فصل ۱:
آشنایی با مکانیک خاک، منشاء خاک و سنگ

جزوه درس مکانیک خاک ۲ و مکانیک خاک کارشناسی

استاد: عبدالمتین ستایش

فهرست مطالب فصل اول:

۱–۱	مقدمه
۱–۲	تعریف خاک
۱–۳	پیدایش مکانیک خاک
۱–۴	چرا مکانیک خاک
۱–۵	چرخه خاک و سنگ
۱–۶	مرز بین خاک و سنگ
۱–۷	دانه های خاک
۱–۸	کانی های رسی
۱–۹	چگالی دانه ها
۱–۱۰	دانه بندی خاک
۱–۱۱	اندازه موثر، ضریب یکنواختی و ضریب دانه بندی
۱–۱۲	مسائل حل شده
۱–۱۳	مسائل فصل
۱–۱۴	منابع و مراجع

۱–۱ مقدمه

خاک به عنوان مصالح ساختمانی در طرح های مهمی در مهندسی عمران به کار گرفته می شود، انسان روی خاک زندگی می کند و انواع مختلف سازه همانند خانه ها، راه ها، پل ها و ..... را احداث می نماید بنابراین مهندسان عمران باید به خوبی خواص خاک از قبیل مبداء پیدایش، دانه بندی، قابلیت زهکشی آب، نشست، مقاومت برشی، ظرفیت باربری و غیره را مطالعه نموده و رفتار خاک را در نتیجه فعالیت انسان پیش بینی نماید. به طور مثال بعضی از مسائلی که ممکن است در نتیجه چنین فعالیت هایی در روی سطح زمین بوجود بیاید عبارتند از: نشست راه یا راه آهن در اثر بار ترافیک، ضریب ایمنی سازه حائل (به طور مثال آب بند خاکی، دیواره ساحلی یا سپری) در برابر واژگونی، فشار وارد بر روی تونل و یا نشست فونداسیون سازه های احداث شده در روی خاک. در این بخش به تعریفی مهندسی از خاک ارائه نموده و به بررسی منشاء تشکیل خاک به عنوان یک مصالح مهندسی ارزان، فراوان ولی پیچیده می پردازیم.

۱–۲ تعریف خاک

از نقطه نظر یک متخصص کشاورزی خاک ماده ای است که گیاه در آن قابل رشد بوده و زندگی آن را تامین می نماید. از نقطه نظر یک زمین شناس خاک مفهوم چندان مشخصی نداشته و کلاً به مواد سست و جدا از همی که از تجزیه سنگ ها حاصل شده است اتلاق می شود. اما از نظر مهندسین خاک مفهوم نسبتاً وسیع تری دارد. در علوم مهندسی، **خاک مخلوط غیر یکپارچه ای از دانه های کانی ها و مواد آلی فاسد شده ای می باشد که فضای خالی بین آن ها توسط آب و هوا (گازها) اشغال شده است.** لذا بر طبق تعاریف فوق متخصصین کشاورزی بیشتر به خاک های ارگانیک (آلی) توجه دارند و مهندسین بیشتر به خاک های غیر ارگانیک.

از بحث فوق دیده می شود که در نظر مهندسین خواص فیزیکی و مکانیکی خاک، از نظر متخصصین کشاورزی خواص شیمیایی و فیزیکی آن و از نظر زمین شناسان خواص مینرالوژی آن مهم می باشد.

۱–۳ پیدایش مکانیک خاک

مکانیک خاک شاخه ای از علوم مهندسی است که به مطالعه مشخصات فیزیکی و رفتار توده خاک تحت بارهای وارده می پردازد. مکانیک خاک تقریباً در آغاز قرن بیستم توسعه پیدا نموده است. در آن زمان نیاز به تحلیل و بررسی رفتار خاک ها در بسیاری از کشورها حس می شد که علت آن هم حوادثی همانند زمین لغزش ها و گسیختگی فونداسیون ها بود. بسیاری از اصول پایه مکانیک خاک در آن زمان به خوبی مورد استفاده قرار می گرفتند اما جمع بندی جامعی از این مبانی بنیادی تحت عنوان علم مکانیک خاک وجود نداشت. نخستین کسانی که کمک شایانی به توسعه مکانیک خاک نمودند عبارتند از: **کولمب**[1]

[1] Coulomb, 1776

که در سال ۱۷۷۶ رساله مهمی در رابطه با گسیختگی خاک تالیف نمود و همچنین **رانکین**[1] که در سال ۱۸۵۷ مقاله بسیار مهمی در رابطه با حالت های محتمل تنش به چاپ رساند. در سال ۱۸۵۶ **دارسی**[2] نتایج تحقیقاتش در رابطه با نفوذپذیری خاک را با هدف تامین آب شهر **Dijon** به چاپ رساند. اصول مکانیک مصالح و محیط پیوسته شامل استاتیک و مقاومت مصالح نیز به خوبی در قرن نوزدهم در اثر فعالیت های کوشی، ناویر و بوزینسک توسعه پیده نموده بودند.

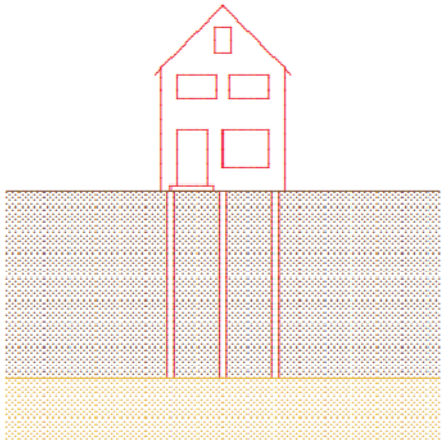
اما برای اینکه تمام این تمام این مبانی بنیادی را بتوان تحت عنوان یک علم واحد گردهم آورد باید تا قرن بیستم منتظر می ماندیم. در آغاز این قرن، **کارل ترزاقی**[3] بیشترین و مهمترین سهم را در توسعه مکانیک خاک بر عهده داشت. ترزاقی در سال ۱۹۲۵ کتاب **Erdbaumechanik** (مکانیک خاک) را به چاپ رساند چنانکه امروزه چاپ این کتاب به عنوان مبداء پیدایش مکانیک خاک مدرن شناخته می شود. وی علاوه بر به کارگیری علوم مکانیک مصالح، خواصی از خاک را مورد بررسی قرار داد که از ذهن دیگر محققین به دور مانده بود. ترزاقی نحوه در نظر گرفتن تاثیر فشار آب منفذی بر رفتار خاک را نیز مورد بررسی قرار داد. این مسئله یکی از عناصر اساسی نظریه مکانیک خاک است به طوری که اشتباه در در نظر گرفتن این جنبه از رفتار خاک تاکنون منجر به وقوع فجایع بزرگی همانند گسیختگی سد تتون شده است.

امروزه موسسات و شرکت های مشاور متعددی در سراسر دنیا وجود دارند که در زمینه ارائه خدمات مشاوره مکانیک خاک و مهندسی پی تخصص دارند. مهندسی پی شاخه ای از مهندسی است که هدف آن به کارگیری اصول مکانیک خاک در طراحی و ساخت فونداسیون ها و سازه های خاکی می باشد. به مجموعه علوم مکانیک خاک و مهندسی پی اغلب ژئوتکنیک گفته می شود.

۱-۴ چرا مکانیک خاک؟

امروزه مکانیک خاک به شاخه ای بالغ و مجزا از مهندسی عمران تبدیل شده است که دلیل اصلی آن خواص منحصر به فرد خاک در مقایسه با دیگر مصالح مهندسی می باشد. یکی از مهمترین دلایل توسعه مکانیک خاک طیف کاربرد وسیع خاک در مهندسی عمران و همچنین اینکه تمام سازه ها برای انتقال بارهایشان به خاک نیاز به یک فونداسیون کارآمد و طراحی شده دارند. در ادامه این بخش به مهمترین خواص خاک به طور مختصر اشاره خواهیم نمود.

۱. سختی وابسته به سطح تنش



بسیاری از مصالح مهندسی همانند فلزات رفتاری خطی دارند حداقل تا یک سطح مشخص. این بدان معنی است که اگر تنش ها دو برابر شوند تغییر شکل ها نیز دو برابر خواهند شد. این ویژگی را می توان با استفاده از قانون هوک توصیف نمود. چنین مصالحی را الاستیک خطی می نامند. خاک ها از این قانون تبعیت نمی نمایند به طور مثال در صورت فشرده شدن، خاک ها به تدریج سفت تر می شوند. در سطح زمین ماسه را به راحتی می توان با انگشت تغییر شکل داد اما در تنش های فشاری بالا، سختی و مقاومت قابل

[1] Rankine, 1857
[2] Darcy, 1856
[3] Carl Von Terzaghi

توجهی کسب می نمایند. این مسئله عمدتاً به خاطر افزایش نیروهای بین ذرات مجزا است که به ساختار ذرات مقاومتی فزاینده می بخشد. در مهندسی عمران رفتار غیر خطی مزایای خاص خود را دارد. به طور مثال رفتار فونداسیون های شمعی ساختمانی که در روی خاک بسیار نرم احداث شده و در زیر آن لایه ای از ماسه قرار دارد را در نظر بگیرید. در ماسه قرار گرفته در زیر نهشته ضخیمی از رس نرم، سطح تنش به خاطر وزن رس بالاست. این مسئله باعث می شود ماسه بسیار سفت و مقاوم شده و بدین ترتیب می توان نیروهای فشاری بزرگی به شمع اعمال نمود مشروط بر آنکه طول شمع ها به اندازه کافی بلند باشد تا به لایه باربر برسند.

۲. برش

خاک ها تحت فشار سخت تر می شوند، اما هنگام برش خاک ها به تدریج نرم شده و اگر سطح تنش برشی به همراه تنش های قائم به مقدار مشخصی برسد، گسیختگی در توده خاک رخ خواهد داد. این بدان معنی است که شیب یک تپه ماسه ای به طور مثال در یک سد نمی تواند از حدود ۳۰ یا ۴۰ درجه بیشتر شود. زیرا در این حالت ذرات ممکن است در روی یکدیگر بلغزد. این مسئله تاکنون باعث گسیختگی سدها و خاکریزهای متعددی در سراسر دنیا شده و در برخی موارد باعث فجایع سنگینی برای مردم آن نواحی شده است.

۳. اتساع

تغییر شکل برشی خاک ها اغلب با تغییرات حجمی همراه است. ماسه شل تمایل به کاهش حجم داشته و ماسه متراکم در عمل تنها زمانی قادر به تغییر شکل است که حجم آن افزایش یابد که این کار باعث شل شدن آن می شود. این پدیده اتساع نام دارد و در سال ۱۸۸۵ توسط **رینولدز**[1] کشف شد. افزایش حجم ماسه متراکم حین برش در شکل روبرو نشان داده شده است. فضای بین ذرات هنگامی که دانه ها بر روی یکدیگر برش می خورند افزایش می یابد. از طرف دیگر ذرات موجود در یک توده ماسه شل در هنگام برش تمایل به فروریختن و کاهش حجم دارند. چنین تغییرات حجمی مخصوصاً هنگامی که خاک اشباع می تواند بسیار خطرناک باشد. در این حالت تمایل به کاهش حجم ممکن است باعث افزایش قابل توجه فشار آب منفذی شود. بسیاری از فجایع ژئوتکنیکی در اثر افزایش آب منفذی ایجاد شده اند. به طور مثال در حین زلزله چنانچه خاک ماسه ای اشباع غیر متراکم در یک زمان کوتاه تراکم یابد، فشار منفذی بزرگی ایجاد شده به طوری که ذرات ماسه ممکن است در داخل آب شناور شوند. این پدیده روانگرایی[2] نام دارد.

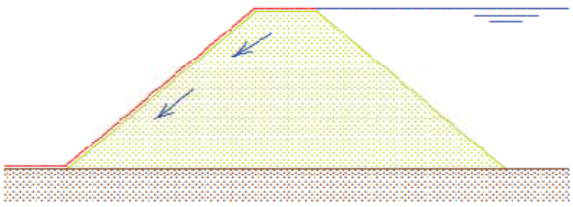
۴. خزش

تغییر شکل خاک اغلب وابسته به زمان است حتی تحت یک بار ثابت. این پدیده خزش نام دارد. خاک های رس و پیت دارای رفتار خزشی هستند. در اثر این پدیده، سازه هایی که در روی چنین خاک هایی بنا شده اند به نشست خود در اثر زمان ادامه می دهند. به طور مثال جاده ای که در روی خاک رسی احداث شده است برای سالیان متمادی به نشست خود ادامه خواهد

[1] Reynolds
[2] Liquefaction

داد. این نشست ها در سازه ها می توانند باعث ایجاد ترک شوند. ماسه و سنگ در عمل متحمل خزش نمی شوند مگر در تنش های بسیار بالا.

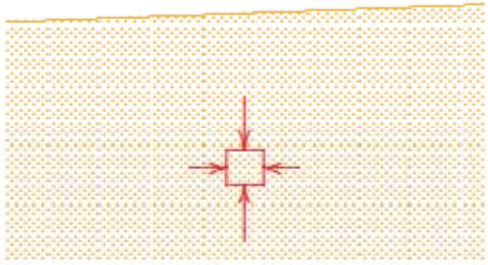
۵. تراز آب زیرزمینی



یکی از خصوصیات خاک وجود آب در منافذ آن است. این آب منفذی در انتقال تنش در خاک نقش دارد. چنانچه این آب جریان داشته باشد، باعث ایجاد تنش های اصطکاکی بین آب و ذرات خاک می شود. در بسیاری از موارد باید خاک را مصالحی دو فاز در نظر گرفت. با توجه به اینکه خروج آب از داخل توده خاک نیاز به زمان دارد، وجود آب معمولاً از بروز تغییرات حجمی سریع جلوگیری می نماید.

در بسیاری موارد تاثیر آب زیرزمینی بسیار قابل توجه است. به طور مثال کاهش تراز آب زیرزمینی به هر دلیلی منجر به افزایش تنش های بین ذرات و در نتیجه نشست خاک می شود. این پدیده در بسیاری از شهرهای بزرگ دنیا مثل ونیس و بانکوک در حال وقوع است. این نوع نشست ها همچنین در صورت کاهش موقت تراز آب زیرزمینی جهت احداث سازه ها نیز به وقوع می پیوندد. ساختمان های قرار گرفته در مجاورت گودبرداری ها نیز در اثر کاهش تراز آب زیرزمینی ممکن است آسیب ببینند. در یک مقیاس متفاوت همین پدیده در میادین گاز یا نفت نیز رخ می دهد به طوری که استخراج این سیالات باعث کاهش حجم مخزن و در نتیجه نشست خاک می شود. تخمین زده می شود که استخراج گاز از مخازن بزرگ **Gronigen** باعث نشست حدود **50cm** در طول مدت استخراج شده باشد.

۶. تنش های اولیه نامشخص



خاک مصالحی طبیعی است که در طول تاریخ در اثر فرآیندهای زمین شناسی مختلف تولید شده است. بنابراین حالت اولیه تنش در داخل خاک اغلب غیریکنواخت و در بسیاری حالات نامشخص است. به خاطر رفتار غیر خطی خاک که در قسمت قبل به آن اشاره شد، تنش های اولیه در خاک جهت تعیین رفتار خاک تحت بارهای اضافی اهمیت زیادی دارد. این تنش های اولیه بستگی به تاریخچه زمین شناسی دارد که آن نیز هیچوقت به طور دقیق مشخص نیست. تنش های اولیه قائم را می توان توسط وزن لایه های فوقانی بدست آورد. این بدان معنی است که تنش ها با عمق افزایش یافته و بنابراین سختی و مقاومت آن نیز با عمق افزایش می یابد. اما تنش های افقی معمولاً به مقدار زیادی نامشخص اند. چنانچه در زمان های گذشته خاک به صورت افقی فشرده شده باشد، می توان انتظار داشت که تنش های افقی بزرگ باشند. با در نظر داشتن رفتار وابسته به تنش خاک می توان نتیجه گرفته که عدم قطعیت های زیادی در رابطه با رفتار اولیه توده خاک وجود دارد.

۷. تغییر پذیری

پیدایش خاک در اثر فعالیت های زمین شناسی معنای دیگر نیز دارد و آن هم اینکه خصوصیات خاک ممکن است در نقاط مختلف، متفاوت باشد. حتی در دو نقطه بسیار نزدیک به یکدیگر، خصوصیات خاک ممکن است کاملاً متفاوت باشد. بستر رودخانه ای قدیمی را در نظر بگیرید که با نهشته های ماسه ای پر شده است. بعضی مواقع با مشاهده ماسه در سطح زمین می توان مسیر رودخانه را ردیابی نمود اما اغلب این کار ممکن نیست. چنانچه خاکریزی بر روی چنین خاکی احداث شود می توان انتظار داشت که نشست ها بسته به مصالح زیرین متغییر باشد. تغییر خصوصیات خاک ممکن است به خاطر بارهای موضعی سنگین در گذشته باشد.

حالت کلی ترکیب خاک را می توان از نقشه های زمین شناسی بدست آورد. این نقشه های نشان دهنده تاریخچه زمین شناسی و خصوصیات خاک می باشد. با داشتن دانش زمین شناسی و تجربه می توان بدین طریق برآورد اولیه از خصوصیات خاک بدست آورد. استفاده از دیگر اطلاعات زمین شناسی نیز می تواند مفید باشد. به طور مثال بخش بزرگی از اروپای غربی در دوران قدیم توسط لایه های ضخیم یخ پوشده شده بودند و این بدان معنی اسن که خاک های این نواحی در معرض پیش بارگذاری با بارهای بزرگی قرار گرفته اند و بنابراین احتمالاً بسیار متراکم خواهند بود. در این حالت نمی توان خصوصیات خاک را با استفاده از مطالعات دفتری بدست آورد. برای تعیین خصوصیات خاک در این حالت نیاز به نمونه گیری های صحرایی یا آزمایش خاک در محل می باشد.

۱–۵ چرخه سنگ و منشاء خاک

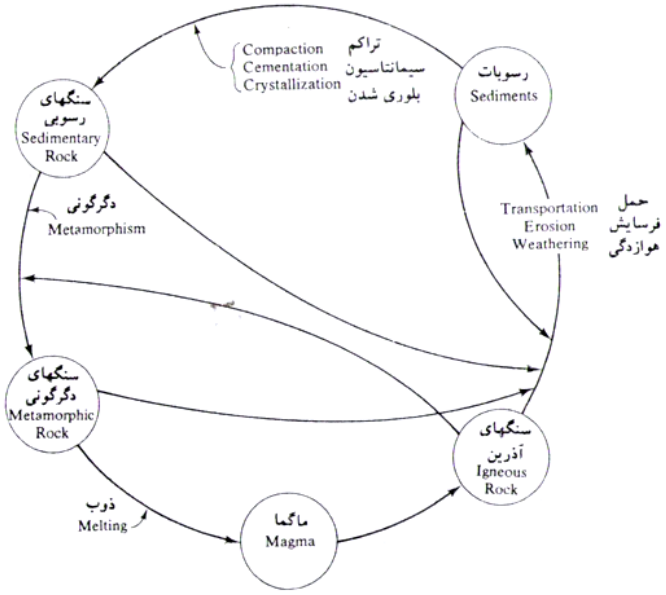
دانه های کانی که تشکیل دهندهٔ قسمت جامد خاک هستند، از هوازدگی سنگ ها بوجود می آیند. دامنهٔ تغییرات اندازهٔ دانه ها وسیع است. بسیاری از خواص فیزیکی خاک، توسط اندازه، شکل و ترکیبات شیمیایی دانه ها دیکته می شوند. برای فهم بهتر این عوامل، آشنایی با انواع اساس سنگهای تشکیل دهندهٔ پوسته زمین، کانیهای تشکیل دهندهٔ سنگها و فرآیند هوازدگی ضروری است.

بر پایهٔ نحوه پیدایش، سنگها به سه نوع اصلی، آذرین، رسوبی و دگرگونی تقسیم بندی می شوند. شکل ۰-۱ نمودار فرآیند شکل گیری انواع مختلف سنگ را نشان می دهد. این نمودار چرخهٔ سنگ نامیده می شود. در ادامه، بحث مختصری در مورد چرخهٔ هر یک از انواع سنگ ارائه می گردد.

کانی ها مواد طبیعی، غیر آلی، جامد و متبلوری هستند که ترکیب شیمیایی نسبتاً ثابتی دارند. تعداد کانی های شناخته شده در طبیعت بسیار زیاد است اما تمام این کانی ها دارای اهمیت نیستند و تعداد معدودی از این کانی ها در ساخت سنگ ها مشارکت می کنند که به آن ها کانی های سنگ ساز می گویند.

▪ سنگهای آذرین

سنگهای آذرین خروجی، از انجماد گدازه های ماگما که از اعماق گوشه ی زمین به بیرون پرتاب شده اند، تشکیل می شوند. بعد از پرتاب، چه به صورت فوران از شکافها و چه به صورت فوران از کوههای آتشفشانی، مقداری از گدازه های ماگما در روی سطح زمین سرد می شوند. گاهی مواقع حرکت ماگما در زیر سطح زمین متوقف شده و پس از سرد شدن تشکیل سنگهای آذرین نفوذی که پلوتون نامیده می شوند، می دهند. سنگهای نفوذی تشکیل شده در زمانهای گذشته، ممکن است به علت فرسایش مواد پوششی سطحی، نمایان شوند. نوع سنگ آذرین تشکیل یافته از سرد شدن ماگما، بستگی به عوامل متعددی نظیر ترکیبات ماگما، و سرد شدن آن دارد.



شکل ۰–۱ چرخه سنگ

هوازدگی

هوازدگی فرآیند خرد شدن سنگها به قطعات کوچکتر به وسیله فعل و انفعالات مکانیکی و شیمیایی است. هوازدگی مکانیکی می تواند به وسیله انقباض و انبساط سنگ به علت تغییرات دما رخ دهد که در نهایت منجر به خرد شده سنگ می شود. همچنین انجماد آبهای نفوذی به داخل خلل و فرج سنگ که همراه با افزایش حجم یخ است، می تواند فشار کافی برای خرد شدن سنگ را بوجود آورد. سایر عوامل فیزیکی که به خرد شدن سنگ کمک می کنند، عبارتند از: یخ یخچالی، باد، آب جاری در رودخانه ها و جویبار ها و امواج دریا. تذکر این نکته لازم است که در هوازدگی مکانیکی، قطعات بزرگ سنگ به قطعات ریزتر بدون هرگونه تغییری در ترکیبات شیمیایی تقسیم می شوند.

در هوازدگی شیمیایی، به وسیله واکنشهای شیمیایی کانیهای اصلی سنگ به کانیهای جدید تبدیل می شوند. آب و دی اکسید کربن هوا، تشکیل اسید کربنیک می دهند که اسید حاصل بر روی کانی های سنگهای موجود واکنش شیمیایی انجام داده و تشکیل کانیهای جدید و نمکهای محلول می دهد. نمکهای محلول در آبهای زیرزمینی ظاهر می گردند. اسید آلی نیز که از فاسد شدن مواد آلی تشکیل می شوند، باعث هوازدگی شیمیایی می گردند.

فرآیند هوازدگی فقط محدود به سنگهای آذرین نمی شود. همانطور که در چرخه سنگها نشان داده شد، سنگهای رسوبی و سنگهای دگرگونی نیز به روشی مشابه، هوازده می شوند. بنابراین با استفاده از بحث مختصر ارائه شده، می توان مشاهده نمود که فرآیند هوازدگی، توده های جامد سنگ را به قطعات کوچکتر با اندازه های متنوع، در دامنه ای از قطعات بزرگ در حد قلوه سنگ تا ذرات ریز در حد ذرات رس، تبدیل می نماید. مخلوطهای سمنته نشده ای از این دانه های کوچک در نسبتهای مختلف، تشکیل انواع مختلف خاک را می دهند. کانیهای رس، که فرآورده هایی از هوازدگی شیمیایی فلداسپاتها، فرومنیزین ها و میکاها هستند، کانی هایی هستند که ظهور آنها در خاک، باعث خواص خمیری می شود. سه نوع کانی رس مهم وجود دارد که عبارتند از: ۱- **کائولینیت**، ۲- **ایلیت**، ۳- **مونت موریلونیت**.

حمل فرآورده های هوازدگی

فرآورده های هوازدگی ممکن است در همان محل باقی بمانند و یا بوسیله جریان یخچال ها، آب، هوا و ثقل به جاهای دیگر انتقال یابند. خاکهایی که توسط فرآیند هوازدگی تولید شده و در جای خود باقی مانده اند، خاکهای برجا نامیده می شوند. یک مشخصه مهم از خاکهای برجا، دانه بندی ذرات آن است. خاکهای ریز دانه در سطح یافت می شوند و اندازه ذرات با عمق افزایش می یابد. در اعماق بزرگتر، قطعه سنگهای تیز گوشه نیز ممکن است یافت شود.

خاکهای حمل شده را می توانبه گروههای متعددی بر حسب نوع حمل و نوع رسوب گذاری طبقه بندی کرد:

الف– رسوبات یخچالی: که توسط یخچالها حمل و رسوب گذاری شده اند.

ب– رسوبات آبرفتی: که توسط رودخانه ها حمل و رسوب گذاری شده اند.

پ– رسوبات دریاچه ای: که توسط رسوب گذاری در دریاچه های آرام تشکیل یافته اند.

ت– رسوبات دریایی: که توسط رسوب گذاری در دریاها تشکیل یافته اند.

ث– رسوبات بادی: که توسط باد حمل و رسوب گذاری شده اند.

رسوبات واریزه ای: که توسط حرکت خاک از محل اولیه به وسیله ثقل، مثلا زمین لغزه ، تشکیل یافته اند.

- **سنگ های رسوبی**

رسوبات شن، ماسه، لای و رس که بوسیلهٔ هوازدگی تشکیل یافته اند، ممکن است توسط فشار ناشی از سربار، متراکم و توسط موادی نظیر اکسید آهن، کلیست، دولومیت و کوارتز سمنته شوند. مواد سمنتاسیون معمولاً به صورت محلول در آب زیر زمینی حمل می شوند. این مواد فضای بین ذرات را پر می کنند و تشکیل سنگهای رسوبی می دهند. سنگهایی که از این راه تشکیل می شوند، سنگهای رسوبی تخریبی نامیده می شوند. کنگلومرا، برش، ماسه سنگ، ماداستون و شیل مثال هایی از سنگهای رسوبی تخریبی هستند.

سنگهای رسوبی می توانند بوسیلهٔ فرآیندهای شیمیایی تشکیل یابند که سنگهایی از این نوع به سنگهای رسوبی شیمیایی معروف هستند. سنگ آهک، گچ، دولومیت، ژیپس، انیدریت، مثال هایی از این نوع سنگهای رسوبی می باشند. سنگهای آهکی اکثراً از کربنات کلسیم تشکیل می شوند که از رسوبات کلسیت توسط فرآیند های آلی یا غیرآلی شکل می گیرد. دولومیت، کربنات کلسیم- منیزیم است که رسوب گذاری شیمیایی کربنات های مخلوط و یا واکنش منیزیم محلول در آب با سنگ آهک تشکیل می یابد. ژیپس و انیدریت نتیجه بارش $CaSO_4$ محلول به علت تبخیر آب اقیانوسها هستند. این

سنگها به گروهی از سنگها تعلق دارند که معمولاً سنگهای تبخیری نامیده می شوند. سنگ نمک مثال دیگری از سنگهای تبخیری است که از رسوبات نمکی آب دریا تشکیل می شود. سنگهای رسوبی ممکن است به علت هوازدگی تبدیل به رسوب و یا تحت تاثیر فرآیندهای دگرگونی، به سنگهای دگرگونی تبدیل شوند.

- **سنگهای دگرگونی**

دگرگونی عبارت است از فرآیند تغییر ترکیب و بافت سنگ بوسیله گرما و فشار بدون وقوع ذوب. در حین دگرگونی، کانیهای جدید تشکیل شده و دانه های کانیها بریده می شوند تا یک بافت ورقه ای به سنگهای دگرگونی بدهند. گرانیت، دیوریت و گابرو تحت دگرگونی با درجه بالا به گنیس تبدیل می شوند. شیل و ماداستون با درجه دگرگونی پایین به اسلیت و فیلیت بدل می شود. شیست ها یک نوع از سنگهای دگرگونی با بافت ورقه ای خوب و پولک های قابل مشاهده و کانیهای میکا هستند.

مرمر از تغییر ساختار بلوری کلسیت و دولومیت شکل می گیرد. دانه های کانی در مرمر بزرگتر از آنهایی هستند که در سنگهای اصلی وجود دارد. کوارتزیت یک سنگ دگرگونی است که از ماسه سنگ غنی از کوارتز شکل می گیرد. سیلیس وارد فضای حفره ای بین کوارتز می شود و دانه های ماسه به عنوان یک سمنتاسیون عمل می کند. کوارتزیت یکی از سخت ترین سنگهاست. تحت فشار و دمای بالا سنگهای دگرگونی ذوب شده و به ماگما تبدیل می شوند و چرخه سنگ تکرار می شود.

۱–۶ مرز بین خاک و سنگ

بنا به تعریف، مواد معدنی متشکله پوسته روئی زمین تشکیل شده است از تعدادی ذرات مجزا از هم که خاک نامیده می شود و توده ای از ذرات چسبیده به هم و یکپارچه که سنگ خوانده می شود. از نقطه نظر چسبندگی ذرات به هم مرز قاطع و معینی بین سنگ و خاک وجود ندارد اما اکثر متخصصان در این رشته مرز بین این دو دسته مواد را به این صورت قبول می نمایند که چسبندگی بین ذرات توده خاک در اثر قرار گرفتن آن در آب و بهم زده شدن از بین برود و ذرات از هم جدا شوند در حالی که در سنگ ها این چسبندگی در اثر قرار گرفتن در آب از بین نرفته و توده سنگ استحکام خود را همچنان در زیر آب نیز حفظ نماید و با بهم زده شدن پراکنده نگردد. از آنجا که خاک خود از هوادیدگی و خرد شدن قطعات سنگی بوجود می آید، از نقطه نظر فیزیکی نیز مرز مشخصی بین ذراتی که خاک خوانده می شوند و قطعاتی که سنگ نامیده می شوند وجود ندارد و اگر هم چنین مرزی در نظر گرفته شود کاملاً دلخواه و قرار دادی است.

۱–۷ دانه های خاک

اندازه دانه های تشکیل دهنده خاک در دامنه وسیعی متغییر است. بر حسب اندازه دانه ها، خاک ها معمولاً شن، ماسه، لای و یا رس نامیده می شود. برای تشریح خاک ها، سازمان های مختلف حدود جداکننده اندازه دانه های خاک را پیشنهاد می کنند. در جدول ۱-۱ حدود پیشنهادی جداکننده اندازه دانه ها، توسط چند سازمان مختلف ارائه شده است. در حال حاضر، حدود پیشنهادی توسط سیستم طبقه بندی متحد خاک متداولترین است.

شن: خرده سنگ همراه با دانه هایی از جنس کوارتز، فلدسپار و سایر کانی ها می باشد.

ماسه: دانه هایی که اکثراً از جنس کوارتز و فلدسپار می باشد. دانه هایی از سایر کانی ها نیز گاهی مواقع یافت می شود.

لای: ذرات ریز (میکروسکوپی) خاک می باشد که از دانه های بسیار ریز کوارتز و ذرات پولکی شکل حاصل از متلاشی شدن کانی های میکا دار تشکیل می یابد.

رس: ذرات بسیار ریز پولکی شکل میکا، کانی های رس و سایر کانی ها می باشد. همان طور که جدول فوق نشان می دهد، رس ها معمولاً ذراتی با اندازه کوچکتر از ۰/۰۰۲ میلی متر تعریف می شوند. لیکن گاهی مواقع ذراتی با اندازه ۰/۰۰۲ تا ۰/۰۰۵ میلی متر رس تعریف می گردند. ذراتی که بر حسب اندازه، در طبقه رس ها قرار می گیرند، لزوماً شامل کانی های رس نمی شوند. رس های ذراتی تعریف می شوند که اگر با مقدار محدودی آب مخلوط شوند، خاصیت خمیری از خود نشان می دهند (Grim, 1953). خمیری بودن خاصیت بتونه شکلی است که رس مخلوط با آب از خود نشان می دهد. خاک های غیر رسی می توانند شامل ذرات کوارتز، فلدسپار یا میکا باشند که فقط به علت ریز دانه بودن در طبقه رس ها قرار می گیرند (یعنی اندازه آن ها کوچکتر از ۲ میکرون است). به نظر می رسد که اندازه ۲ میکرون تعریف شده در سیستم های مختلف، یک حد بالا باشد.

جدول ۱–۱ حدود پیشنهادی جداکننده اندازه دانه های خاک

	اندازه دانه ها (mm)			
نام سازمان	شن	ماسه	لای	رس
انستیتو تکنولوژی ماساچوست (MIT)	> 2	0.06 تا 2	0.002 تا 0.06	< 0.002
سازمان کشاورزی آمریکا (USDA)	> 2	0.05 تا 2	0.002 تا 0.05	< 0.002
انجمن ادارات راه و ترابری آمریکا (AASHTO)	2 تا 76.2	0.075 تا 2	0.002 تا 0.075	< 0.002
سیستم طبقه بندی متحد	4.75 تا 76.2	0.075 تا 4.75	ریز دانه ها (رس و لای) < 0.075	

تخته سنگ > **لاشه سنگ** > **قلوه سنگ** > **شن** > **ماسه** > **سیلت** > **رس**

Boulder > Cobble > Pebble > Gravel > Sand > Silt > Clay

ملاحظه می شود که در سیستم طبقه بندی متحد، ملاک تشخیص رس و لای اندازه قرار داده نشده است و کلیه ذراتی که اندازه آن ها از ۰/۰۷۵ ملیمتر (۷۵ میکرون) است، در طبقه ریزدانه ها قرار داده می شوند. در فصل دوم با علت این دسته بندی آشنا خواهیم شد.

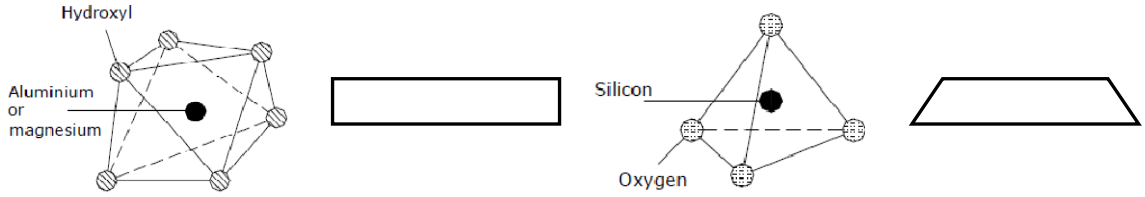
۱–۸ کانی های رسی

کانی های رسی معمولاً دارای ساختمان بلوری متشکل از دو بخش اساسی یعنی واحد چهار وجهی و واحد هشت وجهی هستند. با توجه به نحوه قرار گرفتن این ذرات در کنار هم سه گروه اصلی کانی های رسی یعنی **کائولینیت**[1] **و ایلیت**[2] و **مونت موریلونیت**[3] پدید می آید. از دیگر کانی های رسی می توان ورمیکولیت، آتاپولژیت و کلریت را نام برد. در شکل ۱-۲ واحد های تشکیل دهنده کانی های رسی و نماد آن ها و در شکل ۱-۳ طرز قرار گیری آن ها در کنار یکدیگر نشان داده شده است.

[1] Kaolinite
[2] Illite
[3] Montmorillonite

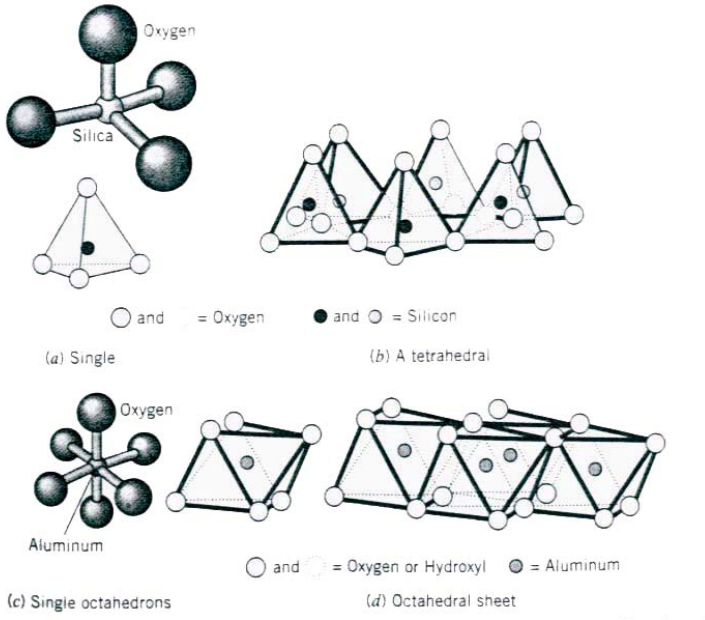
▪ کائولینیت:

واحدهای ساختمانی این گروه ضخامتی در حدود $7\dot{A}$ ($\dot{A}$ =انگستروم = 1×10^{-10}m) دارند و متشکل از یک لایه چهاروجهی سیلیکا و یک لایه هشت وجهی آلومینا هستند. شمار زیادی از این لایه ها روی هم قرار می گیرند تا ذراتی به ضخامت $500\sim1000\dot{A}$ تشکیل دهند. نسبت قطر به ضخامت ۱۰ تا ۲۰ است. شکل ۱-۴ قرارگیری واحدهای سازنده را برای تشکل کائولینیت نشان می دهد. پیوند بین واحدها از نوع پیوند هیدروژنی بوده بنابراین شبکه نسبتاً مستحکمی پدید می آورند که به آسانی می تواند از نفوذ آب و شکافته شدن توسط آب جلوگیری به عمل آورد. از این رو قدرت جذب آب پایین دارد بنابراین توانایی منقبض و متورم شدن در این گروه در برابر تغییرات رطوبت نیز بسیار پایین است. رنگ کائولینیت سفید است و از آن در ساخت ضروف چینی استفاده می شود.

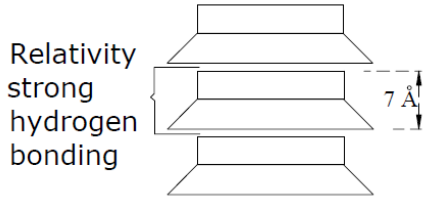


(ب) **(الف)**

شکل ۱–۲ واحدهای تشکیل دهنده کانی های رسی (الف) چهاروجهی سیلیکا (ب) هشت وجهی آلومینا



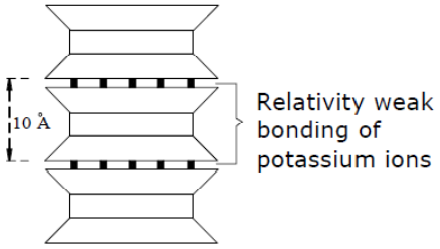
شکل ۱–۳ قرار گیری واحد های تشکیل دهنده کانی های رسی



شکل ۱–۴ نحوه پیوند واحدهای پایه کانی کائولینیت

- **ایلیت:**

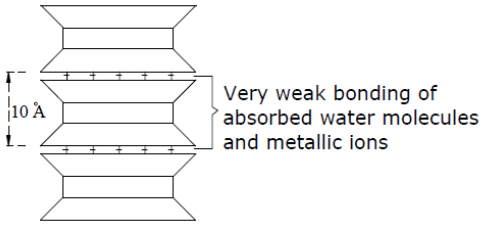
هر واحد ساختمانی ایلیت ضخامتی در حدود 10Å دارد که متشکل است از یک هشت وجهی آلومینا که بین دو لایه چهار وجهی سیلیکا قرار می گیرد. لایه های ایلیت به وسیلهٔ یون های پوتاسیوم به هم متصل هستند. هنگامی که آلومینیوم سه بار مثبت جایگزین سیلیکون چهار بار مثبت در واحد چهاروجهی می شود یک بار منفی خنثی نشده باقی می ماند که باعث ایجاد بار منفی در سطح رس می گردد. بنابراین یون های پتاسیم برای بر قرار کردن تعادل و از بین بردن کمبود بار با قرار گرفتن بین واحد های ایلیت با آنها پیوند برقرار می کنند. پیوند یون های پتاسیم اجازه می دهد که این واحدها همانند شکل زیر بر روی هم چیده شوند اما این پیوند ضعیف تر از پیوند هیدروژنی در کائولینیت است. در نتیجه ذرات ایلیت ضخامتی حدود 200 ~ 300Å خواهند داشت و نسبت قطر به ضخامت نیز حدود ۲۰ تا ۵۰ است. بنابراین از آنجائیکه هر یک از پولک های رسی تقریباً به مقدار یکسانی در اطراف خود آب جمع می کند، ایلیت بسیار مستعد تر از کائولینیت در جذب آب و انقباض و تورم است. شکل ۱-۵ قرار گیری واحدهای سازنده را برای تشکیل ایلیت نشان می دهد.



شکل ۱–۵ نحوه پیوند واحدهای پایه کانی ایلیت

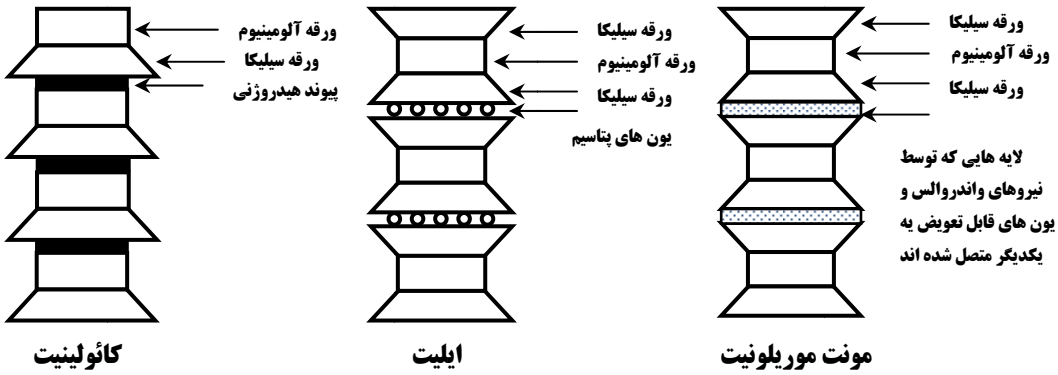
- **مونت موریلونیت**

واحدهای ساختمانی مونت موریلونیت بسیار شبیه گروه ایلیت است با این تفاوت که علاوه بر جانشینی آلومینیوم ۳ بار مثبت به جای سیلیکون ۴ بار مثبت در واحدهای چهاروجهی بعضی از یون های منیزیم ۲ بار مثبت و آهن ۲ بار مثبت جایگزین آلومینیوم ۳ بار مثبت در واحد های هشت وجهی می شوند. در شکل ۱-۶ قرار گیری واحدهای سازنده برای تشکیل مونت موریلونیت نشان داده شده است. این تغییرات سبب می شود یک شبکه از بارهای منفی که مولکول های آب و هر کاتیون موجود در شبکه کریستال را جذب می کند بوجود آید. پیوند مولکول های آب با این گروه بسیار ضعیف تر از پیوند یونی پتاسیم در ایلیت است. از این رو مونت موریلونیت به آسانی شکسته شده و به ذرات بسیار ریز تقسیم می شود که معمولاً ضخامتی در حدود 10 ~ 30Å با نسبت قطر به ضخامت ۲۰۰ تا ۴۰۰ دارند. از جمله ویژگی های این گروه قدرت بالای جذب آب، انقباض و تورم است.



شکل ۱–۶ نحوه پیوند واحدهای پایه کانی مونت موریلونیت

یکی از اعضای خانواده مونت موریلونیت، بنتونیت (گل حفاری) است که خاصیت جذب آب بسیار بالا (تا ۸ برابر وزن خودش) دارد. در شکل ۱-۷ تصاویر ساختاری کانی های رسی در کنار یکدیگر نشان داده شده است.



شکل ۱–۷ مقایسه ساختاری کانی های رسی

سطح ویژه:

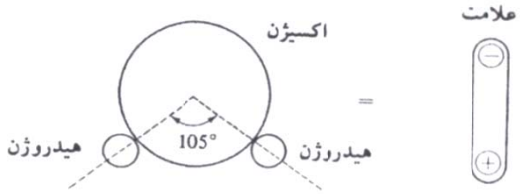
مقدار سطح جانبی کانی های رسی در واحد جرم، سطح ویژه نامیده می شود. از آنجائی که هرچه نسبت قطر به ضخامت پولک های رسی بیشتر باشد، سطح ویژه بیشتر خواهد شد، کائولینیت کمترین سطح ویژه و مونت موریلونیت بیشترین سطح ویژه را در میان کانی های رسی اصلی دارد. مقدار تقریبی مشخصات کانی های مهم رسی در جدول ۱-۲ ارائه شده است.

جدول ۱–۲ مشخصات کانی های مهم رسی

نوع کانی	کائولینیت	ایلیت	مونت موریلونیت
ضخامت هر واحد (Å)	7	10	9.6
ضخامت هر لایه (Å)	500 ~ 100	200 ~ 300	10 ~ 30
تعداد واحد در هر لایه	70 ~ 140	20 ~ 30	-
سطح ویژه (m^2/g)	10 ~ 20	80 ~ 100	800

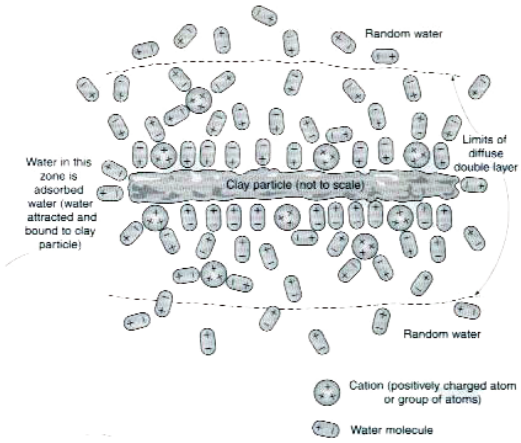
جذب آب:

سطح جانبی کانی های رسی دارای بار الکتریکی منفی بوده و هنگامی که در تماس مستقیم با آب قرار می گیرد، یون های مثبت مولکول دو قطبی آب (شکل ۱-۸) را جذب می نماید. از لحاظ تراکم مولکولی آب در سه لایه در اطراف پولک های رسی قرار می گیرد. لایه اول که دارای پیوند مولکولی با جداره می باشد به صورت لایه ای نازک و متراکم بوده و لایه آب جذب سطحی **(Adsorbed water)** نامیده می شود. لایه دوم که لایه مضاعف خوانده می شود، دارای تراکم مولکولی کمتر و ضخامت بیشتری نسبت به لایه جذب سطحی می باشد. در اطراف لایه های مذکور نیز آب به صورت پراکنده قرار دارد. شکل ۱-۹ نحوه قرار گیری و جذب آب را در اطراف پولک های رسی نشان می دهد.

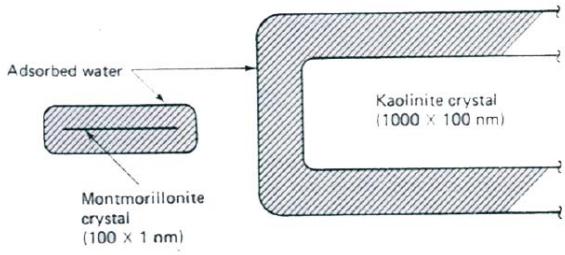


شکل ۱–۸ خاصیت دو قطبی مولکول آب

با توجه به مطالب هرچه مقدار سطح ویژه کانی بیشتر باشد، سطح تماس رس با آب بیشتر خواهد شد و در نتیجه مقدار آب جذب شده در جداره کانی بیشتر خواهد شد. از این نظر از لحاظ مقدار آب، مونت موریلونیت و کائولینیت به ترتیب دارای بیشترین و کمترین مقدار آب جذب شده در بین سه نوع مهم کانی های رسی هستند. شکل ۱-۱۰ که به صورت مقیاس نسبی ترسیم شده است. بیانگر همین مطلب است.



شکل ۱–۹ جذب آب در اطراف پولک رسی



شکل ۱–۱۰ آب احاطه کننده ذرات رس

۱–۹ چگالی دانه ها

در انجام محاسبات مختلف در مکانیک خاک، اغلب چگالی دانه های خاک لازم می گردد. چگالی دانه ها را می توان در آزمایشگاه به دقت تعیین کرد. در جدول ۱-۳، چگالی دانه های بعضی از کانی هایی که به طور معمول در خاک یافت می شوند، ارائه شده است. دامنه چگالی دانه ها معمولا بین ۲/۶ تا ۲/۹ است. چگالی دانه های ماسهٔ کمرنگ، که اکثراً از کوارتز ساخته شده، در حدود ۲/۶۵ و چگالی خاکهای لای دار و رس دار در حدود ۲/۶ تا ۲/۹ است.

جدول ۱–۳ چگالی دانه های کانی های مهم

چگالی دانه ها G_S		کانی
2.65	Quartz	کوارتز
2.6	Kaolinite	کائولینیت
2.8	Illite	ایلیت
2.65 – 2.80	Montmorillonite	مونت مریلونیت
2 – 2.55	Halloysite	هالوسیت
2.57	Potassium feldspar	فلدسپار پتاسیم
2.62 – 2.76	Chlorite	فلدسپار سدیم و کلسیم
2.6 – 2.9	Biotite	کلریت
2.8 – 3.2	Muscovite	مسکویت
2.76 – 3.1	Hornblende	هورن بلند
3.6 – 4.0	Limonite	لیمونیت
3.27 – 3.37	Olivine	الیوین

۱-۱۰ دانه بندی خاک

دانه بندی خاک، تعیین دامنهٔ اندازه ذرات موجود در خاک و توزیع وزنی آنهاست که برحسب درصدی از وزن کل خشک خاک بیان می شود. معمولاً دو روش برای تعیین منحنی دانه بندی مورد استفاده قرار می گیرد: ۱- آزمایش دانه بندی برای ذراتی با قطر بزرگتر از ۰/۰۷۵ میلیمتر و ۲- آزمایش هیدرومتری برای ذراتی با قطر کوچکتر از ۰/۰۷۵ میلیمتر. در ادامه مبانی آزمایش دانه بندی آزمایش هیدرومتری تشریح می شود.

آزمایش دانه بندی

آزمایش دانه بندی عبارت است از لرزاندن نمونه خاک بر روی یک سری الک که اندازه های آن به ترتیب از بالا به پایین کاهش می یابد. در جدول ۱-۴ شماره و اندازهٔ روزنه های الک های استاندارد آمریکایی ارائه شده است.

برای آزمایش دانه بندی، ابتدا خاک در کوره خشک می شود. سپس کلوخه های خاک کاملاً خرد شده و نمونه از الکها عبور داده می شود. در شکل ۱-۱۱ یک سری الک استاندارد که بر روی لرزانندهٔ مکانیکی قرار دارند و از آن برای آزمایش دانه بندی در آزمایشگاه استفاده می شود، نشان داده شده است. بعد از اتمام مرحله لرزاندن الکها و عبور دادن کامل خاک از آنها، جرم خاکهایی که در روی هر یک از الکها باقیمانده، اندازه گیری می شود. در هنگام آزمایش دانه بندی خاکهای چسبنده، شکستن کلوخه های سنگ به دانه های جدا از هم مشکل است. در این صورت خاک را می توان در آب حل کرد تا به صورت دوغاب خاک درآید. دوغاب خاک از میان الکها عبور داده شده و مقدار باقیمانده در روی الک در کوره خشک و توزین می شود.

نتایج آزمایش دانه بندی معمولا بر حسب درصد وزنی خاکهای عبوری از هر الک بیان می شود. جدول ۱-۵ نشان دهندهٔ مثالی از محاسبات آزمایش دانه بندی می باشد.

آزمایش هیدرومتری (دانه بندی به وسیله ته نشینی)

آزمایش هیدرومتری بر پایه اصول ته نشینی دانه های خاک در آب قرار دارد. وقتی که نمونه خاک در آب کاملاً هم زده می شود، دانه های معلق بر حسب شکل، اندازه و وزن با سرعت های مختلفی ته نشین می شوند. برای سهولت، فرض می شود که تمام دانه های خاک کروی هستند و سرعت ته نشینی آنها طبق قانون استوکس بیان می شود. در نتیجه:

جدول ۱-۴ اندازه الک های استاندارد آمریکایی

شماره الک	اندازه روزنه (میلی متر)
4	4.75
6	3.350
8	2.360
10	2.00
16	1.180
20	0.850
30	0.600
40	0.425
50	0.300
60	0.250
80	0.180
100	0.150
140	0.106
170	0.088
200	0.075
270	0.053

شکل ۱–۱۱ آزمایش دانه بندی مکانیکی با استفاده از سری الک

جدول ۱–۵ آزمایش دانه بندی (جرم نمونه خاک خشک – ۴۵۰ گرم)

شماره الک (۱)	قطر الک (۲)	جرم مانده روی الک (گرم) (۳)	درصد مانده (۴)	درصد عبوری (درصد ریز تر) (۵)
10	2.00	0	0	100.00
16	1.180	9.90	2.20	97.80
30	0.600	24.66	5.48	92.32
40	0.425	17.60	3.91	88.41
60	0.250	23.90	5.31	83.10
100	0.150	35.10	7.80	75.30
200	0.075	59.85	13.30	62.00
Pan	-	278.99	62.00	0

$$v = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{18\eta} D^2 \qquad (۱-۱)$$

که در آن:

v = سرعت، γ_s = وزن مخصوص دانه های خاک ، γ_w = وزن مخصوص آب ، η = ویسکوزیته (لزجت) آب،

D = قطر دانه های خاک

بنابراین از رابطه ۱-۱ خواهیم داشت:

$$D = \sqrt{\frac{18\eta v}{\gamma_s - \gamma_w}} = \sqrt{\frac{18\eta}{\gamma_s - \gamma_w}}\sqrt{\frac{L}{t}} \qquad (۲-۱)$$

که در رابطه فوق

$$v = \frac{\text{فاصله}}{\text{زمان}} = \frac{L}{t}$$

توجه شود که:

$$\gamma_s = G_s \gamma_w \qquad (۳-۱)$$

با ترکیب روابطه ۱-۲ و ۱-۳ بدست می آید:

$$D = \sqrt{\frac{18\eta}{(G_s - 1)\gamma_w}}\sqrt{\frac{L}{t}} \qquad (۴-۱)$$

اگر واحد η بر حسب $(g \cdot sec)/cm^2$ و γ_w بر حسب g/cm^3 و L بر حسب cm و t بر حسب دقیقه و D بر حسب mm باشد، می توان نوشت:

$$\frac{D(mm)}{10} = \sqrt{\frac{18\eta[(g\cdot sec)/cm^2]}{(G_s-1)\gamma_w(g/cm^3)}}\sqrt{\frac{L(cm)}{t(min)\times 60}}$$

یا:

$$D = \sqrt{\frac{30\eta}{(G_s-1)\gamma_w}}\sqrt{\frac{L}{t}}$$

با فرض $\gamma_w = 1g/cm^3$ خواهیم داشت:

$$D(mm) = K\sqrt{\frac{L(cm)}{t(min)}} \qquad (۵-۱)$$

که در آن:

$$K = \sqrt{\frac{30\eta}{(G_s-1)}} \qquad (۶-۱)$$

ملاحظه می شود که مقدار K تابعی از G و η است که تابعی از درجه حرارت آزمایش هستند. در جدول ۱-۶ مقدار **K** برحسب درجه حرارت آزمایش و چگالی دانه های خاک ارائه شده است.

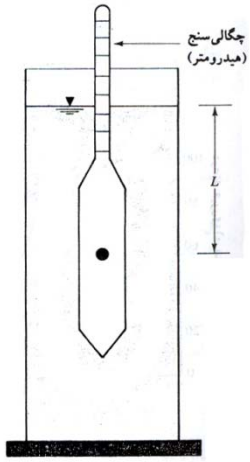
جدول ۱–۶ مقدار K در رابطه ۱–۶

حرارت درجه	G_s							
(°c)	2.42	2.50	2.55	2.60	2.65	2.70	2.75	2.80
16	0.01510	0.01505	0.01481	0.01457	0.01435	0.01414	0.01394	0.01374
17	0.01511	0.01486	0.01462	0.01439	0.01417	0.01396	0.01376	0.01356
18	0.01492	0.01467	0.01443	0.01421	0.01399	0.01378	0.01359	0.01339
19	0.01474	0.01449	0.01425	0.01403	0.01382	0.01361	0.01342	0.01323
20	0.01456	0.01431	0.01408	0.01386	0.01365	0.01344	0.01325	0.01307
21	0.01438	0.01414	0.01391	0.01369	0.01348	0.01328	0.01325	0.01307
22	0.01421	0.01397	0.01374	0.01353	0.01332	0.01312	0.01294	0.01276
23	0.01404	0.01381	0.01358	0.01337	0.01317	0.01297	0.01279	0.01261
24	0.01388	0.01365	0.01342	0.01321	0.01301	0.01282	0.01264	0.01246
25	0.01372	0.01349	0.01327	0.01306	0.01286	0.01267	0.01249	0.01232
26	0.01357	0.01334	0.01312	0.01291	0.01272	0.01253	0.01235	0.01218
27	0.01342	0.01319	0.01297	0.01277	0.01258	0.01239	0.01221	0.01204
28	0.01327	0.01304	0.01283	0.01264	0.01244	0.01225	0.01208	0.01191
29	0.01312	0.01290	0.01269	0.01249	0.01230	0.01212	0.01195	0.01178
30	0.01298	0.01276	0.01256	0.01236	0.01217	0.01199	0.01182	0.01169

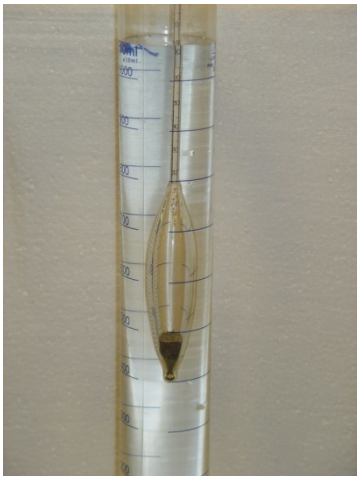
در آزمایشگاه، آزمایش هیدرومتری در یک استوانه ته نشینی با ۵۰ گرم نمونه خاک رد شده از الک ۰/۰۷۵ میلیمتر و خشک شده در کوره صورت می گیرد. ارتفاع استوانه ته نشینی ۱۸ اینچ و قطر آن ۲/۵ اینچ می باشد که برای حجم ۱۰۰۰ سیسی علامت گذاری شده است. معمولا از هگزامتافسفات سدیم به عنوان ماده ی پراکننده استفاده می شود. ابتدا نمونه با ماده پراکننده مخلوط شده و ۱ تا ۱۶ ساعت به همان حال می ماند. سپس توسط همزن، مخلوط شده و با اضافه کردن آب مقطر، حجم آن به ۱۰۰۰ سی سی افزایش می یابد.

شکل ۱- ۱۳ یک چگالی سنج از نوع **ASTM 152H** را که در آزمایش هیدرومتری از آن استفاده می شود را نشان می دهد. وقتی که چگالی سنج در زمان **t** در محلول تعلیق تهیه شده قرار داده می شود. چگالی را در همسایگی در عمق موثر **L** اندازه گیری می کند. چگالی تابعی از مقدار ذرات خاکی است که در واحد حجم محلول تعلیق در آن عمق وجود دارد. همچنین در زمان **t** ذرات خاکی که در عمق L معلق هستند، دارای قطری کوچکتر از **D** محاسبه شده از رابطه ۱- ۵ می

باشند. ذرات بزرگتر به اعماق بزرگتر ته نشین شده اند. چگالی سنج طوری کالیبره شده که با توجه به چگالی محلول تعلیق، مقدار خاکی را که در حالت معلق است، برحسب گرم بدست می دهد. چگالی سنجها برای خاکی با چگالی دانه های ۲/۶۵ کالیبره شده اند. برای خاکها با چگالی دانه های دیگر، لازم است اصلاحاتی به عمل آید.



شکل ۱–۱۴ تعریف طول موثر L در آزمایش هیدرومتری

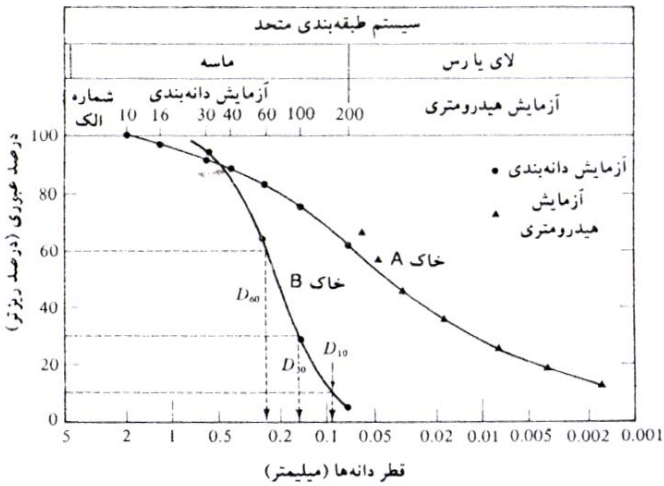


شکل ۱–۱۳ چگالی سنج (هیدرومتر) ASTM 152H

با دانستن مقدار خاک معلق، طول L و زمان t می توان درصد وزنی خاک ریزتر از قطر مشخصی را بدست آورد. توجه شود که طول **L** عمق اندازه گیری شده از سطح آب تا مرکز ثقل حباب هیدرومتر می باشد که در آن نقطه چگالی محلول تعلیق اندازه گیری می شود. مقدار عمق L با زمان t متغیر است و زمان قرائت آن در استاندارد **ASTM** داده شده است. آزمایش هیدرو متری برای تعیین منحنی دانه بندی خاکهایی با ذراتی تا ۰/۵ میکرون معتبر است.

منحنی دانه بندی

نتایج تحلیل های مکانیکی معمولاً در روی یک کاغذ نیمه لگاریتمی رسم می شود که به آن منحنی دانه بندی[1] می گویند. قطر دانه ها در روی محور لگاریتمی افقی و درصد عبوری مربوطه در روی محور غیر لگاریتمی قائم برده می شود.. به عنوان مثال منحنی دانه بندی برای دو نمونه خاک در شکل ۱-۱۵ نشان داده شده است.



شکل ۱–۱۵ منحنی دانه بندی

[1] Particle-size distribution curve

منحنی دانه بندی برای خاک A ترکیبی از نتایج آزمایش دانه بندی مندرج در جدول ۱-۶ و آزمایش هیدرومتری برای دانه های ریز می باشد. در هنگام ترکیب نتایج آزمایش دانه بندی و آزمایش هیدرومتری یک عدم پیوستگی در ناحیه مشترک منحنی ها به وجود می آید این مسئله ناشی از نامنظم بودن شکل دانه های سنگی است. آزمایش دانه بندی معمولاً یک اندازه متوسط از دانه های خاک و آزمایش هیدرومتری قطر کره معادل با سرعت ته نشینی مساوی را بدست می دهد.

از روی منحنی دانه بندی می توان درصد شن، ماسه، لای و رس را بدست آورد. طبق سیستم طبقه بندی متحد، درصد مصالح فوق برای خاک A برابر است با:

شن (بزرگتر از ۴/۷۵ میلیمتر) $= 0\%$

ماسه (بین ۴/۷۵ تا ۰/۰۷۵ میلیمتر) = درصد ریزتر از ۰/۰۷۵ میلیمتر – درصد ریزتر از ۴/۷۵ میلیمتر $= 100-62=38\%$

لای و رس (کوچکتر از ۰/۰۷۵ میلیمتر) $= 62\%$

سوال:

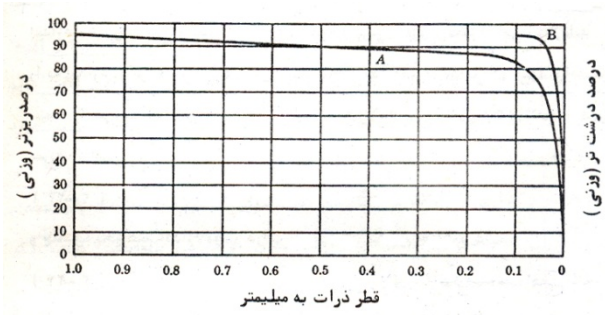
چرا محور افقی نمودار دانه بندی را لگاریتمی در نظر می گیریم؟

پاسخ:

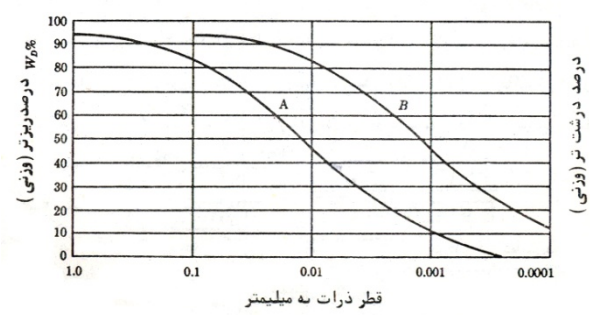
ترسیم منحنی دانه بندی روی سیستم مختصات نیمه لگاریتمی دارای مزایای زیر است:

۱. مقیاس در مورد ذرات خیلی کوچک و خیلی کوچک وسیعتر شده و لذا توزیع ذرات خیلی ریزدانه را به نحو بهتری می توان نمایش داد. چنانچه منحنی دانه بندی خاک را که در سیستم مختصات نیمه لگاریتمی رسم شده در روی یک سیستم محور مختصات حسابی رسم کنیم شکل ۱-۱۶ حاصل می شود. همانطور که از این شکل دیده می شود دانه بندی ذرات ریز در این سیستم به خوبی قابل مشاهده نیست. با مقایسه شکل های ۱-۱۶ و ۱-۱۷ دیده می شود که این نقائص با ترسیم منحنی دانه بندی در سیستم مختصات نیمه لگاریتمی بخوبی برطرف می شود.

۲. ترسیم منحنی دانه بندی در سیستم مختصات نیمه لگاریتمی، مقایسه دانه بندی دو خاک با اندازه ذرات متفاوت را خیلی آسان تر می سازد. در سیستم مختصات نیمه لگاریتمی خاک هایی که دارای دانه بندی مشابه هستند با منحنی های موازی مشخص می شوند. اگر دانه بندی دو خاک آنچنان مشابه باشد که قطر ذرات یکی در هر درصد وزنی یکدهم قطر ذرات دیگر در همان درصد وزنی باشد، تمام نقاط منحنی دوم با اندازه یک سیکل در روی محور لگاریتمی به طرف راست منتقل شده و دو منحنی موازی خواهند بود. در شکل ۱-۱۷ دانه بندی چنین خاک هایی با منحنی های **A** و **B** نشان داده شده است. واضح است که ترسیم منحنی دانه بندی چنین خاک های مشابهی (از نظر دانه بندی) در روی سیستم مختصات حسابی به صورت دو منحنی موازی نشان داده نخواهد شد.



شکل ۱-۱۶



شکل ۱-۱۷

۱-۱۱ اندازه موثر، ضریب یکنواختی و ضریب دانه بندی

از منحنی دانه بندی می توان برای مقایسه خاکهای مختلف استفاده کرد. همچنین سه پارامتر پایه که از آنها برای طبقه بندی خاک های دانه ای استفاده می شود، از روی منحنی دانه بندی قابل تعیین است. این سه پارامتر عبارتند از:

(الف) اندازه موثر

(ب) ضریب یکنواختی

(پ) ضریب دانه بندی

قطری که در روی منحنی دانه بندی مربوط به درصد عبوری ۱۰ است، اندازه موثر نامیده شده و با D_{10} نمایش داده می شود. ضریب یکنواختی[1] نیز مطابق رابطه زیر تعریف می شود:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

که در آن: C_u = ضریب یکنواختی و D_{60} = قطر مربوط به درصد عبوری ۶۰ درصد در روی منحنی دانه بندی

ضریب دانه بندی[2] نیز طبق رابطه زیر تعریف می شود:

$$C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{60} \times D_{10}}$$

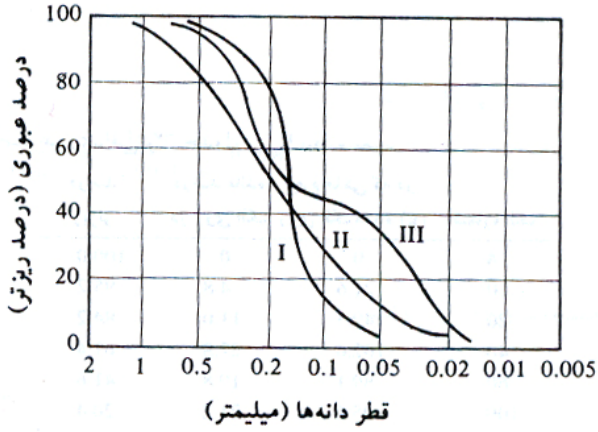
که در آن: C_c = ضریب دانه بندی و D_{30} = قطر مربوط به درصد عبوری ۳۰ درصد

برای منحنی دانه بندی خاک **B** در شکل ۱-۱۵، مقادیر D_{10}، D_{30} و D_{60} به ترتیب برابر با ۰/۰۹۶، ۰/۱۶ و ۰/۲۴ می باشند. در نتیجه ضریب یکنواختی و دانه بندی برای آن برابرند با:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{0.24}{0.096} = 2.5$$

$$C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{60} \times D_{10}} = \frac{0.16^2}{0.24 \times 0.096} = 1.11$$

منحنی دانه بندی نه تنها نشان دهنده دامنه اندازه دانه های موجود در خاک است، بلکه نوع توزیع اندازه های مختلف دانه ها را نشان می دهد. این موضوع در شکل ۱-۱۸ نشان داده شده است. نمودار I نشان دهنده خاکی است که اکثر دانه های خاک دارای اندازه یکسانی می باشند. به این خاک، خاک بد دانه بندی شده می گویند. منحنی II نشان دهنده خاکی می باشد که اندازه ذرات آن در دامنه وسیعی توزیع شده است که به آن خاک خوب دانه بندی شده می گویند. خاک های خوب دانه بندی شده دارای ضریب یکنواختی بزرگتر از ۴ برای شن و ۶ برای ماسه و ضریب دانه بندی ۱ تا ۳ می باشند (برای شن و ماسه). ممکن است خاکی ترکیبی از ۲ و یا چند خاک با دانه بندی یکنواخت باشد. منحنی III مربوط به چنین خاکی می باشد که به آن خاک با دانه بندی منفصل می گویند.



شکل ۱-۱۸ انواع مختلف منحنی های دانه بندی

[1] Uniformity coefficient
[2] Coefficient of gradation

۱-۱۲ مسائل حل شده:

مثال ۱-۱

نتایج حاصل از آزمایش دانه بندی یک نمونه خاک با استفاده از سری الک استاندارد در جدول زیر ارائه شده است. نمودار دانه بندی خاک را ترسیم نموده و موارد خواسته شده را محاسبه نمایید.

(الف) D_{10}، D_{30} و D_{60} خاک.

(ب) ضریب یکنواختی C_u.

(پ) ضریب انحنا C_c.

حل:

ابتدا جدول زیر را تهیه می نماییم. نمودار دانه بندی خاک فوق در صفحه بعد نشان داده شده است. با توجه به این نمودار دانه بندی داریم:

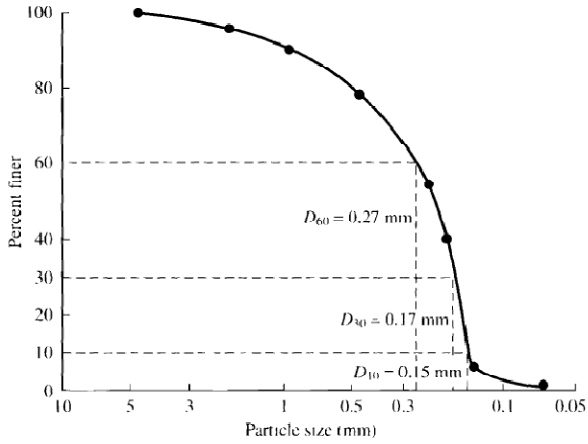
شماره الک #	جرم مانده روی هر الک (gr)
4	0
10	40
20	60
40	89
60	140
80	122
100	210
200	56
سینی	12

(الف) $D_{60} = 0.27mm$ ، $D_{30} = 0.17mm$ ، $D_{10} = 0.15mm$

(ب) $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{0.27}{0.15} = 1.8$

(پ) $C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{60} \times D_{10}} = \frac{0.17^2}{0.27 \times 0.15} = 0.71$

شماره الک #	قطر سوراخ	جرم مانده روی هر الک (gr)	درصد مانده روی هر الک (٪)	جرم مانده تجمعی روی هر الک (gr)	درصد عبوری
4	4.75	0	0	0	100
10	2.00	40	5.5	5.5	94.5
20	0.85	60	8.23	13.73	86.27
40	0.425	89	12.2	25.93	74.07
60	0.250	140	19.2	45.13	54.87
80	0.180	122	16.73	61.86	38.14
100	0.150	210	28.8	90.66	9.34
200	.075	56	7.7	98.36	1.64
سینی	-	12	1.64	100	0
		729 gr	100 %		



مثال ۱–۲

برای توزیع دانه بندی نشان داده شده در شکل فوق، درصد شن، ماسه و سیلت و رس را محاسبه نمایید.

Gravel (%) = 100 – PP#4 = 100-100 = 0 (بزرگتر از ۴/۷۵ میلیمتر)

Sand (%) = PP#4 - PP#200 = 100 – 1.64 = 98.36 (درصد ذرات بین الک نمره ۴ و ۲۰۰)

Silt (%) = PP#200 = 1.64 (درصد عبوری از الک ۲۰۰)

مثال ۱–۳

منحنی های زیر به طور کیفی نشان دهنده چه نوع خاک هایی هستند؟

حل:

خاک A: خاک بد دانه بندی شده که دارای دانه بندی یکنواخت بوده و فاقد درشت دانه است

خاک B: خاک بد دانه بندی شده که دارای دانه بندی یکنواخت بوده و فاقد ریزدانه است

خاک C: خاک خوب دانه بندی شده که دارای ذرات ریزدانه و متوسط بوده و فاقد درشت دانه است

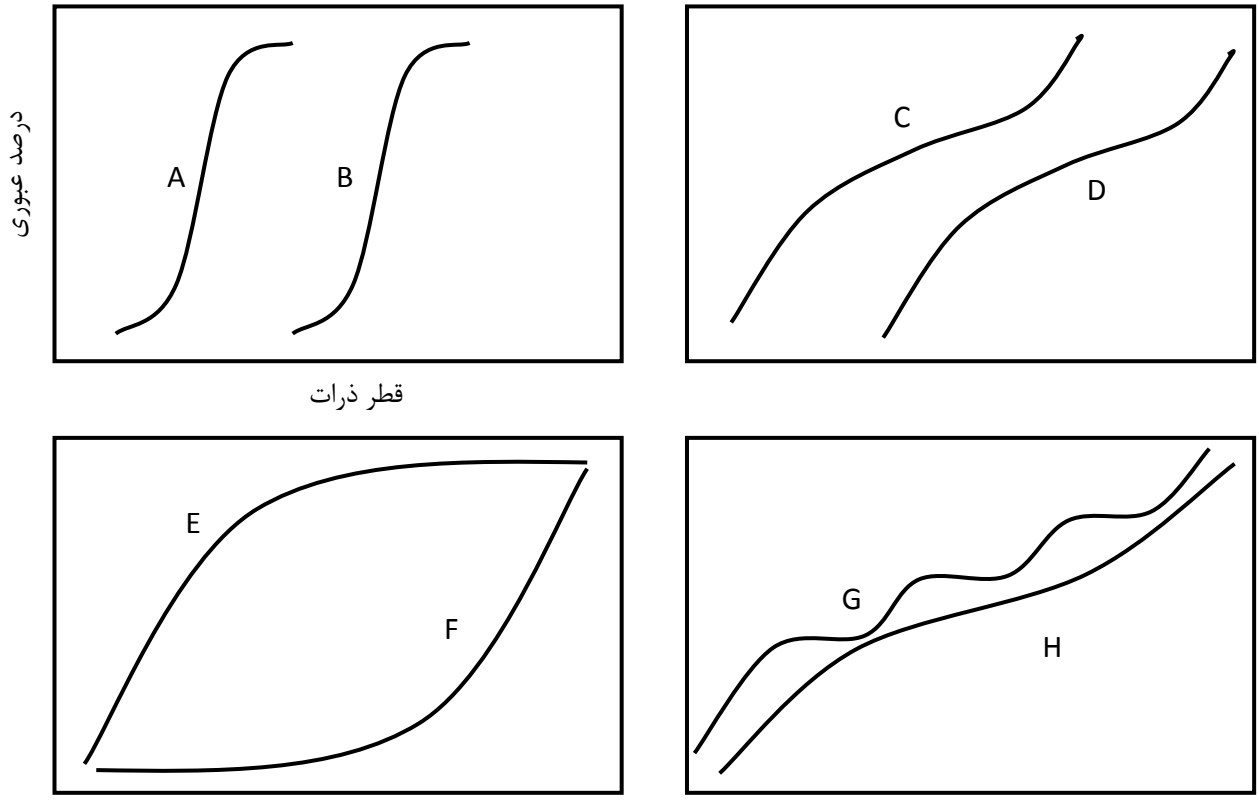
خاک D: خاک خوب دانه بندی شده که دارای ذرات متوسط و درشت دانه بوده و فاقد ریزدانه است

خاک E: خاک بد دانه بندی شده ای که تمام اندازه ذرات را شامل می شود ولی ریزدانه آن خیلی بیشتر است

خاک F: خاک بد دانه بندی شده ای که تمام اندازه ذرات را شامل می شود ولی درشت دانه آن خیلی بیشتر است

خاک G: خاک با دانه بندی منفصل، بعضی از اندازه های دانه ها وجود ندارند

خاک H: خاک خوب دانه بندی شده. توزیع تقریباً برابر از تمام ذرات خاک



مثال ۱-۴

مشخصات دانه بندی خاکی طبق جدول زیر است. مطلوب است ترسیم منحنی دانه بندی و تعیین ضریب یکنواختی و ضریب انحنای خاک.

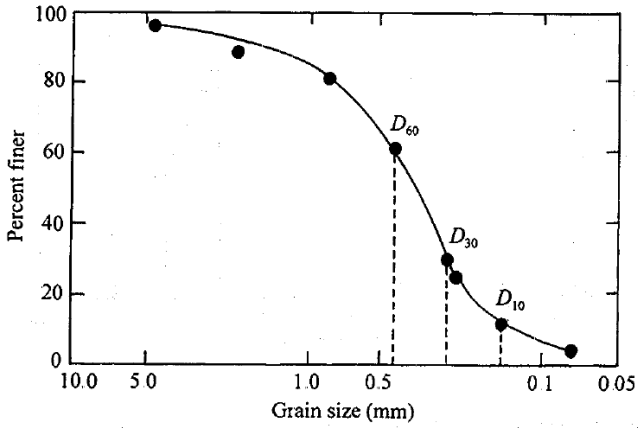
شماره الک	جرم مانده روی الک (گرم)
4	28
10	42
20	48
40	128
60	221
100	86
200	40
سینی	24

حل مسئله

برای ترسیم منحنی دانه بندی، جدول فوق را کامل می نماییم.

شماره الک	جرم مانده روی الک (گرم)	درصد مانده روز هر الک	درصد عبوری
4	28	4.54	95.46
10	42	6.81	88.65
20	48	7.78	80.87
40	128	20.75	60.12
60	221	35.82	24.3
100	86	13.94	10.36
200	40	6.48	3.88
سینی	24	3.88	0
	Σ617g		

نمودار درصد عبوری در مقابل اندازه دانه ها در شکل زیر نشان داده شده است.



با توجه به نمودار $D_{10} = 0.14mm$ ، $D_{30} = 0.27mm$ ، $D_{60} = 0.42mm$ بدست می آید. حال برای محاسبه ضریب یکنواختی و ضریب انحنا داریم:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{0.42}{0.14} = 3$$

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{(D_{60})(D_{10})} = \frac{0.27^2}{0.42 \times 0.14} = 1.24$$

مثال ۱–۵

مشخصات دانه بندی خاکی طبق جدول زیر است. مطلوب است ترسیم منحنی دانه بندی و تعیین ضریب یکنواختی و ضریب انحنای خاک.

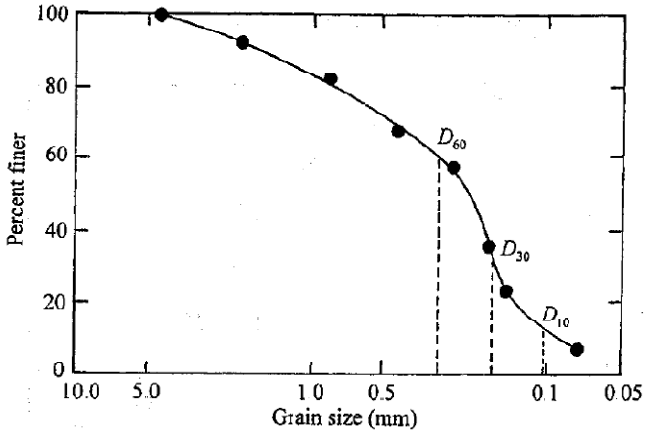
شماره الک	جرم مانده روی الک (گرم)
4	0
10	44
20	56
40	82
60	51
80	106
100	92
200	85
سینی	35

حل مسئله

برای ترسیم منحنی دانه بندی، جدول فوق را کامل می نماییم.

شماره الک	جرم مانده روی الک (گرم)	درصد مانده روز هر الک	درصد عبوری
4	0	0	100
10	44	7.99	92.01
20	56	10.16	81.85
40	82	14.88	66.97
60	51	9.26	57.71
80	106	19.24	38.47
100	92	16.70	21.77
200	85	15.43	6.34
سینی	35	6.34	0
	$\Sigma 551g$		

نمودار درصد عبوری در مقابل اندازه دانه ها در شکل زیر نشان داده شده است.



با توجه به نمودار $D_{10} = 0.11mm$ ، $D_{30} = 0.17mm$ ، $D_{60} = 0.3mm$ بدست می آید. حال برای محاسبه ضریب یکنواختی و ضریب انحنا داریم:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{0.3}{0.11} = 2.73$$

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{(D_{60})(D_{10})} = \frac{0.17^2}{0.11 \times 0.3} = 0.88$$

مثال ۱-۶

مشخصات دانه بندی خاکی طبق جدول زیر است. مطلوب است ترسیم منحنی دانه بندی و تعیین ضریب یکنواختی و ضریب انحنای خاک.

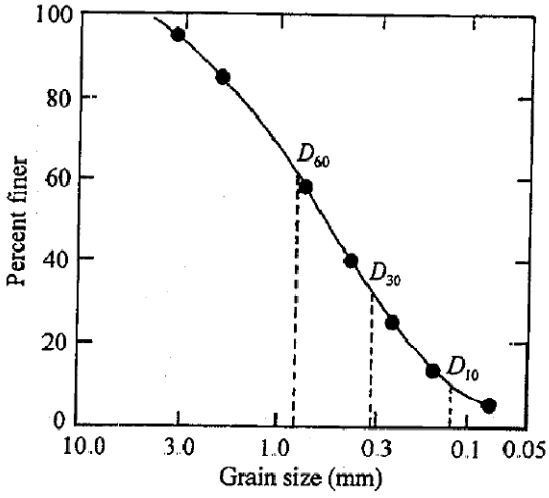
شماره الک	جرم مانده روی الک (گرم)
4	0
6	30.0
10	48.7
20	127.3
40	96.8
60	76.6
100	55.2
200	43.4
سینی	22.0

حل مسئله

برای ترسیم منحنی دانه بندی، جدول فوق را کامل می نماییم.

شماره الک	جرم مانده روی الک (گرم)	درصد مانده روز هر الک	درصد عبوری
4	0	0	100
6	30.0	6.0	94
10	48.7	9.74	84.26
20	127.3	25.46	58.8
40	96.8	19.36	39.44
60	76.6	15.32	24.12
100	55.2	11.04	13.08
200	43.4	8.68	4.40
سینی	22.0	4.4	0
	Σ500g		

نمودار درصد عبوری در مقابل اندازه دانه ها در شکل زیر نشان داده شده است.



با توجه به نمودار $D_{10} = 0.11mm$ ، $D_{30} = 0.17mm$ ، $D_{60} = 0.3mm$ بدست می آید. حال برای محاسبه ضریب یکنواختی و ضریب انحنا داریم:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{0.82}{0.12} = 6.83$$

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{(D_{60})(D_{10})} = \frac{0.31^2}{0.81 \times 0.12} = 0.98$$

مثال ۱–۷

مشخصات دانه بندی خاکی طبق جدول زیر است. مطلوب است ترسیم منحنی دانه بندی و تعیین ضریب یکنواختی و ضریب انحنای خاک.

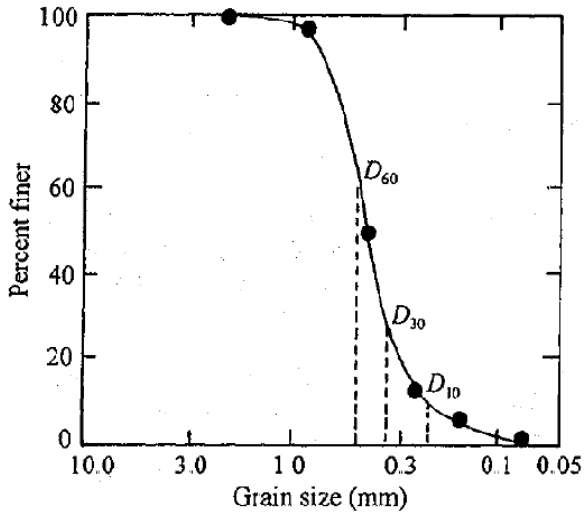
شماره الک	جرم مانده روی الک (گرم)
4	0
6	0
10	0
20	9.1
40	249.4
60	179.8
100	22.7
200	15.5
سینی	23.5

حل مسئله

برای ترسیم منحنی دانه بندی، جدول فوق را کامل می نماییم.

شماره الک	جرم مانده روی الک (گرم)	درصد مانده روز هر الک	درصد عبوری
4	0	0	100
6	0	0	100
10	0	0	100
20	9.1	1.82	98.18
40	249.4	49.88	48.3
60	179.8	35.96	12.34
100	22.7	4.54	7.8
200	15.5	3.10	4.7
سینی	23.5	4.70	0
	Σ500g		

نمودار درصد عبوری در مقابل اندازه دانه ها در شکل زیر نشان داده شده است.



با توجه به نمودار $D_{10} = 0.23mm$ ، $D_{30} = 0.33mm$ ، $D_{60} = 0.48mm$ بدست می آید. حال برای محاسبه ضریب یکنواختی و ضریب انحنا داریم:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{0.48}{0.23} = 2.09$$

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{(D_{60})(D_{10})} = \frac{0.33^2}{0.48 \times 0.23} = 0.99$$

مثال ۱–۸

در یک آزمایش هیدرومتری اطلاعات زیر در دست است:

۶۰ دقیقه پس از شروع ته نشینی = t ، L = 9.2 ، 24° = درجه حرارت آزمایش ، $G_s = 2.7$

مطلوب است تعیین قطر D کوچکترین اندازه ذره ای که در لحظه اندازه گیری از نقطه اندازه گیری عبور کرده است.

حل: با توجه به جدول مربوطه برای $G_s = 2.7$ و دمای 24° ، $k = 0.01282$ بدست می آید. بنابراین:

$$D = 0.01282\sqrt{\frac{9.2}{60}} = 0.005\text{mm}$$

مثال ۱–۹

مسئله قبل را برای اطلاعات زیر تکرار نمایید:

$k = 0.01279$ ، 23° = درجه حرارت آزمایش ، $G_s = 2.7$

حل:

$$D(\text{mm}) = k\sqrt{\frac{L(\text{cm})}{t(\text{min})}} = 0.01279\sqrt{\frac{12.8}{100}} = 0.0046\text{mm}$$

مثال :

در یک آزمایش هیدرومتری نتایج زیر در دست است:

$G_s = 2.7$

درجه حرارت آزمایش = ۲۲ (درجه سانتیگراد)

$L = 11.9\text{cm}$ (در $t = 30$ دقیقه بعد از شروع ته نشینی)

مطلوب است تغییین قطر D کوچکترین ذره ای که در لحظه اندازه گیری از نقطه اندازه گیری عبور کرده است.

حل: با استفاده از رابطه ۱-۵ می توان نوشت:

$$D(\text{mm}) = K\sqrt{\frac{L(\text{cm})}{t(\text{mm})}}$$

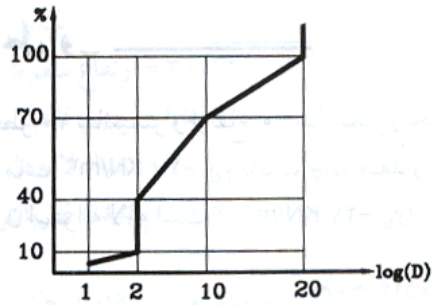
با استفاده از جدول ۱-۷ برای $G_s = 2.7$ و درجه حرارت ۲۲ درجه سانتیگراد، مقدار $K = 0.01312$ می باشد. بنابراین:

$$D = 0.01312\sqrt{\frac{11.9}{30}} = 0.0083\text{ mm}$$

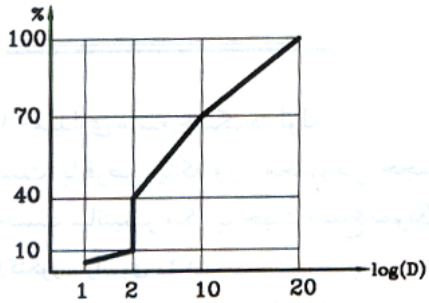
مثال ۱–۱۰

نتایج زیر در یک آزمایش دانه بندی بدست آمده است. منحنی دانه بندی کدامیک از پاسخ های ذیل خواهد بود: ۳۰ درصد از خاک دارای قطر دانه معادل **20mm**، ۳۰ درصد خاک دارای قطر دانه معادل **10mm**، ۳۰ درصد از خاک دارای قطر معادل **2mm**، ۱۰ درصد از خاک دارای قطر دانه کمتر از **2mm** و ۵ درصد از خاک دارای قطر دانه کمتر از **1mm** است. (کنکور سراسری ۷۳)

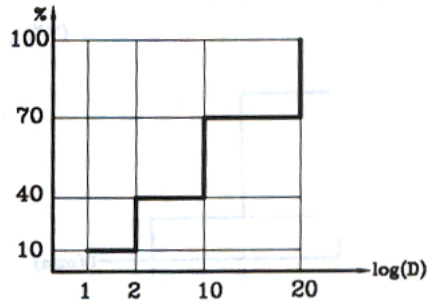
(۱)



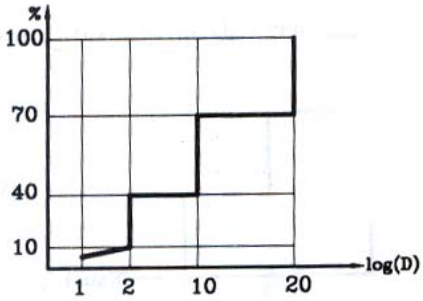
(۲)



(۳)



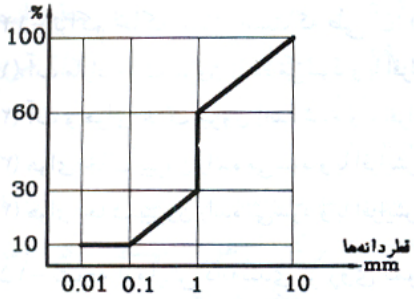
(۴)



پاسخ صحیح مسئله گزینه ۴ می باشد.

مثال ۱-۱۰

در صورتی که ضرایب یکنواختی (C_u) و ضریب انحنا (C_c) خاک بوسیله فرمول های زیر ارائه شود، مقادیر ضرایب فوق را به ترتیب معین کنید. (کنکور سراسری ۷۴) $C_u = D_{60}/D_{10}$ و $C_c = D_{30}^2/(D_{60} \times D_{10})$



۱) ۱ و ۱۰۰
۲) ۱۰۰ و ۱
۳) ۱۰ و ۱۰
۴) ۱۰ و ۱

پاسخ صحیح گزینه ۳ است.

$$D_{30} = D_{60} = 1mm$$

$$D_{10} = 0.1mm$$

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{1}{0.1} = 10$$

$$C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{60} \times D_{10}} = \frac{1^2}{1 \times 0.1} = 10$$

مثال :

برای یک نمونه خاک در آزمایش دانه بندی به روش مکانیکی $D_{10} = 0.6\,mm$ و $D_{60} = 5\,mm$ بدست آمده است. برای آنکه چنین خاکی بادانه بندی خوب ارزیابی شود، محدودهٔ D_{30} چقدر باید باشد؟ (کنکور سراسری ۸۶)

۱) $3\,mm > D_{30} > 1.7\,mm$

۲) $9\,mm > D_{30} > 3\,mm$

۳) $16.8\,mm > D_{30} > 5.6\,mm$

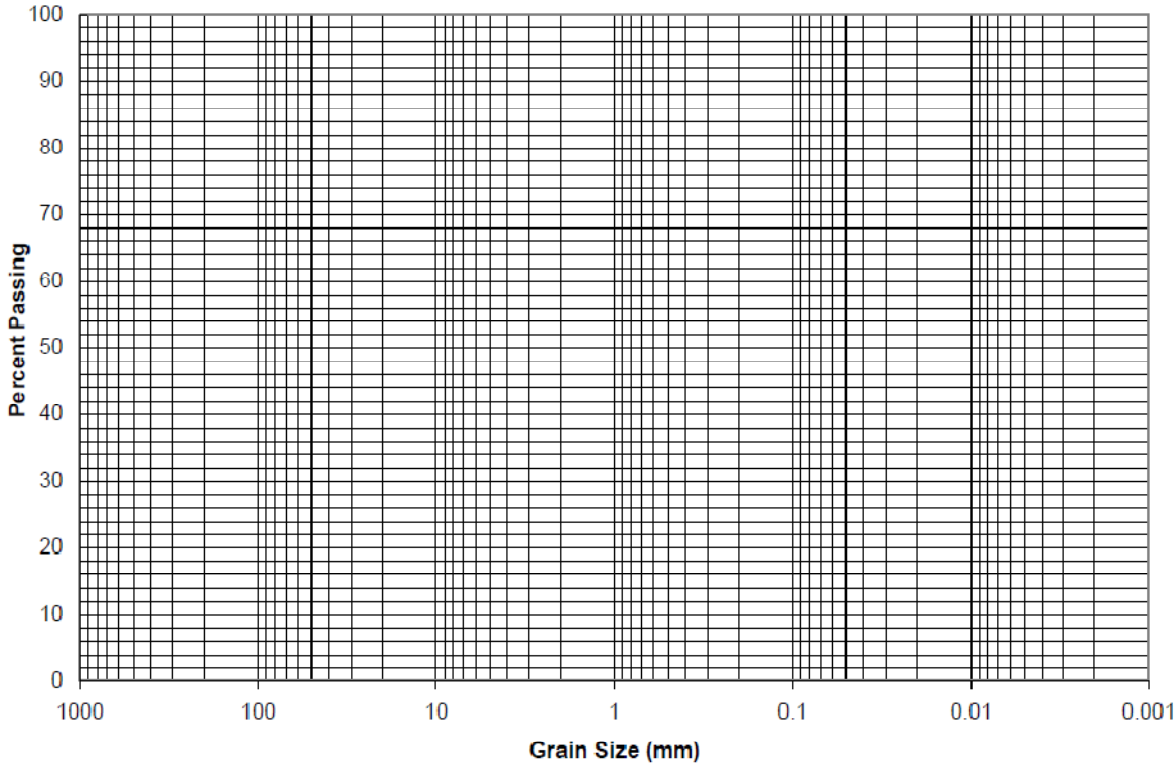
۴) $4.1\,mm > D_{30} > 2.4\,mm$

جواب: گزینه «۱»

می دانیم یکی از شرایط اصلی برای اینکه خاکی را با دانه بندی خوب توصیف کنیم این است که $1 < C_c < 3$ باشد.

$$C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{10} \times D_{60}} \Rightarrow 1 < \frac{D_{30}^2}{0.6 \times 5} < 3 \Rightarrow 3 < D_{30}^2 < 9 \Rightarrow 1.7 < D_{30} < 3$$

توجه: برای ترسیم منحنی دانه بندی مثال های ارائه شده در این فصل می توانید از کاغذ نیمه لگاریتمی زیر استفاده نمایید.



۱-۱۳ مسائل فصل:

۱. آزمایش هیدرومتری بر روی چه نوع خاک هایی انجام می شود و هدف از انجام آن چیست ؟
۲. D_{10} خاکی بزرگتر از D_{60} خاکی دیگری است. آیا می توان از این گفته در رابطه با این دو خاک قضاوت نمود.
۳. سه دسته مهم کانی های رسی را نام برده و با یکدیگر مقایسه نمایید.
۴. ساختار پایه کانی های رسی کائولینیت، ایلیت و مونت موریلونیت را با رسم شکل با یکدیگر مقایسه نمایید.
۵. سطح مخصوص ذرات رسی را تعریف نموده و بیان نمایید که سطح مخصوص چه تاثیری بر خواص رس دارد.

۱-۱۴ منابع و مراجع:

۱. **اصول مهندسی ژئوتکنیک**، جلد اول: مکانیک خاک.، ترجمه شاپور طاحونی.، چاپ هفتم ۱۳۸۰، ویرایش دوم.
۲. **مجموعه سوالات طبقه بندی شده آزمون کارشناسی ارشد مکانیک خاک**.، تالیف: ساسان امیر افشاری.، چاپ سوم ۱۳۸۲.
۳. **جزوه مکانیک خاک دکتر کلانتری**.، ویرایش پاییز ۸۵.
۴. **مکانیک خاک**، تالیف دکتر حسن رحیمی.، انتشارات دانش و فن، چاپ پنجم ۱۳۷۸.
5. **Soil Mechanics**, Delft University of Technology, 2001.

فصل ۲:

ترکیب خاک، حدود اتربرگ

جزوه درس مکانیک خاک ۲ و مکانیک خاک کارشناسی

استاد: عبدالمتین ستایش

برای ارسال نظرات و پیشنهادات به سایت شخصی اینجانب رجوع نموده و یا نظرات و یا پیشنهادات خود را به آدرس پست الکترونیک زیر ارسال نمایید:

Website: www.ams.ir *Email: a_matin_s@yahoo.com*

آخرین ویرایش: فروردین ۹۱ (ویرایش پنجم)

فهرست مطالب فصل دوم:

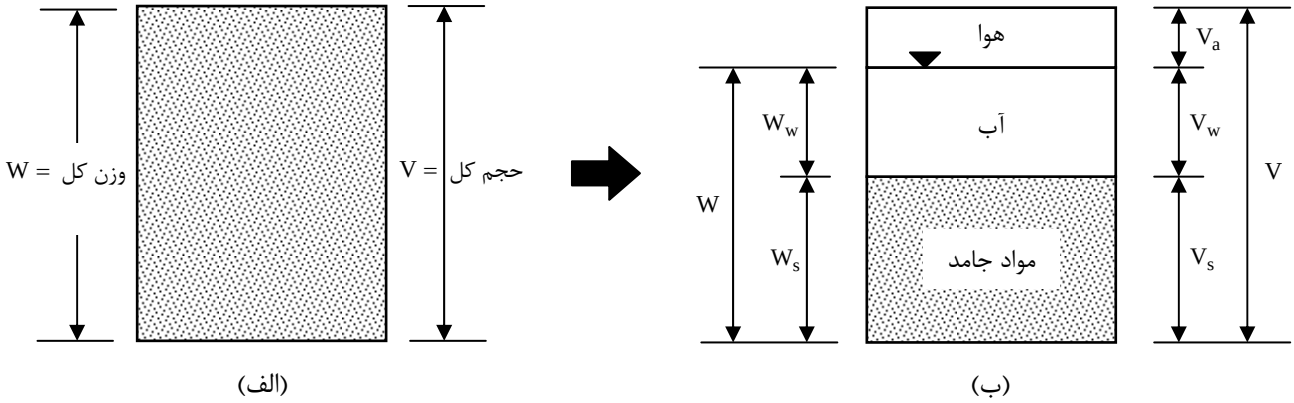
۲–۱	مقدمه
۲–۲	روابط وزنی – حجمی
۲–۳	روابط بین وزن مخصوص، نسبت تخلخل، درصد رطوبت و چگالی دانه ها
۲–۴	تراکم نسبی
۲–۵	سفتی (قوام) خاک
۲–۶	نشان مایع
۲–۷	فعالیت
۲–۸	نمودار خمیری
۲–۹	مسائل حل شده
۲–۱۰	منابع و مراجع

۲–۱ مقدمه

در وظعیت طبیعی، خاک یک سیستم سه قسمتی مرکب از مواد جامد، آب و هوا می باشد. در این فصل روابط وزنی – حجمی خاک را مورد بررسی قرار می دهیم.

۲–۲ روابط وزنی – حجمی

در شکل ۲-۱-الف یک توده خاک با حجم V و وزن W به همان صورتی که در طبیعت یافت می شود نشان داده شده است. برای حصول روابط وزنی–حجمی، سه قسمت خاک (یعنی مواد جامد، آب و هوا) مطابق شکل ۲-۱-ب از یکدیگر جدا می شوند. در نتیجه حجم کل نمونه خاک به صورت زیر قابل بیان است:



شکل ۲–۱ (الف) اجزای خاک در وضعیت طبیعی (ب) سه قسمت خاک

$$V = V_s + V_v = V_s + V_w + V_a$$

V_s = حجم قسمت جامد

V_v = حجم حفرات

V_w = حجم آب درون حفرات

V_a = حجم هوای درون حفرات

با صرف نظر کردن از وزن هوا، وزن کل نمونه را می توان به صورت زیر نوشت:

$$W = W_s + W_w$$

که در آن:

W_s = وزن قسمت جامد

W_w = وزن آب

روابط حجمی معمول در مکانیک خاک، عبارتند از نسبت تخلخل، پوکی و درجه اشباع.

نسبت تخلخل به صورت نسبت حجم حفرات به حجم قسمت جامد تعریف می شود:

$$e = \frac{V_v}{V_s}$$

که در آن e نسبت تخلخل می باشد.

پوکی، نسبت حجم حفرات به حجم کل است:

$$n = \frac{V_v}{V}$$

درجه اشباع به صورت نسبت حجم آب به حجم حفرات تعریف می شود:

$$S = \frac{V_w}{V_v}$$

که در آن S درجه اشباع است که معمولاً بر حسب درصد بیان می شود. رابطه بین نسبت تخلخل و پوکی را می توان از رابطه ۲-۱، ۲-۳ و ۲-۴ به صورت زیر بدست آورد:

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{V_v}{V - V_v} = \frac{V_v / V}{1 - V_v / V} = \frac{n}{1-n}$$

و به طور معکوس، از رابطه ۲-۶ می توان نتیجه گرفت:

$$n = \frac{e}{1+e}$$

روابط وزنی معمول در مکانیک خاک عبارتند از: درصد رطوبت و وزن مخصوص. **درصد رطوبت** ω که میزان آب نیز گفته می شود به صورت نسبت آب به وزن قسمت جامد تعریف می شود:

$$\omega = \frac{W_w}{W_s}$$

وزن مخصوص را می توان بر حسب وزن قسمت جامد، میزان رطوبت و حجم کل نوشت:

برای این کار از روابط ۲-۲، ۲-۸ و ۲-۹ می توان نوشت:

$$\gamma = \frac{W}{V} = \frac{W_s + W_w}{V} = \frac{W_s\left[1 + W_w / W_s\right]}{V} = \frac{W_s(1+\omega)}{V}$$

مهندسین خاک اغلب به وزن مخصوص تعریف شده طبق رابطه ۲-۹ وزن مخصوص مرطوب می گویند. در مقابل، وزن مخصوص خشک خاک، γ_d به صورت زیر تعریف می شود:

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V}$$

با استفاده از روابط ۲-۱۰ و ۲-۱۱، رابطه بین وزن مخصوص مرطوب و وزن مخصوص خشک و درصد رطوبت به صورت زیر نوشته می شود:

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1+\omega}$$

وزن مخصوص در دستگاه آحاد SI معمولاً بر حسب نیوتن بر متر مکعب (N/m^3) یا کیلونیوتن بر متر مکعب (kN/m^3) و در دستگاه MKS عملی بر حسب کیلوگرم نیرو بر متر مکعب (kgf/m^3) و یا تن بر متر مکعب (T/m^3) بیان می شود.

۲-۳ روابط بین وزن مخصوص، نسبت تخلخل، درصد رطوبت و چگالی دانه ها

برای اثبات روابط بین پارامترهای وزنی و حجمی خاک علاوه بر استفاده از روابط پایه، از دو رابطه مفید زیر استفاده می نماییم:

$$G_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_w} = \frac{W_s}{V_s \times \gamma_w} \rightarrow W_s = v_s G_s \gamma_w$$

$$\omega = \frac{W_w}{W_s} \rightarrow W_w = \omega W_s = \omega V_s G_s \gamma_w$$

حال با استفاده از تعریف وزن مخصوص و جایگزینی دو رابطه کاربردی فوق می توان نوشت:

$$\gamma = \frac{W}{V} = \frac{W_s + W_w}{V_s + V_v} = \frac{V_s G_s \gamma_w + \omega V_s G_s \gamma_w}{V_s + V_v}$$

با تقسیم صورت و مخرج رابطه فوق بر V_s نتیجه می شود:

$$\gamma = \frac{\frac{V_s G_s \gamma_w + \omega V_s G_s \gamma_w}{V_s}}{\frac{V_s + V_v}{V_s}} = \frac{G_s \gamma_w + \omega G_s \gamma_w}{1 + \frac{V_v}{V_s}} = \frac{G_s \gamma_w}{1+e}(1+\omega) \rightarrow \gamma = \frac{G_s \cdot \gamma_w}{1+e}(1+\omega)$$

چنانچه رابطه وزن مخصوص خشک γ_d را برحسب روابطه پایه به صورت فوق بنویسیم نتیجه می شود:

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V} = \frac{W_s}{V_s + V_v} = \frac{V_s G_s \gamma_w}{V_s + V_v} = \frac{G_s \gamma_w}{1+e} \rightarrow e = \frac{G_s \gamma_w}{\gamma_d} - 1$$

با توجه با روابط فوق بار دیگر می توان نتیجه گرفت:

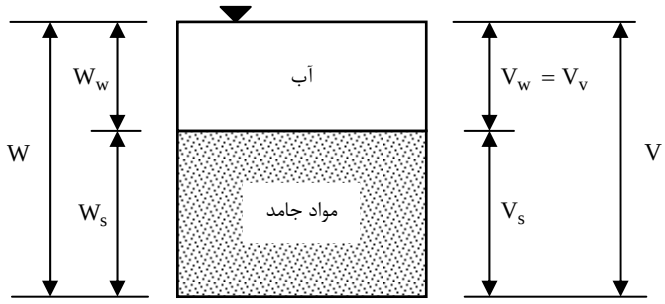
$$\gamma = \gamma_d (1+\omega)$$

برای تعریف درجه اشباع بر حسب درصد رطوبت، چگالی و نسبت تخلخل به صورت زیر عمل می نماییم:

$$S = \frac{V_w}{V_v} = \frac{\frac{V_w}{V_s}}{\frac{V_v}{V_s}} = \frac{\frac{W_w}{\gamma_w V_s}}{e} = \frac{\frac{\omega V_s G_s \gamma_w}{\gamma_w V_s}}{e} = \frac{\omega G_s}{e} \qquad \text{یا} \qquad Se = \omega G_s$$

رابطه بدست آمده برای حل مسائلی که شامل روابط سه قسمتی می باشند بسیار مفید است.

اگر نمونه خاک اشباع باشد، بدین معنی که فضای حفرات کاملاً از آب پر باشد (شکل ۲-۳) روابط مربوط به وزن مخصوص اشباع می تواند به طریق مشابه بدست آید:



$$\gamma_{sat} = \frac{W_w + W_s}{V_v + V_s} = \frac{\omega V_s G_s \gamma_w + V_s G_s \gamma_w}{V_v + V_s} = \frac{\omega G_s \gamma_w + G_s \gamma_w}{\frac{V_v}{V_s} + 1} = \frac{G_s \gamma_w}{1+e}(1+\omega)$$

$$S = 1 \rightarrow \omega = \frac{e}{G_s} \rightarrow \gamma_{sat} = \frac{G_s \gamma_w}{1+e}(1 + \frac{e}{G_s}) = \frac{G_s \gamma_w}{1+e}(\frac{G_s + e}{G_s}) = \frac{G_s + e}{1+e}\gamma_w$$

وزن مخصوص خاک در حالت مستغرق یعنی وقتی که نیروی ارشمیدس از پایین اثر می کند به صورت زیر تعریف می شود:

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w = \frac{G_s + e}{1+e}\gamma_w - \gamma_w = \frac{G_s - 1}{1+e}\gamma_w$$

به وزن مخصوص فوق، وزن مخصوص غوطه وری خاک اطلاق می شود.

نکته :

چنانچه بخواهیم وزن مخصوص خاک به ازاء درصد درجه اشباع مشخص را بدست آوریم به دو طریق می توانیم عمل نماییم:

۱- از رابطه $Se = \omega G_s$ درصد رطوبت معادل درجه اشباع مشخص را بدست آورد و سپس آنرا در رابطه وزن مخصوص خاک قرار دهیم.

۲- مستقیماً از رابطه زیر استفاده نماییم:

$$\gamma = \frac{G_s\gamma_w}{1+e}(1+\omega) = \frac{G_s\gamma_w + \omega G_s\gamma_w}{1+e}$$

$$\boldsymbol{\omega} G_s = Se \rightarrow \boldsymbol{\gamma}_{(s\%)} = \frac{G_s + Se}{1+e}\boldsymbol{\gamma}_w$$

مثال: در خاکی، پوکی 0.28 و چگالی دانه ها 2.65 می باشد. مطلوب است تعیین وزن مخصوص خشک، وزن مخصوص در درجه اشباع 56%، وزن مخصوص اشباع و وزن مخصوص غوطه وری خاک.

$$e = \frac{n}{1-n} = \frac{0.28}{1-0.28} = 0.39$$

$$\gamma_d = \frac{G_s\gamma_w}{1+e} = \frac{2.65 \times 9.81}{1+0.29} = 18.7\ kN/m^3$$

$$\gamma_{s=56\%} = \frac{G_s + Se}{1+e}\gamma_w = \frac{2.65 + 0.56 \times 0.39}{1+0.39} \times 9.81 = 20.24 kN/m^3$$

$$\gamma_{sat} = \frac{G_s + e}{1+e}\gamma_w = \frac{2.65 + 0.39}{1+0.39} \times 9.81 = 21.45\ kN/m^3$$

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w = 21.45 - 9.81 = 11.64\ kN/m^3$$

نکته :

بین وزن مخصوص اشباع و وزن مخصوص خشک رابطه زیر بر قرار است:

$$\gamma_{sat} = \frac{G_s + e}{1+e}\gamma_w = \frac{G_s\gamma_w}{1+e} + \frac{e}{1+e}\gamma_w \rightarrow \gamma_{sat} = \gamma_d + \frac{e}{1+e}\gamma_w = \gamma_d + n\gamma_w \quad \text{یا} \quad \gamma_d = \gamma_{sat} - n\gamma_w$$

نکته :

اگر بدون تغییر در حجم خاک رطوبت آن را تغییر دهیم، تغییری در وزن مخصوص خشک خاک بوجود نخواهد آمد و خواهیم داشت:

$$\boldsymbol{\gamma}_{d1} = \boldsymbol{\gamma}_{d2} \rightarrow e_1 = e_2 \rightarrow \frac{\boldsymbol{\gamma}_1}{1+\boldsymbol{\omega}_1} = \frac{\boldsymbol{\gamma}_2}{1+\boldsymbol{\omega}_2}$$

به عبارت دیگر تغییر درصد رطوبت بدون تغییر حجم خاک باعث ثابت ماندن نسبت تخلخل خاک می شود.

مثال: وزن مخصوص طبیعی خاکی با رطوبت 20%، $21.6 kN/m^3$ است. اگر مقداری از رطوبت این خاک بدون کاهش حجم خاک تبخیر شود و وزن مخصوص آن به $20\ kN/m^3$ برسد، درصد رطوبت آن چقدر خواهد شد؟

$$\frac{21.6}{1+0.2} = \frac{20}{1+\omega} \rightarrow \omega = 0.1111 = 11.11\%$$

نکته :

اگر بخواهیم مقدار آبی را که باید به خاک اضافه شود تا آن را اشباع کند بدست آوریم باید وزن خاک در حالت اشباع را بدست آورده $(W_{sat} = \gamma_{sat} \times V)$ و سپس وزن موجود خاک را از آن کسر نماییم.

مثال :

در خاکی پوکی 0.39، چگالی دانه ها 2.67 و درصد رطوبت 0.15 است. مطلوب است وزن آبی که باید به $20m^3$ از آن خاک افزود تا 80% اشباع شود.

$$e = \frac{n}{1-n} = \frac{0.39}{1-0.39} = 0.64$$

$$\gamma = \frac{G_s \gamma_w}{1+e}(1+\omega) = \frac{2.67 \times 9.81}{1+0.64}(1+0.15) = 18.37\ kN/m^3 \rightarrow W = \gamma \times V = 18.37 \times 20 = 367.4\ kN$$

$$\gamma_{s=80\%} = \frac{G_s + Se}{1+e}\gamma_w = \frac{2.67 + 0.8 \times 0.64}{1+0.64} \times 9.81 = 19\ kN/m^3 \rightarrow W_{s=80\%} = 19 \times 20 = 380\ kN$$

$$\Delta\omega = 380 - 367.4 = 12.6\ kN$$

مثال :

در وضعیت طبیعی یک خاک مرطوب دارای حجم $v = 9345cm^3$ و وزن 177.86N می باشد. وزن خشک شده در کوره خاک 153.82N است. مطلوب است محاسبه میزان رطوبت، وزن مخصوص مرطوب، وزن مخصوص خشک، نسبت تخلخل، پوکی و درجه اشباع. $\gamma_w = 9.81kN/m^3 = 1980kN/m^3$ و $G_s = 2.71$

حل مسئله:

با توجه به رابطه درصد رطوبت داریم:

$$\omega = \frac{177.86 - 153.82}{153.82} \times 100 = 15.6\%$$

از آنجائی که حجم مرطوب و خشک خاک و همچنین حجم کل خاک معلوم هستند وزن مخصوص مرطوب و خشک خاک به راحتی بدست می آید:

$$\gamma = \frac{W}{V} = \frac{117.86 \times 10^{-3}}{9345 \times 10^{-6}} = 19.03\ kN/m^3$$

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V} = \frac{153.82 \times 10^{-3}}{9345 \times 10^{-6}} = 16.46\ kN/m^3$$

با داشتن چگالی دانه های جامد و وزن مخصوص آب می توان حجم هر یک از فازهای خاک را به صورت زیر محاسبه نمود:

$$W_s = V_s G_s \gamma_w \rightarrow V_s = \frac{153.82}{2.71 \times 9810} \times 10^6 = 5786\ cm^3$$

$$V_w = \frac{W_w}{\gamma_w} = \frac{24}{9810} \times 10^6 = 2446\ cm^3$$

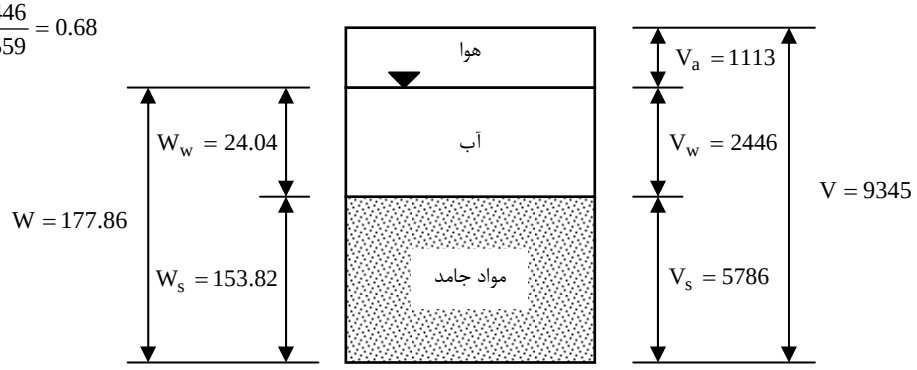
$$Va = V - V_w - V_s = 9345 - 5786 - 2446 = 1113\ cm^3$$

حال با استفاده از روابط پایه می توان تخلخل، پوکی و درجه اشباع را محاسبه نمود:

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{2446 + 1113}{5786} = \frac{3559}{5786} = 0.615$$

$$n = \frac{e}{1+e} = \frac{0.615}{1+0.615} = 0.38$$

$$S = \frac{V_w}{V_v} = \frac{2446}{3559} = 0.68$$



مثال :

وزن مرطوب $0.00283\,m^3$ خاک $55.4N$ می باشد. اگر میزان رطوبت $\omega = 14\%$ و چگالی دانه ها $G_s = 2.72$ باشد، مطلوب است تعیین (الف) وزن مخصوص مرطوب (ب) وزن مخصوص خشک (پ) نسبت تخلخل (ت) توپی (ث) درجه اشباع و (ج) حجم اشغال شده توسط آب. $\gamma_w = 9.81\,kN/m^3$

$$\gamma = \frac{W}{V} = \frac{55.4\times10^{-3}}{0.00283} = 19.58\,kN/m^3$$

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1+\omega} = \frac{19.58}{1+0.12} = 17.48\,kN/m^3$$

$$\gamma_d = \frac{G_s\gamma_w}{1+e} \rightarrow 17.48 = \frac{2.72\times9.81}{1+e} \rightarrow e = 0.526$$

$$n = \frac{e}{1+e} = \frac{0.526}{1+0.526} = 0.345$$

$$S = \frac{\omega G_s}{e} = \frac{0.12\times2.72}{0.526} = 0.621$$

$$\omega = \frac{W_w}{W_s} = \frac{W-W_s}{W_s} \rightarrow 0.12 = \frac{55.4-W_s}{W_s} \rightarrow W_s = 49.494\,N \quad \text{یا} \quad W_s = \frac{W}{1+\omega} = \frac{55.4}{1+0.12} = 49.494\,N$$

$$W_w = W - W_s = 55.4 - 49.464\,N$$

$$V_w = \frac{5.936}{9810}\times10^6 = 605\,cm^3$$

مثال :

وزن مخصوص خشک خاکی با پوکی $n = 0.387$ مساوی $\gamma_d = 15.67\,kN/m^3$ می باشد. نسبت تخلخل و چگالی دانه های خاک را تعیین نمایید. $\gamma_w = 9.81\,kN/m^3$

$$e = \frac{n}{1-n} = \frac{0.387}{1-0.387} = 0.631$$

$$\gamma_d = \frac{G_s\gamma_w}{1+e} \rightarrow 15.67 = \frac{G_s\times9.81}{1+0.631} \rightarrow G_s = 2.60$$

مثال :

نمونه ای از یک خاک رس اشباع با رطوبتی معادل $\omega = 56\%$ در دست است. چنانچه $G_s = 2.72$ باشد، مطلوب است تعیین مقادیر e ، n و γ_{sat}.

$$e = G_s \cdot \omega = 2.72 \times 0.56 = 1.52$$

$$n = \frac{e}{1+e} = \frac{1.52}{1+1.52} = 0.6$$

$$\gamma_{sat} = \frac{G_s + e}{1+e}\gamma_w = \frac{2.72+1.52}{1+1.52} \times 9.81 = 16.5\ kN/m^3$$

مثال :

نمونه ای از خاک رس مرطوب به حجم $50\ cm^3$ با استفاده از یک نمونه بردار فلزی استوانه ای شکل بدست آمده است. جرم نمونه برابر با 85gr در حالت مرطوب و 60gr در حالت خشک می باشد. مطلوب است محاسبه درصد رطوبت، نسبت تخلخل، درجه اشباع و وزن مخصوص خشک. $G_s = 2.7$

$$\omega = \frac{85-60}{60} = 0.4167$$

$$\gamma = \frac{85 \times 10^{-3} \times 9.81 \times 10^{-3}}{50 \times 10^{-6}} = 16.67\ kN/m^3$$

$$\gamma_d = \frac{16.67}{1+0.4167} = 11.767\ kN/m^3$$

$$e = \frac{G_s \gamma_w}{\gamma_d} - 1 = \frac{2.7 \times 9.81}{11.767} - 1 = 1.25$$

$$S = \frac{G_s \cdot \omega}{e} = \frac{2.7 \times 0.4167}{1.25} \times 100 = 90\%$$

مثال :

خاکی با 12% درصد رطوبت، متراکم و وزن مخصوص آن به $21.5\ kN/m^3$ می رسد. اگر چگالی دانه ها $G_s = 2.65$ باشد، مطلوب است تعیین وزن مخصوص خشک، نسبت تخلخل و درجه اشباع خاک.

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1+\omega} = \frac{21.5}{1+0.12} = 19.19\ kN/m^3$$

$$\gamma_d = \frac{G_s \gamma_w}{1+e} \rightarrow 19.19 = \frac{2.65 \times 9.81}{1+e} \rightarrow e = 0.354$$

$$S \cdot e = G_s \cdot \omega \rightarrow S \times 0.354 = 2.65 \times 0.12 \rightarrow S = 0.9$$

مثال :

یک نمونه خاک اشباع با حجم $22cm^3$ و وزن 43gr موجود است. این نمونه پس از خشک شدن در کوره 8gr کاهش وزن از خود نشان می دهد. اگر حد انقباض برابر ۱۰ درصد باشد، مطلوب است:

(الف) حجم خاک در چه درصد رطوبتی به $21cm^3$ می رسد؟

(ب) برای هر دو حالت اشباع و خشک مطلوب است محاسبه $\gamma_d, \gamma_{sat}, G_s$.

جواب (الف):

پس از خشک شدن 8gr از وزن خاک کم می شود بنابراین می توان نتیجه گرفته که:

$$w_w = 8gr \rightarrow v_w = \frac{w_w}{\gamma_w} = \frac{8}{1} = 8cm^3 \rightarrow v_s = 22 - 8 = 14cm^3$$

$$w_s = 43 - 8 = 35gr$$

حد انقباض خاک ۱۰٪ است بنابراین می توان نتیجه گرفت:

$$SL = \omega = \frac{w_w}{w_s} = 0.1 \rightarrow w_w = 0.1 \times 35 = 3.5gr \rightarrow v_w = 3.5cm^3$$

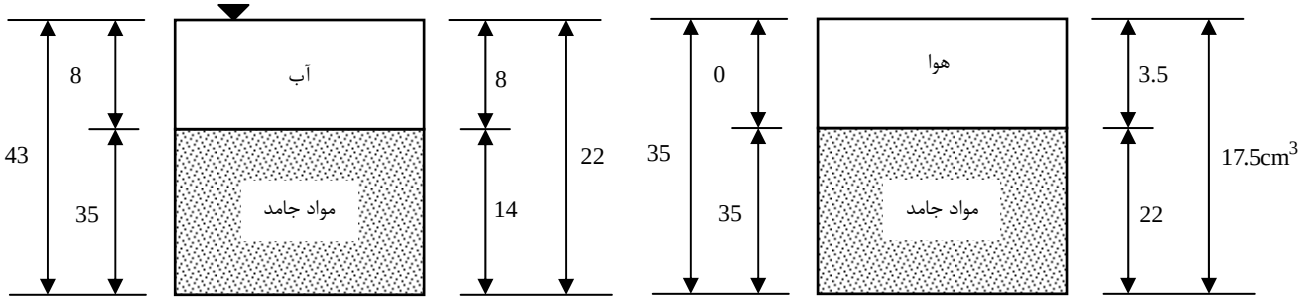
بنابراین نتیجه می گیریم که چناچه پس از خشک شدن خاک $35cm^3$ آب به آن اضافه کنیم اشباع می شود بدون اینکه حجم خاک تغییر کند. بدین ترتیب حجم خاک هنگامی که کاملاً خشک است برابر خواهد بود با:

$$v = v_s + v_w = 14 + 3.5 = 17.5cm^3$$

هنگامی که حجم خاک $21cm^3$ است حجم آن تغییر می کند به عبارت دیگر در این حالت خاک هنوز کاملاً اشباع است بنابراین:

$$v = 21cm^3 \rightarrow w_w = 8 - 1 = 7gr \rightarrow \omega = \frac{w_w}{w_s} = \frac{7}{35} = 0.2 = 20\%$$

تغییر فاز خاک در شکل های زیر نشان داده شده است.



جواب (ب): با توجه به شکل های فوق داریم:

پارامتر	V	v_s	W	w_s	w_w	G_s	γ_{sat}	γ_d
در حالت اشباع	۲۲	۱۴	۴۳	۳۵	۸	۲/۵	۱/۹۵	۱/۵۹
در حالت خشک	۱۷/۵	۱۴	۳۵	۳۵	۰	۲/۵	۲/۲	۲

مثال :

در داخل ظرفی مکعب شکل به ابعاد یک متر را از گلوله های کروی از جنس شیشه تا حد امکان پر کرده ایم. اگر وزن مخصوص شیشه ۲/۵ تن بر متر مکعب باشد مطلوبست:

(الف) تعیین تخلخل و وزن مخصوص مجموعه گلوله های موجود در داخل ظرف.

(ب) اگر ۱۰۰ لیتر آب داخل این ظرف بریزیم وزن مخصوص مرطوب کل گلوله ها در این حالت چقدر خواهد شد؟ و همچنین میزان آب لازم جهت اشباع شدگی کامل گلوله ها و وزن مخصوص اشباع و شناور مجموعه گلوله ها را در این حالت حساب کنید.

جواب:

با توجه به قانون گلوله ها در متراکم ترین حالت نسبت تخلخل برابر خواهد بود با ۰/۳۵ بنابراین:

$$G_s = 2.5t/m^3 \rightarrow \gamma = \frac{G_s + e}{1+e}\gamma_w = \frac{2.5+0.35}{1+0.35}\times 1 = 2.111t/m^3$$

$$\gamma = \gamma_d = \frac{w_s}{V} \rightarrow w_s = \gamma \times V = 2.111\times 1 = 2.111ton$$

$$V_s = \frac{w_s}{G_s\gamma_s} = \frac{2.111}{2.5\times 1} = 0.844m^3 \rightarrow V_v = V - V_s = 1 - 0.844 = 0.1556m^3$$

$$\omega = \frac{w_w}{w_s} = \frac{100kg}{2111kg}\times 100 = 4.73\%$$

$$\gamma = \gamma_d(1+\omega) = 2.111\times 1.0473 = 2.21ton/m^3$$

$$\gamma_{sat} = \frac{2.111 + 0.1556\times 1}{1} = 2.266ton/m^3$$

میزان آب لازم جهت اشباع نمودن نمونه برابر است با:

$$w = 0.1556 - 0.1 = 0.0556$$

یا به روش دیگر:

$$w = \gamma_{sat} - \gamma = 2.266 - 2.21 = 0.056ton = 56kg$$

۲–۴ تراکم نسبی

تراکم نسبی معمولاً برای نشان دادن میزان تراکم یا سستی خاک های دانه ای در محل، مورد استفاده قرار می گیرد و به صورت زیر تعریف می شود:

$$D_r = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \qquad (۲-۱)$$

که در آن:

D_r = تراکم نسبی که معملاً به صورت درصدی بیان می شود

e = نسبت تخلخل در محل

e_{max} = نسبت تخلخل خاک در شل ترین وضعیت

e_{min} = نسبت تخلخل خاک در متراکم ترین وضعیت

دامنه تغییرات D_r از ۰ برای خاک های شل تا حداکثر ۱ برای خاک های خیلی متراکم می باشد. با توجه به تراکم نسبی، خاک های دانه ای مطابق جدول ۲-۱ توصیف می شوند. در جدول ۲-۲ نیز برای بعضی خاک ها در حالت طبیعی، مقادیر نمونه برای نسبت تخلخل، میزان رطوبت در شرایط اشباع و وزن مخصوص خشک ارائه شده است.

جدول ۲–۱ توصیف خاک های دانه ای بر حسب تراکم نسبی

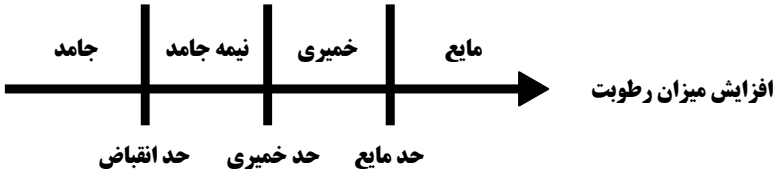
توصیف خاک های دانه ای	تراکم نسبی (درصد)
خیلی شل	0 – 15
شل	15 – 50
متوسط	50 – 70
متراکم	70 – 85
خیلی متراکم	85 - 100

جدول ۲–۲ مقادیر نمونه برای نسبت تخلخل، میزان رطوبت در شرایط اشباع و وزن مخصوص خشک

نوع خاک	نسبت تخلخل e	میزان رطوبت طبیعی در وضعیت اشباع (%)	وزن مخصوص خشک (kN/m^3)
ماسه شل یکنواخت	0.8	30	14.5
ماسه شل متراکم	0.45	16	18
ماسه لای دار شل با دانه های تیزگوشه	0.65	25	16
ماسه لای دار متراکم با دانه های تیزگوشه	0.4	15	19
رس سفت	0.6	21	17
رس نرم	0.9-1.4	30 – 50	11.5-14.5
ماسه بادی	0.9	25	13.5
رس آبی نرم	2.5-3.2	90 - 120	6-8
تیل یخرفت	0.3	90 - 120	21

۲–۵ سفتی (قوام) خاک

وقتی در خاکهای ریزدانه، کانی های رسی ظاهر شود، با مرطوب کردن، خاک حالت خمیری به خود می گیرد و آن را می توان بدون خرد شدن شکل داد. این خاصیت چسبندگی به علت آب جذب شده ای است که ذرات رس را احاطه کرده است. در اوایل دهه ۱۹۰۰، دانشمند سوئدی، اتربرگ روشی برای توصیف سفتی خاک های ریزدانه بر حسب میزان رطوبت ابداع نمود. در میزان رطوبت خیلی کم، خاک مثل یک جسم جامد عمل می کند. در طوبت خیلی بالا، مخلوط آب و خاک می تواند به صورت یک مایع جاری شود. به طور کلی همانند شکل ۲-۲ بر حسب میزان رطوبت، طبیعت رفتار خاک به یکی از چهار حالت جامد، نیمه جامد، خمیری و مایع خواهد بود.



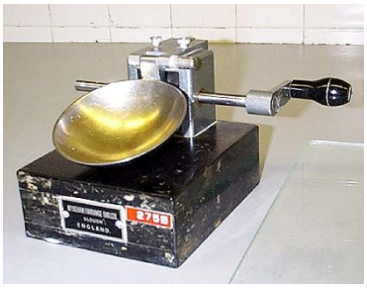
شکل ۲–۲ حدود اتربرگ

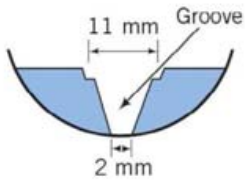
میزان رطوبت (برحسب درصد) در نقطه انتقال از جامد به نیمه جامد، حد انقباض و در نقطه انتقال از نیمه جامد به خمیری، حدی خمیری و از خمیری به مایع، حد مایع یا حد روانی نامیده می شود. حدود نامبرده به حدود اتربرگ معروف هستند.

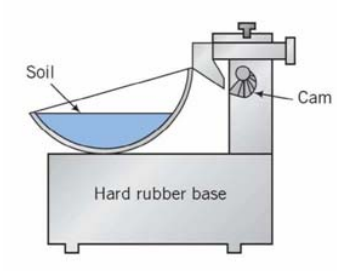
حد مایع (حد روانی)

در شکل ۲-۳ نمای جانبی وسیله اندازه گیری حد مایع نشان داده شده است. این وسیله شامل یک فنجان برنجی و یک پایه لاستیکی سخت می باشد. با پیچاندن دسته ای، فنجان از روی پایه قدری بلند شده و به طور ناگهانی روی آن می افتد.

برای انجام آزمایش تعیین حد روانی خمیر خاک در فنجان قرار داده شده و با استفاده از شیارزن استاندارد شیاری در وسط نمونه خمیری خاک ایجاد می شود. سپس با پیچاندن دسته دستگاه، فنجان از روی پایه بلند شده و از ارتفاع ۱۰ میلیمتری بر آن می افتد. درصد رطوبتی که به ازای آن به علت ۲۵ ضربهٔ فنجان، شیار ایجاد شده در نمونهٔ داخل فنجان، بسته می شود حد روانی خوانده می شود.







(پ) **(ب)** **(الف)**

شکل ۲–۳ آزمایش حد روانی (الف) نمای جانبی دستگاه تعیین حد روانی (ب) شیار زن (پ) دستگاه تعیین حد روانی

تنظیم رطوبت به طوری که دقیقاً به علت ۲۵ ضربه، عرض شیار بسته شود مشکل است. بنابراین حداقل چهار آزمایش برای خاک مورد مطالعه با رطوبت های مختلف انجام شده و تعداد ضربات لازم برای بستن شیار اندازه گیری می شود. میزان رطوبت باید طوری باشد که تعداد ضربات **N** بین ۱۵ تا ۳۵ قرار گیرد. سپس مطابق شکل ۲-۴، میزان رطوبت بر حسب درصد در مقابل تعداد ضربات **N** در روی کاغذ نیمه لگاریتمی رسم می شود. رابطهٔ بین میزان رطوبت و **Log N** تقریباً به صورت خط مستقیم است و به نمودار آن، **نمودار جریان** می گویند. با داشتن نمودار می توان درصد رطوبت نظیر **N=25** را که همان حد روانی می باشد را بدست آورد. شیب خط جریان، **نشانه جریان** نامیده شده و به صورت زیر بیان می شود:

$$I_F = \frac{\omega_1 - \omega_2}{\mathrm{Log}\left(\frac{N_2}{N_1}\right)} \qquad (۲-۲)$$

I_F = نشانه جریان

ω_1 = میزان رطوبت (بر حسب درصد) نظیر تعداد ضربات N_1

ω_2 = میزان رطوبت (بر حسب درصد) نظیر تعداد ضربات N_2

بنابراین رابطه منحنی جریان در شکل کلی به صورت زیر نوشته می شود:

$$\omega = -I_F \log N + c \qquad (۳-۲)$$

رابطه تجربی برای تعیین حد مایع به صورت زیر پیشنهاد شده است:

$$LL = \omega_N \left(\frac{N}{25}\right)^{\tan\beta} \qquad (۴-۲)$$

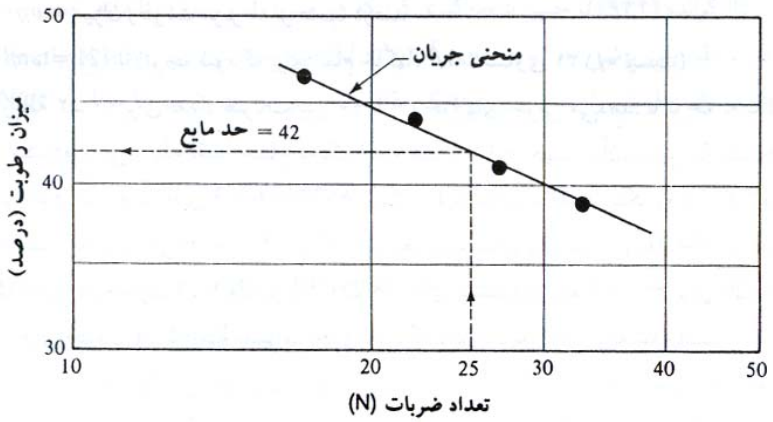
که در آن:

N = تعداد ضربات لازم برای بسته شدن شیار استاندارد در وسیله تعیین حد مایع

ω_N = میزان رطوبت مربوطه بر حسب درصد

$\tan\beta = 0.121$ (توجه شود که برای تمام خاک ها، $\tan\beta$ مساوی ۰/۱۲۱ نیست)

رابطه ۲-۴ برای تعداد ضربات بین ۲۰ تا ۳۰ جواب های خوبی می دهد. با توجه به اینکه در هنگام استفاده از این رابطه فقط احتیاج به یک نقطه است، از این جهت به آن، **روش یک نقطه ای** گفته می شود. علت اینکه روش یک نقطه ای نتایج مناسب به دست می دهد این است که در دامنه تغییرات رطوبت برای $N = 20$ تا $N = 30$ کوچک است. در جدول ۲-۳ مقادیر $(N/25)^{0.121}$ برای استفاده در رابطه ۲-۴ برای $N = 20$ تا $N = 30$ و در جدول ۲-۴ دامنه تغییرات حدود اتربرگ برای کانی های رسی ارائه شده است.



شکل ۲–۴ منحنی جریان برای تعیین حد مایع

جدول ۲–۳ مقدار $(N/25)^{0.121}$

N	$(N/25)^{0.121}$	N	$(N/25)^{0.121}$
20	0.973	26	1.005
21	0.979	27	1.009
22	0.985	28	1.014
23	0.990	29	1.018
24	0.995	30	1.022
25	1.000		

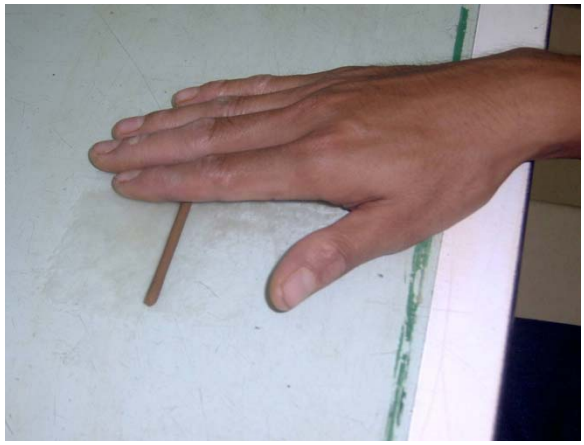
جدول ۲–۴ حدود اتربرگ برای کانی های رس

کانی		حد روانی	حد خمیری	حد انقباض
Montmorillonite	مونت موریلونیت	100-900	50-100	8.5-15
Nontronite	مونتورنیت	37-72	19-27	
Illite	ایلیت	60-120	35-60	15-17
Kaolinite	کائولینیت	30-110	25-40	25-29
Hydrated Halloysite	هالوزیت هیدراته	50-70	47-60	
Dehydrated halloysite	هالوزیت	35-55	30-45	
Attapulgite	آتاپولگیت	160-230	100-120	
Chlorite	کلریت	44-47	36-40	
Allophane	الوفین	200-250	130-140	

کاساگرانده (۱۹۳۲) چنین نتیجه گیری کرد که هر ضربه در وسیله استاندارد تعیین حد مایع متناظر با مقاومت برشی خاک در حدود **0.1 kN/m²** می باشد. بنابراین حد مایع برای خاک های ریزدانه، میزان رطوبتی را به دست می دهد که مقاومت برشی به ازای آن تقریباً مساوی **2.5 kN/m²** است

حد خمیری (PL)

حد خمیری میزان رطوبتی (بر حسب درصد) است که به ازای آن اگر فتیله ای به قطر ۳/۲ میلیمتر از خمیر خاک نمونه (با روش غلتاندن) ساخته شود، خرد گردد. حد خمیری پایین ترین میزان رطوبت مربوط به حالت خمیری خاک است. روش آزمایش ساده است و مطابق شکل ۲-۵-ب با غلتاندن تکه ای از خمیر خاک بر روی یک صفحهٔ شیشه ای به وسیله دست صورت گیرد.



(الف) **(ب)**

شکل ۲–۵ آزمایش تعیین حد خمیری (الف) وسایل مورد نیاز آزمایش (ب) روش غلتاندن نمونه

توجه: هرچه در خاکی ریزدانه هان آن جاذب آب بیشتری باشند، خاک چسبنده تر خواهد بود و این چسبندگی بیشتر سبب می شود تا اولاً حد روانی افزایش یابد چراکه خاک چسبنده دیرتر روان شده و برای روان شدن به رطوبت بیشتری نیاز دارد، ثانیاً سبب می شود حد خمیری کاهش پیدا کند زیرا خاک چسبنده استعداد خمیری شدن بیشتری را دارد و زودتر و با رطوبت کمتری به حالت خمیری در می آید.
بنابراین می توان نتیجه گرفت که هرچه فاصله بین حد خمیری و حد روانی بیشتر باشد، خاک چسبنده تر و خمیری تر خواهد بود. لذا این فاصله را نشانه خمیری می نامند.

نشانه خمیری **(PI)** اختلاف بین حد مایع و حد خمیری خاک می باشد:

$$PI = LL - PL \qquad (۵-۲)$$

حد انقباض (SL)

با از دست دادن رطوبت، خاک منقبض می شود (حجم آن کم می گردد). با کاهش پیوسته رطوبت، مرحله ای می رسد که از آن به بعد، کاهش رطوبت دیگر سبب کاهش حجم نمی شود. میزان رطوبت، بر حسب درصد که در آن کاهش حجم خاک متوقف می گردد، حد انقباض نامیده می شود.

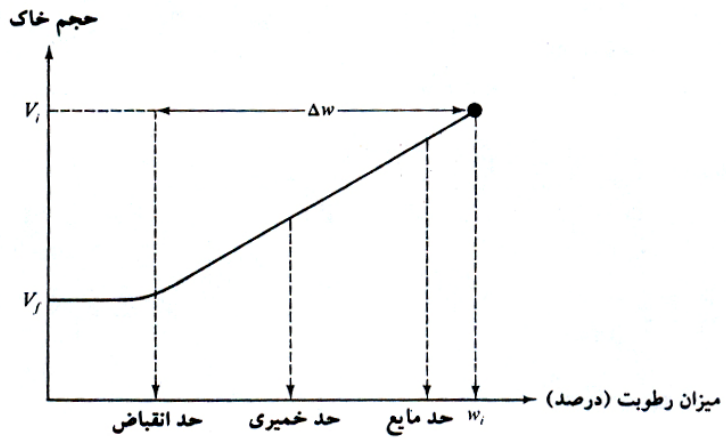
آزمایش حد انقباض **(ASTM D427)** در آزمایشگاه درون یک ظرف چینی به قطر ۱/۷۵ اینچ (۴۴/۴ میلیمتر) و عمق ۰/۵ اینچ (۱۲/۷ میلیمتر) انجام می شود. داخل ظرف توسط یک روغن مخصوص چرب شده و سپس با خاک مرطوب کاملاً پر می شود. با یک وسیله لب تیز، سطح نمونه هم تراز با لبه های ظرف، صاف می شود. جرم خاک داخل ظرف یادداشت شده و سپس توسط کوره خشک می شود. پس از در آوردن از کوره، کاهش حجم خاک با ریختن جیوه اندازه گیری می گردد. با مراجعه به شکل ۲-۶، حد انقباض را می توان به روش زیر محاسبه نمود:

$$SL = \omega_i(\%) - \Delta\omega(\%) \qquad (۶-۲)$$

که در آن:

ω_i = میزان رطوبت اولیه خاک وقتی که خاک درون ظرف آزمایش قرار داده می شود.

$\Delta\omega$ = تغییر در میزان رطوبت (اختلاف بین میزان رطوبت اولیه و میزان رطوبت در حد انقباض) مقادیر مذکور با استفاده از روابط زیر محاسبه می شوند:



شکل ۲–۶ تعریف حد انقباض

$$\omega_i(\%) = \frac{m_1 - m_2}{m_2} \times 100 \qquad (۷-۲)$$

که در آن:

m_1 = جرم خاک مرطوب در ظرف در شروع آزمایش (گرم)

m_2 = جرم خاک خشک در ظرف (به شکل ۲-۷ مراجعه شود) (گرم)

همچنین

$$\Delta\omega(\%) = \frac{(V_i - V_f)\rho_w}{m_2} \times 100 \qquad (۸-۲)$$

که در آن:

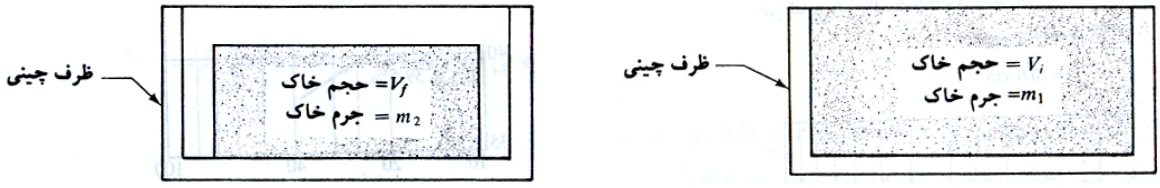
V_i = حجم اولیه خاک مرطوب (که همان حجم داخلی ظرف است cm^3)

V_f = حجم خاک خشک شده در کوره (cm^3)

ρ_ω = جرم مخصوص آب (g/cm^3)

حال با ترکیب روابط ۲-۶، ۲-۷ و ۲-۸ خواهیم داشت:

$$SL = \left(\frac{m_1 - m_2}{m_2}\right)(100) - \left[\frac{(V_i - V_f)\rho_w}{m_2}\right](100) \qquad (۹-۲)$$



(ب) بعد از خشک شدن **(الف) قبل از خشک شدن**

شکل ۲–۷ آزمایش حد انقباض

مثال :

در یک آزمایش حد روانی و حد خمیری نتایج زیر حاصل شده است:

آزمایش حد خمیری

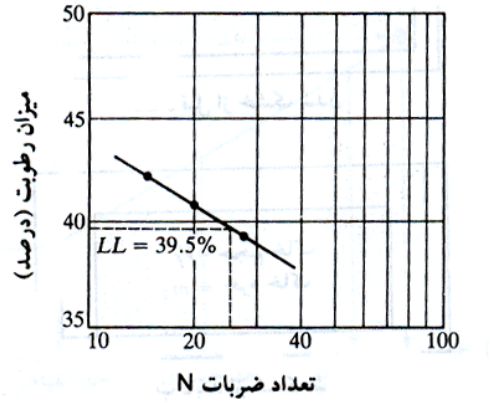
میزان رطوبت $= 18.7\%$

آزمایش حد روانی

میزان رطوبت (٪)	تعداد ضربات N
42	15
40.8	20
39.1	28

(الف) منحنی جریان را برای داده های حد مایع رسم نموده و حد مایع را تعیین نمایید.

(ب) اندیس خمیری خاک چقدر است؟



شکل ۲–۸ نمودار میزان رطوبت در مقابل تعداد ضربات

(الف) در شکل ۲-۸ نمودار میزان رطوبت ω در مقابل تعداد ضربات N (در مقیاس لگاریتمی) نشان داده شده است. برای $N = 25$ به دست می آید:

$$\omega = 39.5\% = LL$$

(ب) با استفاده از رابطه ۲-۴۳ می توان نوشت:

$$PI = LL - PL = 39.5 - 18.7 = 208$$

مثال :

در یک آزمایش حد انقباض نتایج زیر به دست آمده است:

$$m_1 = 44.6g \qquad m_2 = 32.8g \qquad V_i = 16.2cm^3 \qquad V_f = 10.8cm^3$$

حد انقباض را محاسبه کنید.

از رابطه ۲-۴۷

$$SL = \left(\frac{m_1 - m_2}{m_2}\right)(100) - \left[\frac{(V_i - V_f)\rho_w}{m_2}\right](100)$$

با قرار دادن مقادیر اندازه گیری شده در رابطه فوق به دست می آید:

$$SL = \left(\frac{44.6 - 32.8}{32.8}\right)100 - \left[\frac{(16.2 - 10.8)\times 1}{32.8}\right]100 = 35.97 - 16.46 = 19.5$$

۲–۶ نشانه مایع

سفتی نسبی یک خاک چسبنده در وضعیت طبیعی را می توان توسط نسبتی که نشانه مایع **(LI)** نامیده می شود بیان نمود:

$$LI = \frac{\omega - PL}{LL - PL} \qquad (۲-۱۰)$$

که در آن ω میزان رطوبت درجای خاک می باشد.

میزان رطوبت درجای یک نهشته خاکی تحکیم نیافته می تواند بزرگتر از حد مایع باشد. در این حالت:

$$LL > 1$$

در صورت بهم خوردگی، چنین خاک هایی می توانند به شکل یک مایع غلیظ روان شوند (آبگونگی).

در نهشته های خاک پیش تحکیم یافته، میزان رطوبت طبیعی می تواند کمتر از حد خمیری گردد. در این حالت:

$$LI < 1$$

نشانهٔ مایع چنین خاک هایی می تواند نزدیک به صفر یا منفی گردد.

مثال :

اگر میزان رطوبت درجای مثال قبل مساوی ۲۲ درصد باشد، نشانه مایع آن چقدر است؟ حدس شما در خصوص وضعیت طبیعی خاک چیست؟

از رابطه ۲-۴۸ می توان نوشت:

$$LI = \frac{\omega - PL}{LL - PL} = \frac{22 - 18.7}{39.5 - 18.7} = 0.16$$

چون میزان رطوبت ω بزرگتر از **PL** و کمتر از **LL** است، خاک به مقدار زیادی پیش تحکیم یافته است.

۲-۷ فعالیت

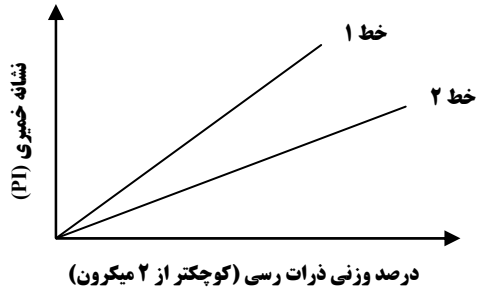
از آنجایی که خواص خمیری خاک به علت آب جذب سطحی است که ذرات رس را احاطه می کند، می توان انتظار داشت که نوع کانی رس و درصد آن در یک خاک، در روی حدهای مایع (روانی) و خمیری تاثیر بگذارد. اسکمتون (۱۹۵۳) مشاهده کرد که نشانه خمیری یک خاک به طور کلی با درصد ذرات رسی (درصد وزنی کوچکتر از ۲ میکرون) افزایش پیدا می کند. در شکل ۲-۹ این رابطه به صورت ترسیمی نشان داده شده است. خطوط متوسط تمام خاک ها از مرکز مختصات می گذرد.

روابط بین نشانه خمیری و درصد ذرات رسی برای خاک های رسی مختلف، خطوط مختلفی به دست می دهد که ناشی از نوع کانی رس موجود در آن خاک می باشد. بر پایه نتایج، اسکمتون کمیتی به نام **فعالیت** تعریف نمود که همان شیب نمودار خطی **PI** در مقابل درصد ذرات رسی کوچکتر از ۲ میکرون است. فعالیت را می توان طبق رابطه زیر نشان داد:

$$A = \frac{PI}{\text{(درصد وزنی ذرات با اندازه رسی)}} \qquad (۲-۱۱)$$

که در آن **A** فعالیت خاک می باشد.

فعالیت به عنوان نشانه ای برای شناسایی پتانسیل تورم خاک های رسی است. در جدول ۲-۶ مقادیر فعالیت برای انواع کانی های رسی ارائه شده است.



شکل ۲-۹ رابطه بین نشانهٔ خمیری و درصد وزنی ذرات رسی

جدول ۲–۶ فعالیت کانی های رس

فعالیت	کانی	
۱ تا ۷	اسمکتایت	Smectites
۰/۵ تا ۱	ایلیت	Illite
۰/۵	کائولینیت	Kaolinite
۰/۵	هالوزیت $(2H_2O)$	Halloysite
۰/۱	هالوزیت $(4H_2O)$	Halloysite
۰/۵ تا ۱/۲	آتاپولژیت	Attapulgite
۰/۵ تا ۱/۲	آلوفین	Allophane

مثال :

در آزمایش بر روی یک خاک رس با دامنه خمیری ۲۸، درصد وزنی ذرات کوچکتر از ۰/۰۰۲ میلیمتر، برابر ۱۶ درصد بدست آمده است. این خاک رس احتمالاً دارای کانی از نوع ..... می باشد. (کنکور سراسری ۸۶)

۱) ایلیت

۲) کائولینیت

۳) مونت موریلونیت

۴) هالوزیت

جواب: گزینه «۳»

برای بررسی اینکه بخش رس یک خاک چسبیده تا چه درجه خاصیت خمیری دارد از شاخصی بنام اکتیویته (فعالیت)، **A** استفاده می شود:

$$A = \frac{PI}{\text{(درصد وزنی ذرات به اندازه رسی)}}$$

هر چه رس فعال تر (اکتیوتر) باشد تغییر حجم آن بر اثر رطوبت بیشتر است عدد اکتیویته برای بعضی کانیهای به شرح زیر است:

کانی رس	مسکویت	کائولینت	ایلیت	مونت موریلونیت
اکتیویته	۰/۲۵	۰/۴	۰/۹	> ۱/۲۵

برای مسأله حاضر چون $A = 28/16 = 1.75$ است پس احتمالاً کانی از نوع مونت موریلونیت است.

۲–۸ نمودار خمیری

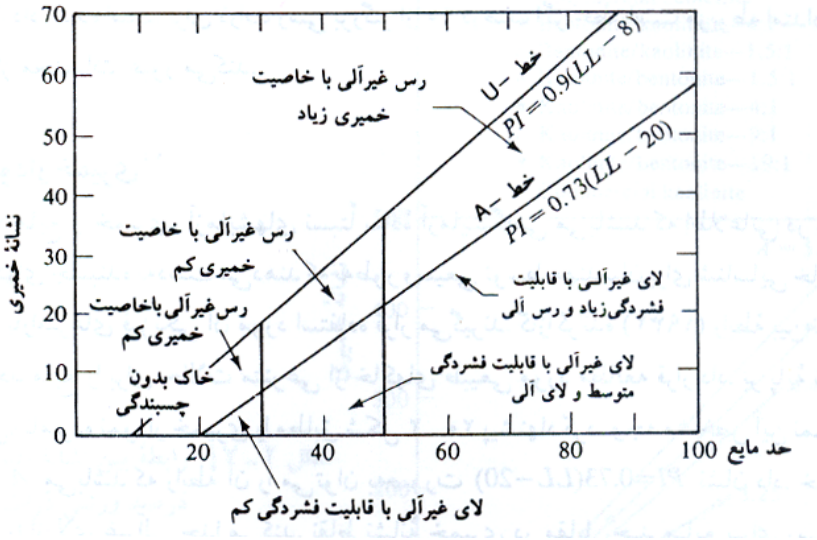
تعیین حدود مایع و خمیری، آزمایش های نسبتاً سادهٔ آزمایشگاهی می باشند که اطلاعاتی در مورد طبیعت خاک های چسبنده به دست می دهند که به طور وسیعی توسط مهندسان برای شناسایی خاک و ارتباط دادن پارامترهای فیزیکی آن مورد استفاده قرار می گیرند. کاساگرانده (۱۹۳۲) رابطه بین نشانه خمیری و حد مایع را برای حالات متنوعی از خاک های طبیعی مورد مطالعه قرار داد. بر پایه نتایج آزمایشگاهی، نامبرده نمودار خمیری را مطابق شکل ۲-۱۰ پیشنهاد کرد. وجه مشخص این نمودار، خط تجربی **A** می باشد که رابطه آن را می توان به صورت $PI = 0.73(LL - 20)$ نشان داد. خط **A** رس غیر آلی را از لای غیرآلی جدا می کند. نقاط نشانه خمیری در مقابل حد مایع برای رس های غیر آلی در بالای خط **A** و برای لای های غیر آلی در پایین خط **A** قرار می گیرند (زیر خط **A** با حد مایع بین ۳۰ تا ۵۰). رس های آلی در ناحیه مربوط به

لای غیر آلی با قابلیت فشردگی بالا قرار می گیرند (زیر خط **A** در حد مایع بزرگتر از ۵۰). اطلاعات فراهم آمده در نمودار خمیری بسیار با ارزش است و پایه ای برای طبقه بندی خاک های ریزدانه در سیستم طبقه بندی متحد خاک می باشد.

در بالای خط **A** خطی وجود دارد که به آن خط **U** می گویند. خط **U** به طور تقریبی حد بالای نقاط نشانه خیمری در مقابل حد مایع هر نوع خاکی می باشد که تا به حال شناخته شده است. رابطه خط **U** را می توان به صورت زیر نوشت:

$$PI = 0.9\,(LL - 8) \qquad (۱۲-۲)$$

استفاده دیگری از خطوط **A** و **U** وجود دارد. کاساگرانده پیشنهاد کرده است که حد انقباض را می توان از نشانه خمیری و حد مایع به دست آورد. با توجه به شکل ۲-۱۱ این کار را می توان به صورت زیر انجام داد:

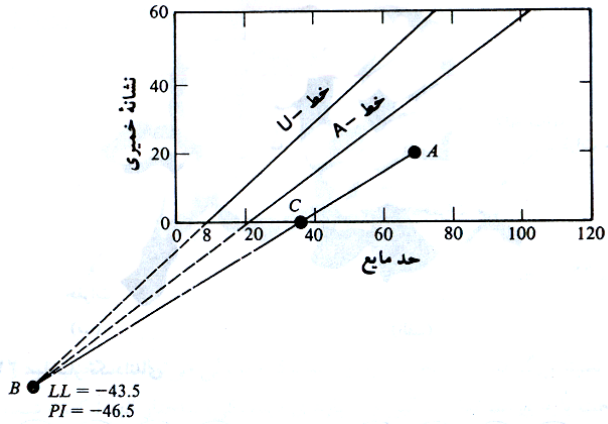


شکل ۲–۱۰ نمودار خمیری

(الف) نقطه ای با مختصات نشانه خمیری و حد مایع برای خاک مورد نظر همانند نقطه **A** در شکل ۲-۱۱ مشخص کنید.

(ب) خطوط **A** و **U** را امتداد دهید تا یکدیگر را در نقطه **B** قطع کنند. نقطه **B** دارای مختصات $LL = -43.5$ و $PI = 46.4$ خواهد بود.

(پ) نقاط **A** و **B** را با یک خط مستقیم به هم وصل کنید. این خط محور مربوط به حد مایع را در نقطه **C** قطع می کند. طول نقطه **C** همان حد انقباض خواهد بود.



شکل ۲–۱۱ تخمین حد انقباض از نمودار خمیری

مسائل حل شده

۱- حد انقباض خاکی ۸/۵ درصد است. درصد تخلخل آن در رطوبت حد انقباض کدام است؟ چگالی نسبی قسمت جامد G_s را برابر ۲/۶ در نظر بگیرید. (کنکور سراسری ۷۵)

$$SL = \frac{e}{G_s} \rightarrow 0.085 = \frac{e}{2.6} \rightarrow e = 0.221$$

۲- رابطه زیر را اثبات نمایید:

$$\gamma_d = \gamma_{sat} - n\gamma_w$$

$$\gamma_{sat} = \frac{G_s + e}{1+e}\gamma_w = \frac{G_s}{1+e}\gamma_w + \frac{e}{1+e}\gamma_w = \gamma_d + n\gamma_w \rightarrow \gamma_d = \gamma_{sat} - n\gamma_w$$

۳- رابطه زیر را اثبات نمایید:

$$e = \frac{\gamma_{sat} - \gamma_d}{\gamma_d - \gamma_{sat} + \gamma_w}$$

$$\gamma_{sat} = \frac{G_s\gamma_w + e\gamma_w}{1+e} = \frac{G_s\gamma_w}{1+e} + \frac{e}{1+e}\gamma_w = \gamma_d + \frac{e}{1+e}\gamma_w$$

$$(1+e)(\gamma_{sat} - \gamma_d) = e\gamma_w \rightarrow e\gamma_w = \gamma_{sat} - \gamma_d + e\gamma_{sat} - e\gamma_d \rightarrow e(\gamma_w - \gamma_{sat} + \gamma_d) = \gamma_{sat} - \gamma_d$$

$$e = \frac{\gamma_{sat} - \gamma_d}{\gamma_d - \gamma_{sat} + \gamma_w}$$

۴- رابطه زیر را اثبات نمایید:

$$G_s = \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_w - \omega_{sat}(\gamma_{sat} - \gamma_w)}$$

$$\gamma_{sat} = \frac{(1+\omega_{sat})G_s\gamma_w}{1+\omega_{sat}G_s}$$

$$\gamma_{sat} + \omega_{sat}G_s\gamma_{sat} = G_s\gamma_w + \omega_{sat}G_s\gamma_w \rightarrow G_s(\gamma_w + \omega_{sat}\gamma_w - \omega_{sat}\gamma_{sat}) = \gamma_{sat}$$

$$G_s = \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_w + \omega_{sat}\gamma_w - \omega_{sat}\gamma_{sat}} = \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_w - \omega_{sat}(\gamma_{sat} - \gamma_w)}$$

۵- برای خاکی اطلاعات زیر در دست است:

$$G_s = 2.67, \gamma = 17.6 kN/m^3, \omega = 10.8\%$$

مطلوب است تعیین: (الف) وزن مخصوص خشک، (ب) نسبت تخلخل، (پ) پوکی، (ت) درجه اشباع.

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1+\omega} = \frac{17.6}{1+0.108} = 15.884 kN/m^3$$

$$\gamma_d = \frac{G_s\gamma_w}{1+e} \rightarrow e = \frac{G_s\gamma_w}{\gamma_d} - 1 = \frac{2.67 \times 9.81}{15.554} - 1 = 0.649$$

$$n = \frac{e}{1+e} = \frac{0.649}{1+0.649} = 0.396$$

$$S \cdot e = G_s \cdot \omega \rightarrow S = \frac{G_s \cdot \omega}{e} = \frac{2.67 \times 0.108}{0.649} = 0.444 = 44.4\%$$

۶- برای خاکی اطلاعات زیر در دست است:

$$G_s = 2.7, \gamma = 20.1 kN/m^3, \omega = 18.6\%$$

مطلوب است تعیین: (الف) وزن مخصوص خشک، (ب) نسبت تخلخل، (پ) پوکی، (ت) درجه اشباع

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1+\omega} = \frac{20.1}{1+0.186} = 16.948 kN/m^3$$

$$\gamma_d = \frac{G_s \gamma_w}{1+e} \rightarrow e = \frac{G_s \gamma_w}{\gamma_d} - 1 = \frac{2.7 \times 9.81}{16.948} - 1 = 0.5628$$

$$n = \frac{e}{1+e} = \frac{0.5628}{1+0.5628} = 0.36$$

$$S \cdot e = G_s \cdot \omega \rightarrow S = \frac{G_s \cdot \omega}{e} = \frac{2.7 \times 0.186}{0.5628} = 0.8923 = 89.23\%$$

۷- برای خاکی اطلاعات زیر در دست است:

$$G_s = 2.74, \gamma = 20.6\, kN/m^3, \omega = 16.6\%$$

مطلوب است تعیین: (الف) وزن مخصوص خشک، (ب) نسبت تخلخل، (پ) پوکی، (ت) درجه اشباع

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1+\omega} = \frac{20.6}{1+0.166} = 17.667 kN/m^3 = \frac{G_s \gamma_w}{1+e} \rightarrow e = \frac{G_s \gamma_w}{\gamma_d} - 1 = \frac{2.74 \times 9.81}{17.667} - 1 = 0.5$$

$$n = \frac{e}{1+e} = \frac{0.5}{1+0.5} = 0.33$$

$$S \cdot e = G_s \cdot \omega \rightarrow S = \frac{G_s \cdot \omega}{e} = \frac{2.74 \times 0.166}{0.5} = 0.9 = 90\%$$

توجه شود که هرچند در دو مثال قبل هر دو خاک، وزن مخصوص طبیعی تقریباً یکسانی دارند اما با دقت در وزن مخصوص خشک آن ها می توان دریافت که خاک دوم دارای تراکم بیشتر و در نتیجه کیفیت مهندسی بهتری می باشد.

۸- در مسئله ۴ وزن آبی را تعیین نمایید که باید به یک متر مکعب خاک اضافه شود تا به صورت اشباع درآید (وزن آب بر حسب کیلونیوتن)

با توجه به نکته بیان شده در جزوه: وزن آب مورد نیاز برای اشباع نمودن خاک = $\gamma_{sat} - \gamma$

$$\gamma_{sat} = \frac{G_s + e}{1+e}\gamma_w = \frac{2.67 + 0.649}{1+0.649} \times 9.81 = 19.775 kN/m^3$$

$$19.775 - 17.6 = 2.145 kN/m^3 \rightarrow W = 2.145 kN/m^3 \times 1m^3 = 2.145 kN$$

۹- در مسئله ۵ وزن آبی را تعیین نمایید که باید به یک متر مکعب خاک اضافه شود تا به صورت اشباع درآید (وزن آب بر حسب کیلونیوتن)

$$\gamma_{sat} = \frac{2.7 + 0.5628}{1+0.5628} \times 9.81 = 20.488 kN/m^3$$

$$\gamma_{sat} - \gamma = 20.488 - 20.1 = 0.38 kN/m^3 \rightarrow W = 0.38 kN/m^3 \times 1m^3 = 0.38 kN$$

۱۰- در مسئله ۶ وزن آبی را تعیین نمایید که باید به یک متر مکعب خاک اضافه شود تا به صورت اشباع درآید (وزن آب بر حسب کیلونیوتن)

$$\gamma_{sat}=\frac{2.74+0.5}{1+0.5}\times 9.81=21.1896kN/m^3$$
$$\gamma_{sat}-\gamma=21.1896-20.6=0.5896kN/m^3\rightarrow W=0.5896kN/m^3\times 1m^3=0.5896kN$$

۱۱- وزن مرطوب $2832cm^3$ خاک $54.34N$ است. اگر میزان رطوبت ۱۲درصد و $G_s=2.72$ باشد، مطلوب است:

(الف) وزن مخصوص مرطوب (γ)

(ب) وزن مخصوص خشک (γ_d)

(پ) نسبت تخلخل (e)

(ت) پوکی (n)

(ث) درجه اشباع (S)

$$\gamma=\frac{W}{V}=\frac{54.34}{2832}\times\frac{10^{-3}}{10^{-6}}=19.18kN/m^3$$
$$\gamma_d=\frac{\gamma}{1+\omega}=\frac{19.18}{1+0.12}=17.132kN/m^3$$
$$\gamma_d=\frac{G_s\gamma_w}{1+e}\rightarrow e=\frac{2.72\times 9.81}{17.132}-1=0.5575$$
$$n=\frac{0.5575}{1+0.5575}=0.358$$
$$S=\frac{G_s\cdot\omega}{e}=\frac{2.72\times 0.12}{0.5575}\times 100=58.547\%$$
$$W_s=\frac{W}{1+\omega}=\frac{54.34}{1+0.12}=48.518N$$
$$W_w=\omega W_s=0.12\times 48.518=5.822N$$
$$\gamma_w=\frac{W_w}{V_w}\rightarrow V_w=\frac{W_w}{\gamma_w}=\frac{5.822}{9810}\times 10^6=593.49cm^3$$

۱۲- برای خاکی اطلاعات زیر در دست است:

$\gamma=17.3kN/m^3$ ، $D_r=82\%$ ، $\omega=8\%$ ، $G_s=2.65$

برای این خاک اگر $e_{min}=0.44$ و باشد، e_{max} چقدر خواهد بود. در شل ترین وضعیت، وزن مخصوص خشک چقدر خواهد بود؟

$$\gamma=\frac{G_s\cdot\gamma_w}{1+e}(1+\omega)\rightarrow 17.3=\frac{2.65\times 9.807}{1+e}(1+0.08)\rightarrow e=0.622$$
$$D_r=\frac{e_{max}-e}{e_{max}-e_{min}}\rightarrow 0.82=\frac{e_{max}-0.622}{e_{max}-0.44}\rightarrow e_{max}=1.45$$
$$\gamma_d=\frac{G_s\cdot\gamma_w}{1+e_{max}}=\frac{2.65\times 9.807}{1+1.45}=10.6kN/m^3$$

مراجع

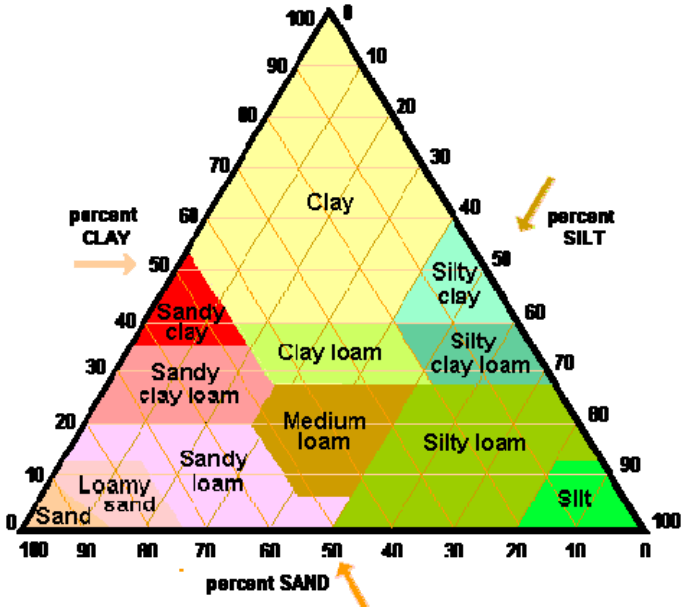
۱. **اصول مهندسی ژئوتکنیک**، جلد اول: مکانیک خاک.، ترجمه شاپور طاحونی.، چاپ هفتم ۱۳۸۰، ویرایش دوم.

۲. **مجموعه سوالات طبقه بندی شده آزمون کارشناسی ارشد مکانیک خاک**.، تالیف: ساسان امیر افشاری.، چاپ سوم ۱۳۸۲.

3. Soil Mechanics,Basic Concept and Engineering Applications., A. Aysen., Balkema Publishers., 2002.

فصل سوم:

طبقه بندی خاک



جزوه درس مکانیک خاک ۲ و مکانیک خاک کارشناسی

استاد: عبدالمتین ستایش

برای ارسال نظرات و پیشنهادات به سایت شخصی اینجانب رجوع نموده و یا نظرات و یا پیشنهادات خود را به آدرس پست الکترونیک زیر ارسال نمایید:

Website: www.ams.ir, Email: a_matin_s@yahoo.com

آخرین ویرایش: اسفند ۸۹

۳-۱ مقدمه

سیستم طبقه بندی خاک[1] عبارت است از مرتب کردن خاک های مختلف با خواص مشابه به گروه ها و زیرگروه هایی بر حسب کاربردشان. سیستم های طبقه بندی یک زبان مشترک برای بیان مشخصات خاک به طور خلاصه به وجود می آورند. اغلب سیستم های طبقه بندی خاک که برای مقاصد مهندسی تدوین یافته اند، بر پایه خواص ساده ای از خاک نظیر دانه بندی و خواص خمیری قرار دارند. اگرچه سیستم های طبقه بندی مختلفی وجود دارد، لیکن به علت تنوع در خواص خاک، هیچکدام از آن ها به طور کامل جوابگوی توصیف هر خاک برای تمام کاربردهای ممکنه نیستند. طبقه بندی خاک بر دو نوع است:

۱. طبقه بندی بافت خاک:

در این طبقه بندی ملاک حدود اندازه ذرات خاک می باشد و ابتدا نام گروه اصلی و بعد نام گروه فرعی به صورت صفت ذکر می گردد. مثل رس لای دار، رس ماسه دار و غیره. طبقه بندی USDA از این نوع است.

۲. طبقه بندی خاک ها بر حسب استفاده:

اگر چه طبقه بندی بافت خاک نسبتاً ساده است، لیکن کاملاً متکی بر دانه بندی خاک می باشد. مقدار کانی رسی که در خاک های ریزدانه ظاهر می شود، تاثیر بسیار عمده ای بر خواص فیزیکی خاک دارد. بنابراین برای تفسیر خواص یک خاک باید به خواص خمیری آن توجه داشت. از آنجایی که طبقه بندی های بافتی خاک توجهی به خواص خیری خاک ندارند، بنابراین برای اغلب کاربردهای مهندسی کافی نیستند. در حال حاضر استفاده از دو سیستم طبقه بندی پیچیده بین مهندسان خاک معمول است که هر دو سیستم دانه بندی و حدود اتربرگ را در طبقه بندی منظور می کنند. این دو سیستم عبارتند از سیستم طبقه بندی آشتو و سیستم طبقه بندی متحد. سیستم طبقه بندی آشتو اغلب توسط مهندسان راه و سیستم طبقه بندی متحد، اغلب توسط مهندسان ژئوتکنیک مورد استفاده قرار می گیرد.

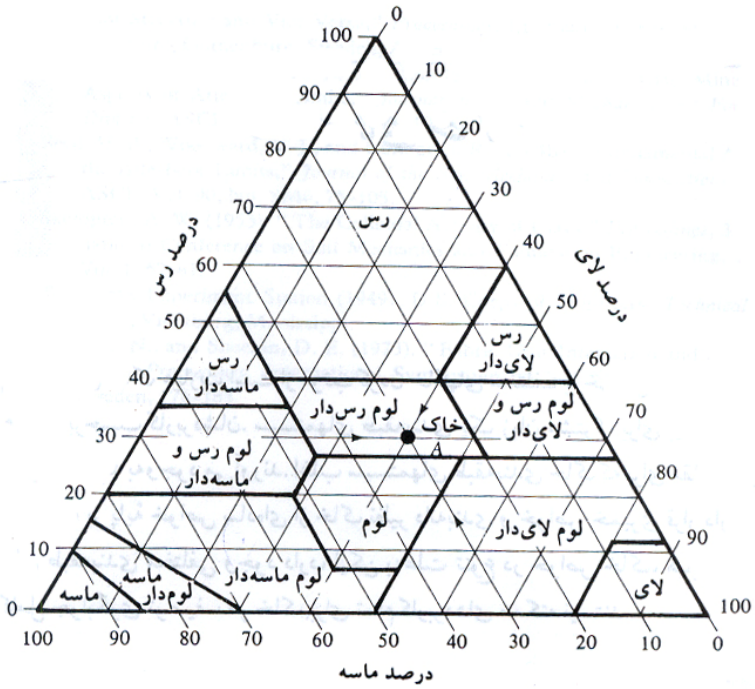
۳-۲ طبقه بندی سازمان کشاورزی آمریکا (USDA)

از نقطه نظر عمومی، بافت خاک به ظاهر سطحی آن نسبت داده می شود. بافت خاک تحت تاثیر اندازه ذرات موجود موجود در آن قرار دارد. در اغلب حالات، خاک های طبیعی ترکیبی از گروه ها با اندازه های مختلف می باشند. در طبقه بندی های بافت خاک، ابتدا نام گروه اصلی و بعد نام گروه فرعی به صورت صفت ذکر می شود. مثل رس ماسه دار، رس لای دار و غیره.

در شکل ۳-۱ طبقه بندی بافت خاک که توسط اداره کشاورزی ایالت متحده تدوین یافته، نشان داده شده است. این سیستم طبقه بندی بر پایه حدود اندازه ذرات طبق سیستم **USDA** قرار دارد:

- ماسه: قطر دانه ها بین ۲ تا ۰/۰۵ میلیمتر
- لای: قطر ذرات بین ۰/۰۵ تا ۰/۰۰۲ میلیمتر
- رس: قطر ذرات کوچکتر از ۰/۰۰۲ میلیمتر

[1] Soil Classification



شکل ۳–۱ طبقه بندی بافت خاک طبق طبقه بندی اداره کشاورزی ایالات متحده (USDA)

استفاده از نمودار فوق را می توان با ارائه یک مثال نشان داد. اگر منحنی دانه بندی خاک A مقدار ماسه را ۳۰ درصد، لای را ۴۰ درصد و ذرات با اندازه رسی را ۳۰ درصد نشان دهد، طبقه بندی بافت را می توان با رسم خطوط نشان داده شده در شکل ۳-۱ به دست آورد. این خاک در ناحیه لوم رس دار قرار می گیرد.

لوم خاکی است متشکل از ماسه، سیلت و رس به نسبت های تقریباً ۴۰-۴۰-۲۰ (۴۰ درصد ماسه، ۴۰ درصد سیلت و ۲۰ درصد رس). لوم به طور طبیعی دارای مواد مغذی و هوموس بیشتری از خاک های ماسه ای بوده و نفوذپذیری و زهکشی بهتری نسبت به سیلت ها دارد. لوم ایده آل ترین خاک برای کاشت گیاهان، باغداری و کشاورزی است زیرا به خوبی مواد مغذی در خاک را حفظ می نماید در حالی که به آب اجازه حرکت آزاد و راحت در داخل خاک را می دهد.

نکته :

نمودار شکل ۳-۱ برپایه قسمت عبوری از الک نمره ۱۰ قرار داد. بنابراین اگر دانه بندی خاک طوری باشد که درصد مشخصی از ذرات خاک بزرگتر از ۲ میلیمتر باشد، اصلاحاتی در طبقه بندی به روش **USDA** لازم خواهد بود. روش اصلاح به همراه مثال توضیح داده شده است.

مثال :

خاک های زیر را با استفاده از سیستم طبقه بندی **USDA** (اداره کشاورزی آمریکا) طبقه بندی نمایید.

درصد ذرات طبق USDA

خاک	شن	ماسه	لای	رس
A	18	51	22	9
B	10	20	41	29
C	21	12	35	32
D	0	18	34	58
E	12	22	26	40

حل مسئله:

گام ۱- محاسبه درصد ذرات اصلاح شده یا حذف قسمت شنی خاک.

خاک	درصد ماسه اصلاح شده	درصد لای اصلاح شده	درصد رس اصلاح شده
A	$\left(\frac{51}{82}\right)\times 100 = 62.2$	$\left(\frac{22}{82}\right)\times 100 = 26.83$	$\left(\frac{9}{82}\right)\times 100 = 10.96$
B	$\left(\frac{20}{90}\right)\times 100 = 22.2$	$\left(\frac{41}{90}\right)\times 100 = 45.6$	$\left(\frac{29}{90}\right)\times 100 = 32.2$
C	$\left(\frac{12}{100-21}\right)\times 100 = 15.2$	$\left(\frac{35}{100-21}\right)\times 100 = 44.3$	$\left(\frac{32}{100-21}\right)\times 100 = 40.5$
D	$\left(\frac{18}{100-0}\right)\times 100 = 18$	$\left(\frac{24}{100-0}\right)\times 100 = 24$	$\left(\frac{58}{100-0}\right)\times 100 = 58$
E	$\left(\frac{22}{100-12}\right)\times 100 = 25$	$\left(\frac{26}{100-12}\right)\times 100 = 29.5$	$\left(\frac{40}{100-12}\right)\times 100 = 45.5$

گام ۲- با محاسبه درصد های اصلاح شده، به کمک نمودار شکل ۳-۱، خاک ها به صورت زیر طبقه بندی می شوند:

نام خاک	طبقه بندی
A	لوم ماسه دار و شن دار
B	لوم رس دار و شن دار
C	رس لای دار و شن دار
D	رس
E	رس شن دار

صفت شن دار به علت ظهور شن در ترکیب خاک اضافه شده است.

۳-۲ سیستم طبقه بندی آشتو AASHTO:

این سیستم در سال ۱۹۲۹ میلادی پایه ریزی شد. متن اولیه بارها مورد تجدید نظر قرار گرفت و چیزی که در حال حاضر تحت عنوان ASTM D3282 استاندارد شده بر مبنای آخرین تجدید نظر در سال ۱۹۴۵ قرار دارد.

در جدول ۳-۱ طبقه بندی آشتو که در حال حاظر مورد استفاده قرار می گیرد، نشان داده شده است. طبق این سیستم، خاک به گروه های اصلی A-1 تا A-7 تقسیم می شوند. خاک های گروه A-1، A-2 و A-3 مصالح دانه ای هستند که درصد عبوری آن ها از الک نمره ۲۰۰ کمتر از ۳۵ درصد است. خاک هایی که درصد عبوریشان از الک نمره ۲۰۰ بیشتر از ۳۵ درصد است در گروه های A-4، A-5، A-6 و A-7 قرار می گیرند. این گروه ها اغلب مصالح لای و رس می باشند. سیستم طبقه بندی بر مبنای معیارهای زیر قرار دارد.

(الف) اندازه دانه ها

- شن: دانه هایی که از الک ۷۵ میلیمتر (۳اینچ) رد شده و بر روی الک ۲ میلیمتر (#10)باقی می مانند.
- ماسه: دانه هایی که از الک ۲ میلیمتر (#10) رد شده و ب روی الک ۰/۰۷۵ میلیمتر (#200) باقی می مانند.
- لای و رس: ذراتی که از الک ۰/۰۷۵ میلیمتر (#200) عبور می کنند.

(ب) خاصیت خمیری

صفت لای دار به خاک هایی اطلاق می شود که نشانه خمیری ریزدانه های آن ها مساوی و یا کوچکتر از ۱۰ است. صفت رس دار به خاک هایی اطلاق می شود که نشانه خمیری آن ها مساوی ۱۱ و یا بزرگتر است.

(پ) اگر قلوه سنگ (دانه های بزرگتر از ۷۵ میلی متر) در خاک یافت شود، در هنگام طبقه بندی از نمونه حذف می شوند. لیکن درصد آن ها ثبت می شود.

برای طبقه بندی یک خاک طبق جدول ۳-۱، نتایج آزمایشگاهی از چپ به راست اعمال می شوند. با فرآیند حذف، اولین گروهی از چپ که نتایج آزمایشگاهی با آن جور است، طبقه صحیح خاک می باشد.

در شکل ۳-۲ نموداری که بر حسب درصد مایع (روانی) و نشانه خمیری، خاک ها را در گروه های **A-2**، **A-4**، **A-5**، **A-6**، **A-7** جای می دهد، نشان داده شده است.

برای داشتن تخمینی از کیفیت یک خاک به عنوان مصالح بستر (زیرسازی)، عددی به عنوان نشانه گروه در کنار هر گروه و زیر گروه وجود دارد. این عدد در داخل پرانتز بعد از اسم گروه نوشته می شود. نشانه گروه از رابطهٔ زیر محاسبه می شود:

$$GI = (F-35)[0.2+0.005)(LL-40)] + 0.01(F-15)(PI-10) \qquad (۱-۳)$$

که در رابطه فوق:

F = درصد عبوری از الک ۰/۰۷۵ میلیمتر (#200)

LL = حد روانی

PI = نشانه خمیری

اولین جمله در رابطه ۳-۱، یعنی $(F-35)[0.2+0.005)(LL-40)]$، نشانه گروه جزئی می باشد که از حد روانی به دست می آید دومین جمله $0.01(F-15)(PI-10)$، نشانه گروه جزئی می باشد که از نشانه خمیری بدست می آید. در زیر قوانینی در ارتباط با تعیین نشانه گروه ارائه می شود:

(الف) اگر رابطه ۳-۱ یک مقدار منفی برای GI بدست دهد، مقدار آن را صفر منظور می نماییم.

(ب) نشانه گروه محاسبه شده از رابطه ۳-۱ به نزدیکترین عدد کامل گرد می شود (به طور مثال $GI = 3.4$ به ۳ و $GI = 3.5$ به ۴ گرد می شود).

(پ) هیچ حد بالایی برای نشانه گروه وجود ندارد.

(ت) نشانه گروه خاک های متعلق به گروه های A-1-a، A-1-b و A-2-4 و A-2-5 و A-3 همواره مساوی صفر هستند.

(ث) در هنگام محاسبه نشانه گروه برای خاک های متعلق به گروه های A-2-6 و A-2-7 باید از نشانه گروه جزئی مربوط به نشانه خمیری PI استفاده نمود. به عبارت دیگر:

$$GI = 0.01(F-15)(PI-10) \qquad (۲-۳)$$

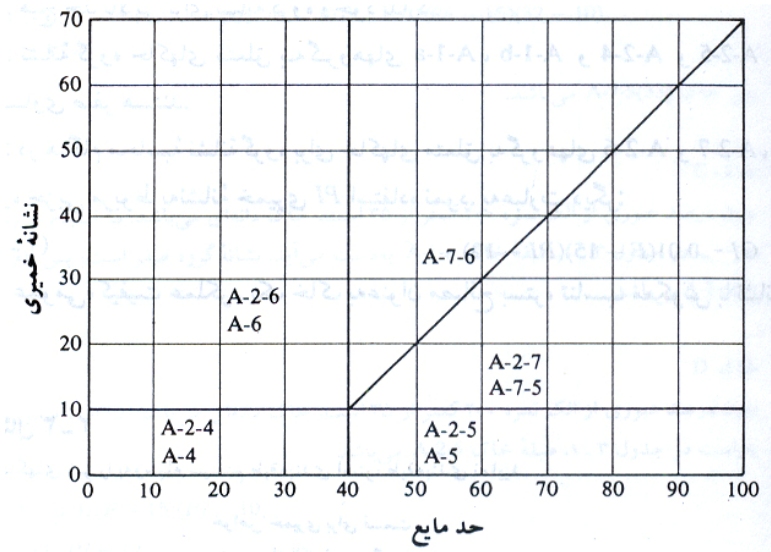
در حالت عمومی، کیفیت عملکرد یک خاک به عنوان مصالح بستر، تناسب معکوس با نشانه گروه دارد.

جدول ۳–۱ طبقه بندی مصالح بستر راه ها طبق طبقه بندی آشتو

طبقه بندی عمومی	مصالح دانه ای (درصد عبوری از الک ۲۰۰ مساوی ۳۵ درصد و یا کمتر)						
طبقه بندی گروهی	A-1		A-3		A-2		
	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7
آزمایش دانه بندی (درصد عبوری)							
No.10 (الک نمره ۱۰)	50 max						
No.40 (الک نمره ۴۰)	30 max	50 max	51 min				
No.200 (الک نمره ۲۰۰)	15 max	25 max	10 max	35 max	35 max	35 max	35 max
مشخصات قسمت عبوری از الک ۴۰							
حد مایع				40 max	41 min	40 max	41 min
نشانه خمیری	6 max		NP	40 max	40 max	11 min	11 min
نوع مصالح تشکیل دهنده	ماسه و شن با قلوه سنگ		ماسهٔ ریز	ماسه و شن رس دار و یا لای دار			
مناسب بودن به عنوان مصالح بستر	عالی تا خوب						

طبقه بندی عمومی	مصالح دانه ای (درصد عبوری از الک ۲۰۰ مساوی ۳۵ درصد و یا کمتر)			
طبقه بندی گروهی	A-4	A-5	A-6	A-7 A-7-5* A-7-6+
آزمایش دانه بندی (درصد عبوری)				
No.10 (الک نمره ۱۰)				
No.40 (الک نمره ۴۰)				
No.200 (الک نمره ۲۰۰)	36 min	36 min	36 min	36 min
مشخصات قسمت عبوری از الک ۴۰				
حد مایع	40 max	42 min	40 max	41 min
نشانه خمیری	10 max	10 max	11 min	11 min
نوع مصالح تشکیل دهنده	خاک های لای دار		خاک های رس دار	
مناسب بودن به عنوان مصالح بستر	متوسط تا بد			

* For A-7-5, $PI \le LL - 30$, + For A-7-6, $PI > LL - 30$



شکل ۳–۲ دامنه حد مایع و نشانه خمیری برای خاک های گروه های A-2، A-4، A-5، A-6، A-7

مثال :

خاک های زیر را به وسیله سیستم طبقه بندی آشتو، طبقه بندی نمایید.

خاک	الک No. 10	الک No. 40	الک No. 200	حد مایع	نشانه خمیری
				خواص خمیری برای قسمت عبوری از الک نمره ۴۰	
A	83	48	20	20	5
B	100	92	86	70	32
C	48	28	6	-	Non Plastic
D	90	76	34	37	12

خاک A:

طبق جدول ۳-۱، چون ۲۰ درصد از خاک از الک نمره ۲۰۰ عبور می کند، خاک در رده خاک های دانه ای، یعنی A-1، A-3 و یا A-2 قرار می گیرد. با انجام بررسی از چپ به راست، ملاحظه می گردد که خاک در رده A-1-b قرار می گیرد. نشانه گروه برای خاک A-1-b مساوی صفر است. بنابرای طبقه بندی خاک به صورت A-1-b(0) خواهد بود.

خاک B:

درصد عبوری از الک نمره ۲۰۰ مساوی ۸۶ درصد است، پس طبق جدول ۳-۱، مصالح خاک رس و لای می باشد (یعنی A-4، A-5، A-6 و یا A-7) با انجام بررسی از چپ به راست، ملاحظه می شود که طبقه خاک A-7 است. برای این حالت $PI - 32 \le LL - 30$ است، پس طبقه کامل خاک A-7-5 می باشد. از رابطه ۳-۱ داریم:

$$GI = (F-35)[0.2+0.005)(LL-40)] + 0.01(F-15)(PI-10)$$

$$F = 86; LL = 70; PI = 32$$

$$GI = (80-35)[0.2+0.005)(70-40)] + 0.01(86-15)(32-10) = 33.47 \approx 33$$

پس خاک A-7-5(35) می باشد.

خاک C:

چون درصد عبوری از الک نمره ۲۰۰ کمتر از ۳۵ است، خاک دانه ای می باشد. با انجام بررسی از چپ به راست در جدول ۳-۱، طبق خاک A-1-a به دست می آید. نشانه گروه صفر است. پس نام کامل خاک A-1-a(0) می باشد.

خاک D:

چون درصد عبوری از الک نمره ۲۰۰ کمتر از ۳۵ است، خاک دانه ای می باشد. با انجام بررسی از چپ به راست در جدول ۳-۱ طبقهٔ خاک A-2-6 می باشد.

$$GI = 0.01(F-15)(PI-10)$$

$$F = 34; PI = 12$$

$$GI = 0.01(34-15)(12-10) = 0.38 \approx 0$$

پس نام کامل خاک A-2-6(0) است.

۳-۲ سیستم طبقه بندی متحد (Unified Soil Classification System) USCS:

شکل اولیه این سیستم در سال ۱۹۴۲ توسط کاساگرانده برای ساخت فرودگاه های نظامی به وسیله گروه مهندسان ارتش در اثنای جنگ جهانی دوم ارائه شد. این طبقه بندی در سال ۱۹۵۲ با همکاری اداره عمران ایالت متحده، مورد تجدید نظر قرار گرفت. درحال حاضر این سیستم تحت استاندارد $ASTM-D-2487$ مورد استفاده وسیع مهندسین قرار دارد. در جدول ۳-۲، ۳-۳ و ۳-۴ سیستم طبقه بندی متحد ارائه شده است. این سیستم خاک ها را به دو طبقه بزرگ تقسیم می نماید:

۱. خاک های درشت دانه با طبیعت شنی و یا ماسه ای و درصد عبوری کوچکتر از ۵۰ درصد از الک نمره ۲۰۰. علامت گروه های این طبقه با حرف G یا S شروع می شود. علامت G برای شن یا خاک های شن دار و علامت S برای ماسه یا خاک های ماسه دار به عنوان حرف اول به کار می روند.

۲. خاک های ریزدانه با درصد عبوری بزرگتر از ۵۰ درصد از الک نمره ۲۰۰. علامت گروه های این طبقه با حرف M برای لای غیر آلی و یا C برای رس غیر آلی و O برای لای ها و رس های آلی شروع می شود. علامت Pt برای پیت و ماک (خاک برگ) و یا سایر خاک ها با درجه آلی بالا به کار می رود.

علائمی که به عنوان حرف دوم در طبقه بندی به کار می روند، عبارتند از:

W = خوب دانه بندی شده

P = بد دانه بندی شده

L = خاصیت خمیری کم (حد مایع کوچکتر از ۵۰)

H = خاصیت خمیری زیاد (حد مایع بزرگتر از ۵۰)

حروف فوق همیشه به عنوان حرف دوم قرار گرفته و صفت حرف اول می باشند.

برای طبقه بندی کامل این سیستم، قسمت و یا تمام اطلاعات زیر لازم است:

الف: درصد شن، یعنی قسمتی که از الک ۷۵ میلیمتر عبور کرده و روی الک ۴/۷۵ میلیمتر (نمره ۴) باقی می ماند.

ب: درصد ماسه، یعنی درصد عبوری از الک ۴/۷۵ میلیمتر (نمره ۴) و مانده روی الک ۰/۰۷۵ میلیمتر (نمره ۲۰۰).

پ: درصد لای و رس، یعنی درصد عبوری از الک ۰/۰۷۵ میلیمتر (نمره ۲۰۰).

ت: ضریب یکنواختی C_u و ضریب دانه بندی C_c

ث: حد مایع و نشانه مایع برای قسمت عبوری از الک نمره ۴۰.

- علامت گروه برای خاک های درشت دانه شنی عبارتند از:

GW ، GP ، GM ، GC ، GC−GM ، GW−GM ، GW−GC ، GP−GM ، GP−GC

- برای خاک های دانه ای ماسه ای علائم عبارتند از:

SP−SC ، SP−SM ، SW−SC ، SW−SM ، SC−SM ، SC ، SM ، SM ، SP ، SW

- به طور مشابه علامت گروه برای خاک های ریزدانه عبارتند از:

CL−ML ، OH ، MH ، CH ، OL ، ML ، CL و Pt

روش گام به گام برای طبقه بندی به روش متحد به شرح زیر است:

گام ۱: درصد عبوری از الک نمره ۲۰۰ ، PP #200 را تعیین نمایید. اگر $PP\ \#200 < 50\%$ باشد، خاک درشت دانه (شنی یا ماسه ای) بوده و به گام ۲ بروید. اگر $PP\ \#200 > 50\%$ باشد، خاک ریزدانه بوده و به گام ۳ بروید.

گام ۲: درصد عبوری از الک نمره ۴ ، PP #4 را تعیین نمایید. با داشتن درصد عبوری از الک ۴ و الک ۲۰۰ ، نسبت زیر را که نشان دهنده میزان ماسه موجود در قسمت درشت دانه خاک است را محاسبه نمایید:

$$F_s = \frac{\text{درصد ماسه}}{\text{درصد درشت دانه}} \times 100 = \frac{\text{عبوری از } \#4 - \text{عبوری از } \#200}{100 - \text{عبوری از } \#200} \times 100 = \frac{PP\#4 - PP\#200}{100 - PP200} \times 100$$

اگر $F_s < 50\%$ باشد خاک شنی است به عبارت دیگر حرف اول **G** است. برای تعیین علامت گروه به جدول ۳-۲ و شکل ۳-۲ مراجعه نمایید. سپس برای تعیین نام گروه به شکل ۳-۲ مراجعه کنید. اگر $F_S \geq 50\%$ باشد، خاک ماسه ای است. برای تعیین علامت گروه به جدول ۳-۳ و شکل ۳-۲ و برای تعیین نام گروه به شکل ۳-۳ مراجعه نمایید.

گام ۳: برای خاک های ریزدانه، برای تعیین علامت گروه به جدول ۳-۴ و شکل ۳-۲ مراجعه نمایید. اگر خاک غیر آلی باشد، برای تعیین نام گروه به شکل ۳-۴ و اگر آلی باشد به شکل ۳-۵ مراجعه نمایید. شکل ۳-۲ نمودار خمیری نام دارد و توسط کاساگرانده تهیه شده و سپس اصلاح گردیده است.

جدول ۳–۲ سیستم طبقه بندی متحد – علائم گروه برای خاک های شنی

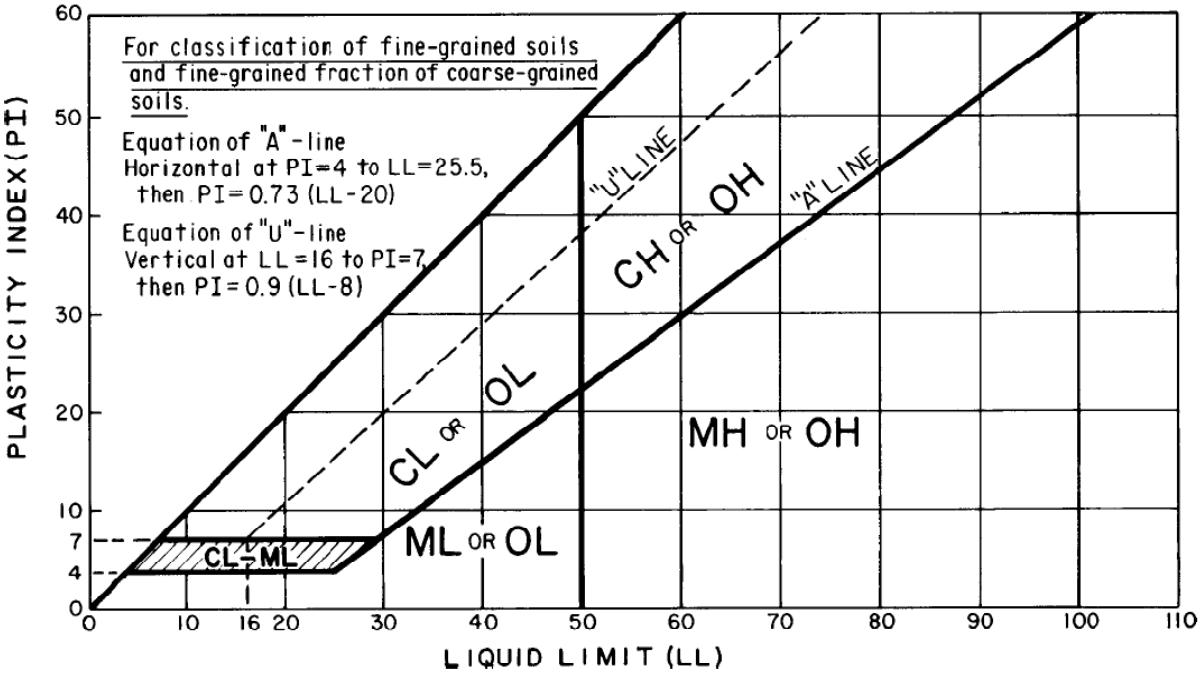
معیار	علامت گروه
عبوری از الک نمره ۲۰۰ کوچکتر از ۵ درصد، C_u بزرگتر یا مساوی ۴ و C_c بین ۱ و ۳	GW
عبوری از الک نمره ۲۰۰ کوچکتر از ۵ درصد، و هیچکدام از دو شرط GW برآورده نمی شود	GP
درصد عبوری از الک نمره ۲۰۰ بزرگتر از ۱۲ است. حدود اتربرگ زیر خط A قرار می گیرد یا نشانه خمیری کمتر از ۴ است	GM
درصد عبوری از الک نمره ۲۰۰ بزرگتر از ۱۲ است. حدود اتربرگ بالای خط A و نشانه خمیری بزرگتر از ۷ است	GC
درصد عبوری از الک نمره ۲۰۰ بزرگتر از ۱۲ است. حدود اتربرگ در ناحیه سایه خورده قرار می گیرد (ناحیه CL – ML)	GC – GM
درصد عبوری از الک نمره ۲۰۰ بین ۵ تا ۱۲ است و معیارهای GW و GM برآورده می شود	GW – GM
درصد عبوری از الک نمره ۲۰۰ بین ۵ تا ۱۲ است و معیارهای GW و GC برآورده می شود	GW – GC
درصد عبوری از الک نمره ۲۰۰ بین ۵ تا ۱۲ است و معیارهای GP و GM برآورده می شود	GP – GM
درصد عبوری از الک نمره ۲۰۰ بین ۵ تا ۱۲ است و معیارهای GP و GC برآورده می شود	GP – GC

جدول ۳–۳ سیستم طبقه بندی متحد – علائم گروه برای خاک های ماسه ای

معیار	علامت گروه
عبوری از الک نمره ۲۰۰ کوچکتر از ۵ درصد، C_u بزرگتر یا مساوی ۶ و C_c بین ۱ و ۳	SW
عبوری از الک نمره ۲۰۰ کوچکتر از ۵ درصد، و هیچکدام از دو شرط GW برآورده نمی شود	SP
درصد عبوری از الک نمره ۲۰۰ بزرگتر از ۱۲ است. حدود اتربرگ زیر خط A قرار می گیرد یا نشانه خمیری کمتر از ۴ است	SM
درصد عبوری از الک نمره ۲۰۰ بزرگتر از ۱۲ است. حدود اتربرگ بالای خط A و نشانه خمیری بزرگتر از ۷ است	SC
درصد عبوری از الک نمره ۲۰۰ بزرگتر از ۱۲ است. حدود اتربرگ در ناحیه سایه خورده قرار می گیرد (ناحیه CL – ML)	SC – SM
درصد عبوری از الک نمره ۲۰۰ بین ۵ تا ۱۲ است و معیارهای SW و SM برآورده می شود	SW – SM
درصد عبوری از الک نمره ۲۰۰ بین ۵ تا ۱۲ است و معیارهای SW و SC برآورده می شود	SW – SC
درصد عبوری از الک نمره ۲۰۰ بین ۵ تا ۱۲ است و معیارهای SP و SM برآورده می شود	SP – SM
درصد عبوری از الک نمره ۲۰۰ بین ۵ تا ۱۲ است و معیارهای SP و SC برآورده می شود	SP – SC

جدول ۳–۴ سیستم طبقه بندی متحد – علائم گروه برای خاک های رسی و لای

معیار	علامت گروه
غیر آلی، $LL < 50$، $PI > 7$ و منطبق یا بالای خط A (به ناحیه CL در شکل ۳-۳ توجه شود)	CL
غیر آلی، $LL < 50$، $PI > 4$ و زیر خط A (به ناحیه ML در شکل ۳-۳ توجه شود)	ML
آلی، $0.75 >$ (LL خشک نشده) / (LL خشک شده) و $LL < 50$ (به ناحیه OL در شکل ۳-۳ توجه شود)	OL
غیر آلی، $LL \geq 50$ و PI منطبق و یا بالای خط A (به ناحیه CH در شکل ۳-۳ توجه شود)	CH
غیر آلی، $LL \geq 50$ و PI زیر خط A (به ناحیه MH در شکل ۳-۳ توجه شود)	MH
آلی، $0.75 >$ (LL خشک نشده) / (LL خشک شده) و $LL \geq 50$ (به ناحیه OH در شکل ۳-۳ توجه شود)	OH
غیر آلی، در ناحیه هاشور خورده در شکل ۳-۳	CL – ML
تورب، ماک و یا سایر خاک های آلی	Pt



شکل ۳-۲ نمودار خمیری

نکته :

منظور از خاک خوب دانه بندی شده (W) خاکی است که در شرایط زیر صدق کند:

$1 < C_c < 3$

$C_u > 6$ برای ماسه

$C_u > 4$ برای شن

بدیهی است که خاکی که در هر یک از شرایط فوق صدق نکند خاک بد دانه بندی شده (P) است.

صفت های فوق مختص خاک های درشت دانه (شنی و ماسه) می باشد.

نکته :

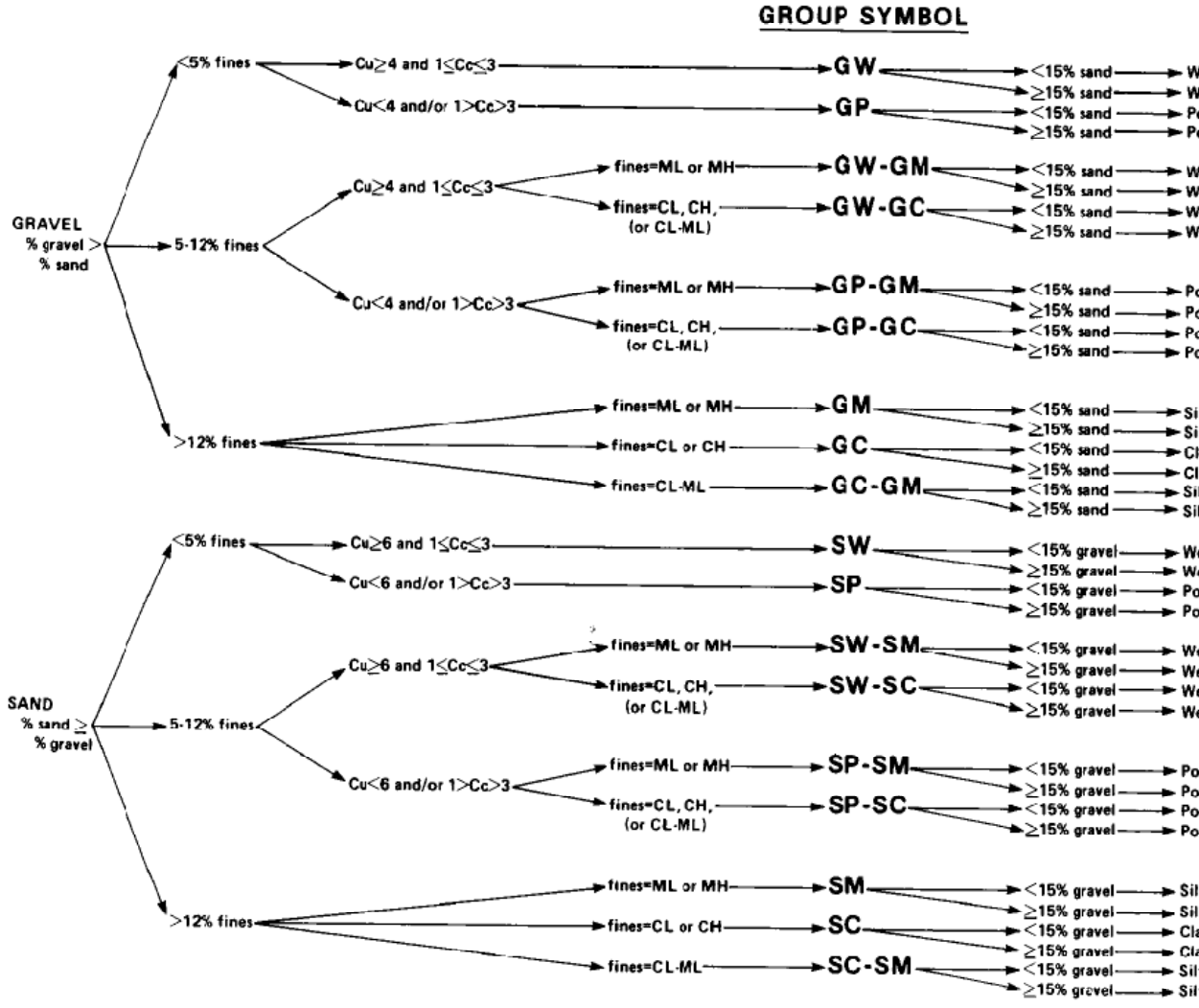
همانطور که در شکل ۳-۳ نشان داده شده است، خط A خطی است که جداکننده ناحیه رس و لای در نمودار خمیری می باشد این خط از $PI = 4$ تا $LL = 25.5$ افقی بوده و از آن پس معادله آن به صورت $PI = 0.73(LL - 20)$ می باشد.

خط U به طور تقریبی حد بالای نقاط نشانه خمیری در مقابل حد مایع هر نوع خاکی است که تا به حال شناخته شده است.

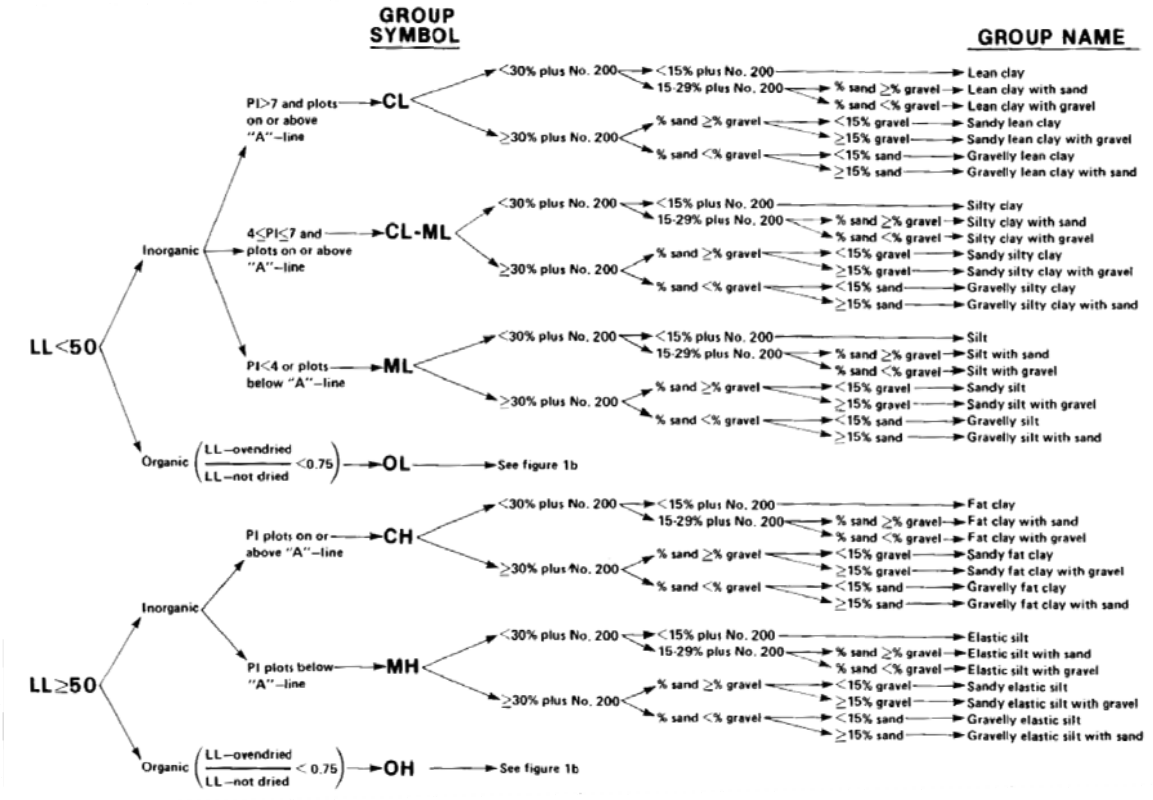
این خط از $LL = 16$ تا $PI = 7$ قائم بوده و از آن پس معادله آن به صورت $PI = 0.9(LL - 8)$ می باشد.

اصطلاحات به کار رفته در شکل های ۳-۳، ۳-۴ و ۳-۵ در زیر فهرست شده اند:

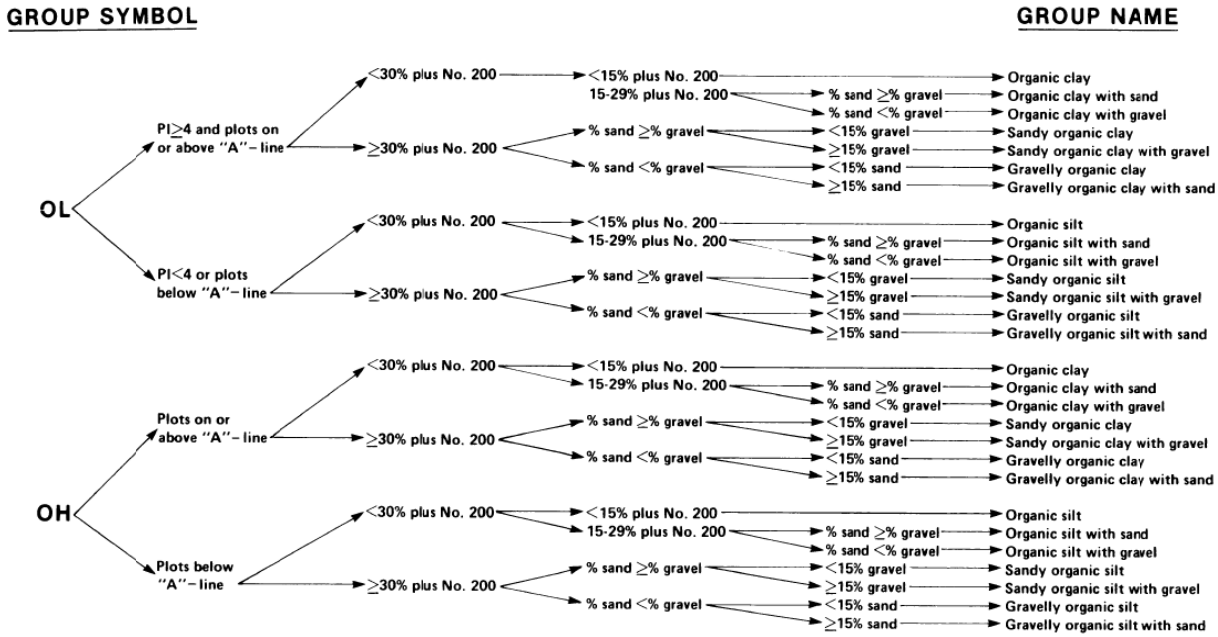
Well graded	دانه بندی خوب	sand	ماسه	gravel	شن
Clay	رس	silt	لای	poorly graded	دانه بندی بد
Lean clay	رس لاغر	inorganic	غیر آلی	organic	آلی
Clayey sand	ماسه رس دار	silty sand	ماسه لای دار	fat clay	رس چاق
		clayey gravel	شن رس دار	silty gravel	شن لای دار



شکل ۳–۳ نمودار تعیین علامت و نام گروه برای خاک های شنی و ماسه ای



شکل ۳–۴ نمودار تعیین علامت و نام گروه برای خاک های رسی و لای غیر آلی



شکل ۳–۵ نمودار تعیین علامت و نام گروه برای خاک های رسی و لای آلی

مثال :

آزمایش دانه بندی بر روی یک نمونه خاک نشان می دهد که درصد عبوری از الک #200 برابر ۳۲ است. اگر درصد مانده روی الک نمره #4 برابر ۲۲ درصد باشد، نام خاک در طبقه بندی متحد را بدست آورید.

$$\begin{cases} LL = 73\% \\ PL = 41\% \end{cases} \quad \begin{cases} C_u = 5 \\ C_c = 3.6 \end{cases}$$

حل مسئله:

گام ۱) درصد عبوری از الک نمره ۲۰۰ کمتر از ۵۰ درصد است بنابراین خاک درشت دانه است.

$$PP\ \#200 < 50\% \rightarrow G \text{ or } S$$

گام ۲) باید مشخص نماییم خاک شن است یا ماسه بنابراین با توجه به درصد عبوری از الک نمره ۴ داریم:

$$\frac{PP\#4 - PP\#200}{100 - PP\#200} = \frac{78-32}{100-32} = 68\% > 50\% \rightarrow S$$

برای تعیین حرف دوم یا علامت گروه می توان هم از جداول ارائه شده و هم از معادله خط A استفاده نمود. در این مثال از آنجائی که $PP\#200 > 12\%$ است حرف دوم یا C است یا M در نتیجه با توجه به حدود اتربرگ داریم:

$$PI = LL - PL = 73 - 41 = 32\%$$

$$A : 0.73(LL - 20) = 0.73(73 - 20) = 38.7 \rightarrow PI < 38.7 \rightarrow M$$

بنابراین با توجه به اینکه قسمت ریزدانه خاک زیر خط A قرار دارد صفت خاک مورد نظر سیلتی خواهد بود. در نتیجه علامت گروه خاک مورد نظر عبارت است از: SM

توجه: خط U به صورت خودکار در تمام خاک ها ارضاء می شود بنابراین در حل مسائل کاربردی ندارد.

حال با توجه به اینکه درصد شن بزرگتر از ۱۵٪ می باشد نام گروه Clayey sand with gravel می باشد.

توجه: در مسئله فوق مقدار ضریب یکنواختی و ضریب انحنا کاربردی نداشته و ارائه آن ها در صورت مسئله انحرافی است.

مثال :

در یک آزمایش دانه بندی درصد عبوری از الک ۴ و الک ۲۰۰ به ترتیب ۷۵ درصد و ۲۰ درصد می باشد. اگر حد روانی خاک ۶۰ درصد و دامنه خمیری آن ۲۰ درصد باشد، علامت گروه خاک در طبقه بندی USCS چیست؟

حل مسئله:

$$PP\ \#200 = 20\% < 50\% \rightarrow G \text{ or } S$$

$$\frac{PP\ \#4 - PP\ \#200}{100 - PP\ \#200} = \frac{75-20}{100-20} = \frac{55}{80} = 69\% > 50\% \rightarrow S$$

$$PP\ \#200 = 20\% > 12\% \rightarrow C \text{ or } M$$

$$A : 0.73(LL - 20) = 0.73(60 - 20) = 29.2\% > 20\% \rightarrow M$$

بنابراین خاک مورد نظر SM است.

مثال :

پس از آزمایش دانه بندی بر روی یک نمونه خاک مشخص شد که ۶ درصد از الک ۲۰۰ و ۶۳ درصد آن الک ۴ عبور کرده است. حد روانی و حد خمیری بخش ریزدانه آن نیز به ترتیب ۵۵ و ۳۵ درصد می باشد. اگر ضریب یکنواختی آن $C_u = 23.5$ و ضریب دانه بندی $C_c = 1.06$ باشد، در این صورت نام گروه خاک در سیستم طبقه بندی متحد چیست ؟

حل مسئله:

$PP\ \#200 = 6\% < 50\% \rightarrow S\ \text{or}\ G$

$\frac{63-6}{100-6} \times 100 = 60\% > 50\% \rightarrow S$ خاک ماسه ای است

$PP\ \#200 = 60\% \rightarrow 5\% < PP\ \#200 < 12\% \rightarrow$ نام گذاری دوگانه

$PI = 55 - 35 = 20\%$

$A : 0.73(55-20) = 25.5$

$PI < 25.55 \rightarrow M$ خاک سیلتی است

$\begin{cases} 1 < C_c < 3 \\ C_u > 6 \end{cases} \rightarrow$ خاک خوب دانه بندی شده است $\rightarrow SW - SM$

مثال :

۷۰ درصد خاکی از الک ۴ و ۳ درصد آن از الک ۲۰۰ می گذرد. اگر $D_{60} = 3mm$ و $D_{30} = 1.2mm$ و $D_{10} = 0.2mm$ باشد. علامت و نام گروه خاک را در طبقه بندی یونیفاید تعیین نمایید.

حل مسئله:

$PP\ \#200 = 3 \rightarrow G\ \text{or}\ S$

$\frac{70-3}{100-3} \times 100 = 69\% > 50\% \rightarrow S$ خاک ماسه ای است

$PP\ \#200 = 3\% < 5\% \rightarrow W\ \text{or}\ P$

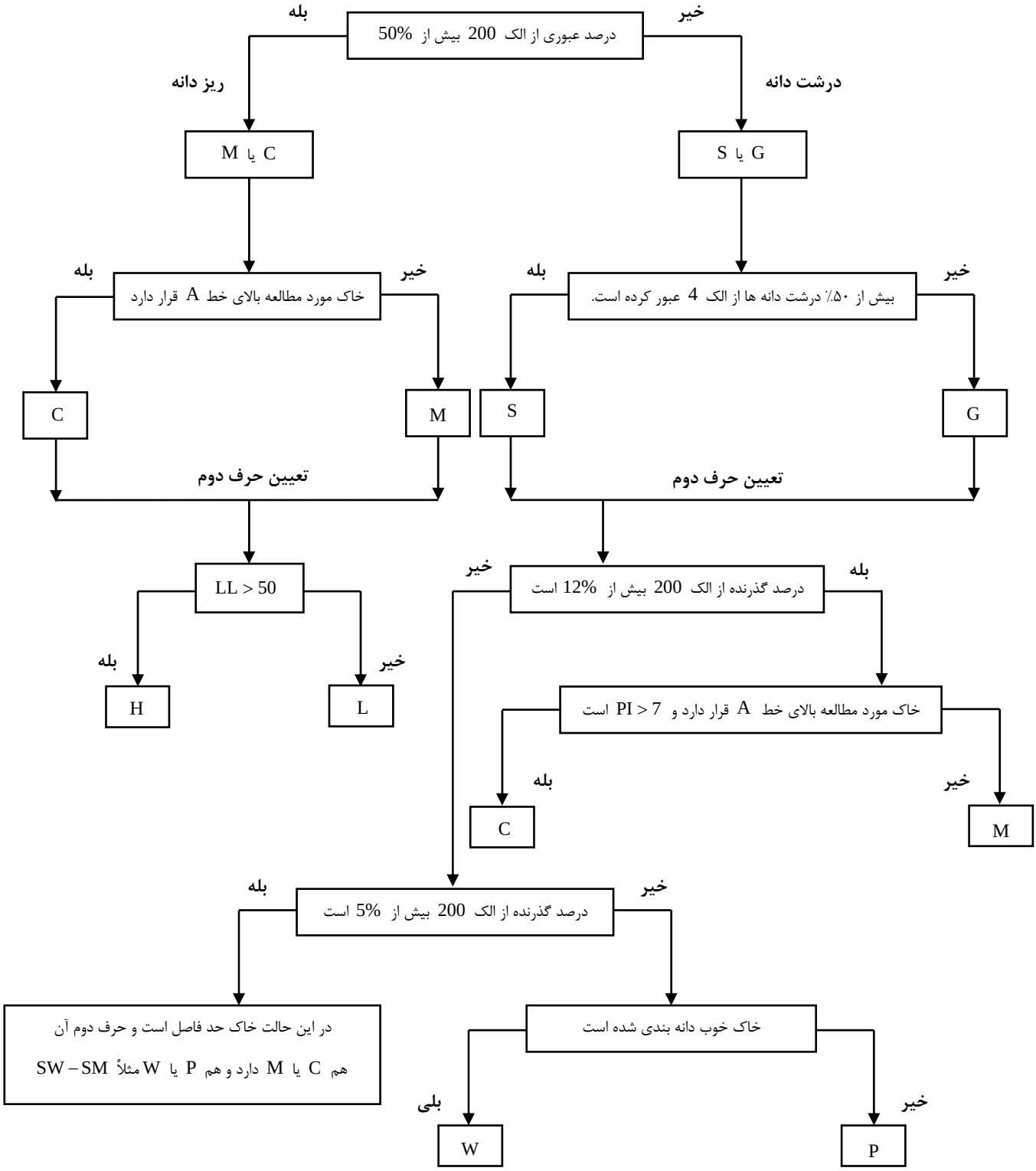
$$C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{60} \times D_{10}} = \frac{1.2^2}{3 \times 0.2} = 2.4 \rightarrow 1 < C_c < 3$$

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{3}{0.2} = 15 > 6$$

$\rightarrow SW$

$Gravel = 100 - 70 - 3 = 27\% > 15\% \rightarrow \text{well} - \text{graded sand with gravel}$

برای طبقه بندی سریع به روش متحد می توان از الگوریتم زیر نیز استفاده نمود.



تمرین: خاک های زیر را طبق سیستم متحد طبقه بندی نمایید. علامت و نام گروه را بنویسید.

شماره مسئله	درصد عبوری							حد مایع	نشانه خمیری
	No. 4	No. 10	No. 20	No. 40	No. 60	No. 100	No. 200		
۴۱-۳	94	63	21	10	7	5	3	-	NP
۴۲-۳	98	86	50	28	18	14	10	-	NP
۴۳-۳	100	100	98	93	88	83	77	63	25
۴۴-۳	100	100	100	99	95	90	86	55	28
۴۵-۳	100	100	100	94	82	66	45	36	22

خاک های زیر را طبق سیستم طبقه بندی متحد طبقه بندی نمایید. علامت و نام گروه را بنویسید.

شماره مسئله	شن (٪)	ماسه (٪)	لای و رس (٪)	حد مایع	نشانه خمیری	C_u	C_c
۴۶-۳	30	40	30	33	12	-	-
۴۷-۳	52	28	20	41	19	-	-
۴۸-۳	5	25	70	52	24	-	-
۴۹-۳	0	18	82	30	11	-	-
۵۰-۳	0	26	74	35	14	-	-
۵۱-۳	0	36	64	28	10	-	-
۵۲-۳	12	62	26	38	20	-	-
۵۳-۳	9	50	41	42	21	-	-
۵۴-۳	12	10	78	69	31	-	-
۵۵-۳	29	67	4	-	-	34	2.6
۵۶-۳	1	42	57	54	28	-	-
۵۷-۳	4	44	52	29	11	-	-
۵۸-۳	12	40	48	32	13	-	-
۵۹-۳	28	38	34	29	14	-	-
۶۰-۳	29	60	11	32	16	4.8	2.9
۶۱-۳	0	98	2	-	-	7.2	2.2
۶۲-۳	31	65	4	-	-	5.4	3.6
۶۳-۳	11	24	65	44	23	-	-
۶۴-۳	10	83	8	39	8	3.9	2.1
۶۵-۳	0	24	76	55	26	-	-
۶۶-۳	0	10	90	61	34	-	-

مراجع

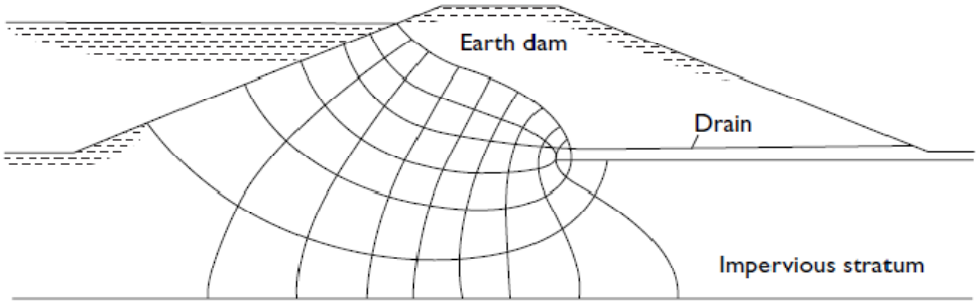
۱. **اصول مهندسی ژئوتکنیک**، جلد اول: مکانیک خاک.، ترجمه شاپور طاحونی.، چاپ هفتم ۱۳۸۰، ویرایش دوم.

۲. **مجموعه سوالات طبقه بندی شده آزمون کارشناسی ارشد مکانیک خاک**.، تالیف: ساسان امیر افشاری.، چاپ سوم ۱۳۸۲.

3. http://en.wikipedia.org/wiki/Loam

فصل چهارم:

جریان آب در خاک



جزوه درس مکانیک خاک کارشناسی (مکانیک خاک ۲)

استاد: عبدالمتین ستایش

برای ارسال نظرات و پیشنهادات به سایت شخصی اینجانب رجوع نموده و یا نظرات و یا پیشنهادات خود را به آدرس پست الکترونیک زیر ارسال نمایید:

Website: www.ams.ir, Email: a_matin_s@yahoo.com

آخرین ویرایش: فروردین ۹۰

۴-۱ مقدمه

خاک مجموعه ای از ذرات جامد و حفرات بین آنهاست. درنتیجه آب می تواند از یک نقطه پر انرژی به نقطه کم انرژی تر جریان پیدا کند. این مسئله از نقطه نظر تخمین میزان جریان های زیرزمینی تحت شرایط هیدرولیکی مختلف، زهکشی در حین اجرای ساختمان ها در داخل سفره های آب زیرزمینی، مطالعه پایداری سدهای خاکی و سازه های حائل خاک تحت نیروهای نشت، و همچنین تحکیم خاک های رسی، حائز اهمیت می باشد.

۴-۲ گرادیان (شیب هیدرولیکی)

طبق رابطه برنولی، بار آبی کل یک نقطه آب در حال جریان مجموع بار فشار، بار سرعت و بار ارتفاعی می باشد. یعنی:

$$h = \frac{P}{\gamma_w} + \frac{v^2}{2g} + Z \qquad (۴-۱)$$

که در آن:

$h =$ بار آبی کل

$p =$ فشار

$v =$ سرعت

$g =$ شتاب ثقل

$\gamma_w =$ وزن مخصوص آب

اگر رابطه برنولی برای حالت جریان آب از داخل محیط متخلخل خاک در نظر گرفته شود، به علت سرعت کم جریان، از بار سرعت می توان صرفنظر کرد و بار آبی کل را به صورت زیر نوشت:

$$h = \frac{p}{\gamma_w} + Z \qquad (۴-۲)$$

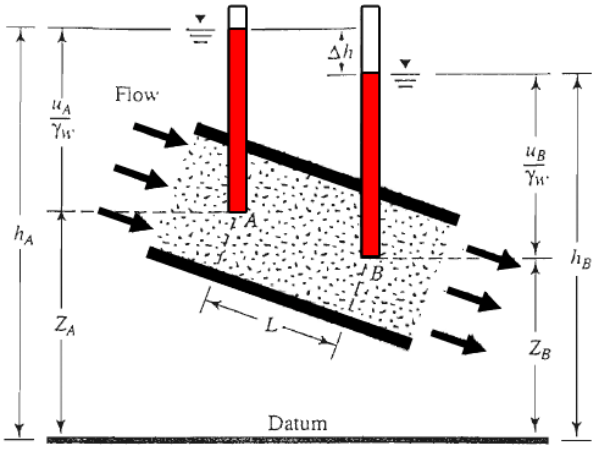
شکل ۴-۱ ارتباط بین فشار، ارتفاع و بار کل جریان در داخل خاک را نشان می دهد. پیزومترها در نقاط A و B نصب شده اند. تراز صعود آب در داخل لوله پیزومتری نصب شده در نقاط A و B به ترتیب تراز پیزومتری A و B خوانده می شود. بار فشار در هر نقطه، ارتفاع ستون آب در پیزومتر نصب شده در آن نقطه است. بار ارتفاعی هر نقطه، فاصله قائم آن نقطه تا یک تراز مبنا می باشد.

افت (اتلاف) بار بین دو نقطه به صورت زیر نوشته می شود:

$$\Delta h = h_A - h_B = \left(\frac{P_A}{\gamma_w} + Z_A\right) - \left(\frac{P_B}{\gamma_w} + Z_B\right) \qquad (۴-۳)$$

افت بار Δh را می توان در شکل بی بعد به صورت زیر نوشت:

$$i = \frac{\Delta h}{L} \qquad (۴-۴)$$



شکل ۴–۱ فشار، ارتفاع و بار آبی کل برای جریان در داخل خاک

که در آن:

i = گرادیان (شیب) هیدرولیکی

L = فاصله بین نقاط A و B. به عبارت دیگر طولی از جریان که افت بار در آن رخ می دهد. در حالت کلی، تغییرات سرعت v بر حسب تغییرات گرادیان i، مطابق شکل ۴-۲ می باشد. این شکل به سه ناحیه زیر تقسیم می شود.

الف– ناحیه جریان لایه ای (ناحیه I)

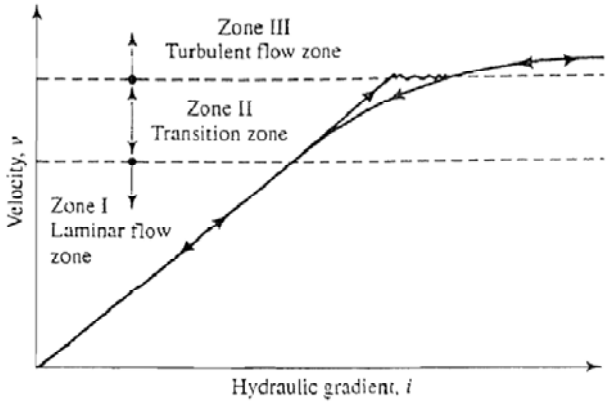
ب – ناحیه انتقال (ناحیه II)

پ – ناحیه جریان در هم (آشفته) (ناحیه III)

وقتی که شیب هیدرولیکی به تدریج افزایش می یابد، جریان در نواحی I و II به صورت لایه ای باقی مانده و سرعت v رابطه خطی با شیب هیدرولیکی خواهد داشت. در شیب هیدرولیکی زیاد، جریان آشفته می شود. وقتی که شیب هیدرولیکی کاهش می یابد، جریان لایه ای فقط در ناحیه I وجود خواهد داشت. در خیلی از خاک ها، جریان آب از فضال حفرات بین دانه های خاک را می توان لایه ای فرض نمود که برای آن:

$$v \propto i \qquad (۵-۴)$$

در سنگ ها، شن و ماسه درشت ممکن است جریان آشفته وجود داشته باشد که برای این حالت رابطه فوق اعتبار خود را از دست می دهد.



شکل ۴–۲ تغییرات سرعت v با گرادیان هیدرولیکی i

۴-۳ قانون دارسی

در سال ۱۸۵۶، دارسی رابطه ساده خود را برای سرعت جریان آب در خاک اشباع به صورت زیر منتشر نمود:

$$v = ki \qquad (۴-۶)$$

که در آن:

$v =$ سرعت جریان که عبارت است از مقدار آبی که در واحد زمان از واحد سطح عمود بر امتداد جریان عبور می کند.

$k =$ ضریب نفوذپذیری

رابطه ۴-۶ بر مبنای مشاهدات تجربی دارسی از حرکت آب در ماسه تمیز تدوین یافته است. مشاهده می شود که رابطه فوق مشابه رابطه ۴-۵ است و هر دو رابطه برای شرایط جریان لایه ای و هر نوع خاکی معتبر هستند. در رابطه ۴-۶، v سرعت جریان آب بر پایه سطح مقطع کلی خاک می باشد. لیکن سرعت واقعی جریان آب (به عبارت دیگر سرعت تراوش) در فضای بین ذرات بزرگتر از v است. سرعت واقعی جریان در داخل خاک v_s را به صورت زیر می توان محاسبه نمود:

$$v_s = \frac{v}{n} \qquad (۴-۷)$$

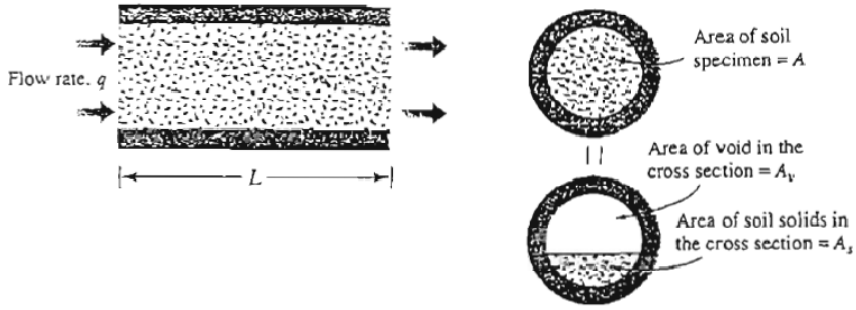
اثبات:

برای اثبات رابطه فوق شکل ۴-۳ را درنظر بگیرید. در این شکل خاکی به طول L با سطح مقطع کلی A نشان داده شده است. اگر مقدار آب جریان یافته در خاک در واحد زمان با q نمایش داده شود می توان نوشت: $q = vA = A_v v_s$ که در این رابطه $v_s =$ سرعت تراوش و $A_v =$ سطح مقطع حفرات در مقطع عرضی نمونه است. از طرفی داریم: $A = A_v + A_s$ که A_s سطح مقطع قسمت جامد در مقطع عرضی نمونه می باشد. با ترکیب روابط فوق می توان نوشت:

$$q = v(A_v + A_s) = A_v v_s \rightarrow v_s = \frac{v(A_v + A_s)}{A_v} = \frac{v(A_v + A_s)L}{A_v L} = \frac{v(V_v + V_s)}{V_v}$$

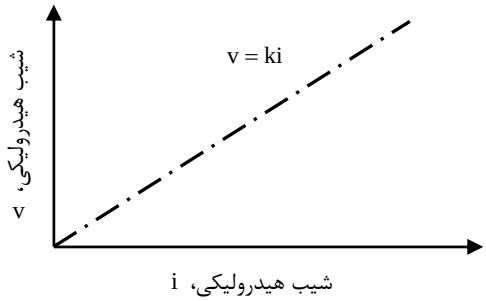
$$\Rightarrow v_s = v\left[\frac{1 + V_v / V_s}{V_v / V_s}\right] = v\left(\frac{1+e}{e}\right) = \frac{v}{n}$$

که در فوق $e =$ نسبت تخلخل و $n =$ پوکی



شکل ۴-۳ شکل مربوط به حصول رابطه ۴-۷

از رابطه دارسی (رابطه ۴-۶)، این طور بر می آید که بین سرعت جریان v و شیب هیدرولیکی i یک رابطه خطی وجود دارد که از مرکز مختصات می گذرد (شکل ۴-۴).



شکل ۴–۴ تغییرات سرعت جریان با شیب هیدرولیکی در خاک رس

۴–۴ ضریب نفوذپذیری

ضریب نفوذپذیری دارای همان واحد سرعت جریان است. در دستگاه آحاد SI، ضریب نفوذپذیری بر حسب cm/s یا m/day بیان می شود. ضریب نفوذپذیری خاک ها به عوامل متعددی بستگی دارد. این عوامل عبارتند از: **ویسکوزیته سیال، اندازه و توزیع اندازه حفرات، منحنی دانه بندی، نسبت تخلخل، زبری سطح دانه ها** و **درجه اشباع خاک**. درخاک های رس دار، ساختار خاک تاثیر مهمی در ضریب نفوذپذیری دارد. سایر عوامل مهم که در نفوذپذیری رس های موثرند عبارتند از: تمرکز یونی و ضخامت لایه آبی که اطراف ذرات رسی نگه داشته شده است. ضریب نفوذپذیری برای خاک های مختلف به مقدار زیادی تفاوت می کند. در جدول ۴-۱ حدود تغییرات ضریب نفوذپذیری برای خاک های مختلف ارائه شده است.

ضریب نفوذپذیری، طبق رابطه زیر به وزن مخصوص و ویسکوزیته سیال بستگی دارد:

$$k = \frac{\gamma_w}{\eta}\overline{K} \qquad (۸-۴)$$

که در آن:

γ_w = وزن مخصوص آب

η = ویسکوزیته آب

$\overline{K}$ = ضریب نفوذپذیری مطلق

نفوذپذیری مطلق $\overline{K}$ دارای بعد L^2 (سانتیمتر به توان ۲ یا متر به توان ۲) می باشد.

جدول ۴–۱ مقادیر نمونه ضریب نفوذپذیری

نوع خاک	k	
	cm/sec	m/day
شن تمیز	1.0 – 100	864 – 86400
ماسه درشت	1.0 – 0.01	864 – 8.64
ماسه ریز	0.01 – 0.001	8.64 – 0.86
لای	0.001 – 0.00001	0.86 – 0.0086
رس	کمتر از 10^{-6}	کمتر از 0.00086

پس می توان نتیجه گرفت که نفوذپذیری خاک به عوامل زیر بستگی دارد:

(الف) نفوذپذیری مطلق خاک: نفوذپذیری مطلق خاک، از خاکی به خاک دیگر متفاوت بوده و بستگی به فضای خالی خاک دارد. به عنوان مثال در درشت دانه ها که فضال خالی بیشتر است، نفوذپذیری نیز بیشتر است و یا در خاکی که دارای دانه های تیز گوشه است، نفوذپذیری کمتر از خاکی است که دارای دانه های گرد گوشه می باشد. عامل دیگری که در نفوذپذیری مطلق خاک موثر است زبری سطح دانه ها است. به این شکل که هرچه دانه های خاک سطح زبرتری داشته باشند، به علت اصطکاک و تلاف بیشتر انرژی آب، باعث کاهش نفوذپذیری می شوند.

(ب) وزن مخصوص و ویسکوزیته دینامیکی آب جریان یافته در خاک: ویسکوزیته و وزن مخصوص آب خود تابعی از درجه حرارت محیط هستند بنابراین برای یک نمونه خاک در دو دمای مختلف می توان نوشت:

$$\frac{K\theta_1}{K\theta_2}=\frac{\gamma_w\theta_1\cdot\eta\theta_2}{\gamma_w\theta_2\cdot\eta\theta_1} \qquad (۹-۴)$$

نکته :

ضریب نفوذپذیری خاک های غیر اشباع کوچکتر از خاک های اشباع بوده و با افزایش درجه اشباع به سرعت افزایش می یابد.

نکته :

برای تعیین ضریب نفوذپذیری خاک در دمای ثابت، برخی رابط تجربی نیز ارائه شده است که مهمترین آن ها عبارتند از:

برای خاک های ماسه ای:

$$K\propto\frac{e^3}{1+e} \qquad (۱۰-۴)$$

برای ماسه نسبتاً یکنواخت:

$$K\propto D_{10}^2 \qquad (۱۱-۴)$$

۴–۵ آزمایش های تعیین نفوذپذیری

نفوذپذیری خاک را با استفاده از تجهیزات آزمایشگاهی در آزمایشگاه می توان تعیین نمود. برای خاک هایی با نفوذپذیری بین 1×10^{-3} تا $1\times10^{-2}\,cm/s$ می توان از نفوذسنج با هد ثابت و خاک های با نفوذپذیری بین 10^{-6} تا $10^{-2}\,cm/s$ می توان از روش هد افتان استفاده نمود. **در رس ها، نفوذپذیری را می توان از طریق آزمایش ادئومتر (تحکیم) نیز بدست آورد**.

التبه تعیین نفوذپذیری خاک در آزمایشگاه به طور کلی نتایج قابل اطمینانی بدست نمی دهد زیرا نمونه خاک دستخورده شده و این مسأله می تواند مقادیر نفوذپذیری خاک را تغییر دهد (به خصوص در ماسه ها). رس ها و سیلت ها ممکن است دارای لنز ماسه ای بوده و نسبت به نفوذپذیری ناهمسانگرد باشند بنابراین مقادیر بدست آمده در آزمایشگاه می تواند تفاوت چشمگیری نسبت به مقادیر محلی داشته باشند.

۴–۵–۱ تعیین ضریب نفوذپذیری در آزمایشگاه

دو روش استاندارد برای تعیین ضریب نفوذپذیری در آزمایشگاه وجود دارد:

(الف) آزمایش با بار آبی ثابت

(ب) آزمایش با بار آبی نزولی

در زیر به طور خلاصه هر دو آزمایش تشریح می شود.

(الف) آزمایش با بار آبی ثابت در آزمایشگاه

در شکل ۴-۵ اصول کلی دستگاه آزمایش با بار ثابت نشان داده شده است. در این آزمایش دبی آب ورودی طوری تنظیم می شود که اختلاف بار بین ورودی و خروجی در طی آزمایش ثابت بماند. بعد از ثابت شدن اختلاف بار و دبی ورودی، توسط یک ظرف مدرج، مقدار آب خروجی در مدت زمان مشخصی اندازه گیری می شود. کل آب جمع شده را می توان مطابق زیر تعریف کرد:

$$Q = Avt = A(ki)t \qquad (۱۲-۴)$$

که در آن: Q = حجم آب جمع شده، A = سطح مقطع نمونه خاک، t = مدت جمع آوری آب

از طرفی می توان نوشت:

$$i = \frac{h}{L} \qquad (۱۳-۴)$$

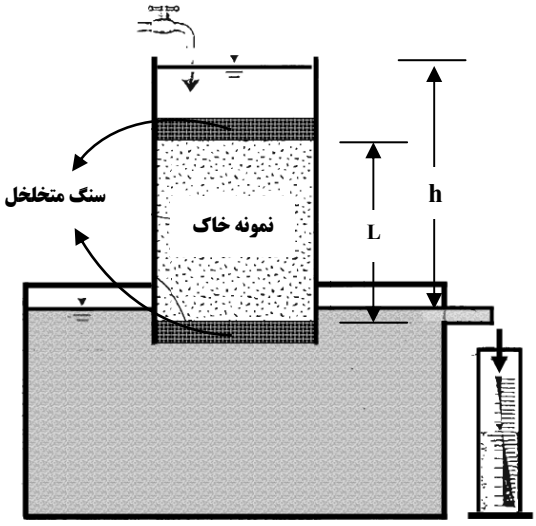
که در آن L طول نمونه می باشد. با قرار دادن رابطه ۴-۱۳ در رابطه ۴-۱۲ به دست می آید:

$$Q = A\left(k\frac{h}{L}\right)i \qquad (۱۴-۴)$$

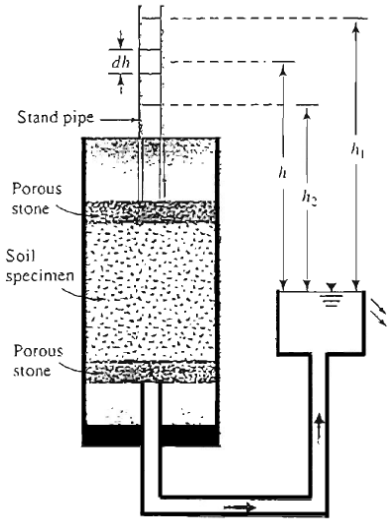
یا:

$$k = \frac{QL}{Aht} \qquad (۱۵-۴)$$

آزمایش بار ثابت برای تعیین ضریب نفوذپذیری خاک های درشت دانه که دارای ضریب نفوذپذیری بزرگی هستند، مفید می باشد.



شکل ۴–۵ آزمایش نفوذپذیری با بار آبی ثابت



شکل ۴–۶ آزمایش نفوذپذیری با بار نزولی

مثال :

استوانه ای از خاک، به سطح مقطع $6cm^2$ و ارتفاع $12cm$ تحت آزمایش نفوذپذیری با بار آبی ثابت قرار می گیرد. اگر اختلاف بار بین ابتدا و انتهای ستوانه $17cm$ و مقدار آب جمع شده در ظرف در مدت $90\,sec$ برابر $20cm^3$ باشد، مطلوب است تعیین ضریب نفوذپذیری خاک.

$$K = \frac{QL}{Aht} = \frac{20\times12}{6\times17\times90} = 2.6\times10^{-2}\,cm/s$$

(ب) آزمایش با بار آبی متغییر در آزمایشگاه

در شکل ۴-۶ اصول کلی دستگاه آزمایش تعیین نفوذپذیری با بار آبی متغییر نشان داده شده است. آب از طریق یک لوله قائم وارد خاک می شود. در زمان $t=0$ اختلاف پتانسیل اولیه h_1 ثبت شده و به آب اجازه داده می شود که از میان نمونه خاک جریان یابد. اختلاف پتانسیل نهایی در زمان $t=t_F$ مساوی h_2 ثبت می گردد. نفوذپذیر در روش بار آبی متغییر با استفاده از رابطه زیر بدست می آید:

$$k = 2.303\frac{aL}{At}\log_{10}\frac{h_1}{h_2} \qquad (۱۶-۴)$$

که در آن:

a = سطح مقطع لوله قائم، A = سطح مقطع نمونه خاک، L = طول نمونه خاک

t = مدت زمانی که در آن آب از ارتفاع h_1 به h_2 کاهش می یابد

آزمایش با پتانسیل (بار آبی) متغییر یا نزولی برای خاک های ریزدانه با ضریب نفوذپذیری کم مفید است.

مثال :

در یک آزمایش نفوذپذیری با بار آبی متغییر، مساحت نمونه خاک ۲۰ برابر مساحت لوله قائم و طول آن 10cm است. اگر اختلاف بار آبی بین ابتدا و انتهای نمونه 30cm باشد و ضریب نفوذپذیری خاک $1.44\times10^{-3}\,cm/s$ تعیین گردد، در این صورت پس از ۳۸۰ ثانیه اختلاف بار آبی بین ابتدا و انتهای نمونه چقدر خواهد بود؟

$$K = \frac{aL}{At}Ln\left(\frac{h_1}{h_2}\right) = \frac{1\times10}{20\times380}Ln\frac{30}{h_2} = 1.44\times10^{-3} \rightarrow h_2 = 10cm$$

۴-۵-۲ آزمایش های محلی

آزمایش های محلی یا صحرایی، نتایج قابل اطمینان تری از نفوذپذیری بدست می دهند زیرا منعکس کننده شرایط واقعی خاک محل می باشند.

(الف) آزمایش پمپاژ:

در آزمایش پمپاژ آب از داخل یک گمانه مرکزی به بیرون پمپاژ شده و سطح آب در چاه های شاهد اطراف، ثبت و کنترل می گردد (شکل ۴-۷). آب آنقدر از داخل گمانه به بیرون پمپاژ می شود تا شرایط جریان پایدار حاکم گردد. این مسأله ممکن است چندین روز به طول انجامد. اگر فرض شود که خاک همگن و همسانگرد بوده و گمانه یا چاه به طور کامل در داخل خاک اشباع نفوذ می نماید آنگاه نفوذپذیری خاک را با استفاده از رابطه زیر می توان محاسبه نمود:

$$q = \frac{\pi k(h_2^2 - h_1^2)}{2.3\log_{10}(r_2/r_1)}$$

یا

$$k = \frac{2.3q\log_{10}\left(\frac{r_2}{r_1}\right)}{\pi(h_2^2 - h_1^2)}$$

که در این معادله:

q = آهنگ جریان (یا آهنگ پمپاژ)

h_1, h_2 = ترازهای آب در چاه های مشاهده ۱ و ۲

r_1, r_2 = فواصل شعاعی چاه های مشاهده ۱ و ۲

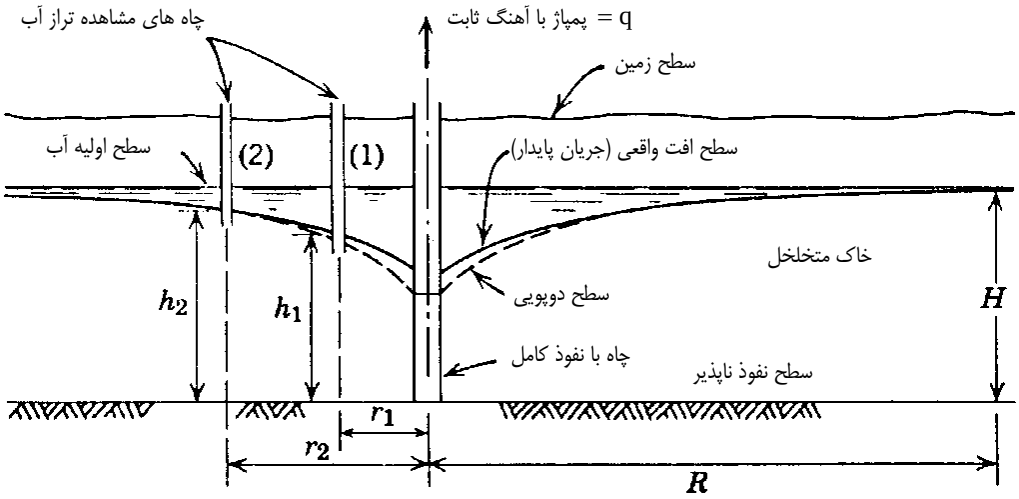
k = نفوذپذیری خاک

نکته :

هرچه گمانه ها از چاه اصلی دورتر شوند، سطح آب در آن ها بالاتر خواهد رفت. اگر گمانه را آنقدر از چاه اصلی دور کنیم تا سطح آب در آن برابر سطح آب زیرزمینی قبل از پمپاژ شود، آنگاه فاصله مرکز گمانه گمانه تا مرکز چاه اصلی، شعاع تاثیر چاه خواهد بود و با r_e نمایش داده می شود.

نکته :

ارتفاع سطح آب در چاه اصلی h_w به ازاء شعاع چاه r_w بدست می آید.



شکل ۴–۷ روش انجام آزمایش نفوذپذیری خاک به روش چاه پمپاژ

مثال :

با دبی $250 lit/min$ آب در چاه پمپاژ می شود و سطح آب را ۱۲ متر پایین می برد. دبی پمپاژ چقدر باشد تا سطح آب ۱۸ متر افت کند ؟ (شعاع تاثیر چاه در هر دو حالت برابر بوده و ضخامت لایه آبدار برابر ۱۰۰ متر می باشد)

حل مسئله:

ضریب نفوذپذیری در هر دو حالت یکسان بوده و به دبی پمپاژ بستگی ندارد.

$$K = \frac{qLn(r_e/r_w)}{\pi(h_e^2 - h_w^2)} \rightarrow \frac{q_1 Ln(r_e/r_w)}{\pi(h_e^2 - h_{w1}^2)} = \frac{q_2 Ln(r_e/r_w)}{\pi(h_e^2 - h_{w2}^2)} \rightarrow \frac{q_1}{q_2} = \frac{h_e^2 - h_{w1}^2}{h_e^2 - h_{w2}^2}$$

$h_e = 100m$ و $h_{w1} = 100 - 12 = 88$ و $h_{w2} = 100 - 18 = 82$

$$\frac{250}{q_2} = \frac{100^2 - 88^2}{100^2 - 82^2} \rightarrow q_2 = 363\, lit/min$$

مثال :

از چاهی به قطر 60cm آب با دبی $1.36\,m^3/min$ پمپاژ می شود. با توجه به داده های زیر مطلوب است تعیین k و مقدار افت آب در چاه.

$$r_1 = 6m, h_1 = 84m, r_2 = 15m, h_2 = 88.5m, h_e = 100m$$

$$K = \frac{qLn(r_2/r_1)}{\pi(h_2^2 - h_1^2)} \rightarrow K = \frac{1.36 \times Ln(15/6)}{\pi \times (88.5^2 - 84^2)} \rightarrow K = 5.1 \times 10^{-4}\, m/min$$

$$K = \frac{qLn(r_2/r_w)}{\pi(h_2^2 - h_w^2)} \rightarrow 5.1 \times 10^{-4} = \frac{1.36Ln(15/0.3)}{\pi(88.5^2 - h_w^2)} \rightarrow h_w = 67.15m$$

$$\Delta h_w = h_e - h_w = 100 - 67.15 = 32.85m$$

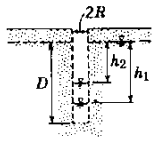
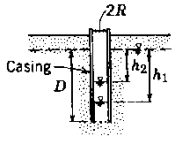
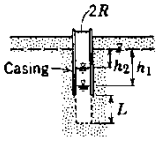
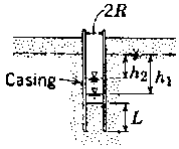
(ب) آزمایش هد افتان یا خیزان:

با مشاهده آهنگ کاهش یا افزایش تراز آب در داخل گمانه ای که می تواند دارای پوشش جدار کامل یا جزئی باشد آزمایش های ساده ای می توان در عمق های کم انجام داد. آزمایش با هد افتان می تواند به دلیل تجمع مواد سیلتی در کف گمانه یا دیگر عوامل همانند غیریکنواختی مصالح باعث ایجاد خطا در نتایج شود. سدرگرن (۱۹۶۷) تعدادی از روش های آزمایش با استفاده از هدهای متغییر را مورد بحث قرار داده است که بعضی از آن ها به همراه روابط مورد استفاده برای محاسبه نفوذپذیری در جدول ۴-۲ ارائه شده اند.

نکته :

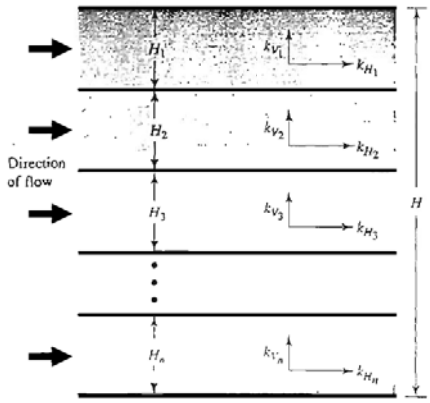
به طور کلی، بهتر است که به جای انجام آزمایش های متعدد به روش هد متغییر چند آزمایش به روش پمپاژ انجام شود هرچند هزینه انجام این آزمایش ها بالاتر باشد.

جدول ۴-۲ بعضی از روش های محاسبه نفوذپذیری خاک ها در محل به روش هد افتان یا خیزان

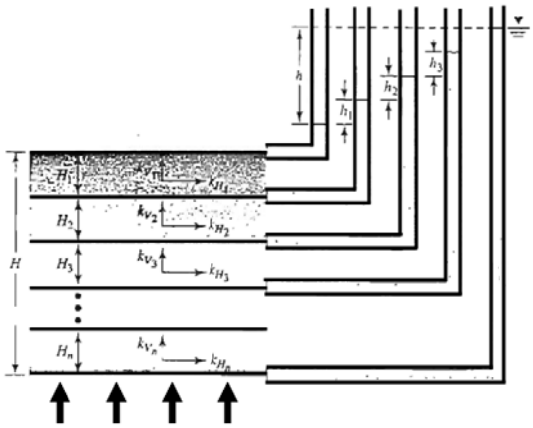
	شرایط	نمودار	ضریب شکل	نفوذپذیری، k به روش هد متغییر	کاربرد
چاه مشاهده یا پیزومتر هد لایه همسانگرد اشباع با عمق نامحدود	گمانه بدون غلاف		$F = 16\pi DSR$	$k = \frac{R}{16DS} \times \frac{(h_2 - h_1)}{(t_2 - t_1)}$ برای $\frac{D}{R} < 50$	ساده ترین روش محاسبه نفوذپذیری، در خاک های لایه ای قابل استفاده نیست. برای بدست آورد مقادیر S به شکل ۱۱-۸ مراجعه شود.
	گمانه غلاف دار		$F = \frac{11R}{2}$	$k = \frac{2\pi R}{11(t_2 - t_1)} \ln(\frac{h_1}{h2})$ برای $6in. \le D \le 60in.$	برای محاسبه نفوذپذیری در اعماق کم در زیر تراز آب زیر زمینی استفاده می شود. در صورت استفاده از روش هد افتان به علت سیلتی شدن کف گمانه ممکن است نتایج غیر قابل اطمینان بدست آید.
	گمانه غلاف دار به همراه غلاف متخلخل یا بدون غلاف در طول L		$F = \frac{2\pi L}{\ln(L/R)}$	$k = \frac{R^2}{2L(t_2 - t_1)} \ln(\frac{L}{R}) \ln(\frac{h_1}{h_2})$ برای $\frac{L}{R} > 8$	برای محاسبه نفوذپذیری در اعماق زیاد در زیر سطح آب زیرزمینی استفاده می شود.
	گمانه غلاف دار به طوری که ستونی از خاک به طول L در داخل غلاف قرار گرفته		$F = \frac{11\pi R^2}{2\pi R + 11L}$	$k = \frac{2\pi R + 11L}{11(t_2 - t_1)} \ln\frac{h_1}{h_2}$	مهم ترین کاربرد این روش محاسبه نفوذپذیری قائم در خاک های ناهمسانگرد می باشد.

۴–۵ نفوذپذیری معادل در خاک های لایه بندی شده

برحسب طبیعت رسوبات (نهشته های) خاک، ضریب نفوذپذیری یک لایه، ممکن است با جهت جریان تغییر یابد. در یک خاک لایه بندی شده، که در آن ضریب نفوذپذیری برای جریان در یک امتداد مشخص، برای لایه های مختلف متفاوت است، تعیین یک ضریب نفوذپذیری معادل برای جریان در امتداد قائم و افقی از میان یک خاک لایه بندی با لایه های افقی مورد توجه قرار می گیرد.



شکل ۴–۹ تعیین ضریب نفوذپذیری معادل جریان افقی در خاک های لایه بندی شده



شکل ۴–۱۰ تعیین ضریب نفوذپذیری معادل جریان قائم در خاک لایه بندی شده

شکل ۴-۹ یک خاک n لایه با جریان در امتداد افق را نشان می دهد به این نوع جریان، جریان موازی گفته می شود.. مقطعی با طول واحد که از n لایه عبور داده شده و عمود بر امتداد جریان است، در نظر گرفته می شود. نفوذپذیری معادل را در چنین حالتی با استفاده از رابطه زیر می توان بدست آورد:

$$k_{H(eq)} = \frac{1}{H}(k_{H1}H_1 + k_{H2}H_2 + k_{H3}H_3 + \cdots\cdots\cdots + k_{Hn}H_n) = \frac{\Sigma k_{Hi}H_i}{\Sigma H_i} \qquad (۱۷-۴)$$

نکته مهم :

در جریان موازی داریم:

۱. $q = q_1 + q_2 + \ldots\ldots\ldots + q_n$

۲. $i = i_1 = i_2 = \ldots\ldots\ldots = i_n$

شکل ۴-۱۰، یک خاک n لایه ای را با جریان در امتداد قائم نشان می دهد به این نوع جریان، جریان سری گفته میشود. نفوذپذیری معادل را در چنین حالتی با استفاده از رابطه زیر می توان بدست آورد:

$$k_{V(eq)} = \frac{H}{\left(\frac{H_1}{k_{V1}}\right) + \left(\frac{H_2}{k_{V2}}\right) + \left(\frac{H_3}{k_{V3}}\right) + \cdots\cdots + \left(\frac{H_n}{k_{Vn}}\right)} = \frac{\Sigma H_i}{\Sigma \frac{H_i}{K_{Vi}}} \qquad (۱۸-۴)$$

نکته مهم :

در جریان سری داریم:

۱. $q = q_1 = q_2 = \ldots\ldots\ldots = q_n$

۲. $h = h_1 + h_2 + \ldots\ldots\ldots + h_n$

مثال :

نتایج یک آزمایش نفوذپذیری با پتانسیل ثابت برای یک نمونه ماسه ریز با قطر ۱۵۰ میلیمتر و طول ۳۰۰ میلیمتر به صورت زیر می باشد: اختلاف بار = ۵۰۰ میلیمتر ، زمان جمع آوری آب = ۵ دقیقه ، حجم آب جمع آوری شده = ۳۵۰ سی سی

مطلوب است تعیین ضریب نفوذپذیری خاک.

حل: برای آزمایش با پتانسیل ثابت داریم:

$$k = \frac{QL}{Aht}$$

$Q = 350cc$ و $L = 300mm$ و $A = (\pi/4)(150^2) = 17671.46mm^2$ و $h = 500mm$ و $t = 5\times 60 = 300\sec$

بنابراین:

$$k = \frac{(350\times 10^3)\times 300}{17671.46\times 500\times 300} = 3.96\times 10^{-2}\,mm/\sec = 3.96\times 10^{-3}\,cm/\sec$$

مثال :

اطلاعات زیر در مورد یک آزمایش نفوذپذیری با پتانسیل نزولی در دست است:

سطح مقطع نمونه خاک $= 1200mm^2$

طول نمونه خاک $= 150mm$

سطح مقطع لوله پیزومتر $= 50mm^2$

اختلاف بار در زمان $t = 0$ $= 400mm$

اختلاف بار در زمان $t = 5\min$ $= 200mm$

حل مسئله:

با استفاده از رابطه ۴-۲۰ داریم:

$$k = 2.3\frac{aL}{At}\log_{10}\frac{h_1}{h_2}$$

$a = 50mm^2$ و $A = 1200mm^2$ و $L = 150mm$ و $h_1 = 400mm$ و $h_2 = 200m$ و $t = 5\min$

با قرار دادن مقادیر فوق داریم:

$$k = \left[\frac{2.3\times 50\times 150}{1200\times(5\times 60)}\right]\log\left(\frac{400}{200}\right) = 1.44\times 10^{-2}\,mm/\sec = 1.44\times 10^{-3}\,cm/\sec$$

مثال :

مطابق شکل ۴-۱۱-الف یک لایه خاک نفوذپذیر در روی لایه نفوذناپذیر قرار دارد. با فرض $k = 0.000158m/\sec$، برای لایه نفوذپذیر، مطلوب است تعیین دبی از میان این لایه بر حسب m^3/hr بر واحد عرض. مقدار $H = 10$ و $\alpha = 5^\circ$ است.

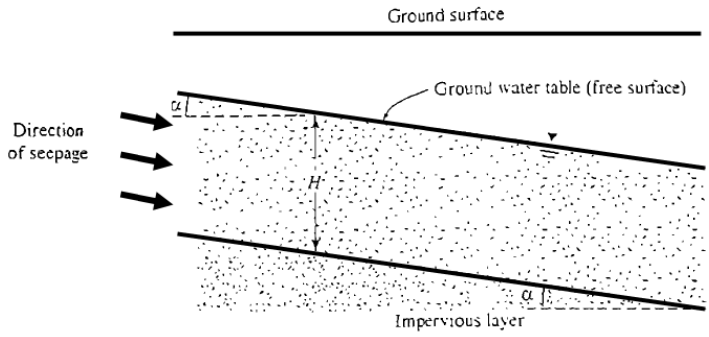
حل مسئله:

با استفاده از شکل ۴-۱۱-ب داریم:

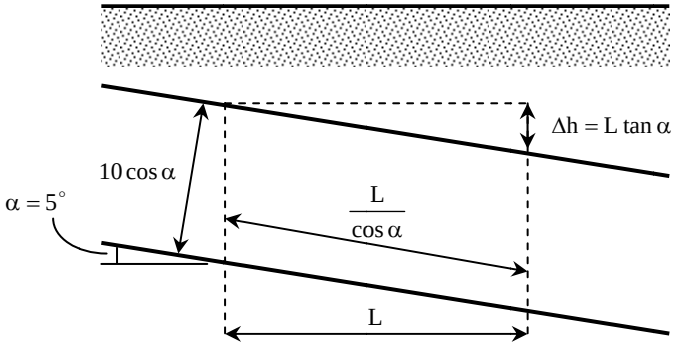
$$i = \frac{\text{افت بار}}{\text{طول}} = \frac{L\tan\alpha}{\left(\frac{L}{\cos\alpha}\right)} = \sin\alpha$$

$$q = kiA = (k)(\sin\alpha)(10\cos\alpha)(1)$$

$$k = 0.000158m/\sec \rightarrow q = (0.000158)(\sin 5^\circ)(10\sin 5^\circ)(3600) = 0.493m^3/h/m$$



(الف)



(ب)

شکل ۴–۱۱

مثال :

یک نمونه خاک برای آزمایش نفوذپذیری با بار ثابت دارای ارتفاع 25cm و قطر 12.5cm است. در حین آزمایش برای اختلاف بار 75cm، آب جمع آوری شده در ۳ دقیقه مساوی $650cm^3$ اندازه گیری شده است. مطلوب است تعیین ضریب نفوذپذیری خاک.

$$k = \frac{QL}{Aht}, A = \pi \cdot \frac{12.5^2}{4} = 122.718cm^2, t = 3 \times 60 = 180\sec$$

$$k = \frac{650 \times 25}{122.718 \times 75 \times 180} = 9.81 \times 10^{-3} cm/\sec$$

مثال :

یک نمونه خاک برای آزمایش نفوذپذیری با بار ثابت دارای ارتفاع 35cm و مساحت 125cm می باشد. در حین آزمایش برای اختلاف بار 42cm، آب جمع آوری شده در ۳ دقیقه مساوی $580cm^3$ اندازه گیری شده است. اگر نسبت تخلخل خاک 0.61 باشد سرعت واقعی جریان آب عبوری از داخل خاک چقدر است؟

$$k = \frac{QL}{Aht} = \frac{580cm^3 \times 35cm}{125cm^2 \times 42cm \times 180\sec} = 2.15 \times 10^{-2} cm/\sec$$

$$v_s = \frac{v}{n} = v\left(\frac{1+e}{e}\right); v = ki$$

$$v_s = ki\left(\frac{1+e}{e}\right) = 0.0215\left(\frac{42}{35}\right)\left(\frac{1+0.61}{0.61}\right) = 0.068cm/\sec$$

مثال :

در یک آزمایش نفوذپذیری با پتانسیل ثابت برای یک نمونه ماسه ریز، مساحت نمونه $105cm^2$ و نفوذپذیری آن $k = 0.0084 meter/min$ می باشد، در صورتی که طول نمونه $25cm$ و آب جمع آوری شده در زمان ۱ دقیقه برابر $120cm^3$ باشد، اختلاف بار آبی ابتدا و انتهای نمونه و سرعت ظاهری جریان چقدر خواهد بود؟

$$k = \frac{QL}{Aht} = 0.014 = \frac{120 \times 25}{105(h)60} \rightarrow h = 34cm$$

$$v = ki = (0.014)\left(\frac{34}{25}\right) = 0.019cm/sec$$

مثال :

شکل ۴-۱۲ یک خاک لایه بندی شده را درون یک لوله آزمایش با مقطع $100 \times 100mm$ نشان می دهد. جریان ورودی آب طوری تنظیم شده است که اختلاف بار هیدرولیکی ثابت $300m$ به وجود آید. ضرایب نفوذپذیری خاک در امتداد جریان به شرح زیر می باشند:

خاک	$k(cm/sec)$
A	1×10^{-2}
B	3×10^{-3}
C	4.9×10^{-4}

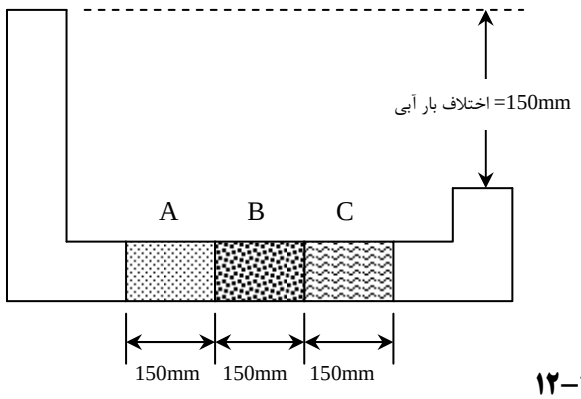
مطلوب است تعیین دبی آب ورودی بر حسب cm^3/hr (سانتی متر مکعب بر ساعت)

حل مسئله:

با استفاده از رابطه ۴-۴۲ داریم:

$$k_{eq} = \frac{H}{\frac{H_1}{k_1} + \frac{H_2}{k_2} + \frac{H_3}{k_3}} = \frac{450mm}{\frac{150}{10^{-2}} + \frac{150}{3 \times 10^{-3}} + \frac{150}{4.9 \times 10^{-4}}} = 0.01212mm/sec = 0.001212cm/sec$$

$$q = k_{eq} iA = (0.001212cm/sec)\left(\frac{300mm}{450mm}\right)\left(\frac{100}{10} \times \frac{100}{10} cm^2\right) = 0.0807cm^3/sec = 290.58cm^3/hr$$



شکل ۴-۱۲

راه حل دوم:

$$q_1 = q_2 = q_3 \rightarrow k_1 \cdot i_1 \cdot A_1 = k_2 \cdot i_2 \cdot A_2 = k_3 \cdot i_3 \cdot A_3$$

$$A_1 = A_2 = A_3 \rightarrow k_1 \cdot i_1 = k_2 \cdot i_2 = k_3 \cdot i_3 \rightarrow k_1 \frac{\Delta h_1}{L_1} = k_2 \frac{\Delta h_2}{L_2} = k_3 \frac{\Delta h_3}{L_3}$$

$$L_1 = L_2 = L_3 \rightarrow k_1 \Delta h_1 = k_2 \Delta h_2 = k_3 \Delta h_3$$

$$\Delta h_1 + \Delta h_2 + \Delta h_3 = 300mm \rightarrow \Delta h_1 + \frac{k_1}{k_2}\Delta h_1 + \frac{k_1}{k_3}\Delta h_1 = 300$$

$$\rightarrow \Delta h_1 = \frac{300}{1+\frac{k_1}{k_2}+\frac{k_1}{k_3}} = \frac{300}{1+\frac{10^{-1}}{3\times10^{-2}}+\frac{10^{-1}}{4.9\times10^{-3}}} = 12.125mm$$

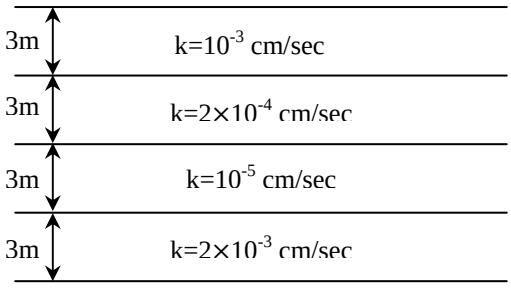
$$\Delta h_2 = \frac{k_1}{k_2}\Delta h_1 = \frac{10^{-2}}{3\times10^{-3}}\times12.125 = 40.42$$

$$\Delta h_3 = 300 - 12.125 - 40.42 = 247.49mm$$

$$q = k_1 \cdot i_1 \cdot A = 10^{-1}\times\frac{12.125}{150}\times100^2 = 80.8\,mm^3/sec$$

مثال :

در شکل یک خاک لایه لایه نشان داده شده است. برای جریان در امتداد قائم، مطلوب است تعیین ضریب نفوذپذیری معادل بر حسب سانتیمتر بر ثانیه.



$$k_{eq} = \frac{\Sigma H_i}{\Sigma\frac{H_i}{k_i}} = \frac{4\times3\times100}{300\left(\frac{1}{2\times10^{-3}}+\frac{1}{10^{-5}}+\frac{1}{2\times10^{-4}}+\frac{1}{10^{-3}}\right)} = 3.755\times10^{-5}\,cm/sec$$

مثال :

با مراجعه به شکل مسئله قبل، مطلوب است تعیین ضریب نفوذپذیری معادل برای جریان در امتداد افق بر حسب سانتی متر بر ثانیه. همچنین مطلوب است محاسبه $k_{V(eq)}/k_{H(eq)}$.

$$k_{eq} = \frac{\Sigma H_i k_i}{\Sigma H_i} = \frac{3(2\times10^{-3}+10^{-5}+2\times10^{-4}+10^{-3})}{3\times4} = 8.025\times10^{-4}\,cm/sec$$

$$\rightarrow \frac{k_{V(eq)}}{k_{H(eq)}} = \frac{3.755\times10^{-5}}{8.025\times10^{-4}} = 0.0468$$

۴-۶ رابطه پیوستگی و شبکه جریان

در قسمت های قبلی، حالت های ساده ای از جریان مورد توجه قرار گرفت که برای محاسبه دبی جریان در آن ها، کاربرد مستقیم قانون دارسی کفایت می کرد اما در خیلی از حالات، جریان آب در خاک نه تنها در یک امتداد نیست، بلکه در تمام سطح عمود بر جریان نیز یکنواخت نمی باشد. بنابراین در چنین شرایطی از رویکردی متفاوت برای محاسبه دبی و فشار جریان استفاده می نماییم.

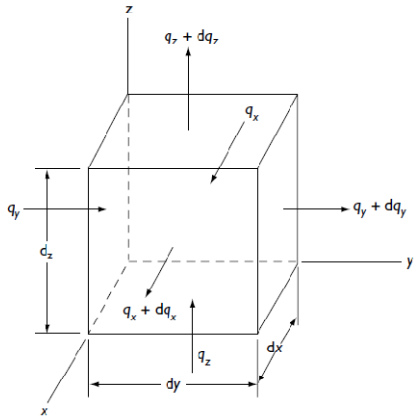
با فرض غیرقابل تراکم بودن آب و عدم تغییر حجم در توده خاک و با مساوی قرار دادن دبی جریان ورودی و دبی جریان خروجی در شکل ۴-۱۳، معادله پیوستگی جریان به صورت زیر به دست می آید:

$$\frac{\partial v_x}{\partial x}+\frac{\partial v_z}{\partial z}=0$$

با استفاده از قانون دارسی، سرعت جریان را می توان به صورت زیر نوشت:

$$v_x=k_x\cdot i_x=k_x\frac{\partial h}{\partial x}$$

$$v_z=k_z\cdot i_z=k_z\frac{\partial h}{\partial z}$$



شکل ۴-۱۳

که در روابط فوق k_x و k_z به ترتیب ضرایب نفوذپذیری در امتدادهای افقی و قائم می باشند. با ترکیب روابط فوق می توان نوشت:

$$k_x\frac{\partial^2 h}{\partial x^2}+k_z\frac{\partial^2 h}{\partial z^2}=0 \qquad (۱۹-۴)$$

اگر خاک از نقطه نظر نفوذپذیری ایزوتروپیک (همسانگرد) باشد (یعنی $k_x=k_z$)، رابطه پیوستگی برای جریان های دوبعدی به صورت زیر نوشته می شود:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2}+\frac{\partial^2 h}{\partial z^2}=0 \qquad (۲۰-۴)$$

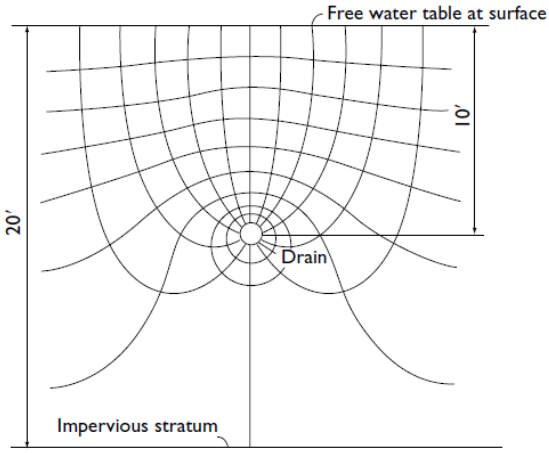
مهم !

رابطه فوق که رابطه پیوستگی برای یک محیط ایزوتروپیک است، نشان دهنده دو دسته منحنی متعامد می باشد که نام یکی **خطوط جریان** و نام دیگری **خطوط هم پتانسیل** است. **خطر جریان خطی است که ذرات آب در امتداد آن از بالادست به پایین دست در خاک نفوذپذیر جریان می یابند. خط هم پتانسیل خطی است که نقاط واقع در روی آن دارای یک انرژی پتانسیل می باشد.** بنابراین اگر پیزومترهایی در روی نقاط واقع در روی یک خط هم پتانسیل نصب شوند، تراز فوقانی سطح آب در تمام پیزومترها یکسان خواهد بود.

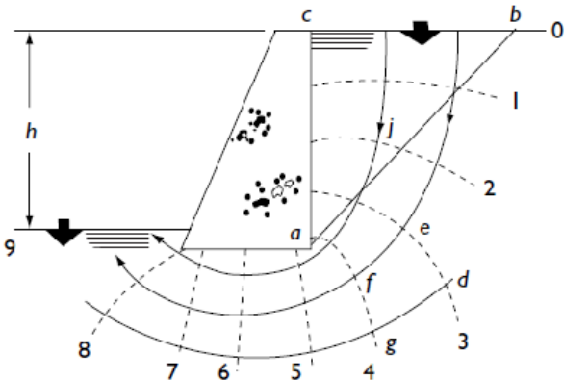
ترکیبی از تعداد خطوط جریان و تعدادی خطوط هم پتانسیل، شبکه جریان نامیده می شوند. در ترسیم شبکه جریان دو قاعده زیر را باید مراعات نمود:

۱. خطوط جریان و خطوط هم پتانسیل بر هم عمودند.
۲. هر یک از چشمه های شبکه جریان تقریباً باید مربع باشند.

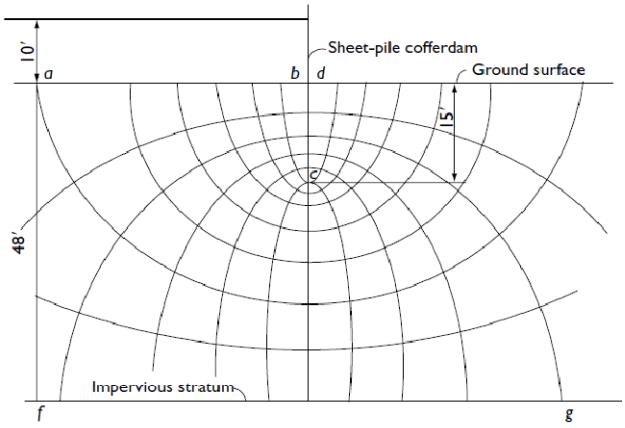
مثال هایی از شبکه جریان در شکل های زیر نشان داده شده اند.



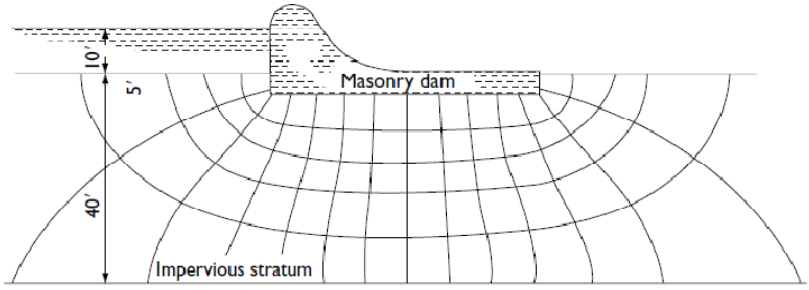
شکل ۴–۱۴ شبکه جریان در اطراف لوله زهکش



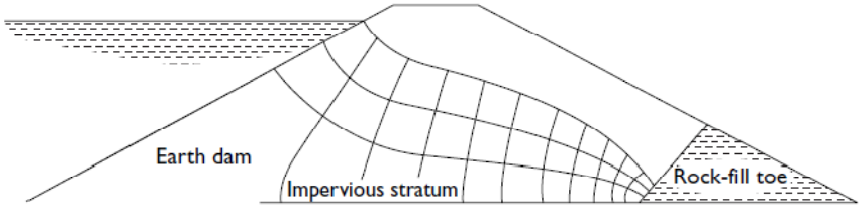
شکل ۴–۱۵ شبکه جریان پشت دیوار حائل



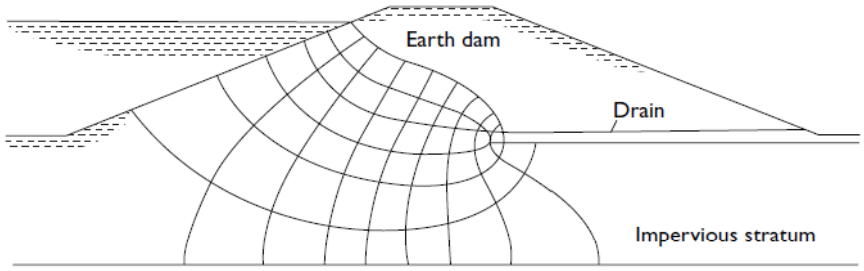
شکل ۴–۱۶ شبکه جریان اطراف سپری



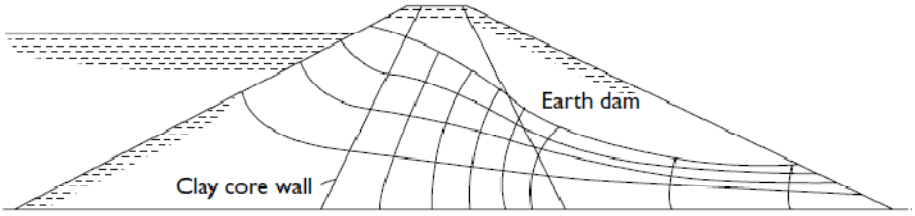
شکل ۴–۱۷ شبکه جریان زیر آب بند بتنی



شکل ۴–۱۸ شبکه جریان داخل سد خاکی با بستر نفوذناپذیر



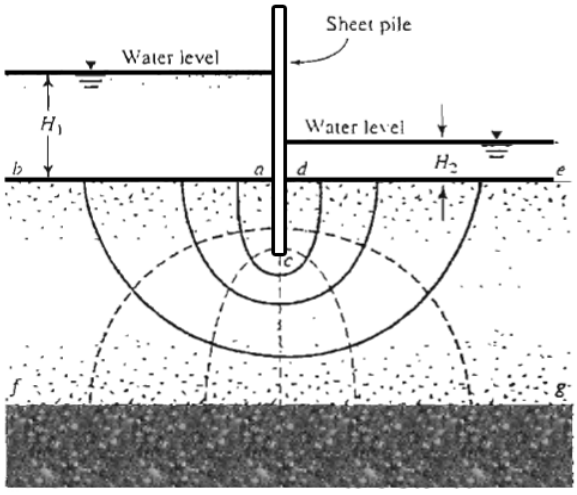
شکل ۴–۱۹ شبکه جریان در داخل سد و فونداسیون سد خاکی



شکل ۴–۲۰ شبکه جریان داخل سد ناحیه بندی شده با هسته رسی

برای شبکه جریان نشان داده شده در شکل ۴-۲۱ شرایط مرزی زیر اعمال شده است:

۱. سطح لایه نفوذپذیر در بالادست و پایین دست (خطوط ab و de)، خطوط هم پتانسیل هستند.
۲. چون ab و de خطوط هم پتانسیل هستند، تمام خطوط جریان این دو خط را با زاویه قائمه قطع می کنند.
۳. مرزهای لایه نفوذناپذیر یعنی خط fg یک خط جریان است و به همین ترتیب سطوح پرده نفوذناپذیر (سطح سپر) یعنی خط acd، نیز یک خط جریان است.
۴. خطوط هم پتانسیل، خطوط جریان acd و fg را به زاویه قائمه قطع می کنند.



شکل ۴–۲۱

- با توجه به شکل فوق می توان گفت:

۱. در شکل فوق تعداد خطوط جریان برابر ۵ می باشد بنابراین ۴ مجرای جریان خواهیم داشت یعنی $N_f = 4$
۲. تعداد خطوط پتانسیل برابر ۷ می باشد بنابراین ۶ افت پتانسیل خواهیم داشت، یعنی $N_d = 4$

۴–۷ محاسبه تراوش به وسیله شبکه جریان (تعیین دبی زهاب)

در هر شبکه جریان، نوار بین دو خط جریان، مجرای جریان یا کانال جریان نامیده می شود. شکل ۴-۲۲ یک مجرای جریان همراه با خطوط هم پتانسیل را که تشکیل چشمه های مربع می دهد را نشان می دهد. دبی نشست از میان مجرای جریان برای عرض واحد (عمود بر مقطع قائم بر لایه نفوذپذیر) به صورت زیر قابل محاسبه است:

$$\Delta q = k\frac{H}{N_d} \qquad (۴-۲۱)$$

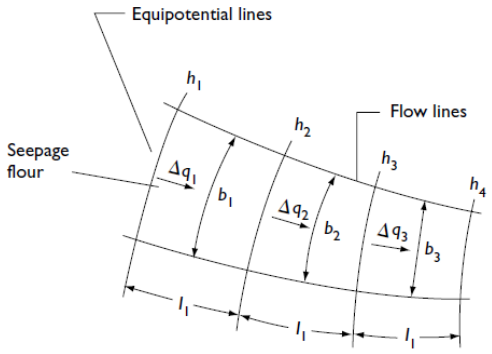
که در آن:

H = اختلاف پتانسیل بین بالادست و پایین دست (افت کلی بار آبی)

N_d = تعداد افت های پتانسیل

اگر تعداد مجاری جریان در یک شبکه جریان مساوی N_f باشد، دبی کل جریان از تمام مجاری جریان برای عرض واحد برابر خواهد شد با:

$$\Delta q = k\frac{HN_f}{N_d} \qquad (۴-۲۲)$$



شکل ۴–۲۲

نکته :

اگر لایه نفوذپذیر که آب در آن جریان می یابد، غیرهمسانگرد باشد، در این صورت ضریب نفوذپذیری در دو امتداد عمود بر هم x و z یکسان نخواهد بود. در این حالت دبی گذرنده از تمام مجاری جریان برای عرض واحد به صورت زیر بدست می آید:

$$q = \sqrt{k_x \cdot k_z} \times \left(\frac{HN_f}{N_d}\right)$$

که در این رابطه N_f و N_d بر اساس شبکه جریان مربعی خاک همسانگرد تعیین می شوند.

مثال :

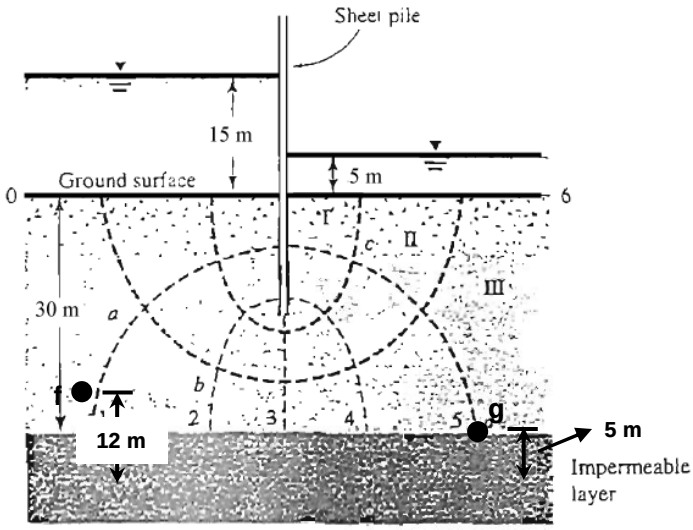
در شکل زیر شبکه جریان در اطراف یک ردیف سپرکوبی در یک لایه نفوذپذیر نشان داده شده است. با توجه به اینکه $k_x = k_z = k = 5\times10^{-3}$، مطلوب است تعیین:

(الف) ارتفاع پیزومتری نسبت به تراز زمین در نقاط a، b، c و d.

(ب) دبی نشت از میان مجرای جریان شماره ۲ برای عرض واحد.

(پ) کل دبی نشت از میان لایه نفوذپذیر برای عرض واحد.

(ت) فشار منفذی در نقاط f و g



حل مسئله:

(الف)

با توجه به شکل، $N_f = 3$ و $N_d = 6$. افت کلی بار آبی بین بالادست و پایین دست مساوی ۱۰ متر است. بنابراین افت بار برای هر خط پتانسیل مساوی $10/6 = 1.667m$ است. نقطه a روی خط پتانسیل شماره ۱ قرار دارد. این بدان معنا است که افت پتانسیل در a مساوی 1×1.667 متر است. بنابراین سطح آب در پیزومتر واقع در a برابر است با:

$(15-1.667) = 13.33m$ بالای سطح زمین

به طور مشابه تراز پیزومتری در سایر نقاط برابر است با:

$b = (15 - 2\times1.667) = 11.67m$ بالای سطح زمین

$c = (15 - 5\times1.667) = 6.67m$ بالای سطح زمین

$d = (15 - 5\times1.667) = 6.67m$ بالای سطح زمین

(ب)

$$\Delta q = k\frac{H}{N_d}$$

$$k = 5\times10^{-3} cm/sec = 5\times10^{-5} m/sec$$

$$\Delta q = 5\times10^{-5}\times1.667 = 8.34\times10^{-5} m^3/sec/m$$

(پ)

$$q = k\frac{HN_f}{N_d} = (5\times10^{-5})\times1.667\times3 = 25\times10^{-5} m^3/sec/m$$

(ت) مبنا لایه نفوذناپذیر

$$h = \frac{p}{\gamma_w} + z = 15 + 30 = 45m$$

$$h - h_f = 1.67 \rightarrow h_2 = 45 - 16.7 = 43.33m$$

$$h_f = \frac{p_f}{\gamma_w} + z \rightarrow 43.33 = \frac{p_f}{\gamma_w} + 12 \rightarrow \frac{p_f}{\gamma_w} = 31.33m \rightarrow p_f = u_f = 31.33\times\gamma_w = 313.3kN/m^2$$

$$p_g = u_g = (6.67 + 25)\times\gamma_w = 31.67\times10 = 316.67kN/m^2$$

نکته :

فشار آب حفره ای و فشار بالابرنده در زیر سازه هیدرولیکی هر دو به یک مفهوم هستند و منظور فشار آب p در نقطه ای مانند A است که در مکانیک خاک آن را با u_A نشان می دهند و از رابطه زیر بدست می آید:

$$U_A = (h_A - z_A) \times \gamma_w$$

که در آن:

$\gamma_w =$ وزن مخصوص آب

$h_A =$ بار آبی در نقطه مورد نظر که همان فاصله سطح تراز آب در آن نقطه تا سطح مبنا می باشد.

$z_A =$ فاصله نقطه مورد نظر تا سطح مبنا

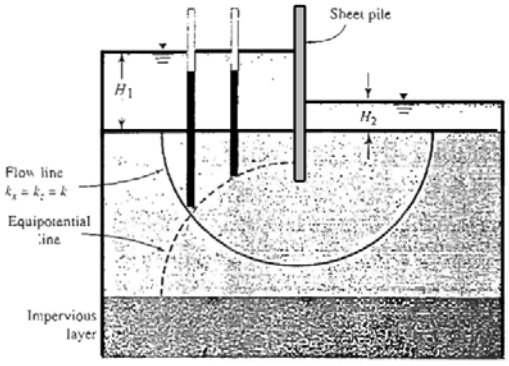
نکته مهم :

Δh یا اختلاف هد برابر اختلاف تراز آب داخل پیزومتر ها نسبت به یکدیگر است در حالی که اختلاف صعود آب در پیزومترها با استفاده از رابطه $\frac{p}{\gamma_w}$ یا همان $\frac{u}{\gamma_w}$ بدست می آید.

$$\Delta h = \left[\frac{u}{\gamma_w} + z\right]_A - \left[\frac{u}{\gamma_w} + z\right]_B$$

$$S = \frac{u_A}{\gamma_w} - \frac{u_B}{\gamma_w}$$

به طور مثال در شکل ۴-۲۳ اختلاف هد Δh برابر صفر بوده ولی دو پیزومتر دارای اختلاف صعود آب یا همان فشار منفذی متفاوت می باشند.

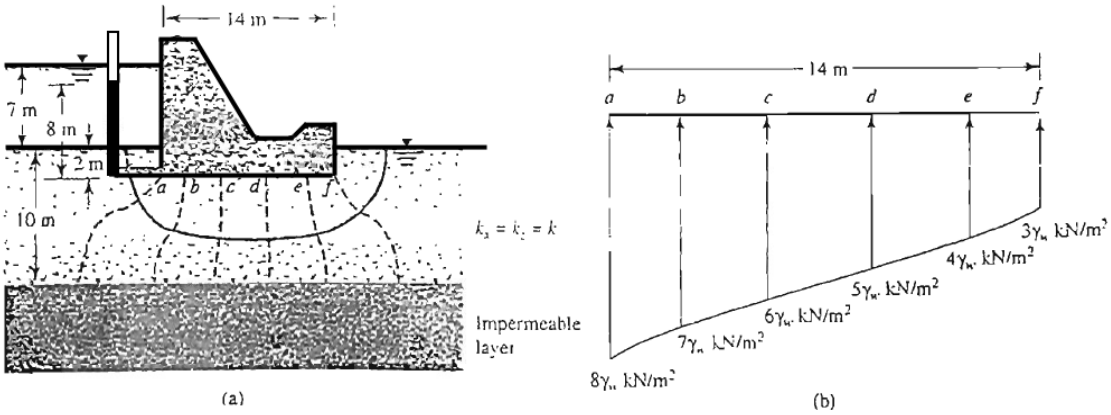


شکل ۴-۲۳

۴-۸ فشار بر کنش در زیر سازه های هیدرولیکی

از شبکه جریان می توان برای تعیین فشار برکنش در زیر سازه های هیدرولیکی استفاده کرد. این مفهوم را می توان با استفاده از یک مثال ساده نشان داد.

شکل ۴-۲۴ مقطع عرضی سرریز یک بند انحرافی را نشان می دهد که پایه آن در ۲ متری زیر سطح زمین قرار دارد. با فرض $k_x = k_z = k$، شبکه جریان در زیر این سرریز رسم شده است. حال با استفاده از خطوط هم پتانسیل می توان نمودار توزیع فشار در زیر پایه این بند را به صورت زیر بدست آورد:



شکل ۴–۲۴ فشار برکنش در زیر یک سازه هیدرولیکی

۷ افت پتانسیل در شبکه جریان وجود دارد و اختلاف سطح آب در بالادست و پایین دست برابر ۷ متر است. در نتیجه هر افت پتانسیل $H/7 = 7/7 = 1m$ متر می باشد. فشار برکنش برابر است با:

(گوشه چپ پایین) نقطه a = فشار منفذی در نقطه a ضرب در وزن مخصوص آب = $[(7+2)-1]\times\gamma_w = 8\gamma_w$

به طور مشابه در نقطه b داریم:

$$b = [7+2-2\times1]\times\gamma_w = 7\gamma_w$$

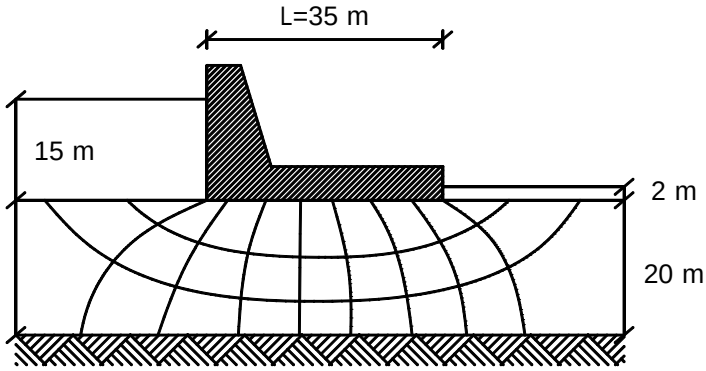
در شکل فوق نمودار تغییرات فشار برکنش رسم شده است. با محاسبه مساحت زیر نمودار فشار، نیروی برکنش بدست می آید که به آن نیروی نشت گفته می شود.

مثال امتحانی :

در شبکه جریان نشان داده شده در شکل زیر مطلوب است: $k = 10^{-5} cm/s$

(الف) مقدار آب عبوری از زیر سد در طی ۴ روز (۱/۵ نمره)

(ب) محاسبه نیروی برکنش ناشی از تراوش آب از زیر سد (۱/۵ نمره)



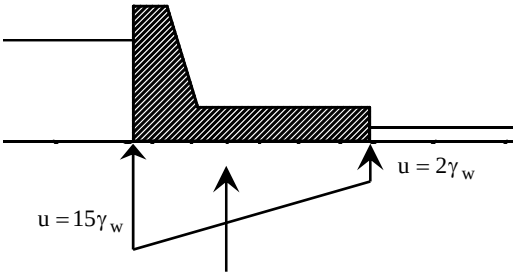
حل (الف)

$$k = 10^{-5} cm/s = 10^{-5}\times10^{-2} m/s = 10^{-7} m/s$$

$$q = kH\frac{N_f}{N_d} = 10^{-7}\times13\times\frac{3}{9}\times1m = 4.33\times10^{-7} m^3/s$$

$$Q = q\times t = 4.33\times10^{-7}\times4\times24\times60\times60 = 0.14976\, m^3$$

حل (ب)

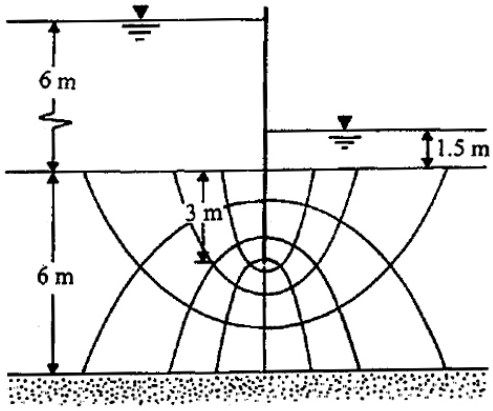


$$F = P \times A = \left(\frac{15\gamma_w + 2\gamma_w}{2}\right) \times 35 \times 1 = 2975 \text{ kN}$$

مثال :

شبکه جریان در اطراف یک ردیف سپرکوبی در یک لایه نفوذناپذیر در شکل زیر نشان داده شده است. داریم:

$k_x = k_y = 4 \times 10^{-4} \text{cm/sec}$. کلی دبی نشت از میان لایه نفوذپذیر برای عرض واحد را محاسبه نمایید.



$k = 4 \times 10^{-4} \text{cm/sec}$

$H = H_1 - H_2 = 6 - 1.5 = 4.5\text{m}$

$N_f = 4$

$N_d = 8$

بنابراین:

$$q = kH\left(\frac{N_f}{N_d}\right) = \left(\frac{4 \times 10^{-4}}{10^2}\right)\left(\frac{4.5 \times 4}{8}\right)$$

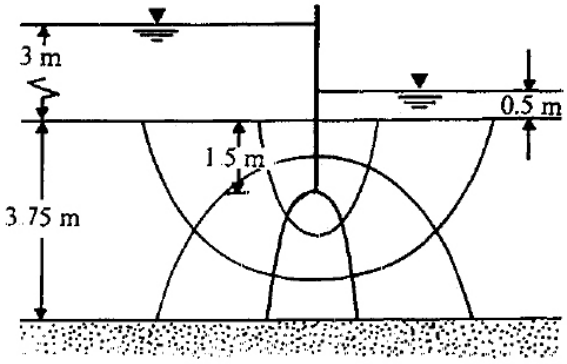
$= 9 \times 10^{-6} \text{m}^3/\text{m/sec}$

$= 77.76 \times 10^{-2} \text{m}^3/\text{m/day}$

مثال :

شبکه جریان در اطراف یک ردیف سپرکوبی در یک لایه نفوذناپذیر در شکل زیر نشان داده شده است. داریم:

$k = 4 \times 10^{-4} \text{cm/sec}$. کلی دبی نشت از میان لایه نفوذپذیر برای عرض واحد را محاسبه نمایید.



$k = 4 \times 10^{-4} \text{cm/sec}$

$H = H_1 - H_2 = 3 - 0.5 = 2.5\text{m}$

$N_f = 3$

$N_d = 5$

بنابراین:

$$q = kH\left(\frac{N_f}{N_d}\right) = \left(\frac{4 \times 10^{-4}}{10^2}\right)\left(\frac{2.5 \times 3}{5}\right)$$

$= 6 \times 10^{-6} \text{m}^3/\text{m/sec}$

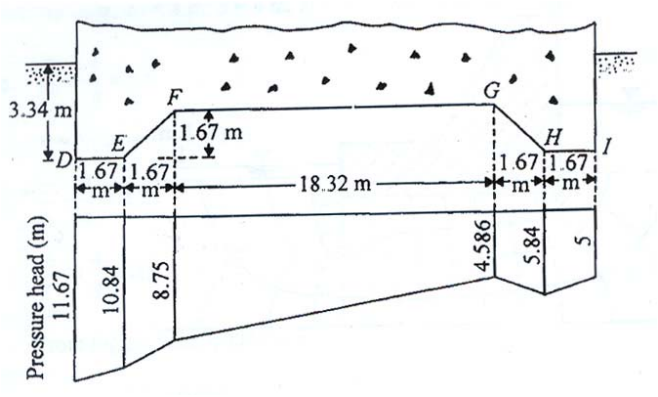
$= 0.518\text{m}^3/\text{m/day}$

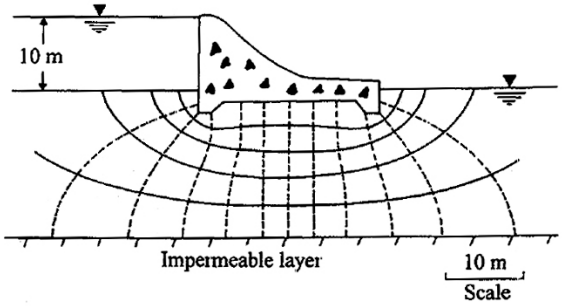
مثال :

برای شبکه جریان زیر سد بتنی نشان داده شده در شکل زیر مطلوب است: $(k = 2\times10^{-3}\,cm/sec)$

(الف) دبی عبوری از میان لایه نفوذپذیر زیر سد برای واحد عرض سد.

(ب) نیروی برکنش وارد بر زیر سد. مختصات هندسه زیر سد در شکل نشان داده شده است.





(الف)

$$q = kH\left(\frac{N_f}{N_d}\right) = \left(\frac{0.002}{10^2}\times60\times60\times24m/day\right)\times10\left(\frac{5}{12}\right) = 7.2m^3/day/m$$

(ب)

با توجه به شکل، برای شبکه جریان فوق ۱۲ افت پتانسیل ترسیم شده است همچنین $H = 10m$. بنابراین افت هد در هر خط افت برابر خواهد بود با $(10/12)m$. بدین ترتیب داریم:

- **هد فشار در D:** $D = (10+3.4) - 2(10/12) = 11.67m$
- **هد فشار در E:** $E = (10+3.4) - 3(10/12) = 10.84m$
- **هد فشار در F:** $F = (10+1.67) - 3.5(10/12) = 8.75m$
- **هد فشار در G:** $G = (10+1.67) - 8.5(10/12) = 4.586m$
- **هد فشار در H:** $H = (10+3.34) - 9(10/12) = 5.84m$
- **هد فشار در I:** $H = (10+3.34) - 10(10/12) = 5m$

توزیع بار آبی محاسبه شده در فوق در شکل زیر نشان داده شده است. اکنون فشار برکنش هیدرولیکی در واحد طول سد را به صورت زیر می توان محاسبه نمود:

نیرو در واحد طول سد = γ_w × مساحت دیاگرام توزیع بار آبی ×1

$$= 9.81\left[\left(\frac{11.67+10.84}{2}\right)1.67 + \left(\frac{10.84+8.57}{2}\right)1.67 + \left(\frac{8.57+4.586}{2}\right)18.32 + \left(\frac{4.586+5.84}{2}\right)1.67 + \left(\frac{5.84+5}{2}\right)1.67\right]$$

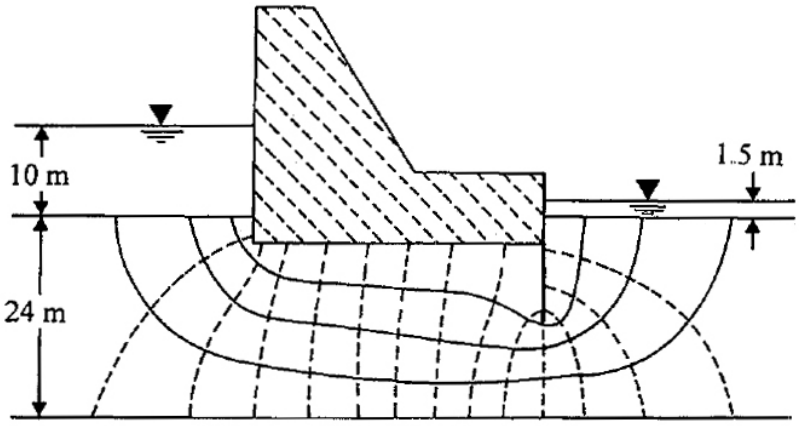
$$= 9.81[18.8+16.36+122.16+8.71+9.05 = 1717.5kN/m]$$

مثال :

برای شبکه جریان زیر سد بتنی نشان داده شده در شکل زیر مطلوب است: $(k = 10^{-3} cm/sec)$

(الف) دبی عبوری از میان لایه نفوذپذیر زیر سد برای واحد عرض سد.

(ب) نیروی برکنش وارد بر زیر سد. عمق استقرار سد در داخل خاک نفوذپذیر برابر ۳ متر است.



$N_f = 4, N_d = 14$

(الف)

$$q = kH\left(\frac{N_f}{N_d}\right) = \left(\frac{10^{-3}}{10^2}\right)(10-1.5)\left(\frac{4}{14}\right) = 10^{-5} \times 8.5\left(\frac{4}{14}\right) = 2.429 \times 10^{-5} m^3/m/sec \approx 2.1 m^3/m/day$$

(ب)

$$\Delta h = \frac{H_1 - H_2}{N_d} = \frac{10-1.5}{14} = 0.607 m/$$ به ازای هر خط افت

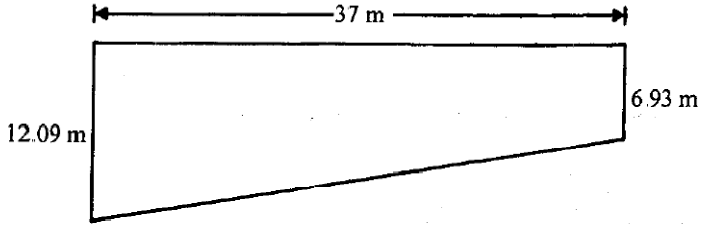
بنابراین در در گوشه پایین سمت چپ سد فشار بلند کننده برابر است با:

$$(10+3) - 1.5\Delta h = 13 - 0.607 \times 1.5 = 12.09 m$$

در گوشه پایین سمت راست فشار بلند کننده برابر است با:

$$(10+3) - 10\Delta h = 13 - 0.607 \times 10 = 6.93 m$$

بنابراین نیروی بلند کننده برابر است با:



$$9.81 \times 37\left(\frac{12.09 + 6.93}{2}\right) \approx 3452 kN/m$$

مطالعه آزاد برای دانشجویان ممتاز

اصول تراوش

۴-۱ ملاحظات عمومی

تراوش عبارت است از جریان آب در داخل خاک همگن اشباع تحت شرایط پایدار[1]. علاوه بر این فرض می شود که ذرات خاک، ساختار خاک و خود آب غیر قابل تراکم بوده و جریان تابع قانون دارسی می باشد. بنابراین هنگام تحلیل تراوش، شرایط گذرا مثل جبهه تر شونده[2] و یا حرکت آب در توده خاک غیر اشباع، تحکیم و نشست در نظر گرفته نمی شوند. اصول و قوانینی که حرکت انرژی در داخل یک محیط هادی را توصیف می نمایند برای حرکت آب در داخل توده خاک هم معتبر هستند. تراوش را می توان با مدلسازی جریان الکتریسیته و یا حرارت مورد مطالعه قرار دارد زیرا هر دو این پدیده ها از معادله لاپلاس در یک محیط همگن تبعیت می نمایند. همانطور که در فصل ۲ بیان شد آب از محلی با انرژی بیشتر به سمت محلی با انرژی کمتر حرکت می نماید. در مسائل مربوط به تراوش، اختلاف بین دو انرژی برابر مقدار انرژی لازم برای حرکت آب از داخل خاک می باشد یعنی برای غلبه بر مقاومت خاک در برابر جریان آب. فصل ۴ درباره عوامل مختلف کنترل کننده تراوش، معادلات توصیف کننده تراوش، روش های بدست آوردن توزیع فشار و فشار در نقاط خاص در داخل خاک و مقدار تراوش بحث می نماید. برای مثال در شکل ۴-۱-الف مقدار فشار برکنش[3] یا بالابرنده در نقطه ۵ چقدر است؟ از نقطه ۸ چقدر آب خارج خواهد شد؟ با چه سرعتی؟ آیا ماسه در نقطه ۸ شسته خواهد شد؟ اگر سپر در نقطه ۶ برداشته شود توزیع فشار در زیر سد چه تغییری خواهد نمود؟

۴-۲ شرایط مرزی

(الف) مبانی

خاک اشباعی که قرار است تحلیل شود بایستی بوسیله مرزهای مشخص، نفوذپذیری خاک و بارهای آبی (هد)، تعریف شده باشد. در این بخش انواع مختلف مرزهایی که توده متخلخل خاک را در بر می گیرد مورد بحث قرار می گیرد. طبیعت و موقعیت این مرزها بوسیله برنامه های اکتشافی، فرضیات انجام شده بر مبنای قضاوت مهندسی و شرایط تحمیل شده طرح مورد نظر مشخص می شوند. به طور معمول برای اینکه تحلیل ممکن شود، برای تعیین مرزها بایستی ساده سازی هایی صورت پذیرد. به طور کلی تحلیل مسائل مربوط به تراوش مرتبط به سدها شامل چهار نوع مرز می شود (هار، ۱۹۶۲). نمونه های این چهار نوع مرز در شکل ۴-۱ نشان داده شده است.

(ب) مرزهای نفوذناپذیر

سطح مشترک بین توده خاک اشباع نفوذپذیر و مصالح مجاور مثل خاک با نفوذپذیری کم یا بتن به صورت تقریبی مرز ناتراوا در نظر گرفته می شود. فرض بر این است که هیچ جریانی در راستای عمود بر این سطح مشترک رخ نمی دهد بنابراین جریان در خاک نفوذپذیر مجاور مرز ناتراوا موازی با آن مرز می باشد. در شکل ۴-۱ خطوط AB و ۸-۱ مرزهای ناتراوا می باشند.

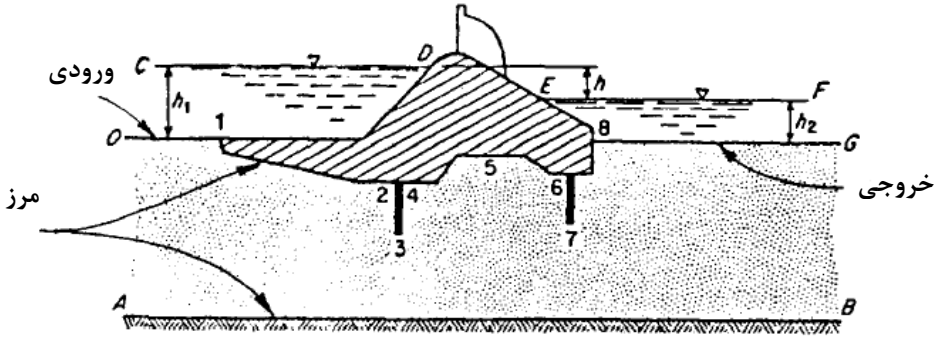
---

[1] steady state

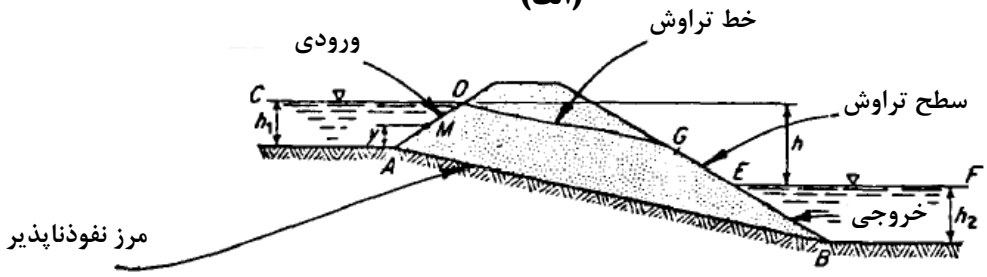
[2] wetting front

جبهه تر شونده سطح مشترک بین ناحیه خشک خاک و ناحیه ای است که در اثر جریان آب به تازگی تر شده است

[3] uplift pressure



(الف)



(ب)

شکل ۴–۱ نمونه هایی از شرایط مرزی در سازه های هیدرولیکی

(پ) ورودی و خروجی

خطوط مشخص کننده ناحیه ای که در آن آب وارد توده متخلخل خاکی شده و یا از آن خارج می گردد به ترتیب ورودی و یا خروجی نامیده می شوند. ورودی ها و خروجی ها (**0-1** و **8-G** در شکل ۴-۱-الف و **AD** و **BE** در شکل ۴-۱-ب) از نوع خطوط هم پتانسیل هستند یعنی سطح پیزومتری در طول این خطوط بدون توجه به شکل و یا جهت آن ها یکسان است. جریان نیز همواره عمود بر ورودی و یا خروجی رخ می دهد. ورودی و خروجی به اسم مرزهای مخزن نیز شناخته می شوند (هار، ۱۹۶۲).

(ت) سطح تراوش

توده خاک نفوذپذیر اشباع ممکن است مرزی در معرض اتمسفر باشد و به آب اجازه فرار در طول این مرز بدهد، خط **GE**، شکل ۴-۱-ب. فشار در طول این سطح برابر فشار اتمسفر می باشد.

(ث) خط تراوش

این مرز در داخل خاک نفوذپذیر جایی که آب دارای فشار اتمسفریک می باشد قرار دارد. به این مرز سطح آزاد هم می گویند. خط **DG**، شکل ۴-۱-ب. به خاطر نیروی موئینگی(کاپیلاری) ناحیه اشباع اندکی به طرف بالای خط تراوش حرکت می نماید، اما این ناحیه صعود موئینگی، تاثیر بارزی بر روی تحلیل تراوش ندارد. از آنجاییکه دو مرز ابتدایی بوسیله شرایط هندسی توده خاک متخلخل اشباع تعریف می شوند، خط تراوش تا زمانی که توزیع جریان در داخل خاک نفوذپذیر مشخص نشده است بدست نمی آید. دوباره مانند آنچه برای یک مرز ناتراوا گفته شد، فرض می شود که هیچ جریانی عمود بر خط تراوش رخ نمی دهد، بنابراین جریان در خاک نفوذپذیر مجاور این مرز موازی با مرز می باشد.

۴-۳ جریان محصور و نامحصور[4]

در این مبحث به طور کلی دو نوع جریان را مورد بررسی قرار می دهیم: جریان محصور و جریان نامحصور. جریان محصور در توده خاک نفوذپذیر اشباعی رخ می دهد که فاقد خط تراوش می باشد. شکل ۴-۱-الف مثالی از جریان محصور است. جریان نامحصور وقتی بوجود می آید که توده خاک تراوا دارای خط تراوش باشد. بنابراین در جریان محصور تمام مرزها تعریف شده هستند در حالی که در جریان نامحصور سطح تراوش و خط تراوش هنگام تحلیل باید تعریف گردند.

۴-۴ معادله لاپلاس

(الف) تحلیل تراوش

برای اینکه بتوانیم تحلیل تراوش انجام دهیم بایستی مدلی کلی برای توصیف پدیده تراوش در دست داشته باشیم. چنین مدلی در صورتی که دارای شرایط مرزی و خصوصیات خاک مشخص باشد می تواند برای تعیین توزیع جریان، بارهای آبی و مقادیر تراوش به کار گرفته شود. مبنای ریاضی بسیاری از مدل ها و روش هایی که برای تحلیل تراوش به کار گرفته می شوند، معادله لاپلاس می باشد.

(ب) اساس معادله لاپلاس

شکل ۴-۲ شرایط عمومی تراوش که المانی از آن جدا شده است را نشان می دهد. معادله لاپلاس بر مبنای شش فرض زیر قرار دارد:

۱. هدهای h_1 و h_2 ثابت هستند بنابراین جریان در حالت پایدار می باشد.
۲. آب غیر قابل تراکم است.
۳. حجم حفرات تغییر نمی نماید – خاک تراکم ناپذیر است.
۴. جریان لایه ای (لمینار) است – قانون دارسی معتبر است.
۵. المان دارای بعد dy در جهت عمود بر صفحه می باشد که به آن حجم می بخشد ولی هیچ جریانی عمود بر صفحه رخ نمی دهد یعنی جریان دو بعدی است.
۶. لایه های خاک نفوذپذیر اشباع همگن می باشند.

با توجه به شکل ۴-۲-ب داریم:

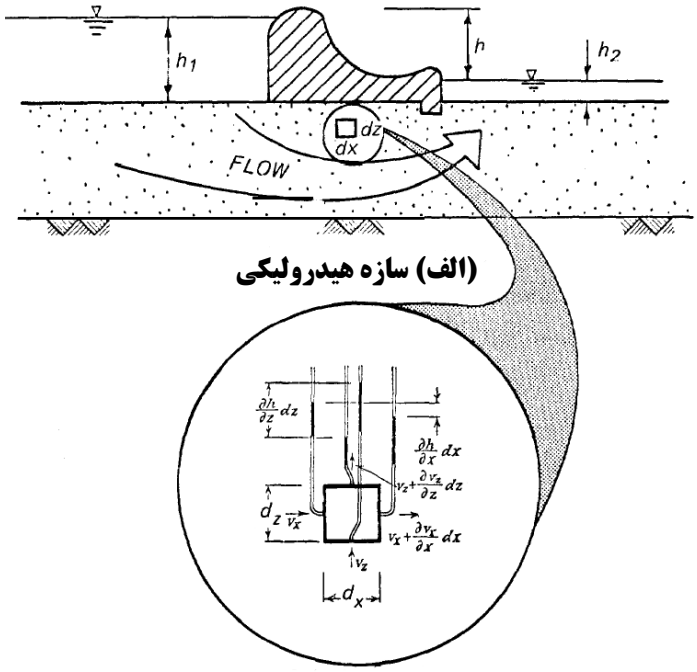
$v_x, v_z =$ مولفه های سرعت جریان به ترتیب در جهت های x و z

$i_x = -\frac{\partial h}{\partial x} =$ شیب هیدرولیکی در جهت x

$i_z = \frac{\partial h}{\partial z} =$ شیب هیدرولیکی در جهت z

(علامت منفی نشان دهنده این است که شیب هیدرولیکی در خلاف جهت هد پیزومتریک افزاینده می باشد) فرضیات ۱، ۲ و ۳ به ما اطمینان می دهند که جریان پیوسته است یعنی آبی که در واحد زمان وارد المان می شود، q_e برابر آبی است که در واحد زمان از آن خارج می گردد، q_ℓ.

[4] Confined and Unconfined flow



(الف) سازه هیدرولیکی

(ب) المان خاک

شکل ۴–۲ جریان آب از داخل خاک متخلخل اشباع در زیر یک سازه هیدرولیکی

جریان آب ورودی و خروجی به صورت زیر تعریف می شوند:

$$q_e = V_x \cdot dz \cdot dy + V_z \cdot dx \cdot dy$$

$$q_\ell = V_x \cdot dz \cdot dy + \frac{\partial Vx}{\partial x} dx \cdot dz \cdot dy + V_z \cdot dx \cdot dy + \frac{\partial V_z}{\partial z} dz \cdot dx \cdot dy$$

با برابر قرار دادن q_e با q_ℓ داریم:

$$\frac{\partial V_x}{\partial x} dx \cdot dz \cdot dy + \frac{\partial V_z}{\partial z} dz \cdot dx \cdot dy = 0$$

و یا

$$\frac{\partial V_x}{\partial x} + \frac{\partial V_z}{\partial z} = 0 \qquad (۱-۴)$$

با استفاده از قانون دارسی، $V = k \cdot i$ و با فرض نفوذپذیری برابر در جهات x و z داریم:

$$V_x = k \cdot i_x = -k \frac{\partial h}{\partial x} \quad \text{و} \quad V_z = k \cdot i_z = -k \frac{\partial h}{\partial z}$$

kh پتانسیل یا پتانسیل سرعت نامیده می شود و معمولاً با علامت ϕ نشان داده می شود. بنابراین:

$$\phi = kh$$

و

$$V_x = -\frac{\partial \phi}{\partial x} \quad \text{و} \quad V_z = -\frac{\partial \phi}{\partial z}$$

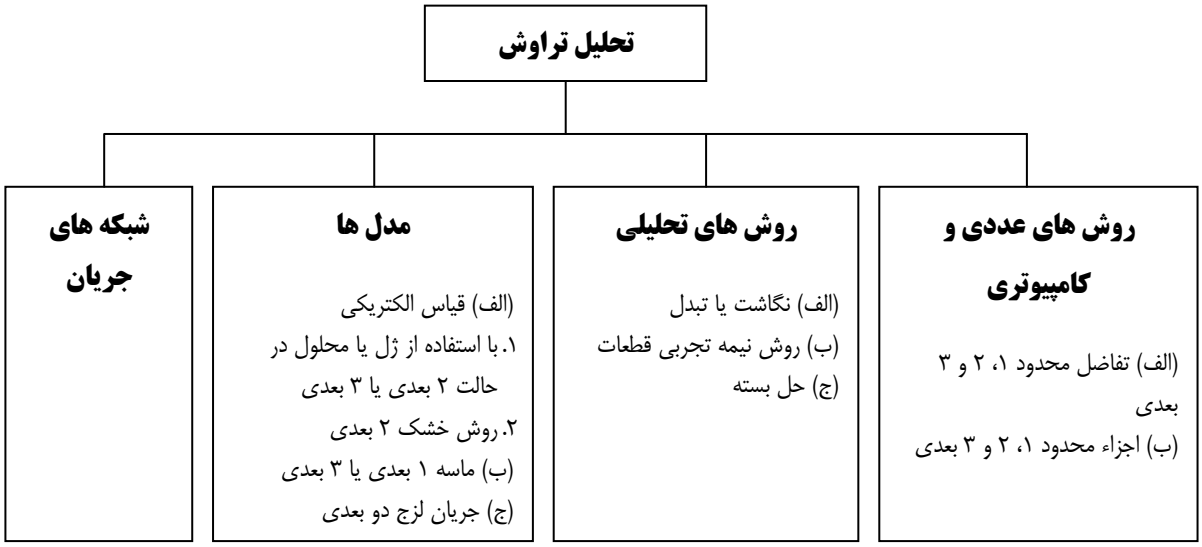
با جایگزینی در معادله ۴-۱ بدست می آوریم:

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} = 0 \qquad (۲-۴)$$

معادله فوق شکل خاصی از معادله لاپلاس برای جریان لایه ای دو بعدی در داخل یک محیط متخلخل، ایزوتروپیک و همگن است. این معادلات ماحصل مطالعات و تحقیقات ترزاقی (۱۹۴۳) می باشند. اطلاعات بیشتر را می توان در کارهای **Bear 1972، Cedergren 1977، Harr 1962** یافت.

۴ – ۵ روش های حل معادله لاپلاس

برای یافتن جواب مسئله تراوش جریان پایدار لایه ای در خاک، معادله لاپلاس باید حل شود. برای حالت های مختلف تراوش، روش های متعددی برای حل دقیق و یا تقریبی معادله لاپلاس توسعه یافته است، شکل ۴-۳ **(Radhakrishnan, 1978)**. یکی از رایج ترین آن ها روش شبکه جریان می باشد که آن را می توان برای بسیاری از مسائلی که نشت ممکن است از زیر و یا از داخل سازه هیدرولیکی یا سد رخ دهد به کار بست. **در این بخش تنها حل معادله لاپلاس با استفاده از شبکه جریان مورد بحث قرار می گیرد.**

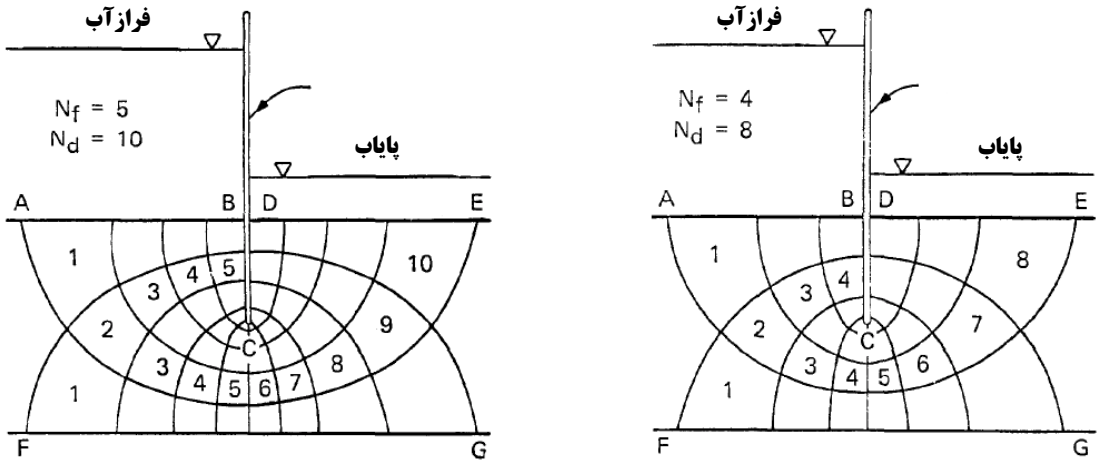


شکل ۴–۳ روش های تحلیل تراوش (Radhakrishnan)

۴–۶ شبکه جریان (حل ترسیمی معادله لاپلاس).

شبکه جریان یکی از مفید ترین و مقبول ترین روش های حل معادله لاپلاس است (کاساگرانده ۱۹۳۷). اگر شرایط مرزی و هندسه ناحیه جریان مشخص بوده و آن ها را بتوان به صورت دو بعدی نمایش داد، شبکه جریان می تواند درک بسیار خوبی از آنچه در حال وقوع است (مقادیر فشار و جریان) بدست دهد. معادله ۲-۴، پارگراف ۴-۴ معادله دیفرانسیل جرئی بیضوی می باشد که حل آن را می توان بوسیله یک سری منحنی های متعامد (که همدیگر را با زاویه قائم قطع می نمایند) نمایش داد. یک دسته از منحنی ها نشان دهنده مسیر جریان آب از داخل محیط متخلخل است در حالی که منحنی هایی که عمود بر مسیر جریان هستند نشان دهنده موقعیت نقاطی در محیط متخلخل اند که دارای بار آبی یکسان می باشند. به منحنی های نوع اول خطوط جریان و به نوع دوم خطوط هم پتانسیل گفته می شود. شبکه جریان یک جواب منفرد برای یک مسئله

تراوش مشخص می باشد یعنی تنها یک خانواده منحنی وجود دارد که هندسه و شرایط مرزی مشخص را حل می نماید. البته این مسئله به این معنی نیست که یک مسئله مشخص فقط یک شبکه جریان دارد. ما می توانیم از بین خانواده منحنی ها دسته های مختلفی از منحنی ها را برای تعریف مسئله استفاده نمائیم (شکل ۴-۵). رابطه بین تعداد افت های پتانسیل N_d و کانال های جریان N_f تغییر نمی نماید. با اندکی بررسی در شکل ۵-۴ می توان فهمید که بیشترین مقدار جریان، بیشترین سرعت و بیشترین گرادیان در کجا رخ می دهد یعنی در ناحیه خاک متخلخل که در نزدیک ترین فاصله به سپر قرار دارد (کانال جریان ۴ در شکل ۴-۵-(الف)، کانال جریان ۵ در شکل ۴-۵-(ب)).یکی از بهترین راه های ایجاد درک عمیق درباره نشت و شبکه های جریان مطالعه شبکه های جریان ترسیم شده با دقت خوب، تمرین ترسیم آن ها می باشد.



(ب) شبکه جریان ترسیم شده برای پنج کانال **(الف) شبکه جریان ترسیم شده برای چهار کانال**

شکل ۴–۵ شبکه جریان ترسیم شده در زیر سپری قرار گرفته در داخل فونداسیون نفوذپذیر

(الف) فرضیات به کار رفته در ترسیم شبکه جریان

برای ترسیم یک شبکه جریان چندین پارامتر پایه مسئله تراوش باید مشخص بوده و یا به طور مناسبی فرض شوند:

(۱) هندسه محیط متخلخل باید مشخص باشد.

(۲) شرایط مرزی باید معین باشد (پارگراف ۲-۴ را ببینید).

(۳) فرضیات لازم برای تشکیل معادله لاپلاس باید معتبر باشد (پارگراف ۴-۴-ب را ببینید).

(۴) محیط متخلخل باید همگن و ایزوتروپیک باشد (حالت غیر ایزوتروپیک در پارگراف ۴-۷ بحث می گردد)

(ب) دستورالعمل هایی برای رسم شبکه جریان.

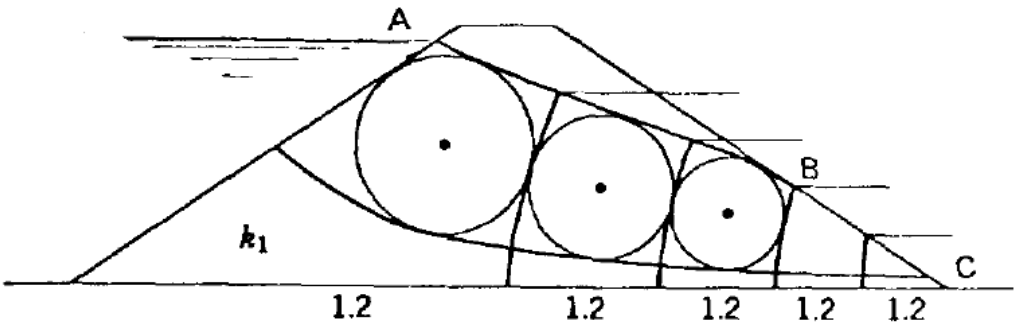
با مشخص شدن مقطع محیط متخلخل و شرایط مرزی، شبکه جریان را با رعایت دستورالعمل های زیر می توان رسم نمود:

(۱) شرایط جریان در مرزها را مشخص نمایید.

(الف) جریان در طول خطوط ناتراوی **BCD** و **FG** در شکل ۴-۸ و موازی با آن ها خواهد بود.

(ب) ورودی و خروجی ها خطوط هم پتانسیل هستند، خطوط **AB** و **DE** در شکل ۴-۵. یعنی خطوط جریان بر آن ها عمود هستند.

(پ) جریان در راستای خط تراوش و موازی با آن خواهد بود، خط **AB** در شکل ۴-۶.



شکل ۴–۶ تراوش از داخل سد خاکی قرار گرفته در روی فونداسیون نفوذناپذیر

(ت) شرایط ورودی و خروجی خط تراوش در شکل ۴-۷ برای حالت "شرایط نقطه تخلیه" نشان داده شده اند. این شکل درک شبکه جریان را راحت تر خواهد کرد.

(۲) خطوط جریان و هم پتانسیل باید همدیگر را تحت زاویه قائم قطع نمایند تا مربع های منحنی الخطی ایجاد شوند. معمولاً بهتر است که تعداد کانال های جریان عدد صحیح باشد (اگر تعداد کانال های جریان عدد صحیح باشد، تعداد افت های پتانیل نیز احتمالاً کسری خواهند شد)

(۳) معمولاً بایستی شبکه جریان اولیه را کامل نموده و سپس تنظیمات و تعدیل ها در کل شبکه اعمال را اعمال نمود به جای اینکه به تغییر یک بخش بپردازیم چون اصلاح یک بخش کوچک باعث جابجا شدن کل شبکه خواهد شد.

(۴) در وحله اول تاکید ما بایستی بر روی ایجاد خطوط عمود بر هم باشد و سپس خطوط را طوری جابجا نماییم که شبکه های مربعی تشکیل شوند.

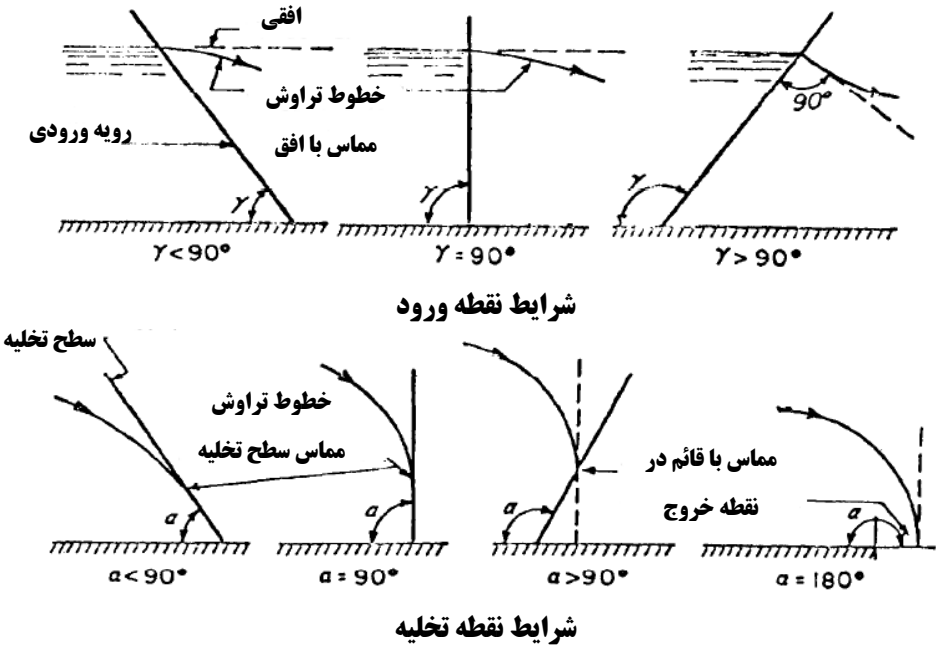
(۵) اگر در شبکه جریان اتمام یافته، تعداد افت های پتانسیل یا کانال های جریان به صورت عدد صحیح به علاوه کسری از مربع ها (افت های پتانسیل یا کانال های جریان) حاصل گردند نباید نگران شد بلکه این کسرها باید در تمام محاسبات مرتبط به شبکه جریان استفاده شوند. مکان یابی افت های پتانسیل ناکامل در ناحیه مربع های یک شکل راحت می باشد از این رو برآورد دقیق کسرها راحت تر خواهد شد.

(۶) برای رسم شبکه جریان از تعداد کافی خطوط جریان و هم پتانسیل استفاده نمایید. اگر در نواحی خاص احتیاج به اطلاعات بیشتری باشد برای بدست آوردن جزئیات بیشتری درباره جریان و توزیع فشار می توان مربع ها را به مربع های کوچک تری تقسیم نمود.

(۷) همانطور که در شکل ۴-۶ نشان داده شده، تقاطع خطوط هم پتانسیل با خط تراوش، خط **AB** و سطح تراوش یا سطح تخلیه، خط **BC** بوسیله ارتفاع کنترل می گردد چون فشار در طول این خطوط برابر فشار اتمسفر است. در طول سطح تخلیه

BC، خطوط هم پتانسیل و خطوط جریان تشکیل مربع نمی دهند چون سطح تخلیه، خط جریان یا خط پتانسیل نیست بلکه خط فشار اتمسفریک و پتانسیل متغییر می باشد.

(۸) در شکل ۴-۷ و ۴-۸ دستورالعمل ها در رابطه با ورودی و خروجی ها و نواحی خاص در داخل ناحیه جریان نشان داده شد است.

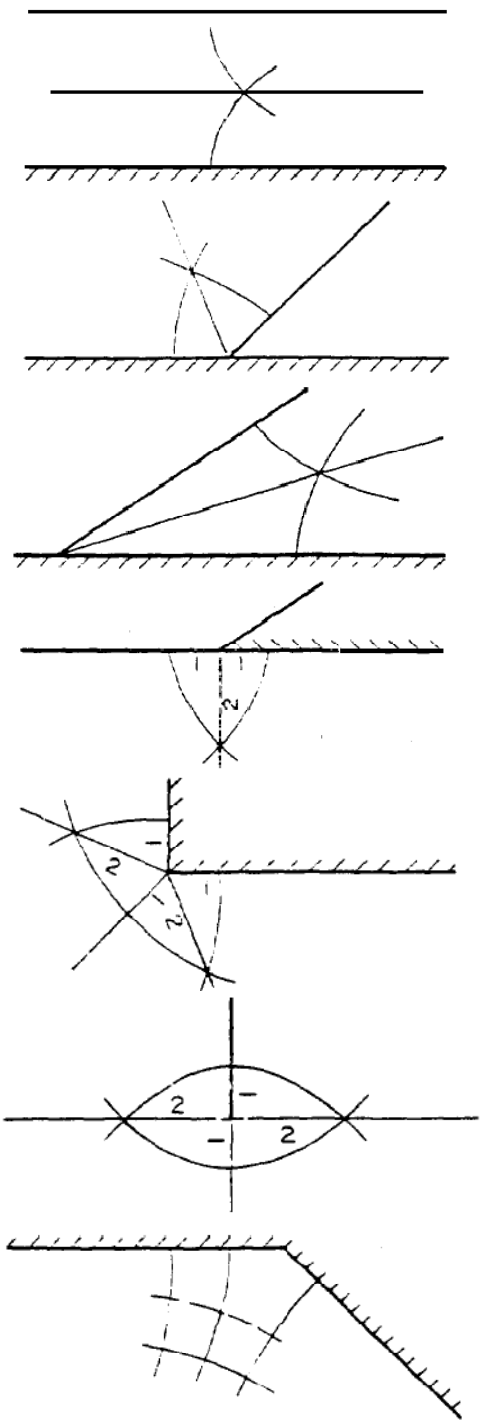


شکل ۴-۷ شرایط ورود و خروج جریان برای یک خط تراوش

(۹) بهتر است محدوده مرزها را که شبکه جریان را در بر می گیرند با مرکب یا خودکار مشخص نمایید و سپس از یک مداد نرم و پاک کن برای رسم شبکه تا رسیدن به شکل نهایی استفاده نمایید.

(۱۰) دقت ترسیم مربع ها را می توان با رسم قطرهای آن ها و یا تقسیم آن ها به مربع های کوچک تر بوسیله ترسیم خطوط جریان و هم پتانسیل عمود بر مربع ها بررسی نمود. قطری ها نباید منحنی های صافی باشند که همدیگر را تحت زاویه قائمه قطع نمایند. همچنین اگر شکل حاصل از تقاطع دو خط جریان و دو خط هم پتانسیل مربع باشد می توان دایره ای بر آن محاط نمود که اضلاع مربع بر آن مماس گردند.

(۱۱) برای محاسبه مقدار تراوش، تنها یک شبکه جریان اولیه لازم است. شبکه جریان دقیق برای بدست آوردن توزیع فشار لازم است.



در فونداسیون ها، دورترین خط جریان و هم پتانسیل بالادست و پایین دست باید در و یا نزدیک مرکز فونداسیون نفوذپذیر هم دیگر را قطع نمایند.

نزدیک ترین خط جریان و خط هم پتانسیل به یک گوشه یا زاویه باید همدیگر را به صورت نیمساز قطع نمایند.

همانند فوق به جز برای پنجه بالادست در روی فونداسیون نفوذناپذیر

نسبت طول ۲ به ۱ برای رسیدن به شکل مربع در فونداسیون نفوذپذیر در پنجه یک خاکریز ناتراوا.

نسبت های طول ۲ به ۱ نسبت به نیمساز برای تشکیل ترسیم شبکه جریان در گوشه سطح ناتراوای مدفون با زاویه قائم.

نسبت های طول ۲ به ۱ برای تعیین جهت جریان در زیر دیوار آب بند که تا وسط لایه نفوذپذیر ادامه یافته است.

برای کنترل مربع های غیر منظم آن را به مربع های کوچکتر تقسیم نمایید. مربع های کوچک حاصل باید دارای شکل عمومی مربع اصلی باشند.

شکل ۴–۸ دستورالعمل های ترسیم شبکه جریان

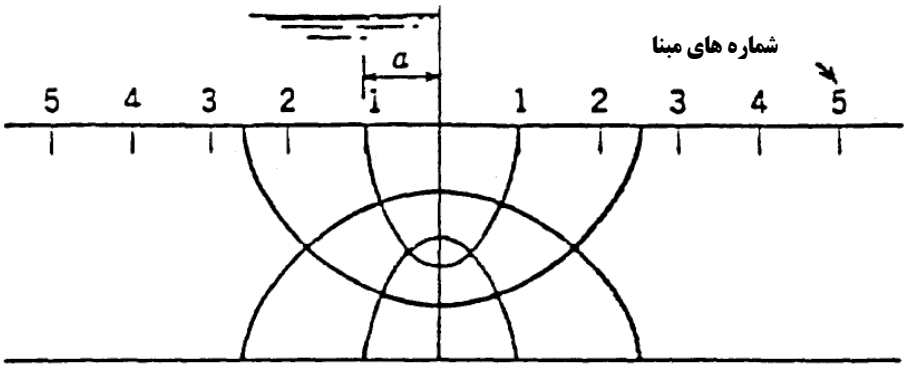
۴–۷ شبکه جریان در خاک ناهمسانگرد

اکثر خاک های طبیعی و بسیاری از خاکریزهای ساخت بشر دارای مقادیر نفوذپذیری افقی بیشتری از قائم هستند. این مسئله بر روی شکل شبکه جریان تاثیر می گذارد چون شبکه جریان در واقع حل معادله لاپلاسی است که بر مبنای فرض محیط متخلخل همسانگرد (ایزوتروپیک) قرار دارد (پاگراف ۴-۴-ب). برای در نظر گرفتن این ناهمسانگردی ابعاد محیط متخلخل

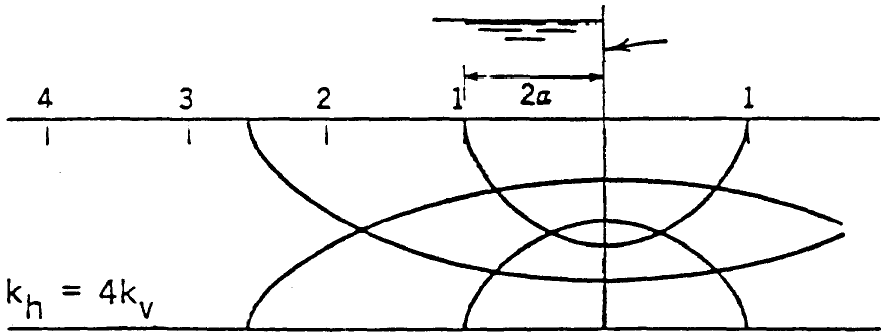
بوسیله جذر نسبت نفوذپذیری ها تغییر داده می شود. اگر K_h نفوذپذیری افقی و K_v نفوذپذیری قائم باشد، آنگاه ابعاد افقی مقطع محیط متخلخل در نسبت $\sqrt{K_v/K_h}$ ضرب می شود. مثلاً اگر قائده سد ۳۰۰ فوت باشد آنگاه بایستی با ضریب $\sqrt{K_v/K_h}$ تغییر نماید یا بهتر بگوییم قائده برابر خواهد شد با ۳۰۰ فوت ضربدر $\sqrt{K_v/K_h}$. همین نسبت باید بر تمام ابعاد افقی اعمال گردد تا مقطعی تغییر شکل یافته بدست آید. سپس شبکه جریان بر روی مقطع تغییر شکل یافته همان طور که در پارگراف ۴-۶ بیان شد ترسیم می شود. آنگاه مقطعی که شامل شبکه جریان نیز می شود به حالت اولیه (مقطع واقعی) بازگردانده می شود. بدین ترتیب شبکه جریان غیر مربعی حاصل خواهد شد. محاسبات در روی شبکه جریان غیر مربع همانند شبکه جریان مربع در خاک های همسانگرد انجام می گیرد. این روش در شکل های ۴-۹ و ۴-۱۰ نشان داده شده است. به همین روش ابعاد در جهت قائم را می توان بوسیله ضریب نسبت $\sqrt{K_h/K_v}$ تغییر داده و سپس شبکه جریان رسم شده بر روی مقطع تغییر شکل داده شده را به مقطع واقعی بازگرداند. توزیع فشار حفره ای و فشار بالابرنده (برکنش) هیدرواستاتیکی را از هر دو مقطع می توان محاسبه نمود ولی گرادیان و بزرگی نیروهای نشت باید از مقطع واقعی بدست آیند.

۴–۸ شبکه جریان در مقاطع مرکب

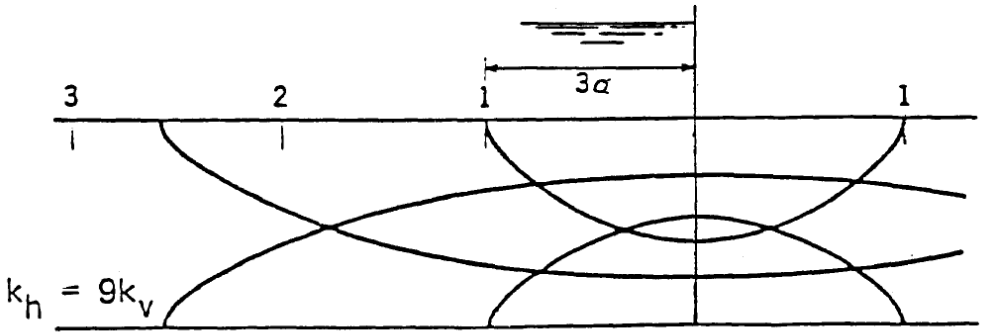
معمولاً در پروژه هایی که احتیاج به تحلیل جریان تراوش دارند خاک های مختلفی با نفوذپذیری های مختلف حضور دارند مثلاً مصالح فونداسیون لایه بندی شده و سدهای ناحیه بندی شده. برای خطوط جریان، خطوط هم پتانسیل و خطوط تراوش که از مرز خاک های با نفوذپذیری های مختلف عبور می نماید قوانین مشخصی وجود دارد. تغییر شکل خطوط جریان و خطوط هم پتانسیل در سطح مشترک ها در شکل ۴-۱۱ نشان داده شده اند. اصل اساسی این است که خاکی که نفوذپذیری بیشتری دارد اجازه جریان یافتن همان مقدار آب را با محدودیت کمتری فراهم می نماید. بنابراین افت پتانسیل در داخل خاک با نفوذپذیری بیشتر، کمتر خواهد بود. در شکل ۴-۱۱ باید توجه نمود که وقتی جریان از خاک با نفوذپذیری کمتر وارد خاک با نفوذپذیری بیشتر می شود، فاصله بین خطوط جریان کاهش می یابد (کانال های جریان کوچکتر می شوند) و فاصله بین افت های پتانسیل افزایش می یابد. در شکل های ۴-۱۲ تا ۴-۱۴ مثال هایی از شبکه جریان درخاک های با نفوذپذیری مختلف نشان داده شده است. در تمام حالات خطوط جریان و هم پتانسیل در تمام سطح مشترک بین خاک های با نفوذپذیری مختلف پیوستگی خود را حفظ می نماید گرچه جهت ناگهان تغییر می نماید. علاوه بر این تعداد کانال های جریان در طول شبکه جریان باید ثابت بماند. برای دو مثال نشان داده شده در شکل های ۴-۱۳ و ۴-۱۴ که نشان دهنده فونداسیون های با نفوذپذیری های متفاوت است، جریان کم و بیش موازی با سطوح مشترک می باشد و ناحیه ای که نفوذپذیری بیشتری دارد مقدار بیشتری جریان از خود عبور خواهد داد. به این دلیل رسم شبکه جریان را می توان با فرض اینکه همه جریان از ناحیه ای که بیشترین نفوذپذیری را دارد عبور می نماید شروع نمود. وقتی این شبکه رسم شد به داخل خاکی با نفوذپذیری کمتر امتداد داده شده و تصحیح می گردد تا ضوابط مربوط به شبکه جریان پارگراف ۴-۶ رعایت شوند. جابجایی یک خط تراوش در سطح مشترک خاک های با نفوذپذیری مختلف مانند یک سد ناحیه بندی شده پیچیده تر از جایجایی خطوط جریان و خطوط هم پتانسیل می باشد و از این رو در فصل ۶ مورد بحث قرار خواهند گرفت.



(الف) مقطع واقعی برای $k_h = k_v$ **و مقطع تبدیل یافته برای شرایط ناهمسانگرد**

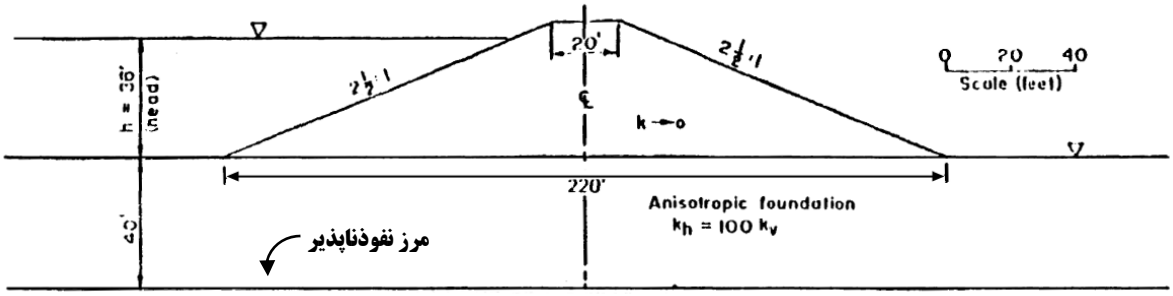


(ب) مقطع واقعی شبکه جریان برای حالت $k_h = 4k_v$

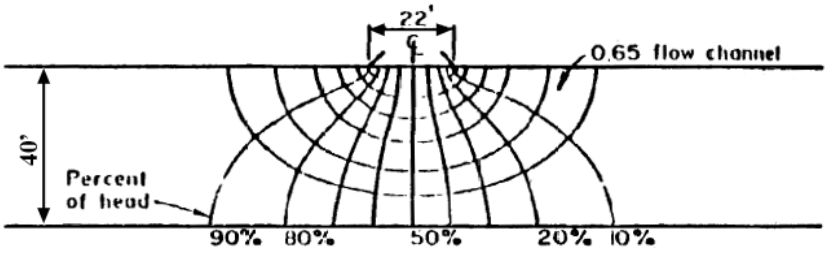


(ج) مقطع واقعی شبکه جریان برای حالت $k_h = 9k_v$

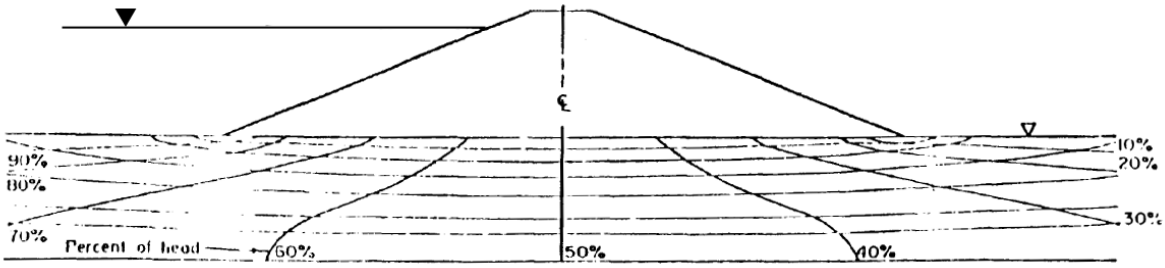
شکل ۴–۹ ترسیم شبکه جریان در مقطع تبدیل یافته و ترسیم مجدد در روی مقطع واقعی



(الف) مقطع واقعی سد



(ب) مقطع تبدیل یافته با شبکه جریان مربع شکل



(پ) مقطع واقعی با شبکه جریان بازگردانده شده به مقیاس واقعی

شکل ۴–۱۰ نحوه ترسیم شبکه جریان در فونداسیون سدی با خاک ناهمسانگرد

نکات شکل (ب):

۱. ضریب تبدلی افقی $= \sqrt{k_v/k_h} = \sqrt{1/100} = 0.1$

۲. $k' = \sqrt{(k_v)(k_h)}$

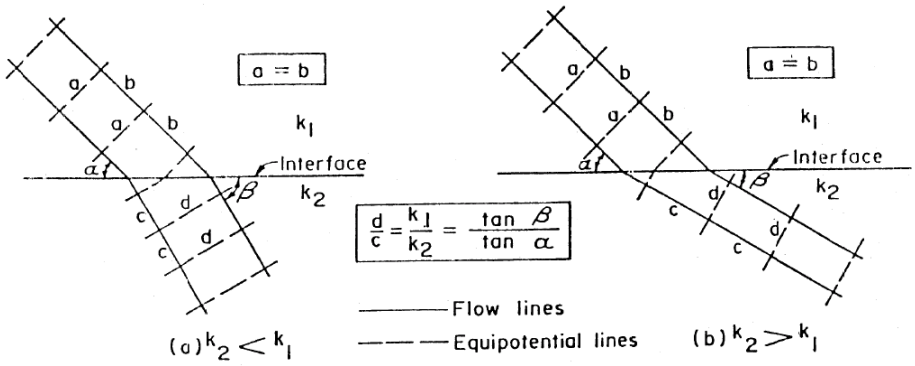
۳. $N_f / N_d = 6.65/10 = 0.656$

۴. $q = k'h(N_f / N_d) = k'(36)(0.665) = 23.9k'$

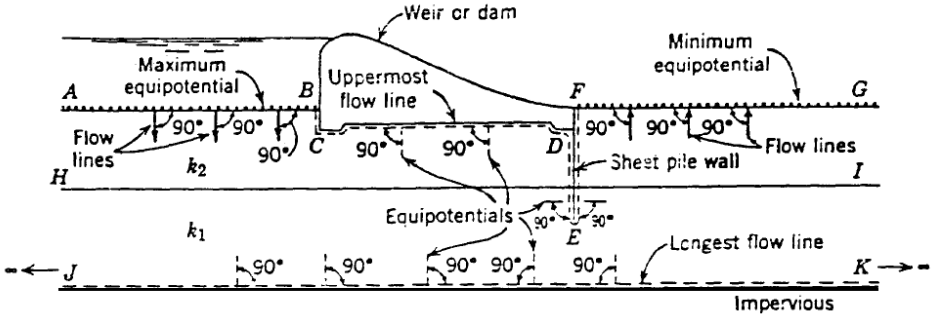
نکات شکل (پ)

۱. برای بدست آوردن مقدار ΔL ناحیه پنجه باید بزرگ شود.

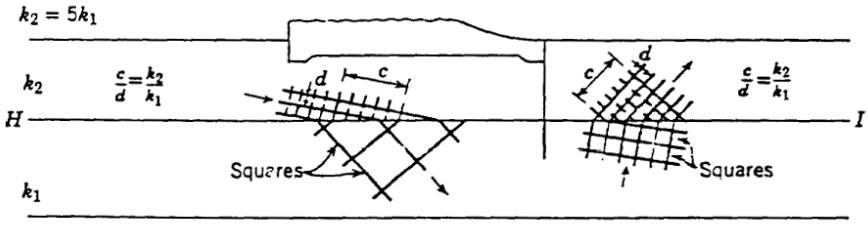
۲. $i_e = \Delta h / \Delta L = 3.6/3 = 1.2$



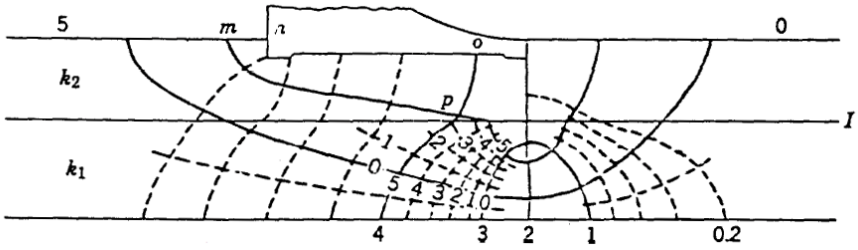
شکل ۴–۱۱ شکست خطوط جریان در سطح مشترک خاک های دارای نفوذپذیری های مختلف



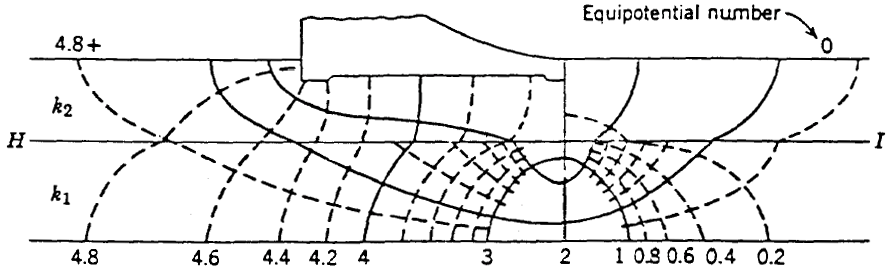
(الف) مرزها را مشخص نمایید



(ب) شکست شبکه جریان در سطح مشترک خاک های با نفوذپذیری های مختلف را ترسیم نمایید

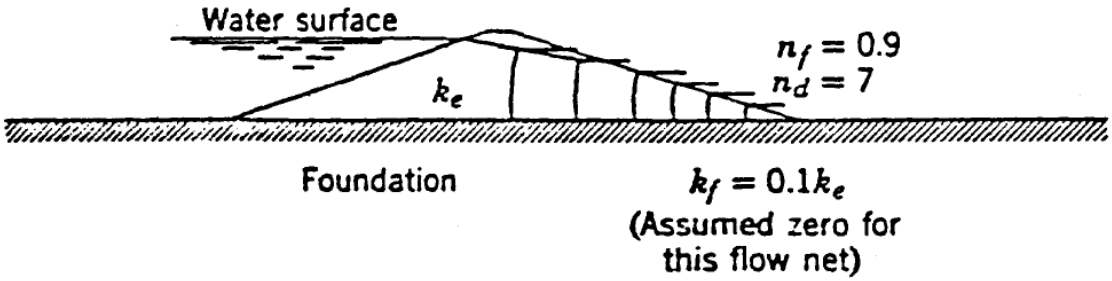


(پ) شبکه جریان آزمایشی

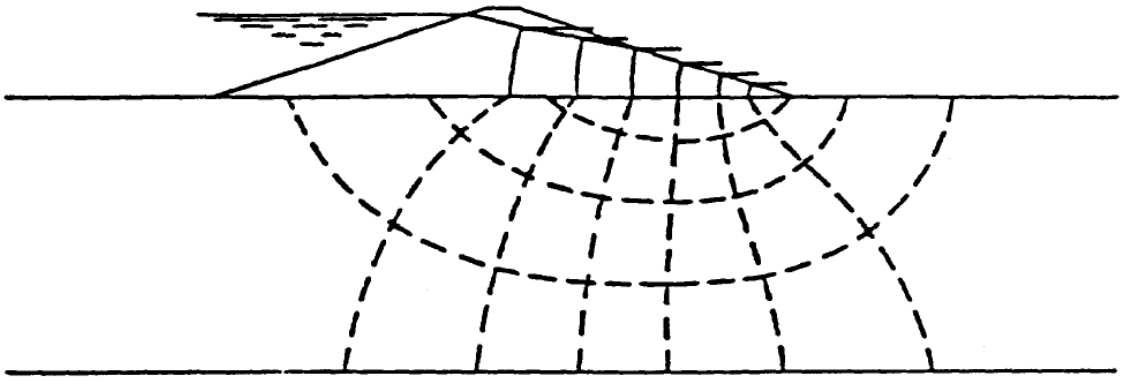


(ت) شبکه جریان نهایی

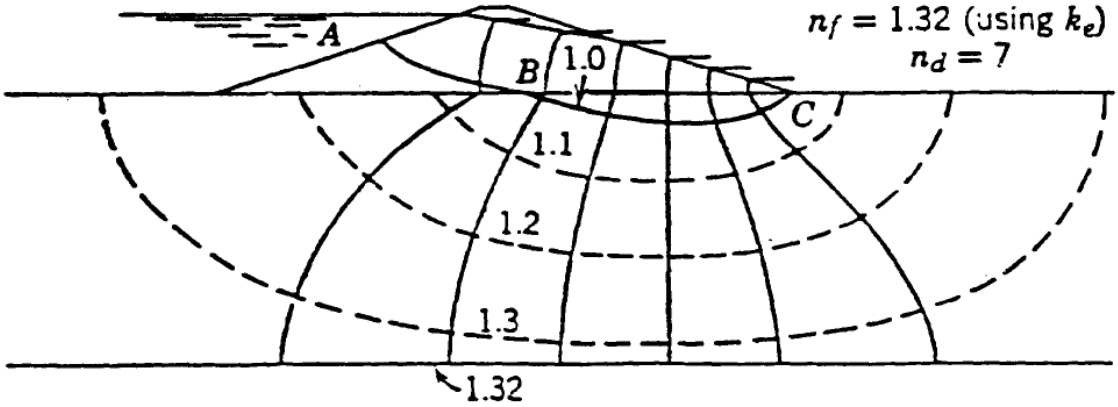
شکل ۴–۱۲: نحوه ترسیم شبکه جریان در مقاطع ترکیبی



(الف) شبکه جریان را با فرض فونداسیون نفوذناپذیر ترسیم نمایید

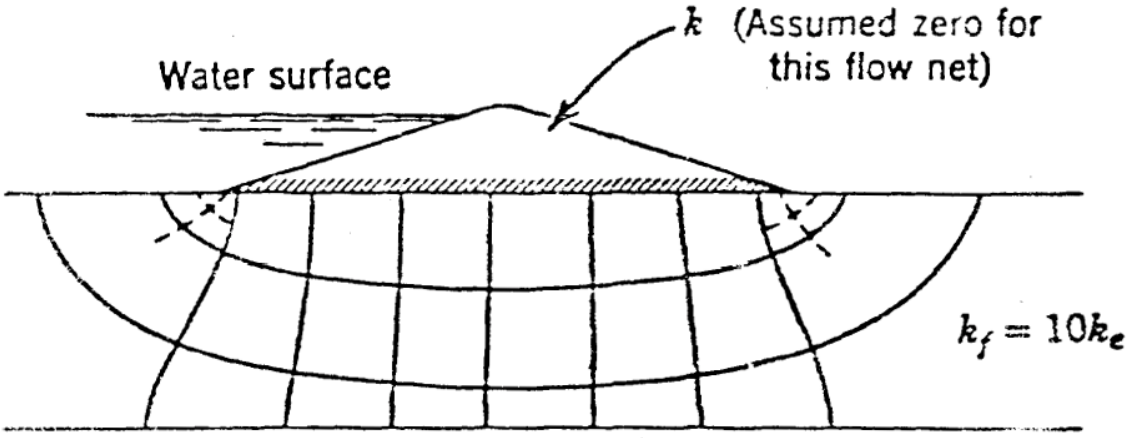


(ب) خطوط هم پتانسیل خارجی در داخل فونداسیون بدون تنظیم خطوط شبکه در داخل سد

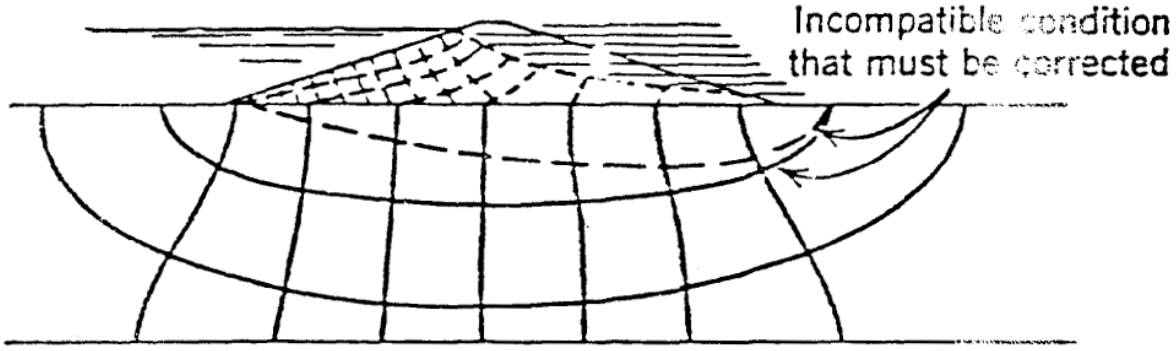


(پ) شبکه جریان را تا رسیدن به حالت متعادل تنظیم نمایید

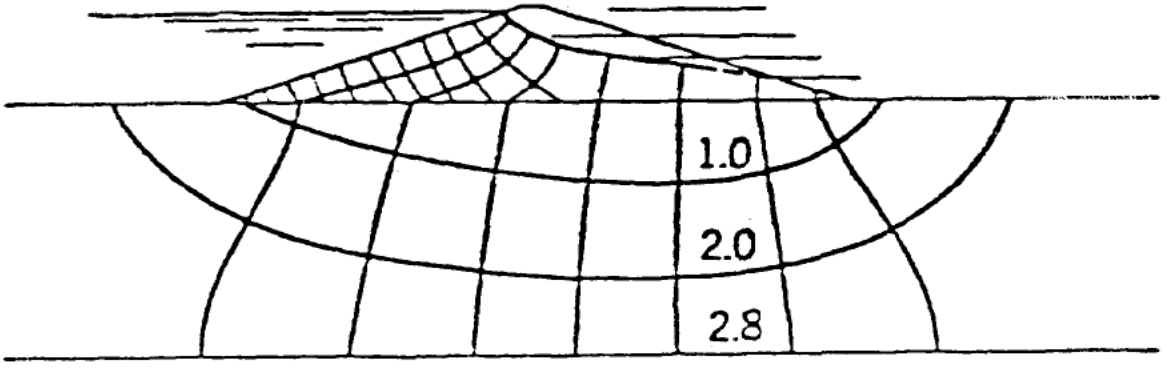
شکل ۴–۱۳ ترسیم شبکه جریان سدی که بر روی فونداسیونی با نفوذپذیری کمتر قرار گرفته است



(الف) شبکه جریان را با فرض نفوذناپذیر بودن سد ترسیم نمایید



(ب) خطوط هم پتانسیل را به داخل سد امتداد دهید تا موقعیت اولیه خطوط تراوش بدست آید



(پ) شبکه جریان را آنقدر تنظیم نمایید تا ضوابط پایه شبکه جریان ارضاء گردد

شکل ۴–۱۴ ترسیم شبکه جریان سدی که در روی فونداسیونی با نفوذپذیری بیشتر قرار گرفته است

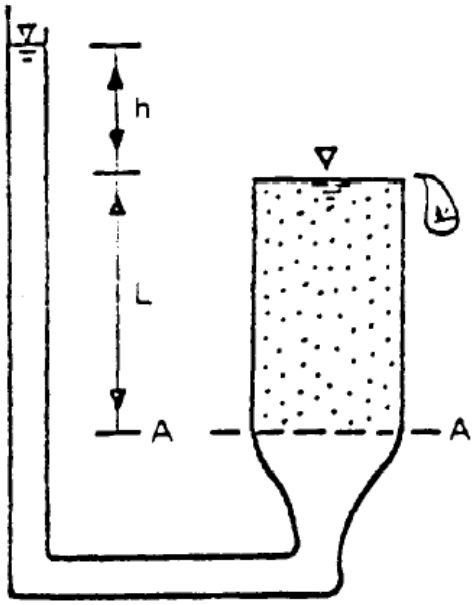
مراجع:

۱. **اصول مهندسی ژئوتکنیک**، جلد اول: مکانیک خاک.، ترجمه شاپور طاحونی.، چاپ هفتم ۱۳۸۰، ویرایش دوم.

۲. **مجموعه سوالات طبقه بندی شده آزمون کارشناسی ارشد مکانیک خاک**.، تالیف: ساسان امیر افشاری.، چاپ سوم ۱۳۸۲.

3. Seepage Principles, FHWA Publications EM 1110-21901., 1986.

فصل ۵:
تنش موثر در توده خاک، فشار تراوش، جوشش



جزوه درس مکانیک خاک کارشناسی (مکانیک خاک ۲)

استاد: عبدالمتین ستایش

برای ارسال نظرات و پیشنهادات به سایت شخصی اینجانب رجوع نموده و یا نظرات و یا پیشنهادات خود را به آدرس پست الکترونیک زیر ارسال نمایید:

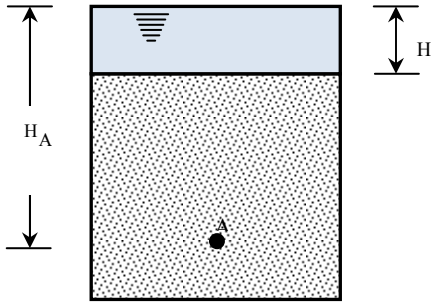
Website: www.ams.ir, Email: a_matin_s@yahoo.com

آخرین ویرایش: فروردین ۹۰

۵–۱ تنش کل، تنش موثر و فشار حفره ای

شکل ۵-۱ ستونی از یک خاک اشباع را بدون هرگونه نشت (در هر امتداد) نشان می دهد. تنش کل در تراز نقطه A را می توان با استفاده از وزن مخصوص اشباع خاک و وزن مخصوص آب موجود در بالای نقطه مورد نظر بدست آورد. داریم:

$$\sigma = H\gamma_w + (H_A - H)\times\gamma_{sat} \qquad (۱-۵)$$



σ = تنش کل در تراز نقطه A

γ_w = وزن مخصوص آب

γ_{sat} = وزن مخصوص اشباع خاک

H = ارتفاع سفره آب از سطح فوقانی خاک

H_A = ارتفاع سفره آب تا نقطه A

شکل ۵–۱ تنش موثر در یک ستون خاک بدون نشت

تنش کل σ در رابطه ۵-۱ را می توان به دو قسمت زیر تقسیم نمود:

۱. قسمتی که توسط آب موجود در فضای بین دانه ها حمل می شود. این قسمت دارای شدت مساوی در تمام امتداد هاست.
۲. باقیمانده تنش کل توسط قسمت جامد خاک در نقاط تماس دانه ها حمل می شود. مجموع مولفه های قائم نیروهای بوجود آمده در نقاط تماس ذرات جامد در واحد سطح توده خاک، تنش موثر نامیده می شود. تنش موثر را می توان از حاصلضرب وزن مخصوص غوطه ور خاک در ارتفاع ستون خاک تعیین کرد.

بنابراین رابطه ۵-۱ را می توان به صورت زیر نوشت:

$$\sigma = \sigma' + u \qquad (۲-۵)$$

که در رابطه فوق $u = H\cdot\gamma_w$ فشار منفذی و $\sigma' = (H_A - H)\cdot\gamma_w$ تنش موثر است.

با قرار دادن σ از رابطه ۵-۱ در رابطه ۵-۲ به دست می آید:

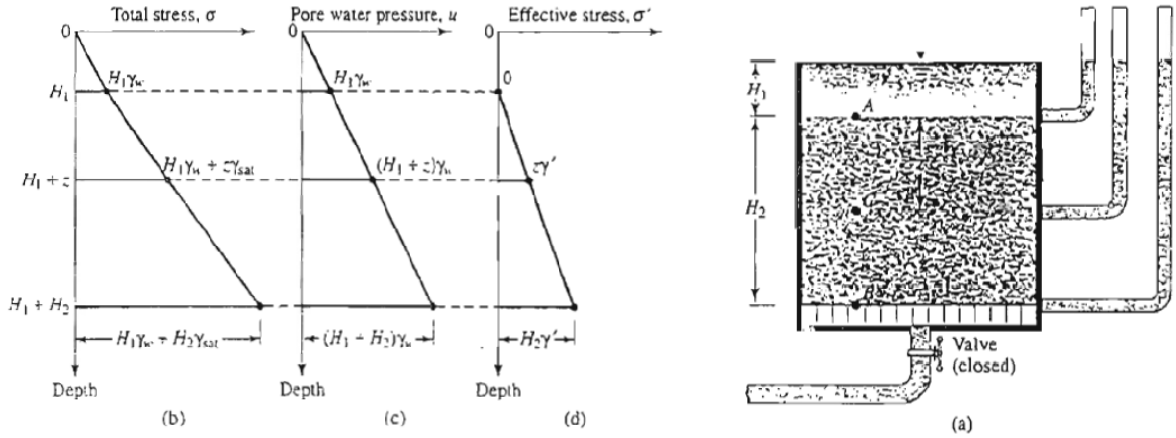
$$\sigma' = [H\gamma_w + (H_A - H)\gamma_{sat}] - H_A\gamma_w = (H_A - H)(\gamma_{sat} - \gamma_w) = (\text{ارتفاع ستون خاک})\times\gamma'$$

که در آن $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$، وزن مخصوص غوطه ور خاک است. بنابراین مشاهده می شود که تنش موثر در نقطه دلخواهی مثل A مستقل از ارتفاع H آب در بالای سطح خاک است.

شکل ۵-۲-الف، یک لایه خاک اشباع را در داخل یک مخزن بدون هرگونه نشت نشان می دهد. در اشکال ۵-۲-ب،پ و ت، نمودارهای تغییرات تنش کل، فشار حفره ای و تنش موثر در ارتفاع خاک نشان داده شده است.

مفهوم تنش موثر (رابطه ۵-۲) اول بار توسط ترزاقی (در حدود سال های ۱۹۲۵ تا ۱۹۳۶) معرفی شد. اسکمپتون (۱۹۶۰) کار ترزاقی را ادامه داد و رابطه ای برای ارتباط تنش کل و تنش موثر پیشنهاد نمود.

به طور خلاصه، تنش موثر تقریباً نیرو بر واحد سطح حمل شده توسط اسکلت خاک می باشد. در یک توده خاک، تنش موثر است که تغییرات حجم و مقاومت را کنترل می کند. تنش موثر بزرگتر، باعث تراکم و تبدیل خاک به یک توده متراکم تر و کم حجم تر می شود.

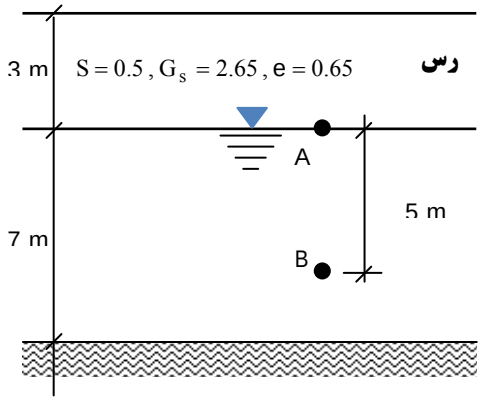


شکل ۵–۲ (الف) یک لایه خاک درون مخزن بدون هرگونه نشت، (ب) نمودار تغیرات تنش کل، (پ) نمودار تغییرات فشار حفره ای و (ت) نمودار تنش موثر

مثال :

در نیمرخ خاک رس نشان داده شده در شکل، مطلوب است محاسبه تنش کل، تنش حفره ای و تنش موثر در نقاط A و B.

$\gamma_w = 10 N/m^3$



حل مسئله:

$$\gamma = \left(\frac{G_s + S\cdot e}{1+e}\right)\times\gamma_w = \frac{2.65+0.5\times0.65}{1+0.65}\times10 = 18\,kN/m^3$$

$$\gamma_{sat} = \left(\frac{G_s + e}{1+e}\right)\times\gamma_w = \frac{2.65+0.65}{1+0.65}\times10 = 20\,kN/m^3$$

$\sigma_A = 3\times18 = 54\text{kPa}$
$\sigma_B = 3\times18 + 5\times20 = 154\text{kPa}$
$u_A = 0$
$u_B = 5\times10 = 50\text{kPa}$
$\sigma'_A = 54 - 0 = 54\text{kPa}$
$\sigma'_B = 154 - 54 = 100\text{kPa}$

مثال :

در نیمرخ خاک نشان داده شده در شکل زیر مقادیر تنش های کل σ، فشار حفره ای و تنش های موثر σ' را در نقاط A، B، C و D محاسبه نموده و تغییرات مقادیر فوق را در عمق ترسیم نمایید.

حل مسئله:

$\sigma_A = 0 \quad , u_A = 0$

$\sigma_B = 16\times2.7 = 43.2\text{ kPa}$

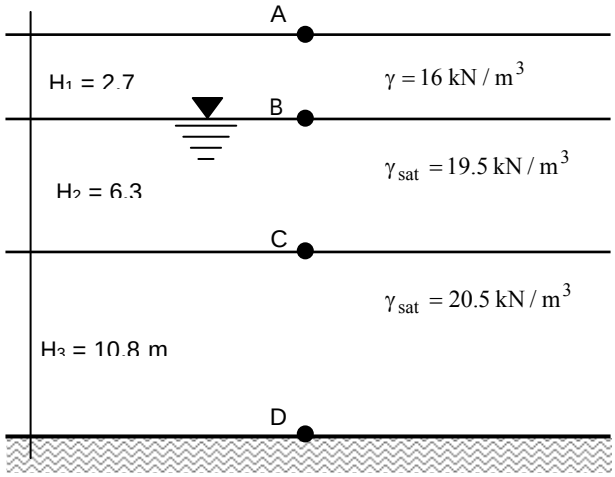
$u_B = 0 \rightarrow \sigma'_B = 43.2\text{kPa}$

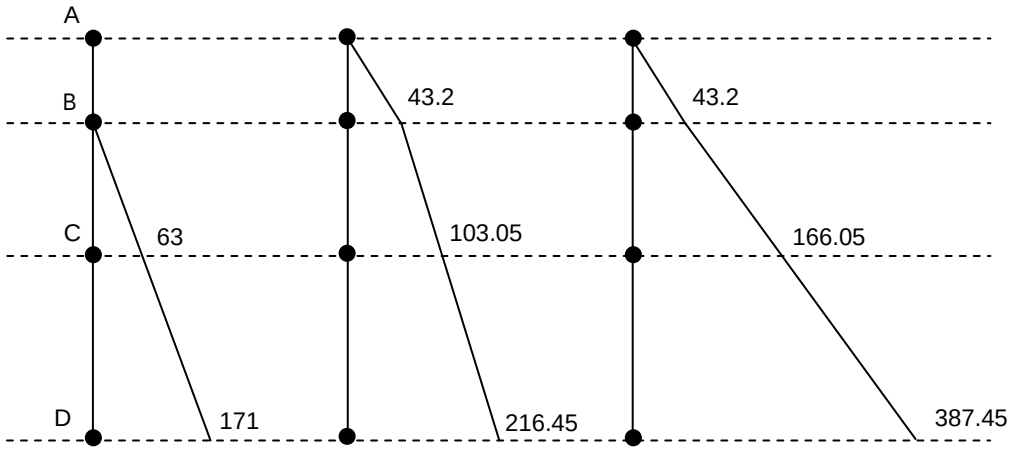
$\sigma_C = 16\times2.7 + 6.3\times19.5 = 166.05\text{ kPa}$

$u_C = 6.3\times10 = 63\text{ kPa} \rightarrow \sigma'_C = \sigma_C - u_C = 166.05 - 63 = 103.05\text{ kPa}$

$\sigma_D = 16\times2.7 + 19.5\times6.3 + 20.5\times10.8 = 387.45\text{ kPa}$

$u_D = 17.1\times10 = 171\text{ kPa} \rightarrow \sigma'_D = \sigma_D - u_D = 387.45 - 171 = 216.45\text{ kPa}$





نکته :

در لایه هایی که نفوذپذیری آن ها خیلی کم است (نظیر لایه رس)، تغییر سطح آب پس از مدتی طولانی بر لایه مورد نظر اثر می گذارد و فشار آنرا تغییر می دهد و بلافاصله پس از تغییر سطح آب اثری بر لایه نفوذناپذیر ندارد.

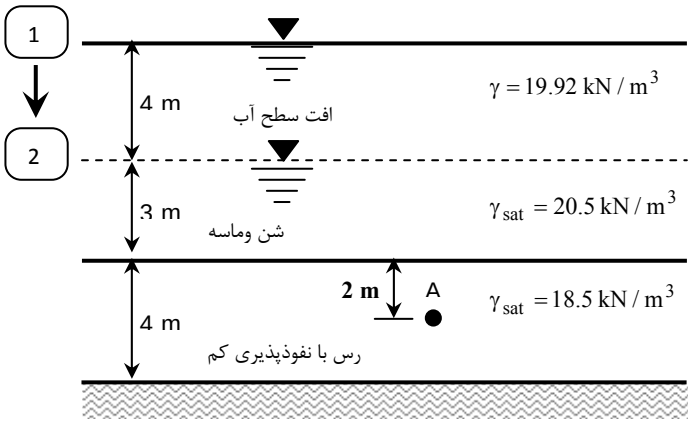
مثال :

در زمینی به شکل زیر، سطح آب ۴ متر پایین آورده می شود، مطلوب است:

(الف) تعیین مقدار تنش موثر در نقطه A، قبل از افت سطح آب.

(ب) تعیین مقدار تنش موثر در نقطه A بلافاصله بعد از افت سطح آب.

(ج) تعیین تنش موثر در نقطه A، مدت مدیدی بعد از افت سطح آب.



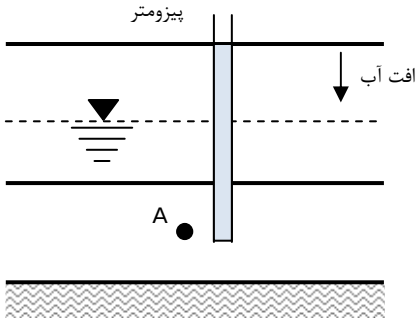
حل مسئله:

قسمت (الف)

$$\sigma_A = 7\times 20.5 + 2\times 18.5 = 180.5\ kN/m^2$$
$$u_A = 9\times 10 = 90\ kN/m^2$$
$$\sigma'_A = \sigma_A - u_A = 180.5 - 90 = 90.8\ kN/m^2$$

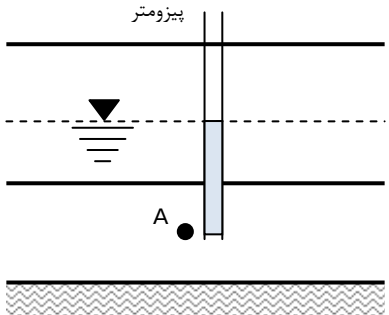
قسمت (ب) افت آب در مدت زمانی کوتاه بر لایه رس اثر نمی گذارد و فشار آن را تغییر نخواهد داد.

$$\sigma_A = 4\times 19.92 + 3\times 20.5 + 2\times 18.5 = 178.18\ kN/m^2$$
$$u_A = 9\times 10 = 90\ kN/m^2$$
$$\sigma'_A = 178.18 - 90 = 88.18\ kN/m^2$$



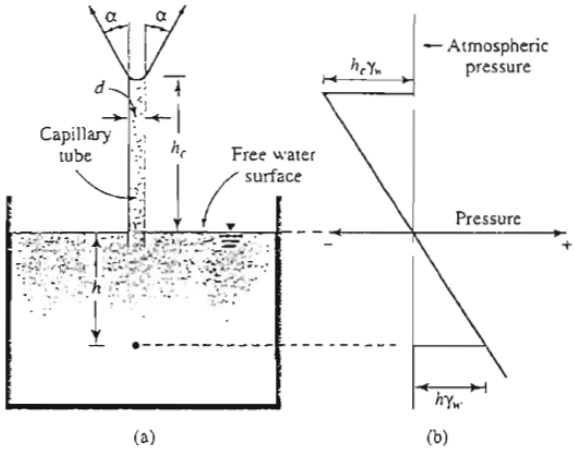
قسمت (ج) افت آب پس از گذشت مدت مدیدی بر لایه رس اثر می گذارد و فشار آن را تغییر خواهد داد.

$$\sigma_A = 4\times 19.92 + 3\times 20.5 + 2\times 18.5 = 178.18\ kN/m^2$$
$$u_A = 5\times 10 = 50\ kN/m^2$$
$$\sigma'_A = 178.18 - 50 = 128.18\ kN/m^2$$



۵-۲ موئینگی در خاک

فضای حفرات پیوسته موجود در خاک می تواند به صورت دسته ای از لوله های موئینگی با سطح مقطع متغییر عمل کند. به علت نیروی کشش سطحی، آب زیرزمینی در لوله های موئینگی مذکور صعود کرده و تراز واقعی آن از تراز آزاد سطح آب زیرزمینی بالاتر خواهد ایستاد.



شکل ۵-۳ (الف) صعود آب در یک لوله موئینه (ب) تغییرات فشار در ارتفاع لوله موئینه (فشار اتمسفر به عنوان مبنا انتخاب شده است)

شکل ۵-۳ مفهوم پایه ای ارتفاع صعود آب در یک لوله موئین را نشان می دهد. ارتفاع صعود آب را می توان به صورت زیر بدست آورد:

$$T\cdot(\cos\alpha)\times 2\pi R = \pi R^2 h_c \gamma_w \rightarrow h_c = \frac{4T\cos\alpha}{d\cdot\gamma_w} \qquad (۵-۳)$$

که در آن:

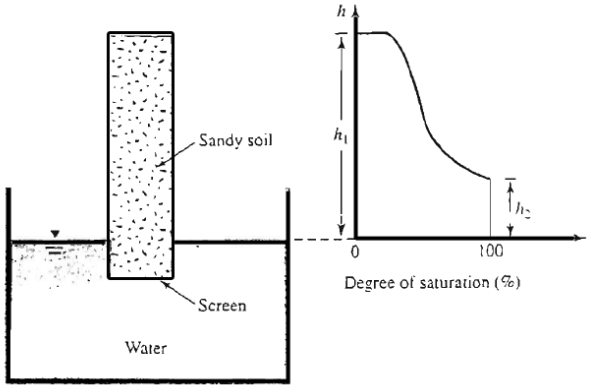
$T =$ کشش سطحی ، $\alpha =$ زاویه تماس ، $d =$ قطر لوله موئینه ، $\gamma_w =$ وزن مخصوص آب

با استفاده از رابطه ۵-۳ مشاهده می شود که با T، α و γ ثابت، ارتفاع صعود نسبت عکس با قطر لوله موئینه دارد. یعنی:

$$h_c \propto \frac{1}{d} \qquad (۵-۴)$$

فشار در هر نقطه در لوله موئینه در بالای سطح آزاد آب، نسبت به فشار اتمسفر منفی است و مقدار آن طبق رابطه $h\times\gamma_w$ می باشد که در آن h ارتفاع صعود آزاد آب است.

اگر چه مفهوم صعود موئینگی برای یک لوله موئینه قابل کاربرد برای خاک نیست هست، لیکن باید توجه داشت که حفرات به هم پیوسته خاک دارای مقطع متغییر هستند. نتایج غیر یکنواخت بودن صعود موئینگی را می توان با مطالعه ستونی از خاک ماسه دار خشک که در تماس با آب قرار گرفته مشاهده نمود (شکل ۵-۴-الف). بعد از گذشت زمان کافی، تغییرات درجه اشباع ستون خاک در ارتفاع مطابق با شکل ۵-۴-ب خواهد شد. درجه اشباع تا ارتفاعی معادل h_2 مساوی ۱۰۰ درصد است و آب حتی در حفرات درشت نیز صعود کرده است. در بالای ارتفاع h_2، آب می تواند فقط در حفرات ریز صعود نماید و در نتیجه درجه اشباع کمتر از ۱۰۰ درصد است. حداکثر ارتفاع صعود آب، بستگی به اندازه ریزترین حفرات موجود دارد.



شکل ۵–۴ اثر موئینگی در خاک ماسه دار (الف) ستون خاک در تماس با آب، (ب) تغییرات درجه اشباع در ستون خاک

هازن (۱۹۳۰) رابطه ای برای تعیین تقریبی ارتفاع صعود به شکل زیر ارائه کرد:

$$h_1(\text{mm}) = \frac{C}{eD_{10}} \qquad (۵-۵)$$

که در آن:

D_{10} = اندازه موثر (میلیمتر)

r = نسبت تخلخل

C = ثابتی که بین ۱۰ تا ۵۰ میلیمتر مربع تغییر می کند.

رابطه ۵-۵ دارای مفهومی مشابه رابطه ۵-۴ است. با کاهش D_{10}، اندازه حفرات خاک کاهش خواهد یافت که نتیجه آن افزایش صعود موئینگی است. در جدول ۵-۱، حدود ارتفاع صعود موئینگی برای انواع خاک ها ارائه شده است.

جدول ۵–۲ حدود ارتفاع صعود موئینگی برای بعضی از خاک ها

ارتفاع صعود به متر	نوع خاک
۰/۱۸ تا ۰/۱۲	ماسه درشت
۱/۲ تا ۰/۳	ماسه ریز
۷/۶ تا ۰/۷۶	لای
۲۳ تا ۷/۶	رس

۵–۳ تنش موثر در ناحیه صعود موئینگی

رابطه عمومی بین تنش کل، تنش موثر و فشار آب حفره ای طبق رابطه ۵-۴ به صورت زیر می باشد:

$$\sigma = \sigma' + u$$

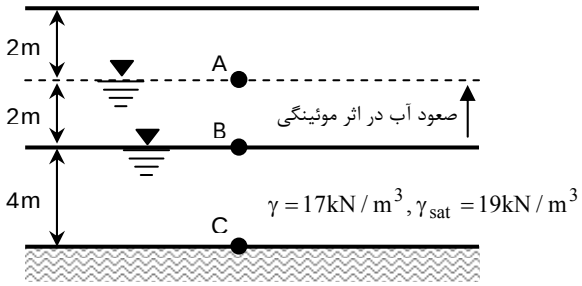
فشار آب حفره ای u در لایه ای از آب که به وسیله صعود موئینگی کاملاً اشباع شده است مساوی $-\gamma_w \cdot h$ با فرض فشار اتمسفر به عنوان مبنا می باشد. h ارتفاع نقطه مورد نظر از سطح آب زیرزمینی است. در صورتی که به علت موئینگی، اشباع ناقص وجود داشته باشد، فشار آب حفره ای را می توان به صورت زیر نوشت:

$$u = -\left(\frac{S}{100}\right) \cdot \gamma_w \cdot h \qquad (۶-۵)$$

که در آن S درجه اشباع بر حسب درصد است.

مثال :

در زمینی به شکل زیر مطلوب است محاسبه تنش موثر در نقاط A، B و C.



حل مسئله:

سطح تراز نقطه B سطح فشار صفر می باشد.

$\sigma_A = 2\times17 = 34\,kPa$

$u_A = -2\times10 = -20kPa \rightarrow \boldsymbol{\sigma}'_A = \boldsymbol{\sigma}_A - u_A = 34-(-20) = 54kPa$ (اثر موئینگی)

$\sigma_B = 2\times17 + 2\times19 = 72kPa$

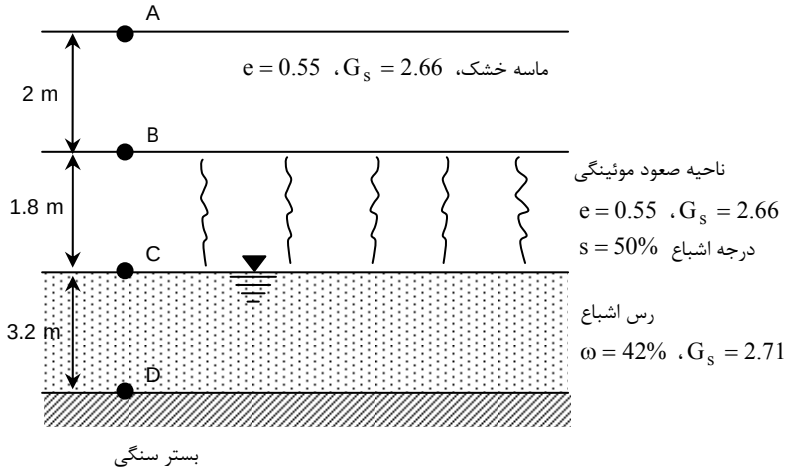
$u_B = 0 \rightarrow \boldsymbol{\sigma}'_B = 72 - 0 = 72kPa$

$\sigma_C = 2\times17 + 6\times19 = 148kPa$

$u_C = 4\times10 = 40kPa \rightarrow \boldsymbol{\sigma}'_C = 148 - 40 = 108kPa$

مثال :

یک لایه خاک دانه ای نفوذپذیر که در بالای یک لایه نفوذناپذیر قرار دارد، در شکل زیر نشان داده شده است. مطلوب است رسم تغییرات تنش کل، فشار آب حفره ای و تنش موثر.



حل مسئله:

محاسبه وزن مخصوص

بین ترازهای A و B (ماسه خشک)

$$\gamma_{d(sand)} = \frac{G_s \cdot \gamma_w}{1+e} = \frac{2.66\times9.81}{1+0.55} = 16.84kN/m^2$$

بین ترازهای B و C (ماسه مرطوب)

$$\gamma_{sand} = \frac{(G_s + Se)\cdot\gamma_w}{1+e} = \frac{[2.66+0.5\times0.55]\times9.81}{1+0.55} = 18.576\,kN/m^2$$

بین ترازهای C و D (رس اشباع)

$$e = \frac{G_s \cdot \omega}{S} = \frac{2.71 \times 0.42}{1} = 1.1382$$

$$\gamma_{sat(clay)} = \frac{(G_s + e)\gamma_w}{1+e} = \frac{(2.71+1.1382)\times 9.81}{1+1.1382} = 17.66 kN/m^2$$

محاسبات تنش:

سطح زمین (نقطه A)

$$\sigma = 0$$

$$u = 0$$

$$\sigma' = \sigma - u = 0$$

عمق H_1 (نقطه B)

$$\sigma = \gamma_{d(sand)}(2) = 16.84 \times 2 = 33.68 kN/m^2$$

$u = 0$ بلافاصله بالای نقطه

$u = -(S \cdot \gamma_w \cdot H_2) = -(0.5)(9.81)(1.8) = -8.83 kN/m^2$ بلافاصله پایین نقطه

$\sigma' = 33.68 - 0 = 33.68 kN/m^2$ بلافاصله بالای نقطه

$\sigma' = 33.68 - (-8.83) = 42.51 kN/m^2$ بلافاصله زیر نقطه

عمق $H_1 + H_2$ (نقطه C)

$$\sigma = 16.84 \times 2 + 18.576 \times 1.8 = 67.117 kN/m^2$$

$$u = 0 \rightarrow \boldsymbol{\sigma}' = 67.117 - 0 = 67.117 kN/m^2$$

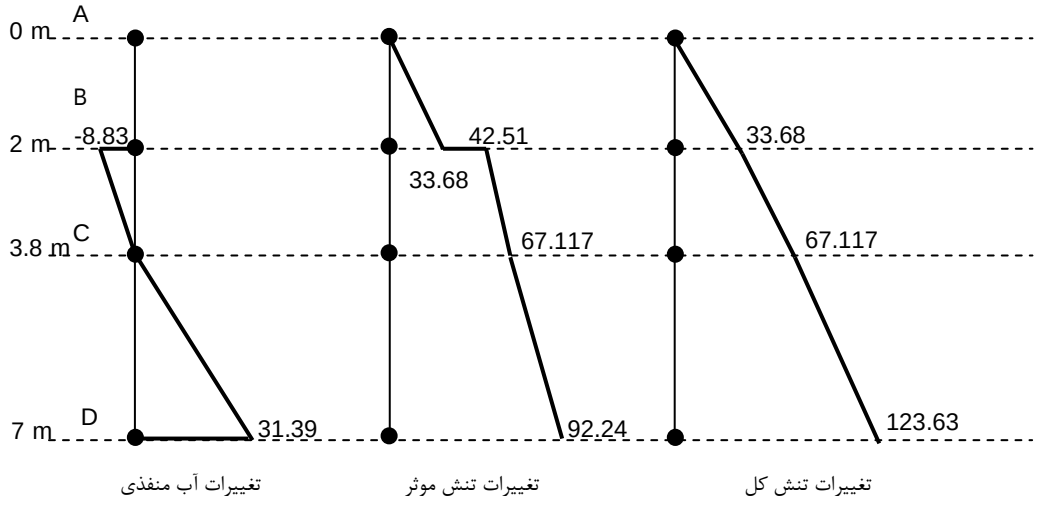
در عمق $H_1 + H_2 + H_3$ (نقطه D)

$$\sigma = 67.117 + 17.66 \times 3.2 = 123.68 kN/m^2$$

$$u = 3.2\gamma_w = 3.2 \times 9.81 = 31.39 kN/m^2$$

$$\sigma' = 123.63 - 31.39 = 92.24 kN/m^2$$

در اشکال زیر نمودارهای تغییرات تنش کل، فشار حفره ای و تنش موثر نشان داده شده است:



۵-۴ فشار تراوش

اگر آب موجود در یک توده خاک، حرکت داشته باشد (نشت)، تنش موثر در نقاط مختلف تغییر خواهد کرد. بر حسب امتداد حرکت آب این تنش ممکن است کم یا زیاد شود. مقداری که به این تنش افزوده یا از آن کاسته می شود را فشار نفوذ یا فشار تراوش می گویند و از رابطه زیر به دست می آید:

$$P = i \cdot z \cdot \gamma_w \qquad (۷-۵)$$

که در آن:

P = فشار نفوذ یا فشار تراوش

γ_w = وزن مخصوص آب

z = عمق نقطه مورد نظر از سطح خاک

i = شیب هیدرولیکی در توده خاک

حال اگر حرکت آب در توده خاک به سمت بالا باشد، از مقدار تنش موثر کاسته خواهد شد، به عبارت دیگر علامت فشار تراوش منفی خواهد شد. ولی اگر حرکت آب به سمت پایین باشد، به مقدار تنش موثر افزوده می شود و علامت فشار تراوش مثبت خواهد بود.

نکته :

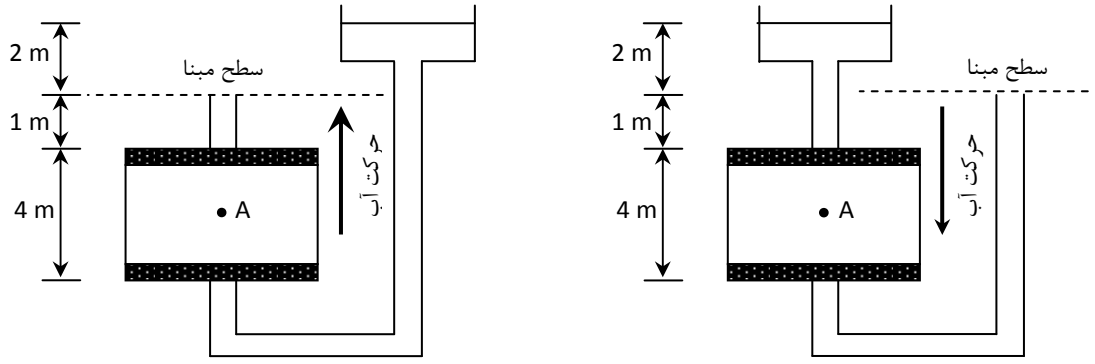
همانطور که اشاره شد، i شیب هیدرولیکی در توده خاک است که می توان آن را به یکی از دو روش زیر به دست آورد:

(الف) با در اختیار داشتن مقدار Q، A و K که به ترتیب دبی گذرنده از توده خاک، سطح مقطع نمونه خاک و ضریب نفوذپذیری خاک می باشند و با استفاده از رابطه $Q = KiA$.

(ب) با دانستن اختلاف بار آبی بین دو نقطه از مسیر حرکت آب در توده خاک و فاصله بین دو نقطه و با استفاده از رابطه $i = \Delta h / L$

مثال :

با توجه به شکل، مطلوب است تعیین مقدار تنش موثر در وسط نمونه خاک. (وزن مخصوص اشباع خاک $\gamma_{sat} = 21 kN/m^3$)



(ب) **(الف)**

راه حل اول:

ابتدا شیب هیدرولیکی را که برای هر دو حالت (الف) و (ب) یکسان می باشد، بدست می آوریم:

$$i = \frac{\Delta h}{L} = \frac{2}{4} = \frac{1}{2}$$

حال فرض می کنیم آب در خاک حرکت ندارد و بر اساس تنش موثر در وسط نمونه خاک را بدست می آوریم:

$$\sigma'_A = \gamma' z = (21-10)\times 2 = 22\ \text{kPa}$$

پس از این مرحله، فشار نفوذ در وسط نمونه خاک را محاسبه می کنیم:

$$P = i\cdot z\cdot \gamma_w = \frac{1}{2}\times 2\times 10 = 10\text{kPa}$$

پس از انجام مراحل فوق، تنش موثر را با در نظر گرفتن اثر تراوش (حرکت آب) به صورت زیر بدست می آوریم:

حالت (الف)

$$\sigma'_A = \sigma'_A + P = 22+10 = 32\text{kPa}$$ با تراوش

حالت (ب)

$$\sigma'_A = \sigma'_{A-P} = 22-10 = 12\text{kPa}$$ با تراوش

راه حل دوم:

حالت (الف)

$$\sigma_A = 3\times 10 + 2\times 21 = 72\text{kPa}$$

$$u_A = \gamma_w\cdot(h_A - z_A) = 10\times[1-(-3)] = 40\text{kPa}$$

$$\sigma'_A = \sigma_A - u_A = 72-40 = 32\text{kPa}$$

حالت (ب)

$$\sigma_A = 1\times 10 + 2\times 21 = 52\text{kPa}$$

$$u_A = \gamma_w\cdot(h_A - z_A) = 10\times[1-(-3)] = 40\text{kPa}$$

$$\sigma'_A = \sigma_A - u_A = 52-40 = 12\text{kPa}$$

۵-۵ جوشش

همانطور که اشاره شد حرکت رو به بالای آب در یک توده خاک باعث کاهش تنش موثر به اندازه $P = i\cdot z\cdot\gamma_w$ خواهد شد. اگر دبی گذرنده از مقطع نمونه خاک را افزایش دهیم، به علت ثابت بودن سطح مقطع نمونه و ضریب نفوذپذیری خاک، گرادیان هیدرولیکی افزایش می یابد و این افزایش باعث بیشتر شدن مقدار فشار نفوذ می گردد. در نتیجه مقداری از تنش موثر کسر خواهد شد. حال اگر دبی را آنقدر افزایش دهیم که باعث گردد تنش موثر صفر شود در آنصورت وضعیت پایدار خاک از بین می رود و پدیده جوشش (روانگرایی – سیلان – زیرشویی) رخ خواهد داد و خواهیم داشت:

$$\boldsymbol{\sigma}'_A = 0 \rightarrow \boldsymbol{\gamma}'\cdot z - i_{cr}\cdot z\cdot\boldsymbol{\gamma}_w = 0 \rightarrow i_{cr} = \frac{\boldsymbol{\gamma}'}{\boldsymbol{\gamma}_w}$$

گرادیان هیدرولیکی بدست آمده از رابطه فوق را گرادیان هیدرولیکی بحرانی می گویند و با i_{cr} نمایش می دهند. پس خواهیم داشت:

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w = \frac{G_s+e}{1+e}\gamma_w - \gamma_w = \frac{G_s-1}{1+e}\gamma_w \rightarrow i_{cr} = \frac{\gamma'}{\gamma_w} = \frac{G_s-1}{1+e}$$

توجه: i_{cr} بین 0.9 تا 1.1 با متوسطی در حدود ۱ تغییر می کند.

ضریب اطمینان در برابر جوشش

برای ایجاد ایمنی در برابر جوشش، فشار نفوذ را در ضریبی موسوم به ضریب اطمینان ضریب می کنند. ضریب اطمینان (ایمنی) در برابر جوشش را به صورت های زیر می توان بدست آورد:

شرط جوشش $\sigma' = 0$

$$\sigma'_A \text{ بدون اثر تراوش} - (F.S)P = 0 \rightarrow F.S = \frac{\sigma'_A \text{ بدون اثر تراوش}}{P \text{ فشار نفوذ}}$$

$$\gamma' \cdot z - (F.S) \cdot i \cdot z \cdot \gamma_w = 0 \rightarrow F.S = \frac{\gamma'}{i \cdot \gamma_w}$$

که در این رابطه:

γ' = وزن مخصوص غوطه ور خاک

i = شیب هیدرولیکی

γ_w = وزن مخصوص هیدرولیکی

شرط جوشش $\sigma' = 0$ در نتیجه:

$$\sigma_A - u_A(F.S) = 0 \rightarrow F.S = \frac{\sigma_A}{u_A}$$

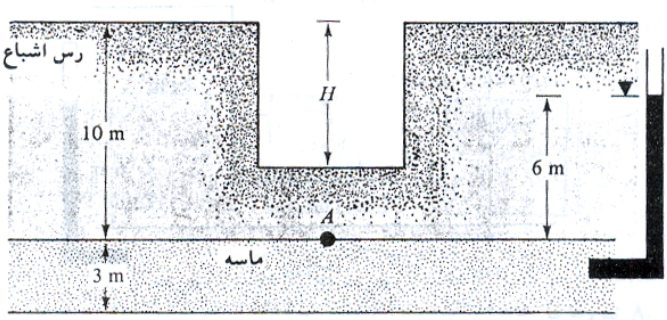
که در آن:

σ_A = تنش کل وارد بر نقطه مورد نظر در توده خاک

u_A = فشار آب حفره ای در نقطه مورد نظر با در نظر گرفتن اثر تراوش

مثال :

یک لایه رس سفت اشباع به ضخامت ۱۰ متر بر روی یک لایهٔ سفت ماسه ای به ضخامت ۳ متر قرار گرفته است. لایهٔ ماسه تحت فشار آرتزین قرار دارد. مطلوب است محاسبهٔ حداکثر عمق **H** که می توان در لایه رس حفر کرد.



$\gamma_{sat(clay)} = 18.88 kN/m^3$

$\gamma_{sat(sand)} = 18 kN/m^3$

حل: به علت گودبرداری، کاهشی در فشار سربار به وجود می آید. عمق بحرانی که در آن کف گود بالا می زند، مساوی **H** فرض می شود. اگر تعادل نقطه **A** در نظر گرفته شود، می توان نوشت:

$$\sigma_A = (10 - H) \cdot \gamma_{sat(clay)}$$

$$u_A = 6\gamma_w$$

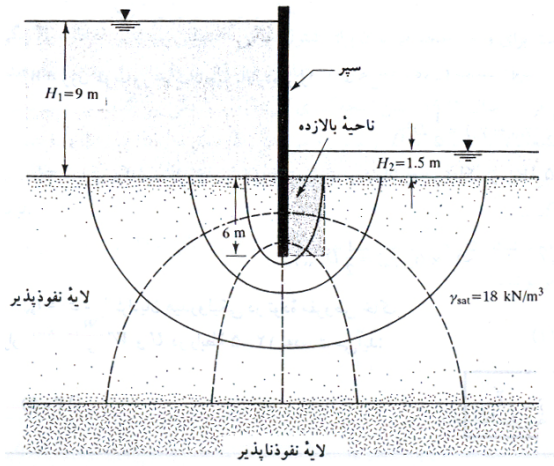
برای شروع بالا آمدن، σ'_A (تنش موثر در نقطه ***A***) باید مساوی صفر شود:

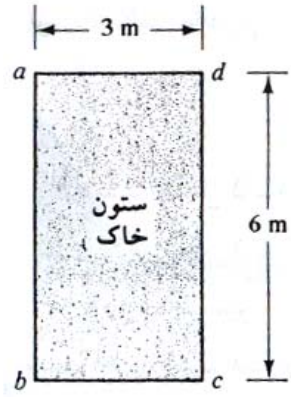
$$\sigma_A - u_A = (10 - H)\gamma_{sat(clay)} - 6\gamma_w$$

$$(10 - H) \times 18.88 - 6 \times 9.81 = 0 \rightarrow H = \frac{10 \times 18.88 - 6 \times 9.81}{18.88} = 6.88m$$

مثال :

در شکل زیر، شبکه جریان برای تراوش آب در اطراف یک سپر کوبیده شده در لایه نفوذپذیر نشان داده شده است. مطلوب است محاسبه ضریب ایمنی در پایین دست در مقابل بالازدگی (جوشش). وزن مخصوص اشباع γ_{sat} را برای لایه نفوذناپذیر مساوی ۱۸ کیلونیوتن بر متر مکعب است.





حل:

برای ابعاد نشان داده شده در شکل، ستونی از خاک که در خطر جوشش است مساوی $3\times6m$ است. با استفاده از شبکه جریان میانگین بار آبی در ستون خاکی را به صورت زیر محاسبه می نماییم:

افت به ازاء هر خط پتانسیل:

$$\frac{H_1-H_2}{N_d}=\frac{9-1.5}{6}=1.25m$$

اختلاف بار آبی نقطه ***b*** نسبت به پایین دست:

$$h_b=3\times1.25=3.75m$$

اختلاف بار آبی نقطه ***c*** نسبت به پایین دست:

$$h_c=1.8\times1.25=2.25m$$

بنابراین میانگین بار آبی در ستون خاکی برابر خواهد بود با:

$$h_{av}=\frac{h_b+h_c}{2}=\frac{3.75+2.25}{2}=3$$

با داشتن بار آبی میانگین، شیب هیدرولیکی متوسط، i_{av} در طول ستون خاکی را به صورت زیر می توان محاسبه نمود:

$$i_{av}=\frac{h_{av}}{L}=\frac{3}{6}=0.5$$

بنابراین ضریب اطمینان در مقابل جوشش در پای سپر برابر خواهد بود با:

$$FS=\frac{\gamma'}{i_{av}\cdot\gamma_w}=\frac{18-9.81}{0.5\times9.81}=1.67$$

توجه شود که برای حل مسئله فوق ما شمارش خطوط هم پتانسیل را نسبت به پایین دست انجام دادیم. این کار راحت تر و سریع تر به جواب می رسد. حال مسئله را بار دیگر با شمارش خطوط نسبت به بالادست حل می نماییم:

$$H_a = 6 + 9 - 3 \times 1.25 = 11.25\,m$$

$$H_b = 6 + 9 - 4.2 \times 1.25 = 9.75$$

بنابراین متوسط فشار آب منفذی در کف ستون خاک برابر خواهد بود با:

$$H_{avg} = \frac{11.25 + 9.75}{2} = 10.5m$$

حال می توان شیب هیدرولیکی میانگین در ستون خاک را محاسبه نمود:

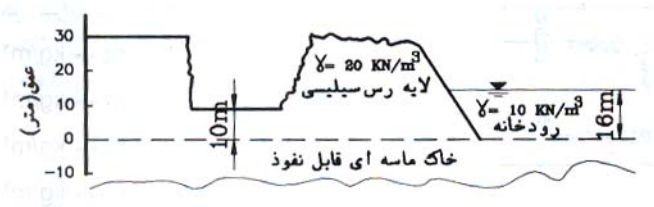
$$i_{avg} = \frac{10.5 - (6 + 1.5)}{6} = 0.5$$

بنابراین بار دیگر می توان نوشت:

$$FS = \frac{\gamma'}{i_{av} \cdot \gamma_w} = \frac{18 - 9.81}{0.5 \times 9.81} = 1.67$$

مثال :

در کف خاکبرداری زیر ضریب اطمینان در برابر جوشش را محاسبه کنید. (کنکور سراسری ۷۴)



حل: فرض می نماییم که آب در اثر حرکت در لایه ماسه ای متحمل افت نمی شود. بنابراین ارتفاع صعود آب در پایین لایه رسی ۱۶ متر خواهد بود که این جریان باید فاصله ۱۰ متری را به سمت بالا طی نموده و ارتفاع صعود آن به صفر برسد.

بنابراین در طی این مسیر شیب هیدرولیکی برابر خواهد بود با:

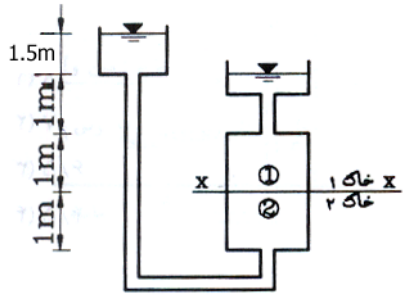
$$i = \frac{16 - 10}{10} = 0.6$$

بنابراین ضریب اطمینان در برابر جوشش برابر خواهد بود با:

$$FS = \frac{i_{cr}}{i} = \frac{\gamma'}{i \cdot \gamma_w} = \frac{20 - 10}{0.6 \times 10} = 1.67$$

مثال :

با توجه به شکل روبرو مقدار فشار آب حفره ای در سطح *x-x* چقدر است؟ (بر حسب kN/m^2).



$$\gamma_w = 10kN/m^2$$
$$k_1 = 0.001m/s$$
$$k_2 = 0.002m/s$$

با توجه به شکل می توان مشاهده نمود که به خاطر اختلاف پتانسیل دو طرف آب شروع به حرکت کرده و از دو خاک مختلف به صورت سری عبور می نماید که در این حالت داریم:

$$q_1 = q_2$$

$$q_1 = q_2 \rightarrow k_1 \cdot i_1 \cdot A_1 = k_2 \cdot i_2 \cdot A_2$$

$$A_1 = A_2 \rightarrow k_1 \cdot i_1 = k_2 \cdot i_2 \rightarrow k_1 \frac{\Delta h_1}{L_1} = k_2 \frac{\Delta h_2}{L_2} \rightarrow 0.001 \times \frac{\Delta h_1}{1} = 0.002 \times \frac{\Delta h_2}{1} \rightarrow \Delta h_1 = 2\Delta h_2$$

$$\Delta h_1 + \Delta h_2 = 1.5 \rightarrow \Delta h_1 + \frac{\Delta h_1}{2} = 1.5 \rightarrow \Delta h_1 = 1m$$

بنابراین جریان آب در خاک ۱ به میزان ۱ متر و در خاک ۲ به میزان ۰/۵ متر افت کرده است. از این رو می توان گفت که جریان آب در لحظه ورود به خاک ۱ دارای اختلاف هد ۱ متر نسبت به پایین دست بوده است. بنابراین:

$$u = (1+1+1) \times 10 = 30kN/m^2$$

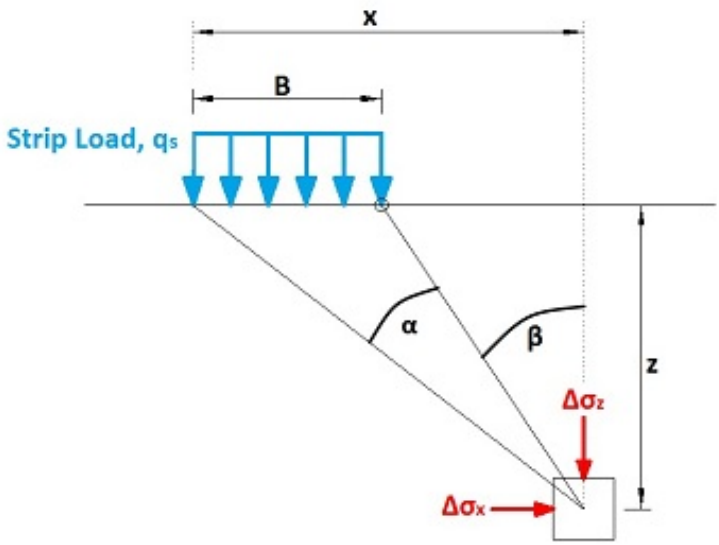
مراجع:

۱. **اصول مهندسی ژئوتکنیک**، جلد اول: مکانیک خاک.، ترجمه شاپور طاحونی.، چاپ هفتم ۱۳۸۰، ویرایش دوم.

۲. **مجموعه سوالات طبقه بندی شده آزمون کارشناسی ارشد مکانیک خاک**.، تالیف: ساسان امیر افشاری.، چاپ سوم ۱۳۸۲.

فصل ۶:

تنش در توده خاک در اثر سربار



جزوه درس مکانیک خاک کارشناسی (مکانیک خاک ۲)

استاد: عبدالمتین ستایش

برای ارسال نظرات و پیشنهادات به سایت شخصی اینجانب رجوع نموده و یا نظرات و یا پیشنهادات خود را به آدرس پست الکترونیک زیر ارسال نمایید:

Website: www.ams.ir, Email: a_matin_s@yahoo.com

آخرین ویرایش: اردیبهشت ۹۰

۶–۱ مقدمه

با قرار گرفتن سربار بر روی خاک به مقدار تنش موجود در خاک افزوده می شود و هرچه در جهت افقی و قائم از محل اثر بار فاصله بگیریم، مشاهده می شود که از تاثیر سربار کاسته خواهد شد.

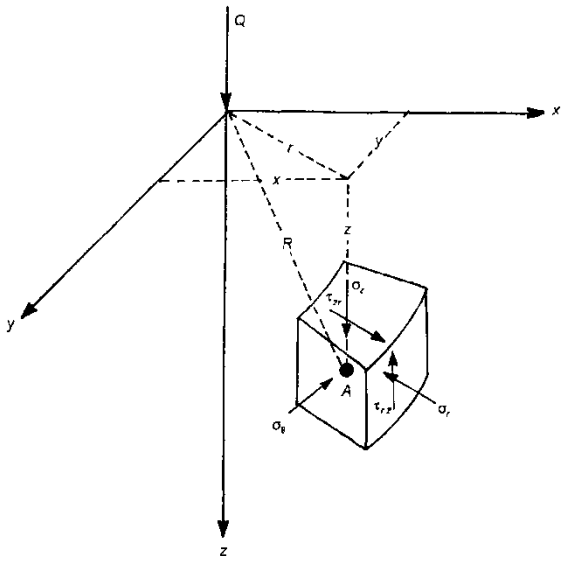
اثر سربار در حالت های مختلفی نظیر بار منفرد، بار خطی، بار نواری، بار گسترده، بر روی سطح دایره ای و بار گسترده بر روی سطح مستطیلی را می توان با استفاده از تئوری الاستیسیته مشخص نمود.

بوزینسک[1] برای حل های فوق و محاسبه تنش در توده خاک، فرضیات زیر را در نظر گرفت:

۱. خاک بدون وزن است
۲. تغییر حجم خاک قابل اغماض است.
۳. قبل از اعمال سربار، خاک تحت تنش دیگری قرار نداشته است.
۴. خاک الاستیک، همگن، نیمه بینهایت و ایزوتروپیک بوده و تابع قانون هوک می باشد.
۵. توزیع تنش نسبت به محور قائم تقارن دارد.
۶. تنش ممتد و پیوسته است.

۶–۲ بار نقطه ای

بوزینسک رابطه ای تحلیلی برای تخمین افزایش تنش در اثر اعمال بار نقطه ای **P** که در سطح یک محیط نیم بی نهایت اعمال می گردد ارائه نموده است. در شکل ۵–۱ افزایش تنش در نقطه **A** نشان داده شده است. مؤلفه های افزایش تنش را توسط روابط زیر می توان بدست آورد.



شکل ۵–۱ تحلیل بوزینسک – افزایش تنش در یک نقطه در مختصات کارتزین در اثر اعمال بار نقطه ای در روی سطح

[1] Boussinesq

$$\Delta\sigma_z = \frac{3P}{2\pi}\frac{Z^3}{R^5} = \frac{3P}{2\pi}\frac{z^3}{(r^2+z^2)^{5/2}} \qquad (۱-۵)$$

به طوری که در این رابطه داریم :

$\Delta\sigma_z =$ افزایش تنش قائم

$\Delta\tau =$ افزایش تنش برشی

$R = \sqrt{z^2 + r^2}$

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

رابطه $\Delta\sigma_z$ را می توان به صورت زیر بازنویسی کرد:

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

در این رابطه **I** ، **ضریب تاثیر بار نام دارد**. مقدار **I** را می توان بر حسب نسبت های مختلف r/z از جدول زیر بدست آورد.

r/z	I	r/z	I
0	0.4775	0.9	0.1083
0.1	0.4657	1.0	0.0844
0.2	0.4329	1.5	0.0251
0.3	0.3849	1.75	0.0144
0.4	0.3295	2.0	0.0085
0.5	0.2733	2.5	0.0034
0.6	0.2214	3.0	0.0015
0.7	0.1762	4.0	0.0004
0.8	0.386	5.0	0.00014

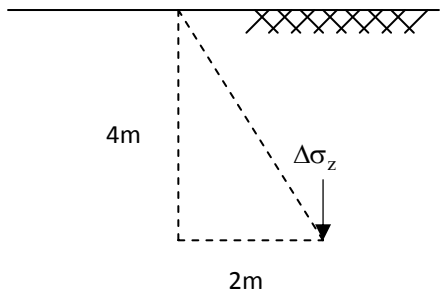
نکته: اگر اضافه تنش قائم در امتداد محور بار متمرکز مورد نظر باشد، رابطه ۵-۱ به صورت زیر ساده خواهد شد:

$$\Delta\sigma_z = \frac{3P}{2\pi z^2} \qquad (۲-۵)$$

مثال :

اضافه تنش قائم ناشی از بار متمرکزی به بزرگی $P = 10kN$ را در عمق ۴ متری و به فاصله ۲ متر از محور بار محاسبه نمایید.

حل مسئله:



حل با استفاده از رابطه ۵-۱:

$$\Delta\sigma_z = \frac{3P}{2\pi}\frac{z^3}{(r^2+z^2)^{5/2}} = \frac{3\times10\times10^3}{2\pi}\times\frac{4^3}{(2^2+4^2)^{5/2}} = 170\ N/m^2$$

حل با استفاده از ضریب I:

$$r/z = 2/4 = 1/2 \rightarrow I = 0.2733$$

$$\Delta\sigma_z = \frac{P}{z^2} \times I = \frac{10^4}{4^2} \times 0.2733 = 170\ N/m^2$$

مثال :

مطلوب است ترسیم تغییرات تنش قائم $\Delta\sigma_z$ در عمق خاک در زیر بار متمرکزی به بزرگی 800 kN.

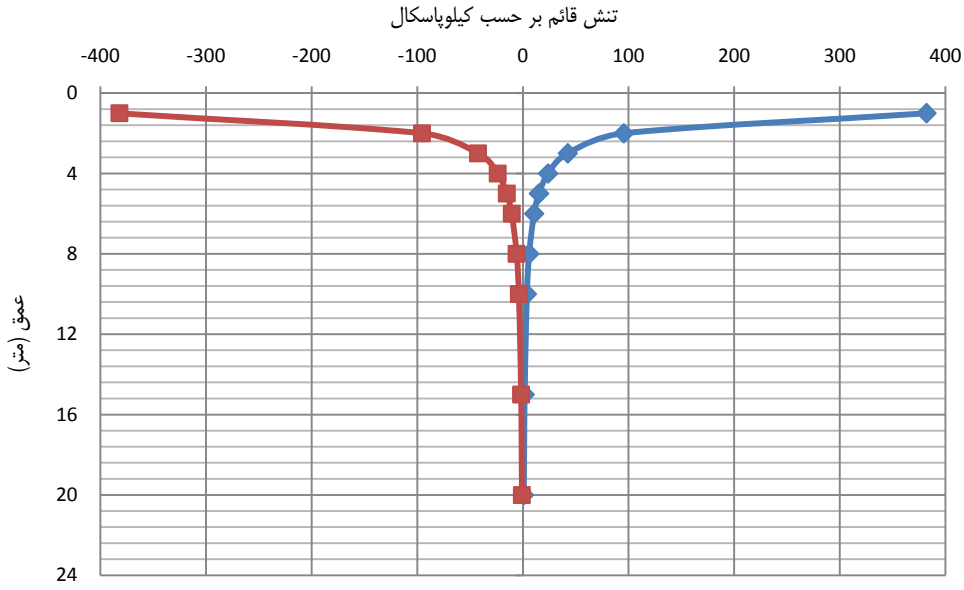
حل مسئله:

در زیر بار داریم:

$$\Delta\sigma_z = \frac{3P}{2\pi}\frac{1}{z^2} = 0.4775\frac{P}{z^2}$$

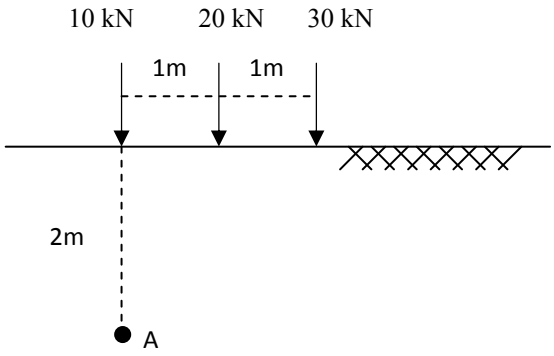
برای ترسیم تغییرات تنش قائم می توان جدول زیر را تهیه نمود:

z	0	1	2	3	4	5	6	8	10	15	20
$\Delta\sigma_z$ (kPa)	∞	382	95.5	42.44	23.875	15.28	10.61	5.968	3.82	1.697	0.955



مثال :

با توجه به شکل زیر اضافه تنش قائم در نقطه A را به روش بوزینسک محاسبه نمایید:



حل مسئله:

$$\Delta\sigma_{z(1)} = \frac{3\times 10}{2\pi\times 2^2} = 1.1937\text{kN} = 1193.7\ \text{N/m}^2$$

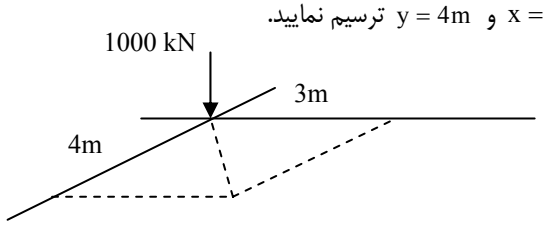
$$\Delta\sigma_{z(2)} = \frac{3\times 20}{2\pi}\times\frac{2^3}{(2^2+1^2)^{5/2}}\times 10^3 = 1366.62\ \text{N/m}^2$$

$$\Delta\sigma_{z(3)} = \frac{3\times 30}{2\pi}\times\frac{2^3}{(2^2+2^2)^{5/2}}\times 10^3 = 633\ \text{N/m}^2$$

$$\Delta\sigma_z = 1193.7 + 1366.62 + 633 = 3193.373\ \text{N/m}^2$$

مثال :

تغییرات تنش قائم $\Delta\sigma_z$ را با عمق در زیر بار نقطه ای به مشخصات $x = 3m$ و $y = 4m$ ترسیم نمایید.



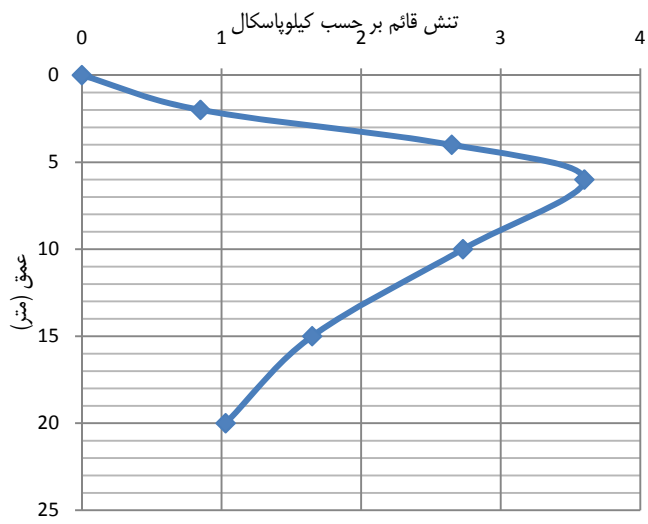
حل مسئله:

$$P = 1000\text{kN}$$

$$r^2 = x^2 + y^2 = 3^2 + 4^2 = 25 \rightarrow r = 5\text{m}$$

$$\Delta\sigma_z = \frac{P}{z^2}\times I$$

r(m)	Z(m)	r/z	I	$\Delta\sigma_z$
5	0	∞	0	0
	2	2.5	0.0034	0.85
	4	1.25	0.0424	2.65
	6	0.83	0.1295	3.60
	10	0.5	0.2733	2.73
	15	0.33	0.3713	1.65
	20	0.25	0.4103	1.03



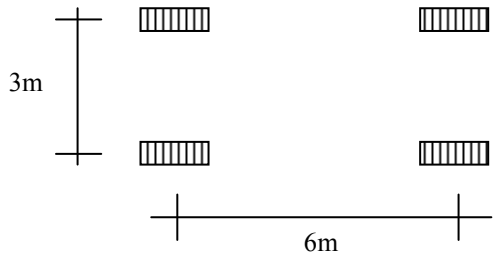
مثال :

کامیون چهار چرخی که فاصل بین محورهای طولی چرخ های آن ۶ متر و محور عرضی آن ۳ متر است در روی زمین مسطحی توقف نموده است. اگر وزن کامیون $W = 400kN$ باشد اضافه تنش ناشی از وزن کامیون را در زیر هر یک از چرخ ها در عمق ۳ متری محاسبه نمایید.

حل مسئله:

برای حل مسئله فرضیات زیر را در نظر می گیریم:

- فرض می نماییم که وزن کامیون به طور یکسان بین چرخ ها تقسیم می شود.
- بار ناشی از هر یک از چرخ ها را می توان به صورت یک بار منفرد در نظر گرفت.



$$P_1 = \frac{400}{4} = 100kN$$

$$\Delta\sigma_z = \frac{P}{z^2}(I_1 + I_2 + I_3 + I_4)$$

$$\sqrt{3^2 + 6^2} = 6.71$$

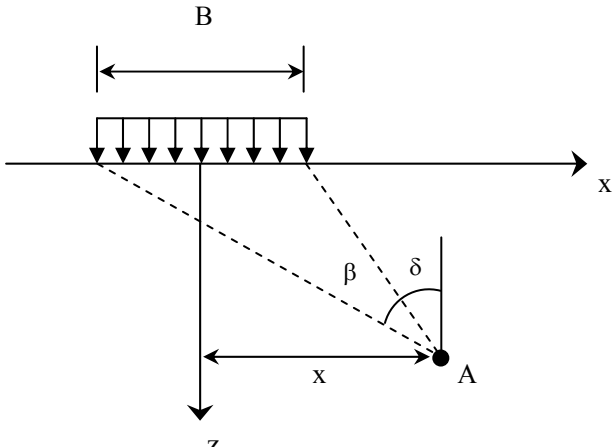
r	r/z	I
0	0	0.477
3	1	0.0844
6	2	0.0085
6.71	2.23	0.0062
		0.5761

$$\Rightarrow \Delta\sigma_z = \frac{100}{3^2} \times 0.5761 = 6.4kN/m^2 = 6400N/m^2$$

- به عنوان تمرین مسئله فوق با استفاده از رابطه مستقیم حل شود.

۶–۳ تنش به علت بار نواری (عرض محدود و طول نامحدود)

اگر مطابق شکل زیر بار نواری به شدت q که دارای عرضی محدود و طول نامحدود است، به سطح خاک وارد شود، اضافه تنش قائم ناشی از این بار در نقطه A را می توان از رابطه زیر بدست آورد:



$$\Delta\sigma_z = \frac{q}{\pi}[\beta + \sin\beta\cos(\beta + 2\delta)]$$

نکته: در رابطه بالا β برحسب رادیان می باشد

نکته: β همیشه مثبت است

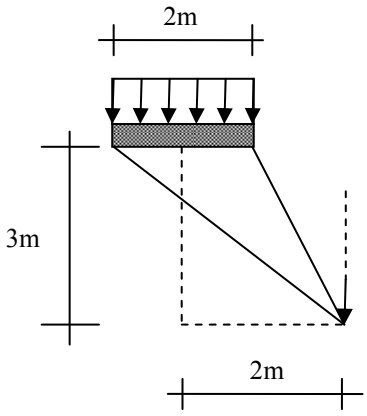
نکته: δ در زیر بار منفی است.

نکته: در زیر مرکز فونداسیون، تنش از رابطه زیر بدست می آید:

$$\Delta\sigma_z = \frac{q}{\pi}[\beta + \sin\beta]$$

مثال :

فونداسیونی نواری به عرض ۲ متر بار گسترده ای به شدت $q = 100kN/m^2$ را تحمل می نماید. تنش قائم را در عمق ۳ متری و در فاصله ۲ متری از مرکز فونداسیون محاسبه نمایید.



حل مسئله:

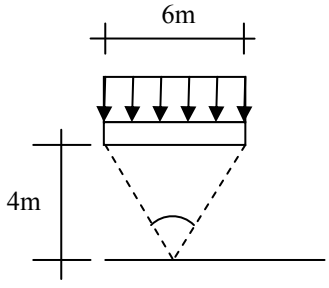
$$\delta = \arctan(1/3) = 18.435$$

$$\beta = \arctan(3/3) - 18.435 = 26.565$$

$$\Delta\sigma_z = \frac{100}{\pi}[26.565 \times \frac{\pi}{180} + \sin(26.565) \times \cos(26.565 + 2 \times 18.435) = 21.124kN/m^2$$

مثال :

یک بار نواری به شدت $q = 10kN/m^2$ و به عرض $6m$ بر سطح زمین وارد می شود. مقدار تنش قائم ناشی از بار فوق را در وسط سطح بارگذاری و در عمق ۴ متری از سطح زمین محاسبه نمایید.



$$\beta = 2\arctan(3/4) = 73.73$$

$$\boldsymbol{\Delta\sigma_z} = \frac{q}{\boldsymbol{\pi}}[\boldsymbol{\beta} + \sin\boldsymbol{\beta}] = \frac{10}{\boldsymbol{\pi}}[73.73 \times \frac{\boldsymbol{\pi}}{180} + \sin 73.73] = 7.15\,kN/m^2$$

در جدول ۶-۱ زیر تغییرات $\Delta p/q$ در مقابل $2z/B$ و $2x/B$ ارائه شده اند. از این جدول می توان برای تعیین افزایش تنش به علت بار نواری انعطاف پذیر استفاده نمود.

جدول ۶-۱ تغییرات $\Delta p/q$ در مقابل $2z/B$ و $2x/B$ برای بار نواری انعطاف پذیر

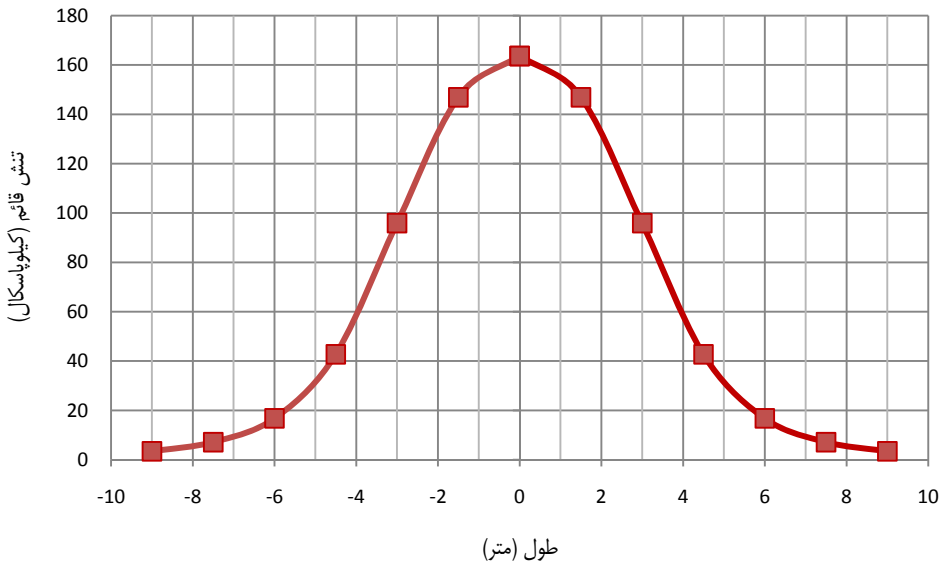
$2x/B$	$2z/B$	$\Delta p/q$	$2x/B$	$2z/B$	$\Delta p/q$
0	0	1.0000	1.5	1.0	0.2488
	0.5	0.9594		1.5	0.2704
	1.0	0.8183		2.0	0.2876
	1.5	0.6678		2.5	0.2851
	2.0	0.5508			
	2.5	0.4617			
	3.0	0.3954	2.0	0.25	0.0027
	3.5	0.3457		0.5	0.0194
	4.0	0.3050		1.0	0.0776
				1.5	0.1458
				2.0	0.1847
0.5	0	1.0000		2.5	0.2045
	0.25	0.9787			
	0.5	0.9028			
	1.0	0.7352	2.5	0.5	0.0068
	1.5	0.6078		1.0	0.0357
	2.0	0.5107		1.5	0.0771
	2.5	0.4372		2.0	0.1139
				2.5	0.1409
1.0	0.25	0.4996			
	0.5	0.4969	3.0	0.5	0.0026
	1.0	0.4797		1.0	0.0171
	1.5	0.4480		1.5	0.0427
	2.0	0.4095		2.0	0.0705
	2.5	0.3701		2.5	0.0952
				3.0	0.1139
1.5	0.25	0.0177			
	0.5	0.0892			

مثال :

تغییرات تنش قائم $\Delta\sigma_z$ را در عمق ۳ متری فونداسیون نواری با بار $q = 100\,kN/m^2$ و عرض $B = 6m$ ترسیم نمایید.

حل: با استفاده از داده ها جدول زیر را می توان تنظیم نمود:

$x(m)$	$2x/B$	$2z/B$	$\Delta\sigma_z/q$	$\Delta\sigma_z(kN/m^2)$
0	0	1	0.81831	163.662
1.5	0.5	1	0.734653	146.9306
3	1	1	0.47974	95.94807
4.5	1.5	1	0.213736	42.7471
6	2	1	0.083922	16.78433
7.5	2.5	1	0.035751	7.150222
9	3	1	0.017177	3.435395



۶-۴ تنش در زیر سطح بارگذاری دایره ای با شدت یکنواخت

رابطه ارائه شده توسط بوزینسک برای محاسبه افزایش تنش در اثر بار نقطه ای را می توان تعمیم داد تا رابطه ای برای تخمین افزایش تنش ناشی از بارگذاری یکنواخت سطح دایره ای انعطاف پذیر قرار گرفته در روی سطح یک محیط نیمه بینهایت بدست آید. سطح دایره ای دارای شعاع R بوده و بار یکنواخت در واحد سطح برابر q می باشد. اگر بخواهیم مؤلفه های افزایش تنش در نقطه A در زیر مرکز سطح را بدست آوریم، آنگاه المان سطح $dA = r\,dr\,d\theta$ را در نظر می گیریم. بار وارد بر روی المان سطح برابر است با $dQ = qr\,dr\,d\theta$. این بار را می توان به عنوان بار نقطه ای تقلی نمود. حال افزایش تنش قائم $d\sigma_z$ در A در اثر بار dQ را می توان با جایگزینی dQ به جای Q و $\sqrt{r^2+z^2}$ به جای R در معادله مربوط به بار منفرد بدست آورد. بنابراین:

$$d\sigma_z = \frac{3(qr\,dr\,d\theta)}{2\pi}\frac{z^3}{(r^2+z^2)^{5/2}}$$

بدین ترتیب افزایش تنش قائم، σ_z در اثر کل بارگذاری در روی سطح برابر خواهد بود با:

$$\sigma_z = \int d\sigma_z = \int_{r=0}^{R}\int_{\theta=0}^{2\pi}\frac{3q}{2\pi}\frac{rz^3}{(r^2+z^2)^{5/2}}\,d\theta dr = q\left[1-\frac{1}{[1+(R/z)^2]^{3/2}}\right]$$

تغییرات $\Delta\sigma_z / q$ در زیر مرکز سطح انعطاف پذیر دایره ای با بارگذاری یکنواخت (شکل صفحه بعد) در جدول ۶-۲ ارائه شده است.

مثال :

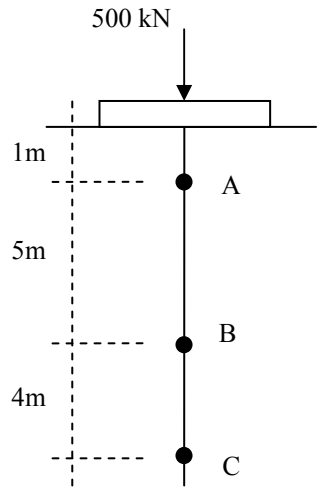
بار متمرکز $500\,kN$ بر سطح فونداسیونی دایره ای شکل به قطر ۱/۴ متر وارد می شود. اضافه تنش قائم ایجاد شده در اثر این بار را در عمق های ۱، ۶ و ۱۰ متر در زیر مرکز فونداسیون محاسبه نمایید.

$$q = \frac{500}{\pi \frac{1.4^2}{4}} = 324.81 kN/m^2$$

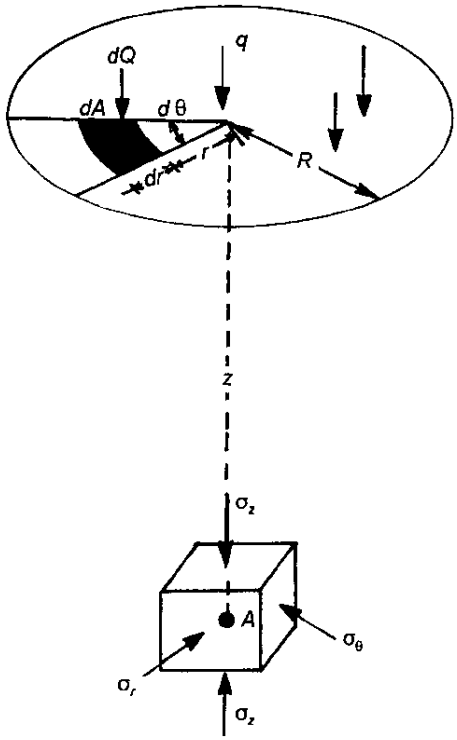
$$\Delta\sigma_{z(A)} = 324.81\left[1 - \frac{1}{[1+(0.7/1)^2]^{3/2}}\right] = 146.22 kN/m^2$$

$$\Delta\sigma_{z(B)} = 324.81\left[1 - \frac{1}{[1+(0.7/6)^2]^{3/2}}\right] = 6.52 kN/m^2$$

$$\Delta\sigma_{z(C)} = 324.81\left[1 - \frac{1}{[1+(0.7/10)^2]^{3/2}}\right] = 2.37 kN/m^2$$



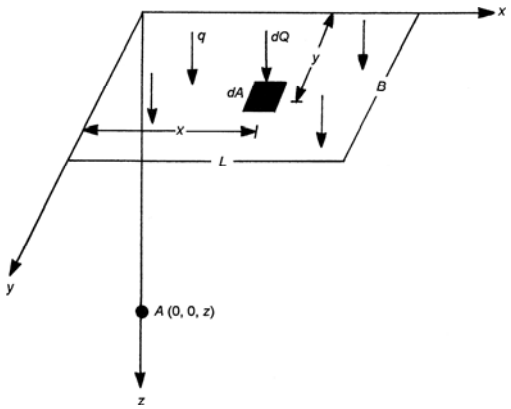
جدول ۶–۲ تغییرات $\Delta\sigma_z / q$ در نقطه A در زیر سطح دایره ای



z/R	$\Delta\sigma_z/q$
0	1.0000
0.02	0.9999
0.05	0.9998
0.1	0.9990
0.2	0.9925
0.4	0.9488
0.5	0.9106
0.6	0.864
0.8	0.7562
1.0	0.6465
1.5	0.4240
2.0	0.2845
2.5	0.1996
3.0	0.1436
4.0	0.0869
5.0	0.0571

۶–۵ سطح مستطیلی انعطاف پذیر با بارگذاری یکنواخت

شکل زیر سطح مستطیلی انعطاف پذیری به طول L و عرض Bرا که به صورت یکنواخت بارگذاری شده است، نشان می دهد.



افزایش تنش در زیر گوشه یک سطح مستطیلی انعطاف پذیر با بارگذاری یکنواخت

بار المان سطح dA برابر است با $dQ = q\,dx\,dy$. این بار را می توان به عنوان یک بار نقطه ای تلقی نمود. افزایش تنش قائم $d\sigma_z$ در اثر این بار در نقطه A در عمق z در زیر گوشه سطح مستطیلی را می توان با استفاده از معادله (۵.۷) یا به صورت زیر بدست آورد:

$$d\sigma_z = \frac{3qz^3 dx\,dy}{2\pi\,(x^2+y^2+z^2)^{5/2}} \qquad (۵.۱۳)$$

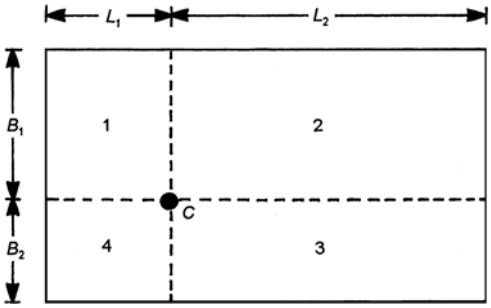
بنابراین افزایش تنش قائم در نقطه A در کل سطح بارگذاری شده برابر خواهد بود با:

$$\sigma_z = \int d\sigma_z = \int_{y=0}^{B}\int_{x=0}^{L} \frac{3qz^3 dx\,dy}{2\pi\,(x^2+y^2+z^2)^{5/2}} = qI \qquad (۵.۱۴)$$

که رابطه I به صورت زیر می باشد:

$$I = \frac{1}{4\pi}\left[\frac{2\,m\,n(m^2+n^2+1)^{0.5}}{m^2+n^2+m^2n^2+1}\times\frac{m^2+n^2+2}{m^2+n^2+1}+\tan^{-1}\frac{2\,m\,n(m^2+n^2+1)^{0.5}}{m^2+n^2-m^2n^2+1}\right] \qquad (۵.۱۵)$$

که در معادله فوق $m = \frac{B}{z}$ و $n = \frac{L}{z}$ می باشد.



شکل ۵.۷ افزایش تنش در هر نقطه در زیر یک سطح مستطیلی انعطاف پذیر با بارگذاری یکنواخت

تغییرات I با m و n در جدول ۵.۲ و شکل صفحه بعد نشان داده شده است. تنش در هر نقطه دیگر مثل c در زیر سطح مستطیلی (شکل ۵.۷) را می توان با تقسیم نمودن آن به ۴ مستطیل بدست آورد. برای مستطیل شماره ۱، $m_1 = B_1 / Z$، $n_1 = L_1 / Z$. به طور مشابه برای مستطیل های ۲، ۳ و ۴، $m_2 = B_1 / z$، $n_2 = L_2 / z$، $m_3 = B_2 / z$، $n_3 = L_2 / z$ و $m_4 = B_2 / z$، $n_4 = L_1 / z$.

حال با استفاده از جدول ۵.۲، مقادیر $I(= I_1, I_2, I_3, I_4)$ برای چهار مستطیل را می توان بدست آورد. در نتیجه افزایش تنش کل در نقطه c در عمق z را می توان به صورت زیر بدست آورد:

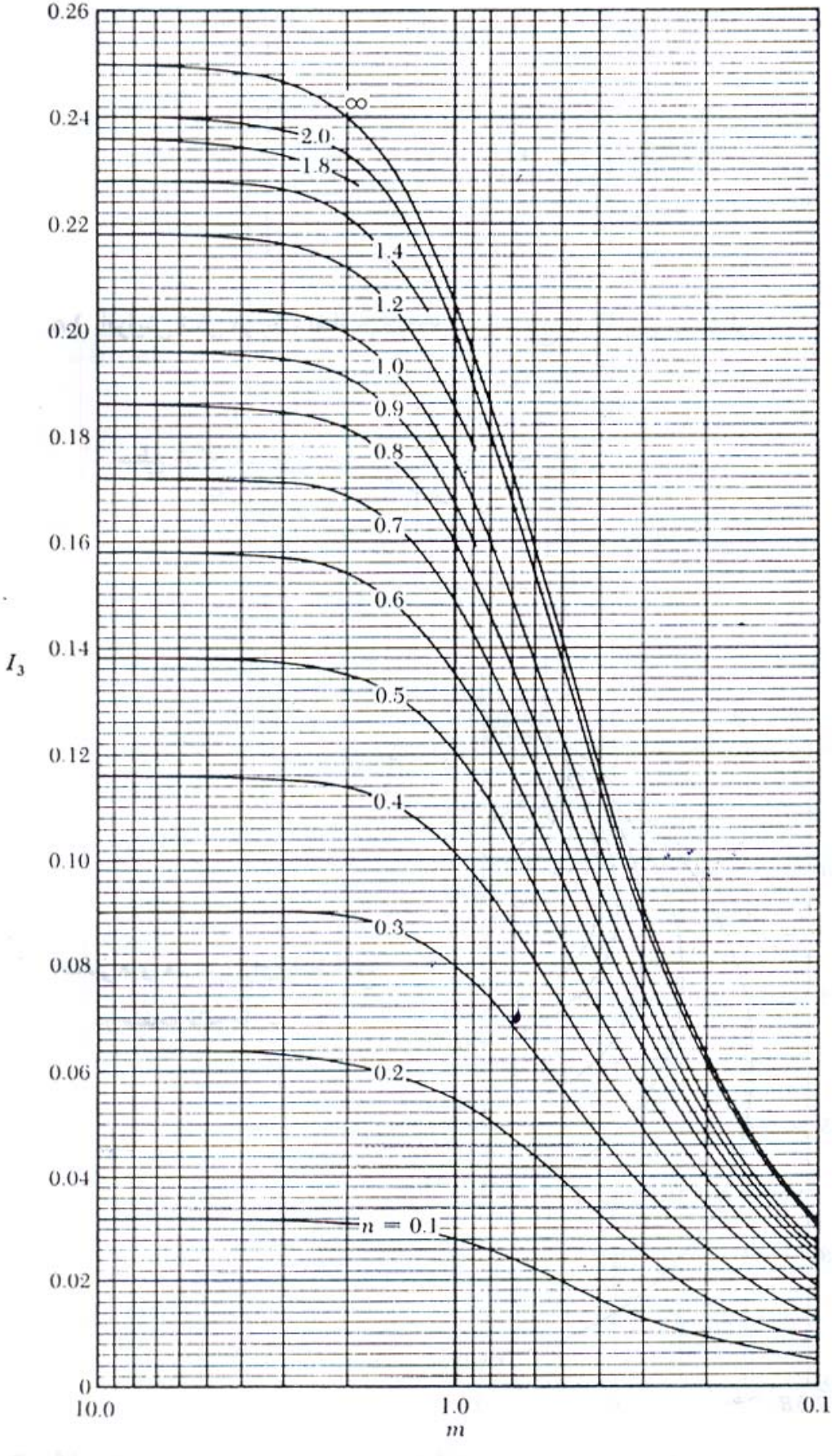
$$\sigma_z = q\,(I_1 + I_2 + I_3 + I_4) \qquad (۵.۱۶)$$

جدول ۵.۲ تغییرات I با m و n

n	m									
	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
0.1	0.0047	0.0092	0.0132	0.0168	0.0198	0.0222	0.0242	0.0258	0.0270	0.0279
0.2	0.0092	0.0179	0.0259	0.0328	0.0387	0.0435	0.0474	0.0504	0.0528	0.0547
0.3	0.0132	0.0259	0.0374	0.0474	0.0559	0.0629	0.0686	0.0731	0.0766	0.0794
0.4	0.0168	0.0328	0.0474	0.0602	0.0711	0.0801	0.0873	0.0931	0.0977	0.1013
0.5	0.0198	0.0387	0.0559	0.0711	0.0840	0.0947	0.1034	0.1104	0.1158	0.1202
0.6	0.0222	0.0435	0.0629	0.0801	0.0947	0.1069	0.1168	0.1247	0.1311	0.1361
0.7	0.0242	0.0474	0.0686	0.0873	0.1034	0.1169	0.1277	0.1365	0.1436	0.1491
0.8	0.0258	0.0504	0.0731	0.0931	0.1104	0.1247	0.1365	0.1461	0.1537	0.1598
0.9	0.0270	0.0528	0.0766	0.0977	0.1158	0.1311	0.1436	0.1537	0.1619	0.1684
1.0	0.0279	0.0547	0.0794	0.1013	0.1202	0.1361	0.1491	0.1598	0.1684	0.1752
1.2	0.0293	0.0573	0.0832	0.1063	0.1263	0.1431	0.1570	0.1684	0.1777	0.1851
1.4	0.0301	0.0589	0.0856	0.1094	0.1300	0.1475	0.1620	0.1739	0.1836	0.1914
1.6	0.0306	0.0599	0.0871	0.1114	0.1324	0.1503	0.1652	0.1774	0.1874	0.1955
1.8	0.0309	0.0606	0.0880	0.1126	0.1340	0.1521	0.1672	0.1797	0.1899	0.1981
2.0	0.0311	0.0610	0.0887	0.1134	0.1350	0.1533	0.1686	0.1812	0.1915	0.1999
2.5	0.0314	0.0616	0.0895	0.1145	0.1363	0.1548	0.1704	0.1832	0.1938	0.2024
3.0	0.0315	0.0618	0.0898	0.1150	0.1368	0.1555	0.1711	0.1841	0.1947	0.2034
4.0	0.0316	0.0619	0.0901	0.1153	0.1372	0.1560	0.1717	0.1847	0.1954	0.2042
5.0	0.0316	0.0620	0.0901	0.1154	0.1374	0.1561	0.1719	0.1849	0.1956	0.2044
6.0	0.0316	0.0620	0.0902	0.1154	0.1374	0.1562	0.1719	0.1850	0.1957	0.2045

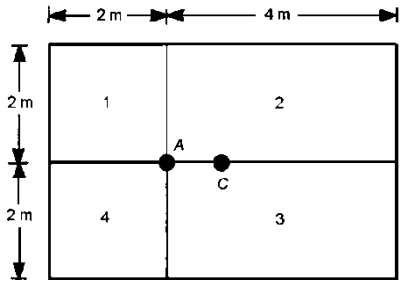
ادامه جدول

n	m									
	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.5	3.0	4.0	5.0	6.0
0.1	0.0293	0.0301	0.0306	0.0309	0.0311	0.0314	0.0315	0.0316	0.0316	0.0316
0.2	0.0573	0.0589	0.0599	0.0606	0.0610	0.0616	0.0618	0.0619	0.0620	0.0620
0.3	0.0832	0.0856	0.0871	0.0880	0.0887	0.0895	0.0898	0.0901	0.0901	0.0902
0.4	0.1063	0.1094	0.1114	0.1126	0.1136	0.1145	0.1150	0.1153	0.1154	0.1154
0.5	0.1263	0.1300	0.1324	0.1340	0.1350	0.1363	0.1368	0.1372	0.1374	0.1374
0.6	0.1431	0.1475	0.1503	0.1521	0.1533	0.1548	0.1555	0.1560	0.1561	0.1562
0.7	0.1570	0.1620	0.1652	0.1672	0.1686	0.1704	0.1711	0.1717	0.1719	0.1719
0.8	0.1684	0.1739	0.1774	0.1797	0.1812	0.1832	0.1841	0.1847	0.1849	0.1850
0.9	0.1777	0.1836	0.1874	0.1899	0.1915	0.1938	0.1947	0.1954	0.1956	0.1957
1.0	0.1851	0.1914	0.1955	0.1981	0.1999	0.2024	0.2034	0.2042	0.2044	0.2045
1.2	0.1958	0.2028	0.2073	0.2103	0.2124	0.2151	0.2163	0.2172	0.2175	0.2176
1.4	0.2028	0.2102	0.2151	0.2184	0.2206	0.2236	0.2250	0.2260	0.2263	0.2264
1.6	0.2073	0.2151	0.2203	0.2237	0.2261	0.2294	0.2309	0.2320	0.2323	0.2325
1.8	0.2103	0.2183	0.2237	0.2274	0.2299	0.2333	0.2350	0.2362	0.2366	0.2367
2.0	0.2124	0.2206	0.2261	0.2299	0.2325	0.2361	0.2378	0.2391	0.2395	0.2397
2.5	0.2151	0.2236	0.2294	0.2333	0.2361	0.2401	0.2420	0.2434	0.2439	0.2441
3.0	0.2163	0.2250	0.2309	0.2350	0.2378	0.2420	0.2439	0.2455	0.2461	0.2463
4.0	0.2172	0.2260	0.2320	0.2362	0.2391	0.2434	0.2455	0.2472	0.2479	0.2481
5.0	0.2175	0.2263	0.2324	0.2366	0.2395	0.2439	0.2460	0.2479	0.2486	0.2489
6.0	0.2176	0.2264	0.2325	0.2367	0.2397	0.2441	0.2463	0.2482	0.2489	0.2492


0.26
0.24
0.22
0.20
0.18
0.16
0.14
0.12
0.10
0.08
0.06
0.04
0.02
0
I_3
∞
2.0
1.8
1.4
1.2
1.0
0.9
0.8
0.7
0.6
0.5
0.4
0.3
0.2
n = 0.1
10.0
1.0
0.1
m

مثال :

شکل زیر پلان سطح مستطیلی انعطاف پذیر قرار گرفته در روی سطح زمین همراه با بارگذاری روی آن را نشان می دهد. بار یکنواخت روی سطح q برابر است با $150\ kN/m^2$. افزایش تنش σ_z در زیر نقاط A و C در عمق ۱۰ متری را بدست آورید. توجه نمایید که C مرکز سطح می باشد.



حل مسئله:

برای محاسبه افزایش تنش در زیر نقطه A جدول زیر را می توان ایجاد نمود:

شماره سطح	B (m)	L (m)	z (m)	m = B / z	n = L / z	I (جدول ۵.۲)
1	2	2	10	0.2	0.2	0.0179
2	2	4	10	0.2	0.4	0.0328
3	2	4	10	0.2	0.4	0.0328
4	2	2	10	0.2	0.2	0.0179
						Σ 0.1014

با استفاده از معادله (۵.۱۴) داریم:

$$\sigma_z = qI = (150)\ (0.1014) = 15.21\ \ kN/m^2$$

افزایش تنش در زیر نقطه C:

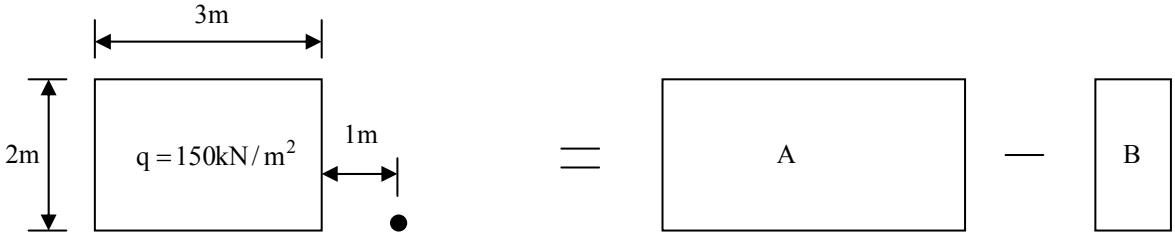
$$I = 4I_1$$

$$\frac{B_1}{z} = \frac{2}{10} = 0.2\ ;\ \ \frac{L_1}{z} = \frac{3}{10} = 0.3$$

$$I_1 = 0.0259\ \ \Rightarrow\ \ \sigma_z = 4 \times 0.0259\ \times 150 = 15.54\ kN/m^2$$

مثال :

در شکل زیر پلان یک سطح بارگذاری مستطیلی با شدت یکنواخت نشان داده شده است. مطلوب است تعیین افزایش تنش قائم در زیر نقطه A در عمق $z = 4m$.



حل: برای سطح A داریم:

$$\left.\begin{array}{l} m=\dfrac{B}{z}=\dfrac{2}{4}=0.5 \\ n=\dfrac{L}{z}=\dfrac{4}{4}=1 \end{array}\right\} \rightarrow I_A=0.1202$$

برای سطح B داریم:

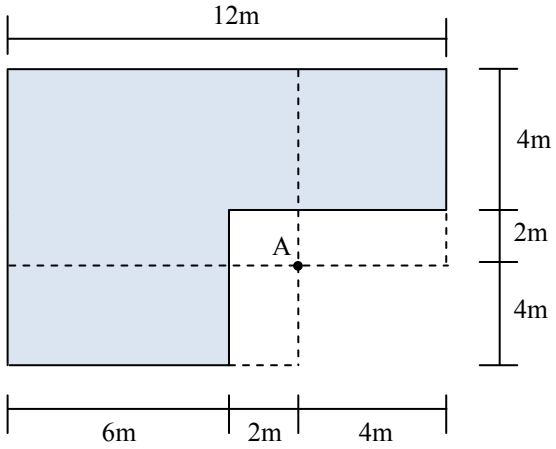
$$\left.\begin{array}{l} m=\dfrac{B}{z}=\dfrac{1}{4}=0.25 \\ n=\dfrac{L}{z}=\dfrac{2}{4}=0.5 \end{array}\right\} \rightarrow I_B=0.0473$$

بنابراین تنش قائم به صورت زیر بدست می آید:

$$\Delta\sigma_z=150(0.1202-0.0473)=10.935\text{kN/m}^2$$

مثال :

پلان دال بتنی ساختمانی در شکل زیر نشان داده شده است. اگر فشار تماسی ناشی از روسازه در سطح خاک برابر $q=150\text{kN/m}^2$ باشد، مطلوب است تعیین افزایش تنش قائم ناشی از فشار فوق در زیر نقطه A در عمق $z=4\text{m}$.

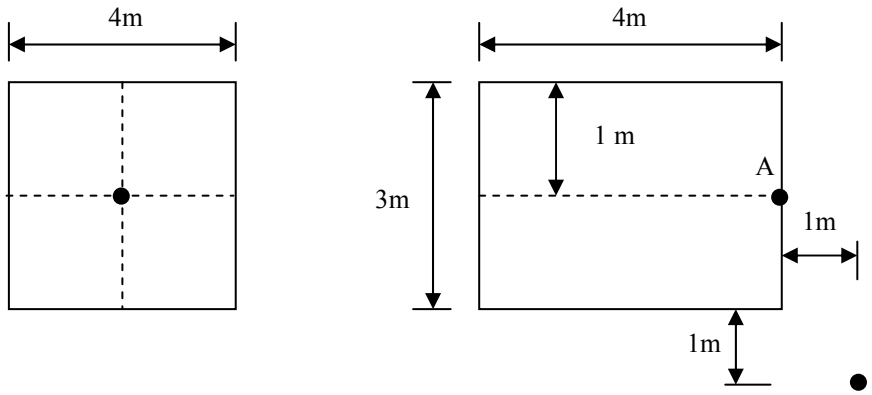


حل:

ناحیه	L/Z	B/Z	I
1	8/4=2	6/4=1.5	0.223
2	6/4=1.5	4/4=1	0.193
3	8/4=2	4/4=1	0.1199
4	2/4=0.5	2/4=0.5	-0.084
5	4/4=1	2/4=0.5	-0.1202
6	4/4=1	2/4=0.5	0.01202
			$\sum I=0.2915$

$$\Delta\sigma_{z[A]}=150\times0.2915=43.725$$

تمرین: در مثال های زیر تنش قائم را در زیر نقاط داده شده در عمق ۴ متری محاسبه نمایید. در تمام مسائل بار گسترده را برابر با $q=200\text{kN/m}^2$ در نظر بگیرید.



۶-۶ محاسبه توزیع تنش در خاک به روش تقریبی

در این روش فرض بر این است که تنش در خاک در هر عمق مشخص **z** را می توان از تقسیم سربار بر سطح مفروض در آن عمق محاسبه نمود به صورت زیر محاسبه نمود:

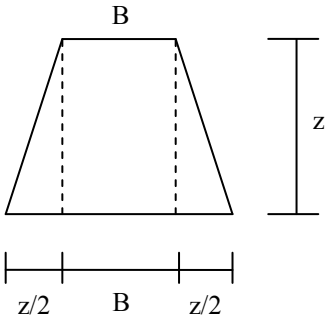
$$\Delta\sigma_z = \frac{p}{A_z}$$

سطح مفروض (A_z) را می توان با فرض توزیع تنش ۲ به ۱ در عمق مورد نظر محاسبه نمود. به عبارت دیگر در هر عمقی کل بار وارد بر سطح خاک، در روی سطحی توزیع می شود که هم شکل با سطح بار در روی خاک بوده ولی از آن بزرگتر است.

توجه: از این روش تنها می توان برای محاسبه تنش در زیر بارهای منفرد، مستطیلی، نواری و دایره ای استفاده نمود.

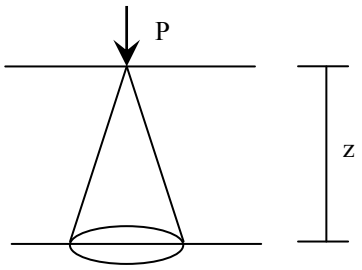
ابعاد سطح جدید در عمق **z** معادل با ابعاد صفحه بار در سطح خاک بوده و برای سطوح مختلف به صورت زیر بدست می آید:

- **بار نواری:**

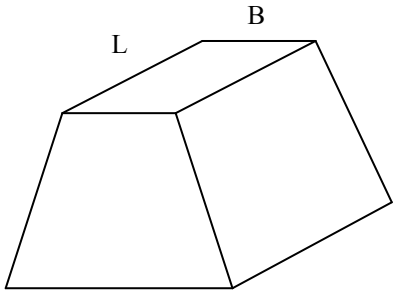


$$A_z = B' \times 1 \rightarrow B' = B + 2 \times \frac{z}{2} = B + z$$

- **بار منفرد:**



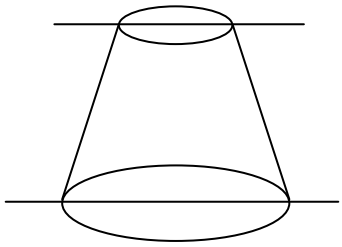
$$A_z = \pi\left(\frac{z}{2}\right)^2 = \frac{\pi z^2}{4} \rightarrow \Delta\sigma_z = \frac{P}{A_z} = \frac{4P}{\pi z^2}$$



- **بار مستطیلی**

$$A_o = B \times L$$
$$A_z = (B+z)(L+z)$$

- **بار دایره ای:**



$$A_o = \pi r^2$$
$$A_z = \pi(r+\frac{z}{2})^2 = \frac{\pi}{4}(D+z)^2$$

۶-۶ میانگین افزایش تنش در لایه خاک

برای محاسبه افزایش متوسط تنش در یک لایه خاک می توان از رابطه وزنی زیر استفاده نمود:

$$\Delta\sigma_{av} = \frac{\Delta\sigma_t + 4\Delta\sigma_m + \Delta\sigma_b}{6}$$

$\Delta\sigma_t$ = اضافه تنش قائم در بالای لایه

$\Delta\sigma_m$ = اضافه تنش قائم در وسط لایه خاک

$\Delta\sigma_b$ = اضافه تنش در پایین لایه خاک

فصل ۷:

نشست خاک

جزوه درس مکانیک خاک ۲ (کارشناسی عمران)

استاد: عبدالمتین ستایش

برای ارسال نظرات و پیشنهادات به سایت شخصی اینجانب رجوع نموده و یا نظرات و یا پیشنهادات خود را به آدرس پست الکترونیک زیر ارسال نمایید:

Website: www.ams.ir, Email: a_matin_s@yahoo.com

۷–۱ مقدمه

با تأثیر سربار، تنشهای فشاری در لایه های خاک به وجود آمده و باعث فشرده شدن آن می شود. فشردگی خاک ناشی از تغییر شکل فشاری و جابجایی ذرات خاک، رانده شدن هوا و آب از حفرات خاک و عوامل دیگر می باشد. در یک خاک بخصوص، یک و یا تعدادی از عوامل فوق ممکن است مشارکت داشته باشند. از آنجایی که فشرده شدن[1] خاک باعث نشست سازه واقع بر روی آن می شود، از نقطه نظر مهندسی به این پدیده، نشست[2] خاک میگویند. درحالت کلی نشست های خاک به دو گروه زیر تقسیم می شوند:

۱- نشست تحکیم[3] که ناشی از تغییر حجم خاک اشباع به علت رانده شدن آبهای موجود در حفرات است.
۲- نشست آنی[4] که ناشی از تغییر شکل الاستیک خاک خشک و یا خاکهای مرطوب و اشباع بدون هرگونه تغییری در میزان آب می باشد. محاسبات نشست آنی معمولاً بر پایه روابط به دست آمده از تئوری الاستیسیته قرار دارد.

در این فصل مفاهیم پایه برای تخمین نشستهای تحکیم و آنی در لایه های خاک تحت تأثیر سربارهای خارجی ارائه می شود.

۷–۲ مبانی نشست تحکیم

وقتی که یک لایه خاک اشباع تحت تأثیر افزایش تنش قرار گیرد، فشار آب حفره ای به طور ناگهانی افزایش می یابد. درخاکهای ماسه ای که نفوذ پذیری بالاست، زهکشی ناشی از افزایش فشار آب حفره ای سریعاً انجام میشود. زهکشی آب حفره ای همراه با کاهش حجم توده خاک می باشد که نتیجه آن ایجاد نشست است. به علت زهکشی سریع آب حفره ای در خاکهای ماسه ای، نشست تحکیم و آنی در آنها به طور همزمان رخ می دهد.

وقتی که یک لایه خاک رس اشباع ، تحت تأثیر افزایش تنش قرار گیرد ، ابتدا نشست آنی رخ میدهد. اما از آنجایی که ضریب نفوذ پذیری رس به طور قابل ملاحظه ای کوچکتر از ضریب نفوذ پذیری ماسه است، زهکشی آب حفره ای سریعاً انجام نشده و زایل شدن اضافه فشار آب حفره ای ناشی از بارگذاری به طور تدریجی و در یک زمان طولانی رخ میدهد. بنابراین کاهش حجم خاک که از این به بعد آن را تحکیم می نامیم به مدت طولانی بعد از بارگذاری و نشست آنی ادامه خواهد داشت. درخاکهای رسی نرم نشست تحکیم چندین برابر نشست آنی است. شکل ۷-۱ نحوه تبدیلات اضافه تنش در توده خاک اشباع را به هنگام نشست تحکیمی نشان می دهد:

حالتی را در نظر بگیرید که یک لایه رس اشباع به ضخامت **H** که بین دو لایه ماسه ای محدود است تحت افزایش آنی تنش کل $\Delta\sigma$ قرار گیرد. این افزایش تنش کل به آب حفره ای و ذرات خاک انتقال خواهد یافت. این بدان معنی است که تنش کل $\Delta\sigma$ به نسبتی بین تنش موثر و فشار آب حفره ای تقسیم میشود. با استفاده از اصل تنش موثر می توان نوشت:

---

[1] - Compressibility of soil
[2] - Settlement
[3] - Consolidation settlement
[4] - Immediate settlement

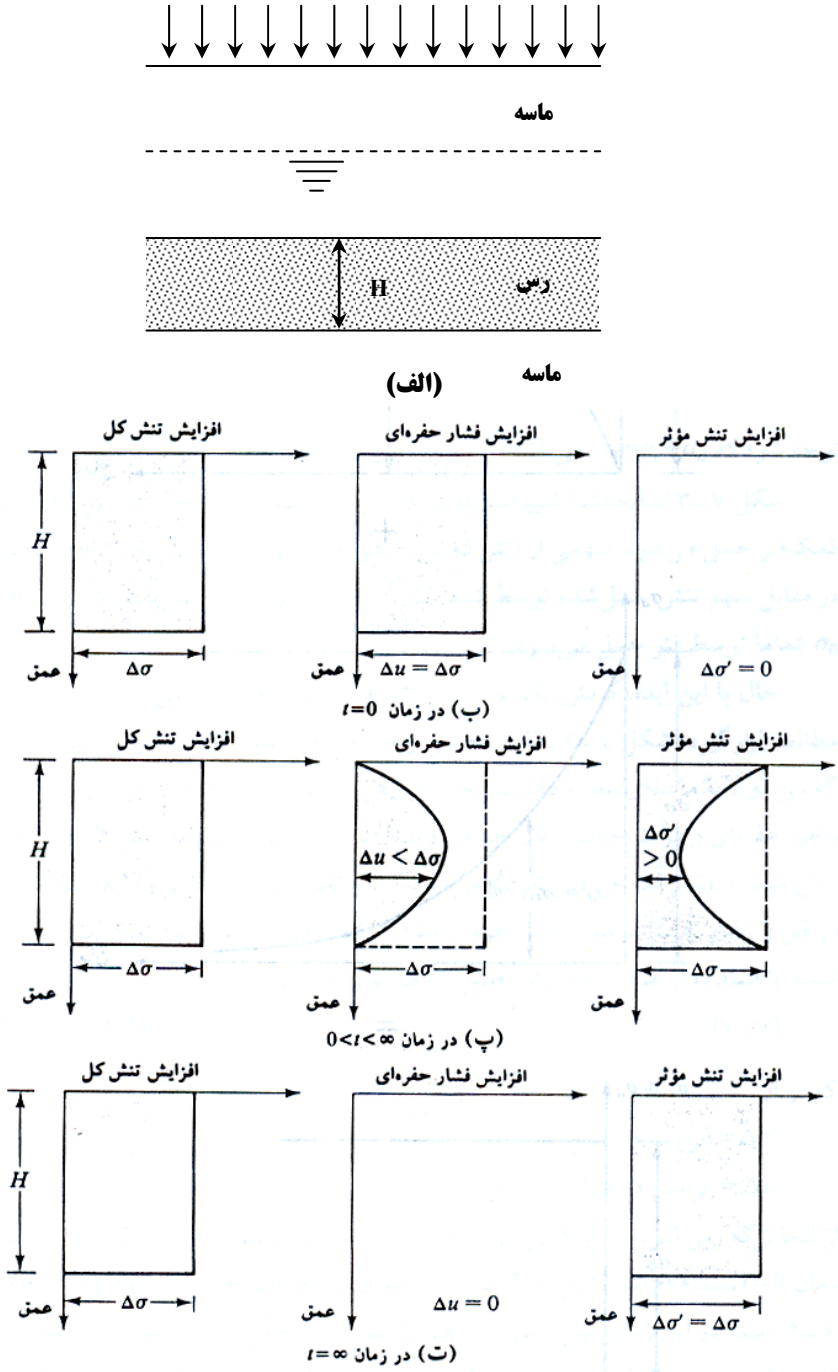
$$\Delta\sigma = \Delta\sigma' + \Delta u \qquad (۱-۷)$$

که در آن:

$\Delta\sigma'$ = افزایش در تنش موثر

Δu = افزایش در فشار آب حفره ای

از آنجایی که رس نفوذ پذیری کمی دارد و آب نیز در مقایسه با اسکلت خاک غیرقابل تراکم است در زمان $t = 0$، تمام افزایش تنش $\Delta\sigma$ در تمام اعماق توسط آب حمل می شود ($\Delta\sigma = \Delta u$) (شکل ۷-۱- ب). در این زمان هیچ تنشی توسط اسکلت خاک حمل نخواهد شد. بدین معنی که افزایش تنش موثر مساوی صفر است ($\Delta\sigma' = 0$).



شکل ۷-۱ تغییرات تنش کل، فشار آب حفره ای و تنش موثر در یک لایه رس با زهکشی از بالا و پایین در نتیجه افزایش تنش کل $\Delta\sigma$

بعد از اعمال افزایش تنش $\Delta\sigma$ به لایه رس آب موجود در حفرات فشرده شده و از هر دو طرف به سمت ماسه ای زهکشی می شود. با این فرآیند اضافه فشار حفره ای در هر عمق در لایه رسی به تدریج کاهش می یابد و با همین نرخ تنش حمل شده توسط ذرات جامد خاک (تنش موثر) افزایش می یابد. بنابراین در زمان $0 < t < \infty$ داریم:

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma' + \Delta u \qquad (\Delta\sigma' > 0 \text{ و } \Delta u < \Delta\sigma)$$

لیکن مقادیر $\Delta\sigma$ و Δu در اعمال مختلف بسته به طول مسیر زهکشی آن نقطه تا لایه تحتانی و یا فوقانی متفاوت است (شکل ۷-۱-پ).

به طور نظری در زمان $t = \infty$، تمام فشارهای آب حفره ای اضافی با زهکشی تمام نقاط لایه رسی زایل شده و $\Delta u = 0$ می گردد. حال تمام افزایش تنش $\Delta\sigma$ توسط اسکلت خاک حمل می شود (شکل ۷-۱- ت). بنابراین:

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma'$$

فرآیند تدرجی زهکشی تحت تأثیر اضافه بار و انتقال فشار اضافی آب حفره ای به تنش موثر باعث نشست تابع زمان لایه رسی می شود.

۷-۳ آزمون آزمایشگاهی یک بعدی

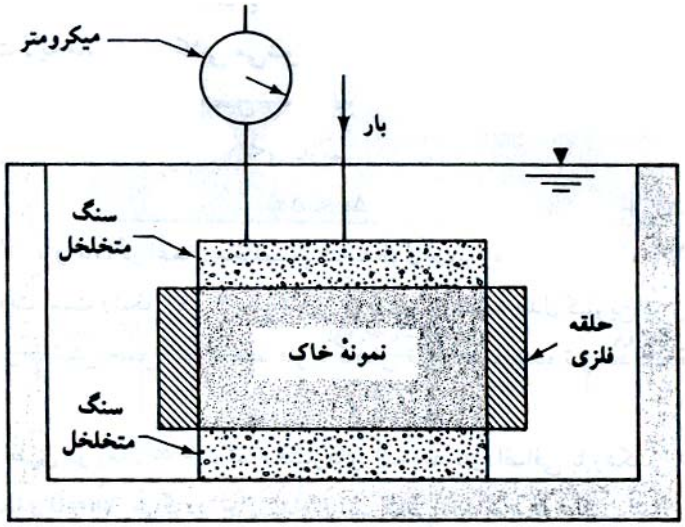
روش آزمایشگاهی تحکیم یک بعدی اول بار توسط ترازقی پیشنهاد شد. این آزمایش در یک تحکیم سنج که ادئومتر نامیده میشود انجام میگردد. ادئومتر در شکل ۷-۲ به طور شماتیک نشان داده شده است. نمونه خاک در داخل یک حلقه فلزی قرار داده شده و دو درپوش سنگی متخلخل یکی در بالا و دیگری در پایین آن قرار داده می شود. قطر نمونه معمولاً ۲/۵ اینچ (۶۳/۵ میلیمتر) و ضخامت آن یک اینچ (۲۵/۴ میلیمتر) است. بارگذاری نمونه به وسیله یک اهرم اعمال شده و میزان فشردگی توسط یک میکرومتر عقربه ای اندازه گیری می شود. در حین آزمایش نمونه در داخل آب نگهداری می شود. هر بارگذاری برای مدت ۲۴ ساعت حفظ می شود. بعد از آن میزان بار معمولاً دو برابر می گردد. با دو برابر کردن بار، میزان فشردگی و اندازه گیری فشردگی ادامه می یابد. در انتهای آزمایش، وزن خشک نمونه آزمایشی تعیین می گردد.

شکل عمومی نمودار تغییر شکل نمونه در مقابل زمان، **برای هر افزایش بار** (به این نکته به دقت توجه نمایید) مطابق شکل ۷-۳ می باشد. در روی نمودار سه مرحله مجزا قابل تشخیص است:

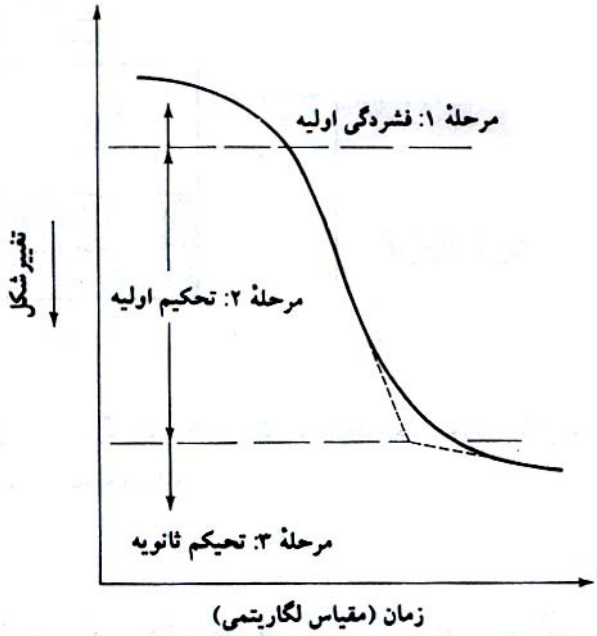
مرحله ۱: فشردگی اولیه که اکثرا به علت پیش بارگذاری است .

مرحله ۲: تحکیم اولیه که طی آن به علت زهکشی آب حفره ای ، فشار اضافی آب حفره ای به تدریج به تنش مؤثر تبدیل است.

مرحله ۳: تحکیم ثانویه که بعد از اتمام زایل شدن فشار اضافی آب حفره ای رخ میدهد و علت آن به وجود آمدن تغییر شکلهای پلاستیک در اسکلت خاک است.



شکل ۷–۲ دستگاه تحکیم یک بعدی (ادئومتر)



شکل ۷–۳ نمودار تغییر شکل – زمان در حین تحکیم برای افزایش بار معلوم

بعد از تعیین نمودارهای تغییر شکل – زمان برای بارگذاری های مختلف درآزمایشگاه لازم است تغییرات نسبت تخلخل نمونه با فشار مورد مطالعه قرار گیرد. در زیر روش گام به گام برای انجام عمل فوق تشریح می شود:

گام ۱ – نسبت تخلخل اولیه نمونه (e_o) را به صورت زیر محاسبه نمایید (شکل ۷-۴):

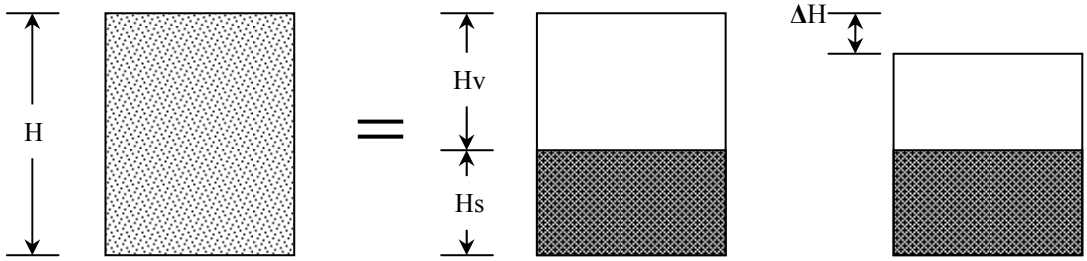
$$e_o = \frac{V_{vo}}{V_s} \qquad (۷-۲)$$

که در آن :

V_{vo} = حجم حفرات در ابتدای آزمایش

V_s = حجم دانه های جامد

برای بدست آوردن نسبت تخلخل اولیه نیاز به وزن دانه های جامد داریم ولی برای تعیین وزن دانـه هـای جامـد بایـد منتظـر بمانیم تا آزمایش تحکیم به اتمام برسد پس از اتمام آزمایش نمونه را در گرمخانه (اون) خشک نموده و وزن می نماییم.



شکل ۷ – ۴ تغییرات ارتفاع نمونه در آزمایش تحکیم یک بعدی

پس از تعیین وزن مواد جامد، حجم دانه های جامد به صورت زیر به دست می آید:

$$V_s = \frac{W_s}{\gamma_w \cdot G_s} \qquad (۳-۷)$$

که در رابطه فوق:

W_s = وزن خشک نمونه که در آخرین مرحله تعیین کردیم

G_s = چگالی دانه ها

γ_w = وزن مخصوص آب

و V_{vo} که حجم حفرات در ابتدای آزمایش است، از رابطه زیر قابل محاسبه است:

$$V_{vo} = V_o - V_s \qquad (۴-۷)$$

که در رابطه فوق V_o = حجم نمونه در ابتدای آزمایش است.

گام ۲ – پس از بدست آوردن e_o به روش فوق، کاهش نسبت تخلخل نمونه به ازای هر بارگذاری (Δe) را به کمک رابطه زیـر می توان بدست آورد:

$$\frac{\Delta e}{1+e_o} = \frac{\Delta h}{H_o} \qquad (۵-۷)$$

که در این رابطه:

ΔH = نشست نمونه (عقربه میکرومتر) تا پایان روز i ام

H_o = ارتفاع اولیه نمونه خاک

e_o = تخلخل اولیه نمونه

اثبات رابطه فوق:

$$\left.\begin{array}{l} e_o = \frac{V_v}{V_s} = \frac{A \times H_v}{A \times H_s} = \frac{H_v}{H_s} = \frac{H - H_s}{H_s} = \frac{H}{H_s} - 1 \rightarrow 1 + e_o = \frac{H}{H_s} \\ \Delta e_i = e_o - e_i \rightarrow e_i = \frac{H_v - \Delta H}{H_s} = \frac{H_v}{H_s} - \frac{\Delta H}{H_s} = e_o - \frac{\Delta H}{H_s} \rightarrow \Delta e = e_o - e_i = \frac{\Delta H}{H_s} \end{array}\right\} \rightarrow \frac{\Delta H}{H_o} = \frac{\Delta e}{1+e_o} \qquad (۶-۷)$$

گام ۳ – با در دست داشتن Δe می توانیم نسبت تخلخل در پایان روز i ام را به صورت زیر بدست آوریم:

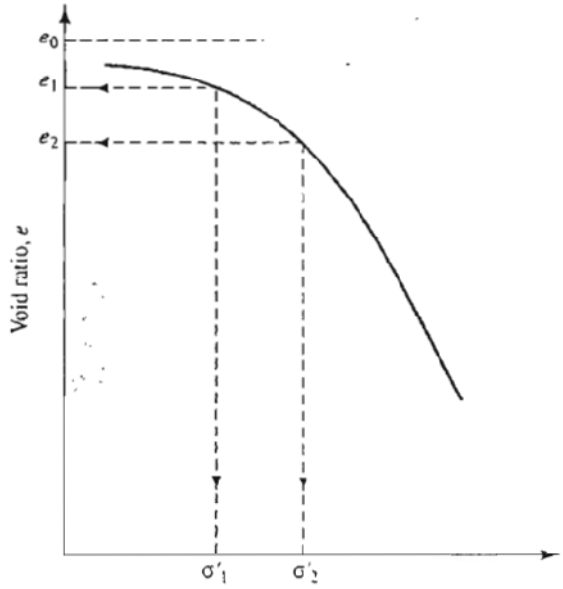
$$\Delta e = e_o - e_i \qquad (۷-۷)$$

نکته :

ΔH و Δe نشست و کاهش نسبت تخلخل تا پایان روز i ام می باشند. حال اگر روز i ام را آخرین روز آزمایش تحکیم در نظر بگیریم، در آنصورت ΔH و Δe به ترتیب نشست و کاهش نسبت تخلخل در پایان عمل تحکیم خواهند بود.

۷–۴ رسهای عادی تحکیم یافته و پیش تحکیم یافته

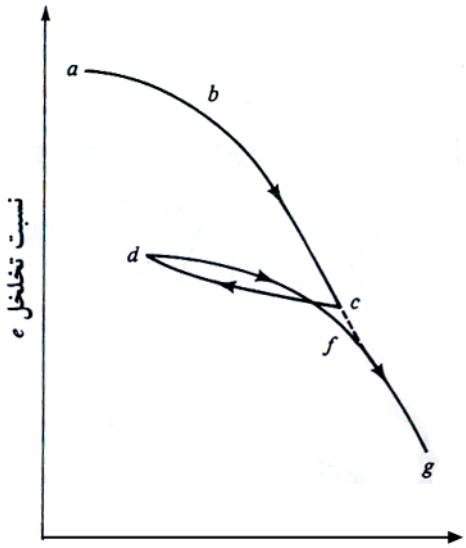
قسمت فوقانی نمودارنسبت تخلخل e در مقابل log p، درشکل ۷ – ۵ ، یک منحنی با شیب ملایم است که با یک قسمت تقریباً خطی و شیب تند دنبال میشود. این موضوع را این طور می توان توجیه نمود:



شکل ۷–۵ منحنی تیپ برای نسبت تخلخل e در مقابل لگاریتم فشار تجمعی p

از نقطه نظرتاریخچه زمین شناسی نمونه به دست آمده از عمق تحت تأثیر فشار سربار مؤثری قرار داشته و تحت آن تحکیم یافته است. حداکثرفشار سربار مؤثر ممکن است مساوی و یا بزرگتر از فشار سربار موجود در هنگام نمونه گیری باشد . کاهش سربار ممکن است دارای فرآیند طبیعی (مثل فرسایش) و یا فرآیند انسانی باشد. در هر صورت پس از نمونه گیری، نمونه از فشار سربار موجود نیز آزاد شده و در نتیجه مقداری منبسط میشود. وقتی که این نمونه تحت آزمایش تحکیم قرار گیرد، تا جایی که فشار وارده مساوی فشار سربار مؤثر صحرایی در گذشته باشد، مقدار فشردگی (و یا تغییر در نسبت تخلخل) کوچک خواهد بود و در واقع فقط انبساط ایجاد شده به علت آزاد شدن فشار سربار در هنگام نمونه گیری جبران میشود . وقتی که فشار کل مؤثربرنمونه در هنگام آزمایش از فشار سربار مؤثر در گذشته باشد ، تغییرات تخلخل بزرگتر شده و نمودار در مقابل خطی با شیب تندتر خواهد شد.

موضوع فوق را میتوان در آزمایشگاه با انجام باربرداری در فشاری بزرگتر از فشار سربار مؤثر،اثبات کرد. نمودار تخلخل لگاریتم فشار برای چنین تحقیقی مشابه شکل ۷ – ۶ خواهد شد که در آن شاخه cd نشان دهنده باربرداری و شاخه dfg نشان دهنده فرآیند بارگذاری مجدد است.



شکل ۷ – ۶ نمودار $\log p$ **در مقابل که نشان دهنده تأثیر باربرداری و بارگذاری مجدد است.**

برپایه مطالب ارائه شده از نقطه نظر تاریخچه سربار مؤثر، رسها به دو گروه طبقه بندی می شوند:

۱. رسهای عادی تحکیم یافته که برای آنها فشار سربار موجود حداکثر فشار سربار مؤثری است که نمونه در گذشته تحت تأثیر آن بوده است .
۲. رسهای پیش تحکیم یافته که فشار سربار موجود بر روی آنها ، کمتر از فشار سربار حداکثری است که در گذشته نمونه آن را تجربه کرده است . حداکثر فشار سربار مؤثر در گذشته فشار پیش تحکیم نامیده می شود .

کاساگرانده (۱۹۳۶) یک روش ترسیمی ساده برای تعیین فشار پیش تحکیم P_c در روی نمودار آزمایشگاهی e در مقابل $\log p$ ارائه داده که با توجه به شکل ۷ – ۷، مطابق زیر است:

۱. با بررسی چشمی در روی نمودار e در مقابل $\text{Log}\, p$ نقطه ای مثل a تعیین نمایید که دارای حداقل شعاع انحنا باشد.
۲. خط افقی ab را رسم کنید.
۳. مماس ac را در نقطه a بر منحنی رسم کنید.
۴. خط cd یعنی نیمساز زاویه bac را رسم کنید.
۵. قسمت خطی gh نمودار e در مقابل $\log p$ را به سمت عقب ادامه دهید تا ad را در f قطع کند. طول نقطه f فشار پیش تحکیم یافته است.

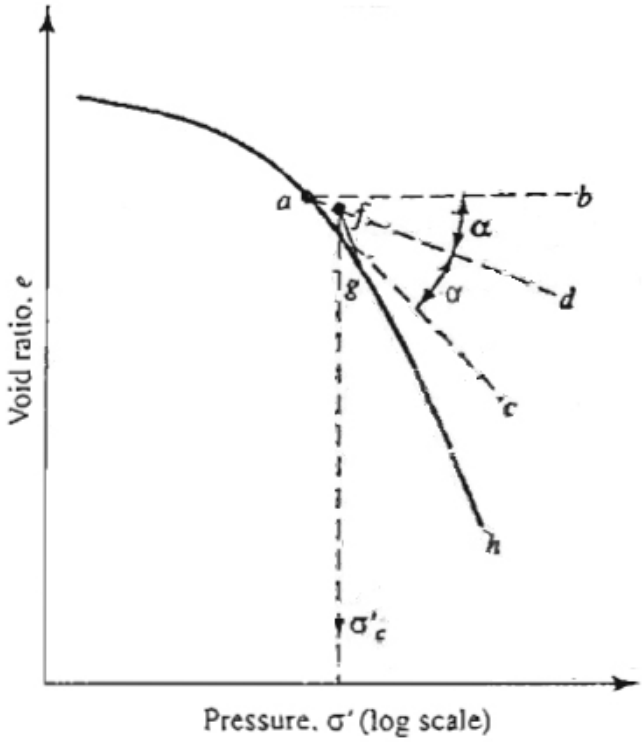
نسبت پیش تحکیم (OCR) برای یک خاک به صورت زیر تعریف میشود:

$$OCR = \frac{P_c}{P} \qquad (۸-۷)$$

که در آن:

P_c = فشار پیش تحکیم در روی نمونه

P = فشار سربار موجود در روی نمونه

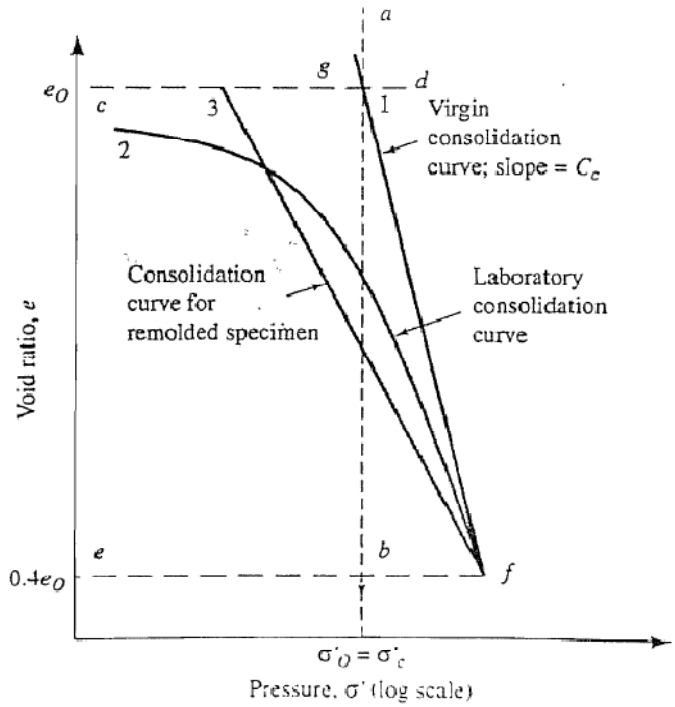


شکل ۷ – ۷ روش ترسیمی برای تعیین فشار پیش تحکیمی

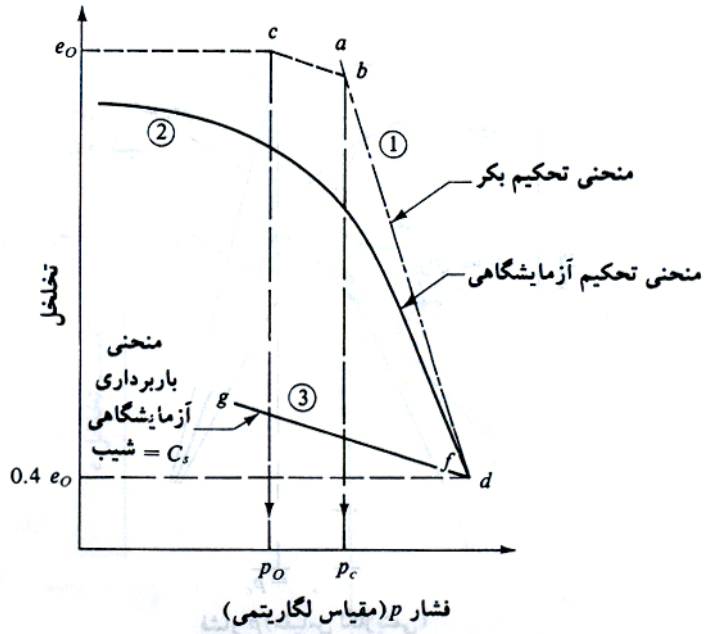
۷–۵ تأثیر دست خوردگی در نمودار تخلخل – فشار

دست خوردگی نمونه در روی نمودار تخلخل – فشار تأثیر می گذارد . برای یک خاک رس عادی تحکیم یافته با حساسیت کم تا متوسط (شکل ۷ – ۸) تحت فشار سربار مؤثر P_o با نسبت تخلخل e_o، تغییرات نسبت تخلخل با افزایش فشار در صحرا تقریباً به صورت منحنی ۱ خواهد بود که منحنی تحکیم بکر نامیده میشود و تقریباً در روی مقیاس نیمه لگاریتمی به صورت خط مستقیم است. لیکن منحنی تحکیم آزمایشگاهی برای یک نمونه نسبتا دست نخورده از همان خاک مطابق منحنی ۲ خواهد بود که در سمت چپ منحنی ۱ قرار دارد. اگرنمونه کاملا به هم خورده و آزمایش تحکیم روی آن انجام شود منحنی تحکیم مطابق منحنی شماره ۳ خواهد بود. منحنی های ۱ و ۲ و ۳ یکدیگر را تقریباً در نسبت تخلخل $e = 0.4e_o$ قطع میکنند (ترزاقی و پک ۱۹۶۷).

برای یک خاک رسی پیش تحکیم یافته با حساسیت کم تا متوسط که تحت فشار پیش تحکیم P_c قرار داشته است (شکل ۷ – ۹) و فشار سربار موجود و نسبت تخلخل نظیر به ترتیب مساوی P_o و e_o میباشد منحنی تحکیم صحرایی تقریباً دارای مسیر cbd خواهد بود. اشمرتمن (۱۹۵۳) چنین نتیجه گیری کرد که شیب خط cb، که مسیر تحکیم مجدد صحرایی است تقریبا مشابه شیب منحنی باربرداری fg است.



شکل ۷ – ۸ خصوصیت تحکیم رس عادی تحکیم یافته با حساسیت کم تا متوسط

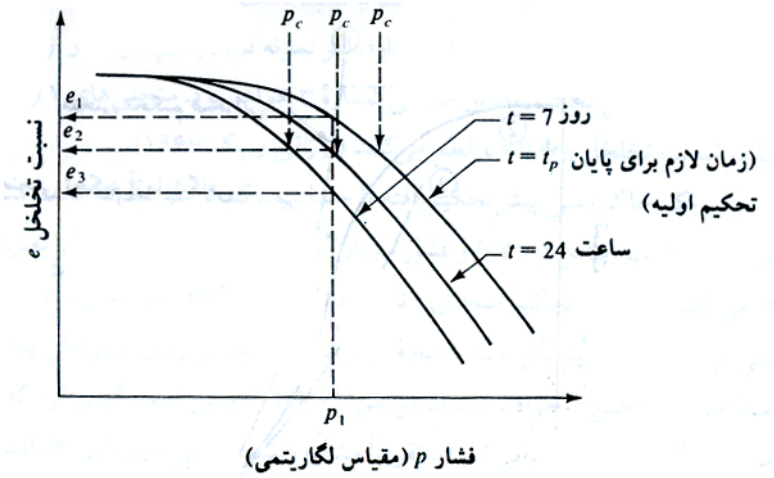


شکل ۷ – ۹ خصوصیت تحکیم رس پیش تحکیم با حساسیت کم تا متوسط

۷–۶ | ۶ تأثیر سایرعوامل در رابطهٔ e - log p

در ابتدای فصل اشاره شد که در آزمایش تحکیم مرسوم هر بارگذاری روی نمونه به مدت ۲۴ ساعت حفظ میشود. بعد از آن بار روی نمونه دو برابر میشود. این سوال پیش می آید که چه تغییری در روی نمودار **e** در مقابل **log p** پیش می آید اگـر (الـف) زمان حفظ بار روی نمونه غیر از ۲۴ ساعت باشد (ب) با ثابت بودن تمام عوامل نسبت افزایش بار $\Delta p/p$ غیر از ۱ انتخاب شـود (ΔP =افزایش بار بر واحد سطح نمونه، p =بار موجود در روی نمونه بر واحد سطح).

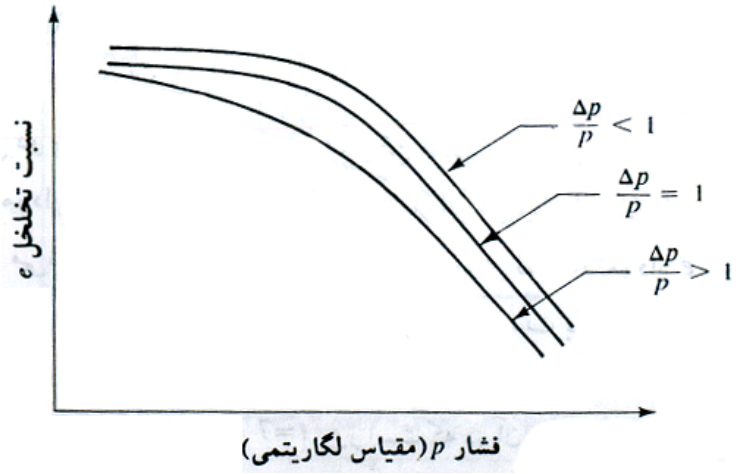
کرافورد (۱۹۶۴) آزمایشهای متعددی روی خاک رس لدا انجام داد که در آنها میزان بار در دو مرحله پی در پی دو برابر می شد ($\Delta p / p = 1$) ، لیکن مدت حفظ بار در روی نمونه ها متغیر بود. در شکل ۷ – ۱۰ نمودارهای **e** در مقابل **log p** حاصل از این آزمایشها نشان داده شده است. از این منحنی ها مشاهده می شود که با افزایش زمان حفظ بار در روی نمونه، نمودار **e** در مقابل **log p** به تدریج به سمت چپ حرکت می کند. بدین معنی که برای هر شدت بار وارد بر روی نمونه **p**، نسبت تخلخل در انتهای تحکیم، با افزایش **t**، کاهش می یابد. برای مثال در شکل ۷ – ۱۰، در $p = p_1$ ، $e = e_2$ برای $t = 24$ ساعت و $e = e_3$ برای $t = 7$ روز است که در آن $e_3 < e_2$ می باشد.



شکل ۷ – ۱۰ تأثیر دوام بار در روی نمودار نسبت تخلخل – فشار

علت چنین تغییراتی در روی منحنی **e** در مقابل **log p** این است که با افزایش زمان **t** مقدار تحکیم ثانویه نمونه افزایش می یابد که این موضوع باعث کاهش نسبت تخلخل **e** می شود. توجه شود که در منحنی های شکل ۷ – ۱۵، مقادیر نسبتاً مختلفی برای فشار پیش تحکیم p_c به دست می آید. با کاهش زمان **t** مقدار p_c افزایش می یابد.

نسبت افزایش بار $\Delta p / p$ نیز در روی منحنی **e** در مقابل **log p** تأثیر می گذارد. این موضوع توسط لئوناردو اتشافل دقیقاً مورد بحث قرار گرفته است (۱۹۶۴). شکل ۷ – ۱۱ تغییرات منحنی **e** در مقابل **log p** را برای مقادیر مختلف $\Delta p / p$ نشان میدهد. با افزایش تدریجی $\Delta p / p$ منحنی های **e** در مقابل **log p** به تدریج به سمت چپ حرکت می کنند.

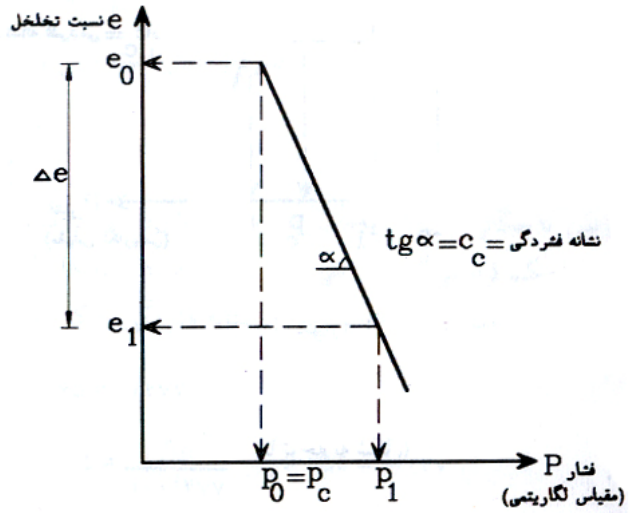


شکل ۷ – ۱۱ تأثیر نسبت افزایش بار در منحنی های e در مقابل log p

۷-۷ محاسبه نشست تحکیم اولیه یک بعدی

(الف) رس عادی تحکیم یافته

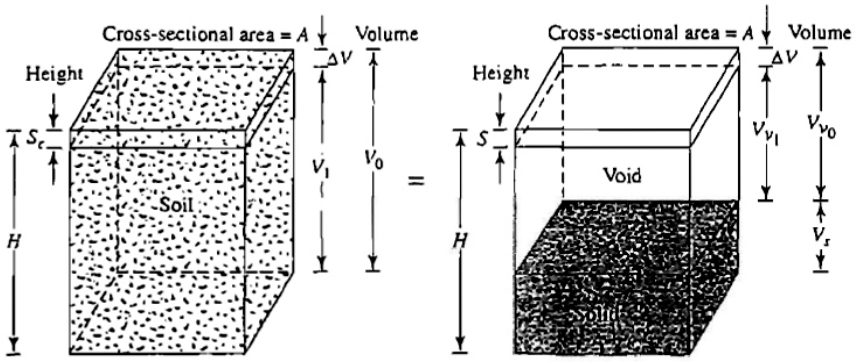
با اطلاعات به دست آمده از نتایج آزمایش تحکیم می توان محاسبات نشست احتمالی به علت تحکیم اولیه را با فرض تحکیم یک بعدی انجام داد. برای رس های عادی تحکیم یافته که نمودار نسبت تخلخل در مقابل **log p** آن ها خطی است می توان نوشت (شکل ۷-۱۲):



شکل ۷-۱۲ نمودار فشار - نسبت تخلخل صحرایی رس عادی تحکیم یافته

$$\Delta e = C_c[\log(p_o + \Delta p) - \log p_o] \qquad (۹-۷)$$

که در آن C_c شیب نمودار e در مقابل log p است که نشانه فشردگی نامیده می شود. با قرار دادن رابطه فوق در رابطه زیر:



شکل ۷-۱۳ نشست ناشی از تحکیم یک بعدی

$$\frac{\Delta H}{H_o} = \frac{\Delta e}{1 + e_o}$$

به دست می آید:

$$\Delta H = S = \frac{C_c \cdot H_o}{1 + e_o} \log\left(\frac{P_o + \Delta p}{P_o}\right) \qquad (۱۰-۷)$$

برای یک لایه رس ضخیم دقیقتر است که لایه به لایه هایی با ضخامت کمتر تقسیم شده و برای هر لایه محاسبات به طورجداگانه انجام شود مجموع این نشستهای جزیی نشست کل برای تمام لایه ها را به دست میدهد:

$$S = \sum\left[\frac{C_c \cdot H_i}{1+e_o}\log\left(\frac{p_{o(i)} + \Delta p_{(i)}}{p_{o(i)}}\right)\right] \qquad (۱۱-۷)$$

که درآن:

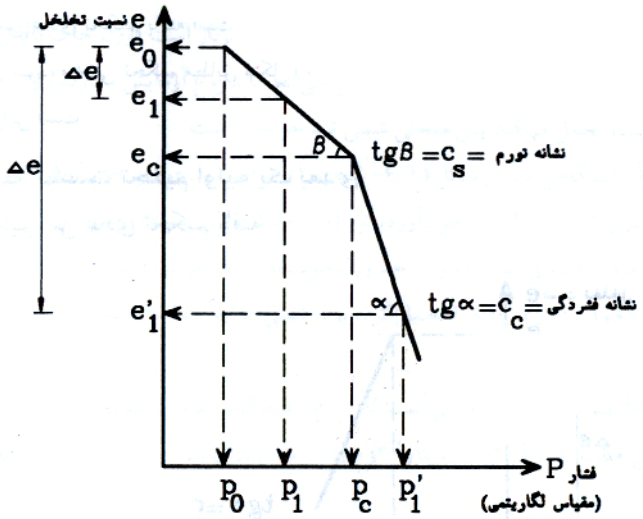
H_i = ضخامت لایه i

$p_{o(i)}$ = فشار سربار موثر متوسط اولیه برای لایه i

$\Delta p_{o(i)}$ =افزایش فشار قائم برای لایه i

(ب) رس پیش تحکیم یافته

دررس پیش تحکیم یافته (شکل ۷ – ۱۴) ،برای $p_o + \Delta p \le p_c$ تغییرات صحرایی e درمقابل log p درامتداد خط خواهد بود که شیب آن تقریباً مساوی شیب منحنی برگشت درآزمایشگاه است. شیب منحنی برگشت C_s نشانه تورم نامیده میشود بنابراین:



شکل ۷–۱۴ نمودار فشار–نسبت تخلخل صحرایی رس پیش تحکیم یافته

$$\Delta e = C_s[\log(p_o + \Delta p) - \log p_o] \qquad (۱۲-۷)$$

$$\frac{\Delta H}{H_o} = \frac{\Delta e}{1+e_o}$$

با ترکیب روابط فوق داریم:

$$\Delta H = S = \frac{C_s \cdot H}{1+e_o}\log\left(\frac{p_o + \Delta p}{p_o}\right) \qquad (۱۳-۷)$$

اگر $p_o + \Delta p > p_c$ باشد داریم:

$$\Delta H = S = \frac{C_s H}{1+e_o}\log\frac{p_c}{p_o} + \frac{C_c H}{1+e_o}\log\left(\frac{p_o + \Delta p}{p_c}\right) \qquad (۱۴-۷)$$

۷–۸ نشانه فشردگی

با داشتن نمودار آزمایشگاهی **e** درمقابل **log p** میتوان بطور ترسیمی نشانه فشردگی را برای انجام محاسبات نشست تحکیم به دست آورد. ترازقی و پک (۱۹۶۷) روابط تجربی زیر را برای نشانه فشردگی توصیه کرده اند:

برای رسهای دست نخورده:

$$C_c = 0.009(LL - 10) \qquad (۱۵-۷)$$

برای رسهای بهم خورده:

$$C_c = 0.007(LL - 10) \qquad (۱۶-۷)$$

که درآنها **LL** حد مایع (حد روانی) برحسب درصد است.

درنبود اطلاعات آزمایشگاهی تحکیم رابطه ۷-۱۵ معمولاً برای محاسبات تقریبی تحکیم درصحرا بکارگرفته میشود.

۷–۹ نشانه تورم

نشانه تورم به طورقابل ملاحظه ای کوچکترازنشانه فشردگی است و آن را معمولاً میتوان از نتایج آزمایشگاهی به دست آورد. دراغلب حالات میتوان نوشت:

$$C_s \approx \frac{1}{5} \text{ to } \frac{1}{10} C_c \qquad (۱۷-۷)$$

مثال :

نتایج یک آزمون آزمایشگاهی تحکیم برروی نمونه رسی به صورت زیراست:

فشار **p** (kN/m^2)	نسبت تخلخل **e**
23.94	1.112
47.88	1.105
95.76	1.080
191.52	0.985
383.04	0.850
766.08	0.731

مطلوب است:

الف: رسم نمودار

ب: تعیین فشارپیش تحکیمی

پ: تعیین نشانه فشردگی

حل مسئله:

الف : نمودار **e-log p** این نمودار مطابق شکل ۷-۱۹ میباشد:

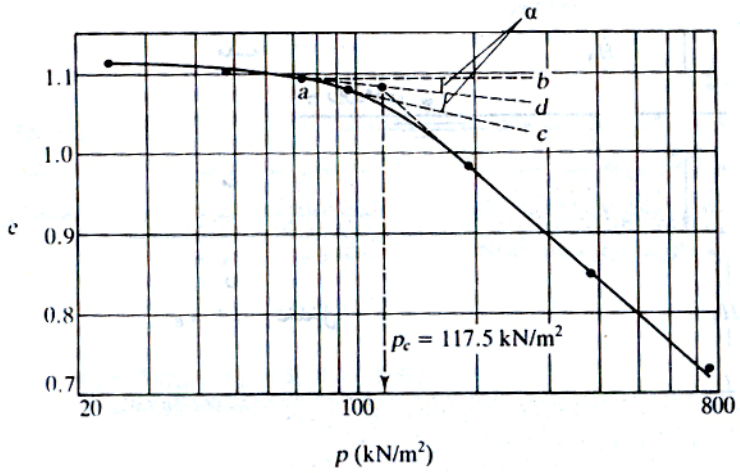
قسمت ب: با استفاده از روش پیشنهادی کاساگرانده، فشار پیش تحکیمی از نمودار **e-log p** شکل ۷-۱۹ به دست می آید. داریم:

$$p_c = 117.5 kN/m^2$$

قسمت پ: با استفاده از نمودار **e-log p** میتوان نوشت:

$$p_2 = 500 kN/m^2, e_2 = 0.8$$

$$p_1 = 300 kN/m^2, e_1 = 0.9$$



درنتیجه:

$$C_c = \frac{e_1 - e_2}{\log\left(\frac{p_2}{p_1}\right)} = \frac{0.9 - 0.8}{\log\left(\frac{500}{300}\right)} = 0.451$$

۷–۱۰ نشست به علت تحکیم ثانویه

دربخش ۷-۳ نشان داده شد که در پایان تحکیم اولیه (یعنی بعد از زایل شدن کامل فشارآب اضافی) به علت تغییرشکل پلاستیک اسکلت خاک مقداری نشست رخ میدهد این مرحله از تحکیم به تحکیم ثانویه معروف است. در حین تحکیم ثانویه نمودار تغییر شکل در مقابل لگاریتم زمان عملاً خطی است (شکل ۷-۳). تغییرات نسبت تخلخل **e** درمقابل زمان **t** برای یک افزایش بار مشابه چیزی است که درشکل ۷-۳ نشان داده شده است. این موضوع درشکل ۷-۱۵ نیزقابل مشاهده است. با استفاده از شکل ۷-۱۵ نشانه تحکیم ثانویه به صورت زیر تعریف میشود:

$$C_\alpha = \frac{\Delta e}{\log t_2 - \log t_1} = \frac{\Delta e}{\log(t_2 / t_1)} \qquad (۱۸-۷)$$

که درآن:

C_α = نشانه تحکیم ثانویه

Δe = تغییرات نسبت تخلخل

t_1, t_2 = زمان

مقدارتحکیم ثانوی میتواند به صورت زیرمحاسبه شود:

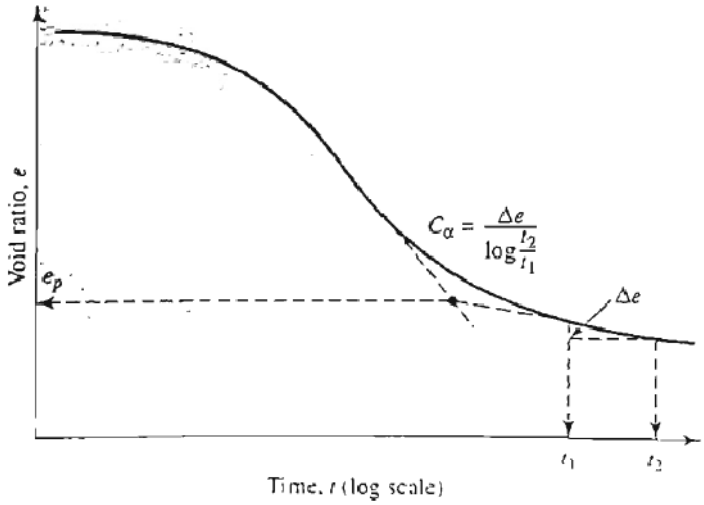
$$S_s = C'_\alpha H \log(t_2 / t_1) \qquad (۱۹-۷)$$

که در آن:

$$C'_\alpha = C_\alpha / (1 + e_p) \qquad (۲۰-۷)$$

e_p = نسبت تخلخل در انتهای تحکیم اولیه

H = ضخامت لایه رسی



شکل ۷–۱۵ تغییرات e در مقابل log t تحت افزایش بار و تعریف نشانه تحکیم ثانویه

عوامل زیادی وجود دارد که ممکن است در روی مقدارتحکیم ثانویه مؤثر باشند و بعضی از آنها تاکنون به طور روشن فهمیده نشده اند (مصری – ۱۹۷۳). نسبت تحکیم ثانوی به تحکیم اولیه برای یک لایه خاک بستگی به نسبت افزایش تنش Δp به تنش مؤثر اولیه p دارد برای نسبتهای کوچک $\Delta p / p$ نسبت تحکیم ثانویه به اولیه بزرگتراست.

نکته :

نشست ناشی از تحکیم ثانویه در خاک های آلی و غیر آلی با قابلیت فشردگی زیاد مهمتر است به طوری که در رس های غیر آلی پیش تحکیم نیافته، نشانه تحکیم ثانویه بسیار کوچک است.

نکته :

نسبت تحکیم ثانویه به تحکیم اولیه برای یک لایه خاک بستگی به نسبت افزایش بارگذاری $(\Delta p / p)$ دارد و برای نسبت های کوچک $(\Delta p / p)$، نسبت تحکیم ثانویه به تحکیم اولیه بزرگتر است.

۷–۱۱ سرعت تحکیم

با استفاده از یکی از روابطی که در قسمت های قبل ارائه شد میتوان نشست کل ناشی از تحکیم اولیه را به علت افزایش تنش در روی لایه رسی محاسبه نمود. لیکن معادلات فوق هیچگونه اطلاعاتی درخصوص سرعت تحکیم به دست نمی دهند. ترازقی در سال ۱۹۲۵ اولین تئوری درخصوص سرعت تحکیم یک بعدی درخاکهای رسی را ارائه داد. حصول ریاضی تئوری بر پایه مفروضات زیر قرار دارد:

۱. سیستم آب – رس همگن است.
۲. خاک کاملاً اشباع است.
۳. آب غیر قابل تراکم است.

۴. دانه های خاک غیرقابل تراکم است.

۵. جریان آب فقط دریک امتداد است (امتداد تأثیر نیروی فشاری)

۶. قانون دارسی معتبر است.

برای محاسبه توزیع فشار منفذی **u** در عمق لایه خاک با در نظر گرفتن اثر زمان، معادله دیفرانسیل زیر باید با توجه به شرایط مرزی مسئله حل شود:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \qquad (۲۱-۷)$$

معادله فوق، معادله دیفرانسیل حاکم تئوری تحکیم یک بعدی ترزاقی نام دارد. پارامتر c_v در این معادله ضریب تحکیم بوده و برابر است با: $c_v = \frac{k}{m_v \cdot \gamma_w}$ که در این رابطه داریم:

k = ضریب نفوذپذیری خاک

m_v = ضریب قابلیت فشردگی حجمی که برابر است با: $m_v = \frac{a_v}{1+e_o}$ و $a_v = \frac{\Delta e}{\Delta \sigma'}$ که پارامتر a_v ضریب قابلیت فشردگی نام دارد.

حل معادله دیفرانسیل به دست می دهد:

$$u = \sum_{m=0}^{m=\infty}\left[\frac{2u_o}{M}\sin\left(\frac{Mz}{H_{dr}}\right)\right]e^{-M^2 Tv} \qquad (۲۲-۷)$$

که در این رابطه:

m = عدد صحیح

u_o = فشار آب حفره ای اولیه

H_{dr} = طول مسیر زهکشی مساوی نصف ضخامت لایه در زهکشی دو طرفه از بالا و پایین و مساوی ضخامت لایه در زهکشی یک طرفه از بالا یا پایین

T_v = عامل زمان: عامل بدون بعدی است که قادر است در شرایط ماشبه آزمایشگاه و طبیعت، رابطه بین زمان و حداکثر مسافت زهکشی را در دو نمونه آزمایشگاهی و طبیعی بیان کند. این عامل را می توان به صورت زیر محاسبه کرد:

$$T_v = \frac{c_v \cdot t}{H_{dr}^2} \qquad (۲۳-۷)$$

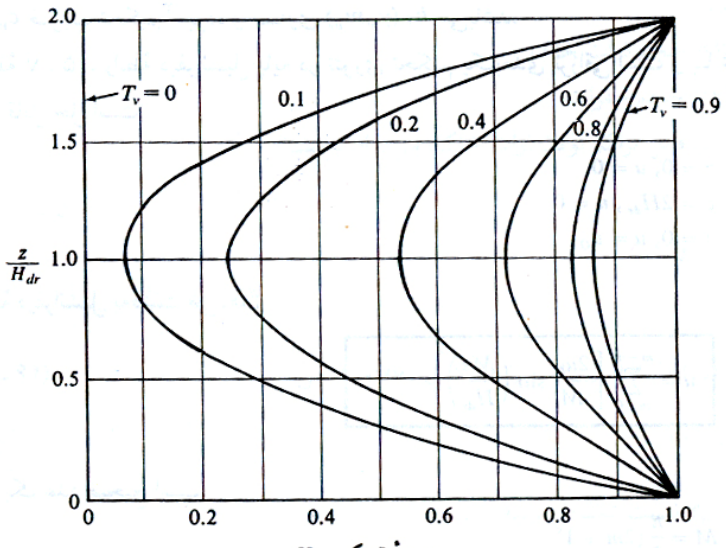
t = مدت زمانی که از شروع تحکیم گذشته است

از آنجایی که تحکیم با زائل شدن اضافه فشار آب حفره ای پیشرفت می کند، درجه تحکیم در عمق z در زمان t برابر است با:

$$U_z = \frac{u_o - u_z}{u_o} = 1 - \frac{u_z}{u_o} \qquad (۲۴-۷)$$

که در این رابطه u_z اضافه فشار آب حفره ای در زمان t است که از طریق رابطه ۷-۲۲ بدست می آید.

روابط ۷-۲۲ و ۷-۲۴ را می توان با هم ترکیب کرد تا درجه تحکیم در عمق z بدست آید. نتیجه حاصل در شکل ۷-۱۶ نشان داده شده است.



شکل ۷–۱۶ تغییرات درجه تحکیم U_z **با** T_v **و** z/H_{dr}

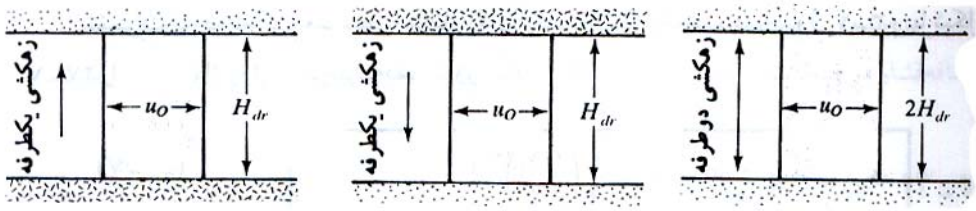
بنابراین برای بدست آوردن میزان پیشرفت تحکیم در هر نقطه از عمق خاک می توان با داشتن نسبت عمق و عامل زمان به راحتی و بدون نیاز به استفاده از معادله ۷-۴۶، پیشرفت تحکیم را با استفاده از شکل ۷-۲۶ بدست آورد.

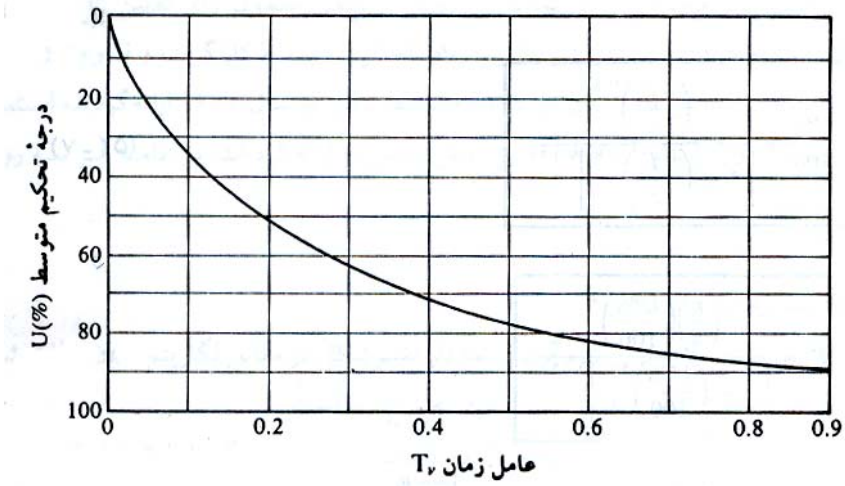
درجه تحکیم معمولاً برای یک نقطه از خاک تحکیم پذیر تعیین می گردد ولی در کارهای عملی بجای تعیین درجه تحکیم در یک نقطه، درجه تحکیم متوسط لایه محاسبه می گردد. درجه تحکیم متوسط یک لایه در زمان t (مدت زمانی که از شروع عمل تحکیم گذشته است) را می توان به صورت زیر محاسبه کرد:

$$U = \frac{S_t}{S} = \frac{\Delta H_t}{\Delta H_\infty} \qquad (۲۵-۷)$$

که در این رابطه St و ΔH_t نشست لایه در زمان t و S و ΔH_∞ نشست نهایی لایه به علت تحکیم اولیه هستند.

در جدول ۷-۱، تغییرات درجه تحکیم متوسط بر حسب عامل زمان بدون بعد T_v ارائه شده که جدول مذکور در شکل ۷-۱۷ نشان داده شده است. توجه به این نکته ضروری است که درجه تحکیم متوسط ارائه شده در جدول ۷-۱ و شکل ۷-۱۷ برای حالتی است که تغییرات فشار آب حفره ای اولیه u_o در ضخامت لایه ثابت باشد.





شکل ۷–۱۷ تغییرات درجه تحکیم متوسط با عامل زمان T_v (u_o در عمق لایه ثابت است)

جدول ۷–۱ تغییرات درجه تحکیم بر حسب عامل زمان

درجه تحکیم U%	عامل زمان T_v
0	0
10	0.008
20	0.031
30	0.071
40	0.126
50	0.197
60	0.287
70	0.403
80	0.567
90	0.848
100	∞

تغییرات درجه تحکیم متوسط با عامل زمان برای حالات ارائه شده در جدول ۷ – ۱ و یا شکل ۷ – ۱۷ را می توان از روابط زیر نیز به دست آورد:

$$T_v = \frac{\pi}{4}\left(\frac{U\%}{100}\right)^2 \text{ ، } 60\% \text{ تا } U = 0 \text{ برای} \qquad (۲۶-۷)$$

$$T_v = 1.781 - 0.933\log(100 - U\%) \text{ ، } U > 60\% \text{ برای} \qquad (۲۷-۷)$$

۷–۱۲ محاسبه نشست تحکیم زیر یک شالوده

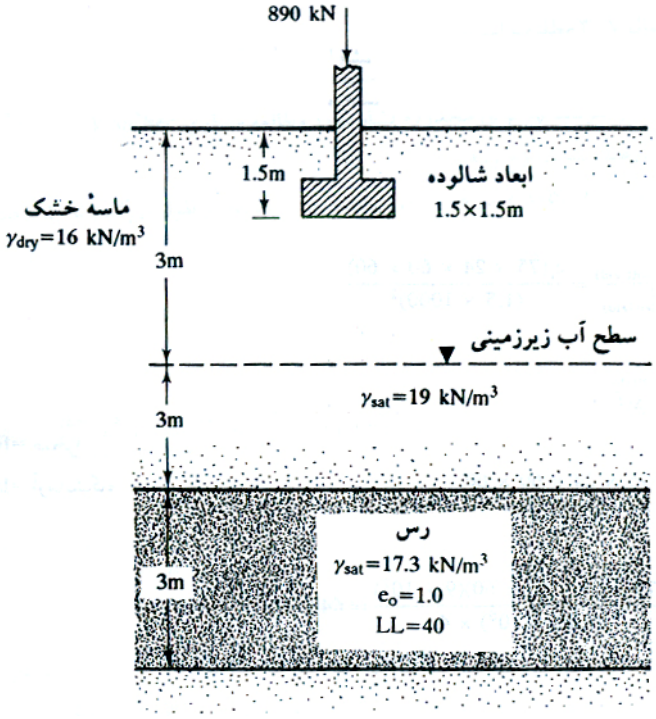
همانطور که می دانیم افزایش تنش قائم در زیر خاک به علت باری که در روی سطحی محدود اعمال می شود با افزایش عمق کاهش می یابد. در این موارد نیز برای تخمین نشست تحکیم یک بعدی یک شالوده از روابط تحکیم یک بعدی استفاده می شود. لیکن افزایش تنش Δp در این روابط باید مساوی متوسط افزایش فشار در زیر مرکز شالوده منظور شود که برای تعیین آن از رابطه وزنی زیر استفاده میشود:

$$\Delta p_{av} = \frac{\Delta p_t + 4\Delta p_m + \Delta p_b}{6} \qquad (۲۸-۷)$$

که در آن Δp_t، Δp_m و Δp_b به ترتیب افزایش فشار بالا، وسط و پایین لایه می باشند. مقادیر فشارهای فوق می تواند با استفاده از روش شرح داده شده در فصل توزیع تنش تعیین گردد.

مثال :

با توجه به شکل (۷ – ۱۸)، مطلوب است محاسبه نشست لایه ۳ متری رس به علت تاثیر بار یک شالوده به ابعاد $1.5\times1.5m$. رس عادی تحکیم یافته است برای تعیین متوسط افزایش تنش در لایه رسی از رابطه وزنی استفاده نمایید.



شکل ۷–۱۸

حل مسئله:

برای رس به طور عادی تحکیم داریم:

$$S=\frac{C_c\cdot H}{1+e_o}\log\frac{p_o+\Delta p}{p_o}$$

$$C_c=0.009(LL-10)=0.009(40-10)=0.27$$

$$H=300cm$$

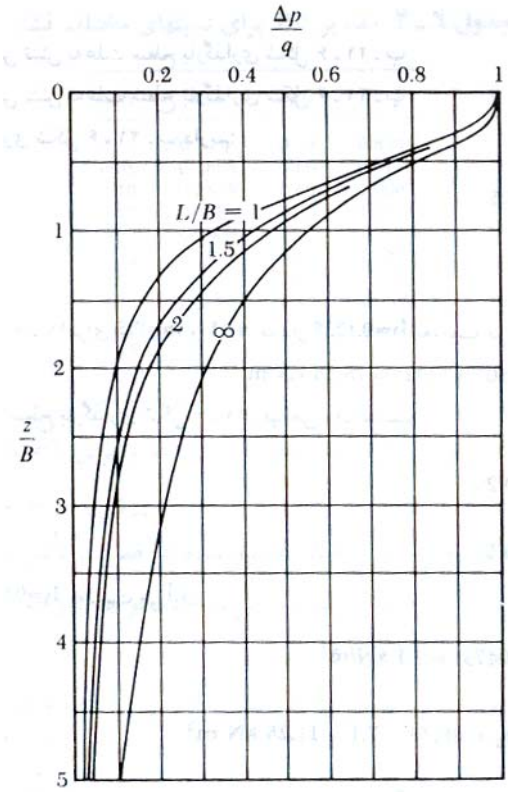
$$e_o=1$$

$$p_o=3\times16+3\times(19-9.81)+1.5\times(17.3-9.81)=86.81kN/m^2$$

برای تعیین افزایش تنش متوسط با استفاده از رابطه وزنی میتوان نوشت:

$$\Delta p=\frac{\Delta p_t+4\Delta p_m+\Delta p_b}{6}$$

که در آن Δp_t، Δp_m و Δp_b در زیر مرکز شالوده با استفاده از شکل زیر قابل تعیین است.



$$\Delta p_t\left(z=\frac{4.5}{1.5}B=3B\right)=0.055p$$

$$\Delta p_m\left(z=\frac{6}{1.5}B=4B\right)=0.028p$$

$$\Delta p_b\left(z=\frac{7.5}{1.5}B=5B\right)=0.02p$$

بنابراین:

$$\Delta p=\frac{[0.055+(4\times0.028)+0.02]p}{6}=0.03116p$$

از طرفی

$$p=\frac{890}{1.5\times1.5}=395.56kN/m^2$$

در نتیجه

$$\Delta p=0.03116\times395.56=12.33kN/m^2$$

با قراردادن مقادیر محاسبه شده در رابطه نشست به دست می آید:

$$S=\frac{0.27\times300}{1+1}\log\frac{86.81+12.33}{86.81}=2.34cm$$

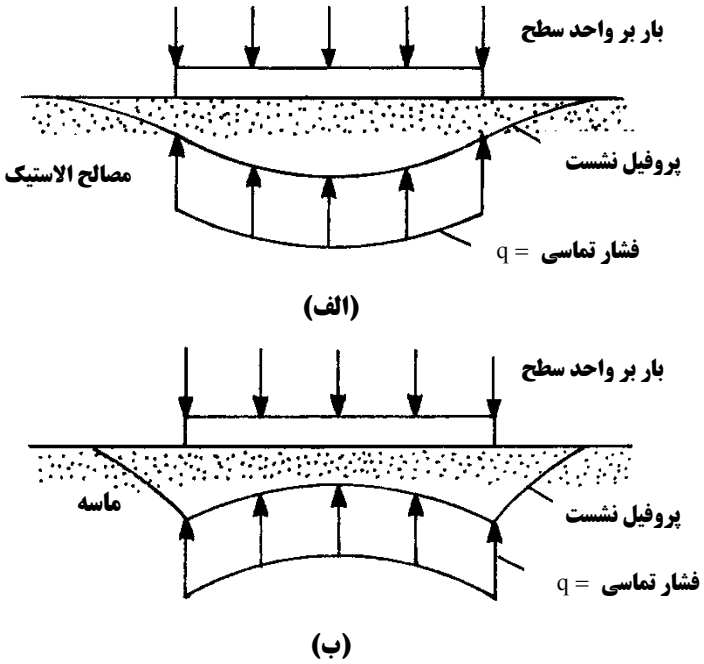
۷–۱۳ | نشست آنی (ارتجاعی)

شالوده انعطاف پذیر و سخت

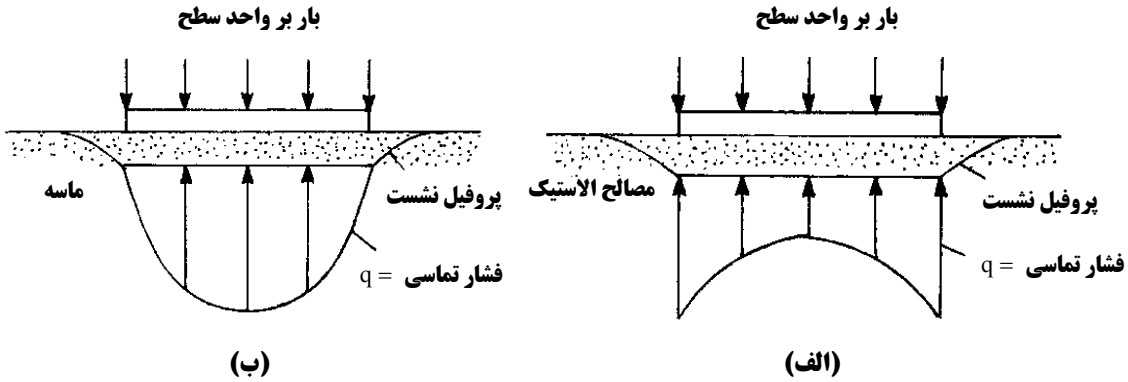
نشست آنی و یا الاستیک یک شالوده بلافاصله بعد از اعمال بار بدون تغییری در میزان رطوبت به دست می آید. مقدار نشست تماسی بستگی به انعطاف پذیری شالوده و نوع مصالح پی دارد.

وقتی که یک شالوده کاملاً انعطاف پذیر با بار گسترده در روی سطح الاستیک نظیر رس اشباع قرار گیرد به علت نشست الاستیک مطابق شکل ۷–۱۹–الف شکل مقعر به خود می گیرد لیکن وقتی که شالوده سخت باشد و در روی مصالح الاستیک نظیر رس قرار گیرد نشست حاصل یکنواخت خواهد بود ولی توزیع مجددی در تنش تماسی حاصل شده و از حالت یکنواخت خارج می شود (شکل ۷-۲۰-ب).

چگونگی توزیع منحنی نشست و نمودار توزیع فشار تماسی مذکور در فوق برای خاکهایی صادق است که ضریب ارتجاعی (الاستیسیته) آنها در عمق نسبتاً ثابت باشد. در ماسه بدون چسبندگی ضریب الاستیسیته با عمق افزایش می یابد. به علاوه فقدان محدودیت جانبی در سطح زمین در لبه های شالوده وجود دارد. در نتیجه ماسه در لبه های شالوده شکل پذیر به سمت بیرون رانده شده و منحنی تغییر شکل شالوده به شکل محدب در می آید (شکل ۷-۱۹-ب). توزیع فشار تماسی برای شالوده انعطاف پذیر و سخت (یعنی نشست مساوی) در روی ماسه و مصالح الاستیک در شکل های ۷-۱۹ و ۷-۲۰ نشان داده شده است.



شکل ۷–۱۹ فشار تماسی و نشست فونداسیون انعطاف پذیر: (الف) مصالح الاستیک (ب) مصالح دانه ای



شکل ۷–۲۰ فشار تماسی و نشست فونداسیون صلب: (الف) مصالح الاستیک (ب) مصالح دانه ای

۷–۱۴ محاسبه نشست آنی بر پایه تئوری الاستیسیته

نشست آنی متکی بر مصالح الاستیک (با ضخامت بی نهایت) را میتوان با روابط به دست آمده بر پایه اصول تئوری الاستیسیته محاسبه نمود. شکل کلی این روابط به صورت زیر است:

$$S_i = q \cdot B \frac{1-\mu^2}{E} I_p \qquad (۲۹-۷)$$

که در آن:

S_i = نشست الاستیک

q = فشار خالص موثر

B = عرض شالوده یا قطر شالوده دایره

μ = نسبت پواسون
E = ضریب ارتجاعی خاک
I_p = ضریب تاثیر بدون بعد

در جدول ۷ – ۲ ضرایب تأثیر برای شالوده های سخت و انعطاف پذیر و در جداول ۷ – ۳ و ۷ – ۴ نیز مقادیر بر ضرایب الاستیسیته و ضریب پواسون برای انواع خاکها ارائه شده است.

جدول ۷ – ۲ ضریب تأثیر برای شالوده ها (رابطه ۷ – ۵۹)

		I_p		
		انعطاف پذیر		سخت
شکل	m_1	مرکز	گوشه	
دایره	-	1.00	0.64	0.79
مستطیل				
	1	1.12	0.56	0.88
	1.5	1.36	0.68	1.07
	2	1.53	0.77	1.21
	3	1.78	0.89	1.42
	5	2.10	1.05	1.70
	10	2.54	1.27	2.10
	20	2.99	1.49	2.46
	50	3.57	1.8	3.0
	100	4.01	2.0	3.43

جدول ۷ – ۳ مقادیر ضرایب پواسون

نوع خاک	ضریب پواسون μ
ماسه شل	0.2 -0.4
ماسه متوسط	0.25 – 0.4
ماسه متراکم	0.3 – 0.45
ماسه لای دار	0.2 – 0.4
رس نرم	0.15 – 0.25
رس متوسط	0.2 – 0.5

جدول ۷ – ۴ مقادیر ضریب الاستیسیته برای انواع خاک

	ضریب الاستیسیته	
نوع خاک	kg/cm^2	kN/m^2
رس نرم	17.5 – 35	1750 – 3500
رس سخت	60 – 140	6000 - 14000
ماسه شل	105 – 280	10500 – 28000
ماسه متراک	350 - 700	35000 - 70000

توجه شود که حصول رابطه ۷ – ۲۹ با این فرض است که فشار **q** در سطح زمین تأثیر نماید. در عمل شالوده ها در عمق مشخصی در زیر سطح زمین قرار می گیرند. عمق شالوده مقدار نشست S_i را کاهش می دهد و استفاده از رابطه ۷ – ۲۹ در جهت محافظه کارانه خواهد بود.

۷–۱۵ نشست کل شالوده

نشست کل شالوده از رابطه زیر محاسبه می شود:

$$S_T = S_c + S_s + S_i \qquad (۳۰-۷)$$

که در آن :

S_T = نشست کل

Sc = نشست تحکیمی اولیه

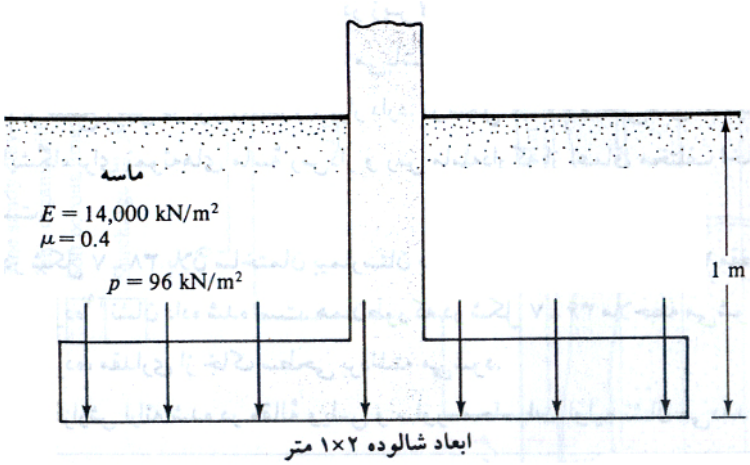
S_s = نشست تحکیمی ثانویه

S_i = نشست آنی

وقتی که شالوده در روی رس با قابلیت فشردگی زیاد قرار گیرد نشست تحکیم چندین برابر نشست آنی S_i خواهد بود.

مثال :

مطابق شکل ۷ – ۲۱ شالوده مستطیلی ستونی را در نظر بگیرید که در روی یک لایه ماسه ای با ضخامت زیاد قرار دارد با فرض شالوده صلب، $E_s = 14000 kN/m^2$ ، $\mu = 0.4$ و افزایش فشار خالص مساوی $96 kN/m^2$ مطلوب است تعیین نشست الاستیک (نشست آنی).



شکل ۷–۲۱

با استفاده از رابطه ۷ – ۲۹ میتوان نوشت:

$$S_i = qB\frac{1-\mu^2}{E_s}I_p$$

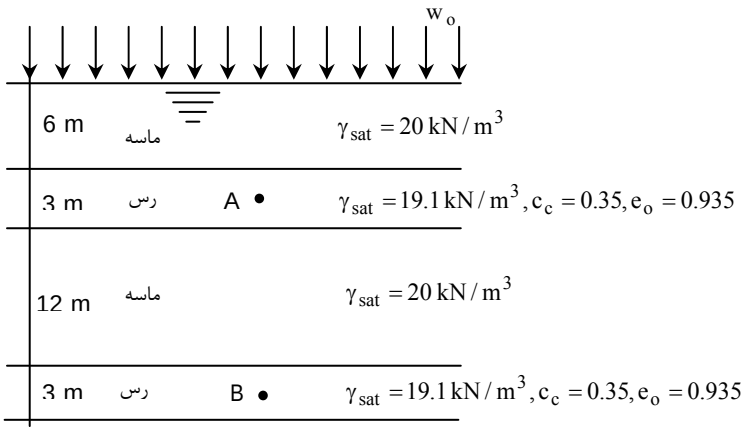
داریم :

$$B = 1m, L = 2m, m_1 = L/B = 2/1 = 2m$$

از جدول ۷ – ۲ برای شالوده صلب داریم:

$$S_i = 96 \times 1 \times \left(\frac{1-0.4^2}{14000}\right) \times 1.21 = 0.00697 = 6.97mm$$

مثال: بار یکنواختی به شدت $w_o = 145 kN/m^2$ بر روی یک سطح وسیع پخش شده است. با توجه به شکل، مطلوب است تعیین نشست تحکیم خاک.



$$\Delta H = \frac{C_c H_o}{1+e_o} \log\left[\frac{p_o + \Delta p}{p_o}\right]$$

نقطه A : $P_o = 6\times(20-10) + 3(19.1-10)\times 0.5 = 73.65\ kN/m^2$

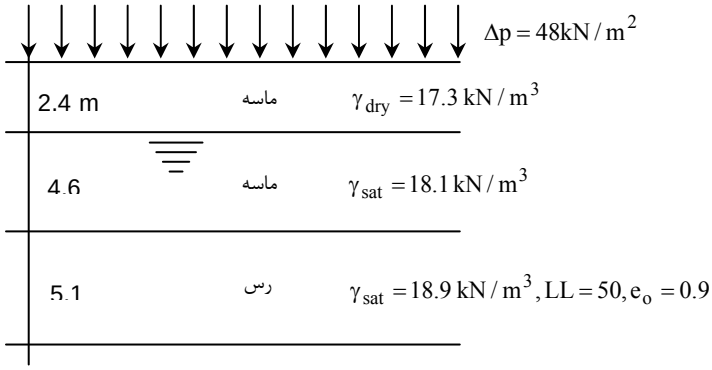
$$\Delta H_1 = \frac{0.35\times 3\times 1000}{1+0.935} \text{Log}\left[\frac{73.65+145}{73.65}\right] = 265.5mm$$

نقطه B : $P_o = 6\times(20-10) + 3\times(19.1-10) + 12\times(20-10) + 1.5(19.1-10) = 220.95 kN/m^2$

$$\Delta H_2 = \frac{0.35\times 3\times 1000}{1+0.935} \text{Log}\left[\frac{220.95+145}{220.95}\right] = 118.906mm$$

$$\rightarrow \Delta H = \Delta H_1 + \Delta H_2 = 256.5 + 118.9 = 375.4mm$$

مثال: در پروفیل خاک نشان داده شده در شکل زیر چنانچه بار یکنواختی به شدت ΔP در سطح زمین اعمال شود، نشست لایه رسی به علت تحکیم اولیه چقدر خواهد بود. ماسه موجود در بالای تراز آب زیرزمینی را کاملاً خشک فرض نمایید.



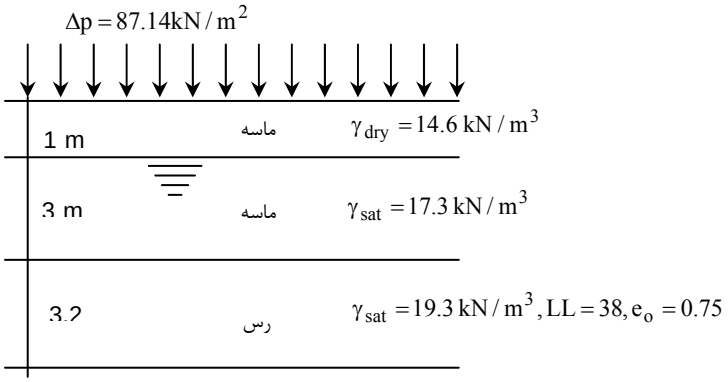
رس عادی تحکیم:

$$C_c = 0.009(LL-10) = 0.36$$

$$P_o = 17.3\times 2.4 + 4.6\times(18.1-10) + \frac{5.1}{2}(18.9-10) = 101.475kPa$$

$$\Delta H = \frac{C_c H_o}{1+e_o} \text{Log}\left[\frac{P_o + \Delta P}{P_o}\right] = \frac{0.36\times 5.1\times 10^3}{1+0.9} \text{Log}\left[\frac{101.745+48}{101.475}\right] = 162.54mm$$

مثال قبل را با داده های زیر مجدداً حل نمایید:



$$C_c = 0.009(LL-10) = 0.009(38-10) = 0.252$$

$$P_o = 14.6 + 3\times(17.3-10) + \frac{3.2}{2}(19.3-10) = 51.38\ kPa$$

$$\Delta H = \frac{C_c H_o}{1+e_o} Log\left[\frac{P_o+\Delta P}{P_o}\right] = \frac{0.252\times 3.2\times 10^3}{1+0.75} Log\left[\frac{51.38+87.14}{51.38}\right] = 198.475mm$$

مثال: اگر لایه رس مثال قبل پیش تحکیم یافته بوده و فشار پیش تحکیمی متوسط $P_c = 125kN/m^2$ باشد، تحت سربار $\Delta P = 48kN/m^2$ نشست اولیه چقدر خواهد بود. فرض کنید که $C_s = 1/6C_c$ می باشد.

$$P_o = 101.475kN/m^2$$

$$P_c = 125kN/m^2$$

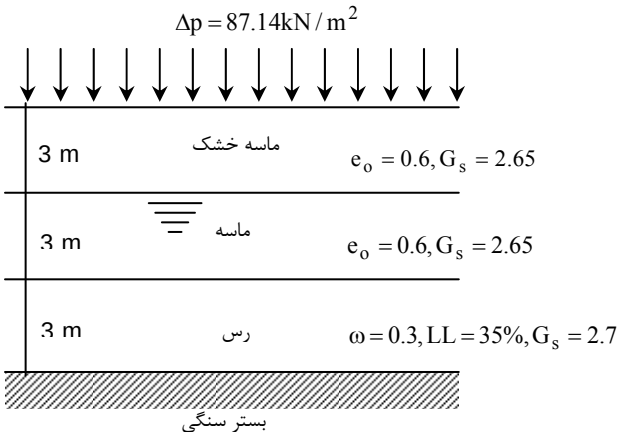
$$P_o + \Delta P > P_c$$

$$C_s = 1/6C_c = 1/6\times 0.36 = 0.06$$

$$\Delta H = \frac{C_s H_o}{1+e_o} Log\left(\frac{P_c}{P_o}\right) + \frac{C_c H_o}{1+e_o} Log\left(\frac{P_o+\Delta P}{P_o}\right)$$

$$\Delta H = \frac{0.06\times 3.2\times 10^3}{1+0.9} Log\left(\frac{125}{101.475}\right) + \frac{0.36\times 3.2\times 10^3}{1+0.9}\left(\frac{101.475+48}{125}\right) = 14.583 + 75 = 89.625mm$$

مثال: در مقطع خاکی نشان داده شده فشار پیش تحکیمی مساوی $163kN/m^2$ می باشد. مطلوب است تخمین نشست تحکیم اولیه به علت سربار $\Delta P = 72kN/m^2$. فرض نمایید $C_s = 1/5C_c$.



$$\gamma_{d(sand)} = \frac{G_s \gamma_w}{1+e} = \frac{2.65 \times 9.81}{1+0.6} = 16.24 kN/m^3$$

$$\gamma_{sat} = \frac{G_s + e}{1+e} \cdot \gamma_w = \frac{2.65+0.6}{1+0.6} \cdot 9.81 = 19.926$$

$$S \cdot e = G_s \cdot \omega \rightarrow e = 2.7 \times 0.3 = 0.81$$

$$\gamma_{sat(clay)} = \frac{2.7+0.81}{1+0.81} \times 9.81 = 19 kN/m^3$$

$$C_c = 0.009(LL-10) = 0.009(35-10) = 0.225$$

$$C_c = 1/5 C_c = 0.2 \times 0.225 = 0.045$$

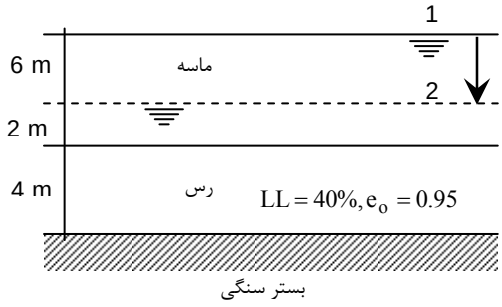
$$P_o = 3 \times 16.5625 + 3(20.3125-10) + \frac{3}{2}(19.4-10) = 92 kN/m^2$$

$$P_c = 163 kN/m^2$$

$$OCR = \frac{163}{94.725} = 1.72$$

$$\Delta H = \frac{C_s H_o}{1+e_o} Log\left[\frac{P_o + \Delta p}{P_o}\right] = \frac{0.045 \times 3 \times 1000}{1+0.81} Log\left[\frac{92+72}{92}\right] = 18.725 mm$$

مثال: در پروفیل خاک نشان داده شده در شکل زیر تراز آب زیرزمینی توسط پمپاژ از سطح ۱ به سطح ۲ کاهش داده شده است. با توجه به اطلاعات داده شده میزان نشست تحکیمی را محاسبه نمایید.



$$\gamma_{d(sand)} = 17 kN/m^3$$

$$\gamma_{sat(sand)} = 19 kN/m^3$$

$$\gamma_{sat(clay)} = 18.6 kN/m^3$$

$$C_c = 0.009(LL-10) = 0.09(40-10) = 0.27$$

$$P_o = 6 \times (19-10) + \frac{4}{2}(18.6-10) = 71.2 kN/m^2$$

$$P_o + \Delta p = 4 \times 17 + 2(19-10) + 2(18.6-10) = 103.2 kN/m^2$$

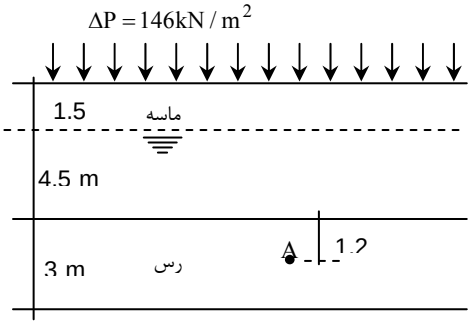
$$\Delta H = \frac{0.27 \times 4 \times 1000}{1+0.95} Log\left[\frac{103.2}{71.2}\right] = 89.28 mm$$

مثال: در پروفیل خاک نشان داده شده سربار $146kN/m^2$ بر سطح زمین وارد شده است. مطلوب است:

(الف) بلافاصله بعد از اعمال سربار، تراز سطح آب در پیزومتر نصب شده در نقطه A.

(ب) برای $h = 6m$، درجه تحکیم در نقطه A چقدر است؟

(پ) وقتی درجه تحکیم در A به ۸۰ درصد می رسد ارتفاع h چقدر است؟



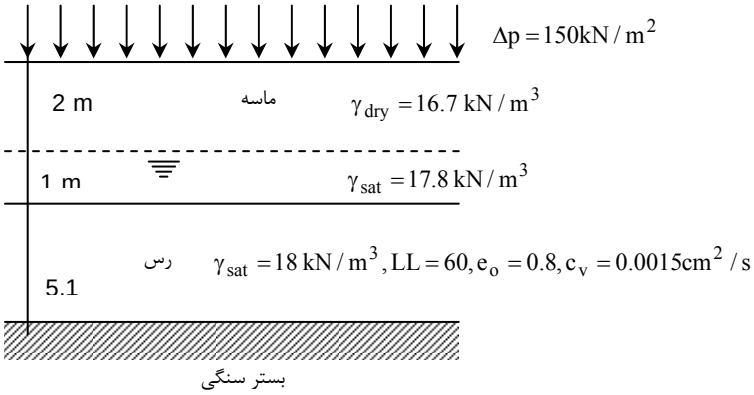
$$u_o = \Delta p = 146kN/m^2 \rightarrow u_o = \gamma_w \cdot h \rightarrow h = \frac{u_o}{\gamma_w} = \frac{146}{9.81} = 14.88m$$

$$h = 6m \rightarrow u = 6 \times 9.81 = 58.86kPa$$

$$u_z = \left(1 - \frac{u_z}{u_o}\right) \rightarrow u_z = \left(1 - \frac{58.86}{146}\right) \times 100 = 59.7\%$$

$$0.8 = 1 - \frac{u_z}{146} \rightarrow u_z = 0.2 \times 146 = 29.2kPa \rightarrow h = \frac{29.2}{9.81} = 2.976m$$

در پروفیل نشان داده شده در شکل زیر چه مدت طول می کشد که ۵۰ درصد نشست نهایی رخ دهد.



$$C_c = 0.009(LL - 10) = 0.45$$

$$P_o = 16.7 \times 2 + (17.8 - 10) \times 1 + 2 \times (18 - 10) = 127.4kN/m^2$$

$$\Delta H = \frac{H_o C_c}{1 + e_o} Log\left[\frac{P_o + \Delta P}{P_o}\right] = \frac{4 \times 1000 \times 0.45}{1 + 0.8} Log\left[\frac{127.4 + 150}{127.4}\right] = 338mm$$

$$U = 50\% \rightarrow T_v = \frac{\pi}{4} U^2 = \frac{\pi}{4}(0.5)^2 = 0.1964$$

$$T_v = \frac{c_v t}{H_{dr}^2} \rightarrow 0.1964 = \frac{0.0015 \times t}{400^2} \rightarrow t = 242days$$

مثال: یک نمونه رس به ضخامت 25mm در آزمایشگاه تحت آزمایش تحکیم قرار گرفته و در طی ۱۰ دقیقه ۷۰ درصد تحکیم یافته است. چقدر طول می کشد که نمونه ای از همان خاک در طبیعت به ضخامت 3m به همان درجه تحکیم برسد؟

$$U_1 = U_2 \rightarrow T_{v1} = T_{v2} \rightarrow \frac{c_v t_1}{H_{dr1}^2} = \frac{c_v t_2}{H_{dr2}^2} \rightarrow \frac{t_1}{t_2} = \left(\frac{H_{dr1}}{H_{dr2}}\right)^2$$

$$\rightarrow \frac{10}{t_2} = \left[\frac{25/2}{3000}\right]^2 \rightarrow t_2 = 576000\,\text{min} = 4000\,\text{days}$$

مثال: یک لایه رس اشباع به ضخامت 3m با زهکشی دوطرفه تحت سرباری، 90% تحکیم اولیه خود را در ۷۵ روز انجام می دهد. ضریب تحکیم رس نامبرده را برای دامنه فشار مورد مسئله بدست آورید.

$$T_{90} = \frac{c_v t}{H_{dr}^2} = 0.848$$

$$H_{dr} = \frac{3}{2} = 1.5\text{m}$$

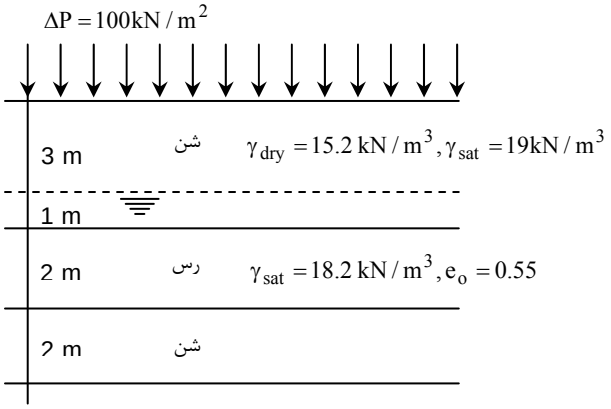
$$0.848 = \frac{c_v \times 75 \times 24 \times 60 \times 60}{(1.5 \times 1000)^2} \rightarrow c_v = 0.00284\ \text{cm}^2/\text{s}$$

مثال: چنانچه بار گسترده یکنواختی به شدت $q = 180\text{kN/m}^2$ مطابق شکل بر سطح زمین وارد شود، مطلوب است:

(الف) محاسبه نشست نهایی تحکیم لایه رس

(ب) محاسبه نشست ۴۰روز پس از اعمال سربار

(پ) محاسبه زمان متناظر با ۴۰ درصد تحکیم نهایی



$$P_c = 210\,\text{kN/m}^2$$

$$C_c = 0.35$$

$$C_s = 0.05$$

$$c_v = 0.002\,\text{cm}^2/\text{sec}$$

(الف)

$$P_o = 15.2 \times 3 + 1 \times (19 - 10) + 1 \times (18.2 - 10) = 62.8\text{kN/m}^2$$

$$P_o + \Delta P = 162.8 < Pc$$

$$\rightarrow \Delta H = \frac{C_s \cdot H_o}{1 + e_o} \text{Log}\left[\frac{P_o + \Delta P}{P_o}\right] = \frac{0.05 \times 2000}{1 + 0.55} \text{Log}\left[\frac{162.8}{62.8}\right] = 26.7\text{mm}$$

(ب)

$$t_v = \frac{c_v \cdot t}{H_{dr}^2} = \frac{0.002 \times 40 \times 24 \times 60 \times 60}{100^2} = 0.6912$$

$$0.6912 = 1.781 - 0.933 Log(100 - U) \rightarrow U = 85.3\%$$

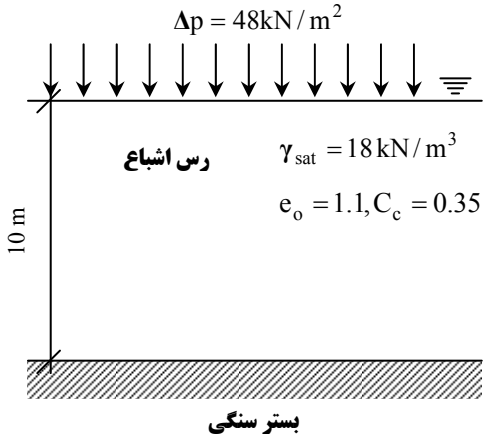
$$St = U \times \Delta H = 0.853 \times 26.7 = 22.768 \text{ mm}$$

(پ)

$$T_v = \frac{c_v \cdot t}{H_{dr}^2} = \frac{\pi}{4} U^2 \rightarrow \frac{0.002 \times t}{100^2} = \frac{\pi}{4} \times 0.4^2 \rightarrow t = 7.272 \text{ days}$$

مثال :

در پروفیل خاک نشان داده شده، میزان نشست تحکیمی اولیه را یک بار با در نظر گرفتن کل لایه و بار دیگر با تقسیم لایه رس به سه قسمت فرضی محاسبه نمایید.

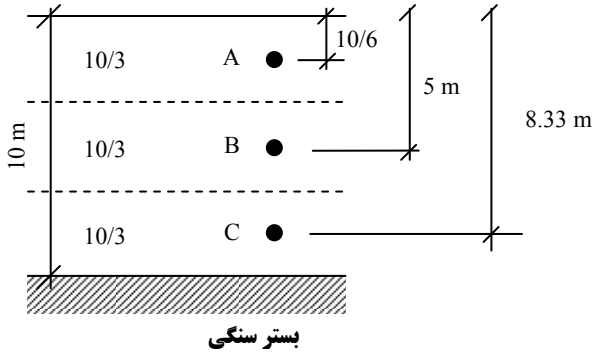


(الف)

$$P_o = (18 - 10) \times \frac{10}{2} = 40 kPa$$

$$\Delta H = \frac{C_c \cdot H_o}{1 + e_o} Log\left[\frac{P_o + \Delta P}{P_o}\right] = \frac{0.35 \times 10 \times 1000}{1 + 1.1} Log\left[\frac{40 + 48}{40}\right] = 570.7 mm$$

(ب)



$$\Delta H = \Sigma \frac{C_c \cdot H_i}{1+e_o} \text{Log} \frac{P_{oi} + \Delta P_i}{P_{oi}}$$

$$P_{o(A)} = \frac{10}{6}(18-10) = 13.33\text{kPa} \rightarrow S_{c(A)} = \frac{0.35 \times 3.33 \times 1000}{1+1.1} \text{Log}\left[\frac{13.33+48}{13.33}\right] = 367.877\text{mm}$$

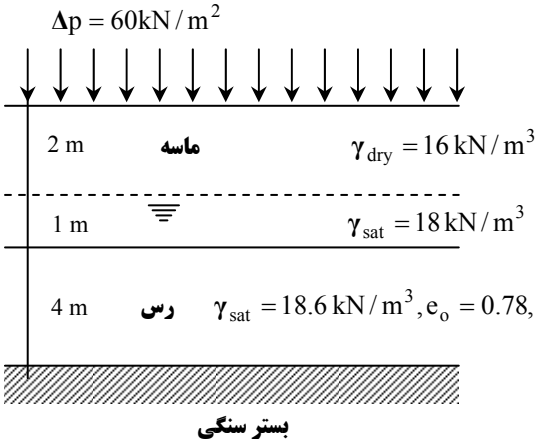
$$P_{o(B)} = 5 \times (18-10) = 40\text{kPa} \rightarrow S_{c(B)} = \frac{0.35 \times 3.33 \times 1000}{1+1.1} \text{Log}\left[\frac{40+48}{40}\right] = 190.21$$

$$P_{o(C)} = 8.33 \times (18-10) = 66.64\text{kPa} \rightarrow S_{c(C)} = \frac{0.35 \times 3.33 \times 1000}{1+1.1} \text{Log}\left[\frac{66.64+48}{66.64}\right] = 130.88$$

$$\Rightarrow S_c = 367.877 + 190.21 + 130.88 = 688.98\text{mm}$$

مثال:

در پروفیل خاک نشان داده شده فرض کنید تحکیم اولیه پس از ۴ سال تمام می شود مطلوب است محاسبه نشست تحکیمی کل پس از ۱۲ سال. $C_c = 0.38, C_s = 0.0475, P_c = 140\text{kPa}, C_\alpha = 0.022$



$$P_o = 2 \times 16 + 1 \times (18-10) + \frac{4}{2}(18.6-10) = 57.2\text{kPa}$$

$$P_o < P_c \rightarrow \text{خاک پیش تحکیم یافته است} \rightarrow \text{OCR} = \frac{P_c}{P_o} = \frac{140}{57.2} = 2.447$$

$$P_o + \Delta p = 57.2 + 60 = 117.2\text{kPa} < P_c = 140\text{kPa}$$

$$S_c = \frac{C_s \cdot H_o}{1+e_o} \text{Log}\left[\frac{P_o + \Delta P}{P_o}\right] = \frac{0.0475 \times 4000}{1+0.78} \text{Log}\left[\frac{117.2}{57.2}\right] = 33.253\text{mm}$$

$$\frac{\Delta H}{H_o} = \frac{\Delta e}{1+e_o} \rightarrow \frac{33.253}{4000} = \frac{\Delta e}{1+0.78} = 0.0148$$

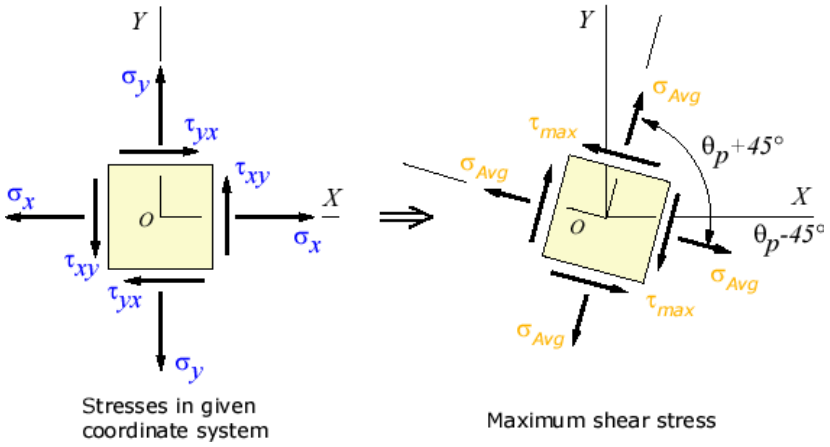
$$\Delta e = e_o - e_p \rightarrow e_p = e_o - \Delta e = 0.78 - 0.0148 = 0.7652$$

$$S_s = \frac{C_\alpha \cdot H_c}{1+e_p} \text{Log}\left[\frac{t_2}{t_1}\right] = \frac{0.022 \times 4000}{1+0.7652} \text{Log}\left[\frac{12}{4}\right] = 23.785$$

$$\Delta H = S = 23.785 + 33.253 = 57\text{mm}$$

فصل ۸:

مقاومت برشی خاک



جزوه درس مکانیک خاک ۲ (کارشناسی عمران)

استاد: عبدالمتین ستایش

برای ارسال نظرات و پیشنهادات به سایت شخصی اینجانب رجوع نموده و یا نظرات و یا پیشنهادات خود را به آدرس پست الکترونیک زیر ارسال نمایید:

Website: www.ams.ir, Email: a_matin_s@yahoo.com

آخرین ویرایش: پاییز ۸۹

۸–۱ مقدمه

مقاومت برشی توده خاک، مقاومت داخلی واحد سطح آن خاک است که می تواند برای مقابله با گسیختگی یا لغزش در امتـداد هر صفحه داخلی بروز دهد. برای تحلیل مسائل پایداری خاک نظیر ظرفیت باربری، پایداری شیروانی ها و فشار جانبی بـر روی سازه های حایل خاک، لازم است طبیعت مقاومت برشی بخوبی شناخته شود.

۸–۲ معیار گسیختگی مور – کولمب

مور (۱۹۰۰) نظریه ای برای گسیختگی مصالح ارائه داد که در آن گسیختگی نه به علت تنش قائم حداکثر و نـه تـنش برشـی حداکثر، بلکه به علت ترکیبی بحرانی از آنها پیش بینی می شود. طبق نظریه مور، رابطه بین مقاومـت برشـی و تـنش قـائم در صفحه گسیختگی به صورت زیر نوشته می شود (شکل ۸-۱- الف)

$$\tau_f = f(\sigma) \qquad (۱-۸)$$

پوش گسیختگی تعریف شده توسط رابطه ۸-۱، یک خط منحنی است که در شکل ۸-۱–ب نشان داده شده است. بـرای اغلب مسائل مکانیک خاک با دقت کافی می توان مقاومت برشی در روی صفحه گسیختگی را یک تابع خطی از تـنش قـائم در نظر گرفت (کولمب ۱۷۷۶). این رابطه به صورت زیر بیان می شود:

$$\tau_f = c + \sigma \tan \varphi \qquad (۲-۸)$$

که در آن:

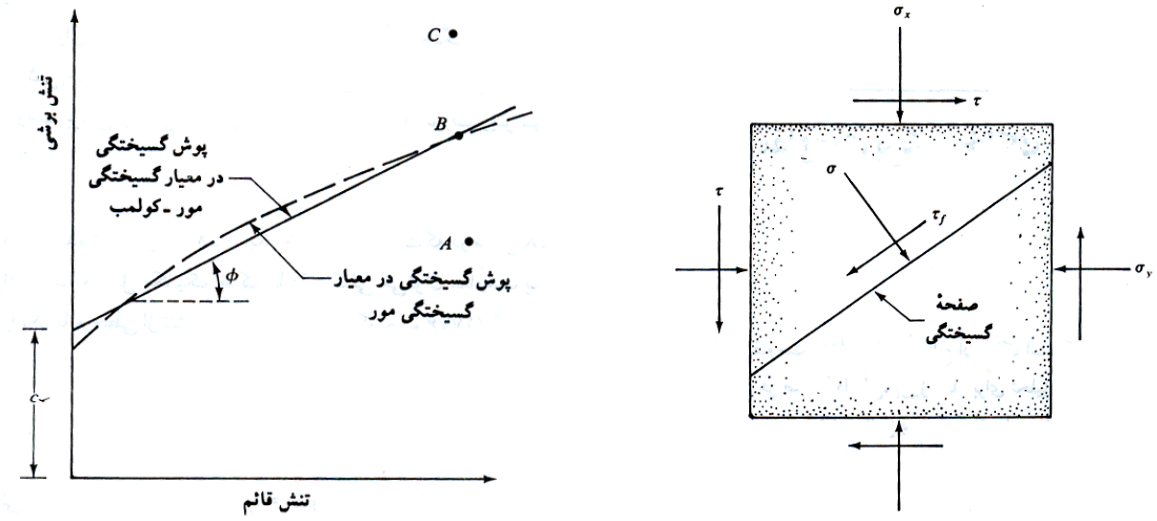
c = چسبندگی

τ_f = مقاومت برشی

φ = زاویه اصطکاک داخلی

σ = تنش قائم

رابطه ۸-۲، معیار گسیختگی یا شکست مور-کولمب نامیده می شود.



(ب) (الف)

شکل ۸-۱ معیار گسیختگی مور و معیار گسیختگی مور-کولمب

سوال:

اگر تنش های برشی و قائم در روی یک صفحه از توده خاک توسط نقاط A، B و C در روی شکل ۸-۱-ب نشان داده شوند، وضعیت گسیختگی خاک در امتداد آن صفحه در هر یک از این حالات چگونه خواهد بود؟

پاسخ:

اگر تنش قائم و تنش برشی در روی یک صفحه از توده خاک توسط نقطه A بیان شود، در امتداد آن صفحه گسیختگی رخ نمی دهد. اگر تنش قائم و تنش برشی در روی صفحه ای با نقطه B (واقع در روی پوش گسختگی) نشان داده شود، گسیختگی برشی در امتداد آن صفحه رخ می دهد. حالت تنش C نمی تواند وجود خارجی داشته باشد چون قبل از وقوع چنین حالت تنشی، خاک گسیخته شده است.

نکته :

در خاک های اشباع به جای استفاده از تنش کل (σ) در رابطه مقاومت برشی از تنش موثر (σ') استفاده می شود زیرا آب مقاومت برشی نداشته و تنها تنشی مورد نظر است که توسط دانه های جامد خاک حمل می شود. رابطه مقاومت برشی در خاک های اشباع به صورت زیر نوشته می شود:

$$\tau_f = c + \sigma' \tan\varphi \qquad (۳-۸)$$

که در این رابطه φ و c به ترتیب زاویه اصطکاک داخلی و چسبندگی برای حالت اشباع خاک می باشند و برای تمایز با حالت خشک، آن ها را با φ' و c' یا φ و φ_d و φ و c_d و یا $\bar{\varphi}$ و $\bar{c}$ نمایش می دهند و زاویه اصطکاک داخلی زهکشی شده و چسبندگی زهکشی شده می نامند.

نکته :

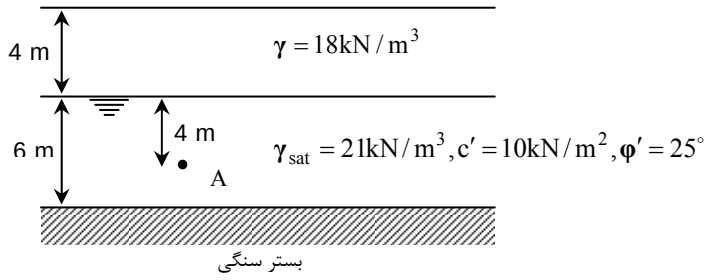
C زهکشی شده برای ماسه، لای غیر آلی و رس عادی تحکیم یافته برابر صفر و برای رس پیش تحکیم یافته بزرگتر از صفر است.

نکته :

φ زهکشی شده برای خاک های رسی معمولاً با افزایش نشانه خمیری کاهش می یابد.

تمرین:

با توجه به شکل زیر مطلوب است تعیین مقاومت برشی خاک در صفحه افقی گذرنده از نقطه A.



$$\sigma'_A = 4\times18 + 4\times(21-10) = 116kN/m^2$$

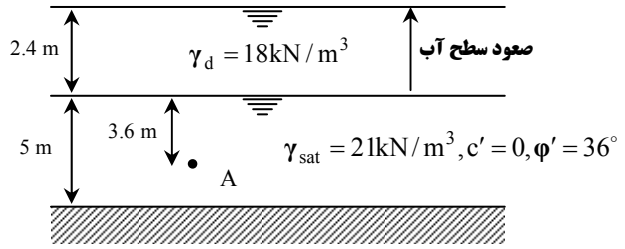
$$\tau_f = c' + \sigma'\tan\varphi' \rightarrow \tau_f = 10 + 116\times\tan 25^\circ = 64kN/m^2$$

نکته :

بالا آمدن سطح آب در یک لایه خاک باعث کاهش مقاومت برشی خاک می شود زیرا در این حالت از میزان تنش موثر کاسته خواهد شد.

تمرین:

مقاومت برشی خاک در صفحه افقی گذرنده از نقطه A را قبل و بعد از بالا آمدن سطح آب تعیین کنید.



قبل از صعود آب $\sigma'_A = 2.4 \times 18 + 3.6 \times (21-10) = 82.80kN/m^2$

قبل از صعود آب $\tau_f = c' + \sigma' \tan\varphi' \rightarrow \tau_f = 0 + 82.80 \times \tan 36^\circ = 60.15kN/m^2$

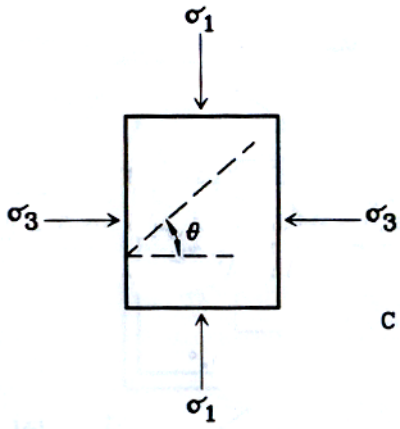
بعد از صعود آب $\sigma'_A = 6 \times (21-10) = 66kN/m^2$

بعد از صعود آب $\tau_f = c' + \sigma' \tan\varphi' \rightarrow \tau_f = 0 + 66 \times \tan 36^\circ = 47.95kN/m^2$

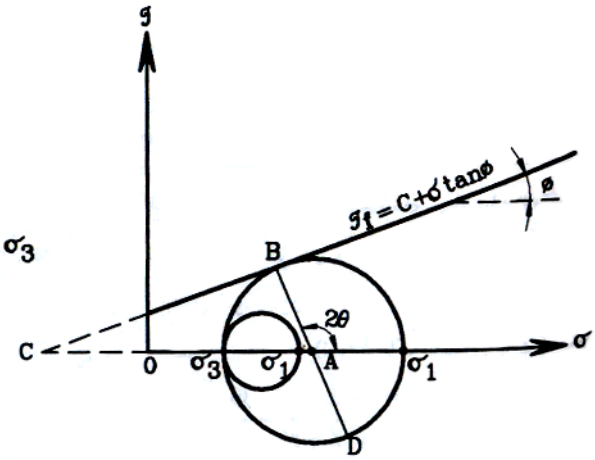
ملاحظه می شود که مقاومت برشی در حالتی که سطح آب بالا آمده کمتر از حالت قبلی است.

۸-۳ معیار گسیختگی مور - کولمب

مطابق شکل ۸-۲ یک توده خاک در طبیعت تنها تحت تاثیر تنش های اصلی (تنش اصلی حداکثر σ_1 و تنش اصلی حداقل σ_3) قرار می گیرد و تنش برشی به آن وارد نمی شود. در این بخش قصد داریم تا حداقل تنش اصلی حداکثری را که باعث گسیختگی در توده خاک می شود، بدست آوریم و نیز زاویه صفحه گسیختگی را با راستای افق تعیین کنیم.



شکل ۸-۲



شکل ۸-۳

ابتدا فرض می کنیم که فقط فشار همه جانبه و ثابت $\sigma_3 = \sigma_1$ از اطراف بر توده خاک وارد می شود و هیچگونه اعمال بار قائم بر آن وجود ندارد. سپس با ثابت بودن σ_3 بوسیله بارگذاری قائم، مقدار σ_1 را افزایش می دهیم که این عمل منجر به بزرگتر شدن دایره مور می گردد ولی مادامیکه دایره مور خط $\tau_f = c + \sigma \tan\varphi$ را تلاقی نکند، هیچگونه گسیختگی در خاک رخ نخواهد داد. با افزایش بیشتر بار قائم، σ_1 نیز افزایش می یابد تا جائیکه دایره مور بر خط مذکور مماس خواهد شد و در این لحظه است که گسیختگی در توده خاک بوجود می آید (شکل ۸-۳) و خاک در صفحه ای که با افق زاویه θ می سازد (در روی دایره مور این صفحه با صفحه تنش های اصلی زاویه 2θ می سازد) گسسته می شود. σ_1 که به ازای آن دایره مور بر خط $\tau_f = c + \sigma \tan\varphi$ مماس شده است، کمترین تنش اصلی حداکثری است که باعث گسیختگی در راستای θ در توده خاک شده است.

بدیهی است مقادیر بزرگتر از σ_1 حداقل نیز باعث گسیختگی در توده خاک خواهد شد ولی عملاً چنین اتفاقی نمی افتد چون با وارد شدن σ_1 حداقل، گسیختگی زودتر از انجام خواهد شد.

برای تعیین زاویه صفحه گسیختگی با راستای افق θ از شکل ۸-۳ کمک می گیریم. همانطور که در شکل مشاهده می شود، 2θ زاویه خارجی برای مثلی **ABC** است. پس داریم:

$$2\theta = 90^\circ + \varphi \rightarrow \theta = 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \qquad (۴-۸)$$

برای تعیین σ_1 نیز به طریق زیر عمل می کنیم:

ابتدا به کمک شکل ۸-۳ و دایره مور، مقادیر σ و τ_f را بدست می آوریم:

$$\begin{cases} \sigma = \dfrac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \dfrac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} + \cos 2\theta \\ \tau_f = \dfrac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin 2\theta \end{cases}$$

سپس مقادیر فوق را در رابطه $\tau_f = c + \sigma \tan\varphi$ جایگزین می کنیم و با کمک گیری از روابط مثلثاتی خواهیم داشت:

$$\sigma_1 = \sigma_3 \tan^2\theta + 2c\tan\theta$$

و یا

$$\sigma_1 = \sigma_3 \tan^2(45 + \frac{\varphi}{2}) + 2c\tan(45 + \frac{\varphi}{2}) \qquad (۵-۸)$$

تمرین:

یک نمونه خاک ماسه ای خشک در آزمایشگاه تحت فشار همه جانبه ای برابر 100kpa قرار می گیرد و افزایش تنش عمودی به میزان 200kpa باعث گسیختگی آن می شود. مطلوب است تعیین زاویه صفحه گسیختگی با امتداد افق و پارامترهای مقاومت برشی نمونه مورد نظر.

از آنجایی که خاک ماسه ای است $\leftarrow c = 0$

$$\sigma_1 = \sigma_3 \tan^2\theta \rightarrow 300 = 100\tan^2\theta \rightarrow \tan\theta = \sqrt{3} \rightarrow \theta = 60^\circ$$

$$\theta = 45 + \frac{\varphi}{2} \rightarrow 60 = 45 + \frac{\varphi}{2} \rightarrow \varphi = 30^\circ$$

تمرین:

در تمرین قبلی مقدار تنش قائم و تنش برشی در صفحه گسیختگی چقدر است؟

$$\sigma = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}\cos 2\theta = \frac{300+100}{2} + \frac{300-100}{2}\cos 120^\circ = 150\text{kPa}$$

$$\tau_f = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}\sin 2\theta = \frac{300-100}{2}\sin 120^\circ = 86.6\text{kPa}$$

در جدول ۸-۱ مقادیر زاویه اصطکاک داخلی زهکشی شده برای بعضی از خاکهای دانه ای ارائه شده است.

جدول ۸–۱ مقادیر نمونه زاویه اصطکاک داخلی زهکشی شده برای ماسه و لای

نوع خاک	زاویه اصطکاک داخلی φ (درجه)
ماسه (دانه های گرد)	
شل	۳۰ – ۲۷
متوسط	۳۵ - ۳۰
متراکم	۳۵ – ۳۸
ماسه (دانه های تیزگوش)	
شل	۳۰ – ۳۵
متوسط	۳۵ – ۴۰
متراکم	۴۰ – ۴۵
شن به همراه ماسه	۴۸ – ۳۴
لای	۳۵ - ۲۶

۸–۴ معیار گسیختگی مور – کولمب

در آزمایشگاه، پارامترهای مقاومت برشی خاک با دو روش آزمایشی تعیین می گردد: آزمایش برش مستقیم و آزمایش سه محوری، در ادامه آزمایشهای فوق تشریح می شوند.

آزمایش برش مستقیم

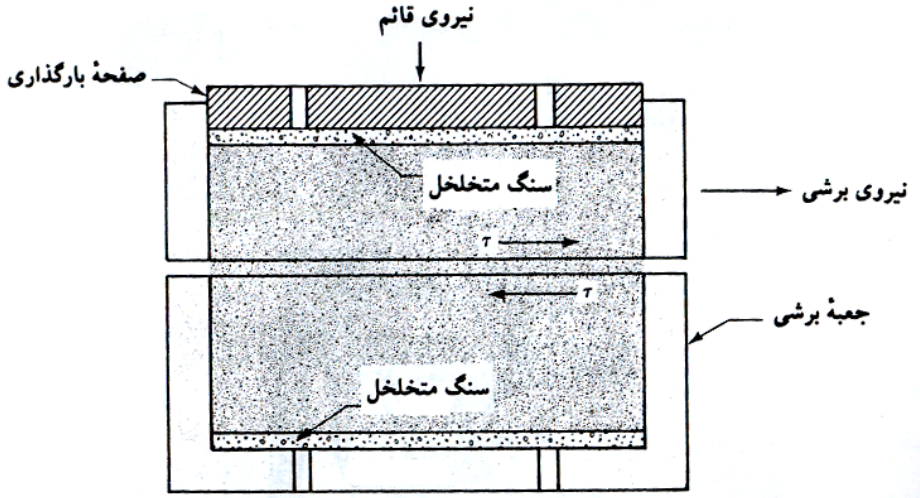
این آزمایش قدیمی ترین و ساده ترین آزمایش برشی است. در شکل ۸-۴ شکل شماتیک وسیله آزمایش نشان داده شده که تشکیل یافته است از: دو جعبه برشی فلزی که نمونه آزمایش در داخل آنها قرار می گیرد. شکل نمونه خاک در پلان، ممکن است مربع (شکل ۸-۴-ب) یا دایره باشد. ضخامت نمونه آزمایشی ۱ اینچ (۲۵/۴ میلیمتر) و مساحت آن در پلان ۳ تا ۴ اینچ مربع (۱۹۳۵/۴۸ تا ۲۵۸۰/۶۴ میلیمتر مربع) می باشد. با استفاده از وزنه هایی از بالا نیروی قائم بر نمونه قابل اعمال است. مقدار تنش قائم وارده می تواند تا مقدار ۱ نیوتن بر میلیمتر مربع (۱۰۰۰ کیلو نیوتن بر متر مربع) باشد. نیروی برشی توسط وزنه هایی بر نیمه فوقانی جعبه برشی تا لحظه گسیختگی نمونه اعمال می شود.

بر حسب تجهیزات مورد استفاده، آزمایش برشی می تواند با کنترل تنش و یا کنترل تغییر شکل باشد.

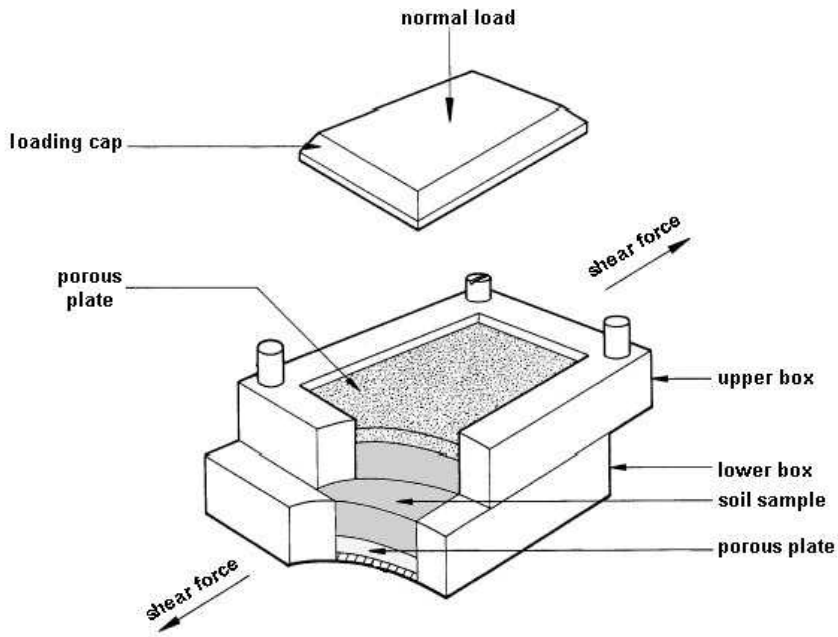
در آزمایش با کنترل تنش، نیروی برشی اعمالی با افزودن وزنه ها با گام مساوی تا لحظه گسیختگی نمونه افزایش داده می شود. شکست در امتداد صفحه جدایی دو نیمه فوقانی و تحتانی جعبع برشی رخ می دهد (شکل ۸-۵). بعد از اعمال هر

افزایش بار، توسط یک گیج عقربه ای، تغییر مکان نیمه فوقانی جعبه برشی اندازه گیری می شود. تغییـر در ارتفـاع نمونـه (بـه عبارت دیگر تغییر حجم نمونه) با قرائت یک گیج که تغییر مکان قائم نیمه فوقانی را اندازه می گیرد، به دست می آید.

در آزمایش با کنترل تغییر شکل، توسط یک موتور الکتریکی، یک تغییر مکان برشی با سرعت ثابت بر نیمه فوقانی اعمال می شود. مقدار تغییر مکان برشی با قرائت یک گیج عقربه ای که تغییر مکانهای افقی را اندازه گیری می کند، تعیین می گردد. نیروی برشی مقاوم نظیر هر تغییر مکان برشی توسط یک حلقه اندازه گیر افقی قابل انـدازه گیـری اسـت. مشـابه آزمـایش بـا کنترل تنش، تغییر حجم نمونه توسط یک گیج قائم اندازه گیری می شود. در شکل ۸-۶، تصویری از دستگاه برش مستقیم بـا کنترل تغییر شکل نشان داده شده است.



(الف)

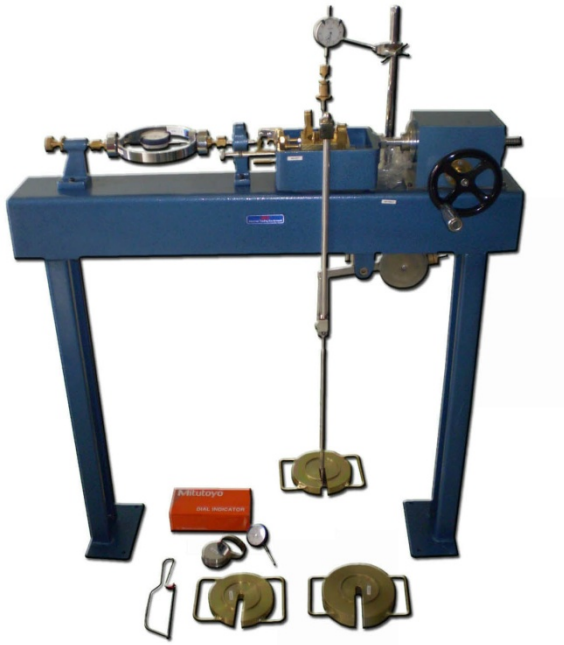


(ب)

شکل ۸–۴ شکل شماتیک دستگاه آزمایش برش مستقیم

(الف) مقطع عرضی جعبه برش (ب) مقطع سه بعدی جعبه برش مستقیم با پلان مربع شکل

شکل ۸–۵ شکست نمونه پس از پایان آزمایش برش مستقیم



شکل ۸–۶ دستگاه آزمایش برش مستقیم با کنترل کرنش

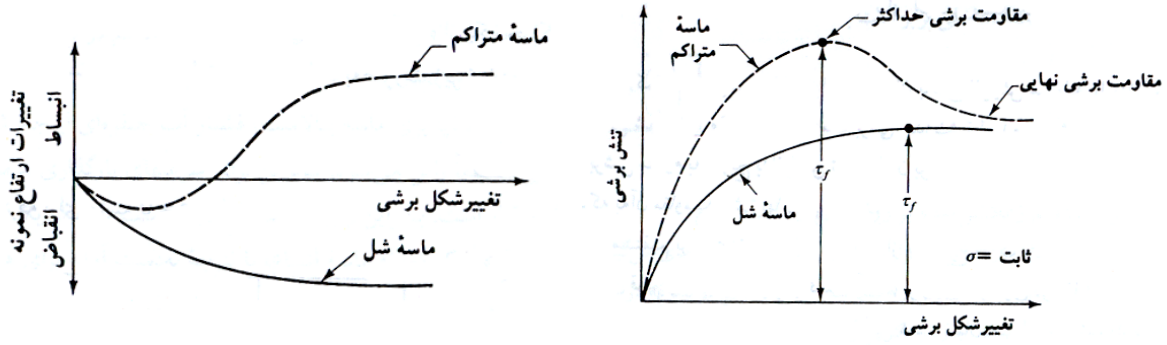
سودمندی آزمایش با کنترل تغییر شکل در این است که به وسیله آن برای ماسه های متراکم هم مقاومت برشی حداکثر (در لحظه گسیختگی) و هم مقاومت برشی کمتری که بعد از نقطه گسیختگی به وجود می آید و به مقاومت برشی نهایی موسوم است، قابل مشاهده و اندازه گیری است (شکل ۸-۷– الف). در آزمایش با کنترل تنش، تنها مقاومت برشی حداکثر قابل مشاهده و تعیین است. البته با توجه به عدم پیوستگی و پله ای بودن افزایش بارگذاری، تعیین مقاومت برشی حداکثر نیز با مقداری تقریب همراه است. با این وجود، آزمایش با کنترل تنش مدل واقع بینانه تری از وضعیت صحرایی نسبت به آزمایش با کنترل تغییر شکل به دست می دهد.

برای یک آزمایش معلوم ، تنش قائم را می توان به صورت زیر محاسبه نمود:

$$\sigma = \text{تنش قائم} = \frac{\textbf{نیروی قائم}}{\textbf{مساحت مقطع افقی نمونه}} \qquad (۸-۶)$$

و تنش برشی مقاوم نظیر نیز از رابطه زیر قابل تعیین است :

$$\tau = \text{تنش برشی مقاوم} = \frac{\textbf{نیروی برشی مقاوم}}{\textbf{مساحت مقطع افقی نمونه}} \qquad (۸-۷)$$



(ب) **(الف)**

شکل ۸–۷ نمودار تنش برشی و تغییرات ارتفاع نمونه در مقابل تغییر مکان برشی برای ماسه خشک شل و متراکم در آزمایش برش مستقیم

شکل ۸-۷ یک نمودار تیپ از تغییرات تنش برشی و تغییر ارتفاع نمونه در مقابل تغییر مکان برشی برای ماسه خشک متراکم و شل است. این نمودارها از یک آزمایش با کنترل تغییر شکل به دست آمده اند. با توجه به تغییرات تنش برشی مقاوم در مقابل تغییر مکان برشی، نتایج زیر قابل حصول است:

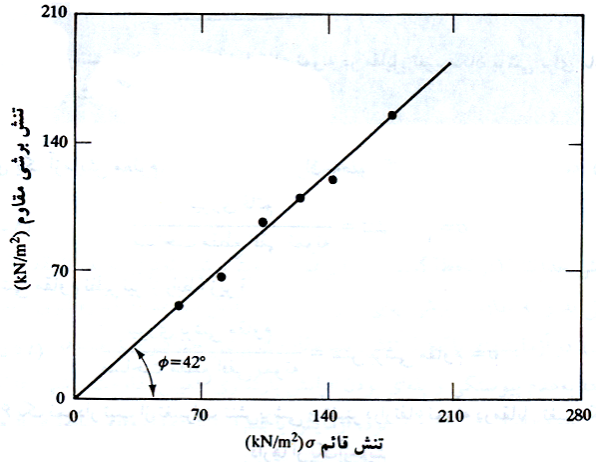
۱. در ماسه شل، تنش برشی مقاوم با تغییر مکان برشی افزایش می یابد تا تنش برشی گسیختگی τ_f حاصل شود. بعد از آن، مقاومت برشی برای افزایش بیشتر تغییر مکان برشی، تقریباً ثابت می ماند.
۲. در ماسه متراکم، تنش برشی مقاوم با تغییر مکان برشی افزایش می یابد تا تنش برشی گسیختگی τ_f حاصل شود. این مقدار τ_f، مقاومت برشی حداکثر نامیده می شود. بعد از تنش گسیختگی، تنش برشی مقاوم به تدریج با افزایش تغییر مکان برشی، کاهش می یابد تا بالاخره به یک مقدار ثابتی برسد که به آن مقاومت برشی نهایی می گویند.

آزمایش برش مستقیم بر روی نمونه های مختلف از یک نوع خاک با تنشهای قائم مختلف تکرار می شود. تنشهای قائم و مقادیر نظیر τ_f به دست آمده، بر روی نموداری در مقابل یکدیگر رسم می شوند تا پارامترهای مقاومت برشی به دست آید. شکل ۸-۸ نشان دهندهٔ چنین نموداری برای ۶ آزمایش یا ۶ تنش قائم مختلف بر روی نمونه های به دست آمده از یک خاک ماسه ای خشک می باشد. رابطه خط متوسط مار بر نقاط تجربی مختلف به صورت زیر نوشته می شود:

$$\tau_f = \sigma \tan \varphi \qquad (۸-۸)$$

(توجه شود که برای ماسه $c = 0$ و $\sigma = \sigma'$ است) بنابراین زاویه اصطکاک داخلی برابر است با:

$$\varphi = \tan^{-1}\left(\frac{\tau_f}{\sigma}\right)$$



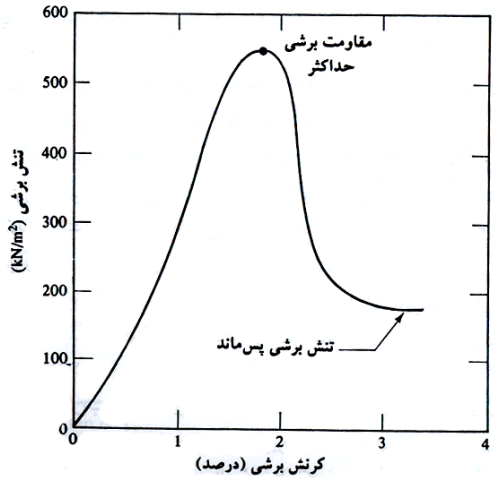
شکل ۸–۸ تعیین پارامترهای مقاومت برشی برای ماسهٔ خشک با استفاده از نتایج آزمایش برش مستقیم

آزمایش برش مستقیم زهکشی شده بر روی رس و ماسه اشباع

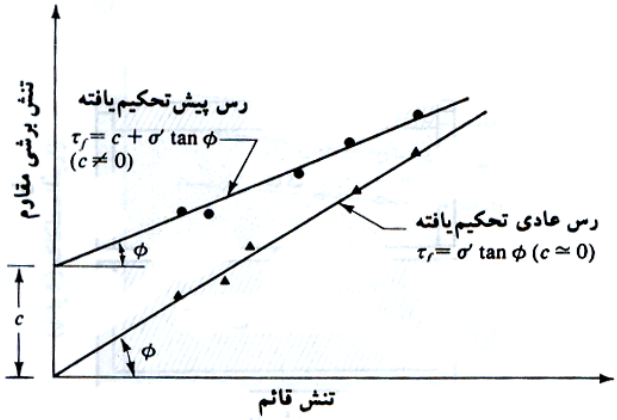
جعبه برشی که نمونه خاک در داخل آن قرار دارد، در داخل محفظه ای جای می گیرد که می تواند برای اشباع نمودن نمونه با آب پر شود. یک آزمایش زهکشی شده به آزمایشی گویند که در آن سرعت بارگذاری روی نمونه آنقدر پایین است که اجازه زهکشی و زایل شدن فشار آب حفره ای اضافی به وجود آمده در نمونه، داده می شود. آب حفره ای نمونه از طریق دو سنگ متخلخل واقع در بالا و پایین آن زهکشی می شود.

از آنجایی که ضریب نفوذ پذیری ماسه بالاست، فشار آب حفره ای ایجاد شده به وسیله بارگذاری (قائم و برشی) سریعاً زایل می شود. بنابراین برای سرعتهای بارگذاری معمولی، اساساً شرایط زهکشی کامل برقرار است. بنابراین زاویه اصطکاک φ به دست آمده از یک آزمایش برش مستقیم زهکشی شده بر روی یک نمونه ماسه اشباع، با نتیجه به دست آمده برای همان نمونه در حالت خشک یکسان است.

در مقایسه با ماسه، ضریب نفوذ پذیری رس خیلی کوچک است. وقتی که یک بار قائم بر روی یک نمونه خاک رسی وارد می شود، برای تحکیم کامل (یعنی زایل شدن کامل فشار آب حفره ای) زمان کافی باید در اختیار باشد. به همین علت بارگذاری برشی باید با سرعت آهسته ای اعمال گردد. آزمایش ممکن است ۲ تا ۵ روز طول بکشد. شکل ۸-۹ نتایج آزمایش برش مستقیم زهکشی شده را بر روی نمونه رس پیش تحکیم یافته نشان می دهد. شکل ۸-۱۰ نیز نشان دهنده نمودار مقاومت برشی τ_f در مقابل σ' حاصل از یک تعداد آزمایش برش مستقیم زهکشی شده بر روی رس عادی تحکیم یافته در حالت زهکشی بر روی رس عادی تحکیم یافته و پیش تحکیم یافته می باشد . توجه شود که $\sigma = \sigma'$ و برای رس عادی تحکیم یافته، در حالت زهکشی شده $c \cong 0$ است.



شکل ۸–۹ نتایج آزمایش برش مستقیم زهکشی شده بر روی رس پیش تحکیم یافته



شکل ۸–۱۰ پوش گسیختگی خاک رس حاصل از آزمایش برش مستقیم زهکشی شده

نکاتی در مورد آزمایش برش مستقیم

آزمایش برش مستقیم از نقطه نظر اجرایی نسبتاً ساده است، لیکن دارای چند عیب ذاتی می باشد و قابلیت اعتماد نتایج بدست آمده، ممکن است زیر سوال رود. این مسئله ناشی از آن است که در آزمایش برش مستقیم اجازه داده نمی شود که

خاک در امتداد ضعیف ترین صفحه گسیخته شود و گسیختگی اجباراً در صفحه جدایی دو نیمه فوقانی و تحتانی جعبه برش رخ می دهد. همچنین توزیع تنش برشی در روی سطح گسیختگی یکنواخت نیست. علیرغم این عیوب، آزمایش برش مستقیم، ساده ترین و اقتصادی ترین آزمایش برای خاکهای ماسه ای خشک و اشباع است.

در مواردی از مسائل طراحی، تعیین زاویه اصطکاک بین خاک و سطح زیرین شالوده لازم می گردد (شکل ۸-۱۱). مصالح شالوده اغلب بتن است، لیکن در مواردی می تواند فولاد و یا چوب نیز باشد. مقاومت برشی در امتداد فصل مشترک شالوده و خاک می تواند طبق رابطه زیر تعریف شود:

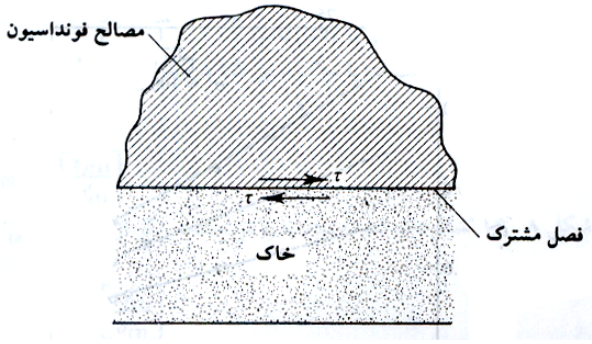
$$\tau_f = c_a + \sigma' \tan\delta \qquad (۹-۸)$$

که در آن:

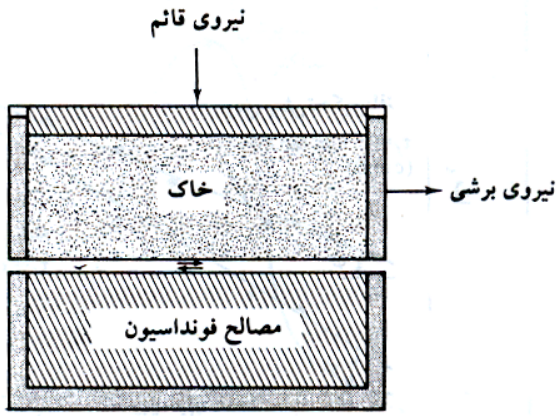
c_a = چسبندگی

δ = زاویه اصطکاک بین خاک و مصالح شالوده

توجه شود که رابطه فوق شبیه به رابطه ۸-۲ است. پارامترهای برشی بین خاک و مصالح شالوده به راحتی توسط آزمایش برش مستقیم قابل تعیین است. این کار از مزایای بزرگ آزمایش برش مستقیم است. مطابق شکل ۸-۱۲، در چنین آزمایشی، مصالح شالوده در قالب تحتانی و خاک در قالب فوقانی قرار گرفته و آزمایش طبق روش معمول انجام می شود.



شکل ۸–۱۱ فصل مشترک شالوده و خاک زیر آن



شکل ۸–۱۲ آزمایش برش مستقیم برای تعیین زاویه اصطکاک فصل مشترک

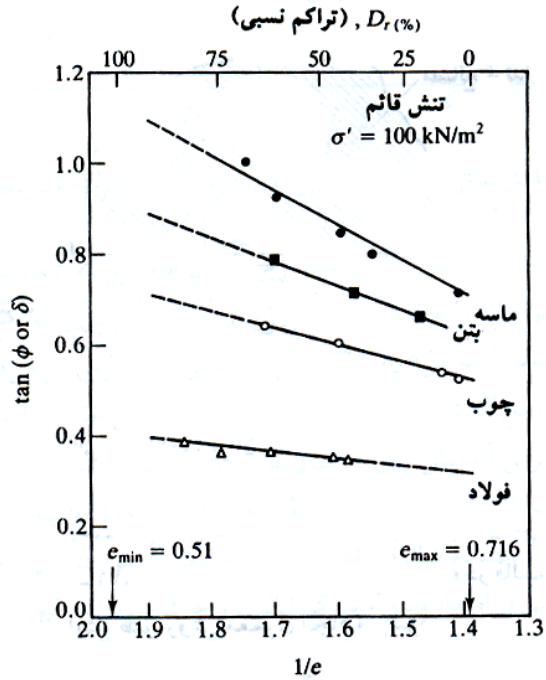
شکل ۸-۱۳ نشان دهنده نتایج چنین آزمایشی بر روی ماسه کوارتزی و بتن، چوب و فولاد به عنوان مصالح شالوده با تنش قائم $\sigma' = 100\,\mathrm{kN/m^2}$ می باشد. شکل ۸-۱۴ نتایج آزمایش فوق را به صورت تابعی از σ'، $(c_a = 0)$ با تراکم نسبی ۴۵ درصد برای ماسه، نشان می دهد. ملاحظه می شود که با افزایش تنش قائم σ'، مقادیر δ و φ کاهش می یابد. علت این امر با مراجعه به شکل ۸-۱۴ قابل توجیه است. در بخش ۸-۲ و شکل ۸-۱، تذکر داده شد که پوش شکست مور در واقعیت به صورت منحنی است و روابط ۸-۲ ، ۸-۳ و ۸-۹ تقریبی هستند. اگر یک آزمایش برش مستقیم با $\sigma' = \sigma'_{(1)}$ انجام شود، مقاومت برشی به صورت $\tau_{f(1)}$ به دست می آید. در نتیجه:

$$\delta_1 = \tan^{-1}\left[\frac{\tau_{f(1)}}{\sigma'_{(1)}}\right]$$

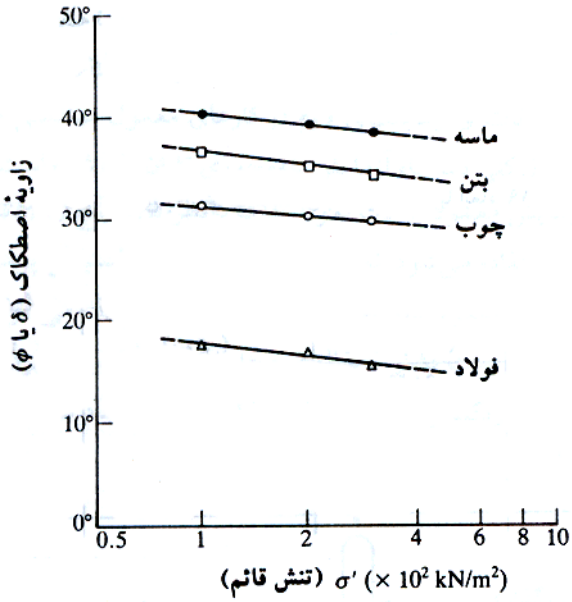
این مقدار در شکل ۸-۱۵ نشان داده شده است. به روش مشابه، اگر آزمایشی با $\sigma' = \sigma'_{(2)}$ انجام شود، خواهیم داشت:

$$\delta_1 = \delta_2 = \tan^{-1}\left[\frac{\tau_{f(2)}}{\sigma'_{(2)}}\right]$$

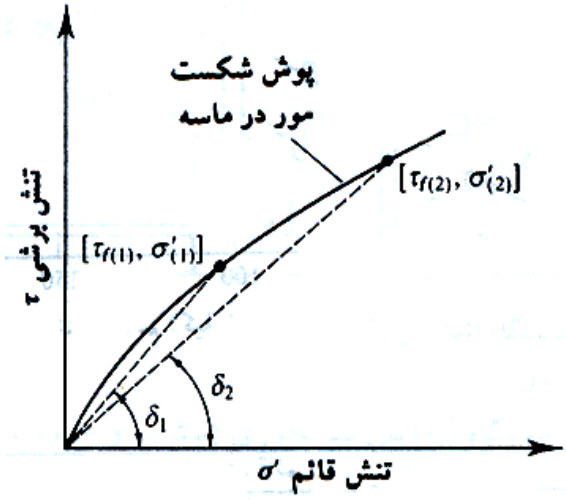
در شکل ۸-۱۵ می توان ملاحظه نمود که برای $\sigma'_{(2)} > \sigma'_{(1)}$ مقدار $\delta_2 < \delta_1$ است. با در نظر گرفتن این مسئله می توان نتیجه گرفت که مقادیر φ ارائه شده در جدول ۸-۱، مقادیر متوسط هستند.



شکل ۸–۱۳ تغییرات $\tan\varphi$ و $\tan\delta$ بر حسب $1/\delta$ برای $\sigma' = 100\text{kN/m}^2$ (e نسبت تخلخل ماسه است)



شکل ۸–۱۴ تغییرات φ و δ بر حسب σ' با تراکم نسبی ۴۵ درصد برای ماسه کوارتزی



شکل ۸–۱۵ طبیعت منحنی پوش شکست مور در ماسه

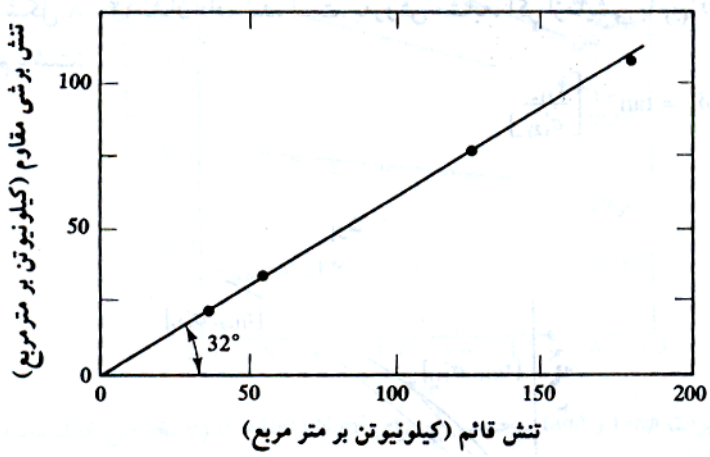
مثال:

نتایج آزمایش برش مستقیم بر روی یک خاک ماسه ای با نمونه هایی با ابعاد $50\times50\times19mm$ به شرح زیر است:

شماره آزمایش	نیروی قائم (N)	تنش قائم (kN/m^2)	نیروی برشی گسیختگی (N)	تنش برشی گسیختگی $\tau(kN/m^2)$
1	86.29	34.52	51.78	20.71
2	129.43	51.77	78.95	31.58
3	302.03	120.81	181.65	72.66
4	431.45	172.58	259.30	103.72

مطلوب است تعیین پارامترهای برشی

حل: مطابق شکل ۸-۱۶، نتایج بر روی یک دستگاه مختصات با محور افقی تنش قائم و محور قائم مقاومت برشی، برده شده و یک خط از آن ها عبور داده می شود که از آن $c=0$ و $\varphi=32^\circ$ به دست می آید.



شکل ۸-۱۶

مثال:

یک آزمایش برش مستقیم بر روی نمونه ای از ماسه خشک با تنش قائم $191.5kN/m^2$ انجام شده است. گسیختگی در تنش برشی $119.7kN/m^2$ رخ داده است. ابعاد نمونه ۵۰/۸ × ۵۰/۸ به ارتفاع ۲۵/۴ میلیمتر می باشد. مطلوب است تعیین زاویه اصطکاک φ. همچنین برای تنش قائم $144kN/m^2$، نیروی برشی لازم برای ایجاد گسیختگی در نمونه چقدر است.

حل مسئله:

ماسه خشک $\rightarrow c=0$

$$\begin{cases}\sigma=191.5kN/m^2\\ \tau_f=119.7kN/m^2\end{cases}\rightarrow\varphi=\arctan\left(\frac{\tau_f}{\sigma}\right)=\arctan\left(\frac{119.7}{191.5}\right)=32^\circ$$

$$\tau_f=\sigma\tan\varphi=144\tan32^\circ=89.98kN/m^2$$

$$T_f=\tau_f\times A=89.98\times10^3\times50.8^2\times10^{-6}=232.2N$$

مثال:

زاویه اصطکاک داخلی یک ماسه خشک متراکم شده، ۴۱ درجه است. در آزمایش برش مستقیم بر روی این ماسه، تنش قائم $105kN/m^2$ بوده است. ابعاد نمونه ۵۰/۸×۵۰۸ به ارتفاع ۳۰/۵ میلیمتر می باشد. چه نیروی برشی باعث گسیختگی نمونه می شود.

حل مسئله:

ماسه خشک $\rightarrow c = 0$

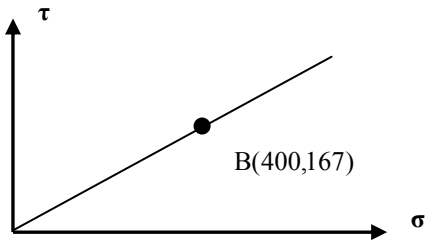
$\varphi' = 41^\circ$

$\tau_f = \sigma \tan\varphi' = 105 \tan 41 = 91.275 kN/m^2$

$T_f = \tau_f \times A = 91.275 \times 10^3 \times 50.8^2 \times 10^{-6} = 235.54N$

مثال:

تنش قائم و برشی در یک صفحه داخل خاک، با نقطه B که بر روی پوش گسیختگی قرار دارد، نشان داده می شود. مقدار σ_3 برابر ۲۷۵ است. مقدار σ_1 (تنش اصلی بزرگتر) کدام است؟



حل مسئله:

چون خط $\tau_f = c + \sigma \tan\varphi$ از مبداء مختصات می گذرد لذا $c = 0$ است. پس:

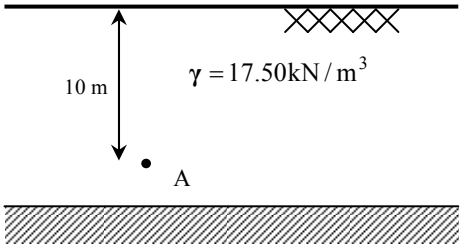
$\tau_f = \sigma \tan\varphi \rightarrow 167 = 400 \tan\varphi \rightarrow \varphi = 22.7^\circ$

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

$\sigma_1 = 275 \tan^2(45 + \frac{22.7}{2}) + 0 = 620.6$

مثال:

آزمایش برش مستقیم، زاویه اصطکاک داخلی خاکی را ۲۵ درجه و چسبندگی آن را $c = 10kN/m^2$ نشان داده است. با توجه به شکل، مقاومت برشی این خاک در صفحه افقی گذرنده از نقطه B چقدر است؟



$\sigma_B = \gamma H = 17.5 \times 10 = 175 kN/m^2$

$\tau_B = \sigma_B \tan\varphi + c = 175 \tan 25^\circ + 10 = 91.6 kN/m^2$

تمرین:

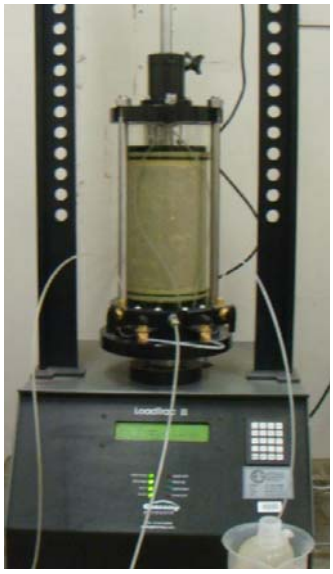
نتایج یک آزمایش برش مستقیم زهکشی شده بر روی یک نمونه رس عادی تحکیم یافته به شرح زیر می باشد:

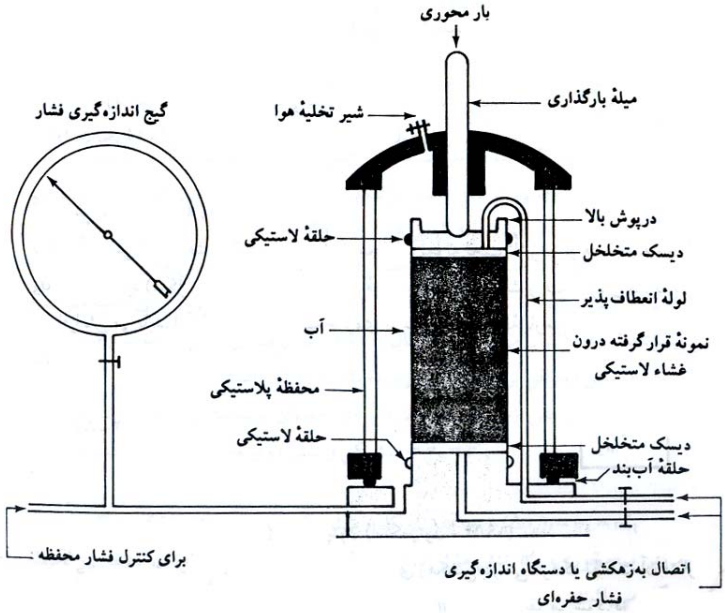
ابعاد نمونه: قطر نمونه = ۵۰ میلیمتر ارتفاع نمونه = ۱۵ میلیمتر

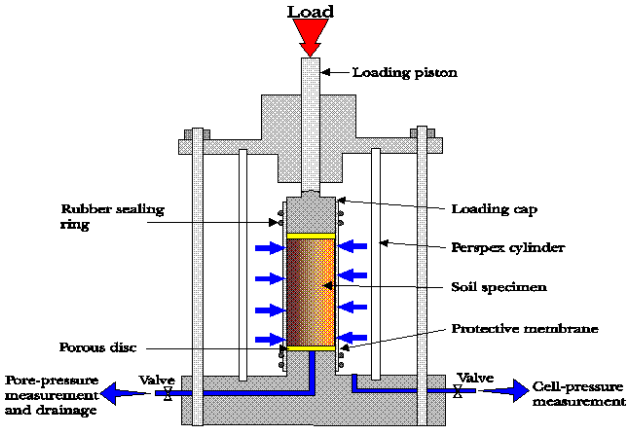
مطلوب است رسم تنش برشی در لحظه گسیختگی در مقابل تنش قائم و تعیین زاویه اصطکاک داخلی زهکشی شده از روی این نمودار با استفاده از ترسیم دستی و نرم افزار اکسل (Excel).

۸–۴ آزمایش برش سه محوری

آزمایش برش سه محوری، قابل اعتماد ترین روش برای تعیین پارامترهای مقاومت برشی است که از آن برای انجام تحقیقات و آزمایشهای لازم در کارهای معمول مهندسی خاک استفاده می شود. در شکل ۸-۱۷ اصول کلی دستگاه آزمایش سه محوری نشان داده شده است.







Triaxial apparatus

شکل ۸–۱۷ نمودار دستگاه آزمایش سه محوری (بیشاپ و بیروم، ۱۹۶۰)

در این آزمایش معمولاً از یک نمونه خاک به قطر ۱/۵ اینچ (۳۸/۱ میلیمتر) و ارتفاع ۳ اینچ (۷۶/۲ میلیمتر) استفاده می شود. نمونه توسط یک غشای لاستیکی پوشانده شده و در داخل یک محفظه پلاستیکی که معمولاً پر از آب یا گلیسیرین است، قرار داده می شود. به کمک مایع موجود در داخل محفظه، نمونه تحت فشار محفظه ای محدود کننده قرار می گیرد. گاهی مواقع برای ایجاد فشار محفظه ای محدود کننده از هوا استفاده می شود. برای ایجاد گسیختگی برشی در نمونه تنش محوری توسط یک میله بارگذاری قائم اعمال می گردد. این تنش، تنش انحرافی یا تفاوت تنشهای اصلی نامیده می شود. این کار را می توان با یکی از دو روش زیر انجام داد:

(الف) با اضافه کردن وزنه هایی با گام مساوی تا لحظه گسیختگی نمونه (تغییر شکل محوری نمونه به علت بار وارده به وسیله یک گیج عقربه ای اندازه گیری می شود)

(ب) اعمال تغییر شکل محوری با سرعت ثابت به وسیله یک پرس هیدرولیک. در این روش که آزمایش با کنترل تغییر شکل نامیده می شود، نیروی محوری نظیر یک تغییر شکل معلوم، به وسیله یک حلقه اندازه گیر، اندازه گیری می شود.

شیرهایی برای اندازه گیری زه آب ورودی یا خروجی از نمونه و یا اندازه گیری فشار آب حفره ای (بر حسب آزمایش) تعبیه شده است. معمولاً سه نوع آزمایش سه محوری استاندارد انجام می شود.

۱- آزمایش تحکیم یافته زهکشی شده یا آزمایش زهکشی شده (آزمایش **CD**)

۲- آزمایش تحکیم یافته زهکشی نشده (آزمایش **CU**)

۳- آزمایش تحکیم نیافته زهکشی نشده یا آزمایش زهکشی نشده یا آزمایش زهکشی نشده یا آزمایش سریع (آزمایش **UU**)

در ادامه، نحوه انجام و مفاهیم عمومی هر یک از آزمایش های مذکور در فوق ارائه می شود.

آزمایش تحکیم یافته زهکشی شده CD

در این آزمایش ابتدا با فشرده کردن سیال داخل محفظه، نمونه تحت تأثیر فشار همه جانبه محفظه ای σ_3 قرار می گیرد (شکل ۸-۱۸–الف). با اعمال فشار محدود کننده، فشار آب حفره ای نمونه به اندازه u_c افزایش می یابد. این افزایش فشار آب حفره ای را می توان به وسیله پارامتر بدون بعد زیر نمایش داد:

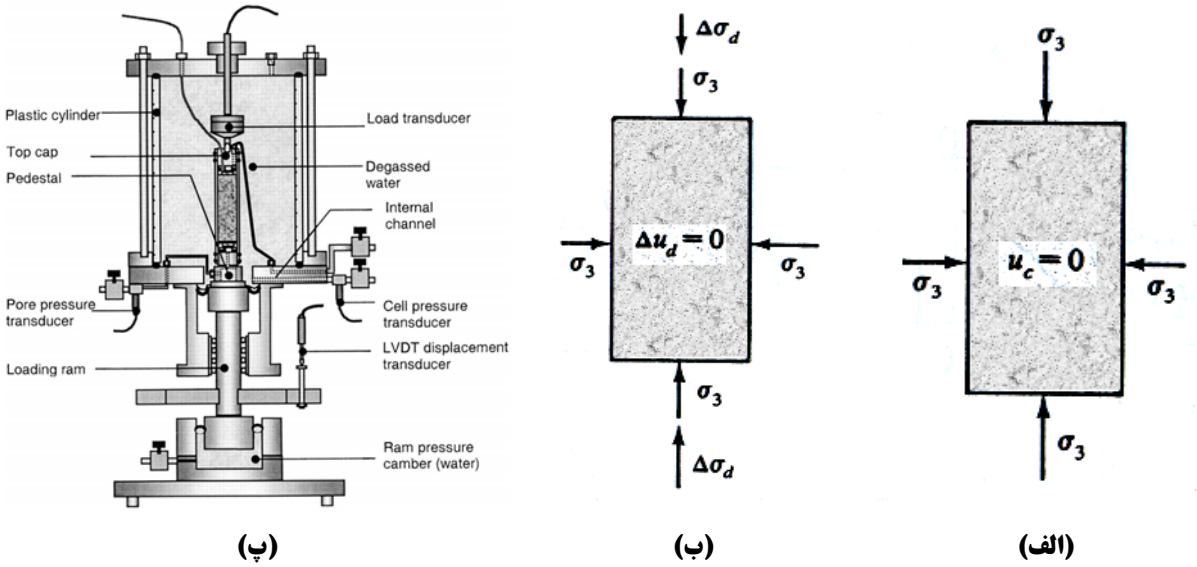
$$B = \frac{u_c}{\sigma_3} \qquad (۸-۱۰)$$

که در آن:

B = پارامتر فشار آب حفره ای اسکمپتون (اسکمپتون– ۱۹۵۴)

برای خاکهای اشباع $B = 1$ است. حال شیرهای زهکشی باز می شود که به علت آن فشار آب حفره ای زایل شده و تحکیم رخ می دهد. با گذشت زمان u_c مساوی صفر می شود. در خاک اشباع، تغییر حجم به وجود آمده در نمونه در حین تحکیم (ΔV_C) با استفاده از حجم آب زهکشی شده قابل اندازه گیری است (شکل ۸-۱۹- الف).

سپس تنش انحرافی $\Delta\sigma_d$ با سرعت خیلی کمی بر روی نمونه اعمال می شود (شکل ۸-۱۸-ب). شیر زهکشی باز نگه داشته می شود و سرعت کم اعمال تنش انحرافی، اجازه زایل شدن هرگونه فشار آب حفره ای اضافه می دهد ($\Delta u_d = 0$).



شکل ۸–۱۸ آزمایش سه محوری تحکیم یافته زهکشی شده (الف) نمونه تحت تاثیر فشار محفظه ای محدود کننده (ب) اعمال تنش انحرافی (پ) اجزاء تشکیل دهنده سلول فشار محفظه ای

نمودار تیپ تغییرات تنش انحرافی در مقابل کرنش در ماسه شل و رس عادی تحکیم یافته در شکل ۸-۱۹–ب نشان داده شده است. شکل ۸-۱۹-ت نمودار مشابهی را برای ماسه متراکم و رس پیش تحکیم یافته نشان می دهد. در اشکال ۸-۱۹-پ و ث نیز تغییرات حجم $\Delta\sigma_d$ نمونه به علت اعمال تنش انحرافی برای خاکهای مربوطه نشان داده شده است.

از آنجایی که در حین آزمایش تمام فشارهای آب حفره ای تولید شده زایل می شوند، داریم:

$\sigma_3 = \sigma'_3 =$ تنش کل و تنش موثر محفظه ای محدود کننده

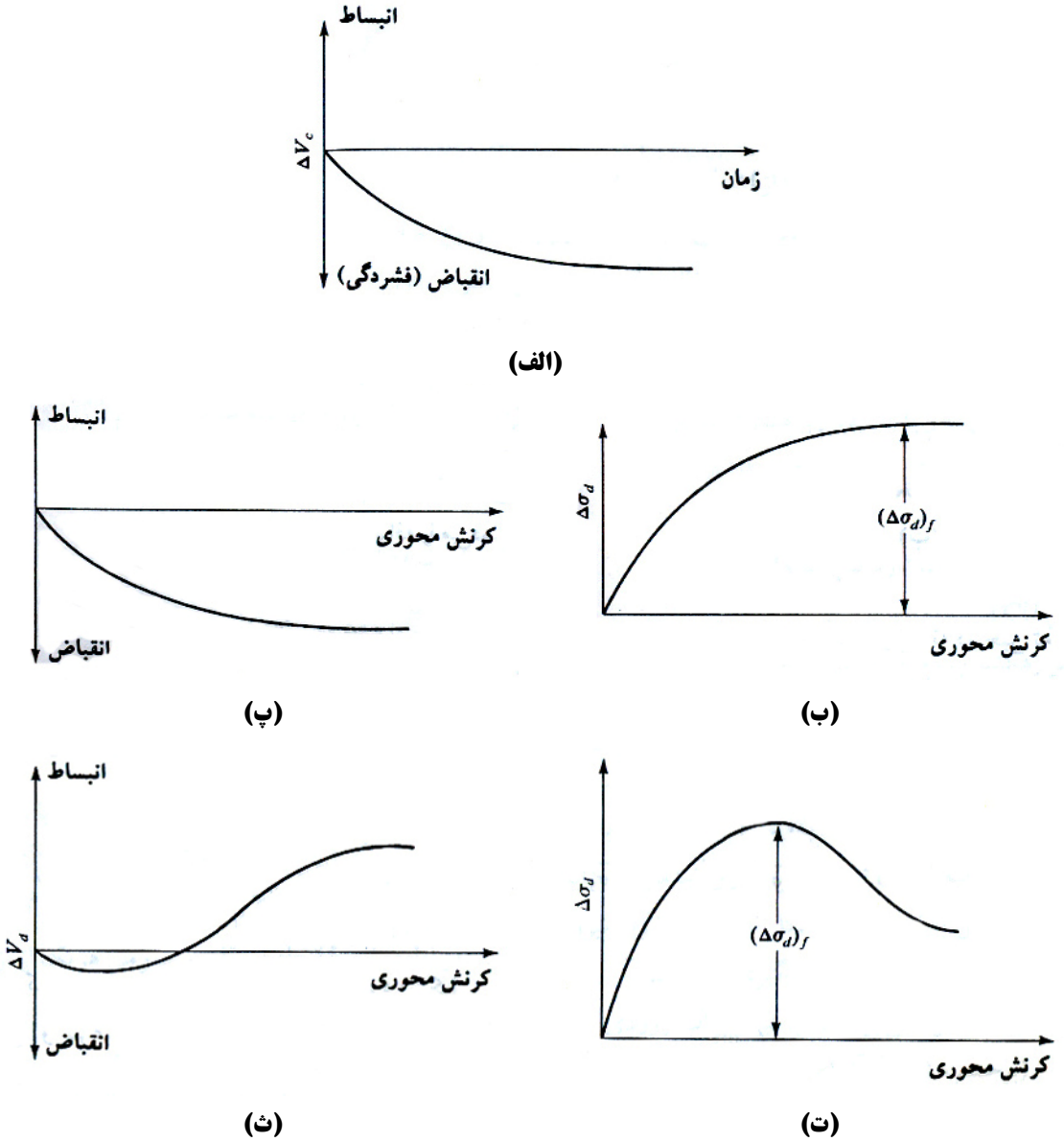
$\sigma_3 + (\Delta\sigma_d)_f = \sigma_1 = \sigma'_1 =$ تنش کل و تنش موثر محوری در لحظه گسیختگی

در آزمایش سه محوری، σ'_1 تنش موثر اصلی حداکثر و σ'_3 تنش موثر اصلی حداقل در لحظه گسیختگی می باشند.

با تغییر فشار محفظه ای محدود کننده، آزمایشهای متعددی را می توان بر روی نمونه های مشابه انجام داد. برای هر آزمایش با داشتن تنشهای اصلی حداکثر و حداقل در لحظه گسیختگی، دایره مور قابل رسم است که با داشتن دوایر مور مربوط به چند آزمایش، می توان پوش گسیختگی را برای خاک مورد آزمایش رسم کرد. شکل ۸-۲۰ پوش گسیختگی تنش موثر تیپ را برای ماسه و رس عادی تحکیم یافته نشان می دهد. مختصات نقاط تماس منحنی پوش با دوایر مور (یعنی نقاط **A** و **B**) نشان دهندهٔ تنش قائم و برشی موثر موجود در صفحه گسیختگی نمونه هایی آزمایشی می باشند.

خاکهای رسی که قبلا تحت فشار محفظه ای همه جانبه $\sigma_c(=\sigma'_c)$ چه به صورت طبیعی تحت سربار اضافه و چه به صورت مصنوعی در آزمایشگاه تحکیم یافته اند، خاکهای پیش تحکیم یافته نامیده می شود. برای چنین خاکهایی پوش گسیختگی دارای دو شاخه متمایز **ab** (برای تنشهای قائم کوچکتر از پیش تحکیمی) و **bc** (برای تنشهای قائم بزرگتر از پیش تحکیمی) خواهد بود (شکل ۸-۲۱). قسمت **ab** دارای شیب کمتر و چسبندگی اولیه می باشد که معادله مقاومت برشی برای آن به صورت زیر نوشته می شود:

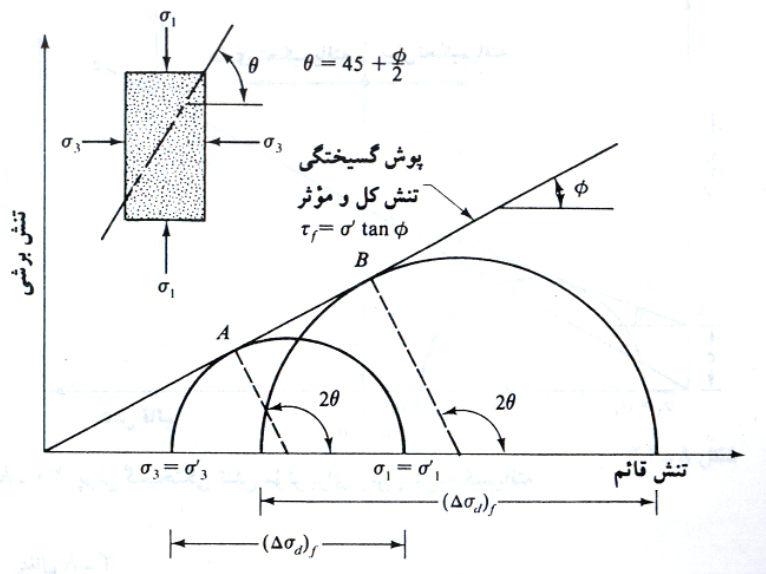
$$\tau_f = c + \sigma' \tan\phi_1 \qquad (۸-۱۱)$$



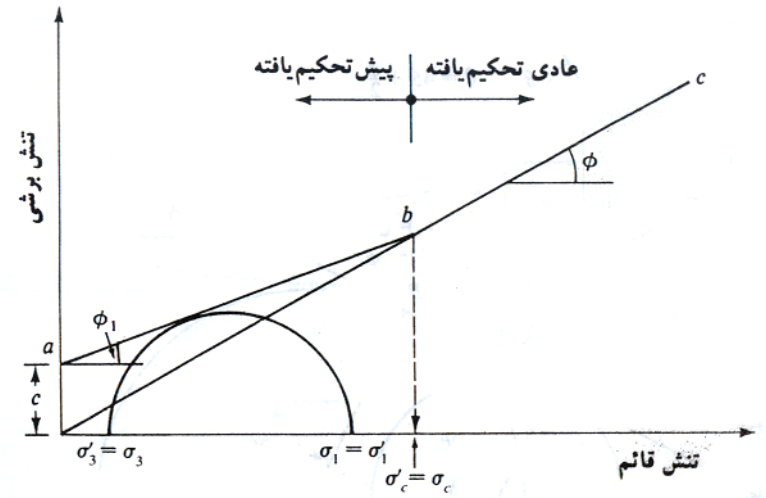
شکل ۸–۱۹ آزمایش سه محوری تحکیم یافته زهکشی شده (الف) تغییر حجم نمونه به علت فشار محفظه ای محدود کننده (ب) نمودار تغییرات تنش انحرافی در مقابل کرنش در امتداد قائم برای ماسه شل و رس عادی تحکیم یافته (پ) تغییر حجم در اثنای اعمال تنش انحرافی درماسه شل و رس عادی تحکیم یافته (ت) نمودار تغییرات تنش انحرافی در مقابل کرنش در امتداد قائم برای ماسه متراکم و رس پیش تحکیم (ث) تغییر حجم در اثنای اعمال تنش انحرافی در ماسه متراکم و رس پیش تحکیم یافته.

شاخه **bc** از پوش گسیختگی، نشان دهندهٔ مرحله عادی تحکیم یافته خاک است که از رابطه مقاومت برشی $\tau_f = \sigma' \tan\varphi$ تبعیت می کند.

یک آزمایش سه محوری تحکیم یافته زهکشی شده بر روی یک نمونه رسی ممکن است چند روز به طول بکشد. این مسئله ناشی از سرعت بسیار کم اعمال تنش انحرافی برای اطمینان از زهکشی کامل نمونه است. به همین علت آزمایشهای **CD** در عمل کمتر مورد استفاده قرار می گیرند.



شکل ۸–۲۰ پوش گسیختگی تنش موثر حاصل از آزمایش زهکشی شده در ماسه و رس عادی تحکیم یافته



شکل ۸–۲۱ پوش گسیختگی تنش موثر برای رس پیش تحکیم یافته

مثال:

بر روی رس عادی تحکیم یافته آزمایش سه محوری تحکیم یافته زهکشی شده انجام شده که نتایج آن به شرح زیر است:

$\boldsymbol{\sigma}_3 = 276\,\mathrm{kN/m^2}$

$(\boldsymbol{\Delta\sigma}_d) = 276\,\mathrm{kN/m^2}$

مطلوب است تعیین:

الف- زاویه اصطکاک $\boldsymbol{\varphi}$

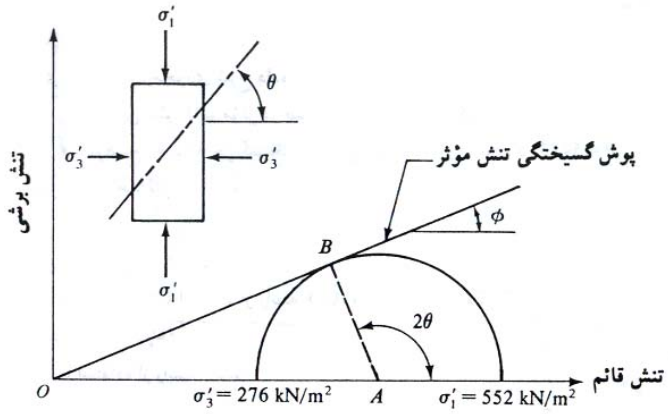
ب- زاویه $\boldsymbol{\theta}$ که صفحه گسیختگی با صفحه تنش اصلی حداکثر می سازد.

پ – تنش قائم $\boldsymbol{\sigma'}$ و تنش برشی $\boldsymbol{\tau}_f$ بر روی صفحه گسیختگی

حل:

برای خاک رس عادی تحکیم یافته معادله پوش گسیختگی برای تنش موثر به صورت زیر است:

$\boldsymbol{\tau}_f = \boldsymbol{\sigma'} \tan \boldsymbol{\varphi}$



شکل ۸–۲۲

برای آزمایش سه محوری، تنش اصلی حداکثر و حداقل موثر به صورت زیر به دست می آید:

$$\boldsymbol{\sigma}' = \boldsymbol{\sigma}_1 = \boldsymbol{\sigma}_3 + (\boldsymbol{\Delta\sigma}_d)_f = 276 + 276 = 552\,\mathrm{kN/m^2}$$

و

$$\boldsymbol{\sigma}_3' = \boldsymbol{\sigma}_3 = 276\,\mathrm{kN/m^2}$$

با اطلاعات فوق می توان یک دایره رسم کرد (شکل ۸-۲۲)

قسمت (الف): دایره مور و پوش گسیختگی برای تنش موثر ، در شکل ۸-۲۸ نشان داده شده که از آن داریم:

$$\sin\boldsymbol{\varphi} = \frac{AB}{OA} = \frac{\left(\dfrac{\boldsymbol{\sigma}_1' - \boldsymbol{\sigma}_3'}{2}\right)}{\left(\dfrac{\boldsymbol{\sigma}_1' + \boldsymbol{\sigma}_3'}{2}\right)} = \frac{\boldsymbol{\sigma}_1' - \boldsymbol{\sigma}_3'}{\boldsymbol{\sigma}_1' + \boldsymbol{\sigma}_3'} = \frac{552 - 276}{552 + 276} = 0.333 \rightarrow \boldsymbol{\varphi} = \sin^{-1}(0.333) = 19.45^\circ$$

قسمت (ب):

$$\boldsymbol{\theta} = 45 + \frac{\boldsymbol{\varphi}}{2} = 45^\circ + \frac{19.45^\circ}{2} = 54.73^\circ$$

قسمت پ : با توجه به روابط ۶-۸ و ۶-۹ می توان نوشت :

$$\boldsymbol{\sigma}' = \text{روی صفحه گسیختگی} = \frac{\boldsymbol{\sigma}_1' + \boldsymbol{\sigma}_3'}{2} + \frac{\boldsymbol{\sigma}_1' - \boldsymbol{\sigma}_3'}{2}\cos 2\boldsymbol{\theta}$$

$$\boldsymbol{\tau}_f = \frac{\boldsymbol{\sigma}_1' - \boldsymbol{\sigma}_3'}{2}\sin 2\boldsymbol{\theta}$$

با قراردادن $\boldsymbol{\theta} = 54.73^\circ, \boldsymbol{\sigma}_3' = 276\,\mathrm{kN/m^2}, \boldsymbol{\sigma}_1' = 552\,\mathrm{kN/m^2}$ در روابط قبل به دست می آید:

$$\boldsymbol{\sigma}' = \frac{552 + 276}{2} + \frac{552 - 276}{2}\cos(2 \times 54.73) = 368.03\,\mathrm{kN/m^2}$$

$$\boldsymbol{\tau}_f = \frac{552 - 276}{2}\sin(2 \times 54.73) = 130.12\,\mathrm{kN/m^2}$$

مثال:

برای آزمایش سه محوری شرح داده شده در مثال قبل مطلوب است:

الف: تعیین تنش قائم موثر در صفحه تنش برشی حداکثر

ب: توضیح دهید که چرا گسیختگی برشی در صفحه ای با امتداد $\boldsymbol{\theta} = 54.73^\circ$ رخ می دهد نه در صفحه تنش برشی حداکثر

حل:

قسمت (الف): تنش برشی حداکثر در صفحه ای با امتداد $\theta = 45^\circ$ رخ می دهد.

با توجه به دایره مور داریم:

$$\sigma' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2}\cos 20$$

با قرار دادن $\theta = 45^\circ$ در رابطه قبل:

$$\sigma' = \frac{552+276}{2} + \frac{552-276}{2}\cos 90 = 414\text{k N/m}^2$$

قسمت (ب): تنش برشی که می تواند باعث گسیختگی در صفحه ای با $\theta = 45^\circ$ شود، برابر است با:

$$\tau_f = \sigma' \tan\varphi = 414\tan(19.45) = 146.2\text{k N/m}^2$$

لیکن تنش برشی ایجاد شده در آن صفحه بابر است با:

$$\tau = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2}\sin 20 = \frac{552-276}{2}\sin 90 = 138\text{k N/m}^2$$

از آنجایی که $\tau = 138\text{k N/m}^2 < 146.2\text{k N/m}^2 = \tau_f$ ، نمونه در امتداد صفحه تنش برشی حداکثر گسیخته نمی شود.

مثال:

دو نمونه از یک خاک رس در دستگاه سه محوری تحت فشار محفظه ای 600k N/m^2 پیش تحکیم یافته اند. با انجام آزمایش سه محوری تحکیم یافته زهکشی شده بر روی آنها، نتایج زیر بدست آمد:

نمونه ۱ : $\sigma_3 = 100\text{k N/m}^2$ ، $(\Delta\sigma_d)_f = 410.6\text{k N/m}^2$

نمونه ۲ : $\sigma_3 = 50\text{k N/m}^2$ ، $(\Delta\sigma_d)_f = 384.37\text{k N/m}^2$

مطلوب است تعیین پارامترهای مقاومت برشی برای خاک رس مورد آزمایش.

حل:

برای نمونه ۱، تنشهای اصلی در لحظه گسیختگی برابرند با:

$$\sigma'_3 = \sigma_3 = 100\text{k N/m}^2$$

و

$$\sigma'_1 = \sigma_1 = \sigma_3 + (\Delta\sigma_d)_f = 100 + 410.6 = 510.6\text{k N/m}^2$$

به طور مشابه ، تنشهای اصلی در لحظه گسیختگی برای نمونه ۲ برابرند با:

$$\sigma'_3 = \sigma_3 = 50\text{k N/m}^2$$

و

$$\sigma'_1 = \sigma_1 = \sigma_3 + (\Delta\sigma_d)_f = 50 + 384.376 = 434.37\text{k N/m}^2$$

هر دو نمونه پیش تحکیم یافته اند. بنابراین می توان نوشت:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 \tan^2\left(45 + \frac{\varphi_1}{2}\right) + 2c\tan\left(45 + \frac{\varphi_1}{2}\right)$$

برای نمونه ۱ می توان نوشت:

$$510.6 = 100\tan^2\left(45 + \frac{\varphi_1}{2}\right) + 2c\tan\left(45 + \frac{\varphi_1}{2}\right)$$

و برای نمونه ۲:

$$434.37 = 50\tan^2\left(45 + \frac{\varphi_1}{2}\right) + 2c\tan\left(45 + \frac{\varphi_1}{2}\right)$$

با کم کردن دو رابطه فوق از یکدیگر، رابطه زیر به دست می آید:

$$76.23 = 50\tan^2\left(45+\frac{\varphi_1}{2}\right) \rightarrow 45+\frac{\varphi_1}{2} = \tan^{-1}\left[\sqrt{\frac{76.23}{50}}\right] = 51^\circ \rightarrow \varphi_1 = 12^\circ$$

با قرار دان $\varphi_1 = 12^\circ$ در رابطه ۸-۱۴-الف خواهیم داشت:

$$510.6 = 100\tan^2[45+(12/2)] + 2c\tan[45+(12/2)]$$

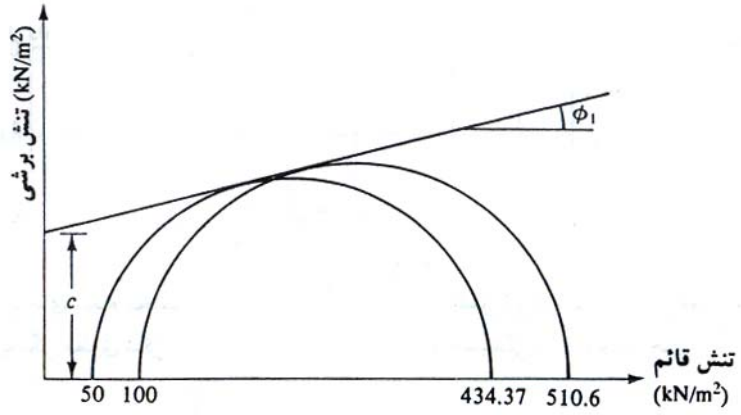
و

$$510.6 = 152.5 + 2.47c$$

یا

$$c = 145k\,N/m^2$$

به جای انجام محاسبات می توان به طریقه ترسیمی عمل کرده و پس از رسم دوایر مور و پوش گسیختگی مطابق شکل زیر، مقادیر زاویه اصطکاک و چسبندگی را از روی آن خواند.



مثال:

یک آزمایش سه محوری انجام شده بر روی خاک رس تحکیم یافته نشان می دهد که صفحه شکست با افق زاویه ۵۸ درجه می سازد. اگر نمونه تحت فشار محفظه ای $103.5kN/m^2$ انجام شود، تنش اصلی حداکثر در هنگام شکست چقدر خواهد بود؟

حل:

با استفاده از رابطه ۸-۶ داریم :

$$\theta = 45+\varphi/2 \rightarrow 58^\circ = 45+\varphi/2 \rightarrow \varphi = 26^\circ$$

$$c = 0 \text{ (خاک رس عادی تحکیم یافته)} \rightarrow \sigma'_1 = \sigma'_3\tan^2(45+\varphi/2) \rightarrow (103.5)\tan^2(45+26/2) = 265k\,N/m^2$$

آزمایش تحکیم یافته زهکشی نشده (CU)

آزمایش تحکیم یافته زهکشی نشده معمولترین نوع آزمایش سه محوری است. در این آزمایش نمونه خاک اشباع ابتدا توسط فشار محفظه ای همه جانبه σ_3 تحکیم می یابد (شیر زهکشی باز است). بعد از زایل شدن کامل اضافه فشار حفره ای ایجاد شده توسط فشار محفظه ای (یعنی $u_c = B\sigma_3 = 0$)، تنش انحرافی قائم $\Delta\sigma_d$ افزایش داده می شود تا جایی که باعث

گسیختگی شود. در حین این مرحله از آزمایش، شیر زهکشی بسته است. از آنجایی که زهکشی اجازه داده نشده، فشار آب حفره ای، Δu_d افزایش خواهد یافت. در حین آزمایش، مقادیر $\Delta\sigma_d$ و Δu_d به طور همزمان قرائت می شوند. افزایش فشار حفره ای Δu_d، در شکل بدون بعد، به صورت زیر نشان داده می شود:

$$A = \frac{\Delta u_d}{\Delta\sigma_d} \qquad (۱۱-۸)$$

که در آن **A** پارامتر فشار حفره ای اسکمپتون (۱۹۵۴) می باشد.

شکل عمومی تغییرات $\Delta\sigma_d$ و Δu_d در مقابل کرنش محوری برای ماسه و رس در شکل ۸-۲۳ نشان داده شده است. در ماسه شل و رس عادی تحکیم یافته با افزایش کرنش، فشار آب حفره ای افزایش می یابد. در ماسه متراکم و رس پیش تحکیم یافته، با افزایش کرنش، فشار آب حفره ای ابتدا افزایش می یابد لیکن پس از گذر از حد مشخصی، فشار آب حفره ای کاهش یافته و نسبت به فشار اتمسفر، منفی می شود. این مسئله به علت تمایل نمونه به اتساع است.

برخلاف آزمایش تحکیم یافته زهکشی شده، در آزمایش تحکیم یافته زهکشی نشده، تنشهای اصلی کل و موثر با هم مساوی نیستند. چون در حین این آزمایش، فشار آب حفره ای در لحظه گسیختگی اندازه گیری شده است، تنشهای اصلی کل و موثر را می توان به صورت زیر نوشت:

تنش اصلی حداکثر در لحظه گسیختگی (کل)	$\sigma_3 + (\Delta\sigma_d)_f = \sigma_1$
تنش اصلی حداکثر در لحظه گسیختگی (موثر)	$\sigma_3 - (\Delta\sigma_d)_f = \sigma'_1$
تنش اصلی حداقل در لحظه گسیختگی (کل)	σ_3
تنش اصلی حداقل در لحظه گسیختگی (موثر)	$\sigma_3 - (\Delta\sigma_d)_f = \sigma'_3$

که در آن :

$(\Delta\sigma_d)_f =$ فشار آب حفره ای در لحظه گسیختگی

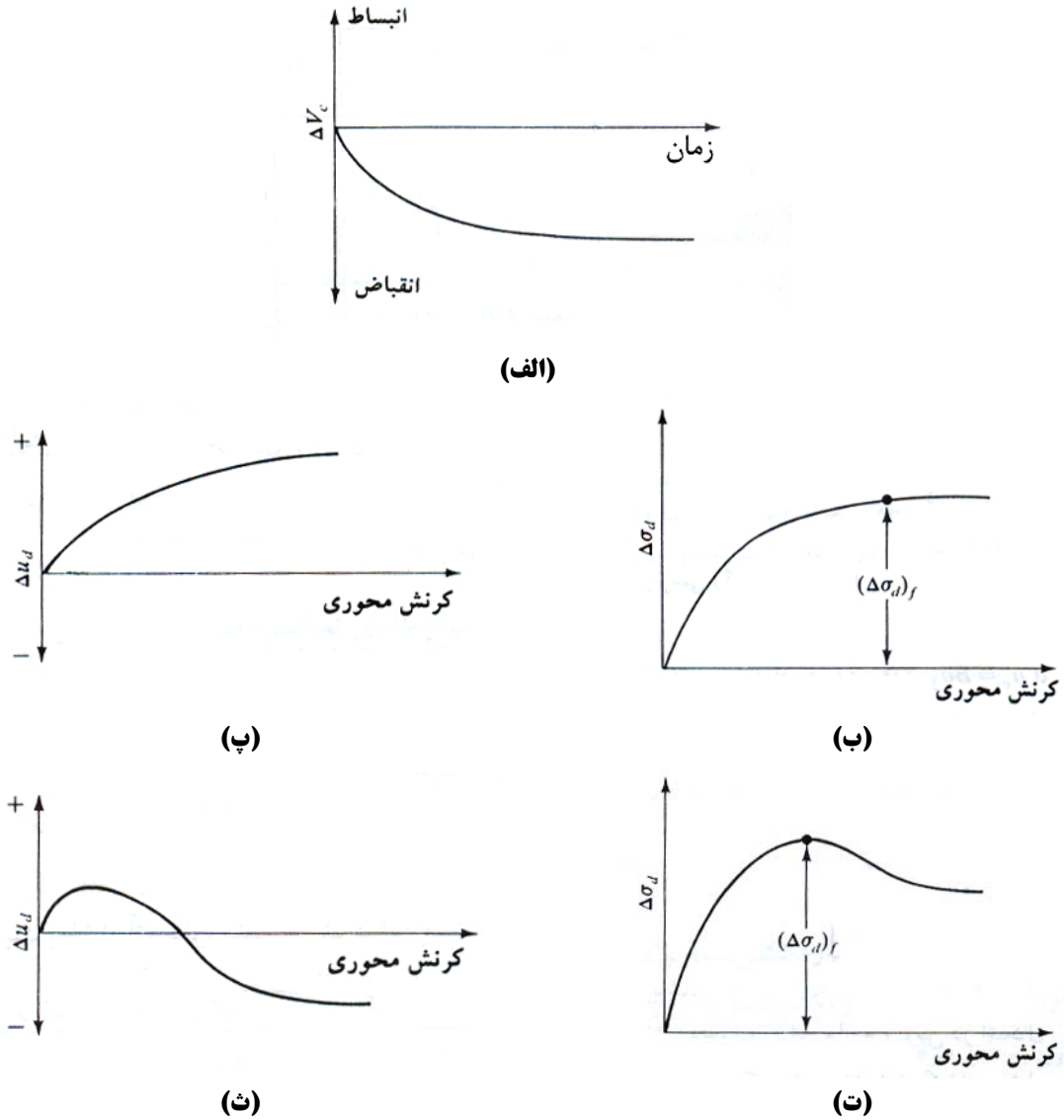
روابط قبل نشان می دهد که: $\sigma_1 - \sigma_3 = \sigma'_1 - \sigma'_3$

برای تعیین پارامترهای برشی خاک، نمونه های مختلف از خاک مورد نظر با فشارهای محفظه ای مختلف مورد آزمایش قرار می گیرند. در شکل ۸-۲۴ دوایر مور برای تنشهای کل و موثر در لحظه گسیختگی از یک آزمایش تحکیم یافته زهکشی نشده برای ماسه و رس عادی تحکیم یافته حاصل شده اند، به نمایش درآمده است.

توجه شود که **A** و **B** دوایر مور تنش کل بدست آمده از دو آزمایش مختلف و **C** و **D** نیز به ترتیب دوایر مور تنش موثر نظیر هستند. قطر دوایر **A** و **C** و قطر دوایر **B** و **D** با یکدیگر مساوی می باشند.

در شکل ۸-۲۴، پوش گسیختگی برای تنشهای کل از رسم مماس بر دوایر مور تنشهای کل (**A** و **B**) به دست می آید. برای ماسه و رس عادی تحکیم یافته، این پوش تقریباً یک خط مستقیم است که از مرکز مختصات گذشته و معادله آن به شکل زیر است:

$$\tau_f = \sigma \tan\varphi_{(cu)} \qquad (۱۲-۸)$$



شکل ۸–۲۳ نتایج آزمایش تحکیم یافته زهکشی نشده

که در آن:

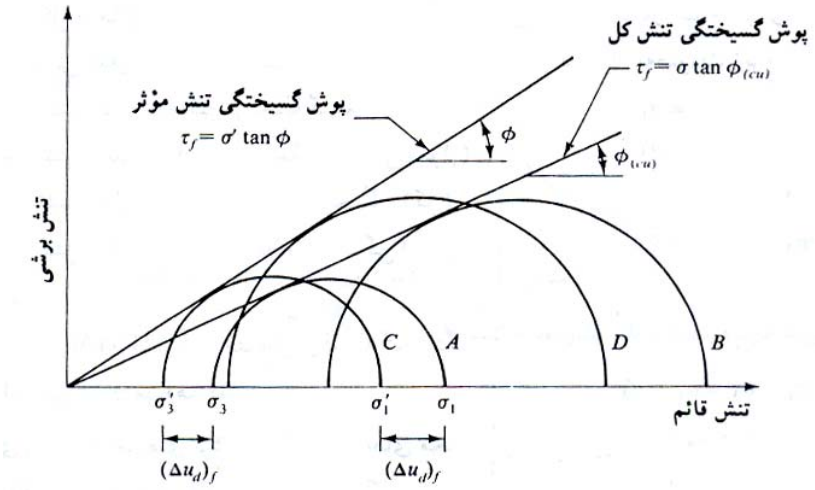
σ = تنش کل

$\varphi_{(cu)}$ = زاویه ای که پوش گسیختگی برای تنش کل با محور تنش قائم (محور افقی) می سازد و به زاویه مقاومت برشی تحکیم یافته زهکشی نشده معروف است.

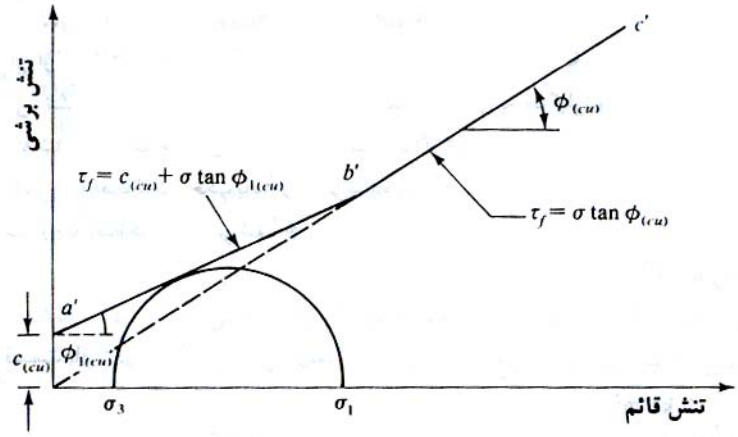
با مراجعه مجدد به شکل ۸-۲۴، پوش گسیختگی مماس بر دوایر مور تنش موثر، برای ماسه و رس عادی تحکیم یافته که آن نیز از مرکز مختصات می گذرد با معادله $\tau_f = \sigma' \tan\varphi$ نمایش داده می شود که مشابه نتیجه به دست آمده از آزمایش تحکیم یافته زهکشی شده است.

در درسهای پیش تحکیم یافته، پوش گسیختگی تنش کل به دست آمده از آزمایش تحکیم یافته زهکشی نشده، مطابق شکل ۸-۲۵ خواهد بود. خط مستقیم که a′b′ دارای معادله زیر است:

$$\tau_f = c_{(cu)} + \sigma \tan\varphi_{1(cu)}$$



شکل ۸–۲۴ پوش گسیختگی تنش موثر و تنش کل به دست آمده از آزمایش تحکیم سه محوری تحکیم یافته زهکشی نشده برای ماسه و رس عادی تحکیم یافته



شکل ۸–۲۵ پوش گسیختگی تنش کل به دست آمده از آزمایش تحکیم یافته زهکشی نشده در رس پیش تحکیم یافته

آزمایشهای تحکیم یافته زهکشی شده بر روی خاکهای رسی، بسیار وقت گیر هستند. در نتیجه به منظور تعیین پارامترهای برشی زهکشی شده برای این خاکها، از آزمایش تحکیم یافته زهکشی نشده با اندازه گیری فشار آب حفره ای استفاده می شود. در این نوع آزمایش، از آنجا که در هنگام اعمال تنش انحرافی قائم زهکشی صورت نمی گیرد، مراحل کار نسبتاً سریع انجام می شوند.

پارامتر فشار حفره ای **A** اسکمپتون در رابطه ۸-۱۱ تعریف شد . در لحظه گسیختگی پارامتر A می تواند به صورت زیر نوشته شود :

$$A = A_f = \frac{(\Delta u_d)_f}{(\Delta \sigma_d)_f} \qquad (۱۳-۸)$$

تغییرات A_f برای اغلب خاکهای رسی به شرح زیر است:

خاکهای رس عادی تحکیم یافته ۰/۵ تا ۱

خاکهای رس پیش تحکیم یافته ۰/۵ تا ۱

مثال:

نمونه ای از ماسه اشباع تحت فشار محفظه ای $60kN/m^2$ تحکیم یافت. پس از آن بدون اجازه زهکشی، تنش محوری افزایش داده شد. وقتی که تنش محوری به $50kN/m^2$ رسید، نمونه گسیخته شد . فشار آب حفره ای در لحظهٔ گسیختگی $41.35kN/m^2$ بود. مطلوب است:

(الف) زاویه اصطکاک تحکیم یافته زهکشی نشده $\phi_{(cu)}$

(ب) زاویه اصطکاک زهکشی شده ϕ

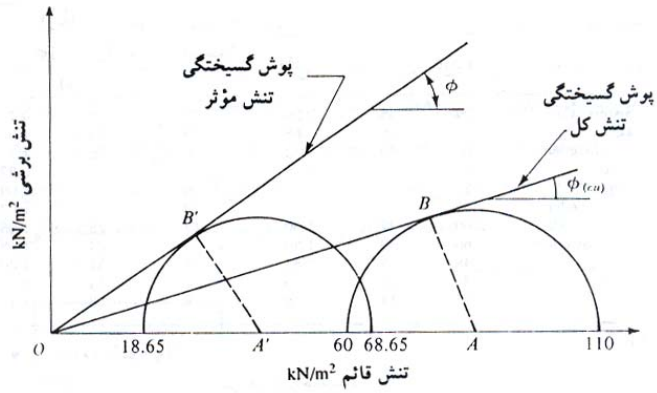
حل:

قسمت الف: در لحظه گسیختگی داریم :

$$\sigma_3 = 60k\,N/m^2$$

$$\sigma_1 = \sigma_3 + (\Delta\sigma_d)_f = 60 + 50 = 110k\,N/m^2$$

با استفاده از شکل زیر داریم:



$$\sin\boldsymbol{\varphi}_{(cu)} = \frac{AB}{OA} = \frac{\boldsymbol{\sigma}_1 - \boldsymbol{\sigma}_3}{\boldsymbol{\sigma}_1 + \boldsymbol{\sigma}_3} = \frac{110-60}{110+60} = \frac{50}{170} = 0.294 \rightarrow \boldsymbol{\varphi}_{(cu)} = 17.1^\circ$$

قسمت ب:

$$\boldsymbol{\sigma}'_3 = \boldsymbol{\sigma}_3 - (\boldsymbol{\Delta}u_d)_f = 60 - 41.35 = 18.65 \quad k\,N/m^2$$

$$\boldsymbol{\sigma}'_1 = \boldsymbol{\sigma}_1 - (\boldsymbol{\Delta}u_d)_f = 110 - 41.35 = 68.65 \quad k\,N/m^2$$

$$\sin\boldsymbol{\varphi} = \frac{A'B'}{OA'} = \frac{\boldsymbol{\sigma}'_1 - \boldsymbol{\sigma}'_3}{\boldsymbol{\sigma}'_1 + \boldsymbol{\sigma}'_3} = \frac{68.65-18.65}{68.65+18.65} = \frac{50}{87.3} = 0.5727 \rightarrow \boldsymbol{\varphi} = 34.94^\circ$$

مثال:

مجدداً به نمونه خاک مثال قبل مراجعه نمایید. اگر یک آزمایش زهکشی شده با همان فشار محفظه ای (یعنی $60kN/m^2$) انجام شود، تنش انحرافی $(\boldsymbol{\Delta\sigma}_d)_f$ در هنگام گسیختگی چقدر خواهد بود؟

حل:

$C = 0$ برای رس عادی تحکیم یافته

$$\boldsymbol{\sigma}'_1 = \boldsymbol{\sigma}'_3 \tan^2(45 + \boldsymbol{\varphi}/2)$$

$$\boldsymbol{\sigma}'_3 = 60\,k\,N/m^2 \quad \boldsymbol{\varphi} = 34.94^\circ$$ مثال قبل

در نتیجه می توان نوشت:

$$\boldsymbol{\sigma}'_1 = 60\tan^2\left(45 + \frac{34.94}{2}\right) = 220.85k\,N/m^2 \rightarrow (\boldsymbol{\Delta\sigma}_d)_f = \boldsymbol{\sigma}'_1 - \boldsymbol{\sigma}'_3 = 220.85 - 60 = 160.85\,k\,N/m^2$$

آزمایش تحکیم نیافته زهکشی نشده (UU)

در آزمایش تحکیم نیافته زهکشی نشده، در حین اعمال فشار محفظه ای σ_3، اجازه زهکشی به نمونه داده نمی شود. سپس بدون اینکه اجازه زهکشی داده شود، تنش انحرافی $\Delta\sigma_d$ اعمال شده و مقدار آن افزایش داده می شود تا نمونه گسیخته شود. از آنجایی که در هیچ یک از مراحل آزمایش اجازه زهکشی داده نمی شود، آزمایش می تواند به سرعت انجام شود. با اعمال فشار محفظه ای محدود کننده σ_3، فشار آب حفره ای در نمونه خاک به اندازه u_c افزایش می یابد. با اعمال تنش انحرافی Δu_d، افزایش دیگری به اندازه Δu_d در فشار آب حفره ای به وجود می آید. بنابراین فشار آب حفره ای کل u در نمونه در هر مرحله از اعمال تنش انحرافی به صورت زیر نوشته می شود:

$$u = u_c + \Delta u_d \qquad (۱۴-۸)$$

با استفاده از روابط ۸-۱۰ و ۸ – ۱۳ می توان نوشت:

$$u_c = B\sigma_3 \quad و \quad \Delta u_d = A\Delta\sigma_d$$

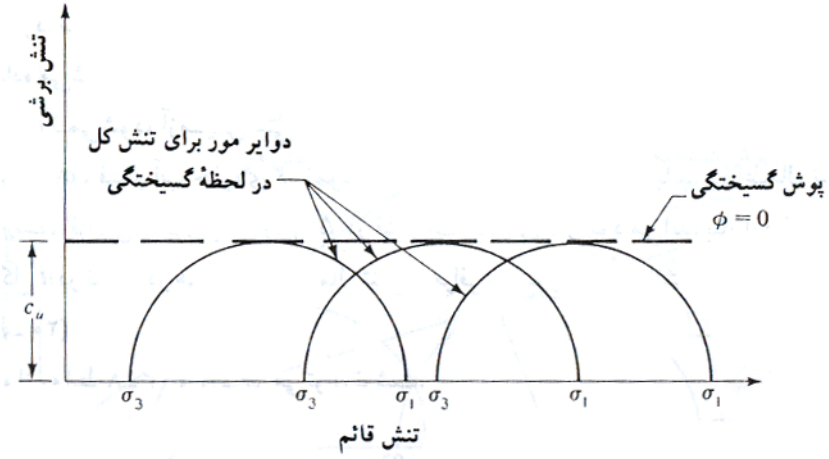
بنابراین:

$$u = B\sigma_3 + A\Delta\sigma_d = B\sigma_3 + A(\sigma_1 - \sigma_3) \qquad (۱۵-۸)$$

این آزمایش معمولاً روی نمونه های رسی انجام می شود و یک مفهوم عمیق مقاومتی برای خاکهای چسبنده اشباع دارد. در این آزمایش، برای فشارهای محدود کننده محفظه ای مختلف، تنش محوری انحرافی در لحظه گسیختگی $(\Delta\sigma_d)_f$ عملاً یکسان می باشد. این موضوع در شکل ۸-۲۶ نشان داده شده است. پوش گسیختگی برای دوایر مور تنش کل به صورت یک خط افقی در می آید و به همین علت به آن شرایط $\varphi = 0$ می گویند. با توجه به این مسئله، رابطه مقاومت برشی به صورت زیر نوشته می شود:

$$\tau_f = c_u \qquad (۱۶-۸)$$

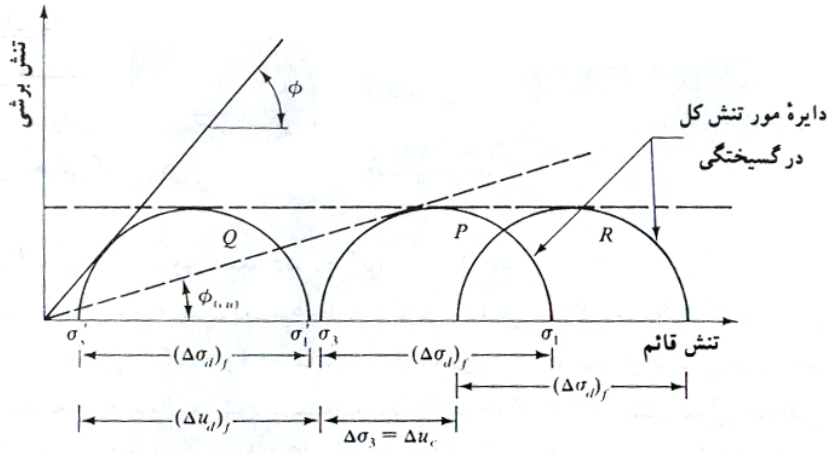
در رابطه فوق ، c_u مقاومت برشی زهکشی نشده است که مساوی شعاع دایره مور می باشد.



شکل ۸–۲۶ دوایر مور تنش کل و پوش گسیختگی $(\varphi = 0)$ که از آزمایش تحکیم نیافته زهکشی نشده به دست آمده است

علت به دست آوردن تنش محوری اضافی یکسان برای فشارهای محفظه ای مختلف را می توان به صورت زیر تشریح کرد.

اگر نمونه رسی اشباع شماره ۱ تحت فشار محفظه ای σ_3 تحکیم یافته و سپس بدون اجازه زهکشی تا نقطه گسیختگی تحت فشار محوری قرار گیرد، شرایط تنش کل در لحظه گسیختگی می تواند توسط دایره مور **P** در شکل ۸-۲۷ نشان داده



شکل ۸–۲۷ مفهوم $\varphi = 0$

شود. فشار حفره ای ایجاد شده در نمونه در لحظه گسیختگی مساوی $(\Delta u_d)_f$ می باشد. بنابراین تنشهای موثر اصلی حداکثر و حداقل در لحظه گسیختگی برابرند با:

$$\sigma_1' = [\sigma_3 + (\Delta\sigma_d)_f] - (\Delta u_d)_f = \sigma_1 - (\Delta u_d)_f$$

$$\sigma_1' = \sigma_3 - (\Delta u_d)_f$$

با استفاده از تنشهای موثر فوق، دایره مور Q در شکل ۸-۲۷ رسم می شود. توجه شود که قطرهای دوایر **P** و **Q** یکسان است.

حال نمونه دیگری از همان خاک رس (نمونه ۲) که تحت فشار محفظه ای $\boldsymbol{\sigma}_3$ تحکیم یافته، در نظر گرفته می شود. اگر فشار محفظه ای بدون اجازه زهکشی به اندازه $\boldsymbol{\Delta\sigma}_3$ افزایش یابد، فشار آب حفره ای به اندازه $\boldsymbol{\Delta u}_c$ افزایش می یابد. برای خاکهای اشباع تحت تنشهای ایزوتروپیک (همسانگرد)، افزایش فشار حفره ای مساوی افزایش تنش کل می باشد. بنابراین $\boldsymbol{\Delta u}_c = \boldsymbol{\Delta\sigma}_3$ است. در این لحظه فشار محفظه ای محدود کننده موثر برابر است با:

$$\sigma_3 + \Delta\sigma_3 - \Delta u_c = \sigma_3 + \Delta\sigma_3 - \Delta\sigma_3 = \sigma_3$$

مقدار فوق مساوی فشار محدود کننده موثر نمونه ۱ قبل از اعمال تنش انحرافی است. بنابراین اگر بدون اجازه زهکشی، نمونه ۲ تحت فشاری محوری قرار گیرد تا گسیخته شود، در همان تنش انحرافی $(\Delta\sigma_d)_f$ گسیخته خواهد شد که نمونه شماره (۱) گسیخته شده است. دایره مور تنش کل در لحظه گسیختگی، **R** خواهد شد (شکل ۸-۲۷).

در این حالت، افزایش فشار حفره ای به علت اعمال $(\Delta\sigma_d)_f$ مساوی $(\boldsymbol{\Delta u}_d)_f$ خواهد شد.

در لحظه گسیختگی تنش موثر اصلی حداقل برابر است با:

$$[\sigma_3 + \Delta\sigma_3] - [\Delta u_c + (\Delta u_d)_f] = \sigma_3 - \Delta\sigma_3 - (\Delta\sigma_d)_f = \sigma_3'$$

و تنش موثر اصلی حداکثر برابر است با:

$$[\boldsymbol{\sigma}_3 + \boldsymbol{\Delta\sigma}_3 + (\boldsymbol{\Delta\sigma}_d)_f] - [\boldsymbol{\Delta u}_c + (\boldsymbol{\Delta u}_d)_f] = [\boldsymbol{\sigma}_3 + (\boldsymbol{\Delta\sigma}_d)_f] - (\boldsymbol{\Delta u}_d)_f = \boldsymbol{\sigma}_1 - (\boldsymbol{\Delta u}_d)_f = \boldsymbol{\sigma}_1'$$

بنابراین دایره مور تنش موثر نظیر، همان **Q** خواهد بود. توجه شود که قطرهای دوایر **P** ، **Q** و **R** یکی هستند.

بنابراین هر مقدار تنش اضافی محفظه ای $\boldsymbol{\Delta\sigma}_3$ برای آزمایش نمونه شماره ۲ انتخاب شود، تنش انحرافی گسیختگی $(\boldsymbol{\Delta\sigma}_d)_f$ یکسانی به دست می آید.

۸–۵ آزمایش فشاری محدود نشده برای رس اشباع

آزمایش فشاری محدود نشده یک نوع خاص آزمایش **UU** می باشد که معمولاً برای نمونه های رسی مورد استفاده قرار میگیرد. در این آزمایش، فشار محدود کننده σ_3 مساوی صفر است. بار محوری به سرعت به نمونه اعمال می شود تا گسیخته گردد. در لحظه گسیختگی، تنش اصلی حداقل کل مساوی صفر و تنش اصلی حداکثر کل مساوی σ_1 است که دایره مور نظیر آن مطابق شکل ۸-۲۸ می باشد. با توجه به این دایره مور می توان نوشت:

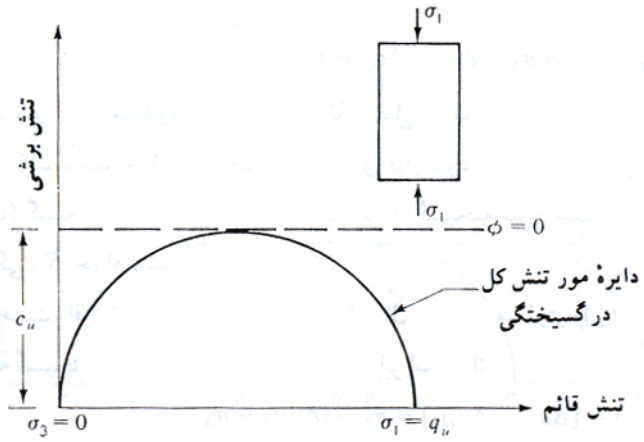
$$\tau_f = \frac{\sigma_1}{2} = \frac{q_u}{2} = c_u \qquad (۲۷-۸)$$

q_u در رابطه فوق، مقاومت فشاری محدود نشده نامیده می شود . در جدول ۸-۲ سفتی تقریبی رسها بر پایه مقاومت فشاری محدود نشده آنها ، ارائه و در شکل ۸-۲۹ نیز تصویری از دستگاه آزمایش فشاری محدود نشده نشان داده شده.

به طور نظری، نمونه های به دست آمده از یک خاک رس اشباع، در آزمایش فشاری محدود نشده و آزمایش سه محوری تحکیم نیافته زهکشی نشده، باید c_u یکسانی به دست دهند. لیکن در عمل c_u به دست آمده از آزمایش فشاری محدود نشده برای خاک رس اشباع، قدری کوچکتر از مقدار به دست آمده از آزمایش سه محوری **UU** است. این حقیقت در شکل ۸-۳۲ نشان داده شده است.

جدول ۸–۲ ارتباط بین سفتی و مقاومت فشاری محدود نشده

سفتی	q_u kN/m^2	c_u kN/m^2
خیلی نرم	0-24	0-12
نرم	24-48	12-24
متوسط	48-96	24-48
سفت	96-192	48-96
خیلی سفت	192-383	96-190
سخت	>383	>190



شکل ۸–۲۸ آزمایش فشاری محدود نشده

۸–۶ نکات عمومی در مورد آزمایش سه محوری

در تکمیل مباحث قبل ، بیان نکات زیر در مورد آزمایش سه محوری لازم به نظر می رسد:

۱- بر خلاف آزمایش برش مستقیم، صفحات گسیختگی برشی نمونه ها در آزمایشهای سه محوری قابل پیش بینی نیست.

۲- با توجه به بحثهای انجام شده در مورد انواع آزمایشهای سه محوری، روشن است که مقاومت برشی هر خاک بستگی به فشار آب حفره ای تولید شده در حین آزمایش دارد. با زهکشی نمونه، فشار آب حفره ای از بین می رود. در نتیجه مقاومت برشی خاک در محل، بستگی به سرعت بارگذاری و زهکشی آن دارد.

(ب)

(الف)

شکل ۸–۲۹ (الف) دستگاه آزمایش فشاری محدود نشده (ب) نمونه پس از گسیختگی

برای شرایط در محل، در صورتی که سرعت بارگذاری متوسط باشد، در خاکهای دانه ای احتمالاً زهکشی کامل بـه وقـوع می پیوندد. در چنین شرایطی، پارامترهای برشی به دست آمده از آزمایش زهکشی شده حاکم بوده و باید مـورد اسـتفاده قـرار گیرند. در مقابل برای رسهای عادی تحکیم یافته $(k = 10^{-6} cm/scc)$، زمان لازم برای زایل شدن اضافه فشار حفـره ای تولیـد شده به علت احداث شالوده ممکن است خیلی طولانی بـوده و در حـین احـداث و بلافاصـله بعـد از اتمـام سـاختمان، شـرایط زهکشی نشده وجود داشته باشد. بنابراین اگر منظور مطالعه پایداری کوتاه مدت خاک باشد، استفاده از نتایج آزمایش زهکشـی نشده $(\varphi = 0)$ منطقی خواهد بود. لیکن پس از گذشت مدت کافی از اتمام ساختمان، زهکشی خاک کامل شده و برای بررسی پایداری درازمدت خاک، استفاده از پارامترهای زهکشی شده منطقی خواهد بود. بنابراین نتیجه می شود که در خاکهای رسـی اشباع، بررسی پایداری در دو حالت زهکشی نشده و زهکشی شده هر کدام با استفاده از پارامترهای برشی مربوطه لازم میباشد.

۳- در مقایسه با آزمایش برش مستقیم ، انجام آزمایش سه محوری مشکلتر بوده و به هزینه بالاتری نیاز دارد.

مثال :

برای یک خاک رس عادی تحکیم یافته، نتایج آزمایش سه محوری زهکشی شده به شرح زیر می باشد:

فشار محفظه ای= ۱۴۰ کیلونیوتن بر متر مربع

تنش انحرافی در لحظه گسیختگی = ۲۶۳/۵ کیلونیوتن بر متر مربع

مطلوب است تعیین زاویه اصطکاک داخلی φ

خاک رسی عادی تحکیم یافته $\leftarrow c = 0$

$$\sigma_3 = 140 kN/m^2$$

$$(\Delta\sigma_d)_f = 263.5 kN/m^2 \rightarrow \sigma_1 = 140 + 263.5 kN/m^2$$

$$\sigma_1 = \sigma_3 \tan^2(45 + \frac{\varphi}{2}) \rightarrow 403.5 = 140 \tan^2(45 + \frac{\varphi'}{2}) \rightarrow \varphi' = 29^\circ$$

مثال :

نتایج دو آزمایش سه محوری زهکشی شده بر روی یک رس اشباع به شرح زیر است:

نمونه ۱	فشار محفظه ای	$69\,\mathrm{kN/m^2}$
	فشار انحرافی در لحظه گسیختگی	$213\,\mathrm{kN/m^2}$
نمونه ۲	فشار محفظه ای	$120\,\mathrm{kN/m^2}$
	فشار انحرافی در لحظه گسیختگی	$258.7\,\mathrm{kN/m^2}$

مطلوب است محاسبه پارامترهای مقاومت برشی خاک.

نمونه ۱ $\begin{cases} \sigma_3 = 69\,\mathrm{kN/m^2} \\ \sigma_1 = 96 + 213 = 282\,\mathrm{kN/m^2} \end{cases}$

نمونه ۲ $\begin{cases} \sigma_3 = 120\,\mathrm{kN/m^2} \\ \sigma_1 = 120 + 258.7 = 378.7\,\mathrm{kN/m^2} \end{cases}$

$$\begin{cases} 282 = 69\tan^2(45+\frac{\varphi}{2}) + 2c\tan(45+\frac{\varphi}{2}) \\ 378.7 = 120\tan^2(45+\frac{\varphi}{2}) + 2c\tan(45+\frac{\varphi}{2}) \end{cases}$$

$$378.7 - 282 = (120-69)\tan^2(45+\frac{\varphi}{2}) \rightarrow \tan^2(45+\frac{\varphi}{2}) = \frac{96.7}{51} \rightarrow \varphi' = 18^\circ$$

$$282 = 69\tan^2(45+\frac{18}{2}) + 2c\tan(45+\frac{18}{2}) \rightarrow 151.28 = 2c\tan(45+\frac{18}{2}) \rightarrow c' = 54.956\mathrm{kN/m^2}$$

مثال :

اگرنمونه رس شرح داده شده در مسئله قبل در یک دستگاه آزمایش سه محوری با فشار محفظه ای $200\mathrm{kN/m^2}$ مورد آزمایش قرار گیرد، تنش اصلی حداکثر در لحظه گسیختگی چقدر خواهد بود. در حین آزمایش شرایط زهکشی کامل وجود دارد.

$$\sigma_3 = 200\mathrm{kN/m^2}$$

$$\sigma_1 = \sigma_3\tan^2(45+\frac{\varphi}{2}) + 2c\tan(45+\frac{\varphi}{2}) = 200\tan^2(45+\frac{28}{2}) + 2\times 54.956\tan(45+\frac{18}{2}) = 529\mathrm{kN/m^2}$$

مثال :

یک خاک ماسه ای دارای زاویه اصطکاک زهکشی شده ۳۵ درجه است. اگر در یک آزمایش سه محوری زهکشی شـده روی آن خاک، تنش انحرافی در هنگام گسیختگی ۲۶۳ کیلونیوتن بر متر مربع باشد، فشار محفظه ای چقدر خواهد بود.

$$c' = 0, \varphi' = 35^\circ, (\Delta\sigma_d)_f = 263\mathrm{kN/m^2}$$

$$\sigma_3 + 263 = \sigma_3\tan^2(45+\frac{35}{2}) \rightarrow 263 = 3.69\sigma_3 - \sigma_3 = 2.69\sigma_3 \rightarrow \sigma_3 = \frac{263}{2.69} = 71.27\mathrm{kN/m^2}$$

مثال :

یک آزمایش سه محوری زهکشی شده بر روی خاک رس عادی تحکیم یافته نشان داد که صفحهٔ گسیختگی زاویه ۵۵ درجه بـا افق می سازد. اگر نمونه تحت فشار محفظه ای ۱۰۳/۵ کیلونیوتن بر متر مربع مورد آزمایش قرار گرفته باشد، تنش انحرافی در لحظهٔ گسیختگی چقدر خواهد بود.

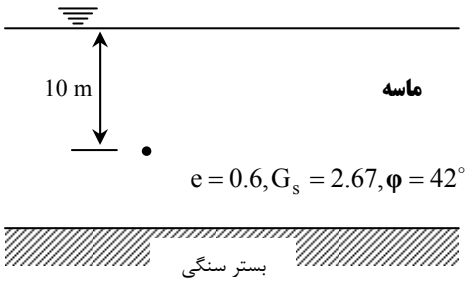
$$c' = 0, \theta = 55^\circ$$

$$\theta = 45 + \frac{\varphi'}{2} \rightarrow 55 = 45 + \frac{\varphi'}{2} \rightarrow \varphi' = 20^\circ$$

$$\sigma_1 = 103.5\tan^2(45 + \frac{20}{2}) = 212\text{kN/m}^2 \rightarrow (\Delta\sigma_d)_f = \sigma_1 - \sigma_3 = 212 - 103.5 = 108.5\text{kN/m}^2$$

مثال :

در شکل زیر، یک نهشتهٔ ماسه ای نشان داده شده است. مطلوب است تعیین مقاومت برشی در صفحه افقی که در عمق ۱۰ متر زیر سطح زمین قرار دارد.



$$\tau_f = (\sigma - u)\tan\varphi = \sigma'\tan\varphi = \gamma' z\tan\varphi$$

$$\gamma' = \gamma - \gamma_w = \frac{G_s + e}{1+e}\gamma_w - \gamma_w = \frac{G_s - 1}{1+e}\gamma_w$$

$$\tau_f = 10.239 \times 10\tan 42^\circ = 92.19\text{kN/m}^2$$

مثال :

از یک آزمایش تحکیم یافته زهکشی نشده بر روی یک خاک رس عادی تحکیم یافته، نتایج زیر به دست آمده است:

$$\sigma_3 = 84\text{k N/m}^2$$

$$\text{تنش انحرافی در لحظه گسیختگی} = (\Delta\sigma_d)_f = 64\text{k N/m}^2$$

$$\text{فشار حفره ای} = (\Delta\sigma_d)_f = 48\text{k N/m}^2$$

مطلوب است محاسبه زاویه اصطکاک تحکیم یافته زهکشی نشده و زاویه اصطکاک زهکشی شده.

$$\sigma_1 = \sigma_3 + (\Delta\sigma_d)_f = 84 + 64 = 148\text{k N/m}^2$$

$$c = 0 \rightarrow \sigma_1 = \sigma_3\tan^2(45 + \frac{\varphi_{cu}}{2}) \rightarrow 148 = 84\tan^2(45 + \frac{\varphi_{cu}}{2}) \rightarrow \varphi_{cu} = 16^\circ$$

$$\begin{cases} \sigma_3' = \sigma_3 - (\Delta u_d)_f = 84 - 48 = 36\text{kN/m}^2 \\ \sigma_1' = \sigma_1 - (\Delta u_d)_f = 148 - 48 = 100\text{kN/m}^2 \end{cases}$$

$$100 = 36\tan^2(45 + \frac{\varphi'}{2}) \rightarrow \varphi' = 28^\circ$$

مسائل:

۱. مقاومت برشی یک روس عادی تحکیم یافته طبق رابطه $\tau_f = \sigma' \tan 31^\circ$ تعریف می شود. یک آزمایش تحکیم یافته زهکشی نشده بر روی این خاک رسی انجام شد که نتایج آن به شرح زیر است:

فشار محفظه ای = $112k\,N/m^2$

تنش انحرافی در لحظه گسیختگی = $100.14k\,N/m^2$

مطلوب است تعیین:

(الف) زاویه اصطکاک تحکیم یافته زهکشی نشده (φ_{cu})

(ب) فشار آب حفره ای در نمونه در لحظه گسیختگی

۲. برای نمونه رسی تشریح شده ، مسئله ۱، مقدار تنش انحرافی در لحظهٔ گسیختگی با فشار محفظه ای $\sigma_3 = 112k\,N/m^2$ در صورتی که آزمایش به صورت زهکشی شده انجام شود چقدر است.

۳. زاویه اصطکاک تحکیم یافته زهکشی نشده یک ماسه لای دار، ۲۲ درجه و زاویه اصطکاک زهکشی شده آن ۳۲ درجه $(c = 0)$ می باشد. اگر یک آزمایش تحکیم یافته زهکشی نشده بر روی چنین خاکی با فشار محفظه ۹۰ کیلونیوتن بر متر مربع انجام شود، تنش اصلی حداکثر کل در لحظه گسیختگی چقدر خواهد شد. همچنین فشار حفره ای تولید شده در لحظه گسیختگی را محاسبه نمایید.

۴. نتایج زیر مربوط به آزمایش سه محوری تحکیم یافته زهکشی نشده بر روی رس می باشند مطلوب است رسم دایره مور تنش کل و تعیین پارامترهای مقاومت برشی برای شرایط تحکیم یافته زهکشی نشده.

شماره نمونه	σ_3	σ_1 در لحظه گسیختگی
1	191.67	375.67
2	383.34	636.33

۵. نتایج یک آزمایش تحکیم نیافته زهکشی نشده بر روی یک نمونه خاک رس اشباع به قرار زیر است:

$\sigma_3 = 97.74\,k\,N/m^2$

در لحظه گسیختگی = $\sigma_1 = 190.59\,k\,N/m^2$

تنش محوری در لحظه گسیختگی در صورتی که نمونه ای مشابه تحت آزمایش فشار محدود نشده قرار گیرد، چقدر خواهد بود.

۶. زاویه اصطکاک φ یک نمونه رس عادی تحکیم یافته که از آزمایش سه محوری زهکشی شده به دست آمده، مساوی ۱۵ درجه است. مقاومت فشاری محدود نشده q_u برای آن خاک ۱۰۰ کیلونیوتن بر متر مربع است. مطلوب است تعیین فشار آب حفره ای در لحظه گسیختگی برای آزمایش فشاری محدود نشده.

مراجع

۱. **اصول مهندسی ژئوتکنیک**، جلد اول: مکانیک خاک.، ترجمه شاپور طاحونی.، چاپ هفتم ۱۳۸۰، ویرایش دوم.

۲. **مجموعه سوالات طبقه بندی شده آزمون کارشناسی ارشد مکانیک خاک.**، تالیف: ساسان امیر افشاری.، چاپ سوم ۱۳۸۲.

فصل ۹:

فشار جانبی خاک

جزوه درس مکانیک خاک ۲ (کارشناسی عمران)

استاد: عبدالمتین ستایش

برای ارسال نظرات و پیشنهادات به سایت شخصی اینجانب رجوع نموده و یا نظرات و یا پیشنهادات خود را به آدرس پست الکترونیک زیر ارسال نمایید:

Website: www.ams.ir, Email: a_matin_s@yahoo.com

۹–۱ مقدمه

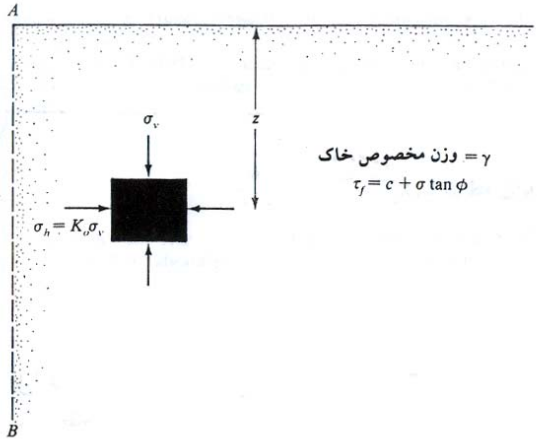
سازه های حائل خاک نظیر دیوارهای حائل، دیوارهای زیرزمین و دیوارهای ساحلی که در مهندسی پی برای حفاظت جداره شیروانی های خاکی مورد استفاده قرار می گیرند، تحت تاثیر فشارهای رانشی خاک قرار دارند. طرح صحیح این دیوارها ایجاب می کند که شناخت دقیقی از فشار جانبی ایجاد شده بین خاک و سازه داشته باشیم.

۹–۲ فشار خاک در حالت سکون

توده خاکی مطابق شکل ۹-۱ 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_o نشان داده می شود:

$$K_o = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} \qquad (۹-۱)$$



شکل ۹–۱ فشار خاک در حالت سکون

چون $\sigma_v = \gamma \cdot z$ است، می توان نوشت:

$$\sigma_h = K_o(\gamma \cdot z) \qquad (۹-۲)$$

ضریب فشار جانبی K_o به صورت زیر بدست می آید:

خاک چسبنده	**خاک رسی عادی تحکیم یافته**	$K_o = 0.95 - \sin\varphi$	(۳-۹)
	خاک رس پیش تحکیم یافته	$K_o = (0.95 - \sin\varphi) \times \sqrt{OCR}$	(۴-۹)
خاک دانه ای	**ماسه شل و معمولی**	$K_o = 1 - \sin\varphi$	(۵-۹)
	ماسه متراکم	$K_o = 1 - \sin\varphi + \left(\frac{\gamma_d}{\gamma_{d\min}} - 1\right) \times 5.5$	(۶-۹)

$= K_o$

که در این روابط:

φ = زاویه اصطکاک داخلی خاک

OCR = نسبت پیش تحکیم

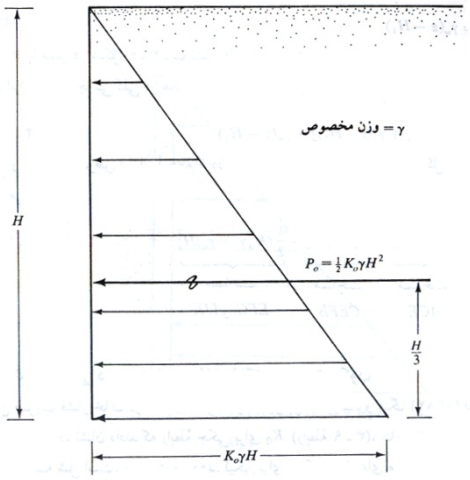
γ_d = وزن مخصوص خشک ماسه

$\gamma_{d\min}$ = حداقل وزن مخصوص خشک ماسه

فشار جانبی در حالت سکون برای خاک خشک

شکل ۹-۲ 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:

$$P_o = \frac{1}{2} K_o \gamma H^2 \qquad (۷-۹)$$



شکل ۹–۲ توزیع فشار خاک در حال سکون بر روی دیوار

فشار جانبی در حالت سکون برای خاک غوطه ور یا نیمه غوطه ور

شکل ۹-۳-الف یک دیوار به ارتفاع **H** را نشان می دهد. سطح آب زیرزمینی در عمق H_1 از سطح زمین قرار دارد. برای $z \le H_1$ 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 ۹-۳-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:

$$\text{فشار قائم موثر} = \sigma'_v = \gamma H_1 + \gamma'(z - H_1) \qquad (۸-۹)$$

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:

$$\sigma'_h = K_o \sigma'_v = K_o[\gamma H_1 + \gamma'(z - H_1)] \qquad (۹-۹)$$

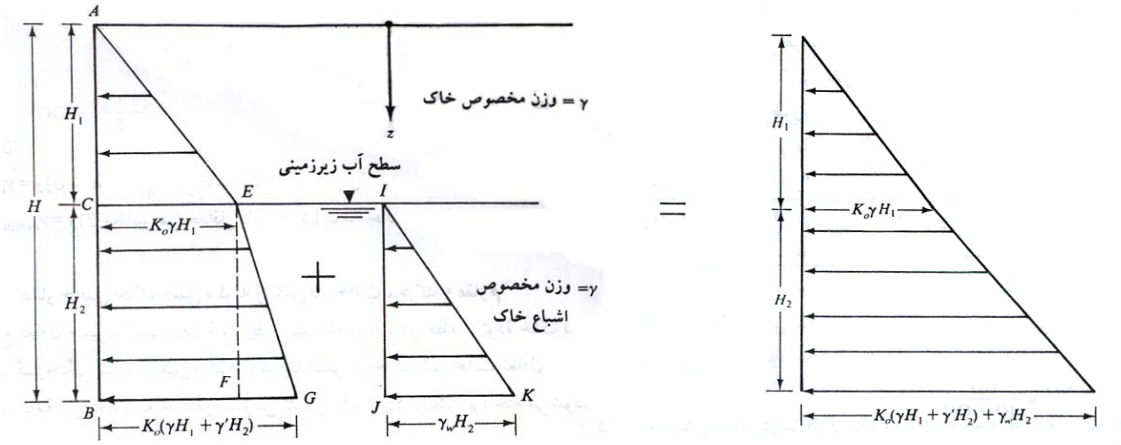
تغییرات σ'_h با عمق در شکل ۹-۳-الف توسط ذوزنقه **CEGB** نشان داده شده است. با استفاده از اصول استاتیک سیالات، فشار جانبی به علت فشار آب حفره ای برابر است با:

$$u = \gamma_w (z - H_1) \qquad (۱۰-۹)$$

تغییرات **u** با عمق در شکل ۹-۳-ب نشان داده شده است.

بنابراین فشار جانبی کلی در عمق $z \geq H_1$ برابر است با:

$$\sigma_h = \sigma'_h + u = K_o[\gamma H_1 + \gamma'(z - H_1)] + \gamma_w (z - H_1) \qquad (۱۱-۹)$$



(الف) **(ب)** **(پ)**

شکل ۹-۳ 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.

$$c = 0 \rightarrow K_o = 1 - \sin\varphi = 1 - \sin 30 = 0.5$$

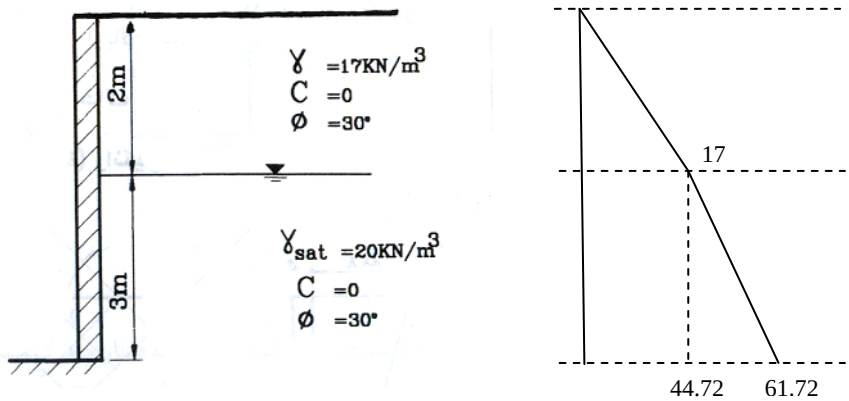
$$0 \leq z \leq 2 \rightarrow \sigma_v = \gamma z = 17z$$

$$2 \leq z \leq 5 \rightarrow \sigma_v = q + \gamma' z = 17 \times 2 + (20 - 9.81)z = 34 + 10.19z$$

$$0 \leq z \leq 2 \rightarrow \sigma_a = \sigma'_a = 0.5(17z) = 8.5z$$

$$0 \leq z \leq 3 \rightarrow \sigma_a = 0.5[17 \times 2 + (20 - 9.81)z] = 34 + 10.19z = 17 + 5.1z$$

$$0 \leq z \leq 3 \rightarrow u_w = \gamma_w \cdot z = 9.81z \rightarrow \sigma_a = \sigma'_a + u = 17 + 14.91z$$



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:

$$P_o = (17\times 2\times 0.5) + (17+61.72)\times 3\times 0.5 = 135.05 kN/m$$

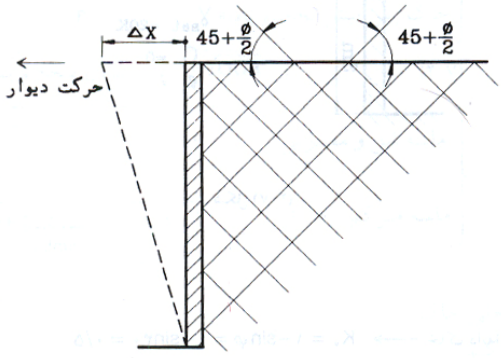
تعیین محل اثر برآیند نیرو (لنگر گیری نسبت به بالای دیوار):

$$\bar{z} = \frac{(17\times 2\times 0.5\times 4/3) + (17\times 3\times 3.5) + (44.72\times 3\times 0.5\times 4)}{(17\times 2\times 0.5) + (17\times 3) + (44.72\times 3\times 0.5)} = 3.48m$$

۹–۳ فشار جانبی خاک طبق نظریه رانکین در حالت محرک

چنانچه مطابق شکل ۹-۴ 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 $K_o\sigma_v$ خواهد بود لیکن اگر $\Delta x > 0$ باشد σ_h کوچکتر از $K_o\sigma_v$ خواهد شد و سرانجام در فشار جانبی σ_a تودهٔ خاک گسیخته خواهد شد بطوریکه سطوح لغزش در خاک زاویه $\pm(45+\varphi/2)$ با افق می سازد. σ_a را فشار محرک رانکین می نامند و طبق رابطه زیر محاسبه می شود:

$$\sigma_a = K_a\sigma_v - 2c\sqrt{K_a} \qquad (۹-۱۲)$$



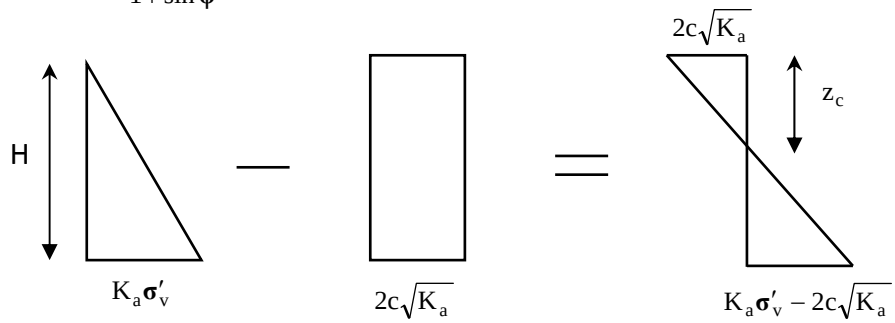
شکل ۹–۴

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:

$$K_a = \tan^2(45-\varphi/2) = \frac{1-\sin\varphi}{1+\sin\varphi} \qquad (۱۳-۹)$$



شکل ۹-۵

همانطور که در نمودار شکل (۹-۵) 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:

وقتی خاک خشک است $\sigma_a = 0 \rightarrow \sigma_v K_a - 2c\sqrt{K_a = 0} \rightarrow z_c = \frac{2c}{\gamma\sqrt{K_a}}$

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:

$$P_a = \frac{1}{2}\sigma_v K_a H - 2cH\sqrt{K_a} \qquad (۱۴-۹)$$

۲. بعد از وقوع ترک کششی:

$$P_a = \frac{1}{2}(H-z_c)(\sigma_v K_a - 2c\sqrt{K_a}) \qquad (۱۵-۹)$$

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 ۰/۰۰۱ تا ۰/۰۰۴ و برای خاک چسبنده بین ۰/۰۱ تا ۰/۰۴ ارتفاع دیوار می باشد.

مثال:

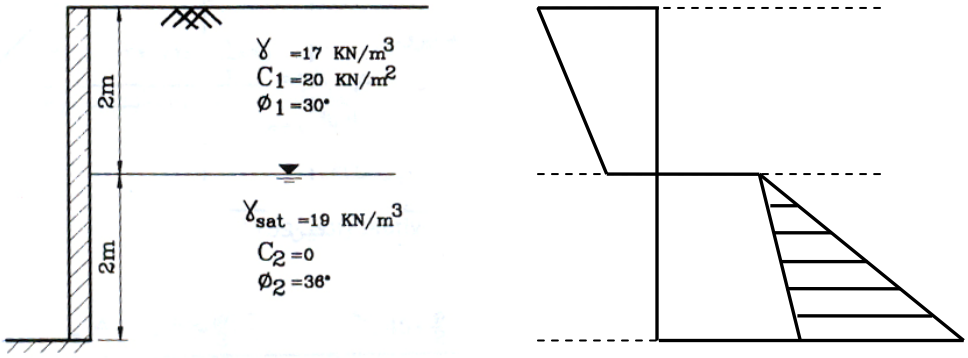
با توجه به شکل زیر با فرض امکان تغییر مکان جانبی کافی برای دیوار، نیروی وارد بر واحد طول دیوار، قبل و بعد از وقوع ترک را محاسبه نمایید.

$$K_{a[1]} = \tan^2\left(45-\frac{\varphi}{2}\right) = \tan^2(45-15) = \frac{1}{3}$$

$$K_{a[2]} = \tan^2(45-18) = 0.26$$

تنش موثر قائم در لایه ۱: $\sigma_v = \sigma'_v = 17z \qquad 0 \le z \le 2$

تنش موثر قائم در لایه ۲: $\sigma'_v = 17\times 2 + (19-9.81)z = 34 + 18.19z \qquad 0 \le z \le 3$



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 لایه۲:

$$\sigma_a = K_a\sigma'_v = 0.26\times[34+18.19z] = 8.84+4.7294z$$

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:

$$z_c = \frac{2c}{\gamma\sqrt{K_a}} = \frac{2\times 20}{17\times 0.577} = 4.075\text{m}$$

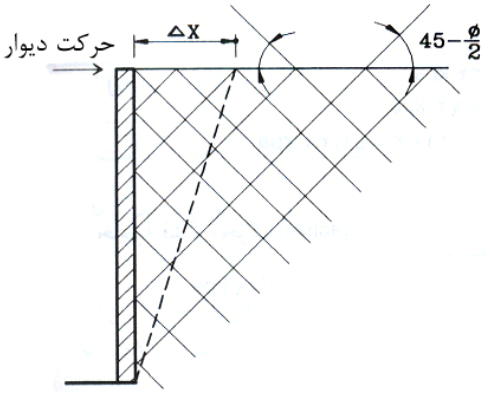
چون عمق لایه فوقانی ۲ متر است و ترک کششی فقط در این ناحیه رخ می دهد لذا عمق ترک کششی حداکثر می تواند ۲ متر باشد. بنابراین نمودار فشار تا عمق ۲ متر مساوی صفر و در عمق بزرگتر از ۲ متر مطابق شکل خواهد بود. در نتیجه:

$$P_a = (8.84+33.24)\left(\frac{2}{2}\right) = 42.08\text{kN/m}$$

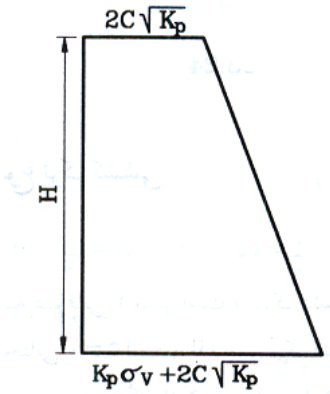
۹-۴ فشار جانبی خاک طبق نظریه رانکین در حالت مقاوم (Passive)

چنانچه دیوار بر عکس حالت محرک، به سمت توده خاکی حرکت کند، 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 $K_o\sigma_v$ 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 $\pm(45-\varphi/2)$ با افق می سازد. σ_p را فشار مقاوم رانکین می نامند و طبق رابطه زیر محاسبه می شود:

$$\sigma_p = \sigma_v K_p + 2c\sqrt{K_p} \qquad (۱۶-۹)$$



شکل ۹–۶



شکل ۹–۷

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:

$$K_p = \tan^2(45+\varphi/2) \qquad (۱۷-۹)$$

برای بدست آوردن نیروی مقاوم رانکین وارد بر واحد طول دیوار با محاسبه سطح زیر نمودار ارتفاع-فشار خواهیم داشت:

$$P_p = \frac{1}{2}\sigma_v K_p H + 2cH\sqrt{K_p} \qquad (۱۸-۹)$$

نکته :

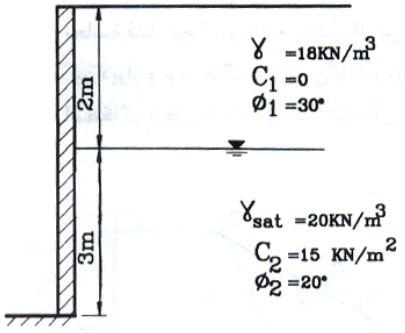
مقدار تغییرمکان جانبی کافی برای ایجاد فشار مقاوم رانکین به شرح زیر می باشد:

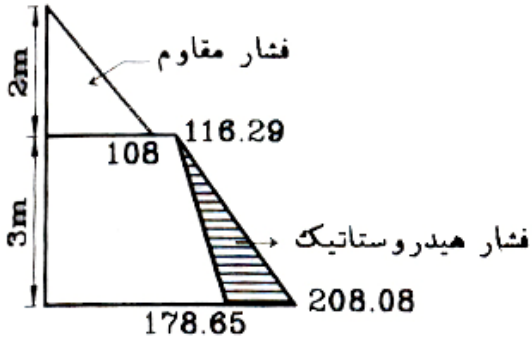
ماسه متراکم	0.005H	ماسه شل	0.01H
رس سفت	0.01H	رس نرم	0.05H

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:

$$K_{p[1]} = \tan^2\left(45+\frac{\varphi}{2}\right) = \tan^2(45+15) = 3$$

$$K_{p[2]} = \tan^2(45+10) = \tan^2(45+10) = 2.04$$

محاسبه فشار قائم:

$$0 \le z \le 2 \rightarrow \boldsymbol{\sigma}_v = \gamma z = 18z$$
$$0 \le z \le 3 \rightarrow \boldsymbol{\sigma}'_v = q + \gamma' z = 18 \times 2 + (20 - 9.81)z = 36 + 10.19z$$

محاسبه فشار مقاوم **(Passive)**

$$\boldsymbol{\sigma}_p = \boldsymbol{\sigma}_v K_p + 2c\sqrt{K_p}$$
$$0 \le z \le 2 \rightarrow \boldsymbol{\sigma}_p = 3 \times 18z = 54z$$
$$0 \le z \le 3 \rightarrow \boldsymbol{\sigma}_p = 2.04(36 + 10.19z) + 2 \times 15\sqrt{2.04} \rightarrow 73.44 + 20.79z + 42.85 = 116.29 + 20.79z$$
$$0 \le z \le 3 \rightarrow u = \gamma_w z = 9.81z$$

با قرار دادن مقدار در معادلات فوق توزیع فشار مقاوم در ارتفاع دیوار بدست می آید.

مثال:

مطلوب است محاسبهٔ نیروی محرک رانکین بر واحد عرض دیوار نشان داده شده در شکل ۹-۸-الف. همچنین محل برآیند را نیز تعیین نمایید.

$$c = 0 \rightarrow \boldsymbol{\sigma}_a = K_a \boldsymbol{\sigma}_v = K_a \gamma z$$
$$K_a = \frac{1 - \sin\boldsymbol{\varphi}}{1 + \sin\boldsymbol{\varphi}} = \tan^2(45 + \frac{\boldsymbol{\varphi}}{2}) = \tan^2(45 + 15) = \frac{1}{3}$$

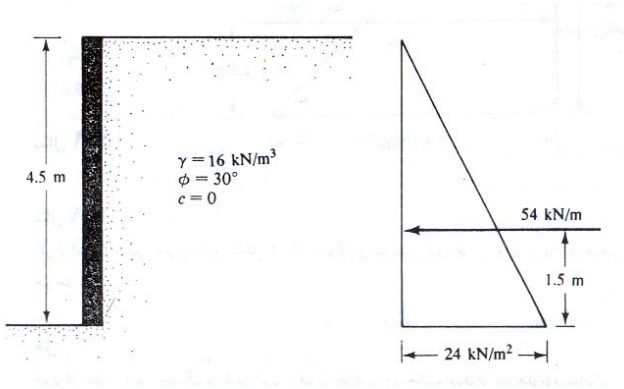
در عمق $z = 0$، $\boldsymbol{\sigma}_a = 0$ و در عمق $z = 4.5$ داریم:

$$\boldsymbol{\sigma}_a = \frac{1}{3} \times 16 \times 4.5 = 24 kN/m^2$$

توزیع فشار محرک در شکل ۹-۸-ب نشان داده شده است. فشار محرک کل برای واحد عرض دیوار برابر خواهد شد با:

$$P_a = \frac{1}{2} \times 4.5 \times 24 = 54 kN/m$$

با توجه به اینکه توزیع فشار خطی است، محل برآیند در یک سوم ارتفاع از پای دیوار یعنی ۱/۵ متری آن قرار خواهد داشت.



(الف) **(ب)**

شکل ۹-۸

مثال:

برای دیوار حائل شکل ۹-۸ فشار مقاوم رانکین بر واحد عرض دیوار چقدر خواهد بود؟

$$c = 0$$
$$\boldsymbol{\sigma}_p = K_p \boldsymbol{\sigma}_v = K_p \cdot \gamma z$$
$$K_p = \frac{1 + \sin\boldsymbol{\varphi}}{1 - \sin\boldsymbol{\varphi}} = \frac{1 + 0.5}{1 - 0.5} = 3$$

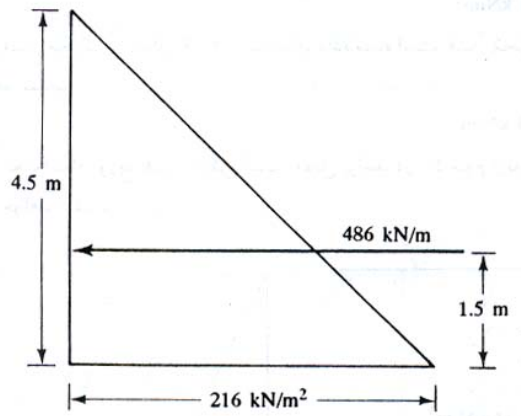
در عمق $z=0$، $\sigma_p=0$ و در عمق $z=4.5m$ داریم:

$$\sigma_p=3\times16\times4.5=216kN/m^2$$

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:

$$P_p=\frac{1}{2}\times4.5\times216=486kN/m$$

محل تاثیر برآیند فوق در ثلث ارتفاع از قاعده دیوار یعنی ۱/۵ متری آن است.



مثال:

اگر از انتقال جانبی دیوار حائل شکل ۹-۸ 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:

$$\sigma_h=K_o\sigma_v=K_o\gamma z$$

$$K_o=1-\sin\varphi$$

یا

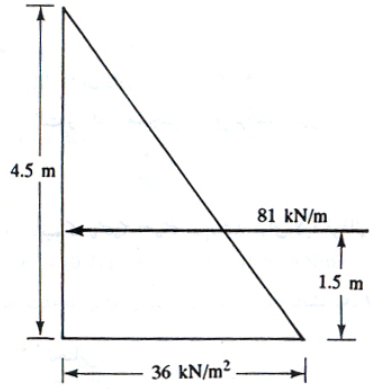
$$K_o=1-\sin30=0.5$$

در عمق $z=0$، $\sigma_h=0$ و در عمق $z=4.5m$ خواهیم داشت:

$$\sigma_h=0.5\times4.5\times16=36kN/m^2$$

نمودار توزیع فشار در شکل زیر نشان داده شده است. فشار برآیند برابر است با:

$$P_o=\frac{1}{2}\times4.5\times36=81kN/m$$



مثال:

دیوار حائلی به ارتفاع ۴ متر با خاکریزی از ماسه خشک مفروض است. سطح خاکریز افقی و مشخصات آن به قرار زیر است:

$\varphi = 37^o$

$\gamma = 16.98 kN/m^3$

$\gamma_{d(min)} = 15.41 kN/m^3$

اگر از حرکت جانبی دیوار جلوگیری شده باشد، مطلوب است تعیین:

(الف) تعیین نیروی جانبی وارد بر واحد عرض دیوار با استفاده از رابطه $K_o = 1 - \sin\varphi$

(ب) تعیین نیروی جانبی وارد بر واحد عرض دیوار با استفاده از رابطه $K_o = (1-\sin\varphi) + [\gamma_d / \gamma_{d(min)} - 1] \times 5.5$

حل:

(الف) با استفاده از رابطه ۹-۳ داریم:

$$K_o = 1 - \sin\varphi = 1 - \sin 37 = 0.398$$

حال با استفاده از (الف) می توان نوشت:

$$P_o = \tfrac{1}{2} K_o \gamma H^2 = 0.5(0.398)(16.98)(4)^2 = 54.06 kN/m$$

(ب) با استفاده از رابطه (ب) داریم:

$$K_o = (1-\sin\varphi) + \left[\frac{\gamma_d}{\gamma_{d(min)}} - 1\right] 5.5 = (1-\sin 37) + \left[\frac{16.98}{15.41} - 1\right] 5.5 = 0.398 + 0.56 = 0.958$$

$$P_o = \tfrac{1}{2} K_o \gamma H^2 = 0.5(0.958)(16.98)(4)^2 = 130.13 kN/m$$

مثال:

برای دیوار حائل نشان داده شده در شکل ۹-۱۰-الف مطلوب است تعیین نیروی محرک بر واحد عرض دیوار در حالت رانکین. همچنین محل برآیند را نیز بدست آورید.

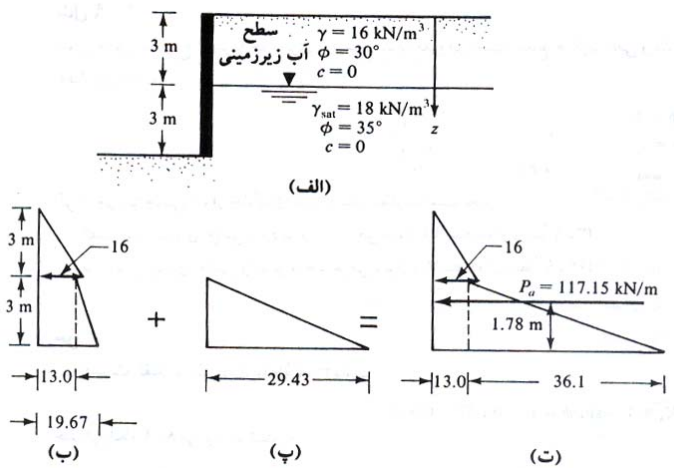
حل:

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 ۹-۱۰

در $z=0$، $\sigma_v=\sigma'_v$ و در $z=3$ (بلافاصله بالای سطح آب زیرزمینی) خواهیم داشت:

$$\sigma'_v=3\times16=48kN/m^2$$

بنابراین:

$$\sigma_a=\sigma'_a=K_{a(1)}\sigma'_v=\frac{1}{3}\times48=16kN/m^2$$

در $z=3$ (بلافاصله در زیر سطح آب زیرزمینی)

$$\sigma_v=\sigma'_v=3\times16=48kN/m^2$$

و

$$\sigma_a=\sigma'_a=K_{a(2)}\sigma'_v=0.271\times48=13kN/m^2$$

در عمق $z=6m$

$$\sigma'_v=3\times16+3(19-9.81)=72.57kN/m^2$$

و

$$\sigma'_a=K_{a(2)}\sigma'_v=0.271\times72.57=19.67kN/m^2$$

تغییرات σ'_a با عمق در شکل ۹-۱۰-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 $z=3m,u=0$

در عمق $z=6m,u=3\times\gamma_w=3\times9.81=29.43kN/m^2$

تغییرات u با عمق در شکل ۹-۱۰-پ و تغییرات σ_a (تنش محرک کل) در شکل ۹-۱۰-ت نشان داده شده است. بنابراین:

$$P_a=\frac{1}{2}\times3\times16+3\times13+\frac{1}{2}\times3\times36.1=24+39+54.15=117.15kN/m$$

با لنگر گیری حول پای دیوار، محل برآیند به دست می آید:

$$\bar{z}=\frac{24\left(3+\frac{3}{5}\right)+39\left(\frac{3}{2}\right)+54\left(\frac{3}{3}\right)}{117.15}=1.78m$$

مثال:

یک دیوار حائل با خاکریزی از رس اشباع نرم در شکل ۹-۱۱-الف نشان داده شده است. برای شرایط زهکشی نشده خاکریز $(\varphi=0)$ 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 $\varphi=0$ 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 $z=0,\quad \sigma_a=-2(16.77)=-33.54kN/m^2$

در عمق $z=6m,\quad \sigma_a=15.72\times6-2(16.77)=60.78kN/m^2$

(الف) عمق ترک کششی برابر است با:

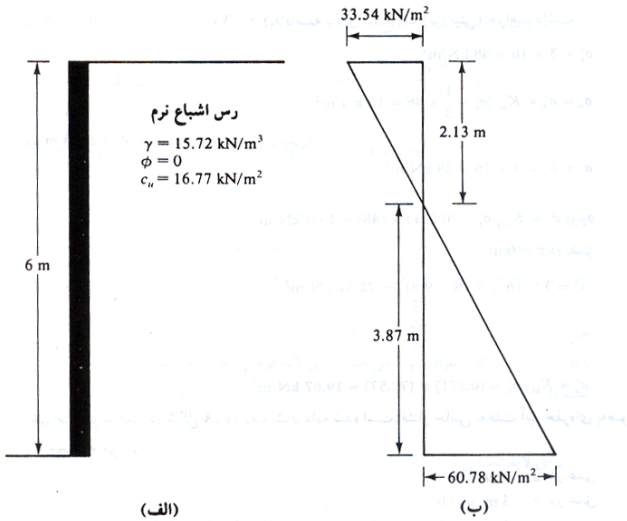
$$z_c=\frac{2c_u}{\gamma}=\frac{2\times16.77}{15.72}=2.13m$$

(ب) قبل از وقوع ترک کششی:

$$P_a=\frac{1}{2}\gamma H^2-2c_uH=\frac{1}{2}(15.77)6^2-2(16.77)\times6=282.96-201.24=81.72kN/m$$

(پ) بعد از وقوع ترک کششی:

$$P_a = \frac{1}{2}(6-2.13)(60.78) = 117.6 kN/m$$



شکل ۹–۱۱

مثال:

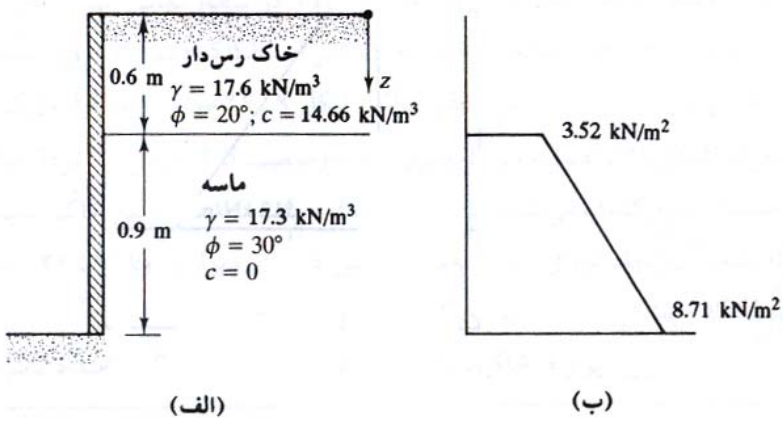
برای دیوار حائل نشان داده شده در شکل ۹-۱۲ مطلوب است تعیین P_a بعد از تشکیل ترک کششی.

حل:

برای لایه فوقانی:

$$K_a = K_{a(1)} = \tan^2(45-\frac{20}{2}) = 0.49$$

$$z_c = \frac{2c}{\gamma\sqrt{K_a}} = \frac{2\times 14.66}{17.6\sqrt{0.49}} = 2.83$$



شکل ۹–۱۲

با توجه به اینکه عمق لایه رسی ۰/۶ متر می باشد، ترک کششی در تمام ضخامت آن به وجود می آید.

$$K_a = K_{a(2)} = \tan^2\left(45-\frac{30}{2}\right) = \frac{1}{3}$$

$$z = 0.6m$$

$$\sigma_v = \sigma'_v = 0.6\times 17.6 = 10.56 kN/m^2$$

در نتیجه:

$$\sigma_a = \sigma'_a = \sigma'_v K_{a(2)} = 10.56 \times \frac{1}{3} = 3.52 kN/m^2$$

$$z = 1.5m$$

$$\sigma_v = \sigma'_v = 0.6 \times 17.6 + 0.9 \times 17.3 = 26.13 kN/m^2$$

$$\sigma_a = \sigma'_a = \sigma'_v K_{a(2)} = 26.13 \times \frac{1}{3} = 8.71 kN/m^2$$

در شکل ۹-۱۲-ب، نمودار توزیع فشار بعد از وقوع ترک نشان داده شده است. از این نمودار داریم:

$$P_a = \left(\frac{1}{2}\right)(3.52 + 8.71)(0.9) = 5.504 kN/m$$

مثال:

در شکل ۹-۱۳-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:

$$\varphi = 26^o$$

$$K_p = \frac{1+\sin\varphi}{1-\sin\varphi} = \frac{1+\sin 26}{1-\sin 26} = \frac{1.4384}{0.5616} = 2.56$$

$$\sigma_p = K_p \sigma_v + 2c\sqrt{K_p}$$

در عمق $z = 0$ ، $\sigma_v = 10 kN/m^2$

$$\sigma_p = 2.56 \times 10 + 2 \times 8 \times \sqrt{2.56} = 25.6 + 25.6 = 51.2 kN/m^2$$

در عمق $z = 4m$ ، $\sigma_v = (10 + 4 \times 15) = 70 kN/m^2$

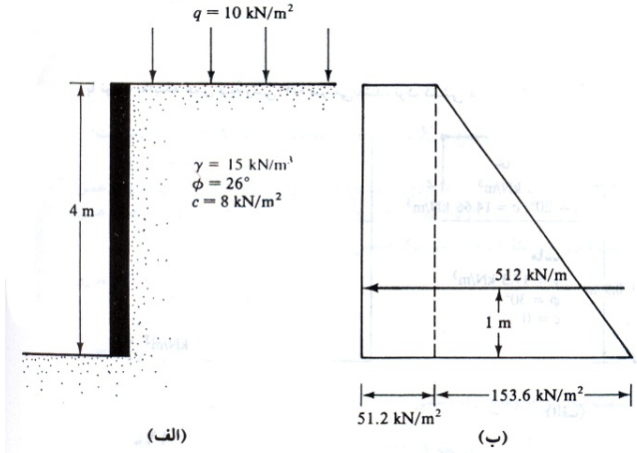
$$\sigma_p = 2.56 \times 70 + 2 \times 8 \times \sqrt{2.56} = 204.8 kN/m^2$$

توزیع فشار در شکل ۹-۱۳-ب نشان داده شده است. نیروی مقاوم بر واحد عرض دیوار برابر است با:

$$P_p = 51.2 \times 2 + 0.5 \times 4 \times 153.6 = 204.8 + 307.2 = 512 kN/m$$

محل برآیند با لنگرگیری نمودار فشار در حول پای دیوار به دست می آید:

$$\bar{z} = \frac{(25.6 + 25.6)\left(\frac{4}{2}\right) + \frac{1}{2} \times 153.6 \times \frac{4}{3}}{512.18} = \frac{102.4 + 409.6}{512} = 1m$$



شکل ۹-۱۳

مراجع

۱. **اصول مهندسی ژئوتکنیک**، جلد اول: مکانیک خاک.، ترجمه شاپور طاحونی.، چاپ هفتم ۱۳۸۰، ویرایش دوم.
۲. **مجموعه سوالات طبقه بندی شده آزمون کارشناسی ارشد مکانیک خاک.**، تالیف: ساسان امیر افشاری.، چاپ سوم ۱۳۸۲.