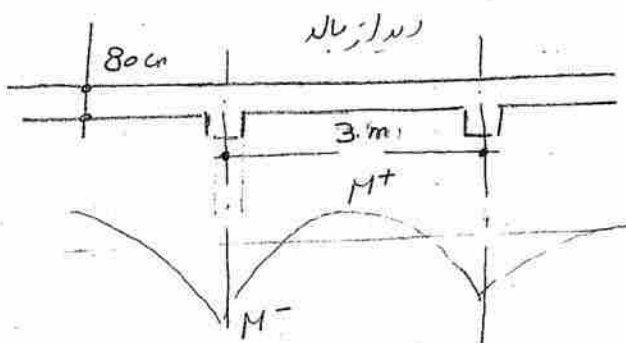
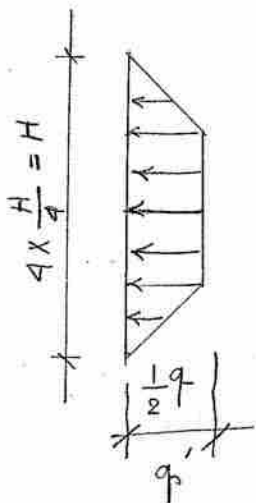
محکم دلائل سے مزین و متنوع و منفرد موضوعات پر مشتمل مفت آن لائن مکتبہ

$$q = \gamma H K_a$$

$$K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \frac{1 - \sin 34^\circ}{1 + \sin 34^\circ} = 0.26$$

$$q = 18 \times 7.8 \times .26 = 36.5 \text{ kN/m}^2$$

$$q' = \frac{1}{2}q = \frac{1}{2} \times 36.5 = 18.3 \text{ "}$$



($b = 100 \text{ cm}$, $d = 70 \text{ cm}$)

$$A_s^+ = \dots$$

$$As^- = \dots$$

سر از بند و رستای منقضی و احد در وسط دیوار دارم :

$$f = 3 - 0.5 = 2.5 \text{ m} \quad \text{--- (10)}$$

$$M^+ = \frac{1}{16} \times 8.3 \times 2.5^2 = 7.15 \text{ kN-m/m}$$

$$M = \frac{1}{11} q \ell^2$$

$$= \frac{1}{11} \times 18.3 \times 2.5^2 = 10.4 \text{ kN-m}$$

این را آنچه بصورت طریکی در دیار قرار می گیرند
(درآمد در محل دیوار ۱) ۱۳

۱- مشخصات فردی

نام و نام خانوادگی: آرش نیری
فرزند : فرامرز
شماره شناسنامه : ۱۴۲۹
محل تولد : تهران
تاریخ تولد : ۱۳۵۵
نشانی پستی : تهران - خیابان ولی عصر، بالاتر از چهارراه پارک وی، خیابان محمودیه، کوچه صفای اصفهانی، پلاک ۲/۳
تلفن تماس : ۲۰۲۷۹۳۸

۲- سوابق تحصیلی دانشگاهی

ردیف	رشته تحصیلی	دانشگاه	مقطع	شروع دوره	پایان دوره
۱	مهندسی عمران - عمران	صنعتی امیرکبیر	لیسانس	۱۳۷۳	۱۳۷۸
۲	مهندسی ژئوتکنیک	صنعتی امیرکبیر	فوق لیسانس	۱۳۷۸	۱۳۸۰
۳	مهندسی ژئوتکنیک	صنعتی امیرکبیر	دکتری	۱۳۸۱	مشغول به تحصیل

لازم بذکراست که دیپلم اینجانب ریاضی فیزیک اخذ شده در سال ۱۳۷۳ - تهران بوده است.

۳- سوابق علمی و فعالیت‌های دانشگاهی

۱-۳- ادامه کلاس‌های حل تمرین (کمک استادی) دروس تحلیل سازه ۱ و ۲، مقاومت مصالح، سازه‌های

فولادی ۱ و ۲ و مهندسی پی سازی از سال ۱۳۷۶ تا کنون

۲-۳- برگزاری کلاس‌های آموزشی نرم افزارهای کاربردی رشته مهندسی عمران در سال ۱۳۷۶-۱۳۷۸

۳-۳- شرکت در مسابقات ساخت بتن با مقاومت بالا در سال ۱۳۷۵ همراه با سیستم دانشکده عمران

دانشگاه صنعتی امیرکبیر و کسب رتبه اول

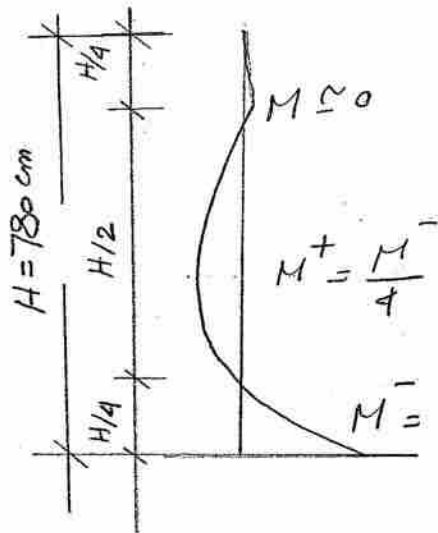
۴-۳- ارائه پایان کارشناسی ارشد در رشته مهندسی ژئوتکنیک با عنوان:

«بررسی رفتار تونل‌های مدفون در خاک نرم به کمک تئوری انتشار امواج» تحت نظر آقای دکتر

میرمحمد میرحسینی

حمید کاظمی

تعیین توزیع نیرو در مقدار نام



$$q = 8 K_a \cdot H = 36.5 \text{ KN/m}^2$$

$$H = 7.8 \text{ m}$$

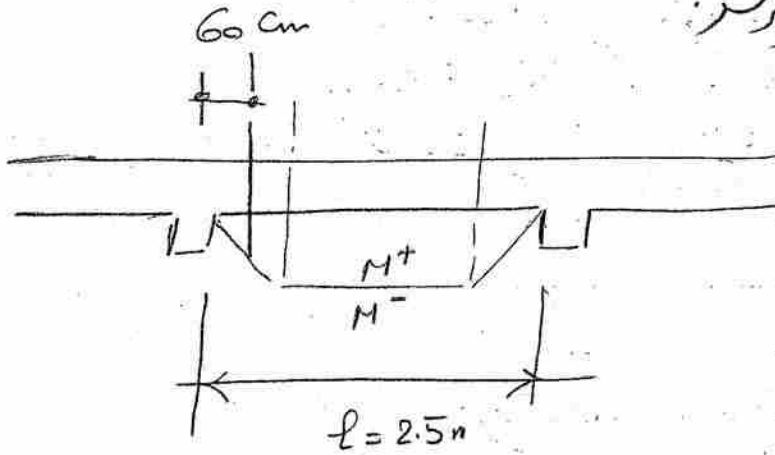
$$l = 2.5 \text{ m}$$

$$M^- = 0.03 \times 36.5 \times 7.8 \times 2.5 = 21.4 \text{ KN-m/m}$$

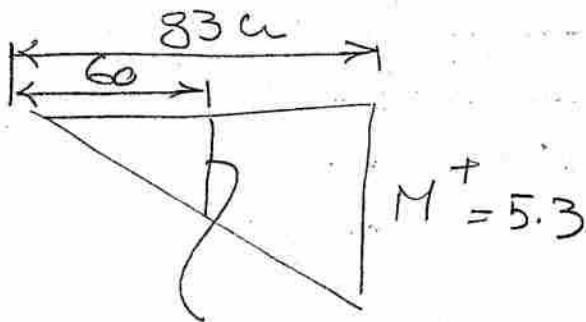
$$M^- = 0.039 Hl$$

$$M^+ = \frac{1}{4} \times 21.4 = 5.3 \text{ KN-m/m}$$

تقدیر این نیروها در ۱/۳ فاصله بین زبره خدائات است، سپس در ۱/۳ هاگن در این بطنی
کاهش می یابد تا به صفر برسد.



مقدار نیرو مستقیم در فاصله ۶۰
سانتیمتری از لبه زبره خدائات
را کمتر می نماید.



$$M_{60}^+ = \frac{60}{83} \times 5.3 = 3.83$$

اگر سازه هاگن به با این نیروها طراحی می شوند
بصورت قائم در دیوار قرار می گیرند.

طراحی با این نتیجه می شود
است.

۸۵-۷۵

۴ (۴)

۲ (۳)

۲ (۲)

۱ (۱)

میانگین حسابی چند واحد متغیر می‌کند؟
۲۵۴- میانگین حسابی ۷ عدد برابر ۱۱ است. اگر اعداد ۱۱ و ۱۲ به آن اضافه شود میانگین حسابی چند واحد متغیر می‌کند؟

۴-۸	۱
۴-۴	۴
۴-۴	۵
۰-۲	۴
حاصل شده	N_1

۲/۵ (۴)

۲ (۳)

۲ (۲)

۱ (۱)

۸۶-۷۶

۹ (۴)

۴ (۳)

۴ (۲)

۲ (۱)

۲۵۴- میانگین حسابی ۱۴ اعداد x_1, x_2, \dots, x_{14} برابر ۱۴ است. میانگین حسابی ۱۴ اعداد $x_1 + 1, x_2 + 1, \dots, x_{14} + 1$ برابر ۱۴ است؟

۸۷-۷۷

۸ (۴)

۵ (۳)

۱۲ (۲)

۱۰ (۱)

۲۵۴- اگر در یک توزیع فروانشی، فروانشی مطلق طبقه دوم ۱۲ و فروانشی نسبی آن $F_1 X_1 = 0.12$ و $F_1 X_1 = 0.12$ باشد، میانگین کدام است؟

۵/۸ (۴)

۷/۸ (۳)

۴/۵ (۲)

۴/۵ (۱)

۲۵۲- میانگین اندام شده دو مجموعه $x_1 = 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16, 17, 18, 19, 20$ و $y_1 = 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16, 17, 18, 19, 20$ کدام است؟

۱۵/۸ (۴)

۱۵ (۳)

۱۴/۸ (۲)

۱۴/۵ (۱)

۸۷-۷۷

۲۵۱- میانگین ده داده آماری برای $12/14$ است. اگر داده‌های ۵ و ۷ را از بین آنها بیرون بکشیم، میانگین ۸ داده جدید کدام است؟

N_1	۳	۵	۴	۲
X_1	۴	۸	۱۰	۱۲

۸۷-۷۷

۴ (۴)

۳ (۳)

۱۰ (۲)

۹ (۱)

۲۵۰- در داده‌های روزی و میانگین کدام است؟

N_1	۴	۳	۴
X_1	۱	۲	۳

۸۷-۷۷

۴ (۴)

۳ (۳)

۴/۳ (۲)

۴ (۱)

۲۴۹- متوسط حسابی داده‌های زیر چیست؟

Σ	۱۲
۸-۱۰	۲
۴-۸	۴
۴-۴	۳
۵	۵
۲-۴	۲
N_1	$F(x)$

۸۷-۷۷

۷ (۴)

۸ (۳)

۹ (۲)

۱۱ (۱)

۲۴۷- میانگین ۷ داده آماری برای $18, 15, 11$ برابر ۱۱ است. میانگین ۷ داده آماری برای $18, 15, 11$ برابر ۱۱ است؟

۲۔

10

حمید
صالح

(۲)

$$P_q = 151.5 \text{ kN/m}$$

$$P_H = P_q \cos 45^\circ = 109.20 \text{ kN/m}$$

$$P_V = P_q \sin 45^\circ = 109.20 \text{ kN/m}$$

جدول زیر را بر یک لیسن زیر یک ایفک دیوار گسیل می دهیم:

ردیف	وزن (kN/m)	فاصله از پایه (m)	Mr
1	18.75	0.5	9.38
2	50	0.80	40
3	112.5	1.60	180
4	60	1.60	96
P_V	109.20	2.38	260

$$\Sigma = 350.4$$



$$\Sigma = 585.40$$

$$\lg 10 = \frac{H/3}{x} \rightarrow x =$$

کنترل گسیل دیوار گسیل

$$M_a = (P_H) \times \left(\frac{H}{3} \right)$$

$$= 109.20 \times \left(\frac{5.75}{3} \right) = 209.3 \text{ kN-m/m}$$

$$M_r = \text{کل}$$

$$(S.F.)_{ov.} = \frac{585.4}{209.3} = 2.80 > 1.75$$

فهرست اشیاء لغزش: $H_{act} = P_H = 109.20 \text{ kN/m}$

$$H_r = \Sigma W \cdot \tan\left(\frac{2}{3}\phi\right) + C \times B$$

$$= 350.4 \times \tan\left(\frac{2}{3} \times 20^\circ\right) + 0.6 \times 60 \times 3.20 = 198.3$$

$$(S.F.)_{sliding} = \frac{198.3}{109.20} = 1.82 > 1.5$$

حمید کاظمہ

(۳)

تعیین توزیع تنش در بتن:

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\sum M_r - \sum M_o}{\sum W}$$

$$= \frac{3.20}{2} - \frac{585.4 - 209.3}{350.4} = 0.53 \approx \frac{B}{6} = 0.53$$

مناسب است.

$$q_{m,M} = \frac{\sum W}{B} \left[1 \pm \frac{6e}{B} \right]$$

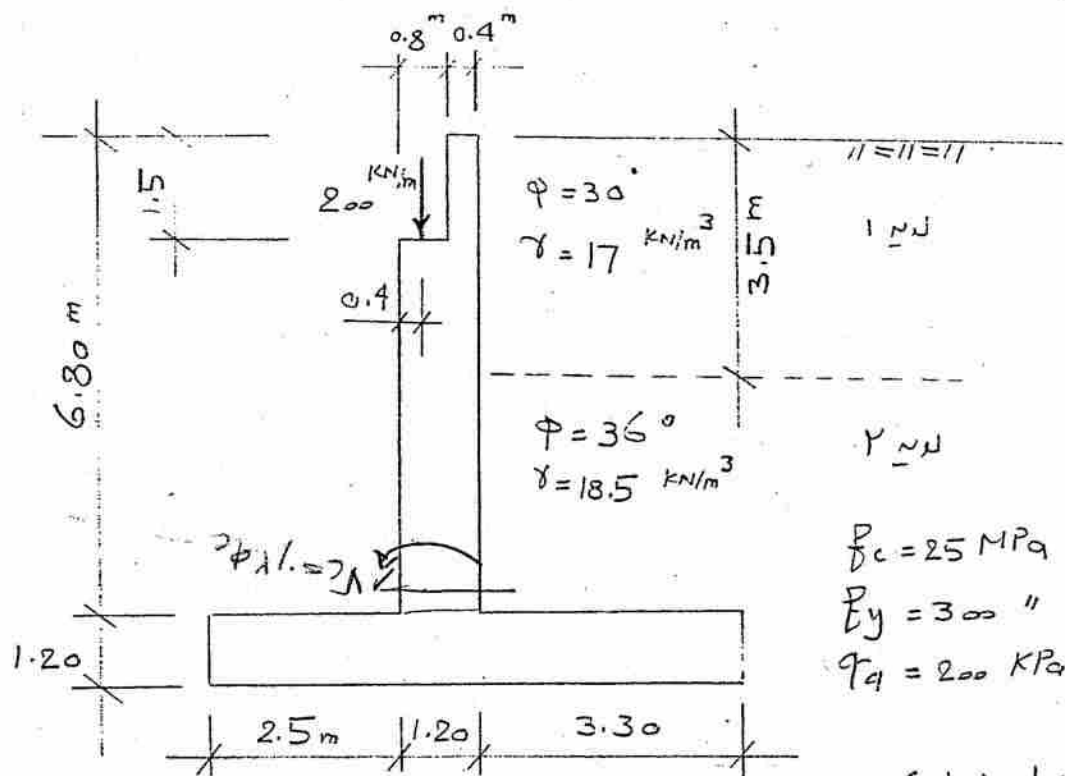
$$q_{m,o} = 0$$

$$q_M = \frac{350.4}{3.20} (1+1) = 219 \text{ KPa}$$

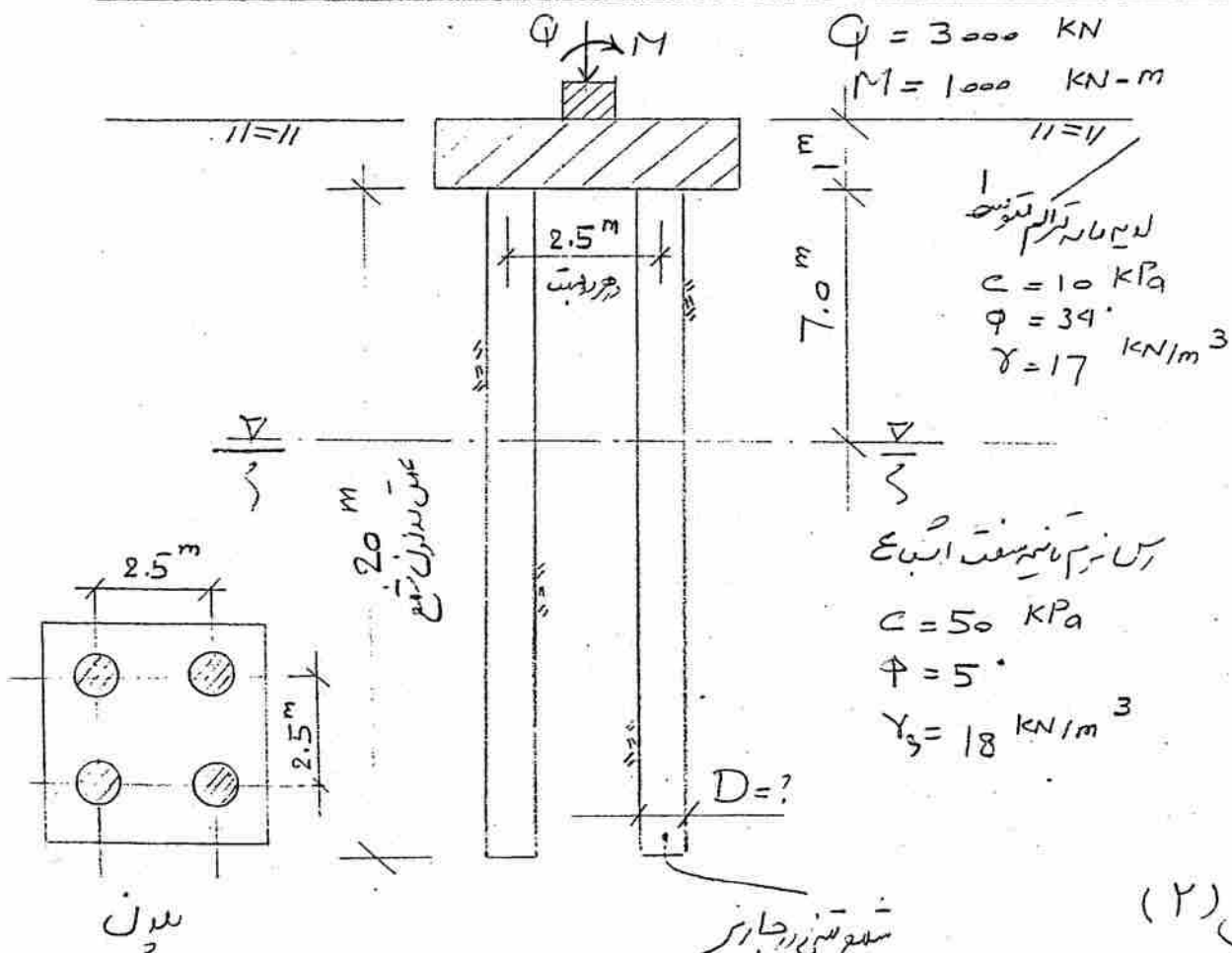
حمید کاظمی

[The page contains extremely faint, illegible text, likely bleed-through from the reverse side of the document. The text is organized into several paragraphs, but the characters are too light to transcribe accurately.]

حمید کاظمہ



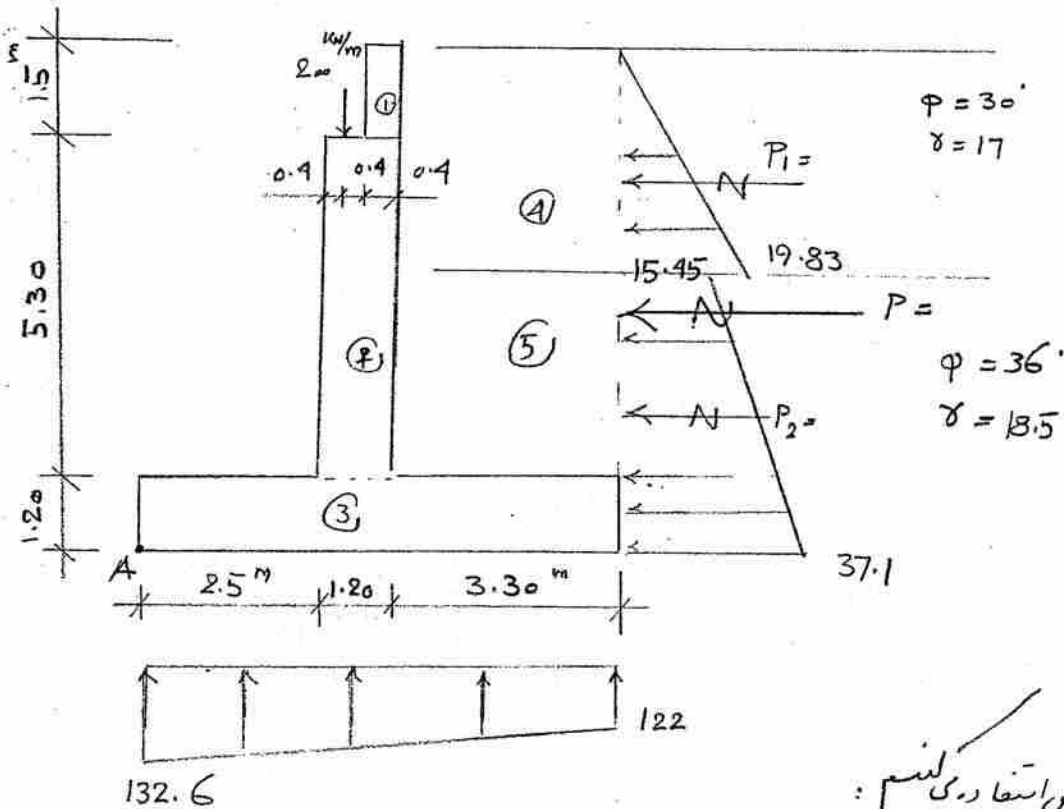
حل (۱)



حمید کاظمی

حمید کاظمہ

مسئله ۱



از روش اینستفاده می‌کنیم:

$$I_{\text{بال}}: K_q = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \frac{1 - \sin 30^\circ}{1 + \sin 30^\circ} = 0.33$$

$$P_a (Z=3.5) = 17 \times 3.5 \times 0.33 = 19.83 \text{ kN/m}$$

$$I_{\text{پایین}}: K_q = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \frac{1 - \sin 36^\circ}{1 + \sin 36^\circ} = 0.26$$

$$P_a (Z=3.5) = 17 \times 3.5 \times 0.26 = 15.45 \text{ kN/m}$$

$$P_a (Z=8\text{m}) = 15.45 + (18.5 \times 0.26 \times 4.5) = 37.1 \text{ kN/m}$$

$$P_1 = \left(\frac{0 + 19.83}{2} \right) \times 3.5 = 34.7$$

$$y_1 = 4.5 + \left(\frac{3.5}{3} \right) = 5.67 \text{ m}$$

$$P_2 = \left(\frac{15.45 + 37.1}{2} \right) \times 4.5 = 118.3$$

$$y_2 = \left(\frac{37.1 + 2 \times 15.45}{37.1 + 15.45} \right) \times \frac{4.5}{3} = 1.94 \text{ m}$$

$$P_a = P_1 + P_2 = 153 \text{ kN/m}$$

$$y_a = 2.80 \text{ m}$$

$$M_a = P_a \cdot y_a = 153 \times 2.80 = 428.4 \text{ kN-m/m}$$

حمید کاظمہ

تعیین نمره مقاوم:

وزن مخصوص بتن $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$

ردیف	وزن (kg/m)	بازو (m)	نمره مقاوم M_R
1	15	3.5	52.5
2	159	3.1	493
3	210	3.5	735
4	196	5.35	1049
5	110	5.35	589
بازو	200	2.9	580
مجموع	890		$\Sigma M_R = 3500$

1400 N/m

$$(S.F)_{av} = \frac{M_R}{M_a} = \frac{3500}{428.4} = 8.17 > 1.75$$

۱. تعیین ضریب اطمینان بارگونی:

۲. تعیین ضریب اطمینان لغزش:

$$(S.F)_{SL} = \frac{H_R}{H_a} = \frac{396}{153} = 2.6 > 1.5$$

$\rightarrow 890 \times \tan\left(\frac{2}{3} \times 36^\circ\right)$

$$H_R = \Sigma W \cdot \tan \delta + B \cdot c = 890 \times \tan\left(\frac{2}{3} \times 36^\circ\right) = 396 \text{ kN/m}$$

۳. تعیین توزیع تنش زیر پی:

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M_R - M_a}{\Sigma W} = \frac{7}{2} - \frac{(3500 - 428.4)}{890} = 0.05$$

$$q = \frac{\Sigma W}{B} \left[1 \pm \frac{6e}{B} \right]$$

$$= \frac{890}{7} \left[1 \pm \frac{6 \times 0.05}{7} \right] \rightarrow \begin{cases} q_1 = 122 \text{ kN/m}^2 \\ q_2 = 132.6 \end{cases} < q_a = 200 \text{ kPa}$$

$$V_u = 1.5 \times P_a = 1.5 \times 153$$

$$V_u = 230$$

$$V_c = 0.2 \phi_c \sqrt{f_c} B d = 0.2 \times 0.6 \times \sqrt{25 \times 1000 \times 1100 \times 10^{-3}} = 660 \text{ kN/m}$$

$$V_u < V_c$$

نیایات مناسب است

حمید کاظمہ

حمید کاظمہ

۳- یقین ظرفیت بزرگ است شمع:

$$Q_u = Q_t + Q_s$$

$$Q_t = A_p \cdot N_t \cdot \sigma_r'$$

$$Q_t = \frac{\pi D^2}{4} \times 5 \times 232 = 911 D^2$$

$$Q_s = Q_{s1} + Q_{s2} = \left(\frac{17+136}{2} \right) \times \pi D \times \overset{6m}{7} \times 0.4 + \left(\frac{136+232}{2} \right) \times \pi D \times \overset{13}{12} \times 0.3$$

$$Q_s = 673 D + 2081 D = 2754 D$$

$$Q_{all} = \frac{Q_u}{3} = 303 D^2 + 918 D = Q_{max} = 950 \text{ kN}$$

$$303 D^2 + 918 D = 950 \quad D = 0.82 \text{ m}$$

تقریباً برابر $D = 800 \text{ mm}$ مناسب است.

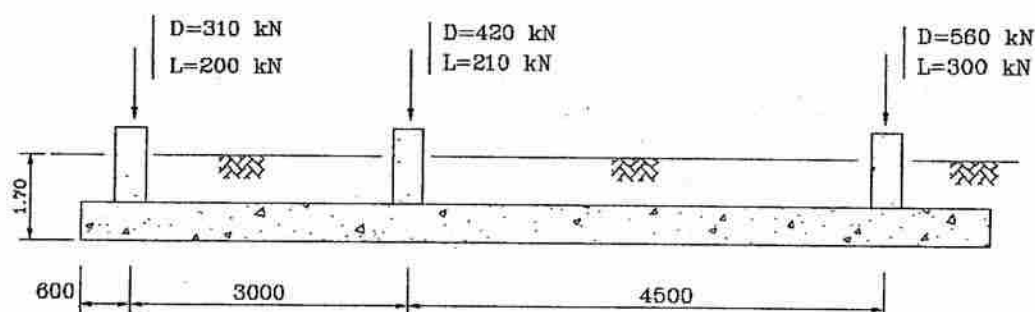
حمید کاظمہ

۱- برای انتقال بارستون یک ساختمان یک پی نواری طرح می شود. باتوجه به بارهای وارده، پی نواری موردنظر را با فرض انعطاف پذیری طراحی نمایید. استفاده از مدل کامپیوتری پی بر بستر الاستیک نیز بلامانع است.

$$f_c = 25 \text{ و } f_y = 300 \text{ MPa}$$

$$q_a = 200 \text{ KPa و } a = 400 \text{ mm}$$

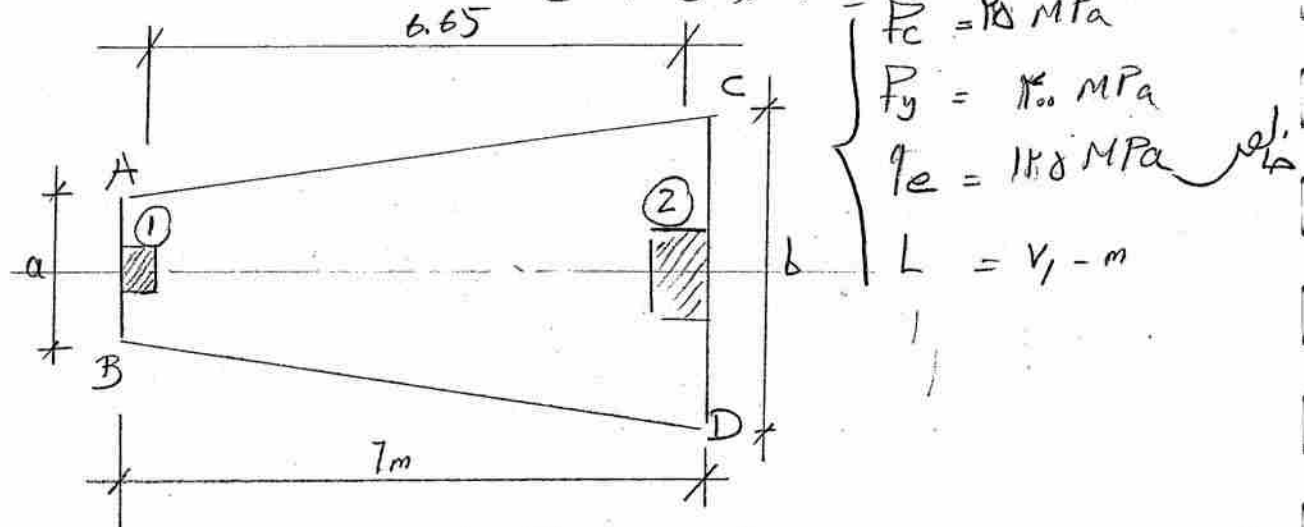
$$\gamma = 18.0 \text{ kN/m}^3$$



حمید کاظمہ

بی ذوزنعه ای

مطلوب تعیین ابعاد فندکی (a, b)
افت - تعیین تقوالت برای کنترل تنش یا بچ در تنش
ب - تنش آوار خشتی مقدار در مقطع میانی.



$$\left(\begin{array}{l} \text{تن (1)} \\ \text{تن (2)} \end{array} \right) \left(\begin{array}{l} D = 255 \text{ KN} \\ L = 165 \end{array} \right)$$

$$\left(\begin{array}{l} \text{تن (2)} \\ \text{تن (1)} \end{array} \right) \left(\begin{array}{l} D = 538 \text{ KN} \\ L = 49 \end{array} \right)$$

$$L = 7m$$

(1)

۲) ابعاد فندکی: تعیین ابعاد با بار در هر طرف - کنترل تنش

$$q_e = 128 \text{ kPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} P_1 = 255 + 165 = 420 \text{ KN} \\ P_2 = 538 + 49 = 587 \text{ KN} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} P_1 = D_1 + L_1 \\ P_2 = D_2 + L_2 \end{array}$$

$$\sum P = 1007 \text{ KN}$$

$$\sum M_{AB} = 0$$

(۳) تن a, b:

$$\bar{x} = \frac{420 \times 0.15 + 587 \times 0.11}{1007} = 0.14 \text{ m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A = \left(\frac{a+b}{2} \right) \times L = \left(\frac{a+b}{2} \right) \times 7 = 3.5(a+b) \text{ m}^2 \end{array} \right. \quad (4)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A = \frac{\sum P}{q_e} = \frac{1007}{128} = 7.87 \text{ m}^2 \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} 3.5(a+b) = 7.87 \rightarrow a+b = 2.25 \end{array}$$

$$15 \quad \bar{x} = \left(\frac{a+rb}{a+b} \right) \times \frac{L}{3} \rightarrow 0.14 = \left(\frac{a+rb}{2.25} \right) \times \frac{7}{3} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} a = 0.4 \text{ m} \\ b = 1.85 \text{ m} \end{array} \right.$$

CORRUGATED METAL SHEET
0.6mm THK.

1000
METAL SHEET
0.6mm THK.

Z-180

Rafter

IPE-180

4 M 2
4 Ø 4

L.80x80x8

WALL CLADDING
0.6mm THK.

2x1/2 PL.800x240x12

PL. "A"

W.P.1

500

CANOPY AT ENDWALL DETAIL



۵) بی از تعین مقادیر a و b مقدار خود را نیز می توانی در نظر خشتی شالوده را نیز رسم نمود.

$$P_{u1} = 1.25 P_D + 1.5 P_L = 181 \text{ KN}$$

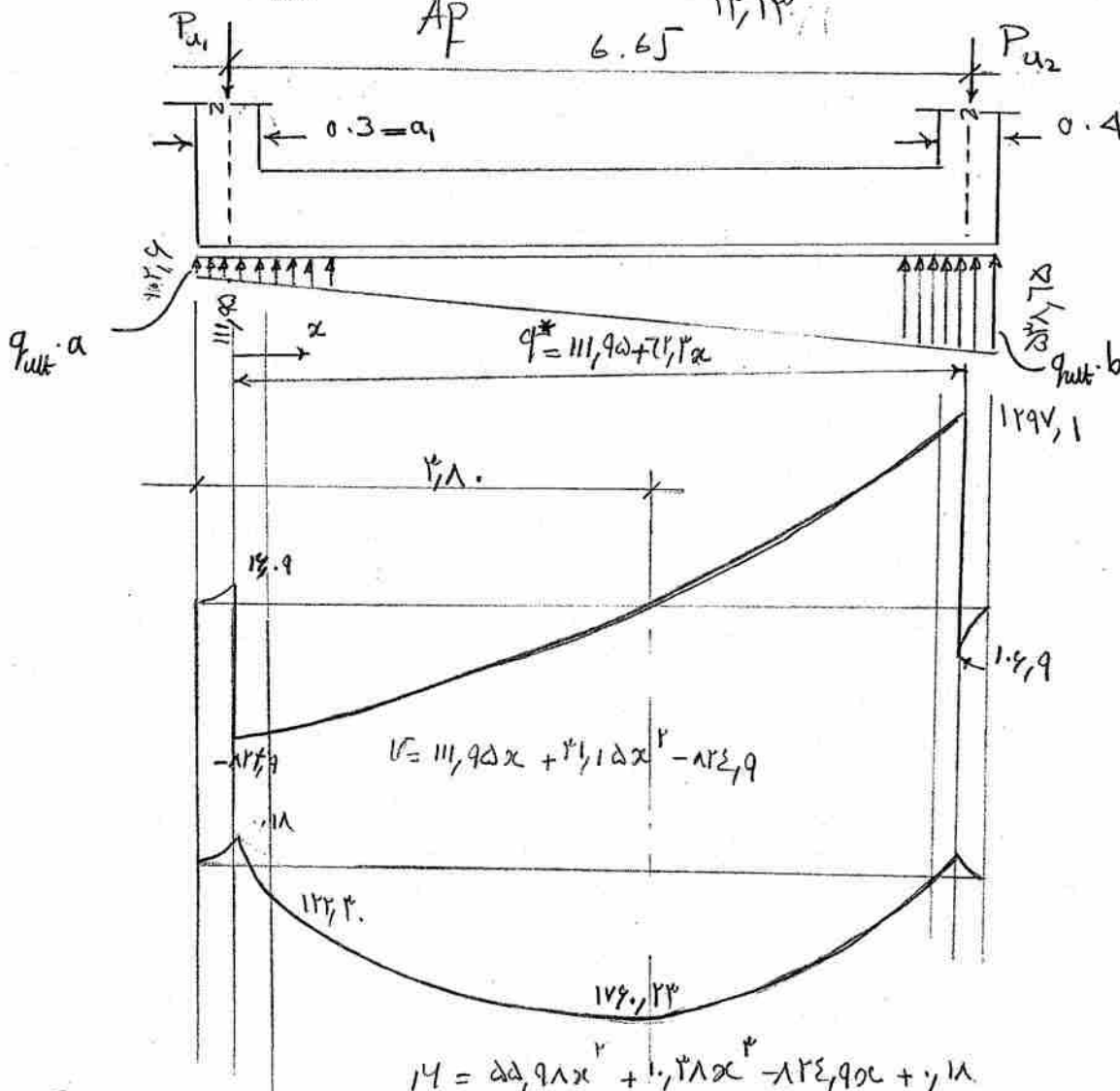
$$P_{u2} = 1.25 P_D + 1.5 P_L = 140.5 \text{ KN}$$

$$\bar{x}_u = \frac{\sum P_{ui} \times \bar{x}_{ui}}{\sum P_{ui}} = \frac{140.5 \times 2.75}{140.5 + 181} = 1.16 \text{ m}$$

$$\bar{x}_u (\text{از چپ}) = 1.16 + 0.15 = 1.31 \text{ m}$$

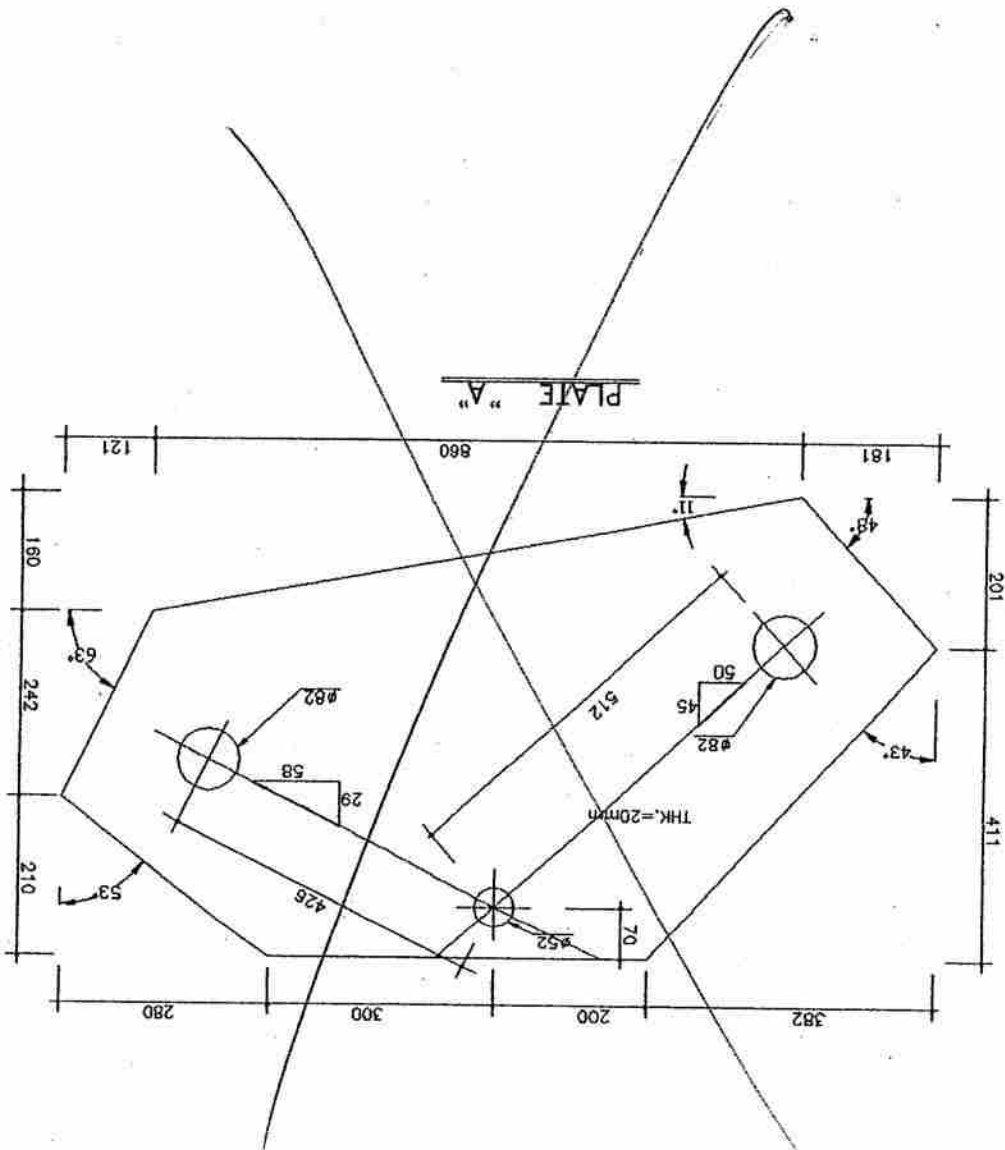
اختلاف بین مرکز ثقل بارها در دو حالت سرویس و حد نهایی معادل ۲ سانتیمتر است که جهت طراحی حمل شده مقدار از این ۲ سانتیمتر هم در نظر گرفته و توزیع تنش زیرین را بصورت خطی در نظر گرفت.

$$q_{ult} = \frac{\sum P_u}{A_f} = \frac{181 + 140.5}{13.13} = 171 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} = \text{KN/m}^2$$



توجه: بارها معمولاً از محل مودیتول اول به سمت راست مقدار ۳ و ۴ م را تعین نمودیم در صورتی که در این صورت می توانیم، لذا اگر این بارها را تا ۹۰۰ طرح صورت می دهیم.

$$q^* = \left(\frac{q_{ult} \cdot b - q_{ult} \cdot a}{L} \right) x + \left(q_{ult} \cdot a + \frac{q_{ult} \cdot b - q_{ult} \cdot a}{2L} (a_1 + a_2) \right)$$



میشوند.

مشخص 6 مشخصات شماره 6 مشخص 15cm می باشد. که در جزئیات شماره 6 مشخص

این مشخصات به قطعه قائم می باشد. این مشخصات به قطعه قائم می باشد. این مشخصات به قطعه قائم می باشد.

۱- این مورد "A" مطابق شکل زیر اصلاح می گردد.

۲- این مورد "F" مطابق شکل هاست. باشد.

۳- این مورد "K" از این جهت که از

قطعه لوله ای باشد خارج 9cm قطر داخلی 4.5cm و یار ارتفاع 15cm می باشد. که در جزئیات شماره 6 مشخص

میدان

۱. ۲. ۳. ۴. ۵. ۶. ۷. ۸. ۹. ۱۰. ۱۱. ۱۲. ۱۳. ۱۴. ۱۵. ۱۶. ۱۷. ۱۸. ۱۹. ۲۰. ۲۱. ۲۲. ۲۳. ۲۴. ۲۵. ۲۶. ۲۷. ۲۸. ۲۹. ۳۰. ۳۱. ۳۲. ۳۳. ۳۴. ۳۵. ۳۶. ۳۷. ۳۸. ۳۹. ۴۰. ۴۱. ۴۲. ۴۳. ۴۴. ۴۵. ۴۶. ۴۷. ۴۸. ۴۹. ۵۰. ۵۱. ۵۲. ۵۳. ۵۴. ۵۵. ۵۶. ۵۷. ۵۸. ۵۹. ۶۰. ۶۱. ۶۲. ۶۳. ۶۴. ۶۵. ۶۶. ۶۷. ۶۸. ۶۹. ۷۰. ۷۱. ۷۲. ۷۳. ۷۴. ۷۵. ۷۶. ۷۷. ۷۸. ۷۹. ۸۰. ۸۱. ۸۲. ۸۳. ۸۴. ۸۵. ۸۶. ۸۷. ۸۸. ۸۹. ۹۰. ۹۱. ۹۲. ۹۳. ۹۴. ۹۵. ۹۶. ۹۷. ۹۸. ۹۹. ۱۰۰.

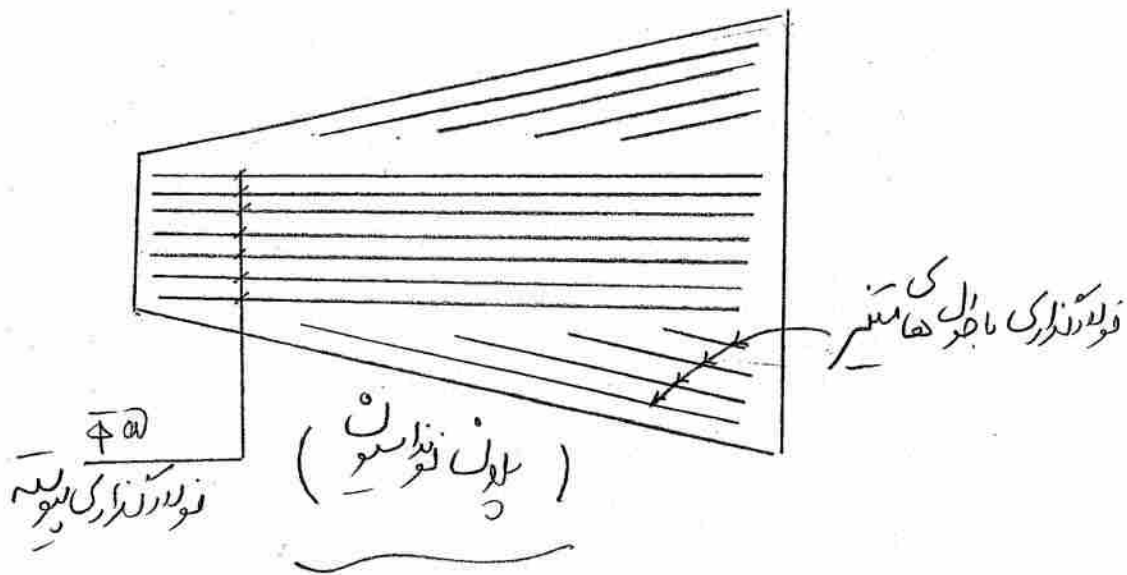
در این حالت خواهیم داشت :

$$V = \frac{dq}{dx}, \quad M = \frac{dv}{dx}$$

یادداشت شماره ۷، ۸، ۹، ۱۰، ۱۱، ۱۲، ۱۳، ۱۴، ۱۵، ۱۶، ۱۷، ۱۸، ۱۹، ۲۰، ۲۱، ۲۲، ۲۳، ۲۴، ۲۵، ۲۶، ۲۷، ۲۸، ۲۹، ۳۰، ۳۱، ۳۲، ۳۳، ۳۴، ۳۵، ۳۶، ۳۷، ۳۸، ۳۹، ۴۰، ۴۱، ۴۲، ۴۳، ۴۴، ۴۵، ۴۶، ۴۷، ۴۸، ۴۹، ۵۰، ۵۱، ۵۲، ۵۳، ۵۴، ۵۵، ۵۶، ۵۷، ۵۸، ۵۹، ۶۰، ۶۱، ۶۲، ۶۳، ۶۴، ۶۵، ۶۶، ۶۷، ۶۸، ۶۹، ۷۰، ۷۱، ۷۲، ۷۳، ۷۴، ۷۵، ۷۶، ۷۷، ۷۸، ۷۹، ۸۰، ۸۱، ۸۲، ۸۳، ۸۴، ۸۵، ۸۶، ۸۷، ۸۸، ۸۹، ۹۰، ۹۱، ۹۲، ۹۳، ۹۴، ۹۵، ۹۶، ۹۷، ۹۸، ۹۹، ۱۰۰، ۱۰۱، ۱۰۲، ۱۰۳، ۱۰۴، ۱۰۵، ۱۰۶، ۱۰۷، ۱۰۸، ۱۰۹، ۱۱۰، ۱۱۱، ۱۱۲، ۱۱۳، ۱۱۴، ۱۱۵، ۱۱۶، ۱۱۷، ۱۱۸، ۱۱۹، ۱۲۰، ۱۲۱، ۱۲۲، ۱۲۳، ۱۲۴، ۱۲۵، ۱۲۶، ۱۲۷، ۱۲۸، ۱۲۹، ۱۳۰، ۱۳۱، ۱۳۲، ۱۳۳، ۱۳۴، ۱۳۵، ۱۳۶، ۱۳۷، ۱۳۸، ۱۳۹، ۱۴۰، ۱۴۱، ۱۴۲، ۱۴۳، ۱۴۴، ۱۴۵، ۱۴۶، ۱۴۷، ۱۴۸، ۱۴۹، ۱۵۰، ۱۵۱، ۱۵۲، ۱۵۳، ۱۵۴، ۱۵۵، ۱۵۶، ۱۵۷، ۱۵۸، ۱۵۹، ۱۶۰، ۱۶۱، ۱۶۲، ۱۶۳، ۱۶۴، ۱۶۵، ۱۶۶، ۱۶۷، ۱۶۸، ۱۶۹، ۱۷۰، ۱۷۱، ۱۷۲، ۱۷۳، ۱۷۴، ۱۷۵، ۱۷۶، ۱۷۷، ۱۷۸، ۱۷۹، ۱۸۰، ۱۸۱، ۱۸۲، ۱۸۳، ۱۸۴، ۱۸۵، ۱۸۶، ۱۸۷، ۱۸۸، ۱۸۹، ۱۹۰، ۱۹۱، ۱۹۲، ۱۹۳، ۱۹۴، ۱۹۵، ۱۹۶، ۱۹۷، ۱۹۸، ۱۹۹، ۲۰۰، ۲۰۱، ۲۰۲، ۲۰۳، ۲۰۴، ۲۰۵، ۲۰۶، ۲۰۷، ۲۰۸، ۲۰۹، ۲۱۰، ۲۱۱، ۲۱۲، ۲۱۳، ۲۱۴، ۲۱۵، ۲۱۶، ۲۱۷، ۲۱۸، ۲۱۹، ۲۲۰، ۲۲۱، ۲۲۲، ۲۲۳، ۲۲۴، ۲۲۵، ۲۲۶، ۲۲۷، ۲۲۸، ۲۲۹، ۲۳۰، ۲۳۱، ۲۳۲، ۲۳۳، ۲۳۴، ۲۳۵، ۲۳۶، ۲۳۷، ۲۳۸، ۲۳۹، ۲۴۰، ۲۴۱، ۲۴۲، ۲۴۳، ۲۴۴، ۲۴۵، ۲۴۶، ۲۴۷، ۲۴۸، ۲۴۹، ۲۵۰، ۲۵۱، ۲۵۲، ۲۵۳، ۲۵۴، ۲۵۵، ۲۵۶، ۲۵۷، ۲۵۸، ۲۵۹، ۲۶۰، ۲۶۱، ۲۶۲، ۲۶۳، ۲۶۴، ۲۶۵، ۲۶۶، ۲۶۷، ۲۶۸، ۲۶۹، ۲۷۰، ۲۷۱، ۲۷۲، ۲۷۳، ۲۷۴، ۲۷۵، ۲۷۶، ۲۷۷، ۲۷۸، ۲۷۹، ۲۸۰، ۲۸۱، ۲۸۲، ۲۸۳، ۲۸۴، ۲۸۵، ۲۸۶، ۲۸۷، ۲۸۸، ۲۸۹، ۲۹۰، ۲۹۱، ۲۹۲، ۲۹۳، ۲۹۴، ۲۹۵، ۲۹۶، ۲۹۷، ۲۹۸، ۲۹۹، ۳۰۰، ۳۰۱، ۳۰۲، ۳۰۳، ۳۰۴، ۳۰۵، ۳۰۶، ۳۰۷، ۳۰۸، ۳۰۹، ۳۱۰، ۳۱۱، ۳۱۲، ۳۱۳، ۳۱۴، ۳۱۵، ۳۱۶، ۳۱۷، ۳۱۸، ۳۱۹، ۳۲۰، ۳۲۱، ۳۲۲، ۳۲۳، ۳۲۴، ۳۲۵، ۳۲۶، ۳۲۷، ۳۲۸، ۳۲۹، ۳۳۰، ۳۳۱، ۳۳۲، ۳۳۳، ۳۳۴، ۳۳۵، ۳۳۶، ۳۳۷، ۳۳۸، ۳۳۹، ۳۴۰، ۳۴۱، ۳۴۲، ۳۴۳، ۳۴۴، ۳۴۵، ۳۴۶، ۳۴۷، ۳۴۸، ۳۴۹، ۳۵۰، ۳۵۱، ۳۵۲، ۳۵۳، ۳۵۴، ۳۵۵، ۳۵۶، ۳۵۷، ۳۵۸، ۳۵۹، ۳۶۰، ۳۶۱، ۳۶۲، ۳۶۳، ۳۶۴، ۳۶۵، ۳۶۶، ۳۶۷، ۳۶۸، ۳۶۹، ۳۷۰، ۳۷۱، ۳۷۲، ۳۷۳، ۳۷۴، ۳۷۵، ۳۷۶، ۳۷۷، ۳۷۸، ۳۷۹، ۳۸۰، ۳۸۱، ۳۸۲، ۳۸۳، ۳۸۴، ۳۸۵، ۳۸۶، ۳۸۷، ۳۸۸، ۳۸۹، ۳۹۰، ۳۹۱، ۳۹۲، ۳۹۳، ۳۹۴، ۳۹۵، ۳۹۶، ۳۹۷، ۳۹۸، ۳۹۹، ۴۰۰، ۴۰۱، ۴۰۲، ۴۰۳، ۴۰۴، ۴۰۵، ۴۰۶، ۴۰۷، ۴۰۸، ۴۰۹، ۴۱۰، ۴۱۱، ۴۱۲، ۴۱۳، ۴۱۴، ۴۱۵، ۴۱۶، ۴۱۷، ۴۱۸، ۴۱۹، ۴۲۰، ۴۲۱، ۴۲۲، ۴۲۳، ۴۲۴، ۴۲۵، ۴۲۶، ۴۲۷، ۴۲۸، ۴۲۹، ۴۳۰، ۴۳۱، ۴۳۲، ۴۳۳، ۴۳۴، ۴۳۵، ۴۳۶، ۴۳۷، ۴۳۸، ۴۳۹، ۴۴۰، ۴۴۱، ۴۴۲، ۴۴۳، ۴۴۴، ۴۴۵، ۴۴۶، ۴۴۷، ۴۴۸، ۴۴۹، ۴۵۰، ۴۵۱، ۴۵۲، ۴۵۳، ۴۵۴، ۴۵۵، ۴۵۶، ۴۵۷، ۴۵۸، ۴۵۹، ۴۶۰، ۴۶۱، ۴۶۲، ۴۶۳، ۴۶۴، ۴۶۵، ۴۶۶، ۴۶۷، ۴۶۸، ۴۶۹، ۴۷۰، ۴۷۱، ۴۷۲، ۴۷۳، ۴۷۴، ۴۷۵، ۴۷۶، ۴۷۷، ۴۷۸، ۴۷۹، ۴۸۰، ۴۸۱، ۴۸۲، ۴۸۳، ۴۸۴، ۴۸۵، ۴۸۶، ۴۸۷، ۴۸۸، ۴۸۹، ۴۹۰، ۴۹۱، ۴۹۲، ۴۹۳، ۴۹۴، ۴۹۵، ۴۹۶، ۴۹۷، ۴۹۸، ۴۹۹، ۵۰۰، ۵۰۱، ۵۰۲، ۵۰۳، ۵۰۴، ۵۰۵، ۵۰۶، ۵۰۷، ۵۰۸، ۵۰۹، ۵۱۰، ۵۱۱، ۵۱۲، ۵۱۳، ۵۱۴، ۵۱۵، ۵۱۶، ۵۱۷، ۵۱۸، ۵۱۹، ۵۲۰، ۵۲۱، ۵۲۲، ۵۲۳، ۵۲۴، ۵۲۵، ۵۲۶، ۵۲۷، ۵۲۸، ۵۲۹، ۵۳۰، ۵۳۱، ۵۳۲، ۵۳۳، ۵۳۴، ۵۳۵، ۵۳۶، ۵۳۷، ۵۳۸، ۵۳۹، ۵۴۰، ۵۴۱،

در حق قیامت قالو: قری مصافق ایش هاکی معقول و مثلاً مرابک بار سون دلی
که نرگزارت، لقین و مرابک ریش جفتش بدیت آید. از خود از نیر کی ریش در ناله لاله بر
ستون کنترل خواهد شد.

نولہ لڑائی کی سی ہے مابین حق و باطل اور حق و باطل کی



حمید کاظمہ

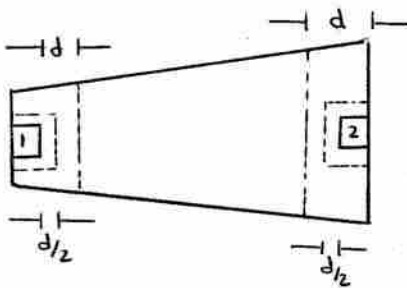
١٠ - S-03

۲- اندازه صفحه 247 می باشد. PL 220x170x20
۳- اینجاست که ورق "B" مطابق شکل زیر می باشد. (اندازه ورق به فراموشی رفته است و "A" و "F" را فراموش کرده است)

Technical drawing of Plate 'B' showing dimensions and geometry. The drawing includes a main rectangular plate with a semi-circular end on the left. Key dimensions and features include:

- Overall Dimensions:**
 - Top: 170
 - Right: 225, 207, 170
 - Bottom: 103, 623, 195
 - Left: 206.5, 108, 200, 307.5
- Internal Features and Dimensions:**
 - Top-left corner: 15° angle, 667 length.
 - Top-right corner: 75° angle.
 - Right side: Two circular holes with diameter $\phi 82$, spaced 115 apart.
 - Bottom-right corner: 29° angle, 58 length.
 - Bottom edge: 853 length, 26° angle.
 - Left side: 58 length, 14° angle, 58 length, 45 length.
 - Top-left hole: Diameter $\phi 52$.
- Notes:**
 - THK. = 15mm

۱- با ۵۲ نفر از مراجعین ۲۰۰۰
۲- در جریان ۲۰۰۰



(۶) تیر تقاطعی

کنترل تنش سوراخ کشیده برای بار بتن ۲

$$P_{up} = 1,28 \times 515 + 1,5 \times 49 = 12.8 \text{ KN}$$

باید قسمت نقطه چین را خارج کند و با رابیت آورد.

$$12.8 \times 1.3 = 0.4 \bar{f}_c \sqrt{f_c} \times b \times d$$

این مقدار تقریباً برابر P_{u2} است.

$$b = 400 + d + 2 \times (400 + \frac{d}{4}) = 1200 + 2d$$

$$12.8 \times 1.3 = 0.4 \times 1.2 \times \sqrt{15} \times (1200 + 2d) \times d$$

$$d \approx 52. \text{ mm}$$

* بتن 2 بحرانی تر است.

— کنترل تنش در بتن در اثر بار (تیری) $d = 0.52 \rightarrow 6.65 - (0.2 + 0.52) = 5.93 \rightarrow V(5.93) = 934.3$

تنش فشار

$$V_{up} = 934.3 \text{ KN} \quad b = 2,88 \text{ m}$$

د (تیر ۲) (مغزل)

$$V_c = 0.2 \times 0.7 \times \sqrt{15} \times 2880 \times d \times 1.3 = 934.3$$

$$d = 54.7$$

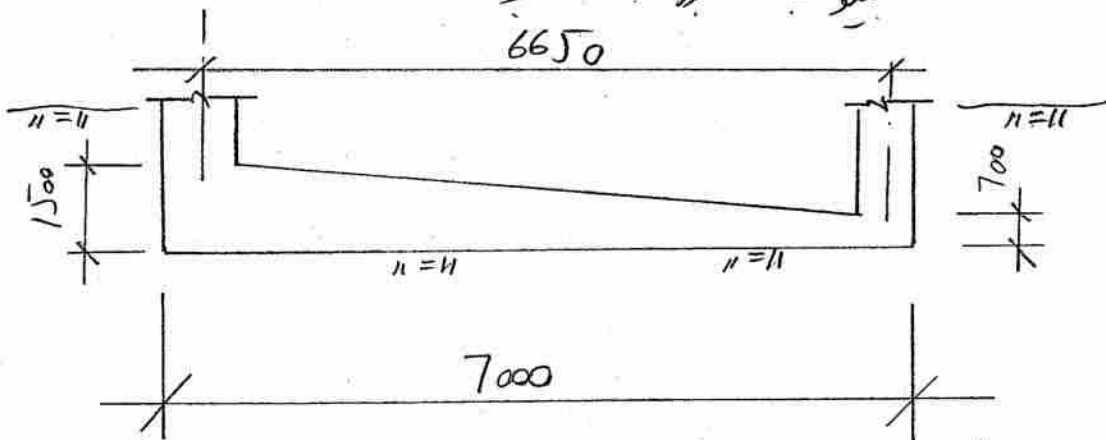
— کنترل تنش در بتن در اثر بار (تیری) $d = 0.5407 \rightarrow 0.15 + 0.5407 = 0.6907 \rightarrow V(0.6907) = 731.3$

$$V_{up} = 731.3 \text{ KN} \quad b = 1,91 \text{ m}$$

$$V_c = 0.2 \times 0.6 \times \sqrt{15} \times 910 \times d \times 1.3 = 731.3$$

$$d = 18. \text{ mm}$$

مقدار d در این باره برای این امر مغز.



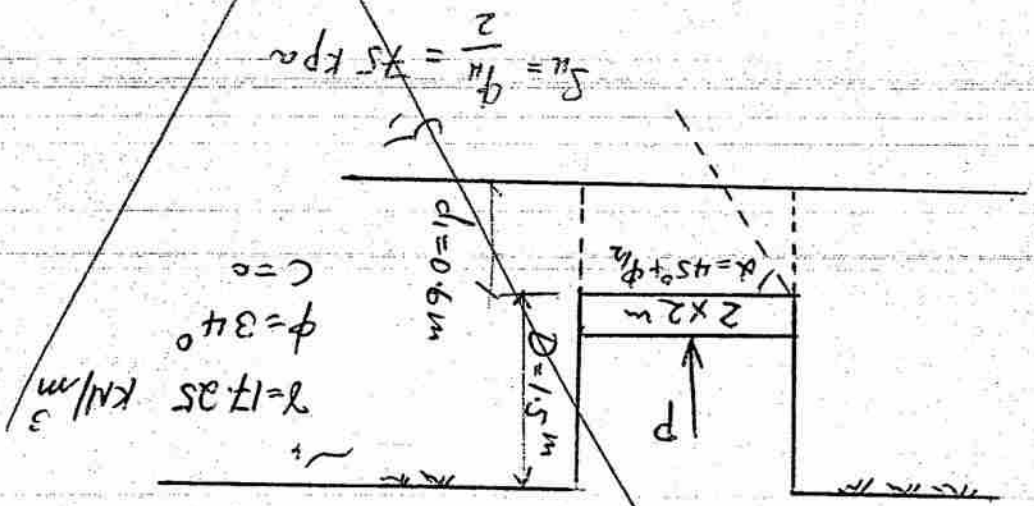
$$M_{\phi} = 1760,23 \text{ KN-m} \quad d_{\phi} = 1000 \text{ mm} \quad (۷)$$

$$A_s = \frac{1760,23 \times 1.6}{140 \times 400 \times 1.000} = 9.91 \text{ mm}^2$$

$$14 \bar{\phi} 25 = 6883 \text{ mm}^2$$

(۳) برای بررسی ظرفیت باربری - محاسبه ظرفیت باربری

۱- در نظر گرفتن ظرفیت باربری در محاسبه



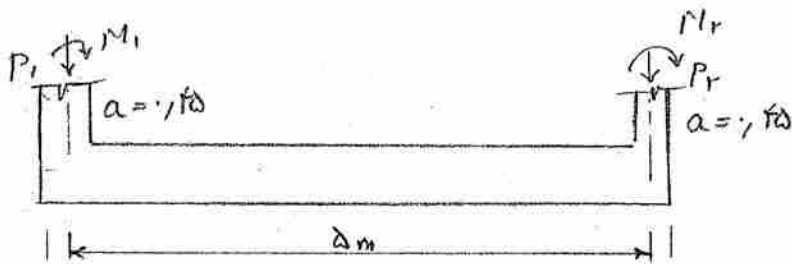
۲- محاسبه ظرفیت باربری در محاسبه SPT

$$(N_{70}) = 24$$

$$D = 1 \text{ m}$$

$$B = 3 \text{ m}$$

مسئله ۳ :



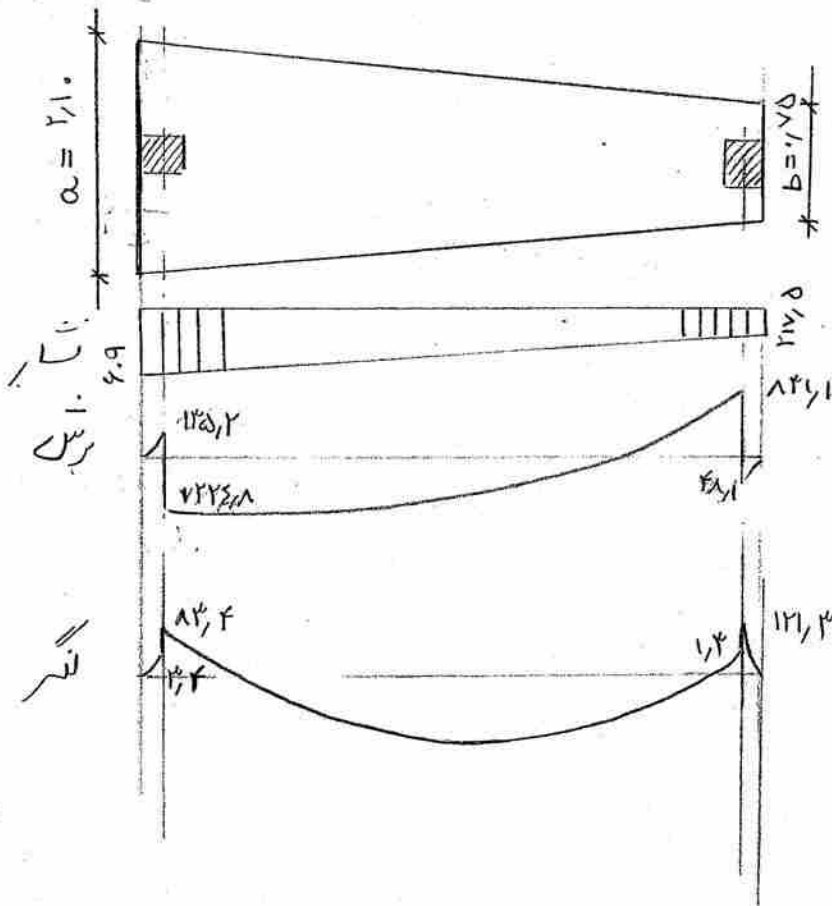
$$P_{u1} = 126 \text{ kN}$$

$$P_{u2} = 110 \text{ kN}$$

$$M_{u1} = 10 \text{ kN-m}$$

$$M_{u2} = 12 \text{ kN-m}$$

$$q_u = 29 \text{ kPa}$$



$$L = 5.25 \text{ m}$$

$$\sum M_{AB} = 0$$

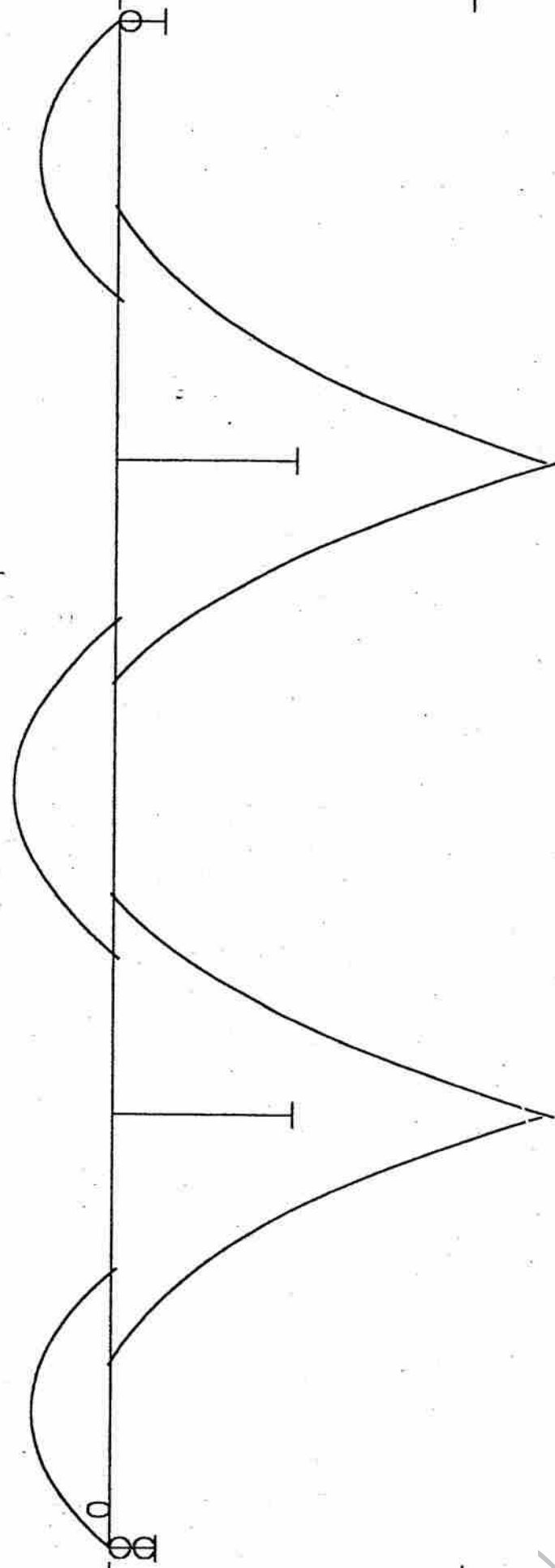
$$\bar{x}_p = \frac{126 \times 2.10 + 10 + 110 \times 5.25 + 12}{126 + 110} = 2.279 \text{ m}$$

این نقطه را به عنوان نقطه فصل می‌کنیم که مرکز ثقل می‌باشد و در آنجا هم تقاطع می‌شود.

$$\bar{x}_p = \left(\frac{a+rb}{a+b} \right) \times \frac{L}{r} = \left(\frac{a+rb}{a+b} \right) \times \frac{5.25}{1} = 2.279 \quad (I)$$

$$A_p = \left(\frac{a+b}{r} \right) \times L = \frac{\sum P_u}{q_u} = \frac{126 + 110}{29} = 7.72 \text{ m} \quad (II)$$

MOMENT ENVELOPE OF SHIRIN SHAHR BRIDGE



100000

بجمل خنجران مساحت I, II خنجران مساحت

$$\begin{cases} a = 2,11 \text{ m} \\ b = 0,72 \text{ m} \end{cases}$$

$$\text{اشکاب} \begin{cases} a = 2,1 \text{ m} \\ b = 0,75 \text{ m} \end{cases}$$

$$A_p = 1,77 \text{ m}^2$$

$$q = \frac{\sum P_u}{A_p} \approx 29 \text{ KPa}$$

تشریف

$$q_1 = 29 \times 2,1 = 60 \text{ KN/m}$$

$$q_2 = 29 \times 0,75 = 21,75 \text{ "}$$

$$q = 60 - 21,75 x$$

موردی رسم تشریف

$$P_{u1} = 1460 \text{ KN}$$

تشریف مساحت

$$a = 450 \text{ mm}$$

$$b_c = 2 \times (450 + \frac{d}{4}) + 450 + 2 \times \frac{d}{4} = 1350 + 2d$$

$$V_c = 1,2 \phi_c \sqrt{f_c} b_c d$$

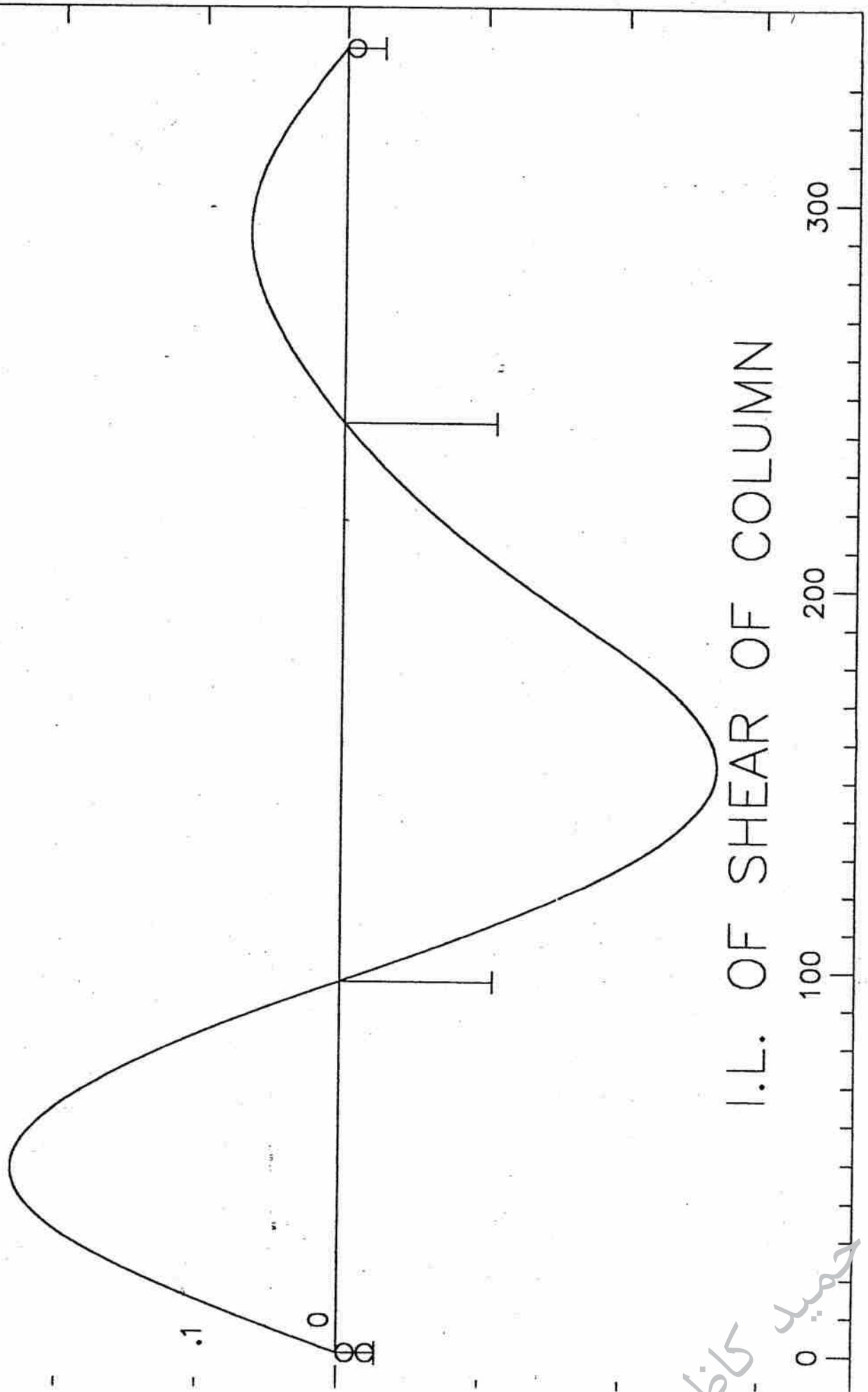
$$= 1,2 \times 1,2 \times \sqrt{25} \times (1350 + 2d) \times d \times 10^{-3} = 1460$$

$$d \approx 217,5 \text{ mm}$$

$$\text{اشکاب} \quad d = 200 \text{ mm}$$

$$\text{تشریف} \quad h_t = 400 \text{ mm}$$

I.L. OF SHEAR OF COLUMN



محمد کاظم

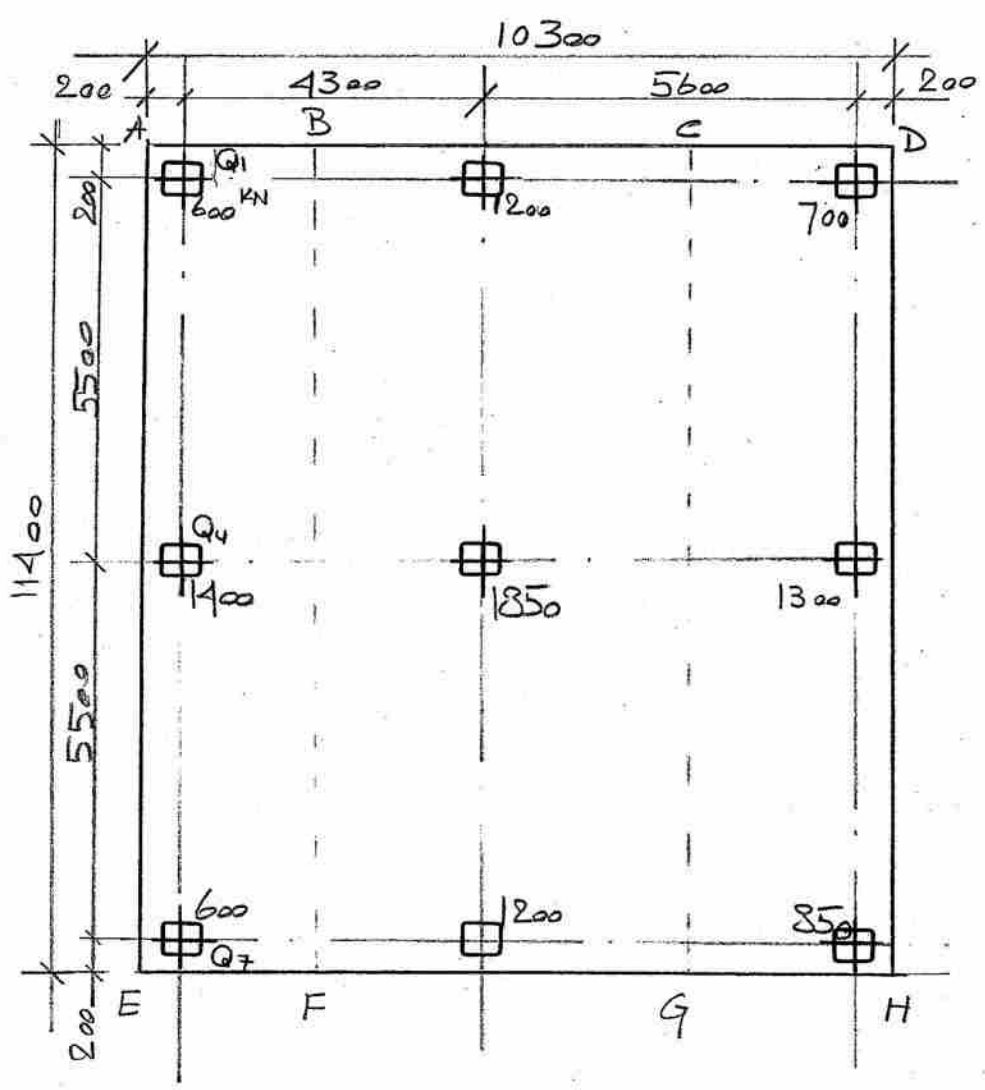
- بند ۱- کلی گستره مطابق شکل زیر منوش است . مطلوب است :
- کنترل حداکثر و حداقل تنش در سازه و تقابله با ظرفیت باربری
 - تعیین تنش در نقاط A, B, E, F
 - اصلاح بار ستون ها و تیر ها در نوار $ABEF$
 - رسم نمودار تنش و نیروی برشی در حالت حدینگی (با ضریب تنبیه ۱.۶) برای تیر و ستون
 - کنترل ضوابط سازه برای بارهای برشی و ممان
 - کنترل برش و خمش و عرضی آرماتورهای طولی در نوار $ABEF$

(تیرها: ۴ رسته)

$$f_c = 25 \text{ MPa}$$

$$f_y = 300 \text{ MPa}, \quad q_a = 120 \text{ kPa}$$

$$\text{ضریب تنبیه حدینگی} = 1.60$$



ابعاد ستون
400 x 400

حمید کاظمہ

$$q = \frac{Q}{A} \pm \frac{M_y \cdot x}{I_y} \pm \frac{M_x \cdot y}{I_x} \quad \text{حل ٢ ب}$$

$$A = \text{مساحة المربع} = B \times L = 11.40 \times 10.30 = 117.42 \text{ m}^2$$

$$I_x = \frac{1}{12} B L^3 = \frac{1}{12} \times 10.3 \times 11.40^3 = 1271.7 \text{ m}^4$$

$$I_y = \frac{1}{12} B^3 L = \frac{1}{12} \times 11.40^3 \times 10.3 = 1038.1 \text{ m}^4$$

$$Q = \sum Q_i = (600) \times 2 + 2(1200) + 700 + 1400 = 1850 + 1300 + 850 = 9700 \text{ KN} \quad \text{حل ١ ب}$$

$$\sum M_{AE} = 0 \quad \text{ادام ٢ ب}$$

$$(2 \times 600 + 1400) \times 0.2 + (2 \times 1200 + 1850) \times 4.5 + (700 + 1300 + 850) \times 10.1 = Q \times e'$$

$$e' = \frac{48430}{9700} = 4.99 \text{ m} \rightarrow e_x = e' - \frac{B}{2} = 4.99 - 5.15$$

$$e_x = -0.16 \text{ m} \quad \text{من مركز المربع}$$

$$M_y = 9700 \times 0.16 = 1552 \text{ KN-m}$$

$$\sum M_{EH} = 0$$

$$(600 + 1200 + 700) \times 11.20 + (1400 + 1850 + 1300) \times 5.70 + (600 + 1200 + 850) \times 0.2 = e'_y \times Q$$

$$e'_y = \frac{51465}{9700} = 5.61 \text{ m} \rightarrow e_y = 5.61 - \frac{11.40}{2} = -0.09 \text{ m}$$

$$M_x = 0.09 \times 9700 = 873 \text{ KN-m}$$

$$q = \frac{9700}{117.42} \pm \frac{1552}{1038.1} x \pm \frac{873}{1271.7} y \quad \text{حل ٣ ب}$$

$$q = 82.61 \pm 1.50 x \pm 0.69 y$$

$$q_{\max} = q_E = 82.61 + 1.50 \times 5.15 + 0.69 \times 5.7 = 94.27 < 120 \text{ KPa}$$

نقطة	x	y	q (KPa)
A	-5.15	5.7	86.40
B	-2.80	5.7	82.88
E	-5.15	-5.7	94.27
F	-2.80	-5.7	90.74

[The page contains extremely faint, illegible text, likely a scan of a document with low contrast or significant noise.]

حیدر کاظمہ

مجموعه اصلاح بارها روی تیر: ABEF

$$\bar{q}_{AB} = \frac{1}{2}(q_A + q_B) = \frac{1}{2}(86.40 + 82.88) = 84.64 \text{ kPa}$$

$$\bar{q}_{EF} = \frac{1}{2}(q_E + q_F) = \frac{1}{2}(91.27 + 90.74) = 92.51 \text{ "}$$

$$\bar{q}_{avg} = \frac{1}{2}(\bar{q}_{AB} + \bar{q}_{EF}) = \frac{1}{2}(84.64 + 92.51) = 88.58 \text{ kPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{والتیر کل حاصل} \\ \text{والتیر کل تیرها} \end{array} \right. \begin{array}{l} = \bar{q} \times B \times L = 88.58 \times 21.35 \times 11.40 = 2373.06 \text{ KN} \\ = Q_1 + Q_4 + Q_7 = 600 \times 2 + 1400 = 2600 \text{ KN} \end{array}$$

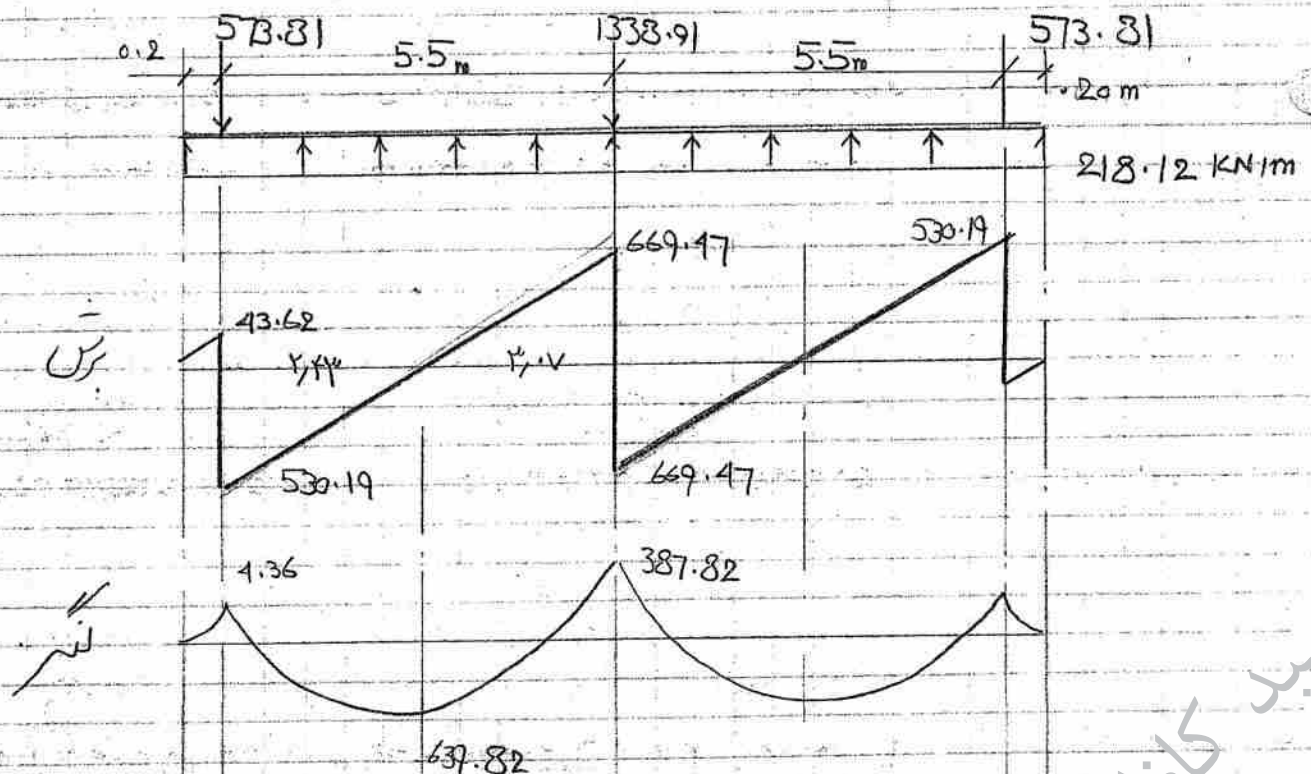
$$\text{توسط} = \frac{1}{2}(2373.06 + 2600) = 2486.53 \text{ "}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{avg} \text{ (modified)} \\ \text{میان اصلاح حاصل} \end{array} \right. = 88.58 \times \left(\frac{2486.53}{2373.06} \right) = 92.82 \text{ kPa}$$

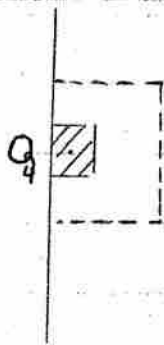
$$\left\{ \begin{array}{l} \text{میان اصلاح تیرها} \\ F \end{array} \right. = \left(\frac{2486.53}{2600} \right) = 0.9564$$

$$q \text{ بطور التیر} = 92.82 \times 2.35 = 218.12 \text{ KN/m}$$

$$Q_1' = FQ_1 = Q_7' = FQ_7 = 573.81 \text{ KN} \quad Q_4' = 1338.91 \text{ KN} = FQ_4$$



حمید حافظہ



$$P = 1300 \text{ kN}$$

۱- کنترل شیار: $P = 1300 \text{ kN}$

$$b_s = (400 + \frac{d}{2}) \times 2 + 400 + d = 1200 + 2d \text{ mm}$$

$$V_c = 0.4 \phi_c \sqrt{f_c} b_s d$$

$$= 0.4 \times 0.6 \times \sqrt{25} \times (1200 + 2d) \times d = 1300 \times 10^3$$

$$d_1 = 597.4 \text{ mm}$$

$$b_s = 4(400 + d), P = 1850 \text{ kN}$$

۲- کنترل شیار: $P = 1850 \text{ kN}$

$$V_c = 0.4 \times 0.6 \times \sqrt{25} \times (400 + d) \times 4 \times d = 1850 \times 10^3$$

$$d_2 = 561.3 \text{ mm}$$

انتخاب $d = 600 \text{ mm}, h_f = 700 \text{ mm}$

$$V = 669.47 - (0.20 + 0.6) \times 218.12$$

کنترل برش خمش:

$$= 495 \text{ kN} \rightarrow V_u = 1.4 \times 495 = 693 \text{ kN}$$

$$V_c = 0.2 \phi_c \sqrt{f_c} b d$$

$$= 0.2 \times 0.6 \times \sqrt{25} \times 2.35 \times 10^3 \times 600 \times 10 = 846 \text{ kN}$$

شماره و نسبت وینا: $V_c > V_u$
آرماتور برش نیست.

$$V_c > V_u$$

$$M_u = 1.4 \times 637.82 = 893 \text{ kN-m/m}$$

$$A_s = \frac{893 \times 10^6}{0.85 \times 300 \times 0.9 \times 600} = 6185 / 2.35 = 2760 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$\text{Use } \Phi 28/400 \text{ (Cont.)} + \Phi 28/400 \text{ (ADD)}$$

حمید کاظمہ

[Faint, illegible text covering the majority of the page, likely bleed-through from the reverse side.]

حمید کاظمہ

حاصل تفریق:

$$I_{\text{بالوراء}} = \frac{1}{12} \times 3100 \times 520^3 = 1,63 \times 10^9$$

$$I_{\text{كلاف}} = \frac{1}{12} \times 400 \times 1000^3 = 5 \times 10^9$$

ارتفاع = 1000
عرض = 400

$$1,0 < \frac{I_{\text{كلاف}}}{I_{\text{بالوراء}}} = \frac{5}{1,63} = 1,6 < 2,0$$

الحد الأدنى

$$M_u = 118,9 \text{ kN-m}$$

$$f_c = 12 \text{ MPa}, \quad f_y = 250 \text{ MPa}$$

$$d = 1000 - 120 = 880 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{118,9 \times 10^6}{(0,18 \times 250 \times 0,9 \times 880)} = 5917 \text{ mm}^2$$

$$0,18 f_c b a = f_y A_s$$

$$a = \frac{0,18 \times 250 \times 5917}{0,18 \times 250 \times 0,9 \times 880} = 197,8 \text{ mm}$$

$$d - a = 880 - 197,8 = 682,2 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{118,9 \times 10^6}{250 \times 682,2} = 5795 \text{ mm}^2$$

$$10 \Phi 28 = 10 \times 615 = 6150 \text{ mm}^2$$

التحريك:

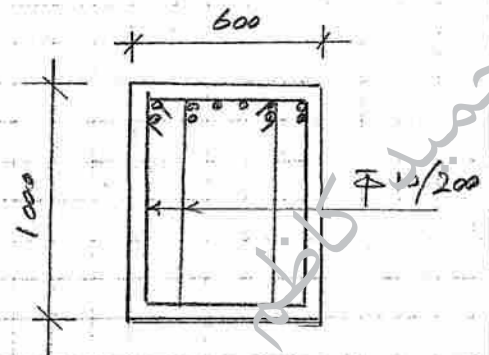
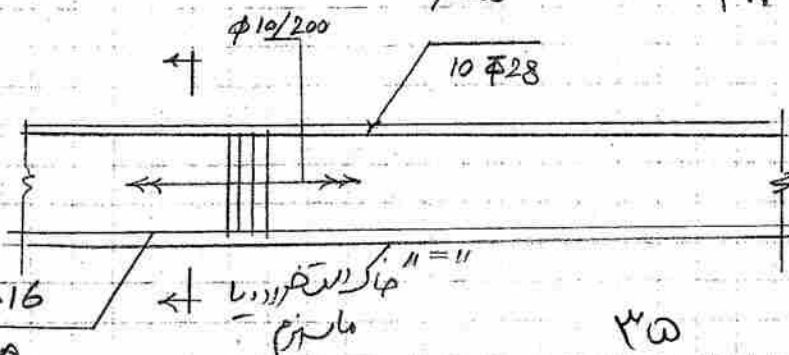
$$V_u = 139 \text{ kN}$$

$$V_c = 0,2 \phi_c \sqrt{f_c} B d = 0,2 \times 0,9 \times \sqrt{12} \times 400 \times 880 \times 10^{-3} = 210,4 \text{ kN}$$

$$\frac{1}{F} V_c < V_u < V_c \quad S_{\max} = \frac{d}{F} = 140 \text{ mm}$$

$$\left(\frac{A_v}{S} \right)_{\min} = 0,18 \frac{b_w}{f_y} = 0,18 \times \frac{400}{250} = 0,7$$

$$\text{Use } \Phi 10/200 = \frac{2 \times 682,2}{250} = 1,7 > 0,7$$



[Faint, mostly illegible text covering the majority of the page, appearing to be a document or report.]

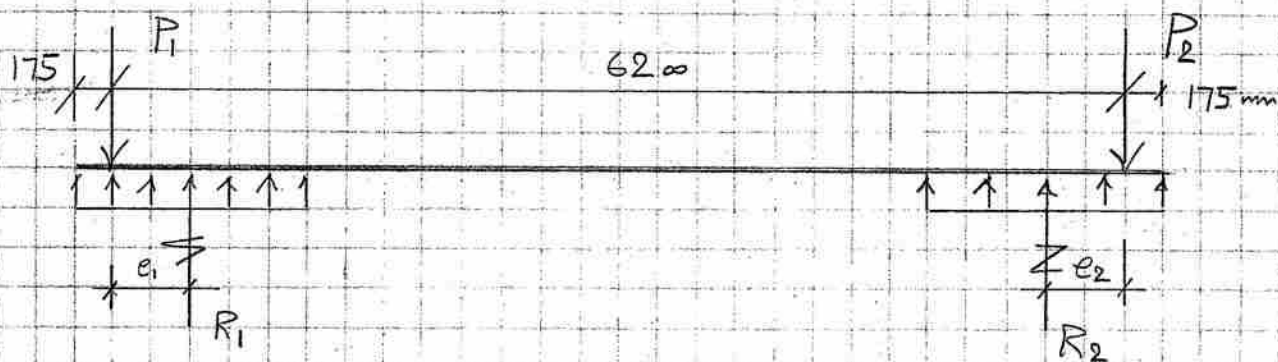
حمید کاظمہ

$$q_g = 175 \text{ KPa}$$

$$R_c = 24 \text{ MPa}$$

$$R_y = 300 \text{ "}$$

پرن سرن نقشہ
سہ ا - ب



$$P_{D1} + P_{S1} = 320 + 260 = 580 \text{ KN}$$

$$P_{S2} = 400 + 260 = 660 \text{ "}$$

$$\text{آتش بار خالص} \quad q_n = q_a - \bar{Y} D_F = 175 - 1.5 \times 20 = 145 \text{ KN/m}^2$$

کمی از مقدار e_1 ، e_2 باید فرض نمود تا در یک برکت e_1 و e_2 یکی کنیم تا مقدار مناسب برای e_1 برکت داریم

$$q_n = 145 \text{ KPa}$$

$$P_{S1} = 580$$

$$A_{F1} = \frac{580}{145} = 4 \text{ m}^2$$

$$B_1 = 2 \text{ m} \quad \text{اینجا همی کنیم}$$

$$e_1 = \frac{2}{2} - 1.75 = 0.825 \text{ m}$$

$$\sum M_2 = 0$$

$$P_{S1} \times 6.20 = R_1 (6.20 - e_1) + R_2 e_2 \quad (1)$$

مقدار e_2 از فرض ما نیست

$$A_{F2} = \frac{\sum P_{S2}}{145} = \frac{660}{145} = 4.60$$

$$\text{اینجا} : B_2 = 2.20 \rightarrow e_2 = 0.925$$

در صورت (1) بررسی کنیم :

$$580 \times 6.20 = R_1 \times (5.375) + 0.925 R_2$$

$$R_1 + R_2 = 580 + 660 = 1240$$

$$R_1 = 550 \text{ KN}$$

$$R_2 = 690 \text{ "}$$

$$B_1 \times L_1 = 2 \times 2 \text{ m}^2$$

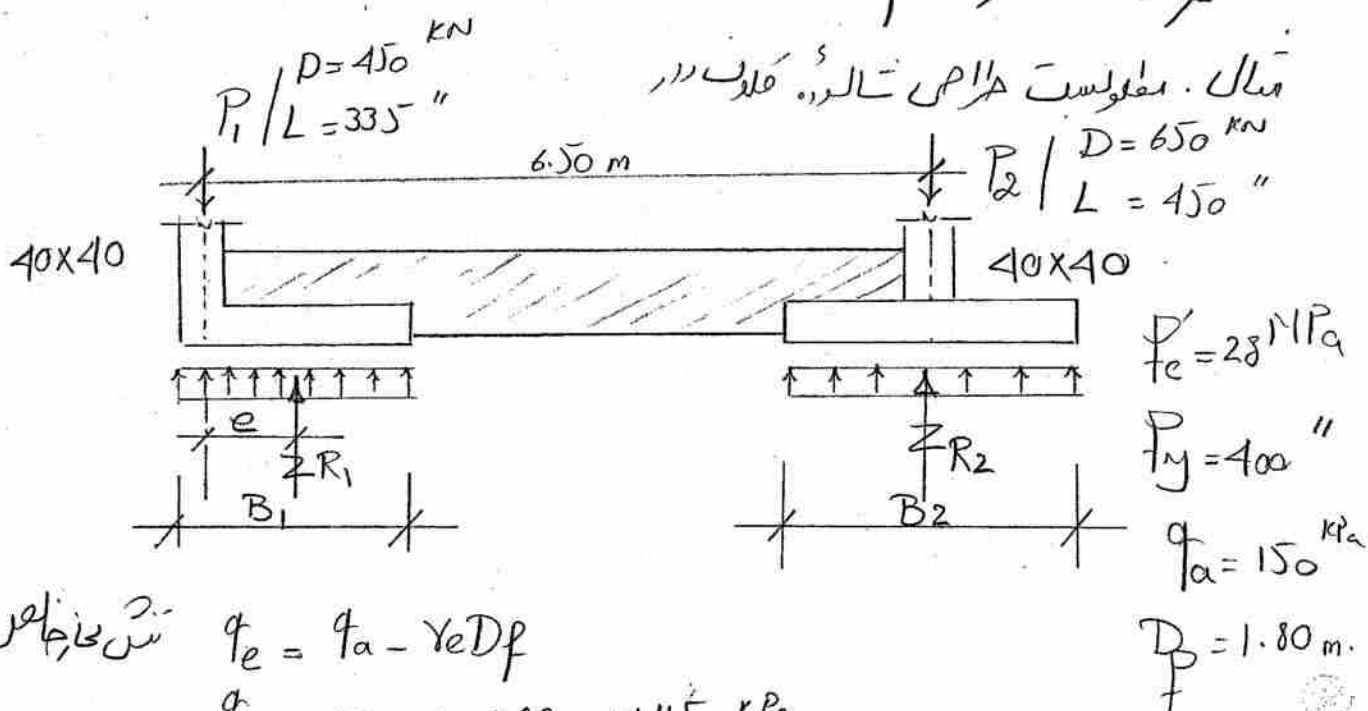
$$B_2 \times L_2 = 2.20 \times 2.20 \text{ m}^2$$

$$q_1 = 137.5 < 145$$

$$q_2 = 142.5 < \text{"}$$

۲۰۰۰ - ۲۰۰۰

مسألة. مقلوب است هـ ا م ص ت ا ل د ه ق ل ف ر ر



نسبتی، $q_e = q_a - Y_e D_f$

$$q_e = 150 - 20 \times 1.80 \approx 115 \text{ kPa}$$

جواب: $e = 1.20 \rightarrow B_1 = (1.20 + 0.2) \times 2 = 2.80 \text{ m}$.

$$\sum M_2 = 0 \text{ حول مرکز بیرونی}$$

$$(P_1) \times 6.5 = R_1 \times (6.50 - e)$$

$$R_1 = \frac{785 \times 6.5}{6.5 - 1.20} = 963 \text{ KN}$$

$$R_2 = (785 + 1100) - 963 = 922 \text{ KN}$$

$$\text{Fin } A_{F_i} = \frac{R_i}{q_e} = \frac{963}{115} = 8.37 \text{ m}^2$$

$$B_1 = 2.80 \text{ m}$$

$$L_1 = \frac{8.37}{2.80} = 3.00$$

$$B_1 \times L_1 = 2.80 \times 3.00$$

$$A_{F_2} = \frac{R_2}{r_0} = \frac{922}{115} = 8.02 \text{ m}^2$$

Square footing $\rightarrow B_2 \times L_2 = 3 \times 3 = 9 \text{ m}^2$

$$P_{u1} = 1.25D + 1.5L = 1065 \text{ KN}$$

$$P_{u2} = \dots = 1487''$$

$$R_{u1} = \frac{1065 \times 6.5}{6.5 - 1.20} = 1306 \text{ KN}$$

$$q_{wy} = \frac{6.5 - 1.20}{2.80} = 466.4 \text{ kN/m}$$

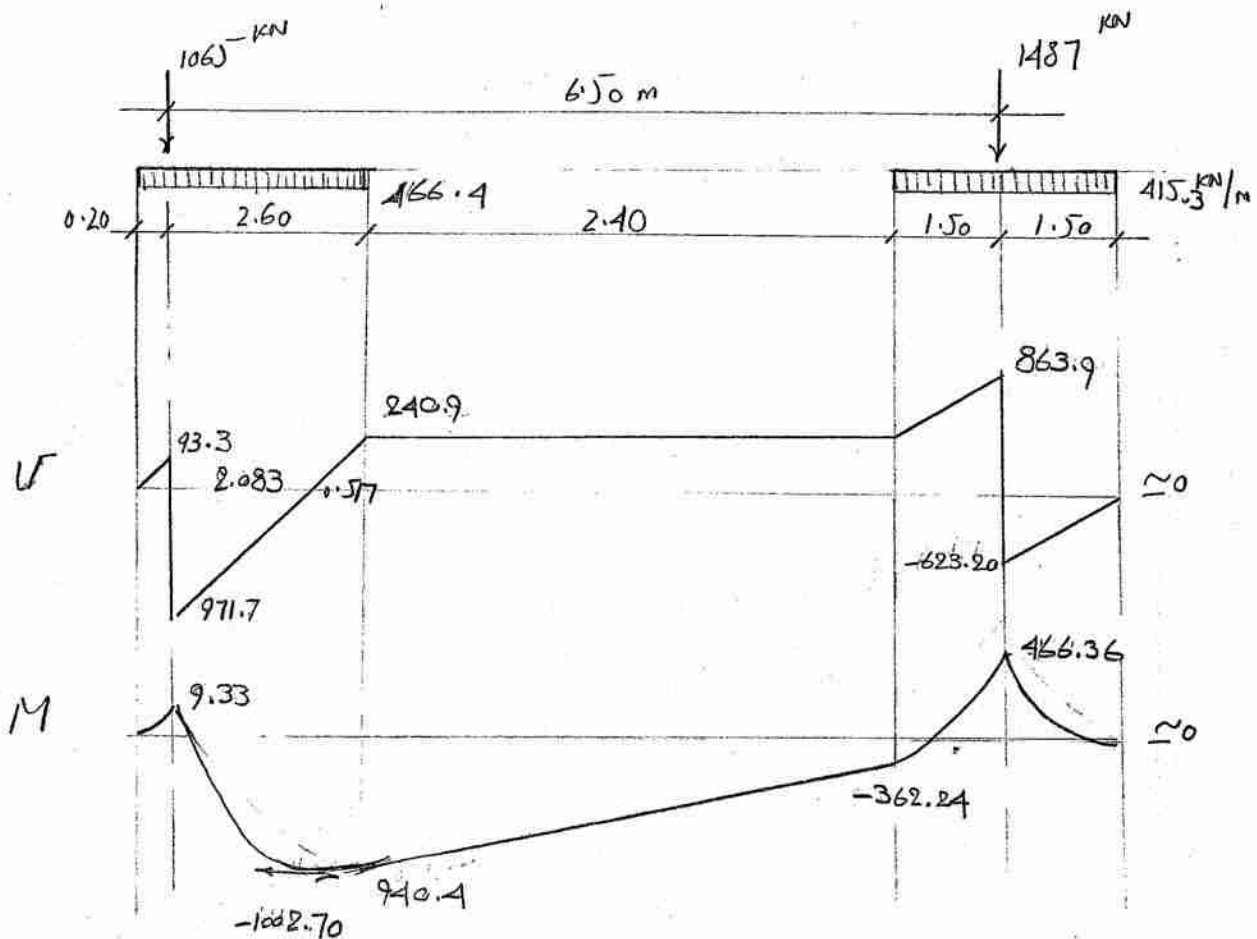
یعنی تفریع نشہاں حالتِ مذہب کی :

$$R_{u2} = 1246 \text{ kN}$$

$$q_{u2} = 1246/3 = 415.3 \text{ KN/m}$$



(۲)



کنترل تقاطعات پی خرابی :

عرض تیر طبق ابعاد : b و d تیر در نظر گرفته می شود. بنابراین مقدار b برای تیر میانی به ترتیب زیر

$$b_o = (400 + d) + 2 \times (1500 + 200 + \frac{d}{2})$$

مکان به سیر در :

$$b_o = 3800 + 2d = 2(1900 + d)$$

$$V_c = 0.4 \phi_c \sqrt{f_c} b_o d = 0.4 \times 0.6 \times \sqrt{28} \times 2(1900 + d) \times d$$

$$V_c = 2.54d(1900 + d) = P_{uy} = 1487 \times 10^3$$

$$d \approx 270 \text{ mm.}$$

شرط صلبیت : $d \geq \frac{B-b}{4} = \frac{2800-400}{4} = 600$

عرض تیر است :

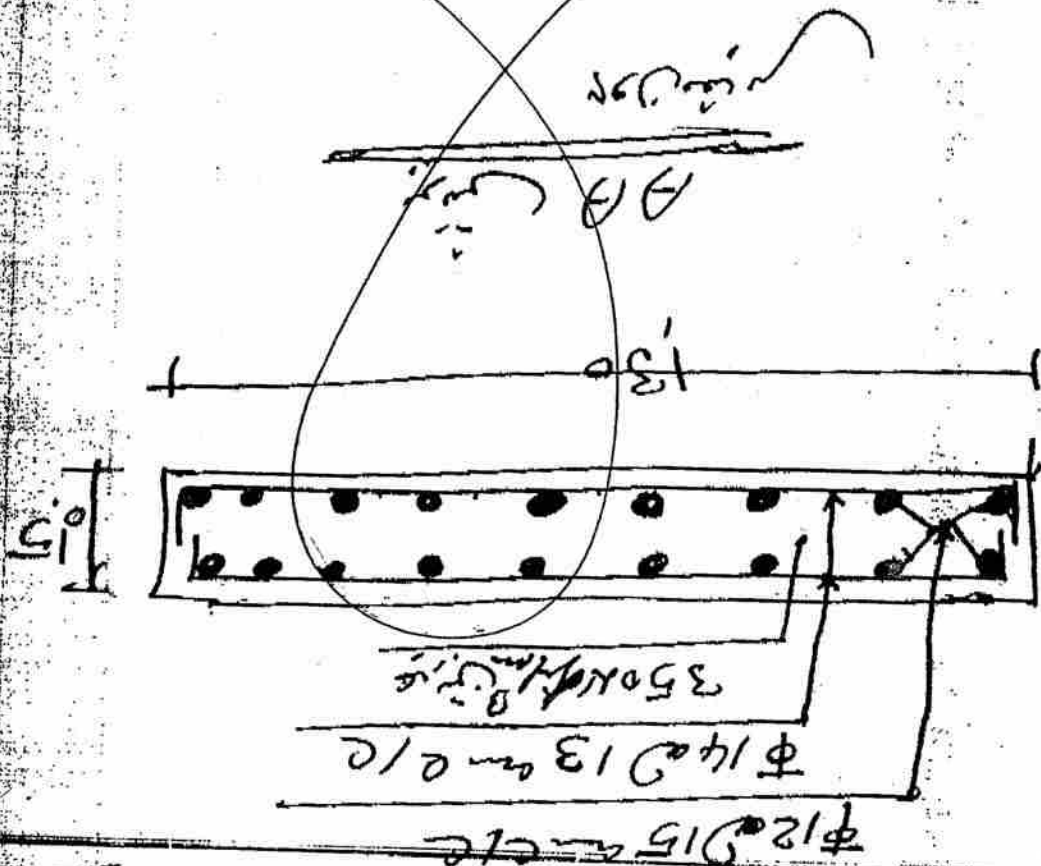
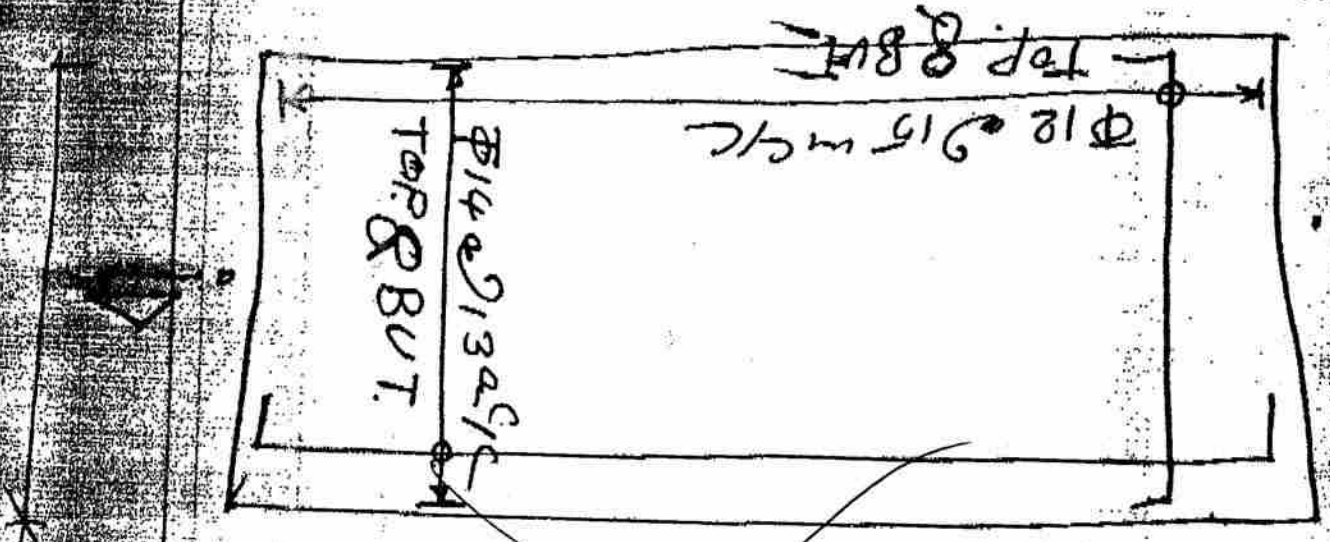
$$d \neq 525 \text{ mm.}, h_p = 600$$

شرط خرابی : $V_u = 863.9 - (0.4 + 0.2) \times 415.3 = 614.70 \text{ kN}$

$$V_c = 0.2 \phi_c \sqrt{f_c} b d = 0.63 \times 3000 \times 525 \times 10^3 = 1000 > 614.70$$

1300mm x 1300mm (Square)
 11.8.84

11.8.84



11.8.84

$$F_c = 28 \text{ MPa}$$

$$F_y = 400 \text{ N}$$

کنترل قیام مدتی نیازی:
در پی های کلاف دار، برش خشی تعیین نشده است.

$$h_p = 600 \text{ mm}$$

$$d = 600 - 70 = 530 \text{ mm} = 0.53 \text{ m}$$

$$V_u = 971.7 - (0.2 + 0.53) \times 466.4 = 631.2 \text{ kN}$$

$$V_c = 0.2 \phi_c \sqrt{f_c} b d = 0.2 \times 0.6 \times \sqrt{28} \times 3 \times 10^3 \times 530 \times 10^{-3} = 1009.6 \text{ kN}$$

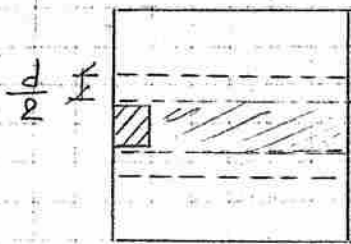
$$d \geq \frac{B-b}{4} = \frac{2800 - 400}{4} = 600$$

$$d = 530 \sim 600$$

مورد مناسب است.

برش با بچ برار می چاک با کمر در شریانی که تیر کلاف در هذ حاصل دوتیرن قرار دارد تعیین کننده است.

شکل سطح با بچ بصورت شال است.



کنترل برش خشی برای پی سازی:

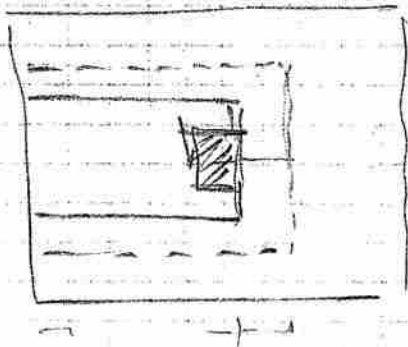
$$h_p = 600 \text{ mm}$$

$$d = 530 \text{ mm}$$

$$V_u = 863.9 - (0.2 + 0.53) \times 415.3 = 560.7 \text{ kN}$$

$$V_c = 1009.6 > 560.7 \text{ kN}$$

قیام مدتی کافیست.



حمید کاظمہ

خواص فولاد ضعیف - بی لنگاری

۱- جهت طولی :

گرفتگی در جهت طولی ضعیف نمود در درجه اول متقی است از قوه فولادها که منتهای درجه است

پسین لازم است .

۲- درجهت عرض :

$$w_u = \frac{R_{u1}}{A_{f1}} = \frac{1306}{2.8 \times 3} = 156 \text{ kPa}$$

$$M_u = 156 \times \left(\frac{3-4}{2} \right)^2 \times \frac{1}{2} \times 2.80 = 370 \text{ kN-m}$$

$$A_s = \frac{2.8 \times 131.80 \times 10^6}{.85 \times 400 \times (4 \times 530)} = 2276 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{min}} = \frac{1.4}{400} \times 2800 \times 530 = 5194 \text{ mm}^2$$

$$1.33 A_s = 1.33 \times 2276 = 3030 \text{ mm}^2$$

$$6\phi 25 = 2950 \text{ mm}^2$$

خواص فولاد ضعیف - بی منافی :

M_u در درجه اول

درجهت طولی

$$V_u = 863.9 - 415.3 \times 0.20 = 780.8 \text{ kN}$$

$$M_u \approx 301.9$$

$$M_u \approx 350$$

$$A_s = \frac{350 \times 10^6}{.85 \times 400 \times 9 \times 530} = 2160 \text{ mm}^2$$

$$1.33 A_s = 2870 \text{ mm}^2$$

$$6\phi 25 = 2950 \text{ mm}^2$$

حمید کاظم

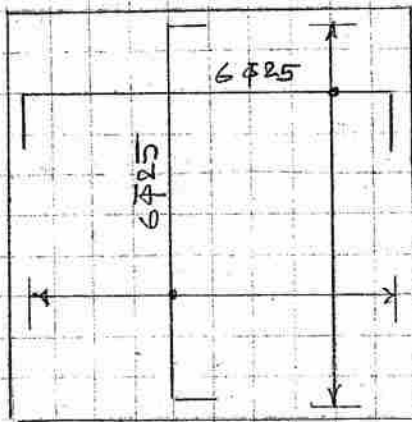
(5)

فولدهیت عرض

$$M_u = \frac{415.3}{3} \times \left(\frac{3-0.4}{2} \right)^2 \times \frac{1}{2} \times 3 = 351 \text{ kN}$$

فوق مابین

Use: 6φ25



حمید کاظمہ

(7)

طراحی تیرکلاف :

طبق آیین نامه بتن ایران، مکان انحراف تیرکلاف باید از ۲ برابر مکان انحراف مقطع
تالور کمتر (تالور فائز) باشد.

$$I_{\text{تالور}} = \frac{1}{12} \times 3000 \times 600^3 = 5.40 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

$$I_{\text{کلز}} = \frac{1}{12} \times 800 \times 1000^3 = 6.67 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

$$1.0 < I_{\text{کلز}} / I_{\text{تالور}} = \frac{6.67}{5.40} = 1.24 < 2.0$$

$$M_u = 1002.70 \text{ KN-m}$$

$$f_c = 28 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{1002.7 \times 10^6}{(0.85 \times 400) \times (0.9 \times 900)} = 3640 \text{ mm}^2$$

$$8 \# 25 = 8 \times 492 = 3936 \text{ mm}^2$$

$$p_{\text{max}} = 0.6 \times 0.85 \times \frac{28}{400} \times \frac{600}{600+400} = 0.0214$$

$$A_{s \text{ max}} = 0.0214 \times 600 \times 900 = 11567$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{14}{400} \times 600 \times 900 = 1890$$

$$1 \# 25 = 492$$

نیامده از برش

$$V_u = 631.20 \text{ KN}$$

$$V_c = 0.2 \times 0.6 \times \sqrt{28} \times 750 \times 900 \times 10^{-3} = 230 \text{ KN}$$

خاموت محاسباتی نیاز به تقویت است.

(V)

$$V_c = 430 \text{ KN}$$

$$V_u = 631$$

$$V_s = V_u - V_c = 201 \text{ KN} < 4V_c$$

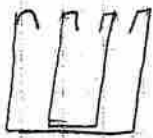
نیاز به تقویت با تقویت سیم

$$4\phi_c \sqrt{P_{fc}} b_w d = 0.4 \times 0.6 \times \sqrt{28} \times 750 \times 900 \times 10^{-3} = 860 \text{ KN} > 201$$

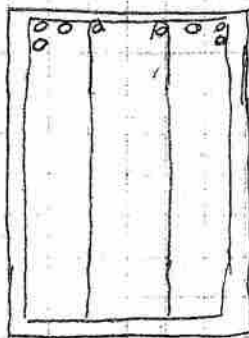
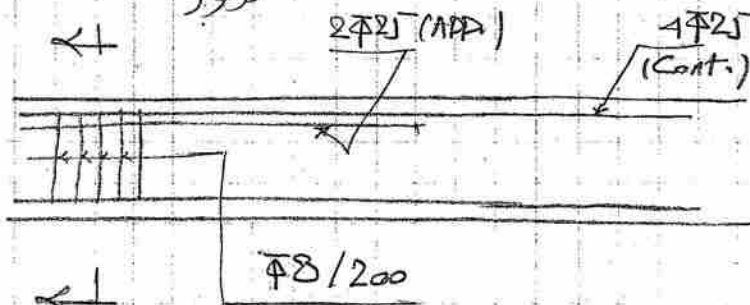
$$S_{max} = \frac{1}{2} d = 450 \text{ mm}$$

$$\frac{A_v}{S} = \frac{V_s}{(\phi_s P_y) d} = \frac{201 \times 10^3}{0.85 \times 400 \times 900} = 0.66$$

$$A_v = 0.66 \times 200 = 132 \text{ cm}^2$$

از حالت $\phi 8$ به $\phi 8$ استفاده شود

$$A_v = 4 \times 50 = 200 > 132$$



$$4\phi 25 =$$

As

