

破砕性砂における側方応力発現機構

九州大学工学部 正○大野司郎 正 落合英俊
正 安福規之

1. はじめに 破砕性砂地盤では、杭基礎の設計において粒子破砕に伴う高い圧縮性を考慮することの重要性が指摘され、地盤の変形、杭の変位を含めた精度良い支持力算定法の確立が望まれている。杭の支持力の算定には、原位置での初期有効応力 σ'_h 、土のせん断抵抗角 ϕ' 、土のダイレイタンス特性ないしは体積圧縮特性、せん断剛性係数 G 、ポアソン比 ν 、水理条件等を適切に評価する必要がある。特に、前4項目(σ'_h 、 ϕ' 、体積圧縮特性、 G)は支持力評価に大きく影響する。本報は、原位置の初期有効応力を精度良く評価するため、一次元圧縮状態における側方応力 σ'_h の発現を土粒子の破砕モデルによって説明し、杭の支持力における静止土圧係数 K_0 について検討したものである。

2. 一次元圧縮下における側方応力 破砕性に富む石灰質砂を3つの異なる初期間隙比(密詰め $Dr=85\%$ 、中密詰め $Dr=65\%$ 、ゆる詰め $Dr=20\%$)に調整し、一次元圧縮試験において側方応力を測定したものが図-1であり、漸増の鉛直応力 σ'_v に対してほぼ傾き一定($=K_0$)の側方応力 σ'_h が発現していることがわかる。図-2には K_0 値($=\sigma'_h/\sigma'_v$)を示した。試験方法の詳細は別報²⁾を参照されたい。 K_0 値は、 $Dr=20\%$ 、 $Dr=65\%$ のいずれの初期間隙比においても圧縮指数が最大となるような十分に高い応力域では $K_0=0.5$ 程度に収束する。この収束する $K_0=0.5$ なる値はCoopの K_0 圧密三軸試験の結果³⁾とほぼ一致している。また、密な砂ほど K_0 値は多少大きい。緩い砂と同じように高い鉛直圧力域で幾らかの K_0 値に収束するものと思われる。なお、鉛直応力1.0MPa以下の応力域では粒子の破砕よりむしろ粒子の構造の変化によって側方応力が生じていると考えられる。

3. K_0 値の算定式について 落合¹⁾は砂の直接せん断試験における主応力の表示式に基づき、砂の K_0 値を限界間隙比状態における摩擦角 ϕ_{cv} を用いて

$$K_0 = 1 - \sin \phi_{cv} \quad \dots (1)$$

と表した。これは、Jaky式($K_0=1-\sin \phi'$; ϕ' は内部摩擦角)における $\phi'=\phi_{cv}$ と一致し、材料によってただ一つ求まる定数 ϕ_{cv} によってほぼ平均的な K_0 値を与えるものである。実際には、 K_0 値はダイレイタンスなど複雑な要素によって初期間隙比 e_0 、内部摩擦角 ϕ' に依存するので、理論的な厳密性、物理的な意味は不明確であるが一つの実験式として次式を提案した。

$$K_0 = \frac{\sqrt{(\pi/2)^2 + \tan^2 \phi} - \tan \phi}{\sqrt{(\pi/2)^2 + \tan^2 \phi} + \tan \phi} \quad \dots (2)$$

以上の K_0 値の算定法は、堅い粒状土が粒子間すべりをすると仮定し、その力の釣り合いによって導かれている。その誘導過程では本来の粒子間の摩擦抵抗角を ϕ_u と仮定し、ダイレイタンスの影響を含む土のせん断抵抗角 ϕ' と置き換えられている。実務において堅い粒状土に用いる場合にはせん断試験から直接求まる ϕ' と関連づけているために十分な汎用性がある。

4. 砂の破砕性と摩擦抵抗角の発現機構について

粒状体がマスの中で塑性流動して発現するせん断強度を

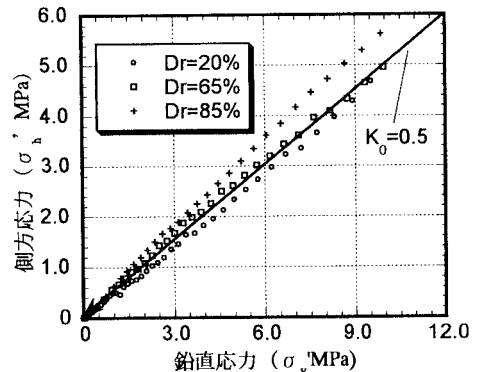


図-1 一次元圧縮における側方応力

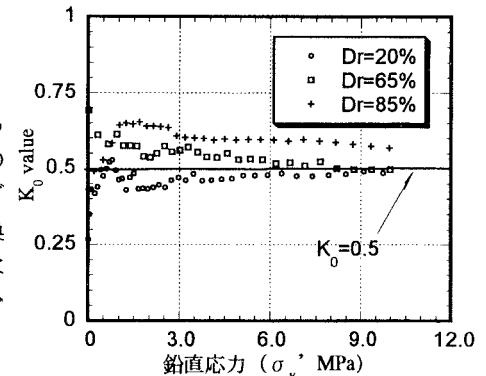


図-2 各鉛直応力における K_0 値

考え、マス全体の平均的なせん断抵抗角 ϕ' 、塑性流動が定体積で起こる場合のせん断抵抗角強度 ϕ_{cv} 、土粒子間の摩擦抵抗角 ϕ_μ によるせん断強度と土粒子の破壊（破砕）強度を比較する。抵抗角 ϕ_i を用いる土のせん断強度はせん断面に働く垂直応力 σ_n' に比例し、

$$\tau = \sigma_n' \cdot \tan \phi_i \quad \dots (3)$$

ここに、 i は添字：', μ , cv の意： $\phi' > \phi_{cv} > \phi_\mu$ で表現される。なお、土において発揮されるせん断強度に対する抵抗角は十分な変形を必要とする。

粒子破砕が生じる時のせん断抵抗角として ϕ_b を仮定すると、粒子破砕には表面エネルギーの増加に寄与する塑性仕事エネルギーが外力として働かねばならない（Rittingerの法則）から、粒子を構成する物質間の摩擦角 ϕ_μ は、原則として $\phi_b > \phi_\mu$ となる。ここで、せん断ひずみと共に発揮されるせん断抵抗角 ϕ_{nob} は、土の破壊時付近において、マスとしての土の剛性、土の強度が十分に大きい場合には $\phi_{nob} = \phi'$ であり、微小変位領域での強度発現および土粒子の堅さを考慮すると、全体のせん断抵抗角の大小関係は $\phi_b \gg \phi' (\geq \phi_{cv}) \geq \phi_{nob} > \phi_\mu$ となる。

いま仮に、図-3に示すような十分に大きな弾性係数をもった ϕ_{nob} なる抵抗力の発現よりも粒子の破壊（粒子破砕）強度が小さい土粒子を考えてみる。せん断抵抗力が粒子の移動を拘束するのに対して、粒子が破砕する場合は側方への土粒子の移動が容易になり、マス全体の側方変形が生まれることとなる。すなわち、体積変化を含む塑性流動によって、破砕性砂は側方応力が発現することが説明できる。従来の K_0 値の算定式では堅固な土粒子の K_0 値は正のダイレイタンシーの寄与分を考慮し、 ϕ_{cv} 若しくは ϕ_μ を $\phi' (\geq \phi_{cv} > \phi_\mu)$ に換算したが、破砕性の卓越する砂においては負のダイレイタンシーおよび土粒子強度を考慮し、 $\phi_{cv} \geq \phi_b > \phi_\mu$ なる ϕ_b を与えた K_0 値の算定法を検討する必要がある。

破砕性砂や粒子破砕が問題となる高い拘束圧下における微小変形領域では、粒子間摩擦による抵抗力の発現よりも粒子の破壊（粒子破砕）強度が小さいことが考えられる。それによって、従来の K_0 値算定法で仮定した微小ひずみのせん断強度と異なり、粒状体が弾塑性材料として挙動した側方応力の発現は異なってくることが予想される。一般的に破砕性砂は ϕ_{cv} が40度程度と通常の砂と比べ大きく、(1)～(3)式で求まる K_0 値は0.4を越えるような値とはならない。実際にはCoop³⁾も指摘しているように K_0 値は0.5と高い値を示し、従来の K_0 値算定法を破砕性砂に用いるには修正する必要がある。

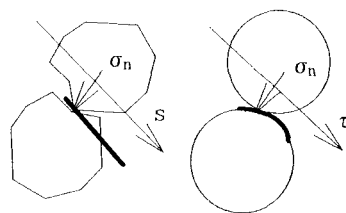
5. K_0 値の算定が杭の支持力に及ぼす影響 本試験で得られた K_0 値は0.45～0.55と幅をもっているが、従来の算定式では三軸試験より求まるDogsbay砂の $\phi_{cv} = 40^\circ$ を用いると大きくても0.4を与えるにとどまる。平均有効応力に換算すると $\sigma_v' = (1 + 2K_0) \sigma_v' / 3$ は平均的な $K_0 = 0.5$ を用いるとき $\sigma_v' = 0.67 \sigma_v'$ 、 $K_0 = 0.4$ とすると $\sigma_v' = 0.60 \sigma_v'$ と約10%の過小評価となる。また、周面摩擦力の算定には K_0 値が重要となるが、粒子間摩擦力による粒状体としての強度（土の摩擦力）の発現よりも粒子破砕が卓越した場合、見かけの摩擦角が低減することが考えられるため、周面摩擦力の算定には注意を要する。

6. おわりに 破砕性砂における静止土圧係数を簡便な一次元圧縮試験によって求めた。その測定値から、従来の静止土圧係数算定式は破砕性砂の K_0 値を表し得ないことを説明し、土粒子の破砕モデルからの説明を試みた。また、側方応力の発現の過小評価が地盤の初期有効応力を10%程度過小評価することを示した。今後は破砕性砂の K_0 値をどのように表すことができるかを検討したい。

最後に、この研究は平成8年度文部省科学研究費（奨励研究(A)08750613）および前田記念工学振興財団研究助成金の補助を受けて実施されたものである。

参考文献

- 1) 落合英俊：砂の静止土圧係数，土質工学会論文報告集，Vol.16/No.2，pp.105-111，1976。
- 2) 前田ら：砂の一次元圧縮下での降伏応力と破砕性について，平成8年度土木学会西部支部研究発表会，1997。（投稿中）
- 3) Coop, M.R.: The mechanics of uncemented carbonate sand, Geotechnique 40, No.4, pp.607-626, 1990.
- 4) 高原ら：カーボネイト砂の非排水せん断時の破砕性について，平成8年度土木学会西部支部研究発表会，1997。（投稿中）



土粒子の破壊強度 $s < \tau$ 摩擦抵抗力
図-3 砂のせん断抵抗力の発現