

Ⅲ-178

自然粘土の圧密非排水平面ひずみ試験における中間主応力の変化

岐阜大学 正会員 岡 二三生

岐阜大学 正会員 八嶋 厚

○ 岐阜県庁 正会員 杉江 善信

(元岐阜大学大学院)

岐阜大学大学院 学生会員 安田 克博

1. はじめに

平面ひずみ状態を再現することの可能な三主応力制御型の多軸試験装置を用いて、等方圧密非排水状態で自然粘土の平面ひずみ試験を行い、中間主応力の変化等について報告する。また、岡⁽¹⁾、岡・足立・三村⁽²⁾の弾粘塑性構成式を用いて平面ひずみ解析を行っている。

2. 多軸試験装置

本研究で用いた多軸試験装置(2方向剛板、1方向液圧による载荷)の特徴を述べておく。従来の多軸試験装置は平面ひずみ状態を剛板固定により行っていたため、粘土を試料とした等方圧密からの平面ひずみ試験が困難であった。そこで水平载荷システムを三軸室内に入れ、水平軸方向の変位をサーボ制御器で制御することで、等方圧密からの平面ひずみ試験を可能としている。本試験では、 $80 \times 80 \times 50 \text{ mm}$ の供試体を用いるためラベル型大口径サンプラーで採取された試料を使用した。

3. 試験結果

多軸試験装置を用いて、八郎潟粘土に対して、等方圧密非排水状態で平面ひずみ試験を行った。八郎潟粘土の物理特性については文献⁽³⁾を参照されたい。液性限界が非常に高いため圧縮性の高い粘土である。また、 $P_c = 0.46 (\text{kgf/cm}^2)$ なのでHPS4-5, HPS4-2は過圧密領域での試験、HPS4-6は正規圧密領域での試験となる。試験条件を表.1に示し、試験結果を図.1～図.4に示す。図.3に中間主応力の影響を表す指標としてb値($b = (\sigma'_2 - \sigma'_3) / (\sigma'_1 - \sigma'_3)$)の変化を示す。各試験ともせん断初期に変化し、最終的に $b = 0.6$ あたりに落ち着いていた。図.4の π 面上での応力経路では、応力方向 35° でピークに達した。ここで $q^* = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\sigma'_1 - \sigma'_2)^2 + (\sigma'_2 - \sigma'_3)^2 + (\sigma'_3 - \sigma'_1)^2}$ としている。

表.1 試験条件

試験名	圧密応力 (kgf/cm^2)	ひずみ速度 (%/min.)	間隙比
HPS4-5	0.2	5.74×10^{-3}	4.652
HPS4-2	0.35	5.60×10^{-3}	4.533
HPS4-6	0.5	5.41×10^{-3}	3.909

4. 弾粘塑性構成式による平面ひずみ試験

岡⁽¹⁾、岡・足立・三村⁽²⁾によって提案されている弾粘塑性構成式を用いて平面ひずみ解析を行った。構成式の平面ひずみ条件下($\dot{\epsilon}_{22} = 0$)での S_{22} の形は次式となり、中間主応力は $\dot{\sigma}'_2 = \dot{\sigma}'_m + \dot{S}_{22}$ で表現できる。

$$\dot{S}_{22} = -\frac{2}{3} E C_{o1} \frac{\langle \Phi'_1(F) \rangle \Phi_2(\xi)}{\sigma'_m} \frac{S_{22}}{\sqrt{2} J_2} \quad (1)$$

解析の対象は、八郎潟粘土を用いた平面ひずみ試験(HPS4-2)である。パラメータを表.2に示す。解析結果を図.5～図.7に示す。試験結果と比較してみるとピーク強度、ピークでのひずみは、比較的良く表現できたが、軟化程度での違いがみられた。また、有効応力経路でのせん断初期における平均有効応力の減少をうまく表現することができなかった。図.7にb値と ϵ_{11} 関係を示した。b値については、解析値は0.5で一定のため従来提案されている弾粘塑性構成式では、b値の変化を十分に説明できないことがわかった。

5. まとめ

八郎潟粘土は、b値が圧密圧力に関係なくほぼ0.6を示しているため、圧密圧力が中間主応力にあたえる影響が小さいことがわかった。また、従来の弾粘塑性構成式では中間主応力の影響の変化に対応できないことが明らかになった。

6. 参考文献

- (1) Oka, F. (1982): "Elasto-viscoplastic constitutive equation for overconsolidated clay", Proc. International Symposium on Numerical Models in Geomechanics, Zurich, pp.13-17.
- (2) Oka, F., Adachi, T., Mimura M. (1988): "Elasto-viscoplastic Constitutive Models for Clay", Proceedings of the International Conference on Rheology and Soil Mechanics, M.J., Keedwell ed., Coventry, Elsevier Appl. Sci., UK, 12-16 September, pp.12-28.
- (3) Hambly, E.C. (1972): Geotechnique, Vol.22, No.2, pp.301-317.

Consolidated Undrained Plane Strain Test of A Natural Clay
Fusao Oka, Atsushi Yashima, Katsuhiko Yasuda (Gifu Univ.), Yoshinobu Sugie (Gifu Univ.)

ヤング係数	E	240(kgf/cm ²)
圧密指数	λ	0.515
膨潤指数	κ	0.099
破壊時の応力比	M_f	1.01
最大圧縮点時の応力比	M_m	0.93
軸ひずみ変化速度	$\dot{\epsilon}_{11}$	5.6×10^{-3} (1/sec.)
$\gamma^* \sim \eta^*$ の初期勾配	G_1^*	60
粘塑性 パラメータ	G_2	500
	m_o	13
	C_{o1}	4.0×10^{-8} (1/sec.)
	C_{o2}	8.0×10^{-9} (1/sec.)

表 2: 解析パラメータ

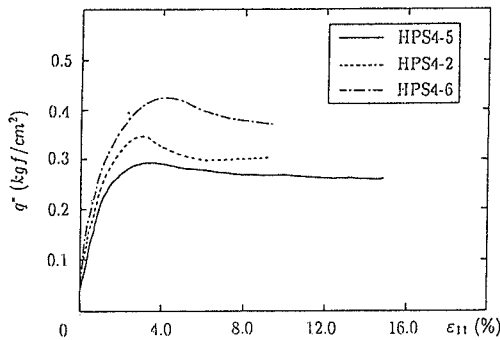


図 1: 応力-ひずみ関係

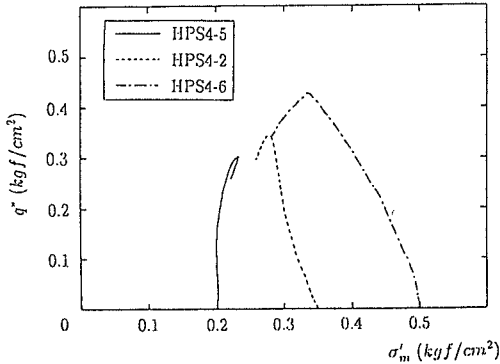


図 2: 有効応力経路

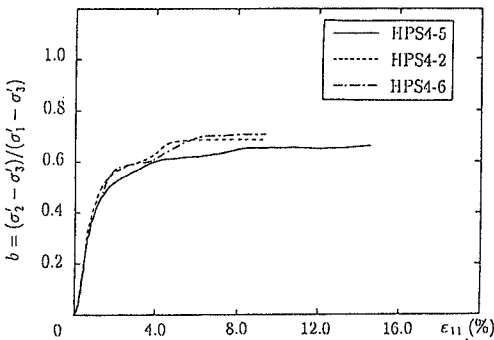


図 3: b 値 - ε₁₁ 関係

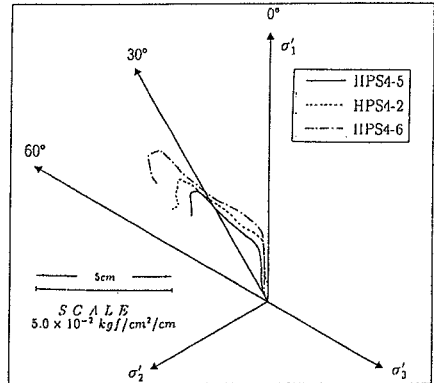


図 4: π 面上での応力経路

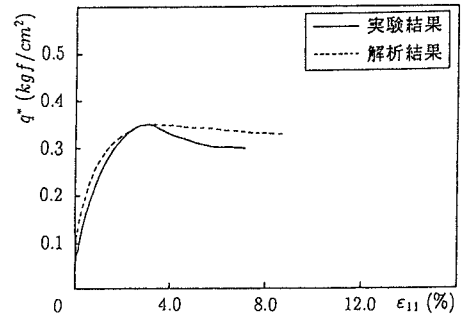


図 5: 応力-ひずみ関係（解析結果）

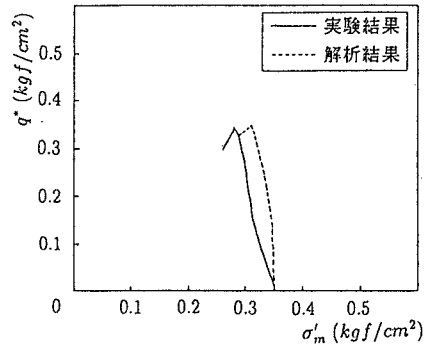


図 6: 有効応力経路（解析結果）

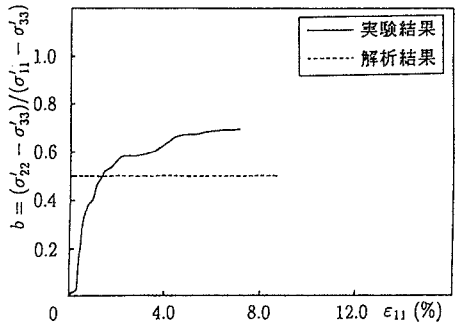


図 7: b 値 - ε₁₁ 関係（解析結果）