

過圧密粘性土の応力比一定試験の結果と応力-ひずみ関係による解析

鳥取大学工学部 正員 清水 正喜

要旨 過圧密粘性土のダイレタンシーと等方圧縮挙動に関する、これまでの実験成果^{(1),(2)}を利用して、弾塑性論に基づく構成式を定式化し過圧密粘性土の応力比一定試験を解析した。解析結果と実験による結果を比較した。

構成式の概要 基本的な考え方 過圧密粘土の变形は、せん断応力レベルと過圧密の程度に依存する複雑なものである。ここでは、土の内部構造は、純粋に p （平均有効応力）の変化による変形（狭義の圧密）とせん断応力に関連した変形（広義のせん断）によりつくられると考える。前者は、せん断応力が作用しないと等方応力による体積変化（ v_c ； p の塑性変位）により、後者は p と一定とした k と g （主応力差）の変化によって発生するダイレタンシー（ v_s ）と p が変化した場合過圧密の程度も変化することによるひずみ ϵ と η （ v_s^p ）で表わされると考えよう。各々が塑性変形の程度を表わす硬化パラメータ ξ_c, ξ_s と(1)式のように関係している。各々の硬化パラメータとも降伏関数を $\xi_c = \xi_c(v_c^p)$; $\xi_s = \xi_s(v_s^p)$ ----- (1)

(2)式で定める。塑性ひずみ増分は、塑性論に基づいて(3)式で与えられる。 g_c, g_s は塑性ポテンシャル、 H_c, H_s は硬化関数であり、 F_c, F_s と $F_s = F_c(p, \xi_c)$; $F_s = F_s(p, g, \xi_s)$ ----- (2)

$$d\epsilon_{ij}^p = d\epsilon_{ij}^c + d\epsilon_{ij}^s ; d\epsilon_{ij}^c = \alpha_c H_c \frac{\partial g_c}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} \quad (3)$$

$$d\epsilon_{ij}^s = \alpha_s H_s \frac{\partial g_s}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} \quad (\alpha_c, \alpha_s = 0 \text{ 又は } 1)$$

もに実験の結果に基づいて定める。

せん断降伏関数 F_s 過圧密比 $n (=p_c/p)$ は先行圧密履歴応力の過圧密粘性土のダイレタンシーは、応力比 $\eta (=q/p)$ が(4)式で与えられる値 η_{DL} に達して顕著に発生し、 $\eta < \eta_{DL}$ においては発生しないと考えられるので、 $\eta = \eta_{DL}$ を初期降伏関数とし、さらに、 F_s を(5)式のように定める。

$$\eta_{DL} = M_{DL} (\ln n)^{M_{DL}} \quad [M_{DL}, m_{DL} \text{ は定数}] \quad (4)$$

$$F_s = f(p, g) - \xi_s ; f(p, g) = p \exp \left\{ \eta / M_{DL} \right\}^{V_{mol}} \quad (5)$$

塑性ポテンシャル g_s (5)式の降伏関数と関連流小則に適用すると、応力比 η とひずみ増分 ϵ の関係は n に拘らず η にのみ関係する。塑性ポテンシャル g_s は、 p -一定試験により得られた応力比-ひずみ増分 ϵ と η の関係を図1のようにモデル化して決定した。

g_s の諸偏微分形は(6),(7)式で与えられる。同式において、 M

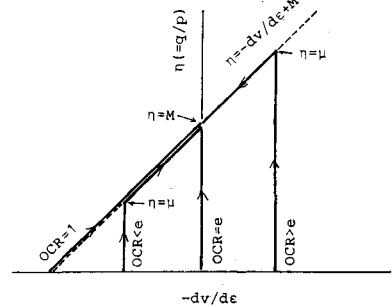


図1. 応力比 η とひずみ増分 ϵ の関係

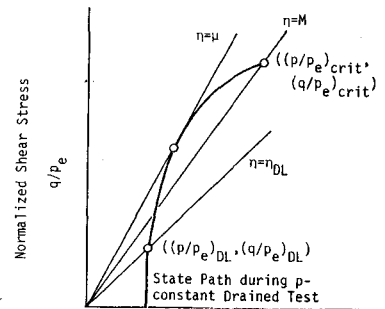


図2. 正のダイレタンシーのモデル化

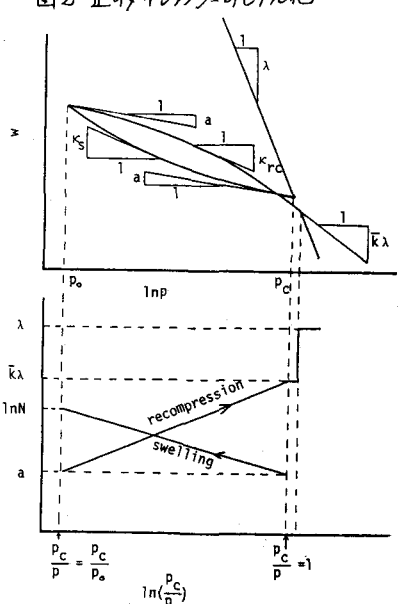


図3. 等方圧縮下の圧縮・膨張指数と p - q 関係

は、(8)式で与えられる η の関数であり、 $\eta=\mu$ に達すると応力比 $\sim$ ひずみ増分比関係がCam Clay モデルのエネルギー式になる；さらに $\eta=\mu$ に達すると (p, q, w) 空間における状態境界面に到達することを意味する。⁽²⁾

$$\partial \eta / \partial p = -M \{ (\ln p / p)^m - 1 \} ; \partial \eta / \partial q = 1 \quad (\eta \leq \mu \text{ のとき}) \quad (6)$$

$$\partial \eta / \partial p = M - \eta ; \partial \eta / \partial q = 1 \quad (\eta \geq \mu \text{ (} n \leq e \text{) かつ } \eta \text{ は } p \text{ 後 (} n \geq e \text{))} \quad (7)$$

$$\mu = M_{\mu} (\ln n)^{m_{\mu}} \quad (M_{\mu}, m_{\mu} \text{ は定数 ; } M_{\mu} = M) \quad (8)$$

硬化関数 H_s 正規・過圧密を問わずダイレタンシー v_D は、 n に依存する関数 f_D を用いて(9)式で表わされる。 f_D は、正のダイレタンシーを生ずる $n > e$ の場合には、 p -一定時に $(p/p_e \equiv X, \delta/p_e \equiv Y)$ 面上で図2に模式的に示す二次曲線の軌跡を描くと仮定することにより決定される⁽¹⁰⁾。一方負のダイレタンシーは、正規圧密工の p -一定時の $\eta \sim \varepsilon$ 関係が(11)式の双曲線で近似できることと、応力比 $\sim$ ひずみ増分比関係が図1のように与えられることを用いて決定した(12)式。(9)式の関係は(3)式に適用すべし

$$d v_D \equiv d v_s^P / d p_{p=0} = f_D \cdot d \eta \quad (9)$$

$$f_D(p) = \lambda G_s / [(1 + w G_s) \{ g - (2A(Xc - X) + B)p \}] \quad \text{ここに、}$$

G_s = 土粒子比重； λ = 正規圧縮指数； X_c = critical state における X の値(定数)； $A = (B - \mu)^2 / 4(\mu X_c - Y_c)$ ； $B = \mu - 2(\Delta + \sqrt{\Delta N})$ ； $\Delta = X_c(\mu - M) / (X_c - X_{DL})$ ； $N = X_{DL}(\mu - \eta_{DL}) / (X_c - X_{DL})$ [添字の DL は $\eta = \eta_{DL}$ に対応している] ----- (10)

$$\eta = \varepsilon / (A_s + B_s \varepsilon) \quad (A_s, B_s \text{ は定数}) \quad (11)$$

$$f_D(w) = A_s(M - \eta) / \{ p(1 - B_s \eta)^2 \} \quad (12)$$

ば、 H_s は(13)式で与えられる。

$$H_s = f_D / (\partial \eta / \partial p \cdot \partial \eta / \partial q) \quad (13)$$

硬化パラメータ Σ_s Pragerの適合条件式⁽³⁾と(3)式より、 Σ_s の v_s^P に対する変化は式(14)で表わされる。

$$d \Sigma_s / d v_s^P = 1 / (\partial \eta / \partial \Sigma_s \cdot H_s \cdot \partial \eta / \partial p) \quad (14)$$

等方圧縮膨潤再圧縮特性 広義の圧縮指数 K ($= -dw/d\ln p$)

は図3に示すように K と η とに変化すると仮定し、実験的に既に検証した⁽¹⁾膨潤指数 K_s 、再圧縮指数 K_{rc} は、式(15)、(16)のようになる。状態境界面上では $K_{rc} = \lambda$ となる。

$$K_s = a + 2b \ln n \quad (a, b \text{ は定数}) \quad (15)$$

$$K_{rc} = -(\bar{K}\lambda - a) \ln n / \ln N - \bar{K}\lambda \quad \text{ここに、} N \text{ は再圧縮開始時の過圧密比；} \bar{K} = (C \ln N + d) / \lambda \quad (C, d \text{ は定数}) \quad (16)$$

以上の指数を用いて、任意の p の変化に対する塑性体積ひずみは(17)式で与えられる。さらに(17)式の関係から、圧密に使う

$$d v_{co}^P = f_c \cdot dp ; f_c = G_s(K - a) / (1 + w G_s) \quad \text{ここに、} dp > 0 \text{ のとき} \quad (17)$$

$$\text{また } K = K_{rc} , dp < 0 \text{ かつ } K = K_s \quad (18)$$

る降伏関数 f_c 、硬化関数 H_c 、塑性ポテンシャル g_c は、(18)~(20)式で与えられる。ここでは、関連流氷則を適用している。また(18)式からわかるように、 K 、 η 、 v 、 p の関係はつねに降伏している。

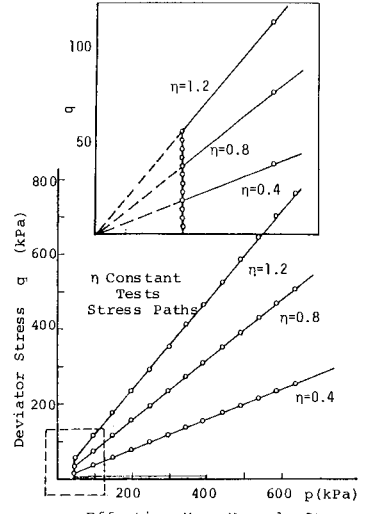


図4. 応力比一定試験有効応力経路

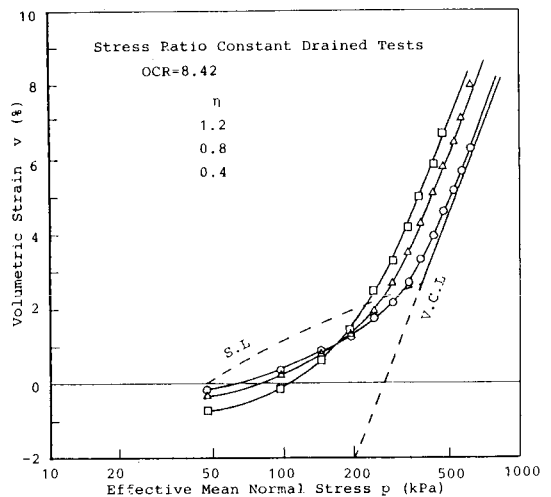


図5(a) 体積ひずみ $v \sim \log p$ 関係(実験値)

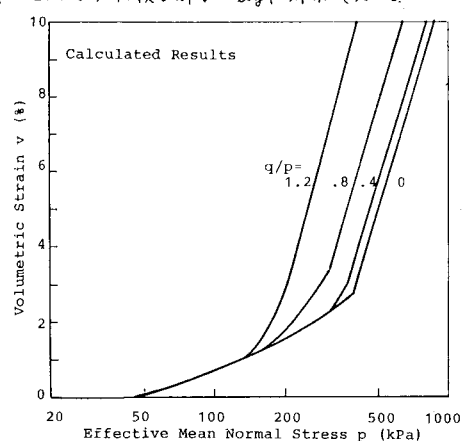


図5(b) 体積ひずみ $v \sim \log p$ 関係(計算値)

$$F_c = p - p_a \quad p_a \text{ は現在の } p \text{ の値} \quad \dots \dots \dots (18)$$

$$H_c = 3 f_c \quad \dots \dots \dots (19) \quad q_c = F_c \quad \dots \dots \dots (20)$$

応力比一定試験の解析 実験の概要 通称藤の森粘土⁽¹⁾⁽²⁾を用いて、図4に示す応力経路に沿って応力比一定試験を行った。p = 392 kPa で等方的に正規圧密した後、p = p₀ = 46.6 kPa で等方的に膨張させた (N = 8.42)。所定の応力比 q₀ (0.4, 0.8, 1.2) で p を一定とせしめ断した後、応力比 q = q₀ の条件下で p を増加させて異方圧密を行った。実験は、Nギタイプ9三軸試験機を使用し、応力制御による、p と各荷重段階の圧密時間 1440 分である。

実験の結果 図5(a)に log p と v の関係と、図6(a)に p と ε の関係を示した。両図の y 軸は、等方膨張後 p を一定とせしめ断直前の状態を基準としてある。図5(a)より、v は、q₀ が大きいほど大きい変化を示し、処女圧縮曲線 (V.C.L) に平行になるところは小さい。これらの挙動は、q₀ が大きいほど早く塑性状態に達し、かつ状態境界面に到達する p が小さいことを意味している。図6(a)のせん断直前までは、q が一定であるにもかかわらず発生している、たとえば Pender⁽⁴⁾に代表されるような近圧密粘土に対する降伏関数として q = 一定とする立場では、この現象を表現できないことを示している。

構成式による解析 計算に用いた定数は表に示した通りである。これらの値は、過去の研究から定められたものであり、土の種類が異なれば異なるものである。計算の結果を図5(b)、図6(b)に示した。各々、実験の結果と比較する。構成式に用いた仮定によって、q₀ に応じたひびきみは発生しないので、図5(b)において、v がつねに正になっている点と除けば、v と log p の関係は、実験事実とかなり良く表現できている。一方、図6(b)において、q₀ が大きい場合 (1.2) には、p = 150 kPa 付近で非常に大きな ε が発生して事実と致意している。これは、負のダイレタンシーの度式化において、(1)式の双曲線を用いたために、q = 1.2 (M=1.4) においておこる ε が発生したことに対してである。q₀ が小さい場合には、実験の傾向をよく表現していると思われる。

結論 実験から明らかとなる特性をできるだけ忠実に構成式に取り組むという考え方に立っているために、構成式がかなり複雑になっている。本構成式の基本的立場、即ち、等方応力変化による圧密とせん断と関連したダイレタンシーを別々に降伏関数に取り入れるという考え方は、複雑な土の挙動を表現するうえで有効であると思われる。

謝辞 本研究の実験は、著者が京都大学防災研究所在勤中に得たものであり、御指導を賜う、同研究所柴田敏教授に謝意を表する次第である。『力学的理論』(4) Pender (1978) Geotechnique, Vol.28, No.1

参考文献 (1) 清水 (1978) 京大防災研年報 Vol.21 No.B-2 (2) Shimizu (1982) Soils & Foundations, Vol.22, No.4 (3) Fung (1965): 図件

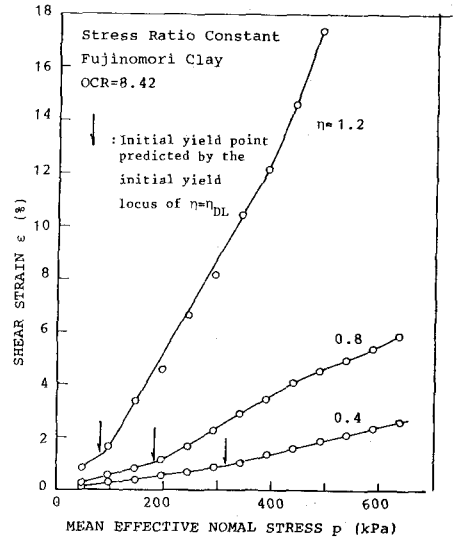


図6(a) せん断直前まで p 関係 (実験)

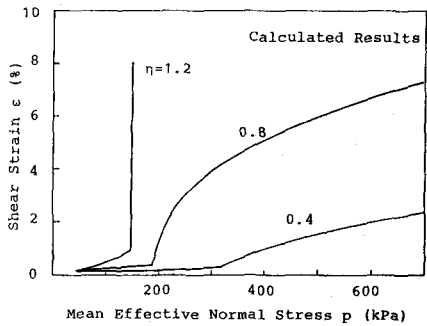


図6(b) せん断直前まで p 関係 (計算)

表 計算に用いたパラメータの値

圧密に関するもの		せん断に関するもの	
G _s	2.65	M	1.4
a	4.39 × 10 ⁻³	A _s	0.0123
b	1.59 × 10 ⁻³	B _s	0.679
c	3.46 × 10 ⁻³	m	0.428
d	5.00 × 10 ⁻³	M _{DL}	0.935
λ	4.34 × 10 ⁻²	m _{DL}	0.567