

## فصل ششم

# مقاومت برشی خاک (Shear Strength)

در این فصل به دنبال آن هستیم تا بدانیم حداکثر مقاومت خاک در مقابل بارهای وارده چقدر است. بعبارت دیگر تحت چه شرایطی حالت گسیختگی (تسلیم) در خاک رخ می‌دهد؟ در قرن نوزدهم و اوایل قرن بیستم دانشمندان سعی کردند تا براساس تنش، معیارهایی را برای گسیختگی (تسلیم) در مصالح عنوان کنند. در این معیارها مواد را به دو دسته تقسیم می‌کنند:

- مواد شکل پذیر (Ductile)...

تغییر شکل این مواد در اثر بار، در ابتدا کوچک بوده و سپس تدریجاً تغییر شکل‌ها بزرگ شده و ماده وارد منطقه‌ی پلاستیک می‌شود و سرانجام گسیخته می‌گردد. معیارهایی که برای گسیختگی این مواد بیان می‌شود، Yield Criteria (معیار تسلیم) نامیده می‌شود. در درس مکانیک جامدات این معیارها برای فولاد بیان شده است.

- مواد شکننده (Brittle)...

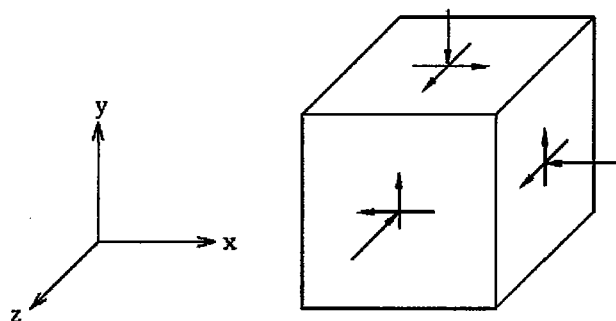
این مواد، بدون تغییر شکل قابل توجه بار را تحمل می‌کنند و ناگهان می‌شکنند (بدون اینکه نمودی از نزدیک شدن به نقطه‌ی شکست نشان دهند). معیارهایی که برای این مواد بیان می‌شود «Fracture Criteria» (معیار شکست) نامیده می‌شود.

در مورد مصالح ژئوتکنیکی دو مشکل وجود دارد:

اولاً رفتار این مواد یکسان نیست مثلاً سنگ‌ها جز مواد شکننده **Brittle** و خاک‌های رس نرم جز مواد شکل پذیر **Ductile** هستند. ثانیاً خاک‌های شن و ماسه ای بین دانه‌هایشان پیوستگی وجود ندارد و نمی‌توان آن‌ها را یک محیط پیوسته واقعی فرض کرد.

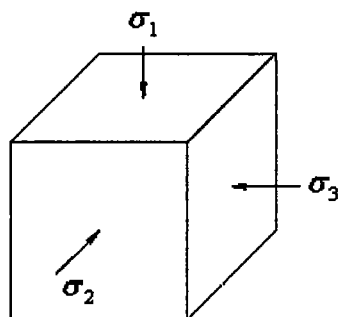
لذا بیان معیارهایی بر پایه تنش، که تسلیم یا گسیختگی در خاک را نشان دهد کار ساده‌ای نیست.

### دایره‌ی موهر: (Mohr Circle)



المانی را در عمق  $Z$  از خاک در نظر می‌گیریم. در حالت کلی روی سطوح این المان تنش‌های برشی و قائم وجود دارد. در مکانیک خاک معمول است که چون خاک‌ها در کشش ضعیف عمل می‌کنند تنش‌های قائم فشاری را مثبت در نظر می‌گیرند. در مورد جهت تنش‌های برشی، تنش‌هایی که المان را در جهت عقربه‌های ساعت بچرخانند به عنوان تنش‌های مثبت فرض می‌شوند. اگر در طبیعت سطح زمین را افقی در نظر بگیریم، تنش‌های برشی ناچیز خواهد بود و می‌توان از آن‌ها صرف‌نظر کرد، اما در سطوح شیب دار مجاز به چنین فرضی نیستیم. تنش‌های قائم بدون تنش برشی را تنش‌های اصلی و صفحاتی که این تنش‌ها بر آن‌ها عمود هستند را صفحات اصلی می‌گویند.

حال فرض می‌کنیم سطح زمین صاف باشد و تنش‌های برشی قابل صرف‌نظر کردن باشد. در اینصورت تنش‌های وارد بر المان را می‌توان به صورت مقابل نشان داد:



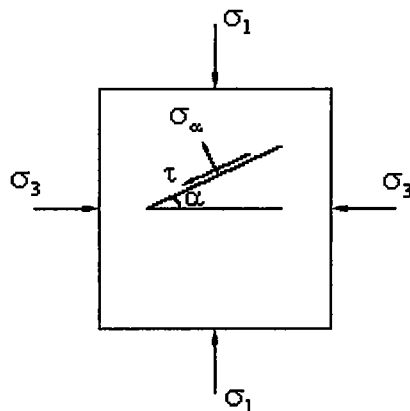
فرض کنید:  $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$  (اگر تنش‌های تکتونیکی خاصی در اعماق زمین وجود نداشته باشد معمولاً تنش در راستای قائم از سایر تنش‌ها بیشتر است.) اکنون صفحه‌ی عمود بر  $\sigma_2$  را در نظر گرفته و در حالت دوبعدی به بررسی وضعیت تنش‌ها می‌پردازیم (بعدها خواهیم دید که تنش برشی ماکزیمم، ناشی از بیشترین و کمترین تنش‌های قائم یعنی  $\sigma_1$  و  $\sigma_3$  است).

با نوشتن معادله‌ی تعادل استاتیکی در حالت دو بعدی می‌توان تنش برشی و قائم را روی هر سطح دلخواه با شیب  $\alpha$  نسبت به افق به دست آورد.

$$\sigma_{\alpha} = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos 2\alpha$$

$$\tau_{\alpha} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin 2\alpha$$

مشخص است هر چه  $\sigma_1, \sigma_3$  بیشتر باشد  $\sigma_{\alpha}$  بیشتر خواهد بود.

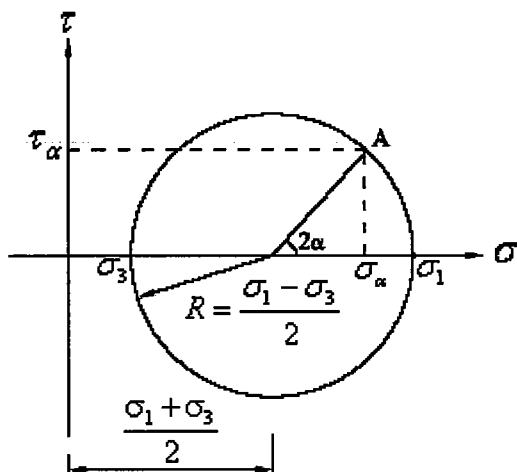


اگر  $\sigma_1, \sigma_3$  برابر باشند روی هر سطح مایل با زاویه دلخواه تنش برشی برابر صفر است. به عبارت دیگر اگر به یک مکعب به یک میزان تنش از سه طرف اعمال کنیم در هیچ صفحه‌ای تنش برشی وارد نمی‌شود.

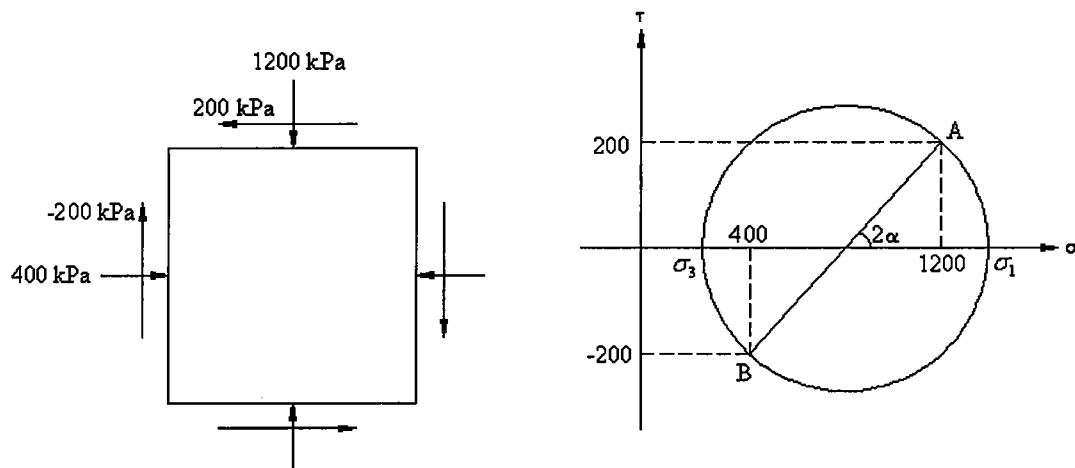
آقای موهر با در نظر گرفتن روابط  $\sigma_{\alpha}$  و  $\tau_{\alpha}$  به این نتیجه رسید که می‌توان این تنش‌ها را در دستگاه مختصات

$$\sigma \text{ و } \tau \text{ روی دایره‌ای به مرکز } \left( \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}, 0 \right) \text{ و شعاع } \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \text{ رسم کرد.}$$

یعنی برای پیدا کردن تنش‌های برشی و قائم روی صفحه‌ای که نسبت به صفحه‌ی افق به اندازه‌ی زاویه  $\alpha$  چرخیده است کافیست روی دایره از محور افقی از نقطه  $\sigma_1$ ، به اندازه  $2\alpha$  در جهت مثلثاتی بچرخیم تا به نقطه‌ی A برسیم. مؤلفه‌های نقطه‌ی A متناظر مؤلفه‌های تنش روی آن صفحه است.



حتی اگر تنش‌های ما تنش‌های اصلی نباشند و ما در کنار آن‌ها تنش‌های برشی نیز داشته باشیم، باز می‌توان از دایره‌ی موهر استفاده کرد. در این حالت متناظر با هر صفحه، نقطه‌ای روی دایره مشخص می‌شود که به کمک آن می‌توان دایره را رسم کرد.



به عنوان نمونه، با مشخص شدن دو نقطه‌ی A و B می‌توان دایره‌ای به قطر AB رسم کرد. به این صورت دایره‌ی موهر برای حالتی که تنش‌ها اصلی نباشند به دست می‌آید. با دقت در این دایره می‌توان فهمید که اگر صفحات را به اندازه‌ی  $\alpha$  در جهت نشان داده شده (ساعتگرد) بچرخانیم به صفحات اصلی خواهیم رسید که روی آنها تنش برشی صفر بوده و تنش‌های قائم  $\sigma_1$  و  $\sigma_3$  خواهند بود.

### معيار گسيختگی موهر – کلمب: (Mohr-Coulomb Failure Criterion)

کلمب اولین کسی بود که مشاهده کرد خاک‌ها و سنگ‌ها در فشار مقاومت خوبی دارند اما در برش گسیخته می‌شوند. به همین دلیل یک معیار گسیختگی بر مبنای تنش عنوان کرد.

مقاومت برشی خاک به دو عامل وابسته است:

- عامل وابسته به تنش (وزن خاک بالای المان)

- عامل غیروابسته به تنش (چسبندگی ذاتی مصالح)

بر اساس این دو عامل کلمب رابطه‌ی زیر را پیشنهاد کرد:

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

که در این رابطه...

$\tau_f$ : تنش برشی لازم برای ایجاد گسیختگی در خاک. (مقاومت برشی خاک در لحظه‌ی گسیختگی)

$\sigma$ : تنش قائم وارد بر سطح گسیختگی

$\phi$ : زاویه‌ی اصطکاک داخلی ( $\tan \phi$ ) در واقع حکم ضریب اصطکاک  $\mu$  را در روابط فیزیک دارد.

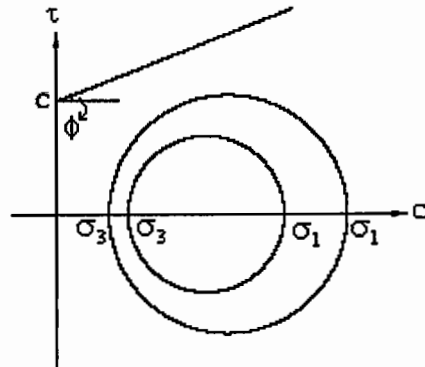
c: چسبندگی

می‌باشد.

در خاک‌های دانه ای که بین دانه‌ها چسبندگی وجود ندارد، مقدار  $c$  صفر است، اما در خاک‌های سیلتی و رسی،  $c$  نقش مهمی را در  $\tau_f$  ایفا می‌کند. به عبارتی دیگر هر چه درصد رس در خاک بیشتر باشد مقدار  $c$  برای خاک بیشتر است.

اکنون می‌خواهیم ببینیم این معیار گسیختگی در دایره‌ی موهر چه شکلی خواهد داشت. با توجه به اینکه رابطه‌ی  $\tau, \sigma$  در این رابطه از درجه اول است می‌توان نتیجه گرفت این معیار به صورت خط راست در این دستگاه محورهای مختصات  $\sigma$  و  $\tau$  رسم می‌شود.

$$\sigma = 0 \rightarrow \tau_f = c$$



معیار گسیختگی موهر- کلمب، اینطور بیان می‌کند که...

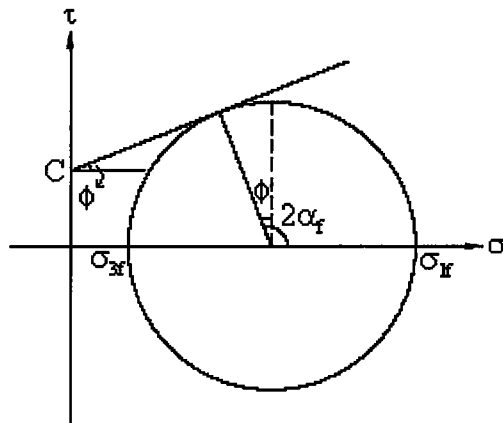
«تسلیم (گسیختگی) در خاک زمانی رخ می‌دهد که ترکیب تنش‌های قائم و برشی در روی سطح گسیختگی به نحوی باشد که دایره‌ی موهر نشان دهنده‌ی وضعیت تنش‌ها، بر خط کلمب مماس شود»

براساس معیار موهر- کلمب، تنش قائم حداکثر و تنش برشی حداکثر هیچکدام به تنهایی باعث گسیختگی خاک نمی‌شوند بلکه ترکیبی بحرانی از آنها که رابطه  $\tau = \sigma \tan \phi + c$  را ارضاء نماید موجب گسیختگی خاک می‌گردد. تا وقتی که دایره موهر که نشان دهنده وضعیت تنش‌های وارد بر المان خاک می‌باشد در زیر خط کلمب قرار دارد، خاک گسیخته نمی‌شود. زمانیکه دایره موهر بر خط کلمب مماس شود گسیختگی در خاک رخ می‌دهد.

براساس این معیار نمی‌توان روی یک صفحه وضعیتی از تنش را داشت که دایره‌ی موهر آن بالای خط کلمب قرار گیرد. لذا به این خط، «پوش گسیختگی» گفته می‌شود.

اکنون می‌خواهیم ببینیم گسیختگی در کدام صفحه روی می‌دهد.

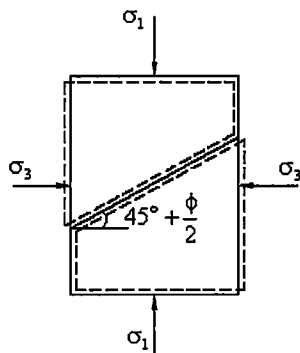
طبق مباحثی که تاکنون انجام شد و با استفاده از شکل مقابل می‌توان نوشت:



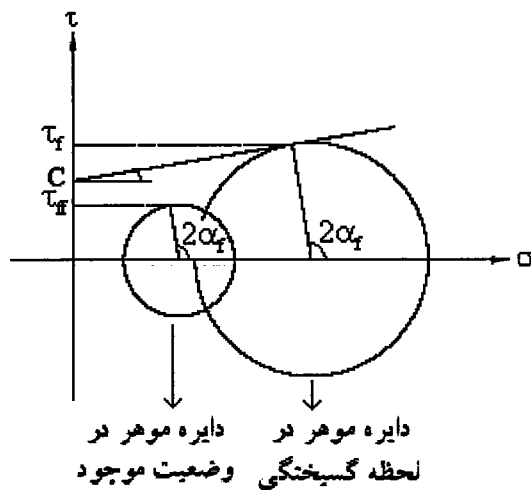
$$2\alpha_f = 90^\circ + \phi$$

$$\rightarrow \alpha_f = 45^\circ + \frac{\phi}{2}$$

مفهوم فیزیکی  $\alpha_f$  آن است که، اگر  $\sigma_1, \sigma_3$  را آنقدر زیاد کنیم که دایره موهر نظیر آن‌ها بر خط کلمب مماس شود، در اینصورت خاک در سطحی با زاویه  $\alpha_f$  مطابق شکل زیر خواهد برید.



اگر زاویه صفحه‌ی شکست ( $\alpha_f$ ) معلوم باشد، در هر وضعیتی از تنش، ضریب اطمینان در مقابل گسیختگی برشی قابل محاسبه است.



$$F.S. = \frac{\tau_f}{\tau_{ff}}$$

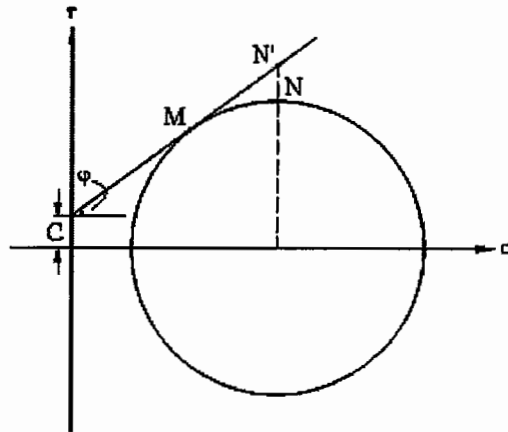
که در این رابطه...

$\tau_r$ : مقاومت برشی خاک.

$\tau_{ff}$ : تنش برشی موجود در صفحه‌ی به زاویه‌ی  $\alpha_r$

می‌باشد.

بنابر آنچه گفتیم، گسیختگی در صفحه‌ی متناظر با نقطه‌ی  $M$  روی می‌دهد (شکل زیر). اما حداکثر تنش برشی در نقطه‌ی  $N$  به وجود می‌آید. این نکته تأییدی است بر این مطلب که گسیختگی لزوماً روی صفحه‌ی رخ نمی‌دهد که  $\tau$  روی آن ماکزیمم است.



سؤال: گفتیم که خاک‌ها در برش ضعیف عمل می‌کنند. پس چرا در صفحه‌ی  $\tau$  ماکزیمم است، گسیختگی روی نمی‌دهد؟

درست است که در نقطه‌ی  $N$  تنش برشی ماکزیمم است، اما مقاومت برشی خاک در صفحه‌ی نظیر آن نقطه (که زاویه آن نسبت به افق  $45^\circ$  درجه است) برابر طول قائم نقطه‌ی  $N'$  است که از تنش برشی نقطه‌ی  $N$  بیشتر است. بنابراین می‌توان گفت گسیختگی در نقطه‌ی  $M$  روی می‌دهد که تنش برشی روی صفحه با مقاومت برشی خاک برابر شود (نقطه  $M$ ).

مشخص است که هر چه چسبندگی بیشتر شود (مقدار  $c$  افزایش پیدا کند) مقاومت برشی خاک افزایش خواهد یافت. از سوی دیگر در یک  $c$  ثابت، هر چه شیب خط بیشتر شود، تنش‌های بزرگتری (دایره‌ی موهر بزرگتر) نیاز داریم تا بر خط مورد نظر مماس شود، لذا خاک مقاومت برشی بیشتری خواهد داشت. به عبارت دیگر هر چه زاویه  $\phi$  بیشتر شود، خاک از لحاظ مقاومت برشی قوی‌تر می‌شود.

در خاک‌های درشت دانه مثل شن و ماسه، اگر خاک کاملاً تمیز باشد (هیچ ریزدانه‌ای نداشته باشد) مقدار  $c=0$  خواهد بود. در خاکهای ریز دانه (رسی) نرم در حالت زهکشی نشده  $\phi$  می‌تواند نزدیک صفر باشد.

اگر اصطکاک داخلی در یک خاک قابل صرف‌نظر کردن باشد ( $\phi \cong 0$ ) خط کلمب به صورت خط افقی درخواهد آمد. در اینصورت در همه‌ی حالات زاویه‌ی صفحه‌ی گسیختگی  $45^\circ$  خواهد بود. در این حالت بزرگی یا کوچکی تنش قائم تأثیری روی صفحه‌ی جداسازی نخواهد داشت و فقط تفاضل تنش‌ها (برش) است که در گسیختگی مهم است.

معیار گسیختگی موهر-کلمب برحسب تنش‌های اصلی به صورت زیر در می‌آید:

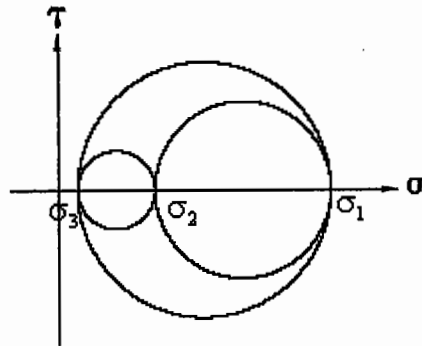
$$\sigma_{1f} - \sigma_{3f} = (\sigma_{1f} + \sigma_{3f}) \sin \phi + 2c \cos \phi$$

رابطه فوق به سهولت با روابط هندسی موجود در شکل صفحه قبل بدست می‌آید. این رابطه را به صورت زیر نیز می‌توان نوشت:

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

$$\sigma_3 = \sigma_1 \cdot \tan^2 \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right) - 2c \cdot \tan \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

سؤال: آیا تنش متوسط  $\sigma_2$  تأثیری در گسیختگی ندارد؟

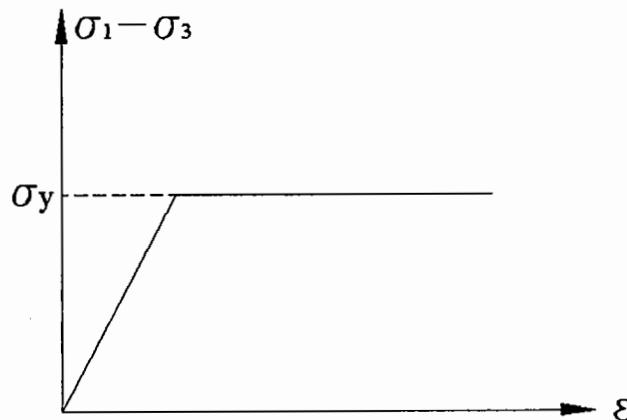


براساس معیار موهر-کلمب و بنابر فرضی که در ابتدا انجام دادیم ( $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$ )، بیشترین تنش برشی که در خاک ایجاد می‌شود تفاضل تنش‌های  $\sigma_1, \sigma_3$  است. (دایره‌ی موهر مربوط به تنش‌های دیگر در شکل نشان داده شده است.) بنابراین آنچه که معیار موهر-کلمب می‌گوید حاکی از عدم تأثیر  $\sigma_2$  در گسیختگی خاک است ولی معیارهای دیگری نیز در خصوص گسیختگی خاک وجود دارند که در برخی از آنها تنش  $\sigma_2$  نیز وارد می‌شود. این معیارها در دروس پیشرفته مکانیک خاک بررسی می‌شوند.

بنابر تعریف معیار موهر-کلمب، اگر وضعیت تنش‌های  $\sigma$  و  $\tau$  روی یک صفحه معیار  $\tau = \sigma \tan \phi + c$  را ارضا نمایند روی آن صفحه گسیختگی رخ می‌دهد، بنابراین اگر وضعیت تنش را هنگام گسیختگی با  $\sigma_y$  نشان می‌دهیم، تنش در خاک نمی‌تواند از آن حد بیشتر باشد ولی اگر تنش بیشتری به خاک وارد شود این تنش به المانهای مجاور که هنوز به  $\sigma_y$  نرسیده‌اند منتقل خواهد شد.

اگر رابطه‌ی تنش- کرنش، در ابتدای رفتار آن خطی و پس از گسیختگی به صورت افقی فرض شود، آن گاه به این مواد «elastic perfect plastic» می‌گویند.

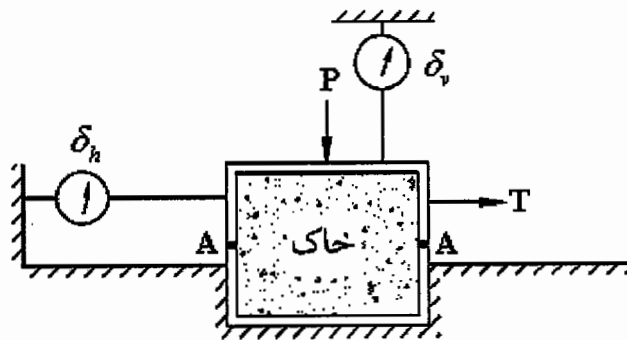




### آزمایشات آزمایشگاهی جهت تعیین مقاومت برشی خاک:

#### (۱) آزمایش برش مستقیم (Direct shear test):

این آزمایش قدیمی‌ترین و ساده‌ترین آزمایش برای تعیین مقاومت برشی خاک است.



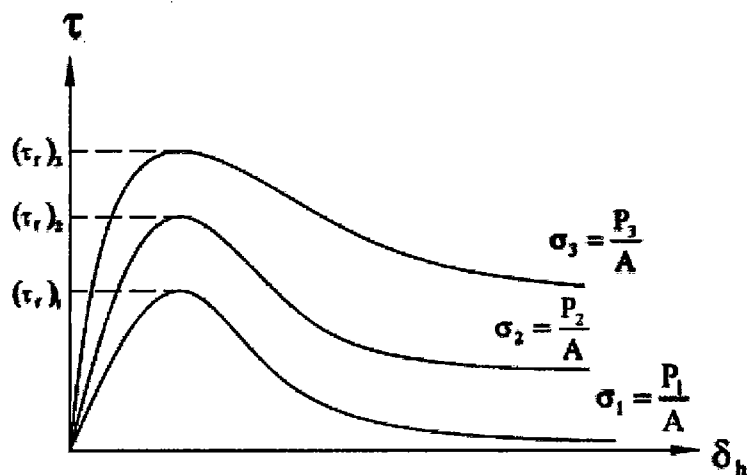
جعبه ای فلزی را در نظر بگیرید که به دو قسمت تقسیم شده است. اگر قسمت پائین آن را ثابت فرض کرده و قسمت بالایی قابل حرکت باشد، می‌توان با جابه جایی قسمتی بالایی مقاومت برشی خاک را به دست آورد. دو gage به جعبه‌ی بالایی متصل می‌کنیم که یکی جابجایی در راستای قائم و دیگری جابجایی در راستای افقی را نشان می‌دهد. نیروی P از بالا به خاک وارد شده و سپس جعبه‌ی بالایی توسط نیروی T کشیده شود. عاملی که باعث می‌شود نیمه بالایی جعبه نسبت به نیمه پائینی آن حرکت نکند اصطکاک خاک در داخل جعبه در سطح AA می‌باشد. با افزایش تدریجی نیروی T و با اندازه‌گیری نیروی T در لحظه‌ای که جعبه بالایی می‌لغزد می‌توان نوشت:

$$\text{تنش برشی} = \frac{T}{A}$$

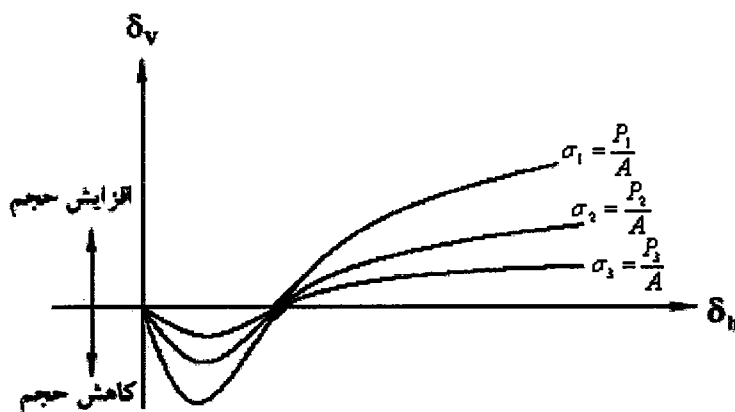
$$\text{تنش قائم} = \frac{P}{A} = \text{const.}$$

A: سطح نمونه‌ی خاک

اگر نمودار تنش برشی را برحسب جابه جایی افقی رسم کنیم شکلی شبیه نمودار زیر به دست خواهد آمد:

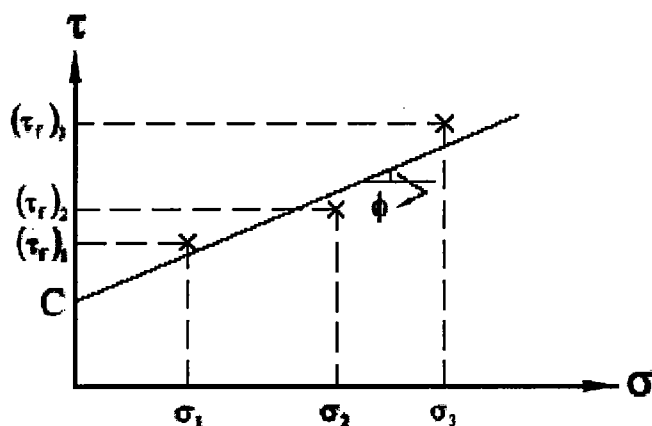


مشخص است با افزایش نیروی برشی  $T$  بعد از زمانی خاک بریده و نیمه بالایی جعبه به حرکت در می آید. تنش برشی در لحظه گسیختگی خاک حداکثر بوده و همان ، تنش برشی گسیختگی است که آن را با  $\tau_r$  نشان می دهند. با افزایش نیروی قائم  $P$  تنش برشی گسیختگی نیز افزایش می یابد. بعبارت دیگر با اعمال  $P$  بیشتر بر روی جعبه  $P_3 > P_2 > P_1$  تنش برشی لازم برای ایجاد گسیختگی نیز بیشتر می شود  $(\tau_r)_3 > (\tau_r)_2 > (\tau_r)_1$ . حال اگر تغییرات جابجایی قائم را برحسب تغییرات جابجایی افقی رسم کنیم نموداری شبیه نمودار زیر به دست خواهد آمد:



وقتی خاک ابتدائاً تحت تنش برشی قرار می گیرد دانه ها به گونه ای نسبت به هم جابه جا می شوند که فضاهای خالی را پر کرده و متراکم می شوند (حجم کاهش می یابد) اما اگر تنش برشی باز افزایش یابد دو حالت ممکن است رخ دهد: یا اینکه خود دانه های خاک متلاشی شوند که احتمال آن کم است یا اینکه دانه ها بر روی هم سوار می شوند تا بتوانند از روی هم عبور کرده و در خاک گسیختگی ایجاد نمایند که این امر باعث افزایش حجم نمونه می شود. پس در ابتدا کاهش حجم و در ادامه افزایش حجم مشاهده می شود. این آزمایش معمولاً برای خاک های درشت دانه انجام می شود، البته می توان این آزمایش را برای خاک های ریزدانه ی دست نخورده نیز انجام داد، اما آزمایشات بهتری برای خاک های ریزدانه وجود دارد.

اگر این آزمایش را با سه تنش قائم مختلف انجام دهیم و حاصل را در دستگاه مختصات موهر نشان دهیم می‌توان خطی به آن‌ها برازش داد که به وسیله‌ی آن خط  $C$  و  $\phi$  به دست می‌آید.



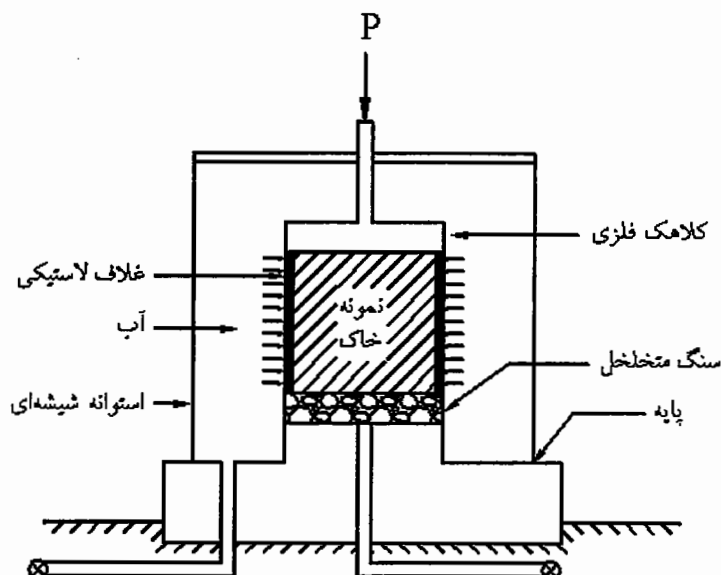
نکته‌ای که باید به آن توجه نمود آن است که در هر سه آزمایش باید شرایط نمونه یکسان باشد خصوصاً درجه‌ی تخلخل آن‌ها باید مساوی باشد.

اشکالات آزمایش برش مستقیم را می‌توان به صورت زیر عنوان کرد:

- ما در روابط، سطح مقطع نمونه‌ی خاک را ثابت در نظر می‌گیریم، در صورتی که با جابه‌جایی دو جعبه فوقانی و تحتانی نسبت به هم، این سطح مقطع کاهش می‌یابد.
- فرض همگن بودن توزیع تنش برشی در سطح گسیختگی صحیح نیست (در گوشه‌ها تمرکز تنش داریم)
- شرایط زهکشی هنگام آزمایش روی نمونه‌های اشباع قابل کنترل نیست
- در حین انجام آزمایش، تنشهای اصلی روی سطح برش دچار دوران می‌شوند
- سطح برش AA را ما به خاک تحمیل می‌کنیم و  $\phi$  و  $C$  را برای این سطح برش تحمیلی به دست می‌آوریم. در واقع خاک روی ضعیف‌ترین سطح خود گسیخته می‌شود و لزومی ندارد که در طبیعت نیز خاک در این سطح ببرد.

### (۲) آزمایش سه محوری (Triaxial test)

این آزمایش را Casagrande هنگام تحصیل در دانشگاه MIT آمریکا پیشنهاد داد.



همانطور که در شکل دیده می‌شود در این آزمایش سنگ متخلخلی را روی پایه قرار می‌دهند و نمونه‌ی خاک چسبیده را که درون یک غلاف لاستیکی قرار دارد روی آن قرار می‌دهند و در بالای نمونه‌ی خاک یک کلاهک فلزی قرار دارد که از بالای آن بار  $P$  به نمونه نیز وارد می‌شود. تمام این مجموعه در یک استوانه‌ی شیشه‌ای قرار می‌گیرد که این استوانه به طور کامل در پایین و بالا آب بند می‌شود و داخل استوانه با آب پر می‌گردد. در قسمت تحتانی پایه دو سوراخ وجود دارد: مجرای اول که مستقیماً به فضای درون استوانه راه دارد و به کمک آن آب را وارد استوانه می‌کنند. وقتی که استوانه کاملاً پر شد آن را به کمپرسور وصل می‌کنند تا بتوانند فشار آب داخل استوانه را تنظیم کنند. با تنظیم فشار آب داخل محفظه و اندازه‌گیری آن ( $\sigma_{cell}$ ) تنش وارد شده از اطراف به نمونه‌ی خاک تعیین می‌شود.

مجرای دیگری که به سنگ متخلخل متصل است، از سمت دیگر به یک بورت وصل می‌باشد. از این مجرا برای اندازه‌گیری میزان آب خروجی از نمونه خاک استفاده می‌شود (چون نمونه راه دیگری برای تبادل آب با محیط اطراف ندارد) اگر این مجرا را به پیزومتر وصل کنیم می‌توانیم فشار آب منفذی داخل نمونه را به دست آوریم. آزمایش سه محوری روی نمونه‌های اشباع به سه طریق قابل انجام است.

(۱) روش تحکیم نشده‌ی زهکشی نشده (UU) **unconsolidated-undrained**

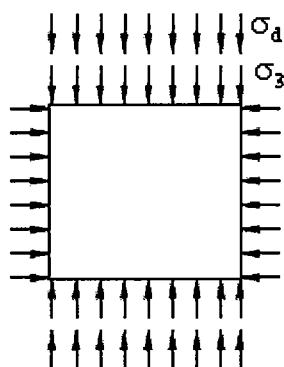
(۲) روش تحکیم شده‌ی زهکشی نشده (CU) **consolidated-undrained**

(۳) روش تحکیم شده‌ی زهکشی شده (CD) **consolidated-drained**

آزمایش سه محوری در دو قسمت صورت می‌گیرد:

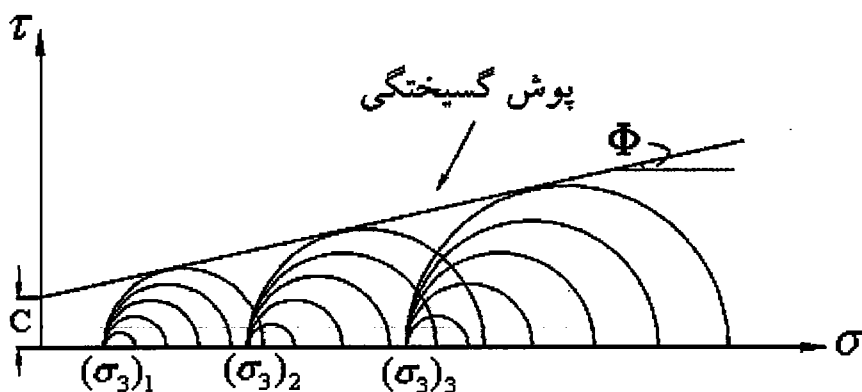
در قسمت اول با تنظیم فشار آب داخل استوانه، تنش یکنواختی را به نمونه وارد می‌کنیم ( $\sigma_{cell} = \sigma_3$ ). در این قسمت اگر شیر کنترل خروج آب منفذی از نمونه باز باشد و به نمونه‌ی اجازه خارج شدن آب و تحکیم شدن را بدهیم، آزمایش را «**consolidated**» و اگر شیر کنترل بسته باشد و اجازه‌ی خروج آب به نمونه داده نشود، آزمایش را «**unconsolidated**» می‌گویند.

در قسمت دوم آزمایش، به وسیله‌ی پیستون که در بالای نمونه‌ی خاک قرار دارد تنش  $\sigma_d$  را در جهت قائم به نمونه وارد می‌کنیم. در این حالت اگر شیر کنترل باز باشد و به نمونه اجازه‌ی خروج آب داده شود آزمایش را «drained» و اگر اجازه‌ی زهکشی و خروج آب به نمونه داده نشود (بستن شیر کنترل) آزمایش را «undrained» می‌گویند.



بنابراینکه در قسمت اول یا دوم آزمایش شیر خروج آب منفذی باز یا بسته باشد می‌توان یکی از سه حالت UU، CU و CD را آزمایش کرد. با افزایش آرام  $\sigma_d$  سرانجام نمونه‌ی خاک گسیخته خواهد شد. در این حالت با داشتن  $\sigma_d$  و  $\sigma_3$  می‌توان مقاومت برشی خاک یعنی  $\tau_r$  را به دست آورد.

اکنون می‌خواهیم این پدیده را در دستگاه مختصات موهر مورد بررسی قرار دهیم. در قسمت اول آزمایش چون  $\sigma_3, \sigma_1$  برابر هستند (به نمونه فشار همه جانبه یا دورگیر یا all-round Pressure وارد می‌شود) دایره‌ی موهر برای آن، شکل نقطه را خواهد داشت. با وارد کردن  $\sigma_d$  به آرامی  $\sigma_1$  افزایش پیدا می‌کند ( $\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_d$ ) و مرتباً دایره‌ی موهر بزرگ و بزرگتر می‌شود تا اینکه خاک گسیخته شود. این آزمایش را برای سه  $\sigma_3$  مختلف انجام می‌دهیم و دایره‌های موهر نظیر آن‌ها را نیز رسم می‌کنیم. بهترین خطی که بر این سه دایره (در لحظه‌ی گسیختگی) مماس باشد به عنوان پوش گسیختگی در نظر گرفته می‌شود و می‌توان به کمک آن  $c$  و  $\phi$  را به دست آورد.



این آزمایش نسبت به آزمایش برش مستقیم چندین مزیت دارد:

- شرایط زهکشی تحت کنترل است و امکان اندازه‌گیری فشار آب حفره‌ای وجود دارد.
- سطح گسیختگی هر زاویه ای می‌تواند داشته باشد و تحمیلی نیست.
- این آزمایش سه بعدی است و از همه‌ی جهات می‌توان به نمونه نیرو وارد کرد.
- مسیرهای مختلف تنش را می‌توان شبیه سازی کرد.

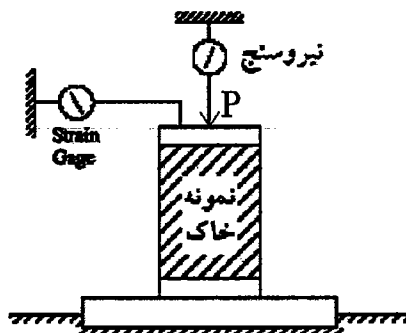
- در طول آزمایش تنش‌های افقی و قائم، "تنش‌های اصلی" باقی خواهند ماند (اما در آزمایش برش مستقیم به علت وجود نیروی برشی روی سطح برش صفحات اصلی تغییر می‌کرد). البته این آزمایش مشکلاتی نیز دارد، که برخی از آن‌ها را می‌توان به صورت زیر نام برد:

- این آزمایش زمان زیادتر و تکنسین ماهر نیاز دارد.
- در طبیعت زهکشی از هر طرف قابل امکان است اما در این آزمایش فقط زهکشی در راستای قائم وجود دارد. (البته برای حل این مشکل می‌توان مواد خاصی بین غلاف لاستیکی و نمونه قرار داد تا زهکشی از اطراف نیز انجام شود)
- در طبیعت لزوماً  $\sigma_2, \sigma_3$  با هم برابر نیستند، اما در این آزمایش یکسان و ثابت در نظر گرفته شده اند.

با وجود این مشکلات، این آزمایش یکی از بهترین آزمایشها جهت تعیین مقاومت برشی خاک است. البته دستگاه‌های تحقیقاتی بهتری نیز وجود دارد. انتخاب نوع آزمایش سه محوری UU و CU و CD به نوع خاک و شرایط بارگذاری بستگی دارد. برای خاک‌های درشت دانه که  $k$  بالایی دارند شرایط بارگذاری زهکشی شده است در این حالت برای شبیه سازی کردن از آزمایش «Drained» استفاده می‌شود. برای خاک‌های ریزدانه‌ی رسی که  $k$  خیلی پائینی دارند رفتار خاک در بارگذاری، رفتار زهکشی نشده «Undrained» است. در این خصوص در ادامه همین فصل توضیحات بیشتری خواهد آمد.

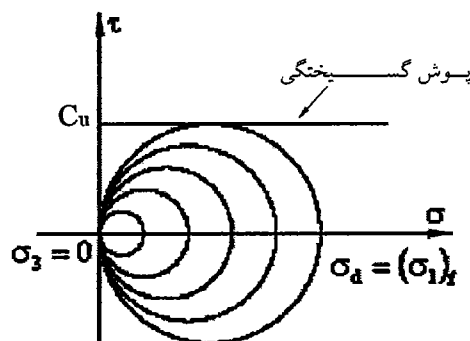
### (۳) آزمایش فشاری محصور نشده: (unconfined compression test)

این آزمایش را آزمایش تک محوری نیز می‌گویند. شباهت زیادی بین این آزمایش و آزمایش سه محوری وجود دارد. ولی در این آزمایش دیگر، غلاف لاستیکی و استوانه‌ی شیشه‌ای وجود ندارد و از اطراف فشاری بر نمونه اعمال نمی‌شود ( $\sigma_3 = 0$ ). این آزمایش برای خاک‌های چسبنده‌ی اشباع دست نخورده معمول است. برای خاک‌های ماسه‌ای که اصلاً چسبندگی ندارند نمی‌توان این آزمایش را انجام داد، چون نمونه‌ی خاک به صورت نمونه‌ی استوانه‌ای در نمی‌آید و می‌ریزد. این آزمایش برای خاک‌های درشت‌دانه در صورتی قابل انجام است که اندکی چسبندگی در بین دانه‌ها وجود داشته باشد. در این آزمایش شرایط زهکشی قابل کنترل نیست. چون زمان این آزمایش کوتاه است و خاک‌های رسی در این زمان کوتاه، آب را رها نمی‌سازند، لذا می‌توان شرایط آزمایش را «Undrained» فرض کرد.



تفاوت ساز و کار این آزمایش با آزمایش سه محوری در آن است که در آزمایش تک محوری تنش‌های جانبی وجود ندارد. به عبارت دیگر مقدار  $\sigma_3$  برابر صفر است. یعنی همه دواپر موهر از مبدأ می‌گذرند. در این حالت

خط موهر- کلمب یک خط افقی است. به عبارت دیگر، در شرایط **undrained** خاک اصطکاک داخلی از خود نشان نمی‌دهد و  $\phi = 0$  است. در اینجا چون  $c$  مربوط به شرایط **undrained** است آن را با  $c_u$  نشان می‌دهند. در واقع در این حالت، چسبندگی ( $c_u$ ) نصف فشاری است که به نمونه وارد می‌شود تا نمونه گسیخته شود. مقدار تنش حداکثر را با  $(\sigma_1)_f$  نشان می‌دهند و آن را تاب فشاری محصورنشده خاک (**unconfined compressive strength**) می‌گویند.



### مقاومت برشی ماسه‌ها:

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

در معیار موهر- کلمب دیدیم:

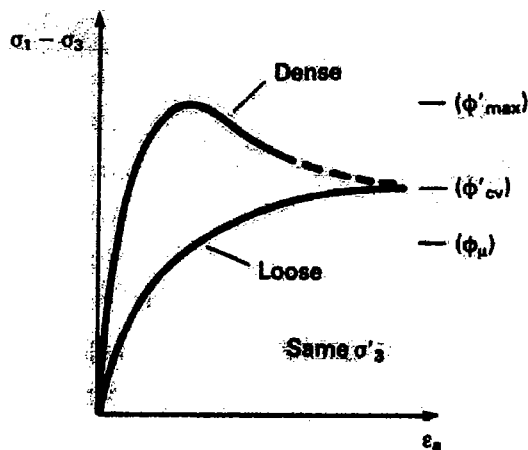
بعد از ارائه‌ی تعریف تنش موثر توسط Terzaghi در خاک‌های اشباع، این رابطه در خاک‌های اشباع به صورت زیر بیان شد:

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

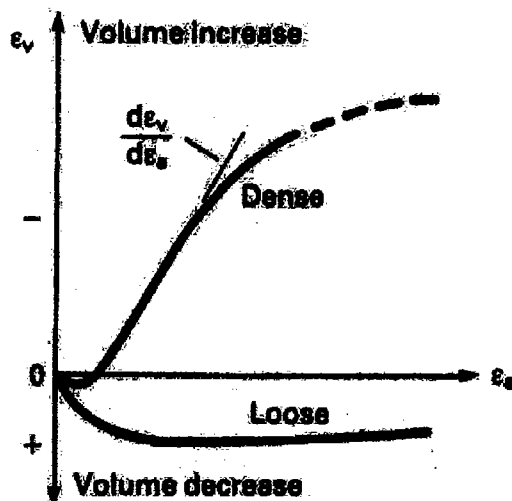
یعنی مقاومت برشی در خاک اشباع تابعی از تنش موثر وارد به خاک و پارامترهای مقاومت برشی خاک است. در طبیعت ماسه می‌تواند خشک یا مرطوب باشد که در اینصورت تمام بار وارده را اسکلت خاک تحمل می‌کند. همچنین ماسه می‌تواند اشباع باشد و بخشی از فشار وارده را آب تحمل کند. برای ماسه‌های اشباع نوع رفتار معمولاً زهکشی شده است چون آب منفذی تحت اثر فشار به سهولت می‌تواند از خلل و فرج خاک خارج شود ( $u_e = 0$ ). در حالات خیلی خاص ممکن است سرعت وارد شدن بار آنقدر زیاد باشد که آب فرصت خارج شدن پیدا نکند (وقوع زلزله، بارگذاری انفجار، ...). در این حالت می‌توان رفتار خاک ماسه‌ای را زهکشی نشده در نظر گرفت. در حالت زهکشی نشده بارگذاری موجب افزایش فشار آب منفذی می‌شود ( $u_e \neq 0$ ).

گاهی ممکن است فشار آب منفذی به  $\sigma$  کل برسد. در اینصورت  $\sigma' = 0$  خواهد شد. در نتیجه طبق معیار موهر- کلمب  $\tau_f = c$  خواهد بود که چون خاک ماسه‌ای چسبندگی زیادی ندارد، تنش برشی خیلی کمی را تحمل می‌کند. در این حالت خاک مثل یک سیال غلیظ عمل می‌کند که به این پدیده روانگونی یا «روانگرایی» می‌گویند.

اگر در آزمایش سه محوری که برای خاک‌های ماسه‌ای انجام می‌دهیم منحنی تغییرات  $\sigma_d$  را برحسب کرنش محوری ( $\epsilon_a$ ) رسم کنیم به یکی از منحنی‌های زیر خواهیم رسید.

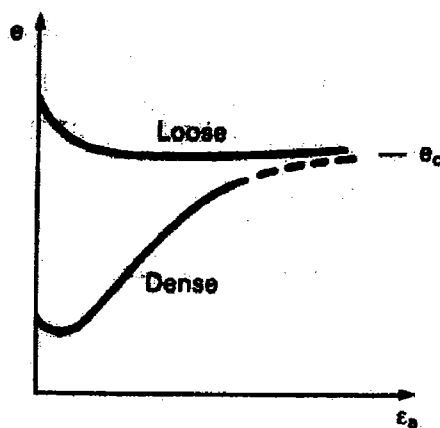


علت اختلاف این دو منحنی آن است که در ماسه‌های متراکم دانه‌های خاک در هم قفل شده اند (inter locking) و در ابتدا باید بر این نیروی قفل شدگی غلبه شود. به همین دلیل منحنی ابتدا به اوج (Peak) رسیده و بعد نزول می‌کند. برای ماسه‌های سست (در همان  $\sigma'_3$ ) چنین نقطه اوجی در منحنی مشاهده نمی‌شود. اگر روی محور قائم کرنش حجمی را نشان دهیم به چنین منحنی ای خواهیم رسید:

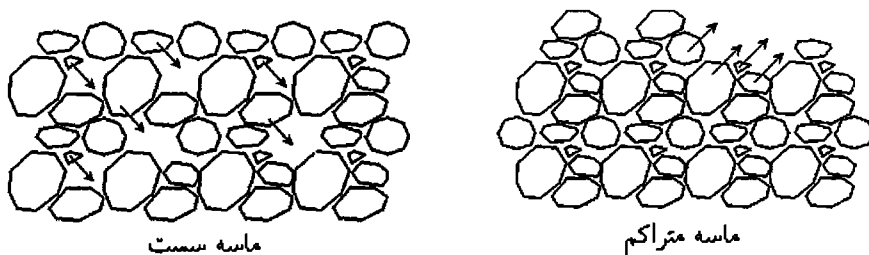


در ماسه‌های متراکم همانطور که در شکل زیر نشان داده شده است، دانه‌های ماسه برای عبور از یکدیگر باید روی هم سوار شده و لذا به طرف بالا حرکت کنند لذا حجم نمونه افزایش می‌یابد. اما در ماسه‌های سست چون تخلخل بالا بوده و دانه‌ها در لایه لای هم جای می‌گیرند حجم نمونه کاهش می‌یابد. می‌توان منحنی تغییرات درجه‌ی تخلخل را نیز برحسب کرنش محوری به دست آورد:





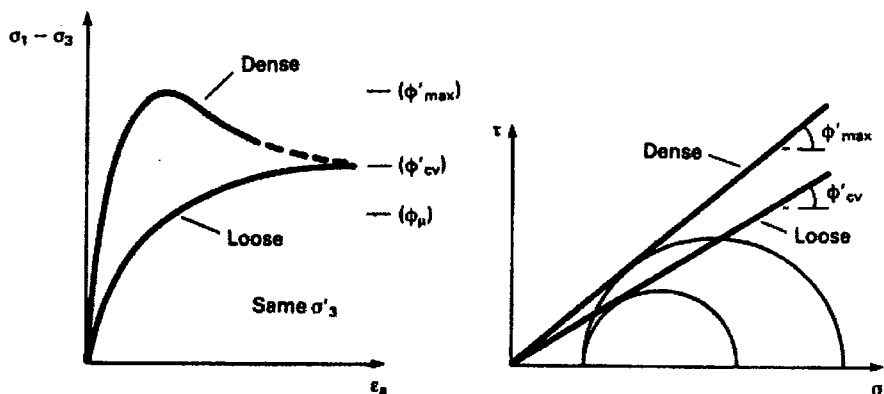
بیشترین شیب تغییرات در منحنی  $\epsilon_v - \epsilon_a$  را به عنوان نرخ اتساع (dilation Rate) معرفی می‌کنند. پدیده‌ی افزایش حجم خاک در اثر برش را اتساع (Dilatancy) می‌گویند.



می‌دانیم در ماده‌ای که رفتار الاستیک خطی داشته باشد، تنش برشی فقط باعث تغییر زاویه، و تنش قائم فقط باعث تغییر حجم می‌شود. پس پدیده‌ی اتساع دلیلی بر غیرالاستیک بودن رفتار خاک است.

برای هر دو نوع ماسه سست و متراکم، اگر ما در آن‌ها برشی ایجاد کنیم به حدی که به کرنش‌های بالا برسند وضعیتی در ماسه‌ها اتفاق می‌افتد که بدون تغییر حجم، با روی هم لغزیدن دانه‌ها، مقدار کرنش افزایش می‌یابد، به عبارتی دیگر تحت اثر تنش ثابتی در خاک کرنش زیاد می‌شود، بدون اینکه تغییر حجم بدهد. این رفتار، متناظر  $e$  خاصی است که به آن تخلخل بحرانی ( $e_{critical}$ ) می‌گویند.

اگر برای ماسه‌های سست و متراکم دایره‌ی موهر نظیر تنش‌های آن‌ها را در دستگاه  $\tau - \sigma$  رسم کنیم خواهیم داشت:



برای ماسه‌های متراکم که هنگام گسیختگی به نقطه اوج (Peak) خود می‌رسند، دایره‌ی موهر، بزرگتر است که شیب خط نظیر آن را با  $\phi'_{max}$  نشان می‌دهیم. برای ماسه‌های سست دایره‌ی موهر کوچکتر است.  $\phi$  برای بعضی از ماسه‌ها به صورت زیر به دست آمده است:

	$\phi'_{CV}$	$\phi'_{max}$
ماسه یکنواخت گرد گوشه	$27^0$	$35^0$
ماسه خوب دانه بندی شده تیز گوشه	$33^0$	$45^0$
شن ماسه دار	$35^0$	$50^0$
ماسه‌ی لای دار	$27-30^0$	$30-34^0$

نکته: باید توجه داشت که برای یک نمونه خاک ماسه‌ای یکسان، دو آزمایش برش مستقیم و سه محوری نتیجه یکسان نمی‌دهد. چون سطح برش در آزمایش برش مستقیم تحمیلی است. به همین دلیل  $\phi$  به دست آمده در این آزمایش معمولاً حدود 10% بیشتر از  $\phi$  به دست آمده از آزمایش سه محوری است.

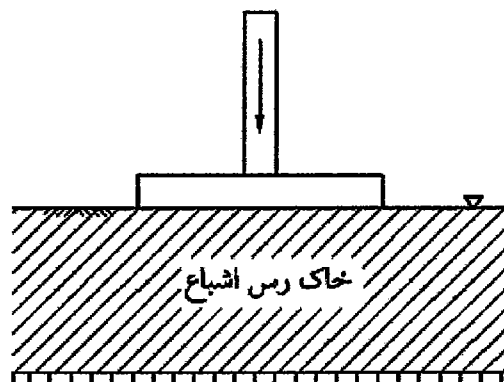
### مقاومت برشی خاک‌های رسی:

در طبیعت خاک‌های رسی یا اشباع هستند یا غیراشباع (مرطوب). به لحاظ ساختار کانی‌های خاک رس، نمی‌توان در طبیعت خاک رس کاملاً خشک پیدا کرد. برای مناطق بالای مدار  $25^0$  که بارندگی زیاد است خاک رس همواره اشباع و برای مناطق زیرمدار  $25^0$  خاک‌های رس گاهی غیراشباع هستند.

آزمایش مناسب برای تعیین مقاومت برشی خاک‌های رسی، آزمایش سه محوری است، اما به علت هزینه و زمان زیادی که این آزمایش نیاز دارد، از آزمایش فشاری محصورنشده (تک محوری) برای تعیین مقاومت برشی خاک‌های رسی زیاد استفاده می‌شود. اگر در آزمایش فشاری محصورنشده از خاک رسی اشباع استفاده کنیم چون سرعت انجام این آزمایش زیاد است آب فرصت خروج از نمونه را نخواهد داشت لذا شرایط این آزمایش UU می‌باشد. اما در آزمایش سه محوری تنظیم شرایط مختلف در آزمایش امکان پذیر است. در حالتی که نمونه غیراشباع باشد در حین آزمایش سه محوری ممکن است اصلاً آبی از نمونه خارج نشود (در خاکهای غیر اشباع لزوماً تغییرشکل با خارج شدن آب همراه نیست) در این حالت انتخاب یکی از شرایط UU، CU یا CD مطرح نیست. به همین جهت، اگر آزمایش سه محوری را بر روی خاک غیر اشباع انجام دهیم به این آزمایش آزمایش سریع یا «Quick test» می‌گویند.

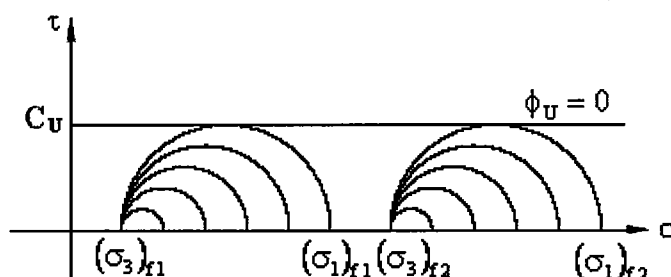
مقاومت برشی خاک‌های رسی غیراشباع از خاک‌های اشباع بیشتر است. لذا معمولاً ابتدا خاک را اشباع کرده و سپس آزمایش را انجام می‌دهند. نتیجه‌ی این حالت در جهت اطمینان است.

اگر بخواهیم روی یک خاک رسی اشباع، سازه‌ی را بنا کنیم چون فرصت کافی جهت زهکشی شدن به خاک داده نمی‌شود، رفتار خاک (در کوتاه مدت) زهکشی نشده است. اما با گذشت زمان، تحکیم صورت گرفته و فشار آب اضافی تدریجاً زایل می‌شود بنابراین در درازمدت رفتار خاک اشباع، رفتار زهکشی شده است. بنابراین در آزمایشگاه نیاز داریم تا هم آزمایش undrained و هم آزمایش drained را انجام دهیم تا پارامترهای مقاومت برشی خاک را در دو حالت کوتاه مدت و درازمدت داشته باشیم.



شرایط UU...

اگر آزمایش را در شرایط تحکیم نشده‌ی زهکشی نشده انجام دهیم (با  $\sigma_3$  های مختلف) به دوایر موهری شبیه حالت نشان داده شده خواهیم رسید:



مشاهده می‌شود که با افزایش  $\sigma_3$  قطر دوایر گسیختگی ثابت بوده و تغییری در میزان تنش گسیختگی ایجاد نمی‌شود. چون در آزمایش UU اضافه تنش به آب وارد می‌شود نه به خاک. لذا با افزایش  $\sigma_3$  خاک متراکم‌تر نمی‌شود. بهمین دلیل پوش گسیختگی در این حالت افقی است. یعنی:

$$\phi_u = 0$$

(اندیس U نشان دهنده‌ی آزمایش UU است.)

لازم بذکر است،  $\phi_u = 0$  بدین معنی نیست که خاک اصطکاک ندارد بلکه در شرایط آزمایش UU، مقاومت برشی خاک اشباع ناشی از  $\phi$  (اصطکاک) بروز نمی‌کند. بعبارت دیگر  $C_u$  و  $\phi_u = 0$  یک ویژگی ذاتی خاک نبوده بلکه تحت شرایط آزمایشگاهی خاص بدست می‌آید.

$$\rightarrow C_U = \frac{\sigma_d}{2}$$

در خاک‌های رسی خیلی اهمیت دارد. این پارامتر خیلی حساس است و ممکن است در انتقال نمونه به آزمایشگاه به علت دست خوردگی تغییر زیادی در این پارامتر ایجاد شود.

Soil type	$C_U$
very stiff to hard clay	$> 150 \text{ KN/m}^2$
Stiff clay	100-150
firm to stiff clay	75-100
Firm clay	50-75
soft to firm clay	40-50
soft clay	20-40
very soft clay	$< 20 \text{ KN/m}^2$

هر چه تغییرات  $C_U$  خاک رس بر اثر دستخوردگی بیشتر باشد، خاک را حساس تر می‌گویند. حساسیت (sensitivity) خاک رس را به صورت زیر تعریف می‌کنند:

$$\text{Sensitivity} = \frac{\text{مقاومت برشی زهکشی نشده نمونه‌ی دست نخورده}}{\text{مقاومت برشی زهکشی نشده نمونه‌ی دست نخورده}}$$

حساسیت برای خاک‌های مختلف به صورت زیر طبقه بندی می‌شود:

1-4 : رس با حساسیت معمولی

4-8 : رس حساس

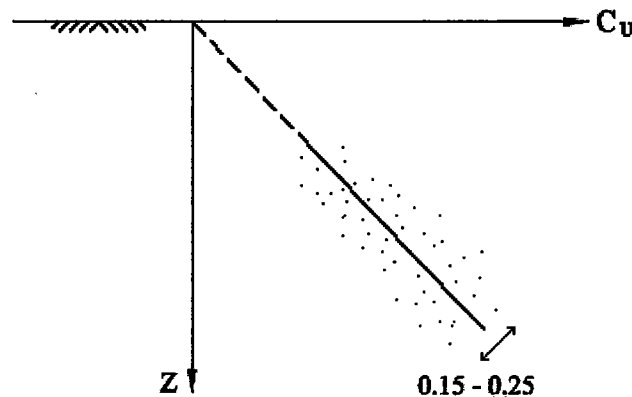
8-16 : رس خیلی حساس

Quick clay :  $> 16$

Skempton با انجام آزمایشات متعدد روی خاک‌های رسی لندن (از نوع NC) به این نتیجه رسید که مقاومت برشی  $C_U$  خاک با افزایش عمق به صورت خطی زیاد می‌شود. با توجه به اینکه با افزایش عمق، تنش موثر نیز زیاد می‌شود. وی رابطه‌ی تجربی زیر را برای تخمین  $C_U$  در خاک‌های رسی اشباع NC در اعماق مختلف بیان کرد:

$$\frac{C_U}{\sigma'_v} = 0.11 + 0.0037I_p$$

شیب تغییرات  $C_U$  در عمق حدود 0.15 تا 0.25 می‌باشد.



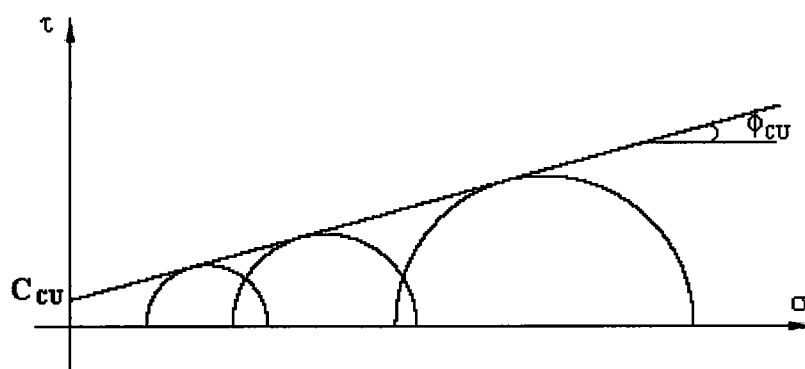
شرایط  $C_U$  و  $CD$ ...

برای به دست آوردن رفتار خاک در درازمدت باید از آزمایش  $C_U$  یا  $CD$  استفاده کرد.

در آزمایش CU ابتدا نمونه را در حالی که شیر کنترل خروج آب منفذی باز است تحت تنش همه جانبه  $\sigma_3$  قرار می‌دهیم تا نمونه تحکیم شود. در این حالت درجه‌ی تخلخل خاک  $e$  است. سپس شیر کنترل را بسته و  $\sigma_d$  را به نمونه اعمال می‌کنیم و آن را آنقدر ادامه می‌دهیم تا نمونه گسیخته شود.

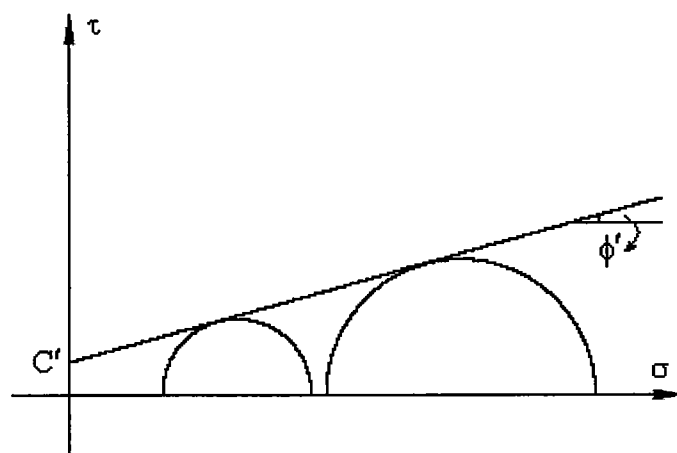
سپس نمونه‌ی خاک مشابهی را تحت  $\sigma_3$  بیشتری قرار می‌دهیم تا تحکیم شود و سپس آزمایش را تکرار می‌کنیم. پس از انجام چند آزمایش دوایر موه‌ر برای تنش‌های حالت خرابی را رسم کرده و با رسم مماس مشترک بر این دوایر پوش گسیختگی را بدست می‌آوریم.

برخی از محققین بر این اعتقاد هستند که نمی‌توان به نتایج آزمایش CU اعتماد کرد چون در هر آزمایش خاک تحت  $\sigma_3$  بزرگتری تحکیم می‌شود و در نتیجه تخلخل ( $e$ ) خاک تغییر می‌کند پس وضعیت نمونه‌ها هنگام اعمال  $\sigma_d$  با یکدیگر فرق دارد، به عبارت دیگر چون خصوصیات نمونه تغییر می‌کند آزمایش CU بر روی خاکهای متفاوتی صورت می‌گیرد.



به دلیلی که گفته شد (تغییر خصوصیات اولیه‌ی نمونه‌ها) بهتر است از آزمایش CD برای تعیین مقاومت برش خاک رس در دراز مدت استفاده شود.

در این آزمایش فشار آب منفذی اضافی کاملاً از بین رفته و بار وارده به تنش موثر تبدیل شده است. پارامترهای پوش گسیختگی را در این حالت با  $c', \phi'$  نشان می‌دهند.



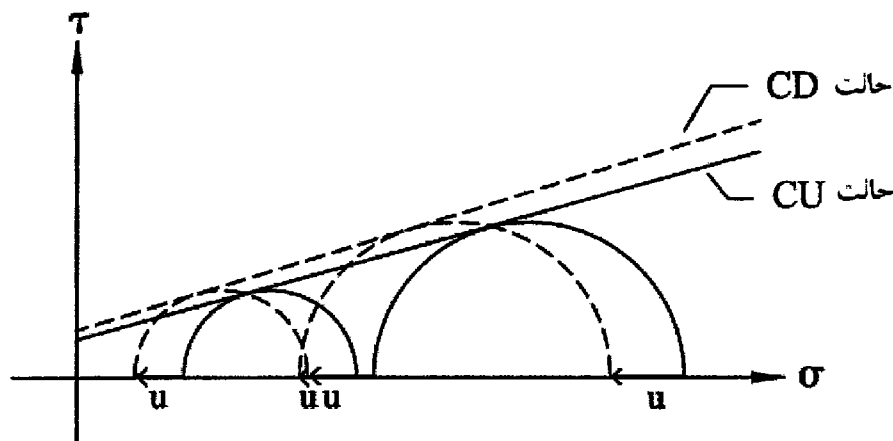
برای رس‌های اشباع داریم:

$$\Phi_{CD} = \phi' : 20^\circ \sim 35^\circ \quad (NC \rightarrow OC)$$

$$C_{CD} = c' : 0 \sim 30 \text{ KN/m}^2 \quad (NC \rightarrow OC)$$

یعنی با بالا رفتن درجه پیش تحکیمی خاک رس، مقادیر  $\phi'$  و  $c'$  آن افزایش می‌یابد.

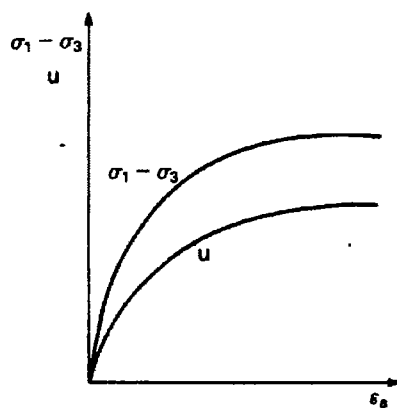
تنها مشکلی که آزمایش CD دارد این است که بسیار کند انجام می‌شود. گاهی یک آزمایش CD در حدود یک یا دو هفته به طول می‌انجامد. از آنجا که آزمایش CU سرعت بیشتری دارد، می‌توانیم در حین انجام آزمایش CU فشار آب منفذی را اندازه بگیریم و از تنش‌های  $\sigma_1, \sigma_3$  کم کنیم تا به تنش‌های موثر برسیم که همان آزمایش CD است. به این طریق می‌توان در زمان کم پوش گسیختگی حالت CD را به دست آورد (شکل زیر).



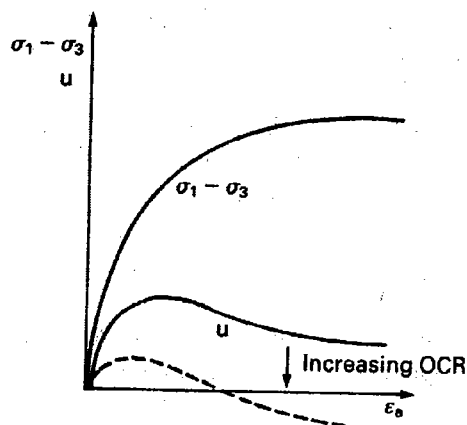
بدین صورت می‌توان  $\phi'$  و  $c'$  خاک را با انجام "آزمایش CU با اندازه‌گیری فشار منفذی" تعیین نمود.

#### مقایسه نتایج آزمایش CU روی خاکهای رسی NC و OC:

در آزمایش‌های CU چون امکان زهکشی حین اعمال تنش  $\sigma_d$  وجود ندارد قسمتی از بار را آب تحمل می‌کند و فشار منفذی ( $u$ ) افزایش می‌یابد. برای خاک‌های رسی اشباع از نوع NC می‌توان منحنی تغییرات  $\sigma_d$  و  $u$  برحسب  $\epsilon_{axial}$  را به صورت زیر رسم کرد:



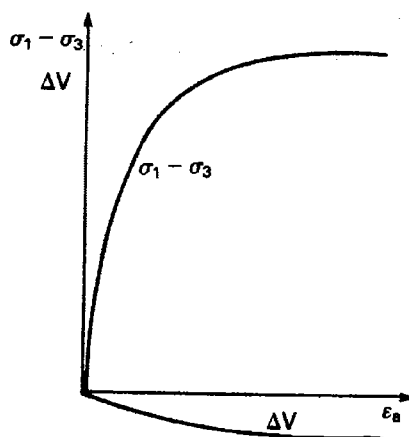
اما اگر دیاگرام  $\sigma_d - \epsilon_d$  را برای خاک رسی اشباع OC رسم کنیم منحنی شبیه شکل زیر به دست خواهد آمد.



توجه کنید که در این حالت رفتار  $\sigma_d - \epsilon_a$  مانند حالت قبل است اما فشار آب منفذی رفتار متفاوتی را از خود نشان می‌دهد. اگر OCR خاک خیلی زیاد باشد ممکن است بعد از مدتی فشار آب منفذی منفی شود. علت این مسأله، وقوع اتساع (dilation) در داخل خاک می‌باشد.

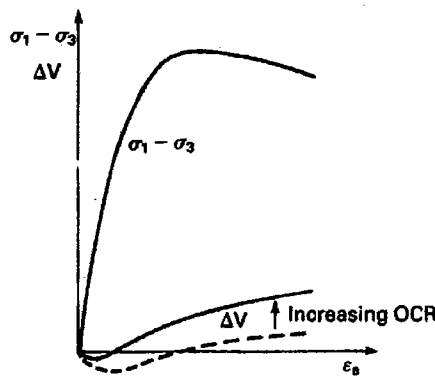
#### مقایسه نتایج آزمایش‌های CD روی خاک‌های رسی NC و OC :

در آزمایش CD بر روی خاک رسی NC منحنی  $\sigma_d$  برحسب  $\epsilon_a$  شبیه آزمایش CU است، اما چون در این آزمایش امکان زهکشی وجود دارد اضافه فشار آب منفذی برابر صفر خواهد بود. در عوض، خروج آب منفذی از نمونه باعث می‌شود که نمونه حین برش تغییر حجم داشته باشد.



(در آزمایش CU چون امکان خروج آب وجود ندارد  $\Delta V = 0$  است.)

برای خاک‌های رسی اشباع از نوع OC رفتار منحنی  $\sigma_d$  برحسب  $\epsilon_a$  شکلی شبیه منحنی ماسه‌های متراکم دارد (نقطه اوج یا peak دارد). در این حالت  $\Delta V$  شکلی به صورت آنچه در شکل زیر نشان داده شده است، خواهد داشت. با افزایش OCR رفتار تغییر حجمی به صورت رسم شده در منحنی زیر تغییر خواهد کرد. در واقع می‌توان گفت در آزمایش CD رفتار رس عادی تحکیم یافته مثل ماسه سست و رفتار رس پیش‌تحکیم یافته همانند ماسه متراکم می‌باشد.



**ضرایب فشار آب منفذی: (Pore Pressure Parameters A,B)**

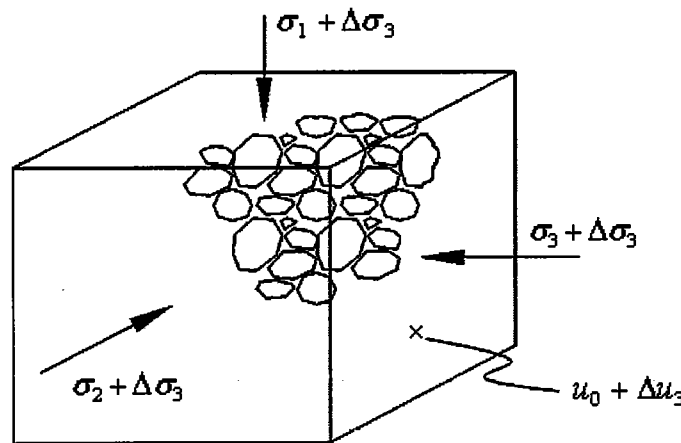
Skempton در دهه ۷۰ به تعیین این ضرایب پرداخت. هدف از تعریف این ضرایب آن بود که پاسخ فشار آب منفذی به تغییرات تنش کل وارده بر خاک تحت شرایط زهکشی نشده قابل محاسبه باشد. پاسخ فشار آب منفذی، اضافه فشار آب منفذی اولیه ( $\Delta u$ ) ایجاد شده در داخل خاک در لحظه‌ی بارگذاری است که در شرایط undrained ایجاد می‌شود (البته  $\Delta u$  به مرور زمان به علت زهکشی و تحکیم به صفر خواهد رسید).

در اینجا مشابه مراحل انجام آزمایش سه محوری چند حالت ممکن است رخ دهد که آن‌ها را بررسی می‌کنیم...

(۱) اعمال فشار همه جانبه‌ی یکنواخت بر روی المان خاک اشباع:

در این حالت می‌خواهیم ببینیم اگر المان تحت فشار همه جانبه  $\Delta\sigma_3$  اضافی قرار گیرد چه مقدار فشار آب منفذی تغییر خواهد کرد.

$\Delta u_3 = ?$



می‌توان نوشت:

$\Delta\sigma_3 - \Delta u$  = افزایش تنش موثر در هر جهت

همچنین اگر ضریب تراکم پذیری اسکلت خاک را (مقدار کاهش حجم واحد اسکلت خاک به ازای واحد تغییرات تنش) با  $C_s$  نشان دهیم خواهیم داشت:



$$C_s \cdot V \cdot (\Delta\sigma_3 - \Delta u_3) = \text{کاهش حجم در اسکلت خاک}$$

در رابطه بالا  $V$  حجم نمونه خاک می باشد همچنین می توان نوشت:

$$C_v \cdot nV \cdot \Delta u_3 = \text{کاهش حجم فضای خالی (pore space)}$$

که در رابطه ی بالا،  $C_v$  ضریب تراکم پذیری آب منفذی و  $n$  درصد پوکی خاک می باشد. اگر دانه های جامد خاک تراکم ناپذیر فرض شوند و زهکشی نیز امکان نداشته باشد تغییر حجم المان در اثر خروج آب امکان پذیر نبوده و لزوماً دو عبارت کاهش حجم فوق باید با هم برابر باشند:

$$\rightarrow C_s \cdot V \cdot (\Delta\sigma_3 - \Delta u_3) = C_v \cdot nV \cdot \Delta u_3$$

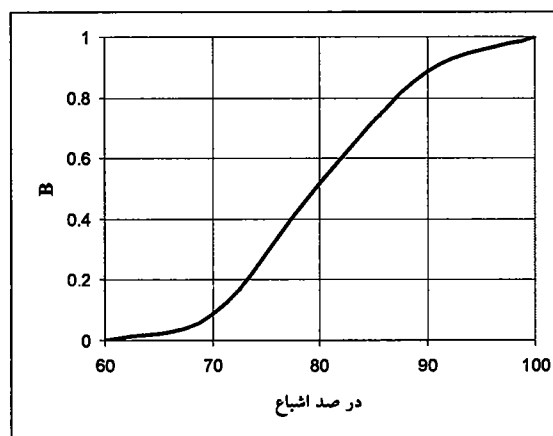
$$\rightarrow \Delta u_3 = \Delta\sigma_3 \left( \frac{1}{1 + n \left( \frac{C_v}{C_s} \right)} \right)$$

حال اگر پراتنز بالا را به عنوان ضریب  $B$  تعریف کنیم خواهیم داشت:

$$\Delta u_3 = B \cdot \Delta\sigma_3$$

$$B = \frac{1}{1 + n \left( \frac{C_v}{C_s} \right)}$$

در خاک های اشباع با فرض عدم وجود هوای حل شده در آب، چون تراکم پذیری آب در مقابل تراکم پذیری اسکلت خرابایی خاک ناچیز است بنابراین  $\frac{C_v}{C_s} \rightarrow 0$  میل خواهد کرد و خواهیم داشت:  $B=1$  اما چون در طبیعت اندکی هوا درون آب حل شده است این ضریب اندکی از یک کمتر است. در صورتی که خاک غیراشباع باشد، در خلل و فرج خاک به غیر از فاز آب، مقدار قابل توجهی هوا نیز وجود دارد که در این صورت عدد  $C_v$  عدد بزرگی خواهد شد. لذا  $B$  کاهش پیدا می کند. بنابراین  $B$  تابعی از درجه ی اشباع است.

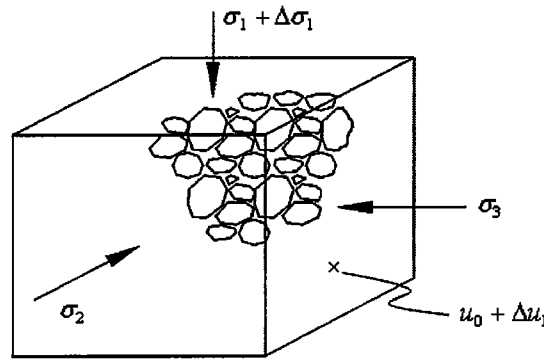


اگر درجه ی اشباع خیلی کاهش پیدا کند (کمتر از 65٪) تقریباً می توان  $B$  را صفر در نظر گرفت. به عبارت دیگر در این حالت فشار آب منفذی در اثر اعمال  $\Delta\sigma_3$  تغییری نمی کند.

از این تعریف می‌توان برای شناسایی اشباع بودن نمونه خاک در آزمایشگاه استفاده کرد. به این صورت که در هنگام انجام آزمایش سه محوری، فشار آب منفذی در نمونه را در اثر وارد شدن  $\sigma_3$  به دست می‌آوریم اگر  $B \cong 1$  به دست آمد می‌توان گفت نمونه اشباع است.

(۲) اضافه شدن تنش اصلی حداکثر:

در این حالت فرض می‌کنیم المان تحت تنش‌های  $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$  قرار داشته باشد. سپس به بار قائم به اندازه‌ی  $\Delta\sigma_1$  اضافه می‌کنیم و قصد داریم تا تغییرات فشار آب منفذی را به دست آوریم. در این حالت در سه جهت تنش موثر تغییر می‌کند اما  $\Delta u$  در تمام المان یکسان است.



$$\Delta\sigma'_1 = \Delta\sigma_1 - \Delta u_1$$

$$\Delta\sigma'_2 = -\Delta u_1$$

$$\Delta\sigma'_3 = -\Delta u_1$$

بنابراین می‌توان نوشت...

$$\begin{aligned} \text{متوسط تنش موثر در سه جهت} &= \frac{1}{3} [(\Delta\sigma_1 - \Delta u_1) + (-\Delta u_1) + (-\Delta u_1)] \\ &= \frac{1}{3} (\Delta\sigma_1 - 3\Delta u_1) \end{aligned}$$

در این حالت تنش‌های وارده به سیستم در جهت‌های مختلف یکسان نیست. اگر فرض کنیم رفتار نمونه‌ی خاک الاستیک باشد تا بتوان متوسط تنش‌های اضافه شده در سه جهت را برای محاسبه‌ی کاهش حجم مورد استفاده قرار داد، خواهیم داشت:

$$\text{کاهش حجم در اسکلت خاک} = \frac{1}{3} C_s \cdot V \cdot (\Delta\sigma_1 - 3\Delta u_1)$$

$$\text{کاهش حجم در فضای خالی (آب)} = C_v \cdot nV (\Delta u_1)$$

از مساوی قرار دادن دو رابطه‌ی فوق می‌توان نتیجه گرفت:

$$\rightarrow \frac{1}{3} C_s \cdot V (\Delta\sigma_1 - 3\Delta u_1) = C_v \cdot nV (\Delta u_1)$$

$$\rightarrow \Delta u_1 = \frac{1}{3} \left( \frac{1}{1 + n \left( \frac{C_v}{C_s} \right)} \right) \Delta\sigma_1$$

$$= \frac{1}{3} B \cdot \Delta\sigma_1$$

باید توجه داشت از آنجا که رفتار خاک فی الواقع الاستیک نیست بنابراین ضریب  $\frac{1}{3}$  تغییر خواهد کرد. در حالت

$$\Delta u_1 = AB \cdot \Delta\sigma_1 \quad \text{کلی اگر بجای } \frac{1}{3} \text{ از ضریب } A \text{ استفاده کنیم:}$$

در اینصورت فرض می‌کنیم  $\Delta u_1 = \bar{A} \cdot \Delta\sigma_1$  باشد و به کمک آزمایش سه محوری و اندازه گیری فشار آب منفذی حین اعمال بار  $\Delta\sigma_1$ ، مقدار  $\bar{A}$  را به دست می‌آوریم.

$$\bar{A} = A \cdot B$$

برای هر  $\Delta\sigma_1$  می‌توان  $\bar{A}$  را به دست آورد، اما چیزی که برای ما مهم است  $\bar{A}$  در لحظه ای است که نمونه در حال گسیخته شدن است. اگر  $\bar{A}$  را در لحظه‌ی گسیختن با  $\bar{A}_f$  نشان دهیم، Skempton با آزمایشات مختلف به دست آورد که...

$$0.5 < \bar{A}_f < 1.0$$

برای رس‌های نرم (NC)

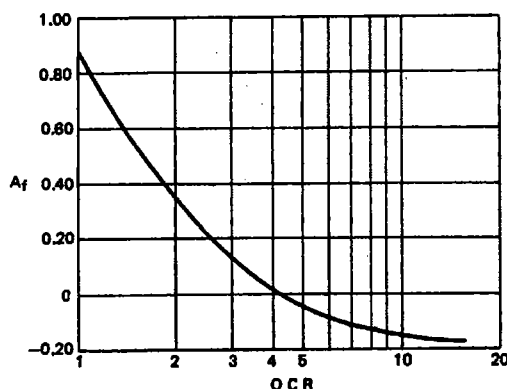
$$0.0 < \bar{A}_f < 0.5$$

برای رس‌های سفت (OC)

$$-0.5 < \bar{A}_f < 0.0$$

برای رس‌های سخت (heavily OC)

مشاهده می‌شود که  $\bar{A}_f$  تابعی از OCR است. با استفاده از نمودار زیر و داشتن OCR خاک می‌توان  $\bar{A}_f$  را به دست آورد:



لازم به ذکر است که از آنجا که در نمونه اشباع  $B \cong 1$  است، لذا برای خاک اشباع  $A \cong \bar{A}$  و  $A_f \cong \bar{A}_f$  می‌باشد.

(3) ترکیب دو نوع افزایش تنش:

در حالت بارگذاری کلی روی المان خاک اشباع،  $\Delta u$  کل با تلفیق  $\Delta u_1$  و  $\Delta u_3$  بدست می‌آید.

در این صورت می‌توان نوشت...

$$\Delta u = \Delta u_1 + \Delta u_3$$

$$= AB(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) + B \cdot \Delta\sigma_3$$

$$= B(\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3))$$

$$\rightarrow \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_1} = B \left[ \frac{\Delta \sigma_3}{\Delta \sigma_1} + A \left( 1 - \frac{\Delta \sigma_3}{\Delta \sigma_1} \right) \right]$$

$$\rightarrow \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_1} = B \left[ 1 - (1 - A) \left( 1 - \frac{\Delta \sigma_3}{\Delta \sigma_1} \right) \right]$$

به این ترتیب می‌توان با داشتن تغییرات تنش‌های کل  $\Delta \sigma_3$  و  $\Delta \sigma_1$  و ضرایب A و B خاک از آزمایشگاه،  $\Delta u$  ایجاد شده را در هر نقطه ای از خاک به دست آورد.

مثال ۱: در یک آزمایش سه‌محوری، یک نمونه خاک رس اشباع تحت تنش همه جانبه  $\sigma_3 = 25 \text{ kPa}$  قرار گرفته است. نمونه در تنش قائم  $\sigma_1 = 65 \text{ kPa}$  روی صفحه‌ای با زاویه  $49^\circ$  درجه نسبت به راستای افق گسیخته می‌شود. تنش قائم و برشی بر روی صفحه گسیختگی چقدر است؟ آیا این حداکثر تنش برشی در کل نمونه خاک است؟ چرا؟ حداکثر تنش برشی و زاویه صفحه‌ای که حداکثر تنش برشی روی آن رخ می‌دهد را تعیین کنید.

حل:

$$\sigma_f = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos 2\theta = 45 + 20 \cos(2 \times 49) = 42.2 \text{ kPa}$$

$$\tau_f = \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_3) \sin 2\theta = \frac{1}{2} (40) \cdot \sin(2 \times 49) = 19.8 \text{ kPa}$$

حداکثر تنش برشی در نمونه، در صفحاتی با زاویه  $45^\circ$  نسبت به راستای افق رخ می‌دهد:

$$\tau_{\max} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ kPa}$$

مثال ۲: در یک آزمایش سه‌محوری تحکیم یافته - زهکشی نشده (CU) بر روی یک نمونه رس اشباع NC، در لحظه گسیختگی اعداد زیر ثبت شده است.  $\phi$  و C و همچنین  $\phi'$  و C' را برای این نمونه خاک تعیین نمایید. برای صفحه‌ای که روی آن  $\sigma' = 180 \text{ kPa}$  می‌باشد، حداکثر مقاومت برشی خاک چقدر است؟

$$\sigma_1 = 350 \text{ kPa} \quad , \quad \sigma_3 = 100 \text{ kPa} \quad , \quad u = 60 \text{ kPa}$$

حل:

لازم به ذکر است که برای خاک‌های رس نرم اشباع (NC)، مقدار چسبندگی که در آزمایشات CU و CD به دست می‌آید، ناچیز و قابل صرف‌نظر کردن است. برای خاک‌های رس (OC) باید مقدار C را برای حل مسئله داشته باشیم.

$$\sin \phi = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)/2}{(\sigma_1 + \sigma_3)/2} = \frac{(350 - 100)/2}{(350 + 100)/2} = 0.555 \quad \longrightarrow \quad \phi = 33.7^\circ$$

$$\begin{cases} \sigma'_1 = \sigma_1 - u = 350 - 60 = 290 \text{ kPa} \\ \sigma'_3 = \sigma_3 - u = 100 - 60 = 40 \text{ kPa} \end{cases}$$

$$\sin \phi' = \frac{(\sigma'_1 - \sigma'_3)/2}{(\sigma'_1 + \sigma'_3)/2} = \frac{(290 - 40)/2}{(290 + 40)/2} = 0.757 \quad \longrightarrow \quad \phi' = 49^\circ$$

$$\tau_f = \sigma' \cdot \tan \phi' = 180 \times \tan 49^\circ = 208.9 \text{ kPa}$$

مثال ۳: با استفاده از دستگاه سه محوری، ابتدا عمل تحکیم بر روی یک نمونه خاک، تحت فشار محفظه ای ۶۰۰ kPa و پس فشار ۳۰۰ kPa انجام می شود. سپس در شرایط زهکشی نشده، فشار محفظه ای به ۷۰۰ kPa افزایش داده می شود که در نتیجه آن، مقدار فشار آب حفره ای به ۳۹۵ kPa می رسد. پارامتر B فشار منفذی اسکمپتون در این مرحله چقدر است؟

حل:

$$\Delta \sigma_3 = 700 - 600 = 100 \text{ kPa}$$

$$\Delta u_c = u - u_{B.P.} = 395 - 300 = 95 \text{ kPa}$$

$$\Rightarrow B = \frac{\Delta u_c}{\Delta \sigma_3} = \frac{95}{100} = 0.95$$

مثال ۴: در یک آزمایش سه محوری تحکیم یافته - زهکشی نشده (CU) بر روی نمونه ای از خاک ماسه ای، ضریب فشار منفذی اسکمپتون در حین گسیختگی برابر  $A_f = 0.5$  می باشد. اگر فشار جانبی ( $\sigma_3$ ) برابر ۳۰۰ kPa و تفاوت تنش در لحظه گسیختگی ( $\Delta \sigma_d$ ) نیز مساوی فشار جانبی باشد، مطلوب است تعیین مقاومت برشی خاک در حالت تنش موثر.

حل:

$$A_f = \frac{\Delta u_{df}}{\Delta \sigma_{df}} \longrightarrow \Delta u_{df} = 0.5 \times 300 = 150 \text{ kPa}$$

با تبدیل آزمایش CU به CD و با توجه به اینکه نمونه ماسه ای است ( $C' = 0$ )، خواهیم داشت:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 \times \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi'}{2} \right) \longrightarrow (\sigma_1 - \Delta u_{df}) = (\sigma_3 - \Delta u_{df}) \times \tan^2 \theta$$

$$(600 - 150) = (300 - 150) \times \tan^2 \theta$$

$$\Rightarrow \theta = 60^\circ$$

$$\tau_f = \left[ \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \right] \times \sin 2\theta \longrightarrow \tau_f = \left[ \frac{450 - 150}{2} \right] \times \sin 120^\circ = 75\sqrt{3} \text{ kPa}$$

#### مراجع برای مطالعه بیشتر:

- Holtz, R.D. and Kovacs, W.D. (1981), "An Introduction to Geotechnical Engineering", prentice Hall
- Craig, R.F. (1993), "Soil Mechanics", Fifth Edition, chapman & Hall
- Lambe, T.W. and Whitman, R.V. (1979), "Soil Mechanics", SI version
- Atkinson, J. (1993), "The Mechanics of Soils and Foundations", McGraw Hill