

地盤工学における観測的施工法の意義

長岡技術科学大学

大塚 悟



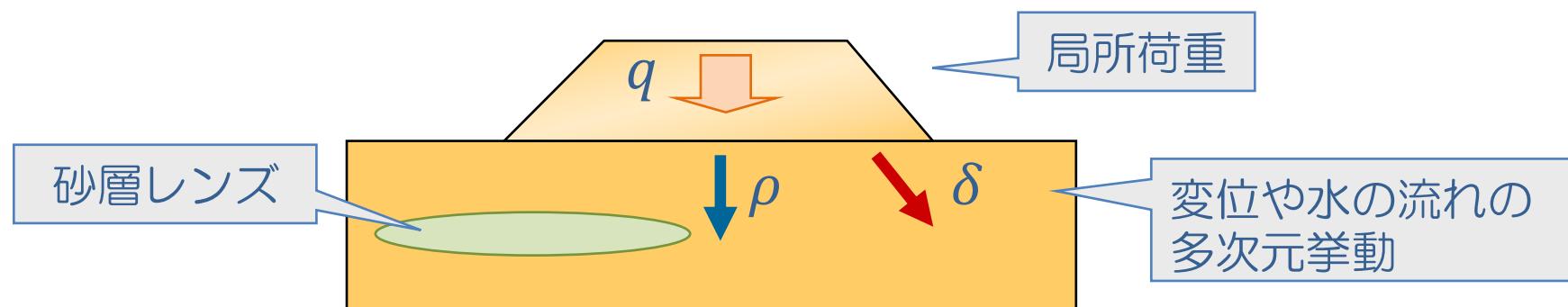
本日の話題

- 盛土施工における地盤の沈下予測
 - 1次元圧密理論の適用限界
 - 予測の方法と特徴
 - 観測的沈下予測法の具体例
 - 動学的設計
- 盛土施工における地盤の安定性評価
 - 盛土施工とシステムの安定性
 - $\phi_u = 0$ 安定解析法の設計原理
 - 安全率の考え方
 - 観測的破壊予測法の具体例
- まとめ



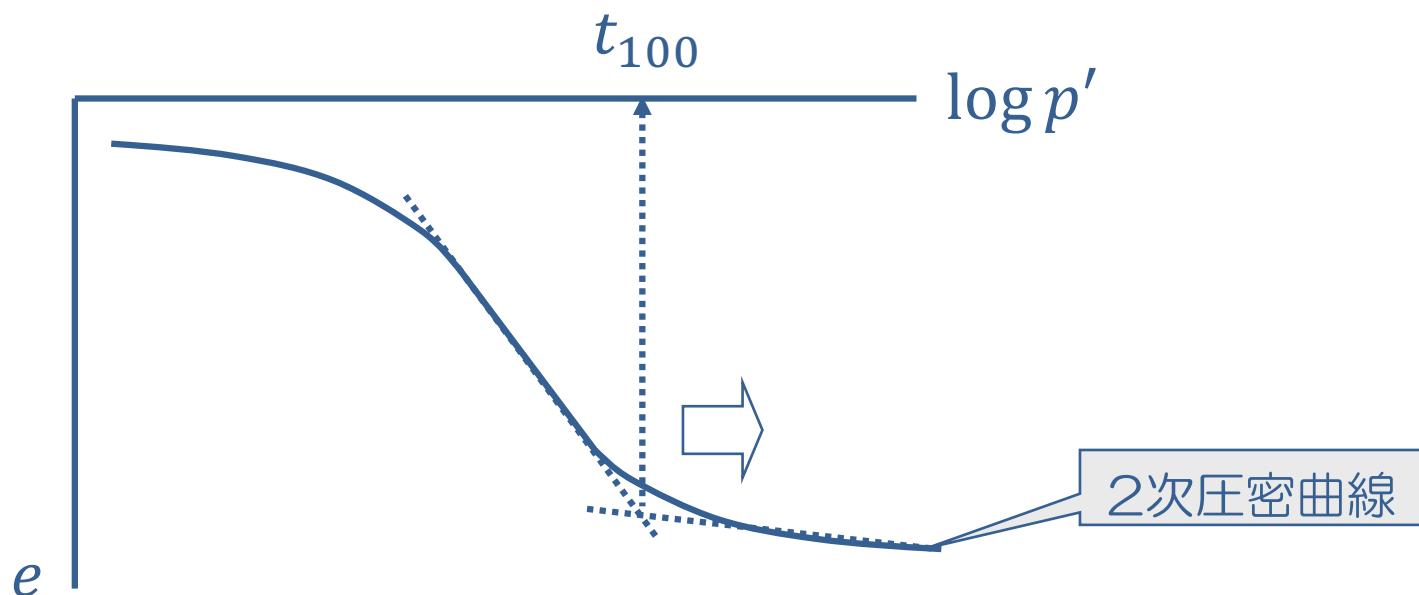
軟弱地盤の沈下予測

- 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
 - 地盤の圧縮が1次元的であること
 - 間隙水圧の流れが1次元的であること
 - 地盤定数の m_v , k が圧密中一定であること
 - 地盤を一様と仮定すること（均一材料の仮定）
 - 地盤定数の不確実性（地盤調査の規模と精度）



軟弱地盤の沈下予測

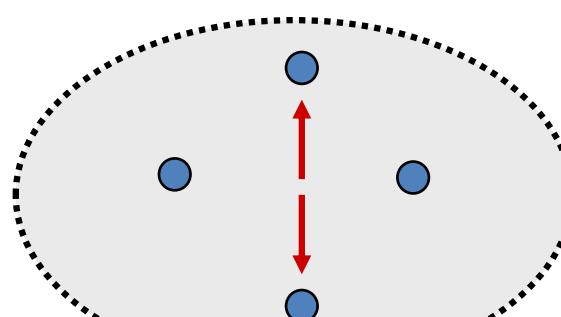
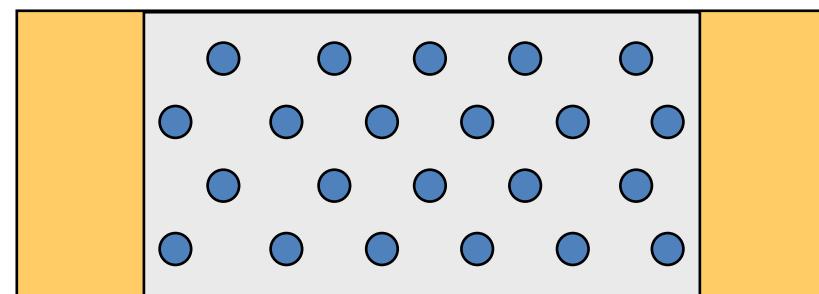
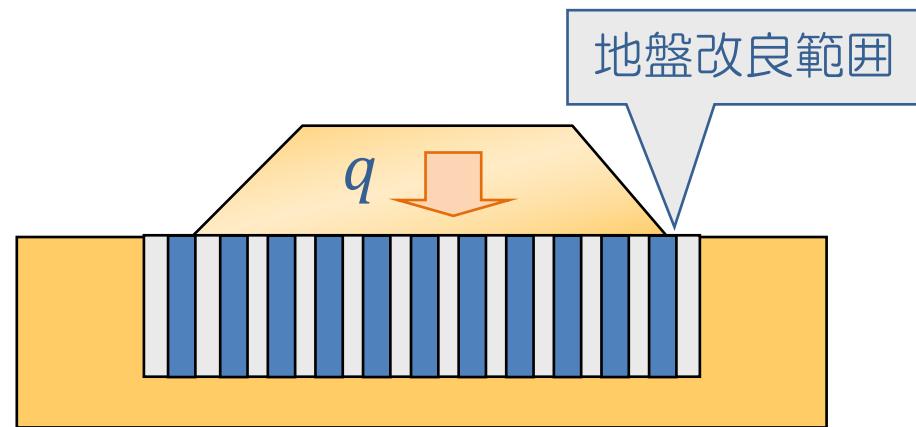
- 1次元圧密理論の適用限界②
 - 2次圧密現象
中間部と終末部の直線を利用して1次圧密を定義
($\log t$ 法)
一定荷重の下で圧密終了後も進展する変形（クリープ）



軟弱地盤の沈下予測

- 1次元圧密理論の適用限界③

- 地盤改良工法
- サンド・ドレーン工法
- 水の流れは水平方向
(巨視的)
- 沈下の方向は鉛直方向
特殊な条件の解析



軟弱地盤の沈下予測

- 1次元圧密理論の課題④

- 事前調査
 - ✓ 地盤定数、排水条件、などの諸条件を決定
 - ✓ 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）
 - 実務でどう沈下量を予測するのか？



軟弱地盤の沈下予測

● 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	×	○	△	○

- 予測には、Type A（事前予測）、Type B（施工中）、Type C（事後予測）の3種類ある
- Type A（事前予測）は精度が悪いため、施工中の観測を用いた予測（Type B）により、設計へフィードバック
- 土構造物は注文生産であり、施工期間が長いため、積極的な設計変更により合理的な予測と設計の実施



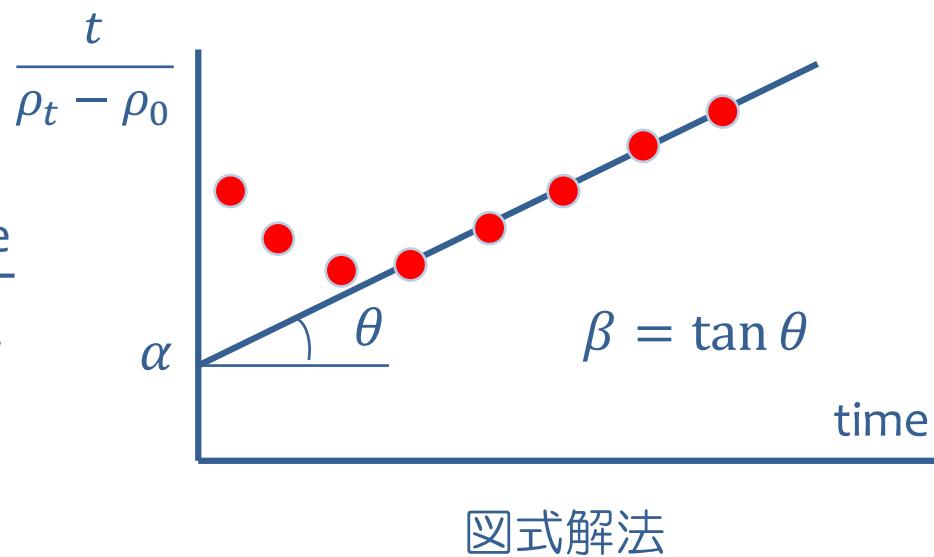
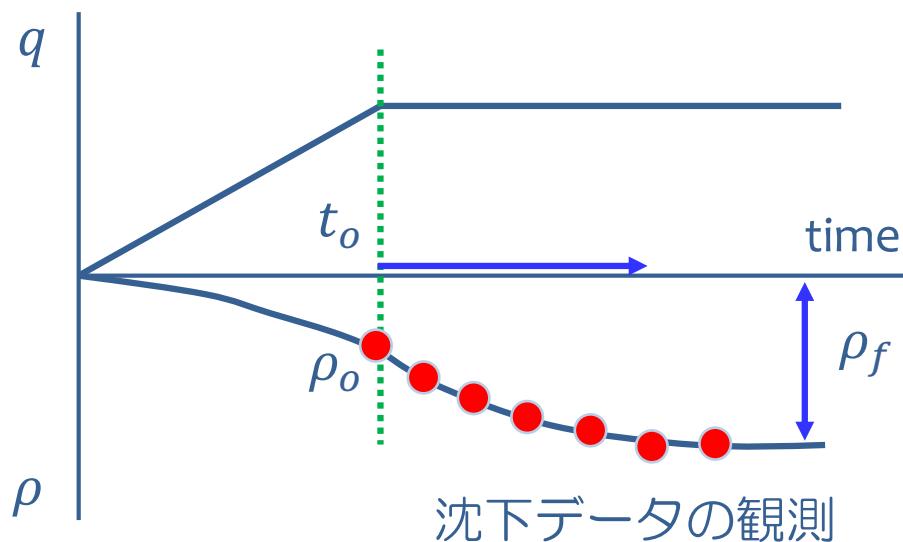
軟弱地盤の沈下予測

- 観測的沈下予測法①：双曲線法

- 双曲線仮定 : $\rho = \rho_o + \frac{t}{\alpha + \beta t}$

- 最終沈下量 : $\rho_f = \rho_o + \frac{1}{\beta}$

- 特徴 : 1) 経験的、2) 利用し易い、3) 荷重変化に不適用



軟弱地盤の沈下予測

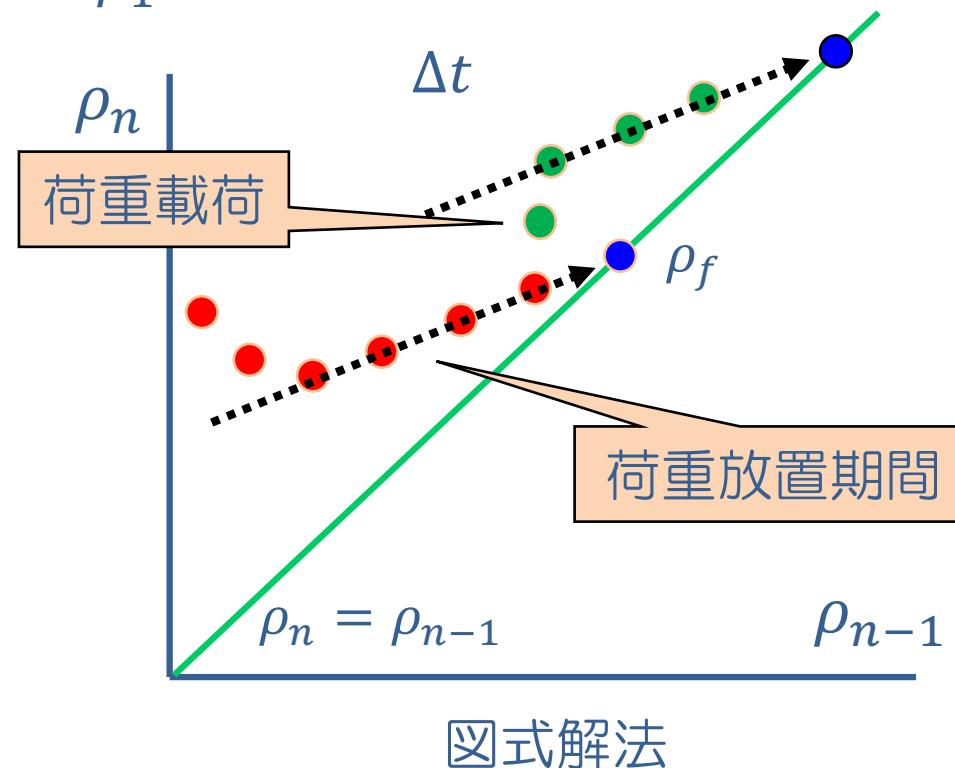
- 観測的沈下予測法②：浅岡法

- 沈下の離散化 : $\rho_n = \beta_0 + \beta_1 \rho_{n-1}$

- 最終沈下量 : $\rho_f = \frac{\beta_0}{1 - \beta_1}$

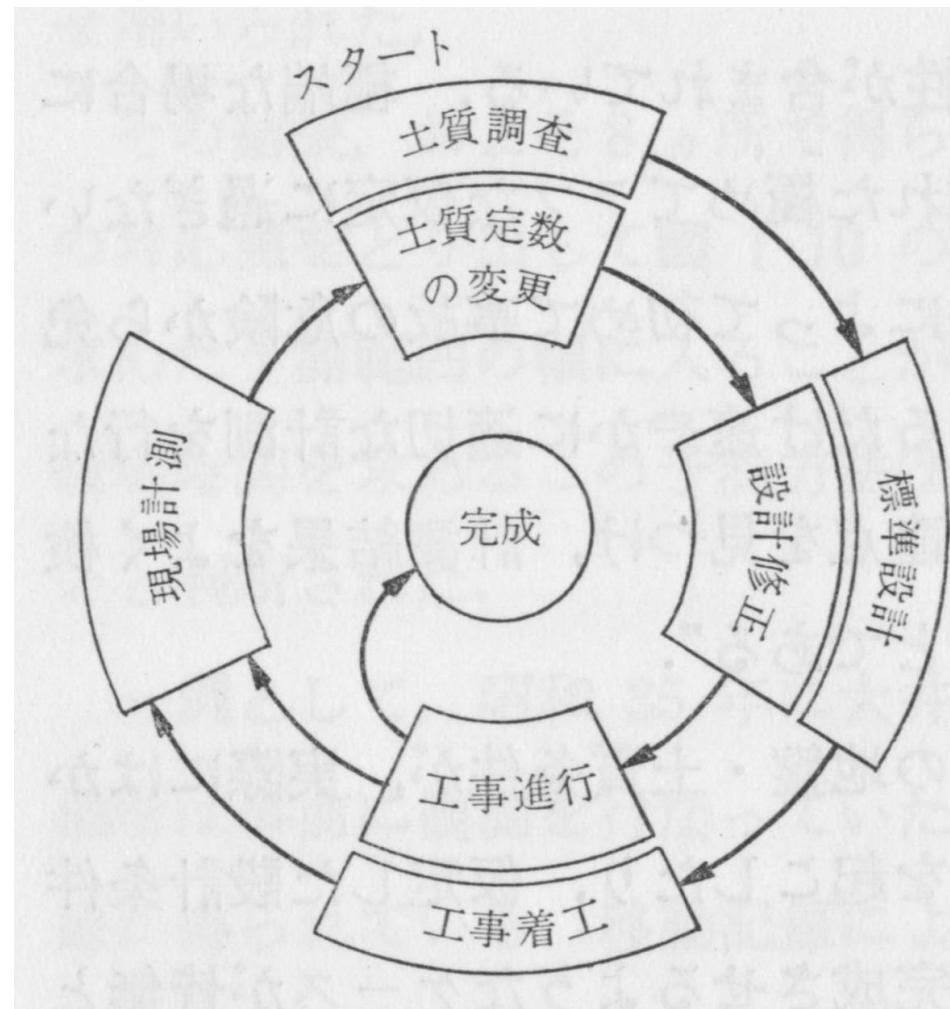
- 特徴 :

- 1) 理論的、
 - 2) 間隔の計測、
 - 3) 荷重変化に適用



軟弱地盤の沈下予測

- 観測的施工法：

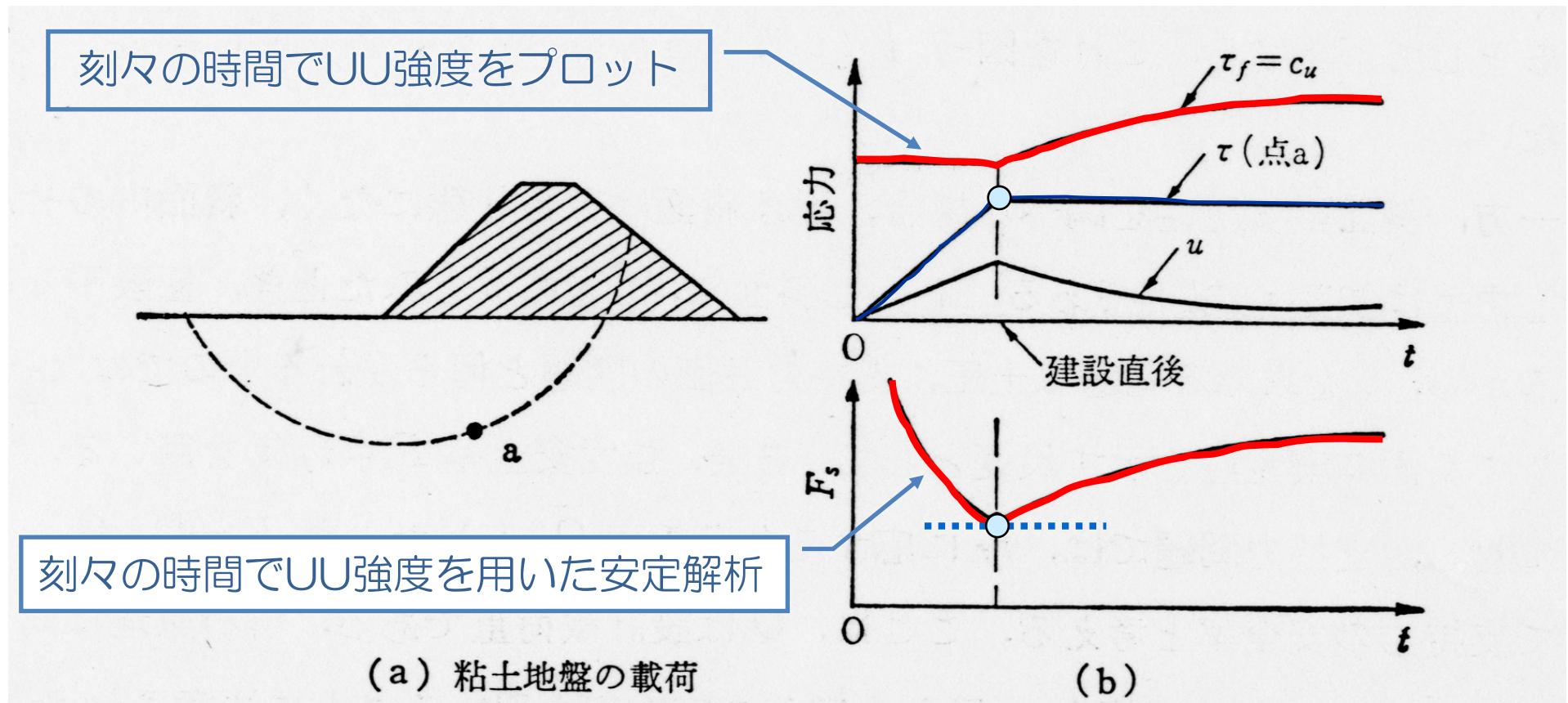


設計の繰り返し更新：精度の向上（動学的設計）



軟弱地盤の安定性評価

- 盛土の構築とシステムの安定性
 - 建設終了時が最も危険（短期安定問題）
 - 設計では施工中の圧密を考慮しないUU強度 ($\phi_u = 0$ 法)



軟弱地盤の安定性評価

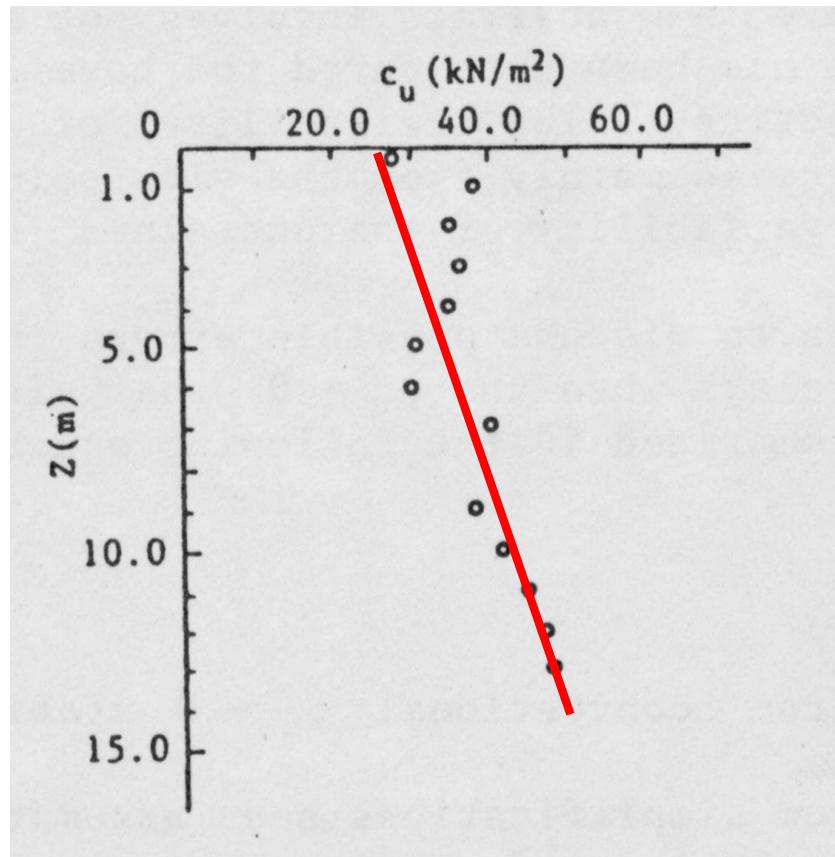
- $\phi_u = 0$ 法の誤差要因
 - 試料採取による乱れ
 - 解析条件と土質試験条件の不整合 (①)
 - 進行性破壊
 - 強度の異方性 (②)
 - 解析手法の誤差
 - 建設期間中の圧密 (③)
 - 地盤強度のモデル化 (④)
 - • • •



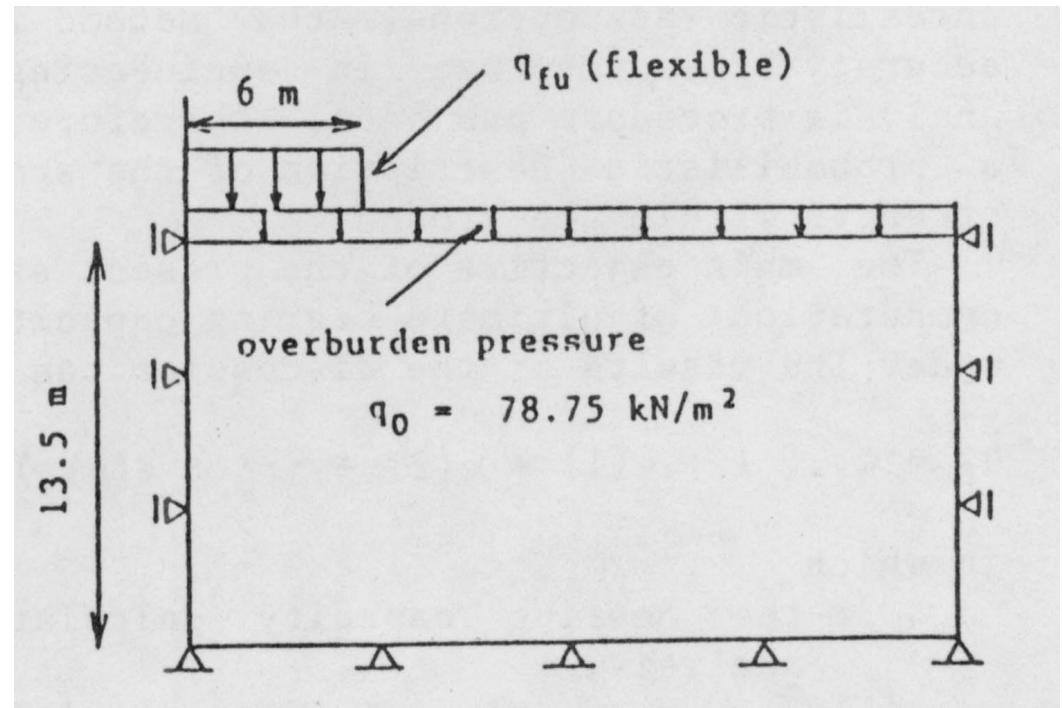
軟弱地盤の安定性評価

- $\phi_u = 0$ 法の検討（事例解析）

強度分布



荷重条件（支持力問題）

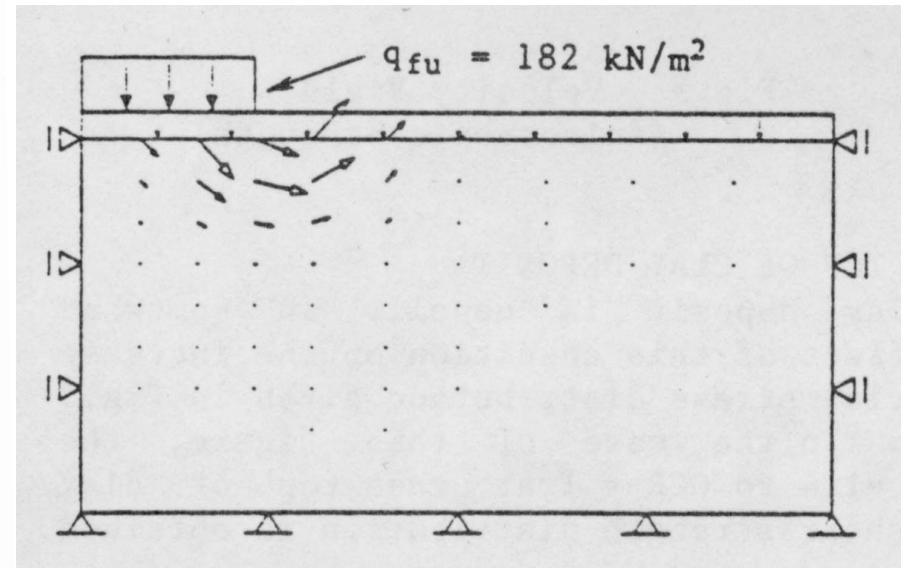
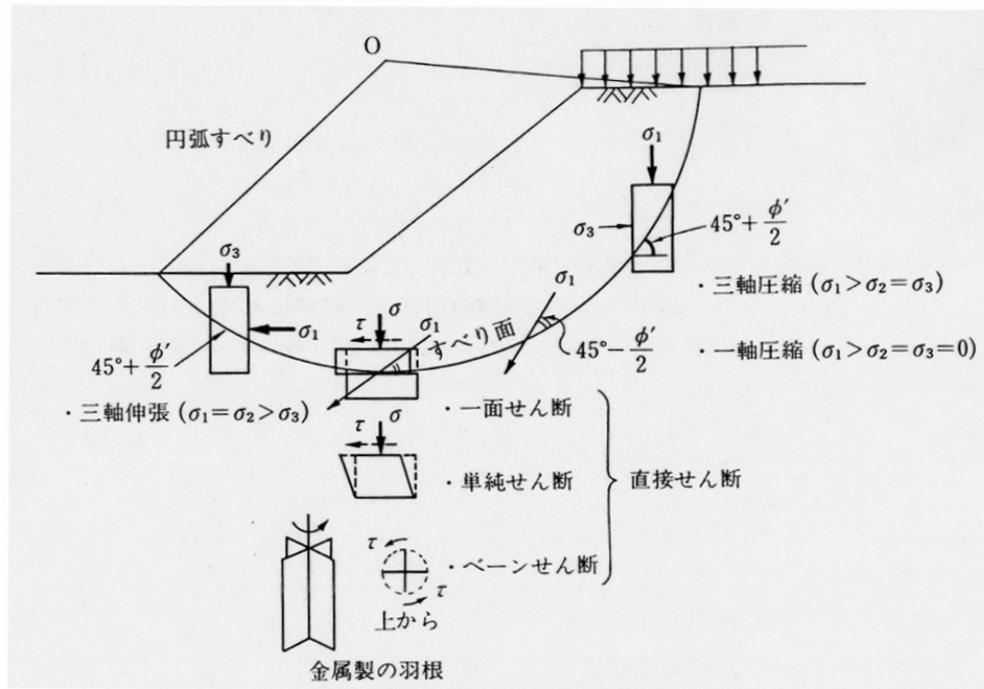


$$\text{支持力 : } q_f = 157 \text{ kPa}$$



軟弱地盤の安定性評価

- $\phi_u = 0$ 法の誤差要因①：三軸供試体（軸対称）と2次元解析

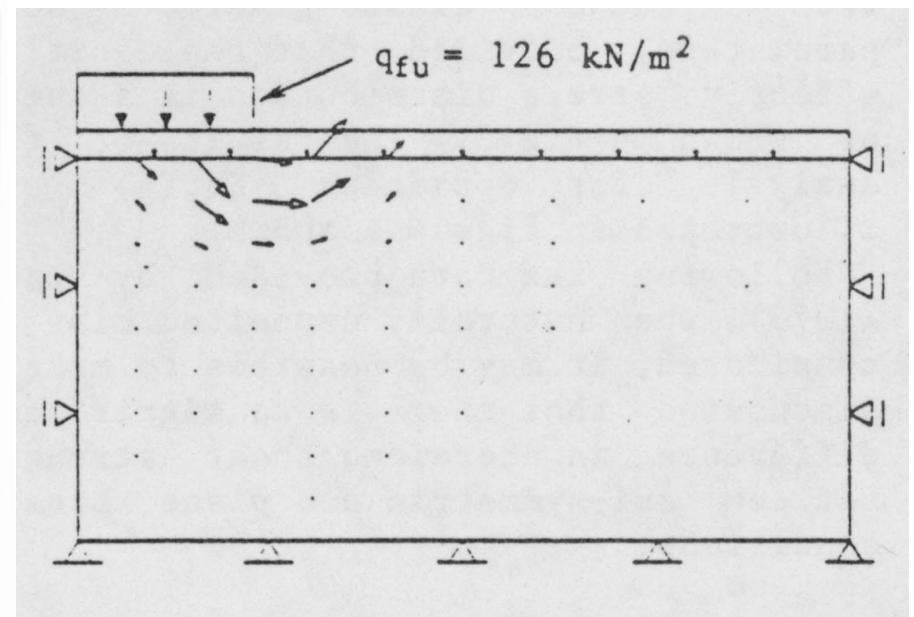
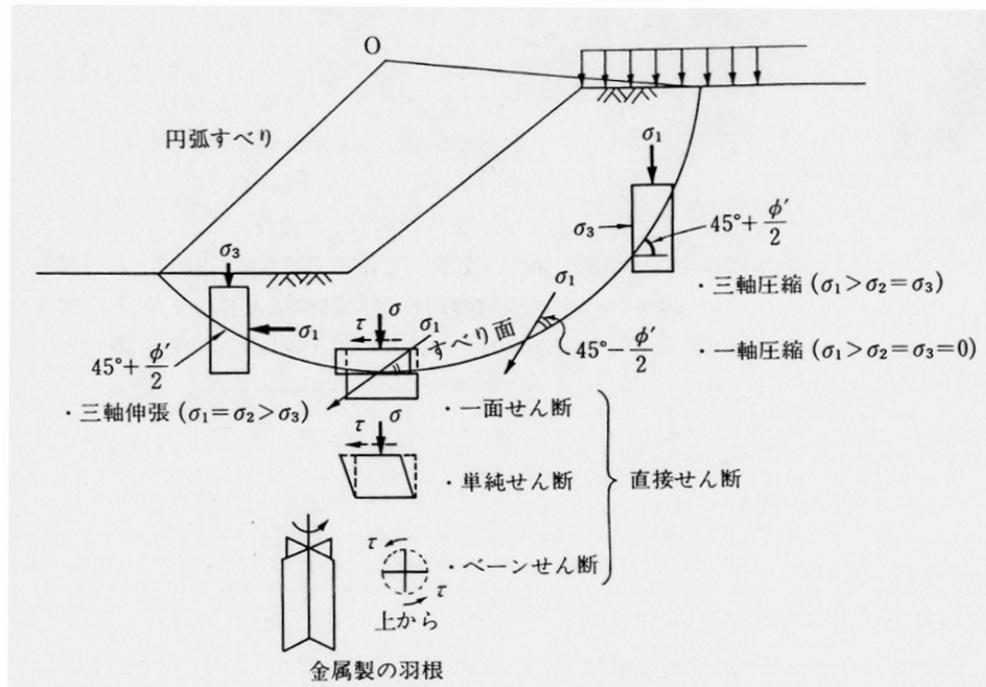


- 支持力の変化（誤差要因①の考慮）

$$q_f = 157 \text{ kPa} \quad \rightarrow \quad q_f = 182 \text{ kPa}$$

軟弱地盤の安定性評価

- $\phi_u = 0$ 法の誤差要因②：強度の異方性

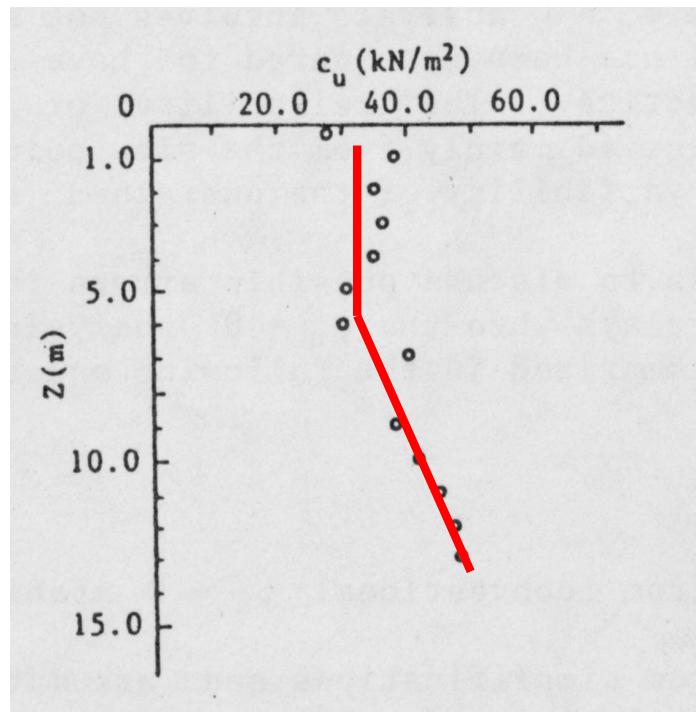


- 支持力の変化（誤差要因①+②の考慮）

$$q_f = 182 \text{ kPa} \quad \rightarrow \quad q_f = 126 \text{ kPa}$$

軟弱地盤の安定性評価

- $\phi_u = 0$ 法の誤差要因③：地盤の強度モデル



– 支持力の変化

$q_f = 157 \text{ kPa}$ (慣用解析)

$q_f = 182 \text{ kPa}$ (誤差要因①)

$q_f = 126 \text{ kPa}$ (誤差要因①+②)

$q_f = 142 \text{ kPa}$ (誤差要因①+②+③)

誤差要因④：建設期間中の圧密



軟弱地盤の安定性評価

- $\phi_u = 0$ 法の誤差要因④：建設期間の圧密による強度増加

– 建設条件：

- 盛土構築速度

$$q = 2kPa/day$$

- 透水係数

$$k = 1.5 \times 10^{-5} m/day$$

– 結果：

$$q_f = 157kPa \text{ (慣用解析)} = q_f = 159kPa \text{ (自称高級解析)}$$

- Lucky Harmony (調和)

個々の誤差の影響は大きいが、プラスとマイナスの要因が存在して、誤差を打ち消す構造（設計の重要な視点）



– 支持力の変化

$$q_f = 157kPa \text{ (慣用解析)}$$

$$q_f = 182kPa \text{ (誤差要因①)}$$

$$q_f = 126kPa \text{ (誤差要因①+②)}$$

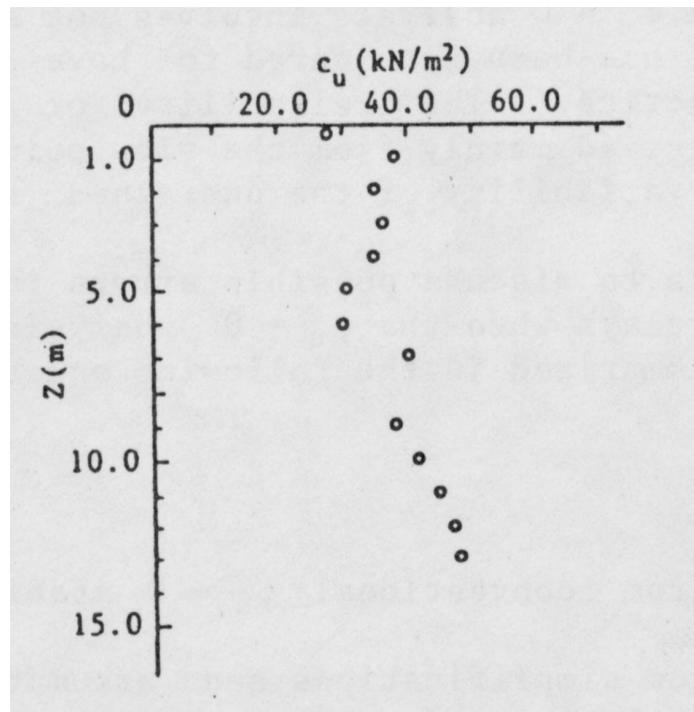
$$q_f = 142kPa \text{ (誤差要因①+②+③)}$$

$$q_f = 159kPa \text{ (誤差要因①-④)}$$



軟弱地盤の安定性評価

- $\phi_u = 0$ 法の誤差要因⑤：データのばらつき



- 支持力の変化
 - (慣用解析) $q_f = 157kPa$
 - (確率解析)
 - 平均値 : $q_f = 142kPa$
 - 標準偏差 : $25.6kPa$
- 結果：
 - ばらつきの影響は大きい
 - 解析モデルを凌駕するか・・・

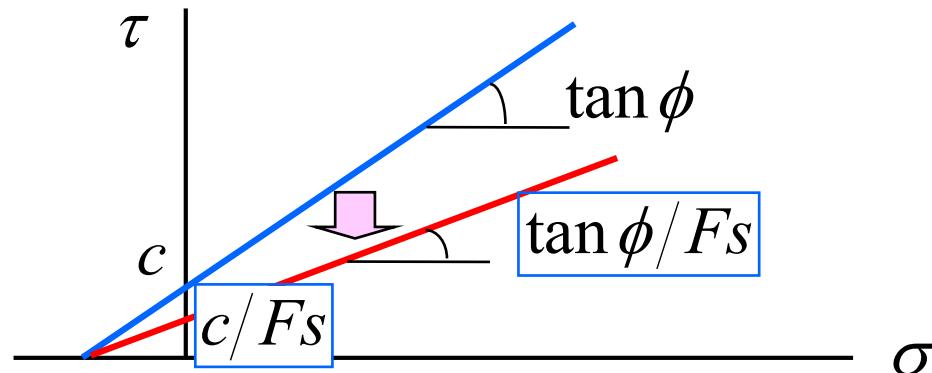


安定性評価のものさし

- 安全率による安定性の差異

- 斜面の安全率（強度低減法）

強度定数を係数で割り引いて、斜面が崩壊する割引率で安全率を定義する



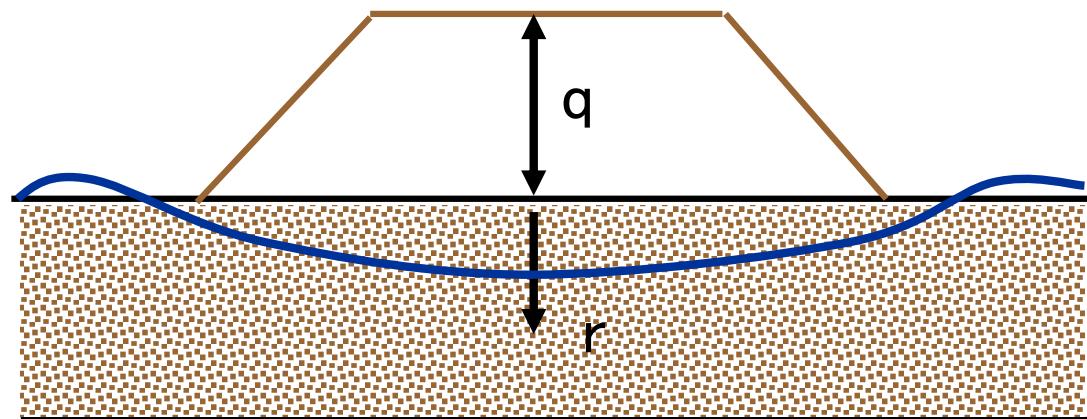
- 支持力の安全率

極限支持力に対する荷重の尤度で安全率を定義する

- 斜面と支持力で設計安全率が異なるが、定義が異なるので安全率の数値でどちらがより安全かの比較はできない

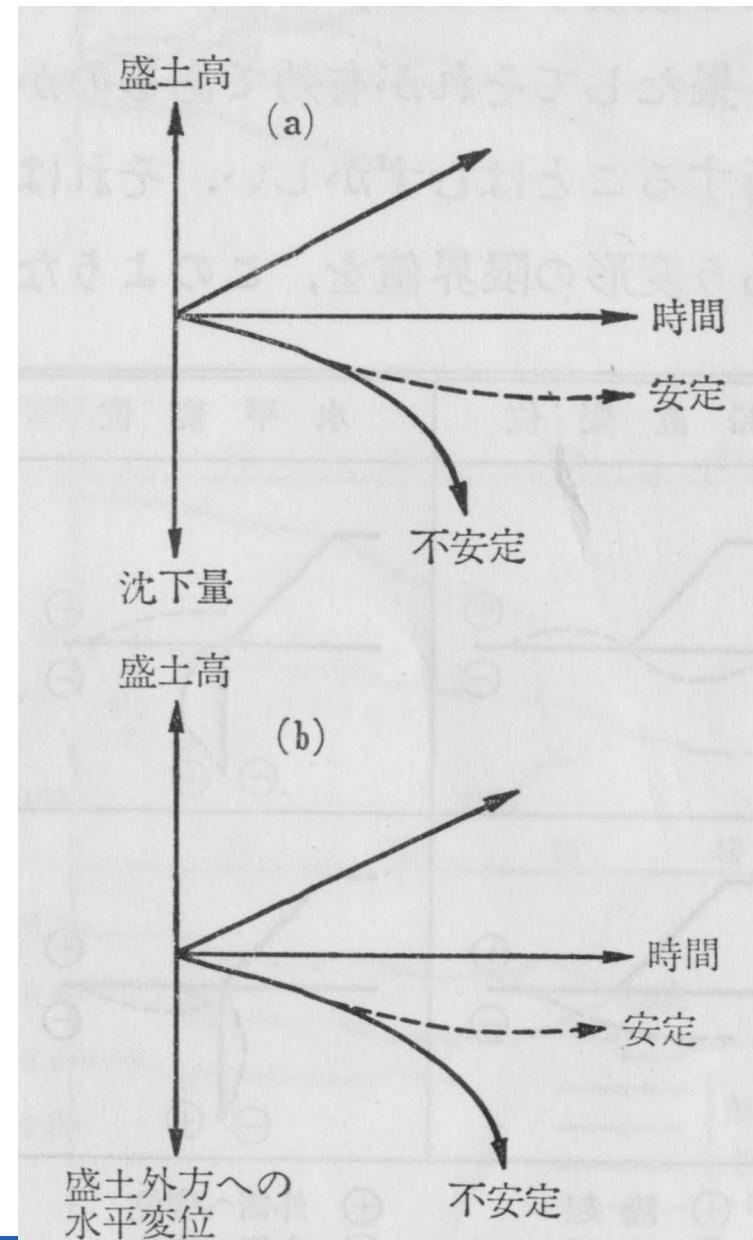
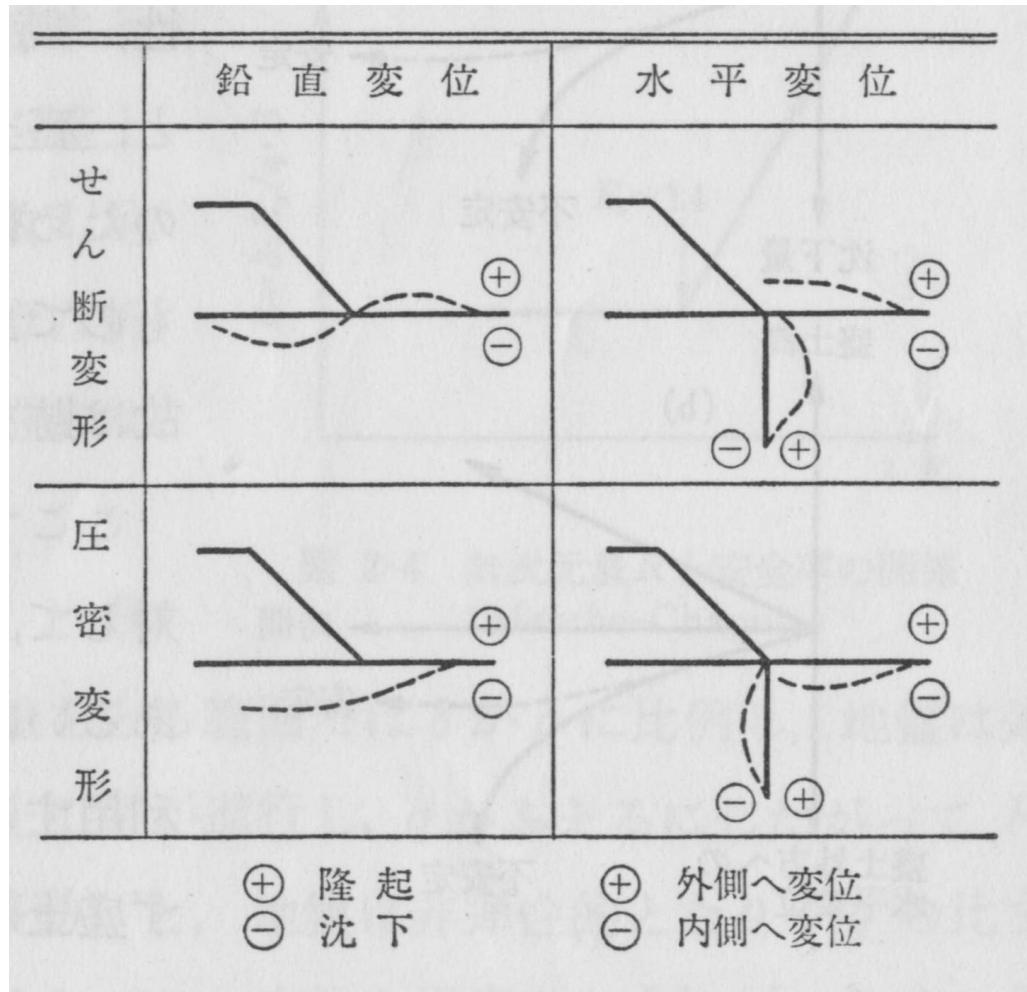
盛土の観測的施工法

- 盛土施工における**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。



盛土の観測的施工法

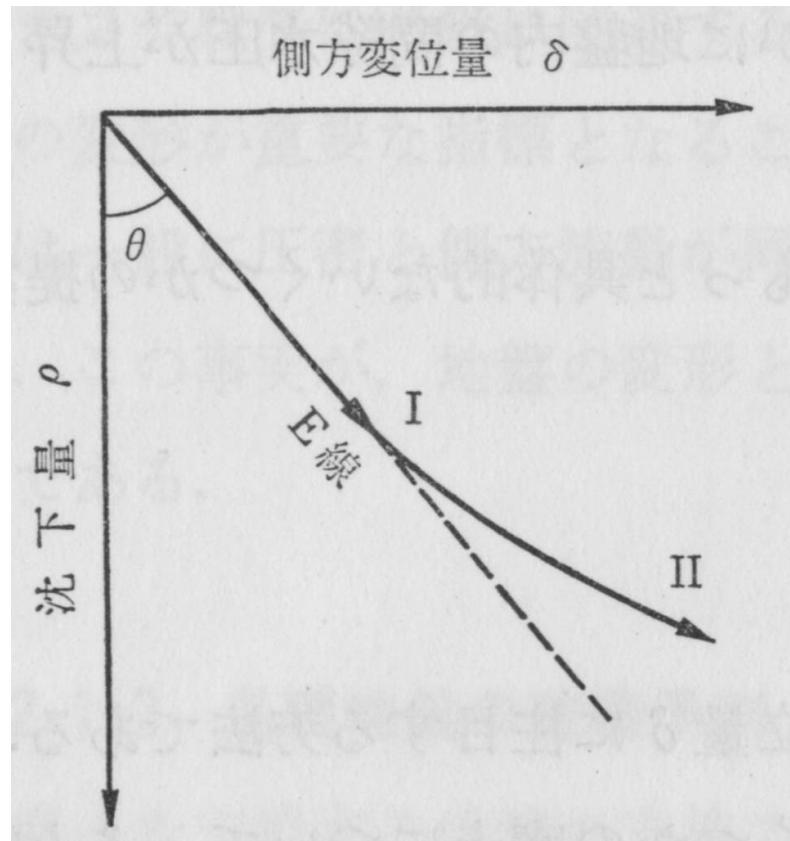
● 盛土の変形と不安定化（概念図）



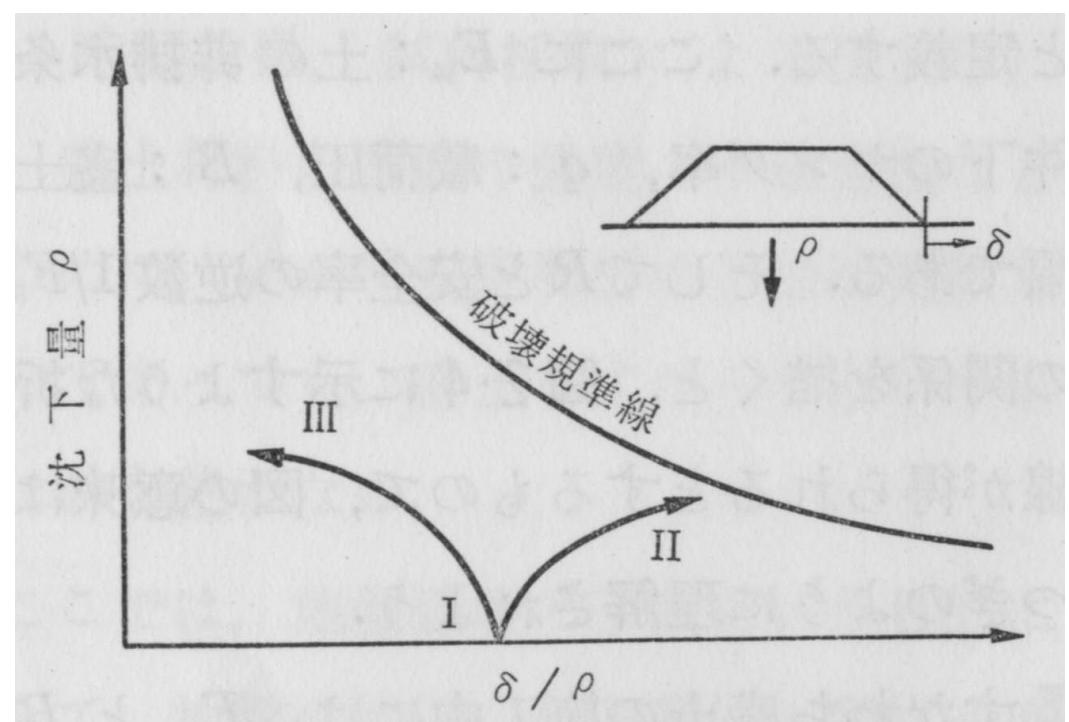
盛土の観測的施工法

● 破壊予測法

富永・橋本法



松尾・川村法



盛土の観測的施工法

● 破壊予測法：松尾・川村法

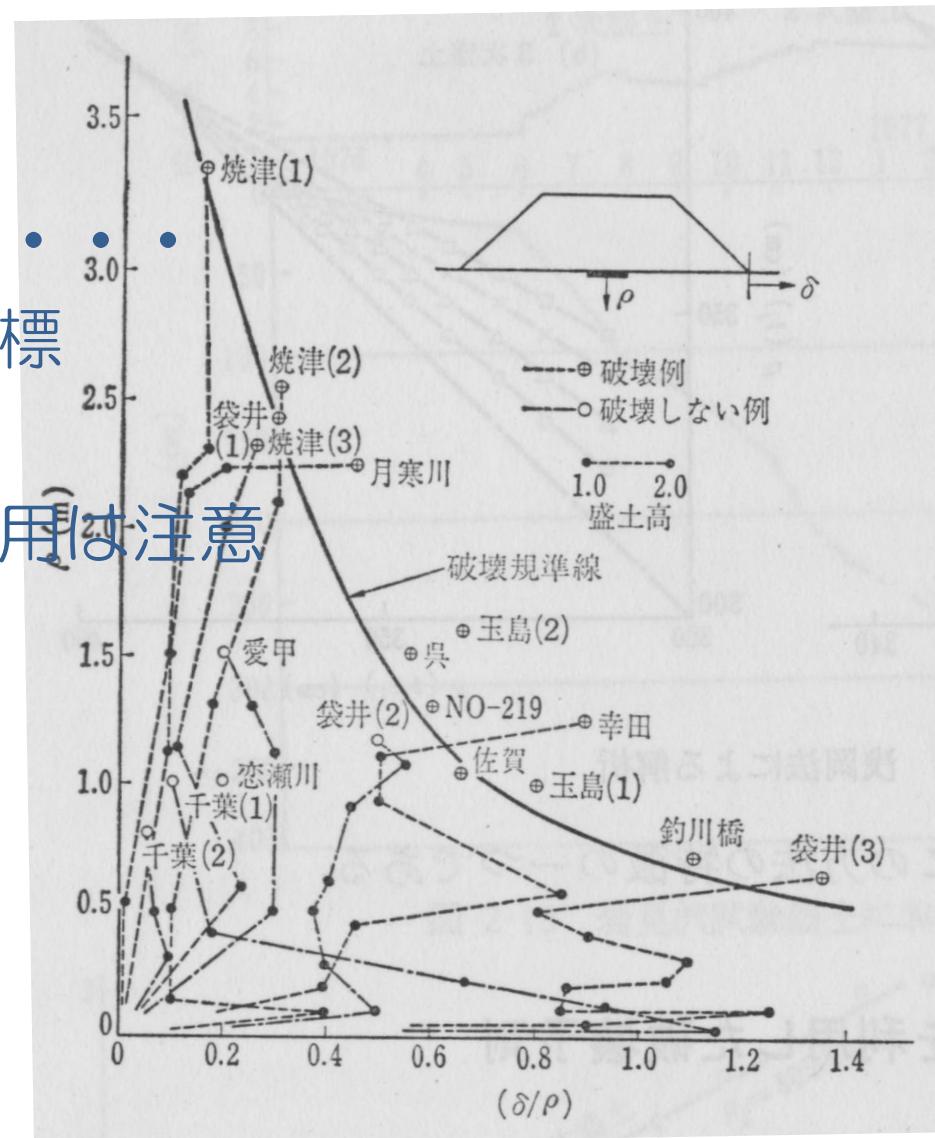
– 経験法

盛土の高さ、地盤特性、

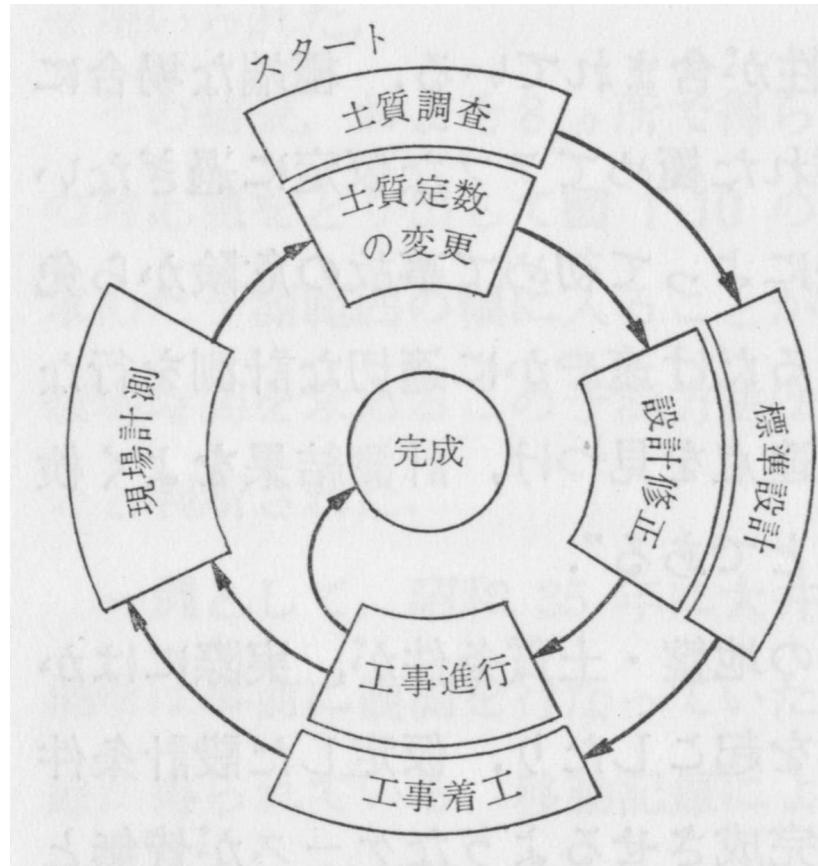
– 破壊の兆候を捕らえる指標

圧密とせん断挙動を分離

– 経験を超える事例への適用は注意



おわりに



動学的設計は不確実性の高い自然（地盤）を対象とする土工の知恵である。事前情報にのみ頼る設計は多くの情報を使用していない。

