

地盤工学 II

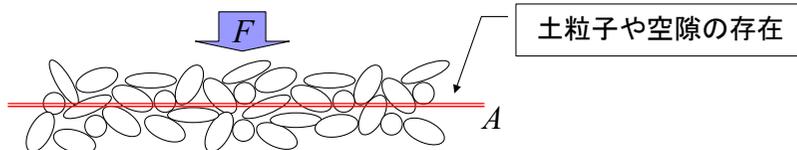


長岡技術科学大学
大塚 悟

有効応力と圧密理論

応力の定義

- 応力は測れるか？



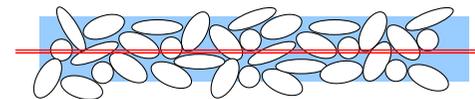
- 応力は平均操作

$$\sigma = \lim_{A \rightarrow 0} \frac{F}{A}$$

土粒子でも、空隙でも見かけ上応力を定義できる
(連続体力学の特徴)

有効応力の定義

- 有効応力は測れるか？

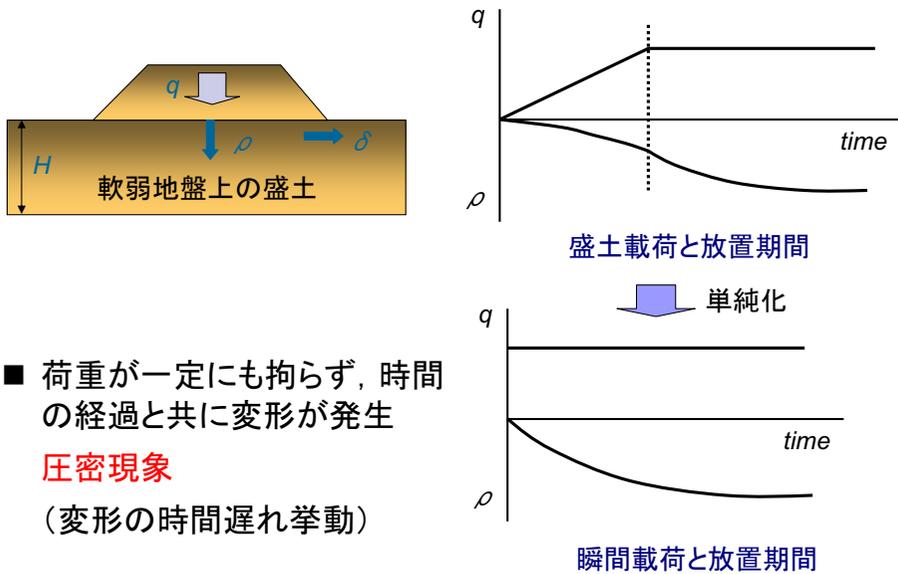


- 有効応力の定義式

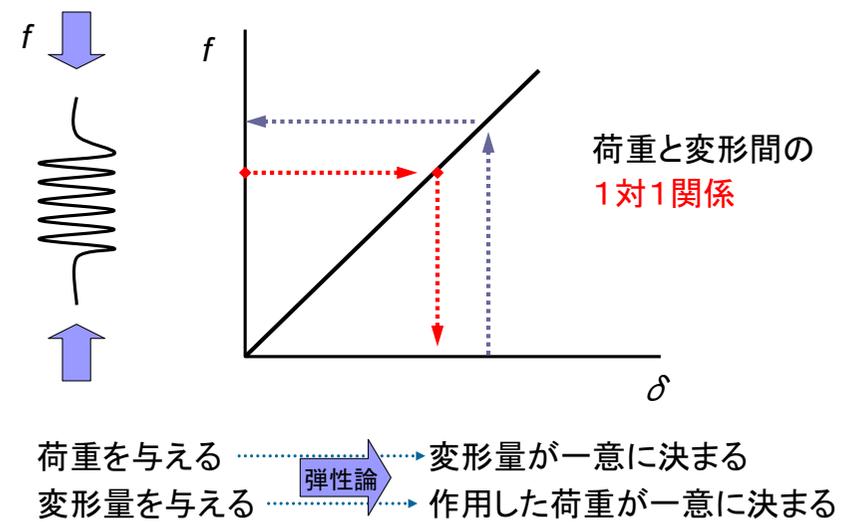
$$\sigma' = \sigma - u$$

間隙水圧を測ることにより、定義する。
有効応力を直接図ることは出来ない → 『仮想応力』
何故有効応力が必要か、圧密の事例を考える。

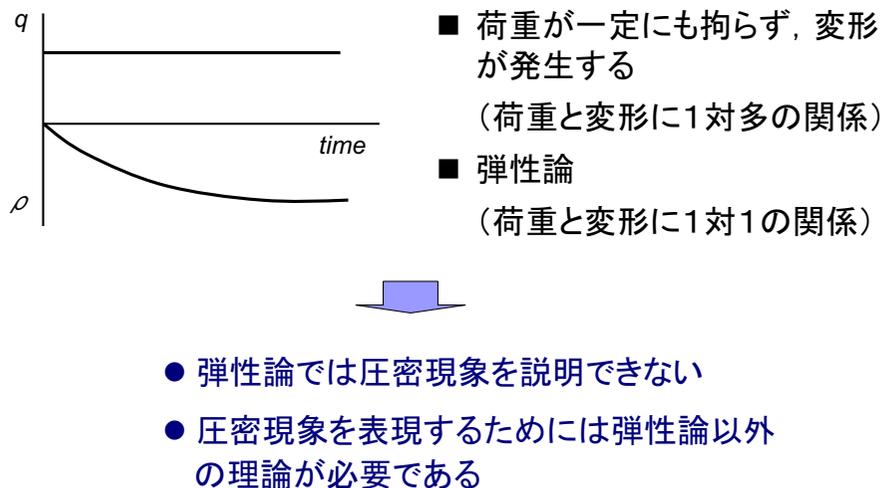
圧密現象のモデル化



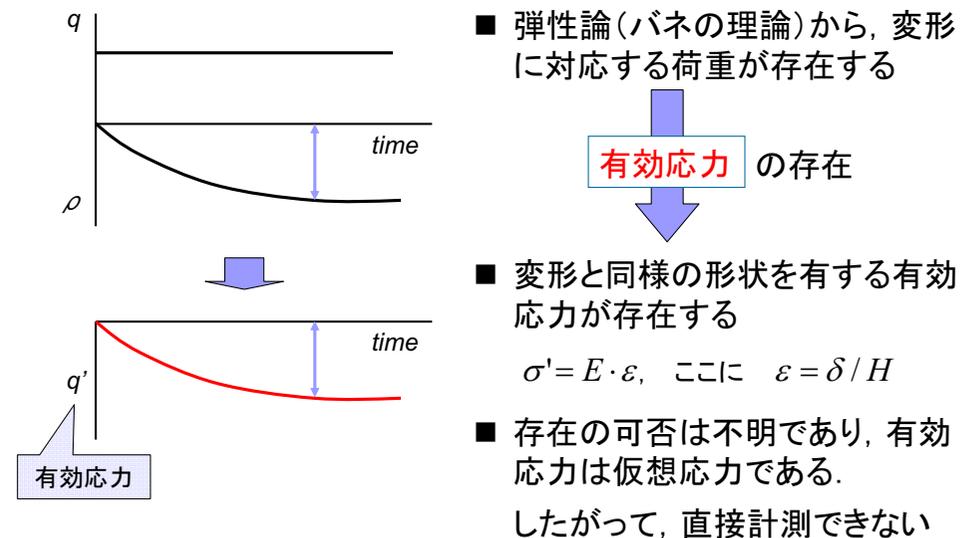
圧密理論の理解のために: 弾性論



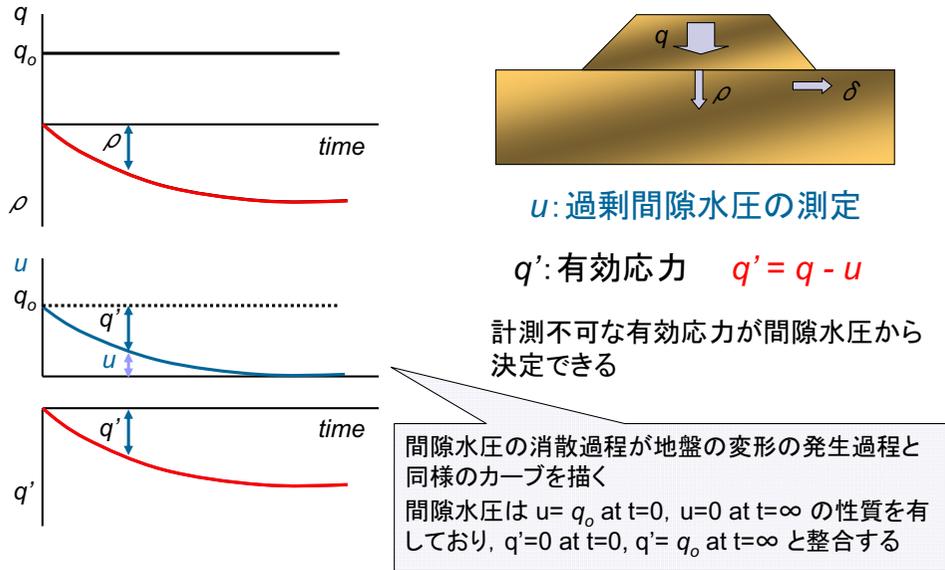
圧密現象のモデル化



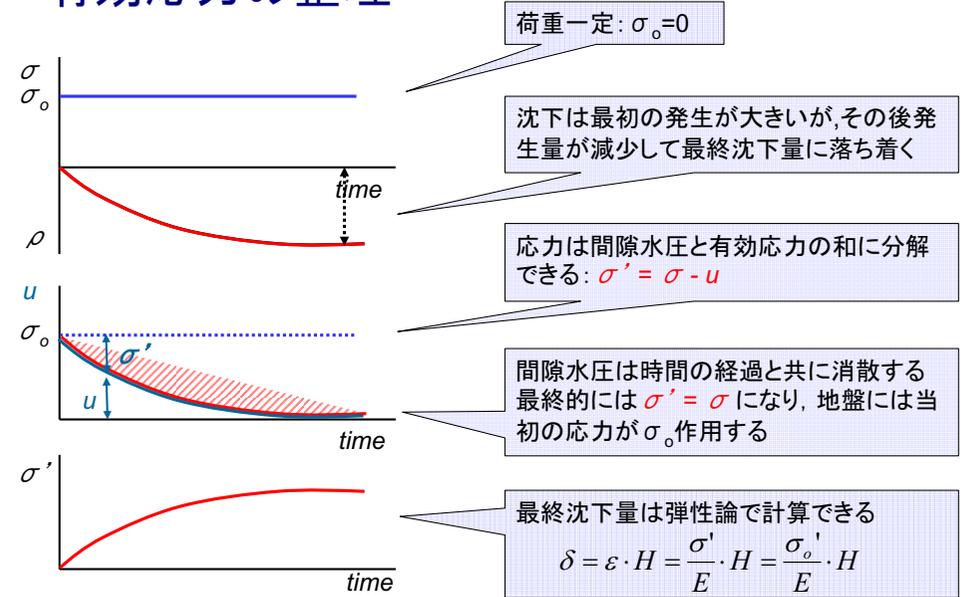
有効応力の導入



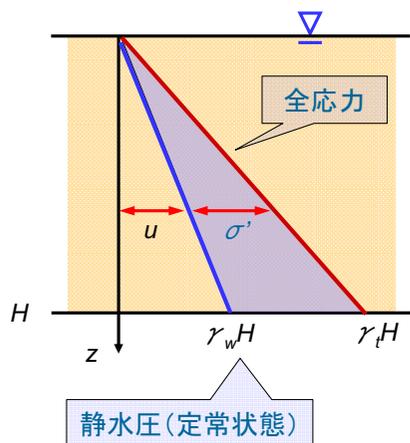
テルツアギーの有効応力



有効応力の整理



地盤内応力分布



① 力のつりあい式:

$$\frac{d\sigma}{dz} = \gamma_t, \quad \sigma(z=0) = 0$$

$$\sigma = \gamma_t z$$

② 静水圧:

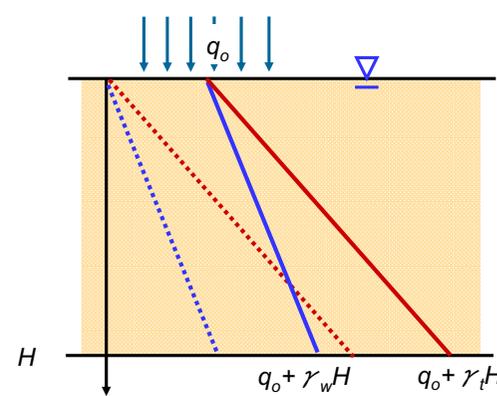
$$\frac{du}{dz} = \gamma_w, \quad u(z=0) = 0$$

$$u = \gamma_w z$$

水が上下に流れない

$$v = -k \frac{dh}{dz} = -k \frac{d}{dz} \left(-z + \frac{u}{\gamma_w} \right) = 0$$

载荷による地盤応初期応力



① 力のつりあい式:

$$\frac{d\sigma}{dz} = \gamma_t, \quad \sigma(z=0) = q_0$$

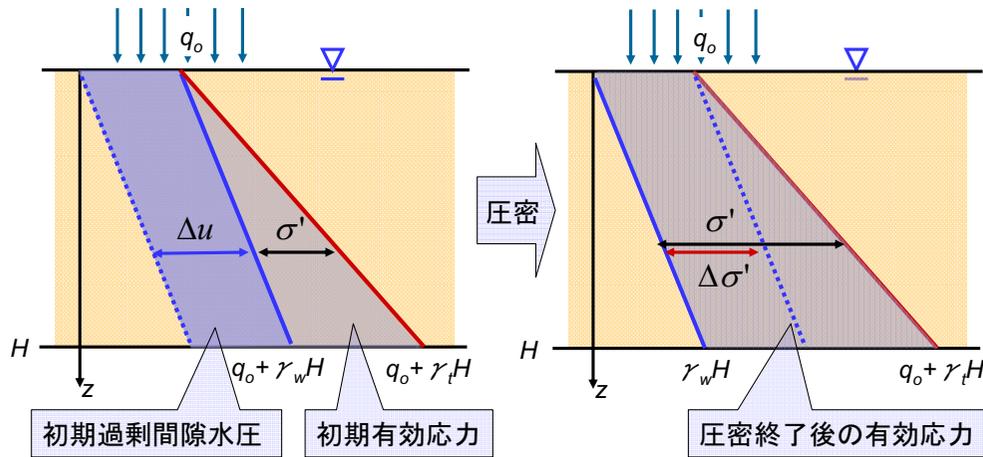
$$\sigma = \gamma_t z + q_0$$

② 水圧:

$$\frac{du}{dz} = \gamma_w, \quad u(z=0) = q_0$$

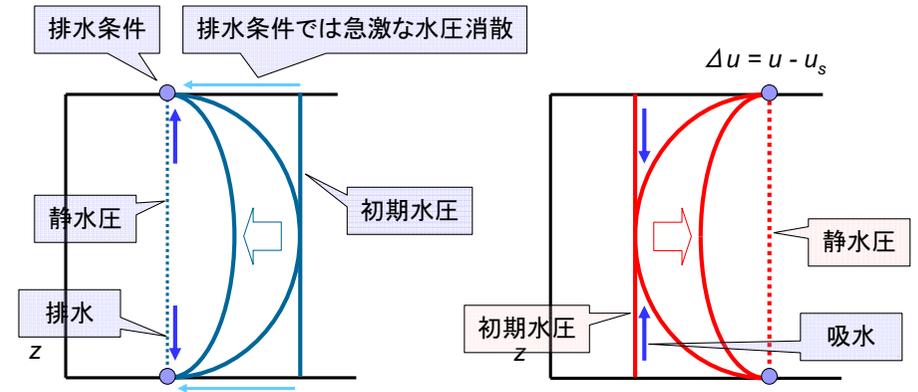
$$u = \gamma_w z + q_0$$

圧密による地盤応力の経時変化



過剰間隙水圧は排水により消散すると静水圧に達して、有効応力は増大して地盤沈下が生じる

間隙水圧分布と消散挙動



- 過剰間隙水圧の分布形で今後の水圧変化が分かる
- 水圧分布の2回微分(曲線)をゼロ(直線)にするように挙動
- 圧密理論では過剰間隙水圧で定式化すると便利

テルツァギーの1次元圧密理論(増分解析)

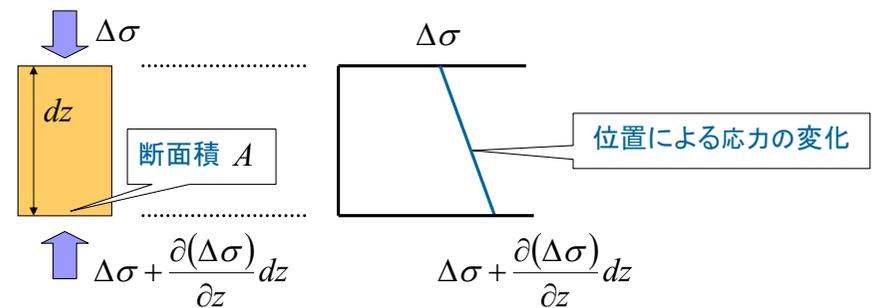
- ① 力のつりあい式: $\frac{d(\Delta\sigma)}{dz} = 0$ (圧縮を正)
- ② 変位とひずみ: $\Delta\varepsilon = \frac{d(\Delta\delta)}{dz}$ (圧縮を正)
- ③ 構成式: $\Delta\varepsilon = m_v \Delta\sigma'$
- ④ 有効応力: $\Delta\sigma' = \Delta\sigma - \Delta u$
- ⑤ ダルシー則: $v = -k \frac{dh}{dz} = -k \frac{d}{dz} \left(\frac{\Delta u}{\gamma_w} \right) = -\frac{k}{\gamma_w} \frac{d(\Delta u)}{dz}$
- ⑥ 排水量 = 圧縮量: $\frac{d(\Delta\varepsilon)}{dt} = \frac{dv}{dz}$
- ⑦ 境界条件

構造解析

連成解析

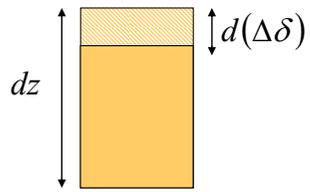
土骨格の変形と水の移動に伴う体積変化を連立して解析

力のつりあい式(増分型)



- 力のつり合いを考える
 - 増分系では重力分を考えない
- $$A \left[\left(\Delta\sigma + \frac{d(\Delta\sigma)}{dz} \right) - \Delta\sigma \right] = 0$$
- $$\frac{d(\Delta\sigma)}{dz} = 0 \text{ (力のつり合い式)}$$

変位とひずみ



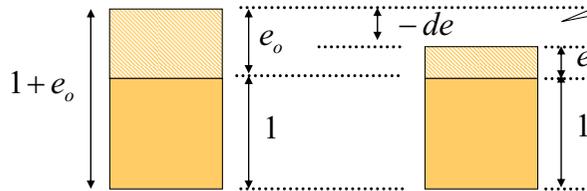
ひずみ:

- 単位長さあたりの変位
- 変化率

$$\Delta\varepsilon = \frac{d(\Delta\delta)}{dz}$$

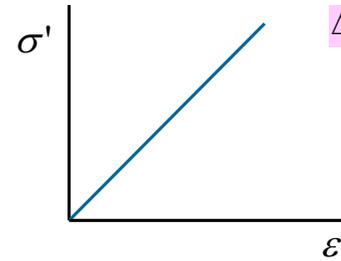
土の1次元モデルでは...

排水による土骨格の圧縮



$$\Delta\varepsilon = \frac{-de}{1+e_0}$$

構成式(応力~ひずみ関係:増分型)

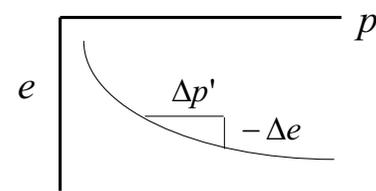


$$\Delta\varepsilon = m_v \Delta\sigma'$$

体積圧縮係数: m_v

- $m_v = \text{小}$ ⇒ 堅い
- $m_v = \text{大}$ ⇒ 軟らかい

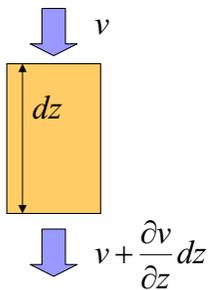
土の1次元モデルでは...



$$m_v = \frac{\Delta\varepsilon}{\Delta p'} = \frac{-1}{1+e_0} \frac{\Delta e}{\Delta p'}$$

m_v は応力 p' によって変化する

排水量 = 圧縮量

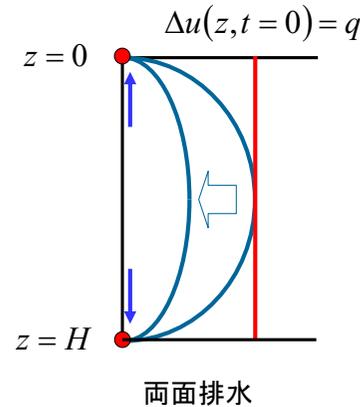


$$\text{排水量: } \left(v + \frac{\partial v}{\partial z} dz - v \right) A dz dt = \frac{\partial v}{\partial z} A dz dt$$

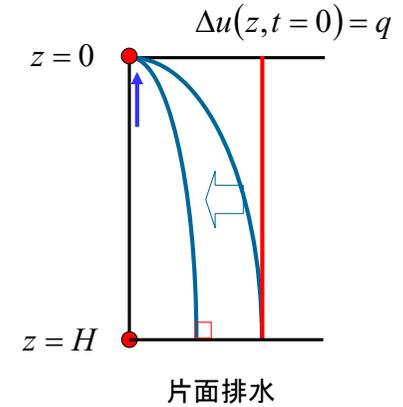
$$\text{圧縮量: } \frac{\partial(\Delta\varepsilon)}{\partial t} A dz dt$$

$$\frac{\partial(\Delta\varepsilon)}{\partial t} A dz dt = \frac{\partial v}{\partial z} A dz dt \Rightarrow \frac{\partial(\Delta\varepsilon)}{\partial t} = \frac{\partial v}{\partial z}$$

境界条件



$$\begin{cases} \Delta u = 0, & z = 0 \\ \Delta u = 0, & z = H \end{cases}$$



$$\begin{cases} \Delta u = 0, & z = 0 \\ v = k \frac{d(\Delta u)}{dz} = 0, & z = H \end{cases}$$

1次元圧密方程式

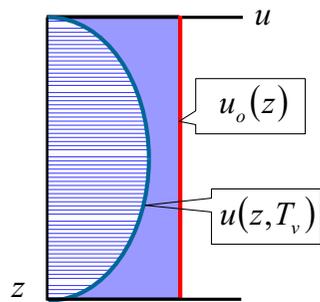
- (1)より $\frac{d(\Delta\sigma)}{dz} = 0 \Rightarrow \Delta\sigma = q$ (定数)
- 体積ひずみ $\frac{d(\Delta\varepsilon)}{dt} = \frac{d}{dt}(m_v \Delta\sigma') = m_v \frac{d}{dt}(\Delta\sigma - \Delta u) = -m_v \frac{d(\Delta u)}{dt}$
- 排水量 $\frac{dv}{dz} = -\frac{d}{dz}\left(\frac{k}{\gamma_w} \frac{d(\Delta u)}{dz}\right) = -\frac{k}{\gamma_w} \frac{d^2(\Delta u)}{dz^2}$
- 圧密方程式 地盤定数は位置による変化なしと仮定

$$-m_v \frac{d(\Delta u)}{dt} = -\frac{k}{\gamma_w} \frac{d^2(\Delta u)}{dz^2} \Rightarrow \frac{d(\Delta u)}{dt} = \frac{k}{m_v \gamma_w} \frac{d^2(\Delta u)}{dz^2} = c_v \frac{d^2(\Delta u)}{dz^2}$$

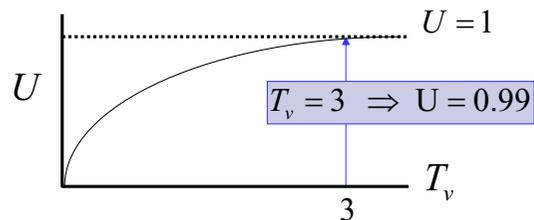
圧密係数: 大きいほど圧密が速い
k 大 & m_v 小 ⇒ c_v 大

圧密度

- 圧密度: 圧密の進行具合の具体的指標
初期の過剰水圧がどの程度消散したか示す



$$U(T_v) = 1 - \frac{\int_0^H u(z, T_v) dz}{\int_0^H u_o(z) dz}$$



1次元圧密方程式

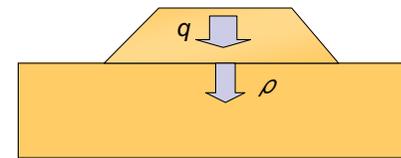
- 変数分離法: $\Delta u(z, t) = X(z)T(t)$
- 圧密方程式: $\frac{1}{c_v T} \frac{dT}{dt} = \frac{1}{X} \frac{d^2 X}{dz^2} = -\beta^2$ (定数)
- 水圧解: $\Delta u(z, t) = \exp(-c_v \beta^2 t)(A \cos \beta z + B \sin \beta z)$
- 境界条件: $\Delta u(z=0, t) = 0, \Delta u(z=H, t) = 0$

$$\Rightarrow \Delta u(z, t) = A \exp(-c_v \beta^2 t) \sin \beta z, \quad \beta_n = \left(\frac{\pi}{H}\right)n$$

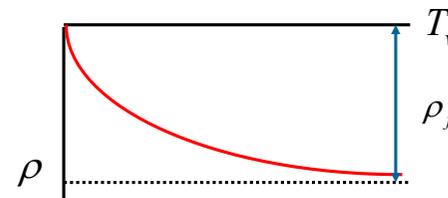
- 時間係数: $T_v = c_v \left(\frac{\pi}{H}n\right)^2 t$

圧密速さは c_v に比例し, H² に反比例する

圧密度を用いた沈下挙動予測

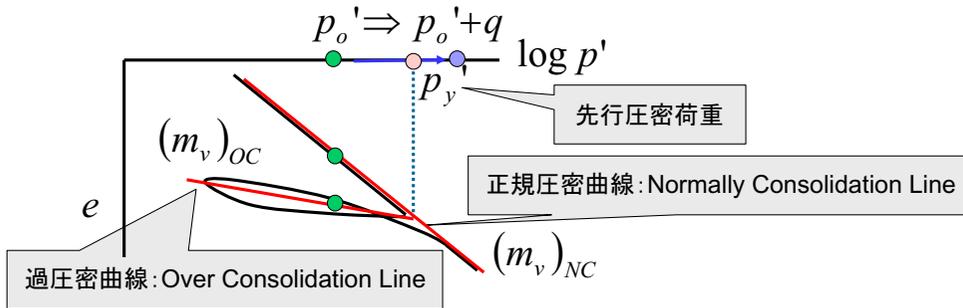


- 最終沈下量
 $\rho_f = \Delta\varepsilon \cdot H = m_v q \cdot H$



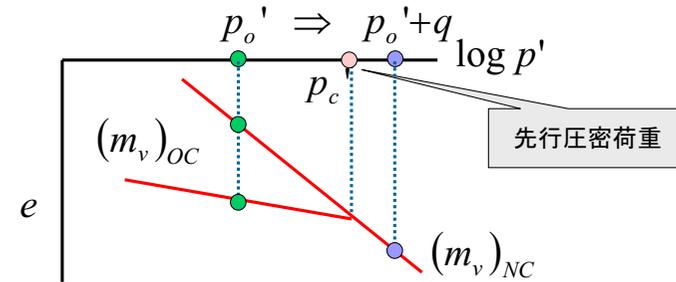
- 沈下挙動予測
 $\rho = \rho_f \cdot U(T_v) = m_v q \cdot H \cdot U(T_v)$

沈下量に及ぼす過圧密度(OCR)の影響



- 土の圧縮性は先行圧密応力によって規定される過圧密比 ($OCR = \frac{p_y}{p_o'}$) によって変化する。沈下量の予測は荷重増加による荷重と先行圧密応力との関係が重要である。

沈下量に及ぼす過圧密度(OCR)の影響

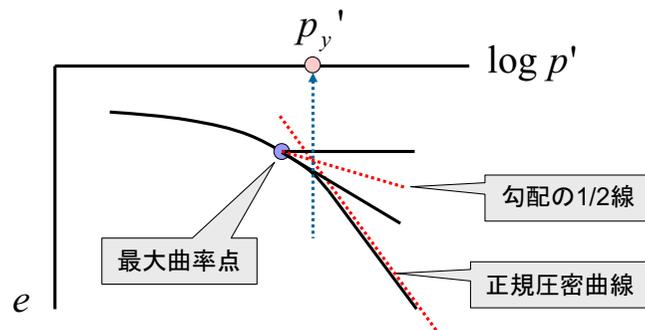


- 正規圧密(終始正規圧密): $\rho_f = (m_v)_{NC} qH$
- 過圧密(終始過圧密): $\rho_f = (m_v)_{OC} qH$
- 正規圧密 \Rightarrow 過圧密:

$$\rho_f = (m_v)_{OC} (p_c' - p_o')H + (m_v)_{OC} (p_o' + q - p_c')H$$

先行圧密荷重の決め方

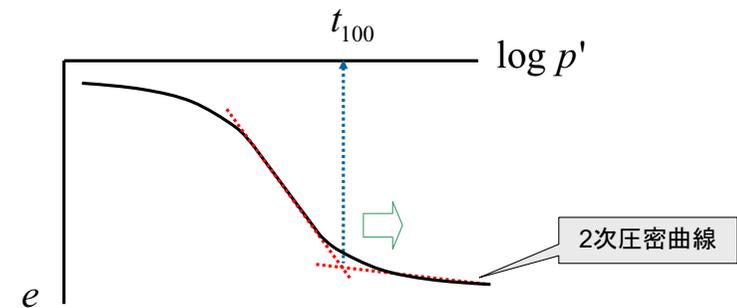
カサグランデ法



実験より先行圧密荷重を求める方法であり、正規圧密曲線と最大曲率点での1/2勾配線との交点より定める

2次圧密と1次圧密判定法

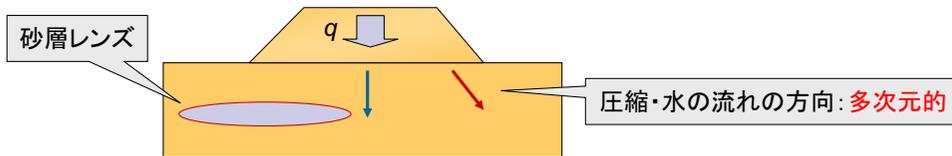
Log t 法: 中間部と終末部の直線を利用して1次圧密を定義



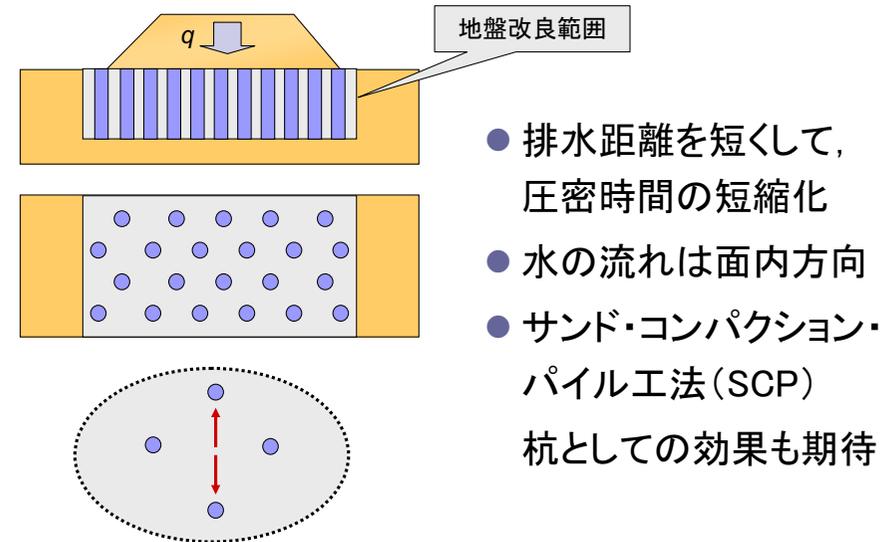
2次圧密: 一定荷重の下で圧密終了後(過剰間隙水圧消散後)も進展する変形(クリープ変形)

1次元圧密理論の適用限界

- ① 地盤に作用する荷重が一様であること
- ② 地盤の圧縮が1次元的事であること
- ③ 間隙水圧の流れが1次元的事であること
- ④ m_v , k が圧密中一定であること
- ⑤ 地盤を一様と仮定すること(均一材料の仮定)



地盤改良: サンド・ドレーン



1次元圧密理論の適用課題

- 事前調査により、地盤定数、排水条件、・・・などの諸条件を決める必要がある。
 - ↳ 調査費用の問題により十分に実施できない
 - ↳ **不確実性**の存在
- **解析手法の精度**の問題(前述)
 - ↓
- 実際問題でどう沈下量を予測するのか？

観測的施工法
～ 動学的設計の活用～

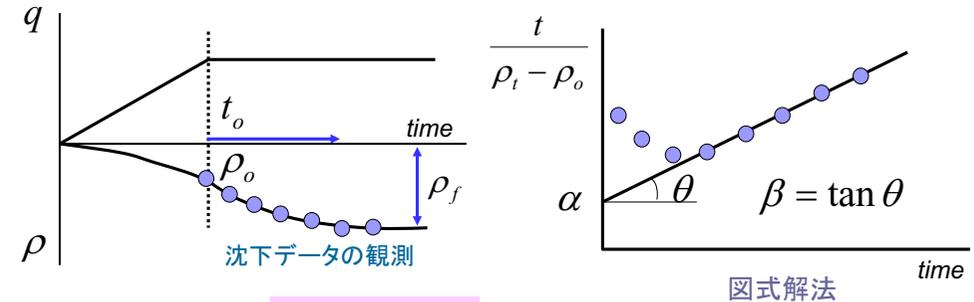
観測的沈下予測法

● 沈下予測の方法

予測法	予測	調査	観測	理論	精度
事前予測	設計時	○	×	○	△
観測的方法	施工中	×	○	△	○

- 事前予測では精度が悪いことから、施工中の観測用いた予測を用いて、設計にフィードバックする
土構造物は注文生産であり、施工期間が長いから、積極的な設計変更により合理的な予測と設計の実施

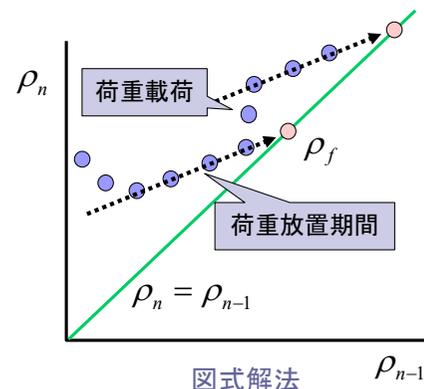
双曲線法



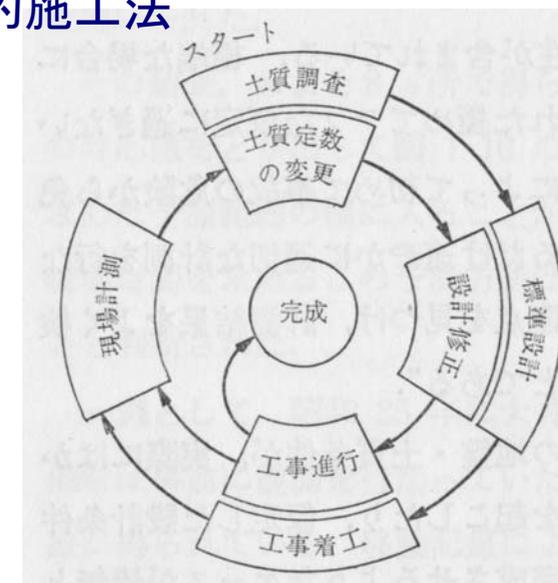
- 沈下予測: $\rho = \rho_0 + \frac{t}{\alpha + \beta t}$ (双曲線)
- 最終沈下量: $t \rightarrow \infty$ より, $\rho_f = \rho_0 + \frac{1}{\beta}$
- 特徴: ①経験的, ②利用し易い, ③荷重が変化すると α , β が変化するため, 利用上の制約がある。

浅岡法

- Δt による沈下の離散化: $\rho(t) = \rho(\Delta t \cdot n) = \rho_n$
- 沈下モデル: $\rho_n = \beta_0 + \beta_1 \rho_{n-1}$ (自己回帰モデル)
- 最終沈下量: $\rho_f = \frac{\beta_0}{1 - \beta_1}$
- 特徴:
 - ①理論的(圧密理論),
 - ② Δt 間隔の計測必要,
 - ③荷重が変化しても, は不変であり適用可。



観測的施工法



設計の繰り返し更新: 精度の向上(動的設計)

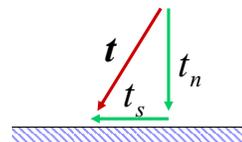
演習課題①

- 圧密現象について説明せよ.
- 圧密理論と構造解析との違いを述べよ.
- 圧密係数, 時間係数について説明せよ.
- テルツアギーの圧密理論の適用限界について説明せよ.
- 2次圧密について説明せよ.
- 観測的沈下予測法について, 事前予測法との差異を用いて説明せよ.
- 圧密促進のための地盤改良工法について述べよ.

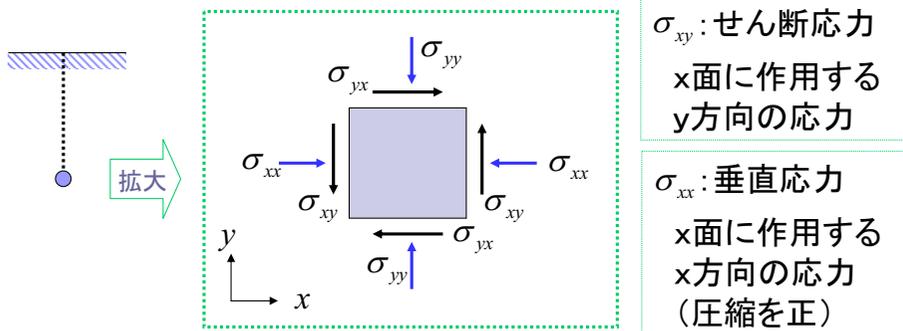
応力

- 応力: 単位面積当たりの力

$$\mathbf{t} = \begin{pmatrix} t_n \\ t_s \end{pmatrix} : \text{応力ベクトルと成分}$$

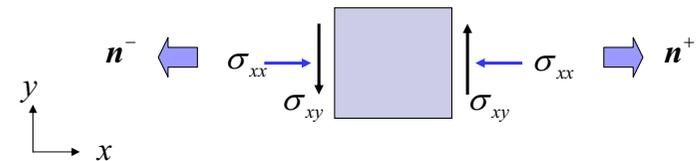


- 地中要素に働く応力

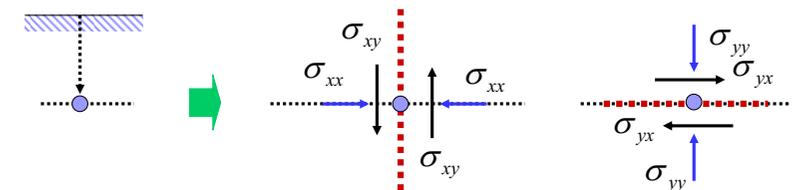


応力の性質

- 応力の政府の方向判定: 面の垂直応力の方向で定義

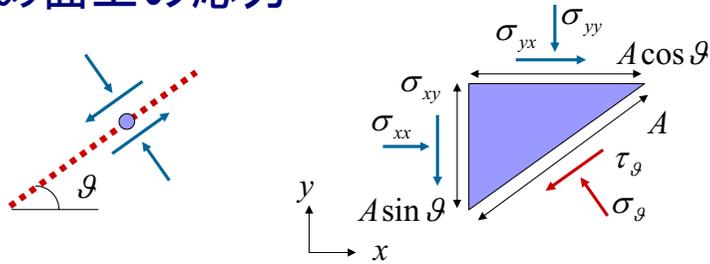


- 地中内応力の定義: 面を定義する必要



同じ地点でも面の定義により, 異なる応力が働く

斜め面上の応力



- 力のつりあい式: σ_g の方向

$$\sigma_g A + (-\sigma_{yy} \cos \vartheta - \sigma_{yx} \sin \vartheta) A \cos \vartheta + (-\sigma_{xy} \cos \vartheta - \sigma_{xx} \sin \vartheta) A \sin \vartheta = 0$$

$$\begin{aligned} \sigma_g &= \sigma_{xx} \sin^2 \vartheta + \sigma_{yy} \cos^2 \vartheta + \sigma_{xy} \sin 2\vartheta \\ &= \frac{\sigma_{xx} + \sigma_{yy}}{2} + \frac{\sigma_{yy} - \sigma_{xx}}{2} \cos 2\vartheta + \sigma_{xy} \sin 2\vartheta \end{aligned}$$

自由方向の面上応力

- 面上の応力

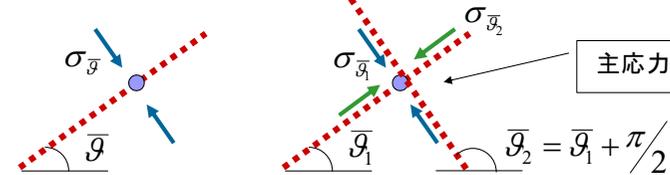
$$\begin{aligned} \sigma_g &= \frac{\sigma_{xx} + \sigma_{yy}}{2} + \frac{\sigma_{yy} - \sigma_{xx}}{2} \cos 2\vartheta + \sigma_{xy} \sin 2\vartheta \\ \tau_g &= \frac{\sigma_{yy} - \sigma_{xx}}{2} \sin 2\vartheta - \sigma_{xy} \cos 2\vartheta \end{aligned}$$

- 主応力面と主応力

$$\tau_g = 0 \Rightarrow \tan 2\bar{\vartheta} = \frac{2\sigma_{xy}}{\sigma_{yy} - \sigma_{xx}} \Rightarrow \sigma_{\bar{g}} \text{ (主応力)}$$

(せん断応力=0)

主応力面は鉛直・水平面の応力より分かる

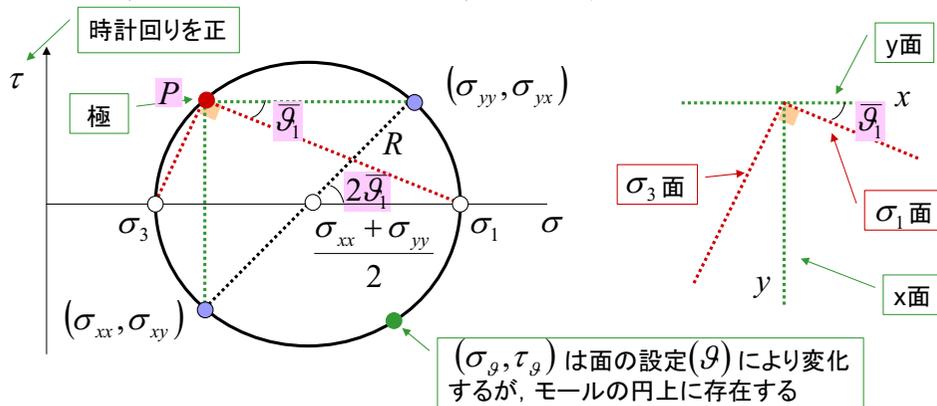


主応力面は直交する

面上の応力とモールの応力円

- モールの応力円

$$\left(\sigma_g - \frac{\sigma_{xx} + \sigma_{yy}}{2} \right)^2 + \tau_g^2 = \left(\frac{\sigma_{yy} - \sigma_{xx}}{2} \right)^2 + \sigma_{xy}^2 = R^2$$



応力テンソルと主応力

- 応力テンソル

$$\sigma = \begin{bmatrix} \sigma_{xx} & \sigma_{xy} & \sigma_{xz} \\ \sigma_{yx} & \sigma_{yy} & \sigma_{yz} \\ \sigma_{zx} & \sigma_{zy} & \sigma_{zz} \end{bmatrix}$$

- 主応力

$$\begin{vmatrix} \sigma_{xx} - \sigma & \sigma_{xy} & \sigma_{xz} \\ \sigma_{yx} & \sigma_{yy} - \sigma & \sigma_{yz} \\ \sigma_{zx} & \sigma_{zy} & \sigma_{zz} - \sigma \end{vmatrix} = 0 \text{ (固有値解析)}$$

$$\Rightarrow \sigma^3 - I_1 \sigma^2 + I_2 \sigma - I_3 = 0 \text{ (固有方程式, 3つの実数解: 主応力)}$$

$$\text{不変量} \begin{cases} I_1 = \sigma_{xx} + \sigma_{yy} + \sigma_{zz} \\ I_2 = \sigma_{xx} \sigma_{yy} + \sigma_{yy} \sigma_{zz} + \sigma_{zz} \sigma_{xx} - (\sigma_{xy}^2 + \sigma_{yz}^2 + \sigma_{zx}^2) \\ I_3 = \sigma_{xx} \sigma_{yy} \sigma_{zz} + 2\sigma_{xy} \sigma_{yz} \sigma_{zx} - (\sigma_{xx} \sigma_{yz}^2 + \sigma_{yy} \sigma_{zx}^2 + \sigma_{zz} \sigma_{xy}^2) \end{cases}$$

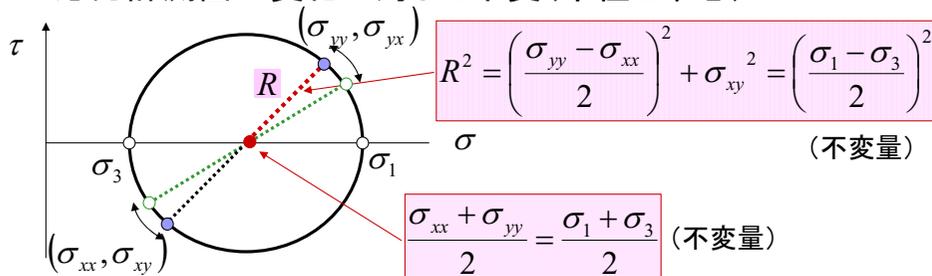
不変量のイメージ

● 固有方程式と主応力

$$\sigma^3 - I_1\sigma^2 + I_2\sigma - I_3 = (\sigma - \sigma_1)(\sigma - \sigma_2)(\sigma - \sigma_3) = 0$$

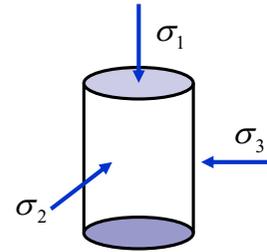
$$\begin{cases} I_1 = \sigma_{xx} + \sigma_{yy} + \sigma_{zz} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = 3p \\ I_2 = \sigma_1\sigma_2 + \sigma_2\sigma_3 + \sigma_3\sigma_1 \\ I_3 = \sigma_1\sigma_2\sigma_3 \end{cases}$$

● 応力計測面の変化に対して不変(半径と中心)



軸差応力と平均応力

● 供試体の応力



円筒供試体に作用する応力は主応力(せん断応力=0)である。

sigma_1, sigma_3 の表記(主応力)は客観的

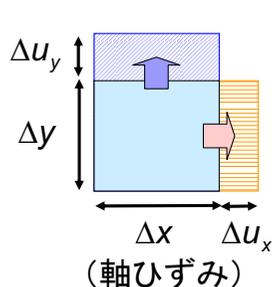
p, q による表記(不変量)も可

$$p = \frac{1}{3}(\sigma_1 + 2\sigma_3) : \text{平均応力}, \quad q = \sigma_1 - \sigma_3 : \text{軸差応力}$$

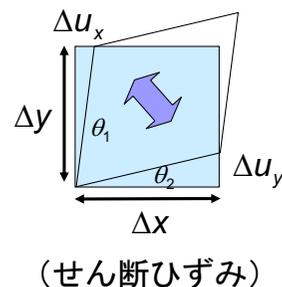
土試料の応力状態を表現する上で、応力を定義する面に対して不変な物理量を用いると、計測者による影響を受けず、合理的である

ひずみの定義

● 土要素のひずみ



$$\varepsilon_{xx} = \frac{\Delta u_x}{\Delta x}, \quad \varepsilon_{yy} = \frac{\Delta u_y}{\Delta y}$$



$$\varepsilon_{xy} = \varepsilon_{yx} = \frac{1}{2} \left(\frac{\Delta u_x}{\Delta y} + \frac{\Delta u_y}{\Delta x} \right)$$

$$\gamma_{xy} = 2\varepsilon_{xy} = \vartheta_1 + \vartheta_2 = \frac{\Delta u_x}{\Delta y} + \frac{\Delta u_y}{\Delta x}$$

(工学ひずみ)

ひずみテンソルと不変量

● ひずみテンソル

$$\varepsilon = \begin{bmatrix} \varepsilon_{xx} & \varepsilon_{xy} & \varepsilon_{xz} \\ \varepsilon_{yx} & \varepsilon_{yy} & \varepsilon_{yz} \\ \varepsilon_{zx} & \varepsilon_{zy} & \varepsilon_{zz} \end{bmatrix}$$

せん断ひずみ (off-diagonal elements)
 軸ひずみ (diagonal elements)

● 主ひずみと不変量

$$\varepsilon^3 - I_1\varepsilon^2 + I_2\varepsilon - I_3 = (\varepsilon - \varepsilon_1)(\varepsilon - \varepsilon_2)(\varepsilon - \varepsilon_3) = 0$$

$$\text{不変量} \begin{cases} I_1 = \varepsilon_{xx} + \varepsilon_{yy} + \varepsilon_{zz} = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 = \varepsilon_v \leftarrow \text{体積ひずみ} \\ I_2 = \varepsilon_1\varepsilon_2 + \varepsilon_2\varepsilon_3 + \varepsilon_3\varepsilon_1 \\ I_3 = \varepsilon_1\varepsilon_2\varepsilon_3 \end{cases}$$

● 供試体のひずみ不変量

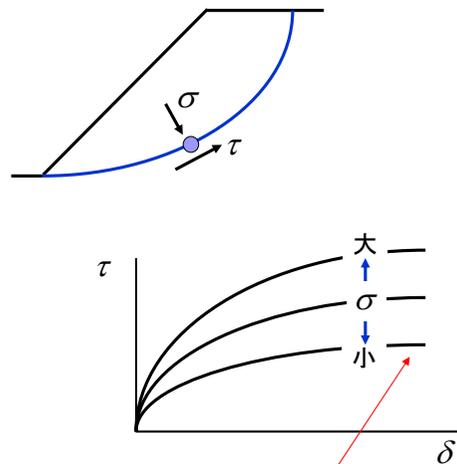
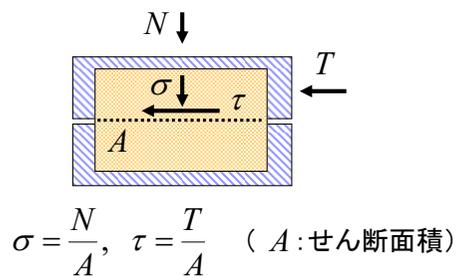
$$\varepsilon_v = \varepsilon_1 + 2\varepsilon_3 : \text{体積ひずみ} \quad \varepsilon_s = \frac{3}{2}(\varepsilon_1 - \varepsilon_3) : \text{偏差ひずみ}$$

演習課題②

- 応力の定義について述べよ.
- 主応力とは何か.
- 応力の不変量について説明せよ.
- ひずみの定義について述べよ.
- 三軸試験における, 平均応力, 軸差応力, 体積ひずみ, 偏差ひずみについて説明せよ.

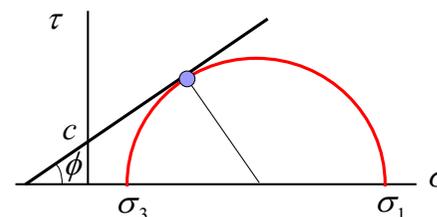
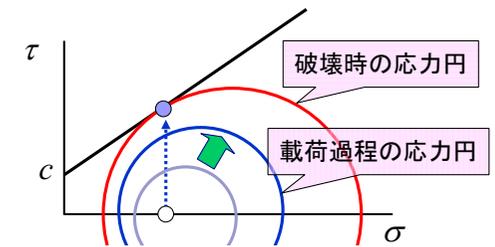
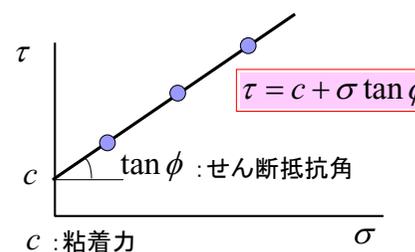
一面せん断試験

- 実現象とすべり面
- 一面せん断試験



破壊基準

- モール・クーロンの破壊基準(摩擦性材料)



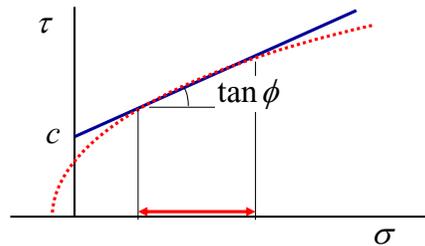
破壊基準の主応力表示:

$$\sigma_1 - \sigma_3 = 2c \cos \phi + (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \phi$$
 (三軸試験で用いる)

土の試験法 ～変形と強度～

破壊基準の注意点

- 破壊基準の非線形性



データの計測レベル

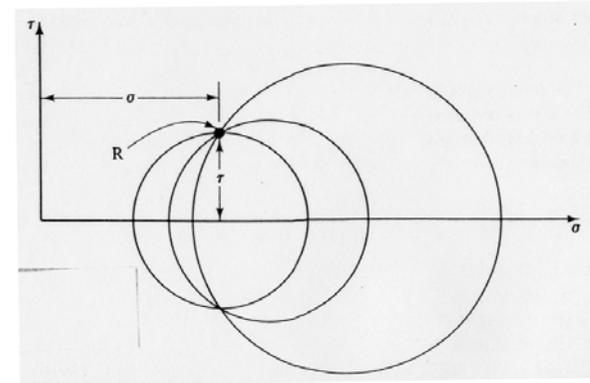
拘束圧: 大

- 粘着力の増加
- せん断抵抗角の減少

地盤定数の算出には適用問題の応力レベルに注意が必要

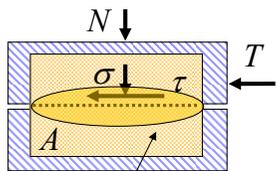
一面せん断試験の問題点①

- 試験結果を用いて応力を特定できない



一面せん断試験の問題点②

- 応力・ひずみの不様性



供試体内の変形

応力の算出は供試体内の変形の一様性に基づいている。

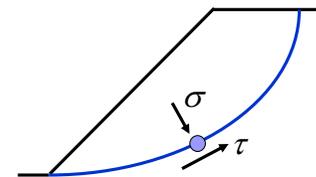
$$\sigma \neq \frac{N}{A}, \quad \tau \neq \frac{T}{A}$$

算出応力の信頼性低下

- 供試体側面の摩擦による上載荷重の伝達低下
- 上下のせん断箱間の摩擦

すべり面の不思議

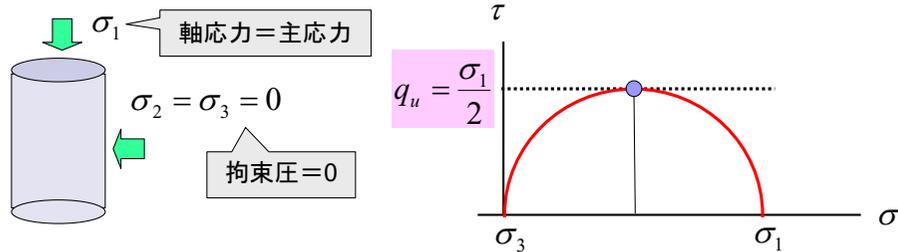
- すべり線は何故発生するのか？



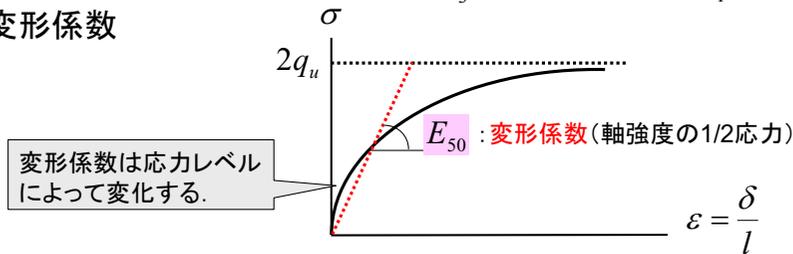
- 弾性挙動は全領域に及ぶ現象であるが、破壊現象は局所的領域(せん断帯)で発生する。
- すべり線の発見を土質力学の三大発見と言う人もいる。「有効応力」「すべり線」「最適含水比」どれも実務では重要な事項である。

一軸圧縮試験

- 軸対称供試体のせん断強度



- 変形係数



一軸圧縮試験

- 特徴

- ✓ 簡便, 低コスト
- ✓ 拘束圧の影響を調べられない. 摩擦性材料 (モール・クーロン則: ϕ) では適用不可
- ✓ 日本では非常に良く用いられる
- ✓ 高コストの試験 (後述の三軸試験) を実施するより, 低コストの一軸試験を数多く実施して, 不均質な地盤の情報を出来る限り得る考えがある.

⇒ 三軸試験と一軸試験を併用する方法もある.

三軸圧縮試験

- 拘束圧の変化

地中の地盤を再現する.

摩擦性材料 (モール・クーロン則: ϕ) への適用

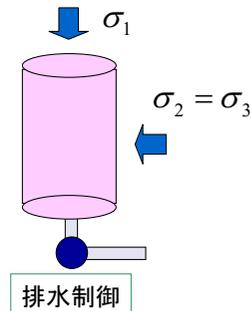
- 排水条件の制御

排水試験・非排水試験

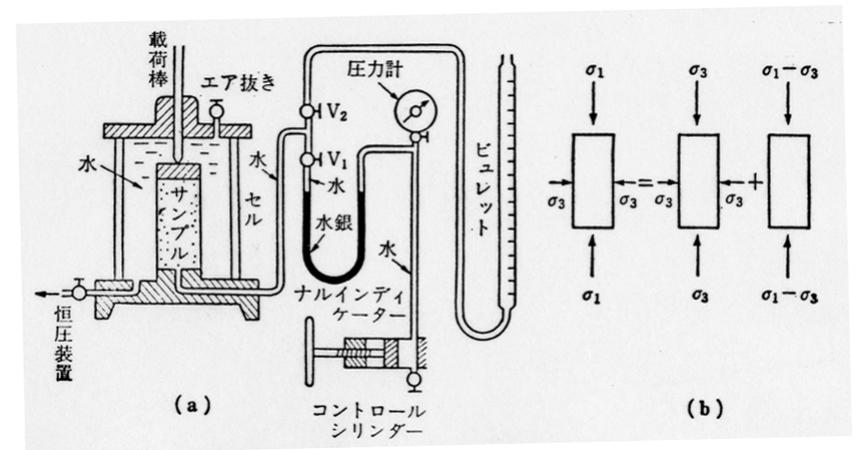
体積変化量 (排水試験) の測定

- 間隙水圧の測定 (非排水試験)

有効応力の算出

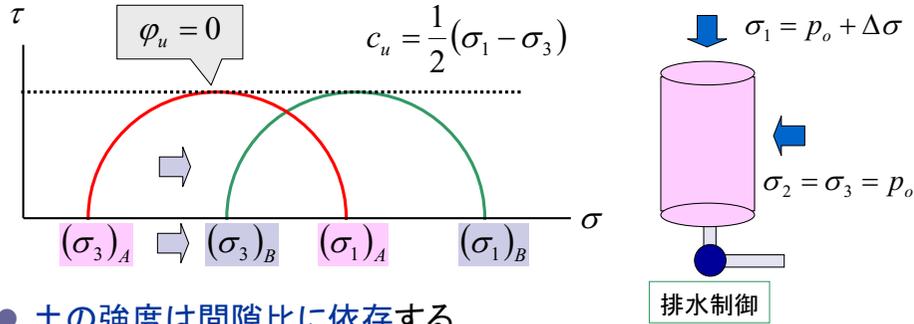


三軸圧縮試験機



非排水試験

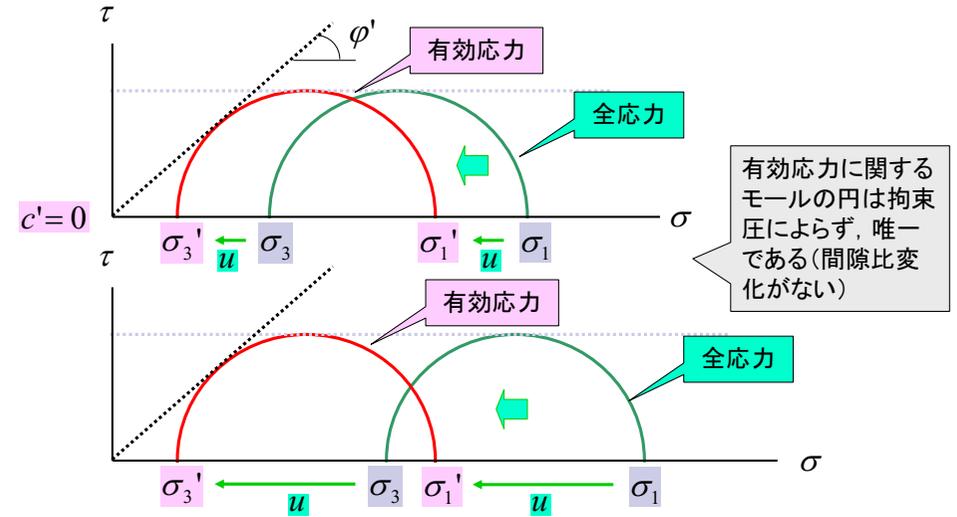
- 非排水条件 = 体積一定条件
(試験中, 体積が一定で破壊させる)
- 非排水条件で拘束圧を変化させても強度は変わらない



- 土の強度は間隙比に依存する

非排水試験による有効応力

- 間隙水圧の測定による有効応力の算出 (材料定数: ϕ')



有効応力に関するモールの円は拘束圧によらず, 唯一である (間隙比変化がない)

非圧密非排水試験 (UU試験)

- 供試体の初期間隙比を保ったまま, 非排水条件でせん断試験を実施する. (現地の状態を測る目的で実施)

Output: 非排水強度 (c_u)

- 有効応力による整理 (間隙水圧を測定する場合にはUU試験)

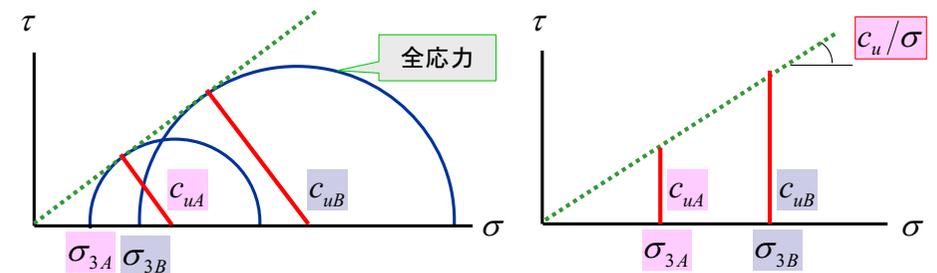
Output: 摩擦性材料 (ϕ')

一般に飽和土では $c' = 0$
不飽和土では $c' \neq 0$

通常, UU試験では有効応力の整理を行わない. データが1つしかないことから出力の信頼性が低いことによる.

圧密非排水試験 (CU試験)

- 供試体を異なる拘束圧で圧密後 (間隙比が変化) に, 非排水条件でせん断試験を実施する



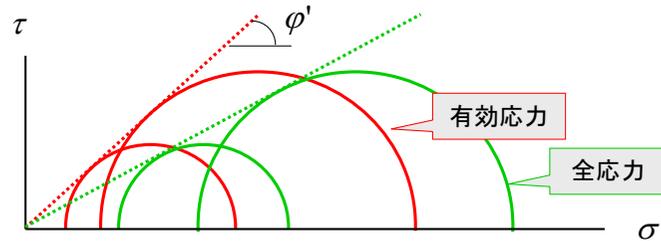
Output: 強度増加率 (c_u/σ)

圧密圧力の増大による地盤 (非排水) 強度の増加

圧密による地盤強度の評価: $c_u = c_{u0} + (c_u/\sigma)\Delta\sigma$

圧密非排水試験 (CU試験)

- 有効応力による整理 (ϕ')



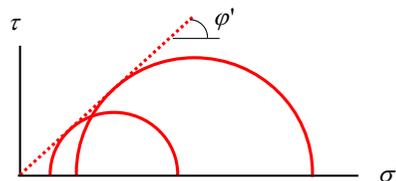
圧密応力を変化させて、 ϕ' を求める。
間隙水圧を測定する場合にはCU試験

非排水試験の不思議

- 現場における非排水条件：
排水する余裕がないほど短期間で荷重を載荷するために生じる状態
- 非排水試験：
排水を許さない条件で、『緩速で』載荷する。
載荷速度が速いと間隙水圧の応答が悪い，供試体内部で不様に発生する，などから，水圧が一様になるよう時間をかける
- 載荷速度：
載荷速度が大きいと，速度効果(クリープ)のために強度が大きく出る。

排水試験 (CD試験)

- 排水条件で極めて緩速で載荷
十分に排水する速度で荷重を載荷する，
必要な載荷速度は土試料により異なる
 $u = 0, \sigma' = \sigma$



- 有効応力の直接測定
- 体積変化の測定
- 現在のトレンド

排水試験は水に作用されずに土骨格の挙動を調べる方法として用いられたが，時間がかかるために最近では敬遠される傾向にある。

有効応力経路 (不変量を用いた整理)

軸差応力

$$\begin{aligned} q &= \sigma_1 - \sigma_3 \\ &= (\sigma'_1 + u) - (\sigma'_3 + u) \\ &= \sigma'_1 - \sigma'_3 \end{aligned}$$

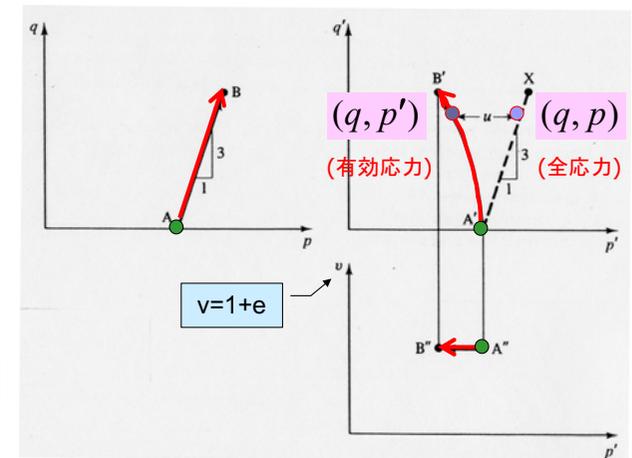
平均応力

$$p = (\sigma_1 + 2\sigma_3)/3 = p' + u$$

軸載荷に対する増分比

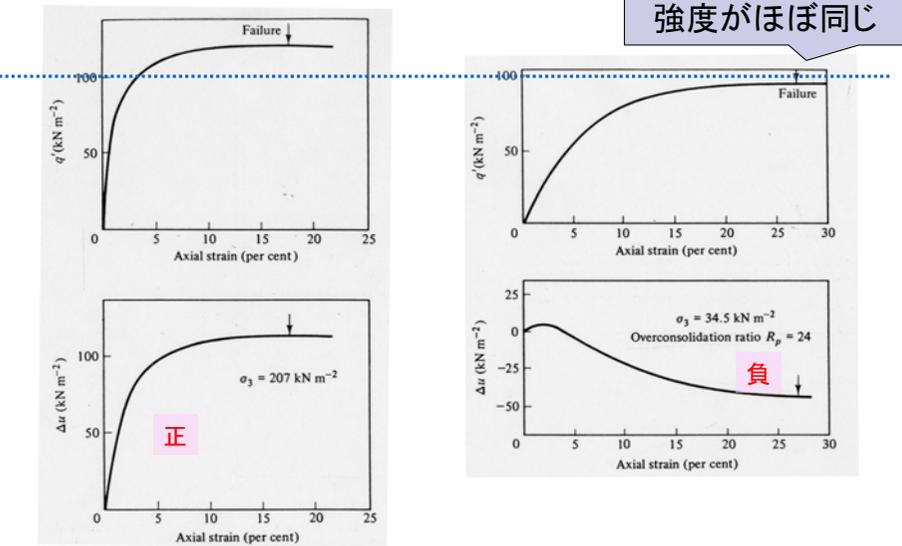
$$\frac{dq}{dp} = \frac{d\sigma_1}{(d\sigma_1/3)} = 3$$

(全応力経路)



全応力経路と有効応力経路

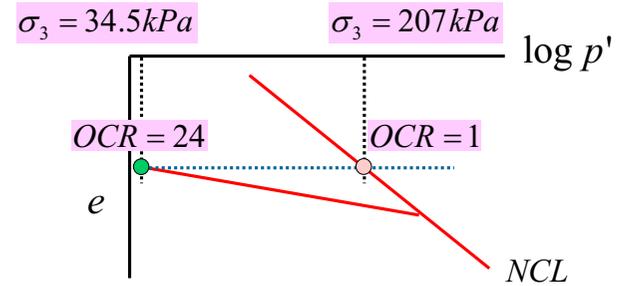
非排水試験(初期間隙比を揃える)



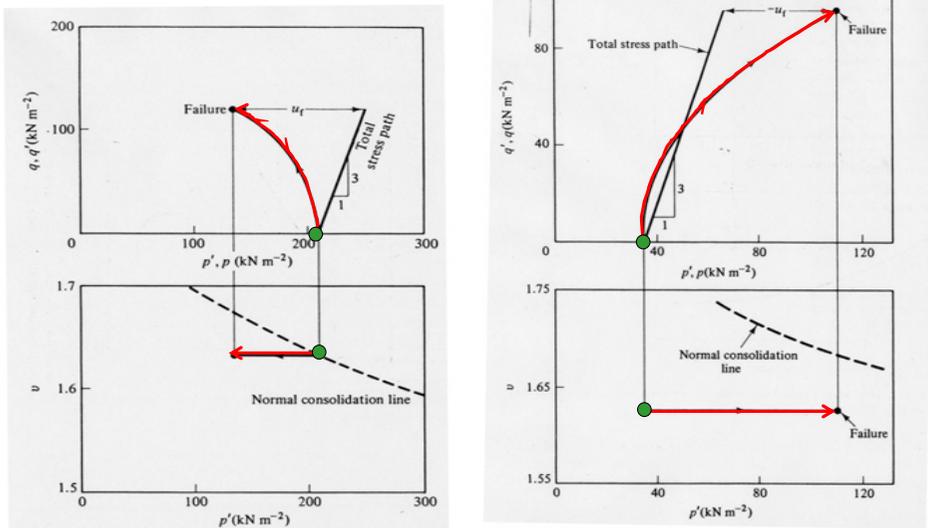
正規圧密粘土

過圧密粘土

非排水試験(初期間隙比を揃える)



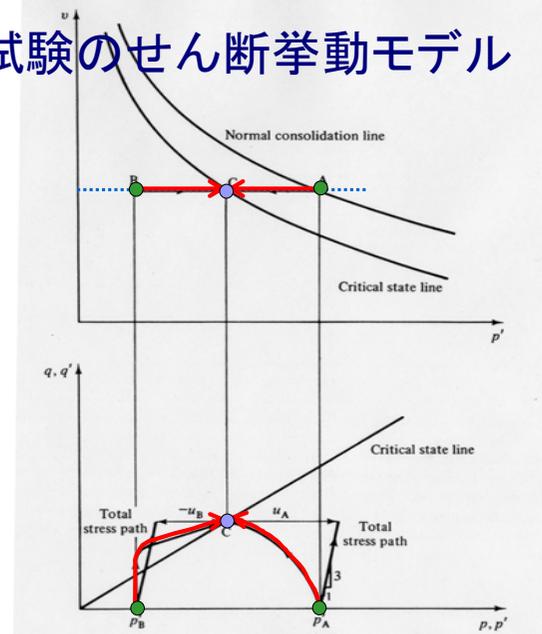
非排水試験の有効応力・間隙比経路



正規圧密粘土

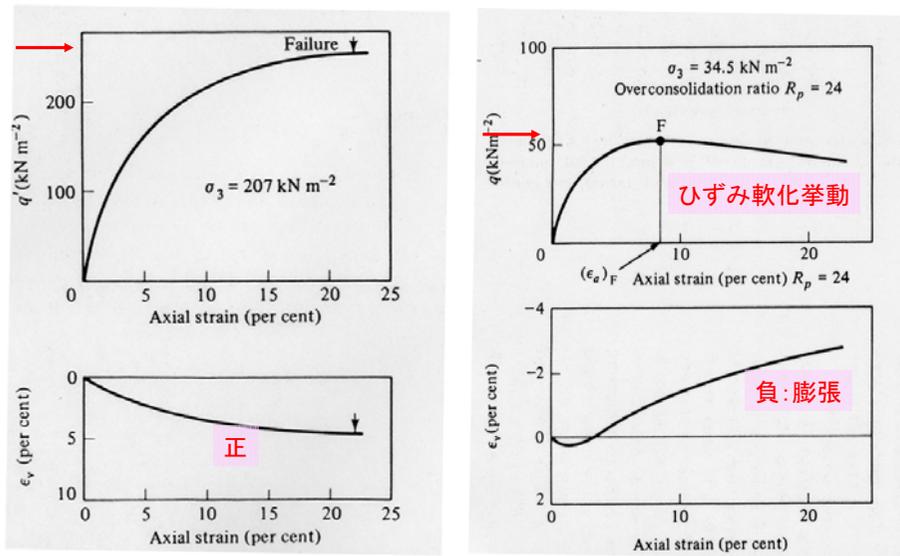
過圧密粘土

非排水試験のせん断挙動モデル



初期間隙比が等しい正規圧密・過圧密粘土の非排水試験

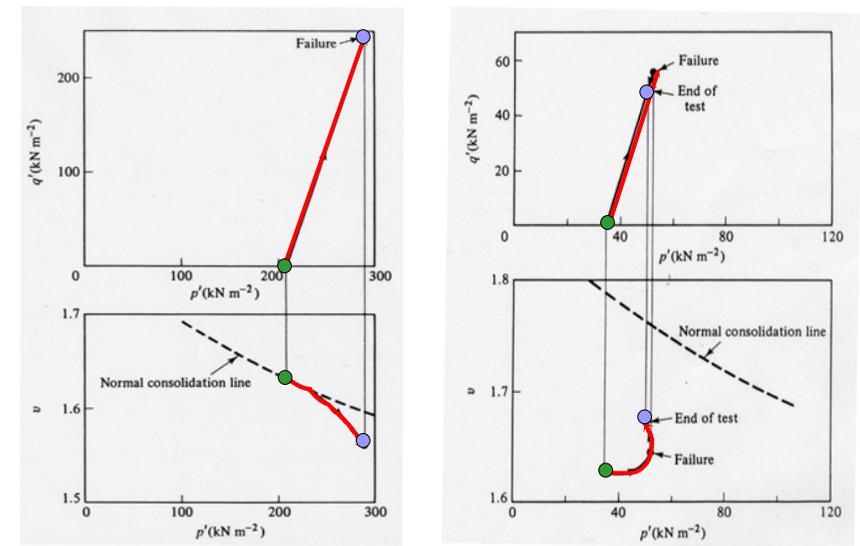
排水試験(初期間隙比を揃える)



正規圧密粘土

過圧密粘土

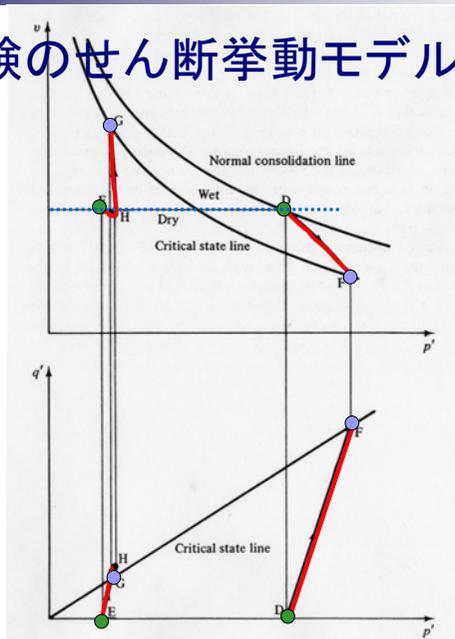
排水試験の有効応力・間隙比経路



正規圧密粘土

過圧密粘土

排水試験のせん断挙動モデル

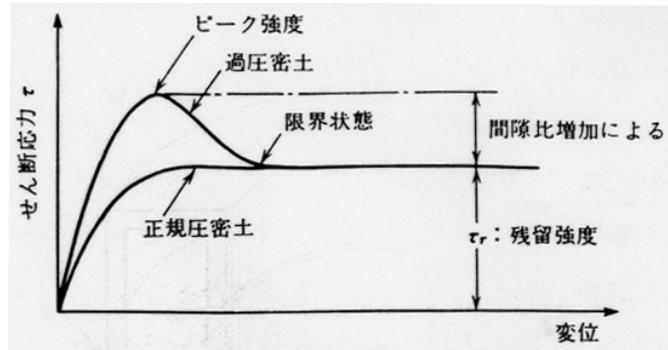


初期間隙比が等しい正規圧密・過圧密粘土の排水試験

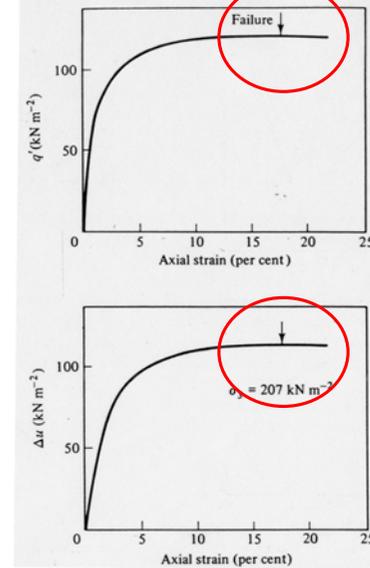
限界状態モデル
～統合的な視点～

限界状態

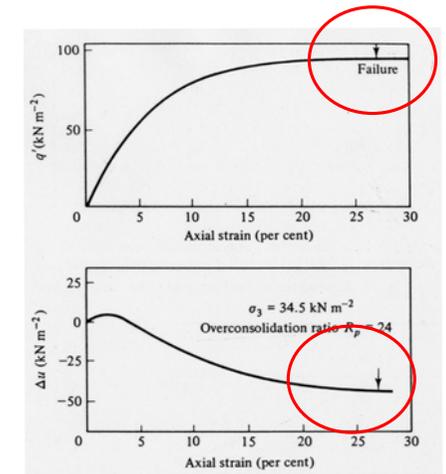
- 応力変化がないのに変形が発生する
- 間隙水圧は変化しない
- 体積変化がない



非排水試験(再掲)

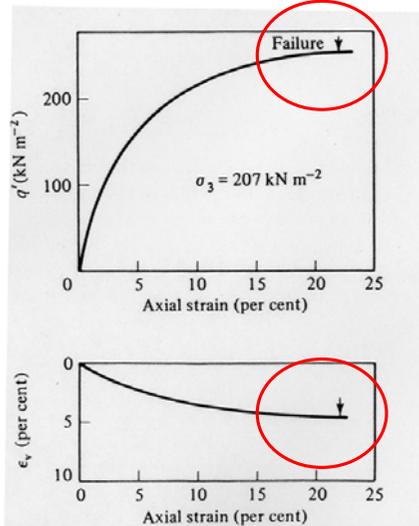


正規圧密粘土

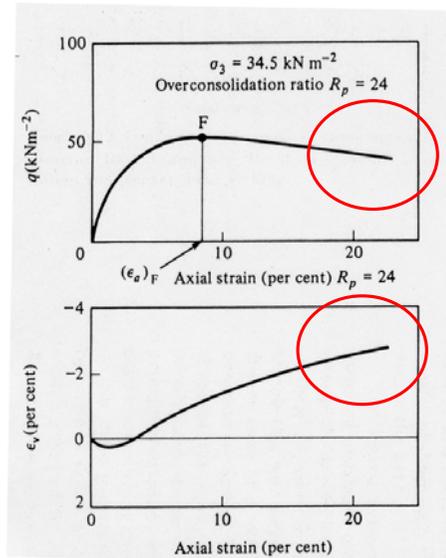


過圧密粘土

排水試験(再掲)

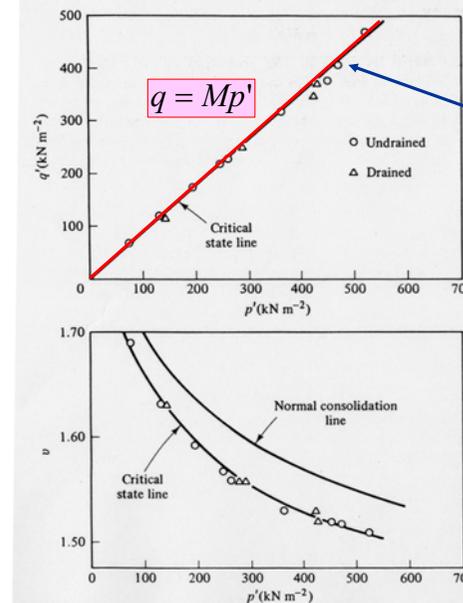


正規圧密粘土

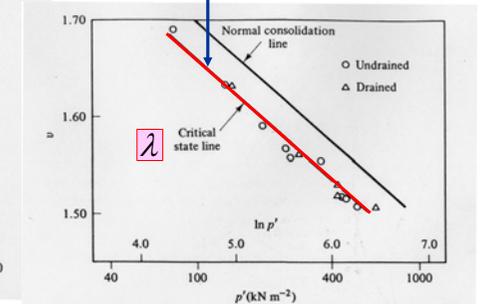


過圧密粘土

限界状態線



非排水・排水試験の結果は限界状態線上に位置する



限界状態の意義

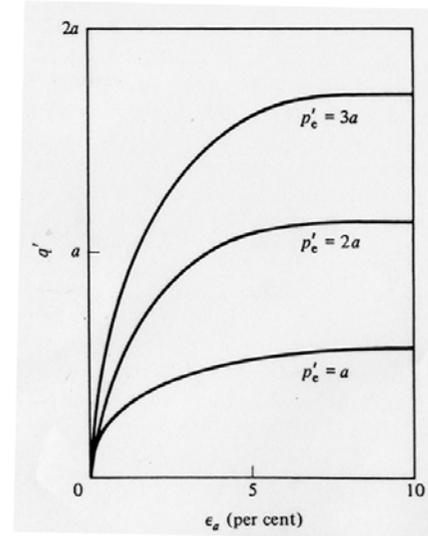
- 土にはピーク強度と残留強度がある。
- ピーク強度は過去の荷重履歴によって影響を受けるが、残留強度(限界状態)は破壊時に到達する状態であり、前述の性質(限界状態線)がある。
- 限界状態線は

$$q = Mp' \quad \text{および} \quad \Delta e = -\lambda \ln p' / p_o'$$
 のように、 $q \sim p_f' \sim e$ の関係がある。
- 限界状態のせん断応力は、間隙比より予測できる。

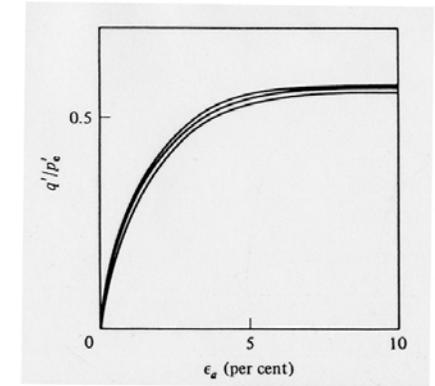


- 強度論を中心とした上記の考え方を『限界状態モデル』という。
- 土の構成式は間隙比を中心に体積変化を考える。

非排水試験の応力・ひずみ関係

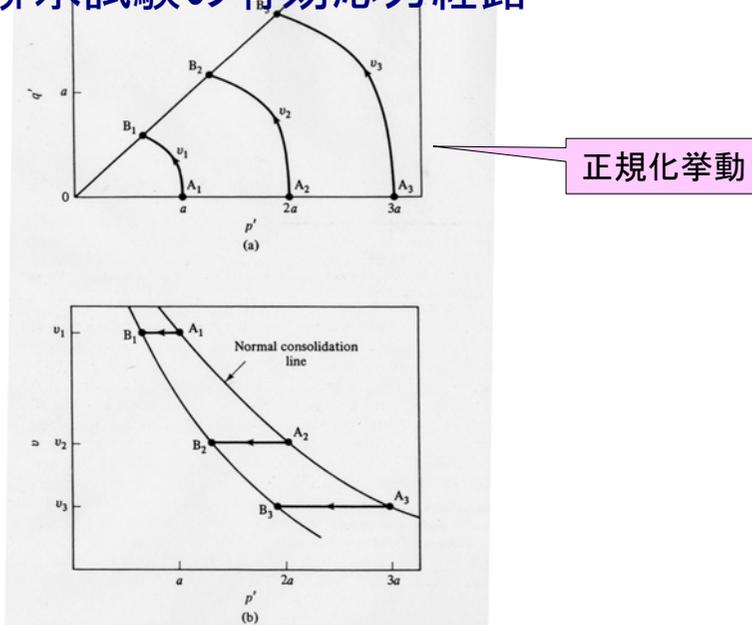


非排水試験

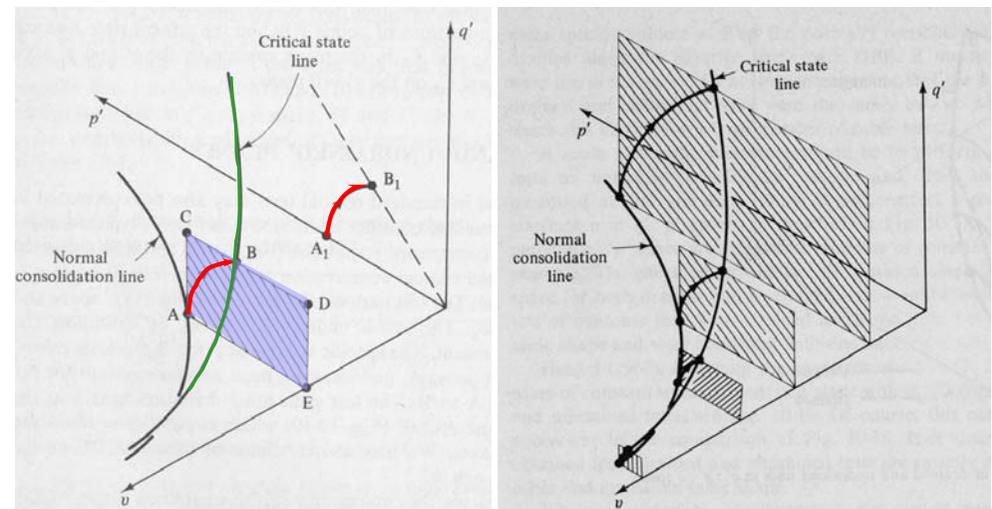


非排水試験の正規化挙動

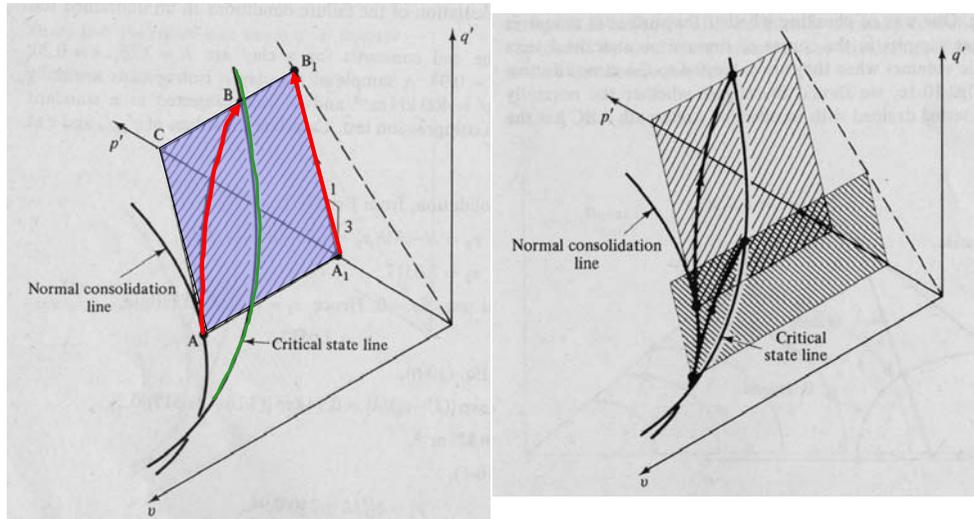
非排水試験の有効応力経路



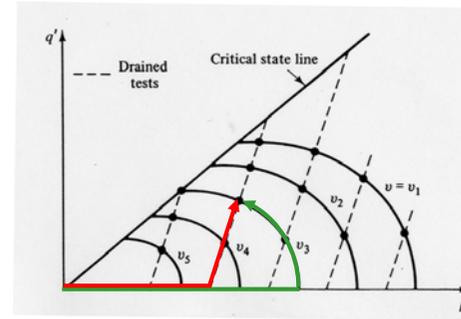
非排水試験の有効応力経路



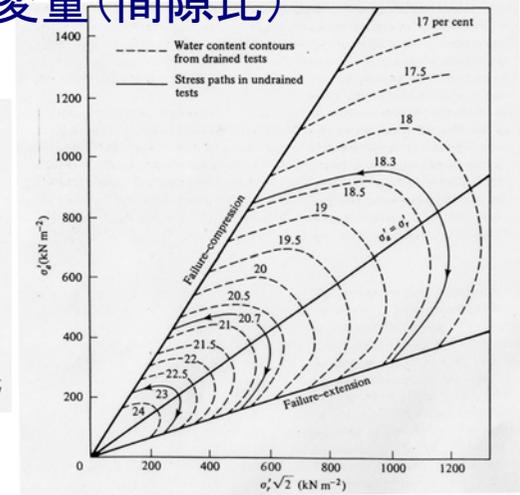
排水試験の有効応力経路



土質材料の特別な変量(間隙比)



経路の違いによる体積変化



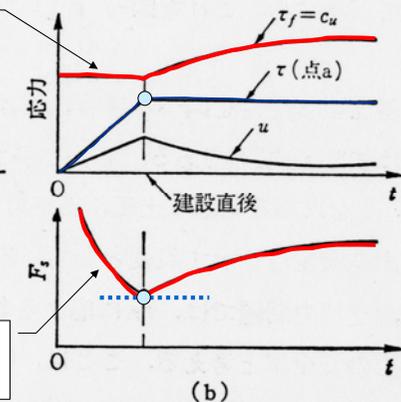
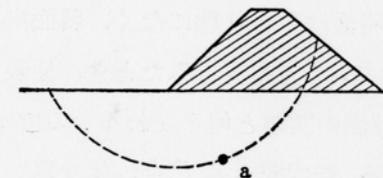
Henkelによる実験

土質材料のような塑性体は荷重履歴によって変位が異なるが、体積量だけは履歴によらずに一意に決まる性質がある。

安定問題と土の強度

盛土の建造と安全率の推移

刻々の時間でUU強度をプロット



刻々の時間でUU強度を用いた安定解析を実施

建設終了時が最も危険(短期安定問題)なことから、設計では安全側を考えて、施工中に生じる圧密を考慮しないUU強度を用いる。

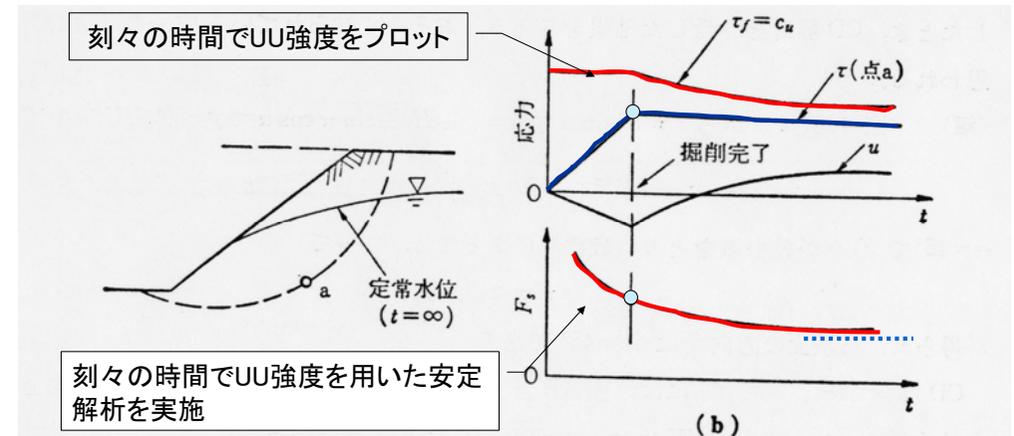
盛土の多段階施工

- 軟弱地盤の強度が不足して、一度に盛立て出来ない場合は『多段階施工法』を用いる.
- 多段階施工法
盛土を分割して築造することにより、圧密による地盤増加を用いて安全に構築する方法
- 設計法
第1段盛土は短期安定問題であるので、UU強度を用いる。2段盛土以降は、圧密による強度増加を考えたCU強度を用いる。

$$c_u = c_{u0} + (c_u / p) \cdot \Delta p \cdot U$$

c_{u0} : 初期UU強度, Δp : 盛土による応力増分, U : ある時刻の圧密度

地盤の掘削と安全率の推移

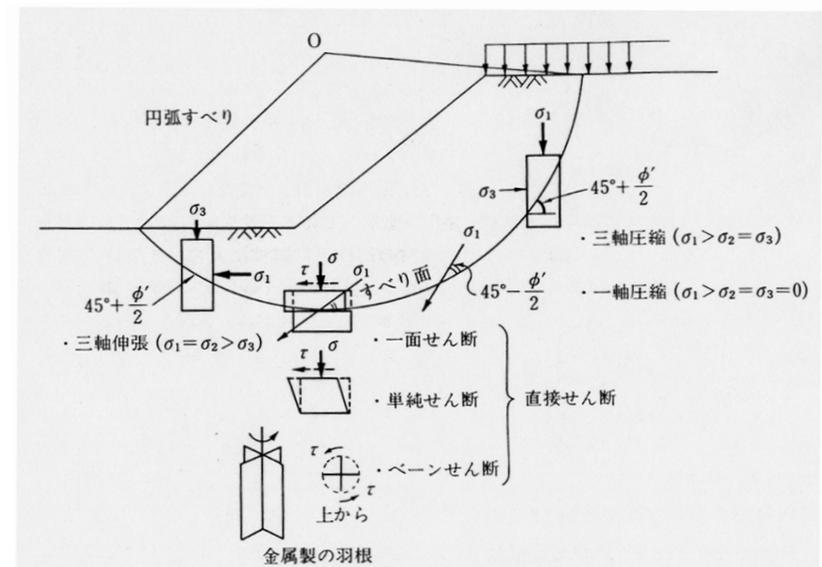


長時間経過時が応力開放に伴う吸水膨張により、最も危険(長期安定問題)なことから、設計では安全側を考えて、CD強度を用いる。

地盤構造物の設計(φ=0安定解析法)

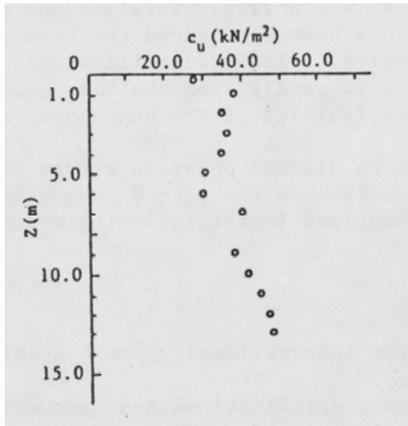
- 多くの誤差要因
 - ① 資料採取による乱れ
 - ② 解析条件と土質試験条件の不整合
 - ③ 進行性破壊
 - ④ 強度の異方性
 - ⑤ 解析手法の誤差
 - ⑥ 建設期間中の圧密
 - ⑦

すべり面と強度の異方性

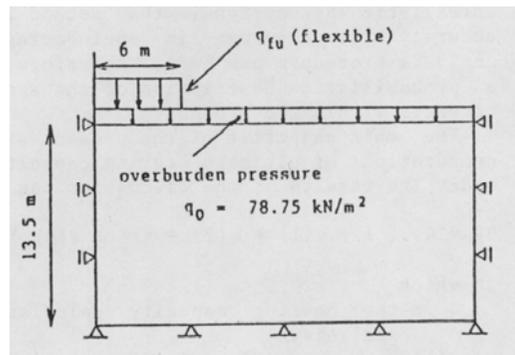


事例解析

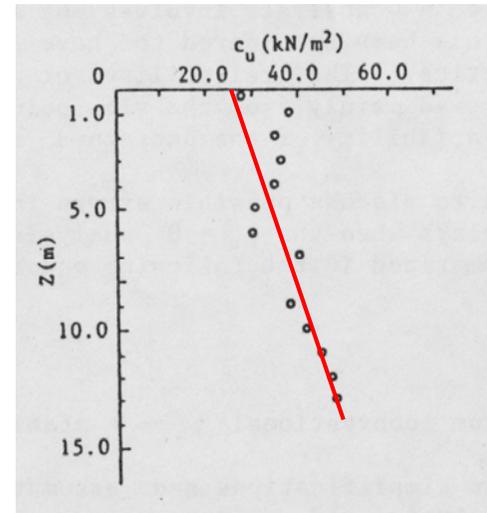
強度分布



荷重条件(支持力問題)



慣用解析

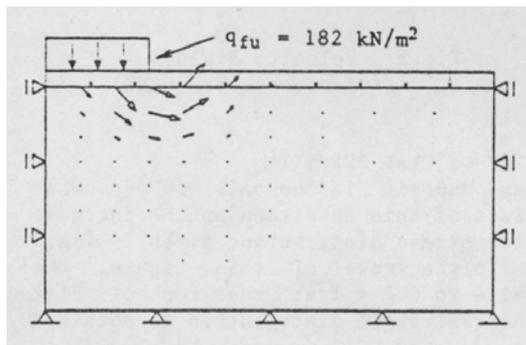


支持力:

$$q_f = 157 \text{ kN/m}^2$$

土質試験条件と解析条件(①)

- 一軸試験結果を平面ひずみ条件での強度へ変更



支持力:

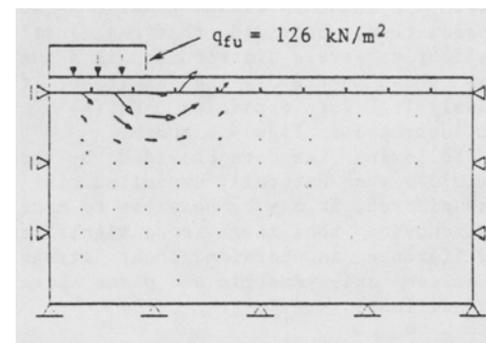
$$q_f = 157 \text{ kN/m}^2$$



$$q_f = 182 \text{ kN/m}^2$$

強度の異方性(②)

- せん断方向による強度の変化(自然堆積粘土)



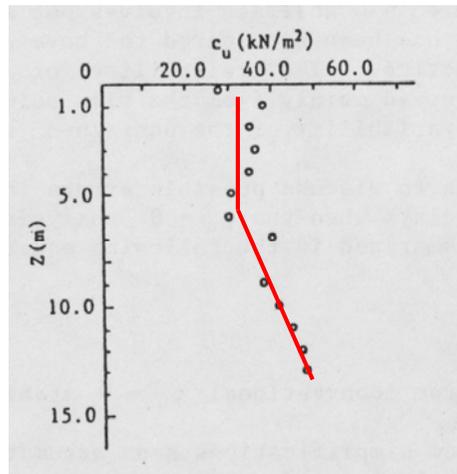
支持力

$$q_f = 157 \text{ kN/m}^2 \text{ (①)}$$



$$q_f = 126 \text{ kN/m}^2 \text{ (①+②)}$$

地表面付近での過圧密(③)



支持力

$$q_f = 126 \text{ kN/m}^2 \text{ (①+②)}$$



$$q_f = 142 \text{ kN/m}^2 \text{ (①+②+③)}$$

建設期間中の圧密(④)

- 載荷速度 $\dot{q} = 2 \text{ kN/m}^2 \text{ day}$

- 透水係数 $k = 1.5 \times 10^{-5} \text{ m/day}$

支持力

$$q_f = 142 \text{ kN/m}^2 \text{ (①+②+③)}$$



$$q_f = 159 \text{ kN/m}^2 \text{ (①+②+③+④)}$$

慣用解析

$$\longleftrightarrow q_f = 157 \text{ kN/m}^2$$

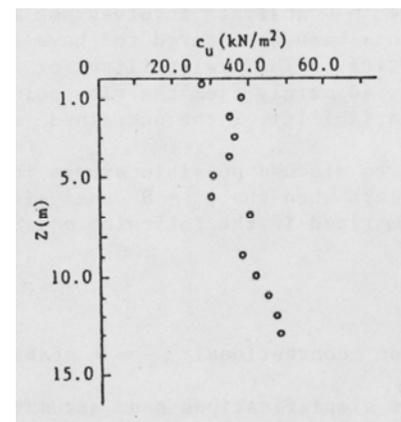
Lucky harmony

事例	着目した誤差要因	誤差要因	極限支持力 (kN/m ²)
慣用解析	—	—	157
case A	供試体と地盤の破壊条件の差異 (①)	①	182
case B	せん断強度の異方性 (②)	①+②	126
case C	地表面での過圧密特性 (③)	①+②+③	142
case D	建設中の圧密によるせん断強度の増加 (④)	①+②+③+④	159

個々の誤差の影響は大きいですが、プラスとマイナスの要因が存在して、誤差の打ち消す構造 \Rightarrow 設計法は調和が重要である。

試料のばらつきの影響

- データのばらつき \Rightarrow 確率論的解析



解析条件		極限支持力 (kN/m ²)
慣用解析		157
確率論的な解析	平均値	142
	標準偏差	25.6

設計法の考え方

- 必ずしも実際現象を忠実に表すものではない
(真実の追究とは異なる)
- 安全側に単純化するのも立派な考え方
(不確実性への対処)
- 現実を踏まえた調和のある設計が良い設計法
部分的な精度の向上が必ずしも良い設計とは言えない
ので、注意が必要である。

盛土構築のための施工法

対策工法は荷重の管理と地盤対策がある。

- **多段階施工**: 圧密による強度増加の利用
- **軽量盛土**: 盛土にEPS(発砲スチロール)や軽量モルタルを利用
- **押さえ盛土**: 盛土が崩壊しないように荷重管理
- **排水工法**: 圧密の促進(SD, PDなど)
- **締固め砂杭工法**(SCP): 砂杭で盛土を支持+圧密促進
- **置換工法**: 地盤を良質土に置き換え
- **地盤固化技術**: 薬液を用いて地盤を固化する

不動テトラ(株): 静的締固め工法



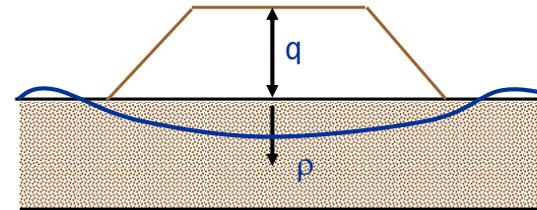
信濃川町軽井の堤防工事(耐震補強)



観測的施工法 ～動学的設計の活用～

破壊の兆候

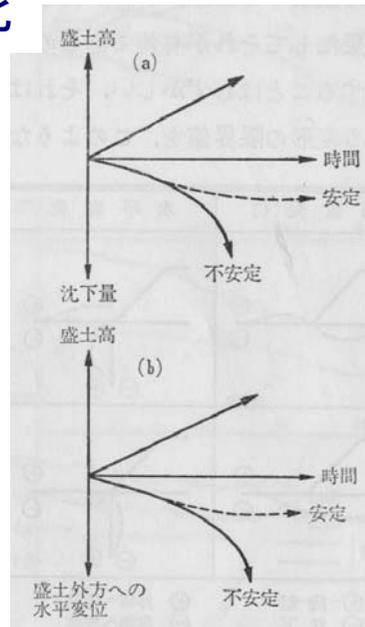
- 盛土の天端や法部のヘヤークラック
- 盛土中央部の沈下量の急激な増加
- 盛土法尻部の外向き水平変位の急激な増加
- 盛土法尻部の隆起
- 盛土作業を中止しても間隙水圧が増加する。



変形概念図と不安定化

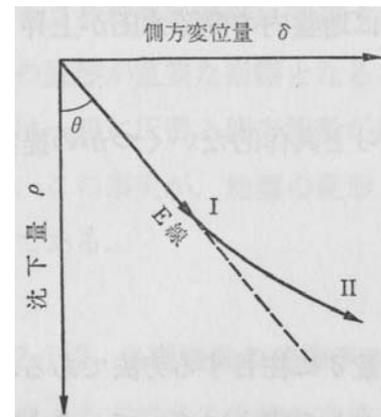
	鉛直変位	水平変位
せん断変形		
圧密変形		

⊕ 隆起 ⊕ 外側へ変位
 ⊖ 沈下 ⊖ 内側へ変位

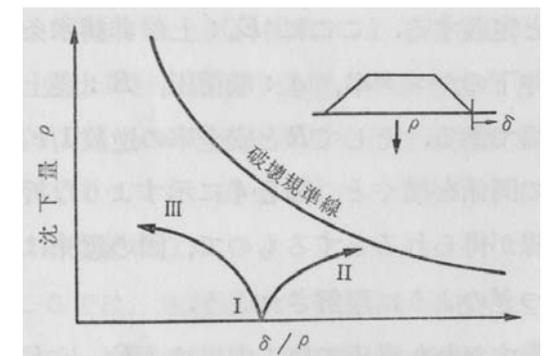


破壊予測法

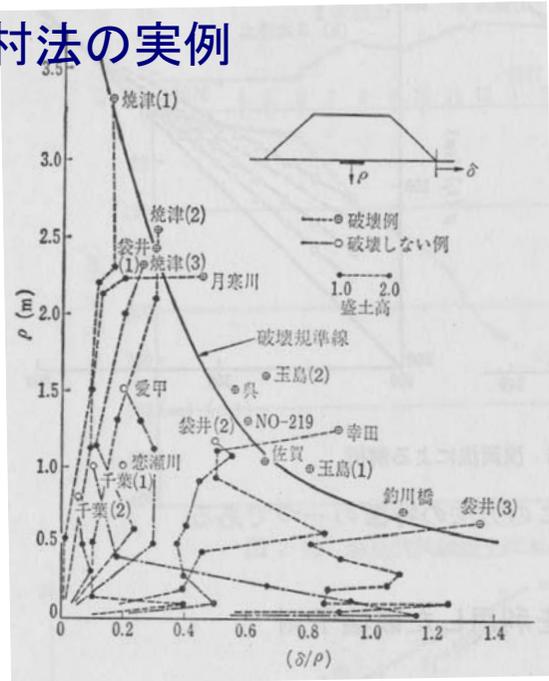
富永・橋本法



松尾・川村法



松尾・川村法の実例



演習課題③

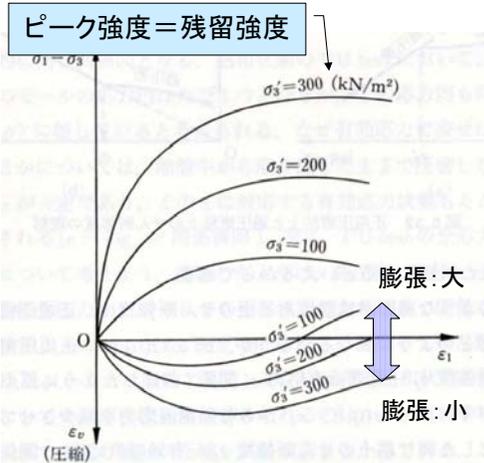
- モール・クーロンの破壊基準について説明せよ.
- 一面せん断試験の特徴について述べよ.
- 一軸圧縮試験の特徴について述べよ.
- 三軸圧縮試験の特徴について述べよ.
- 正規圧密粘土, 過圧密粘土の非排水, 排水試験の特徴を述べよ.
- UU強度, CU強度, CD強度の差異について整理せよ.
- 盛土の構築・掘削と設計強度との関係を述べよ.
- 盛土の破壊の兆候と破壊予測法について説明せよ.

砂のせん断特性

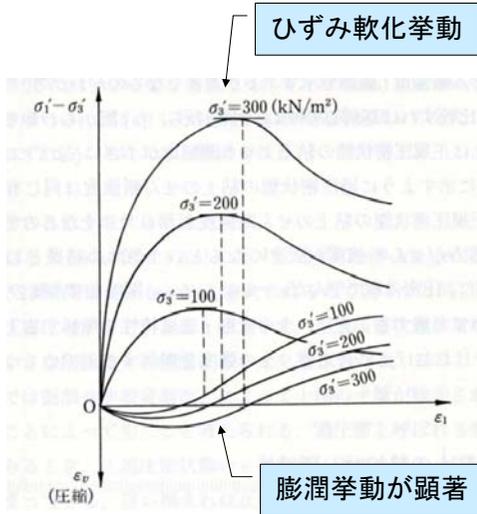
砂のせん断挙動の特徴

- 粘性土と異なり基本的にせん断強度は大きい.
- したがって, 耐荷力の問題で砂のせん断強度が問題になるケースは少ない.
- 実務では弾性体(非破壊)として取り扱われることが多い.
- 水がらみの問題(浸透力が作用)する場合や, 繰り返し荷重の場合に強度低下が生じて, 安定上の問題が発生する.

砂の排水せん断

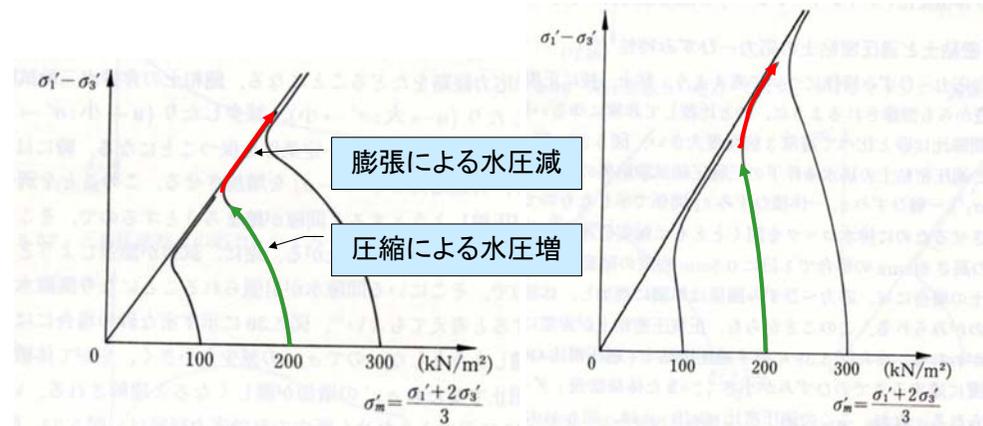


緩詰め砂のせん断挙動
 ≡ 正規圧密粘土のせん断挙動



密詰め砂のせん断挙動
 ≡ 過圧密粘土のせん断挙動

砂の非排水せん断における有効応力経路



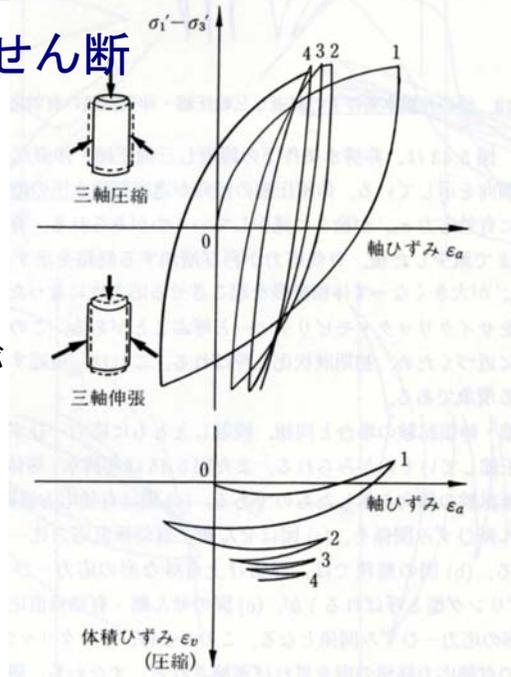
緩詰め砂のせん断挙動

密詰め砂のせん断挙動

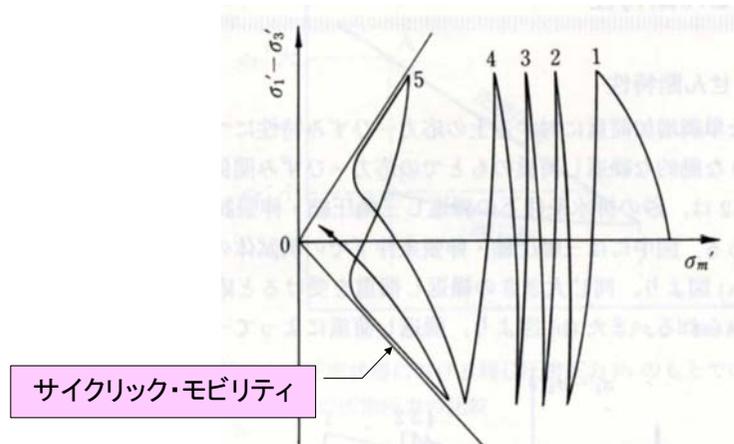
砂は締固めの状況によって、応力経路や限界状態が異なる

砂の排水繰り返しせん断

- 繰り返し応力の载荷
- 体積の圧縮
- 応力経路は繰り返し载荷により、立ってくる
- 圧縮による剛性増加が見られる



砂の非排水繰り返しせん断



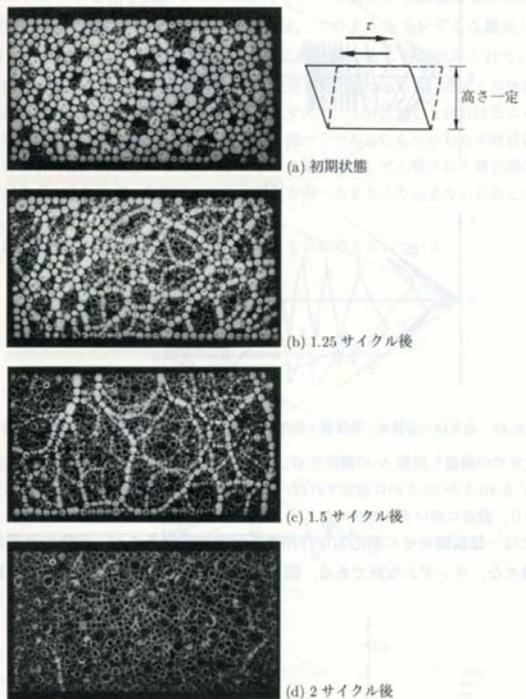
初期には圧縮による間隙水圧の上昇が起こり、有効応力が減少する。有効応力が減少すると応力比の変化により膨張が発生するために、有効応力の回復(サイクリック・モビリティ)が生じる。

砂の液状化

緩詰め砂の等体積
繰り返しせん断

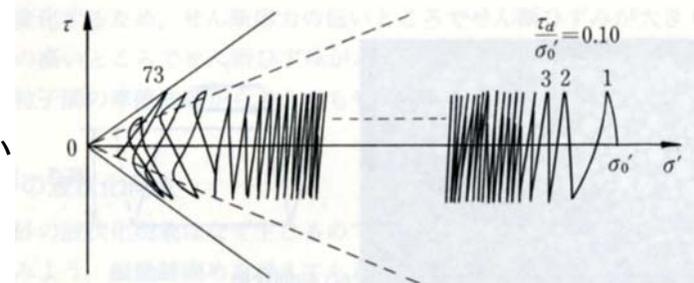
応力伝播の変化

粒子間力の喪失

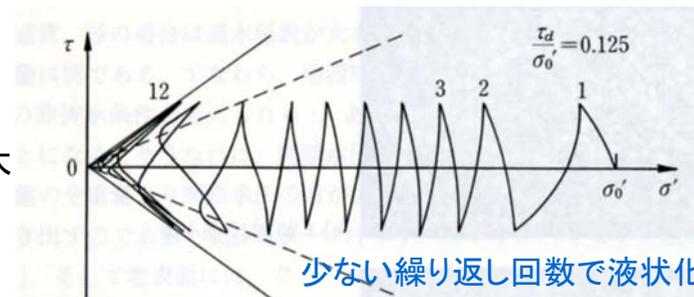


載荷応力によって異なる挙動

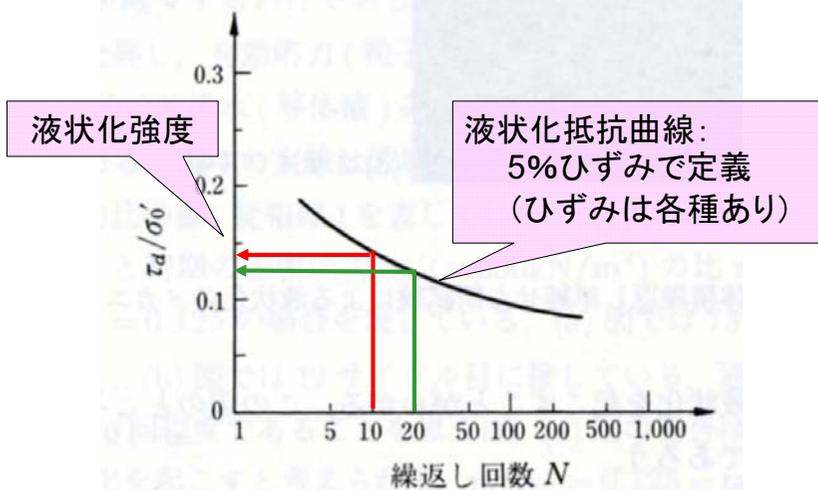
載荷応力:小



載荷応力:大



液状化抵抗曲線と液状化強度



液状化強度の物理的意味は明確でない。何故ひずみ5%なのか？、何故繰り返し回数が20回なのか？・・・

液状化判定

● 液状化強度と地震動



不規則波の正弦波への置換え

$$\left(\frac{\tau}{\sigma_o'}\right)_{EQ} = 0.65 \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_o}{\sigma_o'} r_d$$

液状化判定

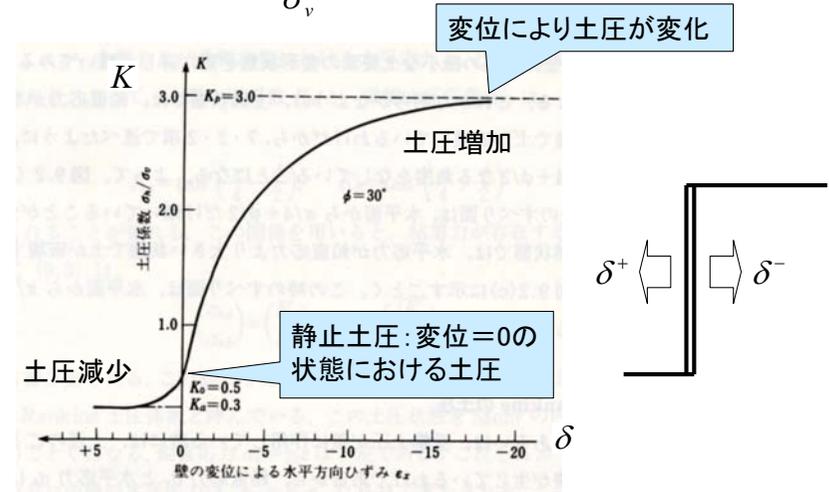
$$F = \left(\frac{\tau}{\sigma_o'}\right)_R / \left(\frac{\tau}{\sigma_o'}\right)_{EQ}$$

- a_{max} : 地表最大加速度
- σ_o : 上載圧
- σ_o' : 有効上載圧
- r_d : 深さ方向の補正係数
- $r_d = 1.0 - 0.0094z$

土圧理論

壁面に作用する地盤の土圧

- 土圧係数: $K = \frac{\sigma_h}{\sigma_v}$

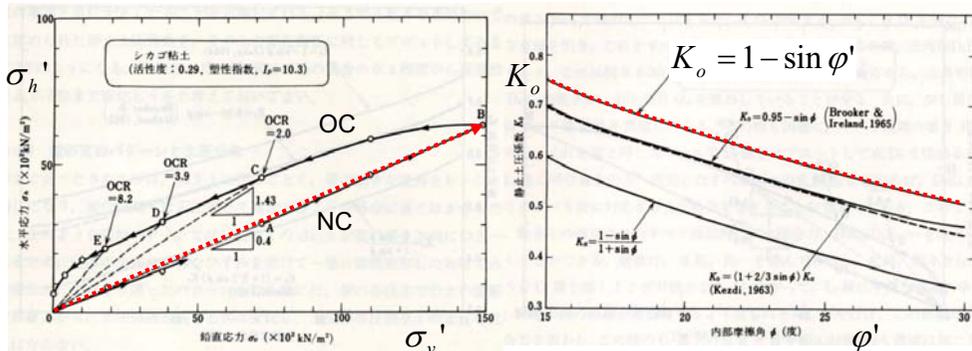


静止土圧係数の特徴

- 側方変位がない条件での土圧係数(土によって異なる)
- 正規圧密状態ではほぼ一定値となる
- ヤーキー(Jaky)の式: $K_o = 1 - \sin \phi'$

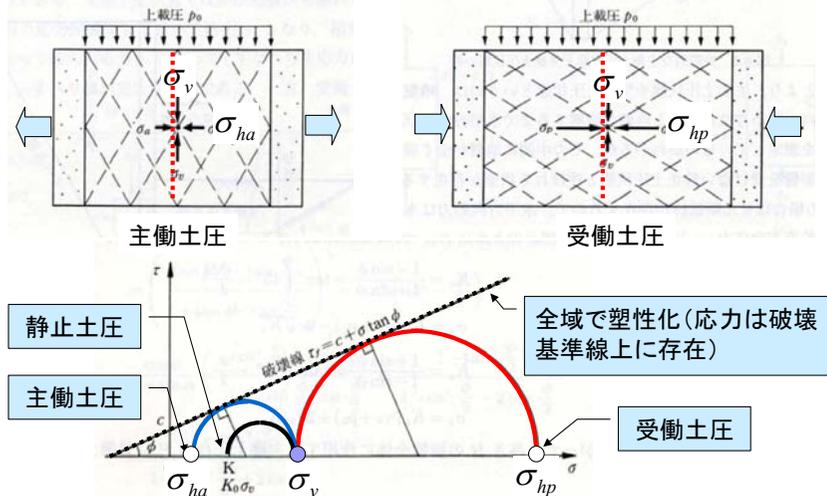
2つの土圧理論

- ランキンの土圧:
地盤が全域で破壊している(実際にはこのような状態は起きない...)と仮定して、地盤内の仮想壁面に作用する土圧を求める方法
- クーロンの土圧:
剛体楔(未破壊)を作成し、楔周面では地盤がせん断(すべり面の仮定)されると仮定して、楔に作用する力の釣り合いから土圧を求める方法
楔の形状は土圧の極値解析より決定する。



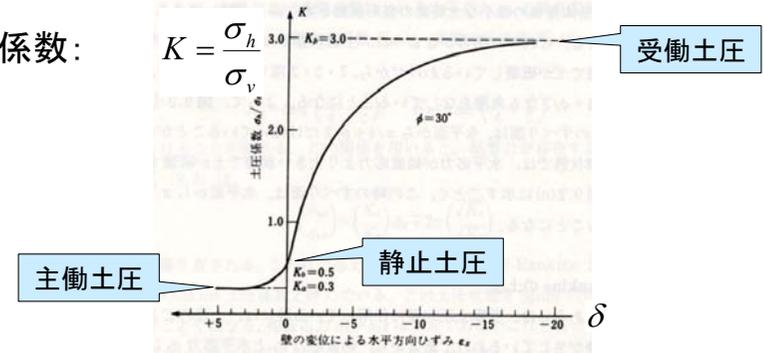
ランキンの主働・受働土圧①

- 側壁の変位による極限土圧(ランキン土圧)

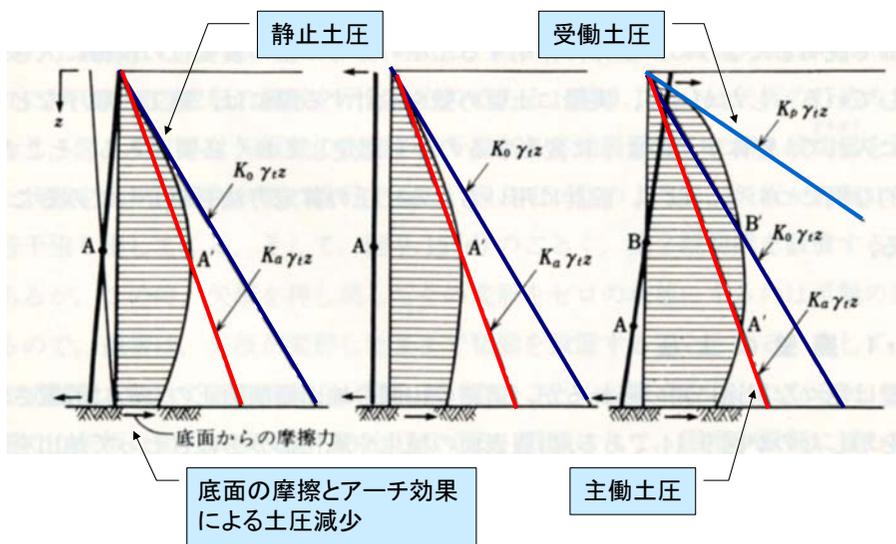


ランキンの主働・受働土圧②

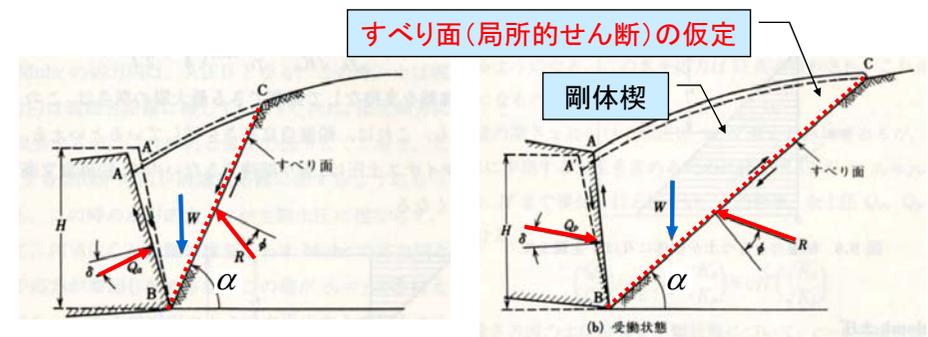
- 主働土圧: $\sigma_{ha} = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \sigma_v - 2c \frac{\cos \phi}{1 + \sin \phi} = K_a \sigma_v - 2c \frac{\cos \phi}{1 + \sin \phi}$
- 受働土圧: $\sigma_{hp} = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \sigma_v + 2c \frac{\cos \phi}{1 - \sin \phi} = K_p \sigma_v + 2c \frac{\cos \phi}{1 - \sin \phi}$
- 土圧係数:



地盤の変形と作用土圧



クーロン土圧(楔土塊の釣合い理論)



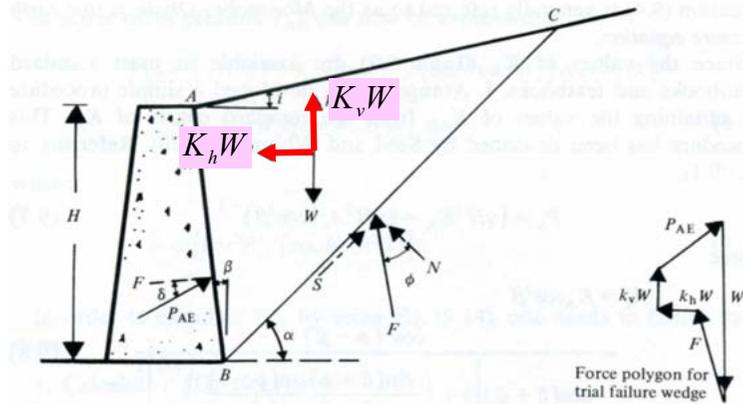
主働と受働で抵抗力の作用方向が異なるモデリング

土圧が極値となる条件よりすべり面(角度: α)を決める: $\frac{\partial Q}{\partial \alpha} = 0$

⇨ 壁面摩擦=0の時に, ランキン土圧に一致する.

物部・岡部の動土圧理論

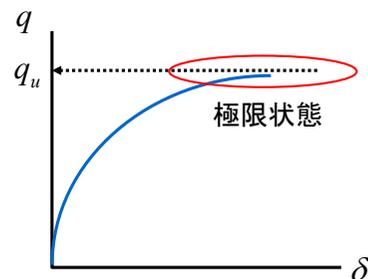
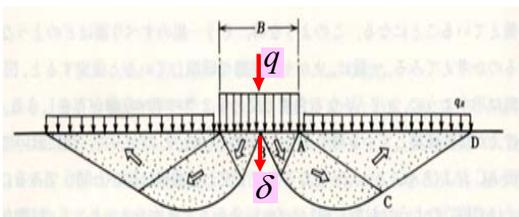
- 震度法(地震力の静的荷重への置換え)
- 楔に作用するクーロン土圧と同様の理論



土構造物の安定 ～地盤の支持力～

地盤の支持力(2次元問題)

- 帯基礎の支持力



- 支持力の定義

荷重に対して変位が一意に定まらない状態の極限荷重
1対多関係(唯一性の喪失)

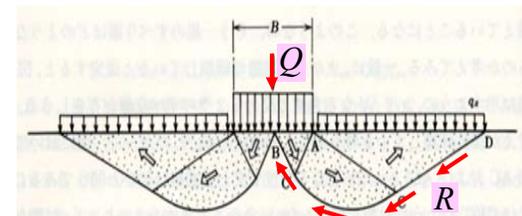
安定解析の手法

- すべり面の発見

すべり面上の抵抗力の積分 = 外荷重
(エネルギーの逸散) (外力仕事)

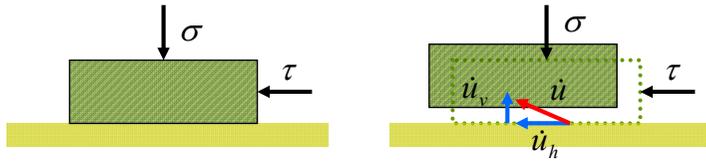
すべり面を変化させて「求まる外荷重」の**最小化演算**

⇨ 地盤の極限支持力



エネルギーの散逸

- ダイレタンシーによる評価の差異



エネルギー逸散

$$D = \sigma \cdot (-\dot{u}_v) + \tau \cdot \dot{u}_h$$

$$= \sigma \cdot (-\tan \phi \cdot \dot{u}_h) + (c + \sigma \tan \phi) \cdot \dot{u}_h$$

$$= c \cdot \dot{u}_h \quad (\text{ダイレンタンシー・モデル})$$

$$D = \sigma \cdot (-\dot{u}_v) + \tau \cdot \dot{u}_h$$

$$= (c + \sigma \tan \phi) \cdot \dot{u}_h \quad (\text{非ダイレンタンシー・モデル})$$

テルツァギーの支持力係数

表-9.1 Terzaghi の支持力係数の表
(全般せん断の場合, N_r^* は式(9.8)による)

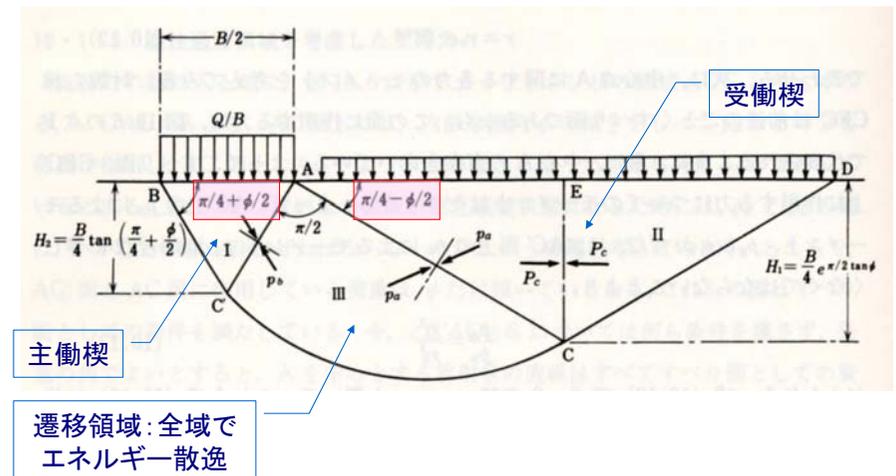
ϕ' (度)	N_c	N_q	N_r	N_r^*	N_{c0}	N_{q0}	N_{r0}^*
0	5.71	1.00	0	0	5.14	1.00	0
5	7.32	1.64	0	0.1	6.49	1.57	0.45
10	9.64	2.70	1.2	0.4	8.35	2.47	1.22
15	12.8	4.44	2.4	1.3	11.0	3.74	2.65
20	17.7	7.48	4.5	5.3	14.8	6.40	5.39
25	25.0	12.7	9.2	8.2	20.7	10.7	10.9
30	37.2	22.5	20.0	19.5	30.3	18.4	22.4
35	57.8	41.4	44.0	46	46.1	33.3	48.0
40	95.6	81.2	114	118	75.3	64.2	109
45	172	173	320	338	135	136	272

地盤の支持力(2次元問題)

- 粘性土地盤
 - ✓ 非排水支持力: $q_u = (\pi + 2)c_u$, c_u : 非排水強度
 - ✓ 排水支持力: $q_u = \frac{\gamma_t}{2} B N_\gamma$,
 B : 基礎幅, N_γ : 支持力係数
- 砂質地盤
 - $q_u = q N_q + c N_c + \frac{\gamma_t}{2} B N_\gamma$
 - N_q, N_c, N_γ : 荷重, 粘着力, 自重の支持力係数
支持力係数は図表化されている
- 安全率(支持力): 極限支持力/荷重 ≥ 3 (安全率)

テルツァギーの支持力理論

- 破壊機構の仮定(本来は最小化演算で決まる崩壊機構)



形状係数

- 三次元効果

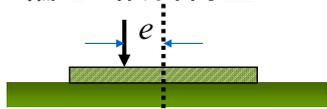
$$q_u = cN_c s_c + \frac{\gamma_t}{2} B N_\gamma s_\gamma$$

形状係数

$$s_c \approx 1 + 0.2 \frac{B}{L}$$

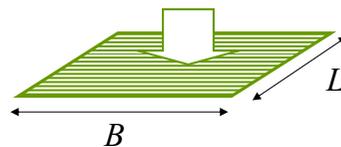
$$s_\gamma \approx 1 - \lambda_\gamma \frac{B}{L}, \quad \lambda_\gamma = 0.3 \sim 0.4$$

- 偏心・傾斜荷重



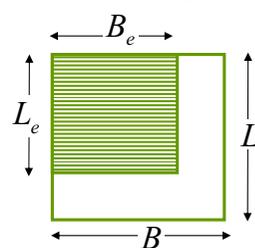
有効断面積

$$B_e = B - 2e_B, \quad L_e = L - 2e_L$$



基礎形状

有効断面積



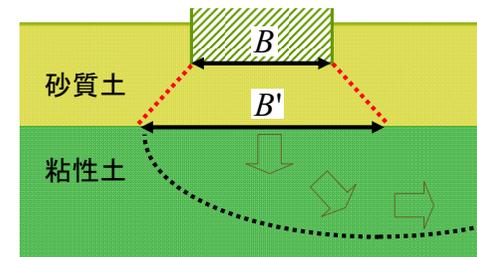
多層地盤への適用

- 応力分散効果

砂質土内の応力分散を考慮して基礎幅を変更

$$B' = B + \Delta B, \quad \Delta B: \text{各機関で設定}$$

粘土層の極限支持力を求める



土構造物の安定 ～斜面安定～

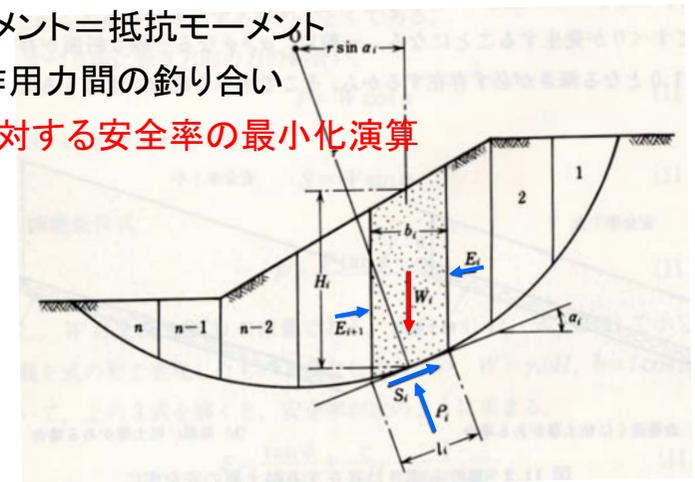
円弧すべり・分割法

- 円弧すべり法: 中心周りの転倒の照査

転倒モーメント = 抵抗モーメント

- 分割片の作用力間の釣り合い

- すべり面に対する安全率の最小化演算

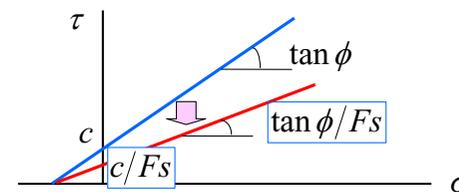


分割法の問題点

- 分割法の解法原理
 - ✓ 分割片に作用する力, 安全率(未知数)の算出
 - ✓ すべり線を変化させた安全率の最小化演算
- 方程式の不足
 - ✓ 未知数を決定する方程式が不足
 - ✓ 不足する関係を仮定 ⇨ 様々な解法の提案
- 代表的手法
 - ✓ 簡便法: $(E_v)_i = (E_v)_{i+1}$ (側面での鉛直応力=0)
 - ✓ 強度法: $(E_h)_i = c + (E_v)_i \tan \phi$ (側面の応力式)

斜面安定における安全率

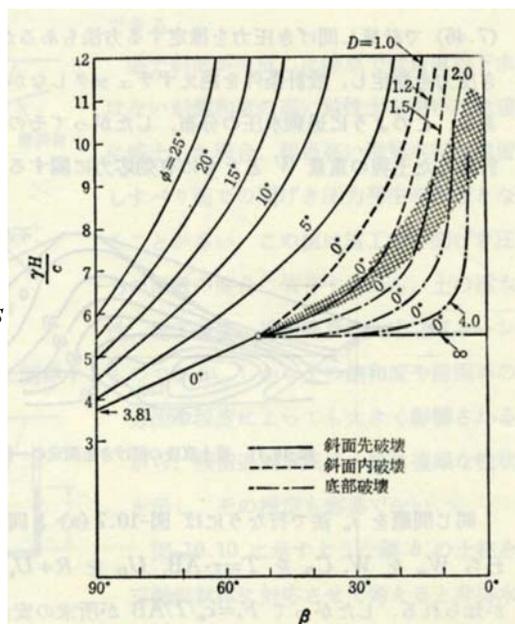
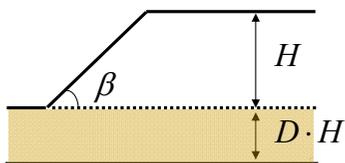
- 安全率の定義: 強度低減法
強度を係数(α)で低減して斜面が崩壊する係数より, 安全率($F_s = \alpha$)を定義する.



- 設計安全率: $F_s = 1.1 \sim 1.2$
支持力と設計安全率が異なるが, 定義が異なるためにどちらが安全か判断できない

Taylorの安定図表

- 安定係数 ($N_s = \gamma H / c$)
 - ✓ 斜面の ϕ , 傾斜 β より安定係数 N_s
 - ✓ 極限状態での粘着力の算出: $c_{cr} = \gamma H / N_s$
 - ✓ 安定性評価:
 $c \leq c_{cr}$ (安全)



おわりに

地盤工学の特徴

- 自然が対象
 - ✓ 地盤は工場製品ではないので, 対象に応じた設計が基本: 技術者のレベルが必要
 - ✓ 地形・地質, 経験の活用
- 地盤工学への取りくみ
 - ✓ 理論と実際現象の関わりへの理解(総合的な視野)
 - ✓ 安全・自然環境への配慮