

基礎地盤コンサルタンツの正員 丹下良樹

岐阜大学工学部

正員 岡三三生

岐阜大学工学部

正員 宇野尚雄

1. まえがき

昨年、弾粘塑性構成式を用いた、一次元圧密解析を報告したが、今回は、三次元の弾粘塑性構成式を用い、飽和粘土地盤に、盛土荷重が作用した場合の地盤の挙動を2次元平面ひずみ問題として解析した結果を報告する。解析に用いた構成式は、すでに筆者の1人が提案しているPergyna型の弾粘塑性構成式である。有限要素法による圧密解析法としては、Christianらの方法と同等な赤井・田村の方法を用いており、非線形解析法としては、宋田・関口と同様、増分法を使用した。

2. 構成式

ここで用いた粘土の構成式は、等方的に正規圧密された粘土に対して導びかれたものに、関口らによって導入された相対応力比 $\bar{\sigma}^*$ を適用しており、異方圧密された粘土に対しても適用可能なものである。ただし、 $\bar{\sigma}_{ij}^* = S_{ij}/\sigma_m^*$, $\bar{\sigma}^* = \sqrt{(\sigma_{ij}^* - \bar{\sigma}_{ij}^*)^2 \times \bar{\sigma}_{ij}^* - \bar{\sigma}_{ij}^*(0)}$, S_{ij} : 偏差応力テンソル, σ_m^* : 平均有効応力, $\bar{\sigma}_{ij}^*(0)$ は $\bar{\sigma}_{ij}^*$ の初期値。この場合、静的降伏関数 f_s は次式で表わされる。 $f_s = \bar{\sigma}^*/M^* + \ln \sigma_m^* = \ln \sigma_m^{*c}$ (1)

構成式を書き表わすと次のようになる。 σ_{ij}^{*c} は硬化パラメータである。

$$\dot{\epsilon}_{ij} = \frac{1}{2G} \dot{\sigma}_{ij} + \frac{\kappa}{(1+e)} \frac{1}{\sigma_m^*} \dot{\sigma}_{ij} + \langle \Phi(F) \rangle \left[\frac{1}{M^* \sigma_m^* \bar{\eta}^*} (\eta_{ij}^* - \eta_{ij}^*(0)) + \frac{1}{3\sigma_m^*} \dot{\sigma}_{ij} - \frac{S_{kl} (\eta_{kl}^* - \eta_{kl}^*(0))}{3M^* \bar{\eta}^* \sigma_m^{*2}} \dot{\sigma}_{ij} \right] \quad (2)$$

$$\langle \Phi(F) \rangle = M^* \sigma_m^* C_2 \exp\{m' \ln(\sigma_m^*/\sigma_{me}^*) + m' \bar{\eta}^*/M^* - m' (1+e) v^P / (\lambda - \kappa)\} \quad (F > 0), \quad \langle \Phi(F) \rangle = 0 \quad (F \leq 0) \quad (3)$$

$F = (f - \kappa_s)/\kappa_s$ (4), (f : 動的降伏関数, κ_s : 硬化パラメータ, σ_{me}^* : 初期圧密圧力)
 κ ; $e \sim \ln \sigma_m^*$ 線の膨潤時の傾き, λ ; $e \sim \ln \sigma_m^*$ 線の圧密時の傾き, G : ゼン断弾性係数, e : 間隙比, M^* : Critical Stateでの $\sqrt{J_2}/\sigma_m^*$ の値, J_2 ; S_{ij} の2次不変量, C_2, m' : 粘塑性パラメータで、 $m' = \frac{\lambda - \kappa}{(1+e)\alpha}$, $C_2 = \dot{v}_0^P / M^*$ (α : 2次元幅速度 $\dot{v}_0^P$; 初期粘塑性体積ひずみ速度) の関係がある。

3. 解析方法および計算結果

解析にあたっては、地盤は初期異方的な正規圧密状態にあるとし、自重の影響はないものとしている。水の運動についてはDarcy則に従うものとし、透水性係数 k は次式に従うとした。 $k = k_0 \exp\{-(e_0 - e)/C_k\}$ (5)

(2)式の G は $\sqrt{\sigma_m^*}$ に比例するとしている。計算の要素は三角形エレメント2つで四角形要素を構成した。二次元圧密を行う前に、弾性一次元圧密によって精度を確かめている。表-1に計算に用いたパラメータが示されている。解析は、図-1に示される長方形領域に敷幅5m、最大荷重5tf/m²の盛土が、盛立て期間100日で行われる場合について行われた。排水は上面のみである。図-2は図-1のP点における沈下量と時間の関係を示している。図-3は各節点における600日後の変位を示すものである。荷重載荷直近くで沈下が著しく、深くなるとつれ、側方変位がスリット方向から正方向へと変化していることがわかる。図-4は、盛土法尻部直下Y-Y'断面の側方変位量を時間とともにプロットしたものである。深さ5m付近で最大の側方変位が発生している。図-5は、要素1および13の応力経路を示している。盛土終了時まで $\sqrt{J_2}$, 平均有効応力

κ	0.05
λ	0.231
M^*	0.865
C_k	0.1
e_0	1.50
$G_{(0)}$	20×10^4 (Kgf/m ²)
$\sigma_{22(0)}$	10^4 (Kgf/m ²)
K_0	0.5
Δt	8 hours
C_2	10^{-12} (1/sec)
m'	25.0
k_0	1.16×10^{-8} (m/sec)

Table 1

ともに増加する傾向にあるが、盛土終了後は、圧密により、 σ_v の増加率は減少し、安定な応力状態へ移行してゆくことがわかる。

4. あとがき

2次圧密を示す粘性土においては、時間依存性を表現しうる構成式による解析が必要である。今後実際問題への適用を目差すつもりである。

5. 参考文献 1) 岡・村田(1980), 第35回土木学会年講, III-54, P.107 2) F. Oka(1981), Proc. of ICSMFE Session 1 3) Christian, J.T. & J.W. Boehmer, Proc. of ASCE, Vol. 98, No. SM14, pp.1425~1457 4) 赤井田村(1978), 土木学会論文報告集, 269号, pp. 95~104. 5) 柴田関口(1980), 土木学会論文報告集, 301号, pp. 93~104. 6) Sekiguchi, H. & H. Ohta(1977), Proc. of IC SMFE, Specialty Session 9, pp. 229 - 237.

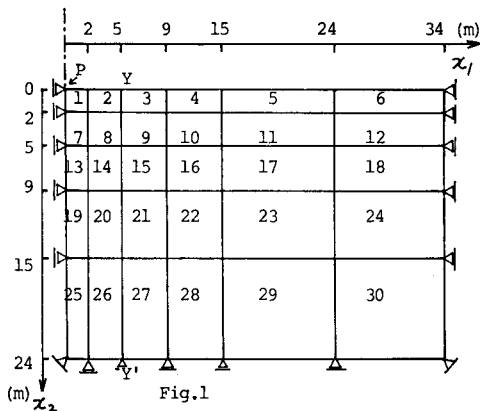


Fig.1

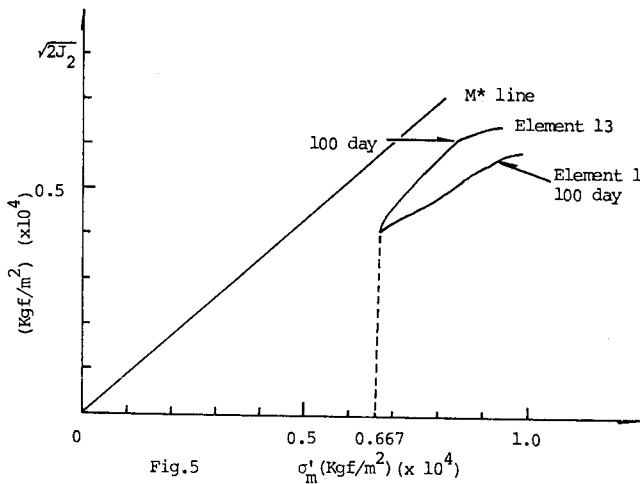


Fig.5

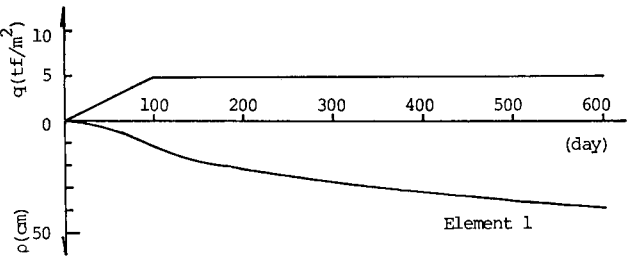


Fig.2

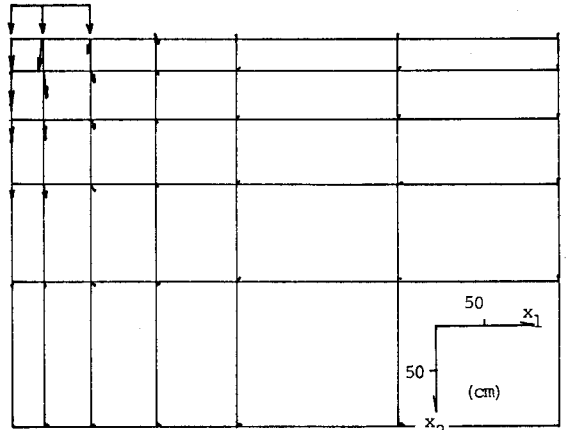


Fig.3

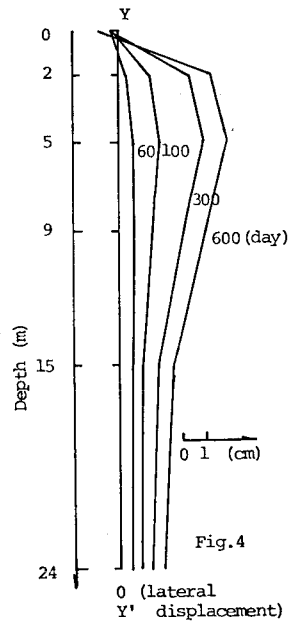


Fig.4