

強度異方性を考慮した粘性土地盤の支持力算定

棚 橋 由 彦* ・ 山 中 稔**
宮 川 英 也**

Bearing Capacity of Cohesive Soils with Strength Anisotropy

by

Yoshihiko TANABASHI*, Minoru YAMANAKA**
and Hideya MIYAGAWA**

Natural in-situ clay deposits display fabric anisotropy due to parallel alignment of their peds. The fabric anisotropy may have considerable influence on the mechanical properties of clay. Some experimental investigations on the above mentioned influence have been already done for the saturated alluvial Ariake clay under three dimensional stress condition with true tri-axial testing apparatus.

Presented here in is an analytical study of the influence of the strength anisotropy on the bearing capacity of the Ariake clay under plane strain condition. A bearing capacity has been calculated for both circular and complex slip plane which consists active and passive linear slip planes and logarithmic spiral slip plane.

As the results of the calculations, this paper designates that the cohesive soils with strength anisotropy reduces the bearing capacity comparative with strength isotropy.

1. はじめに

九州北西部に広がる有明海の一帯には、がた土（潟土）と呼ばれる青灰色の粘土またはシルト質の粘土層に覆われている¹⁾。この有明粘土には、その堆積過程を通じて軽い薄片状の粘土粒子が方向性を持って配列することにより、粘土粒子の配向構造から、いわゆる構造異方性を有しており、その結果、大きな強度異方性が存在することが知られている²⁾。

本報告は、これまでの成果^{3) 4)}に基づき、強度異方性をせん断低抗角 ϕ' が、最大主応力軸と堆積面のなす角度に依存することを考慮し、強度異方性を有する粘性土地盤の、水平地盤上に帯状等分布荷重が載荷し

た場合の、すべりに対する支持力推定を行ったものである。すべり面の形状としては、粘土地盤のすべり面形状として多く見られる①円弧すべり面と、②複合すべり面（直線+対数らせん）の2ケースを採用した。

2. 研究の経緯・成果

負荷を受ける地盤内の応力状態は、Fig. 1に示すように、最大主応力 σ_1' 軸と水平（堆積）面との狭角を β と定義すると、一般に σ_1' 軸は鉛直軸より傾き、 β は大きく変化する。

著者らは、この β と構造異方性に起因する強度定数との関係に着目し、強度異方性の定量化を目的として、

平成3年4月30日受理

*社会開発工学科 (Department of Civil Engineering)

**土木工学専攻修士課程 (Graduate Student, Department of Civil Engineering)

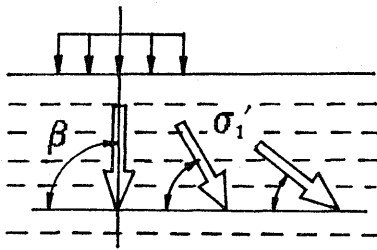
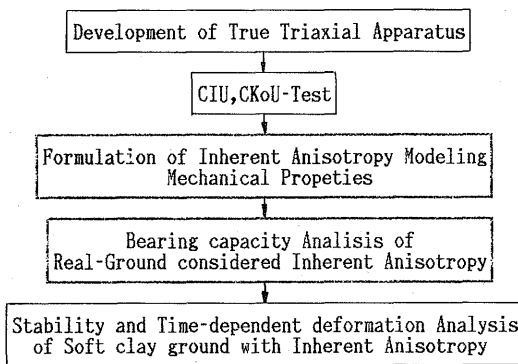
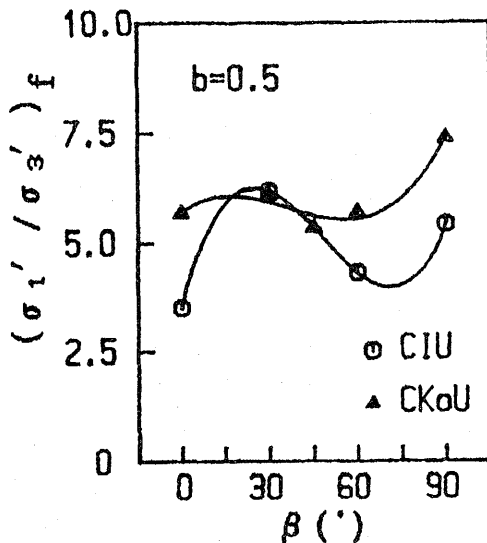
Fig. 1 Definition of Angle, β 

Fig. 2 Flow Chart of Serial Studies for Cohesive Soils

Fig. 3 Correlation between Angle, β and Effective Stress Ratio at Failure (and its approximate function)

これまでに、実地盤の様々な応力状態が再現できる純粋三軸試験機を開発し、さらに、この試験機を用いて有明粘土を試料としたCIU ($\sigma_c = 0.72 \text{ kgf/cm}^2$), CK₀U ($\sigma_1' = 1.5 \text{ kgf/cm}^2$, $\sigma_3' = K_0 \sigma_1' = 0.72 \text{ kgf/cm}^2$) 両試験を行ってきた³⁾ (Fig. 2参照)。

その結果, Fig. 3に示すように, 平面ひずみ状態 (b 値=0.5) の β に対応する破壊時の有効応力比(σ_1'/σ_3')_fは, β の3次曲線で近似できることが判明した⁴⁾ (eq.(1),(2)参照)。

ここに, eq.(1),(2)の β はradian表示である。

CIU (b 値=0.5)

$$(\sigma_1'/\sigma_3')_f = 3.50 + 14.19\beta - 21.92\beta^2 + 8.70\beta^3 \quad (1)$$

CK₀U (b 値=0.5)

$$(\sigma_1'/\sigma_3')_f = 5.69 + 2.80\beta - 6.27\beta^2 + 3.49\beta^3 \quad (2)$$

なお本報告は, これまでの一連の研究に対して, Fig. 2の太線内のテーマに対応するものである。

3. 円弧すべりに対する安定解析

3. 1 解析モデル

Fig. 4に解析モデルを示す。帯状等分布荷重 q (全幅 B)の中心軸と地盤面との交点を原点 O , 鉛直下向きを z 軸とする。すべり面は, 荷重端を通る円弧と仮定する。地盤は正規圧密状態, 地下水面は地盤面と一致し, また二次元問題 (平面ひずみ解析) として取り扱う。

3. 2 解析方法

分割法 (分割数10) を用い, まず円弧上の各点に作用する自重による初期応力を, eq.(3),(4)より求める。

$$\sigma_z' = \gamma_{\text{sub}} \cdot z \quad (3)$$

$$\sigma_x' = K_0 \sigma_z' \quad (4)$$

次に, プーゼンスクの解 (eq.(5)) を用いて, 載荷による応力増分 $\Delta\sigma_z'$, $\Delta\sigma_x'$, $\Delta\tau_{zx}$ を求める。

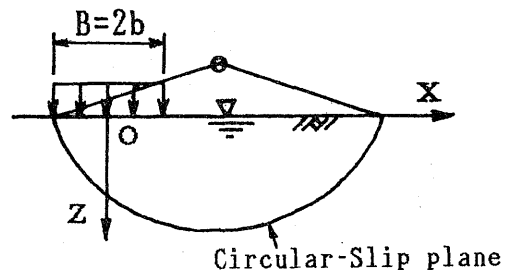


Fig. 4 Analytical Model of Circular-Slip

$$I_z = \frac{1}{\pi} \left[\tan^{-1} \left(\frac{x}{z} + \frac{b}{z} \right) - \tan^{-1} \left(\frac{x}{z} - \frac{b}{z} \right) \right. \\ \left. - \frac{2 \left(\frac{b}{z} \right) \left\{ \left(\frac{x}{z} \right)^2 - \left(\frac{b}{z} \right)^2 - 1 \right\}}{\left\{ \left(\frac{x}{z} \right)^2 - \left(\frac{b}{z} \right)^2 + 1 \right\}^2 + 4 \left(\frac{b}{z} \right)^2} \right] \\ \sigma'_z = q \cdot I_z \\ I_x = \frac{1}{\pi} \left[\tan^{-1} \left(\frac{x}{z} + \frac{b}{z} \right) - \tan^{-1} \left(\frac{x}{z} - \frac{b}{z} \right) \right. \\ \left. + \frac{2 \left(\frac{b}{z} \right) \left\{ \left(\frac{x}{z} \right)^2 - \left(\frac{b}{z} \right)^2 - 1 \right\}}{\left\{ \left(\frac{x}{z} \right)^2 - \left(\frac{b}{z} \right)^2 + 1 \right\}^2 + 4 \left(\frac{b}{z} \right)^2} \right] \\ \sigma'_x = q \cdot I_x \\ I_{zx} = \frac{1}{\pi} \cdot \frac{4 \cdot \left(\frac{b}{z} \right) \cdot \left(\frac{x}{z} \right)}{\left\{ \left(\frac{x}{z} \right)^2 - \left(\frac{b}{z} \right)^2 + 1 \right\}^2 + 4 \left(\frac{b}{z} \right)^2} \\ \tau'_{zx} = q \cdot I_{zx} \quad (5)$$

そして、求めた初期応力と応分増分を、各分割片のすべり面上の垂直応力 σ'_n 、 $\Delta\sigma'_n$ と、せん断応力 τ 、 $\Delta\tau$ にそれぞれ変換する。

次に、異方性の保持がより強い²⁾³⁾CIU試験結果の3次曲線 (Fig.3, eq.(1)参照) を用いて、初期応力と応力増分の和より求めた、最大主応力 σ'_1 の傾き β から、破壊時の有効応力比 $(\sigma'_1/\sigma'_3)_f$ を求める。

そして正規圧密条件よりeq.(6)からせん断低抗角 ϕ' を、算出する。

$$\phi' = \sin^{-1} \left\{ \frac{(\sigma'_1/\sigma'_3)_f - 1}{(\sigma'_1/\sigma'_3)_f + 1} \right\} \quad (6)$$

よって、 σ'_1 の作用方向の違いによる ϕ' の変化を考慮した、正規圧密粘性土地盤の円弧すべりに対する安全率 F_s はeq.(7)により求まる。

$$F_s = \frac{\sum(\sigma'_{ni} + \Delta\sigma'_{ni}) \tan \phi'_i}{\sum(\tau_i + \Delta\tau_i)} \quad (7)$$

ここに、 i は分割片番号を意味する。

なお、土の水中単位体積重量 $\gamma_{sub} = 0.8 \text{ tf/m}^3$ 、静止土圧係数 $K_0 = 0.48$ とした。

そして、円弧の中心位置を様々に変化させ、その中で、与えた荷重条件での最小安全率を求める。

また、比較のために実地盤と堆積面の方向が一致する $\beta = 90^\circ$ での ϕ' の値 $(=43.5^\circ)$ を用いて、すなわち、 ϕ' の変化を考慮しない場合(ϕ' 一定)についても安定計算を行った。

3. 3 解析結果

(1) 解析例

Fig. 5は、荷重条件 $B = 4 \text{ m}$ 、 $q = 20 \text{ tf/m}^2$ で、 ϕ' の変化を考慮した安定計算結果の一例を示している。荷重載荷端付近では、増分せん断応力 $\Delta\tau_{zx}$ が大きく、 σ'_1 軸は大きく傾き、 β は 90° よりも小さくなっているが、外側に移行するにつれて $\Delta\tau_{zx}$ が小さくなる一方、初期鉛直応力である最大主応力が優勢となるため、 β は 90° に近づく。最小安全率 $(F_s)_{\min}$ は、1.79である。

一方、Fig. 6に同様の荷重条件で、 ϕ' 一定とした安定計算結果を示す。荷重条件が等しいため各分割片上の応力状態はFig. 5と同じであるが、 $(F_s)_{\min}$ は2.07となり、 σ'_1 の作用方向の違いによる ϕ' の変化を考慮した解析方法の方が、最小安全率は0.28小さくなる。

(2) 載荷幅一定条件

Fig. 7に、載荷幅一定 ($B=1, 4, 8 \text{ m}$) での載荷重 q と最小安全率 $(F_s)_{\min}$ との関係を示す。 q の増加にしたがい $(F_s)_{\min}$ は低下し、下に凸の曲線をなしている。同一の載荷重では、どの載荷幅でも、 ϕ' の変化を考慮した安定計算の方が $(F_s)_{\min}$ は低くなっている。設計安全率 F_r を1.2とすると、許容支持力は $B = 1 \text{ m}$ では、 ϕ' 変化で 25 tf/m^2 、 ϕ' 一定で 40 tf/m^2 となり、すべり面を円弧と仮定した場合、 ϕ' 一定では許容支持力を実際の許容支

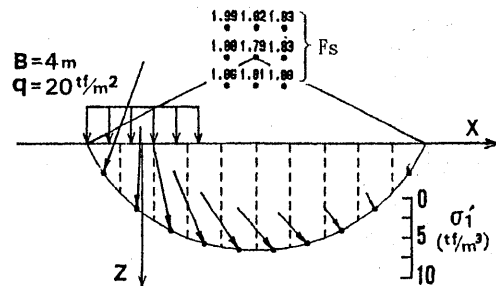


Fig. 5 Result of ϕ' -variable Analysis

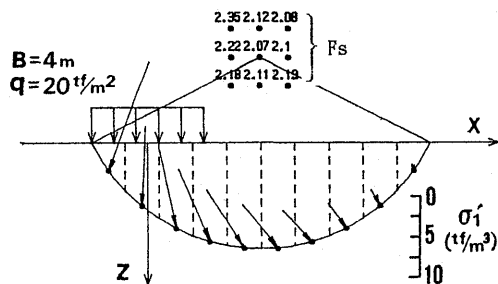


Fig. 6 Result of ϕ' -constant Analysis

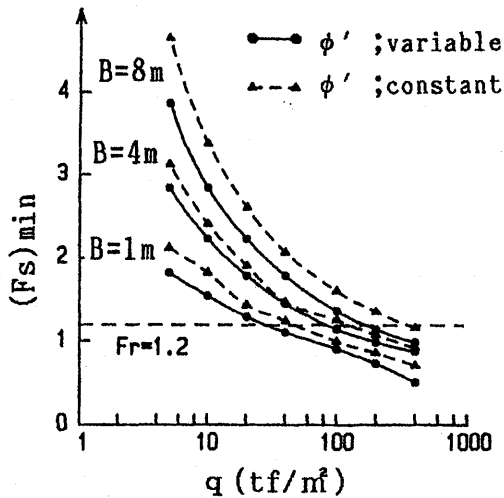


Fig. 7 Relationship between Minimum Safety Factor, $(F_s)_{\min}$ and Load Strength q for Circular-Slip Model

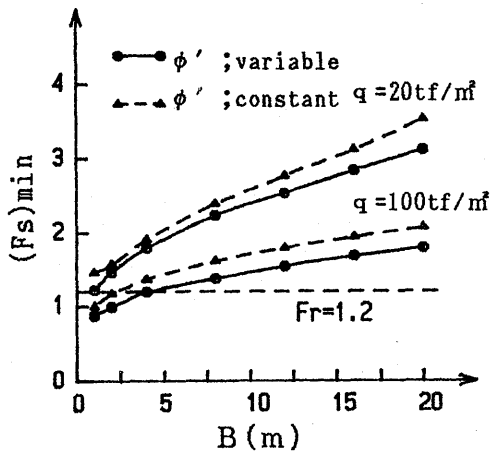


Fig. 8 Relationship between Minimum Safety Factor, $(F_s)_{\min}$ and Loading Width B for Circular-Slip Model

持力よりも1.6倍も大きく見積もることになる。

(3) 載荷重一定条件

Fig. 8は、載荷重一定 ($q=20, 100 \text{ tf/m}^2$) で載荷幅 B を増加させた場合の最小安定率 $(F_s)_{\min}$ の変化を示している。曲線は、上に凸の形状をなし、 ϕ' の変化を考慮した方が $(F_s)_{\min}$ は低くなっている。また、載荷幅 B が増加するにしたがい、 $(F_s)_{\min}$ は上昇している。

4. 複合すべり形状に対する安定解析

4. 1 解析モデル

Fig. 9に解析モデルを示す。帯状等分布荷重 q (全幅 B) の中心軸と地盤面との交点を原点 O 、鉛直下向きを z 軸とする。ac間 (I領域)、de間 (III領域) を直線部とし、cd区間 (II領域) は、直線bcを始線とする対数らせん部である。二等辺三角形abcの底角を ω とし、二等辺三角形bedの底角は $90^\circ - \omega$ である。円弧すべりに対する安定解析モデルと同様、地盤は正規圧密状態、地下水面は地表面と一致し、二次元問題 (平面ひずみ解析) として取り扱う。

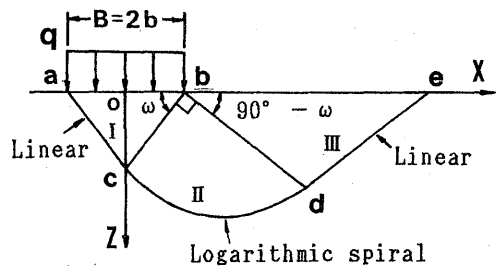


Fig. 9 Analytical Model for Complex-Slip

4. 2 解析方法

ω を変化させ、与えたそれぞれのすべり面に対する安全率 F_s を、分割法 (ae間を計15分割) を用いて計算する。他は3. 2の円弧すべりに対する解析方法と同様である。

4. 3 解析結果

(1) 解析例

一例として、荷重条件 $B=4 \text{ m}$, $q=20 \text{ tf/m}^2$ の $\omega \sim F_s$ 関係を、Fig. 10に示している。どちらも下に凸の曲線をなし、 ϕ' の変化を考慮した安定解析では、 $(F_s)_{\min}=1.84$ 、そのときの底角 ω_t は 57° である。また ϕ' 一定での安定解析では、 $(F_s)_{\min}=2.18$, $\omega_t=57^\circ$ である。したがって、この荷重条件下では、すべり面の位置は等しいが、 ϕ' の変化を考慮した安定解析の方が、 $(F_s)_{\min}$ は0.34小さくなる。

Fig. 11は、上記の条件 ($B=4 \text{ m}$, $q=20 \text{ tf/m}^2$, $\omega_t=57^\circ$) の、すべり面の位置と、各分割片上における、最大主応力 σ_1 軸の向きと大きさを示している。

(2) 載荷幅一定条件

Fig. 12に、載荷幅一定 ($B=1, 4, 8 \text{ m}$) 条件での q

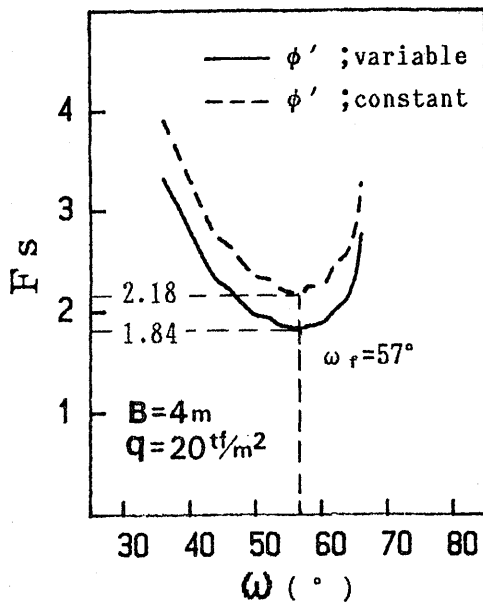


Fig. 10 Relationship between Safety Factor, F_s and Base Angle, ω for Complex-Slip Model

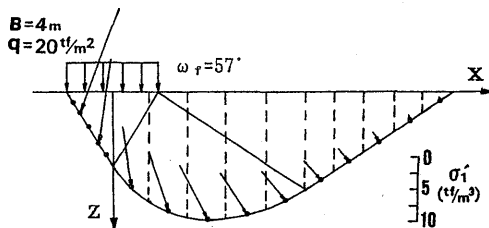


Fig. 11 Stress Condition for Complex-Slip Model) $B=4m, q=20\text{tf/m}^2, \omega_r=57^\circ$

～ $(F_s)_{\min}$ 関係を示す。当然のことながら負の相関が見られ、 q の増加とともに $(F_s)_{\min}$ は低下している。同一の載荷重では、載荷幅によらず、 ϕ' の変化を考慮した安定計算の方が $(F_s)_{\min}$ は低くなっている。設計安全率 F_r を1.2とすると、許容支持力は $B=1m$ では、 ϕ' 変化で40 tf/m^2 、 ϕ' 一定で100 tf/m^2 となり、すべり面を直線+対数らせん形とした場合、 ϕ' 一定では許容支持力を実際の許容支持力よりも2.5倍も大きく見積もることになる。

(3) 載荷重一定条件

Fig. 13は、荷重強度一定 ($q=20, 100\text{tf/m}^2$) で載荷幅 B を増加させた場合の $(F_s)_{\min}$ の変化を示している。

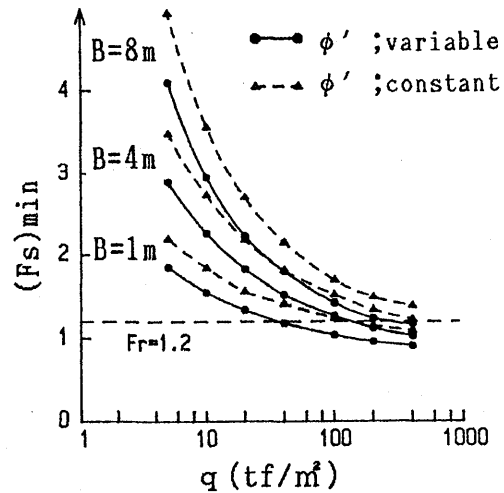


Fig. 12 Relationship between Minimum Safety Factor, $(F_s)_{\min}$ and Loading Strength, q for Complex-Slip Model

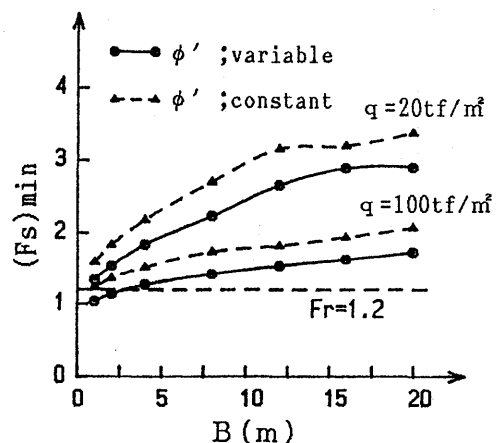


Fig. 13 Relationship between Minimum Safety Factor, $(F_s)_{\min}$ and Loading Width, B of Complex-Slip Model

ϕ' の変化を考慮した方が $(F_s)_{\min}$ は低くなっている。

(4) 底角 ω_r の変化

様々な荷重条件(計42ケース)での、荷重強度 q と ω_r の関係をFig. 14に示す。 q の増加にしたがい、 ω_r は増加している。このことは、 q が大きくなると、すべり面が長くなり、すべりの発生が広範囲にわたることを意味

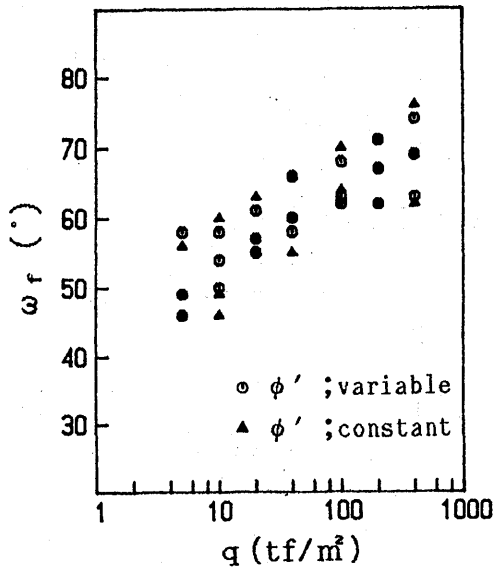


Fig. 14 Correlation between Loading Strength, q and Mobilized Base Angle, ω_r

している。これは、実地盤における現象とも対応する。

プラントルは、破壊域の底角 ω_r を $\omega_r = \phi'$ と仮定し、またテルツァギは、 Δabc を主働域と考え、 $\omega_r = 45^\circ + \phi'/2$ としている⁵⁾。CIU試験 (b 値=0.5) 結果より、平均せん断抵抗角 ϕ' は 41.1° であり、今回採用した解析方法による ω_r は $40^\circ \sim 75^\circ$ の範囲内にあることから、これは、一般的な破壊時のすべり形状と一致する。

5. すべり面形状の相違による最小安全率の比較

すべり面形状の相違による最小安全率の差異、及び、 ϕ' 変化、 ϕ' 一定での解析結果の差異を、Table 1に示している。荷重条件は、載荷幅 $B=4m$ 、荷重強度 $q=20tf/m^2$ である。最小安全率は円弧すべり解析の方が、複合すべり解析よりも約5%程度小さくなっている。

また、どちらの解析方法でも、 ϕ' の変化を考慮した方が、 ϕ' 一定のもとでの最小安全率よりも約15%程度小さくなる。これは、eq.(1)の曲線形状が大きく起因しているものと考えられる。

6. まとめ

強度異方性を考慮し、二種類のすべり面形状を想定した今回の支持力解析により、以下の結論が得られた。
①円弧すべり、複合すべりどちらも、強度異方性の影響を考慮した解析結果の方が、任意の荷重条件に対する最小安全率は小さくなる。したがって、支持力を推定するには、強度異方性の影響を十分注意する必要がある。

②円弧すべりの方が、複合すべりよりもある荷重条件に対する最小安全率は小さくなる。したがって、すべり面を円弧と仮定しての算出支持力の方がすべり破壊に対しては安全側となる。

③強度異方性の影響を考慮しての許容支持力（設計安全率1.2）は、荷重載荷幅 $B=1m$ で、円弧すべり解析で $30tf/m^2$ 、複合すべり解析で $40tf/m^2$ であり、この値は粘性土地盤に対するそれに比べて、大きすぎる。これは、今回用いたせん断抵抗角 ϕ' が比較的大きいことが、大きな要因として考えられる。

参考文献

- 1) 土質工学会九州支部編；九州・沖縄の特殊土，3，有明粘土，九州大学出版会，pp. 23-39, 1983
- 2) 鬼塚・林・平田・村田；有明粘土の異方性について，土質工学会論文報告集，Vol. 16, No. 3, pp. 111-121, 1976
- 3) 棚橋・山中他；正規圧密粘土の力学特性に及ぼす構造異方性の影響，第25回土質工学研究発表会，Vol. 1, pp. 649-652, 1990
- 4) 棚橋・山中他；構造異方性を有する飽和沖積粘土の三次元強度変形特性，長崎大学工学研究報告，Vol. 21, No. 36, pp. 61-67, 1990
- 5) 例えば，山口柏樹；改訂増補 土質力学，第9章，安定解析（II）支持力，pp. 260-305, 1975

Table 1 Comparison of Minimum Safety Factor

Loading condition	Minimum Safety Factor	
	ϕ' ; variable	ϕ' ; constant
Circular Slip	1.79	2.07
Complex Slip	1.84	2.18