

III-268

強度の拘束圧依存性を考慮した砂の応力-ひずみモデル

(財)大阪土質試験所 正会員 平山 英喜

1. まえがき

砂の割線内部摩擦角 ϕ_s は拘束圧の増加とともに減少する。したがって比較的広範囲の応力レベルが関係する問題、例えば支持力問題、に対しては、 ϕ_s の拘束圧依存性を取り入れた応力-ひずみモデルが望まれる。さらに ϕ_s は中間主応力にも依存する。本稿ではLade-Duncan¹⁾によって提案された中間主応力を取り入れた応力パラメーター I_1^3/I_3 ($I_1, I_3=1$ 次, 3次の応力不変量)を用いて、強度の拘束圧依存性を考慮した弾塑性応力-ひずみモデルを提案する。

2. 強度の拘束圧依存特性

破壊時の $I_1^3/I_3=f$ と平均主応力に関する実験結果²⁾を両対数座標にプロットした結果をFig.1に示す。この図より、破壊規準を次式で近似する。

$$\begin{cases} f = \kappa_1 \left[\frac{I_1}{I_{1u}} \right]^{-m} & I_1 \leq I_{1u} \\ f = \kappa_1 & I_1 > I_{1u} \end{cases} \quad (1)$$

ここに、 κ_1 と m はFig.1から決まる定数で、折点の p の値を p_{y1} とすると $I_{1u}=3p_{y1}$ である。

3. 弾塑性モデルの定式化

3.1 降伏関数

パラメーター $f=I_1^3/I_3$ は破壊状態だけでなく、降伏挙動もよく説明できる³⁾。そこで f の拘束圧依存性を表わす(1)式と組合わせて、次の降伏関数を採用する。

$$F = \left[\frac{I_1^3}{I_3} \right] \left[\frac{I_1}{I_{1u}} \right]^m - g(h) \quad (2)$$

ここに、 $g(h)$ は、硬化関数で、3.3で後述する。

3.2 ポテンシャル関数

ポテンシャル関数として、次式を用いる。

$$Q = \frac{q}{pM} + \ln p \quad (3)$$

ここに、

$$M = \frac{2}{p} \left| \frac{3\sqrt{k}}{2\cos\alpha} \right|; \cos\alpha = -\sqrt{k}\cos 3\theta, k = 1-27/\kappa_1, \theta = \text{Lode角}$$

threshold of positive dilatancy

$$p = \frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3), q = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}$$

(3)式は、次のストレス・ダイレイタンス関係に基に採用されたものである。

$$\frac{q}{p} = M - \frac{dv^p}{d\varepsilon^p} \quad (4)$$

ここに、 dv^p =塑性体積ひずみ増分、 $d\varepsilon^p$ =塑性偏差ひずみ増分

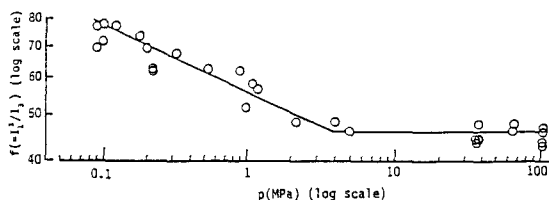


FIG. 1 LOG f VS. LOG p AT FAILURE FOR DENSE CHATAHOOCHEE RIVER SAND (AFTER VESIC AND CLOUGH, 1968)

3.3 硬化則および軟化則

硬化則として、諸戸⁴⁾によるせん断による正規化塑性仕事 S_s と f_n の間に次の双曲線関係を仮定する。

$$f_n - f_i = \frac{S_s}{a + bS_s} \quad (5)$$

ここに、 $f_n = (I_1^3/I_3)(I_1/I_{1u})^m$

$f_i = f_n$ の降伏開始時の値

a, b =定数

(5)式において、 $f_n - f_i$ の値は最終的に $1/b$ 、すなわち $(f_n - f_i)_{ult}$ になるが、通常この値はピーク値より大きいので、(5)式の適用範囲を次の比以下に限定する。

$$r_f = \frac{(f_n - f_i)_{at failure}}{(f_n - f_i)_{ult}} = \frac{\kappa_1 - f_i}{f_{n,ult} - f_i} \quad (6)$$

ピーク後の軟化挙動に対して、ピーク後の滑らかな減少をモデル化するために正規分布関数を参考に次式を仮定する。

$$f = (f_0 - \kappa_1)/\exp(A(S_s - S_0)^2) + \kappa_1 \quad (7)$$

ここに、 $f = I_1^3/I_3$

$f_0 = f |_{peak}$

$S_0 = S_s |_{peak}$

A =軟化パラメーター

3.4 モデルのまとめ

ピーク前:

$$\text{降伏関数 } F(f_n, S_s) = f_n - \left[f_i + \frac{S_s}{a + bS_s} \right]$$

(8-a)

$$F(f, S_s) = f - \left\{ (f_0 - \kappa_1)/\exp(A(S_s - S_0)^2) + \kappa_1 \right\}$$

$$\text{ポテンシャル関数: } Q = \frac{q}{pM} + \ln p \quad (8-b) \quad (3) \text{ bis}$$

弾性定数としては、ポアソン比 ν と $\ln(1+e) - \ln p$ の直線の傾き κ を用いる。但し、 $\ln(1+e) - \ln p$ の直線性は低拘束圧では明確でないので、次の範囲では κ から決まる体積弾性係数 K は一定と仮定

する。

$$p \leq k \cdot p_{yl} \tag{9}$$

ここに、 k = 定数

なお、 $p > p_{yl}$ の応力領域では、一般化modified Cam-clayモデル⁵⁾を適用する。

4. 三軸圧縮試験結果の解析

上記の応力-ひずみモデルをFEMプログラムに組み込み、四辺形単一要素による軸対称解析により、破壊時の平均主応力0.9~7.2kgf/cm²の三軸圧縮試験結果⁶⁾を解析した。また、広範囲の拘束圧下の試験⁷⁾も解析した。インプット定数をTable 1に、結果をFigs 2,3に示す。強度の拘束圧依存性を妥当に評価しているものと考えられる。

TABLE 1 INPUT DATA USED

Ref.	Varadarajan & Mishra (1980)	Lo & Roy (1973)
κ	0.0000	0.00076
v	0.320	0.241
k	0.03	0.07
κ_1	42.29	56.25
m	0.185	0.130
f_l	21.0	27.0
a	0.0006	0.0006
r_f	0.852	0.820
A	—	65.0
λ_1	—	0.0437
λ_2	—	0.1000
p_{yl} (kPa)	4903.	2414.
p_{yu} (kPa)	—	11030.
RM	—	1.10

参考文献 1)Lade & Duncan(1975):Proc.ASCE,No.GT 10,pp.1037-1053 2)Vesic & Clough(1968):Proc. ASCE,No.SM3,pp.661-688 3)Yamada & Ishihara (1979):S & F,No.2,pp.80-94 4)Moroto(1976):S & F,No.4,pp.1-9 5)平山(1987):42回土木学会年構Ⅲ, pp.260-281 6)Varadarajan & Mishra(1980):Proc. Int.Symp.on Soil under Cyclic and Transient Loading,Swansea,Vol.1,pp.109-119 7)Lo & Roy (1973):S & F,No.1,pp.61-76

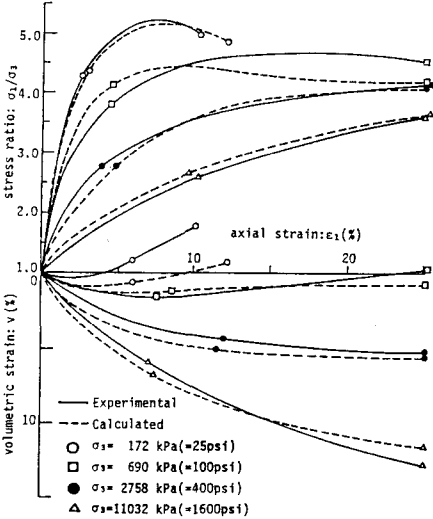


FIG. 3 STRESS-STRAIN-VOLUME CHANGE BEHAVIOUR FOR STANDARD TRIAXIAL TESTS (QUARTZ SAND -EXPERIMENTAL RESULTS:LO AND ROY, 1973)

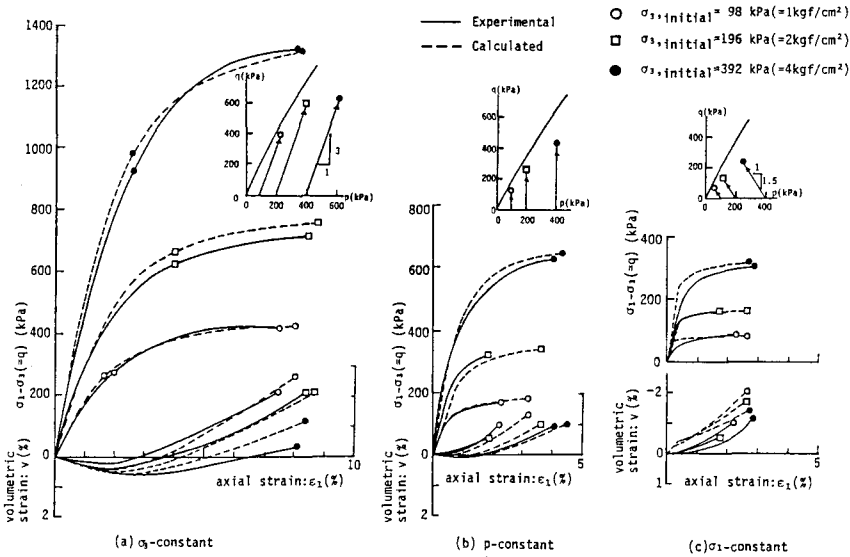


FIG. 2 STRESS-STRAIN-VOLUME CHANGE BEHAVIOUR FOR TESTS CARRIED OUT UNDER VARIOUS STRESS PATHS (INITIALLY ISOTROPICALLY CONSOLIDATED;QUARTZ SAND-EXPERIMENTAL RESULTS:VARADARAJAN & MISHRA,1980)