



جزوه باما

دانلود جزوات، نمونه سوالات
و پروپوزنت‌های دانشگاهی

Jozvebama.ir



با افزایش مهاجرت به شهرها، ساخت و سازهای شهری به سرعت در حال افزایش است در چنین حالتی که توسعه شهرها به صورت افقی انجام گیرد در طی زمانی نه چندان طولانی دیگر جایی برای توسعه باقی نمی ماند. در این حالت چنانچه شهرها بخواهند رشد نموده و پیشرفت نمایند، توسعه عمودی کلید حل مسئله خواهد بود. ساختمان های بلند افراد بیشتری را در فضای کمتر اسکان می دهند. ساختمان های بلند فضای سطحی کمتری مصرف نموده و بنابراین زمین بیشتری برای توسعه زیرساخت ها همانند پارکینگ ها، باغ ها و دیگر تاسیسات در اختیار قرار خواهد گرفت.

ساختمان های بلند نیاز به فونداسیون های مقاومی دارد که پایداری آن ها را تامین می نماید. در نواحی شهری با تراکم بالای ساختن ها، حفر زیرزمین های عمیق برای ساختمان های بلند مخصوصاً در مجاورت دیگر ساختمانهای سنگین، باعث ایجاد مشکلات مرتبط با گودبرداری می شود. در این حالت نیاز به فونداسیون های خاص همانند سپری ها، دیوارهای ساخته شده با دوغاب بتن، مهاربندی دیوار و حفاری در زیر ساختمان های مجاور یا حتی متروها وجود خواهد داشت. در صورتی که در محل حفاری تراز آب زیرزمینی وجود داشته باشد، نیاز به پمپاژ آب و کاهش تراز آب خواهد بود که این مسئله خود باعث نشست ساختمان های اطراف می شود.

تمام اینها تنها گوشه ای از مشکلات و مسائلی است که در هنگام ساخت و ساز پروژه های عمرانی ممکن است رخ دهد. بررسی این مسائل در شاخه ای مهندسی عمران انجام می شود که مهندسی ژئوتکنیک نام دارد. مهندسی ژئوتکنیک زیرمجموعه ای از مهندسی عمران در زمینه مسائل مرتبط با بکارگیری و بررسی رفتار خاک و مصالح خاکی می باشد. این شاخه از مهندسی متشکل از دو بخش کلی مکانیک خاک و مهندسی پی است. در واقع مهندسی پی شامل بکارگیری اصول مکانیک خاک در طراحی فونداسیون سازه ها و ابنیه در تماس با خاک می باشد.

۲-۱ | تعریف فونداسیون و اهمیت آن

کلمه فونداسیون از واژه فرانسوی **Fondation** (با همان تلفظ فونداسیون) به معنی اساس و بنیاد اقتباس شده است. در زبان انگلیسی به آن **Foundation** (با تلفظ faun'deɪʃən) گفته می شود که به همان معنی بنیاد، اساس و پی می باشد. با توجه به فعالیت گسترده مهندسیین فرانسوی در قرن بیستم در ساخت و سازهای زیربنایی کشور، بسیاری از کلمات رایج بین مهندسیین (مثل شناژ و پوتر) از واژه های فرانسوی اقتباس شده است. حتی امروزه هم با گذشت زمان زیاد هنوز هم استفاده از این واژه ها بین مهندسیین رایج است. معادل پارسی کلمه فونداسیون "پی" می باشد که به اشتباه در بعضی کتب و متون فنی به آن شالوده هم گفته می شود. در ادامه خواهیم دید که پی یا فونداسیون لزوماً به معنی شالوده نیست و مهندسیین در استفاده از واژه های فنی جهت انتقال کامل مفاهیم باید کمی محتاط باشند.



حال بیا باید تعریف جامعی از فونداسیون یا پی ارائه نماییم. کلیه سازه هایی که بر روی زمین بنا می شوند از جمله ساختمان ها، پل ها، خاکریز ها و از دو بخش تشکیل می شوند:

۱- **سازه فوقانی**^۱: بخش نمایان سازه

۲- **سازه زیرین**^۲: بخش مدفون سازه

بخش سازه زیرین به عنوان حائل بین سازه فوقانی و زمین تکیه گاه عمل می کند. یعنی بار سازه فوقانی را به زمین منتقل می نماید. پی یا فونداسیون عبارت است از سازه زیرین و بخشی از خاک مجاور آن که تحت تاثیر سازه و بارهای وارد بر آن می باشد. این یک تعریف پایه از فونداسیون می باشد اما تعریف کاملی نیست. بیا باید تعدادی از تعاریف مختلف فونداسیون که در متون فنی مختلف ارائه شده اند را بررسی نماییم.

تعریف (۱): مبحث ۷ مقررات ملی ساختمان، فونداسیون را به صورت زیر تعریف نموده است:

مجموعه بخش هایی از سازه و خاک در تماس با آن که انتقال بار بین سازه و زمین از طریق آن صورت می گیرد.

تعریف (۲): فونداسیون: قسمت زیرین سازه که در تماس مستقیم با خاک بوده و وزن آن را به زمین منتقل می نماید.

با در نظر گرفتن مباحث فوق، تعریف کاملی از فونداسیون به صورت زیر ارائه می نماییم:

مهم!

تعریف فونداسیون:



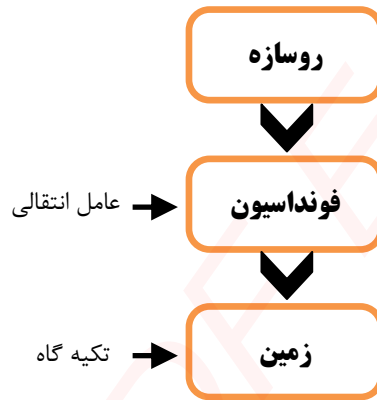
بخش زیرین سازه (شامل المان های سازه ای و خاک زیر آن) که نیروها و لنگرهای ناشی از روسازه را طوری به خاک یا سنگ بستر زیرین منتقل می نماید که تنش ها در خاک در محدوده ای قرار می گیرند که نه تسلیم رخ می دهد و نه نشست سازه بیش از میزان مجاز می گردد. فونداسیون همچنین پایداری سازه را در برابر لغزش و واژگونی تامین می نماید. در واقع فونداسیون یک عامل انتقالی بین روسازه و زمین است.

به طور خلاصه وظیفه فونداسیون انتقال بارهای بخش های فوقانی به خاک یا سنگ بستر زیر آن می باشد به نحوی که تنش های بیش از حد و نیز نشست های اضافی ایجاد نگردد.

به عبارت دیگر در اینجا زمین نقش تکیه گاه را برای ما دارد و خاک زیر فونداسیون بخشی از سازه ما تلقی می شود زیرا به لحاظ مهندسی ما این خاک را مطالعه، بارگذاری، تحلیل و طراحی می نماییم (شکل ۱-۱). توجه داشته باشید که این تعریف قابل تعمیم به تمام سازه ها می باشد. به طور مثال شکل ۱-۲ را در نظر بگیرید. در این شکل آسمانخراشی داریم که بر روی سیستم فونداسیون عمیق بنا شده است (در ادامه فونداسیون های عمیق را بررسی خواهیم نمود) این ساختمان همچنین شامل چندین طبقه زیرزمین هم می شود. این زیرزمین ها در افزایش ظرفیت باربری خاک زیر سازه تاثیر مثبت دارند. در اینجا مجموعه زیرزمین، شمع ها و خاک زیر آن جزوه زیرسازه یا همان فونداسیون ما محسوب می شوند. حال شکل ۱-۳ را مشاهده نمایید. سازه ما یک سد ناحیه بندی شده خاکریزه ای با هسته رسی می باشد. مسلماً این سازه وزن بسیار زیادی داشته و تنش های قابل توجهی به خاک زیرین منتقل می نماید. در اینجا روسازه شامل خود سد خاکی و زیرسازه ناحیه ای از خاک زیرین است. مطالعه و طرح فونداسیون سدهای خاکی از یکی طولانی ترین و پیچیده ترین عملیات مطالعاتی میدانی در مهندسی عمران بوده و شامل مطالعات و آزمایش های زیرسطحی بسیار زیادی می شود.

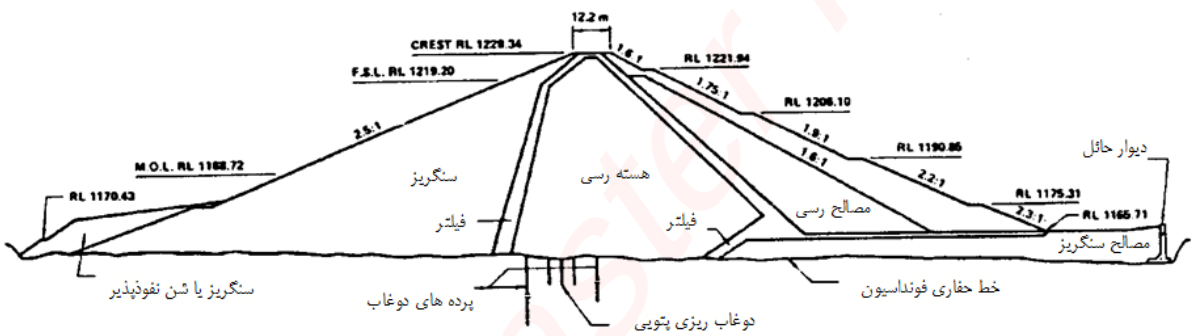
¹ Superstructure
² Substructure



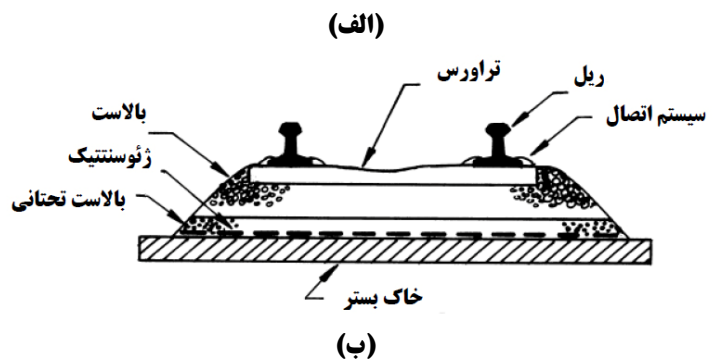
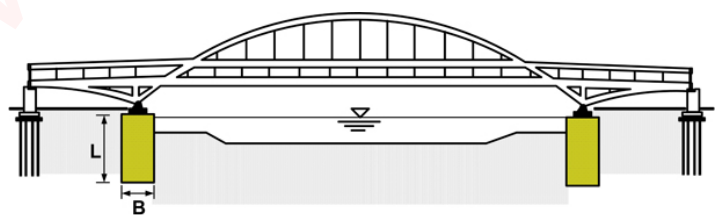
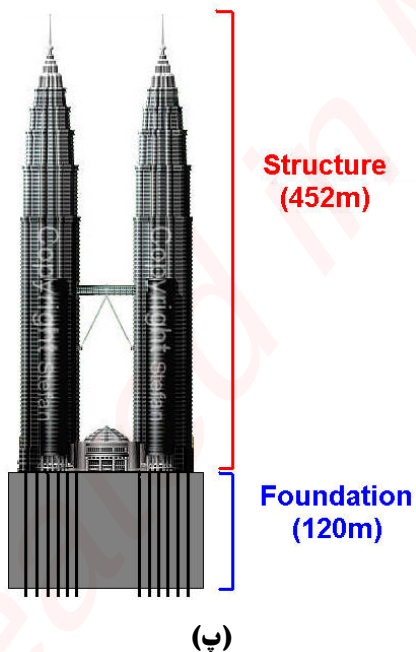


شکل ۱-۲ فونداسیون ساختمان

شکل ۱-۱ تعریف شماتیک فونداسیون



شکل ۱-۳ فونداسیون سد خاکی



شکل ۱-۴ فونداسیون سازه های مختلف (الف) پل قوسی (ب) فونداسیون راه آهن (پ) فونداسیون آسانخراش های پتروناس

در شکل ۴-۱ نیز فونداسیون چندین نوع سازه دیگر نشان داده شده است. به طول مثال شکل ۴-۱-ب و ۴-۱-پ را با هم مقایسه نمایید. شکل ۴-۱-ب سازه یک راه آهن را نشان می دهد که فونداسیون آن شامل مصالح بالاست و خاک بستر بوده و عمق آن بسیار کم است در مقابل فونداسیون سازه آسمانخراش شکل ۴-۱-پ که ساختمان های پتروناس در مالزی را نشان می دهد تا عمق ۱۲۰ متر در داخل زمین ادامه یافته است. در واقع سیستم فونداسیون این سازه شامل شالوده گسترده به ضخامت ۴/۵ متر با حجم بتن مسلح ۱۳۲۰۰ متر مکعب با مقاومت فشاری ۶۰ مگاپاسکال و وزن تقریبی ۳۲۵۵۰ تن در زیر هر برج است که در زیر آن ۱۰۴ شمع بتنی با طول متغییر از ۶۰ تا ۱۱۵ قرار گرفته است.

۳-۱ | مهندسی پی

مهندسی پی شامل تحلیل و طراحی فونداسیون (شالوده ساختمانی متعارف) یا سازه های در تماس با خاک (ابنیه حائل) با بکارگیری اصول مکانیک خاک و مکانیک سازه توام با قضاوت مهندسی می باشد. مهندسی پی مباحثی همچون محاسبه ظرفیت باربری، طراحی انواع مختلف فونداسیون مانند فونداسیون های منفرد، نواری، گسترده، عمیق (شمع) را شامل می شود.

علاوه بر طراحی فونداسیون های متعارف (فونداسیون ساختمان ها)، طراحی سازه های حائل نیز جزء مبحث مهندسی پی می باشد.

مهندس پی به کسی گفته می شود که به وسیله آموزش و تجربه کافی در اصول علمی و قضاوت مهندسی مهارت یافته است تا پی را طراحی نماید. می توان گفت که قضاوت مهندسی بخش خلاق کار طراحی پی می باشد. در واقع قضاوت مهندسی در طرح پی همان گردآوری و به هم آمیختن تجارب، مطالعه کارهای دیگران در شرایط نسبتاً مشابه و جمع آوری اطلاعات ژئوتکنیکی مخصوص ناحیه تحت بررسی برای ایجاد طراحی اقتصادی، علمی، ایمن سازی برای سازه زیرین می باشد. بر حسب جنبه های ژئوتکنیکی، مهندسی پی اغلب موارد زیر را شامل می شود (day, 1999):

- انتخاب نوع فونداسیون برای سازه و همچنین عمق و ابعاد فونداسیون
- تعیین پارامترهای طراحی فونداسیون همانند ظرفیت باربری و فشار لهیدگی مجاز خاک
- بررسی پایداری شیروانی ها و اثر آن ها بر روی سازه های مجاور
- بررسی احتمال حرکت فونداسیون در اثر نیروهای لرزه ای که همچنین شامل احتمال روانگرایی هم می شود.
- انجام مطالعات و آزمون ها جهت تعیین احتمال تخریب فونداسیون
- ارزیابی روش های بهسازی خاک جهت افزایش ظرفیت باربری فونداسیون
- تعیین پارامترهای طراحی فونداسیون دیوار حائل
- ارائه توصیه و دستورالعمل جهت زهکشی و کاهش تراز آب گودبرداری ها جهت احداث فونداسیون
- بررسی مشکلات مرتبط با تراز آب زیرزمینی و تراوش آب
- آماده سازی بستر از جمله خصوصیات تراکمی و آزمایش های تعیین تراکم حین تسطیح
- آزمون های صحرایی فونداسیون ها



۴-۱ | انواع فونداسیون ها

پی ها بر اساس عمق و نوع عملکرد طبقه بندی می شوند. در حالت کلی چنانچه لایه مقاوم در عمق کمی از سطح زمین قرار گرفته باشد، پی در نزدیکی سطح زمین بنا می گردد. در غیر اینصورت برای رسیدن به لایه ی مقاوم عمق پی افزایش می یابد. به طور کلی می توان پی ها را به سه دسته تقسیم نمود:

۱- پی های کم عمق موسوم به پی های سطحی^۱

۲- پی های عمیق^۲

۳- پی های ویژه

در ادامه به بررسی هر یک از این فونداسیون ها می پردازیم.

۵-۱ | فونداسیون های سطحی

اغلب به فونداسیون های سطحی شالوده اطلاق می شود. مبحث ۷ مقررات ملی ساختمان هم فونداسیون های سطحی را شالوده نامیده است اما باید توجه داشت که فونداسیون های سطحی و شالوده ها به لحاظ مفهومی اندکی با هم تفاوت دارند. در اینجا این تفاوت ها را بررسی خواهیم نمود.

همانطور که گفته شد طبق تعریف، فونداسیون بخش زیرین سازه و خاک زیر آن است که در زبان انگلیسی به آن **Foundation** گفته می شود. چنانچه همین فونداسیون بار را به اعماق سطحی خاک انتقال دهد به آنها فونداسیون های سطحی و در زبان انگلیسی **Shallow Foundation** اطلاق می شود. اما این فونداسیون های سطحی خود از دو عنصر المان سازه ای (اغلب بتن مسلح) و خاک زیرین آن تشکیل شده است که ما به این المان سازه ای شالوده و در زبان انگلیسی **Footing** می گوئیم. بنابراین استفاده از واژه شالوده عمیق درست به نظر نمی رسد زیرا شالوده همان المان سازه ای فونداسیون سطحی است.

بنابراین شالوده را به این صورت می توان تعریف نمود:

قسمتی از فونداسیون سطحی متشکل از عناصر سازه ای (بتن، فولاد، یا حتی چوب) که فشار روسازه را به صورت

لهیدگی (فشار تماسی) به خاک فونداسیون (پی) منتقل می نماید.

پی های سطحی (منظور شالوده و خاک زیر آن است) از متداول ترین فونداسیون ها به خصوص برای پروژه های ساختمانی و دیوارها بوده و اغلب عمق استقرار آن ها کمتر از عرضشان است در عین حال در بعضی مراجع پی های با نسبت عمق تا ۴ الی ۵ هم بعنوان پی کم عمق طبقه بندی شده است. این پی ها پس از گودبرداری و پی کنی و برداشتن خاک های نباتی، ضمن عبور از عمق یخبندان و لایه های نامناسب سطحی و در پاره ای موارد با حفاری بیشتر جهت احداث طبقاتی در زیرزمین، اجرای می شوند و به لحاظ آنالیز و طراحی سازه ای شامل پی های منفرد، نواری (با بارگذاری ممتد و خطی) و تیرهای متکی (با بارگذاری متمرکز و منقطع) بر زمین می باشند.

¹ Shallow Foundations

² Deep Foundations



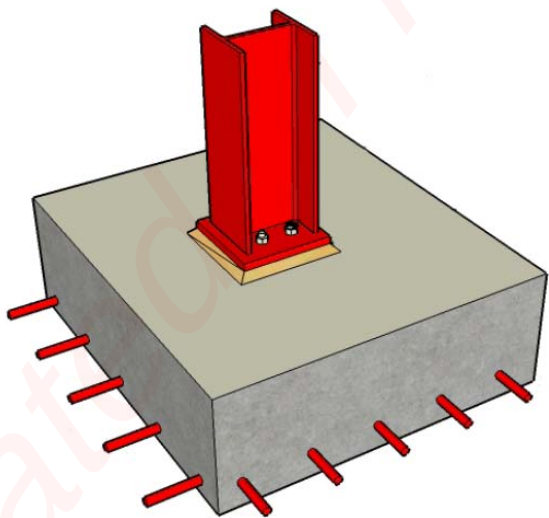
فونداسیون های سطحی را به صورت زیر می توان دسته بندی نمود:

- **شالوده منفرد:** در زبان انگلیسی به آن ها **Isolated Footing** (به همان معنی شالوده منفرد یا تک) و در بعضی کتب فنی **Pad Footing** (به معنی شالوده پاشنه ای یا بالشتکی) اطلاق می شود. این شالود ها اغلب دارای شکل مربع یا مستطیل در پلان بوده و از آن ها برای تحمل بار یک ستون تک استفاده می شود.
- **شالوده مرکب (Combined Footing):** شالوده های مرکب بتن مسلح که اغلب شکل مستطیلی یا دوزنقه ای در پلان دارند و بار بیش از چندین ستون را تحمل می نمایند (اغلب دو تا چهار ستون).
- **شالوده نواری (Strip or Continuous Footing):** از این نوع شالوده اغلب برای تحمل بار دیوارهای باربر استفاده می شود. این شالوده ها معمولاً اعضای بتن مسلح با طول زیاد و عرض یکنواخت در اعماق سطحی زمین هستند.
- **شالوده شبکه ای (Grid Footing):** چندین ردیف معمولاً متعامد از شالوده های نواری که در زیر کل ساختمان بار چندین ستون و یا دیوار را تحمل می نماید.
- **شالوده گسترده (Mat Footing):** نوعی شالوده است که بار چندین ستون با فواصل نامنظم یا چندین ردیف ستون موازی را حمل می نماید و در زیر بخشی از ساختمان و یا کل آن قرار می گیرد.

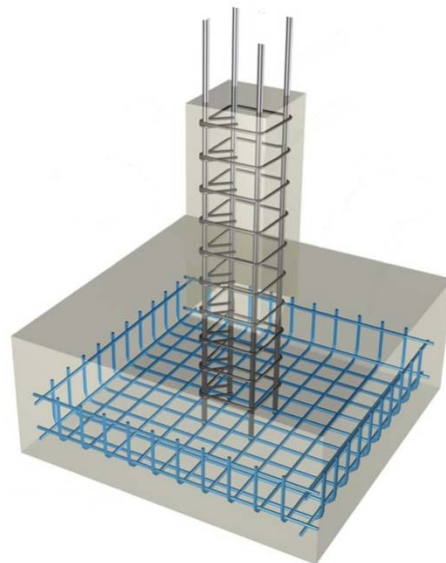


۱-۵-۱ شالوده منفرد:

فونداسیون منفرد بار یک ستون را تحمل نموده و از ساده ترین و عمده‌تاً کم هزینه ترین نوع فونداسیون ها می باشد. در پلان به شکل مربع، مستطیل و یا دایره بوده که انتخاب شکل تا حدودی به مقطع ستون و همچنین نوع بارهای وارده اعم از محوری، لنگر در یک و یا دو جهت بستگی دارد. از نقطه نظر ضخامت، پروفیل پی های منفرد و یا تک ممکن است به صورت ثابت، پله ای و یا شیب دار باشند. این پی ها از مصالح بنایی، بتنی وزنی و یا بتن مسلح ساخته می شوند. در صورت مسلح نمودن فونداسیون های منفرد غالباً در آن ها از یک سفره آرماتور مستقر در قسمت زیرین پی استفاده می شود. یک نمونه فونداسیون منفرد در شکل ۱-۵ نشان داده شده است.



(ب)



(الف)

شکل ۱-۵ فونداسیون منفرد (الف) شالوده و ستون بتنی (ب) شالوده بتنی و ستون فولادی



• چه موقعی می توان از شالوده منفرد استفاده کرد؟

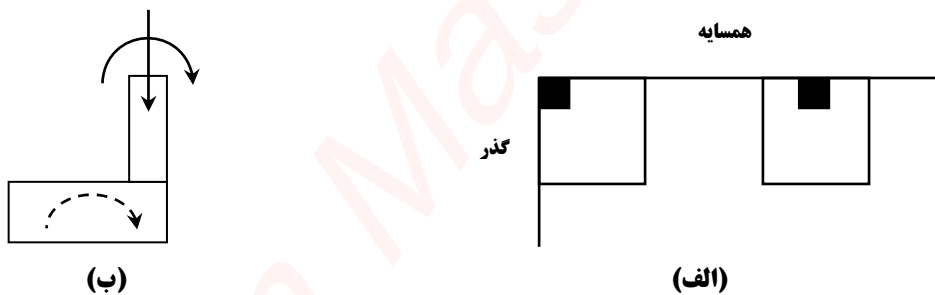
(الف) زمانی که حجم بار وارد بر شالوده در قیاس با مقاومت مجاز خاک آنقدر زیاد نباشد که منجر به ابعاد بزرگ و غیر متعارف شالوده شود.

$$\uparrow\uparrow A = \frac{P \uparrow}{\downarrow q_{all}}$$

(ب) زمانی که ستون روی شالوده خروج از مرکزیت ایجاد نکرده باشد. به عبارتی ستون در مرکز شالوده یا حدوداً در مرکز شالوده قرار گرفته باشد.

با توجه به بند فوق می توان نتیجه گرفت که در سازه های بتنی که پای ستون گیردار است استفاده از این نوع شالوده توصیه نمی شود زیرا لنگر پای ستون باعث ایجاد خروج از مرکزیت می شود در حالی که این نوع شالوده قادر نیست لنگر را به خوبی انتقال نماید. علاوه بر این در صورت وجود برون محوری، فشار در یک طرف فونداسیون بزرگتر از طرف دیگر می شود که این اختلاف فشار باعث نشست نامساوی دو طرف و در نتیجه کج شدن^۱ فونداسیون می شود. طراحی شالوده منفرد جهت انتقال لنگر منجر به ابعاد بزرگ شالوده در پلان می شود. در بعضی کتب استفاده از فونداسیون منفرد تحت بار برون محور فقط در خاک های متراکم و یا بستر سنگی مجاز دانسته شده است به شرطی که شالوده هم برای بار محوری ستون و هم برای لنگر گیرداری طراحی شده باشد. البته در این حالت نیز عدم قطعیت زیادی در رابطه با تخمین واقعی لنگر ها و خروج از مرکزیت ها وجود دارد.

از بحث فوق می توان نتیجه گیری نمود که مطابق شکل ۱-۶ هنگامی که فونداسیون منفرد در مجاورت حریم گذر یا ملک شخص دیگری قرار دارد استفاده از این فونداسیون ممکن نیست.



شکل ۱-۶ فونداسیون منفرد قرار گرفته در مجاورت حریم یا گذر

کلاف^۲ (شناز)

وقتی که در یک ساختمان از فونداسیون های منفرد استفاده می شود، آن ها را باید توسط کلاف هایی به یکدیگر متصل نمود. کلاف ها به هیچ وجه برای جلوگیری از نشست های نامساوی نیستند و وظیفه آن ها بستن شالوده های منفرد به یکدیگر و جلوگیری از بازی کردن آن ها مخصوصاً در مقابل تکان های ناشی از زلزله می باشد.

شناز: عنصری است غیر سازه ای یا سازه ای درجه ۲ که هیچ نقشی در تحمل بارهای وارده و انتقال آن ها به زمین نداشته و نمی تواند نشست های نامتجانس (نشست نسبی) را کنترل کند. تنها وظیفه شناز به هم کلاف کردن شالوده و جلوگیری از حرکت افقی آن ها نسبت به یکدیگر است.

¹ tilting
² Tie

سوال:



قرار است ساختمان سه طبقه مسکونی با اسکلت فلزی در منطقه ای که دارای خاک ماسه ای متراکم است احداث شود. مشکل حریم در اطراف سازه وجود ندارد. آیا می توان از شالوده منفرد به عنوان سیستم فونداسیون این ساختمان استفاده نمود؟

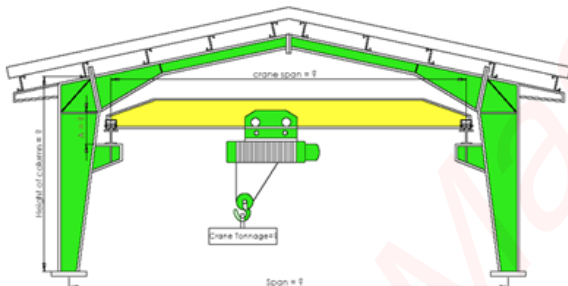
پاسخ: از آنجایی که سازه مسکونی بوده و وزن زیادی ندارد و با توجه به مقاومت نسبتاً خوب خاک احتمالاً می توان از این نوع فونداسیون استفاده نمود البته به شرط اینکه پای ستون ها مفصل شود تا لنگری به شالوده انتقال نیابد. همچنین از بادبند هم نباید استفاده شود زیرا می تواند باعث بلند شدن شالوده شود. علاوه بر این شالوده های منفرد باید با شناژ به یکدیگر متصل شوند تا رفتاری یکپارچه در مقابل زلزله داشته باشند. مشاهده می شود که انتخاب سیستم فونداسیون بر روی روسازه هم تاثیر گذار است. در صورتی که پای ستون مفصل شود بازتوزیع لنگر در ستون های طبقه پایین می تواند باعث افزایش ابعاد ستون شود. همچنین اگر بخواهیم از بادبند هم استفاده نماییم باید در زیر شالوده های منفرد از شمع های کششی استفاده نماییم یا اینکه در زیر ستون هایی که بادبند به آنها متصل است از نوع دیگری از شالوده های منفرد استفاده نماییم. بنابراین مشاهده می شود که شالوده منفرد به طور کلی محدودیت های زیادی به همراه می آورد.

سوال:



چرا در سوله ها از شالوده منفرد استفاده می شود؟

پاسخ: سوله نشان داده شده در شکل روبرو در نظر بگیرید. معمولاً سوله ها دارای ارتفاع زیاد بوده و بار جانبی قابل توجهی هم به آنها در اثر باد یا زلزله وارد می شود. بنابراین انتظار می رود لنگر های قابل توجهی در پای ستون ایجاد شود. حال اگر پای ستون گیردار باشد شالوده مورد استفاده باید برای مقادیر قابل توجهی لنگر طرح و اجرا شود که اینکار منجر به افزایش ابعاد شالوده در پلان خواهد شد.



بنابراین در سوله ها رویکرد دیگری انتخاب می شود. به جای گیردار کردن پای ستون، آنرا به صورت مفصل اجرا می نمایند. این کار باعث بازتوزیع لنگر در ستون و انتقال لنگر به سمت بالا می شود. حال برای مقابله با این لنگر مقطع ستون به صورت متغیر طرح می شود یعنی هرچه به سمت بالا می رویم ابعاد ستون افزایش می یابد. مشاهده می شود که در اینجا هم طرح روسازه بر زیرسازه تاثیر گذار است و بالعکس.



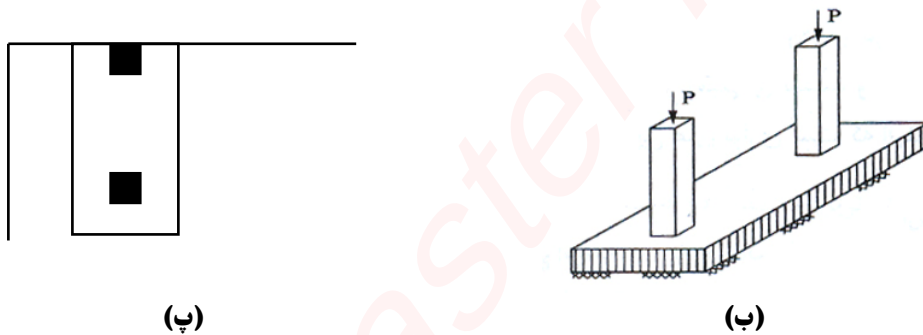
۱-۵-۲ شالوده دو ستونی (مرکب):

اگر دو ستون بهم نزدیک باشند (به نحوی که فاصله شالوده های منفرد آنها کمتر از نصف فاصله دو ستون گردد)، اقتصادی و مناسب است که از شالوده دو ستونی استفاده شود (شکل ۱-۷). کاربرد اصلی این نوع شالوده در مواردیست که نمی توان یک ستون را به طور مرکزی بر روی شالوده منفرد قرار داد مانند ستونهای کناری (در نوار مرزی ساختمانهای محدود). شالوده دو ستونی می تواند به صورت مستطیلی، دوزنقه ای، باسکولی، T، شکل، حفره ای و تیری طرح شود. این شالوده ها به نحوی طراحی می شوند که مرکز هندسی آنها بر نقطه اثر برآیند بارهای وارده منطبق گردد.





(الف)

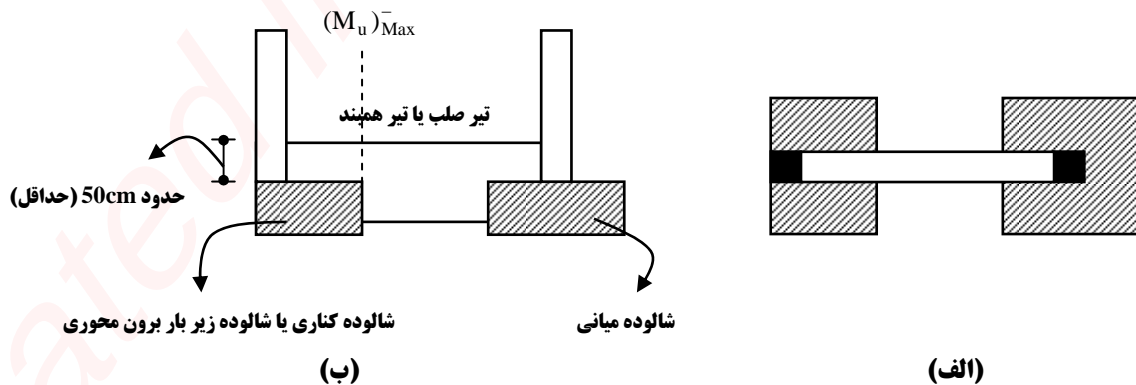


(ب)

(ب)

شکل ۷-۱ فونداسیون دو ستونی (الف) فونداسیون در حال اجرا (ب) نمای سه بعدی (پ) فونداسیون قرار گرفته در مجاورت حریم

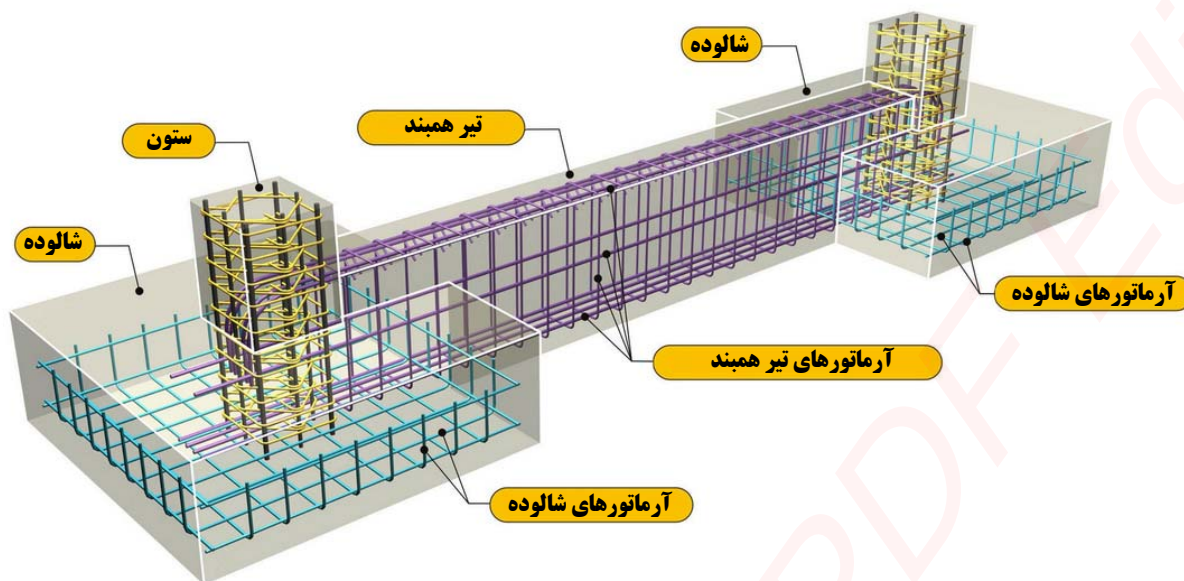
در فونداسون های باسکولی برای مقابله با خروج از مرکزیت ستون کناری، آن را توسط یک تیر قوی (تیر صلب یا تیر همبند) به داخل شالوده داخلی مجاور متصل می نمایند (شکل ۸-۱ و ۹-۱). اینکار ممکن است برای جلوگیری از نشست نامساوی ستونها مورد توجه قرار گیرد.



(ب)

(الف)

شکل ۸-۱ فونداسیون باسکولی (الف) پلان (ب) عناصر تشکیل دهنده فونداسیون باسکولی

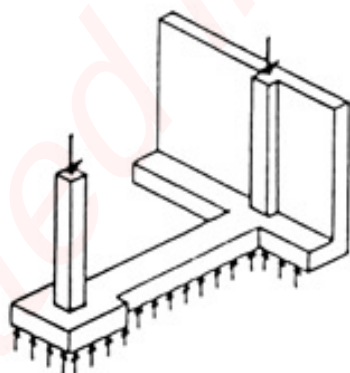


شکل ۹-۱ جزئیات اجرایی شالوده باسکولی

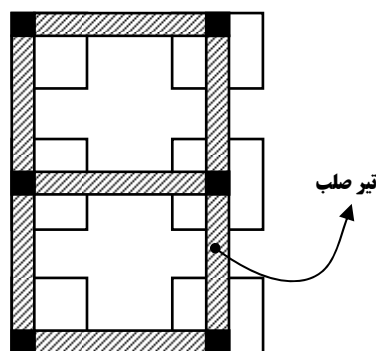
• نکات مربوط به شالوده باسکولی:

۱. تیر صلب بایستی بالاتر از سطح زمین قرار گرفته باشد (حداقل ۵ تا ۱۰ سانتی متر) تا در انتقال بار به زمین مشارکت نداشته باشد. تنها وظیفه این تیر به هم بستن شالوده ها به منظور جلوگیری از واژگون شدن شالوده کناری است.
 ۲. ارتفاع تیر صلب بایستی به گونه ای اختیار شده باشد که ممان اینرسی آن حداقل به اندازه ممان اینرسی شالوده زیر بار برون محور باشد به همین علت ارتفاع تیر صلب از ارتفاع شالوده بیشتر است.
- توجه: در اجرا مشاهده می شود به غلط به جای شالوده باسکولی از شالوده ای که ارتفاع شناژ آن برابر ارتفاع شالوده و میلگرد بیشتر در بالا است استفاده می کنند.

نکته: استفاده از شالوده های تک و باسکولی در مناطقی مثل تهران که ساختمان ها به صورت متراکم در کنار هم ساخته می شوند و شالوده ها خروج از مرکزیت دارند به کل مردود و ممنوع است. زیرا با توجه به شکل (۱-۱۰) برای رفع مشکل شالوده های تک باید تیر صلب به صورت شکل نشان داده اجرا شود اما ملاحظه می شود که پی باسکولی شامل بیش از ۲ ستون خواهد شد حال آنکه کلیه روابط شالوده باسکولی بر مبنای دو ستون محاسبه شده است.



شکل ۱۱-۱

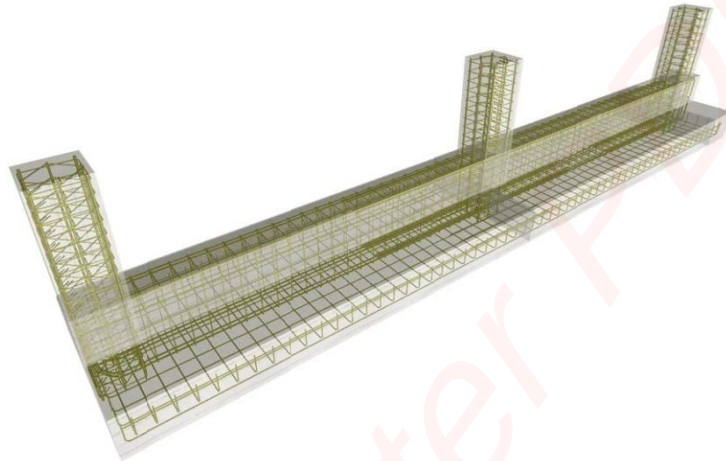


شکل ۱۰-۱



۳-۵-۱ شالوده نواری:

با اتصال فونداسیون های ستون های یک ردیف و یا برای فونداسیون زیر یک دیوار باربر فونداسیون نواری ایجاد می گردد که نسبت طول به عرض آن بسیار زیاد است شکل (۱-۶). این فونداسیون ها ممکن است با مصالح بنایی، بتن وزنی و یا بتن مسلح اجرا شوند. در صورت مسلح نمودن این فونداسیون ها، آرماتورهای اصلی در راستای طول قرار گرفته و آرماتورهای عرضی معمولاً نقش فرعی و مقابله با تغییر شکل های مربوط به نشست و یا حرارتی را دارند. برای افزایش سختی آن ها در مقابله با نشست غیر یکنواخت می توان آن ها را در مقطع عرضی به صورت T شکل و یا T معکوس اجرا کرد (شکل ۱-۱۲).



شکل ۱-۱۲ فونداسیون نواری

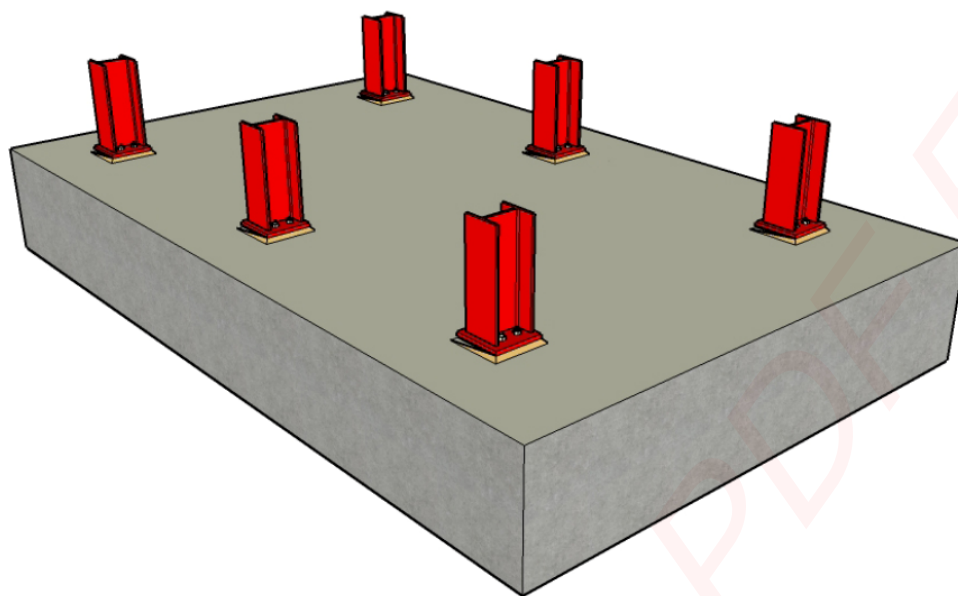


۴-۵-۱ شالوده شبکه ای:

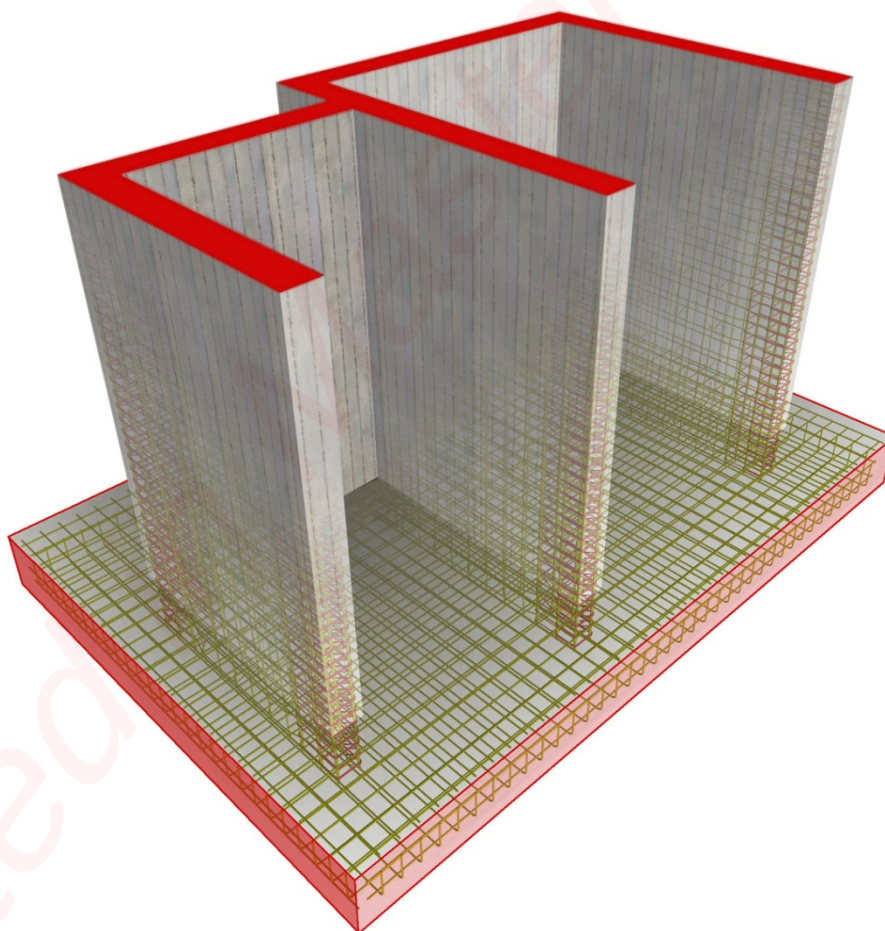
به لحاظ اقتصادی (کاهش هزینه قالب بندی) گاهی مقرون به صرفه است که شالوده های یک ردیف در هم ادغام و شالوده به صورت نواری اجرا گردد. چنانچه این نوارها در هر دو امتداد عمود برهم قرار گیرند شالوده شبکه ای بوجود می آید (شکل ۱-۱۳). عملکرد این شالوده ها مرکب بوده و متفاوت از عملکرد شالوده های منفردی است که توسط کلاف به یکدیگر متصل می شوند. کلافها کلاً نقشی در جلوگیری از نشست شالوده های منفرد ندارند (قادر به حمل برش و خمش نمی باشند) و تنها صلبیت جانبی سازه را افزایش می دهند.



شکل ۱-۱۳ فونداسیون شبکه ای



(الف)



(ب)

شکل ۱-۱۴ فونداسیون گسترده (الف) فونداسیون گسترده با ستون های فولادی (ب) فونداسیون گسترده در زیر دیوار برشی بتنی



۵-۵-۱ شالوده های گسترده:

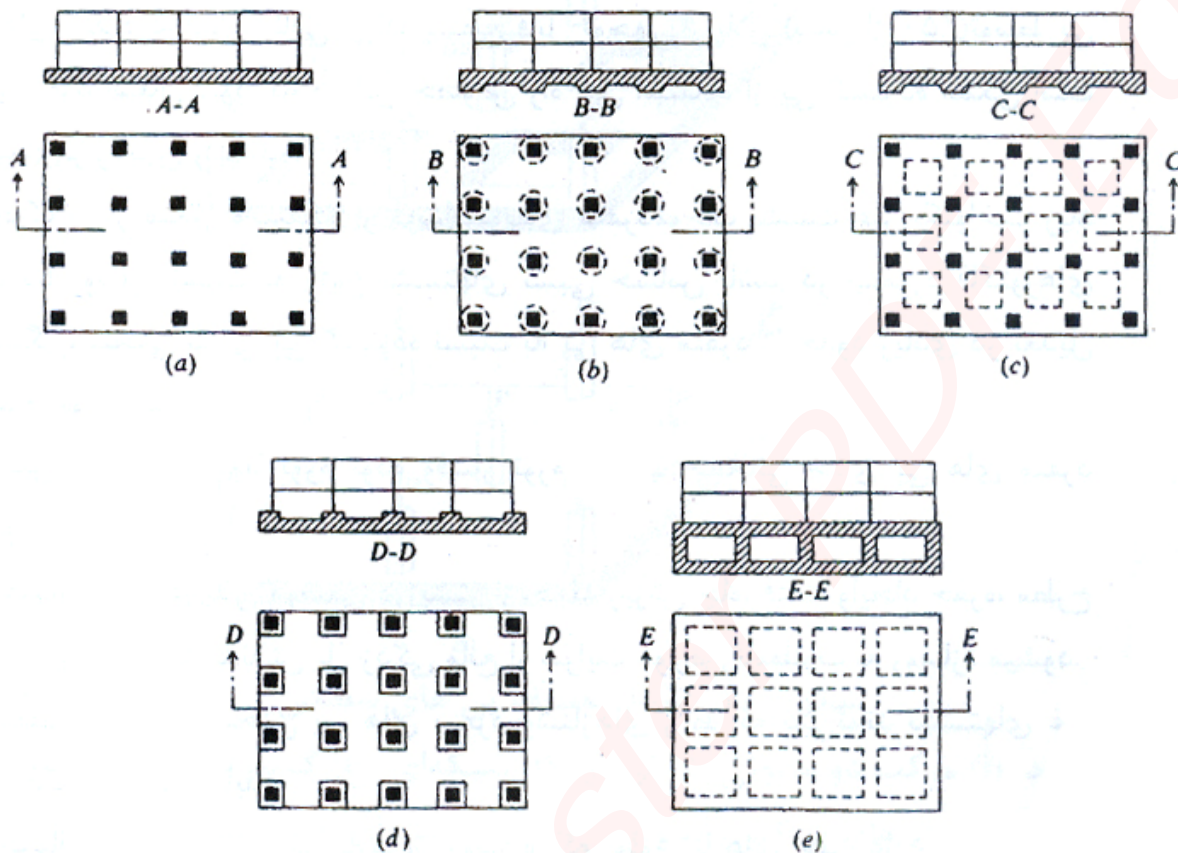
در صورت اجرای پروژه های بزرگتر و سنگین تر بر روی زمین های با مقاومت کمتر و یا در صورت تفاوت قابل ملاحظه بار دیوارها و ستون های مجاور، جهت ایجاد عکس العمل یکنواخت و به حداقل رساندن نشست های غیر یکنواخت، مقابله با عوارض موضعی و نقاط ضعف موضعی و نقاط ضعف موردی در خاک بستر، در صورتی که استفاده از فونداسیون های منفرد و یا نواری میسر نباشد و یا بخش عمده زمین زیر بنا توسط فونداسیون های منفرد، نواری و یا شبکه ای اشغال شود، تمام محدوده زیربنا به ساخت فونداسیون اختصاص داده می شود و تمامی بارهای دیوارها و ستون ها توسط یک سیستم یکپارچه دالی تحمل می شود (شکل ۱-۱۴). به این سیستم، فونداسیون گسترده و یا به اصطلاح فرانسوی، رادیه جنرال گفته می شود و معمولاً دو سفره آرماتور در پایین و بالای فونداسیون در دو جهت طولی و عرضی در آن به کار گرفته می شود. فونداسیون گسترده نیز به اشکال مختلف در پلان و مقطع اجرا شده که چند سیستم سازه ای آن را در شکل ۱-۱۵ دیده می شود.

پی های گسترده دال های بتنی یکپارچه ای هستند که در پاره ای موارد با تلفیق تیرهای سخت کننده، دال های کف و سقف و دیوارهای پیرامونی یا میانی زیرزمینی، بار ستون ها و یا دیوارهای مختلف را حمل می کنند.

• چه زمان هایی از شالوده گسترده استفاده می نماییم؟

۱. بارهای روسازه نسبتاً بزرگ بوده و شرایط خاک بستر ضعیف است به قسمی که مساحت فونداسیون های سطحی به اندازه کافی بزرگ و سطح قابل توجهی از پلان (بیش از ۵۰٪) توسط فونداسیون های منفرد اشغال شود که در این خصوص راه حل استفاده از فونداسیون گسترده ممکن است اقتصادی تر و ایمن تر باشد.
۲. خاک بستر متغییر و استفاده از فونداسیون های منفرد موجب نشست غیر یکنواخت زیاد شده و یا روسازه نسبت به وقوع نشست های نسبت حساس باشد. در این مورد فاکتورهای پیوستگی، سختی نسبی فونداسیون گسترده نسبت به فونداسیون های منفرد تا حدود زیادی در تعدیل نشست ها موثر است.
۳. زمین زیر بنا مستعد تورم بوده و فشار تورم موجب جابجایی جدی فونداسیون های منفرد می شود.
۴. احتمال وقوع عوارض موضعی در بستر از جمله ریزش چاه، قنات و ایجاد حفره، مطرح بوده که فونداسیون گسترده با نقش پل زدگی مانع از سرایت عوارض نامطلوب به سازه می شود.
۵. ضعیف استحکام و سختی پی های منفرد و شناژهای رابط که نمی تواند نشست های غیر یکنواخت را تعدیل نماید.
۶. احتمال تخمین نادرست بارهای روسازه که وقوع بارهای غیر عادی ایجاد غیر یکنواختی در توزیع تنش و نشست را ممکن است به دنبال داشته باشد.
۷. بارهای جانبی به طور یکدست در روسازه توزیع نشده و ممکن است جابجایی های افقی بیش از حد مجاز به فونداسیون های منفرد را به همراه داشته که فونداسیون گسترده با یکپارچگی مانع چنین وضعیتی خواهد شد.
۸. کف زیر سازه پایین تر از تراز آب زیرزمینی واقع شده و آب بندی کف مهم می باشد. بکارگیری فونداسیون گسترده موجب جلوگیری از نفوذ آب به زیر زمین شده و علاوه بر این تا حدودی با زیر فشار مقابله می شود.
۹. جهت افزایش باربری و تقلیل نشست، راه حل پی شناور (گودبرداری و پی سازی جای آن) مطرح شده که در این راستا تلفیق فونداسیون گسترده با دیوارها و سقف زیرزمین می تواند راه حل مطلوبی باشد.





شکل ۱-۱۵ انواع مختلف فونداسیون های گسترده (a) سیستم دال تخت (b) سیستم قارچی (در بالا یا پایین) (c) سیستم دال دیوار (دال کف، دال سقف و دیوارهای میانی و جانبی) (d) سیستم جعبه ای

۶-۱ | تثبیت فونداسیون های سطحی

اگر نشست مورد انتظار یک فونداسیون سطحی زیاد باشد، آنگاه باید گزینه های دیگری همچون تثبیت خاک را مورد ارزیابی قرار دارد. بعضی از این راه حل های جایگزین عبارتند از:

۱. خاکریز سازه ای: در این روش خاک تراکم پذیر برداشته شده و با یک خاکریز سازه ای جایگزین می شود. این روش معمولاً زمانی اقتصادی است که خاک تراکم پذیر در نزدیکی سطح بوده و تراز آب زیرزمینی در زیر لایه خاک تراکم پذیر است یا اینکه تراز آب را می توان با هزینه کم کاهش داد.
۲. سرباز: در صورتی که خاک از نوع چسبنده تراکم پذیر باشد، با قراردادن سرباز در بالای سطح می توان خصوصیات آن را بهبود بخشید.
۳. متراکم سازی خاک. از روش های مختلف می توان برای متراکم سازی خاک شل یا نرم استفاده نمود. به طور مثال ویبروفولتاسیون و تراکم دینامیکی اغلب در افزایش تراکم نهشته های ماسه ای شل موثرند. روش دیگر تزریق تحکیمی است. در این روش یک توده دوغاب پر مایه با فشار وارد خاک شده و علاوه بر جابجایی خاک باعث متراکم نمودن آن می شود.



۷-۱ | فونداسیون های عمیق

از فونداسیون های عمیق زمانی استفاده می شود که خاک در اعماق سطحی دارای مقاومت باربری کافی نبوده و بارها باید به لایه های سخت زیرین منتقل شوند.

فونداسیون های عمیق را می توان به سه دسته تقسیم نمود:

۱. سیستم های لاغر متداول یا شمع
 ۲. سیستم های قطورتر که شامل پایه های عمیق و کیسون ها می شود.
 ۳. فونداسیون های عمیق تثبیت شده با المان های ستونی
- اغلب شمع های با قطر کم لاغر به داخل خاک کوبیده می شوند در حالی که شمع های قطور پس از خاک برداری و حفر یک چاه عمیق به صورت درجا اجرا می شوند. البته مرز مشخصی بین قطر این شمع ها وجود ندارد. از پایه های عمیق و کیسون ها (فونداسیون های صندوقه ای) عموماً برای احداث کوله ها یا پایه های میانی پل ها و فونداسیون های سنگین و خاص همانند دکل های نفتی استفاده می شود.

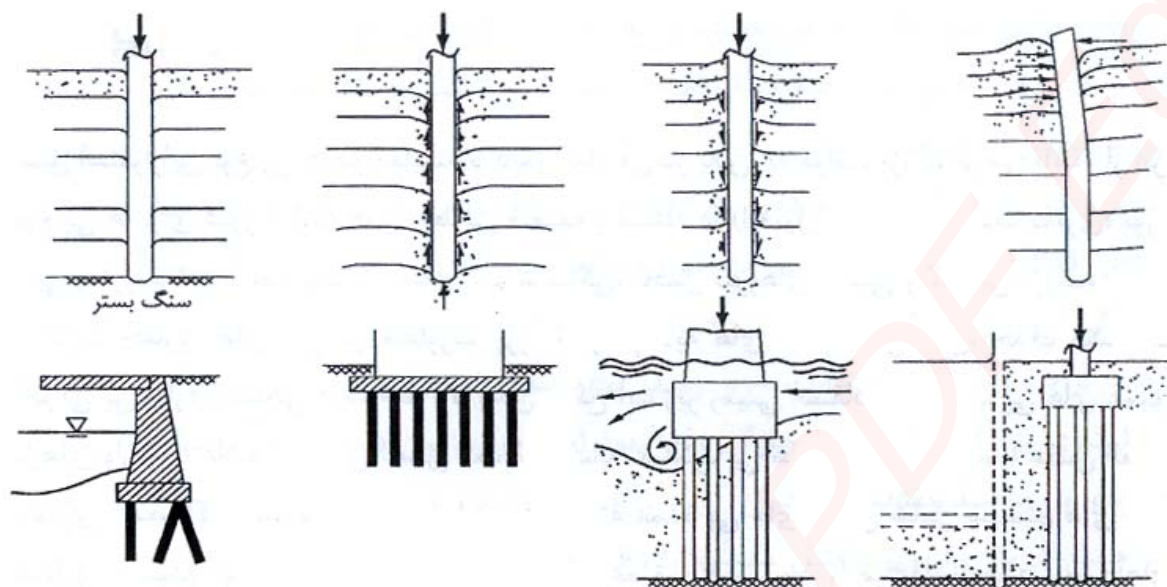
عمق استقرار فونداسیون های عمیق در مقایسه با دیگر ابعاد آن در پلان، به مراتب بزرگتر می باشد. از این نوع فونداسیون ها برای عبور از لایه های سطحی ضعیف و مسئله دار (از قبیل معضلات نشست پذیری، تورم زایی و فروریزی)، مصونیت در مقابل آب شستگی، تحمل نیروهای جانبی و کششی بزرگ، مقابله با اثرات حفاری های آبی در مجاورت پروژه، تراکم لایه های ضعیف در عمق، حذف مشکلات اجرایی پی سازی سطحی در شرایط بالا بودن سطح آب زیرزمینی استفاده می شود. در مبحث ۷ مقررات ملی ساختمان معیار دیگری برای پی عمیق عنوان شده است و آن عبارت است از اینکه هرگاه نسبت عرض به ارتفاع پی کمتر از یک ششم باشد و عمق آن از سه متر تجاوز نماید به آن پی عمیق می گویند. پی های عمیق بارهای وارده را علاوه بر عکس العمل کف که مشابه عملکرد پی های سطحی است، با عکس العمل جداری (اصطکاکی) نیز تحمل می نمایند. روش های مختلفی برای اجرای پی های عمیق مطرح است. شمع های کوبیدنی از نوع چوبی، بتنی و یا فولادی که از طریق انواع چکش ها، جک ها و ویبراتوره های کوبنده، به زمین رانده می شوند. شمع ها و پایه های درجا توسط حفاری چاه و یا گمانه و سپس ریختن مصالح بنایی، بتنی وزنی و یا مسلح و یا استقرار مقاطع پیش ساخته در مجاری حفاری شده اجرا می گردند. شمع های کوبیدنی-درجا نیز شامل مواردی می شوند که ابتدا یک پوسته و یا غلاف به زمین رانده شده و سپس داخل آن با بتن پر می شود. پوسته و یا غلاف پس از بتن ریزی در محل باقی مانده و یا بیرون کشیده می شود. شکل ۱-۱۶ چند نمونه از پی های عمیق را نشان می دهد.

در این قسمت به بررسی هر یک از این سیستم های انتقال بار می پردازیم.

۱-۷-۱ شمع ها:

رایج ترین نوع فونداسیون عمیق شمع ها (Pile) هستند. یک شمع عضو سازه ای نسبتاً بلند، لاغر و ستون ماندنی است که با قرار گرفتن در داخل خاک وزن سازه را به خاک زیرین منتقل می نماید. شمع در واقع همان ستون است که در داخل خاک مستقر شده. شمع بارهای وارده از روسازه را در عمق خاک عبور داده و آنرا به خاک مقاومتر (در عمق بیشتر) منتقل می کند.





شکل ۱-۱۶ نمونه هایی از کاربردهای فونداسیون های عمیق

• شمع ها را می توان به طرق مختلف دسته بندی نمود:

دسته بندی شمع ها از لحاظ نوع جنس:

- (۱) شمع های بتنی (بتن پیش ساخته و یا بتن درجا)
- (۲) شمع های فولادی
- (۳) شمع های چوبی (چوب فرآوری شده)
- (۴) شمع های با مصالح ترکیبی

دسته بندی شمع ها از لحاظ نحوه انتقال بار به زمین:

- (۱) شمع های باربری نوک
- (۲) شمع های اصطکاکی
- (۳) شمع های با باربری نوک و جداره
- (۴) شمع های مایل

دسته بندی شمع ها از نظر نحوه اجرا:

- (۱) شمع های کوبشی (پیش ساخته)
- (۲) شمع های درجا

در ادامه هر یک از دسته بندی های فوق را به طور مختصر و مجزا مورد بررسی قرار می دهیم.

بررسی شمع ها از منظر جنس مصالح:

شمع های فولادی: انواع معمول شمع های فولادی، شمع های لوله ای و شمع های H می باشند. شمع های لوله ای نیز در دو حالت انتهایی بسته و انتهایی باز به زمین کوبیده می شوند. هرچند که از تیرآهنهای I و بال بهن نیز می توان برای شمعکوبی استفاده کرد، لیکن تیرآهن ها با نیمرخ H به علت مساوی بودن ضخامت بال و جان معمولاً ترجیح داده می شوند.

در صورتی که طول مورد نیاز برای شمع بزرگتر از طول یک شاخه شود، شمع های فولادی را به وسیله جوش و یا پرچ به یکدیگر وصله می کنند. وقتی که انتظار لایه ای سخت نظیر شن متراکم، شیل و سنگ نرم می رود در نوک شمع فولادی از کفشک^۱ استفاده می شود. در زمین های باتلاقی، خاک های نباتی، مناطق ساحلی و سایر خاک های خورنده، املاح خاک و آب می توانند شمع های فولادی را تحت حملات شیمیایی قرار داده و خوردگی ایجاد نمایند. خاک هایی که pH آن ها بزرگتر از ۷ است خورنده نیستند. برای جبران کردن کاهش ضخامت به علت خوردگی بر ضخامت محاسباتی، معمولاً یک ضخامت اضافی در نظر گرفته می شود. برای جلوگیری از خوردگی، در روی شمع ها می توان از یک لایه پوشش اپوکسی استفاده کرد. این پوشش که در کارخانه روی شمع ها زده می شود، در هنگام حمل و نقل و کوبیدن شمع، به سختی آسیب پذیر است. گاهی مواقع برای جلوگیری از خوردگی شمع فولادی، از پوشش بتنی استفاده می شود.

شمع های بتنی:

این نوع شمع ها به دو دسته تقسیم می شوند. شمع های بتنی پیش ساخته و شمع های ساخته شده در محل. شمع های بتنی پیش ساخته را می توان تقریباً به هر شکل و اندازه ای در کارخانه ساخت. مقاطع معمول این نوع شمع ها مربع، دایره و چند ضلعی است. شمع های بتنی پیش ساخته معمولاً با طول ۱۸ متر می سازند. در سر شمع های بتنی پیش ساخته برای جلوگیری از تخریب شمع در موقع کوبیده شدن کلاهک فلزی نصب می کنند.

شمع های چوبی:

شمع های چوبی از جمله پر مصرف ترین نوع شمع ها هستند. مقطع آنها معمولاً به شکل مربع و به ابعاد 22.5×22.5cm تا 65×65cm به طول ۱۲ متر ساخته می شود. این شمع ها از تنه درختی با چوب سخت نظیر کاج و بلوط درست شده است و دو سر آنها برای جلوگیری از خوردگی شن در موقع کوبیدن با کلاهک فلزی مسلح می سازند.

شمع های چوبی از جمله مقطع دایره ای را معمولاً بدون کندن پوست بکار می برند تا نیروی اصطکاک حاصله بین سطح جانبی شمع و زمین به حداکثر مقدار ممکنه افزایش یافته و شمع قابلیت تحمل فشار زیادی داشته باشد. قطر شمع های چوبی استوانه ای ۲۰ تا ۲۵ سانتی متر است. شمع های چوبی نسبت به شمع های دیگر ارزانتر و از لحاظ برش و اتصال آسانتر و حمل و نقل و اجرای آنها نیز نسبتاً راحت است. حداکثر طول شمع ها را به فواصل ۸۰ تا ۱۲۰ سانتی متر از همدیگر و به صورت یک در میان می کوبند. پس از آنکه شمع به اندازه کافی در زمین فرو رفت انتهای آن را با اړه مخصوص قطع می کنند به طوریکه همگی در یک سطح قرار می گیرند. برای آنکه فشار یکنواختی به شمع ها وارد آید می توان آنها را با چوب های افقی بهم وصل کرد و روی آنها قرار داد. امروزه روش های مختلفی برای جلوگیری از پوسیدگی چوب در آب و یا در خشکی وجود دارد که با استفاده از آنها به میزان قابل توجهی از خطر پوسیدگی و حمله حشرات کاسته می شود.

¹ Driving point or shoe

شمع های مرکب

در شمع های مرکب، قسمت فوقانی و تحتانی شمع از دو مصالح مختلف ساخته می شوند. به عنوان مثال، شمع های مرکب ممکن است از فولاد و بتن و یا چوب و بتن ساخته شوند. شمع های مختلط فولاد و بتن مرکب از قسمت تحتانی فولاد و قسمت فوقانی بتن درجا می باشند. از نوع شمع وقتی مورد استفاده قرار می گیرد که طول شمع لازم برای تامین ظرفیت باربری از ظرفیت باربری بتن درجای ساده تجاوز کند. شمع های مختلط چوب و بتن دارای قسمت تحتانی چوبی می باشند که به طور دائم در سفره آب زیرزمینی قرار دارد و قسمت فوقانی آن ها از بتن است. در هر صورت ایجاد وصله در محل تلاقی دو مصالح مشکل بوده و به همین علت است که شمع های مختلط دارای کاربرد وسیعی نمی باشند.

بررسی شمع ها از منظر نحوه انتقال بار:

- شمع های با باربری انتهایی: شمعی که قسمت عمده باربری آن توسط مقاومت مصالح فونداسیون که نوک شمع در روی آن قرار گرفته انجام می شود. از شمع های باربری نوک معمولاً در خاک هایی استفاده می شود که در آن لایه خاک سفت در زیر لایه فوقانی نرم قرار گرفته است. در صورتی که لایه نرم فوقانی نشست هم نماید شمع در معرض یک نیروی رو به پایین اضافی هم قرار می گیرد که شمع باید برای تحمل این نیرو ها هم طراحی شده باشد.
- شمع های اصطکاکی: در مواقعی که زمین خوب در اعماق زیاد و دور از دسترس باشد ممکن است شمع ها مقاومت خود را از طریق نیروی اصطکاکی که بین سطوح جانبی آنها و زمین به وجود می آید کسب می کنند. این نوع شمع ها را شمع های اصطکاکی می نامند. از شمع های اصطکاکی اغلب در رس های نرم که مقاومت انتهایی کم بوده و احتمال برش سوراخ کننده در نوک شمع وجود دارد استفاده می شود. شمعی که در برابر نیروهای رو به بالا یا برکنش مقاومت می کند هم جزو شمع های اصطکاکی محسوب می شود.
- شمع های با باربری نوک و جداره: شمعی که بار را از طریق ترکیب مقاومت جدار و نوک انتقال می دهد در این رده قرار می گیرد.
- شمع مایل: شمعی که با زاویه مایل داخل خاک کوبیده می شود تا مقاومت بیشتری در برابر بارهای جانبی ایجاد نماید.

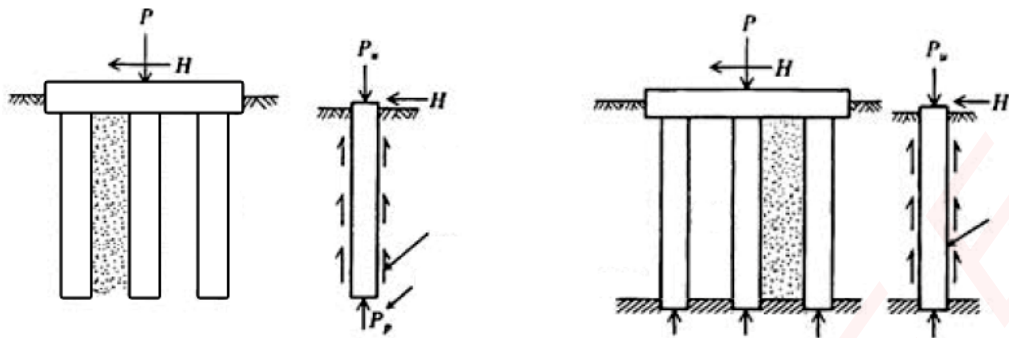
بررسی شمع ها از منظر نحوه اجرا:

شمع ها یا به داخل خاک کوبیده می شوند یا اینکه پس از حفر چاه در داخل آن به صورت درجا اجرا می شوند. شمع هایی که به داخل خاک رانده می شوند بسته به میزان خاکی که به طرفین می رانند به دو نوع جابجایی کم و جابجایی زیاد تقسیم می شوند. مثال هایی از شمع های کوبشی با جابجایی کم، مقاطع H و لوله های فولادی ته باز هستند. شمع های با جابجایی زیاد هم شمع های با مقاطع پر همانند شمع های چوبی یا بتنی پیش ساخته و لوله های فولادی با انتهای بسته هستند.

آرایش های معمول شمع ها در شکل ۱-۱۷ نشان داده شده اند.

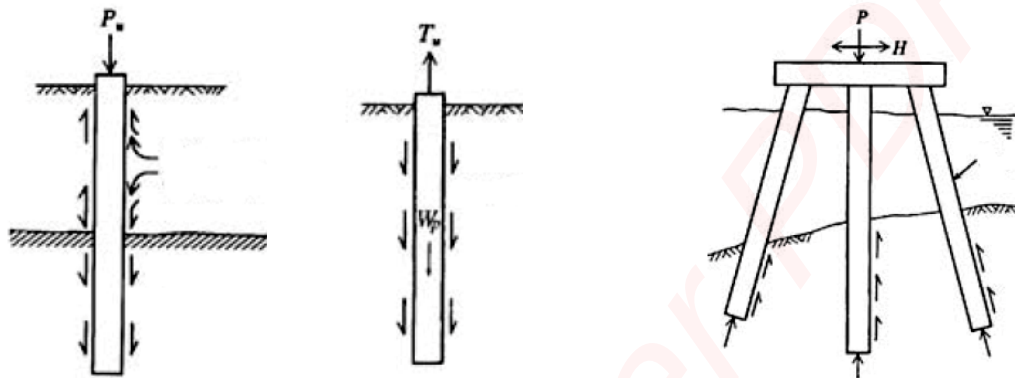
ظرفیت باربری یک شمع بستگی به مقاومت شمع و مقاومت خاک زیرین دارد. تخمین ظرفیت باربری شمع ها بسیار پیچیده است. ظرفیت باربری شمع ها را می توان توسط تحلیل های استاتیک، تحلیل های دینامیک یا آزمایش های بارگذاری بدست آورد. در تحلیل های استاتیکی که اغلب برای طرح اولیه استفاده می شود، ظرفیت باربری بر مبنای ملاحظات همچون مقاومت خاک، هندسه شمع، مقاومت کف، مقاومت جداری، اثر گروه، وجود لایه باربر و بدست آورد.





(ب) شمع تک یا گروه شمع شناور در توده خاک

(الف) شمع تک یا گروه شمع در روی خاک سخت یا سنگ



(ث) شمع نفوذ کرده در

داخل خاکی که یا متورم می

شود یا تحکیم می یابد

(ت) شمع کششی

(پ) گروه شمع مایل در ساخل دریا

شکل ۱-۱۷ آرایش معمول شمع ها

در شمع های بلند لاغر، مقاومت نوک شمع دارای اهمیت کمی می باشد در نتیجه این شمع ها معمولاً به صورت اصطکاکی عمل می نمایند هرچند در خاک های رسی بیشتر مقاومت توسط چسبندگی تامین می شود. تخمین طول شمع همواره کار راحتی نیست. چنانچه شمع ها از نوع باربری نوک بوده و در روی مصالح سخت سنگ مانند قرار گرفته باشند، در این حالت طول شمع مشخص بوده و شمع همانند یک ستون کوتاه عمل می نماید که می توان اثر خاک نرم اطراف آن را در نظر نگرفت. بنابراین اندازه شمع بستگی به ظرفیت باربری مصالح باربر کف و مقاومت شمع دارد. اما زمانی که خاک باربر سختی وجود ندارد، باید از شمع های اصطکاکی استفاده نمود. در این حالت طول شمع بستگی به اندازه شمع و مقاومت جداری در طول شمع دارد که این مقاومت خود بستگی به مقاومت برشی خاک یا چسبندگی رویه شمع دارد. بعضی وقت ها نیز شمع ها پس از عبور از یک لایه خاک نرم و برخورد با یک خاک سخت چندین متر در داخل این خاک ادامه یافته و به صورت یک شمع اصطکاکی - باربری کف عمل می نماید. شمع های کوتاه را می توان داخل خاک های دانه ای کوئید تا خاک نزدیک سطح زمین متراکم شود. چنین شمع هایی را شمع های تراکمی می گویند. از شمع ها معمولاً به صورت گروهی استفاده می شود به طور مثال می توان از سه شمع برای تحمل وزن یک ستون با بار سنگین استفاده نمود. برای توزیع مناسب بارها از روسازه به شمع ها معمولاً از یک کلاهک بتنی یا همان سرشمع استفاده می شود. یک گروه متشکل از چندین شمع را می توان با هر نوع آرایشی در زیر ستون، دیوار یا فونداسیون های مرکب استفاده نمود. معمولاً برآیند نیروهای شمع ها با برآیند بارهای وارده منطبق است. فاصله شمع ها باید به اندازه ای باشد که ظرفیت باربری هر شمع منفرد کاهش پیدا نکند در غیر اینصورت رفتار گروهی باید در نظر گرفته شود.



در صورتی که گروه شمع در معرض نیروهای جانبی بوده و مقاومت جانبی شمع های قائم پاسخگوی نیروی جانبی نباشد، آنگاه باید از شمع های زاویه دار یا مایل استفاده شود. علاوه بر این در صورتی که نیروهای لنگر واژگونی نیز قابل توجه باشد، آنگاه شمع ها باید در مقابل نیروی کششی هم مقاومت نمایند.

۲-۷-۱ پایه های عمیق و کیسون ها

فونداسیون از نوع پایه های عمیق (Pier)، یک سیستم فونداسیون مشابه شمع های درجا است که از اعضاء ستون مانند بتن مسلح تشکیل شده است. قطر پایه های عمیق آنقدر هست که بتوان داخل آن ها را بازرسی چشمی نمود. به پایه های عمیق اغلب محورهای حفاری شده، شمع های درجا یا کیسون های حفاری شده هم می گویند. شکل ۵-۷ مراحل معمول اجرای یک پایه عمیق حفاری شده را نشان می دهد.

باید توجه داشت که پایه های عمیق و کیسون ها اندکی با هم متفاوت اند. پایه های عمیق مشابه شمع های درجا بوده و اغلب دارای قطر بزرگی هستند و از بتن مسلح ساخته می شوند اما کیسون ها همان پایه های عمیق با قطر بزرگ هستند. کیسون همچنین می تواند یک سازه آب بند زیرزمینی باشد که عملیات ساختمانی در داخل آن انجام می گیرد. کیسون ها را به سه دسته می توان تقسیم نمود:

۱. فونداسیون های صندوقه ای جعبه ای یا شناور (رو باز و ته بسته)
۲. پی صندوقه ای باز (رو باز و ته باز)
۳. پی صندوقه ای بادی (رو بسته، ته باز و پر شده با هوای متراکم جهت جلوگیری از ورود آب به داخل فضای داخلی)

در عمل از این نوع پی ها بیشتر برای سازه های دریایی استفاده شده و بصورت پیش ساخته می باشند به نحوی که بتوان آنها را بصورت شناور به محل مورد نظر حمل و سپس آنرا تثبیت نمود. تثبیت صندوقه در محل با پر کردن آن از آب و یا مصالح وزین دیگر انجام می شود.

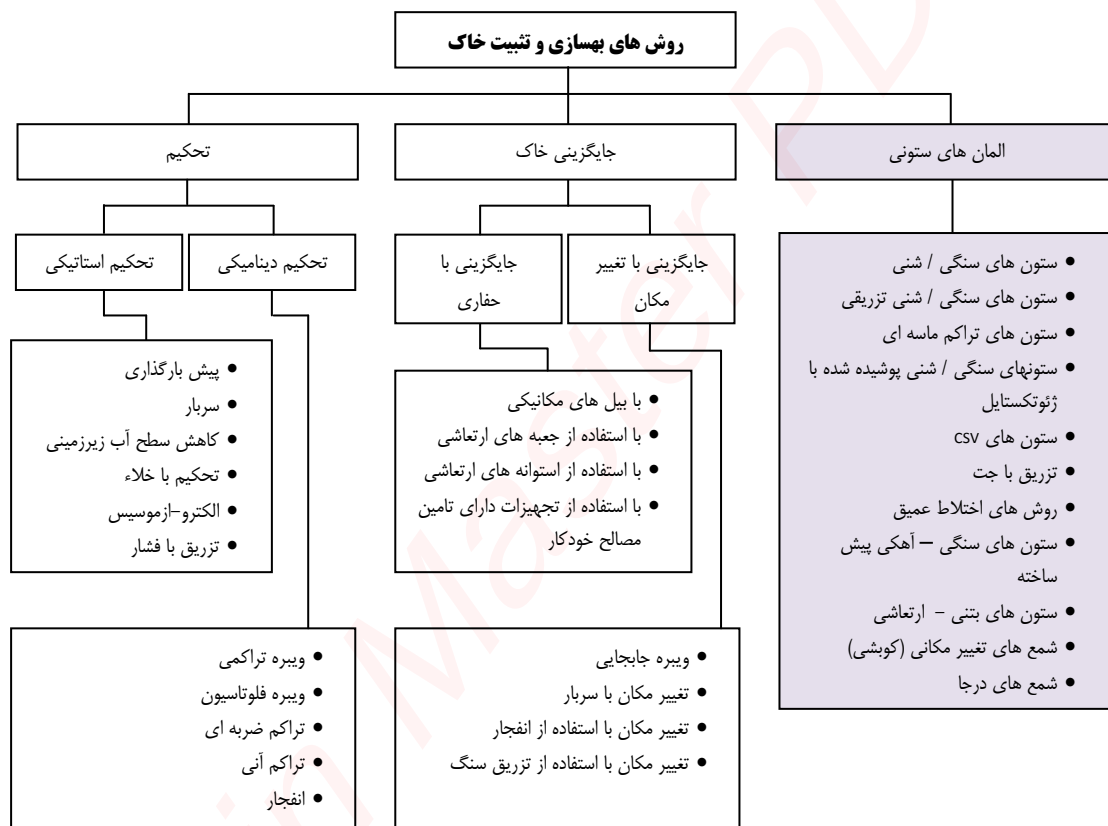
۳-۷-۱ فونداسیون های عمیق تثبیت شده با المان های ستونی

در هنگام ساخت و اجرای راه ها، راه آهن ها و دیگر سازه های مهندسی بر روی خاکهای نرم معمولاً با مسائلی همانند نشست های بیش از اندازه، تغییر شکل و مسائل مربوط به پایداری مواجه می شویم. برای جلوگیری و یا کاستن از این گونه مسائل روش های متعددی در مهندسی ژئوتکنیک وجود دارد که بهسازی و تثبیت خاک یکی از آن ها می باشد. بهسازی و تثبیت خاک حوضه ی وسیعی از روش ها و تکنیک ها را شامل می شود. این روش ها به صورت طبقه بندی شده در شکل ۱-۱۸ نمایش داده شده اند. البته در این فصل ما فقط خود را محدود به روش های تثبیت خاک با استفاده از المان های ستونی خواهیم نمود.

روش های بهسازی خاک با استفاده از المان های ستونی در مهندسی ژئوتکنیک از سال ۱۹۶۰ تا به اکنون رشدی روزافزون را شاهد بوده است. این روش ها در ساخت راه ها و خاکریزهای راه آهن و همچنین فونداسیون های مخازن، انبارها و ساختمان های سبک به کار گرفته می شوند. اصل اساسی در این روش، کاهش و تخفیف بار وارده بر خاک های نرم بدون



ایجاد تغییر قابل توجه در ساختار آن ها می باشد و این امر با نصب سازه های ستون و یا شمع مانند با الگویی شبکه ای که تا لایه باربر امتداد دارند محقق می گردد. بر روی ستون ها از یک پلتفورم انتقال بار که معمولاً شامل مسلح کننده های ژئوتکستایل یا ژئوگرید و یا یک صفحه ی صلب است استفاده می شود. کاهش تنش در خاکهای نرم ناشی از توزیع مجدد بارهای خاگریز از طریق اثر قوس زدگی و متعاقب آن مسلح کنندگی ژئوتکستایل و یا ژئوگرید است که این مسلح کنندگی توسط اثر غشایی تأمین می شود. در نتیجه تراکم پذیری خاک بهسازی شده کاهش یافته و ظرفیت باربری و مقاومت برشی افزایش می یابد. از آنجائیکه اکثر سازه های شمع مانند همانند زهکش های قائم عمل می نمایند، تحکیم خاکهای نرم تسریع یافته و بنابراین نشست ها پس از احداث سازه به میزان قابل توجهی کاهش می یابند.



شکل ۱-۱۸ روش های مختلف تثبیت و بهسازی خاکها (Kempfert, 2006)

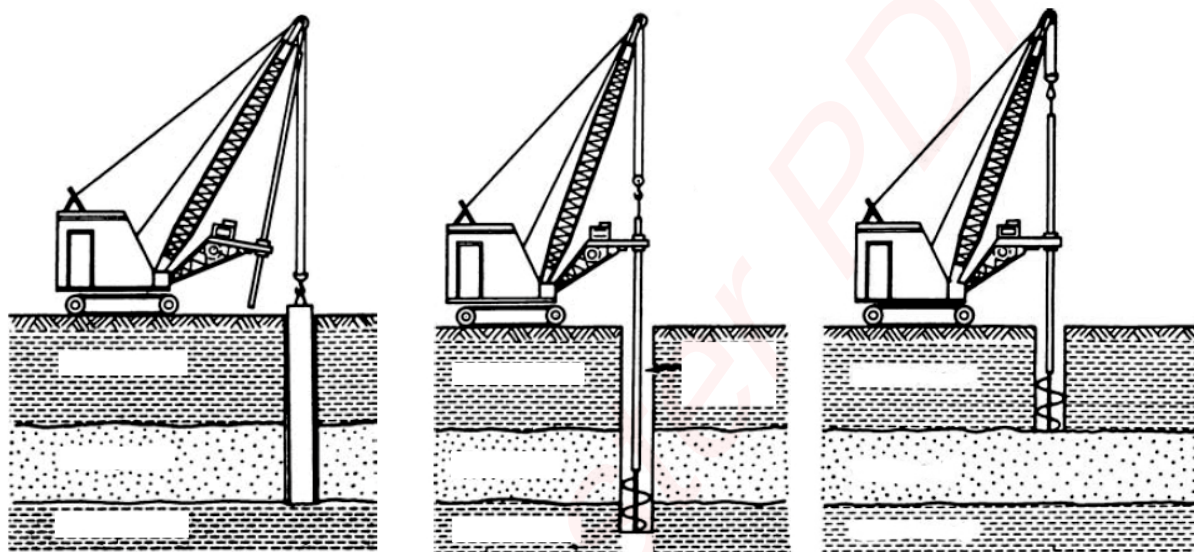
روش ها بسیاری برای ایجاد المان های عمیق وجود دارند. البته این روش ها را اغلب در قالب سیستم های تثبیت خاک در نظر می گیرند ولی به هر حال عملکرد آنها ایجاد یک فونداسیون عمیق جهت انتقال بار به لایه های زیرین است. تعدادی از این روش ها عبارتند از:

شمع های اختلاط درجا: این شمع ها با استفاده از تزریق با فشار دوغاب سیمان یا آهک داخل خاک ایجاد می شوند. همزمان با تزریق دوغاب به داخل خاک یک مته یا پره، خاک را اختلاط می نماید تا شمع درجا ایجاد شود.

ستون های سنگی ارتعاشی: در این روش با استفاده از غرقاب کردن و ایجاد ارتعاش یا دیگر روش ها یک حفره قائم استوانه ای در داخل خاک ایجاد شده و با شن یا سنگ متراکم پر می شود.

ستون های سنگی تزریقی: این روش مانند روش فوق است با این تفاوت که حفارت با بنتونیت سیمان یا مخلوط آب-ماسه-بنتونیت پر می شوند.

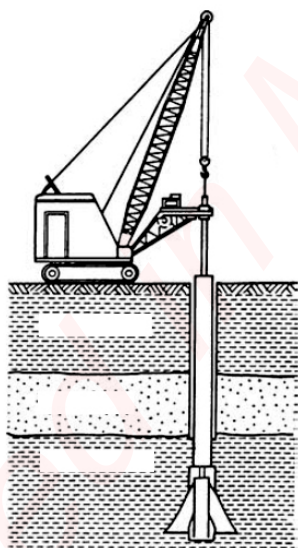
ستون های لرزه ای بتنی: مشابه ستون های سنگی اما به جای سنگ از بتن استفاده می شود.



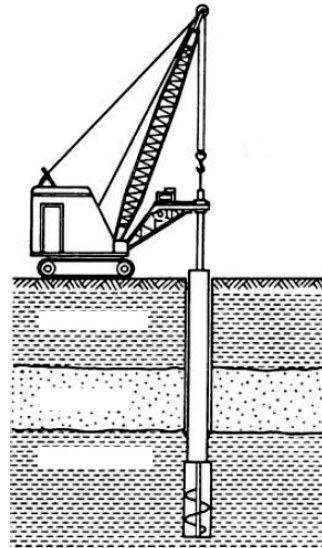
(پ)

(ب)

(الف)



(ث)



(ت)

شکل ۱-۱۹ روش اجرای پایه های عمیق



۸-۱ | فونداسیون های ویژه

دال سطحی به عنوان پی گسترده جهت تامین پاره ای ضروریات اجرایی، فنی، اقتصادی و سرویس دهی ممکن است به طور خاصی در عمل مورد استفاده قرار گیرد که در ادامه به بررسی تعدادی از این فونداسیون های خاص می پردازیم.

۱-۸-۱ پی های شناور^۱:

پی های شناور در مواردی کاربرد دارند که لایه های نشست پذیر و یا ضعیف تا عمق قابل توجهی وجود داشته و استفاده از شمع هم امکان پذیر نباشد. در آن صورت می توان پی گسترده سازه را در عمق پایین تر مستقر و با برداشت خاک حاصل از گودبرداری با بار ثقلی حاصله از روسازه مقابله و یا حتی فشار روسازه با میزان خاک حاصل از حفاری معادل نمود. در این حالت آنقدر خاک حفاری و برداشت می شود که وزن خاک گودبرداری شده بعلاوه نیروهای بلند کننده ناشی از فشار هیدرواستاتیکی با بار ناخالص روسازه و زیرسازه برابر شود. به عبارت دیگر فشار در کف خاک گودبرداری شده تغییر نخواهد کرد. یعنی فشار خاک جابجا شده برابر فشار ایجاد شده توسط ساختمان خواهد شد و به لحاظ نظری نشستی ایجاد نخواهد شد. در این حالت به نظر می رسد که سازه در روی خاک همانند کشتی در روی آب شناور است. چنانکه وزن خاک جابجا شده در اثر حجم زیرزمین سازه طبق اصل ارشمیدس وزن سازه شناور را به تعادل رسانده است. معمولاً یک متر مکعب خاک را می توان به لحاظ وزنی معادل دو طبقه ساختمان مسکونی معمولی در هر متر مربع به حساب آورد. به طور طبیعی این مسئله تنها یک مدل نظری می باشد زیرا در اثر تغییر بارهای زنده و تراز آب زیرزمینی، ناهنگمی خاک و تراکم مجدد آماس خاک حفاری شده، مقداری نشست رخ خواهد داد.

برای ساختمان های بلند استفاده از ایده شناوری نیازمند ایجاد چندین طبقه زیرزمین خواهد بود که خود با مشکلات اجرایی بسیاری همراه است و بعضاً وزن طبقات زیرزمینی خود قابل توجه می باشد. بنابراین استفاده از فونداسیون های گسترده با شناوری جزئی به جای شناوری ناقص اقتصادی تر خواهد بود. همچنین از آنجایی که فونداسیون های گسترده شناور در عمق خاک اجرا می شوند مسئله تراز آب زیرزمینی باید در نظر گرفته شود مخصوصاً تراز آب زیرزمینی بالا در فصول بارانی. در چنین حالتی نیاز به فونداسیون های جعبه مانند آب بند خواهد بود (شکل ۱-۲۰). در طراحی چنین فونداسیون هایی اثر غوطه وری و فشارهای جانبی باید مدنظر قرار گیرند.

۲-۸-۱ پی های سلولی و پوسته ای^۲:

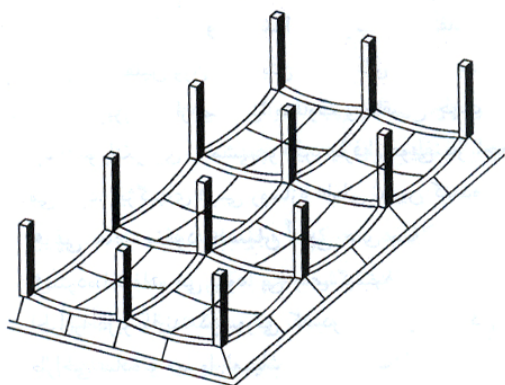
بر اساس استفاده از عملکرد، شکل پی در ساختار پی های شناور و یا تقلیل وزن مرده بتن در پی های حجیم مدفون، و نیز تامین سختی کافی در طبقات مختلف زیرزمین از صفحات متناوب و متقاطع جهت تامین مقاومت کافی در مقابل نیروهای برشی و لنگر خمشی و نیز صرفه جویی در احجام بتن و آرماتور مصرفی استفاده می شود (شکل ۱-۲۱). ویژگی های فرمی روسازه عاملی تعیین کننده در انتخاب شکل این پی ها می باشد.

¹ Floating (Buoyant) Foundations
² Cellular or Shell Foundations

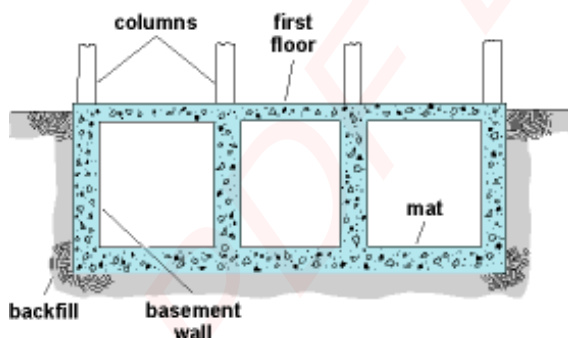


۳-۸-۱ پی های باکسی با جعبه ای^۱:

در مواردی که سازه سنگین تر و از اهمیت ویژه ای برخوردار باشد، سیستم فونداسیون باید از صلبیت خمشی ویژه ای برخوردار بوده که بدین ترتیب تلفیق دال های کف و سقف و نیز دیوارهای اطراف و میانی زیرزمین، ملاحظات خاص تحلیل، طراحی سازه ای و اجرای پی های شناور را مطرح می سازد.



شکل ۱-۲۱ فونداسیون پوسته ای

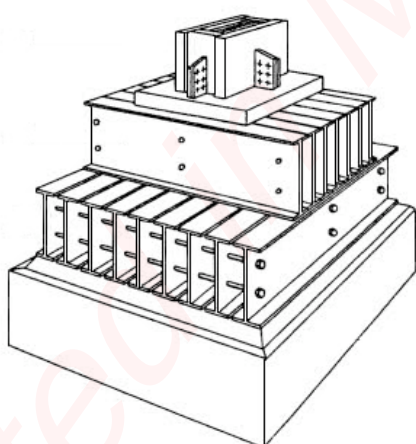


شکل ۱-۲۰ فونداسیون شناور

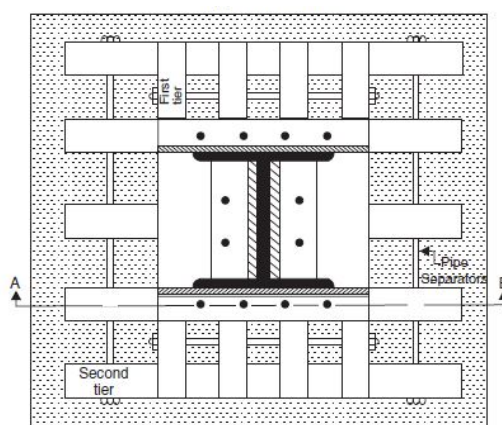


۴-۸-۱ پی های فولادی یا پروفیله^۲:

استفاده از پی های فولادی در مواردی است که بارهای حاصل از روسازه سنگین و زمین بستر سخت و یا سنگی باشد و راه حل های استفاده از بتن مسلح پاسخگوی وضعیت سیستم های معمول پی سازی نبوده که در این صورت استفاده از پروفیل های فولادی بال پهن در دو لایه عمود و بر روی یکدیگر با قالب بتنی درجا در اطراف به کار گرفته می شود (شکل ۱-۲۲). در موارد بارهای کمتر و در دسترس نبودن پروفیل های بال پهن فولادی و یا پی سازی موقتی در بستر های سست، می توان از دو ردیف الوارهای چوبی متعامد روی هم محصور در بتن استفاده کرد.



(ب)



(الف)

شکل ۱-۲۲ شالوده فولادی یا پروفیله (الف) نمای فوقانی (ب) نمای سه بعدی

¹ Box Foundations

² Grillage



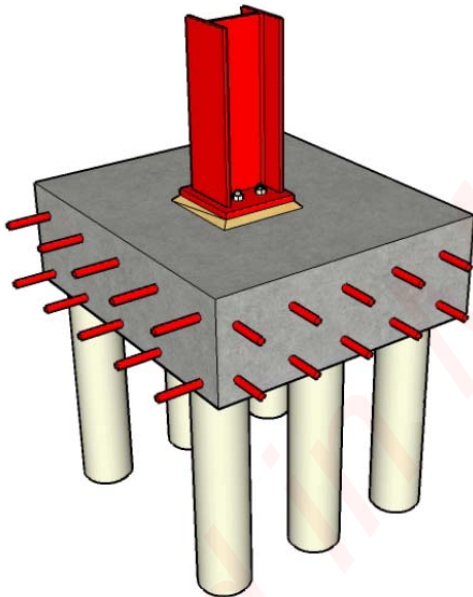


۱-۸-۵ پی های منفرد چسبان!

پی های منفرد چسبان به عنوان جایگزینی برای پی های گسترده استفاده می شود. پی های گسترده معضلاتی از نقطه نظر تحلیل، طراحی و در نهایت اجرا را در بر دارند. در صورتی که در پی های منفرد با فرض صلبیت آن ها روش های تحلیل و طراحی، ساده و معمول می باشد. در اجرا نیز با وجود شبکه آرماتور فوقانی در پی های گسترده، معضلات دسترسی برای بتن ریزی و عبور بتن از شبکه آرماتور بالایی وجود داشته و مضافاً به این که با توجه به ابعاد قابل توجه پی گسترده در سطح، مشکلاتی نیز در اجرای یکپارچه بتن مطرح است لذا برای تسهیل در طراحی و اجرا می توان بجای پی گسترده، یک ردیف پی های منفرد، مجاور را جایگزین آن نمود که به صورت منقطع در قسمت بالایی و متصل در قسمت پایینی بوده و لذا به علت عدم پیوستگی در بالا، لنگری رد و بدل نشده و مانند پی های منفرد نیازی به سفره آرماتور پایین مطرح می شود. جهت سهولت بیشتر در اجرا و ایفای نقش شناژ می توان یک سفره مشترک حداقل آرماتور در پایین پی های مجاور منظور نموده و سپس در صورت لزوم هر پی تک، آرماتور اضافی منظور گردد. سیستم پی های منفرد در زیر یکپارچه شده و علی رغم مجاورت و سراسری بودن پلان فونداسیون، مدل پی منفرد را می توان در تحلیل، طراحی و اجرا به کار گرفت.



۱-۸-۶ تلفیق پی گسترده و پی های عمیق:



شکل ۱-۲۳

اگرچه پی گسترده در میان پی های سطحی راه حل نسبتاً مناسبی به شمار می رود ولی ایراداتی از قبیل معضلات اجرایی و بتن ریزی یکپارچه، غیر اقتصادی بوده و در نهایت وقوع نشست های زیاد را به دنبال دارد. به طور کلی وقوع نشست در خاک اعم از تحکیمی و آنی را می توان تابعی از شدت بارگذاری (q) و عرض پی (B) محسوب نمود (اسلامی و همکاران، ۱۳۸۳). در این صورت با توجه به عرض نسبتاً زیاد پی های گسترده در مقایسه با پی های نواری و منفرد و منطقه تاثیر تنش نسبتاً زیاد در زیر پی معضلات نشست در زیر پی های گسترده ممکن است برای سازه های مهم و سنگین از محدوده مجاز نشست ها تجاوز نماید. به علاوه برای پروژه های سنگین فشارهای بزرگی را به زمین وارد می سازند و معضلات باربری نیز به صورت قابل توجهی مطرح خواهد بود. در این خصوص می توان با تلفیق پی گسترده به همراه پی های عمیق و مشارکت در باربری، یکی از کاملترین انواع فونداسیون ها را اجرا نمود (شکل ۱-۲۳).

۱-۹ ضوابط کلی و ملاحظات دیگر در طراحی فونداسیون ها:

ابعاد و اجزاء پی می بایستی بنحوی طرح شوند که هم تنش تماس با خاک در حد ایمن باشد و هم نشستها را به یک مقدار قابل قبول محدود نماید اما مشکلات نشست اضافی عمومی بوده و تا حدودی مخفی باقی مانده اند زیرا تنها موارد بسیار دیدنی

¹ Attached single Foundations



انتشار یافته اند. تعداد اندکی ساختمانهای مدرن در اثر نشستهای اضافی فرو می ریزند. اما وقوع فروریختگی ها جزئی یا گسیختگی موضعی در یک عضو سازه ای چندان غیر معمول نیست، بیشتر آسیبهایی که روی می دهند شامل ترکهای نا خوشایند در دیوار و کف، کف های ناهموار (خیز هاوشیب ها) درهاوپنجره های چفت شده و غیره می باشند. تغییرپذیری خاک همراه بابرهای پیش بینی نشده یا حرکت های بعدی خاک (نظیرزلزله ها) می توانند به مشکلاتی از نشست منجر شوند که مهندس، کنترل اندکی برآنها دارد. بعبارت دیگر آخرین روشهای موجود طراحی ممکن است احتمال مشکلات نشست (ضریب خطر) رابه مقدار زیادی کاهش دهند، اما عموماً یک پروژه خالی از خطر بدست نمی دهند. باین همه بطور منطقی برخی مشکلات نتیجه مستقیم طراحی ضعیف یا بی دقتیهای ساده یا عدم توانائی مهندسی می باشند. یک عامل عمده که کارطراحی پی را مشکل می سازد آن است که پارامترهای خاک مورد استفاده در طراحی قبل از شروع پروژه بدست می آیند. بعداً هنگام اجرائی برخاک بنا می شود که خواص آن به مقدار زیادی نسبت به حالت اولیه اصلاح شده است که این اصلاح یا بواسطه روند اجرا یا احداث پی ایجاد می گردد این بدان معنی است که خاک ممکن است حفاری ویا جایگزین گشته و متراکم گردد. حفاری درجهت برداشتن بار از روی خاک زیرین بوده و سبب انبساط آن رافراهم می نماید کوبش شمع معمولاً خاک رامتراکم تر می نماید. هریک از این وقایع یا مستقیماً خواص خاک راتغییر داده (جایگزین خاک) یا پارامترهای مقاومتی برآورد شده اولیه را اصلاح می نمایند.

به طور کلی ضوابط زیر در طراحی پی ها باید مد نظر قرار گیرند:

- ۱- عمق پی ها می بایست به قدر کافی زیاد باشد تا از بیرون زدگی جانبی مصالح از زیر پی برای شالوده ها وپی های گسترده جلوگیری شود. بطور مشابه در گود برداری پی می بایست این نکته مد نظر باشد که مشکل بیرون زدگی مصالح پی می تواند برای شالوده های ساختمان موجود در نواحی مجاور گود اتفاق بیفتد و ضرورت دارد که تدابیر مقتضی در نظر گرفته شود. تعداد ترکهای ناشی از نشست که به هنگام گود برداری برای سازه های مجاور مالکین ساختمانهای موجود یافت می شوند بسیار قابل توجه می باشد.
- ۲- عمق شالوده ها می بایست زیربخشی از خاک باشد که دارای تغییرات حجمی فصلی ناشی از یخ زدگی، ذوب شدن یخ و رشد گیاهان می باشد. اکثر آیین نامه های ساختمانی محلی مقررات مربوط به حداقل عمق پی را در بردارد.
- ۳- در پی ممکن است لازم شود شرایط خاک منبسط شونده در نظر گرفته شود در چنین شرایطی بنای ساختمان در جهت حبس بخار آب موجود در خاک است که به طرف بالا حرکت می نماید. این بخار آب به تدریج فشرده شده و خاک واقع در بخش درونی زیر دال کف وپی ساختمان را حتی در شرایطی که تغییر محیطی به طور عادی روی می دهد اشباع می نماید.
- ۴- علاوه بر ملاحظات مربوط به مقاومت فشاری، سیستم پی می بایست در برابر واژگونی، لغزش وهر نوع بالا زدگی (شناوری) ایمن باشد.
- ۵- سیستم پی باید در برابر خوردگی یا تخریب ناشی از تماس با مواد مضر موجود در خاک محافظت گردد.
- ۶- سیستم پی باید بتواند تغییرات بعدی را در ناحیه یا هندسه ساختمان را تحمل کند و در صورت لزوم به ایجاد تغییرات در سازه فوقانی و بارگذاری به سادگی قابل اصلاح باشد.
- ۷- پی می بایست توسط نیروی انسانی موجود در محل قابل ساخت باشد.
- ۸- اجرا و توسعه محل می بایست مطابق با استانداردهای محیط زیستی محل باشد از جمله اینکه می بایست تعیین شود که آیا ساختمان از طریق تماس با زمین در معرض آلودگی است یا خیر.



۱۰-۱ | حداقل مراحل لازم برای طراحی یک فونداسیون:

- ۱- **گردآوری اطلاعات سازه ای شامل موقعیت اجزاء باربر و میزان بارگذاری.** معمولاً تخمین تقریبی از بار (یا بارهای) شالوده توسط کارفرما تامین می شود.
- ۲- **بررسی وضعیت فیزیکی محل و برنامه ریزی برای شناسایی های محلی.** قبل از هر گونه اقدامی برای طراحی پی، می بایست اطلاعات کافی از شرایط فیزیکی و ژئوتکنیکی محل جمع آوری گردد. اطلاعات این مرحله با انجام آزمایشهای صحرایی و آزمایشگاهی کامل می گردد.
- ۳- **تعیین پارامترهای طراحی خاک بر مبنای آمیزه ای از داده های آزمایشات، اصول علمی و قضاوت مهندسی.** در این مرحله می توان از تحلیل های ساده یا پیچیده کامپیوتری استفاده کرد.
- ۴- **انتخاب سیستم پی و طراحی آن با استفاده از پارامترهای طراحی بدست آمده از مرحله قبل.** پی طرح شده می بایست از طرفی اقتصادی و از طرف دیگر ایمن و پایدار باشد و کلیه ضوابط فنی در آن لحاظ گردیده باشد.

مهندس پی می بایست در کلیه مراحل فوق تجربه داشته و در آنها مشارکت نماید. معمولاً یک شرکت ژئوتکنیکی متخصص عملیات شناسایی و آزمایشات خاک مسئول انجام مراحل ۱ تا ۳ می گردد. سپس نتایج حاصله و خروجی مرحله ۳ به کارفرما، که غالباً یک مهندس پی متخصص در طراحی اجزاء سازه زیرین است، تحویل می گردد. نقص عمده در این روش دقیق و قطعی انگاشتن پارامترهای خاک است که معمولاً از طریق آزمایشهای خاک با کیفیت متغیر بدست آمده و شدیداً آمیخته به قضاوت مهندسی می باشد. از اینرو مهندس پی و مشاور ژئوتکنیک می بایست به صورتی بسیار نزدیک با یکدیگر کار نمایند و بخصوص مهندس پی می بایست از واقعیت تقریبی بودن روش های تعیین پارامترهای خاک بخوبی آگاه باشد.

۱۱-۱ | انتخاب سیستم فونداسیون

انتخاب سیستم فونداسیون بستگی به نوع سازه، موقعیت، بزرگی و نوع نیروهایی دارد که باید به زمین منتقل شوند و همچنین شرایط زیرسطحی، ظرفیت باربری و نشست خاک و همچنین شرایط آب زیرسطحی. ساختمان می تواند در روی خاک یا به صورت مستقیم یا غیر مستقیم بر روی سنگ بنا شود. به طور طبیعی زمانی که سنگ بستر در نزدیکی سطح است فونداسیون های سطحی را می توان مستقیماً در روی سنگ بستر بنا نمود اما اگر سنگ بستر در عمق زیادی باشد آنگاه صلبیت خاک فوقانی و بزرگی بارها تعیین می نمایند که آیا لزومی وجود دارد که ساختمان مستقیماً یا غیر مستقیم بر روی سنگ بنا شود. هنگامی که ساختمان بر روی خاک احداث می شود، انتخاب نوع فونداسیون بستگی به ظرفیت باربری و نشست و همچنین سازگاری با روسازه دارد. هنگامی که خاک متشکل است از لایه های سخت ضخیم، استفاده از شالوده های سطحی یا گسترده می تواند رضایت بخش باشد. اما در صورتی که خاک موجود دارای ضخامت زیاد ولی مقاومت پایین باشد، ساختمان های بلند را نمی توان تنها در روی شالوده گسترده بنا نمود زیرا احتمال وقوع نشست های بیش از حد وجود دارد مگر اینکه عمق استقرار را افزایش دهیم تا ساختمان به صورت شناور رفتار نماید. استفاده از شمع های اصطکاکی می تواند بار شالوده گسترده را به عمق منتقل نماید. چنانچه خاک نرم در بالای خاک سخت قرار داشته و ضخامت لایه خاک نرم زیاد باشد، می توان از پایه های عمیق و شمع های باربری نوک استفاده نمود. استفاده از شالوده منفرد در صورتی که نشست های تفاضلی کنترل شده باشند نیز دارای توجیه اقتصادی بهتری خواهد بود. از طرف دیگر هنگامی که خاک سخت در بالای خاک نرم قرار گرفته باشد، در بارهای سنگین فونداسیون های گسترده احتمالاً به همراه شمع برای کنترل نشست ها مورد نیاز خواهد بود. برای بارهای سبک هم فونداسیون های سطحی رضایت بخش خواهند بود.





۱۲-۱ | اجرای فونداسیون ها، گودبرداری و مخاطرات اجرایی

چطور خطرات گودبرداری ساختمانی را کاهش دهیم؟ سازمان پیشگیری و مدیریت بحران شهر تهران مطلبی درباره چگونگی گودبرداری ایمن و بدون خطر، تلفات و خسارات برای همسایگان و کارگران منتشر کرده است که در ادامه می‌خوانید:

اندازه کوچک قطعات زمین و فاصله عرضی صفر ساختمان‌ها از یکدیگر در بسیاری از نقاط تهران باعث شده گودبرداری امری دلهره‌آور و نگران کننده برای مالکان ساختمان‌ها و همسایگان شود. در سال‌های اخیر با افزایش تراکم و تعداد طبقات و نیاز به تأمین پارکینگ و سایر سطوح خدماتی در ساختمان‌ها، عمق گودبرداری نیز بیشتر شده است. اما در بیشتر موارد از همان روش‌های سنتی که در گودهای کم عمق گذشته استفاده می‌شود. متأسفانه بسیاری هنوز فکر می‌کنند که به کارگیری تمهیدات ایمنی لازم در گودبرداری هزینه و زمان بیهوده‌ای را به کار تحمیل می‌کند، در حالیکه گودبرداری اصولاً جزو کارهای پیچیده و بسیار خطرناک مهندسی محسوب می‌شود و به ویژه در گودهای با عمق زیادتر نیازمند بررسی‌های همه جانبه، دقت و نظارت و در نهایت صرف وقت و هزینه قابل ملاحظه‌ای است تا جان و مال مردم از این طریق به خطر نیفتد. با این حال عدم آشنایی به اصول فنی، سهل‌انگاری و یا سودجویی غیرمسئولانه منجر به ایجاد حادثه می‌شود. در ادامه نشانه‌های یک گودبرداری سالم و یا خطرناک را می‌خوانید.

۱-۱۲-۱ خطرهای ناشی از گود برداری

موارد ایمنی مربوط به گودبرداری را می‌توان در سه دسته عمده زیر قرار داد:

۱. ایمنی کارکنان داخل و اطراف گود و عابران و وسایل نقلیه در مقابل حوادث احتمالی به ویژه خطر ریزش گود.
۲. خطر آسیب‌دیدگی و تخریب ساختمان‌های مجاور گود در اثر گودبرداری یا ریزش گود.
۳. خطر آسیب‌دیدگی تاسیسات و شریان‌های شهری در اثر گودبرداری یا ریزش گود.

۲-۱۲-۱ نشانه‌های خطرناک بودن گود

موارد زیر علامت خطرناک بودن گود بوده و بررسی‌ها و احتیاط‌های همه جانبه بیشتری را ضروری می‌کنند:

(الف) ضعیف و یا حساس بودن ساختمان مجاور: مواردی نظیر عدم وجود اسکلت، ضعیف بودن ملات دیوارها و علائم ضعف اجرایی ساختمان، وجود ترک و شکستگی یا نشست و شکم‌دادگی دیوارها، از این جمله‌اند. وجود دیوار مشترک بین ساختمان مورد نظر برای تخریب و ساختمان مجاور آن نیز غالباً می‌تواند منبع ایجاد مشکل باشد. در پاره‌ای موارد ساختمان مجاور دارای ارزش تاریخی و فرهنگی بوده و هر گونه نشست می‌تواند باعث خسارات جبران‌ناپذیر به آن شود. در بعضی موارد دیوار مجاور به ساختمان مورد نظر برای تخریب تکیه داده است و با انجام تخریب ممکن است بدون هرگونه خاکبرداری ساختمان مجاور ریزش کند.



به خاطر داشته باشید که ضعیف بودن ساختمان مجاور تنها در دسرها و بررسی‌ها و احتیاط‌های لازم از طرف صاحب‌کار و افرادی که در مراحل مختلف طرح و اجرای ساختمان کار می‌کنند را بیشتر می‌کند و هیچ عذری برای خراب شدن آن به دست نمی‌دهد. به عبارت دیگر در دادگاه‌هایی که برای رسیدگی به تخریب ساختمان‌های مجاور در اثر فعالیت‌های ساختمانی انجام می‌شود، مسئول اجرای ساختمان نمی‌تواند به بهانه اینکه ساختمان مجاور، خود ضعیف بوده از زیر مسئولیت‌های ریزش و خرابی ایجاد شده شانه خالی کند و جواب قاضی در این گونه موارد این است که شما باید به تناسب ضعف ساختمان مجاور اقدامات حفاظتی و احتیاطی بیشتری به کار می‌بستید.

(ب) ضعیف بودن خاک: معمولاً هر چه خاک محل ضعیف‌تر باشد خطر بیشتری برای ریزش گود و تخریب ساختمان‌های مجاور وجود دارد. خاک‌های دستی بارزترین نمونه خاک‌های ضعیف هستند. توضیح آنکه در گذشته بسیاری از نقاطی که اکنون در داخل شهر تهران هستند، خارج از شهر محسوب می‌شده‌اند و کامیون‌های حامل خاک و نخاله بار خود را در آنجا تخلیه می‌کرده‌اند. بعدها با ضمیمه شدن این محل‌ها به داخل شهر، اغلب این خاک‌ها و نخاله‌ها در همان جا بدون تراکم مهندسی تسطیح شده‌اند و اکنون خاک دستی را تشکیل می‌دهند.

همچنین در بسیاری از موارد محل به صورت تپه و ماهور و یا بستر مسیل بوده و با خاک یا نخاله به صورت غیرمهندسی تسطیح شده است. همچنین در بعضی بخش‌های جنوبی تهران به ویژه مناطق ۱۲ و ۱۶ در گذشته گودهایی بعضاً عمیق به منظور تهیه مواد اولیه ساخت آجر وجود داشته که بسیاری از آنها اکنون با خاک دستی پر شده‌اند. رسوبات سست جوان که غالباً در اطراف مسیل‌ها و پای دامنه‌ها وجود دارند نیز از جمله خاک‌های ضعیف محسوب می‌شوند.

امکان زیادی وجود دارد که سازنده ساختمانی که در مجاورت زمین محل احداث پروژه قرار دارد، در زمان ساخت، خاک ضعیف را جا به جا نکرده و پی ساختمان را بر روی همان خاک سست قرار داده باشد. در این صورت ساختمان مجاور تا هنگامی که گودی در کنار آن ایجاد نشده استوار است اما به محض اینکه با گودبرداری و لو کم عمق اطراف آن خالی شد، خاک ضعیف موجود در زیر پی آن ریزش کرده و باعث خرابی ساختمان مجاور خواهد شد.

(ج) عمیق بودن گود: معمولاً هر چه عمق گود بیشتر شود خطر بیشتری کارکنان و ساختمان‌های مجاور را تهدید می‌کند. در سال‌های اخیر با افزایش تراکم ساختمانی، نیاز به پارکینگ و انباری و سطوح مشاع دیگر افزایش یافته و باعث افزایش تعداد طبقات زیرزمین شده است. باید توجه شود که با افزایش عمق گود، خطر ریزش آن به مراتب افزایش می‌یابد و اگر در گذشته می‌شد که در گودهای کم عمق بدون بررسی‌های همه‌جانبه و طرح‌های مهندسی دقیق، تنها با عقد قراردادی با مباشر ماشین‌آلات خاکبرداری و با حضور چند کارگر و بنا اقدام به گودبرداری نمود، اکنون با افزایش عمق گودها و افزایش ارزش ساختمان‌ها و تأسیسات مجاور، گودبرداری غیرفنی بسیار خطرناک بوده و خسارات جانی و مالی جبران‌ناپذیری را در پی دارد.

(د) مدت بازماندن گود: معمولاً با افزایش زمان بازماندن گود حتی اگر بارندگی یا تغییرات جوی مطرح نباشد خطر ریزش گود بیشتر می‌شود، اما افزایش زمان بازماندن گود به ویژه در فصل‌های بارندگی و رطوبت (زمستان و بهار)، با وقوع بارش‌هایی گاه سنگین و سیل‌آسا همراه است که با اشباع خاک و یا جاری شدن آب‌های سطحی خطر ریزش گود را به مراتب افزایش می‌دهد. به طوری که بسیاری از ریزش‌های گود در گذشته به فاصله چند ساعت تا چند روز بعد از شروع بارندگی روی داده است.



(و) آب‌های سطحی و زیرسطحی: بالا بودن سطح عمومی آب‌های زیرزمینی در منطقه معمولاً عملیات آبکشی جهت پایین انداختن سطح آب زیرزمینی را ضروری می‌سازد. معمولاً وجود سطح آب زیرزمینی بالا خطر ریزش گود را افزایش می‌دهد به ویژه بعد از چند روز از انجام عملیات گودبرداری و رسیدن سطح آب زیرزمینی به تعادل. همچنین وجود جریان‌های آب زیرزمینی از طرقی نظیر نهرهای مدفون یا قنات‌ها می‌تواند در افزایش خطر ریزش گود بسیار مؤثر باشد. جریان‌های آب‌های سطحی نیز از عواملی هستند که می‌توانند باعث فرسایش خاک گود و اشباع شدن آن شده و به افزایش خطر ریزش گود کمک کنند. دور نگه‌داشتن جریان آب‌های سطحی موجود یا محتمل (مثلاً در اثر بارندگی) از مهم‌ترین و اصلی‌ترین قدم‌های اولیه حفاظت گود است.

۱-۱۲-۳ اقدامات قابل انجام برای کاهش خطر گودبرداری‌ها:

۱. اگر سرمایه‌گذار و یا صاحب‌کار ساختمان در حال ساخت هستید:
حتماً بررسی‌های مکانیک خاک را از طریق شرکت‌های معتبر و به صورت کامل و دقیق انجام دهید. از مهندس محاسب خود بخواهید که طرح گودبرداری و حفاظت گود را با استفاده از اطلاعات گزارش مکانیک خاک و با دقت زیاد انجام دهد. همچنین از وی بخواهید که ساختمان‌ها و تأسیسات مجاور گود مورد نظر را دقیقاً بررسی کند و در صورت نیاز اقدامات حفاظتی برای آنها را پیشنهاد کند.

از مهندس‌ناظر و مجری خود بخواهید که حتماً گزارش مکانیک خاک و نیز نقشه‌های اجرایی طراحی گود را کنترل کرده و در صورت وجود نقص، اشکال یا ابهام در آنها از تهیه‌کنندگان آنها بخواهید که موارد را برطرف کنند.

نقشه‌ها و طراحی‌های گود باید براساس گزارش بررسی‌های مکانیک خاک و توصیه‌های مشاور ژئوتکنیک تهیه شده باشند و مراحل کار، روش انجام گودبرداری (دستی، ماشینی) و مشخصات سازه‌های نگهدارنده و دیگر اقدامات حفاظتی شیب را به خوبی نشان دهند. بهتر است که قبل از اجرای کار جلسه مشترکی با حضور مهندسین ناظر و مجری و محاسب و نماینده شرکت تهیه‌کننده گزارش مکانیک خاک برگزار کنید و مراحل و اشکالات و خطرات را مرور کنید. بهتر است در این جلسه پیمانکار یا مسئول فنی خاک برداری و مسئول اجرای سازه نگهدارنده نیز حضور داشته باشد.

۲. اگر در مجاورت ساختمان شما قرار است تخریب و گودبرداری انجام شود:
قبل از صدور پروانه و شروع گودبرداری باید بررسی‌های مکانیک خاک مناسبی انجام شده باشد. ساختمان شما باید مورد بررسی قرار گرفته و مهندس محاسب و یا ناظر با توجه به نوع بنا و عمق قرارگیری پی ساختمان شما نسبت به کف پی مورد نظر راجع به نیاز و نحوه حفاظت و مقاوم‌سازی آن اظهار نظر کرده و در صورت نیاز طرح‌های لازم را ارائه کرده باشد. در نقشه‌های اجرایی، نحوه گودبرداری و حفاظت از گود و یا سازه نگهدارنده باید به خوبی نشان داده شده باشد و این اقدامات برای محافظت از گود و ساختمان‌های مجاور کافی باشند.

دوره باز بودن گود باید زمانبندی مشخصی داشته باشد (زمان شروع گودبرداری، زمان برپایی سازه نگهدارنده، زمان خاتمه گودبرداری). مهندس ناظر و در صورت لزوم نماینده شرکت مکانیک خاک باید بر عملیات گودبرداری نظارت کافی اعمال کنند.



گودبرداری و اجرای سازه نگهبان باید مطابق نقشه‌های اجرایی و مشخصات اجرایی (دستی، ماشینی) و اصول فنی پیش انجام شود. در صورت مشاهده هر گونه اقدام خطرناک مراتب را به مسئولین گزارش نمایید. در جریان انجام کار گودبرداری سعی کنید همه چیز را به خوبی زیر نظر داشته باشید و به ویژه با در نظر داشتن وضعیت ساختمان خود ایجاد هرگونه ترک، صدای غیرعادی ساختمان، نشست و غیره را بررسی نمایید و در صورت بروز اینگونه موارد فوراً اقدامات لازم را انجام دهید. این اقدامات حسب شرایط می‌تواند به صورت تخلیه فوری ساختمان، انعکاس موضوع به مسئولین پروژه و شهرداری جهت انجام اقدامات اصلاحی باشد. در صورتی که عملیات گودبرداری تأسیسات و لوله‌های شهری گاز، آب، برق و... را به خطر انداخته مراتب را به مراجع مربوطه اطلاع دهید.

مراقب باشید که گودبرداری بیش از حد مجاز به ساختمان شما نزدیک نشود. گاه بعضی با بی‌دقتی و یا به خاطر سهولت کار خود، زیر ملک شما را نیز خالی می‌کنند. در صورتی که نقصی در انجام کارها مشاهده کردید، ابتدا از طریق مراجعه به مسئولین فنی ساختمان نظیر مهندس ناظر، مجری یا مالک موضوع را به آرامی و محترمانه در میان بگذارید. در صورت نیاز می‌توانید به ناحیه و منطقه شهرداری و یا دیگر مراجع ذیصلاح مراجعه نمایید. به یاد داشته باشید که یکی از بهترین راه‌های کاهش خطرات گودبرداری، اتمام زودتر عملیات داخل گود و ایمن و پرکردن مجدد آن است. بنابراین مراقب باشید دخالت‌های شما موجب توقف و یا طولانی شدن زیاد و بیهوده کار نشود.

۳. در صورتی که داخل گود کار می‌کنید:

به خاطر داشته باشید که ریزش دیواره‌های گود می‌تواند ظرف چند ثانیه شما را به دام انداخته و در عرض چند دقیقه هلاک کند. وزن هر متر مکعب خاک ۱/۶ تا ۲ تن است. اگر در زیر خاک ریزش کرده مدفون شوید در عرض کمتر از ۳ دقیقه خفه می‌شوید و حتی اگر زنده بیرون آید، احتمالاً بار خاک صدمات داخلی شدیدی به بدن شما وارد آورده است. ریزش گود تنها خطر گودبرداری نیست و کمبود اکسیژن، هوای سمی، گازهای قابل انفجار و خطوط برق مدفون نیز ممکن است جزء خطرات باشند.

در داخل گود به ویژه در محل‌هایی که خطر سقوط اشیاء وجود دارد:

- حتماً از کلاه ایمنی استفاده کنید.
- در صورتی که در معرض برخورد با ترافیک عبوری هستید از پوشش‌های براق و شبرنگ استفاده کنید.
- مواظب خطر سقوط قطعات سست خاک یا سنگ باشید.
- در زیر بارهای آویزان نایستید و یا کار نکنید.
- از ماشین‌آلات خاکبرداری فاصله بگیرید.
- در صورتی که کارگرانی در پایین‌دست گود حضور دارند، بر روی دیوارها و یا سطوح مشرف به گود کار نکنید.
- وارد گودی که نشانه تجمع آب دارد نشوید؛ مگر آنکه به خوبی محافظت شده باشد.
- در صورتی که داخل گود مشغول کندن دیواره یا پای آن هستید، حتماً باید فردی مطلع در بیرون از محوطه خطر، مراقب وضعیت پایداری گود و کار شما باشد.
- حتی‌المقدور از بریدن داخل پای دیوار یا شیب و ایجاد شیب منفی (نیم طاقی) جهت اجرای پی‌ها جداً خودداری کنید.
- در صورتی که مجبور به این کار هستید اولاً سعی کنید این طول حداقل بوده و ثانیاً در حین کار باید فردی مطلع (ترجیحاً مهندس ناظر) مراقب وضعیت پایداری دیواره و کار شما باشد. حتماً از کلاه و دیگر وسایل ایمنی استفاده کنید و سعی کنید کار را در زیر یک میز محافظ فلزی مقاوم انجام دهید.



۴. در صورتی که از طرف شهرداری یا دیگر نهادها، مسئول کنترل طرح و اجرای ساختمان هستید:
- برای گودبرداری‌های عمده (گودبرداری‌های با عمق بیشتر از عمق دیوارها یا پی‌های ساختمان مجاور و به فاصله نزدیکتر از عمق گودبرداری از مرز زمین) بهتر است که سازنده ساختمان حداقل ۳۰ روز قبل از شروع گودبرداری موضوع را به طور کتبی به مالکین اطلاع داده و رونوشت آن را به شهرداری ارائه نماید.
 - قبل از صدور پروانه ارائه نقشه‌های سازه نگهبان و کنترل آن‌ها توسط شهرداری ضروری است. کنترل سازه نگهبان طرف معابر عمومی بهتر است توسط معاونت فنی و عمرانی انجام شود.
 - در گودهای با عمق بیش از ۳ متر قبل از صدور پروانه، ارائه گزارش بررسی‌های مکانیک خاک انجام شده از طریق شرکت‌های معتبر توسط مالک و کنترل آن‌ها توسط شهرداری منطقه ضروری است.
 - سازنده ساختمان را موظف کنید که در نزدیکی محل کارگاه تابلویی با فرم یکسان برای اعلام مشخصات عمومی گودبرداری نصب کند که شامل اطلاعات زیر باشد:
- تاریخ شروع گودبرداری (هفته)، تاریخ تکمیل گودبرداری (هفته)، تاریخ تکمیل ایمن‌سازی گود (هفته)، تاریخ خاتمه دوره باز بودن گود (هفته)، عمق گودبرداری، روش گودبرداری، روش حفاظت گود، نام مهندس ناظر پروژه، نام مهندس طراح پروژه، نام مشاور ژئوتکنیک پروژه، نام مهندس طراح گود، نام پیمانکار اجرای گود، نام مهندس ناظر گودبرداری.
- در صورتی که برای حفاظت گود یا ساختمان مجاور نیاز به انجام کارهای ساختمانی عمده در زمین یا ساختمان مجاور باشد، نیاز به اخذ رضایت از مالک آن و یا صدور پروانه جداگانه‌ای خواهد بود.

۴-۱۲-۱ بازرسی‌ها:

گود و محل‌های اطراف آن و نیز سیستم‌های حفاظتی باید هر روزه توسط فردی مجرب از نظر وجود هرگونه شواهد خطرناک نظیر گسیختگی گود، گسیختگی سیستم‌های حفاظتی و یا سازه نگهبان گود یا جریان آب، بازرسی شوند. بازرسی باید قبل از شروع شیف‌ت کار و در صورت نیاز در تمام ساعات کار انجام شود. همچنین بعد از هر بارندگی یا شرایط خطرناک دیگر نیز الزامی است. این بازرسی‌ها فقط هنگامی مورد نیازند که خطری افراد شاغل در گود و ساختمان‌های مجاور را تهدید کند.

۵-۱۲-۱ بررسی‌های مکانیک خاک چیست؟

بررسی‌های مکانیک خاک انجام بررسی‌های محلی در مورد زمین‌شناسی عمومی، مشخصات خاک محل و سطح آب‌های زیرزمینی می‌باشد و به ویژه باید وجود و عمق خاک‌های مسئله‌داری نظیر خاک‌های دستی را مشخص نمایند. توصیه‌های فنی در مورد نوع پی، مقاومت مجاز خاک زیر پی و نشست‌های مورد انتظار و پارامترهای طراحی دیوارهای حایل دیگر بخش‌های ضروری گزارش مکانیک خاک را تشکیل می‌دهند. همچنین با توجه به عمق گودبرداری مورد نیاز و مشخصات ساختمان‌ها و دیگر تأسیسات مجاور نظیر معابر، خطوط گاز، فاضلاب ... باید خطر گودبرداری ارزیابی شده و روش گودبرداری، شیب ایمنی گودبرداری، مراحل گودبرداری، نیاز به سازه نگهبان، نوع سازه نگهبان و روش طراحی و اجرای آن به تفصیل بیان شود. برای این کار لازم است که مشخصات ساختمان‌ها و تأسیسات مجاور به تفصیل برداشت شده و در گزارش ارائه گردد.

البته گاه می‌توان مشخصات ساختمان‌ها و تأسیسات مجاور را در این مرحله به صورت تخمینی تعیین کرد و تعیین دقیق آنها را به مرحله طراحی گودبرداری واگذار نمود که در این صورت مشاور باید این موضوع را به روشنی در گزارش بیان



نماید. همچنین خطرات احتمالی نظیر چاه‌ها، قنات و حفره‌های زیرزمینی دیگر باید شناسایی شده و عمق، موقعیت و تأثیر آنها بر ساختمان و نحوه مقاوم‌سازی آنها جهت رفع خطر به تفصیل بیان گردد. از موارد دیگری که در گزارش بیان می‌شود تعیین نوع زمین جهت برآورد تأثیر آن بر نیروهای زلزله طراحی ساختمان است که تأثیر زیادی در ایمنی لرزه‌ای و هزینه‌های ساختمان دارد.

مشاور باید با توجه به شیب زمین و مشخصات زمین‌شناسی محل اسکان بروز ناپایداری‌هایی نظیر رانش زمین، ریزش سنگ، جریان گل و نظایر آنها را به طور اجمالی بررسی نموده و در صورتی که خطرات فوق در محل مطرح باشند، به تفصیل این موارد را بررسی نموده و توصیه‌های اجرایی در مورد رفع خطرات آنها بر ساختمان ارائه نماید. همچنین مشاور باید با توجه به بررسی کلی و اجمالی عکس‌های هوایی و نقشه‌های پایه امکان وجود خطراتی نظیر گسل فعال و روانگرایی حین زلزله را بررسی نموده و در صورت نیاز بررسی‌های تفصیلی‌تری را در مورد آنها انجام دهد.

در حال حاضر شهرداری فقط برای ساختمان های ۶ طبقه و بیشتر (در تهران) انجام بررسی‌های مکانیک خاک را الزامی کرده ولی بهتر است که شما اگر ساختن ساختمانی با تعداد طبقات کمتری (۳ طبقه به بالا) را هم در نظر دارید، به ویژه اگر عمق گودبرداری بیش از ۱/۵ متر باشد، حتماً بررسی‌های مکانیک خاک را انجام دهید زیرا این بررسی‌ها اگر به درستی انجام شوند، ایمنی ساختمان و عملیات ساختمانی را تضمین کرده و حتی می‌توانند از طریق تعیین دقیق مقاومت خاک و نوع زمین تأثیر زیادی در بهینه کردن و جلوگیری از افزایش هزینه‌ها در موارد غیرضروری داشته باشند.

- سعی کنید شرکت انجام دهنده بررسی‌ها را از میان شرکت‌های معتبر انتخاب کنید و مراقب باشید که بررسی‌ها به طور کامل و دقیق انجام شده و صوری برگزار نشود.
- معمولاً برای انجام بررسی‌های مکانیک خاک، شرکت انجام دهنده بررسی‌ها بعد از بررسی‌های عکس‌های هوایی و نقشه‌های پایه محل و بازدید و بررسی محلی، گمانه یا گمانه‌هایی را حفر و از خاک نمونه‌برداری می‌کند و نمونه‌ها را برای انجام آزمایش به آزمایشگاه می‌فرستد. همچنین همراه با حفاری، آزمایش‌هایی نیز در محل انجام می‌شود.
- حتماً باید فرد متخصصی از شرکت در هنگام حفاری‌ها و انجام آزمایش‌های محلی حاضر باشد و شرایط حفاری، آزمایش‌های محلی و نمونه‌برداری را کنترل کند. بعد از انجام آزمایش‌های آزمایشگاهی شرکت باید گزارش بررسی‌ها را تهیه و ارائه کند.
- دقت کنید که گزارش به طور کامل تهیه شده باشد و در صورت لزوم گزارش را جهت کنترل به فردی متخصص ارائه دهید و رفع نواقص آن را از شرکت بخواهید. به ویژه باید توصیه‌های کاملی در مورد انجام گودبرداری و حفاظت گود از ارائه شده باشد. به خاطر داشته باشید که هرگونه نقص در این قسمت می‌تواند مخارج زیادی را در جریان گودبرداری به شما تحمیل کرده و یا باعث ریزش گود و ایجاد خسارت شود. مهندس محاسب ساختمان باید این گزارش را در طراحی پی و نحوه گودبرداری مورد استفاده قرار دهد. بنابراین از وی بخواهید که در حد موارد استفاده خود از گزارش، کیفیت و محتویات آن را کنترل کند و در صورتیکه اشکال یا ابهامی به نظر وی رسید جهت برطرف کردن به شرکت مکانیک خاک اعلام کند. بنابراین بهتر است تصفیه حساب با شرکت مکانیک خاک را به کنترل کیفیت آن توسط مهندس محاسب، مأمورین کنترل شهرداری و یا متخصصین دیگر موکول کنید.
- باید توجه شود گاه قسمت‌های ضعیفی در خاک وجود دارند که با حفر گمانه‌ها به خوبی وجود آنها مشخص نمی‌شود. تغییرات ضخامت خاک دستی و یا نهرها و مسیل‌های پر شده از این دسته هستند. در این گونه موارد بررسی عکس‌های



هوایی قدیمی که پستی و بلندی‌ها یا مسیل‌های قدیمی را نشان می‌دهند می‌تواند در شناسایی قسمت‌های ضعیف مؤثر باشد. همچنین نظارت یا کنترل یک زمین‌شناس یا متخصص خاک بعد از عملیات گودبرداری و ترجیحاً در زمان گودبرداری برای تشخیص این نقاط ضعف مؤثر خواهد بود.



منابع فارسی:

۱. پی‌های گسترده، تحلیل، طراحی و عملکرد،، تالیف: دکتر ابوالفضل اسلامی، دکتر ملک محمد رنجبر، مهندس طه ریاضی، مهندس مهدی ویس کرمی، انتشارات دانشگاه گیلان، ۱۳۸۵.
۲. اصول مهندسی ژئوتکنیک، جلد دوم: مهندسی پی. مولف: برآجا ام. داس، ترجمه شاپور طاحونی، چاپ هفتم بهار ۱۳۸۲.
۳. فونداسیون‌های سطحی، ظرفیت باربری و نشست،، تالیف: برآجا ام. داس، ترجمه: عبدالمتمین ستایش، رحمان محسنی آستانی، مقدار رمضانزاده بادلی.
۴. مهندسی پی نگارش دکتر محمد علی روشن ضمیر
۵. مبحث ۷ مقررات ملی ساختمان
۶. اجزای ساختمان سیاهوش کباری
۷. طراحی ساختمان‌های بتنی مسلح، تالیف: شاپور طاحونی، انتشارات دانشگاه تهران، چاپ چهارم، ۱۳۷۹.

منابع لاتین:

8. Foundation Engineering Handbook., Design and Construction with the 2009 international building code., Robert W. Day., 2nd Edition., McGraw Hill Publications., 2009.
9. Kempfert, H.G., Gebreselassie, B., *Excavations and Foundations in Soft Soils.*, 1st Ed, Springer Berlin, 2006.

منابع و سایت‌های اینترنتی:

۱۰. روزنامه همشهری - 1387/05/16 به نقل از www.omran.net
۱۱. سایت‌های تخصصی عمران:
 - <http://www.pishtaz-group.com/rahsazi/shamkub.htm>
 - <https://www.iran-far.com/showthread.php?t=18612&page=3>
 - <http://civil10.blogfa.com>
 - <http://www.buildinghow.com/>



فصل ۲:

کاوش های زیر سطحی

جزوه درس مهندسی پی (کارشناسی عمران)



یک پروژه ژئوتکنیکی معمول با بررسی نیاز های پروژه با هدف تعیین خصوصیات مصالح مورد نیاز شروع می شود. در مرحله بعد بررسی های محلی انجام می پذیرد که شامل بررسی ویژگی های خاک، سنگ، گسل ها و سنگ بستر می شود. به طور خلاصه می توان گفت که مطالعات محلی در مهندسی ژئوتکنیک فرآیندی است که طی آن اطلاعات زمین شناسی، ژئوتکنیکی و دیگر اطلاعاتی که ممکن است بر احداث یک سازه یا عملکرد یک ساختمان اثر بگذارد بدست می آید. هدف از بررسی های محلی شناخت ناحیه ای است که سازه مهندسی در داخل یا روی آن احداث خواهد شد. شناسایی ها می تواند شامل ارزیابی خطرات محتمل برای انسان، خطرات طبیعی همانند زلزله ها، زمین لغزه ها، فرونشست ها، روانگرایی، جریان آوار و سنگ لغزه ها باشد.

خاک و سنگ توسط فرآیندهای متعددی و توسط طیف وسیعی از مصالح تولید می شوند. خاک ها و سنگ ها به طور ذاتی بسیار متغییرند و بعضی مواقع خصوصیات دارند که از دیدگاه مهندسی جهت احداث سازه نامطلوب تلقی می شود. متأسفانه تصمیم جهت احداث سازه در یک محل خاص اغلب نمی تواند بر پایه تطابق کامل خصوصیات مهندسی آن محل با رفتار سازه اتخاذ شود بنابراین در چنین شرایطی مسائل ژئوتکنیکی مطرح می شوند و نیاز خواهد بود که پارامترهای ژئوتکنیکی محل مورد نظر جهت حل مشکل مذکور بدست بیایند.

بررسی های ژئوتکنیکی را می توان به دو دسته شناسایی های سطحی و شناسایی های زیرسطحی تقسیم نمود. بعضی مواقع از روش های ژئوفیزیکی نیز برای بدست آوردن اطلاعات محلی استفاده می شود. شناسایی های زیرسطحی معمولاً شامل نمونه برداری از خاک و آزمون های آزمایشگاهی بر روی نمونه های بدست آمده از خاک می شود. تعیین شرایط زیرسطحی خاک، تهیه نمونه و تعیین خصوصیات فیزیکی خاک و سنگ شامل حفر گودال های آزمایشی، ترانشه ها (به ویژه برای تعیین موقیت گسل ها و صفحات لغزش)، گمانه زنی و آزمایش های درجا می شود.

برای انجام یک کاوش زیرسطحی مفید، مهندس پروژه باید با ابزار و روش های کاوش آشنا بوده و با درک اثر حفاری و نمونه برداری بر آزمون های آزمایشگاهی و صحرایی، عدم قطعیت های ذاتی موجود در تشخیص شرایط زیرسطحی را در نظر بگیرد. در نقاط دور دست تمام اطلاعات مورد نیاز را می توان از طریق انجام عملیات اکتشافی جدید بدست آورد. در نواحی توسعه یافته، میزان و گستره اکتشاف خاک را می توان با توجه به اطلاعات بدست آمده از سایت های اطراف کاهش داد. نوع عملیات اکتشافی همچنین به میزان زیادی بستگی به نوع و تغییرات خاک دارد.



۲-۲ | تعداد و فواصل گمانه ها و عمق مطالعات زیرسطحی

گستره و نوع شناسایی بستگی به پروژه مورد مطالعه دارد. به طور مثال طرح یک جاده روستایی ممکن است نیاز به حفاری تا عمق ۶ متر داشته باشد در حالی که طرح فونداسیون یک ساختمان بلند ممکن است نیاز به شناخت خصوصیات خاک تا عمق ۱۰۰ متر داشته باشد. باید این نکته را یادآور شد که توصیه و فرمول دقیق و عمومی جهت تعیین تعداد و عمق گمانه ها ارائه نشده است و این موارد تابع شرایط و پیچیدگی های خاک محل، نوع پروژه، تجهیزات موجود و در دسترس، تجربیات قبلی و مشابه و در نهایت قضاوت مهندسی می باشد. به طور کلی گمانه ها باید به تعداد و عمقی باشد که پروفیل دقیق و مناسبی از زمین در محدوده اثرگذاری روسازه ارائه دهد. در مطالعات ابتدایی و اولیه، تعداد چاه ها و گمانه ها کم و فواصلشان زیاد است ولی در مطالعات نهایی این تعداد و عمق افزایش خواهد یافت. هرچه فشار وارد از طرف سازه بیشتر باشد (مثلاً افزایش تعداد طبقات ساختمان) فواصل چاه ها و گمانه ها کمتر و عمق آنها افزایش خواهد یافت.

در سازه های خطی مثلاً جاده ها با شرایط یکنواخت زمین، گمانه ها به فواصل ۵۰۰ متر تا ۱۰۰۰ متر برای شرایط طبیعی و هموار کافی است. در سازه هایی چون نیروگاه ها و سدها فواصل ۲۰ تا ۱۰۰ متر متداول می باشد. تعداد بیشتر گمانه ها وقتی لازم است که تغییرات زمین در جهت افقی بیشتر از تغییرات در جهت قائم باشد. حتی در پروژه های کوچک هم یک گمانه کافی نیست حتی اگر پروژه نوع خاصی از سازه عمودی چون برج یا آنتن باشد. حداقل تعداد گمانه ها ۳ مورد بوده و اگر شرایط خاک یکسان ارزیابی شود ممکن است به ۲ مورد نیز کاهش یابد. در یک پروژه ساختمانی ایده آل متمرکز، ۵ گمانه لازم بوده که معمولاً چهار مورد در گوشه ها و یکی در مرکز حفاری می گردد.

طبق توصیه **CFEM, 1992**، در ساختمان های با پلان بزرگتر از 250m² و کمتر از 1000m²، حداقل ۴ گمانه یا چاه لازم است که اگر زمین مسطح و شرایط خاک عادی باشد و دو گمانه اول شرایط عادی را نشان دهند، ممکن است به سه مورد نیز اکتفا نمود. در ساختمان های با پلان کمتر از 250m² معمولاً سه چاه یا گمانه لازم می باشد.

برای برخی پروژه ها با دانستن موقعیت بارهای متمرکز می توان به یک چاه یا گمانه در زیر فونداسیون مربوط اکتفا نمود. وقتی که اطلاعات کافی از پروفیل زمین اطراف موجود است، استفاده از یک چاه یا گمانه حتی برای پروژه های کوچک نیز به هیچ وجه توصیه نمی شود مگر در مواردی که ستون یا پی منفردی صرفاً برای روسازه خاصی، مثل پایه یک قطعه صنعتی و یا تجهیزات خاص مطرح باشد. در پاره ای موارد، حفاری در یک چاه و یا گمانه ممکن است گمراه کننده بوده مثلاً یک تخته سنگ در مسیر حفاری می تواند به عنوان سنگ بستر تلقی گردد. مضافاً به اینکه وقتی امکانات و تجهیزات حفاری به سایت برده شد تفاوت چندانی در هزینه های دو یا سه مورد گمانه و چاه اضافی مطرح نمی باشد.

توصیه های حداقل قبلی جهت ارائه الگو برای تعداد گمانه ها و چاه ها صرفاً برای مواردی از قبلی سازه های کوچک و یا وقتی که عملکرد مجموعه فونداسیون ها و زمین در پروژه ها بحرانی نیست، می تواند به کار آید. حفاری برای مقادیر کمتر از حداقل توصیه های قبلی باید توأم با مبانی تکنیکی قوی، تجارب کارآمد و اطلاعات تخصصی مناسب باشد. تعیین تعداد چاه ها و یا گمانه ها و نیز فواصل آنها برای پروژه های بزرگتر و مهم با پیچیدگی بیشتری توأم بوده و بخش عمده ای از وظایف و فرآیند طراحی ژئوتکنیکی پروژه را در بر دارد و نمی توان آن را با یک قاعده ساده پوشش داده و به کل کشور یا منطقه تعمیم داد. بنیان و سیمای بررسی های ژئوتکنیکی و ارائه خدمات مشاوره متعاقب آن متضمن ارائه از طریق مهندس یا مهندسان با تجربه ژئوتکنیک است.



عمق بررسی ها

بررسی های ژئوتکنیکی باید در محدوده ای از عمق انجام گیرد که خاک و یا سنگ آن ناحیه توسط روسازه و یا فرآیند ساخت و ساز تحت تاثیر قرار گیرد. توصیه های ذیل می تواند جهت الگو و راهنما به کار گرفته شوند:

- به عنوان یک قاعده معمول، حداقل عمق چاه و یا گمانه مطالعاتی، عمقی است که افزایش تنش خالص حاصل از بار روسازه در خاک به کمتر از یکی از دو معیار ۱۰٪ مقدار تنش تماسی وارده از کف پی به زمین و یا ۵٪ میزان تنش موثر در خاک، در آن عمق برسد. کاهش در عمق شناسایی حاصل از معیارهای فوق وقتی که به سنگ بستر و یا خاک متراکم و سخت مواجه شویم می تواند مورد ملاحظه قرار گیرد. اگر خاک بستر از نوع رس تحکیم یافته عادی و نشست پذیر باشد ممکن است تغییر حفاری ها و بررسی های عمیق تر بیش از قواعد مربوط به تقلیل تنش تحمیلی به ۱۰٪ و یا برابری آن با ۵٪ تنش موثر مدنظر قرار گیرد. افزایش تنش خالص خاک در عمق باید به ملاحظات خاکریزی و یا خاکبرداری به کار گرفته شده جهت تسطیح در سایت همراه باشد. افزایش تنش در خاک باید با ملاحظه تنش های حاصل از پی های مجاور باشد که ممکن است موجب افزایش تنش در عمق و متعاقباً افزایش عمق حداقل گردند.
- چاه ها و گمانه ها باید تا اعماق پایین تر از نهشته هایی که نامناسب جهت اهداف پی سازی هستند مثل خاکریزها و لایه های ضعیف تراکم پذیر، ادامه یابند.
- حداقل عمق چاه و یا گمانه در پایین ترین قسمت مربوط به سطح پی سازی نباید کمتر از ۶ متر باشد مگر اینکه به سنگ بستر و یا زمین متراکم در اعماق سطحی تر برخورد شود. اگر به سنگ بستر برخورد شود بیش از یک چاه و یا گمانه باید حداقل ۳ متر در آن نفوذ نموده تا اطمینان حاصل شود که سنگ حاصل از نوع تخته سنگ و یا پاره سنگ نیست.
- اگر قرار باشد پی های عمیق از نوع متکی به سنگ بستر باشند، گمانه ها را باید به گونه ای در سنگ عمیق تر ادامه داد تا از امکان وجود لایه ضعیف در زیر لایه سنگی که عملکرد شمع ها را تحت تاثیر قرار می دهد اطمینان حاصل گردد. همچنین اگر به سنگ هوازده برخورد شود، گمانه ها باید تا رسیدن به سنگ غیر هوازده ادامه یابد.
- از آنجا که نوع و طراحی پی ها در شروع عملیات ژئوتکنیک نهایی نشده است، ضروری است که عمق چاه ها و یا گمانه ها بیش از موارد تخمین اولیه در نظر گرفته شده تا بر اثر تغییرات آتی در طراحی های نهایی و یا ساخت و سازها مشکلی بروز نکند.
- همه چاه ها و یا گمانه ها ضرورت ندارد تا یک عمق معینی حفر شوند. چاه ها و گمانه های با عمق متوسط و سطحی تر، معمولاً اطلاعات مناسبی را برای اکثر فونداسیون ها با بارگذاری سبک تا متوسط فراهم نمایند، مضافاً به اینکه رقوم انجام شدن آزمایش های درجا و نمونه گیری ممکن است از گمانه ای به گمانه دیگر متناسب با نیازهای طرح متفاوت باشند.
- پی های گسترده متکی بر شمع ها در رس ها صرفاً جهت کاهش نشست استفاده می شوند. یک روش تقریبی برای تخمین نشست در چنین مواردی استفاده از پی گسترده فرضی در $2/3$ ارتفاع شمع هاست که بارها را به صورت بلوکی به عمق منتقل می نماید. بنابراین محدوده افزایش تنش را از عمق فوق به پایین باید در نظر گرفت. در عمل، قاعده فوق ممکن است منجر به اعماق حفاری بزرگ گردد که در این خصوص مهندس مسئول بررسی ها در سایت، می تواند بررسی ها را به عمقی که نشست پذیری تا آن عمق محتمل است محدود نماید.
- اگر سازه هایی در سایت بر اثر فروروشی به سبب وجود معادن و یا دیگر عوامل احتمالاً تحت تاثیر قرار گیرند، اعماق بیشتر از موارد فوق در بررسی ها ممکن است لازم باشد.
- در مجموع به عنوان یک معیار حداقل و برای پروژه های معمول، مثل ساختمان ها و تانکها و مخازن می توان از اطلاعات جدول ۱-۲ جهت الگوبرداری استفاده نمود.



جدول ۲-۱ دستورالعمل کلی جهت تعیین تعداد و عمق گمانه برای ساختمان ها (Coduto, 2003)

شرایط زیرسطحی	سطح زیر پی جهت حفر یک گمانه (m^2)	عمق حداقل حفاری
ضعیف	100 - 300	$6S^{0.7} + D_f$
متوسط	200 - 400	$5S^{0.7} + D_f$
مناسب و خوب	300 - 1000	$3S^{0.7} + D_f$

S = تعداد طبقات ساختمان و D_f = عمق پیش بینی شده استقرار پی

۲-۲ | انواع دکل های حفاری:

برای طرح و اجرای یک برنامه مطالعاتی از زیر سطح زمین نیاز به دانش جامعی از ابزار و روش های حفاری داریم. اکثر اکتشافات زیرسطحی با استفاده از دکل های حفاری با انواع و اندازه های مختلف انجام می شوند. دکل های حفاری را می توان به چهار دسته زیر طبقه بندی نمود:

۱. جاده ای
۲. صحرایی
۳. آبی
۴. سبک قابل حمل

دکل های حفاری جاده ای:

دکل های حفاری جاده ای که رایج ترین نوع دکل می باشند در روی کامیون نصب شده و این کار باعث قابلیت جابجایی بالا و حداقل زمان برپا سازی آن می شود. از دکل های حفاری برای سایت هایی استفاده می شود که نسبتاً مسطح بوده و دسترسی به آن ها راحت است (شکل ۲-۱).

دکل های حفاری صحرایی:

از دکل های حفاری صحرایی زمانی استفاده می شود که دسترسی به محل به طور غیر معمولی دشوار است. معمولاً این دکل های حفاری بر روی کامیون های چرخ لاستیکی یا چرخ زنجیری نصب می شوند. اگر دکل حفاری صحرایی نتواند مستقیماً به سایت دسترسی پیدا کند، ممکن است لازم شود که آنرا با استفاده از هلیکوپتر به محل حمل نمود (شکل ۲-۲).

دکل های حفاری آبی:

برای اکتشاف خاک در زیر آب باید از دکل های حفاری آبی استفاده نمود. بعضی از دکل های حفاری بر روی کرجی هایی مخصوص نصب می شوند به طوری دکل حفاری در مرکز قرار گرفته و گمانه زنی از طریق حفره ای در عرشه انجام می شود (شکل ۲-۳).

دکل های حفاری سبک قابل حمل:

دکل های حفاری قابل حمل را می توان بر روی ماشین نصب نموده و یا به صورت دستی مورد استفاده قرار داد. بسته به شرایط زیرسطحی، این دکل ها معمولاً دارای محدوده عمق ۷ متر بوده و زمانی از آن ها استفاده می شود که دسترسی به محل توسط دکل های صحرایی غیر ممکن بوده و هزینه استفاده از هلیکوپتر دارای توجیه نمی باشد (شکل ۲-۴).



نکته:



- در هر برنامه حفاری، اولین گام، کنترل تمام تجهیزات و موانع زیرزمینی و دریافت مجوز از حفاری از مراجع قانونی می باشد. بدون داشتن مجوز هیچگونه حفاری در هیچ جایی نباید انجام پذیرد.
- پس از اینکه دکل در روی موقعیت محل گمانه قرار داده شد، دیرک حفار دستگاه برافراشته شده و پس از مهار، دکل حفاری تراز می شود. در صورتی که دکل تراز نشده باشد، گمانه زاویه دار شده و باعث ایجاد مشکلات بسیار در حفاری و نمونه برداری می گردد علاوه بر اینکه باعث بدست آمدن نیمرخ غیر دقیقی از خاک می شود.



شکل ۲-۲ دکل صحرائی صحرائی



شکل ۲-۱ دکل حفاری جاده ای



شکل ۲-۴ دکل حفاری سبک قابل حمل



شکل ۲-۳ دکل حفاری آبی

۴-۲ | انواع روش های حفاری و گمانه زنی:

روش های گمانه زنی بسیاری توسعه پیدا نموده اند اما مهمترین آنها که در اینجا مورد بحث قرار می گیرد عبارتند از:

۱. حفاری با مته حلزونی پیوسته تو پر
۲. حفاری با مته حلزونی پیوسته تو خالی
۳. حفاری دورانی با آب یا آبشویی
۴. حفاری به روش مغزه گیری
۵. حفاری با اوگر باکت (جام حفار)
۶. حفاری پرکاشن
۷. حفاری های دستی، ترانشه ها و چاه ها

هدف اصلی در تمام روش های گمانه زنی، بدست آوردن نمونه های شاهد از لایه های زیرسطحی در اعماق مختلف است. هر یک از این روش های حفاری برای شرایط مختلفی از خاک و سنگ مناسب هستند و بنابراین در هر پروژه بیش از یک روش ممکن است مورد نیاز باشد.

حفاری با مته حلزونی پیوسته توپر

حفاری با مته حلزونی توپر، ساده ترین روش گمانه زنی است که تنها دارای دو مولفه پایه است: **سرمته حفار** و **مته حلزونی** (شکل ۲-۵-الف). سرمته در نوک ساقه مته حفار قرار گرفته که خود ساقه از حلزونی های مجزایی تشکیل شده که به یکدیگر متصل شده اند. هنگام دوران، سرمته خاک را شل نموده و بریده و حلزونی ها خاک را به بالای گمانه منتقل می نمایند. حلزونی ها معمولاً ۱/۵ متر طول داشته و قطر خارجی آن ها از ۱۰ سانتی متر تا ۳۵ سانتی متر متغییر است (شکل ۲-۵-ب). سرمته ها، حلزونی ها و قسمت سر مته از اتصالات نری و مادگی استفاده شده و توسط پین به یکدیگر مهار می شوند.



ب) مته حلزونی در قطرهای مختلف



الف) مته حلزونی و سرمته

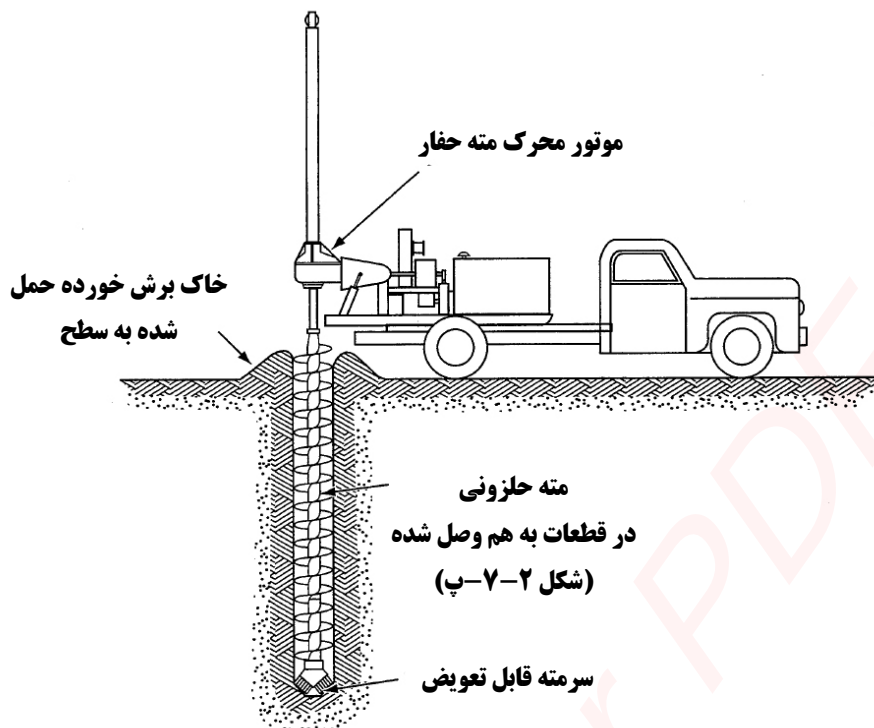
شکل ۲-۵ مته حلزونی پیوسته توپر

پیشروی مته در داخل گمانه توسط نیروی هیدرولیکی همزمان با دوران مته و سرمته در داخل خاک انجام می گیرد (شکل ۲-۶). در صورت نیاز حلزونی ها به سیستم اضافه می شوند. با رسیدن به عمق نمونه برداری گمانه از قطعات خرد شده خاک تمیز شده و اوگر و سرمته توسط کابل بیرون آورده می شوند. سپس وسیله نمونه برداری به داخل حفره گمانه فرستاده می شود تا از کف گمانه نمونه گیری نماید. پس از اتمام نمونه برداری، سرمته و حلزونی های اوگر به داخل گمانه رانده شده و پس از اتصال به سرصفحه، حفاری از سر گرفته می شود.

حفاری با مته حلزونی پیوسته توخالی

حفاری با مته مارپیچی توخالی همانند حفاری با مته توپر است زیرا در هر دو مورد پیشروی در خاک توسط مارپیچ های مته انجام شده و خاک توسط آنها به بیرون رانده می شود. تفاوت اصلی همانطور که در شکل سمت راست ۲-۷-الف نشان داده شده است این است که مارپیچ ها توخالی هستند. این کار اجازه می دهد که با فرستادن نمونه گیر از داخل ساقه مته به پایین نمونه گیری انجام شده و نیازی به خارج کردن اوگر از داخل گمانه نباشد. در شکل ۲-۷-ب تجهیزات پایه اوگر توخالی نشان داده شده است. سرمته داخلی به میله های حفار متصل شده که این میله ها در داخل ساقه توخالی قرار گرفته اند و سرمته دیگر به انتهای اوگر اصلی متصل می شود. هنگام حفاری سرمته های داخلی و خارجی به همراه یکدیگر چرخیده و خاک را در کف گمانه برش داده و سست می نمایند. خاک های برش خورده توسط مارپیچ ها به بالای گمانه منتقل می شوند.





شکل ۲-۶ مکانیزم حفاری با منته مارپیچ (توخالی و توپر)



(ب)



(الف) مقایسه منته حلزونی توپر و توخالی



(ت) حفاری با منته های حلزونی حین اجرا



(پ) اتصال منته های حلزونی توپر جهت افزایش طول

شکل ۲-۷ منته حلزونی پیوسته توخالی

برای نمونه گیری، اتصالات میله حفار برداشته شده و میله های حفار مرکزی از داخل گمانه بیرون کشیده می شوند. سپس نمونه گیر به انتهای میله حفار متصل شده و برای نمونه گیری به کف گمانه فرستاده می شود. پس از نمونه گیری سرتمته مرکزی بار دیگر به میله های حفار متصل شده و با فرستادن آن به داخل گمانه، حفاری از سر گرفته می شود.

مزیت اصلی اوگرهای توخالی نسبت به توپر این است که میله های حفار مرکزی را می توان در هر زمانی جهت انجام نمونه گیری دست خورده، دست نخورده یا مغزه گیری از داخل گمانه خارج نمود. همچنین گمانه توسط ماریچ های اوگر حفاظت شده و احتمال فروریزش حفره گمانه از بین می رود. این مسئله حفاری با اوگرهای توخالی در ماسه های قرار گرفته در زیر تراز آب را نیز ممکن می سازد.

حفاری دورانی با آب یا آبشویی

حفاری آبشویی دورانی یا حفاری دورانی با گل با روش های حفاری پیوسته با مته های ماریچ کاملاً متفاوت است. اصل بنیادی در این نوع حفاری این است که گل حفاری که مخلوطی از آب و بنتونیت است با گردش در داخل گمانه قطعات خرد شده خاک را به سطح منتقل نموده و در عین حال جداره های گمانه را محافظت می نماید. برای حفاری، سرتمته به یک سری میله حفار که به سرصفحه حفار متصل شده وصل می گردد. میله های حفاری که دارای قطر خارجی ۱۵/۱۶ اینچ تا ۳/۵ اینچ است توسط یک سری اتصالات به یکدیگر متصل می شوند. تعدادی از سرتمته های رایج در حفاری دورانی در شکل ۸-۲ نشان داده شده اند.



شکل ۹-۲



شکل ۸-۲

یکی از مهمترین تفاوت ها در سرتمته ها این است که آیا آنها دارای تخلیه رویی یا جانبی هستند. سرتمته های با تخلیه رویی، گل حفاری را مستقیماً از طریق سرتمته حفاری به کف گمانه تخلیه می نمایند. این تخلیه با فشار می تواند باعث بهم خوردن یا فرسایش خاک در کف گمانه شود. سرتمته های با تخلیه جانبی، که گل حفاری را از طریق جداره ها تخلیه می نمایند معمولاً ترجیح داده می شوند زیرا خاک کف گمانه را کمتر دستخورده می نمایند. گل حفاری ترکیبی از آب و بنتونیت است که باعث ایجاد دوغابی با چگالی اندکی بیشتر از آب می شود. این چگالی بیشتر، از ته نشینی قطعات خرد شده خاک در کف گمانه جلوگیری نموده و به حذف راحت آن ها کمک می نماید. بسیار مهم است که دوغاب غلظت مناسبی داشته باشد زیرا اگر بسیار غلیظ باشد باعث انسداد لوله پمپ شده و در صورتی که کم مایه باشد باعث برجا ماندن قطعات خرد شده خاک در کف گمانه خواهد شد. گل حفاری همچنین جداره گمانه را محافظت نموده و بنابراین گمانه بدون غلاف در ماسه قرار گرفته در زیر تراز آب نیز می تواند پایدار بماند.



مولفه های متعددی در سیستم گردش گل حفاری وجود دارد (شکل ۲-۹). گل توسط یک پمپ مکیده شده و سپس با فشار از داخل لوله حفاری به سمت پایین رانده می شود. پس از تخلیه از طریق سرمته، گل حفاری قطعات خرد شده خاک را با خود از حد فاصل جداره گمانه و میله حفاری به سمت بالا حمل می نماید. در بالای گمانه گل حفاری پس از عبور از یک سرند به داخل مخزن گل یا حوضچه آرامش ریخته می شود.

مخزن گل دارای اجزایی متعددی است که به قطعات خرد شده خاک اجازه ته نشین شدن را می دهد. در انتهای دیگر مخزن، پمپ بار دیگر گلی که اکنون عاری از قطعات خرد شده خاک است را برای استفاده مجدد به جریان می اندازد. گل حفاری همچنین با خنک کردن سرمته از سایش بیش از حد آن جلوگیری می کند. بررسی و ثبت هرگونه تغییرات در رنگ و غلظت خاک هایی که همراه با گل به داخل مخزن وارد می شوند بسیار مفید است. چنین تغییراتی در گل حفاری می تواند نشان دهنده تغییرات در لایه بندی خاک باشد. اپراتورهای دستگاه همچنین می توانند تغییر در لایه بندی خاک را با مشاهده تغییرات در تلاش دستگاه برای نفوذ در خاک تشخیص دهند.

افت ناگهانی در گل حفاری می تواند نشان دهنده وقوع شکست هیدرولیکی یا برخورد با یک لایه درشت دانه با زهکشی آزاد باشد. این نوع اطلاعات می تواند مکمل نمونه های مجزای بدست آمده شده و به تفسیر لایه بنده زیرسطحی کمک نماید. هنگام حفاری به روش دورانی با گل حفاری در خاک های بدون چسبندگی یا خاک های با قابلیت فرسایش زیاد، از یک غلاف بیرونی برای ایجاد یک سیستم گردش بسته استفاده می شود. غلاف همزمان با حفاری تا رسیدن به یک خاک متراکم غیر فرسایشی یا سنگ به داخل رانده می شود تا یک سیستم چرخشی بسته ایجاد نماید.



نکته:

به طور کلی حفاری دورانی با گل حفاری از روش های دیگر سریع تر بوده و معمولاً منجر به دستخوردگی کمتری در نمونه های بدست آمده می شود اما این روش سختی هایی در لایه های شن و قلوه سنگ دارد زیرا سیال حفاری ممکن است به صورت آزاد در داخل این لایه ها زهکش شده و یا اینکه فرآیند حفاری ممکن است نتواند ذرات درشت را خرد نموده و آن ها را از داخل گمانه بیرون آورد. در حالت دوم سرمته و ساقه ممکن است در داخل گمانه گیر نماید. با وجود این مشکلات، حفاری آبشویی دورانی معمولاً عملکرد بهتری در نهشته های شنی نسبت به حفاری با اوگر توپر یا توخالی دارد.

حفاری به روش مغزه گیری

مغزه گیری از سنگ یا خاک های خیلی سخت مشابه حفاری دورانی آبشویی است با این تفاوت که نمونه گیری و حفاری می توانند همزمان انجام شوند. برای انجام حفاری و نمونه برداری به طور همزمان، یک کور بارل یا مغزه گیر (شکل ۲-۱۰) در انتهای میله حفار با سرمته دورانی جایگزین می شوند.

همزمان با چرخش مغزه گیر و حرکت آن به سمت پایین، سرمته یک مقطع حلقه ای از خاک یا سنگ را برش می دهد. این مقطع که مغزه نام دارد (شکل ۲-۱۱) به داخل محفظه داخلی حرکت نموده و توسط گردش سیال در برابر فرسایش احتمالی محافظت می شود. هنگامی که محفظه مغزه گیر پر شد، حفاری متوقف شده و محفظه مغزه گیر از داخل گمانه بیرون آورده می شود.



با باز نمودن محفظه مغزه گیر یک نمونه پیوسته از خاک یا سنگ بدست می آید. این نمونه اندازه گیری و شناسایی شده و در جعبه های مخصوص نگهداری می شود (شکل ۲-۱۲). پس از مونتاژ مجدد، مغزه گیر به داخل گمانه فرستاده شده و حفاری و نمونه بردار بار دیگر از سر گرفته می شود.

سرمتنه های مغزه گیر دارای سه نوع اصلی هستند: این سرمتنه ها به ترتیب از چپ به راست (شکل ۲-۱۳) عبارتند از الماسی، کاربیدی و اره ای. سرمتنه های الماسی متنوع ترین هستند زیرا قادر به تهیه مغزه های با کیفیت از مصالح مختلف از خاک سخت یا بسیارمتراکم تا سنگ سخت تهیه نمایند. سرمتنه ها در شکل ها و اندازه های متنوعی عرضه می شوند و هر یک مناسب شرایط خاصی هستند.

نکته:



مغزه های بدست آمده از سنگ می توانند به طور قابل توجهی در اثر فرآیند مغزه گیری شکسته شده و آسیب ببینند. عدم توانایی در تشخیص شکستگی های طبیعی و شکستگی های ایجاد شده در اثر حفاری در گزارش حفاری می تواند منجر به تفسیر کاملاً اشتباهی از خصوصیات توده سنگ شود. تغییر در تجهیزات و روش های حفاری به طور چشمگیری می تواند در بسیاری شرایط باعث بهبود کیفیت مغزه استخراجی و درصد مغزه سالم شود و این تغییرات باید در گزارش حفاری ثبت شود.



شکل ۲-۱۱ مغزه گیری از سنگ



شکل ۲-۱۰ کور بارل مغزه گیر



شکل ۲-۱۳ سرمتنه های مغزه گیر

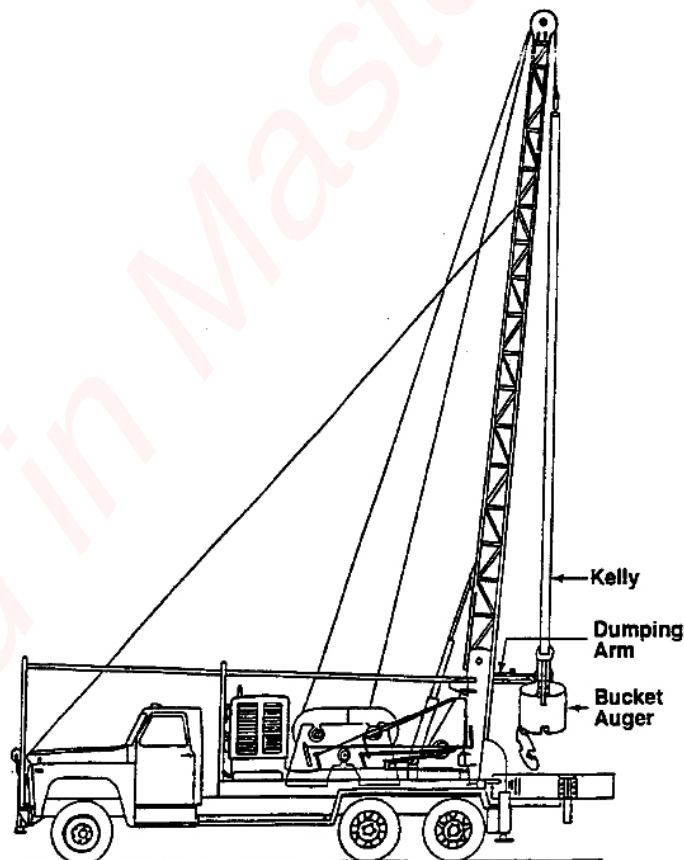


شکل ۲-۱۲ جعبه نگهداری مغزه های سنگی

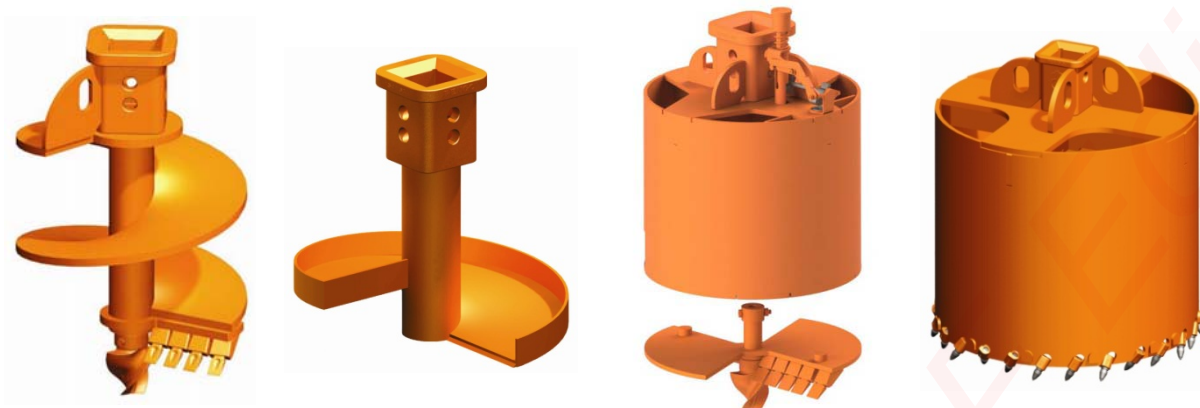
حفاری با اوگر باکت (جام حفار)

از جام های حفار زمانی استفاده می شود که بخواهیم حجم زیادی از خاک های دستخورده به عنوان نمونه تهیه نموده و یا بخواهیم برای انجام مشاهدات و اندازه گیری ها وارد گمانه شویم. به طور مثال پروژه هایی که مسائل پایداری شیروانی دارای اهمیت است. در چنین شرایطی معمولاً بوسیله جام هایی به قطر 600mm تا 1200mm بسته به شرایط، محورهایی در داخل خاک حفر می شود. در شکل ۲-۱۵ ب یک جام اوگر متداول نشان داده شده است. طول جام معمولاً بین ۶۰۰ تا ۹۰۰ میلیمتر بوده و در واقع استوانه ای است که بالای آن باز بوده و در قاعده آن یک یا چندین شکاف قرار دارد چنانکه همزمان با چرخش جام، خاک را به داخل آن می راند. در محل شکاف ها در قاعده جام، دندان های تیز با لبه های برنده ای وجود دارد که مصالح در حال حفاری را همزمان با چرخش خرد می نماید.

با چرخش جام حفار و دندان های برنده آن در کف جام حفاری به پیش می رود. همانطور که در شکل ۲-۱۴ نشان داده شده است، جام حفار به انتهای شفت دکل حفار متصل شده است. این شفت اساساً تشکیل شده است از دو تا چهار لوله فولادی که به صورت تلسکوپی در داخل یکدیگر قرار گرفته اند. پس از حفر خاک، جام از داخل گمانه خارج شده و مصالح داخل آن در نزدیکی دکل حفار تخلیه می شود. جام های حفر معمولاً سوار بر کامیون یا چرخ زنجیری هستند. در بعضی شرایط خاص همچون حفاری در روی شیب های تند یا در فضای کم، می توان مدل های سوار بر شاسی هم استفاده نمود. بسته به اندازه دکل و شرایط زیرسطحی، از جام های حفار معمولاً برای حفاری تا عمق ۳۰ متر یا کمتر استفاده می شود. هرچند دکل های بزرگ با قابلیت حفر تا عمق ۶۰ متر یا بیشتر هم موجود هستند.



شکل ۲-۱۴ حفاری با جام حفار (اوگر باکت)



(ت) اوگر مخصوص سنگ نرم

(ب) اوگر الحاقی پره ای

(ب) جام اوگر ترکیبی

(الف) جام اوگر مغزه گیر (کریارل)

شکل ۲-۱۵ انواع جام و اوگر های ویژه الحاقی

به جز ماسه های ریزشی، از جام های حفار می توان در اکثر خاک ها و سنگ بستر نرم تا سخت استفاده نمود. در زیر تراز آب هم در صورتی که مصالح سخت بوده و مستعد ریزش و یا نفوذ آب نباشند می توان حفاری نمود. در این حالت ها حفاری را می توان با پرکردن آب یا گل حفاری ادامه داد. این گل حفاری یا آب با ایجاد هد مثبت باعث کاهش تمایل دیواره ها به فروریزش و ناپایداری می شود.

حفاری با جام اوگر مخصوصاً برای حفاری در مصالح حاوی شن و قلوه سنگ مناسب است زیرا جام حفار اغلب در هنگام دوران باعث از جا در آمدن قلوه سنگ ها می شود. همچنین از آنجایی که پس از هر نفوذ ۳۰ تا ۶۰ سانتی متری، جام خالی می شود، تهیه نمونه های با حجم زیاد برای بعضی مطالعات زیرسطحی خاص همانند مطالعه کیفیت مصالح بسیار مفید است.

در مصالح سخت (مصالح سمنته شده یا سنگ های که از حجم جام بزرگتر بوده و وارد آن نمی شوند) از جام های خاص یا تجهیزات الحاقی ویژه جهت حفاری استفاده می شود. به طور مثال:

- جام های مغزه گیر که اساساً لوله های فولادی بازی هستند که دارای دندانه های کاربیدی برنده در طول لبه لوله هستند. از این جام ها جهت مغزه گیری در مصالح سخت استفاده می شود (شکل ۲-۱۵-الف).
- جام های سنگی که دارای دندانه های سخت بزرگ و بازشدگی های عریض جهت جمع آوری مصالح خورد شده هستند.
- لوله های تک ساقه خورد کننده که به انتهای شفت دوار وصل شده و با سقوط از ارتفاع باعث خورد شدن سنگ می شوند.
- کلم شل (جام های صدفی) که از آنها برای جمع آوری قلوه سنگ ها و قطعات خورد شده از ته گمانه استفاده می شود.

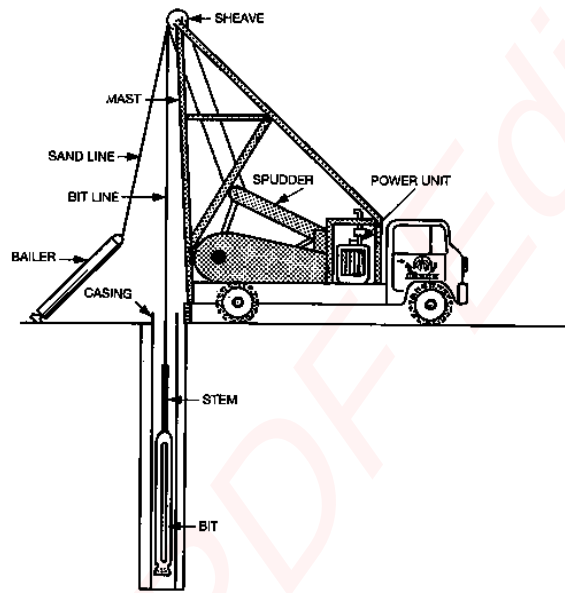
• حفاری به روش پرکاشن

گمانه زنی پرکاشن روش دیگری برای حفاری گمانه ها، به خصوص در لایه های سنگی و یا خاک سخت است. در این روش با بلند و رها کردن یک سرمته سنگین، ته گمانه خرد شده و محصولات حفاری با تزریق آب به سطح زمین آورده می شود. در این روش هم گاهی استفاده از غلاف لازم است. اجزاء تشکیل دهنده این روش در شکل ۲-۱۶-الف و تعدادی از سرمته های مورد استفاده در این روش در شکل ۲-۱۶-ب نشان داده شده است.





(ب)



(الف)

شکل ۲-۱۶ حفاری به روش پرکاشن

۵-۲ | انواع روش های نمونه برداری:

با نمونه برداری از خاک می توان خصوصیات خاک در نقاط مختلف را ارزیابی نمود. انتخاب نوع روش نمونه برداری بستگی به استفاده مورد نظر از نمونه های خاک دارد. اندازه گیری خصوصیات مهندسی همانند مقاومت، سختی، تراکم پذیری یا نفوذپذیری می تواند به میزان زیادی بر دستخوردگی نمونه تاثیر بگذارد ولی زمان و هزینه با کاهش دستخوردگی نمونه به سرعت افزایش می یابند بنابراین در بعضی مواقع ترجیح داده می شود که برای انجام عملیات اکتشافی اولیه، نمونه های با کیفیت و هزینه کمتر اخذ گردد. بر مبنای اطلاعات بدست آمده از چنین نمونه هایی با کیفیت پایین، لزوم انجام نمونه گیری های دقیق تر را می توان بررسی نمود.

در هنگام انجام اکتشافات زیرسطحی دو نوع نمونه خاک می توان اخذ نمود: نمونه های دستخورده و دست نخورده. **یک نمونه دستخورده حاوی مصالح درجا با نسبت های مناسب است اما آنقدر دستخورده است که آزمون های آزمایشگاهی انجام یافته برای بدست آوردن خصوصیات مهندسی نمی تواند نشان دهنده شرایط درجای خاک باشد.**

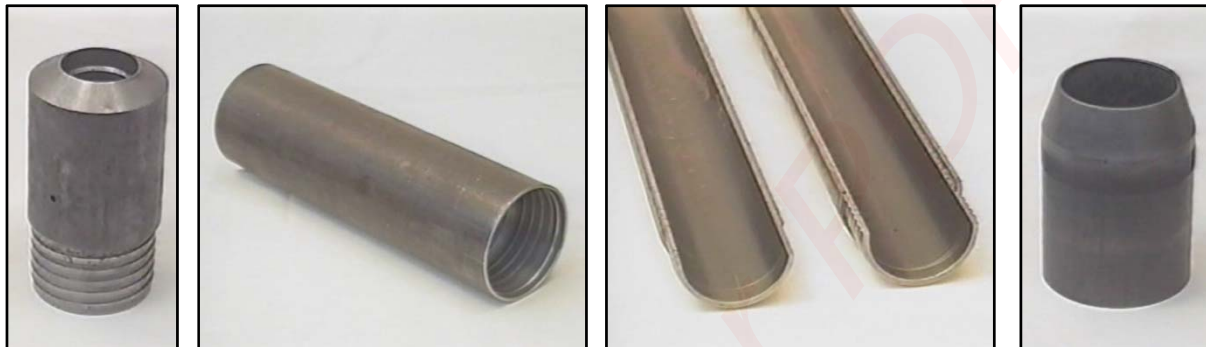
از نمونه های دستخورده می توان برای انجام آزمایش های آزمایشگاهی زیر استفاده نمود:

۱. آزمایش دانه بندی
۲. تعیین حدود روانی و خمیری و درصد رطوبت
۳. چگالی دانه ها
۴. تعیین میزان مواد آلی
۵. طبقه بندی خاک

از نمونه های دستخورده نمی توان برای انجام آزمایش های تحکیم یا مقاومت برشی استفاده کرد. برای چنین آزمایش هایی باید نمونه دست نخورده اخذ شود.

نمونه گیری با استفاده از نمونه گیر قاشقی

نمونه گیر قاشقی دو نیمه که به آن نمونه گیری لوله ای دو نیمه یا نمونه گیر محفظه ای دو نیمه نیز می گویند رایج ترین وسیله نمونه گیری از خاک است. نمونه گیری قاشقی دو تکه یک نمونه گیر جدار ضخیم است که تنها نمونه های دست خورده بدست می دهد. نمونه گیر قاشقی تشکیل شده است از یک کفشک، غلاف فولادی دو تکه، یک غلاف صلب رزوه دار و کلاهک نمونه گیر (شکل ۲-۱۷). هنگامی که کفشک فولادی نوک تیز و غلاف فولادی صلب باز می شوند، دو نیمه نمونه گیر قاشقی را می توان از هم جدا نموده و نمونه را به راحتی بیرون آورد.



(ت)

(پ)

(ب)

(الف)

شکل ۲-۱۷ اجزاء نمونه گیری قاشقی (الف) کفشک (ب) غلاف دو تکه (پ) غلاف صلب (ت) کلاهک نمونه گیر

معمولاً نمونه گیرهای قاشقی دونیمه با قطرهای داخلی متغییر از $\frac{3}{8}$ سانتی متر تا $1\frac{1}{8}$ سانتی متر و طول های استاندارد از ۴۵ تا ۷۵ سانتی متر موجود هستند (شکل ۲-۱۸). در عمل نمونه گیر قاشقی دو تکه با قطر خارجی ۵ سانتی متر و قطر داخلی $\frac{3}{8}$ سانتی متر و طول ۶۰ سانتی متر رایج ترین نمونه گیر است.

برای نمونه گیری، نمونه گیر قاشقی به یک سری میله متصل شده و به ته گمانه فرستاده می شود. میله حفار فوقانی به یک چکش که نمونه گیر را به داخل خاک می راند متصل می شود. از بین انواع مختلف چکش ها رایج ترین انواع چکش های پتکی هستند که خود دارای انواع دستی و مکانیکی می باشد. حفار، چکش پتکی را با کشیدن طنابی که دور یک استوانه فلزی یا لنگر بند حلقه شده بلند می کند. با کشیدن طناب، اپراتور دستگاه با استفاده از اصطکاک بین طناب و لنگر بند، چکش را به بالا می کشد. با رها کردن طناب، چکش به پایین سقوط کرده و بنابراین اصطکاک بین طناب و لنگر بند را کاهش می دهد. چکش مکانیکی نیز همین عملکرد را به صورت مکانیکی انجام می دهد.

پس از اینکه نمونه گیر از داخل گمانه بیرون کشیده شد، مهندس نمونه گیر قاشقی را باز نموده و خاک را بررسی و طبقه بندی می نماید. نمونه سپس در محفظه هایی مثل شیشه های سرگشاد عایق ذخیره شده و جهت انجام آزمایش به آزمایشگاه فرستاده می شود (شکل ۲-۱۹). اگر نمونه گیر قاشقی حاوی دو یا چندین نوع خاک مختلف باشد، هر نوع خاک باید به صورت مجزا ذخیره شود در غیر اینصورت ممکن است با یکدیگر ادغام شده و منجر به وقوع اشتباه در آزمایشگاه شود. اگر هرگونه مشکلی در اخذ یک نمونه کامل وجود داشته باشد، می توان یک مغزه قاپ پلاستیکی یا سیمی به نمونه گیر قاشقی متصل نمود. برای حفظ بهتر نمونه ها می توان آسترهایی از جنس برنج، فولاد ضد زنگ یا پلاستیک در داخل بعضی از نمونه گیرهای قاشقی تعبیه نمود.





شکل ۲-۱۹



شکل ۲-۱۸

نمونه گیری با استفاده از نمونه گیر جدار نازک شلبي

نمونه گیرهای جدار نازک شلبي معمولاً برای بدست آورده نمونه های با کیفیت یا نسبتاً دستنخورده استفاده می شوند. نمونه دستنخورده نمونه ای است که با روش های نمونه گیری طراحی شده جهت حفظ ساختار طبیعی مصالح بدست می آیند.

این نمونه ها جهت انجام آزمایش های برش، تحکیم و نفوذپذیری و همچنین تمام آزمایش هایی که روی نمونه های دستنخورده انجام می شوند مناسب هستند. گرچه بدون توجه به روش نمونه گیری مورد استفاده مقداری دستخوردگی در نمونه اجتناب ناپذیر است و بنابراین واژه دستنخورده تنها اصطلاحی نسبی است.

لوله های جدارنازک شلبي در قطرهای ۲ تا ۳ اینچ و طول معمول ۳۰ اینچ موجود بوده و از فولاد گالوانیزه، فولاد ضد زنگ یا فولاد با پوشش اپوکسی ساخته می شوند (شکل ۲-۲۰). لوله های با قطر بسیار بزرگتر ممکن است مشکل استخراج نموده داشته باشند.



شکل ۲-۲۱ آب بند کردن نمونه های دستنخورده شلبي



شکل ۲-۲۰ نمونه گیر شلبي در قطرهای مختلف

انتهای تحتانی لوله جدار نازک با ایجاد یک سطح اریب، نوک تیز شده و قطر نمونه گیر را به مقدار ناچیزی کاهش داده است. انتهای فوقانی توسط چهار پیچ هشت وجهی و یک واسط به میله حفاری متصل شود. برای نمونه گیری، لوله شلبي به انتهای میله حفاری متصل شده و به داخل گمانه فرستاده میشود. نمونه گیر پس از قرار گرفتن در کف گمانه با فشار به اندازه ۵ اینچ کمتر از طول لوله شلبي به داخل خاک رانده می شود.

برای به حداقل رساندن دستخوردگی نمونه، نمونه گیر با یک سرعت ثابت بالا به داخل خاک فشار داده می شود. برای اینکار از چکش نباید استفاده کرد زیرا باعث افزایش دستخوردگی نمونه می شود. پس از اینکه نمونه گیر به داخل خاک نفوذ کرد، با چرخش میله های حفار، انتهای نمونه برش داده شده و نمونه گیر بیرون آورده می شود. خاک اضافی در انتهای لوله نمونه به دقت تمیز شده و دیسک های فلزی جهت محافظت از رویه نمونه خاک بر روی آن ها قرار داده می شوند.

معمولاً برای آب بند کردن بر روی حلقه های فلزی روغن میکروفاین ریخته می شود (شکل ۲-۲۱). یا به عنوان یک گزینه دیگر می توان پکرهای حلقوی مخصوص را در دو انتهای لوله قرار داده و آن ها را منبسط نمود تا تشکیل آب بند بدهند. لوله ها سپس جهت انتقال به آزمایشگاه به صورت قائم در داخل یک جعبه بالشتک دار قرار داده می شوند.

نمونه گیری با استفاده از نمونه گیر پیستونی

هنگامی که خاک درجا با فشار وارد لوله نمونه گیر می شود، مقداری دستخوردگی در آن ایجاد می گردد. هنگامی که نمونه گیر خالی به سمت پایین حرکت می نماید، چسبندگی و اصطکاک در بیرون لوله ممکن است باعث شود که خاک داخل لوله سریع تر از سرعت نزولی لوله در داخل آن بالا بیاید. از طرف دیگر، پس از اینکه لوله به صورت جزئی پر شد، چسبندگی و اصطکاک بین لوله و نمونه با حرکت رو به بالای نمونه مخالفت می نماید. در شرایط حاد بخش ابتدایی نمونه ممکن است به صورت یک درپوش عمل نموده و با جابجایی درزه ها یا لایه های رسی نرم از ورود آن ها با داخل نمونه گیر جلوگیری نماید.

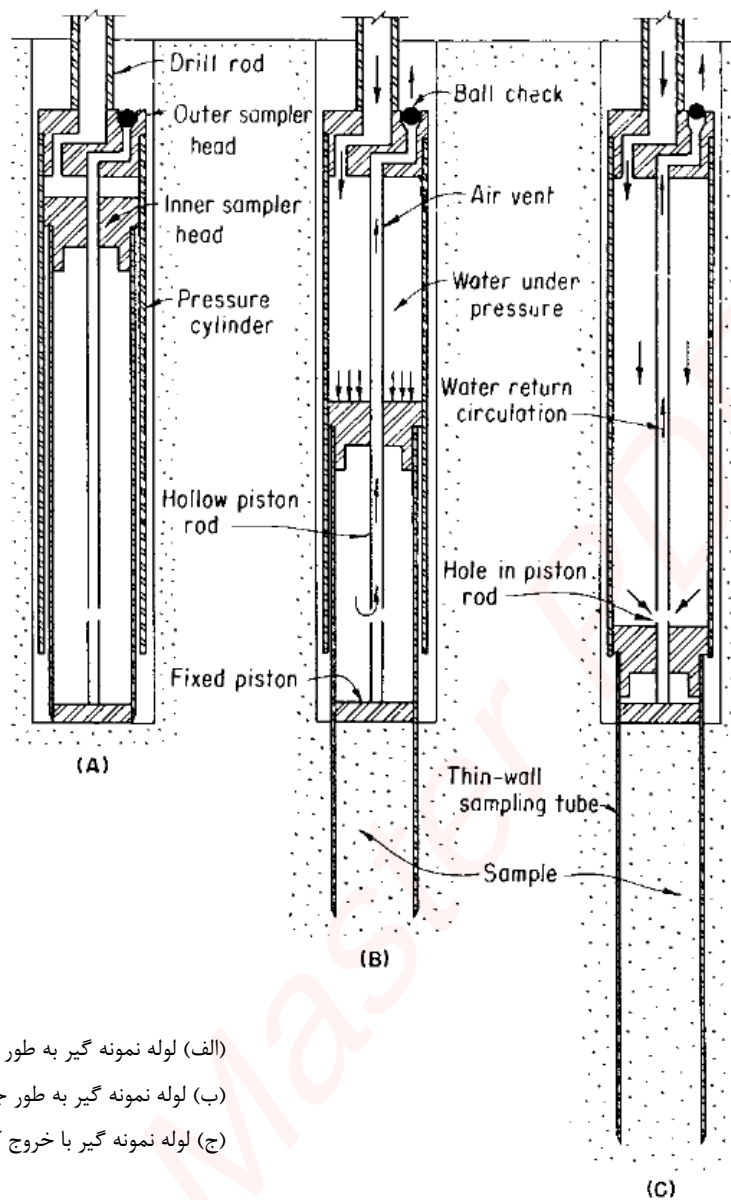
این شرایط را می توان به میزان زیادی با استفاده از یک پیستون با بستن انتهای تحتانی لوله تا زمانی که نمونه گیر به طور محکم در روی خاک دستخورده در کف گمانه قرار گرفته بهبود بخشید. سپس پیستون در این تراز در تماس با خاک نگه داشته می شوند در حالیکه لوله حول پیستون به داخل خاک نفوذ می نماید.

در ابتدا وجود پیستون از ورود خاک به داخل لوله با سرعت بیش از آهنگ نفوذ لوله جلوگیری می نماید. سپس خلائی که بین پیستون و بالای نمونه تشکیل می شود در مقابل حرکت رو به پایین نمونه خاک مقاومت می نماید. پس از اینکه لوله نمونه گیری پیشروی نمود، پیستون در موقعیت جدیدش نسبت به لوله ثابت می شود. هر دو المان چرخش می نمایند تا نمونه را از خاک زیرین جدا نموده و پیستون و لوله از گمانه بیرون کشیده می شوند (شکل ۲-۲۲).

نمونه گیرهای پیستونی با نسبت سطح کوچک قادر به تهیه نمونه های بسیار خوبی از خاک های چسبنده حتی بسیار نرم و حساس هستند. با استفاده از یک مکانیزم عملکردی هیدرولیکی همانند نمونه گیر پیستونی استربرگ، دیگر نیازی به استفاده از یک میله پیستون جداگانه که از داخل میله های حفار تا سطح زمین امتداد می یابد نخواهد بود.

نمونه گیری با استفاده از نمونه گیر پیچر

از لوله های جدار نازک به طور کلی نمی توان در خاک های بسیار سفت یا متراکم بدون آسیب وارد شدن به لبه لوله یا کمانش آن استفاده نمود. حتی اگر لوله قادر به نفوذ در چنین خاک هایی باشد، میزان دستخوردگی بیش از حد خواهد بود. تحت این شرایط، استفاده از نمونه گیر پیچر که در آن از تکنیک های مغزه گیری سنگ ها جهت نمونه گیری لوله ای استفاده شده، می تواند نمونه های بهتری بدست دهد (شکل ۲-۲۳).



- (الف) لوله نمونه گیر به طور کامل جمع شده
- (ب) لوله نمونه گیر به طور جزئی خارج شده
- (ج) لوله نمونه گیر با خروج کامل

شکل ۲-۲۲ نمونه گیر پیستونی



(ب)



(الف)

شکل ۲-۲۳ نمونه گیر پیچر

در حالی که نمونه گیری پیچر به داخل گمانه فرستاده می شود، لوله جدار نازک از محفظه برنده معلق شده و سیال حفاری از داخل لوله به سمت پایین حرکت نموده و قطعات خرد شده را از کف گمانه با خود حمل می نماید. هنگامی که لوله به کف گمانه می رسد، به سمت بالا و به داخل محفظه برنده رانده می شود در حالی که سیال حفاری به سمت خارج لوله به فضای حلقوی بین لوله و محفظه برنده دوار منحرف می شود.

اگر خاک نرم باشد، فتر در راس لوله لوله، لبه برنده لوله را پایین تر از محفظه برنده نگه داشته و لوله همانند نمونه گیرهای لوله ای معمولی به داخل خاک رانده می شود. اگر خاک سخت باشد، فتر فشرده می شود تا زمانی که لبه برنده لوله از کف محفظه برنده فراتر می رود. همزمان با گردش، محفظه برنده یک حلقه از خاک را برش داده و یک استوانه خاک که لوله نمونه گیر در روی آن می لغزد بر جا می ماند. بنابراین لوله از نمونه در برابر فرسایش با گردش سیال محافظت می نماید. با استفاده از این روش، نمونه گیر پیچر خود را با سفتی خاک منطبق می نماید.

۲-۶ | آزمایش های صحرائی (آزمون های درجا):

هدف آزمایش های درجای خاک این است که خصوصیات مهندسی خاک را در حالت طبیعی و درجا ارزیابی نماییم و نه در محیط آزمایشگاهی. در طی ۱۰ تا ۱۵ سال گذشته فن آوری های جدیدی در حوزه مهندسی ژئوتکنیک توسعه یافته اند که به میزان زیادی باعث تسهیل آزمایش های درجای خاک شده اند. آزمایش های درجا به طور کلی شامل دو دسته عمده می شوند:

۱. شناسایی های ژئوتکنیکی
۲. شناسایی های ژئوفیزیکی

فهرست تعدادی از آزمایش های درجای ژئوتکنیکی در جدول ۲-۲ ارائه شده است. از جمله آزمایش های ژئوفیزیکی می توان به ثبت انکسار امواج لرزه ای، اندازه گیری سرعت موج برشی و اندازه گیری مقاومت را نام برد. در این فصل تنها تعدادی از مهمترین آزمایش های ژئوتکنیکی را مورد بررسی قرار می دهیم.

مهمترین مزیت آزمایش های درجا این است که پارامترهای مهندسی خاک بر خلاف آزمون های آزمایشگاهی تحت تاثیر دستخوردگی و افت کیفیت خاک قرار نمی گیرند. بنابراین خصوصیات خاک ها نماینده واقعی تری بر مقاومت و سختی درجای خاک بوده و در نتیجه منجر به طراحی های فونداسیون اقتصادی تری می شود زیرا آزمون های متداول آزمایشگاهی ممکن است مقاومت های پایین تری نسبت به آزمون های درجا بدست دهند. بدیهی است که ظرفیت باربری بالاتر باعث صرفه جویی اقتصادی بیشتری به نفع مالک و یا کارفرما می شود.

آزمایش های درجا همچنین از نظر ارزیابی سایت و سازه در مقابل زلزله حائز اهمیت می باشد. امروزه کارایی آزمون های درجا مخصوصاً آزمایش نفوذ مخروط و آزمایش سرعت موج برشی به عنوان روشی موثر جهت ارزیابی پتانسیل آسیب های ناشی از تکان های لرزه ای به اثبات رسیده است. از نتایج همبستگی سرعت موج برشی و شتاب مورد نیاز زمین جهت ایجاد روانگرایی در طی ۵ تا ۱۰ سال گذشته به طور وسیعی جهت طراحی فونداسیون ها استفاده شده است. از نتایج آزمایش نفوذ مخروط همچنین می توان برای ارزیابی پتانسیل نشست در اثر حرکات زلزله استفاده نمود. امروزه آزمون های درجا تبدیل به بخش مهمی از مهندسی ژئوتکنیک شده و استفاده از آن ها به دلیل طراحی های بهینه و اقتصادی و ارزیابی های حرکات زمین در اثر زلزله به طور روز افزون در حال افزایش است.

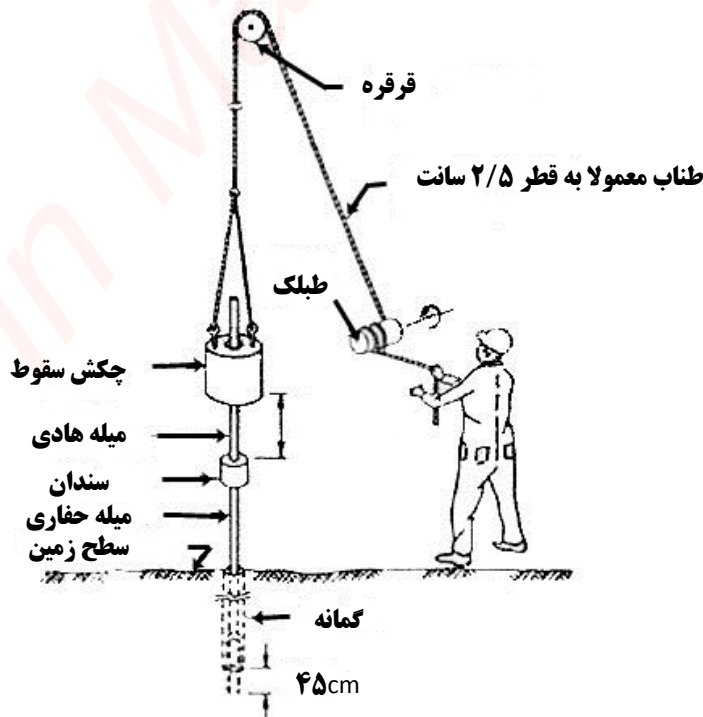


جدول ۲-۲ انواع آزمایش های صحرائی

نماد	آزمایش	مبنای اندازه گیری
SPT	آزمایش نفوذ استاندارد	تعداد ضربات در هر ۳۰۰ میلی متر
CPT _u	آزمایش نفوذ مخروط به همراه اندازه گیری فشار منفذی	مقاومت مخروط q_c ، نسبت اصطکاک (%)، فشار منفذی kPa، زمان محو فشار منفذی Sec
CPT	آزمایش نفوذ مخروط	مقاومت مخروط q_c ، نسبت اصطکاک (%)
VST	آزمایش برش پره	Nm, kPa
PLT	آزمایش بارگذاری صفحه	بار (kN)، تغییر شکل (mm)
DCP	نفوذسنج مخروطی دینامیکی	تعداد ضربات در هر ۱۰۰ میلی متر
DMT	آزمایش دیلاتومتری	فشار خروج و اتساع (kPa)
PP	آزمایش پنترومتر جیبی	kPa
PT	آزمایش پرسیومتری	فشار حدی (kPa)، تغییرات حجمی (cm^3)
WPT	آزمایش فشار آب (پکر)	لوژان

• آزمایش نفوذ استاندارد

یک روش نسبتاً ساده و استاندارد برای تخمین تراکم یا سفتی خاک های درجا آزمایش نفوذ استاندارد یا SPT است. در این روش تعداد ضربات چکش جهت نفوذ نمونه گیر قاشقی تا یک عمق مشخص به داخل زمین شمرده می شود. ویژگی اساسی آزمایش SPT عبارت است از یک چکش با وزن ۶۴ کیلوگرم (۱۴۰ پوند) که از ارتفاع ۷۵ سانتی متر (۳۰ اینچ) بر روی سندان در بالای میله های حفار سقوط می کند و یک نمونه گیر قاشقی دوتکه با قطر خارجی ۵ سانتی متر (۲ اینچ) و قطر داخلی ۳/۵ سانتی متر و طولی بین ۴۵ تا ۷۵ سانتی متر (۱۸ تا ۳۰ اینچ) (شکل ۲-۲۴).



شکل ۲-۲۴ روش انجام آزمایش SPT

پس از اینکه نمونه گیر در کف گمانه قرار داده شد، تعداد ضربات چکش مورد نیاز برای ۳ نفوذ متوالی هر یک به طول ۱۵ سانتی متر (۶ اینچ) شمارش می شود. تعداد ضربات برای دومین و سومین نفوذ ۱۵ سانتی با یکدیگر جمع می شوند تا مقاومت نفوذ استاندارد یا **عدد N** بدست آید. تعداد ضربات برای اولین ۱۵cm در **عدد N** در نظر گرفته نمی شود زیرا این مقدار ممکن است تحت تاثیر خاک دست خورده در کف گمانه قرار گیرد. اما همچنان ثبت می شود زیرا می تواند کنترل کننده خوبی برای تغییرات نهشته خاک و یکپارچگی نتایج کلی باشد.

علاوه بر اخذ نمونه، آزمایش نفوذ استاندارد معیار خوبی برای تخمین خواص مقاومتی خاک ها می باشد. برای مثال سفتی خاک های رسی را می توان به عدد نفوذ استاندارد ربط داد. این رابطه در جدول ۲-۳ نشان داده شده است. در جدول ۲-۴ یک ارتباط تقریبی بین عدد نفوذ استاندارد و تراکم نسبی ماسه ارائه شده است. باید تاکید شود که در خاک های درشت دانه شنی و خاک های رسی، همبستگی نتایج **SPT** با تراکم نسبی و قوام خاک به طور کلی غیر قابل اطمینان بوده و تنها باید به عنوان یک تخمین اولیه مورد استفاده قرار گیرد.

جدول ۲-۳ ارتباط بین سفتی خاک های رسی و عدد نفوذ استاندارد

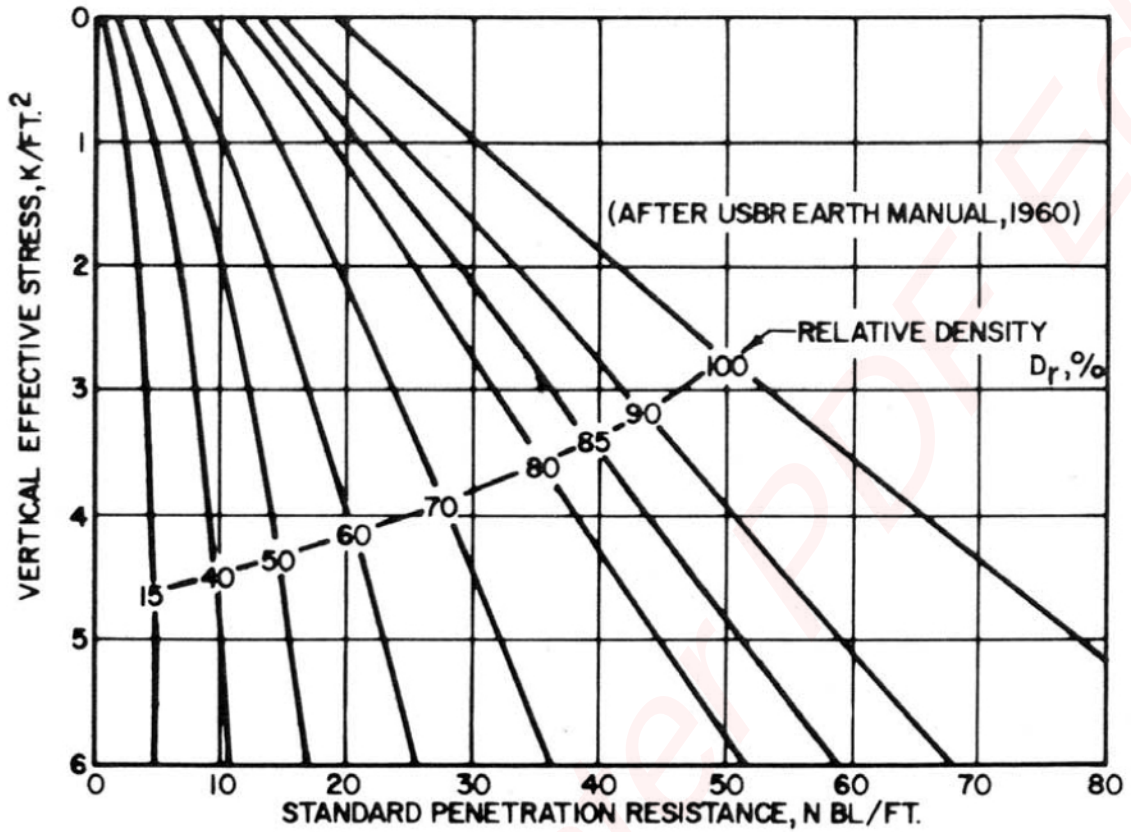
عدد نفوذ استاندارد، N	سفتی	مقاومت فشار محدود نشده q_c (kN/m ²)
0 - 2	خیلی نرم	0 - 25
2 - 5	نرم	25 - 50
5 - 10	متوسط	50 - 100
10 - 20	سفت	100 - 200
20 - 30	خیلی سفت	200 - 400
>30	سخت	>400

جدول ۲-۴ ارتباط بین مقدار N و تراکم نسبی و زاویه اصطکاک ماسه

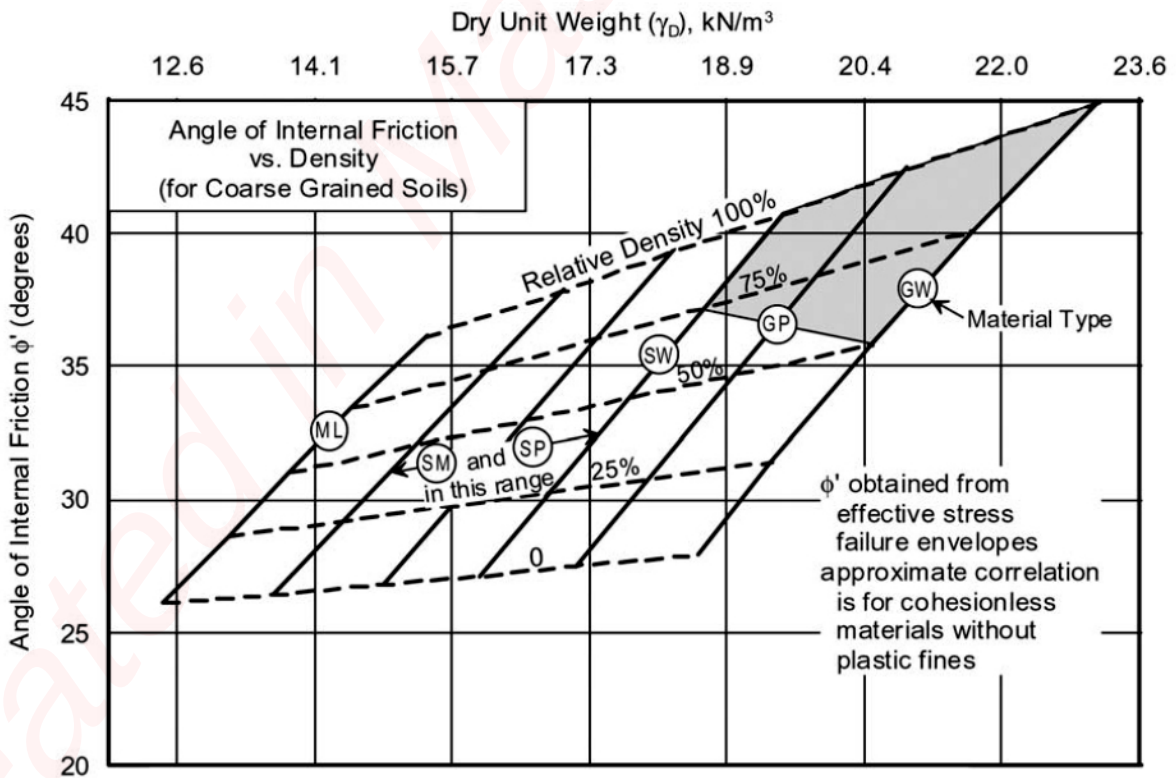
عدد نفوذ استاندارد، N	تراکم نسبی تقریبی D_r (%)	زاویه اصطکاک تقریبی خاک، ϕ
0 - 5	0 - 5	26 - 30
5 - 10	5 - 30	28 - 35
10 - 30	30 - 60	35 - 42
30 - 50	60 - 95	38 - 46

از مقادیر عدد **N** اغلب برای تخمین مقاومت و تراکم پذیری خاک های دانه ای مخصوصاً ماسه ها استفاده می شود. از همبستگی های نشان داده شده در شکل های ۲-۲۵ و ۲-۲۶ می توان برای تخمین زاویه اصطکاک خاک های دانه ای و سپس محاسبه ظرفیت باربری استفاده نمود. توجه شود که شکل ۲-۲۵ تابعی از مقدار **N** و تنش موثر سربار σ'_v می باشد بنابراین مقدار **N** مورد استفاده نباید برای اثر سربار تصحیح شود.

عوامل متعددی وجود دارند که می توانند به میزان زیادی بر عدد **N** تاثیر گذاشته و بنابراین مهندس موجود در محل باید به دقت به روش انجام آزمایش **SPT** توجه نماید. بعضی از این عوامل را در اینجا به اختصار مورد بحث قرار می دهیم.



شکل ۲-۲۵ ارتباط بین عدد نفوذ استاندارد و تراکم نسبی خاک های دانه ای



شکل ۲-۲۶ ارتباط بین زاویه اصطکاک داخلی و تراکم خاک های دانه ای

حفاری به روش دوارنی آبشویی به حفاری با اوگر با ساقه توخالی ترجیح داده می شود. در صورتی که از اوگر توخالی استفاده شود، ساقه توخالی اوگر باید به طور پیوسته با آب یا سیال حفاری تا ارتفاعی بالاتر از تراز آب اطراف پر شود در غیر اینصورت تراوش رو به داخل آب در کف گمانه می تواند خاک را شل نموده و باعث شود که مقادیر N بدست آمده به طور غیر معقولی کمتر از مقادیر واقعی باشد.

این تراوش درونی همچنین می تواند باعث فرسایش خاک به داخل ساقه اوگر شده و در صورتی که این خاک شسته با کف گمانه اشتباه گرفته شود می تواند منجر به بدست آمدن مقادیر N بالایی شود. توصیه می شود که قطر گمانه ۴ تا ۵ اینچ باشد. با کاهش قطر گمانه، احتمال افزایش مقاومت نفوذ وجود خواهد داشت. هنگام استفاده از حفاری دورانی، باید از سرتمه های با تخلیه جانبی استفاده شود زیرا تخلیه با فشار در سرتمه های با تخلیه رویه باعث دستخوردن شدن خاک در کف گمانه می شود.

نمونه گیر قاشقی باید دارای قطر خارجی ۲ اینچ و قطر داخلی ثابت $1\frac{3}{8}$ اینچ باشد. از آسترها تنها در نمونه گیرهای قاشقی اصلاح شده ای که قطر داخل آستر آنها اندازه ثابت $1\frac{3}{8}$ اینچ است استفاده میشود. اگر از یک نمونه گیر قاشقی اصلاح شده که دارای فضای موجود برای آستر است بدون آستر استفاده شود، مقادیر N معمولاً ۱۰ تا ۲۰ درصد کوچکتر خواهند بود.

میزان انرژی وارده بر نمونه گیر به ازاء هر سقوط چکش باید ۲۵۲۰ اینچ-پوند باشد که ۶۰ درصد مقدار حداکثر نظری است. میزان انرژی وارده به متغیرهایی از جمله نوع و وزن چکش، فاصله سقوط آزاد چکش، اندازه و طول میله های حفار، سفتی اتصالات، آب و هوا و اپراتور بستگی دارد.

اگر از لنگریند و طناب استفاده شود، انرژی همچنین بستگی خواهد داشت به شرایط و نوع طناب و تعداد دورهای پیچیده شدن طناب دور لنگریند. در صورت استفاده از چکش دستی، انرژی همچنین بستگی خواهد داشت به شرایط و نوع چکش. میزان انرژی وارده می تواند از ۳۰٪ تا ۹۵٪ مقدار حداکثر نظری متغیر باشد.

از آنجایی که مقادیر N نسبت عکس با انرژی وارده دارد، نسبت های انرژی ۳۰٪ تا ۹۵٪ می توانند باعث شوند که مقادیر N با یک ضریب ۳ یا بیشتر تغییر نمایند. چکش مکانیکی می تواند مقدار انرژی وارده یکنواخت تری را وارد نماید زیرا انرژی وارده از چکش ها می توانند در اثر خستگی فیزیکی حفار و کاهش ارتفاع سقوط، تعداد سقوط در هر دقیقه و دیگر متغیرها تغییر نمایند.

بنابراین توصیه می شود که انرژی وارده توسط یک دکل حفاری مشخص، در پروژه های مهم کالیبره شود. آهنگ تعداد سقوط یا تعداد دفعاتی که چکش به ازاء هر دقیقه سقوط می نماید می تواند بر مقدار N تاثیر بگذارد. در حین نفوذ نمونه گیر، احتمال ایجاد فشار منفذی منفی یا مثبت در خاک وجود دارد. آهنگ ضربات کند به فشار منفذی اضافی اجازه خواهد داد که در حد فاصل ضربات محو شوند. نتیجه کار اثر متفاوت تنش و در نتیجه مقادیر متفاوتی از N خواهد بود.

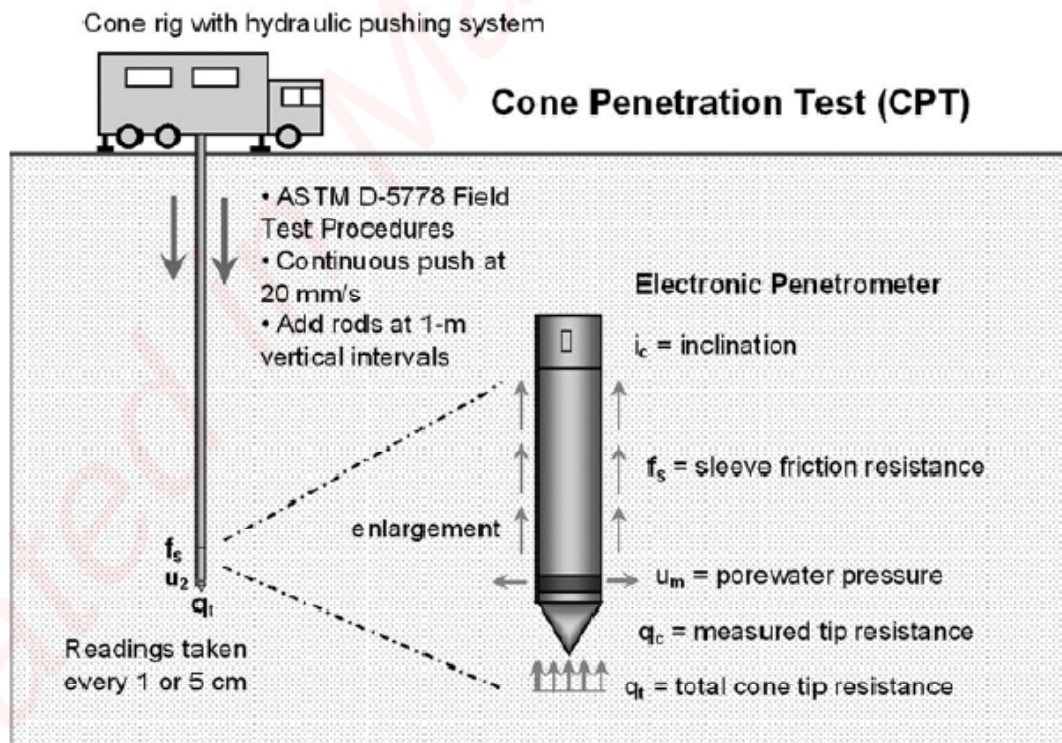
آهنگ سقوط ۳۰ تا ۴۰ ضربه در هر دقیقه توصیه می شود. حتی اگر این توصیه های اضافی نیز در آزمایش نفوذ استاندارد لحاظ شوند، نتایج بدست آمده تنها معیار و شاخص غیر مستقیمی از تراکم یا سختی خاک خواهند بود بنابراین مهندس باید در انجام آزمایش و تحلیل نتایج محتاط باشد.



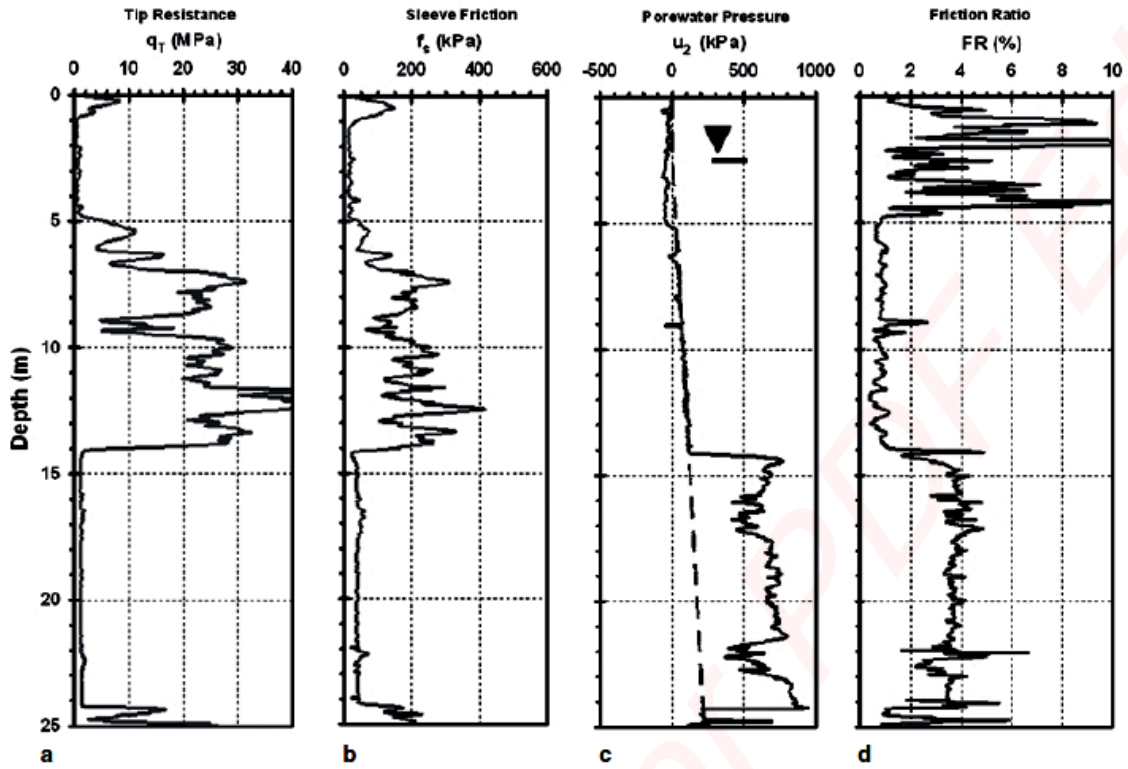
• آزمایش نفوذ مخروط، CPTu

اساس کار تست نفوذ مخروط (پنترومتر) این است که یک مخروط با قاعده انتهایی به مساحت 10cm^2 و زاویه راس 60° با سرعت یکنواخت 2cm/s در خاک فرو برده می شود. در حین فرو رفتن مخروط مقاومت نوک مخروط (q_c) و اصطکاک جدار غلاف (f_s) در هر 2.5cm اندازه گیری می شود. در نوع پیژوپنترومتر (CPTu) فشار آب منفذی اضافی حین فرورفتن نیز اندازه گیری می شود.

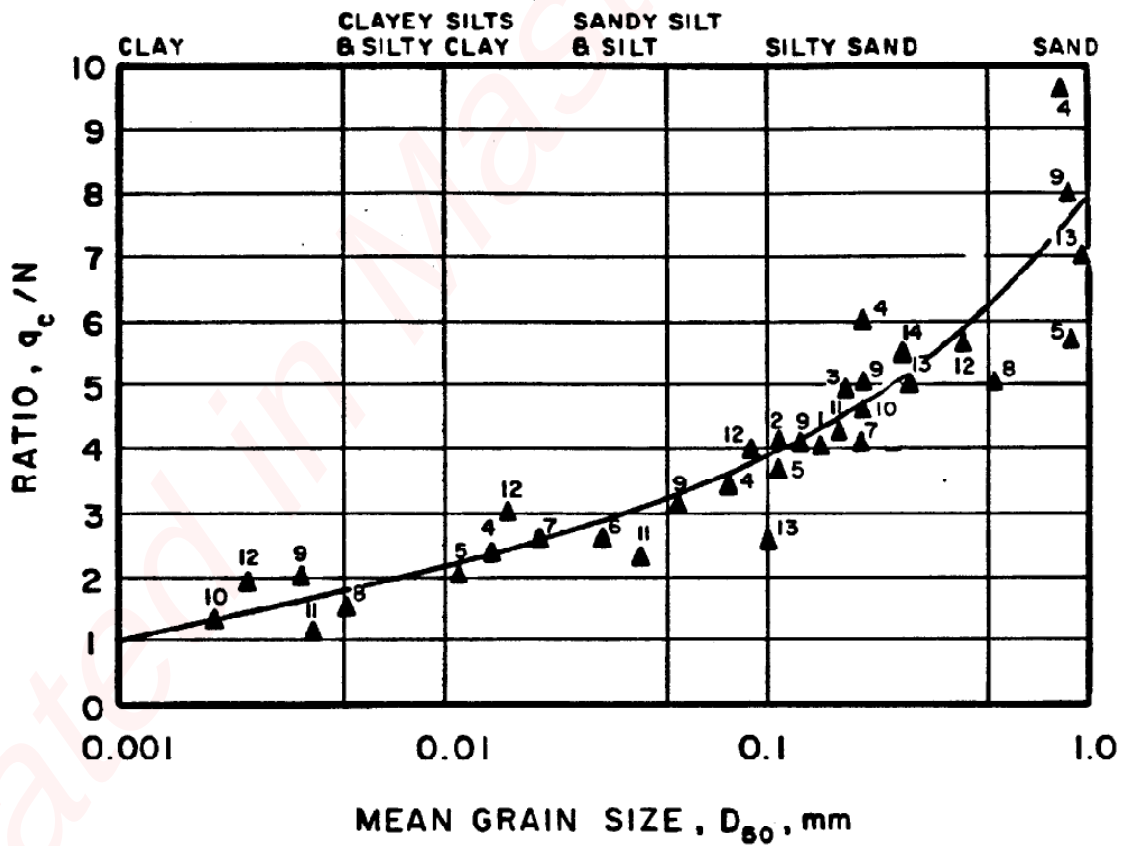
بر اساس تجهیزات متداول دو نوع CPT متداول است: مکانیکی و الکتریکی. پنترومتر مکانیکی به صورت تلسکوپی انجام شده و از دو غلاف میله ای تشکیل شده است. از مزایای این نوع، قیمت ارزان اولیه لوازم، تجهیزات و سادگی عملکرد آن است. از معایب آن سرعت اجرای کم بوده و در خاک های نرم کارایی لازم را ندارد و داده ها معمولاً در هر 20cm^2 اندازه گیری می شود. در پنترومتر الکتریکی بخش سنجش مقاومت کف و اصطکاک جدار در یک غلاف واقع شده اند. در مقایسه با نوع مکانیکی، این روش سرعت بیشتری دارد و رکورد پیوسته ای را بر حسب عمق تهیه می نماید. دقت و صحت بالای نتایج این روش و نیز تکرار پذیری آن از مزایای مهم دیگر CPT های الکتریکی هستند. علاوه بر مزایای فوق به قسمت انتهایی پنترومتر الکتریکی می توان سنسورهای دیگری مثل پیژومترهای سنجش فشار حفره ای، مقاومت الکتریکی، سنجش دما و امتداد یاب قائم متصل نمود. از معایب این نوع دستگاه قیمت بالای لوازم اولیه و نیز احتیاج به اپراتورهای مجرب و دارای مهارت الکترونیکی می باشد. شکل ۲-۲۷ تجهیزات مکانیکی و الکترونیکی و نیز نحوه اجرای CPT و شکل ۲-۲۸، یک نمونه نتایج حاصل از آن را نشان می دهد. هرچند CPT دارای دقت و پیوستگی بیشتری از SPT است ولی با توجه به سادگی و رواج SPT در سراسر جهان، محققان را بر آن داشت که رابطه ای بین نتایج این دو آزمایش برقرار نموده که در طراحی های ژئوتکنیکی استفاده شود. رابطه CPT و SPT بیشتر با نسبت q_c/N مشخص شده است. شکل ۲-۲۹ ارتباط بین داده CPT و SPT را نشان می دهد.



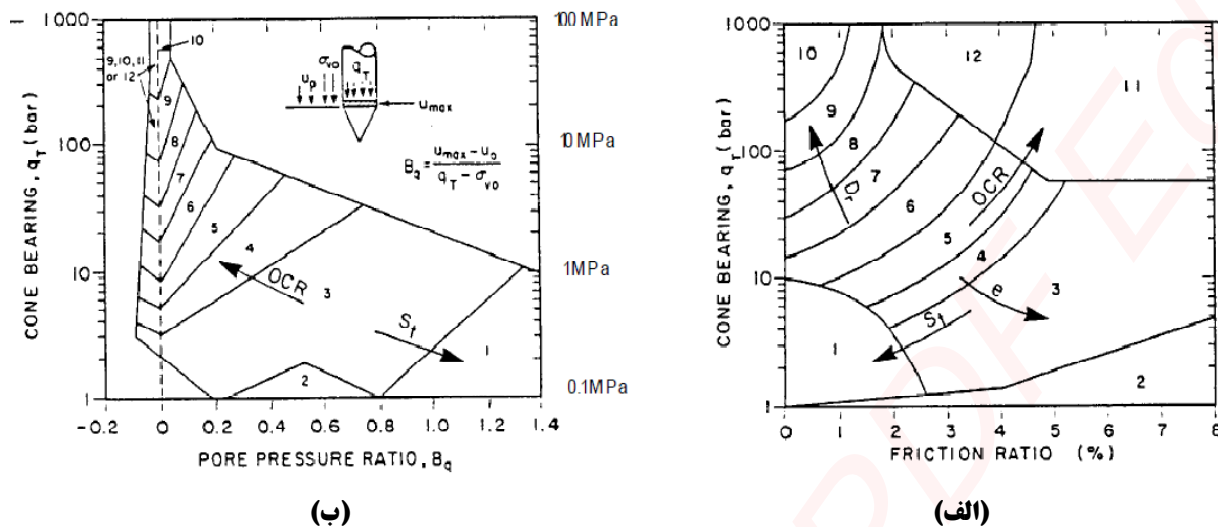
شکل ۲-۲۷ تجهیزات و روش انجام آزمایش CPT



شکل ۲-۲۸ نمونه ای از نتایج آزمایش CPTu

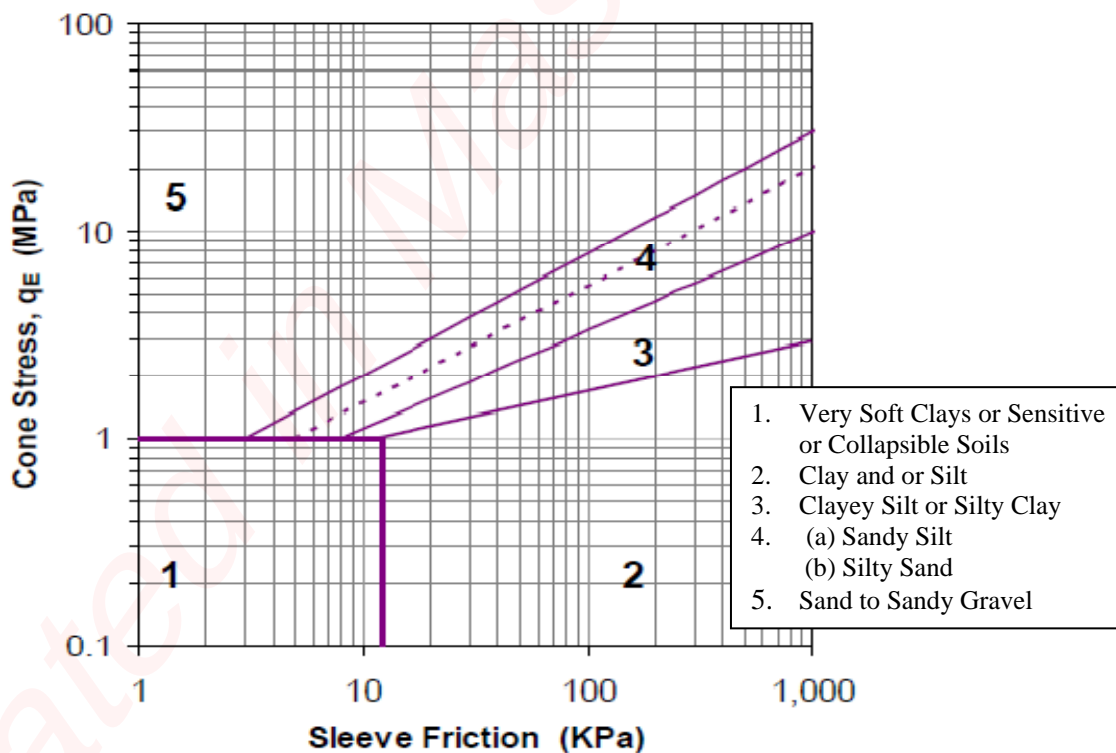


شکل ۲-۲۹ ارتباط بین نتایج SPT و CPT



- | | |
|--------------------------------|--|
| 1. Sensitive fine-grained soil | 7. Silty Sand to Sandy Silt |
| 2. Organic Soil | 8. Sand to Silty Sand |
| 3. Clay | 9. Sand |
| 4. Silty Clay or Clay | 10. Sand to Gravelly Sand |
| 5. Clayey Silt to Silty Clay | 11. Very Stiff fine-grained Soil |
| 6. Sandy Silt to Clayey Silt | 12. Overconsolidated or Cemented Sand to Clayey sand |

شکل ۲-۳۰ طبقه بندی خاک با استفاده از نتایج آزمایش CPTu (Campanella et al., 1983)



شکل ۲-۳۱ طبقه بندی خاک با استفاده از نتایج آزمایش CPTu به روش اسلامی و فلینیوس (۱۹۹۷)

از کاربردهای آزمایش CPT در مهندسی ژئوتکنیک می توان به تعیین پارامترهای مقاومت برشی و سختی خاک، طبقه بندی خاکها بر اساس رفتار، تعیین توان باربری پی های سطحی و عمیق و نیز ارزیابی در مقابل روانگرایی را نام برد. استفاده از داده های بدست آمده توسط آزمایش CPT و CPTu به علت پیوستگی و حجم زیاد رکوردها و داده ها مورد توجه محققان واقع شده و نمودارهای مختلفی جهت طبقه بندی رفتاری خاکها ارائه شده که ۲۰ روش توسط **Eslami and Fellenius (2004)** بررسی شده و در شکل های ۲-۳۰ و ۲-۳۱ دو مورد طبقه بندی و تفسیر خاک ها بر مبنای نتایج CPT ارائه شده است. همچنین برای اندازه گیری S_u از q_c و f_s ، روابط متعددی پیشنهاد شده است که دو نمونه از آن را در زیر داریم:

$$S_u = (q_c - \sigma_v) / N_k$$

که q_c مقاومت نوک حاصل از CPT، σ_v تنش قائم و N_k ضریب تجربی بقرار ۵ تا ۱۲ برای رس های عادی تحکیم و ۱۵ تا ۲۵ برای رس های پیش تحکیم است.

$$S_u = F_k f_s$$

f_s اصطکاک جداری حاصل از CPT و F_k ضریب تجربی بقرار ۰/۸ تا ۱ است.

• آزمایش برش پره ای یا برش وین VST

در این آزمایش، یک تیغه برش چهار پره با هندسه ای مشخص و استاندارد در خاک مورد نظر با اعمال یک لنگر چرخشی فرو برده می شود. با اندازه گیری لنگر پیچشی جهت برش و گسیختگی خاک و همچنین هندسه پره می توان مقاومت برشی خاک رسی را اندازه گیری نمود (شکل ۲-۳۲). این آزمایش هم به صورت صحرایی و هم به صورت آزمایشگاهی انجام می شود. این آزمایش به طور عمده در خاک های رسی استفاده می گردد و در خاک های دانه ای و متراکم کاربردی ندارد. از آنجا که انجام شدن آزمایش سریع بوده (حدود یک دقیقه تا وقوع گسیختگی) بنابراین جهت اندازه گیری مقاومت برشی زهکش نشده کاربرد دارد. بر اساس روابط تعادلی بین لنگر اعمال شده و مقاومت برشی خاک در اطراف، پره پس از گسیختگی مقاومت برشی زهکش نشده خاک، S_u به صورت زیر به دست می آید:

$$S_u = \frac{2T}{\pi D^3 \left(\frac{H}{D} + \frac{\alpha}{2} \right)}$$

S_u = مقاومت برشی زهکش نشده

T = حداکثر لنگر اعمال شده جهت گسیختگی خاک

H = ارتفاع پره

D = قطر پره

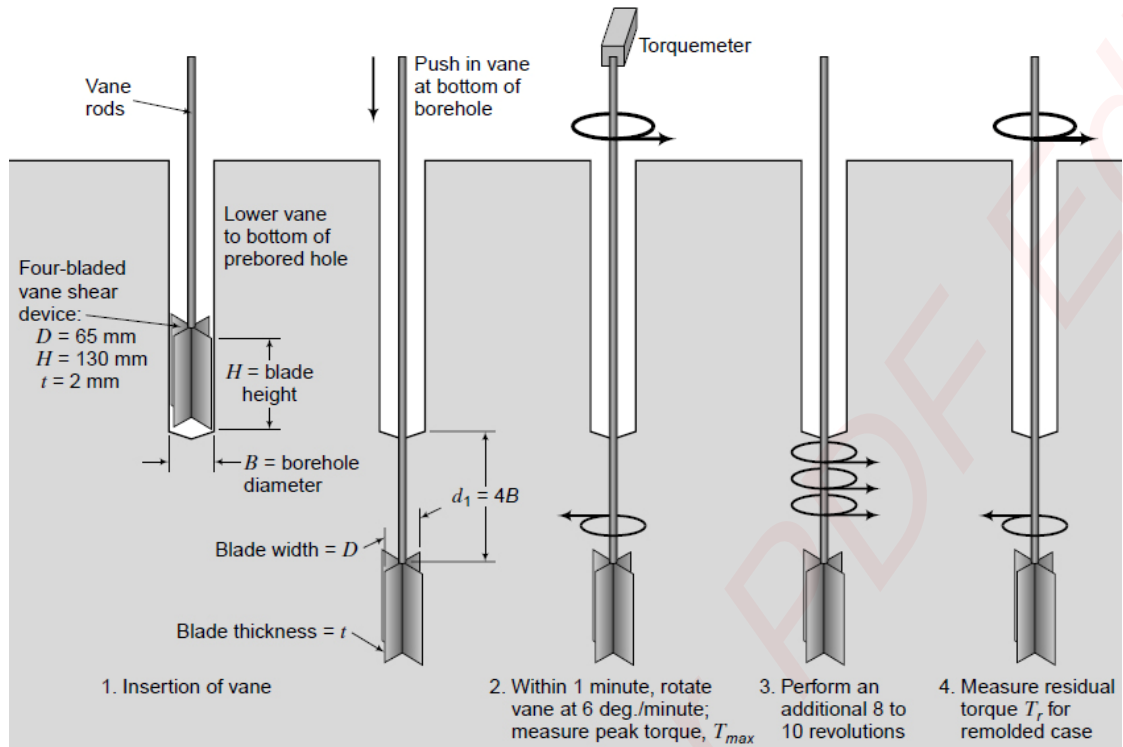
α = ضریبی که به توزیع مقاومت برشی وابسته و بر حسب عمق از ۰/۵ تا ۰/۶۶ متغیر است.

برای سیستم های معمول وین معمولاً نسبت ارتفاع به قطر ۲ بوده و توزیع مقاومت برشی نیز با عمق یکنواخت در نظر گرفته شده و بنابراین:

$$S_u = T / 3.66 D^3$$

در عمل تجربه شده است که مقادیر S_u به دست آمده توسط آزمایش برش پره دست بالا بوده و ضریب اصلاح کاهش به S_u اعمال شده که این ضریب به PI بستگی داشته و برای تغییرات PI در محدوده ۱۰ تا ۱۰۰ درصد مقادیر ضریب اصلاح به قرار ۱ تا ۰/۶ می باشد.

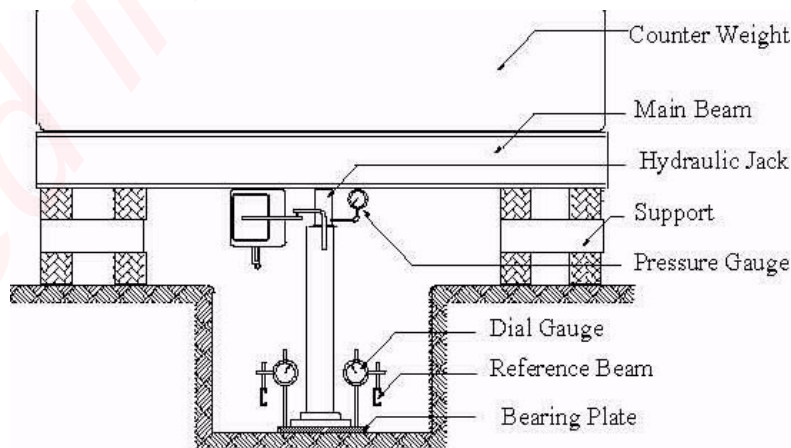




شکل ۲-۳۲ آزمایش برش پره

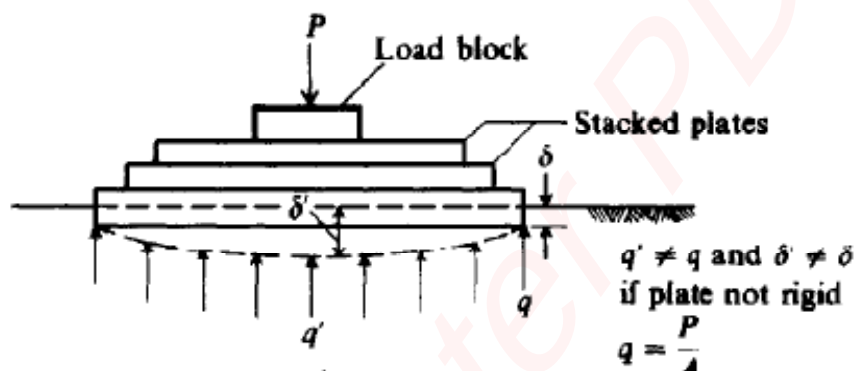
• آزمایش بارگذاری صفحه

با استفاده از آزمایش بارگذاری صفحه می توان به نحو موثری ظرفیت باربری نهایی و ظرفیت باربری مجاز بر مبنای ملاحظات نشست را تعیین کرد. برای انجام آزمایش بارگذاری صفحه، گودالی به قطر حداقل $4B$ ($B =$ قطر صفحه آزمایش) تا عمق D_f ($D_f =$ عمق مورد نظر برای شالوده) حفر شده و صفحه در مرکز سوراخ قرار داده می شود. سپس بار توسط جک با افزایش پله ای بر صفحه اعمال می گردد. گام بارگذاری مساوی یک چهارم تا یک پنجم بار نهایی تخمین زده می شود. در شکل ۲-۳۳ طرح شماتیک تمهیدات لازم برای آزمایش ارائه شده است. در هر گام بارگذاری، نشست شالوده توسط گیج اندازه گیری می شود. بار هر گام حداقل به مقدار ۱ ساعت حفظ می گردد. آزمایش بارگذاری صفحه تا لحظه گسیختگی و یا وقوع نشست ۲۵ میلیمتر ادامه پیدا می کند.



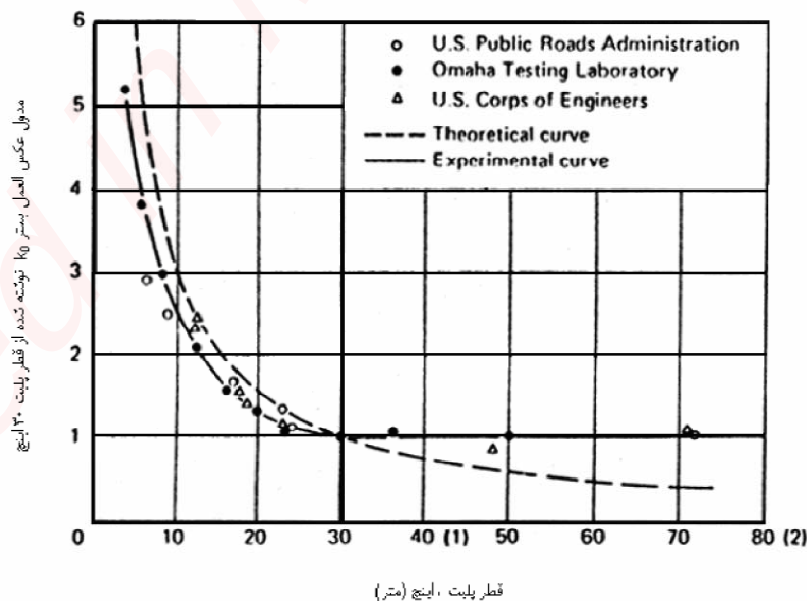
شکل ۲-۳۲ تجهیزات مورد نیاز آزمایش بارگذاری صفحه

ترجیحاً در مورد طراحی پی، این آزمایش در عمقی مساوی عمق استقرار پی انجام می پذیرد. در حقیقت در این آزمایش، صفحه بارگذاری شده مدل و نمونه ای از فونداسیون واقعی می باشد. این آزمایش هم در سطح زمین و هم در عمق خاک (مثلاً در چاهک آزمایشی) انجام می پذیرد. در آزمایش بارگذاری صفحه، نحوه آزمایش و ابعاد صفحه بکار رفته در تعیین مقدار k_s تاثیر بسزایی دارد. آزمایش های صحرائی جهت تعیین ضریب عکس العمل بستر عموماً با صفحات نسبتاً صلبی که دارای قطری در محدوده ۱۲ تا ۳۰ اینچ (۳ تا ۰.۸ متر) هستند انجام می شود. انجام آزمایش بارگذاری با صفحات بزرگتر کار ساده ای نیست. حتی اگر صفحات کوچکی به قطر ۴۵۰، ۶۰۰ یا ۷۵۰ میلیمتر مورد استفاده قرار بگیرند، نشست یکنواخت در تمام بخشهای صفحه و تعیین مقدار آن بستگی به صلبیت کافی صفحه خواهد داشت که با بزرگتر شدن ابعاد صفحه، رسیدن به صلبیت کافی، بعلاوه لزوم افزایش ضخامت صفحه بارگذاری، مشکل تر خواهد شد. در چنین حالتی برای تامین صلبیت معمولاً از چند صفحه هم مرکز که قطر آنها از پائین به بالا کاهش می یابد استفاده می شود (شکل ۲-۳۳).



شکل ۲-۳۳ آزمایش بارگذاری صفحه (Bowles, 1996)

مشکل دیگری که در مورد صفحات بزرگ وجود دارد این است که در این مورد تامین بار مورد نیاز برای ایجاد تنش ها و نشست های کافی، کار بسیار مشکل و پرهزینه ای خواهد بود. البته Scott (1980) می گوید: براساس تجربیات قبلی، استفاده از صفحاتی با قطر بیش از ۳۰ اینچ (۰.۸ متر)، برای خاک های یکنواخت، تغییرات کمی در مقدار k_s نشان می دهد (شکل ۲-۳۴).

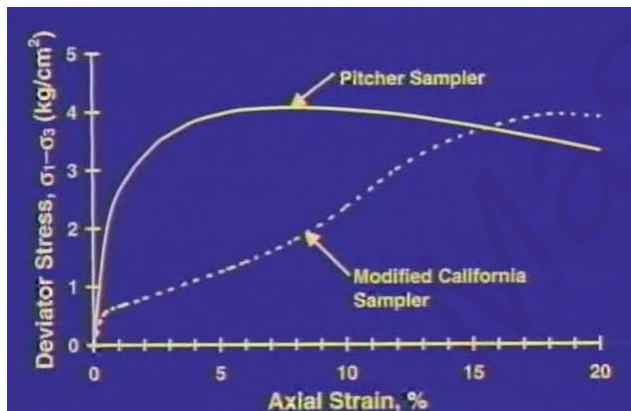


شکل ۲-۳۴ تغییرات ضریب عکس العمل بستر خاک نسبت به قطر صفحه (Scott, 1980)

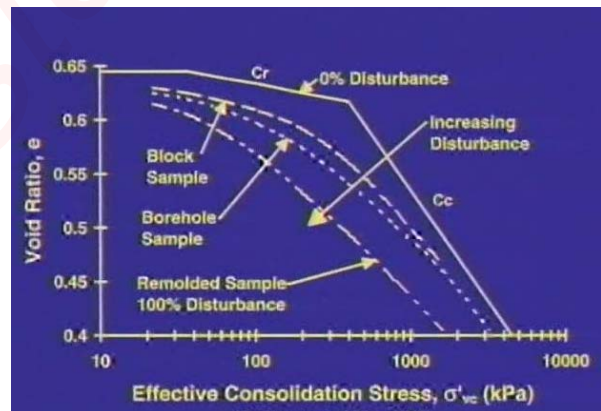
از آنجا که ضریب عکس العمل بستر تابع ابعاد ناحیه بارگذاری شده است، بنابراین جهت تخمین مقدار ضریب عکس العمل بستر براساس نتایج تست بارگذاری صفحه، لازم است که مقدار این ضریب برای یک صفحه مربع ای یا دایره ای به قطر ۱ فوت (۰/۳ متر) تعیین شود. سپس با استفاده از روابط مقایسه‌ای، نتایج برای پی های با اندازه واقعی تعمیم داده شود (Terzaghi, 1955).

۷-۲ | تاثیر دستخوردگی نمونه ها:

با توجه به توصیف هر یک از روش های نمونه گیری، واضح است که تمام نمونه ها متحمل دستخوردگی می شوند. شکل ۲-۳۵ الف نتایج سه آزمون تحکیم در روی رس با درجه پیش تحکیمی بالا را نشان می دهد. یک نمونه استخراج شده از بلوک، یک نمونه بدست آمده از گمانه و یک نمونه بازسازی شده. در این شکل همچنین منحنی ایده آل درجا یا منحنی دستخوردگی صفر که با استفاده از روش اشمرتمان تصحیح شده نیز نشان داده شده است. مطابق این شکل، افزایش میزان دستخوردگی نمونه، به طور فزاینده ای تخمین قابلیت فشرددگی خاک های رسی را دشوار می سازد. شکل ۲-۳۵ ب رفتار تنش کرنش دو نمونه یکسان از رس بسیار سفت اوکلند کالیفرنیا را نشان می دهد. یکی با استفاده از نمونه گیر پیچر و دیگری با استفاده از نمونه گیر قاشقی اصلاح شده کالیفرنیا بدست آمده است. دستخوردگی شدید ایجاد شده توسط نمونه گیر قاشقی توسط رفتار تنش کرنش نرم شده و به میزان زیادی تغییر شکل یافته در مقابل رفتار طبیعی تر نمونه بدست آمده از نمونه گیر پیچر نمایش داده شده است. مهمتر از آن باید آگاه بود که نمونه گیر پیچر هم باعث دستخوردگی در نمونه شده و سختی آن احتمالاً به میزان قابل ملاحظه ای کمتر از سختی در جای خاک است.



(ب)



(الف)

شکل ۲-۳۵ تاثیر دستخوردگی نمونه ها بر نتایج آزمایشگاهی

دستخوردگی در خاک تنها در حین فرآیند نمونه برداری رخ نمی دهد. دستخوردگی بیشتر در اثر تغییرات اجتناب ناپذیر در تنش های محصور کننده خاک، در حین انتقال نمونه ها به آزمایشگاه یا در حین نگهداری در آزمایشگاه مخصوصاً اگر تغییرات درصد رطوبت و حرارت قابل توجه بوده و یا زنگزدگی لوله آزمایش به وقوع می پیوندد. در حین خارج کردن نمونه از داخل لوله قبل از آزمایش و حین جابجایی و قراردادن نمونه در داخل دستگاه جهت آزمایش. به طور کلی هرچه کیفیت نمونه بهتر باشد هزینه و زمان مورد نیاز جهت استخراج نمونه بیشتر خواهد بود. در بعضی مقاصد همانند طراحی فونداسیون یک سازه سبک در رس سخت، هزینه تهیه نمونه با کیفیت ممکن است توجیهی نداشته باشد. از طرف دیگر هنگامی که جهت تخمین نشست یا پایداری یک سازه خاکریز، نیاز به تراکم پذیری یا مقاومت برشی رس نرم داشته باشیم، حتی بهترین نمونه ها هم کافی نخواهند بود. بنابراین لازم است که کیفیت نمونه ها مخصوصاً در رس ها و سیلت های نرم به صورت کمی تعیین شوند.



۱. مهندسی پی، طراحی و اجرا، تالیف: دکتر ابوالفضل اسلامی، نشریه شماره ک-۴۳۷ چاپ اول، ۱۳۸۵.
۲. اصول مهندسی ژئوتکنیک، جلد دوم، تالیف: برآجا ام. داس، ترجمه شاپور طاحونی، چاپ هفتم بهار ۱۳۸۲.
۳. بررسی اثر ابعاد پی بر تعیین ضریب عکس العمل بستر، صدرالله تورانی سماء، پایان نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه گیلان ۱۳۸۸.

4. DeJong, J.T. and Boulanger, R.W. (2000) "Introduction to Drilling and Sampling in Geotechnical Practice", Educational Video, 2nd Edition, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Davis, 35 min.
5. Geotechnical and foundation Engineering, Module 1, Subsurface investigation., US Federal Highway., Publication No. FHWA HI-97-021., November 1997.
6. Look, Burt., "Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables"., 2007.
7. Spang, W., "In Situ Testing Technology For Foundation And Earthquake Engineering"., AGRA Earth & Environmental, Inc.



۱-۳ | مقدمه

در طی پنجاه سال گذشته تئوری های ظرفیت باربری متعددی برای تخمین ظرفیت باربری نهایی فونداسیون های سطحی پیشنهاد شده است. در این فصل بعضی از نتایج مهم توسعه یافته تا به امروز به طور مختصر مورد بحث قرار می گیرند. همچنین فرض می شود که خاک زیر فونداسیون تا عمق بسیار زیادی امتداد یافته و فونداسیون در معرض بار قائمی قرار دارد که بر مرکز سطح آن وارد شده و هیچ گونه خروج از مرکزیتی ایجاد نمی نماید. ترزاقی^۱ فونداسیون های سطحی را فونداسیونی تعریف نمود که عمق استقرار آن یا همان D_f کوچکتر یا مساوی عرض آن B باشد ($D_f/B \leq 1$). البته تحقیقات بعدی نشان دادند که نسبت D_f/B در فونداسیون های سطحی می تواند به بزرگی ۳ تا ۴ باشد.

۲-۳ | انواع گسیختگی های خاک در بار نهایی

بسته به عوامل متعددی که مهمترین آنها تراکم یا سفتی و عمق استقرار فونداسیون هستند، سه نوع گسیختگی برشی در خاک فونداسیون می تواند رخ دهد که عبارتند از:

۱. گسیختگی برشی کلی^۲
۲. گسیختگی برشی موضعی^۳
۳. گسیختگی برشی سوراخ کننده^۴

آشنایی با طبیعت گسیختگی برشی خاک فونداسیون برای ما دارای اهمیت زیادی است زیرا بسته به وضعیت و نوع گسیختگی برشی خاک، روابط مورد استفاده برای تخمین ظرفیت باربری خاک متفاوت خواهد بود. در این بخش هر یک از این نوع گسیختگی ها را مورد بررسی قرار می دهیم.

۳-۲-الف: گسیختگی برشی کلی

شکل ۳-۱-الف فونداسیونی سطحی با عرض B را نشان می دهد که در عمق D_f نسبت به سطح زمین بر روی ماسه متراکم (یا خاک رسی سخت) قرار گرفته است. اگر این فونداسیون در معرض بار Q که به تدریج افزایش می یابد قرار گیرد، بار واحد سطح $q = Q/A$ (که A برابر مساحت فونداسیون می باشد) افزایش یافته و فونداسیون متحمل نشست های بیشتری خواهد شد. اگر در نشست برابر با $S = S_{II}$ مقدار بار q برابر q_{II} گردد خاک زیر فونداسیون دچار گسیختگی برشی نهایی خواهد شد. سطح گسیختگی خاک در شکل ۳-۱-الف و دیاگرام q در برابر S در شکل ۳-۱-ب نشان داده شده است. این نوع

¹ Karl Von Terzaghi (1883-1963)

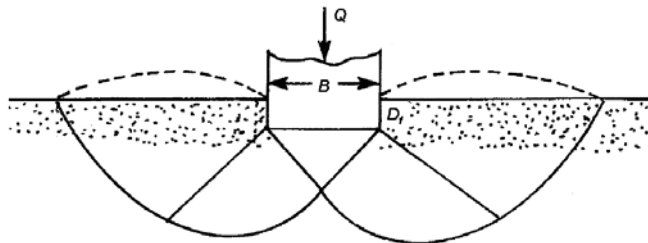
² General shear failure

³ Local shear failure

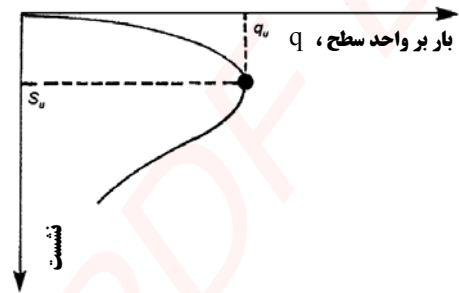
⁴ Punching shear failure



گسیختگی، گسیختگی برشی کلی و q_u ظرفیت باربری نهایی^۱ نامیده می شود. توجه شود که در این نوع گسیختگی، مقدار حداکثر (پیک) $q = q_u$ را به طور واضح در دیاگرام بار - نشست می توان مشاهده نمود. در شکل ۳-۴ نیز گسیختگی برشی کلی که در عمل در زیر یک سیلو به وقوع پیوسته است را مشاهده می نمایید.

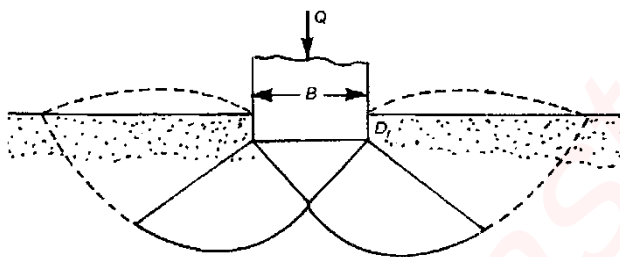


(الف)

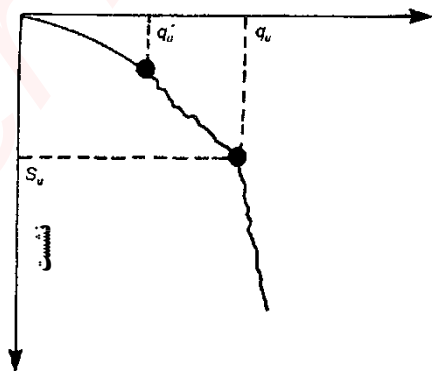


(ب)

شکل ۳-۱ گسیختگی برشی کلی در خاک

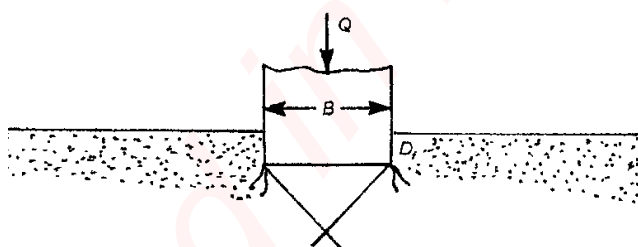


(الف)

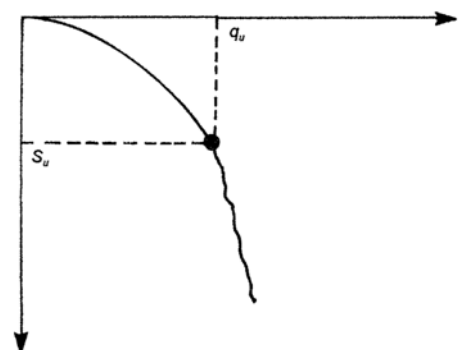


(ب)

شکل ۳-۲ گسیختگی برشی موضعی در خاک



(الف)



(ب)

شکل ۳-۳ گسیختگی برشی سوراخ کننده در خاک

^۱ Ultimate bearing capacity





شکل ۳-۴ گسیختگی برشی عمومی

بعضی از مشخصه های گسیختگی برشی عمومی فونداسیون عبارتند از:

- یک سطح گسیختگی ممتد و مشخص بین لبه فونداسیون و سطح زمین تشکیل می شود.
- خاک های متراکم و سفت (صفت متراکم معمولاً برای خاک های دانه ای و سفت برای خاک های ریزدانه به کار گرفته می شود) که تراکم پذیری کمی دارند متحمل این گونه گسیختگی می شوند.
- برآمدگی (تورم) ناشی از توده خاک برش خورده در مجاورت فونداسیون قابل مشاهده است.
- گسیختگی با کج شدن فونداسیون همراه است.
- گسیختگی ناگهانی و فاجعه بار است.
- ابتدا در لبه فونداسیون حالت تعادل پلاستیک به وقوع پیوسته و به تدریج به سمت پایین و بیرون گسترش می یابد.
- در خاک های با زاویه اصطکاک داخلی بالا ($\phi > 36^\circ$) و عدد نفوذ استاندارد بزرگ ($N > 30$) و تراکم نسبی بزرگ ($D_r > 70\%$) گسیختگی برشی کلی در کرنش های کوچک ($< 5\%$) رخ می دهد.
- مقدار حداکثر (پیک) در روی منحنی فشار-نشست ($q-s$) به راحتی قابل مشاهده است.

۳-۲-ب: گسیختگی برشی موضعی

اگر فونداسیون نشان داده شده در شکل ۳-۱-الف بر روی لایه ای ماسه ای با تراکم متوسط یا خاک رسی با قوام متوسط قرار گرفته باشد (شکل ۳-۲-الف) دیاگرام q در برابر S مشابه شکل ۳-۲-ب خواهد بود. توجه شود که مقدار q به همراه نشست تا مقدار $q = q_u$ افزایش می یابد که این بار، بار گسیختگی اولیه^۱ نامیده می شود. در این زمان سطح گسیختگی توسعه یافته، مشابه سطح نشان داده شده توسط خطوط ممتد در شکل ۳-۲-الف خواهد بود. اگر بار فونداسیون باز هم افزایش یابد، شیب دیاگرام بار - نشست تند تر و نامنظم تر شده و به تدریج سطح گسیختگی خاک به سمت بیرون و بالا (که در شکل ۳-۲-ب با خط چین نشان داده شده است) پیشرفت می نماید. هنگامی که q برابر با q_u می شود (ظرفیت باربری نهایی) سطح گسیختگی به سطح زمین می رسد. پس از این بار، دیاگرام q در برابر S تقریباً شکل خطی به خود می - گیرد و بار حداکثر هرگز مشاهده نمی شود. این نوع گسیختگی ظرفیت باربری، گسیختگی برشی موضعی نامیده می شود.

^۱ First failure load

بعضی از مشخصه های گسیختگی برشی موضعی عبارتند از:

- فشردگی قابل ملاحظه در زیر فونداسیون و توسعه جزئی تعادل پلاستیک قابل مشاهده است.
- گسیختگی ناگهانی نبوده و فونداسیون کج نمی شود.
- سطح گسیختگی به سطح زمین نمی رسد و تورم اندکی در خاک اطراف فونداسیون مشاهده می شود.
- سطح گسیختگی به خوبی قابل تشخیص نیست.
- گسیختگی با نشست زیاد همراه است.
- در روی منحنی فشار-نشست ($q-s$) مقدار حداکثر وجود ندارد.
- در خاک های با زاویه اصطکاک داخلی متوسط ($\phi < 28^\circ$) و عدد نفوذ استاندارد کم ($N < 25$) و تراکم نسبی پایین ($D_r > 20\%$) گسیختگی برشی کلی در کرنش های نسبتاً بزرگ (20% تا 10%) رخ می دهد.

۳-۲-پ: گسیختگی برشی سوراخ کننده

شکل ۲-۳ الف همان فونداسیون را بر روی ماسه شل یا خاک رسی نرم نشان می دهد. در این حالت، دیاگرام بار-نشست مشابه شکل ۲-۳ ب خواهد بود و مقدار حداکثر بار بر واحد سطح، q هرگز مشاهده نمی شود. ظرفیت باربری نهایی q_u به عنوان نقطه ای تعریف می شود که در آن نسبت $\Delta S/\Delta q$ بیشترین مقدار را اختیار نموده و پس از آن ثابت می ماند. این نوع گسیختگی خاک، گسیختگی برشی سوراخ کننده نامیده می شود. در این حالت سطح گسیختگی هرگز تا سطح زمین امتداد نمی یابد.

بعضی از مشخصه های گسیختگی برشی سوراخ کننده عبارتند از:

- این نوع گسیختگی در خاک های با تراکم پذیری بالا رخ می دهد.
 - تورم خاک در اطراف فونداسیون وجود ندارد.
 - گسیختگی با نشست بسیار زیاد همراه است.
 - در منحنی $q-s$ ، نشست پیوسته بدون افزایش در میزان فشار q رخ می دهد.
- تفاوت های پایه بین گسیختگی برشی عمومی و گسیختگی برشی سوراخ کننده و موضعی در جدول ۳-۱ فهرست شده اند.

جدول ۳-۱ تفاوت بین گسیختگی برشی عمومی و سوراخ کننده

گسیختگی موضعی و سوراخ کننده	گسیختگی برشی عمومی
در خاک های شل و نرم رخ می دهد	در خاک های متراکم و سفت رخ می دهد
$\phi > 28^\circ, N < 5, D_r < 20\%, C_u < 50\text{kPa}$	$\phi > 36^\circ, N > 30, D_r > 70\%, C_u > 100\text{kPa}$
در کرنش های بزرگ ایجاد می شود ($> 20\%$)	در کرنش های کوچک ایجاد می شود ($< 5\%$)
در منحنی $q-s$ مقدار حداکثر وجود ندارد	مقدار حداکثر در منحنی $q-s$ وجود دارد
در همسایگی فونداسیون خاک متروم شده و بالآمدگی مشاهده نمی شود.	در همسایگی فونداسیون خاک متورم می شود.
محدوده گسترش دستخوردگی در سطح زمین بسیار کوچک است.	محدوده گسترش دستخوردگی در سطح زمین وسیع است.
در شالوده های عمیق مشاهده می شود.	در شالوده های سطح مشاهده می شود.
نشست قابل ملاحظه ای ایجاد می شود.	نشست کم وجود دارد ولی فونداسیون کج می شود.



طبیعت گسیختگی خاک در بار نهایی تابعی از عوامل متعددی از جمله مقاومت و تراکم پذیری نسبی خاک، نسبت عمق (D_f) به عرض فونداسیون (B) و نسبت عرض به طول (B/L) فونداسیون می باشد. این مسئله به طور صریح توسط وسیک که آزمایش های گسترده ای بر روی مدل های آزمایشگاهی در ماسه به انجام رسانده، توضیح داده شده است. خلاصه ای از یافته های وسیک با اندکی تفاوت در شکل ۳-۵ نشان داده شده است. در این شکل D_f تراکم نسبی ماسه بوده و شعاع هیدرولیکی فونداسیون R به صورت زیر تعریف می شود:

$$R = \frac{A}{P} \quad (۱-۳)$$

پارامترهای این رابطه عبارتند از:

$$A = \text{مساحت فونداسیون} = B \times L$$

$$P = \text{محیط فونداسیون} = 2(B+L)$$

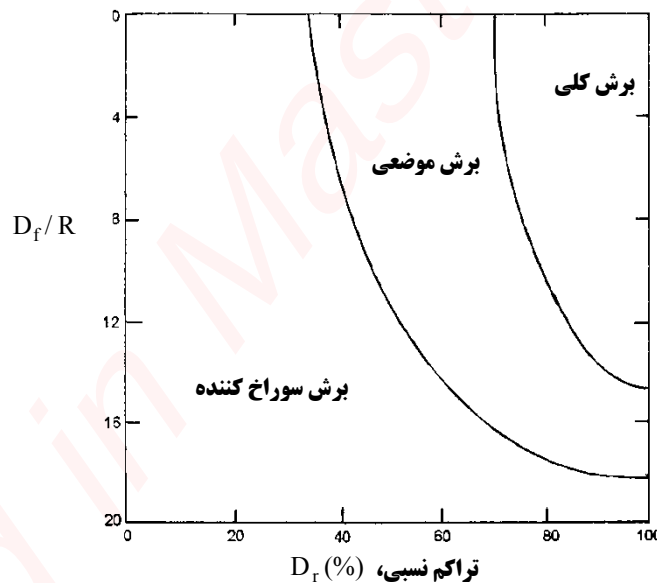
بنابراین ،

$$R = \frac{BL}{2(B+L)} \quad (۲-۳)$$

در یک فونداسیون مربع شکل داریم $B=L$ ، بنابراین:

$$R = \frac{B}{4} \quad (۳-۳)$$

با توجه به شکل ۲-۵ می توان مشاهده نمود که زمانی که تقریباً $D_f/R \geq 18$ ، گسیختگی برشی سوراخ کننده در تمام موارد بدون توجه به تراکم نسبی ماسه رخ خواهد داد.



شکل ۳-۵ طبیعت گسیختگی در خاک با توجه به تراکم نسبی ماسه (D_r) و نسبت D_f/R

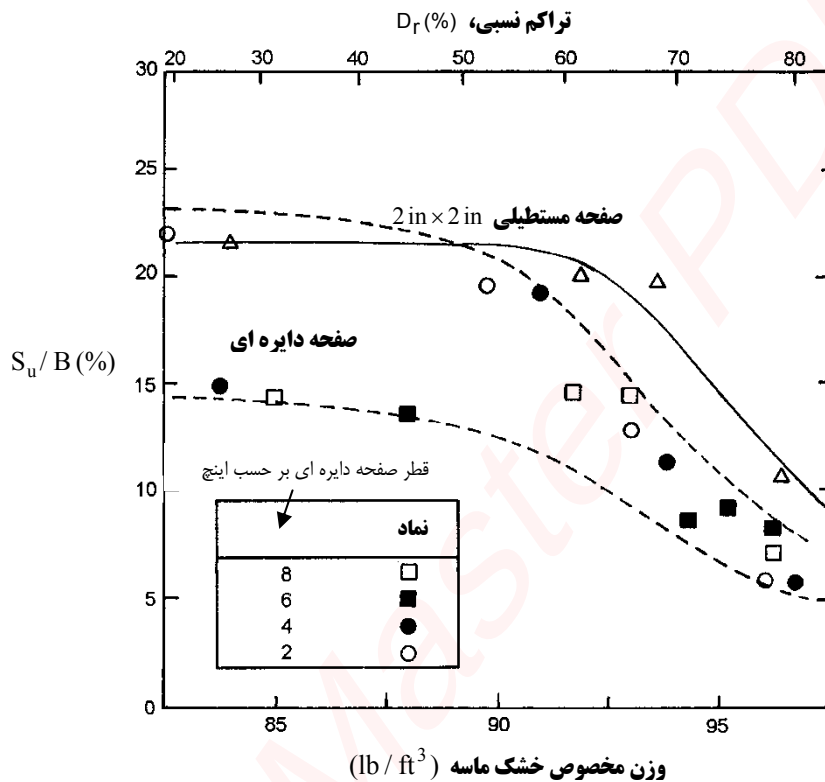
۳-۳ نشست در بار نهایی

میزان نشست فونداسیون در بار نهایی S_u ، کاملاً متغییر بوده و به عوامل متعددی بستگی دارد. با استفاده از نتایج آزمایشات انجام یافته بر روی مدل های آزمایشگاهی فونداسیون های سطحی ($D_f/B=0$) در خاک ماسه ای که توسط وسیک ارائه شده و در قالب شکل ۳-۶ نمایش داده شده اند، می توان درک بهتری از این مسئله داشت. با توجه به این شکل می توان مشاهده نمود که برای یک فونداسیون مشخص، کاهش تراکم نسبی ماسه باعث افزایش نشست در بار نهایی می گردد.



بر مبنای نتایج آزمایشات آزمایشگاهی و محلی، محدوده تقریبی مقادیر S_u در انواع مختلف خاک ها در جدول زیر ارائه شده است.

$\frac{S_u}{B}$ (%)	$\frac{D_f}{B}$	خاک
۱۲ تا ۱۵	صفر	ماسه
۲۸ تا ۳۵	بزرگ	ماسه
۸ تا ۱۴	صفر	رس
۲۰ تا ۲۵	بزرگ	رس



شکل ۳-۶ تغییرات S_u/B برای فونداسیون سطحی در روی ماسه (وسیک)

۴-۳ | نظریه ظرفیت باربری ترزاقی

در سال ۱۹۲۱ پراندل نتایج مطالعات خود را در ارتباط با نفوذ یک جسم صلب در داخل یک مصالح نرمتر منتشر ساخت. ترزاقی در سال ۱۹۴۸ تئوری گسیختگی خمیری پراندل را توسعه داده و نظریه معروفی برای محاسبه ظرفیت باربری نهایی یک فونداسیون نواری صلب با سطح زیر بر روی خاک همگن که تا عمق بسیار زیاد امتداد می یابد پیشنهاد نمود که تا به امروز مقبولیت بسیاری یافته است. همانطور که بیان شد، ترزاقی فونداسیون سطحی را فونداسیونی تعریف نمود که عمق استقرار آن D_f برابر یا کوچکتر از عرض آن B باشد. سطح گسیختگی در خاک تحت بار نهایی (یعنی q_u)، در واحد سطح فونداسیون) چنانکه در این روش توسط ترزاقی فرض شده در شکل ۳-۷ نشان داده شده است. با مراجعه به شکل ۳-۷ نواحی گسیختگی خاک زیر فونداسیون را می توان به سه ناحیه اصلی تقسیم نمود که عبارتند از:

۱. ناحیه abc. ناحیه مثلثی الاستیک بلافاصله در زیر فونداسیون. زاویه وجوه ac و bc گوه با افق برابر است با $\alpha = \phi$ (زاویه اصطکاک خاک).
۲. ناحیه bcf. این ناحیه، ناحیه برشی شعاعی پرناتل نامیده می شود.
۳. ناحیه bfg. این ناحیه، ناحیه مقاوم (پاسیو) رانکین نام دارد. سطوح لغزش در این ناحیه زوایای $(\phi - \frac{1}{2}) \pm$ با افق می سازد.

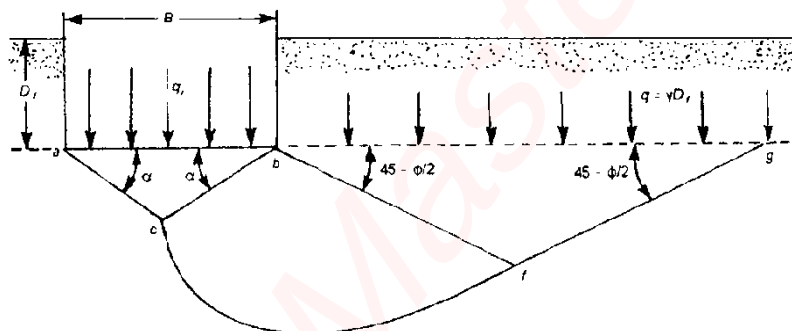
توجه نمایید که ناحیه برشی شعاعی پرناتل و ناحیه مقاوم رانکین در سمت چپ ناحیه الاستیک مثلثی abc نیز وجود دارد ولی در شکل ۷-۳ نشان داده نشده است. خط cf کمان اسپیرال لگاریتمی است که توسط رابطه زیر تعریف می شود:

$$r = r_0 e^{\theta \tan \phi} \quad (۴-۳)$$

خطوط bf و fg خطوطی مستقیم می باشند. خط fg در واقع تا سطح زمین امتداد می یابد ولی ترازقی فرض نمود که خاک قرار گرفته در بالای تراز کف فونداسیون را می توان با سرباری به بزرگی $q = \gamma D_f$ جایگزین نمود.

با استفاده از اصول تعادل، ترازقی بار نهایی واحد سطح فونداسیون نواری (یعنی همان ظرفیت باربری نهایی q_u) برای خاکی با چسبندگی، اصطکاک و وزن مشخص را به صورت زیر پیشنهاد نمود:

$$q_u = cN_c + qN_q + \frac{1}{2} \gamma BN_\gamma \quad (۵-۳)$$



خاک

- γ وزن مخصوص
- c چسبندگی
- ϕ زاویه اصطکاک

شکل ۷-۳ سطح کسینتی در بار نهایی در فونداسیون نواری صلب زیر چنانکه توسط ترازقی فرض شده است

که در رابطه فوق N_c ، N_q و $N_\gamma =$ ضرایب ظرفیت باربری هستند و

$$N_q = \frac{e^{2\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)\tan\phi}}{2 \cos^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)} \quad (۶-۳)$$

$$N_c = \cot \phi (N_q - 1) \quad (۷-۳)$$

$$N_\gamma = \frac{1}{2} K_p \gamma \tan^2 \phi - \frac{\tan \phi}{2} \quad (۸-۳)$$

به طور نظری هنگامی که نسبت B/L برابر صفر است (یعنی هنگامی که $L = \infty$) خاک زیر فونداسیون حالت کرنش مسطح خواهد داشت ولی در اکثر موارد عملی هنگامی که $L/B > 5$ باشد، تئوری کرنش مسطح نتایج نسبتاً خوبی به دست می دهد.



آشنایی با فرضیات به کار رفته در هر یک از نظریه های ظرفیت باربری برای ما دارای اهمیت است زیرا در عمل باید با محدودیت های هر رابطه آشنا باشیم تا با توجه به شرایط موجود و قضاوت مهندسی از مناسب ترین رابطه استفاده نماییم. بعضی از فرضیات به کار رفته در نظریه ظرفیت باربری ترازقی عبارتند از:



فرضیات نظریه ظرفیت باربری ترازقی:

- خاک همگن و همسانگرد و متراکم است (گسیختگی از نوع برشی عمومی است)
- مقاومت برشی خاک توسط معیار موهر کولمب بیان می شود.
- فونداسیون نواری بوده و دارای سطح زیر است. به عبارت دیگر مسئله از نوع دو بعدی بوده و حالت کرنش صفحه ای وجود دارد.
- ناحیه مثلثی الاستیک دارای وجوه صاف بوده که زاویه ϕ نسبت به افق می سازد.
- خاک بالای تراز کف فونداسیون با سرباری به بزرگی $q = \gamma D_f$ جایگزین شده و از مقاومت برشی خاک در این سطح صرف نظر شده است.
- روش برهمنهی معتبر است.
- تراز آب زیرزمینی وجود ندارد.
- بار به صورت قائم و بر مرکز سطح فونداسیون وارد می شود (خروج از مرکزیت وجود ندارد).
- فونداسیون و زمین افقی هستند.
- تعادل حدی به طور همزمان در تمام نقاط خاک به جود می آید به عبارت دیگر مقاومت برشی کامل در یک زمان در تمام نقاط بوجود می آید.
- فشار مقاوم (پاسیو) سه مولفه دارد: P_{pc} ایجاد شده در اثر چسبندگی، P_{pq} ایجاد شده در اثر سربار و P_{py} ایجاد شده در اثر وزن ناحیه برشی.

تغییرات ضرایب ظرفیت باربری با زاویه اصطکاک خاک ϕ که توسط معادلات (۲-۶)، (۲-۷) و (۲-۸) بیان شدند در جدول ۲-۲ ارائه شده است. مقادیر مربوط به N_γ توسط کومبوژکار بدست آمده اند.

جدول ۲-۲ ضرایب ظرفیت باربری ترازقی

ϕ	N_c	N_q	N_γ	ϕ	N_c	N_q	N_γ	ϕ	N_c	N_q	N_γ
0	5.70	1.00	0.00	17	14.60	5.45	2.18	34	52.64	36.50	38.04
1	6.00	1.10	0.01	18	15.12	6.04	2.59	35	57.75	41.44	45.41
2	6.30	1.22	0.04	19	16.57	6.70	3.07	36	63.53	47.16	54.36
3	6.62	1.35	0.06	20	17.69	7.44	3.64	37	70.01	53.80	65.27
4	6.97	1.49	0.10	21	18.92	8.26	4.31	38	77.50	61.55	78.61
5	7.34	1.64	0.14	22	20.27	9.19	5.09	39	85.97	70.61	95.03
6	7.73	1.81	0.20	23	21.75	10.23	6.00	40	95.66	81.27	115.31
7	8.15	2.00	0.27	24	23.36	11.40	7.08	41	106.81	93.85	140.51
8	8.60	2.21	0.35	25	25.13	12.72	8.34	42	119.67	108.75	171.99
9	9.09	2.44	0.44	26	27.09	14.21	9.84	43	134.58	126.50	211.56
10	9.61	2.69	0.56	27	29.24	15.90	11.60	44	151.95	147.74	261.60
11	10.16	2.98	0.69	28	31.61	17.81	13.70	45	172.28	173.28	325.34
12	10.76	3.29	0.85	29	34.24	19.98	16.18	46	196.22	204.19	407.11
13	11.41	3.63	1.04	30	37.16	22.46	19.13	47	224.55	241.80	512.84
14	12.11	4.02	1.26	31	40.41	25.28	22.65	48	258.28	287.85	650.87
15	12.86	4.45	1.52	32	44.04	28.52	26.87	49	298.71	344.63	831.99
16	13.68	4.92	1.82	33	48.09	32.23	31.94	50	347.50	415.14	1072.80



۳-۴-الف: اثر شکل فونداسیون

یکی از عواملی که بر ظرفیت باربری فونداسیون ها تاثیر گذار است، شکل فونداسیون است. رابطه ظرفیت باربری ترزاقی بر مبنای شکل فونداسیون نواری ارائه شده است. به عبارت دیگر از این رابطه تنها می توان برای تعیین ظرفیت برابری فونداسیون های نواری استفاده نمود. برای فونداسیون هایی که در پلان شکلی مستطیلی یا دایره ای دارند در بار نهایی حالت کرنش مسطح در خاک وجود نخواهد داشت. ترزاقی و دیگر محققین بر مبنای یافته های تجربی، روابط زیر را برای تعیین ظرفیت باربری فونداسیون های دایره ای، مربع و مستطیلی ارائه نمودند:

$$q_u = 1.3cN_c + qN_q + 0.4\gamma BN_\gamma \quad \text{فونداسیون مربعی (B} \times \text{B)} \quad (۹-۳)$$

$$q_u = 1.3cN_c + qN_q + 0.3\gamma BN_\gamma \quad \text{فونداسیون دایره ای (B = قطر)} \quad (۱۰-۳)$$

$$q_u = (1 + 0.3\frac{B}{L})cN_c + qN_q + (1 - 0.2\frac{B}{L}) \times 0.5\gamma BN_\gamma \quad \text{فونداسیون مستطیلی (B} \times \text{L)} \quad (۱۱-۳)$$

۳-۵ | نظریه ظرفیت باربری ترزاقی برای گسیختگی برشی موضعی

همانطور که می دانیم رابطه ظرفیت باربری ترزاقی با فرض گسیختگی برشی کلی در خاک بدست آمده است در صورتی که خاک های نسبتاً شل و نرم معمولاً متحمل گسیختگی برشی موضعی یا سوراخ شونده می شوند. برای گسیختگی برشی موضعی در خاک، ترزاقی روابط زیر را پیشنهاد نمود:

$$q'_u = c'N'_c + qN'_q + \frac{1}{2}\gamma BN'_\gamma \quad \text{فونداسیون های نواری (B/L = 0)} \quad (۱۲-۳)$$

$$q'_u = 1.3c'N'_c + qN'_q + 0.4\gamma BN'_\gamma \quad \text{فونداسیون مربعی (B} \times \text{B)} \quad (۱۳-۳)$$

$$q'_u = 1.3c'N'_c + qN'_q + 0.3\gamma BN'_\gamma \quad \text{فونداسیون دایره ای (B = قطر)} \quad (۱۴-۳)$$

$$q_u = (1 + 0.3\frac{B}{L})c'N'_c + qN'_q + (1 - 0.2\frac{B}{L}) \times 0.5\gamma BN'_\gamma \quad \text{فونداسیون مستطیلی (B} \times \text{L)} \quad (۱۵-۳)$$

به طوریکه N'_c ، N'_q و N'_γ ضرایب ظرفیت باربری اصلاح شده و $c' = \frac{2}{3}c$ می باشد.

ضرایب ظرفیت باربری اصلاح شده را می توان با جایگزینی $\phi' = \tan^{-1}(\frac{2}{3}\tan\phi)$ به جای ϕ در معادلات (۳-۶)، (۳-۷) و (۳-۸) بدست آورد. تغییرات N'_c ، N'_q و N'_γ با ϕ در جدول ۳-۲ نشان داده شده اند.

وسیک روش زیر را برای محاسبه ϕ' جهت تخمین N'_c و N'_q برای فونداسیون های قرار گرفته بر روی ماسه پیشنهاد نموده است:

$$\phi' = \tan^{-1}(k \tan \phi) \quad (۱۶-۲)$$

$$k = 0.67 + D_r - 0.75 D_r^2 \quad \text{برای } (0 \leq D_r \leq 0.67) \quad (۱۷-۲)$$

در این رابطه D_r تراکم نسبی ماسه می باشد. به عبارت دیگر در روش وسیک نوع گسیختگی برشی تابعی از تراکم نسبی است.



جدول ۳-۳ ضرایب ظرفیت باربری اصلاح شده ترازقی - N'_c ، N'_q و N'_γ

ϕ	N'_c	N'_q	N'_γ	ϕ	N'_c	N'_q	N'_γ	ϕ	N'_c	N'_q	N'_γ
0	5.70	1.00	0.00	17	10.47	3.13	0.76	34	23.72	11.67	7.22
1	5.90	1.07	0.005	18	10.90	3.36	0.88	35	25.18	12.75	8.35
2	6.10	1.14	0.02	19	11.36	3.61	1.03	36	26.77	13.97	9.41
3	6.30	1.22	0.04	20	11.85	3.88	1.12	37	28.51	15.32	10.90
4	6.51	1.30	0.055	21	12.37	4.17	1.35	38	30.43	16.85	12.75
5	6.74	1.39	0.074	22	12.92	4.48	1.55	39	32.53	18.56	14.71
6	6.97	1.49	0.10	23	13.51	4.82	1.74	40	34.87	20.50	17.22
7	7.22	1.59	0.128	24	14.14	5.20	1.97	41	37.45	22.70	19.75
8	7.47	1.70	0.16	25	14.80	5.60	2.25	42	40.33	25.21	22.50
9	7.74	1.82	0.20	26	15.53	6.05	2.59	43	43.54	28.06	26.25
10	8.02	1.94	0.24	27	16.03	6.54	2.88	44	47.13	31.34	30.40
11	8.32	2.08	0.30	28	17.13	7.07	3.29	45	51.17	35.11	36.00
12	8.63	2.22	0.35	29	18.03	7.66	3.76	46	55.73	39.48	41.70
13	8.96	2.38	0.42	30	18.99	8.31	4.39	47	60.91	44.54	49.30
14	9.31	2.55	0.48	31	20.03	9.03	4.83	48	66.80	50.46	59.25
15	9.67	2.73	0.57	32	21.16	9.82	5.51	49	73.55	57.41	71.45
16	10.06	2.92	0.67	33	22.39	10.69	6.32	50	81.31	65.60	85.75

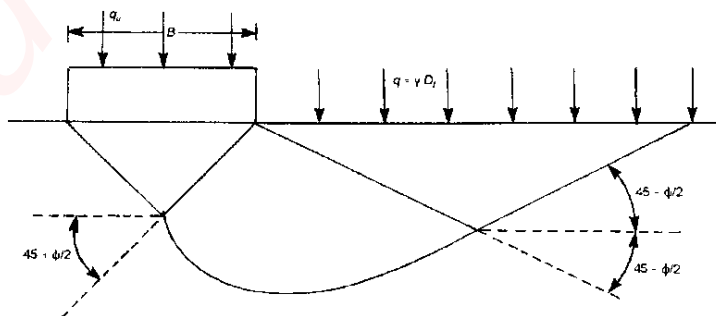
با توجه به اینکه روش پیشنهادی ترازقی محافظه کارانه بوده و از طرف دیگر روش وسیک حاشیه اطمینان کمی در نظر گرفته است، چنانچه زاویه اصطکاک داخلی خاک $28^\circ \leq \phi \leq 36^\circ$ باشد، می توان از درون یابی خطی برای تعیین مقادیر ضرایب ظرفیت باربری استفاده نمود. حالت های مختلف ضرایب ظرفیت باربری در جدول ۳-۴ نشان داده شده است. به این محدوده تغییرات زاویه اصطکاک خاک، ناحیه مختلط نیز می گویند زیرا نوع گسیختگی برشی خاک در این حالت مشخص نیست.

جدول ۳-۴ ضرایب ظرفیت باربری فونداسیون برای شرایط گسیختگی برشی عمومی، برشی و مختلط

گسیختگی برشی موضعی	ناحیه مختلط	گسیختگی برشی عمومی
$\phi < 28^\circ$	$28^\circ \leq \phi \leq 36^\circ$	$\phi > 36^\circ$
N'_c, N'_q, N'_γ	N_c^m, N_q^m, N_γ^m	N_c, N_q, N_γ

۳-۶ | روابط اصلاح شده ظرفیت باربری

از زمان یافته های بنیادی ترازقی تا به امروز مطالعات تجربی بسیاری برای تخمین ظرفیت باربری نهایی فونداسیون های سطحی به انجام رسیده است. بر مبنای این مطالعات مشخص شده است که فرض ترازقی در رابطه با سطح گسیختگی در خاک در بار نهایی اساساً صحیح است اما زاویه α که وجوه ac و bc در گوه شکل ۳-۷ با افق می سازد به زاویه $45 + \phi/2$ نزدیک تر است تا به ϕ . در این حالت طبیعت سطح گسیختگی در خاک همانند شکل ۳-۸ خواهد بود.



شکل ۳-۷ سطح گسیختگی اصلاح شده خاک در بار نهایی برای فونداسیون سطحی

مایرهوف در سال ۱۹۵۱ با اصلاح بعضی از فرضیات ترزاقی، نظریه ای برای تخمین ظرفیت باربری فونداسیون های سطحی زیر و فونداسیون های عمیق پیشنهاد نمود که در آن اثر شکل و مقاومت برشی خاک بالای تراز کف پی با فرض ادامه خط گسیختگی تا سطح زمین در افزایش ظرفیت باربری نهایی در نظر گرفته شده است. این اصلاحات به صورت ضرایب شکل و عمق در معادله پایه ظرفیت باربری به صورت زیر اعمال می شوند:

$$q_u = cN_c \lambda_{cs} \lambda_{cd} + q N_q \lambda_{qs} \lambda_{qd} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \lambda_{\gamma s} \lambda_{\gamma d} \quad (۱۸-۳)$$

چنانکه داریم:

$$N_c, N_q, N_\gamma = \text{ضرایب ظرفیت باربری}$$

$$B = \text{عرض فونداسیون}$$

$$\lambda_{cs}, \lambda_{qs}, \lambda_{\gamma s} = \text{ضرایب شکل}$$

$$\lambda_{cd}, \lambda_{qd}, \lambda_{\gamma d} = \text{ضرایب عمق}$$

امروزه رابطه فوق کاربرد زیادی در طراحی فونداسیون های سطحی دارد. ضرایب ظرفیت باربری مایرهوف را می توان به صورت زیر تقریب زد:

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad (۱۹-۳)$$

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \left(\frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \right) = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) e^{\pi \tan \phi} \quad (۲۰-۳)$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan (1.4 \phi) \quad (۲۱-۳)$$

مقادیر عددی ضرایب N_c و N_q و N_γ بر حسب زاویه اصطکاک خاک در جدول ۳-۵ ارائه شده است. پس از مایرهوف، هانسن (Hansen, 1968) و وسیک (Vesic, 1973) نیز با انجام تحلیل های مختلف و بررسی آثار دیگر محققین ضرایبی برای تعیین ظرفیت باربری نهایی خاک پیشنهاد نمودند که این ضرایب به همراه ضرایب شکل و عمق مایرهوف در جدول ۳-۶ ارائه شده است.

جدول ۳-۵ ضرایب ظرفیت باربری مایرهوف - N_c, N_q و N_γ

ϕ	N_c	N_q	N_γ	ϕ	N_c	N_q	N_γ	ϕ	N_c	N_q	N_γ
0	5.14	1.00	0.00	17	12.34	4.77	1.66	34	42.16	29.44	31.15
1	5.38	1.09	0.002	18	13.10	5.26	2.00	35	46.12	33.30	37.15
2	5.63	1.20	0.01	19	13.93	5.80	2.40	36	50.59	37.75	44.43
3	5.90	1.31	0.02	20	14.83	6.40	2.87	37	55.63	42.92	53.27
4	6.19	1.43	0.04	21	15.82	7.07	3.42	38	61.35	48.93	64.07
5	6.49	1.57	0.07	22	16.88	7.82	4.07	39	67.87	55.96	77.73
6	6.81	1.72	0.11	23	18.05	8.66	4.82	40	75.31	64.20	93.69
7	7.16	1.88	0.15	24	19.32	9.60	5.72	41	83.86	73.90	113.99
8	7.53	2.06	0.21	25	20.72	10.66	6.77	42	93.71	85.38	139.32
9	7.92	2.25	0.28	26	22.25	11.85	8.00	43	105.11	99.02	171.14
10	8.35	2.47	0.37	27	23.94	13.20	9.46	44	118.37	115.31	211.41
11	8.80	2.71	0.47	28	25.80	14.72	11.19	45	133.88	134.88	262.74
12	9.28	2.97	0.60	29	27.86	16.44	13.24	46	152.10	158.51	328.73
13	9.81	3.26	0.74	30	30.14	18.40	15.67	47	173.64	187.21	414.32
14	10.37	3.59	0.92	31	32.67	20.63	18.56	48	199.26	222.31	526.44
15	10.98	3.94	1.13	32	35.49	23.18	22.02	49	229.93	265.51	674.91
16	11.63	4.34	1.38	33	38.64	26.09	26.17	50	266.89	319.07	873.84



جدول ۳-۶ ضرایب شکل، عمق و ظرفیت باربری هانسن و وسیک

مرجع	رابطه	ضریب
مایرهوف	$\lambda_{cs} = 1 + 0.2(B/L) \tan^2(45 + \phi/2)$ $\lambda_{qs} = \lambda_{\gamma s} = 1 + 0.1(B/L) \tan^2(45 + \phi/2)$	شکل
هانسن و وسیک و دبیر	$\lambda_{cs} = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{B}{L}$ $\lambda_{qs} = 1 + (B/L) \tan \phi$ $\lambda_{\gamma s} = 1 - 0.4(B/L)$ توجه: برای محاسبه مقادیر N_q و N_c از همان ضرایب مایرهوف استفاده نمایید.	
مایرهوف	$\lambda_{cd} = 1 + 0.2(D_f/B) \tan(45 + \phi/2)$ $\lambda_{qd} = \lambda_{\gamma d} = 1 + 0.1(D_f/B) \tan(45 + \phi/2)$	عمق
هانسن و وسیک	برای $D_f/B \leq 1$: $\lambda_{cd} = 1 + 0.4(D_f/B)$ $\lambda_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 (D_f/B)$ $\lambda_{\gamma d} = 1$ برای $D_f/B > 1$: $\lambda_{cd} = 1 + 0.4 \tan^{-1}(D_f/B)$ $\lambda_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1}(D_f/B)$ $\lambda_{\gamma d} = 1$ توجه: $\tan^{-1}(D_f/B)$ بر حسب رادیان می باشد	
هانسن و وسیک (مثل مایرهوف)	$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$ $N_q = e^{\pi \tan \phi} \left(\frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \right) = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) e^{\pi \tan \phi}$	ظرفیت باربری
هانسن	$N_\gamma = 1.5(N_q - 1) \tan \phi$	
وسیک	$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi$	

توجه شود که تعدادی از ضرایب فوق مشابه بوده و در تعدادی دیگر به خصوص ضریب N_γ اختلاف نظر زیادی وجود دارد که علت آن را در بخش بعد بررسی خواهیم نمود.

۷-۳ | کلیاتی در رابطه با معادلات ضرایب ظرفیت باربری فونداسیون های سطحی

تا به این لحظه مهندسیین ژئوتکنیک، روش برهنه‌ی را به عنوان ابزاری مناسب برای تخمین ظرفیت باربری نهایی فونداسیون های زیر سطحی پذیرفته اند. برای فونداسیون های نواری زبر، طبیعت گسیختگی خاک چنانچه در شکل ۳-۹ نشان داده شده است نیز مقبولیت زیادی یافته است. همچنین معادلات رایسنر و پرانتل برای محاسبه N_c و N_q که همانند روابط ارائه شده توسط مایرهوف می باشند نیز تا به امروز به طور گسترده ای برای محاسبه ظرفیت باربری نهایی مورد استفاده قرار گرفته اند.



ولی تا کنون اختلاف نظرها و مباحثات زیادی در رابطه با مقادیر N_γ وجود داشته است. هانسن رابطه ای تقریبی برای N_γ به صورت زیر پیشنهاد نموده است:

$$N_\gamma = 1.5 N_c \tan^2 \phi = 1.5(N_q - 1) \tan \phi \quad (22-3)$$

در معادله پیشین، رابطه ارائه شده برای N_c و N_q همان روابطی هستند که با استفاده از راه حل پرائتل بدست می آیند. کاکوت و کریزل^۱ فرض نمودند که گوه خاک مثلثی الاستیک در زیر یک فونداسیون زبر نواری همانند شکل ۳-۹ می باشد. با انتگرال گیری از معادله دیفرانسیل بوزینسک این محققین مقادیر عددی مختلفی برای N_γ متناظر با مقادیر مختلف زاویه اصطکاک خاک ϕ ارائه نمودند. وسیک مقادیر ارائه شده توسط این محققین را با استفاده از رابطه زیر تقریب زده است:

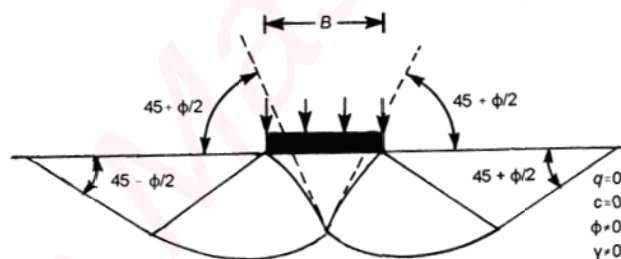
$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi \quad (23-3)$$

چنانکه N_q توسط معادله (۳-۲۰) بدست می آید.

معادله (۳-۲۳) خطایی کمتر از ۵ درصد به ازاء $20^\circ < \phi < 40^\circ$ در مقایسه با حل دقیق حاصل می نماید. لوندگرن و مورتسن برای بعضی موارد خاص، روش هایی عددی (با استفاده از تئوری پلاستیسیته) برای محاسبه دقیق خطوط گسیختگی و همچنین ضریب ظرفیت باربری (N_γ) ارائه نمودند. شکل ۳-۹ طبیعت خطوط گسیختگی برای این حالت را نشان می دهد. چن نیز راه حلی برای محاسبه N_γ ارائه داد که در آن از قضیه حد بالای تحلیل حدی پیشنهاد شده توسط دراگر و پراگر استفاده نمود. بیارز و همکاران نیز رابطه زیر را برای N_γ پیشنهاد نمودند:

$$N_\gamma = 1.8(N_q - 1) \tan \phi \quad (24-3)$$

مقایسه ای از مقادیر N_γ که توسط مایرهوف، ترزاقی، کاکوت و کریزل و هانسن پیشنهاد شده اند در جدول ۳-۷ نشان داده شده است. در شکل ۳-۱۰ نیز مقادیر N_γ بدست آمده از نظریه های مختلف با یکدیگر مقایسه شده اند.



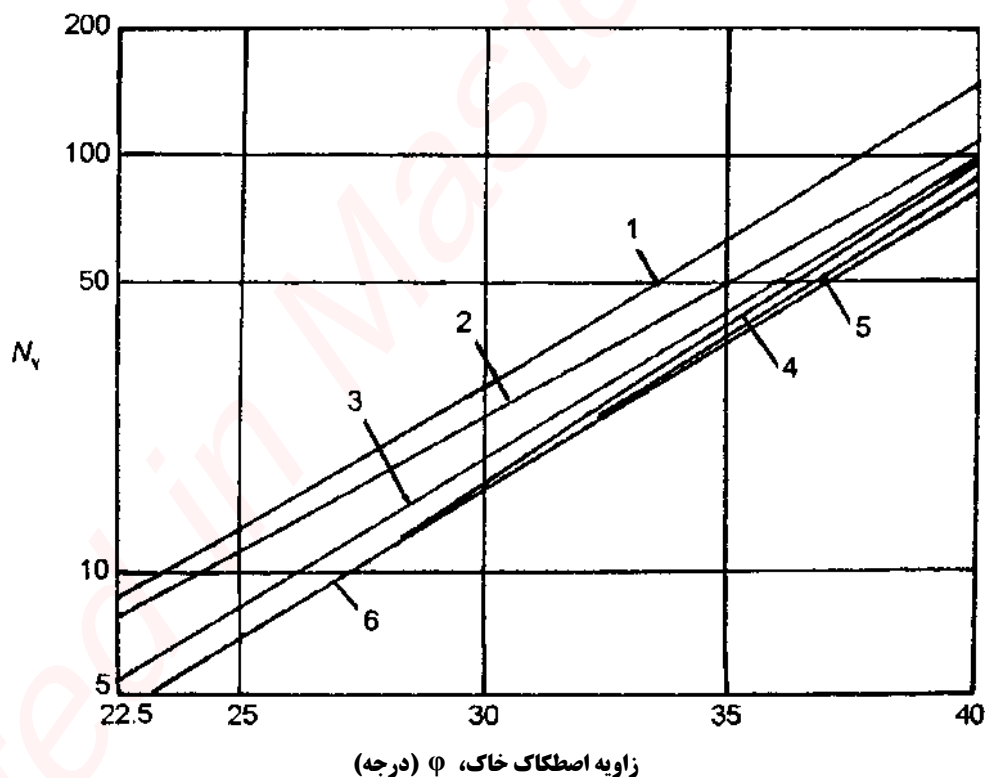
شکل ۳-۸ طبیعت خطوط گسیختگی در خاک زیر فونداسیون نواری - استفاده از تئوری پلاستیسیته برای محاسبه N_γ

دلیل اصلی این مسئله که نظریه های مختلفی برای محاسبه N_γ مطرح شده اند و همچنین فقدان همبستگی این تئوری ها با مقادیر تجربی، مشکل بودن انتخاب یک مقدار مشخصه برای زاویه اصطکاک خاک به منظور محاسبه ظرفیت باربری می باشد. پارامتر ϕ بستگی به عوامل بسیاری دارد که بعضی از آن ها عبارتند از حالت تنش اصلی میانگین، ناهمسانگردی زاویه اصطکاک و انحناء پوش گسیختگی موهر-کولمب. اینگرا و باچر^۲ روش های نظری محاسبه N_γ را با نتایج بدست آمده از آزمایشات انجام یافته توسط محققین مختلف برای فونداسیون های با نسبت عرض به طول $L/B=6$ و $L/B=1$ مقایسه نمودند. طبق این تحقیق مشخص شد زمانیکه زاویه اصطکاک های بدست آمده در دستگاه سه محوری برای محاسبه مقادیر تجربی N_γ به کار گرفته می شوند، مقدار آن ها به میزان قابل توجهی بزرگتر از مقادیر بدست آمده نظری می باشد.

¹ Caquot and Kerisel
² Ingra and Baecher

جدول ۳-۷ مقایسه مقادیر N_{γ}

ϕ	ترزاقی	مایر هوف	وسیک	هانسن	ϕ	ترزاقی	مایر هوف	وسیک	هانسن
0	0.00	0.00	0.00	0.00	23	6.00	4.82	8.20	4.88
1	0.01	0.002	0.07	0.00	24	7.08	5.72	9.44	5.75
2	0.04	0.01	0.15	0.01	25	8.34	6.77	10.88	6.76
3	0.06	0.02	0.24	0.02	26	9.84	8.00	12.54	7.94
4	0.10	0.04	0.34	0.05	27	11.60	9.46	14.47	9.32
5	0.14	0.07	0.45	0.07	28	13.70	11.19	16.72	10.94
6	0.20	0.11	0.57	0.11	29	16.18	13.24	19.34	12.84
7	0.27	0.15	0.71	0.16	30	19.13	15.67	22.40	15.07
8	0.35	0.21	0.86	0.22	31	22.65	18.56	25.99	17.69
9	0.44	0.28	1.03	0.30	32	26.87	22.02	30.22	20.79
10	0.56	0.37	1.22	0.39	33	31.94	26.17	35.19	24.44
11	0.69	0.47	1.44	0.50	34	38.04	31.15	41.06	28.77
12	0.85	0.60	1.69	0.63	35	45.41	37.15	48.03	33.92
13	1.04	0.74	1.97	0.78	36	54.36	44.43	56.31	40.05
14	1.26	0.92	2.29	0.97	37	65.27	53.27	66.19	47.38
15	1.52	1.13	2.65	1.18	38	78.61	64.07	78.03	56.17
16	1.82	1.38	3.06	1.43	39	95.03	77.73	92.25	66.75
17	2.18	1.66	3.53	1.73	40	115.31	93.69	109.41	79.54
18	2.59	2.00	4.07	2.08	41	140.51	113.99	130.22	95.05
19	3.07	2.40	4.68	2.48	42	171.99	139.32	155.55	113.95
20	3.64	2.87	5.39	2.95	43	211.56	171.14	186.54	137.10
21	4.31	3.42	6.20	3.50	44	261.60	211.41	224.64	165.58
22	5.09	4.07	7.13	4.13	45	325.34	262.74	271.76	200.81



شکل ۳-۱۰ مقایسه ضریب ظرفیت باربری N_{γ} (توجه: منحنی ۱- چن، منحنی ۲- وسیک، منحنی ۳- ترزاقی، منحنی ۴- مایر هوف، منحنی ۵- لوندگرن و مورتنسن، منحنی ۶- هانسن)



در قسمت قبل پیشنهاد شد که از زاویه اصطکاک بدست آمده تحت شرایط کرنش سطح ϕ_p به جای ϕ_t برای محاسبه ظرفیت باربری استفاده شود. با استفاده از این یافته، وسیک این مسئله را مطرح نمود که احتمالاً این موضوع می تواند توجیهی برای اختلاف بین نتایج نظری و تجربی در فونداسیون های مستطیلی طویل فراهم نماید. البته این یافته کمکی در تفسیر نتایج بدست آمده در فونداسیون های مربعی و دایره ای نمی نماید. کو و داویدسون^۱ نیز بیان نمود که در صورت استفاده از زوایای اصطکاک بدست آمده از شرایط کرنش سطح در روابط معمول محاسبه ظرفیت باربری، مقادیر ظرفیت باربری فونداسیون های سطحی زبر در ماسه متراکم می تواند تا مقدار بسیار زیادی دست بالا بدست آید. برای جلوگیری از مباحثه بیشتر مایهوف رابطه زیر را پیشنهاد نمود:

$$\phi = \left[1.1 - 0.1 \left(\frac{B}{L} \right) \right] \phi_t \quad (25-3)$$

$\phi_t =$ زاویه اصطکاک در آزمایش سه محوری

۳-۸ | تاثیر اثرات مقیاسی در ظرفیت باربری

مسئله تخمین ظرفیت باربری نهایی چنانچه اثرات مقیاسی را نیز در نظر بگیریم باز هم پیچیده تر خواهد شد. نظریه اثرات مقیاسی که در سال های اخیر مورد توجه زیادی قرار گرفته است بیان می دارد که با افزایش ابعاد فونداسیون، ظرفیت باربری نهایی کاهش می یابد. این مسئله در خاک های درشت دانه بارز تر است. مقدار N_γ در ابتدا با افزایش B کاهش یافته و در مقادیر بزرگتر B تقریباً ثابت می ماند. کاهش N_γ در فونداسیون های بزرگتر در نهایت می تواند باعث کاهش چشمگیر ظرفیت باربری نهایی شود که می تواند به یکی از دلایل زیر باشد:

۱. برای فونداسیون های با ابعاد بزرگ، گسیختگی در راستای خطوط لغزش در خاک پیشرونده است و مقاومت برشی بسیج شده متوسط (و همچنین ϕ) در راستای خط لغزش با افزایش B کاهش می یابد.
۲. نواحی ضعیفی در خاک زیر فونداسیون وجود دارند.
۳. انحناء پوش موهر-کولمب

در نهایت تعدادی از محققین مثل وسیک و دبیر (De Beer, 1964) ضریب کاهش به صورت زیر برای این کاهش ظرفیت باربری در نظر گرفته اند. این ضریب برای عرض های بزرگتر از ۲ متر در جمله سوم ظرفیت باربری اعمال می شود.

$$\lambda_{\gamma r} = 1 - 0.25 \text{Log} \left(\frac{B}{2} \right) \quad B \geq 2m \quad (26-3)$$

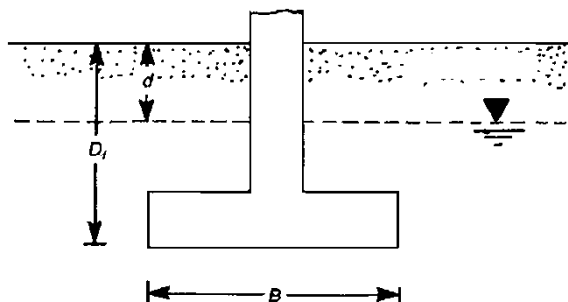
بدین ترتیب پس از اعمال ضریب فوق معادله عمومی ظرفیت باربری برای فونداسیون های با عرض بیش از ۲ متر به صورت زیر قابل بیان خواهد بود:

$$q_u = cN_c \lambda_{cs} \lambda_{cd} + qN_q \lambda_{qs} \lambda_{qd} + 0.5 \gamma B N_\gamma \lambda_{\gamma s} \lambda_{\gamma d} \lambda_{\gamma r} \quad (27-3)$$

البته در عمل طراحان کمتر از ضریب فوق استفاده می نمایند زیرا استفاده از آن باعث طراحی های محافظه کارانه تری می شود.

¹ Ko and Davidson

۹-۳ | تاثیر سفره آب زیرزمینی بر ظرفیت باربری نهایی فونداسیون های سطحی



در بخش های پیشین فرض بر این بود که سفره آب زیر زمینی در زیر سطح گسیختگی قرار دارد ولی اگر سفره آب زیر زمینی در نزدیکی فونداسیون باشد، جملات q و γ در معادله عمومی ظرفیت باربری باید اصلاح شوند. چنانچه مطابق شکل روبرو d تراز سفره آب زیر زمینی نسبت به سطح زمین باشد، حالت های زیر می توانند رخ دهند:



حالت I $d = 0$

در حالت $d = 0$ ، جمله $q = \gamma D_f$ باید به $q = \gamma' D_f$ ($\gamma' =$ وزن واحد حجم موثر خاک) تغییر داده شود. همچنین γ در جمله سوم باید با γ' جایگزین گردد.



حالت II $0 < d \leq D_f$

در این حالت q برابر خواهد بود با $\gamma d + (D_f - d)\gamma'$ و γ در جمله سوم باید به γ' تغییر داده شود.



حالت III $D_f < d \leq D_f + B$

در این حالت سفره آب در زیر فونداسیون قرار دارد. در چنین حالتی $q = \gamma D_f$ و γ در جمله سوم باید با وزن واحد حجم میانگین خاک $\bar{\gamma}$ جایگزین شود به عبارتی،

$$\bar{\gamma} = \gamma' + \left(\frac{d - D_f}{B} \right) (\gamma - \gamma') \quad (۲۸-۳)$$



حالت IV $d > D_f + B$

برای حالت $d > D_f + B$ ، $q = \gamma D_f$ و γ در جمله سوم تغییر نمی نماید و این بدین معنی است که سفره آب زیرزمینی تأثیری در ظرفیت باربری نهایی ندارد.

۱۰-۳ | نکات تکمیلی در مورد ظرفیت باربری نهایی خاک ها

در قسمت های قبلی به بررسی مسئله ظرفیت باربری نهایی خاک ها پرداخته و مهمترین نظریه های موجود در این زمینه را مورد بررسی قرار دادیم. در این قسمت قصد داریم نکات عمومی و تکمیلی دیگری که در تعیین ظرفیت باربری خاک ها موثرند را بررسی نماییم.

۱. تغییرات ضرایب ظرفیت باربری N_c, N_q, N_γ با زاویه اصطکاک داخلی خاک به صورت نمایی و صعودی بوده و لذا با افزایش زاویه اصطکاک داخلی خاک توان باربری به مقدار زیادی افزایش می یابد. باید توجه داشت که برونیابی خطی به خصوص برای ϕ های بزرگتر از 30° درجه موجب خطاهای نسبتاً بزرگی می شود که لازم است مقادیر ضرایب فوق را مستقیماً از فرمول یا گراف های مربوط بدست آورد. کریزک (Krizek) روابط تجربی ساده ای برای تخمین ضرایب ظرفیت باربری ترازقی N_c, N_q, N_γ با حداکثر اختلاف 15% ارائه داده است که عبارتند از:

$$N_c = \frac{228 + 4.3 \phi}{40 - \phi} \quad (29-3)$$

$$N_q = \frac{40 + 5\phi}{40 - \phi} \quad (30-3)$$

$$N_\gamma = \frac{6\phi}{40 - \phi} \quad (31-3)$$

که در این رابطه ϕ زاویه اصطکاک خاک بر حسب درجه می باشد.

معادلات فوق برای ϕ های بین 0° تا 35° درجه معتبر می باشد. بنابراین با جایگزینی این معادلات در معادله ظرفیت باربری ترازقی نتیجه می شود:

$$q_u = \frac{(228 + 4.3 \phi) c + (40 + 5\phi) q + 3\phi \gamma B}{40 - \phi} \quad (\text{برای } \phi = 0^\circ \text{ تا } \phi = 35^\circ) \quad (32-3)$$

۲. برای در نظر گرفتن اثر تراز آب زیرزمینی در کاهش ظرفیت باربری خاک روش ساده شده دیگری نیز وجود دارد که در آن ضرایب کاهشده ای بر جملات دوم و سوم ظرفیت باربری به صورت زیر اعمال می شود:

$$\lambda_{q_w} = 0.5 + 0.5 \left(\frac{d}{D_f} \right) \leq 1 \quad (33-3)$$

$$\lambda_{\gamma_w} = 0.5 + 0.5 \left(\frac{d}{1.5B_f + D_f} \right) \leq 1 \quad (34-3)$$

که در معادلات فوق d عمق تراز آب زیرزمینی نسبت به سطح خاک است. توجه شود که جمله اول نه تابع وزن مخصوص خاک است و نه تنش موثر. بنابراین ضریبی بر آن اعمال نمی شود. در این حالت معادله عمومی ظرفیت باربری در صورت حضور تراز آب زیرزمینی را به صورت زیر می توان نوشت:

$$q_u = cN_c \lambda_{cs} \lambda_{cd} + qN_q \lambda_{qs} \lambda_{qd} \lambda_{q_w} + 0.5\gamma BN_\gamma \lambda_{\gamma_s} \lambda_{\gamma_d} \lambda_{\gamma_w} \lambda_{\gamma_r} \quad (35-3)$$



۳. محدوده گستره گسیختگی معمولاً در حوالی $0.5B \tan \phi$ و یا $0.5B \tan (45 + 0.5\phi)$ بوده که معمولاً محدوده B تا $1.5B$ را شامل می شود. در صورت وجود لایه های ضعیف تر در مجاور زیر پی و محدوده اثر تنش (حدوداً $2B$ تا $4B$) باید طراحی را با دقت و قضاوت مهندسی مناسب صورت داد.

۴. چنانچه مکانیزم گسیختگی از نوع برشی موضعی باشد، N_q را برای روش های جدیدتر می توان به قرار زیر انتخاب نمود:

$$N_q = (1 + \tan \phi') e^{\tan \phi'} \tan^2 (45 + \frac{\phi}{2}) \quad (36-3)$$

۵. خاک در طبیعت ناهمگن و غیریکنواخت می باشد لذا ممکن است خاک های مختلفی با c و ϕ های متفاوت در زیر فونداسیون داشته باشیم. چنانچه ضخامت بعضی از لایه ها کم و قابل اغماض باشد باید فقط اثر لایه های ضخیم و موثر را در محاسبات در نظر بگیریم ولی در غیر اینصورت باید از میانگین وزن دار پارامترهای c و ϕ در محدوده تاثیر زیر فونداسیون (حدوده B تا $1.5B$ زیر فونداسیون) به صورت زیر استفاده شود:

$$c_{avg} = \frac{c_1 H_1 + c_2 H_2 + \dots + c_n H_n}{H_1 + H_2 + \dots + H_n} \quad (37-3)$$

$$\phi_{avg} = \arctan \left[\frac{H_1 \cdot \tan \phi_1 + H_2 \cdot \tan \phi_2 + \dots + H_n \tan \phi_n}{H_1 + H_2 + \dots + H_n} \right] \quad (38-3)$$

البته روش فوق آسانترین و ساده ترین روش جهت تخمین ظرفیت باربری خاک های لایه لایه می باشد. برای سازه های با اهمیت از تحلیل های نسبتاً دقیق تر استفاده می شود. همچنین در حالت وجود دو لایه خاک در زیر محدوده تاثیر گسیختگی فونداسیون و قرار داشتن لایه مقاومت تر در بالا با ضخامت کم باید در تعیین توان باربری دقت لازم را جهت احتساب ویژگی های لایه زیرین ضعیف تر ولی ضخیم تر به عمل آورد.

۶. عموماً توان باربری را می توان با تحلیل تنش های کلی و تحلیل تنش های موثر به دست آورد. روش تنش های کلی عموماً برای خاک های ریزدانه در حالت زهکش نشده کاربرد داشته و از ϕ_u و c_u در رابطه پایه توان باربری استفاده می شود. برای حالت زهکشی شده (خاک های درشت دانه) و برای خاک های ریزدانه در درازمدت از پارامترهای ϕ' و c' که همان پارامترهای مقاومت برشی زهکشی شده هستند در روابط استفاده می شود.

برای خاک های رسی در حالت زهکش نشده، $\phi_u = 0$ بوده و پارامتر مقاومت برشی زهکشی نشده c_u یا S_u از آزمایش تک محوری، برش پره ای، پنترومتر جیبی و یا سه محوری UU به دست می آید.

در این حالت داریم:

$$N_q = 1, N_\gamma = 0$$

و برای رابطه توان باربری پایه در حالت زهکش نشده با اعمال ضرایب شکل و عمق داریم:

$$q_{ult} = S_u N_c \lambda_{cs} \lambda_{cd} + q = (1 + 0.2 \frac{B}{L})(1 + 0.2 \frac{D_f}{B}) S_u N_c + q$$



۱۱-۳ | ظرفیت باربری مجاز (ایمن)

برای اینکه فونداسیون عملکرد مطلوبی داشته باشد، باید مطمئن شد که بار واحد سطح فونداسیون از یک مقدار حدی تجاوز ننموده و باعث گسیختگی برشی در خاک نمی شود. این مقدار حدی ظرفیت باربری مجاز (ایمن)، q_{all} می باشد. با در نظر گرفتن ظرفیت باربری نهایی و عدم قطعیت های موجود در تخمین و ارزیابی پارامترهای مقاومت برشی خاک، ظرفیت باربری مجاز، q_{all} را می توان به صورت زیر تعریف نمود:

$$q_{all} = \frac{q_u}{FS} \quad (3-39)$$

معمولاً ضریب اطمینانی در محدوده ۳ تا ۴ اختیار می گردد. البته بر مبنای شرایط نشست حدی، عوامل دیگری نیز وجود دارند که باید در محاسبه ظرفیت باربری مجاز در نظر گرفته شوند. نشست کل فونداسیون، S_T مجموع نشست های زیر می باشد:

- ۱ نشست آنی یا الاستیک^۱، S و
- ۲ نشست تحکیمی اولیه و ثانویه لایه رسی^۲، S_c (قرار گرفته در زیر سطح آب زیر زمینی) در صورتی که این لایه در عمق نزدیک به فونداسیون قرار داشته باشد.

اکثر آیین نامه های ساختمانی، محدوده نشست های مجازی برای ساختمان تعیین می نمایند که ممکن است بسیار کمتر از نشست بدست آمده متناظر با q_{all} طبق رابطه (۳-۴) باشد. بنابراین ظرفیت باربری متناظر با نشست مجاز نیز باید در نظر گرفته شود. این مسئله در فصول چهارم و پنجم مورد بررسی قرار خواهند گرفت.

علاوه بر تعریف فوق که مهمترین تعریف ظرفیت باربری مجاز فونداسیون است، تعاریف دیگری نیز برای ظرفیت باربری مجاز وجود دارد که در ادامه به بررسی آنها می پردازیم:

• ظرفیت باربری مجاز خالص:

ظرفیت باربری مجاز خالص، بار نهایی واحد سطح فونداسیون است که خاک می تواند علاوه بر وزن فونداسیون و فشار ناشی از خاک های اطراف تحمل نماید. اگر اختلاف بین وزن واحد حجم بتن فونداسیون و وزن واحد حجم خاک اطراف را در نظر نگیریم، آنگاه:

$$q_{u(net)} = q_u - q \quad (3-40)$$

چنان که $q = \gamma D_f$ و $q_{u(net)}$ ظرفیت باربری نهایی خالص خاک است. حال ظرفیت باربری مجاز خالص را به صورت زیر می توان تعریف نمود:

$$q_{all(net)} = \frac{q_{u(net)}}{FS} \quad (3-41)$$

استفاده از ضریب اطمینان ۳ تا ۴ در معادله پیشین به طور کلی رضایت بخش خواهد بود.

¹Elastic or immediate settlement

²Primary and secondary consolidation settlement

• **ظرفیت باربری مجاز نسبت به گسیختگی برشی، $q_{all (shear)}$**

در این حالت یک ضریب اطمینان در مقابل گسیختگی برشی $FS_{(shear)}$ که می تواند در محدوده $1/3$ تا $1/6$ باشد انتخاب می گردد. برای محاسبه $q_{all (shear)}$ می توان به صورت زیر عمل نمود:

۱. چسبندگی تعدیل یافته، c_d و زاویه اصطکاک تعدیل یافته ϕ_d را به صورت زیر بدست آورید:

$$c_d = \frac{c}{FS_{(shear)}} \quad (42-3)$$

$$\phi_d = \tan^{-1} \left[\frac{\tan \phi}{FS_{(shear)}} \right] \quad (43-3)$$

۲. حال می توان ظرفیت باربری های نهایی کل و خالص را نسبت به گسیختگی برشی به صورت زیر محاسبه نمود:

$$q_{all (shear) - gross} = c_d N_c \lambda_{cs} \lambda_{cd} + q N_q \lambda_{qs} \lambda_{qd} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \lambda_{\gamma s} \lambda_{\gamma d} \quad (44-3)$$

$$q_{all (shear) - net} = q_{all (shear) - gross} - q = c_d N_c \lambda_{cs} \lambda_{cd} + q (N_q - 1) \lambda_{qs} \lambda_{qd} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \lambda_{\gamma s} \lambda_{\gamma d} \quad (45-3)$$


به طوری که N_c ، N_q و N_γ = ضرایب ظرفیت باربری هستند که با استفاده از زاویه اصطکاک تعدیل یافته ϕ_d بدست آمده اند.

مثال ۱-۳ 

فونداسیون سطحی دارای عرض 0.6 m و طول 1.2 m می باشد. عمق استقرار فونداسیون برابر است با $D_f = 0.6 \text{ m}$. پارامترهای خاک زیر فونداسیون عبارتند از: $\phi = 25^\circ$ ، $c = 48 \text{ kN/m}^2$ ، $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$. با استفاده از معادلات خواسته شده، ظرفیت باربری نهایی فونداسیون را محاسبه نمایید.

۱. N_c پیشنهادی پرانتل، N_q پیشنهادی رایسنر، N_γ پیشنهادی وسیک و ضرایب شکل و عمق پیشنهادی هانسن.

۲. N_c ، N_q و N_γ پیشنهادی مایرهورف و ضرایب شکل و عمق پیشنهادی مایرهورف.

حل مسئله 

با استفاده از معادله (۳-۳۰) داریم:

$$q_u = c N_c \lambda_{cs} \lambda_{cd} + q N_q \lambda_{qs} \lambda_{qd} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \lambda_{\gamma s} \lambda_{\gamma d}$$

(۱) توجه شود که ضرایب پیشنهادی پرانتل و رایسنر همان ضرایبی هستند که مایرهورف از آنها استفاده نمود بنابراین با استفاده از جدول ۳-۵ به ازاء $\phi = 25^\circ$ ، $N_c = 20.72$ و $N_q = 10.66$ بدست می آیند. همچنین با استفاده از جدول ۳-۷ برای $\phi = 25^\circ$ ، مقدار N_γ وسیک برابر 10.88 بدست آمده و ضرایب شکل هانسن به صورت زیر محاسبه می گردند:

$$\lambda_{cs} = 1 + \left(\frac{N_q}{N_c} \right) \left(\frac{B}{L} \right) = 1 + \left(\frac{10.66}{20.72} \right) \left(\frac{0.6}{1.2} \right) = 1.257$$

$$\lambda_{qs} = 1 + \left(\frac{B}{L} \right) \tan \phi = 1 + \left(\frac{0.6}{1.2} \right) \tan 25 = 1.233$$

$$\lambda_{\gamma s} = 1 - 0.4 \left(\frac{B}{L} \right) = 1 - 0.4 \left(\frac{0.6}{1.2} \right) = 0.8$$

ضرایب عمق هانسن به صورت زیر می باشند:

$$\lambda_{cd} = 1 + 0.4 \left(\frac{D_f}{B} \right) = 1 + 0.4 \left(\frac{0.6}{0.6} \right) = 1.4$$

$$\lambda_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \left(\frac{D_f}{B} \right) = 1 + 2 (\tan 25) (1 - \sin 25)^2 \left(\frac{0.6}{0.6} \right) = 1.155$$

$$\lambda_{\gamma d} = 1$$

بنابراین:

$$q_u = (48)(20.72)(1.257)(1.4) + (0.6)(18)(10.66)(1.233)(1.155) + \frac{1}{2}(18)(0.6)(10.88)(0.8)(1) \\ = 1750.2 + 163.96 + 47 \approx 1961 \text{ kN/m}^2$$

(۲) با رجوع به جدول ۳-۵ به ازاء $\phi = 25^\circ$ ، $N_c = 20.72$ و $N_q = 10.66$ و $N_\gamma = 6.77$ بدست می آیند. حال با رجوع به جدول ۳-۷ ضرایب شکل و عمق مایرهورف به صورت زیر خواهند بود:

$$\lambda_{cs} = 1 + 0.2 \left(\frac{B}{L} \right) \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) = 1 + 0.2 \left(\frac{0.6}{1.2} \right) \tan^2 \left(45 + \frac{25}{2} \right) = 1.246$$

$$\lambda_{qs} = \lambda_{\gamma s} = 1 + 0.1 \left(\frac{B}{L} \right) \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) = 1 + 0.1 \left(\frac{0.6}{1.2} \right) \tan^2 \left(45 + \frac{25}{2} \right) = 1.123$$

$$\lambda_{cd} = 1 + 0.2 \left(\frac{D_f}{B} \right) \tan \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) = 1 + 0.2 \left(\frac{0.6}{0.6} \right) \tan \left(45 + \frac{25}{2} \right) = 1.314$$

$$\lambda_{qd} = \lambda_{\gamma d} = 1 + 0.1 \left(\frac{D_f}{B} \right) \tan \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) = 1 + 0.1 \left(\frac{0.6}{0.6} \right) \tan \left(45 + \frac{25}{2} \right) = 1.157$$

بنابراین:

$$q_u = 48 \times 20.72 \times 1.246 \times 1.314 + 0.6 \times 18 \times 10.66 \times 1.123 \times 1.157 \\ + \frac{1}{2} \times 18 \times 0.6 \times 6.77 \times 1.123 \times 1.157 = 1628.3 + 149.6 + 47.7 = 1825.6 \text{ kN/m}^2$$

مثال ۳-۲

با رجوع به مسأله ۳-۱ الف موارد زیر را بدست آورید:

الف. ظرفیت باربری مجاز کل. فرض نمایید $FS = 4$

ب. ظرفیت باربری مجاز خالص. فرض نمایید $FS = 4$

ج. ظرفیت باربری مجاز کل و خالص نسبت به گسیختگی برشی. فرض نمایید $FS_{(shear)} = 1.5$

حل مسئله

الف. با توجه به مثال ۳-۱ الف، $q_u = 1961 \text{ kN/m}^2$

$$q_{all} = \frac{q_u}{FS} = \frac{1961}{4} \approx 490 \text{ kN/m}^2$$

ب.

$$q_{all(net)} = \frac{q_u - q}{FS} = \frac{1961 - 0.6 \times 18}{4} \approx 488 \text{ kN/m}^2$$



ج.

$$c_d = \frac{c}{FS_{(shear)}} = \frac{48}{1.5} = 32 \text{ kN/m}^2$$

$$\phi_d = \tan^{-1} \left[\frac{\tan \phi}{FS_{(shear)}} \right] = \tan^{-1} \left(\frac{\tan 25}{1.5} \right) = 17.3^\circ$$

به ازاء $\phi = 17.3^\circ$ ، $N_c = 12.5$ ، $N_q = 4.8$ (جدول ۳-۵) و $N_\gamma = 3.6$ (جدول ۳-۶) ،

$$\lambda_{cs} = 1 + \left(\frac{N_q}{N_c} \right) \left(\frac{B}{L} \right) = 1 + \left(\frac{4.8}{12.5} \right) \left(\frac{0.6}{1.2} \right) = 1.192$$

$$\lambda_{qs} = 1 + \left(\frac{B}{L} \right) \tan \phi_d = 1 + \left(\frac{0.6}{1.2} \right) \tan 17.3 = 1.156$$

$$\lambda_{\gamma s} = 1 - 0.4 \left(\frac{B}{L} \right) = 1 - 0.4 \left(\frac{0.6}{1.2} \right) = 0.8$$

$$\lambda_{cd} = 1 + 0.4 \left(\frac{D_f}{B} \right) = 1 + 0.4 \left(\frac{0.6}{0.6} \right) = 1.4$$

$$\lambda_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \left(\frac{D_f}{B} \right)$$

$$= 1 + (2)(\tan 17.3)(1 - \sin 17.3) \left(\frac{0.6}{0.6} \right) = 1.308$$

$$\lambda_{\gamma d} = 1$$

با استفاده از معادله (۳-۴۰) ،

$$q_{\text{all(shear)-gross}} = c_d N_c \lambda_{cs} \lambda_{cd} + q N_q \lambda_{qs} \lambda_{qd} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \lambda_{\gamma s} \lambda_{\gamma d}$$

$$= (32)(12.5) (1.192)(1.4) + (0.6)(18)(4.8)(1.156) \times (1.308) + \frac{1}{2} (18)(0.6)(3.6)(0.8)(1)$$


$$667.5 + 78.4 + 15.6 = 761.5 \text{ kN/m}^2$$

با استفاده از معادله (۳-۴۱)

$$q_{\text{all(shear)-net}} = 761.5 - q = 761.5 - (0.6)(18) \approx 750.7 \text{ kN/m}^2$$

مثال: 

نشان دهید که در فونداسیون های نواری قرار گرفته در روی رس اشباع، ظرفیت باربری مجاز خالص تقریباً برابر با مقاومت فشاری تک محوره رس است. (در ضرایب شکل و عمق مایهوف استفاده نمایید)

حل مسئله: 

در رس اشباع داریم:

$$c = c_u$$



$$\varphi = \varphi_u = 0 \rightarrow \begin{cases} N_c = 5.14 \\ N_q = 1 \\ N_\gamma = 0 \end{cases}$$

با جایگزینی ضرایب فوق در معادله عمومی ظرفیت باربری مایرهورف داریم:

$$q_u = cN_c \lambda_{cs} \lambda_{cd} + qN_q \lambda_{qs} \lambda_{qd} + 0.5\gamma B N_\gamma \lambda_{\gamma s} \lambda_{\gamma d} = 5.14c_u \lambda_{cs} \lambda_{cd} + q\lambda_{qs} \lambda_{qd}$$

در فونداسیون های نواری ضرایب شکل برابر یک بوده و ضرایب عمق مایرهورف نیز برابر است با:

$$\lambda_{qd} = \lambda_{\gamma d} = 1$$

$$\lambda_{cd} = 1 + 0.2 \frac{D_f}{B}$$

بنابراین معادله اصلاح شده ظرفیت باربری نهایی فونداسیون های نواری قرار گرفته در روی رس اشباع به صورت زیر خواهد بود:

$$q_u = 5.14c_u \left(1 + 0.2 \frac{D_f}{B}\right) + \gamma D_f$$

با توجه به رابطه ظرفیت باربری خالص داریم:

$$q_{net} = q_u - \gamma D_f = 5.14c_u \left(1 + 0.2 \frac{D_f}{B}\right)$$

چنانچه ضریب اطمینان را ۳ در نظر بگیریم و همچنین با توجه به اینکه $c_u = \frac{S_u}{2}$ (مقاومت تک محوری رس اشباع) می باشد داریم:

$$q_{net(all)} = \frac{5.14}{3} \times \frac{S_u}{2} \left(1 + 0.2 \frac{D_f}{B}\right)$$

در اکثر فونداسیون های نواری عمق استقرار فونداسیون کمتر از عرض آن است به عبارت دیگر $\frac{D_f}{B} \leq 1$. چنانچه $\frac{D_f}{B} = 1$ در نظر بگیریم آنگاه با جایگذاری در معادله فوق داریم:

$$q_{net(all)} = \frac{5.14 \times 1.2}{6} S_u \approx S_u$$

مثال:

برای یک فونداسیون نواری با پارامترهای زیر، ظرفیت باربری مجاز q_{all} برای واحد سطح فونداسیون را با استفاده از نظریه ظرفیت باربری ترزاقی و ضریب اطمینان ۳ محاسبه نمایید. برای تمام حالات فرض کنید که گسیختگی برشی کلی رخ می دهد.

$\gamma = 16.8 \text{ kN/m}^3$	$c = 14 \text{ kN/m}^2$	$\varphi = 28^\circ$	$D_f = 0.7 \text{ m}$	$B = 0.8 \text{ m}$	(الف)
$\gamma = 18.2 \text{ kN/m}^3$	$c = 14.2 \text{ kN/m}^2$	$\varphi = 20^\circ$	$D_f = 0.5 \text{ m}$	$B = 1.2 \text{ m}$	(ب)
$\gamma = 16.98 \text{ kN/m}^3$	$c_u = 35.9 \text{ kN/m}^2$	$\varphi = 0^\circ$	$D_f = 0.62 \text{ m}$	$B = 9.62 \text{ m}$	(پ)
$\gamma = 19.2 \text{ kN/m}^3$	$c = 0$	$\varphi = 40^\circ$	$D_f = 3 \text{ m}$	$B = 3.5 \text{ m}$	(ت)
$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$	$c_u = 48 \text{ kN/m}^2$	$\varphi = 0$	$D_f = 0.6 \text{ m}$	$B = 0.8 \text{ m}$	(ث)



حل مسئله:



با توجه به رابطه ظرفیت باربری ترازقی $q_u = cN_c + qN_q + \frac{1}{2}\lambda BN_\gamma$ داریم:

(الف)

$$\phi = 28^\circ \rightarrow N_c = 31.61, N_q = 17.81, N_\gamma = 13.7$$

$$q_{all} = \frac{q_u}{FS} = \frac{1}{3} \left[(14)(31.61) + (0.7 \times 16.8)(17.81) + \frac{1}{2}(16)(0.8)(13.7) \right] = 248 \text{ kN/m}^2$$

(ب)

$$\phi = 20^\circ \rightarrow N_c = 17.69, N_q = 7.44, N_\gamma = 3.64$$

$$q_{all} = \frac{q_u}{FS} = \frac{1}{3} \left[(14.2)(17.69) + (0.5 \times 18.2)(7.44) + \frac{1}{2}(18.2)(1.2)(3.64) \right] = 119.6 \text{ kN/m}^2$$

(پ)

$$\phi = 0 \rightarrow N_c = 5.7, N_q = 1, N_\gamma = 0$$

$$q_{all} = \frac{q_u}{FS} = \frac{1}{FS} [c_u N_c + q] = \frac{1}{3} [35.9 \times 5.7 + 0.62 \times 16.98] = 71.72 \text{ kN/m}^2$$

(ت)

$$\phi = 40 \rightarrow N_q = 81.27, N_\gamma = 115.31$$

$$q_{all} = \frac{q_u}{FS} = \frac{1}{3} \left[(3 \times 19.2)(81.27) + \frac{1}{2}(19.2)(3.5)(115.31) \right] = 2851.856 \text{ kN/m}^2$$

(ث)

$$\phi = 0 \rightarrow N_c = 5.7, N_q = 1, N_\gamma = 0$$

$$q_{all} = \frac{q_u}{FS} = \frac{1}{3} [(48)(5.7) + (0.6)(18)] = 94.8 \text{ kN/m}^2$$

مثال

یک فونداسیون نواری صلب به عرض ۱ متر در عمق ۰/۷ متر نسبت به سطح زمین قرار گرفته است. ظرفیت باربری مجاز خاک را با استفاده از نظریه ظرفیت باربری ترازقی با در نظر داشتن ضریب اطمینان ۳ برای حالات زیر محاسبه نمایید.

(الف) ماسه با تراکم متوسط و زاویه اصطکاک زهکشی شده $\phi = 30^\circ$

(ب) ماسه متراکم با زاویه اصطکاک زهکشی شده $\phi = 38^\circ$

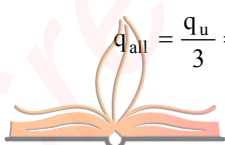
حل (الف) در این حالت گسیختگی از نوع برشی کلی یا عمومی خواهد بود.

$$c = 0 \rightarrow q_u = qN_q + 0.5\gamma BN_\gamma$$

$$\phi = 0 \rightarrow N_q = 61.55, N_\gamma = 78.61$$

$$q_u = 0.7 \times 18.6 \times 61.55 + 0.5 \times 18.6 \times 1 \times 78.61 = 1532.454 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{all} = \frac{q_u}{3} = \frac{1532.454}{3} = 510.8 \text{ kN/m}^2 = 5.1 \text{ kg/cm}^2$$



حل (ب) ماسه با تراکم متوسط

در این حالت چون ماسه غیر متراکم است گسیختگی از نوع موضعی خواهد بود.

$$q'_u = qN'_q + 0.5\gamma BN'_\gamma$$

با استفاده از جدول مربوط به ضرایب اصلاح شده یا با استفاده از رابطه $\phi' = \arctan(0.67\phi)$ داریم:

$$N'_q = 8.31$$

$$N'_\gamma = 4.39$$

$$q'_u = 0.7 \times 18.6 \times 8.31 + 0.5 \times 18.6 \times 1 \times 4.39 = 149 \text{ kN/m}^2 \rightarrow q_{all} = \frac{149}{3} = 49.67 = 0.49 \text{ kg/cm}^2$$

با توجه به ظرفیت باربری های بدست آمده در حالت های (الف) و (ب) می توان مشاهده نمود که تعیین صحیح پارامترهای مقاومت برشی خاک و تشخیص نوع گسیختگی تاثیر قابل ملاحظه ای در مقدار ظرفیت باربری تخمین زده شده خاک دارد.

$$\frac{q_u}{q'_u} = \frac{510.8}{49.67} = 10.28$$

مثال 

فونداسیونی نواری به عرض $B = 1.4 \text{ m}$ در سطح خاکی ماسه ای با زاویه اصطکاک $\phi = 36^\circ$ قرار گرفته است. مطلوب است محاسبه ظرفیت باربری خاک با استفاده از نظریه های ظرفیت باربری ترزاقی و مایرهورف. $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$

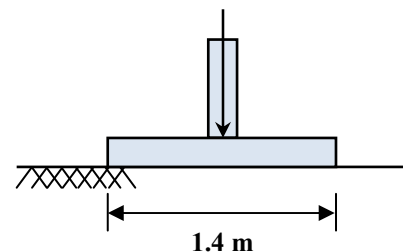
حل: با توجه به رابطه ظرفیت باربری ترزاقی داریم:

$$q_u = CN_c + qN_q + 0.5\gamma BN_\gamma$$

$$c = 0, q = 0 \rightarrow q_u = 0.5\gamma BN_\gamma$$

$$\phi = 36^\circ \rightarrow N_\gamma = 54.36$$

$$q_u = 0.5\gamma BN_\gamma = 0.5 \times 19 \times 1.4 \times 54.36 = 723 \text{ kN/m}^2$$



رابطه عمومی ظرفیت باربری مایرهورف به صورت زیر است:

$$q_u = CN_c \lambda_{cs} \lambda_{cd} + qN_q \lambda_{qs} \lambda_{qd} + 0.5\gamma BN_\gamma \lambda_{\gamma s} \lambda_{\gamma d}$$

$$c = 0, q = 0 \rightarrow q_u = 0.5\gamma BN_\gamma \lambda_{\gamma s} \lambda_{\gamma d}$$

فونداسیون نواری $\rightarrow \lambda_{\gamma s} = 1$

$$D_f = 0 \rightarrow \lambda_{\gamma d} = 1 + 0.1 \left(\frac{D_f}{B} \right) \tan \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) = 1$$

$$\rightarrow q_u = 0.5\gamma BN_\gamma$$

$$\phi = 36^\circ \rightarrow q_u = 0.5 \times 19 \times 1.4 \times 44.43 = 591 \text{ kN/m}^2 = 5.91 \text{ kg/cm}^2$$



مثال:

مسئله قبل را برای حالتی حل نمایید که عمق استقرار فونداسیون $D_f = 1m$ می باشد.

حل:

برای رابطه ترزاقی داریم:

$$\phi = 36^\circ \rightarrow N_q = 47.16, N_\gamma = 54.36$$

$$q_u = qN_q + 0.5\gamma BN_\gamma = 1 \times 19 \times 47.16 + 0.5 \times 19 \times 1.4 \times 54.36 = 1619 \text{ kN/m}^2 = 16.19 \text{ kg/cm}^2$$

ظرفیت باربری مایهوف:

$$q_u = qN_q \lambda_{qd} + 0.5\gamma BN_\gamma \lambda_{\gamma d}$$

$$\lambda_{qd} = \lambda_{\gamma d} = 1 + 0.1 \left(\frac{D_f}{B} \right) \tan \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) = 1 + 0.1 \left(\frac{1}{1.4} \right) \tan \left(45 + \frac{36}{2} \right) = 1.14$$

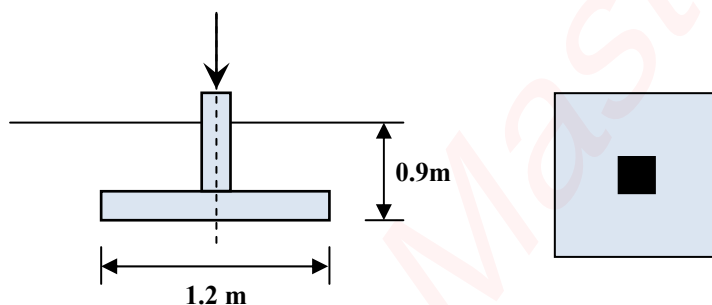
$$\phi = 36^\circ \rightarrow N_q = 37.75, N_\gamma = 44.43$$

$$q_u = 1 \times 19 \times 37.75 \times 1.14 + 0.5 \times 19 \times 1.4 \times 44.43 \times 1.14 = 817.66 + 673.67 = 1491.33 \text{ kN/m}^2 = 14.91 \text{ kg/cm}^2$$

مثال:

نمای یک فونداسیون مربع به ابعاد $1.2m \times 1.2m$ در شکل زیر نشان داده شده است. مطلوب است تعیین بار مجاز کلی Q_{all}

قابل حمل توسط فونداسیون با استفاده از رابطه ظرفیت باربری ترزاقی. (FS=3)



$$\gamma = 17.6 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi = 20^\circ$$

$$c = 9.8 \text{ kN/m}^3$$

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

$$\phi = 20^\circ \rightarrow N_c = 17.96, N_q = 7.44, N_\gamma = 3.64$$

$$q_u = (1.3)(9.8)(17.96) + (0.9)(17.6)(7.44) + (0.4)(17.6)(1.2)(3.64) = 374 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{all} = \frac{q_u}{3} = \frac{374}{3} = 124.67 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{all} = q_{all} \times A = 124.67 \times 1.2 \times 1.2 = 179.52 \text{ kN}$$

مثال:

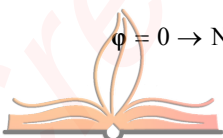
مطلوب است محاسبه ظرفیت باربری نهایی خالص یک فونداسیون مستطیل شکل به ابعاد $2m \times 4m$ در عمق ۲ متری در

خاک رس اشباع با $c_u = 15 \text{ kPa}$. از رابطه ظرفیت باربری مایهوف استفاده نمایید.

حل:

$$q_u = cN_c \lambda_{cs} \lambda_{cd} + qN_q \lambda_{qs} \lambda_{qd} + 0.5\gamma BN_\gamma \lambda_{\gamma s} \lambda_{\gamma d}$$

$$\phi = 0 \rightarrow N_c = 5.14, N_q = 1, N_\gamma = 0$$



$$\lambda_{cs} = 1 + 0.2 \left(\frac{B}{L} \right)$$

$$\lambda_{qs} = \lambda_{\gamma s} = 1$$

$$\lambda_{\gamma s} = 1 + 0.2 \left(\frac{D_f}{B} \right)$$

$$\lambda_{qd} = \lambda_{\gamma d} = 1$$

$$q_u = 5.14c_u \left(1 + 0.2 \frac{B}{L} \right) \left(1 + 0.2 \frac{D_f}{B} \right) + q$$

$$q_{net} = q_u - q = 5.14c_u \left(1 + 0.2 \frac{B}{L} \right) \left(1 + 0.2 \frac{D_f}{B} \right) = (5.14)(15) \left(1 + 0.2 \times \frac{2}{4} \right) \left(1 + 0.2 \times \frac{2}{2} \right) = 101.772 \text{ kN/m}^2 \approx 1 \text{ kg/cm}^2$$



منابع و مراجع | ۱۲-۳

۱. فونداسیون های سطحی، ظرفیت باربری و نشست، تألیف: برآجا ام. داس، ترجمه: عبدالمتین ستایش.
۲. مهندسی پی، طراحی و اجرا، تألیف: دکتر ابوالفضل اسلام، نشریه شماره ک-۴۳۷ چاپ اول، ۱۳۸۵.
3. Bearing capacity of soils, S. K. Prasad., S. J. College of Engineering, Mysore
4. Bowles, J. E. (1977) "Foundation Analysis and Design", Mc Graw Hill Publications, New York.
5. Das, B. M. (2007) "Principles of Foundation Engineering", Thomson India Edition, New Delhi.
6. Shallow Foundations., Robert E. Kimmerling., Geotechnical Engineering Circular No. 6., FHWA-SA-02-054., September 2002.



فصل ۴:

ظرفیت باربری فونداسیون های سطحی تحت بارهای مایل و برون محور

جزوه درس مهندسی پی (کارشناسی عمران)



به خاطر لنگرهای خمشی و نیروهای افقی که از روسازه به فونداسیون انتقال می یابد، فونداسیون های سطحی در اکثر مواقع در معرض بارهای مایل و برون محور قرار دارند. در چنین شرایطی لازم است که اصلاحاتی در تئوری های ظرفیت باربری نهایی ارائه شده در فصل ۲ انجام گیرد که این مسأله موضوع بحث ما در این فصل خواهد بود.

۲-۴ | فشار تماسی بین خاک و فونداسیون

یکی از مهمترین پارامترهایی که اندرکنش پی سطحی و خاک زیر آن را تعریف می کند فشار تماسی بین خاک و پی می باشد. اگرچه جمع فشار تماسی در کف پی سطحی باید معادل نیروی وارده از پی به خاک باشد، ولی ضرورتاً توزیع فشار تماسی نباید یکنواخت باشد. مطالعات تحلیلی و اندازه گیری های محلی دلالت بر این دارند که توزیع واقعی فشار تماسی به پارامترهای زیادی از جمله موارد زیر بستگی دارد:

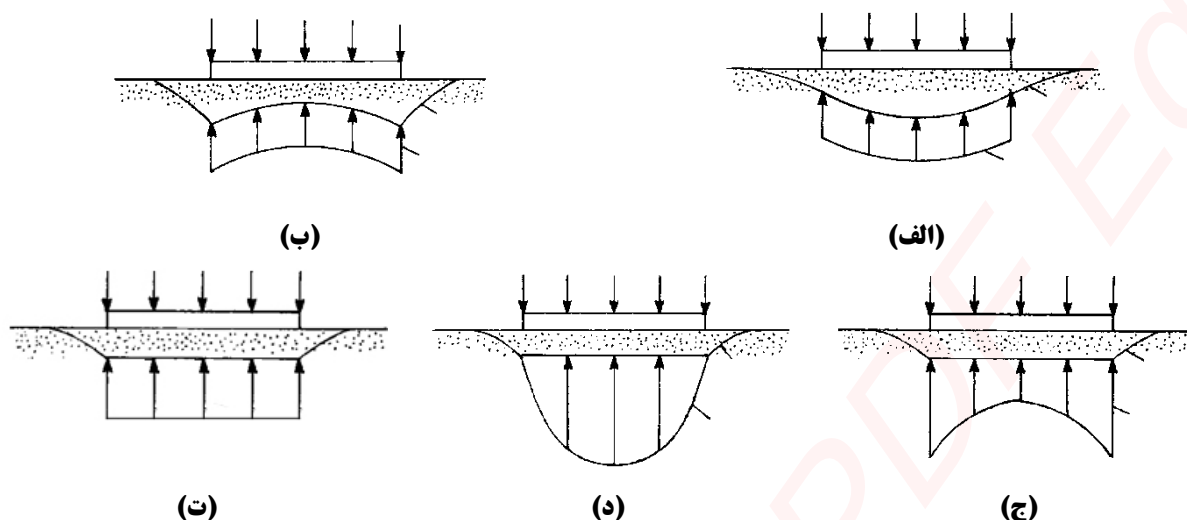
- خروج از مرکزیت بار (در صورت وجود بار خارج از مرکز و یا لنگر روی پی)
- صلبیت سازه ای پی
- ویژگی های تنش کرنش خاک
- زبری کف و اطراف پی

شکل ۱-۴ توزیع فشار تماسی را در کف پی های سطحی تحت بار قائم مرکزی را نشان می دهد. پی های انعطاف پذیر کامل به گونه ای خم شده تا فشار یکنواختی در زیر آن ها حاصل گردد (اشکال ۱-۴ الف و ۱-۴ ب) در حالی که پی های صلب کامل به طور یکنواخت نشست نموده ولی توزیع غیر یکنواخت تنش را به همراه دارند (اشکال ۱-۴ ج، ۱-۴ د). پی های منفرد سطحی خیلی نزدیک به حالت صلب عمل نموده، و در این صورت توزیع تنش فشاری در زیر آن ها یکنواخت نیست. اما تحلیل باربری و نیز نشست بر اساس توزیع تنش واقعی خیلی پیچیده بوده و بنابراین توزیع تنش را معمولاً در محاسبات جهت سهولت، یکنواخت در نظر گرفته (شکل ۱-۴ ت) کما اینکه در مجموع تغییر چندانی در مقادیر انتقالی پارامترهای طراحی در مقاطع بحرانی جهت طراحی به وجود نیامده و خطاهای حاصل از این ساده سازی چندان بزرگ نیست.

پی های گسترده دارای نسبت خیلی کوچک ضخامت به عرض بوده و بنابراین خیلی انعطاف پذیرتر از پی های منفرد و یا مرکب سطحی می باشند. از آنجا که برای پی های گسترده نیاز به ارزیابی مفصل تر تنش ها و نیز جزئیات کامل تر میلگردگذاری می باشد. بنابراین لزوم یافتن توزیع واقعی تر و دقیق تر تنش در زیر پس گسترده مطرح است.

معمولاً در تحلیل پی های سطحی از اصطکاک جداری در اطراف پی صرف نظر شده و تمامی بار به کف منتقل شده که در نتیجه تحلیل پی های سطحی و عمیق را از یکدیگر متمایز می سازد.





شکل ۱-۴ توزیع تنش در زیر فونداسیون های سطحی تحت بار قائم مرکزی (الف) پی انعطاف پذیر بر روی رس (ب) پی انعطاف پذیر در ماسه (ج) پی صلب در رس (د) پی صلب در ماسه (ت) حالت ساده شده

◀ (الف) فشار تماسی در حالت بار قائم مرکزی

فشار تماسی یا لهیدگی در کف پی سطحی در بارگذاری قائم بدون خروج از مرکزیت به صورت زیر بدست می آید:

$$q = \frac{Q + W_f}{A} \quad (۱-۴)$$

q = فشار تماسی

Q = بار قائم روی فونداسیون

W_f = وزن فونداسیون و خاک روی آن

A = سطحی کف فونداسیون

◀ (ب) فشار تماسی در حالت بار خروج از مرکز یا لنگر روی پی

در این حالت توزیع فشار قائم کف فونداسیون یکنواخت نیست و با فرض توزیع خطی، مقدار آن را می توان از روابط مقاومت مصالح به صورت زیر محاسبه نمود:

$$q_{\max} = \frac{Q}{BL} + \frac{6M}{B^2L} \quad (۲-۴)$$

$$q_{\min} = \frac{Q}{BL} - \frac{6M}{B^2L} \quad (۳-۴)$$

که در این روابط:

$Q =$ بار قائم روی فونداسیون

$M =$ لنگر وارد بر فونداسیون

$L, B =$ طول و عرض فونداسیون

مطابق شکل ۴-۲، تک نیرو و لنگر را می توان طبق رابطه زیر به یک نیروی تنهای معادل با برون محوری e تبدیل نمود:

$$e = \frac{M}{Q} \quad (4-4)$$

با قرار دادن مقدار فوق در معادلات ۲-۴ و ۳-۴ به دست می آید:

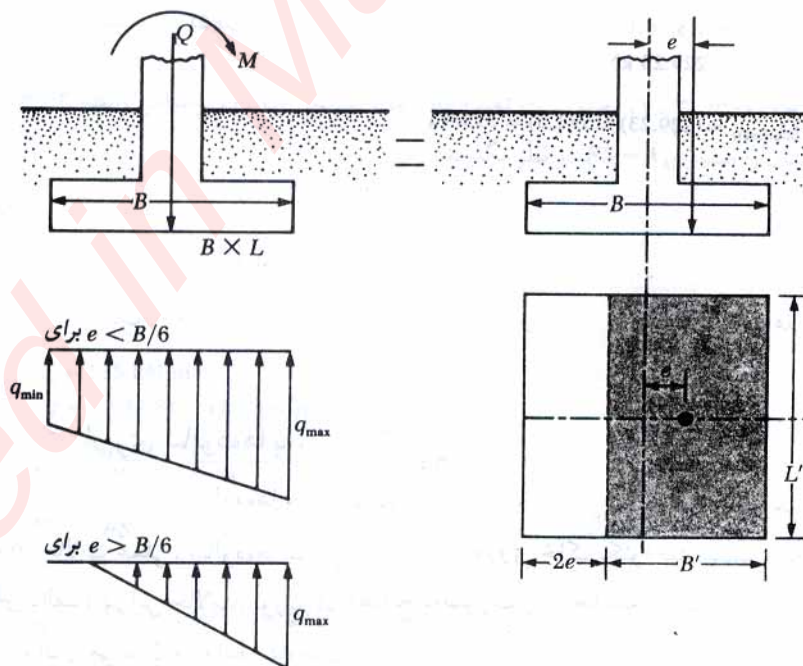
$$q_{\max} = \frac{Q}{BL} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) \quad (5-4)$$

$$q_{\max} = \frac{Q}{BL} \left(1 - \frac{6e}{B} \right) \quad (6-4)$$

در معادلات فوق اگر برون محوری e مساوی $B/6$ شود، مقدار q_{\min} مساوی صفر می شود. برای $e > B/6$ مقدار q_{\min} منفی می شود که نشان دهنده کشش در سطح تماس است. از آنجایی که در سطح تماس، امکان مقاومت کششی وجود ندارد، بین شالوده و زمین جدایی رخ می دهد که اصطلاحاً به آن منطقه بدون فشار می گویند. برای این حالت با نوشتن تعادل نیروها در امتداد قائم، مقدار q_{\max} مطابق رابطه زیر به دست می آید:

$$q_{\max} = \frac{4Q}{3L(B-2e)} \quad (7-4)$$

توجه شود که در صورت وجود لنگر در راستای طولی فونداسیون، در روابط قبلی به جای B از L استفاده می شود.



شکل ۴-۲ شالوده با برون محوری



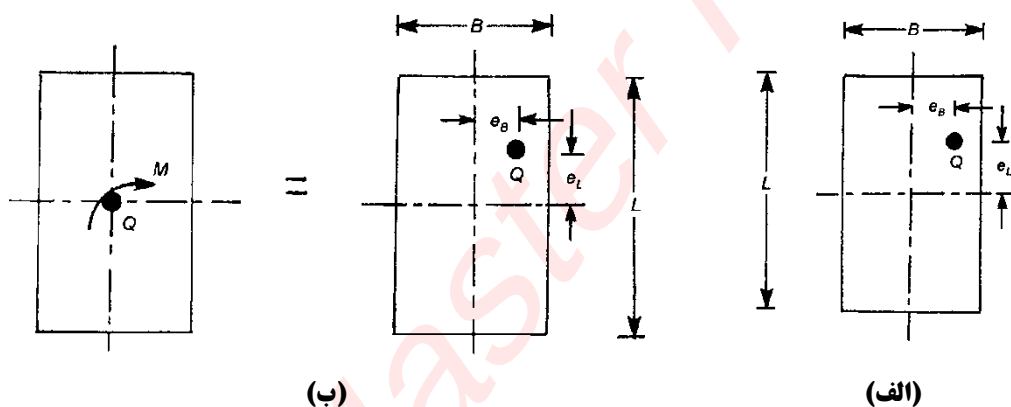
پی تحت لنگر دو طرفه

در بعضی موارد، فونداسیون تحت تاثیر یک بار قائم و لنگر خمشی در دو جهت قرار داشته یا در عمل، ستون نسبت به پلان متقارن نبوده و باعث ایجاد خروج از مرکزیت در دو جهت می شود. در این حالت با توجه به شکل ۳-۴ برای فونداسیون مستطیلی داریم:

$$e_L = \frac{M_B}{Q} \quad \text{و} \quad e_B = \frac{M_L}{Q} \quad (۸-۴)$$

که در این رابطه M_L لنگر حول محور طول و M_B لنگر حول محور عرضی یا محور کوتاه تر فونداسیون می باشد. بدین ترتیب با داشتن خروج از مرکزیت های بدست آمده طبق روابط فوق می توان نوشت:

$$q = \frac{Q}{A} \pm \frac{M_B \cdot e_L}{I_B} \pm \frac{M_L \cdot e_B}{I_L} \rightarrow q = \frac{Q}{A} \left(1 \pm \frac{6e_L}{L} \pm \frac{6e_B}{B} \right) \quad (۹-۴)$$

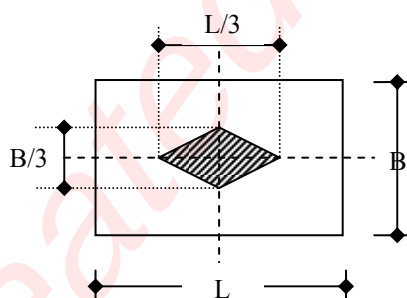


شکل ۳-۴ بار خارج از مرکز بر روی فونداسیون مستطیلی

در این حالت چنانچه بخواهیم تمام نقاط زیر فونداسیون در اثر بارگذاری فشاری قائم خارج از مرکز دو طرفه تحت تنش های فشاری قرار گیرند باید داشته باشیم:

$$\frac{6e_L}{L} \pm \frac{6e_B}{B} \leq 1 \quad (۱۰-۴)$$

ناحیه فوق در روی فونداسیون یک لوزی به ابعاد $L/3$ و $B/3$ است که هسته مقطع (کرن^۱) نامیده می شود (شکل ۴-۴).



شکل ۴-۴ هسته فونداسیون مستطیلی

^۱ Kern

۳-۴ | فونداسیون تحت بار مایل

معادله عمومی ظرفیت باربری نهایی یک فونداسیون مستطیلی را می توان طوری تعمیم داد که بارهای مایل را نیز شامل شود. در این حالت شکل عمومی این معادله به صورت زیر خواهد بود:

$$q_u = cN_c \lambda_{cs} \lambda_{cd} \lambda_{ci} + qN_q \lambda_{qs} \lambda_{qd} \lambda_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \lambda_{\gamma s} \lambda_{\gamma d} \lambda_{\gamma i} \quad (11-4)$$

پارامترهای این رابطه عبارتند از:

$$\text{ضرایب ظرفیت باربری} = N_c, N_q, N_\gamma$$

$$\text{ضرایب شکل} = \lambda_{cs}, \lambda_{qs}, \lambda_{\gamma s}$$

$$\text{ضرایب عمق} = \lambda_{cd}, \lambda_{qd}, \lambda_{\gamma d}$$

$$\text{ضرایب شیب بار} = \lambda_{ci}, \lambda_{qi}, \lambda_{\gamma i}$$

ماریهوف روابط زیر را برای محاسبه ضرایب شیب بار پیشنهاد نمود:

$$\lambda_{ci} = \lambda_{qi} = \left(1 - \frac{\alpha^\circ}{90^\circ}\right)^2 \quad (12-4)$$

$$\lambda_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\alpha^\circ}{\phi^\circ}\right)^2 \quad (13-4)$$

هانسن نیز روابط زیر را برای ضرایب شیب بار پیشنهاد نمود:

$$\lambda_{qi} = \left(1 - \frac{0.5 Q_u \sin \alpha}{Q_u \cos \alpha + B L c \cot \phi}\right)^5 \quad (14-4)$$

$$\lambda_{ci} = \lambda_{qi} - \left(\frac{1 - \lambda_{qi}}{N_q - 1}\right) \quad (15-4)$$

$$\lambda_{\gamma i} = \left(1 - \frac{0.7 Q_u \sin \alpha}{Q_u \cos \alpha + B L c \cot \phi}\right)^5 \quad (16-4)$$

چنان که در معادلات فوق داریم:

$$\alpha = \text{زاویه بار نسبت به قائم}$$

$$Q_u = \text{بار نهایی روی فونداسیون} = q_u B L$$

$$B = \text{عرض فونداسیون}$$

$$L = \text{طول فونداسیون}$$

بر مبنای نتایج آزمایشات محلی، موهس و وایز^۱ نتیجه گرفتند که نسبت مؤلفه قائم بار نهایی $Q_{u(v)}$ که زاویه α با قائم می سازد به بار نهایی Q_u هنگامی که بارگذاری قائم است (یعنی $\alpha=0$) تقریباً برابر است با $(1 - \tan \alpha)^2$.

¹ Mohs and Weiss



$$\frac{Q_{u(v)}}{Q_{u(\alpha=0)}} = (1 - \tan \alpha)^2$$

$$\frac{\frac{Q_{u(v)}}{BL}}{\frac{Q_{u(\alpha=0)}}{BL}} = \frac{q_{u(v)}}{q_{u(\alpha=0)}} = (1 - \tan \alpha)^2 \quad (17-4)$$

دوبرووا^۱ رابطه ای نظری برای ظرفیت باربری نهایی یک فونداسیون نواری با بارگذاری مایل ارائه نمود که به شکل زیر می باشد:

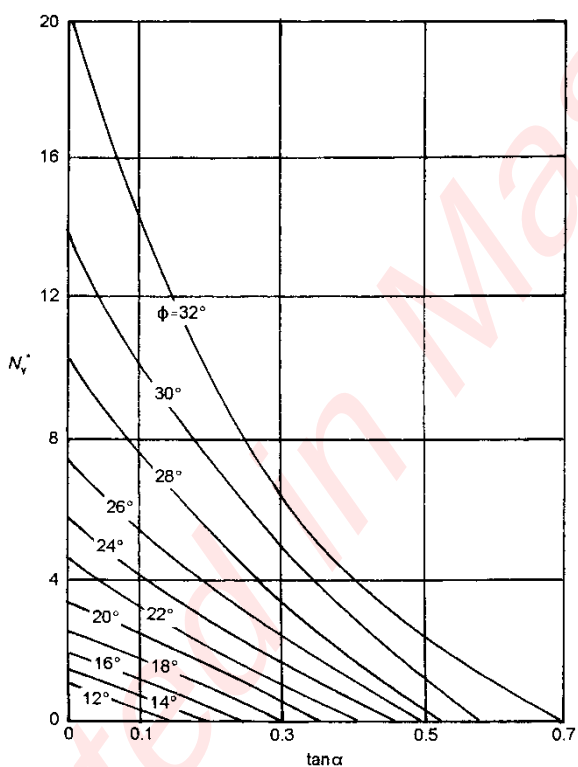
$$q_u = c(N_q^* - 1) \cot \phi + 2q N_q^* + B \gamma N_\gamma^* \quad (18-4)$$

به طوری که ،

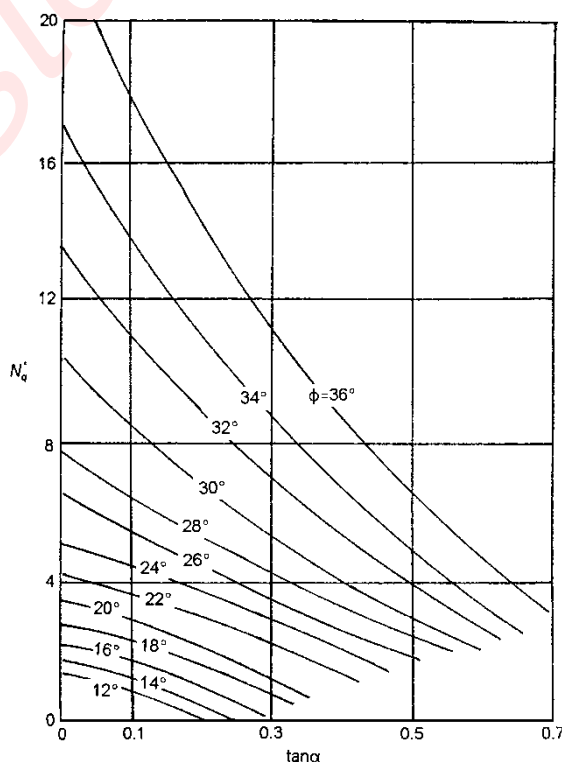
$$N_\gamma^*, N_q^* = \text{ضرایب ظرفیت باربری}$$

$$q = \gamma D_f$$

تغییرات N_γ^* و N_q^* در شکل های ۴-۵ و ۴-۶ نشان داده شده اند.

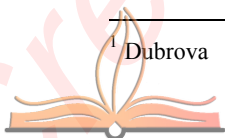


شکل ۴-۶ تغییرات N_γ^*



شکل ۴-۵ تغییرات N_q^*

^۱ Dubrova





مثال:

فونداسیونی نواری را در خاک درشت دانه با پارامترهای زیر در نظر بگیرید. $D_f = 1.2 \text{ m}$ ، $B = 1.2 \text{ m}$ ، وزن واحد حجم خاک $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$ ، زاویه اصطکاک خاک $\phi = 40^\circ$ ، زاویه بار $\alpha = 20^\circ$. ظرفیت باربری نهایی کل، q_u را با روش مایرهورف بدست آورید.

حل مسأله:



با استفاده از $c = 0$ و $B/L = 0$ ، معادله عمومی ظرفیت باربری به صورت زیر تغییر می نماید.

$$q_u = qN_q \lambda_{qd} \lambda_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \lambda_{\gamma d} \lambda_{\gamma i}$$

به ازاء $\phi = 40^\circ$ با رجوع به جدول ضرایب ظرفیت باربری مایرهورف، $N_q = 64.2$ و $N_\gamma = 93.69$ بدست می آید. همچنین:

$$\lambda_{qd} = \lambda_{\gamma d} = 1 + 0.1 \left(\frac{D_f}{B} \right) \tan \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) = 1 + 0.1 \left(\frac{1.2}{1.2} \right) \tan \left(45 + \frac{40}{2} \right) = 1.214$$

با استفاده از معادلات شیب بار مایرهورف داریم:

$$\lambda_{qi} = \left(1 - \frac{\alpha}{90} \right)^2 = \left(1 - \frac{20}{90} \right)^2 = 0.605$$

$$\lambda_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\alpha}{\phi} \right)^2 = \left(1 - \frac{20}{40} \right)^2 = 0.25$$

بنابراین،

$$q_u = (1.2 \times 17) (64.2) (1.214) (0.65) + \frac{1}{2} (17) (1.2) (93.69) (1.214) (0.25) = 1323.5 \text{ kN/m}^2$$

۴-۴ | فونداسیون تحت بار برون محور

هنگامی که فونداسیونی نواری در معرض یک بار برون محور قرار می گیرد، فرض بر این است که فشار تماسی به صورت خطی از پنجه تا پاشنه تغییر می یابد. البته در بار نهایی، فشار تماسی خطی نیست. در این بخش روابط مختلف تخمین ظرفیت باربری نهایی فونداسیون ها تحت بار برون محور را مورد بررسی قرار می دهیم.

الف) روش سطح موثر

مایرهورف سطح مؤثر A' را به این صورت تعریف نمود: **سطح موثر حداقل سطح تماسی است که مرکز سطح آن با محل اعمال بار منطبق است.**

با توجه به مفهوم سطح موثر، عرض مؤثر B' را به صورت زیر تعریف می نماییم (شکل ۴-۷):

$$B' = B - 2e$$

(۴-۱۹)

چنان که e خروج از مرکزیت بار می باشد.



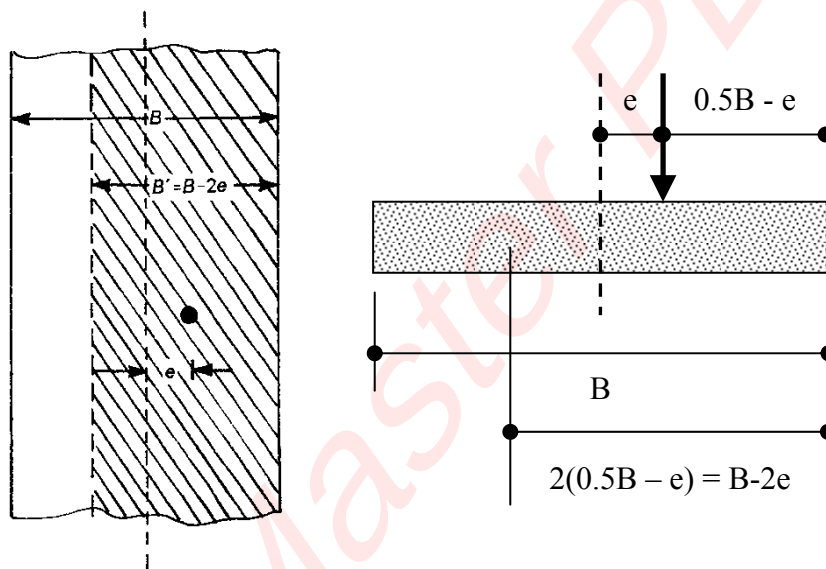
بر طبق این روش، ظرفیت باربری فونداسیون نواری را می توان با این فرض که بار به صورت هم محور بر عرض مؤثر نشان داده شده در شکل ۷-۴ عمل می نماید بدست آورد. بنابراین برای یک فونداسیون نواری با بارگذاری قائم داریم:

$$q_u = cN_c \lambda_{cd} + qN_q \lambda_{qd} + \frac{1}{2} \gamma B' N_\gamma \lambda_{\gamma d} \quad (۲۰-۴)$$

توجه شود که ضرایب شکل فونداسیون نواری برابر یک هستند. حال می توان بار نهایی بر واحد طول فونداسیون Q_u را به صورت زیر محاسبه نمود:

$$Q_u = q_u A' \quad (۲۱-۴)$$

که در رابطه فوق A' سطح مؤثر بوده و به صورت $B' \times 1 = B'$ تعریف می شود.



شکل ۷-۴ عرض مؤثر B'

مثال

فونداسیونی نواری با عرض 2m را در نظر بگیرید. اگر $e = 0.2m$ و عمق فونداسیون $D_f = 1m$ باشد، بار نهایی بر واحد طول فونداسیون را با استفاده از روش سطح مؤثر بدست آورید. پارامترهای خاک عبارتند از $\phi = 40^\circ$ ، $\gamma = 17.5 kN/m^3$ و $c = 0$. از ضرایب ظرفیت باربری و عمق مایرهورف استفاده نمایید.

حل مسئله:

به ازاء $c = 0$ با استفاده از معادله داریم:

$$q_u = qN_q \lambda_{qd} + \frac{1}{2} \gamma B' N_\gamma \lambda_{\gamma d}$$

$$B' = B - 2e = 2 - (2)(0.2) = 1.6m$$



با رجوع به جدول ضرایب ظرفیت باربری مایهوف، $N_q = 64.2$ و $N_\gamma = 93.69$ بدست می آید. همچنین با توجه به ضرایب عمق مایهوف داریم:

$$\lambda_{qd} = \lambda_{\gamma d} = 1 + 0.1 \left(\frac{D_f}{B} \right) \tan \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) = 1 + 0.1 \left(\frac{1}{2} \right) \tan \left(45 + \frac{40}{2} \right) = 1.107$$

$$q_u = (1 \times 17.5) (64.2) (1.107) + \frac{1}{2} (17.5) (1.6) (93.69) (1.107) = 2695.9 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_u = (B' \times 1) q_u = (1.6) (2695.9) \approx 4313 \text{ kN/m}$$

• بار نهایی فونداسیون مستطیلی

روش سطح مؤثر مایهوف که در بخش پیشین به آن پرداختیم را می توان طوری تعمیم داد که بتوان بار نهایی فونداسیون های مستطیلی با خروج از مرکزیت را با استفاده از آن بدست آورد. برای بارگذاری خارج از مرکز فونداسیون های مستطیلی همانطور که قبلاً اشاره شد داریم:

$$e_L = \frac{M_B}{Q} \quad (۲۲-۴)$$

و

$$e_B = \frac{M_L}{Q} \quad (۲۳-۴)$$

به طوری که:

e_B = خروج از مرکزیت (برون محوری) بار در راستای عرض فونداسیون

e_L = خروج از مرکزیت بار در راستای طول فونداسیون

M_B = مؤلفه لنگر حول محور کوتاه تر فونداسیون

M_L = مؤلفه لنگر حول محور بلند تر فونداسیون

مطابق نظر مایهوف ظرفیت باربری نهایی q_u و بار نهایی Q_u یک فونداسیون مستطیلی با بارگذاری خارج از مرکز (بار قائم) را می توان به صورت زیر بدست آورد:

$$q_u = cN_c \lambda_{cs} \lambda_{cd} + qN_q \lambda_{qs} \lambda_{qd} + \frac{1}{2} \gamma B' N_\gamma \lambda_{\gamma s} \lambda_{\gamma d} \quad (۲۴-۴)$$

و

$$Q_u = (q_u) A'$$

به طوری که،

$$B'L' = \text{سطح مؤثر} = A'$$

$$B' = \text{عرض مؤثر}$$

$$L' = \text{طول مؤثر}$$

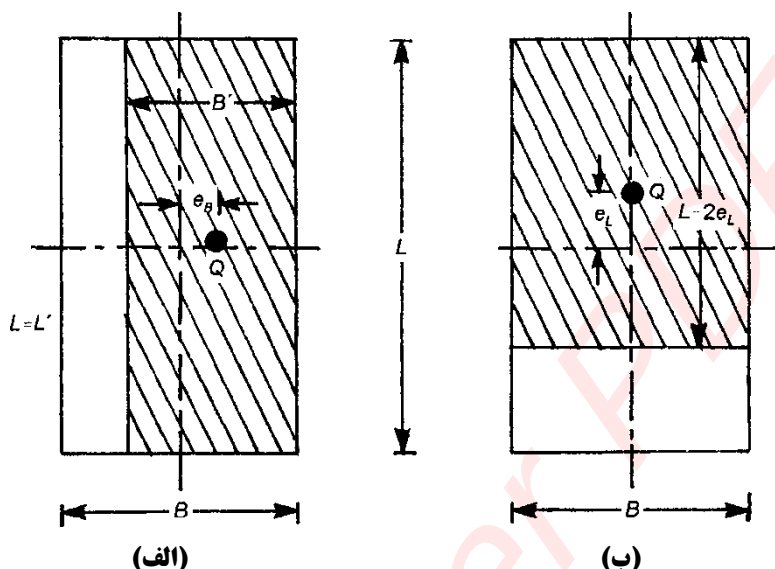
توجه شود که در این روش برای محاسبه ضرایب شکل از ابعاد مؤثر و برای محاسبه ضرایب عمق از ابعاد اصلی استفاده می نماییم.



• خروج از مرکزیت تک محوره

برای خروج از مرکزیت تک محوره یعنی اگر $e_L = 0$ (شکل ۴-۸-الف)، آنگاه داریم:

$$B' = B - 2e_B; L' = L; A' = B'L \quad (۲۵-۴)$$



شکل ۴-۸ خروج از مرکزیت تک محوره فونداسیون

البته اگر $e_B = 0$ باشد (شکل ۴-۸-ب)، آنگاه $L - 2e_L$ را محاسبه می نماییم. بدین ترتیب سطح مؤثر برابر خواهد بود با:

$$A' = B(L - 2e_L) \quad (۲۶-۴)$$

عرض مؤثر B' ، مقدار کوچکتر از بین B یا $L - 2e_L$ خواهد بود.

• خروج از مرکزیت دو محوره

برای خروج از مرکزیت دو محوره به دو طریق می توان عمل نمود:

۱. استفاده از ابعاد اصلاح شده در رابطه پایه توان باربری.

در این حالت با محاسبه ابعاد مؤثر و با استفاده از رابطه پایه توان باربری به صورت زیر ظرفیت باربری را محاسبه می نماییم:

$$q_u = cN_c \lambda_{cs} \lambda_{cd} + qN_q \lambda_{qs} \lambda_{qd} + \frac{1}{2} \gamma B' N_\gamma \lambda_{\gamma s} \lambda_{\gamma d}$$

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

$$\Rightarrow Q_u = q_u \times A' = q_u \times B' \times L'$$

۲. استفاده از نمودارهای هایترو و آندرس.

در این حالت ابعاد مؤثر B' و L' را از طریق نمودارهای ارائه شده توسط هایترو و آندرس بدست می آوریم. چنانکه این

محققین بیان نموده اند برای فونداسیون مستطیلی با خروج از مرکزیت دو محوره چهار حالت می تواند رخ دهد:



حالت ۱ ($e_B/B \geq 1/6$ و $e_L/L \geq 1/6$)

این حالت در شکل ۹-۴ نشان داده شده است. برای این حالت:

$$B_1 = B \left(1.5 - \frac{3e_B}{B} \right) \quad (۲۷-۴)$$

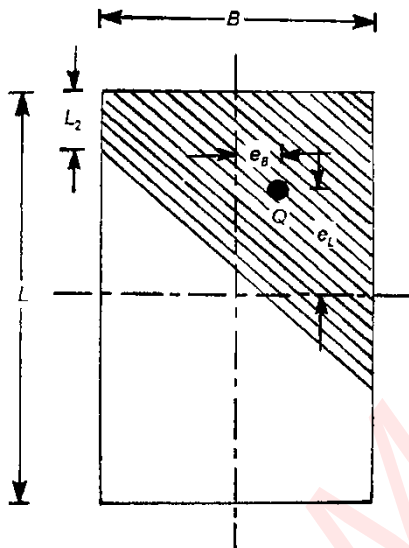
و

$$L_1 = L \left(1.5 - \frac{3e_L}{L} \right) \quad (۲۸-۴)$$

بنابراین سطح مؤثر برابر است با:

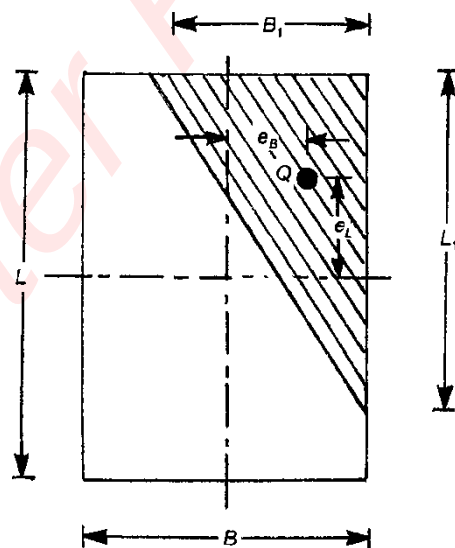
$$A' = \frac{1}{2} B_1 L_1 \quad (۲۹-۴)$$

عرض مؤثر B' برابر است با مقدار کوچکتر B_1 یا L_1 ، به عبارت دیگر $B' = \min(B_1, L_1)$.



شکل ۱۰-۴ سطح مؤثر در حالت

$$0 < e_B/B < 1/6 \text{ و } e_L/L < 0.5$$



شکل ۹-۴ سطح مؤثر در حالت

$$e_B/B \geq 1/6 \text{ و } e_L/L \geq 1/6$$

حالت ۲ ($0 < e_B/B < 1/6$ و $e_L/L < 0.5$)

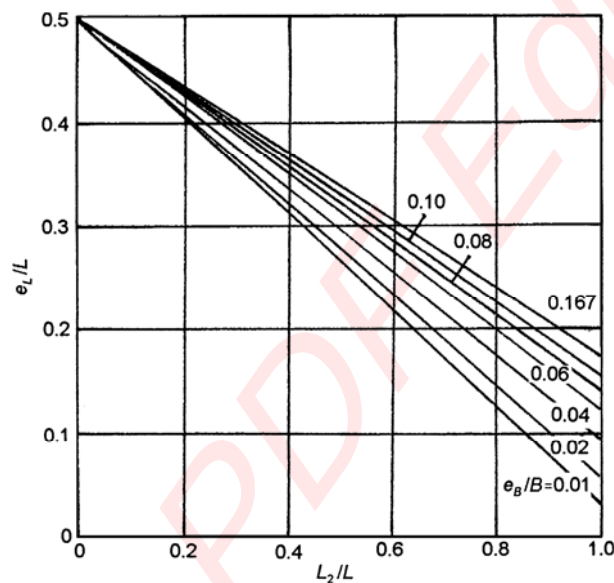
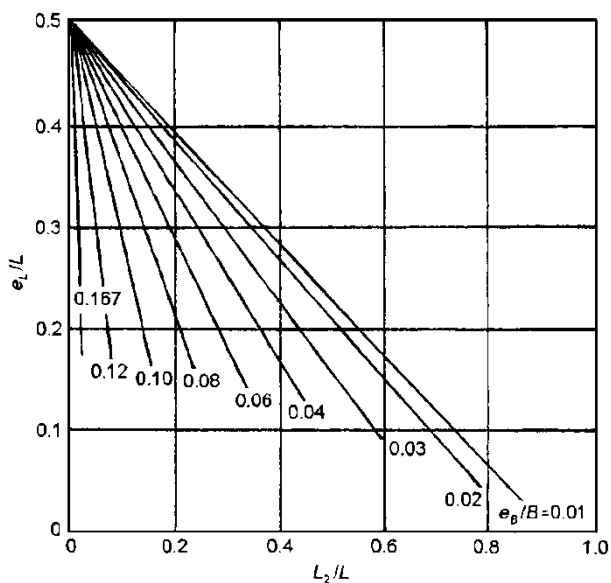
این حالت در شکل ۱۰-۴ نشان داده شده است با مشخص بودن مقادیر e_B/B و e_L/L ، مقادیر L_1/L و L_2/L (و بنابراین L_1 و L_2) را می توان از طریق شکل های ۱۱-۴ و ۱۲-۴ بدست آورد. سطح مؤثر به صورت زیر بدست می آید:

$$A' = \frac{1}{2} (L_1 + L_2) B \quad (۳۰-۴)$$

طول مؤثر L' مقدار بزرگتر از بین L_1 یا L_2 خواهد بود. عرض مؤثر برابر است با:

$$B' = \frac{A'}{L'} \quad (۳۱-۴)$$





شکل ۴-۱۱ دیاگرام e_L/L در برابر L_1/L برای $e_L/L < 0.5$ و شکل ۴-۱۲ دیاگرام e_L/L در برابر L_2/L برای $e_L/L < 0.5$ و $0 < e_B/B < 1/6$

حالت ۳ $(0 < e_B/B < 0.5$ و $e_L/L < 1/6)$

حالت مورد بررسی در شکل ۴-۱۳ نشان داده شده است. با مشخص بودن مقادیر e_L/L و e_B/B مقادیر B_1 و B_2 را می توان از طریق اشکال ۴-۱۴ و ۴-۱۵ بدست آورد. بنابراین سطح مؤثر را می توان به صورت زیر بدست آورد:

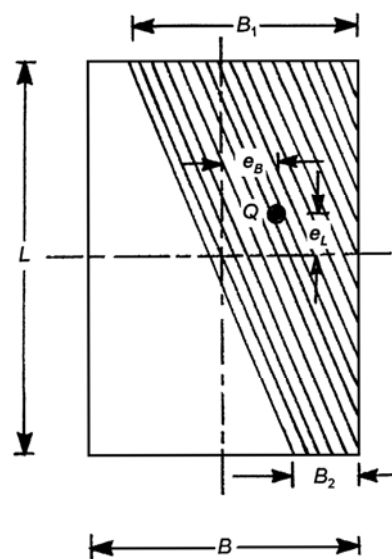
$$A' = \frac{1}{2}(B_1 + B_2)L \quad (3-32)$$

در این حالت طول مؤثر برابر است با:

$$L' = L \quad (3-32)$$

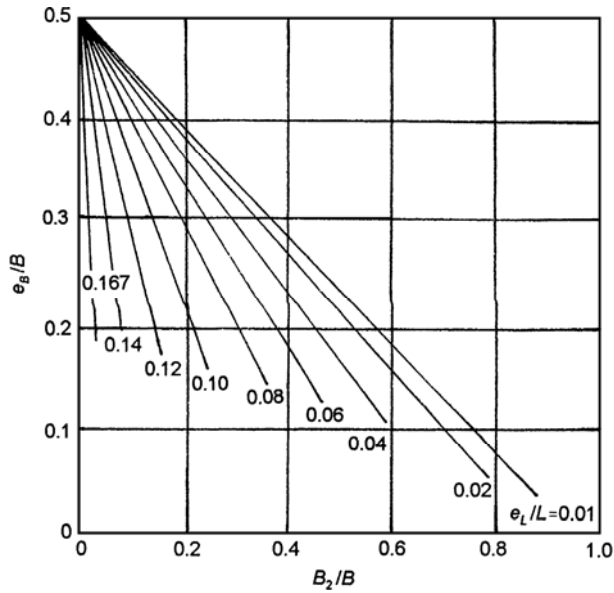
عرض مؤثر را به صورت زیر می توان بدست آورد:

$$B' = \frac{A'}{L} \quad (3-33)$$



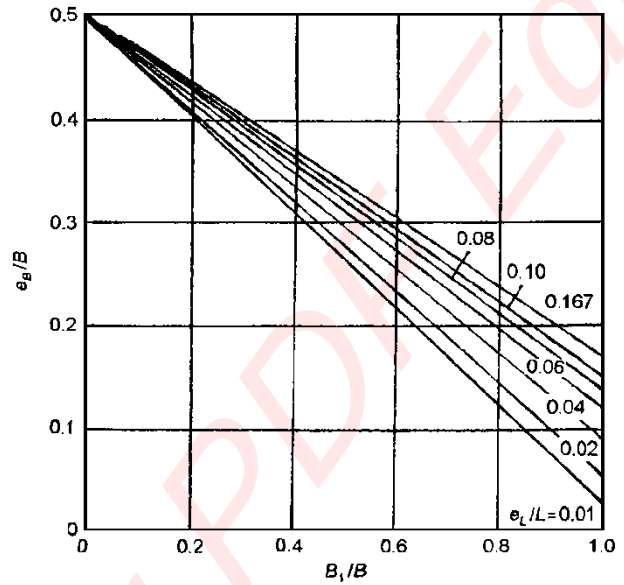
شکل ۴-۱۳ سطح مؤثر برای حالت $e_L/L < 1/6$

و $0 < e_B/B < 0.5$



شکل ۴-۱۵ دیاگرام e_B/B در برابر B_2/B

برای $0 < e_B/B < 0.5$ و $e_L/L < 1/6$

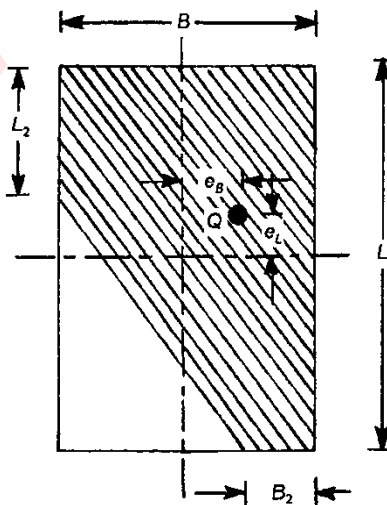


شکل ۴-۱۴ دیاگرام e_B/B در برابر B_1/B

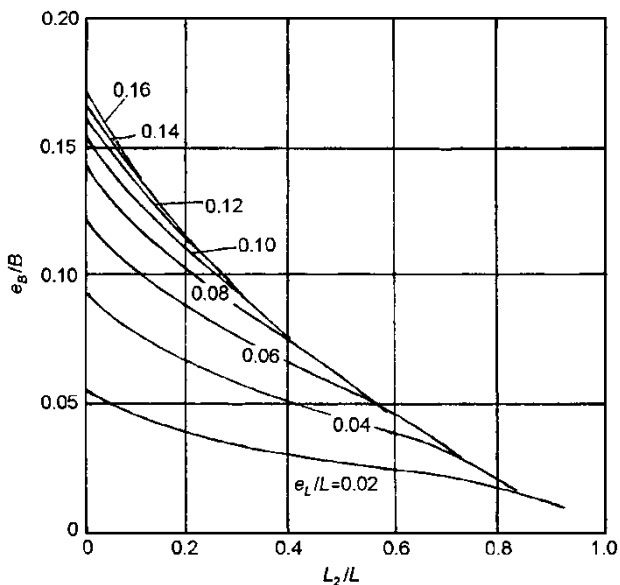
برای $0 < e_B/B < 0.5$ و $e_L/L < 1/6$

حالت ۴ $(e_B/B < 1/6$ و $e_L/L < 1/6)$

سطح بارگذاری خارج از مرکز فونداسیون در این حالت در شکل ۴-۱۶ نشان داده شده است. در این حالت، منحنی های e_L/L در شکل ۴-۱۷ مقادیر B_2/B را در روی محور طول بدست می دهند. به طور مشابه در شکل ۴-۱۸ خانواده منحنی های e_L/L که شیب رو به پایین دارند، مقادیر L_2/L را در روی محور طول بدست می دهند. با مشخص بودن B_2 و L_2 ، سطح مؤثر A' را می توان محاسبه نمود. در این حالت $L' = L$ و $B' = A'/L'$.

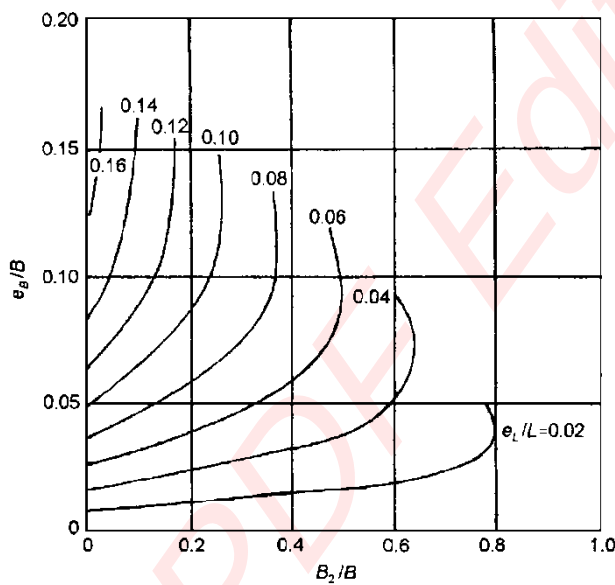


شکل ۴-۱۶ سطح مؤثر برای حالت $e_B/B < 1/6$ و $e_L/L < 1/6$



شکل ۴-۱۸ دیاگرام e_B/B در برابر L_2/L

برای حالت $e_L/L < 1/6$ و $e_B/B < 1/6$



شکل ۴-۱۷ دیاگرام e_B/B در برابر B_2/B

برای حالت $e_L/L < 1/6$ و $e_B/B < 1/6$

◀ (ب) روش ضریب کاهش

ضریب کاهش به صورت زیر تعریف می شود:

$$R_k = 1 - \frac{q_u(\text{eccentric})}{q_u(\text{centric})}$$

$$(۴-۳۴)$$

به طوری که،

$$R_k = \text{ضریب کاهش}$$

$q_u(\text{eccentric})$ = ظرفیت باربری نهایی فونداسیون نواری با بارگذاری خارج از مرکز

$q_u(\text{centric})$ = ظرفیت باربری نهایی فونداسیون نواری بدون خروج از مرکزیت

پورکایاستا و چار^۱ با استفاده از روش قطعات پیشنهاد شده توسط جانبو پایداری یک فونداسیون نواری با بارگذاری برون محور را مطالعه نموده و رابطه ضریب کاهش را به صورت زیر پیشنهاد نمودند:

$$R_k = \alpha \left(\frac{e}{B} \right)^k$$

$$(۴-۳۵)$$

به طوری که α و k تابعی از نسبت عمق مدفون D_f/B (جدول ۴-۱) می باشند.

جدول ۴-۱ تغییرات α و k [معادله (۳-۳۱)]

D_f/B	α	k
0	1.862	0.73
0.25	1.811	0.785
0.5	1.754	0.8
1.0	1.820	0.888

¹ Purkayastha and Char

بنابراین با ترکیب معادلات (۳۴-۴) و (۳۵-۴) نتیجه می شود:

$$q_{u(\text{eccentric})} = q_{u(\text{centric})}(1 - R_k) = q_{u(\text{centric})} \left[1 - a \left(\frac{e}{B} \right)^k \right] \quad (۳۶-۴)$$

به طوری که ،

$$q_{u(\text{centric})} = cN_c \lambda_{dc} + qN_q \lambda_{dq} + \frac{1}{2} \gamma BN_\gamma \lambda_{\gamma d} \quad (۳۷-۴)$$

برای فونداسیون مستطیلی با خروج از مرکزیت یک یا دوطرفه می توان از ضرایب کاهش زیر استفاده نمود:

- خاک چسبنده:

$$R_k = \frac{2e}{B} \quad (۳۸-۴)$$

- در خاک های دانه ای:

$$R_k = \sqrt{\frac{e}{B}} \quad (۳۹-۴)$$

دقت شود که ضرایب فوق تنها برای $0 < \frac{e}{B} < 0.3$ کاربرد دارند. چنانچه خروج از مرکزیت تک محوره باشد داریم:

$$q_{u(\text{eccentric})} = q_{u(\text{centric})}(1 - R_k) \quad (۴۰-۴)$$

اما اگر در هر دو جهت طولی و عرضی خروج از مرکزیت داشته باشیم، ضرایب کاهش را همزمان به صورت زیر به کار می بریم:

$$q_{u(\text{eccentric})} = q_{u(\text{centric})}(1 - R_{kx})(1 - R_{ky}) \quad (۴۱-۴)$$

چنانکه:

R_{kx} = ضریب کاهش طولی (خروج از مرکزیت در راستای طولی، به عبارت دیگر لنگر حول محور کوتاه تر)

R_{ky} = ضریب کاهش عرضی (خروج از مرکزیت در راستای عرضی، به عبارت دیگر لنگر حول محور بلند تر)

به طور مثال برای یک فونداسیون مستطیلی در روی خاک دانه ای با خروج از مرکزیت دو طرفه داریم:

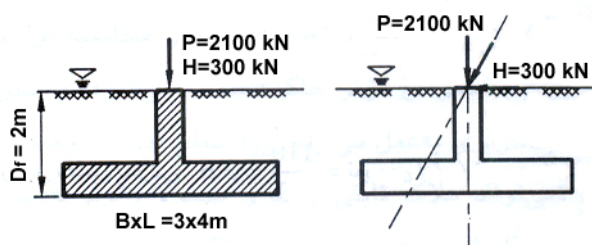
$$q_{u(\text{eccentric})} = q_{u(\text{centric})}(1 - R_{kx})(1 - R_{ky}) = q_{u(\text{centric})} \left(1 - \sqrt{\frac{e_B}{B}} \right) \left(1 - \sqrt{\frac{e_L}{L}} \right)$$

توجه شود که در روش ضریب کاهش، برای محاسبه $q_{u(\text{centric})}$ از روش مایرهورف استفاده شود.



مثال: 

برای فونداسیون نشان داده شده در شکل زیر مطلوب است محاسبه ضریب اطمینان در مقابل گسیختگی ظرفیت باربری با استفاده از نظریه ظرفیت باربری مایر هوف.



$$P = 2100 \text{ kN}, H = 300 \text{ kN}, D_f = 2 \text{ m}, B \times L = 3 \times 4 \text{ m}$$

$$\gamma_{\text{sat}} = 18.5 \text{ kN/m}^3, \phi = 34^\circ$$

خاک ماسه ای

حل:

$$M = 300 \times 2 = 600 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$Q = 2100 \text{ kN}$$

$$W_{s+f} = 3 \times 4 \times 20 \times 2 = 480 \text{ kN}$$

در رابطه فوق وزن فونداسیون بعلاوه خاک روی آن با در نظر گرفتن وزن مخصوص 20 kN/m^3 برای مجموع آن ها به طور تقریبی محاسبه شده است.

$$e = \frac{M}{Q + W_{s+f}} = \frac{600}{2100 + 480} = 0.23 \text{ m} \rightarrow B' = 3 - 2 \times 0.23 = 2.54 \text{ m}$$

$$i = \arctan\left(\frac{300}{2100 + 480}\right) = 6.63^\circ$$

$$\lambda_{qs} = \lambda_{\gamma s} = 1 + 0.1 \frac{B'}{L} \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) = 1 + 0.1 \frac{2.54}{4} \tan^2\left(45 + \frac{34}{2}\right) = 1.2246$$

$$\lambda_{qd} = \lambda_{\gamma d} = 1 + 0.1 \left[\frac{B}{L}\right] \tan\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) = 1 + 0.1 \left[\frac{3}{4}\right] \tan\left(45 + \frac{34}{2}\right) = 1.141$$

توجه شود که برای محاسبه ضرایب شکل از ابعاد موثر و برای محاسبه ضرایب عمق از ابعاد اصلی استفاده شده است.

$$\lambda_{ci} = \lambda_{qi} = \left(1 - \frac{\alpha}{90}\right)^2 = \left(1 - \frac{6.63}{90}\right)^2 = 0.86$$

$$\lambda_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\alpha}{\phi}\right)^2 = \left(1 - \frac{6.63}{34}\right)^2 = 0.65$$

$$q_u = qN_q \lambda_{qs} \lambda_{qd} \lambda_{qi} + 0.5 \gamma B' N_\gamma \lambda_{\gamma s} \lambda_{\gamma d} \lambda_{\gamma i}$$

$$q_u = 2(18.5 - 9.81) \times 29.44 \times 1.2246 \times 1.141 \times 0.86 + 0.5(18.5 - 9.81) \times 2.54 \times 31.15 \times 1.2246 \times 1.141 \times 0.65$$

$$= 931 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{ult} = q_{ult} \times B' \times L = 931 \times 2.54 \times 4 = 9459 \text{ kN} \rightarrow FS = \frac{Q_{ult}}{Q} = \frac{9459}{2100} = 4.5$$



مثال: 

فونداسیونی مستطیلی به ابعاد $2.5m \times 4m$ در روی خاکی دانه ای با زاویه اصطکاک $\phi = 28^\circ$ در عمق $D_f = 0.8m$ نسبت به سطح زمین قرار گرفته است. بار نهایی را در حالت های زیر با استفاده از نظریه ظرفیت باربری مایهوف محاسبه نمایید. $\gamma = 17kN/m^3$

- (الف) بار بر مرکز سطح فونداسیون اعمال می شود.
- (ب) بار با خروج از مرکزیت $0.5m$ نسبت به محور بلند فونداسیون اعمال می شود.
- (ج) بار با خروج از مرکزیت $1m$ نسبت به محور کوتاه فونداسیون اعمال می شود.

حل (الف)

$$\phi = 28^\circ \rightarrow \begin{cases} N_q = 14.72 \\ N_\gamma = 11.19 \end{cases}$$

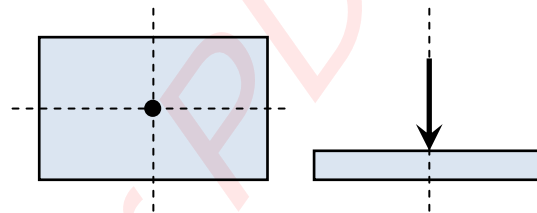
$$\lambda_{qs} = \lambda_{\gamma s} = 1 + 0.1 \left(\frac{B}{L}\right) \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$$

$$\lambda_{qd} = \lambda_{\gamma d} = 1 + 0.1 \left(\frac{D_f}{B}\right) \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$$

$$q_u = \gamma D_f N_q \lambda_{qs} \lambda_{qd} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \lambda_{\gamma s} \lambda_{\gamma d}$$

$$\rightarrow q_u = 0.8 \times 17 \times 14.72 \times 1.173 \times 1.053 + \frac{1}{2} \times 17 \times 2.5 \times 11.19 \times 1.173 \times 1.053 = 541kN/m^2$$

$$\rightarrow Q_u = 541 \times 2.5 \times 4 = 5410kN$$



حل (ب)

$$B' = B - 2e = 2.5 - 2 \times 0.5 = 1.5m$$

$$L = 4m$$

بنابراین ابعاد جدید یا همان سطح موثر فونداسیون برابر خواهد بود با: $1.5m \times 4m$

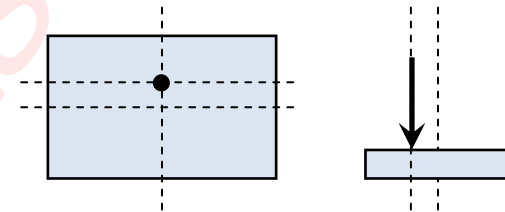
ضرایب شکل را با استفاده از ابعاد سطح موثر بدست می آوریم:

$$\lambda_{qs} = \lambda_{\gamma s} = 1 + 0.1 \left(\frac{1.5}{4}\right) \tan^2 \left(45 + \frac{28}{2}\right) = 1.1$$

$$\lambda_{qd} = \lambda_{\gamma d} = 1 + 0.1 \left(\frac{0.8}{2.5}\right) \tan^2 \left(45 + \frac{28}{2}\right) = 1.053$$

$$\rightarrow q_u = 0.8 \times 17 \times 14.72 \times 1.1 \times 1.053 + \frac{1}{2} \times 17 \times 1.5 \times 11.19 \times 1.1 \times 1.053 = 397.14kN/m^2$$

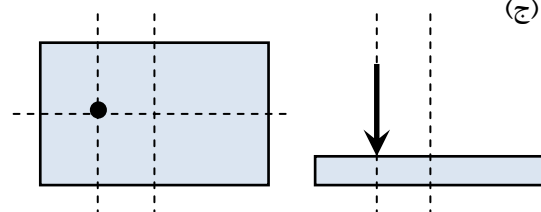
$$\rightarrow Q_u = 397.14 \times 1.5 \times 4 = 2382.84kN$$



ضرایب عمق را با استفاده از ابعاد اصلی بدست می آوریم:

$$B = 2.5m$$

$$L' = 4 - 2 \times 1 = 2 \text{ مقدار کوچکتر}$$



حل (ج)



$$\text{ابعاد اصلاح شده} \Rightarrow \begin{cases} B = 2 \\ L = 2.5 \end{cases}$$

$$\lambda_{qs} = \lambda_{ys} = 1 + 0.1 \left(\frac{2}{2.5} \right) \tan^2 \left(45 + \frac{28}{2} \right) = 1.221$$

$$\lambda_{qd} = \lambda_{yd} = 1 + 0.1 \left(\frac{0.8}{2.5} \right) \tan \left(45 + \frac{28}{2} \right) = 1.053$$

$$\rightarrow q_u = 0.8 \times 17 \times 14.72 \times 1.221 \times 1.053 + \frac{1}{2} \times 17 \times 2 \times 11.19 \times 1.221 \times 1.053 = 501.97 \text{ kN/m}^2$$

$$\rightarrow Q_u = 501.97 \times 2.5 \times 2 = 2509.85 \text{ kN}$$

مثال: 

در مسئله قبل، قسمت (ب) و (ج) را با استفاده از روش ضریب کاهش حل نمایید.
با توجه به قسمت (الف):

$$q = 541 \text{ kN/m}$$

(ب) با توجه به اینکه خاک دانه ای است داریم:

$$R_k = \sqrt{e/B} = \sqrt{0.5/2.5} = .447$$

$$\rightarrow q_u = (1 - 0.447) \times 541 = 299 \text{ kN/m}^2 \rightarrow Q_u = 299 \times 2.5 \times 4 = 2990 \text{ kN}$$

که در مسئله قبل 2382.84kN بدست آمد

(ب)

$$R_k = \sqrt{1/4} = 0.5$$

$$\rightarrow q_u = (1 - 0.5) \times 541 = 270.5 \text{ kN/m}^2 \rightarrow Q_u = 270.5 \times 2.5 \times 4 = 2750 \text{ kN}$$

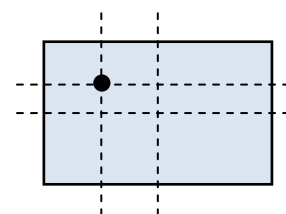
که در مسئله قبل 2509.85kN بدست آمد.

مثال: در صورتی که در مسئله قبل خروج از مرکزیت های (ب) و (ج) همزمان رخ دهند، بار مجاز فونداسیون را با فرض ضریب اطمینان FS = 4 محاسبه نمایید.

$$\frac{e_B}{B} = \frac{0.5}{2.5} = 0.2 > 0.167$$

$$\frac{e_L}{L} = \frac{1}{4} = 0.25 > 0.167$$

بنابراین حالت یک رخ می دهد



$$B_1 = B \left(1.5 - \frac{3e_B}{B} \right) = 2.5 \left(1.5 - \frac{3 \times 0.5}{2.5} \right) = 2.25$$

$$L_1 = L \left(1.5 - \frac{3e_L}{L} \right) = 4 \left(1.5 - \frac{3 \times 1}{4} \right) = 3$$

$$A' = \frac{1}{2} B_1 L_1 = \frac{1}{2} \times 2.25 \times 3 = 3.375 \text{ m}^2$$

$$\lambda_{qs} = \lambda_{ys} = 1 + 0.1 \left(\frac{2.25}{3} \right) \tan^2 \left(45 + \frac{28}{2} \right) = 1.2$$

$$\lambda_{qd} = \lambda_{yd} = 1 + 0.1 \left(\frac{0.8}{2.5} \right) \tan \left(45 + \frac{28}{2} \right) = 1.053$$



$$\rightarrow q_u = 0.8 \times 17 \times 14.72 \times 1.2 \times 1.053 + \frac{1}{2} \times 17 \times 2.25 \times 11.19 \times 1.2 \times 1.053 = 523 \text{ kN/m}^2$$

$$\rightarrow Q_u = 523 \times 3.375 = 1766 \text{ kN}$$

مثال:



فونداسیونی مستطیلی به طول 3m و عرض 2m و عمق استقرار $D_f = 0.5 \text{ m}$ نسبت به سطح زمین قرار گرفته است. چنانچه $e_L = 0.2 \text{ m}$ و $e_B = 0.5 \text{ m}$ باشد بار نهایی قابل تحمل توسط این فونداسیون را محاسبه نمایید.

$$c = 0, \gamma = 18 \text{ kN/m}^3, \phi = 32^\circ$$

$$e_B / B = 0.5 / 2 = 0.25 \rightarrow 0 < e_B / B < 0.5$$

$$e_L / L = 0.2 / 3 = 0.067 \rightarrow e_L / L < 1/6$$

بنابراین حالت ۳ رخ می دهد. با رجوع به شکل ۴-۱۴ و ۴-۱۵ داریم:

$$B_1 / B = 0.7 \rightarrow B_1 = 0.7 \times 2 = 1.4 \text{ m}$$

$$B_2 / B = 0.3 \rightarrow B_2 = 0.3 \times 2 = 0.6 \text{ m}$$

با توجه به روابط مربوط به حالت ۳ داریم:

$$L' = L = 3 \text{ m} \rightarrow A' = \frac{1}{2} [1.4 + 0.6] \times 3 = 3 \text{ m}^2$$

$$B' = \frac{A'}{L'} = \frac{3}{3} = 1 \text{ m}$$

حال می توان با استفاده از ابعاد اصلاح شده یا همان ابعاد موثر ظرفیت باربری را محاسبه نمود.

$$\phi = 32^\circ \rightarrow \begin{cases} N_q = 23.18 \\ N_\gamma = 22.02 \end{cases}$$

$$\lambda_{qs} = \lambda_{\gamma s} = 1 + 0.1 \left(\frac{1}{3} \right) \tan^2 \left(45 + \frac{32}{2} \right) = 1.108$$

$$\lambda_{qd} = \lambda_{\gamma d} = 1 + 0.1 \left(\frac{0.5}{2} \right) \tan^2 \left(45 + \frac{32}{2} \right) = 1.045$$

$$\rightarrow q_u = 0.5 \times 18 \times 23.18 \times 1.108 \times 1.045 + \frac{1}{2} \times 18 \times 1 \times 22.02 \times 1.108 \times 1.045 = 471 \text{ kN/m}^2$$

$$\rightarrow Q_u = 471 \times 3 = 1413 \text{ kN}$$



۱. فونداسیون های سطحی، ظرفیت باربری و نشست، تألیف: برآجا ام. داس، ترجمه: عبدالمتین ستایش.
۲. مهندسی پی، طراحی و اجرا، تألیف: دکتر ابوالفضل اسلامی، چاپ اول ۱۳۸۵.
۳. اصول مهندسی ژئوتکنیک، جلد دوم: مهندسی پی، مولف: برآجا ام. داس، ترجمه: شاپور طاحونی، چاپ هفتم.



فصل ۵: نشست فونداسیون های سطحی

جزوه درس مهندسی پی (کارشناسی عمران)



نشست سازه ها بر اثر تغییر شکل و جابجایی زمین، تغییر حجم خاک بستر و یا زیرسازه تحت تنش های حاصل از بارگذاری و باربرداری بوقوع می پیوندد. تغییر شکل تحت تنش موثر ثابت، خزش نامیده می شود در حالی که تغییر شکل تحت افزایش تنش را جابجایی و یا فشرده گی می نامند. مجموعه تغییر شکل های فوق در نتیجه تغییر حجم الاستیکی و پلاستیکی دانه ها، تغییر حجم توده خاک در نتیجه خروج آب و هوا از منافذ و جابجایی کلی برشی ذرات و یا توده خاک احداث می شود.

عمدتاً در طراحی پی های سطحی، نشست عامل کنترل کننده در تعیین قابلیت باربری مجاز است. مضافاً اینکه در تعیین توان باربری مجاز عوامل هندسه پی، مقاومت و سختی خاک زیر پی و ملاحظات سرویس پذیری روسازه به دلیل تحمل تغییر شکل ها مطرح بوده و بنابراین موارد، توان باربری و نشست زیر پی در اندرکنش بوده و نمی توان به صورت مجزا به آن ها پرداخت.

خاک ها در محدوده کوچکی از تغییر شکل ها به صورت الاستیک عمل می کنند و در مجموع خاک مصالحی همگن و ایزوتروپ نبوده و عواملی چون تاریخچه تنش، وجود آب و هوا در خاک، تاثیرگذاری بارهای دینامیکی در رفتار دانه های تشکل دهنده خاک، پیچیدگی در تعریف مناسب و دقیق شرایط مرزی باعث می شود که نتوان همانند دیگر مصالح سازه ای تغییر شکل ها و جابجایی های خاک را به سهولت و با روابط ساده، تعیین و محاسبه نمود. تعیین خصوصیات الاستیکی خاک، یعنی مدول الاستیسیته و ضریب پواسون (E, ν) نیز با مشکلات و ابهاماتی همراه است.

نشست پی در خاک های ریزدانه با دقت کمتری نسبت به توان باربری آن ها به دست می آید زیرا تخمین نشست در آن ها به عوامل متعددی وابسته است که توجیه رفتار آن ها نیازمند به قضاوت مناسب مهندسی است. از مهمترین عوامل در این مورد، شرایط مرزی و درجه اشباع و تخمین میزان فشار پیش تحکیمی بوده که مربوط به حداکثر فشاری است که تا به حال به خاک وارد شده است. در مجموع بنا به دلایل عنوان شده، مقدار نشست حاصل در محاسبات ممکن است تا ۱۰۰٪ توام با خطا باشد. نشست سازه مستقر بر خاک های درشت دانه عموماً با فرمول های تجربی به دست می آید. نشست ها در این خاک ها اغلب به سرعت و در حین ساخت پس از اعمال حداکثر بار اتفاق می افتند. نشست های دراز مدت در مورد این بارها قابل نظر کردن هستند. البته نشست درازمدت ممکن است پس از ساخت در نتیجه عوامل دیگری از قبیل تحمیل بارهای دینامیکی (ترافیک، شمع کوبی، ارتعاشات حاصل از ماشین آلات و) تغییر شرایط سطح آب زیرزمینی، وقوع زلزله، انفجار، وجود و یا تشکیل حفره ها و فضاهای خالی در زیرزمین و سیل حادث گردد که در این گونه موارد روابط و فرمول های تجربی کفایت ننموده و باید معیارهای دیگری در طراحی مدنظر قرار گیرند.

برای خاک های ریزدانه اعم از لای و رس نزدیک به اشباع و یا اشباع، ضریب نفوذپذیری کم می باشد. وقوع نشست در آن ها به علت کندی محو اضافه فشار آب منفذی مربوط به بارگذاری و متعاقب آن کاهش تخلخل نیازمند زمان نسبتاً طولانی بوده و در نتیجه پیش بینی مقدار نشست و زمان لازم در محاسبات، از اهمیت زیادی برخوردار است.



۲-۵ | عوامل موثر در بروز نشست

عوامل زیر موجب نشست در خاک شده که عبارتند از:

۱. بارگذاری و فشردگی خاک بر اثر تنش های فشاری که نسبتاً سریع و به صورت مجموع تغییر شکل های الاستیکی (ارتجاعی) و پلاستیکی (خمیری) می باشد.
۲. بارگذاری و جابجایی ذرات خاک بر اثر اعمال نیروهای برشی، که مثلاً در ماسه های شل موجب کاهش حجم و در ماسه های متراکم موجب افزایش حجم (اتساع) می گردد.
۳. تحکیم خاک یا تحکیم اولیه، بر اثر اعمال بار و متعاقب افزایش فشار آب منفذی در ساختمان خاک اشباع به مرور بخشی از آب داخل منافذ خاک در نتیجه اختلاف فشار، زهکشی و خارج شده، نتیجتاً ذرات خاک جابجا شده تا بخشی از تخلخل به جا مانده از خروج آب را پر نماید. برای خاک های ریزدانه با نفوذپذیری پایین مثل رس ها، پدیده تحکیم کند و ممکن است سالها و حتی تا پایان عمر مفید سازه به طول انجامد (برای مثال، برج پیزا در ایتالیا). همچنین رس ها با درصد رطوبت بالاتر، بیشتر نسبت به رس های با درصد رطوبت کمتر تحکیم می شوند. به علاوه، رس های دارای پتانسیل تغییرات حجمی بر اثر تغییر درصد رطوبت بوده، پس از خشک شدن منقبض و با افزایش رطوبت انبساط و یا تورم حاصل می کنند. ماسه ها دارای نفوذپذیری بیشتر و درصد رطوبت کمتری نسبت به رس ها می باشند. بنابراین تحکیم ماسه ها نسبت به رس ها خیلی سریع تر و به مراتب کمتر از مقادیر مربوط به رس هاست.
۴. خزش یا تحکیم ثانویه: پس از اتمام پدیده تحکیم اولیه ممکن است تغییرات حجمی در خاک تحت اثر تنش موثر ثابت ادامه یافته که اصطلاحاً تحکیم ثانویه و یا خزش نامیده می شود. توجیه چنین پدیده ای کاملاً روشن نبوده ولی میتوان وقوع آن را به خروج آب از منافذ میکروسکوپی و یا تغییر شکل لرزی نسبت داد. میزان خزش در خاک های پیش تحکیم یافته عموماً ناچیز بوده، در حالی که برای خاک های عادی تحکیم می تواند جدی باشد. به علاوه مقدار این تغییر شکل برای خاک های آلی و یا خاک ها با قابلیت فشردگی زیاد در مقایسه با نشست تحکیمی اولیه، قابل توجه است.
۵. عدم رعایت ملاحظات فنی در ساخت و اجرای روسازه و زیرسازه که در کوتاه مدت و درازمدت با تغییر شکل های مصلح مصرفی در بنا توأم خواهد بود، در صورت ساخت پی بر روی خاکریزها و به خصوص از نوع ریزدانه و غیر متراکم احتمال وقوع نشست های زیاد مطرح می باشد.
۶. اتفاقات در حین حفاری که شامل تورم خاک پس از گودبرداری، نرم شدگی بعضی از خاک ها و سنگ ها بر اثر عوامل محیطی، وقوع پدیده حرکت آب با سرعت زیاد در ماسه و لای، دست خوردگی و حساسیت در رس ها و لایها می باشند.
۷. فعالیت های ساخت و ساز در همسایگی که شامل پایین بردن سطح آب زیرزمینی، گودبرداری، شمع کوبی، انفجار و برقراری سیستم ترافیکی و استقرار کارخانه ها و ماشین آلات ارتعاشی در مجاورت بناست.
۸. عوامل دیگر از قبیل وقوع آب شستگی موضعی و عمومی، تورم و انقباض بر اثر تغییرات رطوبت در خاک و آثار یخ زدگی.



نکته:

از موجبات ذکر شده برای نشست در فوق، موارد ۱ و ۲ را در قالب نشست های آنی و یا الاستیک و مورد ۳ را تحت عنوان نشست تحکیمی و یا وابسته به زمان فرموله نموده و روابطی جهت تعیین آن ها ارائه شده که در ادامه تشریح خواهند شد. برای بقیه اگرچه روابط پراکنده و تجربی ارائه شده است، ولی موارد مشخصی تدوین نگردیده که در این خصوص بیشتر تجارب حاصل و قضاوت مهندسی و نتایج مشاهدات و اندازه گیری های بدست آمده از رفتار سنجی از جنبه های عملی می تواند راهگشا باشد.



۳-۵ | نشست و مقاومت مجاز

در فصول قبل، نظریه های متعددی در رابطه با ظرفیت باربری نهایی فونداسیون های سطحی ارائه نمودیم. در طراحی هر فونداسیونی، گسیختگی ظرفیت باربری به همراه نشست باید مد نظر قرار گیرد لیکن در طراحی اکثر فونداسیون ها رواداری هایی برای میزان نشست های مجاز وجود دارد. در شکل ۵-۱ دیاگرام بار بر واحد سطح فونداسیون q در برابر نشست فونداسیون S نشان داده شده است. با توجه به این شکل می توان مشاهده نمود که ظرفیت باربری نهایی در نشست S_u رخ می دهد. حال فرض کنید که S_{all} میزان نشست مجاز فونداسیون و $q_{all(s)}$ ظرفیت باربری مجاز متناظر با آن باشد. اگر FS ضریب اطمینان در برابر گسیختگی ظرفیت باربری باشد، آنگاه ظرفیت باربری مجاز برابر خواهد بود با $q_{all(b)} = q_u / FS$ حال آنکه نشست متناظر با $q_{all(b)}$ برابر است با S' . برای فونداسیون های با عرض B کوچکتر، S' می تواند از S_{all} کوچکتر باشد ولی برای مقادیر بزرگتر B ، $S_{all} < S'$ است. بنابراین برای فونداسیون های با عرض کوچک، ظرفیت باربری کنترل کننده است و در عرض های بزرگتر نشست مجاز کنترل کننده خواهد بود.

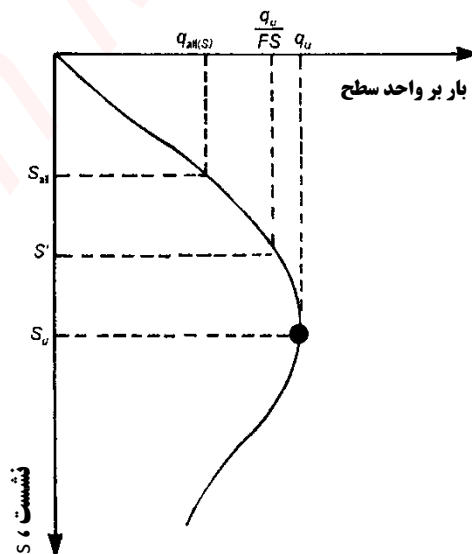
نشست فونداسیون می تواند سه مؤلفه داشته باشد (به نکته ارائه شده آخرین بند صفحه قبل توجه نمایید):

(الف) نشست الاستیک، S_e ، (ب) نشست تحکیمی اولیه، S_c ، (ج) نشست تحکیمی ثانویه، S_s . بنابراین نشست کل S_t برابر خواهد بود با:

$$S_t = S_e + S_c + S_s \quad (۱-۵)$$

در هر فونداسیون، تعدادی از این مؤلفه ها می تواند صفر و یا قابل چشم پوشی باشد.

نشست های الاستیک در اثر تغییر شکل خاک خشک و همچنین خاک مرطوب و اشباع بدون هیچ گونه تغییری در درصد رطوبت حاصل می شود. نشست تحکیمی اولیه فرآیندی وابسته به زمان است که در خاک های رسی قرار گرفته در زیر سفره آب در نتیجه تغییرات حجمی خاک به خاطر خروج آب منفذی رخ می دهد. نشست تحکیمی ثانویه پس از نشست تحکیمی اولیه در خاک های رسی اشباع رخ می دهد و علت آن هم تغییر شکل پلاستیک ساختار خاک می باشد. روش های محاسبه سه نوع نشست فوق در این فصل مورد بحث قرار می گیرند.

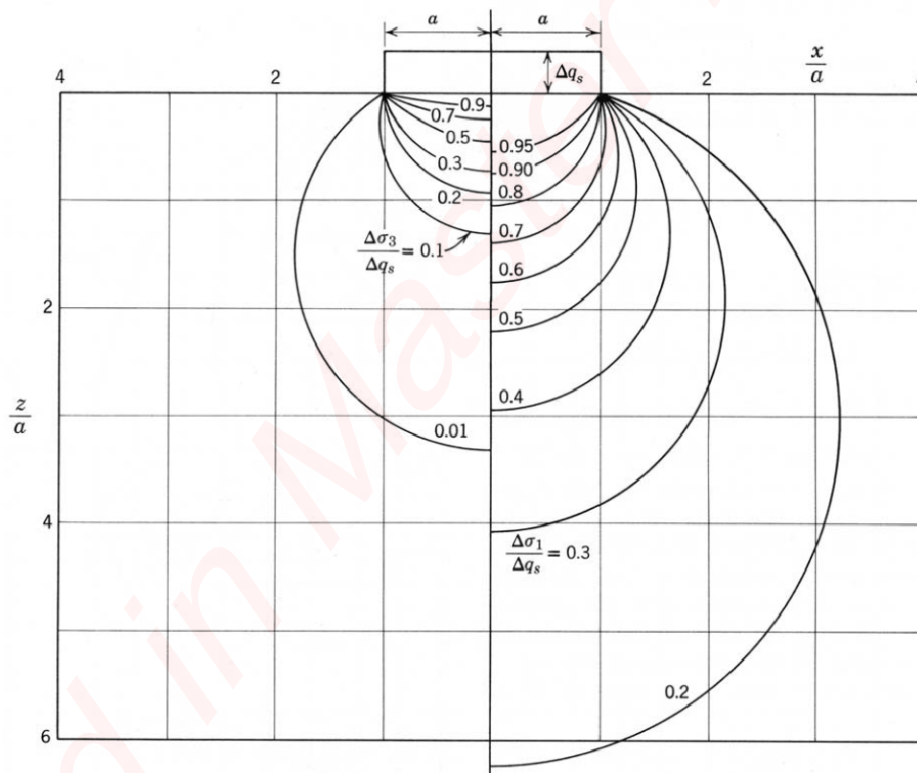


شکل ۵-۱ منحنی بار - نشست فونداسیون سطحی

۴-۵ | توزیع تنش در خاک در اثر اعمال بار فونداسیون

تمام انواع نشست ها توابعی از اضافه تنش اعمالی در روی خاک توسط فونداسیون می باشند. بنابراین آشنایی با روابط محاسبه توزیع تنش در خاک در اثر اعمال بار فونداسیون دارای اهمیت خاصی است. روابط متعددی برای یافتن وضعیت تنش ها در عمق بر اثر بارگذاری ارائه شده که معادلات بوزینسک و وسترگارد عمومیت بیشتری داشته که در کتب مکانیک خاک و یا سایر منابع ژئوتکنیک تشریح شده اند. البته ذکر این نکته ضروری است که داشتن توزیع دقیق تنش در عمق شرط لازم جهت تخمین دقیق نشست بوده ولی کافی نیست.

در عمل بارهای متمرکز روی فونداسیون وارد شده و از کف آن بار گسترده q_0 در عمق توزیع می گردد. روابط مختلفی برای انواع بارها و شکل های مختلف پی ارائه شده که برای سهولت می توان از نمودارهای ساده شده استفاده نمود. در این خصوص می توان نقاط هم تنش مقطع قائم مرکزی برای پی های مربعی و نواری بر اساس روابط بوزینسک را مورد استفاده قرار داد که در شکل ۲-۵ نمودار مربوط به آن ارائه شده است.



شکل ۲-۵ نقاط هم تنش در عمق و در زیر پی های مربعی و نواری بر اساس روابط بوزینسک

با مشاهده حباب های هم تنش، این نکته مهم را می توان یافت که برای پی های مربع در عمق حدود 2B تا 3B و فاصله افقی B از مرکز پی، مقدار تنش به ۱۰٪ آن در کف پی رسیده که تنش های کمتر از آن در محاسبات نشست قابل صرف نظر کردن است. از این ابعاد می توان به عنوان الگو در عمق و گستره مطالعات ژئوتکنیک و همچنین در خصوص مجاور سازی پی و تداخل تنش ها استفاده نمود. (مقادیر عمق و شعاع تاثیر مربوط به تنش قائم کمتر از ۱۰٪ برای پی های نواری به قرار 4B و 1.5B از وسط به اطراف است)

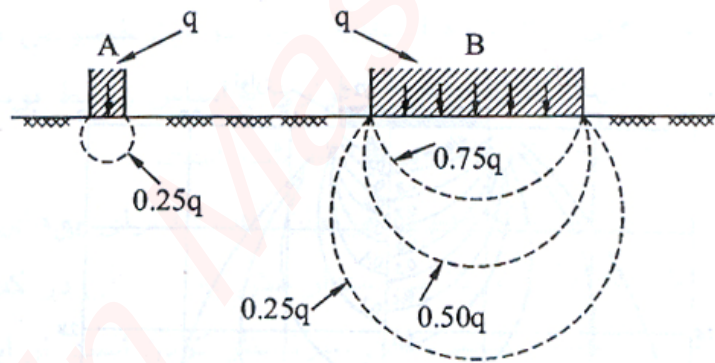
همچنین در محاسبات معمول و طراحی های اولیه می توان از روش تقریبی ۲ به ۱ توزیع تنش در عمق (و یا پاره ای موارد ۱ به ۱) را در نظر گرفت که برای بارگذاری روی پی به ابعاد $B \times L$ در عمق Z تنش ها در سطحی برابر $(B+z) \times (L+z)$ توزیع شده و خواهیم داشت:

$$\Delta\sigma_z = \frac{P}{A} = \frac{q_o \times B \times L}{(B+z) \times (L+z)} \quad (۲-۵)$$

این رابطه در مقایسه با رابطه بوزینسک از نتایج قابل قبولی برای $z > B$ برخوردار است. همچنین در منابع مربوط به مکانیک خاک و پی سازی برای انواع پی ها و حالت های مختلف بارگذاری، روابطی ارائه شده که در صورت لزوم در حالت های غیر متعارف می توان به آن ها مراجعه نمود.

محدوده خاک بارگذاری شده در زیر پی بزرگ به مراتب حجیم تر از یک پی کوچک تحت همان شدت بار یا فشار می باشد. در نتیجه میزان نشست در زیر پی بزرگتر بیشتر از میزان نشست در زیر پی کوچک تحت فشار یکسان است. با نزدیکی بیش از حد چند پی عملکردی شبیه پی گسترده در وقوع نشست خواهیم داشت. چنین مفهومی در شکل ۳-۵ نشان داده شده است. لذا در مورد پی های گسترده علی رغم نکات مثبت در بهبود باربری و تخفیف تنش های غیر یکنواخت و رفع اشکالات موضعی نسبت به پی منفرد معمولی نشست بیشتری را به دنبال دارد.

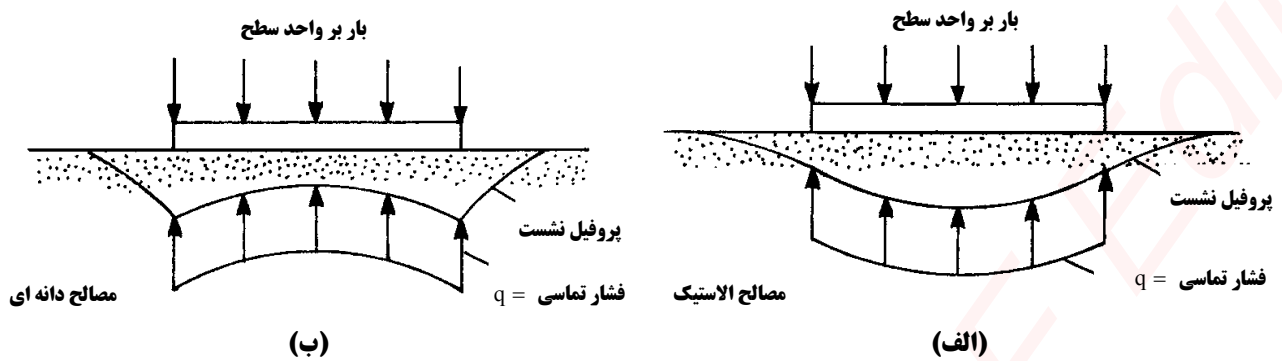
وقوع نشست های غیر یکنواخت که بر اثر لایه بندی و غیر یکنواختی خاک های زیرین، بارگذاری و تنش غیر یکنواخت، اثر همپوشانی تنش های حاصل از چند پی بر یک مقطع در عمق، تفاوت در نوع ساخت و ساز قسمت های مختلف و یا عوامل دیگر ممکن است حاصل شود، باید مورد توجه جدی تری در ارزیابی های نشست پذیری قرار گیرد.



شکل ۳-۵ مقایسه ناحیه نشست پذیر در زیر پی منفرد و پی گسترده تحت فشار یکسان

۵-۵ | فونداسیون های انعطاف پذیر و صلب

قبل از بحث درباره روابط مربوط به نشست الاستیک فونداسیون های سطحی، درک مفاهیم بنیادی و تفاوت های بین فونداسیون های انعطاف پذیر و صلب از اهمیت زیادی برخوردار است. هنگامی که فونداسیونی انعطاف پذیر در روی محیط الاستیک در معرض باری با توزیع یکنواخت قرار گیرد، فشار تماسی چنان که در شکل ۴-۵ الف نشان داده شده است یکنواخت خواهد بود. شکل ۴-۵ الف همچنین پروفیل نشست را نیز نشان می دهد. اگر فونداسیون مشابهی در روی خاک دانه ای قرار گیرد، دچار نشست های الاستیک بزرگتری در لبه ها نسبت به مرکز خواهد شد (شکل ۴-۵ ب) ولی فشار تماسی هنوز یکنواخت خواهد بود. نشست های بزرگتر در لبه به خاطر فقدان محصور شدگی جانبی در خاک می باشد.



شکل ۴-۵ فشار تماسی و نشست فونداسیون انعطاف پذیر: (الف) مصالح الاستیک (ب) مصالح دانه ای

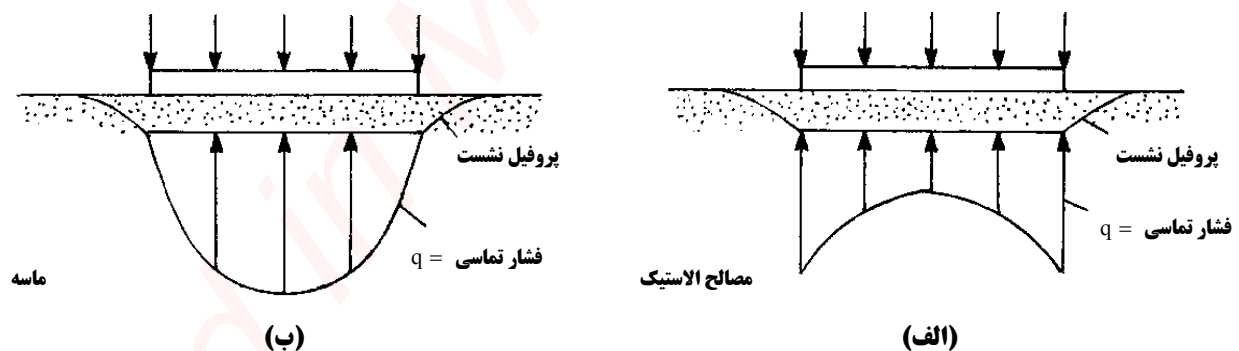
اگر فونداسیون صلبی در روی سطح یک محیط الاستیک قرار گیرد، نشست ها در تمام نقاط یکسان خواهند بود ولی توزیع فشار تماسی مطابق شکل ۴-۵-الف خواهد بود. اگر فونداسیون صلب در روی خاک دانه ای قرار گیرد توزیع فشار تماسی همانند شکل ۴-۵-ب خواهد بود، گرچه در این حالت نشست در تمام نقاط در زیر فونداسیون یکسان می باشد.

به لحاظ نظری، در یک فونداسیون بینهایت صلب قرار گرفته در روی مصالح کاملاً الاستیک، فشار تماسی را به صورت زیر می توان بدست آورد:

$$\sigma_{z=0} = \frac{2q}{\pi \sqrt{1 - \left(\frac{2x}{B}\right)^2}} \quad \text{(فونداسیون نواری)} \quad (۳-۵)$$

$$\sigma_{z=0} = \frac{q}{2 \sqrt{1 - \left(\frac{2x}{B}\right)^2}} \quad \text{(فونداسیون دایروی)} \quad (۴-۵)$$

به طوری که $q =$ بار اعمالی بر واحد سطح فونداسیون و $B =$ عرض (یا قطر) فونداسیون



شکل ۵-۵ فشار تماسی و نشست فونداسیون صلب: (الف) مصالح الاستیک (ب) مصالح دانه ای

گرچه خاک به طور کامل الاستیک و همگن نیست، از تئوری الاستیسیته می توان برای تخمین نشست فونداسیون های سطحی در بارهای مجاز استفاده نمود. استفاده مناسب از این نتایج در طراحی، اجرا و نگهداری سازه ها نتایج خوبی حاصل نموده است.

۵-۶ | نشست ارتجاعی فونداسیون های انعطاف پذیر و صلب

با استفاده از تئوری الاستیسیته^۱، نشست ارتجاعی گوشه یک شالوده انعطاف پذیر مستطیل شکل به ابعاد $B \times L$ یا دایره ای به قطر B در روی سطح خاک با عمق بینهایت را با استفاده از رابطه زیر می توان تخمین زد:

$$S_i = \frac{q \cdot B}{E_s} (1 - \mu_s^2) \cdot I_1 \quad (5-5)$$

S_i = نشست ارتجاعی

B = عرض پی (یا قطر فونداسیون های دایره ای)

q = تنش تماسی شالوده

E_s = مدول الاستیسیته خاک زیر فونداسیون

μ_s = نسبت پواسون خاک

I_1 = ضریب تاثیر که تابع نسبت L/B بوده و از رابطه زیر بدست می آید.

$$I_1 = \frac{1}{\pi} \left[\frac{L}{B} \ln \left(\frac{1 + \sqrt{(L/B)^2 + 1}}{L/B} \right) + \ln \left(\frac{L}{B} + \sqrt{(L/B)^2 + 1} \right) \right] \quad (6-5)$$

چنانچه بخواهیم نشست مرکز شالوده انعطاف پذیر را با استفاده از رابطه فوق محاسبه نماییم، شالود را به چهار قسمت مساوی تقسیم نموده و پس از محاسبه نشست گوشه یکی از مستطیل ها، نشست حاصل را چهار برابر می نماییم. بدین ترتیب داریم:

$$L' = L/2 \quad \text{و} \quad B' = B/2$$

از آنجایی که نسبت $L'/B' = L/B$ ، در نتیجه ضریب I_1 تغییری نمی کند. بنابراین نشست مرکز شالوده انعطاف پذیر را به صورت زیر می توان محاسبه نمود:

$$S_{i(\text{center})} = 4 \times \frac{qB'}{E_s} (1 - \mu_s^2) I_1 = 4 \times \frac{qB}{2E_s} (1 - \mu_s^2) I_1 \rightarrow I_{\text{center}} = 2I_1$$

بنابراین نتیجه می شود که ضریب تاثیر مرکز شالوده انعطاف پذیر مستطیلی دو برابر ضریب تاثیر گوشه می باشد. همین رابطه بین نشست مرکز و گوشه نیز وجود دارد. با استفاده از انتگرال گیری مطابق شکل ۵-۶ می توان روابط بین دیگر نقاط شالوده انعطاف پذیر و همچنین ارتباط بین نشست شالوده انعطاف پذیر و صلب را محاسبه نمود. مهمترین این روابط عبارتند از:

فونداسیون مستطیلی:

$$S_{i(\text{corner})} \approx 0.5S_{i(\text{center})}$$

$$S_{i(\text{average})} \approx 0.85S_{i(\text{center})}$$

$$S_{i(\text{rigid})} \approx 0.79S_{i(\text{center})}$$

$$S_{i(\text{rigid})} \approx 0.93S_{i(\text{average})}$$

فونداسیون دایره ای:

$$S_{i(\text{corner})} \approx 0.636S_{i(\text{center})}$$

$$S_{i(\text{average})} \approx 0.85S_{i(\text{center})}$$

$$S_{i(\text{rigid})} \approx 0.79S_{i(\text{center})}$$

$$S_{i(\text{rigid})} \approx 0.93S_{i(\text{average})}$$

با در اختیار داشتن روابط فوق می توان جدولی مشابه جدول ۵-۱ تهیه نمود. حال برای محاسبه نشست ارتجاعی شالوده می توان رابطه ۵-۵ را به شکل زیر اصلاح نمود.

$$S_i = \frac{q \cdot B}{E_s} (1 - \mu_s^2) \cdot I_s \quad (7-5)$$

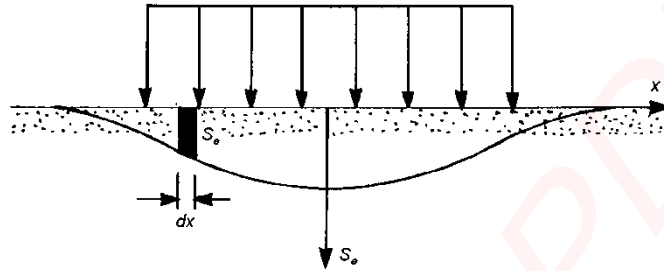
که در رابطه فوق ضریب I_s ، ضریب تاثیر نشست شالوده بوده و با توجه به نسبت طول به عرض و صلبیت از جدول ۵-۱ بدست می آید.

¹ Timoshenko and Goodier, 1982

فرضیات به کار رفته در رابطه فوق عبارتند از:



۱. خاک الاستیک و همگن است.
۲. فونداسیون در سطح زمین قرار دارد یعنی $D_f = 0$ (شکل ۵-۶)
۳. خاک زیر فونداسیون و لایه نشست پذیر به صورت نیمه بینهایت در نظر گرفته شده است.
۴. مدول الاستیسته خاک در عمق ثابت است.



شکل ۵-۶ نحوه محاسبه نشست ارتجاعی فونداسیون قرار گرفته در سطح خاک

جدول ۵-۱ ضریب تاثیر نشست

شکل فونداسیون	ضریب I_s			
	مرکز	لبه	میانگین	صلب
دایره ای	1	0.64	0.85	0.79
مربعی	1.12	0.56	0.95	0.88
مستطیلی	L/B = 2	1.53	0.77	1.21
	L/B = 3	1.78	0.89	1.42
	L/B = 4	1.96	0.98	1.66
	L/B = 5	2.10	1.05	1.70
تواری	L/B = 6	2.22	1.11	1.75
	L/B = 7	2.32	1.15	1.83
	L/B = 8	2.40	1.20	1.89
	L/B = 9	2.44	1.22	1.93
	L/B = 10	2.54	1.27	2.16
	L/B = 100	4.0	2.0	3.40

نکته:



با توجه به روابط فوق می توان نتیجه گرفت برای فونداسیون های صلب می توان از نشست میانگین نیز استفاده نمود زیرا اختلاف بین مقادیر آن ها ناچیز است.

مثال



فونداسیون انعطاف پذیر دایره ای که در سطح زمین قرار گرفته است دارای شعاع $1/5$ متر می باشد. بار یکنواخت در روی سطح برابر است با 250 kN/m^2 . نشست سطح زمین را در حالت های زیر بدست آورید.

(الف) در زیر مرکز سطح، (ب) در لبه، (ج) میانگین، (د) صلب. نسبت پواسون برابر است با 0.3 و $E_s = 9500 \text{ kN/m}^2$.



حل مسأله:



$$S_{i(\text{center})} = \frac{qB}{E_s} (1 - \mu_s^2) I_s = \frac{250 \times 2 \times 1.5}{9500} (1 - 0.3^2) \times 1 = 0.0718\text{m} = 71.8\text{mm} \quad (\text{الف})$$

$$S_{i(\text{corner})} = 0.64 S_{i(\text{center})} = 0.64 \times 71.8 = 45.66\text{mm} \quad (\text{ب})$$

$$S_{i(\text{average})} = 0.85 S_{i(\text{center})} = 0.85 \times 71.8 = 61.03\text{mm} \quad (\text{ج})$$

$$S_{i(\text{rigid})} = 0.79 S_{i(\text{center})} = 0.79 \times 71.8 = 56.8\text{mm} \quad (\text{د})$$

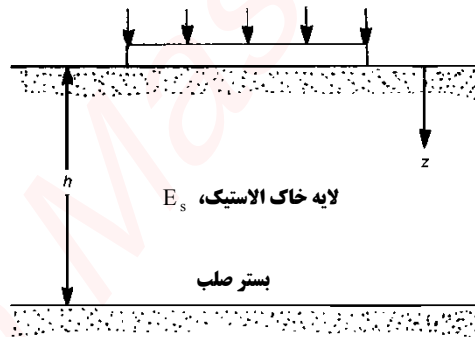
۷-۵ | رابطه اصلاح شده نشست الاستیک

در معادلات مربوط به نشست الاستیک در بخش پیشین، فرض بر این بود که لایه خاک الاستیک تا عمق بینهایت امتداد می یابد. ولی اگر در عمق محدودی به فاصله h در زیر سطح، بستر صلبی مطابق با شکل ۷-۵ وجود داشته باشد، با توجه به رابطه زیر، نشست الاستیک لایه خاک تراکم پذیر کمتر خواهد بود.

$$S_e = \int_0^{\infty} \epsilon_z dz - \int_h^{\infty} \epsilon_z dz$$

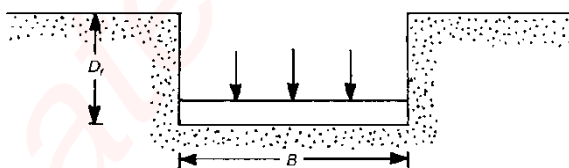
در این رابطه ϵ_z کرنش فشاری قائم در عمق z می باشد، به عبارت دیگر:

$$S_e = S_{e(z=0)} - S_{e(z=h)}$$

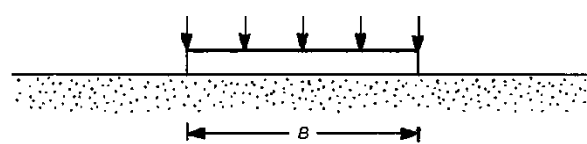


شکل ۷-۵ تأثیر بستر صلب قرار گرفته در عمق محدود بر نشست الاستیک فونداسیون

همچنین نظریه های ارائه شده در بخش های پیشین برای حالت هایی هستند که در آن ها بارگذاری در سطح لایه خاک (شکل ۵-۸-الف) انجام می گیرد. در عمل فونداسیون ها در عمق مشخصی پایین تر از سطح زمین قرار داده می شوند (شکل ۵-۸-ب). نشست الاستیک یک فونداسیون مدفون همیشه کمتر از زمانی است که فونداسیون در سطح قرار گرفته است.



(ب)



(الف)

شکل ۵-۸ تأثیر عمق مدفون بر نشست الاستیک فونداسیون (توجه: طول فونداسیون = L ، عرض فونداسیون = B)



با در نظر گرفتن عوامل فوق، رابطه پایه نشست الاستیک را به صورت زیر می توان اصلاح نمود:

$$S_e = \frac{qB}{E_s} (1 - \mu^2) \cdot I_s \cdot I_F \quad (8-5)$$

که در رابطه فوق I_s ضریبی است که اثر شکل فونداسیون و ضخامت لایه نشست پذیر را لحاظ می کند و I_F ضریب عمق استقرار فونداسیون است که با استفاده از ابعاد اصلی فونداسیون از طریق شکل ۵-۹ بدست می آید. توجه شود که رابطه فوق نیز نشست گوشه شالوده مستطیلی را بدست می دهد و برای محاسبه نشست مرکز باید شالوده را به چهار قسمت تقسیم نموده و پس از محاسبه نشست گوشه یکی از مستطیل ها نشست حاصل را چهار برابر نمود. ضریب I_s به صورت زیر تعریف می شود:

$$I_s = I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} I_2 \quad (9-5)$$

که ضرایب I_1 و I_2 در معادله فوق به صورت زیر تعریف می شوند:

$$I_1 = \frac{1}{\pi} \left[M \ln \frac{(1 + \sqrt{M^2 + 1}) \sqrt{M^2 + N^2}}{M(1 + \sqrt{M^2 + N^2 + 1})} + \ln \frac{(M + \sqrt{M^2 + 1}) \sqrt{1 + N^2}}{M + \sqrt{M^2 + N^2 + 1}} \right] \quad (10-5)$$

$$I_2 = \frac{N}{2\pi} \tan^{-1} \left(\frac{M}{N \sqrt{M^2 + N^2 + 1}} \right) \quad (11-5)$$

در معادلات فوق داریم:

$$M = (L/B)$$

$$N = (H/B')$$

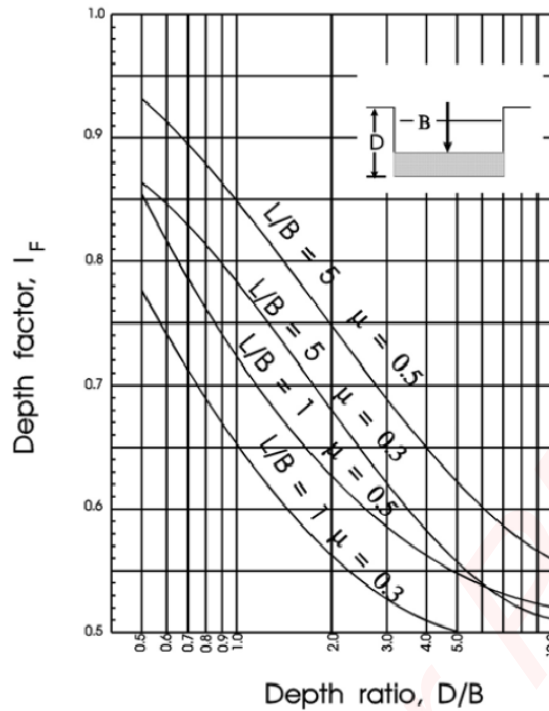
L و B در رابطه فوق به ترتیب طول و عرض شالوده بوده و H ضخامت لایه نشست پذیر است.

باولز گام های زیر را جهت تخمین نشست الاستیک با استفاده از رابطه فوق پیشنهاد نموده است:

۱. فشار تماسی q را به طور دقیق تعیین نمایید.
۲. چنانچه فونداسیون دایره ای باشد آنرا به فونداسیون مربع معادل تبدیل نمایید.
۳. نقطه ای که میخواهید نشست آنرا تعیین نمایید را مشخص نمایید. فونداسیون را طوری تقسیم نمایید که این نقطه گوشه مشترک مستطیل های تقسیم بندی شده باشد.
۴. عمق لایه نفوذپذیر H را به صورت زیر تعیین نمایید:
(الف) عمق $z = 5B$ (کوچکترین بعد فونداسیون) یا
(ب) عمق تا لایه سخت. لایه سخت لایه ای است که E_s آن حدود $10E_s$ لایه مجاور است.
۵. نسبت H/B را محاسبه نمایید.
۶. نسبت پواسون μ_s را برای خاک تخمین زده و I_s را محاسبه نمایید.
۷. ضریب عمق استقرار فونداسیون I_F از طریق شکل ۵-۹ بدست آورید.
۸. میانگین وزنی E_s را تا عمق H به صورت زیر محاسبه نمایید.

$$E_{s(\text{avg})} = \frac{H_1 E_{s1} + H_2 E_{s2} + \dots + H_n E_{sn}}{H} \quad (12-5)$$

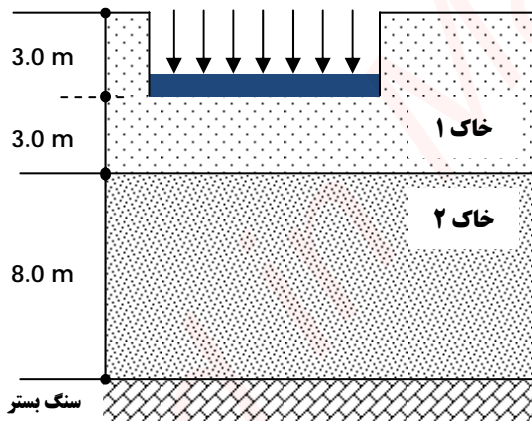




شکل ۵-۹ ضریب تاثیر عمق استقرار فونداسیون

مثال

مطابق شکل زیر یک پی گسترده فشار $q = 1.34 \text{ kg/cm}^2$ را به زمین منتقل می کند. میزان نشست آنی برای این پی به قرار 18 mm اندازه گیری شده است. بر اساس روابط ارائه شده، میزان نشست چقدر تخمین زده می شود؟ (مثال ۳-۱ کتاب مهندسی پی تالیف دکتر ابوالفضل اسلامی)



پارامترهای خاک ۲:	پارامترهای خاک ۱:
$E_s = 60 \text{ MPa}$	$E_s = 42 \text{ MPa}$
$\mu_s = 0.35$	$\mu_s = 0.35$
ضخامت: ۸ متر	ضخامت: ۳ متر

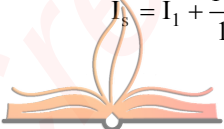
حل:

$$E_{s(\text{avg})} = \frac{3 \times 42.50 + 8 \times 60}{11} = 55 \text{ MPa}$$

برای محاسبه نشست ارتجاعی داریم:

$$S_i = \frac{qB}{E_s} (1 - \mu^2) \cdot I_s \cdot I_F$$

$$I_s = I_1 + \frac{1 - 2\mu_s}{1 - \mu_s} \cdot I_2$$



$$I_1 = \frac{1}{\pi} \left[M \ln \frac{(1 + \sqrt{M^2 + 1})\sqrt{M^2 + N^2}}{M(1 + \sqrt{M^2 + N^2 + 1})} + \ln \frac{(M + \sqrt{M^2 + 1})\sqrt{1 + N^2}}{M + \sqrt{M^2 + N^2 + 1}} \right]$$

$$I_2 = \frac{N}{2\pi} \tan^{-1} \left(\frac{M}{N\sqrt{M^2 + N^2 + 1}} \right)$$

چون رابطه ارائه شده برای تخمین نشست در گوشه پی می باشد، لذا پی مزبور را به چهار قسمت نموده و در محاسبات از $B' = 0.5B$ استفاده و برای محاسبه نشست کل، نتیجه را چهار برابر می کنیم.

$$B' = 0.5B = 0.5 \times 33.5 = 16.75 \text{ m}$$

$$M = (L/B) = (L'/B') = 39.5/33.5 = 1.18$$

$$N = H/B' = 11/16.75 = 0.7$$

با قرار دادن مقادیر فوق در رابطه مربوط به I_1 و I_2 داریم:

$$I_1 = 0.073 \quad \text{و} \quad I_2 = 0.086$$

در نتیجه داریم:

$$I_s = I_1 + \frac{1 - 2\mu_s}{1 - \mu_s} \cdot I_2 = 0.073 + \frac{1 - 2 \times 0.35}{1 - 0.35} \times 0.086 = 0.113$$

$$\frac{D_f}{B} = \frac{3}{33.5} = 0.07 \rightarrow I_F = 0.95$$

$$S_i = \Delta H = \frac{1.34 \times 16.75 \times 100 \times (1 - 0.35^2)}{55 \times 10} \times 0.113 \times 0.95 \times 4 = 1.53 \text{ cm}$$

اگر در محاسبات فقط برای یک لایه نیمه بینهایت و با $E_s = 42.5 \text{ MPa}$ و ضریب I_s مربوط به $L/B = 39.5/33.5$ انجام شود نشست حاصل حدود 9.9cm بدست خواهد آمد.

۸-۵ | پارامترهای الاستیک

برای محاسبه نشست الاستیک یک فونداسیون، باید پارامترهایی همچون مدول الاستیسیته خاک E_s و نسبت پواسون μ_s خاک را در اختیار داشته باشیم. در اکثر مواقع اگر نتایج آزمایش های آزمایشگاهی موجود نباشند، این مقادیر را باید از طریق روابط تجربی تخمین زد. بعضی از مقادیر پیشنهادی نسبت پواسون در جدول ۵-۲ ارائه شده اند.

جدول ۵-۲ مقادیر پیشنهادی نسبت پواسون

نسبت پواسون، μ_s	نوع خاک
0.15 - 0.20	ماسه درشت دانه
0.20 - 0.25	ماسه شل با دانه بندی متوسط
0.25 - 0.30	ماسه ریز دانه
0.3 - 0.35	سیلت ماسه دار و سیلت
0.50	رس اشباع (زهکشی نشده)
0.2 - 0.4	رس اشباع - با پیش تحکیمی پایین (زهکشی شده)



تراوتمان و کوله‌اوی^۱ از رابطه زیر برای تخمین نسبت پواسون استفاده نمودند (حالت زهکشی شده):

$$v = 0.1 + 0.3 \phi_{rel} \quad (13-5)$$

$$\phi_{rel} = \frac{\phi_{tc} - 25^\circ}{45^\circ - 25^\circ} \quad (0 \leq \phi_{rel} \leq 1) \quad (14-5)$$

ϕ_{tc} = زاویه اصطکاک بدست آمده از آزمایش سه محوری زهکشی شده فشاری

در گذشته روابط همبستگی متعددی بین مدول الاستیسیته ماسه با مقاومت نفوذ استاندارد صحرایی N و مقاومت نفوذ مخروط q_c ارائه شده است. به طور مثال اشمرتمن رابطه زیر را پیشنهاد نموده است:

$$E_s \text{ (kN/m}^2\text{)} = 766N \quad (15-5)$$

اشمرتمن و هارتمان^۲ توصیه های زیر را در رابطه با تخمین E_s ماسه با استفاده از مقاومت نفوذ مخروط ارائه نمودند:

$$E_s = 2.5q_c \quad (\text{فونداسیون های دایره ای و مربعی}) \quad (16-5)$$

$$E_s = 3.5q_c \quad (L/B \geq 10, \text{ فونداسیون نواری}) \quad (17-5)$$

محدوده عمومی تغییرات مدول الاستیسیته خاک E_s در جدول ۳-۵ ارائه شده است. در جدول ۴-۵ نیز مهمترین روابط همبستگی تعیین E_s با استفاده از آزمایش نفوذ استاندارد SPT و آزمایش نفوذ مخروط CPT ارائه شده است.

جدول ۳-۵ محدوده عمومی تغییرات مدول الاستیسیته ماسه

E_s (kN/m ²)	نوع خاک
	ماسه درشت دانه و ماسه با دانه بندی متوسط
25000 - 35000	■ شل
30000 - 40000	■ تراکم متوسط
40000 - 45000	■ متراکم
	ماسه ریز دانه
20000 - 25000	■ شل
25000 - 35000	■ تراکم متوسط
35000 - 40000	■ متراکم
	سیلت ماسه دار
8000 - 12000	■ شل
10000 - 12000	■ تراکم متوسط
12000 - 15000	■ متراکم

در بسیاری از موارد، مدول الاستیسیته خاک های رسی اشباع (زهکشی نشده) به مقاومت برشی زهکشی نشده c_u ارتباط داده می شوند. دی آپولونیا و همکاران^۳ با گرد آوری نتایج آزمایش های صحرایی متعدد رابطه زیر را ارائه نمودند:

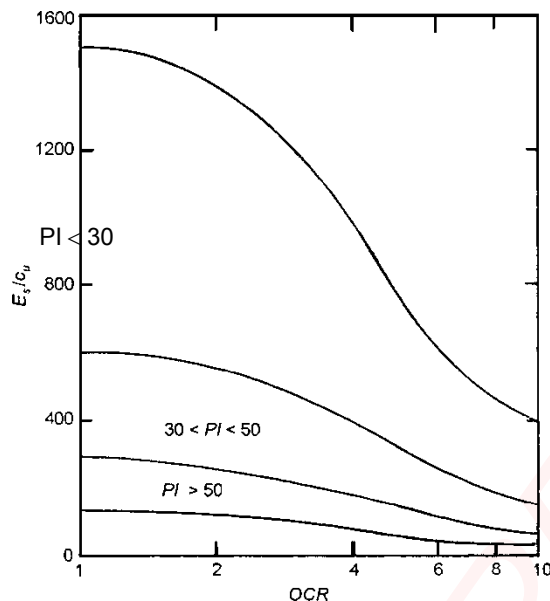
$$\frac{E_s}{c_u} = 1000 \sim 1500 \quad (\text{برای رس های غیر آلی با حد خمیری متوسط تا زیاد}) \quad (18-5)$$

دانکن و بوچیگنانی^۱ رابطه ای بین E_s/c_u با نسبت بیش تحکیمی و شاخص خمیری PI رس های مختلف ارائه نمودند که در شکل ۱۰-۵ نشان داده شده است.

¹ Trautman and Kulhawy

² Schmertmann and Hartman

³ D'Appolonia et al.



شکل ۵-۱۰ رابطه ارائه شده توسط دانکن و بوچیکنانی برای مدول الاستیسیته رس در شرایط زهکشی نشده

جدول ۴-۵ تخمین E_s از طریق SPT و CPT

CPT	SPT(kPa)	خاک
$E_s = (2 \sim 4) \cdot q_c$	$E_s = 500(N + 15)$	ماسه
$E_s = 2(1 + D_r^2) \cdot q_c$	$E_s = 18000 + 750N$	
	$E_s = (15000 \sim 22000) \ln N$	
$E_s = (1 \sim 2) \cdot q_c$	$E_s = 320(N + 15)$	ماسه رسی
$E_s = (3 \sim 6) \cdot q_c$	$E_s = 300(N + 6)$	ماسه سیلتی
	$E_s = 1200(N + 6)$	ماسه شنی
$E_s = (6 \sim 8) \cdot q_c$		رس نرم

۹-۵ | نشست ارتجاعی در رس اشباع

• روش جانبی و همکاران

جانبی و همکاران، معادله تعمیم یافته ای برای تخمین نشست الاستیک میانگین فونداسیون انعطاف پذیر با بارگذاری یکنواخت در روی رس اشباع ($v = 0.5$) ارائه داده اند که مشابه نشست ارتجاعی مصالح الاستیک می باشد. در این روش (الف) اثر عمق مدفون D_f و (ب) حضور احتمالی لایه صلب در عمق سطحی زیر فونداسیون چنان که در شکل ۵-۱۱ نشان داده شده است در نظر گرفته می شود. رابطه نشست در روش جانبی و همکاران به صورت زیر می باشد:

$$S_e = \mu_1 \mu_2 \frac{qB}{E_s} \quad (۱۹-۵)$$

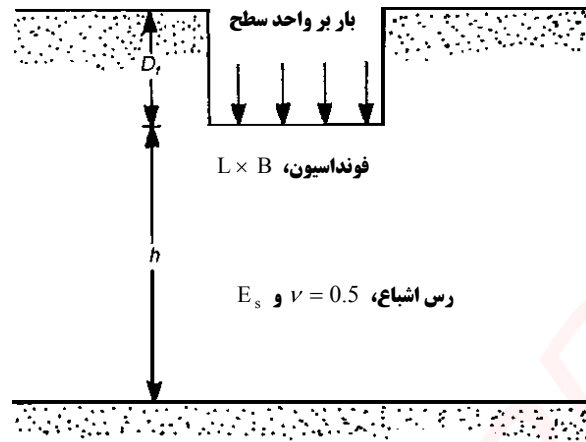
چنان که ،

$$\mu_1 = f(D_f / B) \quad \text{و} \quad \mu_2 = f(h / B, L / B)$$

$$L = \text{طول فونداسیون} \quad \text{و} \quad B = \text{عرض فونداسیون}$$

^۱ Duncan and Buchignani

کریستیان و کاربرد^۱ مقادیر بحرانی ضرایب μ_1 و μ_2 را محاسبه نموده و نتایج را در قالب نمودارهایی ارائه کردند. مقادیر درون یابی شده μ_1 و μ_2 از این نمودارها در جداول ۵-۵ و ۵-۶ ارائه شده اند.



شکل ۵-۱۱ نشست فونداسیون در روی رس اشباع

جدول ۵-۵ تغییرات μ_1 با D_f/B

20	18	16	14	12	10	8	6	4	2	0	D_f/B
0.850	0.854	0.856	0.860	0.863	0.865	0.87	0.875	0.88	0.9	1.0	μ_1

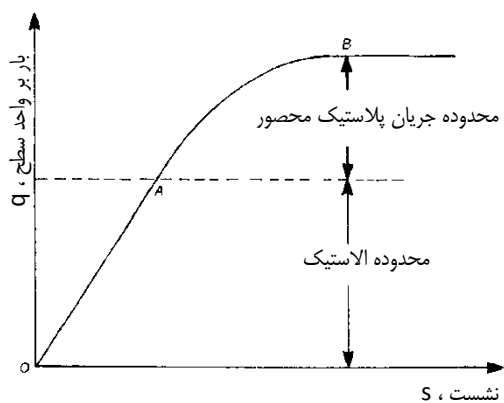
جدول ۵-۶ تغییرات μ_2 با h/B

h/B	دایره	L/B				
		1	2	5	10	∞
1	0.36	0.36	0.36	0.36	0.36	0.36
2	0.47	0.53	0.63	0.64	0.64	0.64
4	0.58	0.63	0.82	0.94	0.94	0.94
6	0.61	0.67	0.88	1.08	1.14	1.16
8	0.62	0.68	0.90	1.13	1.22	1.26
10	0.63	0.70	0.92	1.18	1.30	1.42
20	0.64	0.71	0.93	1.26	1.47	1.74
30	0.66	0.73	0.95	1.29	1.54	1.84

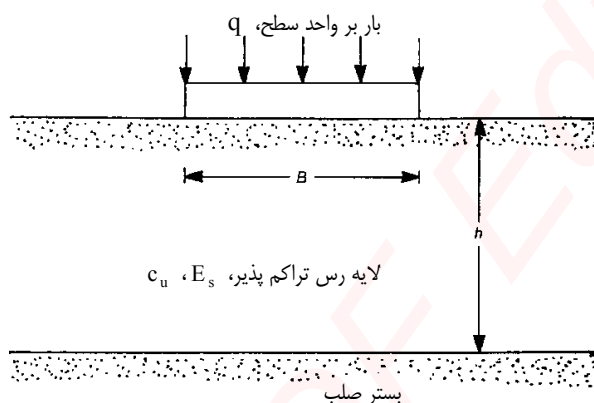
• روش دی آپولونیا و همکاران

دی آپولونیا و همکاران روش اصلاح شده ای برای تخمین نشست اولیه S_i فونداسیون های قرار گرفته در رس اشباع پیشنهاد نمودند. هدف از ارائه این تئوری در نظر گرفتن محدودیت های تئوری الاستیسیته و توزیع مجدد تنش و کرنش هایی است که پس از تسلیم موضعی رخ می دهد. این فرضیه را می توان با رجوع به شکل ۵-۱۲ توصیف نمود. در این شکل منحنی ایده ال شده بار اعمالی در واحد سطح فونداسیون q در برابر نشست فونداسیون ترسیم شده است. بخش OA در این منحنی، خطی است و اولین تسلیم موضعی در نقطه A رخ می دهد. بخش AB یک منحنی غیر خطی می باشد. زمانی که از تئوری های الاستیک برای محاسبه نشست استفاده می شود، انحناء بخش AB در نظر گرفته نمی شود.

¹ Christian and Carrier



شکل ۵-۱۲ منحنی ایده آل شده بار اعمالی در واحد سطح فونداسیون در برابر نشست فونداسیون



شکل ۵-۱۳ تخمین نشست اولیه فونداسیون قرار گرفته بر روی رس اشباع

مطابق این روش گام های مورد نیاز برای تخمین نشست اولیه عبارتند از (به شکل ۵-۱۳ رجوع نمایید):

۱. با استفاده از هر روش که مایلید ظرفیت باربری نهایی فونداسیون q_u را محاسبه نمایید.
۲. بار مجاز واحد سطح q و آنگاه نسبت تنش اعمالی q/q_u را محاسبه نمایید.
۳. نسبت تنش برشی اولیه f ، را به صورت زیر محاسبه نمایید:

$$f = \frac{1 - K_o}{2c_u} \sigma'_v \quad (۵-۲۰)$$

پارامترهای این رابطه عبارتند از:

K_o = ضریب فشار جانبی خاک در حالت سکون

c_u = مقاومت برشی زهکشی نشده

σ'_v = تنش مؤثر قائم اولیه

نسبت تنش برشی اولیه f را می توان از طریق شکل ۵-۱۴ که میانگین آزمایش های انجام شده بر روی رس های متعدد می باشد تخمین زد.

۴. مقدار مدول الاستیسیته E_s را تخمین بزنید.

۵. نشست الاستیک S_e را محاسبه نمایید.

۶. با استفاده از مقادیر مشخص نسبت تنش اعمالی q/q_u ، f و h/B (h = ضخامت لایه تراکم پذیر و B = عرض فونداسیون مستطیلی یا قطر فونداسیون دایره ای)، نسبت نشست ρ را از شکل ۵-۱۵ استخراج نمایید.

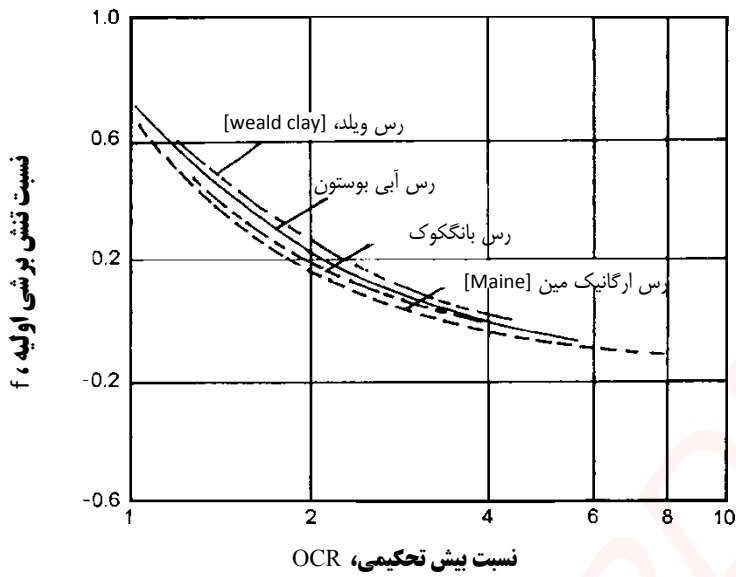
$$\rho = \frac{S_e}{S_i} \quad (۵-۲۱)$$

بنابراین،

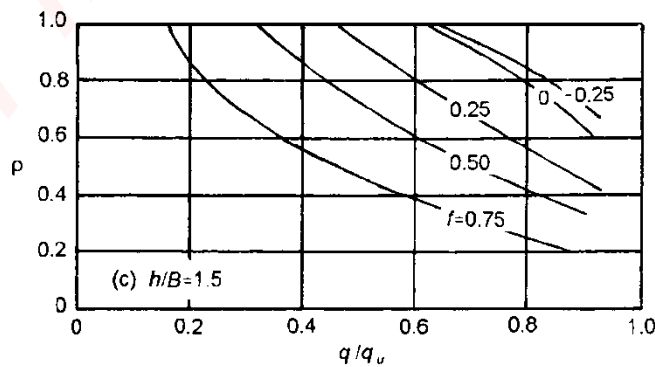
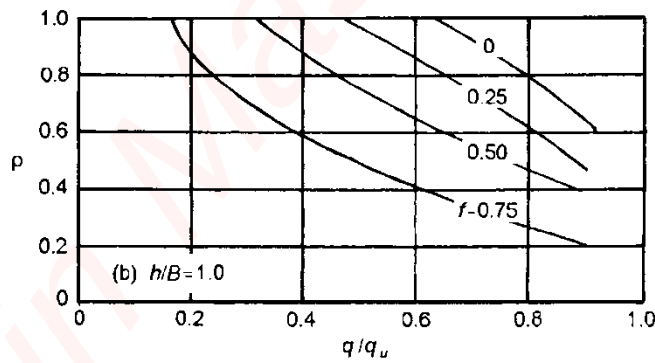
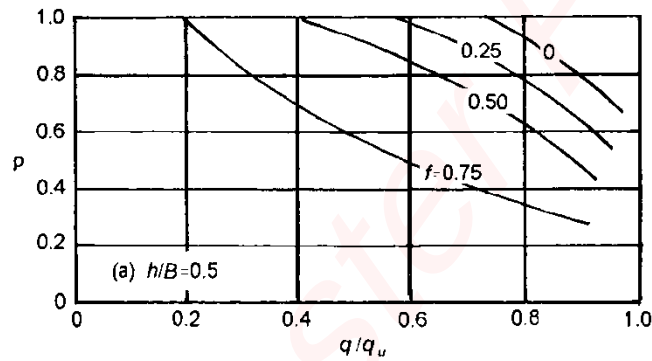
$$S_i = \frac{S_e}{\rho} \quad (۵-۲۲)$$

با توجه به شکل ۵-۱۵ روشن است که نسبت h/B تأثیری بسیار جزئی در نسبت نشست ρ دارد. نتیجه بدست آمده برای $h/B = 1.5$ قابل اعمال به تمام مقادیر $h/B > 1.5$ می باشد.





شکل ۵-۱۴ رابطه بین f و OCR (دی آپولونیا و همکاران)



شکل ۵-۱۵ رابطه بین p و q/q_u در فونداسیون نواری (دی آپولونیا و همکاران)

۱۰-۵ | نشست در خاک های غیر چسبنده

در طراحی فونداسیون های سطحی در خاک های غیر چسبنده (ماسه، شن و سیلت های غیر پلاستیک) اعم از خاک های طبیعی درجا یا خاکریزهای مهندسی اغلب معیار نشست خاکم بر ظرفیت باربری می باشد. از این رو با توجه به اهمیت تخمین دقیق نشست ها در این خاک ها، روش مورد استفاده باید قابل اطمینان بوده و نشست های تخمینی اختلاف زیادی با مقادیر مشاهده شده نداشته باشند تا طرح پیشنهادی به لحاظ اقتصادی و فنی دارای توجیه باشد. اکثر روش های تخمین نشست بر مبنای نظریه ارتجاعی یا روابط همبستگی نیمه تجربی حاصل از تعداد زیادی نتایج آزمایش های خاک قرار دارند. تخمین نشست بر مبنای نظریه ارتجاعی به خاطر دشواری اندازه گیری مدول الاستیسیته خاک های دانه ای از درجه اعتبار کمی برخوردار هستند. علت دشوار بودن اندازه گیری مدول الاستیسیته این است که نمونه گیری دستنخورده در خاک های غیر چسبنده بسیار مشکل و در بسیاری موارد غیر ممکن است. مدول الاستیسیته خاک های دانه ای را می توان از طریق آزمایش های درجا تخمین زد اما باز هم میزان قابلیت اعتماد به نتایج حاصل بسیار کم است.

بدین روش های نیمه تجربی از جمله بهترین و قابل اعتماد ترین روش ها برای تخمین نشست های فونداسیون های سطحی در خاک های غیر چسبنده محسوب می شوند. روابط همبستگی متعددی بین این روش های نیمه تجربی و دامنه گسترده ای از نتایج آزمایش های ساده و کم هزینه ای همچون آزمایش نفوذ استاندارد (SPT) و آزمایش نفوذ مخروط (CPT) ارائه شده اند. البته تنوع زیادی در روابط همبستگی ارائه شده وجود دارند از این رو روش هایی که توسط مهندس ژئوتکنیک برای تخمین نشست ها به کار می روند باید شامل ملاحظات زیر باشد:

- روش مورد استفاده باید قابل اطمینان باشد به این معنی که باشد نشست ها را در دامنه نسبتاً وسیعی از شرایط مختلف خاک ها با دقت مناسب پیش بینی نماید.
- انحراف استاندارد نشست های پیش بینی شده با نشست های واقعی زیاد نباشد. روشی که انحراف استاندارد زیادی بدست می دهد ممکن است نشست ها را کمتر از مقدار واقعی پیش بینی نموده و باعث عملکرد سازه ای ضعیف شود.
- روش مورد استفاده باید راحت بوده و از پارامترهایی استفاده نماید که مبنای آن ها اطلاعات محلی بوده و دسترسی به این اطلاعات محلی ارزان و راحت باشد.
- روش مورد استفاده باید دارای پیشینه کاربرد وسیع با نتایج رضایت بخش باشد.

البته باید متذکر شویم که هیچ یک از روش های موجود تمامی ضوابط فوق را برآورده نمی نماید اما مطالعات انجام شده بر روی روش های تخمین نشست نشان می دهند که حداقل بعضی از روش ها حداکثر معیارهای فوق را ارضا می نمایند. دو تا از این روش ها که تخمین های خوبی از نشست فونداسیون ها در خاک های دانه ای بدست می دهند عبارتند از روش هاف (Hough) و روش دی آپولونیا (D'Appolonia). روش هاف بر مبنای آزمایش SPT قرار داشته و کاربرد راحتی دارد. علاوه بر این امروزه دفاتر مهندسی بسیاری از این روش استفاده می نمایند و این روش دارای تاریخچه وسیعی از کاربردهای رضایتبخش در طراحی شالوده پل ها می باشد. این روش همچنین اثر افزایش تنش در زیر شالوده و لایه بندی نهشته های خاک را نیز در نظر می گیرد.

روش دی آپولونیا نشست ها را بر مبنای همبستگی مدول فشردگی ماسه که با نتایج آزمایش SPT محاسبه می نماید بنابراین کاربرد آن راحت و ارزان است. مزیت این روش در نظر گرفتن اثر پیش بارگذاری خاک است.



از جمله معایب روش دی آپولونیا می توان به موارد زیر اشاره نمود:

۱. این روش دارای تاریخچه محدودی از کاربرد مخصوصاً در مقایسه با روش هاف می باشد.
۲. اثر لایه بندی خاک در نظر گرفته نمی شود.
۳. توزیع تنش در زیر سطح بارگذاری با استفاده از یک ضریب تصحیح تجربی در نظر گرفته می شود. این ضریب عمق محدود کننده ای برای تاثیر تنش در نظر نمی گیرد.
۴. پایگاه اطلاعاتی که همبستگی مدول فشردگی ماسه با نتایج آزمایش SPT بر مبنای آن ارائه شده بسیار محدود است.

روش هاف (Hough Method):

هاف (۱۹۵۹) روشی تجربی برای تخمین نشست فونداسیون های سطحی در خاک های غیر چسبنده پیشنهاد نمود که مشابه روش محاسبه نشست تحکیمی رس ها می باشد. توجه شود که این روش تنها در خاک های غیر چسبنده عادی تحکیم یافته قابل کاربرد است. چینی و چیسسی^۱، پیشنهاد نمودند که برای بدست آوردن شاخص ظرفیت باربری C' ، عدد نفوذ استاندارد برای فشار سربار تصحیح شود. چینی و چیسسی (۲۰۰۰)، تصحیح سربار بازارا^۲ را برای استفاده پیشنهاد نمودند. از آن زمان تاکنون محققین بسیاری اثر تنش سربار بر مقادیر عدد نفوذ استاندارد N را مورد بررسی قرار دادند که اکثر این مطالعات مربوط به روش های ارزیابی خطر روانگرایی می شود. در گردهمایی اخیر در مرکزی ملی تحقیقات مهندسی زلزله (NCEER)، روش پیشنهادی لیائو و ویتمن (۱۹۸۶) جهت تصحیح عدد نفوذ استاندارد N در کاربردهای معمول مهندسی پیشنهاد گردید. بنابراین در اینجا تصحیح پیشنهادی لیائو و ویتمن به عنوان جزئی از روش هاف به کار گرفته می شود مخصوصاً اینکه کاربرد آن راحت بوده و بدون داشتن نمودار نیز می توان آن را به کار بست. در این روش خاک به چندین لایه تقسیم شده و تغییرات تنش موثر قائم وسط هر یک از لایه ها در نتیجه بار اعمالی با استفاده از نظریه ارتجاعی تخمین زده می شود.

نشست کل در روش هاف به صورت زیر محاسبه می شود:

۱. با استفاده از شکل ۵-۱۶ عدد نفوذ استاندارد را برای فشار سربار تصحیح نمایید.
۲. شاخص ظرفیت باربری (C') را از طریق شکل ۵-۱۷ با استفاده از عدد نفوذ استاندارد اصلاح شده N' بدست آمده در گام ۱ بدست آورید.
۳. نیمرخ خاک را با توجه به لایه بندی، به لایه هایی به ضخامت تقریباً ۳ متر تا عمق حدود ۳ برابر عرض پی تقسیم نمایید.
۴. تنش قائم موثر σ'_{v0} را در وسط هر لایه و میانگین شاخص ظرفیت برابری آن لایه را محاسبه نمایید.
۵. افزایش تنش در وسط هر لایه $\Delta\sigma_v$ را محاسبه نمایید. (توزیع تنش دقیق یا روش ۲ به ۱).
۶. نشست هر لایه ΔH را تحت بار وارده با استفاده از رابطه زیر محاسبه نمایید.

$$\Delta H = H_o \frac{1}{C'} \log \left(\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_{vf}}{\sigma'_{v0}} \right) \quad (23-5)$$

۷. نشست های تمام لایه ها را جمع نمایید تا نشست کل بدست آید.

¹ Cheney and Chassie, 2000

² Bazarra, 1967

روش دی آپولونیا D'Appolonia Method:

در روش دی آپولونیا، نشست با استفاده از معادله پایه زیر محاسبه می شود:

$$\Delta H = \left(\frac{\Delta \sigma_v B_f}{M} \right) \mu_0 \mu_1 \quad (24-5)$$

که در این رابطه:

ΔH = نشست ماسه یا ماسه و شن

$\Delta \sigma_v$ = تنش های اعمالی در زیر فونداسیون

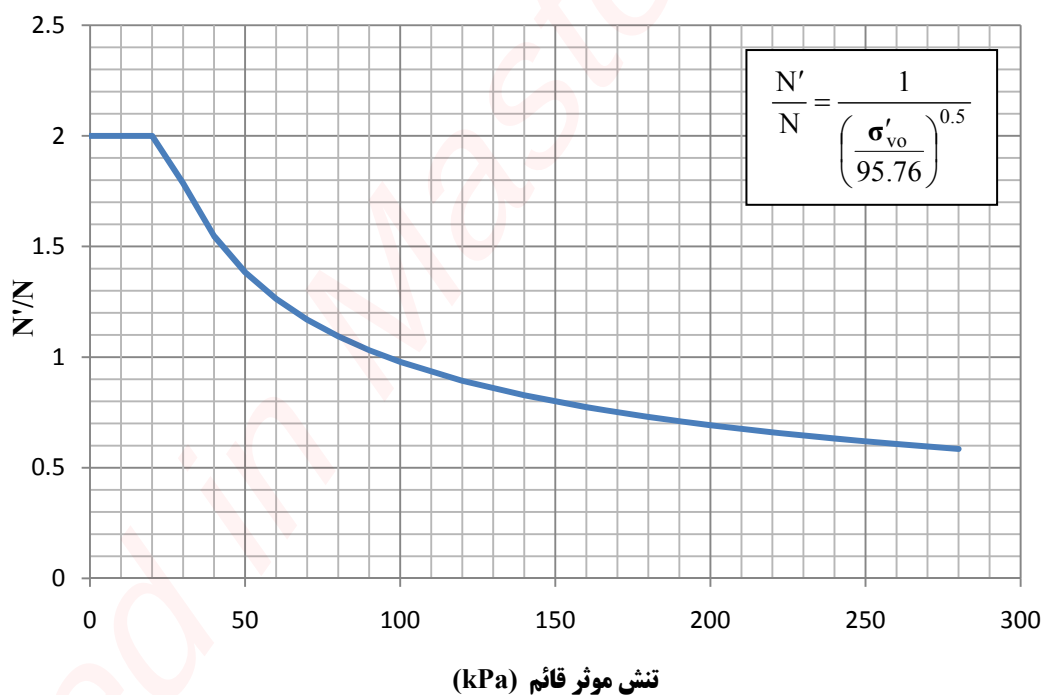
B_f = عرض فونداسیون

μ_0 = ضریب تصحیح عمق - شکل ۵-۱۸ را ببینید (بدون بعد)

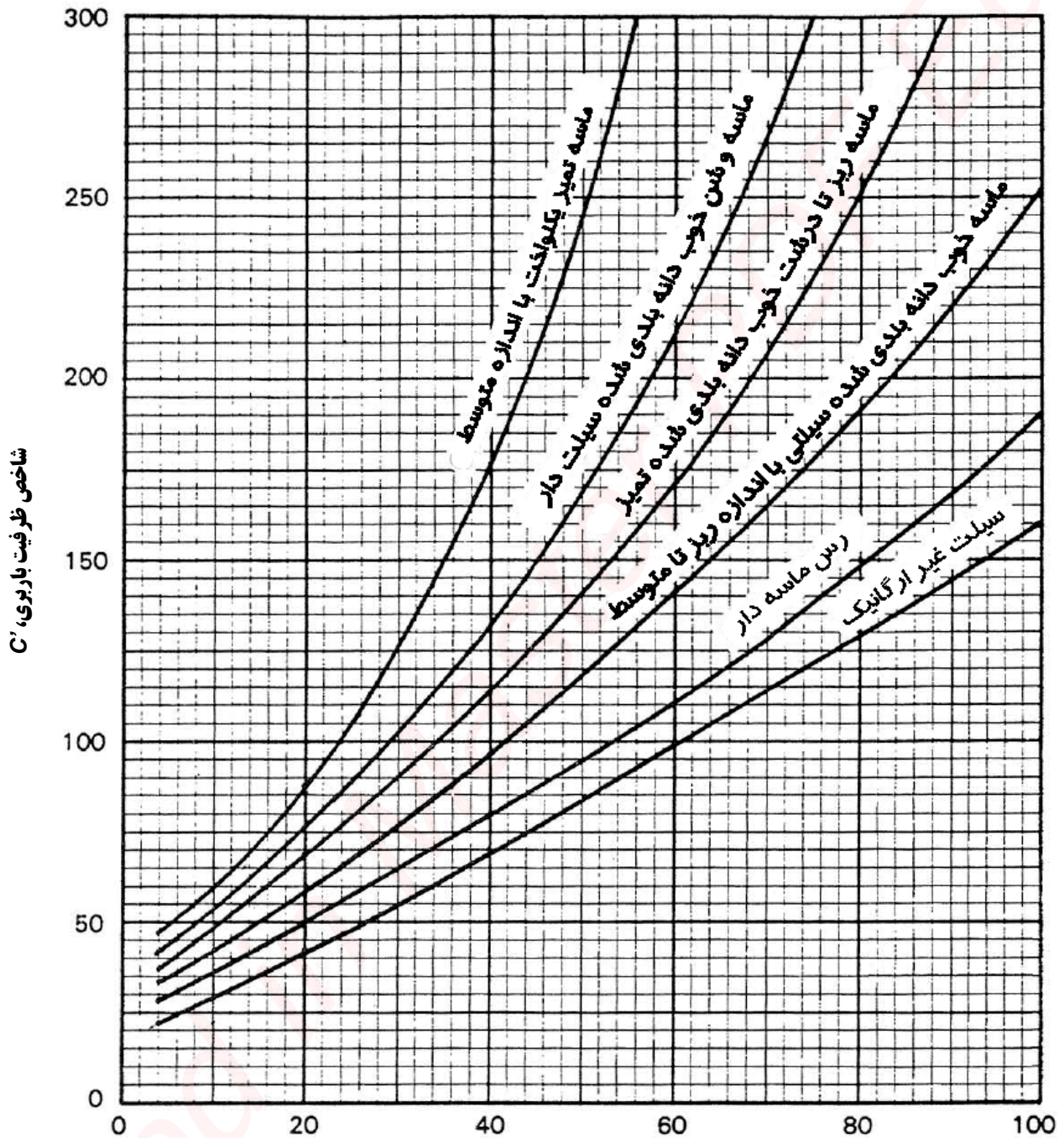
μ_1 = ضریب تصحیح ضخامت لایه ماسه - شکل ۵-۱۸ را ببینید (بدون بعد)

M = مدول فشردگی ماسه - شکل ۵-۱۹ را ببینید.

از هر دسته از واحدهای سازگار می توان برای محاسبه نشست ها استفاده نمود.



شکل ۵-۱۶ ضریب تصحیح عدد نفوذ استاندارد N در برابر فشار سربار (Liao & Whitman, 1986)

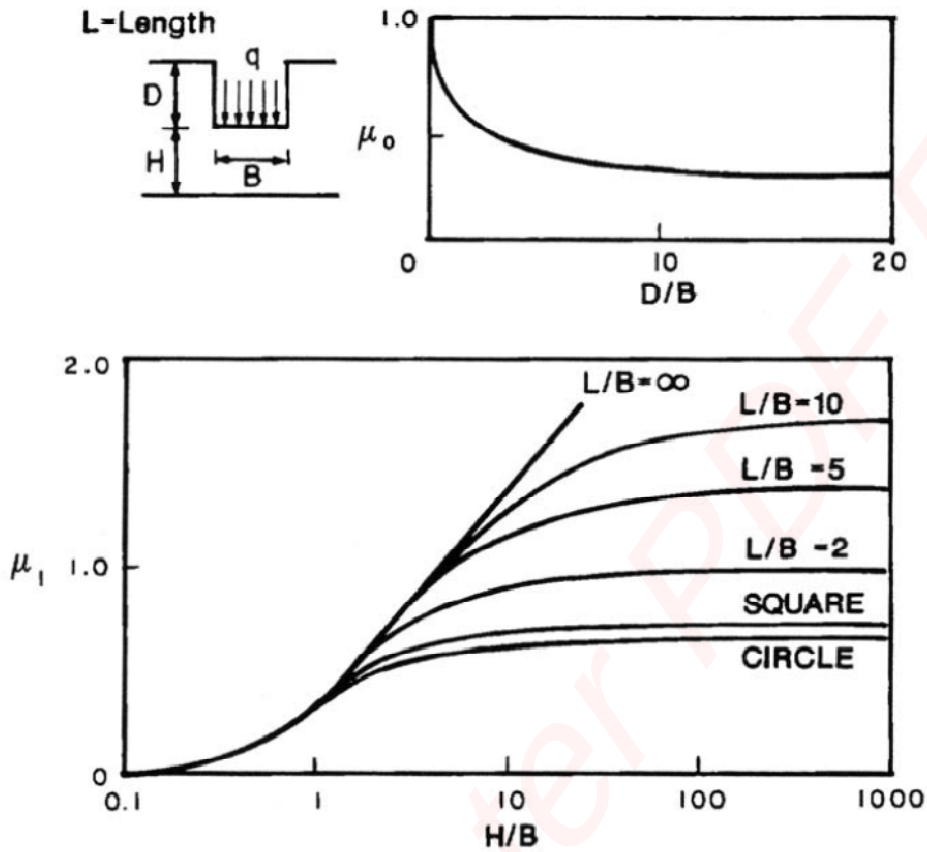


عدد نفوذ استاندارد اصلاح شده $(N')^*$

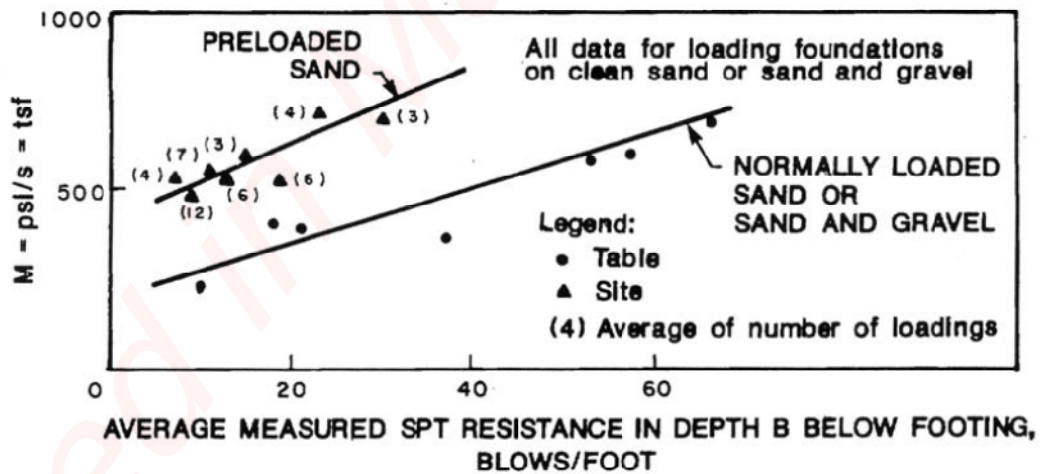
$N'^* =$ مقدار عدد نفوذ استاندارد SPT که برای سربار تصحیح شده است.

مرجع: Hough, "Compressibility as a basis for Soil Bearing Value" ASCE 1959

شکل ۵-۱۷



شکل ۵-۱۸ ضریب تصحیح عمق و ضخامت لایه (Christian & Carrier, 1978)



شکل ۵-۱۹ مدول فشرده‌گی (D'Appolonia, 1968, 1970)

1 Ton Force (usa, short) = 2000 lbs x 0.45359237 kg x 9.80665 m/s² = 8896.443231 N

1 tsf (usa, short) Pressure = 9964.016418 N / 0.09290304 m² = 95760.51796 Pa

• همبستگی مقاومت نفوذ استاندارد و مقاومت نفوذ مخروط

مهندسين ژئوتکنیک از روش های تجربی متعددی که بر مبنای تعداد زیادی از پروژه های انجام یافته قرار دارند برای تخمین نشست الاستیک فونداسیون های ساخته شده در روی ماسه استفاده نموده اند. دو روش تجربی که تاکنون استفاده گسترده ای نیز داشته اند، استفاده از عدد نفوذ استاندارد اصلاح شده N' و مقاومت نفوذ مخروط q_c می باشد. مایر هوف رابطه ای بین ظرفیت باربری مجاز خالص فونداسیون ها و حداکثر نشست تخمینی 25.4 mm (۱ اینچ) با استفاده از مقاومت نفوذ استاندارد تصحیح شده به صورت زیر ارائه داده است:

$$q_{\text{net(all)}} (\text{kN} / \text{m}^2) = 19.16 N' F_d \left(\frac{S_e}{25.4} \right) \quad (\text{برای } B \leq 1.22 \text{m}) \quad (25-5)$$

$$q_{\text{net(all)}} (\text{kN} / \text{m}^2) = 11.98 N' \left(\frac{3.28B + 1}{3.28B} \right)^2 F_d \left(\frac{S_e}{25.4} \right) \quad (\text{برای } B > 1.22 \text{m}) \quad (26-5)$$

به طوری که ،

B = عرض بر حسب متر

S_e = حداکثر نشست تخمینی الاستیک بر حسب میلیمتر

N' = عدد نفوذ استاندارد تصحیح شده

F_d = ضریب عمق $1 + 0.33 (D_f / B)$ (5.61)

D_f = عمق فونداسیون

و

$$q_{\text{net(all)}} = q_{\text{all}} - \gamma D_f \quad (27-5)$$

مقدار N' مورد استفاده در معادله فوق باید میانگین N' در ناحیه تأثیر فونداسیون یعنی $0.5 D_f$ در بالای فونداسیون و $2B$ در زیر فونداسیون باشد.

مایر هوف [14] همچنین روابطی تجربی برای محاسبه ظرفیت باربری مجاز خالص فونداسیون ها بر مبنای مقاومت نفوذ مخروط q_c به صورت زیر ارائه داده است:

$$q_{\text{net(all)}} (\text{kN} / \text{m}^2) = \frac{q_c (\text{kN} / \text{m}^2)}{15} \quad (\text{برای } B \leq 1.22 \text{m} \text{ و نشست } 25.4 \text{ میلیمتر}) \quad (28-5)$$

$$q_{\text{net(all)}} = \frac{q_c}{25} \left(\frac{3.28B + 1}{3.28B} \right)^2 \quad (\text{برای } B \leq 1.22 \text{m} \text{ و نشست } 25.4 \text{ میلیمتر}) \quad (29-5)$$



• استفاده از ضریب تأثیر کرنش

معادله کرنش قائم ε_z در زیر مرکز یک فونداسیون دایره ای انعطاف پذیر با بار یکنواخت و شعاع R ، به صورت زیر می باشد:

$$\varepsilon_z = \frac{1}{E_s} [\sigma_z - \nu(\sigma_r + \sigma_\theta)] \quad (30-5)$$

پس از جایگزینی σ_z ، σ_r و σ_θ در معادله پیشین رابطه زیر حاصل می گردد:

$$\varepsilon_z = \frac{q(1+\nu)}{E_s} [(1-2\nu)A' + B'] \quad (31-5)$$

که در رابطه فوق A' ، B' ضرایب بی بعدی هستند که توابعی از z/R می باشند.

تغییرات A' و B' در زیر مرکز یک سطح بارگذاری شده چنان که توسط آلوین و اولری بدست آمده اند، در جدول ۵-۸ ارائه شده اند.

جدول ۵-۸ تغییرات A' و B' (در زیر مرکز یک سطح بارگذاری شده انعطاف پذیر)

z/R	A'	B'	z/R	A'	B'
0	1.0	0	2.5	0.072	0.128
0.2	0.804	0.189	3.0	0.051	0.095
0.4	0.629	0.320	4.0	0.030	0.057
0.6	0.486	0.378	5.0	0.019	0.038
0.8	0.375	0.381	6.0	0.014	0.027
1.0	0.293	0.354	7.0	0.010	0.020
1.5	0.168	0.256	8.0	0.008	0.015
2.0	0.106	0.179	9.0	0.006	0.012

با توجه به معادله (۳۱-۵) می توان نوشت:

$$I_z = \frac{\varepsilon_z E_s}{q} = (1+\nu) [(1-2\nu)A' + B'] \quad (32-5)$$

نمودار تغییرات I_z در برابر z/R که حاصل نتایج آزمایش های آزمایشگاهی انجام یافته توسط اگستاد (Eggstad) است به همراه مقادیر نظری بدست آمده از معادله (۵.۷۲) در شکل ۵-۲۰ نشان داده شده است. اشمرتمن برمبنای شکل ۵-۲۰، تغییرات عملی I_z و z/B ($B =$ عرض فونداسیون) را برای محاسبه نشست الاستیک پیشنهاد نمود. این مدل بعدها توسط اشمرتمن و هارتمان اصلاح شد که نمودار آن در شکل ۵-۲۱ به ازاء $L/B=1$ و $L/B \geq 10$ نشان داده شده است. برای بدست آوردن دیگر مقادیر L/B می توان از درون یابی استفاده نمود. با استفاده از ضریب تأثیر کرنش ساده شده، نشست الاستیک را با استفاده از رابطه زیر می توان محاسبه نمود:

$$S_e = c_1 c_2 (\bar{q} - q) \sum \left(\frac{I_z}{E_s} \right) \Delta z \quad (33-5)$$

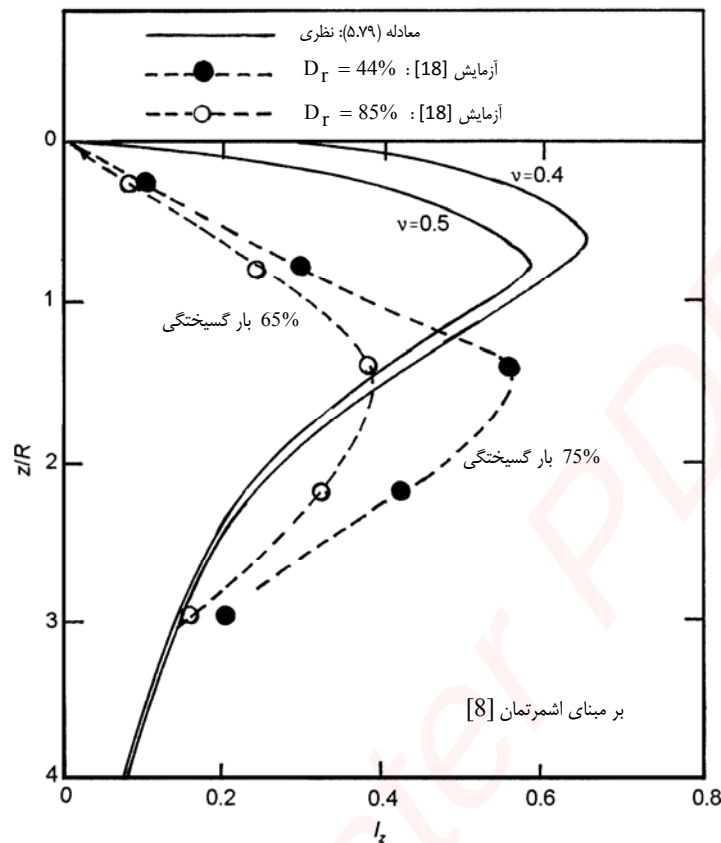
$$1 - 0.5 \left(\frac{q}{\bar{q} - q} \right) = c_1 = \text{ضریب تصحیح عمق فونداسیون}$$

$$1 + 0.2 \text{Log} \left(\frac{\text{time in years}}{0.1} \right) = c_2 = \text{ضریب تصحیح خزش خاک}$$

$$q = \gamma D_f$$

$$\bar{q} = \text{تنش در تراز فونداسیون}$$





شکل ۵-۲۰ مقایسه تغییرات آزمایشگاهی و تئوریک I_z در زیر مرکز یک سطح انعطاف پذیر دایره ای

(توجه: $R =$ شعاع سطح دایره ای، $D_r =$ تراکم نسبی)

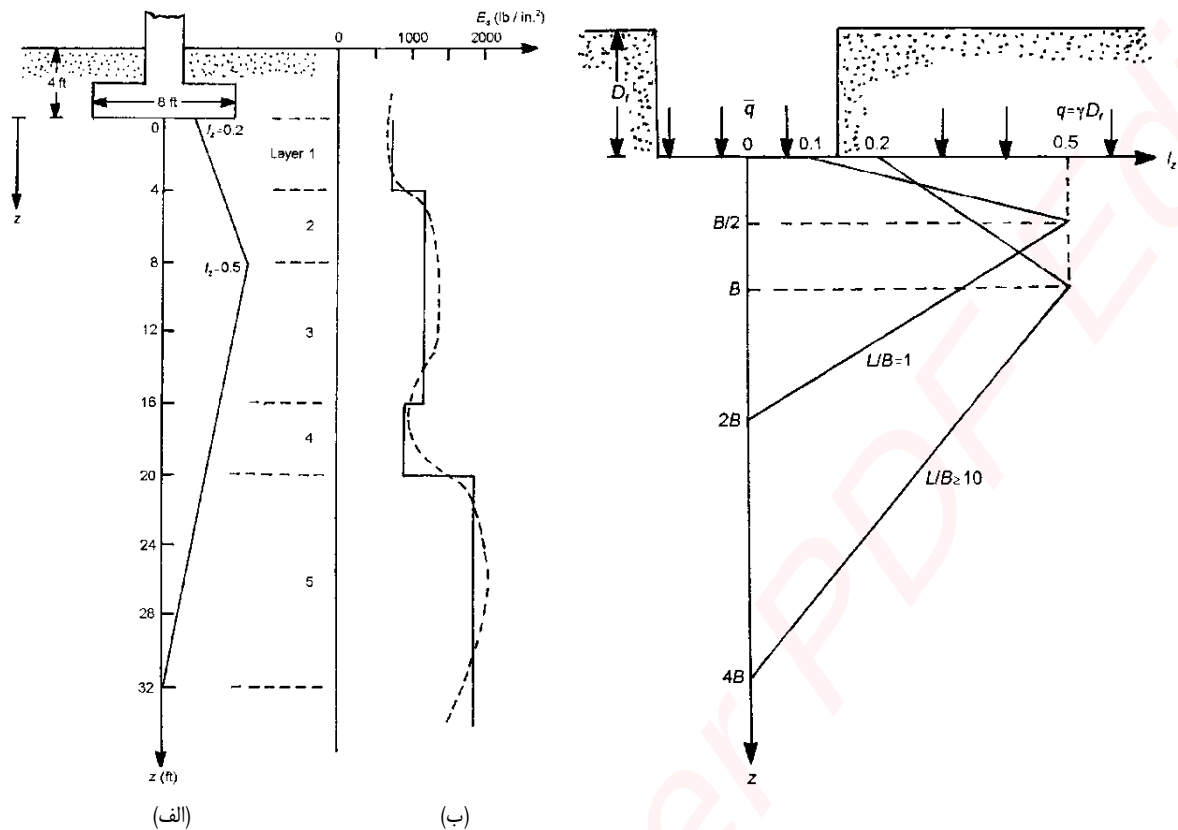
نحوه استفاده از معادله (۵.۷۳) باحل مثال زیر روشن تر خواهد شد. شکل ۵-۲۲-الف فونداسیونی نواری را نشان می دهد که دارای عرض $B = 8 \text{ ft}$ و $D_f = 4 \text{ ft}$ می باشد، وزن واحد حجم ماسه $\gamma = 110 \text{ lb/ft}^3$ و $\bar{q} = 25 \text{ lb/in}^2$ در این حالت L/B بزرگتر از ۱۰ می باشد. متعاقباً نمودار I_z با عمق در شکل ۵-۲۲-الف نشان داده شده است. توجه شود که:

$$\text{در } z = 0, I_z = 0.2$$

$$\text{در } z = 8 \text{ ft } (= B), I_z = 0.5$$

$$\text{در } z = 32 \text{ ft } (= 4B), I_z = 0$$

بر مبنای نتایج آزمایش نفوذ استاندارد یا آزمایش نفوذ مخروط، تغییرات E_s را می توان با استفاده از معادله (۵.۴۹) یا (۵.۵۱) (یا روابط مشابه) محاسبه نمود. این تغییرات در شکل ۵-۲۲-ب با خط چین نشان داده شده است. تغییرات واقعی E_s را می توان با چندین خط شکسته تقریب زد که این خطوط نیز در شکل ۵-۲۲-ب نشان داده شده اند. حال برای محاسبه نشست الاستیک، جدول ۵-۹ را می توان تهیه نمود:



شکل ۲۲-۵ (الف)

(ب)

شکل ۲۱-۵ تغییرات I_z در برابر z/B

جدول ۹-۵ محاسبه نشست الاستیک (شکل ۲۲-۴)

شماره لایه	Δz (in)	E (lb/in ²)	فاصله Z تا وسط لایه (in)	در I_z وسط لایه	$\frac{I_z}{E_s} \Delta z$ (in ³ /lb)
1	48	750	24	0.275	0.0176
2	48	1250	72	0.425	0.016
3	96	1250	144	0.417	0.031
4	48	1000	216	0.292	0.014
5	144	2000	312	0.125	0.0009

$$\Sigma 384 \text{in} = 4B$$

$$\Sigma 0.0886 \text{in}^3 / \text{lb}$$

از آنجایی که $\gamma = 110 \text{ lb/ft}^3$ ، $q = \gamma D_f = (4)(110) = 440 \text{ lb/ft}^2 = 3.06 \text{ lb/in}^2$ ، مقدار $\bar{q} = 25 \text{ lb/in}^2$ داده شده است. بنابراین $\bar{q} - q = 25 - 3.06 = 21.94 \text{ lb/in}^2$ همچنین:

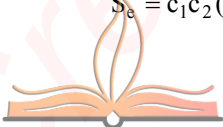
$$c_1 = 1 - 0.5 \left(\frac{q}{\bar{q} - q} \right) = 1 - 0.5 \left(\frac{3.06}{21.94} \right) = 0.93$$

فرض نمایید که زمان وقوع خزش ۱۰ سال است در نتیجه،

$$c_2 = 1 + 0.2 \text{Log} \left(\frac{10}{0.1} \right) = 1.4$$

بنابراین،

$$S_e = c_1 c_2 (\bar{q} - q) \sum \left(\frac{I_z}{E} \right) \Delta z = (0.93)(1.4)(21.94)(0.0886) = 2.53 \text{ in}$$



• آزمایش بارگذاری صفحه

در بعضی مواقع برای محاسبه ظرفیت باربری های مجاز و نهایی فونداسیون ها و نشست الاستیک نظیر آن ها، از آزمایش بارگذاری صفحه استفاده می شود. روش استاندارد آزمایش بارگذاری صفحه در استاندارد D1194 انجمن استاندارد و مصالح آمریکا^۱ ارائه شده است. در این نوع آزمایش معمولاً از صفحه های فولادی دایره ای با قطر ۶ تا ۳۰ اینچ (152.4mm تا 762mm) و صفحه های مربع شکل با ابعاد 1 ft × 1 ft (30.48 × 30.48 cm) استفاده می شود. بر مبنای آزمایش های بارگذاری صفحه صحرایی می توان تخمینی از ظرفیت باربری و نشست های الاستیک نظیر فونداسیون های واقعی بدست آورد.

در شکل ۵-۲۳ طبیعت عمومی دیاگرام های بار بر واحد سطح، q در برابر نشست، S_e برای دو صفحه با عرض های (یا قطر های) B_1 و B_2 در خاک رسی (شرایط $\phi = 0$) نشان داده شده است. در این حالت $B_2 > B_1$ می باشد. به طور مشابه در شکل ۵-۲۴ دیاگرام های مربوط به دو صفحه قرار گرفته در روی لایه ماسه ای که تا عمق بسیار زیادی امتداد می یابد نشان داده شده است. با توجه به این شکل ها می توان مشاهده نمود که در رس:

$$q_{u(B_1)} = q_{u(B_2)} \quad (۳۴-۵)$$

چنان که $q_{u(B_1)}$ و $q_{u(B_2)} =$ ظرفیت باربری نهایی فونداسیون های با عرض B_1 و B_2 . اما با توجه به اینکه:

$$S_{eu(B_1)} \approx S_{eu(B_2)} \left(\frac{B_2}{B_1} \right) \quad (۳۵-۵)$$

چنانکه،

$S_{eu(B_2)}$ و $S_{eu(B_1)}$ نشست های الاستیک فونداسیون ها با عرض های B_1 و B_2 در بار نهایی می باشند.

به طور مشابه برای یک شدت بار مشخص ($q < q_u$) در روی فونداسیون داریم:

$$S_{e(B_2)} \approx S_{e(B_1)} \left(\frac{B_2}{B_1} \right) \quad (۳۶-۵)$$

و برای فونداسیون در روی ماسه:

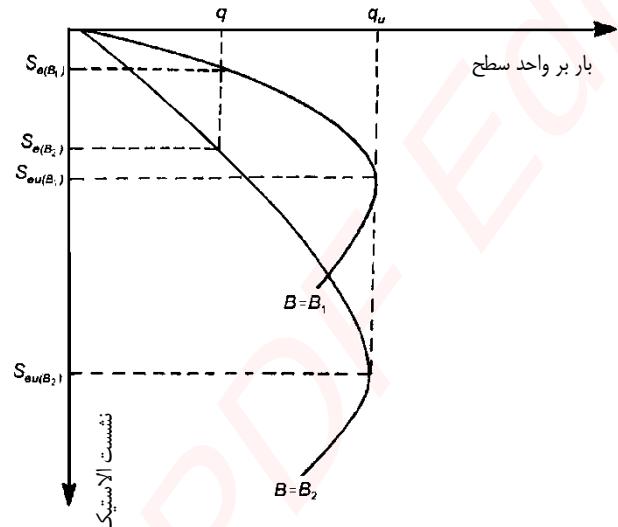
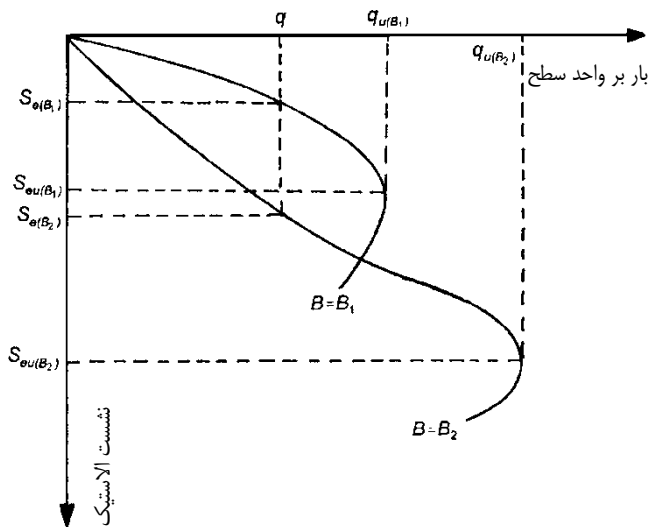
$$q_{u(B_2)} \approx q_{u(B_1)} \left(\frac{B_2}{B_1} \right) \quad (۳۷-۵)$$

$$S_{eu(B_2)} \approx S_{eu(B_1)} \left(\frac{B_2}{B_1} \right)^2 \left(\frac{3.28B_2 + 1}{3.28B_1 + 1} \right)^2 \quad (۳۸-۵)$$

که در این رابطه B بر حسب متر می باشد. همچنین برای یک شدت بار مشخص ($q < q_u$) در روی فونداسیون داریم:

$$S_{e(B_2)} \approx S_{e(B_1)} \left(\frac{B_2}{B_1} \right)^2 \left(\frac{3.28B_2 + 1}{3.28B_1 + 1} \right) \quad (۳۹-۵)$$

که B بر حسب متر می باشد.



شکل ۲۴-۵ طبیعت تغییرات نشست الاستیک دو فونداسیون در ماسه

شکل ۲۳-۵ طبیعت تغییرات نشست الاستیک دو فونداسیون در رس

با بررسی روابط مربوط به شدت بار q و نشست الاستیک S_e می توان مشاهده نمود که برای یک شدت بار مجاز مشخص در هر خاکی، میزان نشست با افزایش عرض فونداسیون، افزایش می یابد. در فونداسیون های کوچکتر (یعنی B کوچکتر)، ظرفیت باربری نهایی می تواند عامل کنترل کننده باشد. از طرف دیگر در طراحی فونداسیون های با عرض B بزرگ تر معیار کنترل کننده، احتمالاً نشست خواهد بود.

۱۱-۵ | مبانی عمومی نشست تحکیمی

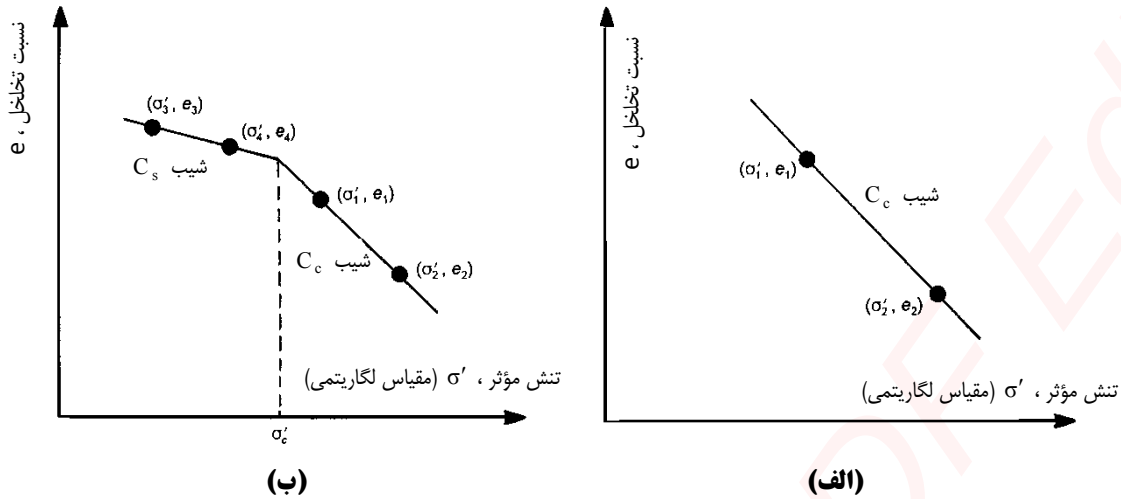
نشست تحکیمی فرآیندی وابسته به زمان است که در اثر خروج آب منفذی اضافی در خاک های رسی اشباع قرار گرفته در زیر سفره آب زیر زمینی رخ می دهد و علت آن هم افزایش تنش ناشی از اعمال بار فونداسیون می باشد. برای یک رس عادی تحکیم یافته، طبیعت تغییرات نسبت تخلخل، e با تنش مؤثر قائم σ' مطابق شکل ۵-۲۵-الف می باشد. دیاگرام مشابهی نیز برای رس های پیش تحکیم یافته در شکل ۵-۲۵-ب نشان داده شده است. در این شکل فشار پیش تحکیمی برابر است با σ'_c شیب دیاگرام e در برابر $\text{Log } \sigma'$ در بخش عادی تحکیم یافته خاک شاخص فشردگی C_c نامیده می شود که رابطه آن به صورت زیر می باشد:

$$C_c = \frac{e_1 - e_2}{\text{Log} \left(\frac{\sigma'_2}{\sigma'_1} \right)} \quad (\text{برای } \sigma'_1 \geq \sigma'_c) \quad (40-5)$$

به طور مشابه شیب دیاگرام e در برابر $\text{Log } \sigma'$ در بخش بیش تحکیم یافته شاخص تورم نامیده می شود که رابطه آن به صورت زیر می باشد:

$$C_s = \frac{e_3 - e_4}{\text{Log} \left(\frac{\sigma'_4}{\sigma'_3} \right)} \quad (\text{برای } \sigma'_4 \leq \sigma'_c) \quad (41-5)$$





شکل ۵-۲۵: تغییرات نسبت تخلخل با تنش مؤثر (الف) رس عادی تحکیم یافته (ب) رس بیش تحکیم یافته

برای رس های عادی تحکیم یافته، ترزاقی و پک^۱، رابطه زیر را بین شاخص تراکم و حد روانی ارائه داده اند:

$$C_c = 0.009 (LL - 10) \quad (۴۲-۵)$$

که در این رابطه LL حد روانی می باشد.

رابطه پیشین دارای خطایی در حدود $\pm 30\%$ است و نباید برای رس های با درجه حساسیت بزرگتر از ۴ استفاده شود. ترزاقی و پک همچنین رابطه مشابهی برای رس های ریمولد^۲ (نمونه هایی که در آزمایشگاه برای انجام آزمایش ساخته می شوند) به صورت زیر ارائه داده اند:

$$C_c = 0.007 (LL - 10) \quad (۴۳-۵)$$

روابط همبستگی متعددی بین شاخص تراکم با پارامترهای شاخص خاک ارائه شده اند که بعضی از آن ها عبارتند از:

$C_c = 0.01 \omega_N$	(برای رس شیکاگو)	(۴۴-۴)
$C_c = 0.0046 (LL - 9)$	(برای رس برزیلی)	(۴۵-۴)
$C_c = 1.21 + 1.055 (e_o - 1.87)$	(برای رسی ماتلی، شهر سائوپائولو)	(۴۶-۴)
$C_c = 0.208 e_o + 0.0083$	(برای رس شیکاگو)	(۴۷-۴)
$C_c = 0.0115 \omega_N$		(۴۸-۴)

چنان که،

$$\omega_N = \text{رطوبت طبیعی خاک بر حسب درصد، } e_o = \text{نسبت تخلخل درجا}$$

شاخص تورم، C_s خاک در حدود $1/5$ تا $1/10$ شاخص تراکم می باشد.

۱۲-۵ | مبانی عمومی نشست تحکیمی

لایه ای خاک رسی به ضخامت H_c در شکل ۵-۲۶ نشان داده شده است. فرض کنید که نسبت تخلخل اولیه قبل از احداث فونداسیون، e_o و تنش مؤثر قائم میانگین در لایه رس برابر σ'_o باشد. فونداسیون قرار گرفته در عمق D_f در معرض افزایش

¹ Terzaghi and Peck
² Remolded Clay

فشار خالص میانگین q قرار دارد. این مسأله باعث افزایش تنش قائم در خاک می شود. اگر افزایش تنش قائم در هر نقطه در زیر مرکز فونداسیون برابر $\Delta\sigma$ باشد، افزایش تنش قائم $\Delta\sigma_{av}$ در لایه رس را می توان به صورت زیر بدست آورد:

$$\Delta\sigma_{av} = \frac{1}{H_2 - H_1} \int_{z=H_1}^{z=H_2} (\Delta\sigma) dz \quad (۴۹-۵)$$

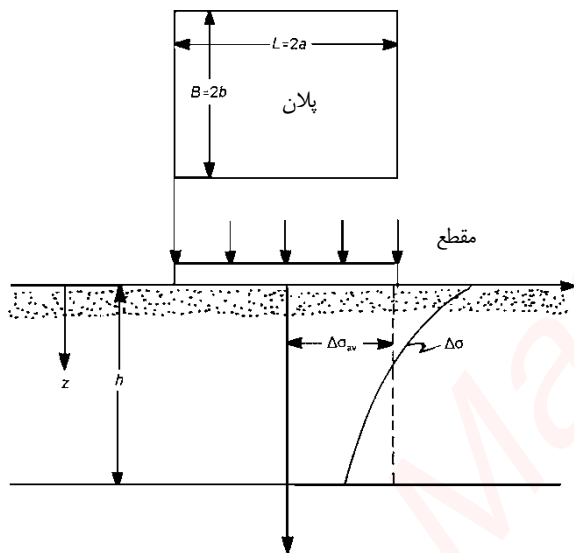
نشست تحکیمی، S_c در اثر این افزایش تنش میانگین را به صورت زیر می توان محاسبه نمود:

$$S_c = \frac{\Delta e}{1+e_o} = \frac{C_c H_c}{1+e_o} \text{Log} \left(\frac{\sigma'_o + \Delta\sigma_{av}}{\sigma'_o} \right) \quad (\sigma'_o = \sigma'_c \text{، برای رس عادی تحکیم یافته،}) \quad (۵۰-۵)$$

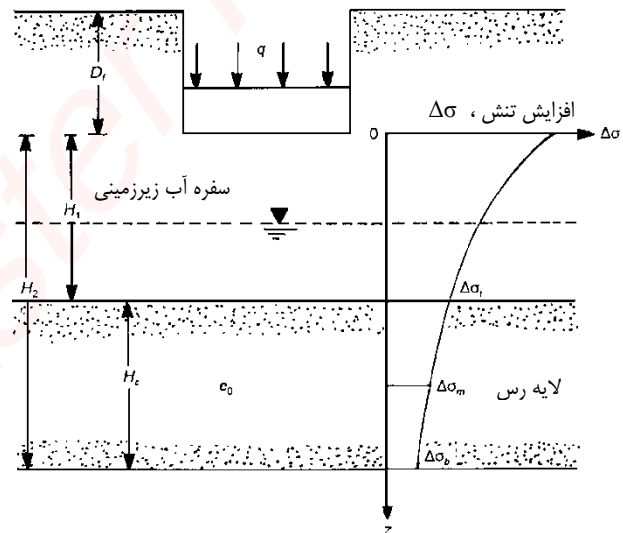
$$S_c = \frac{\Delta e}{1+e_o} = \frac{C_s H_c}{1+e_o} \text{Log} \left(\frac{\sigma'_o + \Delta\sigma_{av}}{\sigma'_o} \right) \quad (\sigma'_o + \Delta\sigma_{av} \geq \sigma'_c \text{ و رس بیش تحکیم یافته و}) \quad (۵۱-۵)$$

$$S_c = \frac{\Delta e}{1+e_o} = \frac{C_s H_c}{1+e_o} \text{Log} \left(\frac{\sigma'_c}{\sigma'_o} \right) + \frac{C_c H_c}{1+e_o} \text{Log} \left(\frac{\sigma'_o + \Delta\sigma_{av}}{\sigma'_c} \right) \quad (\sigma'_o < \sigma'_c < \sigma'_o + \Delta\sigma_{av} \text{ برای رس بیش تحکیم یافته}) \quad (۵۲-۵)$$

چنان که $\Delta e_o =$ تغییر در نسبت تخلخل در اثر تحکیم اولیه



شکل ۵-۲۷ افزایش تنش متوسط، $\Delta\sigma_{av}$



شکل ۵-۲۶ محاسبه نشست تحکیمی اولیه

معادلات فوق را به دو طریق برای محاسبه نشست تحکیمی اولیه می توان به کار بست. این دو روش عبارتند از:

روش A

بر طبق این روش، σ'_o تنش مؤثر میانگین موجود در خاک است (یعنی تنش مؤثر در وسط لایه رس). مقدار $\Delta\sigma_{av}$ را می توان به صورت زیر محاسبه نمود (شکل ۵-۲۶):

$$\Delta\sigma_{av} = \frac{1}{6} (\Delta\sigma_t + 4\Delta\sigma_m + \Delta\sigma_b) \quad (۵۳-۵)$$

چنان که $\Delta\sigma_t$ ، $\Delta\sigma_m$ و $\Delta\sigma_b =$ افزایش تنش به ترتیب در بالا، وسط و پایین لایه رس می باشد.

افزایش تنش میانگین $\Delta\sigma_{av}$ ، از $z=0$ تا $z=H$ در زیر مرکز یک سطح مستطیلی انعطاف پذیر با بارگذاری یکنواخت (شکل ۲۷-۴) توسط گریفیتس^۱ [21] با استفاده از انتگرال گیری بدست آمده است، یعنی،

$$\Delta\sigma_{av} = q I_{av} \quad (۵۴-۵)$$

چنان که،

$$I_{av} = f\left(\frac{a}{h}, \frac{b}{h}\right) \quad (۵۵-۵)$$

a, b = نصف طول و نصف عرض فونداسیون

تغییرات I_{av} به صورت تابعی از a/h و b/h در شکل ۲۸-۵ ارائه شده است. توجه به این مسأله مهم است که I_{av} محاسبه شده با استفاده از این شکل برای افزایش تنش میانگین از $z=0$ تا $z=h$ (شکل ۲۷-۵) می باشد. برای محاسبه افزایش تنش میانگین در لایه رسی چنان که در شکل ۲۹-۵ نشان داده شده است،

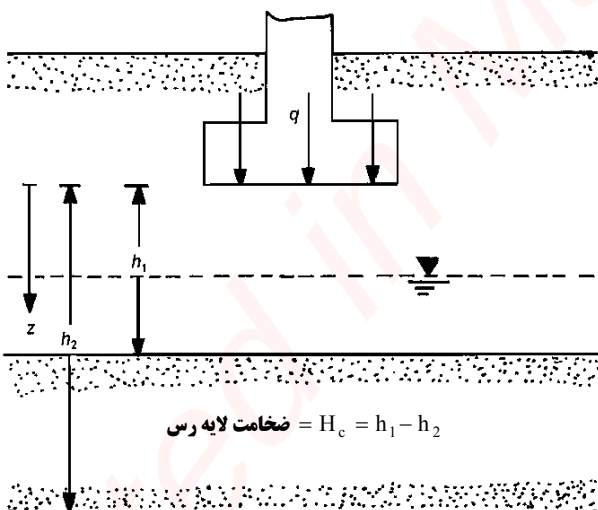
$$I_{av(h_1/h_2)} = \frac{h_2 I_{av(h_2)} - h_1 I_{av(h_1)}}{h_2 - h_1}$$

به طوری که،

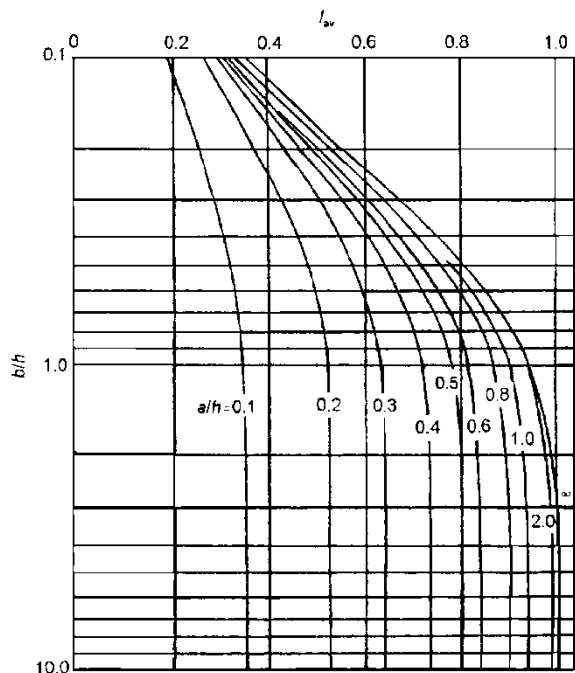
$$I_{av(h_2)} = f\left(\frac{a}{h_2}, \frac{b}{h_2}\right) \quad \text{و} \quad I_{av(h_1)} = f\left(\frac{a}{h_1}, \frac{b}{h_1}\right) \quad \text{و} \quad h_2 - h_1 = H_c$$

بنابراین،

$$\Delta\sigma_{av} = q \left[\frac{h_2 I_{av(h_2)} - h_1 I_{av(h_1)}}{H_c} \right] \quad (۵۶-۵)$$



شکل ۲۹-۵ افزایش تنش متوسط در لایه رس



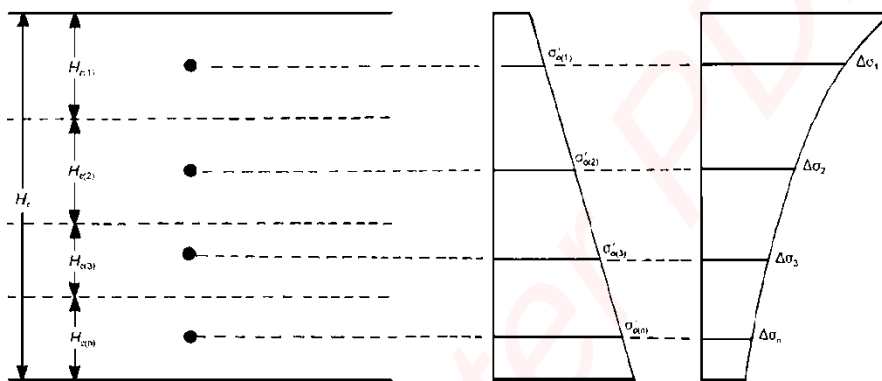
شکل ۲۸-۵ تغییرات I_z با a/h و b/h

^۱ Griffiths

روش B

در این روش لایه خاک رس را می توان به لایه های متعدد به ضخامت های $H_{c(1)}, H_{c(2)}, \dots, H_{c(n)}$ تقسیم نمود (شکل ۵-۳۰). بدین ترتیب تنش های مؤثر درجا در وسط هر لایه برابر خواهد بود با $\sigma'_{(1)}, \sigma'_{(2)}, \dots, \sigma'_{(n)}$. افزایش تنش میانگین در هر لایه را می توان تقریباً برابر افزایش تنش قائم در وسط هر لایه خاک در نظر گرفت [یعنی $\Delta\sigma_{av(1)} \approx \Delta\sigma_1, \Delta\sigma_{av(2)} \approx \Delta\sigma_2, \dots, \Delta\sigma_{av(n)} \approx \Delta\sigma_n$]. بنابراین نشست تحکیمی کل لایه برابر خواهد بود با :

$$S_c = \sum_{i=1}^{i=n} \frac{\Delta e_i}{1 + e_{o(i)}} H_i \quad (5-57)$$

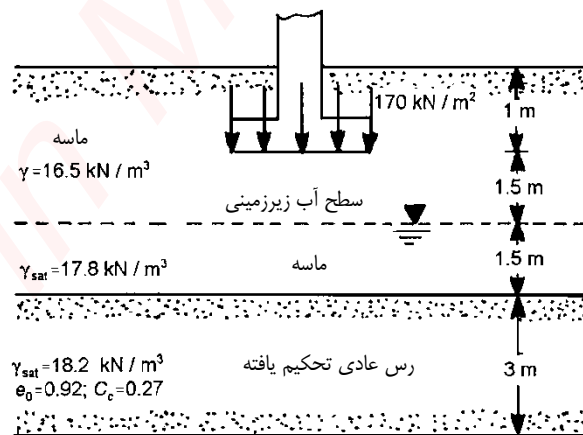


شکل ۵-۳۰ محاسبه نشست تحکیمی با استفاده از روش B

مثال



با رجوع به شکل ۵-۳۱ و با استفاده از روش A، نشست تحکیمی اولیه فونداسیونی با ابعاد $1.5m \times 3m$ ($B \times L$) را بدست آورید.



شکل ۵-۳۱

حل مسأله:



$$S_c = \frac{C_c H_c}{1 + e_o} \text{Log} \left(\frac{\sigma'_o + \Delta\sigma_{av}}{\sigma'_o} \right)$$

با در اختیار داشتن پارامترهای $e_o = 0.92$ ، $H_c = 3m$ ، $C_c = 0.27$

$$\sigma'_0 = (1+1.5)(16.5) + (1.5)(17.8 - 9.81) + \frac{3}{2}(18.2 - 9.81) = 65.82 \text{ kN/m}^2$$

$$a = \frac{L}{2} = \frac{3}{2} = 1.5 \text{ m}$$

$$b = \frac{B}{2} = \frac{1.5}{2} = 0.75 \text{ m}$$

$$h_1 = 1.5 + 1.5 = 3 \text{ m}$$

$$h_2 = 1.5 + 1.5 + 3 = 6 \text{ m}$$

$$\frac{a}{h_1} = \frac{1.5}{3} = 0.5; \quad \frac{b}{h_1} = \frac{0.75}{3} = 0.25$$

با رجوع به شکل ۵-۲۸، $I_{av(h_1)} = 0.54$

به طور مشابه،

$$\frac{a}{h_2} = \frac{1.5}{6} = 0.25; \quad \frac{b}{h_2} = \frac{0.75}{6} = 0.125$$

با رجوع به شکل ۵-۲۸، $I_{av(h_2)} = 0.34$

حال با توجه به معادله (۵-۵۶) داریم:

$$\Delta\sigma_{av} = q \left[\frac{h_2 I_{av(h_2)} - h_1 I_{av(h_1)}}{H_c} \right] = 170 \left[\frac{(6)(0.34) - (3)(0.54)}{3} \right] = 23.8 \text{ kN/m}^2$$

$$S_c = \frac{(0.27)(3)}{1+0.9} \text{Log} \left(\frac{65.82+23.8}{65.82} \right) = 0.057 \text{ m} = 57 \text{ mm}$$

مثال



مسئله قبیل را با استفاده از روش B حل نمایید (توجه: لایه رس را به سه لایه هریک به ضخامت ۱ متر تقسیم نمایید).

حل مسئله:



با ایجاد جدولی به صورت زیر انجام محاسبات راحت تر خواهد شد:

محاسبه σ'_0 :

شماره لایه	ضخامت لایه، H_i (متر)	عمق تا وسط لایه رس (متر)	σ'_0 (kN/m ²)
1	1	1+1.5+1.5+0.5=4.5	(1+1.5)16.5+(1.5)(17.8-9.81)+(0.5)(18.2-9.81)=57.43
2	1	4.5+1=5.5	57.43+(1)(18.2-9.81)=65.82
3	1	5.5+1=6.5	65.82+(1)(18.2-9.81)=74.21

محاسبه $\Delta\sigma_{av}$:

شماره لایه	ضخامت لایه، H_i (متر)	عمق تا وسط لایه از زیر فونداسیون، z (متر)	^a L/B	z/B	^b $\frac{\Delta\sigma_{(av)}}{q}$	^c $\Delta\sigma_{av}$
1	1	3.5	2	2.33	0.16	27.2
2	1	4.5	2	3.0	0.095	16.15
3	1	5.5	2	3.67	0.07	11.9

^a B = 1.5 m; L = 3 m

^b جدول ۵.۳

^c q = 170 kN/m²



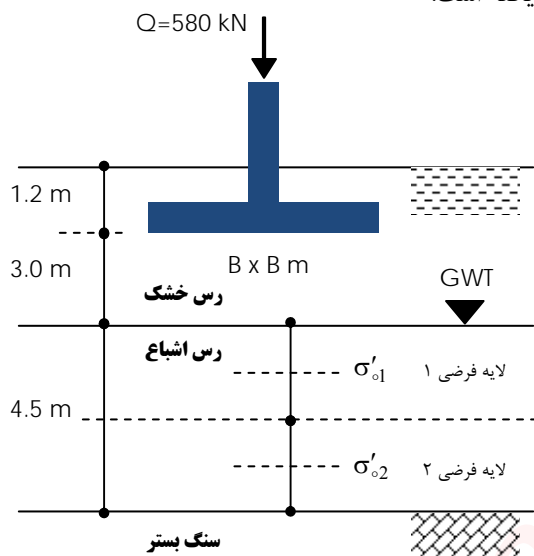
$$S_c = \sum \frac{C_c H_i}{1 + e_o} \text{Log} \left[\frac{\sigma'_{o(i)} + \Delta \sigma_{av(i)}}{\sigma'_{o(i)}} \right]$$

$$= \frac{(0.27)(1)}{1+0.9} \left[\text{Log} \left(\frac{57.43 + 27.2}{57.43} \right) + \text{Log} \left(\frac{65.82 + 16.15}{65.82} \right) + \text{Log} \left(\frac{74.21 + 11.19}{74.21} \right) \right]$$

$$= (0.142)(0.168 + 0.096 + 0.065) = 0.047 \text{ m} = 47 \text{ mm}$$

مثال

فونداسیونی با مشخصات زیر داریم. با استفاده از توزیع تنش ۲ به ۱، ابعاد شالوده مربع شکل را طوری تعیین نمایید که نشست تحکیمی آن از 40mm تجاوز نکند. خاک رس عادی تحکیم یافته است.



اطلاعات مسئله:

وزن مخصوص رس اشباع، $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$

وزن مخصوص رس خشک، $\gamma = 17.8 \text{ kN/m}^3$

نوع رس: عادی تحکیم یافته

رطوبت اشباع، $\omega = 30\%$

چگالی رس، $G_s = 2.65$

حل: فشار وارد بر خاک به ابعاد شالوده بستگی داشته و نشست هم خود به فشار بستگی دارد. چون ابعاد را نداریم نمیدانیم چه فشاری باعث ایجاد نشست 40mm می شود بنابراین یا باید به روش آزمون و خطا مسئله را حل نمایید یا اینکه نمودارهای عرض-نشست را بر حسب سربارهای مختلف ترسیم نموده و مقادیر مناسب را از روی آن استخراج نماییم. برای حل این مسئله از روش دوم استفاده خواهیم کرد.

رس اشباع، از نوع عادی تحکیم است بنابراین رابطه نشست آن به صورت زیر خواهد بود:

$$S_c = \frac{C_c \cdot H_o}{1 + e_o} \log \left(\frac{\sigma'_o + \Delta \sigma'}{\sigma'_o} \right)$$

ضریب C_c را در اختیار نداریم بنابراین مقدار آن را از رابطه تجربی زیر بدست می آوریم:

$$C_c = 0.009(LL - 10) = 0.009(50 - 10) = 0.36$$

$$e_o = G_s \cdot \omega = 2.65 \times 0.3 = 0.795$$

برای محاسبه دقیق تر نشست تحکیمی، لایه رس اشباع را به دو قسمت فرضی تقسیم نموده و نشست هر لایه را محاسبه و با هم جمع می نماییم تا نشست کل بدست آید. تنش های موثر اولیه در وسط لایه های فرضی عبارتند از:

$$\sigma'_{o1} = 17.8 \times (3 + 1.2) + \frac{1}{2} \left(\frac{4.5}{2} \right) \times (19 - 10) = 84.88 \text{ kPa}$$

$$\sigma'_{o2} = 17.8 \times (3 + 1.2) + \left(\frac{4.5}{2} + \frac{1}{2} \cdot \frac{4.5}{2} \right) \times (19 - 10) = 105.13 \text{ kPa}$$



$$\rightarrow S_{c1} = \frac{0.36 \times \left(\frac{4.5}{2}\right)}{1 + 0.795} \cdot \text{Log}\left(\frac{84.88 + \Delta\sigma'_1}{84.88}\right) = 0.451 \cdot \text{Log}\left(\frac{84.88 + \Delta\sigma'_1}{84.88}\right)$$

$$\rightarrow S_{c2} = \frac{0.36 \times \left(\frac{4.5}{2}\right)}{1 + 0.795} \cdot \text{Log}\left(\frac{105.13 + \Delta\sigma'_2}{105.13}\right) = 0.451 \cdot \text{Log}\left(\frac{105.13 + \Delta\sigma'_2}{105.13}\right)$$

در معادلات فوق مقدار اضافه تنش موثری که به خاک در عمق وسط لایه های فرضی رس وارد می شود مشخص نیست زیرا این فشارها به ابعاد بستگی دارند. بنابراین بر حسب ابعاد مختلف و سربارهای فرضی مختلف اضافه تنش در عمق را محاسبه نموده و نمودارهایی بر حسب عرض-نشست ترسیم می نماییم.

فرض کنید عمق وسط لایه اول از زیر فونداسیون برابر z_1 و لایه دوم z_2 باشد. در این حالت اضافه تنش قائم در وسط لایه های مذکور به روش ۲ به ۱ برابر خواهد بود با:

$$\Delta\sigma'_1 = \frac{q \times B \times L}{(B + z_1) \times (L + z_1)}$$

$$\Delta\sigma'_2 = \frac{q \times B \times L}{(B + z_2) \times (L + z_2)}$$

که با توجه به شکل داریم: $z_1 = 4.125\text{m}$ و $z_2 = 6.375\text{m}$. بنابراین مجهولات ما جهت محاسبه نشست عبارتند از سربار و ابعاد. جهت انجام محاسبات، جدول زیر را تهیه می نماییم:

ابعاد		q = 30 kPa			q = 40 kPa			q = 50 kPa			q = 60 kPa		
B	L	S_{c1}	S_{c2}	S_c	S_{c1}	S_{c2}	S_c	S_{c1}	S_{c2}	S_c	S_{c1}	S_{c2}	S_c
1	1	0.26	0.10	0.36	0.35	0.14	0.48	0.43	0.17	0.60	0.52	0.20	0.72
2	2	0.72	0.32	1.04	0.96	0.42	1.38	1.19	0.52	1.72	1.42	0.63	2.05
3	3	1.19	0.56	1.75	1.57	0.75	2.32	1.95	0.93	2.88	2.31	1.11	3.43
4	4	1.61	0.81	2.42	2.12	1.08	3.20	2.61	1.34	3.95	3.10	1.59	4.69
6	6	2.29	1.27	3.56	3.00	1.68	4.68	3.68	2.08	5.76	4.34	2.47	6.81
8	8	2.80	1.66	4.46	3.65	2.18	5.84	4.47	2.69	7.16	5.25	3.19	8.44
10	10	3.19	1.98	5.18	4.15	2.60	6.75	5.07	3.20	8.27	5.94	3.78	9.72

حل دستی معادلات فوق بسیار وقت گیر است. بنابراین برای پر کردن جدول فوق از نرم افزار Excel استفاده شده است. برای این کار فرمول پارامتری نشست تحکیم را به برنامه وارد نموده و بر حسب ابعاد، نشست ها محاسبه شده اند. نمودار مقادیر نشست محاسبه شده بر حسب عرض و سربارهای مختلف در شکل زیر نشان داده شده است. حال می توانیم از طریق جدول یا نمودار، فشار و ابعادی را که باعث نشست **40mm** می شود را استخراج می نماییم. برای این کار در جدول فوق به دنبال ابعاد و فشاری می گردیم که نشست **40mm** را ایجاد می نماید. مشاهده می شود که برای ابعاد $B = L = 4\text{m}$ فشار $q = 50\text{ kPa}$ نشست **3.95mm** ایجاد می نماید حال باید فشار موجود را با این فشار مجاز به صورت زیر کنترل نماییم:

$$q = \frac{520}{4 \times 4} = 32.5 < 50\text{ kPa}$$

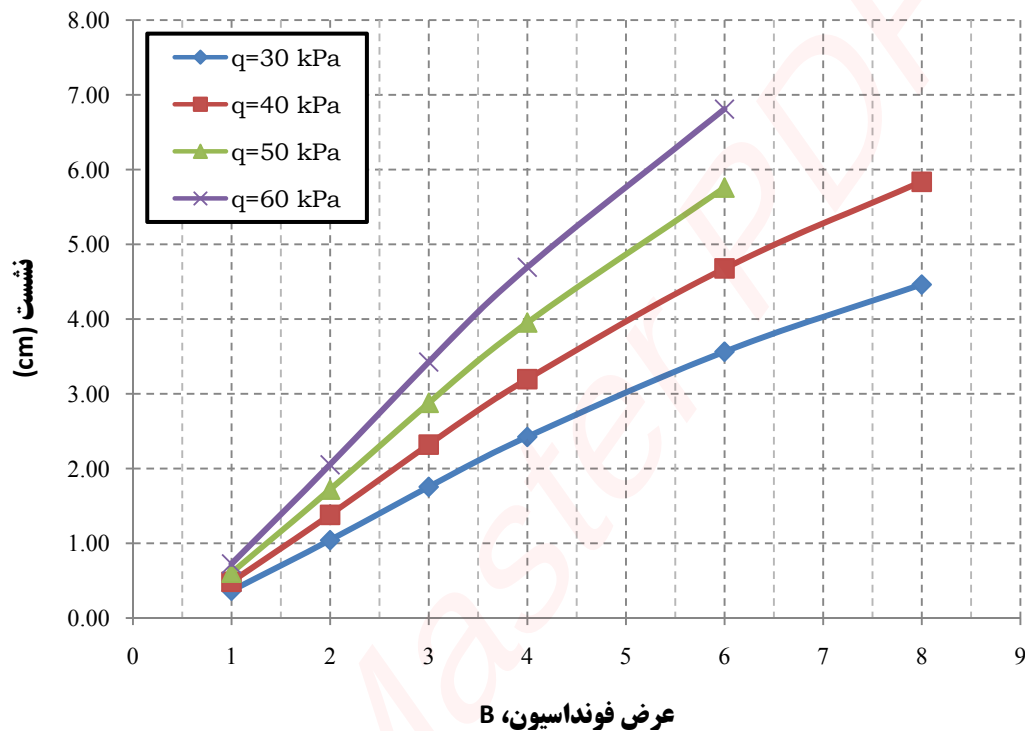
طرح پاسخگوست ولی کمی دست بالاست. چنانچه ابعاد $B = L = 3\text{m}$ را انتخاب نماییم داریم:

$$q = \frac{520}{3 \times 3} = 57.8 < 60\text{ kPa}$$



این طرح اقتصادی تر است. بنابراین چنانچه شالوده ای به ابعاد $B = L = 3\text{m}$ استفاده شود، نشست از 40mm کمتر خواهد بود.

از جدول فوق مشاهده می شود که هرچه ابعاد کوچکتر شود نشست کمتر می شود. علت این امر اینست که با کوچکتر شدن ابعاد، گستره تاثیر تنش ها هم کوچکتر می شود ولی باید توجه داشت که از طرف دیگر تنش های لهیدگی وارد بر خاک بزرگتر می شوند و این تنش ها ممکن است منجر به گسیختگی برشی خاک شود بنابراین برای ابعاد شالوده هم محدودیت وجود دارد هرچند در این مسئله گسیختگی برشی ملاک نبود.

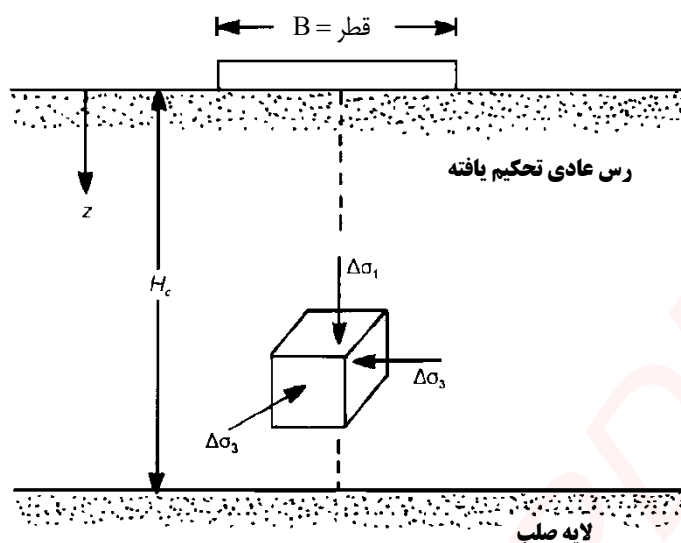


۵-۱۳ | تأثیر حالت سه بعدی در نشست تحکیمی اولیه

روش ارائه شده در بخش پیشین مربوط به نشست تک بعدی بوده و زمانی که عرض فونداسیون در مقایسه با ضخامت لایه تراکم پذیر، H_c بزرگ است و همچنین زمانی که مصالح تراکم پذیر بین دو لایه خاک سخت تر قرار دارد نتایج خوبی بدست می دهد. دلیل این مسأله این است که در حالت های فوق مقدار کرنش های افقی نسبتاً کوچک هستند.

برای این که تأثیر حالت سه بعدی خاک در محاسبات نشست در نظر گرفته شود، اسکمپتون و بیروم^۱ تصحیحی برای نشست های تحکیمی یک بعدی رس های عادی تحکیم یافته ارائه داده اند. برای فونداسیونی دایره ای (قطر = B) در روی لایه ای رس عادی تحکیم یافته به ضخامت H رابطه اصلاحی به صورت زیر است:

¹ Skempton and Bjerrum



شکل ۵-۳۲ تأثیر حالت سه بعدی در نشست تحکیمی اولیه (فونداسیون دایره ای با قطر B)

$$S_c = \mu_{c(NC)} \times S_{c(oed)}$$

تغییرات $\mu_{c(NC)}$ با A و H_c/B در شکل ۵-۳۳ نشان داده شده است.

به طور مشابه برای فونداسیون نواری داریم:

$$S_c = \mu_{c(NC)} \times S_{c(oed)}$$

نمودار $\mu_{s(NC)}$ با A برای مقادیر مختلف H_c/B در شکل ۵-۳۴ نشان داده شده است.

لئوناردز^۱ ضریب تصحیح $\mu_{c(OC)}$ مربوط به تأثیر تحکیم در حالت سه بعدی را برای فونداسیون دایره ای قرار گرفته در روی رس بیش تحکیم یافته به صورت زیر ارائه نمود:

$$S_e = \mu_{c(OC)} S_{c(oed)} \quad (5-58)$$

چنان که

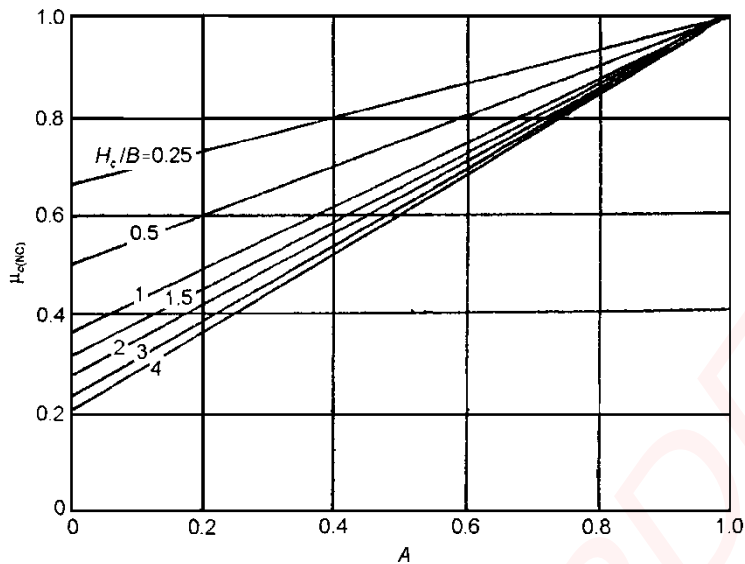
$$\mu_{c(OC)} = f \left(OCR, \frac{B}{H_c} \right) \quad (5-59)$$

$$OCR = \frac{\sigma'_c}{\sigma'_e} \quad (5-60)$$

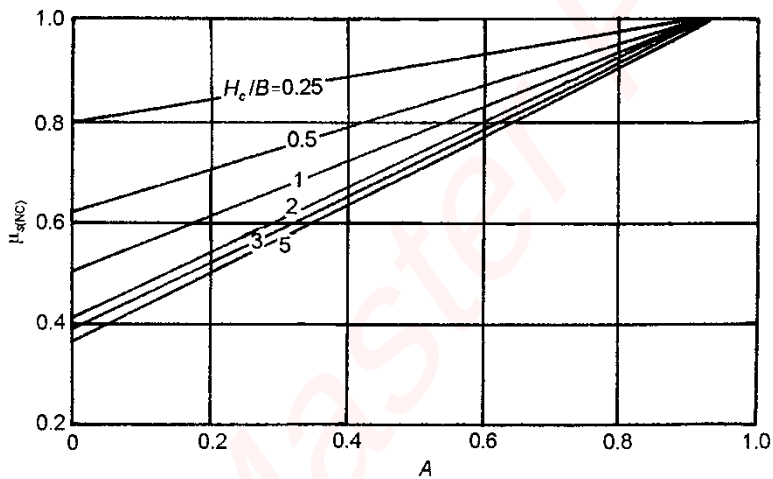
σ'_c = فشار پیش تحکیمی

σ'_e = تنش تحکیمی مؤثر موجود

¹ Leonards



شکل ۳۳-۵ تغییرات $\mu_{c(NC)}$ با A و H_c/B (فونداسیون دایره ای)



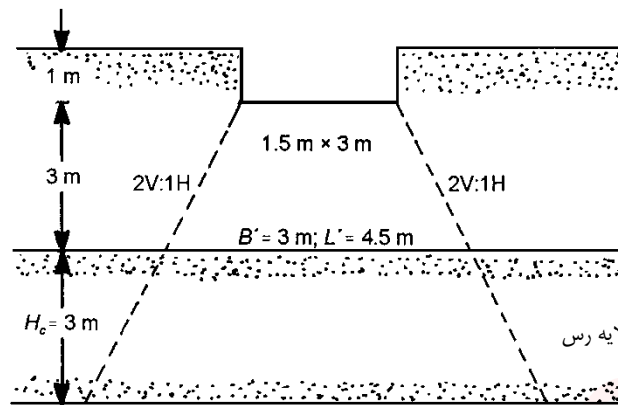
شکل ۳۴-۵ تغییرات $\mu_{s(NC)}$ با A و H_c/B (فونداسیون نواری)

مقادیر درون یابی شده $\mu_{c(OC)}$ از نتایج کارهای لئوناردز در جدول ۵-۱۰ ارائه شده است.

جدول ۵-۱۰ تغییرات $\mu_{c(OC)}$ با OCR و B/H_c

OCR	$\mu_{c(OC)}$		
	$B/H_c = 4.0$	$B/H_c = 1.0$	$B/H_c = 0.2$
1	1	1	1
2	0.986	0.957	0.929
3	0.972	0.914	0.842
4	0.964	0.871	0.771
5	0.950	0.829	0.707
6	0.943	0.800	0.643
7	0.929	0.757	0.586
8	0.914	0.729	0.529
9	0.900	0.700	0.493
10	0.886	0.671	0.457
11	0.871	0.643	0.429
12	0.864	0.629	0.414
13	0.857	0.614	0.400
14	0.850	0.607	0.386
15	0.843	0.600	0.371
16	0.843	0.600	0.357





شکل ۵-۳۵

مثال

با رجوع به مثال قبل و با فرض این که پارامتر فشار آب منفذی A برای رس برابر 0.6 است، با در نظر گرفتن اثرات سه بعدی، نشست تحکیمی را محاسبه نمایید.

حل مسئله

توجه نمایید که معادله (۵۸-۵) و شکل ۳۳-۵ تنها برای حالت متقارن محوری معتبر هستند گرچه می توان از یک روش تقریبی نیز استفاده نمود. با رجوع به شکل ۳۵-۵ اگر فرض نماییم که بار فونداسیون به صورت هرمی با شیب ۲ به ۱ (۲ قائم - ۱ افقی) توزیع می شود، آنگاه ابعاد سطح بارگذاری شده در بالای لایه رس برابر خواهد شد با:

$$B' = 1.5 + \frac{1}{2}(3) = 3 \text{ m}$$

$$L' = 3 + \frac{1}{2}(3) = 4.5 \text{ m}$$

قطر دایره معادل B_{eq} را به صورت زیر می توان محاسبه نمود:

$$\frac{\pi}{4} B_{eq}^2 = B' L'$$

یا

$$B_{eq} = \sqrt{\frac{\pi}{4} B' L'} = \sqrt{\left(\frac{\pi}{4}\right) (3)(4.5)} = 4.15 \text{ m}$$

$$\frac{H_c}{B} = \frac{3}{4.15} = 0.723$$

با رجوع به شکل ۳۳-۵ به ازاء $A = 0.6$ و $H_c / B = 0.723$ مقدار $\mu_{c(NC)} \approx 0.76$ بدست می آید. بنابراین،

$$S_c = S_{c(oed)} \mu_{c(NC)} = (57)(0.76) = 43.3 \text{ mm}$$

۱۴-۵ | نشست تحکیمی ثانویه

تحکیم ثانویه پس از به اتمام رسیدن تحکیم اولیه و اساساً تحت تنش مؤثر ثابت مطابق با شکل ۳۶-۵ رخ می دهد. شیب دیاگرام نسبت تخلخل در برابر لگاریتم زمان برابر است با C_α . به عبارت دیگر،



$$C_{\alpha} = \text{شاخص تراکم ثانویه} = \frac{\Delta e}{\text{Log}\left(\frac{t_2}{t_1}\right)} \quad (۶۱-۵)$$

نشست تحکیمی ثانویه S_s را به صورت زیر می توان محاسبه نمود:

$$S_s = \frac{C_{\alpha} H_c}{1 + e_p} \text{Log}\left(\frac{t_2}{t_1}\right) \quad (۶۲-۵)$$

چنان که ،

e_p = نسبت تخلخل در پایان تحکیم اولیه و t_1, t_2 = زمان

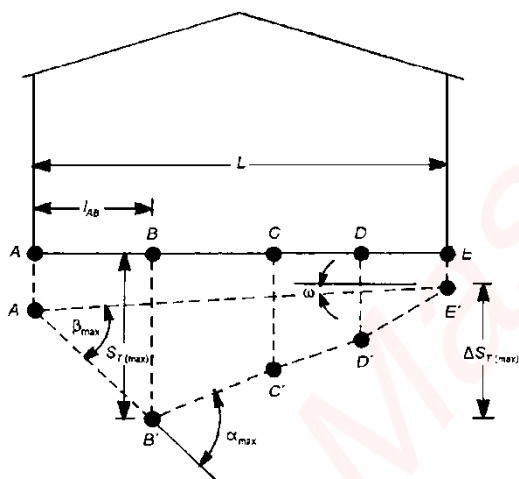
مقدار شاخص تراکم ثانویه می تواند محدوده گسترده ای را شامل شود که بعضی از مقادیر آن عبارتند از:

..... > 0.001 (OCR $> 2 \sim 3$) رس های بیش تحکیم یافته

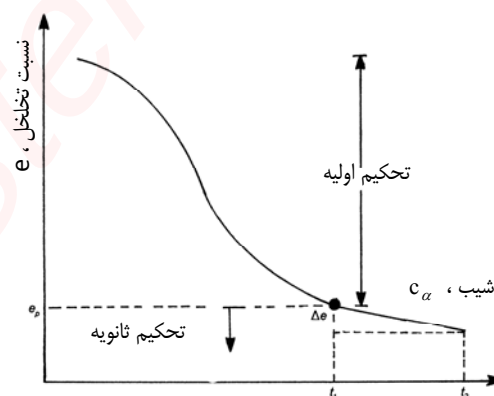
..... 0.025 و یا بیشتر خاک های آلی

..... $0.004 - 0.025$ رس های عادی تحکیم یافته

در اکثر موارد، تحکیم ثانویه در مقایسه با نشست تحکیمی اولیه کوچک می باشد. اگر چه این نشست در خاک های رسی خیلی پلاستیک و خاک های آلی می تواند قابل توجه باشد.



شکل ۵-۳۷ تعاریف پارامترهای نشست تفاضلی



شکل ۵-۳۶ نشست تحکیمی ثانویه

۱۵-۵ | مفهوم عمومی نشست تفاضلی

در اکثر موارد، خاک زیر فونداسیون همگن نیست و بار وارد بر فونداسیون های سطحی یک سازه مشخص می تواند تغییرات گسترده ای داشته باشد. در نتیجه در نقاط مختلف یک سازه می توان انتظار نشست های مختلفی را داشت. نشست تفاضلی نقاط مختلف یک سازه می تواند باعث آسیب دیدن روسازه گردد. بنابراین باید ضوابط مشخصی برای تعیین نشست تفاضلی و مقادیر حدی این پارامترها وضع گردد تا سازه عملکرد مطلوبی داشته باشد. بدین جهت بولند و ورث^۱ پارامترهای مهم مربوط به نشست های تفاضلی را چنان که در شکل ۵-۳۷ نشان داده شده است بیان نمودند.

¹ Burland and Worth

این شکل سازه ای را نشان می دهد که نقاط مختلف فونداسیون آن در A, B, C, D, E هر یک متحمل نشست هایی شده اند. نشست در A برابر است با AA'، در B برابر است با BB'. بر مبنای این شکل می توان پارامترهای زیر را تعریف نمود:

$$S_T = \text{نشست کل یک نقطه مشخص از سازه}$$

$$\Delta S_T = \text{اختلاف نشست بین دو بخش سازه}$$

$$\alpha = \text{شیب دو نقطه متوالی}$$

$$\beta = \text{اعوجاج زاویه ای} = \Delta S_{t(ij)} / l_{ij} \text{ (توجه شود که } l_{ij} = \text{فاصله بین نقاط } i \text{ و } j \text{)}$$

$$\omega = \text{کج شدگی سازه}$$

$$\Delta = \text{خیز نسبی}$$

$$\Delta / L = \text{نسبت خیز}$$

از سال ۱۹۵۰ تاکنون محققین و آیین نامه های ساختمانی متعدد، مقادیر مجاز مختلفی برای پارامترهای فوق توصیه نموده اند. بعضی از این مقادیر توصیه شده در ادامه ارائه شده است.

۱۶-۵ | مفهوم عمومی نشست تفاضلی

در سال ۱۹۵۶، اسکمپتون و مک دونالد^۱ مقادیر حدی زیر را برای حداکثر نشست، حداکثر نشست تفاضلی و حداکثر اعوجاج زاویه ای برای استفاده در آیین نامه های ساختمانی پیشنهاد نمودند.

نشست حداکثر $S_{T(max)}$

۳۲ میلیمتر	در ماسه
۴۵ میلیمتر	در رس
$\Delta S_{T(max)}$ ، حداکثر نشست تفاضلی،		
۵۱ میلیمتر	فونداسیون منفرد در ماسه
۷۶ میلیمتر	فونداسیون منفرد در رس
۷۶ - ۵۱ میلیمتر	پی گسترده در ماسه
۱۲۷ - ۷۶ میلیمتر	پی گسترده در رس
۱/۳۰۰	حداکثر اعوجاج زاویه ای β_{max}

پولشین و توکار^۲ بر مبنای تجارب حرفه ای، نسبت های خیز مجاز سازه ها را به صورت تابعی از L/H ($L =$ طول، $H =$ ارتفاع سازه) به صورت زیر ارائه داده اند:

$$\Delta / L = 0.0003 \quad \text{برای } L / H \leq 2$$

$$\Delta / L = 0.001 \quad \text{برای } L / H = 8$$

آیین نامه شوروی سابق (۱۹۵۵) نیز، مقادیر مجاز زیر را توصیه نموده است.

Δ / L		L / H	نوع سازه
0.0003	(برای ماسه)	≤ 3	ساختمان های چند طبقه و منازل مسکونی
0.0004	(برای رس)	≥ 5	
0.0005	(برای ماسه)		
0.0007	(برای رس)		
0.001	(برای ماسه و رس)		کارخانه های یک طبقه

¹ Skempton and MacDonald

² Polschin and Tokar

بیروم [27] زوایای اعوجاج حدی زیر (β_{max}) را برای سازه های مختلف ارائه نموده است.

β_{max}	رده آسیب های احتمالی
1/150	حد ایمن برای دیوار های آجری انعطاف پذیر $(L/H > 4)$
1/150	خطر آسیب سازه ای در اکثر سازه ها
1/150	ترک پانل ها و دیوارهای آجری
1/250	کج شدگی قابل رویت ساختمان های صلب بلند
1/300	ترک خوردگی اولیه دیوارهای پانلی
1/500	حد ایمن برای جلوگیری از وقوع ترک در سازه ها
1/600	خطر برای چارچوب های دارای عضو قطری

گرت و همکاران روابط همبستگی ارائه شده در جدول زیر را بین β_{max} و $S_{T(max)}$ برای ساختمان های مختلف توصیه نموده اند:

نوع خاک	نوع فونداسیون	همبستگی
رس	فونداسیون سطحی منفرد	$S_{T(max)}(mm) = 30000 \beta_{max}$
رس	گسترده	$S_{T(max)}(mm) = 35000 \beta_{max}$
ماسه	فونداسیون سطحی منفرد	$S_{T(max)}(mm) = 15000 \beta_{max}$
ماسه	گسترده	$S_{T(max)}(mm) = 18000 \beta_{max}$

با استفاده از همبستگی های فوق، اگر حداکثر مقدار مجاز β مشخص باشد، مقدار $S_{T(max)}$ مجاز را می توان محاسبه نمود. کمیته استاندارد اروپا اخیراً مقادیری حدی برای حالت های حدی خدمت پذیری و حداکثر جابجایی مجاز فونداسیون ها ارائه نموده است. این مقادیر مطابق جدول ۵-۱۱ می باشند.

جدول ۵-۱۱ توصیه های کمیته استاندارد اروپا در رابطه با پارامترهای نشست های تفاضلی

مورد	پارامتر	مقدار	توضیح
مقادیر حدی خدمت پذیری [29]	S_T	25 mm	فونداسیون سطحی منفرد
		50 mm	فونداسیون گسترده
	ΔS_T	5 mm	چارچوب با پوشش صلب
		10 mm	چارچوب با پوشش انعطاف پذیر
		20 mm	چارچوب های باز
	β	1/500	----
حداکثر جابجایی مجاز فونداسیون [30]	S_T	50	فونداسیون سطحی منفرد
		20	فونداسیون سطحی منفرد
	β	$\approx 1/500$	----

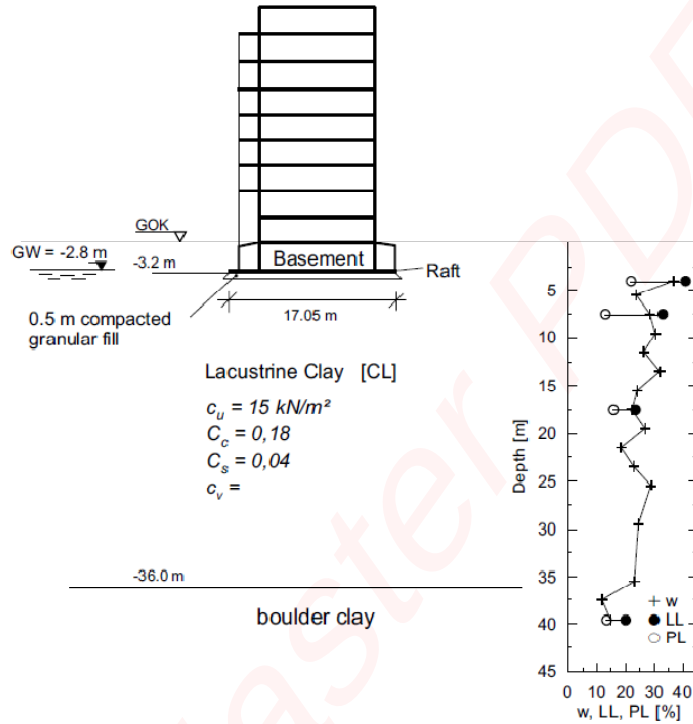
۱۷-۵ | بررسی چند مورد اجرایی

مورد اجرایی (۱): ساختمان خوابگاه دانشجویی

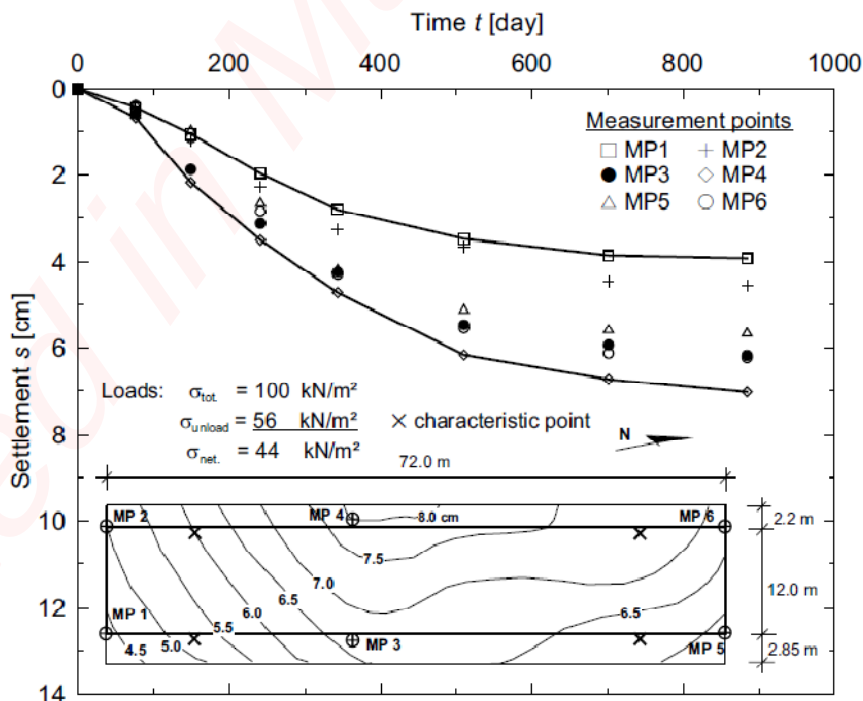
این مورد اجرایی یک خوابگاه دانشجویی در شهر کنستانس در جنوب آلمان است. این ساختمان متشکل است از ۹ طبقه و یک طبقه زیرزمین که در روی ۳۶ متر لایه رس ضخیم قرار گرفته است (شکل ۵-۳۸). بلافاصله پس از احداث شالوده گسترده، نشست ها در ۶ نقطه زیر شالوده به مدت ۸۸۴ روز اندازه گیری شدند. شکل ۵-۳۹ منحنی های زمان - نشست و خطوط منحنی نشست در روی سطح شالوده گسترده را نشان می دهد. با استفاده از روش Asoaka نشست ها در نقاط اندازه گیری تخمین زده شدند به طوری که نشست میانگین نهایی 6.2cm در نقاط مشخصه حاصل شد. این مقدار ۳۵ درصد کمتر



از نشست محاسبه شده 9.5cm با استفاده از روش تحلیل استاندارد می باشد. علاوه بر این، مقدار ضریب تحکیم میانگین محاسبه شده $c_v = 32 \text{m}^2/\text{year}$ با فرض یک مسیر زهکشی دو طرفه هر یک به طول 17.4m بدست آمده است. با استفاده از نشست محاسباتی 6.2cm و محاسبه معکوس، شاخص فشردگی محلی میانگین $c_c = 0.104$ بدست می آید. همچنین با استفاده از ضریب تحکیم محلی c_v ، زمان تحکیم $t_p = 748$ روز برای این پروژه تخمین زده شد. بار دیگر با جایگزینی نشست اندازه گیری شده نظیر زمان تحکیم $t_p = 748$ در معادله نشست، مقدار ضریب تحکیم ثانویه $c_\alpha = 0.0048$ را بدست آمد.



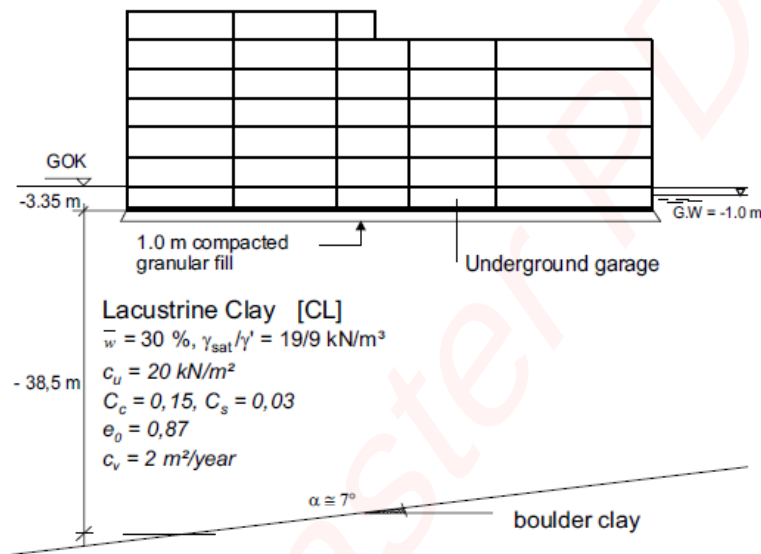
شکل ۵-۳۸ شرایط روسازه و خاک پروژه مورد اجرایی ۱



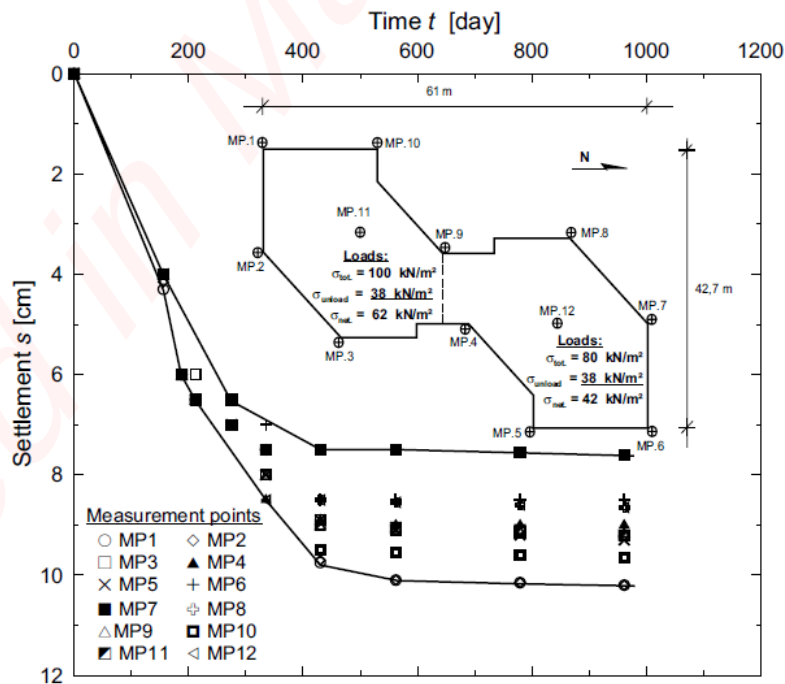
شکل ۵-۳۹ نشست های اندازه گیری شده مورد اجرایی ۱

مورد اجرایی (۲): ساختمان اداری دارای پارکینگ زیرزمینی

در مورد اجرایی دوم یک ساختمان اداری را در شهر کنستانس در جنوب آلمان بررسی می نماییم. این ساختمان متشکل است از ۵ طبقه در قسمت شمالی و ۴ طبقه در قسمت جنوبی به همراه یک زیرزمین و پارکینگ زیرزمینی. این ساختمان دارای پلان S شکل می باشد. شالوده گسترده این سازه 0.5m ضخامت داشته و در روی خاکریز دانه ای متراکم به ضخامت 1m قرار گرفته است. کاوش های زیرسطحی با استفاده از گمانه زنی تا عمق 41m نشان دهنده رس نرم با ضخامت متغییر از 31 تا 38.5m در زیر سطح زمین بود (شکل ۵-۴۰). اعتقاد بر این است که لایه رس عادی تحکیم بوده و دارای درصد رطوبت میانگین ۳۰٪ و مقاومت برشی زهکشی نشده $c_u = 20 \text{ kPa}$ می باشد. نشست های محاسبه شده در ۱۲ نقطه در طی ۹۶۱ روز در شکل ۵-۴۱ نشان داده شده است.



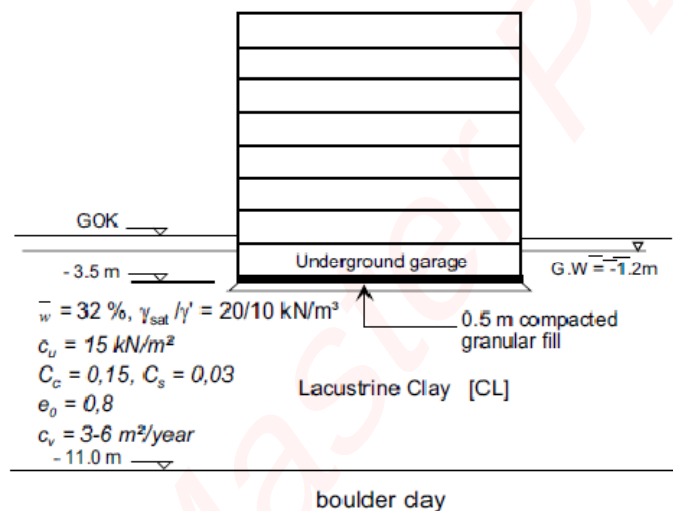
شکل ۵-۴۰ شرایط روسازه و خاک پروژه مورد اجرایی ۲



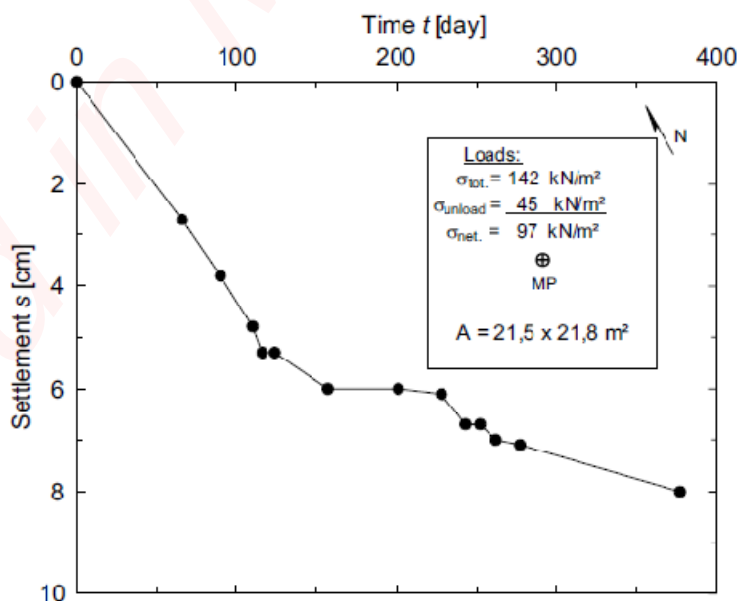
شکل ۵-۴۱ نشست های اندازه گیری شده مورد اجرایی ۲

مورد اجرایی (۳): آپارتمان و ساختمان تجاری

این مورد اجرایی مربوط می شود به یک آپارتمان و ساختمان تجاری در رادولفتسل در آلمان که دارای ۷ طبقه و دو طبقه زیرزمین می باشد. طبقه زیرزمین تحتانی جهت گاراژ پارکینگ زیرزمینی در نظر گرفته شده است. ابعاد ساختمان در کف $21.5 \times 21.8 \text{ m}^2$ بوده و فشار کل 126 kN/m^2 را بر زمین وارد می نماید. این ساختمان در روی شالوده گسترده ای به ضخامت 0.8 m قرار گرفته و در زیر آن خاکریز دانه ای با تراکم خوب و ضخامت 0.5 m اجرا شده است. مطالعات زیرسطحی شامل حفر ۳ گمانه و ۲ چاه شناسایی میشود. در نتیجه این اکتشافات مشخص شد که در زیر سطح زمین لایه رس نرم به ضخامت 11 m قرار داشته و در زیر آن هم مطابق شکل ۵-۴۲ رس بولدر قرار دارد. نشست شالوده در مرکز و تنها برای 378 روز اندازه گیری شد (شکل ۵-۴۳). در این مورد مطالعه، زمان مشاهده نشست جهت تخمین نشست های محلی ثانویه کافی نبود ولی به هر حال تحکیم اولیه لایه تراکم پذیر در زمان اندازه گیری نشست ها به اتمام رسید.



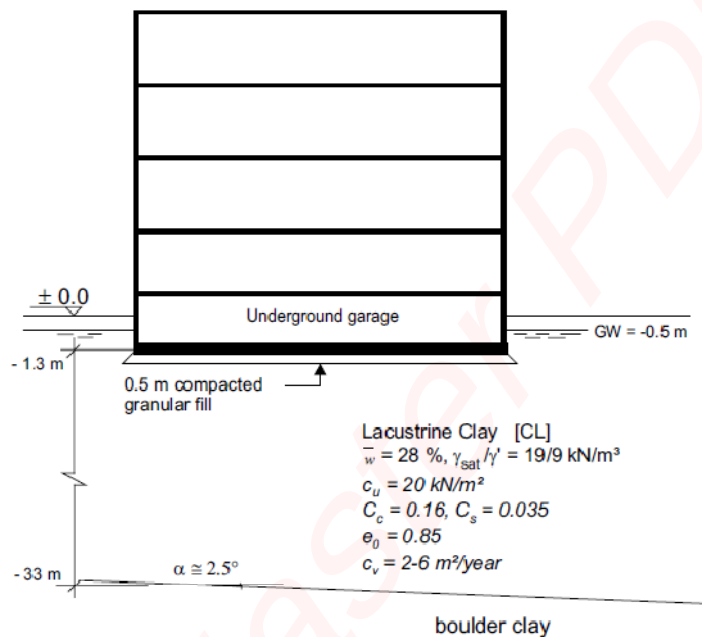
شکل ۵-۴۲ شرایط روسازه و خاک پروژه مورد اجرایی ۳



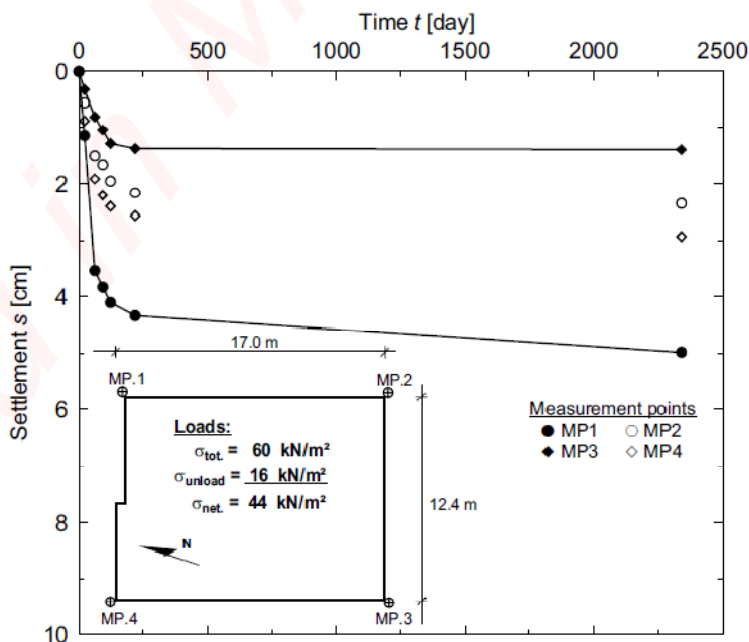
شکل ۵-۴۳ نشست های اندازه گیری شده مورد اجرایی ۳

مورد اجرایی شماره (۴) ساختمان دولتی

ساختمان دولتی ۴ طبقه به همراه پارکینگ زیرزمینی دارای ابعاد قائده $17\text{m} \times 12.4\text{m}$ و فشار روسازه کل 72kPa را بر خاک وارد می نماید. شالوده این ساختمان دال بتنی به ضخامت 0.5m بوده که خود بر روی خاکریز دانه ای متراکم به ضخامت 0.5m اجرا شده است. خاک زیرین هم متشکل است از یک خاک نرم با خاصیت خمیری کم تا متوسط به ضخامت بیش از 30m (شکل ۵-۴۴). مقاومت برشی زهکشی نشده حدود 20kPa تخمین زده شده و درصد رطوبت طبیعی میانگین خاک حدود 28% است. نشست های ساختمان در چهار گونه ساختمان برای مدت 2343 روز ثبت شده اند (شکل ۵-۴۵).



شکل ۵-۴۴ شرایط روسازه و خاک پروژه مورد اجرایی ۴



شکل ۵-۴۵ نشست های اندازه گیری شده مورد اجرایی ۴

۱۸-۵ | تعدیل و تقلیل جایجایی ها و نشست ها

توسعه در جوامع امروزی متضمن ساخت و ساز بر روی مصالح حاشیه ای از قبیل خاک های نرم، تورمی و فروریزی و یا خاکریزها بوده که مستعد نشست پذیری و تغییرات حجمی نسبتاً بالایی هستند. لذا جهت ساخت روی زمین های مسئله دار، در گام اول مطالعات ژئوتکنیک و بررسی پارامترهای خاک بخصوص پارامترهای مربوط به سختی آن می باشد. عمق بررسی ها محدوده تاثیر گذاری تنش توسط روسازی را شامل می شود که حداقل ۲ تا ۳ برابر عرض پی های مربعی (وقتی که $L/B < 2$)، چهار برابر عرض پی های نواری و یا خاکریزها و یا تا عمقی که به خاک تراکم پذیر ختم شود، باید انجام شود. اگر محاسبات و شواهد نشان دهد که خاک زیر پی با فشارهای مربوط قابلیت نشست پذیری و فشردگی زیادی را داشته باشد، در آن صورت باید یکی از راه حل های زیر را قبل از احداث بنا به کار گرفت:

۱. اجرای تثبیت و بهسازی خاک
۲. استفاده از روش های مناسب پی سازی
۳. تجدید نظر در طراحی روسازه
۴. پذیرش مخاطره نشست و جایجایی، به کارگیری و اقدامات ترمیمی

۱۹-۵ | بهسازی خاک

بهسازی خاک شامل روش های مختلف تغییر خصوصیات خاک بوده که نهایتاً منجر به افزایش مقاومت، کاهش تغییرات حجمی و تامین رفتار خاص خاک را به همراه دارد.

خاک های نرم و شل دارای پایداری حجمی پایین و مقاومت کم بوده و ممکن است متشکل از ماسه و لای شل، رس، اشباع، خاک های آلی و یا ترکیبی از مصالح فوق باشد. اکثر روش های بهسازی، در مورد این خاک ها جهت تعیین نشست کارایی داشته، گرچه به کارگیری یک روش خاص بستگی به عوامل اقتصادی، کارایی در خاک موجود، دسترسی به تجهیزات و مصالح و مهارت ها و اثرگذاری در محیط زیست دارد. ضمناً دو دسته دیگر خاک های مسئله دار به قرار خاک های انبساطی و خاک های فروریزی بود که در مورد خاک های انبساطی مهمترین عامل جهت جلوگیری از تورم، کنترل میزان رطوبت آنهاست. اگرچه روش های برداشت و جایگزینی خاک، پیش بارگذاری، تثبیت با آهک و استفاده از موانع رطوبتی سطحی در آن ها توصیه می شود. خاک های فروریزی یا رمبنده وقتی که اشباع و تحت بار قرار می گیرند، بافت داخلی شان بهم ریخته و نشست زیادی نموده که از رایج ترین روش ها جهت اجرای پی بر روی آن ها می توان به غرقاب نمودن و تراکم آن ها اشاره نمود که با روش تراکم هیدرولیکی معروف است. موارد رایج چند روش بهسازی جهت تقلیل نشست به شرح زیر است:

(الف) حفاری و برداشت خاک

اگر عمق خاک های نرم و شل کمتر از ۶ متر بوده، می توان متناسب با نوع پروژه، آن ها را گودبرداری و با مصالح مناسبی از قرصه جایگزین نمود و یا اینکه پس از برداشت، این خاک ها را ضمن کاهش رطوبت با مصالح درشت تر، آهک و یا سیمان، خاکستر آتشفشانی و یا افزودنی های شیمیایی تلفیق نمود. اگر آب زیرزمینی بالاتر از کف حفاری باشد، باشد از مصالح درشت دانه استفاده نمود. ضمن جایگزینی می توان از تراکم مکانیکی با استفاده از روش های دینامیکی و یا ویبره ای استفاده نمود.



(ب) پیش فشردگی

با کمک پیش بار می توان خاک بستر را متراکم نمود. در بسیاری از حالت ها، پیش بار باید سنگین تر از بار دایمی سازه باشد. پیش بار باید عمده مقادیر مربوط به تحکیم اولیه پس از ساخت و بخشی از تحکیم ثانویه را جبران نماید. مضافاً به اینکه تا حدودی توان باربری را نیز افزایش می دهد. استفاده از زهکشی های طبیعی (زهکش های قائم ماسه ای) و یا مصنوعی و فتیله ای موجب تسریع در نشست تحکیمی خواهد شد. مطالعات ژئوتکنیک جهت تعیین فشار پیش تحکیمی ضروری بوده تا از کارایی پیش بارگذاری (اعمال فشار بیش از آنچه قبلاً به خاک وارد شده) اطمینان حاصل شود. اگر خاک، فشاری بیشتر از پیش بار را قبلاً تجربه کرده باشد، پیش فشردگی ثمری نخواهد داشت.

(ج) ستون های سنگی و یا ستون های تثبیت شده خاکی

جهت تقلیل نشست می توان چاه هایی را در زمین حفر و آن ها را با استفاده از مصالح با سختی بالاتر مسلح نمود. احداث ستون های سنگی و یا خاکی سفت و سخت به قطر های ۱۲۰-۴۰ سانتی متر رایج بوده، استفاده از یک پوشش سطحی ماسه ای و یا شنی و یا خاک مسلح نیم صلب، اغلب روی ستون های سنگی قرار داده شده تا پدیده انتقال بار به ستون های سنگی بهبود یابد. ستون های سنگی و یا خاکی برای خاک ها با درجه حساسیت بیش از ۵ توصیه نمی شود. پس از اجرای این ستون ها در زمین می توان در محاسبات مربوط به تثبیت پارامترهای سختی اعم از E ، m_v و یا m را به صورت معادل یافته و یا میانگین وزن دار استفاده نمود.

(د) استفاده از جت تزریق

با این روش، تزریق محلول های سیمان و آهک که با فشار همراه است، تقریباً جایگزین فضاهای خالی هر نوع خاک می شود، و یا تغییر بافت خاک در نتیجه بهم ریختن توسط جت آب به همراه مواد افزودنی خواهد شد. این روش، غالباً برای زیرسازی فونداسیون موجود جهت تقلیل نشست های یکنواخت و غیر یکنواخت همانند اجرای دیوارهای جداکننده برای ستون ها، کانال ها و سدها به کار گرفته می شود. همچنین این روش، جهت ساخت و سازهای جدید و جهت بهسازی خاک های نرم استفاده می شود. در مجموع با بهم ریختن خاک های شل و نرم و جایگزینی آن ها با مصالح اصلاح شده و یا پر نودن خلل و فرج ها با مصالح اضافی موجب افزایش مقاومت، کاهش تغییرات حجمی و نیز کاهش نفوذپذیری می شود.

(ه) تراکم دینامیکی

در این روش، وزنه های ۵ تا ۲۰ تنی از ارتفاع ۵ تا ۲۰ متری در فواصل معینی روی زمین رها می شود. ارتعاشات و ضربات ناشی از سقوط وزنه موجب بهم ریختگی بافت موجود خاک، روانگرایی موضعی در خاک ها، جابجایی خاک های ریزدانه و درشت دانه در وضعیت متراکم تر و در نهایت به حداقل رساندن فضاهای خالی تغییرات حجمی تحت بارهای سرویس و افزایش باربری خاک خواهد شد.

(و) خاکریزی سازه ای

در عمل و در بسترهای نرم و شل و عموماً اشباع خاک درشت دانه یا قطعات سنگی به مقدار مناسب روی خاک های باتلاقی و نرم ریخته شده تا موجب گسیختگی و جابجایی آن ها گردد. خاک نرم بستر دچار جابجایی در جهت حداقل مقاومت خواهد شد که اغلب در جلو قسمت خاکریزی شوده، بدین ترتیب و با برداشتن گل و لای برآمده از ریختن و افزایش مصالح درشت تر،



و تراکم از نوع رفت و آمد ماشین آلات سنگین به حدی نزدیک می شویم که استفاده بیشتر از مصالح درشت دانه اثری از خروج گل و لای نداشته و در نهایت به تثبیت بستر منجر خواهد شد. به علاوه، وجود خاکریز با ضخامت معین به عنوان بستر و پی گسترده موجب خواهد شد که تنش های حاصل از روسازه به هنگامی که به مصالح نرم تر بستر منتقل می شود از شدت آن ها به مراتب کاسته شود.

روش های پی سازی

برخی از طراحی های پی و روش های اجرایی می تواند اثر تغییرات حجمی و نشست های یکنواخت و غیر یکنواخت را به حداقل برساند که مواردی از آن ها به شرح زیر است:

(الف) استفاده از تیر کلاف

استفاده از پی های منفرد مجاور با تیر کلاف می تواند موجب افزایش صلبیت سیستم فونداسیون شده و در تعدیل نشست های غیر یکنواخت موثر باشد. به خصوص اینکه پی های منفرد را در گوشه پلان و لبه پلان فونداسیون بنا داشته و عموماً اعمال بار به صورت خارج از مرکز بر پی خواهد داشت.

(ب) پی های شناور

اجزای پی از جمله پی های گسترده و منفرد می تواند پس از گودبرداری در اعماق مناسبی مستقر شده به گونه ای که فشار به کار رفته توسط روسازه به خاک کف پی تقریباً با تمام و یا قسمتی از وزن خاک برداشته شده بالانس گردد. تغییرات حجمی مشاهده شده از نوع فشردگی مجدد الاستیکی بوده و خاک کف گود باید مقابل دست خوردگی و فرسایش محافظت گردد. در مجموع چون میزان خاک حفاری شده با تمام و یا قسمتی از وزن روسازه متعادل می شود، مشکلات نشست نسبت به حالت اولیه کمتر مطرح می باشد. در مکان هایی که سطح آب زیرزمینی بالا است، استفاده از پی شناور و اجرای آن ممکن است با مشکلاتی همراه باشد.

(ج) افزایش مساحت پی ها به همراه اجزای سخت کننده

با وسیع تر نمودن پی ها در پلان می توان فشارهای وارده را بر بستر کمتر و در نهایت نشست های یکنواخت غیر یکنواخت را تقلیل داد. از کاملترین پی سطحی، پی های گسترده دالی یا گسترده تقویت شده از یکسری تیرهای شبکه ای به عنوان سخت کننده در زیر و یا روی دال بوده که می تواند بار روسازه به خاک بستر را با سختی مناسبی انتقال داده و از توان باربری خاک کف به نحو بهینه ای بهره برداری شود. به علاوه، سختی و صلبیت پی های گسترده که توزیع یکنواخت تنش در زیر پی را به دنبال داشته، می تواند موجب کاهش تنش های غیر یکنواخت در خاک ها و همچنین تخفیف نشست های غیر یکنواخت گردد. افزون بر این، پی های گسترده بر اثر پدیده پل زدن اشکالات و عوارض موضعی را پوشش می دهند.

(د) جک های تراز کننده

برخی سازه ها ممکن است توسط جک هایی روی پی های منفرد نگه داری شده بقسمی که رقوم نگه داری در فواصل زمانی معین تعیین شده تا از آسیب دیدگی اعضای روسازه بر اثر نشست های غیر عادی غیر یکنواخت جلوگیری گردد. تدقیق تنظیم تراز نمودن روسازه توسط جکها نیاز به ثبت رقوم و نقشه برداری منظم و پیوسته دارد تا بتوان جهت و مقدار ترازبایی را تنظیم نمود.

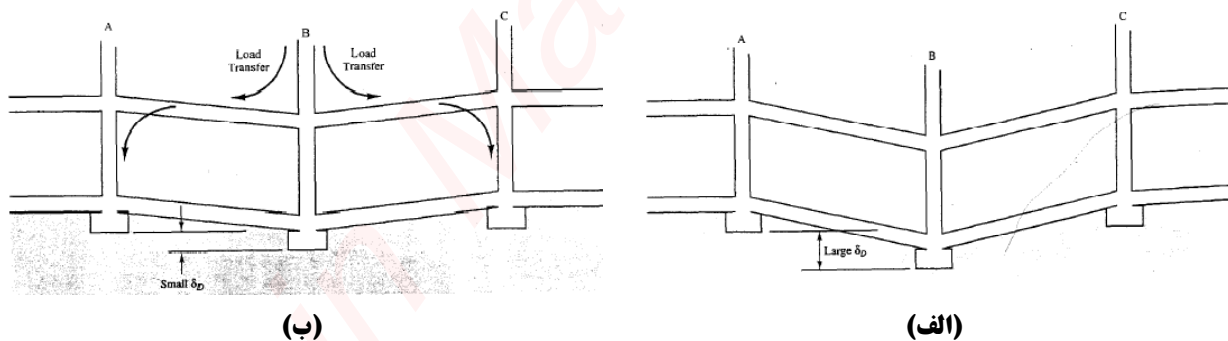


(ه) پی های عمیق

بارهای روسازه می تواند توسط پی های عمیق و یا شمع ها به لایه های مناسب تر، سخت تر و مقاومت تر زیرین انتقال یافته تا روسازه از نشست های زیادی و کمبود مقاومت لایه های سطحی در امان باشد. البته تلفیق مناسب پی گسترده و شمع در زیر آن می تواند در کنترل نشست موثر بوده و به علاوه، وجود شمع های معمولی و یا شمع های بتنی از نوع ستون های سنگی و یا آهکی می تواند در زیر پی، مصالحی مرکب را به وجود آورده که مدول الاستیسیته شمع ها و یا ستون ها چند برابر خاک اطراف بوده و خاک زیر پی سخت تر شده و نشست کاهش یابد. مضافاً اینکه وجود گروه شمع موجب انتقال بار مرده در تراز پایین تر به صورت بلوکی شده که کاهش نشست ها را به دنبال دارد.

۱۹-۵ | اقدامات سازه ای

صلبیت روسازه به عنوان عامل مهمی در کنترل نشست های غیریکنواخت می باشد. مثلاً اسکلت های فلزی بدون مهاربندی می تواند از نوع سازه با انعطاف پذیری بالا در مقابل اسکلت با مهاربندی و توام با دیوار برشی محسوب شود. در سازه انعطاف پذیر، هر فونداسیون منفرد مستقل از دیگر پی ها عمل نموده و نشست هر پی روی دیگر پی ها بی تاثیر خواهد بود. چنین وضعیتی در شکل ۴۶-۵ مجسم شده است. به عنوان مثال دیگر، اگر یک پی تمایل به نشست بیشتر در مقایسه با پی های مجاور داشته باشد، اسکلت صلب تر و سخت تر با تغییر جهت در نحوه و ظرفیت انتقال بار موجب تعدیل در نشست خواهد شد. سازه ها ممکن است در مقابله با تحمل جابجایی های غیریکنواخت، عملکرد انعطاف پذیری داشته باشند مثلاً با به کارگیری درزهای اجرایی در روسازه و یا با استفاده از مصالح فرم پذیر ساخته شوند. استفاده از قاب های چوبی و یا فلزی، نماهای فلزی، پانل های چوبی و یا کف های آسفالتی می توانند نشست های غیر یکنواخت بزرگ یا انحرافات زاویه ای تا حدود 1/150 را تحمل نمایند.



شکل ۴۶-۵ اثر صلبیت روسازه بر نشست های غیر یکنواخت

(الف) روسازه خیلی انعطاف پذیر، قابلیت انتقال بار کم و متعاقب آن نشست های غیر یکنواخت بزرگتر (ب) روسازه صلب، قابلیت انتقال بار بیشتر متعاقب آن مقابله در برابر نشست های غیر یکنواخت زیاد

۲۰-۵ | اقدامات ترمیمی

اگر در پاره ای موارد، عواقب تغییرات حجمی خاک از جمله نشست، تورم یا فروریزش و یا بهم ریختگی خاک بستر مشکلات جدی را دنبال داشته باشد، و نتوان با روش های بهسازی، پی سازی و سازه ای با آن ها مقابله نمود، به کارگیری اقدامات پیشگیرانه ممکن است به نتایج غیر اقتصادی منجر شده که توجیه پذیر نباشد. در این صورت، در پاره ای موارد می توان



مخاطره وقوع نشست ها و جابجایی ها را پذیرفت و راه حل های بازسازی و مرمت را تعقیب نمود که در این صورت، هزینه های اقدامات مربوط به تعمیر ممکن است از هزینه های اولیه احداث پی تجاوز کند.

ضمناً میزان خسارت به وجود آمده که نیاز به مرمت داشته باشد، بستگی به طرز تلقی مالکان و یا اشخاص ذینفع داشته که تا چه حدی تغییر شکل ها و جابجایی ها را تحمل نمایند. روش های زیر معمولاً در مرمت پی ها استفاده شده است:

(الف) زیر شمع زدن یا ریز شمع ها

این روش، با استفاده از روش های حفاری درجا، حفاری و استفاده از شمع پیش ساخته، حفاری و دیوارسازی، استفاده از ریزشمع ها و یا شمع های ریشه ای و یا شمع های رانده شده توسط جک امکان پذیر است. استفاده از روش بستگی به نوع خاک، چگونگی کار با فونداسیون موجود و دسترسی به پی می باشد.

(ب) استفاده از تزریق

تزریق تراکمی با استفاده از سیمان، مواد شیمیایی، خاک ریزدانه، آهک با آب و یا کلرید کلسیم، سیلیکات سدیم، پلیمرها و رزین ها انجام می گیرد. تزریق تراکمی مثلاً با سیمان شامل ۸٪ تا ۱۲٪ نسبت وزنی سیمان با آب و خاک انجام شده که ماده تزریقی در چاله ها و مجاری حفاری شده پمپاژ می گردد که فشار پمپاژ در این خصوص تا 35kg/cm^2 بالغ می شود. در منابع مختلف بهسازی با استفاده از روش های تزریق جزئیات مفصل تری ارائه شده است.

(ج) جک زدن

استفاده از جک زدن و بالا آوردن و یا تنظیم پی جابجا شده معمولاً از روش های دیگر سریع تر است. پس از بلند نمودن پی می توان از مصالح تزریقی مانند سیمان پرتلند، آهک هیدراته، خاکستر آتشفشانی، آسفالت، گل حفاری و غیره جهت تثبیت استفاده نمود. اگر ضخامت لازم برای پر نمودن در زیر پی کم باشد می توان از مصالح تزریقی روان تر و اگر ضخامت مربوط زیاد باشد، از مصالح سفت تر از قبیل ملات و بتن با اسلامپ پایین و حداقل استفاده نمود. مرمت تا حدود ۱ فوت یا 30cm در زیر پی ها تجربه شده است. جک زدن مناسب معمولاً موجب بسط و بروز ترک در فونداسیون نخواهد شد اما ترک های موجود ممکن است بیشتر باز شوند. تنها با تجربه کافی می توان نقاط و مکان های پایین افتاده را بالا آورد، در حالی که نقاط جابجا نشده را در همان سطح نگهداشت.

(د) قبول مخاطره نشست

پذیرش عوارض حاصل از نشست های یکنواخت و غیر یکنواخت ممکن است به میزان جابجایی ها و نمایان شدن انواع ترک ها و کجی ها و سپس تعمیر و ترمیم اجزای روسازه توأم باشد. البته اقدام فوق هنگامی کارایی دارد که سازه با اهمیت زیاد نبوده و نشست ها و جابجایی ها محدود به خسارت های معماری و سرویس دهی و عدم خسارت سازه ای را شامل شوند.





۱. فونداسیون های سطحی، ظرفیت باربری و نشست،، تالیف: برآجا ام. داس، ترجمه: عبدالمتین ستایش.
۲. مهندسی پی، طراحی و اجرا، تالیف: دکتر ابوالفضل اسلام، نشریه شماره ک-۴۳۷ چاپ اول، ۱۳۸۵.
3. **Shallow Foundations**., Robert E. Kimmerling., Geotechnical Engineering Circular No. 6., FHWA-SA-02-054., September 2002.
4. **Soil Mechanics, Basic Concepts and Engineering Applications**., A. Aysen., Balkema Publishers., ISBN: 90 5809 3581., 2002.
5. **Excavations and Foundations in Soft Soils**., Kempfert, H.G., Gebreselassie, B., 1st Ed, Springer Berlin, 2006.



فصل ۶:
مقاومت مجاز و طراحی ژئوتکنیکی
فونداسیون های سطحی

جزوه درس مهندسی پی (کارشناسی عمران)



ملاحظات طراحی پی ها به قرار تعیین توان باربری، تخمین نشست و طراحی سازه ای بوده که دو مورد اول، در فصول قبلی بررسی شد. هدف از طراحی سازه ای، تعیین مصالح داخل سازه فونداسیون بوده که در مقابل نیروهای داخلی (تنش ها) اعم از فشاری، کششی و برشی مقاومت لازم را تامین نماید. در مباحث مربوط به تعیین توان باربری و نشست با استفاده از بار روسازه و مشخصات خاک بستر، هندسه پی در پلان مشخص می شود. تعیین ضخامت فونداسیون و نیز چگونگی مسلح نمودن پی از مباحث مربوط به طراحی سازه ای به شمار می آید.

هزینه پی ها معمولاً بین ۵ تا ۱۵ درصد کل هزینه ساختمان ها و یا دیگر ابنیه فنی است. بنابراین می توان با طرح دقیق و انتخاب صحیح آن، صرفه جویی قابل ملاحظه ای را برای پروژه ها به عمل آورد. به علاوه، با توجه به نقش خاص و کلیدی پی با طراحی و اجرای درست آن شرایط لازم برای تامین عمر مفید توام با ملاحظات دوام، پایداری و سرویس دهید تضمین خواهد شد. طرح پی ها در ساختمان های بزرگ بعد از مقایسه آلترناتیو های مختلف به لحاظ هزینه، میزان مصالح مصرفی، نیروی انسانی، امکانات موجود و شیوه های اجرایی صورت می گیرد.

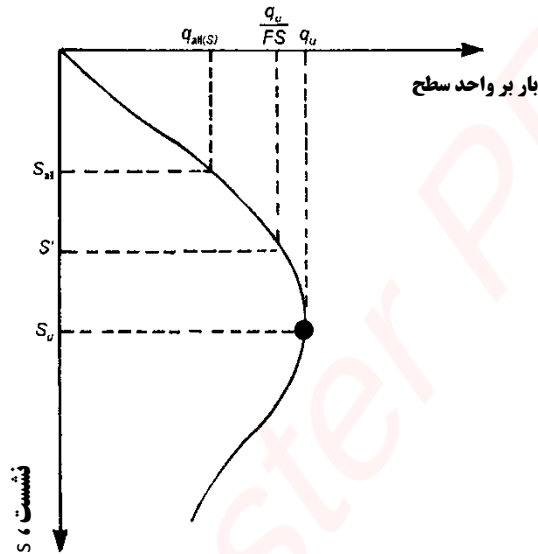
در طراحی پی کلیه نیروهایی که در طول عمر سازه ممکن است بر آن اثر کنند، در نظر گرفته می شوند. به طور کلی لازم است اثر بارهای ثقلی (یعنی مرده و زنده) و همچنین بارهای جانبی (باد و زلزله و رانش خاک) در طراحی پی لحاظ گردد. همچنین طراحی پی های منفرد با فرض صلبیت آن ها صورت می گیرد، یعنی سختی خمشی پی به گونه ای است که عکس العمل در کف به چگونگی تغییر فرم پی روی بستر بستگی ندارد و عکس العمل بر اثر بارهای وارده به صورت خطی یکنواخت و یا غیر یکنواخت در نظر گرفته می شود.

۲-۶ | تعریف مقاومت مجاز خاک

در شکل ۱-۶ بار دیگر دیاگرام فشار تماسی فونداسیون q در برابر نشست s یا همان دیاگرام بارگذاری فونداسیون نشان داده شده است. حداکثر فشار تماسی یا همان فشار لهیدگی که خاک فونداسیون قبل از گسیختگی می تواند تحمل نماید در روی شکل با q_u نشان داده شده است، این فشار همان ظرفیت باربری نهایی فونداسیون می باشد زیرا بعد از این فشار خاک به گسیختگی خود ادامه می دهد بدون اینکه مقاومتی نماید. نشست نظیر این فشار نیز در روی شکل با S_u نمایش داده شده است. از طرف دیگر برای در نظر گرفتن عدم قطعیت های موجود در تخمین پارامترهای مقاومت برشی خاک حداقل ضریب اطمینان ۳ بر مقاومت نهایی اعمال می شود که به این مقدار، ظرفیت باربری مجاز یا ایمن می گوئیم که مطابق با شکل ۱-۶ در نشست نظیر S' رخ می دهد. از طرف دیگر برای جلوگیری از اختلال در خدمت دهی و آسیب های احتمالی روسازه، آیین



نامه های ساختمانی، ضوابط و مقادیر حدی برای نشست های مجاز سازه های مختلف تعیین نموده اند. اگر این میزان نشست مجاز را S_{all} بنامیم، نشست S' می تواند از این مقدار بزرگتر یا کوچکتر باشد. در تعیین مقدار فشاری که خاک مجاز است از طریق روسازه تحمل نماید هر دو این عوامل باید لحاظ شوند. به عبارت دیگر حداکثر فشاری که خاک فونداسیون مجاز است تحمل نماید باید مقداری باشد که نشست های سازه از یک مقدار مجاز فراتر نرفته و همزمان با حاشیه اطمینان کافی در مقابل گسیختگی برشی ایمن باشد. به این مقدار حداکثر فشار، **مقاومت مجاز^۱** یا فشار لهیدگی مجاز خاک اطلاق می شود. در بخش های بعدی با نحوه تعیین مقاومت مجاز خاک آشنا خواهیم شد.



شکل ۱-۶ منحنی بار - نشست فونداسیون سطحی

۳-۶ | نحوه تعیین مقاومت مجاز خاک

برای محاسبه مقاومت مجاز خاک باید ببینیم برای یک فشار تماسی مشخص چه ابعاد فونداسیونی نشستی برابر نشست مجاز ایجاد می کند حال این ابعاد را در رابطه ظرفیت باربری قرار داده و ظرفیت باربری ایمن خاک را برای آن ابعاد محاسبه می نماییم اگر ظرفیت باربری ایمن خاک بزرگتر از فشار تماسی در آن عرض مشخص شود، آن مقدار فشار تماسی مقاومت مجاز خاک برای آن ابعاد فونداسیون خواهد بود. اگر فشار تماسی ایجاد کننده نشست مجاز بیش از ظرفیت باربری ایمن خاک در آن ابعاد مشخص شود، مقدار ظرفیت باربری ایمن خاک همان مقاومت مجاز خواهد بود.

دقت شود که نمی توانیم برای همه ابعاد این کار را انجام دهیم زیرا بسیار وقت گیر بوده و حجم محاسبات بسیار زیاد خواهد بود. بنابراین بهتر است برای نسبت های مشخص مثلا $B=L$ (فونداسیون مربع شکل) و $B/L=0$ (فونداسیون نواری) و یا به طور مثال $L/B=3$ و عمق های مشخص این کار را انجام دهیم.

^۱ Allowable Bearing Pressure

۴-۶ | نکات مهم طراحی فونداسیون

۱. حداقل ضریب اطمینان در برابر گسیختگی برشی فونداسیون $FS=3$ می باشد.
۲. ابعاد فونداسیون در پلان را طوری انتخاب می کنیم که فونداسیون متحمل گسیختگی ژئوتکنیکی نشود و نشست ها در محدوده مجاز قرار گیرند.
۳. عمق استقرار فونداسیون D_f با توجه به ملاحظات زیر تعیین میگردد (بند ۷-۴-۴-۱ مبحث ۷ مقررات ملی ساختمان):
 - رسیدن به لایه باربر مناسب و طبیعی و یا بهسازی شده.
 - در خاک های رسی رسیدن به ترازى که در آن تراز آماس و یا جمع شدگی حاصل از تغییرات فصلی هوا، و یا ریشه درختان و بوته ها، جابجایی های بیشتر از حد قابل قبول ایجاد نکنند.
 - رسیدن به ترازى که در آن تراز یخ زدگی خرابی ایجاد نکند. (عبور از عمق یخبندان)
 - تراز ایستایی در زمین و مسائلی که ممکن است در اثر حفاری برای پی، در زیر سطح آب پیش آید.
 - جابجایی احتمالی زمین و کاهش مقاومت لایه باربر در اثر نشست آب و یا اثرات آب و هوایی و یا روش های ساختمانی.
 - اثرات حفاری های احتمالی در محدوده نزدیک پی که برای ساخت و سازهای دیگر و یا عبور خدمات شهری مورد نیاز است.
 - نیاز برای ایجاد عمق بیشتر برای پی به منظور تامین پایداری.
۴. ضخامت فونداسیون باید طوری انتخاب شود که از گسیختگی سازه ای جلوگیری شده و فونداسیون صلبیت کافی داشته باشد.
۵. در فونداسیون های نواری باید در نظر داشت که عرض نوارها طوری انتخاب شود که توزیع تنش های تماسی در زیر پی تا حد امکان یکنواخت باشد.
۶. چنانچه بارها متعارف و مهندس طراح با تجربه باشد می توان یک ابعاد اولیه مناسب با بارهای وارده برای فونداسیون انتخاب نموده و ظرفیت باربری و نشست و پایداری آن را کنترل نمود.
۷. در گام ۵ برای محاسبه ظرفیت باربری نیاز به ابعاد فونداسیون در پلان $(B \times L)$ و عمق استقرار پی D_f داریم حال آنکه در این مرحله از طراحی هنوز این پارامترها را در اختیار نداریم. برای حل این مسئله دو روش متداول است:
 - بر حسب تجربه B ، L و D_f را تخمین زده و سپس ظرفیت باربری را محاسبه می نماییم.
 - ظرفیت باربری پی را بدون در نظر گرفتن خروج از مرکزیت بر حسب توابعی از B ، L و D_f ترسیم نموده و در مرحله بعد با انتخاب ابعاد اولیه ظرفیت باربری را بدست می آوریم.
۸. در یک طرح معقول، ابعاد فونداسیون در پلان طوری انتخاب می شوند که تنش تماسی با فرض توزیع یکنواخت مستطیلی در سطح موثر فونداسیون تحت بارهای سرویس، کوچکتر از تنش تماسی مجاز محاسبه شده با استفاده از روابط ظرفیت باربری استاتیکی با فرض $B = B'$ باشد.



۵-۶ | گام های طراحی فونداسیون:

۱. طرح اولیه و نوع فونداسیون را با توجه به نوع سازه، درجه اهمیت سازه و شرایط ژئوتکنیکی و زمین شناسی انتخاب نمایید.
۲. داده ها و اطلاعات ژئوتکنیکی مورد نیاز را گردآوری نموده و در صورت نیاز مبادرت به انجام آزمایش های صحرایی و آزمایشگاهی نمایید. در این خصوص توجه به رده ژئوتکنیکی سازه مهم است (فصل ۲ مبحث ۷).
۳. عمق استقرار فونداسیون را با در نظر گرفتن ملاحظات بند ۷-۴-۴-۱ مبحث ۷ مقررات ملی ساختمان انتخاب نمایید.
۴. بارهای وارده بر فونداسیون که از روسازه به آن وارد می شود را بدست آورید (بند ۷-۴-۳-۳).
۵. با استفاده از نتایج آزمایش های آزمایشگاهی و صحرایی و پارامترهای فیزیکی و مکانیکی خاک، ظرفیت باربری فونداسیون را بدون در نظر گرفتن خروج از مرکزیت و بر حسب پارامترهای مجهول محاسبه نمایید.
۶. با استفاده از بارهای سرویس (بدون ضریب) ابعاد فونداسیون را در پلان محاسبه نمایید.
۷. با استفاده از بارهای ضریب دار ضخامت و آرماتور مورد نیاز را محاسبه نمایید. (بند ۷-۴-۳-۳)
۸. پایداری سازه در برابر لغزش و واژگونی را کنترل نمایید.
۹. نقشه های اجرایی را تهیه نمایید.

۶-۶ | عمق یخبندان

فونداسیون های قرار گرفته در زمین های در معرض یخبندان های فصلی یا دائمی، باید پایین تر از تراز نفوذ یخبندان (عمق یخبندان) احداث شوند تا از اثرات مخرب ناشی از عملکرد یخبندان در امان باشند. این اثرات مخرب عبارتند از بلند شدن فونداسیون در اثر تغییرات حجمی خاک بستر در اثر یخزدن و نشست ناشی از کاهش مقاومت برشی و سختی ناشی از ذوب شدن خاک یخ زده. به طور کلی برای اینکه یخزدگی رخ دهد شرایط زیر بایستی وجود داشته باشند:

- وجود خاک مستعد یخزدگی
- وجود آب
- شرایط یخزدگی

خاک های ریزدانه با چسبندگی کم تمایل بیشتری به یخزدگی دارند. معمولاً در خاک های سیلتی که درصد کمی ذرات عبوری از الک #200 دارند شبکه ای از حفرات و درزها ایجاد می شود که باعث تسریع در نفوذ یخبندان به داخل خاک می گردد. معمول ترین خاک های مستعد یخزدگی عبارتند از خاک های سیلتی (ML, MH)، ماسه های سیلتی (SM) و رس های دارای خاصیت خمیری کم (CL, CL-ML). در مناطقی که در فصول سرما، خاک یخ می زند، لنزهای ماسه ای در داخل خاک های ریزدانه تشکیل شده و باعث ایجاد توالی از خاک یخزده و یخ می شود. در صورتی که در زیر عمق یخبندان سفره آب زیرزمینی وجود داشته باشد، آب در اثر مکش و موئینگی به سمت این لنزهای یخی حرکت کرده و باعث انبساط بیشتر لنزها و در نتیجه بالآمدگی سطحی خواهد شد. علاوه بر این، درجه حرارت هوا و مدت استمرار دمای زیر صفر نیز بر عمق نفوذ یخبندان تاثیرگذار است.



شالوده باید در زیر حداکثر عمق یخبندان قرار گیرد تا احتمال حرکات ناشی از چرخه های یخ زدگی-ذوب شدگی به حداقل برسد. حداکثر عمق یخبندان را معمولاً می توان از طریق تجارب محلی یا نقشه های موجود بدست آورد. استفاده از نقشه های عمومی که مناطق وسیعی را تحت پوشش قرار می دهند توصیه نمی شود. برای انتخاب مقادیر مناسب طراحی باید از آیین نامه های محلی و شرکت های مشاور منطقه و تجارب فنی استفاده نمود.

بررسی ملاحظات خاص فونداسیون هایی که در نواحی یخزدگی دائمی اجرا می شوند خارج از بحث ما می باشد لیکن خواننده می تواند جهت آشنایی با اصول و مبانی طراحی و ساخت فونداسیون در نواحی سردسیر به راهنمای مهندسی پی کانادا (CFEM, 1985) رجوع نماید.

مثال:

مطلوب است طراحی یک پی منفرد مربع شکل با مشخصات زیر:

مشخصات فونداسیون	$f'_c = 21\text{mpa}$	مقاومت مشخصه بتن فونداسیون:	$DL = 1200\text{kN}$	بار مرده:
	$f_y = 300\text{mpa}$	تنش تسلیم فولاد:	$LL = 900\text{kN}$	بار زنده:
	$\phi' = 32^\circ$	زاویه اصطکاک زهکش شده:	$45 \times 45\text{cm}$	ابعاد ستون:
	$c' = 0$	چسبندگی زهکشی شده:	$8\phi 20$	میلگردهای ستون:
	$\gamma_c = 24\text{kN/m}^3$	وزن مخصوص بتن:	$f'_c = 25\text{mpa}$	مقاومت مشخصه بتن ستون:
$\gamma_{\text{soil}} = 16\text{kN/m}^3$	وزن مخصوص خاک:	$f_y = 300\text{mpa}$	تنش تسلیم فولاد ستون:	

از ملاحظات نشست صرف نظر کنید.

حل مسئله

چون خروج از مرکزیت نداریم از هر یک از روابط موجود می توانیم استفاده نماییم. در اینجا از رابطه ظرفیت باربری مایرهورف استفاده می نماییم.

$$q_u = \gamma D_f N_q \lambda_{qs} \lambda_{qd} + 0.5 \gamma B N_\gamma \lambda_{\gamma s} \lambda_{\gamma d}$$

$$\phi = 32^\circ \rightarrow N_q = 23.18, N_\gamma = 22$$

$$\lambda_{qs} = \lambda_{\gamma s} = 1 + 0.1 \frac{B}{L} \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) = 1 + 0.1 \frac{B}{L} \tan^2 \left(45 + \frac{32}{2} \right) = 1.32$$

از آنجایی که پی مربع شکل است نسبت آن ها برابر ۱ شده و معادله حاصل مستقل از ابعاد فونداسیون بدست می آید.

$$\lambda_{qd} = \lambda_{\gamma d} = 1 + 0.1 \frac{D_f}{B} \tan \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) = 1 + 0.1 \frac{D_f}{B} \tan \left(45 + \frac{32}{2} \right) = 1 + 0.18 \frac{D_f}{B}$$

$$q_{\text{all(net)}} = \frac{q_u - \gamma D_f}{3} = \frac{1}{3} \left[\gamma D_f (N_q - 1) \lambda_{qs} \lambda_{qd} + 0.5 \gamma B N_\gamma \lambda_{\gamma s} \lambda_{\gamma d} \right]$$

عمق یخبندان در منطقه مشخص نیست. در این مسئله از یک مقدار متعارف برابر $D_f = 80\text{cm}$ استفاده می نماییم.

حال با جایگزینی مقادیر پارامترهای خاک در معادله $q_{all(net)}$ داریم:

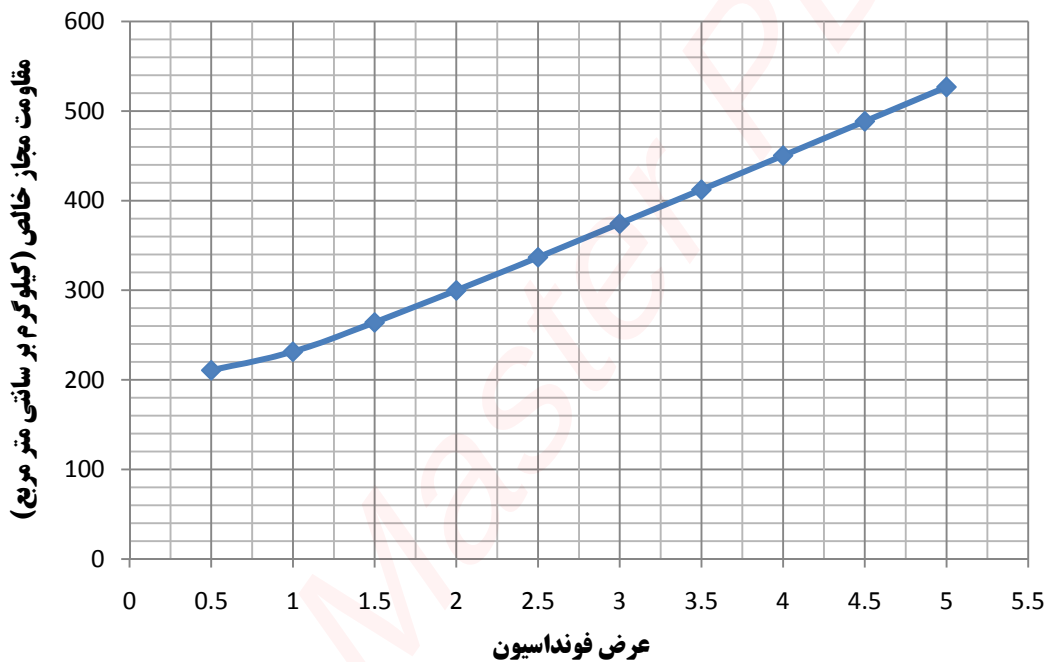
$$q_{all(net)} = \frac{1}{3} \left[16 \times 0.8(23.18 - 1) \times 1.32 \times \left(1 + 0.18 \frac{0.8}{B}\right) + 0.5 \times 16 \times B \times 22 \times 1.32 \times \left(1 + 0.18 \frac{0.8}{B}\right) \right]$$

چنانچه رابطه فوق را مرتب نماییم، معادله ای بر حسب B به صورت زیر بدست می آید:

$$q_{all(net)} = 136 + \frac{18}{B} + 77.48B$$

با داشتن معادله ظرفیت باربری مجاز خالص می توان به روش آزمون و خطا و یا ترسیم نمودار، ظرفیت باربری را محاسبه نمود. نمودار تغییرات ظرفیت باربری فونداسیون با عرض در صفحه بعد نمایش داده شده است.

تغییرات ظرفیت باربری فونداسیون با عرض



به عنوان اولین انتخاب، عرض را برابر $B = 2m$ انتخاب می نماییم. بنابراین ظرفیت باربر برابر خواهد شد با:

$$q_{all(net)} = 136 + \frac{18}{2} + 77.48 \times 2 = 299.96 \approx 300 \text{ kN/m}^2$$

حال با استفاده از بارهای سرویس (بدون ضریب) تنش های وارده از روسازه به خاک را کنترل می نماییم:

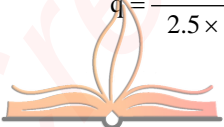
$$q = \frac{DL + LL}{B \times L} = \frac{1200 + 900}{2^2} = 525 > 300 \quad \text{Not Ok}$$

ابعاد انتخاب شده باعث ایجاد تنش تماسی بیشتر از مقدار مجاز شده و در نتیجه انتخاب اول مردود است. به عنوان دومین انتخاب عرض $B = 2.5m$ را انتخاب می نماییم. در این حالت ظرفیت باربری برابر خواهد شد با:

$$q_{all(net)} = 136 + \frac{18}{2.5} + 77.48 \times 2.5 = 336.9 \approx 337 \text{ kN/m}^2$$

فشار ناشی از روسازه در این حالت برابر خواهد شد با:

$$q = \frac{1200 + 900}{2.5 \times 2.5} = 336 < 337 \quad \text{Ok}$$



بنابراین ابعاد $2.5 \times 2.5m$ به عنوان ابعاد فونداسیون انتخاب می شوند.

ابعاد پی در پلان باید بر اساس محدودیت های حالات حدی بهره برداری دو بدون در نظر گرفتن ضرایب بار کنترل شوند (بند ۷-۴-۳-۳ مبحث ۷ مقررات ملی ساختمان). این حالات حدی شامل نشست بیش از حد، آماس بیش از حد و ارتعاشات ناپذیرفتنی می شوند. از بین این حالات در حالات متعارف، نشست بیش از حد دارای اهمیت بیشتری است و معمولاً در ساختمان ها عامل کنترل کننده ابعاد فونداسیون در پلان می باشد. بنابراین در این مرحل ابعاد فونداسیون در پلان که قبلاً انتخاب شده اند بایستی برای نشست کنترل شوند اما از آنجاییکه در این مسئله ملاحظات نشست در نظر گرفته نشده اند از ملاحظات نشست صرف نظر می نماییم و به گام بعدی می رویم.

در این مرحله باید طراحی سازه ای فونداسیون را انجام دهیم. طراحی سازه ای بر اساس الزامات مبحث نهم مقررات ملی ساختمان و با استفاده از بارهای ضریب دار انجام می شود. با توجه به اینکه در این مثال تنها بارهای مرده و زنده محوری وجود دارند، تنها یک ترکیب بار به صورت زیر وجود خواهد داشت:

$$P_u = 1.25P_D + 1.5P_L = 1.25 \times 1200 + 1.5 \times 900 = 2850 \text{ kN}$$

برای طراحی سازه ای فونداسیون، تنش فشاری تماسی مجدداً برای ترکیب بارهای نهایی محاسبه می شوند. فشار تماسی در این حالت ساختگی بوده و متوسط فشار تماسی ضریب دار نام دارد و از آن فقط برای محاسبات نیروهای داخلی فونداسیون استفاده می شود.

$$q_f = \frac{P_u}{A} = \frac{2850}{2.5^2} = 456 \text{ kN/m}^2$$

• انتخاب ابعاد پی:

$$V_u \leq V_r$$

$$V_r = 0.4\phi_c \sqrt{f_c} b_o d \quad (f_c \text{ in mpa})$$

$$b_o = 4(0.45 + d) = 1.8 + 4d$$

$$V_u = P_u - A_p q_f = (A_f - A_p) q_f$$

$$A_p = (0.45 + d)^2 = 0.2 + 0.9d + d^2$$

$$V_r = 0.4 \times 0.6 \times \sqrt{1000 \times 21000} \times (1.8 + 4d) \times d = 1980d + 4400d^2$$

$$V_u = 456 \times [6.25 - (0.2 + 0.9d + d^2)] = 2758.8 - 410.4d - 456d^2$$

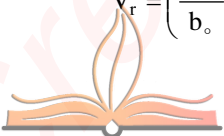
$$V_u = V_r \rightarrow 4856d^2 + 2390.4d - 2759 = 0 \rightarrow d = 0.547m \rightarrow \text{use } d = 0.55m$$

$$\rightarrow V_u = 2533 \text{ kN}$$

پس از محاسبه عمق موثر اولیه فونداسیون d ، با قراردادن آن در رابطه دو و سوم برش دو طرفه، مقاومت برشی سوراخ کننده فونداسیون را کنترل می نماییم.

$$V_r = (1 + \frac{2}{\beta_c})(0.2\phi_c \sqrt{f_c}) b_o d = (1 + \frac{2}{1})(0.2 \times 0.6 \times \sqrt{21}) \times 4(450 + 550) \times 550 \times 10^{-3} = 3630 \text{ kN} > 2533 \text{ OK}$$

$$V_r = \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 1 \right) (0.2\phi_c \sqrt{f_c}) b_o d$$



$\alpha_s = 20$ برای ستون میانی، $\alpha_s = 15$ ستون کناری و $\alpha_s = 10$ برای ستون گوشه

که در اینجا ستون ما در وسط فونداسیون قرار دارد بنابراین:

$$V_r = \left(\frac{20 \times 550}{4 \times 1000} + 1 \right) \times 0.2 \times 0.6 \times \sqrt{21} (4 \times 1000) \times 550 \times 10^{-3} = 4538 > 2533 \quad \text{Ok}$$

بنابراین ضخامت $d = 0.55\text{m}$ پاسخگوی برش سوراخ کننده می باشد ولی این ضخامت حالا باید برای برش خمشی کنترل شود. هرچند در این نوع فونداسیون، برش خمشی به ندرت بحرانی است ولی جهت اطمینان آنرا کنترل می نماییم. مقطع بحرانی برای برش خمشی به فاصله d از بر ستون قرار دارد.

$$V_u = 456 \times 2.5 \times \left(\frac{2.5 - 0.45}{2} - 0.55 \right) = 541.5\text{kN}$$

$$V_r = 0.2 \times 0.6 \sqrt{21} \times 2500 \times \left(\frac{2500 - 450}{2} - 550 \right) \times 10^{-3} = 653 > 541.5\text{kN} \quad \text{Ok}$$

• محاسبه سطح مقطع میلگردهای کششی:

$$M_u = q_f \times \frac{L^2}{2} = 456 \times \frac{1}{2} \left(\frac{2.5 - 0.45}{2} \right)^2 \times 2.5 \approx 600\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$A_s = \frac{0.85 \times 0.6 \times 21 \times 2500 \times 550}{300} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 600 \times 1000 \times 1000}{0.85 \times 0.6 \times 21 \times 2500 \times 550^2}} \right) = 3782\text{mm}^2$$

اگر از میلگرد $\phi 20$ استفاده نماییم خواهیم داشت:

$$n = \frac{3782}{314} = 12$$

• کنترل میلگرد حداقل:

اگر ۵ سانتی متر بتن پوشش برای فونداسیون در نظر بگیریم خواهیم داشت: $h = 55 + 5\text{cm} = 60\text{cm}$

$$A_{s,\min} = 0.002b \times h = 0.002 \times 2500 \times 60 = 3000\text{mm}^2 \quad \text{Ok}$$

$$A_{s,\max} = \rho_{\max} bd = 0.6 \beta_1 \frac{f_c}{f_y} \frac{600}{600 + f_y} bd = 0.6 \times 0.85 \times \frac{21}{300} \times \frac{600}{600 + 300} \times 2500 \times 550 = 33724\text{mm}^2 \quad \text{Ok}$$

• کنترل طول گیرایی در کشش

$$f_b = \lambda_1 \lambda_2 (0.65 \sqrt{f_c}) = 1 \times 1.25 \times 0.65 \sqrt{21} = 3.72\text{mpa}$$

$$L_{db} = d_b \left(\frac{f_y}{4f_b} \right) = 20 \times \frac{300}{4 \times 3.72} = 402$$

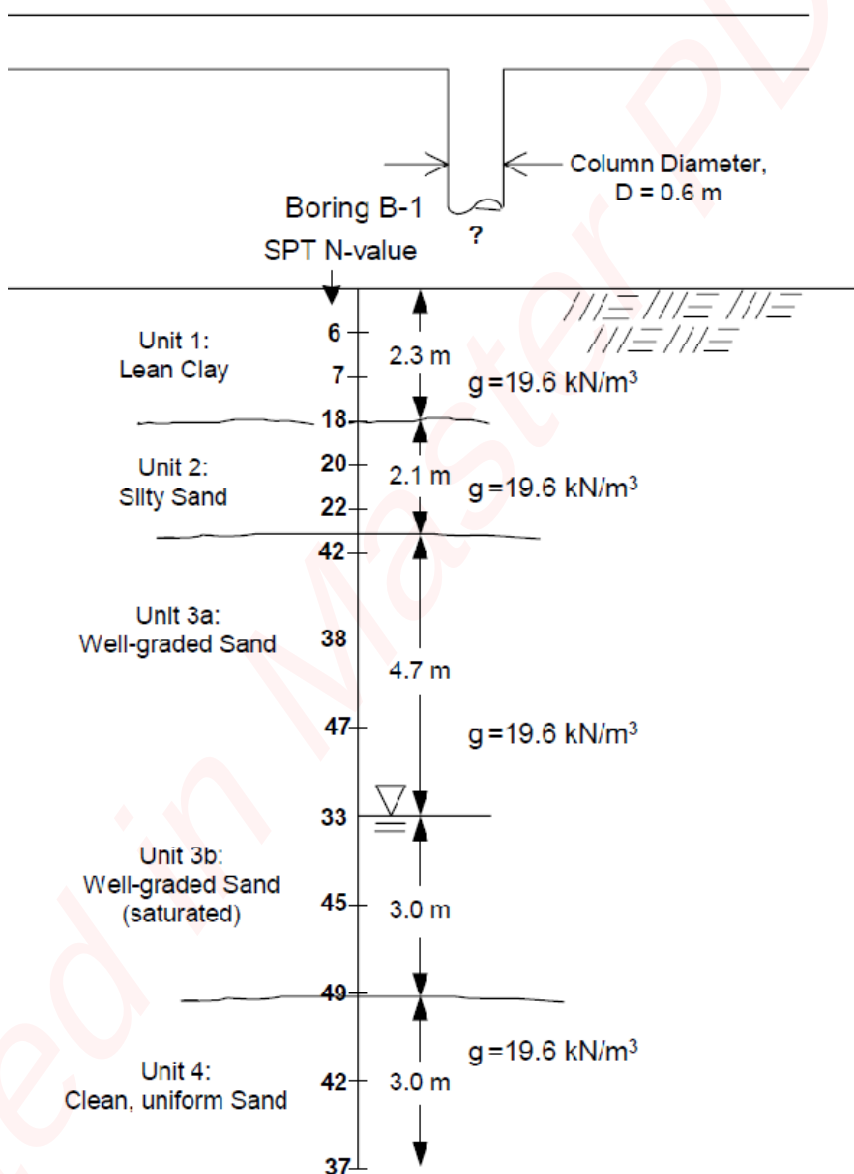
$$\left(\frac{2.5 - 0.45}{2} \right) \times 1000 > 402$$



مثال: 

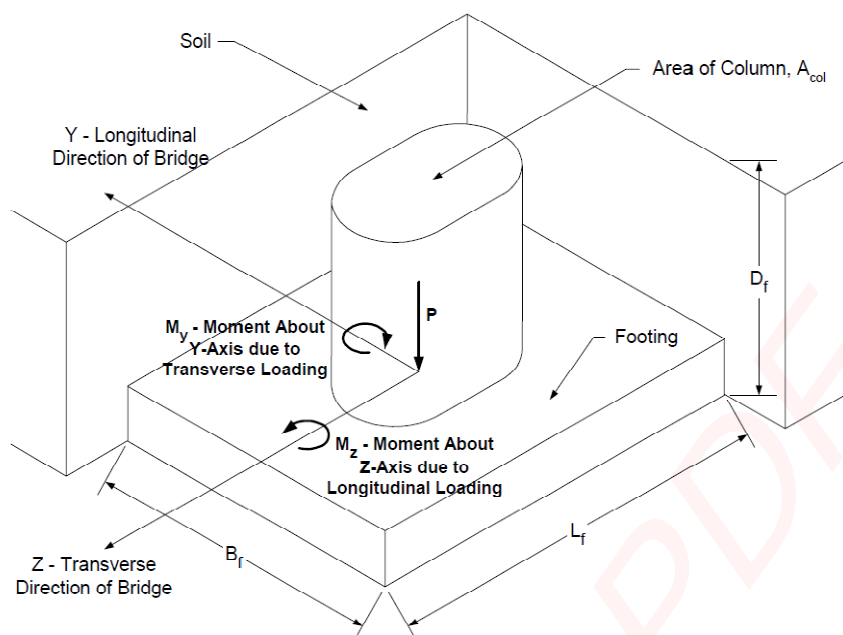
مطلوب است طراحی فونداسیون منفرد پایه میانی یک پل عبور وسایل نقلیه با استفاده از داده های زیر:

۱. پروفیل خاک زیر پایه پل مطابق شکل ۶-۲ می باشد.
۲. احتمال آبخستگی خاک فونداسیون پایه پل وجود ندارد.
۳. عمق یخبندان 60cm است.
۴. نشست مجاز 38mm است.
۵. قراردادهای علامت و جهت نیروها مطابق شکل ۶-۳ می باشد.



شکل ۶-۲





شکل ۳-۶

حل مسئله



از آنجائیکه سازه مورد نظر ما پل می باشد، بارگذاری آن باید با استفاده از یکی از آیین نامه های معتبر بین المللی پل انجام شود. در این مسئله طراح سازه پل، از آیین نامه بارگذاری پل آشتو استفاده نموده و نتایج تحلیل آن را در اختیار مهندس ژئوتکنیک قرار داده است.

دیگر اطلاعات مسئله از جمله طرح اولیه پل، اطلاعات زمین شناسی منطقه احداث پل و شرایط زیرسطحی و کاوش های صحرائی و همچنین بررسی احتمال آبشستگی و یخبندان نیز توسط مهندسین سازه، هیدرولیک، ژئوتکنیک و زمین شناس انجام شده که این اطلاعات نیز در قالب داده های مسئله در اختیار ما قرار دارد. نتایج حاصل از تحلیل روسازه که مهندس سازه در اختیار ما قرار داده، به صورت زیر است:

نیروهای روسازه	$Q = 8070 \text{ kN}$	= بار محوری
	$V = 209 \text{ kN}$	= نیروی برشی
	$M_z = 620 \text{ kN.m}$	= لنگر حول محور Z
	$M_y = 944.5 \text{ kN.m}$	= لنگر حول محور Y

به دلیل وجود خاک های شنی در هنگام گمانه زنی از محل پایه پل، تنها آزمون های آزمایشگاهی که بر روی نمونه خاک انجام شدند عبارتند از طبقه بندی خاک و درصد رطوبت. در اینجا طراحی فونداسیون با استفاده از پارامترهایی انجام خواهد شد که با استفاده از همبستگی نتایج آزمایش دانه بندی و مقادیر SPT بدست آمده اند. حال باید عمق استقرار پی را انتخاب نماییم. با بکارگیری قضاومت مهندسی و عمق یخبندان، عمق استقرار پی را برابر 2.3 متر انتخاب می نماییم زیرا با توجه به پروفیل خاک تا عمق 2.3 متری، رس با چسبندگی کم وجود دارد و احتمال مشکلات مربوط به نشست و کاهش مقاومت فشاری در آینده در آن وجود دارد.

حال باید تنش های موثر موجود در محل در وسط هر لایه را محاسبه نماییم.

$$\sigma'_{v2} = 3.35 \times 19.6 = 65.7 \text{ kPa}$$

$$\sigma'_{v3a} = 6.75 \times 19.6 = 132 \text{ kPa}$$

$$\sigma'_{v3b} = 10.6 \times 19.6 - 1.5 \times 9.8 = 193 \text{ kPa}$$

$$\sigma'_{v4} = 13.6 \times 19.6 - 4.5 \times 9.8 = 222 \text{ kPa}$$

لایه 2:

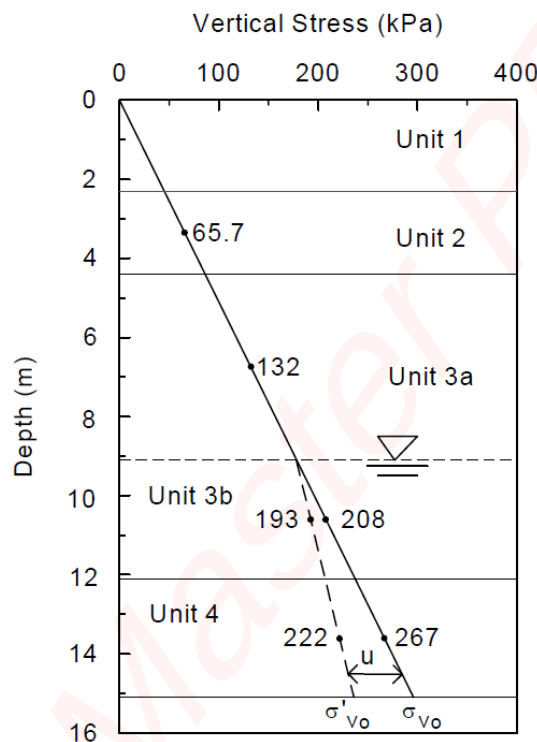
لایه 3-a:

لایه 3-b:

لایه 4:

تنش های موثر

نمودار تغییرات تنش در عمق خاک در زیر پایه میانی پل در شکل ۴-۶ نمایش داده شده است:



شکل ۴-۶: دیاگرام تنش موثر

• محاسبه ظرفیت باربری:

معادله عمومی ظرفیت باربری به صورت زیر است:

$$q_u = CN_c \lambda_{cs} \lambda_{cd} + qN_q \lambda_{qs} \lambda_{qd} + 0.5\gamma BN_\gamma \lambda_{\gamma s} \lambda_{\gamma d}$$

اولین جمله رابطه فوق صفر می شود چون مصالح فونداسیون دانه ای و غیر چسبنده هستند. توجه نمایید که فونداسیون مستطیلی خواهد بود یعنی $L/B < 6$. همچنین در رابطه ظرفیت باربری فوق ضرایب شیب بار وجود ندارد در حالیکه با توجه به وجود نیروی برشی بار مایل وجود خواهد داشت. این مسئله دو علت دارد اول اینکه مقدار نیروی برشی کوچک است و دوم اینکه آیین نامه طراحی پل آشتو استفاده همزمان از ضرایب شیب بار و شکل را منع نموده است زیرا باعث طراحی های محافظه کارانه می شود. همچنین در این مسئله از ضرایب وسیک استفاده خواهیم نمود.



ضرایب شکل وسیک به صورت زیر می باشند:

$$\lambda_{qs} = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi$$

$$\lambda_{\gamma s} = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

برای محاسبه ضرایب فوق نیاز به زاویه اصطکاک خاک و ابعاد فونداسیون داریم ولی در حال حاضر هیچیک را در اختیار نداریم. از طرفی می دانیم فونداسیون مستطیلی خواهد بود برای شروع کار می توانیم فرض کنیم اختلاف ابعاد زیاد نیست یعنی $B = L$. در نتیجه داریم:

$$\lambda_{\gamma s} = 1 - 0.4 = 0.6$$

حال برای محاسبه ضریب شکل نیاز به ϕ داریم. اما از زاویه اصطکاک کدام لایه استفاده کنیم؟ در مرحله قبل تصمیم گرفتیم که فونداسیون در عمق $2/3$ متری احداث شود یعنی درست در روی لایه دوم، لایه ماسه سیلتی که خود بر روی لایه ای قوی تر قرار گرفته است. بنابراین خصوصیات لایه دوم حاکم بر طرح مسئله خواهد بود. با توجه به پروفیل خاک مقادیر SPT تصحیح نشده میانگین در این لایه حدود 20 است. همچنین میانگین تنش موثر قائم در این لایه هم 65.7 kPa بدست آمد. با استفاده از شکل $2-25$ (فصل دوم، کاوش های زیرسطحی) و تعداد ضربه 20 و تنش قائم 65.7 kPa تراکم نسبی 75% درصد حاصل می شود. حال با داشتن تراکم نسبت 75% برای خاک ماسه سیلتی با طبقه بندی SM با رجوع به شکل $2-26$ ، مقدار زاویه اصطکاک 35 درجه برای این خاک تخمین زده می شود. بنابراین:

$$\lambda_{qs} = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi = 1 + \tan 35^\circ = 1.7$$

• محاسبه ضرایب عمق:

ضرایب عمق استقرار طبق روش وسیک به صورت زیر است:

$$\lambda_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \cdot \frac{D}{B}$$

$$\lambda_{\gamma d} = 1$$

اما از آنجائیکه مصالح سرباری که بالاتر از تراز کف فونداسیون قرار می گیرند خاک چسبنده خواهد بود، ضریب عمق استقرار که جهت در نظر گرفتن اثر مقاومت برشی خاک بالای تراز فونداسیون به کار گرفته می شود را 1 در نظر می گیریم. بنابراین:

$$\lambda_{qd} = \lambda_{\gamma d} = 1$$

سربار بالای تراز فونداسیون به صورت زیر محاسبه می شود:

$$q = \sigma'_{Df} = \gamma' \cdot D_f = 19.6 \times 2.3 = 45.1 \text{ kPa}$$

• محاسبه اثر تراز آب:

چنانچه گوه گسیختگی خاک با تراز آب زیرزمینی تداخل داشته باشد، اثر آن در کاهش ظرفیت باربری خاک باید در نظر گرفته شود. میزان این تاثیر بستگی به موقعیت تراز آب نسبت به عمق استقرار و ابعاد فونداسیون دارد. در اینجا آب زیرزمینی در عمق $9/1$ متری از سطح خاک قرار گرفته ولی چون ابعاد فونداسیون را نداریم قادر به محاسبه اثر آن نخواهیم بود. بنابراین یک مقدار فرضی برای عرض فونداسیون در نظر می گیریم. چنانچه به طور محافظه کارانه فرض کنیم $B = 6 \text{ m}$ داریم:



$$d = 9.1m$$

$$B + D_f = 6 + 2.3 = 8.3m \rightarrow d > B + D_f$$

بنابراین نیازی به محاسبه اثر تراز آب نداریم.

بنابراین ظرفیت باربری نهایی به صورت زیر قابل محاسبه خواهد بود:

$$q_{ult} = qN_q \lambda_{qs} \lambda_{qd} + 0.5\gamma BN_\gamma \lambda_{\gamma s} \lambda_{\gamma d}$$

ضرایب ظرفیت باربری وسیع:

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \cdot e^{\pi \tan \phi} = \tan^2 \left(45 + \frac{35}{2} \right) \cdot e^{\pi \tan 35} = 33$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi = 2(N_q + 1) \tan 35 = 48$$

$$q_{ult} = 45.1 \times 33 \times 1 \times 1.7 \times 1 + 0.5 \times 19.6 \times B \times 48 \times 0.6 \times 1 = 2553 + 282B$$

با بکارگیری FS=3، ظرفیت باربری ایمن خاک به صورت زیر بدست می آید:

$$q_{all} = \frac{q_{ult}}{FS} = \frac{1}{3} (2553 + 282B) = 851 + 94B$$

• تخمین نشست فونداسیون:

چون نمیدانیم به ازاء چه ابعادی مقدار نشست کمتر از نشست مجاز خواهد بود مجبوریم این کار را برای ابعاد مختلف به صورت آزمون و خطا انجام دهیم. بنابراین ابعاد $B = 3m$ ، $B = 4.6m$ ، $B = 6.1m$ را در نظر گرفته و با استفاده از توزیع تنش ۲ به ۱، مقدار تنش در عمق را تخمین می زنیم.

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

از آنجایی که فرض کردیم $B \approx L$ داریم:

$$\frac{\Delta \sigma}{q} = \frac{B^2}{(B+z)^2}$$

کار را با فرض $B = 3m$ شروع می کنیم:

چون لایه ۲ که نقطه وسط آن $z = 1.05m$ است در زیر کف فونداسیون قرار می گیرد داریم:

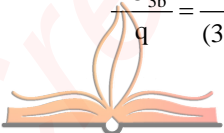
$$\frac{\Delta \sigma_2}{q} = \frac{3^2}{(3+1.05)^2} = 0.55$$

برای لایه ۳-a و $z = 4.45m$ داریم:

$$\frac{\Delta \sigma_{3a}}{q} = \frac{3^2}{(3+4.45)^2} = 0.16$$

برای لایه ۳-b و $z = 8.3m$ داریم:

$$\frac{\Delta \sigma_{3b}}{q} = \frac{3^2}{(3+8.3)^2} = 0.07$$



برای لایه ۴ و عمق $z = 11.3m$ داریم:

$$\frac{\Delta\sigma_4}{q} = \frac{3^2}{(3 + 11.3)^2} = 0.04$$

با تکرار محاسبات فوق برای $B = 4.6m$ و $B = 6.1m$ جدول زیر حاصل می شود:

افزایش تنش $\Delta\sigma_v$			محدوده عمق (متر)	لایه خاک
$B_f = 3m$	$B_f = 4.6m$	$B_f = 6.1m$		
0.55q	0.66q	0.73q	2.3 – 4.4	2
0.16q	0.26q	0.33q	4.4 – 9.1	3 – a
0.07q	0.13q	0.18q	9.1 – 12.1	3 – b
0.04q	0.08q	0.12q	12.1 – 15.1	4

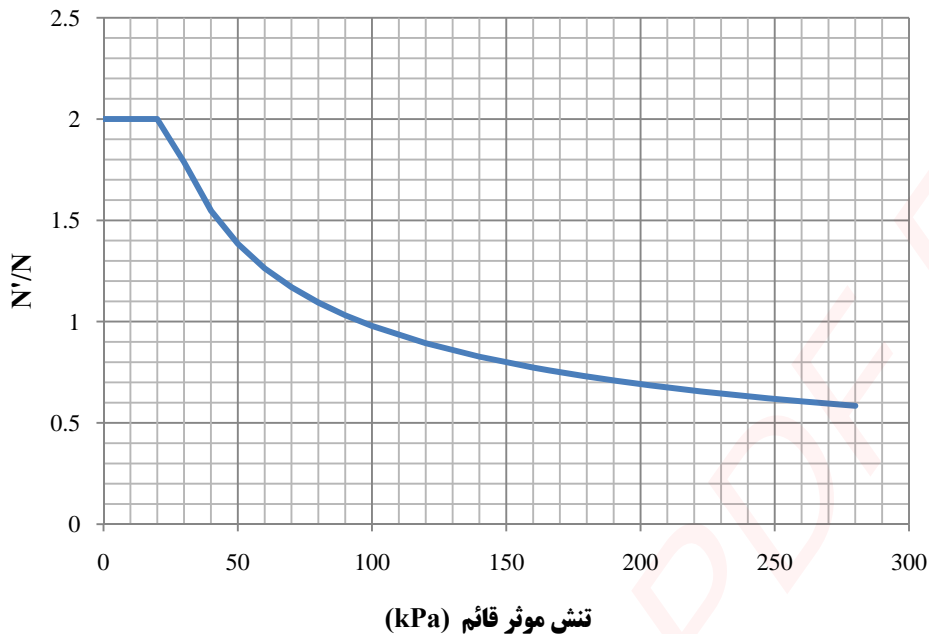
حال با استفاده از روش هاف و برای عرض های ۳، ۴/۶ و ۶/۱ متر، فشار تماسی لازم برای ایجاد 38mm نشست را محاسبه می نمایم.

$$\Delta H = \frac{H_o}{C'} \text{Log} \left(\frac{\sigma' + \Delta\sigma}{\sigma'} \right)$$

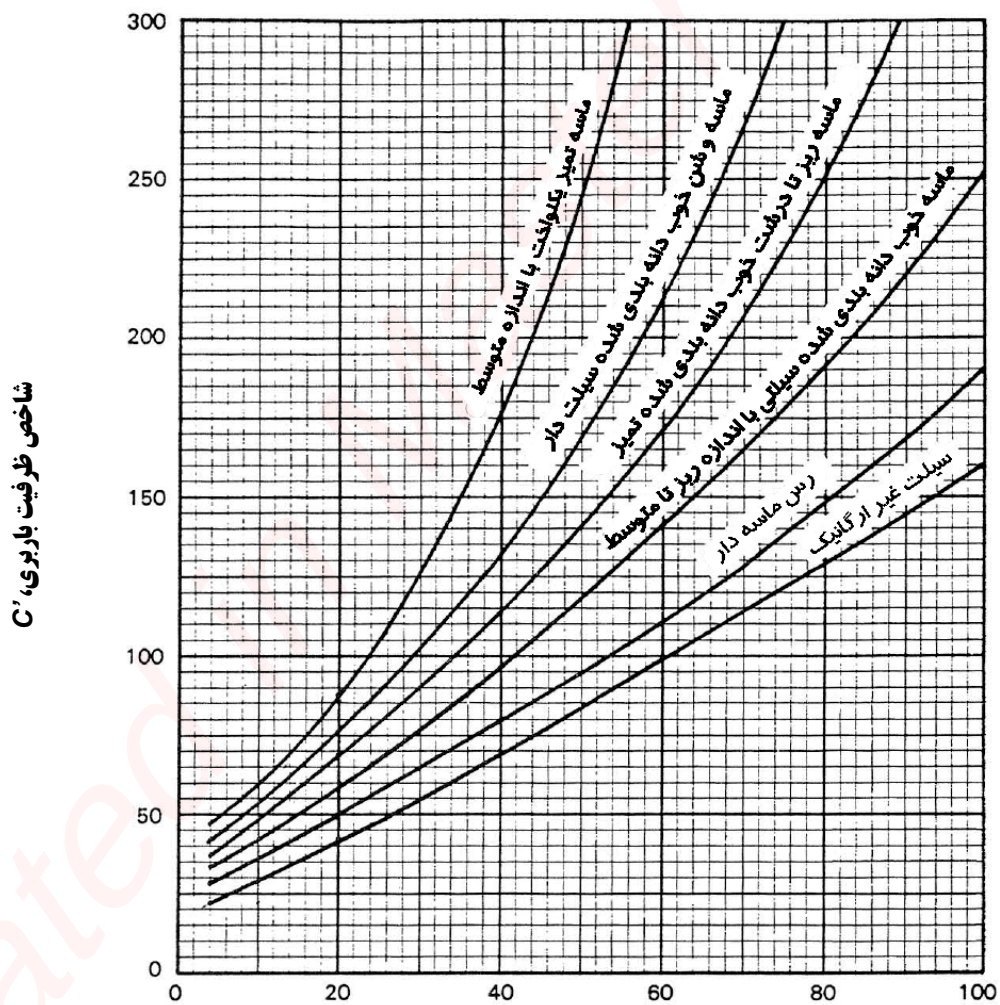
برای محاسبه شاخص ظرفیت باربری، C' در هر لایه از طریق شکل ۵-۶ (همان شکل ۵-۱۶ که دوباره اینجا نشان داده شده است)، عدد نفوذ استاندارد را برای سربارهای مختلف تصحیح می نمایم.

لایه ۲	$N_{avg} = 20$	
	$N' / N = 1.2$	از شکل ۵-۶
	$N' = 24$	
	$C' = 65$	از شکل ۶-۶ برای ماسه سیلتی
لایه 3-a	$N_{avg} = 40$	
	$N' / N = 0.9$	از شکل ۵-۶
	$N' = 36$	
	$C' = 120$	از شکل ۶-۶ برای ماسه و شن خوب دانه بندی شده
لایه 3-b	$N_{avg} = 43$	
	$N' / N = 0.7$	از شکل ۵-۶
	$N' = 30$	
	$C' = 102$	از شکل ۶-۶ برای ماسه و شن خوب دانه بندی شده
لایه ۴	$N_{avg} = 40$	
	$N' / N = 0.66$	از شکل ۵-۶
	$N' = 26$	
	$C' = 110$	از شکل ۶-۶ برای ماسه تمیز یکنواخت





شکل ۵-۶ ضریب تصحیح عدد نفوذ استاندارد N در برابر فشار سربار (همان شکل ۵-۱۶)



عدد نفوذ استاندارد اصلاح شده $(N')^*$

شکل ۶-۶ (همان شکل ۵-۱۷)



نشست در هر لایه را با استفاده از پارامترهای فوق محاسبه نموده و مقادیر آن ها را جمع می نماییم تا نشست کل برای عرض های مختلف و تنش های تماسی مختلف بدست آید. عرض ها را که قبلاً برابر ۳، ۴/۶ و ۶/۱ متر انتخاب کردیم. حال تنش های تماسی را با $q = 240\text{kpa}$ ، $q = 290\text{kpa}$ ، $q = 335\text{kpa}$ و $q = 380\text{kpa}$ انتخاب می نماییم.

حالت اول: $q = 240\text{kpa}$ و $B = 3\text{m}$:

$$\Delta H_2 = \frac{H_2}{C'} \text{Log} \left(\frac{\sigma' + \Delta\sigma}{\sigma'} \right) = \frac{2.1}{65} \text{Log} \left(\frac{65.7 + 0.55 \times 240}{65.7} \right) = 0.015\text{m} = 15\text{mm}$$

$$\Delta H_{3a} = \frac{H_{3a}}{C'} \text{Log} \left(\frac{\sigma' + \Delta\sigma}{\sigma'} \right) = \frac{4.7}{120} \text{Log} \left(\frac{132 + 0.16 \times 240}{132} \right) = 0.004\text{m} = 4\text{mm}$$

$$\Delta H_{3b} = \frac{H_{3b}}{C'} \text{Log} \left(\frac{\sigma' + \Delta\sigma}{\sigma'} \right) = \frac{3}{110} \text{Log} \left(\frac{222 + 0.04 \times 240}{222} \right) = 0.0005\text{m} \approx 1\text{mm}$$

$$\Sigma\Delta H_1 = 15 + 4 + 1 + 1 = 21\text{mm}$$

مراحل فوق را باید برای حالت های زیر تکرار کنیم:

B = 4.6m	و	q = 240kpa	حالت دوم:
B = 6.1m	و	q = 240kpa	حالت سوم:
B = 3m	و	q = 290kpa	حالت چهارم:
B = 4.6m	و	q = 290kpa	حالت پنجم:
B = 6.1m	و	q = 290kpa	حالت ششم:
B = 3m	و	q = 335kpa	حالت هفتم:
B = 4.6m	و	q = 335kpa	حالت هشتم:
B = 6.1m	و	q = 335kpa	حالت نهم:
B = 3m	و	q = 380kpa	حالت دهم:
B = 4.6m	و	q = 380kpa	حالت یازدهم:
B = 6.1m	و	q = 380kpa	حالت دوازدهم:

توجه شود که حجم محاسبات بالا می باشد بنابراین استفاده از ابزارهای محاسباتی مثل کامپیوتر جهت صرفه جویی در وقت و جلوگیری از خطاهای احتمالی توصیه می شود. نتیجه نهایی محاسبات حالت های فوق در جدول زیر ارائه شده است:

جدول ۶-۱: نشست به عنوان تابعی از تنش های اعمالی و عرض های مختلف

نشست (میلیمتر)			تنش اعمالی (kPa)
B = 6.1m	B = 4.6m	B = 3m	
31	28	21	240
35	31	25	290
38	34	28	335
41	37	30	380

حال میتوانیم با مقایسه تنش های تماسی ایجاد کننده نشست مجاز با ظرفیت باربری ایمن خاک، مقاومت مجاز را محاسبه نماییم.

$$q_{all} = 851 + 94B = 851 + 94 \times 3 = 1133 \text{ kPa} \gg 380 \text{ kPa} \quad (\text{با } 30 \text{ میلیتر نشست}) \quad : B = 3 \text{ m} \quad \text{برای عرض}$$

$$q_{all} = 851 + 94B = 851 + 94 \times 4.6 = 1253.4 \text{ kPa} \gg 335 \text{ kPa} \quad (\text{با } 34 \text{ میلیتر نشست}) \quad : B = 4.6 \text{ m} \quad \text{برای عرض}$$

$$q_{all} = 851 + 94B = 851 + 94 \times 3 = 1133 \text{ kPa} \gg 380 \text{ kPa} \quad (\text{با } 35 \text{ میلیتر نشست}) \quad : B = 6.1 \text{ m} \quad \text{برای عرض}$$

توجه شود که هرچه عرض بالاتر می رود، ظرفیت باربری افزایش می یابد اما فشار تماسی نظیر نشست مجاز کاهش می یابد. بنابراین می توان گفت در عرض های زیاد معمولاً نشست تعیین کننده مقاومت مجاز خاک می باشد. با استفاده از مقادیر فوق می توان نموداری ترسیم نموده و برای مقادیر دیگر عرض فونداسیون، مقاومت مجاز را درونیابی نمود.

• انتخاب ابعاد فونداسیون:

در این مرحله باید با تقسیم بار محوری بر مقاومت مجاز خاک، مساحت مورد نیاز فونداسیون را محاسبه نماییم ولی مقاومت مجاز خود تابع ابعاد است بنابراین از جدول یا نمودار مقاومت مجاز یک مقدار برای مقاومت مجاز انتخاب نموده و سپس تنش های وارده را کنترل می نماییم. در اینجا مقدار $q_{all} = 380 \text{ kPa}$ را انتخاب می نماییم زیرا مقدار کوچکتری برای ابعاد فونداسیون بدست می دهد:

$$A = \frac{Q}{q_{all}} = \frac{8070}{380} = 21.2 \text{ m}^2$$

$$B = L = \sqrt{21.2} \approx 4.6 \text{ m}$$

حال خروج از مرکزیت و ابعاد موثر فونداسیون را کنترل می نماییم:

$$B' = B - 2e_B$$

$$e_B = \frac{M_B}{Q} = \frac{620}{8070} = 0.077 \text{ m} \rightarrow B' = 4.6 - 2 \times 0.077 = 4.45 \text{ m}$$

$$L' = L - 2e_L$$

$$e_L = \frac{M_L}{Q} = \frac{944.5}{8070} = 0.117 \text{ m} \rightarrow L' = 4.6 - 2 \times 0.117 = 4.37 \text{ m}$$

$$A' = B' \times L' = 4.45 \times 4.37 = 19.4 \text{ m}^2$$

تنش لهدگی فرضی در زیر سطح موثر برابر است با:

$$q_{applied} = \frac{Q}{A'} = \frac{8070}{19.4} = 416 \text{ kPa}$$

که این مقدار بزرگتر از مقاومت انتخاب شده 380 kPa می باشد و چنانچه این ابعاد برای فونداسیون انتخاب شود نشست بیش از 38 mm خواهد بود. بنابراین باید ابعاد را افزایش دهیم. ابعاد $4.9 \text{ m} \times 4.9 \text{ m}$ را انتخاب می نماییم.



$$B' = 4.9 - 2 \times 0.077 = 4.75 \text{ m}$$

$$L' = 4.9 - 2 \times 0.117 = 4.67 \text{ m}$$

$$A' = 4.67 \times 4.75 = 22.2 \text{ m}^2$$

$$q_{\text{applied}} = \frac{8070}{22.2} = 364 \text{ kPa} < 380 \text{ kPa}$$

بنابراین ابعاد $B \times L = 4.9 \text{ m} \times 4.9 \text{ m}$ ملاحظات ظرفیت باربری و نشست را ارضا خواهند نمود.

• کنترل لغزش و واژگونی:

فونداسیون در روی لایه ۲ قرار خواهد گرفت. برای محاسبه مقاومت لغزشی از مقدار زاویه اصطکاک ۳۵ درجه استفاده می نماییم. معادله مقاومت در برابر لغزش به صورت زیر است:

$$F_R = (W + Q) \tan \delta$$

برای اینکه فونداسیون به صورت بتن درجا اجرا می شود مقدار زاویه اصطکاک بین خاک و بتن فونداسیون را می توان $\delta = \phi = 35^\circ$ در نظر گرفت. همچنین با توجه به اینکه مقاومت لغزشی در کرنش هایی بسیار کمتر از کرنش های ایجاد کننده مقاومت پاسیو در طرفین فونداسیون، بسیج می شود، از مقاومت پاسیو صرف نظر می کنیم مگر اینکه مشخص شود مقاومت در برابر لغزش حاکم بر طرح است. حداقل ضریب اطمینان ۱/۵ در برابر لغزش باید تامین گردد. بنابراین:

$$FS = \frac{F_R}{F_{\text{sliding}}} = \frac{(W + Q) \tan \delta}{V}$$

در این رابطه W وزن فونداسیون و خاک روی آن است و از آنجائیکه ضخامت فونداسیون جهت محاسبه وزن را در اختیار نداریم مقدار آن را ۰.۹م فرض می نماییم. قطر ستون پایه پل نیز ۰.۶م است. بنابراین:

$$A_{\text{col}} = \frac{\pi}{4} (0.6)^2 = 0.28 \text{ m}^2$$

وزن شالوده و خاک روی آن برابر خواهد بود با (با فرض وزن مخصوص بتن $\gamma_{\text{con}} = 23.5 \text{ kN/m}^3$)

$$W_{\text{ft}} = 0.9 \times 4.9 \times 4.9 \times 23.5 = 508 \text{ kN}$$

$$W_{\text{cover}} = (1.4 \times 4.9 \times 4.9 - 0.28 \times 1.4) \times 19.6 = 651 \text{ kN}$$

مقدار ۱.۴م فاصله روی بتن شالوه تا سطح خاک است.

$$W = 508 + 651 = 1159 \text{ kN}$$

بنابراین:

$$FS = \frac{(1159 + 8070) \tan 35}{209} = 31 > 1.5 \quad \text{Ok}$$

• کنترل واژگونی:

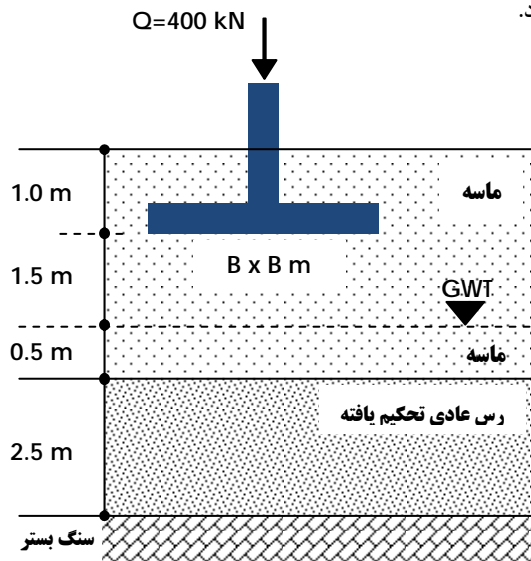
اگر خروج از مرکزیت در هر دو راستا کمتر از یک ششم بعد شالوده در آن راستا باشد، واژگونی رخ نخواهد داد. بنابراین:

$$\frac{1}{6} B = \frac{1}{6} L = \frac{1}{6} \times 4.9 = 0.82 \text{ m} > e_L > e_B = 0.077 \text{ m} \quad \text{Ok}$$



مثال: 

مطلوب است تعیین ابعاد شالوده منفرد نشان داده شده در شکل زیر در پلان طوری که ضریب اطمینان ۳ در مقابل گسیختگی برشی وجود داشته و نشست تحکیمی از 40mm فراتر نرود.



پارامترهای ماسه:

$$\gamma = 16.5 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{\text{sat}} = 17.5 \text{ kN/m}^3$$

$$E_s = 10000 \text{ kN/m}^2$$

$$\mu_s = 0.3$$

$$\phi = 32^\circ$$

پارامترهای رس اشباع:

$$\gamma_{\text{sat}} = 17.5 \text{ kN/m}^3$$

$$C_c = 0.32$$

$$C_s = 0.09$$

$$E_s = 6000 \text{ kN/m}^2$$

$$\mu_s = 0.5$$

$$e_o = 0.8$$

حل:

برای تعیین ابعاد شالوده کفایت بار محوری را بر مقاومت مجاز تقسیم کنیم اما مشکل اینجاست که مقاومت مجاز را در اختیار نداریم. همانطور که می دانیم مقاومت مجاز در برگیرنده ملاحظات نشست و ظرفیت باربری خاک است و زمانی که ابعاد شالوده را در اختیار نداریم محاسبه مقاومت مجاز کمی طولانی و وقت گیر است.

در این مسئله لایه خاک قوی در روی لایه خاک ضعیف تر قرار گرفته است. در چنین حالتی باید اصلاحاتی در رابطه ظرفیت باربری خاک صورت پذیرد ولی ما در این مسئله از آن صرف نظر می کنیم و فرض می کنیم که عمق گسیختگی برشی در داخل ماسه قرار داشته و پارامترهای مقاومتی ماسه بر معادلات ظرفیت باربری حاکم است. پارامترهای خاکی که در اختیار داریم همه در آزمایشگاه بدست آمده اند و نتایج آزمون های صحرائی را در اختیار نداریم بنابراین باید با توجه به پارامترهای موجود از روابط مناسب با آن ها استفاده نماییم.

برای محاسبه ظرفیت باربری در این مسئله از روابط وسیک استفاده می نماییم.

$$\phi = 32^\circ \rightarrow N_c = 35.47, N_q = 23.18, N_\gamma = 30.22$$

$$\lambda_{qs} = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi = 1 + \tan 32 = 1.625$$

$$\lambda_{\gamma s} = 1 - 0.4 \frac{B}{L} = 1 - 0.4 \frac{B}{B} = 0.6$$

$$\lambda_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \frac{D_f}{B} = 1 + 2 \tan 32 (1 - \sin 32)^2 \times \frac{1}{B} = 1 + \frac{0.276}{B}$$

$$\lambda_{\gamma d} = 1$$

با توجه به شکل مشاهده می شود که برای عرض های بزرگتر از ۱/۵ متر تراز آب زیرزمینی با گوه گسیختگی شالوده تداخل پیدا می کند که در نهایت می تواند باعث کاهش ظرفیت باربری خاک شود. بنابراین برای در نظر گرفتن این کاهش ظرفیت، از ضرایب زیر استفاده می کنیم:



$$\lambda_{qw} = 0.5 + 0.5 \frac{d}{D_f} \leq 1 \rightarrow \lambda_{qw} = 0.5 + 0.5 \times \frac{2.5}{1} = 1.75 \rightarrow \text{use } 1$$

$$\lambda_{\gamma w} = 0.5 + 0.5 \left(\frac{d}{1.5B + D_f} \right) \leq 1 \rightarrow \lambda_{\gamma w} = 0.5 + 0.5 \times \left(\frac{2.5}{1.5B + 1} \right) = 0.5 + \frac{1.25}{1.5B + 1} \leq 1$$

که در روابط فوق d عمق تراز آب نسبت به سطح زمین است.

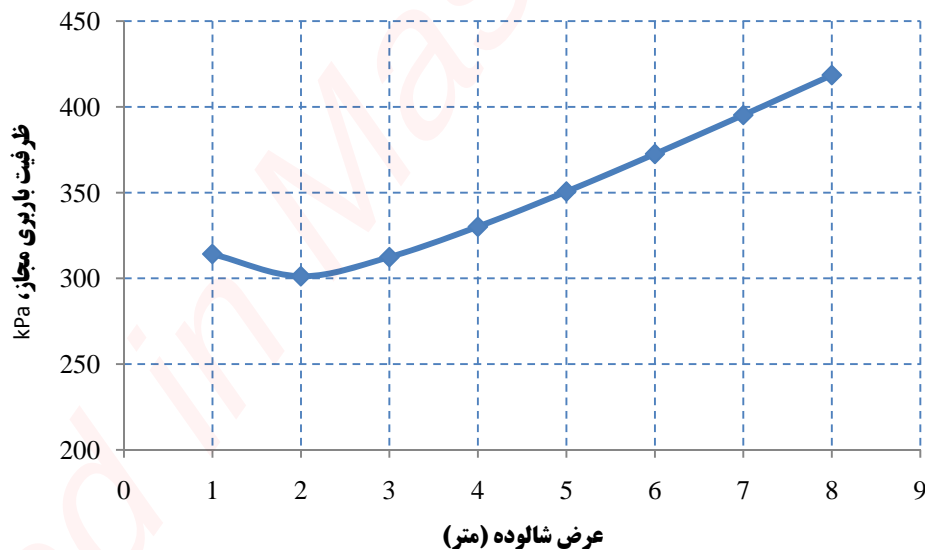
$$q_{all} = \frac{q_u}{3} = \frac{1}{3} [q N_q \lambda_{qs} \lambda_{qd} \lambda_{qw} + 0.5 \gamma B N_\gamma \lambda_{\gamma s} \lambda_{\gamma d} \lambda_{\gamma w}]$$

$$= \frac{1}{3} \left[1 \times 16.5 \times 23.18 \times 1.625 \times \left(1 + \frac{0.276}{B} \right) + 0.5 \times 16.5 \times B \times 30.22 \times 0.6 \times 1 \times \left(0.5 + \frac{1.25}{1.5B + 1} \right) \right]$$

$$= 207.17 + \frac{57.18}{B} + 24.93B + \frac{62.32}{1.5B + 1}$$

توجه: با توجه به شکل روی شالوده با خاک پر شده است. در چنین مواردی می توان با کم کردن فشار ناشی از وزن شالوده و خاک روی آن ظرفیت باربری را خالص نمود اما این کار به طور کلی توصیه نمی شود. به جای این کار بهتر است بدون در نظر گرفتن خاک روی شالوده، ظرفیت باربری مجاز کل را در تراز عمق استقرار محاسبه نموده و سپس هنگام محاسبه ابعاد شالوده، وزن خاک روی شالوده و وزن خود شالوده را به بار مرده اضافه نمود. علت این امر اینست که چنانچه مهندس ژئوتکنیک ظرفیت باربری را خالص نموده و مهندس محاسب سازه هم وزن آن را به بار مرده ناشی از روسازه اضافه نماید، اثر آن دو بار محاسبه شده و منجر به طراحی های محافظه کارانه خواهد شد.

حال با داشتن رابطه ظرفیت باربری می توان نموداری بر حسب عرض شالوده مطابق شکل زیر ترسیم نمود.



تخمین نشست تحکیمی:

رس اشباع، از نوع عادی تحکیم است بنابراین رابطه نشست آن به صورت زیر خواهد بود:

$$S_c = \frac{C_c \cdot H_o}{1 + e_o} \log \left(\frac{\sigma'_o + \Delta \sigma'}{\sigma'_o} \right)$$

$$\sigma'_o = 2.5 \times 16.5 + 0.5 \times (17.5 - 9.81) + 1.25(16 - 9.81) = 52.84 \text{ kPa}$$



حال باید اضافه تنش در اثر بارگذاری در لایه رس را محاسبه نماییم که خود تابعی از ابعاد است. بنابراین در اینجا هم محاسبات را بر حسب ابعاد متغییر عرض انجام میدهیم. اضافه تنش در لایه رس را با میانگین گیری وزنی به صورت زیر محاسبه می نماییم:

$$\Delta\sigma'_{avg} = \frac{\Delta\sigma_t + 4\Delta\sigma_m + \Delta\sigma_b}{6}$$

که در رابطه فوق، $\Delta\sigma_t$ ، $\Delta\sigma_m$ و $\Delta\sigma_b$ به ترتیب اضافه تنش موثر در بالا، وسط و پایین لایه رس هستند. اضافه تنش ها هم با استفاده از رابطه زیر به روش توزیع تقریبی ۲ به ۱ محاسبه می شوند:

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

$$\rightarrow S_c = \frac{0.32 \times 2.5 \times 100}{1+0.80} \cdot \text{Log} \left(\frac{52.84 + \Delta\sigma'_{avg}}{52.84} \right) = 44.44 \cdot \text{Log} \left(\frac{52.84 + \Delta\sigma'_{avg}}{52.84} \right)$$

ابعاد		q = 50 kPa				
B	L	$\Delta\sigma_t$	$\Delta\sigma_m$	$\Delta\sigma_b$	$\Delta\sigma_{avg}$	S_c
2	2	12.50	7.26	4.73	7.71	2.63
3	3	18.00	11.52	8.00	12.01	3.95
4	4	22.22	15.22	11.07	15.70	5.02
5	5	25.51	18.37	13.85	18.80	5.88
6	6	28.13	21.04	16.33	21.43	6.57

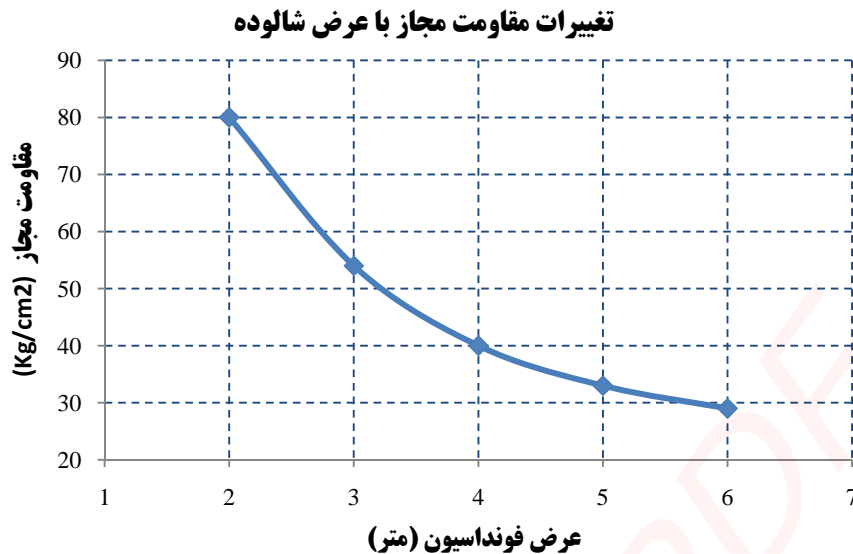
مراحل فوق را برای دیگر سربارها تکرار نموده و جدول زیر را ایجاد می نماییم.

ابعاد		سربار، q							
B	L	20 kPa	30 kPa	40 kPa	50 kPa	60 kPa	70 kPa	80 kPa	90 kPa
2	2	1.09	1.62	2.13	2.63	3.11	3.59	4.05	4.50
3	3	1.68	2.47	3.23	3.95	4.66	5.33	5.99	6.62
4	4	2.17	3.17	4.11	5.02	5.88	6.71	7.50	8.27
5	5	2.57	3.74	4.83	5.88	6.86	7.80	8.70	9.55
6	6	2.90	4.20	5.42	6.57	7.65	8.68	9.65	10.58

حل دستی معادلات فوق بسیار وقت گیر است. بنابراین برای پر کردن جدول فوق از نرم افزار Excel استفاده شده است. برای این کار فرمول پارامتری نشست تحکیم را به برنامه وارد نموده و بر حسب ابعاد، نشست ها محاسبه شده اند. حال با داشتن ظرفیت باربری مجاز و نشست های تحکیمی می توان مقاومت مجاز خاک را محاسبه نمود. نحوه محاسبه مقاومت مجاز در جدول زیر نشان داده شده است. ابتدا برای یک عرض مشخص ظرفیت باربری را از طریق نمودار یا فرمول ظرفیت باربری بدست می آوریم. سپس برای همان عرض سرباری را که باعث ایجاد نشست ۴۰ میلیمتر می شود از طریق جدول استخراج می نماییم. مقدار کوچکتر مقاومت مجاز فونداسیون خواهد بود.

عرض، B	ظرفیت باربری مجاز	مقاومت نظیر نشست 40mm	مقاومت مجاز
2	301	80 kPa	80 kPa
3	312	50 kPa	50 kPa
4	330	40 kPa	40 kPa
5	351	33 kPa	33 kPa
6	373	29 kPa	29 kPa





نمودار فوق، نمودار مقاومت مجاز فونداسیون است. توجه شود که هرچه عرض بزرگتر می شود، ظرفیت باربری افزایش می یابد در حالی که مقاومت مجاز کاهش می یابد.

انتخاب ابعاد شالوده:

برای انتخاب ابعاد، ابتدا یک ابعاد اولیه را فرض می نماییم، سپس بار را بر ابعاد تقسیم می نماییم تا تنش وارد بر خاک بدست آید. سپس این تنش را با تنش مجاز خاک در آن عرض مقایسه می نماییم. برای اولین انتخاب ابعاد $3 \times 3m$ را انتخاب می نماییم. برای عرض ۳ متر مقاومت مجاز برابر است با $q_{all} = 50kPa$ در نتیجه:

$$q = \frac{400}{3 \times 3} = 44.44 < 50 \text{ kPa} \quad \text{Ok}$$

بنابراین برای ابعاد $3 \times 3m$ هم ضریب اطمینان در مقابل گسیختگی برشی وجود دارد و هم نشست از مقدار مجاز ۴۰ میلیمتر کمتر است.

مثال:

مسئله قبل را دوباره حل نمایید طوری که این اینبار نشست کل از ۴۰ میلیمتر فراتر نرود.

حل:

نشست کل مجموع نشست های ارتجاعی و تحکیمی می باشد. در مسئله قبل ما از نشست های ارتجاعی چشم پوشی نموده و مسئله را با در نظر گرفتن نشست های تحکیمی حل کردیم. حال قصد داریم مسئله را این بار با در نظر گرفتن نشست کل دوباره حل نماییم. مراحل حل مسئله مانند قبل است این بار با در نظر گرفتن ابعاد فرضی، نشست ارتجاعی را هم محاسبه نموده و به نشست های محاسبه شده در اثر تحکیم اضافه می نماییم.

• تخمین نشست ارتجاعی:

از آنجایی که در مسئله قبل فقط نتایج آزمایشگاهی را در اختیار داریم انتخاب ما جهت استفاده از روابط مناسب جهت تخمین نشست محدود خواهد بود. معمولاً در عمل توصیه می شود از نتایج آزمایش های محلی جهت تخمین نشست های ارتجاعی استفاده شود. برای محاسبه نشست ارتجاعی شالوده مربع شکل، آنرا به ۴ قسمت تقسیم و پس از محاسبه نشست گوشه یکی از این مربع ها آن را ۴ برابر می کنیم. ارتفاع لایه نشست پذیر برابر است با $H = 4.5m$ و مدول الاستیسیته میانگین هم به صورت زیر بدست می آید:



$$E_{s(\text{avg})} = \frac{2 \times 10000 + 2.5 \times 6000}{4.5} = 7778 \text{ kPa}$$

برای محاسبه نشست ارتجاعی داریم:

$$S_i = \frac{qB}{E_s} (1 - \mu^2) \cdot I_s \cdot I_F$$

$$I_s = I_1 + \frac{1 - 2\mu_s}{1 - \mu_s} \cdot I_2$$

$$I_1 = \frac{1}{\pi} \left[M \ln \frac{(1 + \sqrt{M^2 + 1})\sqrt{M^2 + N^2}}{M(1 + \sqrt{M^2 + N^2 + 1})} + \ln \frac{(M + \sqrt{M^2 + 1})\sqrt{1 + N^2}}{M + \sqrt{M^2 + N^2 + 1}} \right]$$

$$I_2 = \frac{N}{2\pi} \tan^{-1} \left(\frac{M}{N\sqrt{M^2 + N^2 + 1}} \right)$$

که در معادلات فوق داریم:

$$M = (L/B)$$

$$N = (H/B)$$

ضریب I_F نیز از طریق شکل بدست می آید (به فصل پنجم رجوع شود). مشاهده می شود که حل دستی معادلات فوق برای عرض های مختلف بسیار وقت گیر خواهد بود بنابراین جدول زیر را ایجاد نموده و برای محاسبه مقادیر نشست ها از نرم افزار Excel استفاده می نمایم.

B	L	B'	L'	$\frac{L'}{B'}$	$\frac{H}{B'}$	I_1	I_2	I_s	I_F	S_1	4S	S_{avg}
2	2	1	1	1	4.500	0.424	0.034	0.443	0.65	0.169	0.674	0.572
3	3	1.5	1.5	1	3.000	0.363	0.048	0.391	0.70	0.240	0.959	0.814
4	4	2	2	1	2.250	0.309	0.060	0.343	0.82	0.329	1.318	1.117
5	5	2.5	2.5	1	1.800	0.263	0.069	0.302	0.85	0.376	1.503	1.274
6	6	3	3	1	1.500	0.224	0.075	0.267	0.86	0.403	1.611	1.366

مقادیر جدول فوق برای سربار خالص $q = 50 \text{ kPa}$ محاسبه شده اند. مقادیر محاسبه شده نشست مرکز در مقدار 0.85 ضرب شده است تا مقدار نشست میانگین شالوده انعطاف پذیر بدست آید (ستون مربوط به S_{avg}). توجه شود که E ارائه شده برای رس، مربوط به حالت زهکشی شده می باشد. با توجه به اینکه رابطه q و نشست برای یک ابعاد مشخص خطی است برای دیگر سربارها می توان مقدار نشست را با ضرب مقادیر فوق در نسبت سربارها به راحتی محاسبه نمود. بدین ترتیب نشست به ازاء عرض ها و سربارهای مختلف را محاسبه نموده و جدول زیر را تشکیل می دهیم.

B	L	20kPa	30kPa	40kPa	50kPa	60kPa	70kPa	80kPa	90kPa
2	2	0.23	0.34	0.46	0.57	0.69	0.80	0.92	1.03
3	3	0.35	0.52	0.70	0.87	1.05	1.22	1.39	1.57
4	4	0.45	0.67	0.89	1.12	1.34	1.56	1.79	2.01
5	5	0.51	0.76	1.02	1.27	1.53	1.78	2.04	2.29
6	6	0.55	0.82	1.09	1.37	1.64	1.91	2.19	2.46

حال نشست های ارتجاعی جدول فوق را با نشست های تحکیمی مسئله قبل جمع می نمایم تا نشست کل بدست آید.



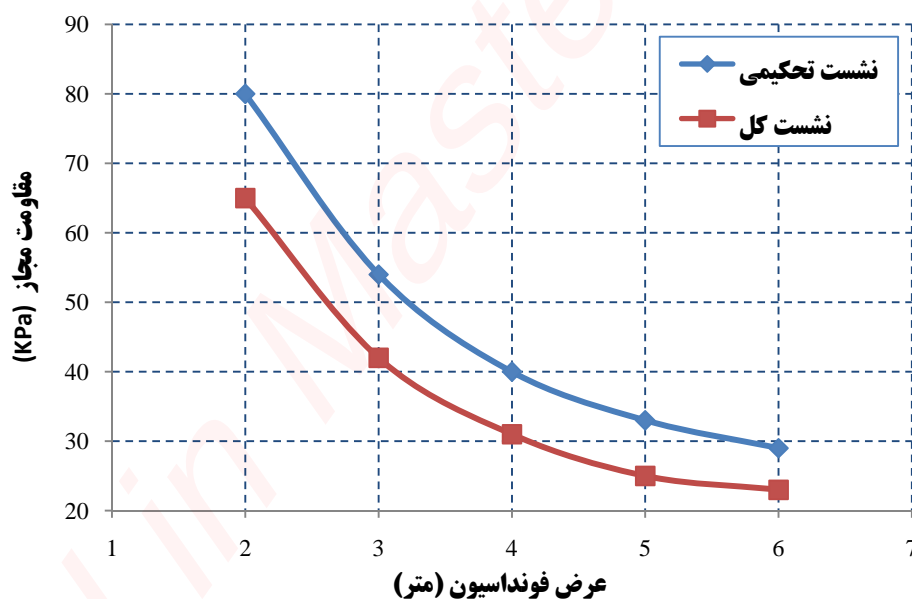
B	L	20kPa	30kPa	40kPa	50kPa	60kPa	70kPa	80kPa	90kPa
2	2	1.32	1.96	2.59	3.20	3.80	4.39	4.97	5.53
3	3	2.03	2.99	3.93	4.82	5.71	6.55	7.38	8.19
4	4	2.62	3.84	5.00	6.14	7.22	8.27	9.29	10.28
5	5	3.08	4.50	5.85	7.15	8.39	9.58	10.74	11.84
6	6	3.45	5.02	6.51	7.94	9.29	10.59	11.84	13.04

حال با مقایسه تنش های نظیر ظرفیت باربری و نشست کل 40mm، مقاومت مجاز خاک را با ایجاد جدول زیر محاسبه

می نماییم.

عرض، B	ظرفیت باربری مجاز	مقاومت نظیر نشست کل 40mm	مقاومت مجاز
2	301	65 kPa	65 kPa
3	312	42 kPa	42 kPa
4	330	34 kPa	31 kPa
5	351	25 kPa	25 kPa
6	373	23 kPa	23 kPa

نمودار تغییرات مقاومت مجاز برای این شالوده با در نظر گرفتن نشست کل به همراه تغییرات مقاومت مجاز با در نظر گرفتن نشست تحکیمی که در مسئله قبل حل شد در شکل زیر نشان داده شده است.



حال با در اختیار داشتن مقاومت مجاز ابعاد شالوده را محاسبه می نماییم. در مسئله قبل ابعاد 3×3 انتخاب شد. برای عرض ۳ متر با توجه به نمودار مقاومت مجاز خاک $q = 42 \text{ kPa}$ بدست می آید. که کمی کوچکتر از فشار تماسی شالوده می باشد. بنابراین ابعاد را کمی بزرگتر در نظر می گیریم. چنانچه ابعاد را 3.5×3.5 فرض کنیم داریم:

$$q = \frac{400}{3 \times 3} = 44.44 > 42 \text{ kPa} \quad \text{Not Ok}$$

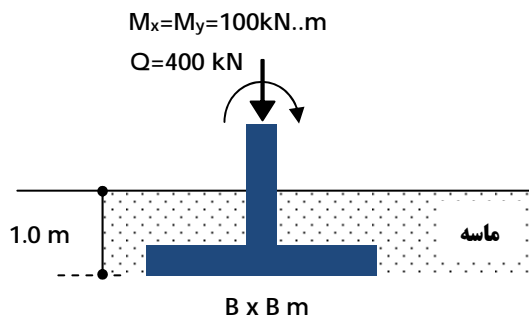
$$q = \frac{400}{3.5 \times 3.5} = 32 < 35 \text{ kPa} \quad \text{Ok}$$

بنابراین ابعاد 3.5×3.5 پاسخگو خواهد بود.



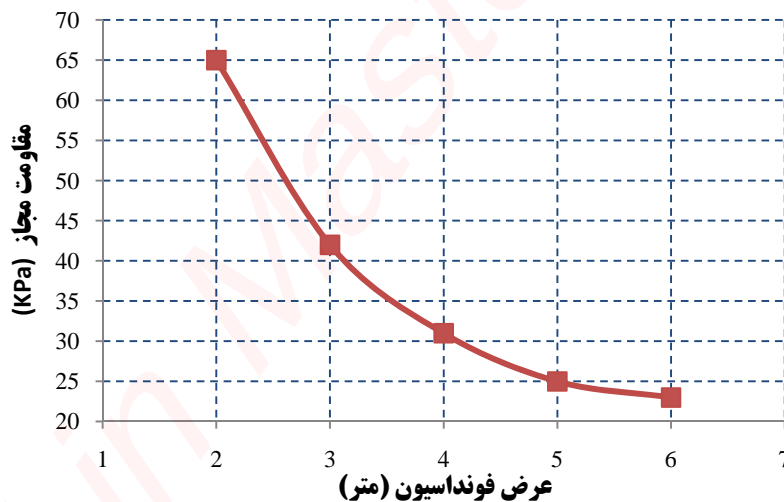
مثال: 

در مسئله قبل چنانچه لنگر $M_x = M_y = 100 \text{ kN}\cdot\text{m}$ در هر دو راستا وارد شود، مسئله را دوباره حل نمایید.



حل:

در مسائلی که شالوده علاوه بر بار قائم، شامل لنگر هم می شود از روش سطح موثر مایرهورف جهت حل ژئوتکنیکی مسئله استفاده می نماییم. منظور از حل ژئوتکنیکی این است که از روش مایرهورف جهت تعیین بار مجاز و ابعاد پلان شالوده استفاده می کنیم. اما برای حل سازه ای که شامل تعیین ضخامت و تعداد و قطر میلگردها می شود، روش استفاده متفاوت خواهد بود. در روش سطح موثر، تنشی که از تقسیم بار قائم بر سطح موثر شالوده بدست می آید باید کوچکتر از مقاومت مجاز شالوده با در نظر گرفتن عرض موثر شالوده باشد. بنابراین بدون توجه به لنگر مقاومت مجاز خاک فونداسیون را تعیین می نماییم. نمودار مقاومت مجاز که در مسئله قبل بدست آمد بار دیگر در شکل زیر نشان داده شده است. در مسئله قبل که لنگر وجود نداشت ابعاد شالوده $3.5 \times 3.5 \text{ m}$ بدست آمد.



فرض اولیه ما برای این مسئله $4.0 \times 4.0 \text{ m}$ است. برای این ابعاد داریم:

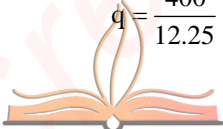
$$e_x = \frac{M_y}{Q} = \frac{100}{400} = 0.25 \text{ m} \rightarrow B' = B - 2e_x = 4 - 2 \times 0.25 = 3.5 \text{ m}$$

$$e_y = \frac{M_x}{Q} = \frac{100}{400} = 0.25 \text{ m} \rightarrow L' = L - 2e_y = 4 - 2 \times 0.25 = 3.5 \text{ m}$$

$$A' = 3.5 \times 3.5 = 12.25 \text{ m}^2$$

عرض موثر شالوده برابر $3/5$ متر است. برای این عرض با توجه به نمودار، مقاومت مجاز خاک برابر 35 kPa می باشد. در نتیجه:

$$q = \frac{400}{12.25} = 32.65 < 35 \quad \text{Ok}$$



بنابراین ابعاد شالوده با وجود لنگرهای فوق برابر $4.0 \times 4.0\text{m}$ خواهد بود. در چنین مسائل همواره باید مطمئن شویم که بار وارده در هسته مقطع قرار دارد به عبارتی:

$$B \geq 6e_x = 6 \times 0.25 = 1.5\text{m} \quad \text{Ok}$$

$$L \geq 6e_y = 6 \times 0.25 = 1.5\text{m} \quad \text{Ok}$$



منابع

۱. فونداسیون های سطحی، ظرفیت باربری و نشست، تالیف: براجا ام. داس، ترجمه: عبدالمتمین ستایش.
۲. مهندسی پی، طراحی و اجرا، تالیف: دکتر ابوالفضل اسلام، نشریه شماره ک-۴۳۷ چاپ اول، ۱۳۸۵.
۳. اصول مهندسی ژئوتکنیک، جلد دوم: مهندسی پی، مولف: براجا ام. داس، ترجمه: شاپور طاحونی، چاپ هفتم.
۴. مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان ایران، ویرایش ۱۳۸۸.
5. Shallow Foundations., Robert E. Kimmerling., Geotechnical Engineering Circular No. 6., FHWA-SA-02-054., September 2002.



فصل ۷: فشار جانبی خاک و دیوارهای حائل

جزوه درس مهندسی پی (کارشناسی عمران)



سازه های حائل خاک نظیر دیوارهای حائل، دیوارهای زیرزمین و دیوارهای ساحلی که در مهندسی پی برای حفاظت جداره شیروانی های خاکی مورد استفاده قرار می گیرند، تحت تاثیر فشارهای رانشی خاک قرار دارند. طرح صحیح این دیوارها ایجاب می کند که شناخت دقیقی از فشار جانبی ایجاد شده بین خاک و سازه داشته باشیم.

در این فصل مبانی نظری فشار جانبی خاک ها را معرفی نموده و پایداری دیوارهای حائل را مورد بررسی قرار می دهیم. دیوار حائل، دیواری است که تکیه گاه جانبی برای جداره های قائم و یا نزدیک به قائم خاک بوجود می آورد. از دیوار حائل در بسیاری از پروژه های ساختمانی نظیر راهسازی، پلسازی، محوطه سازی، ساختمان سازی و به طور کلی هر جا که احتیاج به تکیه گاه جانبی برای جدار قائم خاکبرداری باشد، استفاده می شود.

۲-۷ | انواع دیوار حائل

بر حسب مصالح و هندسه مورد استفاده، دیوار حائل دارای انواع زیر می باشد:

۱. دیوار حائل وزنی
۲. دیوار حائل نیمه وزنی
۳. دیوار حائل طره ای
۴. دیوار حائل پشت بند دار

دیوارهای حائل وزنی (شکل ۱-۷-الف) از بتن ساده (غیر مسلح) و یا مصالح بنایی (بخصوص سنگ با ملات ماسه سیمان) ساخته می شوند. پایداری این دیوارها در مقابل فشار جانبی، در درجه اول بستگی به وزن آن ها دارد. گاهی مواقع با استفاده از مقدار محدودی میلگرد، از عرض دیوار حائل وزنی مقداری کاسته می شود. این میلگردها در خمش با مصالح بنایی مشارکت می کنند. به چنین دیوارهای نیمه وزنی می گویند (شکل ۱-۷-ب).

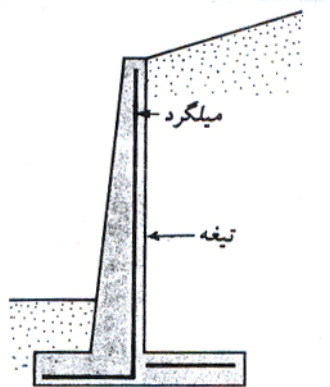
دیوارهای حائل طره ای (شکل ۱-۷-پ) از بتن مسلح ساخته می شوند و متشکل از دیوار تیغه و دال پایه می باشند. حداکثر ارتفاع اقتصادی این دیوارها ۶ تا ۸ متر است.

دیوارهای حائل پشت بند دار (شکل ۱-۷-ت) مشابه دیوارهای حائل طره ای هستند با این اختلاف که در فواصل منظم دارای پشت بند هایی عمود بر دیوار تیغه می باشند. پشت بند ها، تیغه و پایه را به یکدیگر می دوزند و در نتیجه با ایجاد رفتار دو طرفه از مقدار نیروی برشی و لنگر خمشی آنها می کاهند.

در طراحی دیوار حائل، برای طراح باید پارامترهای پایه خاک، یعنی وزن مخصوص، زاویه اصطکاک و چسبندگی هم برای خاکریز پشت دیوار و هم برای خاک زیر پایه معلوم باشد. از پارامترهای مربوط به خاکریز پشت، طراح فشار جانبی و از پارامترهای مربوط به خاک زیر پایه، طراح ظرفیت باربری مجاز خاک را برای تحمل فشار زیر پایه به دست می آورد.



در طراحی دیوار حائل دو مرحله وجود دارد. اول با معلوم شدن فشار جانبی، پایداری کل سازه کنترل می شود. کنترل پایداری شامل کنترل در مقابل واژگونی، لغزش و ظرفیت باربری خاک زیر شالوده می باشد. در مرحله دوم طراحی سازه ای اجزاء مختلف دیوار در مقابل نیروهای وارده انجام می شود. نتیجه این مرحله تعیین ضخامت دیوارها و مقادیر میلگردها می باشد.



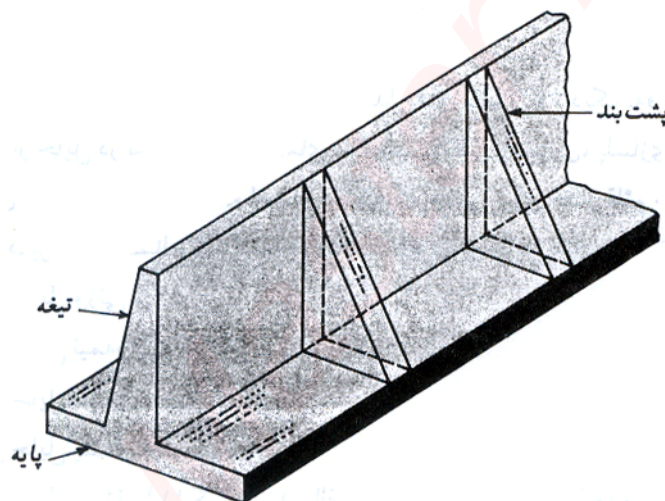
(ب) دیوار حائل طره ای



(ب) دیوار حائل نیمه وزنی



(الف) دیوار حائل وزنی



(ت) دیوار حائل پشت بند دار

شکل ۷-۱ انواع دیوار حائل

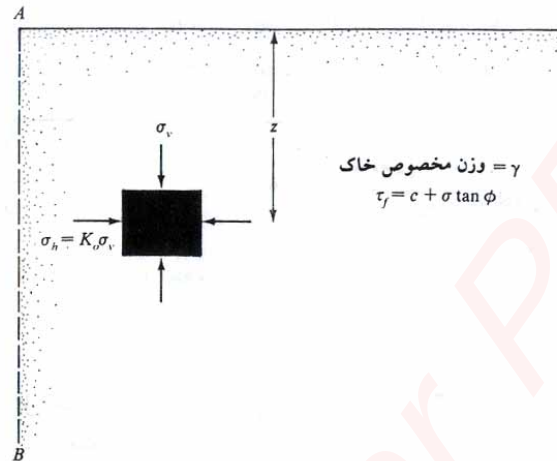
۳-۷ | فشار خاک در حالت سکون

توده خاکی مطابق شکل ۷-۲ در نظر گرفته می شود. سمت چپ این توده خاک، محدود به دیوار بدون اصطکاک AB می باشد که تا عمق بینهایت ادامه دارد. یک جزء کوچک در عمق z ، تحت فشار قائم σ_v و فشار افقی σ_h قرار دارد. برای حالت تحت مطالعه، σ_v و σ_h هم می توانند فشار موثر و هم می توانند فشار کل باشند. هیچگونه تنش برشی در صفحات قائم و افقی وجود ندارد.



اگر دیوار AB ساکن باشد، یعنی هیچگونه حرکتی به سمت چپ یا راست نسبت به وضعیت اولیه نداشته باشند، توده خاک در حالت تعادل الاستیک خواهد بود. در چنین حالتی، نسبت تنش افقی به تنش قائم، ضریب فشار جانبی خاک در حالت سکون نامیده شده و با K_0 نشان داده می شود:

$$K_0 = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} \quad (1-7)$$



شکل ۷-۲ فشار خاک در حالت سکون

چون $\sigma_v = \gamma \cdot z$ است، می توان نوشت:

$$\sigma_h = K_0 (\gamma \cdot z) \quad (2-7)$$

ضریب فشار جانبی K_0 به صورت زیر بدست می آید:

(۳-۷)	$K_0 = 0.95 - \sin \phi$	خاک رسی عادی تحکیم یافته	} خاک چسبنده	} $= K_0$
(۴-۷)	$K_0 = (0.95 - \sin \phi) \times \sqrt{OCR}$	خاک رس پیش تحکیم یافته		
(۵-۷)	$K_0 = 1 - \sin \phi$	ماسه شل و معمولی	} خاک دانه ای	
(۶-۷)	$K_0 = 1 - \sin \phi + \left(\frac{\gamma_d}{\gamma_{dmin}} - 1 \right) \times 5.5$	ماسه متراکم		

که در این روابط:

ϕ = زاویه اصطکاک داخلی خاک

OCR = نسبت پیش تحکیم

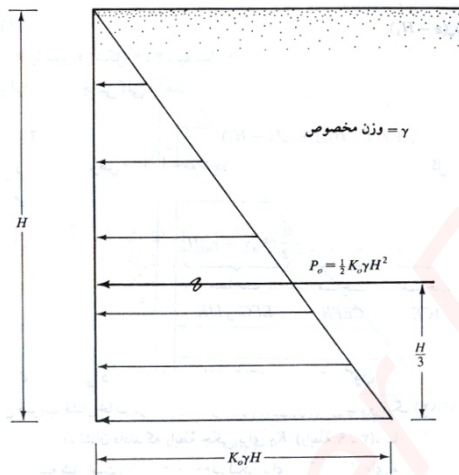
γ_d = وزن مخصوص خشک ماسه

γ_{dmin} = حداقل وزن مخصوص خشک ماسه

فشار جانبی در حالت سکون برای خاک خشک

شکل ۳-۷ توزیع فشار خاک در حالت سکون بر روی دیواری به ارتفاع H را نشان می دهد. نیروی کل بر واحد عرض دیوار P_o ، مساوی سطح زیر نمودار فشار می باشد. بنابراین:

$$P_o = \frac{1}{2} K_o \gamma H^2 \quad (۷-۷)$$



شکل ۳-۷ توزیع فشار خاک در حال سکون بر روی دیوار

فشار جانبی در حالت سکون برای خاک غوطه ور یا نیمه غوطه ور

شکل ۴-۷ الف- یک دیوار به ارتفاع H را نشان می دهد. سطح آب زیرزمینی در عمق H_1 از سطح زمین قرار دارد. برای $z \leq H_1$ فشار جانبی خاک در حالت سکون از رابطه $\sigma_h = K_o \gamma z$ به دست می آید. تغییرات σ_h با عمق توسط مثلث ACE در شکل ۴-۷ الف نشان داده شده است. لیکن برای $z \geq H_1$ (یعنی زیر سطح آب زیرزمینی)، فشار جانبی وارد بر دیوار، با استفاده از مولفه های تنش موثر و فشار آب حفره ای به صورت زیر محاسبه می شود:

$$\sigma'_v = \gamma H_1 + \gamma'(z - H_1) \quad (۸-۷)$$

که در آن $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$ ، وزن مخصوص غوطه ور (موثر) خاک است. بنابراین فشار جانبی موثر در حالت سکون برابر است با:

$$\sigma'_h = K_o \sigma'_v = K_o [\gamma H_1 + \gamma'(z - H_1)] \quad (۹-۷)$$

تغییرات σ'_h با عمق در شکل ۴-۷ الف توسط دوزنقه CEGB نشان داده شده است. با استفاده از اصول استاتیک سیالات، فشار جانبی به علت فشار آب حفره ای برابر است با:

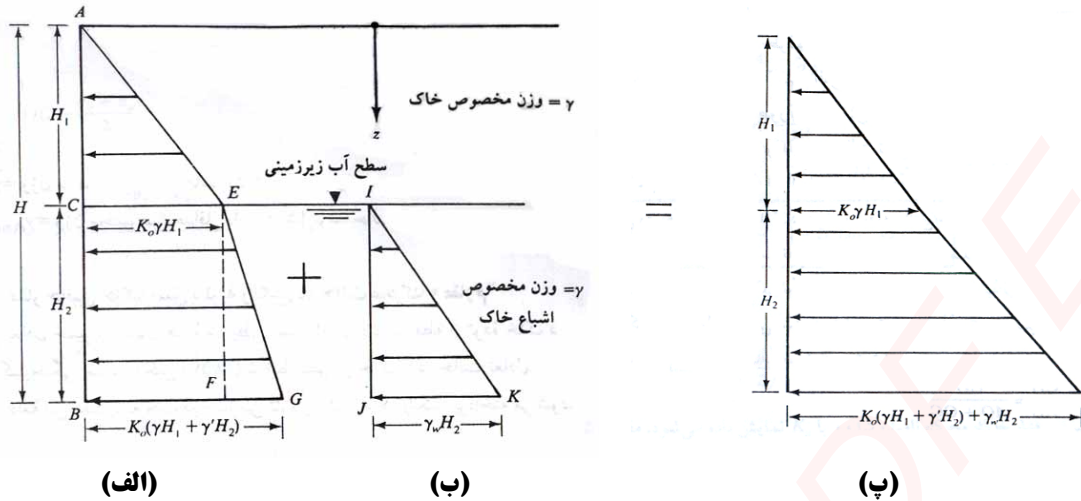
$$u = \gamma_w (z - H_1) \quad (۱۰-۷)$$

تغییرات u با عمق در شکل ۴-۷ ب نشان داده شده است.

بنابراین فشار جانبی کلی در عمق $z \geq H_1$ برابر است با:

$$\sigma_h = \sigma'_h + u = K_o [\gamma H_1 + \gamma'(z - H_1)] + \gamma_w (z - H_1) \quad (۱۱-۷)$$





شکل ۴-۷ توزیع فشار جانبی خاک در حال سکون برای خاک نیمه غوطه ور

مثال:

برای دیوار حائل نشان داده شده در شکل، مطلوب است تعیین نیروی جانبی خاک در حالت سکون وارد بر واحد طول دیوار و همچنین تعیین محل برآیند این نیرو.

$$c = 0 \rightarrow K_o = 1 - \sin \phi = 1 - \sin 30 = 0.5$$

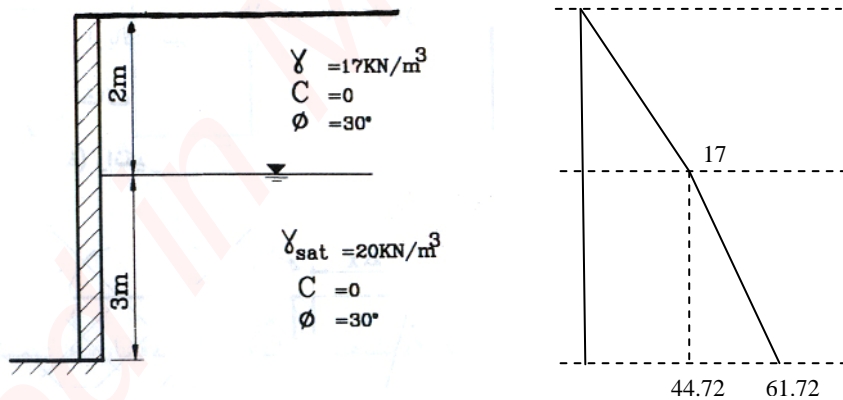
$$0 \leq z \leq 2 \rightarrow \sigma_v = \gamma z = 17z$$

$$2 \leq z \leq 5 \rightarrow \sigma_v = q + \gamma'z = 17 \times 2 + (20 - 9.81)z = 34 + 10.19z$$

$$0 \leq z \leq 2 \rightarrow \sigma_a = \sigma'_a = 0.5(17z) = 8.5z$$

$$0 \leq z \leq 3 \rightarrow \sigma_a = 0.5[17 \times 2 + (20 - 9.81)z] = 34 + 10.19z = 17 + 5.1z$$

$$0 \leq z \leq 3 \rightarrow u_w = \gamma_w \cdot z = 9.81z \rightarrow \sigma_a = \sigma'_a + u = 17 + 14.91z$$



با جایگذاری مقدار ارتفاع z در معادلات فوق توزیع فشار جانبی در ارتفاع دیوار مطابق شکل فوق بدست می آید. محاسبه نیروی وارد بر واحد طول دیوار:

$$P_o = (17 \times 2 \times 0.5) + (17 + 61.72) \times 3 \times 0.5 = 135.05 \text{ kN/m}$$

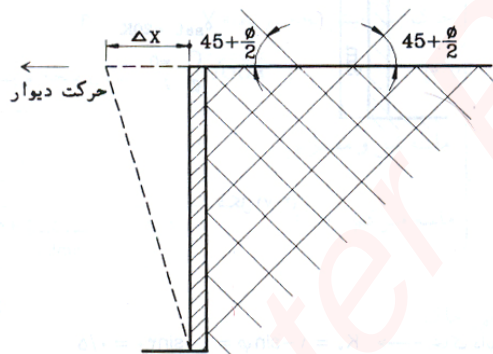
تعیین محل اثر برآیند نیرو (لنگر گیری نسبت به بالای دیوار):

$$\bar{z} = \frac{(17 \times 2 \times 0.5 \times 4/3) + (17 \times 3 \times 3.5) + (44.72 \times 3 \times 0.5 \times 4)}{(17 \times 2 \times 0.5) + (17 \times 3) + (44.72 \times 3 \times 0.5)} = 3.48 \text{ m}$$

۴-۷ | فشار جانبی خاک طبق نظریه رانکین در حالت محرک

چنانچه مطابق شکل ۵-۶ دیوار حرکتی در جهت نیروی وارد از طرف خاک پشت آن داشته باشد، فشار محرک ایجاد می گردد. در این حالت دیوار از خاک پشتش دور شده و فشار در پشت دیوار نسبت به حالت سکون کاهش می یابد. برای دیوار با سطح تماس بدون اصطکاک (طبق تئوری رانکین) در صورتی که $\Delta x = 0$ (میزان حرکت رو به جلوی دیوار) باشد، فشار افقی σ_h در عمق z مساوی $K_0 \sigma_v$ خواهد بود لیکن اگر $\Delta x > 0$ باشد σ_h کوچکتر از $K_0 \sigma_v$ خواهد شد و سرانجام در فشار جانبی σ_a توده خاک گسیخته خواهد شد بطوریکه سطوح لغزش در خاک زاویه $\pm(45 + \phi/2)$ با افق می سازد. σ_a را فشار محرک رانکین می نامند و طبق رابطه زیر محاسبه می شود:

$$\sigma_a = K_a \sigma_v - 2c\sqrt{K_a} \quad (12-7)$$



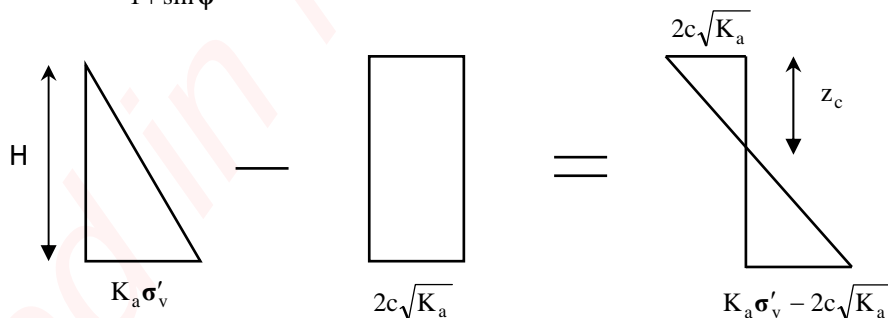
شکل ۵-۷

در این رابطه

σ_v = فشار قائم در نقطه مورد نظر که در صورت وجود آب به σ'_v (تنش موثر) تبدیل خواهد شد.

K_a = ضریب فشار محرک رانکین که از رابطه زیر تعیین می شود:

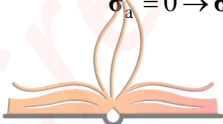
$$K_a = \tan^2(45 - \phi/2) = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \quad (13-7)$$



شکل ۶-۷

همانطور که در نمودار شکل (۶-۶) مشاهده می شود در $z=0$ فشار محرک مساوی $-2c\sqrt{K_a}$ می باشد که یک تنش کششی است و این تنش کششی با عمق کاهش یافته در $z=z_c$ مساوی صفر می شود. z_c را عمق ترک کششی می گویند و به صورت زیر بدست می آید:

$$\sigma_a = 0 \rightarrow \sigma_v K_a - 2c\sqrt{K_a} = 0 \rightarrow z_c = \frac{2c}{\gamma\sqrt{K_a}}$$



حال اگر بخواهیم نیروی محرک رانکین وارد بر واحد طول دیوار را بدست آوریم، دو حالت قابل تشخیص است:

۱. قبل از وقوع ترک کششی:

$$P_a = \frac{1}{2} \sigma_v K_a H - 2cH\sqrt{K_a} \quad (۱۴-۷)$$

۲. بعد از وقوع ترک کششی:

$$P_a = \frac{1}{2} (H - z_c) (\sigma_v K_a - 2c\sqrt{K_a}) \quad (۱۵-۷)$$


لازم به توضیح است که در هر دو حالت فوق لایه خاک خشک در نظر گرفته شده است.

نکته: 

در تئوری رانکین علاوه بر اینکه اصطکاک بین دیوار و سطح تماس در نظر گرفته نمی شود، قائم بودن دیوار و افقی بودن سطح خاک نیز جزء مفروضات می باشد.

نکته: 

برای ایجاد فشار محرک دیوار باید تغییر مکان جانبی کافی به سمت خارج داشته باشد. مقدار این تغییر مکان لازم، برای خاکریز دانه ای بین ۰/۰۱ تا ۰/۰۴ و برای خاک چسبنده بین ۰/۰۱ تا ۰/۰۴ ارتفاع دیوار می باشد.

مثال: 

با توجه به شکل زیر با فرض امکان تغییر مکان جانبی کافی برای دیوار، نیروی وارد بر واحد طول دیوار، قبل و بعد از وقوع ترک را محاسبه نمایید.

$$K_{a[1]} = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2(45 - 15) = \frac{1}{3}$$

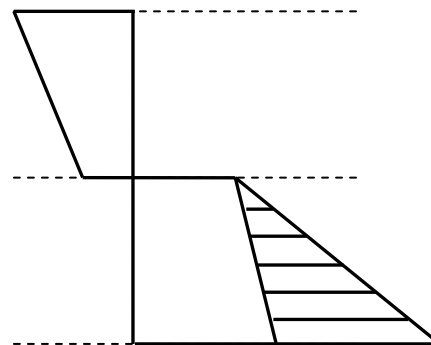
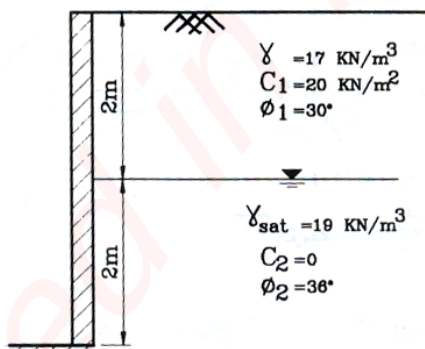
$$K_{a[2]} = \tan^2(45 - 18) = 0.26$$

$$\sigma_v = \sigma'_v = 17z \quad 0 \leq z \leq 2$$

تنش موثر قائم در لایه ۱:

$$\sigma'_v = 17 \times 2 + (19 - 9.81)z = 34 + 18.19z \quad 0 \leq z \leq 3$$

تنش موثر قائم در لایه ۲:



فشار محرک در لایه ۱:

$$\sigma_a = K_a \sigma'_v - 2c\sqrt{K_a} = 1/3 \times 17z = 1/3 \times (17z) - 2 \times 20 \times \sqrt{1/3} = 5.67z - 23.09$$

فشار محرک در لایه ۲:

$$\sigma_a = K_a \sigma'_v = 0.26 \times [34 + 18.19z] = 8.84 + 4.7294z$$

فشار آب حفره ای جانبی در لایه ۲:

$$u = \gamma_w \cdot z$$

با جایگذاری مقدار z در معادلات فوق توزیع فشار جانبی در ارتفاع دیوار بدست می آید.
محاسبه نیروی وارد بر واحد طول دیوار:

(الف) قبل از وقوع ترک کششی:

$$P_a = \left(\frac{-23.9 - 11.76}{2} \right) \times 2 + (8.84 + 33.24) \left(\frac{2}{2} \right) = 7.23 \text{ kN/m}$$

(ب) بعد از وقوع ترک کششی:

$$z_c = \frac{2c}{\gamma \sqrt{K_a}} = \frac{2 \times 20}{17 \times 0.577} = 4.075 \text{ m}$$

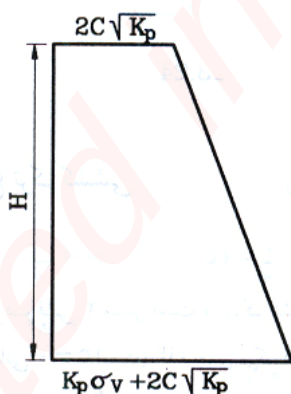
چون عمق لایه فوقانی ۲ متر است و ترک کششی فقط در این ناحیه رخ می دهد لذا عمق ترک کششی حداکثر می تواند ۲ متر باشد. بنابراین نمودار فشار تا عمق ۲ متر مساوی صفر و در عمق بزرگتر از ۲ متر مطابق شکل خواهد بود. در نتیجه:

$$P_a = (8.84 + 33.24) \left(\frac{2}{2} \right) = 42.08 \text{ kN/m}$$

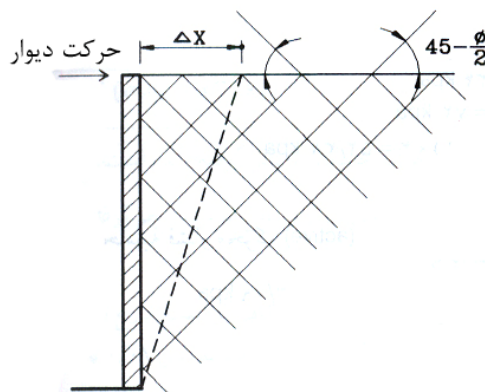
۵-۷ | فشار جانبی خاک طبق نظریه رانکین در حالت مقاوم (Passive)

چنانچه دیوار بر عکس حالت محرک، به سمت توده خاکی حرکت کند (شکل ۷-۷)، فشار مقاوم در خاک ایجاد می شود. در این حالت با نزدیک شدن دیوار به توده خاک، فشار خاک در پشت دیوار نسبت به حالت سکون افزایش می یابد و بیشتر از $K_0 \sigma_v$ خواهد شد. با افزایش Δx (میزان حرکت دیواره به سمت توده خاک) فشار افقی σ_h همچنان افزایش می یابد تا بالاخره در σ_p خاک گسیخته شود به طوری که سطوح لغزش در خاک زاویه $\pm(45 - \phi/2)$ با افق می سازد. σ_p را فشار مقاوم رانکین می نامند و طبق رابطه زیر محاسبه می شود:

$$\sigma_p = \sigma_v K_p + 2c \sqrt{K_p} \quad (۷-۱۶)$$



(ب)



(الف)

شکل ۷-۷ فشار مقاوم رانکین



که در این رابطه:

σ_v = فشار قائم در نقطه مورد نظر که در صورت وجود آب به σ'_v (تنش موثر) تبدیل خواهد شد.
 K_p = ضریب فشار مقاوم رانکین که از رابطه زیر تعیین می گردد:

$$K_p = \tan^2(45 + \phi/2) \quad (17-7)$$

برای بدست آوردن نیروی مقاوم رانکین وارد بر واحد طول دیوار با محاسبه سطح زیر نمودار ارتفاع-فشار خواهیم داشت:

$$P_p = \frac{1}{2} \sigma_v K_p H + 2cH\sqrt{K_p} \quad (18-7)$$


نکته: 

مقدار تغییرمکان جانبی کافی برای ایجاد فشار مقاوم رانکین به شرح زیر می باشد:

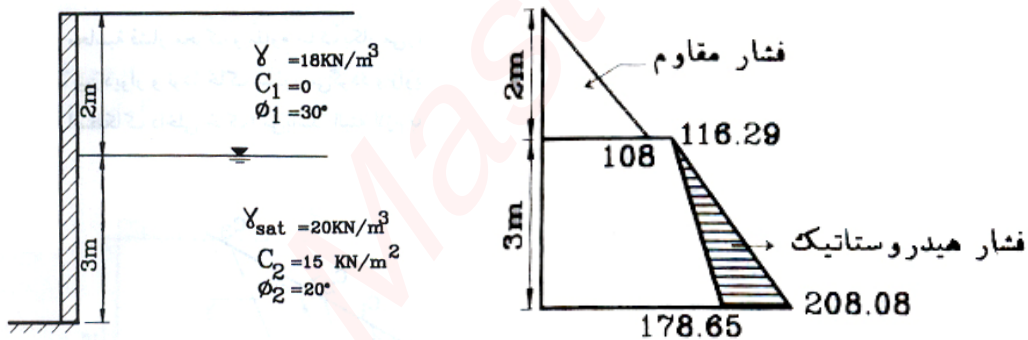
ماسه متراکم 0.005H ماسه شل 0.01H

رس سفت 0.01H رس نرم 0.05H

در این روابط H ارتفاع دیوار حائل می باشد.

مثال: 

در شکل زیر دیواری به ارتفاع ۵ متر نشان داده شده است. مطلوب است تعیین فشار مقاوم رانکین برای واحد طول دیوار.



محاسبه ضریب فشار مقاوم K_p :

$$K_{p[1]} = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) = \tan^2(45 + 15) = 3$$

$$K_{p[2]} = \tan^2(45 + 10) = \tan^2(45 + 10) = 2.04$$

محاسبه فشار قائم:

$$0 \leq z \leq 2 \rightarrow \sigma_v = \gamma z = 18z$$

$$0 \leq z \leq 3 \rightarrow \sigma'_v = q + \gamma'z = 18 \times 2 + (20 - 9.81)z = 36 + 10.19z$$

محاسبه فشار مقاوم (Passive)

$$\sigma_p = \sigma_v K_p + 2c\sqrt{K_p}$$

$$0 \leq z \leq 2 \rightarrow \sigma_p = 3 \times 18z = 54z$$

$$0 \leq z \leq 3 \rightarrow \sigma_p = 2.04(36 + 10.19z) + 2 \times 15\sqrt{2.04} \rightarrow 73.44 + 20.79z + 42.85 = 116.29 + 20.79z$$

$$0 \leq z \leq 3 \rightarrow u = \gamma_w z = 9.81z$$

با قرار دادن مقدار در معادلات فوق توزیع فشار مقاوم در ارتفاع دیوار بدست می آید.



مثال: 

مطلوب است محاسبه نیروی محرک رانکین بر واحد عرض دیوار نشان داده شده در شکل ۷-۸-الف. همچنین محل برآیند را نیز تعیین نمایید.

$$c = 0 \rightarrow \sigma_a = K_a \sigma_v = K_a \gamma z$$

$$K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 (45 + 15) = \frac{1}{3}$$

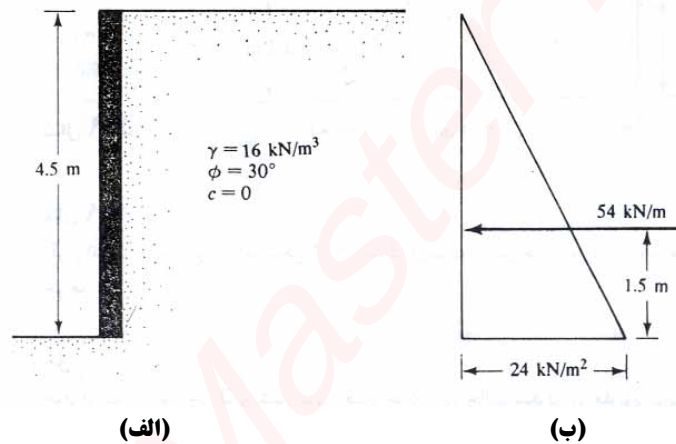
در عمق $z = 0$ ، $\sigma_a = 0$ و در عمق $z = 4.5$ داریم:

$$\sigma_a = \frac{1}{3} \times 16 \times 4.5 = 24 \text{ kN/m}^2$$


توزیع فشار محرک در شکل ۷-۸-ب نشان داده شده است. فشار محرک کل برای واحد عرض دیوار برابر خواهد شد با:

$$P_a = \frac{1}{2} \times 4.5 \times 24 = 54 \text{ kN/m}$$

با توجه به اینکه توزیع فشار خطی است، محل برآیند در یک سوم ارتفاع از پای دیوار یعنی $1/5$ متری آن قرار خواهد داشت.



شکل ۷-۸

مثال: 

برای دیوار حائل شکل ۷-۸-ب فشار مقاوم رانکین بر واحد عرض دیوار چقدر خواهد بود؟

$$c = 0$$

$$\sigma_p = K_p \sigma_v = K_p \cdot \gamma z$$

$$K_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = \frac{1 + 0.5}{1 - 0.5} = 3$$

در عمق $z = 0$ ، $\sigma_p = 0$ و در عمق $z = 4.5 \text{ m}$ داریم:

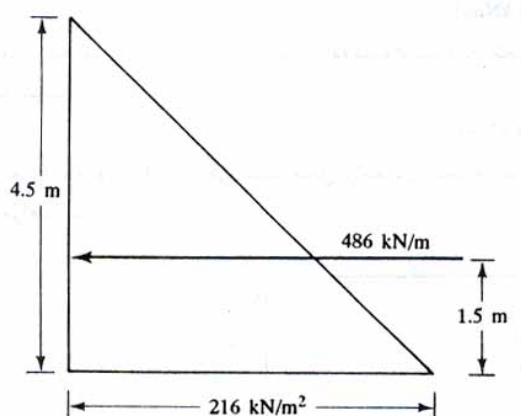
$$\sigma_p = 3 \times 16 \times 4.5 = 216 \text{ kN/m}^2$$

در شکل زیر توزیع فشار مقاوم در پشت دیوار نشان داده شده است. با محاسبه مساحت زیر این نمودار، فشار کل برای واحد عرض دیوار به دست می آید:

$$P_p = \frac{1}{2} \times 4.5 \times 216 = 486 \text{ kN/m}$$

محل تاثیر برآیند فوق در ثلث ارتفاع از قاعده دیوار یعنی $1/5$ متری آن است.





مثال:

اگر از انتقال جانبی دیوار حائل شکل ۷-۸ جلوگیری شود. نیروی جانبی وارد بر واحد عرض دیوار چقدر خواهد بود؟

حل: چون از انتقال دیوار جلوگیری شده است، فشار خاکریز در حالت سکون خواهد بود بنابراین:

$$\sigma_h = K_o \sigma_v = K_o \gamma z$$

$$K_o = 1 - \sin \phi$$

یا

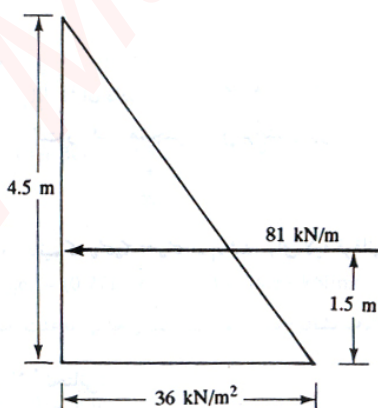
$$K_o = 1 - \sin 30 = 0.5$$

در عمق $z = 0$ ، $\sigma_h = 0$ و در عمق $z = 4.5\text{m}$ خواهیم داشت:

$$\sigma_h = 0.5 \times 4.5 \times 16 = 36 \text{ kN/m}^2$$

نمودار توزیع فشار در شکل زیر نشان داده شده است. فشار برآیند برابر است با:

$$P_o = \frac{1}{2} \times 4.5 \times 36 = 81 \text{ kN/m}$$



مثال:

دیوار حائلی به ارتفاع ۴ متر با خاکریزی از ماسه خشک مفروض است. سطح خاکریز افقی و مشخصات آن به قرار زیر است:

$$\phi = 37^\circ$$

$$\gamma = 16.98 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{d(\min)} = 15.41 \text{ kN/m}^3$$



اگر از حرکت جانبی دیوار جلوگیری شده باشد، مطلوب است تعیین:

(الف) تعیین نیروی جانبی وارد بر واحد عرض دیوار با استفاده از رابطه $K_o = 1 - \sin \phi$

(ب) تعیین نیروی جانبی وارد بر واحد عرض دیوار با استفاده از رابطه $K_o = (1 - \sin \phi) + [\gamma_d / \gamma_{d(\min)} - 1] \times 5.5$

حل:

(الف) با استفاده از رابطه ۵-۷ داریم:

$$K_o = 1 - \sin \phi = 1 - \sin 37 = 0.398$$

حال با استفاده از (الف) می توان نوشت:

$$P_o = \frac{1}{2} K_o \gamma H^2 = 0.5(0.398)(16.98)(4)^2 = 54.06 \text{ kN/m}$$

(ب) با استفاده از رابطه (ب) داریم:

$$K_o = (1 - \sin \phi) + \left[\frac{\gamma_d}{\gamma_{d(\min)}} - 1 \right] 5.5 = (1 - \sin 37) + \left[\frac{16.98}{15.41} - 1 \right] 5.5 = 0.398 + 0.56 = 0.958$$

$$P_o = \frac{1}{2} K_o \gamma H^2 = 0.5(0.958)(16.98)(4)^2 = 130.13 \text{ kN/m}$$

مثال

برای دیوار حائل نشان داده شده در شکل ۷-۹ الف مطلوب است تعیین نیروی محرک بر واحد عرض دیوار در حالت رانکین. همچنین محل برآیند را نیز بدست آورید.

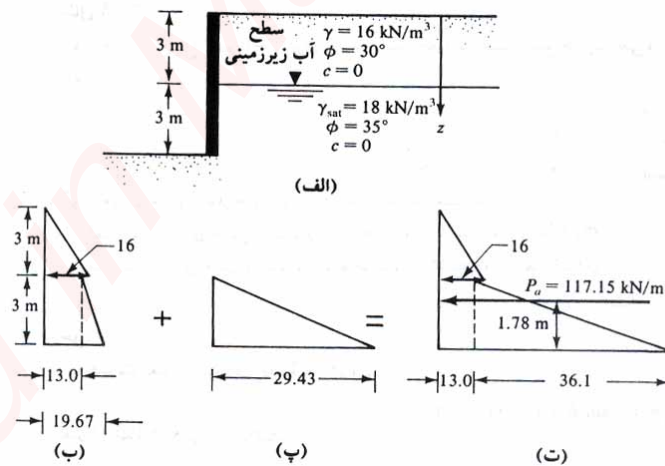
حل:

با $c = 0$ می دانیم که $\sigma'_a = K_a \sigma'_v$ می باشد. برای لایه فوقانی خاک، ضریب فشار محرک رانکین برابر است با:

$$K_a = K_{a(1)} = \frac{1 - \sin 30}{1 + \sin 30} = \frac{1}{3}$$

برای لایه تحتانی:

$$K_a = K_{a(2)} = \frac{1 - \sin 35}{1 + \sin 35} = \frac{0.4264}{1.5736} = 0.271$$



شکل ۷-۹

در $z = 0$ ، $\sigma_v = \sigma'_v$ و در $z = 3$ (بلافاصله بالای سطح آب زیرزمینی) خواهیم داشت:

$$\sigma'_v = 3 \times 16 = 48 \text{ kN/m}^2$$

بنابراین:

$$\sigma_a = \sigma'_a = K_{a(1)} \sigma'_v = \frac{1}{3} \times 48 = 16 \text{ kN/m}^2$$

در $z = 3$ (بلافاصله در زیر سطح آب زیرزمینی)

$$\sigma_v = \sigma'_v = 3 \times 16 = 48 \text{ kN/m}^2$$

و

$$\sigma_a = \sigma'_a = K_{a(2)} \sigma'_v = 0.271 \times 48 = 13 \text{ kN/m}^2$$

در عمق $z = 6 \text{ m}$

$$\sigma'_v = 3 \times 16 + 3(19 - 9.81) = 72.57 \text{ kN/m}^2$$

و

$$\sigma'_a = K_{a(2)} \sigma'_v = 0.271 \times 72.57 = 19.67 \text{ kN/m}^2$$

تغییرات σ'_a با عمق در شکل ۷-۹-ب نشان داده شده است. فشار جانبی به علت آب حفره ای به صورت زیر محاسبه می شود:

در عمق $z = 0, u = 0$

در عمق $z = 3 \text{ m}, u = 0$

در عمق $z = 6 \text{ m}, u = 3 \times \gamma_w = 3 \times 9.81 = 29.43 \text{ kN/m}^2$

تغییرات u با عمق در شکل ۷-۹-پ و تغییرات σ_a (تنش محرک کل) در شکل ۷-۹-ت نشان داده شده است. بنابراین:

$$P_a = \frac{1}{2} \times 3 \times 16 + 3 \times 13 + \frac{1}{2} \times 3 \times 36.1 = 24 + 39 + 54.15 = 117.15 \text{ kN/m}$$

با لنگر گیری حول پای دیوار، محل برآیند به دست می آید:

$$\bar{z} = \frac{24 \left(3 + \frac{3}{5} \right) + 39 \left(\frac{3}{2} \right) + 54 \left(\frac{3}{3} \right)}{117.15} = 1.78 \text{ m}$$

مثال

یک دیوار حائل با خاکریزی از رس اشباع نرم در شکل ۷-۱۰-الف نشان داده شده است. برای شرایط زهکشی نشده خاکریز $(\phi = 0)$ مطلوب است:

(الف) حداکثر عمق ترک کششی

(ب) P_a قبل از وقوع ترک کششی

(پ) P_a بعد از وقوع ترک کششی

حل: چون $\phi = 0$ است، $K_a = \tan^2(45) = 1$ و $c = c_u$ خواهد بود. بنابراین می توان نوشت:

$$\sigma_a = \gamma z - 2c_u$$

در عمق $z = 0$ ، $\sigma_a = -2(16.77) = -33.54 \text{ kN/m}^2$

در عمق $z = 6 \text{ m}$ ، $\sigma_a = 15.72 \times 6 - 2(16.77) = 60.78 \text{ kN/m}^2$

(الف) عمق ترک کششی برابر است با:

$$z_c = \frac{2c_u}{\gamma} = \frac{2 \times 16.77}{15.72} = 2.13 \text{ m}$$

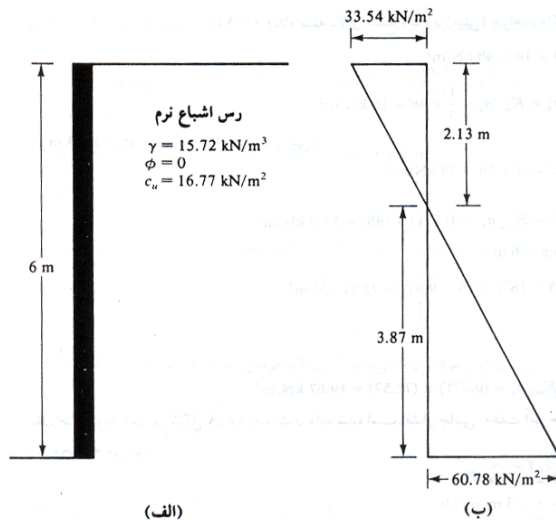
(ب) قبل از وقوع ترک کششی:

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 - 2c_u H = \frac{1}{2} (15.77) 6^2 - 2(16.77) \times 6 = 282.96 - 201.24 = 81.72 \text{ kN/m}$$

(پ) بعد از وقوع ترک کششی:

$$P_a = \frac{1}{2} (6 - 2.13)(60.78) = 117.6 \text{ kN/m}$$





شکل ۷-۱۰

مثال:

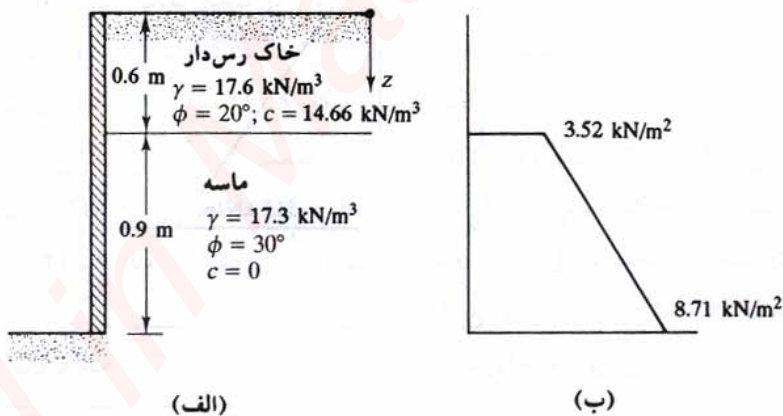
برای دیوار حائل نشان داده شده در شکل ۷-۱۱ مطلوب است تعیین P_a بعد از تشکیل ترک کششی.

حل:

برای لایه فوقانی:

$$K_a = K_{a(1)} = \tan^2\left(45 - \frac{20}{2}\right) = 0.49$$

$$z_c = \frac{2c}{\gamma\sqrt{K_a}} = \frac{2 \times 14.66}{17.6\sqrt{0.49}} = 2.83$$



شکل ۷-۱۱

با توجه به اینکه عمق لایه رسی ۰/۶ متر می باشد، ترک کششی در تمام ضخامت آن به وجود می آید.

$$K_a = K_{a(2)} = \tan^2\left(45 - \frac{30}{2}\right) = \frac{1}{3}$$

$$z = 0.6\text{m}$$

$$\sigma_v = \sigma'_v = 0.6 \times 17.6 = 10.56 \text{ kN/m}^2$$

در نتیجه:

$$\sigma_a = \sigma'_a = \sigma'_v K_{a(2)} = 10.56 \times \frac{1}{3} = 3.52 \text{ kN/m}^2$$



$$z = 1.5\text{m}$$

$$\sigma_v = \sigma'_v = 0.6 \times 17.6 + 0.9 \times 17.3 = 26.13\text{kN/m}^2$$

$$\sigma_a = \sigma'_a = \sigma'_v K_{a(2)} = 26.13 \times \frac{1}{3} = 8.71\text{kN/m}^2$$

در شکل ۷-۱۱-ب، نمودار توزیع فشار بعد از وقوع ترک نشان داده شده است. از این نمودار داریم:

$$P_a = \left(\frac{1}{2}\right)(3.52 + 8.71)(0.9) = 5.504\text{kN/m}$$

مثال: 

در شکل ۷-۱۲-الف یک دیوار حائل بدون اصطکاک نشان داده شده است. مطلوب است تعیین فشار مقاوم P_p در روی خاکریز و محل برآیند نیروی مقاوم.

حل:

$$\phi = 26^\circ$$

$$K_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = \frac{1 + \sin 26}{1 - \sin 26} = \frac{1.4384}{0.5616} = 2.56$$

$$\sigma_p = K_p \sigma_v + 2c\sqrt{K_p}$$

در عمق $z = 0$ ، $\sigma_v = 10\text{kN/m}^2$

$$\sigma_p = 2.56 \times 10 + 2 \times 8 \times \sqrt{2.56} = 25.6 + 25.6 = 51.2\text{kN/m}^2$$

در عمق $z = 4\text{m}$ ، $\sigma_v = (10 + 4 \times 15) = 70\text{kN/m}^2$

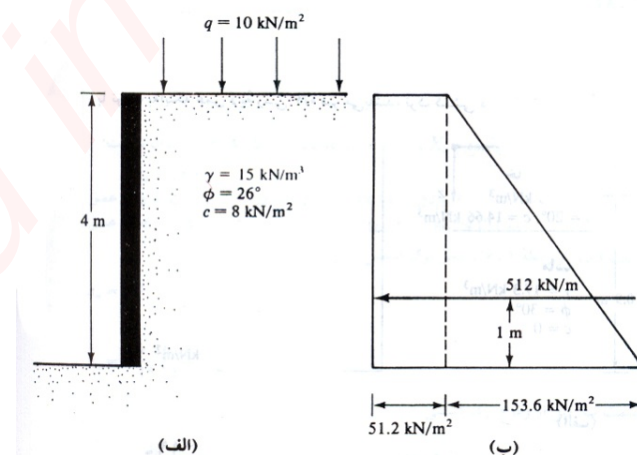
$$\sigma_p = 2.56 \times 70 + 2 \times 8 \times \sqrt{2.56} = 204.8\text{kN/m}^2$$

توزیع فشار در شکل ۷-۱۲-ب نشان داده شده است. نیروی مقاوم بر واحد عرض دیوار برابر است با:

$$P_p = 51.2 \times 2 + 0.5 \times 4 \times 153.6 = 204.8 + 307.2 = 512\text{kN/m}$$

محل برآیند با لنگرگیری نمودار فشار در حول پای دیوار به دست می آید:

$$\bar{z} = \frac{(25.6 + 204.8) \left(\frac{4}{2}\right) + \frac{1}{2} \times 153.6 \times \frac{4}{3}}{512.18} = \frac{102.4 + 409.6}{512} = 1\text{m}$$



شکل ۷-۱۲

۶-۷ | فشار محرک و مقاوم رانکین برای خاکریز با سطح شیبدار

اگر خاکریز یک دیوار حائل بدون اصطکاک، خاک دانه ای باشد ($c = 0$) و سطح خاکریز زاویه α با افق بسازد (شکل ۷-۱۳) ضریب فشار محرک خاک، K_a به شکل زیر تعریف می شود:

$$K_a = \cos \alpha \frac{\cos \alpha - \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}}{\cos \alpha + \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}} \quad (۷-۱۹)$$

که در آن ϕ زاویه اصطکاک داخلی خاک است.

در عمق مشخص z ، فشار محرک رانکین به صورت زیر تعریف می شود:

$$\sigma_a = \gamma z K_a \quad (۷-۲۰)$$

که با توجه به آن نیروی وارد بر واحد طول دیوار برابر می شود با:

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

مطابق شکل ۷-۱۳ امتداد نیروی برآیند P_a زاویه α با افق می سازد و نقطه اثر آن، به فاصله $H/3$ از پای دیوار قرار دارد. در جدول ۷-۱ مقادیر ضریب فشار محرک K_a برای مقادیر مختلف α و ϕ ارائه شده است.

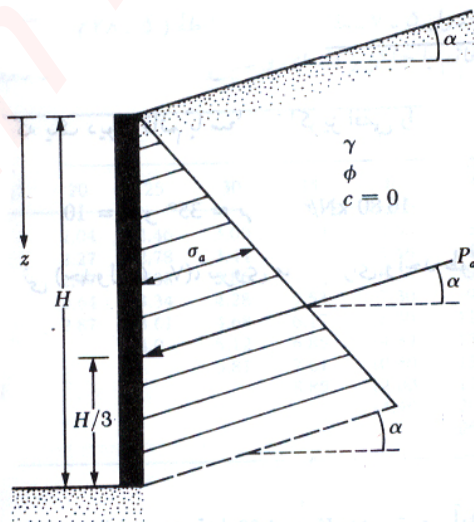
به روشی مشابه نیروی مقاوم رانکین برای دیواری بدون اصطکاک با ارتفاع H و خاکریز دانه ای با سطح شیبدار، طبق رابطه زیر تعریف می شود:

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p$$

که در آن K_p ضریب فشار مقاوم رانکین بوده و طبق رابطه زیر تعریف می شود:

$$K_p = \cos \alpha \frac{\cos \alpha + \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}}{\cos \alpha - \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}} \quad (۷-۲۱)$$

همانند حالت نیروی محرک، امتداد نیروی برآیند P_p با خط افق زاویه α می سازد و نقطه اثر آن به فاصله $H/3$ از پای دیوار قرار داد. در جدول ۷-۲ مقادیر ضریب فشار مقاوم K_p برای مقادیر مختلف α و ϕ ارائه شده است.



شکل ۷-۱۳ فشار محرک رانکین (دیوار بدون اصطکاک و خاکریز دانه ای با سطح شیبدار)

جدول ۷-۱ ضریب فشار محرک رانکین

↓ α (deg)	φ (deg) →						
	28	30	32	34	36	38	40
0	0.361	0.333	0.307	0.283	0.260	0.238	0.217
5	0.366	0.337	0.311	0.286	0.262	0.240	0.219
10	0.380	0.350	0.321	0.294	0.270	0.246	0.225
15	0.409	0.373	0.341	0.311	0.283	0.258	0.235
20	0.461	0.414	0.374	0.338	0.306	0.277	0.250
25	0.573	0.494	0.434	0.385	0.343	0.307	0.275

جدول ۷-۲ ضریب فشار مقاوم رانکین

↓ α (deg)	φ (deg) →						
	28	30	32	34	36	38	40
0	2.770	3.000	3.255	3.537	3.852	4.204	4.599
5	2.715	2.943	3.196	3.467	3.788	4.136	4.527
10	2.551	2.775	3.022	3.295	3.598	3.937	4.316
15	2.284	2.502	2.740	3.003	3.293	3.615	3.977
20	1.918	2.132	2.362	2.612	2.886	3.189	3.526
25	1.434	1.664	1.894	2.135	2.394	2.676	2.987

۷-۷ | فشار جانبی خاک طبق نظریه کولمب در حالت محرک

در محاسبات فشار جانبی خاک طبق نظریه رانکین از اصطکاک بین خاک و دیوار طرف نظر می شود. در سال ۱۷۷۶ کولمب نظریه ای برای محاسبات فشار جانبی خاک های دانه ای ارائه داد که در آن اصطکاک بین دیوار و خاک منظور می گردد.

پارامترهای به کار رفته در این نظریه در شکل ۷-۱۴ نشان داده شده اند. وجه پشتی دیوار حائل نشان داده شده در این شکل زاویه β با افق می سازد. خاکریز این دیوار دانه ای (غیر چسبنده) بوده و سطح آن زاویه α با افق می سازد. زاویه اصطکاک خاک و دیوار نیز δ در نظر گرفته شده است.

با توجه به این شکل:

$$W = \text{وزن گوه گسیختگی}$$

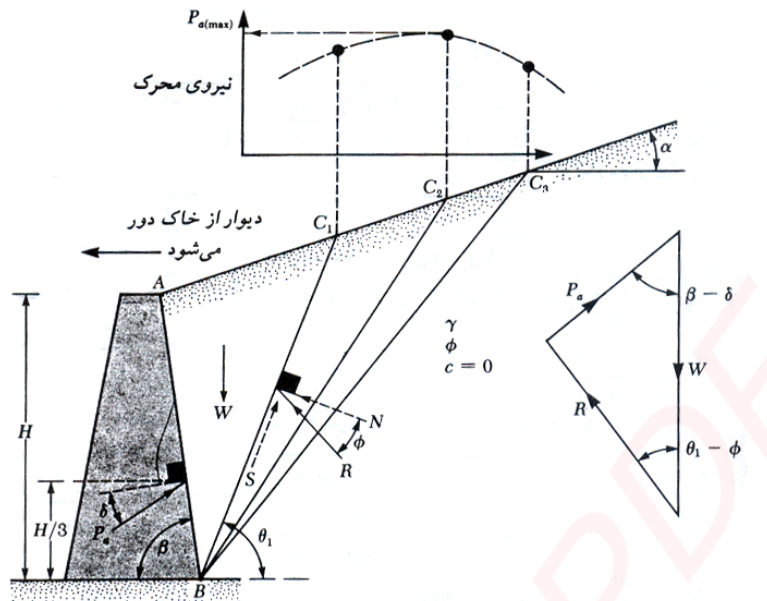
R = برآیند نیروی قائم و نیروی برشی مقاوم در امتداد سطح لغزش است که زاویه φ با امتداد قائم بر سطح لغزش می سازد.

P_a = نیروی محرک برای واحد طول دیوار که زاویه δ با قائم بر وجه پشتی دیوار می سازد.

مقدار حداکثر P_a طبق نظریه محرک کولمب را با استفاده از رابطه زیر می توان بدست آورد:

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





شکل ۷-۱۴ فشار محرک کولمب

که در این رابطه K_a ضریب فشار محرک کولمب بوده و به صورت زیر بدست می آید:

$$K_a = \frac{\sin^2(\beta + \phi)}{\sin^2 \beta \cdot \sin(\beta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \delta)}{\sin(\beta - \delta) \cdot \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (۲۲-۷)$$

در این رابطه H ارتفاع دیوار است.

در جدول ۷-۳ مقادیر ضریب فشار محرک کولمب برای دیوار با وجه پشتی قائم ($\beta = 90^\circ$) و خاک ریز با سطح افقی ارائه شده است. نقطه اثر P_a در ثلث ارتفاع دیوار از پای دیوار قرار دارد و با افق زاویه δ می سازد.

جدول ۷-۳ مقادیر ضریب فشار محرک کولمب برای $\beta = 90^\circ$ و $\alpha = 0^\circ$

ϕ (deg)	δ (deg)					
	0	5	10	15	20	25
28	0.3610	0.3448	0.3330	0.3251	0.3203	0.3186
30	0.3333	0.3189	0.3085	0.3014	0.2973	0.2956
32	0.3073	0.2945	0.2853	0.2791	0.2755	0.2745
34	0.2827	0.2714	0.2633	0.2579	0.2549	0.2542
36	0.2596	0.2497	0.2426	0.2379	0.2354	0.2350
38	0.2379	0.2292	0.2230	0.2190	0.2169	0.2167
40	0.2174	0.2098	0.2045	0.2011	0.1994	0.1995
42	0.1982	0.1916	0.1870	0.1841	0.1828	0.1831

در طراحی دیوارهای حائل، مقدار δ بین $\frac{1}{2}\phi$ تا $\frac{2}{3}\phi$ انتخاب می شود. در جدول ۷-۴ ضریب فشار محرک کولمب برای مقادیر مختلف ϕ ، α و β با $\delta = \frac{2}{3}\phi$ ارائه شده است. این جدول برای مقاصد طراحی خیلی مفید است.

جدول ۴-۷ مقادیر ضریب فشار محرک کولمب

(توجه: $\delta = \frac{2}{3}\phi$ فرض شده است)

α (deg)	ϕ (deg)	β (deg)					
		90	85	80	75	70	65
0	28	0.3213	0.3588	0.4007	0.4481	0.5026	0.5662
	30	0.2973	0.3349	0.3769	0.4245	0.4794	0.5435
	32	0.2750	0.3125	0.3545	0.4023	0.4574	0.5220
	34	0.2543	0.2916	0.3335	0.3813	0.4367	0.5017
	36	0.2349	0.2719	0.3137	0.3615	0.4170	0.4825
	38	0.2168	0.2535	0.2950	0.3428	0.3984	0.4642
	40	0.1999	0.2361	0.2774	0.3250	0.3806	0.4468
5	28	0.3431	0.3845	0.4311	0.4843	0.5461	0.6191
	30	0.3165	0.3578	0.4043	0.4575	0.5194	0.5926
	32	0.2919	0.3329	0.3793	0.4324	0.4943	0.5678
	34	0.2691	0.3097	0.3558	0.4088	0.4707	0.5443
	36	0.2479	0.2881	0.3338	0.3866	0.4484	0.5222
	38	0.2282	0.2679	0.3132	0.3656	0.4273	0.5012
	40	0.2098	0.2489	0.2937	0.3458	0.4074	0.4814
10	28	0.3702	0.4164	0.4686	0.5287	0.5992	0.6834
	30	0.3400	0.3857	0.4376	0.4974	0.5676	0.6516
	32	0.3123	0.3575	0.4089	0.4683	0.5382	0.6220
	34	0.2868	0.3314	0.3822	0.4412	0.5107	0.5942
	36	0.2633	0.3072	0.3574	0.4158	0.4849	0.5682
	38	0.2415	0.2846	0.3342	0.3921	0.4607	0.5438
	40	0.2214	0.2637	0.3125	0.3697	0.4379	0.5208
15	28	0.4065	0.4585	0.5179	0.5869	0.6685	0.7671
	30	0.3707	0.4219	0.4804	0.5484	0.6291	0.7266
	32	0.3384	0.3387	0.4462	0.5134	0.5930	0.6895
	34	0.3091	0.3584	0.4150	0.4811	0.5599	0.6554
	36	0.2823	0.3306	0.3862	0.4514	0.5295	0.6239
	38	0.2578	0.3050	0.3596	0.4238	0.5006	0.5949
	40	0.2353	0.2813	0.3349	0.3981	0.4740	0.5672
20	28	0.4602	0.5205	0.5900	0.6715	0.7690	0.8810
	30	0.4142	0.4728	0.5403	0.6196	0.7144	0.8303
	32	0.3742	0.4311	0.4968	0.5741	0.6667	0.7800
	34	0.3388	0.3941	0.4581	0.5336	0.6241	0.7352
	36	0.3071	0.3609	0.4233	0.4970	0.5857	0.6948
	38	0.2787	0.3308	0.3916	0.4637	0.5587	0.6580
	40	0.2529	0.3035	0.3627	0.4331	0.5185	0.6243
	42	0.2294	0.2784	0.3360	0.4050	0.4889	0.5931

مثال: 

برای دیوار شکل ۷-۱۴ با داده های زیر نیروی محرک واحد طول دیوار را با استفاده از نظریه فشار محرک کولمب محاسبه نمایید. $\delta = \frac{2}{3}\phi$ ، $\phi = 30^\circ$ ، $\gamma = 16.5 \text{ kN/m}^3$ ، $H = 4.6 \text{ m}$ ، $\beta = 90^\circ$ ، $\alpha = 0$ ، $c = 0$.

حل:

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

از جدول ۴-۷ مقدار $K_a = 0.297$ بدست می آید. در نتیجه:

$$P_a = 0.5 \times 0.297 \times 16.5 \times 4.6^2 = 51.85 \text{ kN/m}$$

۸-۷ | پایداری دیوارهای حائل

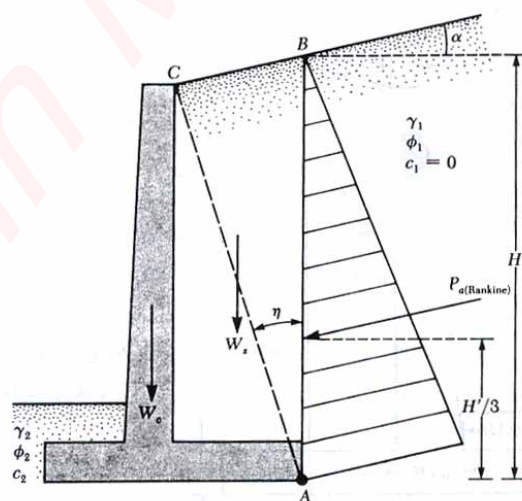
در بخش های قبلی، نظریه های پایه برای محاسبه فشار جانبی خاک ارائه شد. برای کاربرد این نظریه ها در طراحی، باید فرض های ساده کننده چندی به خدمت گرفته شود. در حالت دیوارهای حائل طره ای، اگر برای کنترل پایداری از نظریه رانکین استفاده شود، لازم است مطابق شکل ۷-۱۵ الف خط قائم AB از نقطه A واقع در لبه خارجی پاشنه رسم شود. فرض می شود که شرایط محرک رانکین در امتداد صفحه AB برقرار است. در نتیجه به کمک رابطه رانکین می توان فشار جانبی را در وجه AB محاسبه نمود. در محاسبات پایداری باید نیروی $P_{a(Rankine)}$ ، وزن خاک بالای پاشنه W_s و وزن بتن W_c در نظر گرفته شوند.

اگر تیغه دیوار حائل، ممانعتی در مقابل ناحیه برشی محدود شده توسط خط AC ایجاد ننماید، فرض برقراری فشار محرک رانکین در امتداد وجه AB به طور نظری صحیح است. رابطه η که خط AC با قائم می سازد، توسط رابطه زیر تعریف می شود:

$$\eta = 45 + \frac{\alpha}{2} - \frac{\phi}{2} - \sin^{-1} \left(\frac{\sin \alpha}{\sin \phi} \right) \quad (7-23)$$

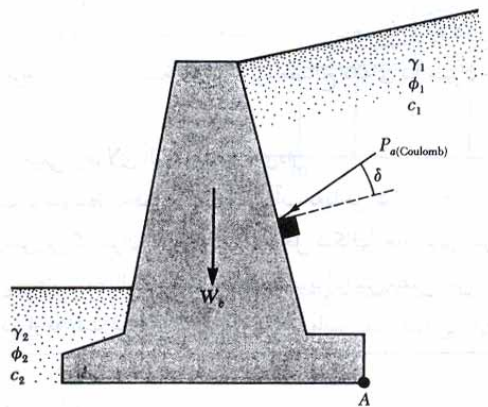
مطابق شکل ۷-۱۵ ب برای دیوارهای حائل وزنی نیز می توان تحلیل مشابهی انجام داد. در این حالت مطابق شکل ۷-۱۵ پ از نظریه کولمب هم می توان استفاده کرد. اگر از نظریه فشار محرک کولمب استفاده شود، فقط لازم است نیروهای $P_{a(Coulomb)}$ و وزن W_c دیوار در محاسبات پایداری در نظر گرفته شوند.

در طراحی دیوارهای حائل معمولی، با اتخاذ تدابیر لازم برای زهکشی می توان از فشار هیدرواستاتیک آب زیرزمینی اجتناب کرد (البته به شرط اطمینان از برقرار بودن دائمی سیستم زهکشی).

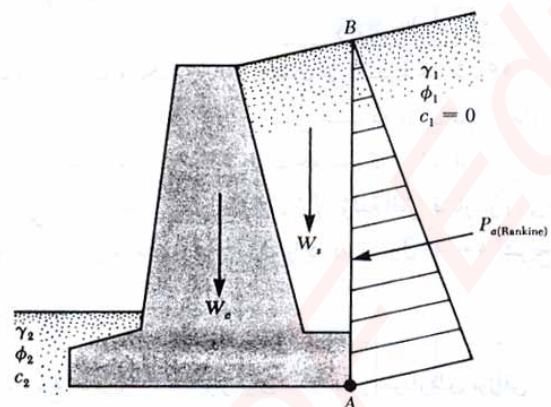


(الف)

شکل ۷-۱۵ فرضیات تعیین فشار جانبی خاک (الف) دیوار حائل طره ای (ب و پ) دیوار حائل وزنی



(پ)



(ب)

شکل ۷-۱۵ فرضیات تعیین فشار جانبی خاک (الف) دیوار حائل طره ای (ب و پ) دیوار حائل وزنی

۹-۷ | کنترل پایداری

برای کنترل پایداری دیوارهای حائل، انجام گام های زیر ضروری است:

۱. کنترل در مقابل واژگونی در حول پنجه
۲. کنترل در مقابل لغزش در امتداد پایه
۳. کنترل برای ظرفیت باربری پایه
۴. کنترل برای نشست
۵. کنترل برای پایداری کلی

در این بخش روش های کنترل واژگونی، لغزش و جابجایی و ظرفیت باربری مورد بحث قرار می گیرند.

کنترل برای واژگونی

در شکل ۷-۱۵ نیروهای وارد بر یک دیوار حائل طره ای و دیوار حائل وزنی با فرض فشار محرک رانکین موثر بر سطح قائم مار بر انتهای پاشنه دیوار نشان داده شده است. P_p فشار مقاوم در جلوی پنجه می باشد که مقدار آن از رابطه زیر بدست می آید:

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma_2 D^2 + 2c_2 \sqrt{K_p} D \quad (۲۴-۷)$$

γ_2 = وزن مخصوص خاک واقع در جلوی پنجه

K_p = ضریب فشار مقاوم رانکین $\tan^2(45 + \phi/2)$

c_2, ϕ_2 = به ترتیب زاویه اصطکاک داخلی و چسبندگی خاک جلوی پنجه

ضریب اطمینان در مقابل واژگونی در حول نقطه C واقع در نوک پنجه، به صورت زیر تعریف می شود:

$$FS_{\text{overturning}} = \frac{\sum M_R}{\sum M_o} \quad (۲۵-۷)$$



که در آن:

$$\Sigma M_o = \text{مجموع لنگرهای واژگونی در حول نقطه C}$$

$$\Sigma M_R = \text{مجموع لنگرهای مقاوم در حول نقطه C}$$

لنگر واژگونی از رابطه زیر بدست می آید:

$$\Sigma M_o = P_h \left(\frac{H'}{3} \right) \quad (۲۶-۷)$$

که در آن $P_h = P_a \cos \alpha$ می باشد.

برای محاسبه لنگر مقاوم ΣM_R (با صرفنظر کردن از P_p)، جدولی مطابق جدول زیر می توان تهیه نمود. وزن خاک بالای پاشنه و وزن دیوار و پایه هر دو در لنگر مقاوم شرکت می کنند. نیروی P_v یعنی مولفه قائم نیروی محرک P_a نیز جزء نیروهای شرکت کننده در لنگر مقاوم است. مقدار نیروی P_v برابر است با:

$$P_v = P_a \sin \alpha \quad (۲۷-۷)$$

لنگر نیروی P_v در حول C برابر است با:

$$M_v = P_v B = P_a \sin \alpha \cdot B$$

که در آن B عرض پایه دیوار می باشد.

با معلوم شدن ΣM_R ، ضریب اطمینان در مقابل واژگونی را می توان از رابطه زیر محاسبه نمود:

$$FS_{\text{overturning}} = \frac{M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5 + M_6 + M_v}{P_a \cos \alpha \frac{H'}{3}} \quad (۲۸-۷)$$

حداقل ضریب اطمینان معمول در مقابل واژگونی بین ۱/۵ تا ۲ می باشد.

بعضی از طراحان برای تعیین ضریب اطمینان در مقابل واژگونی از رابطه زیر استفاده می نمایند:

$$FS_{\text{overturning}} = \frac{M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5 + M_6}{P_a \cos \alpha \frac{H'}{3} - M_v} \quad (۲۹-۷)$$

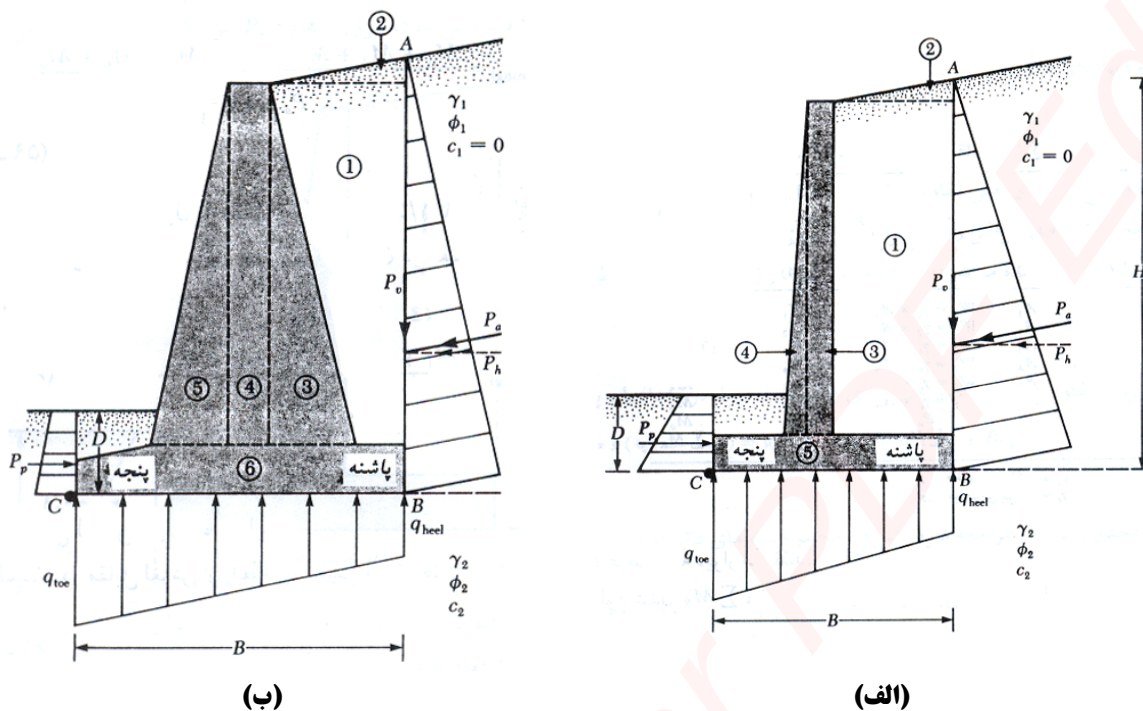
جدول ۷-۵

مقطع	مساحت	وزن (بر واحد طول دیوار)	بازوی لنگر نسبت به نقطه C	لنگر در حول C
(۱)	(۲)	(۳)	(۴)	(۵)
1	A_1	$W_1 = \gamma_1 \times A_1$	X_1	M_1
2	A_2	$W_2 = \gamma_2 \times A_2$	X_2	M_2
3	A_3	$W_2 = \gamma_c \times A_3$	X_3	M_3
4	A_4	$W_2 = \gamma_c \times A_4$	X_4	M_4
5	A_5	$W_2 = \gamma_c \times A_5$	X_5	M_5
6	A_6	$W_2 = \gamma_c \times A_6$	X_6	M_6
		P_v	B	M_v
		ΣV		ΣM_R

$$\gamma_1 = \text{وزن مخصوص خاکریز}$$

$$\gamma_c = \text{وزن مخصوص بتن}$$





شکل ۷-۱۶ کنترل برای ازگونی با فرض توزیع فشار رانکین

کنترل در مقابل لغزش در امتداد پایه

ضریب اطمینان در مقابل لغزش از رابطه زیر تعیین می شود:

$$FS_{\text{sliding}} = \frac{\sum F_{R'}}{\sum F_d} \quad (30-7)$$

که در آن:

$$\sum F_{R'} = \text{مجموع نیروهای افقی مقاوم}$$

$$\sum F_d = \text{مجموع نیروهای افقی رانشی}$$

با مراجعه به شکل ۵-۲۹، مشاهده می شود که مقاومت برشی در زیر پایه را می توان طبق رابطه زیر نشان داد:

$$s = \sigma \tan \phi_2 + c_2 \quad (31-7)$$

بنابراین حداکثر نیروی مقاوم قابل حصول از خاک برای واحد طول دیوار در امتداد پایه برابر است با:

$$R' = s \times (\text{مساحت پایه}) = s(B \times 1) = B\sigma \tan \phi_2 + Bc_2$$

لیکن

$$B\sigma = \sum V = \text{مجموع نیروهای قائم}$$

بنابراین:

$$R' = (\sum V) \tan \phi_2 + Bc_2$$

همانطور که در شکل ۷-۱۷ دیده می شود، نیروی مقاوم P_p نیز یک نیروی مقاوم افقی است. P_p را می توان از رابطه زیر تعیین نمود:

$$\Sigma F_{R'} = (\Sigma V) \tan \phi_2 + Bc_2 + P_p$$

تنها نیروی رانش افقی، مولفه افقی نیروی محرک P_a می باشد. بنابراین:

$$\Sigma F_d = P_a \cos \alpha$$

با ترکیب روابط فوق خواهیم داشت:

$$FS_{sliding} = \frac{(\Sigma V) \tan \phi_1 + Bc_2 + P_p}{P_a \cos \alpha} \quad (32-7)$$

حداقل ضریب اطمینان در مقابل لغزش ۱/۵ است.

در اغلب موارد از نیروی مقاوم P_p در محاسبات مربوط به ضریب اطمینان در مقابل لغزش صرف نظر می گردد. برای ایمنی بیشتر، از زاویه اصطکاک ϕ_2 نیز کاسته می شود. مقدار زاویه اصطکاک کاهش یافته در حدود نصف تا دو سوم زاویه ϕ_2 می باشد. به روشی مشابه، چسبندگی c_2 به حدود $0.67c_2$ تا 0.5 کاهش می یابد. بنابراین:

$$FS_{sliding} = \frac{(\Sigma V) \tan(k_1 \phi_1) + Bk_2 c_2 + P_p}{P_a \cos \alpha} \quad (33-7)$$

مقادیر ضرایب کاهش دهنده k_1 و k_2 در حدود ۰/۵ تا ۰/۶۷ می باشند. در صورتی که نتوان به ضریب اطمینان ۱/۵ در مقابل لغزش دست یافت، از یک زبانه برشی در زیر پایه استفاده می شود (این زبانه در شکل ۷-۱۷ توسط خط چین نشان داده شده است). این شکل نشان می دهد که نیروی مقاوم در نوک پنجه بدون استفاده از زبانه برابر است با:

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma_2 D^2 K_p + 2c_2 D \sqrt{K_p}$$

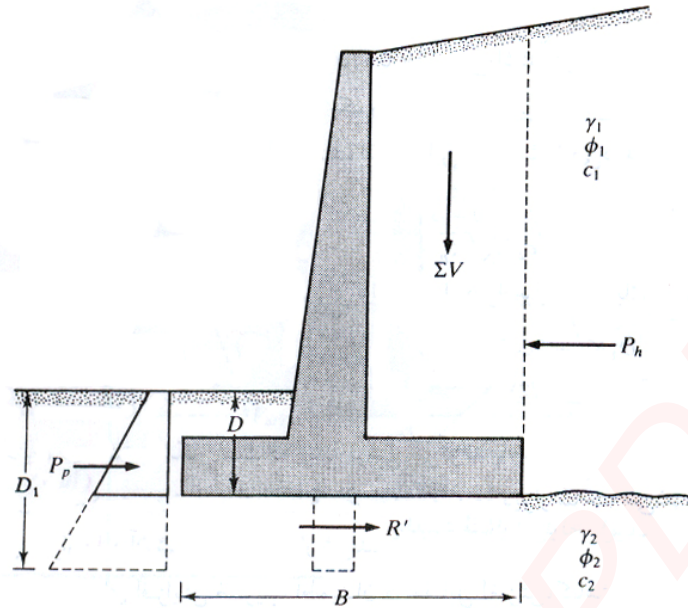
در صورت تعبیه زبانه برشی، نیروی مقاوم برای واحد طول دیوار برابر است با:

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma_2 D_1^2 K_p + 2c_2 D_1 \sqrt{K_p}$$

$$K_p = \tan^2 (45 + \phi_2 / 2)$$

چون $D_1 > D$ می باشد، آشکار است که زبانه برشی می تواند باعث افزایش ضریب اطمینان در مقابل لغزش شود. در صورت استفاده، زبانه برشی در زیر تیغه دیوار ساخته می شود، به طوری که آرماتورهای دیوار وارد آن شده و در آن مهار می شوند.





شکل ۷-۱۷ کنترل لغزش در امتداد پایه

کنترل برای ظرفیت باربری

فشارهای قائم انتقال یافته از طرف پایه دیوار به خاک، باید برای ظرفیت باربری خاک کنترل شوند. با فرض تغییرات خطی، توزیع فشار در شکل ۷-۱۸ نشان داده شده است. فشار حداکثر در پنجه و فشار حداقل در پاشنه پایه دیوار به وجود می آید. مقادیر این فشارها را می توان به طریق زیر محاسبه نمود.

مجموع نیروهای قائم موثر بر پایه دیوار مساوی ΣV (ستون ۳ از جدول ۷-۵) و نیروی افقی کل مساوی $P_a \cos \alpha$ می باشد. اگر R نیروی برآیند باشد:

$$\vec{R} = \vec{\Sigma V} + \overrightarrow{(P_a \cos \alpha)} \quad (۳۴-۷)$$

لنگر خالص این نیروها در حول نقطه C برابر است با:

$$M_{net} = \Sigma M_R - \Sigma M_o \quad (۳۵-۷)$$

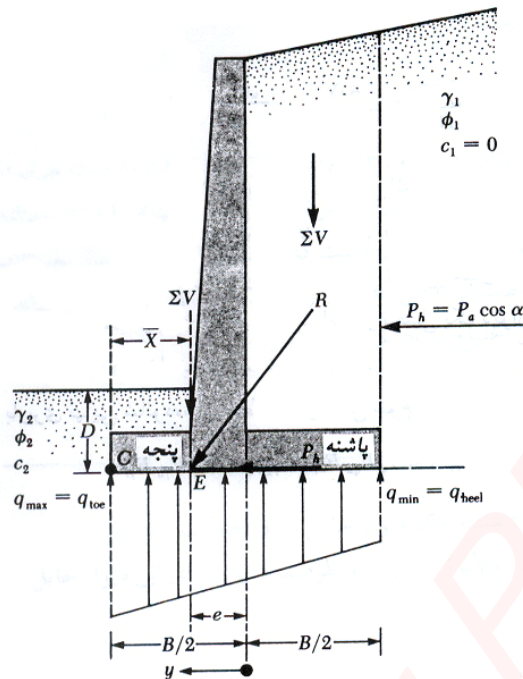
توجه شود که مقادیر ΣM_R و ΣM_o قبلاً تعیین شده اند (ستون ۵ از جدول ۷-۵). اگر امتداد برآیند R ، قاعده دیوار را در E قطع کند، فاصله CE را می توان به صورت زیر تعیین نمود (شکل ۷-۱۸)

$$\overline{CE} = \bar{X} - \frac{M_{net}}{\Sigma V} \quad (۳۶-۷)$$

بنابراین برون محوری نیروی R به صورت زیر بیان می شود:

$$e = \frac{B}{2} - \overline{CE} \quad (۳۷-۷)$$





شکل ۷-۱۸ کنترل ظرفیت باربری

با استفاده از رابطه ترکیب تنش‌ها در مقاومت مصالح، توزیع تنش در زیر پایه به طریق زیر محاسبه می‌شود:

$$q = \frac{\Sigma V}{A} \pm \frac{M_{\text{net}} Y}{I} \quad (38-7)$$

که در آن:

$$M_{\text{net}} = \text{لنگر} = (\Sigma V)e$$

$$I = \text{ممان اینرسی پایه دیوار برای واحد طول دیوار که مقدار آن برابر است با } \frac{1}{12}(B^3)$$

برای تعیین فشار حداکثر و حداقل، مقدار y در رابطه ۷-۳۸ مساوی $B/2$ قرار داده می‌شود:

$$q_{\text{max}} = q_{\text{toe}} = \frac{\Sigma V}{B \times 1} + \frac{e(\Sigma V) \frac{B}{2}}{\left(\frac{1}{12}\right) B^3} = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B}\right) \quad (39-7)$$

$$q_{\text{min}} = q_{\text{heel}} = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B}\right) \quad (40-7)$$

توجه شود که ΣV شامل وزن خاک می‌باشد. وقتی که مقدار برون محوری e از $B/6$ بزرگتر شود، مقدار q_{min} منفی می‌گردد. این بدان معناست که مقداری تنش کششی در انتهای پاشنه وجود می‌آید. از آنجایی که در سطح تماس، مقاومت در مقابل کشش وجود ندارد، این تنش کششی عملاً وجود خارجی ندارد. اگر در تحلیل یک دیوار $e > B/6$ بدست آید، ابعاد دیوار باید اصلاح شده و محاسبات باید تجدید شود.

رابطه ظرفیت باربری نهایی شالوده های سطحی در فصل دوم به صورت زیر بیان شد:

$$q_u = c_2 N_c \lambda_{cd} \lambda_{ci} + q N_q \lambda_{qd} \lambda_{qi} + 0.5 \gamma_2 B' N_\gamma \lambda_{\gamma d} \lambda_{\gamma i}$$

که در آن:

$$q = \gamma_2 D$$

$$B' = B - 2e$$

$$\lambda_{cd} = 1 + 0.4 \frac{D}{B'}$$

$$\lambda_{qd} = 1 + 2 \tan \phi_2 (1 - \sin \phi_2)^2 \frac{D}{B'}$$

$$\lambda_{ci} = \lambda_{qi} = \left(1 - \frac{\psi^\circ}{90^\circ}\right)^2$$

$$\lambda_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\psi^\circ}{\phi^\circ}\right)^2$$

$$\psi^\circ = \tan^{-1} \left(\frac{P_a \cos \alpha}{\Sigma V} \right)$$

توجه شود که تمامی ضرایب شکل $\lambda_{\gamma s}$ ، λ_{qs} ، λ_{cs} برای این حالت مساوی ۱ می باشند، زیرا پایه دیوار یک شالوده نواری است.

برای محاسبه ظرفیت باربری نهایی، ضریب اطمینان در مقابل ظرفیت باربری نهایی از رابطه زیر بدست می آید:

$$FS \text{ (ظرفیت باربری)} = \frac{q_u}{q_{\max}}$$

معمولاً ضریب اطمینانی در حدود ۳ لازم است. در فصل اول اشاره شد که ظرفیت باربری شالوده های سطحی در نشست در حدود ۱۰ درصد عرض شالوده به دست می آید. در دیوارهای حائل عرض B بزرگ است. بنابراین می توان انتظار داشت که بار نهایی q_u در نشست بزرگی رخ دهد. استفاده از ضریب اطمینان ۳ این اطمینان را نمی دهد که نشست شالوده در محدوده قابل قبولی باشد. چنین مواردی احتیاج به تحقیق بیشتری دارد.

مثال: 

در شکل ۷-۱۹ مقطع یک دیوار حائل نشان داده شده است. مطلوب است محاسبه ضریب اطمینان در مقابل واژگونی، لغزش و ظرفیت باربری برای این دیوار حائل.

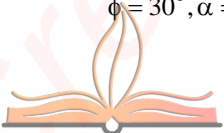
حل:

با مراجعه به شکل ۷-۱۹ داریم:

$$H' = H_1 + H_2 + H_3 = 2.6 \tan 10^\circ + 6 + 0.7 = 0.458 + 6 + 0.7 = 7.158m$$

$$P_a = 0.5 \gamma_1 K_a H'^2 = \text{نیروی محرک رانکین برای واحد طول دیوار}$$

$$\phi = 30^\circ, \alpha = 10^\circ \rightarrow K_a = 0.35$$

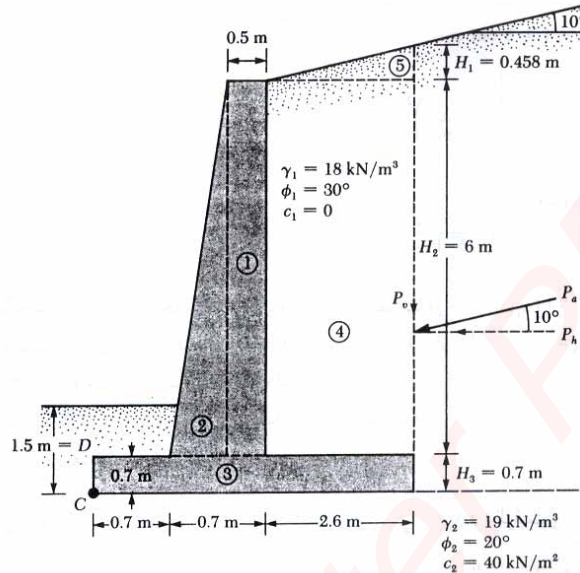


در نتیجه:

$$P_a = 0.5 \times 18 \times 7.158^2 \times 0.35 = 161.4 \text{ kN/m}$$

$$P_v = P_a \sin 10^\circ = 161.4 (\sin 10^\circ) = 28.03 \text{ kN/m}$$

$$P_h = P_a \cos 10^\circ = 161.4 (\cos 10^\circ) = 158.95 \text{ kN/m}$$



توجه: سطح آب زیرزمینی ۴ متر زیر سطح تحتانی شالوده است.

شکل ۷-۱۹

ضریب اطمینان در مقابل واژگونی

محاسبه لنگر مقاوم:

شماره قسمت	مساحت (m ²)	وزن واحد طول (kN/m)	لنگر نسبت به C (m)	لنگر (kN.m)
1	6 × 0.5 = 3	70.74	1.15	81.35
2	0.5 × 0.2 × 6	15.15	0.833	11.79
3	4 × 0.7 = 2.8	66.02	2.0	132.4
4	6 × 2.6 = 15.6	280.80	2.7	758.16
5	0.5 × 2.6 × 0.458 = 0.595	10.71	3.13	33.52
		P _v = 28.03 kN/m	4.0	112.12
ΣV = 470.45				Σ1128.98 = ΣM _R

لنگر واژگونی:

$$M_o = P_h \left(\frac{H'}{3} \right) = 158.95 \left(\frac{7.158}{3} \right) = 379.25 \text{ kN.m}$$

$$FS = \frac{\sum M_R}{M_o} = \frac{1128.98}{379.25} = 2.98 > 2 \text{ OK (واژگونی)}$$

ضریب اطمینان در مقابل لغزش

$$FS = \frac{(\sum V) \tan(k_1 \phi_1) + Bk_2 c_2 + P_p}{P_a \cos \alpha} \text{ (لغزش)}$$



$$k_1 = k_2 = 2/3$$

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma_2 D^2 + 2c_2 \sqrt{K_p} D$$

$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi_2}{2} \right) = \tan^2 (45 + 10) = 2.04$$

$$D = 1.5 \text{ m}$$

$$P_p = \frac{1}{2} (2.04)(19)(1.5^2) + 2(40)(\sqrt{2.04})(1.5) = 43.61 + 171.39 = 215 \text{ kN/m}$$

$$\text{FS (لغزش)} = \frac{(470.45) \tan \left(\frac{2 \times 20}{3} \right) + 4 \left(\frac{2}{3} \right) (40) + 215}{158.95} = \frac{111.5 + 106.67 + 215}{158.95} = 2.73 > 1.5 \text{ OK}$$

بعضی طراحان در محاسبه نیروی مقاوم در مقابل پنجه، مقدار D را مساوی ضخامت پایه در نظر می گیرند.

ضرب اطمینان در مقابل ظرفیت باربری

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\sum M_R - \sum M_o}{\sum V} = \frac{4}{2} - \frac{1128.98 - 379.25}{470.45} = 0.406 \text{ m} < \frac{B}{6} = \frac{4}{6} = 0.666 \text{ m}$$

$$q = \frac{\sum V}{B} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right) = \frac{470.45}{4} \left(1 \pm \frac{6 \times 0.406}{4} \right) \rightarrow \begin{cases} q_{\max} = 189.2 \text{ kN/m}^2 \\ q_{\min} = 45.99 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

ظرفیت باربری نهایی خاک را می توان از رابطه زیر بدست آورد:

$$q_u = c_2 N_c \lambda_{cd} \lambda_{ci} + q N_q \lambda_{qd} \lambda_{qi} + 0.5 \gamma_2 B' N_\gamma \lambda_{\gamma d} \lambda_{\gamma i}$$

$$\phi_2 = 20^\circ \rightarrow N_c = 14.83, N_q = 6.4, N_\gamma = 5.39$$

$$q = \gamma_2 D = 19 \times 1.5 = 28.5 \text{ kN/m}^2$$

$$B' = B - 2e = 4 - 2 \times 0.406 = 3.188 \text{ m}$$

$$\lambda_{cd} = 1 + 0.4 \left(\frac{D}{B'} \right) = 1 + 0.4 \left(\frac{1.5}{3.188} \right) = 1.188$$

$$\lambda_{qd} = 1 + 2 \tan \phi_2 (1 - \sin \phi_2)^2 \left(\frac{D}{B'} \right) = 1 + 0.315 \left(\frac{1.5}{3.188} \right) = 1.148$$

$$\lambda_{\gamma d} = 1$$

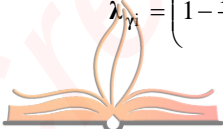
$$\lambda_{ci} = \lambda_{qi} = \left(1 - \frac{\psi^\circ}{90^\circ} \right)^2$$

$$\psi = \tan^{-1} \left(\frac{P_a \cos \alpha}{\sum V} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{158.95}{470.45} \right) = 18.67^\circ$$

بنابراین:

$$\lambda_{ci} = \lambda_{qi} = \left(1 - \frac{18.67}{90} \right)^2 = 0.628$$

$$\lambda_{\gamma i} = \left(1 - \frac{1\psi}{\phi} \right)^2 = \left(1 - \frac{18.67}{20} \right)^2 \approx 0$$



در نتیجه:

$$q_u = 40 \times 14.83 \times 1.188 \times 0.628 + 28.5 \times 6.4 \times 1.148 \times 0.628 + 0.5 \times 19 \times 5.93 \times 3.188 \times 1 \times 0$$

$$= 44.57 + 131.50 + 0 = 574.07 \text{ kN/m}^2$$

$$FS \text{ (ظرفیت باربری)} = \frac{q_u}{q_{toe}} = \frac{574.07}{189.2} = 3.03 > 3 \text{ OK}$$

مثال:



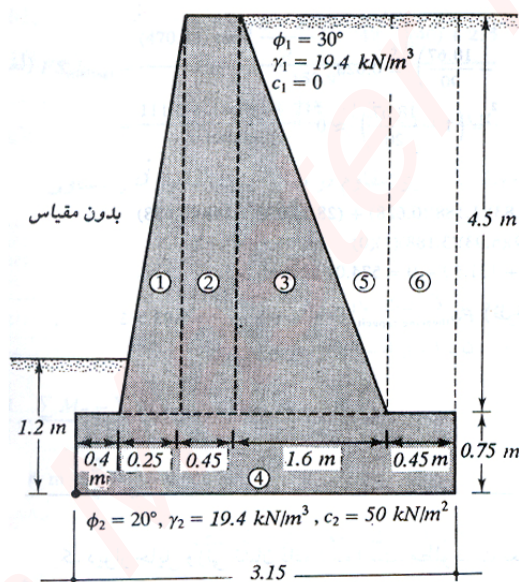
در شکل ۲۰-۷ یک دیوار حایل وزنی نشان داده شده است. مطلوب است تعیین:

(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).



شکل ۲۰-۷

حل:

$$H' = 4.5 + 0.75 = 5.25 \text{ m}$$

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi_1}{2} \right) = \tan^2 \left(45 - \frac{30}{2} \right) = \frac{1}{3}$$

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma \times H'^2 K_a = 0.5 \times 19.4 \times 5.25^2 \times 0.33 = 88.23 \text{ kN/m}$$

$$\alpha = 0$$

$$P_h = P_a = 88.23 \text{ kN/m}$$

$$P_v = 0$$



قسمت الف: ضریب اطمینان در مقابل واژگونی

محاسبه لنگر مقاوم:

شماره قسمت	وزن (kN/m)	بازو تا نقطه C (m)	لنگر 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	$0.5 \times 1.6 \times 4.5 \times 19.4 = 39.29$	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:

$$M_o = \frac{H'}{3} P_a = \frac{5.25}{3} \times 88.23 = 154.40$$

$$\text{ضریب اطمینان واژگونی} = \frac{547.56}{154.40} = 3.25$$

قسمت ب: ضریب ایمنی در مقابل لغزش

با فرض $k_1 = k_2 = 2/3$ داریم:

$$FS_{\text{sliding}} = \frac{\Sigma V \tan\left(\frac{2}{3}\phi_2 + B\left(\frac{2}{3}\right)c_2\right)}{P_a} = \frac{314.33 \times \tan(0.67 \times 20) + 3.15 \times 0.67 \times 50}{88.23} = \frac{74.88 + 105.53}{88.23} = 2.04$$

قسمت پ: فشار خاک در نوک پنجه و پاشنه:

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\Sigma M_R - \Sigma M_o}{\Sigma V} = \frac{3.15}{2} - \frac{547.56 - 154.40}{314.33} = 0.32\text{m}$$

$$q_{\text{toe}} = \frac{\Sigma V}{B} \left[1 + \frac{6e}{B}\right] = \frac{314.33}{3.15} (1 + 6 \times 0.32 / 3.15) = 160.61 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\text{heel}} = \frac{\Sigma V}{B} \left[1 - \frac{6e}{B}\right] = \frac{314.33}{3.15} (1 - 6 \times 0.32 / 3.15) = 38.96 \text{ kN/m}^2$$

مثال: 

مثال قبل را با استفاده از روش کولمب با فرض $\delta = 2/3\phi$ تکرار نمایید:

حل:

با مراجعه به شکل ۷-۲۱، فشار کولمب محاسبه می شود:

$$\delta = \frac{2}{3}\phi = \frac{2}{3} \times 30 = 20^\circ$$

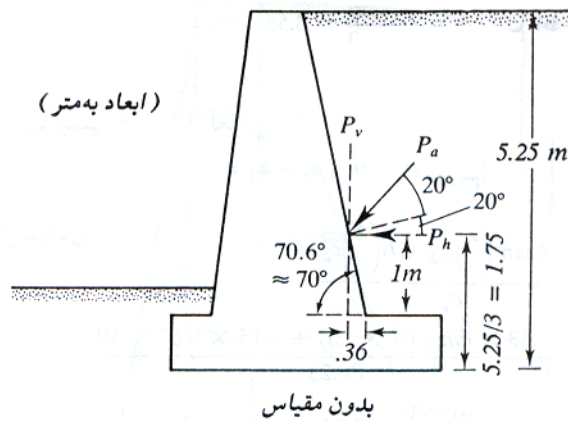
از جدول $K_a = 0.4797 (\alpha = 0^\circ, \beta = 70^\circ)$

$$P_a = 0.5 \times 19.4 \times 5.25^2 \times 0.4794 = 128.17 \text{ kN/m}$$

$$P_h = P_a \cos 40 = 128.17 \cos 40 = 98.18 \text{ kN/m}$$

$$P_v = P_a \sin 40 = 128.17 \sin 40 = 82.39 \text{ kN/m}$$





شکل ۷-۲۱

قسمت الف: ضریب ایمنی در مقابل واژگونی

لنگر مقاوم:

با مراجعه به اشکال ۷-۲۰ و ۷-۲۱ و استفاده از جدول مثال قبل داریم:

شماره قسمت	وزن (kN/m)	بازو تا نقطه C (m)	لنگر 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:

$$FS_{\text{sliding}} = \frac{\sum V \tan\left(\frac{2}{3}\right) \phi_2 + B \left(\frac{2}{3}\right) c_2}{P_h} = \frac{287.59 \tan(0.67 \times 20) + 3.15(0.67 \times 50)}{98.18} = 1.77$$

قسمت پ: فشار خاک در نوک پنجه و پاشنه:

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\sum M_R - \sum M_o}{\sum V} = \frac{3.15}{2} - \frac{473.68 - 171.82}{287.59} = 0.53$$

$$q_{\text{toe}} = \frac{\sum V}{B} \left[1 + \frac{6e}{B} \right] = \frac{287.59}{3.15} \left(1 + \frac{6 \times 0.53}{3.15} \right) = 183.47 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\text{heel}} = \frac{\sum V}{B} \left[1 - \frac{6e}{B} \right] = \frac{287.59}{3.15} \left(1 - \frac{6 \times 0.53}{3.15} \right) = -0.87 \text{ kN/m}^2 \approx 0$$





۱. اصول مهندسی ژئوتکنیک، جلد اول: مکانیک خاک،، براجا. ام. داس ترجمه شاپور طاحونی، چاپ هفتم ۱۳۸۰.
۲. اصول مهندسی ژئوتکنیک، جلد دوم: مهندسی پی،، براجا. ام. داس ترجمه شاپور طاحونی، چاپ هفتم ۱۳۸۰.
۳. مجموعه سوالات طبقه بندی شده آزمون کارشناسی ارشد مکانیک خاک،، تالیف: ساسان امیر افشاری، چاپ سوم ۱۳۸۲.



در گذشته هنگامی که ساخت و ساز پروژه های عمرانی با معضل خاک های مشکل ساز برخورد می نمود، راه حل پیش روی مهندسين برای رفع مشکلات ناشی از این خاک ها محدود بود به جایگزینی خاک های مذکور و یا تثبیت آن ها به روش های پرهزینه ای همچون استفاده از فونداسیون های عمیق. علاوه بر این، مسائلی همچون کمبود زمین، ترمیم زیرساخت های فرسوده در نواحی شهری، آگاهی روز افزون نسبت به آسیب ها و خطرات ناشی از وقوع زلزله و مسائل زیست محیطی همگی انگیزه هایی بودند که منجر به ابداع روش های متنوع بهسازی خاک در طول ۵۰ سال گذشته شده اند. از جمله این ابداعات که در واقع جزو متنوع ترین و اقتصادی ترین مصالح بهسازی خاک محسوب می شوند، می توان به ژئوسنتتیک ها اشاره نمود. امروزه استفاده از این مصالح تقریباً در تمام حوضه های مهندسی عمران از جمله: ژئوتکنیک، محیط زیست، سواحل و هیدرولیک، معدن، حمل و نقل و گسترش یافته است. مهندسی ژئوتکنیک و مهندسی سازه های سنگین، حوضه هایی اند که بیشترین میزان تأثیرپذیری از این مصالح را شاهد بوده اند، گرچه همه فعالیت های مرتبط با خاک، به نوعی در محدوده کاربرد این مصالح قرار می گیرند.

در این فصل مباحثی عمومی در رابطه با ژئوسنتتیک ها، خصوصیات پایه، فرآیندهای تولید و کاربردهای آن ها ارائه می شود.

۲-۱۲ | ژئوسنتتیک چیست؟

کمیته D35 انجمن آزمایش و مصالح آمریکا^۱ "ASTM" ژئوسنتتیک را به صورت زیر تعریف نموده است:

مهم!

تعریف ژئوسنتتیک:



فرآورده ای صفحه ای ساخته شده از مصالح پلیمری که همراه با خاک، سنگ یا هر مصالحی که در ارتباط با مهندسی ژئوتکنیک است به عنوان جزئی اساسی در پروژه ها و سازه های ساخت انسان به کار گرفته می شود.

واژه «ژئوسنتتیک»^۲ از دو بخش تشکیل شده: پیشوند «ژئو» به معنای زمین که اشاره به موارد استفاده نهایی از این مصالح در پروژه های عمرانی مرتبط با زمین، خاک و سنگ داشته و پسوند «سنتتیک» به معنای مصنوعی (یا ساختگی که متضاد طبیعی است) اشاره به این مطلب دارد که این مصالح منحصراً از فرآورده های ساخت انسان تولید می شوند. مصالح مورد استفاده در تولید ژئوسنتتیک ها عمدتاً پلیمرهای مصنوعی هستند که از نفت خام مشتق می شوند. گرچه از لاستیک (کائوچو)، پشم شیشه (فایبرگلاس) و دیگر مصالح نیز بعضی مواقع برای تولید ژئوسنتتیک ها استفاده می شود. ژئوسنتتیک، در واقع واژه ای عام است که دامنه وسیعی از فرآورده های تولید شده توسط مصالح پلیمری را شامل می شود. رایج ترین این محصولات پلیمری عبارتند از: ژئوتکستایل ها، ژئوگریدها، ژئونت ها، ژئوممبرین ها و ژئوکمپوزیت ها که همراه با خاک، سنگ و یا هر مصالح مهندسی دیگر در بسیاری از پروژه های ساخت دست انسان به کار گرفته می شوند.

¹ American Society for Testing and Materials

² Geosynthetic



بعضی مواقع مصالح ساخته شده از الیاف طبیعی (کَنَف^۱، الیاف نارگیل^۲، پشم، پنبه و غیره) نیز به همراه خاک، سنگ و یا دیگر مصالح مهندسی به کار گرفته می شوند. مخصوصاً در پروژه های عمرانی موقت و کوتاه مدت. چنین مصالحی که آن ها را می توان «ژئونچرال»^۴ (نچرال به معنای طبیعی، Geonatural) نامید، هنگامی که به همراه خاک به کار گرفته می شوند به دلیل تجزیه پذیری دارای عمر کوتاهی بوده و بنابراین دارای کاربردهایی به تنوع ژئوسنتتیک ها نیستند. گرچه ژئونچرال ها تفاوت های بارزی با ژئوسنتتیک ها به لحاظ مادی و فیزیکی دارند، آن ها را می توان فرآورده های مکمل ژئوسنتتیک ها دانست و نه جایگزینی برای آن ها زیرا موارد کاربرد آن ها در بعضی موارد با یکدیگر مشترک است. در حقیقت ژئونچرال ها نیز مصالحی پلیمری هستند چون بخش عمده ای از آن ها از پلیمرهای طبیعی همانند لینین^۵ (الیاف چوب، Lignin) و سلولز تشکیل شده است.

هنگامی که از ژئوسنتتیک ها در تماس با خاک، سنگ یا هر مصالح مهندسی دیگر استفاده می شود همواره یک یا چندین عملکرد از عملکردهای پایه زیر را اجرا می نمایند:

مهم!

عملکردهای ژئوسنتتیک ها:



۱. تسلیح	1. Reinforcement
۲. جداکنندگی	2. Separation
۳. فیلتراسیون	3. Filtration
۴. زهکشی	4. Drainage
۵. آب بندی	5. Water barrier
۶. حفاظت	6. Protection

عملکردهای فوق به طور خلاصه در ادامه فصل مورد بحث قرار خواهند گرفت لیکن خواننده باید بداند که هر ژئوسنتتیک قادر است تعدادی از عملکردهای فوق را به انجام برساند.

۱۲-۳ | تاریخچه مختصر ژئوسنتتیک ها

اولین تلاش ها برای تسلیح خاک ها به وسیله مصالحی با جنس متفاوت با خاک پایه و با هدف بهبود کیفیت خاک انجام پذیرفت. این مصالح عبارت بودند از کنده های درختان، بوته های کوچک و مانند آنها که برای تثبیت مرداب ها و خاک های باتلاقی به کار می رفتند. با گذشت زمان نحوه تثبیت خاک تغییر نموده و با به وجود آمدن روش های سیستماتیک الوارهای یک شکل و یک اندازه به هم بسته می شدند و با آن بستری یک پارچه به وجود می آمد.

ایده تسلیح خاک های ضعیف تا به امروز ادامه داشته است. اداره راه کارولینای جنوبی در سال ۱۹۲۶ اولین بار از پارچه ها (منسوجات) برای تسلیح راه ها استفاده نمود (Beckham and Mills, 1935). آنها از پارچه های پنبه ای سنگین استفاده نمودند چنانکه ابتدا پارچه را بر روی اساس خاکی اولیه قرار می دادند و سپس بر روی آن قیر داغ ریخته می شد و سرانجام روی آن لایه ای نازک از ماسه می ریختند. محققین این اداره نتایج کارشان را در سال ۱۹۳۵ منتشر نموده و در آن هشت آزمایش محلی مجزا را شرح دادند. نتایج کلی حاکی از آن بود که راه ها در وضعیت خوبی هستند و پارچه ها باعث کم شدن ترک ها و خرابی های معمول در راه ها شده اند. این پروژه به طور یقین پیش درآمد عملکرد مسلح کنندگی - جدا کنندگی بود که امروزه با آن آشنا هستیم.

¹ Jute

² Coir



در دهه ۱۹۵۰ انواع مختلفی از منسوجات برای استفاده به عنوان جدا کننده و یا فیلتر بین خاک های درشت دانه و بستر ضعیف به مرحله تولید رسیدند. پارچه هایی از نوع بافته شده (که امروزه ژئوتکستایل نامیده می شوند) نقش اساسی در پروژه های ساحلی به عنوان فیلتر در کشورهای هلند و آمریکا ایفا می نمودند. در اوایل دهه ۱۹۶۰ کارخانه تولید منسوجات رون پولان (Rhone-Poulenc) در فرانسه از ژئوتکستایل های بی بافت سوزنی استفاده هایی کاملاً متفاوت نمود. ژئوتکستایل ها برای اولین بار به عنوان سیستم های باربر در بسترهای بزرگ راه ها و راه آهن ها مورد توجه قرار گرفتند. حدوداً در ۱۹۶۵ پلی اتیلن کلروسولفوناته (CSPE) به مرحله تولید انبوه رسید.

در سال ۱۹۷۰ ژئوتکستایل برای اولین بار در داخل سد خاکی به کار گرفته شد. ژئوتکستایل مورد استفاده از نوع بی بافت سوزنی بود که به عنوان فیلتر مصالح زهکش پایین دست سد ولکراس^۱ با ارتفاع ۱۷ متر در فرانسه مورد استفاده قرار گرفت (Giroud, 1992). در این دهه ژئوتکستایل ها به عنوان مسلح کننده در دیوارهای حایل، شیروانی ها و غیره مورد استفاده قرار گرفتند. در همین دوران استاندارد سازی ژئوسنتتیک ها با تشکیل کمیته مشترک ASTM D-13-18 و تشکیل کارگروه، صنعتی ویژه آغاز شد. در ژوئای ۱۹۷۸ اولین نمونه از ژئوگریدهای تنسار (Tensar) در آزمایشگاه های شرکت انحصاری نتلون (Netlon) در انگلستان به مرحله تولید رسید. اولین کنفرانس با موضوع ژئوسنتتیک ها در سال ۱۹۷۷ در پاریس برگزار شد. ژئوفوم به عنوان یک مصالح خاکریز سبک برای اولین بار در سال ۱۹۷۲ در کشور نروژ به کار گرفته شد.

در دهه ۱۹۸۰ استفاده از ژئوسنتتیک ها در ساخت سازه های نگهدارنده پسماندهای خطرناک زیست محیطی آغاز شد. سیستم های محصور کننده خاکی با استفاده از ژئوتکستایل برای اولین بار در طول دهه ۱۹۸۰ در فرانسه ابداع شده و مورد استفاده قرار گرفتند. نتلون از همین ایده اما در مقیاسی بزرگتر استفاده نموده و محصول خود یعنی تشک های ژئوسل را در سال ۱۹۸۲ معرفی نمود. اولین استفاده از ژئونت در پروژه های زیست محیطی در سال ۱۹۸۴ برای رسوخ یابی یک مخزن نگهدارنده مایعات خطرناک با آستر دو لایه در هوپول (Hopewell) واقع در ویرجینیا به وقوع پیوست. کُرِنر و وِلش (Koerner and Welsh) اولین کتاب با موضوع ژئوسنتتیک ها را در ۱۹۸۰ به رشته تحریر درآوردند. ژورنال بین المللی با عنوان ژئوتکستایل ها و ژئوممبرین ها در ۱۹۸۴ به چاپ رسید.

در دهه ۹۰ بسیاری از استانداردهای ژئوسنتتیک ها در انجمن آزمایش مصالح آمریکا (ASTM)، سازمان بین المللی استاندارد^۲ (ISO) واقع در سوئیس، انستیتو استاندارد انگلستان^۳ (BSI) و اداره استاندارد هند^۴ (BIS) به چاپ رسیدند. دومین ژورنال بین المللی با عنوان Geosynthetics International در ۱۹۹۵ به چاپ رسید.

۴-۱۲ | مزایای استفاده از ژئوسنتتیک ها

کمتر حوضه ای از مهندسی عمران را می توان نام برد که در طول بازه زمانی کوتاهی شاهد چنین رشد و تحولی بوده باشد. دلایل فراوانی برای این رشد عظیم وجود دارد که از جمله آن ها می توان به موارد زیر اشاره نمود:

۱. **اشغال فضای کمتر:** ژئوسنتتیک ها به دلیل ساختار ورقه ای، فضای بسیار کمتری را نسبت به لایه های خاکی و سنگریزه ای در داخل مصالح خاکریز اشغال می نمایند.

¹ Valcross dam

² International Standard Organization

³ British Standard Institute

⁴ Bureau of Indian Standards



۲. **کنترل کیفیت مصالح:** خاک و سنگدانه ها به طور کلی مصالحی ناهمگن هستند به طوری که ویژگی های آن ها در یک محدوده یا ناحیه به میزان قابل توجهی متغییر است. در مقابل ژئوسنتتیک ها نسبتاً همگن اند زیرا این مصالح در کارخانه تحت شرایط کنترل شده تولید می شوند. تغییرات موجود در خواص این مصالح در طی مراحل کنترل کیفیت به حداقل رسانده می شود.
۳. **کنترل کیفیت مصالح در محل احداث پروژه:** برای به حداقل رساندن میزان اتصالات یا درزهای اجرایی یا کارگاهی، ژئوسنتتیک ها اغلب در کارخانه به صورت پیش ساخته به شکل ورقه های بزرگ تولید می شوند. هم درزهای کارخانه ای و هم درزهای کارگاهی توسط تکنسین های تعلیم دیده مورد آزمایش قرار می گیرند. در مقابل، خاک و سنگدانه ها به صورت محلی اجرا می شوند و همواره در معرض تغییرات ناشی از وضعیت جوی، جابجایی و اجرا قرار دارند.
۴. **صرفه جویی در هزینه:** به طور کلی مصالح ژئوسنتتیکی در مقایسه با خاک و مصالح سنگی هزینه خرید و انتقال و نصب کمتری دارند.
۵. **برتری فنی:** ژئوسنتتیک ها برای ایفای عملکرد بهینه برای مورد مصرف مشخص طراحی می شوند.
۶. **زمان اجرا:** ژئوسنتتیک ها را می توان با سرعت زیادی اجرا نمود. این ویژگی باعث افزایش انعطاف پذیری در زمان اجرای این مصالح در فصول اجرایی کوتاه و شرایط حد جوی می شود.
۷. **نحوه اجرا:** لایه های ژئوسنتتیک را می توان به صورت متوالی اما با حداقل فاصله اجرا نمود. بدین ترتیب اجرای این مصالح به میزان زیادی تسهیل می یابد.
۸. **فراوانی مصالح:** وجود مراکز توزیع و فروش متعدد، سهولت ارسال این مصالح و همچنین وجود تولید کننده های فراوان که باعث ایجاد قیمت های رقابتی شده اند، باعث سهولت دسترسی به ژئوسنتتیک ها شده است.
۹. **حساسیت زیست محیطی:** سیستم های ژئوسنتتیکی باعث کاهش استفاده از منابع طبیعی و آسیب های زیست محیطی ناشی از حفاری معادن و حمل و جابجایی مصالح طبیعی می شود.

۱۲-۵ | انواع ژئوسنتتیک ها

امروزه ژئوسنتتیک ها در انواع بسیار متنوعی تولید می شوند تا پاسخگوی نیازهای مختلف حوضه های گسترده مهندسی عمران باشند. از بین محصولات ژئوسنتتیکی، تعدادی از آن ها به دلیل دارا بودن خصوصیات فیزیکی و مهندسی مطلوب بیشترین سهم را کاربردهای مهندسی دارند. این ژئوسنتتیک ها عبارتند از:

۱۲-۵-۱ ژئوتکستایل، Geotextile:

فرآورده ای پلیمری، نفوذپذیر و صفحه ای که به صورت منسوجات منعطف به صورت ورقه ای تولید می شود (شکل ۱۲-۱). ژئوتکستایل ها بزرگترین عضو خانواده ژئوسنتتیک ها هستند. این فرآورده ها در واقع پارچه هایی هستند که به جای استفاده از نخ، پشم و ابریشم در بافت آنها از الیاف سنتتیکی استفاده شده است بنابراین تجزیه بیولوژیکی دیگر مشکلی محسوب نمی شود یا به عبارت دیگر چنانچه از این مصالح در داخل خاک استفاده نماییم، دیگر نگران افت کیفیت و تجزیه بافت آن ها نیستیم. ویژگی مهم این فرآورده ها متخلخل بودن آن هاست تا آب بتواند از بین حفرات و در داخل صفحه ژئوتکستایل حرکت نماید البته در درجات مختلف. همانطور که گفته شد ژئوتکستایل ها به وسیله ماشین های متعارف نساجی تولید می شوند.



بر مبنای نوع فرآیند تولید، ژئوتکستایل های کنونی را می توان به انواع زیر طبقه بندی نمود:

۷. **ژئوتکستایل بافته شده^۱**: ژئوتکستایلی که با درهم بافتن دو یا چند دسته یارن (نخ ریسیده ای که از یک یا چندین الیاف تشکیل شده است) با زاویه عمود نسبت به هم یا دیگر المان ها با استفاده از فرآیندهای بافندگی متعارف توسط دستگاه های نساجی تولید می شوند.
۸. **ژئوتکستایل بی بافت^۲**: ژئوتکستایلی که با قرار دادن الیاف در راستاهای مختلف به صورت تصادفی تولید می شود. اتصال بین الیاف یا تارها می تواند به صورت امتزاج حرارتی جزئی، اتصال سوزنی (پانچ سوزنی) یا اتصال شیمیایی (چسب، لاستیک یا سلولز، لاتکس، مشتقات سلولزی و غیره) باشد.
۹. **ژئوتکستایل گرد بافت^۳**: ژئوتکستایلی که بوسیله بافت حلقه ای یک یا چند یارن (نخ ریسیده) یا عناصر دیگر توسط ماشین بافت حلقه ای و نه ماشین بافندگی تار و پودی تولید می شود.
۱۰. **ژئوتکستایل وصله ای^۴**: ژئوتکستایلی که در آن الیاف یا یارن ها یا هر دو بوسیله وصله زدن یا کوک زدن به یکدیگر قفل و بست می شوند.

۱۲-۵-۲ ژئوگرید، Geogrid:

- فرآورده ای پلیمری متشکل از المان های مقاوم کششی به نام بند^۵ که به صورت شبکه ای منظم و باز در پیوندگاه^۶ ها به یکدیگر اتصال دارند (شکل ۱۲-۲). اتصال بندها می تواند از نوع قالبی^۷ (اکستروشن)، پیوندی^۸ و یا بافته شده باشد. ژئوگریدهایی که در نتیجه این نوع فرآیندهای اتصال بندها بوجود می آیند به ترتیب ژئوگرید قالبی، ژئوگرید پیوندی و ژئوگرید بافته شده نامیده می شوند. بسته به راستای کشش در حین فرآیند تولید، ژئوگریدها به دو دسته تقسیم می شوند:
۱۱. **ژئوگرید تک محوره**: ژئوگریدی که در اثر کشش طولی ورقه پلیمری پانچ شده با آرایشی منظم تولید می شود. فرآیند کشش باعث می شود که ژئوگرید در راستای طولی مقاومت کششی بسیار بالاتری نسبت به راستای عرضی داشته باشد.
 ۱۲. **ژئوگرید دو محوره^۷**: ژئوگریدی که در اثر کشش ورقه پلیمری در هر دو راستای طولی و عرضی تولید می شود. ژئوگرید دو محوره دارای مقاومت کششی برابر در هر دو راستای طولی و عرضی می باشد.

۱۲-۵-۳ ژئوممبرین، Geomembrane:

فرآورده ای ورقه ای، به طور نسبی نفوذناپذیر و مصنوعی که از مصالحی با نفوذ پذیری پایین ساخته شده تا به صورت یک حائل، روکش یا آستر از عبور آب جلوگیری نماید (شکل ۱۲-۳). مصالح به کار رفته در تولید ژئوممبرین ها می تواند پلیمری، قیری یا ترکیبی از هر دو آن ها باشد. واژه حائل موقعی به کار می رود که ژئوممبرین به طور مثال در داخل یک سد خاکی مورد استفاده قرار گیرد. واژه روکش یا آستر در مواردی به کار گرفته می شود که ژئوممبرین در سطح مشترک یا روی سطح مصالح به کار گرفته شود.

¹ Woven Geotextile

² Nonwoven Geotextile

³ Knitted Geotextile

⁴ Stitched Geotextile

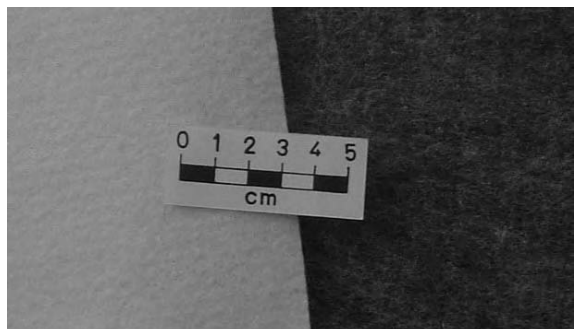
⁵ Rib

⁶ Junction

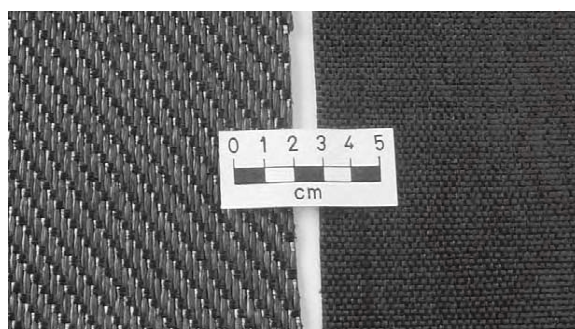
⁷ Extrusion

⁸ Bonding

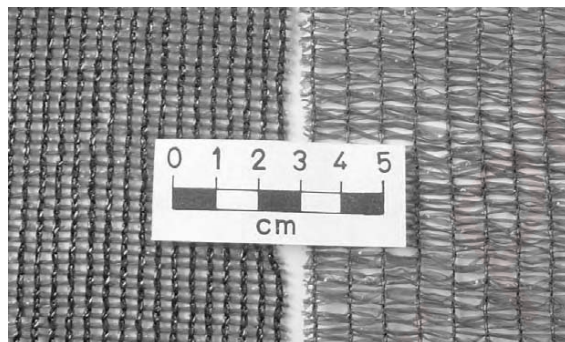




(ب)

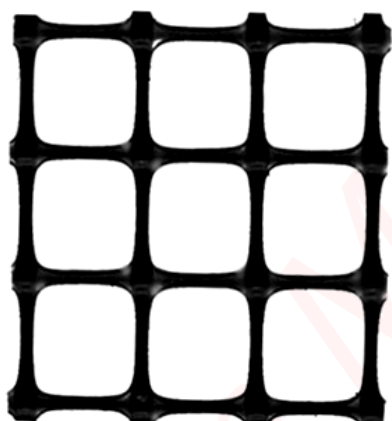


(الف)

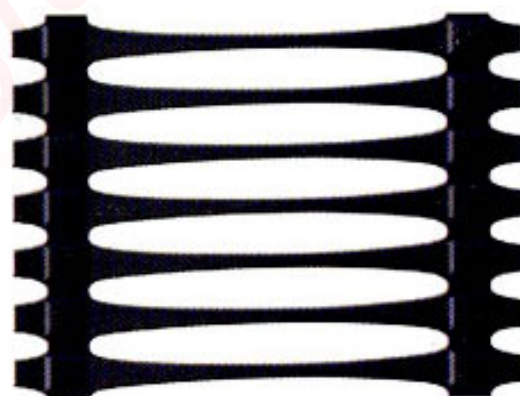


(ج)

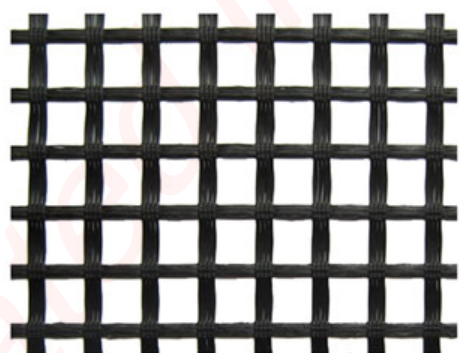
شکل ۱۲-۱ انواع مختلف ژئوتکستایل ها: (الف) بافته شده (ب) بی بافت (ج) گردبافت



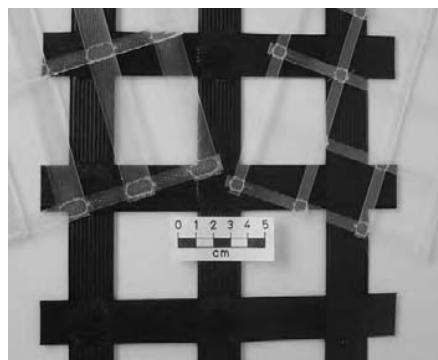
(ب)



(الف)



(ت)



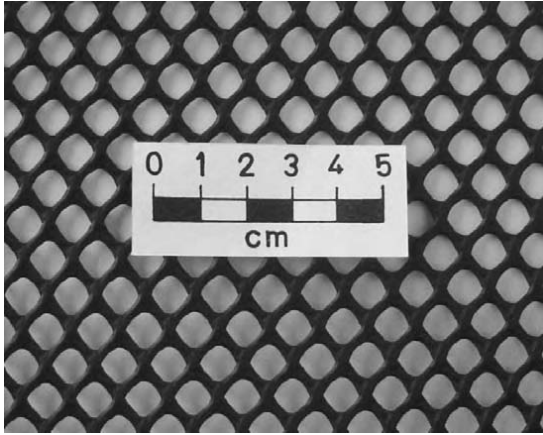
(پ)

شکل ۱۲-۲ انواع معمول ژئوگرید ها:

(الف) ژئوگرید قالبی تک محوره (ب) ژئوگرید قالبی دو محوره (پ) ژئوگرید پیوندی (ت) ژئوگرید بافته شده

۱۲-۵-۴ ژئونت، Geonet.

فرآورده ای پلیمری متشکل از شبکه ای متراکم اما منظم از بندها که به صورت یکپارچه تحت زوایای مختلف به یکدیگر متصل اند (شکل ۱۲-۴). در نگاه اول ژئونت ها مشابه ژئوگرید ها به نظر می رسند اما ژئونت ها نه تنها نسبت به نوع مصالح و ظاهر با ژئوگریدها متفاوت اند، بلکه عملکرد آن ها که همان زهکشی آب یا گازها در صفحه می باشد نیز متفاوت می باشد.



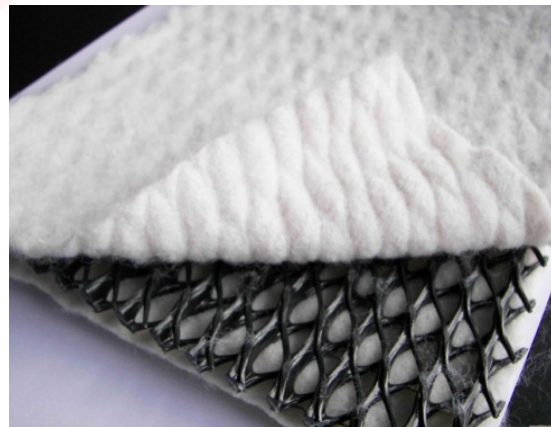
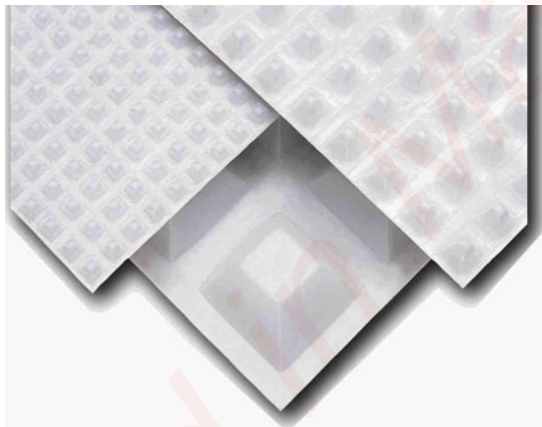
شکل ۱۲-۴: ژئونت



شکل ۱۲-۳: ژئومبرین

۱۲-۵-۵ ژئوکمپوزیت، Geocomposite.

فرآورده ای با ساختاری لایه ای یا ورقه ای مرکب از دو یا چند نوع مصالح مختلف که حداقل یکی از آنها ژئوسنتتیک است (ژئوتکستایل، ژئوگرید، ژئونت، ژئوممبرین ها یا فرآورده ژئوسنتتیکی دیگر). فلسفه استفاده از ژئوکمپوزیت ها، دستیابی به عملکرد بهتر نسبت به زمانی است که مصالح ژئوسنتتیکی به صورت منفرد استفاده می شوند (شکل ۱۲-۵).



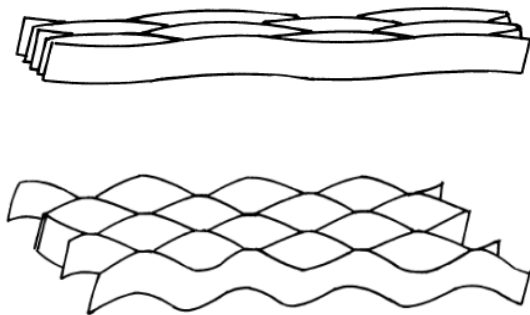
شکل ۱۲-۵ ژئوکمپوزیت

امروزه ژئوسنتتیک ها با ساختارهای متنوعی از جمله توری، شبکه ای، تار مانند و کمپوزیتی وجود دارند که به لحاظ فنی جزو منسوجات (پارچه ها) به حساب نمی آیند. اما به صورت ترکیبی با منسوجات یا به جای آن ها به کار گرفته می شوند. تمام این گونه فرآورده ها اغلب فرآورده های مرتبط با ژئوتکستایل^۱ نامیده می شوند (GTP). بعضی از انواع رایج GTP ها به طور مختصر در ادامه توضیح داده شده است.

^۱ Geotextile related products

۱۲-۵-۶ ژئوسل، Geocell:

فرآورده ای پلیمری، سه بعدی و نفوذپذیر با ساختاری لانه زنبوری یا سلولی که با استفاده از ژئوگرید بوسیله سوزن های ویژه با آرایشی مثلثی یا مربع شکل مونتاژ شده (شکل ۱۲-۶-الف) و یا اینکه در کارخانه با استفاده از نوارهای پلیستری سوزن دوزی شده یا پلی اتیلن فشرده (HDPE) (شکل ۱۲-۶-ب) تولید می شود.



(ب)



(الف)

شکل ۱۲-۶ ژئوسل (الف) ژئوسل در حال اجرا (ب) ژئوسل تولید شده در کارخانه در حالت بسته (شکل بالا) ژئوسل تولید شده در کارخانه در حالت باز (شکل پایین)



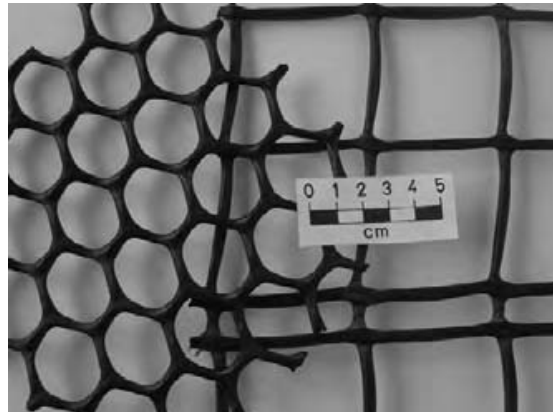
شکل ۱۲-۸ ژئومت



شکل ۱۲-۷ ژئوفوم



شکل ۱۲-۱۰ ژئویایپ



شکل ۱۲-۹ ژئومش

۱۲-۵-۷ ژئوفوم، Geofom:

مصالحی که با استفاده از پلیمر نیمه مایع و یک عامل اسفنجی به شکل دال یا بلوک های سبک وزن با تخلخل بالا تولید میشود. از ژئوفوم ها در خاکریزهای سبک وزن، عایق های حرارتی و کانال های زهکشی استفاده می شود (شکل ۱۲-۷).

۱۲-۵-۸ ژئومات، Geomat:

فرآورده ای پلیمری، سه بعدی و نفوذپذیر متشکل از تارهای ضخیم و صلب که در محل های پیوندگاه ها به هم متصل شده اند. از ژئومات برای مسلح سازی و تقویت ریشه های گیاهان همانند چمن و گیاهان کوچک و گسترش دامنه کنترل فرسایش گیاهان استفاده می شود (شکل ۱۲-۸).

۱۲-۵-۹ ژئومش، Geomesh:

فرآورده ای مصنوعی یا طبیعی با ساختار بافته شده ورقه ای، متشکل از حفرات بزرگی که اندازه آن ها از چند میلیمتر تا چند سانتی متر متغیر است. ژئومش عمدتاً برای کنترل فرسایش به کار گرفته می شود (شکل ۱۲-۹).

۱۲-۵-۱۰ ژئوپایپ، Geopipe:

لوله ای پلاستیکی (با سطح صاف یا موجدار یا بدون سوراخ) که در زیر سطح خاک قرار داده شده و روی آن با خاک پوشانده می شود (شکل ۱۲-۱۰).

۱۲-۵-۱۰ ژئواسپیسر، Geospacer:

فرآورده پلیمری سه بعدی متشکل از صفحات شیاردار با فضاهای خالی بزرگ

۱۲-۵-۱۱ ژئواستریپ، Geostrip:

فرآورده ای پلیمری به شکل نوار

۱۲-۵-۱۲ ژئوآترها، Geo-Others:

حوضه نوع آوری های ژئوسنتیک ها چنان گسترده است که خیلی از این سیستم ها را در هیچ طبقه بندی نمی توان قرار داد. به عبارت دیگر ژئوآترها می تواند دربرگیرنده سیستم هایی مثل خاکهای دوخته شده، مهار های پلیمری و سلولهای کپسوله شده خاک باشند. همانند ژئوکمپوزیت ها عملکرد این سیستم ها نیز می تواند بسته به نوع فرآورده یکی یا ترکیبی از عملکردهای شش گانه ای باشد که در ابتدای فصل برای ژئوسنتیک ها تعریف نمودیم.

برای نمایش راحت تر و همچنین ترسیم دقیق و فنی تر نقشه های اجرایی و محاسباتی، فرآورده های ژئوسنتیکی را می توان با استفاده از نمادها یا اختصارات گرافیکی توصیه شده توسط انجمن بین المللی ژئوسنتیک نمایش داد (جدول ۱۲-۱).



جدول ۱۲-۱ اختصارات و علائم نمادین فرآورده های ژئوسنتتیکی مطابق توصیه انجمن بین المللی ژئوسنتتیک

اختصار	نماد	نوع فرآورده ژئوسنتتیکی
GTX	-----	ژئونکستایل
GMB	=====	ژئوممبرین
GBA	////////////////	ژئوبار
GBL	~~~~~	ژئوبلنک
GCD	XXXXXXXXXX	ژئوکمزیت زهگشی به همراه ژئونکستایل در طرفین
GCE		ژئوسل
GCL		آستر رسی ژئوسنتتیکی
GEC	#####	ژئوسنتتیک کنترل فرسایش سطحی
GEK	#####	ژئوسنتتیک الکتروکینتیک
GGR	ژئوگرید
GMA	~~~~~	ژئومنت
GMT	=====	ژئومترس
GNT	XXXXXXXXXX	ژئونت
GSP	=====	ژئواسپسر
GST	ژئواستریپ

۱۲-۶ | خصوصیات پایه

ژئوسنتتیک های تجاری موجود در بازار با نام های اختصاری (برندهای تجاری) و گونه های متعدد، بعضاً با اعداد توصیفی یا علائم اختصاری منحصر به فردی عرضه می شوند. موارد استفاده از این محصولات بسیار متنوع بوده و علاوه بر سازگاری با شرایط محلی مختلف، این فرآورده ها را می توان با بسیاری از مصالح ساختمانی نیز ترکیب نمود. رشد سریع این مصالح در چهار دهه گذشته در سرتاسر دنیا عمدتاً به علت دارا بودن خواص مطلوبی است که از جمله آن ها می توان به موارد زیر اشاره نمود (موارد زیر را نیز می توان به مزایای ژئوسنتتیک ها چنان که در بخش ۱۲-۴ بیان شد، افزود):

۱. عدم زنگ زدگی
۲. مقاومت بالا در برابر تجزیه بیولوژیک و تجزیه شیمیایی
۳. پایایی دراز مدت پس از مدفون شدن در داخل خاک
۴. انعطاف پذیری بالا
۵. حجم بسیار کم
۶. سبکی
۷. راحتی حمل و نقل و انبار نمودن
۸. راحتی نصب و اجرا
۹. سرعت بخشیدن به فرآیند ساخت و ساز
۱۰. اقتصادی بودن و سازگار بودن با شرایط زیست محیطی
۱۱. ایجاد ظاهر زیبا برای سازه

ژئوسنتتیک ها از جنبه دیگری نیز دارای اهمیت اند و آن قابلیت جایگزینی جزئی یا کلی این مصالح مصنوعی با مصالح طبیعی همانند شن، ماسه، رس بنتونیت و غیره است. در واقع از ژئوسنتتیک ها می توان برای دستیابی به پایایی بالاتر و اجرای زیباتر پروژه های عمرانی و زیست محیطی استفاده نمود.

۷-۱۲ | مصالح خام

تقریباً تمام مصالحی که ژئوسنتتیک ها توسط آن ها تولید می شوند منحصرأ پلیمری اند. پلیمرها، مصالحی با وزن مولکولی بسیار بالا هستند که اهمیت بسیار زیاد و نقش مهمی در صنایع و جوامع امروزی پیدا نموده اند. پلیمرهایی که از آن ها برای تولید ژئوسنتتیک ها استفاده می شود، به طور کلی از نوع **ترموپلاستیک**^۱ ها (که به آن گرمانرم نیز اطلاق می شود) می باشند که خود ممکن است از نوع پلیمرهای با زنجیره های نامنظم^۲ یا نیمه بلوری^۳ باشند. چنین مصالحی هنگامی که در معرض حرارت قرار می گیرند ذوب شده و هنگامی که سرد می شوند سخت می گردند. این چرخه های ذوب شدن و سرد شدن می تواند به دفعات متوالی بدون اینکه بر خواص پلیمر تأثیری داشته باشد رخ دهد. پلیمرهایی که برای تولید ژئوسنتتیک ها به کار می روند در جدول ۱۲-۲ به همراه اختصارات آن ها فهرست شده اند. متداول ترین انواع پلیمرها عبارتند از پلی پروپیلن (PP)، پلی اتیلن با چگالی بالا (HDPE) و پلی استر (پلی اتیلن ترفتالات) (PET).

جدول ۱۲-۲ پلیمرهایی که معمولاً در تولید ژئوسنتتیک ها به کار گرفته می شوند

انواع پلیمرها	علامت اختصاری	Types of Polymer
پلی پروپیلن	PP	Polypropylene
پلی استر (پلی اتیلن ترفتالات)	PET	Polyester (Polyethylene Terephthalate)
پلی اتیلن		Polyethylene
پلی اتیلن کم چگال	LDPE	Low density polyethylene
پلی اتیلن کم چگال خطی	VLDPE	Very Low density polyethylene
پلی اتیلن با چگالی متوسط	LLDPE	Linear Low density polyethylene
پلی اتیلن با چگالی متوسط	MDPE	Medium density polyethylene
پلی اتیلن فشرده	HDPE	High density polyethylene
پلی اتیلن آغشته به کلر	CPE	Chlorinated polyethylene
پلی اتیلن کلروسولفات	CSPE	Chlorosulfonated polyethylene
پلی وینیل کلراید	PVC	Polyvinyl chloride
کلی آمید	PA	Polyamide
پلی استیرن	PS	Polystyrene

توجه: مصالح پایه معمولاً از عناصر کربن، هیدروژن و بعضی مواقع نیتروژن و کلر تشکیل شده اند. این مصالح از زغال سنگ و نفت خام تولید می شوند.

گرچه اکثر ژئوسنتتیک ها با استفاده از مصالح مصنوعی تولید می شوند، برای تولید بعضی ژئوسنتتیک های خاص به طور مثال انواع خاصی از ژئوتکستایل ها ممکن است از مفتول های فولادی یا الیاف طبیعی با قابلیت تجزیه بیولوژیک مانند کُنف، الیاف درختی، کاغذ، نخ، پشم، ابریشم و غیره نیز استفاده شود. از ژئوتکستایل های با قابلیت تجزیه بیولوژیک معمولاً فقط برای کنترل فرسایش استفاده می شود. در این حالت پس از تجزیه ژئوتکستایل، گیاهان طبیعی نقش کنترل فرسایش را بر عهده می گیرند. شبکه های کنفی تحت نام های تجاری مختلفی تولید می شوند که بعضی از آن ها عبارتند از: Soil ، Geojute ، Anti-wash و Saver. این شبکه ها معمولاً به شکل بافته شده با حفراتی به اندازه ۱۰ در ۱۵ میلی متر و ضخامت ۵ میلی متر و مساحت حفرات حدود ۶۵ درصد تولید می شوند. گیاهان به راحتی می توانند از بین حفرات این گونه ژئوتکستایل ها رشد نموده و از ساختار آن به عنوان تکیه گاه استفاده نمایند. کنفی که حدود ۸۰ درصد آن سلولز طبیعی است در طی زمانی در حدود ۲ سال به طور کامل تجزیه می شود. مزیت دیگر این نوع فرآورده های تجزیه پذیر بیولوژیک این است که کنف تجزیه شده باعث بهبود رشد گیاه نیز می شود. از برخی مصالح غیر پلیمری مانند سدیم یا بنتونیت کلسیم نیز به ندرت برای تولید فرآورده های ژئوسنتتیکی استفاده می شود.

^۱ Thermoplastic ^۲ Amorphous ^۳ Semi-crystalline

۸-۱۲ | کاربردهای ژئوتکستایل ها

در ابتدای فصل عملکردهای شش گانه ای تعریف نمودیم که ژئوسنتتیک ها قادرند به انجام برسانند. علاوه بر عملکردهای پایه شش گانه، عملکردهای فرعی دیگری نیز وجود دارند که ژئوسنتتیک ها در کاربردهای مختلف به انجام می رسانند. ژئوتکستایل ها به عنوان یکی از مهمترین اعضای خانواده ژئوسنتتیک ها قادر به انجام بسیاری از این عملکردها هستند بنابراین می توان انتظار داشت که از آن ها بتوان در حوضه های بسیار متنوعی استفاده نمود. تعدادی از موارد کاربردی ژئوتکستایل ها در جدول ۱۲-۳ فهرست شده اند. واضح است که این موارد همه کاربردها را بیان نمی کند و در حقیقت موارد استفاده به طور دائم در حال رشد است.

جدول ۱۲-۳ تعدادی از موارد کاربرد ژئوتکستایل ها

الف) جدا کنندگی مصالح غیر مشابه	
بین فونداسیون و لایه های خاک کپسوله	بین بستر و اساس سنگی در راه های رویه نشده و باند فرودگاه
بین فونداسیون و دیوارهای حائل صلب	بین بستر و اساس سنگی در راه های رویه شده و باند فرودگاه ها
بین فونداسیون و دیوارهای حائل انعطاف پذیر	بین بستر و بالاست راه آهن
در زیر زمین ها و میادین ورزشی	بین خاکریزها و لایه اساس سنگی
بین شیروانی ها و برم های پایین دست	بین ژئوممبرین ها و لایه های ماسه ای زهکش
در زیر دال پیاده رو	بین فونداسیون ها و خاکریزهای سربار
زیر جدول ها	بین فونداسیون و خاکریزهای سربار در راه ها
زیر پارکینگ ها	بین فونداسیون و خاکریز سدهای خاکی و سنگریزه ای
در زیر نواحی مختلف سدهای خاکی	بین لایه های آسفالت قدیمی و جدید
بین لایه های زهکش در پتو های زهکش بد دانه بندی شده	در زیر بلوکهای پیش ساخته و پانلهایی روسازی

ب) تسلیح خاک های ضعیف و دیگر مصالح	
برای تسلیح روسازی های منعطف	بر روی خاک های نرم در راه های رویه نشده
برای پیوند صخره های ترک خورده یا متصل به هم	بر روی خاکهای نرم باند فرودگاه ها
برای یکپارچه نگه داشتن فیلتر های تشکی	بر روی خاکهای نرم راه آهن
به عنوان لایه زیرین بلوک هایی بتنی مفصلی	بر روی خاکهای نرم در خاکریزها
	بر روی خاکهای نرم در زمین های ورزشی
برای مهار پانلهای رویه در دیواره هایی خاکی مسلح	بر روی نواحی ترموکارست (Thermokarst)
برای مهار بلوکهای بتنی در دیواره های حائل کوچک	بر روی خاکریزهای ناپایدار به عنوان سیستم های منسدد کننده
برای در بر گرفتن خاکهای نرم در ساخت سدهای خاکی	به عنوان نگهدارنده جانبی بالاست در ریل اها
برای ساخت خاک های کپسوله	برای پوشش خاک در سیستم های خاک کپسوله
برای استفاده در تراکم و تحکیم درجای خاک ها	برای ساخت دیوار های مسلح
برای بهبود ظرفیت باربری فونداسیون های سطحی	تسلیح خاکریزها
برای تسلیح سدهای سنگریزه ای و خاکی	برای کمک به ساخت شیب های تند
برای متوقف کردن و یا حذف خزش خاک ها در شیب ها	برای تثبیت موقت شیب ها
ایجاد شیب های کناری پایدار تر به خاطر مقاومت اصطکاکی بالا	ایجاد شیب های کناری پایدار تر به خاطر مقاومت اصطکاکی بالا
تثبیت محوطه خاکی کارگاه و نواحی فعالیت های عمرانی	برای جلوگیری از سوراخ شدن ژئوممبرین ها توسط مصالح سنگی



ادامه جدول ۱۲-۳

(پ) فیلتراسیون (جریان عمود بر صفحه)

استفاده به جای فیلترهای شنی	■	برای محافظت مصالح زهکش های دودکشی	■
در زیر اساس سنگی راه های رویه نشده و باند فرودگاه ها	■	برای محافظت مصالح دالان زهکش	■
در زیر اساس سنگی راه های رویه شده و باند فرودگاه ها	■	بین خاکریز پشت دیوار حائل و حفرات دیوارهای حائل	■
در زیر بالاست راه آهن ها	■	بین خاکریزها و گابیون ها	■
اطراف مصالح سنگی زهکش های زیرزمینی	■	دور هسته های قالب بندی شده در زهکش های پره ای	■
اطراف مصالح سنگی زهکشهای فرانسوی	■	دور هسته های قالب بندی شده در زهکش های نواری	■
اطراف لوله های سوراخ دار زهکش های زیرزمینی	■	در اطراف ژئوگریدها برای جلوگیری از نفوذ خاکها	■
به عنوان حصار در برابر برف	■	در ژئوکمپوزیت ها برای جلوگیری از نفوذ خاکها	■
در زیر خاکریزهای که تولید آبشستگی می نمایند	■	دور ستون های ماسه ای در زهکش های ماسه ای	■
برای فیلتراسیون خاکریزهای هیدرولیکی	■	دور قسمت متخلخل انتهایی چاه ها	■
به عنوان حصار سیلتی	■	دور قسمت متخلخل انتهایی پیژومترها	■
به عنوان پرده سیلتی	■	به عنوان فیلتر در زیر سنگچین رپ رپ	■
به عنوان قالب منعطف برای مرمت شمع های تخریب شده	■	به عنوان فیلتر در زیر بلوک های پیش تنیده	■
قالب منعطف برای ترمیم پایه های فرسوده پل ها در اثر آبشستگی	■	قالب انعطاف پذیر برای یکپارچه نگهداشتن معادن زیر زمینی	■
به عنوان قالب منعطف برای در بر داشتن ماسه، دو غاب یا بتن در سیستم های کنترل کننده فرسایش	■		

(ت) زهکشی (جریان در صفحه)

به عنوان زهکش دودکشی در سدهای خاکی	■	به عنوان زهکش آب در زیر ژئوممبرین ها	■
به عنوان دالان زهکش در سدهای خاکی	■	به عنوان زهکش هوا در زیر ژئوممبرین ها	■
به عنوان منقطع جریان های افقی	■	به عنوان زهکش در زمین های ورزشی	■
به عنوان پتوی زهکش در زیر خاکریز سربار	■	به عنوان زهکش باغ های سقفی	■
به عنوان زهکش در پشت دیوار حائل	■	به عنوان محو کننده آب حفره ای در خاکریزها	■
به عنوان زهکش در زیر بالاست راه آهن	■	به عنوان جایگزین زهکش های ماسه ای	■
برای زائل کردن آب ناشی از رسوخ در خاک ها و صخره های نمایان (در سطح زمین)	■		
به عنوان جلوگیری کننده از خاصیت کاپیلاری در مقابل مهاجرت نمک در مناطق خشک	■		
به عنوان جلوگیری کننده از خاصیت کاپیلاری در خاکهای حساس در مقابل یخزدگی	■		

۹-۱۲ | کاربردهای ژئوگریدها

ژئوتکستایل ها و ژئوگریدها، در بسیاری موارد مصالحی مشابه هستند که به وسیله روش های مشابهی نیز طراحی می شوند لیکن فرآیند تولید، شکل ظاهری و نحوه جایگذاری آن ها متفاوت است. برخلاف ژئوتکستایل ها، ژئوگریدها نسبتاً سخت بوده و ساختاری شبکه ای با منافذ باز بزرگ (معمولاً بین ۱ تا ۵ سانتی متر) دارند. ژئوگریدها دارای خصوصیات مسلح کنندگی بسیار خوبی می باشند (به دلیل مقاومت و مدول بالا). فن آوری تولید پلیمرهای با مدول بالا به وسیله فرآیند "کار سرد" (Cold Working) باعث شده که چنین مصالحی را بتوان برای مسلح کردن بعضی مصالح ساختمانی مثل خاک به کار برد. امروزه کاربرد اصلی ژئوگریدها مسلح کنندگی می باشد.



ژئوگرید ها به تنهایی حداقل ۲۵ مورد کاربرد و به طور کلی دو عملکرد عمده دارند:

۱. تسلیح (همیشه)

۲. جدا کنندگی (بعضی مواقع)

ژئوگریدهایی که در نتیجه فرآیندهای مذکور حاصل می شوند، نسبتاً پر مقاومت، دارای مدول بالا و حساسیت کم نسبت به خزش بوده و اندازه سوراخ های آن ها بین 1 تا 5cm متغیر است. این سوراخ ها یا به شکل بیضی های کشیده شده و یا مربع شکل با گوشه های گرد می باشند. در بعضی شرایط خاص جدا کنندگی هم یکی از عملکردهای ژئوگریدها می باشد اما به ندرت. تقریباً همیشه، تسلیح به نوعی به وسیله ژئوگریدها انجام می گیرد.

ژئوگریدها به خاطر وجود منافذ بزرگ، به عنوان فیلتر و غشای آب بند کاربردی ندارند. هم چنین هنگامی که از آن ها به عنوان هسته زهکش استفاده می شود معمولاً به وسیله ژئوتکستایل فیلتر محافظت شده و بدین ترتیب به یک ژئوکمپوزیت تبدیل می گردند. این بدان معنی است که ژئوگریدها تقریباً همیشه به عنوان جدا کننده و مسلح کننده به کار گرفته می شوند. تعدادی از کاربردهای ژئوگرید ها در جدول ۱۲-۴ فهرست شده است.

جدول ۱۲-۴ تعدادی از موارد کاربرد ژئوگریدها

در زیر مصالح سنگی در راه های رویه نشده	به عنوان گابیون در ساخت سازه های کنترل کننده فرسایش
در زیر بالاست در ساخت راه آهن	به عنوان گابیون کوله پل ها
در زیر سربارها و یا محل های موقت پروژه های عمرانی	ساخت پوشش های تشکی در روی خاک های نرم
تسلیح خاکریزها و سدهای خاکی	ساخت پوشش های تشکی بر روی پیت و خاک های آلی
ترمیم خرابی شیروانی ها و زمین لغزه ها	به عنوان صفحات لایه بین ژئوتکستایل و ژئوممبرین
به عنوان گابیون در ساخت دیوارها	برای افزایش اصطکاک ژئوممبرین
برای تسلیح قطعات سنگی جدا شده	برای مسلح کردن روسازی های آسفالتی
برای تقویت و اتصال قطعات بتنی جدا شده	برای مسلح کردن بتن و سیمان به اشکال متنوع
به عنوان صفحات لایه بین ژئوتکستایلها	به عنوان صفحات لایه بین ژئوممبرین ها
برای مهار پانل های رویه دیوارهای حائل	

۱۰-۱۲ | کاربردهای ژئوممبرین ها

ژئوممبرین ها نیز مانند ژئوتکستایل ها یکی از اعضای مهم و بارز خانواده ژئوسنتتیک ها بوده و از نظر تجاری فروشی تقریباً برابر با ژئوتکستایل ها دارند. ژئوممبرین ها غشا های انعطاف پذیر ناتراوایی هستند که معمولاً از ورقه های پلاستیکی یا لاستیکی ساخته می شوند ولی آن ها را می توان از طریق اشباع نمودن ژئوتکستایل ها با استفاده از قیر یا افشاندن الاستومر نیز ساخت. البته در اینجا تنها در مورد ژئوممبرین های لاستیکی یا پلاستیکی بحث می کنیم. ژئوممبرین مطلقاً ناتراوا نیست (در واقع هیچ چیز ناتراوا نیست) ولی در مقایسه با ژئوتکستایل ها و حتی خاک رس آنها را می توان نفوذناپذیر نامید.

مهم ترین کاربرد ژئوممبرین ها آسترکشی و روکش کاری مخازن ذخیره مواد و ضایعات جامد و استخرهای نگهداری مایعات است. پس عملکرد اولیه همیشه حائل بودن در برابر مایعات، بخار و ایجاد غشای آب بند خواهد بود.

موارد استفاده فراوانی برای ژئوممبرین ها وجود دارد که تمام آنها به خاصیت نفوذ ناپذیر بودن این صفحات مربوط می شود، البته باید توجه نمود که هیچ چیز از نگاه مطلق به طور کامل نفوذ ناپذیر نیست. در این جا در مورد نفوذ ناپذیری نسبی در مقایسه با مصالح مشابه دیگر صحبت می کنیم. به طور مثال اگر هدف ما آسترکاری یک مخزن ذخیره مایعات در مقابل نشت باشد، آن گاه مصالح رقیب اغلب رس بنتونایت است که به طور معمول ضریب هدایت هیدرولیکی (نفوذپذیری) تقریباً 10^{-8} cm/s دارد در مقابل نفوذ پذیری معادل یک ژئوممبرین ترموپلاستیک معمولی حدود 10^{-13} تا 10^{-8} می باشد. به این جهت ژئوممبرین ها را نسبتاً نفوذ ناپذیر در نظر می گیریم.

دامنه کاربرد این صفحات خیلی گسترده بوده و حداقل ۳۰ مورد کاربرد مجزا برای آنها در مهندسی عمران می توان نام برد. تعدادی از موارد استفاده ژئوممبرین ها در پروژه های خاکی، راه و محیط زیست در جدول ۱۲-۵ فهرست شده اند.

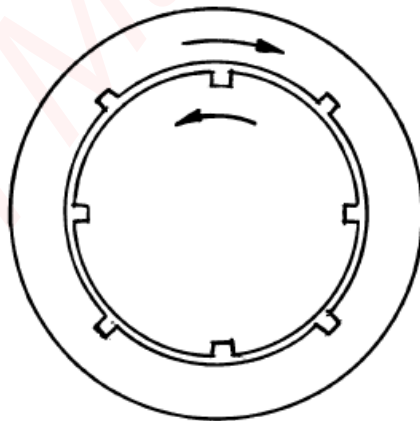
جدول ۱۲-۵ مواردی از کاربردهای ژئوممبرین ها

- | | |
|--|--------------------------------------|
| نگهداری آب شرب | آستر حوضچه های خورشیدی |
| به عنوان سازه های نگهدارنده خاکریزهای موقت | آستر حوضچه های آب شور |
| نگهداری پسماندهای مایع | آستر کانالهای انتقال آب |
| نگهداری مایعات پسماندهای آلوده به رادیو اکتیو | آستر کانال های انتقال پسماندهای مایع |
| نگهداری منابع ذخیره آب زیر زمینی | برای کنترل نشت مخازن شناور |
| داخل سدهای خاکی برای کنترل تراوش آب | برای کنترل بو در خاکریزهای نگهدارنده |
| به عنوان آستر سرریزهای اضطراری | برای کنترل خاکهای متورم شونده |
| برای آسترکاری داخل تونل ها | |
| رویه سدهای خاکی | |
| برای کنترل تراوش آب از داخل فرازبند ها | |
| برای جلوگیری از نفوذ آب به داخل مناطق حساس | |
| برای ساخت سدهای لاستیکی | |
| برای هدایت جریان آب در مسیر دلخواه | |
| برای کنترل خاک های مستعد یخزدگی | |
| در داخل دیوارهای آب بند جهت جلوگیری از تراوش هرز آب های خطرناک از داخل خاکریزهای نگهدارنده مواد جامد | |
| برای کمک به یکپارچه نموده تراکم و نشست خاکهای زیرسطحی | |
| برای محافظت نواحی مستعد چاهی شدن (سنک هول) در برابر جریان آب | |
| به عنوان قالب های منعطف جایی که مجاز به از دست دادن مصالح نیستیم | |
| به عنوان آستر منابع ذخیره آب (به عنوان مثال در تأسیسات هسته ای) | |
| به عنوان پوشش خاکریزهای نگهدارنده پسماندهای جامد | |
| در زیر لایه های آسفالتی به عنوان لایه ضد آب | |
| برای کنترل گازهای حاصل از تبخیر (رادون، هیدروکربن ها) | |
| به عنوان رویه خاکریزهای نگهدارنده پسماندهای جامد | |
| پوشش مخازن شناور به منظور جلوگیری از آلودگی | |
| برای تصحیح افت حاصل از نشت در مخازن سطحی | |

۱۱-۱۲ | کاربردهای ژئونت ها

ژئونت ها معمولاً بوسیله فرآیند قالبگیری فشاری (اکستروژن) تولید می شوند بطوریکه حداقل دو دسته استرنند (مجموعه الیاف نوار ماندی که می توانند به یکدیگر اتصال داده اند) روی هم قرار داده می شوند تا ساختاری سه بعدی بدست آید. برای این کار در داخل یک قالب استوانه ای دارای غلتک هایی با جهت چرخش متضاد یکدیگر که مقطع ساده شده آن در شکل ۱۱-۱۲ نشان داده شده است، پلاستیک داغ تزریق می شود. در داخل این قالب استوانه ای، محور استوانه ای دیگری وجود دارد که هم مرکز با قالب بیرونی نصب شده است. هنگامی که هر دو قالب بیرونی و داخلی می چرخند دو دسته استرنند دولا به طور همزمان تولید می شود ولی هنگامی که درزهای بیرونی و درونی در یک راستا قرار می گیرند، یک دسته استرنند دولا به وجود خواهد آمد. در این لحظه است که نقاط تقاطع در مسیر حلزونی به صورت پیوندگاه شکل می گیرند. در نهایت حاصل این فرآیند ژئونت استوانه ای خواهد بود. این استوانه پیوسته به صورت هم محور به داخل یک استوانه مخروطی هدایت می شود که این استوانه ژئونت را تا قطر مورد نیاز تحت کشش قرار می دهد. این فرآیند کشش باعث تغییر آرایش مولکولی شده و همچنین اندازه نهایی و هندسه ژئونت را کنترل می نماید. برای تبدیل ژئونت های استوانه ای به ورقه های مسطح، ژئونت استوانه ای برش داده شده و باز می شود. در صورتی که ژئونت استوانه ای در راستای محور طولی آن شکافته شود، ورقه حاصل دارای منافذی به شکل لوزی خواهد بود ولی در صورتی که به صورت مایل برش داده شوند به طور مثال موازی با یکی از بندها، آنگاه منافذ تقریباً مربع شکل به نظر می رسند.

بر خلاف ژئوگریدها، بندهای متقاطع ژئونت ها همیشه بر یکدیگر عمود نیستند. در واقع این بندها تحت زاویه ای بین ۶۰ تا ۸۰ درجه یکدیگر را قطع می نمایند. بدین ترتیب منافذی به شکل لوزی ایجاد می شود. می توان مشاهده نمود که یک آرایه موازی از بندها از روی آرایه دیگر عبور می نماید به طوری که ساختاری با ضخامت مضاعف ایجاد می شود. ضخامت ژئونت ها معمولاً بین ۵ تا ۱۰ میلی متر است.



شکل ۱۱-۱۲ نحوه چرخش غلتک های تولید کننده ژئونت ها

ژئونت ها تنها در حوضه زهکشی و برای انتقال آب یا به عبارتی مایعات به کار گرفته می شوند. در واقع ژئونت ها فرآورده های تک کاربردی هستند. کاربردهای زیر در متون فنی برای ژئونت ها گزارش شده است (جدول ۱۲-۶).

جدول ۱۲-۶ تعدادی از کاربردهای ژئونت ها

▪ زهکشی آب فروشسته شده از داخل شیروانی های خاکریزها	▪ زهکشی آب زمین های ورزشی
▪ به عنوان پتوی زهکش در زیر خاکریزهای موقتی	▪ زهکشی آب روی سطح آستر خاکریزها
▪ زهکشی آب کف میادین و مراکز عبور عابرین	▪ زهکشی آب پشت دیوار حائل
▪ زهکشی آب خاک های مستعد یکزدگی	▪ زهکشی آب فونداسیون سازه ها
▪ زهکش آب نفوذکرده به داخل درپوش خاکریزهای نگهدارنده	
▪ زهکشی آب در حال تراوش از داخل شیروانی های سنگی	

۱۲-۱۲ | کاربردهای ژئوپایپ ها

شاید قدیمی ترین مصالح ژئوسنتتیک که هنوز هم مورد استفاده زیاد دارد لوله های پلاستیکی مدفون باشند. این مصالح اکثر شاخه های مهندسی عمران به طور مثال ژئوتکنیک، حمل و نقل و ترابری و مهندسی محیط زیست البته بدون آگاهی زیادی در مورد طراحی و آزمایش به کار گرفته می شوند. اهمیت بسیار بالا و حیاتی لوله های جمع آوری هرزاب و وجود تنش های فشاری زیاد ژئوپایپ ها را مبدل به یکی از اعضای بسیار سودمند و پرمصرف خانواده ژئوسنتتیک ها نموده است. مسلم است که عملکرد آنها نیز همواره زهکشی می باشد. تعدادی از کاربردهای ژئونت ها در جدول ۱۲-۷ فهرست شده اند.

جدول ۱۲-۷ کاربردهای ژئونت ها

▪ زهکش های کناری بزرگراه ها و ریل ها	▪ خطوط انتقال آب ثقیلی
▪ زهکشی تونل	▪ خطوط انتقال آب تحت فشار
▪ زهکشی آب منفذی پشت دیوارهای حائل	▪ سیستمهای زهکشی آب های زائد
▪ زهکش های منقطع جریان در داخل شیب ها	▪ لوله های آدم رو برای جمع آوری هرزاب ها
▪ زهکش های منقطع جریان آب زیر زمینی	▪ خطوط انتقال مواد شیمیایی
▪ لوله های مورد استفاده برای کاهش تراز آب	▪ لوله های لایروب
▪ سیستم های اولیه و ثانویه جمع آوری هرزاب ها	
▪ سیستم حذف آب های سطحی روی پوشش خاکریزها	
▪ لوله کشی در زمین هایی که مسیر عبور هرزاب های مختلف می باشد	

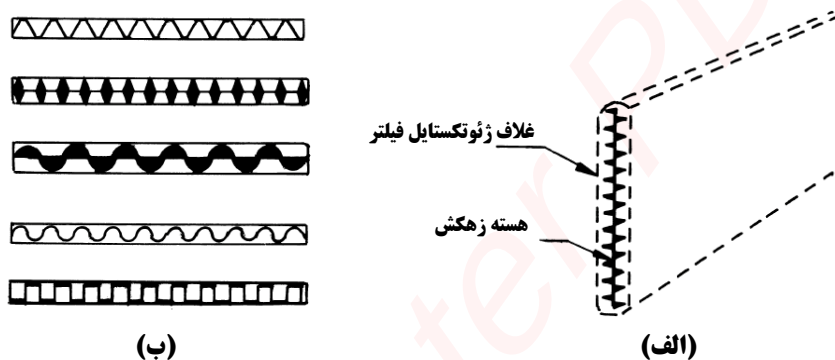
۱۳-۱۲ | کاربردهای ژئوکمپوزیت ها

ژئوکمپوزیت ها را می توان با استفاده از دو یا تعدادی بیشتر از ژئوسنتتیک های توصیف شده در بخش ۱۲-۵ تولید نمود. فلسفه کاربرد ژئوکمپوزیت ها همان طور که از نام آنها پیداست (کمپوزیت به معنای ترکیب)، استفاده از خواص مصالح مختلف برای ایجاد مصالحی ترکیبی با هدف به وجود آوردن شرایط بهینه برای حل مشکلی خاص است. بنابراین یک ژئوکمپوزیت می تواند خصوصیات اعضاء تشکیل دهنده آن را ترکیب نماید تا ملزومات مورد نیاز یک حوضه کاربردی مشخص تامین شود. لزوماً تمام این ترکیبات سنتتیک نیستند. ممکن است که ترکیب مصالح سنتتیک و غیر سنتتیک عملکرد بهتر و یا قیمت کمتری را باعث شود. همان طور که خواهید دید تعداد قابلیت ها تقریباً نامحدود است. بعضی از ژئوکمپوزیت ها به طور مثال عبارتند از: زهکش های نواری، تسمه ای، فتیله ای و آسترهای ژئوسنتتیک (GCL ها).



• ۱۲-۱۳-۱ ترکیب ژئوتکستایل - هسته پلیمری

اگر یک لایه پلاستیکی نیمه صلب را طوری شکل دهیم که آب زیادی را هدایت نموده و مثل یک زهکش عمل نماید و سپس این لایه میانی را بوسیله ژئوتکستایلهایی که مثل فیلتر عمل می نمایند و در یک یا دو سمت این هسته میانی قرار می گیرند محافظت نماییم آنگاه دسته جدیدی از ترکیبات سنتتیکی ایجاد کرده ایم که به آن ها زهکش های نواری می گوئیم. اغلب هسته پلیمری را به صورت شیار دار به عرض حدود ۱۰ سانتی متر شکل می دهند تا هدایت آب آسان شود (شکل ۱۲-۱۲). این ترکیبات ابزار سریعی برای تحکیم خاکهای ریز دانه اشباع می باشند. همچنین پانلهای ساخته شده از این ترکیبات ابزاری عالی برای زهکشی پشت دیوارهای حائل هستند. نوع دیگر ترکیبات ژئوسنتتیکی از این نوع، زهکش های حاشیه ای پیش ساخته می باشند. این مصالح در مجاورت روسازی بزرگراه ها و یا راه آهن قرار داده می شوند تا به عنوان زهکش های جانبی مقطع روسازی را محافظت نمایند. این سیستم ها فوق العاده سریع نصب می شوند و صرفه اقتصادی زیادی به همراه دارند.



شکل ۱۲-۱۲ زهکش نواری (الف) اجزاء تشکیل دهنده (ب) انواع مختلف هسته های زهکش

• ۱۲-۱۳-۲ ترکیب ژئوتکستایل - ژئونت

وقتی ترکیب ژئوتکستایل و ژئونت را بکار می بریم و یا از ترکیب ساندویچی ژئوتکستایل-ژئونت-ژئوتکستایل استفاده می نماییم عملکردهای جداکنندگی و فیلتراسیون همیشه ارضا می شوند اما عملکرد زهکشی این ترکیب در مقایسه با زمانی که ژئوتکستایل به تنهایی به کار می رود به طور فوق العاده ای بهبود می یابد. این ترکیب هنگامی که به صورت افقی قرار داده می شود عملکرد خوبی جهت زهکشی آب های صعود کننده در مناطق کاپیلاری، مناطقی که امکان بوجود آمدن نیروی تورم ناشی از یخ زدن آب وجود دارد و نواحی که مهاجرت نمک مشکل ساز است باعث می شود. در چنین حالتی وقتی که آب وارد لایه های ساندویچی می شود به طور افقی در سطح ژئونت حرکت می نماید تا جایی که از منطقه مستعد خرابی خارج می شود. چنین ترکیباتی همچنین برای هدایت آب های داخل خاکریزها و هدایت بخار ناشی از تبخیر آب ها و آب زیر آستر حوضچه ها کاربرد فراوانی دارد.

• ۱۲-۱۳-۳ ترکیب ژئوتکستایل - ژئوممبرین

ژئوتکستایل ها به صورت ورقه ای در یک یا هر دو سمت ژئوممبرین با چندین هدف قرار می گیرند. در حوضه مسلح کنندگی، ژئوتکستایل ها باعث افزایش مقاومت در برابر سوراخ شدگی، گسترش پارگی و اصطکاک می شود، به علاوه مقاومت کششی نیز افزایش می یابد. اغلب چنین ترکیباتی با استفاده از ژئوتکستایل های بی بافت سوزنی ساخته می شوند که نسبتاً سنگین وزن بوده و به عنوان زهکش عمل می کنند. به خاطر این که خاصیت جریان پذیری در صفحه باعث هدایت آب شده و از تماس مستقیم آن با ژئوممبرین جلوگیری می کند.



ژئوممبرینی که به شکل صفحات پلاستیکی نیمه صلب ساخته شده است را می توان طوری تغییر شکل داد که قادر باشد آب را با دبی زیاد از خود عبور دهد. این صفحات سپس به وسیله ژئوتکستایل (به عنوان فیلتر) که در هر دو قسمت قرار می گیرند محافظت می شوند. زهکش های نواری (فتیله ای) در این رده قرار دارند. اغلب ژئوممبرین ها برای هدایت بهتر آب به صورت شیار دار به عرض حدود 10cm شکل داده می شود. این ترکیبات ابزار سریعی برای تحکیم خاک های ریزدانه اشباع می باشند. با شکل دادن ژئوممبرین های سخت می توان پانل هایی به شکل شانه تخم مرغ (که معمولاً از جنس پلی اتیلن یا پلی استرین) ساخت، به طوری که با قرار دادن یک ژئوتکستایل در یک سمت ابزاری عالی برای زهکشی خاک های پشت دیوارهای حائل و یا دیوار زیر زمین تهیه نمود. اگر از این ترکیبات به عنوان زهکش های نواری استفاده کنیم، ژئوتکستایل نقش فیلتر را بازی می کند و ژئوممبرین شکل داده شده به عنوان زهکش عمل می نماید. آخرین گونه از این ترکیبات به نوعی هستند که یک ژئوممبرین نازک انعطاف پذیر، در روی دیوارها قرار می گیرد و به عنوان حائل در برابر آب عمل می کند.

• ۱۲-۱۳-۴ ترکیب ژئوتکستایل - ژئوگرید

وقتی از ژئوتکستایل بر روی ژئوگرید و یا در زیر آن استفاده شود و یا ترکیب ساندویچی ژئوتکستایل-ژئوگرید-ژئوتکستایل ایجاد شود، عملکردهای جدا کنندگی و فیلتراسیون همیشه ارضا می شوند و عملاً مسلح کنندگی، حداقل به اندازه جمع مقاومت هر یک از اجزا بهبود می یابد، ولی اغلب از این ترکیبات ساندویچی برای ایجاد حائل و زهکش استفاده می شود. این ترکیبات نیز مانند ترکیب ژئوتکستایل-ژئونت وقتی به صورت افقی قرار داده می شوند حائلی فوق العاده به وجود می آید که در مناطق صعود موئینگی از حرکت آب به سمت بالا جلوگیری نموده و باعث جلوگیری از تورم ناشی از یخ بندان و مهاجرت نمک می شود. وقتی آب وارد لایه های ساندویچی می شود به صورت افقی در داخل صفحه ژئوگرید حرکت کرده و از منطقه مستعد آسیب دیدگی خارج می شود. این ترکیبات هم چنین برای به تله انداختن و انتقال هرزاب ها در خاکریزها و هدایت هوای زیر حوضچه های آبگیر و آسترهای استخر ها نیز استفاده می شوند.

• ۱۲-۱۳-۵ ترکیبات ژئوممبرین - ژئوگرید

از آن جا که بعضی از انواع ژئوممبرین ها و ژئوگریدها از یک نوع ساخته می شوند (مثل پلی اتیلن فشرده) آن ها را می توان به یکدیگر متصل نمود (در واقع جوش داد) تا یک لایه نفوذ ناپذیر با مقاومت و اصطکاک بهبود یافته تشکیل شود. مثل دیگر ترکیبات می توان ترکیبی ساندویچی به صورت ژئوممبرین - ژئوگرید - ژئوممبرین ساخت به طوری که ژئوگرید در سیستم های رسوخ یاب به عنوان زهکش عمل نماید.

• ۱۲-۱۳-۶ ترکیب ژئوتکستایل - ژئوممبرین - ژئونت

ترکیب ژئوتکستایل (با عملکرد فیلتراسیون)، ژئوممبرین (برای آب بندی) و ژئونت (زهکشی و توزیع بار) سیستم کاملی از یک زهکش - فیلتر - محافظ ارائه می نماید که بسیار متراکم بوده و نصب آن بسیار راحت است.

• ۱۲-۱۳-۷ آستر رسی ژئوستتیک، GCL

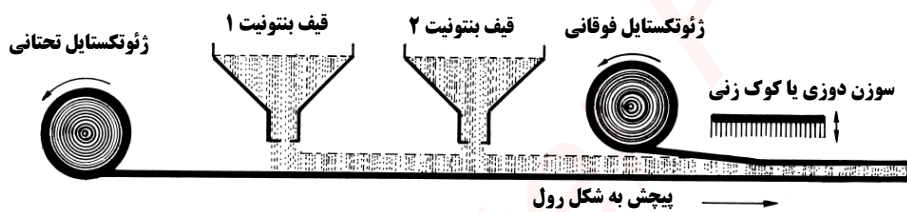
آستر رسی ژئوستتیک، حائلی هیدرولیکی است که به عنوان مصالح جایگزین لایه های خاکی تراکم یافته به کار گرفته می شوند. از این GCL ها بدلیل نفوذپذیری کم آن ها در پروژه های زیست محیطی و هیدرولیکی مختلف از جمله خاکریز ها و پروژه های اصلاح و ترمیم به وفور استفاده می شود. این ژئوکمپوزیت تشکیل شده است از لایه ای نازک از سدیم یا بنتونیت کلسیم (جرم واحد سطح = 5kg/m^2) که با بین دو ورقه ژئوتکستایل بافته شده یا بی بافت به صورت ساندویچی قرار داده شده



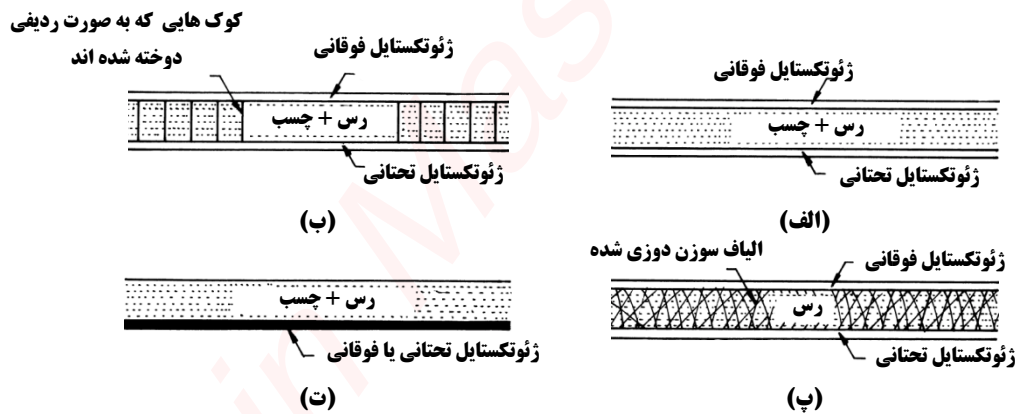
(شکل ۱۲-۱۳) و یا با استفاده از چسب به آن متصل شده. بنتونیت سدیم دارای خاصیت هدایت هیدرولیکی پایین تری می باشد. شکل ۱۲-۱۴ مراحل اصلی فرآیند تولید GCL های سوزن دوخت یا وصله ای را نشان می دهد. به این نکته باید توجه نمود که GCL ها همچنین با نام های دیگری همچون پتوهای رسی، پتوهای بنتونیتی و تشک های بنتونیتی نیز شناخته می شوند. تعدادی از کاربردهای آسترهای رسی ژئوسنتتیکی در جدول ۱۲-۸ فهرست شده اند.

جدول ۱۲-۸ موارد استفاده آسترهای رسی ژئوسنتتیکی

در زیر ژئوممبرین ها به عنوان آستر اولیه خاکریزهای نگهدارنده	به عنوان آستر تک کانال ها
به عنوان بخشی از یک آستر رسی مترکم در آسترهای کمپوزیت	به عنوان آستر تک آبگیرهای سطحی
در زیر ژئوممبرین ها به عنوان پوشش خاکریز نگهدارنده	به عنوان آستر ثانویه مخازن ذخیره زیر زمینی
در زیر ژئوممبرین به عنوان آستر کمپوزیت استخرها	
در زیر ژئوممبرین ها به عنوان آستر ثانویه خاکریزهای نگهدارنده	
در روی ژئوممبرین جهت محافظت در برابر اثر سوراخ کنندگی آن توسط مصالح شنی	
در زیر ژئوممبرین به عنوان آستر کمپوزیت برای جمع آوری هزراب ها	



شکل ۱۲-۱۳ فرآیند تولید آسترهای رسی ژئوسنتتیکی سوزن بافت و کوک بافت

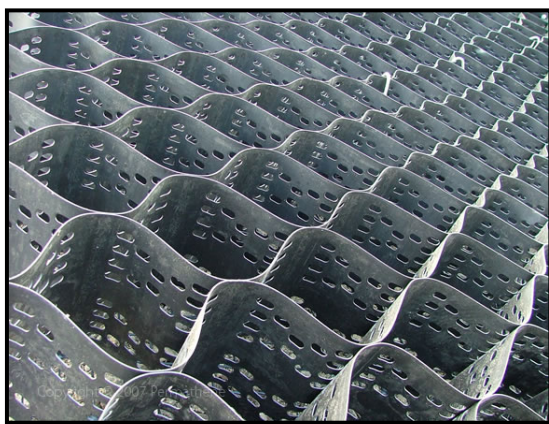


شکل ۱۲-۱۴ انواع آسترهای رسی ژئوسنتتیکی (Koerner and Daniel, 1997)

• ۱۲-۱۳-۸ ترکیب ژئوب/ژئوسل - خاک

هنگامی که خاک های شنی و درشت دانه به طور مناسبی در بر گرفته شوند ظرفیت باربری آن ها به میزان قابل توجهی افزایش خواهد یافت. اما در نزدیکی سطح زمین و هنگامی که احاطه نشده باشند به آسانی سر می خورند و از هم می پاشند. چنین حالتی در کف دریاها وجود دارد جایی که تلماسه ها و تپه های شنی شیبدار در معرض فعالیت های ساخت و ساز قرار دارند. شیاری شدن این تپه ها عملیات ساختمانی را بی حاصل می نماید، آنچه در این حالت مورد نیاز است یک سیستم در برگیرنده نزدیک به سطح است، تا با کمک مقاومت فشاری بالای خاک های شنی محدود شده یک سیستم جدید تشکیل گردد. پس یک پوشش تشکی ژئوکمپوزیتی به همراه خاک می تواند راه حل ایده آلی برای این مشکل باشد.

مهندسين ارتش آمريكا در ويكسبورگ ميسي سيبی (Vicksburg, Mississippi) تعداد زيادی از سيستم های احاطه کننده را مورد آزمايش قرار دادند، از لوله های پلاستيکی پر شده از ماسه که به صورت قائم قرار می گيرند و سلول های مکعبی دربرگيرنده، ساخته شده از ورق های آلومينيوم شکاف دار تا سيستم های پليمري پيش ساخته که به آنها ژئوبوب و يا ژئوسل می گوييم. همانطور که گفته شد، ژئوسل ها فرآورده ای پليمري، سه بعدی و نفوذپذير با ساختاری لانه زنبوری يا سلولی هستند که با استفاده از ژئوگرید بوسيله سوزن های ویژه با آرايشی مثلثی يا مربع شکل مونتاژ شده و يا اينکه در کارخانه با استفاده از نوارهای پلیستری سوزن دوزی شده يا پلی اتيلن فشرده (HDPE) توليد می شود. ژئوسل ها به صورت افقی قرار داده شده و با خاک پر می شوند تا بدین ترتيب یک لایه تشکی بسیار قوی و پايدار ايجاد شود. خاكريزهایی با اندازه های قابل تنظيم بدین نحو ساخته شده اند که ساخت و ساز بر روی خاکهای ضعيف را هم ممکن می سازد (مثل فونداسيون گسترده ارزان قيمت). نحوه اجرا و آرايش ژئوبوب ها در شکل ۱۲-۱۵ نشان داده شده است.



(ب)




(الف)

شکل ۱۲-۱۵ نحوه اجرا و هندسه ژئوبوب ها

۱۴-۱۲ | مهندسی ژئوسنتتیک

فناوری تولید ژئوسنتتیک ها علمی است مرکب از تکنولوژی پليمر، شیمی، مهندسی توليد و اجرا. استفاده از ژئوسنتتیک ها عمدتاً در حوضه مهندسی عمران قرار می گيرد و طراحی های مرتبط با این حوضه های کاربردی از آنجایی که ژئوسنتتیک ها اکثراً در رابطه با خاک و سنگ به کار گرفته می شوند، توسط مهندسان ژئوتکنیک انجام می گيرد. برای یک کاربرد خاص از دانش مهندسی ژئوتکنیک برای تعريف و تعيين عملکردها و خصوصيات ژئوسنتتیک ها استفاده می شود. علوم مهندسی مرتبط با ژئوسنتتیک ها و کاربردهای آن ها را می توان مهندسی ژئوسنتتیک ناميد. در کاربردهای امروزی این حوضه از مهندسی به اندازه ای گسترده شده است که مطالعه آن نیاز به تعريف شاخه ای جديد در مهندسی عمران دارد. این حوضه جديد را به صورت زیر می توان تعريف نمود:

مهم!

تعريف مهندسی ژئوسنتتیک: 

مهندسی ژئوسنتتیک علمی است که در آن کاربردهای مهندسی، اصول علمی و روش های تفسير و استفاده از دانش فرآورده های ژئوسنتتیکي برای حل مسائل مرتبط با پروژه های ژئوتکنیکی، حمل و نقل، محیط زیست، هیدرولیک و ديگر مسائل مهندسی مورد بحث قرار می گيرد.





۱. فرآورده های پلیمری با ساختاری صفحه ای متشکل از المان های مقاوم کششی متقاطع که در پیوندگاه به یکدیگر متصل شده اند چه نام دارند؟
 - (الف) ژئوتکستایل
 - (ب) ژئوگرید
 - (پ) ژئونت
 - (ت) ژئوسل
۲. کدامیک از خصوصیات پایه زیر در ژئوسنتتیک ها وجود ندارد؟
 - (الف) عدم زنگ زدگی
 - (ب) سبکی
 - (پ) پایداری دراز مدت در زیر خاک
 - (ت) صلیبیت بالا
۳. مصالح مورد استفاده برای تولید ژئوسنتتیک ها عمدتاً پلیمرهای سنتتیکی هستند که از بدست می آیند.
 - (الف) لاستیک
 - (ب) فایبر گلاس
 - (پ) نفت خام
 - (ت) گونی
۴. وزن مولکولی یک پلیمر می تواند تاثیر گذار باشد.
 - (الف) تنها بر خصوصیات فیزیکی ژئوسنتتیک ها
 - (ب) تنها بر خصوصیات مکانیکی ژئوسنتتیک ها
 - (پ) بر مقاومت در برابر حرارت و پایداری
 - (ت) تمام موارد فوق
۵. پراستفاده ترین پلیمرها برای تولید ژئوسنتتیک ها عبارتند از:
 - (الف) پلی اتیلن و پلی آمید
 - (ب) پلی استر و پلی اتیلن
 - (پ) پلی پروپیلن و پلی استر
 - (ت) پلی پروپیلن و پلی اتیلن



۶. ژئوتکستایل‌ها معمولاً با هدف به همراه ژئوممبرین‌ها به کار گرفته می‌شوند.

(الف) محافظت در برابر سوراخ شدن

(ب) زهکشی

(پ) بهبود مقاومت کششی

(ت) تمام موارد فوق

۷. کدام یک از ژئوسنتتیک‌های زیر جزو ژئوکمپوزیت‌ها محسوب می‌شوند؟

(الف) ژئوگرید

(ب) ژئونت

(پ) آستر رسی ژئوسنتتیکی

(ت) هیچکدام

۸. ژئوتکستایل‌ها اولین بار برای تسلیح خاک در دیوارهای حائل، شیروانی‌ها و غیره، در کدام دهه به کار گرفته شدند؟

(الف) دهه ۱۹۵۰

(ب) دهه ۱۹۶۰

(پ) دهه ۱۹۷۰

(ت) دهه ۱۹۸۰

۹. انجمن بین‌المللی ژئوسنتتیک در تاسیس شد.

(الف) ۱۹۸۰

(ب) ۱۹۸۲

(پ) ۱۹۸۳

(ت) ۱۹۸۶

۱۰. کدامیک از نام‌های تجاری زیر اشاره به یک ژئوگرید دو محوره دارد؟

(الف) Netlon CE131

(ب) Tensar SS40

(پ) Terram PW4

(ت) Secutex 301 GRK5

۱۱. *Geosynthetic International* عنوان کدامیک از موارد زیر می‌باشد؟

(الف) یک کتاب درسی در رابطه با ژئوسنتتیک‌ها

(ب) ژورنالی تحقیقاتی در زمینه ژئوسنتتیک‌ها

(پ) مجله‌ای با موضوع ژئوسنتتیک‌ها

(ت) هیچکدام



۱۲. منظور از ژئوسنتتیک ها و ژئونچرال ها چیست؟ این دو واژه را با یکدیگر مقایسه کنید.
۱۳. فرایند بسپارش (پلیمریزاسیون) و نقش آن در بهبود خصوصیات پلیمرها را توضیح دهید.
۱۴. افزودنی هایی که برای جلوگیری از افت کیفیت پلیمرها در برابر اشعه فرابنفش به کار گرفته می شوند چه هستند؟
۱۵. تاثیر حرارت بر پلیمرهای ژئوسنتتیکی چیست؟
۱۶. تفاوت بین پلیمرهای ترموپلاستیک (گرم انرم) و ترموسِت (گرم سخت) چیست؟ چرا از پلیمرهای ترموست به ندرت استفاده می شود؟
۱۷. مراحل اصلی فرآیند تولید آسترهای رسی ژئوسنتتیکی سوزن دخت و وصله ای را به صورت ترسیمی توصیف نمایید.
۱۸. مزایای متصل نمودن یک ژئوتکستایل در زیر ژئوممبرین چیست؟
۱۹. اختصارات و علائم گرافیکی توصیه شده توسط انجمن بین المللی ژئوسنتتیک برای ژئوسنتتیک های زیر چه هستند؟
- (الف) ژئوتکستایل ها
- (ب) ژئوگریدها
- (پ) ژئونت ها
- (ت) ژئوممبرین ها
- (ث) ژئوسل ها
۲۰. در این جزوه منحصرأ درباره مصالح سنتتیکی که در داخل خاک قرار داده می شوند بحث می شود (یعنی ژئوسنتتیک ها) . چه مصالحی در این گروه قرار نمی گیرند، یعنی ژئوتکستایل های غیر سنتتیکی و ژئوممبرین های غیر سنتتیکی چه هستند ؟
۲۱. یکی از پروژه هایی را که در نزدیکی محل زندگی خود با استفاده از مصالح زیر انجام گرفت ، بیابید و توضیح دهید:
- (الف) ژئوتکستایل ها
- (ب) ژئوگریدها
- (ج) ژئوممبرین ها
- (د) ژئوکمپوزیت ها
۲۲. قیمت های معمول ژئوتکستایل ها، ژئوگریدها، ژئوممبرین ها و ژئوکمپوزیت ها را در محل زندگی خود به دست آورید.
- متغیرهای اصلی، که این قیمت ها را تحت تأثیر قرار می دهند چه هستند ؟
۲۳. محل نمایندگی و یا توزیع مصالح زیر در محل زندگی خود را پیدا نمایید.
- (الف) ژئوتکستایل ها
- (ب) ژئوممبرین ها
۲۴. در رابطه با ساخت و ساز با استفاده از ژئوسنتتیک ها چه گروه های کاری برای نصب مصالح زیر دخیل هستند؟
- (الف) ژئوتکستایل ها
- (ب) ژئوگریدها
- (ج) ژئوممبرین ها
- (د) ژئوسنتتیک ها



۲۵. هنگام خرید ژئوممبرین ها چه پیچیدگی هایی در مقایسه با ژئوکمپوزیت ها، ژئوتکستایل ها و ژئوگریدها وجود دارد؟ (راهنمایی : بررسی کنید که چند شرکت در تولید هر کدام از گروه های ذکر شده دخیل هستند)
۲۶. شش عملکرد اصلی که ژئوسنتتیک ها می توانند ایفا نمایند را نام برده و با شکل توضیح دهید .
۲۷. هنگامی که ژئوتکستایل در زیر بالاست راه آهن قرار داده می شود به طور هم زمان می تواند چهار عملکرد هم زمان داشته باشد، این عملکردها را نام برده و شرح دهید.
۲۸. برت اولین شخصی بود که در سال ۱۹۶۶ موارد استفاده از ژئوتکستایل ها را بیان نمود. عملکرد اصلی که ژئوتکستایل ایفا می کنند چه بود؟ فهرستی از استفاده های گوناگون را که او توصیف نموده تهیه نمایید.
۲۹. به جز ژئوسنتتیک ها، روش های دیگر برای مقاوم نمودن خاک کدامند (یعنی برای افزایش مقاومت کششی آنها)
۳۰. تفاوت ها و شباهت های اساسی بین ژئوگرید ها و ژئوتکستایل ها را از لحاظ فیزیکی با هم مقایسه کنید.



Created in Master PDF Editor



اغلب از مهندسين و زمين شناسان انتظار مي رود رفتار خاک را حتي با داشتن اطلاعات آزمایشگاهی اندک و حتي بعضی مواقع بدون در اختیار داشتن نتایج آزمایشگاهی پیش بینی نمایند. در بعضی مواقع هم تنها نتایج شناسایی و خصوصیات شاخص خاک موجود هستند. هدف این فصل ارائه روابط همبستگی پارامترهای خاک است. روابطی که جهت طراحی های اولیه بسیار ارزشمند است. این روابط همبستگی برای شناسایی رفتار غیر معمول خاک و بررسی و نتایج آزمایش ها بسیار مفید هستند.

در این فصل مقادیر معمول خصوصیات مهندسی رده های مختلف خاک ها به همراه روابط همبستگی معمول بین خصوصیات خاک و خصوصیات مهندسی ارائه شده است. هدف این فصل محدود است به روابط همبستگی بین نتایج طبقه بندی خاک، خصوصیات شاخص و مقادیر عدد نفوذ استاندارد N_c . علاوه بر این توضیحاتی اضافی هم پیرامون ارتباط پارامترهای مختلف خاک و تفسیر همبستگی بین پارامترها ارائه شده است. محبت همبستگی پارامترهای خاک متنوع و پیچیده بوده و بررسی تمام این روابط همبستگی در قالب یک فصل ممکن نیست. خوانندگان علاقه مند به این مبحث می توانند کارهای کولهاوی و ماین (۱۹۹۰) و کارتر و بنتلی (۱۹۹۸) رجوع نمایند.

در اینجا باید تاکید نماییم که تخمین های انجام گرفته بر مبنای روابط همبستگی هیچگاه نباید جایگزین آزمایش های آزمایشگاهی در طراحی های ژئوتکنیکی شود. به طور کلی تمام روابط همبستگی باید تقریبی تلقی شوند زیرا عوامل مختلفی همچون حساسیت، تاریخچه تنش و گذشت زمان می تواند به طور قابل ملاحظه ای بر خصوصیات خاک تاثیر بگذارد.

۲-۱۳ | خصوصیات ترکیبی خاک

داشتن اطلاعاتی از خصوصیات عمومی ترکیب خاک ها جهت مقاصد مختلف همچون تخمین روابط ساده وزنی - حجمی و تخمین خصوصیات مکانیکی مفید است. روابط ارائه شده در این فصل ما را در انجام این کار یاری خواهد نمود.

۱-۲-۱۳ | وزن واحد حجم

در جدول ۱-۱۳ وزن مخصوص ها به همراه نسبت تخلخل برای خاک های مختلف ارائه شده است.

۲-۲-۱۳ | چگالی

چگالی برای اکثر خاک ها چندان متغییر نیست. اغلب از مقدار $2/67$ برای خاک های غیر چسبنده و مقدار $2/70$ برای رس غیر آلی استفاده می شود. مقادیر چگالی خاک های آلی کمتر است.



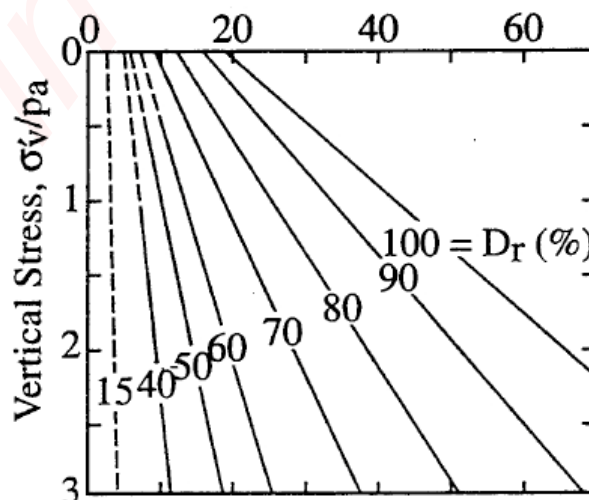
۱۳-۲-۳ تراکم نسبی خاک های غیر چسبنده

تراکم نسبی درجای ماسه ها عمدتاً از طریق مقدار N آزمایش نفوذ استاندارد تخمین زده می شود. در شکل ۱۳-۱ رابطه بین عدد N ، تراکم نسبی و فشار سربار تصحیح شده نشان داده شده است. چنانکه P_a فشار جوی می باشد (هولتز و گیبز). در جدول ۱۳-۲ یک همبستگی نسبتاً قابل اطمینان بین عدد N و تراکم نسبی ارائه شده است. روابط مشابیهی نیز بر مبنای آزمایش نفوذ مخروط و آزمایش دیلاتومتر بدست آمده اند.

جدول ۱۳-۱ مقادیر معمول وزن مخصوص خاک ها (Kulhawy and Mayne, 1990)

چگالی توده				نسبت تخلخل		ضریب یکنواختی D_{60}/D_{10}	اندازه تقریبی ذرات، mm			نوع خاک
γ_{dry}/γ_w خشک		γ_{sat}/γ_w اشباع		e_{max}	e_{min}		D_{max}	D_{min}	D_{60}	
Min	Max	Min	Max							
-	-	-	-	0.92	0.35	1.0	-	-	-	خاک دانه ای یکنواخت <ul style="list-style-type: none"> کرده های یکسان (مدل نظری)
1.47	1.76	1.49	2.10	0.80	0.50	1.1	0.84	0.59	0.67	ماسه استاندارد اتاوا
1.33	1.89	1.35	2.18	1.00	0.40	1.2 ~ 2.0	-	-	-	ماسه یکنواخت تمیز
1.28	1.89	1.30	2.18	1.10	0.40	1.2 ~ 2.0	0.05	0.005	0.012	سیلت غیر ارگانیک یکنواخت
1.39	2.04	1.41	2.28	0.90	0.30	5 ~ 10	2.0	0.005	0.02	خاک دانه ای خوب دانه بندی شده <ul style="list-style-type: none"> ماسه سیلتی
1.36	2.21	1.38	2.37	0.95	0.20	4 ~ 6	2.0	0.05	0.09	ماسه ریز تا درشت تمیز
1.22	1.92	1.23	2.21	1.20	0.40	-	-	-	-	ماسه میکادار
1.43	2.34	1.44	2.48	0.85	0.14	15 ~ 300	100	0.005	0.02	ماسه و شن سیلتی
0.96	2.16	1.60	2.36	1.80	0.25	10 ~ 30	2.0	0.001	0.003	رس سیلتی یا ماسه ای
1.35	2.24	1.84	2.42	1.00	0.20	-	250	0.001	-	رس سیلتی با دانه بندی منفصل به همراه شن
1.60	2.37	2.00	2.50	0.70	0.13	25~1000	250	0.001	0.002	شن، ماسه، سیلت و رس خوب دانه بندی شده
0.80	1.79	1.51	2.13	2.40	0.50	-	0.05	0.5 μ	0.001	رس ($30 \sim 50\% < 2\mu$)
0.21	1.70	1.14	2.05	12.0	0.60	-	0.01	10Å	0.01	رس کلوئیدی ($Over 50\% < 2\mu$)
0.64	1.76	1.39	2.10	3.00	0.55	-	-	-	-	سیلت ارگانیک
0.48	1.60	1.30	2.00	4.40	0.70	-	-	-	-	رس ارگانیک ($30 \sim 50\% < 2\mu$)

عدد N در آزمایش نفوذ استاندارد (تعداد ضریات در هر ۳۰۰ میلی متر)



شکل ۱۳-۱ رابطه بین عدد N ، تراکم نسبی و فشار سربار تصحیح شده در ماسه ها

جدول ۱۳-۲ تراکم نسبی ماسه ها (پک و همکاران، ۱۹۷۴)

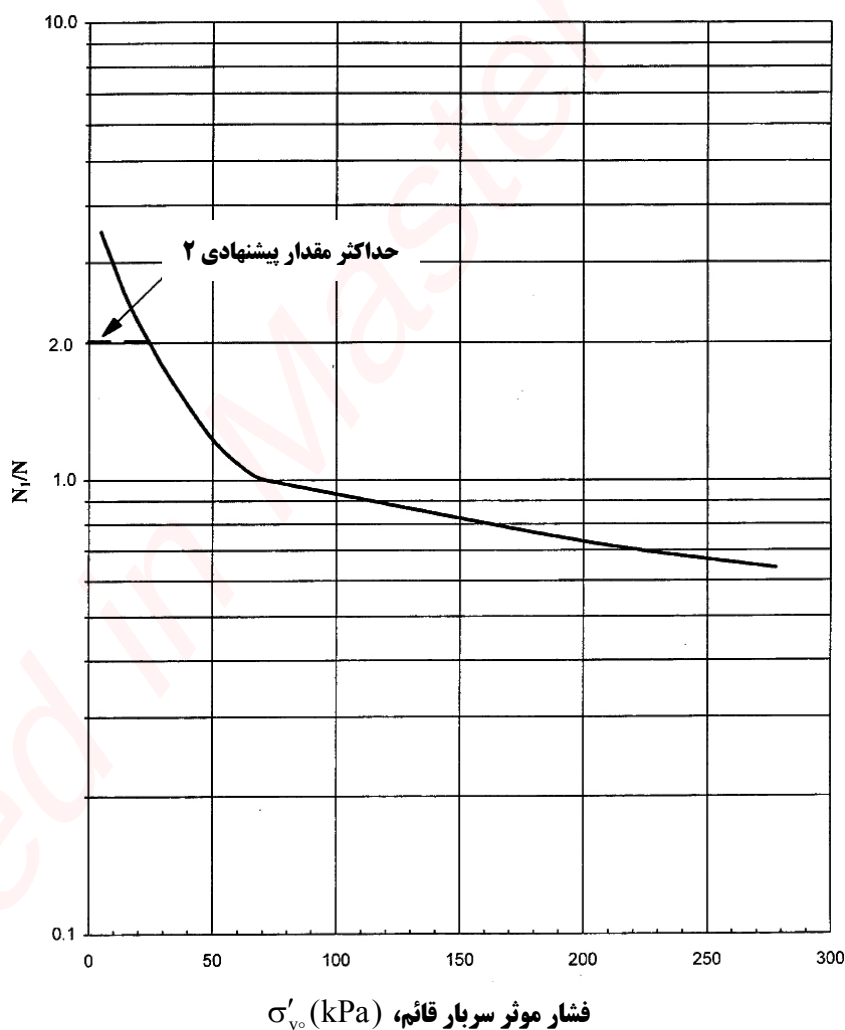
مقدار N (تعداد ضربه در هر 300mm)	تراکم نسبی
0 - 4	خیلی شل
4 - 10	شل
10 - 30	تراکم متوسط
30 - 50	متراکم
> 50	خیلی متراکم

مقدار N باید برای اثر سربار و فشار منفذی تصحیح شود. در شکل ۱۳-۲ رابطه ای برای بدست آوردن مقادیر اصلاح شده یعنی N_1 ارائه شده است. به جز مواردی که ذکر شده، تمام روابط همبستگی ارائه شده در این فصل بر حسب مقادیر N تصحیح نشده می باشند.

در ماسه های ریز اشباع یا سیلتی، مقدار N باید برای اثرات فشار منفذی به صورت زیر اصلاح شود:

$$N_{corrected} = 15 + 0.5(N_{field} - 15)$$

(معادله ۱۳-۱)



شکل ۱۳-۲: رابطه تصحیح مقدار N برای فشار سربار، Peck and Bazaraa

۱۳-۲-۴ قوام خاک های چسبنده

همانند همبستگی های مرتبط به تراکم نسبی، قوام خاک با استفاده از روابط همبستگی به آزمایش های درجا مرتبط شده است. در جدول ۱۳-۳ مقادیر همبستگی بین قوام خاک و مقادیر عدد N که اغلب مورد استفاده قرار می گیرد ارائه شده است. به طور کلی این همبستگی ها را می توان به عنوان تقریب های اولیه و خام در نظر گرفت.

جدول ۱۳-۳ قوام رس ها (پک و همکاران، ۱۹۷۴)

مقدار N (تعداد ضربه در هر 300mm)	تراکم نسبی
0 - 2	خیلی نرم
2 - 4	نرم
4 - 8	متوسط
8 - 15	سفت
15 - 30	خیلی سفت
> 30	سخت

۱۳-۳ | روابط تراکم پذیری

تراکم خاک در پاسخ به بارگذاری را می توان به دو دسته تقسیم نمود: نشست ارتجاعی و نشست وابسته به زمان. نشست های ارتجاعی، آبی و قابل بازگشت و عمدتاً از طریق نظریه ارتجاعی خطی محاسبه می شوند. نشست های وابسته به زمان هم در خاک های دانه ای و هم در خاک های چسبنده رخ می دهد، گرچه زمان واکنش خاک های دانه ای معمولاً کوتاه است. علاوه بر وابسته به زمان بودن، واکنش خاک در برابر بارگذاری غیر خطی بوده و تغییر شکل ها تنها به طور جزئی قابل بازگشت هستند. دو نوع نشست وابسته به زمان شناسایی شده اند: تحکیم اولیه در اثر خروج آب منفذی تحت فشار از داخل منافذ خاک در اثر بارگذاری ایجاد می شود. تراکم ثانویه اساساً پس از اینکه تمام فشار منفذی اضافی محو شد (یعنی تحکیم اولیه به اتمام رسیده است) رخ می دهد هرچند مکانیزم های مرتبط به تراکم ثانویه به طور کامل درک نشده است. تخمین تراکم پذیری خاک های دانه ای دشوار تر بوده و عمدتاً دلیل اصلی آن تهیه نمونه های دستنخورده جهت آزمایش است. در خاک های دانه ای، تراکم یا نشست معمولاً توسط روش های غیر مستقیم تخمین زده می شود.

۱۳-۳-۱ پارامترهای الاستیک

مدول تنش-کرنش (ارتجاعی) را می توان از طریق شیب (تانژانت یا سکانت) منحنی های تنش-کرنش بدست آمده از آزمون های سه محوری بدست آورد. مقادیر معمول مدول ارتجاعی سکانت E_s و نسبت پواسون ν برای خاک های مختلف در جدول ۱۳-۴ ارائه شده است. هر دو مقدار E_s و ν به شدت وابسته به روش انجام آزمایش هستند (محصور، نامحصور، زهکش نشده، زهکشی شده) میزان محصور شدگی، نسبت پیش تحکیمی، درصد رطوبت، آهنگ کرنش و دستخوردگی نمونه. بنابراین قضاوت مهندسی بسیار زیادی برای بدست آوردن مقادیر قابل اعتماد جهت طراحی مورد نیاز خواهد بود. تعدادی از همبستگی ها بین E_s و مقادیر N در جدول ۱۳-۵ و همبستگی بین مقاومت برشی زهکشی نشده و C_u در جدول ۱۳-۶ ارائه شده است.



جدول ۱۳-۴ ثابت های پلاستیک خاک های مختلف (AASHTO, 1995)

نسبت پواسون، ν	مدول الاستیسیته E_s (Mpa)	خاک
0.4 - 0.5 (زهکشی نشده)	2 - 15	رس
	15 - 50	رس حساس
	50 - 100	رس با سفتی متوسط تا سفت خیلی سفت
0.1 - 0.3	15 - 60	لس
0.3 - 0.35	2 - 20	سیلت
0.25	8 - 12	ماسه ریز
	12 - 20	شل
	20 - 30	متوسط متراکم
0.2 - 0.35	10 - 30	ماسه
	30 - 50	شل
0.3 - 0.4	50 - 80	متوسط متراکم
	0.2 - 0.35	30 - 80
80 - 100		شل
100 - 200		متوسط متراکم

جدول ۱۳-۵ تخمین E_s از طریق مقدار N (آشتو، ۱۹۹۵)

مدول الاستیسیته E_s (Mpa)	خاک
$0.4 N_1$	سیلت ها، سیلت های ماسه ای، مخلوط ها کمی چسبنده
$0.7 N_1$	ماسه تمیز ریز تا متوسط و ماسه های اندکی سیلتی
N_1	ماسه های درشت و ماسه های دارای کمی شن
$1.17 N_1$	شن ماسه ای و شن ها

- $N_1 = N$ تصحیح شده نسبت به عمق (شکل ۹-۲)
- برای ماسه های ریز اشباع و سیلت ها، مقدار N همچنین باید برای اثرات فشار منفذی هم تصحیح شود.

جدول ۱۳-۶ تخمین E_s از طریق مقدار c_u (آشتو، ۱۹۹۵)

مدول الاستیسیته E_s (Mpa)	خاک
$400c_u - 1000c_u$	رس نرم حساس
$1500c_u - 2400c_u$	رس متوسط تا سفت
$3000c_u - 4000c_u$	رس خیلی سفت

۱۳-۳-۲ پارامترهای تحکیمی

تراکم پذیری وابسته به زمان خاک های ریزدانه معمولاً با استفاده از آزمایش های تحکیم اندازه گیری می شود. نتایج را می توان به طرق مختلفی ارائه داد. تعدادی از روش های معمول نمایش نتایج تحکیم و پارامترهای مختلف مورد استفاده برای توصیف نتایج آزمایش تحکیم در شکل ۱۳-۳ نشان داده شده است.

چهار متغیر اصلی مورد استفاده برای تخمین نشست تحکیمی عبارتند از (شکل ۱۳-۳ را ببینید):

- شاخص فشردگی C_e یا نسبت فشردگی CR
- شاخص فشردگی مجدد یا شاخص تورم C_r یا نسبت تورم RR
- ضریب تحکیم (فائیم) c_v
- ضریب تحکیم ثانویه C_α

شاخص فشردگی، C_e

بیش از ۷۰ رابطه همبستگی مختلف برای ارتباط C_e با خصوصیات شاخص رس ها توسط محققین ارائه شده است. هرچند پراکندگی زیادی بین نتایج وجود دارد، رابطه ارائه شده توسط ترزاقی و پک (۱۹۶۷) که C_e را بر حسب حد روانی برای رس های عادی تحکیم بدست می دهد، هنوز هم طرفداران زیادی داشته و به صورت زیر بدست می آید:

$$C_e = 0.009(LL - 10) \quad (\text{معادله ۱۳-۲})$$

این رابطه دارای محدوده خطای $\pm 30\%$ بوده و برای رس های غیر ارگانیک با درجه حساسیت حداکثر ۴ و حد روانی حداکثر ۱۰۰ معتبر است.

رابطه مفید دیگر C_e را به صورت زیر به PI ارتباط می دهد (Wroth and Wood, 1978):

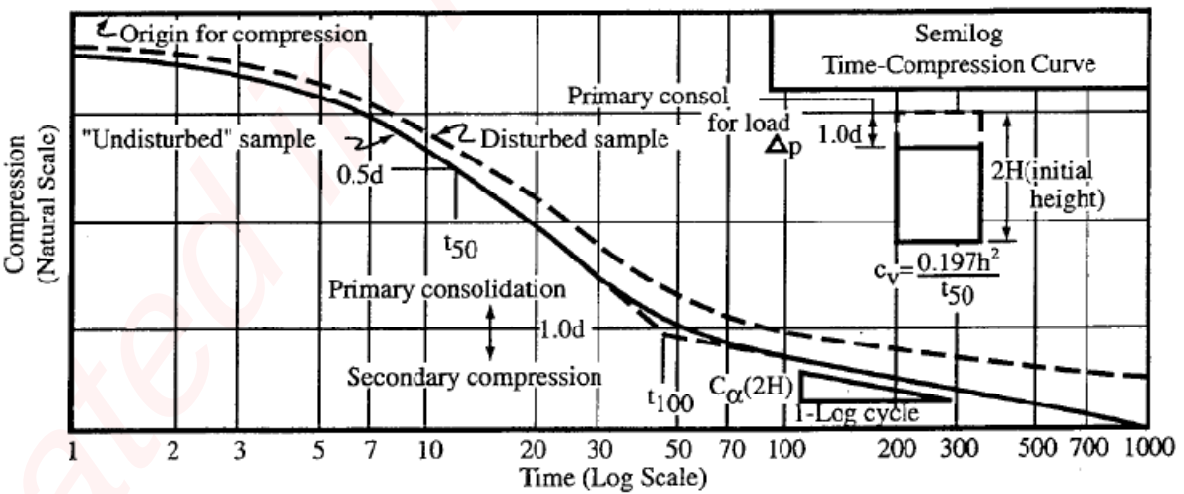
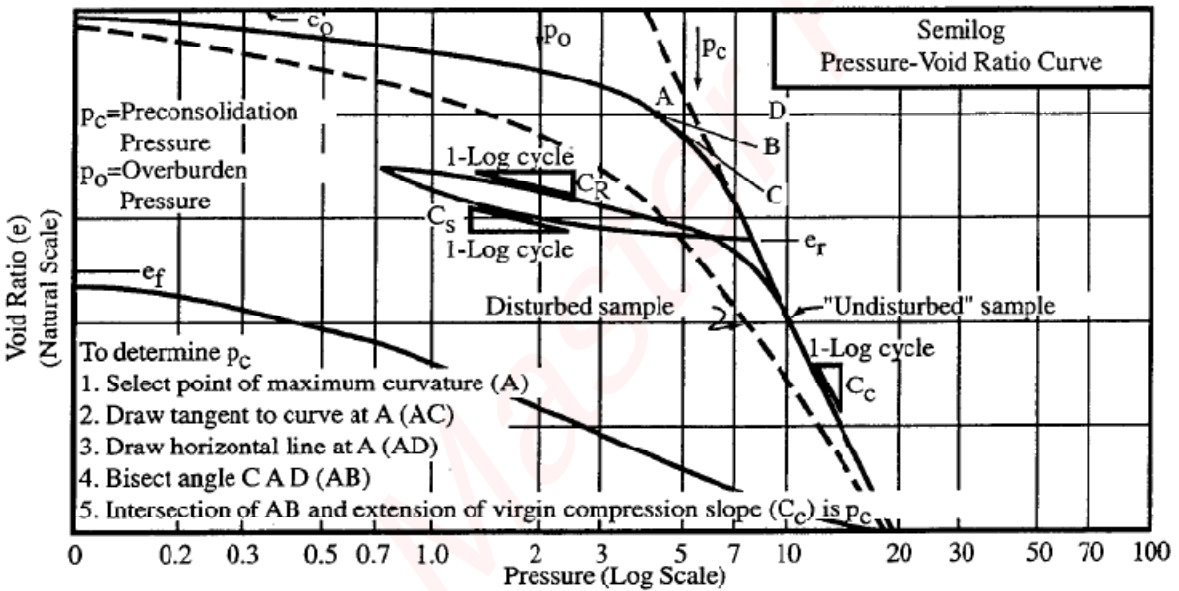
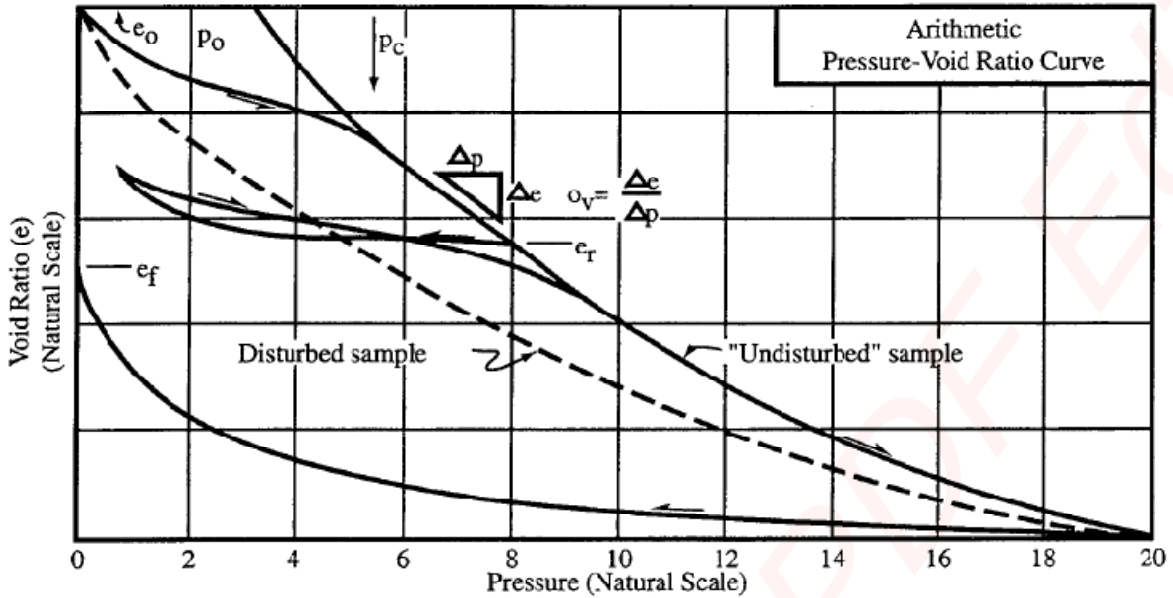
$$C_e \approx 0.5G_s (PI/100) \quad (\text{معادله ۱۳-۳})$$

که در این رابطه G_s چگالی ذرات است. با فرض مقدار معمول $G_s = 2.7$ برای رس ها رابطه فوق به صورت زیر ساده خواهد شد: $C_e = PI/74$.

برای دیگر روابط بین C_e و پارامترهای شاخص، خواننده می تواند به **Kulhaway & Mayne, 1990** رجوع نماید. مقادیر معمول C_e برای خاک ها در جدول ۱۳-۷ ارائه شده است.

یک پارامتر جایگزین برای C_e ، نسبت فشردگی C_R است که به صورت $C_e/(1+e_0)$ تعریف می شود. در این رابطه e_0 همان نسبت تخلخل اولیه است. نرمالیزه کردن C_e بدین روش باعث کاهش پراکندگی داده ها می شود. بازه معمول مقادیر C_R بر حسب درصد رطوبت طبیعی که توسط لمب و ویتمن (۱۹۷۹) گزارش شده در شکل ۱۳-۴ نشان داده شده است.





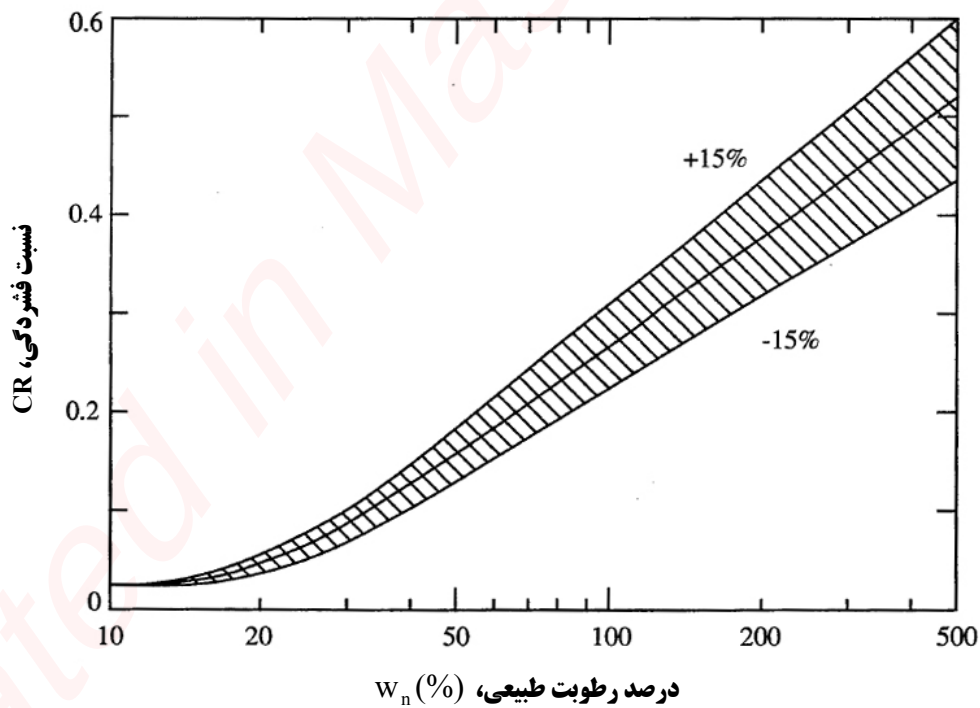
شکل ۱۳-۳ پارامترهای تحکیمی

جدول ۱۳-۷ مقادیر معمول c_c (Holtz and Kovacs, 1981)

C_c	خاک
0.2 – 0.5	رس های عادی تحکیم یافته با حساسیت متوسط
0.15 – 0.30	رس سیلتی شیکاگو (CL)
0.3 – 0.50	رس آبی بوستون (CL)
0.5 – 0.6	رس ناحیه Vicksburg Buckshot (CH)
1 – 3	رس سوئدی با حساسیت متوسط (CL-CH)
1 – 4	رس های کانادایی Leda (CL-CH)
7 – 10	رس مکزیکو سیتی (MH)
4 به بالا	رس های ارگانیک (OH)
10 – 15	پیت ها (Pt)
1.5 – 4.0	سیلت های ارگانیک و سیلت های رسی (ML-MH)
0.4 – 1.2	گل خلیج سانفرانسیسکو (CL)
0.7 – 0.9	رس های ناحیه Old Bay سانفرانسیسکو (CH)
0.40	رس بانکوک

شاخص فشردگی مجدد، C_r

مقادیر معمول C_r بین 0.015 تا 0.35 قرار دارد (Roscoe et al, 1958) و اغلب مقدار آن بین ۱۰ تا ۲۰ درصد C_c می باشد (Ladd, 1973).



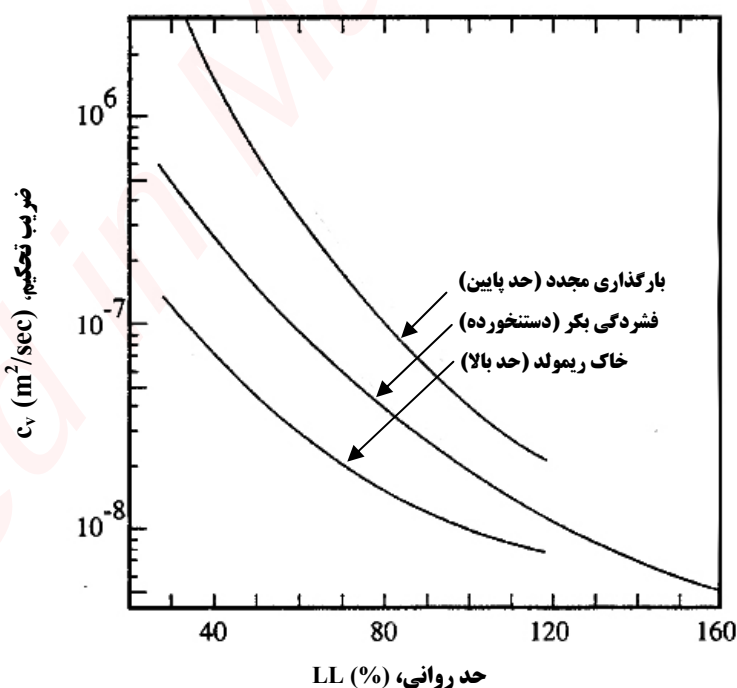
شکل ۱۳-۴ نسبت فشردگی در برابر درصد رطوبت (Lambe and Whitman, 1969)

ضریب تحکیم قائم، c_v

به خاطر بازه وسیع مقادیر نفوذپذیری در خاک ها، ضریب تحکیم خود می تواند مقادیر بسیار متغییر داشته باشد، از $1m^2/yr$ برای رس ها با نفوذپذیری کم تا $1000 m^2/yr$ یا بیشتر برای رس های ماسه دار، رس های ترک خورده و سنگ های هوازده. بعضی از مقادیر معمول برای رس ها در جدول ۸-۱۳ ارائه شده است. همچنین یک رابطه همبستگی تقریبی بین حد روانی در شکل ۵-۱۳ نشان داده شده است. اغلب برای رس های حاوی درز یا نوارهای ریز ماسه، ضریب تحکیم افقی c_h می تواند بسیار بزرگتر از c_v بوده و حاکم بر مسئله باشد.

جدول ۸-۱۳ مقادیر معمول ضریب تحکیم قائم c_v
(گرد آوری شده توسط Carter and Bentley, 1991)

c_v		خاک
$(cm^2/s \times 10^{-4})$	(m^2/yr)	
40 ± 20	12 ± 6	رس آبی بوستون (CL)
2-10	0.6-3.0	سیلت های ارگانیک (OH)
6.5-8.7	2.0-2.7	رس های دریاچه های یخی (CL)
8.5	2.7	رس سیلتی شیکاگو (CL)
		رس سوئدی با حساسیت متوسط (CL-CH)
0.4-0.7	0.1-0.2	▪ آزمایشگاه
0.7-3.0	0.2-1.0	▪ محل
2-4	0.6-1.2	گل خلیج سانفرانسیسکو (CL)
0.9-1.5	0.3-0.5	رس شهر میکزیکو سیتی (MH)



شکل ۵-۱۳ همبستگی تقریبی بین c_v و LL (NAVFAC, DM-7.1, 1982)

ضریب شاخص ثانویه، $C_{\alpha e}$

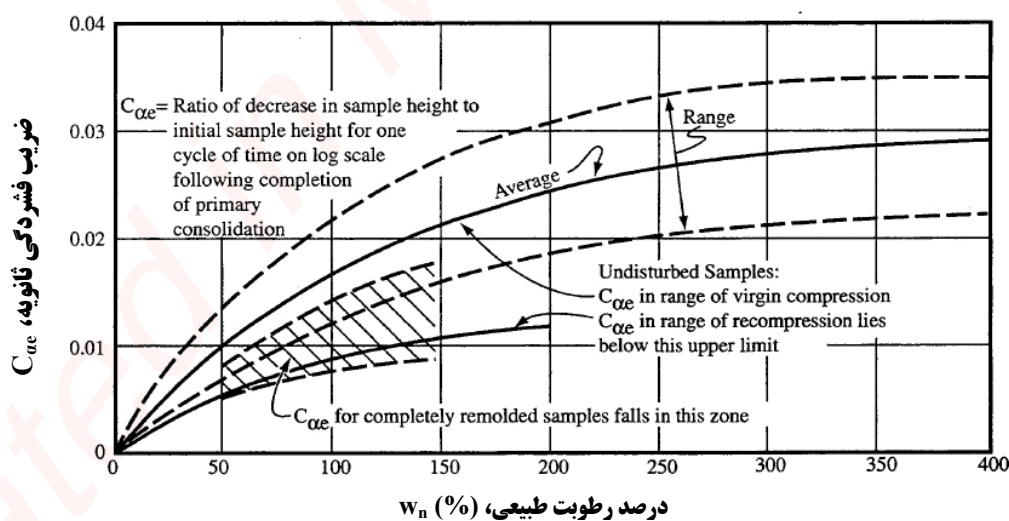
این ضریب را می توان یا برحسب واحدهای کرنش $C_{\alpha e}$ یا نسبت تخلخل $C_{\alpha e}$ در برابر لگاریتم زمان به صورت زیر بیان نمود (شکل ۱۳-۳ را ببینید):

$$C_{\alpha e} = d\varepsilon / d(\log t); C_{\alpha e} = de / d(\log t); C_{\alpha e} = C_{\alpha e} / (1 + e_0) \quad (\text{معادله ۱۳-۴})$$

$C_{\alpha e}$ معمولاً به C_c ارتباط داده می شود به طوری که مقادیر $C_{\alpha e} / C_c$ به طور معمول در بازه ۰.۰۲۵ تا ۰.۰۰۶ برای خاک های غیرآلی و ۰.۰۳۵ تا ۰.۰۸۵ برای خاک های آلی تغییر است. بعضی از مقادیر معمول در جدول ۱۳-۹ ارائه شده است. یکی از همبستگی های بین $C_{\alpha e}$ و درصد رطوبت طبیعی در شکل ۱۳-۶ نشان داده شده است.

جدول ۱۳-۹ مقادیر معمول $C_{\alpha e} / C_c$ (Carter and Bentley, 1991)

$C_{\alpha e} / C_c$	خاک
0.035 - 0.06	خاک های ارگانیک
0.035 - 0.085	پیت های فیبردار و آمورف ^۱
0.09 - 0.10	خاک موسکاژ کانادایی ^۲ (خاک لجنی)
0.03 - 0.06	رس لدا (کانادا)
0.05 - 0.07	رس سوئدی
0.026 -	رس آبی نرم
0.04 - 0.06	رس ها و سیلت های ارگانیک
0.025 - 0.055	رس حساس، پرتلند، ME
0.04 - 0.06	گل خلیج سانفرانسیسکو
0.03 - 0.06	رس متخلخل ناحیه New Liskeard (کانادا)
0.03 - 0.035	رس مکزیکو سیتی
0.03 - 0.06	سیلت رودخانه هادسون
0.04 - 0.075	سیلت رسی ارگانیک New Haven



شکل ۱۳-۶ رابطه همبستگی بین $C_{\alpha e}$ و درصد رطوبت طبیعی (NAVFAC, DM-7.1, 1982)

¹ Amorphous and fibrous peat

² Canadian muskeg

۴-۱۳ | روابط نفوذپذیری

نفوذپذیری خاک به شدت تابع ساختار ذرات و لایه بندی آن است. به طور مثال رس های حاوی رگه یا نوارهای ماسه ای دارای مقادیر نفوذپذیری بسیار بزرگتر از نفوذپذیری خود مصالح است. همچنین از آنجاییکه جریان تمایل به حرکت در مسیر کمترین مقاومت دارد، خاک های لایه بندی شده اغلب دارای مقادیر نفوذپذیری هستند که چندین برابر نفوذپذیری قائم آن ها می باشد. به دلیل اندازه کوچک نمونه های آزمایشگاهی و نحوه نمونه گیری و آماده سازی آنها، خصوصیات توده خاک در این آزمایش ها لحاظ نشده و نتایج آزمایش ها نماینده واقعی از خاک درجا با یک ساختار مشخص نخواهد بود. علاوه بر این در آزمون های آزمایشگاهی معمولاً آب را مجبور به حرکت در راستای قائم از داخل نمونه می نمایند که با شرایط محلی ممکن است کاملاً در تضاد باشد. آزمون های محلی (صحرائی) این کاستی ها را برطرف می نماید اما از آنجایی که الگوی جریان آب از داخل یک چاه را تنها می توان حدس زد، تفسیر نتایج آزمایش ها دشوار و همراه با عدم قطعیت است. بنابراین یک دسته مسئله با دسته ای دیگر جایگزین می شود.

۱۳-۴-۱ مقادیر معمول

نفوذپذیری یک خاک اغلب بر حسب ضریب نفوذپذیری، k بیان می شود، بازه معمول مقادیر نفوذپذیری خاک ها در جدول ۱۳-۱۰ ارائه شده که این مقادیر اولین بار توسط کاساگرانده و فادوم (۱۹۴۰) ارائه شده اند. در این جدول همچنین مقادیر معمول نفوذپذیری خاک های تراکم یافته (با استفاده از آزمایش تراکم اصلاح شده) که به روش یونیفاید طبقه بندی شده اند نیز گنجانده شده است (Carter and Bentley, 1991). مقادیر معمول نفوذپذیری مصالح مورد استفاده در ساخت بزرگراه ها در جدول ۱۳-۱۱ ارائه شده است.

۱۳-۴-۲ همبستگی نفوذپذیری با دانه بندی

یکی از معادلات نظری که در سال ۱۹۴۸ توسط Taylor ارائه شد به صورت زیر k را به دانه بندی خاک، نسبت تخلخل و خواص مرتبط به نفوذپذیری خاک مرتبط می سازد:

$$k = D_s^2 \frac{\gamma}{\mu} \frac{e^3}{1+e} c \quad (\text{معادله ۱۳-۵})$$

که در این رابطه K ضریب نفوذپذیری، D_s اندازه موثر ذرات، γ وزن مخصوص آب، μ ویسکوزیته آب، e نسبت تخلخل و c ضریب شکل است. در رابطه فوق اندازه موثر D_s معمولاً اندازه موثر D_{10} انتخاب می شود. بدین ترتیب رابطه فوق به رابطه هیزن به صورت زیر قابل تبدیل می شود:

$$k = C_1 D_{10}^2 \quad (\text{معادله ۱۳-۶})$$

که در این رابطه $C_1 = \frac{\gamma}{\mu} \frac{e^3}{1+e}$ می باشد.

بر مبنای مطالعات انجام شده بر روی ماسه تمیز، هیزن در سال ۱۹۱۱ مقداری بین ۰.۰۱ تا ۰.۰۱۵ برای C_1 پیشنهاد نمود. چنانکه k بر حسب m/s بوده و D_{10} بر حسب mm می باشد. اما با توجه به معادله ۱۳-۵ می تواند دریافت که حتی تغییرات بسیار کوچک در e به میزان زیادی بر مقدار k تاثیر گذار است ولی بازه تعریف شده برای C_1 توسط هیزن این تاثیر زیاد را در نظر نمی گیرد.



جدول ۱۳-۱۰ مقادیر معمول نفوذپذیری خاک ها (Carter and Bentley, 1991)

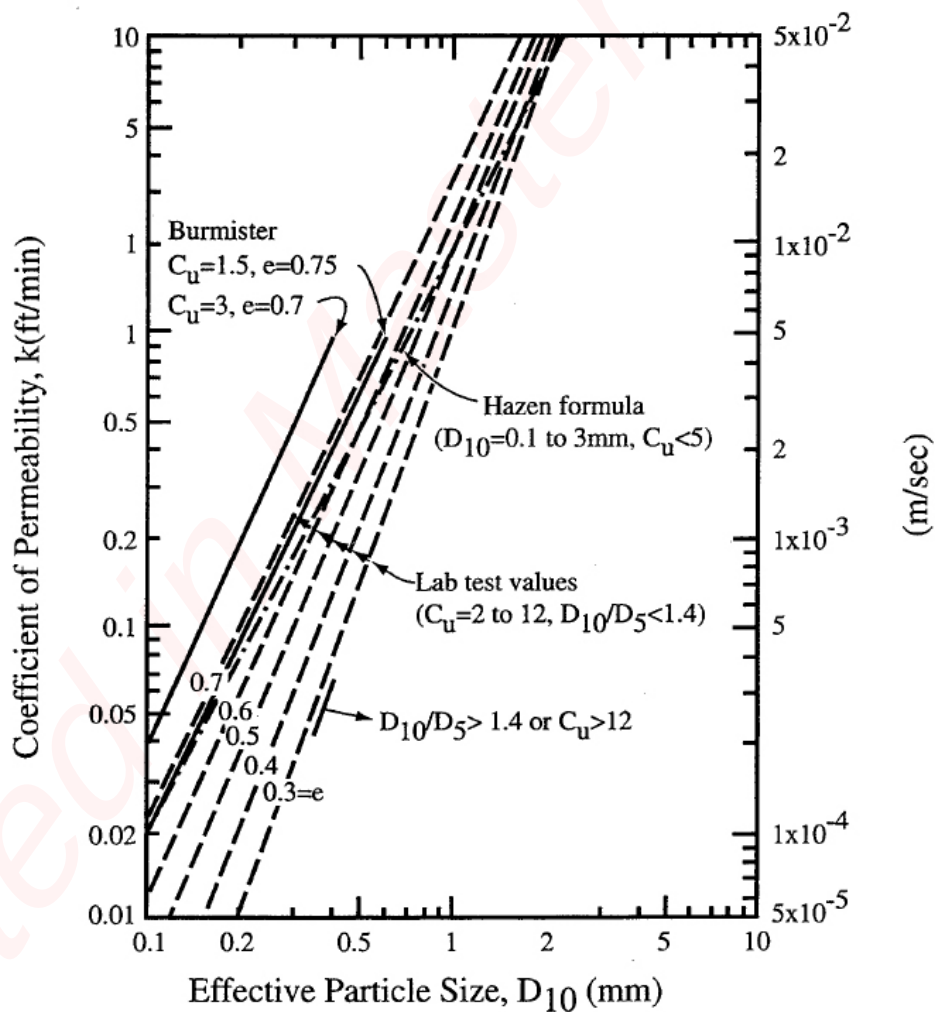
	10 ⁻¹¹	10 ⁻¹⁰	10 ⁻⁹	10 ⁻⁸	10 ⁻⁷	10 ⁻⁶	10 ⁻⁵	10 ⁻⁴	10 ⁻³	10 ⁻²	10 ⁻¹	1
	m/s											
Coefficient of permeability (log scale)	10 ⁻⁹	10 ⁻⁸	10 ⁻⁷	10 ⁻⁶	10 ⁻⁵	10 ⁻⁴	10 ⁻³	10 ⁻²	10 ⁻¹	1	10	100
	cm/s											
Permeability:	Practically impermeable			Very low			Low			Medium		High
Drainage conditions:	Practically impermeable			Poor			Good					
Typical soil groups:	GC → GM →			SM			SW →		GW →			
	CH			SC			SM-SC		SP →		GP →	
				MH								
				MC-CL								
Soil types:	Homogeneous clays below the zone of weathering			Silts, fine sands, silty sands, glacial till, stratified clays			Clean sands, sand and gravel mixtures			Clean gravels		
				Fissured and weathered clays and clays modified by the effects of vegetation								

Note: The arrow adjacent to group classes indicates that permeability values can be greater than the typical value shown.

جدول ۱۱-۱۳ مقادیر معمول نفوذپذیری مصالح مورد استفاده در بزرگراه ها (Krebs & Walker, 1971)

نفوذپذیری (m/s)	مصالح
0.4 - 4×10^{-3}	مصالح درشت دانه با دانه بندی یکنواخت
4×10^{-3} - 4×10^{-5}	مصالح سنگی خوب دانه بندی شده بدون ریزدانه
7×10^{-4} - 7×10^{-6}	ماسه مورد استفاده در بتن، با درصد خاکه پایین
7×10^{-6} - 7×10^{-8}	ماسه مورد استفاده در بتن، با درصد خاکه بالا
10^{-7} - 10^{-9}	ماسه های سیلتی و رسی
7×10^{-8} - 7×10^{-10}	سیلت تراکم یافته
کمتر از 10^{-9}	رس تراکم یافته
4×10^{-5} - 4×10^{-8}	بتن قیری
کمتر از 10^{-10}	بتن ساخته شده با سیمان پرتلند

در شکل ۷-۱۳ نمودارهای **K** در برابر D_{10} بر مبنای نتایج آزمایش ها با در نظر گرفتن مقدار **e** ترسیم شده است. این همبستگی ها برای ماسه و شن توسعه یافته اند. بازه وسیع تر اندازه دانه ها در رس ها و تاثیر نوع کانی، استفاده از این نوع همبستگی ها برای رس ها را محدودتر می نماید.



شکل ۷-۱۳ نفوذپذیری ماسه ها و شن ها (NAVFAC, DM-7.1, 1982)

۱۳-۵ | همبستگی پارامترهای مقاومتی

اغلب فرض بر این است که مقاومت برشی خاک ها تابع معیار تسلیم موهر کولمب می باشد. این معیار بر حسب چسبندگی c و زاویه اصطکاک داخلی ϕ بیان می شود. قبل از اینکه طراح پارامترهای مقاومتی را انتخاب نماید باید تصمیم بگیرد که آیا تحلیل زهکشی نشده (c_u, ϕ_u) مناسب است یا زهکشی شده (c', ϕ') .

۱۳-۵-۱ مقاومت برشی زهکشی نشده خاک های چسبنده

در اکثر رس های اشباع که تحت شرایط بارگذاری زهکش نشده سریع آزمایش شوند، زاویه مقاومت برشی ϕ_u برابر صفر است. این مسئله بدین معنی است که مقاومت برشی رس مقداری ثابت بوده و برابر چسبندگی ظاهری خاک c_u در یک مقدار درصد رطوبت مشخص است.

مقاومت برشی زهکشی نشده را می توان به صورت خام و اولیه با قراردادن یک تکه رس در بین انگشتان و اعمال فشار و به کار بستن مشاهدات تجربی جدول ۱۳-۱۲ تخمین زد. اما باید متذکر شد که از مقادیر بدست آمده از طریق جدول ۱۳-۱۲ نباید برای طراحی استفاده نمود. از عدد نفوذ استاندارد، N هم می توان مطابق جدول ۱۳-۳ برای تخمین مقاومت برشی زهکش نشده استفاده نمود.

جدول ۱۳-۱۲ تخمین مقاومت برشی رس ها (Peck, et. al., 1974)

مشخصات	واژه توصیفی (قوام)	مقاومت فشاری محدود نشده $q_u (=2c_u)$, (kPa)
به راحتی با فشار انگشتان له می شود	خیلی نرم	< 25
با فشار کم انگشتان می توان به آن شکل داد	نرم	20 - 50
با فشار زیاد انگشتان می توان به آن شکل داد	متوسط	50 - 100
با انگشت شست به سهولت می توان آنرا دنداندار نمود	سفت	100 - 200
با ناخن شست به سهولت می توان آنرا دنداندار نمود	خیلی سفت	200 - 400
با ناخن شست به سختی می توان آنرا دنداندار نمود	سخت	> 400

توجه: از این جدول می توان به همراه جدول ۱۳-۳ برای تعیین همبستگی c_u و N استفاده نمود.

مقاومت برشی دستخورده

مشاهده شده که در اکثر رس های عادی تحکیم یافته، مقاومت برشی زهکشی نشده متناسب است با فشار سربار موثر. در چنین خاک هایی اسکمپتون (۱۹۵۷) رابطه ای بین مقاومت برشی و فشار سربار موثر (c_u / σ'_v) و شاخص خمیری مطابق شکل ۱۳-۸ پیشنهاد نمود. این شکل همچنین نتایج بدست آمده توسط تعداد دیگری از محققین را هم نشان می دهد. همانطور که می توان مشاهده نمود این یافته ها بسیار متغیر بوده و چنین روابطی باید با احتیاط مورد استفاده قرار گیرد. اما همبستگی هایی همانند رابطه اسکمپتون (۱۹۵۷) برای تخمین اولیه و کنترل داده های آزمایشگاهی رس های عادی تحکیم یافته بسیار مفید است.

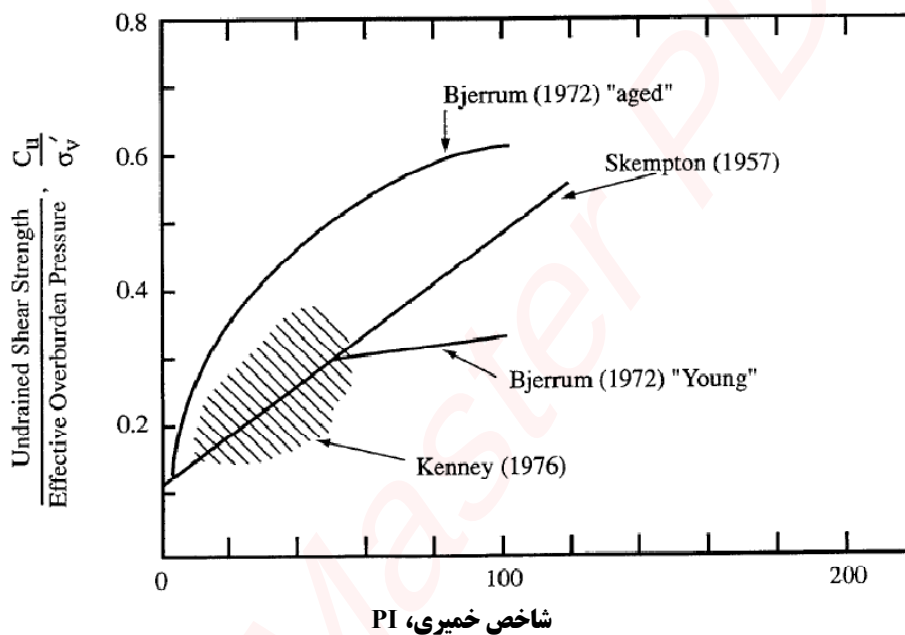
همانطور که میدانیم حد روانی (LL) و حد خمیری (PL) از جنس درصد رطوبت بوده و برای یک نمونه مشخص رس، هر یک از این درصد رطوبت ها متناظر است با یک مقاومت برشی زهکشی نشده مشخص. بنابراین می توان نتیجه گرفت که مقاومت برشی تابعی از مقدار درصد رطوبت طبیعی، ω_n نسبت به رطوبت حد روانی LL و حد خمیری PL است. این ارتباط را به راحتی می توان با استفاده از مفهوم شاخص روانی LI که به صورت زیر تعریف می شوند بیان نمود:



یک رابطه مناسب برای تخمین مقاومت برشی زهکش نشده رس های دستخورده بر مبنای شاخص روانی در شکل ۱۳-۹ ارائه شده است.

$$LI = \frac{\omega_n - PL}{LL - PL} = \frac{\omega_n - PL}{PI} \quad (\text{معادله ۷-۱۳})$$

مقاومت برشی زهکش نشده رس ها بستگی به تاریخچه پیش تحکیمی رس و ساختار خاک دارد. به طور کلی نسبت مقاومت برشی زهکشی نشده (c_u / σ'_v) در رس های پیش تحکیم یافته در شکل ۱۳-۱۰ ارائه شده است. همانند دیگر روابط همبستگی، از این رابطه هم باید با احتیاط استفاده نمود. مخصوصاً اینکه این همبستگی از طریق اطلاعات محدودی بدست آمده (۵ رس). در کاربردهای عملی راحت تر است که مقاومت برشی زهکشی نشده رس های پیش تحکیم را به طور مستقیم از طریق آزمایش بدست آوریم تا اینکه بخواهیم از طریق دیگر شاخص های خاک آنرا تخمین بزنیم.



شکل ۱۳-۸ رابطه بین نسبت مقاومت برشی زهکشی نشده به فشار سربار موثر و شاخص خمیری در رس های عادی تحکیم یافته (Holtz and Kovacs, 1981)

همبستگی با عدد N

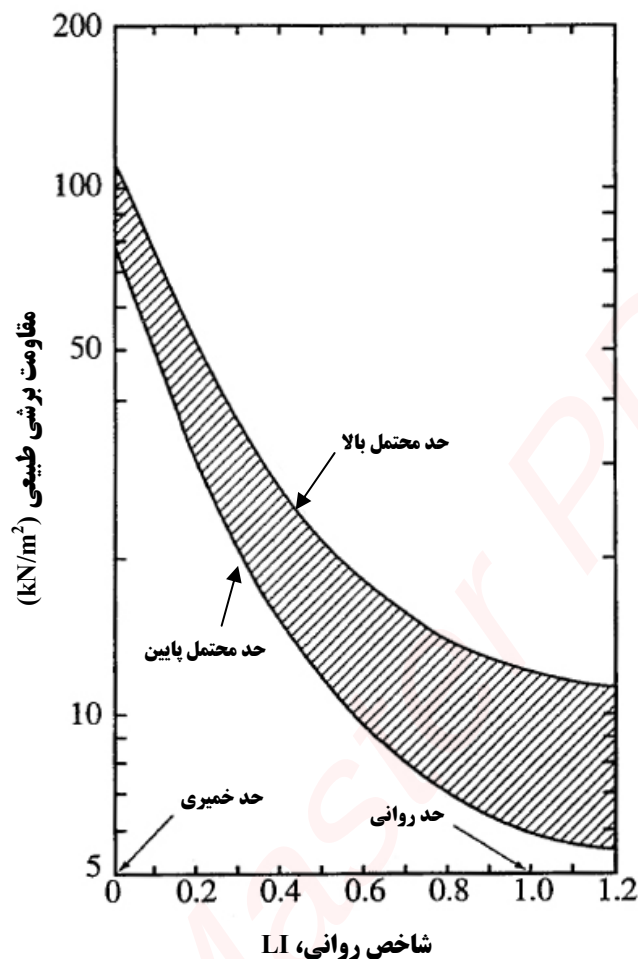
تلاش های متعددی جهت تعیین یک رابطه همبستگی بین مقاومت فشاری محدود نشده یا مقاومت برشی زهکشی نشده رس ها با عدد نفوذ استاندارد N به انجام رسیده است که میزان موفقیت این تلاش ها بسیار متغیر بوده است. تعدادی از این روابط در قالب شکل ۱۳-۱۱ ارائه شده است. این روابط خام و اولیه هستند بنابراین باید تنها جهت تخمین های اولیه و کنترل توسط نتایج آزمایشگاهی به کار گرفته شود.

۱۳-۵-۲ مقاومت برشی زهکشی شده و موثر خاک های چسبنده

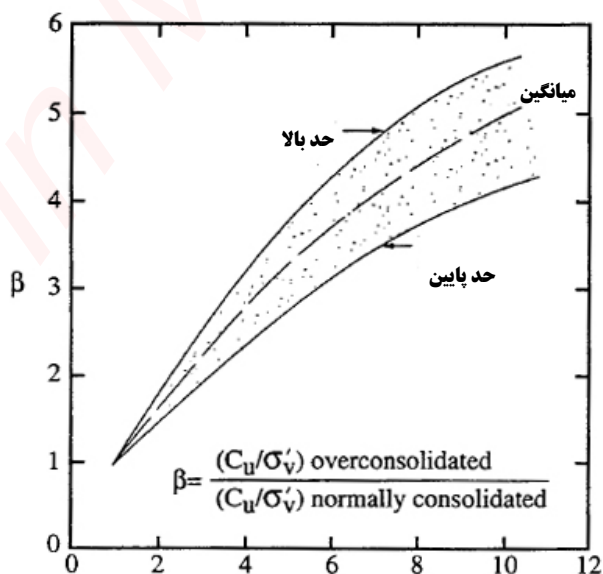
بعضی مواقع لازم است که محاسبات پایداری بر حسب تنش های موثر به انجام برسد. پارامترهای خاکی که در این محاسبات مورد استفاده قرار می گیرند یا از طریق آزمایش برش مستقیم زهکشی شده یا آزمایش های سه محوری زهکشی شده (که c' و ϕ' را بدست می دهد) یا از طریق آزمایش های سه محوری با اندازه گیری فشار منفذی (که c'_{cu} و ϕ'_{cu} را بدست می دهد)



بدست می آیند. به لحاظ عملی اختلاف اندکی بین مقادیر دو دسته پارامترها برای رس های اشباع آزمایش شده تحت شرایط مرزی و مسیرهای تنش مختلف وجود دارد.

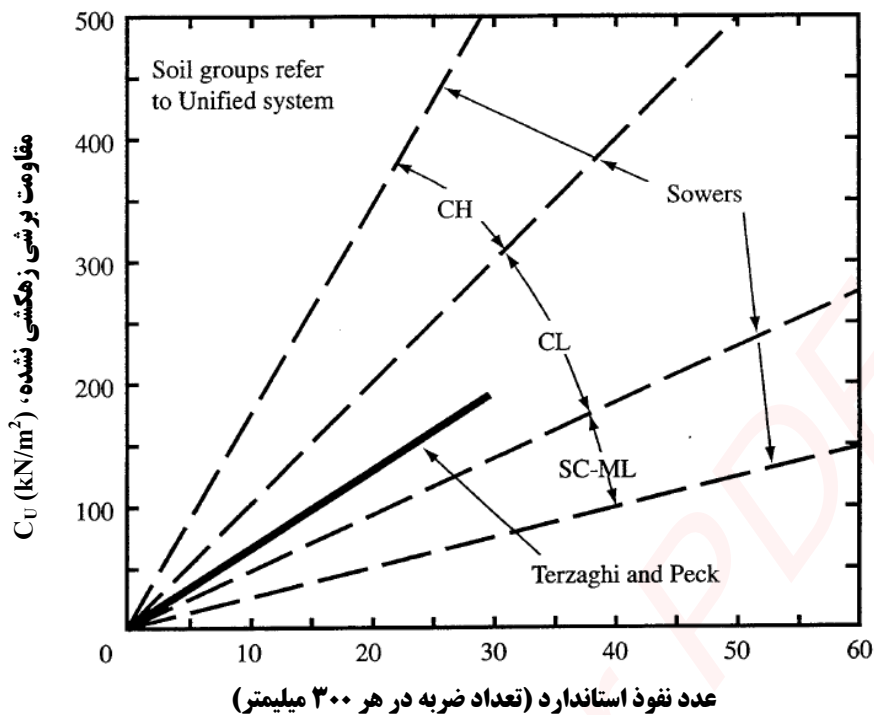


شکل ۹-۱۳ رابطه بین مقاومت برشی طبیعی رس های دستنخورده و LI (Carter and Bentley, 1991)

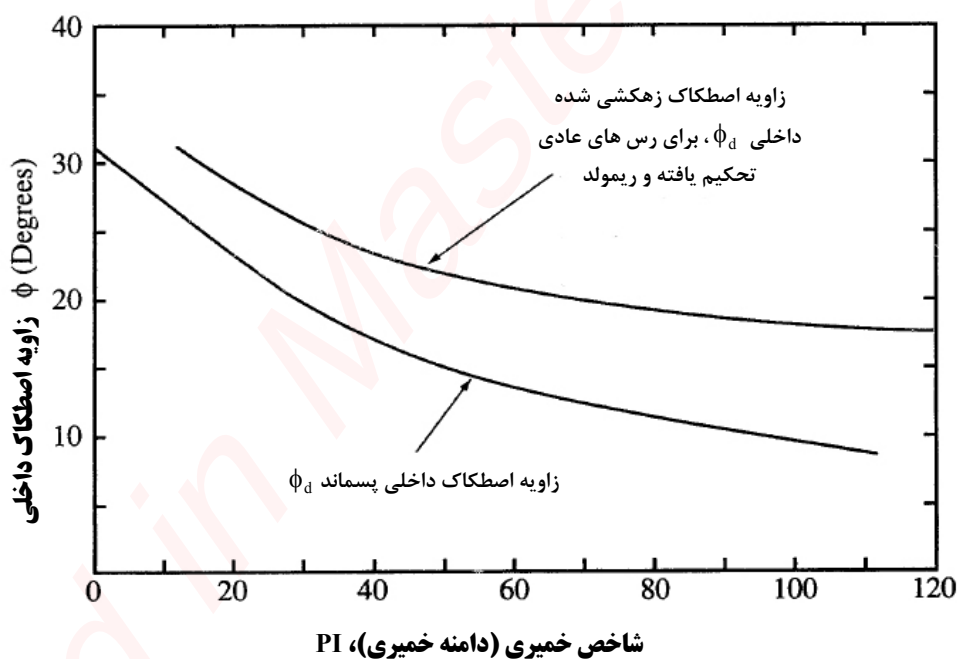


تغییرات β در برابر نسبت پیش تحکیمی، OCR

شکل ۱۰-۱۳ رابطه بین مقاومت برشی طبیعی رس های دستنخورده و LI (Das, 1987)



شکل ۱۱-۱۳ همبستگی تقریبی بین مقاومت برشی زهکشی نشده و مقدار N (Sowers, 1979)



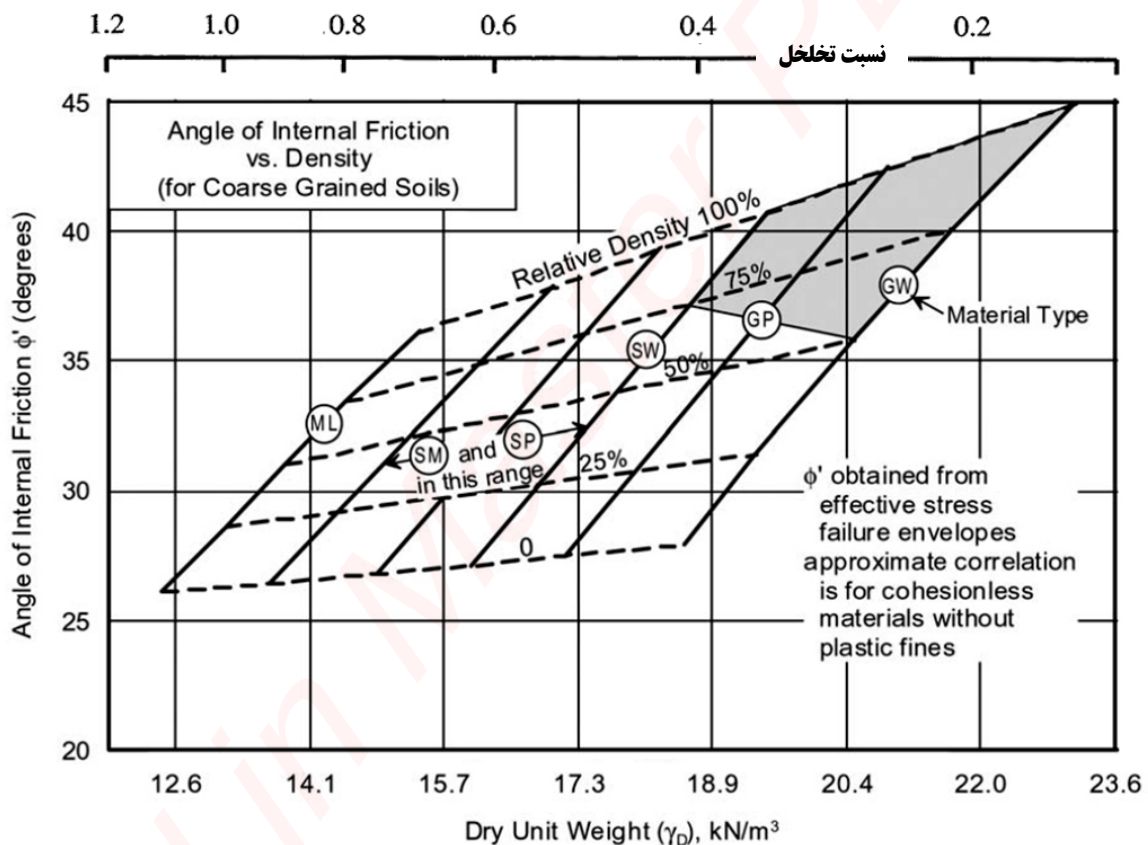
شکل ۱۲-۱۳ همبستگی تقریبی بین ϕ و PI (Gibson, 1953)

یک رابطه بین مقاومت برشی زهکشی شده و شاخص خمیری PI برای رس های عادی تحکیم و ریمولد در شکل ۱۲-۱۳ نشان داده شده است. در این شکل همچنین رابطه بین مقاومت برشی پسماند، زاویه اصطکاک داخلی و PI نشان داده شده است. ارتباط بین این پارامترها از آنجا ناشی می شود که هم PI و هم مقاومت برشی نشان دهنده ترکیب کانی شناختی خاک هستند، هرچه درصد کانی رسی افزایش یابد، PI افزایش یافته و مقاومت کاهش می یابد. به خاطر پراکندگی گسترده در نتایج آزمایشگاهی، تاکنون رابطه همبستگی پذیرفته شده است بین مقاومت برشی حداکثر رس های پیش تحکیم و PI ارائه نشده است.

همانطور که پیش تر گفته شد، مقاومت رس ها بر حسب تنش موثر اساساً بر مبنای اصطکاک ذرات قرار داد به طوری که $c' = 0$ است. این مسئله در تمام رس های اشباع حاکم است اما در رس های غیر اشباع که در نتیجه اثر مینیسک، ذرات جذب یکدیگر شده و با ایجاد تنش های بین ذره ای، یک مقدار چسبندگی ظاهری کوچک ایجاد می شود که البته خود این مسئله هم پدیده ای اصطکاکی است.

۱۳-۵-۳ مقاومت برشی خاک های دانه ای

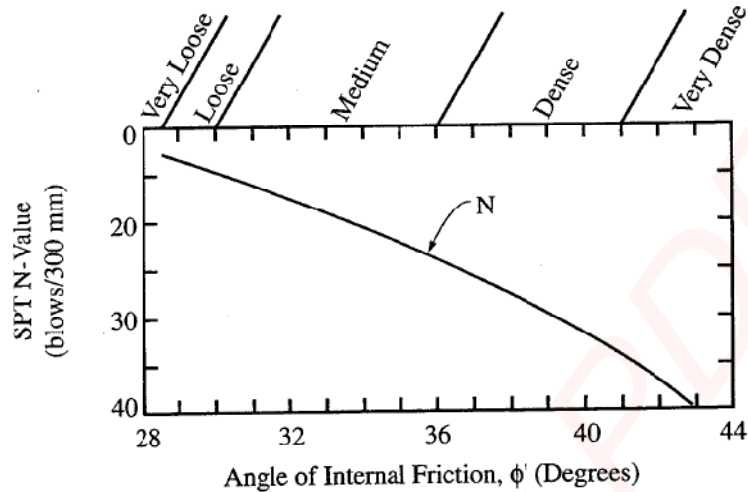
به خاطر نفوذپذیری بالا، هنگامی که خاک های دانه ای در معرض نیروی برشی قرار می گیرند، هیچگونه فشاری منفذی در آنها ایجاد نمی شود. بدین جهت پیچیدگی های مرتبط با تنش های کل و موثر دیگر وجود نداشته و پدیده های چسبندگی ظاهری یا مقاومت برشی زهکشی نشده رخ نمی دهد. در نتیجه مقاومت برشی خاک ها صرفاً بر حسب مقاومت اصطکاکی بین دانه ها تعریف می شود که این مقاومت بر حسب زاویه اصطکاک داخلی ϕ بیان می شود.



شکل ۱۳-۱۳ مقادیر معمول ϕ و تراکم خاک های غیر چسبنده
(NAVFAC, DM7.1, 1982; Kulhawy and Mayne, 1990)

مقادیر معمول ϕ برای ماسه ها و شن ها در شکل ۱۳-۱۳ ارائه شده است. یک رابطه همبستگی بین وزن مخصوص خشک یا تراکم نسبی و ϕ در شکل ۱۳-۱۳ ارائه شده است. در این شکل مصالح مختلف بر حسب سیستم طبقه بندی متحد USCS توصیف شده اند. پک و همکاران (۱۹۷۴) همبستگی بین عدد نفوذ استاندارد و زاویه اصطکاک داخلی ϕ خاک های دانه ای را مطابق شکل ۱۳-۱۴ پیشنهاد نموده اند. همبستگی بین مقادیر N و تراکم نسبی هم در این شکل نشان داده شده است به طوری که می توان مقادیر آنرا با شکل ۱۳-۱۳ مقایسه نمود. در ماسه های ریزدانه قرار گرفته در زیر تراز آب، مقادیر N باید با استفاده از شکل ۱۳-۱ برای اثر فشاری منفذی و اثر فشار سربار تصحیح شود.

بررسی شکل های ۱۳-۱۳ و ۱۴-۱۳ از توافق بین این همبستگی ها حکایت دارد. اما چنانکه در شکل ۱۳-۱۵ نشان داده شده به ازاء یک نوع خاک مشخص تغییرات مقادیر ϕ می تواند بسیار گسترده باشد. این شکل مقادیر ϕ را در برابر تراکم نسبی برای چندین نوع ماسه نمایش می دهد.



شکل ۱۳-۱۴ تخمین ϕ با استفاده از عدد نفوذ استاندارد (Peck, et al., 1974)

۴-۵-۱۳ مقاومت برشی خاک های تراکم یافته

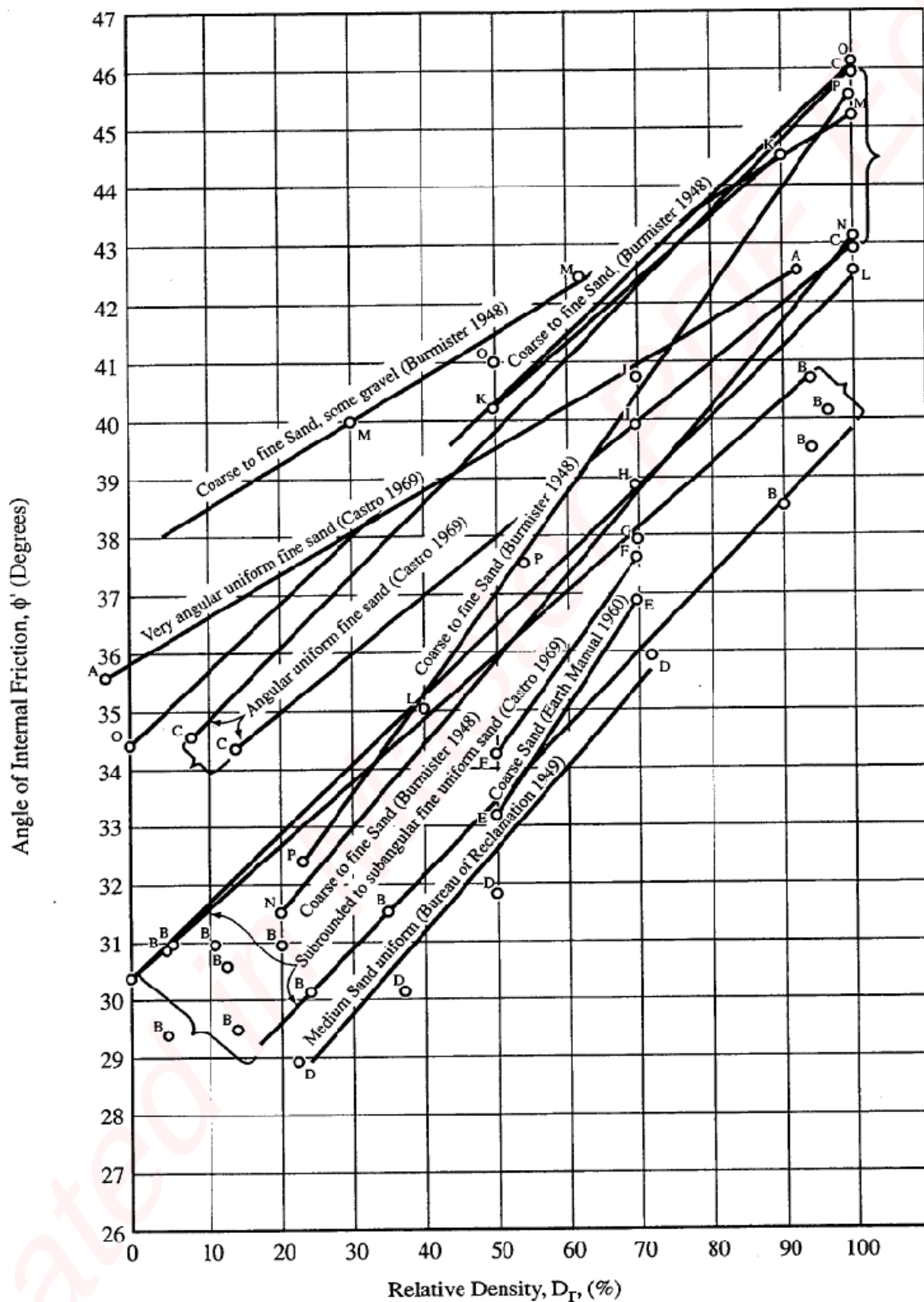
مقادیر معمول مقاومت برشی خاک های تراکم یافته در جدول ۱۳-۱۳ ارائه شده است. این مقادیر مربوط به خاک های تراکم یافته تا حداکثر تراکم نسبی خشک در آزمایش تراکم استاندارد می باشد. برای محاسبه مقاومت برشی از آزمایش تحکیم یافته زهکشی نشده استفاده شده است.

جدول ۱۳-۱۳ مقاومت برشی موثر میانگین خاک های تراکم یافته

(After Bureau of Reclamation)

Unified Classification	Soil Type	Standard Proctor Compaction (AASHTO T 99)		As Compacted Cohesion, c_o (kPa)	Saturated Cohesion, c_{sat} (kPa)	Friction Angle, ϕ (deg)
		Maximum Dry Density (kN/m^3)	Optimum Moisture Content (%)			
GW	well graded clean gravels, gravel-sand mixture	> 18.7	< 13.3	*	*	> 38
GP	poorly graded clean gravels, gravel sand mixture	> 17.3	< 12.4	*	*	> 37
GM	silty gravels, poorly graded gravel-sand-silt	> 17.9	< 14.5	*	*	> 34
GC	clayey gravels, poorly graded gravel-sand-clay	> 18.1	< 14.7	*	*	> 31
SW	well graded clean sands, gravelly sands	18.7±0.8	13.3±2.5	39±4	*	38±1
SP	poorly graded clean sands, sand-gravel mixture	17.3±0.3	12.4±1.0	23±6	*	37±1
SM	silty sands, poorly graded sand-silt mixture	17.9±0.2	14.5±0.4	51±6	20±7	34±1
SM-SC	sand-silt-clay with slightly plastic fines	18.7±0.2	12.8±0.5	50±21	14±6	33±4
SC	clayey sands, poorly graded sand-clay mixture	18.1±0.2	14.7±0.4	75±15	11±6	31±4
ML	inorganic silts and clayey silts	16.2±0.2	19.2±0.7	67±10	9±*	32±2
ML-CL	mixtures of inorganic silts and clays	17.1±0.3	16.8±0.7	63±17	22±*	32±3
CL	inorganic clays of low to medium plasticity	17.0±0.2	17.3±0.3	87±10	13±2	28±2
OL	organic silts and silty clays of low plasticity	*	*	*	*	*
MH	inorganic clayey silts, elastic silts	12.9±0.6	36.3±3.2	72±30	20±9	25±3
CH	inorganic clays of high plasticity	14.8±0.3	25.5±1.2	103±34	11±6	19±5
OH	organic clays and silty clays	*	*	*	*	*

The entry ± indicates 90 percent confidence limits of the average value, * denotes insufficient data, > is greater than, < is less than



شکل ۱۳-۱۵ رابطه بین ϕ و تراکم نسبی ماسه های مختلف (Hilf, 1975)

۱-۱۵ | مقدمه

سدهای خاکی^۱ را تقریباً در روی هر نوع فونداسیون و یا سایتی که برای ساخت سازه های بتنی نامناسب هستند می توان اجرا نمود. برای ساخت این نوع سدها به شرط آن که در ناحیه بندی مصالح به کار رفته دقت شود از انواع مختلفی از مصالح ساختمانی می توان در هنگام ساخت بهره جست.

در سال های اخیر، ساخت سدهای خاکی و سنگریزه ای نسبت به دیگر انواع سدها رواج بیشتری یافته است که دلایل آن عبارتند از:

- در اکثر کشورهای مترقی مناطق مناسب برای احداث سدهای بتنی قبلاً مورد استفاده قرار گرفته و دیگر یافت نمی شود.
- هزینه عملیات خاکی برای سدهای خاکی نسبت به عملیات بتنی دارای رشد کمتری بوده است.

از سال ۱۹۵۵ تاکنون تعداد سدهای خاکی بزرگ (یعنی آن هایی که دارای ارتفاع بیش از ۱۵ متر می باشند) با آهنگی تقریباً برابر با ۲۰۰ سد در سال در سطح دنیا در حال افزایش بوده است. بر طبق آمار ارائه شده توسط ICOLD (کمیته بین المللی سدهای بزرگ)^۲ در حال حاضر بلندترین سدهای جهان عبارتند از سد نورک^۳ با ارتفاع ۳۰۰ متر که در کشور شوروی سابق احداث گردید و سد روگان^۴ با ارتفاع ۳۳۵ متر که این سد نیز در شوروی سابق ساخته شده است. هر دو این سدها از نوع سدهای خاکی می باشند.

وظایف یک سد به عنوان یک سازه عبارتند از:

- (الف) ایجاد حائلی ناتراوا در برابر جریان آب با هدف ذخیره سازی آن
- (ب) انتقال نیروی آب به فونداسیون با ضریب اطمینان کافی

۲-۱۵ | انواع سدهای خاکی:

سدهای خاکی را به چهار دسته می توان تقسیم نمود:

- سدهای همگن^۵
- سدهای ناحیه بندی شده^۶
- سدهای غشائی^۷
- سدهای ساخته شده توسط پسماند ها (سدهای پسماندی)^۸

¹ Embankment Dams

² International Commission on Large Dams

³ Nurek

⁴ Rogun

⁵ Homogenous Dams

⁶ Zoned Dams

⁷ Membrane Dams

⁸ Tailings Dams



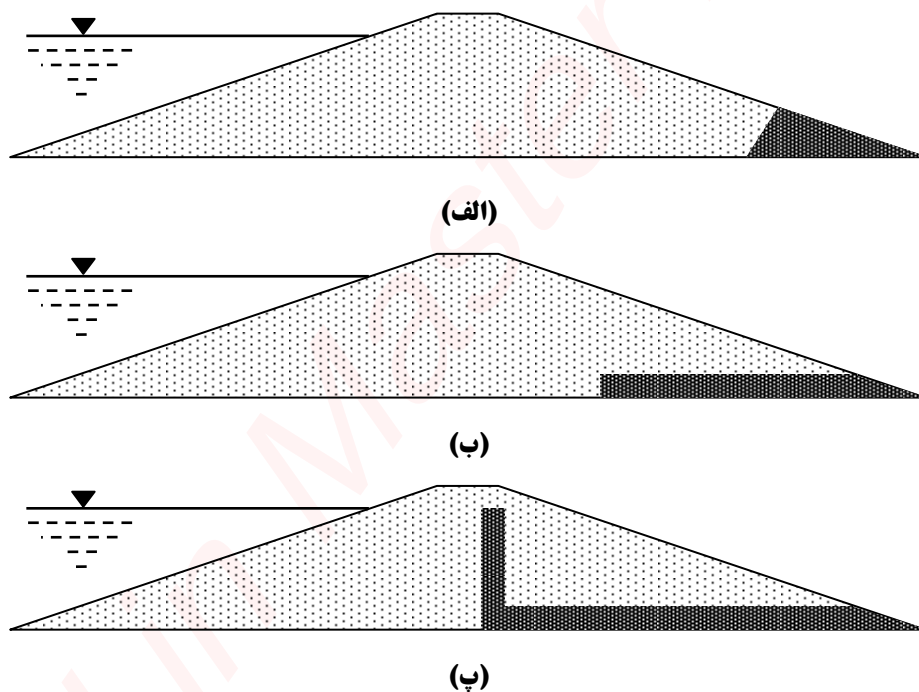
• ۱۵-۲-۱ سدهای همگن

هر سدی که از یک نوع مصالح ساخته شده باشد، همگن نامیده می شود، هرچند ممکن است دارای یک سیستم زهکش داخلی نیز باشد. در این نوع سدها با استفاده از حفاری، گودال های قرضه یا با استفاده از تغییر میزان و درصد تراکم و درصد رطوبت در بخش های مختلف سازه از مزایای سدهای ناحیه بندی شده نیز می توان بهره جست. افزایش درصد رطوبت و یا انرژی تراکم می تواند باعث کاهش نفوذپذیری در حدود ۱۰ تا ۱۰۰ برابر نسبت به زمانی شود که تراکم در طرف خشک درصد رطوبت بهینه انجام پذیرفته است.

تقریباً در تمام سدهای خاکی همگن باید زهکش هایی تعبیه شوند که هدف از به کار گیری این زهکش ها عبارتند از:

- (الف) کاهش سطح آب آزاد (فریاتیک) به منظور افزایش پایداری شیب پایین دست.
- (ب) کنترل جریان آب در محل خروج آن در پایین دست سد برای جلوگیری از فرسایش و شسته شدن خاک در اثر پدیده رگاب

انواع معمول زهکش ها در سدهای خاکی همگن در شکل ۱۵-۱ الف، ۱۵-۱ ب و ۱۵-۱ پ نشان داده شده است.



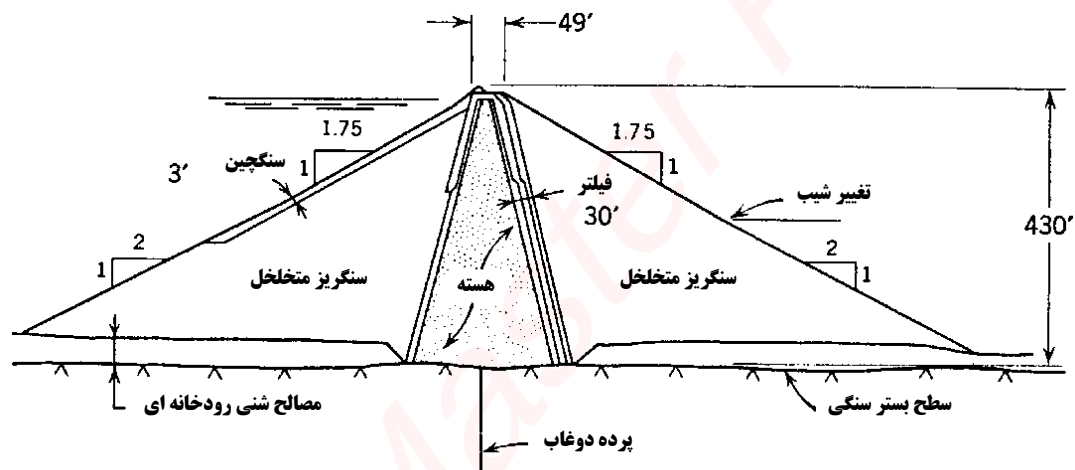
شکل ۱۵-۱: زهکش های مورد استفاده در سدهای همگن
(الف) زهکش پنجه ای (ب) زهکش بتویی یا افقی (پ) زهکش دودکشی

از زهکش های پنجه ای در سدهایی استفاده می شود که ارتفاع آن ها از ۲۰ متر کمتر است. زهکش هایی بتویی یا افقی در سد های با ارتفاع بیش از ۲۰ متر به کار گرفته می شوند. در هنگام استفاده از این نوع زهکش ها باید این نکته را توجه داشت که به دلیل طبیعت لایه ای خاک های متراکم شده در هنگام ساخت سد، نفوذپذیری افقی این خاک ها می تواند بسیار بزرگتر از نفوذپذیری قائم آن باشد و این خطر وجود دارد که به دلیل این خاصیت خاک های متراک شده، جریان آب در داخل سد خاکی از داخل زهکش عبور نکنند و این نوع زهکش ها کارایی خود را از دست دهند. زهکش های دودکشی بهترین نوع زهکش ها بوده و در اکثر سدهای بزرگ و مهم از این نوع زهکش ها استفاده می شود.

ابعاد و نفوذپذیری زهکش ها باید طوری انتخاب شوند که مجموعه مورد نظر بتواند میزان جریان آب محاسباتی را با یک حاشیه اطمینان کافی انتقال دهد. ضریب نفوذپذیری مصالح زهکش ترجیحاً باید ۱۰۰ برابر ضریب نفوذپذیری مصالح خاکریز باشد. زهکش های پتویی باید حداقل ۱ متر ضخامت داشته باشند ولی ضخامت زهکش های دودکشی نباید کمتر از ۲ متر باشد.

• ۱۵-۲-۲ سدهای ناحیه بندی شده (ناهمگن)

ایده به کار رفته در یک سد ناحیه بندی شده استفاده بهینه از مصالح موجود است به طوری که بیشترین صرفه اقتصادی حاصل گردد. مصالح رسی معمولاً دارای مقاومت برشی کمتری نسبت به مصالح شنی یا سنگدانه ای نفوذپذیر بوده و معضلاتی همچون ایجاد فشار منفذی و مسائل مربوط به نشست را به همراه دارند. بنابراین با محدود کردن میزان استفاده از مصالح رسی می توان سدی با حجم کمتر و هزینه پایین تر ساخت (شکل ۱۵-۲). در چنین سدهایی از مصالح رسی برای ساخت هسته استفاده شده و بقیه قسمت های سد را با استفاده از مصالح متخلخل با مقاومت بالا که توسط فیلترهایی از هسته جدا می شوند، می سازند.



شکل ۱۵-۲: سد ناحیه بندی شده با هسته قائم

• ۱۵-۲-۲-الف) سدهای ناحیه بندی شد با هسته قائم

در این نوع سدها، هسته را می توان در داخل فونداسیون امتداد داد تا در صورت نفوذپذیر بودن فونداسیون، نقش غشاء آب بند را نیز ایفا نماید. باید به این نکته توجه داشت که قرار دادن یک هسته نازک قائم در بین مصالح سنگی نسبتاً سخت مخاطراتی را نیز می تواند به همراه داشته باشد زیرا در چنین حالتی پدیده قوس زدگی^۱ می تواند رخ داده و باعث کاهش تنش های قائم در مصالح هسته گردد. پدیده قوس زدگی ممکن است منجر به شکست هیدرولیکی هسته گردد.

مهم!

مزایای استفاده از هسته قائم عبارتند از:



۱. فشار تماسی بالاتری بین هسته و فونداسیون وجود خواهد داشت. این مسئله می تواند احتمال نشست در این محل را کاهش دهد.
۲. برای یک مقدار مشخص از مصالح خاکی، ضخامت هسته مقداری بیشتر از ضخامت یک هسته شیب دار است.

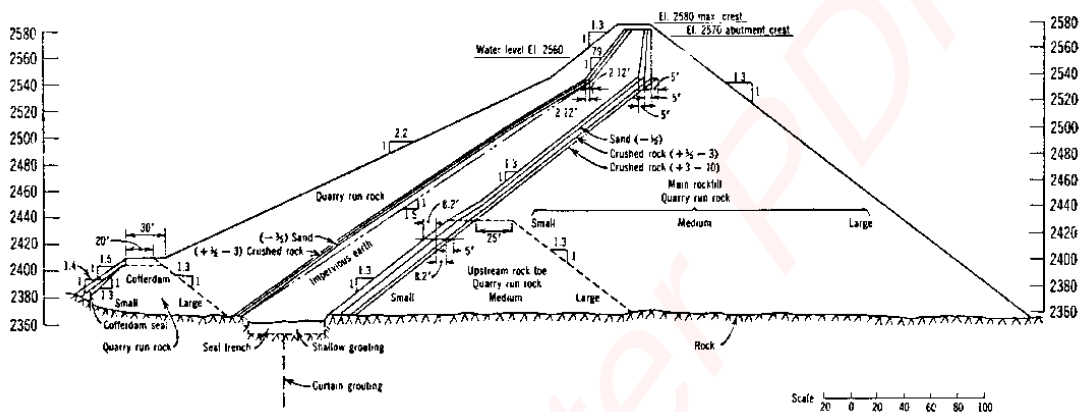
• ۱۵-۲-۲- (ب) سدهای ناحیه بندی شده با هسته شیب دار (شکل ۱۵-۳)

مهم!

مزایای استفاده از هسته های شیب دار در سدهای ناحیه بندی شده عبارتند از:



۱. بخش پایین دست را می توان در ابتدا اجرا نمود. این مسئله در مناطقی که دارای فصل خشک کوتاهی جهت اجرای هسته می باشند دارای اهمیت زیادی می باشد.
۲. همزمان با اجرای قسمت پایین دست سد می توان عملیات تزریق در زیر هسته را نیز به انجام رساند.
۳. این نوع از هسته ها، حساسیت کمتری به ترک های ناشی از نشست های تفاضلی در مناطق مختلف سد دارند.



شکل ۱۵-۳: سد ناحیه بندی شده با هسته شیب دار

مهم!

در هنگام تصمیم گیری برای ضخامت بهینه و موقعیت آن، عوامل زیر باید در نظر گرفته شوند:



۱. هزینه های واحد نسبی عملیات خاکی مصالح درشت دانه و مصالح رسی هسته
۲. حجم خاکریز سد. به جز در مواردی که مصالح هسته دارای مقاومت برشی بالایی هستند، حداقل حجم خاکریز سد زمانی حاصل می شود که هسته سد دارای ضخامت کمی باشد.
۳. شرایط اقلیمی. در شرایط آب و هوایی بسیار مرطوب یا شرایط یخبندان امکان اجرای عملیات خاکی با مصالح رسی وجود ندارد. این در حالیست که مصالح نفوذپذیر همانند مصالح شنی و سنگی را در تمام شرایط آب و هوایی می توان اجرا نمود.

مهم!

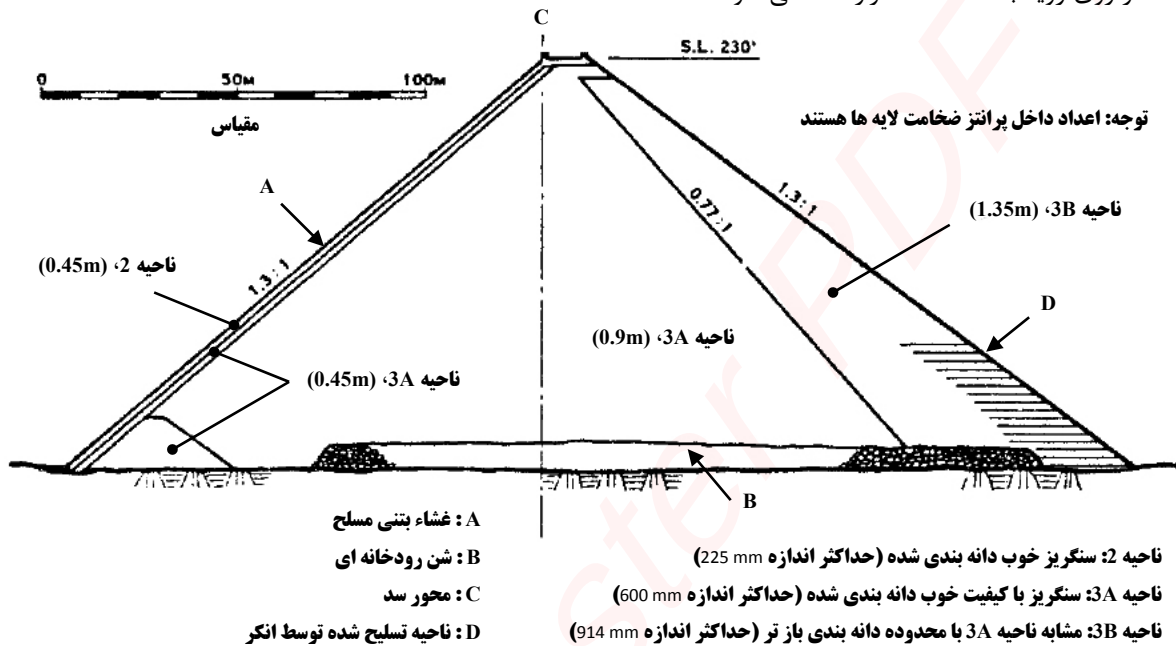
حداقل ضخامت هسته بستگی به عوامل زیر دارد:



۱. میزان مجاز تراوش آب در داخل هسته
۲. حداقل عرضی که اجازه عملیات اجرایی را به طور مناسب بدهد.
۳. نوع مصالح موجود برای اجرای هسته و پوسته ها
۴. طراحی فیلتر های مورد نظر
۵. پروژه های مشابه پیشین

• ۱۵-۲-۳ سدهای غشائی

سدهای غشائی با استفاده از مصالح درشت دانه نفوذپذیر ساخته می شوند ولی سطح شیب دار رویه بالادست آن با استفاده از غشائی نازک که نفوذ ناپذیر است رویه می شود (شکل ۱۵-۴). این غشاء نازک معمولاً از بتن سیمانی یا بتن آسفالتی ساخته می شود اما اخیراً ورقه های فولادی یا ورقه های لاستیکی (سنتتیکلی) نیز برای ساخت غشاء استفاده شده است. در حالی که از غشاء های داخلی نیز برای ساخت سدهای خاکی استفاده شده است، بیشترین کارایی و مزایا هنگامی حاصل می شود که غشاء در روی رویه بالادست سد قرار داده می شود.



شکل ۱۵-۴: سد غشائی

مهم!

مزایای استفاده از سد های غشائی عبارتند از:



۱. با استفاده از یک سیستم زهکش مناسب در پشت غشاء فشار های منفذی ناشی از تراوش در داخل خاکریز از بین می روند. این امر منجر به افزایش پایداری می گردد به طوری که می توان خاکریز سد را با شیب بیشتر اجرا نمود و بدین ترتیب حجم خاکریز مورد نظر کم تر خواهد شد.
۲. غشاء سد همیشه در معرض بازرسی و در صورت نیاز ترمیم قرار دارد. بدین ترتیب می توان جلوی نشت را گرفت.
۳. غشاء سد به عنوان محافظ در برابر برخورد امواج عمل می نماید.
۴. در صورت وقوع نشت، غشاء دچار فرسایش نمی شود.

مهم!

معایب سدهای غشائی عبارتند از:



۱. هزینه ساخت آن بالاست.
۲. در محل اتصال غشاء به پنجه احتمال ترک خوردگی غشاء وجود دارد.
۳. ممکن است طول عمر کوتاهی داشته باشند. به طور مثال غشاء های فولادی.



مهم!

استفاده از سدهای غشائی هنگامی دارای توجیه می باشد که شرایط زیر حاکم باشد:



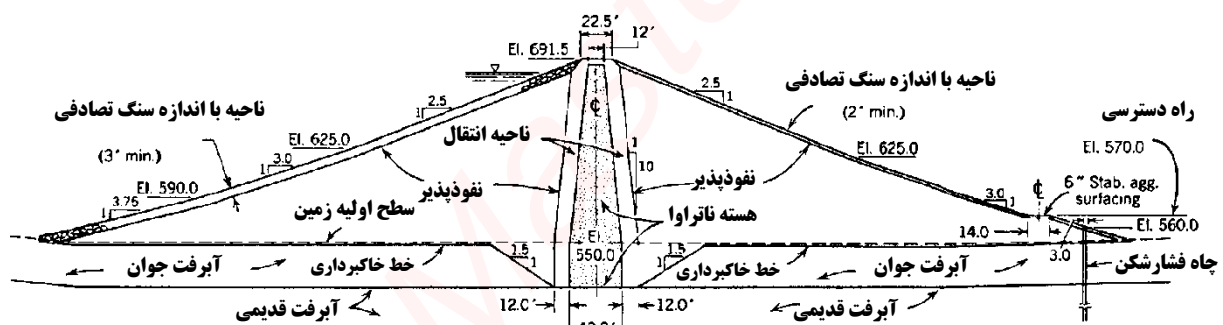
۱. فونداسیون ها و تکیه گاه های جانبی صخره ای یا سنگی هستند.
۲. خاک های رسی یا ناتراوا موجود نباشند.
۳. ایجاد سیستم محافظ در برابر برخورد امواج هزینه زیادی در بر داشته باشد.
۴. فصول بارانی در منطقه ساخت سد بسیار طولانی است.
۵. عملیات تزریق بسیار گسترده و وسیع می باشد. تزریق را می توان در راستای پنجه غشاء همزمان با ساخت سد انجام داد.

• ۱۵-۲-۴ سدهای پسماندی

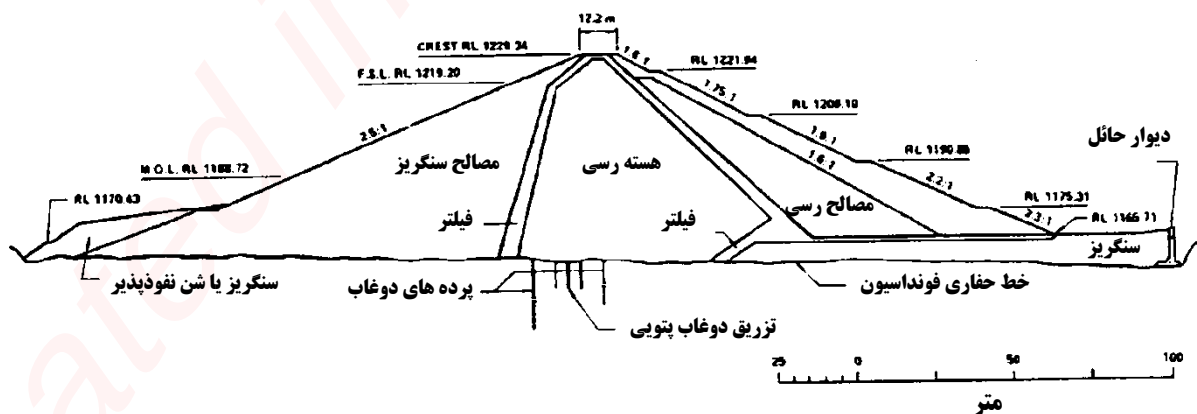
سدهای پسماندی با هدف ذخیره و دپو کردن پسماندهای بدست آمده از عملیات معدن کاری احداث می شوند و نه ذخیره آب برای مصارف آشامیدنی، کشاورزی و یا صنعتی. چنین سدهایی را در یک فصل مجزا مورد بحث قرار خواهیم داد.

۱۵-۳ | مقاطع عرضی:

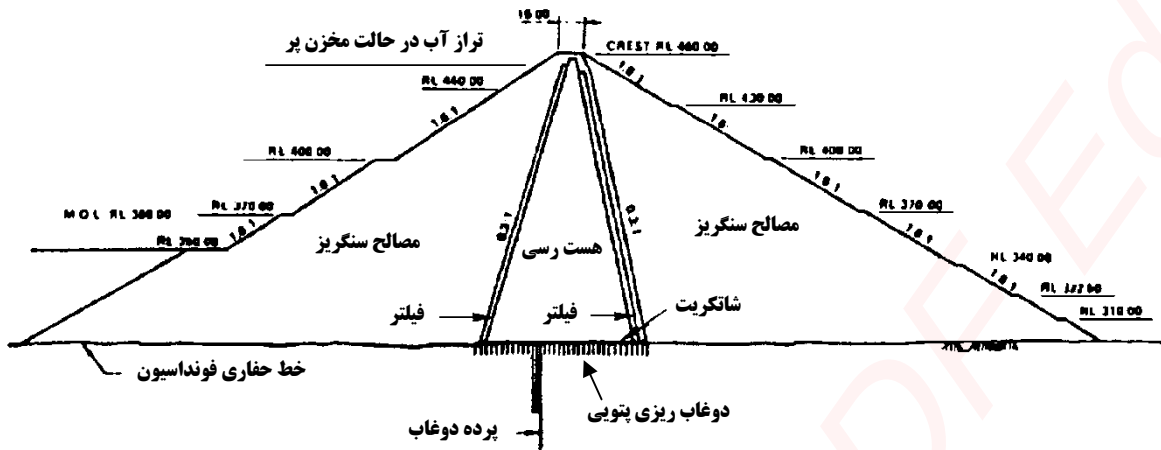
مقاطع عرضی انواع مختلفی از سدهای خاکی و سنگریزه ای در شکل های زیر نشان داده شده اند. با توجه به نحوه ناحیه بندی سدهای خاکی، آرایش های بسیار مختلفی می توان ایجاد نمود. بدین ترتیب احتمال این که دو سد خاکی و یا سنگریزه ای دارای مقاطع مشابه باشند بسیار کم است.



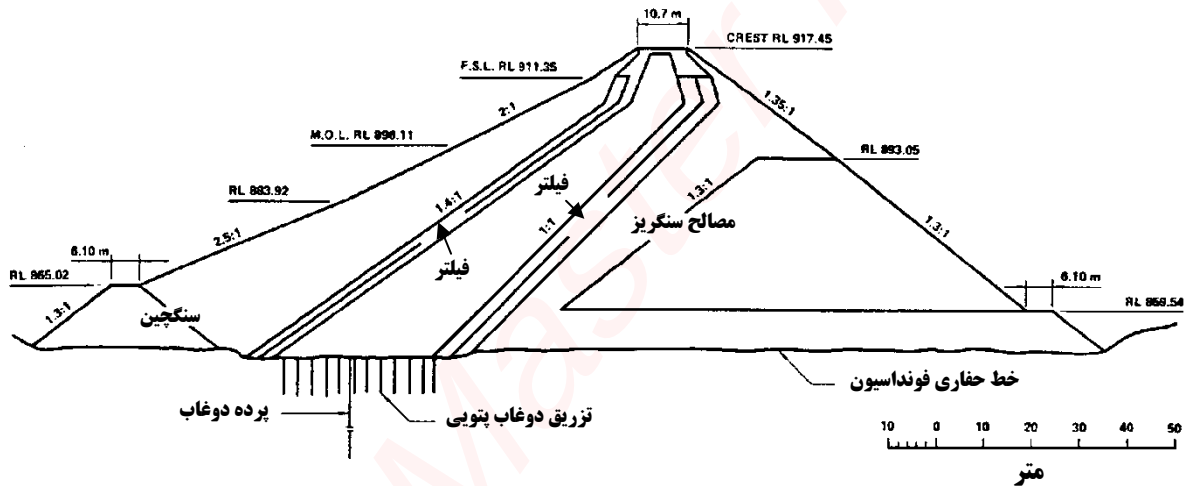
شکل ۱۵-۵: سد Success در کالیفرنیا، سد ناحیه بندی شده با هسته مرکزی قائم



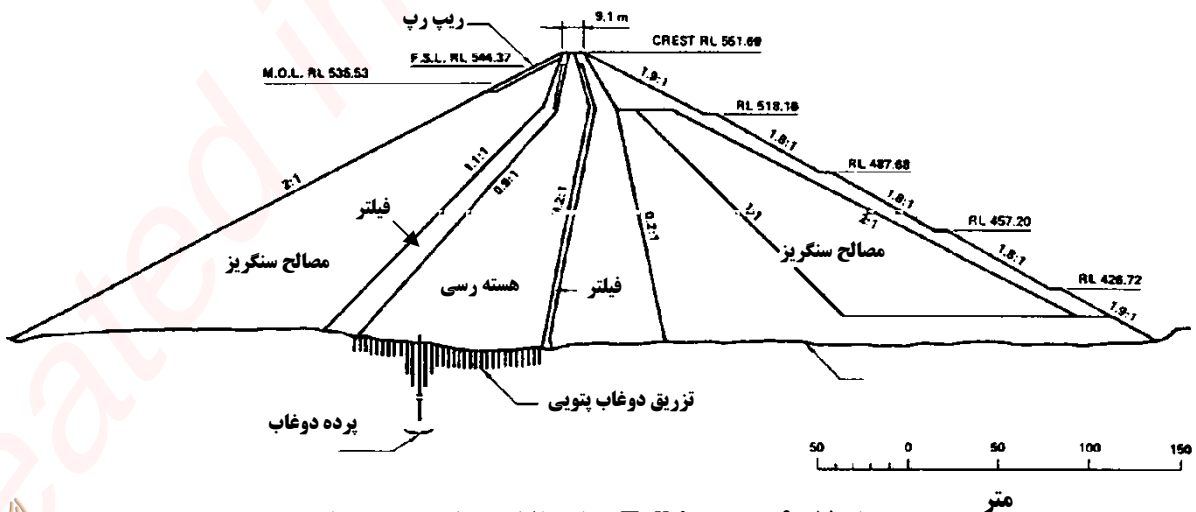
شکل ۱۵-۶: سد Tooma در استرالیا، سد ناحیه بندی شده با هسته مرکزی قائم



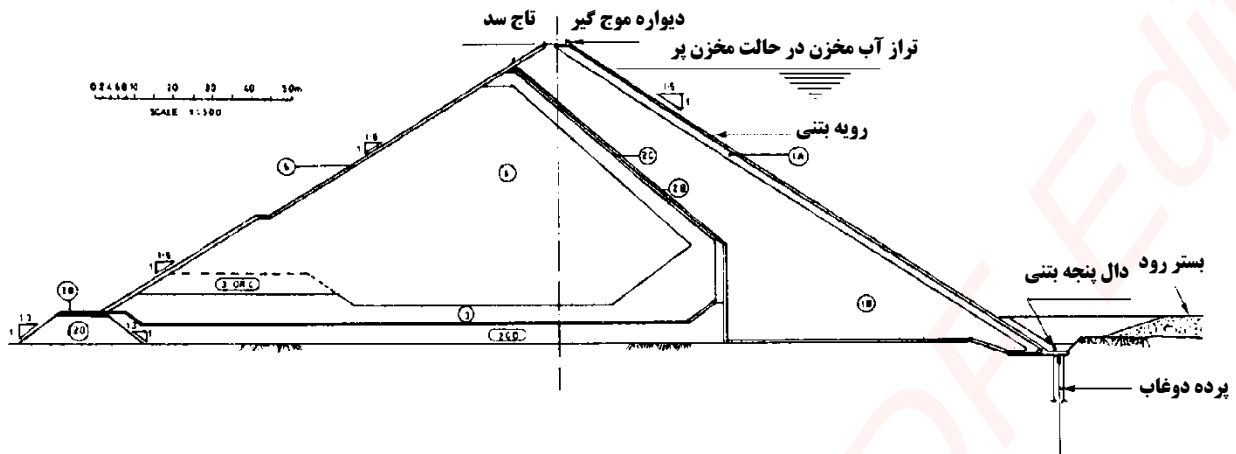
شکل ۱۵-۷: سد Thompson در استرالیا، سد ناحیه بندی شده با هسته مرکزی قائم



شکل ۱۵-۸: سد Jindabyne در استرالیا، سد با هسته شیب دار



شکل ۱۵-۹: سد Talbingo در استرالیا، سد با هسته شیب دار



شکل ۱۵-۱۰: سد Mangrove Creek در استرالیا، سد غشائی

۴-۱۵ | جریان آب در سدهای خاکی

آبی که در پشت یک سد خاکی یا سنگریزه ای ذخیره شده است به طور دائم از داخل خاکریز سد و فونداسیون به سمت پایین دست تراوش می نماید. بنابراین به دلایل متعددی که در ادامه بیان شده باید قادر باشیم این فرآیند نشت آب از داخل یا زیر سد را تحلیل نماییم.

- (الف) مقدار جریانی که در اثر تراوش آب از داخل بدنه سد و فونداسیون از دست می رود باید مشخص باشد.
- (ب) توزیع فشار منفذی در داخل سد و فونداسیون باید مشخص باشد به طوری که از این توزیع بتوان برای انجام تحلیل های پایداری استفاده نمود.
- (پ) چنانچه شیب هیدرولیکی در نقطه خروج جریان نشست آب را محاسبه نماییم، می توانیم احتمال آب شستگی در این نقطه را مورد ارزیابی قرار دهیم.

• ۱-۴-۱۵ تحلیل جریان

با حل معادله لاپلاس^۱ می توان جواب های نظری برای مسئله جریان دائمی آب از داخل سد خاکی تحت شرایط دوبعدی بدست آورد:

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad (1-15)$$

در این معادله k_x و k_z به ترتیب نفوذپذیری های افقی و قائم در راستاهای x و z بوده و h هد فشار کل می باشد. هد کل برابر مجموع هدهای ارتفاع h_E و هد فشار آب h_w می باشد به عبارت دیگر:

$$h = h_E + h_w \quad (2-15)$$

^۱ Laplace Equation

حل تحلیل معادله لاپلاس تحت شرایط مرزی خاص بسیار مشکل می باشد مخصوصاً هنگامی که مصالح مختلف و هندسه های پیچیده را نیز در نظر بگیریم. بدین جهت معمول است که از روش های دیگر برای حل معادله لاپلاس استفاده نماییم. این روش ها عبارتند از:

(الف) رسم شبکه جریان

(ب) استفاده از روش های عددی همانند روش های تفاضل محدود یا اجزاء محدود

(پ) استفاده از تشابه الکتریکی

(ت) استفاده از مدل های آزمایشگاهی (قیاس فیزیکی)

• ۱۵-۴-۲ شبکه های جریان

ساده ترین روش حل مسئله جریان آب در داخل مصالح خاکریز سد و همچنین فونداسیون سد، استفاده از شبکه جریان می باشد. در هنگام استفاده از این روش فرض های زیر به کار گرفته می شوند:

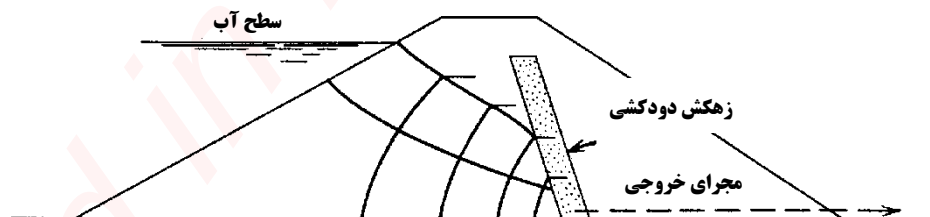
(الف) جریان دائمی است.

(ب) در یک بازه زمانی مشخص، مقدار جریانی که وارد یک المان خاک می شود برابر است با مقدار جریانی که از آن خارج می شود یعنی درجه اشباع خاک تغییر نمی نماید.

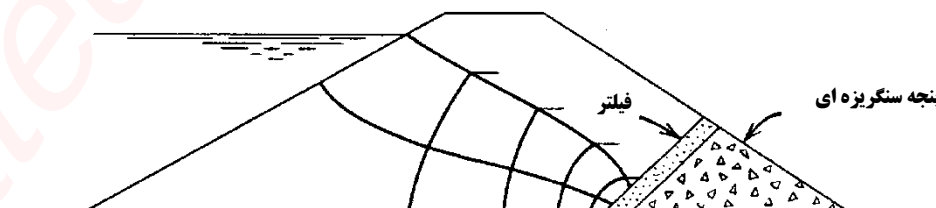
(پ) شرایط مرزی هیدرولیکی مشخص هستند.

(ت) خاکریز و خاک زیرین تراکم ناپذیر هستند.

هدف ما در این فصل آشنایی با سدهای خاکی بود و تا حد امکان از ارائه روابط نظری و محاسباتی اجتناب می نماییم. بدین جهت دانشجویانی که علاقه مند به فراگیری مباحث بیشتری در رابطه با جریان آب در خاک و نحوه ترسیم شبکه جریان و محاسبات میزان جریان عبوری آب هستند می توانند به جزوات دیگر مولف و کتب سدهای خاکی رجوع نمایند. شبکه جریان در سدهای خاکی همگن بر روی فونداسیون نفوذ ناپذیر برای دو نوع زهکش به طور مثال در شکل ۱۵-۱۱ نشان داده شده است. برای هر یک از شبکه های جریان نشان داده شده در شکل زیر جریان در واحد طول سد را می توان با استفاده از معادلات مربوطه محاسبه نمود.



(الف)



(ب)

شکل ۱۵-۱۱: شبکه جریان در سدهای همگن

۱۵-۴-۳ روش المان های محدود

از روش المان های محدود می توان برای حل مسئله جریان در مسائل پیچیده استفاده نمود. بعضی از این مسائل عبارتند از:

(الف) مصالح با نفوذپذیری های مختلف یا ناهمسانگرد

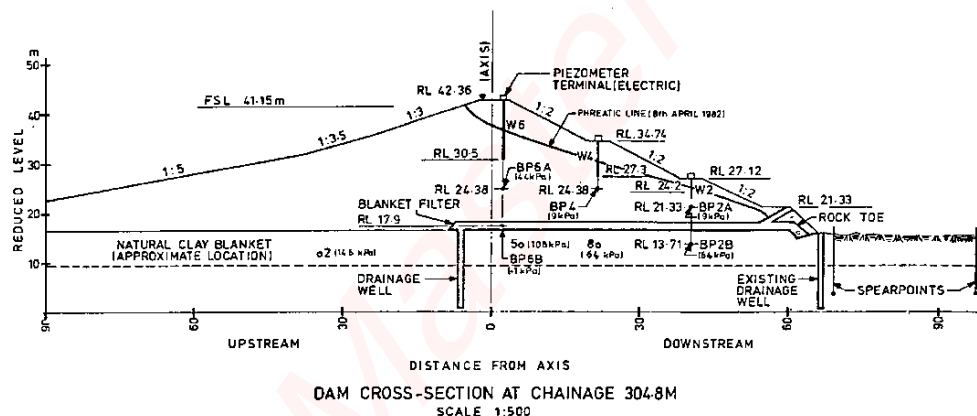
(ب) هندسه های پیچیده

(پ) شرایط مرزی و آزاد پیچیده

در روش اجزاء محدود، هندسه مدل به المان های متعددی که در گره ها به یکدیگر متصل شده اند، تقسیم می گردد. میدان هل کل در داخل ناحیه جریان با استفاده از توابع درونیایی در داخل هر المان تقریب زده می شود. این توابع مقادیر هد را در گره های المان درون یابی می نمایند. با حل یک دسته معادله می توان فشارهای منفذی و جریان عبوری از بدنه سد و فونداسیون را محاسبه نمود. میزان دقت جواب ها بستگی به تعداد المان های مورد استفاده برای تقریب زدن میدان جریان پیوسته دارد.

برای کسب اطلاعات بیشتر در رابطه با حل مسائل جریان با استفاده از روش اجزاء محدود، خواننده می تواند به مرجع

[4] و یا [10] در انتهای فصل رجوع نماید.



شکل ۱۵-۱۲: مقطع عرضی سد

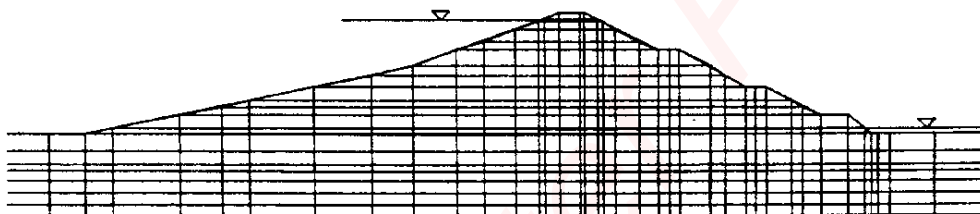
یک نمونه از مسائلی که به راحتی می توان با استفاده از روش اجزاء محدود حل نمود، مسئله تراوش آب در داخل یک سد خاکی همانند شکل ۱۵-۱۲ می باشد. در این شکل، مقادیر اندازه گیری شده موقعیت سطح آب آزاد (فریاتیک) و فشارهای پیژومتریک اندازه گیری شده در نقاط مختلف نشان داده شده است. در شکل های ۱۵-۱۳ و ۱۵-۱۴ نوع المان بندی به کار رفته برای حل مسئله تراوش نشان داده شده است. مرزهای جانبی باید در فاصله ای از خاکریز در نظر گرفته شوند که تاثیری بر جواب های بدست آمده و الگوی جریان آب نداشته باشند.



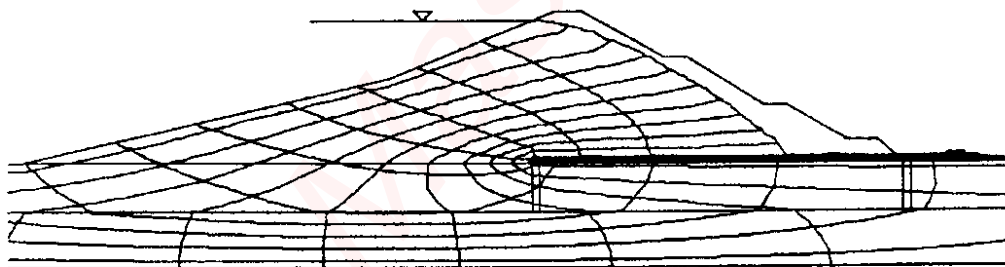
شکل ۱۵-۱۳: المان بندی سد

شکل ۱۵-۱۵ نیز نمونه ای از خروجی گرافیکی ارائه شده توسط نرم افزار را نشان می دهد. این شکل مربوط به حالتی است که تنها زهکش پتویی فعال است (یعنی چاه های زهکش مسدود شده اند). چنان که ملاحظه می شود سطح فریاتیک کاملاً با سطح آب آزاد اندازه گیری شده تطابق ندارد. همچنین توجه شود که مصالح به کار رفته در سد ناهمسانگرد فرض شده اند و بنابراین خطوط جریان و خطوط هم پتانسیل متعامد نیستند. همچنین توجه شود که خطوط جریان و خطوط هم پتانسیل هنگامی که به لایه تحتانی یا همان فونداسیون که دارای نفوذپذیری بیشتری نسبت به بدنه سد می باشند برخورد می نماید، تغییر راستا می دهند.

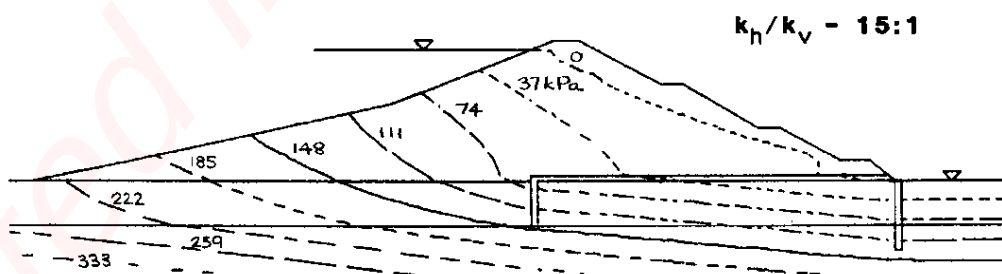
در شکل ۱۶-۱۵ خروجی گرافیکی نرم افزار که نشان دهنده توزیع فشار پیژومتریکی در داخل سد است نمایش داده شده است. البته این توزیع مربوط به حالتی است که زهکش ها دارای نفوذپذیری محدودی بوده و همگی فعال هستند. این توزیع فشار توافق خوبی با مقادیر اندازه گیری شده فشار آب منفذی در شکل ۲-۷ از خود نشان می دهد و در این حالت موقعیت سطح آب آزاد نزدیک به سطح اندازه گیری شده می باشد.



شکل ۱۵-۱۴: قسمت بزرگنمای شده شبکه اجزاء محدود



شکل ۱۵-۱۵: شبکه جریان - چاه های جریان غیر فعال هستند



شکل ۱۶-۱۵: خطوط فشار پیژومتریکی - چاه های زهکش فعال هستند

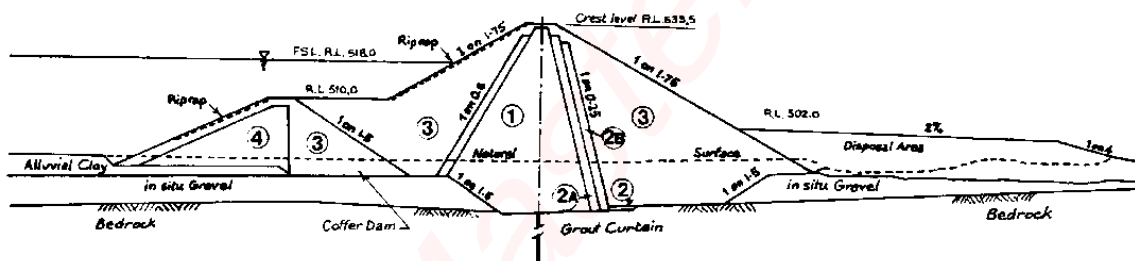
۱۵-۵ | روش های کاهش تراوش آب از داخل فونداسیون سد خاکی

در صورتی که طراحی سد به درستی انجام شده باشد، آهنگ تراوش آب از داخل بدنه سد خاکی معمولاً بسیار ناچیز است و اکثر مشکلات در اثر نشست آب از داخل پی سد به وجود می آیند. در ادامه روش های کاهش میزان تراوش آب از داخل سد خاکی را به اختصار مورد بررسی قرار می دهیم.

• ۱۵-۵-۱ ترانسه های آب بند

در صورتی که عمق خاک نفوذپذیر خیلی زیاد نباشد با حفر ترانسه ای در پی سد و خارج کردن مصالح نفوذپذیر و سپس جایگزینی آن با مصالح نفوذپذیری کم می توان حالتی در برابر جریان آب ایجاد نمود. عمق این ترانسه معمولاً تا سنگ بستر امتداد می یابد ولی این عمق می تواند در داخل مصالح نفوذپذیر بالاتر از سنگ بستر نیز اجرا گردد.

عمق معمول ترانسه های آب بند بین ۶ تا ۱۰ متر متغییر می باشد زیرا در اعماق بیشتر کاهش سطح آب در داخل ترانسه بسیار مشکل شده و مسائلی نیز در رابطه با پایداری دیوارهای ترانسه مطرح می گردد. در چنین مواقعی استفاده از ترانسه های آب بند بنتونیتی و یا دیگر انواع آب بند ها دارای صرفه اقتصادی بیشتری می باشند. برای جلوگیری از شسته شدن مصالح در ترانسه های آب بند غلتک کاری شده، چنانچه در شکل ۱۵-۱۷ نشان داده شده است، می توان یک ناحیه فیلتر در سمت پایین دست سد اجرا نمود.



راهنمای نواحی مشخص شده روی شکل:

(1) رس شنی ناتراوا، (2A, 2B) فیلترهای شن و ماسه ای، (3) سنگریز، (4) رس

شکل ۱۵-۱۷: سد Chaffey - ترانسه آب بند غلتک کاری شده

• ۱۵-۵-۲ دیواره های بتنی

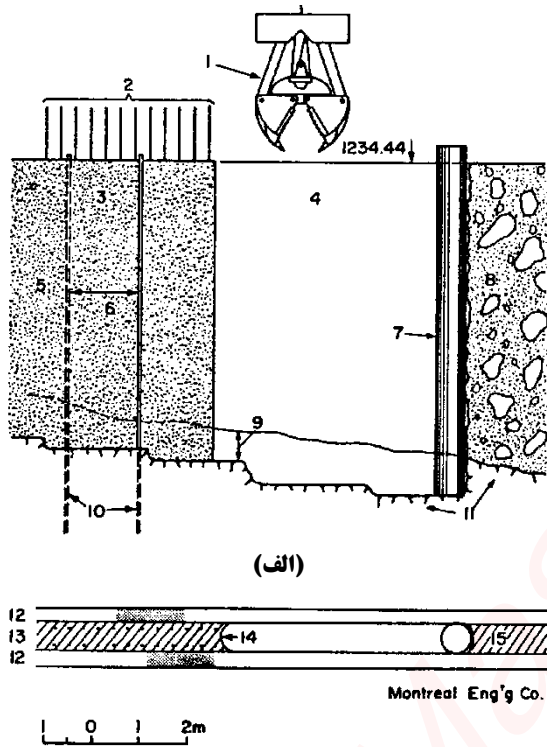
دیواره های بتنی را می توان به صورت یک ترانسه و یا با استفاده از یک سری شمع های درجا که به یکدیگر همپوشانی دارند اجرا نمود.

در شکل ۱۵-۱۸ روش اجرای دیواره های بتنی نمایش داده شده است. در ابتدا دو دیوار بتنی هادی احداث می گردند (مرجع ۱۲) و سپس با استفاده از دستگاه حفار با جامی از نوع کلامشل^۱ خاک بین دو هادی برداشته می شود و در حین عملیات خاکبرداری، حفره ایجاد شده با استفاده از دوغاب بنتونیت باز نگه داشته می شود. در انتهای حفره ایجاد شده از مهارهای استوانه ای یا لوله ای شکل استفاده می گردد. این کار باعث می شود که مقطع پانلی به شکل نیم دایره در آمده و اتصال آن با مقطع ساخته شده پیشین راحت تر گردد. سپس بتن با استفاده از لوله ترمی به داخل حفره ای که با استفاده از

¹ Clam shell

بنتونیت باز نگه داشته شده است ریخته می شود. ضخامت معمول چنین دیواره های در حدود ۰/۶ متر می باشد. با چنین روشی می توان دیواره هایی تا عمق ۵۰ متر احداث نمود. گرچه برای چنین اعماق بزرگی بهتر است ضخامت دیوار در حدود ۱ تا ۱/۲ متر اجرا گردد تا همپوشانی بین دیوارها راحت تر انجام گیرد.

در حین اجرای سد، تنش های بسیار بالایی بر دیواره بتنی تحمیل خواهد شد بنابراین بهتر است که دیواره در مرکز خاکریز که حرکات جانبی دارای کمترین مقدار می باشند، اجرا گردد. دیواره بتنی همچنین ممکن است در اثر اصطکاک جداری منفی ایجاد شده در اثر نشست پی تحت وزن بدنه سد خرد گردد.



- (الف) مقطع دیوار
 (ب) نمای پلان دیوار
- ۱ - جام کلامشل موارد استفاده برای حفر پائل
 - ۲ - میلگردهای انتظار
 - ۳ - پائل اتمام یافته پیشین
 - ۴ - حفر پائل اتمام یافته و آماده بتنی ریزی است.
 - ۵ - حداکثر عمق ۳/۳۶ متر
 - ۶ - لوله های تزریق قرار گرفته در داخل بتن
 - ۷ - لوله انتهایی برای ایجاد شکل مقعر در بتن برای ایجاد اتصال بهتر با پائل بعدی
 - ۸ - ناحیه حفاری نشده
 - ۹ - حداقل میزان نفوذ در داخل سنگ بستر برابر ۶۱ سانتی متر
 - ۱۰ - سوراخ های تزریق دوغاب حفر شده در داخل سنگ بستر
 - ۱۱ - سنگ بستر
 - ۱۲ - دیوار هادی بتنی
 - ۱۳ - پائل اتمام یافته
 - ۱۴ - انتهای مقعر پائل
 - ۱۵ - ناحیه حفاری نشده

شکل ۱۵-۱۸: مراحل اجرای دیوار بتنی

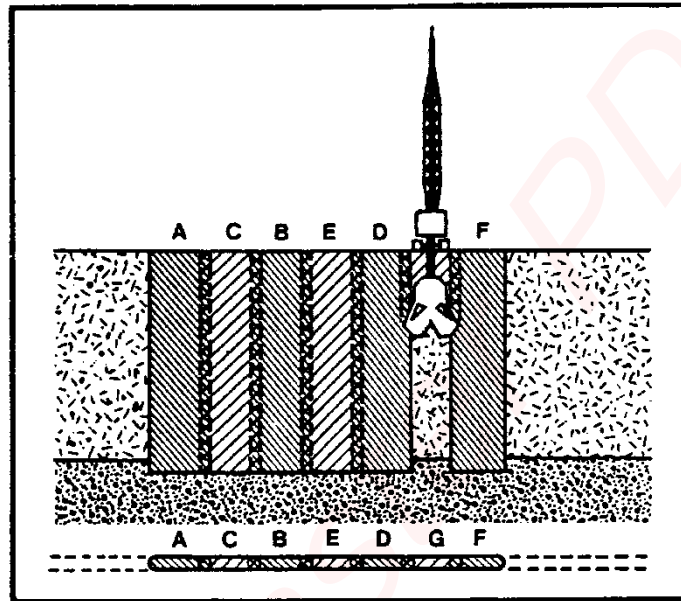
طرح اختلاط بتن به کار رفته برای احداث دیواره آب بند در سد مانیکوگان در کانادا به صورت زیر می باشد:

- سیمان پرتلند 200kg/m^3
- آب 100litre/m^3
- ماسه 433kg/m^3
- شن با ابعاد 20mm 452kg/m^3

استفاده از بتن پلاستیکی که حاوی بنتونیت می باشد به لحاظ فنی مطلوب تر است زیرا دیوار ساخته شده انعطاف پذیر تر بوده و احتمال آسیب پذیری آن کمتر خواهد بود. یک طرح اختلاط معمول برای بتن پلاستیکی ممکن است حاوی ۴۰۰ تا ۵۰۰ لیتر دوغاب بنتونیت، ۱۰۰ تا ۲۰۰ کیلوگرم سیمان و ۱۵۰۰ کیلوگرم مصالح درشت دانه با دانه بندی مطلوب یا ۱۳۰۰ کیلوگرم مصالح درشت دانه با دانه بندی غیر مطلوب در یک متر مکعب گردد. مقاومت فشاری محصور نشده ۲۸ روزه بتنی پلاستیکی در حدود ۱۵۰۰ کیلوپاسکال می باشد.

• ۱۵-۵-۳ دیواره های ساخته شده با ملات دوغاب

این نوع دیواره ها معمولاً بین ۰/۵ تا ۱/۵ متر ضخامت دارند. در این روش ترانشه توسط دوغاب بنتونیت سیمان موسوم به ملات دوغاب حفر شده و پس از اتمام مراحل حفاری ترانشه به دوغاب اجازه می دهد که سخت گردد. توالی مراحل ساخت این نوع دیوارها در شکل ۱۵-۱۹ نشان داده شده است. پانل ها به ترتیب A - B - C - D - E - F - G حفر می گردند به طوری که پانل های ثانویه قبل از سخت شدن پانل های اولیه حفر می شوند. مزیت این کار این است که بر خلاف دیواره های بتنی درزهای اجرایی در انتهای پانل ها وجود نخواهند داشت بدین ترتیب احتمال نشت در محل این درزها نیز از بین می رود.



شکل ۱۵-۱۹: ترتیب اجرای دیوارهای ساخته شده با ملات دوغاب

ملات ها در کارخانه توسط دستگاه بچینگ تولید می شوند این دستگاه ها متشکل از سیلوهای ذخیره سیمان و بنتونیت، سیلوی ذخیره دوغاب بنتونیت و همچنین مخازنی برای ذخیره ملات دوغاب می باشند. این دستگاه ها کاملاً خودکار بوده و قادر به تولید ۲۰ تا ۵۰ متر مکعب ملات دوغاب در هر ساعت می باشند.

طرح اختلاط چنین دوغابی معمولاً شامل موارد زیر می شود:

- ۸۰ تا ۳۵۰ کیلوگرم سیمان در متر مکعب
- ۳۰ تا ۵۰ کیلوگرم بنتونیت در هر متر مکعب
- نسبت آب به سیمان در صورتی که از سیمان پرتلند استفاده شود، در حدود ۰/۲ تا ۰/۳ و در صورتی که از روباره آهن گدازی استفاده شود در حدود ۰/۱ تا ۰/۲۵.
- در صورتی که احتمال هجوم آب های زیرزمینی وجود داشته باشد، خاکستر آتشفشانی به نسبت متغییر بین ۱۰ تا ۱۰۰ درصد وزنی سیمان اضافه می شود. آب خالص می تواند باعث انحلال آهک آزاد سیمان شده و آب حاوی سلنیوم می تواند با تشکیل نمک (تری کلسیم سولفولومینات) که در داخل حفرات مخلوط سخت شده انبساط می باشد باعث تخریب آن گردد.
- افزودنی های کندگیر کننده



کندگیرکننده ها به ملات دوغاب اجازه می دهند که قبل از سخت شده به مدت طولانی تر (در حدود ۱۵ ساعت) به صورت دوغاب باقی بمانند.

این نوع از دیوارها نیز همانند دیوارهای بتنی که در بخش پیشین مورد بحث قرار گرفتند، باید انعطاف پذیر باشند تا بتوانند تغییر شکل های ناشی از وزن سد و فشار آب را بدون ترک خوردگی یا باز شدن درزها تحمل نمایند. مدول الاستیسیته دیوارها باید در حدود ۴ تا ۵ برابر مدول خاک اطراف باشند. به طور میانگین مقاومت فشار تک محوره ملات دوغاب در سن ۲۸ روزه تنها ۱۰۰ کیلوپاسکال و در سن ۹۰ روزه در حدود ۵۰ کیلوپاسکال می باشد (ICOLD, 1985).

یک نمونه از دیافراگم های ساخته شده توسط ملات دوغاب دیوار آب بند ۲۷ متری ساخته شده در زیر سد Harris در ۱۰ کیلومتری شمال Collie در غرب استرالیا می باشد (رجوع شود به Bradbury, 1990 و Potulski, 1990) این دیوار با استفاده از جام کلامشل ۸ تنی به عرض ۸۰۰ میلیمتر و به صورت پانل هایی به طول ۲/۷ متر و همپوشانی ۳۵۰ میلی متر در سطح احداث شده است.

طرح اختلاط به کار رفته در ساخت این دیافراگم به صورت زیر می باشد:

مصالح سیمانی 225kg/m^3 (۶۵ درصد روباره آهن گذاری و ۳۵ درصد سیمان پرتلند معمولی)
 بنتونیت 30kg/m^3
 آب 913litre/m^3 (نسبت وزنی آب به سیمان ۰/۲۴۶)

کندگیر کننده ۰ تا ۲ درصد وزنی سیمان (کندگیر کننده حاوی روان کننده)

خصوصیات مقاومتی بدست آمده از این ملات به صورت زیر می باشد:

- نفوذپذیری آزمایشگاهی (میانگین) $2.5 \times 10^{-8} \text{m/s}$
- مدول الاستیسیته (میانگین) 67mpa
- مقاومت فشاری تک محوره (محصور نشده) ۵۰۰ تا ۸۰۰ کیلوپاسکال (نمونه های بدست آمده از داخل ترانشه)
- رفتار پلاستیک تا کرنش ۵ درصد ادامه داشت (اغلب تا ۱۰ درصد نیز می رسید)
- طبقه بندی رده NDI در آزمایش پین هول

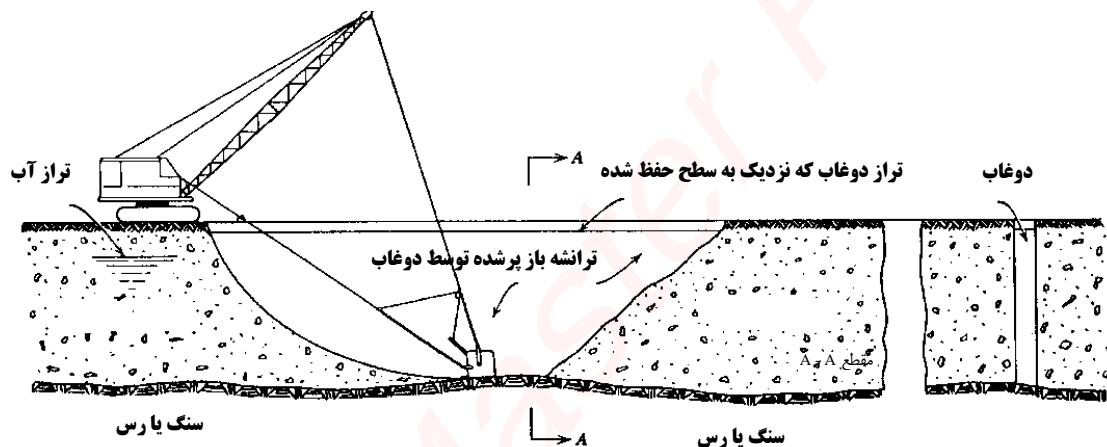
طرح اختلاط ملات باید طوری انجام شود که مدول الاستیسیته ای حداقل برابر مدول خاک اطراف بدست آید تا بدین ترتیب دیوار و خاک به میزان یکسان نشست نمایند. دلیل این مسئله این است که طبق محاسبات ساخت خاکریز باعث نشست در حدود ۵۰۰ میلی متر در خاک می شد و اگر دیوار تراکم پذیر تر از خاک اطراف باشد، آنگاه باری از خاکریز سد دریافت نکرده و و آن را به خاک اطراف انتقال می نماید. بنابراین دیوار در معرض گسیختگی هیدرولیکی خواهد بود. در صورتی که تراکم پذیری دیافراگم کمتر از خاک اطراف باشد، بار بیشتری را جذب کرده و بنابراین احتمال ترک خوردگی آن وجود خواهد داشت.

• ۱۵-۴-۵ ترانسه آب بند بنتونیتی

در این روش ترانسه ای به عرض ۱/۵ تا ۳ متر با استفاده از بیل بکهو، جام کلامشل یا دراگ لاین (شکل ۱۵-۲۰) حفر می گردد. ترانسه با استفاده از دوغاب بنتونیتی که از ریزش جداره های آن جلوگیری می نماید، باز نگه داشته می شود. حداکثر عمق قابل حفاری بستگی به تجهیزات مورد نیاز دارد ولی عمق های معمول به صورت زیر می باشند:

- بیل حفار ۱۰ متر
- دراگ لاین ۲۵ متر
- کلامشل ۲۵ متر

پس از اتمام حفاری، ترانسه از یک طرف توسط ملات مخلوط پرشده و جایگزین بنتونیت می شود. مخلوطی که در داخل ترانسه ریخته می شود باید دارای دانه بندی خوب ولی نفوذناپذیر باشد. بخش درشت دانه مخلوط باعث محدود شدن نشست های پس از ساخت می شود.



شکل ۱۵-۲۰: نحوه اجرای ترانسه آب بند بنتونیتی

یک ترکیب معمول برای این مخلوط استفاده از دوغاب بنتونیت با لزجت کمتر از ۴۰ ثانیه در آزمایش قیف مارش و افت آب کمتر از 15cm^3 در ۳۰ دقیقه می باشد (لزجت مارش با ریختن ۱۵۰۰ سانتی متر مکعب دوغاب در داخل قیف و ثبت زمان برای خارج شدن ۹۴۶ سانتی متر مکعب معادل ۱ کوارت آمریکایی، مخلوط از نازل قیف بدست می آید). درصد بنتونیت می تواند بین ۵ تا ۱۵ درصد متغییر باشد. مصالح اضافه شده به مخلوط باید دارای دانه بندی پیوسته بوده و اندازه دانه های آن بین ۰/۲ تا ۳۰ میلی متر متغییر باشد. در صورت لزوم با آوردن مصالح از محل قرضه و افزودن آن به مخلوط می تواند دانه بندی مخلوط را تنظیم نمود (ICOLD, 1985).

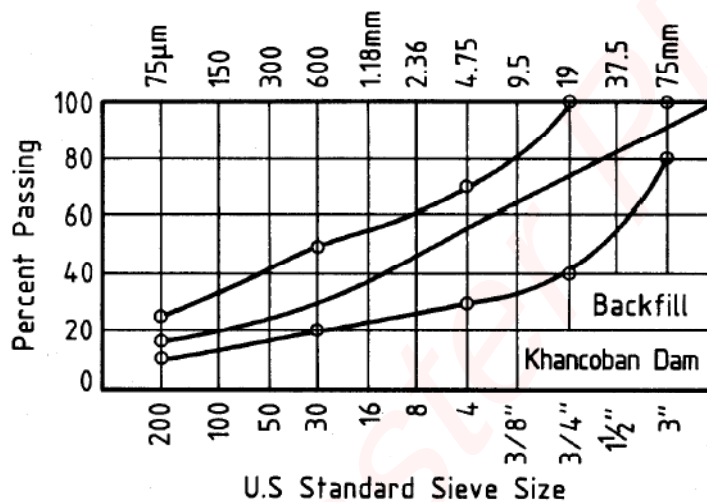
مخلوطی که در داخل ترانسه ریخته می شود بوسیله یک بولدوزردر کنار ترانسه و یا دستگاه بچینگ ساخته می شود. مصالح سنگی و بنتونیت باید طوری مخلوط شوند که مصالحی همگن با اسلامی بین ۱۰۰ تا ۲۰۰ میلی متر بدست آید (همان روشی که برای بدست آوردن اسلامپ بتن با استفاده از مخروط فلزی استفاده می شود).

سد خانکوبان با استفاده از ترانسه آب بندی به همین روش احداث شده است. دانه بندی مصالح به کار رفته در ساخت مخلوط دوغاب در شکل ۱۵-۲۱ نشان داده شده است.

در هنگام ساخت آب بند باید نهایت دقت را به کار برد تا از جدا شدن دانه بندی مخلوط جلوگیری شود. برای نیل به این هدف می توان ابتدا ترانشه را با استفاده از جام کلامشل در یک انتها پر نمود و سپس مصالح مخلوط را با شیبی کم در حدود ۱ به ۶ (۱ قائم، ۶ افقی) تا ۱ به ۸ اجرا نمود. نشست های پس از اجرای ترانشه های ساخته شده به این روش برای ترانشه های به عمق ۱۵ تا ۲۰ متر در حدود ۲۵ تا ۱۵۰ میلی متر می باشد.

• ۱۵-۵-۵ سپر کوبی فلزی

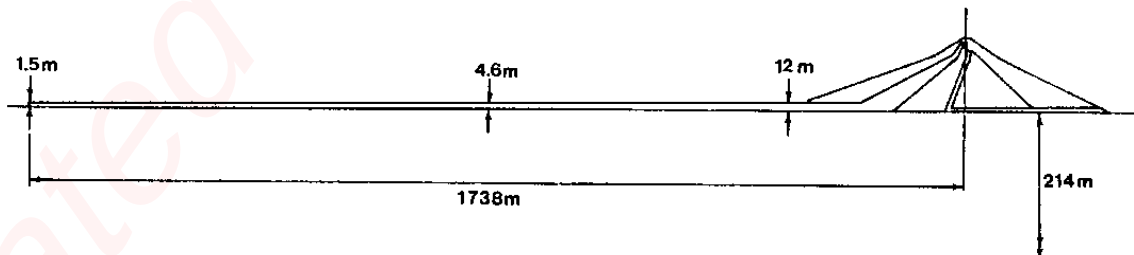
استفاده از سپر کوبی فلزی در گذشته رونق بسیاری داشت ولی امروزه استفاده از آن کاهش یافته است. دلیل این مسئله این حقیقت است که سپر کوبی تاثیر محدودی در جلوگیری از وقوع نشت داشته (به علت عبور جریان از بین درزهای سپرها) و عملیات سپرکوبی می تواند باعث آسیب دیدن و اعوجاج سپر گردد.



شکل ۱۵-۲۱: دانه بندی مصالح دوغاب به کار رفته در ساخت ترانشه آب بند سد خانکوبان^۱

• ۱۵-۵-۶ پتوهای نفوذناپذیر در بالادست سد

در صورتی که احداث آب بند بسیار هزینه بر باشد، (به طور مثال به دلیل وجود لایه آبرفت عمیق) با احداث یک پتوی ناتراوا در بالادست سد می توان میزان افت جریان تراوش در داخل فونداسیون را کاهش داد. سد تاربلا^۲ در پاکستان که مقطع عرضی آن در شکل ۱۵-۲۲ نشان داده شده است به چنین روشی احداث گردیده است. هدف از احداث پتو، افزایش طول مسیر تراوش آب در داخل فونداسیون است به طوری که شیب های هیدرولیکی کاهش یافته و بنابراین میزان افت جریان نیز تقلیل می یابد.



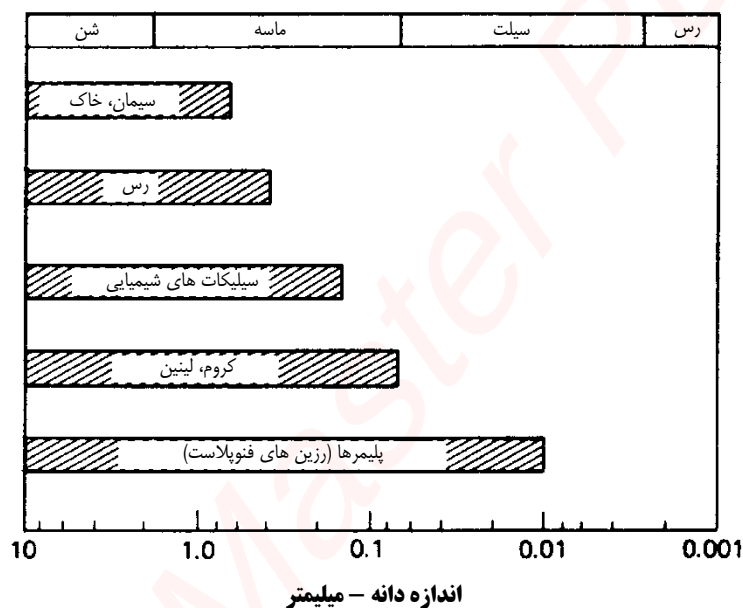
شکل ۱۵-۲۲: پتوی ناتراوا در بالادست سد

¹ Khancoban
² Tarbela

• ۱۵-۵-۷ تزریق

(الف) تزریق در لایه آبرفت

بسته به هزینه اجرا، قابلیت نفوذ در داخل خاک و عملکرد دوغاب، از انواع مختلفی از دوغاب ها می توان برای انجام تزریق استفاده نمود. قابلیت نفوذ دوغاب عامل اصلی در انتخاب آن است و در دوغاب هایی که حاوی ذرات جامد هستند (به طور مثال سیمان و رس) اندازه نسبی ذرات تشکیل دهنده دوغاب و اندازه حفرات دارای اهمیت می باشد. برای دوغاب هایی همانند آکرلیت ها و فنول ها^۱ که حاوی ذرات جامد نیستند، لزجت دوغاب تعیین کننده میزان نفوذ آن در داخل خاک می باشد. انواع دوغاب ها و نوع خاک هایی که از دوغاب ها برای اجرای عملیات تزریق می توان در آن ها استفاده نمود در شکل ۱۵-۲۳ نشان داده شده است. در حال حاضر رضایت بخش ترین روش برای تزریق در نهشته های آبرفتی، روش تیوب فرانسوی مانشت^۲ می باشد.



شکل ۱۵-۲۳ رابطه میان نوع خاک و نوع دوغابی که می توان در آن تزریق نمود

گرچه این روش تزریقی هزینه زیادی دارد، ولی دارای این مزیت است که از همان لوله تزریق می توان برای در هر زمان دلخواه برای انجام تزریق اضافی یا تغییر نوع دوغاب استفاده نمود. آبرفت هایی از جنس ماسه، شن و قلوه سنگ به همین روش تا اعماقی بیش از ۱۰۰ متر تزریق شده اند (به طور مثال در سدهای آسوان و ترزاقی^۳).

(ب) تزریق در سنگ

معمولاً در هنگام ساخت اکثر سدهای بزرگ لازم است که بستر سنگی قرار گرفته در زیر تراز آب بند نیز با انجام عملیات تزریق در برابر جریان آب حفاظت گردد. در چنین مواردی عملیات تزریق شامل حفر ردیفی از حفرات است به طوری که دوغاب با فشار در داخل آن تزریق می شود و این فشار باعث نفوذ دوغاب به درزهای سنگ می گردد.

¹ Acrylates and Phenols

² French tube à manchettes

³ Aswan and Terzaghi Dams

یکی از مسائل مربوط به به دوغاب های سیمانی، آب انداختن آن ها می باشد. این مسئله زمانی رخ می دهد که تزریق به آرامی انجام گیرد یا دوغاب برای مدتی بدون حرکت بماند به طوری که ذرات سیمان ته نشین شوند. بدین جهت دوغاب باید قبل از تزریق به طور دائم توسط دستگاه همزن، همزده شود. در صورتی که نفوذپذیری سنگ کم باشد، سرعت تزریق هرچه به انتهای فرآیند تزریق نزدیک می شویم کاهش می یابد. در این حالت تزریق باید تا جایی ادامه یابد که آب اضافی ناشی از آب انداختن دوغاب که به سطح آمده است با دوغاب تازه جایگزین گردد.

۱۵-۶ | آب شستگی در سدهای خاکی

یکی از مهمترین و بحرانی ترین جنبه های طراحی سدهای خاکی اطمینان از عدم فرسایش مصالح خاکی به کار رفته در ساخت سد می باشد. مقداری از آبی که در پشت سد ذخیره شده است به طور دائم در حال تراوش از داخل مصالح سد و فونداسیون می باشد. بنابراین احتمال فرسایش مصالح سد مگر در صورت اتخاذ تدابیری مناسب (به طور مثال تعبیه فیلتر) بسیار بالا خواهد بود. فرسایش مصالح هسته یا فونداسیون به طرق زیر می تواند رخ دهد.

آب شستگی هنگامی رخ می دهد که آب در حال تراوش از داخل مصالح سد خاکی، ذرات خاک را از جا کنده و به خارج از سد حمل نماید. این کار باعث برجا ماندن مجاری غیر قابل رویت می شود. جریان آب می تواند ذرات سیلت و ماسه را شسته و از طریق ترک های موجود به بیرون حمل نماید. بعضی از انواع رس ها واگرا بوده و در حضور آب حتی بدون وجود جریان به حالت تعلیق در می آیند. در این صورت ذرات ریز رس که در حالت تعلیق هستند شسته شده و با برجا ماندن کانال های فرسایش یافته یا مجاری جریان در نهایت منجر به گسیختگی سد خواهند شد.

پدیده آب شستگی تاکنون باعث گسیختگی سدهای متعددی در نقاط مختلف دنیا شده است (که اغلب از نوع سدهای کوچک ذخیره آب جهت مصارف کشاورزی بوده اند) از جمله: در استرالیا (مطالعات انجام یافته نشان می دهند که از بین ۳۰۰ سد خاکی که اغلب کمتر از ۱۰ متر ارتفاع داشتند، ۸۰ درصد در اثر آب شستگی گسیخته شده اند)، آفریقای جنوبی، ونزوئلا و آمریکا. بعضی از سدهای بسیار مهم نیز در اثر پدیده آب شستگی گسیخته شده اند (به طور مثال سد Flagstaff Gully در تاسمانیا با ارتفاع ۱۷ متر، سد Yards Creeks در آمریکا با ارتفاع ۲۴ متر، سد Matahina در نیوزیلند با ارتفاع ۶۱ متر، سد Wister در آمریکا با ارتفاع ۲۷ متر).

• تعریف شکست هیدرولیکی

در صورتی که تنش موثر در روی یک صفحه مشخص صفر شود، احتمال وقوع ترک در آن صفحه وجود خواهد داشت. به عبارت دیگر در این هنگام تنش کل در آن صفحه برابر یا کوچکتر از فشار هیدرولیکی خارجی خواهد بود.

در ادبیات فنی حداقل ۳ مورد وجود دارند که در آن نشت متمرکز آب از داخل هسته سد خاکی در اثر بیشتر شدن فشار آب مخزن سد از تنش اصلی کل حداقل رخ داده است. این موارد عبارتند از:

- (الف) سد Balderhead در انگلستان با ارتفاع ۴۸ متر از نوع سنگریزه ای با یک هسته مرکز نازک قائم
- (ب) سد Hyttejuvek در نروژ با ارتفاع ۹۰ متر از نوع سنگریزه ای با نواحی انتقال شنی که در اطراف یک هسته مرکزی نازک قائم قرار گرفته اند.
- (پ) یک سری سدهای خاکی همگن کوچک (با ارتفاع ۷ تا ۱۵ متر) در اوکلاهما و میسی سیپی (۱۵ سازه از بین تقریباً ۱۵۰۰ سازه گسیخته شدند)



شرایط تنش مورد نیاز برای وقوع شکست هیدرولیکی به دلایل زیر در اوایل آبیگری سد می تواند وجود داشته باشد:

(الف) حرکات تفاضلی سد به خاطر مصالح فونداسیون، مصالح خاکریز یا شکل دره

(ب) خشک شدن و انقباض در حین اجرا

این شرایط بعدها نیز به دلایل زیر می تواند به وجود آید:

(الف) نشست ناشی از رمبندگی در حین اولین آبیگری مصالح فونداسیون یا پوسته بالادست

(ب) حرکات تفاضلی بلند مدت در اثر همان عواملی که باعث حرکات تفاضلی در سازه می گردند.

عواملی که باعث تشکیل ترک در سدهای خاکی می شوند در فصل بعدی مورد بررسی قرار خواهند گرفت اما این نکته را باید به خاطر داشت که پدیده های آب شستگی و شکست هیدرولیکی به میزان زیادی تابع تغییر شکل مصالح خاکریز و فونداسیون سد و عوامل دیگر می باشد.

۷-۱۵ | رس های واگرا

خصوصیات رفتاری رس های واگرا و نوع رفتار آن ها در برابر آب شستگی در بین سال های ۱۹۶۳ تا ۱۹۶۶ در موسسه تحقیقات CSIRO در استرالیا مورد بررسی قرار گرفته و از آن پس اهمیت در نظر گرفتن خصوصیات آن ها در طراحی های مهندسی در سراسر دنیا مشخص گردید.

مهم!

موارد مهم در رابطه با خاک های واگرا که باید مورد توجه قرار گیرند عبارتند از:



۱. عامل آب شستگی رس فرآیندی است که "پراکنش" (یا دی فولکوله شدن) نام دارد. این فرآیند زمانی رخ می دهد که نیروهای دافعه (نیروهای الکتریکی سطحی) بین هر یک از ذرات رس از نیروی جاذبه (یا فان در وال) بیشتر شود. بدین ترتیب هنگامی که توده خاک رسی در تماس با آب قرار می گیرد، ذرات رس به تدریج از یکدیگر جدا می شوند و در صورتی که آب در حال جریان باشد، ذرات پراکنده شده رس همراه با آن حرکت خواهد نمود.
۲. چنین رس هایی اغلب حاوی مقادیر قابل توجهی مونت موتیلونایت^۱ می باشند.
۳. در یک نهشته خاکی ظاهراً یکنواخت، خصوصیات شیمیایی و قابلیت واگرایی ذرات حتی در فواصل نزدیک نیز دارای تغییرات زیادی است.
۴. با استفاده از طبقه بندی چشمی، رس های واگرا و رس های مقاوم در برابر فرسایش قابل تمایز نیستند.
۵. تعادل بین کل نمک محلول (غلظت کاتیون) و درصد کاتیون سدیم مشخص می نماید که آیا خاک واگرا خواهد شد یا نه. بنابراین نمک های محلول در آب پشت سد می تواند بر رفتار آن تاثیر گذار باشد. یک نمونه از این نوع تاثیر، در سد ساخته شده در منطقه Lakes Entrance در استرالیا به وقوع پیوست. چنان چه آیچیسون و وود^۲ (۱۹۸۵) نقل نموده اند، آب پشت سد مذکور حاوی مقادیر قابل توجهی نمک محلول بوده است. تحت این شرایط، عملکرد سد کاملاً مطلوب بود تا زمانی که مخزن سد با آب تازه ای که از رودخانه بالادست وارد مخزن سد گردید پر شد. پر شدن مخزن سد باعث شد که نمک محلول در خاکریز سد کاهش یافته و در نهایت سد پس از ۳ روز گسیخته شد.
۶. رس های واگرا معمولاً حاوی درصد بالایی کاتیون سدیم در آب منفذیشان می باشند.

¹ montmotillonite

² Aitchison and Wood



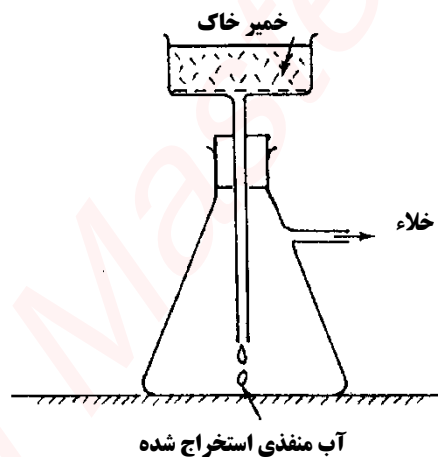
• ۱۵-۷-۱ تشخیص واگرایی رس ها

تاکنون آزمایش های متعددی برای تشخیص رس های واگرا توسعه پیدا نموده است. بعضی از انواع رایج این آزمایش ها عبارتند از:

- آزمایش های شیمیایی
- تعیین واگرایی خاک با استفاده از روش سرویس حفاظت خاک استرالیا
- آزمایش شماره رده امرسون^۱ (1980) AS 1289 – C8.1
- آزمایش پین هول (1984) AS 1289 – C8.3

• ۱۵-۷-۱ (الف) آزمایش های شیمیایی

یکی از راه های تشخیص واگرا بودن خاک تعیین درصد کاتیون های سدیم در آب منفذی خاک می باشد. چنین آزمایش هایی بر روی آب منفذی بدست آمده از نمونه خاک انجام می گیرد. این نمونه خاک که دارای درصد رطوبت طبیعی مطابق با محل نمونه برداری می باشد توسط آب مقطر اشباع می شود تا حاکی با درصد رطوبتی در حدود حد روانی بدست آید. این نمونه برای چندین ساعت در حالت سکون نگه داشته می شود و سپس با ایجاد خلاء یا با استفاده از سانتریفیوژ در حدود ۱۰ تا ۲۵ لیتر از آب حفره ای آن استخراج می گردد (شکل ۱۵-۲۴ را ببینید).



شکل ۱۵-۲۴: روش انجام آزمایش SAR برای تعیین میزان واگرایی خاک

آب بدست آمده توسط آزمایش های شیمیایی مورد آزمایش قرار گرفته و مقادیر کاتیون های فلزی آن (K, Na, Mg, Ca) بر حسب هم ارز میلی گرمی^۲ بر لیتر ارائه می شود. یکی از راه های ارائه نسبت کاتیون های سدیم به دیگر کاتیون های موجود در محلول، محاسبه نسبت جذب سدیم^۳ است که به صورت زیر بدست می آید:

$$SAR = \frac{Na}{\sqrt{\frac{Ca + Mg}{2}}} \quad (۳-۱۵)$$

^۱ Emerson Class Number

^۲ هم ارز میلی گرمی واحدی است که مهندسان شیمی از آن برای بیان یک هزارم وزن هم ارز یک ترکیب یا عنصر استفاده می کنند.

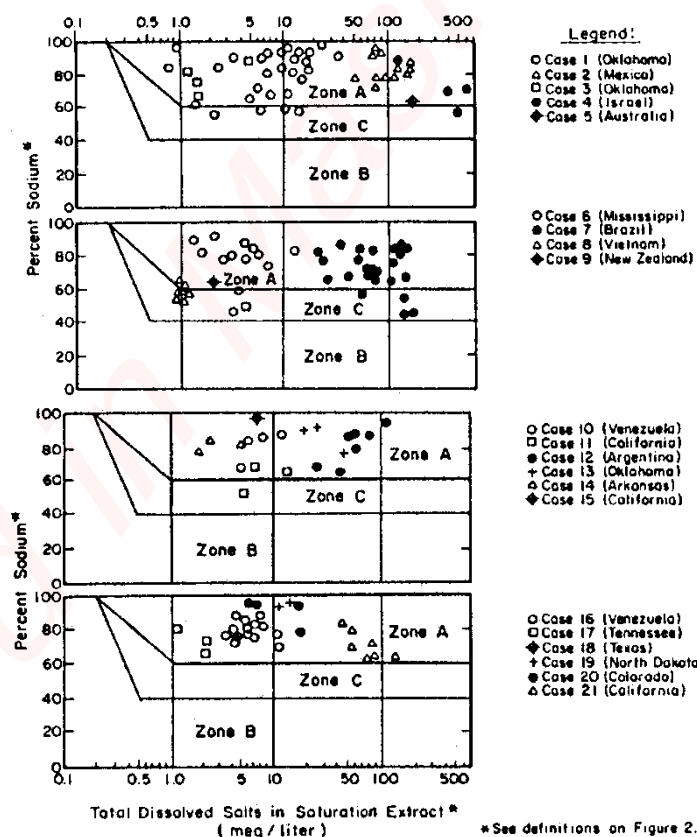
^۳ Sodium Absorption Ratio



خاک هایی با نسبت SAR بین ۲ تا ۱۰ دارای خاصیت واگرایی متوسط بوده و در صورتی که آب مخزن حاوی درصد نمک محلول به میزان کم باشد، احتمال آب شستگی در این خاک وجود نخواهد داشت. خاک هایی با مقادیر SAR برابر با ۱۵ یا بالاتر به شدت در خطر آب شستگی قرار خواهند داشت.

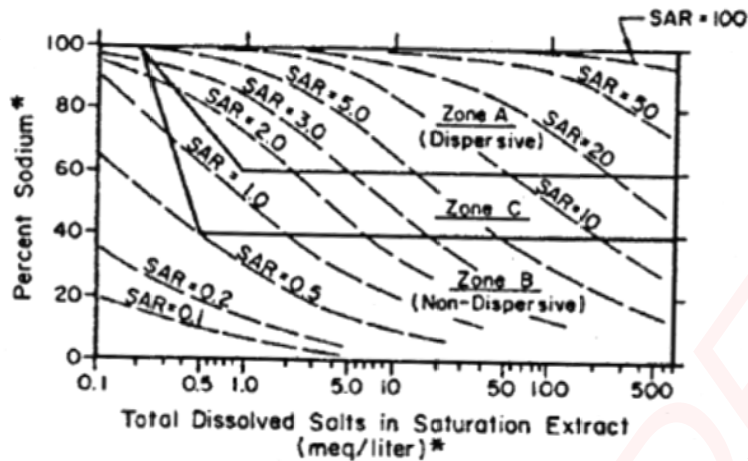
روش دیگری نیز برای تفسیر نتایج آزمایش های شیمیایی خاک توسط شرارد و همکاران (۱۹۷۶) پیشنهاد شده است. این محققین ضابطه ای برای تعیین میزان واگرایی بر مبنای کل نمک محلول در آب منفذی بدست آمده از نمونه خاک ارائه نموده اند. در صورتی که نموداری رسم نماییم که محور قائم آن درصد سدیم (نسبت یون های مثبت سدیم به کل نمک های محلول، $Ca + Mg + Na + k$) و محور افقی آن کل نمک های محلول^۱ (TDS) باشد. آنگاه سه ناحیه A، B و C را می توان شناسایی نمود. در صورتی که درصد سدیم بالای ۶۰٪ باشد به احتمال زیاد خاک واگرا خواهد بود و اگر درصد آن زیر ۴۰٪ باشد، خاک غیر واگرا می باشد. بین این دو مقدار (۴۰ تا ۶۰ درصد) یک ناحیه میانی وجود دارد که در آن احتمال واگرا بودن وجود دارد. اما در صورتی که میزان نمک های محلول کل در آب پایین باشد، ($< 1 \text{ meq/litre}$) آنگاه بدون توجه به درصد سدیم، خاک غیر واگرا خواهد بود.

بنابراین در روی نموداری مشابه آنچه در شکل ۱۵-۲۵ نشان داده شده است نواحی A (واگرا)، B (غیر واگرا) و C (محتمل) را می توان شناسایی نمود. با رسم منحنی های SAR بر روی دیاگرام شرارد، مطابق شکل ۱۵-۲۶، ارتباط بین این دو روش تشخیص واگرایی خاک را می توان مشاهده نمود. با توجه به این شکل SAR بزرگتر از ۱ یا ۲ در ناحیه A قرار می گیرد (ناحیه رس های واگرا) البته این تطابق کامل نیست.



شکل ۱۵-۲۵ نمک های موجود در آب منفذی برای چند نمونه از خاک های واگرا (شرارد و همکاران، ۱۹۷۶)

^۱ Total Dissolved Salts



شکل ۱۵-۲۶: منحنی های SAR بکسان

• ۱۵-۷-۱- (ب) تعیین واگرایی خاک با استفاده از روش سرویس حفاظت خاک استرالیا

این آزمایش که بعضی مواقع آزمایش هیدرومتری مضاعف نامیده می شود، روش ساده و کاربردی برای تعیین واگرایی مصالح رسی محسوب می شود. در این روش درصد ذرات رسی به قطر ۵ میکرون (0.005mm) توسط آزمایش هیدرومتری استاندارد با استفاده از یک ماده پراکننده تعیین می شود. آزمایش هیدرومتری دیگری نیز به طور همزمان انجام می گیرد که در آن هیچگونه ماده شیمیایی به آب اضافه نشده و از همزن یا لرزاننده های مکانیکی نیز برای پراکنده کردن ذرات خاک استفاده نمی شود. پس از پایان این دو آزمایش نتیجه به صورت زیر بیان می شود:

$$\text{میزان پراکندگی (\%)} = \frac{\text{درصد ریزتر از 0.005 میلی متر در محلول آب خاک}}{\text{درصد ریزتر از 0.005 میلی متر در هیدرومتر}} \times 100 \quad (۴-۱۵)$$

۱۰ آزمایش باید انجام گرفته و نتایج به صورت زیر تفسیر شوند:

(الف) اگر اکثر نتایج بدست آمده از ۱۰ آزمایش مقادیری بین ۴۰ درصد تا ۵۰ درصد نشان بدهند، آنگاه خاک را می توان بسیار واگرا تلقی نمود.

(ب) در صورتی که اکثر نتایج بین ۲۰ تا ۴۰ درصد بوده و ۱ یا ۲ نتیجه بالاتر از ۵۰ درصد باشد، آنگاه خاک رس دارای واگرایی متوسط می باشد.

(پ) رس های مقاوم در برابر واگرایی، نتایجی بین ۵ تا ۱۵ درصد بدست خواهند داد. در صورتی که تمام ۱۰ آزمایش مقادیری در این بازه بدست دهند، مشکلی وجود نخواهد داشت. در غیر این صورت برای کنترل باید از آزمایش های شیمیایی یا دیگر آزمایش ها استفاده نمود.

• ۱۵-۷-۱- (پ) آزمایش شماره رده امرسون^۱ AS 1289 – C8.1 (1980)

این آزمایش اولین بار توسط امرسون در سال ۱۹۶۷ در موسسه تحقیقاتی CSIRO استرالیا پیشنهاد شد و روش مشاهده ای ساده ای برای ارزیابی رفتار خاک در برابر آب محسوب می شود.

^۱ Emerson Class Number

در این روش کلوخه های ریزی از خاک خشک شده در هوا (به قطر ۲ تا ۵ میلی متر) در ۲۰۰ میلی لیتر آب قرار داده شده و غرقاب می گردد. در فواصل زمانی مشخص پس از غرقاب کردن کلوخه ها، با انجام مشاهده چشمی نوع واکنش خاک در برابر آب ارزیابی می شود.

پس از مشاهده نوع رفتار خاک، نوع واکنش به صورت زیر تفسیر می شود:

- i. در صورتی که کلوخه ها متلاشی شوند، به یکی از رده های ۱ تا ۶ تعلق خواهند داشت
 ۱. در صورتی که کلوخه ها به شدت واگرا باشند به رده ۱ تعلق خواهند داشت. CLASS 1
 ۲. در صورتی که واکنش در برابر واگرایی، متوسط تا کم باشد، رده خاک ۲ خواهد بود. CLASS 2
 ۳. در صورتی که واگرایی مشاهده نشود، خاک در رطوبت حد پلاستیک به صورت گلوله ای به قطر ۳ میلی متر ساخته شده و آنگاه در صورتی که این نمونه جدید واگرا شود، رده خاک ۳ خواهد بود. CLASS 3
 ۴. اگر نمونه توپی ساخته شده واگرا نشود، با استفاده از آزمایش های شیمیایی، کربنات کلسیم و یا سولفات کلسیم نمونه آزمایش می شود. در صورتی که نتیجه آزمایش مثبت باشد، رده خاک ۴ خواهد بود. CLASS 4
 ۵. در صورتی که تمام آزمایش های فوق منفی بودند، آنگاه ۲ میلی گرم خاک را در ۱۰ میلی لیتر آب به حالت تعلیق در آورید. در صورتی که ذرات خاک پس از ۵ دقیقه هنوز هم پراکنده و معلق باشند، رده خاک ۵ خواهد بود. CLASS 5
 ۶. اگر ذرات معلق ظرف ۵ دقیقه به صورت توده تجمع نماید، خاک رده ۶ می باشد. CLASS 6

ii. اگر کلوخه های خشک شده در هوا متلاشی نشوند، به رده ۷ و ۸ تعلق خواهند داشت:

۱. در صورتی که کلوخه منقبض شود، CLASS 7
 ۲. در صورتی که کلوخه یکپارچه باقی مانده و منقبض نشود، CLASS 8
- به طور کلی رده های ۵، ۶، ۷ و ۸ خاک هایی پایدار بوده و مشکل آب شستگی شدید یا فرسایش نخواهد داشت.

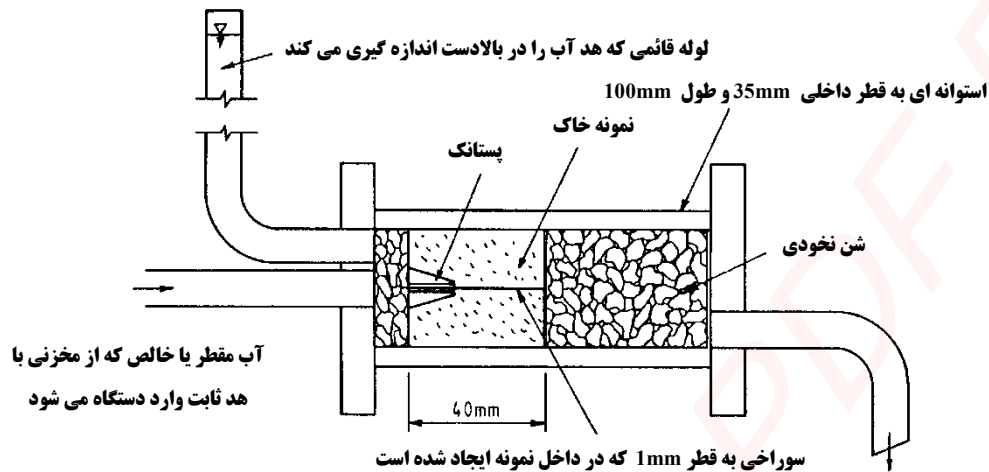
• ۱۵-۷-۱- (ت) آزمایش پین هول (AS 1289 – C8.3 (1984)

این آزمایش توسط شرارد و همکاران (۱۹۷۶) برای شبیه سازی رسوخ آب در داخل سد خاکی توسعه یافته است. در این آزمایش، آب مقطر از داخل سوراخی به قطر ۱ میلی متر و ۲۷/۵ میلی متر داخل نمونه رسی ایجاد شده عبور داده می شود. رطوبت نمونه که در حد رطوبت طبیعی آن حفظ شده است برای انجام آزمایش تا رطوبتی نزدیک به حد خمیری افزایش داده می شود (شکل ۱۵-۲۷ را ببینید). در ابتدا آب با هدی برابر ۵۰ میلی متر از داخل سوراخ به جریان انداخته می شود. چنان چه خاک واگرا باشد در ظرف ۱۰ دقیقه قطر سوراخ به اندازه ۳ میلی متر و یا بیشتر افزایش یافته و جریانی که از سوراخ خارج می شود از ابری از ذرات کلئیدی ایجاد خواهد نمود.

چنان چه آب در حال خروج صاف بوده و یا پس از چند ثانیه صاف شود، هد هیدرولیکی به صورت گام به گام (175mm, 350mm, 1000mm) به طوری که هر گام ۵ دقیقه به طول می انجامد افزایش داده می شود. به ازای هر گام، رنگ آب و آهنگ جریان مشاهده شده و از این مشاهدات برای طبقه بندی خاک به یکی از رده های D1، D2، PD1، ND1، ND2 استفاده می شود. در این طبقه بندی، خاک رده D1 دارای بیشترین خاصیت واگرایی و خاک رده ND1 غیر واگرا می باشد.



رس های رده D1 و D2 به شدت قابل فرسایش و واگرا هستند. خاک های رده PD1 و PD2 به کندی فرسایش می یابند (چنین نوع رس هایی به ندرت در طبیعت یافت می شوند) حال آن که رده های ND1 و ND2 در برابر فرسایش مقاوم هستند.



شکل ۱۵-۲۴: استوانه آزمایش بین هول

۱۵-۸ | تثبیت خاک های واگرا

به خاطر افزایش بینش ما در رابطه با عوامل دخیل در واگرایی خاک ها، در سال های اخیر استفاده از خاک های واگرا در ساخت سدهای خاکی ممکن شده است. تغییر ساختار شیمیایی خاک ها و تعبیه فیلتر های مناسب و کافی برای جلوگیری از فرسایش رس از جمله اقداماتی است که برای تثبیت خاک های واگرا به کار گرفته می شوند.

افزودن مقدار کمی آهک $\text{Ca}(\text{OH})_2$ یا گچ CaSO_4 یا $\text{CaSO}_4(2\text{H}_2\text{O})$ (رجوع شود به فل و همکاران، ۱۹۹۲) می تواند باعث تغییر ساختار شیمیایی خاک شود. به طور کلی ۲ تا ۳ درصد آهک می تواند با جایگزین نمودن یون های Ca^{++} با یون های Na^+ باعث غیر واگرا شدن خاک گردد.

استفاده از فیلتر ها در صورتی که به طور صحیح طراحی شده باشند می توانند از مهاجرت ذرات رس جلوگیری نموده و باعث بهبود تراکم رس شود. تراکم خاک رس در اطراف کانال های آب و سازه های بتنی دارای اهمیت بوده و توصیه می شود که خاک در درصد رطوبتی بالای رطوبت بهینه متراکم گردد تا تا از ایجاد ساختار مجتمع (فولکوله) جلوگیری شده و احتمال وقوع ترک کاهش یابد. تراکم در رطوبت ۱ تا ۲ درصد بالاتر از رطوبت بهینه و نسبت تراکم ۹۸ درصد تراکم استاندارد انجام می گیرد.

خاک های واگرا همچنین باعث گل آلود شدن و تیرگی آب ذخیره شده در سد نیز می شوند. یک نمونه از این نوع مشکل، سد بن بوید^۱ می باشد که توسط مک دونالد (۱۹۸۱) مورد بحث قرار گرفته است. این سد که از نوع مخزنی بوده و توسط جریان های خارج از مسیر^۲ تغذیه می شود، بخشی از پروژه تامین آب شهر ادن^۳ می باشد.

¹ Ben Boyd

² Off-Stream

³ Eden



برای کاهش گل آلودی آب سد که عامل آن خاک های واگرا در مخزن ذخیره سد بود، ۱ درصد گچ (۲۷ تن در هکتار) به خاک مخزن سد و همچنین رویه بالادست سد اضافه شده و با استفاده از دیسک های آهنی به عمق ۱۵۰ میلی متر شخم زده شد. در مرحله بعد این نواحی توسط ۲ پاس عبور غلتک های پاچه بزی متراکم گردید. این کار باعث کاهش گل آلودی آب مخزن شد ولی رواناب حاصل از بارش شدید باران بار دیگر باعث شد که آب مخزن گل آلود شود. برای حل این مشکل نیز به جای استفاده مجدد از گچ، ۲۰ میلی گرم بر لیتر NaOH و ۴۰ میلی گرم بر لیتر، آلوم^۱ به مخزن اضافه شد زیرا استفاده از گچ باعث سخت شدن آن می شود (منظور از سختی در اینجا سختی شیمیایی آب است). جالب است بدانید که برای جلوگیری از واگرا شدن مصالح خاکریز سد بن بوید در اثر آب شستگی، خاکریز سد با رطوبتی در حدود ۱ تا ۲ درصد بالاتر از رطوبت بهینه متراکم شدند به طوری که با این کار درصد منافذ خاک به ۵٪ محدود شد. برای جلوگیری از مهاجرت ذرات ریزدانه از داخل فونداسیون، مصالح فیلتر پتوی آب بند در پایین دست سد از یک لایه ژئوفبریک^۲ استفاده شد.

۹-۱۵ | کنترل آب شستگی و طرح فیلتر

آبی که به داخل سد و مصالح فونداسیون رسوخ می نماید قادر است ذرات آزاد خاک را نیز با خود حمل نماید. در شکل ۱۵-۲۶ چنان چه جریان تراوش آب دارای نیروی کافی بوده و منافذ موجود در ناحیه ۲ نیز به میزان کافی بزرگ باشند، جریان تراوش در سطح خروجی AB و BC ذرات قابل فرسایش خاک یا سنگ های نرم را به ناحیه ۲ حمل خواهد نمود.



شکل ۱۵-۲۶: نواحی که در آن ها احتمال فرسایش مصالح ریزدانه وجود دارد

هر سطح خروجی جریان آب (داخلی یا خارجی) که مستعد آب شستگی است باید با فیلترهایی که اجازه عبور جریان آزاد آب را می دهند ولی ذرات جامد خاک را در جای خود حفظ می نمایند پوشیده شود. سنگ های سالم یا بعضی خاک های سیمانی شده مستعد آب شستگی نبوده و بنابراین احتیاجی به فیلتر ندارند. اما سنگ های نرم یا سنگ هایی که درز های آن ها با خاک پر شده و به طور کلی قابل فرسایش هستند، باید با استفاده از فیلتر محافظت شوند. مطالعه شبکه جریان بر یافتن بهترین مکان نصب فیلترها بسیار مفید می باشد.

در صورتی که خاک های غیر چسبنده توسط فیلتر محافظت نشده باشند، فرسایش در محل خروج جریان آب شروع شده و به تدریج کانال های تونل مانند موضعی تشکیل خواهند شد که باعث تمرکز جریان تراوش آب و نیروی فرسایش خواهند شد. با ادامه فرآیند آب شستگی، کانال های جریان آب در اثر فرسایش پیشرونده توسعه پیدا کرده و به سمت مبداء جریان حرکت می نمایند. با رسیدن کانال جریان به منبع آب بالادست، احتمال وقوع یک گسیختگی هیدرولیکی ناگهانی بسیار بالا خواهد بود.

¹ Alum
² Geofabric

در مصالح رسی (چسبنده) مکانیزم آب شستگی متفاوت است. اولین نشت از طریق یک کانال نشت متمرکز به وقوع می پیوندد (این کانال ترکی است که ممکن است همراه با حرکت تفاضلی سازه و گسیختگی هیدرولیکی باشد). آبی که از طریق حفرات مصالح رسی متراکم شده بدنه سد در حال تراوش می باشد تاثیر زیادی بر میزان جریان آب کانال نشت نداشته و فرسایش جداره های این کانال به طور همزمان در تمام طول آن رخ می دهد.

فیلترها طوری طراحی می شوند که جلوی از دست رفتن مصالح در اثر فرسایش را بگیرند. بنابراین منافذ مصالح فیلتر باید به اندازه ای ریز باشند که از حرکت ذرات خاک محافظت شده جلوگیری نماید. در این فصل از ارائه روش های طرح فیلتر اجتناب کرده و خواننده را کتب تخصصی در زمینه طرح فیلتر ارجاع می دهیم.

۱۵-۱۰ | تحلیل پایداری سدهای خاکی

تحلیل پایداری یک سد خاکی معمولاً با استفاده از روش های معمول تعادل حدی انجام می گیرد. برای محاسبه کمترین ضریب اطمینان در هر یک از سه حالت: انتهای سد، تراوش پایدار و افت سریع آب، سطوح لغزش دایره ای یا غیر دایره ای متعددی مورد بررسی قرار می گیرد. که این تحلیل ها شامل دواپر لغزشی که از فونداسیون سد عبور می نمایند نیز می شوند. در صورت امکان، نیروهای ناشی از زلزله نیز در محاسبات پایداری در نظر گرفته می شوند.

ضریب اطمینان پایداری یک سد خاکی کمیتی است که حاشیه ایمنی سازه را در برابر گسیختگی برشی نشان می دهد. بنابراین مقاومت برشی بسیج شده را به صورت زیر می توان محاسبه نمود:

$$\tau = \frac{c'}{F} + \frac{(\sigma - u) \tan \Phi'}{F} \quad (5-15)$$

در روش های معمول تعادل حدی فرض بر این است که ضریب اطمینان یکسانی بر چسبندگی و زاویه اصطکاک خاک اعمال شده و مقاومت برشی به طور یکنواخت در امتداد سطح گسیختگی احتمالی بسیج می شود.

تعیین مقداری مشخص برای ضریب اطمینان به طور کلی ممکن نیست زیرا ضریب اطمینان همواره تابع شرایط خاص حاکم بر سازه مورد نظر می باشد ولی مقادیر معمول ضرایب اطمینان مورد استفاده در محاسبات تحلیل پایداری سدهای خاکی در جدول ۱۵-۱ ارائه شده است. این مقادیر تنها در تحلیل های تنش موثر که مقادیر فشارهای منفذی اندازه گیری می شود قابل استفاده می باشد.

جدول ۱۵-۱ مقادیر معمول ضریب اطمینان مورد استفاده در محاسبات تحلیل پایداری سدهای خاکی

ضریب اطمینان مورد نیاز	شرایط	شیروانی
۱/۲ تا ۱/۴	افت سریع تراز آب	بالادست
۱ تا ۱/۲	افت سریع تراز آب به همراه زلزله	بالادست
۱/۳ تا ۱/۱	پایان ساخت	بالادست
۱/۳ تا ۱/۱	پایان ساخت	پایین دست
۱/۷ تا ۱/۵	تراوش پایدار	پایین دست
۱/۳ تا ۰/۵	تراوش پایدار به همراه زلزله	پایین دست



مقادیر فوق تنها به عنوان راهنما ارائه شده اند و طراح، هنگام استفاده از این مقادیر باید به عدم قطعیت های مربوط به پارامترهای مقاومت برشی فشارهای منفذی و همچنین شرایط فونداسیون توجه نماید. عواقب ناشی از گسیختگی سازه نیز باید در نظر گرفته شود. البته این عامل به صورت یک پارامتری بعد در محاسبات دخالت می نماید.

تغییرات ضریب اطمینان پایداری شیروانی بالادست یک سد خاکی در مراحل مختلف طول عمر سد در شکل ۵-۱ نشان داده شده است.

• روش های مختلف محاسبه تحلیل پایداری سد به روش تعادل حدی

برای محاسبه ضریب اطمینان پایداری یک شیروانی خاکی یا سنگریزه ای، روش های تعادل حدی متعددی وجود دارد که رایج ترین این روش ها عبارتند از:

(الف) روش سوئدی دوایر لغزش (فلینیوس، ۱۹۲۷)

(ب) روش ساده شده بیشاپ، سطح لغزش دایره ای

(پ) روش اسپنسر، سطح دایره ای (اسپنسر، ۱۹۶۷)

(ت) روش عمومی جانبو (جانبو، ۱۹۷۳)

(ث) روش عمومی مورگنسترن - پرایس (مورگنسترن و پرایس، ۱۹۶۵)

(ج) روش سارما، قطعات و سطوح با اشکال عمومی (سارما، ۱۹۷۹)

(چ) تحلیل گوه (رجوع شود به هانت، ۱۹۸۶)

برای تحلیل پایداری شیب ها به روش های فوق، نرم افزارهای کامپیوتری متعددی توسعه پیدا نموده اند. ولی باید توجه داشت که قبل از استفاده از این نرم افزارها تجربه و آشنایی کافی در رابطه با نحوه کار نرم افزار بدست آمده باشد.

در تحلیل های پایداری شیروانی های به روش دستی، حجم محاسبات چشم گیر است زیرا دوایر لغزش متعددی باشد مورد بررسی قرار گیرند تا آنکه دایره ای با کمترین ضریب اطمینان یافت شود. اما خوشبختانه نرم افزارهای رایانه ای متعددی برای انجام این گونه تحلیل ها وجود دارند که بعضی از قابلیت های آن ها عبارتند از:

(الف) دامنه وسیعی از مصالح مختلف را می توان مورد بررسی قرار داد.

(ب) تقریباً هر نوع هندسه ای را می توان تحلیل نمود.

(پ) در نواحی با مصالح مختلف می توان هندسه های متفاوتی در نظر گرفت.

(ت) از سطوح پیژومتریک با هندسه های مختلف می توان در تحلیل ها استفاده نمود.

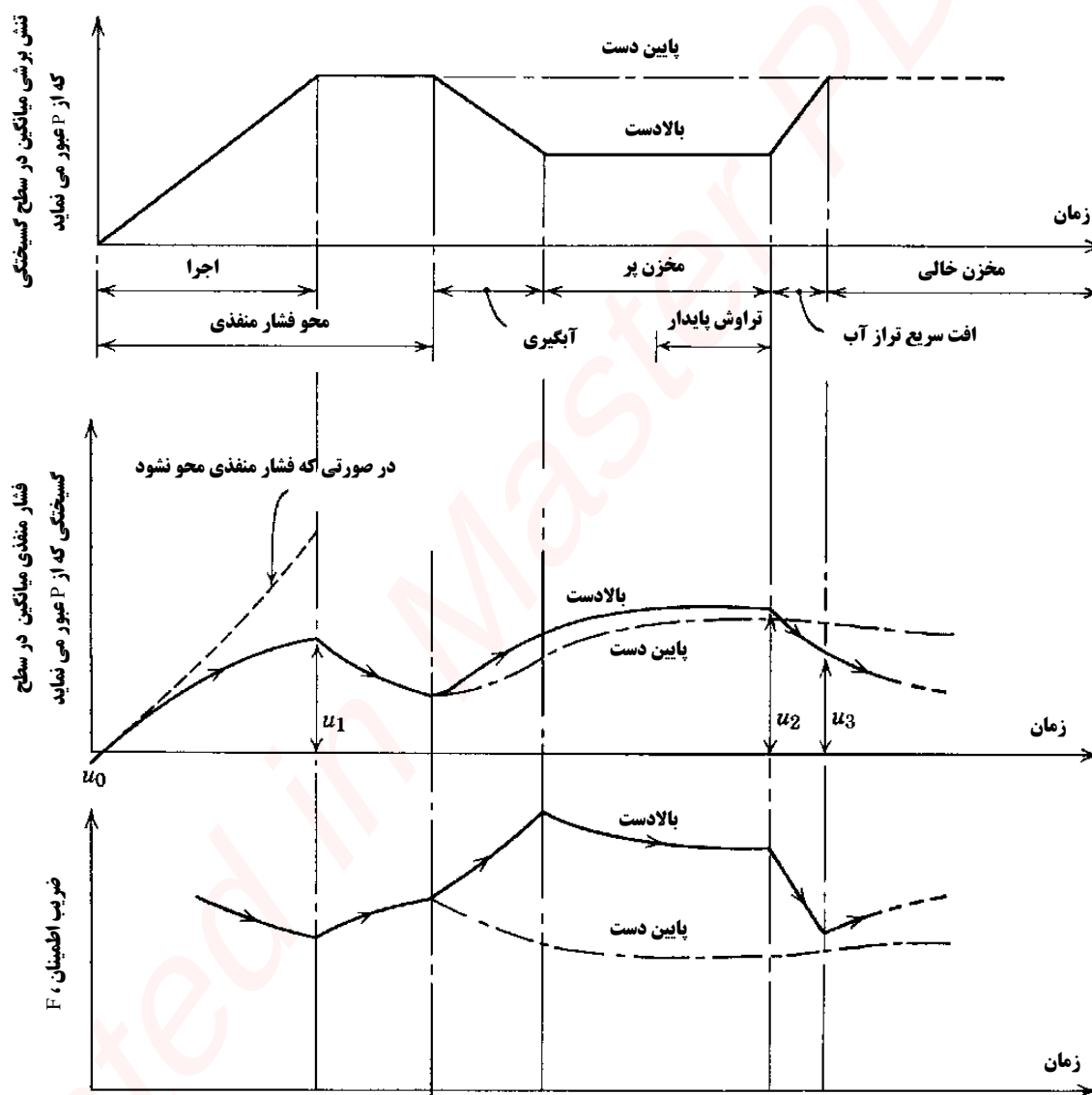
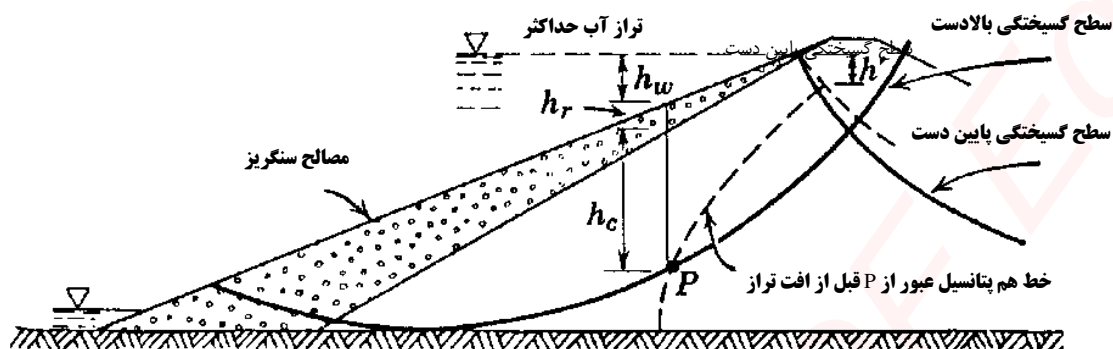
(ث) فشارهای منفذی را می توان با استفاده از مقادیر γ_w محاسبه نمود. این مقادیر می توانند برای نواحی مختلف متفاوت باشند.

(ج) فشارهای منفذی را می توان به صورت شبکه ای از نقاط به نرم افزار معرفی نمود.

(چ) بر روی سطوح خارجی سازه ها می توان بارگذاری نمود.

(ح) بار معادل استاتیکی زلزله را می توان به سازه اعمال نمود.

روش های محاسبه پایداری شیروانی ها به روش تعادل حدی در فصل نهم مورد بررسی قرار گرفته است بنابراین در این فصل از بررسی آن ها صرف نظر می نمایم.



شکل ۱۵-۲۷: تغییرات مقاومت برشی، فشار منفذی و ضریب اطمینان در حین ساخت و پس از ساخت یک سد خاکی

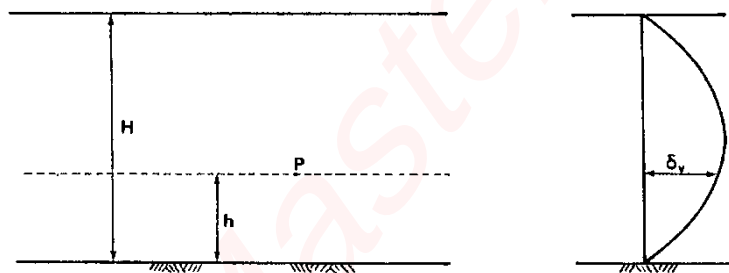
۱۱-۱۵ | تغییر شکل و ترک در سدهای خاکی

برای سال های متمادی، طراحی سدهای خاکی عمدتاً بر مبنای جلوگیری از تراوش آب از داخل بدنه سد و پایداری شیروانی ها در برابر لغزش انجام گرفته است. اما در سال های اخیر مسأله تغییر شکل در سدهای خاکی اهمیتی دو چندان یافته است به طوری که جلوگیری از ایجاد ترک در سد باید به دقت مورد بررسی قرار گرفته و در صورت وقوع ترک نیز اقداماتی جهت کنترل اتخاذ گردد.

در اکثر سدهای خاکی باید پذیرفت که احتمال وقوع ترک خوردگی همیشه وجود داشته و بنابراین نواحی فیلتر باید به صورت مناسبی تعبیه شوند. فیلتر بالادست باید از مصالحی تشکیل شده باشد که در صورت وقوع هر گونه ترکی به داخل آن شسته شده و منافذ آن را مسدود نماید.

تغییر شکل ها در سدهای خاکی را به طور کلی به سه دسته می توان طبقه بندی نمود:

- ۱) تغییر شکل هایی که حین ساخت رخ می دهند.
- ۲) تغییر شکل های ناشی از آبیگری مخزن.
- ۳) تغییر شکل های تحکیمی و خزشی بلند مدت.



شکل ۱۵-۲۸: فرآیند تغییر شکل در سد خاکی

• ۱۱-۱۵-۱: تغییر شکل حین ساخت

در حین ساخت یک سد خاکی یا سنگریزه ای، وزن مصالح خاکریز باعث ایجاد نشست در بدنه سد می شود. مثال ساده ای از این نوع تغییر شکل در شکل ۱۵-۲۸ نشان داده شده است. این شکل فرآیند نشست قائم یک لایه افقی خاک به ضخامت H را نشان می دهد.

در عمق h از خاک، جابجایی قائم δ_v نقطه ای همانند P در خاکریزی به ارتفاع کل H به صورت زیر بدست می آید:

$$\delta_v = m_v h(H-h)\gamma \quad (۱۵-۶)$$

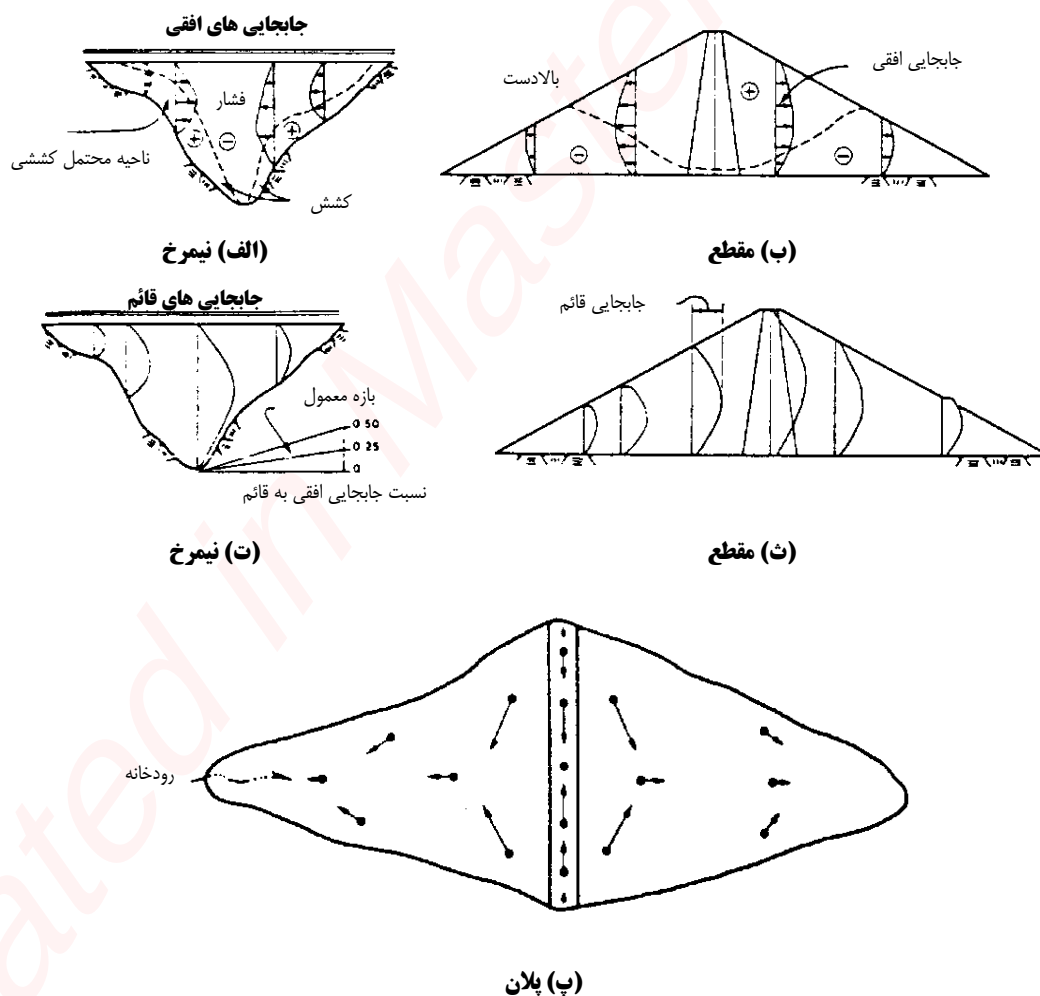
به طوری که γ وزن واحد حجم و m_v ضریب تراکم پذیری مصالح خاکریز است.

با توجه به معادله ۱۵-۶ می توان مشاهده نمود که نیمرخ نشست، چنان که در شکل ۱۵-۲۸ نشان داده شده است، سهمی وار است یعنی نشست سنج قرار گرفته در نقطه P در صورتی که P در مرکز لایه قرار گرفته باشد، حداکثر نشست را بدست خواهد داد ولی در کف یا بالای لایه، مقدار نشست صفر خواهد بود. در این مثال ساده فرض بر این است که کل نشست بلافاصله رخ می دهد.

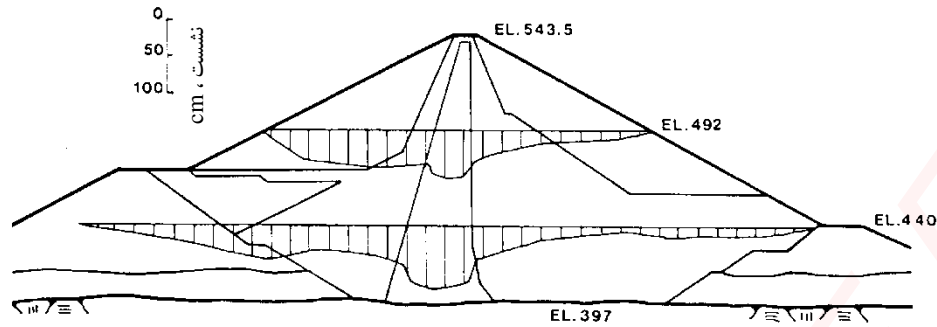


تغییر شکل های داخلی که به طور معمول در حین اجرای سدهای خاکی به وقوع می پیوندد در شکل ۱۵-۲۹ نشان داده شده است. با توجه به این شکل ها مشاهده می شود که تغییر شکل های قائم و افقی تقریباً سهمی شکل بوده و تغییر شکل های حداکثر تقریباً در میانه ارتفاع رخ می دهد. در صورتی که سد در دره ای به شکل V احداث شده باشد، نشست ها در بخش های عمیق تر میانی از نشست ها در نزدیکی تکیه گاه های جانبی سد بزرگتر خواهد بود. در نمای فوقانی، جابجایی سد به سمت مرکز و در جهت دور شدن از تکیه گاه های جانبی بوده که این مسئله می تواند باعث ایجاد ترک های عرضی در سد شود.

در صورتی که سد از نواحی متعدد با مصالح مختلف تشکیل شده باشد، عدم سازگاری در نشست بین این نواحی می تواند منجر به نشست های تفاضلی بزرگ بین نواحی مجاور شود. نمونه ای از این نوع عدم سازگاری سد La Angostura در مکزیک است که مقطع عرضی آن در شکل ۱۵-۳۰ نشان داده شده است. در این سد هسته مرکزی رسی توسط ماسه متراکم و مصالح پوسته متشکل از سنگ آهک هوازده به شدت تراکم پذیر در بر گرفته شده است. همان طور که مشاهده می شود، نشست قائم هسته بزرگ تر از نشست پوسته می باشد. گرچه تراکم سنگ آهک باعث به پایین کشیده شدن گوه نازک قائم ماسه و شن بین هسته و پوسته شده است. نشست هسته در این حالت می تواند باعث "معلق ماندن" آن بر روی پوسته در اثر پدیده قوس زدگی شود. یکی از روش های غلبه بر این مشکل چنان که قبلاً نیز ذکر شد، استفاده از هسته های شیب دار می باشد.



شکل ۱۵-۲۹: تغییر شکل سد در حین اجرا



شکل ۱۵-۳۰: نشست در حین احداث سد - سد La Angostura

۱۵-۱۱-۲: تغییر شکل در حین اولین آبگیری

در اثر آبگیری سد دو نوع تغییر شکل می تواند رخ دهد. تغییر شکل در اثر بار ناشی از آب پشت سد و تغییر شکل ناشی از نشست رمبندگی پوسته بالادست سد.

(الف) تغییر شکل ناشی از بار آب پشت سد.

در حین اولین آبگیری مخزن سد، تغییر شکل های حداکثر قائم و افقی در طول تاج و شیروانی های سد رخ می دهند. این مسأله در شکل ۱۵-۳۱ نشان داده شده است. مطابق این شکل در مقطع طولی سد، کرنش ها در نزدیکی تکیه گاه ها به صورت کششی و در مرکز به صورت فشاری می باشند. این نوع تغییر شکل ها می تواند باعث ایجاد ترک های عرضی در مقطع سد شود. فشار آب مخزن سد می تواند باعث ایجاد نشست در پوسته بالادست سد شده و بدنه سد را مطابق با شکل ۴-۶ به طرف بالادست تغییر شکل دهد.

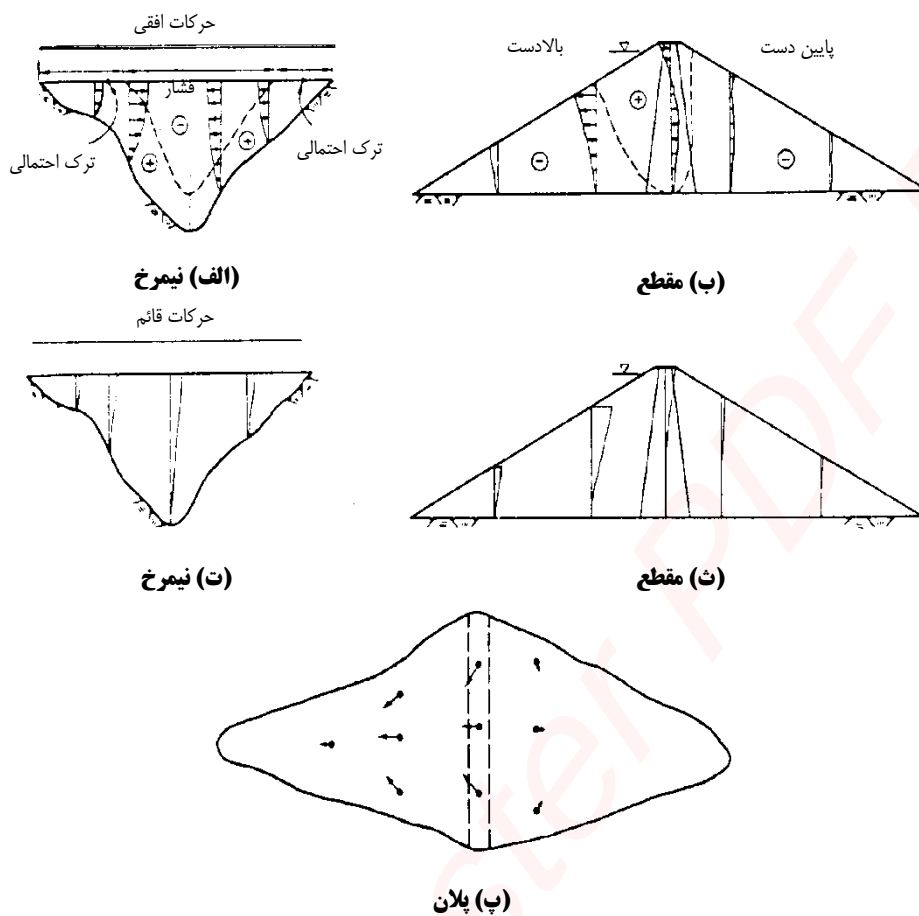
در سدهای ناحیه بندی شده، تغییر شکل های تفاضلی بین مصالح مختلف می تواند در حین اولیه آبگیری سد رخ دهد. به طور مثال در حین آبگیری سد La Angostura، نشست مصالح سنگریزه ای پوسته بالادست چنان که در شکل ۵-۶ نشان داده شده است باعث ایجاد تغییر شکل های قائم بزرگ گردید. فشردگی مصالح سنگریزه پوسته بالادست سد بدین معنی است که سد در واقع در اثر بار ناشی از وزن آب به سمت بالادست حرکت نموده است (رجوع شود به مارسال^۱، ۱۹۷۷). البته پوسته پایین دست نیز چنان که در شکل ۱۵-۳۲ نشان داده شده است به سمت پایین دست حرکت نموده است.

(ب) نشست ناشی از رمبندگی

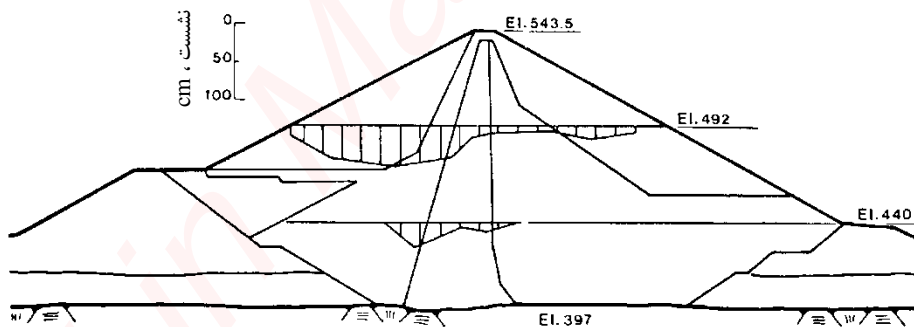
مصالح متراکم شده در درصد رطوبت های پایین و تراکم کم (کمتر از رطوبت بهینه در استاندارد پراکتور) در صورت اشباع شدن تمایل به رمبندگی دارند. این مسأله می تواند در مصالحی همانند سنگریزه، ماسه، رس های سیلتی و غیره نیز رخ دهد. مصالح با دانه بندی خوب کمتر از مصالح با دانه بندی یکنواخت تمایل به رمبندگی دارند اما به طور کلی مهم ترین عوامل موثر بر قوس زدگی عبارتند از:

۱. تراکم اولیه
۲. درصد رطوبت در حین تراکم
۳. دانه بندی مصالح

^۱ Marsal, 1977



شکل ۱۵-۳۱: تغییر شکل های بدنه سد در حین اولین آبگیری



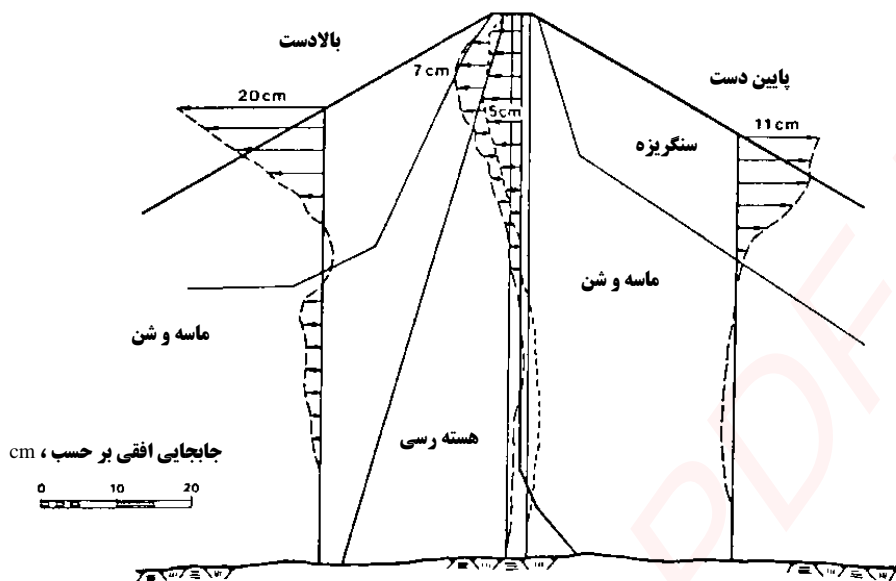
شکل ۱۵-۳۲: نشست سد La Angostura پس از اولین آبگیری

پوسته بالادست سدهای خاکی سنگریزه ای اغلب به یکی از روش های زیر اجرا می گردد:

- (۱) مصالح سنگریزه ای ریخته شده به صورت غرقاب
- (۲) مصالح سنگریزه ای متراکم شده به صورت خشک

این مصالح هنگامی که پس از اولین آبگیری سد غرقاب می شوند تمایل به رهمبندگی دارند. از آنجایی که مصالح فرار گرفته در لایه های تحتانی متراکم تر از لایه های نزدیک به تاج سد هستند، در انتهای مراحل ساخت و پس از آبگیری مخزن سد بیشتر نشست های تفاضلی در نواحی نشان داده شده در شکل ۱۵-۳۳ رخ می دهد.





شکل ۱۵-۲۳: حرکات افقی بالادست و پایین دست سد La Angostura

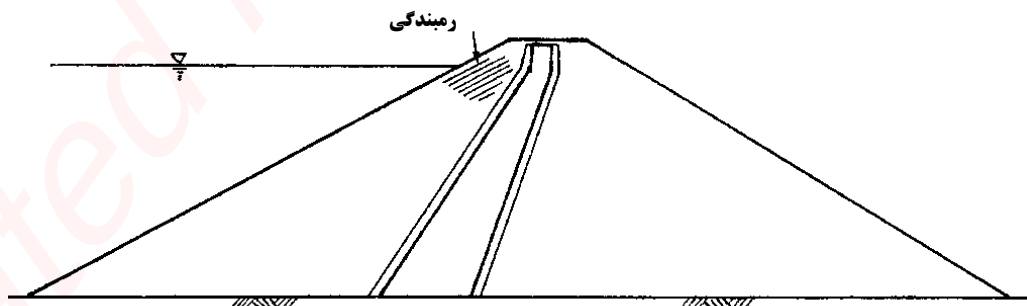
نشست رمبندگی پوسته بالادست معمولاً منجر به دو پدیده زیر می شود:

۱. حرکت جزئی تاج سد به سمت بالادست
۲. تشکیل ترک طولی در راستای حاشیه بالادست هسته یا فیلتر (شکل ۱۵-۲۴)

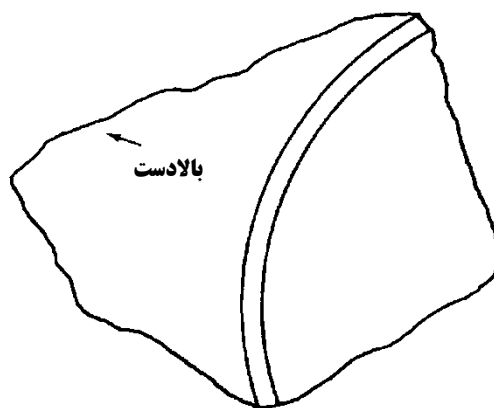
(پ) قوس زدگی در سدهای خاکی

از آنجا که در نزدیکی تکیه گاه های جانبی سد به خاطر وجود کرنش های کششی (همان طور که در قسمت پیشین توضیح داده شد) تنش های افقی کوچکی رخ می دهد، بعضی از سدها برای اینکه بتوانند هسته را در حالت تراکم محوری حفظ نمایند مطابق با شکل ۱۵-۲۵ در جهت بالادست سد قوس می زنند.

بسیاری از مهندسين بر این عقیده اند که این مسأله به جز در سدهای با هسته نازک که در دره های کم عرض اجرا شده اند، هیچ فایده ای برای سد ندارند.



شکل ۱۵-۲۴: نشست رمبندگی در حین آبگیری سد



شکل ۱۵-۲۵: قوس زدگی در سد خاکی

• ۱۵-۱۱-۱۳ تغییر شکل های بلند مدت

تغییر شکل های بلند مدت در تمام سدهای خاکی رخ به دلایل زیر می تواند رخ دهد:

(الف) تحکیم مصالح رسی

(ب) خزش کلیه مصالح شامل رس ها و مصالح سنگریزه

• ۱۵-۱۱-۴ ارزیابی مکان ایجاد ترک در سد خاکی

در سد های خاکی و سنگریزه ای به دلیل تغییر شکل بدنه سد یا فونداسیون امکان ایجاد ترک از هر نوع طولی و عرضی همیشه وجود دارد. ترک های ایجاد شده می توانند داخلی یا خارجی باشند. ترک های عرضی خطرناک ترین نوع ترک می باشند. زیرا این نوع ترک ها با ایجاد یک مسیر حرکت برای جریان آب می تواند باعث فرسایش در بدنه سد و در نهایت تخریب سد شوند.

در حال حاضر اطلاعات محدودی در رابطه با تشکیل ترک ها و کرنش ها در سدهای خاکی وجود دارد. تحقیقات انجام شده توسط لئوناردز و ناراین^۱ (۱۹۶۳) اطلاعات مختصری در اختیار ما قرار داده است. این محققین با استفاده از مصالح بدست آمده از چندین سد مختلف، نمونه هایی به شکل تیر با استفاده از این مصالح ساخته و با افزودن سربار مرده بر روی این تیرها، رفتار آن ها را در آزمایشگاه مورد بررسی قرار دادند. آجاز و پری^۲ (۱۹۷۵) نیز با انجام آزمایش های مشابه دریافتند که کرنش های کششی در لحظه گسیختگی با افزایش رطوبت تراکم خاک افزایش می یابد.

مور و هور^۳ (۱۹۸۴) آزمایش های کوچک مقیاسی بر روی نمونه رسی قرار گرفته در بین دو تکیه گاه مدل انجام دادند. سپس این محققین بار قائمی تحت شرایط تنش مسطح بر نمونه اعمال نموده و بار مورد نیاز برای وقوع ترک در نمونه ها را بدست آوردند. آن ها دریافتند که کم ترین میزان باری که باعث ایجاد ترک می شود مربوط به نمونه ای است که در درصد رطوبت بهینه متراکم شده است. این محققین همچنین نتیجه گرفتند که شیب تکیه گاه های جانبی و ارتفاع خاکریز بر میزان تنش مورد نیاز برای ایجاد ترک تاثیر گذار بوده و آزمون های آزمایشگاهی کششی وسیله مناسبی برای اندازه گیری کرنش های کششی ایجاد کننده ترک در نزدیکی تکیه گاه های جانبی نیستند.

^۱ Leonards and Narain, 1963

^۲ Ajaz and Parry, 1975

^۳ Moore and Hor, 1984

کرنش های کششی بدست آمده از آزمایش های لئوناردز و و نارائین (۱۹۶۳) در حین تشکیل اولین ترک برای مصالح تراکم یافته در درصد رطوبت و دانسیته بهینه در جدول زیر ارائه شده اند:

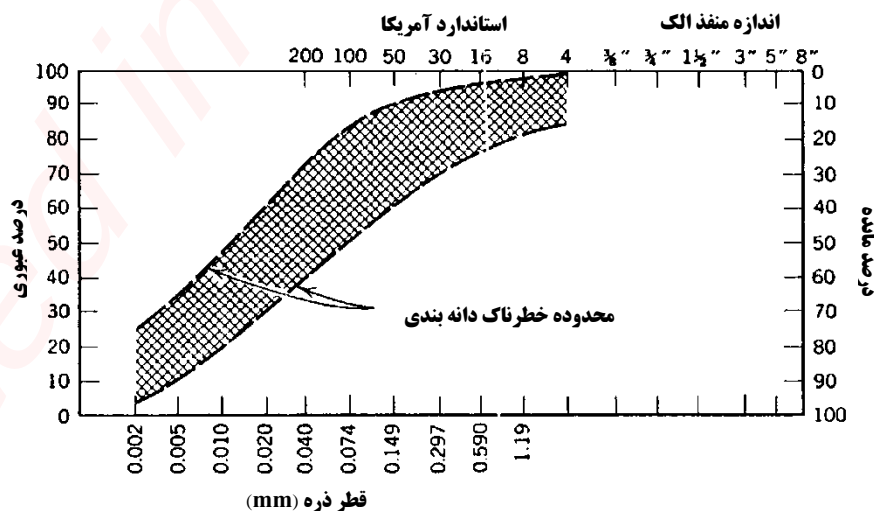
جدول ۱۵-۲: کرنش های کششی در اولین ترک خوردگی بدست آمده از آزمایش های لئوناردز و نارائین

نوع مصالح	کرنش کششی %
SM	۰/۱۹
SC	۰/۱۷
SM	۰/۲۴
SM	۰/۰۷
SM	۰/۲۴

آزمایش های انجام شده بر روی رس های با خاصیت خمیری بالا و تغییرات رطوبت از ۲ تا ۳ درصد کمتر از رطوبت بهینه تا درصد رطوبت های بیش از رطوبت بهینه با استفاده از روش پراکتور استاندارد یا اصلاح شده نشان می دهند که با افزایش درصد رطوبت انعطاف پذیری خاک به میزان قابل توجهی افزایش می یابد ولی برای رطوبت های بیشتر از درصد رطوبت بهینه، افزایش انعطاف پذیری خاک بسیار جزئی است. این محققین همچنین دریافتند که به طور کلی رس های با خاصیت خمیری بالا انعطاف پذیر تر از رس های با خاصیت خمیری کم هستند.

بنابراین برای جلوگیری از ترک خوردگی خاک های رسی بعضی از مهندسی توصیه می کنند که تراکم خاک در رطوبت بهینه یا بالاتر از آن انجام گیرد. ولی از طرف دیگر این کار باعث افزایش فشارهای منفذی در بدنه سد می شود به طوری که ممکن است پایداری سد را کاهش دهد. از این رو بعضی مهندسين ترجیح می دهند که تراکم خاک را در درصد رطوبت های کمتر از رطوبت بهینه انجام دهند. روش دیگری که طرفداران زیادی هم دارد این است که لایه های تحتانی را در رطوبت های کمتر از رطوبت بهینه و لایه های فوقانی در رطوبتی بالاتر از رطوبت بهینه اجرا شود.

شرارد و همکاران (۱۹۶۷) نیز محدوده ای برای مصالح مستعد ترک خوردگی ارائه نموده اند. این مصالح عمدتاً رس های دارای خاصیت خمیری کم تا متوسط هستند (شکل ۱۵-۲۶).



شکل ۱۵-۲۶: محدوده دانه بندی مصالح مستعد ترک خوردگی

• ۱۵-۱۱-۵ محاسبه تغییر شکل ها

یکی از بهترین روش های محاسبه جابجایی ها و نشست ها در سدهای خاکی و سنگریزه ای، روش اجزاء محدود است. شرح کاملی از این روش در کتاب های زینکوویچ^۱ (۱۹۷۷) و دسائی و آبل^۲ (۱۹۷۲) ارائه شده است. در این روش هندسه مورد نظر به المان ها یا اجزاء متعددی که در گره ها به یکدیگر متصل شده اند تقسیم می شوند. بسته به نوع مسأله مورد بررسی، المان ها می توانند ۲ بعدی یا ۳ بعدی بوده و شکل المان ها نیز می توانند اشکال متنوعی داشته باشند.

برای تحلیل مسائل سه بعدی در روش اجزاء محدود به دلیل بالا بودن تعداد معادلات تشکیل شده نیاز به حجم حافظه بالا و استفاده از رایانه های قدرتمند وجود دارد در حالی که با استفاده از رایانه های شخصی دامنه وسیعی از مسائل دو بعدی را می توان تحلیل نمود.

در روش اجزاء محدود از مدل های رفتاری مختلفی همچون مدل الاستیک یا مدل های غیر خطی می توان برای مصالح سد استفاده نمود. در گذشته از مدل های الاستوپلاستیک یا هیپرپولیک به وفور برای انجام تحلیل های نرم افزاری استفاده می شد (دانکن و چانگ^۳، ۱۹۷۰). شرح کاملی از روش انجام تحلیل و انواع مختلف مدل های مورد استفاده در روش اجزاء محدود توسط کولهاوی^۴ (۱۹۷۷) ارائه شده است. استفاده از این روش در مقالات ارائه شده توسط کالهاوی و دانکن (۱۹۷۲)، نایلور و همکاران (۱۹۸۶) و پار و همکاران (۱۹۸۴) نیز مورد بررسی قرار گرفته است.

• ۱۵-۱۱-۵-الف) تحلیل اجزاء محدود

در صورتی که حالت تنش در مقطع سد خاکی را بتوان به صورت کرنش مسطح فرض نمود، آنگاه از تحلیل های اجزاء محدود دو بعدی می توان با دقت قابل قبولی برای تحلیل سدهای خاکی استفاده نمود. برای شبیه سازی بهتر فرآیند ساخت سد، لازم است که مصالح در مدل سازی عددی به صورت لایه لایه به هندسه مدل اضافه شوند. این لایه ها می توانند بسیار ضخیم تر از لایه های اجرا شده در محل پروژه باشند. در شکل ۱۵-۲۷ شبکه اجزاء محدود مورد استفاده توسط کلاف و وودوارد^۵ (۱۹۶۷) نشان داده شده است.

برای تحلیل های امروزی، شبکه اجزاء محدود نشان داده شده در شکل فوق کاملاً درشت تلقی می شود زیر رایانه های امروزی دارای حجم حافظه و سرعت بالایی بوده و بنابراین قادرند شبکه های اجزاء محدود ریزتر را با سرعت بالاتری تحلیل نمایند. استفاده از یک شبکه ریزتر باعث بالارفتن دقت نتایج می شود. شکل ۱۵-۲۸ نحوه مناسب شبکه بندی اجزاء محدود مقطع سد را نشان می دهد. با توجه به این شکل می توان مشاهده نمود که چگونه در روش اجزاء محدود، نواحی دارای مصالح مختلف را می توان مدل نمود. بدین ترتیب برای مصالح نواحی مختلف مثل هسته، فیلتر و مصالح فونداسیون می توان خصوصیات متفاوتی اختصاص داد.

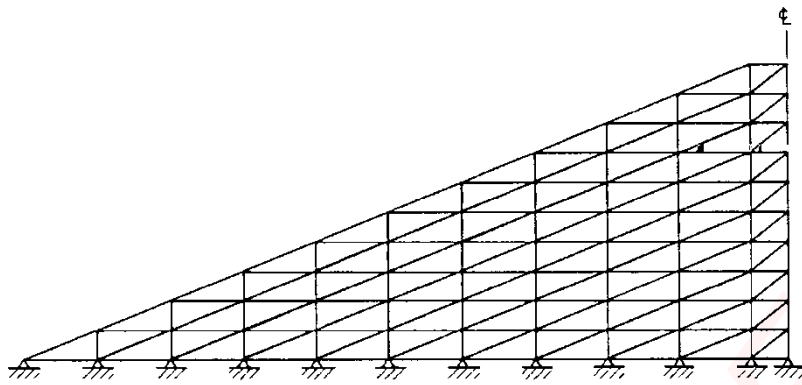
¹ Zienkiewicz, 1977

² Desai and Abel, 1972

³ Duncan and Chang, 1970

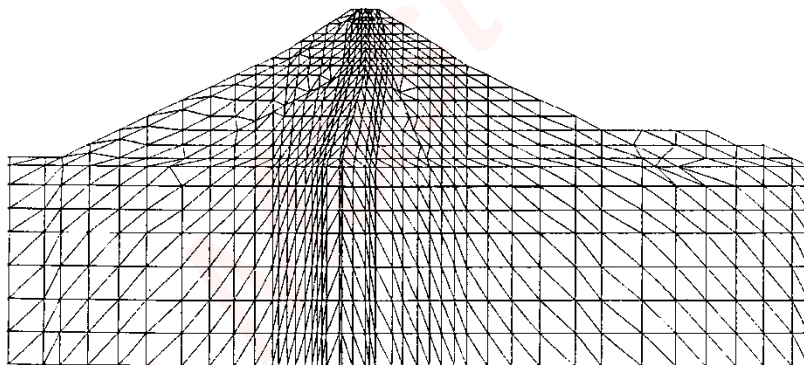
⁴ Kulhawy, 1977

⁵ Clough and Woodward, 1967



شکل ۱۵-۲۷: شبکه اجزاء محدود مورد استفاده برای شبیه سازی ساخت سد

در شکل فوق تنها بخشی از مدل که شامل بدنه سد است نمایش داده شد است. مقطع کلی سد در طرفین به مقدار زیادی امتداد می یابد. بدین ترتیب می توان تغییر شکل های فونداسیون سد را نیز مدل نمود. در صورتی که مرزهای جانبی در مدل سازی به بدنه سد نزدیک باشند، نتایج جابجایی های بدست آمده تحت تاثیر این مرزها قرار خواهند گرفت ولی اگر مرزهای جانبی در فاصله بسیار دوری از بدنه سد مدل شوند، زمان تحلیل ها طولانی شده و هزینه های مالی آن افزایش خواهد یافت زیرا تعداد شبکه های اجزاء محدود نیز افزایش می یابد. استفاده از تجربیات بدست آمده از تحلیل های پیشین در تعیین فاصله مناسب مرزهای جانبی مفید است. یک روش جایگزین برای این مسأله استفاده از "اجزاء غیر محدود" است به طوری که این نوع از المان ها قادرند اثر مرزهای دور دست را شبیه سازی نمایند.



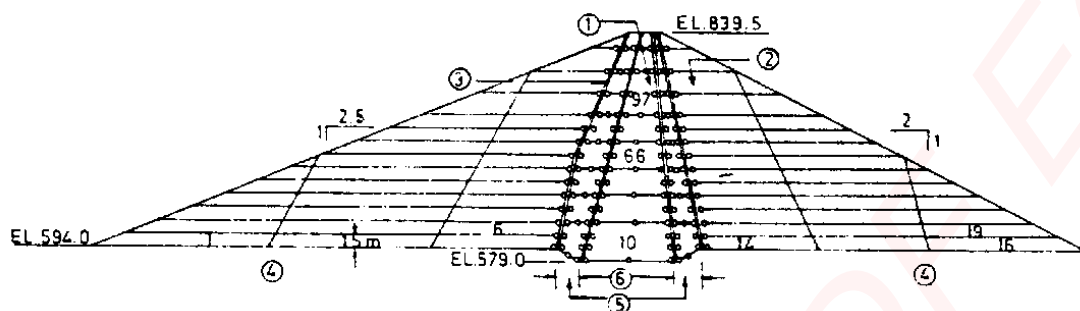
شکل ۱۵-۲۸: بخشی از شبکه اجزاء محدود به کار رفته برای تحلیل سد مهاباد

در تحلیل های اجزاء محدود دو بعدی از انواع متنوعی از المان ها چون مثلثی، مستطیلی یا ایزوپارامتریک می توان استفاده نمود. به عنوان یک قاعده کلی استفاده از المان های با مرتبه بالا (المان هایی که دارای گره های بیشتری هستند) قادرند که میزان جابجایی را با دقت بالاتری مدل نموده و نتایج بهتری بدست دهند. علاوه بر استفاده از المان های مرتبه بالا برای بهبود دقت مدلسازی در ارزیابی رفتار سد، با در نظر گرفتن رفتار غیر خطی برای مصالح نیز، بعضی مواقع می توان دقت تحلیل ها را بالا برد. در چنین مواردی لازم است که از قوانین تنش - کرنش غیر خطی استفاده شود.

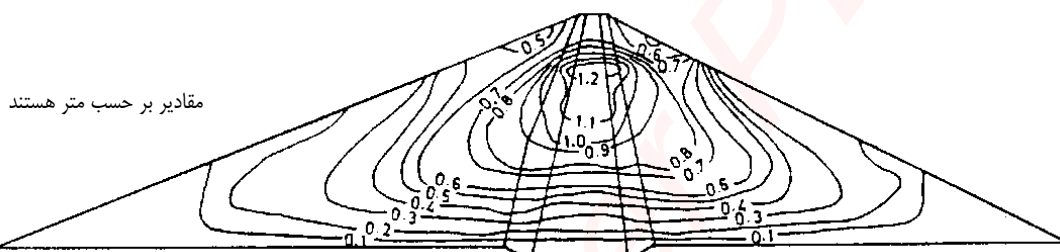
شکل ۱۵-۲۹ مقطع عرضی یک سد خاکی با هسته قائم را به همراه شبکه اجزاء محدود آن را نشان می دهد. برای این که امکان لغزش بین هسته و پوسته وجود داشته باشد از المان های خاصی در محل اتصال آن ها استفاده شده است. در این سد برای تعیین تغییر مکان ها و تنش های ایجاد شده در حین ساخت از المان های نشان داده شده استفاده شده و منحنی های تغییر مکان قائم در شکل ۱۵-۳۰ و منحنی های تنش قائم در شکل ۱۵-۳۱ نشان داده شده است.



شبکه اجزاء محدود سه بعدی یک سد خاکی در شکل ۱۵-۳۲ نشان داده شده است (در این باره می توانید به کتب ارائه شده لفوپور، دانکن، ویلسون (۱۹۷۳) یا کولهاوی^۱ (۱۹۷۷) مراجعه نمایید)

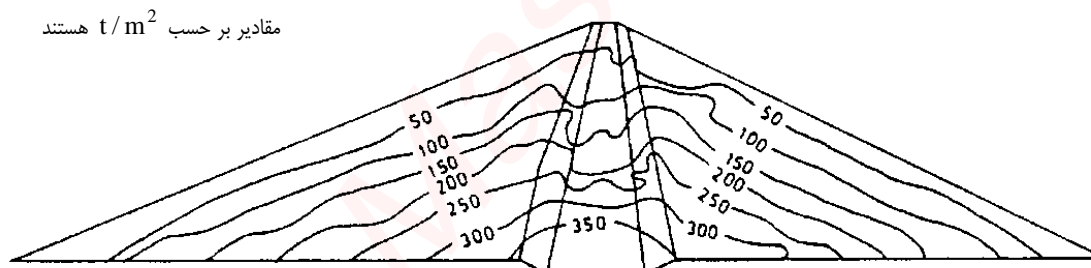


شکل ۱۵-۲۹: شبکه اجزاء محدود



مقادیر بر حسب متر هستند

شکل ۱۵-۳۰: منحنی های جابجایی قائم



مقادیر بر حسب t/m^2 هستند

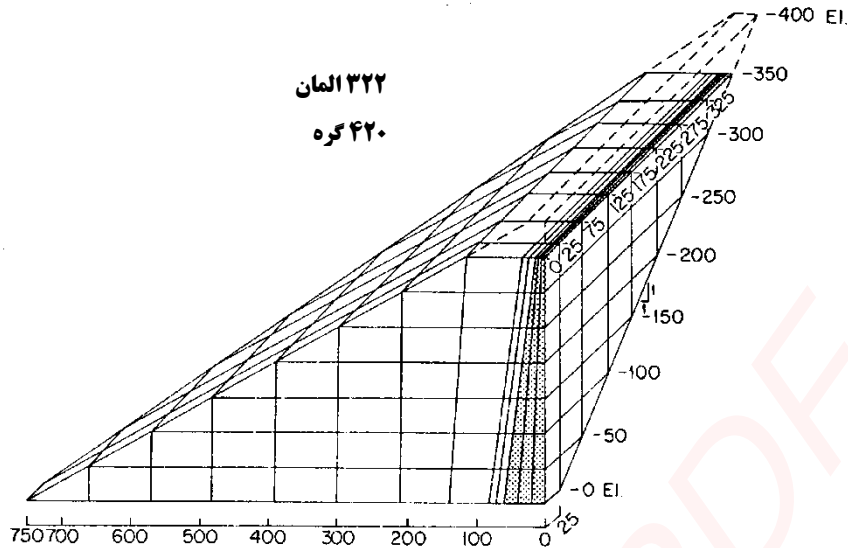
شکل ۱۵-۳۱: منحنی های تنش قائم

• ۱۵-۱۱-۵ (ب) روش های الاستیک

(الف) از روش اجزاء محدود می توان برای محاسبه تنش ها و جابجایی های سد خاکی همگن همسانگرد الاستیک تحت بارگذاری ثقلی استفاده نمود. در چنین حالتی جابجایی قائم نقطه ای مانند P در روی محور سد خاکی می توان از رابطه زیر استفاده نمود:

$$\rho = \rho \left[\frac{z}{H}, \frac{h}{H} \right] = I \left[\frac{z}{H}, \frac{h}{H} \right] \frac{\gamma H^2}{E} \quad (7-15)$$

¹ Lefebure, Duncan, Wilson, (1973) or Kulhawy (1977)



شکل ۱۵-۳۲: شبکه اجزاء محدود سه بعدی

پارامترهای z ، h و H در شکل ۱۵-۳۳ تعریف شده اند.

γ = وزن واحد حجم مصالح خاکریز

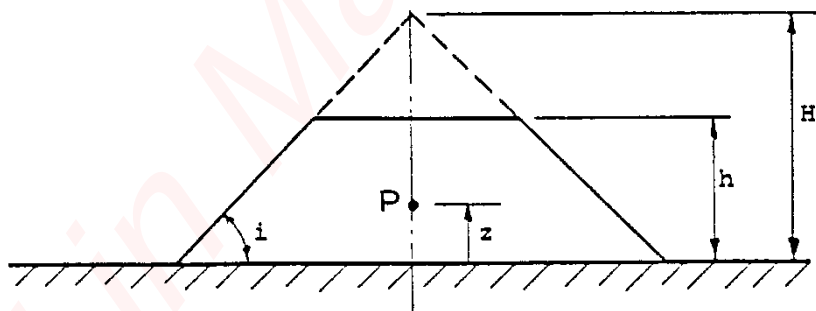
E = مدول یانگ مصالح خاکریز

z = ارتفاع نقطه مورد نظر

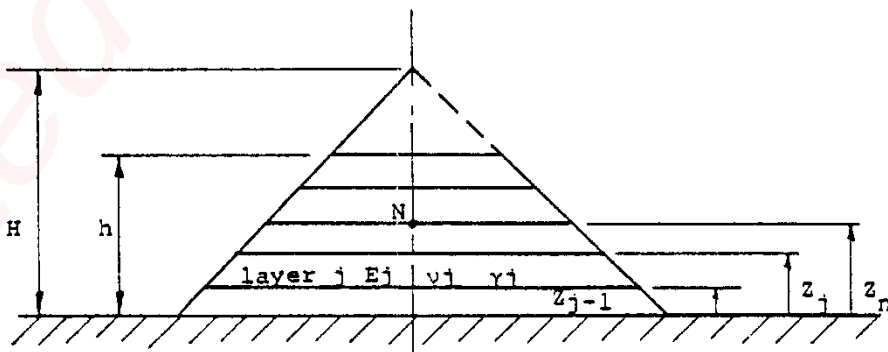
h = ارتفاع خاکریز در مقطع مورد بررسی

H = ارتفاع حداکثر خاکریز (در صورتی که خاکریز مثلی باشد)

I = ضریب تاثیری که به ازاء مقادیر مشخص شیب شیروانی i و نسبت پواسون از جدول بدست می آید.



شکل ۱۵-۳۳: سد خاکی همگن



شکل ۱۵-۳۴: خاکریز لایه با تقسیم شده به لایه های متعدد

(ب) در صورتی که سد از لایه های با مصالح مختلف ساخته شده باشد، نشست یک لایه تک در نقطه ای مانند z در فاصله z_n بالاتر از کف خاکریز را به صورت تقریبی از رابطه زیر می توان محاسبه نمود:

$$\rho(z_n, h) = \sum_{j=1}^n [I(z_j, h) - I(z_{j-1}, h)] \frac{\gamma_j H^2}{E_j} \quad (۸-۱۵)$$

در این رابطه $I(z_j, h)$ ضریب تاثیر جابجایی برای نقطه مورد نظر در بالای لایه J با ارتفاع z_j نسبت به کف خاکریز سد در اثر وزن سدی همگن به ارتفاع h و نسبت پواسون ν_f می باشد (شکل ۱۵-۳۴).

در سدهای خاکی متشکل از مصالح درشت دانه از رابطه فوق می توان برای محاسبه نشست نهایی استفاده نمود ولی در سدهای رسی فشار منفذی زیادی در حین ساخت سد ایجاد می شود بنابراین در این حالت هم نشست اولیه و هم نشست تحکیمی وجود خواهد داشت.

نشست آبی ρ_i را می توان از طریق رابطه ۱۵-۷ با استفاده از $E = E_u$ ، $\nu = \nu_{ur}$ محاسبه نمود.

برای محاسبه نشست تحکیمی ρ_{CF} در ابتدا می توان فرض نمود که هیچ نشست تحکیمی در حین ساخت رخ نمی دهد. سپس نشست تحکیمی را می توان با محاسبه تفاضل نشست لایه تک ρ_{TF} با استفاده از $E = E'$ و $\nu = \nu'$ و نشست لایه تک ρ_i بدست آورد. بنابراین نشست تحکیمی مشاهده شده برابر خواهد بود با:

$$\nu_{CF} \left[\frac{z}{H}, \frac{h}{H} \right] = \rho_{TF} \left[\frac{z}{H}, \frac{h}{H} \right] - \rho_i \left[\frac{z}{H}, \frac{h}{H} \right] \quad (۹-۱۵)$$



1. Aitchison, G., Ingles, O. and Wood, C. (1963) "Post Construction Deflocculation as a Contributory Factor in the Failure of Earth Dams", Proc. 4th Aust-NZ Conf. on Soil Mech. and Fdn. Eng., pp.275-279.
2. Aitchison, G. and Wood, C. (1965) "Some Interactions of Compaction, Permeability, and Post Construction Deflocculation Affecting the Probability of Piping Failure in Small Earth Dams", Proc. 6th Int. Conf. Soil Mech. and Fdn. Eng., Vol. II, pp. 442-446.
3. Ajaz, A. and Parry, R.H.G. (1975) "Stress-strain Behaviour of Two Compacted Clays in Tension and Compression", Géotechnique, Vol.25, No.3, pp.495-512.
4. Baker, H.W. Editor (1985) "Issues in Dam Grouting", Proceedings of Geotech. Eng. Div., ASCE Convention Denver, Colorado.
5. Bertram, G.E. (1940) "An Experimental Investigation of Protective Filters", Publications of the Graduate School of Engineering, Harvard University, No.267.
6. Bradbury, C.E. (1990) "Harris Dam Slurry Trench: Design and Construction", Australian Geomechanics, No.19, December, pp22-27.
7. Cedergren, A.R. (1967) *Seepage, Drainage and Flow Nets*, John Wiley & Sons, New York.
8. Desai, C.S. and Abel J.F. (1972) *Introduction to the Finite Element Method*, Van Nostrand Reinhold, New York.



9. Clough, R.W. and Woodward, R.J. (1967) "Analysis of Embankment Stresses and Deformations", *Jl. Soil Mech. Found. Div., ASCE*, Vol.93, SM4, pp.529-549.
10. Desai, C.S. and Abel, J.F. (1972) *Introduction to the Finite Element Method*, Van Nostrand Reinhold, New York.
11. Emerson, W.W. (1967), "A Classification of Soil Aggregates Based on their Coherence in Water", *Aust. Jl. Soil Res.*, Vol. 5, pp. 47-57.
12. Fell, R., MacGregor, P. and Stapledon, D. (1992) *Geotechnical Engineering of Embankment Dams*, A.A. Balkema, Rotterdam.
13. Hajnal, I., Marton, J. and Regele, Z. (1984) *Construction of Diaphragm Walls*, John Wiley and Sons, New York.
14. Houlsby, A.C. (1981) "Cement Grouting for Dams", *Australian Geomechanics*, No.3, pp.49-54.
15. ICOLD Bulletin 51 (1985). "Filling Materials for Watertight Cut off Walls", Paris.
16. Kassiff, G. and Henkin, E. (1967) *Proc. 3rd Asian Reg. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Haifa, Vol.I, p. 13.
17. Khor, C.H. and Woo, H.K. (1989) "Investigation of Crushed Rock Filters for Dam Embankment", *Jl. Geotech. Eng., ASCE*, Vol.115, No.3, pp.399-412.
18. Kulhawy, F.H. (1977) "Embankments and Excavations", Chapter 16 of *Numerical Methods in Geotechnical Engineering*, Editors Desai, C.S. and Christian, J.T., McGraw-Hill, New York.
19. Kulhawy, F.H. and Duncan, J.M. (1972) "Stresses and Movements in Oroville Dam", *Jl. Soil Mech. Found. Div., ASCE*, Vol.98, SM1, pp.139-166.
20. Lefebure, G., Duncan, J.M. and Wilson, E.L. (1973) "Three Dimensional Finite Element Analyses of Dams", *Jl. Soil Mech. Found. Div., ASCE*, Vol.99, SM7, pp.495-507.
21. Leonards, G.A. and Narain, J. (1963) "Flexibility of Clay and Cracking of Earth Dams", *Jl. Soil Mech. Found. Div., ASCE*, Vol.89, SM2, pp.47-98.
22. Marsal, R.J. (1977) – Organiser of Specialty Session 8 – Deformation of Earth/Rockfill Dams", *Proc. 9th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng. (Tokyo)*, Vol.3, pp.525-536.
23. McDonald, L.A., Stone, P.C. and Ingles, O.G. (1981) "Practical Treatments for Dams in Dispersive Soil", *Proc. 10th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Stockholm*, pp.355-360.
24. Moore, P.J. and Hor, A.Y.T. (1984) "Cracking Behaviour of Compacted Clay", *Proc. Fourth Aust.-N.Z. Conf. on Geomechs., Perth*, pp.569-573.
25. Naylor, D.J., Maranha das Neves, E., Mattar, D. and Veiga Pinto, A.A. (1986) "Prediction of Construction Performance of Beliche Dam", *Géotechnique*, Vol.36, No.3, pp.359-376.
26. Paré, J.J., Verma, N.S., Keira, H.M.S. and McConnell, A.D. (1984) "Stress-deformation Predictions for the LG4 Main Dam", *Canadian Geotech. Jl.*, Vol.21, pp.213-222.
27. Potulski, B.C. (1990) "Harris Dam Slurry Trench: Slurry Mix Design", *Australian Geomechanics*, No.19, December, pp.28-32.
28. Sherard, J.L., Decker, R.S. and Ryker, N.L. (1972a) "Piping in Earth Dams of Dispersive Clay", *Proc. Specialty Conf. on Performance of Earth and Earth Supported Structures held at Perdue University*, ASCE Publication, Vol. I, Part I, pp. 589-626.
29. Sherard, J.L., Decker, R.S. and Ryker, N.L. (1972b) "Hydraulic Fracturing in Low Dams of Dispersive Clay", *Proc. Specialty Conf. on Performance of Earth and Earth Supported Structures, held at Perdue University*, ASCE Publication, Vol. I, Part I, pp. 653-689.
30. Sherard, J.L., Dunnigan, L.P., Decker, R.S. and Steele, E.F. (1976a) "Pinhole Test for Identifying Dispersive Soils", *Jl. Geotech. Eng. Div., Vol. 102, GT1*, pp. 69-85.
31. Sherard, J.L., Dunnigan, L.P. and Decker, R.S. (1976b) "Identification and Nature of Dispersive Soils", *Jl. Geotech. Eng. Div., ASCE*, Vol.102, GT4, pp.287-301.
32. Sherard, J.L., Dunnigan, L.P., and Talbot, J.R. (1984a) "Basic Properties of Sand and Gravel Filters", *Jl. Geotech. Eng., ASCE*, Vol.110, No.6, pp.684-700.
33. Sherard, J.L., Dunnigan, L.P., and Talbot, J.R. (1984b) "Filters for Silts and Clays", *Jl. Geotech. Eng., ASCE*, Vol.110, No.6, pp.701-718.
34. Sherard, J.L. and Dunnigan, L.P. (1989) "Critical Filters for Impervious Soils", *Jl. Geotech. Eng., ASCE*, Vol.115, No.7, pp.927-947.
35. Sherard, J.L., Woodward, R.J., Gizienski, S.F. and Clevenger, W.A. (1967) *Earth and Earth Rock Dams*, John Wiley and Sons, New York.
36. U. S. Army Corps of Engineers (1955) "Drainage and Erosion Control—Subsurface Drainage Facilities for Airfields", Part XIII, Chap.2, Engineering Manual, Military Construction, Washington, D.C., p15.
37. Vaughan, P.R. and Soares, H.F. (1982) "Design of Filters for Clay Cores of Dams", *Jl. Geotech. Eng. Div., ASCE*, Vol.108, GT1, pp.17-31.
38. Xanthakos, P.P. (1979) *Slurry Walls*, McGraw Hill.
39. Zienkiewicz, O.C. (1977) *The Finite Element Method*, 3rd. Ed., McGraw-Hill, Maidenhead, U.K.



جزوه باما

دانلود جزوات، نمونه سوالات
و پروپوزنت‌های دانشگاهی

Jozvebama.ir

