

Ⅲ-A62

粘土を対象とした二重負荷曲面を持つ構成式の検討

徳島大学工学部 正 望月 秋利
基礎地盤コンサルタンツ(株) 正 ○西岡 壮志
(株)大林組技術研究所 正 高橋 真一

1. 研究の目的 従来土構造物の安定問題は、滑動力の極限状態の釣り合い状態を検討する場合がほとんどであった。しかし、重要構造物や特殊構造物の場合それだけでは十分ではなく、破壊に至るまでの変形を含めた検討が重要になっている。

筆者らは三主応力制御型試験装置を用いた種々の応力経路のせん断試験を行い、構成式を検討した。その結果、土の降伏や破壊の挙動を表現するには「非関連流動則を適用した二重負荷曲面を持つ構成式」が必要との結論を得て、砂を対象とした「二重負荷曲面を持つ構成式」⁽¹⁾を開発した。また粘土の非排水せん断

に関する研究⁽²⁾から、図-1に示すように「粘土の非排水状態では常に平均主応力の増加に伴う間隙水圧、せん断に伴う間隙水圧が発生する」ことを示した。これらの結論より、「平均主応力の増加による塑性特性」と「せん断による塑性特性」とを分けて扱うことのできる負荷関数を開発し、一般全応力法⁽³⁾の立場から粘土を対象とした「二重負荷曲面を持つ構成式」を組み立てることが本論文の目的である。二重負荷曲面を持つ構成式の考え方を基本として、粘土特有の特性である、① σ_c を持ち過圧密と正規圧密では強度が変わる点、② c, ϕ を有する点、を考慮したモデルを検討した。

2. 構成式の基本的な考え方 全ひずみ増分($d\epsilon_{ij}$)は弾性ひずみ増分($d\epsilon_{ij}^e$)と塑性ひずみ増分($d\epsilon_{ij}^p$)に分けて式(1)で表し、塑性ひずみ増分はさらに塑性圧縮ひずみ増分($d\epsilon_{cij}^p$)と塑性せん断ひずみ増分($d\epsilon_{sij}^p$)に分けて式(2)で表す。

$$d\epsilon_{ij} = d\epsilon_{ij}^e + d\epsilon_{ij}^p \quad \cdots (1) \quad d\epsilon_{ij}^p = d\epsilon_{cij}^p + d\epsilon_{sij}^p \quad \cdots (2)$$

表-1にここで提案する構成式の概略を示すとともに、以下にその内容を説明する。

(1) **塑性圧縮ひずみ増分** ひずみ増分量は平均主応力増分に関して発生すると考え、負荷関数(f_c)を式(5)(表-1参照)とした。またひずみ増分方向は、三次元応力場の原点から放射方向に発生すると考えたので、塑性ポテンシャル(g_c)にはCAP型モデル(式(6);表-1)を用いた。

(2) **塑性せん断ひずみ増分** 図-2は小野原粘土⁽²⁾の「中間主応力一定・平均主応力一定CU試験」の結果で、粘土のCU条件下のせん断の破壊包絡線は円形である。したがってせん断の負荷関数(f_s)は、

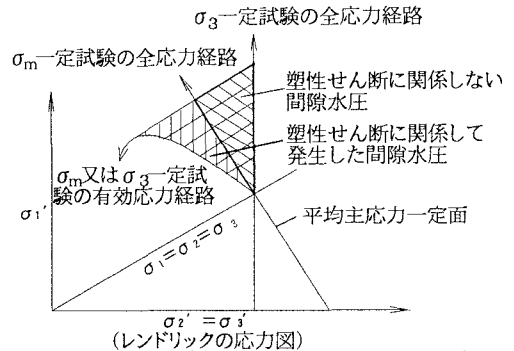


図-1 非排水せん断で発生する過剰間隙水圧

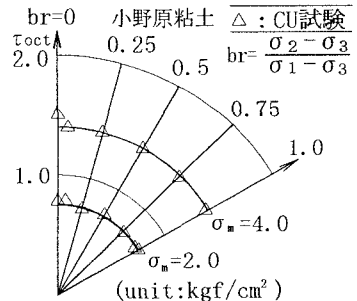


図-2 塑性せん断の破壊基準(1)

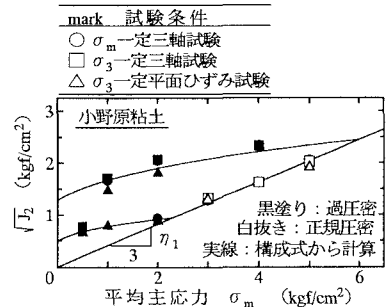


図-3 塑性せん断の破壊基準(2)

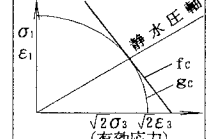
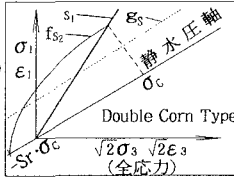
Keywords: 粘土、CU条件、二重負荷曲面、構成式

〒770-0814 徳島市南常三島町2-1 徳島大学工学部 Tel 0886-56-7305 Fax 0886-56-7328

〒102-0073 東京都千代田区九段北1-11-5 基礎地盤コンサルタンツ(株) 技術開発部 Tel 03-3263-3611 Fax 03-3230-0245

〒204-0011 東京都清瀬市下静戸4-640 (株)大林組 技術研究所 土木第1研究室 Tel 0424-95-0927 Fax 0424-95-0903

表-1 負荷関数、塑性ポテンシャルの概略図

弾性ひずみ増分 ($d\varepsilon_{ij}^e$)	塑性ひずみ増分 ($d\varepsilon_{ij}^p$)	
	塑性圧縮ひずみ増分 ($d\varepsilon_{ij}^{pc}$)	塑性せん断ひずみ増分 ($d\varepsilon_{ij}^{ps}$)
$E=E_0 \sigma_m^m$ (3) $\nu=\text{一定}$ (4)	・ 負荷関数 : $f_c=I_1$ (5) ・ 塑性ポテンシャル : $g_c=I_1^2-2I_2$ (6) 	・ 各圧密域の負荷関数 - 正規圧密 : $f_{s1}=(J_2)^{1/2}/I_1$ (7) - 過圧密 : $f_{s2}=(J_2)^{1/2}/I_1^m$ (8)⁵⁾⁶⁾ ・ 統合した負荷関数 $f_s=(J_2)^{1/2}/I_1^m/\eta_2$ (9)⁶⁾ $(\eta_2=\sigma_c \eta_1/\{\sigma_c(1+Sr)\})^m$ 7) ・ 塑性ポテンシャル $g_s=J_2^{1/2}$ (10) 

1) 図はレンドリック応力図 2) 静水圧軸 ($\sigma_1=\sigma_2=\sigma_3$, $\varepsilon_1=\varepsilon_2=\varepsilon_3$) 3) $I_1, I_2, I_3=1, 2, 3$ 次 of 応力不変量
4) $J_2=2$ 次 of 偏差応力不変量 5) $m=0.27$ 6) $I_1'=I_1+3S_r \sigma_c$ 7) $\eta_1=0.41$

π 面上で円形である拡張 von Mises

式を修正した式を用いた(塑性ポテンシャルも同じとした)。また正規圧密域、過圧密域にまたがるせん断特性は「Double-Corn(2つの降伏曲面を持つ)型」の負荷関数(式(7)(8); 表-1)を用いて表現した(図-3)。塑性ポテンシャルは体積ひずみを考え

ないので Original von Mises 式を用いた(式(10); 表-1)。

3. 三軸試験との比較による検証 図-4 は三軸試験結果(CU)と解析結果の応力～ひずみ関係である。正規圧密域、過圧密域の応力～ひずみ関係を適切に表現することができている。

4. 圧密解析例 開発した構成式を Biot 式(Biot の圧密理論)に組み込み、FEM 解析を実施して特性を調べた(表-2)。解析モデルは粘土地盤上への盛土を、盛土による沈下と過剰間隙水圧の挙動を検討した。計算ケースは $\sigma_c=1.0 \text{ kgf/cm}^2$ を想定した弾塑性モデルについて実施した。

図-5、図-6 にそれぞれ時間～沈下関係と時間～過剰間隙水圧関係を示す。弾塑性解析では載荷応力の最大 1.6 倍の過剰間隙水圧が発生し、Mandel-Crayer 効果がうまく表現されている。また 2 次元圧密解析による沈下は 1 次元圧密による沈下よりも大きく、解に矛盾がない結果となった。

5. 結論 (1) 粘土の正規圧密域、過圧密域のせん断特性を圧密降伏応力を関数とする負荷関数で表現した。

(2) FEM 解析に適用した結果、Mandel-Crayer 効果を確認し、1 次元解析と 2 次元解析の結果にも矛盾がなく弾塑性解析に問題がないことを確認した。

参考文献 (1) 蔡, 望月, 高橋: 砂の σ_m 一定・平面ひずみ試験と二重負荷曲面を持つ構成式の検討, 土木学会論文集 No. 487/Ⅲ-26, PP 197-206, 1994. 3
(2) 望月, 三笠, 勝田: 平均主応力一定試験と強度の整理方法, 土木学会第 40 回年次学術講演会, PP 495-496, 1985 (3) 望月, 三笠: フィルダムの安定解析法—一般全応力法と有効応力法の比較—, 土と基礎, 32-4, PP19-26, 1984

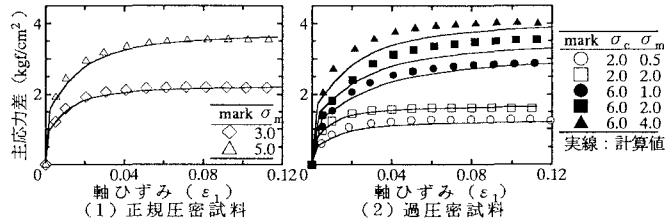


図-4 構成則と実験結果の比較

表-2 解析ケース

材 料	小野原粘土(洪積粘土)
モデル	弾塑性 ($P_c=1.0 \text{ kgf/cm}^2$)
解 析 地 盤	(1) 盛土(弾性) $\gamma_t=1.8 \text{ gf/cm}^3$ 上面を排水面とした (2) 過剰間隙水圧消散まで圧密 (弾塑性 or 弾性)

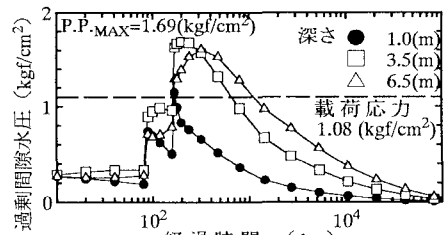


図-5 時間～過剰間隙水圧関係

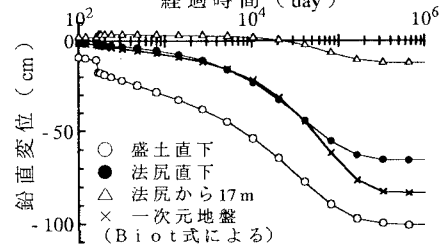


図-6 時間～地表面沈下関係