

名古屋工業大学 学生員 木下 義久
 “ 正員 松岡 元
 “ “ 中井 照夫

以前より提案しているモービライズド面に基づき、ダイレイタンシーを考慮した土の応力・ヒズミ関係式¹⁾によって、主働土圧、受働土圧問題の有限要素解析を行なった。これらの解析結果は、従来の剛塑性論による安定解析と興味深い関連を示したので報告する。

1. 平面ヒズミ条件下の土の応力・ヒズミ関係式¹⁾

モービライズド面に基づいた平面ヒズミ条件下の応力・ヒズミ関係式の要点を再録する。モービライズド面上の塑性せん断ヒズミ増分、塑性垂直ヒズミ増分、せん断・有効垂直応力比を $d\delta^p$, $d\varepsilon_N^p$, X ($\equiv \tau/\sigma_n$, $=\frac{1}{2}(\sqrt{\sigma_1/\sigma_3} - \sqrt{\sigma_3/\sigma_1})$) とし、平均有効主応力を σ_m ($\equiv \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3)$) とすれば、せん断によるヒズミ(添字 S)と圧密によるヒズミ(添字 C)の重ね合を認めて、

$$\left. \begin{aligned} d\delta^p &= d\delta^s + d\delta^c = G_1(X, \sigma_m) \cdot dX + G_2(X, \sigma_m) \cdot d\sigma_m \\ d\varepsilon_N^p &= d\varepsilon_N^s + d\varepsilon_N^c = E_1(X, \sigma_m) \cdot dX + E_2(X, \sigma_m) \cdot d\sigma_m \end{aligned} \right\} \text{----- (1)}$$

$$\left. \begin{aligned} \text{ここに、} G_1 &= \frac{\sigma_0}{\mu' - \mu} \cdot \exp\left(\frac{X - \mu}{\mu' - \mu}\right), & G_2 &= 0.434 \alpha C_d \left\{ \exp\left(\frac{X - \mu}{\mu' - \mu}\right) - \exp\left(\frac{-\mu}{\mu' - \mu}\right) \right\} \cdot \frac{1}{\sigma_m} \\ E_1 &= \frac{\mu - X}{\lambda} \cdot G_1, & E_2 &= \frac{\mu - X}{\lambda} \cdot G_2 + \frac{0.434(C_c - C_s)}{2(1 + e_0)} \cdot \frac{1}{\sigma_m} \end{aligned} \right\} \text{----- (2)}$$

ここで、 λ , μ , μ' は試料が決まればほぼ一定となる土質パラメーターであるが、 σ_0 は初期構造や拘束応力 σ_m の影響をうける係数であり、次式で表わされる。 $\sigma_0 = \sigma_{oi} + C_d \cdot \log_{10} \frac{\sigma_m}{\sigma_{mi}}$ ----- (3) ここに、 σ_{mi} は σ_m の基準値であり、 σ_{oi} は $\sigma_m = \sigma_{mi}$ のときの σ_0 である。 C_c は圧縮指数、 C_s は膨張指数、 e_0 は初期間げき比、 α は K_0 値より決定される係数である。さて、(1) 式に主応力と主ヒズミ増分の方向が一致するという条件を入れれば、一般塑性ヒズミ増分 $\{d\varepsilon^p\}$ と一般応力増分 $\{d\sigma\}$ の関係に変換することができる。さらに、 C_s と K_0 値より弾性係数 E_c , ポアソン比 ν_c を決定して、弾性ヒズミ増分 $\{d\varepsilon^e\}$ と応力増分 $\{d\sigma\}$ の関係を求めると、 $\{d\varepsilon\} = \{d\varepsilon^p\} + \{d\varepsilon^e\} = \{d\varepsilon^p\} + \{d\varepsilon^e\} + \{d\varepsilon^e\}$ ----- (4) なる条件のもとで、 $\{d\sigma\} = [D] \cdot \{d\varepsilon\}$ ($[D]$: 応力・ヒズミマトリックス) ----- (5) なる一般表示形の応力・ヒズミ関係式を得る。

2. 土圧問題の解析

主働・受働状態は、表面が滑りかて剛な壁を、地盤の外方および内方へ強制変位させることにより再現し、排水条件のもとで (5) 式に基づいた増分法による有限要素解析を行なった。地盤の土質試料としては豊浦標準砂を想定し、次の土質パラメーターを用いた。 $\lambda = 1.2$, $\mu = 0.21$, $\mu' = 0.40$, $\sigma_{oi} = 0.01\%$, $C_d = 0.07\%$, $\sigma_{mi} = 1.0 \text{ kg/cm}^2$, $C_c = 0.01$, $C_s = 0.003$, $e_0 = 0.68$, $K_0 = 0.5$, $C = 0 \text{ kg/cm}^2$, $\phi = 40^\circ$ 。

なお、初期応力状態は単位体積重量 $\gamma = 1.58 \text{ t/m}^3$, $K_0 = 0.5$ として算定した。境界条件は、地盤の底面で完全固定、壁面および地盤の両側面で鉛直方向のみ可動とした。

a) 主働土圧

図-1 は、解析対象地盤と外方への壁変位 $\delta = 1.8 \text{ cm}$ の時の安全率 S.F. の分布を示したものである。安全率 S.F. とは、破壊時のせん断・垂直応力比 $(\tau/\sigma_n)_f = \tan \phi$ を各要素のモービライズド面上の $\tau/\sigma_n = \tan \phi_{mo}$ で割ったもの ($S.F. = \tan \phi / \tan \phi_{mo}$) で定義した。この図より、 $S.F. < 1.0$ なる領域が壁下部から地表面まで達しているのがみられ、Coulomb 土圧のスベリ線と類似して興味深い。図-2 は、 δ の増加に伴う壁面土圧分布の変化を示したものである(壁面の位置は $H = 10 \sim 20 \text{ m}$ である)。参考のため静止土圧分布($K_0 \gamma z$)と主働土圧分布($K_a \gamma z$)も付記した。壁下部において、一部主働土圧より小さい土圧が計算されているが、こ

れは下部の地盤のせん断抵抗によるものと考えられる。図-3に 土圧係数 K と 壁変位 δ の関数の解析値を示した。外方への壁変位が増加するにつれて、 $K=K_0(=0.5)$ から $K=K_A$ に 近づくのがみられる。

図-1~3は FEMによる変形解析と 従来の安定解析との接点を示さしているようで興味深い。

b) 受働土圧

図-1と同じモデル地盤に対して壁を地盤の内方へ押し込むと引張応力が生じやすいので、対象地盤を図-4のように変更した。図-4には内方への壁変位 $\delta=15.0\text{ cm}$ のときの安全率 $S.F.$ の分布を示している。 $S.F.<1.0$ の領域が水平方向にのびているが、これは側面($H=0\sim10\text{ m}$)の水平方向の変位を拘束したままで壁($H=10\sim20\text{ m}$)を押し込むので一面せん断的な状況になっているためと考えられる。図-5は壁面土圧の分布を示している。 $\delta=15.0\text{ cm}$ のとき、受働土圧分布($K_p\gamma Z$)に近い値が得られた。図-6は 土圧係数 K と内方への壁変位 δ の関数を示している。図-3と図-6を比較すれば、 K_A に達するよりもはるかに大きな壁変位のもとで K_p に到達するようである。

なお、解析には名大大型計算機センターのFACOM 230-75を使用した。
参考文献 1) 松岡・香川・中井: 土のダイレイタンスを考慮した地盤の有限要素解析, 土木学会論文報告集 NO. 266, 1977, pp.95-105.

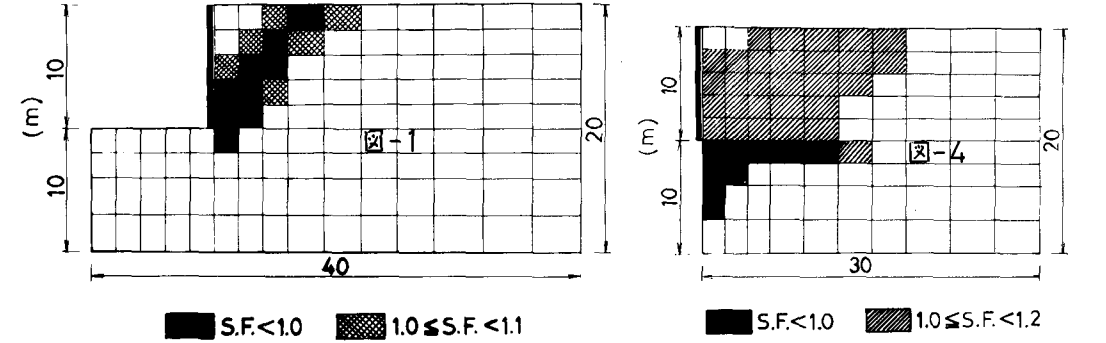


図-1 主働の場合の安全率($S.F.$)の分布

図-2 外方への壁変位 δ の増加に伴う壁面土圧($H=10\sim20\text{ m}$)の変化

図-3 土圧係数 K と外方への壁変位 δ の関数

図-4 受働の場合の安全率($S.F.$)の分布

図-5 内方への壁変位 δ の増加に伴う壁面土圧($H=10\sim20\text{ m}$)の変化

図-6 土圧係数 K と内方への壁変位 δ の関数

