



弾塑性動的地盤モデルのためのパラメータの同定

吉富, 力
妹川, 賢司
飯塚, 敦
河井, 克之
ロハニ, タラニディ

(Citation)

神戸大学都市安全研究センター研究報告, 19:85-100

(Issue Date)

2015-03

(Resource Type)

departmental bulletin paper

(Version)

Version of Record

(JaLCOI)

<https://doi.org/10.24546/81011472>

(URL)

<https://hdl.handle.net/20.500.14094/81011472>



弾塑性動的地盤モデルのための パラメータの同定

Identification of parameters for elast-plastic dynamic ground model

吉富 力¹⁾

Yoshitomi Chikara

妹川 賢司²⁾

Imokawa Kenji

飯塚 敦³⁾

Atsushi Iizuka

河井 克之⁴⁾

Katsuyuki Kawai

ロハニ タラニディ⁵⁾

Lohani Tara Nidhi

概要：今日、解析を行うにあたり、動的な問題に関してはパラメータの決定方法は確立されていない。そこで本研究では、動的な解析を行うためのパラメータの決定方法の模索を行うにあたり、次の2つの研究を行った。1つ目はベンダーエレメントを用いた不飽和土のせん断弾性挙動についてである。本研究ではベンダーエレメント試験を行い、せん断弾性係数 G とサクション、強度との関係の把握に努める。2つ目は Albany 硅砂の弾塑性パラメータの同定である。本研究では、Albany 硅砂を用いて、三軸せん断試験を行い、その結果より得られたパラメータを用い、有限要素解析を行うことにより、動的な解析を行うためのパラメータの決定方法を模索するとともに、DACSAR の砂質土への適用の可能性を模索する。

キーワード：動的, 弾塑性,

1. はじめに

現在、地盤工学の解析において静的な問題、パラメータの決定方法が確立されているために実地盤のパラメータを容易に決めることができる。しかし、動的な問題においては現状ではパラメータの決定方法は確立されていない。今後地震応答解析や液状化に関する解析が増々重要になっていく中、動的な解析を行うためのパラメータの決定方法が急務であると考えられる。

そこで本研究では動的な解析を行うためのパラメータの決定方法の模索として二つの研究を行った。まず一つ目は Albany 硅砂の弾塑性構成パラメータの同定である。これは Albany 硅砂を用いて三軸試験を行い、その結果より得られたパラメータを用いて、有限要素解析コード DACSAR で解析を行うことにより、動的な解析を行うため

のパラメータの決定方法を模索するとともに、砂質土における構成モデルへの適用の可能性を模索する。二つ目は、バンダーエレメントを用いた不飽和供試体のせん断弾性挙動についてである。これは動的な試験において重要なパラメータであるせん断弾性係数 G の測定を行い、 G を介して強度などがわかれば地盤の特性がより深く理解できるとともに、今後の地盤調査の利便化を目的としている。

2. バンダーエレメントを用いた不飽和供試体のせん断弾性挙動について

(1) 供試体作製

本章で用いる試料は、すべてカオリンクレーから作製した供試体を使用する。供試体に関しては、異なるサクシヨンの供試体を作製するために、突き固め試験を行い、その結果を元にサクシヨンの異なる供試体を作製する。以下に供試体作製手順を記述する。

- ・粉末状のカオリンに目標含水比になるように水を加えて混ぜる。含水比が高くなれば混ぜている途中でダマができやすくなるために、ダマができてしまった場合できるだけ手でつぶし粉末に近い状態にする。
- ・図 1 に示すようなモールドを用いる。モールドに直接カオリンを入れて突き固め試験を行うとモールドにカオリンが付着してしまいうまく供試体を作製できない。そこで図 2 の OHP フィルムを用いる。この OHP フィルムをグリスでモールドに張り付けて突き固め試験を行う。この時、供試体をモールドから取り出しやすくするために、図 3 に示すように OHP フィルムを少しずらして張り付ける。そして OHP フィルムの上に CRE5-56 を少し塗り OHP フィルムにカオリンが付着するのを防ぐ。



図 1 モールド

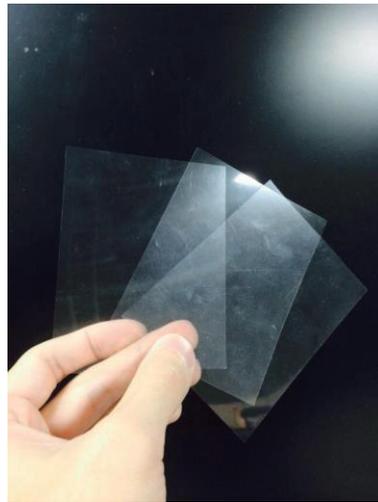


図 2 OHP フィルム

- ・1 層分の試料をモールドに入れる。このとき、1 層目と後続の各層の試料の厚さが一定になるように気を付ける。
- ・試料を均等に突き固めるために、モールドの縁に沿って、5～7 回で 1 周するように突き固めを行い、その内の 1 回はモールドの中心部に突き固める。
- ・1 層目の突き固めが終わったら、各層の密着をよくするためにへら等で表面に軽く刻み線を入れる
- ・二層目以降も上述の手順を繰り返し、モールド内に試料を突き固めていく。この時各層の厚さが一定になるように気を付ける。
- ・最終層の突き固めは、突き固め後の試料の上面が上縁よりやや高いところにくるようにする。
- ・最終層の突き固めが終了したら、カラーを取り外し、モールド



図 3 OHP フィルムのつけ方

ドの上面の余分な土をカッターの刃等で徐々に削りながら表面を平滑に仕上げる。カラーを取り外すときは、上からおさえながらカラーを取り外す。

- ・モールドの底板等の外部に残っている土を取り除き、全体の質量を測定する。

(2)試験手順

以下にベンダーエレメント試験の試験手順を示す。

- ・試験前準備として、まずセラミックの飽和を行う。手順としてはセラミックが浸かるくらいまで脱気水を入れる。そしてセル内と供試体排水経路につながるビュレット内を負圧に保ち、5、6時間放置する。その後セル内の負圧をゼロにしビュレット内のみ負圧に保つことで、さらにセラミックの飽和を行う。

- ・セルの水を一度抜き、セルを取り外す。
- ・作製した供試体にメンブレンを装着し、下方のペDESTALからベンダーエレメントにゆっくり差し込む。
- ・上端側にはろ紙をつけた状態で上部ベンダーエレメントにゆっくり差し込む。

- ・水圧計を取り付け、約24時間放置し、サクシオンを測定する。
- ・サクシオンが発生していることを確認し、LDTの取り付けに移る。LDTは側方変位を計測するものと、垂直変位を計測するものがある。

- ・LDTを取り付ける際、供試体とメンブレンが密着している必要があるため、供試体内部に-20kPaの負圧を与えることで供試体とメンブレンを密着させる。

- ・LDTは図4に示すように垂直変位を計測するものを2つ、側方変位を計測するものを3つ取り付ける。

- ・再度セルを設置し、セル水を注入する。
- ・三軸試験装置を載荷台上に設置し、ベンダーエレメントをオシロスコープに接続する。

- ・ベンダーエレメントが反応していることを確認後、側圧を上げながら、先ほどメンブレンを密着させるために与えていた負圧をゼロに戻し、さらにサクシオンが発生した分の空気圧を与え、圧密試験を開始する。

- ・圧密試験では、セル圧は表1に示すように50kPaずつ段階荷重する。また放置時間に関してはセラミックの透水性がかなり小さいため、1段階で12時間放置した後、せん断弾性波を測定し、次の荷重段階に進むことに決める。せん断弾性波の測定は1波長のsin波(1, 2, 3, 5, 10, 15, 20kHz)及び矩形波(100kHz)を送信し、それぞれの送・受信電圧波形を記録した。

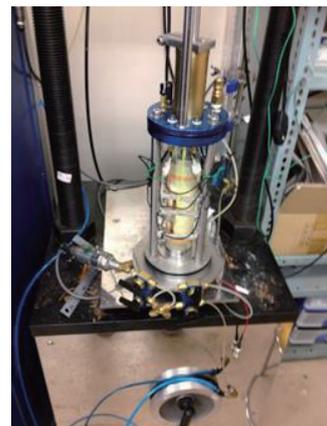


図4 LDTの取り付け

表1 段階荷重時の圧密圧力

段階	1	2	3	4	5	6	7	8	9
セル圧 (kPa)	100	150	200	250	300	350	400	450	500

(3)データ整理

せん断弾性係数 G は $G = \rho_s \cdot (V_s)^2$ で表現できる。

せん断弾性波速度 V_s は実験では次式によって求めることができる。

$$V_s = \frac{L}{\Delta t} \tag{1}$$

ここで L はせん断弾性波の伝播距離、 Δt は伝播時間である。

(a)伝播距離

せん断弾性波の伝播距離は送・受信一対のベンダーエレメントにおける先端間の距離(tip-to-tip)¹⁾とする。(図5)

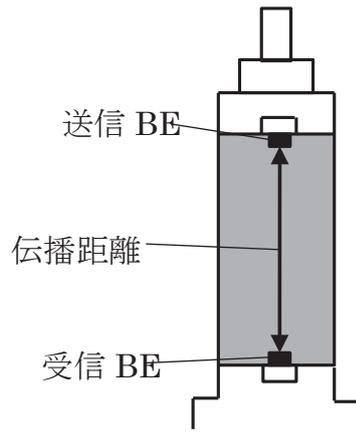


図5 伝播距離

(b)伝播時間

せん断波の伝播距離に関しては、ベンダーエレメントの先端間距離である tip-to-tip がもちいられており、先端間距離を採用することで、国際的なコンセンサスを得られているようである。一方で、伝播時間の同定法に関しては、いまだ国際的なコンセンサスは得られておらず、伝播時間の同定法に関しては機関によって異なっている。しかし、これまでにいくつかの同定法が提案されており、現状では、time domain technique(T.D 法)において送信波と受信波の立ち上がり点の時間差(start to start)を伝播時間とする方法が主流である。Start-to-start によるせん断波の伝播時間の同定法は送受信電圧波形から直接目視により伝播時間を決定する方法である。本研究でもこの start-to-start という同定法を用いて伝播時間とする。(図6)

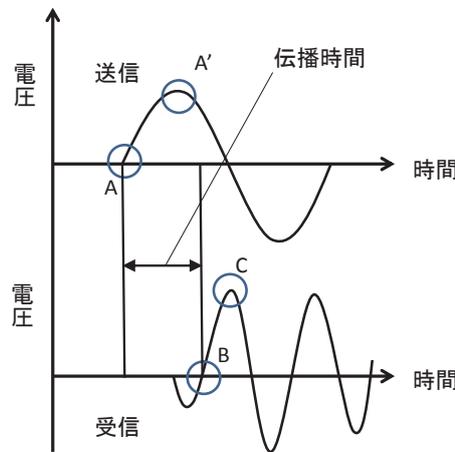


図6 伝播時間

(4)ベンダーエレメント試験

本項では実際に行ったベンダーエレメント試験についての試験結果、考察を行う

(a)試験条件

以下の表-2 に本試験の試験条件、供試体諸量を示す。

表-2 試験条件

	含水比 (%)	湿潤密度 (g/cm^3)	乾燥密度 (g/cm^3)	間隙比	飽和度 (%)	サクシオン (kPa)	荷重 (kN)	締固め回数
TEST1	25	1.53	1.25	1.17	56.4	72	30	30
TEST2	30	1.66	1.29	1.07	72.2	65.7	30	30
TEST3	30	1.52	1.18	1.27	63.0	41.3	20	20
TEST4	15	1.29	1.12	1.39	30.4	54.2	30	30
TEST5	20	1.44	1.20	1.22	43.8	73	30	30
TEST6	25	1.54	1.24	1.25	57.5	32	20	30
TEST7	25	1.41	1.12	1.39	49.9	45.5	20	20

(b)試験結果

以下にベンダーエレメント試験の試験結果を記述する。

一般に各種地盤材料のせん断弾性係数 G は式(2)に示すように間隙比と有効応力をそれぞれ独立変数(パラメータ)とした関数の積からなる関係式で表現されることが多い。

$$G/Pr = A \cdot f(e) \cdot (p'/Pr)^n (OCR)^k \quad (2)$$

ここで、 A は実験定数、 $f(e)$ は間隙比関数、 p' は平均有効主応力、 OCR は過圧密比であり、 Pr は無次元化するための基準応力、 n と k は指数である。

間隙比関数は、一般に同一の応力条件下における e の違いを取り除くために用いられるが、Jamiolkowski et al. は粘性土を用いた実験から適切な $f(e)$ を選べば $k \approx 0$ となり、 G は OCR によらずに表現できることを示している。そこで本研究では土質の違いに関して適用範囲が広い $f(e)$ である Sibuya and Tanaka¹⁾が提案した式を含む4つの $f(e)$ (式-18~式-21)を用いて G を正規化した。

$$f(e) = e^{-1.5} \quad (3)$$

図7に正規化した G と $(\sigma + Ps)$ 関係を、図8に G と e の関係を示す。

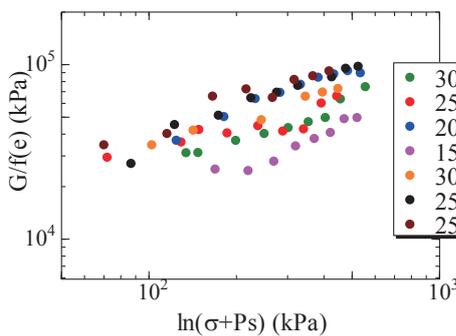


図7 $f(e) = e^{-1.5}$

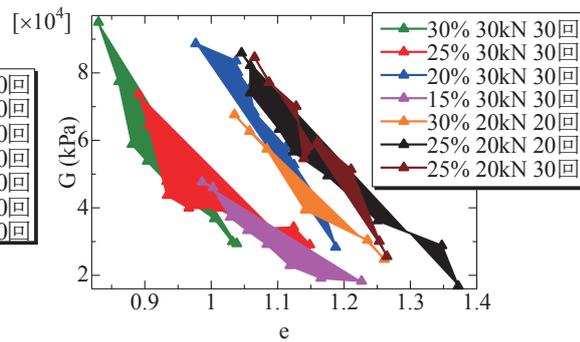


図8 $G-e$

図7から、せん断弾性係数 G は間隙比関数 $f(e)$ で正規化を行っても、一義的な関係が得られるということではないということがわかった。

図8から、含水比は異なるが、同じ突き固め条件の試料については、飽和度が高くなるにつれて、 G は左下に移動する傾向がみられる。

以下の図 9～図 14 に各試験別の $e-\ln(\sigma+Ps)$ と $G-\ln(\sigma+Ps)$ を示す。

図の黒の直線は安原が行った、カオリンの圧密試験における正規圧密線である。

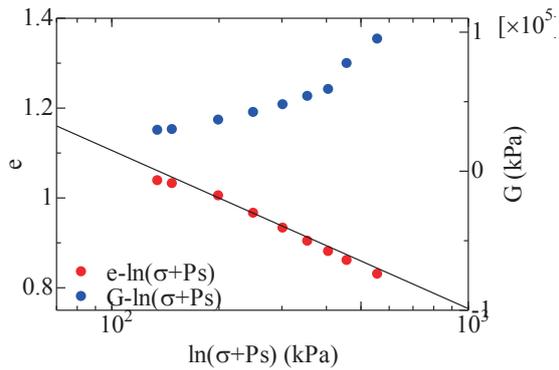


図 9 30%30kN30回

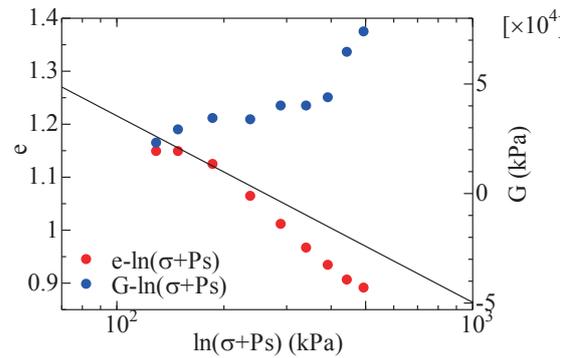


図 10 25%30kN30回

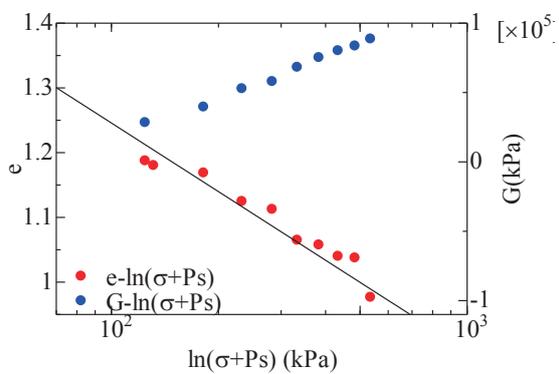


図 11 20%30kN30回

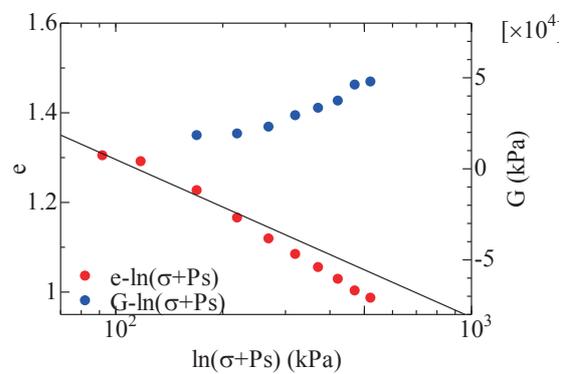


図 12 15%30kN30回

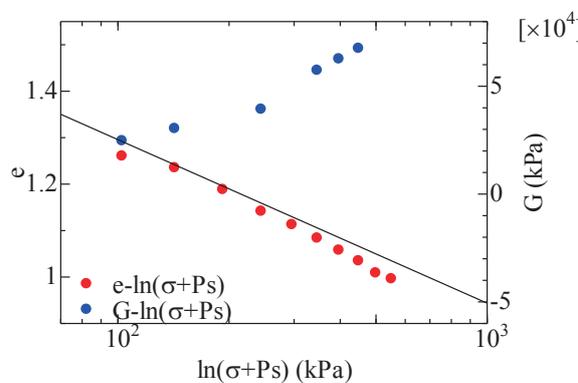


図 13 30%20kN20回

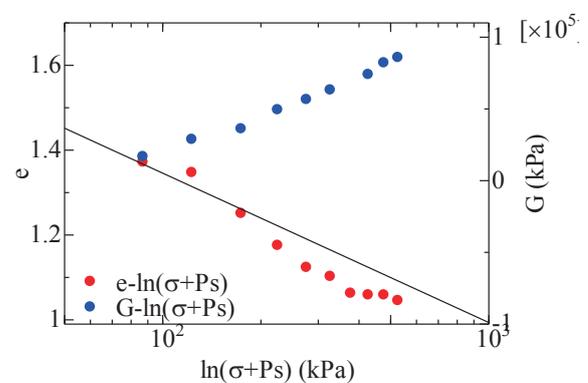


図 14 25%20kN20回

試験結果より、降伏応力点の近くでせん断弾性係数 G の増加率が変化しているように見受けられる。これは降伏応力がせん断弾性係数の変化に寄与している可能性があることを示唆している。しかしすべての場合でそのような結果になっているわけではなく、断定できるまでにはまだ考察の余地がある。

(5) 考察

以下に本研究での考察を記述する。

飽和土の場合、正規圧密線は 1 つしかないの、ある土の現応力状態と間隙比を知ることができれば、土の状態が決まる。よって先ほどの間隙比関数で正規化するとある 1 本の線上にまとめることができると考えられる。しかし、不飽和土の場合、正規圧密線の傾きは決まっているが、飽和度の違いや、それに伴うサクシジョンの違いにより、ある土の間隙比と現応力状態だけがわかっても土の状態を決定することが困難である。これが間隙

比関数で正規化を行っても、一義的な関係が得られなかった原因であると考えられる。つまり、飽和土については、せん断弾性係数は間隙比で補正すれば一律に表現できるものでも、不飽和土ではこれら以外の要因(飽和度、サクシオン、降伏応力等)が影響しているのではないかと考えられる。本研究ではその要因について、可能性を示すことはできたが、明確な要因の究明にはまだまだ考察の余地がある。

3. Albany 砂の弾塑性構成パラメータの同定

(1) 試料

本研究に用いる試料は、すべて Albany 砂から作製した供試体を使用する。Albany 砂は西オーストラリア州の南端に位置する Albany で産出される砂である。99.5%以上がシリカ成分で構成されている高純度の砂で、径 0.5mm 前後の粒子の中に、最大径 1.5mm の大型粒子が混じっており、透明石英に、白色石英が混じっている。よく磨かれ丸くなった透明粒子が多く存在する。

(2) Albany 砂の三軸排水試験

スマート三軸試験装置と従来の三軸試験装置を用いて、砂質土の三軸排水せん断試験を行った。

(a) 試験条件

本試験では、砂質土の有効応力経路から、パラメータを求めることを目的とする。以下に試験条件、供試体諸元、試験結果等を記述する。

表 3 試験条件

テスト No.	試験装置	排水条件	拘束圧
002	スマート三軸試験	排水	157kPa
003	スマート三軸試験	排水	200kPa
004	従来の三軸試験	排水	50kPa
005	従来の三軸試験	排水	100kPa
006	従来の三軸試験	排水	200kPa

表 4 供試体諸元

テスト No.	ρ_t (g/cm ³)	w (%)	e	S_r (%)	D_r (%)	B 値
002	1.99	23.22	0.64	96.15	53.45	0.84
003	1.94	16.89	0.60	74.59	67.88	0.86
004	1.96	16.92	0.58	77.28	74.99	0.82
005	1.95	16.75	0.59	74.89	70.46	0.84
006	1.95	16.44	0.59	74.61	73.71	0.82

(b) 試験結果

三軸排水せん断試験結果を以下に示す。

p' - q 図, e - $\ln p'$ 図をそれぞれ図 7~9 に、また別途 Lohani が行った三軸排水試験結果, p' - q 図(図-10)を示す。

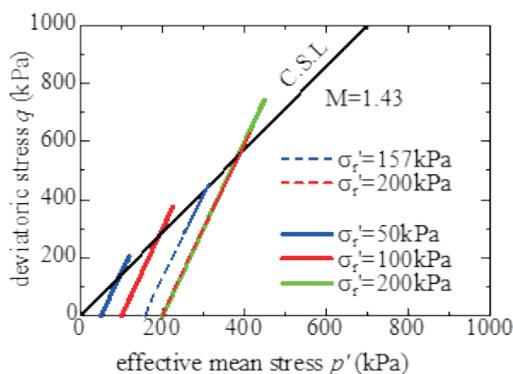


図-7 p' - q 図

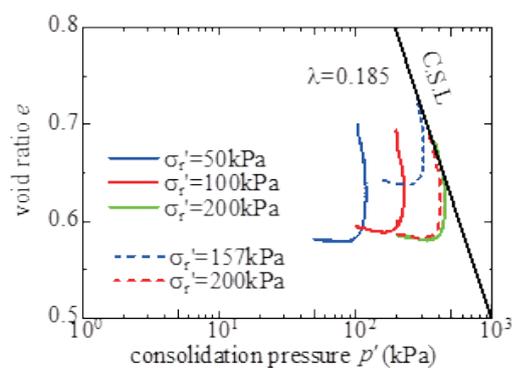


図-8 e - $\ln p'$

(c)三軸排水せん断試験におけるパラメータの決定

三軸排水せん断試験の結果より、各パラメータを決定する。決定するパラメータは、限界応力比 M 、圧縮指数 λ 、膨潤指数 κ 、の3つを算出する。

以下に各パラメータの算出方法と、その値を示す。

・ M (限界応力比) : 図-7, 図-8 よりそれぞれ限界応力比を算出しその平均値 $M=1.41$ を算出した。

・ λ (圧縮指数) : Cam-Clay モデルにおいては、限界状態線と正規圧密線は平行と考えられる。よって、図-8 より限界状態線の傾きを読み取り算出する。ただし圧縮指数の導出のみスマート三軸試験の結果を用いる。これは従来の三軸試験機の結果では圧縮指数が非常に小さくなっており、スマート三軸試験機の試験結果から得られる圧縮指数の方が適切な値と考えられるからである。以上より、 $\lambda=0.185$ とする。

・ κ (膨潤指数) : 以下に示す図-10 に示す非排水せん断試験における、等方圧密過程の $e-\ln p'$ 図より、勾配を読み取り、その平均をとり膨潤指数 $\kappa=0.042$ を算出した。

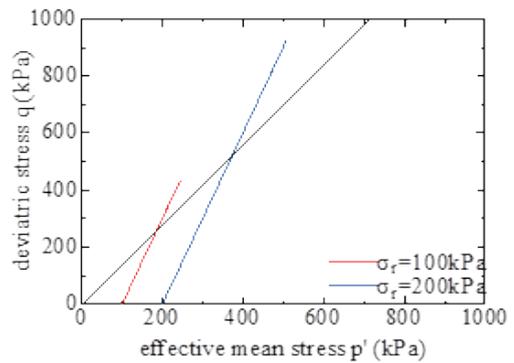


図-9 $p'-q$ 図

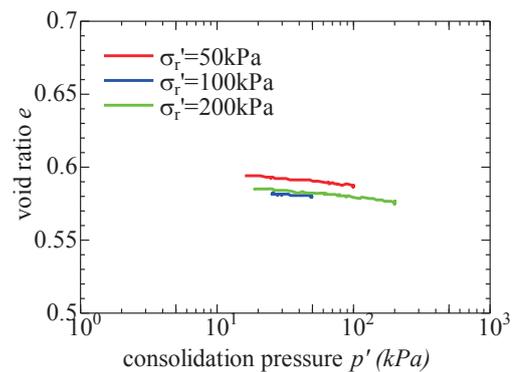


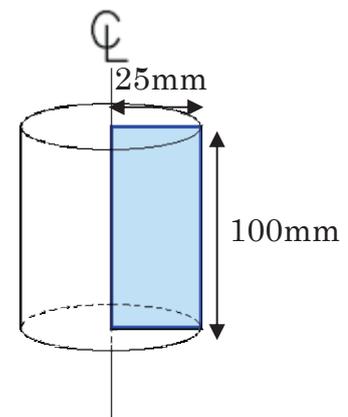
図 10 $e - \ln p'$ 図

(3) 有限要素解析による Albany 硅砂のせん断パラメータの検証

前述の試験結果により得られたパラメータを元に、上負荷面、下負荷面を考慮できる有限要素解析 DACSAR-ss を用いて、Albany 硅砂の三軸排水せん断試験の再現を行い、動的な解析を行うためのパラメータの決定方法を模索する。また解析に用いる構成モデルは、修正カムクレイモデルを用いる。

(a)解析条件

図-4に示すように、軸対象条件で三軸試験に用いる円柱供試体を再現する。解析領域は幅 25mm、高さ 100mm を1要素で表現し、全節点数は4である。変位境界については上端及び下端の右端節点の垂直方向の変位を固定することで、三軸排水せん断試験を再現する。また水理境界については上面及び下面を排水境界とする。以下の表-2 に入力パラメータを示す。ここで、フィッティングパラメータは下負荷面の m と上負荷面の a 、 R_0 とし、まずは R_0 を固定しせん断過程の挙動に近い組み合わせを大まかに選定する。



(b)解析結果

以下の図 11~13 に拘束圧 100kPa における $p'-q$ 図、 $\epsilon_a - q$ 図、 $\epsilon_a - \epsilon_v$ 図を示す。

表 6 パラメーター一覧

なお解析結果は 100kPa のみの結果を示す。

解析結果より、拘束圧 100kPa において、上負荷面の影響はほとんどないことがわかる。次に下負荷面の影響に関しては、 $m=10.0, 5.0, 1.0$ の場合において、挙動が似ているということがわかった。拘束圧が 50kPa, 200kPa の場合も同様に解析を行った結果、 $R_0=0.9$ の時、上負荷面に関してはどの拘束圧においても影響がほとんどなかったために $a=5.0$ と決定した。下負荷面に関しては、実験値と挙動が似ていた値、つまり $m=1.0, 5.0, 10$ と決定した。

D	Λ	M
0.065	0.977	1.41
σ_{v0}	σ_{v1}	e_0
120	2.041	0.585
m	a	R_0
X	Y	0.9

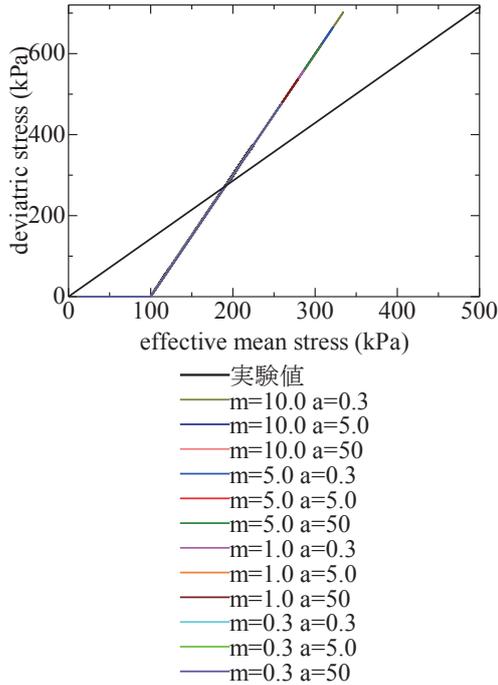


図 11 $p'-q$ 図

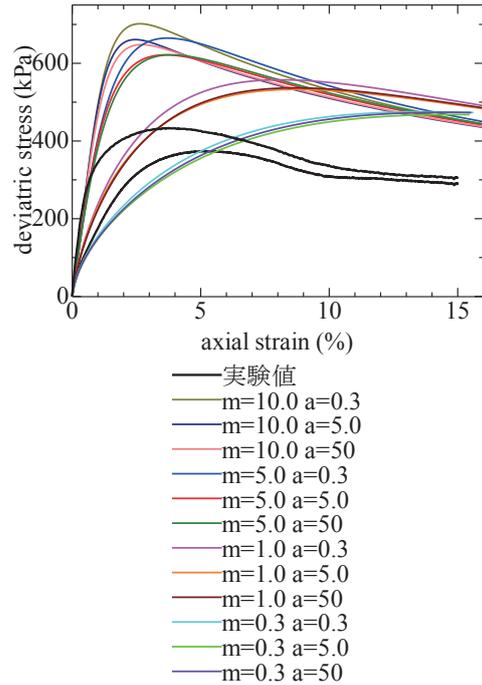


図 12 $\epsilon_a - q$ 図

以上の結果より、上負荷面に関してはどの拘束圧においても影響がほとんどなかったため $a=5.0$ と決定した。また下負荷面の m に関しては各拘束圧において、実験値と挙動が似ていた値、つまり $m=1.0$ と 5.0 , 10.0 と決定した。次にピーク強度、ダイラタンシーの発現等を考慮するために、降伏応力をフィッティングパラメータとする。これは Albany 硅砂の降伏応力は実験では明確にすることができなかつたためである。

前述の解析では降伏応力は 1200kPa としていた。今回の解析では降伏応力を 2000kPa で検証を行った。下の図 14~19 に拘束圧 50kPa , 100kPa , 200kPa における解析結果を示す。

解析結果をみると、ピーク強度については、拘束圧 50kPa , 100kPa においては実験値とかなり異なる結果となったが、拘束圧 200kPa の $m=5.0$ においては、実験値に近い結果となった。ダイラタンシーの発現については、拘束圧 100kPa , 200kPa の $m=5.0$ において、実験値に近い結果となった。この結果から、拘束圧 200kPa においては実験値に近い挙動を示したが、拘束圧 50kPa , 100kPa においては実験値とは異なる挙動を示したことになり、降伏応力をフィッティングパラメータにすると、解析結果を統一的に表すことができないということがわかった。つまり、今回の Albany 硅砂はある降伏応力を有しているわけではないと考えられる。よって、降伏応力をフィッティングパラメータにするのではなく、過圧密度をフィッティングパラメータとし解析を行いたいと考える。

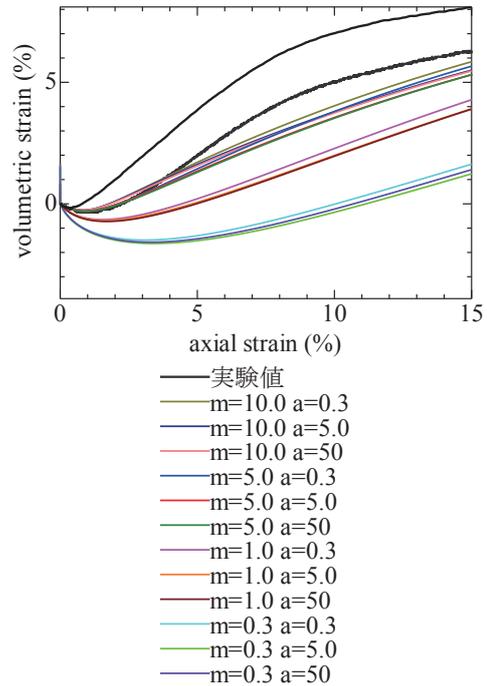


図 13 $\epsilon_a - \epsilon_v$ 図

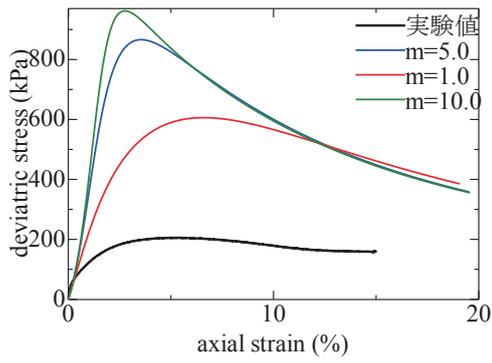


図 14 $\varepsilon_a - q$ 図

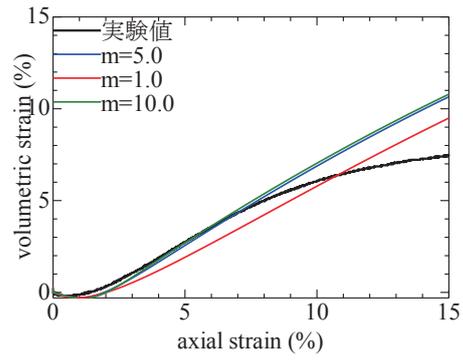


図 15 $\varepsilon_a - \varepsilon_v$ 図

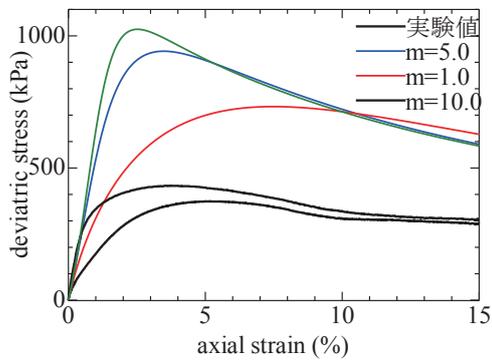


図 16 $\varepsilon_a - q$ 図

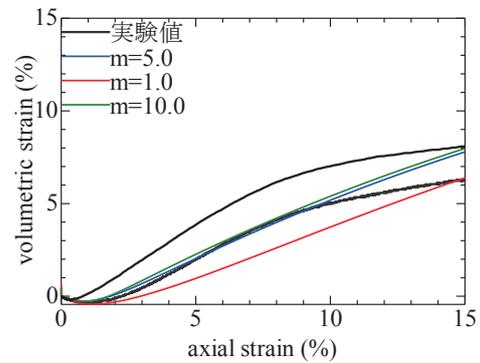


図 17 $\varepsilon_a - \varepsilon_v$ 図

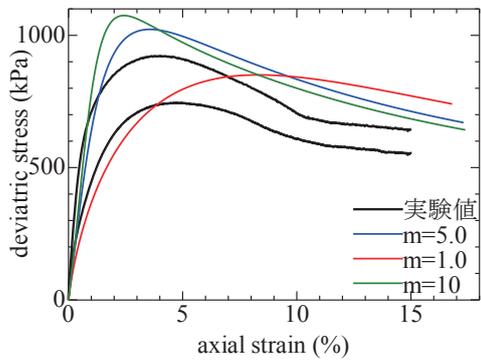


図 18 $\varepsilon_a - q$ 図

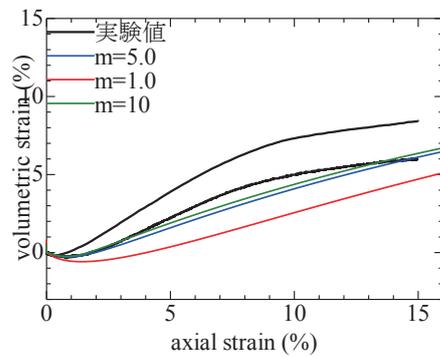


図 19 $\varepsilon_a - \varepsilon_v$ 図

前述した通り，過圧密度をフィッティングパラメータとし，ピーク強度とダイラテンシーの発現について考察を行う．過圧密度についてはそれぞれの拘束圧に対して OCR=2,10,20 の 3 通り解析を行う．以下の図 20~25 に拘束圧 100kPa における解析結果を示す．

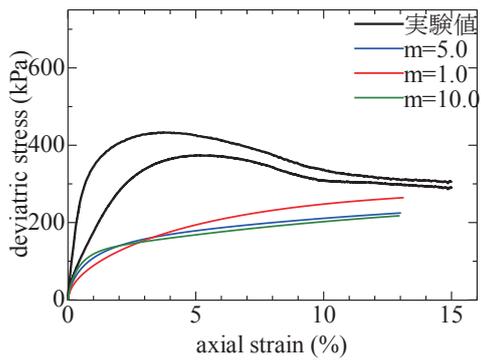


図 20 $\varepsilon_a - q$ 図

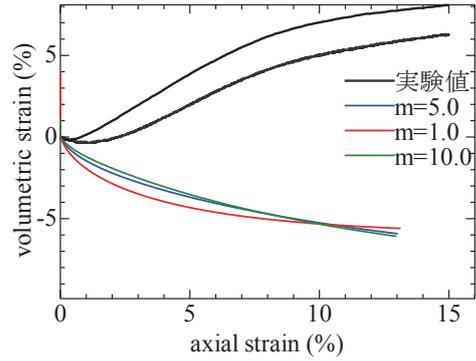


図 21 $\varepsilon_a - \varepsilon_v$ 図

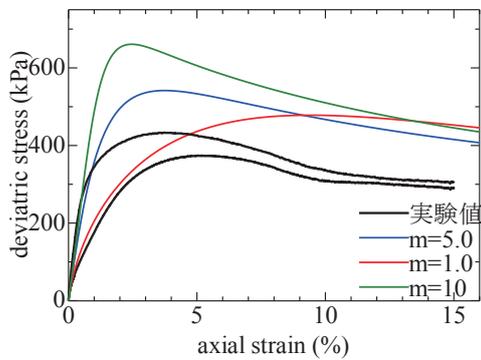


図 22 $\varepsilon_a - q$ 図

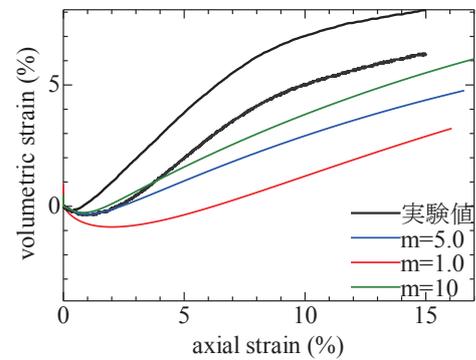


図 23 $\varepsilon_a - \varepsilon_v$ 図

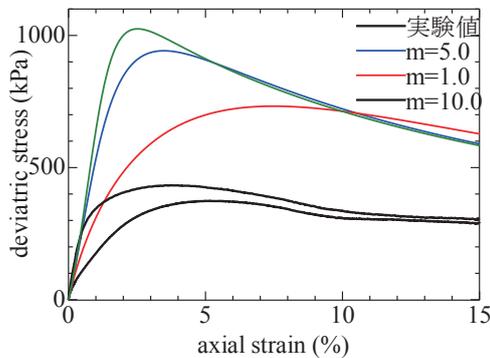


図 24 $\varepsilon_a - q$ 図

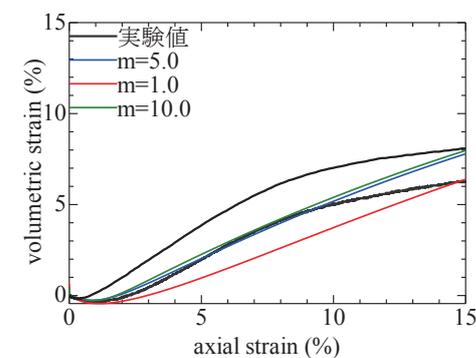


図 25 $\varepsilon_a - \varepsilon_v$ 図

解析結果から、拘束圧によらず、同じ結果となった。OCR=2 の場合、ピーク強度は実験値よりもかなり小さく、ダイラタンシーの発現も小さい。一方 OCR=20 の場合、ピーク強度はかなり大きく、ピークが発生する場所も違う。またダイラタンシーの発現も実験値とかなり異なっている。しかし、OCR=10 における $m=5.0$ の場合は、ピーク強度もダイラタンシーも実験値に近い挙動を示していることがわかる。よって $R_0^*=0.9$ において、 $a=0.5, m=5.0, OCR=10$ が妥当であると判断した。

しかしながら $R_0^*=0.9$ では上負荷面の影響がほとんど出なかった。そこで次に、 $R_0^*=0.4, 0.6$ と変えて同じプロセスで a, m, OCR を選択していきたいと考える。

以下の図-26~図-37 に解析結果を示す。なお、手順は上に示した通り行うため、解析結果は拘束圧 100kPa における過圧密度をフィッティングパラメータにした場合の結果のみ以下に示す。

• $R_0^* = 0.4$

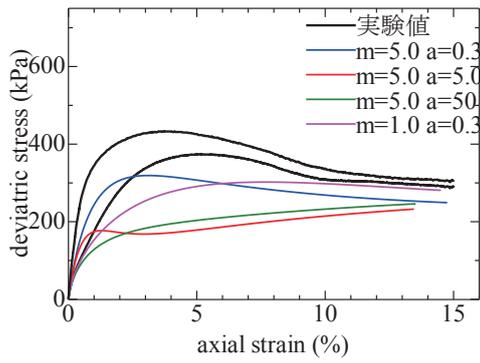


図 26 $\varepsilon_a - q$

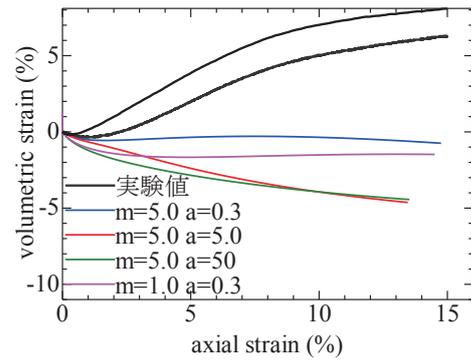


図 27 $\varepsilon_a - \varepsilon_v$

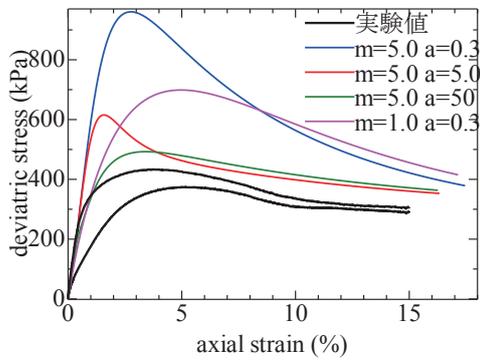


図 28 $\varepsilon_a - q$

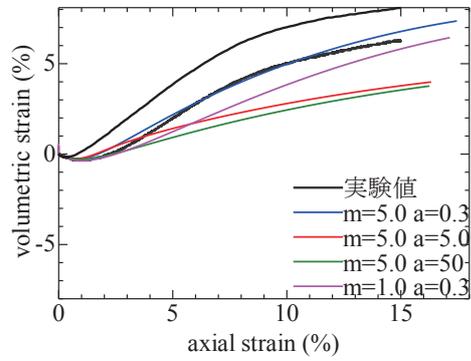


図 29 $\varepsilon_a - \varepsilon_v$

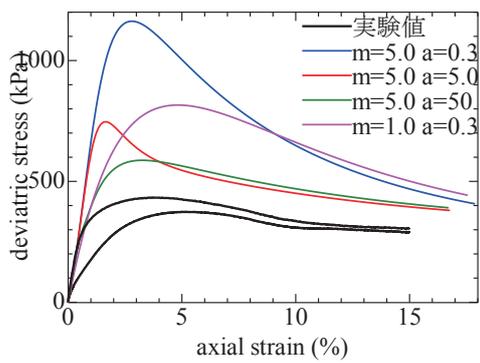


図 30 $\varepsilon_a - q$

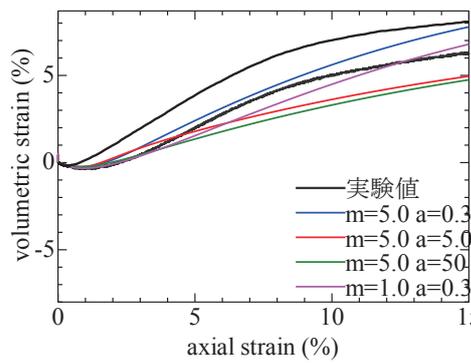


図 31 $\varepsilon_a - \varepsilon_v$

• $R_0^* = 0.6$

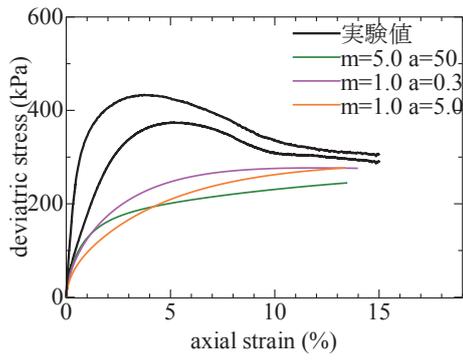


図 32 $\varepsilon_a - q$ 図

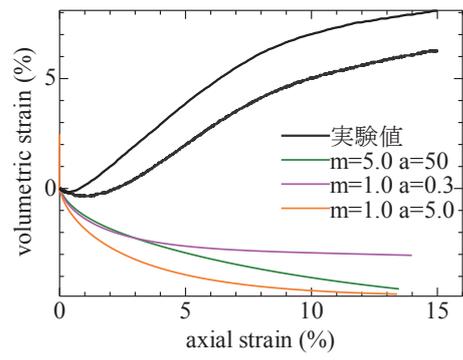


図 33 $\varepsilon_a - \varepsilon_v$ 図

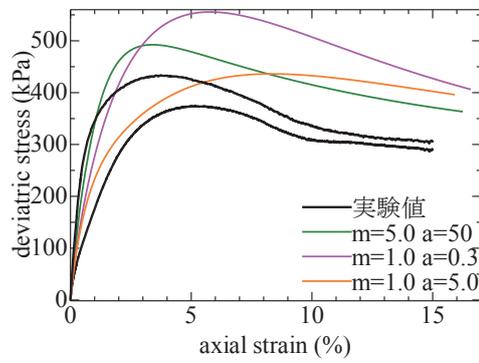


図 34 $\varepsilon_a - q$ 図

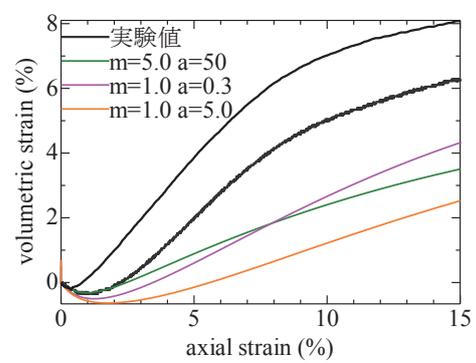


図 35 $\varepsilon_a - \varepsilon_v$ 図

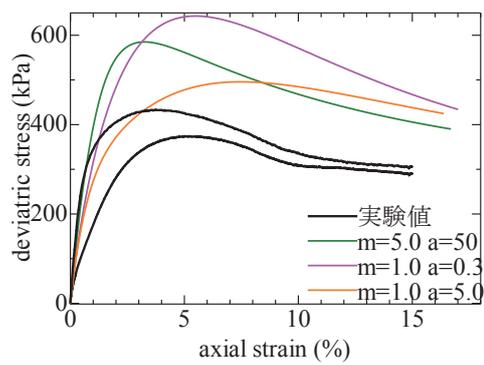


図 36 $\varepsilon_a - q$ 図

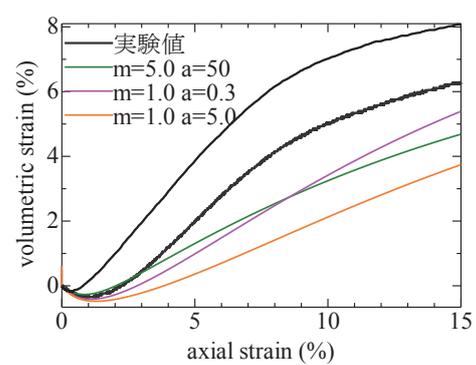


図 37 $\varepsilon_a - \varepsilon_v$ 図

$R_0^*=0.4, 0.6$ において、 $m=5.0, a=50, OCR=8$ の時、実験値と挙動が最も近いという結果になった。この結果と $R_0^*=0.9$ の結果を比較する。 $R_0^*=0.4, 0.6$ の場合は応力-ひずみ関係は実験に近い挙動となっているが、ダイレタンシーの発現が少し実験値と違う挙動となっている。本研究において、パラメータの選定基準は応力-ひずみとダイレタンシーの発現を総合的に考慮した組み合わせを選定することにしたので、 $R_0^*=0.9, m=5.0, a=5.0, OCR=10$ の場合が実験値の挙動に最も近い結果になった。

(c)考察

本研究の目的は Albany 硅砂を用いて、三軸せん断試験を行い、その結果より得られたパラメータを用い、有限要素解析を行うことにより、動的な解析を行うためのパラメータの決定方法を模索するとともに、砂質土の構成モデルへの適用の可能性を模索することであった。結論から言うと、本研究においては、Albany 硅砂は上負荷面の a 、下負荷面の m 、 R_0^* 、OCR をフィッティングパラメータとすることにより、表現できることがわかった。しかし、今回の結果に関しては相対密度が 70%の供試体を使用しており、あらゆる状態がこの結果に適用するわけではない。粘性土のフィッティングパラメータの決定方法との大きな違いは、降伏応力ではなく、過圧密度をフィッティングパラメータとしていることである。砂質土は、本来降伏応力は存在しない。しかし、解析を行う上でパラメータとして降伏応力を決めなければならない。そこで本研究により、砂質土では、拘束圧によって降伏応力は異なるが過圧密度をフィッティングパラメータとすると、うまく表現できるという結果が得られた。よって、砂質土の解析を行う場合、過圧密度をフィッティングパラメータにすることも考えなければならないということになる。次に R_0^* について、本章の結果では、 $R_0^*=0.9$ となった。これは構造破壊がさほど起こっていないことを意味する。これは Albany 硅砂にはよく磨かれ丸くなった透明粒子が多く存在することが理由であると考えられる。丸い粒子が多く存在することで、破碎が他の砂質土と比べて起こりにくい。よって、構造破壊の度合いは少ないということが言える。

(4)結論

1.本研究において、Albany 硅砂は上負荷面の a 、下負荷面の m 、 R_0^* 、OCR をフィッティングパラメータにすることにより、三軸排水試験を再現できることがわかった。砂質土と粘性土のフィッティングパラメータの決定方法との大きな違いは、降伏応力ではなく、過圧密度をフィッティングパラメータとしていることである。砂質土は、本来降伏応力は存在しない。しかし、解析を行う上でパラメータとして降伏応力を決めなければならない。そこで本研究により、砂質土では、拘束圧によって降伏応力は異なるが過圧密度をフィッティングパラメータとすると、うまく表現できるという結果が得られた。よって、砂質土の解析を行う場合、過圧密度をフィッティングパラメータにすることも考えなければならないということになる。

2.本研究では Albany 硅砂の $R_0^*=0.9$ となった。これは構造破壊がさほど起こっていないことを意味する。これは Albany 硅砂にはよく磨かれ丸くなった透明粒子が多く存在することが理由であると考えられる。丸い粒子が多く存在することで、破碎が他の砂質土と比べて起こりにくい。よって、構造破壊の度合いは少ないということが言える。

参考文献

- 1) Sibuya, S. and Tanaka, H. : Estimate of elastic shear modulus of Holocene soil deposits, Soils and Foundations, Vol.36, No.4, pp.45-55, 1996

Identification of parameters for elast-plastic dynamic ground model

Chikara Yoshitomi
Kenji Imokawa
Atsushi Iizuka
Katsuyuki Kawai
Lohani Tara Nidhi

Abstract

Currently, in the static problems in the analysis of geotechnical engineering, it is possible to easily determine the parameters of the actual ground for the method of determining the parameter is established. However, the method of determining the parameters have not been established with respect to dynamic problems. Future be considered in the analysis of seismic response analysis and liquefaction will become increasingly important, there is an urgent need method of determining the parameters for performing dynamic analysis. In this study, we conducted the following two studies.

The first is about the shear elastic behavior of unsaturated soil using a vendor element. If, through the shear modulus, and if it is possible to know the like suction and strength of the soil, and will be able to easily perform a future ground survey. Where it performs a bender element test in this study, shear modulus G and suction, and strive to understand the relationship between the intensity. The second is the identification of elastic-plastic parameters of Albany silica sand. In the field of geotechnical engineering, DACSAR is widely used as a finite element analysis. It is a sandy soil that can occur crushing of particles and, from the point, such as expression of dilatancy is different from the cohesive soil, currently, DACSAR program has not been applied to sandy soil. In this study, using the Albany silica sand, and performs triaxial shear test, using the parameters obtained from the result by performing a finite element analysis, to explore how to determine the parameters for performing dynamic analysis as well as, to explore the possibility of application to the sandy soil of DACSAR.

©2015 Research Center for Urban Safety and Security, Kobe University, All rights reserved.