

大阪市立大学 工学部 正員 望月秋利
同 上 大学院 山根義洋

1. まえがき 土構造物のFEM解析は、ここ10年来各方面で盛んに行われ、数多くの研究が発表されている。しかし土の材料特性の複雑さのため、必ずしも成功した例ばかりとは言えないようである。本研究は、砂地盤の支持力実験(2次元モデル)について、ひずみ硬化特性を考慮したFEM弾塑性解析を行い、それらの変形と比較検討し、解析上の問題点を明らかにしようと試みたものである。

2. 支持力実験 1) 試料: 硬質砂岩をクラッシングしたもので、表-1に材料の主な一次性質を示す。供試体の密度は、相対密度が70%になるように選んだもので、表-2に締固め土の二次性質を、図-1に三軸圧縮試験結果(CD)を示す。

ii) 実験方法: 図-2に支持力実験装置の概要を示す。供試体は8層に分けて、つき棒と締固め板を用いて所定の密度になるように作製した。供試体の観測断面には、変形観察のため約150個の標点を設置した。実験は油圧ジャッキを用いて1.25 mm/minの速度で載荷し、その間0.25 mm毎に写真撮影し、載荷重を記録した。なお載荷板底面にはサンドペーパーを貼り付け、「粗」の状態とした。変形の計測は、フィルムを供試体とほぼ等大に焼付け、各々の写真に写し出された標点座標を±1/100 mmまで読取り、そのデータを電算で処理して変位やひずみを求めるという方法で行った。

3. FEM解析 1) 解析方法: 今回用いた解析法は、ひずみ硬化特性(但し、応力に依存しない)を含む、Prager and Druckerの降伏条件式¹⁾を用い(塑性ひずみによる体積膨張が考慮できる)、応力-ひずみの非線形特性を考慮した点で特徴を持つが、非線形解析で通常行なわれている方法の一つである。ii) 式に降伏条件を、(2)式にひずみ硬化関数を示す。

$$f = \alpha J_1 + J_2^k - \bar{\sigma} \quad (1) \quad \begin{cases} J_1, J_2: \text{応力の1, 2次の不変量} \\ \alpha: \text{降伏を決定する材料定数} \end{cases}$$

$$\bar{\sigma} = b(a + \bar{\epsilon}^p)^n \quad (2) \quad \begin{cases} \bar{\sigma}: \text{相当応力} \\ \bar{\epsilon}^p: \text{相当塑性ひずみ} \\ a, b, n: \text{ひずみ硬化パラメータ} \end{cases}$$

上式に含まれる定数は、図-1に示した $\sigma_3 = 10 \text{ kg/cm}^2$ の応力-ひずみ関係を用いて決定した。表-3にそれらの値を示す。なおポアソン比は仮定した値である。計算には三角形要素を用い、初期節点位置は、実験の標点初期座標位置(図-5、「+」印)にまったく一致させた(節点総数97、要素総数161)。境界条件は、載荷板底面水平方向、供試体容器隅角部水平、鉛直方向固定とした。なお計算はCASE A、Bを含めて4ケースについて実施した。実験結果と総体的に良好な対応を示したのはCASE Aであったので、以下はその結果を中心に検討を進める。

4. 実験および計算結果とその比較 図-3は実験で得られた標点の軌跡で、左右ほぼ対称に変形した。変形域はTerzaghiが仮定したものより載荷板下方で深く、周辺部では狭くなった。変位は載荷板直下で最大で、周辺部ほど小さくなる、いわゆる進行性

表-1 材料の一次性質

土質名称	G_s	D_{max}	U_c	e_{max}	e_{min}
S(G)-W	2.71	4.8 mm	12	0.901	0.625

表-2 締固め土の二次性質

w_0	β_0	D_r	C_d	ϕ_d
4.5%	1.624 %	70%	1 %/mm	40°

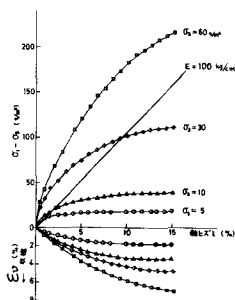
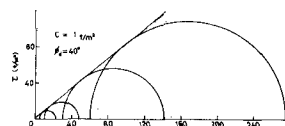


図-1 三軸圧縮試験(CD)結果

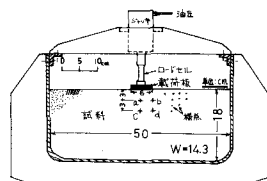


図-2 支持力実験装置

表-3 材料定数(計算)

CASE	A	B
ν	0.4	0.25
E	100	kg/cm ²
$\bar{\sigma}_0$	0.0025	
a	0.266	
n	0.416	
b	0.02	
b	10.18	kg/cm ²

破壊の形となった。図-4は支持力-沈下曲線で、図中 $8d$ 、 $8d'$ はTerzaghi公式による全般および局部せん断の場合の極限支持力である。CASE Aの場合、実験の4倍近い値となった(①)。図-5は鉛直、水平等変位線を比較したものである。計算結果(CASE A, 以下同じ)は、供試体下半分の変形が実験結果より大きい(②)。また載荷板側方での盛り上り現象が計算ではうまく表現されていない(③)。図-6は正八面体せん断ひずみ(γ_{oct})の分布を比較したものである。供試体上半分は大むね似た分布形となっている

が、下半分では計算結果の γ_{oct} が大きい(④)。図-7は体積ひずみ($3 \times \epsilon_{oct}$, ϵ_{oct} : 正八面体直ひずみ)を比較したものである。実験で見られた載荷板側方の体積ひずみ膨張は計算ではほとんど再現されていない(⑤)。図-8(1)は、 $\gamma_{oct}-\epsilon_{oct}$ の関係で、図-2に示したa、b、c、d点に位置する4つの要素について比較したものである。a、c要素に関しては、実験より計算結果の方が両ひずみともわずかに小さいが、ひずみ経路を含めて大むね一致した結果となった。一方b、dはいずれも実験では体積が膨張した要素で、計算でも一応 ϵ_{oct} 膨張の結果を得たが、b要素では ϵ_{oct} が、d要素では γ_{oct} が実験よりかなり小さくなった(⑥)。図-8(2)はa~d要素の $\tau_{oct}-\sigma_{oct}$ (正八面体応力)の関係である。b、d要素では、図-1の破壊包絡線から考えると τ_{oct} に対して σ_{oct} がはるかに大きく、破壊包絡線の外側となり、このような応力状態は存在し得ない(⑦)。

上に示した①~⑦の問題は、E、レを応力とひずみの大きさに依存させる形とするか、ひずみ硬化関数を応力にも依存させるか、あるいはその両者を行うことによって計算結果を改善できると考えている。また⑦は、破壊条件を導入すれば解決する。いずれにしても、部分要素の挙動に関しては、この計算でもある程度満足する結果を得られたが、全体の挙動に関してはまだまだ解決しなければならない問題も多い。今後さらに検討を進めていきたい。

謝辞 本研究を進めるに当たり、御指導頂いた三笠先生およびディスカッションに参加してくれた森満君(本学M2)に謝意を表します。

参考文献 1)望月他:遠心力装置による砂地盤の支持力実験,土木学会第29回年報,1974,Ⅱ
2)D.C.Drucker et al: Soil Mech. and Plastic Analysis of Limit Design, Quarterly of Applied Mathe., X-2, Brown Univ., 1952 3)山田嘉昭: 塑性・粘弾性, 培風館, 1975

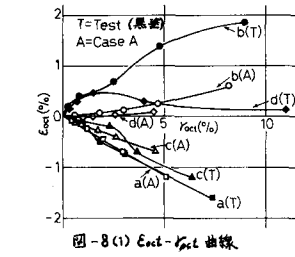


図-8(1) $\epsilon_{oct}-\gamma_{oct}$ 曲線

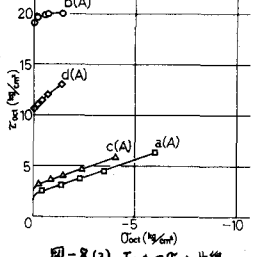


図-8(2) $\tau_{oct}-\sigma_{oct}$ 曲線

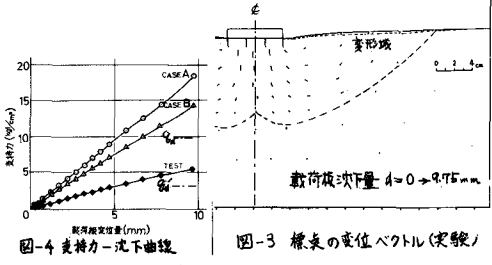


図-4 支持力-沈下曲線

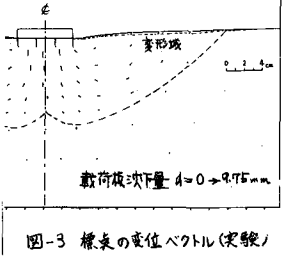
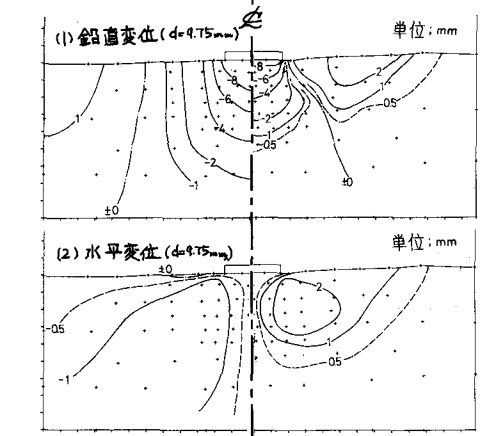


図-5 標点の変位ベクトル(実験)

計算(CASE A, 左半分)	実験(右半分)
-----------------	---------



(標点位置(+印)は初期状態を示す)

図-5 変位分布図

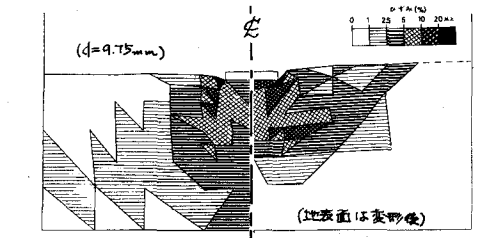


図-6 γ_{oct} 分布図

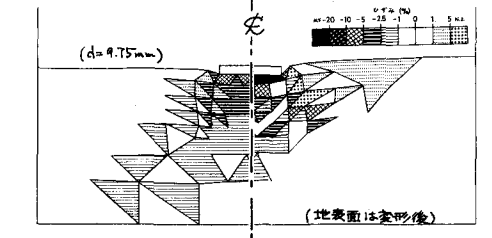


図-7 体積ひずみ分布図($3 \times \epsilon_{oct}$)