

移動硬化型構成式を用いた粘土地盤の変形解析

岐阜大学 正会員 岡 二三生 岐阜大学 正会員 八嶋 厚

○岐阜大学大学院 学生会員 小野 健司

岐阜大学大学院 学生会員 青山 昌二

1. まえがき

以前発表した移動硬化モデルと等方硬化モデルとの比較において、指数関数型と双曲線型という異なった硬化則を用いていたため、単純な比例荷重時の解析においても、その挙動に大きな違いが生じた。これでは、純粋な比較にならない。そこで、本研究では、両硬化則を指数関数型に統一し比較検討するという形で、解析を行った。

2. 移動硬化型構成式への拡張

新たに導入した移動硬化パラメータ X_{ij}^* を用いて、過圧密粘土の弾粘塑性構成式¹⁾の降伏関数 f と塑性ポテンシャル関数 Φ は以下のように表される。

$$f = \{(\eta_{ij}^* - x_{ij}^*)(\eta_{ij}^* - x_{ij}^*)\}^{1/2} - \kappa_s = 0, \quad f_p = \{(\eta_{ij}^* - x_{ij}^*)(\eta_{ij}^* - x_{ij}^*)\}^{1/2} + \tilde{M} \ln \frac{\sigma_m}{\sigma_{ma}} = 0 \quad (1)$$

移動硬化パラメータ X_{ij}^* は非線形移動硬化則⁴⁾に基づいて、次式のような指数関数型の発展則に従う。

$$dx_{ij}^* = B_1^* (A_1^* d\epsilon_{ij}^{vp} - x_{ij}^* d\gamma^{vp}) \quad (2)$$

前回発表時に用いた等方硬化モデルの硬化則は双曲線型として、(3)式で示さる。一方、今回両硬化則を統一するため用いたのが指数関数型に変形した(4)式である。

$$\eta^* = \frac{G' \gamma^{vp} M_f^{*2}}{(M_f^* + G' \gamma^{vp})^2} \quad (3)$$

$$\eta^* = G' \gamma^{vp} \exp \left(- \frac{G'}{M_f^*} \gamma^{vp} \right) \quad (4)$$

以上の式で A_1^*, B_1^* は移動硬化パラメータ、 γ^{vp} は粘塑性ひずみ速度テンソルの第2不変量、 M_f^* は破壊時の応力比である。ここで、Peirceらの接線剛性法^{2,3)}を用いると応力速度-ひずみ速度関係式は式(5)のようになる。

$$\sigma'_{ij} = D_{ijkl}^{\tan} \epsilon_{kl} - D_{ijkl}^e \frac{\Phi_t}{1+\xi} \frac{\partial f}{\partial \sigma_{kl}} \quad (5), \quad D_{ijkl}^{\tan} = D_{ijkl}^e - D_{ijim}^e \frac{\partial \Phi}{\partial \sigma_{im}} \frac{\theta \Delta t}{1+\xi} \frac{\partial \Phi}{\partial \sigma_{pq}} D_{pqkl}^e \quad (6)$$

$$1+\xi = 1 + (\theta \Delta t) \left(\frac{\partial \Phi}{\partial \sigma_{ij}} D_{ijkl}^e \frac{\partial f}{\partial \sigma_{kl}} - \frac{\partial \Phi}{\partial x_{ij}^*} B_1^* x_{ij}^* P - \frac{\partial \Phi}{\partial x_{ij}^*} B_1^* A_1^* C_{01} \frac{\partial f_p}{\partial S_{ij}} \right) \quad (7)$$

式(5)、(6)、(7)中の Φ は塑性ひずみ速度の大きさを表す関数、 θ は差分化するために用いたパラメータ³⁾であり本解析においては、0.5と定めた。

3. 解析結果と考察

誘導した過圧密粘土の構成式を組み込んだ有限要素プログラムを用いて、圧密非排水三軸試験と盛土載荷をシミュレーションした。表1に材料定数を示し、以下に解析結果を示す。図1,2は1要素供試体について圧密非排水三軸圧縮(伸張)試験を、ひずみ速度0.001(%/min)(時間増分;60s、ひずみ増分;0.001%)で解析した結果である。最大主応力方向が90度回転する伸張側で等方モデルと移動硬化モデルに大きな差異が生じていることがわかる。また図3に示すような有限要素メッシュを用いて盛土基礎地盤の挙動をシミュレートした。載荷速度は50cm/日である。なお盛土材の単位体積重量は $\gamma = 2.0 \text{ tf/m}^3$ とした。地盤内の初期応力は1要素モデルと同様の過圧密比を用いて求めた。図4は盛土直下部の要素7の、図5は盛土法尻部分の要素4の有効応力径路を示したものである。要素7においては両モデルとも同じような挙動を示しているが、要素4においては移動硬化モデルの方が、水平応力成分が大きくなっていることがわかる。また、図6は盛土法尻部下方地盤の側方変位量を示したもので、法尻付近で移動硬化モデルの方が大きな側方変位を生じていることがわかる。図7は破壊時近傍(盛土高49cm)の各節点での変位速度を示したものである。この図より移動硬化モデルの方が法尻付近においてより大きな水平変位を与えることが分かる。また盛土法尻部近傍で両モデルの速度ベクトルに大きな差が見られる。

参考文献

- 1) Oka, F (1992), Int. Symp. on Num. Models. in Geomechanics, pp.45~54.
- 2) Peirce, D., C. F. Shih and A. Needleman (1984), Computer & Structures, 18(5), pp.875~887.
- 3) 小野 健司; 接線剛性法を用いた弾粘塑性有限要素解析, 第47回土木学会年次学術講演会, 1992
- 4) 岩木 宏; 自然粘土の異方応力履歴依存変形特性に関する研究, 岐阜大学修士論文, 1991

表 1 材料定数

等方モデル		移動硬化モデル	
m	12.8	m	12.8
M'	1.25	M'	1.25
C_{su}	9.0×10^{-1}	C_{su}	9.0×10^{-1}
C_{st}	2.85×10^{-1}	C_{st}	2.85×10^{-1}
G^*	150.0	G^*	150.0
現在の応力	0.8	現在の応力	0.8
圧密降伏応力	0.951	圧密降伏応力	0.951
λ	0.355	λ	0.355
κ	0.0477	κ	0.0477
K_s	0.5	Λ_1	1.3064
		D_1	93.34

(応力の単位は kgf/cm^2)

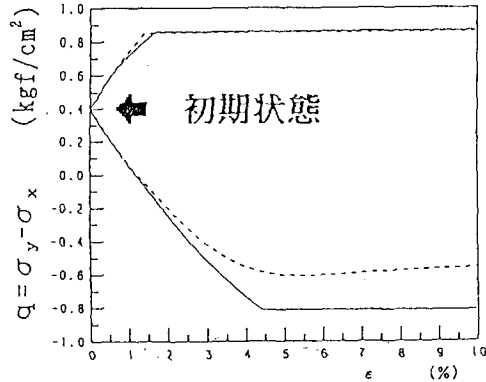


図 2 主応力差-ひずみ関係

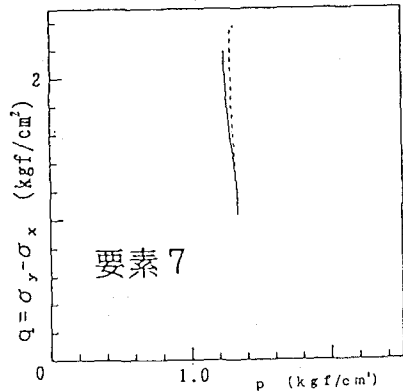


図 4 有効応力径路

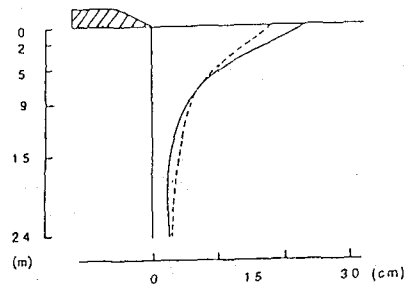


図 6 側方変位

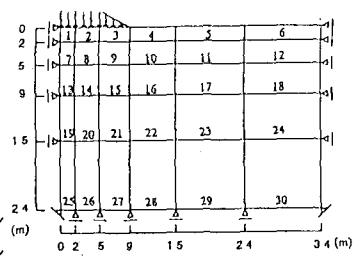


図 3 有限要素メッシュ

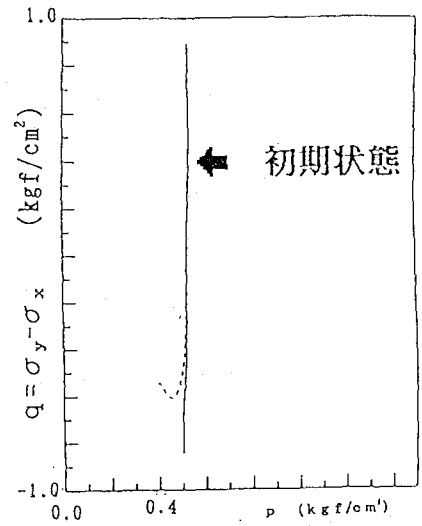


図 1 有効応力径路

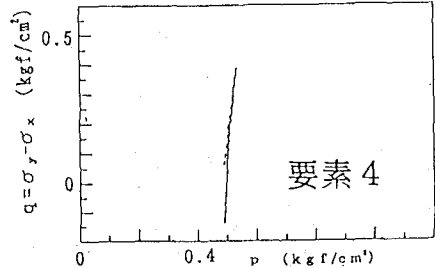


図 5 有効応力径路

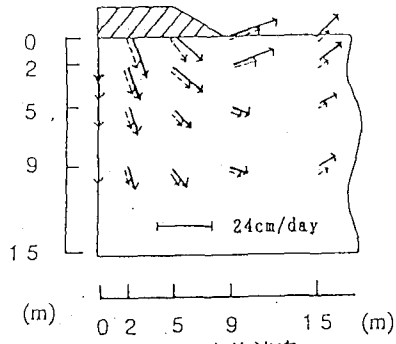


図 7 変位速度