

軟弱粘土の二次元圧密模型実験とその解析

長崎大学工学部 正 棚橋由彦 同 伊勢田哲也

" 学 間鍋正哉 同 青柳隆浩 同 成富博範

1. まえがき

軟弱地盤上に盛土等を築造する場合、地盤は長時間にわたって大きな沈下変形を伴う。それら周辺地盤をも含めた二次元的な経時変形挙動の解析手法の確立が急務である。上記の事情をふまえ、先に報告した弾塑性応力ひずみ時間関係⁽¹⁾を有限要素法に適用し、諫早市本明川の有明海成粘土を試料とした漸増盛土の模型実験による実測値と解析結果の比較検討により、その有用性を確かめたものである。

2. 模型実験

i) 試料土性: 用いた試料は諫早市本明川支流の半造川河川敷より採取した高含水比の有明海成粘土であり、日本統一土質分類ではCHに属する。試料は4mmフルイにかけ、含水比140~160%に調整したものをを用いた。主な土性を表-1に示す。

ii) 実験装置・測定方法: 実験槽は長さ120cm、深さ90cm幅30cmの鋼製の箱で、前面にアクリル板を取りつけて土中の変位を観測できるようにした。載荷装置は盛土荷重のフレキシブルな荷重をシミュレートできるように、3×29mmの7個の独立な載荷盤を用い、その下にゴムマットを敷いた。載荷盤各々に7本のアームを左右対称の階段荷重を載荷することにより、盛土荷重に近似させた。試料の層厚は20, 40, 65cmの3ケース、試料の成形は等分布に先行荷重 $q = 13.7 \text{ kPa}$ を載せ12日間放置し、過圧密状態を作った。測定方法は荷重段階を8段階とし、盛土高1mすなわち中央の載荷板の荷重強度15.7 kPaまで順次載荷し、地表面の沈下・隆起量、載荷板の沈下量、地中に埋設した標点の移動を測定した。

3. 解析

i) 構成則: 弾塑性応力ひずみ時間関係式の誘導過程は文献(1)に詳しいので、ここではFEM荷重増分法プログラムに組み込んだ平面ひずみ条件の増分式を掲げておく。(y方向が平面ひずみ方向)

$$\{d\sigma\}^t = L_p \cdot D' \cdot L_p^t \cdot \{d\epsilon\}^t$$

ここに $\{d\sigma\} = \{d\sigma_x, d\sigma_z, d\tau_{zx}\}$, $\{d\epsilon\} = \{d\epsilon_x, d\epsilon_z, d\gamma_{zx}\}$

$$L_p = \begin{bmatrix} \cos^2\theta & \sin^2\theta & -2\sin\theta\cos\theta \\ \sin^2\theta & \cos^2\theta & 2\sin\theta\cos\theta \\ \sin\theta\cos\theta & -\sin\theta\cos\theta & \cos^2\theta - \sin^2\theta \end{bmatrix} \quad \begin{array}{l} \text{なお、}\theta\text{は最大主応力増分軸が}X\text{軸と時計ま} \\ \text{わりになす角度であり、次式で与えられる。} \\ \theta = 1/2 \cdot \arctan \{2d\tau_{zx} / (d\sigma_x - d\sigma_z)\} \end{array}$$

$$D' = \frac{1}{Q} \begin{bmatrix} P_{22} & -P_{12} & 0 \\ -P_{21} & P_{11} & 0 \\ 0 & 0 & P_{33} \end{bmatrix} \quad \begin{array}{l} P_{11} = C_{11} - C_{12} \cdot C_{31} / C_{22} \\ P_{12} = C_{23} \cdot (1 - C_{12} / C_{22}) \\ P_{21} = C_{31} \cdot (1 - C_{12} / C_{22}) \\ P_{22} = C_{33} - C_{12} \cdot C_{23} / C_{22} \\ P_{33} = 2 \cdot (C_{33} - C_{31}) \end{array}$$

$$\text{ここに } Q = \det \begin{bmatrix} P_{11} & P_{12} \\ P_{21} & P_{22} \end{bmatrix}$$

表-1 試料土性

比重	Gs	2.49
自然含水比	Wn	155.92 %
液性限界	WL	80.2 %
塑性限界	WP	49.5 %
塑性指数	Ip	30.7 %
湿潤単位重量	Yt	13.1 kN/cm ³
間ゲキ比	e	3.88

表-2 所要パラメーター

弾塑性パラメーター		時間パラメーター	
λ	0.470	k	14.099
		a	596.25
κ	0.087	b	0.584
μ	0.371	m_2	0.699
ν	0.047	m_3	0.718
M_0	0.593	寸法効果パラメーター	
N_0	0.509	n_c	1.0
		n_d	0.0
		n_s	0.0

$$C_{11} = \{(S_c + 3S_s) + \sqrt{2}S_d\} / 9$$

$$C_{23} = \{(2S_c - 3S_s) - 2\sqrt{2}S_d\} / 18$$

$$C_{22} = (S_c + 3S_s) / 9$$

$$C_{31} = \{(2S_c - 3S_s) + 2\sqrt{2}S_d\} / 18$$

$$C_{33} = \{(S_c + 3S_s) - \sqrt{2}S_d\} / 9$$

$$C_{12} = (2S_c - 3S_s) / 18$$

$$S_c = S_c^e + S_c^{vp} = \frac{1}{1+e} \cdot \frac{1}{p} \left[K + (\lambda - K) \frac{e + a \cdot b (\log t_{fc} / \log 2)}{e + a \cdot b (\log t / \log 2)} \right]$$

所要パラメータは14個

$$S_d = S_d^e + S_d^{vp} = \frac{1}{1+e} \cdot \frac{1}{p} \left[0 + M (t / t_{fd})^{1-m_d} \right]$$

弾塑性パラメータ: $\lambda, K, M, \nu, M_0, N_0$

$$S_s = S_s^e + S_s^{vp} = \frac{1}{p} \left[\nu + \frac{1}{1+e} \frac{N_0}{M_0 - \eta} (t / t_{fs})^{1-m_s} \right]$$

時間パラメータ: t_e, a, b, m_d, m_s

寸法効果パラメータ: n_c, n_d, n_s

なお、 S_c は従来の式では有明粘土の圧密特性を表現できないため、ロジスティックカーブを用い、上式のように変えた。上式中の間隙比 e は次の漸化式に従う。 $e_i = e_{i-1} - dV(1 + e_{i-1})$

$$\text{また } p = (\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z) / 3, \quad q = \{(\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2 + (\sigma_x - \sigma_y)^2\}^{1/2} / 3$$

$$\eta = q / p = \{(\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2 + (\sigma_x - \sigma_y)^2 + 6(\tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2 + \tau_{xy}^2)\}^{1/2} / (\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z)$$

$$t_{fc} = (He / H^*)^{n_c} \cdot t^*$$

ここに、 H^* : 供試体の有効排水距離

$$t_{fd} = (He / H^*)^{n_d} \cdot t^*$$

He : 各要素の "

$$t_{fs} = (He / H^*)^{n_s} \cdot t^*$$

t^* : 室内試験における一荷重増分あたりの測定時間

最後に降伏条件式は、圧密に対して $\xi = \xi_m$ 、せん断に対して $\eta = \eta_m$ 。ここに $\xi = p / p_0$ で平均主応力 p を大気圧 p_0 で除した無次元量、 η は正八面体応力比、 ξ_m, η_m は各々 ξ, η が現在までに経験した最大値である。したがって(2)式は $\xi = \xi_m$ かつ $d\xi > 0$ and $\eta = \eta_m$ かつ $d\eta > 0$ の場合の式であり、 $\xi < \xi_m$ または $d\xi < 0$ のとき $S_c^{vp} = 0$ 、 $\eta < \eta_m$ または $d\eta > 0$ のとき $S_d^{vp} = S_s^{vp} = 0$ を代入する。

ii) 所要パラメータ: 解析に用いたパラメータは、所要室内試験(等方圧密試験、平均主応力一定試験)の結果を整理して求めた。得られたパラメータを表-2に示す。なお、寸法効果パラメータ n_c, n_d, n_s は今後の実験により決定されるものであり、今回は表のように仮定した。

iii) 解析方法および条件: 解析モデルは模型実験に合わせ図-1のようにした。解析方法は実験に合わせ8段階荷重とし、各段階ごとの時間間隔も一致させた。

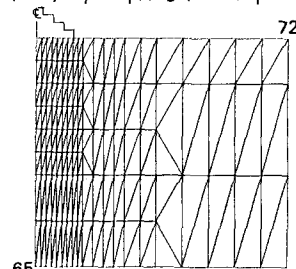


図-1 解析モデル

4. 実測値と計算値の比較および考察

ここでは一例として層厚65cmのケースの比較例を示す。

i) 地表面鉛直変位: 地表面の最終沈下変形の実測値と計算値を図-2に示す。載荷直下における沈下はかなりよく一致しているが、中央から遠ざかるにつれて計算値は実測値をうわまわる。また実測値には隆起がみられるのに対し、計算値はそれを表現していない。

ii) 地盤内変位: 地盤内任意点(図中A,B点)の鉛直変位の経時変化の比較例を図-3に示す。計算値と実測値の対応は良好である。ただし水平変位は計算値が実測値を過小評価する傾向がうかがえる。詳細は会場で報告の予定である。

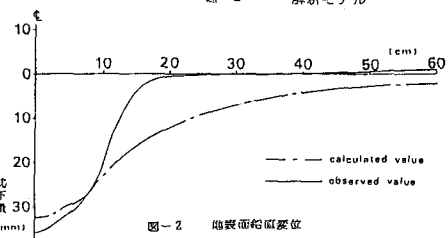


図-2 地表面鉛直変位

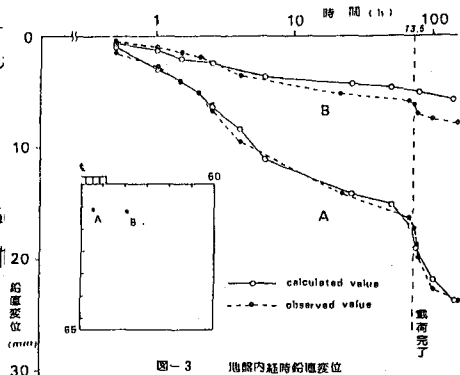


図-3 地盤内経時鉛直変位

5. まとめ

両者の比較から、せん断ひずみ増分の剛性を示す S_s 項の評価に問題があるように思われる。今後 S_s 項の再評価について検討していきたい。なお計算には長崎大学情報処理センター FACOM M180AD II を使用したことを附記する。

引用文献(1)棚橋, 伊勢田; 第16回土質学会研究発表会講演概要 5月, 1981