

境界面における不完全な拘束ダイレイタンスーのモデル化に関する研究

大阪大学 工学部○ 辛 嘉靖

大阪大学 工学部 松井 保

大阪大学 大学院 巖谷 亮太

1. はじめに

補強斜面の挙動を予測するためには、土と補強材の境界面におけるせん断摩擦特性を十分把握することが必要である。著者らは、境界面における拘束状態のダイレイタンスー挙動を表現するための力学モデルを、すでに提案している¹⁾。

本報告では、Generalized plasticity theory²⁾を用いて、不完全な拘束ダイレイタンスーをモデル化し、その挙動を検討した結果を報告する。

2. 解析モデル

クーロンの降伏関数と関連流れ則に基づいた境界面における拘束ダイレイタンスー特性は既に求められている(松井・辛, 1989)。すなわち、この簡単な弾塑性理論を用いると、境界面におけるせん断過程下のダイレイタンスー状態にある鉛直応力の増分は次式で示される。

$$d\sigma_n = \frac{K_n K_s \tan \phi}{K_s + K_n \tan^2 \phi} ds \quad (1)$$

ここに、 K_n 、 K_s はそれぞれ境界面の垂直およびせん断弾性係数、 ϕ は内部摩擦角、 $d\sigma_n$ は垂直応力増分、 ds はせん断変位増分である。

また、Generalized plasticity theoryを用いると、式(1)は次式のように変形される。

$$d\sigma_n = -\frac{n_{\sigma 1} n_{\tau 2} K_n K_s}{H + (n_{\tau 1} n_{\sigma 1} K_n + n_{\sigma 2} n_{\tau 2} K_s)} ds \quad (2)$$

ここに、 $n_{\sigma 1}$ 、 $n_{\sigma 2}$ は塑性ポテンシャル面における垂直およびせん断応力の単位ベクトル成分、 $n_{\tau 1}$ 、 $n_{\tau 2}$ は塑性降伏面における垂直およびせん断応力の単位ベクトル成分、 H はひずみ硬化係数である。

塑性ポテンシャル面および降伏面における単位ベクトル成分はそれぞれ次式で表される。

$$(n_{\sigma 1}, n_{\sigma 2}) = (d_{\sigma}, 1) \frac{1}{\sqrt{1 + d_{\sigma}^2}}, \quad (n_{\tau 1}, n_{\tau 2}) = (d_{\tau}, 1) \frac{1}{\sqrt{1 + d_{\tau}^2}} \quad (3)$$

ここに、 $d_{\sigma} = (1 + \alpha)(M_{\sigma} - \eta)$ 、 $d_{\tau} = (1 + \alpha)(M_{\tau} - \eta)$ 、 $\eta = \frac{\sigma_s}{\sigma_n}$

また、 M_{σ} は限界状態曲線の傾き、 M_{τ} は相対密度と M_{σ} の積、 α は材料定数である。粘土の場合は、 $M_{\tau} = M_{\sigma}$ となる。

さらに、不完全な拘束ダイレイタンスーの状態として、剛性一定の場合を考える。剛性 k を $k = \Delta\sigma / \Delta u = \text{const.}$ と仮定すると、式(2)は次式に変形できる。

$$d\sigma_n = -\frac{n_{\sigma 1} n_{\tau 2} K_n K_s k}{K_n (H + n_{\tau 2} n_{\sigma 2} K_s) + k (H + n_{\tau 1} n_{\sigma 1} K_n + n_{\sigma 2} n_{\tau 2} K_s)} ds \quad (4)$$

3. 解析結果

解析は、緩詰め砂、密詰め砂および正規圧密粘土のモデルに対して、垂直方向の剛性一定の場合を行った。解析に用いたパラメータを表-1に示す。

さらに、ひずみ硬化係数 H は砂、粘土で異なり、それぞれ次式で示される。

$$(1) \text{ 砂の場合} \quad H = H_0 \sigma_n H_{\tau} (H_v + H_s) \quad (5)$$

ここに、 $H_{\tau} = \left(1 - \frac{\eta}{\left(1 + \frac{1}{\alpha}\right) M_{\tau}}\right)^4$ 、 $H_v = \left(1 - \frac{\eta}{M_{\sigma}}\right)$

$$H_s = \beta_0 \beta_1 \exp(-\beta_0 \xi), \quad \xi = \int |ds|$$

また、 H_0 、 β_0 、 β_1 は材料定数である。

表-1 解析に用いたパラメータ

	ゆる詰め砂	密詰め砂	粘土
M_{τ}	0.40	0.40	-
$M_{\sigma} (=M)$	0.90	0.90	0.90
K_n (MPa/m)	300.00	300.00	300.00
K_s (MPa/m)	350.00	350.00	350.00
H_0 (1/m)	500.00	500.00	1000.00
β_0	30.00	30.00	-
β_1	0.10	0.10	-
α	0.45	0.45	1.00
μ	-	-	2.00
k (MPa/m)	500.00	500.00	500.00

Ka Ching San, Tamotsu Matsui and Ryota Katsuraya (Osaka University)

(2) 正規圧密粘土の場合

$$H = H_0 \sigma_n F(\eta)$$

(6)

ここに,

$$F(\eta) = \left(1 - \frac{\eta}{M}\right)^{\mu} \frac{1 + d_0^2}{(1 + d^2)} \left| \text{sign} \left(1 - \frac{\eta}{M}\right) \right|$$

また, μ は材料定数である。

一般に $dg = df = -\tan \phi$, $H = 0$ のとき, 式(2)は式(1)となる。

解析結果を図-1, 2, 3に示す。図-1は緩詰め砂モデルの場合の結果である。ダイレイタンスーが負となり, せん断変位の増加にともない垂直応力は最初緩やかに減少し, その後残留状態に落ち着く。また, せん断応力は, 最初増加し最大値に達した後減少し, 最終的には残留状態になる。図-2は密詰め砂モデルの場合の結果である。ダイレイタンスーは負から正へと変化する。せん断変位が大きくなるとともに, 垂直応力及びせん断応力がともに増加し, バイリニアで近似できるような挙動を示す。図-3は粘土モデルの場合の結果である。ダイレイタンスーが負となり, せん断変位の増加にともない垂直応力は最初減少し, その後残留状態に落ち着くが, せん断応力は, 最初増加し残留状態になる。また, すべての場合において, せん断変位が大きくなると応力経路は破壊線に沿う。

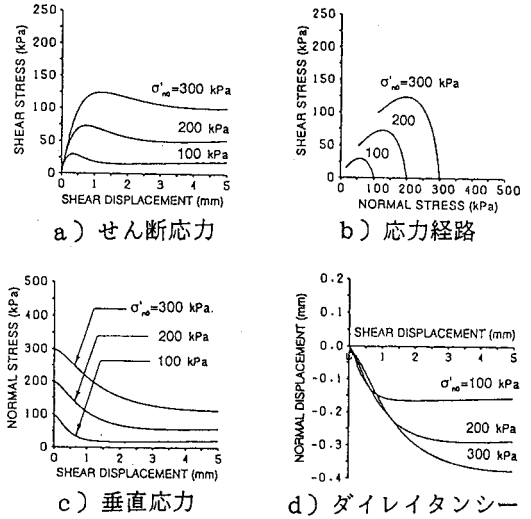


図-1 緩詰め砂モデル

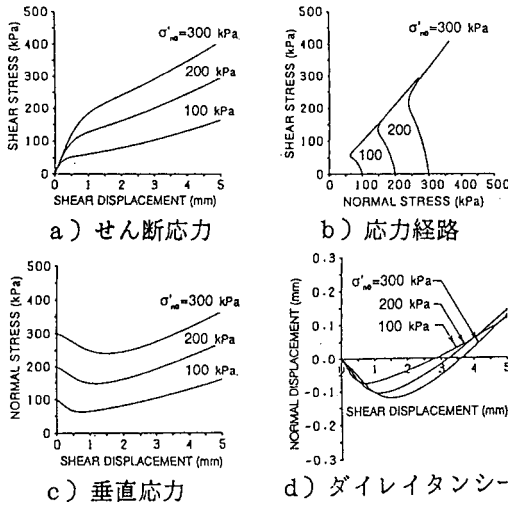


図-2 密詰め砂モデル

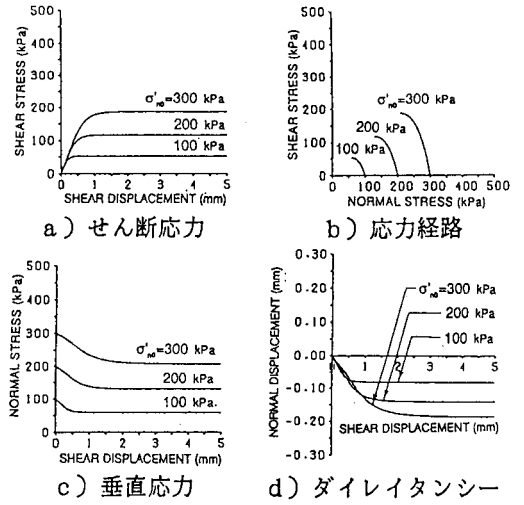


図-3 正規圧密粘土モデル

4. 結論

土と構造物の境界面における不完全な拘束ダイレイタンスーを, Generalized plasticity theoryを用いてモデル化し, その挙動を検討した。その結果, 砂および粘土の不完全な拘束ダイレイタンスー特性を十分表現できることを確認した。
 <参考文献>

1. T. Matsui, K. C. San, "An elastoplastic joint element with its application to reinforced slope cutting", Soils and Foundations, Vol. 29, No. 3, pp95-104, 1989.
2. M. Pastor, O. C. Zienkiewicz, "A generalized plasticity hierarchical model for sand under monotonic and cyclic loading", Proc. 2nd Int. Conf. on Numerical Model in Geomechanics, pp131-150, 1986.