

図解法による基礎の支持力解析

京都大学工学部 正員 赤井 浩一
同 大学院 学生員 ○溝部 博章
鹿 島 建 設 正員 村川 浩一

1. 序

近年橋造物の基礎が巨大化する傾向にある。これら建造物の安定問題を研究すると、従来から用いられてきた地盤において強度一定という仮定と、この仮定に基づく慣用法は用いられない。この報告では、地盤の非排水せん断強度が深さとともに変化するような現実に近い問題の支持力をすべり線の塑性学による図解法によって求め、慣用法による結果と比較してこの極値法による図解法の有用性を示す。

2. すべり線の塑性学による図解法の基本式

応力の平衡条件式は、

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} &= 0 \\ \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} &= \gamma \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

破壊条件式は、

$$\tau = C_u(z) \quad (2)$$

図-1に示すように、変数 ϕ を定義すると、

$$\phi = \frac{1}{2}(\sigma_x + \sigma_z) = \frac{1}{2}(\sigma_r + \sigma_\theta) \quad (3)$$

土要素に作用する最大主応力 σ_1 が z 軸となす角を θ とおき、塑性つりあい状態にある応力 $\sigma_x, \sigma_z, \tau_{xz}$ を ϕ と θ で表わし式(1)に代入すると、塑性域において共役なすべり線 S_1, S_2 に関する応力の変化を与える偏微分方程式が得られる。

すべり線 S_1 に関して、

$$\frac{\partial \phi}{\partial S_1} + 2C_u(z) \frac{\partial \theta}{\partial S_1} = \gamma \cos \beta_1 - \tan \beta_1 \frac{\partial C_u(z)}{\partial S_1} \quad (4)$$

すべり線 S_2 に関して、

$$\frac{\partial \phi}{\partial S_2} - 2C_u(z) \frac{\partial \theta}{\partial S_2} = \gamma \cos \beta_2 + \tan \beta_2 \frac{\partial C_u(z)}{\partial S_2}$$

次に、図-1に示す地盤中の任意の点の応力状態を与える極の座標 (ϕ_p, τ_p) を ϕ, θ で表わすと、式(5)が得られる。

$$\left. \begin{aligned} \phi_p &= \phi - C_u(z) \cos 2\theta \\ \tau_p &= -C_u(z) \sin 2\theta \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

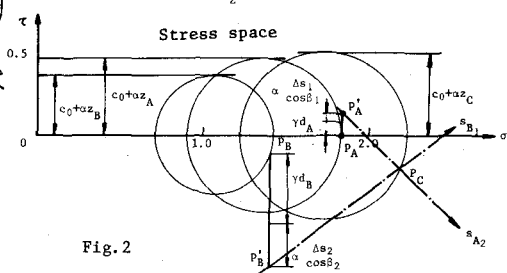
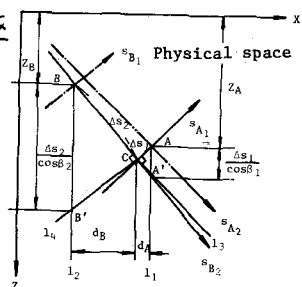
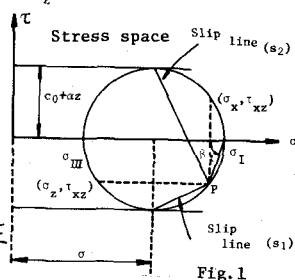
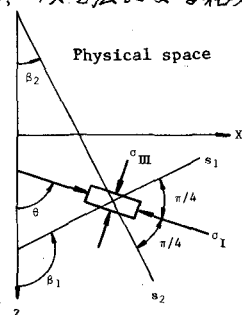


Fig. 2

式(5)をすべり線 S_1 , S_2 に関して偏微分し、式(4)に代入すると、

$$\left. \begin{aligned} \cos\beta_2 \frac{\partial \delta_p}{\partial S_1} + \sin\beta_2 \frac{\partial \tau_p}{\partial S_1} &= \gamma \cos\beta_1 \cos\beta_2 - \sec\beta_1 \frac{\partial c(z)}{\partial S_1} \\ \cos\beta_1 \frac{\partial \delta_p}{\partial S_2} + \sin\beta_1 \frac{\partial \tau_p}{\partial S_2} &= \gamma \cos\beta_1 \cos\beta_2 - \sec\beta_2 \frac{\partial c(z)}{\partial S_2} \end{aligned} \right\} \text{----- (6)}$$

が得られる。この式(6)が極追跡法の基本式である。正規圧密された地盤では一般に非排水せん断強度 c_u が深さとともに変化して、

$$c_u(z) = c_0 + \rho z \text{----- (7)}$$

で与えられる。式(7)を式(6)に代入し、共役なすべり線の直交性すなわち $\beta_2 = \beta_1 - \frac{\pi}{2}$ を用いて、式(6)を差分形で表示すると、すべり線 S_1 および S_2 に関して、

$$\left. \begin{aligned} (\Delta \tau_p)_{S_1} &= \tan\beta_1 (\Delta \delta_p)_{S_1} - \gamma \cos\beta_2 \Delta S_1 + \rho \sec\beta_1 \Delta S_1 \\ (\Delta \tau_p)_{S_2} &= \tan\beta_2 (\Delta \delta_p)_{S_2} + \gamma \cos\beta_1 \Delta S_2 - \rho \sec\beta_2 \Delta S_2 \end{aligned} \right\} \text{----- (8)}$$

が得られる。式(8)の右辺第2項は土の自重 γ を考慮した項、第3項は非排水せん断強度の深さ方向の変化の割合 ρ を考慮した項である。

3. 極追跡による図解法

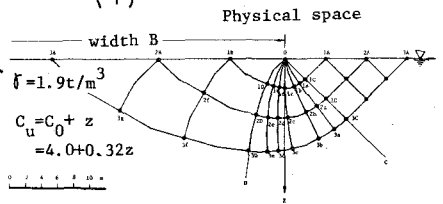
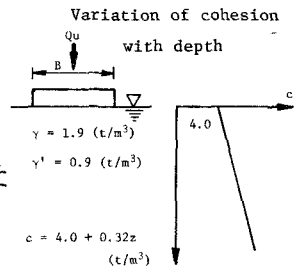
図-2に示す物理面上の2点A, Bを通るすべり線 S_{A1} および S_{B2} が点Cにおいて交わるとき、点Aから線 S_{A1} に沿って ΔS_1 隔たった点Cの応力状態を与える極 P_c は応力面上において点Aの極 P_A から体積力(自重)の方向に、土の自重 γ を考慮して、

$$\gamma \cos\beta_1 \Delta S_1 = (\overline{AC} \text{の水平成分}) \times \gamma \text{----- (9)}$$

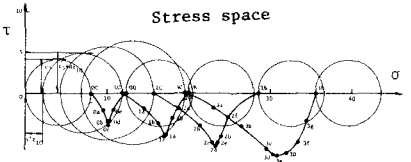
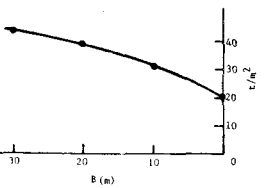
強度変化 ρ を考慮して、さらに

$$\rho \sec\beta_1 \Delta S_1 = (\text{図-2に示す } \overline{AA'}) \times \rho \text{--- (10)}$$

隔たった点 P_c を通りすべり線 S_{A1} に共役なすべり線 S_{A2} を引くと、この直線 S_{A2} 上にある。同様にして物理面上の点Bからすべり線 S_{B2} に沿って ΔS_2 隔たった点Cの応力状態を与える極 P_c は応力面上においてすべり線 S_{B2} に共役なすべり線 S_{B1} 上にある。そこで、極 P_c はこれらの共役なすべり線 S_{A2} 及び S_{B1} の交点で示される。こうして求めた物理面上の点Cと応力面上の極 P_c はいずれも第1近似にすぎないので、修正を何回くり返し正確な極の位置を決定する。このすべり線の塑性学による図解法を用いると、塑性つりあい状態にある地盤中の近接する2点の応力状態が既知であるとき、これらの2点に近い第3の点の応力状態が決定でき、この方法を繰り返して強度が不連続になっているような不連続地盤の支持力を厳密に求めることができる。図-3には、図解法による解析例として連続フーチング基礎を支持する地盤の塑性つりあい問題の地盤条件および解析結果を示す。



Maximum normal stress distribution



Comparison of

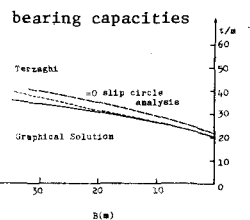


Fig. 3