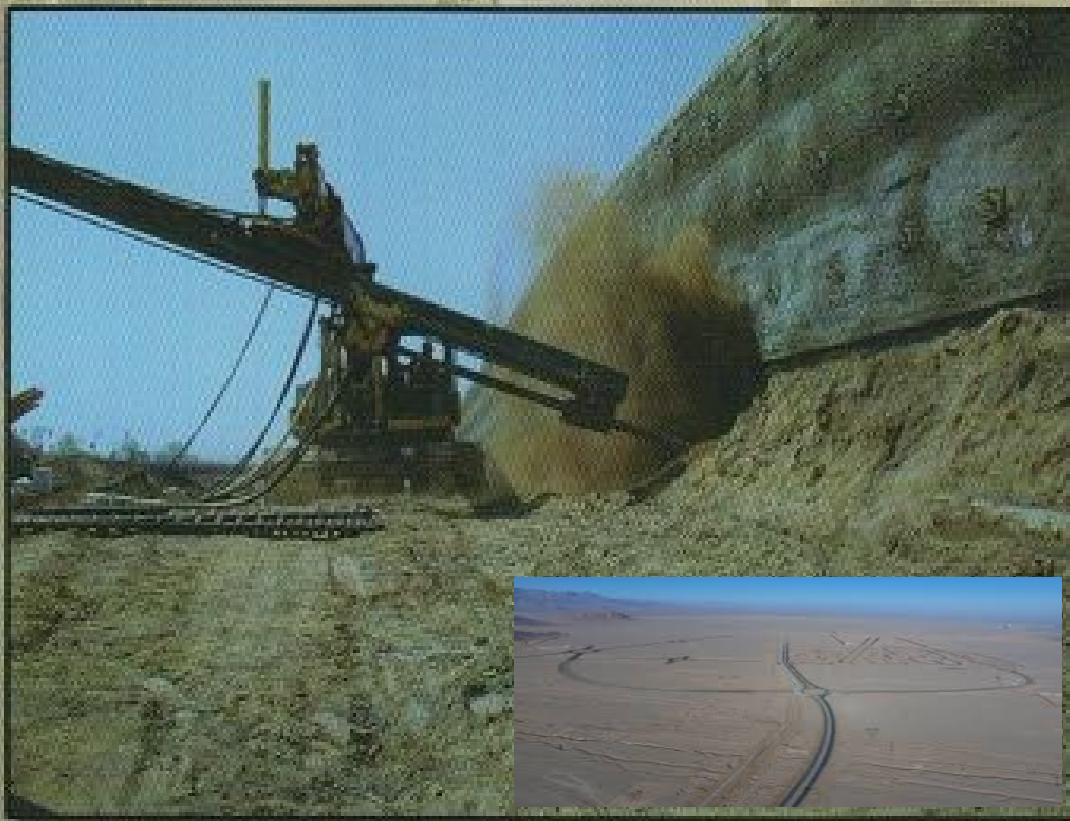


# اصول مهندسی ژئوتکنیک (جلد اول) مکانیک خاک



ترجمه و تدوین:

شکوه‌الله جوادیان

(موسس و مدیر عامل شرکت مهندسی عمران امیر کبیر)

# اصول مهندسی ژئوتکنیک

## جلد ۱: مکانیک خاک

مؤلف: پراجا.ام.داس

مترجم: شاپور طاحونی

# فصل اول

# فصل ۱

## خاک و سنگ

در علوم مهندسی، خاک مخلوط غیریکپارچه‌ای (سمت‌نشده‌ای<sup>۱</sup>) از دانه‌های کانیها و مواد آلی<sup>۲</sup> فاسدشده‌ای می‌باشد که فضای خالی بین آنها توسط آب و هوا (گازها) اشغال شده است. خاک به‌عنوان مصالح ساختمانی در طرحهای مهمی در مهندسی عمران به‌کار گرفته می‌شود و همچنین شالوده اکثر سازه‌ها بر روی آن متکی است بنابراین مهندسان عمران باید بخوبی خواص خاک از قبیل، مبدأ پیدایش، دانه‌بندی<sup>۳</sup>، قابلیت زهکشی آب<sup>۴</sup>، نشست<sup>۵</sup>، مقاومت برشی<sup>۶</sup>، ظرفیت باربری<sup>۷</sup> و غیره را مطالعه نمایند. مکانیک خاک شاخه‌ای از علوم مهندسی است که به‌مطالعه مشخصات فیزیکی و رفتار توده خاک تحت بارهای وارده می‌پردازد. مهندسی پی (فونداسیون) کاربرد اصول مکانیک خاک در مسائل عملی است.

نام کسی که اولین بار از خاک به‌عنوان مصالح ساختمانی استفاده کرد، در تاریخ ثبت نشده است. برای سالها، هنر مهندسی خاک بر پایه تجربیات گذشته قرار داشت. با پیشرفت علوم و تکنولوژی، احتیاج به طراحی و ساخت بهتر و اقتصادی‌تر سازه‌ها جدی‌تر شد. این احتیاج منجر به مطالعه طبیعت و خواص مهندسی خاک در اوایل قرن بیستم گردید. انتشار کتاب Erdbaumechanik توسط ترزاقی در سال ۱۹۲۵، تولد مکانیک خاک مدرن بود. این کتاب اصول بنیانی مکانیک خاک را که مطالعات پیشرفته‌تر بر مبنای آن قرار دارند، ارائه می‌دهد.

اصطلاح مهندسی ژئوتکنیک<sup>۸</sup> شاخه‌ای از مهندسی عمران می‌باشد که هدف آن مطالعه مصالح طبیعی موجود در لایه سطحی زمین است. به‌طور کلی این علم شامل کاربرد مفاهیم مکانیک خاک و مکانیک سنگ در مسائل طراحی پی<sup>۹</sup> می‌باشد.

1- uncemented

2- organic matter

3- grain size distribution

4- drain water

5- compressibility

6- shear strength

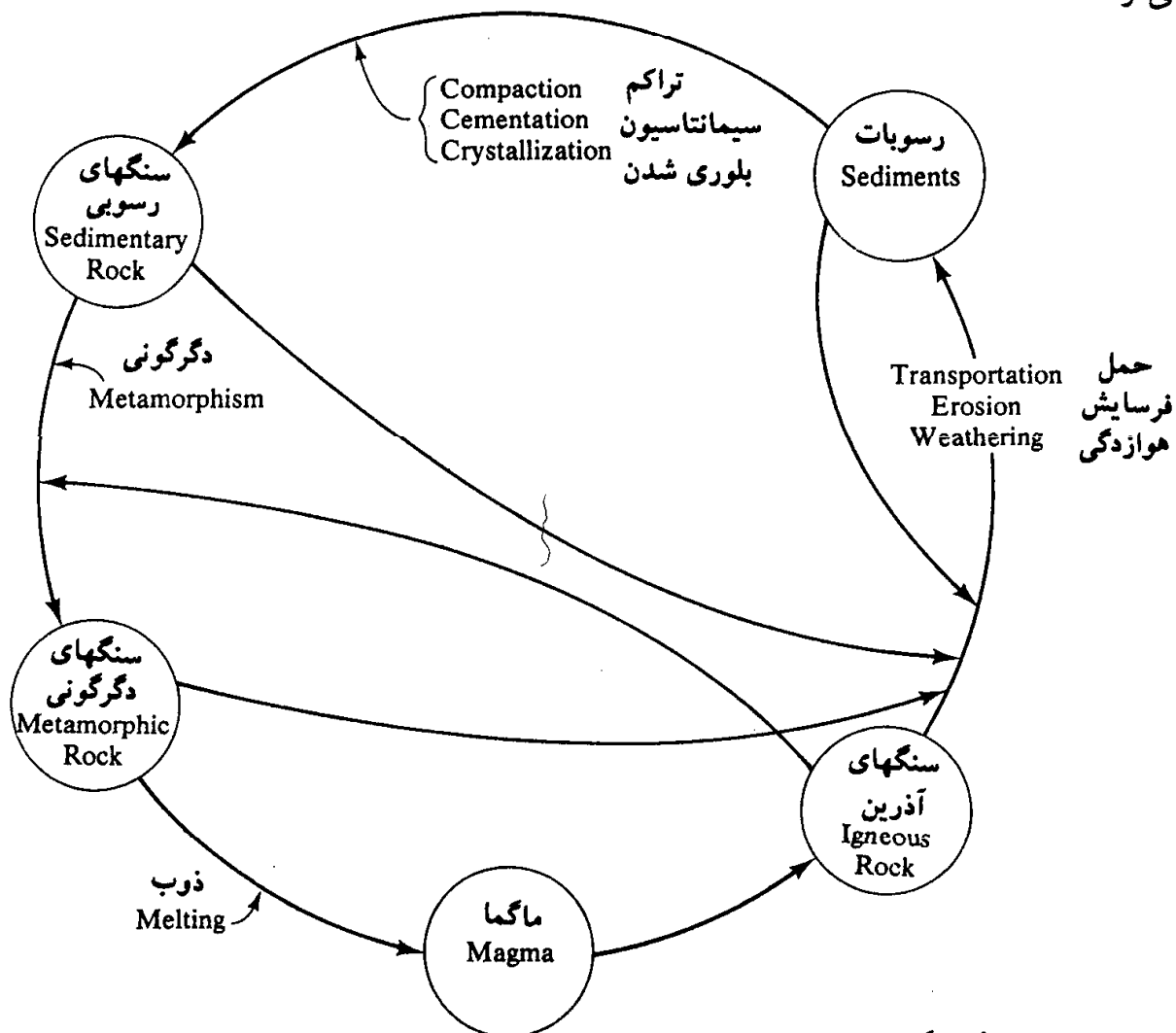
7- load bearing capacity

8- geotechnique

9- Foundation

## ۱-۱ چرخه سنگ و مبدأ خاک

دانه‌های کانی که تشکیل دهنده قسمت جامد خاک هستند، از هوازدگی سنگها به وجود می‌آیند. دامنه تغییرات اندازه دانه‌ها وسیع است. بسیاری از خواص فیزیکی خاک، توسط اندازه، شکل و ترکیبات شیمیایی دانه‌ها دیکته می‌شوند. برای فهم بهتر این عوامل، آشنایی با انواع اساس سنگهای تشکیل دهنده پوسته زمین، کانیهای تشکیل دهنده سنگها، و فرآیند هوازدگی ضروری است. بر پایه نحوه پیدایش، سنگها به سه نوع اصلی، آذرین<sup>۱۰</sup>، رسوبی<sup>۱۱</sup> و دگرگونی<sup>۱۲</sup> تقسیم‌بندی می‌شوند. شکل ۱-۱ نمودار فرآیند شکل‌گیری انواع مختلف سنگ را نشان می‌دهد. این نمودار چرخه سنگ نامیده می‌شود. در ادامه، بحث مختصری در مورد چرخه هر یک از انواع سنگ ارائه می‌گردد.



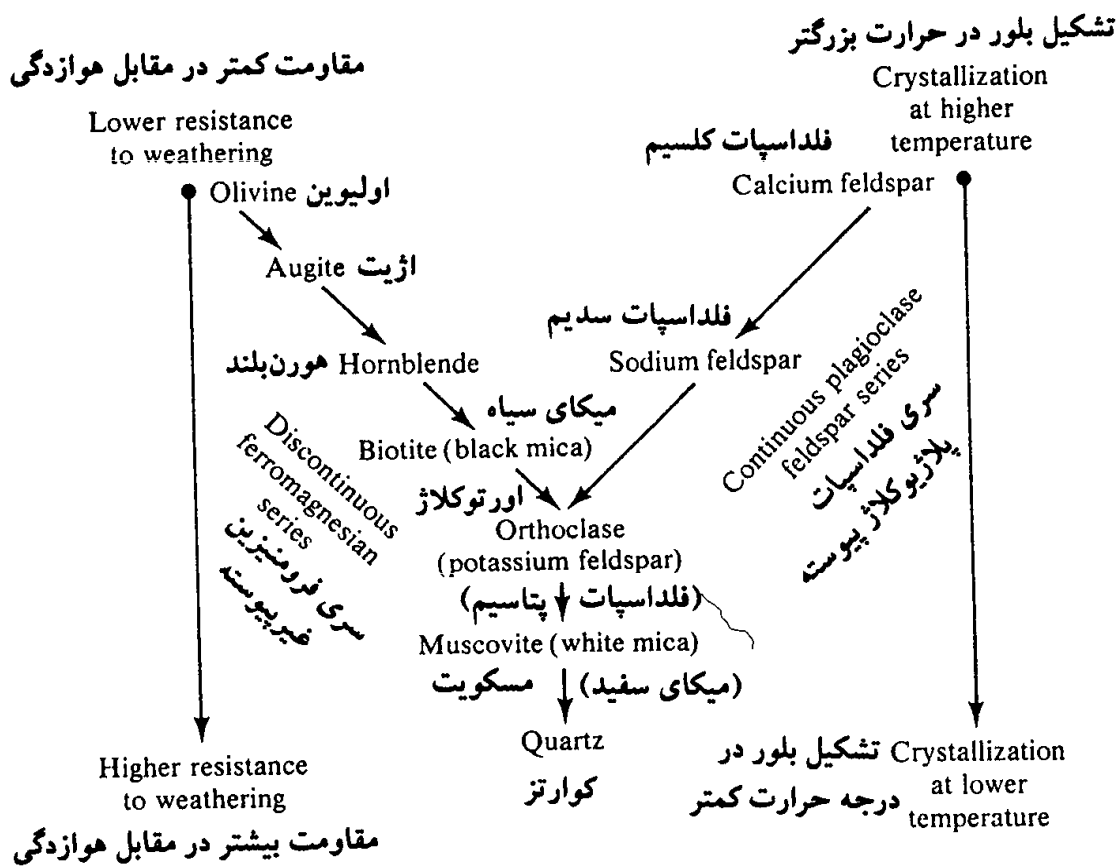
شکل ۱-۱ چرخه سنگ



## سنگهای آذرین

سنگهای آذرین خروجی، از انجماد گدازه‌های ماگما که از اعماق گوشه زمین به بیرون پرتاب شده‌اند، تشکیل می‌شوند. بعد از پرتاب، چه به صورت فوران از شکافها<sup>۱۳</sup> و چه به صورت فوران از کوههای آتشفشانی<sup>۱۴</sup>، مقداری از گدازه‌های ماگما در روی سطح زمین سرد می‌شوند. گاهی مواقع حرکت ماگما در زیر سطح زمین متوقف شده و پس از سرد شدن تشکیل سنگهای آذرین نفوذی<sup>۱۵</sup> که پلوتون<sup>۱۶</sup> نامیده می‌شوند، می‌دهند. 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 سرعت سرد شدن آن دارد. بعد از انجام آزمایشهای آزمایشگاهی متعدد، باون (۱۹۲۲)، توانست ارتباط بین سرعت سرد شدن ماگما و تولید انواع مختلف سنگ را شرح دهد. این تشریح که اصول واکنش باون<sup>۱۷</sup> نامیده می‌شود، توالی تولید کانیهای جدید را با سرد شدن ماگما تشریح می‌کند. بلورهای کانیها از نقطه نظر اندازه رشد کرده و بعضی نیز رسوب می‌نمایند<sup>۱۸</sup>. بلورهایی که



شکل ۱-۲ سریهای واکنشی باون

13- fissure eruption

14- volcanic eruption

15- intrusive igneous rock

16- Pluton

17- Bowen

18- settle

## اصول مهندسی ژئوتکنیک

به صورت معلق در مایع باقی می ماندند، با باقیمانده گدازه ها واکنش انجام داده و به کانیهای جدیدی در درجه حرارت پایین تر تبدیل می شوند. این فرآیند تا انجماد تمام گدازه ها ادامه پیدا می کند. باون این واکنشها را در دو گروه طبقه بندی کرد: ۱ - سری واکنشهای غیر پیوسته فرومنیزین<sup>۱۹</sup> که در آن کانیهای تشکیل شده از نقطه نظر ساختمان بلوری و ترکیب شیمیایی مختلف هستند، ۲ - سری واکنشهای پیوسته فلداسپات پلاژیوکلاز<sup>۲۰</sup> که در آن کانیهای تشکیل شده از نقطه نظر ترکیب شیمیایی متفاوت ولی از نقطه نظر ساختمان بلوری یکسان هستند. شکل ۱ - ۲ سری واکنشهای باون را نشان می دهد. ترکیب شیمیایی کانیها نیز در جدول ۱ - ۱ داده شده است.

جدول ۱ - ۱ ترکیب شیمیایی کانیهای نشان داده شده در سریهای واکنش باون

ترکیب	کانی
(Mg, Fe) <sub>2</sub> SiO <sub>4</sub>	Olivine
Ca, Na(Mg, Fe, Al)(Al, Si <sub>2</sub> O <sub>6</sub> )	Augite
Complex ferromagnesian silicate of Ca, Na, Mg, Ti, and Al	Hornblende
K(Mg, Fe) <sub>3</sub> AlSi <sub>3</sub> O <sub>10</sub> (OH) <sub>2</sub>	Biotite (black mica)
Ca(Al <sub>2</sub> Si <sub>2</sub> O <sub>8</sub> )	Plagioclase { calcium feldspar sodium feldspar
Na(AlSi <sub>3</sub> O <sub>8</sub> )	
K(AlSi <sub>3</sub> O <sub>8</sub> )	Orthoclase (potassium feldspar)
KAl <sub>3</sub> Si <sub>3</sub> O <sub>10</sub> (OH) <sub>2</sub>	Muscovite (white mica)
SiO <sub>2</sub>	Quartz

بنابراین، بسته به نسبت کانیهای دسترس، انواع مختلف سنگهای آذرین شکل می گیرد. گرانیت، گابرو و بالاست بعضی از انواع معمول سنگهای آذرین می باشند که معمولاً در طبیعت یافت می شوند. جدول ۱ - ۲ نشان دهنده ترکیبات کانی بعضی از سنگهای آذرین است.

## 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

19- discontinuous ferromagnesian reaction series

20- continuous plagioclase feldspar reaction series

جدول ۱ - ۲ ترکیب بعضی از سنگهای آذرین

نام سنگ	نحوه تشکیل	بافت	کانی فراوان	کانی با فراوانی کمتر
گرانیت	نفوذی	درشت	Quartz, sodium feldspar, potassium feldspar	Biotite, muscovite, hornblende
ریولیت	خروجی	ریز		
گابرو	نفوذی	درشت	Plagioclase, pyroxines, olivine	Hornblende, biotite, magnetite
بازالت	خروجی	ریز		
دیوریت	نفوذی	درشت	Plagioclase, hornblende	Biotite, pyroxenes, (quartz usually absent)
آندزیت	خروجی	ریز		
سنییت	نفوذی	درشت	Potassium feldspar	Sodium feldspar, biotite, hornblende
تراشیت	خروجی	ریز		
پریدیت	نفوذی	درشت	Olivine, pyroxenes	Oxides of iron

در نهایت منجر به خرد شدن 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 به وجود آورد. سایر عوامل فیزیکی که به خرد شدن سنگ کمک می کنند، عبارتند از: یخ یخچالی<sup>۲۱</sup>، باد، آب جاری در رودخانه ها و جویبارها 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<sup>۲۲</sup> هوا، تشکیل اسید کربنیک می دهند که اسید حاصل بر روی کانیهای سنگهای موجود واکنش شیمیایی انجام داده و تشکیل کانیهای جدید و نمکهای محلول می دهد. نمکهای محلول در آبهای زیرزمینی ظاهر می شوند. اسیدهای آلی<sup>۲۳</sup> نیز که از فاسد شدن مواد آلی تشکیل می شوند، باعث هوازدگی شیمیایی می گردند. مثالی از هوازدگی ارتوکلاز<sup>۲۴</sup> برای تشکیل کانیهای رس، سیلیس، و کربنات پتاسیم<sup>۲۵</sup> محلول به صورت زیر می باشد:

21 – glacier Ice

22 – carbon dioxide

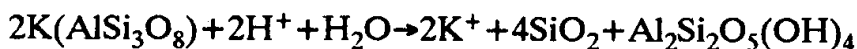
23 – organic acid

24 – orthoclase

25 – soluble potassium carbonate



اسید کربنیک



ارتوکلاز

سیلیس

کائولینیت

(کانی رس)

اغلب یونهای پتاسیم آزاد شده به صورت کربنات پتاسیم محلول در می آیند که به وسیله گیاهان جذب می شوند.

هوازدگی شیمیایی فلداسپات پلاژیوکلاژ مشابه ارتوکلاژ است که تولید سیلیس، کانیهای رس و نمکهای محلول دیگری می کند. کانیهای فرومنیزین<sup>۲۶</sup> هم تشکیل فرآورده های تجزیه شده کانیهای رس، سیلیس و نمکهای محلول می دهند. به علاوه، آهن و منیزیم کانیهای فرومنیزین به تولیداتی نظیر هماتیت<sup>۲۷</sup> و لیمونیت<sup>۲۸</sup> تبدیل می شوند. کوارتز در مقابل هوازدگی بسیار مقاوم است و فقط به قدر ناچیزی در آب حل می شود. شکل ۱ - ۲ نشان دهنده استعداد و آمادگی کانیهای تشکیل دهنده سنگها به هوازدگی است. در سری واکنشهای باون، کانیهای تشکیل یافته در درجه حرارت های بالا، دارای مقاومت کمتری در مقابل هوازدگی نسبت به کانیهای تشکیل یافته در درجه حرارت های پایین هستند (شکل ۱ - ۲).

فرآیند هوازدگی فقط محدود به سنگهای آذرین نمی شود. همان طور که در چرخه سنگها نشان داده شد (شکل ۱ - ۱)، 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 سمت نشده ای از این دانه های کوچک در نسبت های مختلف، تشکیل انواع مختلف خاک را می دهند. کانیهای رس، که فرآورده هایی از هوازدگی شیمیایی فلداسپاتها، فرومنیزین ها و میکاها هستند، کانیهایی هستند که ظهور آنها در خاک، باعث خواص خمیری می شود. سه نوع کانی رس مهم وجود دارد که عبارتند از: (۱) کائولینیت<sup>۲۹</sup>، (۲) ایلیت<sup>۳۰</sup> و (۳) مونت موریلونیت<sup>۳۱</sup>

26- fromagesian

27- hematite

28- limonite

29- kaolinite

30- illite

31- montmorillonite\*

\* مونت موریلونیت نیز خوانده می شود.

### حمل فرآورده‌های هوازدگی

فرآورده‌های هوازدگی ممکن است در همان محل باقی بمانند و یا به وسیله جریان یخچالها، آب، هوا و ثقل به جاهای دیگر انتقال یابند.

خاکهایی که توسط فرآیندهای هوازدگی تولید شده و در جای خود باقی مانده‌اند، خاکهای برج<sup>۳۲</sup> نامیده می‌شوند. یک مشخصه مهم از خاکهای برج، دانه‌بندی ذرات آن است. خاکهای ریزدانه در سطح یافت می‌شوند و اندازه ذرات با عمق افزایش می‌یابد. در اعماق بزرگتر، قطعه‌سنگهای تیزگوشه نیز ممکن است یافت شود.

خاکهای حمل شده را می‌توان به گروههای متعددی برحسب نوع حمل و نوع رسوب‌گذاری طبقه‌بندی کرد:

- الف - رسوبات (نهشته‌های) یخچالی<sup>۳۳</sup>: که توسط یخچالها حمل و رسوب‌گذاری شده‌اند.
- ب - رسوبات آبرفتی<sup>۳۴</sup>: که توسط رودخانه‌ها حمل و رسوب‌گذاری شده‌اند.
- پ - رسوبات دریاچه‌ای<sup>۳۵</sup>: که توسط رسوب‌گذاری در دریاچه‌های آرام تشکیل یافته‌اند.
- ت - رسوبات دریایی<sup>۳۶</sup>: که توسط رسوب‌گذاری در دریاها تشکیل یافته‌اند.
- ث - رسوبات بادی<sup>۳۷</sup>: که توسط باد حمل و رسوب‌گذاری شده‌اند (بادرفت)
- ج - رسوبات واریزه‌ای<sup>۳۸</sup>: که توسط حرکت خاک از محل اولیه به وسیله ثقل، مثلاً زمین‌لغزه<sup>۳۹</sup>، تشکیل یافته‌اند.

### سنگهای رسوبی<sup>۴۰</sup>

رسوبات شن، ماسه، لای و رس که به وسیله هوازدگی تشکیل یافته‌اند، ممکن است توسط فشار ناشی از سربار، متراکم و توسط موادی نظیر اکسید آهن، کلسیت، دولومیت و کوارتز سمته شوند. مواد سمته‌سین معمولاً به صورت محلول در آب زیرزمینی حمل می‌شوند. این مواد فضای بین ذرات را پر می‌کنند و تشکیل سنگهای رسوبی می‌دهند. سنگهایی که از این راه تشکیل می‌شوند، سنگهای رسوبی تخریبی<sup>۴۱</sup> نامیده می‌شوند. کنگلومرا، برش<sup>۴۲</sup>، ماسه‌سنگ، ماداستون<sup>۴۳</sup> و شیل

32- residual soil

33- Glacial soil

34- alluvial soil

35- lacustrine soil

36- marine soil

37- aeolian soil

38- colluvial soil

39- land slide

40- sedimentary rock

41- detrital sedimentary rock

42- breccia

43- mudstone

مثالهایی از سنگهای رسوبی تخریبی هستند.

سنگهای رسوبی می‌توانند به وسیله فرآیندهای شیمیایی تشکیل یابند که سنگهایی از این نوع به سنگهای رسوبی شیمیایی<sup>۴۴</sup> معروف هستند. سنگ آهک<sup>۴۵</sup>، گچ<sup>۴۶</sup>، دولومیت، ژیپس، انیدریت<sup>۴۷</sup>، مثالهایی از این نوع سنگهای رسوبی می‌باشند. سنگهای آهکی اکثراً از کربنات کلسیم تشکیل می‌شوند که از رسوبات کلسیت توسط فرآیندهای آلی یا غیرآلی شکل می‌گیرد. دولومیت، کربنات کلسیم - منیزیم  $[CaMg(CO_3)_2]$  است که از رسوب‌گذاری شیمیایی کربناتهای مخلوط و یا واکنش منیزیم محلول در آب با سنگ آهک تشکیل می‌یابد. 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<sup>۴۸</sup> نامیده می‌شوند. سنگ نمک (NaCl) مثال دیگری از سنگهای تبخیری است که از رسوبات نمکی آب دریا تشکیل می‌یابد.

سنگهای رسوبی ممکن است به علت هوازدگی تبدیل به رسوب و یا تحت تأثیر فرآیندهای دگرگونی<sup>۴۹</sup>، به سنگهای دگرگونی تبدیل شوند.

### سنگهای دگرگونی<sup>۵۰</sup>

دگرگونی عبارت است از فرآیند تغییر ترکیب و بافت سنگ به وسیله گرما و فشار بدون وقوع ذوب. در حین دگرگونی، کانیهای جدید تشکیل شده، و دانه‌های کانیها بریده می‌شوند تا یک بافت ورقه‌ای<sup>۵۱</sup> به سنگهای دگرگونی بدهند. گرانیت، دیوریت و گابرو تحت دگرگونی با درجه بالا به گنیس تبدیل می‌شوند. شیل و ماداستون با درجه دگرگونی پایین به اسلیت<sup>۵۲</sup> و فیلیت<sup>۵۳</sup> بدل می‌شوند. شیست‌ها یک نوع از سنگهای دگرگونی با بافت ورقه‌ای خوب و پولکهای قابل مشاهده و کانیهای میکا<sup>۵۴</sup> هستند.

مرمر<sup>۵۵</sup> از تغییر ساختار بلوری کلسیت و دولومیت شکل می‌گیرد. دانه‌های کانی در مرمر، بزرگتر از آنهایی هستند که در سنگهای اصلی وجود دارد.

کوارتزیت<sup>۵۶</sup> یک سنگ دگرگونی است که از ماسه‌سنگ غنی از کوارتز<sup>۵۷</sup> شکل می‌گیرد.

44 – chemical sedimentary rock

46 – Chalk

49 – process of metamorphism

51 – foliated

54 – micaceous

57 – quartz-rich

47 – anhydrite

52 – slate

55 – marble

45 – Limestone

48 – evaporation

50 – metamorphic rock

53 – phyllite

56 – quartzite

سیلیس<sup>۵۸</sup> وارد فضای حفره‌ای بین کوارتز می‌شود و دانه‌های ماسه به‌عنوان یک ماده سممتاسیون عمل می‌کند. کوارتزیت یکی از سخت‌ترین سنگهاست. تحت فشار و دمای بالا، سنگهای دگرگونی ذوب‌شده و به‌ماگما تبدیل می‌شوند و چرخه سنگ تکرار می‌شود.

## ۱-۲ دانه‌های خاک

همان‌طورکه در بخش گذشته بحث شد، اندازه دانه‌های تشکیل‌دهنده خاک در دامنه وسیعی متغیر است. برحسب اندازه دانه‌ها، خاکها معمولاً شن<sup>۵۹</sup>، ماسه<sup>۶۰</sup>، لای<sup>۶۱</sup> و یارس<sup>۶۲</sup> نامیده می‌شوند. برای تشریح خاکها، سازمانهای مختلف حدود جداکننده اندازه دانه‌های خاک را پیشنهاد می‌کنند. در جدول ۱-۳ حدود پیشنهادی جداکننده اندازه دانه‌ها، توسط چند سازمان مختلف ارائه شده است. در جدول مذکور، سیستم پیشنهادی انستیتو تکنولوژی ماساچوست فقط از نقطه نظر اهمیت تاریخی ذکر شده است. در حال حاضر، حدود پیشنهادی توسط سیستم طبقه‌بندی متحد خاک متداولترین است. این سیستم مورد پذیرش اداره استاندارد آمریکا (ASTM)<sup>۶۳</sup> قرار گرفته است. در شکل ۱-۳، حدود جداکننده ذرات به‌شکل ترسیمی نشان داده شده است.

جدول ۱-۳ حدود جداکننده اندازه دانه‌های خاک.

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

شن، خرده‌سنگ همراه با دانه‌هایی از جنس کوارتز، فلداسپار و سایر کانیها می‌باشد. ماسه، دانه‌هایی اکثراً از جنس کوارتز و فلداسپار می‌باشد. دانه‌هایی از سایر کانیها نیز گاهی

58- silica

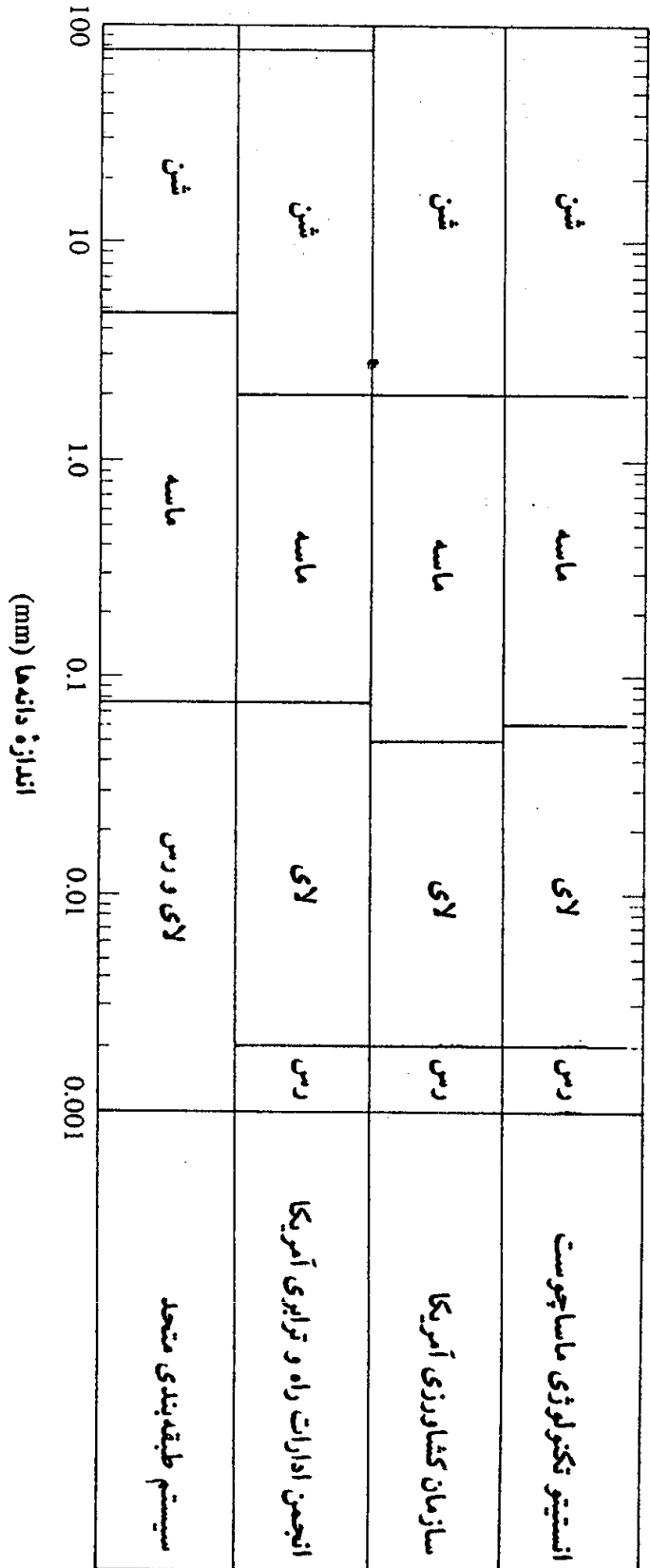
59- gravel

60- sand

61- silt

62- clay

63- American Society for Testing Materials



شکل ۱ - ۳ نمایش ترسیمی حدود جداکننده اندازه ذرات



مواقع یافت می‌شود.

لای، ذرات ریز (میکروسکپی) خاک می‌باشد که از دانه‌های بسیار ریز کوارتز و ذرات پولکی شکل حاصل از متلاشی شدن کانیهای میکادار تشکیل می‌یابد.

رس، ذرات بسیار ریز پولکی شکل میکا، کانیهای رس و سایر کانیها می‌باشد. همان‌طور که جدول ۱ - ۳ نشان می‌دهد، رسها معمولاً ذراتی با اندازه کوچکتر از  $0/002$  میلیمتر تعریف می‌شوند. لیکن گاهی مواقع ذراتی با اندازه  $0/002$  تا  $0/005$  میلیمتر نیز رس تعریف می‌گردند (به ASTM D-653 مراجعه شود). ذراتی که برحسب اندازه، در طبقه رسها قرار می‌گیرند، لزوماً شامل کانیهای رس نمی‌شوند. رسها ذراتی تعریف می‌شوند که اگر با مقدار محدودی آب مخلوط شوند، خاصیت خمیری از خود نشان می‌دهند (Grim, 1953). خمیری بودن خاصیت بتونه‌شکلی است که رس مخلوط با آب از خود نشان می‌دهد. خاکهای غیررسی می‌توانند شامل ذرات کوارتز، فلداسپار یا میکا باشند که فقط به علت ریزدانه بودن در طبقه بندی رسها قرار می‌گیرند. بنابراین مناسب است که ذرات خاکی که فقط از نقطه نظر اندازه در رده رسها قرار می‌گیرند، (یعنی اندازه آنها کوچکتر از ۲ میکرون است)، به جای رس، ذرات با اندازه رسی<sup>۶۴</sup> نامیده شوند. ذرات رسی در محدوده ذرات کلونیدی می‌باشند (با اندازه کوچکتر از ۱ میکرون). به نظر می‌رسد که اندازه ۲ میکرون تعریف شده در سیستمهای مختلف، یک حد بالا باشد.

ملاحظه می‌شود که در سیستم طبقه بندی متحد، ملاک تشخیص رس و لای اندازه قرار داده نشده است و کلیه ذراتی که اندازه آنها از  $0/075$  میلیمتر (۷۵ میکرون) است، در طبقه ریزدانه‌ها قرار داده شده‌اند که بدون شک آنهایی که خاصیت خمیری از خود نشان دهند، در طبقه رس و آنهایی که نشان ندهند، در طبقه لای قرار می‌گیرند.

### ۱-۳ کانیهای رس

کانیهای رس سیلیکاتهای آلومینیوم پیچیده‌ای می‌باشند که از یکی از دو واحد پایه<sup>۶۵</sup> (۱) چهاروجهی سیلیکا<sup>۶۵</sup> و (۲) هشت وجهی آلومینا<sup>۶۶</sup> تشکیل یافته‌اند. مطابق شکل ۱-۴ الف، هر واحد چهاروجهی مرکب از چهار اتم اکسیژن می‌باشد که یک اتم سیلیکون را دربر گرفته‌اند. مطابق شکل ۱-۴ ب، ترکیب واحدهای چهاروجهی سیلیکا تولید یک ورقه سیلیکا<sup>۶۷</sup> می‌کند. سه اتم اکسیژن موجود در هر پایه چهاروجهی بین چهاروجهی‌های همسایه، مشترک قرار می‌گیرند. مطابق شکل ۱-۴ پ،

64- clay sized

65- silica tetrahedron

66- alumina octahedron

67- silic sheet

واحدهای هشت وجهی مرکب از شش اتم هیدروکسیل می باشند که یک اتم آلومینیوم را در بر گرفته اند. ترکیب واحدهای هشت وجهی آلومینیوم هیدروکسیل تولید یک ورقه هشت وجهی می کند (شکل ۱ - ۴ - ت). این ورقه، ورقه گیبسیت<sup>۶۸</sup> نیز نامیده می شود. گاهی مواقع در واحدهای هشت وجهی، اتم منیزیم جایگزین اتم آلومینیوم می گردد که در این حالت، ورقه هشت وجهی، ورقه بروسیت<sup>۶۹</sup> نامیده می شود.

در یک ورقه سیلیکا، هر اتم سیلیکون با ظرفیت مثبت چهار، با چهار اتم اکسیژن با ظرفیت منفی کل ۸ پیوند دارد. لیکن هر اتم اکسیژن در پایه چهار وجهی با دو اتم سیلیکون پیوند داده شده است. این بدان معنی است که اتم اکسیژن فوقانی هر واحد چهار وجهی دارای یک بار ظرفیتی منفی واحد است که نامتعادل بوده و باید متعادل گردد. وقتی که مطابق شکل ۱ - ۴ - ث، یک ورقه سیلیکا روی ورقه هشت وجهی قرار گیرد، این اتمهای اکسیژن جایگزین هیدروکسیلها می شوند تا پیوندهای ظرفیتی اقیانغ گردد.

کائولینیت از تکرار لایه هایی از ورقه های سیلیکا - گیبسیت<sup>۷۰</sup> تشکیل می یابد (اشکال ۱ - ۵ و ۱ - ۷ - الف). هر لایه در حدود ۷/۲ انگستروم ( $\text{\AA}$ ) ضخامت دارد. این لایه ها توسط پیوندهای هیدروژن در کنار هم نگه داشته می شوند. کائولینیت به صورت پلاکت هایی با ابعاد جانبی ۱۰۰۰ تا ۲۰۰۰۰ انگستروم و ضخامت ۱۰۰ تا ۱۰۰۰ انگستروم وجود دارد. مساحت سطح ذرات کائولینیت بر واحد جرم در حدود  $15\text{m}^2/\text{g}$  می باشد. مساحت سطح بر واحد جرم، سطح مخصوص<sup>۷۱</sup> نامیده می شود.

ایللیت<sup>۷۲</sup>، مرکب از ورقه های گیبسیت<sup>۷۳</sup> می باشد که به دو ورقه سیلیکا، یکی در بالا و یکی در پایین (شکل ۱ - ۷ - ب) متصل شده اند. ایللیت گاهی مواقع میکای رس نامیده می شود. لایه های ایللیت توسط یونهای پتاسیم به یکدیگر متصل می شوند. بار منفی برای متعادل کردن یونهای پتاسیم از جانشین شدن آلومینیوم به جای بعضی از سیلیکونها در روقه چهار وجهی به وجود می آید. جانشینی یک عنصر به جای دیگر، بدون تغییر شکل بلوری، جانشینی ایزومرفیک<sup>۷۴</sup> نامیده می شود. ذرات ایللیت معمولاً دارای ابعاد جانبی ۱۰۰۰ تا ۵۰۰۰ و ضخامت ۵۰ تا ۵۰۰ انگستروم می باشند. سطح مخصوص ذرات در حدود  $80\text{m}^2/\text{g}$  است.

مونت مریلونیت (مونت مریونیت) دارای ساختمانی شبیه به ایللیت است. به عبارت دیگر،

68 – gibbsite sheet

69 – brucite sheet

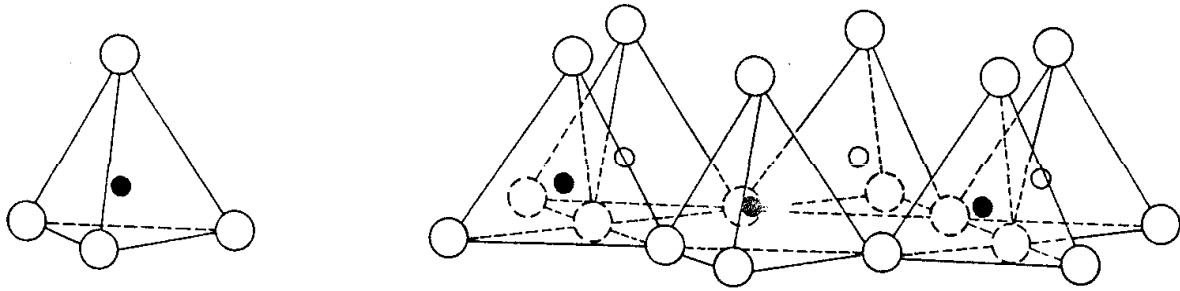
70 – silica-gibbsite

71 – specific surface

72 – illite

73 – gibbsite

74 – isomorphic substitution

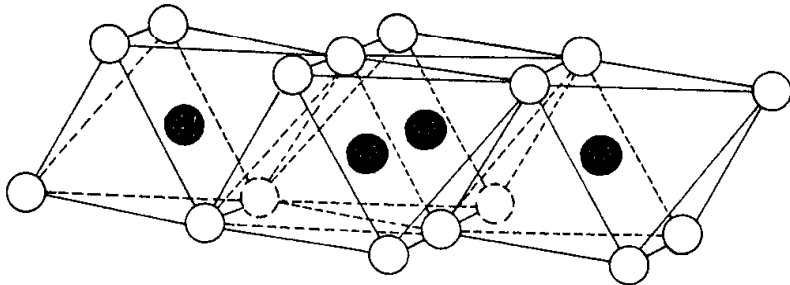
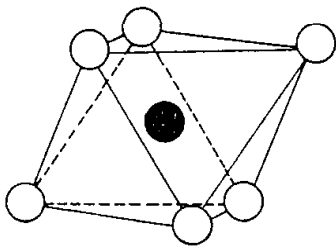


○ & ○ (اکسیژن)

● & ○ (سیلیکون)

(الف) چهاروجهی سیلیکا

(ب) ورقه چهاروجهی (سیلیکا)

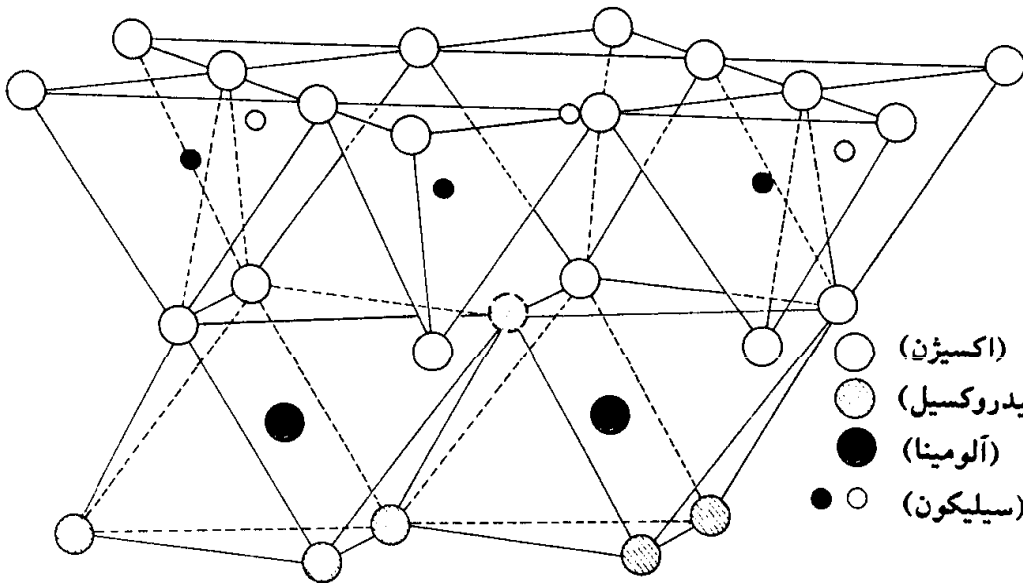


○ & ○ (هیدروکسیل)

● (آلومینا)

(پ) هشت وجهی آلومینا

(ت) ورقه هشت وجهی (گیسیت)



○ (اکسیژن)

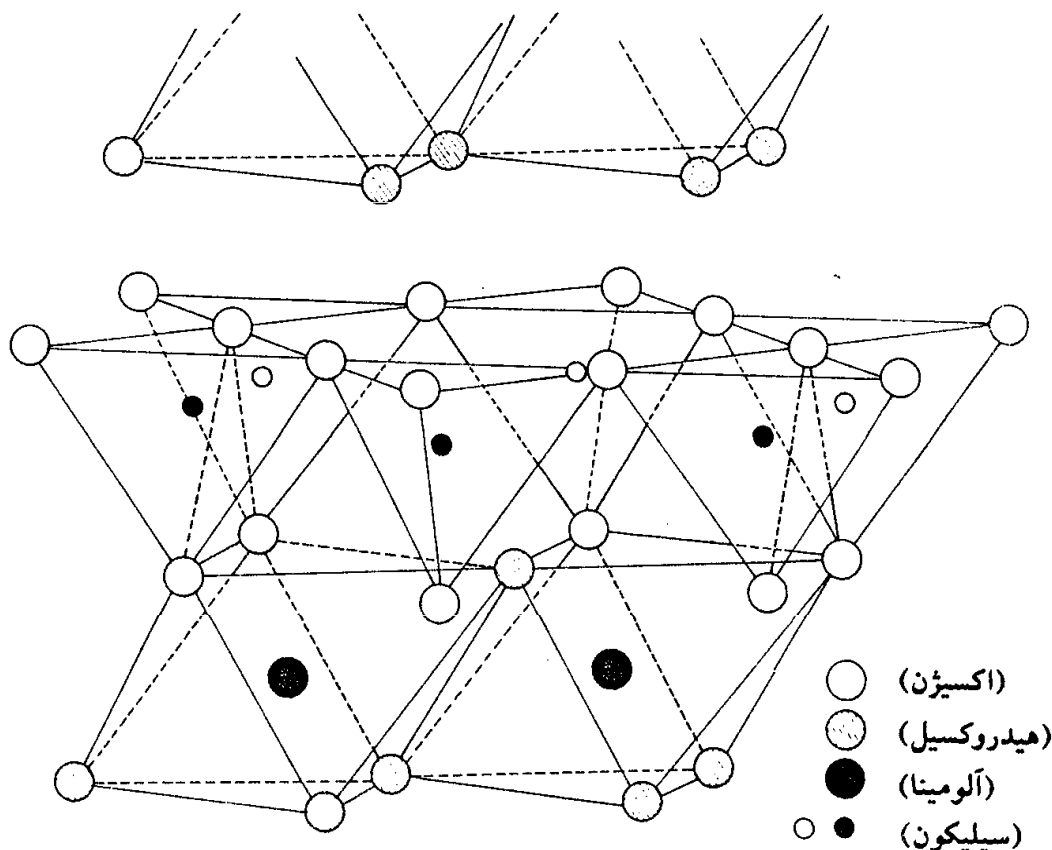
◐ (هیدروکسیل)

● (آلومینا)

● ○ (سیلیکون)

(ث) ورقه سیلیکا - گیسیت

شکل ۱-۴ (الف) چهاروجهی سیلیکا، (ب) ورقه سیلیکا، (پ) هشت وجهی آلومینا، (ت) ورقه هشت وجهی (گیسیت)، (ث) ورقه سیلیکا - گیسیت (گریم - ۱۹۵۹)



شکل ۱-۵ ساختمان اتمی کائولینیت

یک ورقه گیسیت بین دو ورقه سیلیکا قرار دارد (اشکال ۱-۶ و ۱-۷-پ). در مونت مریلونیت جانشینی ایزومرفیک منیزیم و آهن به جای آلومینیوم در ورقه‌های هشت وجهی وجود دارد. در اینجا یونهای پتاسیم همانند ایلیت ظاهر نمی‌شوند و به جای آن در فضای بین دانه‌ها، مقدار قابل توجهی آب ظاهر می‌شود. ذرات مونت مریلونیت دارای اندازه جانبی ۱۰۰۰ تا ۵۰۰۰ و ضخامت ۱۰ تا ۵۰ انگستروم می‌باشند. سطح مخصوص آن نیز در حدود  $800 \text{ m}^2/\text{g}$  است.

در کنار کائولینیت، ایلیت و مونت مریلونیت، سایر کانیهای رس که معمولاً یافت می‌شوند، عبارتند از: کلریت<sup>۷۵</sup>، هالوسیت<sup>۷۶</sup>، ورمیکولیت<sup>۷۷</sup> و آتاپولگیت<sup>۷۸</sup>. شکل ب-۱ در پیوست ب یک روبش<sup>۷۹</sup> از ذرات کائولینیت را که توسط میکروسکوپ الکترونی تهیه شده، نشان می‌دهد.

ذرات رس در سطح خود بار منفی خالصی حمل می‌کنند. این پدیده هم به علت جانشینی ایزومرفیک و هم به علت شکست پیوستگی ساختمان مولکولی در لبه‌ها می‌باشد. هرچه سطح مخصوص کانی رس بزرگتر باشد، بار منفی بزرگتر خواهد بود. بعضی مناطق با بار مثبت نیز ممکن

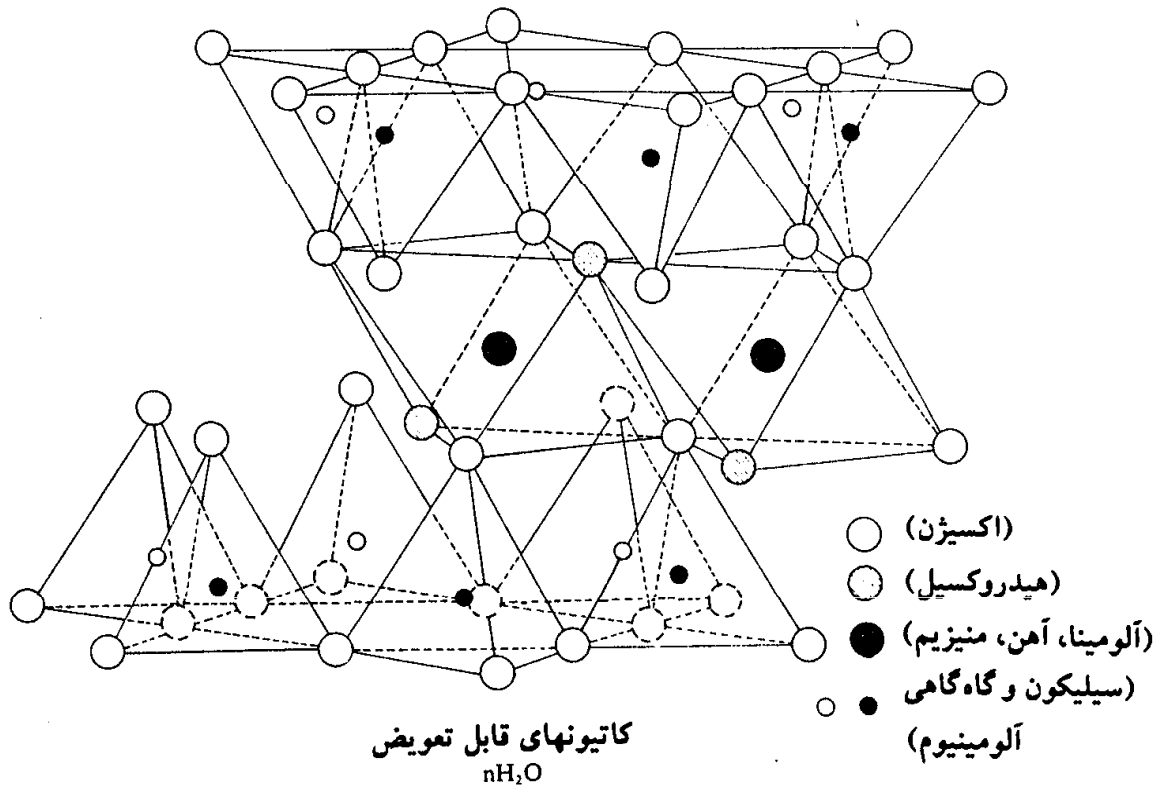
75- chlorite

76- halloysite

77- vermiculite

78- attapulgite

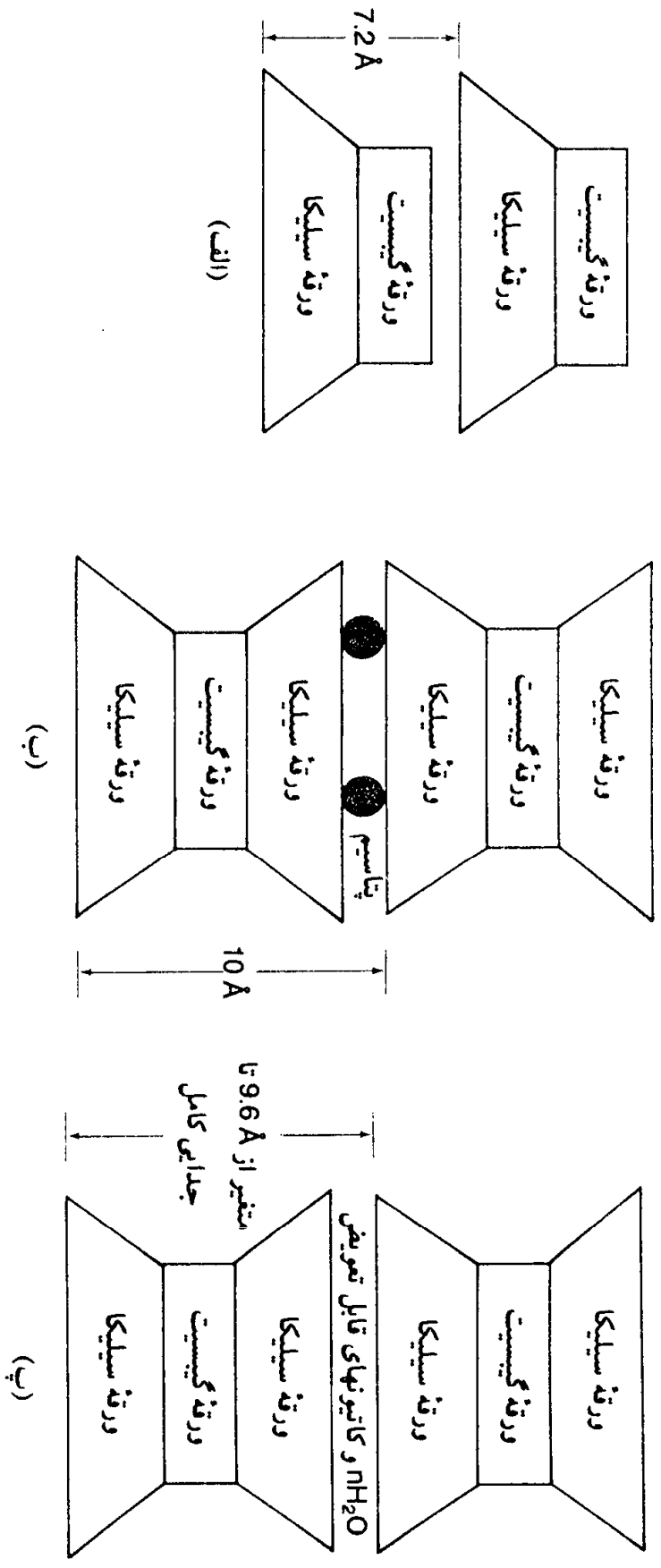
79- scan



شکل ۱-۶ ساختمان اتمی مونت مریلونیت (یا مونت مریونیت) (گریم - ۱۹۵۹)

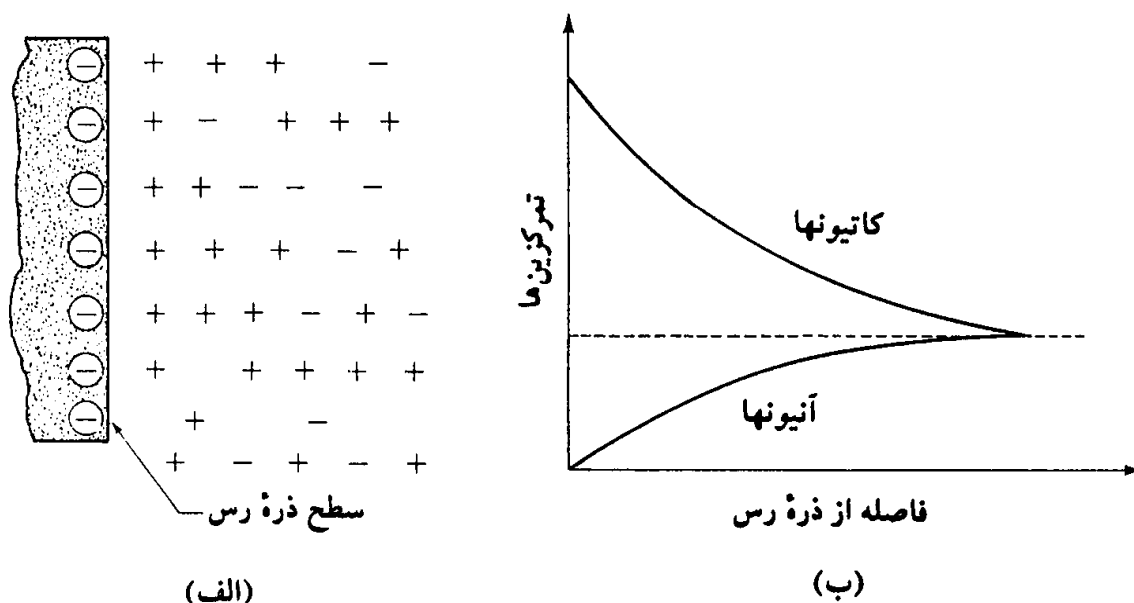
است در لبه‌ها وجود داشته باشد. در جدول زیر لیستی از معکوس چگالی متوسط بار منفی سطحی<sup>۸۰</sup> برای بعضی از کانیهای رس ارائه شده است:

کانی رس	معکوس چگالی متوسط بار منفی سطحی (بار الکترون / $\text{\AA}^2$ )
کائولینیت	25
میکای رس و کلریت	50
مونت مریلونیت (مونت مریونیت)	100
ورموکولیت	75



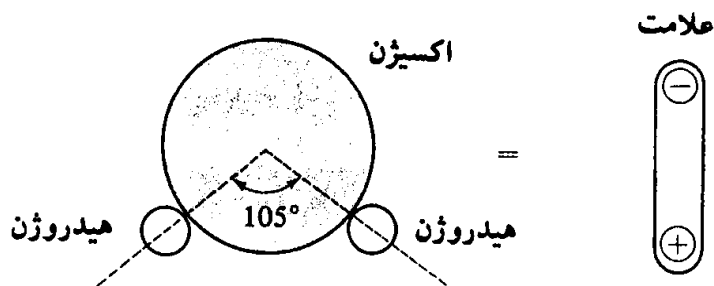
شکل ۱-۷ نمودار ساختمانی (الف) کاتولینیت، (ب) ایلیت و (پ) مونت مورونیت

در رس خشک بار منفی با کاتیونهای قابل تعویضی، نظیر  $Ca^{++}$ ،  $Mg^{++}$ ،  $Na^+$  و  $K^+$  متعادل می‌گردد که ذرات نگه داشته شده به وسیلهٔ جاذبهٔ الکترواستاتیک را احاطه کرده‌اند. وقتی که آب به رس اضافه می‌شود، کاتیونهای فوق و یک تعداد از آنیونها، در حول ذرات رس شناور می‌شوند. این پدیده لایهٔ مضاعف پراکنده<sup>۱</sup> نامیده می‌شود (شکل ۱-۸-الف). در لایهٔ مضاعف، تمرکز کاتیونها با فاصله از سطح ذره کاهش پیدا می‌کند (شکل ۱-۸-ب).



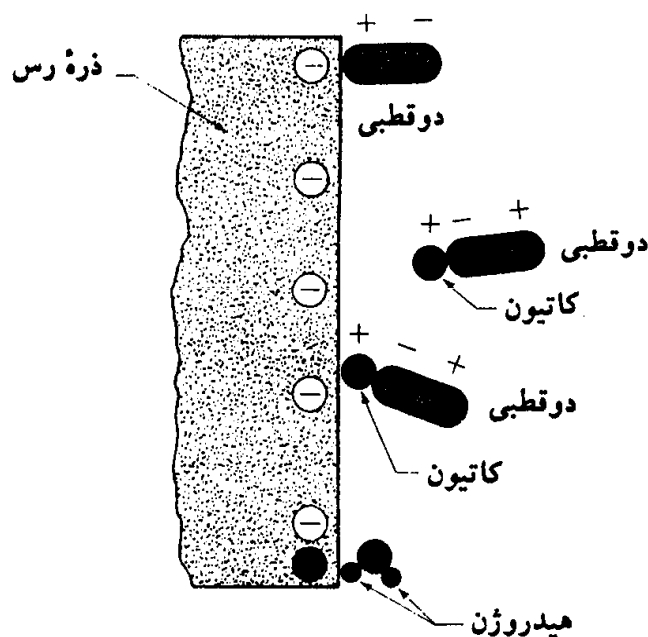
شکل ۱-۸ لایهٔ مضاعف پراکنده.

مولکولهای آب قطبی هستند. اتمهای هیدروژن دارای آرایش متقارن حول یک اتم اکسیژن نیستند و مطابق شکل ۱-۹، تحت زاویهٔ  $105^\circ$  درجه نسبت به یکدیگر قرار دارند. در نتیجه مولکول آب همانند یک میله با بار مثبت در یک انتها و بار منفی در انتهای دیگر عمل می‌کند. به این میله دو قطبی<sup>۲</sup> می‌گویند.



شکل ۱-۹ خاصیت دو قطبی مولکول آب.

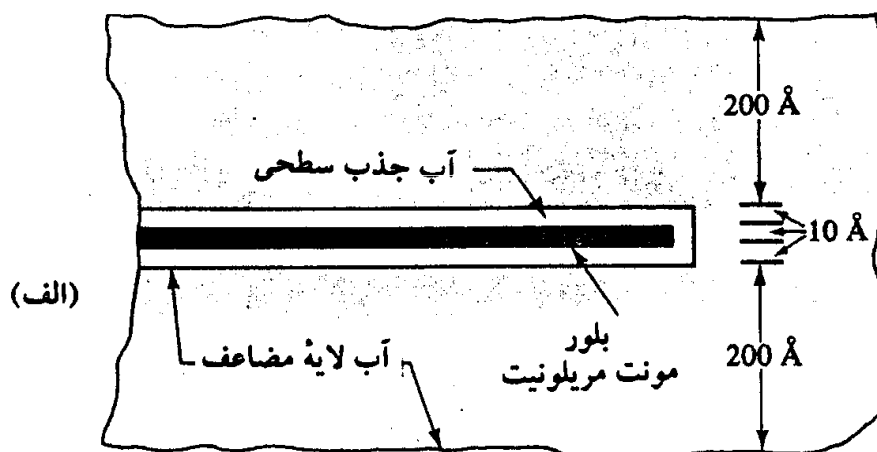
در لایه مضاعف<sup>۸۳</sup>، مولکولهای دوقطبی آب هم به وسیله سطح بار منفی ذرات رس و هم به وسیله کاتیونها جذب می شوند. کاتیونها نیز به نوبه خود به وسیله ذرات خاک رس جذب می شوند. مکانیسم سومی که آب به وسیله آن به ذرات رس جذب می شود، پیوند هیدروژن<sup>۸۴</sup> است که در آن اتمهای هیدروژن مولکول آب به وسیله اتمهای اکسیژن واقع در سطح ذرات رس جذب می شوند. بعضی از کاتیونهای هیدراته شده جزئی در آب حفره ای نیز به سطح ذرات رس جذب می شوند. این کاتیونها مولکولهای دوقطبی آب را جذب می کنند. در شکل ۱ - ۱۰ تمام مکانیسمهای ممکنه جذب آب به ذرات رس نشان داده شده است. نیروی جاذبه بین آب و رس با فاصله از سطح ذرات کاهش پیدا می کند. تمام آبهایی که به وسیله نیروی جاذبه در تماس با ذرات رس نگه داشته می شوند، آب لایه مضاعف نامیده می شوند. داخلی ترین لایه آب لایه مضاعف، که با جاذبه قوی توسط ذرات رس نگه داشته شده است، آب جذب سطحی<sup>۸۵</sup> نامیده می شود. این آب ویسکوز تر از آب آزاد است.



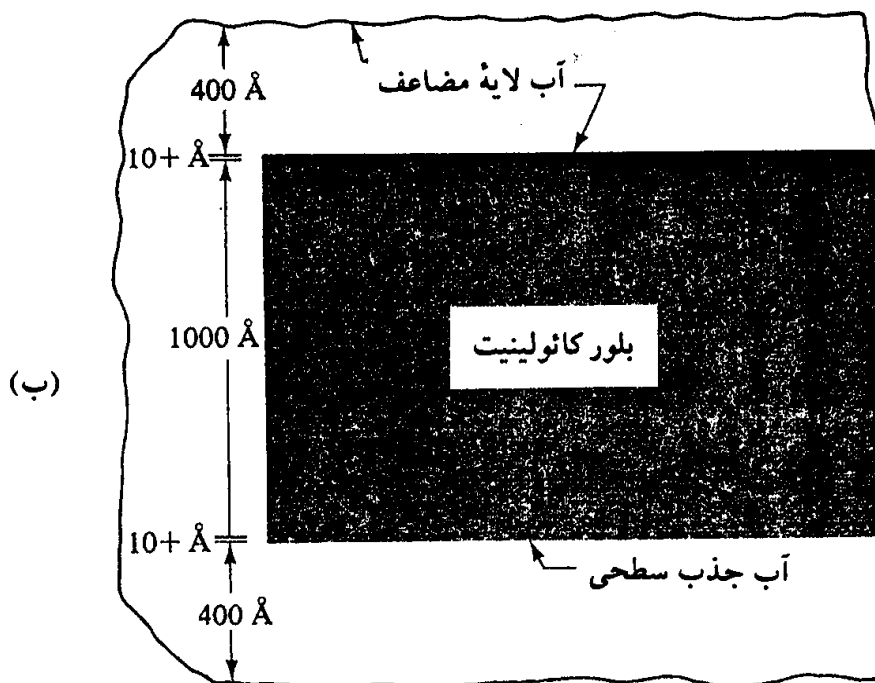
شکل ۱ - ۱۰ جذب مولکولهای دوقطبی آب در لایه مضاعف.

شکل ۱ - ۱۱ آب لایه مضاعف و آب جذب سطحی را برای ذرات مونت مریلونیت و کائولینیت نشان می دهد. این وضعیت دورگیری ذرات رس به وسیله آب، به خاک رس خاصیت خمیری می دهد.





ذره مونت مریلونیت (۱۰۰۰ در ۱۰ انگستروم)



ذره کانولینیت (۱۰۰۰۰ در ۱۰۰۰ انگستروم)

شکل ۱-۱۱ آب احاطه کننده ذرات رس (لمب ۱۹۵۸).

#### ۱-۴ چگالی دانه‌ها (G<sub>s</sub>)<sup>۸۶</sup>

در انجام محاسبات مختلف در مکانیک خاک، اغلب چگالی دانه‌های خاک لازم می‌گردد. چگالی دانه‌ها را می‌توان در آزمایشگاه به دقت تعیین کرد. در جدول ۱-۴، چگالی دانه‌های بعضی از کانی‌هایی که به‌طور معمول در خاک یافت می‌شوند، ارائه شده است. دامنه چگالی دانه‌ها معمولاً بین ۲/۶ تا ۲/۹ است. چگالی دانه‌های ماسه 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 ۱-۴ چگالی دانه‌های کانیهای مهم

کانی	چگالی دانه‌ها $G_s$
کوارتز Quartz	2.65
کائولینیت Kaolinite	2.6
ایلیت Illite	2.8
مونت مریلونیت Montmorillonite	2.65 - 2.80
هالوسیت Halloysite	2.0 - 2.55
فلدسپار پتاسیم Potassium feldspar	2.57
فلدسپار سدیم و کلسیم Sodium and calcium feldspar	2.62 - 2.76
کلرایت Chlorite	2.6 - 2.9
بیوتیت Biotite	2.8 - 3.2
مسکویت Muscovite	2.76 - 3.1
هورن‌بلند Hornblende	3.0 - 3.47
لیمونیت Limonite	3.6 - 4.0
الیوین Olivine	3.27 - 3.37

### ۵-۱ دانه‌بندی خاک

دانه‌بندی خاک<sup>۸۷</sup>، تعیین دامنه‌اندازه ذرات موجود در خاک و توزیع وزنی آنهاست که برحسب درصدی از وزن کل خشک خاک بیان می‌شود. معمولاً دو روش برای تعیین منحنی دانه‌بندی مورد استفاده قرار می‌گیرد: (۱) آزمایش دانه‌بندی<sup>۸۸</sup> برای ذراتی با قطر بزرگتر از ۰/۰۷۵ میلیمتر و (۲) آزمایش هیدرومتری<sup>۸۹</sup> برای ذراتی با قطر کوچکتر از ۰/۰۷۵ میلیمتر. در ادامه مبانی آزمایش دانه‌بندی و آزمایش هیدرومتری تشریح می‌شود.

### آزمایش دانه‌بندی

آزمایش دانه‌بندی عبارت است از لرزاندن نمونه خاک بر روی یک سری الک که اندازه‌های آن به ترتیب از بالا به پایین کاهش می‌یابد. در جدول ۱-۵ شماره و اندازه روزنه‌های الکهای استاندارد

87- mechanical analysis of soil

88- seive analysis

89- hydrometer analysis

آمریکایی ارائه شده است.

جدول ۱ - ۵ اندازه الکهای استاندارد آمریکایی

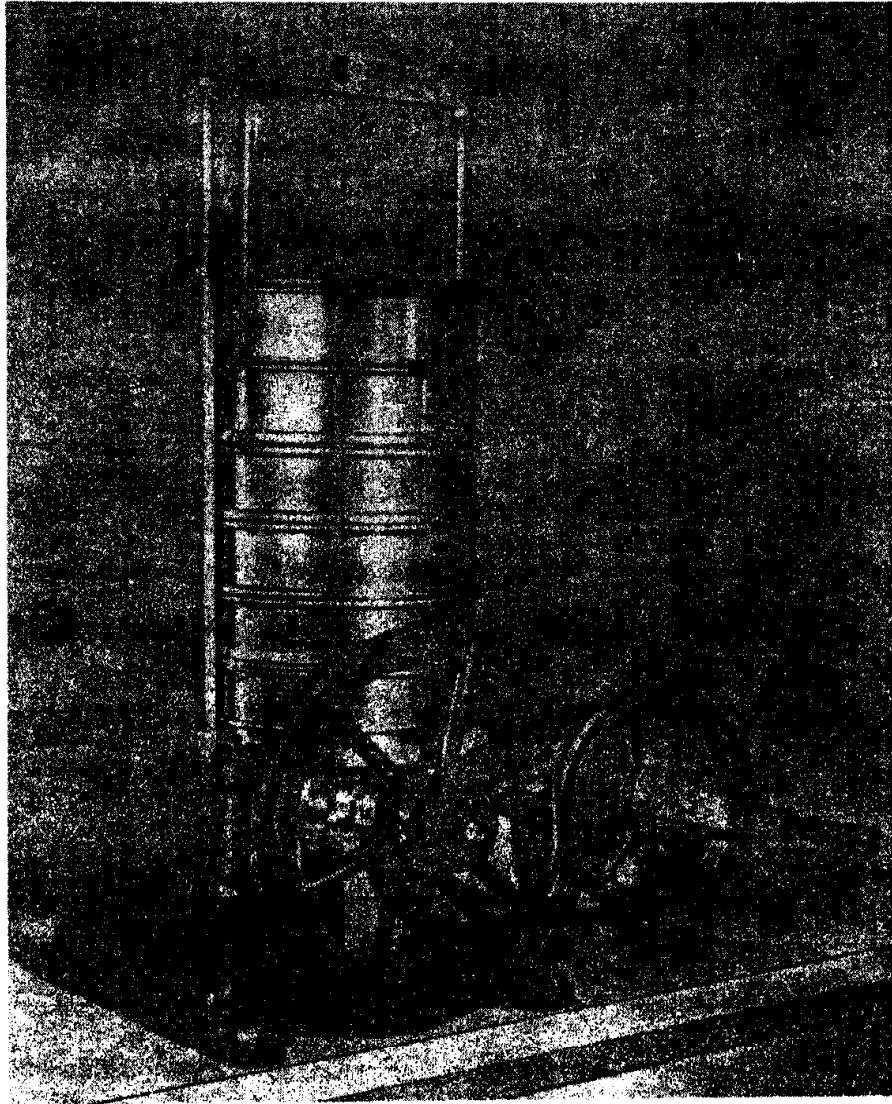
شماره الک	اندازه روزه (mm)
4	4.750
6	3.350
8	2.360
10	2.000
16	1.180
20	0.850
30	0.600
40	0.425
50	0.300
60	0.250
80	0.180
100	0.150
140	0.106
170	0.088
200	0.075
270	0.053

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 - ۱۲ یک سری الک استاندارد که بر روی لرزانده 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 هر الک در کوره خشک و توزین می شود.

نتایج آزمایش دانه بندی معمولاً برحسب درصد وزنی خاکهای عبوری از هر الک بیان می شود. جدول ۱ - ۶ نشان دهنده 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 برحسب شکل، اندازه و وزن با سرعت های مختلفی ته نشین



شکل ۱-۱۲ آزمایش دانه بندی.

جدول ۱-۶ آزمایش دانه بندی (جرم نمونه خاک خشک - ۴۵۰ گرم).

شماره الک (1)	قطر الک (2)	جرم مانده روی الک (گرم) (3)	درصد مانده (4)	درصد عبوری (درصد ریزتر) (5)
10	2.000	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

\* ستون ۴ = ستون ۳ تقسیم بر جرم کل خاک  $\times 100$

$$\frac{\gamma_s}{\gamma_w}$$

۱. خاک و سنگ

می‌شوند. برای سهولت، فرض می‌شود که تمام دانه‌های خاک کروی هستند و سرعت ته‌نشینی آنها طبق قانون استوکس بیان می‌شود. در نتیجه:

$$v = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{18\eta} D^2 \quad (1-1)$$

که در آن:

$$v = \text{سرعت}$$

$$\gamma_s = \text{وزن مخصوص دانه‌های خاک}$$

$$\gamma_w = \text{وزن مخصوص آب}$$

$$\eta = \text{ویسکوزیته آب}$$

$$D = \text{قطر دانه‌های خاک}$$

بنابراین از رابطه ۱-۱ خواهیم داشت:

$$D = \sqrt{\frac{18\eta v}{\gamma_s - \gamma_w}} = \sqrt{\frac{18\eta}{\gamma_s - \gamma_w}} \sqrt{\frac{L}{t}} \quad (2-1)$$

که در آن:

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

توجه شود که:

$$\gamma_s = G_s \gamma_w \quad (3-1)$$

با ترکیب روابط ۱-۲ و ۱-۳ به دست می‌آید:

$$D = \sqrt{\frac{18\eta}{(G_s - 1)\gamma_w}} \sqrt{\frac{L}{t}} \quad (4-1)$$

اگر واحد  $\eta$  برحسب  $(g \cdot \text{sec})/\text{cm}^2$  و  $\gamma_w$  برحسب  $\text{g}/\text{cm}^3$  و  $L$  برحسب سانتیمتر و  $t$  برحسب دقیقه و  $D$  برحسب میلیمتر باشد، می‌توان نوشت:

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

یا:

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

با فرض  $\gamma_w$  مساوی  $1 \text{ g/cm}^3$  خواهیم داشت:

$$D(\text{mm}) = K \sqrt{\frac{L(\text{cm})}{t(\text{min})}} \quad (5-1)$$

که در آن:

$$K = \sqrt{\frac{30\eta}{(G_s - 1)}} \quad (6-1)$$

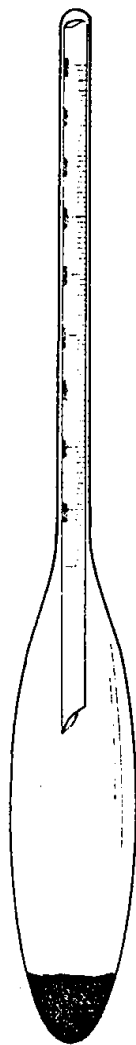
ملاحظه می شود که مقدار  $K$  تابعی از  $G_s$  و  $\eta$  است که تابعی از درجه حرارت آزمایش هستند. در جدول ۱-۷ مقدار  $K$  بر حسب درجه حرارت آزمایش و چگالی دانه های خاک ارائه شده است.

جدول ۱-۷ مقدار  $K$  در رابطه ۱-۶ (ASTM-1982)

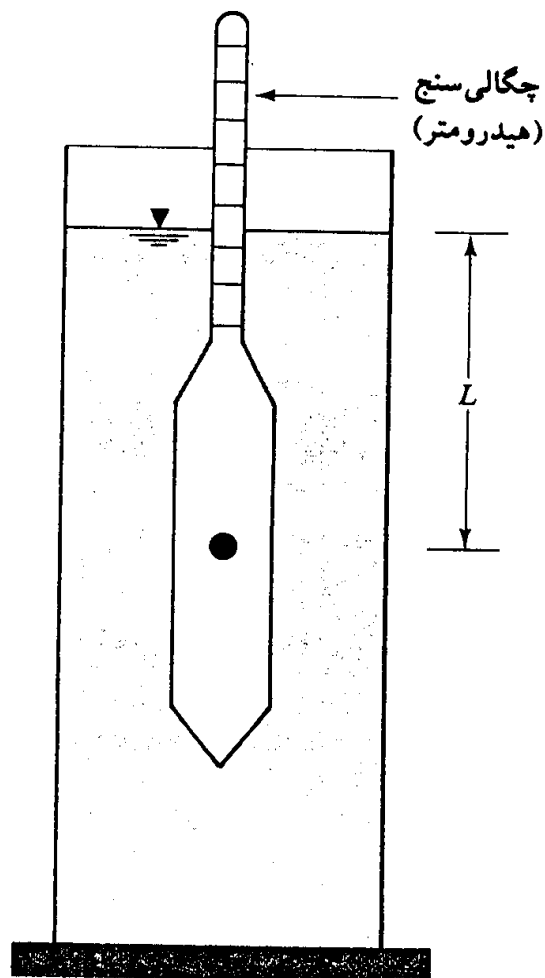
درجه حرارت (°C)	$G_s$							
	2.45	2.50	2.55	2.60	2.65	2.70	2.75	2.80
16	0.01510	0.01505	0.01481	0.01457	0.01435	0.01414	0.01394	0.01374
17	0.01511	0.01486	0.01462	0.01439	0.01417	0.01396	0.01376	0.01356
18	0.01492	0.01467	0.01443	0.01421	0.01399	0.01378	0.01359	0.01339
19	0.01474	0.01449	0.01425	0.01403	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	0.01309	0.01291
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 (در حدود ۴۵ سانتیمتر) و قطر آن ۲/۵ اینچ (در حدود ۶/۳۵ سانتیمتر) می باشد که برای حجم ۱۰۰۰ سی سی علامت گذاری شده است. معمولاً از هگزامتافسفات سدیم<sup>۹۰</sup> به عنوان ماده پراکننده استفاده می شود. ابتدا نمونه با ماده پراکننده<sup>۹۱</sup> 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 (هیدرومتر) از نوع ASTM 152H را که در آزمایش هیدرومتری از آن استفاده می‌شود، نشان می‌دهد. وقتی که چگالی سنج در زمان  $t$  (که از شروع ته‌نشینی اندازه‌گیری می‌شود) در محلول تعلیق تهیه شده قرار داده می‌شود. چگالی را در همسایگی در عمق مؤثر  $L$  (شکل ۱-۱۴)، اندازه‌گیری می‌کند. 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 می‌باشند. ذرات بزرگتر به اعماق بزرگتر ته‌نشین شده‌اند. چگالی سنج طوری کالیبره شده که با توجه به چگالی محلول تعلیق، مقدار خاکی را که در حالت معلق است، برحسب گرم به دست دهد. چگالی سنجها برای خاکی با چگالی دانه‌های  $2/65$  کالیبره شده‌اند. برای خاکها با چگالی دانه‌های دیگر، لازم است اصلاحاتی به عمل آید.



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

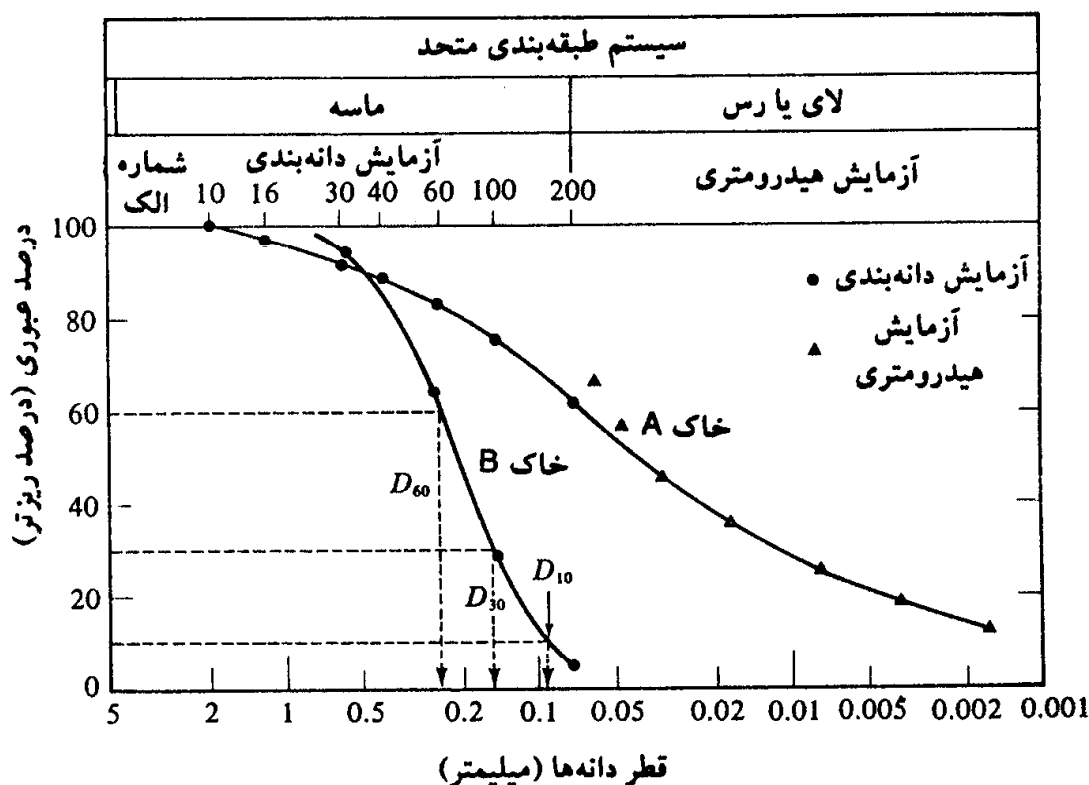


شکل ۱-۱۴ تعریف طول مؤثر  $L$  در  
آزمایش هیدرومتری

با دانستن مقدار خاک معلق، طول  $L$  و زمان  $t$  می توان درصد وزنی خاک ریزتر از قطر مشخصی را به دست آورد. توجه شود که طول  $L$  عمق اندازه گیری شده از سطح آب تا مرکز ثقل حباب هیدرومتری 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 (چاپ 1982 - بخش D-422 - جدول ۲) داده شده است. آزمایش هیدرومتری برای تعیین منحنی دانه بندی خاکهایی با ذراتی تا  $0.5$  میکرون معتبر است.

### منحنی دانه بندی

نتایج تحلیل های مکانیکی (آزمایش دانه بندی و آزمایش هیدرومتری) معمولاً در روی یک کاغذ نیمه لگاریتمی رسم می شود که به آن منحنی دانه بندی<sup>۹۲</sup> 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



منحنی دانه‌بندی برای خاک A ترکیبی از نتایج آزمایش دانه‌بندی مندرج در جدول ۱ - ۶ و آزمایش هیدرومتری برای دانه‌های ریز می‌باشد. در هنگام ترکیب نتایج آزمایش دانه‌بندی و آزمایش هیدرومتری یک عدم پیوستگی در ناحیه مشترک منحنی‌ها به وجود می‌آید. این مسئله ناشی از نامنظم بودن شکل دانه‌های سنگی است. آزمایش دانه‌بندی معمولاً یک اندازه متوسط از دانه‌های خاک و آزمایش هیدرومتری قطر کره معادل با سرعت ته‌نشینی مساوی را به دست می‌دهد. از روی منحنی دانه‌بندی می‌توان درصد شن، ماسه، لای و رس را به دست آورد. طبق سیستم طبقه‌بندی متحد، درصد مصالح فوق برای خاک A برابر است با:

$$0\% = (\text{بزرگتر از } 4/75 \text{ میلی‌متر}) \text{ شن}$$

$$\text{درصد ریزتر از } 0/075 \text{ میلی‌متر} - \text{درصد ریزتر از } 4/75 \text{ میلی‌متر} = (\text{بین } 4/75 \text{ تا } 0/075 \text{ میلی‌متر}) \text{ ماسه}$$

$$= 100 - 62 = 38\%$$

$$62\% = (\text{کوچکتر از } 0/075 \text{ میلی‌متر}) \text{ لای و رس}$$

### مثال ۱ - ۱

در یک آزمایش هیدرومتر نتایج زیر در دست است:

$$G_s = 2.7$$

(درجه سانتیگراد)  $= 22$  درجه حرارت آزمایش

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

مطلوب است تعیین قطر  $D$  کوچکترین ذره‌ای که در لحظه اندازه‌گیری از نقطه اندازه‌گیری عبور کرده است.

حل:

با استفاده از رابطه ۱ - ۵ می‌توان نوشت:

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

با استفاده از جدول ۱ - ۷ برای  $G_s = 2.7$  و درجه حرارت  $22$  درجه سانتیگراد، مقدار  $K = 0.01312$  می‌باشد.

بنابراین:

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

### ۱ - ۶ اندازه مؤثر، ضریب یکنواختی و ضریب دانه‌بندی

از منحنی دانه‌بندی می‌توان برای مقایسه خاکهای مختلف استفاده کرد. همچنین سه پارامتر پایه که از آنها برای طبقه‌بندی خاکهای دانه‌ای استفاده می‌شود، از روی منحنی دانه‌بندی قابل تعیین است. این

سه پارامتر عبارتند از:

الف: اندازه مؤثر

ب: ضریب یکنواختی

پ: ضریب دانه بندی

قطری که در روی منحنی دانه بندی مربوط به درصد عبوری ۱۰ است، اندازه مؤثر نامیده شده و با  $D_{10}$  نمایش داده می شود. ضریب یکنواختی<sup>۹۳</sup> نیز مطابق رابطه زیر تعریف می شود:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (۷ - ۱)$$

که در آن:

$C_u$  = ضریب یکنواختی

$D_{60}$  = قطر مربوط به درصد عبوری ۶۰ درصد در روی منحنی دانه بندی

ضریب دانه بندی<sup>۹۴</sup> نیز طبق رابطه زیر تعریف می شود:

$$C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{60} \times D_{10}} \quad (۸ - ۱)$$

که در آن:

$C_c$  = ضریب دانه بندی

$D_{30}$  = 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 میلی متر می باشند. در نتیجه ضرایب یکنواختی و دانه بندی برای آن برابرندبا:

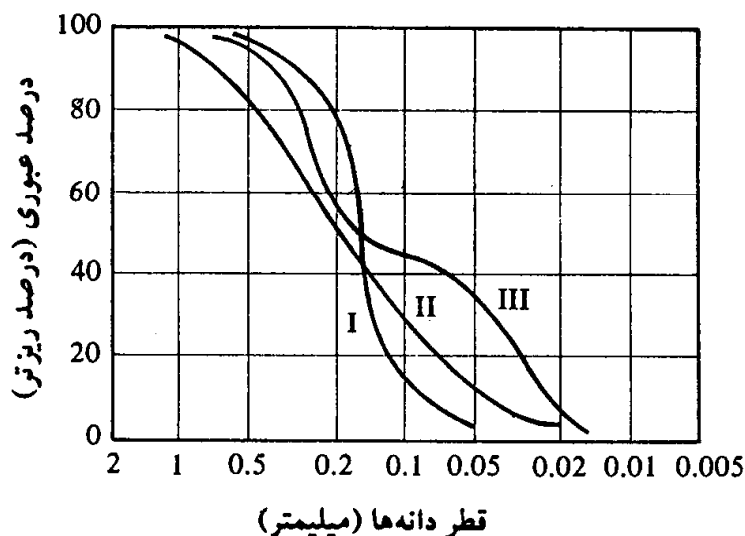
$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{0.24}{0.096} = 2.5$$

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

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 - ۱۶ 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<sup>۹۵</sup> می گویند. منحنی II نشان دهنده خاکی می باشد که اندازه ذرات آن در دامنه

93 – uniformity coefficient      94 – coefficient of gradation

95 – poorly graded



شکل ۱-۱۶ انواع مختلف منحنی‌های دانه‌بندی

وسیعی توزیع شده است که به آن خاک خوب دانه‌بندی شده<sup>۹۶</sup> می‌گویند. خاکهای خوب دانه‌بندی شده دارای ضریب یکنواختی بزرگتر از ۴ برای شن و ۶ برای ماسه و ضریب دانه‌بندی ۱ تا ۳ می‌باشند (برای شن و ماسه). ممکن است خاکی ترکیبی از ۲ و یا چندخاک با دانه‌بندی یکنواخت باشد. منحنی III مربوط به چنین خاکی می‌باشد که به آن، خاک با دانه‌بندی منفصل<sup>۹۷</sup> (فاصله‌دار) می‌گویند.

## مثال ۱-۲

نتایج یک آزمایش دانه‌بندی به شرح زیر است:

شماره الک	جرم خاک مانده روی هر الک (g)
4	0
10	21.6
20	49.5
40	102.6
60	89.1
100	95.6
200	60.4
زیر الک	31.2

مطلوب است:

الف: تعیین درصد عبوری و رسم منحنی دانه‌بندی

ب: تعیین  $D_{10}$ ،  $D_{30}$  و  $D_{60}$  برای منحنی دانه‌بندی به دست آمده

پ: محاسبه ضریب یکنواختی  $C_u$

ت: محاسبه ضریب دانه‌بندی  $C_c$

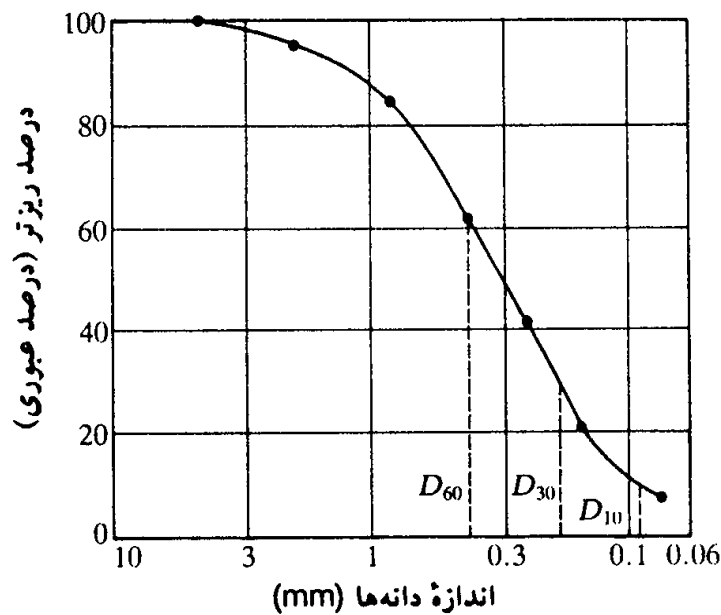
حل:

قسمت الف:

برای تعیین درصد عبوری، می‌توان جدول زیر را تنظیم نمود:

شماره الک	درصد مانده در روی الک (g)	درصد مانده در روی الک	درصد ریزتر
4	0	0	100.0
10	21.6	4.8	95.2
20	49.5	11.0	84.2
40	102.6	22.8	61.4
60	89.1	19.8	41.6
100	95.6	21.2	20.4
200	60.4	13.4	7.0
زیر الک	31.2	7.0	-
450.0 g			

با توجه به جدول فوق، منحنی دانه‌بندی به شکل زیر قابل رسم است:



شکل ۱- ۱۷

قسمت ب:

با استفاده از شکل ۱- ۱۷ می‌توان نوشت:

$$D_{60}=0.41\text{mm} , D_{30}=0.185\text{mm} , D_{10}=0.09\text{mm}$$

قسمت پ:

با استفاده از رابطه ۱- ۷ داریم:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{0.41}{0.09} = 4.56$$

قسمت ت:

با استفاده از رابطه ۱-۸ می توان نوشت:

$$C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{60} \times D_{10}} = \frac{(0.185)^2}{(0.41)(0.09)} = 0.928$$

## مسائل فصل اول

۱-۱ - برای خاکی معلومات زیر در دست است:

$$D_{10}=0.1 \text{ mm}$$

$$D_{30}=0.41 \text{ mm}$$

$$D_{60}=0.62 \text{ mm}$$

مطلوب است محاسبه ضرایب یکنواختی و ضریب دانه بندی برای این خاک

۱-۲ - مسئله ۱-۱ را برای معلومات زیر تکرار نمایید:

$$D_{10}=0.082 \text{ mm}$$

$$D_{30}=0.29 \text{ mm}$$

$$D_{60}=0.51 \text{ mm}$$

۱-۳ - مسئله ۱-۱ را برای  $D_{10}=0.18$ ،  $D_{30}=0.82$  و  $D_{60}=1.81$  میلیمتر تکرار کنید.

۱-۴ - مثال ۱-۲ را برای نتایج آزمایش دانه بندی زیر تکرار نمایید:

شماره الک	جرم خاک مانده روی هراک (g)
4	28
10	42
20	48
40	128
60	221
100	86
200	40
زیرالک	24

۱-۵ - مثال ۱-۲ را برای نتایج آزمایش دانه بندی زیر تکرار نمایید:

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

۱-۶- مثال ۱-۲ را با داده‌های زیر تکرار کنید.

شماره الک	جرم خاک مانده روی هرالک (g)
4	0
10	40
20	60
40	89
60	140
80	122
100	210
200	56
زیرالک	12

۱-۷- مثال ۱-۲ را با داده‌های زیر تکرار کنید.

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

۱-۸- مثال ۱-۲ را با داده‌های زیر تکرار کنید.

شماره الک	جرم خاک مانده روی هرالک (g)
4	0
6	0
10	0
20	9.1
40	249.4
60	179.8
100	22.7
200	15.5
زیرالک	23.5

۱-۹- مشخصات دانه‌بندی خاکی طبق جدول زیر است. مطلوب است رسم منحنی دانه‌بندی و تعیین درصد شن، ماسه، لای و رس طبق سیستم MIT (جدول ۱-۳).

اندازه (mm)	درصد ریزتر
0.425	100
0.033	90
0.018	80
0.01	70
0.0062	60
0.0035	50
0.0018	40
0.001	35

۱-۱۰-۱ مسئله ۱-۹ را با داده‌های زیر مجدداً حل کنید:

اندازه (mm)	درصد ریزتر
0.425	100
0.07	90
0.046	80
0.034	70
0.026	60
0.019	50
0.014	40
0.009	30
0.0054	20
0.0019	10

۱-۱۱-۱ مسئله ۱-۹ را با داده‌های زیر مجدداً حل کنید:

اندازه (mm)	درصد ریزتر
0.425	100
0.115	90
0.076	80
0.05	70
0.0425	60
0.032	50
0.022	40
0.012	30
0.0074	20
0.0025	10
0.0015	8

۱-۱۲-۱ مسئله ۱-۹ را با داده‌های زیر مجدداً حل کنید:

اندازه (mm)	درصد ریزتر
0.425	100
0.14	90
0.1	80
0.088	70
0.076	60
0.064	50
0.056	40
0.048	30
0.035	20
0.011	10
0.0016	6

- ۱۳-۱ - مسئله ۹-۱ را با استفاده از سیستم طبقه‌بندی متحد و USDA تکرار کنید.
- ۱۴-۱ - مسئله ۹-۱ را با استفاده از سیستم طبقه‌بندی آشتو تکرار کنید.
- ۱۵-۱ - مسئله ۱۰-۱ را با استفاده از سیستم طبقه‌بندی متحد و USDA تکرار کنید.
- ۱۶-۱ - مسئله ۱۰-۱ را با استفاده از سیستم طبقه‌بندی آشتو تکرار کنید.
- ۱۷-۱ - مسئله ۱۱-۱ را با استفاده از سیستم طبقه‌بندی متحد و USDA تکرار کنید.
- ۱۸-۱ - مسئله ۱۱-۱ را با استفاده از سیستم طبقه‌بندی آشتو تکرار کنید.
- ۱۹-۱ - مسئله ۱۲-۱ را با استفاده از سیستم طبقه‌بندی متحد و USDA تکرار کنید.
- ۲۰-۱ - مسئله ۱۲-۱ را با استفاده از سیستم طبقه‌بندی آشتو تکرار کنید.
- ۲۱-۱ - خاکی با دانه‌بندی زیر در دست است. درصد شن، ماسه، لای، و رس آن را طبق سیستم MIT تعیین نمایید.

درصد ریزتر      اندازه (mm)

0.850	100.0
0.425	100.0
0.250	94.1
0.150	79.3
0.075	34.1
0.040	28.0
0.020	25.2
0.010	21.8
0.006	18.9
0.002	14.0

۲۲-۱ - مسئله ۲۱-۱ را با استفاده از سیستم طبقه‌بندی متحد و USDA تکرار کنید.

۲۳-۱ - مسئله ۲۱-۱ را با استفاده از سیستم طبقه‌بندی آشتو تکرار کنید.

۲۴-۱ - در یک آزمایش هیدرومتری، اطلاعات زیر در دست است:

$$G_s = 2.70$$

درجه حرارت آزمایش = 23°C

$$L = 12.8 \text{ cm}$$

(۶۰ دقیقه بعد از شروع ته‌نشینی، به شکل ۱-۱۴ مراجعه شود).

مطلوب است تعیین قطر  $D$  کوچکترین اندازه ذره‌ای که در لحظه اندازه‌گیری از نقطه اندازه‌گیری عبور کرده است.

۲۵-۱ - مسئله ۲۴-۱ را با اطلاعات زیر تکرار کنید:

$$G_s = 2.60$$

درجه حرارت آزمایش = 24°C

$$L = 9.2 \text{ cm (t=60)}$$



# اصول مهندسی ژئوتکنیک

## جلد ۱: مکانیک خاک

مؤلف: ایراجا.ام.داس

مترجم: شاپور طاحونی

# فصل دوم

## فصل ۲

### ترکیب خاک

در فصل گذشته فرآیندهای زمین‌شناسی به وجود آورنده خاک، طبقه‌بندی دانه‌های خاک برحسب اندازه، و آزمایشهای دانه‌بندی و هیدرومتری خاک مورد مطالعه قرار گرفت. در وضعیت طبیعی، خاک یک سیستم سه‌قسمتی مرکب از مواد جامد، آب و هوا می‌باشد. در این فصل روابط وزنی - حجمی، ساختار<sup>۱</sup> و خواص خمیری خاک مورد بررسی قرار می‌گیرد.

#### ۱-۲ روابط وزنی - حجمی

در شکل ۲-۱ الف، یک توده خاک با حجم  $V$  و وزن  $W$  به همان صورتی که در طبیعت یافت می‌شود، 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 می‌شوند. در نتیجه حجم کل نمونه خاک به صورت زیر قابل بیان است:

$$\underline{V = V_s + V_v = V_s + V_w + V_a} \quad (۱-۲)$$

که در آن:

$$\underline{V_s = \text{حجم قسمت جامد}}$$

$$\underline{V_v = \text{حجم حفرات}}$$

$$\underline{V_w = \text{حجم آب درون حفرات}}$$

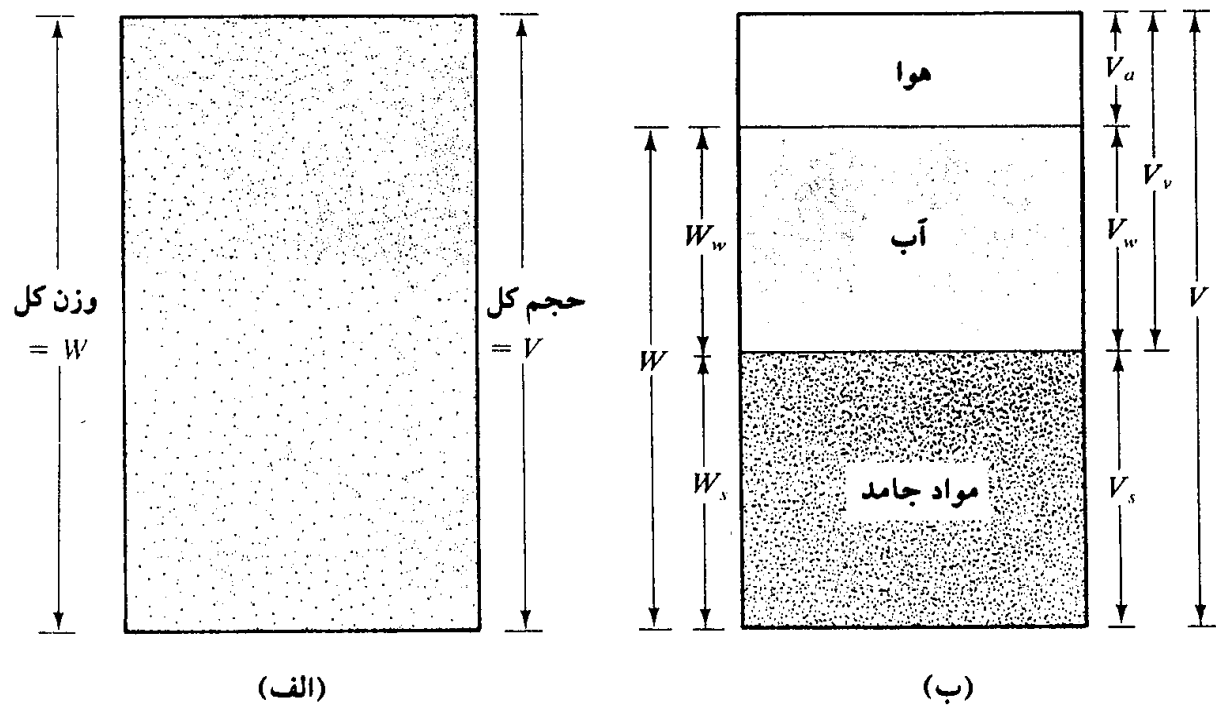
$$\underline{V_a = \text{حجم هوای درون حفرات}}$$

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

$$\underline{W = W_s + W_w} \quad (۲-۲)$$

که در آن:

$$\underline{W_s = \text{وزن قسمت جامد}}$$



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

$$W_w = \text{وزن آب}$$

روابط حجمی معمول در مکانیک خاک، عبارتند از نسبت تخلخل<sup>۲</sup>، پوکی<sup>۳</sup> و درجه اشباع<sup>۴</sup>. نسبت تخلخل به صورت نسبت حجم حفرات به حجم قسمت جامد تعریف می شود:

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad (2-3)$$

که در آن  $e$  نسبت تخلخل می باشد.

پوکی، نسبت حجم حفرات به حجم کل است:

$$n = \frac{V_v}{V} \quad (2-4)$$

که در آن  $n$  پوکی می باشد.

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

$$S = \frac{V_w}{V_v} \quad (2-5)$$

که در آن  $S$  درجه اشباع است که معمولاً برحسب درصد بیان می شود. رابطه بین نسبت تخلخل و

2- void ratio

3- porosity

4- degree of saturation

پوکی را می توان از روابط ۲-۱، ۲-۳ و ۲-۴ به صورت زیر به دست آورد:

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{V_v}{V - V_v} = \frac{\left(\frac{V_v}{V}\right)}{1 - \left(\frac{V_v}{V}\right)} = \frac{n}{1 - n} \quad (۶-۲)$$

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

$$n = \frac{e}{1 + e} \quad (۷-۲)$$

روابط وزنی معمول در مکانیک خاک، عبارتند از میزان رطوبت<sup>۵</sup> و وزن مخصوص<sup>۶</sup>. میزان رطوبت ( $w$ ) که میزان آب نیز گفته می شود، به صورت نسبت وزن آب به وزن قسمت جامد تعریف می شود:

$$w = \frac{W_w}{W_s} \quad (۸-۲)$$

وزن مخصوص  $\gamma$  نیز وزن واحد حجم خاک می باشد:

$$\gamma = \frac{W}{V} \quad (۹-۲)$$

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:

$$\gamma = \frac{W}{V} = \frac{W_s + W_w}{V} = \frac{W_s \left[ 1 + \left( \frac{W_w}{W_s} \right) \right]}{V} = \frac{W_s(1 + w)}{V} \quad (۱۰-۲)$$

مهندسین خاک اغلب به وزن مخصوص تعریف شده طبق رابطه ۲-۹، وزن مخصوص مرطوب<sup>۷</sup> می گویند. در مقابل، وزن مخصوص خشک<sup>۸</sup>،  $\gamma_d$  به صورت زیر تعریف می شود:

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V} \quad (۱۱-۲)$$

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

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1 + w} \quad (۱۲-۲)$$

وزن مخصوص در دستگاه آحاد SI معمولاً بر حسب نیوتن بر متر مکعب ( $N/m^3$ ) یا کیلونیوتن بر

5- moisture content

6- unit weight

7- moist unit weight

8- dry unit weight

مترمکعب ( $\text{kN/m}^3$ ) و در دستگاه MKS عملی برحسب کیلوگرم نیرو بر مترمکعب ( $\text{kgf/m}^3$ ) و یا تن بر مترمکعب ( $\text{T/m}^3$ ) بیان می‌شود.

به‌طریق مشابه با روابط ۲-۹ و ۲-۱۱، جرم مخصوص<sup>۹</sup> مرطوب و جرم مخصوص خشک<sup>۱۰</sup> خاک به‌صورت زیر تعریف می‌شود:

$$\rho = \frac{m}{V} \quad (۲-۱۳ \text{ الف})$$

و

$$\rho_d = \frac{m_s}{V} \quad (۲-۱۳ \text{ ب})$$

در روابط فوق:

$\rho$  = جرم مخصوص مرطوب خاک برحسب کیلوگرم جرم بر مترمکعب ( $\text{kg/m}^3$ )

$\rho_d$  = جرم مخصوص خشک خاک ( $\text{kg/m}^3$ )

$m$  = جرم کل نمونه خاک برحسب کیلوگرم جرم (kg)

$m_s$  = جرم قسمت جامد نمونه خاک (kg)

وزن مخصوص خاک برحسب  $\text{N/m}^3$  با استفاده از روابط زیر از جرم مخصوص به‌دست می‌آید:

$$\gamma = \rho \cdot g = 9.81\rho \quad (۲-۱۴ \text{ الف})$$

و

$$\gamma_d = \rho_d \cdot g = 9.81\rho_d \quad (۲-۱۴ \text{ ب})$$

که در روابط فوق،  $g$  شتاب ثقل زمین مساوی  $9.81 \text{ m/sec}^2$  می‌باشد (برای کارهای عملی با دقت مناسب می‌توان  $g$  را مساوی  $10 \text{ m/sec}^2$  در نظر گرفت).

## ۲-۲ روابط بین وزن مخصوص، نسبت تخلخل، میزان رطوبت و چگالی دانه‌ها

برای تعیین روابطی بین وزن مخصوص (یا جرم مخصوص)، نسبت تخلخل و میزان رطوبت مطابق شکل ۲-۲، حجمی از خاک در نظر بگیرید که در آن حجم قسمت جامد مساوی واحد است. اگر حجم قسمت جامد مساوی ۱ باشد، حجم حفرات از لحاظ عددی مساوی نسبت تخلخل  $e$  خواهد بود (طبق رابطه ۲-۳).

وزن قسمت جامد و آب را می‌توان طبق روابط زیر نوشت:

$$W_s = G_s \gamma_w$$

$$W_w = wW_s = wG_s \gamma_w$$

که در آن:

$G_s =$  چگالی دانه‌ها

$w =$  میزان رطوبت

$\gamma_w =$  وزن مخصوص آب

در واحدهای SI، وزن مخصوص آب  $9.81 \text{ kN/m}^3$ \* و در دستگاه MKS مساوی  $1 \text{ T/m}^3$  می‌باشد.

حال با استفاده از تعریف وزن مخصوص و وزن مخصوص خشک (روابط ۲-۹ و ۲-۱۱)،

می‌توان نوشت:

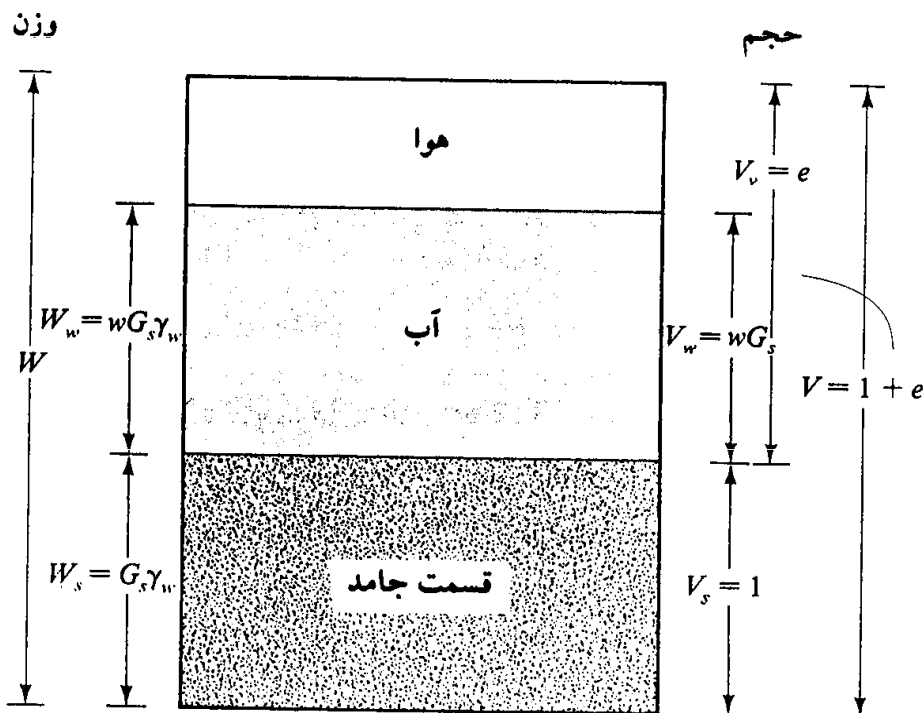
$$\gamma = \frac{W}{V} = \frac{W_s + W_w}{V} = \frac{G_s \gamma_w + w G_s \gamma_w}{1 + e} = \frac{(1 + w) G_s \gamma_w}{1 + e} \quad (2-15)$$

و

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V} = \frac{G_s \gamma_w}{1 + e} \quad (2-16 \text{ الف})$$

$$e = \frac{G_s \gamma_w}{\gamma_d} - 1 \quad (2-16 \text{ ب})$$

از آنجایی که وزن آب برای خاک تحت مطالعه مساوی  $w G_s \gamma_w$  می‌باشد، حجم اشغال شده توسط آن



شکل ۲-۲ سه قسمت خاک به‌طور مجزا با حجم قسمت جامد مساوی ۱

\* در کارهای عملی با دقت مناسب آن را می‌توان مساوی  $10 \text{ kN/m}^3$  در نظر گرفت.

برابر است با:

$$V_w = \frac{W_w}{\gamma_w} = \frac{wG_s \gamma_w}{\gamma_w} = wG_s$$

حال با استفاده از تعریف درجه اشباع (رابطه ۲ - ۵) می توان نوشت:

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

یا

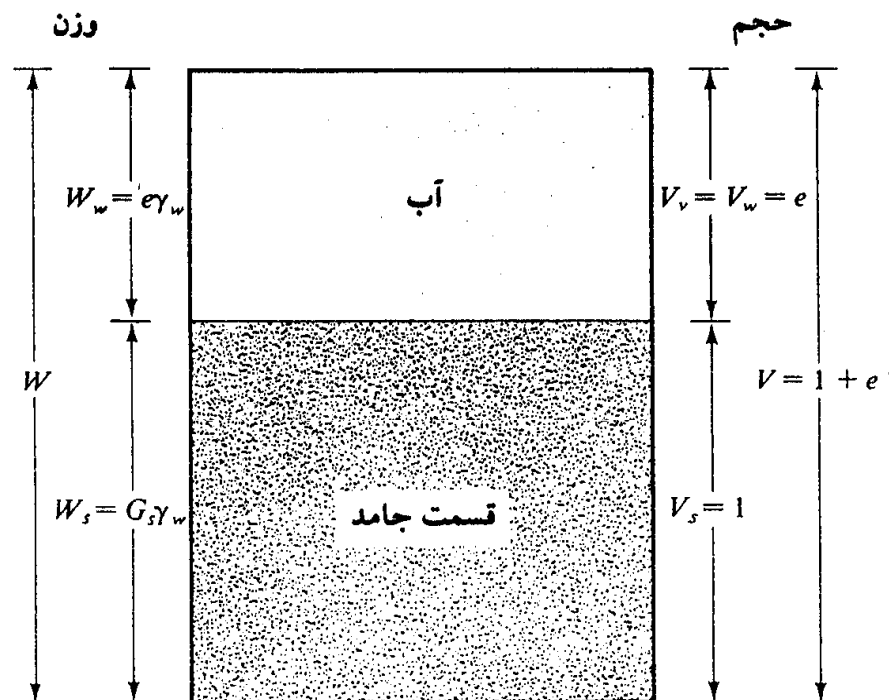
$$Se = wG_s \quad (17-2)$$

رابطه به دست 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 پر از آب باشد (شکل ۲ - ۳)، روابط مربوط به وزن مخصوص اشباع می تواند به طریق مشابه به دست آید:

$$\gamma_{sat} = \frac{W}{V} = \frac{W_s + W_w}{V} = \frac{G_s \gamma_w + e \gamma_w}{1 + e} = \frac{(G_s + e) \gamma_w}{1 + e} \quad (18-2)$$

که در آن:

$\gamma_{sat}$  = وزن مخصوص اشباع خاک



شکل ۲ - ۳ خاک اشباع با حجم قسمت جامد مساوی واحد

همان‌طور که در قبل توضیح داده شد، به‌علت سهولت کار با جرم مخصوص در واحدهای SI، روابط جرم مخصوص زیر که مشابه روابط وزن مخصوص ۲-۱۵، ۲-۱۶ و ۲-۱۸ هستند، می‌توانند در عمل مفید باشند:

$$\text{جرم مخصوص} = \rho = \frac{(1+w)G_s \rho_w}{1+e} \quad (۲-۱۹-الف)$$

$$\text{جرم مخصوص خشک} = \rho_d = \frac{G_s \rho_w}{1+e} \quad (۲-۱۹-ب)$$

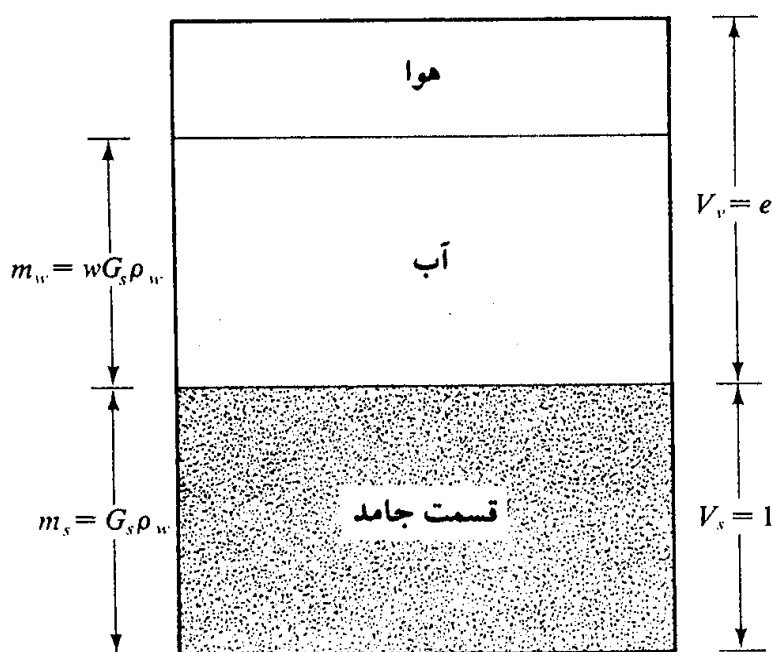
$$\text{جرم مخصوص اشباع} = \rho_{sat} = \frac{(G_s + e)\rho_w}{1+e} \quad (۲-۱۹-پ)$$

که در آن جرم مخصوص  $\rho_w$  آب مساوی  $1000 \text{ kg/m}^3$  می‌باشد.

رابطه ۲-۱۹-الف را می‌توان با مراجعه به نمونه خاک نشان داده شده در شکل ۲-۴ که در آن حجم قسمت جامد مساوی ۱ و حجم حفرات مساوی  $e$  است، به‌دست آورد. در این شکل جرم قسمت جامد  $m_s$ ، مساوی  $G_s \rho_w$  می‌باشد. میزان رطوبت در رابطه ۲-۸ به‌صورت زیر تعریف شده است:

$$w = \frac{W_w}{W_s} = \frac{(\text{جرم آب}) \cdot g}{(\text{جرم قسمت جامد}) \cdot g}$$

$$= \frac{m_w}{m_s}$$



شکل ۲-۴ سه قسمت خاک که از آن برای تعیین روابط جرمی - حجمی استفاده می‌شود.



که در آن  $m_w$  جرم آب می باشد.

از آنجایی که جرم خاک در نمونه مساوی  $G_s \rho_w$  است، جرم آب برابر خواهد شد با:

$$m_w = w m_s = w G_s \rho_w$$

با استفاده از رابطه ۲-۱۳ الف، جرم مخصوص به صورت زیر نوشته می شود:

$$\rho = \frac{m}{V} = \frac{m_s + m_w}{V_s + V_v} = \frac{G_s \rho_w + w G_s \rho_w}{1 + e}$$

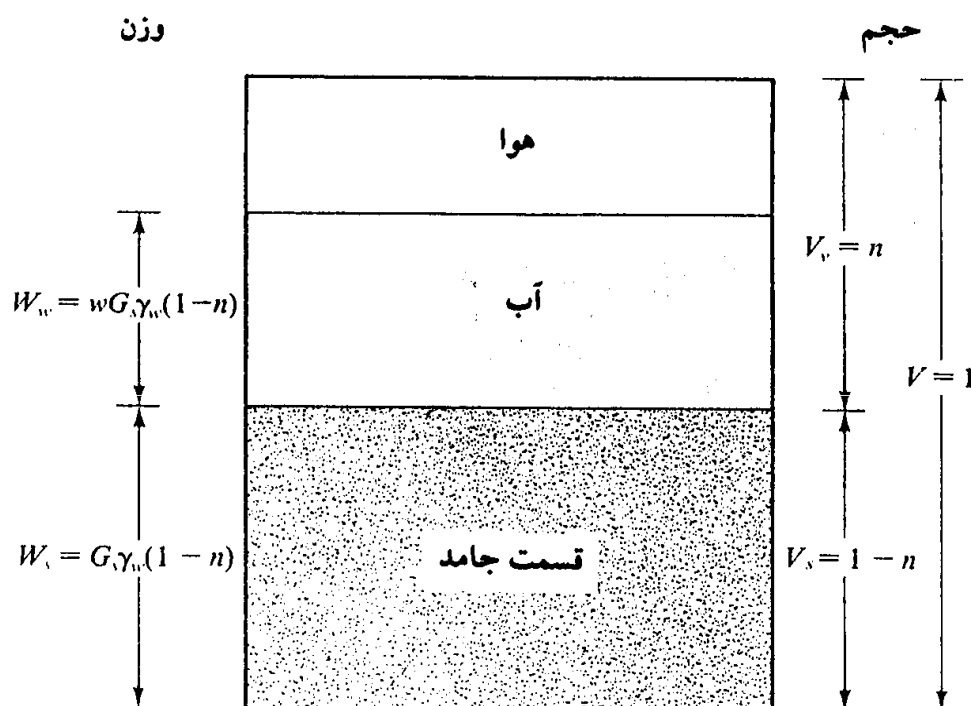
$$= \frac{(1 + w) G_s \rho_w}{1 + e}$$

که نتیجه به دست آمده اثبات رابطه ۲-۱۹ الف است. روابط ۲-۱۹ ب و پ نیز به طریق مشابه اثبات می شوند.

### ۲-۳ رابطه بین وزن مخصوص، پوکی و میزان رطوبت

رابطه بین وزن مخصوص، پوکی و میزان رطوبت را می توان به روشی مشابه روش ارائه شده در بخش قبل به دست آورد. مطابق شکل ۲-۵، نمونه خاکی با حجم کل واحد در نظر بگیرید. با استفاده از رابطه ۲-۴ می توان نوشت:

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



شکل ۲-۵ نمونه خاک با حجم کل  $V=1$

اگر  $V$  مساوی ۱ باشد،  $V_v$  مساوی  $n$  خواهد شد. بنابراین خواهیم داشت:

$$V_s = 1 - n$$

وزن قسمت جامد خاک ( $W_s$ ) و وزن آب ( $W_w$ ) را می توان به صورت زیر تعریف نمود:

$$W_s = G_s \gamma_w (1 - n) \quad (20-2)$$

$$W_w = w W_s = w G_s \gamma_w (1 - n) \quad (21-2)$$

بنابراین، وزن مخصوص خشک برابر می شود با:

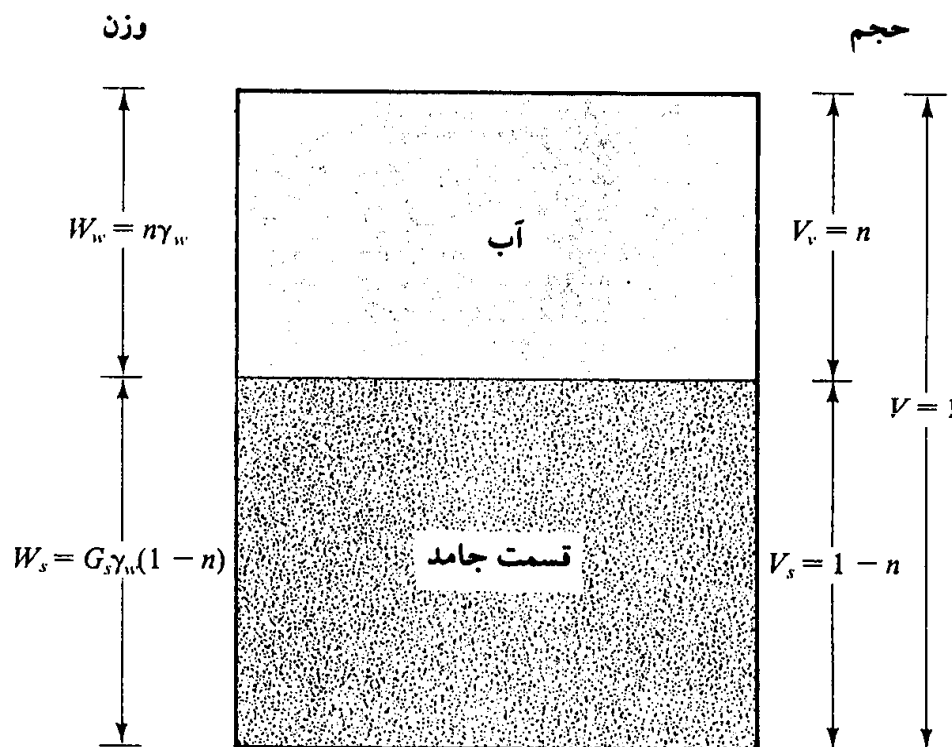
$$\gamma_d = \frac{W_s}{V} = \frac{G_s \gamma_w (1 - n)}{1} = G_s \gamma_w (1 - n) \quad (22-2)$$

وزن مخصوص مرطوب نیز برابر است با:

$$\gamma = \frac{W_s + W_w}{V} = G_s \gamma_w (1 - n)(1 + w) \quad (23-2)$$

شکل ۲-۶ نمونه خاکی را نشان می دهد که اشباع بوده و دارای حجم  $V=1$  است. با توجه به شکل می توان نوشت:

$$\gamma_{sat} = \frac{W_s + W_w}{V} = \frac{(1 - n)G_s \gamma_w + n\gamma_w}{1} = [(1 - n)G_s + n]\gamma_w \quad (24-2)$$



شکل ۲-۶ نمونه خاک اشباع با  $V=1$

میزان رطوبت یک نمونه خاک اشباع را می توان به صورت زیر بیان نمود:

$$w = \frac{W_w}{W_s} = \frac{n\gamma_w}{(1-n)\gamma_w G_s} = \frac{n}{(1-n)G_s} \quad (25-2)$$

#### ۴-۲ خلاصه روابط وزن مخصوص

در بخشهای ۲-۲، ۲-۳ و ۳-۲ روابط بنیادی برای وزن مخصوص، وزن مخصوص خشک و وزن مخصوص اشباع خاک حاصل شد. به منظور سهولت دسترسی، تمام روابط  $\gamma$ ،  $\gamma_d$  و  $\gamma_{sat}$  در جدول ۲-۱ به صورت یکجا ارائه شده است:

#### ۵-۲ تراکم نسبی

تراکم نسبی<sup>۱۱</sup> معمولاً برای نشان دادن میزان تراکم و یا سستی<sup>۱۲</sup> (شلی) خاکهای دانه‌ای در محل، مورد استفاده قرار می‌گیرد و به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$D_r = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \quad (27-2)$$

که در آن:

$D_r$  = تراکم نسبی که معمولاً به صورت درصد بیان می‌شود

$e$  = نسبت تخلخل در محل

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

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

دامنه تغییرات  $D_r$  از ۰ برای خاکهای خیلی شل تا حداکثر ۱ برای خاکهای خیلی متراکم می‌باشد. با توجه به تراکم نسبی، خاکهای دانه‌ای مطابق جدول ۲-۲ توصیف می‌شوند. در جدول ۲-۳ نیز برای بعضی از خاکها در حالت طبیعی، مقادیر نمونه برای نسبت تخلخل، میزان رطوبت در شرایط اشباع و وزن مخصوص خشک ارائه شده است.

جدول ۲-۱ اشکال مختلفی از روابط  $\gamma$ ،  $\gamma_d$ ،  $\gamma_{sat}$  و

رابطه	شماره رابطه
$\gamma = \frac{(1+w)G_s\gamma_w}{1+e}$	(۱۵-۲)
$\gamma = \frac{(G_s + Se)\gamma_w}{1+e}$	(۲۶-۲)
$\gamma = \frac{(1+w)G_s\gamma_w}{1 + \frac{wG_s}{S}}$	(۲۷-۲)
$\gamma = G_s\gamma_w(1-n)(1+w)$	(۲۸-۲)
<b>وزن مخصوص خشک</b>	
$\gamma_d = \frac{\gamma}{1+w}$	(۱۲-۲)
$\gamma_d = \frac{G_s\gamma_w}{1+e}$	(۱۶-۲)
$\gamma_d = G_s\gamma_w(1-n)$	(۲۲-۲)
$\gamma_d = \frac{G_s}{1 + \frac{wG_s}{S}} \gamma_w$	(۲۹-۲)
$\gamma_d = \frac{eS\gamma_w}{(1+e)w}$	(۳۰-۲)
$\gamma_d = \gamma_{sat} - n\gamma_w$	(۳۱-۲)
$\gamma_d = \gamma_{sat} - \left(\frac{e}{1+e}\right)\gamma_w$	(۳۲-۲)
<b>وزن مخصوص اشباع</b>	
$\gamma_{sat} = \frac{(G_s + e)\gamma_w}{1+e}$	(۱۸-۲)
$\gamma_{sat} = [(1-n)G_s + n]\gamma_w$	(۲۴-۲)
$\gamma_{sat} = \left(\frac{1+w}{1+wG_s}\right)G_s\gamma_w$	(۳۳-۲)
$\gamma_{sat} = \left(\frac{e}{w}\right)\left(\frac{1+w}{1+e}\right)\gamma_w$	(۳۴-۲)
$\gamma_{sat} = \gamma_d + n\gamma_w$	(۳۵-۲)
$\gamma_{sat} = \gamma_d + \left(\frac{e}{1+e}\right)\gamma_w$	(۳۶-۲)

با استفاده از تعریف وزن مخصوص خشک (رابطه ۲-۱۶)، تراکم نسبی را می توان برحسب

وزن مخصوص خشک حداقل و حداکثر بیان کرد. بنابراین:

$$D_r = \frac{\left[\frac{1}{\gamma_{d(\min)}}\right] - \left[\frac{1}{\gamma_d}\right]}{\left[\frac{1}{\gamma_{d(\min)}}\right] - \left[\frac{1}{\gamma_{d(\max)}}\right]} = \left[\frac{\gamma_d - \gamma_{d(\min)}}{\gamma_{d(\max)} - \gamma_{d(\min)}}\right] \left[\frac{\gamma_{d(\max)}}{\gamma_d}\right] \quad (۳۸-۲)$$

جدول ۲-۲ توصیف خاکهای دانه‌ای برحسب تراکم نسبی

تراکم نسبی (درصد)	توصیف خاک دانه‌ای
0-15	خیلی شل
15-50	شل
50-70	متوسط
70-85	متراکم
85-100	خیلی متراکم

جدول ۳-۲ مقادیر نمونه برای نسبت تخلخل، میزان رطوبت در شرایط اشباع و وزن مخصوص خشک

نوع خاک	میزان رطوبت طبیعی		وزن مخصوص خشک	
	نسبت تخلخل $e$	در وضعیت اشباع %	(lb/ft <sup>3</sup> )	(kN/m <sup>3</sup> )
ماسه شل یکنواخت	0.8	30	92	14.5
ماسه شل متراکم	0.45	16	115	18
ماسه لای دار شل با دانه‌های تیز گوشه	0.65	25	102	16
ماسه لای دار متراکم با دانه‌های تیز گوشه	0.4	15	121	19
رس سفت	0.6	21	108	17
رس نرم	0.9-1.4	30-50	73-93	11.5-14.5
ماسه بادی	0.9	25	86	13.5
رس آبی نرم	2.5-3.2	90-120	38-51	6-8
تیل بخرفت	0.3	10	134	21

که در آن:

$\gamma_d(\min)$  = وزن مخصوص خشک در شل ترین وضعیت (متناظر با نسبت تخلخل  $e_{\max}$ )

$\gamma_d$  = وزن مخصوص خشک در محل (متناظر با  $e$ )

$\gamma_d(\max)$  = وزن مخصوص خشک در متراکم ترین وضعیت (متناظر با نسبت تخلخل  $e_{\min}$ )

برای تعیین وزن مخصوص خشک حداکثر و حداقل، از روش توصیه شده در ASTM-D-2049

استفاده می شود. برای ماسه این کار با استفاده از یک قالب به حجم ۰/۱ فوت مکعب (۲۸۳۰

سانتیمتر مکعب) انجام می شود. برای تعیین وزن مخصوص خشک حداقل، ماسه به صورت شل با استفاده از یک قیف به قطر لوله  $\frac{1}{4}$  اینچ ( $12/7$  میلیمتر) در داخل قالب ریخته می شود. ارتفاع متوسط ریزش ماسه در حدود ۱ اینچ ( $25/4$  میلیمتر) حفظ می شود. مقدار  $\gamma_{d(\min)}$  را می توان به صورت زیر به دست آورد:

$$\gamma_{d(\min)} = \frac{W_s}{V_m} \quad (2 - 39)$$

که در آن:

$W_s$  = وزن ماسه لازم برای پر کردن قالب

$V_m$  = حجم قالب (مساوی ۱/۰ فوت مکعب یا ۲۸۳۰ سانتیمتر مکعب)

وزن مخصوص خشک حداکثر، با لرزاندن ماسه موجود در قالب به مدت ۸ دقیقه به دست می آید. برای این کار، یک سربار با فشار  $2 \text{ lb/in.}^2$  ( $13.8 \text{ kN/m}^2$ ) در بالای ماسه موجود در قالب قرار گرفته و قالب در روی میز لرزان که با فرکانس ۳۶۰۰ سیکل بر دقیقه و با دامنه ۰/۰۲۵ اینچ ( $0/635$  میلیمتر) می لرزد، قرار داده می شود. پس از اتمام عمل لرزاندن، با داشتن وزن و حجم ماسه می توان  $\gamma_{d(\max)}$  را به دست آورد. عوامل متعددی بر روی مقدار  $\gamma_{d(\max)}$  تأثیر می گذارند. این عوامل عبارتند از مقدار سربار، دامنه و فرکانس ارتعاش. بنابراین می توان به  $\gamma_{d(\max)}$  بزرگتری نسبت به مقدار به دست آمده طبق روش استاندارد ASTM دست یافت.

### مثال ۲ - ۱

در وضعیت طبیعی، یک خاک مرطوب دارای حجم ۹۳۴۵ سانتیمتر مکعب و جرم  $18/13$  کیلوگرم (وزن  $177/86$  نیوتن) می باشد. جرم خشک شده در کوره خاک  $15/68$  کیلوگرم (با وزن  $153/82$  نیوتن) است. مطلوب است محاسبه میزان رطوبت، وزن مخصوص مرطوب، وزن مخصوص خشک، نسبت تخلخل، بوکی و درجه اشباع (شکل ۲ - ۷).

$$\gamma_w = 9.81 \text{ kN/m}^3 = 9810 \text{ N/m}^3$$

$$G_s = 2.71$$

حل:

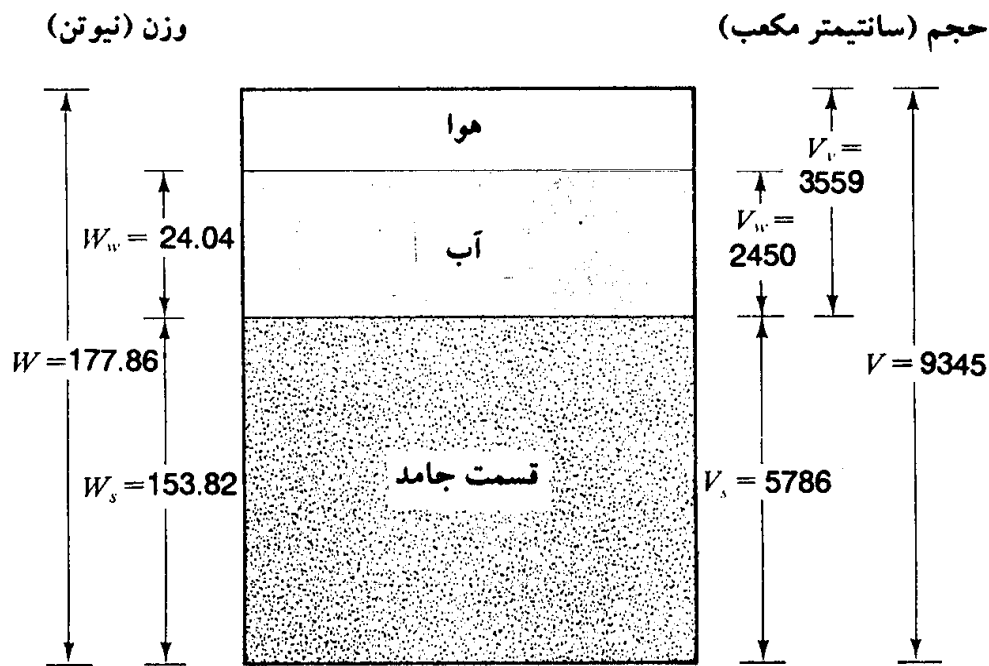
(با مراجعه به شکل ۲ - ۷)

از رابطه ۲ - ۸، میزان رطوبت برابر است با:

$$w = \frac{W_w}{W_s} = \frac{W - W_s}{W_s} = \frac{177.86 - 153.82}{153.82} = \frac{24.04}{153.82} \times 100 = 15.6\%$$

از رابطه ۲ - ۹، وزن مخصوص برابر است با:

$$\gamma = \frac{W}{V} = \frac{177.86 \times 10^{-3}}{9345 \times 10^{-6}} = 19.03 \text{ kN/m}^3$$



شکل ۲-۷

از رابطه ۲-۱۱، وزن مخصوص خشک برابر است با:

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V} = \frac{153.82 \times 10^{-3}}{9345 \times 10^{-4}} = 16.46 \text{ kN/m}^3$$

از رابطه ۲-۳، نسبت تخلخل برابر است با:

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

$$V_s = \frac{W_s}{G_s \gamma_w} = \frac{153.82}{2.71 \times 9810} = 0.005786 \text{ m}^3 = 5786 \text{ cm}^3$$

$$V_v = V - V_s = 9345 - 5786 = 3559 \text{ cm}^3$$

بنابراین:

$$e = \frac{3559}{5786} = 0.62$$

از رابطه ۲-۷، پوکی برابر است با:

$$n = \frac{e}{1+e} = \frac{0.62}{1+0.62} = 0.38$$

از رابطه ۲-۵، درجه اشباع برابر است با:

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

$$V_w = \frac{W_w}{\gamma_w} = \frac{24.04}{9810} = 0.00245 \text{ m}^3 = 2450 \text{ cm}^3$$

بنابراین:

$$S = \frac{2450}{3559} \times 100 = 68.8\%$$

### مثال ۲-۲

جرم مرطوب ۰/۰۰۲۸۳ متر مکعب خاک ۵/۶۴۷ کیلوگرم (وزن ۵۵/۴ کیلونیوتن) می باشد. اگر میزان رطوبت ۱۲ درصد و چگالی دانه ها ۲/۷۲ باشد، مطلوب است تعیین الف: وزن مخصوص مرطوب ( $\text{kN/m}^3$ )، ب: وزن مخصوص خشک ( $\text{kN/m}^3$ )، پ: نسبت تخلخل، ت: پوکی، ث: درجه اشباع و ج: حجم اشغال شده توسط آب. داریم:

$$\gamma_w = 9.81 \text{ kN/m}^3$$

حل:

قسمت الف: با استفاده از رابطه ۲-۹ می توان نوشت:

$$W = 5.647 \times 9.81 = 55.4 \text{ N}$$

$$\gamma = \frac{W}{V} = \frac{55.4 \times 10^{-3}}{0.00283} = 19.58 \text{ kN/m}^3$$

قسمت ب: با استفاده از رابطه ۲-۱۲ می توان نوشت:

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

قسمت پ: با استفاده از رابطه ۲-۱۶ داریم:

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

$$17.48 = \frac{2.72(9.81)}{1 + e} \rightarrow e = 0.526$$

قسمت ت: با استفاده از رابطه ۲-۷ می توان نوشت:

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

قسمت ث: درجه اشباع به کمک رابطه ۲-۱۷ قابل تعیین است.

$$S = \frac{\omega G_s}{e} = \frac{0.12 \times 2.72}{0.526} = 0.621$$

قسمت ج: با استفاده از رابطه ۲-۱۲ داریم:

$$W_s = \frac{W}{1 + \omega} = \frac{55.4}{1 + 0.12} = 49.464 \text{ N}$$

$$W_w = W - W_s = 55.4 - 49.464 = 5.936 \text{ N}$$

$$V_w = \frac{5.936}{9810} = 0.000605 \text{ m}^3 = 605 \text{ cm}^3$$



## مثال ۲-۳

جرم مخصوص خشک خاکی با پوکی ۰/۳۸۷، مساوی ۱۶۰۰ کیلوگرم بر مترمکعب می باشد. نسبت تخلخل و چگالی دانه های خاک را تعیین نمایید.

حل:

از رابطه ۲-۶ می توان نوشت:

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

با استفاده از رابطه ۲-۱۹، چگالی دانه ها برابر است با:

$$\rho_d = \frac{G_s \rho_w}{1+e}$$

$$1600 = \frac{G_s(1000)}{1.631}$$

$$G_s = 2.61$$

## مثال ۲-۴

وزن مخصوص مرطوب خاکی ۱۹/۲ کیلونیوتن بر مترمکعب می باشد. اگر  $G_s = 2.69$  و  $w = 9.8\%$  باشد، مطلوب است تعیین الف: وزن مخصوص خشک ( $\text{kN/m}^3$ )، ب: نسبت تخلخل، پ: پوکی، و ت: درجه اشباع (درصد).

حل:

قسمت الف: با استفاده از رابطه ۲-۱۲ می توان نوشت:

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1+w} = \frac{19.2}{1 + \frac{9.8}{100}} = 17.49 \text{ kN/m}^3$$

قسمت ب: با استفاده از رابطه ۲-۱۶ داریم:

$$\gamma_d = 17.49 \text{ kN/m}^3 = \frac{G_s \gamma_w}{1+e} = \frac{(2.69)(9.81)}{1+e}$$

$$e = 0.509$$

قسمت پ: با استفاده از رابطه ۲-۱۷ می توان نوشت:

$$n = \frac{e}{1+e} = \frac{0.509}{1+0.509} = 0.337$$

قسمت ت: با استفاده از رابطه ۲-۱۷ می توان نوشت:

$$S = \frac{wG_s}{e} = \left[ \frac{(0.098)(2.69)}{0.509} \right] (100) = 51.79\%$$

## مثال ۲-۵

برای یک خاک اشباع، مقدار  $\omega=40\%$  و  $G_s=2.71$  می باشد. وزن مخصوص اشباع و خشک خاک را تعیین کنید.

حل:

برای خاک اشباع، از رابطه ۲-۱۷ می توان نوشت:

$$e = \omega G_s = (0.4)(2.71) = 1.084$$

از رابطه ۲-۱۸ می توان نوشت:

$$\gamma_{sat} = \frac{(G_s + e)\gamma_w}{1 + e} = \frac{(2.71 + 1.084)9.81}{1 + 1.084} = 17.86 \text{ kN/m}^3$$

با استفاده از رابطه ۲-۱۶ می توان نوشت:

$$\gamma_d = \frac{G_s \gamma_w}{1 + e} = \frac{(2.71)(9.81)}{1 + 1.084} = 12.76 \text{ kN/m}^3$$

## مثال ۲-۶

جرم یک نمونه خاک مرطوب که از محل نمونه گیری شده، ۴۶۵ گرم و جرم خشک شده آن در کوره ۴۰۵/۶۷ گرم می باشد. چگالی دانه ها در آزمایشگاه مساوی ۲/۶۸ به دست آمده است. اگر نسبت تخلخل طبیعی خاک ۰/۸۳ باشد، مطلوب است تعیین: (الف) جرم مخصوص مرطوب خاک در طبیعت ( $\text{kg/m}^3$ )؛ (ب) جرم مخصوص خشک خاک در طبیعت ( $\text{kg/m}^3$ )؛ و (پ) جرم آبی برحسب کیلوگرم که باید برای اشباع یک مترمکعب خاک بر آن اضافه شود.

حل:

قسمت الف: با استفاده از رابطه ۲-۸ داریم:

$$w = \frac{W_w}{W_s} = \frac{465 - 405.76}{405.76} = \frac{59.24}{405.76} = 14.6\%$$

با استفاده از رابطه ۲-۱۹ - الف داریم:

$$\rho = \frac{G_s \rho_w + w G_s \rho_w}{1 + e} = \frac{G_s \rho_w (1 + w)}{1 + e} = \frac{(2.68)(1000)(1.146)}{1.83} = 1678.3 \text{ kg/m}^3$$

قسمت ب: با استفاده از رابطه ۲-۱۹ - ب داریم:

$$\rho_d = \frac{G_s \rho_w}{1 + e} = \frac{(2.68)(1000)}{1.83} = 1468.48 \text{ kg/m}^3$$

قسمت پ:

$\rho_{sat} - \rho$  = جرم آبی که باید افزوده شود

با استفاده از رابطه ۲-۱۹ - پ داریم:

$$\rho_{sat} = \frac{G_s \rho_w + e \rho_w}{1 + e} = \frac{\rho_w (G_s + e)}{1 + e} = \frac{(1000)(2.68 + 0.83)}{1.83} = 1918 \text{ kg/m}^3$$

جرم آبی که باید افزوده شود =  $1918 - 1678.3 = 239.7 \text{ kg/m}^3$

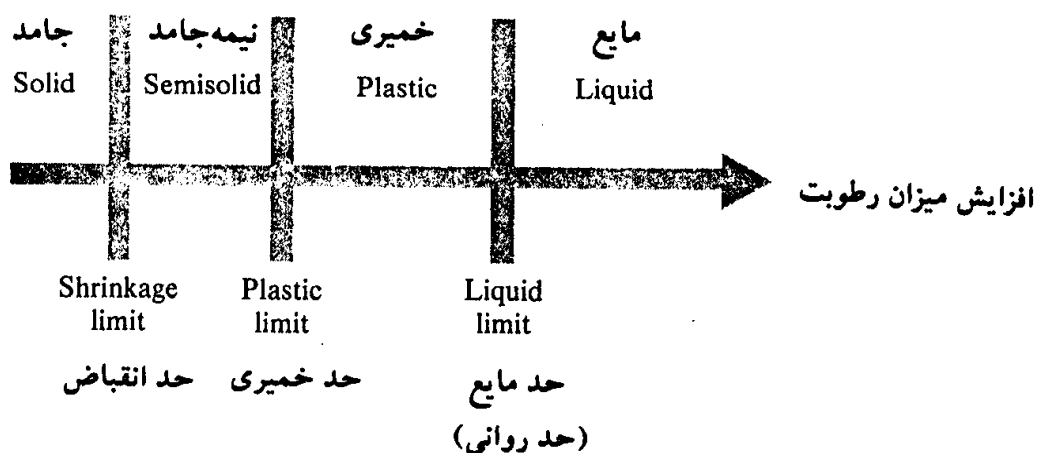
## ۶-۲ سفتی (قوام) خاک<sup>۱۳</sup>

وقتی در خاکهای ریزدانه، کانیهای رسی ظاهر شود، با مرطوب کردن، خاک حالت خمیری به خود می‌گیرد و آن را می‌توان بدون خرد شدن شکل داد. این خاصیت چسبندگی به علت آب جذب شده‌ای است که ذرات رس را احاطه کرده است. در اوایل دهه ۱۹۰۰، دانشمند سوئدی، اتربرگ<sup>۱۴</sup>، روشی برای توصیف سفتی خاکهای ریزدانه برحسب میزان رطوبت ابداع نمود. در میزان رطوبت خیلی کم، خاک مثل یک جسم جامد عمل می‌کند. در رطوبت خیلی بالا، مخلوط آب و خاک می‌تواند به صورت یک مایع جاری شود. به طور کلی همانند شکل ۲-۸، برحسب میزان رطوبت، طبیعت رفتار خاک به یکی از چهار حالت جامد، نیمه جامد، خمیری و مایع خواهد بود.

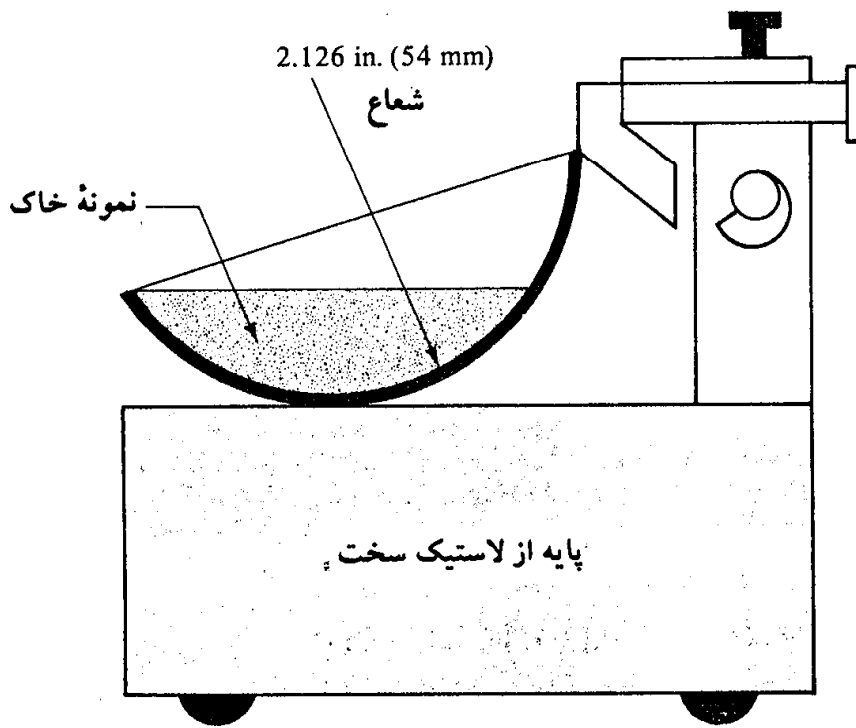
میزان رطوبت (برحسب درصد) در نقطه انتقال از جامد به نیمه جامد، حد انقباض و در نقطه انتقال از نیمه جامد به خمیری، حد خمیری و از خمیری به مایع، حد مایع یا حد روانی نامیده می‌شود. حدود نامبرده، به حدود اتربرگ معروف هستند.

### حد مایع (حد روانی)

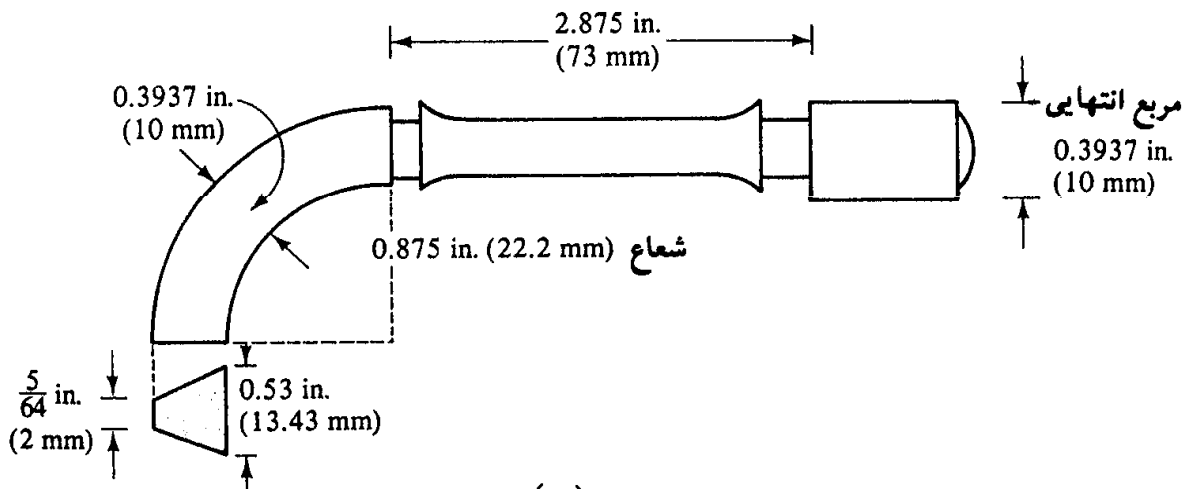
در شکل ۲-۹ الف، نمای جانبی وسیله اندازه‌گیری حد مایع نشان داده شده است. این وسیله



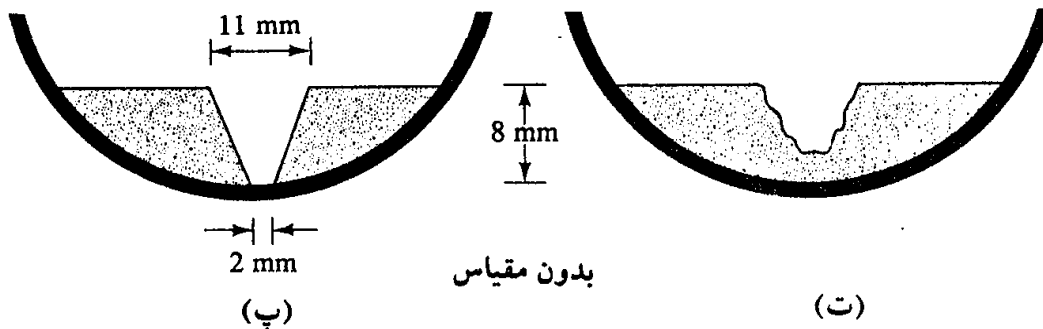
شکل ۲-۸ حدود اتربرگ



(الف)



(ب)



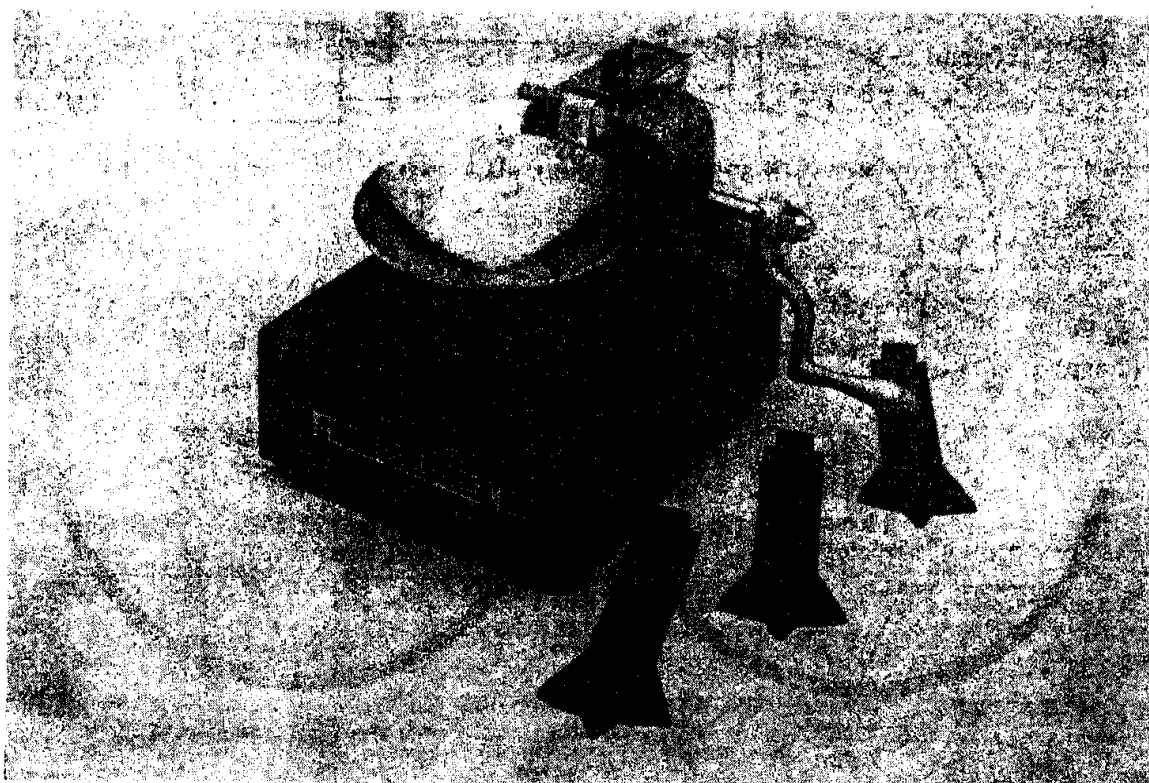
(پ)

(ت)

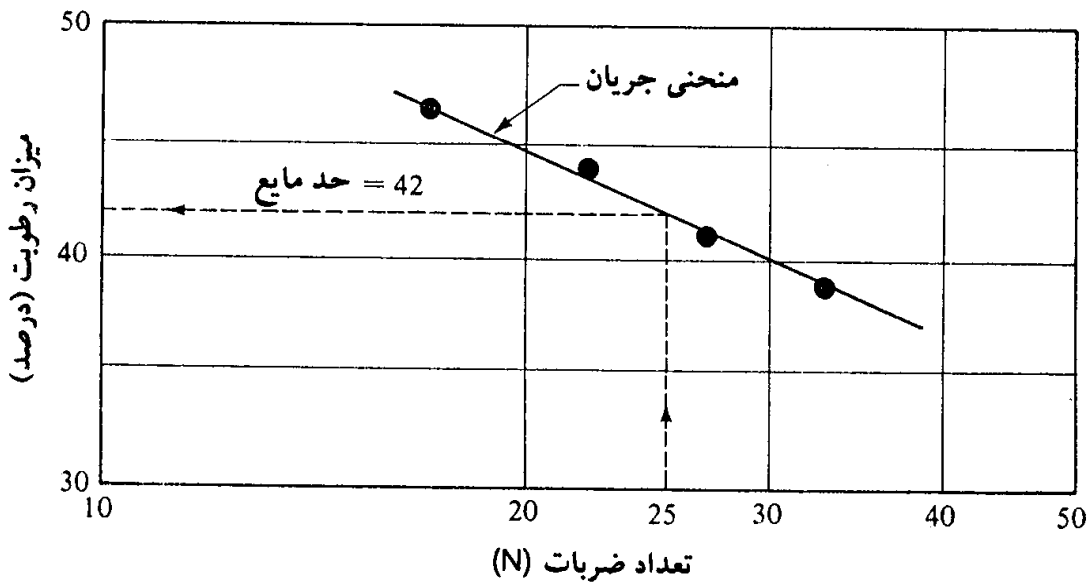
شکل ۲-۹ آزمایش حد مایع. (الف) وسیله تعیین حد مایع، (ب) شیارزن، (پ) شیار خاک قبل از آزمایش، (ت) شیار خاک بعد از آزمایش

شامل یک فنجان برنجی و یک پایه از لاستیک سخت می باشد. با پیچاندن دسته‌ای، فنجان از روی پایه قدری بلند شده و به‌طور ناگهانی روی آن می افتد. برای انجام آزمایش تعیین حد مایع (حد روانی)، خمیر خاک در فنجان قرار داده شده و با استفاده از شیارزن استاندارد (شکل ۲ - ۹ - ب)، 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 به‌ازای آن به‌علت ۲۵ ضربه فنجان، شیار ایجاد شده در نمونه داخل فنجان، بسته می شود، حد مایع (حد روانی) خوانده می شود. در شکل ۲ - ۱۰ تصویر وسیله آزمایش نشان داده شده است.

تنظیم رطوبت خاک به‌طوری که دقیقاً به‌علت ۲۵ ضربه، عرض شیار بسته شود، مشکل است. بنابراین حداقل چهار آزمایش برای خاک مورد مطالعه با رطوبتهای مختلف انجام شده و تعداد ضربات لازم برای بستن شیار اندازه‌گیری می شود. میزان رطوبت باید طوری باشد که تعداد ضربات  $N$  بین ۱۵ تا ۳۵ قرار گیرد. سپس مطابق شکل ۲ - ۱۱، میزان رطوبت برحسب درصد، در مقابل تعداد ضربات  $N$  در روی کاغذ نیمه‌لگاریتمی رسم می شود. رابطه بین میزان رطوبت و  $\log N$  تقریباً به‌صورت خط مستقیم است و به‌نمودار آن، نمودار جریان<sup>۱۵</sup> می‌گویند. با داشتن نمودار،



شکل ۲ - ۱۰ وسیله اندازه‌گیری حد مایع و نمونه درون آن قبل از شروع آزمایش



شکل ۲-۱۱ منحنی جریان برای تعیین حد مایع

می توان درصد رطوبت نظیر  $N=25$  را که همان حد مایع می باشد، به دست آورد (شکل ۲-۱۱). شیب خط جریان، نشانه جریان<sup>۱۶</sup> نامیده شده و به صورت زیر بیان می شود:

$$I_F = \frac{w_1 - w_2}{\log\left(\frac{N_2}{N_1}\right)} \quad (۴۰ - ۲)$$

که در آن:

$I_F$  = نشانه جریان

$w_1$  = میزان رطوبت (برحسب درصد) نظیر تعداد ضربات  $N_1$

$w_2$  = میزان رطوبت (برحسب درصد) نظیر تعداد ضربات  $N_2$

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

$$w = -I_F \log N + C \quad (۴۱ - ۲)$$

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

$$LL = w_N \left(\frac{N}{25}\right)^{\tan \beta} \quad (۴۲ - ۲)$$

که در آن:

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

$w_N =$  میزان رطوبت مربوطه برحسب درصد

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

رابطه ۲ - ۴۲ برای تعداد ضربات بین ۲۰ تا ۳۰ جوابهای 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 نقطه‌ای<sup>۱۷</sup> گفته می شود. این روش طبق ASTM-D-423 استاندارد شده است. علت اینکه روش یک نقطه‌ای نتایج مناسب به دست می دهد، این است که دامنه تغییرات میزان رطوبت برای  $N=20$  تا  $N=30$  کوچک است. در جدول ۲ - ۴ مقادیر  $(N/25)^{0.121}$  برای استفاده در رابطه ۲ - ۴۲ برای  $N=20$  تا  $N=30$  و در جدول ۲ - ۵ دامنه تغییرات حدود اتربرگ برای کانیهای رس ارائه شده است.

جدول ۲ - ۴ مقدار  $(\frac{N}{25})^{0.121}$

$N$	$(\frac{N}{25})^{0.121}$	$N$	$(\frac{N}{25})^{0.121}$
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 - ۵ حدود اتربرگ برای کانیهای رس

کانسی	حد مایع	حد خمیری	حد انقباض	
Montmorillonite	مونت مریلونیت	100-900	50-100	8.5-15
Nontronite	مونترونیت	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	اتاپولگیت	160-230	100-120	
Chlorite	کلریت	44-47	36-40	
Allophane	الوفین	200-250	130-140	

(میشل ۱۹۷۶)



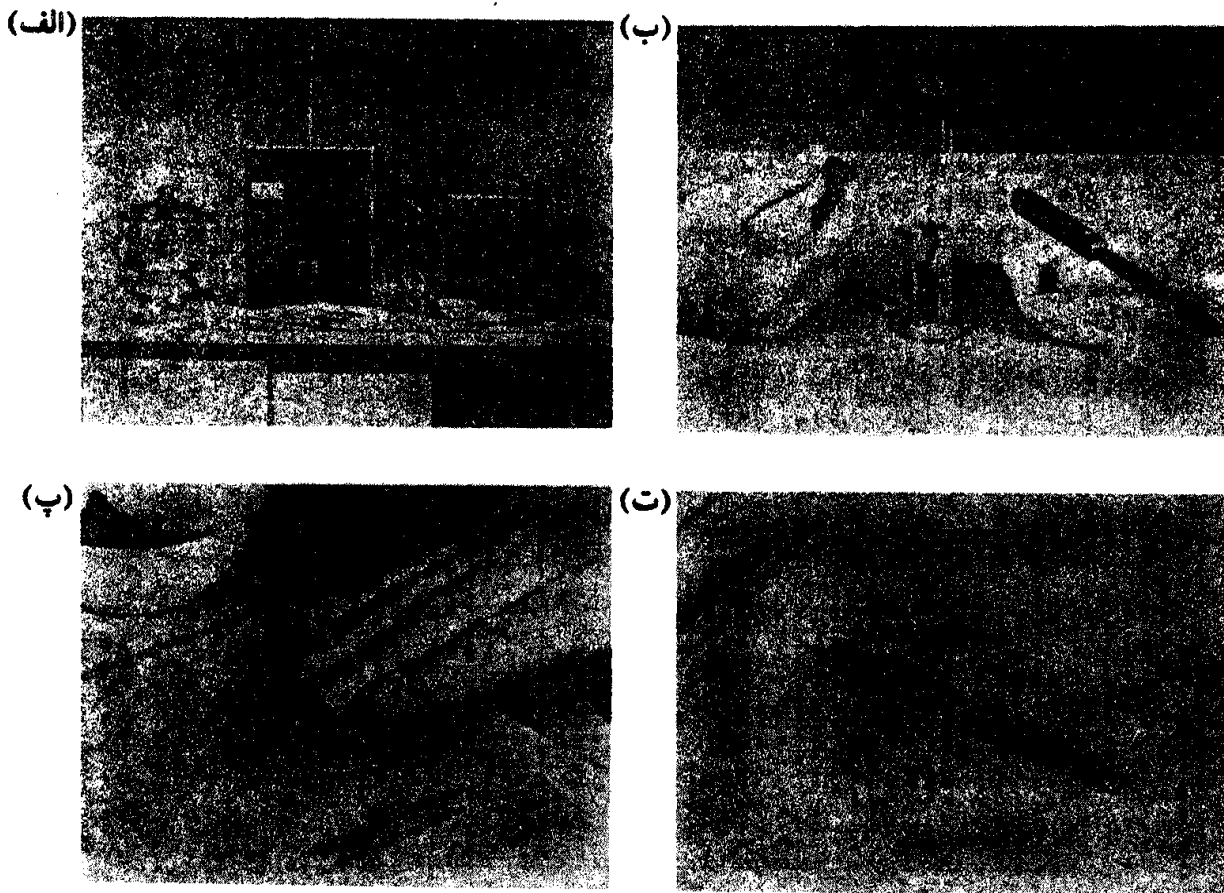
گازاگرانده (۱۹۳۲)، چنین نتیجه‌گیری کرد که هر ضربه در وسیله استاندارد تعیین حد مایع، متناظر با مقاومت برشی خاک در حدود  $0.1 \text{ kN/m}^2$  می‌باشد. بنابراین حد مایع برای خاکهای ریزدانه، میزان رطوبتی را به دست می‌دهد که مقاومت برشی به‌ازای آن تقریباً مساوی  $2.5 \text{ kN/m}^2$  است.

### حد خمیری (PL)

حد خمیری میزان رطوبتی (برحسب درصد) است که به‌ازای آن اگر فیتيله‌ای به قطر  $3/2$  میلیمتر از خمیر خاک نمونه (با روش غلتاندن) ساخته شود، خرد گردد. حد خمیری پایین‌ترین میزان رطوبت مربوط به حالت خمیری خاک است. روش آزمایش ساده است و مطابق اشکال ۲-۱۲ - پ و ت، با غلتاندن تکه‌ای از خمیر خاک بر روی یک صفحه شیشه‌ای به وسیله دست صورت می‌گیرد.

نشانه خمیری (PI) اختلاف بین حد مایع و حد خمیری خاک می‌باشد:

$$PI = LL - PL \quad (۲ - ۴۳)$$



شکل ۲-۱۲ آزمایش تعیین حد خمیری. (پ) فیتيله در حال غلتیده شدن و (ت) نمونه خردشده



روش تعیین حد خمیری طبق ASTM-D-424 استاندارد شده است.

### حد انقباض (SL)

با از دست دادن رطوبت، خاک منقبض می‌شود (حجم آن کم می‌گردد). با کاهش پیوسته رطوبت، مرحله‌ای می‌رسد که از آن به بعد، کاهش رطوبت دیگر سبب کاهش حجم نمی‌شود. میزان رطوبت، برحسب درصد، که در آن کاهش حجم خاک متوقف می‌گردد، حد انقباض نامیده می‌شود.

آزمایش حد انقباض (ASTM-D-427) در آزمایشگاه درون یک ظرف چینی به قطر ۱/۷۵ اینچ (۴۴/۴ میلیمتر) و عمق ۰/۵ اینچ (۱۲/۷ میلیمتر) انجام می‌شود. داخل ظرف توسط یک روغن مخصوص چرب شده و سپس با خاک مرطوب کاملاً پر می‌شود. با یک وسیله لب‌تیز، سطح نمونه هم‌تراز با لبه‌های ظرف، صاف می‌گردد. جرم خاک داخل ظرف یادداشت شده و سپس توسط کوره خشک می‌شود. پس از درآوردن از کوره، کاهش حجم خاک با ریختن جیوه اندازه‌گیری می‌گردد. با مراجعه به شکل ۲-۱۳، حد انقباض را می‌توان به روش زیر محاسبه نمود:

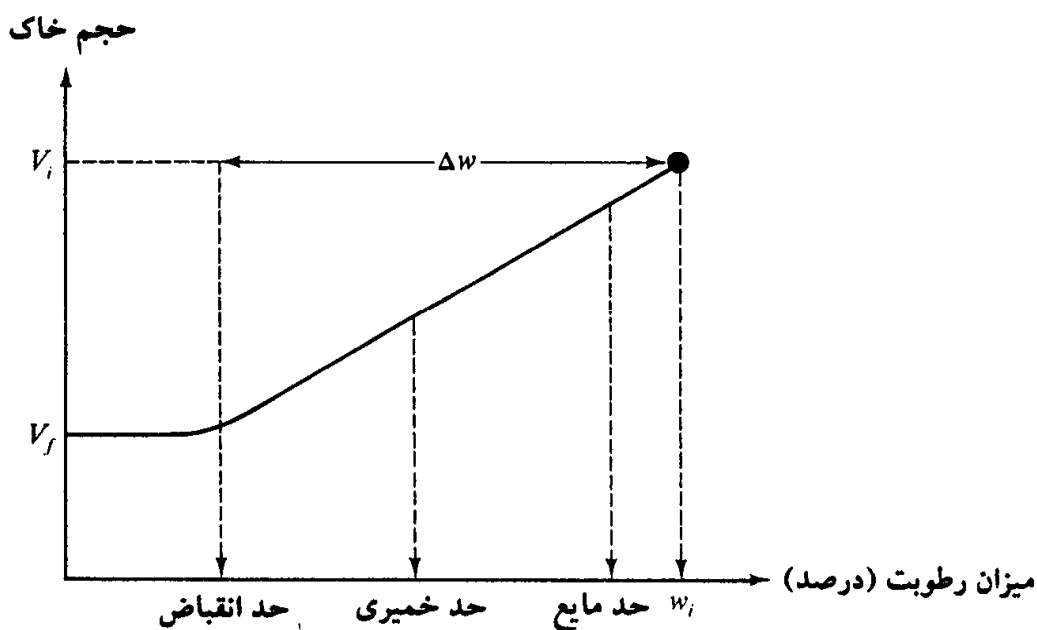
$$SL = w_i(\%) - \Delta w(\%) \quad (۴۴ - ۲)$$

که در آن:

$w_i$  = میزان رطوبت اولیه وقتی که خاک درون ظرف آزمایش قرار داده می‌شود.

$\Delta w$  = تغییر در میزان رطوبت (اختلاف بین میزان رطوبت اولیه و میزان رطوبت در حد انقباض)

مقادیر مذکور با استفاده از روابط زیر محاسبه می‌شوند:



شکل ۲-۱۳ تعریف حد انقباض

$$w_i(\%) = \frac{m_1 - m_2}{m_2} \times 100 \quad (۴۵ - ۲)$$

که در آن:

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

$m_2$  = جرم خاک خشک در ظرف (به شکل ۲-۱۴ مراجعه شود) (گرم)

همچنین

$$\Delta w(\%) = \frac{(V_i - V_f)\rho_w}{m_2} \times 100 \quad (۴۶ - ۲)$$

که در آن:

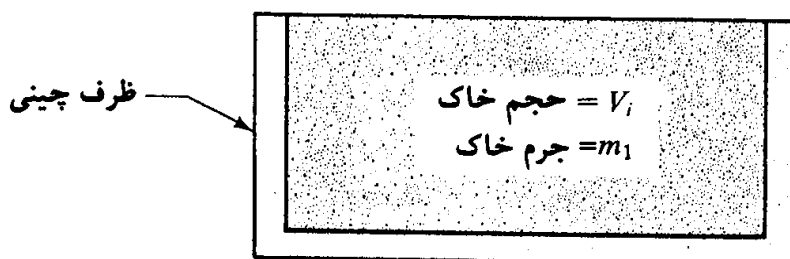
$V_i$  = حجم اولیه خاک مرطوب (که همان حجم داخلی ظرف است  $\text{cm}^3$ )

$V_f$  = حجم خاک خشک شده در کوره ( $\text{cm}^3$ )

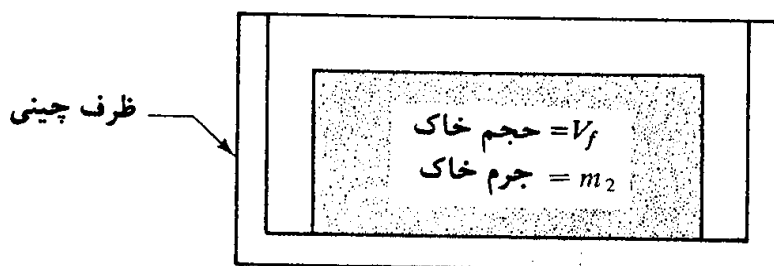
$\rho_w$  = جرم مخصوص آب ( $\text{g/cm}^3$ )

حال با ترکیب روابط ۲-۳۳، ۲-۳۴ و ۲-۳۵ خواهیم داشت:

$$SL = \left( \frac{m_1 - m_2}{m_2} \right) (100) - \left[ \frac{(V_i - V_f)\rho_w}{m_2} \right] (100) \quad (۴۷ - ۲)$$



الف - قبل از خشک شدن



ب - بعد از خشک شدن

شکل ۲-۱۴ آزمایش حد انقباض

## مثال ۲-۷

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

آزمایش حد مایع		آزمایش حد خمیری میزان رطوبت = 18.7%
تعداد ضربات (N)	میزان رطوبت (%)	
15	42.0	
20	40.8	
28	39.1	

الف: منحنی جریان را برای داده‌های حد مایع رسم نموده و حد مایع را تعیین کنید.

ب: اندیس خمیری خاک چقدر است.

حل:

قسمت الف: در شکل ۲-۱۵ نمودار میزان رطوبت  $w$  در مقابل تعداد ضربات  $N$  (در مقیاس لگاریتمی) نشان داده شده است. برای  $N=25$  به دست می‌آید:

$$w = 39.5\% = LL$$

قسمت ب: با استفاده از رابطه ۲-۲۳ می‌توان نوشت:

$$PI = LL - PL = 39.5 - 18.7 = 20.8$$

## مثال ۲-۸

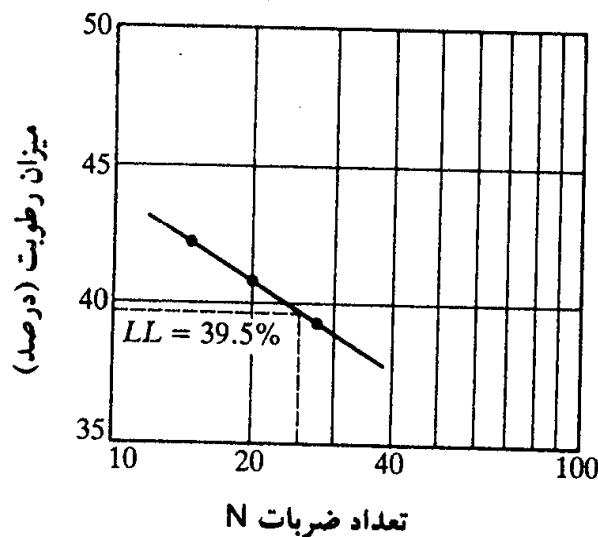
در یک آزمایش حد انقباض نتایج زیر به دست آمده است:

$$m_1 = 44.6 \text{ g}$$

$$V_i = 16.2 \text{ cm}^3$$

$$m_2 = 32.8 \text{ g}$$

$$V_f = 10.8 \text{ cm}^3$$



شکل ۲-۱۵ نمودار میزان رطوبت در مقابل تعداد ضربات

حد انقباض آن را محاسبه کنید.

حل:

از رابطه ۲-۲۷

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

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

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

## ۲-۷ نشانه مایع

سفتی نسبی<sup>۱۸</sup> یک خاک چسبنده در وضعیت طبیعی را می توان توسط نسبتی که نشانه مایع<sup>۱۹</sup> (LI) نامیده می شود، بیان نمود:

$$LI = \frac{w - PL}{LL - PL} \quad (۲ - ۴۸)$$

که در آن  $w$  میزان رطوبت درجای<sup>۲۰</sup> خاک می باشد.

میزان رطوبت درجای یک نهشته<sup>۲۱</sup> خاکی تحکیم نیافته می تواند بزرگتر از حد مایع باشد. در این

حالت:

$$LI > 1$$

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

در نهشته های خاکی پیش تحکیم یافته، میزان رطوبت طبیعی می تواند کمتر از حد خمیری

گردد. در این حالت:

$$LI < 1$$

نشانه مایع چنین خاکهایی می تواند نزدیک به صفر یا منفی گردد.

## مثال ۲-۹

اگر میزان رطوبت درجای مثال ۲-۷ مساوی ۲۲ درصد باشد، نشانه مایع آن چقدر است؟ حدس شما

در خصوص وضعیت طبیعی خاک چیست؟

حل:

از رابطه ۲-۴۸ می توان نوشت:

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

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

## ۸-۲ فعالیت<sup>۲۱</sup>

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 تأثیر بگذارد. اسکمتون<sup>۲۲</sup> (۱۹۵۳) مشاهده کرد که نشانه خمیری یک خاک به طور کلی با درصد ذرات رسی<sup>۲۳</sup> (درصد وزنی کوچکتر از ۲ میکرون) افزایش پیدا می کند. در شکل ۲-۱۶ این رابطه به طور ترسیمی نشان داده شده است. خطوط متوسط تمام خاکها از مرکز مختصات می گذرد. روابط بین نشانه خمیری و درصد ذرات رسی برای خاکهای رسی مختلف، خطوط مختلفی به دست می دهد که ناشی از نوع کانی رس موجود در آن خاک می باشد. بر پایه این 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:

$$A = \frac{PI}{\text{(درصد وزنی ذرات با اندازه رسی)}} \quad (۲-۴۹)$$

که در آن  $A$ ، فعالیت خاک می باشد.

فعالیت به عنوان نشانه ای برای شناسایی پتانسیل تورم<sup>۲۴</sup> خاکهای رسی است. در جدول ۲-۶، مقادیر فعالیت برای انواع کانیهای رسی ارائه شده است. سید، وودوارد، و لانگرن<sup>۲۵</sup> (۱۹۶۴)، خواص خمیری نمونه های ساختگی متعددی را که مخلوطی از ماسه و رس بودند، مورد مطالعه قرار دادند. آنها چنین نتیجه گیری کردند که مطابق نظر اسکمتون رابطه بین نشانه خمیری و درصد ذرات رسی خطی است، لیکن منحنی خطی آنها همواره از مرکز مختصات عبور نمی کند. این مسئله در اشکال

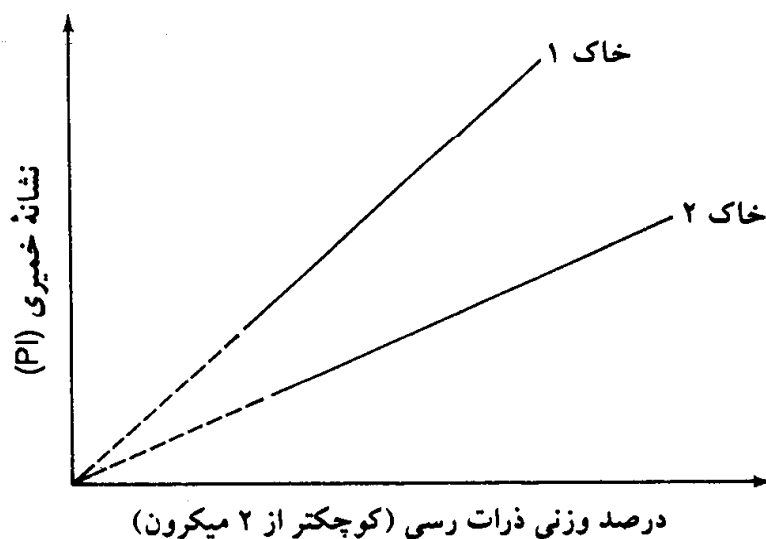
21- activity

22- Skempton

23- Clay size

24- swelling

25- Seed, Woodward, and Lundgren



شکل ۲-۱۶ رابطه بین نشانه خمیری و درصد وزنی ذرات رسی

۲-۱۷ و ۲-۱۸ نشان داده شده است. در نتیجه فعالیت را می توان به صورت زیر تعریف نمود:

$$A = \frac{PI}{C' - \text{درصد ذرات با اندازه رسی}} \quad (۲-۵۰)$$

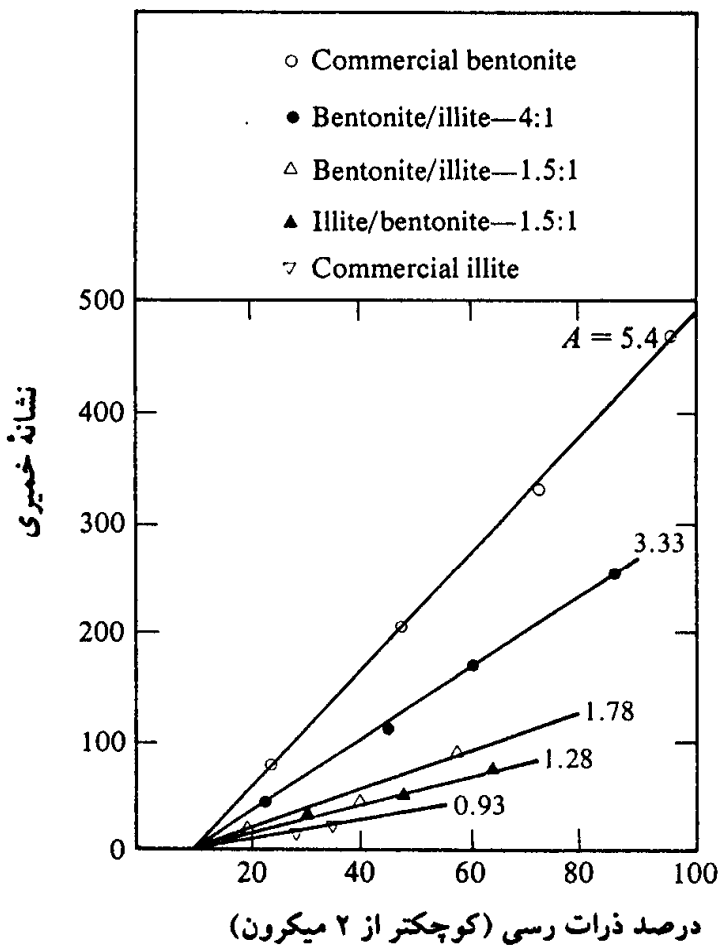
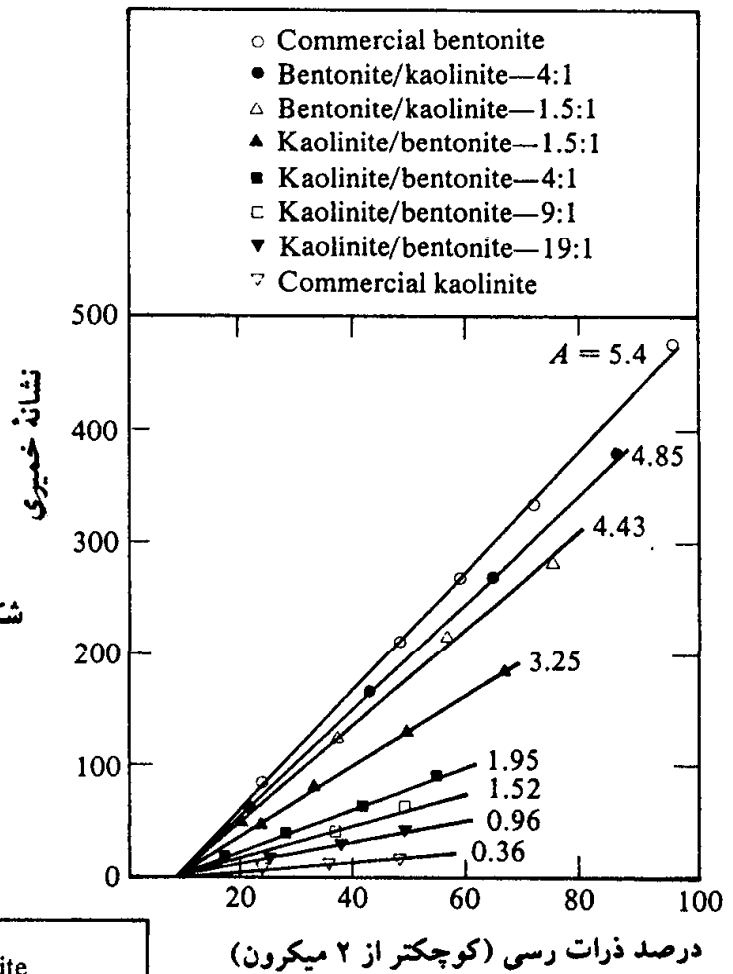
که در آن  $C'$  ثابتی برحسب نوع خاک است.

جدول ۲-۶ فعالیت کانیهای رس

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

برای نتایج تجربی نشان داده شده در اشکال ۲-۱۷ و ۲-۱۸، مقدار  $C'=9$  است. کارهای بعدی سید، وودوارد و لانگرن نشان داد که رابطه بین نشانه خمیری و درصد ذرات رسی موجود در خاک را می توان توسط دو خط مستقیم نشان داد. این مسئله به طور کیفی در شکل

شکل ۲-۱۷ رابطه بین نشانه خمیری و درصد وزنی ذرات رسی برای مخلوطهای رسی کائولینیت - بنتونیت (سید، وودوار و لانگرن)

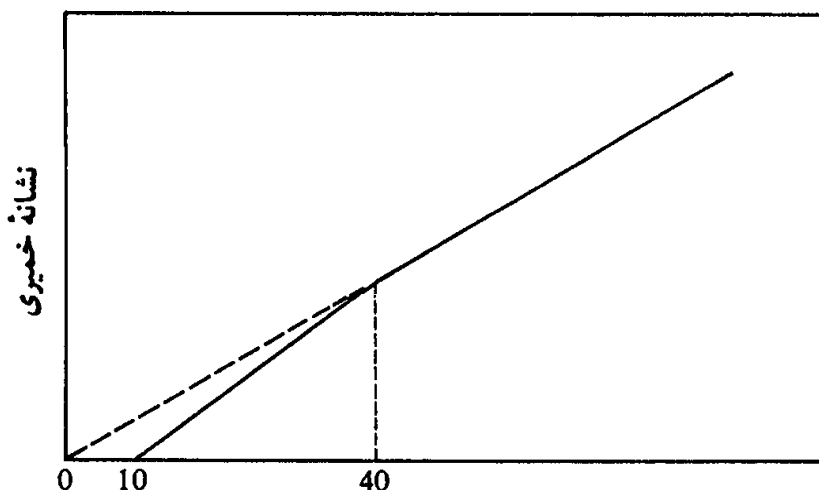


شکل ۲-۱۸ رابطه بین نشانه خمیری و درصد وزنی ذرات رسی برای مخلوطهای رسی ایلیت و بنتونیت (سید، وودوار و لانگرن)

۲-۱۹ نشان داده شده است. برای ذرات رسی بزرگتر از ۴۰ درصد، اگر خط راست مربوطه امتداد داده شود، از مرکز مختصات عبور می‌کند.

## ۲-۹ نمودار خمیری<sup>۲۶</sup>

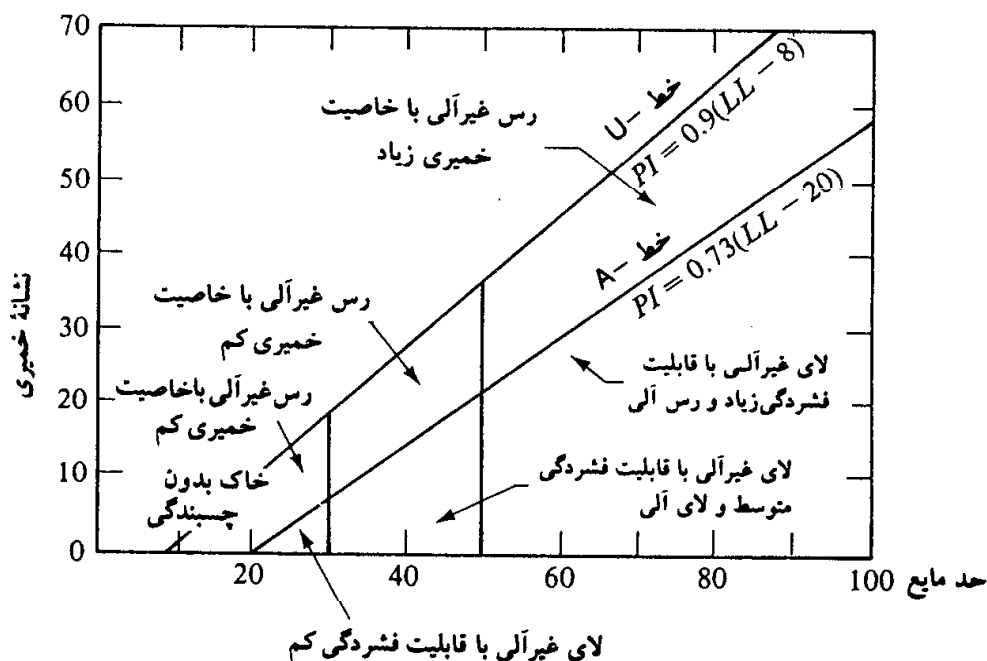
تعیین حدود مایع و خمیری، آزمایشهای نسبتاً ساده آزمایشگاهی می‌باشند که اطلاعاتی در مورد طبیعت خاکهای چسبنده به دست می‌دهند که به‌طور وسیعی توسط مهندسان برای شناسایی خاک و ارتباط دادن پارامترهای فیزیکی آن مورد استفاده قرار می‌گیرند. گازاگرانده (۱۹۳۲) رابطه بین نشانه خمیری و حد مایع را برای حالات متنوعی از خاکهای طبیعی مورد مطالعه قرار داد. بر پایه نتایج آزمایشگاهی، نامبرده نمودار خمیری را مطابق شکل ۲-۲۰ پیشنهاد کرد. وجه مشخص این نمودار، خط تجربی  $A$  می‌باشد که رابطه آن را می‌توان به صورت  $PI=0.73(LL-20)$  نشان داد. خط  $A$  رس غیرآلی را از لای غیرآلی جدا می‌کند. نقاط نشانه خمیری در مقابل حد مایع برای رسهای غیرآلی در بالای خط  $A$  و برای لای‌های غیرآلی در پایین خط  $A$  قرار می‌گیرند. نقاط لای آلی در همان ناحیه مربوط به لای‌های غیرآلی با قابلیت فشردگی متوسط قرار می‌گیرند (زیر خط  $A$  با حد مایع بین ۳۰ تا ۵۰). رسهای آلی در ناحیه مربوط به لای غیرآلی با قابلیت فشردگی بالا قرار می‌گیرند (زیر خط  $A$  در حد مایع بزرگتر از ۵۰). اطلاعات فراهم آمده در نمودار خمیری بسیار باارزش است و پایه‌ای برای طبقه‌بندی خاکهای ریزدانه در سیستم طبقه‌بندی متحد خاک<sup>۲۷</sup> می‌باشد (فصل ۳). در بالای خط  $A$ ، خطی وجود دارد که به آن خط  $U$  می‌گویند. خط  $U$  به‌طور تقریبی حد بالای



درصد ذرات رسی (کوچکتر از ۲ میکرون)

شکل ۲-۱۹ رابطه ساده شده بین نشانه خمیری و درصد وزنی ذرات رسی (سید، وودوار و لانگرن)





شکل ۲-۲۰ نمودار خمیری

نقاط نشانه خمیری 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:

$$PI = 0.9(LL - 8) \quad (2-51)$$

استفاده دیگری از خطوط  $A$  و  $U$  وجود دارد. گازاگرانده پیشنهاد کرده است که حد انقباض را می توان از نشانه خمیری و حد مایع به دست آورد. با توجه به شکل ۲-۲۱، این کار را می توان به صورت زیر انجام داد:

الف: نقطه ای با مختصات نشانه خمیری و حد مایع برای خاک مورد نظر همانند نقطه  $A$  در

شکل ۲-۲۱ مشخص کنید.

ب: خطوط  $A$  و  $U$  را امتداد دهید تا یکدیگر را در نقطه  $B$  قطع کنند. نقطه  $B$  دارای مختصات

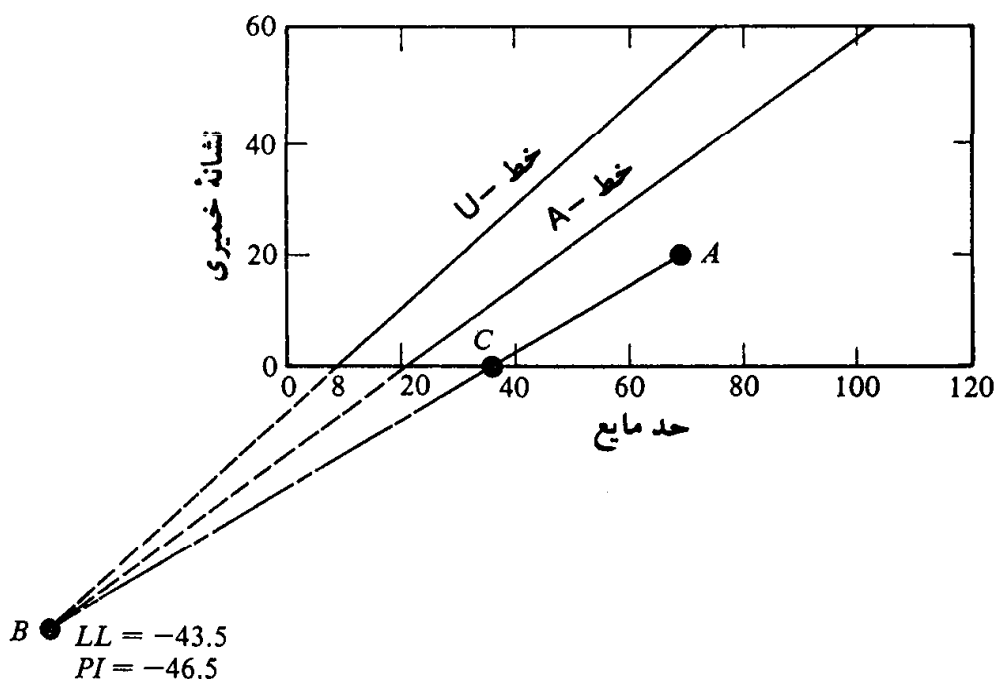
$$PI=46.4 \text{ و } LL=-43.5 \text{ خواهد بود.}$$

پ: نقاط  $A$  و  $B$  را با یک خط مستقیم بهم وصل کنید. این خط محور مربوط به حد مایع را

در نقطه  $C$  قطع می کند. طول نقطه  $C$  همان حد انقباض خواهد بود.

## ۲-۱۰ ساختار خاک<sup>۲۸</sup>

ساختار خاک عبارت است از نظم هندسی قرارگیری ذرات آن نسبت به یکدیگر. عواملی که ساختار



شکل ۲-۲۱ تخمین حد انقباض از نمودار خمیری

خاک را تحت تأثیر قرار می دهند، عبارتند از: شکل، اندازه، ترکیب کانیهای<sup>۲۹</sup> ذرات خاک و طبیعت و ترکیب آب - خاک. از نقطه نظر بحث کلی، خاکها به دو گروه غیرچسبنده<sup>۳۰</sup> و چسبنده<sup>۳۱</sup> تقسیم می شوند.

در زیر به بحث در خصوص ساختار هریک از دو گروه خاک به طور جداگانه پرداخته می شود.

### ساختار خاکهای غیرچسبنده

دو نوع ساختار مهم در خاکهای غیرچسبنده وجود دارد: الف - ساختار تک دانه ای<sup>۳۲</sup> و ب - ساختار لانه زنبوری<sup>۳۳</sup>. در ساختار تک دانه ای، در توده ذرات در حال تعادل، هر ذره خاک در تماس با ذرات احاطه کننده خود می باشد. شکل و دانه بندی ذرات خاک و وضعیت نسبی آنها، در تراکم و در نتیجه در تخلخل خاک مؤثر می باشند (شکل ۲ - ۲۲). برای داشتن ایده ای از تغییرات نسبت تخلخل به علت وضعیت نسبی ذرات خاک، نحوه قرارگیری گوی های هم اندازه مطابق شکل ۲ - ۲۳ مورد مطالعه قرار می گیرد. در شل ترین (سست ترین) وضعیت قرارگیری دانه ها، نسبت تخلخل مساوی ۰/۹۱ است. در حالی که اگر همان گوی ها در متراکم ترین وضعیت در کنار یکدیگر قرار گیرند، نسبت

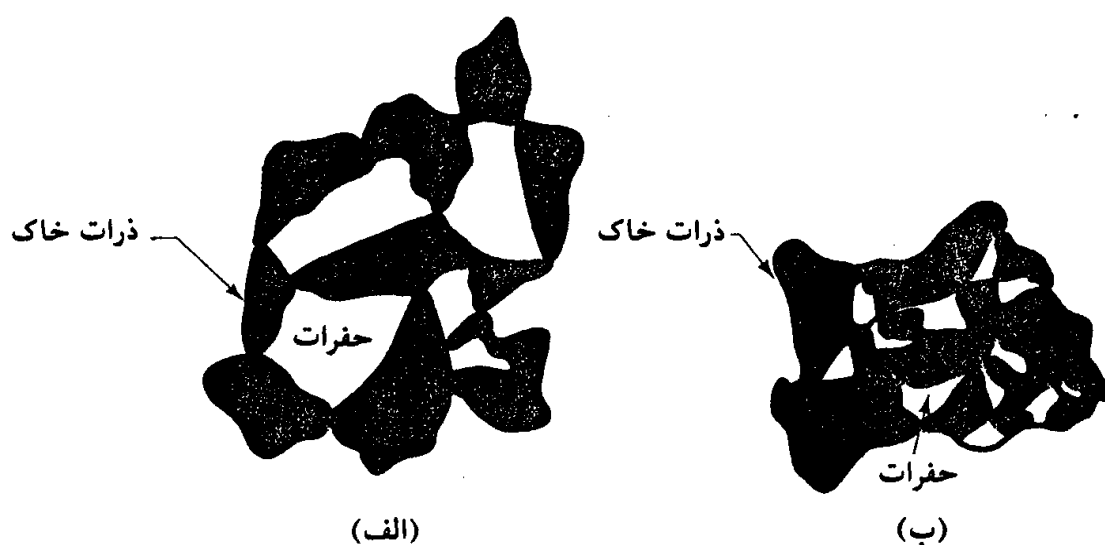
29- mineralogical composition

30- cohesionless

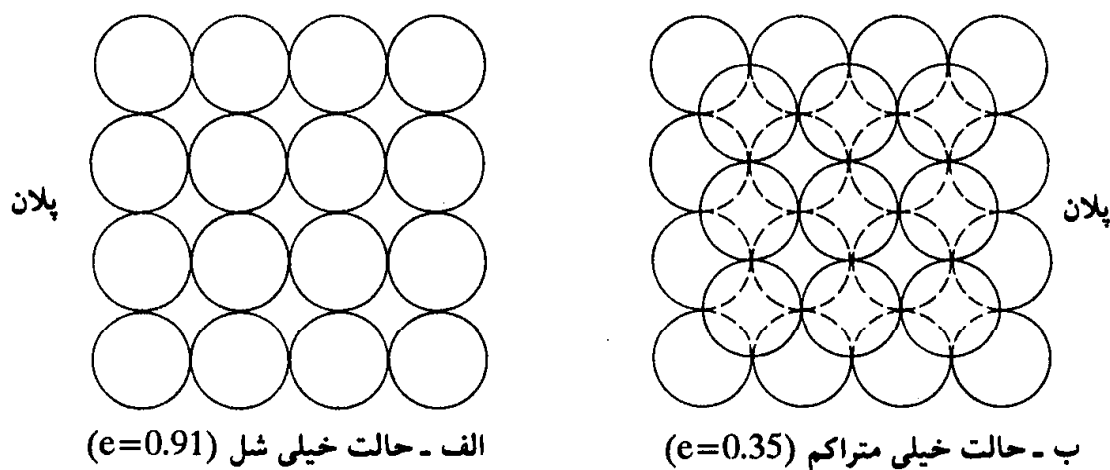
31- cohesive

32- single grained

33- honeycombed



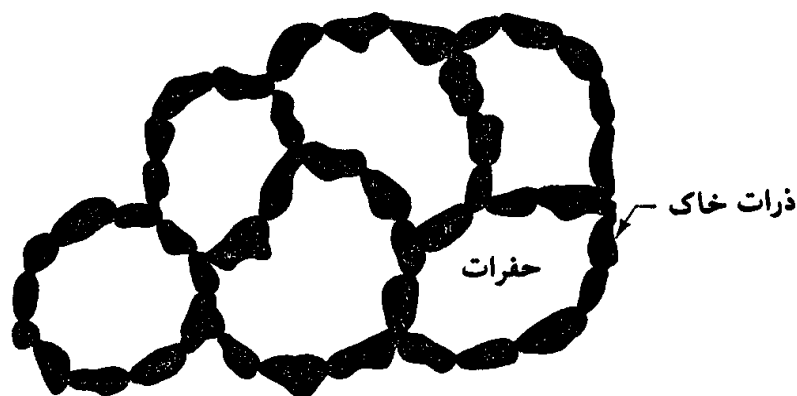
شکل ۲-۲۲ ساختار تک‌دانه‌ای



شکل ۲-۲۳ تأثیر نحوه قرارگیری گوی‌های مساوی در روی نسبت تخلخل

تخلخل به  $0/35$  کاهش پیدا می‌کند. خاکهای حقیقی از این نقطه نظر که ذرات آنها نه کروی و نه هم‌اندازه هستند، با مدل مورد مطالعه تفاوت دارند. در خاکهایی حقیقی، ذرات ریزتر در حفرات موجود بین ذرات بزرگتر جا گرفته و در مقایسه با مدل گوی‌های هم‌اندازه، باعث کاهش نسبت تخلخل می‌شوند. لیکن نامنظمی در شکل ذرات معمولاً تمایل به نمایش افزایشی در نسبت تخلخل دارد. به‌عنوان نتیجه‌ای از دو عامل فوق، دامنه تغییرات نسبت تخلخل در خاکهای واقعی، تقریباً در همان محدوده به‌دست آمده برای گوی‌های هم‌اندازه قرار دارد.

در ساختار لانه‌زنبوری (شکل ۲-۲۴)، ذرات ماسه و لای نسبتاً ریزدانه با تشکیل زنجیره‌ای از ذرات، تشکیل قوسهای کوچکی می‌دهند. خاکهایی که ساختار آنها لانه‌زنبوری است، دارای نسبت



شکل ۲-۲۴ ساختار لانه زنبوری

تخلخل نسبتاً بزرگ هستند و تحت بارهای استاتیکی معمولی می‌توانند ساختار خود را حفظ کنند. لیکن تحت بارهای استاتیکی سنگین و یا بارهای دینامیکی، ساختار آنها شکسته شده و به علت کاهش زیاد تخلخل، نشست قابل توجهی در خاک به وجود می‌آید.

### ساختار خاکهای چسبنده

برای فهم ساختار پایه در خاکهای چسبنده، باید نوع نیروهای متقابل بین ذرات رسی معلق در آب را بدانیم. در فصل گذشته، بار منفی موجود در سطح ذرات کانیهای رسی و لایه مضاعف احاطه کننده هر ذره مورد بررسی قرار گرفت. وقتی که دو ذره رس در حالت معلق به یکدیگر نزدیک می‌شوند، به علت تمایل به رسوخ در لایه مضاعف، یک نیروی دافعه<sup>۳۴</sup> بین دو ذره به وجود می‌آید. در همان زمان یک نیروی جاذبه به علت نیروهای واندروالس بین ذرات رسی وجود دارد که مستقل از مشخصه‌های آب می‌باشد. هر دو نیروی دافعه و جاذبه با کاهش فاصله بین ذرات، با نرخهای متفاوتی افزایش می‌یابند. وقتی که فاصله بین ذرات خیلی کوچک است، نیروی جاذبه بزرگتر از نیروی دافعه است. این نیروها توسط تئوری کلوتیدی قابل پیش‌بینی هستند.

تمرکز بارهای مثبت در لبه‌های ذرات رس در فصل ۱ مورد بحث قرار گرفت. اگر ذرات رس خیلی به یکدیگر نزدیک باشند، لبه‌های دارای بار مثبت می‌توانند توسط سطوح دارای بار منفی جذب شوند.

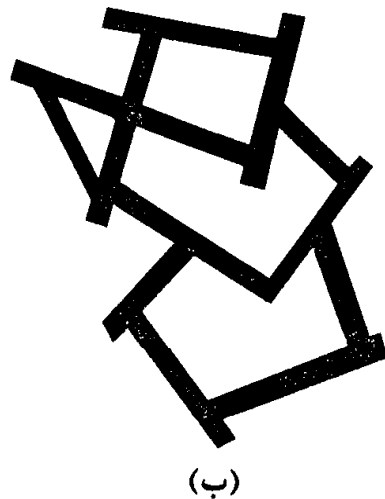
حال رفتار رس در حالت تعلیق رقیق مورد توجه قرار می‌گیرد. وقتی که ذرات در ابتدا در آب پراکنده می‌شوند، یکدیگر را دفع می‌کنند. این بدان علت است که در فواصل میان ذره‌ای بزرگ،

نیروی دافعه از نیروی جاذبه و اندروالس بزرگتر است. نیروی گرانشی بین ذرات قابل صرفنظر کردن است. بنابراین ذرات جدا از هم به طور خیلی آهسته ته نشین می شوند و یا به حالت معلق باقی مانده و یک حرکت زیگ زاگ اتفاقی که از مشخصات ذرات کلوئیدی است، از خود نشان می دهند (حرکت براون<sup>۳۵</sup>)، مواد ته نشین شده دارای یک ساختار پراکنده ای هستند و مطابق شکل ۲-۲۵-الف، کم و بیش به حالت موازی در روی یکدیگر قرار می گیرند.

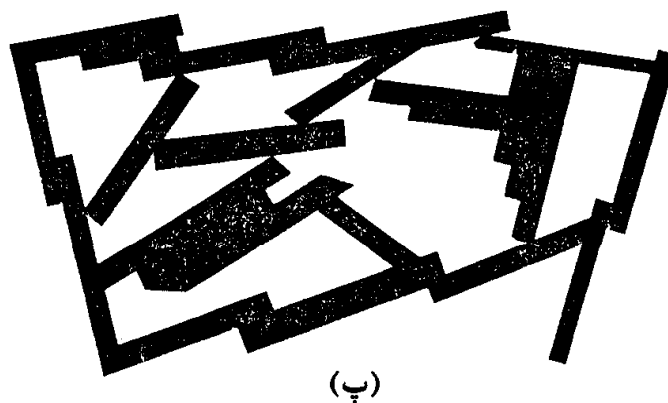
اگر ذرات رس که در ابتدا در آب پراکنده می شوند، به علت حرکات زیگ زاگ به یکدیگر نزدیک شوند، به وسیله اتصالات لبه به سطح، تبدیل به لخته های قابل رؤیت می شوند. در این حالت ذرات به علت نیروهای جاذبه الکتریکی بین لبه های دارای بار مثبت و سطوح دارای منفی در کنار یکدیگر نگه داشته می شوند. به این حالت لخته شدن (فولوکولاسیون<sup>۳۶</sup>) می گویند. وقتی که لخته ها بزرگ



(الف)



(ب)



(پ)

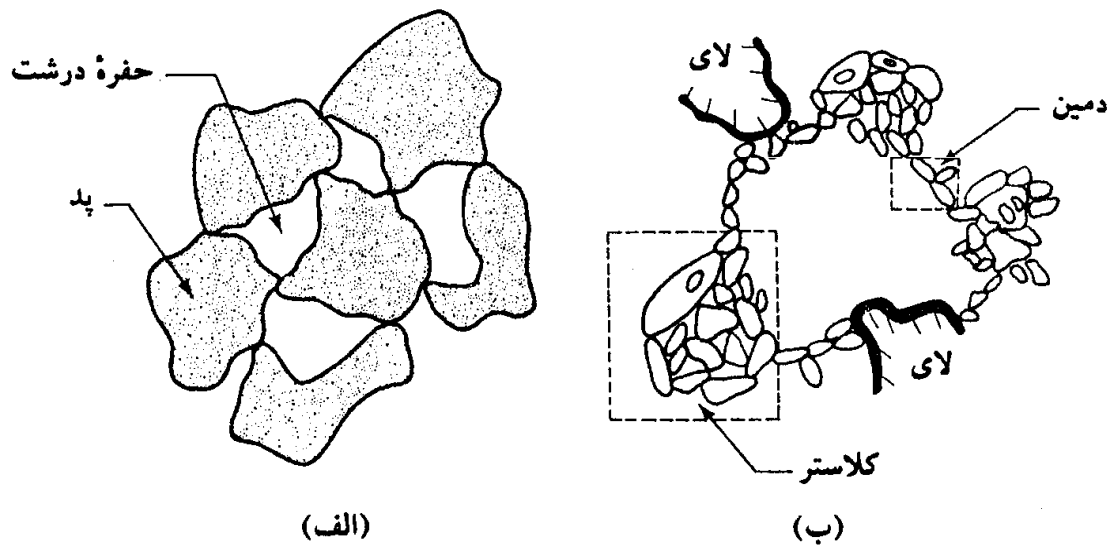
شکل ۲-۲۵ ساختار خاکهای رسی. (الف) ساختار پراکنده، (ب) ساختار لخته ای (فولوکوله)، (پ) ساختار لخته ای (فولوکوله) متراکمتر در کنار یون نمکها

می‌شوند، به علت نیروی جاذبه ته‌نشین می‌گردند. رسوبی که از این راه حاصل می‌شود دارای ساختار لخته‌ای (فولوکوله) خواهد بود (شکل ۲ - ۲۵ - ب).

وقتی که به تعلیق آب و رس پراکنده، نمک اضافه شود، یونها باعث سست کردن لایه مضاعف اطراف ذره می‌شوند. این مسئله از نیروی دافعه بین ذره‌ای می‌کاهد. در نتیجه ذرات رس به یکدیگر جذب شده و پس از تشکیل لخته، رسوب می‌نمایند. در شکل ۲ - ۲۵ - پ ساختار لخته‌هایی که بدین ترتیب تشکیل می‌شوند، نشان داده شده است. در این حالت به علت نیروی جاذبه و اندروالس ذرات یک حالت توازی با یکدیگر پیدا کرده‌اند.

رس‌هایی که دارای ساختار لخته‌ای (فولوکوله) هستند، سبک بوده و دارای نسبت تخلخل بزرگی هستند. رسوبات رسی تشکیل شده در کف دریاها دارای ساختار لخته‌ای (فولوکوله) هستند. اغلب رسوبات تشکیل شده در آب تازه، دارای ساختار میانه‌ای بین ساختار پراکنده و ساختار لخته‌ای می‌باشند. رسوبات رسی خالص در طبیعت نادرند. وقتی که در یک خاک، مقدار ذرات با اندازه مساوی و یا کوچکتر از  $0.002$  میلیمتر، بزرگتر از ۵۰ درصد باشد، معمولاً به آن رس می‌گویند. مطالعات انجام شده در سالهای اخیر توسط میکروسکوپ الکترونی (کالینز و مک‌گاون ۱۹۷۴ و پوش ۱۹۷۸ و یانک و شیران ۱۹۷۳) نشان می‌دهد که ذرات رسی جدا از هم، تمایل به لخته شدن در واحدهای میکروسکوپی دارند. این واحدهای کوچک، دمین<sup>۳۷</sup> خوانده می‌شوند. دمین‌ها به صورت گروهی درآمده و تشکیل کلاستر<sup>۳۸</sup> می‌دهند. کلاسترها توسط میکروسکوپیهای سبکتر قابل مشاهده هستند. نیروهای تشکیل دهنده کلاسترها، عمدتاً نیروهای بین ذره‌ای هستند. کلاسترها به نوبه خود، با یکدیگر تشکیل گروه داده و پدها<sup>۳۹</sup> را به وجود می‌آورند. پدها با چشم غیر مسلح قابل رؤیت هستند. گروههای پد ساختار درشت خاکهای رسی را تشکیل می‌دهند که توسط درزها و شکافها از یکدیگر جدا می‌شوند.

شکل ۲ - ۲۶ - الف، طبیعت قرارگیری پدها و حفرات درشت بین آنها را نشان می‌دهد. در شکل ۲ - ۲۶ - ب، ترتیب قرارگیری دمین‌ها و کلاسترها با ذرات لای اندازه نشان داده شده است. از بحث قبل مشاهده می‌شود که ساختار خاکهای چسبنده خیلی پیچیده است. از نقطه نظر مهندسی، ساختار درشت تأثیر مهمی در روی رفتار خاکها دارد. ساختار ریز از نقطه نظر مفاهیم پایه‌ای مهمتر است. در جدول ۲ - ۷، ساختار درشت خاکهای رسی ارائه شده است.



شکل ۲-۲۶ ساختار خاک رس. (الف) ترتیب قرارگیری پدها و حفرات درشت، (ب) ترتیب قرارگیری دمین‌ها و کلاسترها در کنار ذرات با اندازه لای

جدول ۲-۷ ساختار خاکهای رسی

ردیف	ملاحظات
ساختار پراکنده Dispersed structure	از ته‌نشینی ذرات جد از هم تشکیل شده و ذرات کم‌وبیش موازی هستند (شکل ۲-۲۵-الف)
ساختار لخته‌ای (فولوکوله) Flocculent structure	از ته‌نشینی لخته‌های ذرات رس تشکیل می‌شود (اشکال ۲-۲۵-ب و پ)
Domain	واحدهای زیرمیکروسکوپی لخته‌ای یا دانه‌ای ذرات رس
Cluster	از مجموعه‌ای از دمین‌ها تشکیل یافته که توسط میکروسکوپهای سبک دیده می‌شوند
Ped	مجموعه‌ای از کلاسترها که توسط چشم غیرمسلح قابل رؤیت است

## مسائل فصل ۲

۱-۲ تا ۵-۲ روابط زیر را اثبات نمایید:

$$\gamma_d = \gamma_{sat} - n\gamma_w \quad (\text{مسئله ۲-۱})$$

(رابطه ۲-۳۱)

$$\gamma_{sat} = \left(\frac{e}{1+e}\right) \left(\frac{1+w}{1+e}\right) \gamma_w \quad (\text{مسئله ۲-۲})$$

(رابطه ۲-۳۴)

$$(مسئله ۲-۳) \quad e = \frac{\gamma_{sat} - \gamma_w}{\gamma_d - \gamma_{sat} + \gamma_w}$$

$$(مسئله ۲-۴) \quad G_s = \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_w - w_{sat}(\gamma_{sat} - \gamma_w)}$$

$$(مسئله ۲-۵) \quad w_{sat} = \frac{n\gamma_w}{\gamma_{sat} - n\gamma_w}$$

۲-۶- برای خاکی اطلاعات زیر در دست است:

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

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

۲-۷ و ۲-۸- مسئله ۲-۶ را با داده‌های زیر تکرار کنید:

$$(مسئله ۲-۷) \quad G_s = 2.7, \gamma = 20.1 \text{ kN/m}^3, \omega = 18.6\%$$

$$(مسئله ۲-۸) \quad G_s = 2.74, \gamma = 20.6 \text{ kN/m}^3, \omega = 16.6\%$$

۲-۹- در مسئله ۲-۶ وزن آبی را تعیین نمایید که باید به یک مترمکعب خاک اضافه شود تا به صورت اشباع درآید (وزن آب بر حسب کیلونیوتن).

۲-۱۰- مسئله ۲-۹ را برای مسئله ۲-۷ حل کنید.

۲-۱۱- مسئله ۲-۹ را برای مسئله ۲-۸ حل کنید.

۲-۱۲- وزن مرطوب ۲۸۳۲ سانتیمتر مکعب خاک ۵۴/۳۴ نیوتن است. اگر میزان رطوبت ۱۲ درصد و چگالی دانه‌ها ۲/۷۲ باشد، مطلوب است:

(الف) وزن مخصوص مرطوب ( $\gamma$ ) بر حسب کیلونیوتن بر مترمکعب

(ب) وزن مخصوص خشک ( $\gamma_d$ ) بر حسب کیلونیوتن بر مترمکعب

(پ) نسبت تخلخل ( $e$ )

(ت) پوکی ( $n$ )

(ث) درجه اشباع ( $S$ )

(ج) حجم اشغال شده توسط آب ( $V_w$ )

۲-۱۳ و ۲-۱۴- مسئله ۲-۱۲ را برای داده‌های زیر تکرار کنید:

$$(مسئله ۲-۱۳) \quad V = 1.2 \text{ m}^3, W = 23.04 \text{ kN}, \omega = 8.6\%, G_s = 2.71$$

$$(مسئله ۲-۱۴) \quad V = 0.8 \text{ m}^3, W = 17.2 \text{ kN}, \omega = 9\%, G_s = 2.69$$

۲-۱۵- جرم مخصوص ماسه‌ای با پوکی ۰/۳۸۷ مساوی ۱۶۰۰ کیلوگرم بر مترمکعب می‌باشد. مطلوب است تعیین چگالی دانه و نسبت تخلخل خاک.

۲-۱۶- وزن مخصوص مرطوب خاکی مساوی ۱۹/۲ کیلونیوتن بر مترمکعب است. اگر چگالی دانه‌ها ۲/۶۹ و میزان رطوبت ۹/۸ درصد باشد، مطلوب است:

(الف) وزن مخصوص خشک ( $\gamma$ ) بر حسب کیلونیوتن بر مترمکعب

(ب) نسبت تخلخل ( $e$ )

(پ) پوکی ( $n$ )

(ت) درجه اشباع ( $S$ )



- ۱۷-۲- برای یک نمونه خاک اشباع، میزان رطوبت ۴۰ درصد و چگالی دانه‌ها ۲/۷۱ می‌باشد. مطلوب است تعیین وزن مخصوص خشک و مرطوب آن.
- ۱۸-۲- جرم یک نمونه خاک مرطوب ۴۶۵ گرم و جرم خشک شده در کوره آن ۴۰۵/۷۶ گرم است. اگر چگالی دانه‌ها ۲/۶۸ و نسبت تخلخل در وضعیت طبیعی ۰/۸۳ باشد، مطلوب است:
- (الف) جرم مخصوص مرطوب خاک در وضعیت طبیعی
- (ب) جرم مخصوص خشک خاک در وضعیت طبیعی
- (پ) جرم آبی که باید به خاک طبیعی اضافه شود تا به حالت اشباع درآید.
- ۱۹-۲- وزن مخصوص خاکی ۱۹/۹۴ کیلونیوتن بر مترمکعب است. اگر چگالی دانه‌ها ۲/۶۷ و میزان رطوبت ۱۲/۶ درصد باشد، مطلوب است:
- (الف) وزن مخصوص خشک
- (ب) نسبت تخلخل
- (پ) پوکی
- (ت) وزن آب بر حسب کیلونیوتن بر مترمکعب که برای اشباع لازم است.
- ۲۰-۲- وزن مخصوص اشباع خاکی مساوی ۲۰/۱۲ کیلونیوتن بر مترمکعب است. اگر چگالی دانه‌ها ۲/۷۴ باشد، مطلوب است تعیین:
- (الف) وزن مخصوص خشک
- (ب) نسبت تخلخل
- (پ) پوکی
- (ت) میزان رطوبت
- ۲۱-۲- برای خاکی نسبت تخلخل ۰/۸۷ و میزان رطوبت ۲۸ درصد و چگالی دانه‌ها ۲/۷۲ می‌باشد، مطلوب است:
- (الف) وزن مخصوص مرطوب
- (ب) درجه اشباع بر حسب درصد
- ۲۲-۲- برای یک خاک اشباع، وزن مخصوص خشک ۱۵/۲۹ کیلونیوتن بر مترمکعب و میزان رطوبت ۲۱ درصد می‌باشد، مطلوب است:
- (الف) وزن مخصوص اشباع
- (ب) تخلخل
- (پ) چگالی دانه‌ها
- (ت) وزن مخصوص مرطوب وقتی که درجه اشباع ۵۰ درصد باشد.
- ۲۳-۲- نشان دهید که برای هر خاکی رابطه زیر برقرار است:
- $$\gamma_{sat} = \gamma_w(e/w) [(1+w)/(1+e)]$$
- ۲۴-۲- حداکثر و حداقل نسبت تخلخل ماسه‌ای به ترتیب مساوی ۰/۸ و ۰/۴۱ است. نسبت تخلخل خاک مربوط به تراکم نسبی ۴۸٪ درصد چقدر است؟

۲-۲۵. برای یک ماسه، حداکثر و حداقل نسبت تخلخل، که در آزمایشگاه به دست آمده، به ترتیب مساوی ۰/۹۴ و ۰/۳۳ می‌باشند. مطلوب است تعیین وزن مخصوص مرطوب این ماسه که با تراکم نسبی ۶۰ درصد و میزان رطوبت ۱۰ درصد متراکم شده است. وزن مخصوص دانه‌های ۲/۶۵ می‌باشد. همچنین حداکثر و حداقل ممکن وزن مخصوص خشک ماسه را محاسبه کنید.

۲-۲۶. از آزمایش حدود مایع (روانی) و خمیری یک خاک اطلاعات زیر در دست است:  
(الف) آزمایش حد مایع (روانی)

میزان رطوبت (درصد)	تعداد ضربات (N)
۴۲	۱۵
۴۰/۸	۲۰
۳۹/۱	۲۸

(ب) آزمایش حد خمیری

میزان رطوبت مساوی ۱۸/۷ درصد

(الف) منحنی جریان مربوط به آزمایش حد مایع را رسم نموده و حد مایع (روانی) را به دست آورید.

(ب) نشانه خمیری خاک چقدر است؟

۲-۲۷. مسئله ۲-۲۶ را برای داده‌های زیر تکرار کنید:

میزان رطوبت (درصد)	تعداد ضربات (N)
۳۳	۱۳
۲۷	۱۸
۲۲	۲۹

حد خمیری = ۱۶/۵ %

۲-۲۸. مسئله ۲-۲۶ را برای داده‌های زیر تکرار کنید:

میزان رطوبت (درصد)	تعداد ضربات (N)
۴۳	۱۵
۴۲	۲۰
۴۰/۵	۲۸
۳۹	۳۵

حد خمیری = ۲۲ %

۲-۲۹. اگر میزان رطوبت در جای خاک مسئله ۲-۲۶ مساوی ۲۲ درصد باشد، نشانه مایع چقدر است. حدس شما

از طبیعت خاک در صحرا چیست؟

- ۲-۳۰- اگر میزان رطوبت در جای خاک مسئله ۲ - ۲۷ مساوی ۱۴/۸ درصد باشد، نشانه مایع چقدر است. حدس شما از طبیعت خاک در صحرا چیست؟
- ۲-۳۱- اگر میزان رطوبت در جای خاک مسئله ۲ - ۲۸ مساوی ۲۴/۵ درصد باشد، نشانه مایع چقدر است. حدس شما از طبیعت خاک در صحرا چیست؟
- ۲-۳۲- یک نمونه خاک اشباع خاک با حجم ۱۹/۶۵ سانتیمتر مکعب دارای جرم ۳۶ گرم می باشد. وقتی که نمونه خشک می شود، حجم و جرم آن به ترتیب به ۱۳/۵ سانتیمتر مکعب و ۲۵ گرم تقلیل می یابند. مطلوب است تعیین حد انقباض آن خاک.
- ۲-۳۳- مسئله ۲ - ۲۶ را با داده های زیر مجدداً حل کنید:

میزان رطوبت (درصد)	تعداد ضربات (N)
۴۲/۱	۱۷
۳۸/۲	۲۲
۳۶/۲	۲۷
۳۴/۱	۳۲

آزمایش حد خمیری: میزان رطوبت = ۲۱/۳ %

## فهرست علائم فصل ۲

### انگلیسی

<i>A</i>	activity	فعالیت
<i>C</i>	constant	ثابت
<i>C'</i>	constant	ثابت
<i>D<sub>r</sub></i>	relative density	تراکم نسبی
<i>e</i>	void ratio	نسبت تخلخل
<i>e<sub>max</sub></i>	maximum possible void ratio	حداکثر تخلخل ممکن
<i>e<sub>min</sub></i>	minimum possible void ratio	حداقل تخلخل ممکن
<i>G<sub>s</sub></i>	specific gravity of soil solids	چگالی دانه ها
<i>I<sub>F</sub></i>	flow index	اندیس جریان
<i>LI</i>	liquidity index	
<i>LL</i>	liquid limit	حد مایع
<i>m</i>	mass	جرم
<i>m<sub>s</sub></i>	mass of solids	جرم دانه ها
<i>m<sub>w</sub></i>	mass of water	جرم آب
<i>N</i>	number of blows in liquid limit test	تعداد ضربات در آزمایش حد مایع
<i>n</i>	porosity	پوکی
<i>PI</i>	plasticity index	اندیس خمیری
<i>PL</i>	plastic limit	حد خمیری
<i>S</i>	degree of saturation	درجه اشباع
<i>SL</i>	shrinkage limit	حد انقباض
<i>V</i>	total volume	حجم کل
<i>V<sub>a</sub></i>	volume of air	حجم هوا

# اصول مهندسی ژئوتکنیک

## جلد ۱: مکانیک خاک

مؤلف: ایراجا.ام.داس

مترجم: شاپور طاحونی

# فصل سوم

## فصل ۳

### طبقه‌بندی خاک

سیستم طبقه‌بندی خاک عبارت است از مرتب کردن خاکهای مختلف با خواص مشابه به گروهها و زیرگروههایی برحسب کاربردشان. سیستمهای طبقه‌بندی یک زبان مشترک برای بیان مشخصات خاک به طور خلاصه به وجود می‌آورند. اغلب سیستمهای طبقه‌بندی خاک که برای مقاصد مهندسی تدوین یافته‌اند، بر پایه خواص ساده‌ای از خاک نظیر دانه‌بندی و خواص خمیری قرار دارند. اگرچه سیستمهای طبقه‌بندی مختلفی وجود دارد، لیکن به علت تنوع در خواص خاک، هیچکدام از آنها به طور کامل جوابگوی توصیف هر خاک برای تمام کاربردهای ممکنه نیستند.

#### ۳-۱ طبقه‌بندی بافت

از نقطه نظر عمومی، بافت خاک به ظاهر سطحی آن نسبت داده می‌شود. بافت خاک تحت تأثیر اندازه ذرات موجود در آن قرار دارد. در جدول ۱-۳ خاکها برحسب اندازه ذرات به گروههای شن، ماسه، لای و رس تقسیم شده‌اند. در اغلب حالات، خاکهای طبیعی ترکیبی از گروهها با اندازه‌های مختلف می‌باشند. در طبقه‌بندیهای بافت خاک، ابتدا نام گروه اصلی و بعد نام گروه فرعی به صورت صفت ذکر می‌شود. مثل رس ماسه‌دار<sup>۱</sup>، رس لای‌دار<sup>۲</sup> و غیره.

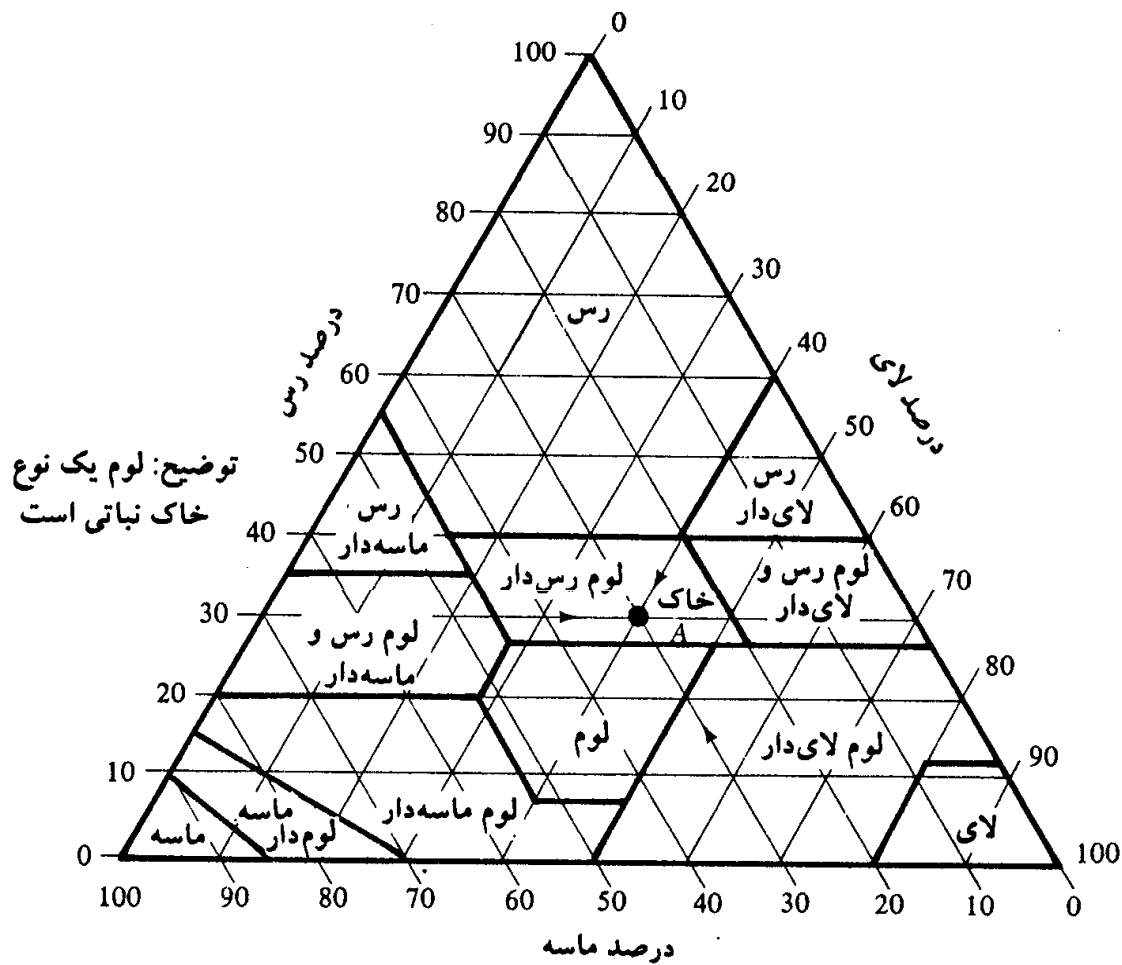
در گذشته سازمانهای مختلف، برحسب نیازشان، طبقه‌بندیهای مختلفی برای بافت خاک ارائه کرده‌اند که بعضی از آنها در حال حاضر نیز مورد استفاده قرار می‌گیرد. در شکل ۳-۱، طبقه‌بندی بافت خاک که توسط اداره کشاورزی ایالت متحده<sup>۳</sup> تدوین یافته، نشان داده شده است. این سیستم طبقه‌بندی برپایه حدود اندازه ذرات طبق سیستم USDA (جدول ۱-۳) قرار دارد:

ماسه: قطر دانه‌ها بین ۲ تا ۰/۰۵ میلیمتر

1- sandy clay

2- silty clay

3- U.S. Department of Agriculture (USDA)



شکل ۳-۱ طبقه‌بندی بافت خاک طبق طبقه‌بندی اداره کشاورزی ایالت متحده (USDA)

لای: قطر ذرات بین  $0/05$  تا  $0/002$  میلی‌متر

رسی: قطر ذرات کوچکتر از  $0/002$  میلی‌متر

استفاده از نمودار فوق را می‌توان با ارائه یک مثال نشان داد. اگر منحنی دانه‌بندی خاک A مقدار ماسه را ۳۰ درصد، لای را ۴۰ درصد و ذرات با اندازه رسی را ۳۰ درصد نشان دهد، طبقه‌بندی بافت خاک را می‌توان با رسم خطوط نشان داده شده در شکل ۳-۱ به دست آورد. این خاک در ناحیه لوم رس دار<sup>۴</sup> قرار می‌گیرد. توجه شود که نمودار شکل ۳-۱ بر پایه قسمت عبوری از الک نمرة ۱۰ قرار دارد. بنابراین اگر دانه‌بندی خاک طوری باشد که درصد مشخصی از ذرات خاک بزرگتر از ۲ میلی‌متر باشد، اصلاحاتی لازم خواهد بود. برای مثال اگر خاک B دارای دانه‌بندی ۲۰ درصد شن، ۱۰ درصد ماسه، ۳۰ درصد لای و ۴۰ درصد رسی باشد ترکیب بافت اصلاح‌شده آن به صورت زیر

خواهد بود:

$$\text{ذرات ماسه} : \frac{10 \times 100}{(100 - 20)} = 12.5\%$$

$$\text{ذرات لای} : \frac{30 \times 100}{(100 - 20)} = 37.5\%$$

$$\text{ذرات رس} : \frac{40 \times 100}{(100 - 20)} = 50.0\%$$

بر پایه درصد‌های اصلاح‌شده، طبقه‌بندی خاک در ناحیه رس قرار می‌گیرد. لیکن به‌علت درصد قابل توجه شن، می‌تواند رس شن دار نامیده شود. سیستم‌های طبقه‌بندی دیگری نیز برای بافت خاک وجود دارد، لیکن در حال حاضر از آنها برای مقاصد مهندسی استفاده نمی‌شود.

## مثال ۳-۱

خاکهای زیر را با استفاده از سیستم طبقه‌بندی USDA (اداره کشاورزی ایالت متحده) طبقه‌بندی 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	24	58
E	12	22	26	40

حل:

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

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

گام ۲ - با محاسبه درصد‌های اصلاح شده، به کمک نمودار شکل ۳ - ۱، خاکها به صورت زیر طبقه‌بندی می‌شوند:

نام خاک	طبقه‌بندی
A	لوم ماسه‌دار و شن‌دار*
B	لوم رس‌دار و شن‌دار*
C	رس لای‌دار و شن‌دار*
D	رس
E	رس شن‌دار*

\* صفت شن‌دار به علت ظهور شن در ترکیب خاک اضافه شده است.

### ۳-۲ طبقه‌بندی خاکها برحسب استفاده

اگرچه طبقه‌بندی بافتی خاک نسبتاً ساده است، لیکن کاملاً متکی بر دانه‌بندی خاک می‌باشد. مقدار کانی رسی که در خاکهای ریزدانه ظاهر می‌شود، تأثیر بسیار عمده‌ای بر خواص فیزیکی خاک دارد. بنابراین برای تفسیر خواص یک خاک باید به خواص خمیری آن توجه داشت. از آنجایی که طبقه‌بندیهای بافتی خاک توجهی به خواص خمیری خاک ندارند، بنابراین برای اغلب کاربردهای مهندسی کافی نیستند. در حال حاضر استفاده از دو سیستم طبقه‌بندی پیچیده‌تر بین مهندسان خاک معمول است. هر دو سیستم دانه‌بندی و حدود اتربرگ را در طبقه‌بندی منظور می‌کنند. این دو سیستم عبارتند از سیستم طبقه‌بندی آشتو<sup>۵</sup> و سیستم طبقه‌بندی متحد<sup>۶</sup>. سیستم طبقه‌بندی آشتو اغلب توسط مهندسان راه و سیستم طبقه‌بندی متحد، اغلب توسط مهندسان ژئوتکنیک مورد استفاده قرار می‌گیرد.

#### سیستم طبقه‌بندی آشتو

این سیستم در سال ۱۹۲۹ میلادی پایه‌ریزی شد. متن اولیه بارها مورد تجدیدنظر قرار گرفت و چیزی که در حال حاضر تحت عنوان ASTM-D-3282 و AASHTO-M145 استاندارد شده، بر مبنای آخرین تجدیدنظر آن در سال ۱۹۴۵ قرار دارد.

در جدول ۳ - ۱ طبقه‌بندی آشتو که در حال حاضر مورد استفاده قرار می‌گیرد، نشان داده شده است. طبق این سیستم، خاک به گروههای اصلی A-1 تا A-7 تقسیم می‌شود. خاکهای گروههای



A-1، A-2 و A-3 مصالح دانه‌ای هستند که درصد عبوری آنها از الک نمرة ۲۰۰، کمتر از ۳۵ درصد است. خاکهایی که درصد عبوریشان از الک نمرة ۲۰۰ بیشتر از ۳۵ درصد است، در گروه‌های A-4، A-5، A-6 و A-7 قرار می‌گیرند. این گروه‌ها اغلب مصالح لای و رس می‌باشند. سیستم طبقه‌بندی بر مبنای معیارهای زیر قرار دارد:

#### الف - اندازه دانه‌ها

- شن: دانه‌هایی که از الک ۷۵ میلیمتر (۳ اینچ) رد شده و بر روی الک ۲ میلیمتر (نمره ۱۰) باقی می‌مانند.
- ماسه: دانه‌هایی که از الک ۲ میلیمتر (نمره ۱۰) رد شده و بر روی الک ۰/۰۷۵ میلیمتر (نمره ۲۰۰) باقی می‌مانند.
- لای و رس: ذراتی که از الک ۰/۰۷۵ میلیمتر (نمره ۲۰۰) عبور می‌کنند.

#### ب - خاصیت خمیری

صفت لای دار به خاکهایی اطلاق می‌شود که نشانه خمیری ریزدانه‌های آنها مساوی و یا کوچکتر از ۱۰ است. صفت رس دار به خاکهایی اطلاق می‌شود که نشانه خمیری ریزدانه‌های آن مساوی ۱۱ و یا بزرگتر است.

پ - اگر قلوه سنگ (دانه‌ها با اندازه بزرگتر از ۷۵ میلیمتر) در خاک یافت شود، در هنگام طبقه‌بندی از نمونه حذف می‌شوند. لیکن درصد آنها ثبت می‌شود.

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

در شکل ۳ - ۲، نموداری که بر حسب حد مایع (روانی) و نشانه خمیری، خاکها را در گروه‌های A-2، A-4، A-5، A-6 و A-7 جای می‌دهد، نشان داده شده است.

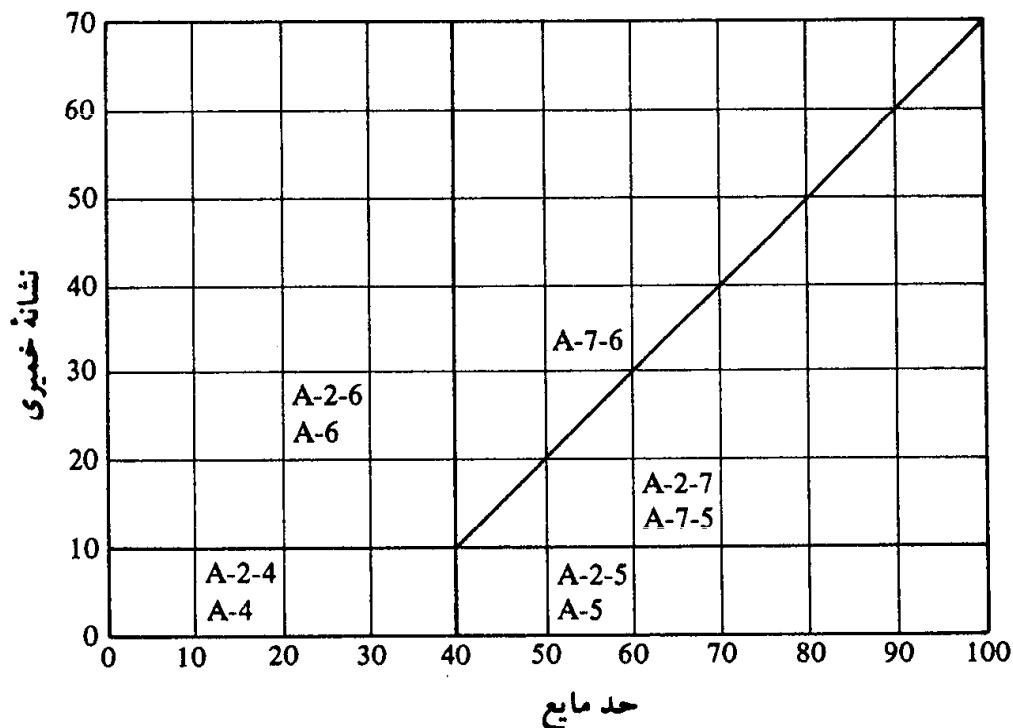
برای داشتن تخمینی از کیفیت یک خاک به عنوان مصالح بستر<sup>۷</sup> (زیرسازی)، عددی به عنوان نشانه گروه<sup>۸</sup> در کنار هر گروه و زیرگروه وجود دارد. این عدد در داخل پرانتز بعد از اسم گروه نوشته

جدول ۳-۱ طبقه‌بندی مصالح بستر راهها طبق طبقه‌بندی آشتو

طبقه‌بندی عمومی	مصالح دانه‌ای (درصد عبوری از الک ۲۰۰ مساوی ۳۵ درصد و یا کمتر)						
	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 دانه‌بندی (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	10 max.	10 max.	11 min.	11 min.
نوع مصالح تشکیل دهنده	ماسه و شن با قلوه‌سنگ		ماسه ریز	ماسه و شن رس‌دار و یا لای‌دار			
مناسب بودن به‌عنوان مصالح بستر	عالی تا خوب						

طبقه‌بندی عمومی	مصالح رس - لای (درصد عبوری از الک ۲۰۰ بزرگتر از ۳۵ درصد)			
	A-4	A-5	A-6	A-7 A-7-5* A-7-6+
آزمایش دانه‌بندی (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	خاکهای لای‌دار		خاکهای رس‌دار	
مناسب بودن به‌عنوان مصالح بستر	متوسط تا بد			

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



شکل ۲-۳ دامنه حد مایع (روانی) و نشانه خمیری برای خاکهای گروههای A-2، A-4، A-5، A-6، A-7 می‌شود.

می‌شود. نشانه گروه از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

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

که در رابطه فوق:

$$F = \text{درصد عبوری از الک } 0.075 \text{ میلیمتر (نمره ۲۰۰)}$$

$$LL = \text{حد مایع (روانی)}$$

$$PI = \text{نشانه خمیری}$$

اولین جمله در رابطه ۱-۳، یعنی  $(F - 35)[0.2 + 0.005(LL - 40)]$ ، نشانه گروه جزئی<sup>۹</sup> می‌باشد که از حد مایع (حد روانی) به دست می‌آید. دومین جمله،  $0.01(F - 15)(PI - 10)$ ، نشانه گروه جزئی می‌باشد که از نشانه خمیری به دست می‌آید. در زیر قوانینی در ارتباط با تعیین نشانه گروه ارائه می‌شود:

الف: اگر رابطه ۱-۳ یک مقدار منفی برای  $GI$  به دست دهد، مقدار آن صفر منظور می‌شود.

ب: نشانه گروه محاسبه شده از رابطه ۱-۳ به نزدیکترین عدد کامل گرد می‌شود (برای مثال،

$GI=3.4$  به ۳ و  $GI=3.5$  به ۴ گرد می‌شود).

پ: هیچ حد بالایی برای نشانه گروه وجود ندارد.

ت: نشانه گروه خاکهای متعلق به گروههای A-1-a، A-1-b و A-2-4 و A-2-5 و A-3 و

همواره مساوی صفر هستند.

ث: در هنگام محاسبه نشانه گروه برای خاکهای متعلق به گروههای A-2-6 و A-2-7، باید از

نشانه گروه جزئی مربوط به نشانه خمیری  $PI$  استفاده نمود. به عبارت دیگر:

$$GI = 0.01(F - 15)(PI - 10) \quad (2-3)$$

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

### مثال ۲-۳

خاکهای زیر را به وسیله سیستم طبقه بندی آسترو، طبقه بندی نمایید.

خواص خمیری برای قسمت  
عبوری از الک نمرة ۴۰

خاک	الک			حد مایع	نشانه خمیری
	No. 10	No. 40	No. 200		
A	83	48	20	20	5
B	100	92	86	70	32
C	48	28	6	—	Nonplastic
D	90	76	34	37	12

حل:

خاک A

طبق جدول ۱-۳، چون ۲۰ درصد از خاک از الک نمرة ۲۰۰ عبور می کند، خاک در رده خاکهای 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. بنابراین طبقه بندی خاک به صورت A-1-b(0) درمی آید.

خاک B

درصد عبوری از الک نمرة ۲۰۰ مساوی ۸۶ درصد است، پس طبق جدول ۱-۳، 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  $PI - 32 < LL - 30$  است، پس طبقه کامل خاک A-7-5 می باشد. از رابطه ۱-۳ داریم:

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

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

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

پس خاک A-7-5(33) می‌باشد.

#### خاک C

چون درصد عبوری از الک نمرة ۲۰۰ کمتر از ۳۵ است، خاک دانه‌ای می‌باشد. با انجام بررسی از چپ به راست در جدول ۱ - ۳، طبقه خاک A-1-a به دست می‌آید. نشانه گروه صفر است، پس نام کامل خاک A-1-a(0) می‌باشد.

#### خاک D

چون درصد عبوری از الک نمرة ۲۰۰ کمتر از ۳۵ است، خاک دانه‌ای می‌باشد. با انجام بررسی از چپ به راست در جدول ۱ - ۳، طبقه خاک A-2-6 می‌باشد.

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

$$F = 34; PI = 12$$

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

پس نام کامل خاک A-2-6(0) است.

#### سیستم طبقه‌بندی متحد

شکل اولیه این سیستم در سال ۱۹۴۲ توسط گازاگرانده برای ساخت فرودگاههای نظامی به وسیله گروه مهندسان ارتش<sup>۱۱</sup> در اثنای جنگ جهانی دوم ارائه شد. در سال ۱۹۵۲ با همکاری اداره عمران<sup>۱۱</sup> ایالت متحده، مورد تجدید نظر قرار گرفت. در حال حاضر این سیستم تحت استاندارد ASTM-D-2487 مورد استفاده وسیع مهندسين قرار دارد. در جدول ۳ - ۲، ۳ - ۳ و ۴ - ۳ سیستم طبقه‌بندی متحد ارائه شده است. این سیستم خاکها را به دو طبقه بزرگ تقسیم می‌نماید:

- ۱ - خاکهای درشت‌دانه با طبیعت شنی و یا ماسه‌ای و درصد عبوری کوچکتر از ۵۰ درصد از الک نمرة ۲۰۰. علامت گروههای این طبقه با حروف G یا S شروع می‌شود. علامت G برای شن یا خاکهای شن‌دار و علامت S برای ماسه یا خاکهای ماسه‌دار به‌عنوان حرف اول به کار می‌روند.
- ۲ - خاکهای ریزدانه با درصد عبوری بزرگتر از ۵۰ درصد از الک نمرة ۲۰۰. علامت گروههای این طبقه با حرف M برای لای غیرآلی و یا C برای رس غیرآلی و O برای لای‌ها و رس‌های آلی

## جدول ۳-۲ سیستم طبقه‌بندی متحد - علائم گروه برای خاکهای شنی

علامت گروه	معیار
GW	عبوری از الک نمرة ۲۰۰ کوچکتر از ۵ درصد، $C_u$ بزرگتر یا مساوی ۴ و $C_c$ بین ۱ و ۳*
GP	عبوری از الک نمرة ۲۰۰ کوچکتر از ۵ درصد، و هیچکدام از دوشروط GW برآورده نمی‌شود
GM	درصد عبوری از الک نمرة ۲۰۰ بزرگتر از ۱۲ است. حدود اتربرگ زیر خط A قرار می‌گیرد (شکل ۳-۳) یا نشانه خمیری کمتر از ۴ است.
GC	درصد عبوری از الک نمرة ۲۰۰ بزرگتر از ۱۲ است. حدود اتربرگ بالای خط A است (شکل ۳-۳) و نشانه خمیری بزرگتر از ۷ است.
GC-GM	درصد عبوری از الک نمرة ۲۰۰ بزرگتر از ۱۲ است. حدود اتربرگ در ناحیه سایه‌خورده شکل ۳-۳ قرار می‌گیرد (ناحیه CL-ML)
GW-GM	درصد عبوری از الک نمرة ۲۰۰ بین ۵ تا ۱۲ است و معیارهای GW و GM برآورده می‌شود
GW-GC	درصد عبوری از الک نمرة ۲۰۰ بین ۵ تا ۱۲ است و معیارهای GW و GC برآورده می‌شود
GP-GM	درصد عبوری از الک نمرة ۲۰۰ بین ۵ تا ۱۲ است و معیارهای GP و GM برآورده می‌شود
GP-GC	درصد عبوری از الک نمرة ۲۰۰ بین ۵ تا ۱۲ است و معیارهای GP و GC برآورده می‌شود

شروع می‌شود. علامت Pt برای تورب<sup>۱۲</sup> و ماک<sup>۱۳</sup> (خاک برگ) و یا سایر خاکها با درجه آلی بزرگ به کار می‌رود.

علائمی که به عنوان حروف دوم در طبقه‌بندی به کار می‌روند، عبارتند از:

W = خوب دانه‌بندی شده

P = بد دانه‌بندی 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 می‌باشند.

برای طبقه‌بندی کامل طبق 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

(نمرة ۴) باقی می‌ماند.

ب: درصد ماسه، یعنی درصد عبوری از الک ۴/۷۵ میلیمتر (نمرة ۴) و مانده روی الک

۰/۰۷۵ میلیمتر (نمرة ۲۰۰).

12- peat

13- muck

$$* \left( C_u = D_{60}/D_{10} \quad C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}} \right)$$

جدول ۳-۳ سیستم طبقه‌بندی متحد - علامت گروه برای خاکهای ماسه‌ای

علامت گروه	معیار
SW	عبوری از الک نمرة ۲۰۰ کوچکتر از ۵ درصد، $C_u$ بزرگتر یا مساوی ۶ و $C_c$ بین ۱ و ۳
SP	عبوری از الک نمرة ۲۰۰ کوچکتر از ۵ درصد، و هیچکدام از دو شرط SW برآورده نمی‌شود
SM	درصد عبوری از الک نمرة ۲۰۰ بزرگتر از ۱۲ است. حدود اتربرگ زیر خط A قرار می‌گیرد (شکل ۳-۳) یا نشانه خمیری کمتر از ۴ است.
SC	درصد عبوری از الک نمرة ۲۰۰ بزرگتر از ۱۲ است. حدود اتربرگ بالای خط A است (شکل ۳-۳) و نشانه خمیری بزرگتر از ۷ است.
SC-SM	درصد عبوری از الک نمرة ۲۰۰ بزرگتر از ۱۲ است. حدود اتربرگ در ناحیه سایه‌خورده شکل ۳-۳ قرار می‌گیرد (ناحیه CL-ML)
SW-SM	درصد عبوری از الک نمرة ۲۰۰ بین ۵ تا ۱۲ است و معیارهای SW و SM برآورده می‌شود
SW-SC	درصد عبوری از الک نمرة ۲۰۰ بین ۵ تا ۱۲ است و معیارهای SW و SC برآورده می‌شود
SP-SM	درصد عبوری از الک نمرة ۲۰۰ بین ۵ تا ۱۲ است و معیارهای SP و SM برآورده می‌شود
SP-SC	درصد عبوری از الک نمرة ۲۰۰ بین ۵ تا ۱۲ است و معیارهای SP و SC برآورده می‌شود

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

ت: ضریب یکنواختی  $C_u$  و ضریب دانه‌بندی  $C_c$

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

علامت گروه برای خاکهای دانه‌درشت شنی عبارتند از: GC-GM، GC، GM، GP، GW، GP-GC، GP-GM، GW-GC، GW-GM، GP-GC و GP-GM. برای خاکهای دانه‌ای ماسه‌ای علائم عبارتند از: SW، SP، SM، SC، SC-SM، SW-SM، SW-SC، SP-SM، SP-SC. به‌طور مشابه علامت گروه برای خاکهای ریزدانه شامل CL، ML، OL، CH، MH، OH، CL-ML و Pt می‌باشند. روش گام به گام برای طبقه‌بندی به شرح زیر است:

گام ۱ - درصد عبوری از الک نمرة ۲۰۰ را تعیین و آن را با  $F$  نمایش دهید. اگر  $F < 50\%$  باشد، خاک درشت‌دانه (شنی یا ماسه‌ای) بوده و به گام ۲ بروید. اگر  $F > 50\%$  باشد، خاک ریزدانه بوده و به گام ۳ بروید.

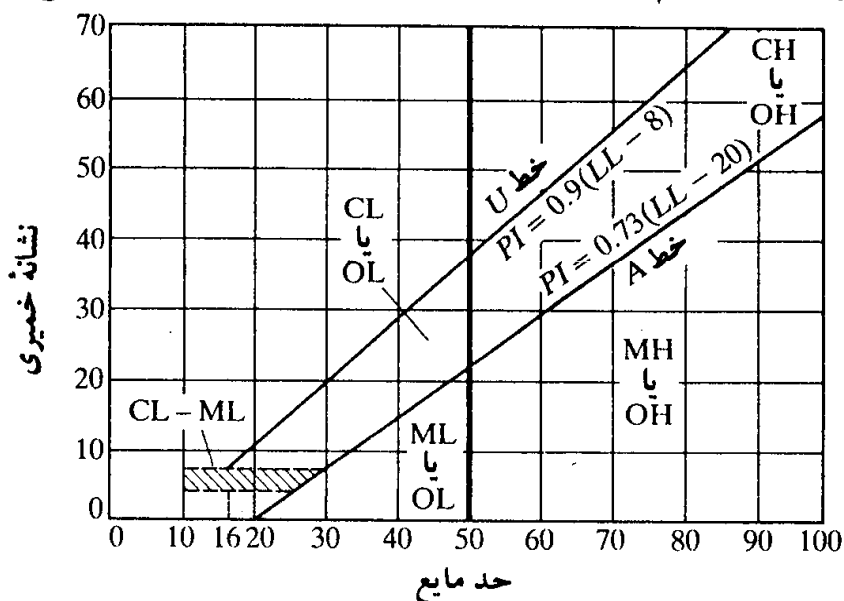
گام ۲ - برای خاک دانه‌درشت،  $100-F$  درصد درشت‌دانه است. درصد عبوری از الک نمرة ۴ و مانده روی الک ۲۰۰ را تعیین کرده و با  $F_1$  نمایش دهید. اگر  $F_1 < (100-F)/2$  باشد، مقدار شن بزرگتر از مقدار ماسه است. در نتیجه خاک شنی است. برای تعیین علامت گروه به جدول ۳-۳ و ۲ و

جدول ۳-۴ سیستم طبقه‌بندی متحد - علامت گروه برای خاکهای رسی و لای

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

شکل ۳-۳ مراجعه نمایید. سپس برای تعیین نام گروه به شکل ۳-۴ مراجعه کنید. اگر  $F_1 \geq (100 - F)/2$  باشد، خاک ماسه‌ای است. برای تعیین علامت گروه به جدول ۳-۳ و شکل ۳-۳ و برای تعیین نام گروه به شکل ۳-۴ مراجعه نمایید.

گام ۳- برای خاکهای ریزدانه، برای تعیین علامت گروه به جدول ۳-۴ و شکل ۳-۳ مراجعه کنید. اگر خاک غیرآلی باشد، برای تعیین نام گروه به شکل ۳-۵ و اگر آلی باشد، به شکل ۳-۶ مراجعه نمایید. شکل ۳-۳ نمودار خمیری نام دارد که توسط کازاگرانده تهیه شده و سپس اصلاح گردیده است.



شکل ۳-۳ نمودار خمیری



علامت گروه	نام گروه
GW	<15% sand → Well-graded gravel
	≥15% sand → Well-graded gravel with sand
GP	<15% sand → Poorly graded gravel
	≥15% sand → Poorly graded gravel with sand
GW-GM	<15% sand → Well-graded sand with silt
	≥15% sand → Well-graded gravel with silt and sand
GW-GC	<15% sand → Well-graded gravel with clay (or silty clay)
	≥15% sand → Well-graded gravel with clay and sand (or silty clay and sand)
GP-GM	<15% sand → Poorly graded gravel with silt
	≥15% sand → Poorly graded gravel with silt and sand
GP-GC	<15% sand → Poorly graded gravel with clay (or silty clay)
	≥15% sand → Poorly graded gravel with clay and sand (or silty clay and sand)
GM	<15% sand → Silty gravel
	≥15% sand → Silty gravel with sand
GC	<15% sand → Clayey gravel
	≥15% sand → Clayey gravel with sand
GC-GM	<15% sand → Silty clayey gravel
	≥15% sand → Silty clayey gravel with sand
SW	<15% gravel → Well-graded sand
	≥15% gravel → Well-graded sand with gravel
SP	<15% gravel → Poorly graded sand
	≥15% gravel → Poorly graded sand with gravel
SW-SM	<15% gravel → Well-graded sand with silt
	≥15% gravel → Well-graded sand with silt and gravel
SW-SC	<15% gravel → Well-graded sand with clay (or silty clay)
	≥15% gravel → Well-graded sand with clay and gravel (or silty clay and gravel)
SP-SM	<15% gravel → Poorly graded sand with silt
	≥15% gravel → Poorly graded sand with silt and gravel
SP-SC	<15% gravel → Poorly graded sand with clay (or silty clay)
	≥15% gravel → Poorly graded sand with clay and gravel (or silty clay and gravel)
SM	<15% gravel → Silty sand
	≥15% gravel → Silty sand with gravel
SC	<15% gravel → Clayey sand
	≥15% gravel → Clayey sand with gravel
SC-SM	<15% gravel → Silty clayey sand
	≥15% gravel → Silty clayey sand with gravel

gravel = شن

poorly graded = دانه‌بندی بد

organci = آلی

fat clay = رس چاق

silty gravel = شن لای دار

sand = ماسه

silt = لای

inorganic = غیرآلی

silty sand = ماسه لای دار

clayey gravel = شن رس دار

well graded = دانه‌بندی خوب

clay = رس

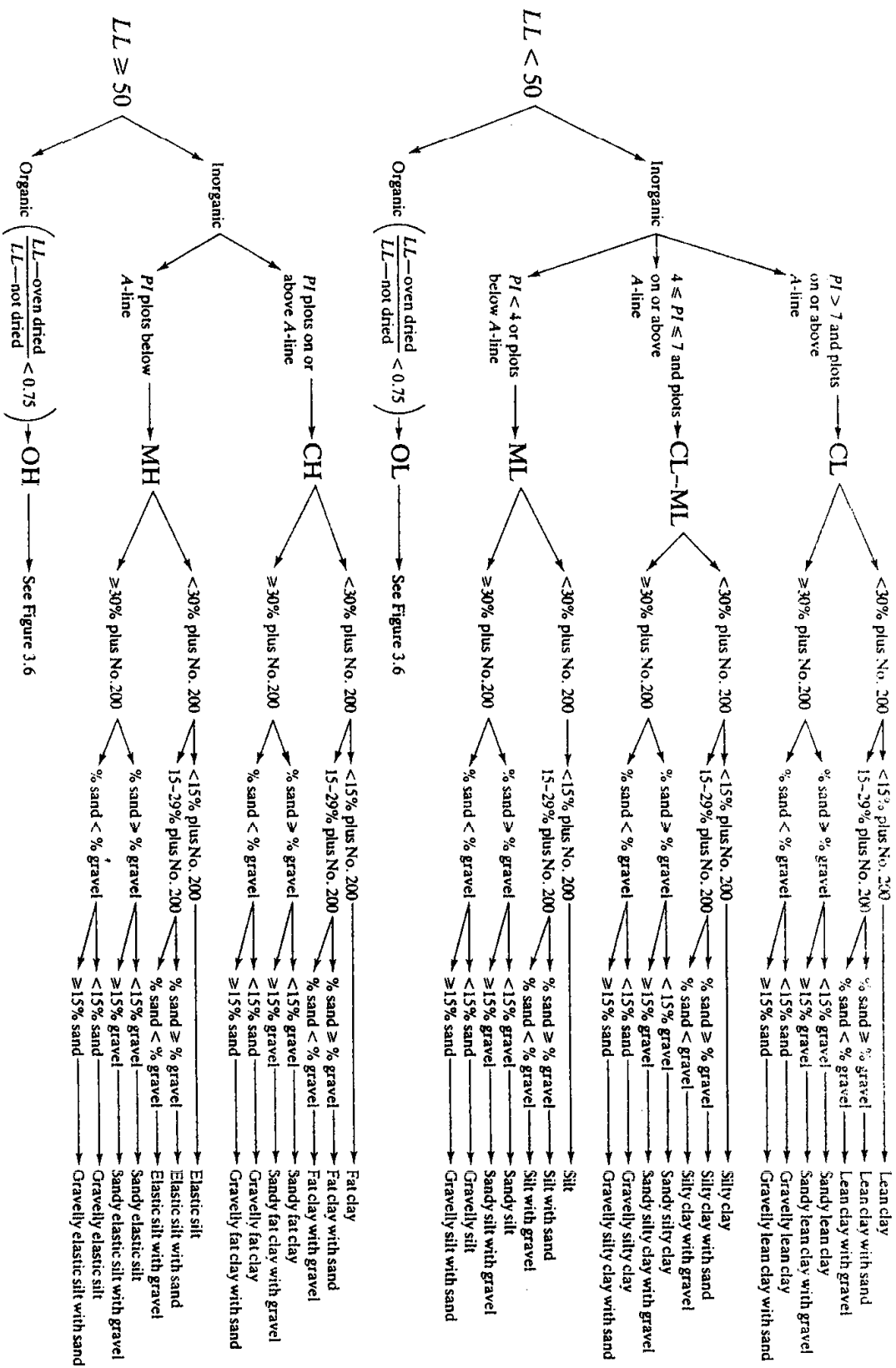
lean clay = رس لاغر

clayey sand = ماسه رس دار

شکل ۳-۴ نمودار تعیین علامت و نام گروه برای خاکهای شنی و ماسه‌ای

علامت گروه

نام گروه

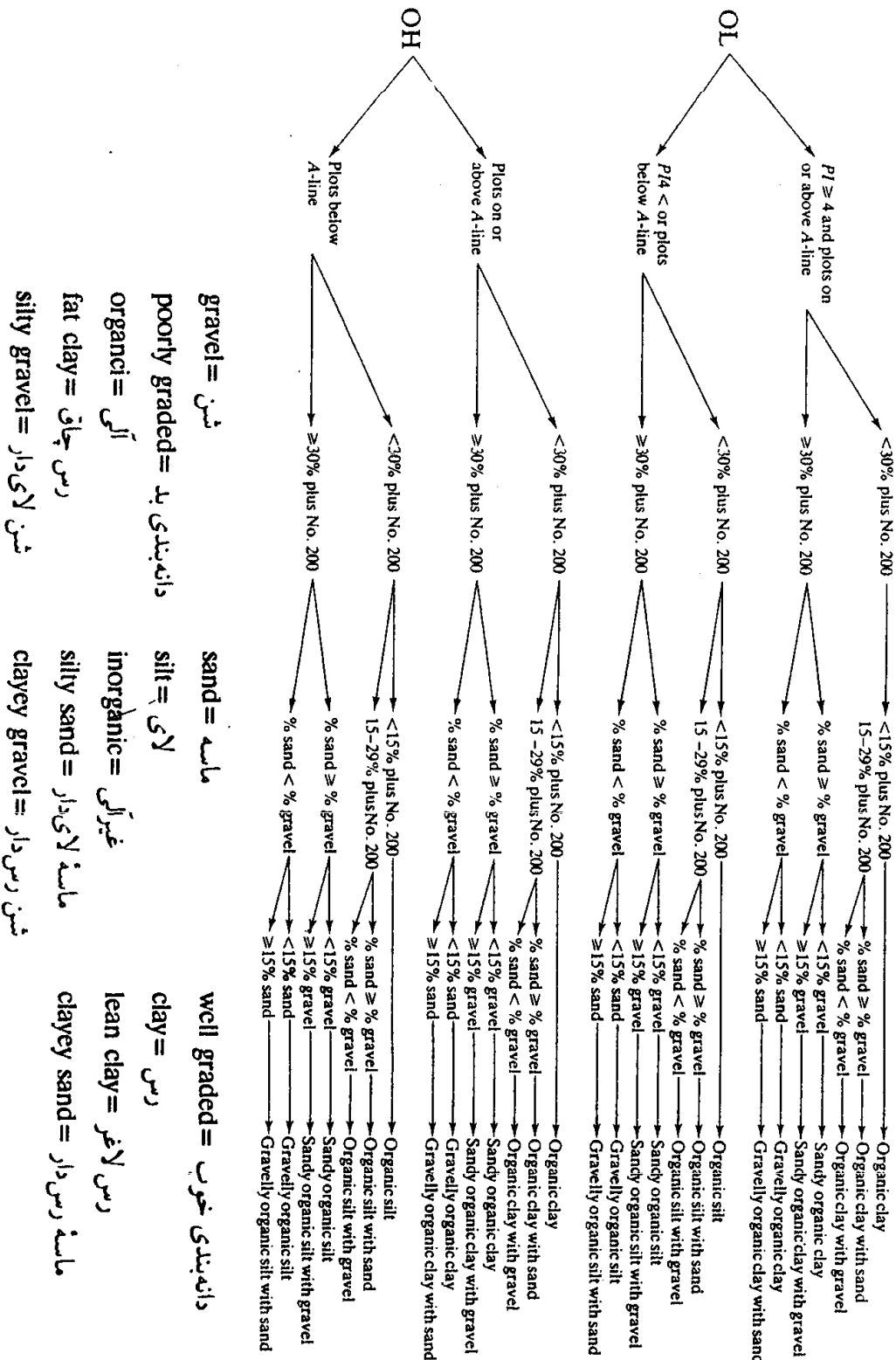


شکل ۳-۵ نمودار تعیین علامت و نام گروه برای خاکهای رسی و لای فیروالی

۳. طبقه بندی خاک

علامت گروه

نام گروه



- gravel = شن
- poorly graded = دانه بندی بد
- organici = آلی
- fat clay = رس چاق
- silty gravel = شن لای دار
- sand = ماسه
- silt = لای
- inorganic = غیر آلی
- silty sand = ماسه لای دار
- clayey gravel = شن رس دار
- well graded = دانه بندی خوب
- clay = رس
- lean clay = رس لاغر
- clayey sand = ماسه رس دار

شکل ۳-۶ نمودار برای تعیین علامت و نام گروه خاکهای رسی و لای آلی

## مثال ۳-۳

در شکل ۷-۳ منحنی دانه‌بندی برای دو نوع خاک نشان داده شده است. حد مایع و خمیری برای قسمت عبوری از الک نمره ۴۰ به شرح زیر است:

	خاک A	خاک B
حد مایع	۳۰	۲۶
حد خمیری	۲۲	۲۰

مطلوب است طبقه‌بندی خاک در سیستم طبقه‌بندی متحد.

حل:

خاک A

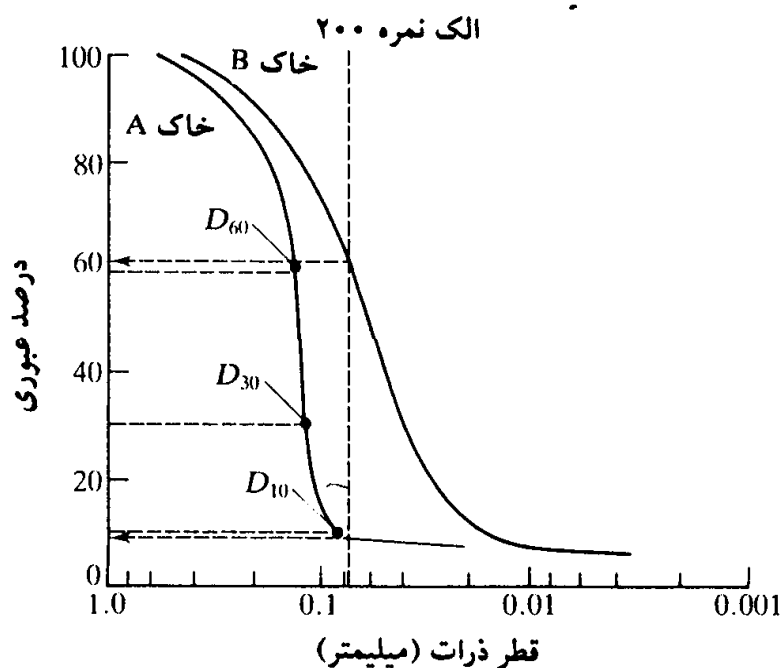
نمودار دانه‌بندی نشان می‌دهد که درصد عبوری از الک نمره ۲۰۰  $F = 8\% < 50\%$  است، در نتیجه خاک درشت‌دانه است. درصد عبوری از الک نمره ۴ نیز ۱۰۰ درصد. بنابراین:

$$F_1 = 100 - 8 = 92\% > \frac{100 - F}{2} = 46\%$$

پس خاک ماسه‌ای است. با استفاده از شکل ۷-۳،  $D_{10} = 0.085$ ،  $D_{30} = 0.12$  و  $D_{60} = 0.135$  میلیمتر به دست می‌آید. پس:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{0.135}{0.085} = 1.59 < 6$$

$$C_e = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}} = \frac{(0.12)^2}{0.085 \times 0.135} = 1.25 > 1$$



شکل ۷-۳ منحنی دانه‌بندی برای خاکهای A و B مثال ۳-۳

با حد مایع مساوی ۳۰ و نشانه خمیری  $7 > 8 = 22 - 30$ ، خاک در روی خط A در شکل ۳-۳ قرار می‌گیرد. پس علامت گروه، SP-SC است.

#### خاک B

برای این خاک درصد عبوری از الک نمره ۲۰۰،  $F = 61\% > 50\%$  است. در نتیجه خاک ریزدانه (رسی بالایی) می‌باشد. مقدار  $LL = 26$  و  $PI = 26 - 20 = 6$  است. در نتیجه طبق جدول ۳-۴ و شکل ۳-۳، خاک در ناحیه سایه‌خورده در شکل ۳-۳ (نمودار خمیری) قرار می‌گیرد. سپس خاک CI-MI است.

#### مثال ۳-۴

با مراجعه به مثال ۳-۳، نام گروه خاکهای A و B را تعیین کنید.

حل:

#### خاک A

چون خاک SP-SC است، به شکل ۳-۴ مراجعه می‌شود. با توجه به اینکه درصد شن (عبوری از الک ۷۵ میلیمتر و مانده روی الک نمره ۴) مساوی صفر (یعنی کوچکتر از ۱۵ درصد) است، نام گروه ماسه بد دانه‌بندی شده همراه بارس (Poorly graded sand with clay) می‌باشد.

#### خاک B

با فرض خاک غیرآلی، به شکل ۳-۵ مراجعه می‌شود. مقدار  $F = 61\%$  و  $100 - F = 39\% > 30\%$  می‌باشد. درصد شن نیز صفر است. بنابراین درصد ماسه بزرگتر از درصد شن است و نام خاک رس لای‌دار و ماسه‌دار (sandy silty clay) می‌باشد.

### ۳-۳ مقایسه بین سیستمهای طبقه‌بندی آشتو و متحد

هر دو سیستم طبقه‌بندی خاک، آشتو و متحد، بر مبنای بافت و خاصیت خمیری خاک قرار دارند. همچنین هر دو سیستم خاکها را با معیار قرار دادن الک نمره ۲۰۰، به دو طبقه درشت‌دانه و ریزدانه تقسیم می‌کنند. طبق سیستم آشتو، در صورتی خاک ریزدانه در نظر گرفته می‌شود که بیشتر از ۳۵ درصد آن از الک نمره ۲۰۰ عبور نماید. طبق سیستم متحد، در صورتی خاک ریزدانه در نظر گرفته می‌شود که بیشتر از ۵۰ درصد آن از الک نمره ۲۰۰ عبور نماید. یک خانه درشت‌دانه که ریزدانه‌های آن بزرگتر از ۳۵ درصد باشد، همانند مصالح ریزدانه رفتار خواهد کرد. علت امر آن است که در خاک به قدر کافی ریزدانه وجود دارد که فضای بین درشت‌دانه‌ها را پر کرده و آنها را از یکدیگر دور نگه دارد. از این نقطه نظر آیین‌نامه آشتو مناسبتر است. در سیستم آشتو الک نمره ۱۰ به عنوان مرز بین ماسه و شن است. در حالی که در سیستم متحد، این مرز الک نمره ۴ می‌باشد. از نقطه نظر محدوده‌های

جداکننده اندازه ذرات، الک نمرة ۱۰ مقبولیت بیشتری به عنوان حد بالای ماسه دارد. این حد در تکنولوژی بتن و مصالح اساس و زیراساس شاهراهها نیز مورد استفاده قرار می‌گیرد.

در سیستم متحد، خاکهای شن‌دار و ماسه‌دار به‌طور واضح از یکدیگر جدا شده‌اند، لیکن در سیستم آشتو خیر (مخصوصاً گروه A-2 که شامل طیف متنوعی از خاکهاست). علائمی نظیر GW، SM، CH و سایرین که در سیستم طبقه‌بندی متحد مورد استفاده قرار می‌گیرند، توصیف بهتری از خاکها ارائه می‌دهند تا حروفی مثل A که در سیستم آشتو مورد استفاده قرار می‌گیرند.

طبقه‌بندی خاکهای آلی نظیر OH، OL، Pi در سیستم طبقه‌بندی متحد منظور شده است. در حالی که در سیستم آشتو جایی برای خاکهای آلی وجود ندارد.

لیو<sup>۱۴</sup> (۱۹۶۷) مقایسه‌ای بین سیستم طبقه‌بندی آشتو و متحد انجام داده که نتایج آن در جدول ۳-۵ و ۳-۶ ارائه شده است.

جدول ۳-۵ مقایسه سیستم طبقه‌بندی آشتو با سیستم متحد

گروه خاک در طبقه‌بندی آشتو	گروه خاک معادل در طبقه‌بندی متحد		
	محتملترین	ممکن	ممکن ولی غیرمحمّل
A-1-a	GW, GP	SW, SP	GM, SM
A-1-b	SW, SP GM, SM	GP	—
A-3	SP	—	SW, GP
A-2-4	GM, SM	GC, SC	GW, GP, SW, SP
A-2-5	GM, SM	—	GW, GP, SW, SP
A-2-6	GC, SC	GM, SM	GW, GP, SW, SP
A-2-7	GM, GC, SM, SC	—	GW, GP, SW, SP
A-4	ML, OL	CL, SM, SC	GM, GC
A-5	OH, MH, ML, OL	—	SM, GM
A-6	CL	ML, OL, SC	GC, GM, SM
A-7-5	OH, MH	ML, OL, CH	GM, SM, GC, SC
A-7-6	CH, CL	ML, OL, SC	OH, MH, GC, GM, SM

جدول ۳-۶ مقایسه سیستم طبقه‌بندی آشتو با سیستم متحد

گروه خاک در طبقه‌بندی متحد	گروه معادل در طبقه‌بندی آشتو		
	محتملترین	ممکن	ممکن ولی غیرمحمتمل
GW	A-1-a	—	A-2-4, A-2-5, A-2-6, A-2-7
GP	A-1-a	A-1-b	A-3, A-2-4, A-2-5, A-2-6, A-2-7
GM	A-1-b, A-2-4, A-2-5, A-2-7	A-2-6	A-4, A-5, A-6, A-7-5, A-7-6, A-1-a
GC	A-2-6, A-2-7	A-2-4, A-6	A-4, A-7-6 A-7-5
SW	A-1-b	A-1-a	A-3, A-2-4, A-2-5, A-2-6, A-2-7
SP	A-3, A-1-b	A-1-a	A-2-4, A-2-5, A-2-6, A-2-7
SM	A-1-b, A-2-4, A-2-5, A-2-7	A-2-6, A-4, A-5	A-6, A-7-5, A-7-6, A-1-a
SC	A-2-6, A-2-7	A-2-4, A-6, A-4, A-7-6	A-7-5
ML	A-4, A-5	A-6, A-7-5	—
CL	A-6, A-7-6	A-4	—
OL	A-4, A-5	A-6, A-7-5, A-7-6	—
MH	A-7-5, A-5	—	A-7-6
CH	A-7-6	A-7-5	—
OH	A-7-5, A-5	—	A-7-6
Pt	—	—	—

## مسائل فصل سوم

۱-۳ تا ۲۰-۳ - خاکهای زیر را طبق طبقه‌بندی بافت اداره کشاورزی ایالات متحده طبقه‌بندی نمایید.

دانه‌بندی (درصد)

شماره مسئله	شن	ماسه	لای	رس
۱-۳	0	30	30	40
۲-۳	0	20	70	10
۳-۳	0	10	80	10
۴-۳	0	5	60	35
۵-۳	0	25	65	10
۶-۳	0	8	32	60
۷-۳	0	5	16	79
۸-۳	0	5	7	68
۹-۳	15	20	35	30
۱۰-۳	20	40	22	18
۱۱-۳	14	50	20	16
۱۲-۳	24	30	30	16
۱۳-۳	18	52	22	8
۱۴-۳	14	65	15	6
۱۵-۳	15	32	25	28
۱۶-۳	0	48	40	12
۱۷-۳	0	35	40	25
۱۸-۳	0	20	38	42
۱۹-۳	0	15	62	23
۲۰-۳	0	16	37	47

۲۱-۳ تا ۴۰-۳ - خاکهای زیر را طبق طبقه‌بندی آشتو طبقه‌بندی نمایید.

درصد ریزتر

شماره مسئله	نمره ۱۰	نمره ۴۰	نمره ۲۰۰	حد مایع	حد خمیری
۲۱-۳	100	82	38	42	23
۲۲-۳	100	71	46	32	18
۲۳-۳	92	81	51	29	16
۲۴-۳	100	58	32	32	14
۲۵-۳	95	69	30	42	24
۲۶-۳	90	70	34	38	30
۲۷-۳	48	29	8	—	2
۲۸-۳	61	44	22	—	NP
۲۹-۳	81	57	9	—	NP
۳۰-۳	100	80	64	47	29
۳۱-۳	100	92	55	39	21
۳۲-۳	100	72	48	32	23
۳۳-۳	94	85	52	43	34
۳۴-۳	40	23	12	—	NP
۳۵-۳	88	72	46	36	24
۳۶-۳	72	61	33	36	22
۳۷-۳	100	92	78	61	26
۳۸-۳	100	84	71	55	21
۳۹-۳	100	78	8	—	NP
۴۰-۳	100	87	68	34	25



۳- ۴۱ تا ۴۵ - خاکهای زیر را طبق سیستم متحد طبقه بندی نمایید. علامت و نام گروه را بنویسید.

## درصد عبوری

شماره مسئله	No. 4	No. 10	No. 20	No. 40	No. 60	No. 100	No. 200	حد مایع	نشانه خمیری
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

۳- ۴۶ تا ۶۶ - خاکهای زیر را طبق سیستم متحد طبقه بندی نمایید. علامت و نام گروه را بنویسید.

شماره مسئله	شن (%)	ماسه (%)	لای و رس (%)	حد مایع	نشانه خمیری	$C_c$	$C_u$
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			3.4	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	82	8	39	8	3.9	2.1
۶۵-۳	0	24	76	55	26		
۶۶-۳	0	10	90	61	34		

## فهرست علائم فصل سوم

$C_c$	coefficient of gradation	ضریب دانه بندی
$C_u$	uniformity coefficient	ضریب یکنواختی
$D_{10}, D_{30}, D_{60}$	diameters through which, respectively, 10%, 30%, and 60% soil will pass	
$F$	percent finer than no. 200 sieve	درصد عبوری از الک نمرة ۲۰۰
$GI$	group index	نشانه گروه
$LL$	liquid limit	حد مایع
$PI$	plasticity index	نشانه خمیری

# اصول مهندسی ژئوتکنیک

## جلد ۱: مکانیک خاک

مؤلف: ایراجا.ام.داس

مترجم: شاپور طاحونی

# فصل چهارم

## فصل ۴

## جریان آب در خاک

### نفوذپذیری و نشت<sup>۲</sup> (زه‌آب)

خاک مجموعه‌ای از ذرات جامد و حفرات بین آنهاست. در نتیجه آب می‌تواند از یک نقطه پراترزی به نقطه کم‌انرژی‌تر جریان پیدا کند. مطالعه جریان آب در محیط متخلخل خاک اهمیت زیادی در مکانیک خاک دارد. این مسئله از نقطه نظر تخمین میزان جریانهای زیرزمینی تحت شرایط هیدرولیکی مختلف، زهکشی در حین اجرای ساختمانها در داخل سفره‌های آب زیرزمینی، مطالعه پایداری سدهای خاکی و سازه‌های حایل خاک تحت نیروهای نشت، و همچنین تحکیم خاکهای رسی، حائز اهمیت می‌باشد.

#### ۴-۱ گرادیان (شیب) هیدرولیکی

طبق رابطه برنولی، بار آبی کل<sup>۳</sup> یک نقطه آب در حال جریان، مجموع بار فشار، بار سرعت و بار ارتفاعی می‌باشد. یعنی:

$$h = \frac{p}{\gamma_w} + \frac{v^2}{2g} + Z \quad (4-1)$$

$\uparrow$                        $\uparrow$                        $\uparrow$   
 بار فشار              بار سرعت              بار ارتفاع

که در آن:

$$h = \text{بار آبی کل}$$

$$p = \text{فشار}$$

$$v = \text{سرعت}$$

$g =$  شتاب ثقل

$\gamma_w =$  وزن مخصوص آب

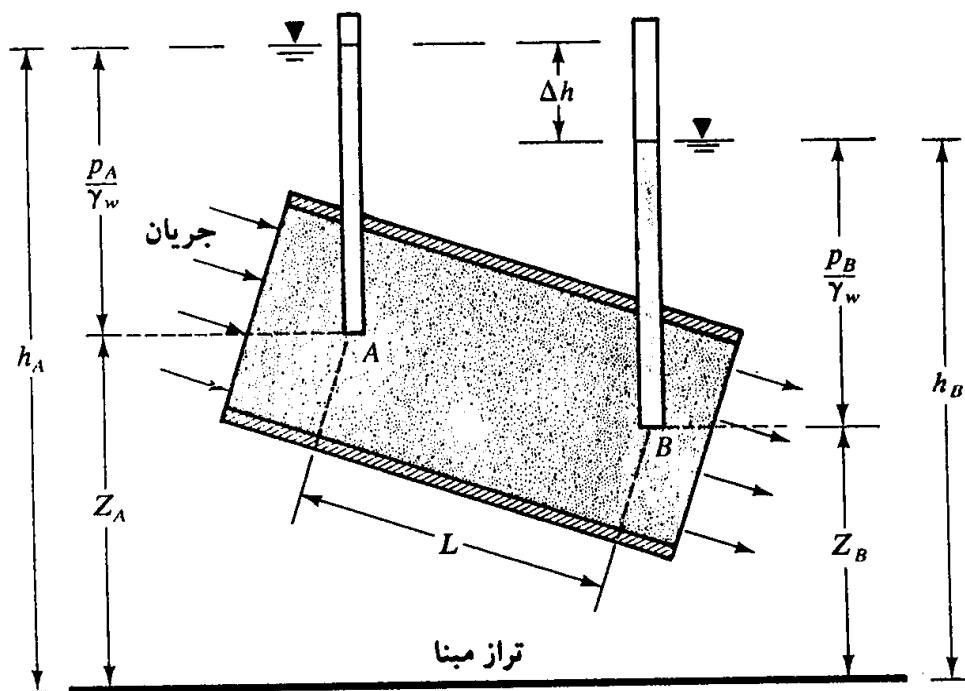
اگر رابطه برنولی برای حالت جریان آب از داخل محیط متخلخل خاک در نظر گرفته شود، به علت سرعت کم جریان، از بار سرعت می توان صرف نظر کرد و بار آبی کل را به صورت زیر نوشت:

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

شکل ۱-۴ 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 های پیزومتری نصب شده در نقاط  $A$  و  $B$ ، به ترتیب تراز پیزومتری نقاط  $A$  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:

$$\Delta h = h_A - h_B = \left( \frac{p_A}{\gamma_w} + Z_A \right) - \left( \frac{p_B}{\gamma_w} + Z_B \right) \quad (۳-۴)$$



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

افت بار  $\Delta h$  را می توان در شکل بی بعد به صورت زیر نوشت:

$$i = \frac{\Delta h}{L}$$

(۴-۴)

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)

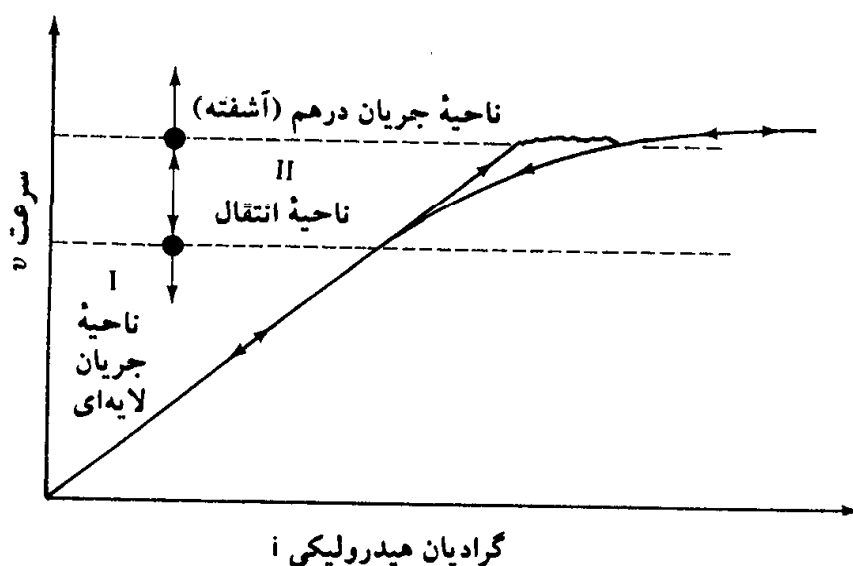
پ - ناحیه جریان درهم (آشفته) (ناحیه III)

وقتی که شیب هیدرولیکی بتدریج 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 خاکها، جریان آب از فضای حفرات بین دانه های خاک را می توان لایه ای فرض نمود که برای آن:

$$v \propto i$$

(۴-۵)

در سنگها، شن و ماسه درشت، ممکن است جریان آشفته وجود داشته باشد که برای این حالت



شکل ۴-۲ تغییرات سرعت  $v$  با گرادیان هیدرولیکی  $i$

رابطه ۴ - ۵ اعتبار خود را از دست می‌دهد.

## ۲-۴ قانون دارسی

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

$$v = ki$$

(۴ - ۶)

که در آن:

$v$  = سرعت جریان که عبارت است از مقدار آبی که در واحد زمان از واحد سطح  $(\frac{m^3}{m^2s} = \frac{m}{s})$

عمود بر امتداد جریان، عبور می‌کند.

$k$  = ضریب نفوذپذیری (m/s)

رابطه ۴ - ۶ بر مبنای مشاهدات تجربی دارسی از حرکت آب در ماسه تمیز تدوین یافته است.

مشاهده می‌شود که رابطه فوق مشابه رابطه ۴ - ۵ است و هر دو رابطه برای شرایط جریان لایه‌ای و هر نوع خاکی معتبر هستند.

در رابطه ۴ - ۶،  $v$  سرعت جریان آب بر پایه سطح مقطع کلی خاک می‌باشد. لیکن سرعت

واقعی جریان آب (به عبارت دیگر سرعت نشت) در فضای بین ذرات بزرگتر از  $v$  است. با مراجعه

به شکل ۴ - ۳ می‌توان رابطه‌ای بین سرعت جریان و سرعت نشت آب به دست آورد. 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 می‌توان نوشت:

$$q = vA = A_v v_s \quad (۴ - ۷)$$

که در آن:

$v_s$  = سرعت نشت

$A_v$  = سطح مقطع حفرات در مقطع عرضی نمونه

از طرفی:

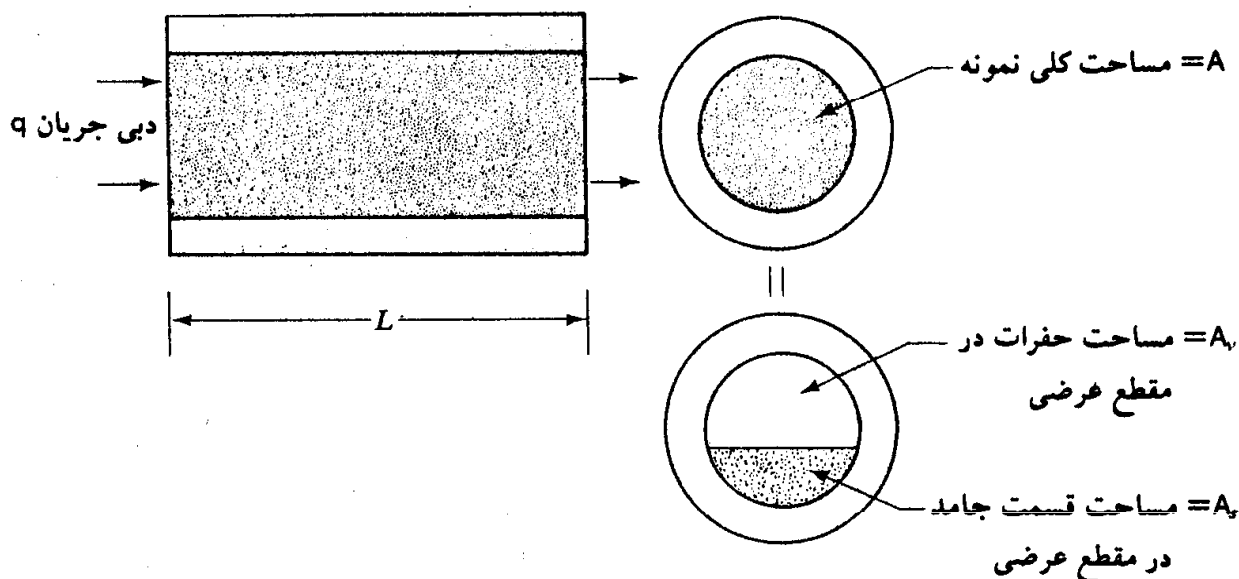
$$A = A_v + A_s \quad (۴ - ۸)$$

که در آن:

$A_s$  = سطح مقطع قسمت جامد در مقطع عرضی نمونه

با ترکیب روابط ۴ - ۷ و ۴ - ۸ می‌توان نوشت:

$$q = v(A_v + A_s) = A_v v_s$$



شکل ۴-۳ شکل مربوط به حصول رابطه ۴-۱۰

یا:

$$v_s = \frac{v(A_v + A_s)}{A_v} = \frac{v(A_v + A_s)L}{A_v L} = \frac{v(V_v + V_s)}{V_v} \quad (۹-۴)$$

رابطه ۴-۹ را می توان به صورت زیر بازنویسی کرد:

$$v_s = v \left[ \frac{1 + \left( \frac{V_v}{V_s} \right)}{\frac{V_v}{V_s}} \right] = v \left( \frac{1 + e}{e} \right) = \frac{v}{n} \quad (۱۰-۴)$$

که در آن:

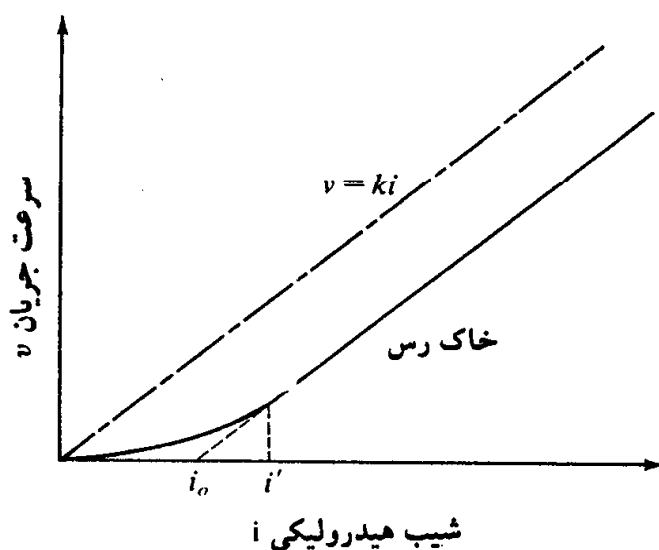
 $e =$  نسبت تخلخل $n =$  پوکی

از رابطه داری (رابطه ۴-۶)، این طور برمی آید که بین سرعت جریان  $v$  و شیب هیدرولیکی  $i$  یک رابطه خطی وجود دارد که از مرکز مختصات می گذرد (شکل ۴-۴). هانسبو (۱۹۶۰) بر پایه مطالعات تجربی در روی چهار نمونه رسی دست نخورده طبیعی، چنین نتیجه گیری کرد که یک شیب هیدرولیکی مثل  $i'$  وجود دارد که برای آن (شکل ۴-۴):

$$v = k(i - i') \quad (\text{برای } i \geq i') \quad (۱۱-۴)$$

و

$$v = k i^m \quad (\text{برای } i < i') \quad (۱۲-۴)$$



شکل ۴-۲ تغییرات سرعت جریان با شیب هیدرولیکی در خاک رس

رابطه ۴-۱۲ این را می‌رساند که برای شیبهای هیدرولیکی کوچک رابطه بین  $v$  و  $i$  غیرخطی است. مقدار  $m$  در رابطه ۴-۱۲ برای چهار نوع خاک رسی در حدود  $1/5$  است. لیکن مطالعات متعدد دیگری وجود دارد که نتایج کار هانسبو را رد می‌کنند. این نتایج با جزییات کامل توسط میشل<sup>۴</sup> (۱۹۷۶) مورد بررسی قرار گرفتند. با در نظر گرفتن تمام جوانب، میشل اینگونه نتیجه‌گیری کرد که قانون دارسی معتبر است.

### ۴-۳ ضریب نفوذپذیری

ضریب نفوذپذیری<sup>۵</sup> دارای همان واحد سرعت جریان است. نام ضریب نفوذپذیری اغلب توسط مهندسان ژئوتکنیک مورد استفاده قرار می‌گیرد. زمین‌شناسان به همین مفهوم، ضریب هدایت هیدرولیکی<sup>۶</sup> می‌گویند. در دستگاه آحاد SI، ضریب نفوذپذیری برحسب سانتیمتر برثانیه و یا متر در روز بیان می‌شود.

ضریب نفوذپذیری خاکها به عوامل متعددی بستگی دارد. این عوامل عبارتند از: ویسکوزیته سیال، اندازه و توزیع اندازه‌ای حفرات، منحنی دانه‌بندی، نسبت تخلخل، زبری سطح دانه‌ها و درجه اشباع خاک. در خاکهای رس‌دار، ساختار خاک تأثیر مهمی در ضریب نفوذپذیری دارد. سایر عوامل مهم که در نفوذپذیری رسها مؤثرند، عبارتند از: تمرکز یونی و ضخامت لایه آبی که در اطراف ذرات رسی نگه داشته شده است.

4- Mitchell

5- coefficient of permability

6- hydraulic conductivity



ضریب نفوذپذیری برای خاکهای مختلف به مقدار زیادی تفاوت می‌کند. در جدول ۴ - ۱، حدود تغییرات ضریب نفوذپذیری برای خاکهای مختلف ارائه شده است.

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 $10^{-6}$	0.00086 کمتر از

ضریب نفوذپذیری خاکهای غیراشباع کوچکتر است و با افزایش درجه اشباع، به سرعت افزایش پیدا می‌کند.

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

$$k = \frac{\gamma_w}{\eta} \bar{K}$$

(۴ - ۱۳)

که در آن:

$\gamma_w$  = وزن مخصوص آب

$\eta$  = ویسکوزیته آب

$\bar{K}$  = نفوذپذیری مطلق

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

#### ۴ - ۴ تعیین ضریب نفوذپذیری در آزمایشگاه

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

(الف) آزمایش با پتانسیل (بار آبی) ثابت

(ب) آزمایش با پتانسیل (بار آبی) نزولی.

در زیر به طور خلاصه هر دو آزمایش تشریح می‌شود.

## آزمایش با بار آبی ثابت (پتانسیل ثابت)

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:

$$Q = Avt = A(ki)t \quad (۴-۱۴)$$

که در آن:

$Q$  = حجم آب جمع شده

$A$  = سطح مقطع نمونه خاک

$t$  = مدت جمع آوری آب

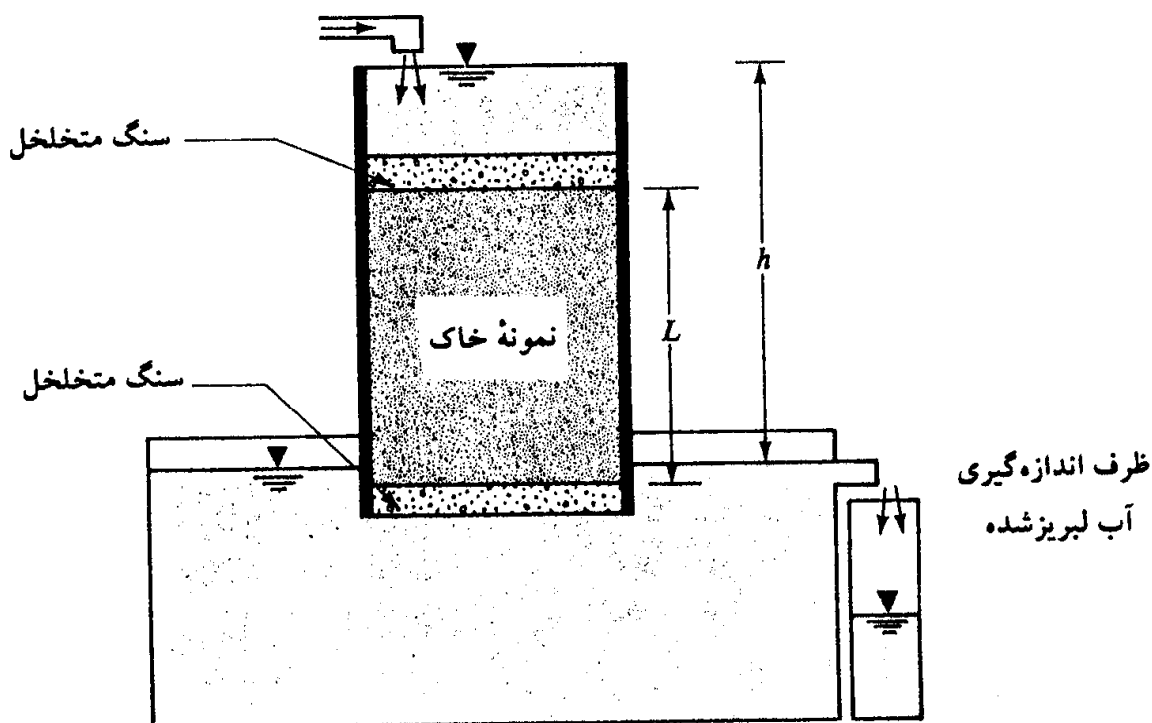
از طرفی می توان نوشت:

$$i = \frac{h}{L} \quad (۴-۱۵)$$

که در آن،  $L$  طول نمونه می باشد.

با قرار دادن رابطه ۴-۱۵ در رابطه ۴-۱۴ به دست می آید:

$$Q = A \left( k \frac{h}{L} \right) t \quad (۴-۱۶)$$



شکل ۵-۱ آزمایش نفوذپذیری با بار آبی ثابت

یا:

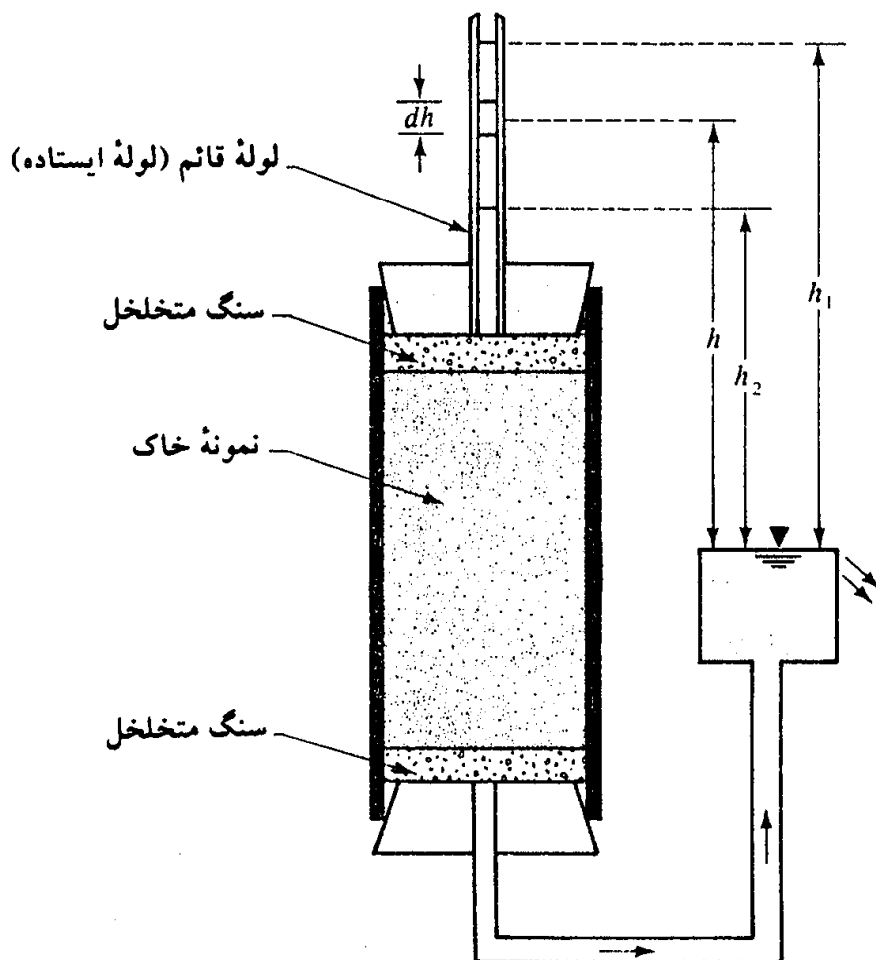
$$k = \frac{QL}{Aht}$$

(۴-۱۷)

آزمایش بار ثابت برای تعیین ضریب نفوذپذیری خاکهای درشت‌دانه که دارای ضریب نفوذپذیری بزرگی هستند، مفید می‌باشد.

### آزمایش با بار آبی نزولی (پتانسیل نزولی)

در شکل ۴-۶ اصول کلی دستگاه آزمایش تعیین نفوذپذیری با پتانسیل نزولی نشان داده شده است. آب از طریق یک لوله قائم وارد خاک می‌شود. در زمان  $t=0$  اختلاف پتانسیل اولیه  $h_1$  ثبت شده و به آب اجازه داده می‌شود که از میان نمونه خاک جریان یابد. اختلاف پتانسیل نهایی در زمان  $t=t_p$  مساوی  $h_2$  ثبت می‌گردد.



شکل ۴-۶ آزمایش نفوذپذیری با بار نزولی (پتانسیل نزولی)

دبی جریان آب از میان نمونه خاک در زمان  $t$  مطابق رابطه زیر خواهد بود:

$$q = k \frac{h}{L} \cdot A = -a \frac{dh}{dt} \quad (۱۸-۴)$$

که در آن:

$q$  = دبی جریان

$a$  = سطح مقطع لوله قائم

$A$  = سطح مقطع نمونه خاک

با مرتب کردن رابطه ۴ - ۱۸ به دست می آید:

$$dt = \frac{aL}{Ak} \left( -\frac{dh}{h} \right) \quad (۱۹-۴)$$

انتگرال گیری رابطه فوق با حدود زمان ۰ تا  $t$  برای سمت چپ و اختلاف پتانسیل  $h_1$  تا  $h_2$  برای طرف راست، به دست می دهد:

$$t = \frac{aL}{Ak} \log_e \frac{h_1}{h_2}$$

یا:

$$k = 2.303 \frac{aL}{At} \log_{10} \frac{h_1}{h_2} \quad (۲۰-۴)$$

آزمایش با پتانسیل (بار آبی) نزولی برای خاکهای ریزدانه با ضریب نفوذپذیری کم مفید است.

#### ۴-۵ تأثیر دمای آب بر روی $K$

رابطه ۴ - ۱۳ ضریب نفوذپذیری را تابعی از وزن و ویسکوزیته آب نشان می دهد که این دو کمیت اخیر به نوبه خود تابعی از درجه حرارت آزمایش هستند. بنابراین از رابطه ۴ - ۱۳ می توان نوشت:

$$\frac{k_{T_1}}{k_{T_2}} = \frac{\eta_{T_2} \gamma_w(T_1)}{\eta_{T_1} \gamma_w(T_2)} \quad (۲۱-۴)$$

که در آن:

$k_{T_1}, k_{T_2}$  = ضرایب نفوذپذیری در زمانهای  $T_1$  و  $T_2$

$\eta_{T_1}, \eta_{T_2}$  = ویسکوزیته آب در زمانهای  $T_1$  و  $T_2$

$$T_2 \text{ و } T_1 = \gamma_w(T_1) \cdot \gamma_w(T_2) \text{ وزن مخصوص آب در زمانهای } T_1 \text{ و } T_2$$

مرسوم است که مقدار ضریب نفوذپذیری  $k$  در درجه حرارت ۲۰ درجه سانتیگراد داده شود. در محدوده درجه حرارت آزمایش، می توان فرض کرد که:

$$\gamma_w(T_1) \approx \gamma_w(T_2)$$

بنابراین از رابطه ۴ - ۲۱ به دست می آید:

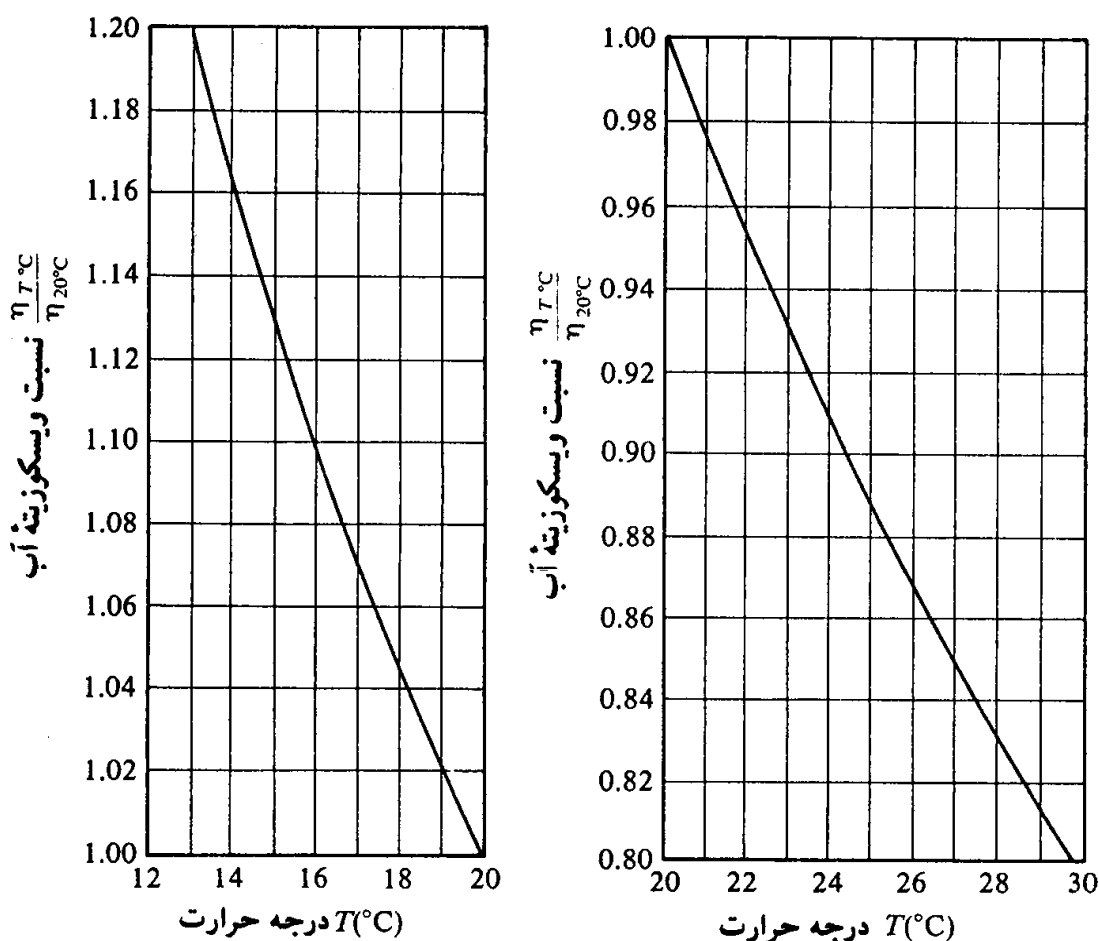
$$k_{20^\circ\text{C}} = \left( \frac{\eta_{T^\circ\text{C}}}{\eta_{20^\circ\text{C}}} \right) k_{T^\circ\text{C}}$$

(۴ - ۲۲)

در شکل ۴ - ۷، تغییرات  $\eta_{T^\circ\text{C}}/\eta_{20^\circ\text{C}}$  برای تغییرات درجه حرارت  $T$  از ۱۳ درجه سانتیگراد تا ۳۰ درجه سانتیگراد نشان داده شده است.

#### ۴-۶ روابط تجربی برای ضریب نفوذپذیری

در این بخش بعضی از روابط تجربی ارائه شده برای ضریب نفوذپذیری ارائه می شود.



شکل ۴ - ۷ تغییرات  $\eta_{T^\circ\text{C}}/\eta_{20^\circ\text{C}}$  با درجه حرارت  $T$  (°C)

برای ماسه نسبتاً یکنواخت (به عبارت دیگر، با ضریب یکنواختی کوچک)، هازن در سال ۱۹۳۰ یک رابطه تجربی برای ضریب نفوذپذیری به شکل زیر ارائه داد:

$$k \text{ (cm/sec)} = cD_{10}^2 \quad (۲۳-۴)$$

که در آن:

$c$  = ثابتی که مقدار آن بین ۱ تا ۱/۵ متغیر است.

$D_{10}$  = اندازه مؤثر برحسب میلیمتر

رابطه ۴ - ۲۳ بر پایه مشاهدات تجربی هازن در ماسه‌های فیلتر شل و تمیز تنظیم شده است.

ظهور مقدار کمی لای و رس در ماسه، ضریب نفوذپذیری را به مقدار قابل توجهی تغییر می‌دهد.

برای ماسه تمیز با دانه‌های ریز تا متوسط، کازاگرانده رابطه ساده زیر را برای ضریب

نفوذپذیری پیشنهاد می‌کند:

$$k = 1.4e^2 k_{0.85} \quad (۲۴-۴)$$

که در آن:

$k$  = ضریب نفوذپذیری در نسبت تخلخل  $e$

$k_{0.85}$  = ضریب نفوذپذیری در نسبت تخلخل ۰/۸۵

شکل دیگری از روابط که نتایج نسبتاً خوبی برای تخمین ضریب نفوذپذیری خاکهای ماسه‌ای

به دست می‌دهد، بر پایه رابطه کوزنی - کارمان<sup>۷</sup> قرار دارد. تعیین این رابطه در این قسمت مورد توجه

قرار نمی‌گیرد. علاقمندان می‌توانند به کتب مکانیک خاک پیشرفته مراجعه نمایند.\*

با اعمال رابطه کوزنی - کارمان به دست می‌آید:

$$k \propto \frac{e^3}{1+e} \quad (۲۵-۴)$$

که در آن  $k$  ضریب نفوذپذیری در نسبت تخلخل  $e$  است.

رابطه ۴ - ۲۵ را می‌توان به شکل زیر نوشت:

$$k = C_1 \frac{e^3}{1+e} \quad (۲۶-۴)$$

## 7- Kozeny-Carman

\* به عنوان مثال می‌توانید به کتاب زیر مراجعه نمایید:

DAS "Advanced Soil Mechanics" McGraw Hill-1983

که در آن  $C_1$  یک ثابت است.

آمر و آواد<sup>۱</sup> (۱۹۷۴) پیشنهاد کردند که ثابت  $C_1$  را می توان به صورت تابعی از اندازه مؤثر و ضریب یکنواختی ماسه نوشت. یا:

$$C_1 = C_2 D_{10}^{2.32} C_u^{0.6} \quad (۲۷ - ۴)$$

که در آن:

$$D_{10} = \text{اندازه مؤثر}$$

$$C_u = \text{ضریب یکنواختی}$$

$$C_2 = \text{مقدار ثابت}$$

با ترکیب روابط ۴ - ۲۶ و ۴ - ۲۷ به دست می آید:

$$k = C_2 D_{10}^{2.32} C_u^{0.6} \frac{e^3}{1+e} \quad (۲۸ - ۴)$$

بر پایه آزمونهای آزمایشگاهی انجام شده در روی نمونههای ماسه‌ای متوسط و ریز، شهابی، دس و تارکوین (۱۹۸۴)، روابط زیر را برای ضریب نفوذپذیری  $k$  پیشنهاد نمودند:

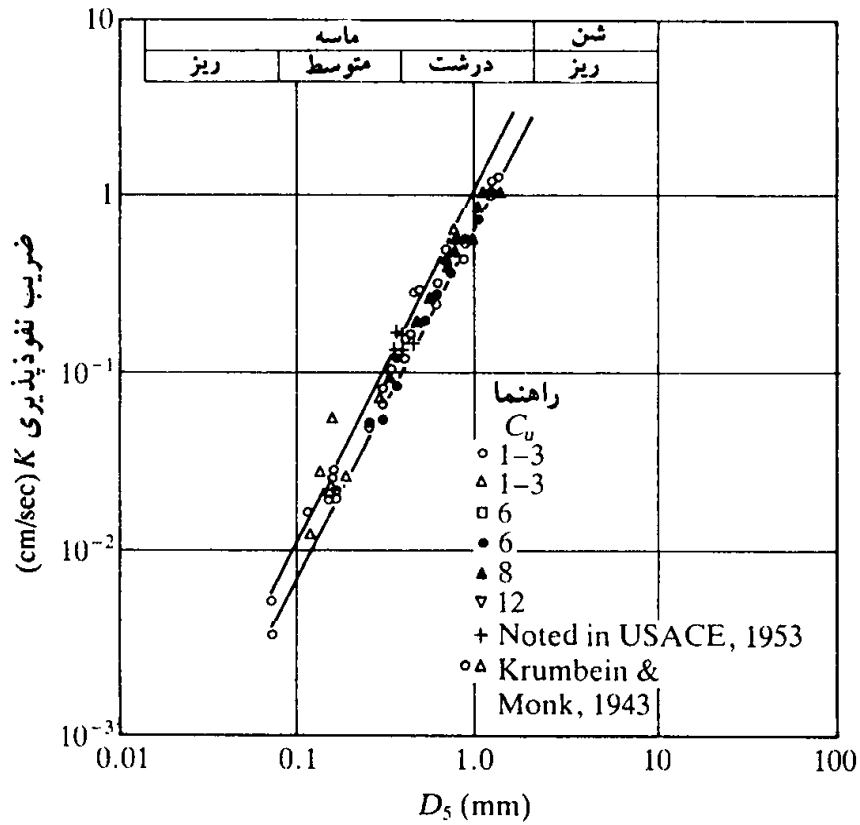
$$k = 1.2 C_u^{0.735} D_{10}^{0.89} \frac{e^3}{1+e} \quad (۲۹ - ۴)$$

همان طور که در انتهای بخش ۴ - ۱ اشاره شد، در ماسه‌های خیلی درشت و شن، می تواند شرایط آشفستگی جریان به وجود بیاید و قانون داری اعتبار خود را از دست دهد. لیکن تحت شیب هیدرولیکی کم، معمولاً شرایط جریان لایه‌ای وجود دارد. کنی، لائو و افگبو<sup>۹</sup> آزمونهای آزمایشگاهی بر روی مخلوطهای دانه‌ای با ذرات ۰/۰۷۴ تا ۲۵/۴ میلیمتر انجام دادند. ضریب یکنواختی  $C_u$  برای این نمونه‌ها بین ۱/۰۴ تا ۱۲ قرار داشت. تمام آزمونهای نفوذپذیری بر روی تراکم نسبی‌های بالای ۸۰ درصد انجام شد. بر مبنای این آزمایشها، ضریب نفوذپذیری برای جریانهای لایه‌ای به صورت زیر پیشنهاد شد:

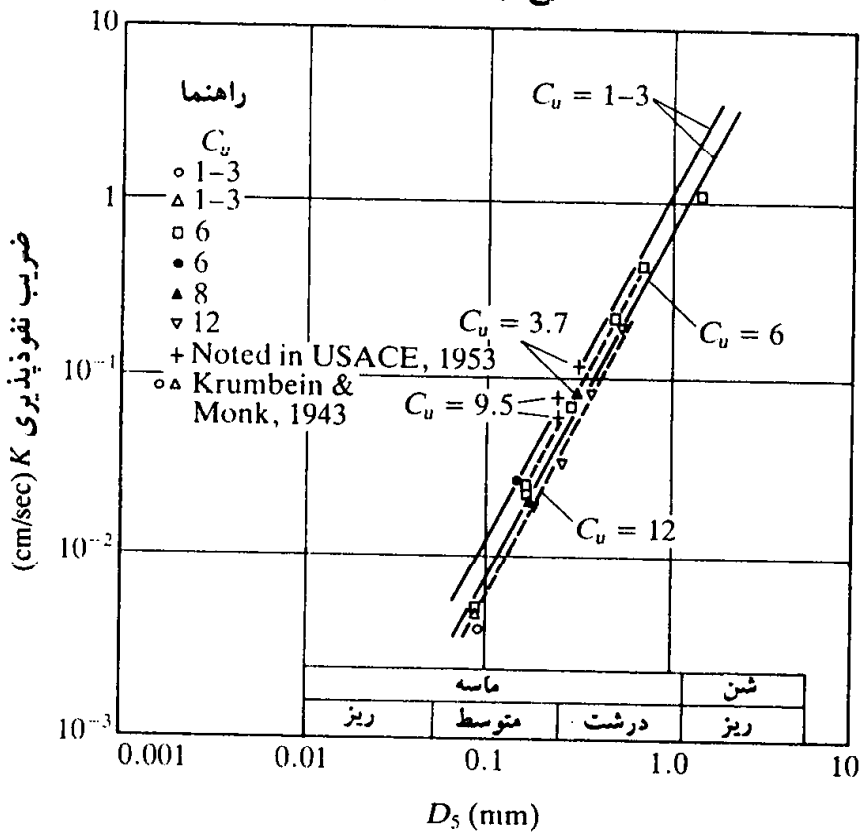
$$k \text{ (cm/sec)} = (0.05 \text{ تا } 1) D_s^2 \quad (۳۰ - ۴)$$

که در آن  $D_s$  قطری است که ۵ درصد ذرات خاک از آن عبور می نمایند.

اشکال ۴ - ۸ - الف و ب نتایجی را که رابطه ۴ - ۳۰ بر آن متکی است، نمایش می دهند.



الف: نتایج برای  $C_u$  بین ۱ تا ۳



ب: نتایج برای  $C_u$  بزرگتر از ۳

شکل ۸-۴ نتایج آزمایش نفوذپذیری که رابطه ۴-۳۰ بر آنها متکی است



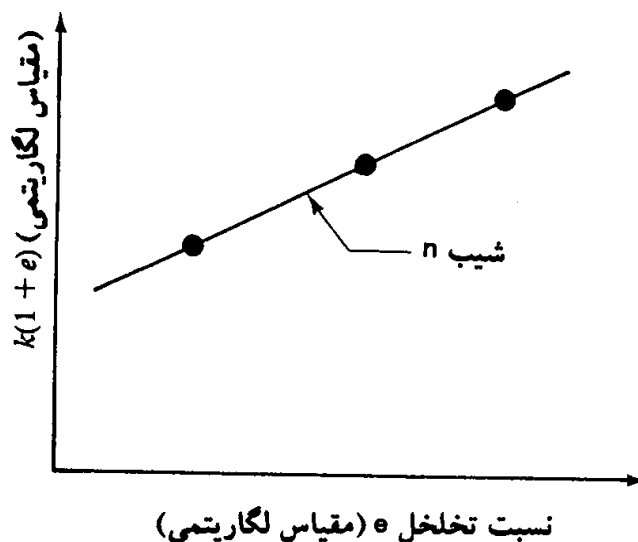
با توجه به مشاهدات تجربی، سامراسینگ، هانگ و درن ویش<sup>۱۱</sup> (۱۹۸۲) پیشنهاد کردند که ضریب نفوذپذیری رس عادی تحکیم یافته (برای تعریف به فصل ۷ مراجعه شود) را می توان طبق رابطه زیر نوشت:

$$k = C_3 \frac{e^n}{1 + e} \quad (۴ - ۳۱)$$

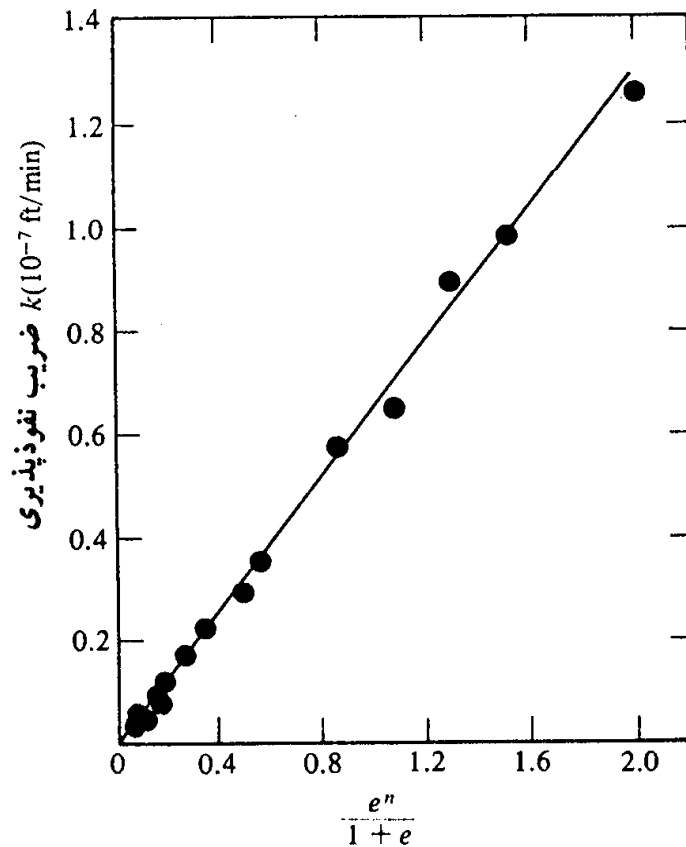
که در آن  $C_3$  و  $n$  ثابتهایی هستند که به صورت تجربی قابل تعیین می باشند. رابطه ۴ - ۳۱ را می توان به شکل زیر نوشت:

$$\log [k(1 + e)] = \log C_3 + n \log e \quad (۴ - ۳۲)$$

بنابراین برای هر نوع رس، اگر تغییرات  $k$  با نسبت تخلخل معلوم باشد، می توان یک نمودار لوگ - لوگ برای  $k(1 + e)$  در مقابل  $e$  برای تعیین مقدار  $C_3$  و  $n$  رسم کرد (شکل ۴-۹). شکل ۴-۱۰ تغییرات  $k$  را در مقابل  $e^n / (1 + e)$  برای خاک رس نیولیسکرد که توسط سامراسینگ، هانگ و درن ویش به دست آمده، نشان می دهد. به علت تغییرپذیری زیاد  $k$  در خاکهای طبیعی، روابط تجربی برای  $k$  ممکن است بسیار غیر قابل اعتماد باشند. روابط قابل ذکر دیگر برای خاکهای رسی، روابط تیلور (۱۹۴۸)، و مرسی و السون<sup>۱۱</sup> (۱۹۷۱) می باشد. طبق رابطه مرسی و السون داریم:



شکل ۴-۹ تغییرات  $\log[k(1+e)]$  در مقابل  $e$  برای رس عادی تحکیم یافته



شکل ۴-۱۰ تغییرات  $k$  در مقابل  $e^n/(1+e)$  برای خاک رس عادی تحکیم یافته نیولیسکور (ساماراشینگ، هانگ و درنویچ)

$$\log k = A' \log e + B' \quad (۴-۳۳)$$

که در آن  $A'$  و  $B'$  مقادیر ثابت می‌باشند.

رابطه تیلور (۱۹۴۸) را می‌توان به صورت زیر بیان نمود:

$$\log k = \log k_0 - \frac{e_0 - e}{C_k} \quad (۴-۳۴)$$

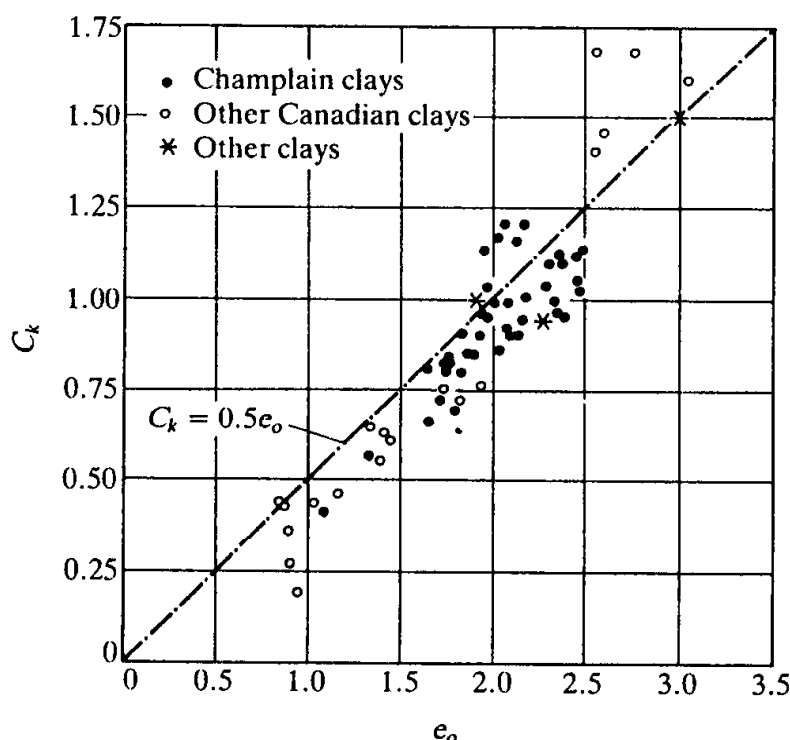
که در آن:

$k_0$  = ضریب نفوذپذیری درجا در نسبت تخلخل  $e_0$

$k$  = ضریب نفوذپذیری در نسبت تخلخل  $e$

$C_k$  = نشانه تغییر نفوذپذیری

تاواناس<sup>۱۲</sup> و همکاران (۱۹۸۳) برای  $e < 2.5$  پیشنهاد نمودند:



شکل ۴-۱۱ نتایج آزمایشگاهی که رابطه ۴-۳۵ از آنها استنتاج شده است.

$$C_k = 0.5 e_0$$

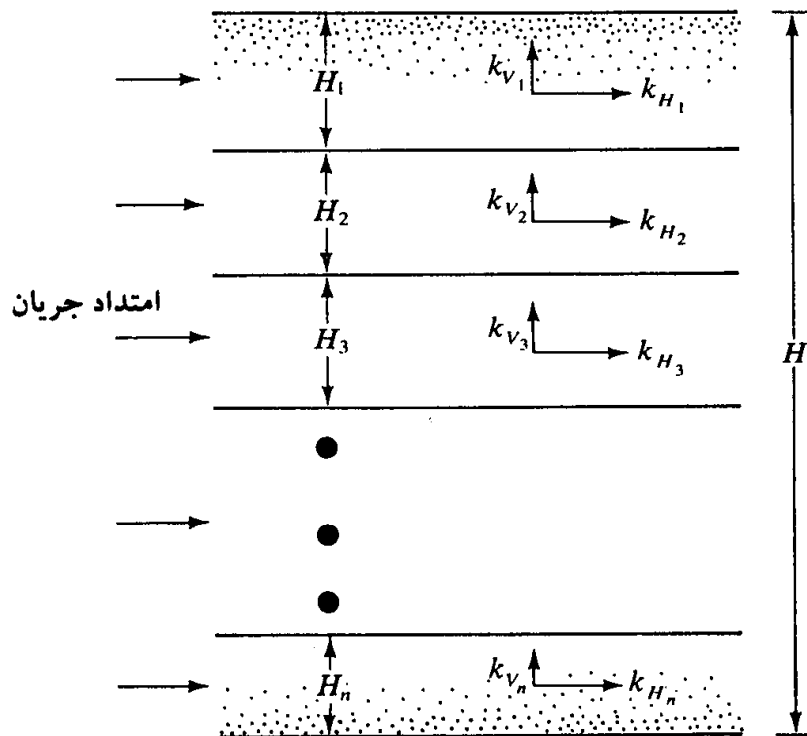
(۴-۳۵)

رابطه فوق براساس نتایج آزمایشگاهی طبق شکل ۴-۱۱ می باشد.

#### ۴-۷ نفوذپذیری معادل در خاکهای لایه بندی شده<sup>۱۳</sup>

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 لازم می باشد (ترزاقی و پک ۱۹۶۷). در زیر تعیین 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 ۴-۱۲ یک خاک  $n$  لایه با جریان در امتداد افق را نشان می دهد. مقطعی با طول واحد که از  $n$  لایه عبور داده شده و عمود بر امتداد جریان است، در نظر گرفته می شود. کل جریان عبور کرده از مقطع در زمان واحد می تواند به صورت زیر نوشته شود:



شکل ۴-۱۲ تعیین ضریب نفوذپذیری معادل - جریان افقی در خاکهای لایه‌بندی شده

$$q = v \cdot 1 \cdot H$$

$$= v_1 \cdot 1 \cdot H_1 + v_2 \cdot 1 \cdot H_2 + v_3 \cdot 1 \cdot H_3 + \dots + v_n \cdot 1 \cdot H_n \quad (۴ - ۳۶)$$

که در آن:

$v =$  سرعت متوسط جریان

$v_1, v_2, v_3, \dots, v_n =$  سرعت متوسط جریان در لایه‌های ۱ تا  $n$

اگر  $k_{H1}, k_{H2}, k_{H3}, \dots, k_{Hn}$  ضرایب نفوذپذیری لایه‌ها به‌طور جداگانه در امتداد افق و  $k_{H(eq)}$

ضریب نفوذپذیری معادل در امتداد افقی باشد، با استفاده از قانون داریسی می‌توان نوشت:

$$v = k_{H(eq)} \cdot i_{eq}; \quad v_1 = k_{H1} \cdot i_1; \quad v_2 = k_{H2} \cdot i_2; \quad v_3 = k_{H3} \cdot i_3; \dots;$$

$$v_n = k_{Hn} \cdot i_n$$

با جاگذاری روابط قبل برای سرعت در رابطه ۴ - ۳۶ و با استفاده از علائم:

$$i_{eq} = i_1 = i_2 = i_3 = \dots = i_n$$

به‌دست می‌آید:

$$k_{H(eq)} = \frac{1}{H} (k_{H1}H_1 + k_{H2}H_2 + k_{H3}H_3 + \dots + k_{Hn}H_n) \quad (۴ - ۳۷)$$

شکل ۴-۱۳، یک خاک  $n$  لایه‌ای را با جریان در امتداد قائم نشان می‌دهد. در این حالت سرعت جریان از میان تمام لایه‌ها یکسان است. لیکن افت بار کل  $h$  مساوی مجموع افت بار در هر لایه می‌باشد، بنابراین:

$$v = v_1 = v_2 = v_3 = \dots = v_n \quad (۴-۳۸)$$

و

$$h = h_1 + h_2 + h_3 + \dots + h_n \quad (۴-۳۹)$$

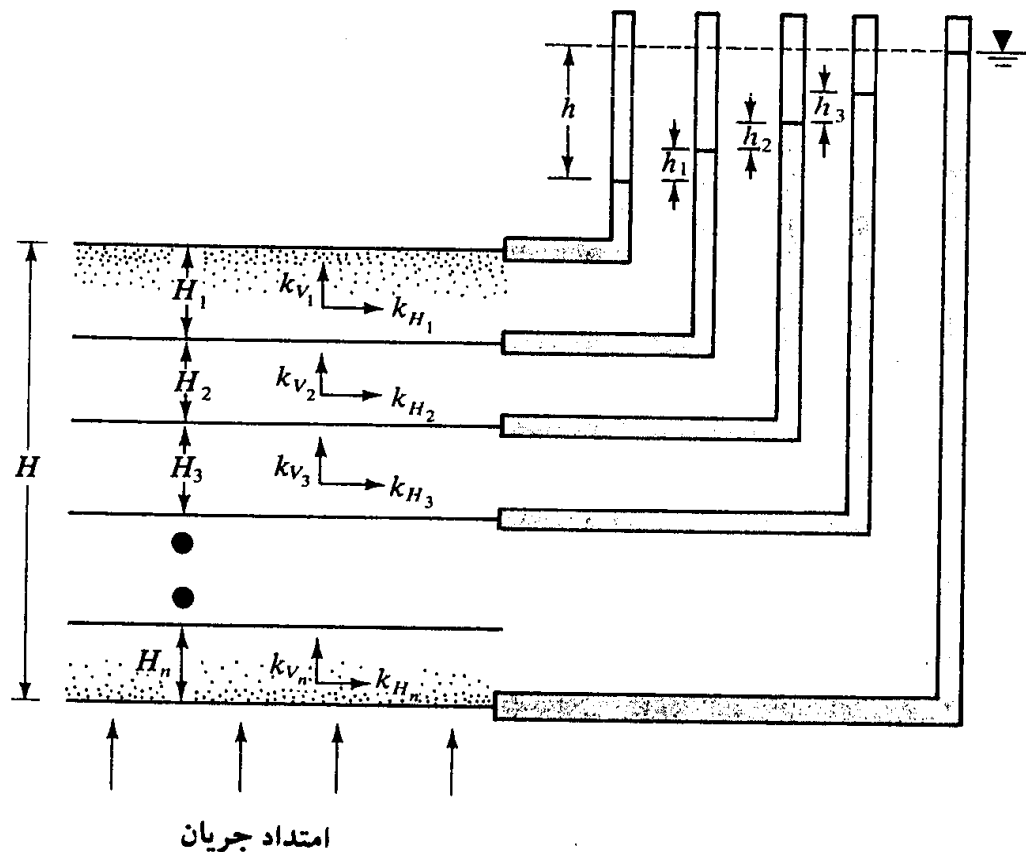
با استفاده از قانون دارسی، رابطه ۴-۳۸ را می‌توان به صورت زیر بازنویسی کرد:

$$k_{v(eq)} \cdot \frac{h}{H} = k_{v_1} \cdot i_1 = k_{v_2} \cdot i_2 = k_{v_3} \cdot i_3 = \dots = k_{v_n} \cdot i_n \quad (۴-۴۰)$$

که در آن  $k_{v_1}$ ،  $k_{v_2}$ ،  $k_{v_3}$ ، ... و  $k_{v_n}$  ضرایب نفوذپذیری لایه‌ها در امتداد قائم به طور جدا از هم و  $k_{v(eq)}$ ، ضریب نفوذپذیری معادل است.

با استفاده مجدد از رابطه ۴-۴۰ به دست می‌آید:

$$h = H_1 \cdot i_1 + H_2 \cdot i_2 + H_3 \cdot i_3 + \dots + H_n \cdot i_n \quad (۴-۴۱)$$



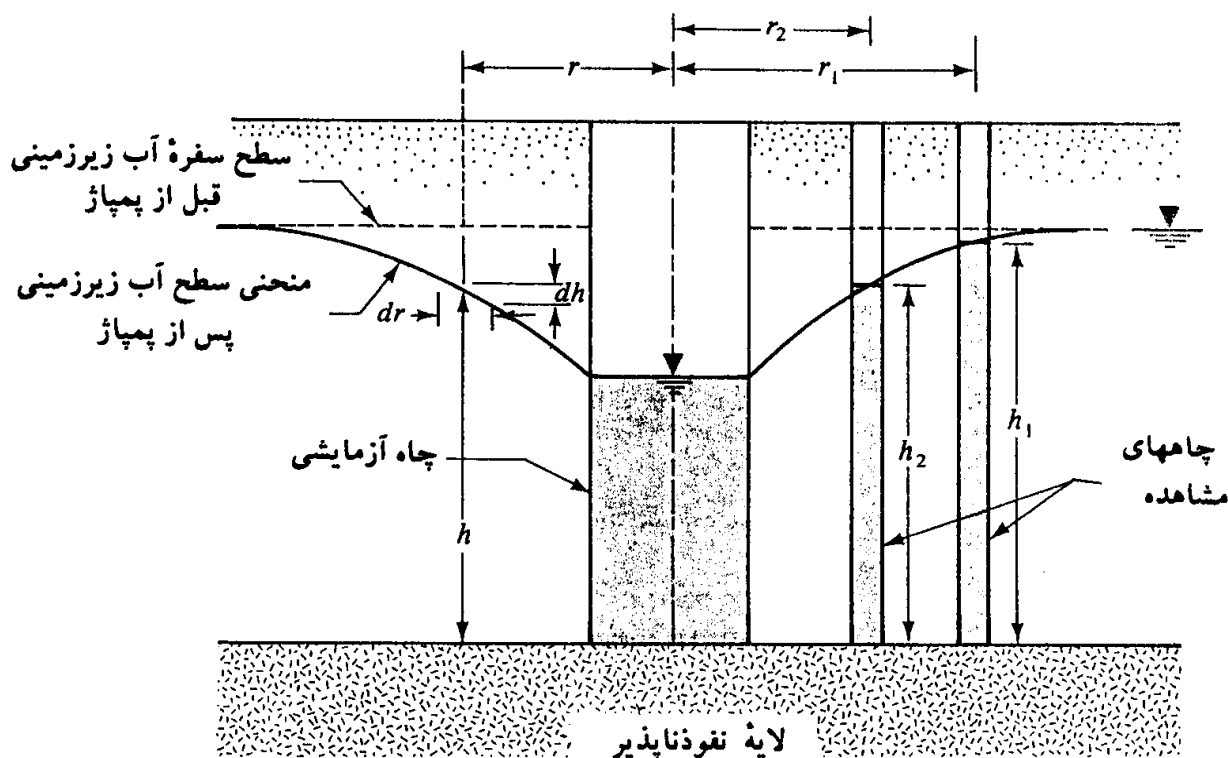
شکل ۴-۱۳ تعیین ضریب نفوذپذیری معادل = جریان قائم در خاک لایه‌بندی شده

با حل معادلات ۴-۴۰ و ۴-۴۱ نتیجه می شود:

$$k_{v(eq)} = \frac{H}{\left(\frac{H_1}{k_{v_1}}\right) + \left(\frac{H_2}{k_{v_2}}\right) + \left(\frac{H_3}{k_{v_3}}\right) + \dots + \left(\frac{H_n}{k_{v_n}}\right)} \quad (4-42)$$

#### ۴-۸ آزمایش نفوذپذیری در صحرا با استفاده از پمپاژ چاه

در صحرا، ضریب نفوذپذیری متوسط یک لایه رسوبی خاک در امتداد جریان را می توان با پمپاژ یک چاه آزمایشی به دست آورد. شکل ۴-۱۴ حالتی را نشان می دهد که قرار است ضریب نفوذپذیری لایه فوقانی نفوذپذیر که بر روی یک لایه نفوذناپذیر قرار دارد، اندازه گیری شود. در انجام آزمایش، آب با دبی ثابتی از چاه آزمایشی که دارای پوسته سوراخدار می باشد، پمپ می شود. در اطراف چاه پمپاژ، در فواصل مختلف شعاعی، چاههای مشاهده ای ایجاد می شود. بعد از شروع پمپاژ تا لحظه ای که حالت دائمی به وجود آید، تراز سفره آب زیرزمینی در چاه اصلی و چاههای مشاهده ای اندازه گیری می شود. وقتی که تراز سفره آب زیرزمینی در چاه اصلی و چاههای مشاهده ای ثابت بماند، حالت دائمی به وجود می آید. رابطه دبی آب ورودی از سفره آب زیرزمینی به داخل چاه،  $q$ ،



شکل ۴-۱۴ آزمایش پمپاژ چاه در یک لایه نفوذپذیر که در روی یک لایه نفوذناپذیر قرار گرفته است.

که مساوی دبی پمپاژ می باشد، به صورت زیر به دست می آید:

$$q = k \left( \frac{dh}{dr} \right) 2\pi r \cdot h \quad (۴-۴۳)$$

یا:

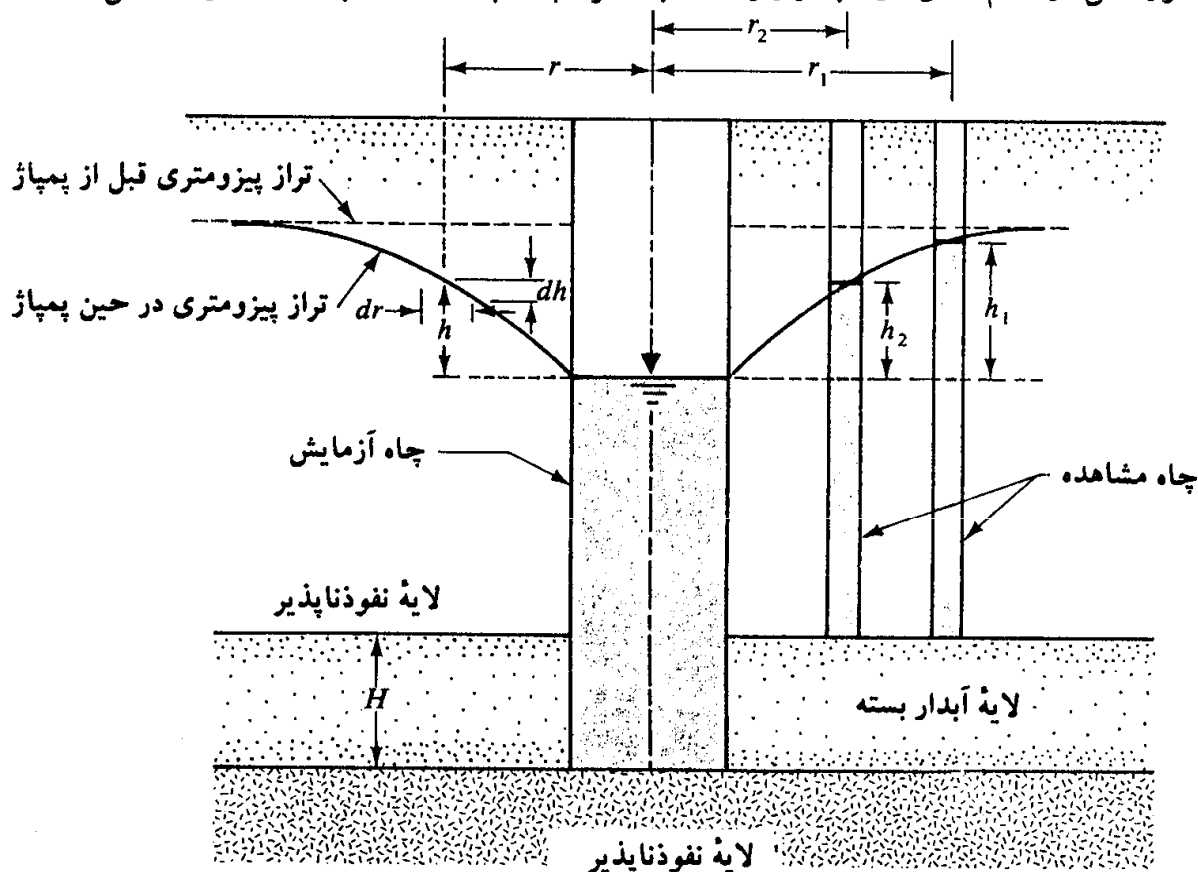
$$\int_{r_2}^{r_1} \frac{dr}{r} = \left( \frac{2\pi k}{q} \right) \int_{h_2}^{h_1} h \cdot dh$$

بنابراین:

$$k = \frac{2.303q \log_{10} \left( \frac{r_1}{r_2} \right)}{\pi(h_1^2 - h_2^2)} \quad (۴-۴۴)$$

از اندازه گیریهای صحرائی اگر  $q$ ،  $r_1$ ،  $r_2$ ،  $h_1$  و  $h_2$  معلوم باشند، ضریب نفوذپذیری را می توان با استفاده از رابطه ۴-۴۴ به دست آورد.

ضریب نفوذپذیری متوسط برای یک لایه آبدار بسته را نیز می توان با آزمایش پمپاژ چاهی که به طور کامل در تمام عمق لایه آبدار وارد شده به همراه چند چاه مشاهده به دست آورد (شکل ۴-۱۵).



شکل ۴-۱۵ آزمایش پمپاژ از چاهی که به عمق کامل در لایه آبدار محدود فرو رفته است.

پمپاژ با دبی ثابت  $q$  تا رسیدن به حالت دائمی ادامه پیدا می‌کند. چون آب زیرزمینی فقط از طریق ضخامت  $H$  لایه آبدار می‌تواند وارد چاه شود، دبی در حالت دائمی برابر است با:

$$q = k \left( \frac{dh}{dr} \right) 2\pi r \cdot H \quad (45-4)$$

یا:

$$\int_{r_2}^{r_1} \frac{dr}{r} = \int_{h_2}^{h_1} \frac{2\pi k H}{q} \cdot dh$$

با استفاده از رابطه فوق، ضریب نفوذپذیری در امتداد جریان برابر می‌شود با:

$$k = \frac{q \log_{10} \left( \frac{r_1}{r_2} \right)}{2.727 H (h_1 - h_2)} \quad (46-4)$$

#### ۹-۴ تعیین ضریب نفوذپذیری از طریق چاه گمانه

ضریب نفوذپذیری را می‌توان در صحرا از طریق یک چاه گمانه تعیین کرد (شکل ۴ - ۱۶). برای آزمایش، چاه متاهی که به عمق  $L$  داخل سفره آب زیرزمینی شده، حفر می‌شود. سپس آب از درون این گمانه‌ها پمپاژ می‌شود تا سطح آب درون آن افت نماید. بعد از قطع پمپاژ، آب از طریق جداره و کف وارد گمانه شده و سطح آب آن بالا می‌آید. بالا آمدن تراز آب در گمانه به همراه زمان مربوطه ثبت می‌شود. ضریب نفوذپذیری را می‌توان با داشتن قرائتهای انجام شده، از رابطه زیر به دست آورد:

$$k = \frac{40}{\left( 20 + \frac{L}{r} \right) \left( 2 - \frac{y}{L} \right)} \frac{r}{y} \frac{\Delta y}{\Delta t} \quad (47-4)$$

که در آن:

$r$  = شعاع چاه گمانه (m)

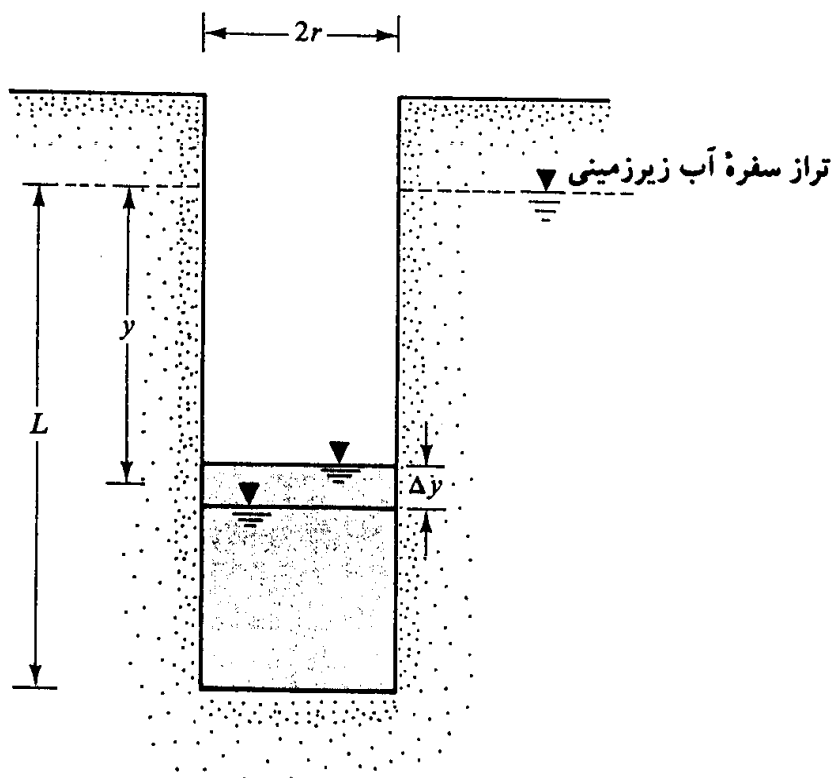
$y$  = مقدار متوسط فاصله تراز آب در چاه گمانه تا تراز آب در سطح آزاد سفره آب زیرزمینی

طی فاصله زمانی  $\Delta t$  (m)

توجه شود که در رابطه ۴ - ۴۷، واحد  $L$  برحسب متر و واحد  $k$  برحسب متر بر ثانیه و یا متر

بر دقیقه، بسته به واحد انتخابی برای  $\Delta t$  می‌باشد.





شکل ۴-۱۶ تعیین ضریب نفوذپذیری از طریق چاه گمانه

دقت نتیجه به دست آمده از آزمایش چاه گمانه زیاد نیست، لیکن تخمین مناسبی از ضریب نفوذپذیری  $k$  می تواند به دست دهد.

#### مثال ۴-۱

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:

۵۰۰ میلیمتر = اختلاف بار

۵ دقیقه = زمان جمع آوری آب

۳۵۰ سی سی = حجم آب حجم شده

۲۴ درجه سانتیگراد = درجه حرارت آب

مطلوب است تعیین ضریب نفوذپذیری برای خاک در ۲۰ درجه سانتیگراد

حل:

برای آزمایش با پتانسیل ثابت داریم:

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

(۴-۱۷ - تکراری)

همچنین:

$$Q = 350 \text{ cc}; L = 300 \text{ mm}; A = (\pi/4)(150)^2 = 17671.46 \text{ mm}^2; h = 500 \text{ mm};$$

$$t = 5 \times 60 = 300 \text{ sec}$$

بنابراین:

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

$$= 3.96 \times 10^{-3} \text{ cm/sec}$$

$$k_{20} = k_{24} \frac{\eta_{24}}{\eta_{20}}$$

از شکل ۴-۷ می توان نوشت:

$$\frac{\eta_{24}}{\eta_{20}} = 0.9097$$

$$k_{20} = (3.96 \times 10^{-3}) \times 0.9097 = 3.6 \times 10^{-3} \text{ cm/sec}$$

بنابراین:

## مثال ۴-۲

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

$$1200 \text{ mm}^2 = \text{سطح مقطع نمونه خاک}$$

$$150 \text{ mm} = \text{طول نمونه خاک}$$

$$50 \text{ mm}^2 = \text{سطح مقطع لوله پیرومتر}$$

$$400 \text{ mm} = \text{اختلاف بار در زمان } t=0$$

$$200 \text{ mm} = \text{اختلاف بار در زمان } t=5 \text{ دقیقه}$$

حل:

با استفاده از رابطه ۴-۲۰ داریم:

$$k = 2.303 \frac{aL}{At} \log_{10} \frac{h_1}{h_2}$$

$$a = 50 \text{ mm}^2, A = 1200 \text{ mm}^2, L = 150 \text{ mm}, h_1 = 400 \text{ mm}, h_2 = 200 \text{ mm},$$

$$t = 5 \text{ min}$$

با قرار دادن مقادیر فوق در رابطه ۴-۲۰ به دست می آید:

$$k = \left[ \frac{(2.303)(50)(150)}{(1200)(5 \times 60)} \right] \log \left( \frac{400}{200} \right) = 1.44 \times 10^{-2} \text{ mm/sec}$$

$$= 1.44 \times 10^{-3} \text{ cm/sec}$$

## مثال ۳ - ۴

ضریب نفوذپذیری یک خاک رسی،  $3 \times 10^{-7}$  سانتیمتر بر ثانیه است. ویسکوزیته آب در  $25$  درجه سانتیگراد، مساوی  $0.0911 \times 10^{-4}$  g.sec/cm<sup>2</sup> می باشد. مطلوب است محاسبه نفوذپذیری  $\bar{K}$  خاک.

حل:

با استفاده از رابطه ۴ - ۱۳ داریم:

$$k = \frac{\gamma_w}{\eta} \bar{K} = 3 \times 10^{-7} \text{ cm/sec}$$

در نتیجه:

$$3 \times 10^{-7} = \left( \frac{1 \text{ g/cm}^3}{0.0911 \times 10^{-4}} \right) \bar{K}$$

$$\bar{K} = 0.2733 \times 10^{-11} \text{ cm}^2$$

## مثال ۴ - ۴

مطابق شکل ۴ - ۱۷ الف، یک لایه خاک نفوذپذیر در روی لایه نفوذناپذیر قرار دارد. با فرض  $k=0.000158$  m/sec برای لایه نفوذپذیر، مطلوب است تعیین دبی نشت از میان این لایه بر حسب مترمکعب بر ساعت بر واحد عرض. مقدار  $H=10$  متر و  $\alpha=5^\circ$  است.

حل:

با استفاده از شکل ۴ - ۱۷ ب داریم:

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

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

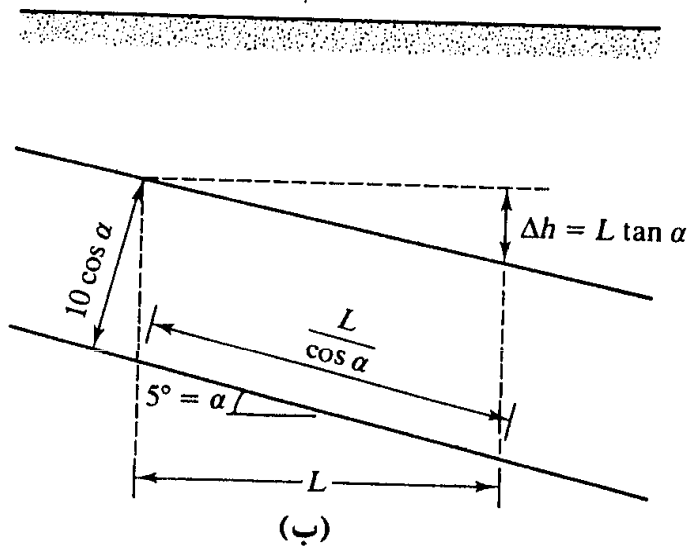
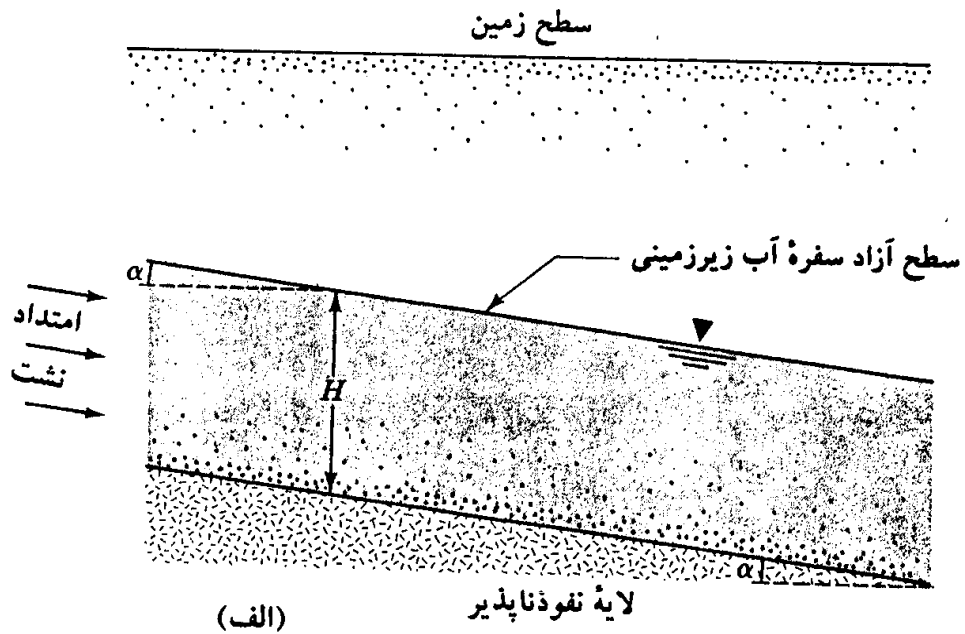
$$k = 0.000158 \text{ m/sec}$$

$$q = (0.000158)(\sin 5^\circ)(10 \cos 5^\circ)(3600) = 0.493 \text{ m}^3/\text{h/m}$$

## مثال ۵ - ۴

شکل ۴ - ۱۸ یک خاک لایه بندی شده را درون یک لوله آزمایش با مقطع  $100 \times 100$  میلیمتر نشان می دهد. جریان ورودی آب طوری تنظیم شده است که اختلاف بار هیدرولیکی ثابت  $300$  میلیمتر به وجود آید. ضرایب نفوذپذیری خاک در امتداد جریان به شرح زیر می باشند:

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



شکل ۴-۱۷ مربوط به مثال ۴-۴

مطلوب است تعیین دبی ورودی بر حسب سانتیمتر مکعب بر ساعت.

حل:

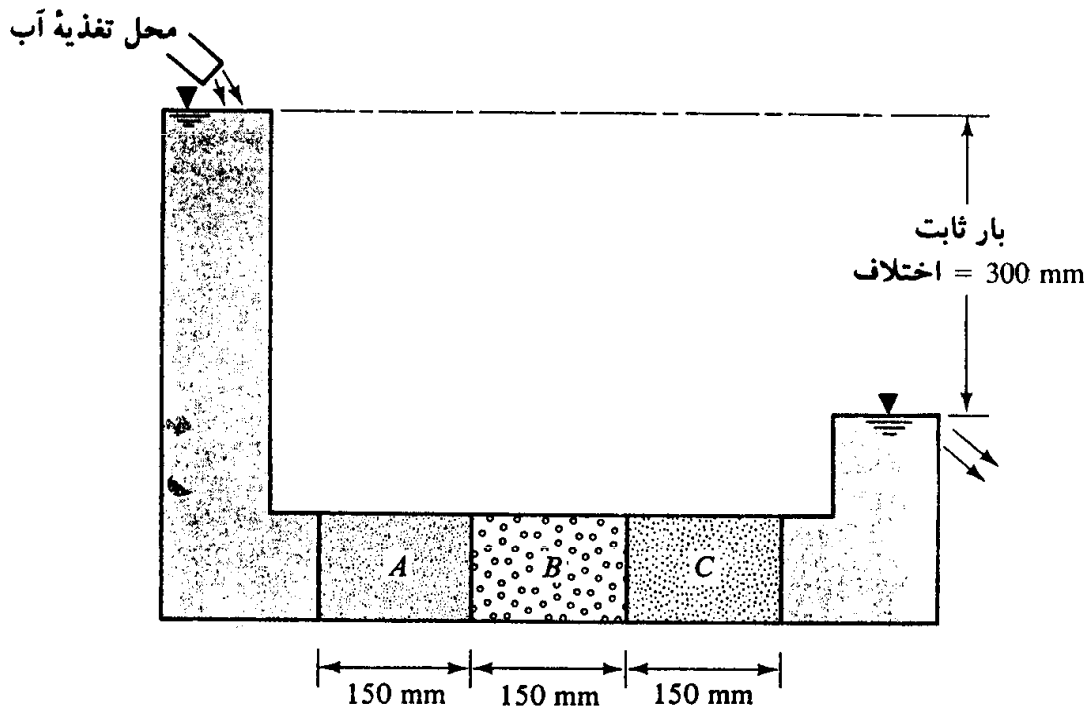
با استفاده از رابطه ۴-۲۲ داریم:

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

$$= 0.01212 \text{ mm/sec} = 0.001212 \text{ cm/sec}$$

$$q = k_{eq} i A = (0.001212 \text{ cm/sec}) \left( \frac{300 \text{ mm}}{450 \text{ mm}} \right) \left( \frac{100}{10} \times \frac{100}{10} \text{ cm}^2 \right)$$

$$= 0.0807 \text{ cm}^3/\text{sec} = 290.58 \text{ cm}^3/\text{hr}$$



شکل ۴-۱۸ مربوط به مثال ۴-۵

## مثال ۴-۶

ضریب نفوذپذیری یک خاک ماسه‌ای با نسبت تخلخل ۰/۵۵ مساوی ۰/۱ متر بر دقیقه است. ضریب نفوذپذیری این خاک را در نسبت تخلخل ۰/۷ محاسبه نمایید (از رابطه ۴-۲۴ استفاده کنید).

حل:

طبق رابطه ۴-۲۴، ضریب نفوذپذیری  $k$  متناسب با  $e^2$  می‌باشد. بنابراین:

$$\frac{k_1}{k_2} = \frac{e_1^2}{e_2^2}$$

$$\frac{0.1}{k_2} = \frac{(0.55)^2}{(0.7)^2}$$

$$k_{2(\text{at } e=0.7)} = \frac{(0.1)(0.7)^2}{(0.55)^2} = 0.16 \text{ m/min}$$

## مثال ۴-۷

برای یک خاک رس عادی تحکیم‌یافته، اطلاعات زیر در دست است:

نسبت تخلخل	$k$ (cm/sec)
1.1	$0.302 \times 10^{-7}$
0.9	$0.12 \times 10^{-7}$

با استفاده از رابطه ۴-۳۱، ضریب نفوذپذیری را در نسبت تخلخل ۱/۲ محاسبه نمایید:

حل:

با استفاده از رابطه ۴-۳۱ داریم:

$$k = C_3 \left( \frac{e^n}{1+e} \right)$$

$$\frac{k_1}{k_2} = \frac{\left( \frac{e_1^n}{1+e_1} \right)}{\left( \frac{e_2^n}{1+e_2} \right)}$$

$$\frac{0.302 \times 10^{-7}}{0.12 \times 10^{-7}} = \frac{\frac{(1.1)^n}{1+1.1}}{\frac{(0.9)^n}{1+0.9}}$$

$$2.517 = \left( \frac{1.9}{2.1} \right) \left( \frac{1.1}{0.9} \right)^n$$

$$2.782 = (1.222)^n$$

$$n = \frac{\log(2.782)}{\log(1.222)} = \frac{0.444}{0.087} = 5.1$$

بنابراین:

$$k = C_3 \left( \frac{e^{5.1}}{1+e} \right)$$

برای تعیین  $C_3$  داریم:

$$0.302 \times 10^{-7} = C_3 \left[ \frac{(1.1)^{5.1}}{1+1.1} \right] = \left( \frac{1.626}{2.1} \right) C_3$$

$$C_3 = \frac{(0.302 \times 10^{-7})(2.1)}{1.626} = 0.39 \times 10^{-7}$$

در نتیجه:

$$k = (0.39 \times 10^{-7} \text{ cm/sec}) \left( \frac{e^n}{1+e} \right)$$

در نسبت تخلخل ۱/۲ داریم:

$$k = (0.39 \times 10^{-7}) \left( \frac{1.2^{5.1}}{1+1.2} \right) = 0.449 \times 10^{-7} \text{ cm/sec}$$

## مثال ۴-۸

مطابق شکل ۴-۱۴، یک آزمایش همپاز در لایه نفوذپذیری که بر روی یک لایه نفوذناپذیر قرار دارد، انجام شده است. در وضعیت تعادل نتایج زیر ثبت شده است:

$$q=13.37 \text{ m}^3/\text{sec} \quad \text{و} \quad h_1=20 \text{ m} \quad \text{و} \quad h_2=15 \text{ m} \quad \text{و} \quad r_1=150 \text{ m} \quad \text{و} \quad r_2=50 \text{ m}$$

مطلوب است تعیین ضریب نفوذپذیری لایه نفوذپذیر.

حل:

با استفاده از رابطه ۴ - ۴۴ داریم:

$$k = \frac{2.303q \log_{10} \left( \frac{r_1}{r_2} \right)}{\pi(h_1^2 - h_2^2)}$$

$$k = \frac{2.303 \times 13.37 \log_{10} \left( \frac{150}{50} \right)}{\pi(20^2 - 15^2)} = 0.0267 \text{ m/min}$$

#### مثال ۴ - ۹

مطابق شکل ۴ - ۱۶، از یک چاه گمانه برای تعیین ضریب نفوذپذیری استفاده شده است. داریم:

$$r=0.15 \text{ m} \text{ و } L=3.5 \text{ m} \text{ و } \Delta y=0.45 \text{ m} \text{ و } \Delta t=8 \text{ min} \text{ و } y=3.2 \text{ m}$$

با استفاده از رابطه ۴ - ۴۷ ضریب نفوذپذیری را تعیین نمایید.

حل:

با استفاده از رابطه ۴ - ۴۷ داریم:

$$k = \frac{40}{\left(20 + \frac{L}{r}\right) \left(2 - \frac{y}{L}\right)} \frac{r \Delta y}{y \Delta t}$$

با قرار دادن مقادیر مربوطه به دست می‌آید:

$$k = \frac{40}{\left(20 + \frac{3.5}{0.15}\right) \left(2 - \frac{3.2}{3.5}\right)} \left(\frac{0.15}{3.2}\right) \left(\frac{0.45}{8}\right) = 2.24 \times 10^{-3} \text{ m/min}$$

#### ۴ - ۱۰ رابطه پیوستگی

در قسمتهای قبلی این فصل، حالت‌های ساده‌ای مورد توجه قرار گرفت که برای محاسبه دبی جریان در آنها، کاربرد مستقیم قانون داری کفایت می‌کرد. در خیلی از حالات، جریان آب در خاک نه تنها در یک امتداد نیست، بلکه در تمام سطح عمود بر امتداد جریان نیز یکنواخت نمی‌باشد. در چنین

حالاتی، محاسبه جریان آب زیرزمینی توسط نموداری انجام می‌شود که به آن نمودار شبکه جریان<sup>۱۴</sup> می‌گویند. مفهوم شبکه جریان بر پایه روابط پیوستگی لاپلاس که شرایط جریان دائمی را برای یک نقطه در توده خاک تعریف می‌کنند، قرار دارد.

برای حصول معادلات دیفرانسیل پیوستگی لاپلاس، مطابق شکل ۴ - ۱۹ - الف وضعیتی که در آن یک ردیف سپر<sup>۱۵</sup> در داخل یک لایه نفوذپذیر کوبیده شده، مورد توجه قرار می‌گیرد. فرض می‌شود که سپر کوبیده شده، کاملاً نفوذناپذیر (ناتراوا) است. جریان دائمی آب در لایه نفوذپذیر از بالادست به پایین دست، یک جریان دوبعدی است. برای مطالعه جریان در نقطه A، مطابق شکل ۴ - ۱۹ - ب یک جزء کوچک به ابعاد  $dx$ ،  $dy$  و  $dz$  (عمود بر صفحه کاغذ) در نظر گرفته می‌شود. سرعت جریان در امتدادهای افقی و قائم به ترتیب  $v_x$  و  $v_z$  منظور می‌گردد. دبی جریان به داخل جزء حجم خاک در امتداد افقی مساوی  $v_x \cdot dz \cdot dy$  و در امتداد قائم  $v_z \cdot dx \cdot dy$  در نظر گرفته می‌شود، در نتیجه دبی‌های آب خروجی از درون جزء کوچک به ترتیب در امتدادهای افقی و قائم برابرند با:

$$\left( v_x + \frac{\partial v_x}{\partial x} dx \right) dz \cdot dy$$

و

$$\left( v_z + \frac{\partial v_z}{\partial z} dz \right) dx \cdot dy$$

با فرض غیرقابل تراکم بودن آب و عدم تغییر حجم در توده خاک، کل دبی جریان ورودی مساوی کل دبی جریان خروجی است. بنابراین:

$$\left[ \left( v_x + \frac{\partial v_x}{\partial x} dx \right) dz \cdot dy + \left( v_z + \frac{\partial v_z}{\partial z} dz \right) dx \cdot dy \right] - [v_x \cdot dz \cdot dy + v_z \cdot dx \cdot dy] = 0$$

یا:

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_z}{\partial z} = 0 \quad (۴ - ۴۸)$$

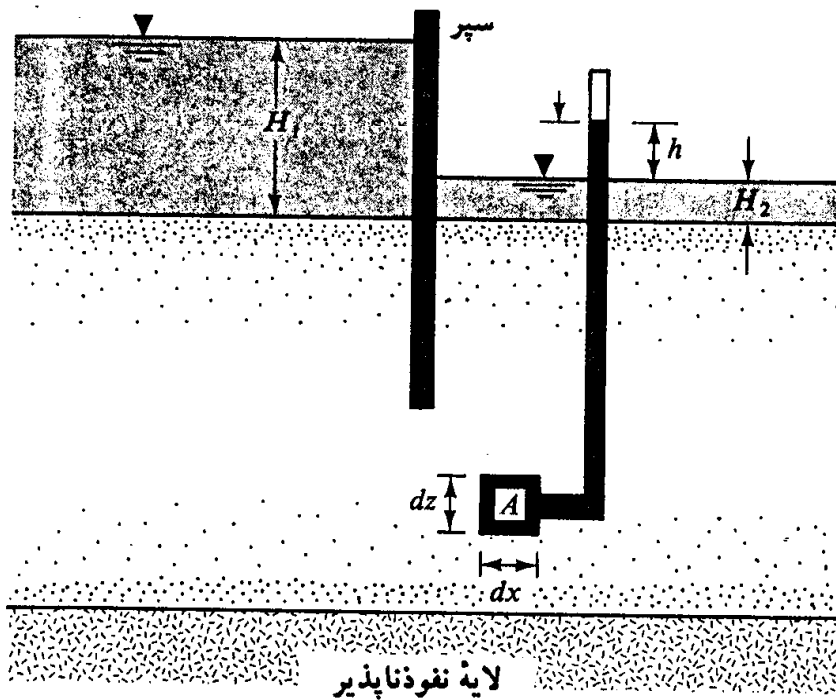
با استفاده از قانون دارسی، سرعت جریان را می‌توان به صورت زیر نوشت:

$$v_x = k_x i_x = k_x \frac{\partial h}{\partial x} \quad (۴ - ۴۹ - الف)$$

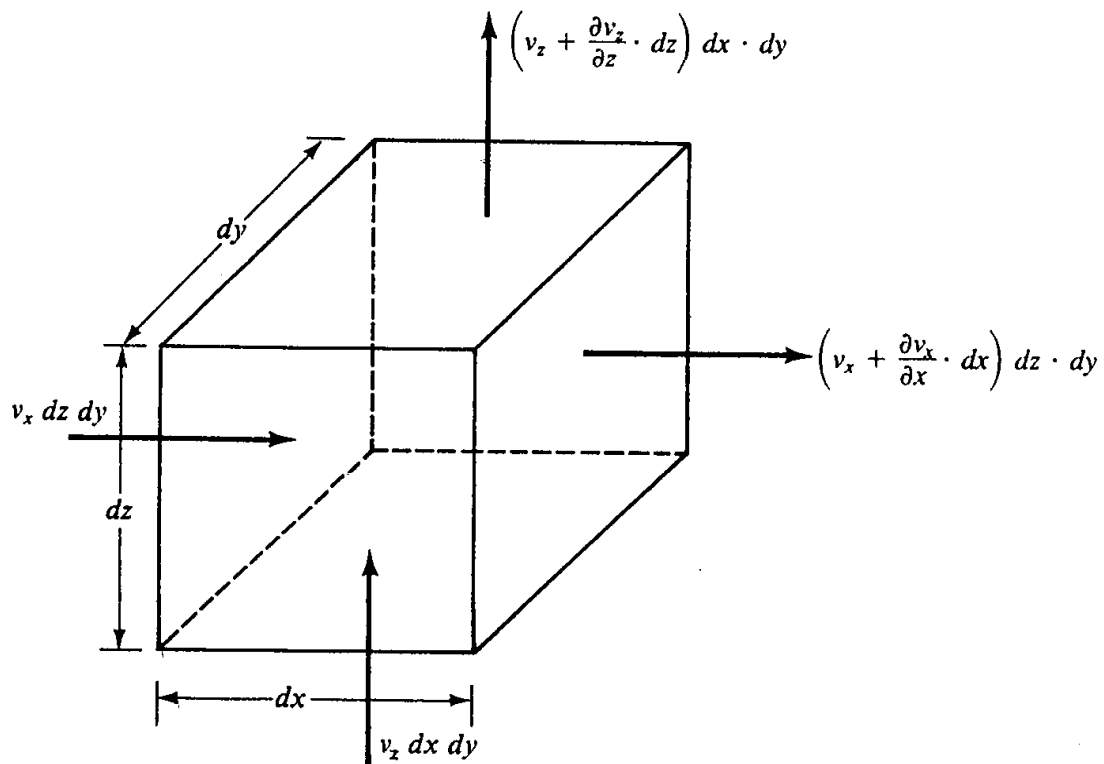
و

$$v_z = k_z i_z = k_z \frac{\partial h}{\partial z} \quad (۴ - ۴۹ - ب)$$





(الف)



(ب)

شکل ۴-۱۹ (الف) یک ردیف سپر کوبیده شده در لایه نفوذناپذیر (ب) جریان در نقطه A

که در روابط فوق،  $k_x$  و  $k_z$  به ترتیب ضرایب نفوذپذیری در امتدادهای افقی و قائم می‌باشند. با استفاده از روابط ۴ - ۴۸ و ۴ - ۴۹ می‌توان نوشت:

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad (۴ - ۵۰)$$

اگر خاک از نقطه نظر نفوذپذیری ایزوتروپیک (همسانگرد) باشد (بدین معنی که  $k_x = k_z$ )، رابطه پیوستگی ۴ - ۵۰ برای جریان دوبعدی را می‌توان به صورت زیر نوشت:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad (۴ - ۵۱)$$

#### ۴-۱۱ شبکه جریان

رابطه پیوستگی جریان برای یک محیط ایزوتروپیک (همسانگرد) (رابطه ۴ - ۵۱)، نشان‌دهنده دو خانواده منحنی متعامد است که نام یکی خطوط جریان و نام دیگری خطوط هم‌پتانسیل است. خط جریان<sup>۱۶</sup> خطی است که ذرات آب در امتداد آن از بالادست به پایین دست در خاک نفوذپذیر جریان می‌یابند. خط هم‌پتانسیل<sup>۱۷</sup>، خطی است که نقاط واقع در روی آن دارای یک انرژی پتانسیل می‌باشند. بنابراین اگر پیزومترهایی در روی نقاط واقع در روی یک خط هم‌پتانسیل نصب شوند، تراز سطح فوقانی آب در تمام پیزومترها یکسان خواهد بود. در شکل ۴ - ۲۰ الف یک خط جریان و یک خط هم‌پتانسیل برای جریان آب در لایه نفوذپذیر در اطراف یک ردیف سپر کوبیده شده (پرده نفوذناپذیر) مربوط به وضعیت شکل ۴ - ۱۹ الف، نشان داده شده که برای آن  $k_x = k_z = k$  است. ترکیبی از تعدادی خطوط جریان و تعدادی خطوط هم‌پتانسیل، شبکه جریان نامیده می‌شود. همان‌طور که در بخش گذشته گفته شد، از شبکه جریان برای محاسبات جریان آبهای زیرزمینی استفاده می‌شود. در رسم یک شبکه جریان به طریقه ترسیمی، دو قاعده زیر باید مراعات گردد.

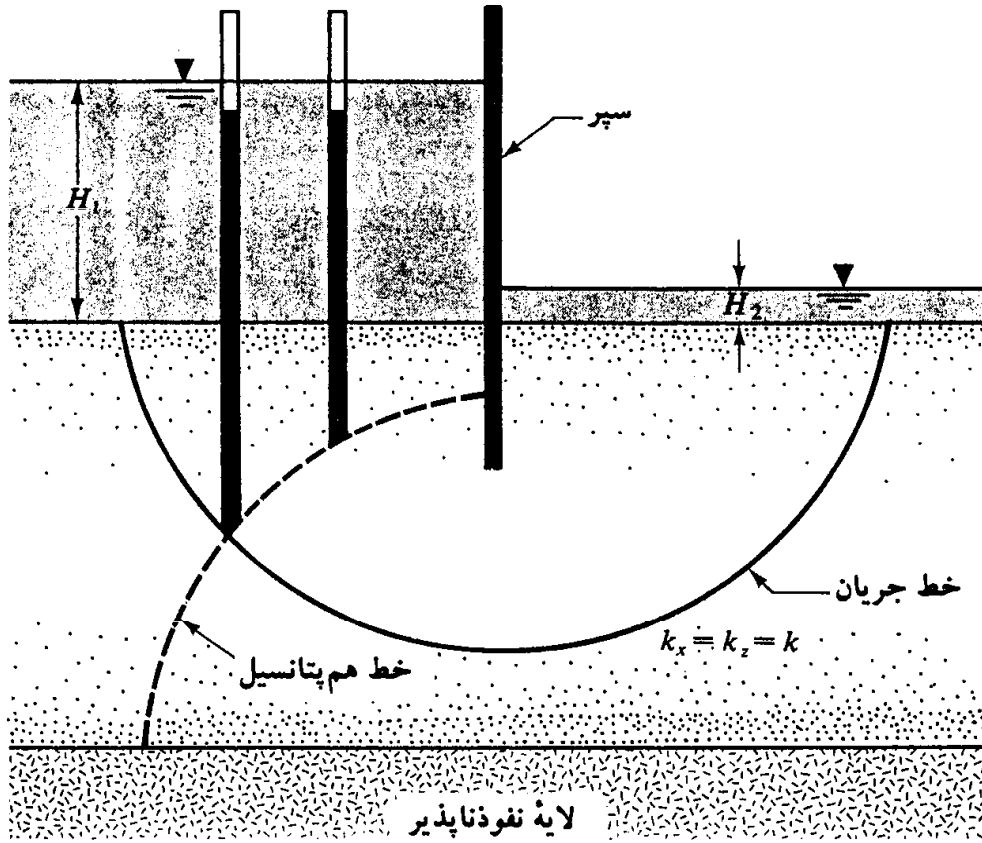
۱ - خطوط جریان و خطوط هم‌پتانسیل بر هم عمود هستند.

۲ - هر یک از چشمه‌های شبکه جریان، تقریباً باید مربع باشند.

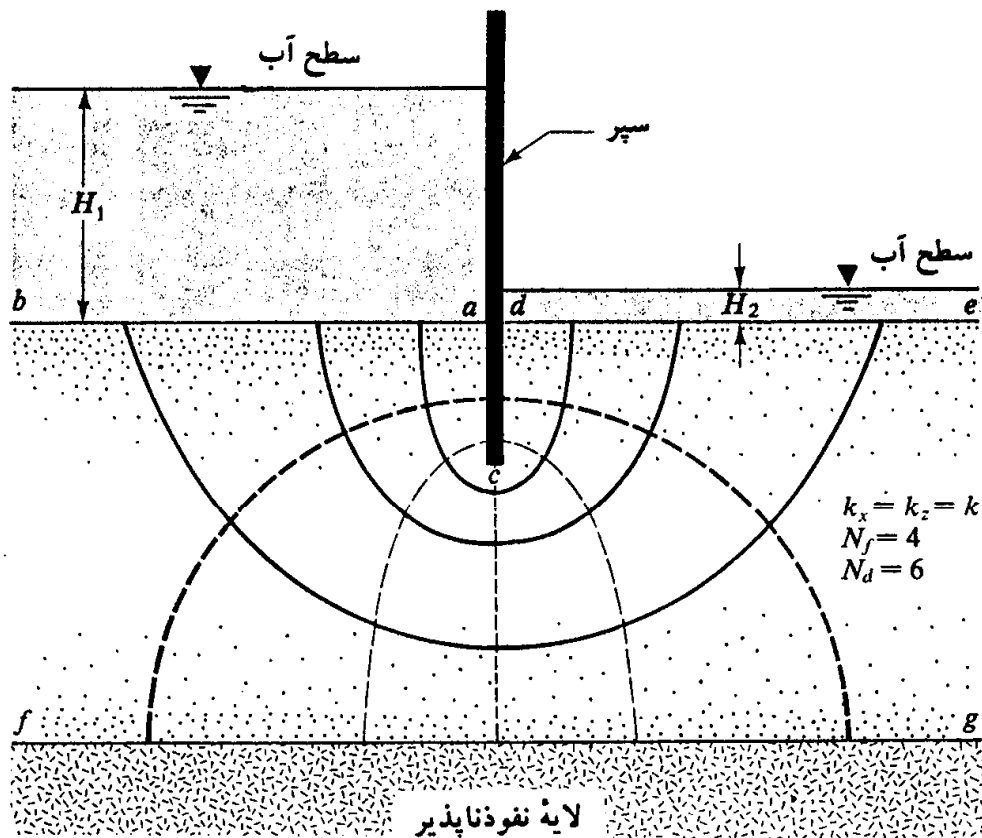
شکل ۴ - ۲۰ ب، مثالی از یک شبکه جریان تکمیل شده می‌باشد. در شکل ۴ - ۲۱ نیز مثالی

از یک شبکه جریان در یک محیط نفوذپذیر ایزوتروپیک نشان داده شده است.

رسم خطوط جریان به تعدادی آزمون و خطا نیاز دارد و در هنگام ساخت آن باید به شرایط



(الف)



(ب)

شکل ۴ - ۲۰ (الف) تعریف خط جریان و خط هم پتانسیل (ب) شبکه جریان

مرزی توجه داشت. برای شبکه جریان نشان داده شده در شکل ۴ - ۲۰، شرایط مرزی زیر اعمال شده است:

۱ - سطح لایه نفوذپذیر در بالادست و پایین دست (خطوط  $ab$  و  $de$ )، خطوط هم‌پتانسیل هستند.

۲ - چون  $ab$  و  $de$  خطوط هم‌پتانسیل هستند، تمام خطوط جریان این دو خط را با زاویه قائمه قطع می‌کنند.

۳ - مرزهای لایه نفوذناپذیر - یعنی خط  $fg$  - یک خط جریان است و به همین ترتیب سطوح پرده نفوذناپذیر (سطوح سپر) یعنی خط  $acd$ ، نیز یک خط جریان است.

۴ - خطوط هم‌پتانسیل، خطوط جریان  $acd$  و  $fg$  را به زاویه قائمه قطع می‌کنند.

### محاسبات نشت به وسیله شبکه جریان (تعیین دبی زهاب)

در هر شبکه جریان، نوار بین دو خط جریان، مجرای جریان<sup>۱۸</sup> یا کانال جریان نامیده می‌شود. شکل ۴ - ۲۲ یک مجرای جریان همراه با خطوط هم‌پتانسیل را که تشکیل چشمه‌های مربع می‌دهند، نشان می‌دهد. فرض می‌شود که ترازهای پیزومتری مربوط به خطوط هم‌پتانسیل،  $h_1, h_2, h_3, h_4, \dots, h_n$  باشند. دبی نشت از میان مجرای جریان برای واحد عرض (عمود بر مقطع قائم بر لایه نفوذپذیر) به صورت زیر قابل محاسبه است:

چون جریانی در امتداد عرضی خطوط جریان وجود ندارد، می‌توان نوشت:

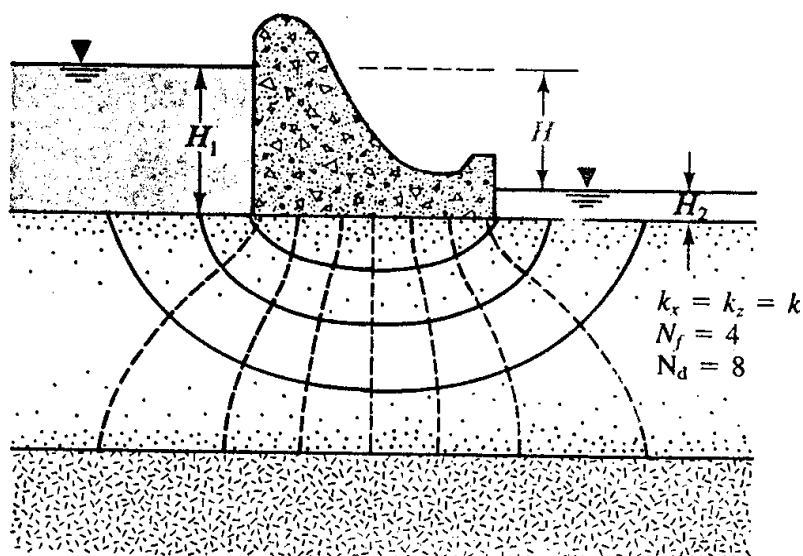
$$\Delta q_1 = \Delta q_2 = \Delta q_3 = \dots = \Delta q \quad (۵۲ - ۴)$$

طبق قانون دارسی، دبی جریان مساوی  $k \cdot i \cdot A$  می‌باشد. بنابراین رابطه ۴ - ۵۲ به صورت زیر نوشته می‌شود:

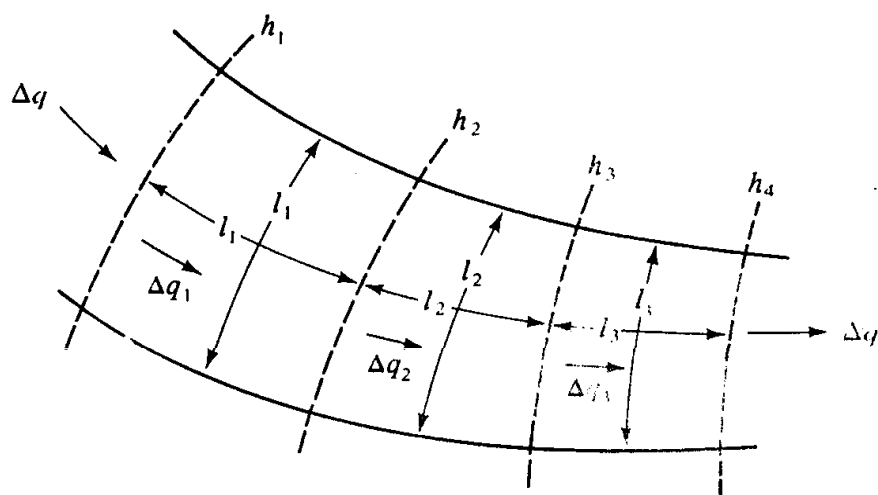
$$\Delta q = k \left( \frac{h_1 - h_2}{l_1} \right) l_1 = k \left( \frac{h_2 - h_3}{l_2} \right) l_2 = k \left( \frac{h_3 - h_4}{l_3} \right) l_3 = \dots \quad (۵۳ - ۴)$$

رابطه ۴ - ۵۳ نشان می‌دهد اگر چشمه‌های شبکه جریان تقریباً به صورت مربع رسم شوند، افت تراز پیزومتری بین هر دو خط هم‌پتانسیل مجاور مساوی می‌باشد. این افت، افت پتانسیل نامیده می‌شود. بنابراین:

$$h_1 - h_2 = h_2 - h_3 = h_3 - h_4 = \dots = \frac{H}{N_d} \quad (۵۴ - ۴)$$



شکل ۴-۲۱ شبکه جریان در زیر یک سد



شکل ۴-۲۲ نشت از یک مجرای جریان (کانال جریان) با چشمه‌های مربع

و

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

(۴-۵۵)

که در آن:

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

$N_d$  = تعداد افت‌های پتانسیل

در شکل ۴-۲۰ الف،  $H = H_1 - H_2$  و  $N_d = 6$  می‌باشد.

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:

$$q = k \frac{H \cdot N_f}{N_d} \quad (۵۶ - ۴)$$

اگرچه استفاده از شبکه با چشمه‌های مربع سهل تر است، لیکن همیشه لازم نیست که برای شبکه جریان از چشمه‌های مربع استفاده کرد. برای مثال می‌توان مطابق شکل ۴ - ۲۳، برای شبکه از چشمه‌های مستطیلی استفاده کرد به شرط اینکه نسبت عرض به طول تمام مستطیلهای موجود در شبکه جریان یکسان باشد. در این حالت، رابطه ۴ - ۵۳ برای دبی جریان از میان مجرای جریان به صورت زیر اصلاح می‌شود:

$$k \left( \frac{h_1 - h_2}{l_1} \right) b_1 = k \left( \frac{h_2 - h_3}{l_2} \right) b_2 = k \left( \frac{h_3 - h_4}{l_3} \right) b_3 = \dots \quad (۵۷ - ۴)$$

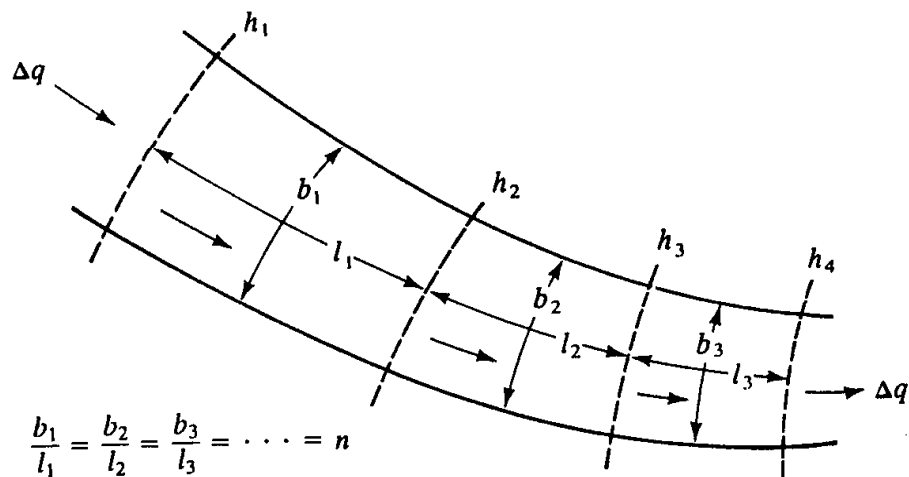
اگر  $n = b_1/l_1 = b_2/l_2 = b_3/l_3 = \dots$  باشد، روابط ۴ - ۵۵ و ۴ - ۵۶ را می‌توان به صورت زیر اصلاح کرد:

$$\Delta q = kH \left( \frac{n}{N_d} \right) \quad (۵۸ - ۴)$$

$$q = kH \left( \frac{N_f}{N_d} \right) n \quad (۵۹ - ۴)$$

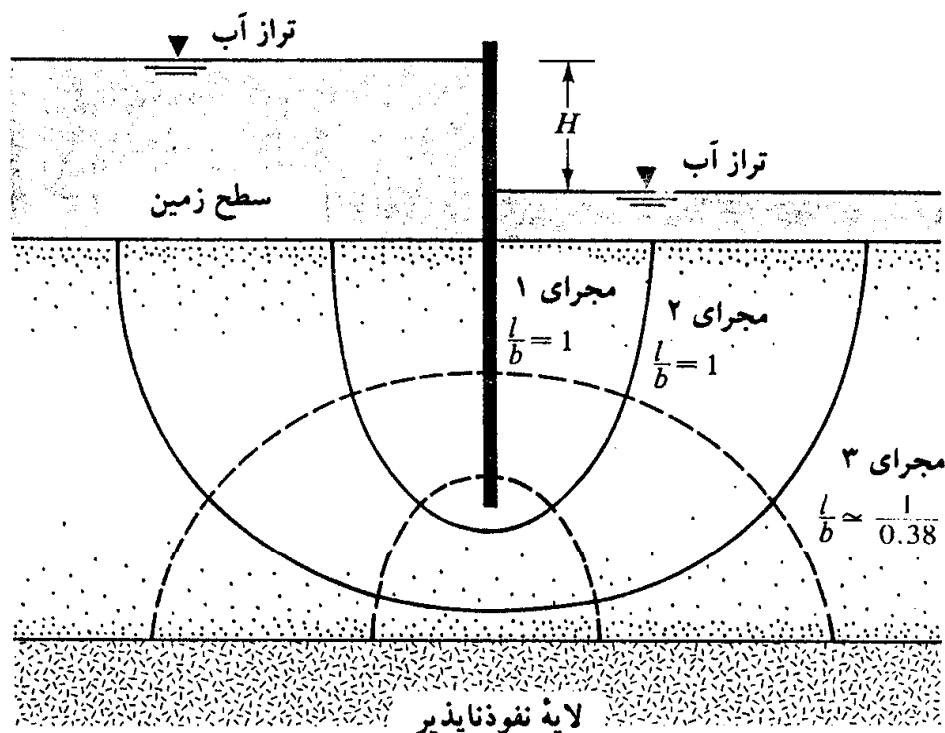
شکل ۴ - ۲۴، شبکه جریانی را برای یک لایه نفوذپذیر با یک پرده نفوذناپذیر (یک ردیف سپرکوبی) نشان می‌دهد. توجه شود که مجاری جریان ۱ و ۲ دارای چشمه‌های مربع هستند. بنابراین دبی جریان از این دو مجرا برای عرض واحد را می‌توان به صورت زیر نوشت:

$$\Delta q_1 + \Delta q_2 = \frac{k}{N_d} H + \frac{k}{N_d} H = \frac{2kH}{N_d}$$



$$\frac{b_1}{l_1} = \frac{b_2}{l_2} = \frac{b_3}{l_3} = \dots = n$$

شکل ۴ - ۲۳ نشت از یک مجرای جریان با چشمه‌های مستطیلی



شکل ۴-۲۴ شبکه جریان برای نشت در اطراف یک ردیف سپر

لیکن مجرای جریان شماره ۳ دارای چشمه‌های مستطیلی است. این چشمه‌ها دارای نسبت عرض به طول مساوی ۰/۳۸ می‌باشند. بنابراین از رابطه ۴-۵۸ می‌توان نوشت:

$$\Delta q_3 = \frac{k}{N_d} H(0.38)$$

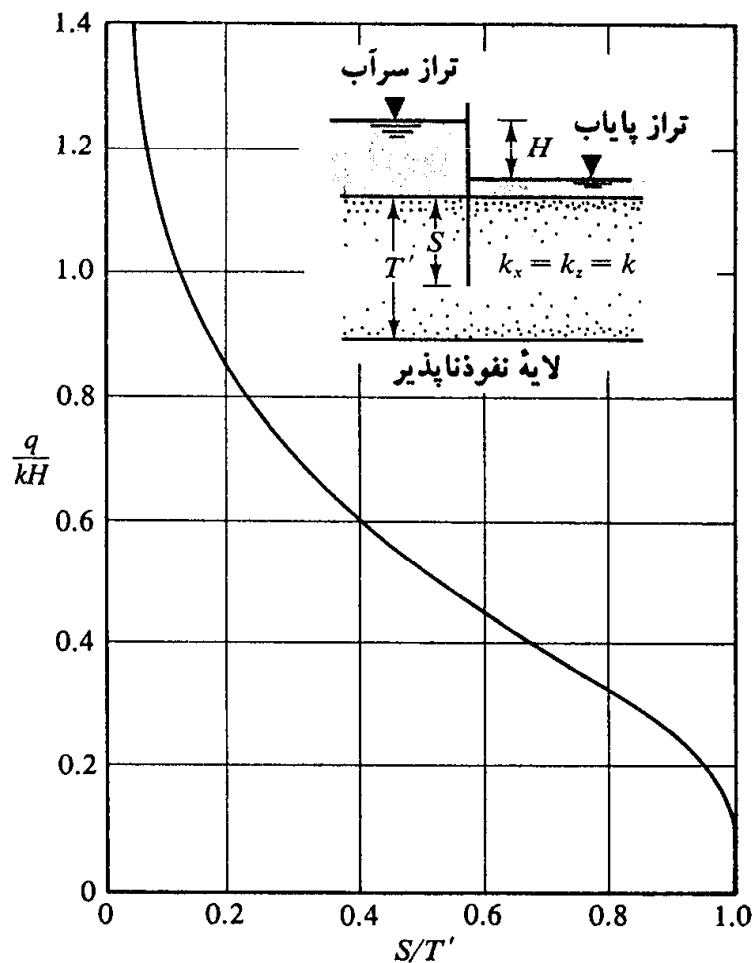
در نتیجه دبی کل نشت برای عرض واحد را می‌توان به صورت زیر نوشت:

$$q = \Delta q_1 + \Delta q_2 + \Delta q_3 = 2.38 \frac{kH}{N_d}$$

حل ریاضی محاسبات نشت از زیر بسیاری از سازه‌های هیدرولیکی ساده امکان‌پذیر است. هار<sup>۱۹</sup> (۱۹۶۲) چنین تحلیلهایی را برای حالات مختلفی ارائه کرده است. در اشکال ۴-۲۵ و ۴-۲۶ نمودارهایی برای محاسبه دبی نشت از زیر یک پرده نفوذناپذیر (یک ردیف سپرکوبی) و زیر یک سد نشان داده شده است.

19- Harr\*

\* به کتاب آب زیرزمینی و نشت نوشته میلتون ادوارد هار ترجمه فریدون کاوه از انتشارات مرکز نشر دانشگاهی مراجعه شود.



شکل ۳-۲۵ نمودار  $q/kH$  در مقابل  $S/T'$  برای نشت در اطراف یک ردیف سپرکوبی (هار - ۱۹۶۲)

### شبکه جریان در خاک غیرایزوتروپیک (غیرهمسانگرد)

روش ساخت شبکه جریان در بخش ۴-۱۱ و روابط به دست آمده ۴-۵۶ و ۴-۵۸ برای محاسبات نشت بر پایه ایزوتروپیک (همسانگرد) بودن لایه نفوذپذیر می باشند. لیکن در طبیعت، اغلب خاکها تا اندازه ای رفتار غیرایزوتروپیک از خود نشان می دهند. برای استفاده از روش شبکه جریان برای لایه های نفوذپذیر غیرایزوتروپیک (از نقطه نظر نشت)، لازم است اصلاحاتی در ساخت شبکه جریان اعمال شود.

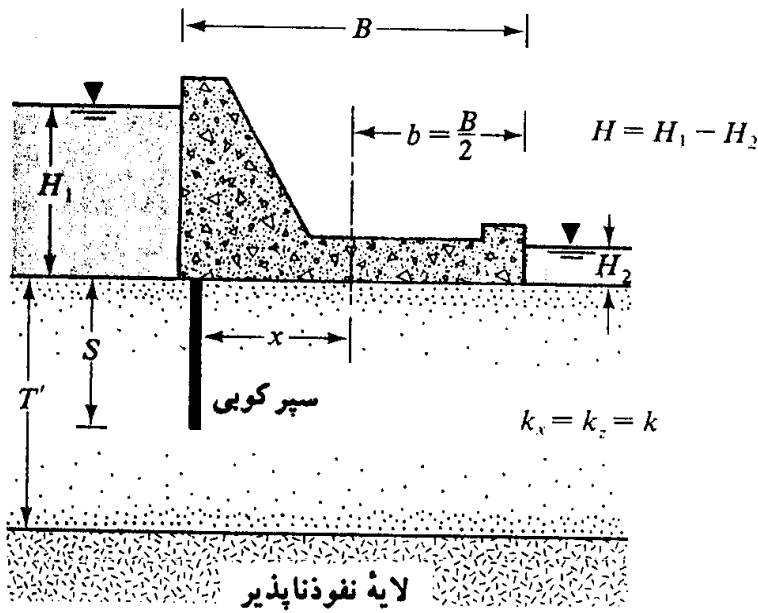
معادلات دیفرانسیل پیوستگی برای جریان دوبعدی در محیط نفوذپذیر غیرایزوتروپیک طبق

رابطه ۴-۵۹ برابر است با:

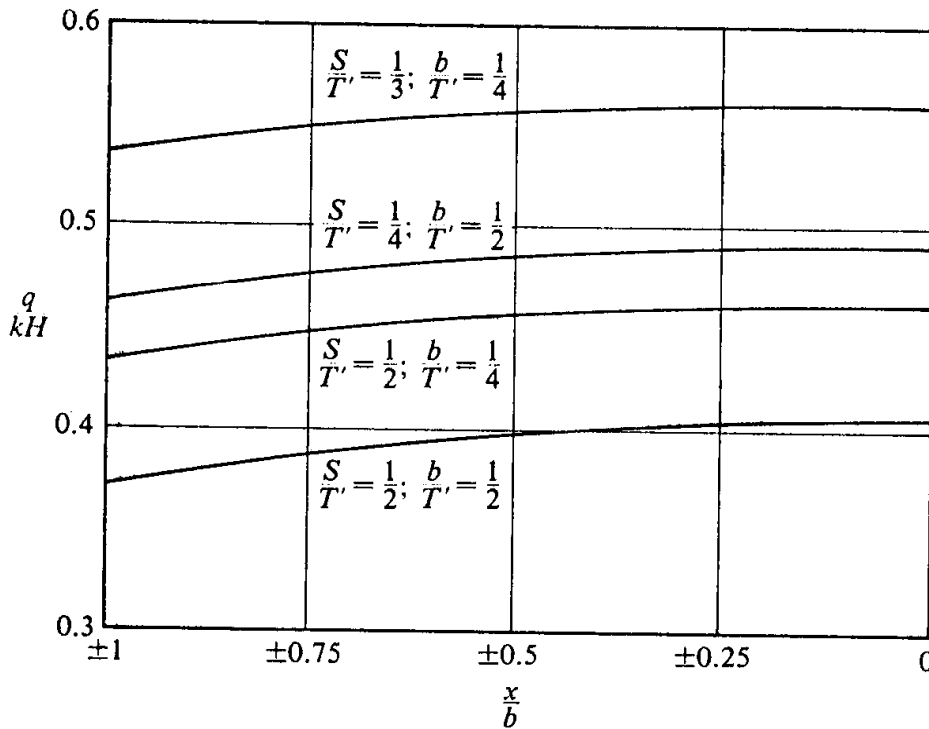
$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0$$

برای خاک غیرایزوتروپیک (از نقطه نظر نشت)،  $k_x \neq k_z$  است. در این حالت معادله پیوستگی





(الف)



(ب)

شکل ۴-۲۶ نشت از زیر یک سد (هار - ۱۹۶۲)

نشان دهنده دو خانواده منحنی است که یکدیگر را با زاویه قائمه قطع نمی‌کنند. لیکن رابطه فوق را می‌توان به صورت زیر نوشت:

$$\frac{\partial^2 h}{(k_z/k_x) \partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0$$

(۴ - ۶۰)

با جایگزینی  $x = \sqrt{k_z/k_x} \cdot x'$  در رابطه ۴ - ۶۰ به دست می آید:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x'^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad (۴ - ۶۱)$$

ملاحظه می شود که با تبدیل محور  $x$  به  $x'$ ، شکل رابطه ۴ - ۶۱ با رابطه ۴ - ۵۱ یکسان می گردد. بنابراین برای ساخت شبکه جریان برای حالت جدید، به روش زیر عمل می شود:

- ۱ - یک مقیاس قائم (یعنی محور  $z$ ) انتخاب نماید.
- ۲ - یک مقیاس افقی (یعنی محور  $x'$ ) طوری انتخاب نماید که مقیاس افقی مساوی  $\sqrt{k_z/k_x}$  برابر مقیاس قائم باشد.

۳ - با مقیاسهای انتخابی در گامهای ۱ و ۲، یک مقطع در محاذات خطوط جریان از محیط دوبعدی رسم کنید.

۴ - برای مقطع رسم شده در گام ۳، یک شبکه جریان در حالی که خطوط جریان و همپتانسیل با زاویه قائمه یکدیگر را قطع می کنند، و چشمه های شبکه تقریباً مربع است، رسم نماید. دبی نشت برای عرض واحد را می توان با اصلاح رابطه ۴ - ۵۶ به صورت زیر به دست آورد:

$$q = \sqrt{k_x \cdot k_z} \frac{HN_f}{N_d} \quad (۴ - ۶۲)$$

که در آن:

$H$  = افت بار کلی

$N_f$  = تعداد مجاری جریان

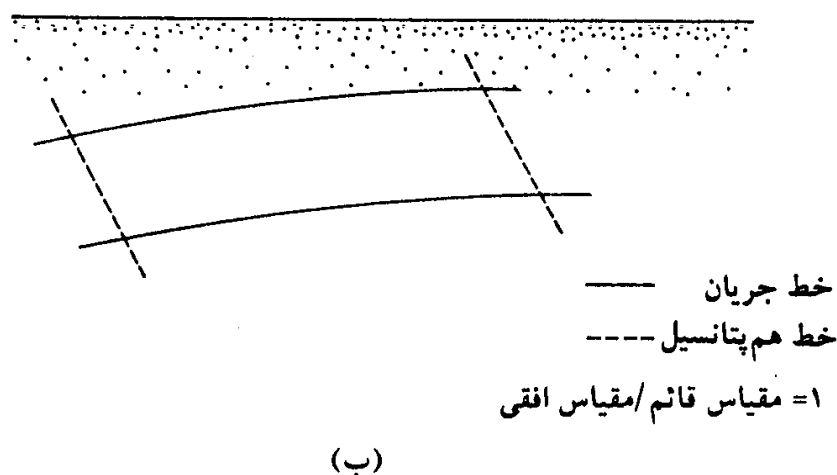
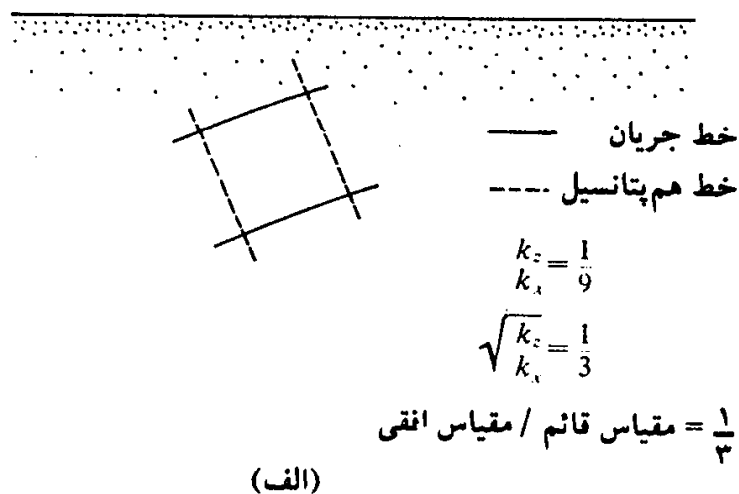
$N_d$  = تعداد افتهای پتانسیل

دو مقدار اخیر از روی شبکه جریان طبق گام ۴ به دست می آیند.

در خاکهای غیرایزوتروپیک، وقتی که شبکه جریان در مقطع تبدیل یافته رسم شود، خطوط جریان و خطوط همپتانسیل بر هم عمود خواهند بود. لیکن وقتی آنها در مقطع واقعی رسم شوند، دیگر خطوط جریان و همپتانسیل بر هم عمود نخواهند بود. این موضوع در شکل ۴ - ۲۷ نشان داده شده است. در این شکل فرض شده که  $k_x = 9k_z$  است. شکل ۴ - ۲۷ - الف نشان دهنده یک چشمه شبکه در مقطع تبدیل یافته و شکل ۴ - ۲۷ - ب نشان دهنده همان چشمه در مقطع واقعی است.

مثال ۴ - ۱۰

در شکل ۴ - ۲۸، شبکه جریان در اطراف یک ردیف سپرکوبی در یک لایه نفوذپذیر نشان داده شده است.



شکل ۴-۲۷ یک شبکه جریان در یک خاک غیرایزوتروپیک. (الف) مقطع تبدیل یافته و (ب) مقطع واقعی

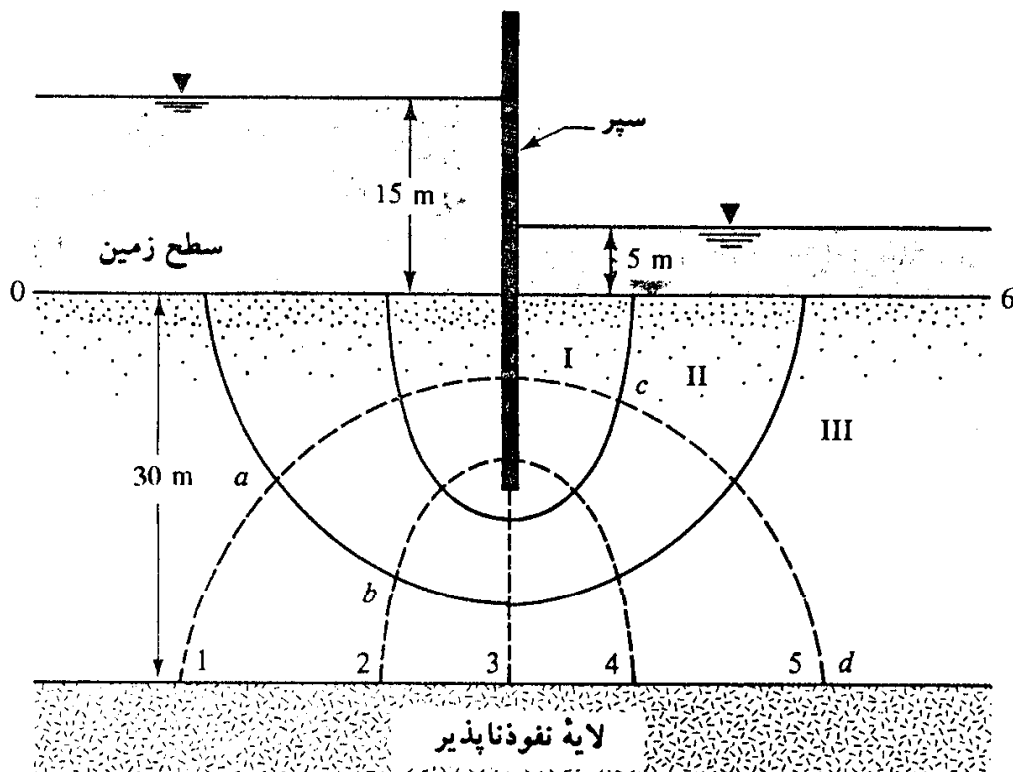
داریم  $k_x = k_y = k_z = k = 5 \times 10^{-3}$ . مطلوب است تعیین:

- 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.

حل:

قسمت الف:

از شکل ۴-۲۸،  $N_f = 3$  و  $N_d = 6$  به دست می آید. افت کلی بار آبی بین بالادست و پایین دست مساوی ۱۰ متر است. بنابراین افت بار برای هر خط پتانسیل مساوی  $10/6 = 1.667$  متر است.  
 نقطه  $a$  در روی خط پتانسیل شماره ۱ قرار دارد. این بدان معناست که افت پتانسیل در  $a$  مساوی



شکل ۴-۲۸ شبکه جریان در اطراف یک ردیف سپر کوبیده شده در لایه نفوذپذیر

بنابراین سطح آب در پیژومتر واقع در  $a$  برابر است با:  
 بالای سطح زمین  $(15 - 1.667) = 13.333 \text{ m}$

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

$$b = (15 - 2 \times 1.667) = 11.67 \text{ m} \text{ بالای سطح زمین}$$

$$c = (15 - 5 \times 1.667) = 6.67 \text{ m} \text{ بالای سطح زمین}$$

$$d = (15 - 5 \times 1.667) = 6.67 \text{ m} \text{ بالای سطح زمین}$$

قسمت ب:

با استفاده از رابطه ۴-۵۵ می توان نوشت:

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

$$k = 5 \times 10^{-3} \text{ cm/sec} = 5 \times 10^{-5} \text{ m/sec}$$

$$\Delta q = 5 \times 10^{-5} \times 1.667 = 8.34 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{sec/m}$$

قسمت پ:

از رابطه ۴-۵۶ می توان نوشت:

$$q = k \frac{HN_f}{N_d} = (5 \times 10^{-5}) \times 1.667 \times 3 = 25.01 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{sec/m}$$

## ۴-۱۲ استفاده از روابط پیوستگی برای حل مسائل ساده جریان

از روابط پیوستگی (۴-۵۱)، می‌توان برای حل مسائل ساده جریان استفاده نمود. برای نشان دادن کار، مطابق شکل ۴-۲۹ یک جریان یک‌بعدی از یک محیط خاک دو لایه با بار ثابت در نظر گرفته می‌شود. اختلاف بار بین بالای لایه ۱ و پایین لایه ۲ مساوی  $h_1$  است. از آنجایی که جریان در امتداد  $z$  است، رابطه پیوستگی (۴-۵۱) به صورت زیر ساده می‌شود:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad (۴-۶۳)$$

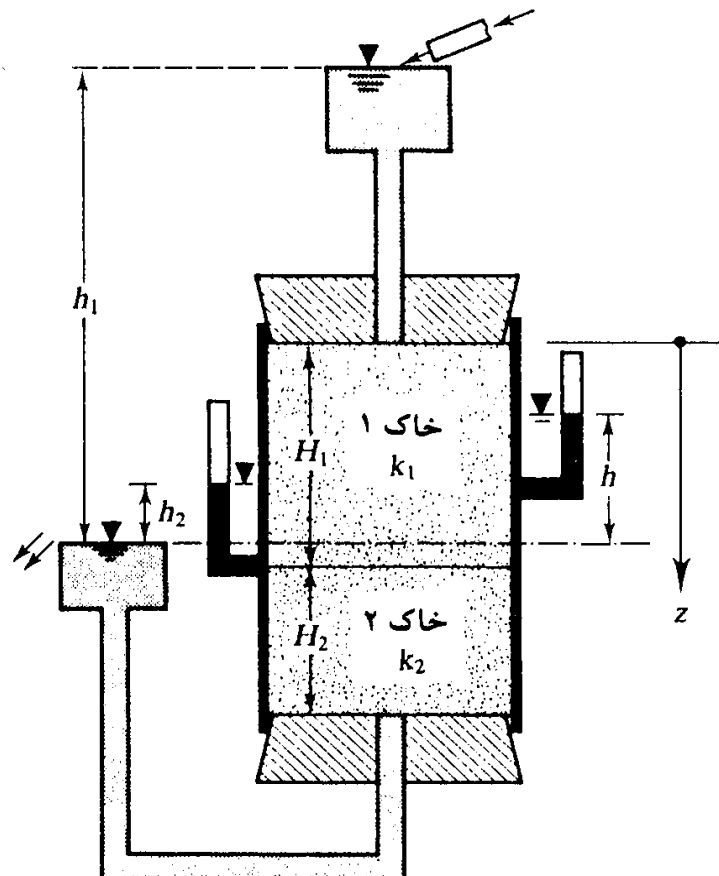
یا:

$$h = A_1 z + A_2 \quad (۴-۶۴)$$

که در آن  $A_1$  و  $A_2$  ثابت می‌باشند که با استفاده از شرایط مرزی قابل تعیین هستند. برای جریان در لایه ۱، شرایط مرزی معلوم به صورت زیر می‌باشند:

$$\text{شرط ۱: } z = 0 \rightarrow h = h_1$$

$$\text{شرط ۲: } z = H_1 \rightarrow h = h_2$$



شکل ۴-۲۹ جریان از داخل خاک دو لایه

# اصول مهندسی ژئوتکنیک

## جلد ۱: مکانیک خاک

مؤلف: ایراجا.ام.داس

مترجم: شاپور طاحونی

# فصل پنجم

## فصل ۵

### مفهوم تنش مؤثر

همان طور که در فصل ۲ تشریح شد، خاک یک سیستم چند قسمتی است. در یک توده خاک، ذرات جامد با فضای حفره‌ای بین آنها، دارای توزیع اتفاقی می‌باشند. فضای حفره‌ای بین دانه‌ها پیوسته بوده و توسط آب و هوا و یا آب یا هوای تنها، اشغال شده است. برای تحلیل مسائلی از قبیل قابلیت فشردگی<sup>۱</sup> (تراکم)، ظرفیت باربری شالوده‌ها، پایداری خاکریزها، و فشار جانبی وارد بر سازه‌های حایل (نگهبان) خاک<sup>۲</sup>، احتیاج به اطلاعاتی درخصوص طبیعت توزیع تنش در مقطع عرضی توده خاک است. تحلیل را می‌توان با مطالعه یک خاک اشباع بدون نشت (غیرنشتی) شروع کرد.

#### ۵-۱ تنش در خاک اشباع غیرنشتی<sup>۳</sup>

شکل ۵-۱ الف، ستونی از یک خاک اشباع را بدون هرگونه نشت (در هر امتداد) نشان می‌دهد. تنش کل در تراز نقطه A را می‌توان با استفاده از وزن مخصوص اشباع خاک و وزن مخصوص آب موجود در بالای آب نقطه به دست آورد. داریم:

$$\sigma = H\gamma_w + (H_A - H)\gamma_{sat} \quad (۵-۱)$$

که در رابطه فوق:

$$\sigma = \text{تنش کل در تراز نقطه } A$$

$$\gamma_w = \text{وزن مخصوص آب}$$

$$\gamma_{sat} = \text{وزن مخصوص اشباع خاک}$$

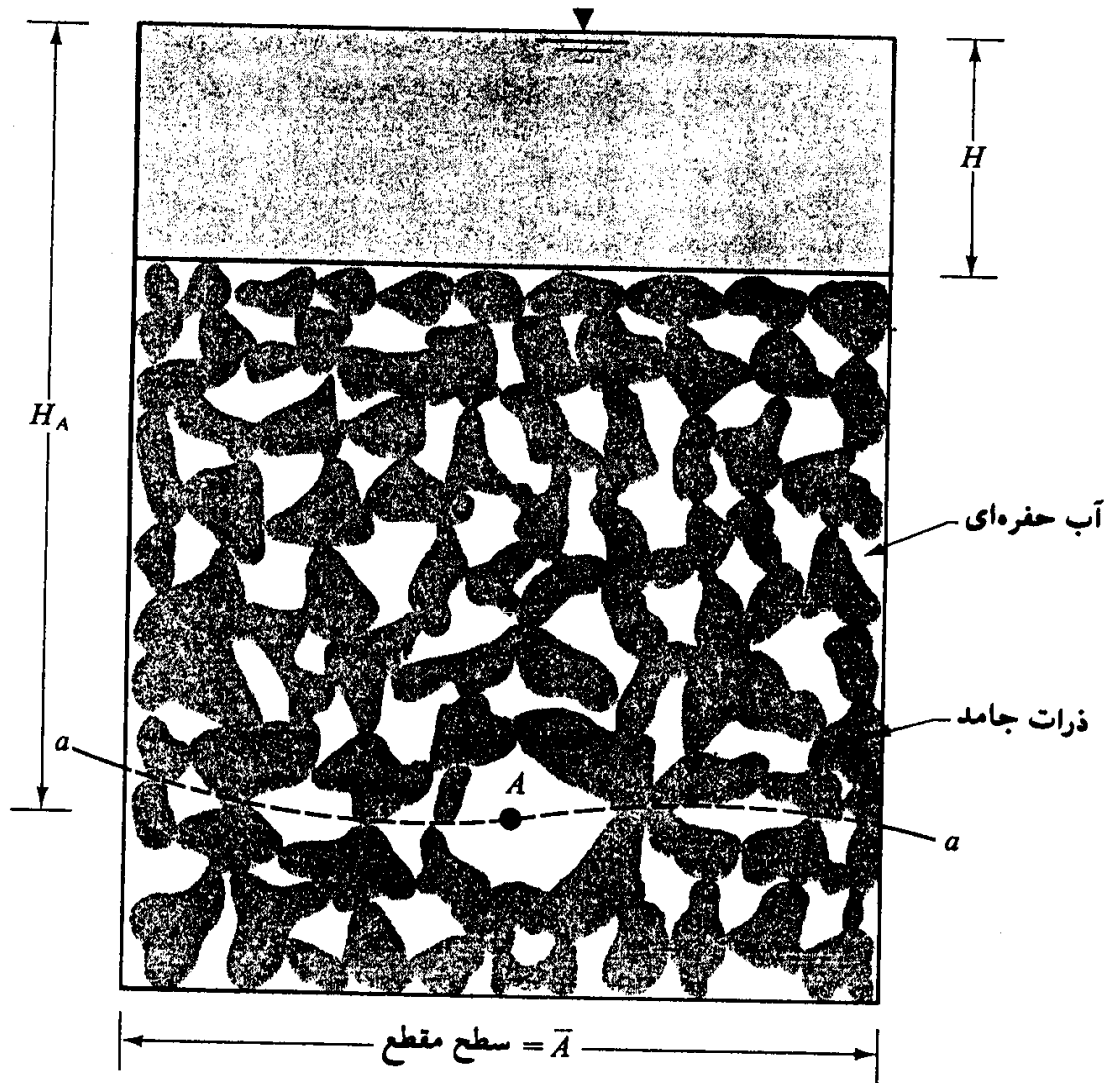
$$H = \text{ارتفاع سطح سفره آب از سطح فوقانی خاک}$$

$$H_A = \text{ارتفاع سطح سفره آب تا نقطه } A$$

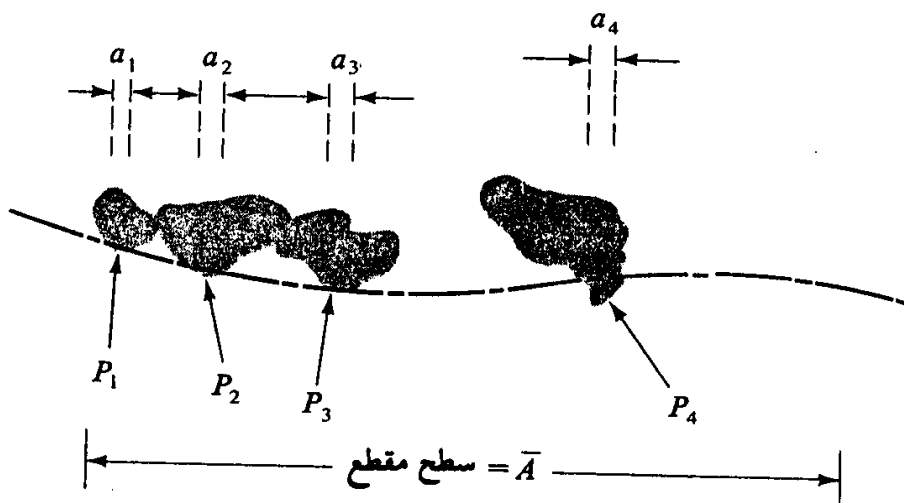
1- compressibility

2- earth retaining structures

3- without seepage



(الف)



(ب)

شکل ۵-۱ (الف) تنش مؤثر در یک ستون خاک بدون نشت (ب) نیروهای مؤثر بر نقاط تماس ذرات خاک در تراز نقطه A



تنش کل  $\sigma$  در رابطه ۵-۱ را می توان به دو قسمت زیر تقسیم کرد:

۱- قسمتی که توسط آب موجود در فضای بین دانه ها حمل می شود. این قسمت دارای شدت مساوی در تمام امتدادهاست.

۲- باقیمانده تنش کل توسط قسمت جامد خاک در نقاط تماس دانه ها حمل می شود. مجموع مؤلفه های قائم نیروهای به وجود آمده در نقاط تماس ذرات جامد در واحد سطح توده خاک، تنش مؤثر<sup>۴</sup> نامیده می شود.

موضوع فوق را می توان با رسم مقطع منحنی  $a-a$  که از نقطه  $A$  و نقاط تماس ذرات عبور می کند، مشاهده نمود. فرض کنید  $P_1, P_2, P_3, \dots, P_n$  و نیروهای مؤثر بر نقاط تماس ذرات خاک (شکل ۵-۱ ب) باشند. مجموع مؤلفه های قائم تمام نیروهای فوق در سطح مقطع واحد خاک، تنش مؤثر  $\sigma'$  می باشد که به صورت زیر نشان داده می شود:

$$\sigma' = \frac{P_{1(v)} + P_{2(v)} + P_{3(v)} + \dots + P_{n(v)}}{\bar{A}} \quad (2-5)$$

که در آن  $P_{1(v)}, P_{2(v)}, P_{3(v)}, \dots, P_{n(v)}$  به ترتیب مؤلفه های قائم  $P_1, P_2, P_3, \dots, P_n$  و  $\bar{A}$  سطح مقطع کلی توده خاک تحت مطالعه می باشد.

مجدداً اگر  $a_s$  سطح مقطع کل سطوح در حال تماس دانه ها یعنی:

$$a_s = a_1 + a_2 + a_3 + \dots + a_n$$

باشد، سطح اشغال شده توسط آب مساوی  $(\bar{A} - a_s)$  خواهد شد. در نتیجه می توان نوشت:

$$\sigma = \sigma' + \frac{u(\bar{A} - a_s)}{\bar{A}} = \sigma' + u(1 - a'_s) \quad (3-5)$$

که در آن:

فشار آب حفره ای<sup>۵</sup> یا فشار هیدرواستاتیک در نقطه  $A$   $u = H_A \gamma_w = A$ .

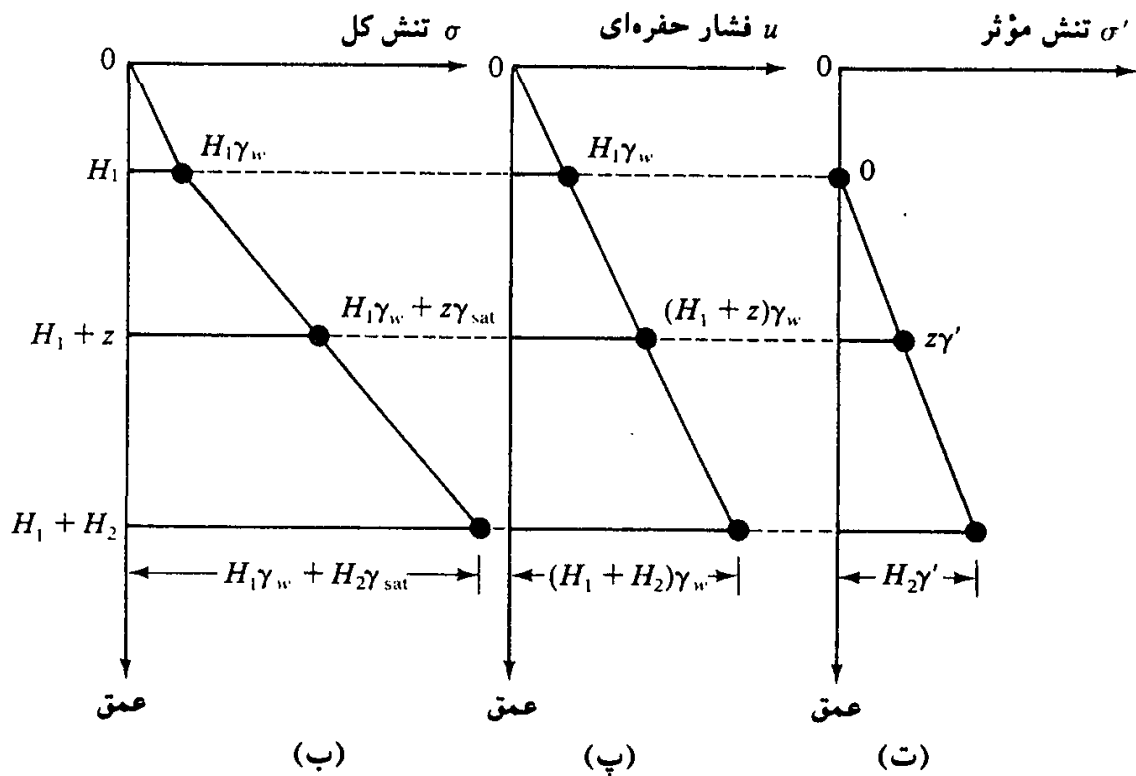
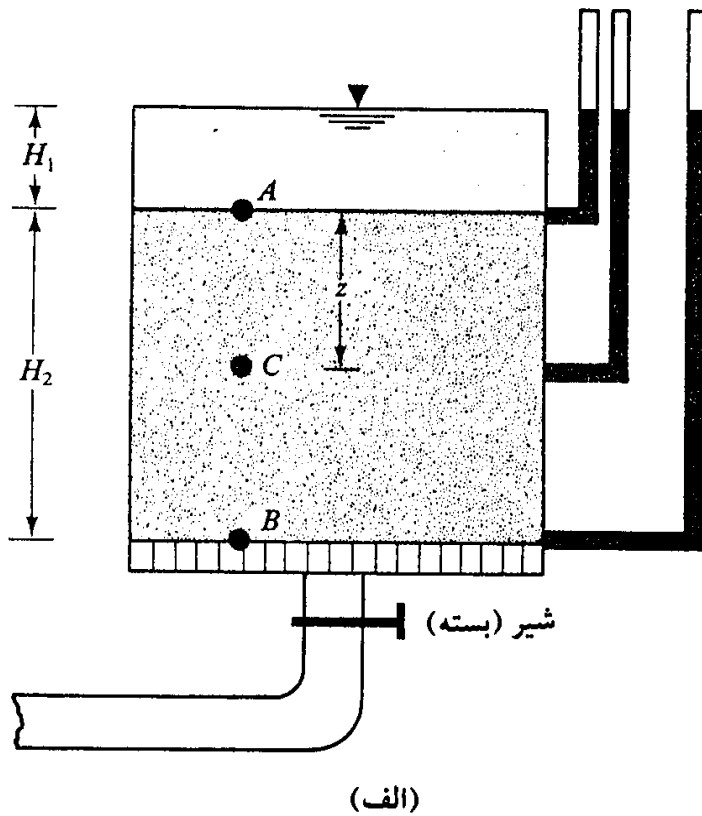
نسبت سطح تماس ذرات خاک به سطح مقطع کلی توده خاک  $a'_s = a_s / \bar{A}$

مقدار  $a'_s$  خیلی کوچک است و در محدوده فشارهایی که در مسائل عملی با آن سر و کار

داریم، می توان آن را نادیده گرفت. بنابراین رابطه ۵-۳ را می توان به طور تقریبی به صورت زیر نوشت:

$$\sigma = \sigma' + u \quad (4-5)$$

$u$  علاوه بر فشار حفره ای، فشار خنثی<sup>۶</sup> نیز نامیده می شود. با قرار دادن  $\sigma$  از رابطه ۵-۱ در رابطه ۵-۴



شکل ۵-۲ (الف) یک لایه خاک درون مخزن بدون هرگونه نشت، (ب) نمودار تغییرات تنش کل، (پ) نمودار تغییرات فشار حفره‌ای و (ت) نمودار تنش مؤثر

به دست می آید:

$$\begin{aligned}\sigma' &= [H\gamma_w + (H_A - H)\gamma_{sat}] - H_A\gamma_w \\ &= (H_A - H)(\gamma_{sat} - \gamma_w) \\ &= (\text{ارتفاع ستون خاک}) \times \gamma'\end{aligned}\quad (5-5)$$

که در آن  $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$ ، وزن مخصوص غوطه‌ور خاک<sup>۷</sup> است. بنابراین مشاهده می‌شود که تنش مؤثر 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 می‌دهد. در اشکال ۵-۲-ب، پ و ت، نمودار تغییرات تنش کل، فشار حفره‌ای و تنش مؤثر در ارتفاع خاک نشان داده شده است.

مفهوم تنش مؤثر (رابطه ۵-۴) اول بار توسط ترزاقی (در حدود سالهای ۱۹۲۵ تا ۱۹۳۶) معرفی شد. اسکمپتون (۱۹۶۰) کار ترزاقی را ادامه داد و رابطه‌ای به شکل رابطه ۵-۳ برای ارتباط تنش کل و تنش مؤثر پیشنهاد نمود.

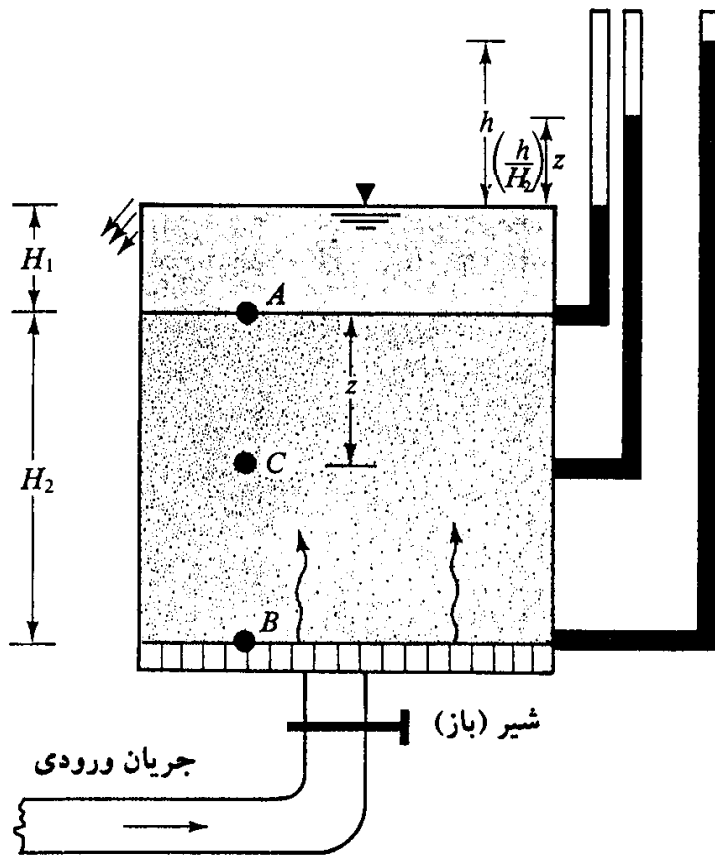
به‌طور خلاصه، تنش مؤثر تقریباً نیرو بر واحد سطح حمل شده توسط اسکلت خاک می‌باشد. در یک توده خاک، تنش مؤثر است که تغییرات حجم و مقاومت را کنترل می‌کند. تنش مؤثر بزرگتر، باعث تراکم و تبدیل خاک به یک توده متراکم‌تر و کم‌حجم‌تر می‌شود.

## ۵-۲ تنش در خاک اشباع با جریان نشتی

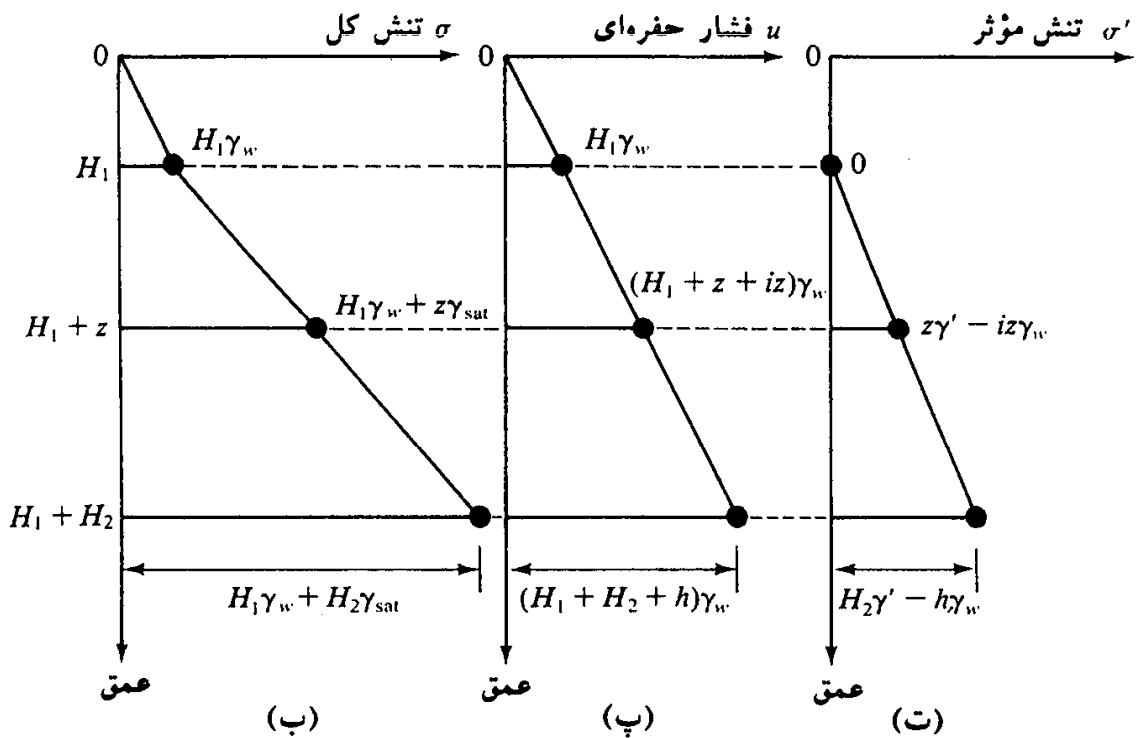
در صورت وجود نشت در یک توده خاک، تنش مؤثر در نقاط مختلف، تغییر خواهد کرد. برحسب امتداد نشت، این تنش ممکن است کم یا زیاد شود.

### نشت به سمت بالا

شکل ۵-۳-الف یک لایه خاک دانه‌ای را درون یک مخزن که در آن نشت رو به بالا وجود دارد، نشان می‌دهد. دبی آب ورودی و در نتیجه دبی نشت ثابت نگه داشته می‌شود. افت بار به علت نشت رو به بالا بین نقاط  $A$  و  $B$  مساوی  $h$  است. با در نظر داشتن این موضوع که تنش کل در هر نقطه در توده خاک مساوی وزن خاک و آب بالای آن است، محاسبات تنش مؤثر در نقاط  $A$  و  $B$  به صورت



(الف)



شکل ۳-۵ (الف) یک لایه خاک درون مخزن با نشت رو به بالا، (ب) نمودار تغییرات تنش کل، (پ) نمودار تغییرات فشار حفره‌ای و (ت) نمودار تغییرات تنش مؤثر

زیر خواهد بود:

در نقطه A:

$$\sigma_A = H_1 \gamma_w \quad \text{تنش کل}$$

$$u_A = H_1 \gamma_w \quad \text{فشار حفره‌ای}$$

$$\sigma'_A = \sigma_A - u_A = 0 \quad \text{تنش مؤثر}$$

در نقطه B:

$$\sigma_B = H_1 \gamma_w + H_2 \gamma_{\text{sat}} \quad \text{تنش کل}$$

$$u_B = (H_1 + H_2 + h) \gamma_w \quad \text{فشار حفره‌ای}$$

$$\sigma'_B = \sigma_B - u_B \quad \text{تنش مؤثر}$$

$$= H_2 (\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w) - h \gamma_w$$

$$= H_2 \gamma' - h \gamma_w$$

به‌طور مشابه تنش مؤثر در نقطه C که در عمق z از سطح خاک قرار دارد، به‌صورت زیر محاسبه می‌شود:

در نقطه C:

$$\sigma_C = H_1 \gamma_w + z \gamma_{\text{sat}} \quad \text{تنش کل}$$

$$u_C = \left( H_1 + z + \frac{h}{H_2} z \right) \gamma_w \quad \text{فشار حفره‌ای}$$

$$\sigma'_C = \sigma_C - u_C \quad \text{تنش مؤثر}$$

$$= z (\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w) - \frac{h}{H_2} z \gamma_w$$

$$= z \gamma' - \frac{h}{H_2} z \gamma_w$$

توجه شود که  $h/H_2$  شیب هیدرولیکی i جریان نشی است. در نتیجه:

$$\sigma'_C = z \gamma' - i z \gamma_w \quad (5-6)$$

در اشکال ۵-۳، ب، پ و ت نمودار تغییرات تنش کل، فشار حفره‌ای و تنش مؤثر در عمق نشان داده شده است. مقایسه اشکال ۵-۲، ت و ۵-۳ نشان می‌دهد که به‌علت نشت، تنش مؤثر در هر نقطه که در عمق z از سطح خاک قرار دارد، به‌اندازه  $i z \gamma_w$  کاهش می‌یابد. اگر دبی نشت و به‌تبع از آن شیب هیدرولیکی به‌طور تدریجی افزایش یابد، یک وضعیت حدی پیش می‌آید که در آن تنش

مؤثر صفر می شود. یعنی:

$$\sigma'_c = z\gamma' - i_{cr} z\gamma_w = 0 \quad (۷-۵)$$

در رابطه فوق:

$i_{cr}$  = گرادیان هیدرولیکی بحرانی (یا گرادیانی که باعث تنش مؤثر صفر می شود) به چنین وضعیتی که در آن پایداری خاک از بین می رود، وضعیت جوشش<sup>۱</sup>، و یا وضعیت سریع<sup>۹</sup> و یا رگاب<sup>۱۰</sup> می گوئیم. از رابطه ۷-۵ می توان نوشت:

$$i_{cr} = \frac{\gamma'}{\gamma_w} \quad (۸-۵)$$

برای اغلب خاکها، مقدار  $i_{cr}$  از ۰/۹ تا ۱/۱ با متوسطی در حدود ۱، تغییر می کند.

### نشت رو به پایین

در شکل ۵-۴ الف، شرایط نشت رو به پایین نشان داده شده که در آن سطح درون مخزن، با تنظیم جریان ورودی و خروجی ثابت نگه داشته شده است. گرادیان هیدرولیکی نشت رو به پایین مساوی  $i = h/H_2$  می باشد.

تنش کل، فشار آب حفره ای و تنش مؤثر در نقطه C برابرند با:

$$\begin{aligned} \sigma_c &= H_1\gamma_w + z\gamma_{sat} \\ u_c &= (H_1 + z - iz)\gamma_w \\ \sigma'_c &= (H_1\gamma_w + z\gamma_{sat}) - (H_1 + z - iz)\gamma_w \\ &= z\gamma' + iz\gamma_w \end{aligned} \quad (۹-۵)$$

ملاحظه می شود که نسبت به حالت بدون نشت، تنش مؤثر به اندازه  $iz\gamma_w$  افزایش یافته است. در اشکال ۵-۴ ب، پ و ت نمودار تغییرات تنش کل، فشار حفره ای و تنش مؤثر در عمق نشان داده شده است.

### مثال ۵-۱

در شکل ۵-۵ مقطع خاکی نشان داده شده است. مطلوب است محاسبه تنش کل، فشار کل حفره ای و تنش

8- boiling

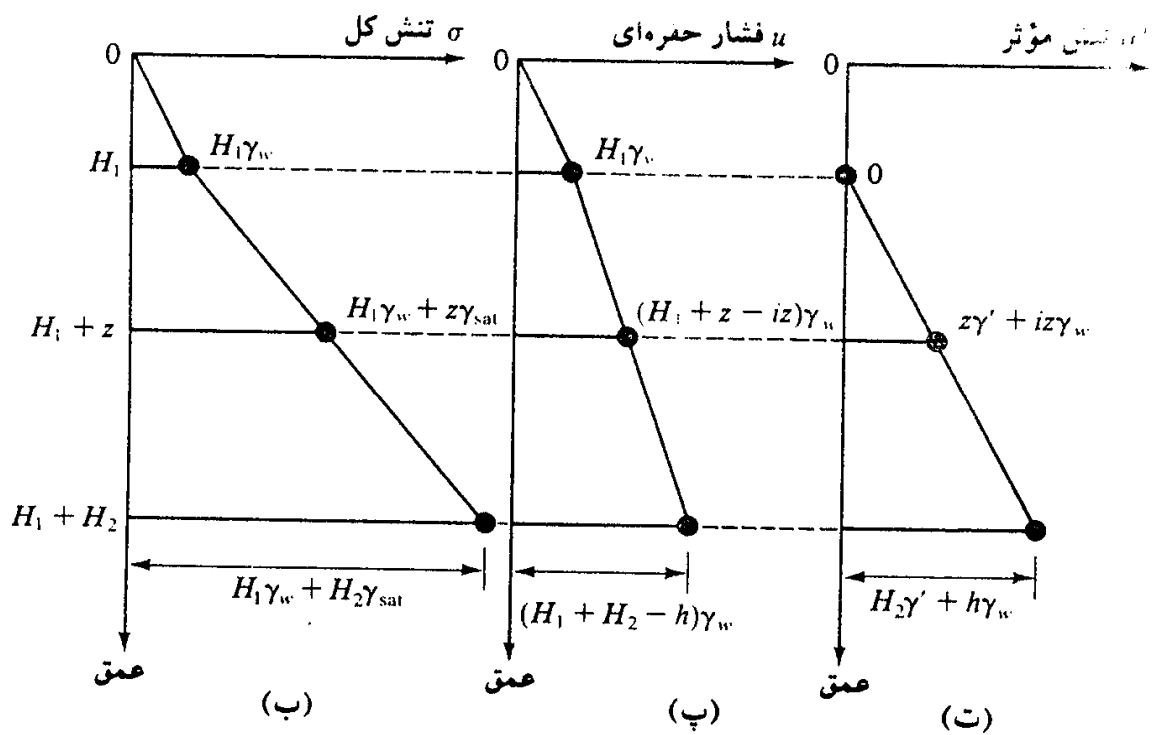
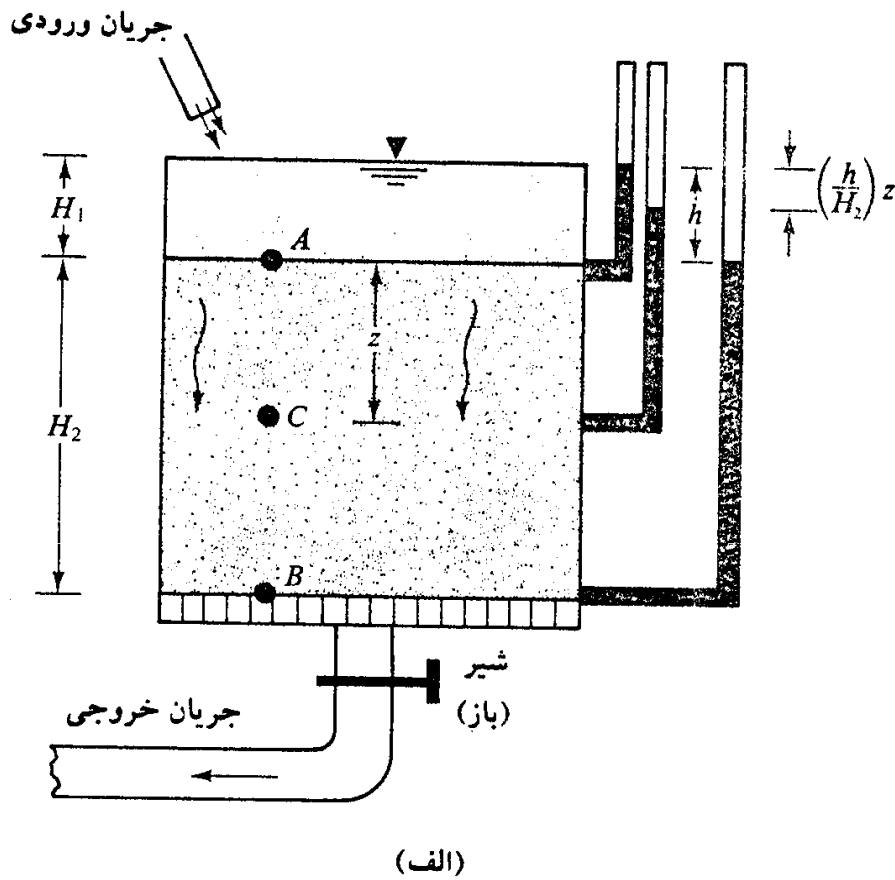
9- quick condition

10- piping

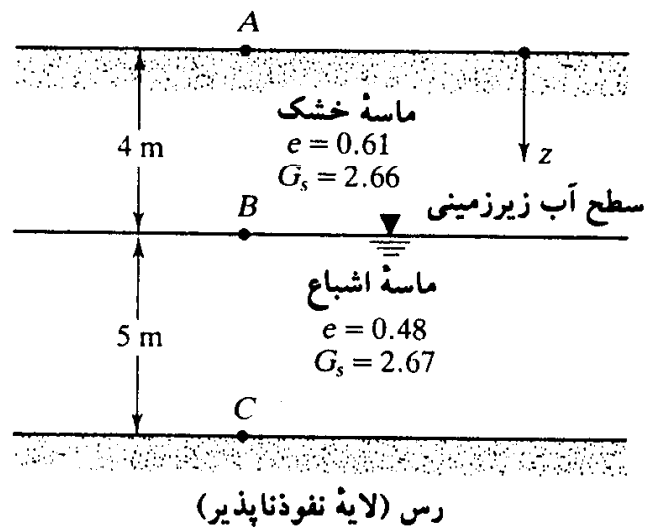
$$* \gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w = \frac{G_s\gamma_w + e\gamma_w}{1+e} - \gamma_w = \frac{(G_s-1)\gamma_w}{1+e}$$

$$\longrightarrow i_{cr} = \frac{\gamma'}{\gamma_w} = \frac{G_s-1}{1+e}$$

نتیجه می شود



شکل ۴-۵ (الف) مقطعی از خاک در یک مخزن با نشت رو به پایین، (ب) تغییرات تنش کل، (پ) تغییرات فشار حفره‌ای، و (ت) تغییرات تنش مؤثر



شکل ۵-۵ شکل مثال ۵-۱

مؤثر در نقاط A، B، C، و D.

حل:

محاسبات وزن مخصوص

$z = 0$  تا  $4 \text{ m}$

$$\gamma_d = \frac{G_s \gamma_w}{1 + e} = \frac{(2.66)(9.81)}{1 + 0.61} = 16.21 \text{ kN/m}^3$$

$z = 4 \text{ m}$  تا  $9 \text{ m}$

$$\gamma_{\text{sat}} = \frac{(G_s + e)\gamma_w}{1 + e} = \frac{(2.67 + 0.48)(9.81)}{1 + 0.48} = 20.88 \text{ kN/m}^3$$

محاسبات تنش

در نقطه A:

$$\sigma_A = 0 \quad \text{تنش کل}$$

$$u_A = 0 \quad \text{فشار حفره‌ای}$$

$$\sigma'_A = 0 \quad \text{تنش مؤثر}$$

در نقطه B:

$$\sigma_B = 4\gamma_d = (4)(16.21) = 64.84 \text{ kN/m}^2$$

$$u_B = 0 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma'_B = 64.84 - 0 = 64.84 \text{ kN/m}^2$$



# اصول مهندسی ژئوتکنیک

## جلد ۱: مکانیک خاک

مؤلف: پراجا.ام.داس

مترجم: شاپور طاحونی

# فصل ششم

## فصل ۶

### تنش در توده خاک

با تأثیر فشار ناشی از شالوده، خاک زیر آن در اعماق مختلف، تحت افزایش تنش قرار می‌گیرد. افزایش خالص در تنش خاک، بستگی به بار وارد بر واحد سطح تماس شالوده، عمق و فاصله نقطه مورد مطالعه از شالوده، و چند عامل دیگر دارد. برای محاسبات نشست، لازم است افزایش خالص تنش قائم خاک به علت احداث شالوده تعیین گردد. محاسبات تعیین نشست در فصل آینده مورد توجه قرار خواهد گرفت. در این فصل با استفاده از تئوری الاستیسیته، اصول تعیین افزایش تنش قائم در خاک مورد بررسی قرار می‌گیرد. اگرچه نهشته‌های طبیعی خاک در اکثر حالات کاملاً همگن، ایزوتروپیک (همسانگرد) و الاستیک (کشسان) نیستند، لیکن محاسبات انجام شده برای تعیین افزایش تنش با استفاده از تئوری الاستیسیته نتایج نسبتاً خوبی برای کارهای عملی به دست می‌دهد.

#### ۶-۱ تنش قائم و برشی در امتداد یک صفحه

دانشجویان درس مکانیک خاک، با مبانی مکانیک مصالح (مقاومت مصالح) آشنا هستند. در این قسمت یک دوره خلاصه از مفاهیم عمومی تنش قائم و برشی ارائه می‌شود.

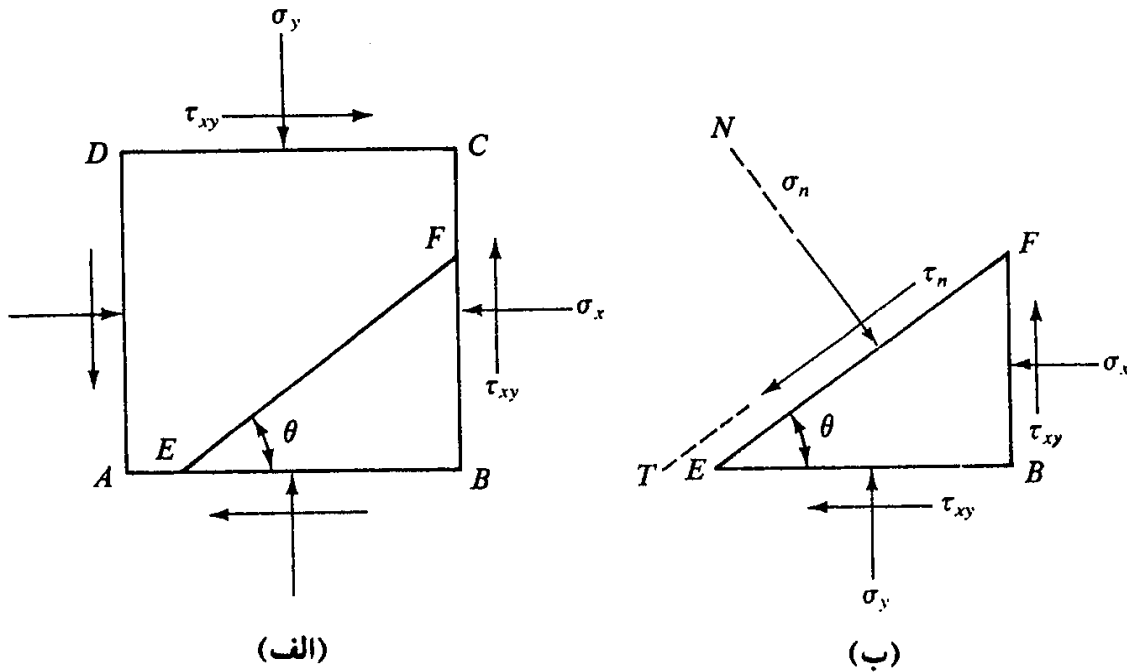
شکل ۶-۱ الف، یک جزء خاک را در فضای دوبعدی نشان می‌دهد که تحت تأثیر تنشهای قائم و برشی قرار دارد ( $\sigma_y > \sigma_x$ ). برای تعیین تنش قائم و برشی در صفحه  $EF$  که زاویه  $\theta$  با صفحه  $AB$  می‌سازد، نمودار آزاد قطعه  $EFB$  مطابق شکل ۶-۱ ب مورد توجه قرار می‌گیرد. تنشهای قائم و برشی مؤثر بر صفحه  $EF$  به ترتیب با  $\sigma_n$  و  $\tau_n$  نشان داده می‌شوند.

با استفاده از هندسه می‌توان نوشت:

$$\overline{EB} = \overline{EF} \cos \theta \quad (۶-۱)$$

و

$$\overline{FB} = \overline{EF} \sin \theta \quad (۶-۲)$$



شکل ۶-۱ (الف) یک جزء کوچک خاک با تنشهای قائم و برشی، (ب) نمودار آزاد قطعه EFB

با نوشتن تعادل مؤلفه‌های نیروهای مؤثر بر جزء کوچک در امتدادهای  $N$  و  $T$  به دست می‌آید:

$$\sigma_n \cdot (\overline{EF}) = \sigma_x \cdot (\overline{EF}) \cdot \sin^2 \theta + \sigma_y \cdot (\overline{EF}) \cdot \cos^2 \theta + 2\tau_{xy}(\overline{EF}) \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta$$

یا

$$\sigma_n = \sigma_x \sin^2 \theta + \sigma_y \cos^2 \theta + 2\tau_{xy} \sin \theta \cdot \cos \theta$$

یا

$$\sigma_n = \frac{\sigma_y + \sigma_x}{2} + \frac{\sigma_y - \sigma_x}{2} \cos 2\theta + \tau_{xy} \sin 2\theta \quad (۳-۶)$$

و همچنین:

$$\tau_n \cdot (\overline{EF}) = -\sigma_x \cdot (\overline{EF}) \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta + \sigma_y \cdot (\overline{EF}) \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta - \tau_{xy}(\overline{EF}) \cdot \cos^2 \theta + \tau_{xy}(\overline{EF}) \cdot \sin^2 \theta$$

یا

$$\tau_n = \sigma_y \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta - \sigma_x \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta - \tau_{xy}(\cos^2 \theta - \sin^2 \theta)$$

یا

$$\tau_n = \frac{\sigma_y - \sigma_x}{2} \sin 2\theta - \tau_{xy} \cos 2\theta \quad (۴-۶)$$

اگر رابطه ۶-۴ مساوی صفر قرار داده شود، مقدار  $\theta$  که به ازای آن  $\tau_n = 0$  است به دست می آید:

$$\tan 2\theta = \frac{2\tau_{xy}}{\sigma_y - \sigma_x} \quad (۵-۶)$$

برای یک دسته مقادیر مشخص  $\tau_{xy}$ ،  $\sigma_x$  و  $\sigma_y$ ، رابطه ۶-۵ دو مقدار  $\theta$  به دست می دهد که ۹۰ درجه با یکدیگر اختلاف دارند. این بدان معنی است که دو صفحه عمود بر هم وجود دارد که تنش برشی در روی آنها مساوی صفر است. این صفحات به صفحات اصلی<sup>۲</sup> موسومند. تنشهای قائم مؤثر بر صفحات اصلی، تنشهای اصلی<sup>۳</sup> نامیده می شوند. مقادیر تنشهای اصلی را می توان با جاگذاری رابطه ۶-۵ در رابطه ۶-۳ به دست آورد. نتیجه می شود:

<p>تنش اصلی حداکثر:</p> $\sigma_n = \sigma_1 = \frac{\sigma_y + \sigma_x}{2} + \sqrt{\left[\frac{(\sigma_y - \sigma_x)}{2}\right]^2 + \tau_{xy}^2} \quad (۶-۶)$ <p>تنش اصلی حداقل:</p> $\sigma_n = \sigma_3 = \frac{\sigma_y + \sigma_x}{2} - \sqrt{\left[\frac{(\sigma_y - \sigma_x)}{2}\right]^2 + \tau_{xy}^2} \quad (۷-۶)$
--

تنشهای قائم و برشی مؤثر بر هر صفحه دلخواه را می توان با رسم دایره مور مطابق شکل ۶-۲ به دست آورد. برای رسم دایره مور از قرارداد علامت زیر استفاده می شود:

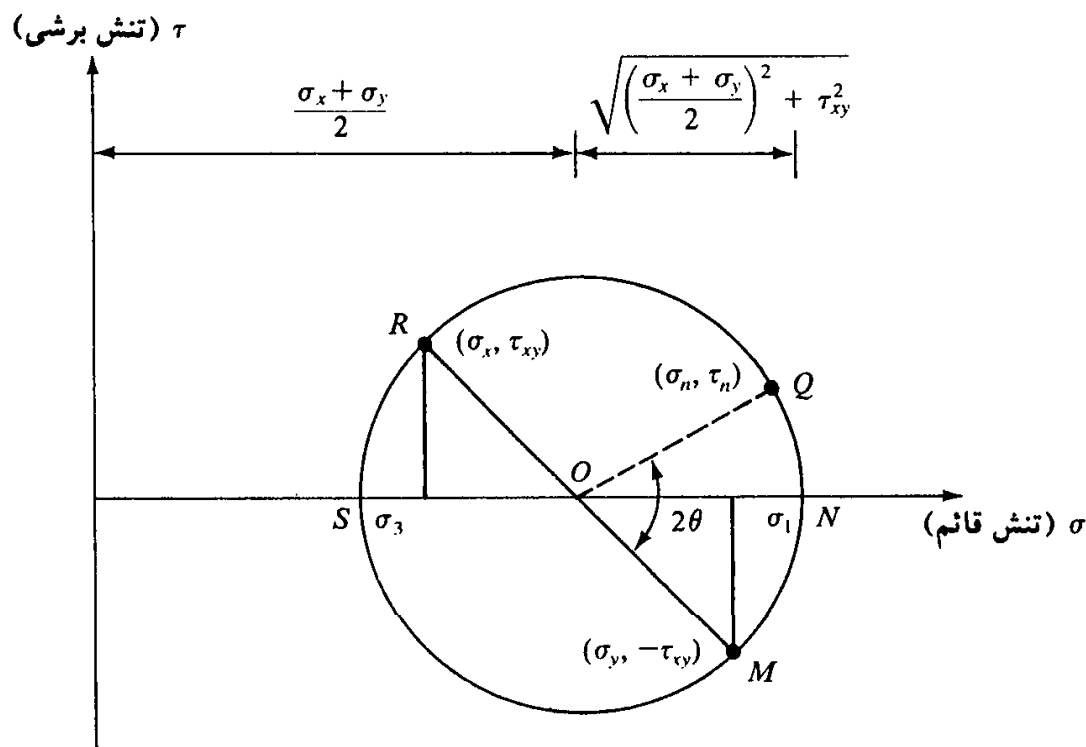
- تنش قائم فشاری مثبت فرض می شود.

- تنشهای برشی وقتی مثبت هستند که بر دو وجه مقابل جزء کوچک طوری اثر نمایند که باعث دوران آن در خلاف عقربه های ساعت شوند.

برای صفحه  $AD$  از جزء کوچک نشان داده شده در شکل ۶-۱ الف، تنش قائم مساوی  $\sigma_x + \tau_{xy}$  و تنش برشی مساوی  $\tau_{xy} + \tau_{xy}$  است. برای صفحه  $AB$  تنش قائم مساوی  $\sigma_y + \tau_{xy}$  و تنش برشی مساوی  $\tau_{xy} - \tau_{xy}$  است.

نقاط  $R$  و  $M$  در شکل ۶-۲، به ترتیب نشان دهنده شرایط تنش در صفحات  $AD$  و  $AB$  می باشند.  $O$  نقطه تقاطع محور تنش قائم با خط  $RM$  و دایره  $MNQRS$  به مرکز  $O$  و شعاع  $OR$ ، دایره مور برای شرایط تنش مورد نظر است. شعاع دایره مور برابر می شود با:

$$\sqrt{\left[\frac{(\sigma_y - \sigma_x)}{2}\right]^2 + \tau_{xy}^2}$$



شکل ۶-۲ دایره تنش مور

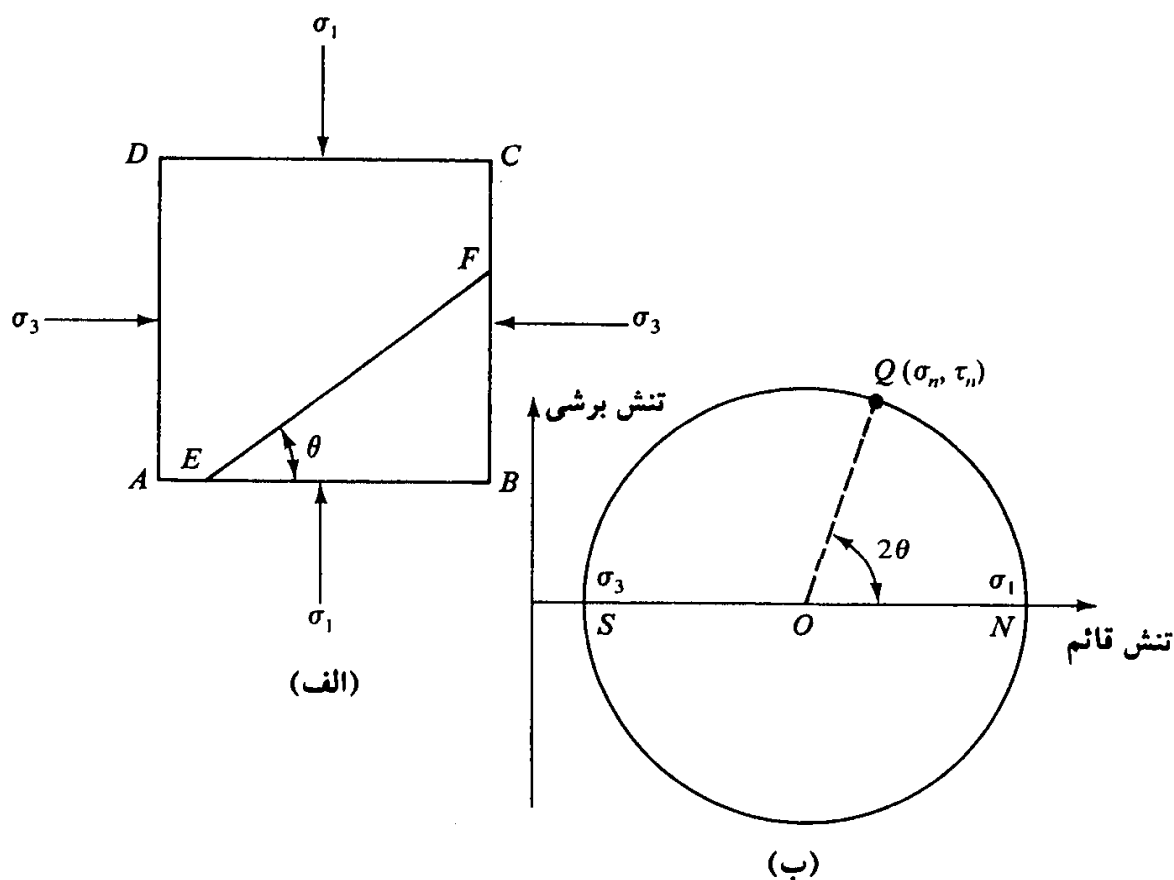
برای تعیین تنش در صفحه  $EF$  در دایره مور شکل ۶-۲، به اندازه  $2\theta$  در خلاف عقربه‌های ساعت از شعاع  $OM$  دوران می‌نماییم تا نقطه  $Q$  به دست آید. توجه شود که نقطه  $M$  نشان‌دهنده وضعیت تنش در صفحه  $AB$  و زاویه‌ای است که صفحه  $EF$  با صفحه  $AB$  در خلاف عقربه‌های ساعت می‌سازد. در واقع در دایره مور، شعاع  $OM$  جانشین صفحه  $AB$  و شعاع  $OQ$  جانشین صفحه  $EF$  و زاویه  $2\theta$  جانشین زاویه  $\theta$ ، ولی هم جهت با آن، می‌شود. طول و عرض نقطه  $Q$  به ترتیب تنش قائم  $\sigma_n$  و تنش برشی  $\tau_n$  در صفحه  $EF$  می‌باشند.

چون عرض (یعنی تنش برشی) نقاط  $S$  و  $N$  (نقاط تقاطع دایره مور با محور افقی تنشها) مساوی صفر است، طول نقاط مزبور نشان‌دهنده تنشهای اصلی می‌باشند. طول نقطه  $N$  مساوی  $\sigma_1$  (رابطه ۶-۶) و طول نقطه  $S$  مساوی  $\sigma_3$  (رابطه ۶-۷) می‌باشد.

در حالت مخصوصی که صفحات  $AD$  و  $AB$  صفحات اصلی حداکثر و حداقل باشند (شکل ۶-۳ الف)، تنش قائم و تنش برشی در روی صفحه  $EF$  را می‌توان با قرار دادن  $\tau_{xy} = 0$  در روابط ۶-۳ و ۶-۴ به دست آورد. نتیجه می‌شود:

$$\sigma_n = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos 2\theta \quad (۸-۶)$$

$$\tau_n = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin 2\theta \quad (۹-۶)$$



شکل ۶-۳

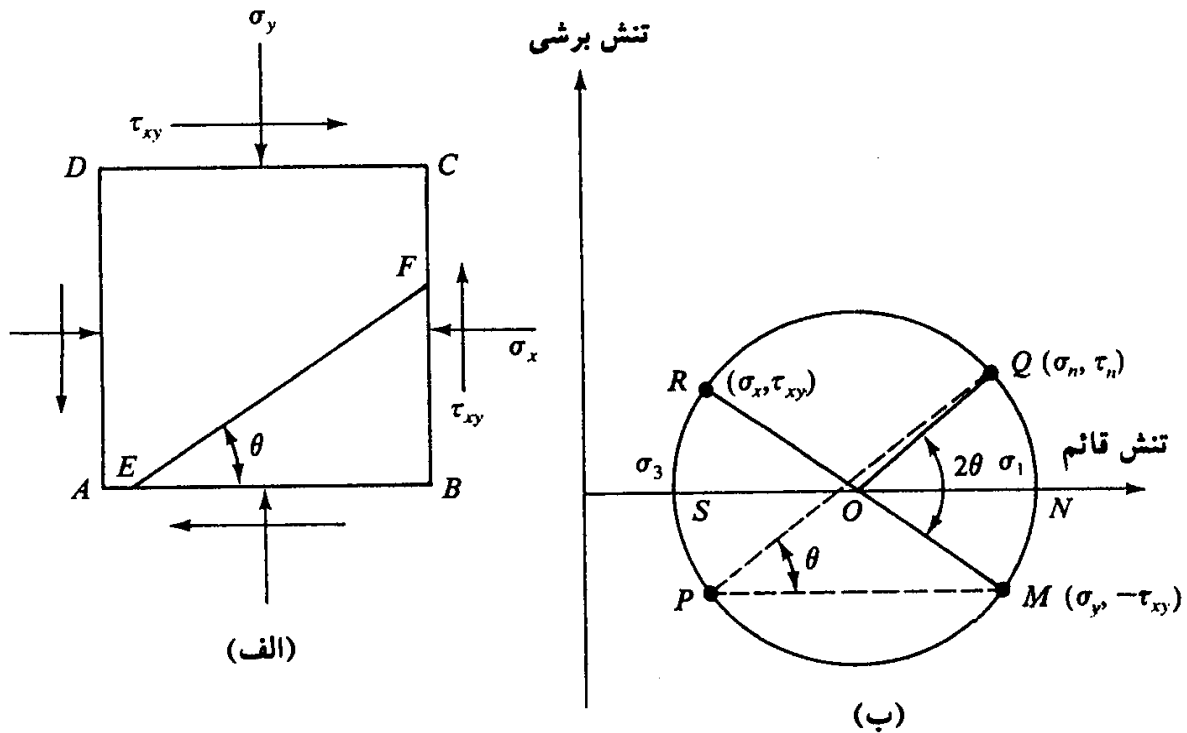
دایره مور برای چنین وضعیت تنشی در شکل ۶-۳-ب نشان داده شده است که در آن طول نقطه  $Q$  نشان‌دهنده تنش قائم و عرض آن نشان‌دهنده تنش برشی در روی صفحه  $EF$  می‌باشد.

### ۶-۲ روش قطبی برای تعیین تنش در امتداد یک صفحه

یک روش دیگر برای تعیین تنشهای موجود در یک صفحه با استفاده از دایره مور، روش قطبی<sup>۴</sup> یا روش مبدأ صفحه<sup>۵</sup> می‌باشد که در شکل ۶-۴ نشان داده شده است. شکل ۶-۴-الف همان جزء کوچک شکل ۶-۱-الف می‌باشد که در شکل ۶-۴-ب دایره مور مربوط به آن نشان داده شده است. طبق روش قطبی، برای تعیین تنش در یک صفحه دلخواه، ابتدا از یک نقطه معلوم در دایره مور، خطی به موازات صفحه نظیر آن نقطه رسم می‌نماییم. نقطه تقاطع این خط با دایره مور قطب نامیده می‌شود. برای حالت تنش مورد نظر، این نقطه یک نقطه واحد است. به عنوان مثال در شکل ۶-۴-ب، نقطه  $M$  نشان‌دهنده وضعیت تنش در روی صفحه  $AB$  می‌باشد و خط  $MP$  به موازات

4- pole method

5- origin of plane



شکل ۶-۴ (الف) جزء خاک با تنشهای قائم و برشی مؤثر بر آن، (ب) استفاده از روش قطبی برای تعیین تنش در صفحه مورد نظر

صفحه  $AB$  رسم شده است. بنابراین  $P$  قطب یا مبدأ صفحه برای این حالت می باشد. برای تعیین تنش در روی صفحه  $EF$ ، کافی است از  $P$  به موازات آن رسم شود. محل تقاطع این خط با دایره مور نقطه  $Q$  است که مختصات آن، تنشهای مؤثر بر صفحه  $EF$  هستند (با توجه به هندسه، زاویه  $QOM$  دو برابر زاویه  $QPM$  می باشد).

### مثال ۶-۱

برای جزء تنش نشان داده شده در شکل ۶-۵-الف، مطلوب است تعیین:

(الف) تنش اصلی حداکثر

(ب) تنش اصلی حداقل

(پ) تنش قائم و برشی در روی صفحه  $DE$ .

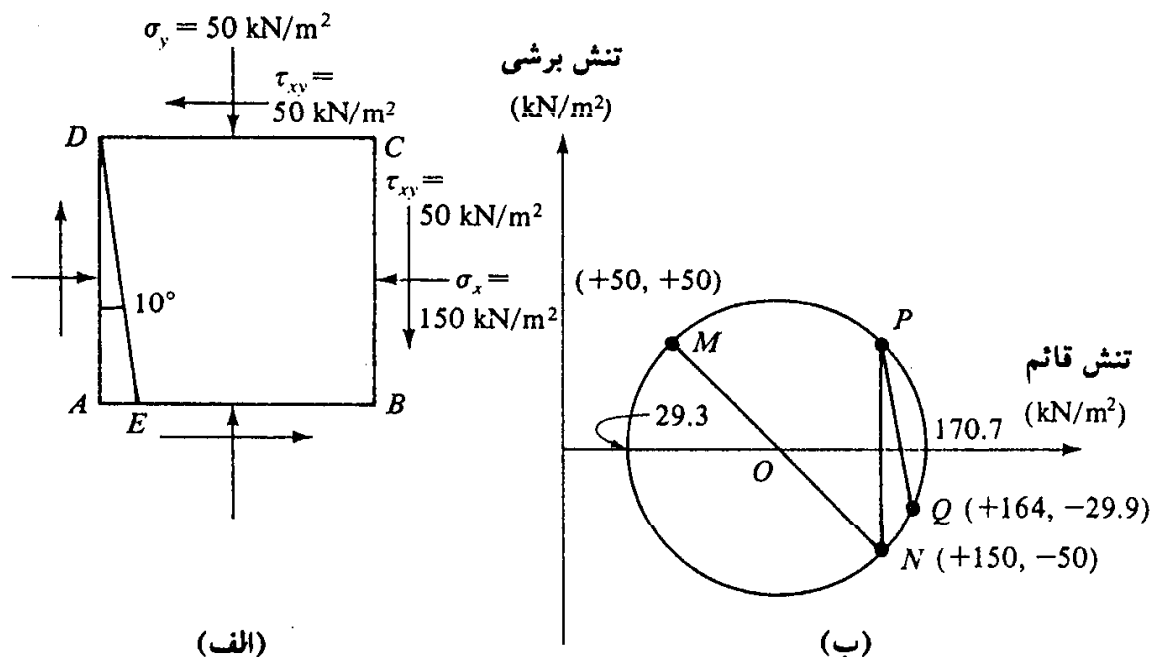
از روش قطبی استفاده کنید.

حل:

در روی صفحه  $AD$ :

$$\text{تنش قائم} = +150 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{تنش برشی} = -50 \text{ kN/m}^2$$



شکل ۶-۵ (الف) وضعیت تنش در جزء خاک، (ب) دایره مور برای جزء خاک

در روی صفحه  $AB$ :

$$\text{تنش قائم} = +50 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{تنش برشی} = +50 \text{ kN/m}^2$$

دایره مور در شکل ۶-۵-ب رسم شده است. با استفاده از این دایره:

$$\text{الف: تنش اصلی حداکثر} = 170.7 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{ب: تنش اصلی حداقل} = 29.3 \text{ kN/m}^2$$

پ: از نقطه  $N$ ، خط  $NP$  به موازات صفحه  $CB$  رسم می‌شود تا قطب  $P$  به دست آید. از قطب  $P$  خط  $PQ$  به موازات صفحه  $DE$  رسم می‌گردد. مختصات نقطه  $Q$ ، تنش در روی صفحه  $DE$  را به دست می‌دهد. داریم:

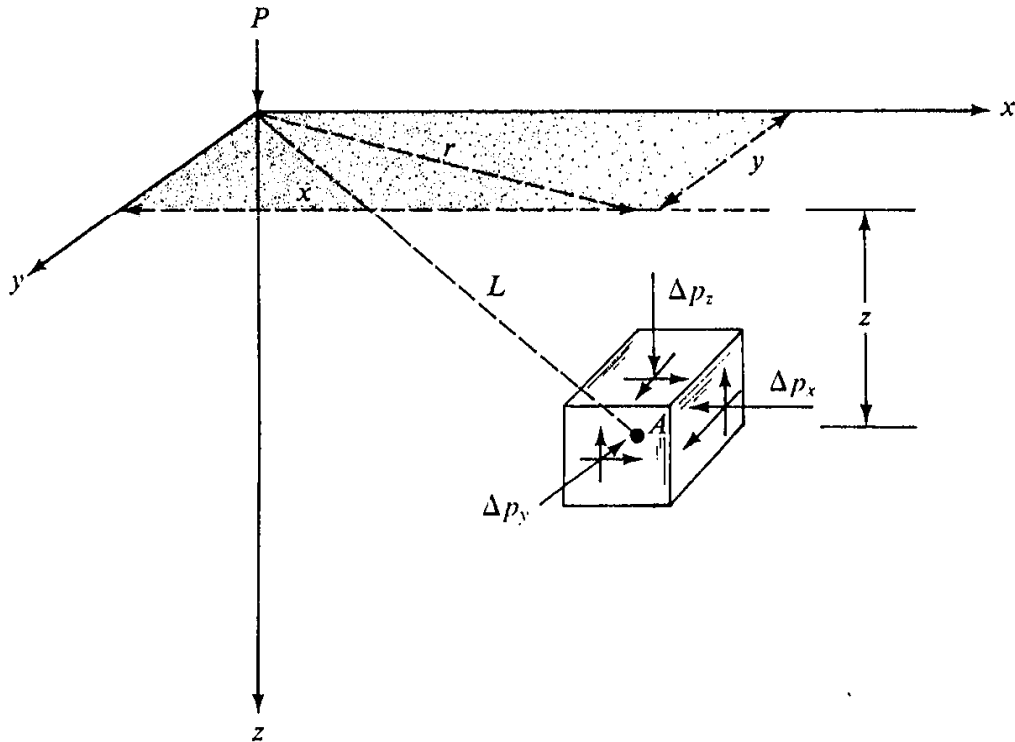
$$\text{تنش قائم} = 164 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{تنش برشی} = -29.9 \text{ kN/m}^2$$

### ۶-۳ تنش به علت بار متمرکز

بوسینسک<sup>۶</sup> (۱۸۸۳) مسئله تنش تولیدشده در هر نقطه از یک محیط ارتجاعی، همگن، ایزوتروپیک (همسانگرد) و نیمه بی‌نهایت را به علت یک بار متمرکز وارد بر سطح حل کرد. طبق شکل ۶-۶، حل بوسینسک برای تنشهای قائم در نقطه  $A$  به علت بار متمرکز  $P$  به صورت زیر است:





شکل ۶-۶ تنش در یک محیط ارتجاعی نیمه بی نهایت به علت بار متمرکز سطحی

$$\Delta p_x = \frac{P}{2\pi} \left\{ \frac{3x^2 z}{L^5} - (1 - 2\mu) \left[ \frac{x^2 - y^2}{Lr^2(L+z)} + \frac{y^2 z}{L^3 r^2} \right] \right\} \quad (۱۰-۶ \text{ الف})$$

$$\Delta p_y = \frac{P}{2\pi} \left\{ \frac{3y^2 z}{L^5} - (1 - 2\mu) \left[ \frac{y^2 - x^2}{Lr^2(L+z)} + \frac{x^2 z}{L^3 r^2} \right] \right\} \quad (۱۰-۶ \text{ ب})$$

و

$$\Delta p_z = \frac{3P}{2\pi} \frac{z^3}{L^5} = \frac{3P}{2\pi} \frac{z^3}{(r^2 + z^2)^{5/2}} \quad (۱۱-۶)$$

که در آن:

$$r = \sqrt{x^2 + y^2}$$

$$L = \sqrt{x^2 + y^2 + z^2} = \sqrt{r^2 + z^2}$$

$\mu$  = نسبت پواسون

طبق روابط ۱۰-۶ الف و ب، تنشهای افقی تابعی از نسبت پواسون می باشند، لیکن تنش قائم  $\Delta p_z$  (رابطه ۱۱-۶)، مستقل از نسبت پواسون است. رابطه  $\Delta p_z$  را می توان به صورت زیر

بازنویسی کرد:

$$\Delta p_z = \frac{P}{z^2} \left\{ \frac{3}{2\pi} \frac{1}{[(r/z)^2 + 1]^{5/2}} \right\} = \frac{P}{z^2} I_1 \quad (۱۲-۶)$$

که در آن:

$$I_1 = \frac{3}{2\pi} \frac{1}{[(r/z)^2 + 1]^{5/2}} \quad (۱۳-۶)$$

در جدول ۶-۱، مقادیر  $I_1$  برحسب نسبت‌های مختلف  $r/z$  ارائه شده است. وسترگارد (۱۹۳۸) رابطه مشابهی برای توزیع تنش در خاک لایه‌بندی شده ارائه داد.

جدول ۶-۱ مقدار  $I_1$  طبق رابطه ۶-۱۳

$r/z$	$I_1$	$r/z$	$I_1$
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	0.1386	5.0	0.00014

### مثال ۶-۲

مطابق شکل ۶-۶، بار متمرکز  $P=1000$  کیلونیوتن را در نظر بگیرید و تغییرات تنش قائم  $\Delta p$  را با عمق در زیر نقطه‌ای به مختصات  $x=3$  و  $y=4$  متر رسم کنید.

حل:

$$r = \sqrt{x^2 + y^2} = \sqrt{3^2 + 4^2} = 5 \text{ m}$$

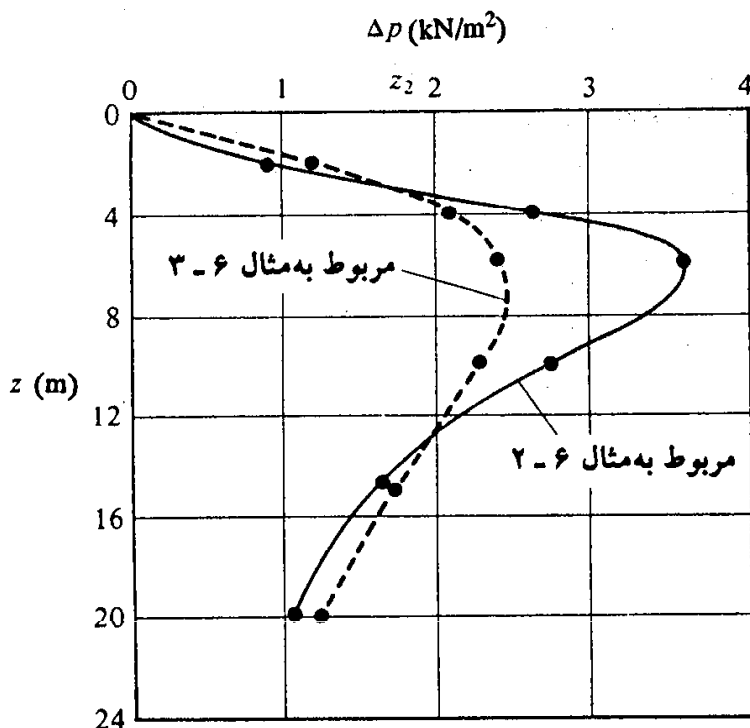
حال می‌توان جدول زیر را تهیه کرد:

$r$ (m)	$z$ (m)	$\frac{r}{z}$	$I_1^*$	$\Delta p = \frac{P}{z^2} I_1^+$ (kN/m <sup>2</sup> )
5.0	0	$\infty$	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

\* رابطه ۶-۱۳

+ رابطه ۶-۱۲ با  $P=1000$  کیلونیوتن

در شکل ۶-۷ تغییرات  $\Delta p$  در مقابل  $z$  رسم شده است.



شکل ۶-۲ نمودار تغییرات افزایش فشار در عمق

۴-۶ حل وسترگارد برای تنش قائم به علت بار نقطه‌ای در خاکهای لایه‌بندی شده وسترگارد در سال ۱۹۳۸ حلی برای تعیین تنش قائم به علت بار نقطه‌ای در یک محیط الاستیک چندلایه‌ای که در فصل مشترک لایه‌ها، یک فیلم صلب نازک قرار دارد، ارائه نمود (شکل ۶-۸ الف). این فرض در طبیعت با لایه‌های رسی که در فصل مشترک آنها رگه‌های ماسه‌ای قرار دارد، مطابقت می‌کند. برای چنین مدلی، تنش قائم به علت بار متمرکز در عمق  $z$  به صورت زیر قابل بیان است:

$$\Delta p_z = \frac{P\eta}{2\pi^2 z^2} \left[ \frac{1}{\eta^2 + (r/z)^2} \right]^{3/2} \quad (۱۴-۶)$$

که در آن:

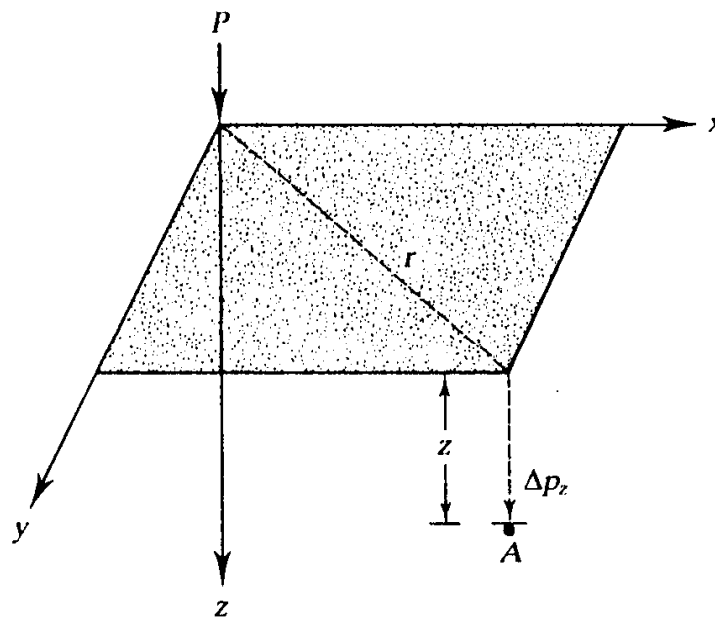
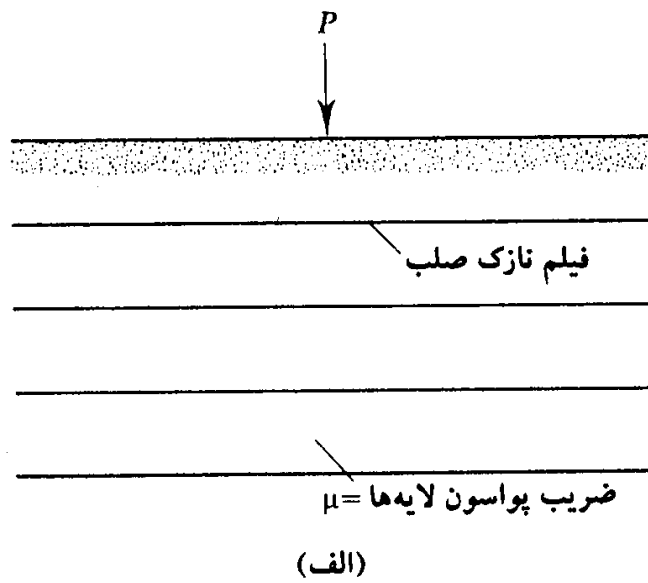
$$\eta = \sqrt{\frac{1-2\mu}{2-2\mu}} \quad (۱۵-۶)$$

 $\mu$  = ضریب پواسون خاک لایه‌ای

$$r = \sqrt{x^2 + y^2}$$

رابطه ۱۴-۶ را می‌توان به صورت زیر بازنویسی نمود:

$$\Delta p_z = \left( \frac{P}{z^2} \right) I_2 \quad (۱۶-۶)$$



شکل ۶-۸ حل وسترگارد برای تنش قائم به علت بار نقطه‌ای

که در آن:

$$I_2 = \frac{1}{2\pi\eta^2} \left[ \left( \frac{r}{\eta z} \right)^2 + 1 \right]^{-3/2} \quad (۱۷-۶)$$

در اغلب مسائل عملی مهندسی ژئوتکنیک، حل بوسینسک (بخش ۶-۳) بر حل وسترگارد ترجیح داده می‌شود. به همین علت، در دنباله فصل، برای محاسبات تنش برای انواع مختلف بارگذاری از حل بوسینسک استفاده می‌شود.

## مثال ۶-۳

مثال ۶-۲ را در نظر گرفته و افزایش تنش قائم  $\Delta p_x$  را با فرض  $\mu=0.35$  با استفاده از حل وسترگارد تعیین نمایید.

حل:

با استفاده از رابطه ۶-۱۵ می توان نوشت:

$$\eta = \sqrt{\frac{1-2\mu}{2-2\mu}} = \sqrt{\frac{1-(2)(0.35)}{2-(2)(0.35)}} = \sqrt{\frac{0.3}{1.3}} = 0.48$$

$$r = 5 \text{ m}$$

حال می توان جدول زیر را تنظیم نمود:

$r$ (m)	$z$ (m)	$\frac{r}{z}$	$\frac{r}{\eta z}$	$I_2^{(الف)}$	$\Delta p_z = \frac{P}{z^2} I_2^{(ب)}$ (kN/m <sup>2</sup> )
5.0	0	$\infty$	$\infty$	0	0
	2	2.5	5.21	0.00467	1.168
	4	1.25	2.60	0.0323	2.019
	6	0.83	1.63	0.0866	2.406
	10	0.5	1.04	0.230	2.3
	15	0.33	0.69	0.3852	1.712
	20	0.25	0.52	0.4824	1.206

(الف): رابطه ۶-۱۷

(ب): رابطه ۶-۱۶

برای مقایسه، نتایج حاصل در شکل ۶-۷ در کنار نتایج روش بوسینسک ارائه شده است.

## ۵-۶ تنش قائم به علت بار خطی

شکل ۶-۹ الف یک بار خطی انعطاف پذیر با طول بی نهایت و شدت  $q$  بر واحد طول را که بر سطح یک توده خاک نیمه بی نهایت مؤثر است، نشان می دهد. افزایش تنش قائم  $\Delta p$  با استفاده از اصول تئوری الاستیسیته به صورت زیر به دست می آید:

$$\Delta p = \frac{2qz^3}{\pi(x^2 + z^2)^2}$$

(۶-۱۸)

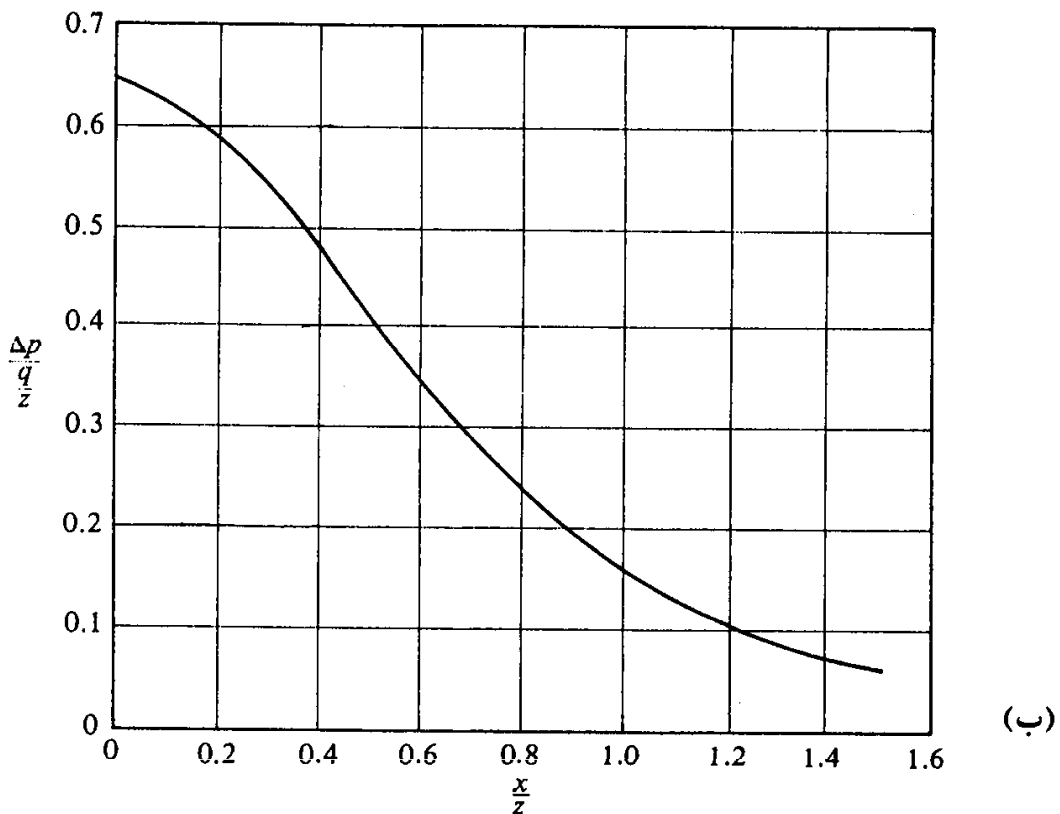
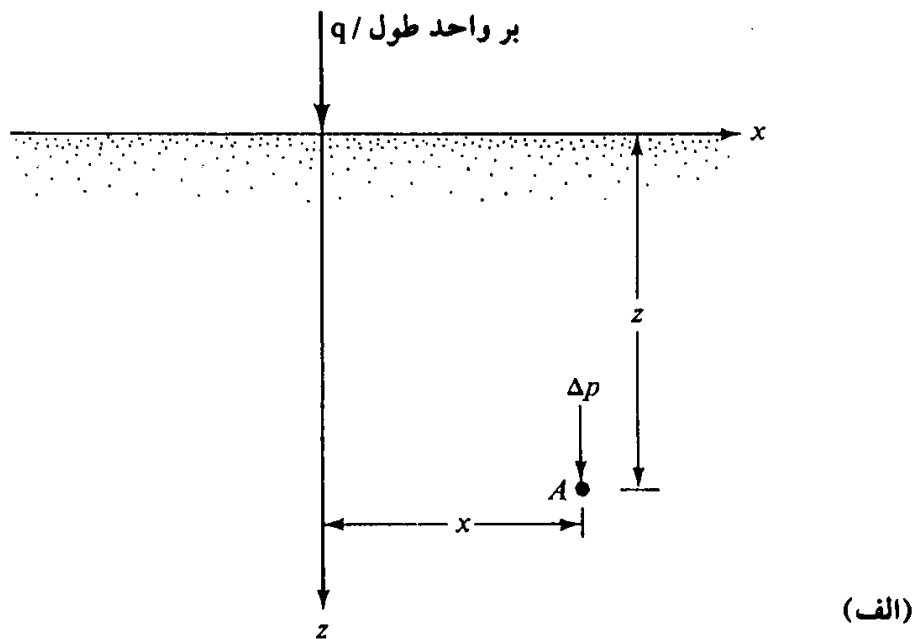
معادله قبل را می توان به شکل بدون بعد زیر نوشت:

$$\Delta p = \frac{2q}{\pi z [(x/z)^2 + 1]^2}$$

یا

$$\frac{\Delta p}{(q/z)} = \frac{2}{\pi [(x/z)^2 + 1]^2}$$

(۶-۱۹)



شکل ۶-۹ (الف) بار خطی مؤثر بر سطح یک محیط نیمه بی نهایت، (ب) نمودار بدون بعد تغییرات افزایش تنش قائم بار عمق  $x/z$

با استفاده از رابطه به دست آمده، می توان تغییرات  $\Delta p/(q/z)$  در مقابل  $x/z$  را مطابق شکل ۶-۹ ب رسم نمود. مقدار  $\Delta p$  محاسبه شده از روابط ۶-۱۸ و ۶-۱۹ فشار اضافی به وجود آمده در خاک به علت بار خطی می باشد. این مقدار شامل فشار ناشی از خاک موجود در روی نقطه  $A$  نیست.

## مثال ۶-۴

اگر در شکل ۶-۹ الف، شدت بار خطی ۵۰۰ کیلو نیوتن بر متر در نظر گرفته شود، مطلوب است تعیین افزایش تنش قائم در نقطه A با مختصات  $x=5$  و  $z=4$  متر.

حل:

با استفاده از رابطه ۶-۱۸ می توان نوشت:

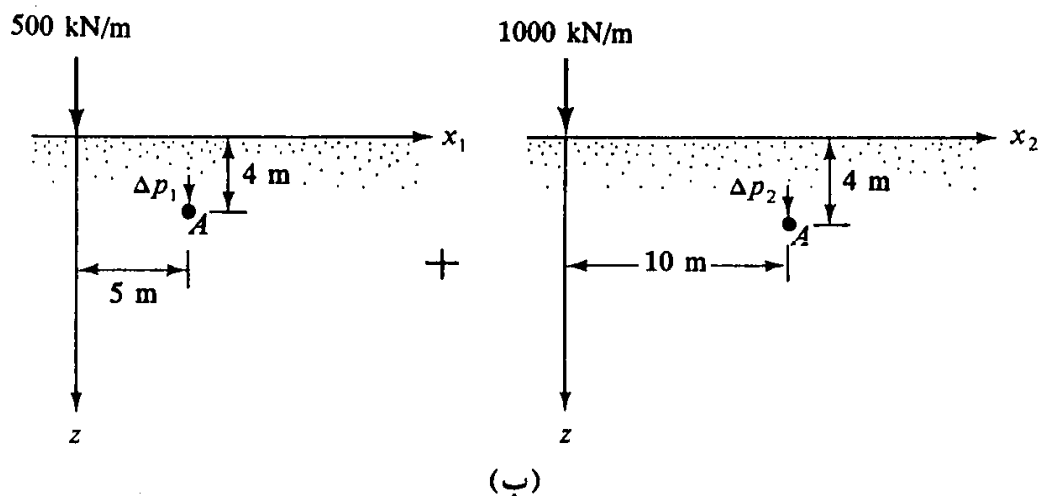
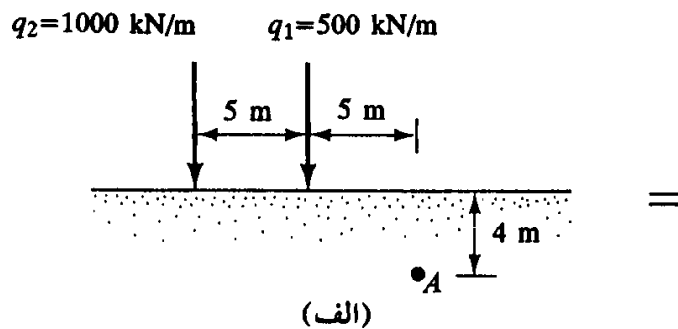
$$\Delta p = \frac{2qz^3}{\pi(x^2 + z^2)^2}$$

$$q=500 \text{ kN/m} , z=4 \text{ m} , x=5 \text{ (m)}$$

$$\Delta p = \frac{(2)(500)(4)^3}{\pi(5^2+4^2)^2} = 12.12 \text{ kN/m}^2$$

## مثال ۶-۵

شکل ۶-۱۰ الف دو بار خطی مؤثر بر سطح خاک را نشان می دهد. مطلوب است تعیین افزایش تنش در نقطه A.



شکل ۶-۱۰ الف) دو بار خطی مؤثر بر سطح خاک، (ب) استفاده از اصل جمع آثار قوا برای تعیین تنش در نقطه A

حل:

با استفاده از شکل ۶-۱۰ ب، افزایش تنش کل در نقطه A برابر است با:

$$\Delta p = \Delta p_1 + \Delta p_2$$

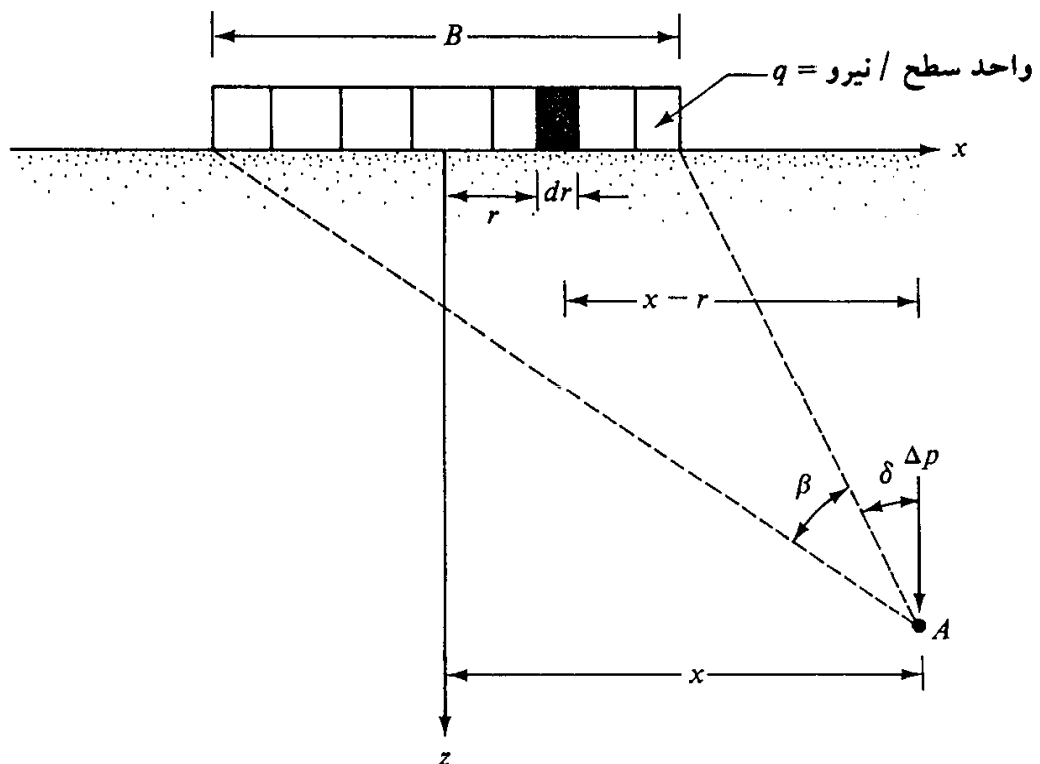
$$\Delta p_1 = \frac{2q_1 z^3}{\pi(x_1^2 + z^2)^2} = \frac{(2)(500)(4)^3}{\pi(5^2 + 4^2)^2} = 12.12 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta p_2 = \frac{2q_2 z^3}{\pi(x_2^2 + z^2)^2} = \frac{(2)(1000)(4)^3}{\pi(10^2 + 4^2)^2} = 3.03 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta p = 12.12 + 3.03 = 15.15 \text{ kN/m}^2$$

### ۶-۶ تنش به علت بار نواری (عرض محدود و طول نامحدود)

شکل ۶-۱۱ بار نواری به طول نامحدود و عرض  $B$  را نشان می‌دهد. برای تعیین تنش در نقطه A به علت بار نواری، می‌توان از نتایج بار خطی استفاده کرد. برای این منظور نواری به عرض بی‌نهایت کوچک  $dr$  از بار نواری در نظر گرفته می‌شود. اگر شدت بار نواری در واحد سطح  $q$  باشد، بار وارد بر واحد طول نوار با عرض بی‌نهایت کوچک (با رنگ تیره در شکل ۶-۱۱ مشخص است) مساوی  $q dr$  خواهد شد. این نوار با عرض بی‌نهایت کوچک را می‌توان همانند بار خطی در نظر گرفت و افزایش تنش  $dp$  در نقطه A را از رابطه ۶-۱۸ به دست آورد. برای این منظور کافی است در رابطه



شکل ۶-۱۱ تنش قائم به علت بار نواری انعطاف پذیر



۱۸-۶.  $q \cdot dr$  جایگزین  $q$  و  $(x-r)$  جایگزین  $x$  گردد. به دست می آید:

$$dp = \frac{2(q \cdot dr)z^3}{\pi[(x-r)^2 + z^2]^2} \quad (۲۰-۶)$$

کل افزایش تنش  $\Delta p$  در نقطه  $A$  به علت کل بار نواری به عرض  $B$  را می توان با انتگرال گیری از رابطه ۲۰-۶ بین دو عرض  $-B/2$  تا  $B/2$  به دست آورد:

$$\begin{aligned} \Delta p &= \int dp = \int_{-B/2}^{+B/2} \left( \frac{2q}{\pi} \right) \left\{ \frac{z^3}{[(x-r)^2 + z^2]^2} \right\} dr \\ &= \frac{q}{\pi} \left\{ \tan^{-1} \left[ \frac{z}{x - (B/2)} \right] - \tan^{-1} \left[ \frac{z}{x + (B/2)} \right] - \frac{Bz[x^2 - z^2 - (B^2/4)]^2}{[x^2 + z^2 - (B^2/4)]^2 + B^2z^2} \right\} \end{aligned} \quad (۲۱-۶)$$

رابطه ۲۱-۶ می تواند به صورت زیر ساده شود:

$$\Delta p = \frac{q}{\pi} [\beta + \sin \beta \cos (\beta + 2\delta)] \quad (۲۲-۶)$$

در شکل ۱۱-۶، زوایای  $\beta$  و  $\delta$  تعریف شده اند.

در جدول ۲-۶، تغییرات  $\Delta p/q$  در مقابل  $2z/B$  و  $2x/B$  به ازای مقادیر ۰، ۰/۵، ۱/۰، ۱/۵، ۲/۰، ۲/۵ و ۳ ارائه شده است. از این جدول می توان برای تعیین افزایش به علت بار نواری انعطاف پذیر استفاده نمود.

علاوه بر جدول ۲-۶، از رابطه ۲۲-۶ می توان برای رسم منحنی های هم تنش مطابق شکل ۱۲-۶ استفاده نمود. این منحنی ها به پیاز تنش معروف هستند.

### مثال ۶-۶

با مراجعه به شکل ۱۱-۶، و داده های  $z=3 \text{ m}$ ،  $B=6 \text{ m}$ ،  $q=200 \text{ kN/m}^2$  مطلوب است تعیین افزایش تنش در نقاط  $0 \text{ m}$  و  $\pm 6 \text{ m}$  و  $\pm 9 \text{ m}$ . نمودار تغییرات  $\Delta p$  را بر حسب  $x$  رسم کنید.

حل:

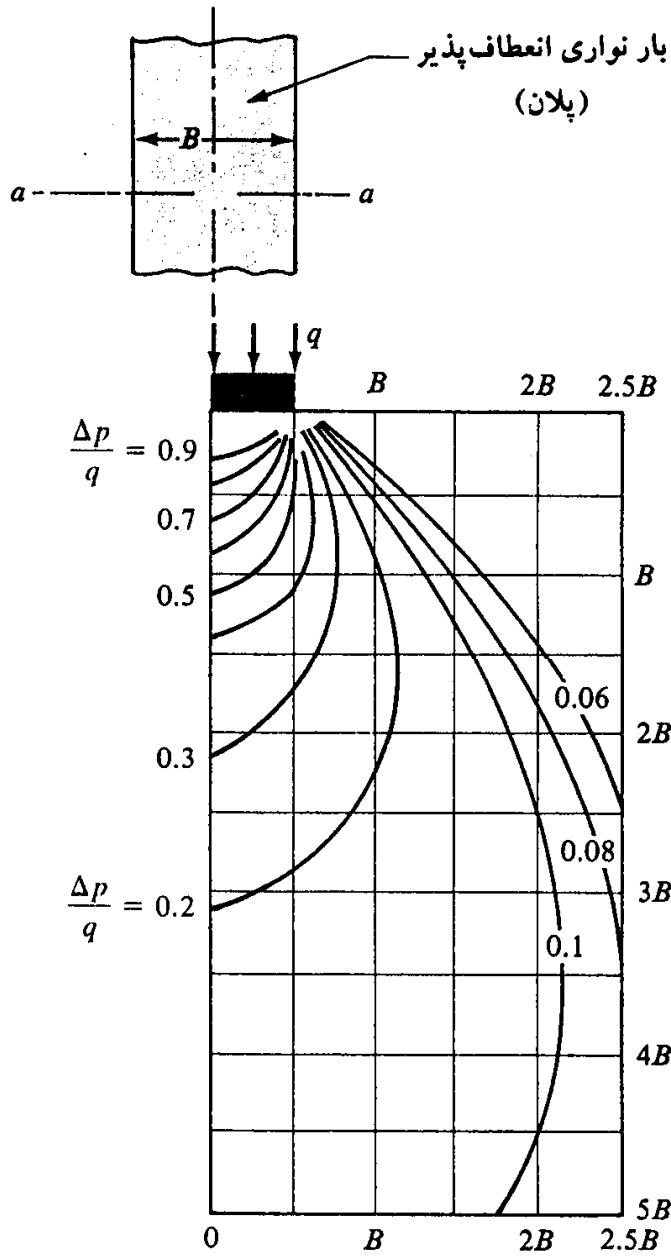
با استفاده از داده ها، جدول زیر را می توان تنظیم نمود:

$x$ (m)	$2x/B$	$2z/B$	* $\Delta p/q$	$\Delta p$ (kN/m <sup>2</sup> )
$\pm 9$	$\pm 3$	1	0.0171	3.42
$\pm 6$	$\pm 2$	1	0.0776	15.52
$\pm 3$	$\pm 1$	1	0.4797	95.94
0	0	1	0.8183	163.66

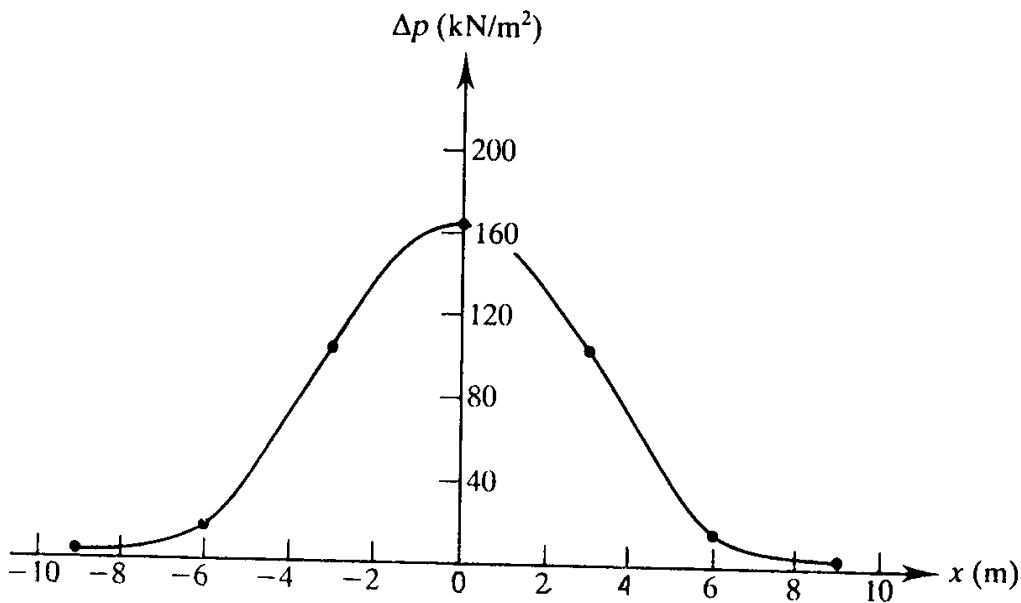
\* با استفاده از جدول ۲-۶

$q = 200 \text{ kN/m}^2$

نمودار تغییرات  $\Delta p$  در مقابل  $x$  در شکل ۱۳-۶ رسم شده است.



شکل ۶-۱۲ منحنی های هم تنش در زیر بار نواری انعطاف پذیر



شکل ۶-۱۳ نمودار تغییرات  $\Delta p$  در مقابل  $x$  در مثال ۶-۶

جدول ۶-۲ 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	2.0	0.25	0.0027	
	2.5	0.4617		0.5	0.0194	
	3.0	0.3954		1.0	0.0776	
	3.5	0.3457		1.5	0.1458	
4.0	0.3050	2.0		0.1847		
0.5	0	1.0000		2.5	0.2045	
	0.25	0.9787		2.5	0.5	0.0068
	0.5	0.9028			1.0	0.0357
	1.0	0.7352	1.5		0.0771	
	1.5	0.6078	2.0		0.1139	
	2.0	0.5107	2.5		0.1409	
	2.5	0.4372	3.0		0.5	0.0026
	1.0	0.25			0.4996	1.0
0.5		0.4969			1.5	0.0427
1.0		0.4797		2.0	0.0705	
1.5		0.4480		2.5	0.0952	
2.0		0.4095		3.0	0.1139	
2.5		0.3701		1.5	0.25	0.0177
1.5	0.5	0.0892				

### ۶-۷ تنش قائم در زیر مرکز یک سطح بارگذاری دایره با شدت یکنواخت

با استفاده از حل بوسینسک برای افزایش تنش قائم  $\Delta p_z$  به علت بار متمرکز (رابطه ۶-۱۱)، می توان رابطه ای برای تعیین افزایش تنش قائم در زیر مرکز یک سطح بارگذاری دایروی انعطاف پذیر با شدت یکنواخت به دست آورد.

با مراجعه به شکل ۶-۱۴، شدت بار سطح دایره با شعاع  $R$  مساوی  $q$  تن بر متر مربع در نظر گرفته می شود. بار کل در روی جزء سطح انتخابی سایه زده شده مساوی  $qr dr d\alpha$  خواهد شد. افزایش تنش  $dp$  در نقطه  $A$  به علت بار متمرکز فرضی در جزء سطح انتخابی از رابطه ۶-۱۱ به دست می آید:

$$dp = \frac{3(qr dr d\alpha)}{2\pi} \frac{z^3}{(r^2 + z^2)^{5/2}} \quad (۶-۲۳)$$

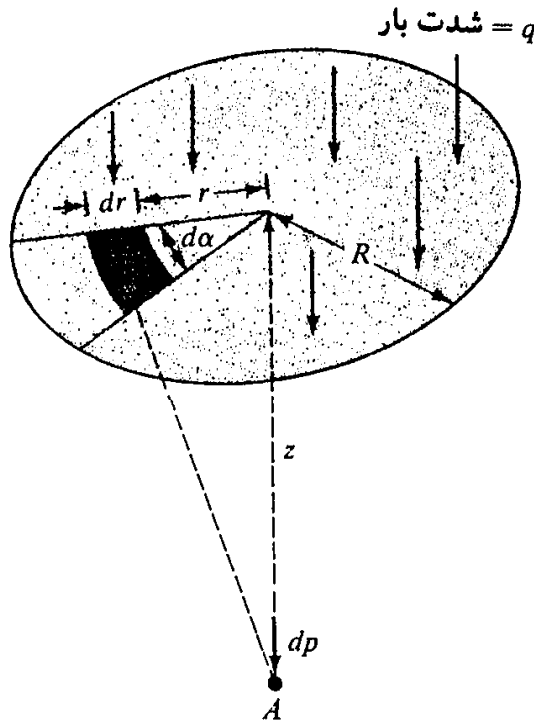
با انتگرال‌گیری از رابطه فوق، می‌توان افزایش تنش در نقطه  $A$  به علت کل سطح بارگذاری شده را به دست آورد:

$$\Delta p = \int dp = \int_{\alpha=0}^{\alpha=2\pi} \int_{r=0}^{r=R} \frac{3q}{2\pi} \frac{z^3 r}{(r^2 + z^2)^{5/2}} dr d\alpha$$

بنابراین:

$$\Delta p = q \left\{ 1 - \frac{1}{[(R/z)^2 + 1]^{3/2}} \right\}$$

(۶-۲۴)



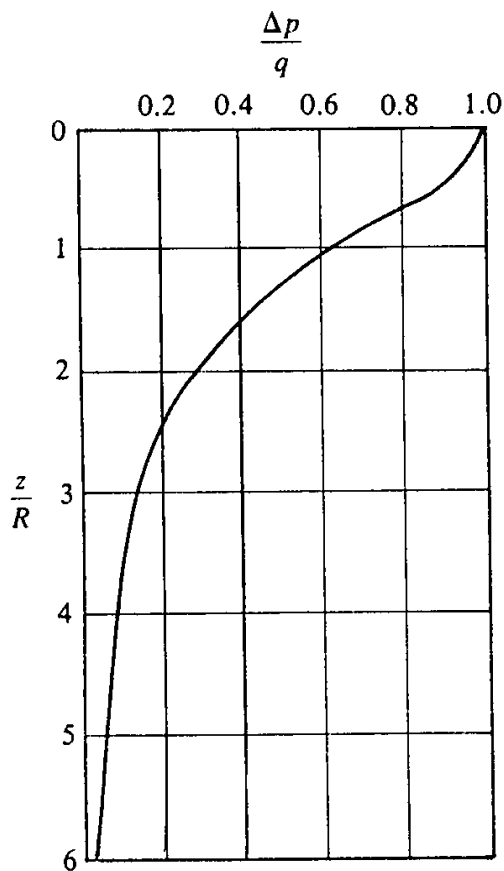
شکل ۶-۱۴ تنش قائم در زیر مرکز یک سطح بارگذاری دایره با شدت یکنواخت

در جدول ۶-۳، تغییرات  $\Delta p/q$  برحسب  $z/R$  با استفاده از رابطه ۶-۲۴ ارائه شده و در شکل ۶-۱۵ نیز نموداری از این تغییرات به نمایش درآمده است. هم جدول ۶-۳ و هم شکل ۶-۱۵ نشان می‌دهند که با افزایش عمق،  $\Delta p$  به شدت کاهش پیدا می‌کند، به طوری که در  $z=5R$ ، مقدار افزایش

تنش در حدود ۶ درصد  $q$  (شدت بار سطحی) است.

جدول ۶-۳ تغییرات  $\Delta p/q$  بر حسب  $z/R$

$z/R$	$\Delta p/q$
0	1
0.02	0.9999
0.05	0.9998
0.10	0.9990
0.2	0.9925
0.4	0.9488
0.5	0.9106
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



شکل ۶-۱۵ نمودار افزایش تنش در زیر مرکز یک سطح بارگذاری دایره با شدت یکنواخت

### ۸-۶ تنش قائم به علت یک سطح بارگذاری مستطیلی با شدت یکنواخت

مطابق شکل ۶-۱۶، از حل بوسینسک می‌توان برای تعیین افزایش تنش قائم در زیر یک سطح بارگذاری مستطیلی انعطاف‌پذیر با شدت بار یکنواخت استفاده کرد. سطح بارگذاری شده در روی سطح زمین قرار دارد و طول آن  $L$  و عرض آن  $B$  و شدت بار آن  $q$  می‌باشد. برای تعیین افزایش فشار قائم  $\Delta p$  در نقطه  $A$  به عمق  $z$  واقع در زیر یکی از گوشه‌های سطح مستطیلی، یک جزء کوچک به ابعاد  $dx dy$  در سطح مستطیلی در نظر گرفته می‌شود (شکل ۶-۱۶). بار وارد بر این جزء سطح که با رنگ تیره مشخص شده، برابر است با:

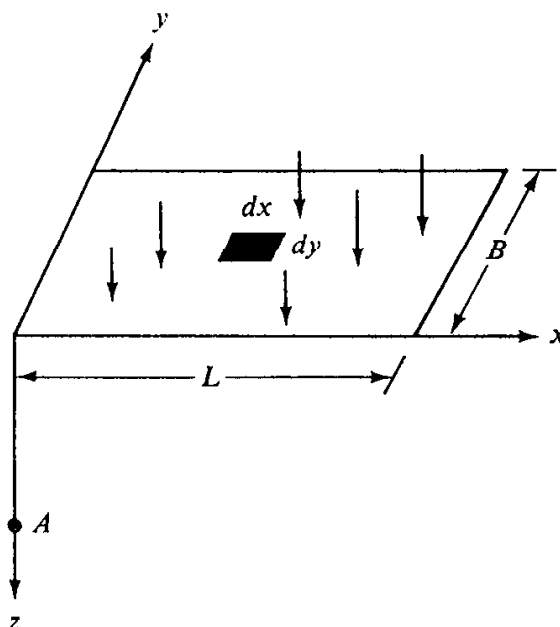
$$dq = q dx dy \quad (۶-۲۵)$$

با استفاده از رابطه ۶-۱۱، می‌توان افزایش تنش  $dq$  در نقطه  $A$  به علت بار متمرکز  $dq$  را به دست آورد. برای این کار لازم است در رابطه فوق، به جای  $P$  مقدار  $dq = q dx dy$  و به جای  $r^2$  مقدار  $x^2 + y^2 + z^2$  قرار داده شود. خواهیم داشت:

$$dp = \frac{3q dx dy z^3}{2\pi(x^2 + y^2 + z^2)^{5/2}} \quad (۶-۲۶)$$

افزایش تنش  $\Delta p$  در نقطه  $A$  به علت کل بار مستطیلی، از انتگرال‌گیری رابطه قبل به دست می‌آید:

$$\Delta p = \int dp = \int_{y=0}^B \int_{x=0}^L \frac{3qz^3(dx dy)}{2\pi(x^2 + y^2 + z^2)^{5/2}} = qI_3 \quad (۶-۲۷)$$



شکل ۶-۱۶ تنش قائم در گوشه یک سطح بارگذاری مستطیلی انعطاف‌پذیر با شدت یکنواخت

که در آن:

$$I_3 = \frac{1}{4\pi} \left[ \frac{2mn\sqrt{m^2 + n^2 + 1}}{m^2 + n^2 + m^2n^2 + 1} \left( \frac{m^2 + n^2 + 2}{m^2 + n^2 + 1} \right) + \tan^{-1} \left( \frac{2mn\sqrt{m^2 + n^2 + 1}}{m^2 + n^2 - m^2n^2 + 1} \right) \right] \quad (۲۸-۶)$$

$$m = \frac{B}{z} \quad (۲۹-۶)$$

$$n = \frac{L}{z} \quad (۳۰-۶)$$

در شکل ۶-۱۷ تغییرات  $I_3$  برحسب  $m$  و  $n$  نشان داده شده است.

افزایش تنش در هر نقطه در زیر یک سطح بارگذاری مستطیلی را می‌توان با استفاده از رابطه ۶-۲۷ و شکل ۶-۱۷ به دست آورد. به عنوان مثال، فرض کنید که در شکل ۶-۱۸ بخواهیم تنش را در زیر نقطه  $A'$  در عمق  $z$  به دست آوریم. برای این کار، مطابق شکل سطح بارگذاری به چهار مستطیل تقسیم می‌شود، به طوری که نقطه  $A'$  رأس مشترک آنها باشد. حال می‌توان با استفاده از رابطه ۶-۲۷ افزایش تنش را در عمق  $z$  زیر نقطه  $A'$  به علت هریک از مستطیلهای به دست آورد. افزایش تنش به علت کل سطح بارگذاری شده برابر خواهد شد با:

$$p = q[I_{3(1)} + I_{3(2)} + I_{3(3)} + I_{3(4)}] \quad (۳۱-۶)$$

که در آن  $I_{3(1)}$ ،  $I_{3(2)}$ ،  $I_{3(3)}$  و  $I_{3(4)}$  مقادیر  $I_3$  برای مستطیلهای ۱ و ۲ و ۳ و ۴ می‌باشند. همان‌طور که در شکل ۶-۱۲ منحنی‌های هم‌تنش برای نقاط واقع در زیر بار نواری رسم شده، از رابطه ۶-۲۷ می‌توان برای رسم منحنی‌های هم‌تنش برای نقاط واقع در زیر یک بار مستطیلی استفاده نمود. شکل ۶-۱۹ نشان‌دهنده منحنی‌های هم‌تنش برای یک سطح بارگذاری مربع با بار یکنواخت است. توجه شود که منحنی‌های هم‌تنش فقط برای نقاط واقع در صفحه مار بر محور  $aa$  معتبر می‌باشند. شکل ۶-۲۰ نیز یک نمودار بدون بعد  $\Delta p/q$  در زیر مرکز سطح مستطیلی با  $L/B$  مساوی ۱، ۱/۵، ۲ و بی‌نهایت می‌باشد که برای رسم آن از رابطه ۶-۲۷ استفاده شده است.

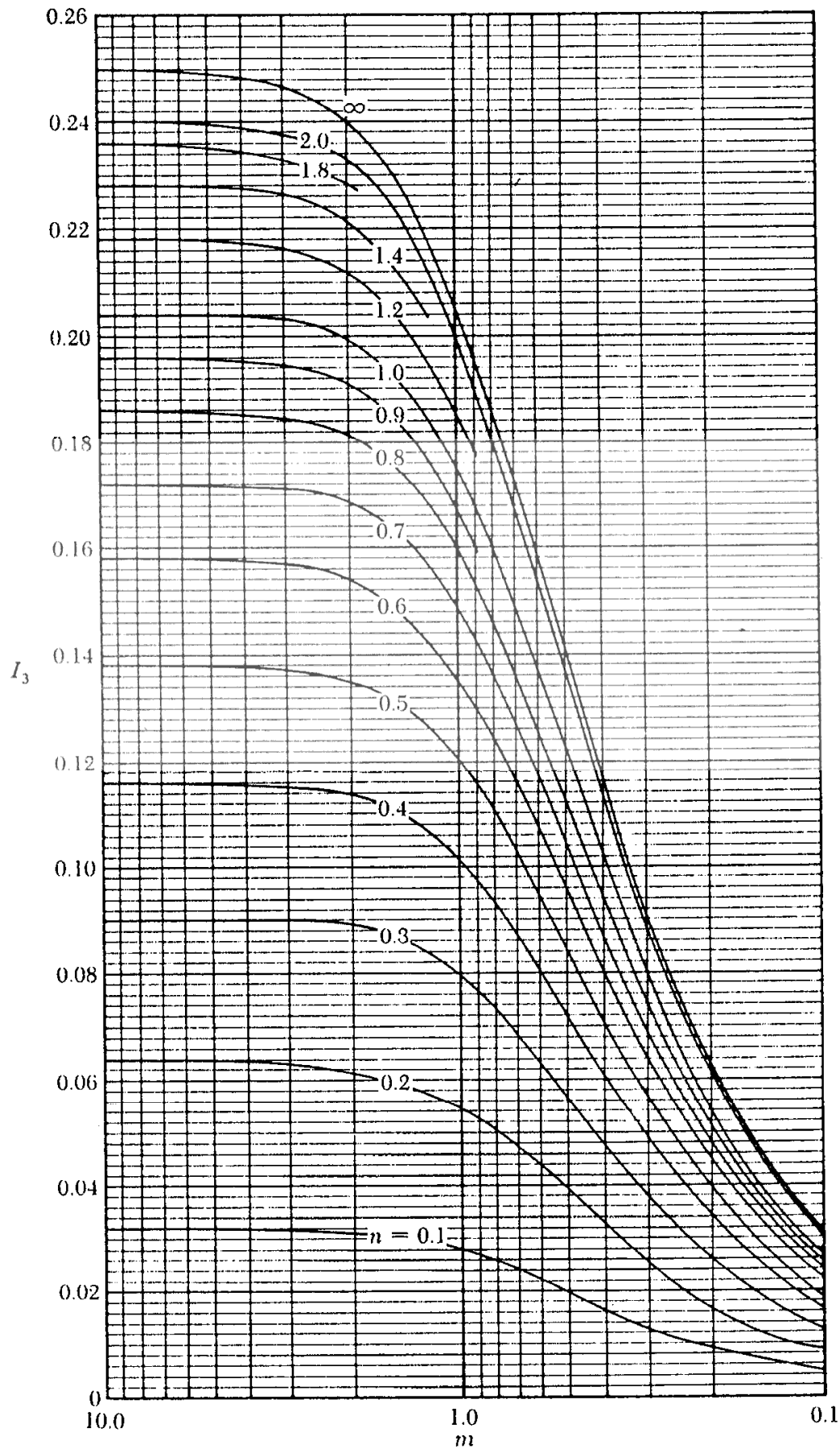
### مثال ۶-۷

در شکل ۶-۲۱ الف، پلان یک سطح بارگذاری مستطیلی با شدت یکنواخت نشان داده شده است. مطلوب است تعیین افزایش تنش قائم  $\Delta p$  در زیر نقطه  $A'$  در عمق  $z=4$  m.

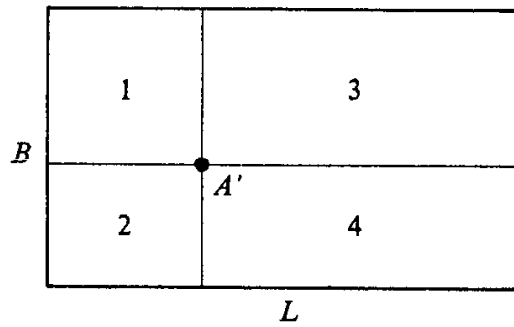
حل:

افزایش تنش را می‌توان به صورت زیر نوشت:

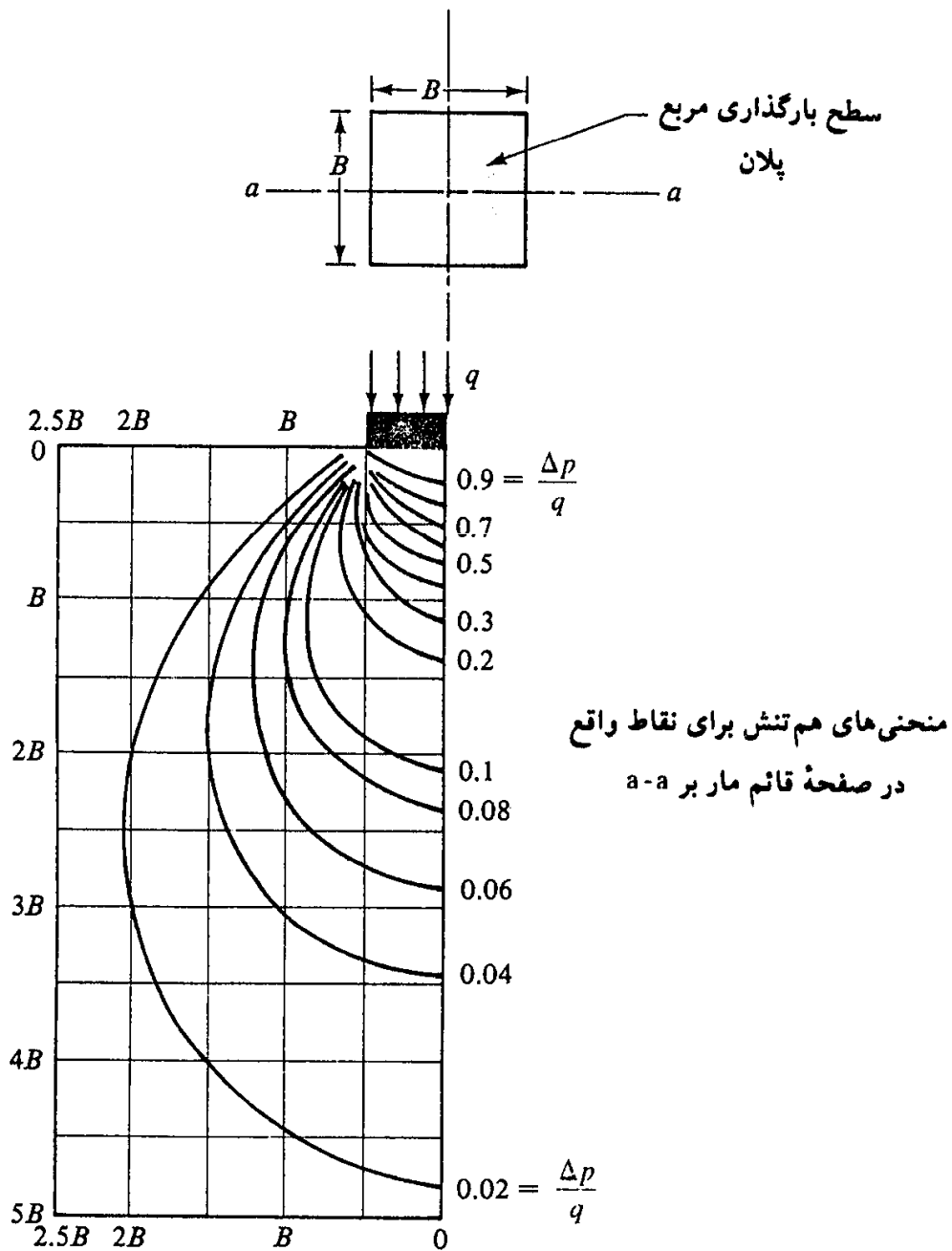
$$\Delta p = \Delta p_1 - \Delta p_2$$

شکل ۶-۱۷ تغییرات  $I_3$  با  $m$  و  $n$

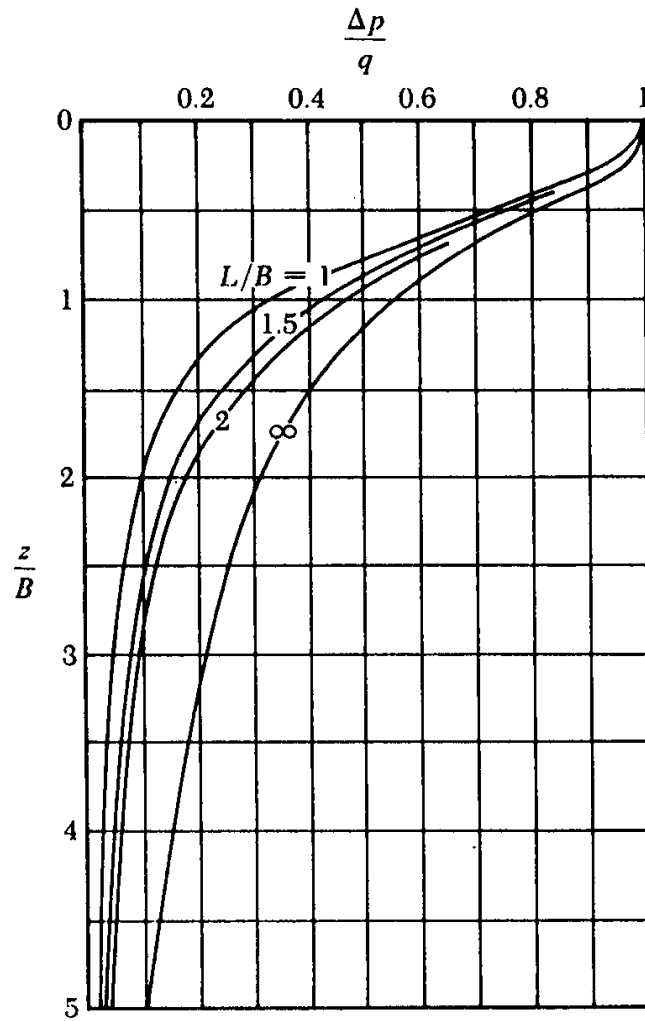




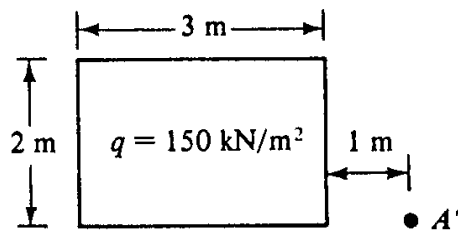
شکل ۶-۱۸ افزایش تنش در یک نقطه دلخواه در زیر سطح بارگذاری مستطیلی



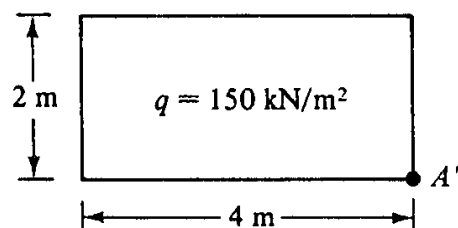
شکل ۶-۱۹ منحنی‌های هم‌تنش برای سطح بارگذاری مربع باشدت یکنواخت



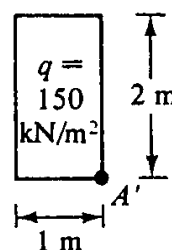
شکل ۶-۲۰ افزایش تنش در زیر مرکز یک سطح بارگذاری مستطیلی



(الف)



(ب)



(پ)

که در آن:

$\Delta p_1 =$  افزایش تنش به علت سطح بارگذاری شکل ۶-۲۱ - ب

$\Delta p_2 =$  افزایش تنش به علت سطح بارگذاری شکل ۶-۲۱ - پ

برای سطح بارگذاری شکل ۶-۲۱ - ب داریم:

$$m = \frac{B}{z} = \frac{2}{4} = 0.5$$

$$n = \frac{L}{z} = \frac{4}{4} = 1$$

با استفاده از شکل ۶-۱۷ برای  $m=0.5$  و  $n=1$  مقدار  $I_3=0.1225$  به دست می آید:

$$\Delta p_1 = qI_3 = (150)(0.1202) = 18.38 \text{ kN/m}^2$$

به طور مشابه برای سطح بارگذاری شکل ۶-۲۱ - ب می توان نوشت:

$$m = \frac{B}{z} = \frac{1}{4} = 0.25$$

$$n = \frac{L}{z} = \frac{2}{4} = 0.5$$

که برای آنها  $I_3=0.0473$  به دست می آید:

$$\Delta p_2 = (150)(0.0473) = 7.1 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta p = \Delta p_1 - \Delta p_2 = 18.38 - 7.1 = 11.28 \text{ kN/m}^2$$

## ۶-۹ نمودارهای تأثیر برای فشار قائم

رابطه ۶-۲۴ را می توان مرتب و به صورت زیر بازنویسی نمود:

$$\frac{R}{z} = \sqrt{\left(1 - \frac{\Delta p}{q}\right)^{-2/3} - 1} \quad (۶-۳۲)$$

توجه شود که  $R/z$  و  $\Delta p/q$  در رابطه فوق کمیتهای بدون بعدی هستند. در جدول ۶-۴، مقادیر  $R/z$  مربوط به نسبتهای مختلف فشار ارائه شده است.

با استفاده از مقادیر  $R/z$  به دست آمده از رابطه ۶-۳۲ برای نسبتهای مختلف فشار، نیومارک

(۱۹۴۲) نمودار تأثیری برای تعیین افزایش فشار قائم در هر نقطه در زیر سطح بارگذاری انعطاف پذیر

با هر شکل دلخواه تهیه نمود.

شکل ۶-۲۲ یک نمودار تأثیر را نشان می دهد که با رسم دایره های هم مرکز به دست آمده

است. شعاع دوایر، مساوی مقدار  $R/z$  مربوط به نسبتهای 1 و ... و 0.2 و 0.1 و  $\Delta p/q=0$

جدول ۶-۴ مقادیر  $R/z$  برای نسبت‌های مختلف فشار

$\Delta p/q$	$R/z$	$\Delta p/q$	$R/z$
0	0	0.55	0.8384
0.05	0.1865	0.60	0.9176
0.10	0.2698	0.65	1.0067
0.15	0.3383	0.70	1.1097
0.20	0.4005	0.75	1.2328
0.25	0.4598	0.80	1.3871
0.30	0.5181	0.85	1.5943
0.35	0.5768	0.90	1.9084
0.40	0.6370	0.95	2.5232
0.45	0.6997	1.00	$\infty$
0.50	0.7664		

می‌باشند. (توجه شود که برای  $\Delta p/q=0$ ، مقدار  $R/z=0$  و برای  $\Delta p/q=1$  مقدار  $R/z=\infty$  است. بنابراین تنها نه دایره قابل رسم می‌باشد). واحد طول برای رسم دوایر، پاره خط  $\overline{AB}$  است. دوایر توسط خطوط شعاعی متساوی‌الفاصله تقسیم شده‌اند. ضریب تأثیر برای نمودار مساوی  $\frac{1}{N}$  است که  $N$  تعداد چشمه‌های موجود در نمودار می‌باشد. با توجه به وجود ۲۰۰ چشمه در شکل ۶-۲۲، ضریب تأثیر برای آن ۰/۰۰۵ است.

با داشتن نمودار تأثیر، روش تعیین افزایش فشار قائم در هر نقطه واقع در زیر سطح بارگذاری به‌قرار زیر است:

۱ - عمق  $z$  در زیر سطح بارگذاری را که تعیین افزایش تنش در آن مورد نظر است، به‌دست آورید.

۲ - پلان سطح بارگذاری را با مقیاس عمق  $z$  مساوی طول واحد نمودار یعنی پاره خط  $(\overline{AB})$  رسم نمایید.

۳ - پلان رسم‌شده در گام ۲ را طوری در روی نمودار قرار دهید تا نقطه‌ای که هدف تعیین افزایش فشار قائم در زیر آن است، در مرکز نمودار قرار گیرد.

۴ - تعداد چشمه‌های محصورشده توسط پلان سطح بارگذاری را بشمارید و آن را با  $M$  نمایش دهید.

افزایش تنش قائم (فشار) برای نقطه موردنظر برابر است با:

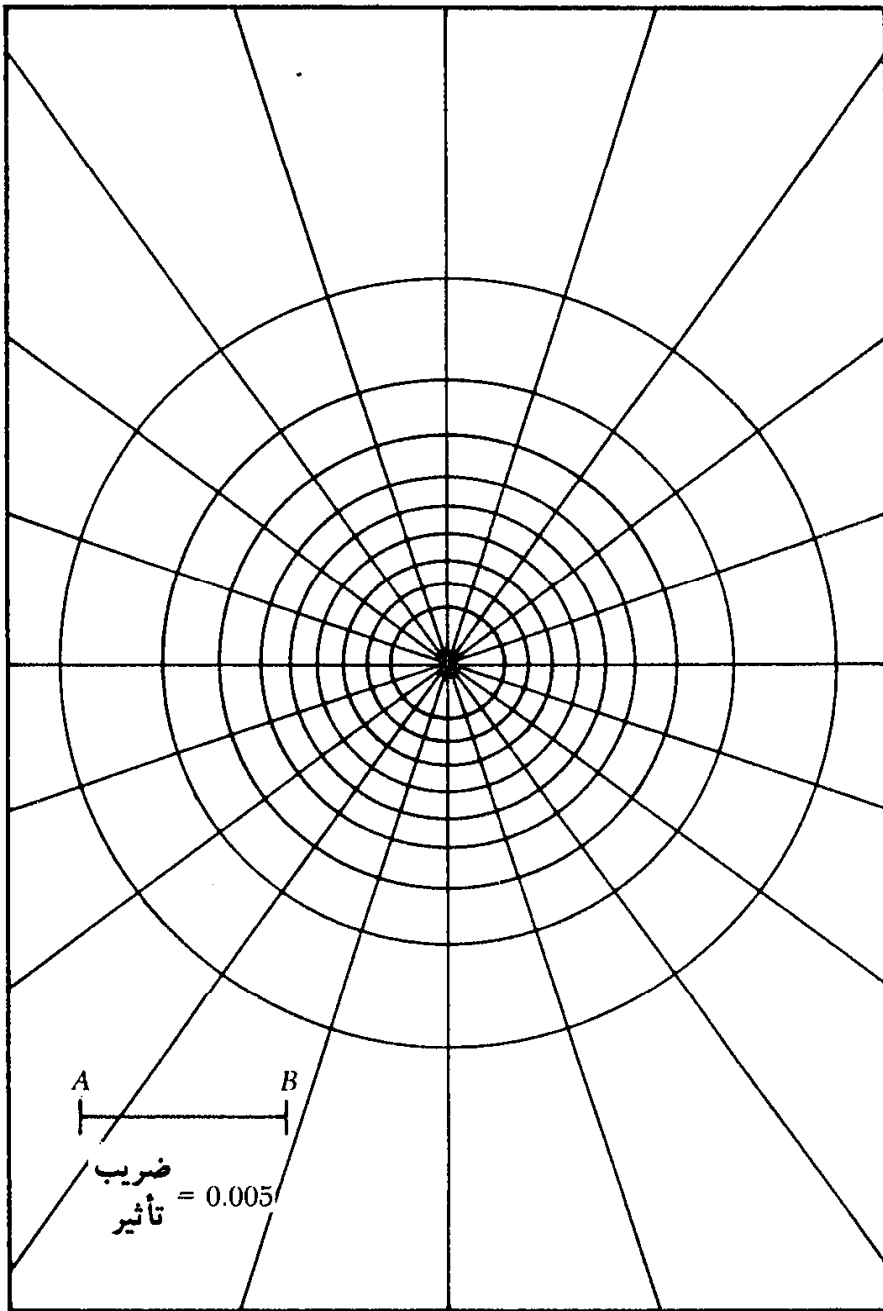
$$\Delta p = (IV)qM$$

$$(۶-۲۳)$$

که در آن:

$$IV = \text{ضریب تأثیر}$$

$$q = \text{شدت در سطح بارگذاری}$$



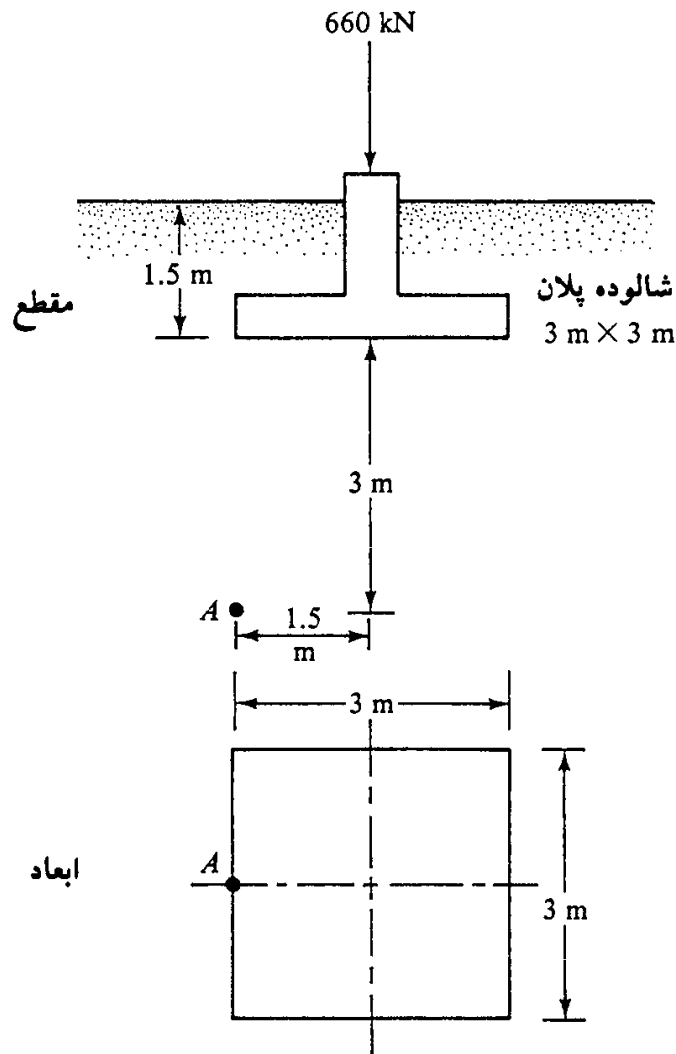
شکل ۶-۲۲ نمودار تأثیر برای فشار قائم بر پایه تئوری بوسینسک (نیومارک ۱۹۴۲)

### مثال ۶-۸

در شکل ۶-۲۳، مقطع و پلان شالوده ستونی نشان داده شده است. مطلوب است تعیین افزایش تنش فشاری قائم در نقطه  $A$  واقع در عمق ۳ متری زیر شالوده.

حل:

نقطه  $A$  در عمق ۳ متری زیر سطح تحتانی شالوده قرار دارد. پلان شالوده با مقیاس  $\overline{AB}=3$  متر مجدداً



شکل ۶-۲۳ مقطع و پلان یک شالوده ستون

رسم شده و مطابق شکل ۶-۲۴ طوری در روی نمودار تأثیر قرار داده می‌شود که نقطه  $A$  در پلان روی مرکز نمودار قرار گیرد.

تعداد چشمه‌های محصور شده در پلان مساوی  $48/5$  شمرده می‌شود. در نتیجه:

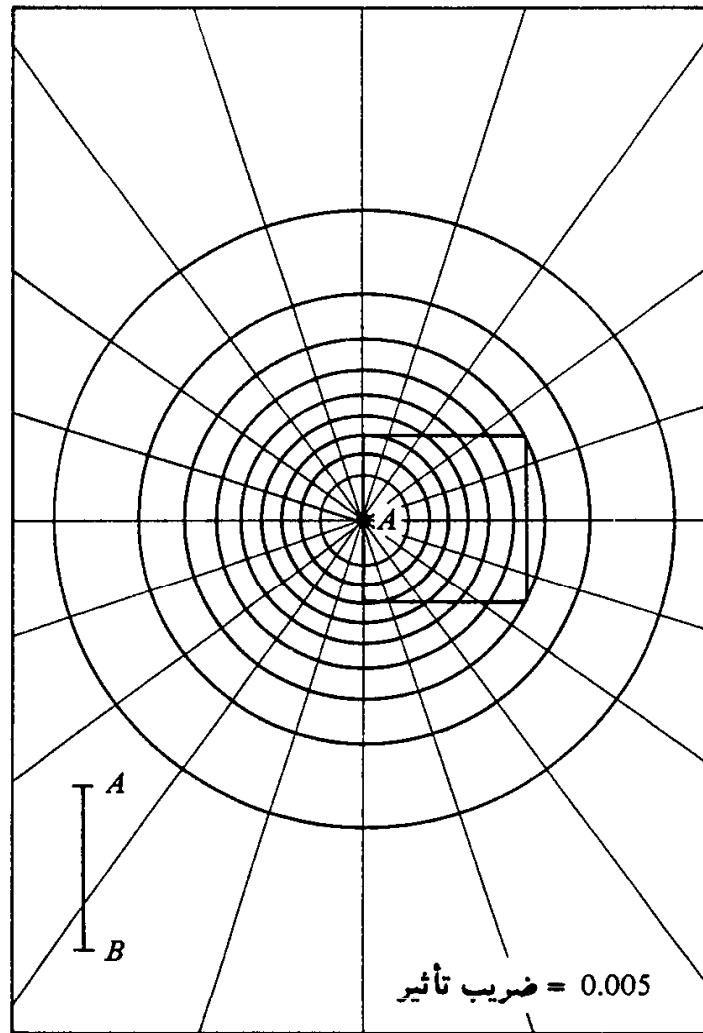
$$\Delta p = (IV)qM = 0.005 \left( \frac{660}{3 \times 3} \right) 48.5 = 17.78 \text{ kN/m}^2$$

### ۶-۱۰ متوسط افزایش تنش قائم به علت سطح بارگذاری مستطیلی

در بخش ۶-۸، افزایش فشار قائم در زیرگوشه یک سطح مستطیلی با بار یکنواخت به صورت زیر ارائه گردید (شکل ۶-۲۵):

$$\Delta p = qI_3$$

(۶-۲۷)



شکل ۶-۲۴ تعیین تنش در یک نقطه با استفاده از نمودار تأثیر نیومارک

در خیلی از حالات، تعیین متوسط افزایش تنش قائم  $(\Delta p_{av})$ ، در زیرگوشه یک سطح بارگذاری شده در محدوده  $z=0$  تا  $z=H$  مطابق شکل ۶-۲۵- پ مورد نظر است. این مقدار با استفاده از رابطه زیر قابل محاسبه است:

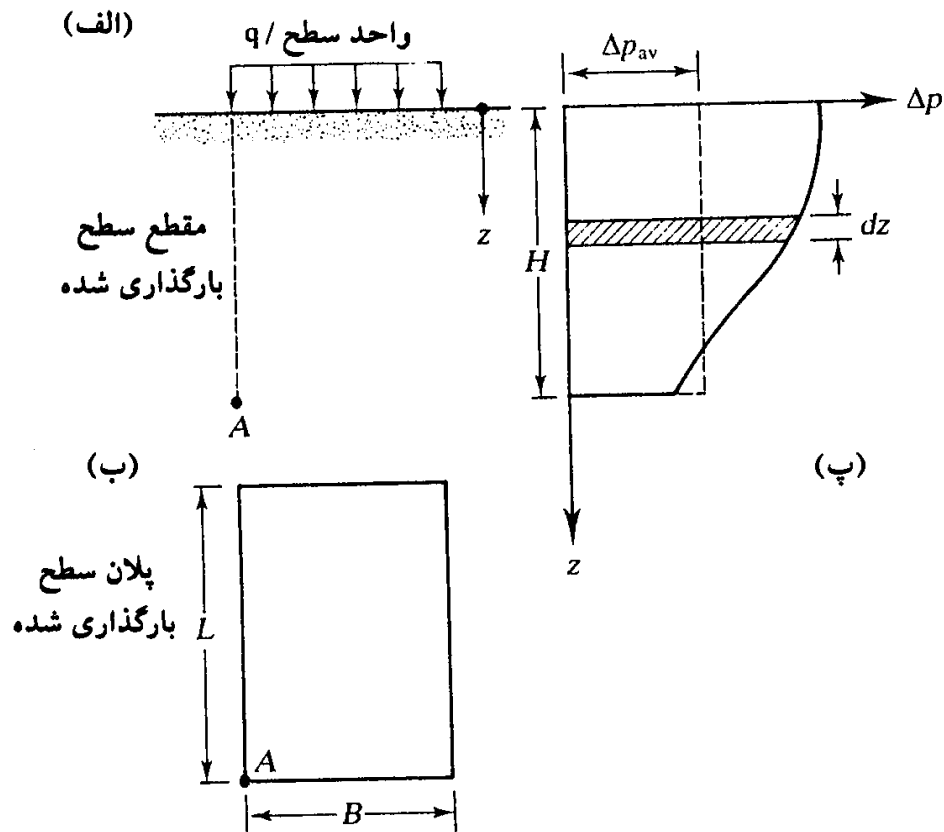
$$\Delta p_{av} = \frac{1}{H} \int_0^H (qI_3) dz = qI_4 \quad (۳۴-۶)$$

که در آن:

$$I_4 = f(m', n') \quad (۳۵-۶)$$

$$m' = \frac{B}{H} \quad (۳۶-۶)$$

$$n' = \frac{L}{H} \quad (۳۷-۶)$$



شکل ۶-۲۵ متوسط افزایش تنش قائم در زیرگوشه یک سطح بارگذاری شده متوسط مستطیلی

در شکل ۶-۲۶ تغییرات  $I_4$  با قدری اختلاف با آنچه که توسط کیفیت پیشنهاد شده، ارائه گردیده است (۱۹۸۴).

در محاسبات نشست تحکیم در زیر فونداسیون (فصل ۷)، محاسبه متوسط افزایش تنش قائم در ضخامت یک لایه (درحد فاصل دو عمق  $z=H_1$  تا  $z=H_2$ ) مطابق شکل ۶-۲۷ لازم است. این مقدار با استفاده از رابطه زیر قابل انجام است:

$$\Delta p_{av(H_2/H_1)} = q \left[ \frac{H_2 I_{4(H_2)} - H_1 I_{4(H_1)}}{H_2 - H_1} \right] \quad (۶-۳۸)$$

که در رابطه فوق:

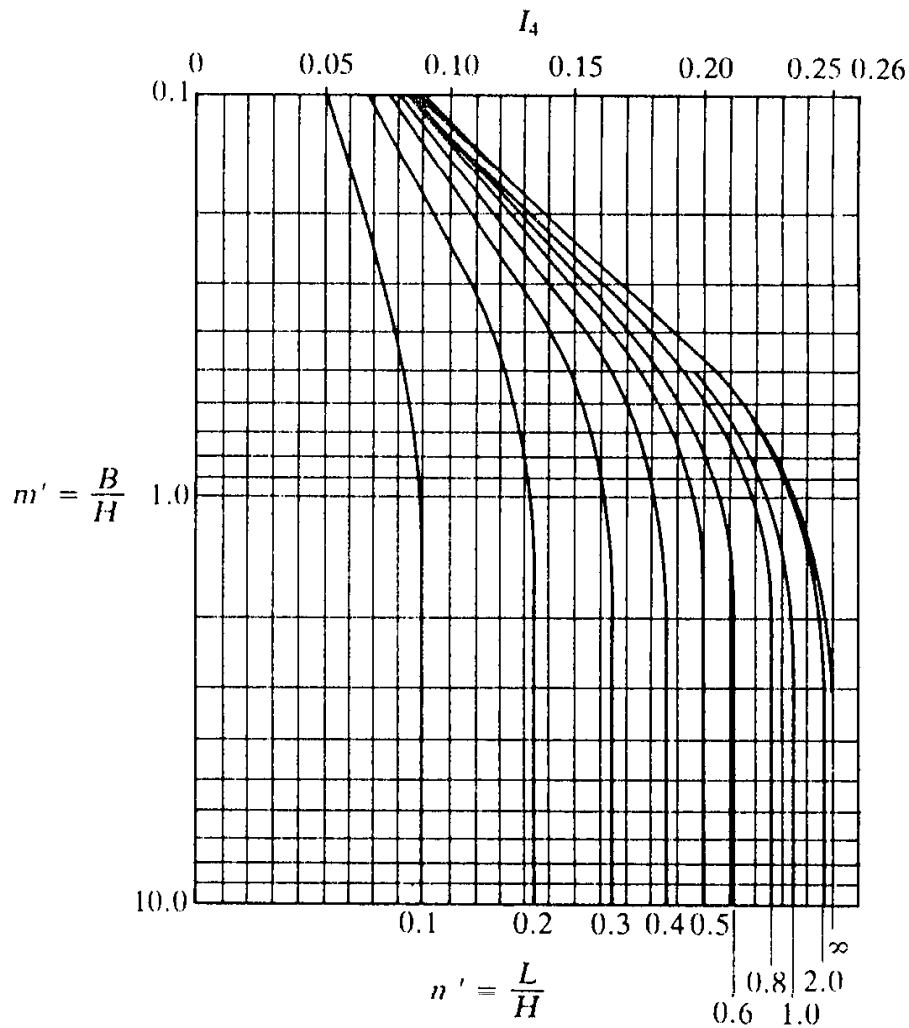
$\Delta p_{av(H_2/H_1)}$  = متوسط افزایش تنش قائم در زیرگوشه یک سطح مستطیلی بارگذاری شده

انعطاف‌پذیر درحد فاصل اعماق  $z=H_1$  تا  $z=H_2$

$$I_{4(H_2)} = I_4 \text{ برای } z=0 \text{ تا } z=H_2$$

$$= f \left( m' = \frac{B}{H_2}, n' = \frac{L}{H_2} \right)$$



شکل ۶-۲۶ تغییرات  $I_4$  در مقابل  $m'$  و  $n'$ 

$$I_{4(H_1)} = I_4 \text{ برای } z = 0 \text{ تا } z = H_1$$

$$= f\left(m' = \frac{B}{H_1}, n' = \frac{L}{H_1}\right)$$

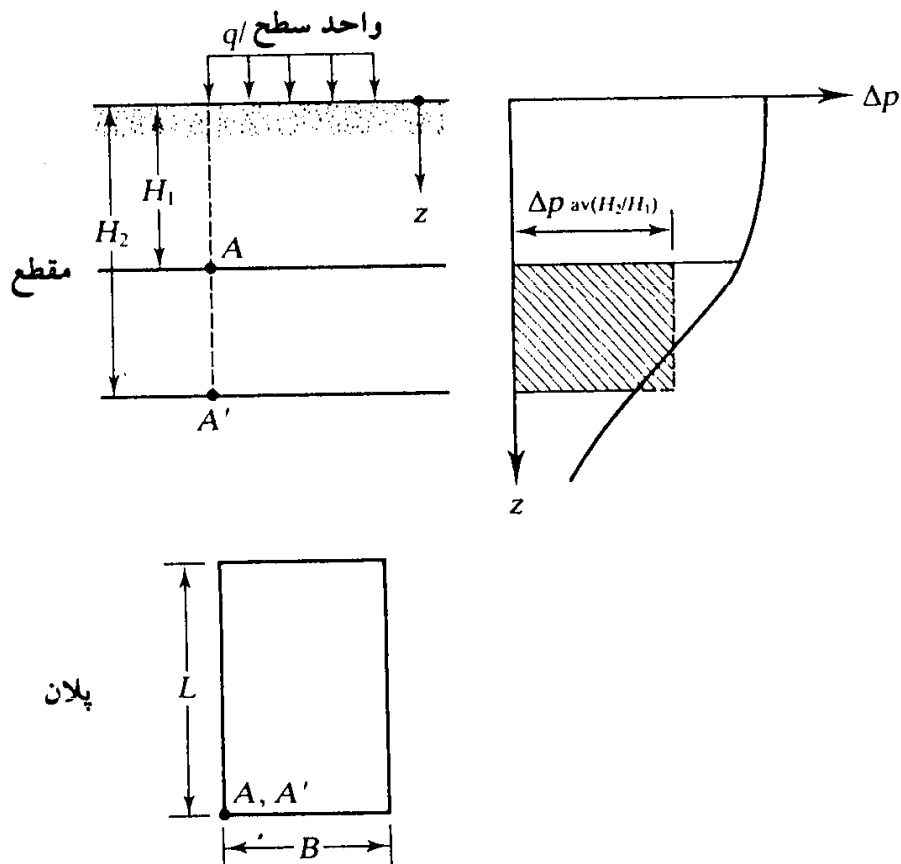
## مثال ۶-۹

در شکل ۶-۲۸ مطلوب است تعیین متوسط افزایش فشار قائم در زیر مرکز بارگذاری شده بین اعماق  $z=3\text{ m}$  تا  $z=5\text{ m}$  (یعنی بین نقاط  $A$  و  $A'$ ).

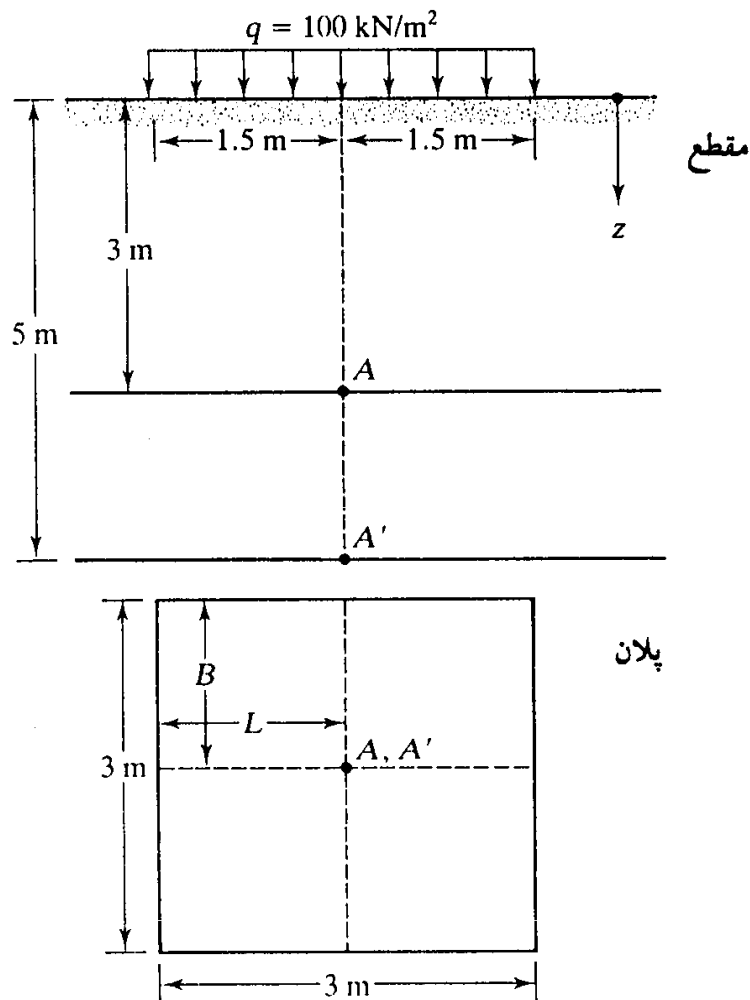
حل:

با مراجعه به شکل ۶-۲۸، سطح بارگذاری شده به چهار مستطیل به ابعاد  $1/5 \times 1/5$  متر ( $L \times B$ ) قابل تقسیم است. متوسط افزایش تنش قائم بین اعماق خواسته شده به صورت زیر قابل محاسبه است:

$$\Delta p_{av(H_2/H_1)} = q \left[ \frac{H_2 I_{4(H_2)} - H_1 I_{4(H_1)}}{H_2 - H_1} \right] = 100 \left[ \frac{(5)I_{4(H_2)} - (3)I_{4(H_1)}}{5 - 3} \right]$$



شکل ۶-۲۷ متوسط افزایش تنش قائم بین اعماق  $z=H_1$  تا  $z=H_2$  در زیرگوشه یک سطح بارگذاری شده مستطیلی انعطاف پذیر



شکل ۶-۲۸

محاسبه  $I_4(H_2)$ :

$$m' = \frac{B}{H_2} = \frac{1.5}{5} = 0.3$$

$$n' = \frac{L}{H_2} = \frac{1.5}{5} = 0.3$$

با مراجعه به شکل ۶-۲۶، برای  $m'=n'=0.3$  مقدار  $I_4(H_2)=0.136$  به دست می‌آید:محاسبه  $I_4(H_1)$ :

$$m' = \frac{B}{H_1} = \frac{1.5}{3} = 0.5$$

$$n' = \frac{L}{H_1} = \frac{1.5}{3} = 0.5$$

با مراجعه به شکل ۶-۲۶، مقدار  $I_4(H_1)=0.175$  به دست می‌آید. در نتیجه:

$$\Delta p_{av(H_2/H_1)} = 100 \left[ \frac{(5)(0.136) - (3)(0.175)}{5 - 3} \right] = 7.75 \text{ kN/m}^2$$

متوسط افزایش تنش در زیر مرکز سطح بارگذاری شده برابر است با:

$$4\Delta p_{av(H_2/H_1)} = (4)(7.75) = 31 \text{ kN/m}^2$$

## ۱۱-۶ افزایش تنش قائم به علت سطح بارگذاری شده مستطیلی با توزیع بار مثلثی

در شکل ۶-۲۹، یک سطح بارگذاری شده مستطیلی انعطاف پذیر با توزیع بار مثلثی ( $q=0$  در  $y=0$  و  $q=q$  در  $y=B$ ) نشان داده شده است. با استفاده از حل بوسینسک، ژارکیو و ژارکیو<sup>۷</sup> (۱۹۸۴)، افزایش تنش قائم را در نقاط  $A$  (زیر گوشه با شدت صفر) و  $B$  (زیر گوشه با شدت  $q$ ) تعیین نمودند. داریم:

در نقطه  $A$  (زیر گوشه با شدت صفر):

$$\Delta p = \frac{qz^3}{2\pi L^2 B} \left\{ \frac{L(z^2 + A'^2)}{z^2 A'} + \ln \left[ \frac{(C' + L)(A' - L)}{(C' - L)(A' + L)} \right] - \frac{L(B'^2 + C'^2)}{B'^2 C'} \right\}$$

(۳۹-۶)

که در آن:

$$A' = \sqrt{z^2 + L^2}$$

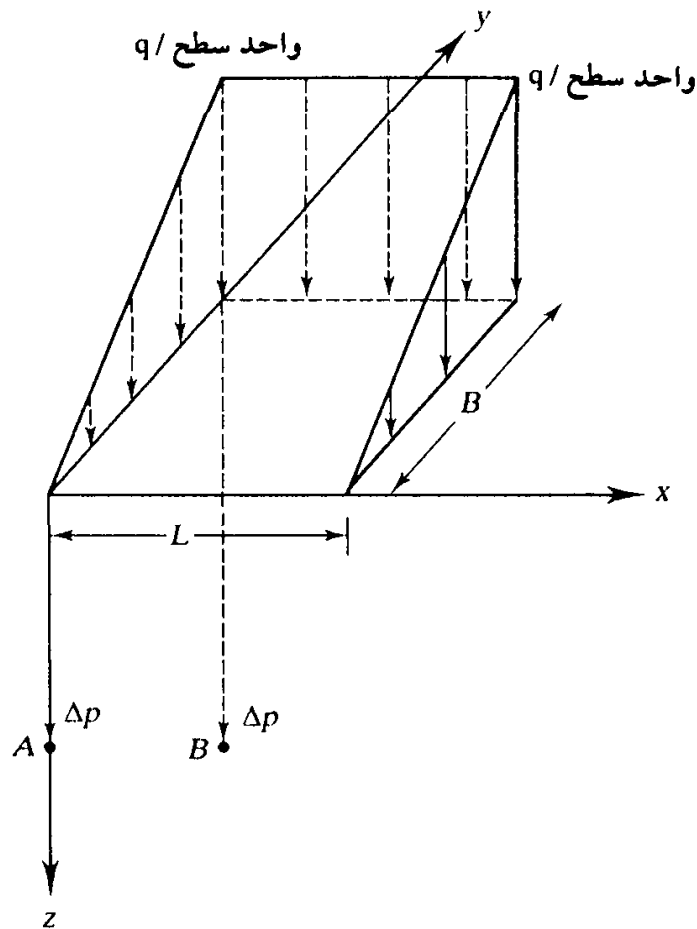
(۴۰-۶)

$$B' = \sqrt{z^2 + B^2}$$

(۴۱-۶)

$$C' = \sqrt{z^2 + L^2 + B^2}$$

(۴۲-۶)



شکل ۶-۲۹ افزایش تنش قائم در زیرگوشه سطح بارگذاری شده مستطیلی با بار گسترده مثالی

در نقطه B (زیرگوشه با شدت  $q$ ):

$$\Delta p = \frac{q}{2\pi} \left[ \frac{LBz(A'^2 + B'^2)}{A'^2 B'^2 C'} + \frac{\pi}{2} - \tan^{-1} \left( \frac{zC'}{LB} \right) \right] - \frac{qz^3}{2\pi L^2 B}$$

$$\times \left\{ \frac{L(z^2 + A'^2)}{z^2 A'} + \ln \left[ \frac{(C' + L)(A' - L)}{(C' - L)(A' + L)} \right] - \frac{L(B'^2 + C'^2)}{B'^2 C'} \right\}$$

(۴۳-۶)

اگر  $L/z > 12$  باشد، می توان از روابط ساده تر زیر با تقریب خوب استفاده نمود:

در نقطه A

$$\Delta p = \frac{q}{2\pi} \left( \frac{Bz}{z^2 + B^2} \right)$$

(۴۴-۶)

در نقطه B

$$\Delta p = \frac{q}{2\pi} \left[ \frac{Bz}{z^2 + B^2} + \frac{\pi}{2} - \tan^{-1} \left( \frac{z}{B} \right) \right] - \frac{q}{2\pi} \left( \frac{Bz}{z^2 + B^2} \right)$$

(۴۵-۶)

## ۱۲-۶ توصیه‌های عمومی

روابط و نمودارهای ارائه شده در بخشهای ۶-۵ تا ۶-۱۱ فقط برای تعیین افزایش فشار قائم در یک نقطه هستند. این روابط بر مبنای انتگرال‌گیری از رابطه بوسینسک برای افزایش فشار قائم به علت بار نقطه‌ای (رابطه ۶-۱۲) قرار دارند. با استفاده از روابط ۶-۱۰ - الف و ب، می‌توان روابط و نمودارهای مشابهی برای تعیین افزایش تنشهای افقی به علت انواع مختلف بارگذاری به دست آورد. تعداد زیادی از این نتایج را می‌توان در کتاب پلوس و دیویس (۱۹۷۴) به دست آورد.

در بخش ۶-۴ روابط وسترگارد (۱۹۳۸) برای تعیین افزایش تنش به علت بار متمرکز برای خاکهای لایه‌بندی شده ارائه شد. با انتگرال‌گیری رابطه وسترگارد می‌توان رابطه‌ای برای تعیین افزایش تنش به علت سطح بارگذاری با پلان مربع مستطیل را به دست آورد. عموماً روابط وسترگارد نسبت به روابط بوسینسک، مقادیر تنش را در نزدیکی سطح بارگذاری کمتر و در نقاط دور از سطح بارگذاری بزرگتر به دست می‌دهد.

روابط و نمودارهای ارائه شده در بخشهای قبلی این فصل بر پایه اصول تئوری الاستیسیته قرار دارند. لیکن باید این موضوع را مدنظر داشت که کاربرد اصول تئوری الاستیسیته برای یک محیط خاک، دارای محدودیتهایی است. زیرا نهشته‌های خاکی همگن، ایزوتروپیک (همسانگرد) و کاملاً الاستیک نیستند. بنابراین باید انتظار عدم دقتی در تنشهای محاسبه شده داشت. نتایج اندازه‌گیریهای محلی محدودی که وجود دارد، نشان می‌دهد که اختلاف تنشهای محاسبه شده با تنشهای اندازه‌گیری شده در حدود  $\pm 25$  تا  $\pm 30$  درصد می‌باشد.

## مسائل فصل ششم

۶-۱- در شکل، یک جزء خاک نشان داده شده است. برای شرایط تنش زیر مطلوب است تعیین تنشهای اصلی

حداکثر و حداقل و همچنین تعیین تنشهای قائم و برشی در صفحه  $AB$

از روابط ۶-۳، ۶-۴، ۶-۶ و ۶-۷ استفاده نمایید.

$$\sigma_x = 100 \text{ kN/m}^2 \quad \tau = 50 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_y = 400 \text{ kN/m}^2 \quad \theta = 30^\circ$$

۶-۲- با استفاده از روش قطبی، مسئله ۶-۱ را برای داده‌های زیر تکرار نمایید:

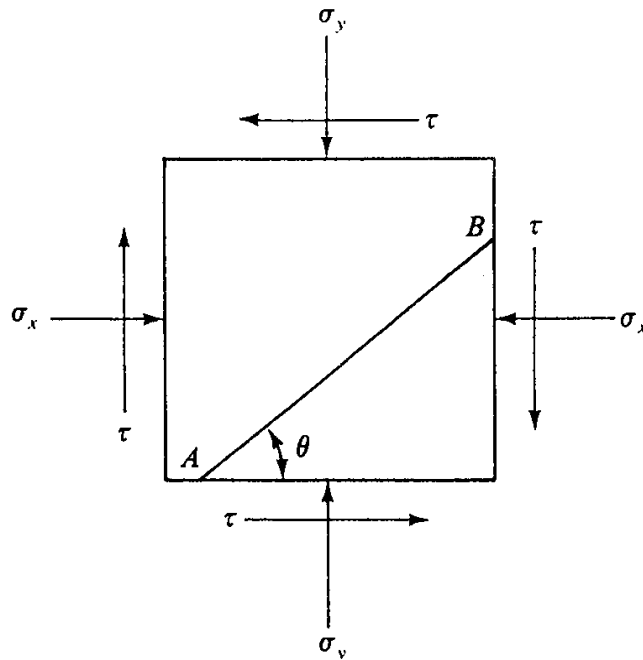
$$\sigma_x = 210 \text{ kN/m}^2 \quad \tau = 50 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_y = 50 \text{ kN/m}^2 \quad \theta = 45^\circ$$

۶-۳- با استفاده از دایره مور، مسئله ۶-۱ را برای داده‌های زیر تکرار نمایید:

$$\sigma_x = 60 \text{ kN/m}^2 \quad \tau = 18 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_y = 20 \text{ kN/m}^2 \quad \theta = 20^\circ$$



شکل مسئله ۶-۱

۶-۴ - با استفاده از دایره مور، مسئله ۶-۱ را برای داده‌های زیر تکرار نمایید:

$$\begin{aligned} \sigma_x &= 80 \text{ kN/m}^2 & \tau &= 30 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma_y &= 0 & \theta &= 30^\circ \end{aligned}$$

۶-۵ - با مراجعه به شکل ۶-۸ الف، مطلوب است تعیین افزایش تنش قائم  $\Delta p$  به علت بار خطی  $q=1000 \text{ kN/m}$  در نقطه A با  $x=4$  و  $z=6$  متر.

۶-۶ - مسئله ۶-۵ را با داده‌های زیر تکرار نمایید:

$$q=15 \text{ kN/m} \quad \text{و} \quad x=2 \text{ m} \quad \text{و} \quad z=2 \text{ m}$$

۶-۷ - با مراجعه به شکل، مطلوب است تعیین افزایش تنش قائم  $\Delta p$  در نقطه A

۶-۸ - با مراجعه به شکل ۶-۱۰، داریم:

$$B=10 \text{ m} \quad \text{و} \quad q=200 \text{ kN/m}^2 \quad \text{و} \quad x=8 \text{ m} \quad \text{و} \quad z=8 \text{ m}$$

مطلوب است تعیین افزایش تنش قائم  $\Delta p$  در نقطه A

۶-۹ - مسئله قبل را با داده‌های زیر تکرار نمایید:

$$q=7000 \text{ kN/m}^2 \quad \text{و} \quad B=2 \text{ m} \quad \text{و} \quad x=2 \text{ m} \quad \text{و} \quad z=2.5 \text{ m}$$

۶-۱۰ - با مراجعه به شکل ۶-۶، با مقدار بار متمرکز  $P=25 \text{ kN}$ ، مطلوب است تعیین افزایش تنش قائم در نقطه A با  $x=y=z=1.5 \text{ m}$

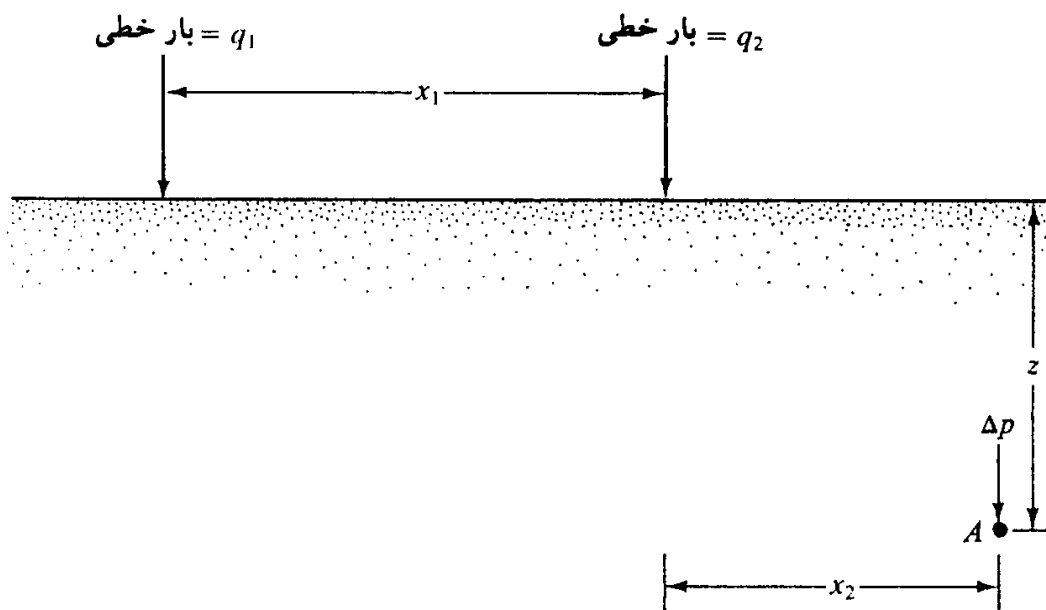
۶-۱۱ - مسئله ۶-۱۰ را با داده‌های زیر تکرار کنید:

$$P=1800 \text{ kN} \quad \text{و} \quad r=2 \text{ m} \quad \text{و} \quad y=3 \text{ m} \quad \text{و} \quad z=4 \text{ m}$$

۶-۱۲ - یک سطح بارگذاری دایره‌ای انعطاف‌پذیر مؤثر بر سطح زمین با داده‌های زیر در نظر بگیرید:

$$= 8 \text{ m} \text{ شعاع سطح بارگذاری}$$

$$= 2500 \text{ kN/m}^2 \text{ شدت بار یکنواخت}$$



شکل مسئله ۶-۷

مطلوب است تعیین افزایش تنش قائم  $\Delta p$  در نقطه‌ای به عمق ۱۰ متر در زیر مرکز سطح بارگذاری. مسئله ۶-۱۲ را با داده‌های زیر تکرار نمایید:

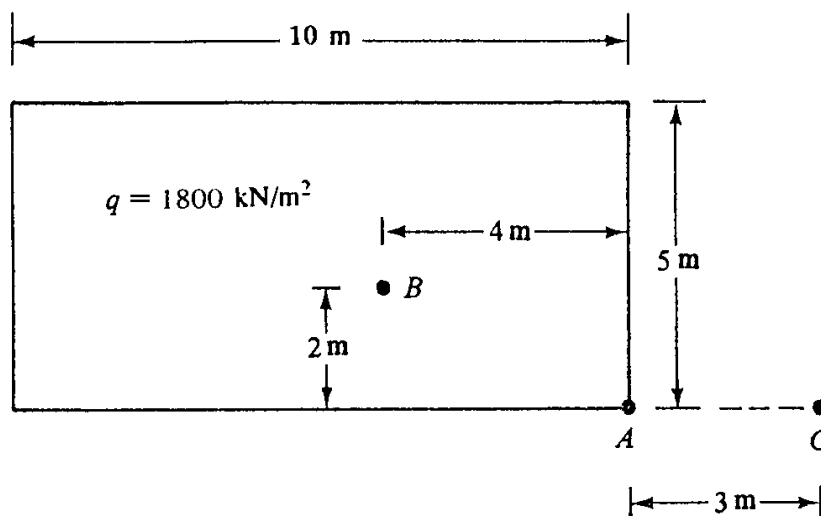
$$R=3 \text{ m} \quad \text{و} \quad q=160 \text{ kN/m}^2 \quad \text{و} \quad z=4.5 \text{ m}$$

۶-۱۴. در شکل، پلان یک سطح بارگذاری مستطیلی نشان داده شده است. شدت بار یکنواخت بر روی این سطح مساوی ۱۸۰۰ کیلونیوتن بر مترمربع است. مطلوب است تعیین افزایش تنش قائم  $\Delta p$  در عمق  $z=5 \text{ m}$  در نقاط،

الف: نقطه  $A$

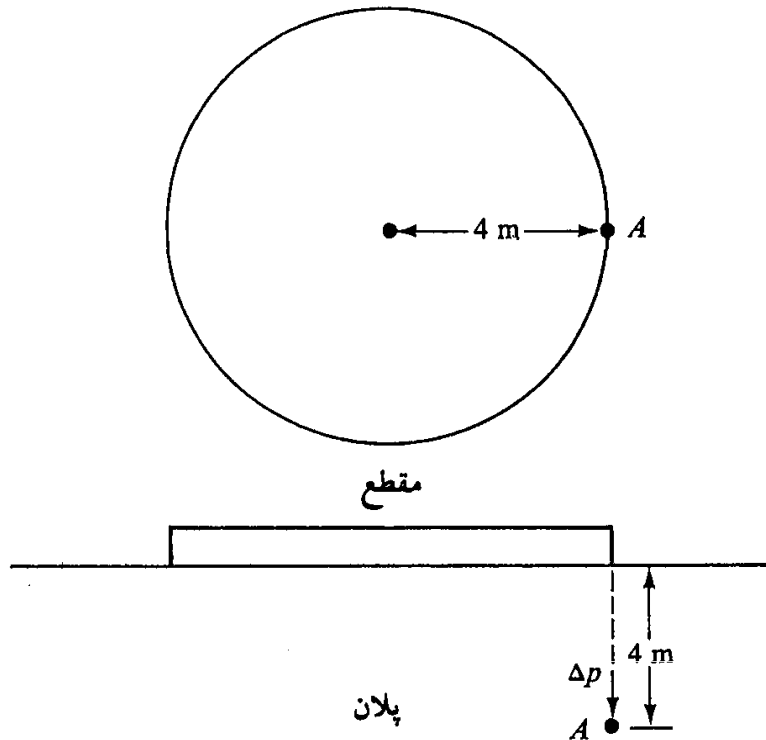
ب: نقطه  $B$

پ: نقطه  $C$

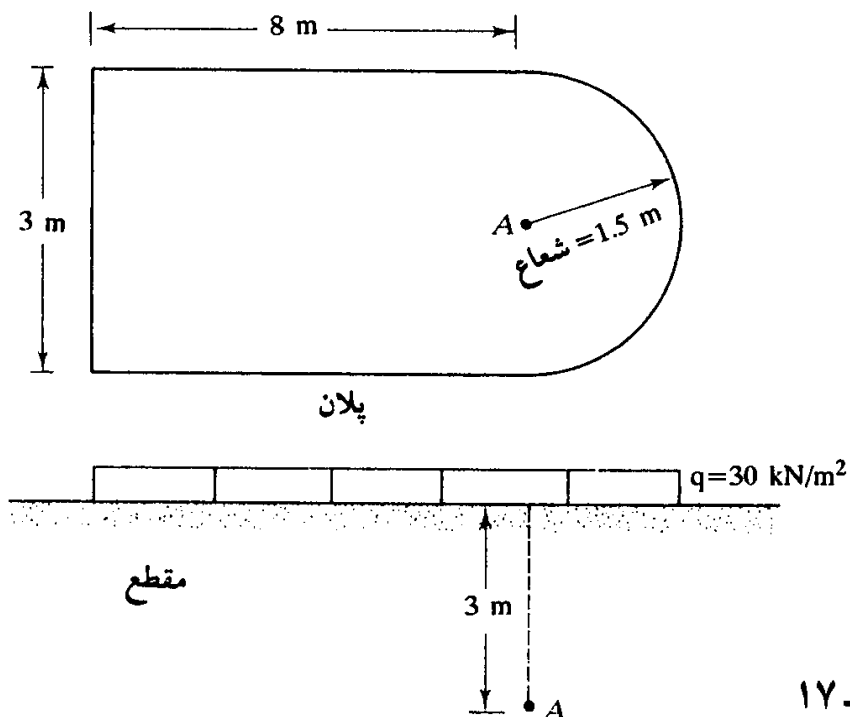


شکل مسئله ۶-۱۴

- ۱۵-۶- مسئله ۶-۱۴ را با استفاده از نمودار تأثیر نیومارک، مجدداً حل کنید.
- ۱۶-۶- با مراجعه به شکل، در صورتی که شدت بارگذاری  $q=210\text{kN/m}^2$  باشد، مطلوب است تعیین افزایش تنش قائم  $\Delta p$  در نقطه  $A$
- ۱۷-۶- در شکل نشان داده شده با استفاده از نمودارهای تأثیر نیومارک، افزایش تنش را در نقطه  $A$  تعیین نمایید. داریم:  $q=30\text{kN/m}^2$



شکل مسئله ۶-۱۶



شکل مسئله ۶-۱۷



۱۸-۶- با مراجعه به مسئله ۶-۱۴، مطلوب است تعیین مقدار متوسط افزایش تنش قائم  $\Delta p_{av}$  در زیر نقاط  $A$  و  $B$  بین اعماق  $z=0$  تا  $z=5$  متر.

## فهرست علائم فصل ششم

### انگلیسی

$A'$	function of $L$ , $B$ , and $z$
$B$	width of loaded area
$B', C'$	function of $L$ , $B$ , and $z$
$H$	depth
$I_1, I_2, I_3, I_4$	stress influence factors
$IV$	influence value
$L$	$\sqrt{x^2 + y^2 + z^2}$ ; also length of rectangular area
$M$	number of elements of Newmark's influence chart enclosed inside a plan
$m$	$B/z$
$m'$	$B/H$
$N$	total number of elements in Newmark's influence chart
$n$	$L/z$
$n'$	$L/H$
$P$	point load
$q$	line load per unit length; also load per unit area
$R$	radius of circularly loaded area
$r$	$\sqrt{x^2 + y^2}$ ; also distance
$x$	distance in $x$ direction
$y$	distance in $y$ direction
$z$	distance in $z$ direction

### یونانی

$\alpha$	angle
$\beta$	angle
$\Delta p$	vertical stress increase
$\Delta p_{av}$	average vertical stress increase
$\Delta p_x$	increase of stress in $x$ direction
$\Delta p_y$	increase of stress in $y$ direction
$\Delta p_z$	increase of stress in $z$ direction
$\delta$	angle
$\theta$	angle
$\mu$	Poisson's ratio
$\eta$	$\sqrt{(1 - 2\mu)/(2 - 2\mu)}$
$\sigma, \sigma_n$	normal stress
$\sigma_1$	major principal stress
$\sigma_3$	minor principal stress
$\tau, \tau_n$	shear stress

# اصول مهندسی ژئوتکنیک

## جلد ۱: مکانیک خاک

مؤلف: پراجا.ام.داس

مترجم: شاپور طاحونی

# فصل هفتم

## فصل ۷

### نشست خاک

با تأثیر سربار، تنشهای فشاری در لایه‌های خاک به وجود آمده و باعث فشرده شدن آن می‌شود. فشردگی خاک ناشی از تغییر شکل فشاری و جابه‌جایی ذرات خاک، رانده شدن هوا و آب از حفرات خاک و عوامل دیگر می‌باشد. در یک خاک بخصوص، یک و یا تعدادی از عوامل فوق ممکن است مشارکت داشته باشند. از آنجایی که فشرده شدن<sup>۱</sup> خاک باعث نشست سازه واقع بر روی آن می‌شود، از نقطه نظر مهندسی به این پدیده، نشست<sup>۲</sup> خاک می‌گویند. در حالت کلی نشستهای خاک به دو گروه زیر تقسیم می‌شوند:

۱ - نشست تحکیم<sup>۳</sup> که ناشی از تغییر حجم خاک اشباع به علت رانده شدن آبهای موجود در حفرات است.

۲ - نشست آنی<sup>۴</sup> که ناشی از تغییر شکل الاستیک خاک خشک و یا خاکهای مرطوب و اشباع بدون هرگونه تغییری در میزان آب می‌باشد. 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 لایه‌های خاک تحت تأثیر سربارهای خارجی ارائه می‌شود.

### قسمت اول: نشست تحکیم

#### ۷-۱ مفاهیم تحکیم

وقتی که یک لایه خاک اشباع تحت تأثیر افزایش تنش قرار گیرد، فشار آب حفره‌ای به طور ناگهانی

1- compressibility of soil

2- settlement

3- consolidation settlement

4- Immediate settlement

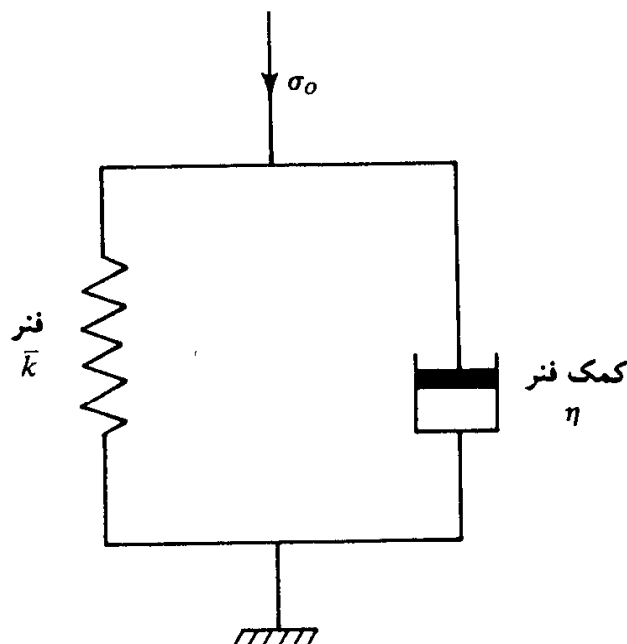
افزایش می‌یابد. در خاکهای ماسه‌ای که نفوذپذیری بالاست، زهکشی ناشی از افزایش فشار آب حفره‌ای سریعاً انجام می‌شود. زهکشی آب حفره‌ای همراه با کاهش حجم توده خاک می‌باشد که نتیجه آن ایجاد نشست است. به علت زهکشی سریع آب حفره‌ای در خاکهای ماسه‌ای، نشست تحکیم و آنی در آنها به طور همزمان رخ می‌دهد.

وقتی که یک لایه خاک رس اشباع، تحت تأثیر افزایش تنش قرار گیرد، ابتدا نشست آنی رخ می‌دهد. اما از آنجایی که ضریب نفوذپذیری رس به طور قابل ملاحظه‌ای کوچکتر از ضریب نفوذپذیری ماسه است، زهکشی آب حفره‌ای سریعاً انجام نشده و زایل شدن اضافه فشار آب حفره‌ای 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 می‌نامیم، به مدت طولانی بعد از بارگذاری و نشست آنی، ادامه خواهد داشت. در خاکهای رسی نرم، نشست تحکیم چندین برابر نشست آنی است.

برای درک بهتر تغییر شکل تابع زمان خاکهای رسی اشباع، مطابق شکل ۷-۱ مدلی متشکل از یک فنر<sup>۵</sup> و یک کمک فنر<sup>۶</sup> که به طور موازی به یکدیگر بسته شده‌اند، در نظر گرفته می‌شود (مدل کلونین). رابطه تنش کرنش برای فنر و کمک فنر به صورت زیر نوشته می‌شود:

$$\sigma = \bar{k}\varepsilon \quad (۱-۷)$$

$$\sigma = \eta \frac{d\varepsilon}{dt} \quad (۲-۷)$$



شکل ۷-۱ مدل کلونین

در روابط فوق:

$$\sigma = \text{تنش}$$

$$\varepsilon = \text{کرنش}$$

$$\bar{k} = \text{ثابت فنر}$$

$$\eta = \text{ثابت کمک فنر}$$

$$t = \text{زمان}$$

با نوشتن تعادل نیروها در امتداد قائم برای شکل ۷-۱، تنش  $\sigma_0$  به صورت زیر به دست می آید:

$$\sigma_0 = \bar{k}\varepsilon + \eta \frac{d\varepsilon}{dt} \quad (۳-۷)$$

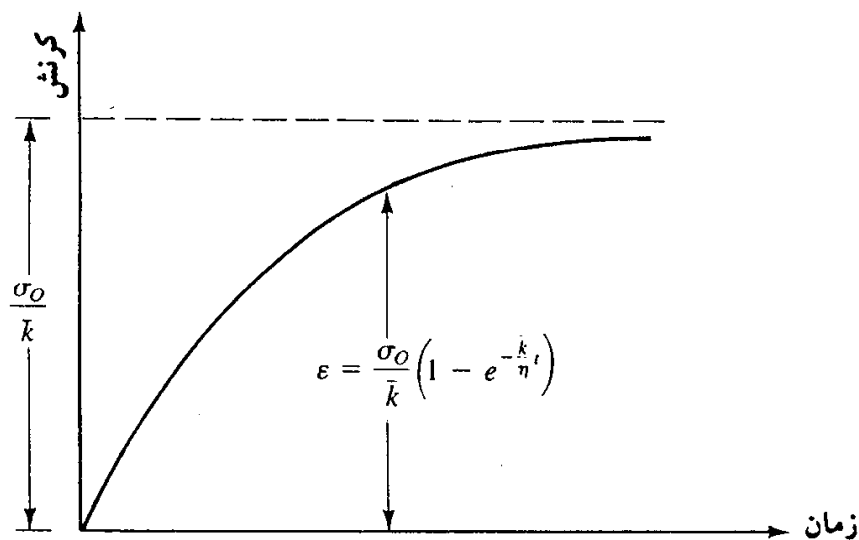
اگر تنش  $\sigma_0$  در زمان  $t=0$  تأثیر نموده و بعد از آن ثابت بماند، رابطه کرنش در زمان  $t$  از حل معادله دیفرانسیل ۷-۳ به دست می آید. بنابراین:

$$\varepsilon = \frac{\sigma_0}{\bar{k}} (1 - e^{-(\bar{k}/\eta)t}) + \varepsilon_0 e^{-(\bar{k}/\eta)t}$$

که در آن  $\varepsilon_0$  کرنش در زمان  $t=0$  است که اگر مساوی صفر در نظر گرفته شود، خواهیم داشت:

$$\varepsilon = \frac{\sigma_0}{\bar{k}} (1 - e^{-(\bar{k}/\eta)t}) \quad (۴-۷)$$

نمودار تغییرات کرنش با زمان که توسط رابطه ۷-۴ تعریف شده، در شکل ۷-۲ نشان داده شده است. در زمان  $t=\infty$ ، کرنش به مقدار حداکثر  $\sigma_0/\bar{k}$  می رسد. این مقدار، کرنشی است که فنر تنها



شکل ۷-۲ نمودار کرنش - زمان برای مدل کلوین

تحت تأثیر تنش  $\sigma_0$  بدون وجود کمک فنر تحمل می‌کند. توزیع تنش در زمان  $t$ ، بین فنر و کمک فنر را می‌توان با استفاده از روابط ۷-۳ و ۷-۴ به دست آورد.

قسمتی از تنش که توسط فنر حمل می‌شود:

$$\sigma_s = \bar{k}\varepsilon = \sigma_0(1 - e^{-(\bar{k}/\eta)t}) \quad (5-7)$$

قسمتی از تنش که توسط کمک فنر حمل می‌شود:

$$\sigma_d = \eta \frac{d\varepsilon}{dt} = \sigma_0 e^{-(\bar{k}/\eta)t} \quad (6-7)$$

توجه شود که  $\sigma_0 = \sigma_s + \sigma_d$  می‌باشد.

شکل ۷-۳ نشان‌دهنده تغییرات  $\sigma_s$  و  $\sigma_d$  با زمان است. در زمان  $t=0$ ، تنش  $\sigma_0$  تماماً توسط کمک فنر حمل می‌شود. سهمی از تنش که توسط فنر حمل می‌شود، به تدریج با زمان افزایش یافته و در مقابل سهم تنش حمل شده توسط کمک فنر با نرخ یکسانی کاهش می‌یابد. در زمان  $t=\infty$ ، تنش  $\sigma_0$  تماماً توسط فنر حمل می‌شود.

حال با این ایده، کرنش یک لایه رس اشباع که تحت افزایش تنش قرار دارد، می‌تواند مورد مطالعه قرار گیرد (شکل ۷-۴ الف). حالتی را در نظر بگیرید که یک لایه رس اشباع به ضخامت  $H$  که بین دو لایه ماسه‌ای محدود است، تحت افزایش آبی تنش کل  $\Delta\sigma$  قرار گیرد. این افزایش تنش کل به آب حفره‌ای و ذرات خاک انتقال خواهد یافت. این بدان معنی است که تنش کل  $\Delta\sigma$  به نسبتی بین تنش مؤثر و فشار آب حفره‌ای تقسیم می‌شود. رفتار تغییرات تنش مؤثر مشابه رفتار تغییرات تنش در فنر و رفتار تغییرات فشار آب حفره‌ای مشابه رفتار تغییرات تنش در کمک فنر، در مدل کلونین است. با استفاده از اصل تنش مؤثر (فصل ۵) می‌توان نوشت:

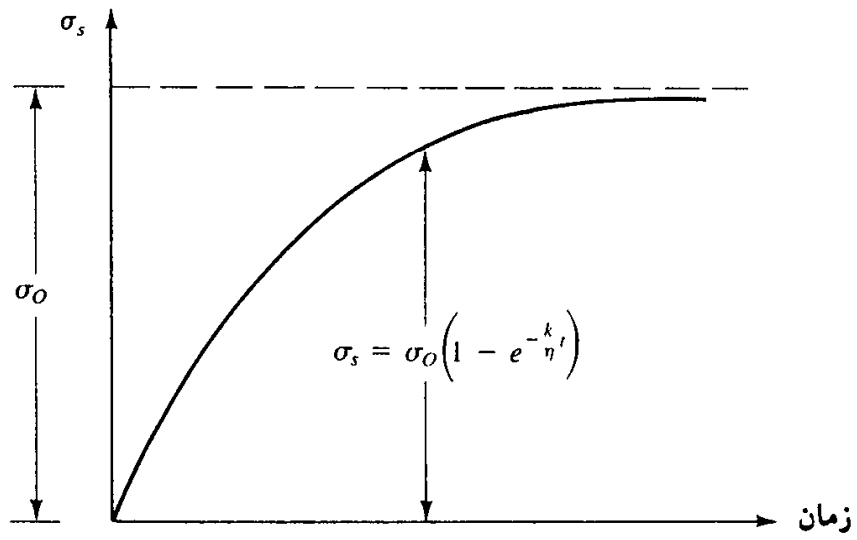
$$\Delta\sigma = \Delta\sigma' + \Delta u \quad (7-7)$$

که در آن:

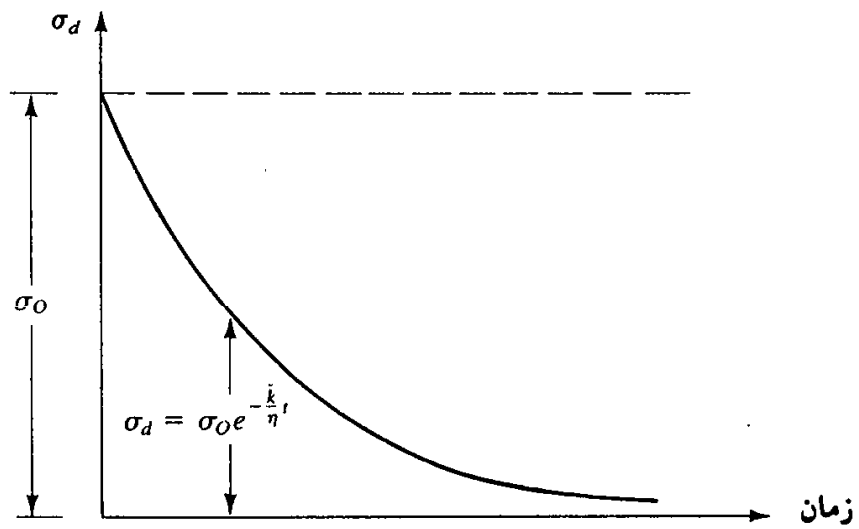
$$\Delta\sigma' = \text{افزایش در تنش مؤثر}$$

$$\Delta u = \text{افزایش در فشار آب حفره‌ای}$$

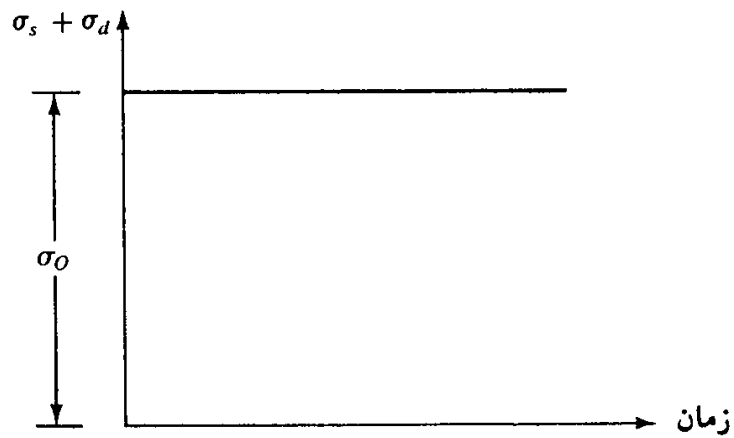
از آنجایی که رس نفوذپذیری کمی دارد و آب نیز در مقایسه با اسکلت خاک غیرقابل تراکم است، در زمان  $t=0$ ، تمام افزایش تنش  $\Delta\sigma$  در تمام اعماق توسط آب حمل می‌شود ( $\Delta\sigma = \Delta u$ ) (شکل ۷-۴ ب). در این زمان هیچ تنشی توسط اسکلت خاک حمل نخواهد شد. بدین معنی که افزایش تنش مؤثر مساوی صفر است ( $\Delta\sigma' = 0$ ). این موضوع شبیه رفتار مدل کلونین می‌باشد که در زمان  $t=0$ ،  $\sigma_0 = \sigma_d$  و  $\sigma_s = 0$  است.



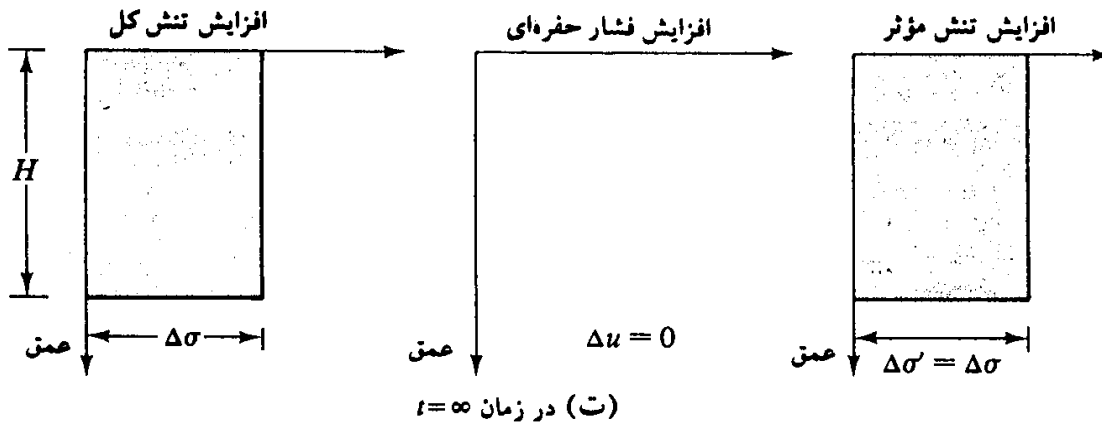
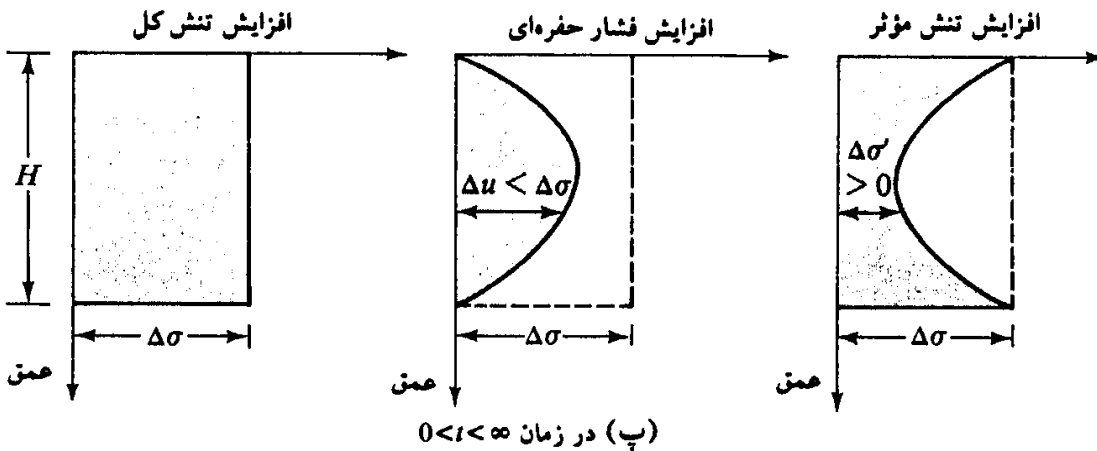
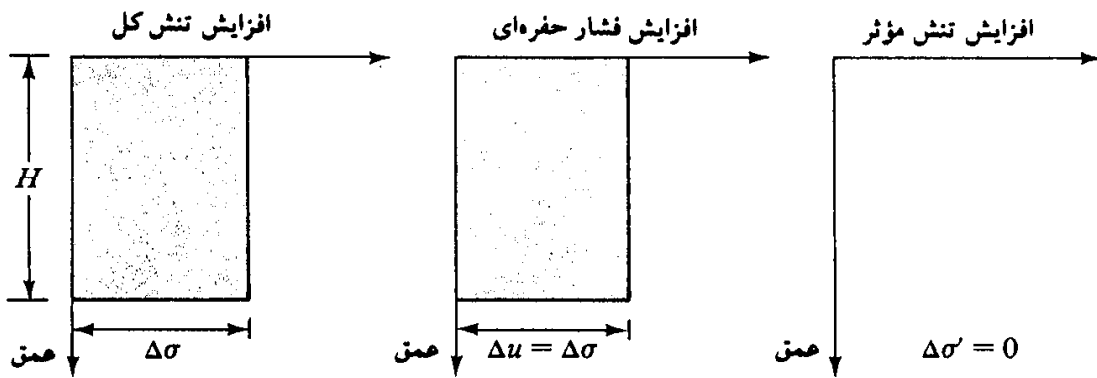
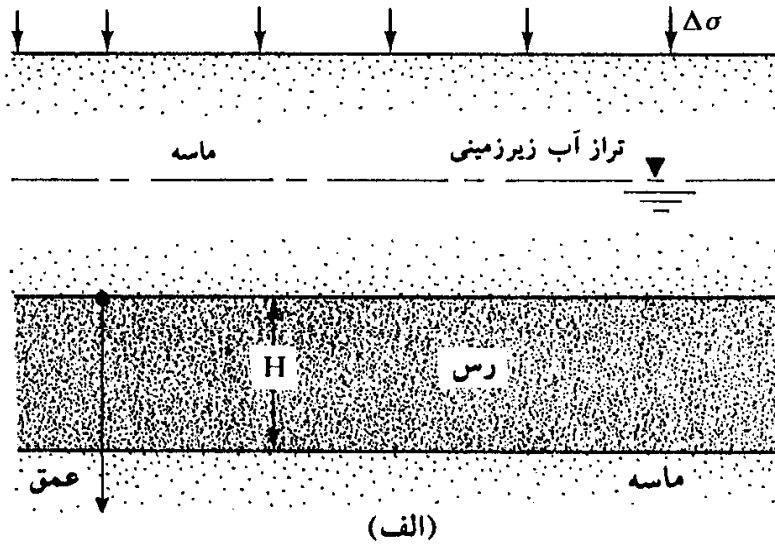
+



=



شکل ۷-۳ نمودار تنش زمان برای فنر و کمک فنر در مدل کلویین



شکل ۴-۷ تغییرات تنش کل، فشار آب حفره‌ای و تنش مؤثر در یک لایه رس بازهکشی 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 لایه ماسه‌ای زهکشی می‌شود. با این فرآیند، اضافه فشار حفره‌ای در هر عمق در لایه رسی به تدریج کاهش می‌یابد و با همین نرخ، تنش حمل شده توسط ذرات جامد خاک (تنش مؤثر) افزایش می‌یابد. بنابراین در زمان  $0 < t < \infty$  داریم:

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma' + \Delta u \quad (\Delta\sigma' > 0 \quad \text{و} \quad \Delta u < \Delta\sigma)$$

لیکن مقادیر  $\Delta\sigma'$  و  $\Delta u$  در اعمال مختلف، بسته به طول مسیر زهکشی آن نقطه تا لایه تحتانی و یا فوقانی، متفاوت است (شکل ۷-۴-پ). این موضوع نیز شبیه مدل کلوین در زمان  $0 < t < \infty$  می‌باشد که در آن تنش حمل شده توسط فتر با کاهش تنش حمل شده توسط کمک فتر، افزایش می‌یابد.

به طور نظری در زمان  $t = \infty$ ، تمام فشارهای آب حفره‌ای اضافی با زهکشی تمام نقاط لایه رسی، زایل شده و  $\Delta u = 0$  می‌گردد. حال تمام افزایش تنش  $\Delta\sigma$  توسط اسکلت خاک حمل می‌شود (شکل ۷-۴-ت). بنابراین:

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma'$$

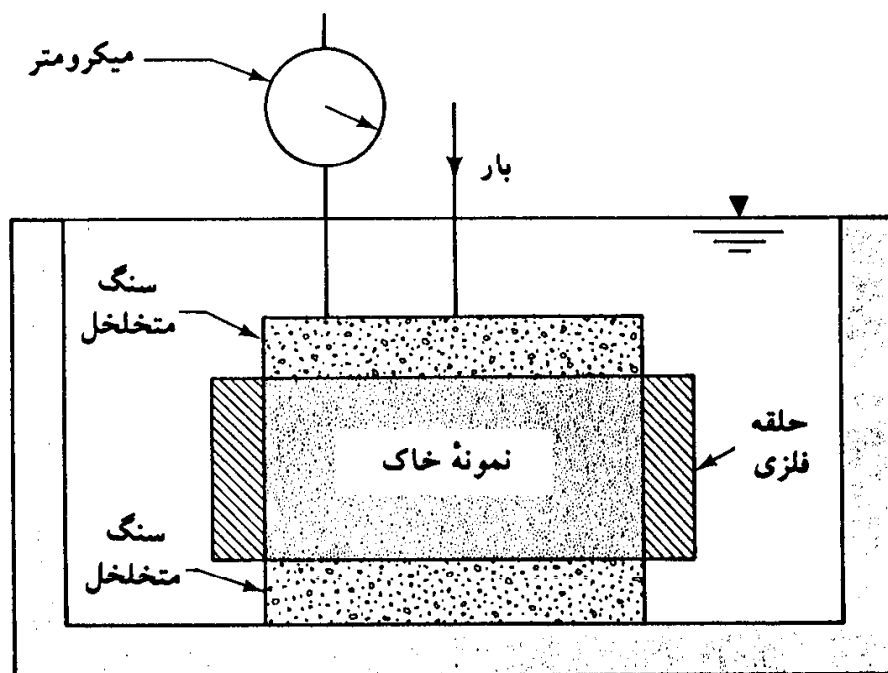
این رفتار نیز شبیه رفتار مدل کلوین (فتر - کمک فتر) است که برای آن در زمان  $t = \infty$ ،  $\sigma_0 = \sigma_s$  و  $\sigma_d = 0$  می‌باشد.

فرآیند تدریجی زهکشی تحت تأثیر اضافه بار و انتقال فشار اضافی آب حفره‌ای به تنش مؤثر، باعث نشست تابع زمان لایه رسی می‌شود.

برای بهتر نشان دادن رفتار تنش - کرنش - زمان خاک، مدل‌های گوناگونی توسط محققین مختلف ارائه شده است. برای بیان مفاهیم پایه‌ای تحکیم، در این قسمت فقط اکتفا به مدل کلوین می‌شود.

## ۷-۲ آزمون آزمایشگاهی یک‌بعدی

روش آزمایشگاهی تحکیم یک‌بعدی، اول بار توسط ترزاقی پیشنهاد شد. این آزمایش در یک تحکیم‌سنج که ادنومتر نامیده می‌شود، انجام می‌گردد. ادنومتر در شکل ۷-۵ 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 می‌شود. قطر نمونه معمولاً  $2/5$  اینچ ( $63/5$  میلیمتر) و ضخامت آن یک اینچ ( $25/4$  میلیمتر) است. بارگذاری نمونه به وسیله یک اهرم اعمال شده و میزان فشرده‌گی توسط یک میکرومتر عقربه‌ای اندازه‌گیری می‌شود. در حین آزمایش، نمونه در داخل آب



شکل ۵-۷ دستگاه تحکیم یک بعدی (ادئومتر)

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 مطابق شکل ۶-۷ می باشد. در روی نمودار سه مرحله مجزا قابل تشخیص است:

مرحله ۱: فشردگی اولیه که اکثراً به علت پیش بارگذاری است.

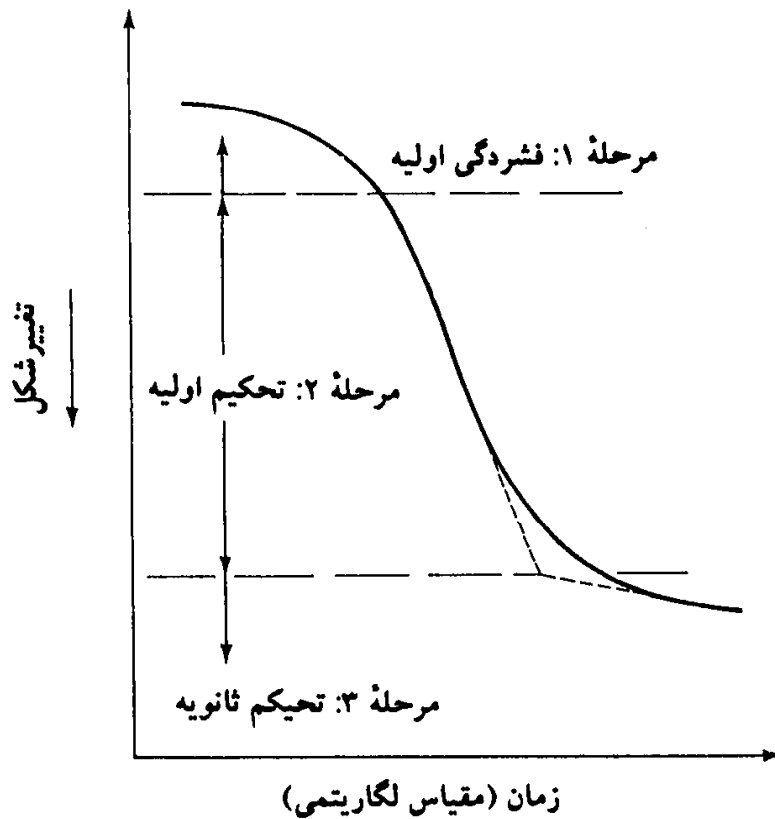
مرحله ۲: تحکیم اولیه که طی آن به علت زهکشی آب حفره ای، فشار اضافی آب حفره ای به تدریج به تنش مؤثر تبدیل می شود.

مرحله ۳: تحکیم ثانویه که بعد از اتمام زایل شدن فشار اضافی آب حفره ای رخ می دهد و علت آن به وجود آمدن تغییرشکل های پلاستیک در اسکلت خاک است.

### ۳-۷ نمودار نسبت تخلخل - فشار

بعد از تعیین نمودارهای تغییر شکل - زمان برای بارگذاریهای مختلف در آزمایشگاه، 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 - ارتفاع قسمت جامد نمونه،  $H_s$ ، را محاسبه نمایید (شکل ۷-۷).



شکل ۶-۷ نمودار تغییر شکل - زمان در حین تحکیم برای یک افزایش بار معلوم

$$H_s = \frac{W_s}{AG_s \gamma_w} \quad (۸-۷)$$

که در آن:

$W_s$  = وزن خشک نمونه

$A$  = سطح مقطع نمونه

$G_s$  = چگالی دانه‌ها

$\gamma_w$  = وزن مخصوص آب

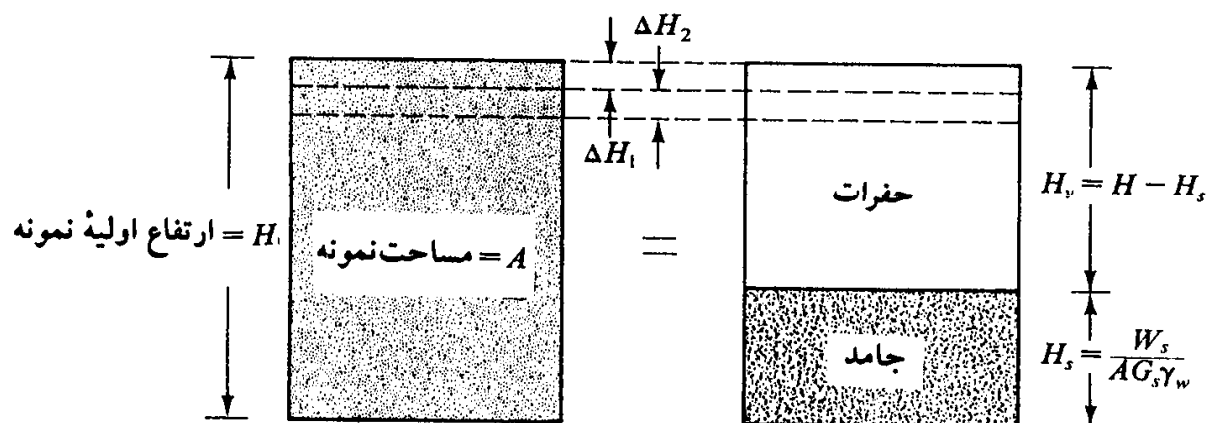
گام ۲ - ارتفاع اولیه حفرات،  $H_v$ ، را محاسبه نمایید:

$$H_v = H - H_s \quad (۹-۷)$$

که در آن  $H$  ارتفاع اولیه نمونه است.

گام ۳ - نسبت تخلخل اولیه نمونه،  $e_0$ ، را محاسبه نمایید:

$$e_0 = \frac{V_v}{V_s} = \frac{H_v \cdot A}{H_s \cdot A} = \frac{H_v}{H_s} \quad (۱۰-۷)$$



شکل ۷-۷ تغییرات ارتفاع نمونه در آزمایش تحکیم یک بعدی

گام ۴ - برای اولین بارگذاری  $p_1$  (بار کل بر واحد سطح نمونه)، که باعث تغییر شکل  $\Delta H_1$  می‌شود، تغییرات نسبت تخلخل  $\Delta e_1$  را محاسبه نمایید:

$$\Delta e_1 = \frac{\Delta H_1}{H_s} \quad (۷-۱۱)$$

$\Delta H_1$  از اختلاف اولین و آخرین قرائت مربوط به آن بارگذاری به دست می‌آید.

گام ۵ - بعد از تحکیم به علت نمو فشار  $p_1$ ، نسبت تخلخل جدید  $e_1$  را محاسبه نمایید:

$$e_1 = e_0 - \Delta e_1 \quad (۷-۱۲)$$

برای بارگذاری بعدی،  $p_2$ ، (توجه:  $p_2$  مساوی بار تجمعی\* بر واحد سطح نمونه است) که باعث تغییر شکل اضافی  $\Delta H_2$  می‌شود، نسبت تخلخل  $e_2$  در انتهای تحکیم را می‌توان به صورت زیر محاسبه کرد:

$$e_2 = e_1 - \frac{\Delta H_2}{H_s} \quad (۷-۱۳)$$

با روشی مشابه، نسبت تخلخل در انتهای تحکیم هر مرحله بارگذاری قابل تعیین است.

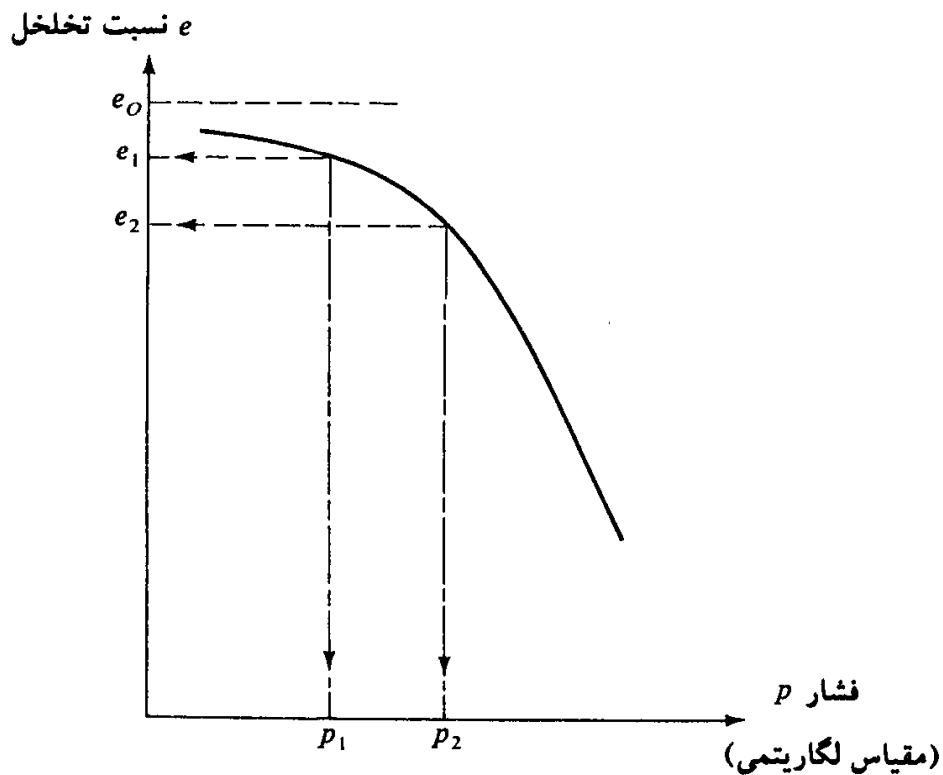
اگر در روی یک کاغذ نیمه‌لگاریتمی، فشار کل ( $p$ ) و نسبت تخلخل نظیر ( $e$ ) در انتهای

تحکیم رسم شوند، منحنی به دست آمده مطابق شکل ۷-۸ خواهد شد.

### مثال ۷-۱

در جدول زیر، نتایجی از آزمایش تحکیم بر روی نمونه خاک به دست آمده از صحرا ارائه شده است. جرم خشک ۱۲۸ گرم، ارتفاع نمونه در شروع آزمایش ۲/۵۴ سانتیمتر، چگالی دانه‌ها،  $G_s=2.75$ ، و مساحت

\* یعنی مجموع فشار موجود از قبل به اضافه افزایش فشار جدید.



شکل ۷-۸ منحنی تیپ برای نسبت تخلخل  $e$  در مقابل لگاریتم فشار تجمعی  $p$

نمونه ۳۰/۶۸ سانتیمتر مربع می‌باشد. محاسبات لازم را انجام داده و نمودار تغییرات  $e$  در مقابل  $\log p$  را رسم نمایید.

فشار $p$ ( $\text{kN/m}^2$ )	ارتفاع نمونه در انتهای تحکیم ( $\text{cm}$ )
0	2.540
50	2.488
100	2.465
200	2.431
400	2.389
800	2.324
1600	2.225
3200	2.115

حل:

محاسبه  $H_s$ : از رابطه ۷-۸ می‌توان نوشت:

$$H_s = \frac{W_s}{AG_s \gamma_w} = \frac{128 \text{ g}}{(30.68 \text{ cm}^2)(2.75)(1 \text{ g/cm}^3)} = 1.52 \text{ cm}$$

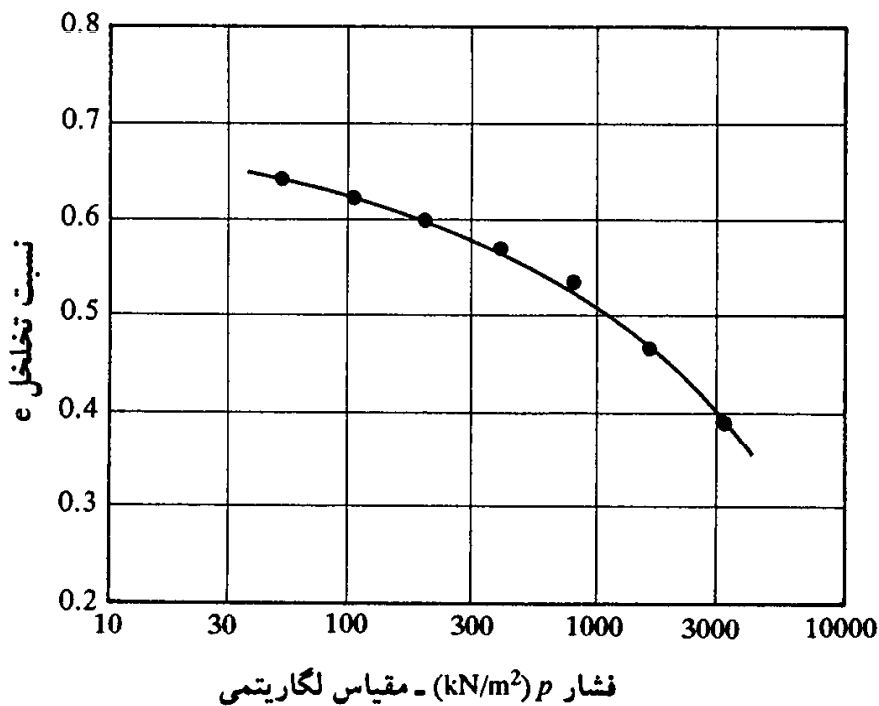
با توجه به اطلاعات موجود، جدول زیر را می توان تهیه نمود.

فشار $p$ ( $\text{kN/m}^2$ )	ارتفاع نمونه در انتهای تحکیم (cm)	$H_v = H - H_s$ (cm)	$e = H_v/H_s$
0	2.540	1.02	0.671
50	2.488	0.968	0.637
100	2.465	0.945	0.622
200	2.431	0.911	0.599
400	2.389	0.869	0.572
800	2.324	0.804	0.529
1600	2.225	0.705	0.464
3200	2.115	0.595	0.39

نمودار تغییرات نسبت تخلخل  $e$  در مقابل  $\log p$  مطابق شکل ۷-۹ رسم می گردد.

### ۷-۲ رسهای عادی تحکیم یافته<sup>۷</sup> و پیش تحکیم یافته<sup>۸</sup>

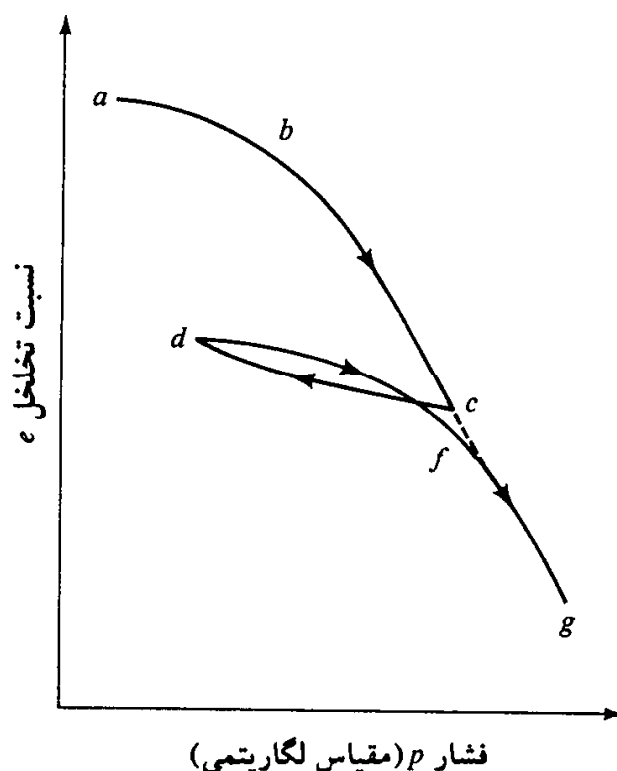
قسمت فوقانی نمودار نسبت تخلخل  $e$  در مقابل  $\log p$ ، در شکل ۷-۸، یک منحنی با شیب ملایم است که با یک قسمت تقریباً خطی و شیب تند دنبال می شود. این موضوع را این طور می توان توجیه نمود:



شکل ۷-۹ تغییرات نسبت تخلخل با فشار

از نقطه نظر تاریخچه زمین شناسی، نمونه به دست آمده از عمق، تحت تأثیر فشار سربار مؤثری قرار داشته و تحت آن تحکیم یافته است. حداکثر فشار 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 می شود. 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 می شود. وقتی که فشار کل مؤثر بر نمونه در هنگام آزمایش بزرگتر از فشار سربار مؤثر در گذشته باشد، تغییرات تخلخل بزرگتر شده و نمودار  $e$  در مقابل  $\log p$ ، خطی با شیب تندتر خواهد شد.

موضوع فوق را می توان در آزمایشگاه با انجام باربرداری در فشاری بزرگتر از فشار سربار مؤثر، اثبات کرد. نمودار تخلخل، لگاریتم فشار برای چنین تحقیقی مشابه شکل ۷-۱۰ خواهد شد که در آن شاخه  $cd$  نشان دهنده باربرداری و شاخه  $dfg$  نشان دهنده فرآیند بارگذاری مجدد است. بر پایه مطالب ارائه شده، از نقطه نظر تاریخچه سربار مؤثر، رسها به دو گروه طبقه بندی می شوند:



شکل ۷-۱۰ نمودار در مقابل  $\log p$  که نشان دهنده تأثیر باربرداری و بارگذاری مجدد است.

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 آنرا تجربه کرده است. حداکثر فشار سربار مؤثر در گذشته، فشار پیش تحکیم نامیده می شود.

کازاگرانده (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 ۷-۱۱، مطابق زیر است:

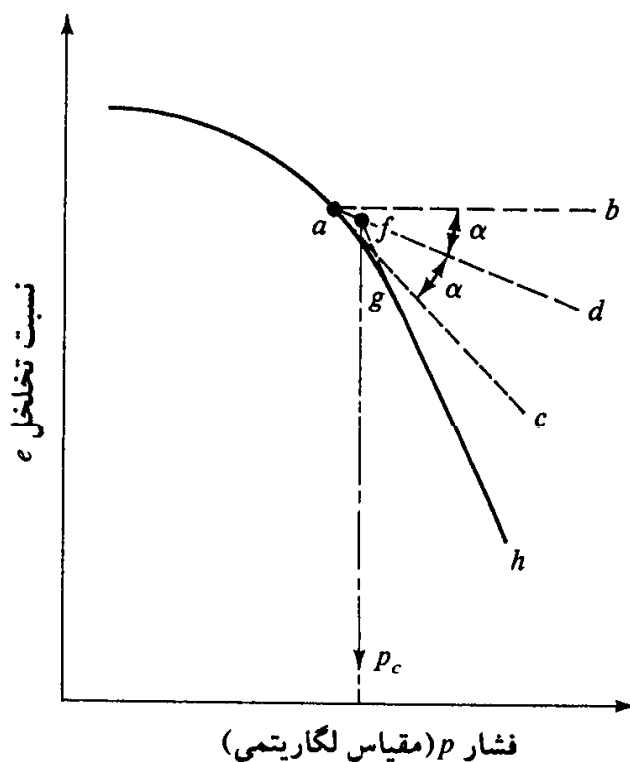
۱- با بررسی چشمی، در روی نمودار  $e$  در مقابل  $\log p$ ، نقطه‌ای مثل  $a$  تعیین نمایید که دارای حداقل شعاع انحنا باشد.

۲- خط افقی  $ab$  را رسم کنید.

۳- مماس  $ac$  را در نقطه  $a$  بر منحنی رسم کنید.

۴- خط  $ad$  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 است.



شکل ۷-۱۱ روش ترسیمی برای تعیین فشار پیش تحکیمی



نسبت پیش‌تحکیم<sup>۹</sup> ( $OCR$ ) برای یک خاک به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$OCR = \frac{p_c}{p}$$

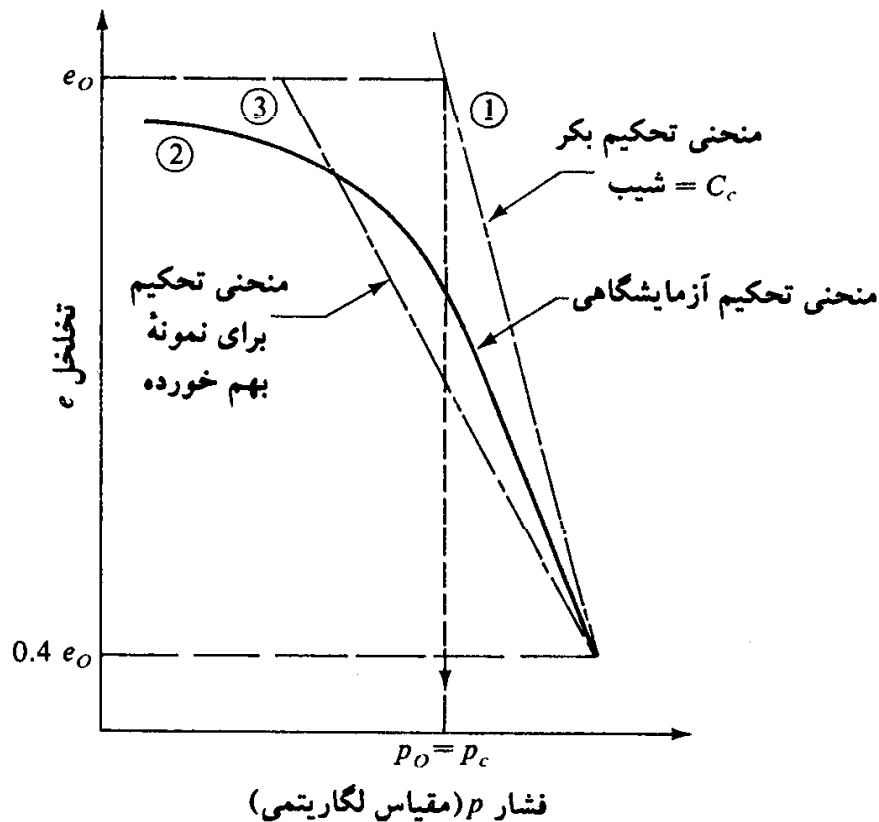
که در آن:

$p_c$  = فشار پیش‌تحکیم در روی نمونه

$p$  = فشار سربار موجود در روی نمونه

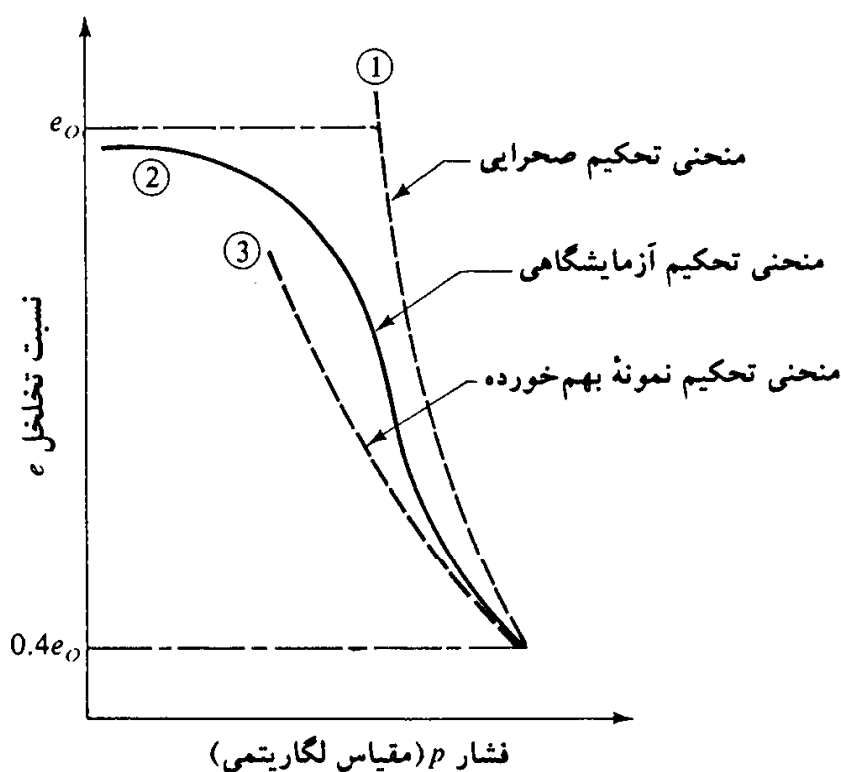
### ۷-۵ تأثیر دست‌خوردگی<sup>۱۰</sup> در نمودار تخلخل - فشار

دست‌خوردگی نمونه در روی نمودار تخلخل - فشار تأثیر می‌گذارد. برای یک خاک رس عادی تحکیم‌یافته با حساسیت کم تا متوسط (شکل ۷-۱۲) تحت فشار سربار مؤثر  $p_0$  با نسبت تخلخل  $e_0$ ، 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 نیمه‌لگاریتمی، به صورت خط مستقیم است.



شکل ۷-۱۲ خصوصیت تحکیم رس عادی تحکیم‌یافته با حساسیت کم تا متوسط



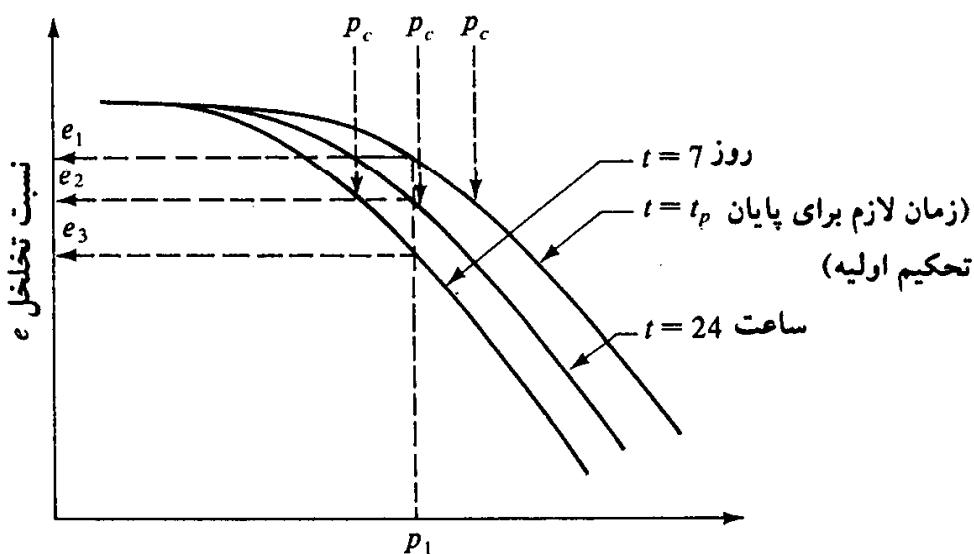


شکل ۷-۱۴ خصوصیت تحکیم رس حساس

### ۷-۶ تأثیر سایر عوامل در رابطه $e-\log p$

در بخش ۷-۲ 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 سؤال پیش می‌آید که چه تغییری در روی نمودار  $e$  در مقابل  $\log p$  پیش می‌آید، اگر (الف) 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 شود ( $\Delta p =$  افزایش بار بر واحد سطح نمونه،  $p =$  بار موجود در روی نمونه بر واحد سطح).

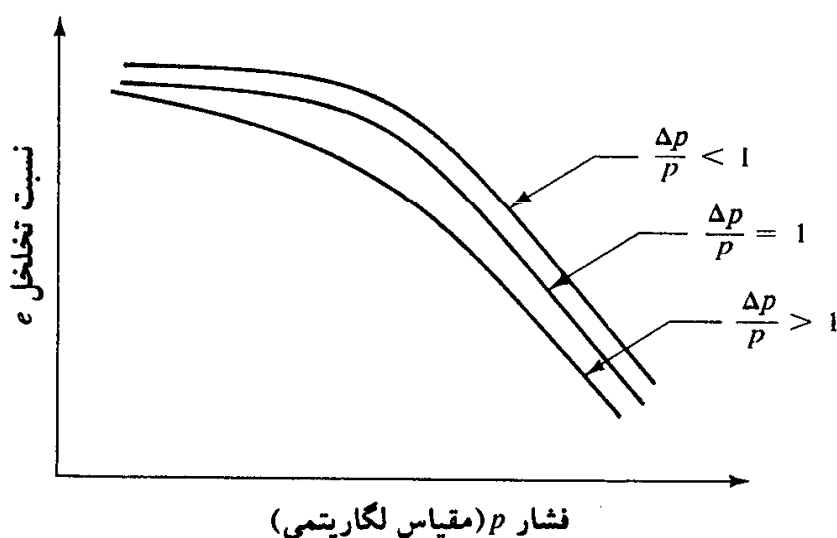
کرافورد<sup>۱۲</sup> (۱۹۶۴) آزمایشهای متعددی روی خاک رس لدا<sup>۱۳</sup> انجام داد که در آنها میزان بار در دو مرحله پی‌درپی دو برابر می‌شد ( $\Delta p/p = 1$ )، لیکن مدت حفظ بار در روی نمونه‌ها متغیر بود. در شکل ۷-۱۵ نمودارهای  $e$  در مقابل  $\log p$  حاصل از این آزمایشها نشان داده شده است. از این منحنی‌ها مشاهده می‌شود که با افزایش زمان حفظ بار در روی نمونه، نمودار  $e$  در مقابل  $\log p$  به تدریج به سمت چپ حرکت می‌کند. بدین معنی که برای هر شدت بار وارد بر روی نمونه ( $p$ )، نسبت تخلخل در انتهای تحکیم، با افزایش  $t$ ، کاهش می‌یابد. برای مثال در شکل ۷-۱۵، در  $p = p_1$ ،  $e = e_2$  برای  $t = 24$  ساعت و  $e = e_3$  برای  $t = 7$  روز است که در آن  $e_3 < e_2$  می‌باشد.



شکل ۷-۱۵ 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 می‌یابد که این موضوع باعث کاهش نسبت تخلخل  $e$  می‌شود. توجه شود که در منحنی‌های شکل ۷-۱۵، مقادیر نسبتاً مختلفی برای فشار پیش تحکیم  $p_c$  به دست می‌آید. با کاهش زمان  $t$ ، مقدار  $p_c$  افزایش می‌یابد.

نسبت افزایش بار  $\Delta p/p$  نیز در روی منحنی  $e$  در مقابل  $\log p$  تأثیر می‌گذارد. این موضوع توسط لئوناردو اتشافل دقیقاً مورد بحث قرار گرفته است (۱۹۶۴). شکل ۷-۱۶ تغییرات منحنی  $e$  در مقابل  $\log p$  را برای مقادیر مختلف  $\Delta p/p$  نشان می‌دهد. با افزایش تدریجی  $\Delta p/p$ ، منحنی‌های  $e$



شکل ۷-۱۶ تأثیر نسبت افزایش بار در منحنی‌های  $e$  در مقابل  $\log p$

در مقابل  $\log p$  به تدریج به سمت چپ حرکت می‌کنند.

### ۷-۷ روش تجربی برای تخمین رابطه تخلخل - فشار

همان‌طور که در شکل ۷-۱۳ نشان داده شد، رابطه تخلخل - فشار در حین تحکیم برای خاک رس پیش تحکیم یافته، مسیر  $cbd$  را طی می‌کند (شکل ۷-۱۷). در این حالت نسبت تخلخل درجا و فشار سربار مؤثر به ترتیب  $e_0$  و  $p_0$  خواهد شد. ناگراج و مورتی<sup>۱۴</sup> (۱۹۸۵)، روابط تجربی برای نواحی  $cb$  و  $bd$  نمودار  $e-\log p$  تهیه نموده‌اند که به‌قرار زیر است:

برای خط  $cb$  (یعنی برای رس پیش تحکیم یافته):

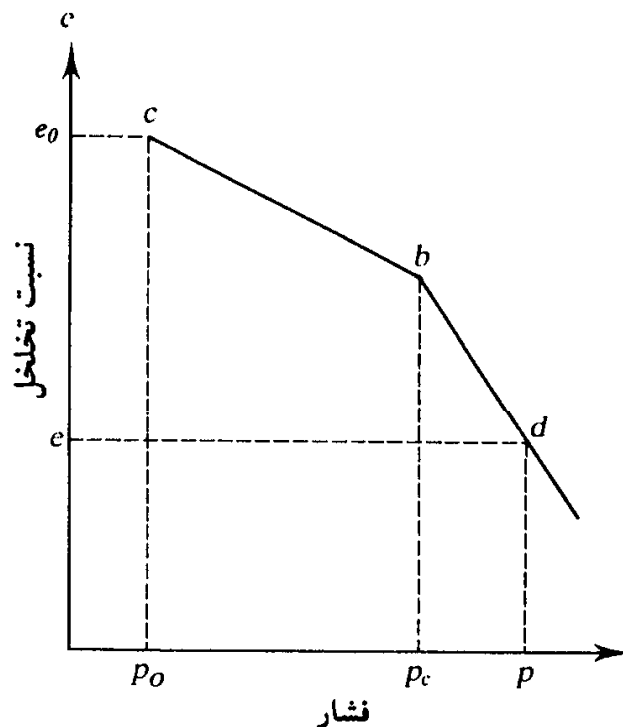
$$\frac{e}{e_L} = 1.122 - 0.188 \log p_c - 0.0463 \log p \quad (۷-۱۴)$$

که در آن:

$e$  = نسبت تخلخل در فشار مؤثر  $p$  ( $\text{kN/m}^2$ )

$e_L$  = نسبت تخلخل خاک در حد مایع

$p_c$  = فشار پیش تحکیم ( $\text{kN/m}^2$ )



شکل ۷-۱۷

در فصل ۲ نشان داده شد که برای خاک اشباع،  $e = \omega G_s$  می‌باشد. بنابراین:

$$e_L = \left[ \frac{LL(\%)}{100} \right] G_s \quad (15-7)$$

اگر مقادیر در جای  $e_0$  و  $p_0$  معلوم باشد، مقدار فشار پیش‌تحکیم را می‌توان از رابطه ۷-۱۴ محاسبه نمود:

$$\log p_c = \frac{1.122 - \left( \frac{e_0}{e_L} \right) - 0.0463 \log p_0}{0.188} \quad (16-7)$$

$\begin{matrix} \text{kN/m}^2 \\ \downarrow \\ \log p_c \\ \uparrow \\ \text{kN/m}^2 \end{matrix}$

برای خط  $bd$  (برای خاک رس عادی تحکیم‌یافته)

$$\frac{e}{e_L} = 1.122 - 0.2343 \log p \quad (17-7)$$

$\begin{matrix} \uparrow \\ \text{kN/m}^2 \end{matrix}$

یا:

$$e = \left[ \frac{LL(\%)}{100} \right] G_s (1.122 - 0.2343 \log p) \quad (18-7)$$

$\begin{matrix} \uparrow \\ \text{kN/m}^2 \end{matrix}$

ملاحظه می‌شود در صورتی که چگالی و حد مایع خاک معلوم باشد، می‌توان مقدار تخلخل را برای یک فشار سربار معین تعیین نمود.

### ۷-۸ محاسبه نشست به علت تحکیم اولیه یک‌بعدی

با اطلاعات به دست آمده از نتایج آزمایش تحکیم، می‌توان محاسبات نشست احتمالی به علت تحکیم اولیه را با فرض تحکیم یک‌بعدی انجام داد.

لایه‌ای از رس اشباع به ضخامت  $H$  و سطح مقطع  $A$  تحت فشار سربار موجود  $p_0$  در نظر گرفته می‌شود (شکل ۷-۱۸). فرض نمایید که به علت افزایش فشار  $\Delta p$ ، نشست به علت تحکیم اولیه مساوی  $S$  باشد. بنابراین تغییر در حجم برابر است با:

$$\Delta V = V_0 - V_1 = H \cdot A - (H - S) \cdot A = S \cdot A \quad (19-7)$$

که در آن،  $V_0$  و  $V_1$  به ترتیب احجام اولیه و نهایی می‌باشند.

لیکن تغییر در حجم کل مساوی تغییر در حجم حفرات  $\Delta V_v$  می‌باشد. بنابراین:

$$\Delta V = S \cdot A = V_{v_0} - V_{v_1} = \Delta V_v \quad (۲۰ - ۷)$$

که در آن  $V_{v_1}$  و  $V_{v_0}$  احجام حفرات اولیه و نهایی می‌باشند.

با استفاده از تعریف نسبت تخلخل می‌توان نوشت:

$$\Delta V_v = \Delta e \cdot V_s \quad (۲۱ - ۷)$$

که در آن  $\Delta e$  تغییرات نسبت تخلخل است. از طرفی

$$V_s = \frac{V_0}{1 + e_0} = \frac{AH}{1 + e_0} \quad (۲۲ - ۷)$$

در رابطه فوق  $e_0$  نسبت تخلخل اولیه در حجم  $V_0$  می‌باشد.

بنابراین با استفاده از روابط (۱۹ - ۷)، (۲۰ - ۷)، (۲۱ - ۷) و (۲۲ - ۷) می‌توان نوشت:

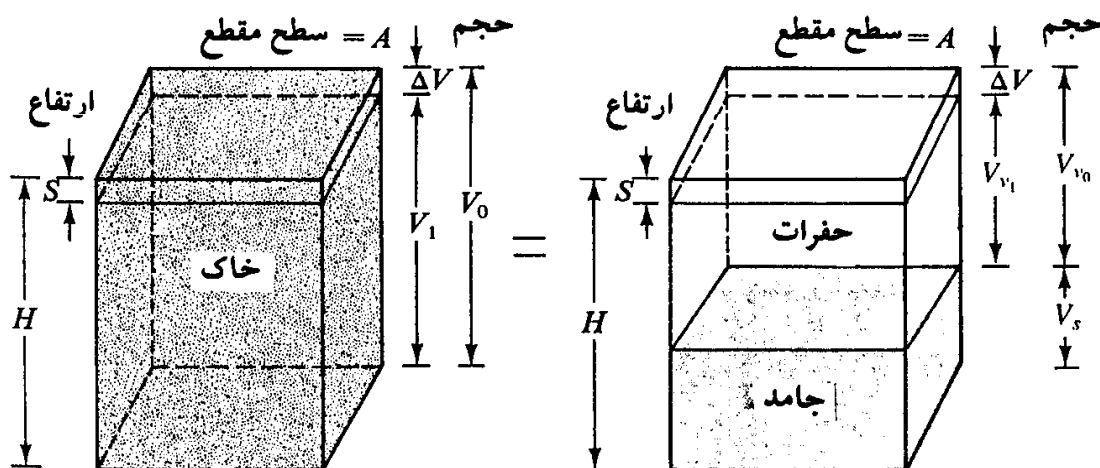
$$\Delta V = S \cdot A = \Delta e V_s = \frac{AH}{1 + e_0} \Delta e$$

یا

$$S = H \frac{\Delta e}{1 + e_0} \quad (۲۳ - ۷)$$

برای رسهای عادی تحکیم‌یافته که نمودار  $e$  در مقابل  $\log p$  آنها خطی است (شکل ۷ - ۱۲)، می‌توان نوشت:

$$\Delta e = C_c [\log (p_0 + \Delta p) - \log p_0] \quad (۲۴ - ۷)$$



شکل ۷-۱۸ نشست ناشی از تحکیم یک بعدی

که در آن  $C_e$  شیب نمودار  $e$  در مقابل  $\log p$  است که نشانه فشردگی<sup>۱۵</sup> نامیده می‌شود. با قرار دادن رابطه ۷-۲۴ در رابطه ۷-۲۳ به دست می‌آید:

$$S = \frac{C_e H}{1 + e_o} \log \left( \frac{p_o + \Delta p}{p_o} \right) \quad (25-7)$$

برای یک لایه رس ضخیم، دقیقتر است که لایه به لایه‌هایی با ضخامت کمتر تقسیم شده و برای هر لایه، محاسبات نشست به‌طور جداگانه انجام شود. مجموع این نشستهای جزئی، نشست کل برای تمام لایه‌ها را به دست می‌دهد:

$$S = \sum \left[ \frac{C_e H_i}{1 + e_o} \log \left( \frac{p_{o(i)} + \Delta p_{(i)}}{p_{o(i)}} \right) \right]$$

که در آن:

$$H_i = \text{ضخامت لایه } i$$

$$\Delta p_{o(i)} = \text{فشار سربار مؤثر متوسط اولیه برای لایه } i$$

$$\Delta p_{(i)} = \text{افزایش فشار قائم برای لایه } i$$

در رس پیش‌تحکیم‌یافته (شکل ۷-۱۳)، برای  $p_o + \Delta p \leq p_c$  تغییرات صحرائی  $e$  در مقابل  $\log p$  در امتداد خط  $cb$  خواهد بود که شیب آن تقریباً مساوی شیب منحنی برگشت در آزمایشگاه است. شیب منحنی برگشت  $C_s$ ، نشانه تورم<sup>۱۶</sup> نامیده می‌شود. بنابراین:

$$\Delta e = C_s [\log (p_o + \Delta p) - \log p_o] \quad (26-7)$$

با استفاده از روابط ۷-۲۳ و ۷-۲۶ می‌توان نوشت:

$$S = \frac{C_s H}{1 + e_o} \log \left( \frac{p_o + \Delta p}{p_o} \right) \quad (27-7)$$

اگر  $p_o + \Delta p > p_c$  باشد، داریم:

$$S = \frac{C_s H}{1 + e_o} \log \frac{p_c}{p_o} + \frac{C_e H}{1 + e_o} \log \left( \frac{p_o + \Delta p}{p_c} \right) \quad (28-7)$$

اگر نمودار  $e$  در مقابل  $\log p$  در دست باشد، به‌سادگی می‌توان برای دامنه تغییرات فشار موردنظر،  $\Delta e$  را از روی نمودار خواند و با قرار دادن آن در رابطه ۷-۲۳، نشست  $S$  را محاسبه کرد.



۹-۷ نشانه فشردگی  $(C_c)^{۱۷}$ 

با داشتن نمودار آزمایشگاهی  $e$  در مقابل  $\log p$  (شکل ۷-۱۲) می توان به طور ترسیمی نشانه فشردگی را برای انجام محاسبات نشست تحکیم به دست آورد.

ترزاقی و پک (۱۹۶۷) روابط تجربی زیر را برای نشانه فشردگی توصیه کرده اند:

برای رسهای دست نخورده

$$C_c = 0.009(LL - 10)$$

(۲۹ - ۷)

برای رسهای به هم خورده

$$C_c = 0.007(LL - 10)$$

(۳۰ - ۷)

که در آنها:  $LL$  حد مایع (حد روانی) برحسب درصد است.

در نبود اطلاعات آزمایشگاهی تحکیم، رابطه ۷-۲۹ معمولاً برای محاسبات تقریبی تحکیم

در صحرا به کار گرفته می شوند.

در جدول ۷-۱، روابط تجربی دیگر برای محاسبه نشانه فشردگی ارائه شده است.

جدول ۷-۱ روابط تجربی برای نشانه فشردگی  $C_c$

رابطه	مأخذ	محدوده اعتبار
$C_c = 0.007(LL - 7)$	Skempton	رس بهم خورده
$C_c = 0.01\omega_N$		رس شیکاگو
$C_c = 1.15(e_o - 0.27)$	Nishida	تمام رسها
$C_c = 0.30(e_o - 0.27)$	Hough	خاکهای غیرآلی چسبنده، لای، رس لای دار، رس
$C_c = 0.0115\omega_N$		خاکهای آلی، تورب، لای آلی و رس
$C_c = 0.0046(LL - 9)$		رس برزیلی
$C_c = 0.75(e_o - 0.5)$		خاک با خمیری کم
$C_c = 0.208e_o + 0.0083$		رس شیکاگو
$C_c = 0.156e_o + 0.0107$		تمام رسها

$$\omega_N = \text{میزان رطوبت درجا}^{۱۹}$$

$$e_o = \text{تخلخل درجا}^{۱۸}$$

بر پایه مشاهدات انجام شده بر روی رسهای طبیعی، رندون، و هیرورو<sup>۲۰</sup> (۱۹۸۲)، رابطه زیر

را برای نشانه فشردگی پیشنهاد نمودند:

17- compression Index

18- in situ void ratio

19- in situ water content

20- Rendon-Herrero

$$C_c = 0.141 G_s^{1.2} \left( \frac{1 + e_0}{G_s} \right)^{2.38} \quad (۳۱ - ۷)$$

ناگراج، و مورتی نیز رابطه زیر را برای نشانه فشردگی معرفی نمودند:

$$C_c = 0.2343 e_L = 0.2343 \left[ \frac{LL(\%)}{100} \right] G_s \quad (۳۲ - ۷)$$

### ۷-۱۰ نشانه تورم ( $C_s$ )

نشانه تورم به طور قابل ملاحظه‌ای کوچکتر از نشانه فشردگی است و آن را معمولاً می‌توان از نتایج آزمایشگاهی به دست آورد. در اغلب حالات می‌توان نوشت:

$$C_s \approx \frac{1}{5} \text{ to } \frac{1}{10} C_c \quad (۳۳ - ۷)$$

ناگراج و مورتی (۱۹۸۵) رابطه زیر را برای نشانه تورم پیشنهاد کرده‌اند:

$$C_s = 0.0463 e_L = 0.0463 \left[ \frac{LL(\%)}{100} \right] G_s \quad (۳۴ - ۷)$$

در جدول ۷-۲ حد مایع، حد خمیری، نشانه فشردگی بکر و نشانه تورم برای بعضی از خاکهای طبیعی ارائه شده است.

جدول ۷-۲ نشانه فشردگی و نشانه تورم برای بعضی از رسهای طبیعی

نوع خاک	حد مایع	حد خمیری	نشانه فشردگی $C_c$	نشانه تورم $C_s$
رس بوستون	41	20	0.35	0.07
رس شیکاگو	60	20	0.4	0.07
رس جورجیا	51	26	0.12	
رس نیواورلئان	80	25	0.3	0.05
رس مونتانا	60	28	0.21	0.05

## مثال ۷-۲

نتایج یک آزمون آزمایشگاهی تحکیم بر روی نمونه رسی به صورت زیر است:

نسبت تخلخل  $e$  فشار  $p$  ( $\text{kN/m}^2$ )

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  $e-\log p$

ب: تعیین فشار پیش تحکیمی  $p_c$

پ: تعیین نشانه فشردگی  $C_c$

حل:

الف: نمودار  $e-\log p$  این نمودار مطابق شکل ۷-۱۹ می باشد.

قسمت ب: با استفاده از روش نشان داده شده در شکل ۷-۱۱، فشار پیش تحکیمی از نمودار  $e-\log p$  شکل

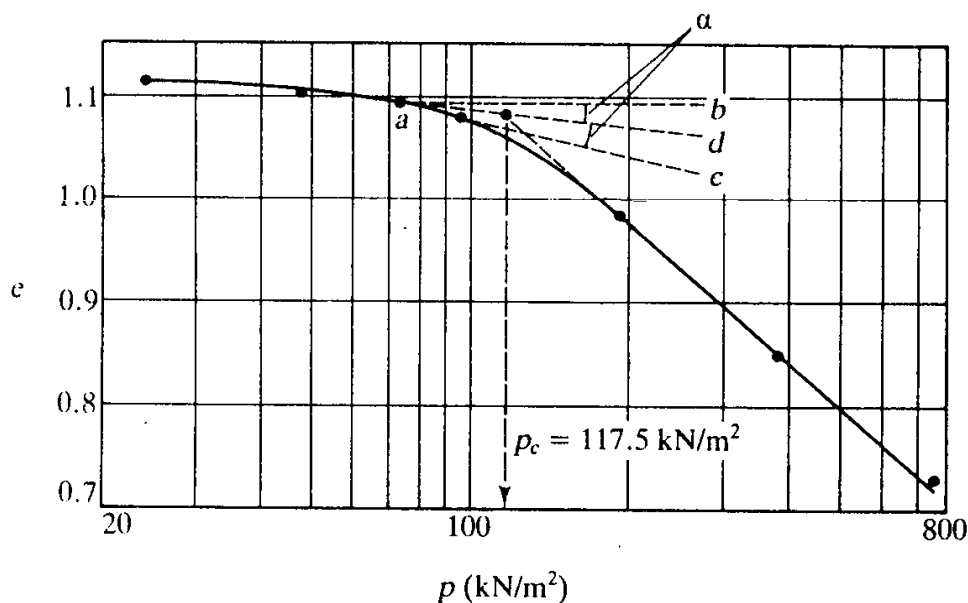
۷-۱۹ به دست می آید. داریم:

$$p_c = 117.5 \text{ kN/m}^2$$

قسمت پ: با استفاده از نمودار  $e-\log p$  می توان نوشت:

$$p_2 = 500 \text{ kN/m}^2, e_2 = 0.8$$

$$p_1 = 300 \text{ kN/m}^2, e_1 = 0.9$$



شکل ۷-۱۹ مثال ۷-۲

در نتیجه:

$$C_c = \frac{e_1 - e_2}{\log\left(\frac{p_2}{p_1}\right)} = \frac{0.9 - 0.8}{\log\left(\frac{500}{300}\right)} = 0.451$$

## مثال ۷-۳

در شکل ۷-۲۰ نیمرخ خاکی نشان داده شده است. اگر فشار گسترده یکنواخت  $\Delta p$  در سطح زمین وارد شود، نشست لایه رسی به علت پیش تحکیمی اولیه چقدر خواهد شد. فرض کنید که لایه ماسه‌ای بالای سفره زیرزمینی خشک است. داریم:

$$\Delta p = 48.87 \text{ kN/m}^2, \quad H_1 = 7.0 \text{ m}, \quad H_2 = 5.18 \text{ m}, \quad H_3 = 2.44 \text{ m}$$

$$\text{ماسه: } \gamma_{\text{dry}} = 17.64 \text{ kN/m}^3, \quad \gamma_{\text{sat}} = 18.44 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{رس: } \gamma_{\text{sat}} = 19.24 \text{ kN/m}^3, \quad LL = 50, \quad e = 0.9$$

(فرض نمایید رس عادی تحکیم یافته است).

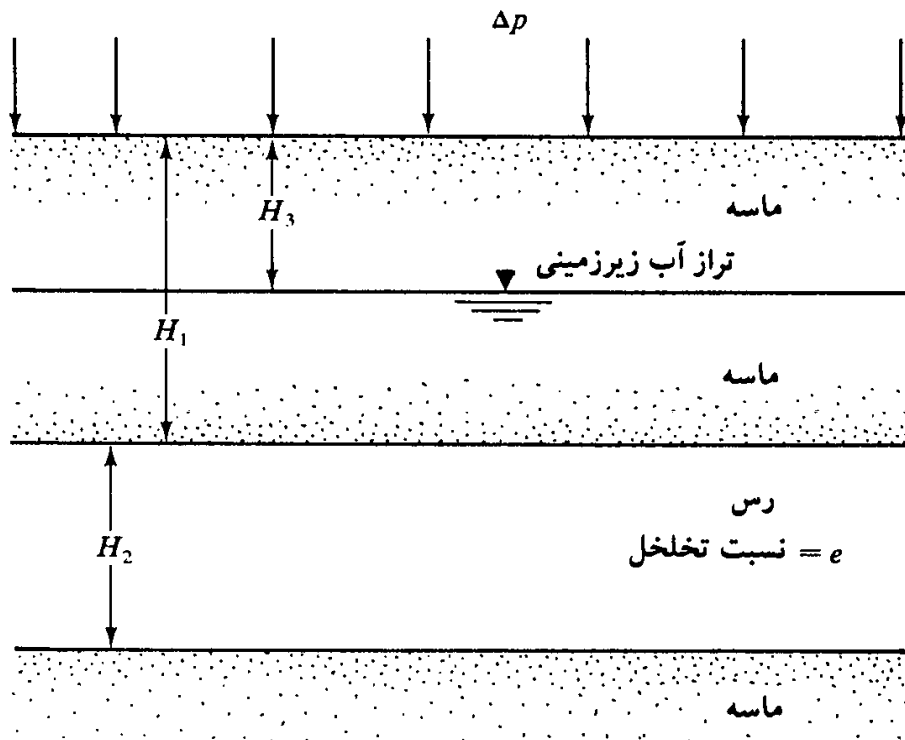
با استفاده از رابطه ۷-۲۷ داریم:

$$S = \frac{C_c H}{1 + e_0} \log\left(\frac{p_0 + \Delta p}{p_0}\right)$$

از رابطه ۷-۲۹ می‌توان نوشت:

$$C_c = 0.009(LL - 10) = 0.009(50 - 10) = 0.36$$

$$H = H_2 = 5.18 \text{ m}$$



شکل ۷-۲۰

$$e_0 = 0.9$$

$$\Delta p = 48.87 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} p_0 &= H_3 \gamma_{\text{dry}}(\text{sand}) + (H_1 - H_3) [\gamma_{\text{sat}}(\text{sand}) - \gamma_w] + \frac{H_2}{2} [\gamma_{\text{sat}}(\text{clay}) - \gamma_w] \\ &= (2.44)(17.64) + (7 - 2.44)(18.44 - 9.81) + \frac{5.18}{2} [19.24 - 9.81] \\ &= 106.82 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$S = \frac{(0.36)5.18}{1+0.9} \log \left( \frac{106.82+48.87}{106.82} \right) \times 1000 = 160.6 \text{ mm}$$

### مثال ۷-۴

اگر رس مثال ۷-۳ پیش تحکیم یافته بوده و متوسط فشار پیش تحکیمی ۱۲۷ کیلونیوتن بر مترمربع باشد، مقدار تخمینی نشست اولیه به علت سربار ۴۸/۸۷ کیلونیوتن بر مترمربع چقدر می باشد. فرض نمایید  $C_s = \frac{1}{6} C_c$  است.

حل:

$$p_c = 127 \text{ kN/m}^2 > 106.82 \text{ kN/m}^2$$

$$p_0 + \Delta p = 106.82 + 48.87 = 155.7 \text{ kN/m}^2$$

$$C_s = \frac{1}{6} C_c = \frac{1}{6} (0.36) = 0.06$$

با استفاده از رابطه ۷-۲۸ به دست می آید:

$$\begin{aligned} S &= \frac{C_s H}{1 + e_0} \log \left( \frac{p_c}{p_0} \right) + \frac{C_c H}{1 + e_0} \log \left( \frac{p_0 + \Delta p}{p_c} \right) \\ &= \frac{5.18}{1.9} \left[ (0.06) \log \left( \frac{127}{106.82} \right) + (0.36) \log \left( \frac{155.7}{127} \right) \right] \times 10^3 = 99.14 \text{ mm} \end{aligned}$$

### مثال ۷-۵

در شکل ۷-۲۱ الف مقطع یک خاک نشان داده شده است. آزمایش تحکیم آزمایشگاهی بر روی نمونه ای که از وسط لایه رسی به دست آمده، انجام شده است. منحنی تحکیم صحرایی که مطابق شکل ۷-۱۳ انترپوله شده، در شکل ۷-۲۱ ب نشان داده شده است. مطلوب است محاسبه نشست صحرایی به علت تحکیم اولیه برای سرباری معادل  $48 \text{ kN/m}^2$  که در سطح زمین وارد می شود.

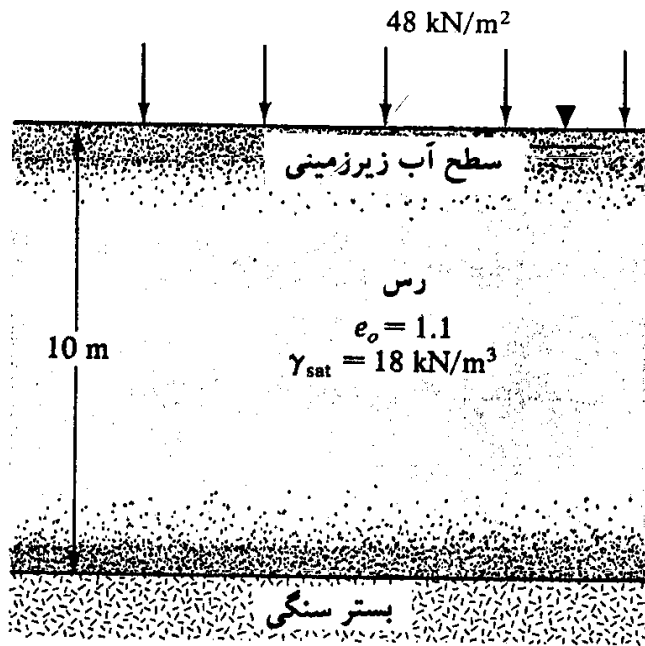
حل:

$$\begin{aligned} p_0 &= (5)(\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w) = 5(18.0 - 9.81) \\ &= 40.95 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

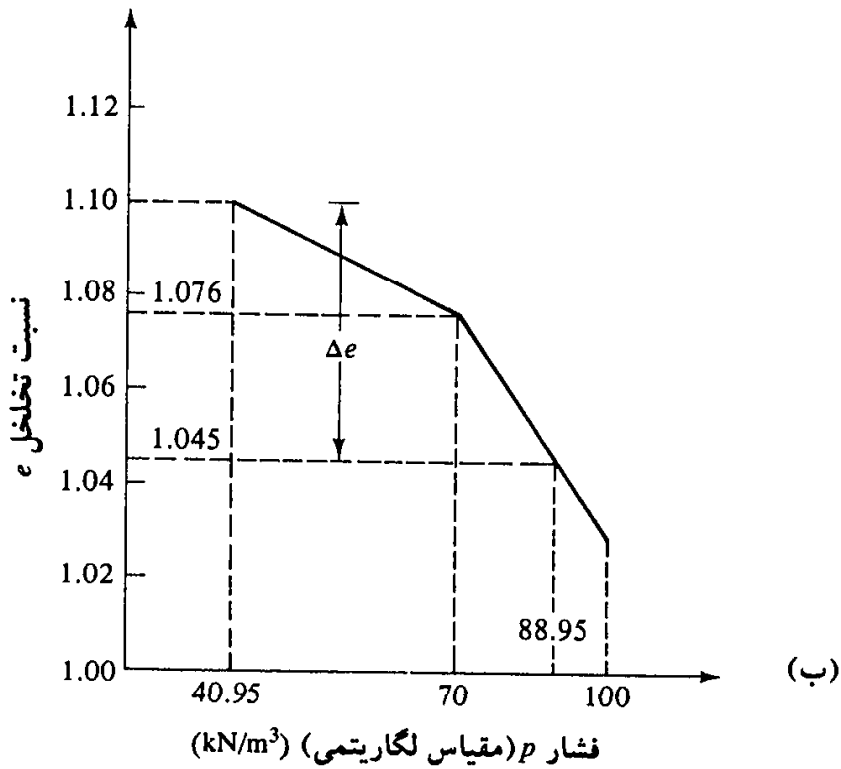
$$e_0 = 1.1$$

$$\Delta p = 48 \text{ kN/m}^2$$

$$p_0 + \Delta p = 40.95 + 48 = 88.95 \text{ kN/m}^2$$



(الف)



شکل ۷-۲۱ (الف) نیمرخ خاک، (ب) منحنی تحکیم صحرایی

با توجه به شکل ۷-۲۱ ب، نسبت تخلخل نظیر  $88.95 \text{ kN/m}^2$  مساوی  $1.045$  می باشد. بنابراین:

$$\Delta e = 1.1 - 1.045 = 0.055$$

$$S = H \frac{\Delta e}{1 + e_0} \quad (\text{رابطه ۷-۱۸})$$

نسبت نشست

در نتیجه:

$$S = 10 \frac{(0.055)}{1 + 1.1} = 0.262 \text{ m} = 262 \text{ mm}$$

## مثال ۶-۷

نتایج آزمون آزمایشگاهی تحکیم برای یک نمونه خاک رس دست نخورده به شرح زیر است:

$$e_1 = 1.1 \quad p_1 = 95 \text{ kN/m}^2$$

$$e_2 = 0.9 \quad p_2 = 475 \text{ kN/m}^2$$

نسبت تخلخل برای فشار  $600 \text{ kN/m}^2$  چقدر خواهد بود (توجه:  $p_c < 95 \text{ kN/m}^2$ )

حل:

با توجه به شکل ۷-۲۲ داریم:

$$C_c = \frac{e_1 - e_2}{\log p_2 - \log p_1} = \frac{1.1 - 0.9}{\log 475 - \log 95} = 0.286$$

$$e_1 - e_3 = C_c (\log 600 - \log 95)$$

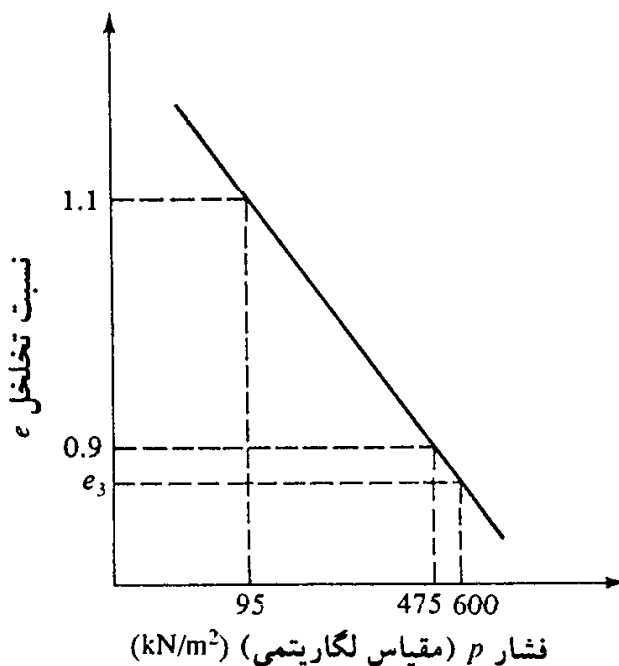
$$e_3 = e_1 - C_c \log \frac{600}{95}$$

$$= 1.1 - 0.286 \log \frac{600}{95} = 0.87$$

## مثال ۷-۷

با توجه به شکل ۷-۱۳، برای یک خاک رس پیش تحکیم یافته اطلاعات زیر در دست است:

$$G_s = 2.71$$



شکل ۷-۲۲

حد مایع = 45  
 متوسط فشار سربار درجا = 120 kN/m<sup>2</sup>  
 نسبت تخلخل درجا = 0.8

مطلوب است تخمین فشار پیش تحکیمی

حل:

با استفاده از رابطه ۷-۱۶ داریم:

$$\log p_c = \frac{1.122 - \left(\frac{e_o}{e_L}\right) - 0.0463 \log p_o}{0.188}$$

$$e_L = \left[ \frac{LL(\%)}{100} \right] G_s = \left( \frac{45}{100} \right) 2.71 = 1.22$$

$$\log p_c = \frac{1.122 - \left(\frac{0.8}{1.22}\right) - 0.0463 \log (120)}{0.188} = 1.968$$

$$p_c = 92.9 \text{ kN/m}^2$$

### ۷-۱۱ نشست به علت تحکیم ثانویه

در بخش ۷-۲ نشان داده شد که در پایان تحکیم اولیه (یعنی بعد از زایل شدن کامل فشار آب اضافی)، به علت تغییر شکل پلاستیک اسکلت خاک، مقداری نشست رخ می‌دهد. این مرحله از تحکیم، به تحکیم ثانوی معروف است. در حین تحکیم ثانوی، نمودار تغییر شکل در مقابل لگاریتم زمان عملاً خطی است (شکل ۷-۶). تغییرات نسبت تخلخل  $e$  در مقابل زمان  $t$  برای یک افزایش بار، مشابه چیزی است که در شکل ۷-۶ نشان داده شده است. این موضوع در شکل ۷-۲۳ نیز قابل مشاهده است. با استفاده از شکل ۷-۲۳، نشانه تحکیم ثانوی به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$C_\alpha = \frac{\Delta e}{\log t_2 - \log t_1} = \frac{\Delta e}{\log (t_2/t_1)}$$

(۷-۳۵)

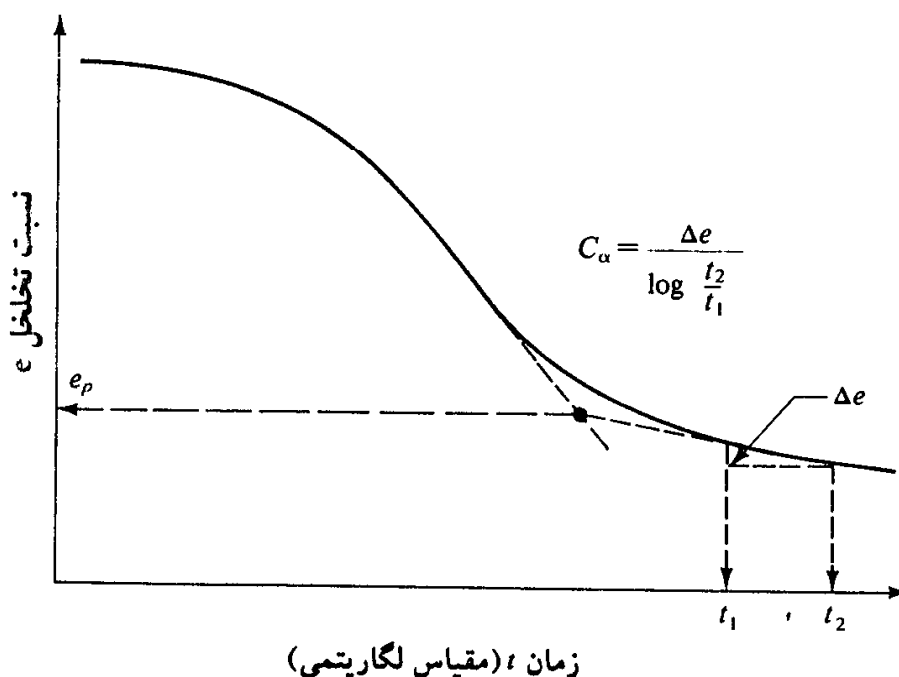
که در آن:

$C_\alpha$  = نشانه تحکیم ثانوی

$\Delta e$  = تغییرات نسبت تخلخل

$t_1, t_2$  = زمان





شکل ۷-۲۳ تغییرات  $e$  در مقابل  $\log t$  تحت افزایش بار و تعریف نشانه تحکیم ثانوی

مقدار تحکیم ثانوی می‌تواند به صورت زیر محاسبه شود:

$$S_s = C'_\alpha H \log(t_2/t_1)$$

(۷-۳۶)

که در آن:

$$C'_\alpha = C_\alpha / (1 + e_p)$$

(۷-۳۷)

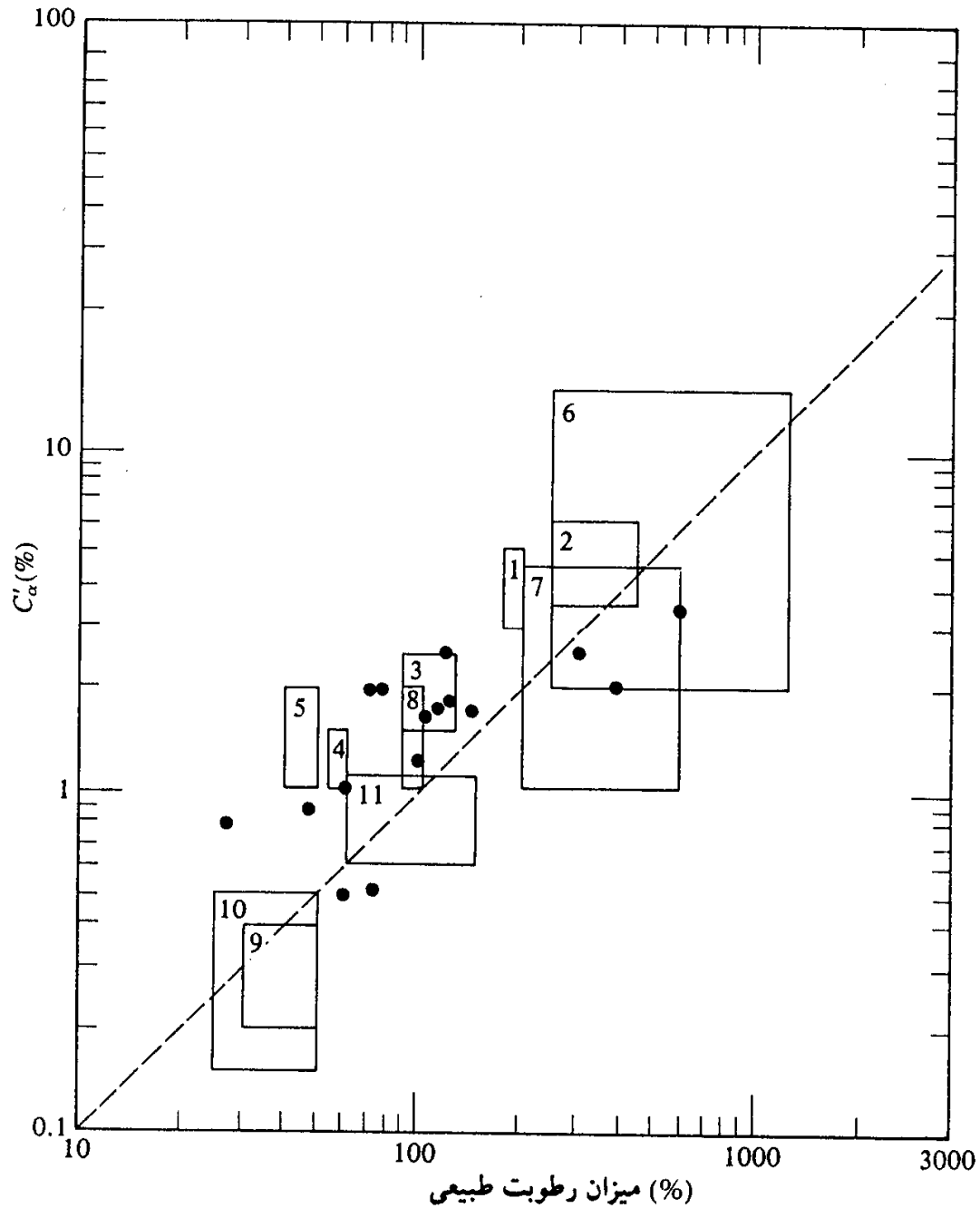
$e_p$  = نسبت تخلخل در انتهای تحکیم اولیه (شکل ۷-۲۳)

$H$  = ضخامت لایه رسی

در شکل ۷-۲۴، مقادیر  $C'_\alpha$  برای بعضی از انواع خاکهای رس ارائه شده است. نشست ناشی از تحکیم ثانویه، در خاکهای آلی و یا خاکهای غیرآلی با قابلیت فشرده‌گی زیاد، مهمتر است. در رسهای غیرآلی پیش‌تحکیم یافته، نشانه تحکیم ثانویه خیلی کوچک است و اهمیت عملی زیادی ندارد. عوامل زیادی وجود دارد که ممکن است در روی مقدار تحکیم ثانویه مؤثر باشند و بعضی از آنها تاکنون به طور روشن فهمیده نشده‌اند (مصری - ۱۹۷۳). نسبت تحکیم ثانوی به تحکیم اولیه برای یک لایه خاک بستگی به نسبت افزایش تنش  $\Delta p$  به تنش مؤثر اولیه  $p$  دارد. برای نسبتهای کوچک  $\Delta p/p$  نسبت تحکیم ثانویه به اولیه بزرگتر است.

### مثال ۷-۸

با مراجعه به مثال ۷-۳، فرض نمایید که تحکیم اولیه پس از ۳/۵ سال به اتمام برسد. مطلوب است تخمین



- راهنما
- 1— Whangamarino clay
  - 2— Mexico City clay
  - 3— Calcareous organic silt
  - 4— Leda clay
  - 5— Norwegian plastic clay
  - 6— Amorphous and fibrous peat
  - 7— Canadian muskeg
  - 8— Organic marine deposits
  - 9— Boston blue clay
  - 10— Chicago blue clay
  - 11— Organic silty clay
  - Organic silt, etc.

شکل ۷-۲۴  $C'_\alpha$  برای نهشته‌های طبیعی خاک (مصری - ۱۹۷۳)

تحکیم ثانوی که از ۳/۵ تا ۱۰ سال بعد از اعمال بار رخ می‌دهد.  $C_\alpha = 0.022$  می‌باشد. کل نشست تحکیم پس از ۱۰ سال چقدر است.

حل:

با استفاده از رابطه ۷-۳۷ داریم:

$$C'_\alpha = \frac{C_\alpha}{1 + e_p}$$

مقدار  $e_p$  به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$e_p = e_o - \Delta e_{\text{primary}}$$

با استفاده از رابطه ۷-۲۴ داریم:

$$\Delta e = C_c [\log(p_o + \Delta p) - \log p_o]$$

بنابراین:

$$e_p = e_o - C_c [\log(p_o + \Delta p) - \log p_o] \\ = 0.9 - 0.36 \log(155.69/106.82) = 0.9 - 0.06 = 0.84$$

بنابراین:

$$C'_\alpha = \frac{0.022}{1 + 0.84} = 0.012$$

حال با استفاده از رابطه ۷-۲۸ می‌نویسیم:

$$S_s = C'_\alpha H \log\left(\frac{t_2}{t_1}\right) = (0.012)(5.18) \log\left(\frac{10}{3.5}\right) \times 1000 = 28.34 \text{ mm}$$

نشست تحکیم ثانویه + نشست تحکیم اولیه = نشست تحکیم کل

$$= 160.6 + 28.34 = 188.94 \text{ mm}$$

## ۷-۱۲ سرعت تحکیم

با استفاده از یکی از روابط ۷-۲۵، ۷-۲۷ و ۷-۲۸ که در قسمتهای 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 نمی‌دهند. ترازقی در سال ۱۹۲۵ اولین تئوری درخصوص سرعت تحکیم یک‌بعدی در خاکهای 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- دانه‌های خاک غیر قابل تراکم است.

۵- جریان آب فقط در یک امتداد است (امتداد تأثیر نیروی فشاری)

۶- قانون دارسی معتبر است.

شکل ۷- ۲۵- الف یک لایه رسی به ضخامت  $2H_{dr}$  را که بین دو لایه ماسه‌ای با نفوذپذیری زیاد قرار دارد، نشان می‌دهد. اگر لایه رسی تحت افزایش فشار  $\Delta p$  قرار گیرد، فشار آب حفره‌ای در نقطه‌ای مانند  $A$  در لایه رسی افزایش خواهد یافت. در تحکیم یک‌بعدی، به علت اضافه فشار قائم فوق، آب در امتداد قائم به سمت لایه ماسه‌ای رانده خواهد شد.

شکل ۷- ۲۵- ب جریان آب را از میان یک جزء منشوری در نقطه  $A$  نشان می‌دهد. برای جزء

مذکور داریم:

تغییرات حجم در واحد زمان = دبی جریان ورودی - دبی جریان خروجی

بنابراین:

$$\left( v_z + \frac{\partial v_z}{\partial z} dz \right) dx \cdot dy - v_z \cdot dx \cdot dy = \frac{\partial V}{\partial t}$$

که در آن:

$V =$  حجم جزء خاک

$v_z =$  سرعت جریان در امتداد  $z$

پس از ساده کردن به دست می‌آید:

$$\frac{\partial v_z}{\partial z} dx \cdot dy \cdot dz = \frac{\partial V}{\partial t} \quad (۳۸-۷)$$

با استفاده از قانون دارسی می‌توان نوشت:

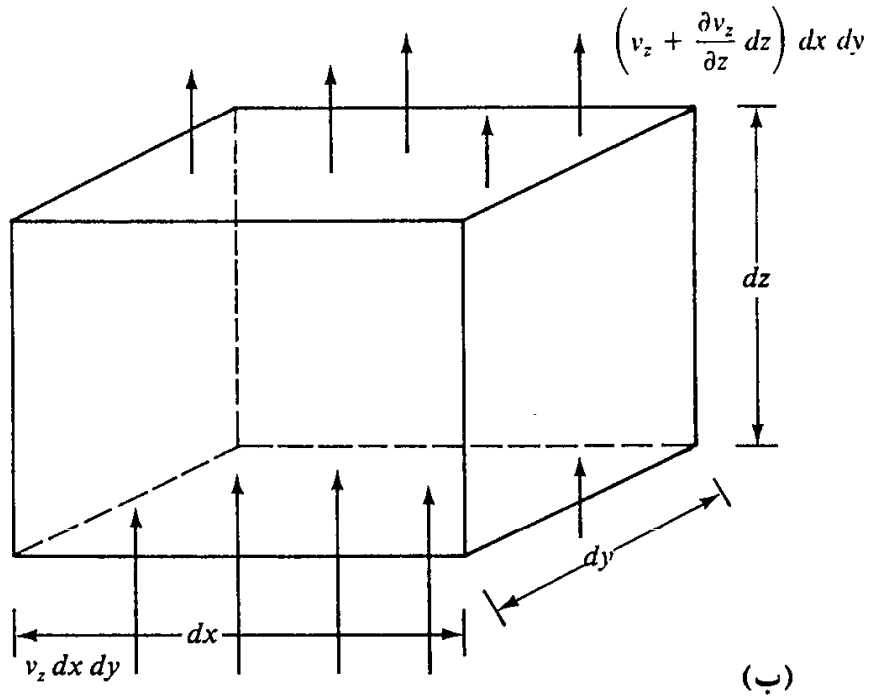
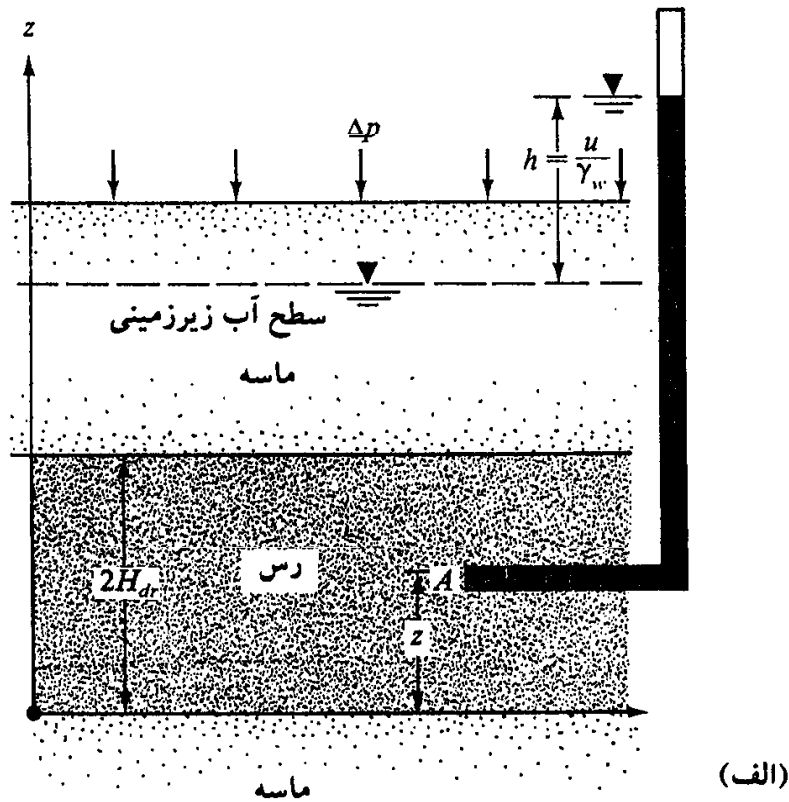
$$v_z = k \cdot i = -k \frac{\partial h}{\partial z} = -\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial z} \quad (۳۹-۷)$$

که در آن  $u$  اضافه فشار آب حفره‌ای به علت افزایش تنش است.

با استفاده از روابط ۷- ۳۸ و ۷- ۳۹ می‌توان نوشت:

$$-\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{1}{dx \cdot dy \cdot dz} \frac{\partial V}{\partial t} \quad (۴۰-۷)$$

در حین تحکیم، سرعت تغییرات حجم جزء خاک مساوی سرعت تغییرات حجم حفرات است.



شکل ۷-۲۵ (الف) لایهٔ رسی تحت تحکیم، (ب) جریان آب در حین تحکیم

بنابراین:

$$\frac{\partial V}{\partial t} = \frac{\partial V_v}{\partial t} = \frac{\partial(V_s + eV_s)}{\partial t} = \frac{\partial V_s}{\partial t} + V_s \frac{\partial e}{\partial t} + e \frac{\partial V_s}{\partial t} \quad (۴۱-۷)$$

که در آن:

$$V_s = \text{حجم ذرات خاک}$$

$$V_v = \text{حجم حفرات}$$

با فرض غیرقابل تراکم بودن ذرات خاک، می توان نوشت:

$$\frac{\partial V_s}{\partial t} = 0$$

و

$$V_s = \frac{V}{1 + e_0} = \frac{dx \cdot dy \cdot dz}{1 + e_0}$$

با قرار دادن  $\partial V_s / \partial t$  و  $V_s$  در رابطه ۷-۴۱ به دست می آید:

$$\frac{\partial V}{\partial t} = \frac{dx \cdot dy \cdot dz}{1 + e_0} \frac{\partial e}{\partial t} \quad (۷-۴۲)$$

که در آن  $e_0$  نسبت تخلخل اولیه است.

با ترکیب روابط ۷-۴۰ و ۷-۴۲ می توان نوشت:

$$-\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{1}{1 + e_0} \frac{\partial e}{\partial t} \quad (۷-۴۳)$$

تغییرات نسبت تخلخل به علت افزایش تنش مؤثر (بهرتر بگوییم، کاهش اضافه فشار آب حفره‌ای) است. با فرض ارتباط خطی می توان نوشت:

$$\partial e = a_v \partial(\Delta p') = -a_v \partial u \quad (۷-۴۴)$$

که در آن:

$$\partial(\Delta p') = \text{تغییرات در فشار مؤثر}$$

$$a_v = \text{ضریب قابلیت فشردگی}^{۲۱}$$

با ترکیب روابط ۷-۴۳ و ۷-۴۴ می توان نوشت:

$$-\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = -\frac{a_v}{1 + e_0} \frac{\partial u}{\partial t} = -m_v \frac{\partial u}{\partial t}$$

که در آن  $m_v$  ضریب قابلیت فشردگی حجمی<sup>۲۲</sup> است که مساوی  $a_v / (1 + e_0)$  می باشد. داریم:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (۷-۴۵)$$

21- coefficient of compressibility

22- coefficient of volume compressibility

که در آن  $c_v$  ضریب تحکیم<sup>۲۳</sup> بوده و مساوی  $k / (\gamma_w m_v)$  می باشد. رابطه ۷ - ۴۵، رابطه دیفرانسیل پایه در تئوری تحکیم یک بعدی ترزاقی است و با شرایط مرزی زیر قابل حل است:

$$\begin{aligned} z = 0, u &= 0 \\ z = 2H_{dr}, u &= 0 \\ t = 0, u &= u_0 \end{aligned}$$

حل معادله دیفرانسیل به دست می دهد:

$$u = \sum_{m=0}^{m=\infty} \left[ \frac{2u_0}{M} \sin \left( \frac{Mz}{H_{dr}} \right) \right] e^{-M^2 T_v} \quad (۴۶ - ۷)$$

که در آن:

$m$  یک عدد صحیح است.

$$M = \frac{\pi}{2} (2m + 1)$$

$u_0$  = اضافه فشار آب حفره ای اولیه

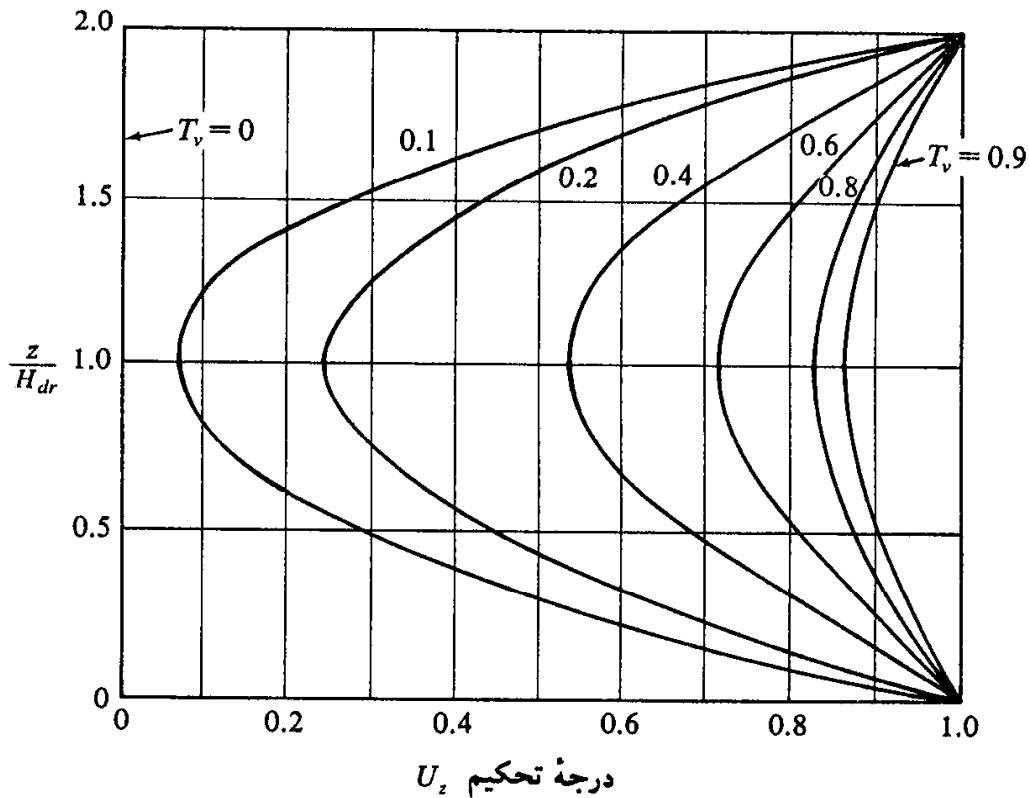
$$T_v = \frac{c_v t}{H_{dr}^2} = \text{عامل زمان}^{۲۴} \quad (\text{عدد بدون بعد})$$

$H_{dr}$  = طول مسیر زهکشی مساوی نصف ضخامت لایه در زهکشی دوطرفه از بالا و پایین و مساوی ضخامت لایه در زهکشی یکطرفه از بالا یا پایین از آنجایی که تحکیم با زایل شدن اضافه فشار آب حفره ای پیشرفت می کند، درجه تحکیم در عمق  $z$  در زمان  $t$  برابر است با:

$$U_z = \frac{u_0 - u_z}{u_0} = 1 - \frac{u_z}{u_0} \quad (۴۷ - ۷)$$

که در آن  $u$  اضافه فشار آب حفره ای در زمان  $t$  است. روابط ۷ - ۴۶ و ۷ - ۴۷ را می توان با هم ترکیب کرد تا درجه تحکیم در عمق  $z$  به دست آید. نتیجه حاصل در شکل ۷ - ۲۶ نشان داده شده است.

با استفاده از رابطه ۷ - ۴۷، درجه تحکیم متوسط برای عمق کل لایه رسی در زمان  $t$  به صورت زیر نوشته می شود:



شکل ۷-۲۶ تغییرات درجه تحکیم  $U_z$  با  $T_v$  و  $z/H_{dr}$

$$U = \frac{S_t}{S} = 1 - \frac{\left(\frac{1}{2H_{dr}}\right) \int_0^{2H_{dr}} u_z \cdot dz}{u_0} \quad (48-7)$$

که در آن:

$U$  = درجه تحکیم متوسط

$S_t$  = نشست لایه در زمان  $t$

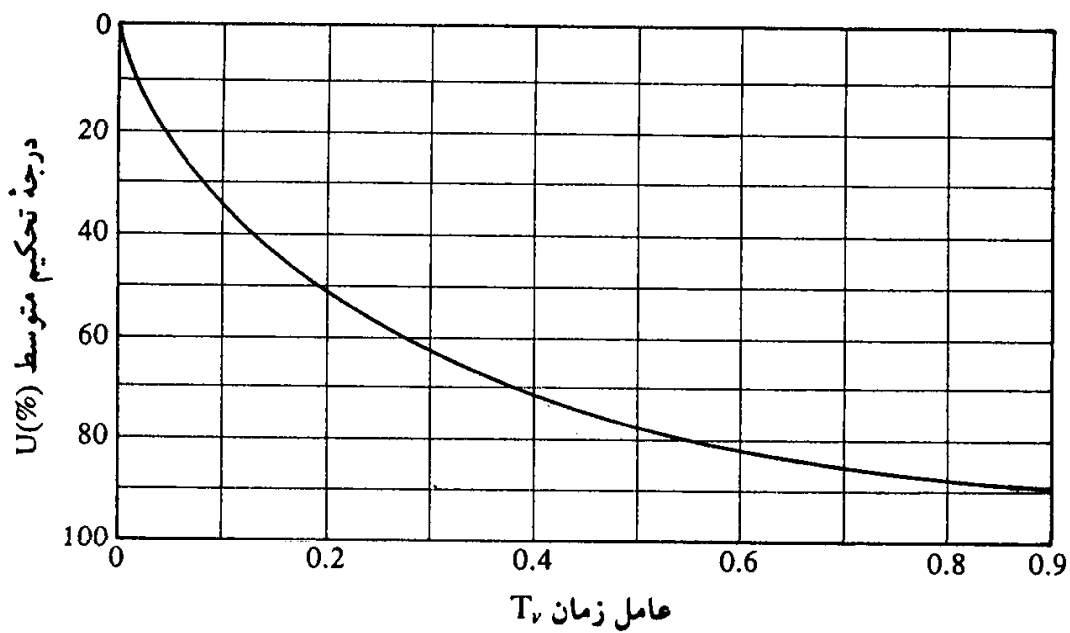
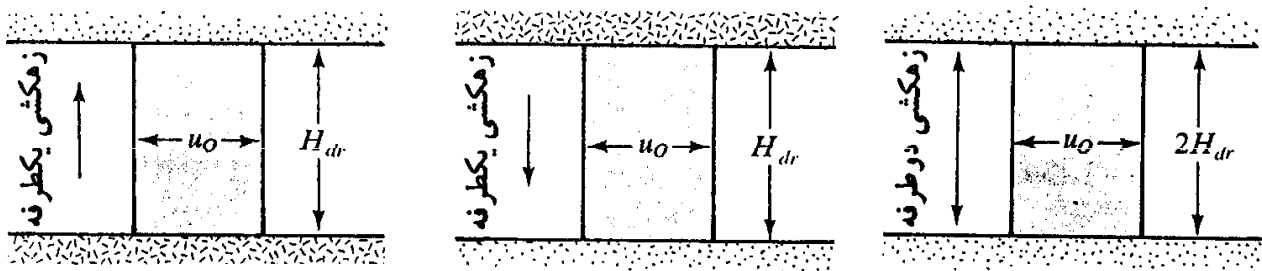
$S$  = نشست نهایی لایه به علت تحکیم اولیه

با قرار دادن  $u_z$  از رابطه ۷-۴۶ در رابطه ۷-۴۸ به دست می آید:

$$U = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M^2} e^{-M^2 T_v} \quad (49-7)$$

در جدول ۷-۳، تغییرات درجه تحکیم متوسط برحسب عامل زمان بدون بعد  $T_v$  ارائه شده که جدول مذکور در شکل ۷-۲۷ به صورت ترسیمی نشان داده شده است. توجه به اینکه ضروری است که درجه تحکیم متوسط ارائه شده در جدول ۷-۳ و شکل ۷-۲۷ برای حالتی است که تغییرات اضافه فشار آب حفره‌ای اولیه  $u_0$  در ضخامت لایه ثابت باشد.





شکل ۷-۲۷ تغییرات درجه تحکیم متوسط با عامل زمان  $T_v$  ( $u_0$  در عمق لایه ثابت است)

جدول ۷-۳ تغییرات درجه

تحکیم برحسب عامل زمان

عامل زمان درجه تحکیم

عامل زمان	درجه تحکیم
$T_v$	$U\%$
0	0
0.008	10
0.031	20
0.071	30
0.126	40
0.197	50
0.287	60
0.403	70
0.567	80
0.848	90
$\infty$	100

تغییرات درجهٔ تحکیم متوسط با عامل زمان برای حالات ارائه شده در جدول ۷-۳ و یا شکل ۷-۲۷ را می توان از روابط زیر نیز به دست آورد:

$$\boxed{\begin{aligned} \text{برای } U = 0 \text{ تا } 60\%, T_v &= \frac{\pi}{4} \left( \frac{U\%}{100} \right)^2 & (50-7) \\ \text{برای } U > 60\%, T_v &= 1.781 - 0.933 \log(100 - U\%) & (51-7) \end{aligned}}$$

سیوارم و سوامی (۱۹۷۷) روابط تجربی زیر را برای  $U$  و  $T_v$  ارائه نمودند (برای  $U$  بین ۰ تا ۱۰۰ درصد):

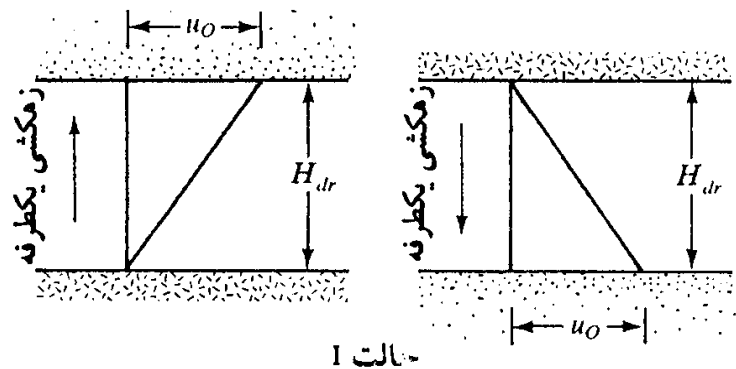
$$\boxed{\frac{U\%}{100} = \frac{\left( \frac{4T_v}{\pi} \right)^{0.5}}{\left[ 1 + \left( \frac{4T_v}{\pi} \right)^{2.8} \right]^{0.179}}} \quad (52-7)$$

و

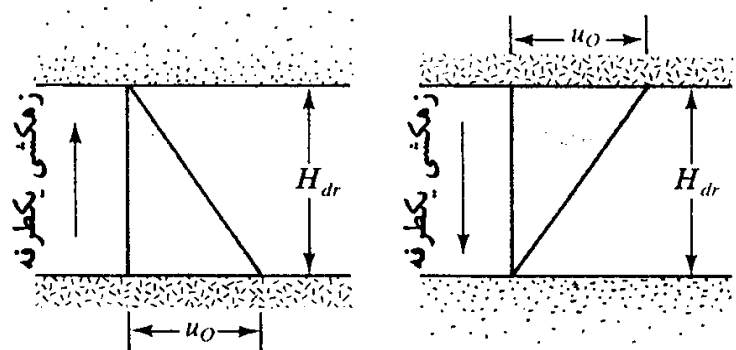
$$\boxed{T_v = \frac{\left( \frac{\pi}{4} \right) \left( \frac{U\%}{100} \right)^2}{\left[ 1 - \left( \frac{U\%}{100} \right)^{5.6} \right]^{0.357}}} \quad (53-7)$$

جدول ۷-۴ تغییرات درجهٔ تحکیم متوسط با عامل زمان

درجهٔ تحکیم $U\%$	عامل زمان $T_v$	
	حالت I	حالت II
0	0	0
10	0.003	0.047
20	0.009	0.100
30	0.024	0.158
40	0.048	0.221
50	0.092	0.294
60	0.160	0.383
70	0.271	0.500
80	0.440	0.665
90	0.720	0.940
100	$\infty$	$\infty$



حالت I



حالت II

در جدول ۷-۴ مقادیر درجه تحکیم متوسط برحسب عامل زمان  $T_v$  برای حالتی که تغییرات اضافه فشار در ضخامت خطی است و زهکشی فقط از یک طرف انجام می شود، ارائه شده است.

### ۷-۱۳ ضریب تحکیم

ضریب تحکیم  $c_v$  معمولاً با افزایش حد مایع کاهش می یابد. محدوده تغییرات  $c_v$  برای حد مایع معلوم خاک، نسبتاً وسیع است.

برای افزایش بار معلوم بر روی نمونه، دو روش ترسیمی معمول برای تعیین  $c_v$  در آزمایش تحکیم یک بعدی وجود دارد. یک روش لگاریتم زمان نام دارد که توسط کازاگرانده و فادوم<sup>۲۵</sup> (۱۹۴۰) ارائه شده، و دیگری، روش جذر زمان می باشد که توسط تیلور در سال ۱۹۴۲ ارائه گردیده است. سیریدهاران و پاراکاش<sup>۲۶</sup> (۱۹۸۵) نیز روش سهمی را ارائه کرده اند. در ادامه هر سه روش تشریح می گردند:

### روش لگاریتم زمان

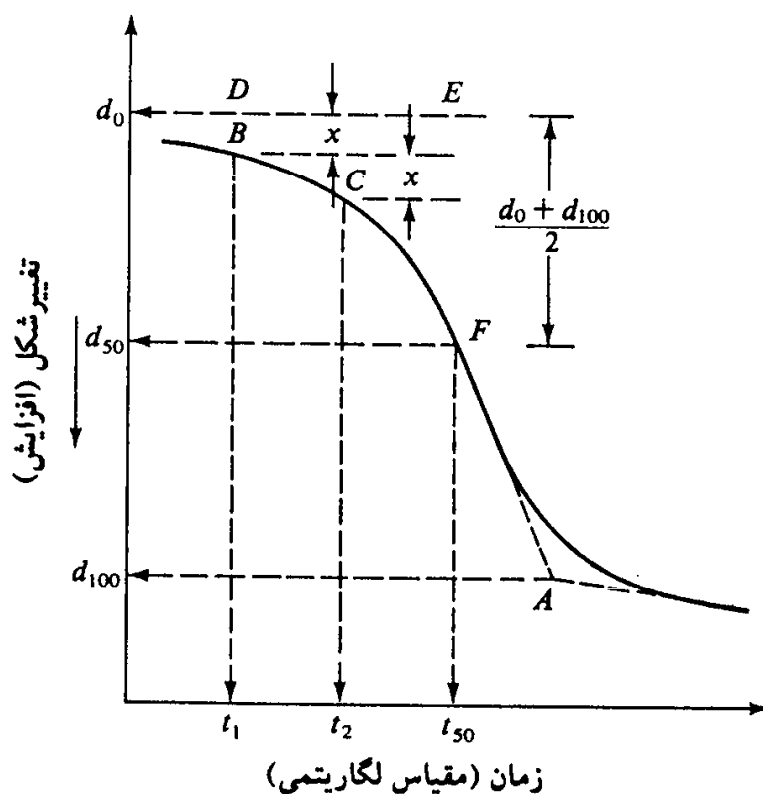
برای یک افزایش بار در آزمون آزمایشگاهی، نمودار تغییر شکل در مقابل لگاریتم زمان مطابق شکل ۷-۲۸ می باشد. روش تعیین  $c_v$  از نمودار فوق به شرح زیر است.

- ۱- قسمتهای مستقیم تحکیم اولیه و ثانویه را امتداد دهید تا یکدیگر را در  $A$  قطع کنند. عرض نقطه  $A$  با  $d_{100}$  یعنی مقدار تغییر شکل در انتهای ۱۰۰ درصد تحکیم اولیه، نشان داده می شود.
- ۲- قسمت ابتدایی نمودار تغییر شکل در مقابل لگاریتم زمان، در مقیاس طبیعی با یک سهمی تقریب زده می شود. در قسمت منحنی نمودار، زمانهای  $t_1$  و  $t_2$  را طوری انتخاب کنید که  $t_2 = 4t_1$  باشد. اختلاف تغییر شکل نمونه در اثنای  $(t_2 - t_1)$  را مساوی  $x$  در نظر بگیرید.
- ۳- خط افقی  $DE$  را طوری رسم کنید که فاصله قائم  $BD$  مساوی  $x$  باشد. تغییر شکل نظیر خط  $DE$  با  $d_0$  یعنی تغییر شکل در تحکیم ۰ درصد در نظر گرفته می شود.
- ۴- عرض نقطه  $F$  در روی نمودار تحکیم، نشان دهنده تغییر شکل در ۵۰ درصد تحکیم اولیه و طول آن نشان دهنده زمان نظیر  $(t_{50})$  است.

۵- جدول ۷-۳ نشان می دهد که برای درجه تحکیم ۵۰ درصد، عامل زمان  $T_v = 0.197$  است.

می توان نوشت:

$$T_{50} = \frac{c_v t_{50}}{H_{dr}^2}$$



شکل ۷-۲۸ روش لگاریتم زمان برای تعیین ضریب تحکیم

یا:

$$c_v = \frac{0.197 H_{dr}^2}{t_{50}}$$

(۷-۵۴)

که در آن  $H_{dr}$ ، طولانی‌ترین مسیر زهکشی در حین تحکیم است. برای نمونه‌هایی که از بالا و پایین زهکشی می‌شود،  $H_{dr}$  مساوی نصف ضخامت ارتفاع متوسط نمونه در حین تحکیم است. برای نمونه‌هایی که فقط از یک طرف زهکشی می‌شوند،  $H_{dr}$  مساوی ضخامت متوسط در حین تحکیم می‌باشد.

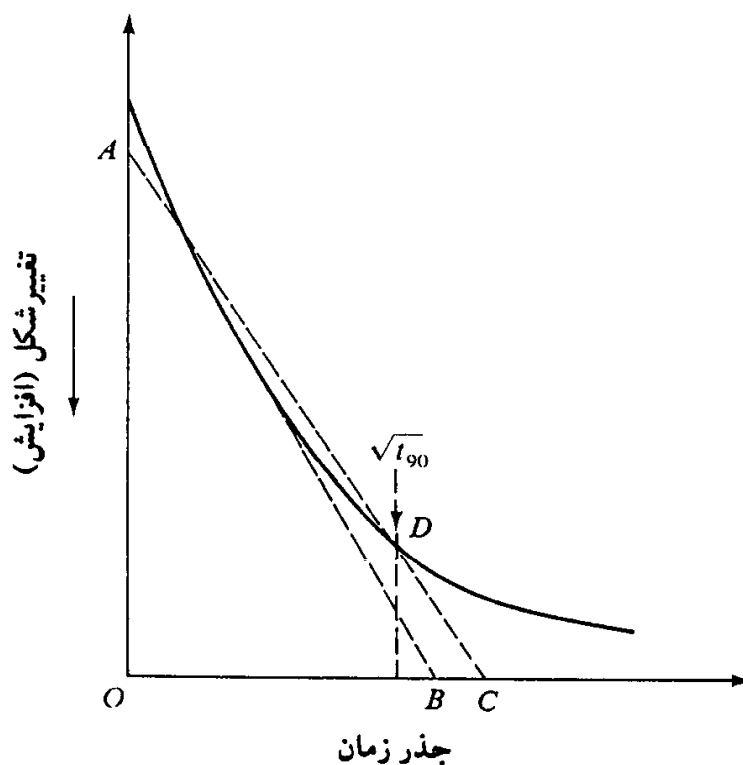
### روش جذر زمان

در این روش، برای یک افزایش بار، نمودار تغییر شکل در مقابل جذر زمان رسم می‌شود (شکل ۷-۲۹). سایر کارهای ترسیمی لازم به شرح زیر است:

۱- خط  $AB$  را از میان قسمت ابتدایی منحنی رسم کنید.

۲- خط  $AC$  را طوری رسم کنید که  $OC = 1.15 OB$  باشد. طول نقطه  $D$  که محل تقاطع  $AC$

با منحنی تحکیم است، جذر زمان برای ۹۰ درصد تحکیم است ( $\sqrt{t_{90}}$ )



شکل ۷-۲۹ روش جذر زمان

۳- برای ۹۰ درصد تحکیم، از جدول ۷-۳،  $T_{90}=0.848$  به دست می آید:  
بنابراین:

$$T_{90} = 0.848 = \frac{c_v t_{90}}{H_{dr}^2}$$

$$c_v = \frac{0.848 H_{dr}^2}{t_{90}}$$

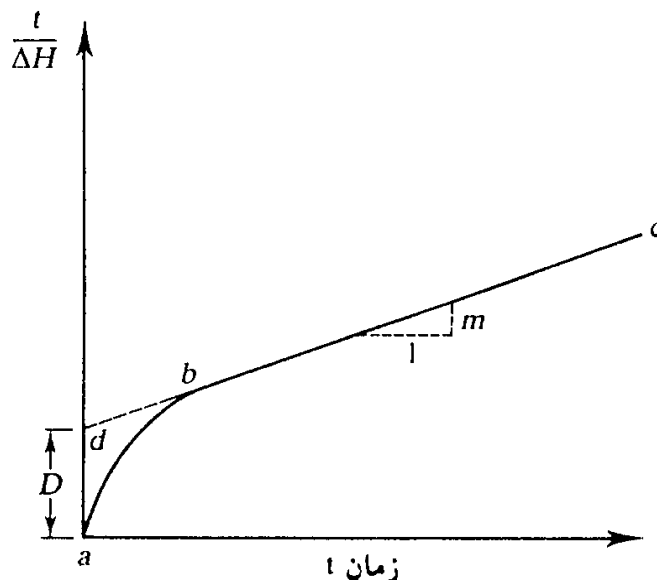
یا  
(۷-۵۵)

$H_{dr}$  در رابطه فوق، به طریقی مشابه روش لگاریتم زمان تعیین می شود.

### روش سهمی

روش سهمی برای تعیین  $c_v$  به قرار زیر است:

- ۱- برای نمونه آزمایشگاهی، زمان  $t$  و تغییر شکل  $\Delta H$  نمونه را تعیین نمایید.
- ۲- مطابق شکل ۷-۳۰، نمودار  $t/\Delta H$  را در مقابل  $t$  رسم نمایید.
- ۳- شاخه مستقیم  $cb$  از نمودار را به عقب ادامه دهید تا محور قائم را در  $d$  قطع نمایید. مقدار  $D$  را از روی شکل بخوانید.
- ۴- شیب  $m$  شاخه  $bc$  را تعیین کنید.

شکل ۷-۳۰ روش سهمی برای تعیین  $c_v$ 

۵- مقدار  $c_v$  از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$c_v = 0.3 \left( \frac{mH_{dr}^2}{D} \right) \quad (۷-۵۶)$$

توجه شود که واحد  $D$  برحسب (طول / زمان) و واحد  $m$  برحسب (طول /  $\sqrt{\text{طول}}$ ) است. در نتیجه واحد  $c_v$  برحسب زمان /  $(\text{طول})^2$  به دست می‌آید.

کاربرد روش سهمی ساده است و برای مقادیر  $U$  در دامنه ۶۰ تا ۹۰ درصد نتایج خوبی به دست می‌دهد.

### مثال ۷-۹

در شکل ۷-۳۱ مقطع یک خاک نشان داده شده است. سربار ۱۴۶ کیلونیوتن بر متر مربع در سطح زمین وارد می‌شود. مطلوب است تعیین

الف: بلافاصله بعد از اعمال سربار، تراز سطح آب در پیزومتر نصب شده در نقطه  $A$  چقدر است.

ب: برای  $h=6\text{m}$ ، درجه تحکیم در  $A$  چقدر است.

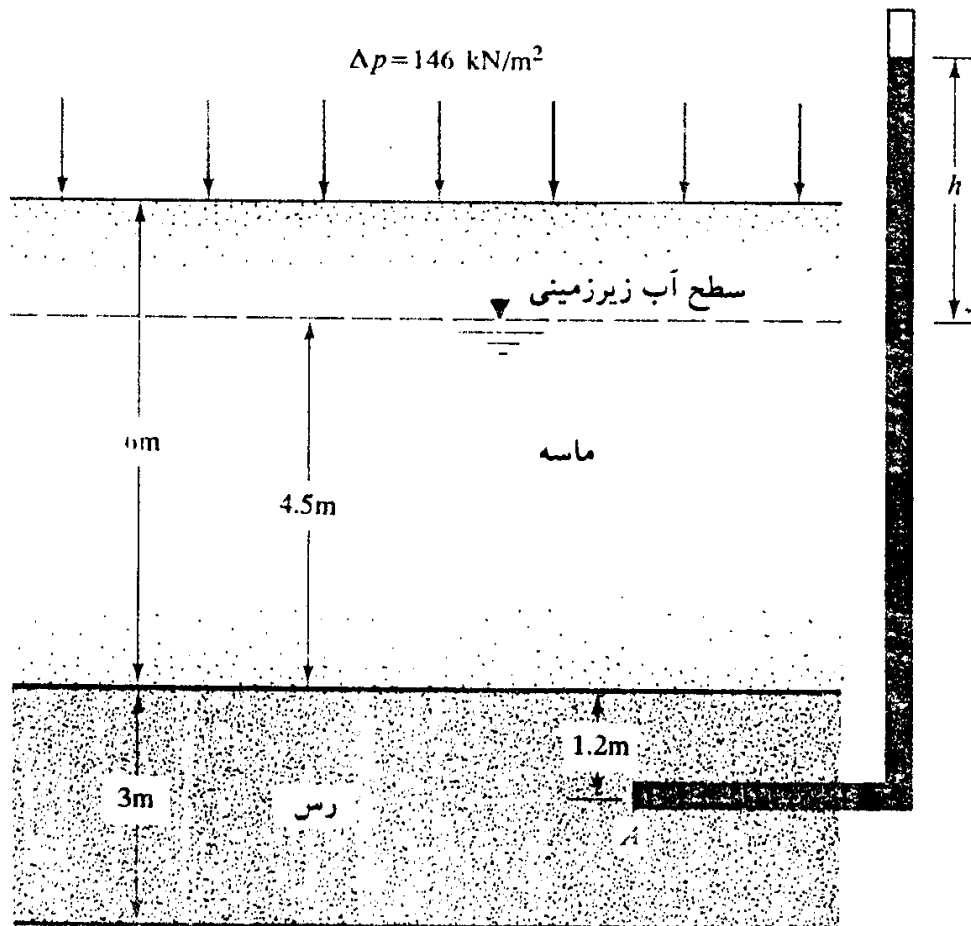
پ: وقتی که درجه تحکیم در نقطه  $A$  به ۶۰ درصد می‌رسد، ارتفاع  $h$  چقدر است.

حل:

قسمت الف:

با فرض افزایش فشار یکنواخت آب حفره‌ای در ضخامت ۳ متر لایه رسی، می‌توان نوشت:

\* زمان / (طول / زمان)



شکل ۷-۳۱

$$U_o = \Delta p = 146 \text{ kN/m}^2$$

$$h = 146 / 9.81 = 14.88 \text{ m}$$

قسمت ب:

$$U_A \% = \left(1 - \frac{u_A}{u_o}\right) 100 = \left(1 - \frac{6 \times 9.81}{14.88 \times 9.81}\right) 100 = 68.8\%$$

قسمت پ:

$$U_A = 0.6 = \left(1 - \frac{u_A}{u_o}\right)$$

یا:

$$0.6 = \left(1 - \frac{u_A}{146}\right)$$

$$U_A = (1 - 0.6) 146 = 58.4 \text{ kN/m}^2$$

در نتیجه:

$$h = \frac{58.4}{9.81} = 5.95 \text{ m}$$

## مثال ۷-۱۰

برای مسئله مثال ۷-۳ مطلوب است:

الف: وقتی که نشست مساوی ۵۰ میلیمتر است، درجه تحکیم متوسط برای لایه رسی چقدر است.

ب: اگر مقدار متوسط  $c_v$  برای محدوده فشار مورد مطالعه مساوی  $0.003 \text{ cm}^2/\text{sec}$  باشد، چقدر طول می‌کشد تا ۵۰ درصد نشست رخ بدهد.

پ: اگر لایه رس ۵/۱۸ متری در هر دو طرف زهکشی شود، چقدر طول می‌کشد تا ۵۰ درصد تحکیم رخ بدهد.

حل:

قسمت الف:

$$U\% = \frac{\text{نشست در هر لحظه}}{\text{حداکثر نشست}} = \frac{50}{160.6} \times 100 = 31.3\%$$

قسمت ب:

$$U50\% \quad , \quad T_{50} = \frac{c_v t_{50}}{H_{dr}^2}$$

$$3-7 \text{ جدول} \longrightarrow U=50\% \longrightarrow T_{50}=0.197$$

$$\text{زهکشی یکطرفه} \longrightarrow H_{dr}=518 \text{ cm}$$

$$t_{50} = \frac{0.197 \times 518^2}{0.003 \times (3600 \times 24)} \approx 204 \text{ روز}$$

قسمت پ:

$$\text{زهکشی دوطرفه} \longrightarrow H_{dr} = \frac{259}{2} = 225 \text{ cm}$$

$$t_{50} = \frac{0.197 \times 259^2}{0.003 \times (3600 \times 24)} \approx 51 \text{ روز}$$

## مثال ۷-۱۱

یک لایه رس اشباع به ضخامت ۳ متر با زهکشی دوطرفه تحت سرباری ۹۰ درصد تحکیم اولیه خود را در ۷۵ روز انجام می‌دهد. ضریب تحکیم رس نامبرده را برای دامنه فشار مورد مسئله به دست آورید.

حل:

$$T_{90} = \frac{c_v t_{90}}{H_{dr}^2}$$

$$H_{dr} = 3 \text{ m}/2 = 1.5 \text{ m}; \quad T_{90} = 0.848$$

$$0.848 = \frac{c_v (75 \times 24 \times 60 \times 60)}{(1.5 \times 100)^2}$$

$$c_v = \frac{0.848 \times 2.25 \times 10^4}{75 \times 24 \times 60 \times 60} = 0.00294 \text{ cm}^2/\text{sec}$$



## مثال ۷-۱۲

برای یک نمونه رس به ضخامت ۳۰ میلیمتر با مشخصات مثال ۷-۱۱، چقدر طول می‌کشد تا ۹۰ درصد تحکیم در آزمایشگاه برای دامنه فشار تحکیم مشابه به وجود آید. نمونه آزمایشگاهی دارای زهکشی دوطرفه است.

حل:

$$T_{90} = \frac{c_v t_{90(\text{field})}}{H_{dr(\text{field})}^2} = \frac{c_v (75 \times 24 \times 60 \times 60)}{(1.5 \times 1000)^2}$$

$$T_{90} = \frac{c_v t_{90(\text{lab})}}{(30/2)^2}$$

field = صحرا

lab = آزمایشگاه

$$\frac{4t_{90(\text{lab})}}{(30)^2} = \frac{75 \times 24 \times 60 \times 60}{2.25 \times 10^6}$$

$$t_{90(\text{lab})} = \frac{(75 \times 24 \times 60 \times 60)(9 \times 10^2)}{(2.25 \times 10^6) \times 4} = 648 \text{ (ثانیه)}$$

## ۷-۱۴ محاسبه نشست تحکیم زیر یک شالوده

در فصل ۶ نشان داده شد که افزایش تنش قائم در زیر خاک به علت باری که در روی سطحی محدود اعمال می‌شود، با افزایش عمق کاهش می‌یابد. در این موارد نیز برای تخمین نشست تحکیم یک‌بعدی یک شالوده، از روابط ۷-۲۵، ۷-۲۷ و ۷-۲۸ استفاده می‌شود. لیکن افزایش تنش  $\Delta p$  در این روابط، باید مساوی متوسط افزایش فشار در زیر مرکز شالوده منظور شود که برای تعیین آن از رابطه وزنی زیر استفاده می‌شود:

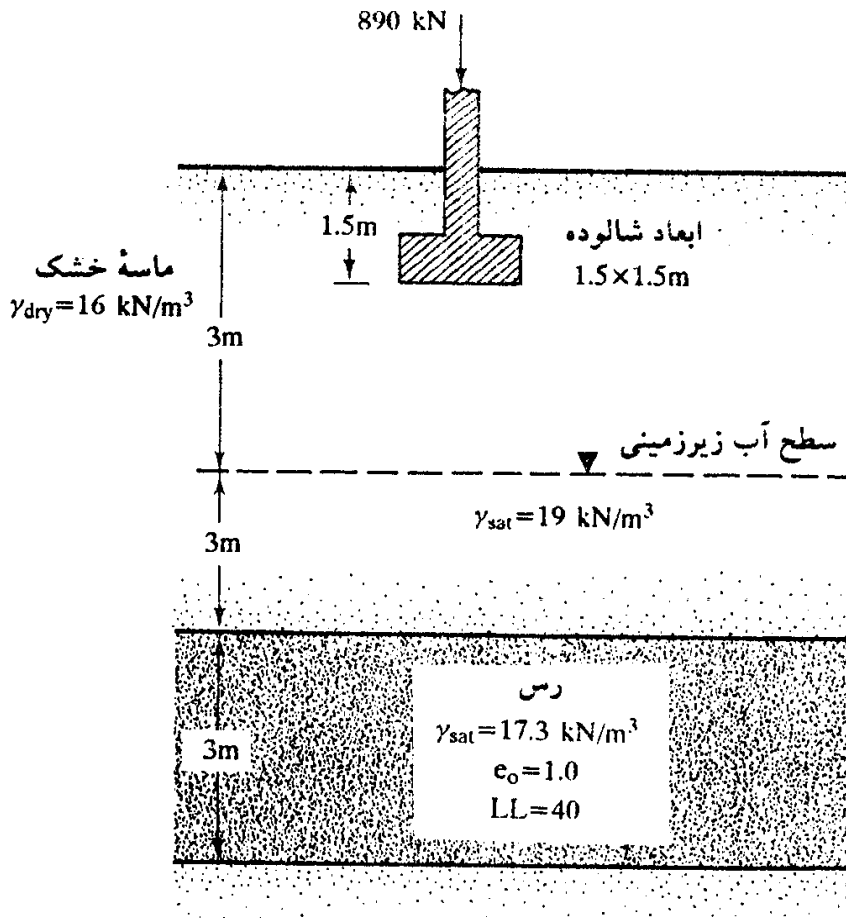
$$\Delta p_{av} = \frac{\Delta p_i + 4\Delta p_m + \Delta p_b}{6}$$

(۷-۵۷)

که در آن  $\Delta p_i$ ،  $\Delta p_m$  و  $\Delta p_b$  به ترتیب افزایش فشار در بالا، وسط و پایین لایه می‌باشند. مقادیر فشارهای فوق می‌تواند با استفاده از روش شرح داده شده در فصل ۶ تعیین گردد. به جای استفاده از رابطه فوق، می‌توان متوسط افزایش فشار را مستقیماً از روش شرح داده شده در بخش ۶-۱۰ تعیین نمود.

## مثال ۷-۱۳

با توجه به شکل (۷-۳۲)، مطلوب است محاسبه نشست لایه ۳ متری رس به علت تأثیر بار یک شالوده



شکل ۲-۳۲

به ابعاد  $۱/۵ \times ۱/۵$  متر. رس عادی تحکیم یافته است. برای تعیین متوسط افزایش تنش در لایه رسی از رابطه وزنی استفاده نمایید.

حل:

برای رس به طور عادی تحکیم یافته با استفاده از رابطه ۷-۲۰ می توان نوشت:

$$S = \frac{C_c H}{1 + e_0} \log \frac{p_0 + \Delta p}{p_0}$$

$$C_c = 0.009 (LL - 10) = 0.009(40 - 10) = 0.27$$

$$H = 300 \text{ cm}$$

$$e_0 = 1.0$$

$$p_0 = 3 \times 16 + 3(19 - 9.81) + 1.5(17.3 - 9.81) = 86.81 \text{ kN/m}^2$$

برای تعیین افزایش تنش متوسط با استفاده از رابطه وزنی می توان نوشت:

$$\Delta p = \frac{\Delta p_t + 4\Delta p_m + \Delta p_b}{6}$$

که در آن  $\Delta p_t$ ،  $\Delta p_m$  و  $\Delta p_b$  در زیر مرکز شالوده با استفاده از شکل ۶-۲۰ قابل تعیین است.

$$\Delta p_l \left( \text{در } z = \frac{4.5}{1.5} B = 3B \right) = 0.055 p$$

$$\Delta p_m \left( \text{در } z = \frac{6}{1.5} B = 4B \right) = 0.028 p$$

$$\Delta p_b \left( \text{در } z = \frac{7.5}{1.5} B = 5B \right) = 0.02 p$$

بنابراین:

$$\Delta p = \frac{[0.055 + (4 \times 0.028) + 0.02] p}{6} = 0.03116 p$$

از طرفی

$$p = \frac{890}{1.5 \times 1.5} = 395.56 \text{ kN/m}^2$$

در نتیجه

$$\Delta p = 0.03116 \times 395.56 = 12.33 \text{ kN/m}^2$$

با قرار دادن مقادیر محاسبه شده در رابطه نشست به دست می آید:

$$S = \frac{0.27 \times 300}{1+1} \log \frac{86.81 + 12.33}{86.81} = 2.34 \text{ cm}$$

## قسمت دوم: نشست آنی

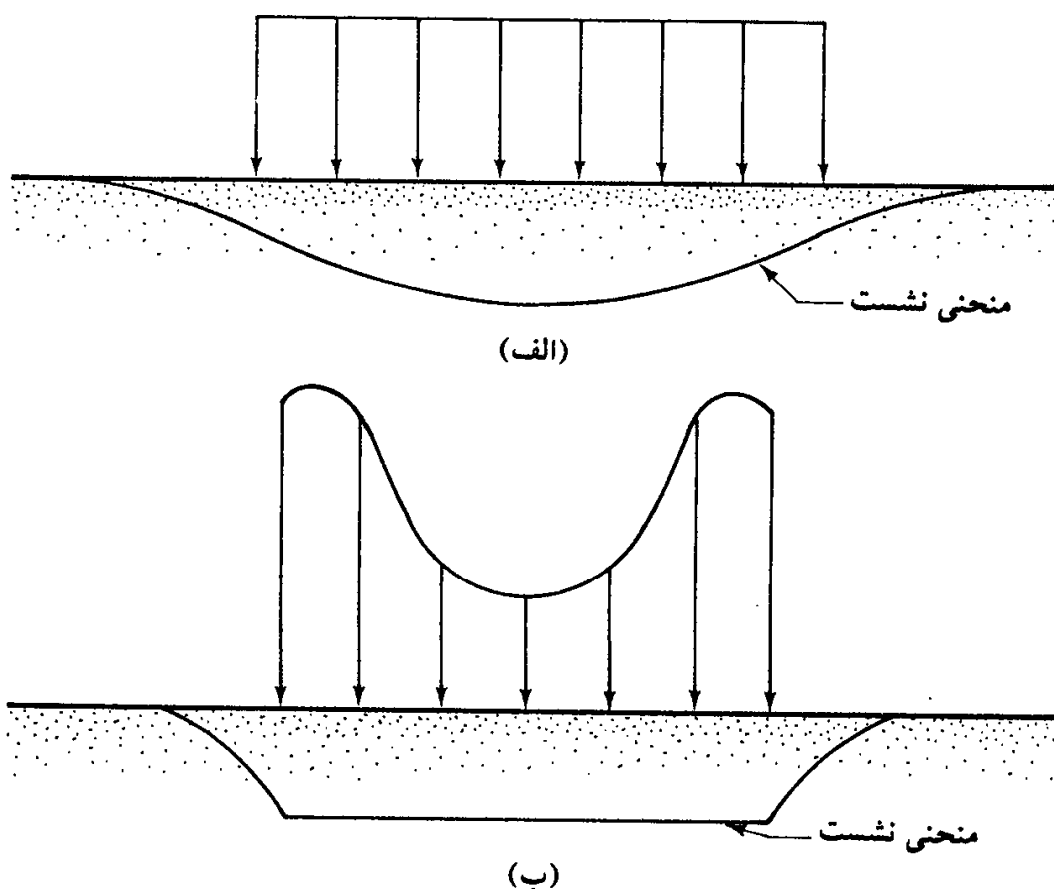
### ۷-۱۵ شالوده انعطاف پذیر و سخت<sup>۲۷</sup>

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 مصالح الاستیک نظیر رس اشباع قرار گیرد، به علت نشست الاستیک، مطابق شکل ۷-۳۳ - 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 ۷-۳۳ - ب).

چگونگی توزیع منحنی نشست و نمودار توزیع فشار تماسی مذکور در فوق، برای خاکهایی

#### 27- flexible and rigid foundation

\* منظور از شالوده، جسم بتنی یا آجری یا سنگی است که بار ستون به آن وارد شده و از آن به زمین منتقل می شود. منظور از پی، خاکی است که شالوده بارش را به آن اعمال می کند - (مترجم).



شکل ۷-۳۳ منحنی نشست آبی و نمودار فشار در رس (الف) شالوده انعطاف پذیر، (ب) شالوده سخت

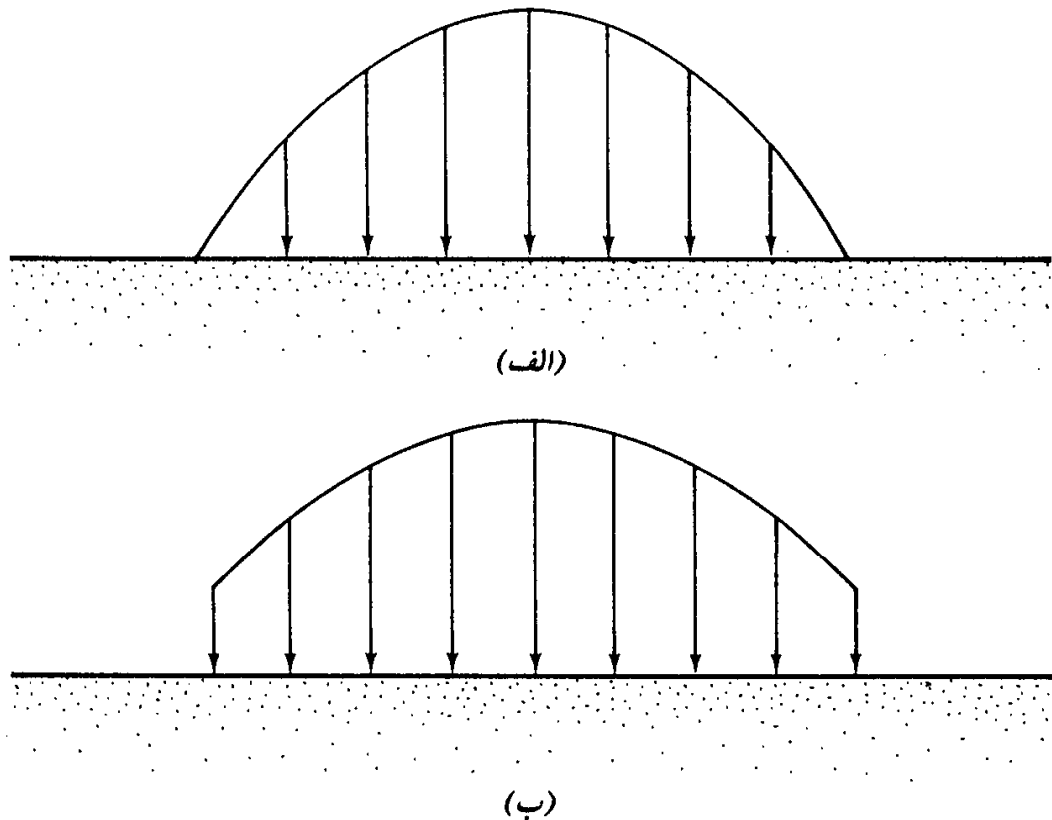
صادق است که ضریب ارتجاعی (الاستیسیته) آنها در عمق نسبتاً ثابت باشد. در ماسه بدون چسبندگی، ضریب الاستیسیته با عمق افزایش می‌یابد. به علاوه فقدان محدودیت جانبی در سطح زمین در لبه‌های شالوده وجود دارد. در نتیجه ماسه در لبه‌های شالوده شکل پذیر به سمت بیرون رانده شده و منحنی تغییر شکل شالوده به شکل محدب درمی‌آید. توزیع فشار تماسی برای شالوده انعطاف پذیر و سخت (یعنی نشست مساوی) در روی ماسه در اشکال ۷-۳۴ - الف و ب نشان داده شده است.

### ۷-۱۶ محاسبه نشست آبی بر پایه تئوری الاستیسیته

نشست آبی شالوده متکی بر مصالح الاستیک (با ضخامت بی‌نهایت) را می‌توان با روابط به دست آمده بر پایه اصول تئوری الاستیسیته محاسبه نمود. شکل کلی این روابط به صورت زیر است:

$$\rho_i = p \cdot B \frac{1 - \mu^2}{E} I_p$$

(۷-۵۸)



شکل ۷-۳۴ فشار تماسی در ماسه (الف) شالوده انعطاف پذیر، (ب) شالوده سخت

که در آن:

$p_i$  = نشست الاستیک

$p$  = فشار خالص موثر

$B$  = عرض شالوده (یا قطر شالوده دایره)

$\mu$  = نسبت پواسون (ضریب پواسون)

$E$  = ضریب ارتجاعی (الاستیسیته) خاک

$I_p$  = ضرب تأثیر بدون بعد

اشلیکر (۱۹۲۶) ضریب تأثیر را برای گوشه یک شالوده مستطیلی انعطاف پذیر به صورت زیر به دست آورد:

$$I_p = \frac{1}{\pi} \left[ m_1 \ln \left( \frac{1 + \sqrt{m_1^2 + 1}}{m_1} \right) + \ln \left( m_1 + \sqrt{m_1^2 + 1} \right) \right] \quad (۷-۵۹)$$

که در آن:

$$m_1 = \frac{\text{طول شالوده}}{\text{عرض شالوده}}$$

در جدول ۷-۵ ضرایب تأثیر برای شالوده‌های سخت و انعطاف پذیر و در جداول ۷-۶ و ۷-۷ نیز مقادیر ضرایب الاستیسیته و ضریب پواسون برای انواع خاکها ارائه شده است.

جدول ۷-۵ ضریب تأثیر برای شالوده‌ها (رابطه ۷-۵۹)

شکل	$m_1$	$I_p$		سخت
		انعطاف پذیر		
		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 ۷-۶ مقادیر ضریب الاستیسیته برای انواع خاک

نوع خاک	ضریب الاستیسیته	
	kg/cm <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>
رس نرم	17.5-35	1750-3500
رس سخت	60-140	6000-14000
ماسه شل	105-280	10500-28000
ماسه متراکم	350-700	35000-70000

جدول ۷-۷ مقادیر ضرایب پواسون

نوع خاک	ضریب پواسون $\mu$
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

توجه شود که حصول رابطه ۷-۵۹ با این فرض است که فشار  $p$  در سطح زمین تأثیر نماید. در عمل، شالوده‌ها در عمق مشخصی در زیر سطح زمین قرار می‌گیرند. عمق شالوده مقدار نشست  $\rho_i$  را کاهش می‌دهد و استفاده از رابطه ۷-۵۹ در جهت محافظه کارانه خواهد بود.

### ۱۷-۷ نشست کل شالوده

نشست کل شالوده از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$S_T = S + S_s + \rho_i$$

(۶۰-۷)

که در آن:

$$S_T = \text{نشست کل}$$

$$S = \text{نشست تحکیم اولیه}$$

$$S_s = \text{نشست تحکیم ثانویه}$$

$$\rho_i = \text{نشست آنی}$$

وقتی که شالوده در روی رس با قابلیت فشردگی زیاد قرار گیرد، نشست تحکیم چندین برابر نشست آنی  $\rho_i$  خواهد بود.

### مثال ۷-۱۴

مطابق شکل ۷-۳۵ شالوده مستطیلی ستونی را در نظر بگیرید که در روی یک لایه ماسه‌ای با ضخامت زیاد قرار دارد. با فرض شالوده صلب  $E=14000 \text{ kN/m}^2$ ،  $\mu=0.4$  و افزایش فشار خالص مساوی  $96 \text{ kN/m}^2$ ، مطلوب است تعیین نشست الاستیک (نشست آنی).

حل:

با استفاده از رابطه ۷-۵۸ می‌توان نوشت:

$$\rho_i = pB \frac{1 - \mu^2}{E} I_p$$

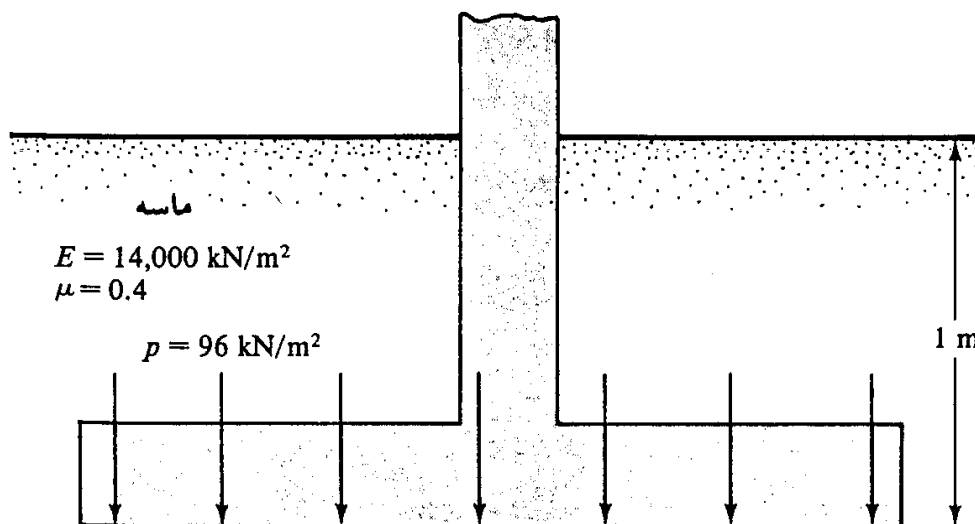
$$B = 1 \text{ m}; L = 2 \text{ m}; m_1 = L/B = 2 \text{ m}/1 \text{ m} = 2$$

داریم:

از جدول ۷-۵ برای شالوده صلب داریم:

$$m_1 = 2 \quad \text{و} \quad I_p = 1.21$$

$$\rho_i = (96)(1) \left( \frac{1 - 0.4^2}{14,000} \right) (1.21) = 0.00697 \text{ m} = 6.97 \text{ mm}$$



ابعاد شالوده  $1 \times 2$  متر

شکل ۷-۳۵

### مطالعه تاریخچه نشست در صحرا

در ادبیات مکانیک خاک، نمونه‌های متعددی وجود دارد که در آنها نشست واقعی یک ساختمان در طول زمان اندازه‌گیری شده و با مقادیر به دست آمده از تئوری مقایسه شده است. در بعضی موارد نشستهای واقعی و محاسبه شده انطباق خوبی با یکدیگر داشته‌اند و در بعضی موارد اختلاف قابل توجه بوده است. عدم انطباق می‌تواند به دلایل مختلف باشد:

(الف) تخمین نادرست مشخصات خاک

(ب) ناهمگنی و نامنظمی در مقطع خاک

(پ) خطا در محاسبه افزایش تنش خالص در عمق

در بخشهای بعدی مطالعه تاریخچه نشست یک لایه رسی با قابلیت فشردگی ارائه می‌شود. این تاریخچه از آن جهت ارائه می‌شود که خوانندگان با اختلافاتی که ممکن است بین تئوری و عمل به وجود آید، آشنا شوند.






### ۷-۱۸ نشست به علت پیش‌بارگذاری و ساخت بیمارستان تامپا

ویلس و ساور<sup>۲۸</sup> (۱۹۷۲) گزارشی از اندازه‌گیری صحرایی به علت خاکریز پیش‌بارگذاری مورد استفاده برای ساخت بیمارستان تامپا ارائه کرده‌اند. شکل ۷-۳۶ مقطع ساده‌شده‌ای از وضعیت تحت‌الارضی محل احداث بیمارستان را نشان می‌دهد. خاک تحت‌الارضی متشکل از یک لایه ماسه کوارتزی به ضخامت ۴/۵ تا ۶ متر می‌باشد که در بالای یک لایه رسی با ضخامت متغیر قرار دارد. نسبت تخلخل خاک رسی بین ۰/۷ تا ۱/۴ متغیر است. میزان لای و رس خاک رسی نیز بین ۵ تا ۷۵ درصد متغیر می‌باشد. سنگهای آهکی تامپا که در زیر لایه رسی قرار دارند، مجموعه پیچیده‌ای از نهشته‌های آهکی گچدار و بد تحکیم شده می‌باشند. سطح آب زیرزمینی در عمق ۱۵ فوتی (۴/۵ متری) زیر سطح زمین در تراز (+25ft) قرار دارد. در شکل ۷-۳۷ منحنی‌های تحکیم به دست آمده در آزمایشگاه برای نمونه‌های ماسه رس‌دار و رس ماسه‌دار که از اعماق مختلف اخذ شده‌اند، ارائه شده است.

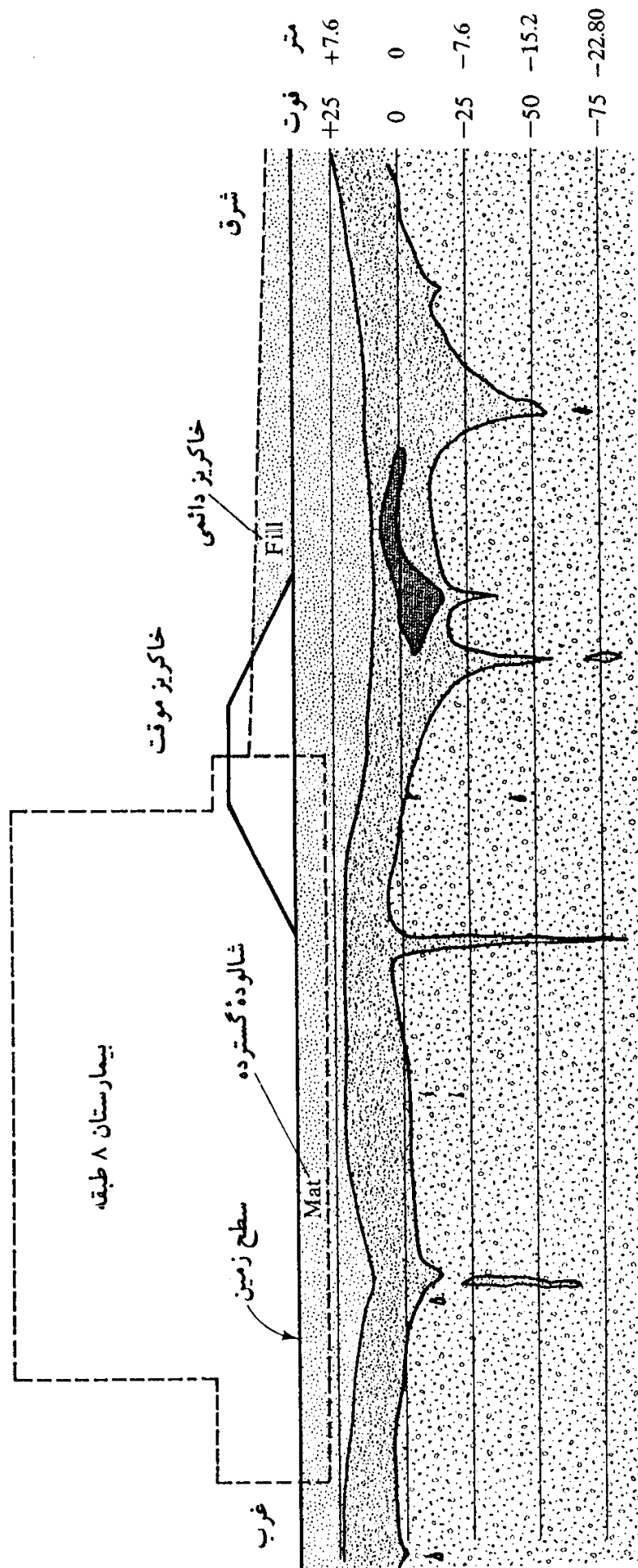
در شکل ۷-۳۸ پلان ساختمان بیمارستان با خط چین و در شکل ۷-۳۶ مقطع ساختمان با شالوده گسترده<sup>۲۹</sup> نشان داده شده است. همان‌طور که در شکل ۷-۳۶ ملاحظه می‌شود، برای ساخت شالوده گسترده، مقداری از خاک سطحی برداشته می‌شود.

طبق گزارش ارائه شده در مقاله ویلس و ساور، محاسبات اولیه نشان می‌دهد که بار متوسط

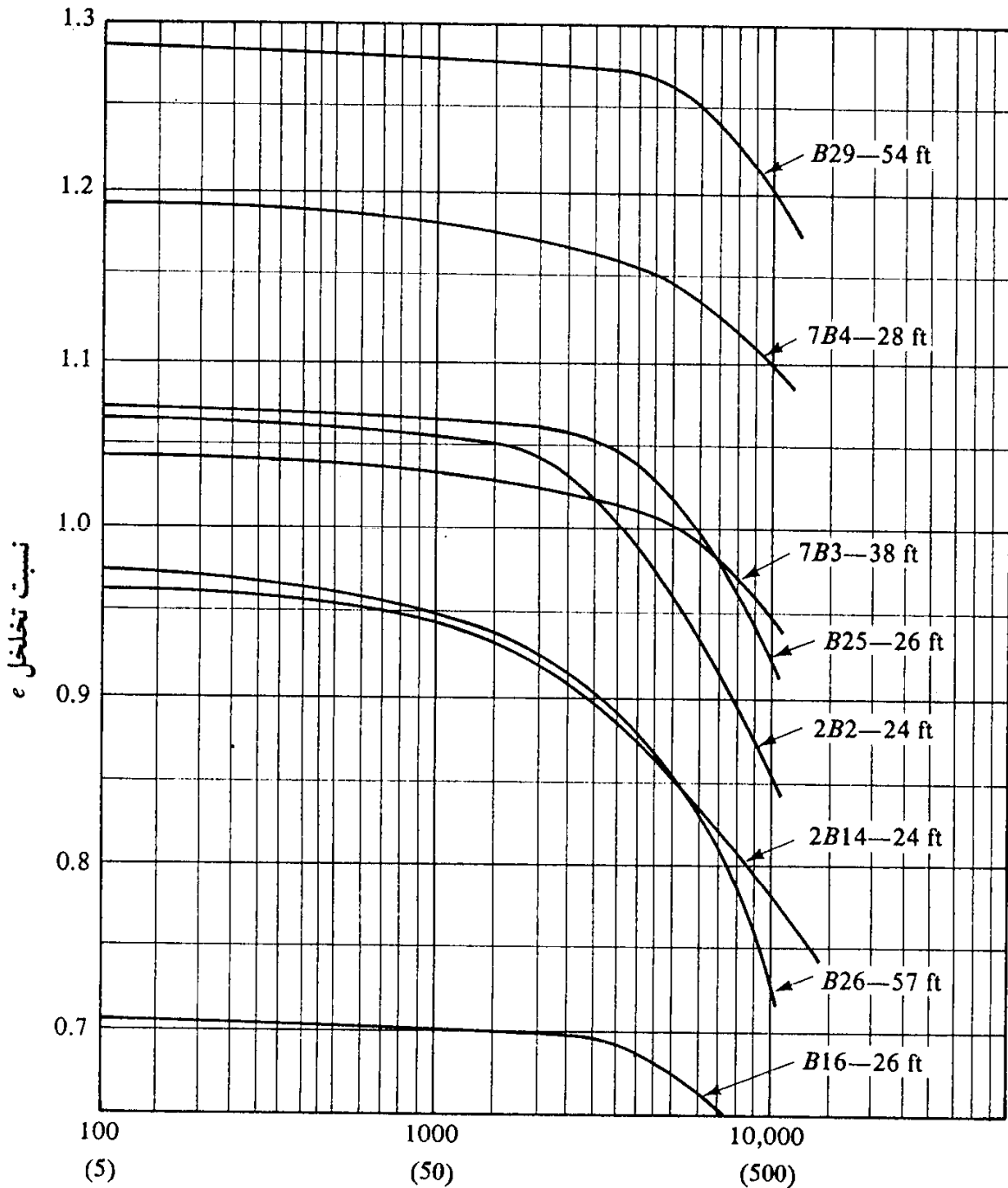


-  ماسه ریز متراکم
-  رس ماسه دار ریز - ماسه ریز رس دار
-  تورب - لای آلی
-  سنگ آهک متخلخل - سازند تامپا
-  خاک سربار

0 100'



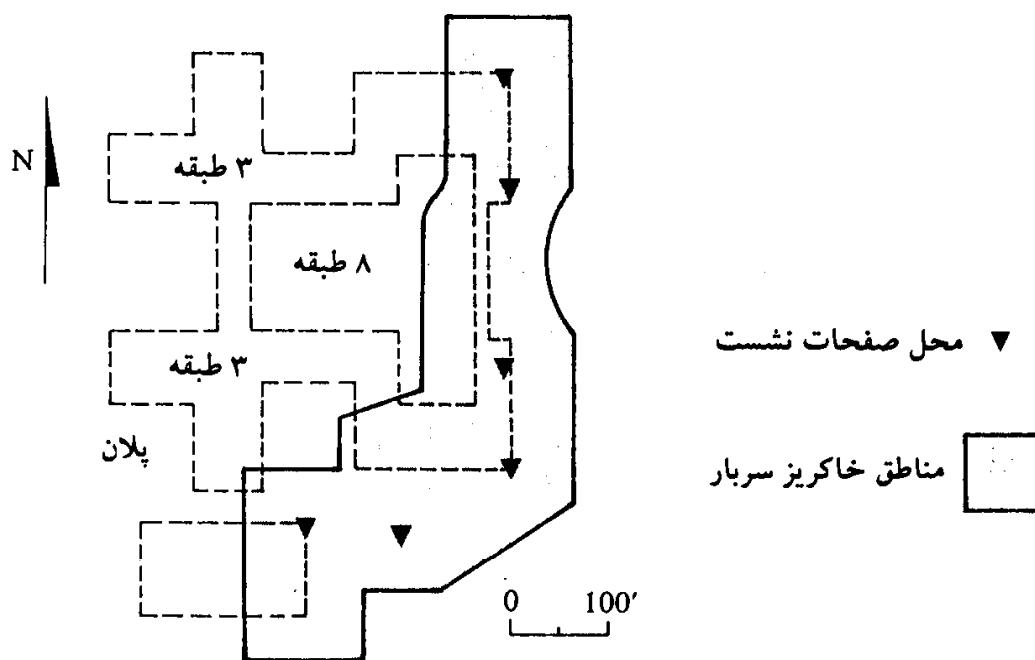
شکل ۷-۳۶ مقطع وضعیت تحت الارضی موجود در محل احداث بیمارستان تامپا



فشار  $lb/ft^2$  (مقیاس لگاریتمی) (داخل پراونتز کیلونیوتن بر متر مربع)

شکل ۷-۳۷ منحنی‌های تحکیم برای نمونه‌های ماسه رس دار و رس ماسه دار به دست آمده از اعماق و محل‌های مختلف

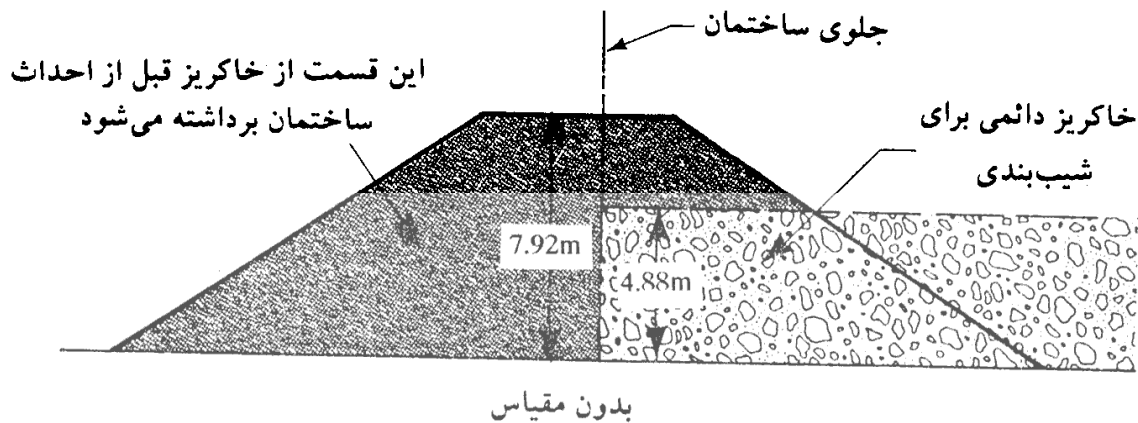
ساختمان هشت طبقه تقریباً مساوی خاکبرداری احداث شده برای شالوده گسترده است. در این حالت انتظار می‌رود که نشست لایه رسی به علت احداث ساختمان نسبتاً کوچک باشد. لیکن شیب پلان ایجاب می‌کند که یک خاکریز دائمی به ارتفاع ۱۶ فوت (۴/۸۸ متر) در بالای سطح زمین اصلی



شکل ۷-۳۸ پلان بیمارستان تامپا

در قسمت شرقی جهت دسترسی به طبقه اصلی قسمت شرقی احداث شود. در شکل ۷ - ۳۶ این خاکریزی نیز نشان داده شده است. محاسبات اولیه نشان می دهد که به علت وزن خاکریز، می توان انتظار نشست به میزان ۴ اینچ ( $101/6$  میلیمتر) در نزدیکی قسمت شرقی ساختمان داشت. این شیب باعث نشست نامساوی و در نتیجه خمش اضافی شالوده گسترده می شود. به همین علت تصمیم گرفته شد که یک خاکریز موقت به ارتفاع ۲۶ فوت ( $7/93$  متر) که به نمای شرقی ساختمان محدود شده، احداث شود. در اشکال ۷ - ۳۶ و ۷ - ۳۸ مناطق خاکریزی شده نشان داده شده است. علت ایجاد این خاکریز موقت این بود که تنش قائم ناشی از آن بزرگتر از خاکریز دائمی ۱۶ فوت ( $4/88$  متر) است که برای شیب بندی لازم می باشد و باعث می شود که تحکیم سریعتر انجام گردد. طی مدت ۴ ماه، نشست حاصل از این خاکریز حدود ۴ اینچ ( $101/6$  میلیمتر) تخمین زده می شود که مساوی حداکثر نشست مورد انتظار برای خاکریز دائمی شیب بندی ۱۶ فوت ( $4/88$  متر) است. پس از گذشت این مدت اگر مطابق شکل ۷ - ۳۹ مصالح خاکریز اضافی برداشته شده و ساختمان احداث شود، نشست شالوده گسترده در قسمت شرقی ناچیز خواهد بود. به تکنیکی که در آن نشست احتمالی خاک قبل از احداث ساختمان اصلی با یک بارگذاری موقت ایجاد می شود، پیش بارگذاری  $3'$  می گویند.

شکل ۷ - ۳۸ محل هشت صفحه نشست را که قبل از ایجاد خاکریز موقت در روی سطح زمین



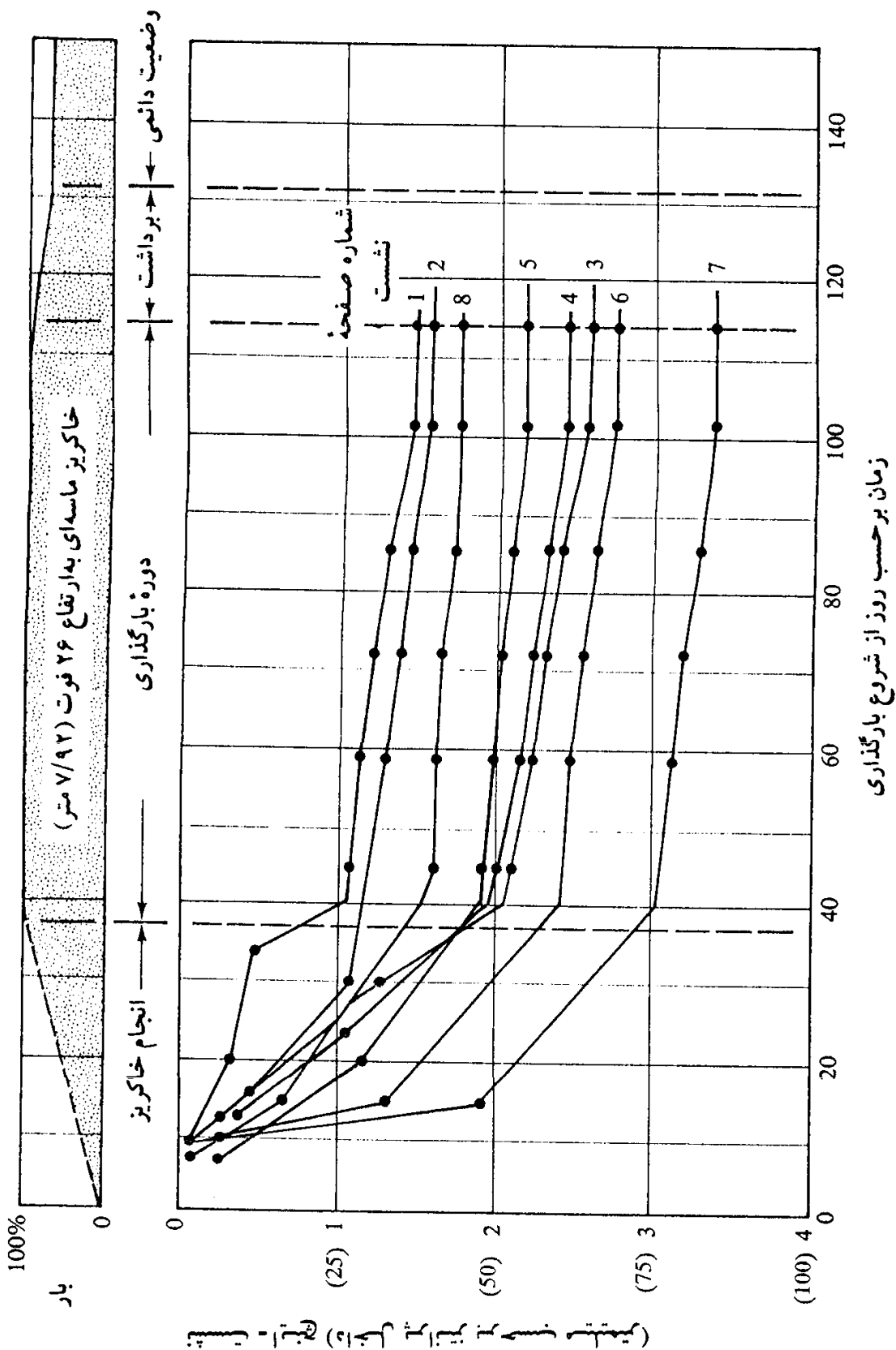
شکل ۷-۳۹

قرار داده شده، نشان می‌دهد. شکل ۷-۴۰ نیز نمودار زمان - نشست به دست آمده از قرائت تراز صفحات نشست را بعد از ایجاد خاکریز موقت نشان می‌دهد. در زیر مقایسه‌ای بین نشست تحکیم پیش‌بینی شده و مشاهده شده به علت پیش‌بارگذاری نشان داده شده است.

نسبت تخمین زده شده (میلیمتر)	نشست مشاهده شده (میلیمتر)	صفحه بارگذاری
73.66	66.04	3
73.66	63.50	4
76.20	73.66	6
96.52	86.36	7

ویلس و ساور محاسبات نشست خود را ارائه نکردند. در زیر محاسبات مقدماتی برای کنترل نتایج آنها ارائه می‌گردد. با مشاهده مقطع واقعی خاک در شکل ۷-۳۶، مدل تقریبی مقطع خاک مطابق شکل ۷-۴۱ در نظر گرفته می‌شود. در این مقطع، ضخامت تقریبی لایه رسی مساوی ۱۰ فوت (۳/۰۵ متر) فرض شده است. در شکل ۷-۳۷، نمودارهای  $e$  در مقابل  $\log p$  برای خاکهای مختلف منطقه نشان داده شده است. اگر نمودار شماره 2B14-24ft به عنوان متوسط انتخاب شود، نشانه فشردگی  $C_c$  آن در حدود ۰/۲۲ خواهد بود. با این فرض که رس عادی تحکیم یافته است، می‌توان نوشت:

$$S = \frac{C_c H}{1 + e_0} \log \left( \frac{p_0 + \Delta p}{p_0} \right) \quad (۷-۲۵ - \text{تکراری})$$



شکل ۷-۴۰ نمودارهای نشست - زمان مشاهده شده به علت احداث خاکریز موقت (پیش بارگذاری)

برای شکل ۷-۴۱ فرض می‌شود:

$$d_{dry} = 18 \text{ kN/m}^3 \text{ ماسه}$$

$$\gamma' = 9.44 \text{ kN/m}^3 \text{ ماسه } \gamma' \text{ رس}$$

$$p_o = 4.57 \times 18 + 3.05 \times 9.44 + \frac{3.05}{2} \times 9.44 = 125.45 \text{ kN/m}^2$$

$$p_o + \Delta p = 125.45 + 7.92 \times 18 = 268.01 \text{ kN/m}^2$$

برای  $p_o = 125.45 \text{ kN/m}^2$ ، از روی نمودار، مقدار  $e_o \cong 0.9$  به دست می‌آید. در نتیجه:

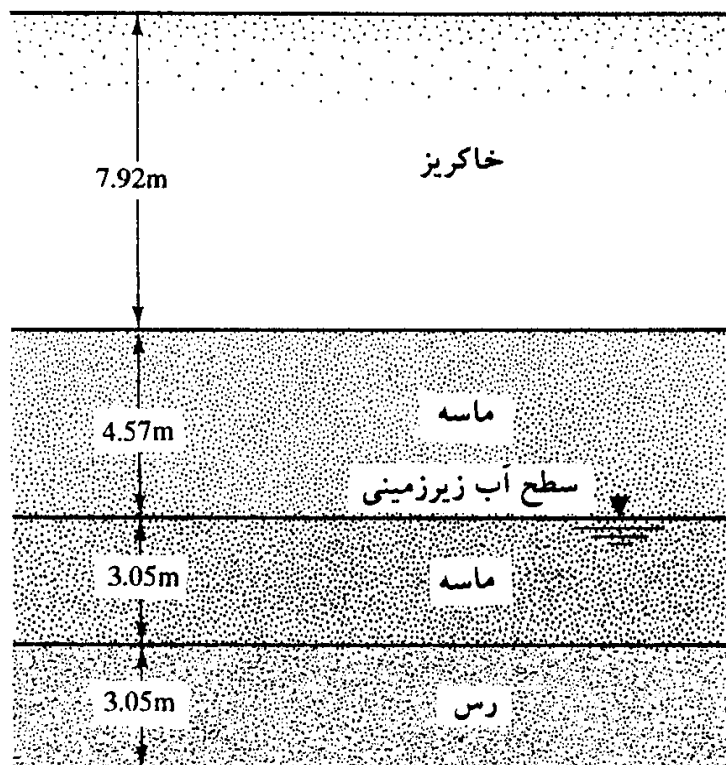
$$S = \frac{0.22 \times 3050}{1 + 0.9} \log \frac{268.01}{125.45} = 116.43 \text{ mm}$$

با وجود مفروضات متعدد، مقدار نشست محاسبه شده  $۱۱۶/۴۳$  میلیمتر، با مقادیر نشست تخمینی ۷۵ تا ۱۰۰ میلیمتر توسط ویلس و ساور قابل مقایسه است. با مقایسه نشستهای تخمینی و مشاهده شده، نتایج زیر قابل استنتاج است:

۱- در تمام موارد، نشستهای تخمینی از نشستهای مشاهده‌ای بزرگتر است.

۲- اکثر نشست در ۹۰ روز کامل می‌شود.

۳- اختلاف بین نشست تخمینی و نشست مشاهده‌ای بین ۳ تا ۱۶ درصد با متوسط ۱۳ درصد



شکل ۷-۴۱ مقطع تقریبی خاک برای کنترل مقدار نشست

متغیر است.

۴ - دوسوم تا چهارپنجم کل نشست مشاهده‌ای در حین احداث خاکریز اتفاق افتاده است. سرعت تحکیم بیش از چیزی بود که انتظار می‌رفت. ویلس و ساور چنین نتیجه‌گیری کردند که سرعت بیش از مورد انتظار تحکیم، ممکن است به علت شیارهای ماسه‌ای موجود در لایه رسی باشد. در بخش ۷ - ۱۲، نشان داده شد که سرعت متوسط تحکیم بستگی به عامل زمان  $T_v$  دارد. به علاوه داریم:

$$t = \frac{T_v H_{dr}^2}{c_v}$$

برای مقادیر یکسان  $T_v$  (یا درجه تحکیم متوسط) و  $c_v$ ، زمان  $t$  با کاهش مسیر زهکشی  $H_{dr}$ ، کاهش می‌یابد. در واقع ظهور شیارهای نامنظم ماسه‌ای در لایه رسی، باعث کاهش  $H_{dr}$  شده است. این مسئله دلیل قانع‌کننده‌ای برای افزایش سرعت تحکیم است.

ساختمان بیمارستان تامپا در اوایل سال ۱۹۷۰ به پایان رسید و هیچگونه نشست قابل ملاحظه‌ای در آن مشاهده نگردید.

### مسائل فصل هفتم

۷-۱ - نتایج یک آزمایش تحکیم بر روی یک نمونه رسی به شرح زیر می‌باشد:

فشار $p$ (kN/m <sup>2</sup> )	نسبت تخلخل $e$
23.94	1.112
47.88	1.105
95.76	1.080
191.52	0.985
383.04	0.850
766.09	0.731

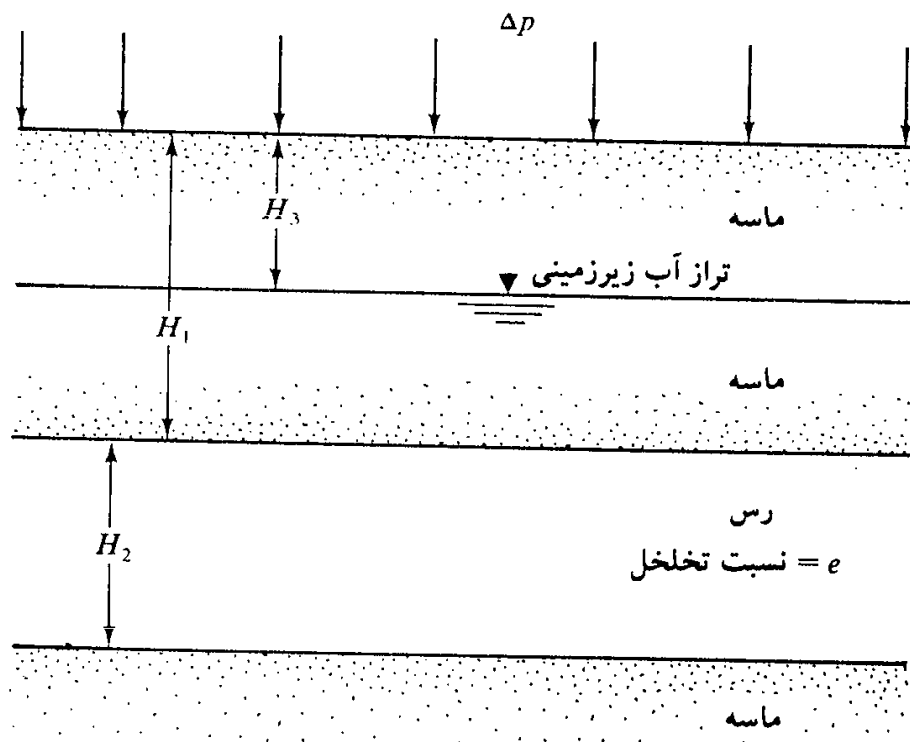
الف: نمودار  $e$  در مقابل  $\log p$  را رسم کنید.

ب: فشار پیش تحکیم  $p_c$  را به دست آورید.

پ: نشانه فشردگی  $C_c$  را به دست آورید.

۷-۲ - در شکل، مقطع خاکی نشان داده شده است. اگر بار یکنواختی با شدت  $\Delta p$  در سطح زمین اعمال شود، نشست لایه رسی به علت تحکیم اولیه چقدر می‌باشد. ماسه موجود در بالای تراز آب زیرزمینی را کاملاً خشک فرض کنید. داده‌های مسئله به شرح زیر است:

$$\Delta p = 48 \text{ kN/m}^2, \quad H_1 = 7 \text{ m}, \quad H_2 = 5.10 \text{ m}, \quad H_3 = 2.4 \text{ m}$$



شکل مسئله ۷-۲

ماسه :  $\gamma_{dry} = 17.30 \text{ kN/m}^3$  ,  $\gamma_{sat} = 18.10 \text{ kN/m}^3$

رس :  $\gamma_{sat} = 18.9 \text{ kN/m}^3$  ,  $LL = 50$  ,  $e = 0.9$

فرض کنید که رس عادی تحکیم یافته است.

۳-۷. مسئله ۲-۷ را با داده‌های زیر مجدداً حل کنید.

$\Delta p = 87.14 \text{ kN/m}^2$  ,  $H_1 = 4 \text{ m}$  ,  $H_2 = 3.2 \text{ m}$  ,  $H_3 = 1 \text{ m}$

ماسه :  $\gamma_{dry} = 14.6 \text{ kN/m}^3$  ,  $\gamma_{sat} = 17.3 \text{ kN/m}^3$

رس :  $\gamma_{sat} = 19.3 \text{ kN/m}^3$  ,  $LL = 38$  ,  $e = 0.75$

۴-۷. اگر لایه رس مسئله ۲-۷ پیش تحکیم یافته (اضافه تحکیم یافته) باشد و فشار پیش تحکیمی متوسط ۱۲۵

کیلو نیوتن بر متر مربع باشد، تحت تأثیر سربار ۴۸ کیلو نیوتن بر متر مربع، نشست تحکیم اولیه چقدر خواهد بود. فرض کنید که  $C_s = 1/6 C_c$  است.

۵-۷. در شکل مقطع خاکی نشان داده شده است. فشار پیش تحکیم مساوی ۱۶۳ کیلو نیوتن بر متر مربع می باشد.

مطلوب است تخمین نشست تحکیم اولیه به علت سربار  $\Delta p = 72$  کیلو نیوتن بر متر مربع. فرض نمایید:

$$C_s = \frac{1}{5} C_c$$

۶-۷. اگر ضریب تحکیم برای لایه رس مسئله ۲-۷ مساوی  $0.0018 \text{ cm}^2/\text{sec}$  باشد، چه مدت طول می کشد تا ۶۰

درصد تحکیم اولیه رخ دهد (فرض نمایید که در هنگام اعمال بار، افزایش فشار آب حفره‌ای در لایه رسی

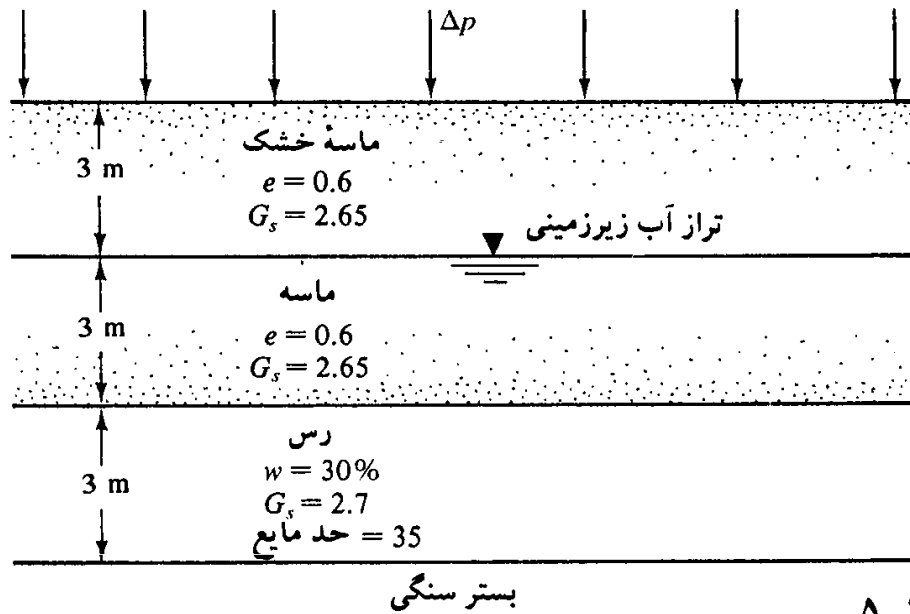
یکنواخت است). مقدار کل نشست تحکیم در آن زمان چقدر می باشد.

۷-۷. مختصات دو نقطه ورودی یک منحنی فشردگی (تحکیم) بکر به شرح زیر می باشد:

$$e_1 = 1.78 \quad p_1 = 191.52 \text{ kN/m}^2$$

$$e_2 = 1.48 \quad p_2 = 383.04 \text{ kN/m}^2$$





شکل مسئله ۷ - ۵

مطلوب است:

- الف: تعیین ضریب قابلیت فشرده‌گی حجمی برای دامنه فشار ذکر شده.
- ب: اگر ضریب تحکیم برای دامنه فشار ذکر شده مساوی  $0.0023 \text{ cm}^2/\text{sec}$  باشد، ضریب نفوذپذیری رس را برای نسبت تخلخل نظیر به دست آورید.
- ۷-۸. برای منحنی تحکیم مسئله ۷-۷، نسبت تخلخل مربوط به فشار  $651/17$  کیلونیوتن بر مترمربع چقدر خواهد بود.
- ۷-۹. آزمایش تحکیم در روی یک نمونه رسی به ضخامت ۲۵ میلیمتر که از بالا و پایین زهکشی می‌شود، نشان می‌دهد که ۵۰ درصد تحکیم در ۱۱ دقیقه رخ می‌دهد.
- الف: زمان لازم برای ۵۰ درصد تحکیم یک لایه رسی از همان نمونه به ضخامت ۴ متر که فقط از بالا زهکشی می‌شود، چقدر است.
- ب: زمان لازم برای ۷۰ درصد تحکیم در حالت الف چقدر است.
- ۷-۱۰. در حین یک آزمایش تحکیم، در افزایش فشار از ۵۰ کیلونیوتن بر متر مربع ۱۰۰ کیلونیوتن بر متر مربع، قرائت زمان و اندازه گیر عقربه‌ای به شرح زیر می‌باشد:

زمان (دقیقه)	قرائت اندازه گیر (میلیمتر)	زمان (دقیقه)	قرائت اندازه گیر (میلیمتر)
0	3.975	16	4.572
0.1	4.082	30	4.737
0.25	4.102	60	4.923
0.5	4.128	120	5.080
1	4.166	240	5.207
2	4.224	480	5.283
4	4.298	960	5.334
8	4.420	1440	5.364

الف: با استفاده از روش لگاریتم زمان، زمان لازم برای ۵۰ درصد تحکیم اولیه  $t_{50}$  را به دست آورید.  
 ب: با استفاده از روش جذر زمان، زمان لازم برای ۹۰ درصد تحکیم اولیه را به دست آورید.  
 پ: اگر ارتفاع متوسط نمونه در حین تحکیم به علت افزایش فشار مفروض مساوی ۲۲/۳۵ میلیمتر باشد. و نمونه از بالا و پایین زهکشی شود، با استفاده از  $(t_{90})$  و  $(t_{50})$  محاسبه شده در قسمتهای الف و ب، ضریب تحکیم نمونه را محاسبه کنید.

ت: در روی علل ممکن برای وجود اختلاف در مقادیر  $e_v$  به دست آمده در قسمت ب بحث کنید.  
 ۱۱-۷. زمان لازم برای ۵۰ درصد تحکیم آزمایشگاهی یک نمونه رسی به ضخامت ۲۵ میلیمتر که از بالا و پایین زهکشی می شود، ۲ دقیقه و ۲۰ ثانیه است. چند روز طول می کشد تا یک لایه رسی از همان نمونه به ضخامت ۳ متر تحت همان افزایش فشار به ۵۰ درصد تحکیم اولیه برسد. یک بستگر سنگی در زیر لایه رسی وجود دارد.

۱۲-۷. با مراجعه به مسئله ۷-۱۱، چند روز طول می کشد تا لایه رسی به ۳۰ درصد تحکیم اولیه برسد (از رابطه ۷-۵ استفاده کنید).

۱۳-۷. برای یک لایه رسی عادی تحکیم یافته داریم:

$$p_o = 200 \text{ kN/m}^2 \quad e = e_o = 1.22$$

$$p_o + \Delta p = 400 \text{ kN/m}^2 \quad e = 0.98$$

ضریب نفوذپذیری  $k$  لایه رسی برای دامنه فشار مذکور، مساوی  $6/1 \times 10^{-5}$  متر در روز می باشد.  
 الف: زمان لازم برای ۵۰ درصد تحکیم یک لایه رسی از نمونه فوق به ضخامت ۳ متر با زهکشی دوطرفه برحسب روز چقدر است.

ب: میزان نشست در ۵۰ درصد تحکیم چقدر است.

۱۴-۷. در یک آزمایش تحکیم در روی یک نمونه رسی با زهکشی دوطرفه، نتایج زیر به دست آمده است.

$$\text{ضخامت لایه رسی} = 25 \text{ mm}$$

$$p_1 = 50 \text{ kN/m}^2 \quad e_1 = 9.92$$

$$p_2 = 100 \text{ kN/m}^2 \quad e_2 = 0.8$$

$$t_{50} = 2.2 \text{ min} \text{ زمان لازم برای ۵۰ درصد تحکیم}$$

مطلوب است تعیین ضریب نفوذپذیری رس در محدوده بارگذاری

۱۵-۷. برای شالوده نواری نشان داده شده در شکل با استفاده از نمودار تأثیر نیومارک (فصل ۶)، مطلوب است تعیین تنشها در نقاط  $A$ ،  $B$  و  $C$  به علت بار وارد بر شالوده.

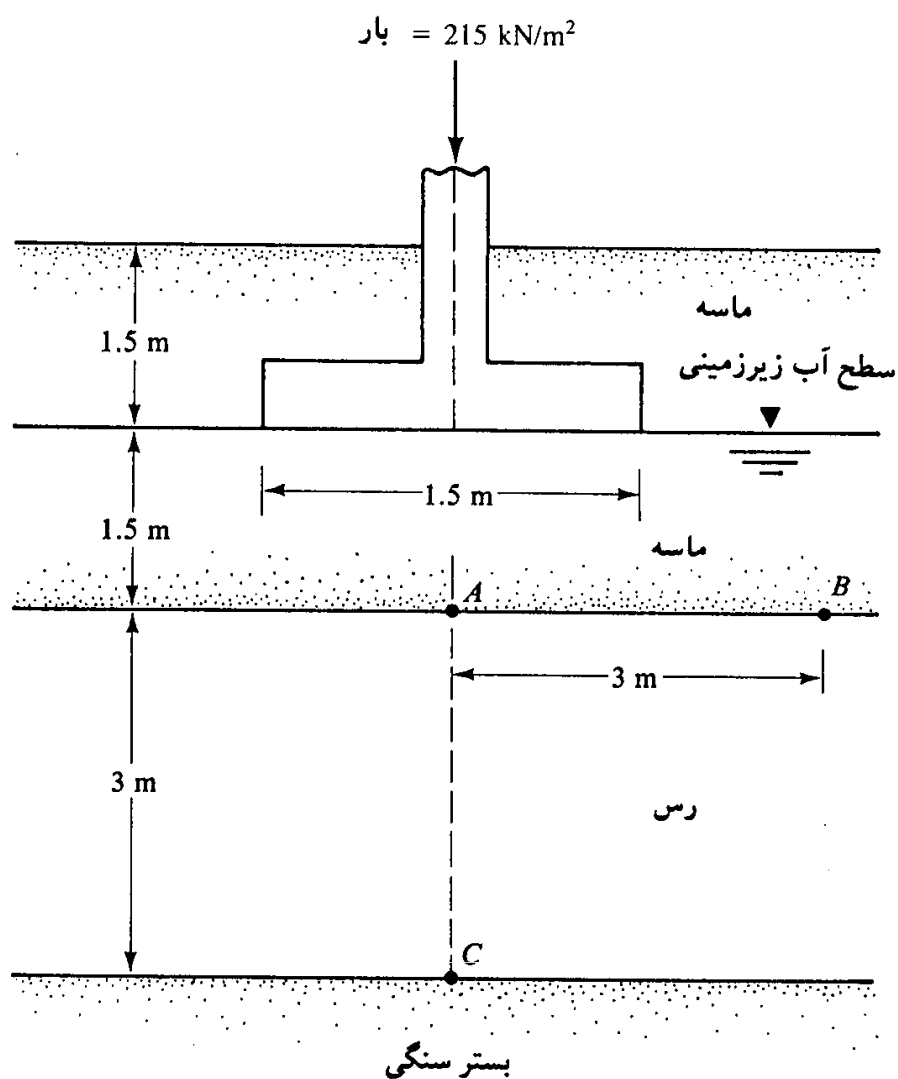
۱۶-۷. مطلوب است محاسبه نشست شالوده مسئله ۷-۱۵ به علت تحکیم لایه رسی، داریم:

$$30\% = \text{درجه اشباع ماسه در بالای سفره آب زیرزمینی و } G_s = 2.65 \text{ و } e = 0.6: \text{ ماسه}$$

$$e = 0.85, G_s = 2.75, LL = 45: \text{ رس}$$

رس عادی تحکیم یافته است.

۱۷-۷. مطلوب است تخمین نشست آنی یک شالوده دایره به قطر ۱/۲ متر که در روی یک لایه رسی غیراشباع قرار دارد.



شکل مسئله ۷-۱۵

بار کل = 170 kN

رس  $E=7000 \text{ kN/m}^2$  $\mu=0.2$ 

شالوده را صلب فرض کنید.

۷-۱۸- مطلوب است تخمین نشست آبی یک شالودهٔ سخت مربع به ابعاد  $3 \times 3$  متر که در روی یک لایهٔ ماسه‌ای شل

احداث شده است. داریم:

بار شالوده = 711 kN

 $\mu=0.32$ ماسه  $E=16.200 \text{ kN/m}^2$

# اصول مهندسی ژئوتکنیک

## جلد ۱: مکانیک خاک

مؤلف: پراجا.ام.داس

مترجم: شاپور طاحونی

# فصل هشتم

## فصل ۸

# مقاومت برشی خاک

مقاومت برشی توده خاک، مقاومت داخلی واحد سطح آن خاک است که می‌تواند برای مقابله با گسیختگی یا لغزش در امتداد هر صفحه داخلی، بروز دهد. برای تحلیل مسائل پایداری خاک نظیر ظرفیت فشاری، پایداری شیروانیها و فشار جانبی بر روی سازه‌های حایل خاک، لازم است طبیعت مقاومت برشی بخوبی شناخته شود.

### ۸-۱ معیار گسیختگی مور-کولمب

مور (۱۹۰۰) نظریه‌ای برای گسیختگی مصالح ارائه داد که در آن گسیختگی نه به علت تنش قائم حداکثر و نه تنش برشی حداکثر، بلکه به علت ترکیبی بحرانی از آنها پیش‌بینی می‌شود. طبق نظریه مور، رابطه بین مقاومت برشی و تنش قائم در صفحه گسیختگی به صورت زیر نوشته می‌شود (شکل ۸-۱ الف):

$$\tau_f = f(\sigma) \quad (۸-۱)$$

پوش گسیختگی تعریف شده توسط رابطه ۸-۱، یک خط منحنی است که در شکل ۸-۱ ب نشان داده شده است. برای اغلب مسائل مکانیک خاک، با دقت کافی می‌توان مقاومت برشی در روی صفحه گسیختگی را یک تابع خطی از تنش قائم در نظر گرفت (کولمب ۱۷۷۶). این رابطه به صورت زیر بیان می‌شود:

$$\tau_f = c + \sigma \tan \phi \quad (۸-۲)$$

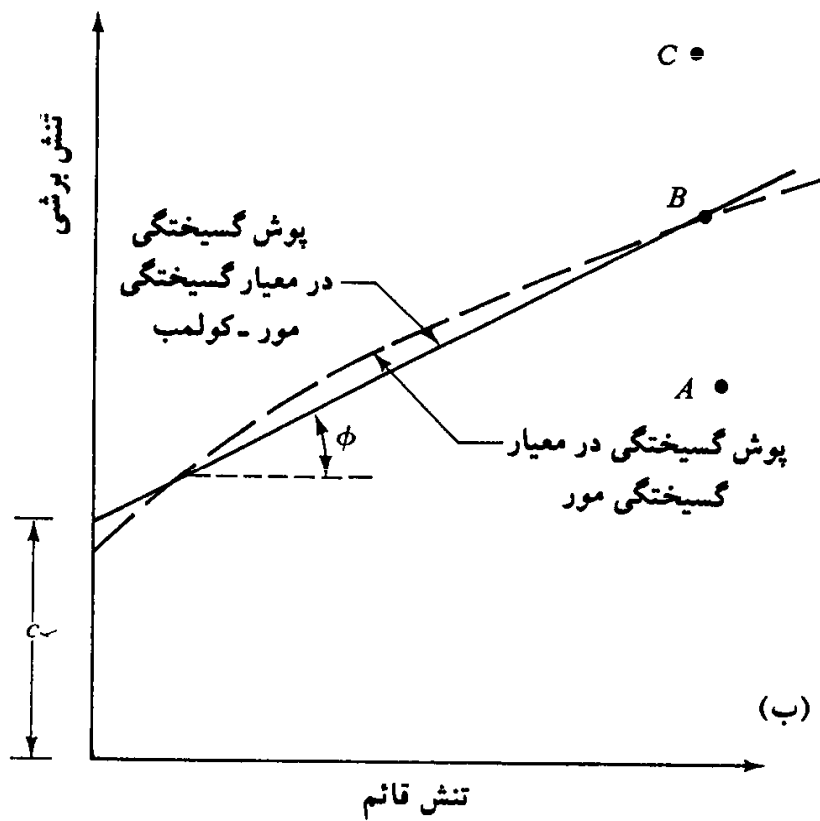
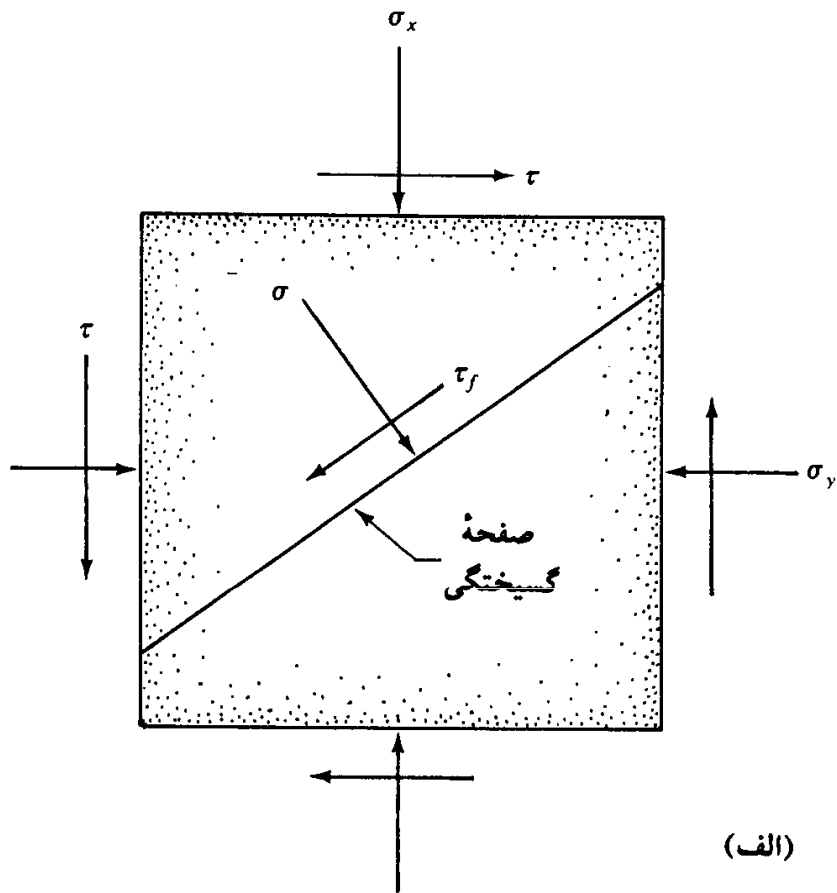
که در آن:

$\tau_f$  = مقاومت برشی

$c$  = چسبندگی

$\sigma$  = تنش قائم

$\phi$  = زاویه اصطکاک داخلی



شکل ۸-۱ معیار گسیختگی مور و معیار گسیختگی مور-کولمب

رابطه ۸-۲، معیار گسیختگی یا شکست مور-کولمب<sup>۱</sup> نامیده می‌شود.

خصوصیات مهم معیار گسیختگی مور-کولمب به شرحی است که می‌آید. اگر تنش قائم و تنش برشی در روی یک صفحه از توده خاک توسط نقطه  $A$  در روی نمودار شکل ۸-۱-ب نشان داده شود، در امتداد آن صفحه، گسیختگی برشی رخ نمی‌دهد. اگر تنش قائم و تنش برشی در روی صفحه‌ای با نقطه  $B$  (واقع در روی پوش گسیختگی) نشان داده شود، گسیختگی برشی در امتداد آن صفحه رخ می‌دهد. حالت تنش مربوط به نقطه  $C$  نمی‌تواند وجود خارجی داشته باشد، چون قبل از وقوع چنین حالت تنشی، خاک گسیخته شده است.

### شیب صفحه گسیختگی برشی

همان‌طور که توسط معیار گسیختگی مور-کولمب بیان می‌شود، گسیختگی برشی وقتی رخ می‌دهد که تنش برشی در روی یک صفحه، به مقدار به دست آمده از رابطه ۸-۲ برسد. برای تعیین شیب صفحه گسیختگی نسبت به صفحه تنش اصلی حداکثر، با مراجعه به شکل ۸-۲ این‌طور استدلال می‌شود؛ اگر صفحه گسیختگی زاویه‌ای مثل  $\theta$  با صفحه تنش اصلی حداکثر بسازد، با استفاده از اصول مکانیک مصالح، تنش قائم و تنش برشی در روی آن صفحه توسط روابط ۶-۸ و ۶-۹ بیان می‌شود. در نتیجه:

$$\sigma = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos 2\theta$$

و

$$\tau_f = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin 2\theta$$

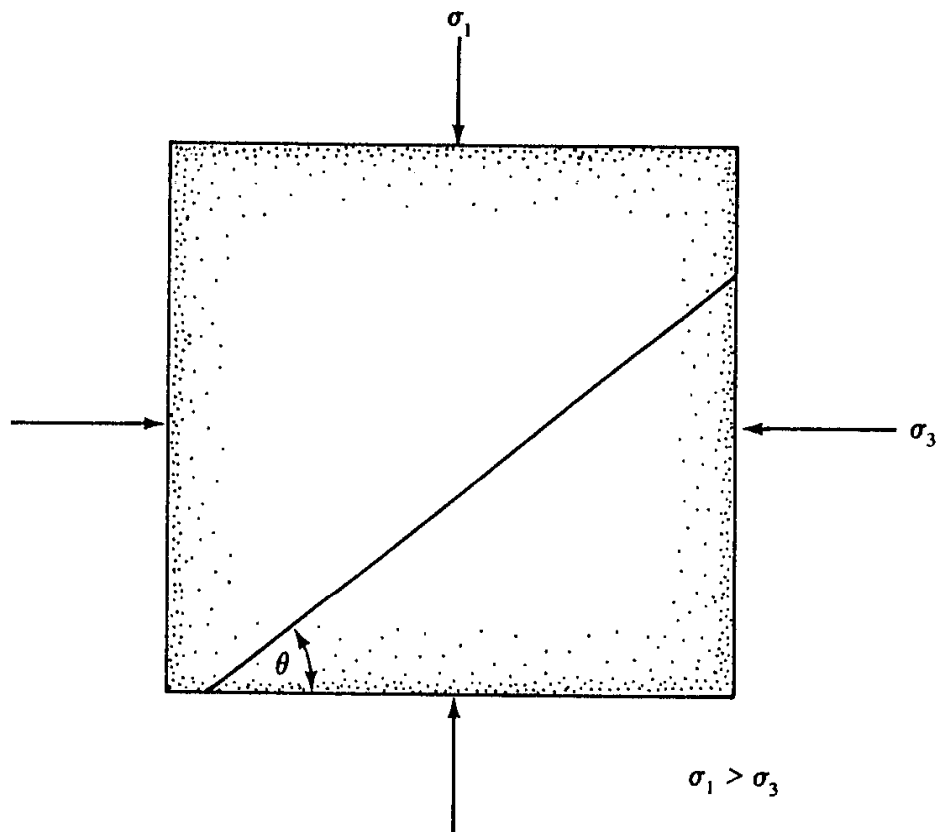
با قرار دادن روابط فوق در رابطه ۸-۲ به دست می‌آید:

$$\left( \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \right) \sin 2\theta = c + \left[ \left( \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \right) + \left( \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \right) \cos 2\theta \right] \tan \phi$$

یا

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \frac{\sigma_3 \tan \phi + c}{\frac{1}{2} \sin 2\theta - \cos^2 \theta \cdot \tan \phi} \quad (۸-۳)$$

برای مقادیر معلوم  $\sigma_3$  و  $c$ ، شرایط گسیختگی با حداقل مقدار تنش اصلی حداکثر  $\sigma_1$  به دست



شکل ۸-۲ شیب صفحه گسیختگی خاک نسبت به صفحه تنش اصلی حداکثر

می آید. برای حصول حداقل  $\sigma_1$ ، باید جمله  $(\frac{1}{2} \cdot \sin 2\theta - \cos^2 \theta \cdot \tan \phi)$  در رابطه ۸-۳ حداکثر شود. بنابراین:

$$\frac{d}{d\theta} \left( \frac{1}{2} \cdot \sin 2\theta - \cos^2 \theta \cdot \tan \phi \right) = 0 \quad (۴-۸)$$

یا

$$\cos^2 \theta - \sin^2 \theta + 2 \sin \theta \cos \theta \cdot \tan \phi = 0 \quad (۵-۸)$$

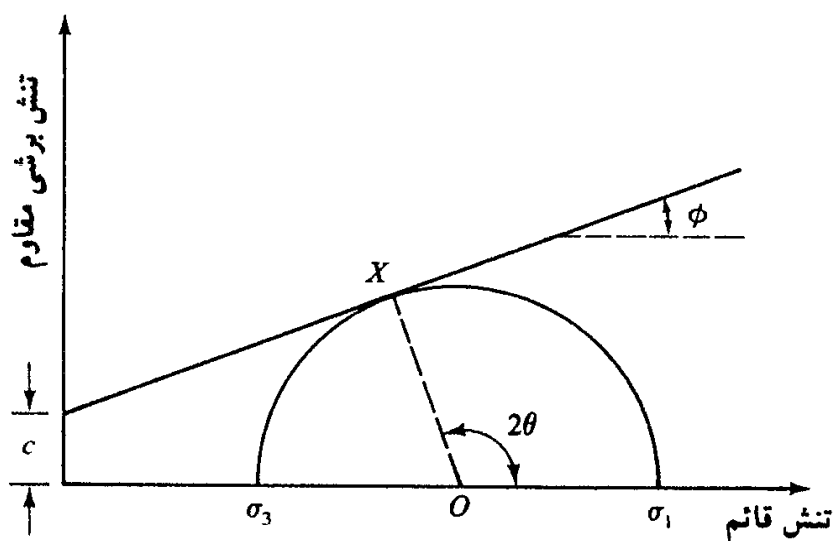
از رابطه ۸-۵ به دست می آید:

$$\theta = 45 + \frac{\phi}{2} \quad (۶-۸)$$

شکل ۸-۳ دایره مور را برای شرایط تنش در لحظه گسیختگی نشان می دهد.

پوش گسیختگی که توسط رابطه  $\tau_f = c + \sigma \tan \phi$  تعریف می شود، بر دایره مور در نقطه  $X$  مماس است. بنابراین گسیختگی برشی در روی صفحه ای رخ می دهد که توسط شعاع  $OX$  تعریف می شود و این صفحه زاویه  $\theta = 45 + \phi/2$  با صفحه تنش اصلی حداکثر می سازد. اگر مقدار  $\theta = 45 + \phi/2$  در رابطه ۸-۳ قرار داده شده و ساده شود، به دست می آید:





شکل ۳-۸ دایره مور و پوش گسیختگی

$$\sigma_1 = \sigma_3 \cdot \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) + 2c \cdot \tan \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (۷-۸)$$

رابطه فوق را می توان با استفاده از اصول هندسه، از روی دایره مور نیز به دست آورد.

### قوانین گسیختگی برشی در خاکهای اشباع

در خاکهای اشباع، تنش قائم کل در یک نقطه، مجموع تنش مؤثر و فشار آب حفره‌ای است. داریم:

$$\sigma = \sigma' + u$$

تنها تنش مؤثر  $\sigma'$  توسط ذرات جامد خاک حمل می شود و چون آب مقاومت برشی ندارد، برای کاربردهای مکانیک خاک، رابطه ۸-۲ باید به صورت زیر نوشته شود:

$$\tau_f = c + (\sigma - u) \tan \phi = c + \sigma' \tan \phi \quad (۸-۸)$$

که در آن  $\sigma'$  تنش قائم مؤثر و  $\phi$  و  $c$  به ترتیب زاویه اصطکاک داخلی و چسبندگی نظیر آن می باشند که در اکثر اوقات بعد از اسامی مربوطه، صفت زهکشی شده<sup>۲</sup> به همراه آنها می آید.  $c$  زهکشی شده برای ماسه و لای غیرآلی مساوی صفر است. برای رس عادی تحکیم یافته،  $c$  زهکشی شده تقریباً مساوی صفر می باشد.  $c$  زهکشی شده برای خاکهای رسی پیش تحکیم یافته، بزرگتر از صفر است. در ادبیات مکانیک خاک، زاویه اصطکاک داخلی و چسبندگی زهکشی شده، گاهی مواقع با  $(c', \phi')$  و یا  $(\bar{c}, \bar{\phi})$  و یا  $(c_d, \phi_d)$  نشان داده می شوند. در این کتاب از همان علامت  $\phi$  و  $c$  با صفت

2- drained (drained angle of friction-drained cohesion)

زهکشی شده استفاده خواهد شد. در جدول ۸ - ۱ مقادیر زاویه اصطکاک داخلی زهکشی شده برای بعضی از خاکهای دانه‌ای ارائه شده است.

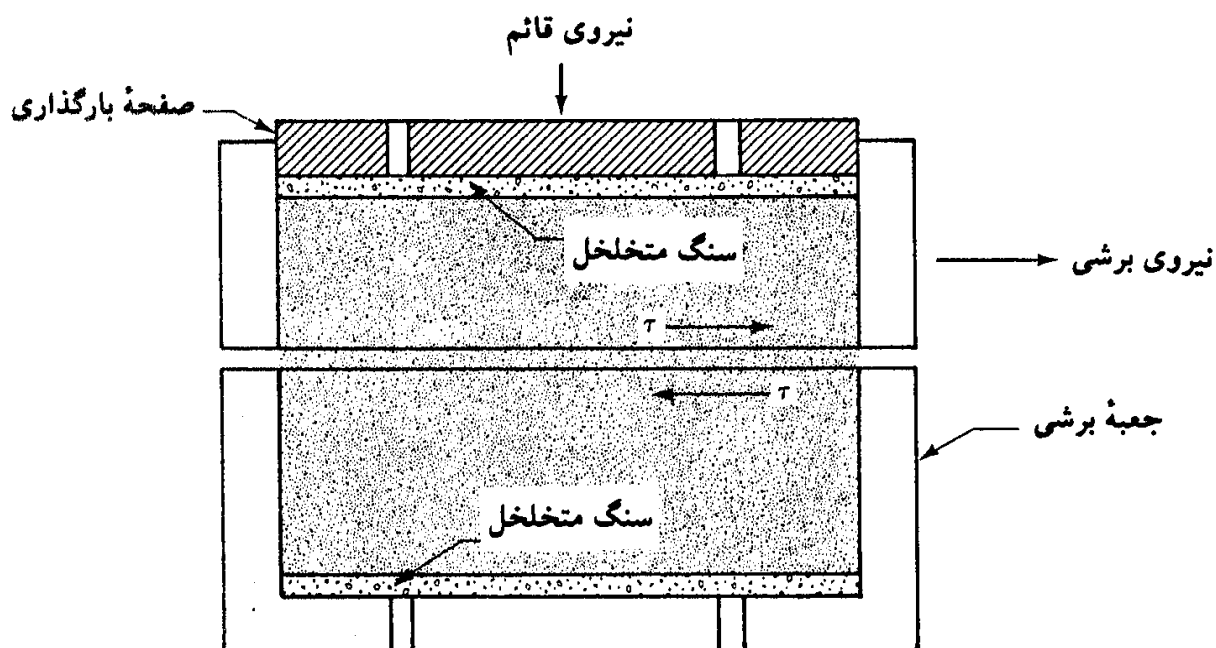
جدول ۸ - ۱ مقادیر نمونه زاویه اصطکاک داخلی زهکشی شده برای ماسه و لای	
نوع خاک	زاویه اصطکاک داخلی $\phi$ (درجه)
ماسه (دانه‌های گرد)	
شل	۲۷ - ۳۰
متوسط	۳۰ - ۳۵
متراکم	۳۵ - ۳۸
ماسه (دانه‌های تیزگوش)	
شل	۳۰ - ۳۵
متوسط	۳۵ - ۴۰
متراکم	۴۰ - ۴۵
شن به همراه ماسه	۳۴ - ۴۸
لای	۲۶ - ۳۵

## ۸-۲ تعیین پارامترهای مقاومت برشی در آزمایشگاه

در آزمایشگاه، پارامترهای مقاومت برشی خاک با دو روش آزمایشی تعیین می‌گردد: آزمایش برش مستقیم و آزمایش سه‌محوری، در ادامه آزمایشهای فوق تشریح می‌شوند.

### آزمایش برش مستقیم

این آزمایش قدیمیترین و ساده‌ترین 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 می‌گیرد. شکل نمونه خاک در پلان، ممکن است مربع و 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) می‌باشد. با استفاده از وزنه‌هایی از بالا نیروی قائم بر نمونه قابل اعمال است. مقدار تنش قائم وارده می‌تواند تا مقدار ۱ نیوتن بر میلی‌متر مربع (۱۰۰۰ کیلو نیوتن بر متر مربع) باشد. نیروی برشی توسط وزنه‌هایی بر نیمه فوقانی جعبه برشی تا لحظه گسیختگی نمونه اعمال می‌شود.



شکل ۸-۲ شکل شماتیک دستگاه آزمایش برش مستقیم

برحسب تجهیزات مورد استفاده، آزمایش برشی می‌تواند با کنترل تنش<sup>۳</sup> و یا کنترل تغییر شکل<sup>۴</sup> باشد.

در آزمایش با کنترل تنش، نیروی برشی اعمالی با افزودن وزنه‌ها با گام مساوی تا لحظه گسیختگی نمونه افزایش داده می‌شود. شکست در امتداد صفحه جدایی دو نیمه فوقانی و تحتانی جعبه برشی رخ می‌دهد. بعد از اعمال هر افزایش بار، توسط یک گیج<sup>۵</sup> عقربه‌ای، تغییر مکان نیمه فوقانی جعبه برشی اندازه‌گیری می‌شود. تغییر در ارتفاع نمونه (به عبارت دیگر تغییر حجم نمونه) با قرائت یک گیج که تغییر مکان قائم نیمه فوقانی را اندازه می‌گیرد، به دست می‌آید.

در آزمایش با کنترل تغییر شکل، توسط یک موتور الکتریکی، یک تغییر مکان برشی با سرعت ثابت بر نیمه فوقانی اعمال می‌شود. مقدار تغییر مکان برشی با قرائت یک گیج عقربه‌ای که تغییر مکانهای افقی را اندازه‌گیری می‌کند، تعیین می‌گردد. نیروی برشی مقاوم نظیر هر تغییر مکان برشی توسط یک حلقه اندازه‌گیر<sup>۶</sup> افقی قابل اندازه‌گیری است. مشابه آزمایش با کنترل تنش، تغییر حجم نمونه توسط یک گیج قائم اندازه‌گیری می‌شود. در شکل ۸-۵، تصویری از دستگاه برش مستقیم با کنترل تغییر شکل نشان داده شده است.

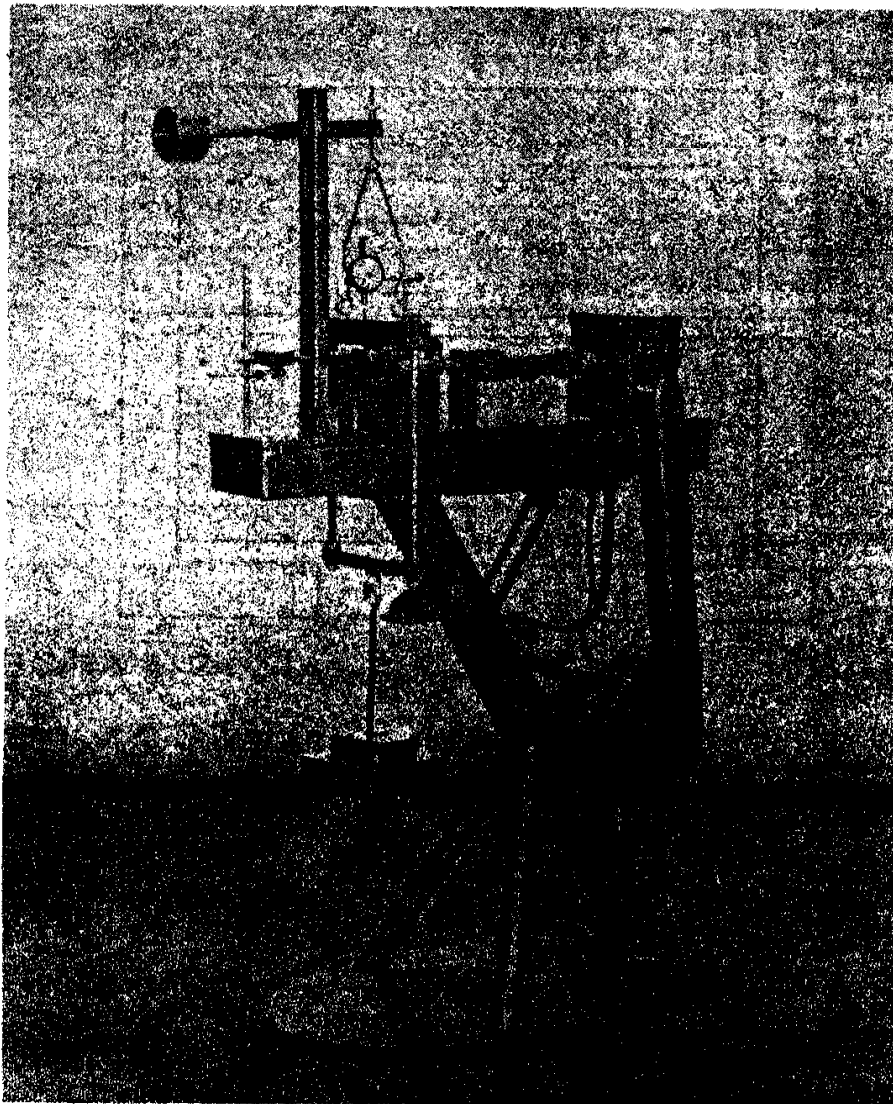
سودمندی آزمایش با کنترل تغییر شکل در این است که به وسیله آن برای ماسه‌های متراکم هم

3- stress controlled

4- strain-controlled

5- gauge

6- proving ring

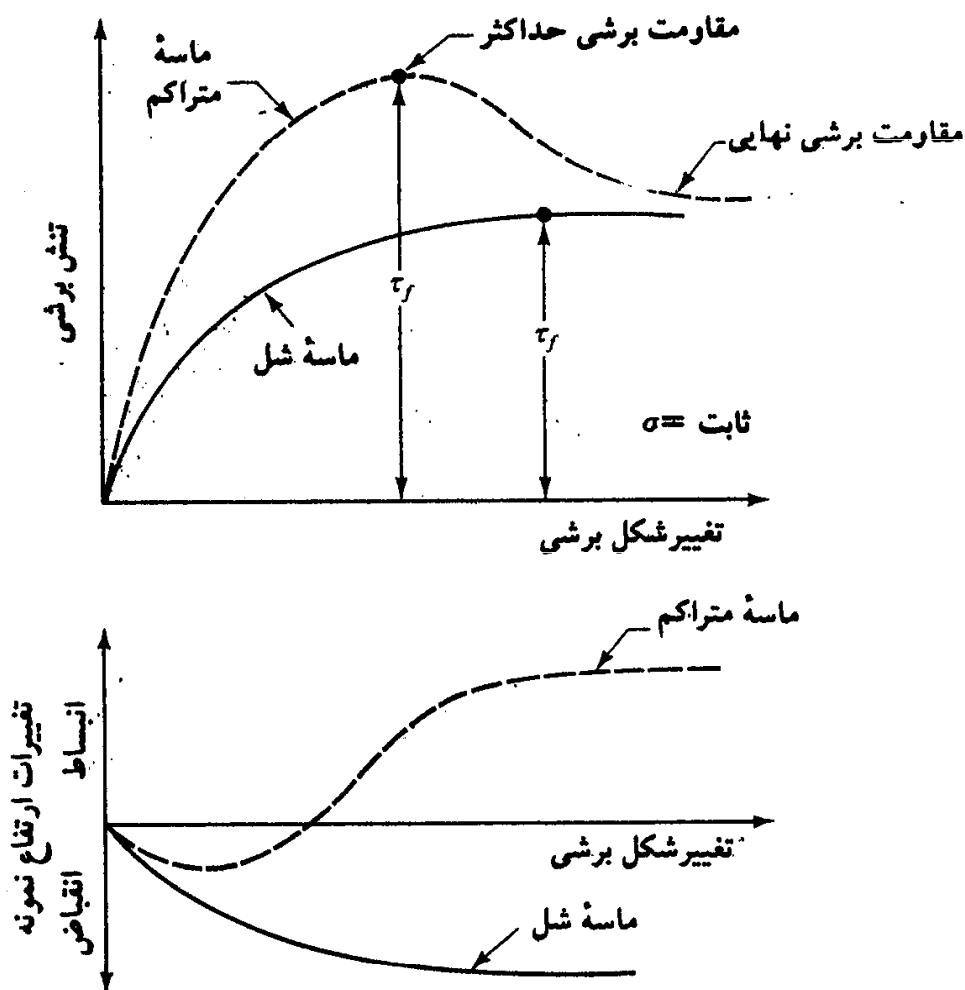


شکل ۸-۵ دستگاه آزمایش برش مستقیم با کنترل کرنشی

مقاومت برشی حداکثر<sup>۷</sup> (در لحظه گسیختگی) و هم مقاومت برشی کمتری که بعد از نقطه گسیختگی به وجود می آید و به مقاومت برشی نهایی<sup>۸</sup> موسوم است، قابل مشاهده و اندازه گیری است (شکل ۸-۶ الف). در آزمایشهای 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 صحرائی نسبت به آزمایش با کنترل تغییر شکل به دست می دهد.

7- peak shear resistance

8- ultimate strength



شکل ۸-۶ نمودار تنش برشی و تغییرات ارتفاع نمونه در مقابل تغییر مکان برشی برای ماسه خشک شل و متراکم در آزمایش برش مستقیم

برای یک آزمایش معلوم، تنش قائم را می توان به صورت زیر محاسبه نمود:

$$\sigma = \text{تنش قائم} = \frac{\text{نیروی قائم}}{\text{مساحت مقطع افقی نمونه}} \quad (۸-۹)$$

و تنش برشی مقاوم نظیر نیز از رابطه زیر قابل تعیین است:

$$\sigma = \text{تنش برشی مقاوم} = \frac{\text{نیروی برشی مقاوم}}{\text{مساحت مقطع افقی نمونه}} \quad (۸-۱۰)$$

شکل ۸-۶ یک نمودار تیپ از تغییرات تنش برشی و تغییر در 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  $\tau_f$  حاصل شود. بعد از آن، مقاومت برشی برای افزایش بیشتر تغییر مکان برشی، تقریباً ثابت می ماند.

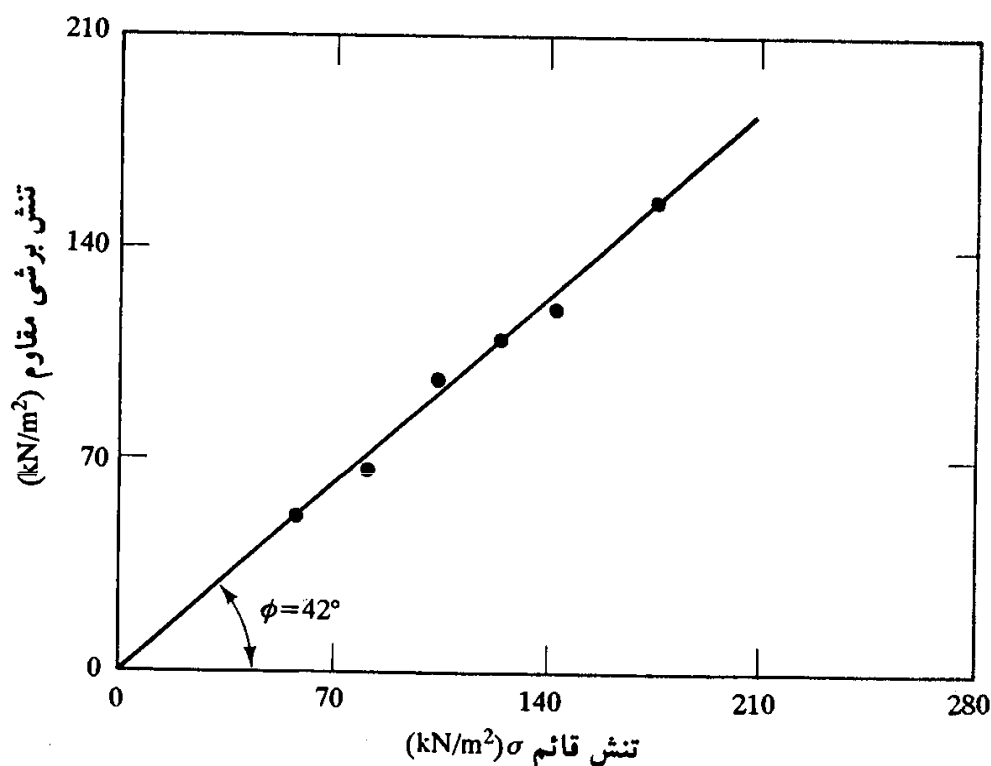
۲- در ماسه متراکم، تنش برشی مقاوم با تغییر مکان برشی افزایش می یابد تا تنش برشی گسیختگی  $\tau_f$  حاصل شود. این مقدار  $\tau_f$ ، مقاومت برشی حداکثر نامیده می شود. بعد از تنش گسیختگی، تنش برشی مقاوم به تدریج با افزایش تغییر مکان برشی، کاهش می یابد تا بالاخره به یک مقدار ثابتی برسد که به آن مقاومت برشی 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  $\tau_f$  به دست آمده، بر روی نموداری در مقابل یکدیگر رسم می شوند تا پارامترهای مقاومت برشی به دست آید. شکل ۸-۷ نشان دهنده 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:

$$\tau_f = \sigma \tan \phi$$

(۸-۱۱)

(توجه شود که برای ماسه  $c = 0$  و  $\sigma = \sigma'$  است)



شکل ۸-۷ تعیین پارامترهای مقاومت برشی برای ماسه خشک با استفاده از نتایج آزمایش برش مستقیم

بنابراین زاویه اصطکاک داخلی برابر است با:

$$\phi = \tan^{-1} \left( \frac{\tau_f}{\sigma} \right)$$

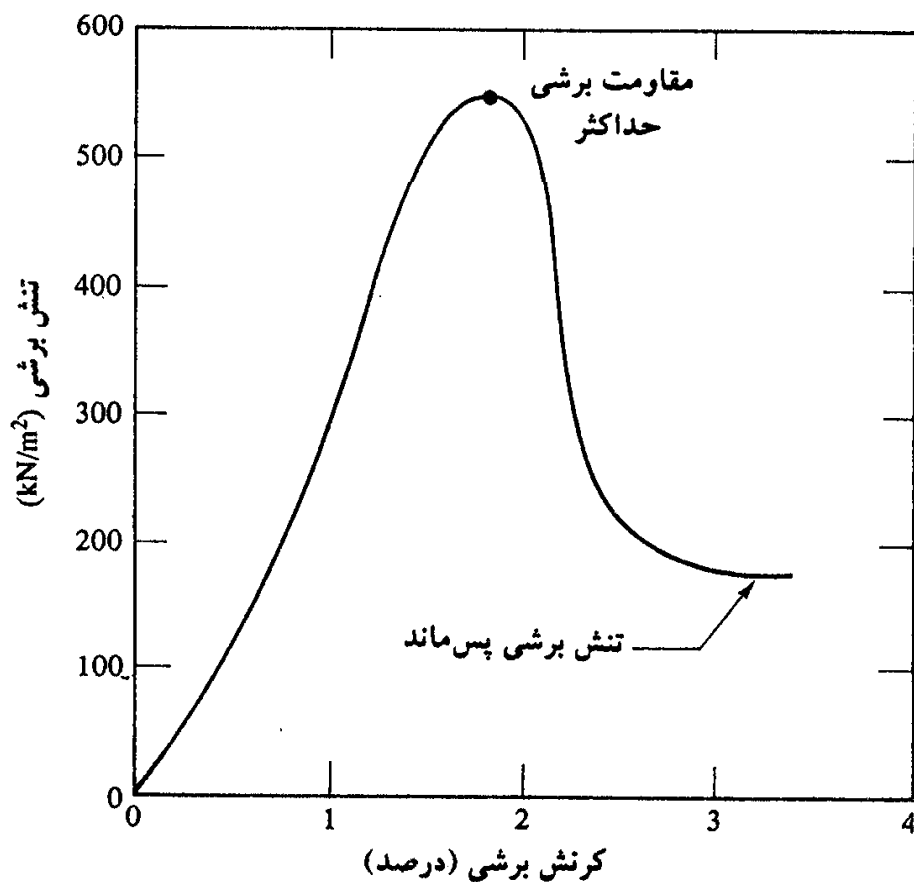
آزمایش برش مستقیم زهکشی شده بر روی رس و ماسه اشباع  
جعبه برشی که نمونه خاک در داخل آن قرار دارد، در داخل محفظه‌ای جای می‌گیرد که می‌تواند برای  
اشباع نمونه با آب پر شود. یک آزمایش زهکشی شده<sup>۹</sup> به آزمایشی گویند که در آن سرعت بارگذاری  
روی نمونه آنقدر پایین است که اجازه زهکشی و زایل شدن فشار آب حفره‌ای اضافی به وجود آمده  
در نمونه، داده شود. آب حفره‌ای نمونه از طریق دو سنگ متخلخل واقع در بالا و پایین آن زهکشی  
می‌شود. (به شکل ۸-۴ مراجعه شود)

از آنجایی که ضریب نفوذپذیری ماسه بالاست، فشار آب حفره‌ای ایجاد شده به وسیله  
بارگذاری (قائم و برشی) سریعاً زایل می‌شود. بنابراین برای سرعت‌های بارگذاری معمولی، اساساً  
شرایط زهکشی کامل برقرار است. بنابراین زاویه اصطکاک  $\phi$  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 نفوذپذیری رس خیلی کوچک است. وقتی که یک بار قائم بر روی  
یک نمونه خاک رسی وارد می‌شود، برای تحکیم کامل (یعنی زایل شدن کامل فشار آب حفره‌ای)  
زمان کافی باید در اختیار باشد. به همین علت بارگذاری برشی باید با سرعت آهسته‌ای اعمال گردد.  
آزمایش ممکن است ۲ تا ۵ روز طول بکشد. شکل ۸-۸ نتایج آزمایش برش مستقیم زهکشی شده را  
بر روی نمونه رس پیش تحکیم یافته نشان می‌دهد. شکل ۸-۹ نیز نشان‌دهنده نمودار مقاومت برشی  
 $\tau_f$  در مقابل  $\sigma'$  حاصل از یک تعداد آزمایش برش مستقیم زهکشی شده بر روی رس عادی  
تحکیم یافته و پیش تحکیم یافته می‌باشد. توجه شود که  $\sigma = \sigma'$  و برای رس عادی تحکیم یافته، در  
حالت زهکشی شده  $c \cong 0$  است.

### نکاتی در مورد آزمایش برش مستقیم

آزمایش برش مستقیم از نقطه نظر اجرایی نسبتاً ساده است، لیکن دارای چند عیب ذاتی می‌باشد و



شکل ۸-۸ نتایج آزمایش برش مستقیم زهکشی شده بر روی رس پیش تحکیم یافته

قابلیت اعتماد نتایج به دست آمده، ممکن است زیر سؤال رود. این مسئله ناشی از آن است که در آزمایش برش مستقیم اجازه داده نمی شود که خاک در امتداد ضعیفترین 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 ۸-۱۰). 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:

$$\tau_f = c_a + \sigma' \tan \delta \quad (۸-۱۲)$$

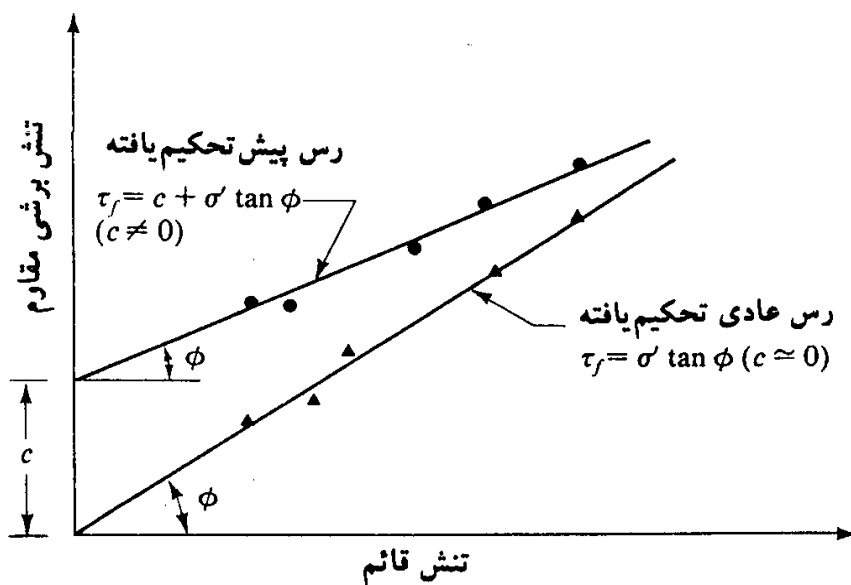
که در آن:

$$c_a = \text{چسبندگی}$$

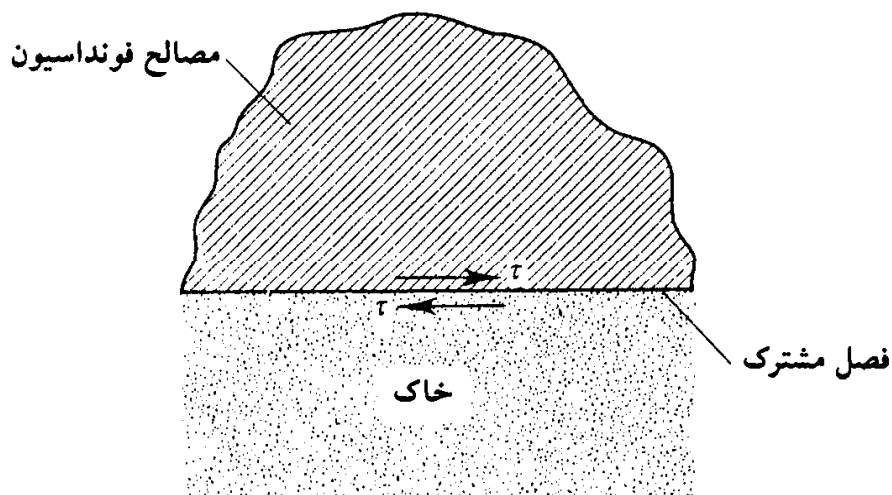
$$\delta = \text{زاویه اصطکاک بین خاک و مصالح شالوده}$$

توجه شود که رابطه فوق شبیه به رابطه ۸-۸ است. پارامترهای برشی بین خاک و مصالح شالوده





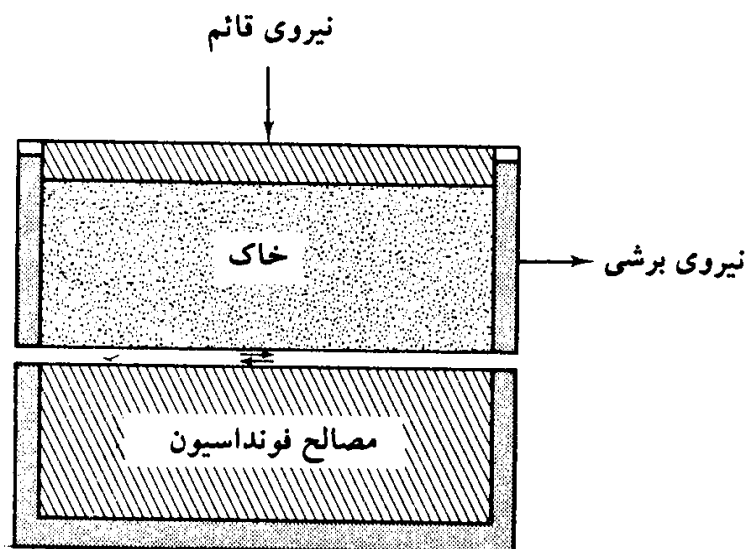
شکل ۸-۹ پوش گسیختگی خاک رس حاصل از آزمایش برش مستقیم زهکشی شده



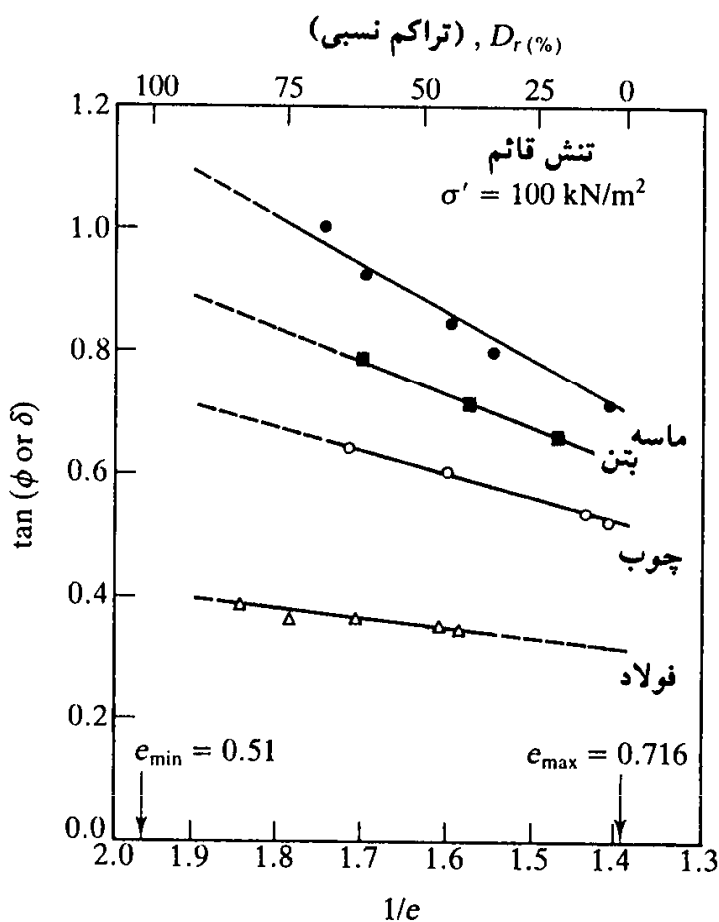
شکل ۸-۱۰ فصل مشترک شالوده و خاک زیر آن

به راحتی توسط آزمایش برش مستقیم قابل تعیین است. این کار از مزایای بزرگ آزمایش برش مستقیم است. مطابق شکل ۸-۱۱، در چنین آزمایشی، مصالح شالوده در قالب تحتانی و خاک در قالب فوقانی قرار گرفته و آزمایش طبق روش معمول انجام می شود.

شکل ۸-۱۲ نشان دهنده نتایج چنین آزمایشی بر روی ماسه کوارتزی و بتن، چوب، و فولاد به عنوان مصالح شالوده با تنش قائم  $\sigma' = 100 \text{ kN/m}^2$  می باشد. شکل ۸-۱۳ نتایج آزمایش فوق را به صورت تابعی از  $\sigma' (c_a = 0)$  با تراکم نسبی ۴۵ درصد برای ماسه، نشان می دهد. ملاحظه می شود که با افزایش تنش قائم  $\sigma'$ ، مقادیر  $\delta$  و  $\phi$  کاهش می یابد. علت امر با مراجعه به شکل ۸-۱۴ قابل توجیه است. در بخش ۸-۱ و شکل ۸-۱، تذکر داده شد که پوش شکست مور در واقعیت

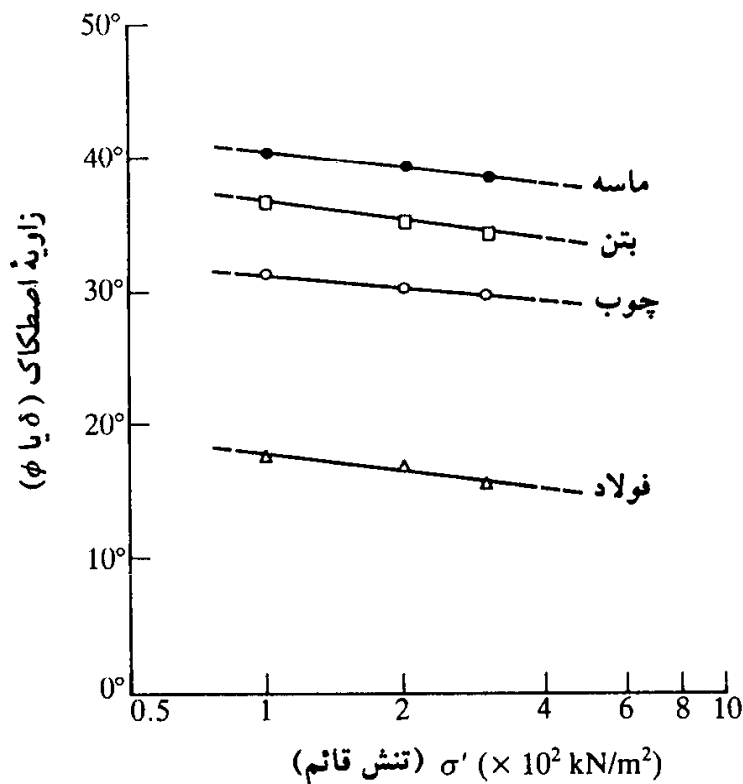


شکل ۸-۱۱ آزمایش برش مستقیم برای تعیین زاویه اصطکاک فصل مشترک



شکل ۸-۱۲ تغییرات  $\tan\delta$  و  $\tan\phi$  برحسب  $\frac{1}{e}$  برای  $\sigma' = 100 \text{ kN/m}^2$  (e تخلخل خاک ماسه‌ای است) (دورگونولا، و تامی ۱۹۸۲)

به صورت منحنی است و روابط ۸-۲، ۸-۸ و ۸-۱۲ تقریبی هستند. اگر یک آزمایش برش مستقیم با  $\sigma' = \sigma'_1$  انجام شود، مقاومت برشی به صورت  $\tau_f(1)$  به دست می‌آید. در نتیجه:

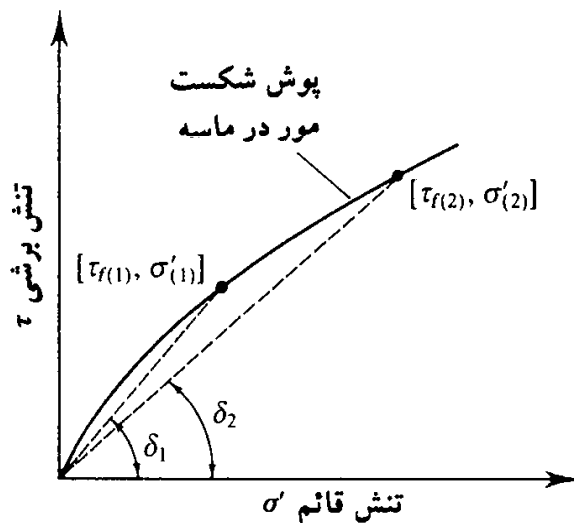


شکل ۸-۱۳ تغییرات  $\phi$  و  $\delta$  بر حسب  $\sigma'$  با تراکم نسبی ۴۵ درصد برای ماسه کوارتزی (دورگونولا، و تامی ۱۹۸۲)

$$\delta_1 = \tan^{-1} \left[ \frac{\tau_{f(1)}}{\sigma'_{(1)}} \right]$$

این مقدار در شکل ۸-۱۴ نشان داده شده است. به روش مشابه، اگر آزمایشی با  $\sigma' = \sigma'_{(2)}$  انجام شود، خواهیم داشت:

$$\delta = \delta_2 = \tan^{-1} \left[ \frac{\tau_{f(2)}}{\sigma'_{(2)}} \right]$$



شکل ۸-۱۴ طبیعت منحنی پوش شکست مور در ماسه

در شکل ۸-۱۴ می‌توان ملاحظه نمود که برای  $\sigma'(1) > \sigma'(2)$  مقدار  $\delta_2 < \delta_1$  است. با در نظر گرفتن این مسئله، می‌توان نتیجه گرفت که مقادیر  $\phi$  ارائه شده در جدول ۸-۱، مقادیر متوسط هستند.

## مثال ۸-۱

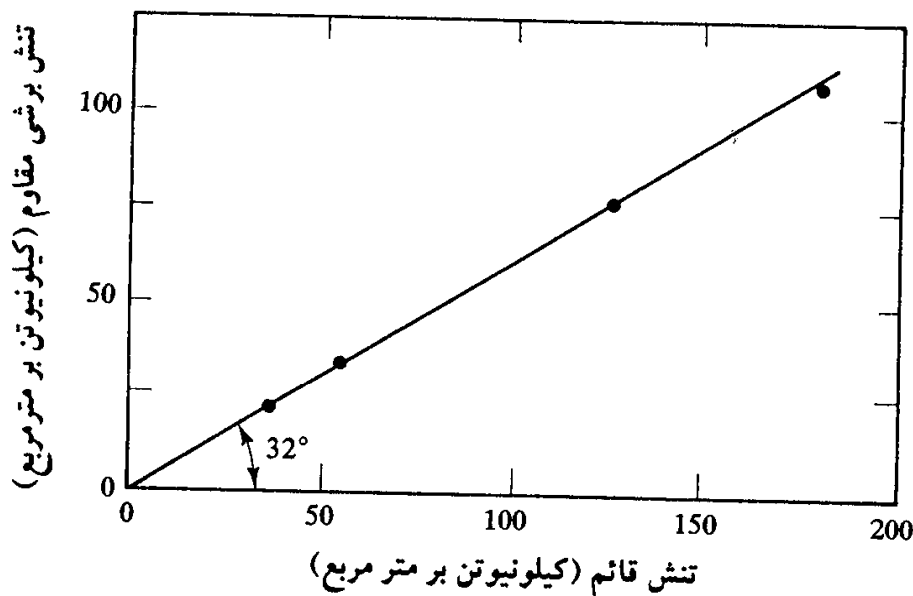
نتایج آزمایش برش مستقیم بر روی یک خاک ماسه‌ای با نمونه‌هایی با ابعاد  $50 \times 50 \times 19$  میلیمتر به شرح زیر است:

شماره آزمایش	نیروی قائم (نیوتن)	تنش قائم $\sigma = \sigma'^{***}$ ( $\text{kN/m}^2$ )	نیروی برشی گسیختگی (نیوتن)	تنش برشی گسیختگی* $\tau_f$ ( $\text{kN/m}^2$ )
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 ۸-۱۵، نتایج بر روی یک دستگاه مختصات با محور افقی تنش قائم و محور قائم مقاومت برشی، برده شده و یک خط از آنها عبور داده می‌شود که از آن  $c = 0$  و  $\phi = 32^\circ$  به دست می‌آید.



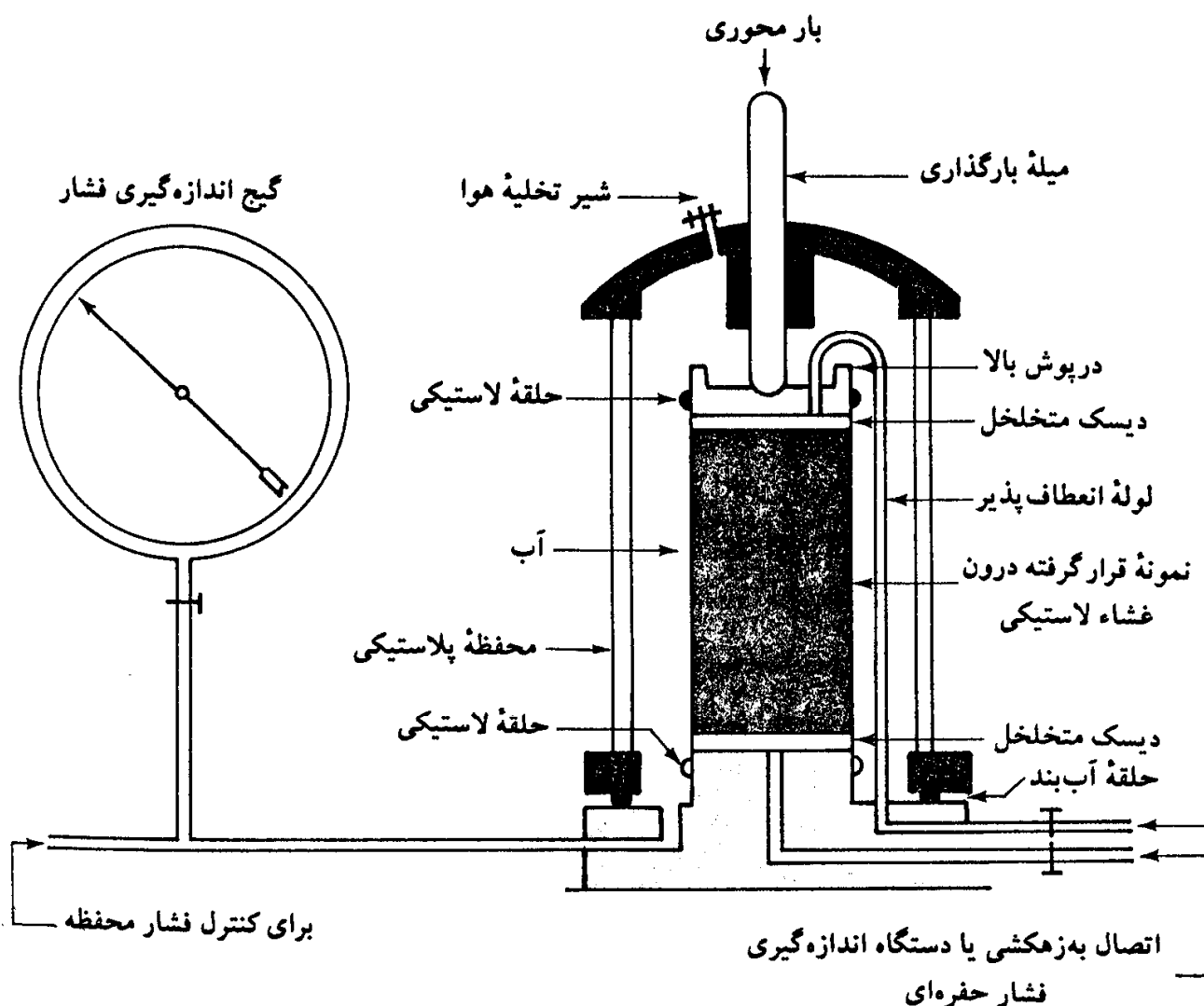
شکل ۸-۱۵

$$* \tau_f = \frac{\text{نیروی برشی}}{0.05 \times 0.05 \times 1000}$$

$$** \sigma = \frac{\text{نیروی قائم}}{0.05 \times 0.05 \times 1000}$$

## ۸-۳ آزمایش برشی سه محوری

آزمایش برش سه محوری، قابل اعتمادترین 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 ۸-۱۶ اصول کلی دستگاه آزمایش سه محوری نشان داده شده است. در این آزمایش معمولاً از یک نمونه خاک به قطر  $1/5$  اینچ ( $38/1$  میلیمتر) و ارتفاع  $3$  اینچ ( $76/2$  میلیمتر) استفاده می شود. نمونه توسط یک غشای لاستیکی پوشانده شده و در داخل یک محفظه پلاستیکی که معمولاً پر از آب یا گلیسرین است، قرار داده می شود. به کمک مایع موجود در داخل محفظه، نمونه تحت فشار محدودکننده ای محدودکننده قرار می گیرد. گاهی مواقع برای ایجاد فشار محفظه ای محدودکننده از هوا استفاده می شود. برای ایجاد گسیختگی برشی در نمونه، تنش



شکل ۸-۱۶ نمودار دستگاه آزمایش سه محوری (بیشاب و جروم - ۱۹۶۰)

محوری توسط یک میله بارگذاری قائم اعمال می‌گردد. این تنش، تنش انحرافی<sup>۱۱</sup> یا تفاوت تنشهای اصلی نامیده می‌شود. این کار را می‌توان با یکی از دو روش زیر انجام داد:

الف: با اضافه کردن وزنه‌هایی با گام مساوی تا لحظه گسیختگی نمونه (تغییر شکل محوری نمونه به علت بار وارده به وسیله یک گیج عقربه‌ای اندازه‌گیری می‌شود)

ب: اعمال تغییر شکل محوری با سرعت ثابت به وسیله یک پرس هیدرولیک. در این روش که آزمایش با کنترل تغییر شکل نامیده می‌شود، نیروی محوری نظیر یک تغییر شکل معلوم، به وسیله یک حلقه اندازه‌گیر، اندازه‌گیری می‌شود.

شیرهایی برای اندازه‌گیری زه‌آب ورودی یا خروجی از نمونه و یا اندازه‌گیری فشار آب حفره‌ای (برحسب شرایط آزمایش) تعبیه شده است. معمولاً سه نوع آزمایش سه محوری استاندارد انجام می‌شود.

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 سریع (آزمایش  $UU$ )

در ادامه، نحوه انجام و مفاهیم عمومی هریک از آزمایشهای مذکور در فوق ارائه می‌شود.

### آزمایش تحکیم یافته زهکشی شده

در این آزمایش ابتدا با فشردن سیال داخل محفظه، نمونه تحت تأثیر فشار همه‌جانبه محفظه‌ای  $\sigma_3$  قرار می‌گیرد (شکل ۸-۱۷ - الف). با اعمال فشار محدودکننده، فشار آب حفره‌ای نمونه به اندازه  $u_e$  افزایش می‌یابد. این افزایش فشار آب حفره‌ای را می‌توان به وسیله پارامتر بدون بعد زیر نمایش داد:

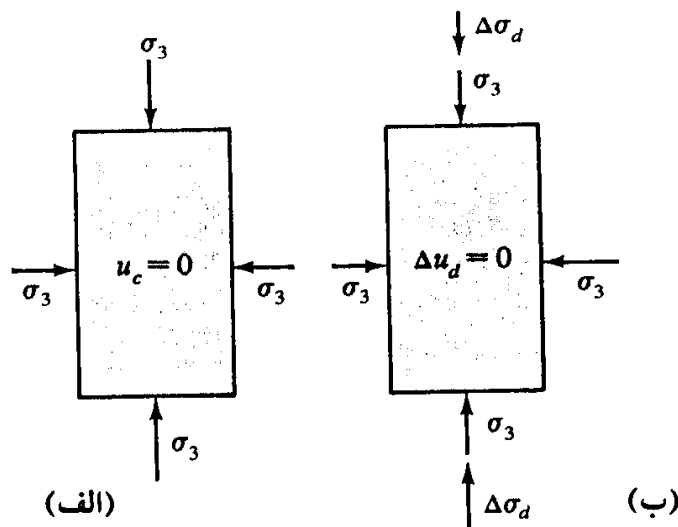
$$B = \frac{u_e}{\sigma_3}$$

(۸-۱۳)

که در آن:

$B$  = پارامتر فشار آب حفره‌ای اسکمپتون (اسکمپتون - ۱۹۵۴)

برای خاکهای اشباع  $B = 1$  است. حال شیرهای زهکشی باز می‌شود که به علت آن فشار آب حفره‌ای زایل شده و تحکیم رخ می‌دهد. با گذشت زمان  $u_e$  مساوی صفر می‌شود. در خاک اشباع،



شکل ۸-۱۷ آزمایش سه محوری تحکیم یافته زهکشی شده (الف) نمونه تحت تأثیر فشار محفظه‌ای محدودکننده، (ب) اعمال تنش انحرافی

تغییر حجم به وجود آمده در نمونه در حین تحکیم ( $\Delta V_c$ ) با استفاده از حجم آب زهکشی شده قابل اندازه گیری است (شکل ۸-۱۸ - الف).

سپس تنش انحرافی  $\Delta\sigma_d$  با سرعت خیلی کمی بر روی نمونه اعمال می شود (شکل ۸-۱۷ - ب). شیر زهکشی باز نگه داشته می شود و سرعت کم اعمال تنش انحرافی، اجازه زایل شدن هرگونه فشار آب حفره‌ای اضافه را می دهد ( $\Delta u_d = 0$ ).

نمودار تیپ تغییرات تنش انحرافی در مقابل کرنش در ماسه شل و رس عادی تحکیم یافته در شکل ۸-۱۸ - ب نشان داده شده است. شکل ۸-۱۸ - ت نمودار مشابهی را برای ماسه متراکم و رس پیش تحکیم یافته نشان می دهد. در اشکال ۸-۱۸ - پ و ت نیز تغییرات حجم  $\Delta V_d$  نمونه به علت اعمال تنش انحرافی برای خاکهای مربوطه نشان داده شده است.

از آنجایی که در حین آزمایش تمام فشارهای آب حفره‌ای تولید شده زایل می شوند، داریم:

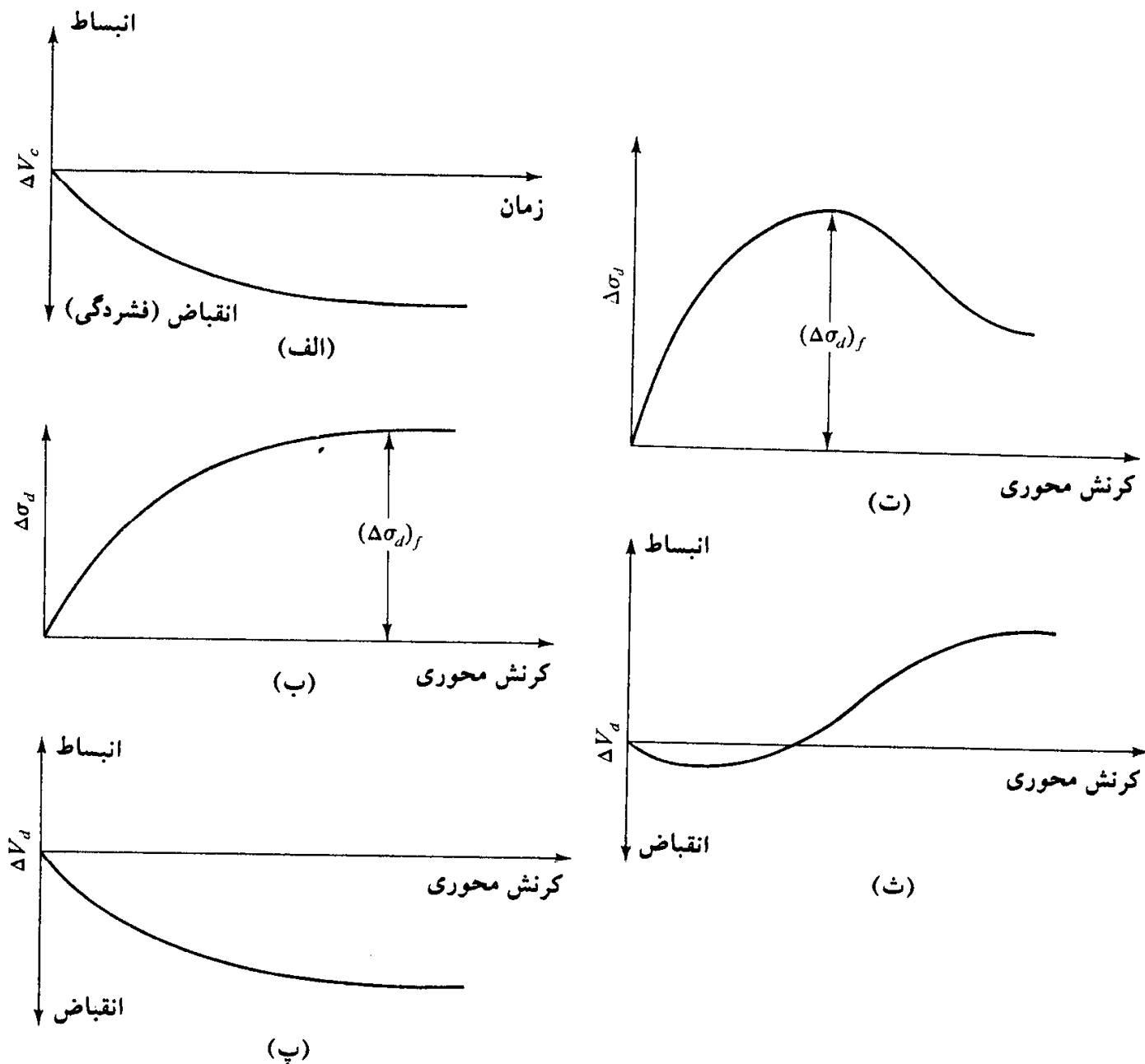
$$\text{تنش کل و تنش مؤثر محفظه‌ای محدودکننده} = \sigma_3 = \sigma'_3$$

و

$$\text{تنش مؤثر محوری در لحظه گسیختگی} = \sigma_3 + (\Delta\sigma_d)_f = \sigma_1 = \sigma'_1$$

در آزمایش سه محوری،  $\sigma'_1$  تنش مؤثر اصلی حداکثر و  $\sigma'_3$  تنش مؤثر اصلی حداقل در لحظه گسیختگی می باشند.

با تغییر فشار محفظه‌ای محدودکننده، آزمایشهای متعددی را می توان بر روی نمونه‌های مشابه انجام داد. برای هر آزمایش با داشتن تنشهای اصلی حداکثر و حداقل در لحظه گسیختگی، دایره مور

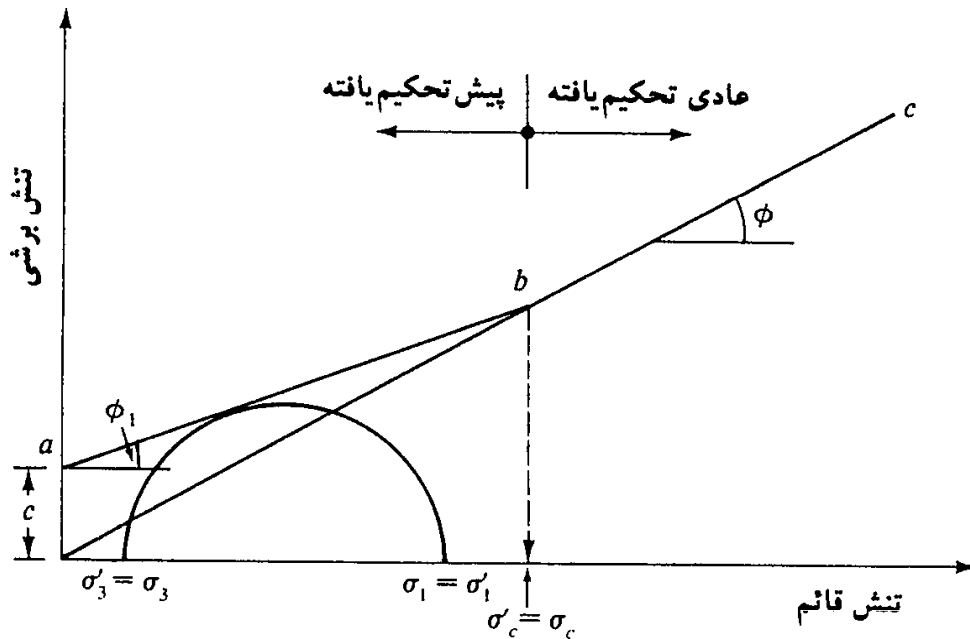


شکل ۸-۱۸ آزمایش سه‌محوری تحکیم‌یافته زهکشی‌شده (الف) تغییر حجم نمونه به علت فشار محفظه‌ای محدودکننده، (ب) نمودار تغییرات تنش انحرافی در مقابل کرنش در امتداد قائم برای ماسه شل و رس عادی تحکیم‌یافته، (پ) تغییر حجم در اثنای اعمال تنش انحرافی در ماسه شل و رس عادی تحکیم‌یافته، (ت) نمودار تغییرات تنش انحرافی در مقابل کرنش در امتداد قائم برای ماسه متراکم و رس پیش‌تحکیم، (ث) تغییر حجم در اثنای اعمال تنش انحرافی در ماسه متراکم و رس پیش‌تحکیم‌یافته.

قابل رسم است که با داشتن دوایر مور مربوط به چند آزمایش، می‌توان پوش گسیختگی را برای خاک مورد آزمایش رسم کرد. شکل ۸-۱۹ پوش گسیختگی تنش مؤثر تیپ را برای ماسه و رس عادی







شکل ۸-۲۰ پوش گسیختگی تنش مؤثر برای رس پیش تحکیم یافته

### مثال ۸-۲

بر روی رس عادی تحکیم یافته، آزمایش سه محوری تحکیم یافته زهکشی شده انجام شده که نتایج آن به شرح زیر است:

$$\sigma_3 = 276 \text{ kN/m}^2$$

$$(\Delta\sigma_d)_f = 276 \text{ kN/m}^2$$

مطلوب است تعیین:

الف - زاویه اصطکاک  $\phi$

ب - زاویه  $\theta$  که صفحه گسیختگی با صفحه تنش اصلی حداکثر می سازد.

پ - تنش قائم  $\sigma'$  و تنش برشی  $\tau_f$  بر روی صفحه گسیختگی

حل:

برای خاک رس عادی تحکیم یافته معادله پوش گسیختگی برای تنش مؤثر به صورت زیر است:

$$\tau_f = \sigma' \tan \phi$$

برای آزمایش سه محوری، تنش اصلی حداکثر و حداقل مؤثر به صورت زیر به دست می آید:

$$\sigma'_1 = \sigma_1 = \sigma_3 + (\Delta\sigma_d)_f = 276 + 276 = 552 \text{ kN/m}^2$$

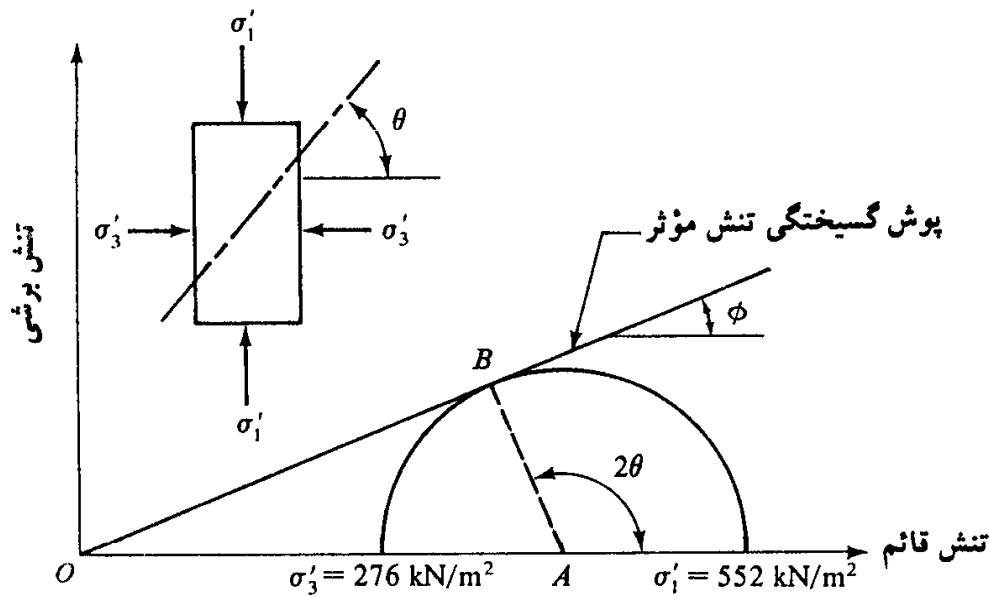
و

$$\sigma'_3 = \sigma_3 = 276 \text{ kN/m}^2$$

با اطلاعات فوق می توان یک دایره مور رسم کرد (شکل ۸-۲۱)

قسمت الف: دایره مور و پوش گسیختگی برای تنش مؤثر، در شکل ۸-۲۸ نشان داده شده که از آن

داریم:



شکل ۸-۲۱

$$\sin \phi = \frac{AB}{OA} = \frac{\left(\frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2}\right)}{\left(\frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2}\right)}$$

$$\sin \phi = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{\sigma'_1 + \sigma'_3} = \frac{552 - 276}{552 + 276} = 0.333$$

$$\phi = 19.45^\circ$$

قسمت ب:

$$\theta = 45 + \frac{\phi}{2} = 45^\circ + \frac{19.45^\circ}{2} = 54.73^\circ$$

قسمت پ: با توجه به روابط ۶-۸ و ۶-۹ می توان نوشت:

$$\sigma' \text{ (در روی صفحه گسیختگی)} = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} + \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \cos 2\theta$$

$$\tau_f = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \sin 2\theta$$

با قرار دادن  $\sigma'_1 = 552 \text{ kN/m}^2$ ،  $\sigma'_3 = 276 \text{ kN/m}^2$  و در روابط قبل به دست می آید:

$$\sigma' = \frac{552 + 276}{2} + \frac{552 - 276}{2} \cos (2 \times 54.73) = 368.03 \text{ kN/m}^2$$

$$\tau_f = \frac{552 - 276}{2} \sin (2 \times 54.73) = 130.12 \text{ kN/m}^2$$

## مثال ۸ - ۳

برای آزمایش سه محوری شرح داده شده در مثال ۸ - ۲ مطلوب است:

الف: تعیین تنش قائم مؤثر در صفحه تنش برشی حداکثر

ب: توضیح دهید که چرا گسیختگی برشی در صفحه‌ای با امتداد  $\theta = 54.73^\circ$  رخ می‌دهد نه در صفحه

تنش برشی حداکثر

حل:

قسمت الف: با استفاده از رابطه ۶ - ۹، می‌توان مشاهده کرد که تنش برشی حداکثر در صفحه‌ای با

امتداد  $\theta = 45^\circ$  رخ می‌دهد.

با استفاده از رابطه ۶ - ۸:

$$\sigma' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} + \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \cos 2\theta$$

با قرار دادن  $\theta = 45^\circ$  در رابطه قبل:

$$\sigma' = \frac{552 + 276}{2} + \frac{552 - 276}{2} \cos 90 = 414 \text{ kN/m}^2$$

قسمت ب: تنش برشی که می‌تواند باعث گسیختگی در صفحه‌ای با  $\theta = 45^\circ$  شود، برابر است با:

$$\tau_f = \sigma' \tan \phi = 414 \tan (19.45) = 146.2 \text{ kN/m}^2$$

لیکن تنش برشی ایجادشده در آن صفحه برابر است با:

$$\tau = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \sin 2\theta = \frac{552 - 276}{2} \sin 90 = 138 \text{ kN/m}^2$$

از آنجایی که  $\tau = 138 \text{ kN/m}^2 < 146.2 \text{ kN/m}^2 = \tau_f$  می‌باشد، نمونه در امتداد صفحه تنش برشی حداکثر گسیخته نمی‌شود.

## مثال ۸ - ۴

دو نمونه از یک خاک رس در دستگاه سه محوری تحت فشار محفظه‌ای  $600 \text{ kN/m}^2$  بیش تحکیم یافته‌اند. با انجام آزمایش سه محوری تحکیم یافته زهکشی شده بر روی آنها، نتایج زیر به دست آمد:

نمونه ۱:  $\sigma_3 = 100 \text{ kN/m}^2$

$$(\Delta\sigma_d)_f = 410.6 \text{ kN/m}^2$$

نمونه ۲:  $\sigma_3 = 50 \text{ kN/m}^2$

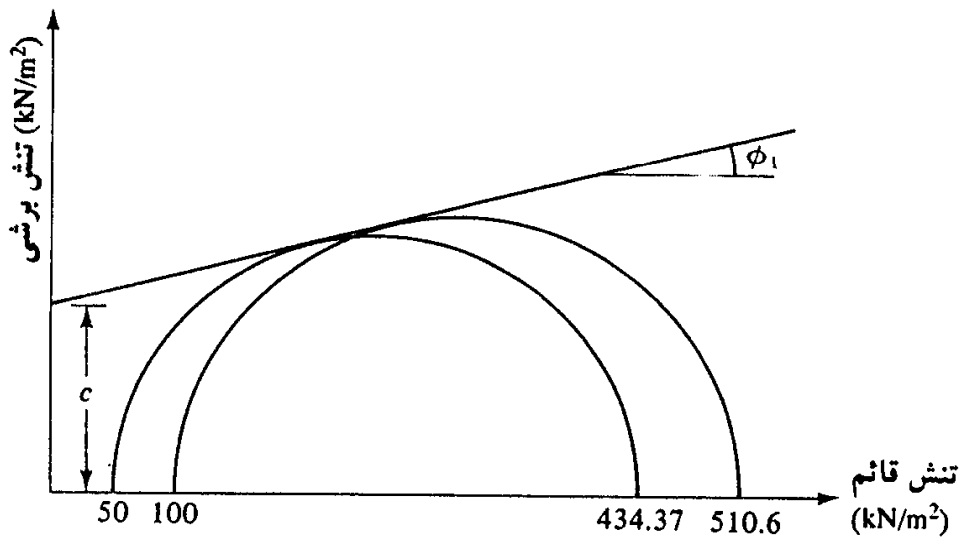
$$(\Delta\sigma_d)_f = 384.37 \text{ kN/m}^2$$

مطلوب است تعیین پارامترهای مقاومت برشی برای خاک رس مورد آزمایش

حل:

برای نمونه ۱، تنشهای اصلی در لحظه گسیختگی برابرند با:

$$\sigma'_3 = \sigma_3 = 100 \text{ kN/m}^2$$



شکل ۸-۲۲

$$\sigma'_1 = \sigma_1 = \sigma_3 + (\Delta\sigma_d)_f = 100 + 410.6 = 510.6 \text{ kN/m}^2 \quad \text{و}$$

به طور مشابه، تنشهای اصلی در لحظه گسیختگی برای نمونه ۲ برابرند با:

$$\sigma'_3 = \sigma_3 = 50 \text{ kN/m}^2$$

و

$$\sigma'_1 = \sigma_1 = \sigma_3 + (\Delta\sigma_d)_f = 50 + 384.37 = 434.37 \text{ kN/m}^2$$

هر دو نمونه پیش تحکیم یافته اند.\* با استفاده از رابطه ۸-۷ می توان نوشت:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi_1}{2} \right) + 2c \tan \left( 45 + \frac{\phi_1}{2} \right)$$

برای نمونه ۱ می توان نوشت:

$$510.6 = 100 \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi_1}{2} \right) + 2c \tan \left( 45 + \frac{\phi_1}{2} \right) \quad \text{(الف - ۱۵ - ۸)}$$

و برای نمونه ۲:

$$434.37 = 50 \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi_1}{2} \right) + 2c \tan \left( 45 + \frac{\phi_1}{2} \right) \quad \text{(ب - ۱۵ - ۸)}$$

با کم کردن رابطه ۸-۱۵ ب از رابطه ۸-۱۵ الف به دست می آید:

$$76.23 = 50 \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi_1}{2} \right)$$

$$45 + \frac{\phi_1}{2} = \tan^{-1} \left[ \sqrt{\frac{76.23}{50}} \right] = 51^\circ$$

$$\phi_1 = 12^\circ$$

\* پیش تحکیم یافتگی آنها در آزمایشگاه تحت فشار محفظه ای  $600 \text{ kN/m}^2$  انجام شده نه در طبیعت.

با قرار دادن  $\phi_1 = 12^\circ$  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

$$c = 145 \text{ kN/m}^2$$

به جای انجام محاسبات می توان به طریقه ترسیمی عمل کرده و پس از رسم دوایر مور و پوش گسیختگی مطابق شکل ۸-۲۲، مقادیر زاویه اصطکاک و چسبندگی را از روی آن خواند.

### مثال ۸-۵

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 ۱۰۳/۵ کیلونیوتن بر متر مربع انجام شود، تنش اصلی حداکثر در هنگام شکست چقدر خواهد بود؟

حل:

با استفاده از رابطه ۸-۶ داریم:

$$\theta = 45 + \phi/2$$

$$58^\circ = 45 + \phi/2$$

$$\phi = 26^\circ$$

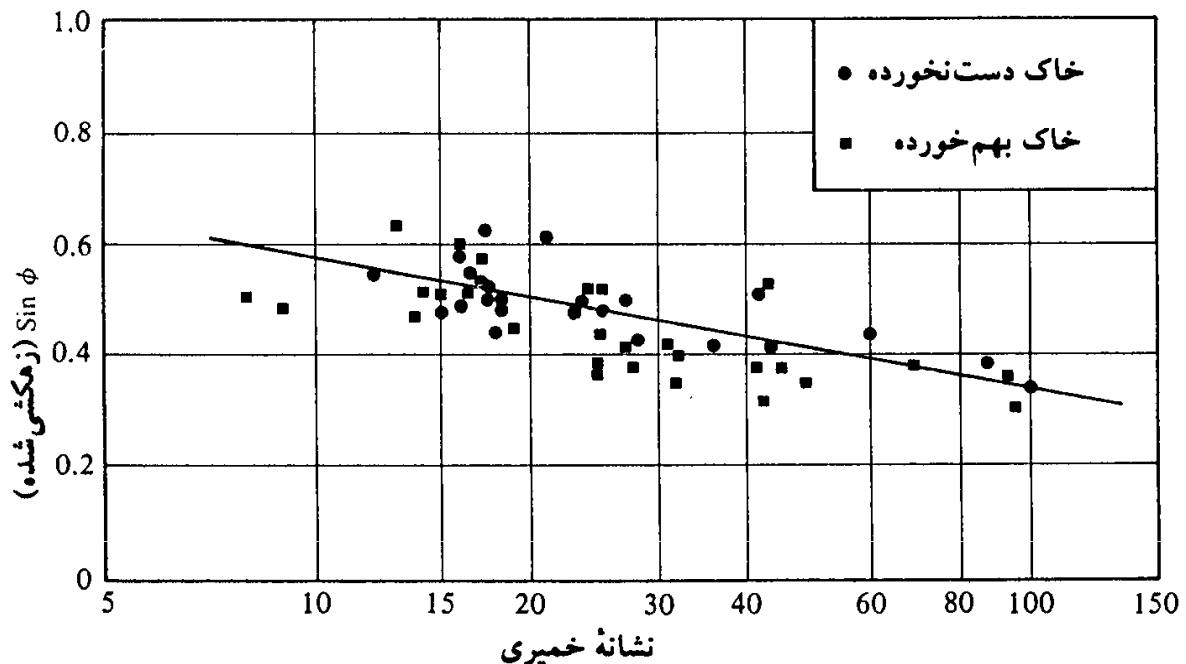
با استفاده از رابطه ۸-۷ با  $c = 0$  (خاک رس عادی تحکیم یافته)

$$\begin{aligned} \sigma'_1 &= \sigma'_3 \tan^2 (45 + \phi/2) \\ &= (103.5) \tan^2 (45 + 26/2) = 265 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

زاویه اصطکاک داخلی زهکشی شده برای رس اشباع عادی تحکیم یافته زاویه اصطکاک داخلی زهکشی شده  $\phi$  برای خاکهای رسی، معمولاً با نشانه خمیری خاک کاهش می یابد. این موضوع در شکل ۸-۲۳ برای چندین نمونه از خاکهای رسی مختلف نشان داده شده است. اگرچه پراکندگی قابل توجهی در نتایج مشاهده می شود، لیکن به نظر می رسد روند عمومی صحت دارد.

### 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  $\sigma_3$  تحکیم می یابد (شیر زهکشی باز است). بعد



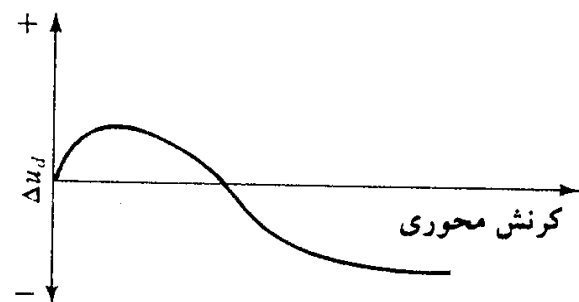
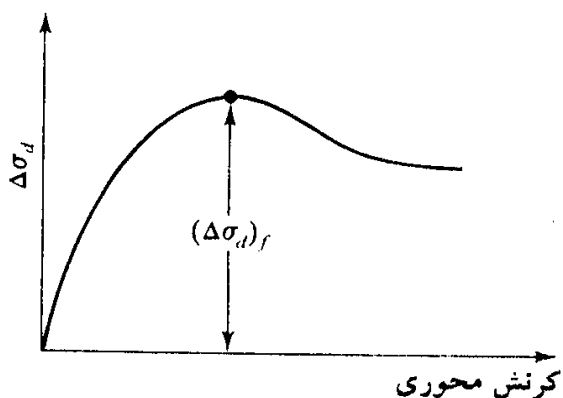
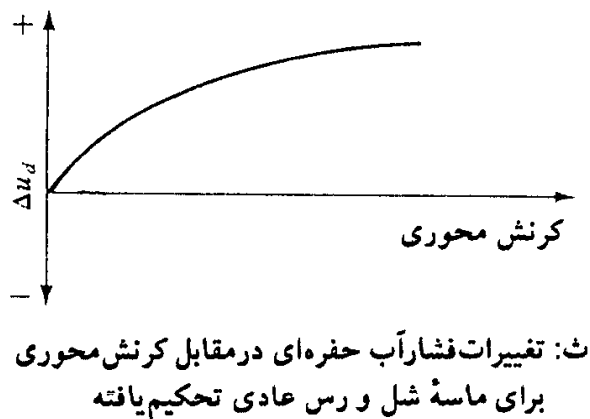
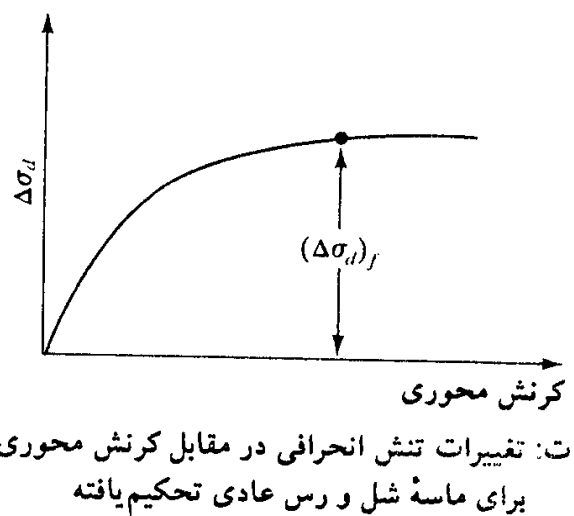
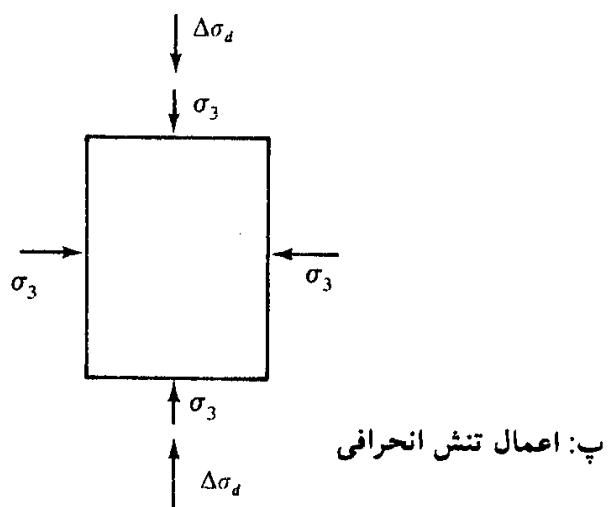
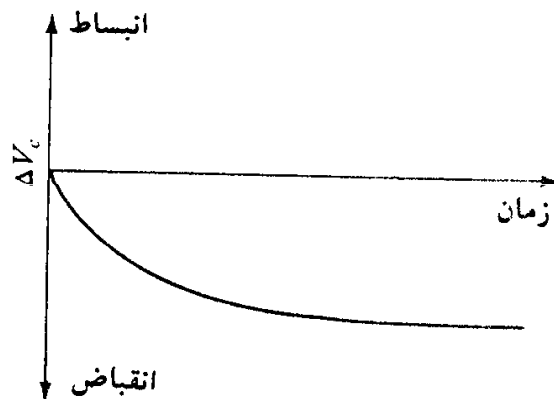
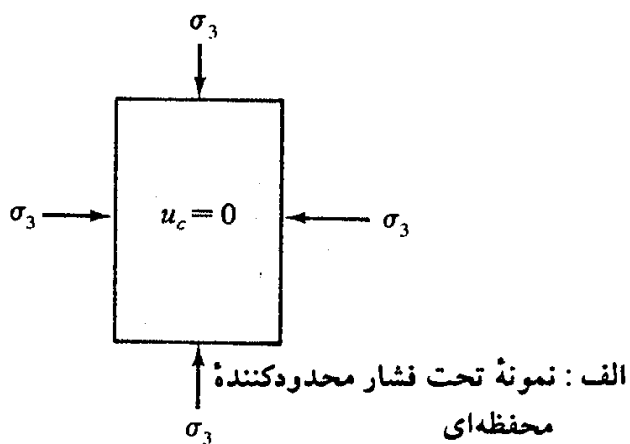
شکل ۸-۲۳ تغییرات  $\sin\phi$  با نشانه خمیری برای خاکهای رسی (کنی ۱۲ ۱۹۵۹)

از زایل شدن کامل اضافه فشار حفره‌ای ایجادشده توسط فشار محفظه‌ای (یعنی  $u_c = B\sigma_3 = 0$ )، تنش انحرافی قائم  $\Delta\sigma_d$  افزایش داده می‌شود 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 حفره‌ای،  $\Delta u_d$  افزایش خواهد یافت. در حین آزمایش، مقادیر  $\Delta\sigma_d$  و  $\Delta u_d$  به‌طور همزمان قرائت می‌شوند. افزایش فشار حفره‌ای  $\Delta u_d$ ، در شکل بدون بعد، به صورت زیر نشان داده می‌شود:

$$A = \frac{\Delta u_d}{\Delta\sigma_d} \quad (۸-۱۶)$$

که در آن  $A$  پارامتر فشار حفره‌ای اسکمپتون (۱۹۵۴) می‌باشد.

شکل عمومی تغییرات  $\Delta\sigma_d$  و  $\Delta u_d$  در مقابل کرنش محوری برای ماسه و رس در اشکال ۸-۲۴ تا ج نشان داده شده است. در ماسه شل و رس عادی تحکیم یافته با افزایش کرنش، فشار آب حفره‌ای افزایش می‌یابد. در ماسه متراکم و رس پیش تحکیم یافته، با افزایش کرنش، فشار آب حفره‌ای ابتدا افزایش می‌یابد، لیکن پس از گذر از حد مشخصی، فشار آب حفره‌ای کاهش یافته و نسبت به فشار آتمسفر، منفی می‌شود. این مسئله به علت تمایل نمونه به اتساع است. برخلاف آزمایش تحکیم یافته زهکشی شده، در آزمایش تحکیم یافته زهکشی نشده، تنشهای



شکل ۸-۲۴ نتایج آزمایش تحکیم یافته زهکشی نشده



اصلی کل و مؤثر با هم مساوی نیستند. چون در حین این آزمایش، فشار آب حفره‌ای در لحظه گسیختگی اندازه‌گیری شده است، تنشهای اصلی کل و مؤثر را می‌توان به صورت زیر نوشت:

$$\sigma_3 + (\Delta u_d)_f = \sigma_1 \quad \text{تنش اصلی حداکثر در لحظه گسیختگی (کل)}$$

$$\sigma_1 - (\Delta u_d)_f = \sigma'_1 \quad \text{تنش اصلی حداکثر در لحظه گسیختگی (مؤثر)}$$

$$\sigma_3 \quad \text{تنش اصلی حداقل در لحظه گسیختگی (کل)}$$

$$\sigma_3 - (\Delta u_d)_f = \sigma'_3 \quad \text{تنش اصلی حداقل در لحظه گسیختگی (مؤثر)}$$

که در آن:

$$(\Delta u_d)_f = \text{فشار آب حفره‌ای در لحظه گسیختگی}$$

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \sigma'_1 - \sigma'_3 \quad \text{روابط قبل نشان می‌دهد که:}$$

برای تعیین پارامترهای برشی خاک، نمونه‌های مختلف از خاک موردنظر با فشارهای محفظه‌ای مختلف مورد آزمایش قرار می‌گیرند. در شکل ۸-۲۵ دوایر مور برای تنشهای کل و مؤثر در لحظه گسیختگی که از یک آزمایش تحکیم‌یافته زهکشی‌نشده برای ماسه و رس عادی تحکیم‌یافته حاصل شده‌اند، به نمایش در آمده است.

توجه شود که  $A$  و  $B$  دوایر مور تنش کل به دست آمده از دو آزمایش مختلف و  $C$  و  $D$  نیز به ترتیب دوایر مور تنش مؤثر نظیر هستند. قطر دوایر  $A$  و  $C$  و قطر دوایر  $B$  و  $D$  با یکدیگر مساوی می‌باشند.

در شکل ۸-۲۵، پوش گسیختگی برای تنشهای کل از رسم مماس بر دوایر مور تنشهای کل ( $A$  و  $B$ ) به دست می‌آید. برای ماسه و رس عادی تحکیم‌یافته، این پوش تقریباً یک خط مستقیم است که از مرکز مختصات گذشته و معادله آن به شکل زیر است:

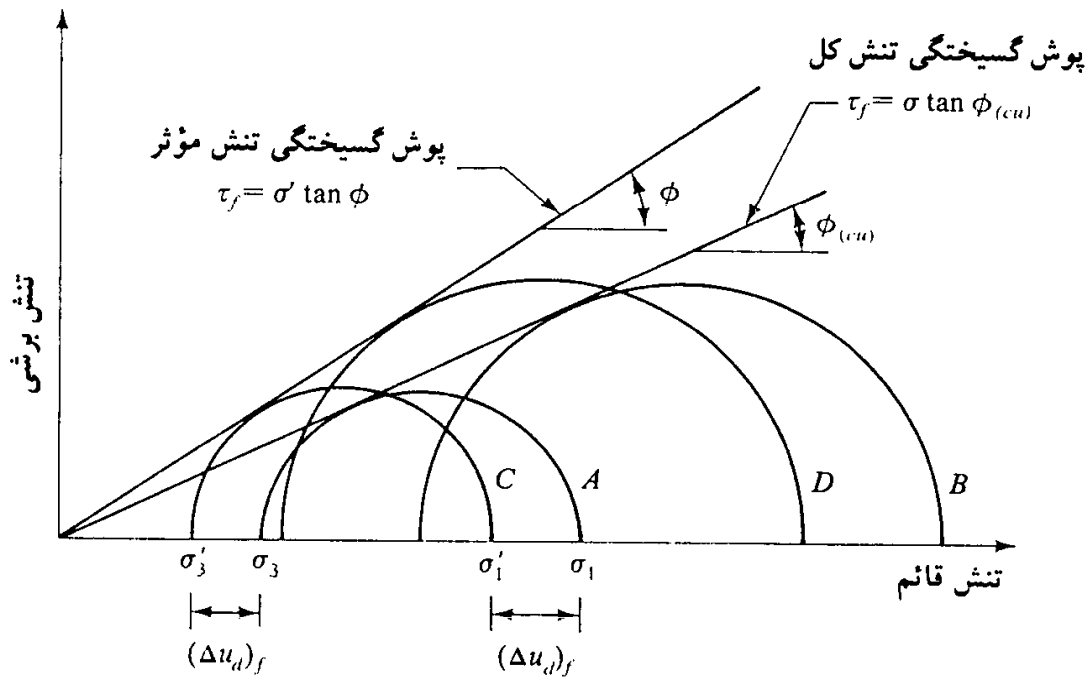
$$\tau_f = \sigma \tan \phi_{(cu)} \quad (۸-۱۷)$$

که در آن:

$$\sigma = \text{تنش کل}$$

$\phi_{(cu)} =$  زاویه‌ای که پوش گسیختگی تنش کل با محور تنش قائم (محور افقی) می‌سازد و به زاویه مقاومت برشی تحکیم‌یافته زهکشی‌نشده معروف است.

با مراجعه مجدد به شکل ۸-۲۵، پوش گسیختگی مماس بر دوایر مور تنش مؤثر، برای ماسه و رس عادی تحکیم‌یافته که آن نیز از مرکز مختصات می‌گذرد با معادله  $\tau_f = \sigma' \tan \phi$  نمایش داده می‌شود که مشابه نتیجه به دست آمده از آزمایش تحکیم‌یافته زهکشی شده است (به شکل ۸-۱۹ رجوع شود).



شکل ۸-۲۵ پوش گسیختگی تنش مؤثر و تنش کل به دست آمده از آزمایش سه محوری تحکیم یافته زهکشی نشده برای ماسه و رس عادی تحکیم یافته

در رسهای پیش تحکیم یافته، پوش گسیختگی تنش کل به دست آمده از آزمایش تحکیم یافته زهکشی نشده، مطابق شکل ۸-۲۶ خواهد بود. خط مستقیم که  $a'b'$  دارای معادله زیر است:

$$\tau_f = c_{(cu)} + \sigma \tan \phi_{1(cu)} \quad (۱۸-۸)$$

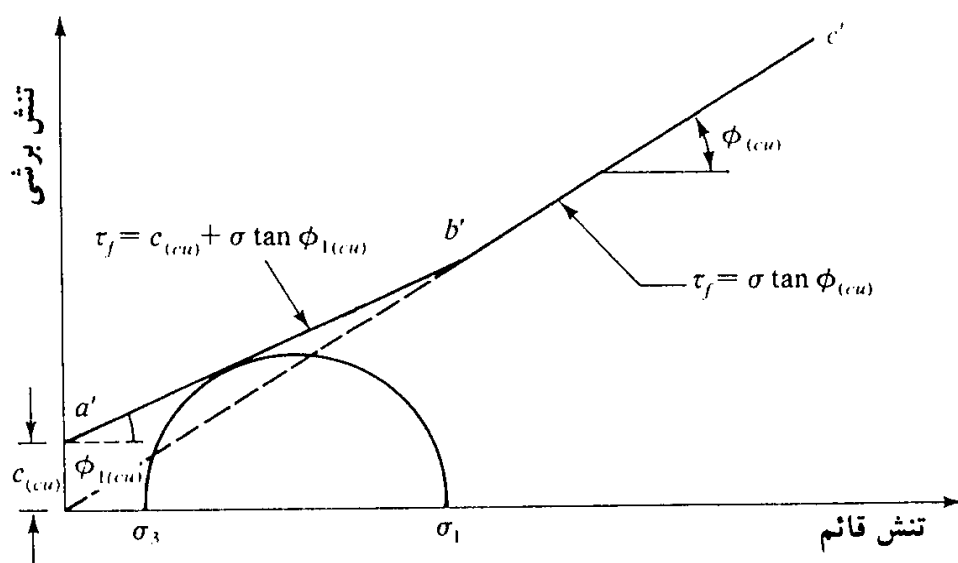
خط مستقیم  $b'c'$  نیز از رابطه ۸-۱۷ تبعیت می کند. پوش گسیختگی برای تنش مؤثر که با استفاده از دوایر مور تنش مؤثر به دست می آید، چیزی مشابه شکل ۸-۲۶ خواهد بود.

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 ۸-۱۶ تعریف شد. در لحظه گسیختگی پارامتر

$A$  می تواند به صورت زیر نوشته شود:

$$A = A_f = \frac{(\Delta u_d)_f}{(\Delta \sigma_d)_f} \quad (۱۹-۸)$$

تغییرات  $A_f$  برای اغلب خاکهای رسی به شرح زیر است:



شکل ۸-۲۶ پوش گسیختگی تنش کل به دست آمده از آزمایش تحکیم یافته زهکشی نشده در رس پیش تحکیم یافته

خاکهای رس عادی تحکیم یافته ۰/۵ تا ۱

خاکهای رس پیش تحکیم یافته ۰/۵ - تا ۱

در جدول ۸-۲ مقادیر  $A_f$  برای تعداد زیادی از خاکهای رس عادی تحکیم یافته که توسط انستیتوی ژئوتکنیک نروژ حاصل شده، ارائه گردیده است.

جدول ۸-۲ نتایج آزمایش سه محوری برای رسهای عادی تحکیم یافته که توسط انستیتوی ژئوتکنیک نروژ به دست آمده است

محل	حد مایع	حد خمیری	نشانه** مایع	زاویه اصطکاک		$A_f$
				$\phi$ زهکشی شده (درجه)	حساسیت +	
Seven Sisters, Canada	127	35	0.28	19		0.72
Sarpborg	69	28	0.68	25.5	5	1.03
Lilla Edet, Sweden	68	30	1.32	26	50	1.10
Fredrikstad	59	22	0.58	28.5	5	0.87
Fredrikstad	57	22	0.63	27	6	1.00
Lilla Edet, Sweden	63	30	1.58	23	50	1.02
Göta River, Sweden	60	27	1.30	28.5	12	1.05
Göta River, Sweden	60	30	1.50	24	40	1.05
Oslo	48	25	0.87	31.5	4	1.00
Trondheim	36	20	0.50	34	2	0.75
Drammen	33	18	1.08	28	8	1.18

\* (جروم و سیمونز ۱۹۶۰)

+ برای تعریف حساسیت، به بخش ۸-۷ مراجعه شود.

\*\* ( $\omega$  = درصد رطوبت طبیعی خاک)  $LI = \frac{\omega - PL}{PI}$  = نشانه مایع

## مثال ۸-۶

نمونه‌ای از ماسه اشباع تحت فشار محفظه‌ای ۶۰ کیلونیوتن بر متر مربع تحکیم یافت. پس از آن بدون اجازه زهکشی، تنش محوری افزایش داده شد. وقتی که تنش محوری به ۵۰ کیلونیوتن بر متر مربع رسید، نمونه گسیخته شد. فشار آب حفره‌ای در لحظه گسیختگی ۴۱/۳۵ کیلونیوتن بر متر مربع بود. مطلوب است:

الف: زاویه اصطکاک تحکیم یافته زهکشی نشده  $\phi_{(cu)}$

ب: زاویه اصطکاک زهکشی شده  $\phi$

حل:

قسمت الف: در لحظه گسیختگی داریم:

$$\sigma_3 = 60 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_1 = \sigma_3 + (\Delta\sigma_d)_f = 60 + 50 = 110 \text{ kN/m}^2$$

با استفاده از شکل ۸-۲۷

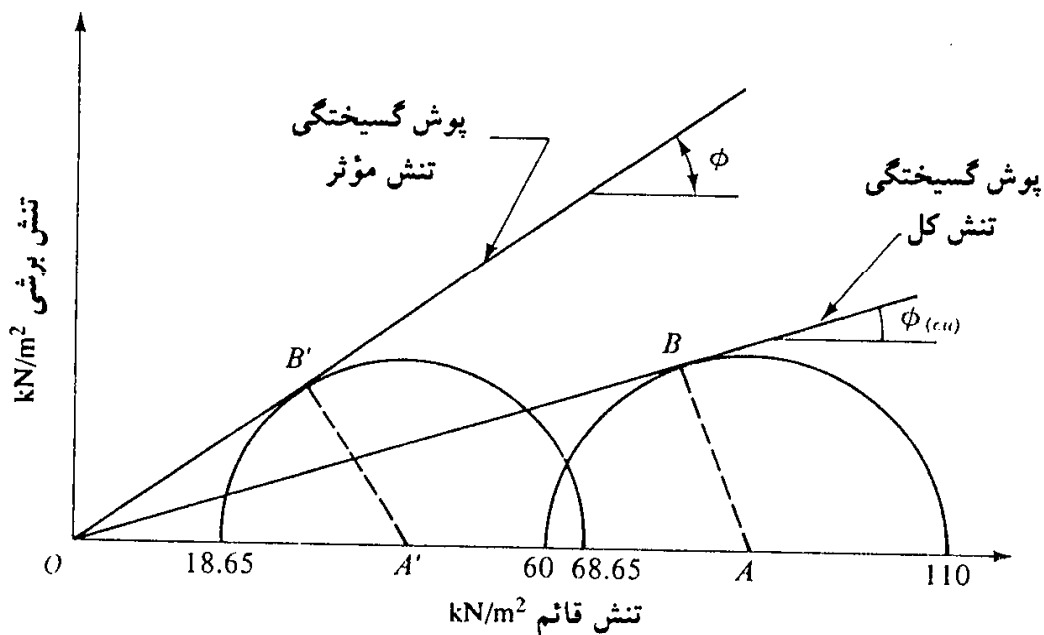
$$\begin{aligned} \sin \phi_{(cu)} &= \frac{AB}{OA} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3} \\ &= \frac{110 - 60}{110 + 60} = \frac{50}{170} = 0.294 \end{aligned}$$

یا

$$\phi_{(cu)} = 17.1^\circ$$

قسمت ب:

$$\sigma'_3 = \sigma_3 - (\Delta u_d)_f = 60 - 41.35 = 18.65 \text{ kN/m}^2$$



شکل ۸-۲۷

$$\sigma'_1 = \sigma_1 - (\Delta u_d)_f = 110 - 41.35 = 68.65 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} \sin \phi &= \frac{A'B'}{OA'} = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{\sigma'_1 + \sigma'_3} = \frac{68.65 - 18.65}{68.65 + 18.65} \\ &= \frac{50}{87.3} = 0.5727 \end{aligned}$$

$$\phi = 34.94^\circ$$

یا

## مثال ۸-۷

مجدداً به نمونه خاک مثال ۸-۶ مراجعه نمایید. اگر یک آزمایش زهکشی شده با همان فشار محفظه‌ای (یعنی ۶۰ کیلو نیوتن بر متر مربع)، انجام شود، تنش انحرافی  $(\Delta\sigma_d)_f$  در هنگام گسیختگی چقدر خواهد بود. حل:

با استفاده از رابطه ۸-۷ (با  $c = 0$  برای رس عادی تحکیم یافته)

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 \tan^2 (45 + \phi/2)$$

$$\sigma'_3 = 60 \text{ kN/m}^2 \quad \phi = 34.94^\circ \quad (\text{مثال ۸-۶})$$

در نتیجه می‌توان نوشت:

$$\sigma'_1 = 60 \tan^2 \left( 45 + \frac{34.94}{2} \right) = 220.85 \text{ kN/m}^2$$

$$(\Delta\sigma_d)_f = \sigma'_1 - \sigma'_3 = 220.85 - 60 = 160.85 \text{ kN/m}^2$$

## آزمایش تحکیم نیافته زهکشی نشده (UU)

در آزمایش تحکیم نیافته زهکشی نشده، در حین اعمال فشار محفظه‌ای  $\sigma_3$ ، اجازه زهکشی به نمونه داده نمی‌شود. سپس بدون اینکه اجازه زهکشی داده شود، تنش انحرافی  $\Delta\sigma_d$  اعمال شده و مقدار آن افزایش داده می‌شود تا نمونه گسیخته شود. از آنجایی که در هیچیک از مراحل آزمایش اجازه زهکشی داده نمی‌شود، آزمایش می‌تواند به سرعت انجام شود. با اعمال فشار محفظه‌ای محدودکننده  $\sigma_3$ ، فشار آب حفره‌ای در نمونه خاک به اندازه  $u_c$  افزایش می‌یابد. با اعمال تنش انحرافی  $\Delta u_d$ ، افزایش دیگری به اندازه  $\Delta u_d$  در فشار آب حفره‌ای به وجود می‌آید. بنابراین فشار آب حفره‌ای کل  $u$  در نمونه در هر مرحله از اعمال تنش انحرافی به صورت زیر نوشته می‌شود:

$$u = u_c + \Delta u_d \quad (۸-۲۰)$$

با استفاده از روابط ۸-۱۳ و ۸-۱۶ می‌توان نوشت:

$$u_c = B\sigma_3 \quad \text{و} \quad \Delta u_d = A\Delta\sigma_d$$

بنابراین:

$$u = B\sigma_3 + A\Delta\sigma_d = B\sigma_3 + A(\sigma_1 - \sigma_3)$$

(۸-۲۱)

این آزمایش معمولاً روی نمونه‌های رسی انجام می‌شود و یک مفهوم عمیق مقاومتی برای خاکهای چسبنده اشباع دارد. در این آزمایش، برای فشارهای محدودکننده محفظه‌ای مختلف، تنش محوری انحرافی در لحظه گسیختگی  $(\Delta\sigma_d)_f$  عملاً یکسان می‌باشد. این موضوع در شکل ۸-۲۸ نشان داده شده است. پوش گسیختگی برای دواير مور تنش کل به صورت یک خط افقی درمی‌آید و به همین علت به آن شرایط  $\phi = 0$  می‌گویند. با توجه به این مسئله، رابطه مقاومت برشی به صورت زیر نوشته می‌شود:

$$\tau_f = c_u \quad (۲۲-۸)$$

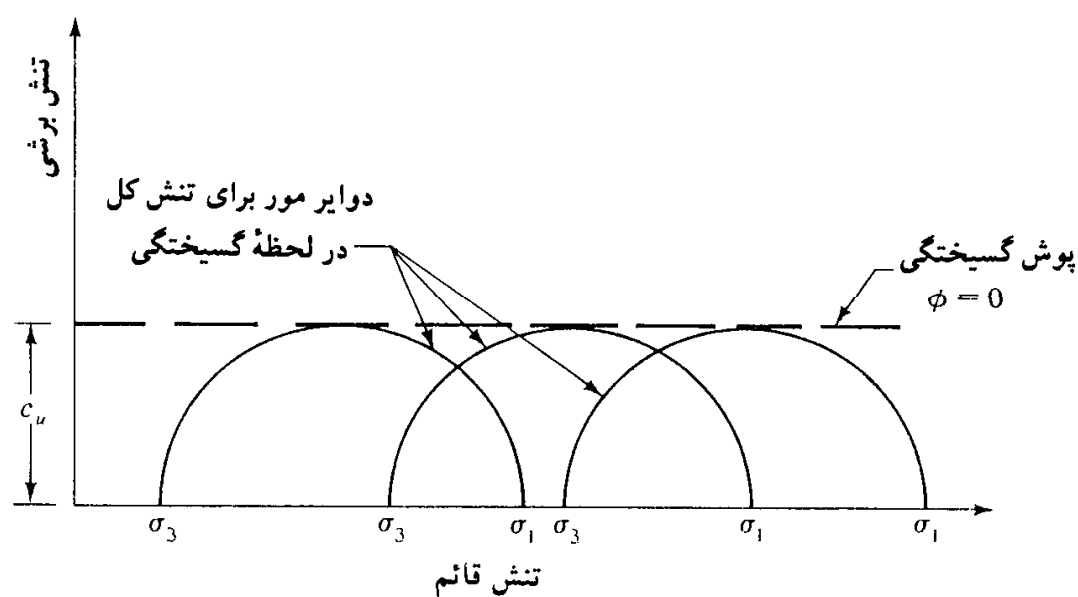
در رابطه فوق،  $c_u$  مقاومت برشی زهکشی نشده است که مساوی شعاع دایره مور می‌باشد. علت به دست آوردن تنش محوری اضافی  $(\Delta\sigma_d)_f$  یکسان برای فشارهای محفظه‌ای مختلف را می‌توان به صورت زیر تشریح کرد.

اگر نمونه رسی اشباع شماره ۱ تحت فشار محفظه‌ای  $\sigma_3$  تحکیم یافته و سپس بدون اجازه زهکشی تا نقطه گسیختگی تحت فشار محوری قرار گیرد، شرایط تنش کل در لحظه گسیختگی می‌تواند توسط دایره مور  $P$  در شکل ۸-۲۹ نشان داده شود. فشار حفره‌ای ایجاد شده در نمونه در لحظه گسیختگی مساوی  $(\Delta u_d)_f$  می‌باشد. بنابراین تنشهای مؤثر اصلی حداکثر و حداقل در لحظه گسیختگی برابرند با:

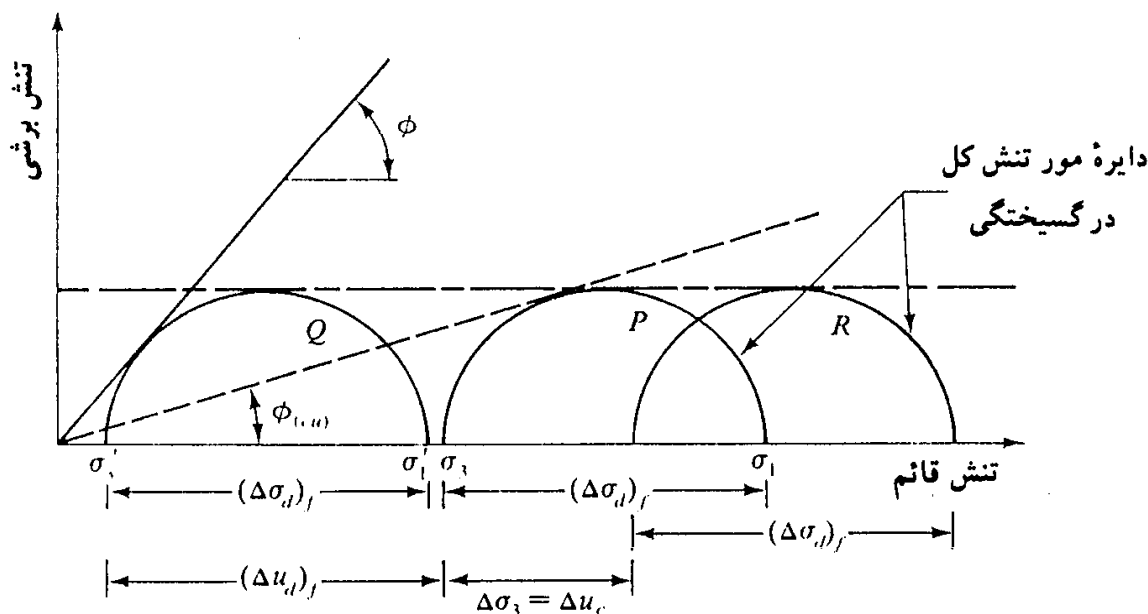
$$\sigma'_1 = [\sigma_3 + (\Delta\sigma_d)_f] - (\Delta u_d)_f = \sigma_1 - (\Delta u_d)_f$$

$$\sigma'_3 = \sigma_3 - (\Delta u_d)_f$$

و



شکل ۸-۲۸ دواير مور تنش کل و پوش گسیختگی ( $\phi=0$ ) که از آزمایش تحکیم نیافته زهکشی نشده به دست آمده است

شکل ۸-۲۹ مفهوم  $\phi=0$ 

با استفاده از تنشهای مؤثر فوق، دایره مور  $Q$  در شکل ۸-۲۴ رسم می‌شود. توجه شود که قطرهای دایره  $Q$  و  $P$  یکسان است.

حال نمونه دیگری از همان خاک رس (نمونه ۲) که تحت فشار محفظه‌ای  $\sigma_3$  تحکیم یافته، در نظر گرفته می‌شود. اگر فشار محفظه‌ای بدون اجازه زهکشی به اندازه  $\Delta\sigma_3$  افزایش یابد، فشار آب حفره‌ای به اندازه  $\Delta u_c$  افزایش می‌یابد. برای خاکهای اشباع تحت تنشهای ایزوتروپیک (همسانگرد)، افزایش فشار حفره‌ای مساوی افزایش تنش کل می‌باشد. بنابراین  $\Delta u_c = \Delta\sigma_3$  است. در این لحظه فشار محفظه‌ای محدودکننده مؤثر 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 محدودکننده مؤثر 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 ۸-۲۹).

در این حالت، افزایش فشار حفره‌ای به علت اعمال  $(\Delta\sigma_d)_f$  مساوی  $(\Delta u_d)_f$  خواهد شد.

در لحظه گسیختگی تنش مؤثر اصلی حداقل برابر است با:

$$[\sigma_3 + \Delta\sigma_3] - [\Delta u_c + (\Delta u_d)_f] = \sigma_3 - (\Delta u_d)_f = \sigma'_3$$

و تنش مؤثر اصلی حداکثر برابر است با:

$$\begin{aligned} [\sigma_3 + \Delta\sigma_3 + (\Delta\sigma_d)_f] - [\Delta u_c + (\Delta u_d)_f] &= [\sigma_3 + (\Delta\sigma_d)_f] - (\Delta u_d)_f \\ &= \sigma_1 - (\Delta u_d)_f = \sigma'_1 \end{aligned}$$

بنابراین دایره مور تنش مؤثر نظیر، همان  $Q$  خواهد بود. توجه شود که قطرهای دایر  $P$ ،  $Q$  و  $R$  یکی هستند.

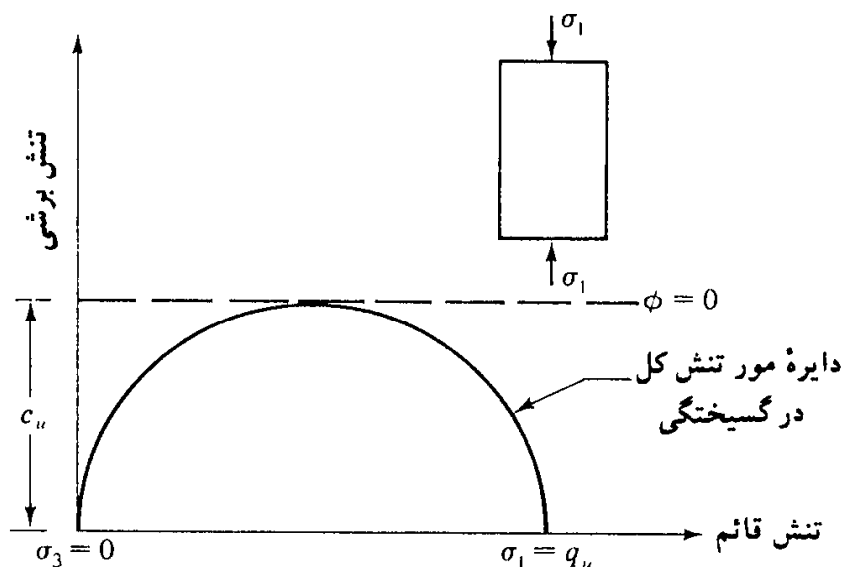
بنابراین هر مقدار تنش اضافی محفظه‌ای  $\Delta\sigma_3$  برای آزمایش نمونه شماره ۲ انتخاب شود، تنش انحرافی گسیختگی  $(\Delta\sigma_d)_f$  یکسانی به دست می‌آید.

### ۸-۴ آزمایش فشاری محدود نشده<sup>۱۳</sup> برای رس اشباع

آزمایش فشاری محدود نشده یک نوع خاص آزمایش  $UU$  می‌باشد که معمولاً برای نمونه‌های رسی مورد استفاده قرار می‌گیرد. در این آزمایش، فشار محدودکننده  $\sigma_3$  مساوی صفر است. بار محوری سرعت به نمونه اعمال می‌شود تا گسیخته گردد. در لحظه گسیختگی، تنش اصلی حداقل کل مساوی صفر و تنش اصلی حداکثر کل مساوی  $\sigma_1$  است که دایره مور نظیر آن مطابق شکل ۸-۳۰ می‌باشد. با توجه به این دایره مور می‌توان نوشت:

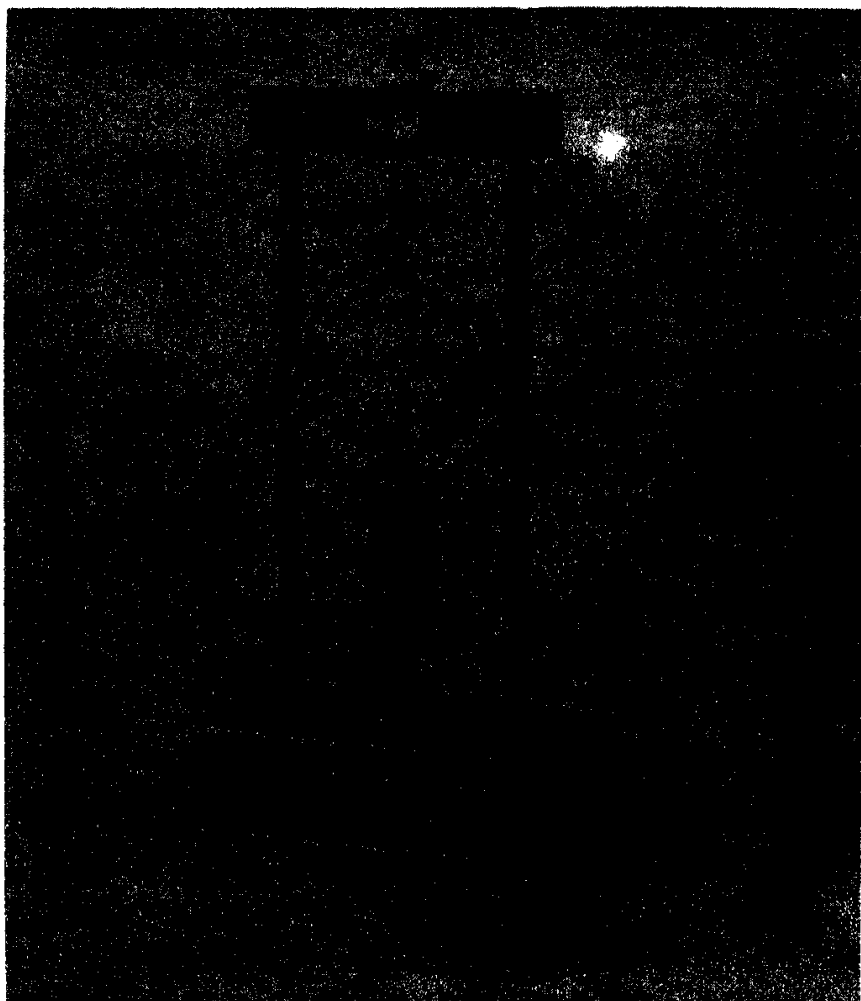
$$\tau_f = \frac{\sigma_1}{2} = \frac{q_u}{2} = c_u \quad (۸-۲۳)$$

$q_u$  در رابطه فوق، مقاومت فشاری محدود نشده<sup>۱۴</sup> نامیده می‌شود. در جدول ۸-۳ سفتی تقریبی رسها بر پایه مقاومت فشاری محدود نشده آنها، ارائه و در شکل ۸-۳۱ نیز تصویری از دستگاه آزمایش فشاری محدود نشده نشان داده شده است.



شکل ۸-۳۰ آزمایش فشاری محدود نشده





شکل ۸-۳۱ دستگاه آزمایش فشاری محدود نشده

جدول ۸-۳ ارتباط بین سفتی و مقاومت فشاری محدود نشده

سفتی	$q_u$	$c_u$
	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>
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

به طور نظری، نمونه‌های 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.

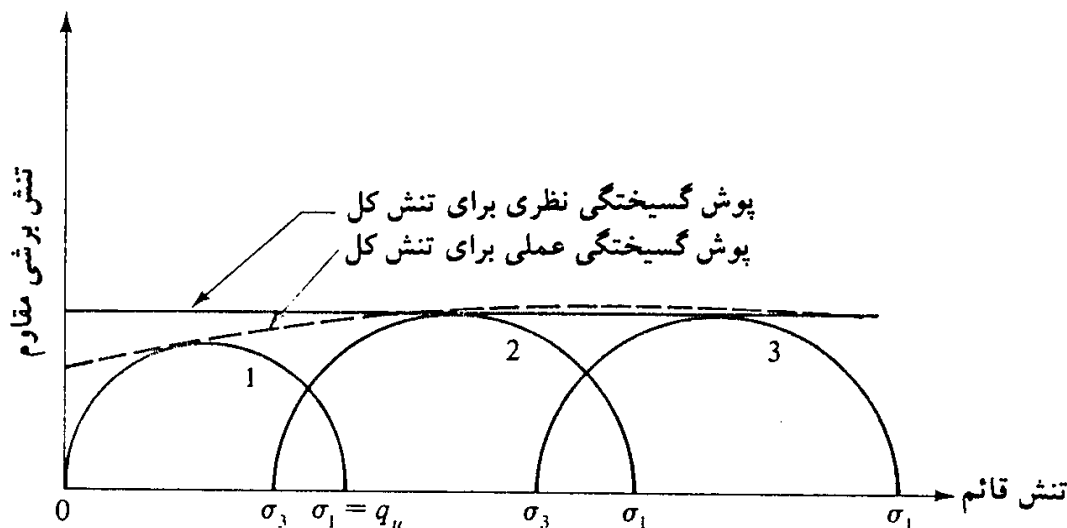
### ۵-۸ نکات عمومی در مورد آزمایش سه محوری

در تکمیل مباحث قبل، بیان نکات زیر در مورد آزمایش سه محوری لازم به نظر می رسد:

۱- برخلاف 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.

برای شرایط در محل، در صورتی که سرعت بارگذاری متوسط باشد، در خاکهای دانه ای احتمالاً زهکشی کامل به وقوع می پیوندد. در چنین شرایطی، پارامترهای برشی به دست آمده از آزمایش زهکشی شده حاکم بوده و باید مورد استفاده قرار گیرند. در مقابل برای رسهای عادی تحکیم یافته ( $k = 10^{-6}$  cm/sec)، زمان لازم برای زایل شدن اضافه فشار حفره ای تولید شده به علت احداث شالوده ممکن است خیلی طولانی بوده و در حین احداث و بلافاصله بعد از اتمام ساختمان، شرایط زهکشی نشده وجود داشته باشد. بنابراین اگر منظور مطالعه پایداری کوتاه مدت خاک باشد،



شکل ۸-۳۲ مقایسه نتایج آزمایش فشاری محدود نشده و آزمایش تحکیم نیافته زهکشی نشده برای یک خاک رس اشباع (توجه: دایره مور شماره ۱ برای آزمایش فشاری محدود نشده و دایره مور شماره ۲ و ۳ برای آزمایش سه محوری تحکیم نیافته زهکشی نشده می باشند).

استفاده از نتایج آزمایش زهکشی نشده ( $\phi = 0$ ) 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 می‌شود که در خاکهای رسی 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 سه‌محوری مشکلتر بوده و به‌هزینه بالاتری نیاز دارد.

### ۸-۶ مسیر تنش

نتایج آزمایشهای سه‌محوری را می‌توان توسط نموداری که مسیر تنش<sup>۱۵</sup> نامیده می‌شود، نشان داد. مسیر تنش خطی است که یکسری نقطه را به هم وصل می‌کند که هر نقطه نشان‌دهنده حالت تنش تجربه‌شده توسط خاک در حین پیشرفت آزمایش است. راههای مختلفی برای رسم مسیر تنش وجود دارد که در این بخش دو روش مورد بررسی قرار می‌گیرند.

#### رسم $\sigma'_1$ در مقابل $\sigma'_3$

شکل ۸-۳۳ نشان‌دهنده نموداری از تغییرات تنش اصلی حداکثر مؤثر  $\sigma'_1$  در مقابل تنش اصلی حداقل مؤثر  $\sigma'_3$  در یک نمونه خاک، تحت آزمایش سه‌محوری است. خط قطری، خطی را نشان می‌دهد که در آن  $\sigma'_1 = \sigma'_3$  است (خط حالت تنش ایزوتروپیک).

خط قطری زاویه ۴۵ درجه با افق می‌سازد. پوش گسیختگی تنش مؤثر با استفاده از رابطه ۸-۷ به صورت زیر نوشته می‌شود:

$$\begin{aligned}\sigma'_1 &= \sigma'_3 \tan^2 [45 + (\phi/2)] + 2c \tan [45 + (\phi/2)] \\ &= \sigma'_3 (\tan b') + a'\end{aligned}\quad (24-8)$$

که در آن:

$$\tan b' = \tan^2 [45 + (\phi/2)] \quad (25-8)$$

و

$$a' = 2c \tan [45 + (\phi/2)] = 2c \sqrt{\tan b'} \quad (26-8)$$

بنابراین در نمودار  $\sigma'_1$  در مقابل  $\sigma'_3$ ، پوش گسیختگی یک خط مستقیم است که زاویه  $b'$  با افق می‌سازد. عرض نقطه تقاطع پوش گسیختگی با محور قائم (یعنی محور  $\sigma'_1$ )، مساوی  $a'$  است که در شکل ۸-۳۳ نشان داده شده است.

در یک آزمایش سه‌محوری تحکیم‌یافته زهکشی‌شده، حالت تنش زیر در شروع اعمال تنش انحرافی وجود دارد:

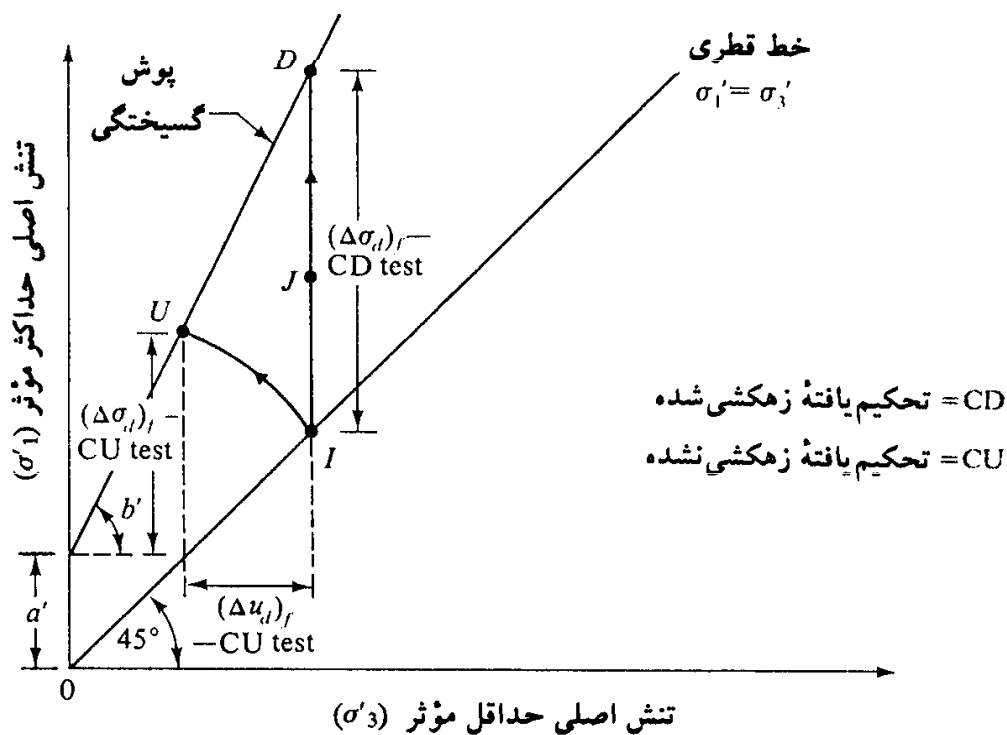
تنش اصلی حداقل مؤثر بر نمونه خاک:

$$\sigma'_3 = \sigma_3$$

تنش اصلی حداکثر مؤثر بر نمونه خاک:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \Delta\sigma_d = \sigma'_3 + 0 = \sigma_3$$

حالت تنش فوق در شکل ۸-۳۳ در روی خط قطری با نقطه  $I$  نمایش داده می‌شود. اگر در حالی که تنش محفظه‌ای محدودکننده ( $\sigma'_3 = \sigma_3$ ) ثابت نگه داشته شده، تنش انحرافی بتدریج افزایش داده شود، تنش اصلی حداکثر و حداقل مؤثر بر نمونه در هر وضعیت از آزمایش، توسط نقطه  $J$  در نمودار شکل ۸-۳۳ نشان داده می‌شود. این نقطه در بالای نقطه  $I$  قرار می‌گیرد. اگر تمام نقاط نشان‌دهنده حالت تنش در یک نمونه خاک در حین یک آزمایش تحکیم‌یافته زهکشی‌شده به هم



شکل ۸-۳۳ مسیر تنش - نمودار  $\sigma'_1$  در مقابل  $\sigma'_3$  برای نمونه‌های خاکی که تحت آزمایش سه‌محوری تحکیم‌یافته زهکشی‌شده و تحکیم‌یافته زهکشی‌نشده قرار دارند

وصل شوند، یک خط قائم نظیر  $ID$  نتیجه می شود. نقطه  $D$  نشان دهنده شرایط گسیختگی است که مختصات آن به شرح زیر است:

$$\begin{aligned}\sigma'_1 &= \sigma'_3 + (\Delta\sigma_d)_f = \sigma_3 + (\Delta\sigma_d)_f \\ \sigma'_3 &= \sigma_3\end{aligned}$$

بنابراین خط  $ID$  نشان دهنده مسیر تنش برای یک آزمایش سه محوری تحکیم یافته زهکشی شده است. در یک آزمایش سه محوری تحکیم یافته زهکشی نشده، در شروع اعمال تنش انحرافی شرایط تنش زیر وجود دارد:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 = \sigma_3$$

بنابراین مجدداً حالت تنش در شکل ۸-۳۳ توسط نقطه  $I$  نشان داده می شود. لیکن وقتی که بدون زهکشی، تنش انحرافی در روی نمونه بتدریج افزایش داده می شود، حالت تنش مؤثر به صورت زیر در می آید:

$$\begin{aligned}\sigma'_1 &= \sigma_3 + \Delta\sigma_d - \Delta u_d \\ \sigma'_3 &= \sigma_3 - \Delta u_d\end{aligned}$$

اگر نقاط فوق در روی نمودار شکل ۸-۳۳ برده شده و به هم وصل شوند، خط  $IU$  به دست می آید. نقطه  $U$  نشان دهنده شرایط گسیختگی نمونه خاک است. بنابراین  $IU$  مسیر تنش برای یک آزمایش سه محوری تحکیم یافته زهکشی نشده است.

با توجه به اینکه  $OI$  زاویه  $45^\circ$  درجه با محور افقی می سازد، می توان نشان داد که تصویر  $IU$  در روی محور افقی (که نشان دهنده کاهش تدریجی تنش  $\sigma'_3$  است)، مساوی تغییر در فشار حفره‌ای در حین آزمایش می باشد. به علاوه، فاصله قائم بین نقطه  $U$  و خط قطری مساوی  $(\Delta\sigma_d)_f$  است.

نمودار  $q'$  در مقابل  $p'$

لمب (۱۹۶۴) نوعی نمایش مسیر تنش را پیشنهاد کرده است که نمودار  $q'$  را در مقابل  $p'$  رسم می کند. روابط  $q'$  و  $p'$  به شرح زیر است:

$$\boxed{p' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2}} \quad (27-8)$$

$$\boxed{q' = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2}} \quad (28-8)$$

این نوع نمودار مسیر تنش را می توان به کمک شکل ۸-۳۴ تشریح کرد. بدین منظور یک نمونه رس عادی تحکیم یافته در نظر گرفته می شود که تحت آزمایش سه محوری تحکیم یافته زهکشی شده قرار

دارد. در شروع اعمال تنش انحرافی،  $\sigma'_1 = \sigma'_3 = \sigma_3$  می باشد.

بنابراین:

$$p' = \frac{\sigma'_3 + \sigma'_3}{2} = \sigma'_3 = \sigma_3 \quad (۲۹-۸)$$

$$q' = \frac{\sigma'_3 - \sigma'_3}{2} = 0 \quad (۳۰-۸)$$

اگر نقاط فوق به دستگاه مختصات شکل ۸-۳۴ برده شوند، نقطه  $I$  به دست می آید.

در حین اعمال تنش انحرافی، وضعیت تنشها به صورت زیر درمی آید:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \Delta\sigma_d = \sigma_3 + \Delta\sigma_d$$

$$\sigma'_3 = \sigma_3$$

دایره مور  $A$  در شکل ۸-۳۴، مربوط به حالت تنش فوق می باشد. مقادیر  $p'$  و  $q'$  مربوطه نیز

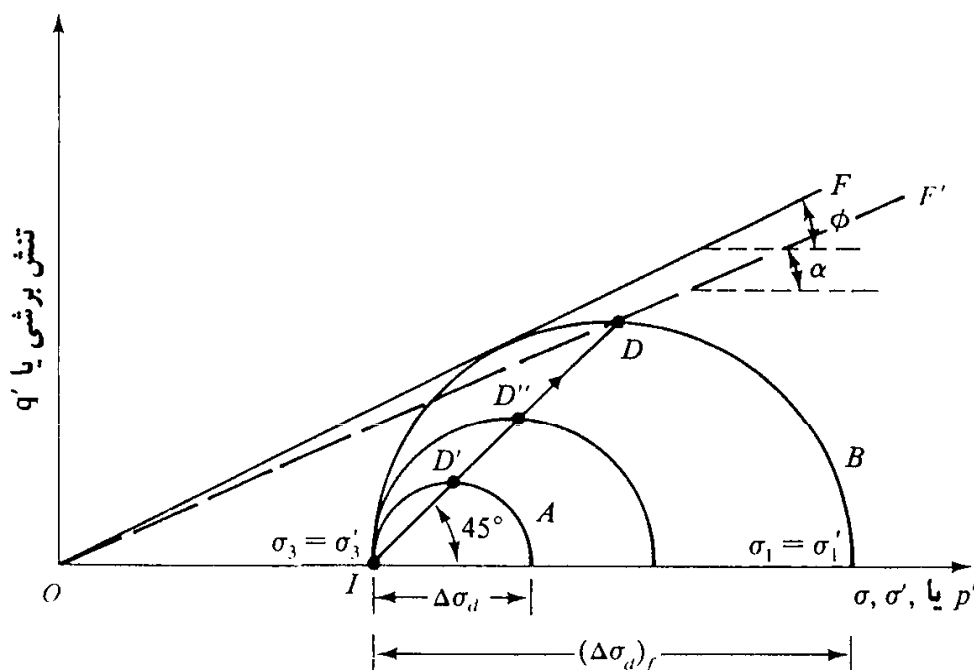
به صورت زیر محاسبه می شوند:

$$p' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} = \frac{(\sigma'_3 + \Delta\sigma_d) + \sigma'_3}{2} = \sigma'_3 + \frac{\Delta\sigma_d}{2} = \sigma_3 + \frac{\Delta\sigma_d}{2} \quad (۳۱-۸)$$

$$q' = \frac{(\sigma'_3 + \Delta\sigma_s) - \sigma'_3}{2} = \frac{\Delta\sigma_d}{2} \quad (۳۲-۸)$$

اگر نقاط  $p'$  و  $q'$  به دستگاه مختصات شکل ۸-۳۴ برده شوند، نقطه  $D'$  در بالای دایره مور به دست

می آید. با افزایش تنش انحرافی، مقادیر  $p'$  و  $q'$  نقاطی مانند  $D''$  و ..... تا  $D$  واقع در روی خط  $ID$



شکل ۸-۳۴ مسیر تنش - نمودار  $q'$  در مقابل  $p'$  برای یک آزمایش سه محوری تحکیم یافته

زمکشی شده بر روی رس عادی تحکیم یافته

به دست می دهند که نقطه  $D$  و دایره مور  $B$ ، مربوط به حالت تنش گسیختگی است. خط مستقیم  $ID$  مسیر تنش در نمودار  $q'$  در مقابل  $p'$  در آزمایش سه محوری تحکیم یافته زهکشی شده می باشد. این خط زاویه  $45^\circ$  درجه با محور افقی می سازد.

برای رسهای عادی تحکیم یافته، پوش گسیختگی توسط رابطه  $\tau_f = \sigma' \tan \phi$  تعریف می شود که نمودار آن خط  $OF$  در شکل ۸-۳۴ است (به شکل ۸-۱۹ نیز مراجعه نمایید). حال می توان پوش گسیختگی اصلاح شده  $OF'$  را تعریف نمود. معادله خط  $OF'$  می تواند به صورت زیر تعریف شود:

$$q' = p' \tan \alpha$$

(۳۳-۸)

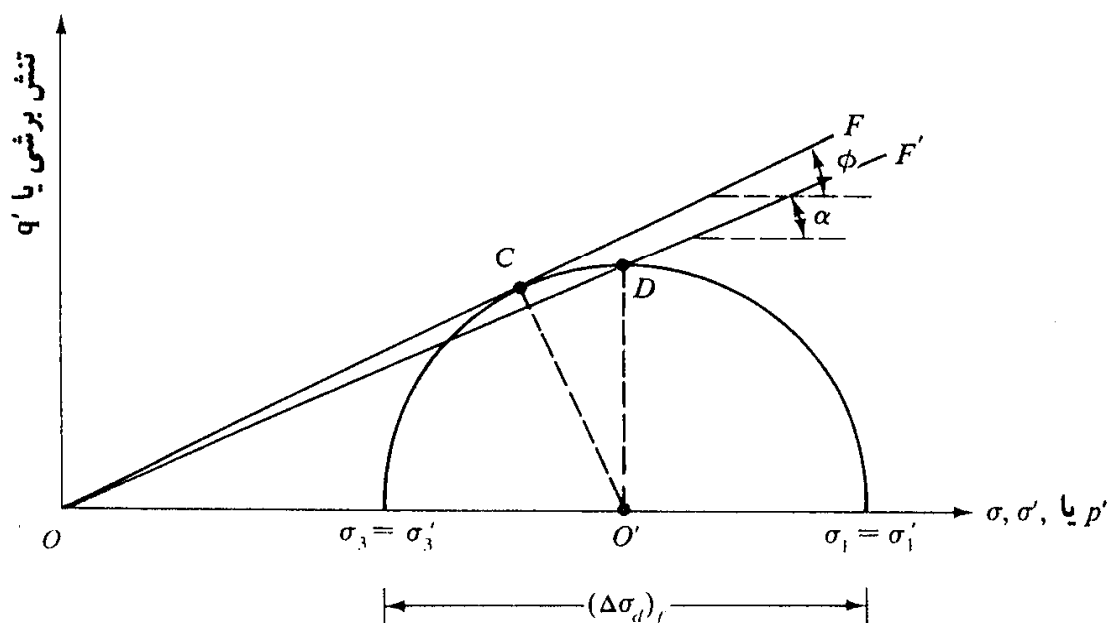
که در آن  $\alpha$  زاویه ای است که پوش گسیختگی اصلاح شده با خط افق می سازد. با مراجعه به شکل ۸-۳۵، می توان رابطه بین  $\phi$  و  $\alpha$  را به دست آورد. در این شکل به منظور وضوح، فقط دایره مور گسیختگی  $B$  و خطوط  $OF$  و  $OF'$  از شکل ۸-۳۵ رسم شده اند. اگر  $O'$  مرکز دایره مور در لحظه گسیختگی باشد، می توان نوشت:

$$\frac{DO'}{OO'} = \tan \alpha$$

یا

$$\tan \alpha = \frac{\frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2}}{\frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2}} = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{\sigma'_1 + \sigma'_3}$$

(۳۴-۸)

شکل ۸-۳۵ ارتباط بین  $\phi$  و  $\alpha$

مجدداً می توان نوشت:

$$\frac{CO'}{OO'} = \sin \phi$$

یا

$$\sin \phi = \frac{\frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2}}{\frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2}} = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{\sigma'_1 + \sigma'_3} \quad (۳۵-۸)$$

با مقایسه روابط ۳۴-۸ و ۳۵-۸ آشکار است که:

$$\sin \phi = \tan \alpha$$

(۳۶-۸)

یا

$$\phi = \sin^{-1} (\tan \alpha)$$

(۳۷-۸)

در شکل ۳۶-۸ نمودار  $q'$  در مقابل  $p'$  برای یک نمونه رس عادی تحکیم یافته در آزمایش سه محوری تحکیم یافته زهکشی نشده نشان داده شده است. در لحظه شروع اعمال تنش انحرافی،  $\sigma'_1 = \sigma'_3 = \sigma_3$  می باشد. بنابراین  $p' = \sigma'_3$  و  $q' = 0$  است. مقادیر فوق به وسیله نقطه  $I$  در روی شکل نشان داده می شوند. در مرحله ای از اعمال تنش انحرافی خواهیم داشت:

$$\sigma'_1 = \sigma_3 + \Delta\sigma_d - \Delta u_d$$

و

$$\sigma'_3 = \sigma_3 - \Delta u_d$$

همچنین

$$p' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} = \sigma_3 + \frac{\Delta\sigma_d}{2} - \Delta u_d \quad (۳۸-۸)$$

و

$$q' = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} = \frac{\Delta\sigma_d}{2} \quad (۳۹-۸)$$

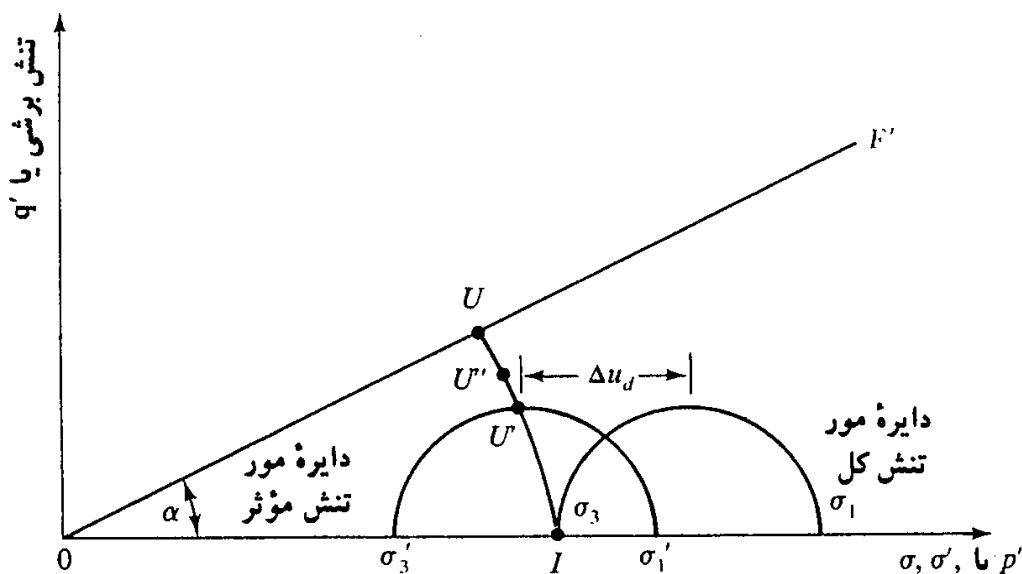
مقادیر  $p'$  و  $q'$  به دست آمده، نقطه  $U'$  را در شکل ۳۶-۸ مشخص می نمایند. نقاطی نظیر  $U''$ ،  $U'''$ ،  $U''''$  و ... را با پیشرفت آزمایش نشان می دهند. در لحظه گسیختگی نمونه خواهیم داشت:

$$p' = \sigma_3 + \frac{(\Delta\sigma_d)_f}{2} - (\Delta u_d)_f \quad (۴۰-۸)$$

و

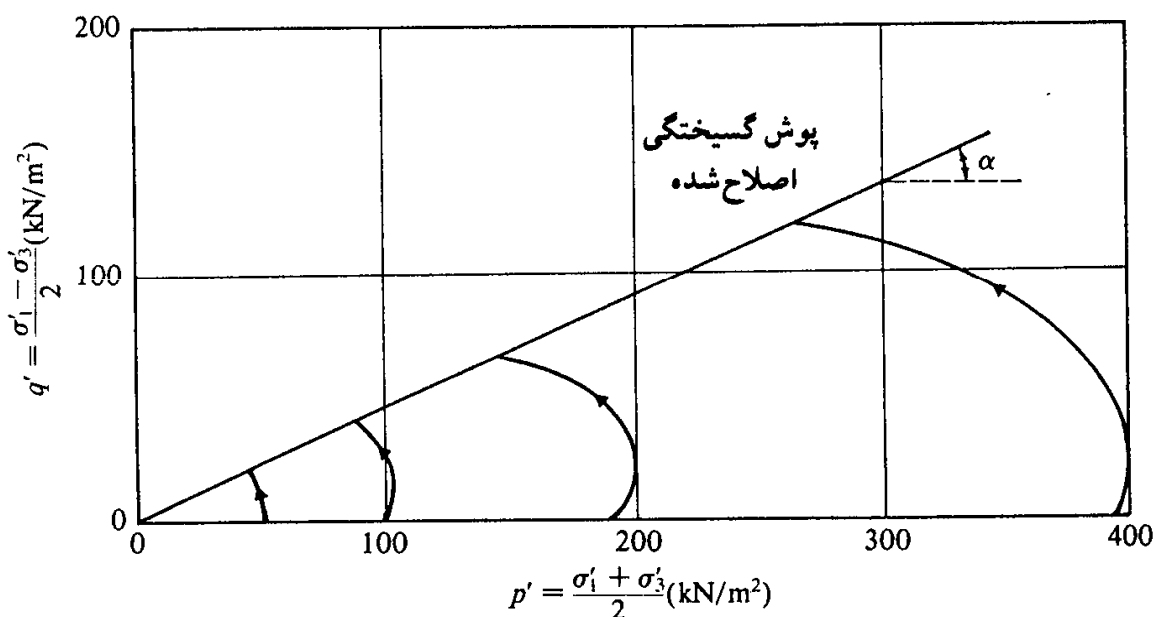
$$q' = \frac{(\Delta\sigma_d)_f}{2} \quad (۴۱-۸)$$





شکل ۸-۳۶ مسیر تنش - نمودار  $q'$  در مقابل  $p'$  برای نمونه رس عادی تحکیم یافته تحت آزمایش سه محوری تحکیم یافته زهکشی نشده.

مقادیر فوق، نقطه  $U$  را در شکل ۸-۳۶ نمایش می دهند. بنابراین منحنی  $IU'U$ ، مسیر تنش مؤثر در یک آزمایش تحکیم یافته زهکشی نشده است. توجه شود که نقطه  $U$  در روی پوش گسیختگی اصلاح شده  $OF'$  (به شکل ۸-۳۵ نیز مراجعه شود) که زاویه  $\alpha$  با افق می سازد، قرار می گیرد. شکل ۸-۳۷ نشان دهنده یک تعداد مسیر تنش که از آزمایش سه محوری تحکیم یافته زهکشی نشده بر



شکل ۸-۳۷ مسیر تنش برای رس ناحیه لاگونیلایس - نمودار  $q'$  در مقابل  $p'$  به دست آمده از یک تعداد آزمایش سه محوری تحکیم یافته زهکشی نشده

روی رس ناحیه لاگونیللاس<sup>۱۶</sup> به دست آمده، می باشد. لمب (۱۹۶۴) تکنیکی برای محاسبه نشست الاستیک و تحکیم شالوده بر روی خاک رس با استفاده از مسیرهای تنش به دست آمده از این شیوه پیشنهاد کرده است.

### مثال ۸-۸

برای خاکی  $\phi = 22^\circ$  و  $c = 21 \text{ kN/m}^2$  می باشد. یک آزمایش سه محوری تحکیم یافته زهکشی شده برای نمونه ای از خاک فوق با فشار محفظه ای  $\sigma_3 = 20 \text{ kN/m}^2$  انجام گردید. مطلوب است رسم مسیر تنش از نوع  $\sigma'_1$  در مقابل  $\sigma'_3$  طبق ترتیب زیر:

الف: خط قطری را رسم کنید.

ب: پوش گسیختگی را رسم کنید.

پ: مسیر تنش را برای آزمایش رسم کنید.

ت: با توجه به مسیر تنش رسم شده در قسمت ب، مطلوب است تعیین تنش اصلی حداکثر مؤثر  $\sigma'_1$  در نقطه گسیختگی

حل:

قسمت الف: در شکل ۸-۳۸ خط قطری نشان داده شده است.

قسمت ب: از رابطه ۸-۲۵:

$$\tan b' = \tan^2 [45 + (\phi/2)] = \tan^2 [45 + (22/2)] = \tan^2 (56) = 2.2$$

$$b' = \tan^{-1} (2.2) = 65.6^\circ$$

از رابطه ۸-۲۶:

$$a' = 2c\sqrt{\tan b'} = (2)(2.1)\sqrt{2.2} = 6.23 \text{ kN/m}^2$$

با معلوم بودن  $a'$  و  $b'$ ، پوش گسیختگی در شکل ۸-۳۸ رسم می شود.

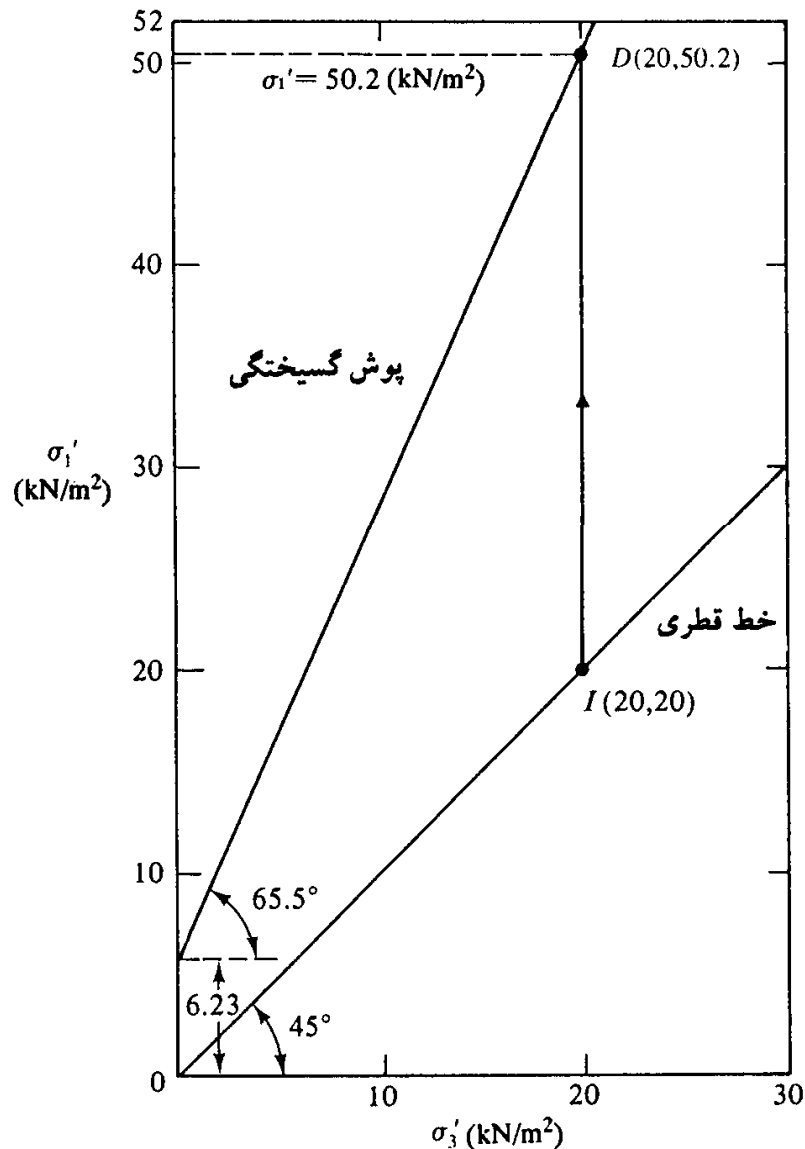
قسمت پ: حال مسیر تنش  $ID$  برای آزمایش تحکیم یافته زهکشی شده در شکل ۸-۳۸ رسم می شود.

قسمت ت: با استفاده از مسیر تنش رسم شده در شکل ۸-۳۸ می توان مشاهده نمود که در لحظه

گسیختگی  $\sigma'_1 = 50.2 \text{ kN/m}^2$  است.

### ۷-۸ حساسیت و تیکسوتروپی رس

برای خیلی از نهشته های طبیعی خاک رس دیده شده است که مقاومت فشاری محدود نشده در آزمایشی بعد از بهم خوردگی نمونه، بدون هرگونه تغییری در میزان رطوبت، به مقدار زیادی کاهش می یابد (شکل ۸-۳۹).

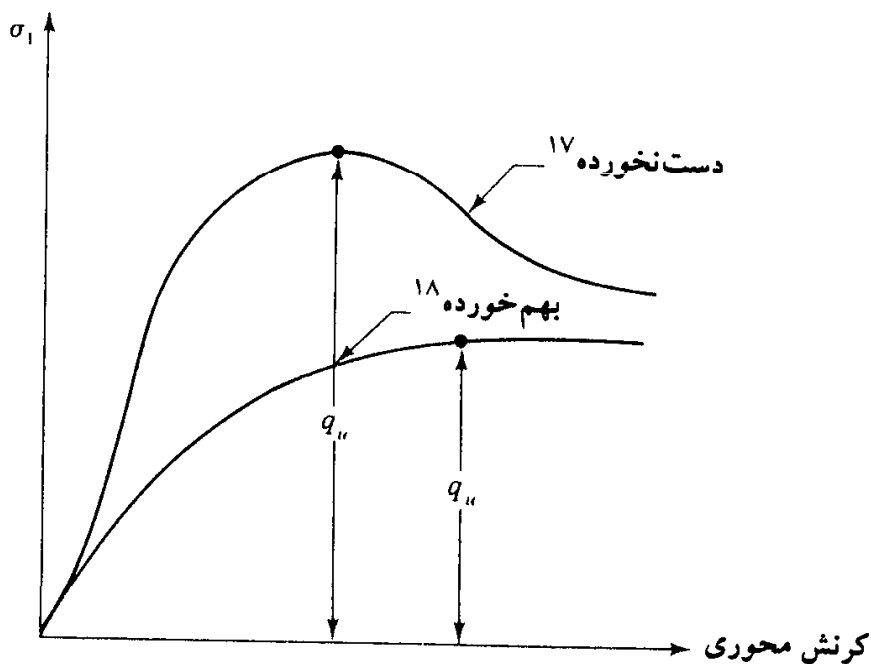


شکل ۸-۳۸

این خاصیت خاکهای رسی، حساسیت نامیده می شود. درجه حساسیت را می توان به صورت نسبت مقاومت فشاری محدود نشده در حالت دست نخورده و بهم خورده تعریف کرد:

$$S_f = \frac{q_u \text{ (دست نخورده)}}{q_u \text{ (بهم خورده)}} \quad (۴۲-۸)$$

نسبت حساسیت اغلب رسها بین ۱ تا ۸ متغیر است، لیکن نهشته های دریایی رسی که درجه فلوکولاسیون (لختگی) آنها بالاست، دارای نسبت حساسیتی بین ۱۰ تا ۸۰ می باشند. بعضی خاکهای رسی وجود دارند که اگر بهم زده شوند، تبدیل به یک مایع لزج می شوند. این رسها معمولاً در نواحی که قبلاً یخچالی بودند، یافت می شوند (امریکای شمالی و کشورهای اسکانندیناوی). این



شکل ۸ - ۳۹ آزمایش فشاری محدود نشده برای نمونه دست نخورده و بهم خورده رس

رسها، به رسهای سریع<sup>۱۹</sup> معروف هستند. رزن ویست<sup>۲۰</sup> (۱۹۵۳) خاکهای رسی را برحسب درجه حساسیتشان مطابق شکل ۸ - ۴۰ درجه بندی کرده است.

از بین رفتن مقاومت خاکهای رسی در اثر بهم خوردگی، در درجه اول به علت از بین رفتن بافت (استخوان بندی) طبیعی ذرات آن که طی فرآیند رسوب گذاری حاصل شده اند، می باشد.

اگر بعد از بهم زدن، نمونه رسی بدون هیچ تغییری در میزان رطوبت، به حال خود گذاشته شود، با گذشت زمان مقاومت از دست رفته مجدداً کسب می شود. این پدیده تیکسوتروپی<sup>۲۱</sup> نامیده می شود. تیکسوتروپی یک فرآیند تابع زمان معکوس می باشد که در آن مصالح تحت شرایط ثابت اولیه، مقاومت از دست رفته طبیعی خود را کسب می کنند. این فرآیند در شکل ۸ - ۴۱ - الف نشان داده شده است.

اغلب خاکها دارای خاصیت تیکسوتروپی ناقص هستند که به آنها نیمه تیکسوتروپیک می گویند (شکل ۸ - ۴۱ - ب). در این گونه خاکها هرچند که فرآیند سخت شدگی بعد از بهم خوردن وجود دارد، لیکن هیچوقت مقاومت دست نخورده اولیه به دست نمی آید. این کاهش مقاومت جزئی نیز به علت از بین رفتن بافت اولیه ذرات رسی است.

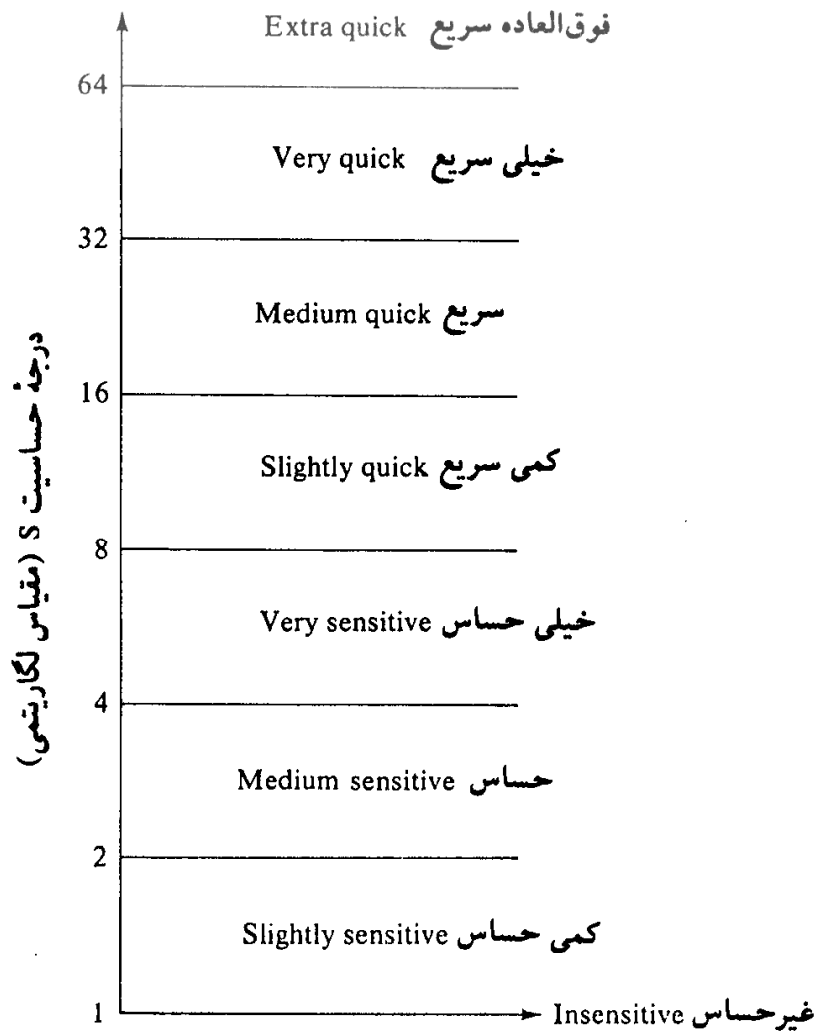
17- undisturbed

18- remolded

19- quick clay

20- Rosenqvist

21- thixotropy

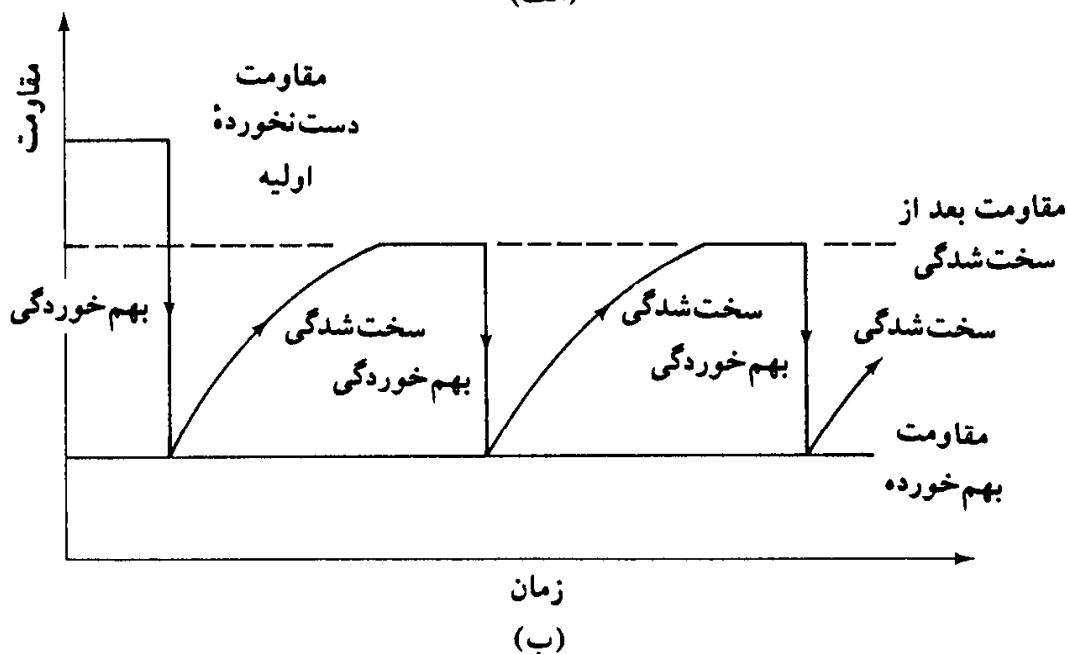
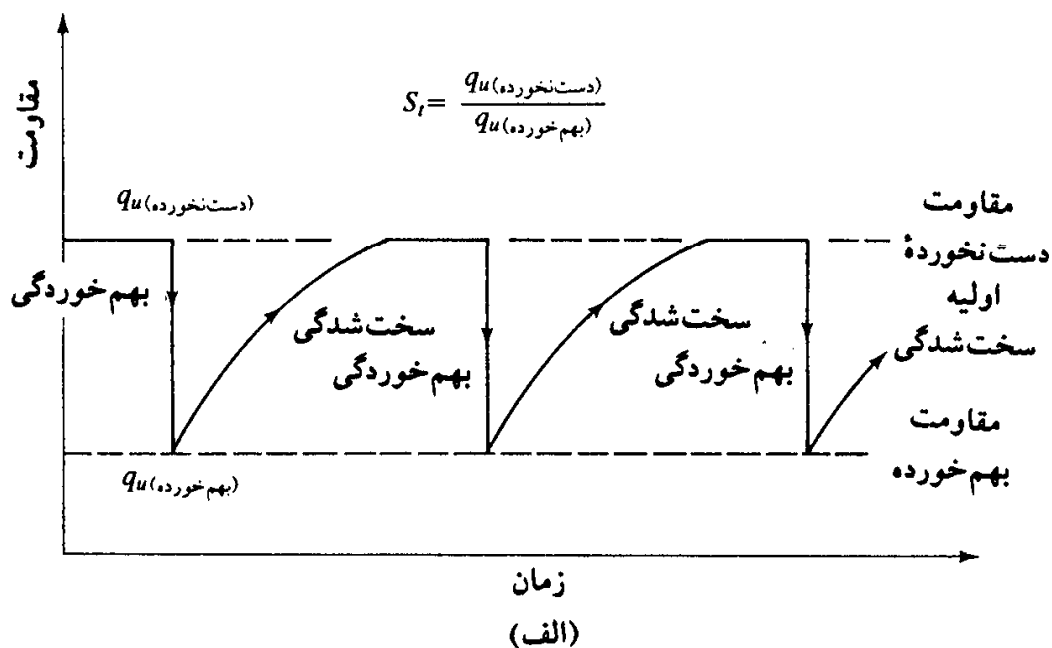


شکل ۸-۴۰ طبقه‌بندی رسها بر مبنای درجه حساسیت

۸-۸ چسبندگی زهکشی نشده نهشته‌های <sup>۲۲</sup> رسی عادی تحکیم یافته و پیش تحکیم یافته در نهشته‌های رسی عادی تحکیم یافته، مقاومت برشی زهکشی نشده  $c_u$ ، با افزایش فشار مؤثر سربار، افزایش می‌یابد. اسکمپتون (۱۹۵۷) یک رابطه آماری بین مقاومت برشی زهکشی نشده، فشار مؤثر سربار  $p$  و نشانه خمیری  $PI$  خاک به شکل زیر ارائه کرده است:

$$\frac{c_u}{p} = 0.11 + 0.0037(PI) \quad (۸-۴۳)$$

که در آن  $PI$  بر حسب درصد بیان می‌شود.



شکل ۸-۴۱ (الف) رفتار مصالح کاملاً تیکسوتروپیک، (ب) رفتار مصالح نیمه تیکسوتروپیک

رابطه ۸-۴۳ یک رابطه بسیار مفید است. اگر نشانه خمیری نهشته رسی عادی تحکیم یافته معلوم باشد، می توان به طور تقریبی تغییرات چسبندگی زهکشی نشده را در عمق تعیین کرد. لد، فوته، ایشی هارا، اسلوشر و پولوس<sup>۲۳</sup> (۱۹۷۷) نشان دادند که برای رسهای پیش تحکیم یافته، رابطه زیر به طور تقریبی برقرار است:

$$\frac{\text{پیش تحکیم یافته } (c_u/p)}{\text{عادی تحکیم یافته } (c_u/p)} = (OCR)^{0.8} \quad (۸-۴۴)$$

که در آن:

$$OCR = \text{نسبت پیش تحکیم}$$

نسبت پیش تحکیم در فصل ۷ به صورت زیر تعریف گردیده است:

$$OCR = \frac{p_c}{p}$$

(۸ - ۴۵)

که در آن:

$$p_c = \text{فشار پیش تحکیمی (فصل ۷)}$$

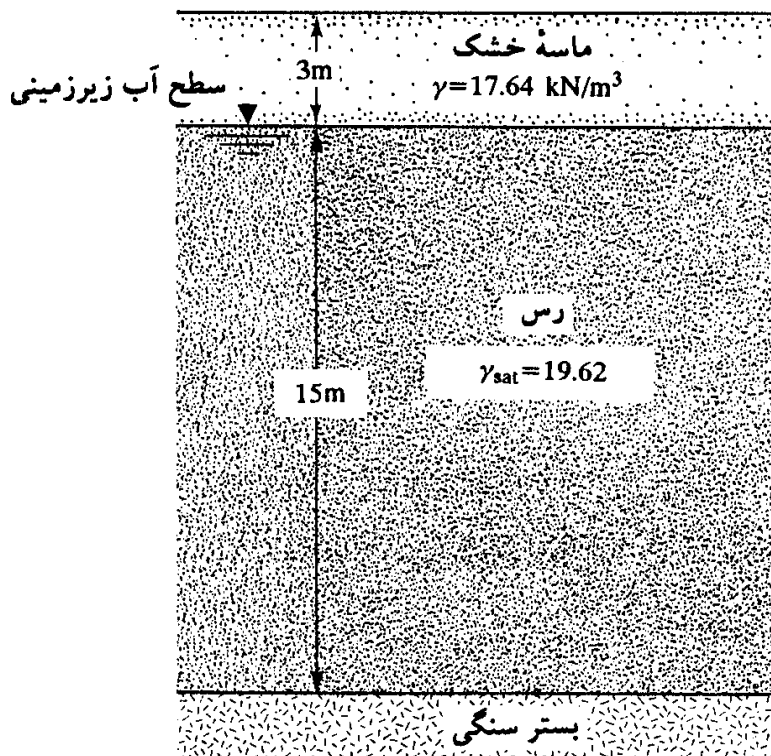
### مثال ۸ - ۹

یک لایه نهشته رسی عادی تحکیم یافته به ضخامت ۱۵ متر در شکل ۸ - ۴۲ نشان داده شده است. نشانه خمیری رس ۴۸ درصد می باشد. مطلوب است تعیین چسبندگی زهکشی نشده در وسط ضخامت لایه رسی.

حل:

در وسط ضخامت لایه رسی، فشار مؤثر سربار برابر است با:

$$\begin{aligned} p &= \gamma_{\text{sand}} \times 3 + \gamma'_{\text{(clay)}} \times 7.5 \\ &= 17.64 \times 3 + (19.62 - 1) \times 7.5 = 125.07 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$



شکل ۸ - ۴۲

از رابطه ۸-۴۳ داریم:

$$\begin{aligned}\frac{c_u}{p} &= 0.11 + 0.0037 (PI) \\ c_u &= p[0.11 + 0.0037 (PI)] \\ &= 125.07(0.11 + 0.0037 \times 48) = 35.97 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

### مثال ۸-۱۰

نشانه خمیری رسی ۲۳ است. اگر فشار سربار مؤثر ۷۸ کیلونیوتن بر مترمربع و نسبت پیش‌تحکیمی ۳/۲ باشد، مطلوب است تخمین چسبندگی زهکشی‌نشده خاک.

حل:

با استفاده از رابطه ۸-۴۴ می‌توان نوشت:

$$\frac{\text{پیش‌تحکیم یافته } (c_u/p)}{\text{عادی تحکیم یافته } (c_u/p)} = (OCR)^{0.8}$$

داریم:

$$\begin{aligned}(c_u/p) \text{ عادی تحکیم یافته} &= 0.11 + 0.0037 (PI) = 0.11 + 0.0037 (23) = 0.1951 \\ OCR &= 3.2\end{aligned}$$

در نتیجه:

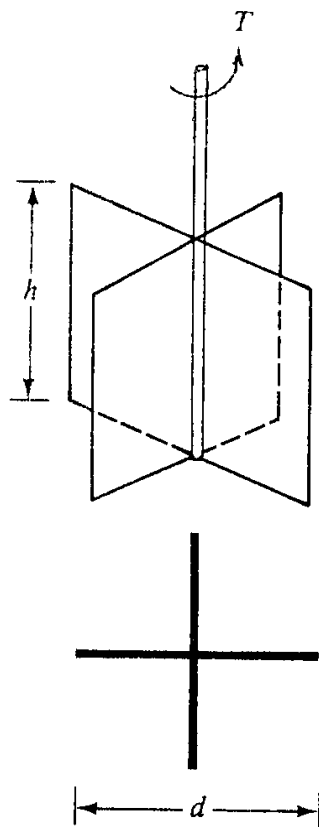
$$\begin{aligned}(c_u/p) \text{ پیش‌تحکیم یافته} &= (3.2)^{0.8} (0.1951) = 0.495 \\ c_u &= (0.495) (p) = (0.495) (78) = 38.61 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

### ۸-۹ آزمایش برش پره<sup>۲۴</sup>

با استفاده از آزمایش برش پره، می‌توان یک نتیجه نسبتاً قابل اعتماد از چسبندگی زهکشی‌نشده  $c_u$  (شرایط  $\phi = 0$ ) برای خاکهای چسبنده خیلی خمیری به دست آورد. مطابق شکل ۸-۴۳ پره برش متشکل از ۴ ورق با ابعاد مساوی می‌باشد که به یک میله پیچشی جوش شده‌اند. برای آزمایش، ابتدا پره در داخل خاک فرو رانده می‌شود. سپس در بالای میله، لنگر پیچشی اعمال می‌شود به طوری که پره با سرعت ثابتی بچرخد. استوانه‌ای از خاک به ارتفاع  $h$  و قطر  $d$  در مقابل لنگر پیچشی مقاومت خواهد کرد تا لحظه‌ای که خاک گسیخته شود. چسبندگی زهکشی‌نشده خاک به صورت زیر محاسبه می‌شود:

اگر  $T$  حداکثر لنگر پیچشی وارد بر بالای میله پیچشی برای ایجاد گسیختگی باشد، مقدار آن باید مساوی مجموع لنگر مقاوم نیروی برشی در امتداد سطح جانبی استوانه خاک ( $M_s$ ) و لنگر





شکل ۸-۴۳ نمودار وسیله آزمایش برش پره

مقاوم نیروی برشی در بالا و پایین استوانه خاک ( $M_e$ ) باشد (شکل ۸-۴۴ - الف):

$$T = M_s + \underbrace{M_e + M_e}_{\text{دو انتها}} \quad (۸-۴۶)$$

لنگر مقاوم  $M_s$  به صورت زیر به دست می آید:

$$M_s = (\pi dh) \cdot c_u \cdot (d/2) \quad (۸-۴۷)$$

بازوی لنگر      سطح جانبی

که در آن:

$$d = \text{قطر پره برش}$$

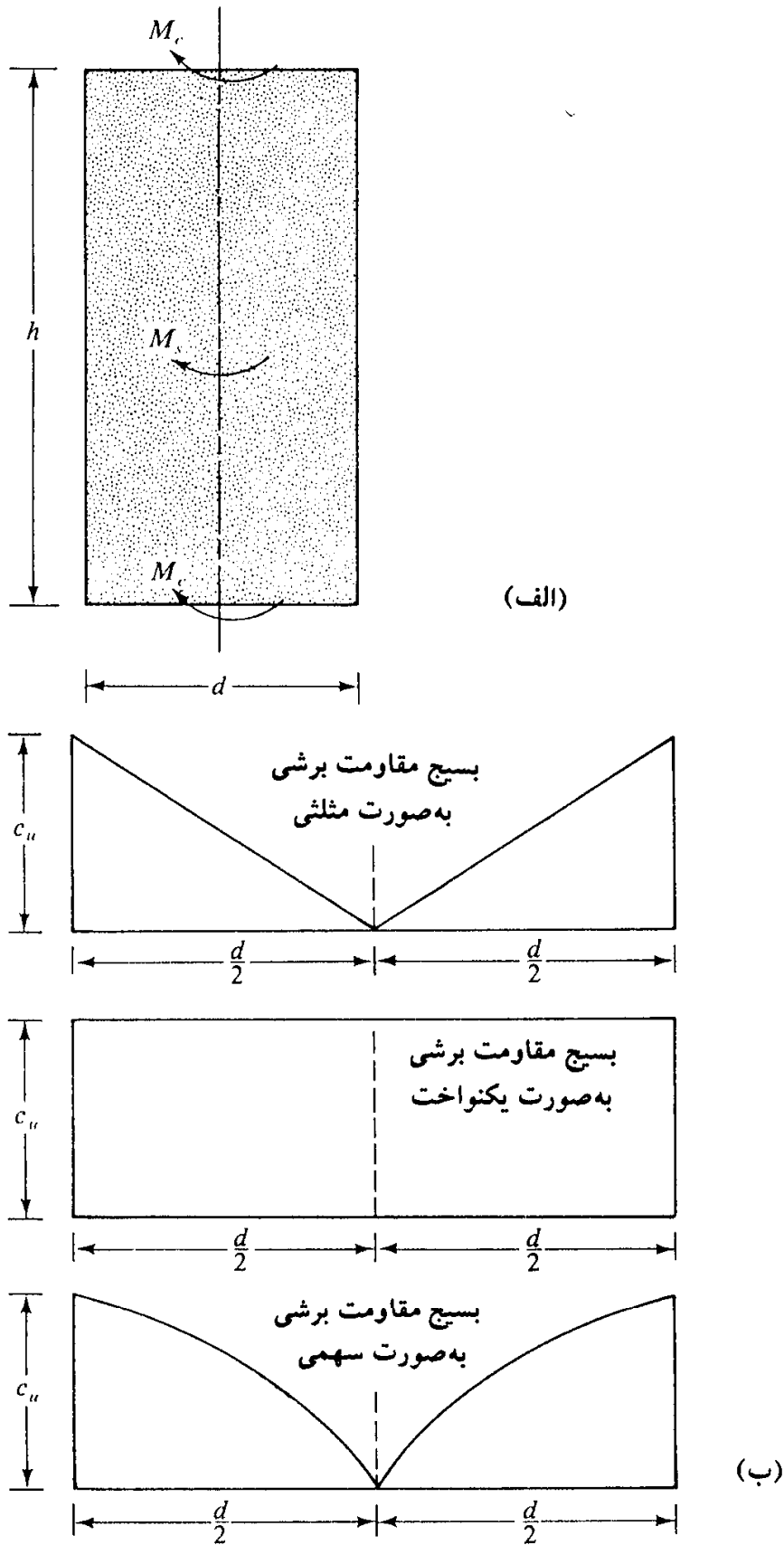
$$h = \text{ارتفاع پره برش}$$

برای محاسبه  $M_e$ ، محققین توزیعهای مختلفی برای تحریک مقاومت برشی در دو انتهای استوانه خاک فرض کرده اند که به قرار زیر می باشند:

الف: توزیع مثلثی (شکل ۸-۴۴ - ب - بالا)

ب: توزیع یکنواخت (شکل ۸-۴۴ - ب - وسط)

پ: سهمی (شکل ۸-۴۴ - پ - پایین)



شکل ۸-۴۴ حصول رابطه ۸-۴۸ (الف) لنگر پیچشی مقاوم نیروی برشی، (ب) تغییرات تحریک مقاومت برشی در محاسبه لنگر پیچشی مقاوم انتهایی

در حالت کلی، لنگر پیچشی  $c_u$  در لحظه گسیختگی به صورت زیر درمی آید:

$$T = \pi c_u \left[ \frac{d^2 h}{2} + \beta \frac{d^3}{4} \right] \quad (۴۸ - ۸)$$

یا

$$c_u = \frac{T}{\pi \left[ \frac{d^2 h}{2} + \beta \frac{d^3}{4} \right]} \quad (۴۹ - ۸)$$

که در آن:

$\frac{1}{4} = \beta$  برای توزیع مثلثی تحریک مقاومت برشی زهکشی نشده

$\frac{2}{3} = \beta$  برای توزیع یکنواخت تحریک مقاومت برشی زهکشی نشده

$\frac{3}{5} = \beta$  برای توزیع سهمی تحریک مقاومت برشی زهکشی نشده

(رابطه ۸ - ۴۹ اغلب به نام رابطه کالدینگ<sup>۲۵</sup> معروف است)

آزمایش برش پره را هم می توان در آزمایشگاه و هم می توان در محل در حین اکتشافات صحرائی انجام داد. برش پره آزمایشگاهی دارای قطر ۰/۵ اینچ (۱۲/۷ میلیمتر) و ارتفاع ۱/۰ اینچ (۲۵/۴ میلیمتر) می باشد. شکل ۸ - ۴۵ تصویری از تعیین  $c_u$  با استفاده از دستگاه برش پره آزمایشگاهی را نشان می دهد.

ابعاد وسیله برش پره در محل، یکی از سه نوع زیر است:

$$d = 2 \text{ in. (50.8 mm); } h = 4 \text{ in. (101.6 mm)}$$

$$d = 3 \text{ in. (76.2 mm); } h = 6 \text{ in. (152.4 mm)}$$

$$d = 4 \text{ in. (101.6 mm); } h = 8 \text{ in. (203.2 mm)}$$

در اکتشافات صحرائی محلهایی که تغییرات زیادی در مقدار مقاومت برشی زهکشی شده وجود دارد، آزمایش برش پره به طرز فوق العاده ای مفید است. در یک مدت زمان کوتاه می توان یک طرح قابل قبول از تغییرات  $c_u$  در عمق به دست آورد. لیکن اگر نهشته رسی در یک محل، کم و بیش یکنواخت باشد، تعداد محدودی آزمایش سه محوری تحکیم نیافته زهکشی نشده بر روی نمونه های دست نخورده، تخمین مناسبی از پارامترهای خاک برای طراحی به دست می دهد. آزمایش برش پره



شکل ۸-۴۵ تغییرات مقاومت برشی زهکشی نشده با استفاده از دستگاه برش پره آزمایشگاهی

از نقطه نظر مقاومت خاکی که برای تعیین مقاومت برشی آن به کار گرفته می شود، دارای محدودیتهایی می باشد. همچنین مقدار مقاومت زهکشی نشده به دست آمده بستگی به سرعت اعمال لنگر پیچشی  $T$  نیز دارد.

جروم<sup>۲۶</sup> (۱۹۷۴) نشان داد که با افزایش خاصیت خمیری،  $c_u$  به دست آمده از طریق آزمایش برش پره، ممکن است نتایج غیر ایمنی برای طراحی شالوده به دست دهد. به همین علت، تصحیحی به شرح زیر پیشنهاد می کند:

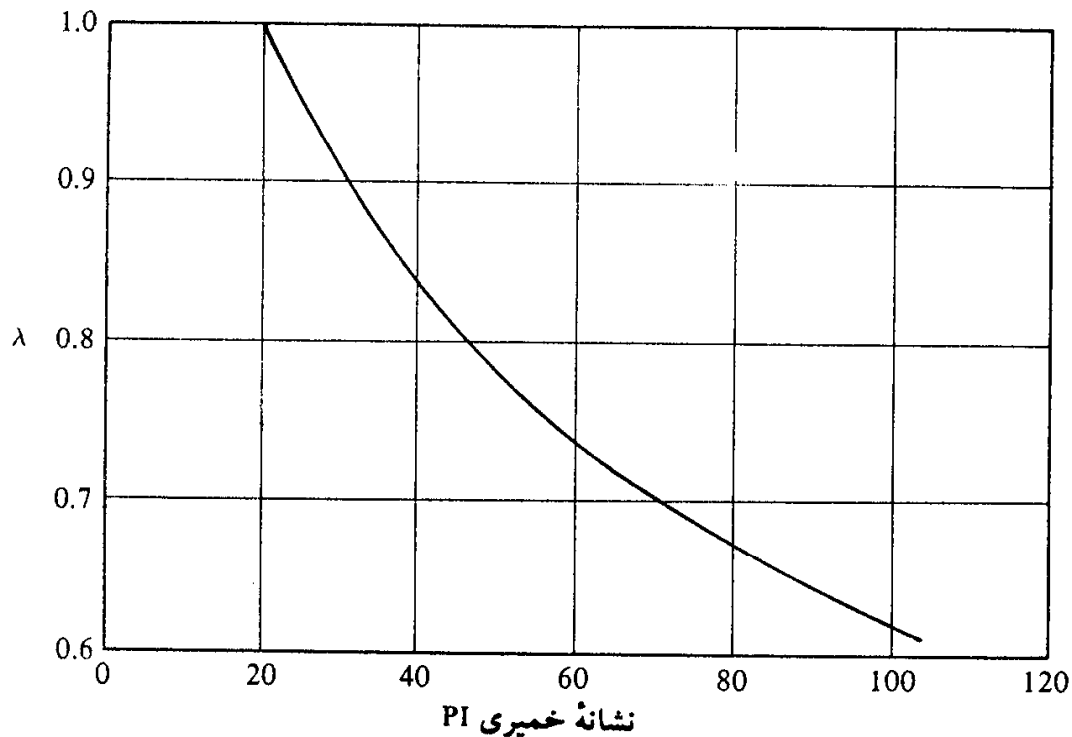
$$c_u (\text{طرح}) = \lambda c_u (\text{آزمایش برش پره}) \quad (۸-۵۰)$$

که در آن:

$$\lambda = 1.7 - 0.54 \log (PI) \quad (۸-۵۱)$$

$$PI = \text{نشانه خمیری}$$

شکل ۸-۴۶ نشان دهنده نمودار تغییرات  $\lambda$  در مقابل نشانه خمیری طبق رابطه ۸-۵۱ می باشد.



شکل ۸-۴۶ نمودار ضریب اصلاح، در مقابل نشانه خمیری (رابطه ۸-۵۱)

### تأثیر سرعت دوران دستگاه برش پره بر روی مقاومت برشی زهکشی نشده

در انجام آزمایش برش پره، سرعت دوران در حدود ۶ درجه بر دقیقه است، نشان داده شده است که چسبندگی زهکشی نشده حاصل ( $c_{II}$ ) تابعی از سرعت زاویه‌ای دوران  $\omega$  می‌باشد. اشکال ۸-۴۷ و ۸-۴۸ نشان‌دهنده نتایج آزمایشگاهی بر روی شیل و کائولینیت می‌باشد. در این اشکال تغییرات  $c_{II(\omega)}/c_{II(\omega=6^\circ)}$  برحسب  $\omega$  رسم شده است. با استفاده از این اشکال، نتایج زیر قابل حصول است:

۱- سرعت دوران پره بر روی مقدار  $c_{II}$  تأثیر دارد. بر پایه کارهای شریفوناساب و اولریش<sup>۲۷</sup>

می‌توان نوشت:

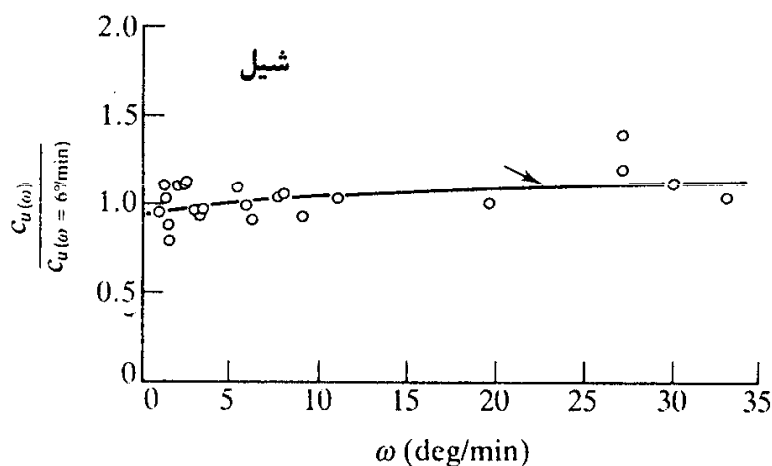
$$\frac{c_{II(\omega)}}{c_{II(\omega=6^\circ/\text{min})}} = \alpha' \left( \frac{\omega^\circ/\text{min}}{6^\circ/\text{min}} \right)^{\beta'}$$

(۸-۵۲)

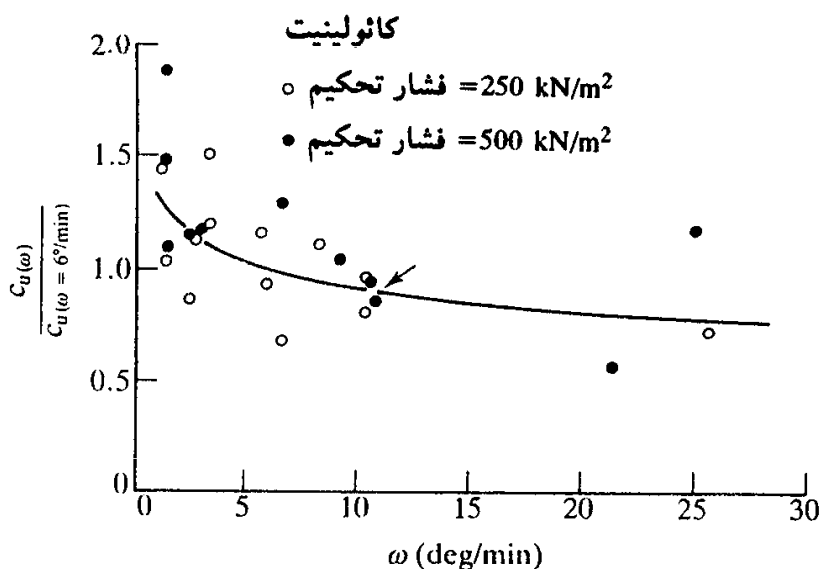
برای شیل  $\alpha' = 1.03$  و  $\beta' = 0.05$  و برای کائولینیت  $\alpha' = 0.99$  و  $\beta' = -0.169$  حاصل شده است.

۲- علت مثبت بودن  $\beta'$  برای شیل، خمیری بودن زیاد آن است. برای کائولینیت با خمیری کم،

در حین آزمایش مقدار زهکشی وقوع پیوسته و مقدار  $c_{II}$  کمتری به دست می‌آید.



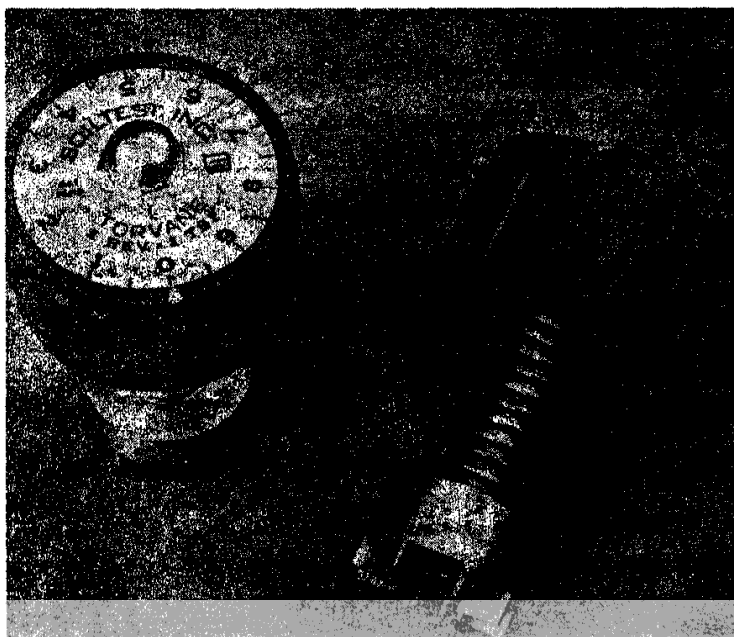
شکل ۸-۴۷ تغییرات  $c_u(\omega) / [c_u(\omega=6^\circ/\text{min})]$  بر حسب  $\omega$  برای شیل



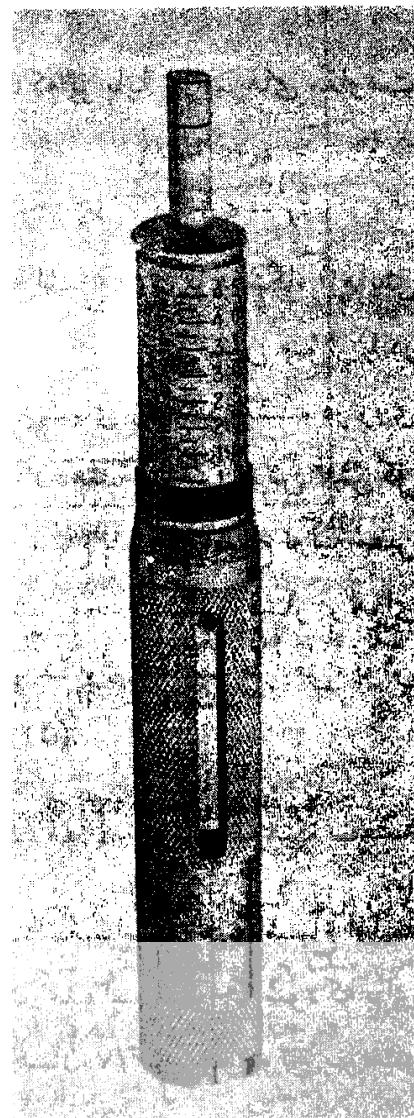
شکل ۸-۴۸ تغییرات  $c_u(\omega) / [c_u(\omega=6^\circ/\text{min})]$  بر حسب  $\omega$  برای کائولینیت

### ۸-۱۰ روشهای دیگر برای تعیین مقاومت زهکشی نشده خاکهای رسی

شکل اصلاح شده‌ای از دستگاه آزمایش برش پره، توروین<sup>۲۸</sup> است (شکل ۸-۴۹) که یک وسیله دستی با فنر کالیبره شده می‌باشد. از این وسیله می‌توان برای تعیین  $c_u$  در اکتشافات صحرایی و یا نمونه‌های جمع‌آوری شده در آزمایشگاه استفاده نمود. برای آزمایش، توروین به داخل خاک فشار داده شده و سپس تا لحظه گسیختگی خاک پیچانده می‌شود. در این حال می‌توان مقاومت برشی زهکشی نشده را در روی صفحه مدرج قرائت کرد. شکل ۸-۵۰ یک پنترومتر<sup>۲۹</sup> جیبی را نشان می‌دهد که مستقیماً به داخل خاک فرو رانده می‌شود. با توجه به مقاومت خاک در مقابل این



شکل ۴۹-۸ تروین



شکل ۵۰-۸ پنترومتر

فرورانش، مقاومت فشاری محدود نشده  $q_u$  در روی استوانه مدرج قرائت می شود. از این وسیله هم می توان در آزمایشگاه و هم می توان در صحرا استفاده کرد.

### ۸-۱۱ مقاومت برشی خاکهای چسبنده غیراشباع

رابطه بین تنش کل، تنش مؤثر و فشار آب حفره‌ای برای خاکهای غیراشباع طبق رابطه ۵-۱۵ به صورت زیر تعریف شد:

$$\sigma' = \sigma - u_a + \chi(u_a - u_w) \quad (۵۳-۸)$$

$$\sigma' = \text{تنش مؤثر}$$

$$\sigma = \text{تنش کل}$$

$$u_a = \text{فشار هوای حفره‌ای}$$

$v_w =$  فشار آب حفره‌ای

وقتی که  $\sigma'$  از رابطه ۵ - ۱۵ در رابطه مقاومت برشی (رابطه ۸ - ۸) که بر پایه پارامترهای مقاومت برشی قرار دارد، جایگزین گردد، به دست می‌آید:

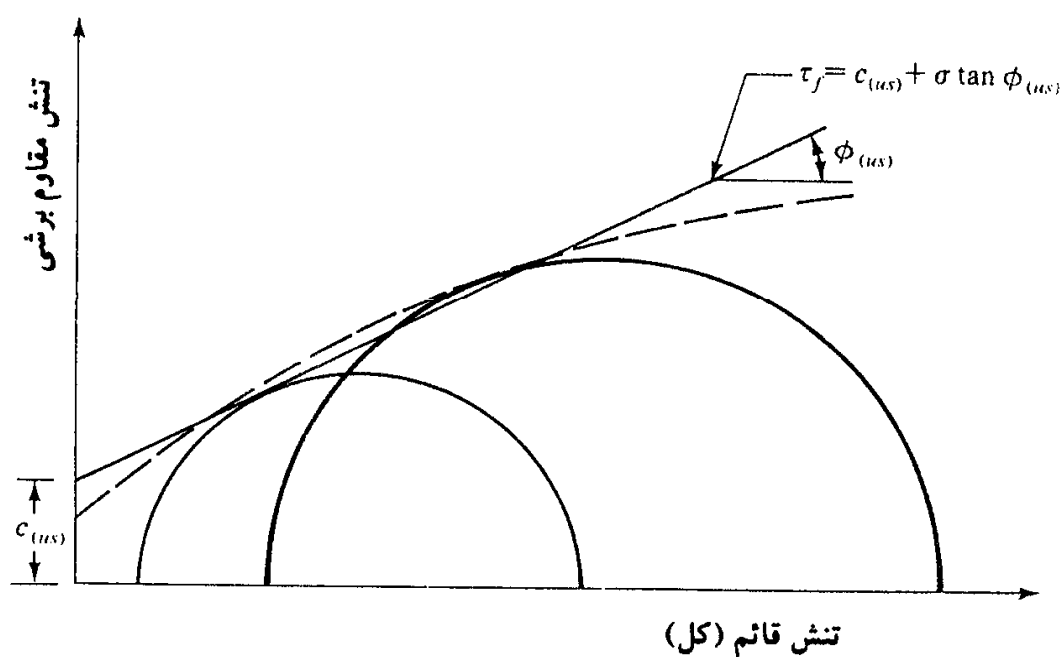
$$\tau_f = c + [\sigma - u_a + \chi(u_a - u_w)] \tan \phi \quad (۵۴ - ۸)$$

همان‌طور که قبلاً اشاره شد، مقدار  $\chi$  در درجه اول بستگی به درجه اشباع دارد. با دستگاه آزمایش سه‌محوری معمولی که در آزمایشگاهها به کار گرفته می‌شود، نمی‌توان به دقت تنش مؤثر را در نمونه‌های غیراشباع تعیین کرد. بنابراین روش معمول، انجام آزمایشهای زهکشی نشده در روی نمونه‌های غیراشباع، با اندازه‌گیری تنش کل است. شکل ۸ - ۵۱ نشان‌دهنده منحنی پوش تنش کل می‌باشد که از تعدادی آزمایش زهکشی نشده بر روی نمونه‌های غیراشباع با درجه اشباع اولیه معین انجام شده است. پوش گسیختگی معمولاً منحنی است. با افزایش فشار محدودکننده، فشار در هوای حفره‌ای افزایش پیدا کرده و حلالیت آن در آب حفره‌ای افزایش می‌یابد. برای مقاصد طراحی، پوش منحنی با خط مستقیم با معادله زیر تقریب زده می‌شود (شکل ۸ - ۵۱):

$$\tau_f = c_{(us)} + \sigma \tan \phi_{(us)} \quad (۵۵ - ۸)$$

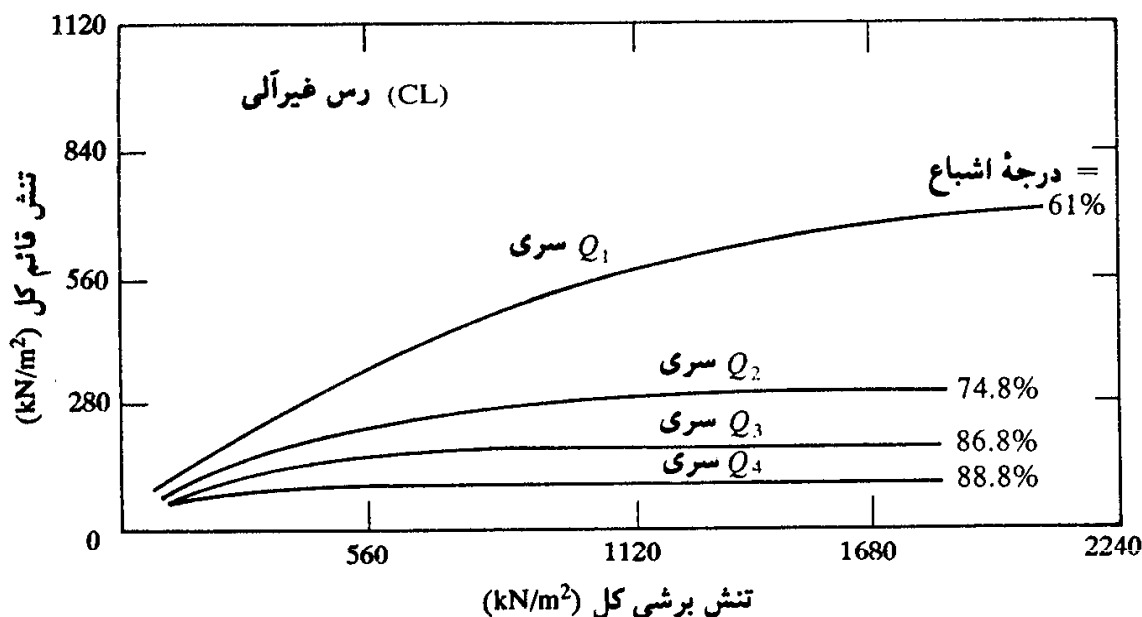
توجه شود که  $c_{(us)}$  و  $\phi_{(us)}$  در رابطه فوق، ثابتهای تجربی هستند.

شکل ۸ - ۵۲ نشان‌دهنده تغییرات منحنی پوش تنش کل با تغییرات درجه اشباع اولیه می‌باشد که از آزمایشهای زهکشی نشده بر روی رس غیرآلی به دست آمده است. توجه شود که برای این آزمایشها، نمونه‌هایی با وزن مخصوص خشک اولیه تقریباً یکسان  $16/7$  کیلونیوتن بر متر



شکل ۸ - ۵۱ پوش گسیختگی تنش کل برای خاکهای چسبنده غیراشباع





شکل ۸-۵۲ تغییرات پوش تنش کل با تغییر درجه اشباع اولیه که از آزمایشهای زهکشی نشده روی رسهای غیرآلی به دست آمده است (کازاگرانده و هرشفیلد ۱۹۶۰)

مکعب تهیه شده بود. مطالعه منحنی‌ها نشان می‌دهد که برای یک تنش قائم کل معلوم، تنش برشی لازم برای گسیختگی با افزایش درجه اشباع، کاهش می‌یابد. وقتی که درجه اشباع به ۱۰۰ درصد می‌رسد، پوش گسیختگی تنش کل، یک خط افقی می‌شود که مشابه مفهوم  $\phi = 0$  است. در حالات عملی که در آن احتمال اشباع شدن یک نهشته خاک رسی به علت بالا آمدن سطح آب زیرزمینی و یا بارش باران وجود دارد، از مقاومت خاک نیمه اشباع نمی‌توان در طراحی استفاده کرد. در عوض، نمونه خاک غیر اشباع به دست آمده از محل، در آزمایشگاه به صورت اشباع درآمده و مقاومت برشی زهکشی شده آن به وسیله آزمایش تعیین می‌شود.

### مسائل فصل هشتم

- ۸-۱ - یک آزمایش برش مستقیم بر روی نمونه‌ای از ماسه خشک با تنش قائم  $191/5$  کیلونیوتن بر مترمربع انجام شده است. گسیختگی در تنش برشی  $119/7$  کیلونیوتن بر متر مربع رخ داده است. ابعاد نمونه  $50/8 \times 50/8$  به ارتفاع  $25/4$  میلیمتر می‌باشد. مطلوب است تعیین زاویه اصطکاک  $\phi$ . همچنین برای تنش قائم  $144$  کیلونیوتن بر مترمربع، نیروی برشی لازم برای ایجاد گسیختگی در نمونه چقدر است.
- ۸-۲ - زاویه اصطکاک داخلی یک ماسه خشک متراکم شده،  $41$  درجه است. در آزمایش برش مستقیم بر روی این ماسه، تنش قائم  $105$  کیلونیوتن بر متر مربع بوده است. ابعاد نمونه  $50/8 \times 50/8$  به ارتفاع  $30/5$  میلیمتر می‌باشد. چه نیروی برشی باعث گسیختگی نمونه می‌شود.
- ۸-۳ - نتایج یک آزمایش برش مستقیم زهکشی شده بر روی یک نمونه رس عادی تحکیم یافته به شرح زیر

می باشد:

ابعاد نمونه:

ارتفاع نمونه = ۱۵ میلیمتر

قطر نمونه = ۵۰ میلیمتر

شماره آزمایش	نیروی قائم (N)	نیروی برشی در گسیختگی (N)
1	271	120.6
2	406.25	170.64
3	474	204.1
4	541.65	244.3

مطلوب است رسم تنش برشی در لحظه گسیختگی در مقابل تنش قائم و تعیین زاویه اصطکاک داخلی زهکشی شده از روی این نمودار.

۸-۴ - رابطه پوش گسیختگی تنش مؤثر برای یک خاک ماسه‌ای شل که از یک آزمایش برش مستقیم به دست آمده، به صورت  $\tau_f = \sigma' \tan 30^\circ$  می باشد. اگر یک آزمایش سه محوری زهکشی شده بر روی همان خاک با فشار محفظه ۷۰ کیلونیوتن بر مترمربع انجام شود، تنش انحرافی در لحظه گسیختگی چقدر می باشد.

۸-۵ - برای آزمایش سه محوری شرح داده شده در مسئله ۸-۴ مطلوب است:

الف: تعیین زاویه‌ای که صفحه گسیختگی با صفحه اصلی حداکثر می سازد.

ب: تعیین تنش قائم و تنش برشی در لحظه گسیختگی در روی صفحه‌ای که زاویه ۳۰ درجه با صفحه اصلی حداکثر می سازد. همچنین توضیح دهید که چرا نمونه در امتداد این صفحه گسیخته نمی شود.

۸-۶ - برای یک خاک رس عادی تحکیم یافته، نتایج آزمایش سه محوری زهکشی شده به شرح زیر می باشد:

فشار محفظه‌ای = ۱۴۰ کیلونیوتن بر متر مربع

تنش انحرافی در لحظه گسیختگی = ۲۶۳/۵ کیلونیوتن بر متر مربع

مطلوب است تعیین زاویه اصطکاک داخلی  $\phi$

۸-۷ - نتایج دو آزمایش سه محوری زهکشی شده بر روی یک رس اشباع به شرح زیر است:

۱ نمونه ..... فشار محفظه‌ای = 69 kN/m<sup>2</sup>

کیلو نیوتن بر مترمربع در لحظه گسیختگی = 213 kN/m<sup>2</sup> فشار انحرافی

۲ نمونه ..... فشار محفظه‌ای = 120 kN/m<sup>2</sup>

کیلو نیوتن بر مترمربع در لحظه گسیختگی = 258.7 kN/m<sup>2</sup> فشار انحرافی

مطلوب است محاسبه پارامترهای مقاومت برشی خاک.

۸-۸ - اگر نمونه رس شرح داده شده در مسئله ۸-۷ در یک دستگاه آزمایش سه محوری با فشار محفظه‌ای ۲۰۰ کیلونیوتن بر مترمربع مورد آزمایش قرار گیرد، تنش اصلی حداکثر در لحظه گسیختگی چقدر خواهد بود. در

حین آزمایش شرایط زهکشی کامل وجود دارد.

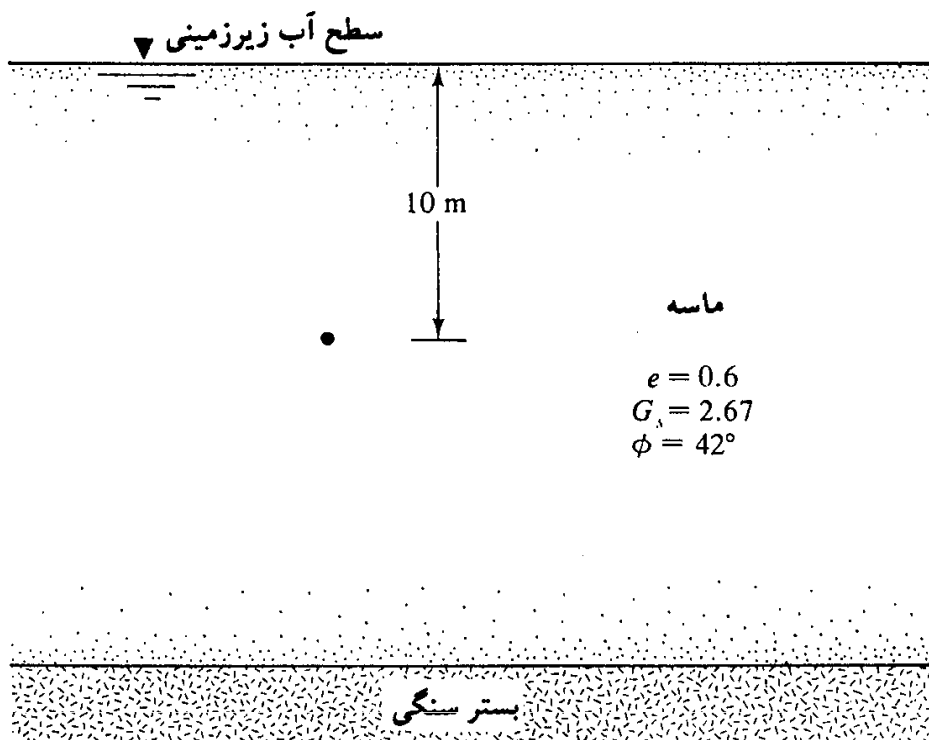
۸-۹ - یک خاک ماسه‌ای دارای زاویه اصطکاک زهکشی شده ۳۵ درجه است. اگر در یک آزمایش سه محوری

زهکشی شده روی آن خاک، تنش انحرافی در هنگام گسیختگی ۲۶۳ کیلونیوتن بر متر مربع باشد، فشار

محفظه‌ای چقدر خواهد بود.

۸-۱۰. یک آزمایش سه محوری زهکشی شده بر روی یک خاک رس عادی تحکیم یافته نشان داد که صفحه گسیختگی زاویه ۳۵ درجه با افق می سازد. اگر نمونه تحت فشار محفظه ای ۱۰۳/۵ کیلو نیوتن بر متر مربع مورد آزمایش قرار گرفته باشد، تنش اصلی حداکثر در لحظه گسیختگی چقدر خواهد بود.

۸-۱۱. در شکل، یک نهشته ماسه ای نشان داده شده است. مطلوب است تعیین مقاومت برشی در صفحه افقی که در عمق ۱۰ متری زیر سطح زمین قرار دارد.



شکل مسئله ۸-۱۱

۸-۱۲. از یک آزمایش تحکیم یافته زهکشی نشده بر روی یک خاک رس عادی تحکیم یافته، نتایج زیر به دست آمده است:

$$\sigma_3 = 84 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{تنش انحرافی در لحظه گسیختگی} = (\Delta\sigma_d)_f = 64 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{فشار حفره ای} = (\Delta u_d)_f = 48 \text{ kN/m}^2$$

مطلوب است محاسبه زاویه اصطکاک تحکیم یافته زهکشی نشده و زاویه اصطکاک زهکشی شده.

۸-۱۳. مقاومت برشی یک رس 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:

$$\text{فشار محفظه ای} = 112 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{تنش انحرافی در لحظه گسیختگی} = 100.14 \text{ kN/m}^2$$

مطلوب است تعیین:

الف: زاویه اصطکاک تحکیم یافته زهکشی نشده ( $\phi_{cu}$ )

ب: فشار آب حفره ای در نمونه در لحظه گسیختگی

۸-۱۴- برای نمونه رسی تشریح شده در مسئله ۸-۱۳، مقدار تنش انحرافی در لحظه گسیختگی با فشار محفظه‌ای  $\sigma_3 = 112 \text{ kN/m}^2$  (همان فشار محفظه‌ای مسئله قبل) در صورتی که آزمایش به صورت زهکشی شده انجام شود، چقدر است.

۸-۱۵- زاویه اصطکاک تحکیم‌یافته زهکشی نشده یک ماسه لای دار، ۲۲ درجه و زاویه اصطکاک زهکشی شده آن ۳۲ درجه ( $c = 0$ ) می‌باشد. اگر یک آزمایش تحکیم‌یافته زهکشی نشده بر روی چنین خاکی با فشار محفظه ۹۰ کیلو نیوتن بر متر مربع انجام شود، تنش اصلی حداکثر کل در لحظه گسیختگی چقدر خواهد شد. همچنین فشار حفره‌ای تولید شده در لحظه گسیختگی را محاسبه نمایید.

۸-۱۶- نتایج زیر مربوط به آزمایش سه محوری تحکیم‌یافته زهکشی نشده بر روی رس می‌باشند.

شماره نمونه	$\sigma_3$ ( $\text{kN/m}^2$ )	$\sigma_1$ در لحظه گسیختگی ( $\text{kN/m}^2$ )
1	191.67	375.67
2	383.34	636.33

مطلوب است رسم دایره مور تنش کل و تعیین پارامترهای مقاومت برشی برای شرایط تحکیم‌یافته زهکشی نشده.

۸-۱۷- نتایج یک آزمایش تحکیم‌نیافته زهکشی نشده بر روی یک نمونه خاک رس اشباع به قرار زیر است:

$$\sigma_3 = 97.74 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_1 = 190.59 \text{ kN/m}^2 \text{ در لحظه گسیختگی}$$

تنش محوری در لحظه گسیختگی در صورتی که نمونه‌ای مشابه تحت آزمایش فشار محدود نشده قرار گیرد، چقدر خواهد بود.

۸-۱۸- زاویه اصطکاک  $\phi$  یک نمونه رس عادی تحکیم‌یافته که از آزمایش سه محوری زهکشی شده به دست آمده، مساوی ۱۵ درجه است. مقاومت فشاری محدود نشده  $q_u$  برای آن خاک ۱۰۰ کیلو نیوتن بر متر مربع است. مطلوب است تعیین فشار آب حفره‌ای در لحظه گسیختگی برای آزمایش فشاری محدود نشده.

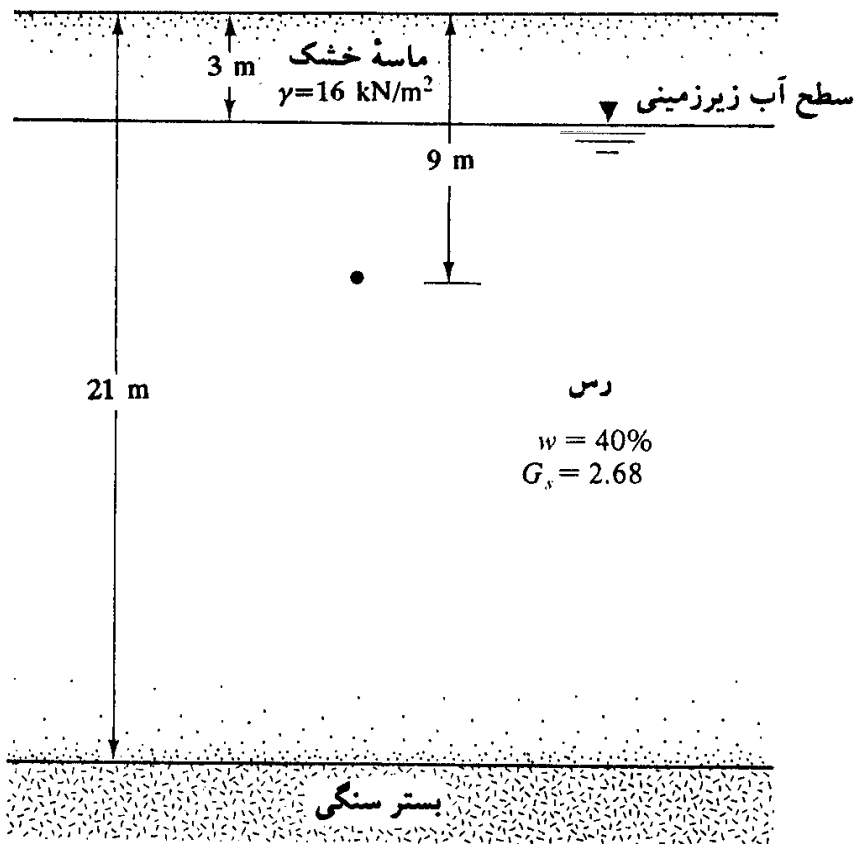
۸-۱۹- در شکل مقطع یک خاک نشان داده شده است. لایه رسی عادی تحکیم‌یافته با حد مایع ۶۸ درصد و حد خمیری ۲۷ درصد می‌باشد. مطلوب است تخمین مقاومت فشاری محدود نشده رس در عمق ۹ متری از سطح زمین.

۸-۲۰- اگر لایه رسی مسئله ۸-۱۹ پیش تحکیم‌یافته و نسبت پیش تحکیمی مساوی ۳/۲ باشد، مطلوب است تخمین مقاومت فشاری محدود نشده. از نتایج مسئله ۸-۱۹ استفاده نمایید.

۸-۲۱- مثال ۸-۸ داخل فصل را با  $\phi = 28^\circ$  و  $c = 19.55 \text{ kN/m}^2$  و  $\sigma_3 = 84 \text{ kN/m}^2$  تکرار نمایید.

۸-۲۲- رابطه ۸-۷ داخل فصل را به دست آورید.

۸-۲۳- برای یک رس عادی تحکیم‌یافته، پوش گسیختگی توسط رابطه  $\tau_f = \sigma' \tan \phi$  تعریف می‌شود. پوش گسیختگی اصلاح شده نظیر (نمودار  $q'$  در مقابل  $p'$ ) طبق رابطه ۸-۳۳ به صورت  $q' = p' \tan \alpha$  تعریف می‌شود. به روش مشابه، اگر رابطه پوش گسیختگی به صورت  $\tau_f = c + \sigma' \tan \phi$  باشد، رابطه پوش گسیختگی اصلاح شده نظیر در نمودار  $q'$  در مقابل  $p'$  می‌تواند به صورت  $q' = m + p' \tan \alpha$  تعریف شود. مطلوب است تعیین  $\alpha$  به صورت تابعی از  $\phi$  و  $m$  به صورت تابعی از  $c$  و  $\phi$



شکل مسئله ۸ - ۱۹

۸-۲۴. نتایج دو آزمایش سه محوری تحکیم یافته زهکشی شده در روی یک خاک رس به شرح زیر است:

شماره آزمایش	$\sigma_3$ (کیلو نیوتن بر متر مربع)	$\sigma_1$ (گسیختگی) (کیلو نیوتن بر متر مربع)
۱	۱۸۶/۲	۵۱۳/۸
۲	۸۳/۷۲	۳۳۶/۲۸

با استفاده از رابطه پوش گسیختگی  $q' = m + p' \tan \alpha$  (بدون رسم نمودار) مطلوب است:

الف: تعیین  $m$  و  $\alpha$

ب: تعیین  $c$  و  $\phi$

### فهرست علائم فصل هشتم

#### انگلیسی

- $A$  Skempton's pore pressure parameter  
 $A_f$  Skempton's pore pressure parameter at failure  
 $a'$   $2c \tan (45 + \phi/2)$

دانلود از: