土質工学会論文報告集
Vol. 32, No. 3, 197-205, Sept. 1992

アルミ棒積層体の主働土圧実験と簡便な構成式にもとづく解析

(Active Earth Pressure Experiments of Aluminum Rod Stacks and Their FE Analyses Based on Simple Constitutive Equations)

鵜飼恵三[i] (Keizo Ugai)

キーワーズ：砂質土／主働土圧／塑性／土の構成式／模型実験／有限要素法 (IGC：E 5)

1. まえがき

著者は，最近，2次元状態での粒状体に適用可能な簡便な構成則を提示し，それにもとづいた弾塑性 FEM プログラムを作成して，主働土圧問題に適用してきた[1),2)]。これまでの研究[1),2)]では，壁の変形モードを数種類に変えて，土圧分布や裏込土の変形性状に対する影響を解析的に調べると共に，設計で良く用いられる Rankine 土圧や Coulomb 土圧の妥当性を論じてきた。今回，アルミ棒積層体を裏込材として用いた主働土圧実験（図-1）を行い，上記の手法を適用し，実験と解析との比較を行った。本研究では，擁壁が大きく傾き，裏込め材が破壊に至った状態に加えて，破壊に至るまでの土圧と変形の関係にも着目し，本計算手法が適用できるかどうかを検討した。この理由は，実際の構造物は破壊している地盤内もしくは地盤上につくられるわけではなく，安定した地盤に設置されているため，重要となるのは初期状態から地盤が破壊に至るまでの変形挙動を把握することである，と考えたからである[3)]。

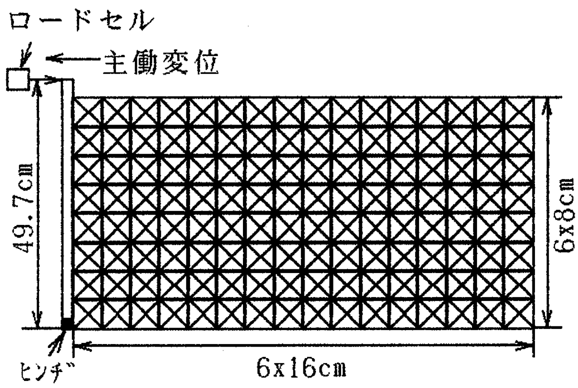


図-1 土圧実験と裏込材のメッシュ分割

アルミ棒積層体を用いて地盤の安定問題を実験的に解明しようという試みは数多く[4),5)]，また土圧実験での利用も多い[6),7)]。本研究では，裏込め材が砂である場合の擁壁土圧の予測を当面の目標とし，その前段階として，取り扱いが砂より簡便である2次元のアルミ棒積層体を用いた主働土圧実験を行い，壁の移動量と土圧との関係ならびに裏込め材の変形を観察した。なお，本研究の手法を実際の砂の主働土圧実験結果[8)]に適用した例も，すでに報告しているので，あわせて参照されたい[9)]。

裏込材であるアルミ棒積層体は歪硬化を示す弾塑性材料であると仮定した。すでに示したように[2)]，砂のような粒状体の構成則については，従来多くのすぐれた力学モデルが提案されているが，いずれも3次元モデルが基本であること，初学者にはやや難解であることなどが指摘される。

従って，本研究では，①工学的な精度を保持しつつわかりやすいこと，②歴史があり実験的な裏付けが豊富なこと，③2次元平面歪状態を出発点としていること，の3条件を満たす構成則として，Rowe の応力・ダイレイタンシー式と双曲線応力・歪関係式をとりあげた。

本研究では主働土圧問題を扱った。後述のように，本研究で取り扱った主働土圧問題では除荷が行われるので，塑性圧縮変形は考えなくてよい。一方，受働土圧問題や一部の主働土圧問題ではこれを考慮する必要がある。さらに支持力問題では，以上に加えて主応力の回転や異方性の影響がからんできて，問題が複雑となる。本研究は，これら一連の安定問題を変形論の立場から考察していくための第1ステップになるであろう。

2. 簡便な粒状体の構成式

2.1 構成式

粒状体（アルミ棒積層体）の変形は弾性成分と塑性成分から成るとする。各々の成分はせん断変形と（体積）

i) 群馬大学建設工学科　助教授（桐生市天神町1）
(1991. 5. 22 原稿受付・討議期間 1993. 4. 1，要請があれば1か月の期限延長可能)

圧縮変形の和で表せるとする（**表-1**）。本研究で取り扱った主働土圧問題では除荷が行われるので塑性圧縮変形は考えなくてよい。

塑性せん断変形は歪硬化型の双曲線応力・歪関係式とRoweの応力・ダイレイタンシー式で表せるとした。龍岡[10]は豊浦砂の平面歪圧縮試験において，ピーク強度前までの実測値がこれらの式でよく近似できることを示している。本研究では，降伏則として歪硬化型の双曲線応力・歪関係式を用い，次のように定義した。

$$R \equiv \frac{\sigma_1}{\sigma_3} = \frac{1}{K'_0} + \frac{\gamma^p}{a + b\gamma^p} \qquad (1)$$

ここで，Rは応力比。σ_1，σ_3は最大，最小主応力。a, b, K'_0は実験定数。K'_0は，実験の初期の静止土圧係数K_0とは一般に異なる。詳細は次の2.2で述べる。式(1)のγ^pは最大塑性せん断歪であり，次式で定義される。

$$\gamma^p = \varepsilon_1^p - \varepsilon_3^p \qquad (2)$$

ε_1^p, ε_3^pは最大，最小塑性主歪である。式(1)を**図-2**に示す。この図で横軸は塑性せん断歪である点に留意されたい。**図-2**よりわかるように，$1/a$は曲線の初期勾配を表わすため，aは塑性変形係数とも呼ぶべき係数である。γ^pが無限大になるとRは最大値R_mをとり

$$R_m = \frac{1}{K'_0} + \frac{1}{b} \qquad (2)$$

となる。従って，粒状体の摩擦角をϕとすると

$$\frac{1+\sin\phi}{1-\sin\phi} = \frac{1}{K'_0} + \frac{1}{b} \qquad (3)$$

表-1 粒状体の変形成分

粒状体の変形	弾性成分	弾性せん断変形
		弾性体積圧縮変形
	塑性成分	塑性せん断変形
		塑性体積圧縮変形

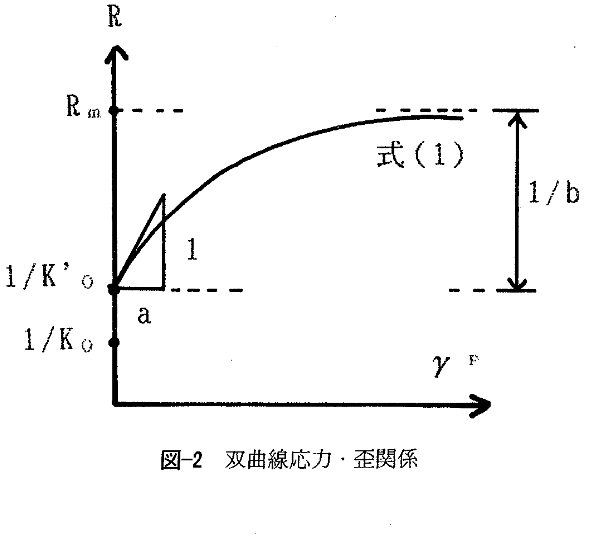


図-2 双曲線応力・歪関係

なお，本研究で用いたアルミ棒積層体は密につめても極端な歪軟化挙動を示さないので，本研究では式(1)のような歪硬化型の式を用いた。

流れ則として，次に示すRoweの応力・ダイレイタンシー式（平面歪状態）を用いた。

$$R = K\left(-\frac{d\varepsilon_3^p}{d\varepsilon_1^p}\right) \qquad (4)$$

ここで，$d\varepsilon_1^p$, $d\varepsilon_3^p$は最大，最小塑性主歪増分であり，Kは定数である。

なお，一本ら[11]は，本研究と同様に双曲線型の応力・歪関係にもとづいた粘土と砂の簡便な構成則を提案し，支持力問題へと適用している。

弾性変形を表すヤング係数Eは，平均主応力$p(=(\sigma_1+\sigma_3)/2)$のべき乗で表せると仮定した。すなわち

$$E = E_0(p/p_0)^{1-m} \qquad (0<m<1) \qquad (5)$$

ここで，mは定数。E_0は$p=p_0$でのEの値。p_0は基準圧であり，実験の初期の値や大気圧p_aをとればよい。ポアソン比νは拘束圧pに無関係に一定とした。式(5)の仮定はEl-Sohby[12]，中井[13]などが行っている。ただし，彼らは平均主応力として$(\sigma_1+\sigma_2+\sigma_3)/3$を用いている。Vermeer[14], Lade and Nelson[15]は，Eを$I_1(=\sigma_1+\sigma_2+\sigma_3)$と$J'_2(=\{(\sigma_1-\sigma_2)^2+(\sigma_2-\sigma_3)^2+(\sigma_3-\sigma_1)^2\}/6)$の関係として理論式を導いている。この理論式で$J'_2=0$とおくと式(5)の形が得られる。

粒状体の弾性変形にはHookeの法則が成り立つとした。すると，平面歪状態での応力増分と弾性歪増分との間の関係は次のようになる。

$$\left.\begin{aligned} d\varepsilon_1^e &= \frac{1+\nu}{E}\{(1-\nu)d\sigma_1 - \nu d\sigma_3\} \\ d\varepsilon_3^e &= \frac{1+\nu}{E}\{-\nu d\sigma_1 + (1-\nu)d\sigma_3\} \end{aligned}\right\} \qquad (6)$$

ここで，添字eは弾性成分であることを示す。式(6)より弾性せん断歪増分$d\gamma^e$と弾性体積歪増分$d\varepsilon_v^e$は次のようになる。

$$\left.\begin{aligned} d\gamma^e &= d\varepsilon_1^e - d\varepsilon_3^e = 2(1+\nu)/E \cdot dq \\ d\varepsilon_v^e &= d\varepsilon_1^e + d\varepsilon_3^e = 2(1+\nu)(1-2\nu)/E \cdot dp \end{aligned}\right\} \qquad (7)$$

ここで，$q=(\sigma_1-\sigma_3)/2$である。式(5)を式(7)の第2式に代入し，積分すると次式が得られる。

$$\varepsilon_v^e = \alpha_e\left\{\left(\frac{p}{p_a}\right)^m - \left(\frac{p_0}{p_a}\right)^m\right\} \qquad (8)$$

α_eは定数である。上式は中井[13]が仮定した式と一致する。

2.2 2軸応力実験

2.1で述べた構成式の成否を確認するためと，パラメータ値を決定するために，**図-3**のような2軸応力実験装置を作成し，実験を行った。2軸応力実験の供試体は

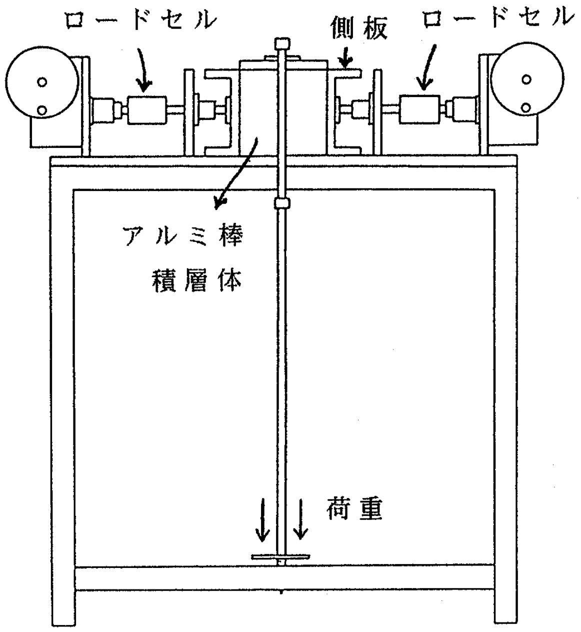


図-3 2軸応力実験装置

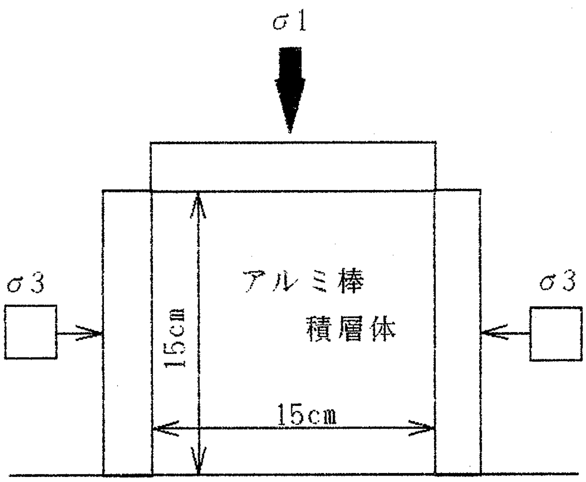


図-4 2軸応力実験

図-4に示すように，高さ15 cm，幅15 cm，奥行き5 cmである。後述する土圧実験（**図-1**）で行われたと同じように高さ5 cmづつつめ込むことにより用意された。アルミ棒積層体の材料は，長さ5 cm，直径1.6 mmと3.0 mmを重量比で3：2に混合したアルミ棒を使用した。アルミ棒を密につめた場合について実験を行った。このとき単位体積重量γの平均値は2.21 gf/cm^3 (0.0217 N/cm^3)になった。供試体の作成は，土圧実験の裏込めの作成方法にならって行った。**図-4**の装置を用いて2種類の実験を行った。1つは，式(1)と式(4)で表されるせん断変形特性を調べるもので，鉛直応力σ_1を一定にしたまま側圧σ_3を除荷する“せん断試験”である。他の1つは，式(5)もしくは式(8)で表される弾性変形特性を調べるものであり，側方変位をゼロにしたままσ_1を載荷，除荷，再載荷する“圧縮試験”である。

（1） せん断試験

図-4の装置を用いて，σ_1を一定のままσ_3を除荷するせん断試験を行った。装置の側板は土圧実験のモデル壁と同じく真ちゅうで作製したが，後述のようにアルミ棒と真ちゅうとの間には摩擦角ϕ_fが12°程度存在することがわかった。2軸応力実験での側板摩擦の存在は好ましくないので，側板に微量の石けんを塗布し，摩擦を低減させた。それでも，板面上での垂直応力が100 gf/cm^2 (0.981 N/cm^2)のとき$\phi_f=8°$，200 gf/cm^2(1.96 N/cm^2)のとき$\phi_f=6°$の値が観察され，摩擦を完全には除去できなかった。しかし，垂直応力が大きいほどϕ_fは小さくなることがわかったので，2軸応力実験での鉛直応力σ_1は，土圧実験で裏込内に予想される鉛直応力（たとえば**図-1**の下面では$\sigma_1 \fallingdotseq 100$ gf/cm^2(0.981 N/cm^2))に近い値としつつも，それより大き目の値とした。側板面における摩擦の存在は，σ_3の値が変化しないと仮定するとσ_1の値を5％程大き目に観測させてしまうが，実験結果に対するこの影響は小さいと考え，補正などは一切行わなかった。行った実験のケースを**表-2**に示す。鉛直圧σ_1を4種類に，側圧σ_3を減少させるための側板の移動速度を3種類に変えた6ケースの実験を行った。また各ケースについて3回の実験を行った。**表-2**で側板の移動速度0.50 mm/minは土圧実験での中央高さ付近での壁面の移動速度に対応する。なお，側板の移動速度を**表-2**に示す値の範囲内で変えても，実験結果には影響しないことがわかった。

2軸応力実験結果の1例（**表-2**のケースII）を**図-5**に示す。応力比Rと最大せん断歪γとの関係，及び体積歪ε_vとγとの関係を示した。ε_vとγは全歪を表し，弾性成分と塑性成分に分解される。すなわち

$$\gamma=\gamma^e+\gamma^p \qquad \varepsilon_v=\varepsilon_v^e+\varepsilon_v^p \tag{9}$$

表-2 実験のケース（1 gf/cm^2=0.00981 N/cm^2)

鉛直圧 σ_1 (gf/cm^2)	側板の移動速度 (mm/min)		
	0.25	0.50	1.00
120		I	
200	IV	II	V
280		III	
360		IV	

体積歪は圧縮を正，膨張を負とした。**図-5** の $R-\gamma$ 関係を双曲線で近似するために，**図-6** のように，$\gamma/(R-1/K_0)$ と γ との関係で表した。**図-6** において，γ が小さいときと大きいときの一部の箇所を除く大部分の点で直線関係が見られる。**図-6** に示される直線上に乗っている点では γ が小さい場合を除いて弾性成分の影響は小さいと考えられるので

$$\gamma \doteqdot \gamma^{p} \quad (\gamma \text{が小さい場合を除く}) \qquad (10)$$

として良い。従って式(1)を利用して（ただし，この段階では K_0' の代わりに K_0 を用いる），この直線の切片 a と傾き b を求めると図中の値になる。この a と b の値を用いて描いた双曲線が **図-5** の実線である。実測点の1点目と2点目の差が大きいため，曲線の立ち上がり部分をうまく表現できていないことがわかる。**図-5** の実測点を観察すると，1点目（$R=1/K_0$ の点）と2点目との間でアルミ棒積層体は弾性域から塑性域へと移行していると考えられる。とすると，塑性変形係数 a で弾性領域まで含めて無理に表現することは正しくない。そこで，2点目以降の点から推測して，双曲線上に無理なく乗るように架空の1点目を決定する。その様子を模式的に **図-7** に示す。このときの架空の1点目の R の値を $1/K_0'$ とする。このようにして $1/K_0'$ の値を決定し，再度 **図-6** のような $(R-1/K_0')$ と γ の関係図を作製し，直線部分より変更後の a, b の値を求めた。以上のようにして決定した係数の値を **表-3** に示す。**図-8** に $a, b,$

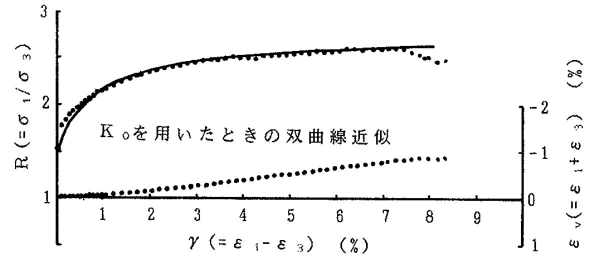


図-5 2軸応力実験結果（ケースII）

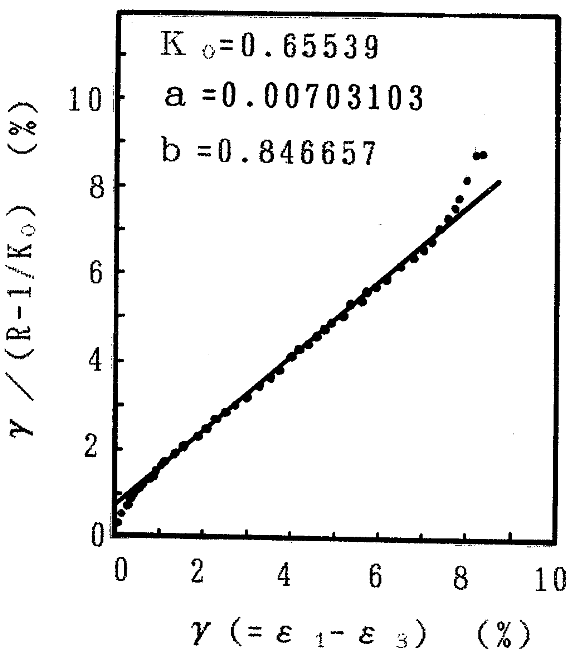


図-6 a と b の決定法

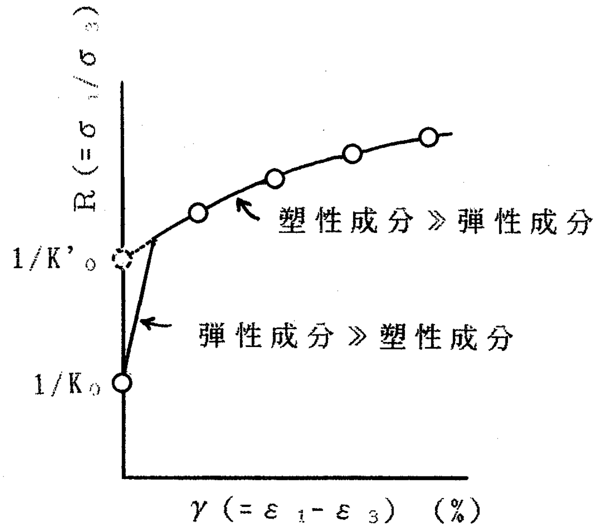
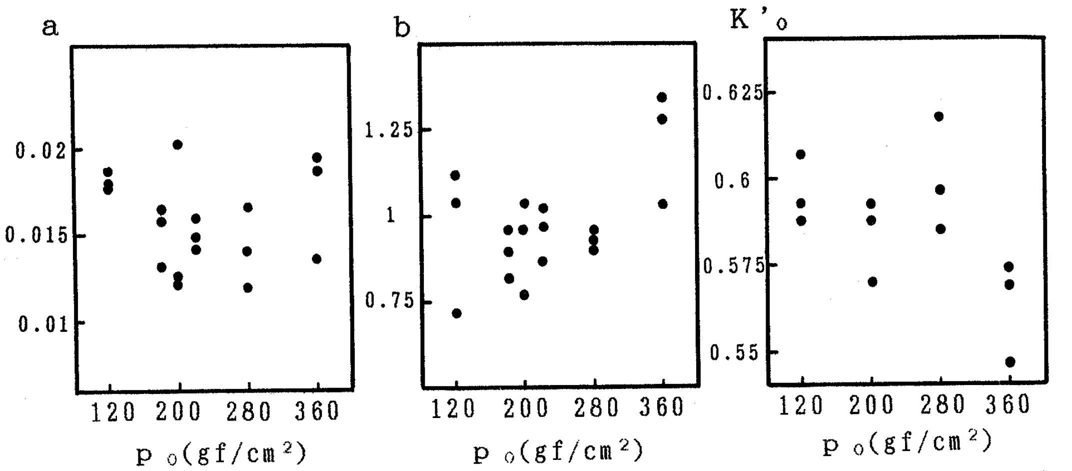


図-7 $1/K_0'$ 点の決定法

表-3 2軸応力実験結果

実験ケース	双曲線応力・歪曲線のパラメータ			修正後の双曲線応力・歪曲線のパラメータ			R_m
	a $\times 10^{-2}$	b	K_0	a $\times 10^{-2}$	b	K_0'	
I	1.293	0.710	0.652	1.860	0.721	0.607	3.034
	0.948	1.014	0.650	1.803	0.123	0.588	2.591
	0.800	0.998	0.662	1.779	1.039	0.593	2.649
II	0.277	0.995	0.608	2.031	1.035	0.570	2.721
	0.826	0.706	0.659	1.255	0.773	0.593	2.980
	0.703	0.850	0.657	1.227	0.961	0.588	2.741
III	0.952	0.839	0.667	1.686	0.931	0.597	2.749
	0.881	0.813	0.685	1.411	0.897	0.618	2.732
	0.715	0.868	0.643	1.183	0.954	0.585	2.758
IV	0.970	1.153	0.595	1.953	1.283	0.546	2.728
	1.004	0.919	0.631	1.858	1.030	0.569	2.491
	0.744	1.177	0.625	1.359	1.336	0.574	2.615
V	1.033	0.941	0.606	1.481	0.974	0.574	2.769
	1.082	0.850	0.646	1.623	0.868	0.605	2.805
	0.663	0.984	0.671	1.437	1.016	0.598	2.656
VI	0.960	0.773	0.664	1.669	0.822	0.595	2.897
	0.769	0.821	0.643	1.315	0.900	0.580	2.835
	1.036	0.924	0.655	1.583	0.964	0.612	2.671



(a)aとp0の関係　(b)bとp0の関係　(c)K'0とp0の関係

図-8　a, b, K_0' と p_0 との関係
($1\ \mathrm{gf/cm^2}=0.00981\ \mathrm{N/cm^2}$)

K_0' と実験初期の平均主応力 $p_0(=\sigma_1(1+K_0)/2)$ との関係を示す。$p_0=360\ \mathrm{gf/cm^2}(3.53\ \mathrm{N/cm^2})$ のとき（ケースIV）の b と K_0' の値を除くといずれの係数値も p_0 との間に有意な関係が見られない。よって後の FEM 計算では，**表-3** の係数値のうちケースIVを除くデータの平均値を用いた。

式(1),(2),(4),(6),(7)及び(9)を用いると次のような $R-\gamma$ 関係式と $\varepsilon_v-\gamma$ 関係式が得られる。ただし本実験で行った2軸応力実験では σ_1 が一定であることを考慮した。また弾性成分の影響は初期段階のみであるため，ヤング係数 E は初期の値で決まり，一定であると仮定した。$R-\gamma$ 関係式は

$$\left.\begin{aligned} R&=\frac{\sigma_1}{\sigma_3}\\ \sigma_3&=\frac{-B+\sqrt{B^2-4AC}}{2A}\end{aligned}\right\}\qquad(11)$$

ここで，

$$A=\frac{2(1+\nu)}{E}\left(\frac{b}{K_0'}+1\right)$$

$$B=\frac{a}{K_0'}+\left(\frac{b}{K_0'}+1\right)\gamma-\frac{1+\nu}{E}\left\{b+K_0\left(1+\frac{b}{K_0'}\right)\right\}\sigma_1$$

$$C=-\left(a+b\gamma-b\frac{1+\nu}{E}K_0\sigma_1\right)\sigma_1$$

$\varepsilon_v-\gamma$ 関係式は

$$\varepsilon_v=\frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{E}(\sigma_3-K_0\sigma_1)+\frac{b(K-1/K_0')-1}{b(K+1/K_0')+1}\gamma^p+\frac{2K_a}{\{1+b(K+1/K_0')\}^2}\ln\left[1+\left(b+\frac{1}{K+1/K_0'}\right)\frac{\gamma^p}{a}\right]\qquad(12)$$

ここで，

$$\gamma^p=\gamma+\frac{1+\nu}{E}(\sigma_3-K_0\sigma_1)$$

式(4)のダイレイタンシー係数 K は，**図-9** に示す $R-(-d\varepsilon_3/d\varepsilon_1)$ 関係より求めた。図中のプロットは**図-6** の直線上に乗るデータ点より抽出した。これらの点では弾性歪増分の影響が小さいため，$d\varepsilon_3\doteqdot d\varepsilon_3^p$, $d\varepsilon_1\doteqdot d\varepsilon_1^p$ と考えられる。K と実験開始時の平均主応力 p_0 との関係を示したのが**図-10**である。K は p_0 に無関係であり，平均値1.87をとることがわかる。

図-5 の実験結果に対して，以上の方法でパラメータ値を決定し，式(11)と(12)による予測を行った結果が**図-11**である。弾性係数 E と ν は次の“(2)圧縮試験”の項で得られた値を用いた。また実験初期の段階での主応力比が，式(1)から計算される R より小さいときは弾性状態にあるとした。**図-11**より実測と予測は良好な

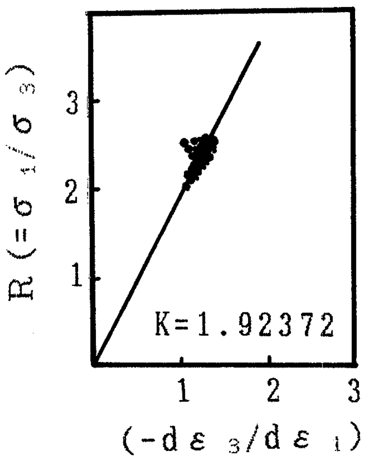


図-9　係数Kの決定法

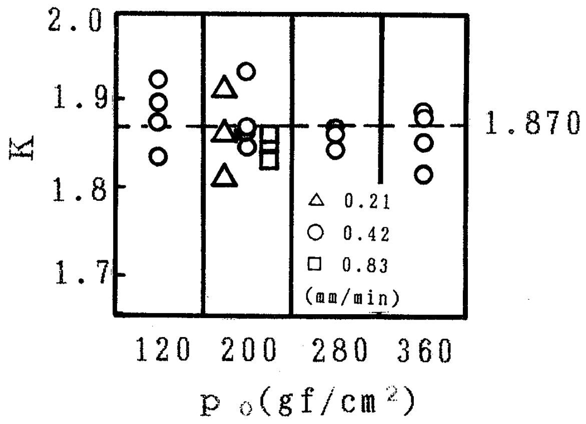


図-10 初期平均主応力 p_0 とKの関係
(1 gf/cm²=0.00981 N/cm²)

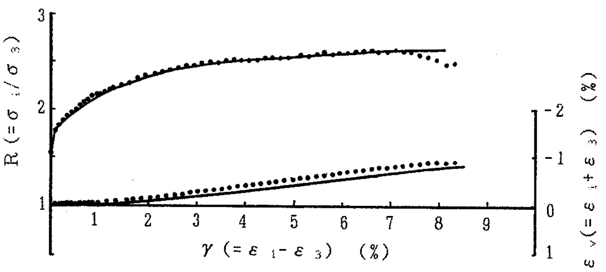


図-11 図-5に示される実験結果とその予測

一致を見せている。

(2) 圧縮試験

図-4の装置を用いて，側方変位をゼロに保ちながら σ_1 を載荷，除荷，再載荷する圧縮試験を行った。目的は式(8)の成否を確め，弾性パラメータの値を決定することである。除荷，再載荷過程でヒステリシスループを描くことが判明したので，ヤング係数の値の精度を高めるために，土圧実験で裏込内に予想される鉛直応力に近い値になるよう荷重の大きさを調整した。すなわち，σ_1 を約65 gf/cm²(0.64 N/cm²) から約140 gf/cm²(1.37 N/cm²)まで約11 gf/cm²(0.11 N/cm²)づつ載荷し，そののち同じ荷重段階で除荷，再載荷を行った。この実験を3回行ったが，ほぼ同様な結果が得られた。実験結果の1例を**図-12**に示す。たて軸に体積歪 ε_v，横軸に$\{(p/p_a)^m-(p_0/p_a)^m\}$ をとった。$m=0.3$とすると初期載荷の段階で良い直線性がみられたので，この値を採用した。式(8)の α_e は**図-12**の除荷，再載荷曲線の平均的勾配より決定した。**図-12**の例では $\alpha_e=9.372\times10^{-3}$ になった。式(5),(7),(8)より

$$E_0=2(1+\nu)(1-2\nu)\frac{p_0}{\alpha_e m}\left(\frac{p_a}{p_0}\right)^m \tag{13}$$

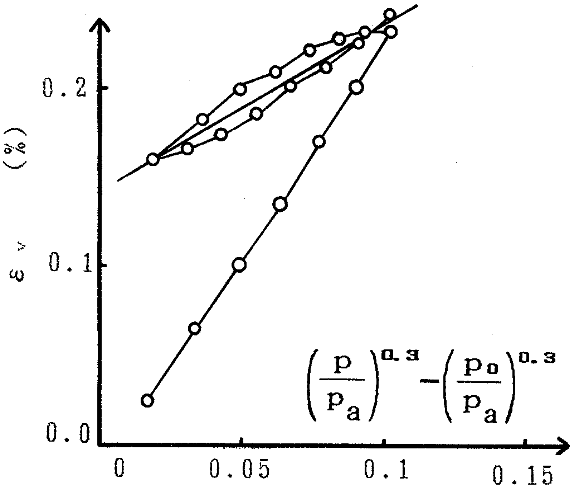


図-12 圧縮試験結果

が得られ，ヤング係数が決定する。ポアソン比 ν は別の実験より求める必要がある。本研究では簡単のために，**図-5**に示すようなせん断試験の立ち上がり部の第1点目と第2点目の間が近似的に弾性変形であるとみなし，ν を決定した。これより平均値として $\nu=0.3$を得た。なお，同じ仮定から同時に E_0 を求めることも可能であるが，α_e と ν を用いて式(13)から E_0 を決定するほうが精度が高いと考えた。式(13)の p_0 は**図-12**の除荷終了時の点（ヒステリシスループの左端の点）での p の値を採用した。3つの実験から得られる p_0 と α_e の平均値を式(13)に代入して，$E_0=55980$ gf/cm² (549.2 N/cm²) ($p_0=65.98$ gf/cm² (0.6473 N/cm²), $\alpha_e=0.009235$)を得た。式(5)で p を p_a にすると，基準圧が p_a である場合のヤング係数 E_a が得られる。これらの値を用いると式(5)は

$$E=E_a(p/p_a)^{1-m} \quad (0<m<1) \tag{14}$$

と表せる。本実験結果では，$E_a=375400$ gf/cm²(3683 N/cm²), $m=0.3$である。

3. 主働土圧実験結果と弾塑性 FEM による予測

3.1 主働土圧実験の概要

土圧実験の概要は**図-1**に示した通りである。裏込めは5 cmの高さごとにアルミ棒を密につめることにより作成した。下端から49.7 cmの位置において，擁壁を1 mm/minの速度で主働側に転倒させ，この位置での土圧を計測した。転倒は，この位置での擁壁の水平変位が20 mmになるまで行った。裏込め材の変位を測定するために，**図-1**に示される三角形メッシュの頂点付近の細いアルミ棒（直径1.6 mm）に標点を打ち，擁壁転倒

前後の標点の座標をトランシットを用いて決定し，その変位から三角形メッシュ内の歪を計算した。

壁面摩擦角 ϕ_J を決定するために**図-13**に示す傾斜実験を行った。垂直応力を数種類に変えて**図-13**のモデルを傾斜させ，擁壁がすべり出すときの角度から摩擦係数 $\tan\phi_J$ を求めた。**図-14**に結果を示す。**図-14**より壁面摩擦角は，土圧実験で裏込め内に生じる拘束圧の範囲内では，ほぼ一定となることがわかる。この平均値として $\phi_J=12°$ を得た。

3.2 実験結果と弾塑性 FEM による予測

土圧実験結果を弾塑性 FEM により予測した。弾塑性 FEM の概要はすでに文献 1) と 2) で述べた。壁面摩擦の存在を表現するためにジョイント要素を用いた。裏込めのメッシュ分割の方法は**図-1** の通りである。弾塑性 FEM 計算のために用いたパラメータの値を**表-4** にまとめた。ψ_J はジョイント要素のダイレイタンシー角であり，E_J, G_J はこの要素の弾性係数である[1),2)]。ジョイント要素の大きな剛性を表現するために E_J, G_J の値を大きくとった。E_J, G_J を1/2～2 倍程度に変化させても土圧計算結果に大きな変化はなかった。主働土圧実験は3回行った。その結果の1部を**表-5** に示す。この表で初期静止土圧と主働土圧は擁壁幅 5 cm に対する大きさである。いずれの実験もほぼ同様な結果を示したので，最上段のケースを対象にして解析を行った。**表-5** に示すように裏込め材の初期静止土圧係数 K_{01} は0.98である。K_{01} の値が 2 軸応力実験で得られた K_0（**図-6** より $K_0 \fallingdotseq 0.66$）より大きいのは，**2.2**節の(1)で述べたように，2 軸応力実験での鉛直応力 σ_1 は，土圧実験で裏込め内に予想される鉛直応力より大き目の値としたためである。初期状態での土圧分布は静水圧分布を仮定した。このような分布が近似的に成り立つことは文献 6), 8) に示される実験においてほぼ確認されている。

図-15に高さ49.7 cm の位置で測定された擁壁土圧 P とその位置での擁壁の水平変位量 δ との関係を示す。

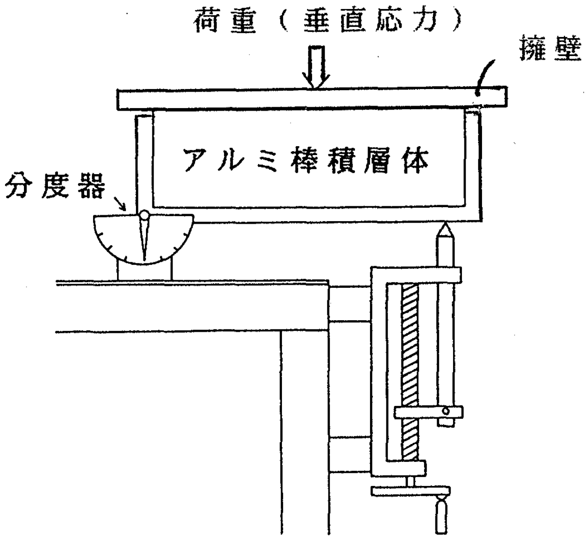


図-13 傾斜実験装置

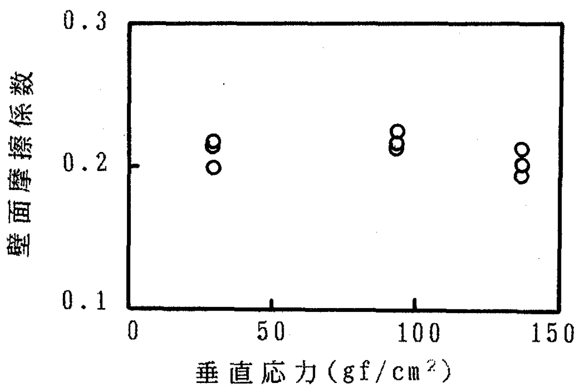


図-14 壁面摩擦と垂直応力との関係
(1 gf/cm²=0.00981 N/cm²)

表-4 弾塑性 FEM 計算で用いたパラメータの値
(1 gf=0.00981 N)

	パラメータの値	
裏込め材	K_0'	0.594
	a	0.01556
	b	0.932
	K	1.87
	E_a	375400
	ν	0.3
	γ	2.21
ジョイント部	ϕ_J	12°
	ψ_J	0°
	E_J	100000
	G_J	100000

E_a, E_J, G_J の単位：gf/cm²
γ の単位：gf/cm³

表-5 主働土圧実験結果 (1 gf=0.00981 N)

実験番号	γ (gf/cm³)	間隙比 e	初期静止土圧 (kgf)	初期静止土圧係数	主働土圧 (kgf)
1	2.213	0.215	4.044	0.98	1.335
2	2.215	0.215	4.545	1.11	1.361
3	2.212	0.216	4.389	1.06	1.379

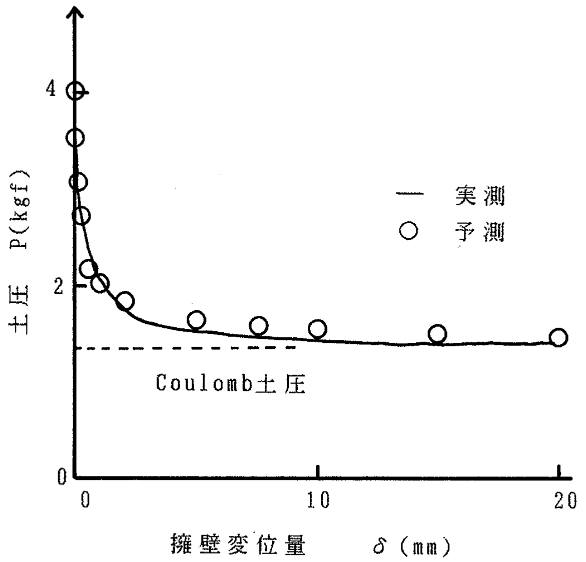


図-15 土圧と擁壁変位量との関係
(1 kgf=9.81 kN)

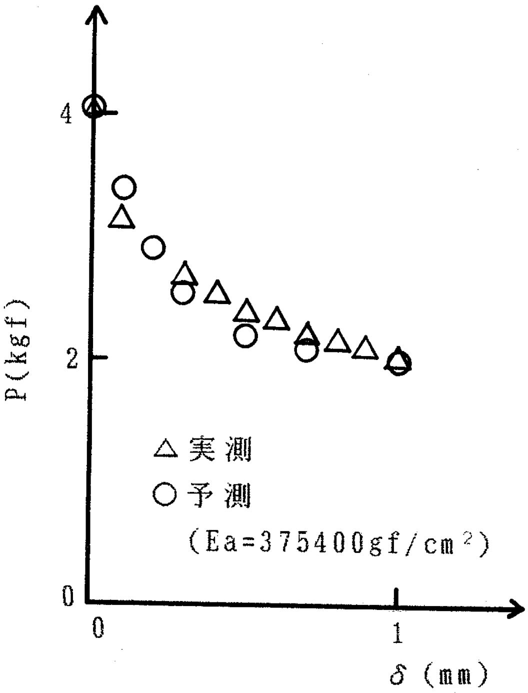


図-16 図-15の横軸を10倍に拡大したもの
(1 gf/cm²=0.00981 N/cm²)

実測と弾塑性 FEM による予測は良く一致している。δ が大きいとき計算値が少し大きくなるのは，メッシュ分割が少し粗いためかも知れない[2)]。しかし，この程度の相違は実際上問題ないであろう。**図-16**は**図-15**の横軸を10倍に拡大し，P と δ の関係を $0<\delta<1$ mm の範囲で比較したものである。実測と予測は壁の変位が小さいときも良く一致することがわかる。δ が小さいときは弾性変形が卓越するが，本研究では弾性係数 E を，裏込め内の拘束圧とほぼ同じレベルの圧力下で定めているた

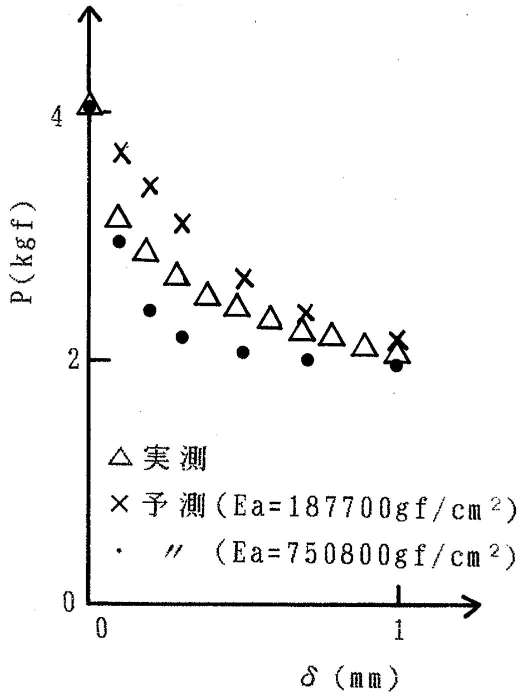


図-17 ヤング係数 E を1/2倍及び2倍にしたときの P と δ の関係
(1 gf/cm²=0.00981 N/cm²)

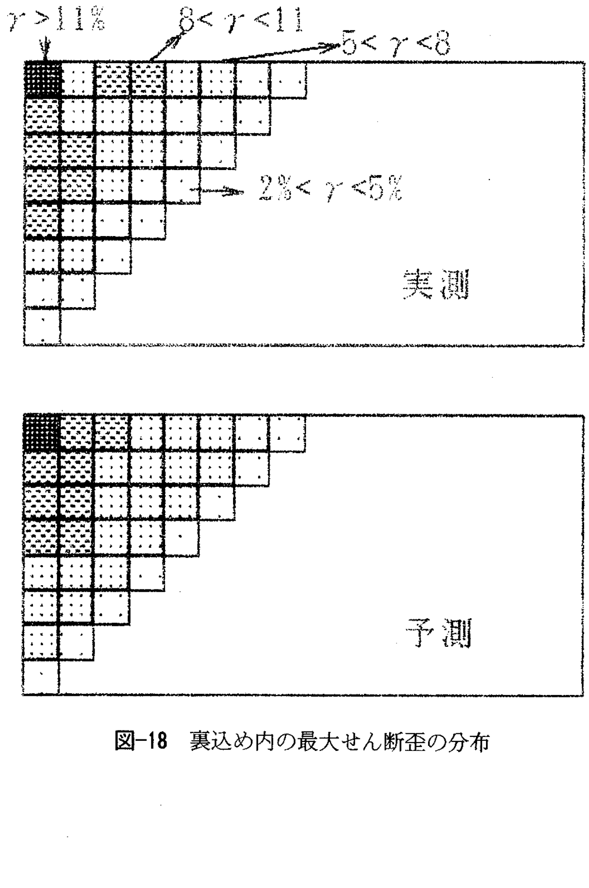


図-18 裏込め内の最大せん断歪の分布

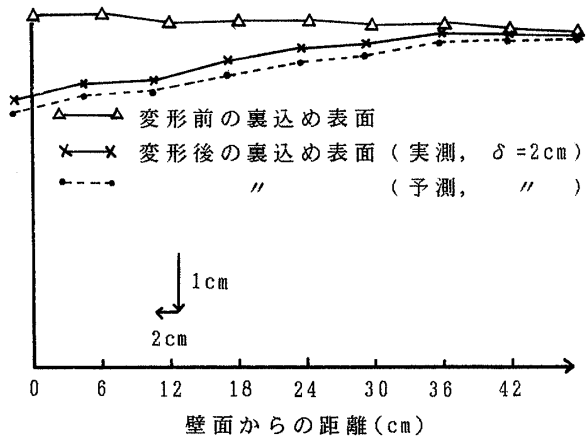


図-19　変形前後の裏込め表面の変化

め，**図-16**のような良い一致をみるのであろう。ちなみに，ヤング係数を1/2倍及び2倍にした場合の予測を**図-17**に示す。ヤング係数を正しく定めないと予測精度が落ちることが**図-17**よりよくわかる。しかし，δが大きくなると塑性変形が卓越してくるため，P-δ関係はヤング係数の影響を受けなくなる。**図-15**にCoulomb土圧論より計算される主働土圧値を示す。これは実験結果の収束値と良く一致している。

図-18にδ=2 cmのときの裏込め内の最大せん断歪分布を示す。実測と予測はよく一致している。**図-19**に変形前後(擁壁が転倒する前と，δ=2 cmだけ転倒した後)の裏込め表面の変化を表わす。予測のほうが実測より大き目の沈下量を与えるが，両者はほぼ一致している。

以上より，本研究で提案した簡便な構成式にもとづく弾塑性FEM計算は，土圧実験結果を精度よく予測することが知られた。

4. 結　　論

本研究で得られた結論は次のようである。

（1）　すでに提案している粒状体に対する簡便な構成式のうち，双曲線型の応力・歪関係式と，ヤング係数と拘束圧の関係式に対して修正を加え，より合理的な関係式を新たに提案した。これらの提案式がアルミ棒積層体に対して精度よく成り立つことを，2軸応力試験機を用いた要素試験により確めた。

（2）　裏込めにアルミ棒積層体をもつ転倒主働土圧実験を行い，土圧と壁変位の関係，裏込め内に生じる最大せん断歪の分布，及び裏込め表面の変化を実測した。次に，本研究で提案した簡便な構成式にもとづく弾塑性FEM計算を行い，以上の土圧実験結果が精度よく予測されることを確認した。

（3）　実測と予測が精度よく一致するためには，土圧実験の裏込め内に発揮されるのと同じレベルの拘束圧のもとで要素試験を行い，構成式のパラメータ値を決定する必要がある。

（4）　裏込め材のヤング係数の大きさは，土圧と壁変位の間の初期の関係に大きく影響する。

5. 謝　　辞

土圧実験装置と2軸応力試験機の製作は群馬大学都筑信也技官による。弾塑性FEM計算の実行と本文の図面の作成は井田寿朗技官による。記して謝意を表する。

参考文献

1) 鵜飼恵三 (1990)：剛な擁壁が転倒もしくは上端回りに回転する場合に生じる主働土圧，「土質工学会論文報告集」，Vol. 30, No. 4, pp. 203～210.
2) 鵜飼恵三 (1991)：剛な擁壁に作用する主働土圧の弾塑性論による再検討，「土質工学会論文報告集」，Vol. 31, No. 1, pp. 212～221.
3) 小林謙一 (1991)：粒状体の力学モデルの作成と土圧論への適用，「群馬大学建設工学科修士論文」，pp. 212～221.
4) Lambe, T. W. and Whitman, R. V. (1979): Soil Mechanics. SI Version, pp. 190～191.
5) 足立紀尚・田村　武・八嶋　厚・上野　洋 (1985)：砂質地山トンネルの挙動と解析に関する研究，「土木学会論文集」，第358号/Ⅲ-3, pp. 129～136.
6) 小嶋啓介・足立紀尚 (1987)：アルミ棒積層体モデル地盤による主働・受働土圧，「土木学会第42回年次学術講演会第3部」，pp. 744～745.
7) 榊原和成・中井照夫・佐藤　勉 (1987)：補強土の主働土圧実験とその解析，「土木学会年次学術講演会第3部」，pp. 904～905.
8) Fang, Y. S. and Ishibashi, I. (1986): "Static earth pressures with various wall movements," ASCE, Vol. 112, GT3, pp. 317～333.
9) 鵜飼恵三 (1991)：砂の主働土圧実験結果の解析，「第26回土質工学研究発表会」，pp. 1223～1224.
10) 龍岡文夫 (1987)：土の要素のせん断強度(材料力学)，「土の強さと地盤の破壊入門」の中の1章，土質工学会，pp. 76～82.
11) 一本英三郎・野津光夫・奥山一典・太田秀樹・飯塚　敦 (1990)：ひずみ軟化を示す地盤挙動の有限要素解析手法，「第35回土質工学シンポジウム」，pp. 39～46.
12) El-Sohby, M. A. (1969): "Elastic behavior of sand," ASCE, Vol. 95, SM6, pp. 1393～1409.
13) 中井照夫 (1989)："An isotropic hardening elastoplastic model for sand considering the stress path dependency in three-dimensional stresses," Soils and Foundations, Vol. 29, No. 1, pp. 119～137.
14) Vermeer, P. A. (1981): "Formulation and prediction of sand behaviour," 10th ICSMFE, Vol. 1, pp. 259～262.
15) Lade, P. V. and Nelson, R. B. (1987): "Modelling the elastic behaviour of granular materials," Int. J. Num. Anal. Meth. in Geomech., Vol. 11, No. 5, pp. 521～542.