

Ⅲ－26

地盤の極限状態における平衡に関する実験的研究

八戸工業大学大学院

学正員 ○川崎栄久

八戸工業大学土木工学科

生会員 塩井幸武

1. はじめに

地盤の極限状態の平衡問題を取り扱うときには塑性平衡理論が用いられている。これは基礎荷重の増加により強度定数である C 、 ϕ が変動してゆく地盤では対応し難い。砂質系地盤が高拘束圧領域へ移行するにつれて粒子破碎等により強度定数の ϕ 値が減少し、見かけの C 値が発揮し出す。三軸圧縮試験により強度定数の変化から基礎の荷重と変形の関係を追求し地盤の支持力も低下することを示すものである。

2. 理論の成り立ち

杭先端や直接基礎の底面では作用する荷重が大きくなると、地盤内の平衡条件が破られ、沈下や滑りが生じる。図-1の平衡状態が図-2の破壊条件に達すると、図-3の破壊状態になる。図-3における σ 、 Ψ の関係を S_1 、 S_2 に沿って偏微分すると式(1)、(2)となる。

$$\frac{1}{2} \cot \varphi \frac{1}{\sigma_0} \cdot \frac{\partial \sigma_0}{\partial S_1} + \frac{\partial \psi}{\partial S_1} = \gamma \frac{\sin(\lambda - \beta_2)}{2\sigma_0 \sin \varphi} \quad (1)$$

$$\frac{1}{2} \cot \varphi \frac{1}{\sigma_0} \cdot \frac{\partial \sigma_0}{\partial S_2} - \frac{\partial \psi}{\partial S_2} = \gamma \frac{\sin(\beta_1 - \lambda)}{2\sigma_0 \sin \varphi} \quad (2)$$

式(1)を S_1 に沿って積分することによって（図-4）、地盤の抵抗係数 N_c 、 N_γ 、 N_q が得られる。しかし、式(1)、(2)は数学的には解けないので $\gamma=0$ （質量のない地盤）として解いた N_c 、 N_q が道路協会式といわれる支持力公式〔式(3)〕である。 N_γ はテルツァギーの平衡式から求める。

このような背景から、図-2のモールクーロン式が変化すると極限支持力 Q も変化する。

$$Q_u = A' \left\{ ckcN_c + kqN_q + \frac{1}{2} \gamma_1 \beta B' N_\gamma \right\} \quad (3)$$

Q_u ：荷重の偏心傾斜を考慮した地盤の極限支持力(kN)

q ：上載荷重(kPa), $q = \gamma_2 D_f$

c ：地盤の粘着力(kPa) A' ：有効載荷面積(m²)

γ_1, γ_2 ：支持地盤及び根入れ地盤の単位体積重量(kN/m³)

ただし、地下水位下では水中単位体積重量を用いる。

B' ：荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅(m), $B' = B - 2 e_B$

B ：基礎幅(m) e_B ：荷重の偏心量(m)

D_f ：基礎の有効根入れ長さ(m)

α, β ：基礎の形状係数

k ：根入れ効果に対する割り増し係数

N_c, N_q, N_γ ：荷重の傾斜を考慮した支持力係数

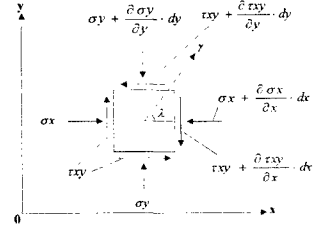


図-1 地盤内の平衡条件

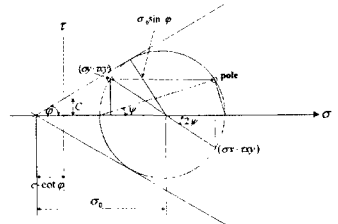


図-2 モール円の破壊条件

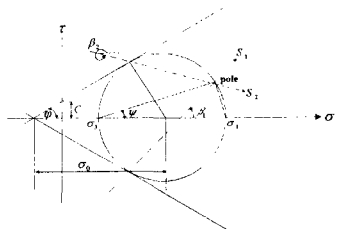


図-3 地盤内の破壊条件

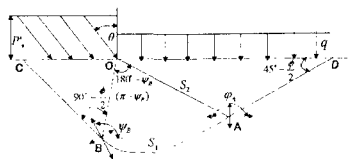


図-4 地盤内の極限状態

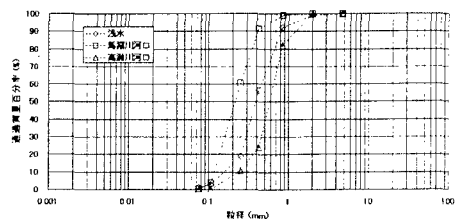


図-5 粒径加積曲線

3. 三軸圧縮試験

通常の三軸圧縮試験機を用いて青森県五戸町浅水地区の山砂、青森県八戸市馬淵川河口、青森県六ヶ所村高瀬川河口の川砂について圧密排水(CD)の条件で三軸圧縮試験を実施した。側圧は 49, 98, 147, 196kPa である。試験に用いた砂の粒度分布は図-5 の通りである。

4. 試験結果と考察

それぞれの試験結果を図-6~8 に示す。シルトなどの細粒分が極微量でも含まれると荷重のピークが現れにくい最大荷重の点不明瞭である。また、図-9~11 のようにモールの応力円を作成し、 $\sigma - \tau$ 関係の変化点を示した。主応力差がほぼ一定であるにも関わらず歪みが進行して塑性領域に突入し、やがては破壊に到る。この破壊に至る過程での歪みの進行は基礎地盤の不同沈下、基礎構造物周辺地盤の隆起などをもたらす、地盤に塑性変形を生じさせる。施工全体にとってかなり危険な状態といえる。主応力差がほぼ一定となった点から破壊に至る過程において塑性域の入り口を破壊点と提案する。図-9~11 は 3 試料のモールの応力円を示す。低拘束圧では剪断抵抗力を ϕ で受け持っていたのに対し、拘束圧が高くなるにつれて破壊包絡線の傾きが大きくなり、 ϕ 値が減少して見かけの C 値が発現しだす。やがては剪断抵抗力を C 値で受け持つと考えられる。そのために C , ϕ 値を一定としている塑性平衡理論による極限状態の検討を行うより、拘束圧の変化による C , ϕ 値の変動に対応し地盤状態の推移を捉えることで、合理的な設計ができると考えられる。

5. 結論

- 1) 砂質系地盤に極微量のシルトなどの細粒分が含まれると荷重のピークが現れにくい。
- 2) 主応力差が一定となった点から破壊に至る過程において塑性域の入り口を破壊点と見なすべきである。
- 3) 拘束圧の変化により C , ϕ の変動した値を用い地盤状態の推移を捉えることで、より合理的な設計を行うことができる。

6. 参考文献

Yukitake Shioi 1977.
Annex of Specification
for Highway Bridge
Structure Design,
IISEE.

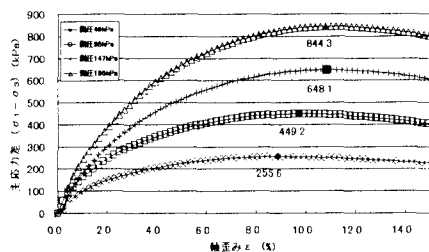


図6 主応力差-軸歪み曲線 (浅水)

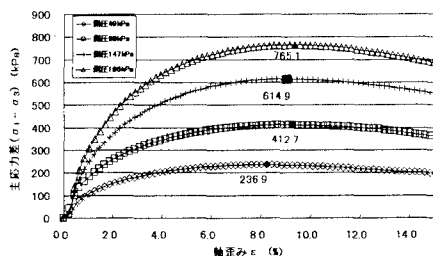


図7 主応力差-軸歪み曲線 (馬淵川河口)

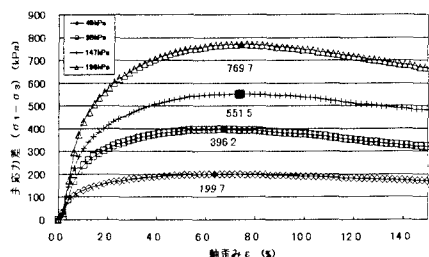


図8 主応力差-軸歪み曲線 (高瀬川河口)

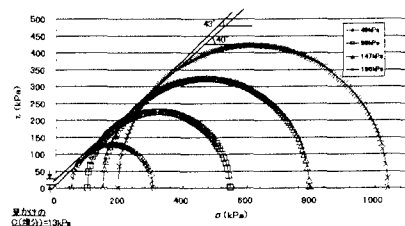


図-9 モールの応力円 (浅水)

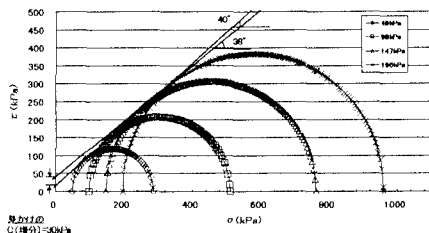


図-10 モールの応力円 (馬淵川河口)

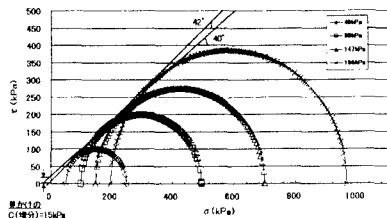


図-11 モールの応力円 (高瀬川河口)