

軟弱地盤の変形・安定解析に関する基礎的研究

軟弱地盤の変形・安定解析に関する基礎的研究

昭和63年5月

飯塚 敦

## 目 次

第1章	序論	1
第1節	本論文の目的	1
第2節	本論文の構成	2
第2章	地盤の力学挙動を表す数学モデル	6
第1節	概説	6
第2節	固相・液相連成問題	6
1.	配置と運動の表現	7
2.	有効応力の原理	8
3.	保存則	9
4.	ダルシー則	11
5.	微小変形理論に基づく支配方程式	12
第3節	構造骨格の構成関係	13
1.	土質材料の構成モデル	13
2.	関口・太田による弾塑性モデル	15
3.	関口・太田による弾粘塑性モデル	20
4.	構成モデルのパラメータ	23
第4節	結論	24
参考文献	(第2章)	26
第3章	有限要素法による解析手法	37
第1節	概説	37
第2節	支配方程式	37
1.	応力速度とひずみ速度の唯一性	38
2.	仮想仕事の原理	39
第3節	有限要素解析手法	41
1.	弾塑性、弾粘塑性要素剛性方程式	42
2.	連続条件式の離散化	44
第4節	DACSAR	45
1.	要素の降伏と破壊の判定	46
2.	プログラミングの処理と計算スキーム	48
3.	プログラムの検証	48
第5節	結論	49

参考文献（第3章）	50
<b>第4章 弾塑性・弾粘塑性有限要素解析における入力パラメータの決定法</b>	<b>63</b>
第1節 概説	63
第2節 入力パラメータの決定手順	64
第3節 パラメータ間の相互関係	65
第4節 パラメータ決定手順の適用方法	67
第5節 結論	68
参考文献（第4章）	70
<b>第5章 弾塑性・弾粘塑性構成モデルの応力～ひずみ関係と変形係数</b>	<b>80</b>
第1節 概説	80
第2節 非排水せん断における弾塑性応力～ひずみ関係	81
1. 三軸せん断試験	81
2. 平面ひずみせん断試験	82
3. プレッシュャーメータ試験	86
第3節 弾粘塑性構成モデルによる非排水クリープ理論	87
1. 理論式の誘導	87
2. 平面ひずみクリープ試験結果との比較	92
第4節 弾塑性構成モデルに基づく変形係数の理論	93
1. 変形係数の定式化	93
2. 変形係数の算定方法	100
3. 理論値と実験値との比較	100
第5節 結論	101
参考文献（第5章）	103
<b>第6章 粘性土の非排水せん断挙動と構成モデルの適応性</b>	<b>123</b>
第1節 概説	123
第2節 実験方法と手順	123
1. 実験に用いた試料	124
2. 実験方法	124
第3節 実験結果	127
1. 入力パラメータの相互関係の利用	127
2. 有効応力経路に関する理論値と実験値	128
3. 応力～ひずみ関係に関する理論値と実験値	128

4. 考察	128
第4節 変形係数に関する理論値と実験値の比較	129
1. 変形係数の時間依存性	130
2. 平衡状態における変形係数	130
3. パラメータの決定手順の違いによる影響	131
4. 変形係数のせん断速度依存性に対する補正	131
第5節 強度定数に関する理論値と実験値の比較	132
第6節 結論	133
参考文献(第6章)	135
第7章 プレッシャーメータ強度の解釈	151
第1節 概説	151
第2節 室内試験による強度定数	151
1. 強度異方性	152
2. 時間依存性	153
第3節 プレッシャーメータ試験の境界条件	153
1. プレッシャーメータ強度の算定法	154
2. 室内プレッシャーメータモデル試験との比較	155
3. 強度異方性と時間依存性	157
第4節 原位置プレッシャーメータ強度の解釈	159
1. プレッシャーメータ強度データの解釈	159
2. プレッシャーメータ強度の補正	161
第5節 結論	162
参考文献(第7章)	164
第8章 施工手順を考慮した現場解析例	180
第1節 概説	180
第2節 有機質粘土層を含む軟弱地盤上の試験盛土	180
1. 江別試験盛土	180
2. 岩見沢試験盛土	182
第3節 均一な粘性土軟弱地盤上の試験盛土	183
1. 神田試験盛土	183
2. 武雄試験盛土	184
第4節 結論	185
参考文献(第8章)	187

第9章	地盤の崩壊と塑性流動有限要素解析	219
第1節	概説	219
第2節	有限要素法による地盤解析手法	220
1.	従来の研究	220
2.	仮想粘塑性計算を導入した有限要素法	221
3.	計算手順と収束判定	223
第3節	破壊規準の選定	224
1.	粘性土の強度異方性を考慮した破壊規準	225
2.	砂質土(c- $\phi$ 材料)に対する拡張Mises規準	226
第4節	数値解析手順の検証	226
1.	強度異方性を持つ粘性土材料の挙動	227
2.	拡張Mises規準に従うc- $\phi$ 材料の挙動	228
3.	地盤の破壊問題への適応性	228
第5節	異方圧密地盤の極限支持力	230
1.	強度と初期応力の異方性が極限支持力に及ぼす影響	230
2.	塑性指数が極限支持力に及ぼす影響	230
3.	ヤング率が極限支持力に及ぼす影響	231
第6節	地盤内の破壊領域の発達と応力変化	231
第7節	現場盛土の破壊事例への適用	232
1.	Bangkok-Siracha Highway試験盛土	233
2.	Kohr Al-Zubair盛土	234
3.	解析上の問題点	235
第8節	結論	236
参考文献(第9章)		238
第10章	盛土施工における限界盛土高さの推定法	260
第1節	概説	260
第2節	均質一様地盤の限界盛土高さ	261
1.	有限要素剛性式の無次元化	261
2.	限界盛土高さの算定方法	262
3.	限界盛土高さの無次元化表示	263
第3節	多層地盤の限界盛土高さ	264
1.	多層地盤の取り扱いと地盤破壊の判定	264
2.	限界盛土高さの簡易推定法	266

第4節 現場盛土の破壊事例への適用	266
1. Bangkok-Siracha Highway試験盛土	266
2. New Liskeard盛土	267
3. Portsmouth試験盛土	268
第5節 結論	269
参考文献(第10章)	271
第11章 結論	278

## 第1章 序論

### 第1節 本論文の目的

土木構造物は、自然の大地にその基礎をおくため、構造物の施工は自然の地盤への人工的な働きかけに始まる。

地盤の力学的応答は、鉄やコンクリートなどの人工的な材料とは比較にならないほど、施工の方法やその手順の違いによる影響を受ける。特に、盛土、地中構造物、土留めなどの土構造物では、施工方法や施工手順の違いが、構造物の出来上りの品質までも左右するであろう。これは、地盤を構成している材料が作用外力や変形の履歴によって異なる複雑な力学的特性を示すからである。

しかし一方、古来より、土構造物は立派に建設され、その機能を現在に至るまで果しているのも事実である。これは先人達の苦渋に満ちた失敗の経験の積み重ねと、そこから編み出された数多くの経験的ノウハウの賜である。先人達のノウハウの多くは、地盤の力学的応答の複雑さを巧みに設計定数や解析手法の中に組み込むことによって、表面的には、地盤の力学的応答の検討に立ち入らないですむようにまとめられていると考えられる。

近年、施工の大型化、施工期間の短縮、隣接構造物への配慮などの要請に伴って、合理的で経済的な設計、施工を行う上で、従来のような設計定数の吟味だけでは対処しきれず、施工に伴う地盤の応答をより詳細に予測・検討する必要性が高まってきている。

幸いにして現在では、1950年代後半から1960年代前半を契機として粘性土を中心とした地盤材料の力学特性の解明が進み、一応の結論が整理されるに至っており、材料物性の数学的表現である構成モデル (constitutive equation) の提案が活発となっている。構成モデルを仮定することによって、ある外的作用力に対する地盤の力学応答は一つの境界値問題として数学的に取り扱うことができ、施工方法や施工手順の違いによる外的作用力の変化は境界条件の違いとして統一的に取り扱うことが可能となる。

さらに、近年の計算機の飛躍的な発達と普及、および計算コストの低下も相まって、地盤材料の構成モデルを中心とした境界値問題を数値的に解けるようになってきた。有限要素法を用いた解析は、このような境界値問題の解法の中で代表的なものの一つである。

盛土や掘削、トンネル施工などの問題に対して有限要素法を適用し、各種の検討材料と

して用いられている例は、最近、数多く見られるが、実際の施工における施工法、施工手順の選択に積極的に活用されるには至っていない。これは、解析結果に十分な信頼を置けないのと同時に、解析結果の実用的な利用法が確立されていないためである。解析結果に対する信頼は、解析モデルと解析手法の選択、計算に必要な入力パラメータの決定そして対象地盤、施工条件のモデル化によって左右され、解析結果を具体的にどのように活用するかによって決まる。

本研究は、以上のような観点から、粘性土を中心とした軟弱地盤を対象とし、実際の土構造物の設計や施工に役立つ、解析モデル、解析手法そして計算に必要な入力パラメータの決定などを含んだ一連の有限要素解析手法の開発と提案を目的としている。この時、実用上で最も深刻な問題となるのは、計算に必要な入力パラメータをどのようにして決定するかである。複雑な地盤の力学挙動の表現をある程度にせよ可能とするためには、精緻な力学モデルの採用が必要となり、そのため材料の物性パラメータの種類と数が飛躍的に増大する。これら物性パラメータを決定するのに十分な情報が、現場における通常の土質調査から得られることは極めて稀であることから、精緻な解析を行おうとすればするほど、解析自体の主体的意義を失ってしまうというジレンマにつきまといられる。解析の信頼性を確保しながら実用的な入力パラメータの決定法を提案するのも、本研究における重要な課題の一つであり、結果的に、簡易な土質定数から計算に必要な入力パラメータを推定する手順を提示している。

## 第2節 本論文の構成

本論文は、序論を含めて11の章から成る。

第2章、第3章は本研究の理論的基礎を与えるものであり、軟弱地盤の力学挙動の数学的な取り扱いと解析に用いた構成モデルそしてそれらの有限要素解析手法について述べている。

第2章では、間隙水で飽和した地盤材料を土の構造骨格と間隙水から成る2相混合体としてとらえ、境界値問題を構成する支配方程式を一般的な形で提示している。さらに、軟弱な粘性土地盤を対象として、解析に用いている弾塑性／弾粘塑性構成モデルを紹介し、応力～ひずみ関係の誘導をまとめている。

第3章では、間隙水の運動を考慮した弾塑性／弾粘塑性有限要素解析手法を説明し、軟弱地盤の挙動解析のために開発された有限要素プログラムDAC SAR (Deformation Analysis Considering Stress Anisotropy and Reorientation) について述べている。

第4章では、現場の実際の施工を解析する際に最も重要な課題となる入力パラメータの決定について、簡易な土質定数から計算に必要な入力パラメータの推定が可能となる入力パラメータの決定手順を提案している。この入力パラメータの決定手順を用いることによって、有限要素解析手法 (DAC SAR) の適用性を著しく向上させている。

第5章、第6章では、解析に用いている弾塑性／弾粘塑性構成モデルの応力～ひずみ関係式の構造を調べ、第4章で提案した入力パラメータの決定手順の適用性を理論的、実験的に検討している。

すなわち第5章では、各種室内せん断試験における応力～ひずみ関係式を陽な形で誘導し、構成モデルの構造を明らかにすると共に、得られた応力～ひずみ関係式に基づいて割線変形係数の誘導を行っている。また弾粘塑性構成モデルからは、平面ひずみ条件下におけるクリープ特性式の誘導を行っている。これらの成果から弾塑性／弾粘塑性構成モデルの各パラメータが応力～ひずみ関係式にどのように関係するかを明らかにしている。

第6章では、第5章で求められた理論関係式を室内せん断試験によって検証すると同時に、入力パラメータの組が理論値にどのように影響するかを実験的に調べている。

第7章、第8章は、以上に述べた有限要素解析手法の適用例である。

第7章では、プレッシャーメータ試験の機構を解析することにより、プレッシャーメータ試験から得られる強度定数の意味を検討している。すなわち、強度定数に及ぼす材料の粘性効果、境界での排水効果の影響を定量的に評価し、安定解析に用いられる強度定数に変換する補正係数の提案を行っている。

第8章では、実際の盛土施工8例に対して有限要素解析を行い、計算結果と現場で観測された実測挙動との対比を示し、解析手法の妥当性と残された問題点を論じている。

ここまでの議論は、主として地盤の変形問題を主眼に置いたものであり、地盤の安定の問題には立ち入っていない。これは、用いている有限要素解析手法 (DAC SAR) では地盤が載荷重に対して耐荷力を失ってしまう極限状態の問題を直接に計算することができないためである。しかし土構造物の設計・施工において、多くの興味は構造物の安定の問題にあることから、地盤の極限状態を解析できる有限要素解析手法の開発も重要である。

第9章では、仮想的な粘性計算を繰り返すことによって破壊規準に忠実な応力状態を追

跡できる手法を用いた、地盤の極限問題に対する有限要素解析手法LAC SAR (Limit Analysis Considering Stress Anisotropy and Reorientation) について述べている。ただし破壊規準の選択に注意を払うことにより、弾塑性／弾粘塑性有限要素解析における破壊条件と矛盾のないものとしている。さらに、軟弱地盤の支持力問題に適用し、異方圧密地盤の極限支持力と地盤内応力変化について論じている。

実地盤の解析は、個々の問題によって地盤の境界条件、初期条件および地盤物性が異なるため、本来、計算結果は解析の対象とした問題以外には利用されにくい。つまり解析を行うごとに得られる膨大な計算結果の情報は、個々の解析対象に対して個別的となり、一般的な知見を得るために利用される場合は限られている。しかし、盛土施工を例にとると、盛土形状などの境界条件の違いに大きな差はないので、地盤構成や初期条件の取り扱いに工夫を施せば、現場を特定しない解析を行うことができる。

第10章では、有限要素解析の結果を、現場を特定しない一般的な成果として利用する一つの試みとして、前章までの成果を利用しながら形式的に無次元化された弾粘塑性有限要素計算を行うことにより、最終的に、盛土施工における限界盛土高さの簡易算定法を提案している。

各章の相互の関連をまとめると図1-1のようになり、以上までの成果を結論として第11章に要約している。

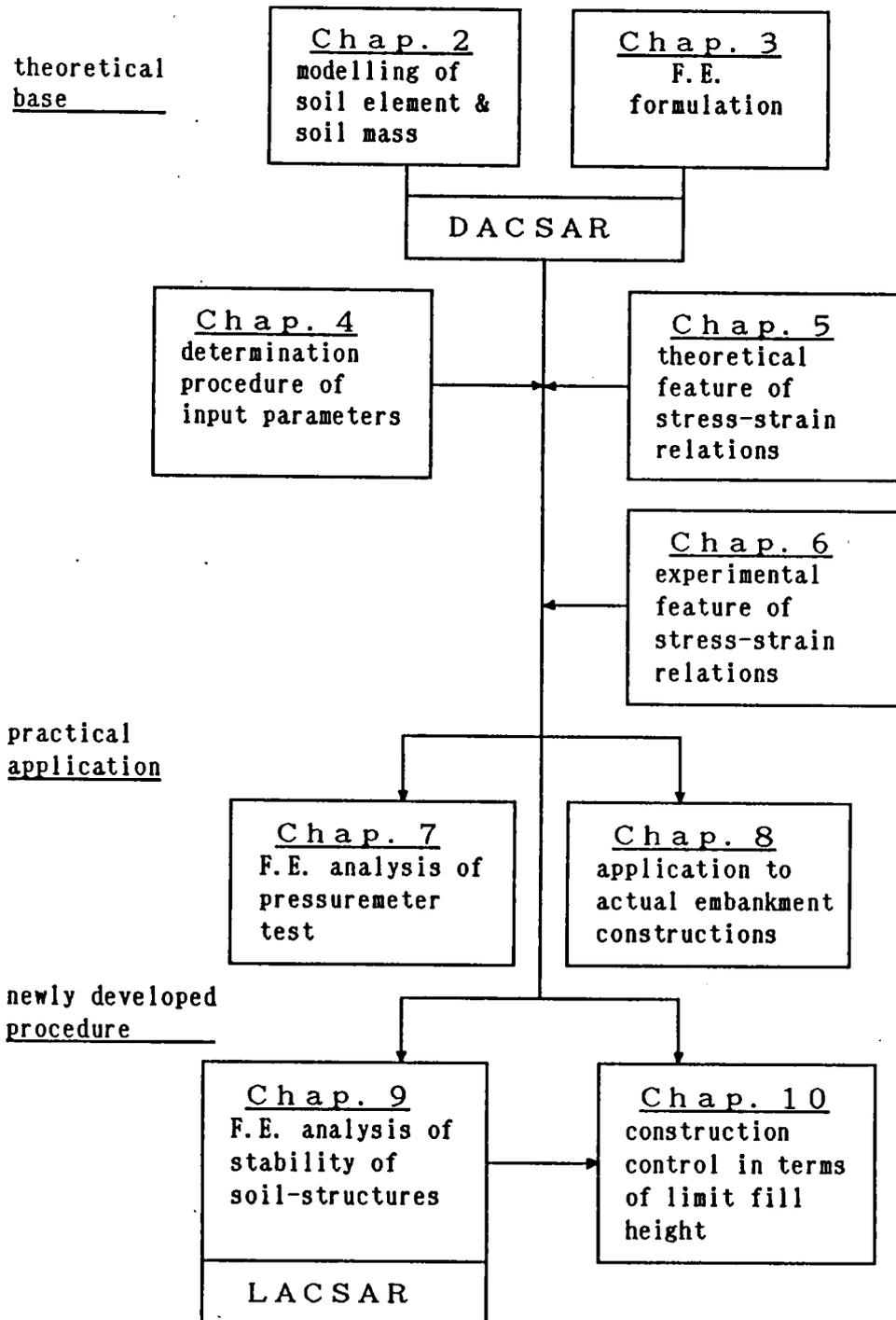


図1-1 本論文の内容

## 第2章 地盤の力学挙動を表す数学モデル

### 第1節 概説

本章では、地盤の力学的挙動の記述の基礎となる理論を要約し、解析を行う上での立場を明確にすることを目的にしている。

地盤の力学挙動を表す数学モデルとして最初に挙げなくてはならないのは、Terzaghi (1923)の圧密理論であろう。彼は、粘性土材料を多孔質な構造骨格と非圧縮性流体との混合物として取り扱い、その際両者の相互作用を”有効応力の原理”によって表現し、以降の研究に多大な影響を与えた。Terzaghiの理論は、その後、三笠(1963)、Schiffman and Gibson(1964)によって仮定の吟味がなされ改良が重ねられた。また、Rendulic(1935)はTerzaghiの熱伝導型の一次元モデルを形式的に三次元に拡張したが、吉国(1973)も指摘しているように三次元的な応力～ひずみ関係に注意を払っていないため、Mandel-Cryer効果(Gibson et al., 1963)などの実験事実の表現に不備が残された。

一方、Biot(1941, 1955, 1956)は、三次元弾性論の立場から飽和粘性土の圧密現象の基礎方程式を導いている。Biotの理論は、つり合い式、有効応力の原理、Darcy則と連続条件、そして線形弾性体の構成関係からなる偏微分方程式で構成されているため、Terzaghiのような圧密方程式として書き表すのには数学的な取り扱いに工夫を要する(e.g. 田村(1978)、吉国(1972)、Yamaguchi and Murakami(1978))。Biotの理論は、単に圧密現象一つを記述するものではなく、土の構造骨格と間隙水の相互作用を含むあらゆる力学挙動の表現を得ていることがわかる。しかし土の構造骨格の圧縮特性、せん断特性などの変形特性の応力経路依存性は材料固有のものであるから、その構成関係の選択は重要なポイントとなる。

以下では、連続体力学の立場から2相混合体理論に基づいてBiotの支配方程式を考察し、土の構造骨格の構成方程式として、Sekiguchi and Ohta(1977)による弾塑性、弾粘塑性モデルを導入した土質材料の力学的挙動の数学モデルについて説明する。

### 第2節 固相・液相連成問題

地盤の力学的数学モデルは、通常よく用いられる線形弾性体の問題に加えて間隙水の運動を考慮にいれると、2組の異なる境界条件を持つ2相混合体の問題となる。また支配方程式が最終的に多孔質な固相系と間隙流体の液相系との連立となるため、連成問題とも呼ばれる。

Truesdell and Toupin(1960)、Truesdell and Noll(1965)による有理連続体力学の理論に基づいて、Bowen(1967、1976)、Atkin and Graine(1976)、Green and Naghdi(1965、1967a)は、多相混合体理論の定式化を行っている。さらにIshihara(1965)、Oka(1978)は、この多相混合体理論に基づいて、Biotの方程式またはそれに等価な支配方程式の誘導を試みている。

本節では、土の構造骨格、非圧縮性の間隙水からなる混合体の連成問題を連続体力学の基礎から概観してみる。

### 1. 配置と運動の表現

変形過程中的どの状態を基準とするかによって種々の異なった表現が得られる。時刻 $t = 0$ で応力もひずみもゼロであるような状態 $0C$ にあった物体が、有限な変形を受けて、時刻 $t = t$ で状態 $C$ に、さらに $t + \Delta t$ で $\bar{C}$ に変化したとする。物体中の1点 $P$ の $0C$ における位置ベクトルを $X$ 、同一物体点の $C$ における位置ベクトルを $x$ とする(図2-1)。

状態 $C$ ではすべての量が既知であるとして $C$ から $\bar{C}$ への増分量に対する支配方程式を立てる場合、既知量を変形前の $0C$ を基準とするか(Lagrange表記法)、 $C$ を基準とするか(Euler表記法)で一般に表現が異なる。さらに増分変化に対しては、前者をTotal Lagrange法(TL法)、後者を刻々基準状態が変化するという意味でUpdated Lagrange法(UL法)と呼ばれる。表2-1に各法の特徴がまとめられている。

さて物体の運動は

$$(2-1) \quad x = x(X_\alpha, t)$$

で表わされる。ここで $t$ は時間、下添え字 $\alpha$ は混合体の混合成分(component)を表し、土の構造骨格を $s$ 、間隙水を $f$ とすると $\alpha = s, f$ である。式(2-1)では任意の時刻 $t$ において、混合体中の任意の物体 $B$ は、同時に同一の配置を占める構成成分 $B_\alpha$ より成ることを仮定している。また関数 $X_\alpha$ は、混合体を構成している $\alpha$ 成分のdeformation functionと呼ばれる。

変位ベクトル $u$ は

$$(2-2) \quad u_\alpha = x - X_\alpha \quad \alpha = s, f$$

また変形勾配  $F$  は、 $dx = F_\alpha dX_\alpha$  より

$$(2-3) \quad F_\alpha = \frac{\partial x}{\partial X_\alpha}$$

となる。ただし  $J_\alpha = \det F_\alpha \neq 0$  である。

速度ベクトル  $v$  は、

$$(2-4) \quad v_\alpha = \dot{x}(X_\alpha, t)$$

と表すと、速度勾配テンソル  $L_\alpha$  は、 $L_\alpha = \text{grad } v_\alpha$  で与えられるので、変形速度テンソル (ストレッチング)  $D_\alpha$  は、

$$(2-5) \quad D_\alpha = (L_\alpha + L^T_\alpha) / 2$$

スピンテンソル  $W_\alpha$  は、

$$(2-6) \quad W_\alpha = (L_\alpha - L^T_\alpha) / 2$$

と表される。混合体の平均速度 (mean velocity)  $v$  は、

$$(2-7) \quad \rho v = \sum \bar{\rho}_\alpha v_\alpha$$

と定義される (Green and Naghdi, 1976a)。ここに  $\rho = \sum \bar{\rho}_\alpha$  であり、 $\rho$  は混合体の密度 (total mass density)、 $\bar{\rho}_\alpha$  は  $\alpha$  構成成分の密度である。

## 2. 有効応力の原理

混合体における内部応力 (internal stress) と全応力 (total stress) との関係は Truesdell and Toupin (1960) によつてはじめて導入され、Bowen (1967)、Green and Naghdi (1967a) によつて論じられている。Truesdell and Toupin (1960)、Bowen (1967) によると

$$(2-8a) \quad T = T_i - \sum \bar{\rho}_\alpha \bar{v}_\alpha \otimes \bar{v}_\alpha$$

$$(2-8b) \quad T_i = \sum T_\alpha$$

ここで、 $T$  は Cauchy 応力の全応力テンソル、 $T_i$  は混合体内部での内部応力成分 (inner part of the stress tensor)、 $\bar{v}_\alpha$  は diffusion velocity vector ( $\bar{v}_\alpha = v_\alpha - v$ ) である。

一方、Green and Naghdi (1965) によると

$$(2-9a) \quad T = T_i$$

$$(2-9b) \quad T_i = \sum T_\alpha$$

と定義されている。これらの定義のちがいは、保存則を混合体の構成成分について考えるか、混合体全体として考えるかによる (Green and Naghdi, 1967b)。

Oka (1978) は、Green and Naghdi の考え方に基づいて、Terzaghi の有効応力の原理を以下のように説明している。すなわち

$$(2-10a) \quad T = T_s + T_f$$

$$(2-10b) \quad T_s = T' + (1 - n) p_w 1$$

$$(2-10c) \quad T_f = n p_w 1$$

ここに、 $n$  は間隙率、 $p_w$  は等方流体圧、 $1$  は単位テンソルである。さらに 2 相混合体のエネルギー保存則を導いた後、土の構造骨格と非圧縮性の間隙流体からなる混合体について非排水条件の下での内部応力の作用について考察し、最終的に Terzaghi の有効応力の原理

$$(2-11) \quad T = T' + p_w 1$$

を誘導している (岡, 1980)。

さらに、赤井・田村 (1978) による飽和粘性土の多次元圧密に関する理論的研究によれば、式 (2-11) の間隙流体圧  $p_w$  は構造骨格の変形と境界条件によって定められる系全体の変形の拘束によって決定される不定圧として、変分法を用いて説明されている。

### 3. 保存則

連続体では物質の相違にかかわらず、1) 質量保存、2) 運動量の保存、3) 角運動量の保存、4) エネルギーの保存、5) エントロピーの不等式を満足しなければならない。土を土の構造骨格と間隙水との 2 相混合体と見なし、互いの成分間での化学変化などによる物質変化は考えないものとし、問題を力学場に限定して、熱のやり取りによる状態の変化も考えないものとする、以下のような保存則が成り立つ (但し、エネルギー保存則とエントロピー不等式は構成関係式に課される制約条件となる、Oka, 1978)。

#### 質量の保存

Green and Naghdi の混合体理論に基づくと、混合体の構成成分は次式を満足する。

$$(2-12a) \quad \int_V (\dot{\bar{\rho}}_s + \bar{\rho}_s \operatorname{div} v_s) dV = 0$$

$$(2-12b) \quad \int_V (\dot{\bar{\rho}}_r + \bar{\rho}_r \operatorname{div} \mathbf{v}_r) dV = 0$$

ここで、 $V$ は2相混合体の任意の領域を示し、 $\bar{\rho}_s$ 、 $\bar{\rho}_r$ はそれぞれ、固相（土の構造骨格）、液相（間隙流体）の密度である。土の構造骨格の実質部分の密度を $\rho_s$ 、間隙流体の実質部分の密度を $\rho_r$ とすると、

$$(2-13a, b) \quad \bar{\rho}_s = (1-n) \rho_s, \quad \bar{\rho}_r = n \rho_r$$

の関係が成り立つ。ここで $n$ は間隙率である。

(2-12)に(2-13)を代入して、 $\dot{\rho}_s = 0$ 、 $\dot{\rho}_r = 0$ を用いると、局所系表示として、

$$(2-14a) \quad \operatorname{div} \mathbf{v}_s = \frac{n}{1-n}$$

$$(2-14b) \quad n + n \operatorname{div} \mathbf{v}_s = -\operatorname{div} \{ n (\mathbf{v}_r - \mathbf{v}_s) \}$$

を得る。式(2-14a, b)より、連続条件式として、

$$(2-15) \quad \operatorname{div} \mathbf{v}_s = -\operatorname{div} \{ n (\mathbf{v}_r - \mathbf{v}_s) \}$$

が得られる。

### 運動量の保存

運動量の保存は、次のように表せる。

$$(2-16a) \quad \frac{D}{Dt} \int_V \bar{\rho}_s \mathbf{v}_s dV = \int_V (\mathbf{b}_s + \boldsymbol{\pi}) dV + \int_S \mathbf{t}_s dS$$

$$(2-16b) \quad \frac{D}{Dt} \int_V \bar{\rho}_r \mathbf{v}_r dV = \int_V (\mathbf{b}_r - \boldsymbol{\pi}) dV + \int_S \mathbf{t}_r dS$$

ここに $\mathbf{b}_s$ 、 $\mathbf{b}_r$ は、各相の物体力であり、混合体全体の物体力は $\mathbf{b} = \mathbf{b}_s + \mathbf{b}_r$ である。また、 $\boldsymbol{\pi}$ は構成成分間に発生するモーメントに起因する相互間力（interaction force）である。

ここでCauchyの応力の原理、

$$(2-17) \quad \mathbf{t}_\alpha = \mathbf{T}_\alpha \mathbf{n} \quad \alpha = s, r$$

と、式(2-10a, b, c)を用いると、擬似静的な下でのつり合い条件式、

$$(2-18a) \quad \operatorname{div} \mathbf{T}' + \operatorname{div} \{ (1-n) \mathbf{p} \cdot \mathbf{1} \} - \boldsymbol{\pi} + \mathbf{b}_s = 0$$

$$(2-18b) \quad \operatorname{div}(\mathbf{n} p_w \mathbf{l}) + \boldsymbol{\pi} + \mathbf{b}_r = 0$$

が得られる。ゆえに式(2-18a, b)より、相互間力 $\boldsymbol{\pi}$ を消去して、つり合い条件式

$$(2-19) \quad \operatorname{div} \mathbf{T}' + \operatorname{div}(\mathbf{p}_w \mathbf{l}) + \mathbf{b} = 0$$

が得られる。

### 角運動量の保存

角運動量の保存は、

$$(2-20a) \quad \frac{D}{Dt} \int_V \mathbf{x} \times \bar{\rho}_s \mathbf{v}_s d\mathbf{v} = \int_V \mathbf{x} \times (\mathbf{b}_s + \boldsymbol{\pi}) d\mathbf{v} + \int_S \mathbf{x} \times \mathbf{t}_s d\mathbf{s}$$

$$(2-20b) \quad \frac{D}{Dt} \int_V \mathbf{x} \times \bar{\rho}_r \mathbf{v}_r d\mathbf{v} = \int_V \mathbf{x} \times (\mathbf{b}_r - \boldsymbol{\pi}) d\mathbf{v} + \int_S \mathbf{x} \times \mathbf{t}_r d\mathbf{s}$$

と表される。ここに $\mathbf{x}$ は空間座標系における領域 $V$ 内の任意の物質点 $P$ の位置ベクトルである。Cauchyの関係式(2-17)、式(2-20a, b)、式(2-16a, b)を用いると、最終的に、

$$(2-21a) \quad \mathbf{T}_s = \mathbf{T}_s^T$$

$$(2-21b) \quad \mathbf{T}_r = \mathbf{T}_r^T$$

を得る。ただし上添え字 $T$ は、転置を示す。さらに、式(2-10a, b, c)より全応力 $\mathbf{T}$ 及び有効応力 $\mathbf{T}'$ も対称であることが分かる。

### 4. Darcy則

Oka(1978)は、混合体理論に基づいて、有効応力の原理(式(2-10a, c))ならびにエントロピー不等式(entropy production inequality)を満足するための十分条件、そして液相についてのつり合い条件式(2-18b)より、Darcy則として次式を示している。

$$(2-22) \quad \mathbf{n}(\mathbf{v}_r - \mathbf{v}_s) = (k/\gamma_w) \mathbf{l} \cdot \operatorname{grad} p_w$$

ここに、 $k$ は透水係数、 $\gamma_w$ は水の単位体積重量である。

Okaは、物体力の影響を無視しているが、重力場に限定して位置ポテンシャル $\Omega$ を用いて、物体力の影響を考慮すると式(2-22)は、次のように書き改められる。

$$(2-23a) \quad \mathbf{n}(\mathbf{v}_r - \mathbf{v}_s) = k \mathbf{l} \cdot \operatorname{grad} h$$

$$(2-23b) \quad h = p_w / \gamma_w + \Omega$$

ここに、 $h$ は全水頭である。ところでGibson, England and Hussey(1967)もSchiedegger

(1957)による実験事実から一次元有限変形問題において、Darcy則として式(2-23a, b)と同等の式を導いている。

式(2-23a, b)で表されるDarcy則は、間隙流体の運動を記述する運動方程式と見なせるのと同時に、熱力学的考察からの成果も含まれているという意味で、物質の力学特性を記述する構成式とも見ることができる。またDarcy則を満足する間隙流体と構造骨格との連成問題の支配方程式として、連続条件式(2-15)、つり合い式(2-19)、有効応力の原理(式(2-11))と応力の対称性(式(2-20a, b))、そしてDarcy則(式(2-22a, b))の他に、構造骨格の力学特性を記述する構成関係式が必要となる。構造骨格の構成関係を仮定して一覧の形にまとめると図2-2のようになり、適当な境界条件の下(図2-3)で解けばよい。ただし図2-2では増分型の構成式を仮定(図中の $\dot{\cdot}$ は、客観性を有する応力速度、例えばJaumann rateを示す)しているので初期条件として、

$$(2-24a) \quad T' = T'(\mathbf{x}, t=0) \quad : \text{有効応力の初期条件}$$

$$(2-24b) \quad p_w = p_w(\mathbf{x}, t=0) \quad : \text{間隙水圧の初期条件}$$

が必要である。

図2-2は微小変形に限定していないが、微小変形理論に限定して構造骨格の構成式として線形弾性体を仮定すれば、Biot(1941)が示した支配方程式となる。

## 5. 微小変形理論に基づく支配方程式

本論文では問題を微小変形に限定するので、以下に微小ひずみ理論に基づく支配方程式をまとめておこう。

微小ひずみ理論では、運動学的または幾何学的線形化が成り立つものと考え。つまり、変位ベクトル $\mathbf{u}$ および変形勾配テンソル $\mathbf{H}$ が

$$(2-25) \quad \mathbf{u} = \mathbf{x} - \mathbf{X}, \quad \mathbf{H} = \frac{\partial \mathbf{u}}{\partial \mathbf{X}} = \mathbf{F} - \mathbf{1}$$

で書き表され、 $|\mathbf{H}| \ll 1$  (ただし $|\mathbf{H}| = \sqrt{\text{tr}(\mathbf{H}\mathbf{H}^T)}$ である)が成り立つとき、すべての変形に対してその成分の2乗は線形成分に比べて無視できるものと考えると(幾何学的線形化)、微小ひずみテンソル $\mathbf{e}$ は、

$$(2-26) \quad \mathbf{e} = (\mathbf{H} + \mathbf{H}^T) / 2$$

と定義される。また、微小ひずみ理論ではひずみや変位が十分に小さいので、基準配置(reference state、図2-1の $\circ$ C系)と現配置(current state、図2-1の $\bullet$ C系)との区

別がなくなり、変形状態に剛体回転が与えられても同時に基準状態にも同じ剛体回転が与えられると考える (Yatomi and Nishihara, 1984)。そのため変形状態の回転に伴う基準状態についてのCauchy応力の変化を補正する必要がなくなり、Cauchy応力速度  $\dot{\sigma}$  (微小変形の下では、Cauchy応力テンソルを  $T$  の代わりに  $\sigma$  と表すことにする) の客観性が認められる。また式(2-5)および式(2-26)より  $\dot{\epsilon} = D$  であるので、増分型の構成式として

$$(2-27) \quad \dot{\sigma}' = f(\sigma') \dot{\epsilon}$$

を考慮することができる。ただし  $f$  は等方関数でなければならない (Yatomi and Nishihara, 1984)。

以上、微小ひずみ理論での連成問題の支配方程式を、土質力学で使われるように、応力、ひずみの圧縮側を正にとってまとめると、

$$(2-28) \quad \sigma = \sigma' + p_w \mathbf{1} \quad : \text{有効応力の原理 (式(2-11)より)}$$

$$(2-29) \quad \dot{\epsilon}_v = \text{div } \mathbf{v} \quad : \text{連続条件式 (式(2-15)より)}$$

$$(2-30) \quad \text{div } \sigma + \mathbf{b} = 0 \quad : \text{全応力によるつり合い条件式 (式(2-19)より)}$$

$$(2-31a) \quad \mathbf{v} = -k \mathbf{1} \cdot \text{grad } h \quad : \text{Darcy則 (式(2-23)より)}$$

$$(2-31b) \quad h = p_w / \gamma_w + \Omega$$

$$(\text{bis } 2-26) \quad \epsilon = (\text{grad } \mathbf{u} + (\text{grad } \mathbf{u})^T) / 2 \quad : \text{ひずみ} \sim \text{変位関係}$$

$$(\text{bis } 2-27) \quad \dot{\sigma}' = f(\sigma') \dot{\epsilon} \quad : \text{構造骨格の構成式}$$

となる。ここに間隙水自身の変形は式に現れないので、式(2-29)において下添え字  $s$  は取り除いた ( $\text{div } \mathbf{v} = \dot{\epsilon}_v$ )、また式(2-15)、式(2-23)において  $n(\mathbf{v}_i - \mathbf{v}_s)$  は単位時間当りに混合体中の構造骨格の単位表面を流出する流量と考えられるので、流速  $\mathbf{v}$  とおいた。

### 第3節 構造骨格の構成関係

式(2-26)から式(2-31)でまとめられた地盤の力学挙動を表す数学モデルの内、式(2-27)の構成関係の具体的表現を与える弾塑性、弾粘塑性構成モデルについて述べる。はじめに、土質材料に対する構成モデルの研究を概観した後、Sekiguchi and Ohta(1977)、Ohta and Sekiguchi(1979)による弾塑性、弾粘塑性構成モデルについて説明する。

#### 1. 土質材料の構成モデル

土構造物の安定問題などの土質工学上の検討課題から、土質材料の破壊に対する理論的・実験的研究が始まった。これらは土質材料の強度の把握を中心に進められ、土供試体に対する実験装置・方法の精密化をうながした。土質材料の強度を調べる努力は、当然、材料がその強度を発揮するに至る過程の把握、さらにその過程に影響を及ぼす要因の分析に向けられる。土質材料が破壊に至るまでの過程の追跡は、材料の構成関係の表現につながる。Hvorslev(1960)、Henkel(1960)に代表される実験的研究は、その後の有効応力に基づく構成式の具体的表現の一つのよりどころを与えた。

Roscoe、Schofield and Wroth(1958)、Roscoe、Schofield and Thurairajah(1963)による研究は、その内の代表的なもので、Hvorslevの破壊規準を一般応力状態の下で見直し、間隙率(間隙比)との関係づけにより”状態曲面(State Boundary Surface)”を定義し、粘性土の構成関係としてCam-clayモデルを提案している(e.g. Schofield and Wroth, 1968)。状態曲面の定義からCam-clayモデルの表現には塑性論に基づくDruckerの仮説と塑性変形による消散エネルギー量の仮定が重要な役割を演じている。

その後、より詳細な土質材料の力学挙動の観察により、より一般的な負荷経路・除荷経路に対する拡張、また粘性土とは異なる砂質土を対象としたモデル化、さらには構成モデルの基礎理論の樹立が試みられている(see, 柴田ら, 1984, 1985, Murayama et al., 1985, Scott, 1985)。

1950年代後半から1960年代にかけて、飽和粘性土の非排水強度に及ぼす時間依存性の影響が実験的に調べ始められた(e.g. Casagrande and Wilson, 1951, Skempton and Bishop, 1954)。Murayama and Shibata(1958)はrate process theoryに立脚した粘性土のレオロジーモデルを提案し、以後の研究に多大な影響を及ぼした(e.g. Singh and Mitchell, 1968, Barden, 1969, Walker, 1969, Adachi and Okano, 1974, Sekiguchi, 1977)。

また土質材料が土粒子の集合体であることに基本的立場を置き、特に砂質土に対して材料特性の実験的把握と構成理論の確立を試みている研究がある。Newland and Alley(1957)は粒状体のせん断抵抗の定量化を試み、Rowe(1962)は力のつり合いと変位の適合条件を考慮して、応力～ダイレイタンスー特性式を提案し、その後のHorne(1965)、Murayama(1966)、Oda(1975)等の研究に多大な影響を及ぼした。また、Matsuoka(1974)、Matsuoka and Nakai(1974)、Nakai and Matsuoka(1983)は応力～ダイレイタンスー特性式に他の一つの特異性を連立させ、構成モデルを提案している。近年、粒状体の研究では構成式のみならず、粒状体としての一つの力学体系として体系づける努力も払われている(e.g. 佐武, 1982)。

このように構成モデルの提案には多種多様なアプローチが存在している。当然の事ながら、材料の力学特性の観察なしに理論の演繹のみからは構成式の具体的表現を決定することはできない。しかし、連続体力学の中で物質の運動を決定する支配方程式の一翼を担う以上、構成式の表現は理論体系に基づく制約を受ける。No11(1958, 1959)による構成式の基本原理は、力学過程における一つの理論的制約である。

また実在物質を対象として、構成式の具体的表現が得られても、それは実在物質に似せたある理想物質の挙動を表現するものであり、似せ方の判断の違いによって多様な表現が可能なのは当然であろう。その中で構成式の選択は、対象としている問題に対して力学特性の表現がどの程度まで必要であるか、そしてどの程度の精度が要求されるのかによる。

構成モデルの検証は主に室内における要素試験により行われる。しかし一軸せん断、三軸せん断試験などで見られる供試体のBulge型変形、破壊近くでのせん断帯の発生など、供試体内での応力・変形状態の局所的不均一性が生じている可能性があるため、構成モデルの検証に用いるには限界があろう。むしろ構成式を含んだ地盤の数学モデル全体を通して実際の挙動との比較により検証されるべきであろう。このとき物性定数、初期条件などの決定に、客観性の保持が重要となる。

以上の観点から、土質材料(粘性土)の力学特性の表現能力、理論的整合性、物性定数の決定のしやすさより、Sekiguchi and Ohta(1977)、Ohta and Sekiguchi(1979)による構成モデルを採用する。このモデルは、柴田(1963)に始まるダイレイタンシー理論と粘性土の圧密特性とを一般的な応力空間で結び付けて導かれた弾塑性構成モデル(Ohta, 1971)と、Murayama and Shibata(1958)の粘性土のレオロジー特性の研究をくむ弾粘塑性構成モデル(Sekiguchi, 1977)とに基礎がおかれ、後にダイレイタンシー特性が一般化され(Sekiguchi and Ohta, 1977)、主応力の回転に伴う異方性の表現を可能にしている(Ohta and Sekiguchi, 1979)。このような研究の背景を持つため、弾塑性・弾粘塑性の2つの version (以後、両者を含めて関口・太田モデルとよぶ)を持っている。

関口・太田モデルに用いられている物性定数、解析に必要な初期条件の意味を明確にすることを念頭において、この構成モデルの理論を概観し、式(2-27)に対応する応力～ひずみ関係を示す。

## 2. 関口・太田による弾塑性モデル

このモデルでは土要素の変形を等方的な応力成分による相似変形と、せん断成分による

ねじれ変形とに分けて考える（図2-4、太田、1984）ことから出発する。つまり等方圧密成分とダイレイタンシーによる成分とを一般応力状態の下で結びつけ、土要素の体積変化を表す式が導かれている（Ohta, 1971）。次いでDrucker、Gibson and Henkel(1957)の塑性論に基づいて塑性体積ひずみを硬化パラメータとする降伏関数を定義し、associated flow ruleを適用することにより応力～ひずみ関係が導かれる。

粘性土の体積変化 $\epsilon_v$ は、圧密成分を $\epsilon_{vo}$ 、ダイレイタンシー成分を $\epsilon_{vd}$ とすると、

$$(2-32) \quad \epsilon_v = \epsilon_{vo} + \epsilon_{vd}$$

となる。ただし、体積変化は圧縮側を正とする。

圧密による体積変化 $\epsilon_{vo}$ は、実験事実を図2-5(a)のように、間隙比 $e$ と平均有効応力 $p'$  ( $=tr\sigma'/3$ )との関係に近似して

$$(2-33a) \quad \epsilon_{vo} = \frac{\lambda}{1+e_o} \ln \frac{p'}{p_o'} \quad (\text{正規状態: } C_1C_2 \text{過程、図2-5(a)})$$

$$(2-33a) \quad \epsilon_{vo} = \frac{\kappa}{1+e_o} \ln \frac{p'}{p_o'} \quad (\text{過圧密状態: } C_3C_2 \text{過程、図2-5(a)})$$

とおける。

過圧密状態の変形は、弾性的であるとする、非回復体積ひずみは式(2-34a, b)の差より、

$$(2-34) \quad \epsilon_{vp_o} = \frac{\lambda - \kappa}{1+e_o} \ln \frac{p'}{p_o'}$$

となる。ここに、 $\lambda$ 、 $\kappa$ は圧縮指数、膨潤指数であり、 $\lambda = 0.434C_c$ 、 $\kappa = 0.434C_s$ である（ $C_c$ 、 $C_s$ は $e \sim \log p'$ 関係での圧縮指数、膨潤指数）、また上添え字 $p$ は塑性を表わし、下添え字 $o$ は圧密終了時の基準状態（図2-5、点 $C_2$ ）を示している。

ダイレイタンシーによる体積変化 $\epsilon_{vd}$ は、柴田(1963)、軽部・栗原(1966)による実験事実を図2-5(b)に示されるように間隙比 $e$ と偏差応力比 $q/p'$ との関係に近似し、非回復体積ひずみであるとする、次式となる。

$$(2-35) \quad \epsilon_{vd} = \epsilon_{pvd} = D \left( \frac{q}{p'} - c_d \right)$$

ここに $c_d$ はダイレイタンシー限界を表し、Ohta and Hata(1971)は $K_o$ 圧密粘性土に対して

$$(2-36) \quad \epsilon_{vd} = D \left( \frac{q}{p'} - \eta_o \right)$$

を導いている。ここに $\eta_o$ は圧密終了時の応力比 $q_o/p_o'$ である。

Sekiguchi and Ohta(1977)は、主応力の回転にともなう異方性の表現を一般化して

$$(2-37) \quad \epsilon_{v^p} = D \eta^*, \quad \eta^* = \sqrt{\frac{3}{2}} \left| \frac{\mathbf{s}}{p'} - \frac{\mathbf{s}_0}{p'_0} \right|$$

を得ている。ここにDは柴田(1963)によって導入されたダイレイタンシー係数、qは偏差応力不変量 ( $=\sqrt{3/2} |\mathbf{s}|$ ) であり、 $\mathbf{s}$ は偏差応力テンソル ( $=\boldsymbol{\sigma}' - p' \mathbf{1}$ )、 $|\cdot|$ はノルムを表している。

Yatomi and Nishihara(1984)は、客観性の原理から、ダイレイタンシーの特性式(2-36)は初期応力誘導異方性を持つ構成式の表現としては不適當であるが、式(2-37)の表現は適切であると述べている。

式(2-32)、式(2-33a, b)そして式(2-37)より、土要素の体積ひずみ $\epsilon_v$ は

$$(2-38) \quad \epsilon_v = \frac{\lambda}{1+e_0} \ln \frac{p'}{p'_0} + D \eta^*$$

非可逆的な塑性体積ひずみ $\epsilon_{v^p}$ は

$$(2-39) \quad \epsilon_{v^p} = \frac{\lambda - \kappa}{1+e_0} \ln \frac{p'}{p'_0} + D \eta^*$$

また可逆的な弾性体積ひずみ $\epsilon_{v^e}$ は

$$(2-40) \quad \epsilon_{v^e} = \frac{\kappa}{1+e_0} \ln \frac{p'}{p'_0}$$

となる。従って塑性体積ひずみを硬化パラメータとすると、降伏関数 $f$ は

$$(2-41) \quad f = \frac{\lambda - \kappa}{1+e_0} \ln \frac{p'}{p'_0} + D \eta^* = \epsilon_{v^p}$$

と定義でき(Drucker et al., 1957)、さらにassociated flow ruleを適用すれば、塑性ひずみ増分テンソル $d\epsilon^p$ は

$$(2-42) \quad d\epsilon^p = N \frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{\sigma}'}$$

で与えられる。ここにNは比例定数であり、consistency condition(Nagdhi, 1960)

$$(2-43) \quad df = \frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{\sigma}'} \cdot d\boldsymbol{\sigma}' = d\epsilon_{v^p}$$

より決定される。すなわち

$$(2-44) \quad N = d\varepsilon_{vp} / \text{tr} \left( \frac{\partial f}{\partial \sigma'} \right)$$

一方、弾性ひずみ増分テンソル  $d\varepsilon^*$  は、式(2-40)にせん断弾性定数  $G$  を仮定すれば、

$$(2-45) \quad d\varepsilon^* = \frac{\kappa}{3(1+e_0)} \cdot \frac{dp'}{p'} + \frac{ds}{2G}$$

となる。

ひずみ増分テンソルが

$$(2-46) \quad d\varepsilon = d\varepsilon^* + d\varepsilon^p$$

と表せることにより、応力～ひずみ関係を成分で書き表すと次のようになる。

$$(2-47a) \quad \dot{\varepsilon}_{ij} = \frac{\kappa}{3(1+e_0)} \cdot \frac{\dot{p}'}{p'} \delta_{ij} + \frac{\dot{s}_{ij}}{2G} + \varepsilon_{vp}^p \left\{ \frac{\delta_{ij}}{3} + \frac{\frac{3}{2\eta^*} \left( \frac{s_{ij}}{p'} - \frac{s_{ij0}}{p'_{0}} \right)}{\frac{\lambda - \kappa}{3(1+e_0)} - \frac{3 s_{kl}}{2\eta^* p'} \left( \frac{s_{kl}}{p'} - \frac{s_{kl0}}{p'_{0}} \right)} \right\}$$

$$(2-47b) \quad \dot{\varepsilon}_{vp}^p = \frac{\lambda - \kappa}{3(1+e_0)} \cdot \frac{\dot{p}'}{p'} + D\dot{\eta}^*, \quad \eta^* = \sqrt{\frac{3}{2} \left( \frac{s_{kl}}{p'} - \frac{s_{kl0}}{p'_{0}} \right) \left( \frac{s_{kl}}{p'} - \frac{s_{kl0}}{p'_{0}} \right)}$$

ここに、増分型を速度型に改めている。また  $s_{ij}$  は偏差応力テンソル ( $s_{ij} = \sigma'_{ij} - p' \delta_{ij}$ )、 $\delta_{ij}$  はクロネッカーのデルタである。

さらに、クリティカルパラメータ  $M (= (\lambda - \kappa) / \{D(1+e_0)\})$  (Ohta, 1971)、非可逆比  $\Lambda (= 1 - \kappa / \lambda)$ 、有効ポアソン比  $\nu'$  を導入すると、

$$(2-48a) \quad \dot{\varepsilon}_{ij} = \frac{MD(1-\Lambda)}{3\Lambda} \cdot \frac{\dot{p}'}{p'} \delta_{ij} + \frac{\dot{s}_{ij}}{2G} + \varepsilon_{vp}^p \left\{ \frac{\delta_{ij}}{3} + \frac{\frac{3}{2\eta^*} \left( \frac{s_{ij}}{p'} - \frac{s_{ij0}}{p'_{0}} \right)}{M - \frac{3 s_{kl}}{2\eta^* p'} \left( \frac{s_{kl}}{p'} - \frac{s_{kl0}}{p'_{0}} \right)} \right\}$$

$$(2-48b) \quad \dot{\varepsilon}_{vp}^p = MD \cdot \frac{\dot{p}'}{p'} + D\dot{\eta}^*, \quad \eta^* = \sqrt{\frac{3}{2} \left( \frac{s_{kl}}{p'} - \frac{s_{kl0}}{p'_{0}} \right) \left( \frac{s_{kl}}{p'} - \frac{s_{kl0}}{p'_{0}} \right)}$$

$$(2-48c) \quad G = \frac{3(1-2\nu')}{2(1+\nu')} \cdot \frac{\Lambda}{MD(1-\Lambda)} p'$$

となる。

式(2-47a)または式(2-48a)の逆関係は、Yamada, Yoshinaka and Sakurai(1968)による手順にしたがって、次のように求まる。

まずgeneralized Hooke's law:  $\sigma'_{ij} = D^{\circ}{}_{ijkl} \epsilon^{\circ}{}_{kl}$ を式(2-43)に代入し、式(2-42)、式(2-46)に注意すると、

$$(2-49) \quad \dot{f} = \frac{\partial f}{\partial \sigma'_{ij}} D^{\circ}{}_{ijkl} (\dot{\epsilon}^{\circ}{}_{kl} - N \frac{\partial f}{\partial \sigma'_{kl}}) = N \frac{\partial f}{\partial \sigma'_{ij}} \delta_{ij}$$

を得るので、比例定数Nは

$$(2-50) \quad N = \frac{\partial f}{\partial \sigma'_{ij}} D^{\circ}{}_{ijkl} \dot{\epsilon}^{\circ}{}_{kl} / \left\{ \left( \frac{\partial f}{\partial \sigma'_{ij}} D^{\circ}{}_{ijkl} + \delta_{kl} \right) \cdot \frac{\partial f}{\partial \sigma'_{kl}} \right\}$$

と求まる。ゆえに、式(2-27)に対応する応力～ひずみ関係は、式(2-42)、式(2-46)、式(2-50)より

$$(2-51a) \quad \dot{\sigma}'_{ij} = D^{\circ}{}_{ijkl} \dot{\epsilon}^{\circ}{}_{kl}$$

ここに、

$$(2-51b) \quad D^{\circ}{}_{ijkl} = D^{\circ}{}_{ijkl} - D^{\circ}{}_{ijop} \frac{f_{op} f_{mn} D^{\circ}{}_{mnkl}}{(f_{mn} D^{\circ}{}_{mnqr} + \delta_{qr}) f_{qr}}$$

$$(2-51c) \quad D^{\circ}{}_{ijkl} = \tilde{\lambda} \delta_{ij} \delta_{kl} + \tilde{\mu} (\delta_{ik} \delta_{jl} + \delta_{il} \delta_{jk})$$

$$(2-51d) \quad f_{ij} = \frac{\partial f}{\partial \sigma'_{ij}} = \frac{D}{3p'} \left\{ M - \frac{3}{2\eta'} \cdot \frac{s_{kl}}{p'} \left( \frac{s_{kl}}{p'} - \frac{s_{kl0}}{p'0} \right) \right\} + \frac{3D}{2\eta' \cdot p'} \left( \frac{s_{ij}}{p'} - \frac{s_{ij0}}{p'0} \right)$$

である。また式(2-51c)中の $\tilde{\lambda}$ 、 $\tilde{\mu}$ はLameの定数であり、式(2-40)、式(2-48c)より、

$$(2-52a) \quad \tilde{\lambda} = \frac{3\nu'}{(1+\nu')} \cdot \frac{\Lambda}{MD(1-\Lambda)} p'$$

$$(2-52b) \quad \tilde{\mu} = \frac{3(1-2\nu')}{2(1+\nu')} \cdot \frac{\Lambda}{MD(1-\Lambda)} p'$$

与えられる。図2-6は式(2-48)、式(2-51)の誘導手順をまとめたものであり、図2-7には2次元平面ひずみ条件で書き下した式(2-51)が示されている。

一方、critical stateを表す応力条件（破壊条件）は、有効応力増分に対してひずみ増分が一価に定まらない条件として導かれる。破壊近傍では、塑性ひずみ成分が卓越し弾性ひずみ成分を無視できるので、式(2-42)、式(2-44)より

$$(2-53) \quad \frac{\partial f}{\partial \sigma'_{ij}} \delta_{ij} = 0$$

が成り立つ。ゆえに式(2-51d)を代入すると

$$(2-54) \quad M - \frac{3}{2\eta} \cdot \frac{s_{kl}}{p'} \left( \frac{s_{kl}}{p'} - \frac{s_{kl0}}{p'0} \right) = 0$$

として破壊条件が得られる。特に、等方圧密粘土 ( $s_{ij0}=0$ ) では

$$(2-55) \quad M - \frac{q}{p'} = 0$$

となり、拡張von Mises基準に一致する。

### 3. 関口・太田による弾粘塑性モデル

時間依存性(粘性)を考慮した構成モデルは、Sekiguchi and Toriihara(1967)による一次元圧密中の二次圧密挙動のモデル化が基礎となっている。

Sekiguchi(1977)は、Sekiguchi and Toriihara(1967)の示した二次圧密中の体積変化の特性式を拡張して、粘性土の体積変化を次式で表した。

$$(2-56) \quad e_v = \frac{\lambda - \kappa}{1 + e_0} \ln \frac{p'}{p'0} + D \left( \frac{q}{p'} - \eta_0 \right) - \alpha \ln \left( \frac{\dot{e}_v}{\dot{v}_0} \right)$$

式(2-56)の右辺第1項は圧密成分、第2項はダイレイタンシー成分、第3項は二次圧密成分である。ここに $\alpha$ は $e_v \sim \ln t$ 関係( $t$ は時間)の勾配で定義される定数であり、 $\dot{v}_0$ は基準となる一次圧密終了時の初期体積ひずみ速度である。

ダイレイタンシーの拡張された表現式(2-37)を式(2-56)に適用すると

$$(2-57) \quad e_v = \frac{\lambda - \kappa}{1 + e_0} \ln \frac{p'}{p'0} + D \eta - \alpha \ln \left( \frac{\dot{e}_v}{\dot{v}_0} \right)$$

となる。

式(2-57)は、時間 $t$ に関する常微分方程式となっており、Sekiguchi and Ohta(1977)は式(2-57)の解として次式を仮定した

$$(2-58a) \quad e_v = \alpha \ln \left\{ \exp \left( \frac{e_v^0}{\alpha} \right) + \frac{\dot{v}_0 t}{\alpha} \exp \left( \frac{f}{\alpha} \right) \right\}$$

ここに $e_v^0$ は式(2-40)で与えられる時間に依存しない可逆的な弾性体積ひずみであり、スカラー関数 $f$ は

$$(2-58b) \quad f = \frac{\lambda - \kappa}{1 + e_0} \ln \frac{p'}{p'0} + D \eta$$

と表され、 $t$ は粘塑性流動時間 ( $>0$ ) と呼ばれる。

ゆえに式(2-40)、式(2-58)より、非可逆的な粘塑性体積ひずみ  $\epsilon^{vp}$  は

$$(2-59) \quad \epsilon^{vp} = \alpha \ln \left\{ 1 + \frac{\dot{v}_0 t}{\alpha} \exp \left( \frac{f}{\alpha} \right) \right\}$$

と表されることになる。

式(2-59)に基づいて、スカラー関数  $F$  を

$$(2-60) \quad F = \epsilon^{vp} = \alpha \ln \left\{ 1 + \frac{\dot{v}_0 t}{\alpha} \exp \left( \frac{f}{\alpha} \right) \right\}$$

と定義すると、式(2-60)は粘塑性体積ひずみを硬化パラメータ  $\epsilon^{vp}$  とする流動曲面を与えると見なすことができる。そこで式(2-60)に associated flow rule を適用すると、粘塑性ひずみ速度テンソル  $\dot{\epsilon}^{vp}_{ij}$  は

$$(2-61) \quad \dot{\epsilon}^{vp}_{ij} = \bar{N} \frac{\partial F}{\partial \sigma'_{ij}}$$

によって与えられる (Olszak and Perzyna, 1966)。 $N$ は比例定数であり、式(2-42)と同様に consistency condition

$$(2-62) \quad \dot{F} = \frac{\partial F}{\partial \sigma'_{ij}} \dot{\sigma}'_{ij} + \frac{\partial F}{\partial t} = \dot{\epsilon}^{vp}$$

から決定することができ、

$$(2-63) \quad \bar{N} = \dot{\epsilon}^{vp} / \frac{\partial F}{\partial \sigma'_{ij}} \delta_{ij}$$

が得られる。

ひずみ速度テンソルは弾性成分と弾粘塑性成分との和、

$$(2-64) \quad \dot{\epsilon}_{ij} = \dot{\epsilon}^e_{ij} + \dot{\epsilon}^{vp}_{ij}$$

で表されるとすると、弾性成分は式(2-45)で与えられるので、式(2-61)、式(2-62)より

$$(2-65a) \quad \dot{\epsilon}_{ij} = \frac{\kappa}{3(1+e_0)} \cdot \frac{\dot{p}'}{p'} \delta_{ij} + \frac{\dot{s}_{ij}}{2G} + \dot{\epsilon}^{vp} \left\{ \frac{\delta_{ij}}{3} + \frac{\frac{3}{2\eta^*} \left( \frac{s_{ij}}{p'} - \frac{s_{ij_0}}{p'_0} \right)}{\frac{\lambda - \kappa}{3(1+e_0)} - \frac{3}{2\eta^* p'} \left( \frac{s_{ki}}{p'} - \frac{s_{ki_0}}{p'_0} \right)} \right\}$$

$$(2-65b) \quad \dot{\epsilon}^{vp} = \left\{ 1 - \exp \left( - \frac{\epsilon^{vp}}{\alpha} \right) \right\} \left( \frac{\lambda - \kappa}{1+e_0} \cdot \frac{\dot{p}'}{p'} + D\dot{\eta}^* \right) + \dot{v}_0 \exp \left( \frac{f - \epsilon^{vp}}{\alpha} \right)$$

$$(2-65c) \quad f = \frac{\lambda - \kappa}{1 + e_0} \ln \frac{p'}{p'_0} + D \eta^*$$

となる。

式(2-48)と同様にクリティカルパラメータM、非可逆比 $\Lambda$ 、有効ポアソン比 $\nu'$ を導入すると、式(2-65)は

$$(2-66a) \quad \dot{\epsilon}_{ij} = \frac{MD(1-\Lambda)}{3\Lambda} \cdot \frac{\dot{p}'}{p'} \delta_{ij} + \frac{\dot{s}_{ij}}{2G} + \epsilon_{v\nu p} \left\{ \frac{\delta_{ij}}{3} + \frac{\frac{3}{2\eta^*} \left( \frac{s_{ij}}{p'} - \frac{s_{ij0}}{p'_0} \right)}{M - \frac{3}{2\eta^* p'} \left( \frac{s_{kl}}{p'} - \frac{s_{kl0}}{p'_0} \right)} \right\}$$

$$(2-66b) \quad \epsilon_{v\nu p} = \left\{ 1 - \exp\left(-\frac{\epsilon_{v\nu p}}{\alpha}\right) \right\} \left( MD \frac{\dot{p}'}{p'} + D \dot{\eta}^* \right) + \dot{v}_0 \exp\left(\frac{f - \epsilon_{v\nu p}}{\alpha}\right)$$

$$(2-66c) \quad f = MD \ln \frac{p'}{p'_0} + D \eta^*$$

と書き改められる。

また式(2-65)、式(2-66)の逆関係は弾塑性構成モデルの場合と同様にして、generalized Hooke's lawに式(2-61)、式(2-62)を用いることにより、

$$(2-67) \quad \bar{N} = \frac{F_{mn} D^*_{mnop} \epsilon_{op} + F_t}{(F_{ij} D^*_{ijkl} + \delta_{kl}) F_{kl}}$$

を得るので、式(2-51)に対応する応力～ひずみ関係は

$$(2-68a) \quad \dot{\sigma}'_{ij} = D^*_{v\nu pijkl} \dot{\epsilon}_{kl} + \dot{\sigma}'_{ij}$$

となる。ここに

$$(2-68b) \quad D^*_{v\nu pijkl} = D^*_{ijkl} - D^*_{ijop} \frac{F_{op} F_{mn} D^*_{mnkl}}{(F_{mn} D^*_{mnpq} + \delta_{pq}) F_{pq}}$$

$$(2-68c) \quad \dot{\sigma}'_{ij} = D^*_{ijkl} \frac{F_t F_{kl}}{(F_{mn} D^*_{mnpq} + \delta_{pq}) F_{pq}}$$

$$(2-68d) \quad F_{ij} = \frac{\partial F}{\partial \sigma'_{ij}} = \left\{ 1 - \exp\left(-\frac{\epsilon_{v\nu p}}{\alpha}\right) \right\} \frac{\partial f}{\partial \sigma'_{ij}}$$

$$(2-68e) \quad F_t = \frac{\partial F}{\partial t} = \dot{v}_0 \exp\left(\frac{f - \epsilon_{v\nu p}}{\alpha}\right)$$

$D^*_{ijkl}$ は式(2-51c)および(5-52a, b)に与えられている。式(2-68a)の右辺第2項はレラク

ゼーション効果を表す応力緩和項で、Sekiguchi(1977)は応力緩和速度(または増分)テンソルと呼んでいる。図2-8は式(2-66)、式(2-68)の誘導の手順を示したものであり、図2-9に2次元平面ひずみ条件で書き下した結果が示されている。

一方破壊条件は、弾塑性構成モデルと同様に考えることができ、式(2-61)、式(2-63)より、

$$(2-69) \quad \frac{\partial F}{\partial \sigma'_{ij}} \delta_{ij} = 0$$

を得、さらに式(2-68d)において、 $1 - \exp(-\frac{\epsilon_v^{vp}}{\alpha}) > 0$ より、式(2-69)は

$$(2-70) \quad \frac{\partial f}{\partial \sigma'_{ij}} \delta_{ij} = 0$$

と書き直され、弾塑性モデルの場合の式(2-54)と完全に一致する。

#### 4. 構成モデルのパラメータ

Sekiguchi and Ohta(1977)、Ohta and Sekiguchi(1979)による構成モデルのパラメータの決定には三軸試験、標準圧密試験が不可欠である。

弾塑性モデルの場合には、 $\lambda$ (圧縮指数)、 $\kappa$ (膨潤指数)、 $D$ (ダイレイタンシー係数)、 $\nu'$ (有効ポアソン比)の4つの物性値と、基準状態を規定する量として $e_0$ (先行時の間隙比)、 $\sigma'_{ij}|_0$ (先行時の有効応力成分)、そして初期状態を規定する $\sigma'_{ij}|_i$ (初期応力成分)が必要であるが、一次元圧密終了時を基準状態に選び、初期状態にもせん断応力成分の発生を考えない場合には、先行時の応力成分は、 $\sigma'_{v0}$ (先行上載圧)、 $K_0$ (先行時の静止土圧係数)の2つが、初期応力成分は、 $\sigma'_{vi}$ (有効上載圧)、 $K_i$ (原位置静止土圧係数)の2つがそれぞれ必要となる。弾粘塑性モデルの場合には、さらに物性値として $\alpha$ (2次圧密係数)が、初期値として $\dot{v}_0$ (初期体積ひずみ速度)が必要である。

圧縮指数 $\lambda$ 、膨潤指数 $\kappa$ そして2次圧密係数 $\alpha$ は、三軸圧密試験から決定でき、先行圧密時の上載圧 $\sigma_{v0}$ 、間隙比 $e_0$ は、標準圧密試験から決定される。この内実験から得られた $e \sim \ln p'$ 関係から、正規圧密過程の勾配として $\lambda$ が、膨潤過程の勾配から $\kappa$ が定義されており、さらに正規圧密状態の2次圧密領域における $e_v \sim \ln t$ 関係の勾配として $\alpha$ が定義されている。しかしMitachi and Kitago(1976)の示した実験事実によれば、標準圧密試験か

ら得られる圧縮指数  $C_c$  ( $e \sim \log \sigma'_v$  関係の勾配) と三軸圧密試験より得られる圧縮指数 ( $e \sim \log p'$  関係の勾配) はほぼ同じ値をとるので、 $\lambda$  の決定には標準圧密試験を代用することができる。ただし  $\lambda = 0.434 C_c$  である。

ダイレイタンシー係数  $D$  の決定には、 $p'$  一定の三軸せん断試験が必要である。この時、時間依存性の影響に注意をはらって、せん断スピードを決めなければならない。

クリティカルステートパラメータ  $M$  は有効内部摩擦角  $\phi'$  との間に  $M = 6 \sin \phi' / (3 - \sin \phi')$  の関係があるので、三軸非排水せん断試験から  $\phi'$  をもとめ決定することができる。また、この  $M$  を用いて、Ohta (1971) が示した関係  $M = (\lambda - \kappa) / \{D(1 + e_0)\}$  よりダイレイタンシー係数  $D$  を決定してもよい。

粘塑性モデルに用いられている初期体積ひずみ速度は、2次圧密係数  $\alpha$  の定義式:  $\alpha = d e_v / d (\ln t)$  より

$$(2-71) \quad \dot{v}_0 = e_v |_{t=t_0} = \alpha / t_0$$

として決定できる (Sekiguchi, 1977)。ここに  $t_0$  は一次圧密終了時間である。

基準状態を規定する先行時の応力成分  $\sigma'_v$  および  $K_0$  の内、静止土圧係数  $K_0$  の決定には一次元圧密条件下の主応力成分を計測できる特殊な試験装置が必要である。さらに初期応力成分の内、現位置の静止土圧係数  $K_i$  を決定するには、試験装置の中で圧密履歴などの現位置における応力状態を正確に再現しなければならず、室内試験よりは精度の高い原位置試験の開発と利用が期待される。

以上より、構成モデルに必要なパラメータを室内試験から決定する方法を模式的に説明すると図2-10となる。

#### 第4節 結論

地盤は土の構造骨格とその間隙からなり、飽和土の場合には間隙が水で満たされ、構造骨格と間隙水との2相混合体と見なされる。本章では、混合体理論の立場から支配方程式を要約し、土の構造骨格を弾塑性体・弾粘塑性体、間隙水を非圧縮性のDarcy流体と仮定して地盤の力学挙動を表現する数学モデルについて説明した。この表現は、土の構造骨格を線形弾性体と仮定するとBiotの圧密理論に一致する。

土の構造骨格の構成モデルとしてはSekiguchi and Ohta (1977)、Ohta and Sekiguchi

(1979)による弾塑性・弾粘塑性構成モデルを取り上げ、その理論をまとめた。

Sekiguchi and Ohta(1977)による構成モデルは、用いられているパラメータと土質室内試験との対応が明瞭であり、その物理的意味を理解しやすい。またこの構成モデルは特殊な応力条件のもとではOriginal Cam-clayモデルに帰着するためCam-clayモデルの拡張と見なされることが多いが、応力誘導異方性の表現とその表現の理論的妥当性によってCam-clayモデルとは完全に区別される(see Yatomi and Nishihara, 1984)。さらにSekiguchi(1977)による粘塑性理論の導入によりレラクゼーション、クリープなどの時間依存性の表現も可能となっている。

本章で示した地盤の力学挙動の数学モデルは、本論文での以降の議論の基礎を与えるものである。

## 参考文献(第2章)

- 赤井浩一・田村 武：弾塑性構成式による多次元圧密の数値解析，土木学会論文報告集，No. 269, pp. 95-104, 1978
- Adachi, T. and Okano, M. : A Constitutive Equation for Normally Consolidated Clay, Soils and Foundations, Vol. 14, No. 4, pp. 55-73, 1974
- Atkin, R. J. and Craine, R. E. : Continuum Theories of Mixtures : Basic Theory and Historical Development, Q. J. Mech. Math., Vol. 29, pp. 209-244, 1976
- Barden, L. : Time Dependent Deformation of Normally Consolidated Clays and Peats, Proc. ASCE, SM1, pp. 1-31, 1969
- Biot, M. A. : General Theory of Three-Dimensional Consolidation, J. Appl. Phys., Vol. 12, pp. 155-164, 1941
- Biot, M. A. : Theory of Elasticity and Consolidation for a Porous Anisotropic Solid, J. Appl. Phys., Vol. 26, No. 2, pp. 182-185, 1955
- Biot, M. A. : General Solutions of the Equations of Elasticity and Consolidation, J. Appl. Phys., Vol. 78, pp. 91-96, 1956
- Bowen, R. M. : Toward Thermodynamics and Mechanics of Mixtures, Arch. Rat. Mech. Anal., Vol. 24, pp. 370-403, 1967
- Bowen, R. M. : Theory of Mixtures "Continuum Physics" (A. C. Eringen ed), Vol. 3/1, pp. 1-122, 1976
- Casagrande, A. and Wilson, S. D. : Effect of Rate of Loading on the Strength of Clays and Shales at Constant Water Content, Geotech., Vol. 2, No. 3, pp. 251-263, 1951
- Drucker, D. C., Gibson, R. E. and Henkel, D. J. : Soil Mechanics and Work-Hardening Theories of Plasticity, Trans. ASCE, pp. 338-346, 1957
- Gibson, R. E., Knight, K. and Taylor, P. W. : A Critical Experiment to Examine Theories of Three-Dimensional Consolidation, Proc. European Regional Conf. Soil Mech. Found. Engrg., Vol. 1, pp. 69-76, 1963
- Gibson, R. E., England, G. L. and Hussey, M. J. L. : The Theory of One-Dimensional Consolidation of Saturated Clays, Geotech., Vol. 17, pp. 261-273, 1967
- Green, A. E. and Naghdi, P. M. : A Dynamical Theory of Interacting Continua, Int. J. Eng. Sci., Vol. 3, pp. 231-241, 1965
- Green, A. E. and Naghdi, P. M. : A Theory of Mixtures, Arch. Rat. Mech. Anal., Vol. 24, pp. 243-263, 1967a
- Green, A. E. and Naghdi, P. M. : Remark on a paper by R. M. Bowen, Arch. Rat. Mech. Anal., Vol. 27, pp. 175-180, 1967b
- Henkel, D. J. : The Shear Strength of Saturated Remoulded Clays, Proc. Res. Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils, ASCE, pp. 533-544, 1960
- Horne, M. R. : The Behavior of an Assembly of Rotund, Rigid, Cohesionless Particles, Part 1, 2, Proc. Royal Soc. A., Vol. 286, pp. 62-97, 1965
- Hvorslev, M. J. : Physical Components of the Shear Strength of Saturated Clays, Proc.

- Res. Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils, ASCE, pp. 169-273, 1960
- Ishihara, K. : Theory of Consolidation of a Porous Material with Heat Effect based on the Irreversible Thermodynamics, Proc. JSCE, No. 113, pp. 28-43, 1965
- 軽部大蔵・栗原則夫：練り返し粘土のダイレイタンスとせん断強度について，土木学会論文報告集，No. 135, pp. 16-24, 1965
- Matsuoka, H. : Stress-Strain Relationships of Sands based on the Mobilized Plane, Soils and Foundations, Vol. 14, No. 2, pp. 47-61, 1974
- Matsuoka, H. and Nakai, T. : Stress-Deformation and Strength Characteristics of Soil under the Three Different Principal Stresses, Proc. JSCE, No. 232, pp. 59-70, 1974
- 三笠正人：軟弱粘土の圧密，鹿島出版会，1963
- Mitachi, T. and Kitago, S. : Change in Undrained Shear Strength Characteristics of Saturated Remolded Clay due to Swelling, Soils and Foundations, Vol. 16, No. 1, pp. 45-58, 1976
- Murayama, S. and Shibata, T. : On the Rheological Characters of Clay, Part 1, Disaster Prevention Research Institute, Kyoto Univ., Bulletin, No. 2, pp. 29-33, 1958
- Murayama, S. : A Theoretical Consideration on a Behavior of Sand, Proc. IUTAM Symp. on Rheology and Soil Mech., Grenoble, Springer-Verlag, pp. 146-159, 1966
- Murayama, S. et al. : Constitutive Laws of Soils, Report of ICSMFE Subcommittee on Constitutive Laws of Soils, 11th., ICSMFE., San Francisco, 1985
- Murayama, S. and Shibata, T. : Flow and Stress Relaxation of Clays, IUTM Rheology and Soil Mechanics Symp., Grenoble, pp. 99-129, 1964
- Naghdi, P. M. : Stress-strain Relations in Plasticity and Thermoplasticity, Proc. 2nd Symp. on Naval Structural Mechanics, Pergamon Press, pp. 121-169, 1960
- Nakai, T. and Matsuoka, H. : Constitutive Equation for Soils based on the Extended Concept of "Spatial Mobilized Plane" and Its Application to Finite Element Analysis, Soils and Foundations, Vol. 23, No. 4, pp. 87-105, 1983
- Newland, P. L. and Alley, B. H. : Volume Change in Drained Triaxial Tests on Granular Materials, Geotech., Vol. 7, No. 1, pp. 17-34, 1957
- Noll, W. : A Mathematical Theory of the Mechanical Behavior of Continuous Media, Arch. Rat. Mech. Anal., Vol. 2, pp. 197-226, 1958, (Reprinted in W. Noll: The Foundations of Mechanics and Thermodynamics, Berlin, Springer-Verlag, 1974)
- Noll, W. : The Foundations of Classical Mechanics in the Light of Recent Advances in Continuum Mechanics, The Axiomatic Method, with Special reference to Geometry and Physics, Amsterdam, North-Holland Publ., 1959 (Reprinted in W. Noll: The Foundations of Mechanics and Thermodynamics, Berlin, Springer-Verlag, 1974)
- Oda, M. : On Stress-Dilatancy Relation of Sand in Simple Shear Test, Soils and Foundations, Vol. 15, No. 2, pp. 17-29, 1975

- Ohta, H. : Analysis of Deformation of Soils based on the Theory of Plasticity and Its Application to Settlement of Embankment, Doctor Thesis of Kyoto Univ., 1971
- Ohta, H. and Hata, S. : A Theoretical Study of the Stress-Strain Relations for Clays, Soils and Foundations, Vol. 11, No. 3, pp. 65-90, 1971
- Ohta, H. and Sekiguchi, H. : Constitutive Equations Considering Anisotropy and Stress Reorientation in Clay, 3rd. Int. Conf. on Num. Method in Geomech., Vol. 1, Aachen, pp. 475-484, 1979
- 太田秀樹：土の変形と強度，講習会「わかりやすい土質力学」，土質工学会関西支部，1984
- Oka, F. : Constitutive Theory for Solid-Fluid Mixture and Its Application to Stress Wave Propagation through Cohesive Soil, Proc. JSCE, No. 272, pp. 117-130, 1978
- 岡二三生：2相混合体理論からみた有効応力の定義について，土木学会論文報告集，No. 299, pp. 59-64, 1980
- Olszak, W. and Perzyna, P. : The Constitutive Equations of the Flow Theory for a Non-Stationary Yield Condition, Proc. the 11th. Int. Congr. Appl. Mech., pp. 545-553, 1966
- Prager, W. : Introduction to Mechanics of Continua, Ginn and Company, 1961, 連続体力学入門，福岡秀和・阿部武治 訳，共立出版，1980
- Rendulic, L. : Der Hydrodynamische Spannungsausgleich in Zentral Entwässerten Tonzylindern, Wasserwirt. U. Tech., 3-1, 1935
- Roscoe, K. H., Schofield, A. N. and Wroth, C. P. : On the Yielding of Soils., Geotech. Vol. 8, pp. 22-53, 1958
- Roscoe, K. H., Schofield, A. N. and Thrairajah, A. : Yielding of Clays in States Wetter Than Critical, Geotech., Vol. 13, pp. 211-240, 1963
- Rowe, P. W. : The Stress-Dilatancy Relation for Static Equilibrium of an Assembly of Particles in Contact, Proc. Royal Soc. A., Vol. 269, pp. 500-527, 1962
- 佐武正雄：粒状体力学の構成に関する研究，文部省科学研究報告書（総合研究(B), No. 56306023），1982
- Scott, R. F. : Plasticity and Constitutive Relations in Soil Mechanics, 19th. Terzaghi Lecture, Proc. ASCE, GE, Vol. 111, No. 5, pp. 563-605, 1985
- Schiffman, R. L. and Gibson, R. E. : Consolidation of Nonhomogeneous Clay Layers, Proc. ASCE, SM5, 1964
- Schofield, A. N. and Wroth, C. P. : Critical State Soil Mechanics, McGraw-Hill, London, 1968
- Sekiguchi, H. and Toriihara, M. : Theory of One-Dimensional Consolidation of Clays with Consideration of Their Rheological Properties, Soils and Foundations, Vol. 16, No. 1, 1976
- Sekiguchi, H. : Rheological Characteristics of Clays, 9th. ICSMFE, Vol. 1, Tokyo, pp. 289-292, 1977
- Sekiguchi, H. and Ohta, H. : Induced Anisotropy and Time Dependency in Clays, Proc.

- Specialty Session 9, 9th. ICSMFE, Tokyo, pp. 229-239, 1977
- Sekiguchi, H. : Theory of Undrained Creep Rupture of Normally Consolidated Clay based on Elasto-Viscoplasticity, *Soils and Foundations*, Vol. 24, No. 1, pp. 129-147, 1984
- 柴田 徹ら : 講座 土の構成式入門, 土と基礎, Vol. 31, No. 6-No. 12, Vol. 32, No. 1-No. 4, 1983-1984
- 柴田 徹 : 粘土のダイラタンシーについて, 京都大学防災研究所年報, Vol. 6, pp. 128-134 1963
- Shiedegger, A. E. : *The Physics of Flow through Porous Media*, Macmillan, New-York, 1957
- Singh, A. and Mitchell, J. K. : General Stress-Strain-Time Function for Soils, *Proc. ASCE, SM1*, pp. 21-46, 1968
- Skempton, A. W. and Bishop, A. W. : *Soils, Building Materials* (M. Reiner ed.), North-Holland Publ. Company, pp. 417-482, 1954
- 田村 武 : Biotの圧密方程式に関する一考察, *土木学会論文報告集*, No. 274, pp. 57-67, 1978
- Terzaghi, K. : *Die Berechnung der Durchlässigkeitsziffer des Tones aus dem Verlauf der Hydrodynamischen Spannungsercheinungen, 1923* (From Theory to Practice in Soil Mechanics, John Wiley and Sons)
- Truesdell, C. and Toupin, R. : *The Classical Field Theories*, in "Handbuch der Physik" (S. Flugge, ed.), Vol. 3/1, Springer-Verlag, Berlin, 1960
- Truesdell, C. and Noll, W. : *The Non-Linear Field Theories of Mechanics*, in "Handbuch der Physik" (S. Flugge, ed.), Vol. 3/3, Springer-Verlag, Berlin, 1965
- Tvergaard, V., Needleman, A. and Lo, K. K. : Flow Localization in the Plane Strain tensile Test, *J. Mech. Phys. Solids*, Vol. 29, No. 2, pp. 115-142, 1981
- Yamada, Y., Yoshinaka, N. and Sakurai, T. : Plastic Stress-Strain Matrix and Its Application for the Solution of Elasto-Plastic Problem by Finite Element Method, *Int. J. Mech. and Sci.*, Vol. 10, pp. 343-354, 1968
- Yamaguchi, H. and Murakami, Y. : Some Analytical Results of a Plane Strain Consolidation Problem of a Clay Layer with Finite Thickness., *Soils and Foundations*, Vol. 18, No. 1, pp. 98-104, 1978
- Yatomi, C. and Nishihara, A. : Principles of Constitutive Equations and Expressions of Anisotropy in Soil Materials., *Soils and Foundations*, Vol. 24, No. 3, pp. 15-26, 1984
- 吉国 洋 : 三次元圧密の基礎理論, *土木学会論文報告集*, No. 201, pp. 87-98, 1972
- 吉国 洋 : 間隙水圧を中心とした圧密論の再構成, *土木学会論文報告集*, No. 212, pp. 41-50, 1973
- Walker, L. K. : Secondary Compression in the Shear of Clays., *Proc. ASCE, SM1*, pp. 167-188, 1969

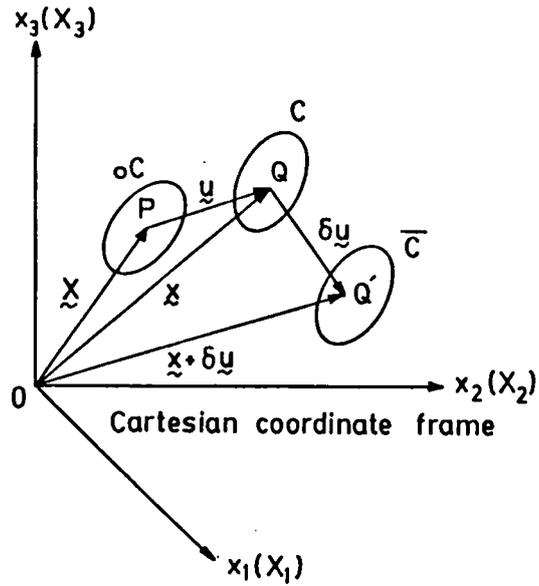


図 2 - 1 物体の配置と座標系

表 2 - 1 非線形解析法の比較

	incremental change	coordinate	additionality of strain increment
Lagrange method	Total Lagrange method (TL)	material coordinate	Yes
Euler method	Updated Lagrange method (UL)	convected coordinate (ULC)	Yes
		spatial coordinate (ULS)	No

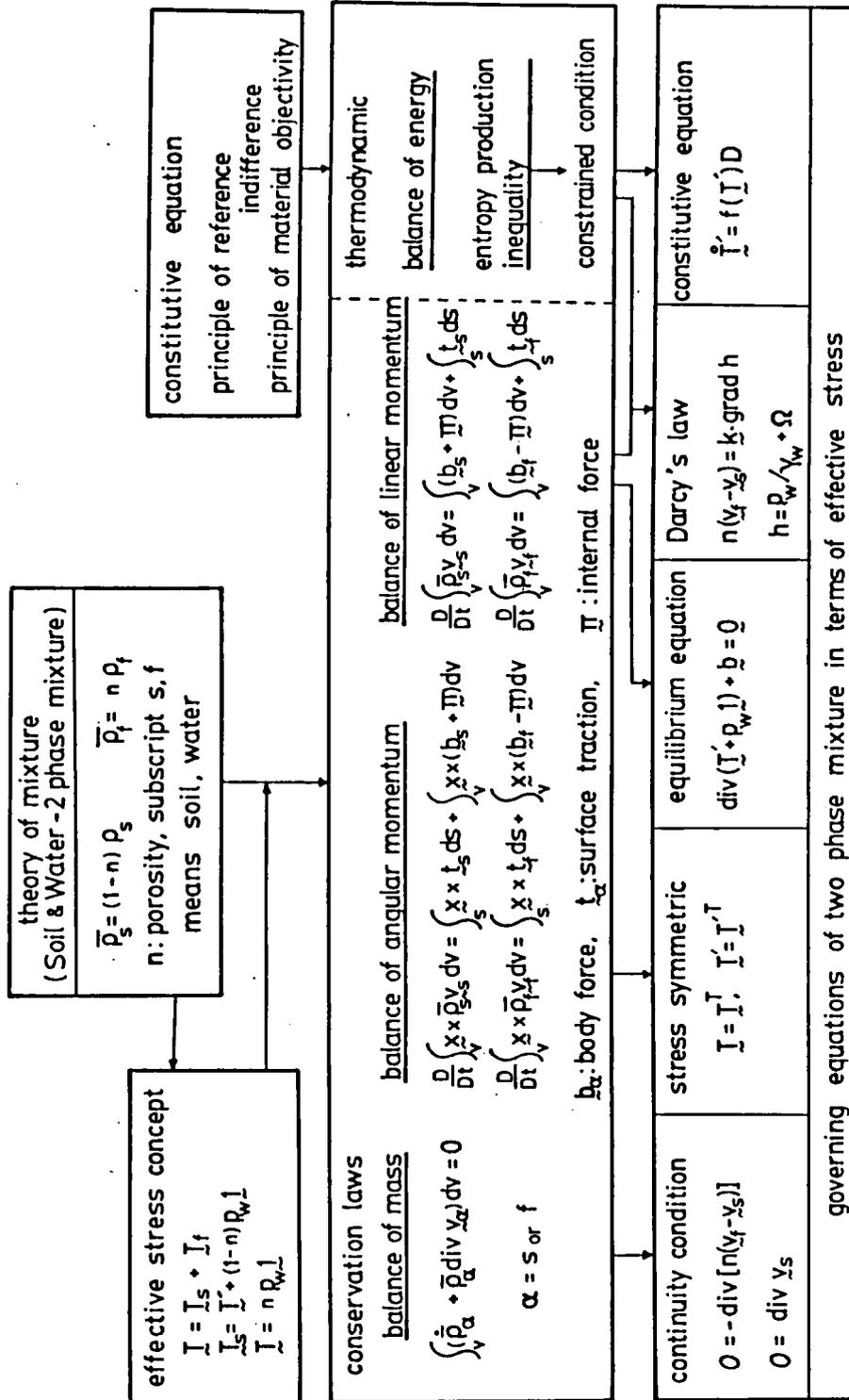
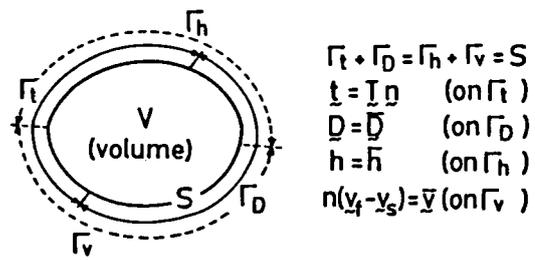


図 2-2 土/水 2 相混合体理論の要約



$$\begin{aligned} \Gamma_t + \Gamma_D &= \Gamma_h + \Gamma_v = S \\ t &= \bar{t} \quad (\text{on } \Gamma_t) \\ D &= \bar{D} \quad (\text{on } \Gamma_D) \\ h &= \bar{h} \quad (\text{on } \Gamma_h) \\ n(y_t - y_s) &= \bar{y} \quad (\text{on } \Gamma_v) \end{aligned}$$

図 2-3 2相混合体における境界条件

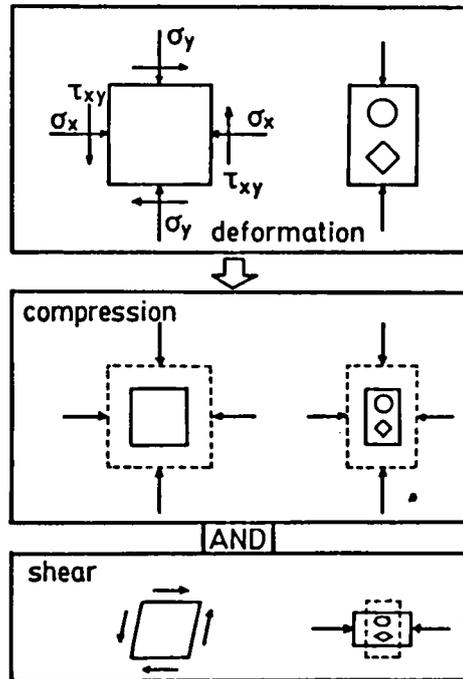
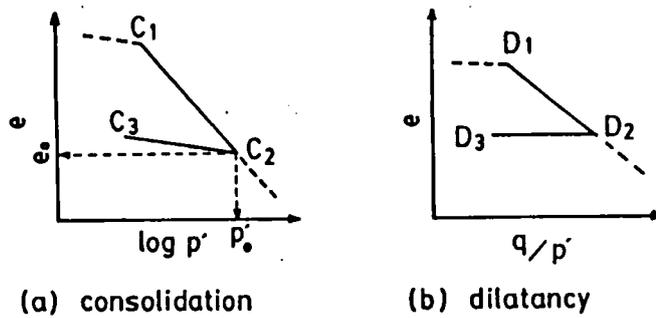


図 2-4 土要素の変形パターン



(a) consolidation

(b) dilatancy

図 2-5 圧密とダイレンタンシーの近似

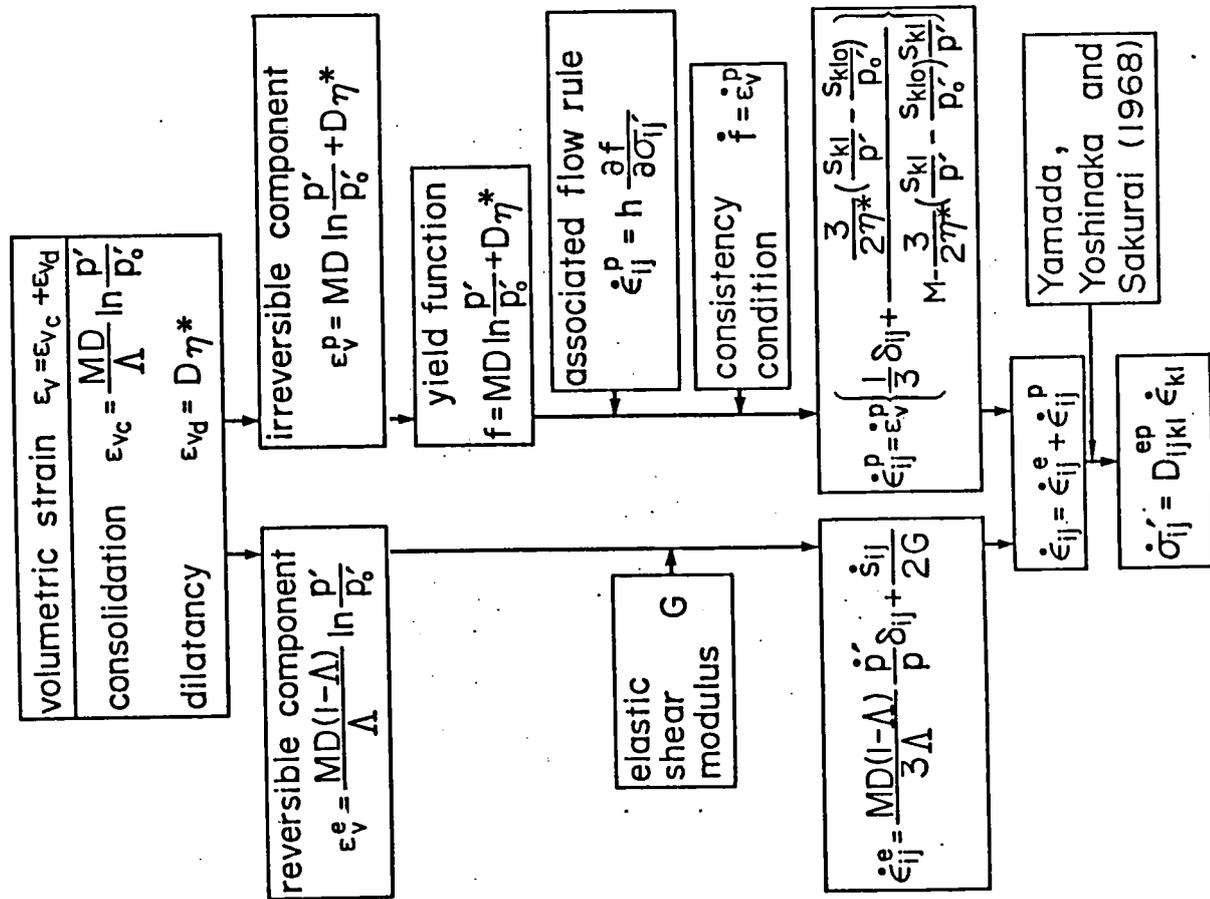


図2-6 弾塑性構成モデルの理論の要約 (Sekiguchi & Ohta, 1977モデル)

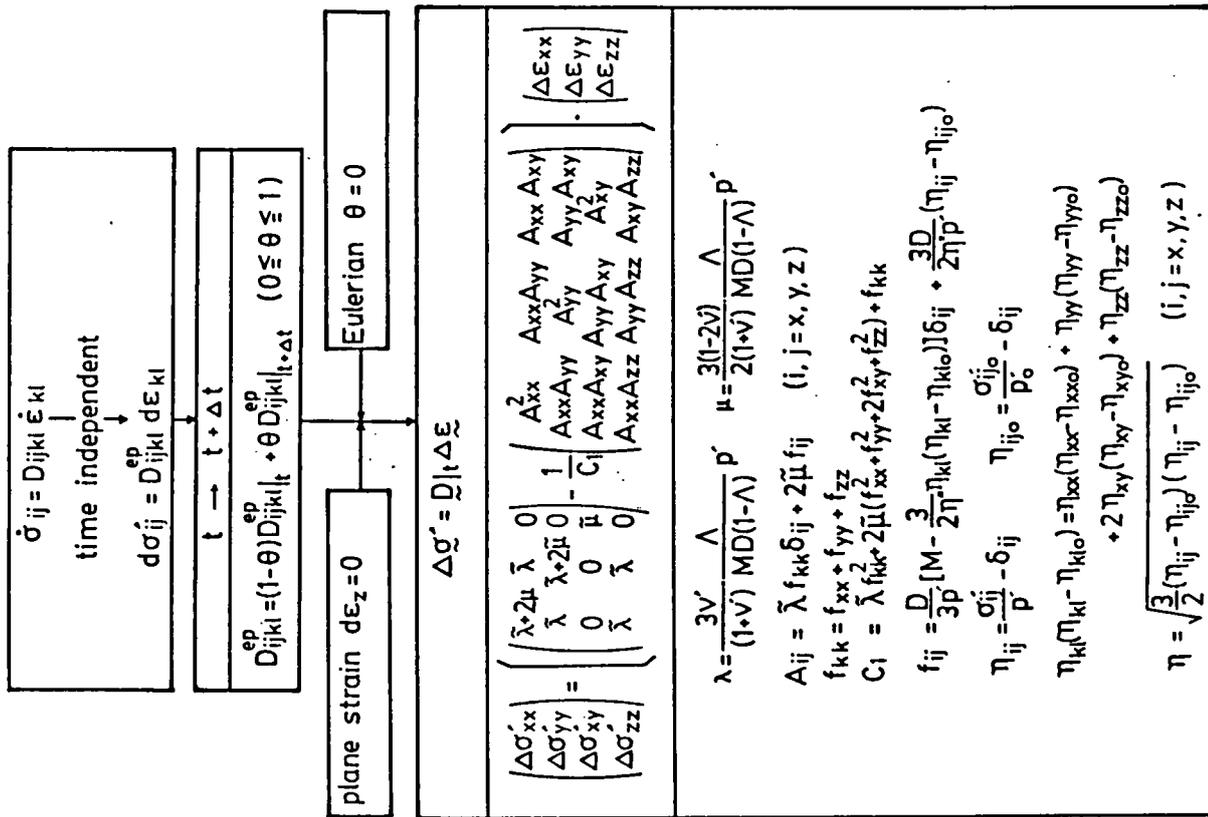


図2-7 弾塑性構成モデルの応力～ひずみ関係 (Sekiguchi & Ohta, 1977モデル)

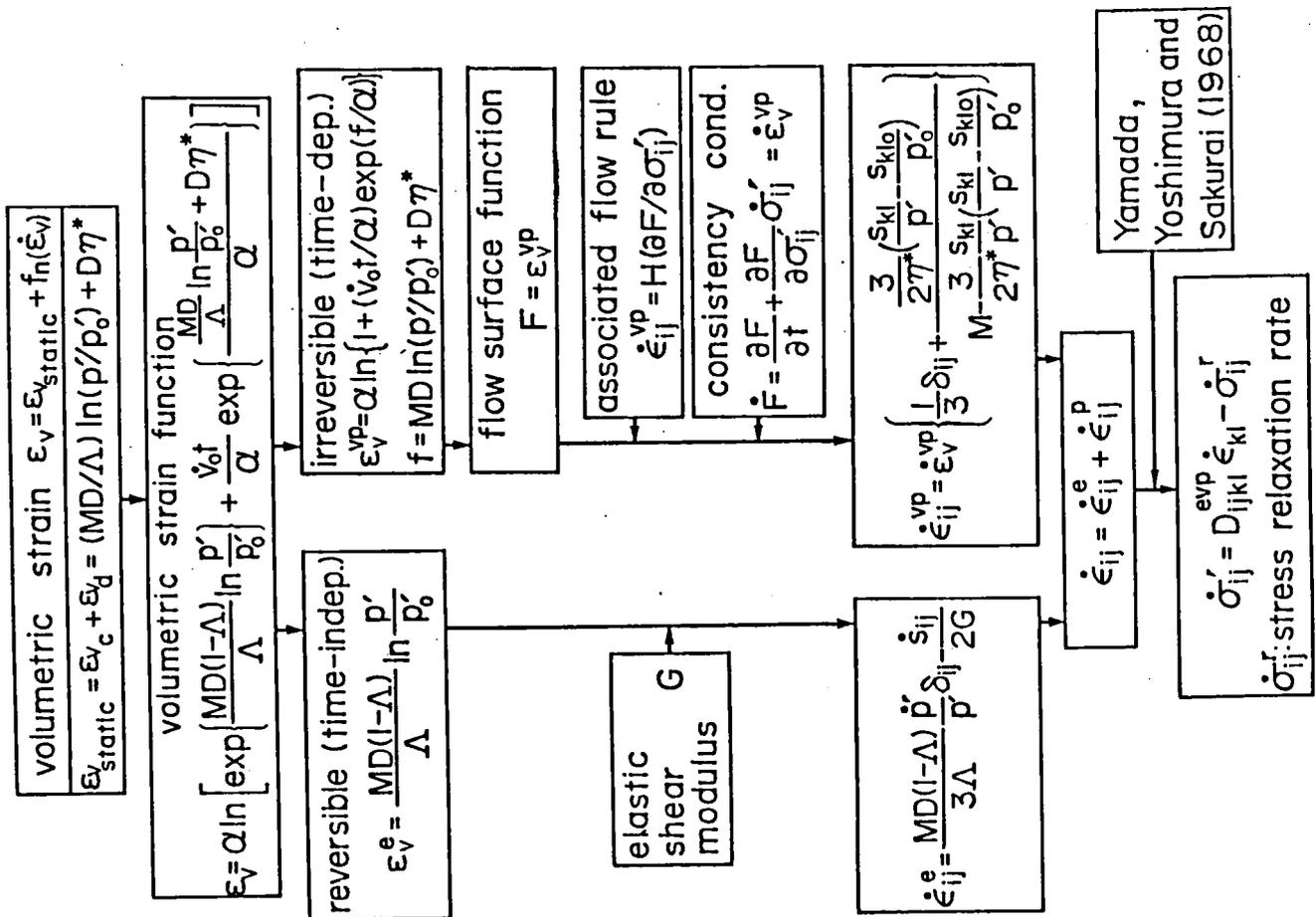


図 2-8 弾粘塑性構成モデルの理論の要約 (Sekiguchi & Ohta, 1977モデル)

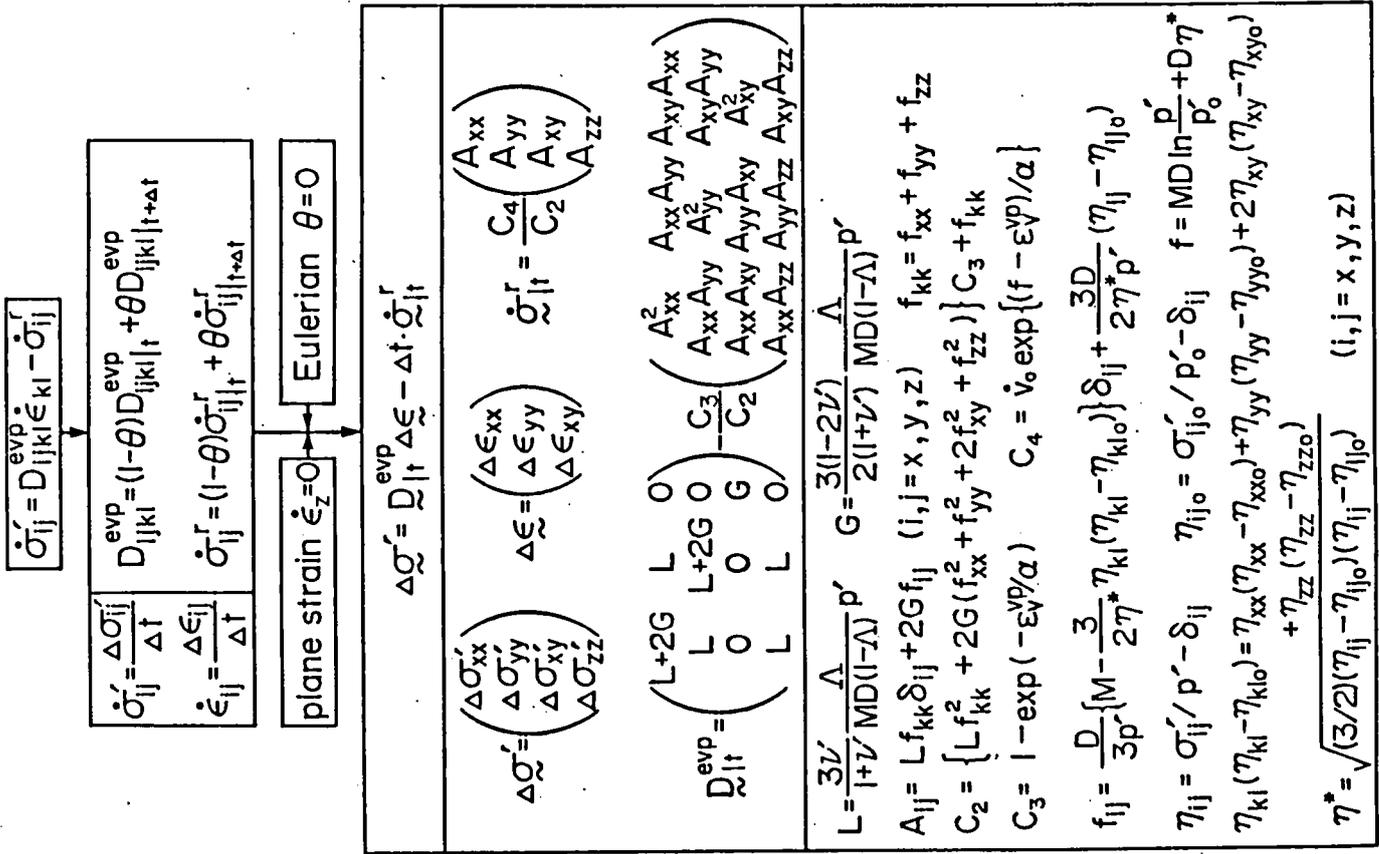


図 2-9 弾粘塑性構成モデルの応力〜ひずみ関係 (Sekiguchi & Ohta, 1977モデル)

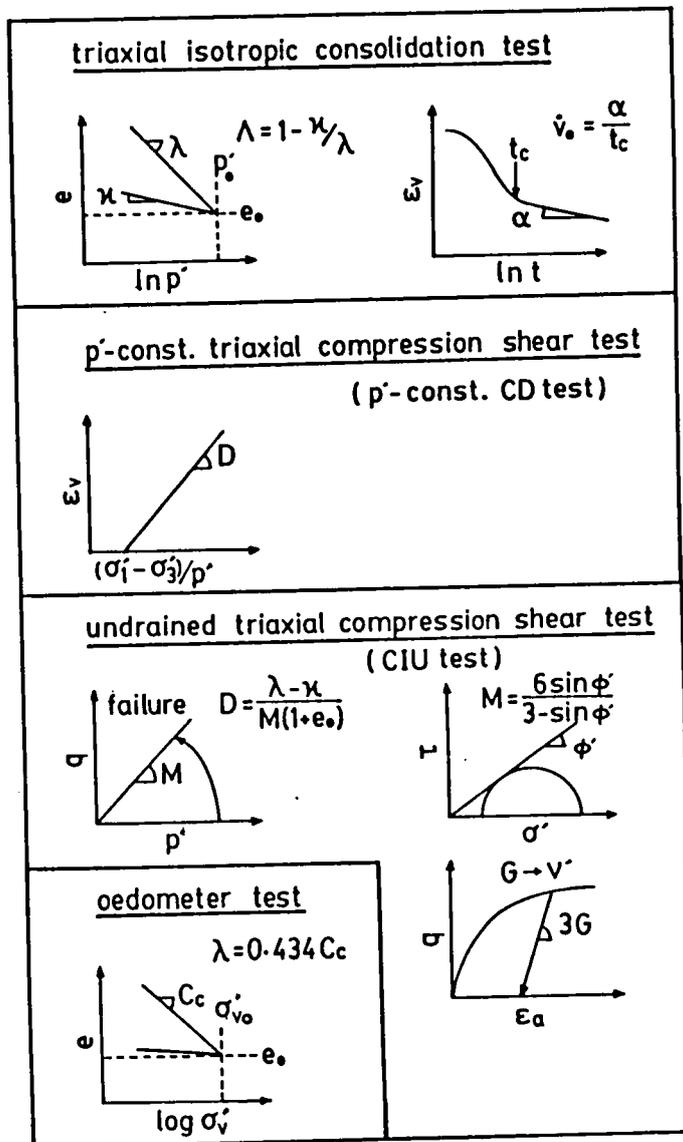


図 2-10 構成モデルに必要な物性パラメータの説明

### 第3章 有限要素法による解析手法

#### 第1節 概説

前章で説明した地盤の力学挙動の数学モデルは、連立偏微分方程式で与えられ、解析的に解ける場合は極めて稀である。そのため、複雑な境界条件を持つ多くの工学的問題に対しては、有限要素法に代表される数値解析法が用いられる。

実際の問題の多くは非定常であり、時間の次元を考慮にいれねばならない。ある時刻  $t = 0$  における系の状態が与えられているとき、その後の時刻における系の状態を定めたいというのが典型的な場合である。この型の問題は初期値問題と呼ばれ、土の構造骨格の変形と間隙水の運動との連成問題は、そのような問題の一つである。また構成モデルに時間依存の履歴が組み込まれている場合には、材料の粘性の時間依存と間隙水の流れの時間依存との2種類の時間依存性を取り扱わねばならない。

有限要素法は空間的離散化に基礎がおかれた数値解析法であるため、このような時間変域の問題は、差分近似により線形化され、有限要素法に取り込まれることが多い(例えば、Zienkiewicz, Lewis and Stagg, 1978)。

本章では、数学モデルの有限要素法への適用を説明し、飽和地盤と構造物の力学的相互作用を解析するために開発された弾塑性・弾粘塑性有限要素プログラム D A C S A R (Deformation Analysis Considering Stress Anisotropy and Reorientation) について述べる。

#### 第2節 支配方程式

地盤の数学モデルの支配方程式は、式(2-26)から式(2-31)で与えられている。しかし構成式が応力速度とひずみ速度の関係として表される場合、支配方程式を速度型(増分型)に書き改めて速度型の境界値問題として取り扱われることが多い。

変形過程の任意の時刻  $t$  とその近くの時刻  $t + dt$  における物体内の任意の点の変位を  $u_i$ 、 $u_i + \dot{u}_i dt$ 、全応力を  $\sigma_{ij}$ 、 $\sigma_{ij} + \dot{\sigma}_{ij} dt$ 、ひずみを  $\epsilon_{ij}$ 、 $\epsilon_{ij} + \dot{\epsilon}_{ij} dt$ 、間隙水圧を  $p_w$ 、 $p_w + \dot{p}_w dt$  とする。また境界条件も2つの時刻において、応力境界  $\hat{t}_{s,i}$ 、

$\dot{t}_{s,i} + \dot{t}_{s,i} dt$ 、変位境界  $\hat{u}_i$ 、 $\hat{u}_i + \hat{u}_i dt$  で表すと、物体は両時刻において基礎方程式 (2-26)、式 (2-27)、式 (2-30) を満足する。その結果、外力の変化  $\dot{t}_{s,i}$ 、変位拘束の変化  $\dot{\hat{u}}_i$  に対して、全応力速度  $\dot{\sigma}_{ij}$ 、ひずみ速度  $\dot{\epsilon}_{ij}$ 、変位速度  $\dot{u}_i$  が満たすべき基礎式と境界条件とが得られる。ここで問題を擬似静的な重力場に限定 ( $\dot{f}_i = 0$ ) して、基礎式と境界条件とを成分で書き表すと

支配方程式

- (3-1)  $\dot{\sigma}'_{ij,j} + \dot{p}_{w,i} = 0$  つり合い式
- (3-2)  $\dot{\epsilon}_{ij} = (\dot{u}_{i,j} + \dot{u}_{j,i}) / 2$  ひずみ～変位関係
- (3-3a)  $\dot{\sigma}'_{ij} = D^{\circ v} p_{ijkl} \dot{\epsilon}_{kl} - \dot{\sigma}^r_{ij}$  弾粘塑性構成式
- (3-3b)  $\dot{\sigma}'_{ij} = D^{\circ p} p_{ijkl} \dot{\epsilon}_{kl}$  弾塑性構成式
- (3-4a)  $v_i = -k_{ij} h_{,j}$  ダルシー則
- (3-4b)  $h = p_w / \gamma_w + \Omega$  全水頭
- (3-5)  $\dot{\epsilon}_v = v_{i,i}$  連続条件式

境界条件

- (3-6a)  $\dot{\sigma}_{ij} n_j = \dot{t}_{s,i}$  (on  $\Gamma_\sigma$ ) 応力境界
- (3-6b)  $\dot{u}_i = \dot{\hat{u}}_i$  (on  $\Gamma_u$ ) 変位境界
- (3-6c)  $h = \hat{h}$  (on  $\Gamma_h$ ) 水頭境界
- (3-6d)  $-k_{ij} h_{,j} = \hat{v}_i$  (on  $\Gamma_v$ ) 流速境界

となる。

さらに初期条件

- (3-7a)  $\sigma'_{ij} = \sigma'_{ij} |_{t=0}$  (in  $V$ ) 有効応力
- (3-7b)  $h = \hat{h} |_{t=0}$  (in  $V$ ) 全水頭

が必要である。

### 1. 応力速度とひずみ速度の唯一性

任意の時刻  $t$  において負荷履歴、応力、ひずみ状態が既知であるとする。式 (3-1) から式 (3-6) で表される境界値問題の異なる 2 つの解の差に対応する変位速度、ひずみ速度、有効応力速度、間隙水圧速度をそれぞれ  $\dot{u}_i$ 、 $\dot{\epsilon}_{ij}$ 、 $\dot{\sigma}'_{ij}$ 、 $\dot{p}_w$  で表す。この解の差は、同次形平衡方程式と境界条件

$$(3-7) \quad \dot{\sigma}'_{ij,j} + \dot{p}_{w,i} = 0$$

$$(3-8a) \quad \dot{t}_{si} = \dot{\sigma}_{ij} n_j = (\dot{\sigma}'_{ij} + \dot{p}_w \delta_{ij}) n_j = 0 \quad (\text{on } \Gamma_\sigma)$$

$$(3-8b) \quad \dot{u}_i = 0 \quad (\text{on } \Gamma_u)$$

を満足する。応力ベクトル  $\dot{t}_{si}$  と変位速度  $\dot{u}_i$  の積をとり、面積積分を行うと、

$$(3-9) \quad \int_{\Gamma_\sigma} \dot{t}_{si} \dot{u}_i ds + \int_{\Gamma_u} \dot{\sigma}_{ij} n_j u_i ds = \int_S (\dot{\sigma}'_{ij} + \dot{p}_w \delta_{ij}) \dot{u}_i n_j ds$$

$$= \int_V (\dot{\sigma}'_{ij} \dot{\epsilon}_{ij} + \dot{p}_w \dot{\epsilon}_v) dv = 0$$

より、領域  $V$  は任意であるので

$$(3-10) \quad \dot{\sigma}'_{ij} \dot{\epsilon}_{ij} + \dot{p}_w \dot{\epsilon}_v = 0$$

を得る。式(3-10)左辺第1項のひずみ成分を弾性成分  $\epsilon^e_{ij}$  と塑性成分  $\epsilon^p_{ij}$  に分けると

$$(3-11) \quad \dot{\sigma}'_{ij} \dot{\epsilon}^e_{ij} + \dot{\sigma}'_{ij} \dot{\epsilon}^p_{ij} + \dot{p}_w \dot{\epsilon}_v = 0$$

となり、式(3-11)の左辺第1項は弾性ひずみエネルギーの正值性より非負であり、左辺第2項は式(2-42)、式(2-61)で表されるひずみ硬化材料のassociated flow ruleより非負となる。また左辺第3項の間隙水圧変化  $\dot{p}_w$  は、体積変化の拘束に見合って発生する不定応力(赤井・田村, 1978)であり仕事をしないので  $\dot{p}_w \dot{\epsilon}_v = 0$  となる。

以上より式(3-11)が成立するのは  $\dot{\sigma}'_{ij} = 0$  の時のみであることが分かる。応力速度の差がゼロであるから異なる2つの解は一致し、有効応力速度は唯一である。一方、応力速度とひずみ速度は1対1対応であるのでひずみ速度も唯一となり、ひずみ速度による体積拘束条件により定まる間隙水圧変化も唯一となる。応力速度の唯一性が言えれば、応力分布は唯一に定まる。

増分境界値問題の解の唯一性が証明されると、物体の初期条件が与えられる時、荷重経路に沿って各時間で求まる速度(増分)を積分してゆけば、物体全体の最終荷重に対する状態を決定することができる。

## 2. 仮想仕事の原理

図3-1のような平衡状態にある系を考える。この物体に生じている変位を  $u_i$ 、ひずみを  $\epsilon_{ij}$ 、全応力を  $\sigma_{ij}$  とし、系が境界条件(図2-3)を満足するものとする。この時、次のような積分

$$(3-12) \quad \int_V f_i u_i dv + \int_{\Gamma_\sigma} \hat{t}_{s,i} u_i ds + \int_{\Gamma_u} (\sigma_{ij} n_j) \hat{u}_i ds$$

を考え、Gaussの発散定理を用いて境界条件を考慮して変形すると

$$(3-13) \quad \int_V f_i u_i dv + \int_{\Gamma_\sigma} \hat{t}_{s,i} u_i ds + \int_{\Gamma_u} (\sigma_{ij} n_j) \hat{u}_i ds \\ = \int_V (\sigma_{ij,j} + f_i) u_i dv + \int_V \sigma_{ij} u_{i,j} dv$$

となり、さらにつり合い式、ひずみ～変位関係を用いると

$$(3-14) \quad \int_V \sigma_{ij} \varepsilon_{ij} dv = \int_V f_i u_i dv + \int_{\Gamma_\sigma} \hat{t}_{s,i} u_i ds + \int_{\Gamma_u} (\sigma_{ij} n_j) \hat{u}_i ds$$

を得る。式(3-14)の誘導にあたっては、運動学的に許容(kinematically admissible)なひずみと静力学的に許容(statically admissible)な応力以外は必要でなく、構成関係には何らの仮定をおいていない。また運動学的に許容なひずみ速度と変位速度、および静力学的に許容な応力速度を考えると、同様にして

$$(3-15) \quad \int_V \dot{\sigma}_{ij} \dot{\varepsilon}_{ij} dv = \int_{\Gamma_\sigma} \dot{\hat{t}}_{s,i} \dot{u}_i ds + \int_{\Gamma_u} (\dot{\sigma}_{ij} n_j) \dot{\hat{u}}_i ds$$

を得る。

式(3-14)、式(3-15)において、静力学的に許容な系と運動学的に許容な系とは互いに独立である。いま静力学的に許容な応力の系に対して、運動学的に許容なひずみの系として、変位境界での変位(増分)ベクトルがゼロであるものを試験関数として選び $\delta$ をつけて表すと(仮想ひずみ)、式(3-14)、式(3-15)はそれぞれ

$$(3-16) \quad \int_V \sigma_{ij} \delta \varepsilon_{ij} dv = \int_V f_i \delta u_i dv + \int_{\Gamma_\sigma} \hat{t}_{s,i} \delta u_i ds$$

$$(3-17) \quad \int_V \dot{\sigma}_{ij} \delta \dot{\varepsilon}_{ij} dv = \int_{\Gamma_\sigma} \dot{\hat{t}}_{s,i} \delta \dot{u}_i ds$$

となり、静力学的に許容な系に対する支配方程式の弱形式が得られる。また式(3-16)、式

(3-17)は静力学的に許容な系をなすための十分条件を与えているとも考えられるので(例えば、田村, 1986)、仮想仕事の原理とも呼ばれる。逆に式(3-14)、式(3-15)より運動学的に許容な系をなすための十分条件を求めれば補仮想仕事の原理となる。

### 第3節 有限要素解析手法

前節で述べた支配方程式における全水頭 $h$ (または、間隙水圧)は、体積ひずみの拘束条件(幾何学的適合条件)を課したつり合い方程式を解くことによって決定される。つまり、飽和地盤内の土要素の体積ひずみは間隙水の流出入によって変化するが、ある時刻 $t$ を固定するとその時の土要素の体積ひずみに見合い、かつ、つり合い式を満足するように全水頭(または間隙水圧)が決定され、これを連ねることによって圧密過程の計算が行われる。

体積ひずみが一定のもとでの変形問題の取り扱いとしては、非圧縮性等方弾性体の基礎方程式に基づいた変分原理(Nagtegaal, Parks and Rice, 1974、Herrmann, 1965)による方法があるが、前節で示した支配方程式に基づき連成問題として取り扱うには、大きく分けて次の2通りの方法がある。

1つは間隙水の連続条件(式(3-4a, b)、式(3-5))を、互いに隣り合う要素の間の関係式に書き直し、空間的離散化を行う方法であり(e. g. Christian, 1968、Christian and Boehmer, 1970)、他の1つは間隙水の連続条件式を、たたき込み積分(convolution integral)を利用した変分原理にもとづいて要素の節点について空間的離散化を行う方法である(e. g. Sandhu and Wilson, 1969、Yokoo, Yamagata and Nagaoka, 1971a)。これらの方法を用いてChristian(1968)、Sandhu and Wilson(1969)、Cristian and Boehmer(1970)、Yokoo, Yamagata and Nagaoka(1971, b)、Hwang, Morgenstern and Murray(1971)、Ghaboussi and Wilson(1973)そしてShoji and Matsumoto(1976)は、土の構造骨格を線形弾性体とにおいて2次元圧密解析を行っている。土の構造骨格に非線形な構成モデルを用いた有限要素圧密解析としては、Simpson(1973)、Ohta, Yoshitani and Hata(1975)、Small, Booker and Davis(1976)、Lewis, Roberts and Zienkiewicz(1976)、赤井・田村(1978)、Carter, Booker and Small(1979)、柴田・関口(1980)、Matsui and Abe(1981)、小林(1982)、Nakai and Matsuoka(1982)に見られる。

ここで取り上げる有限要素解析手法には、有効応力に基づく関口・太田の弾粘塑性または弾塑性構成モデルと、間隙水の連続条件の離散化にChristianと類似な赤井・田村の手法を改良したものをを用いている。図3-2に有限要素解析手法の要約が、図3-3に有限要素解析の境界条件が示されている。

### 1. 弾塑性、弾粘塑性要素剛性方程式

連成問題の支配方程式（式(3-1)、式(3-2)、式(3-3)）については仮想仕事の原理（式(3-17)）を用いて、増分法による有限要素定式化が行われる。仮想仕事の原理式(3-17)に有効応力の原理を代入すると

$$(3-18) \quad \int_V \dot{\sigma}'_{ij} \delta \dot{\epsilon}_{ij} dV + \int_V \dot{p}_w \delta \dot{\epsilon}_v dV = \int_{\Gamma_\sigma} \hat{t}_s \delta \dot{u}_s ds$$

ここに、 $\delta$ は仮想量を示し、 $\dot{\epsilon}_v (= \dot{\epsilon}_{ij} \delta_{ij})$ は体積ひずみ速度である。

有限要素離散化のために、任意の要素内部の点 $x_i$ における変位速度をその要素の節点における変位速度で近似する形状関数 $N$ を導入する。

$$(3-19) \quad \dot{u} = N \dot{u}^*$$

さらに式(3-19)を用いて適当に微分を行うことにより、要素内のひずみ速度成分、体積ひずみ速度成分は

$$(3-20a) \quad \dot{\epsilon} = B \dot{u}^*$$

$$(3-20b) \quad \dot{\epsilon}_v = C^T \dot{u}^*$$

与えられる。ここで上添え字\*は節点などで代表される値を示し、節点変位速度列ベクトルに対応するように要素内のひずみ速度成分も列ベクトルに直しておく。

式(3-18)に構成式(3-3a, b)を代入し、式(3-19)、式(3-20a, b)を用いると、次のような要素剛性方程式が得られる。ただしこの時、要素内の全水頭（または間隙水圧）は要素の重心 $x_{0i}$ で代表させるものとする。

$$(3-21) \quad K \dot{u}^* + Bv \dot{p}_w^* = \dot{F} + \dot{R}$$

$$\text{ここに} \quad K = \int_V B^T D B dV, \quad Bv = \int_V C dV, \quad \dot{F} = \int_{\Gamma_\sigma} N^T \hat{t}_s ds, \quad \dot{R} = \int_V B^T \dot{\sigma}' dV$$

ここで構成式（式(3-3a, b)）は、式(3-20)のひずみ速度ベクトルに対応するように、応力速度成分は列ベクトルに、剛性成分はマトリックスに直されており、弾粘塑性構成モデル

(式(3-3a)) の場合には  $D = D^{*}$  であり、弾塑性構成モデルの場合には  $D = D^*$  として  $\dot{R} = 0$  となる。

次に、式(3-21)を時刻  $t = t$  から  $t = t + \Delta t$  までの増分型に改める。有効応力増分ベクトル  $\Delta \sigma'$ 、間隙水圧増分  $\Delta p_w$ 、ひずみ増分ベクトル  $\Delta \varepsilon$ 、そして変位増分ベクトル  $\Delta u$  は、次のように定義される。

$$(3-22a) \quad \Delta \sigma' = \int_t^{t+\Delta t} \dot{\sigma}' dt, \quad (3-22b) \quad \Delta p_w = \int_t^{t+\Delta t} \dot{p}_w dt$$

$$(3-22c) \quad \Delta u = \int_t^{t+\Delta t} \dot{u} dt, \quad (3-22d) \quad \Delta \varepsilon = \int_t^{t+\Delta t} \dot{\varepsilon} dt$$

一方、構成方程式(式(3-3a, b))は有効応力の関数となっているため、構成方程式の剛性マトリックスを次のように差分近似する。

$$(3-23) \quad D = (1 - \theta) D|_t + \theta D|_{t+\Delta t} \quad (0 \leq \theta \leq 1)$$

また式(3-3a)の応力緩和速度ベクトルも同様にして、

$$(3-24) \quad \dot{\sigma}' = (1 - \theta) \dot{\sigma}'|_t + \theta \dot{\sigma}'|_{t+\Delta t} \quad (0 \leq \theta \leq 1)$$

とおく。  $\theta = 0$  のとき前進型、  $\theta = 1/2$  のとき中央型、  $\theta = 1$  のとき後退型となる。

$\theta = 0$  の前進型を採用して、式(3-21)を時刻  $t = t$  から  $t = t + \Delta t$  の間で積分すると、増分型の要素剛性方程式が次のように得られる。

$$(3-25) \quad K \Delta u + B_v \Delta p_w = \Delta F + \Delta t \dot{R}$$

但し、

$$K = \int_V B^T D|_t B dv, \quad B_v = \int_V C dv, \quad \Delta F = \int_{\Gamma_\sigma} N^T \Delta t_s ds$$

$$\dot{R} = \int_V B^T \dot{\sigma}'|_t dv$$

さらに、間隙水圧増分を全水頭で書き表すと、式(3-9)より式(3-25)は、

$$(3-26) \quad K \Delta u + B_v \Delta h = \Delta F + \Delta t \dot{R}$$

となる。以上のように増分型の有限要素法に定式化しておく、時間にもなう境界条件の変化などを容易に解析に取り込むことができる。図3-4は、増分型の要素剛性方程式の誘導を要約したものである。

## 2. 連続条件式の離散化

間隙水の運動を記述する支配方程式（式(3-4a, b)、式(3-2)、式(3-5)）および境界条件（式(3-6c, d)）の離散化を示す。ここではChristian流の1つである赤井・田村(1978)の方法を用いるが、透水係数の異方性、任意形状の三角形、四角形要素を使えるように次のように拡張している。

連続条件式(3-5)を境界Sを持つ任意の要素の領域Vで積分すると、

$$(3-27) \quad \int_V \dot{\epsilon}_v dV = \int_S v_i n_i ds$$

ガルシー則（式(3-4)）を式(3-27)に代入すると

$$(3-28) \quad \int_V \dot{\epsilon}_v dV = -k_{ij} \int_S h_{,j} n_i ds$$

を得る。ここに $n_i$ は境界に立てた単位法線ベクトル成分、 $k_{ij}$ は透水係数であり（但し、 $i \neq j$ のとき $k_{ij} = 0$ と仮定する）、異方性を考慮するための単位基準ベクトル（Yatomi and Nishihara, 1984参照）は簡単のため座標軸に一致させている。

赤井・田村(1978)にならい、式(3-28)の時間的離散化に後退差分を用いると、時刻 $t = t$ から $t = t + \Delta t$ の間を考えて

$$(3-29) \quad \int_V \Delta \epsilon_v dV = -k_{ij} \Delta t \int_S h_{,j} |_{t+\Delta t} n_i ds$$

となる。式(3-29)の左辺は、式(3-20b)を用いて空間的に離散化され、

$$(3-30) \quad \int_V \Delta \epsilon_v dV = Bv^T \Delta u$$

を得る。一方、式(3-29)の右辺は、平面問題の場合、図3-5に示されるような要素Mを取り囲む要素を考えると、全水頭（または間隙水圧）が要素の重心で代表されていることから、

$$(3-31) \quad k_{ij} \Delta t \int_S h_{,j} |_{t+\Delta t} n_i ds$$

$$\begin{aligned}
&= \Delta t \sum_n k_{xx} \left( \frac{h^* | t+\Delta t - h^* | t}{l_{xn}} \right) b_{yn} \\
&+ \Delta t \sum_n k_{yy} \left( \frac{h^* | t+\Delta t - h^* | t}{l_{yn}} \right) b_{xn} \\
&= \alpha \gamma_w h^* | t+\Delta t - \sum_n \alpha_n \gamma_w h^* | t+\Delta t
\end{aligned}$$

但し、 $\alpha = \Delta t (\sum k_{xx} b_{yn} / l_{xn} + \sum k_{yy} b_{xn} / l_{yn})$

$$\alpha_n = \Delta t (k_{xx} b_{yn} / l_{xn} + k_{yy} b_{xn} / l_{yn})$$

を得る。ただし、 $l_{xn}$ 、 $l_{yn}$ 、 $b_{xn}$ 、 $b_{yn}$ は単位法線ベクトルを立てる方向によって向きを持つことに注意しなければならない。なお軸対称条件の場合も同様である。

式(3-30)、式(3-31)より最終的に、有限要素離散方程式が

$$(3-32) \quad Bv^T \Delta u^* + \alpha \gamma_w h^* | t+\Delta t - \sum_n \alpha_n \gamma_w h^* | t+\Delta t = 0$$

と求まる。図3-6は、式(3-32)を導く手順を要約したものである。

ゆえに連成問題の増分型有限要素剛性方程式は、式(3-26)、式(3-32)より次のようにまとめられる。

$$(3-33) \quad \begin{bmatrix} \Delta F + \Delta t R + Bv^T \gamma_w h^* | t \\ 0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K & Bv^T \\ Bv^T & \alpha \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta u^* \\ \gamma_w h^* | t+\Delta t \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} 0 \\ \sum_n \alpha_n \gamma_w h^* | t+\Delta t \end{bmatrix}$$

未知水頭は要素の重心で代表され要素内一定であるので、適合する有効応力成分を得るには、変位の形状関数が1次式であることが要求される。しかし完全な非排水問題 ( $\alpha = 0$ 、 $\alpha_n = 0$ ) では、連続条件式が変位に関する制約条件として、つり合い条件式に課されるため、全体としての自由度が足らなくなる場合が生じるので注意を要する。

#### 第4節 DACSAR

式(3-33)の要素剛性方程式に基づいて組み立てられた増分型有限要素プログラムをDAC SAR (Deformation Analysis Considering Stress Anisotropy and Reorientation) と名付けた。DAC SARには、関口・太田による弾塑性、弾粘塑性構成モデルおよび線形弾性体の構成式が組み込まれており、平面ひずみ・軸対称の各条件のもとで土・水連成解析が行える。また実際の現場で見られるような複雑な境界条件、初期条件に対処でき、

安定した解析が行えるために種々の判定・処理が組み込まれている。本節ではDACSARに組み込まれている判定条件の内容を説明し、最後にDACSARのプログラムスキームを示す。

### 1. 要素の降伏と破壊の判定

地盤内の要素が正規圧密状態にあるときは弾塑性または弾粘塑性体として、過圧密状態にあるときは弾性体として取り扱う。さらに要素の破壊は、応力状態がcritical stateにある条件として定義される。

弾塑性モデルの降伏曲面は、軸対称条件下では図3-7に示されるような卵型をした閉じた曲面となる。降伏曲面は圧密履歴によって初期の大きさが定まり、負荷にともなって塑性体積ひずみ $\epsilon_v^p$ を硬化パラメータとして拡大してゆく(式(2-41)参照)。はじめに応力状態が降伏曲面上にあるとき、外力の作用に伴う土要素の状態変化、つまり負荷、除荷の判定は硬化パラメータの変化率により、

$$(3-34a) \quad \frac{\partial f}{\partial \sigma'_{ij}} \cdot \dot{\sigma}'_{ij} < 0 \quad : \quad \text{除荷}$$

$$(3-34b) \quad \frac{\partial f}{\partial \sigma'_{ij}} \cdot \dot{\sigma}'_{ij} = 0 \quad : \quad \text{中立}$$

$$(3-34c) \quad \frac{\partial f}{\partial \sigma'_{ij}} \cdot \dot{\sigma}'_{ij} > 0 \quad : \quad \text{負荷}$$

と行われる。

しかしDACSARのような増分型有限要素法は前進型(Euler法)で常微分方程式の初期値問題を解く場合に相当するので、式(3-34a, b, c)のような変化率の計算には増分のとり方が敏感に影響して誤差が大きくなる恐れがある。さらに過圧密地盤のように初期応力状態が降伏曲面上にはなく、その内側にある場合には別の判定を用意しなければならない。そこで変化率を求めることなく安定した判定が行えるように、次のような降伏の判定を用いた。式(2-41)より、 $\bar{f} = f - e_v^p$ なるスカラー関数 $\bar{f}$ を定義すると、時刻 $t = t$ から $t = t + \Delta t$ の間の応力変化に対して

$$(3-35a) \quad \bar{f} |_{t+\Delta t} = f |_{t+\Delta t} - e_v^p |_{t+\Delta t} < 0 \quad : \quad \text{弾性領域}$$

$$(3-35b) \quad \bar{f} |_{t+\Delta t} = f |_{t+\Delta t} - e_v^p |_{t+\Delta t} \geq 0 \quad : \quad \text{弾塑性領域}$$

と判定できる。関口・太田の弾塑性構成モデルの場合には、

$$(3-36) \quad \bar{f} = MD \ln \frac{p'}{p'_{\nu}} + D \eta^{\circ}$$

より、式(3-35)は

$$(3-37a) \quad \bar{f} |_{t+\Delta t} = MD \ln \frac{p' |_{t+\Delta t}}{p'_{\nu} |_{t}} + D \eta^{\circ} |_{t+\Delta t} < 0 : \text{弾性領域}$$

$$(3-37b) \quad \bar{f} |_{t+\Delta t} = MD \ln \frac{p' |_{t+\Delta t}}{p'_{\nu} |_{t}} + D \eta^{\circ} |_{t+\Delta t} \geq 0 : \text{弾塑性領域}$$

と表される。これは硬化にともなって塑性体積ひずみの代わりに降伏平均有効応力  $p'_{\nu}$  を更新してゆくことを意味しており、降伏平均有効応力  $p'_{\nu}$  は、最初のステップでは圧密履歴を表す平均有効応力  $p'$  に等しい (図3-8)。

一方、弾粘塑性モデルの場合には、粘塑性体積ひずみ  $\epsilon_{\nu}^{\nu p}$  を硬化パラメータとする流動曲面  $F$  は、応力空間で時刻  $t$  をパラメータとして無数に存在するために、式(3-37a, b)の判定を用いることができない。そこで各増分ステップでの粘塑性体積ひずみを用いて、以下のように取り扱う。また過圧密状態は、初期応力状態における降伏関数  $f$  を用いて、降伏曲面  $f$  の内側の状態と仮定している (関口, 1983)。

$$(3-38a) \quad f |_{t+\Delta t} < \epsilon_{\nu}^{\nu p} |_{t} \quad \text{and} \quad \begin{cases} \Delta \epsilon^{\nu p} \leq 0 & : \text{弾性領域} \\ \Delta \epsilon^{\nu p} > 0 & : \text{弾粘塑性領域} \end{cases}$$

$$(3-38b) \quad f |_{t+\Delta t} < \epsilon_{\nu}^{\nu p} |_{t} \quad \text{and} \quad \begin{cases} \Delta \epsilon^{\nu p} \leq 0 & : \text{弾性領域} \\ \Delta \epsilon^{\nu p} > 0 & : \text{弾粘塑性領域} \end{cases}$$

$$(3-38c) \quad f |_{t+\Delta t} \geq \epsilon_{\nu}^{\nu p} |_{t} : \text{弾粘塑性領域}$$

要素の破壊規準は、弾塑性モデル、弾粘塑性モデルとも式(2-54)で与えられる。ゆえに破壊の判定は

$$(3-39) \quad M - \frac{3}{2 \eta^{\circ}} \cdot \frac{s_{kl}}{p'} \left( \frac{s_{kl}}{p'} - \frac{s_{kl0}}{p'_{\nu}} \right) |_{t+\Delta t} \leq 0 : \text{破壊}$$

となる。

ただし式(3-39)の左辺が負になる応力状態は物理的には存在しない。また、左辺がゼロになると応力～ひずみ関係は一意的に定まらなくなり、破壊状態に達した要素が広域に広がると、有限要素計算は数値的に発散する。土質工学における多くの興味は地盤の崩壊もしくは崩壊近傍の問題にあることから、式(2-54)の破壊規準を満足する応力状態でも安定した解が得られる手法も重要となる。この破壊問題の有限要素法による取り扱いについては、第9章にて詳述する。

## 2. プログラミングの処理と計算スキーム

関口・太田モデルでは、強い過圧密状態からせん断を行うと、ピーク強度に達した後、ひずみ軟化を示してcritical stateに至る(Ohta and Hata, 1971)。しかしDAC SARでは、このようなひずみ軟化現象を取り扱うことが困難であるので、応力状態が降伏曲面に達し、かつ破壊条件式(式(3-39))が負となっているならば、その時点で要素は破壊と判定される(非排水三軸圧縮せん断を例にとると、図3-9のように扱われる)。

図3-10には、DAC SARのプログラムの構造が説明されている。ただし現場の地盤の挙動解析を行えるように、線形弾性体平面要素、ビーム要素、トラス要素、軸対称シェル要素、ジョイント要素も組み込まれ、擁壁やアンカーなどの補助構造物をモデル化できるように考慮されている。

## 3. プログラムの検証

理論解が得られる簡単な境界値問題を取りあげ、DAC SARの検証を行う。

### 一次元圧密

間隙水の連続条件式の有限要素化を検証するために、図3-11のような線形弾性体の一次元圧密問題の計算を行い、Terzaghiの理論解との比較を示す。図3-12、図3-13に過剰間隙水圧の等時曲線を、図3-14、図3-15に圧密度と時間係数の関係が示されている。ただし、図中のプロットが有限要素計算(DAC SAR)による結果で、実線が理論解を示している。

### 非排水せん断

異方圧密粘性土を平面ひずみ・軸対称条件の下で、非排水圧縮せん断・伸張せん断する問題の計算を行い、応力～ひずみ構成関係の検証を行う。計算に用いたパラメータと有限要素モデルを図3-16に示す。図3-17、図3-18に有効応力経路、図3-19、図3-20に応力～ひずみ関係が、弾塑性、弾粘塑性構成モデルそれぞれについて、理論値(実線)と比較して示されている。ここに、 $\sigma'_1 - \sigma'_3$ は主応力差であり、 $\sigma'_v$ は先行時の鉛直応力である。また理論解は、式(2-47)、式(2-66)の常微分方程式を体積変化がゼロとなる拘束条件のもとで数値的に解かれ(Euler法)、この時の増分量は有意な誤差が出ないように十分に小さくした。

### 非排水クリープ

弾粘塑性構成モデルは材料のクリープ、レラクゼーションなどの時間依存性挙動を表現し得るものである。図3-16と同様の有限要素モデルを用いて、軸対称条件下の等方圧密材料の非排水クリープの計算の比較を示す。クリープ荷重は $q/p' = 0.4, 0.5, 0.6, 0.7$ の4通りとし、図3-21に時間 $t \sim$ 軸ひずみ速度 $\dot{\epsilon}$ 関係、図3-22に有効応力経路の比較を示している。ここで理論解（実線）はRunge-Kutter-Gill法により数値的（Sekiguchi, 1977）に求められている。

### 第5節 結論

飽和粘性土地盤の力学挙動の数学モデルである支配方程式を実際の施工に見られる問題に適用すると、初期条件・境界条件がきわめて複雑となり有限要素法などを用いて数値的に解かざるを得ない。またその時、用いられる有限要素法などの数値解法は複雑な初期条件・境界条件の変化にも対処できるものでなければならない。

そこで本節では増分型の有限要素法を取り上げ、支配方程式の空間的・時間的離散化について詳述した。さらに有限要素プログラミングにおけるいくつかの処理や仮定について述べた。このことは、解法の詳細を知らなければ、実際問題のモデル化や正しい計算結果の解釈が十分に行えなくなるという判断に基づいている。すなわち、支配方程式と境界条件のみならず、有限要素解法と有限要素モデル化とを含めたものが、地盤の力学挙動の「数学モデル」であると考えべきであり、ここではこの「地盤の力学挙動を解剖する道具だて」をDACSARと名付けている。

## 参考文献(第3章)

- 赤井浩一・田村 武 : 弾塑性構成式による多次元圧密の数値解析, 土木学会論文報告集, No. 269, pp. 95-104, 1978
- Carter, J. P., Booker, J. R. and Small, J. C. : The Analysis of Finite Elasto-plastic Consolidation, *Int. J. Numer. Anal. Methods. Geomech.*, Vol. 3, pp. 107-129, 1979
- Christian, J. T. : Undrained Stress Distribution by Numerical Method, *Proc. ASCE*, Vol. 94, SM6, pp. 1333-1345, 1968
- Chriatian, J. T. and Boehmer, J. W. : Plane Strain Consolidation by Finite Element, *Proc. ASCE*, Vol. 96, SM4, pp. 1435-1457, 1970
- Ghaboussi, J. and Wilson, E. L. : Flow of Compressible Fluid in Porous Elastic Media, *Int. J. Num. Meth. in Engrg.*, Vol. 5, pp. 419-442, 1973
- Herrmann, L. R. : Elasticity Equations for Incompressible and Nearly Incompressible Materials by a Variational Theorem, *J. AIAA*, Vol. 3, pp. 1896-1900, 1965
- Hwang, C. T., Morgenstern, N. R. and Murray, D. W. : On Solutions of Plane Strain Consolidation Problem by Finite Element Methods, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 8, pp. 109-118, 1971
- 小林正樹 : 土質・基礎工学における有限要素法の適用「第6章 圧密」, 土質工学会講習会テキスト, pp. 127-135, 1982
- Lewis, R. W., Robert, G. W. and Zienkiewicz, O. C. : A Non-linear Flow and Deformation Analysis of Consolidation Problem, *Proc. 2nd, Int. Conf. on Num. Meth. in Geomechanics*, Blooskurg, Virginia, 1976
- Matsui, T. and Abe, N. : Multi-Dimensional Elasto-plastic Consolidation Analysis by Finite Element Method, *Soils and Foundations*, Vol. 21, No. 1, pp. 79-95, 1981
- Nagtegaal, J. C., Parks, D. M. and Rice, J. R. : On Numerically Accurate Finite Element Solutions in the Fully Plastic Range, *Comp. Meth. Appl. Mech. Eng.*, Vol. 4, pp. 153-178, 1974
- Nakai, T. and Matsuoka, H. : Constitutive Equations for Soils Based on the Extended Concept of "Spatial Mobilized Plane" and Its Application to Finite Element Analysis, *Soils and Foundations*, Vol. 23, No. 4, pp. 87-105, 1983
- Ohta, H. and Hata, S. : On the State Surface of Anisotropically Consolidated Clays, *Proc. JSCE*, No. 196, pp. 117-124, 1971
- Ohta, H., Yoshitani, S. and Hata, S. : Anisotropic Stress-Strain Relationship of Clay and Its Application to Finite Element Analysis, *Soils and Foundations*, Vol. 15, No. 4, pp. 62-79, 1975
- Sandhu, R. and Wilson, E. L. : Finite Element Anlysis of Flow in Saturated Porous Media, *Proc. ASCE*, Vol. 95, EM3, pp. 641-652, 1969
- Sekiguchi, H. : Rheological Characteristics of Clays, 9th. ICSMFE, Vol. 1, Tokyo, pp. 289-292, 1977
- 関口秀雄 : 私的討議, 1983
- 柴田 徹・関口秀雄 : 盛土基礎地盤の弾・粘塑性挙動解析と破壊予測, 土木学会論文報告

- 集, No. 301, pp. 93-104, 1980
- Shoji, M. and Matsumoto, T. : Consolidation of Embankment Foundation, Soils and Foundations, Vol. 16, No. 1, pp. 59-74, 1976
- Simpson, B. : Finite Element Applied to Problem of Plane Strain Deformation in Soils, Ph. D Thesis, University of Cambridge, 1973
- Small, J. C., Booker, J. R. and Davis, E. H. : Elasto-plastic Consolidation of Soil, Int. J. Solids and Structures, Vol. 12, pp. 431-448, 1976
- 田村 武 : 地盤力学数値解析「数値解析法総論」, 土質工学会関西支部講習会テキスト, pp. 1-18, 1986
- Yatomi, C. and Nishihara, A. : Principles of Constitutive Equations and Expressions of Anisotropy in Soil Materials, Soils and Foundations, Vol. 24, No. 3, pp. 15-26, 1984
- Yokoo, Y., Yamagata, K. and Nagaoka, M. : Finite Element Method Applied to Biot's Consolidation Theory, Soils and Foundations, Vol. 11, No. 1, pp. 29-46, 1971a
- Yokoo, Y., Yamagata, K. and Nagaoka, M. : Finite Element Analysis of Consolidation Following Undrained Deformation, Soils and Foundations, Vol. 11, No. 4, pp. 37-58, 1971b
- Zienkiewicz, O. C., Lewis, R. W. and Stagg, K. G. : Numerical Methods in Offshore Engineering, John Wiley and Sons, 1978

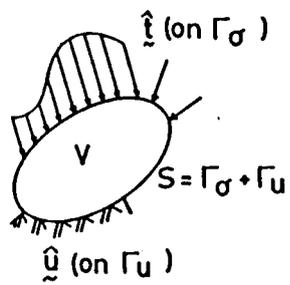


図 3 - 1 物体の平衡状態

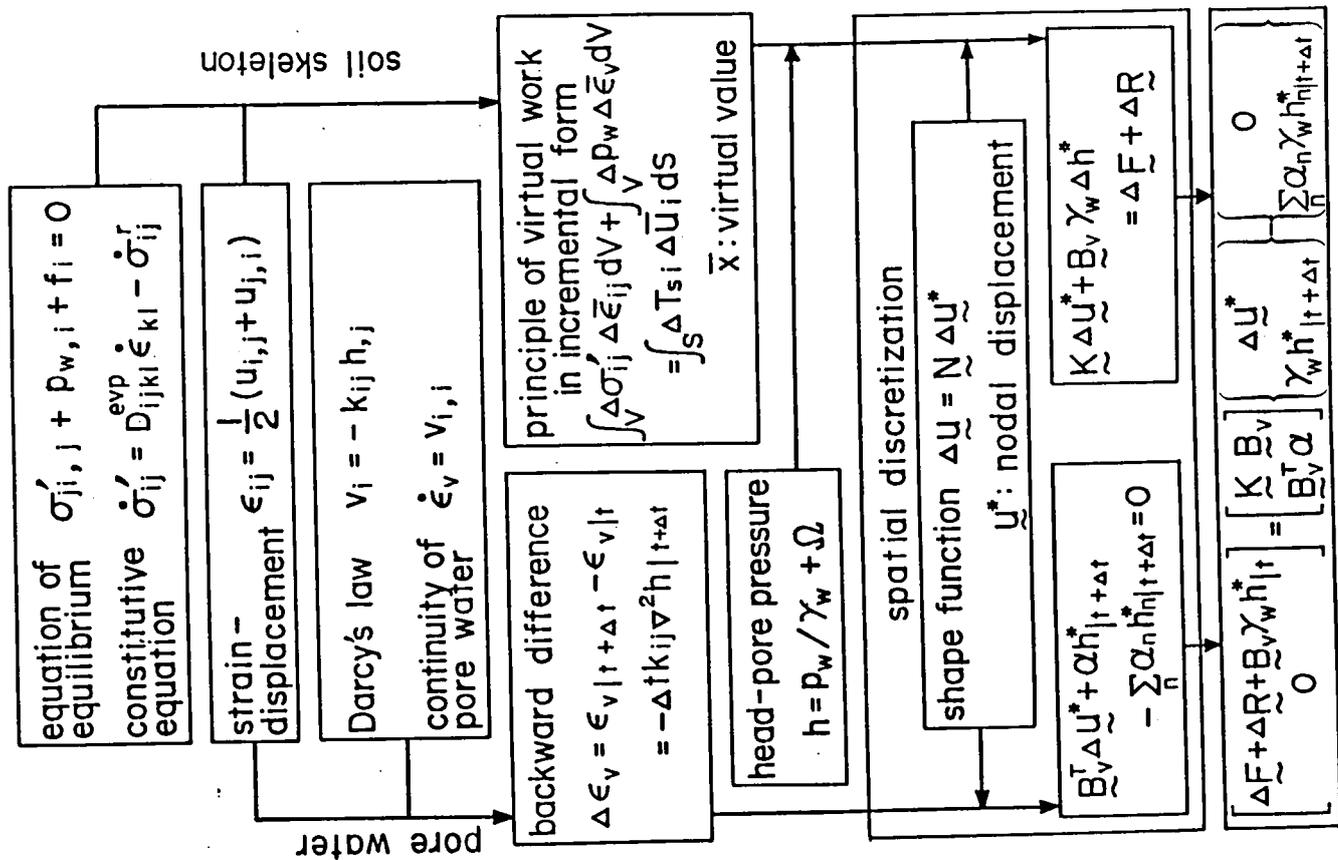


図 3-2 有限要素定式化手順の理論の要約

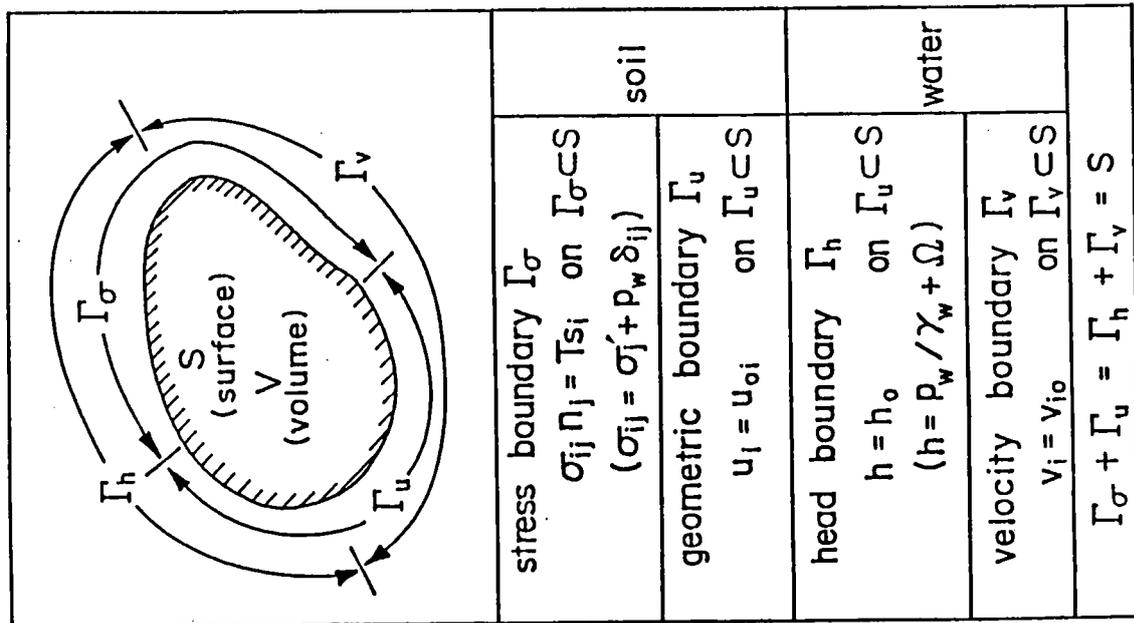


図 3-3 有限要素計算に必要な境界条件

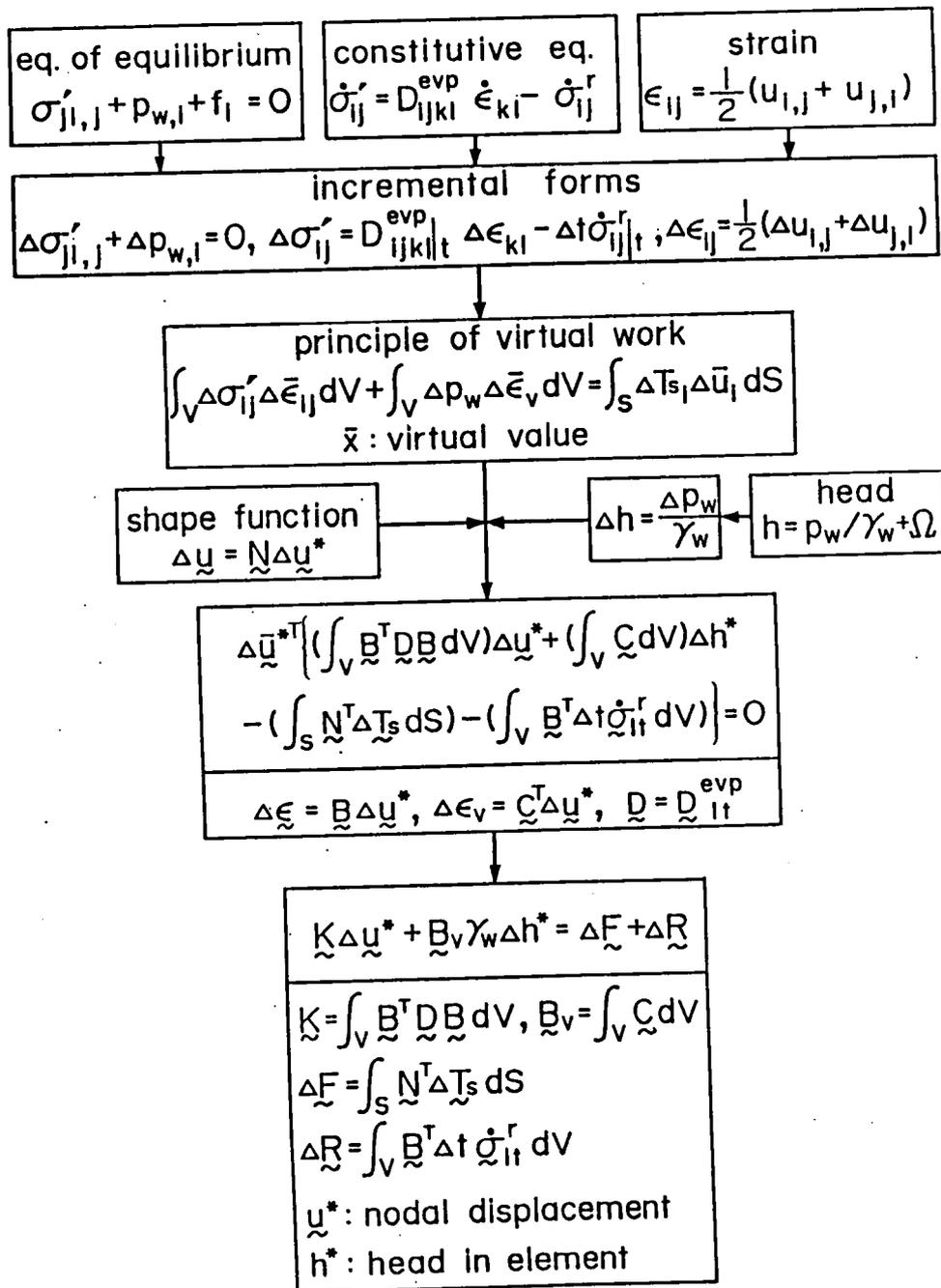


図3-4 有限要素剛性方程式の誘導  
(土の構造骨格の変形)

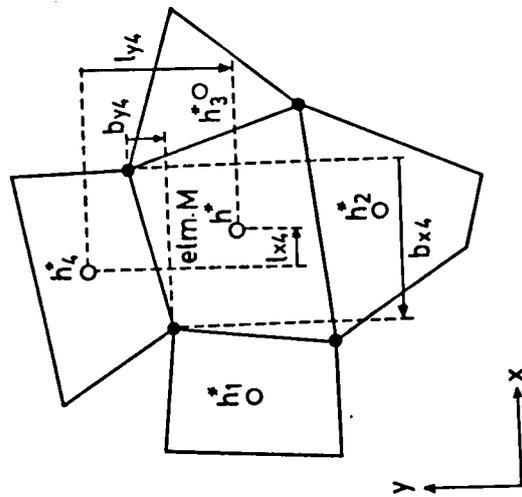


図3-5 要素Mを囲む要素と水頭の代表位置

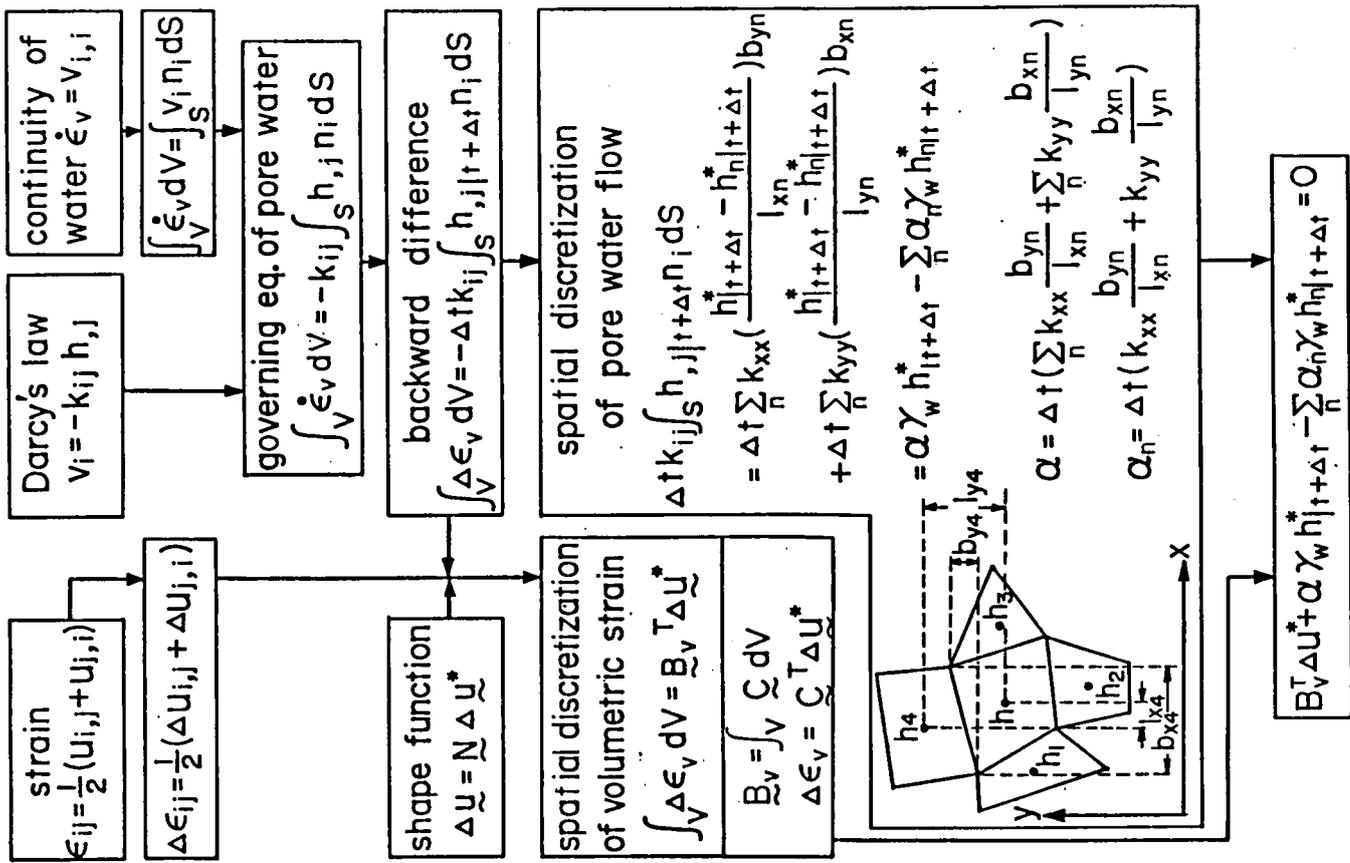


図3-6 有限要素剛性方程式の誘導 (間隙流体の運動)

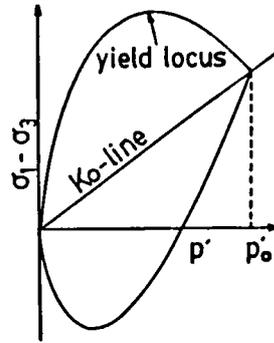


図3-7 弾塑性構成モデルの軸対称条件での降伏曲面

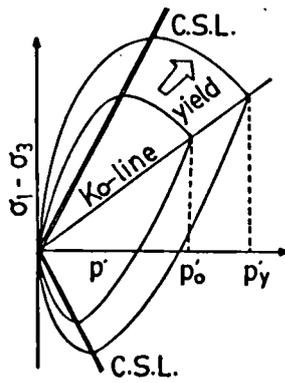


図3-8 降伏曲面の拡大

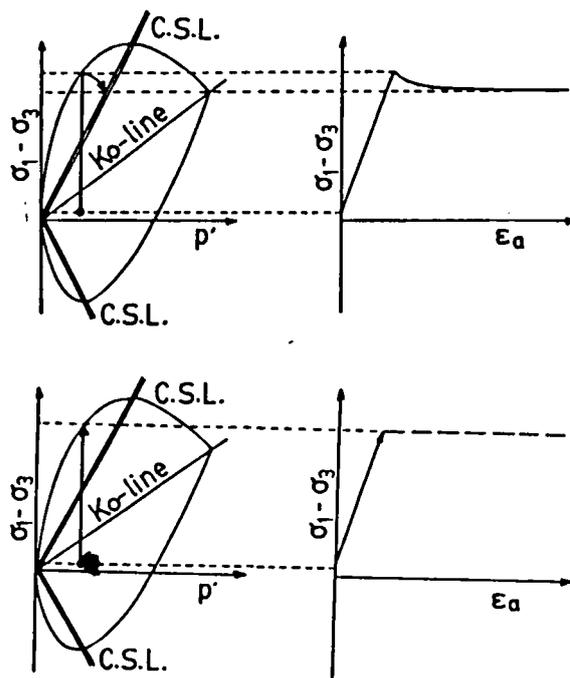


図3-9 DACSARにおける過圧密領域の取り扱い

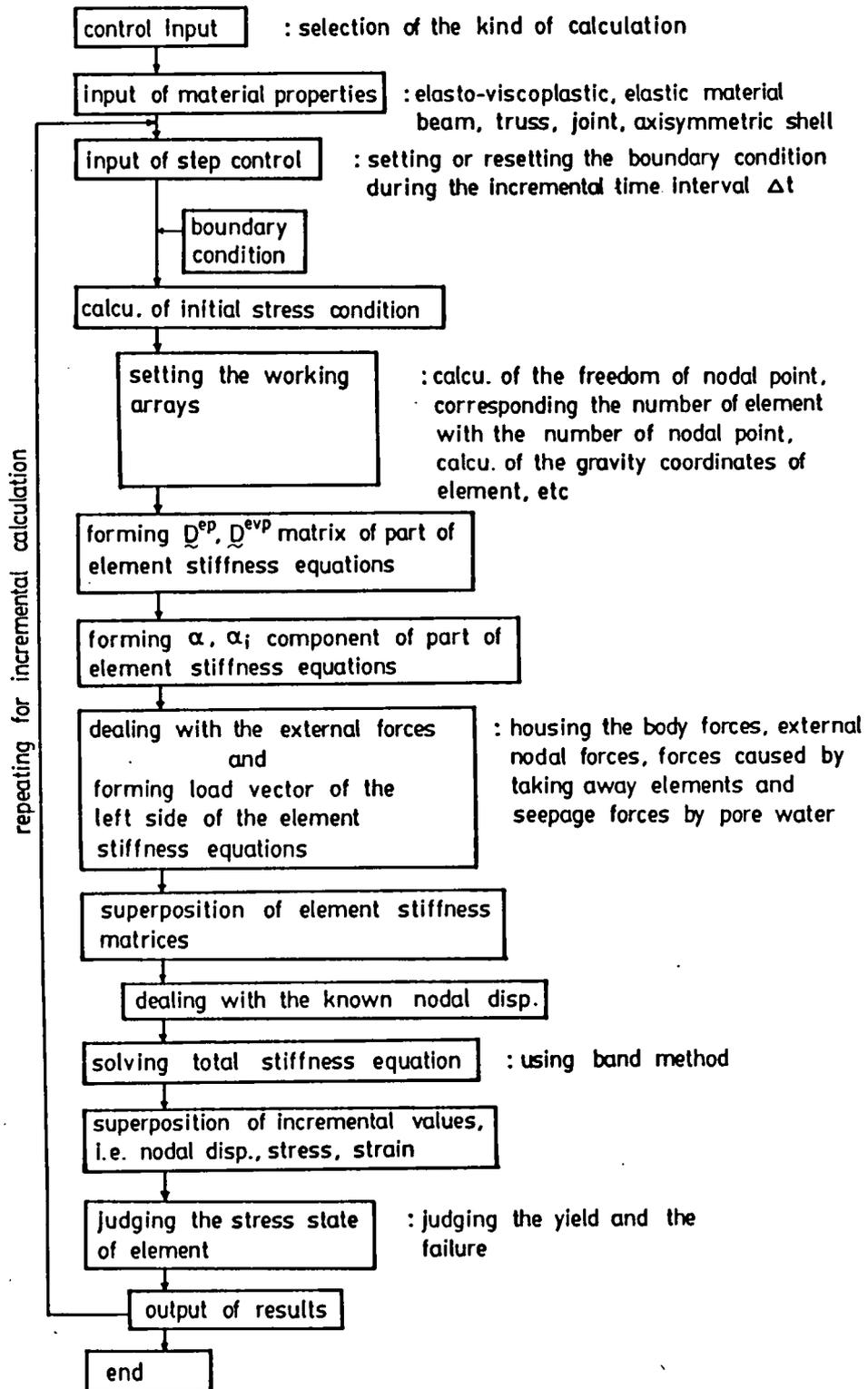


図3-10 DACSARの計算フロー

$\tilde{\lambda}$  Lamé's 13.661 kg/cm<sup>2</sup>  
 $\tilde{\mu}$  const. 6.805 kg/cm<sup>2</sup>  
 $k$  6.0x10<sup>6</sup> cm/min

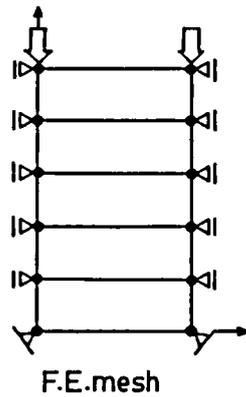


図3-11 一次元圧密計算の境界条件

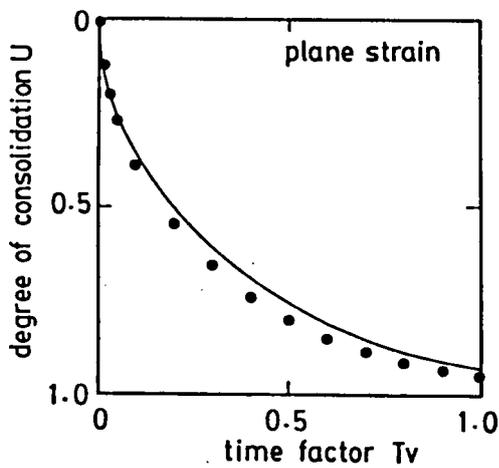


図3-12 圧密等時曲線（平面ひずみ）

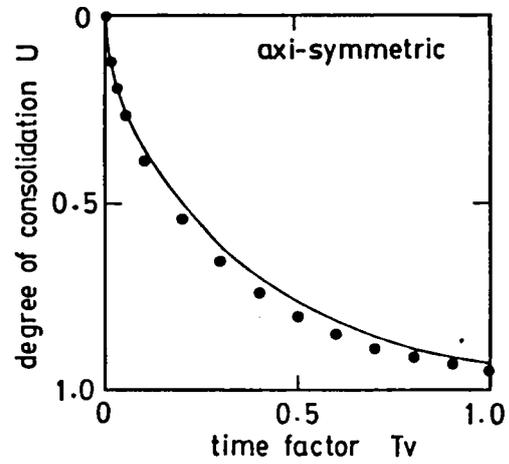


図3-13 圧密等時曲線（軸対称）

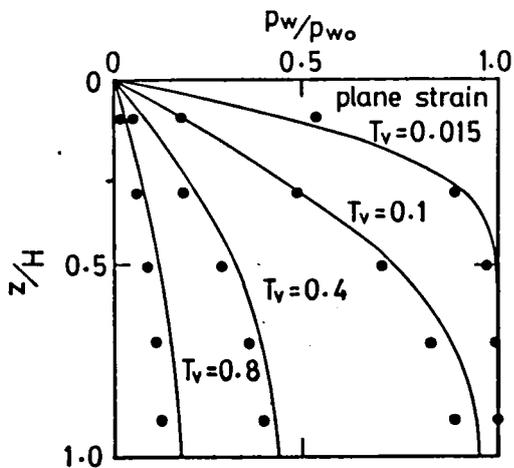


図3-14 圧密度と時間係数の関係（平面ひずみ）

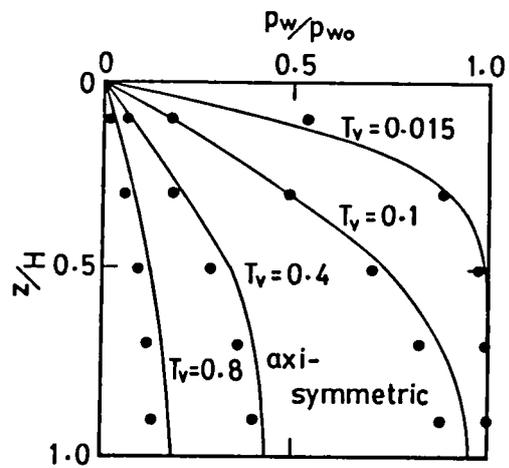
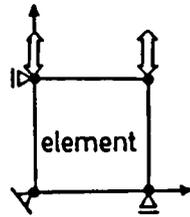


図3-15 圧密度と時間係数の関係（軸対称）



F.E.mesh

parameter	
D	0.076
$\Lambda (=1-\frac{\kappa}{\lambda})$	0.549
M	0.961
$\nu'$	0.394
$\sigma'_{v_0}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	1.0
$K_0$	0.65
$\sigma'_{v_i}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	1.0
$K_i$	0.65
$\alpha$	0.00667
$\dot{v}_0$ (1/min)	$4.625 \times 10^{-6}$

$e_0$	0.84
$\lambda$	0.245

図3-16 一要素非排水せん断の有限要素モデルと入力パラメータの値

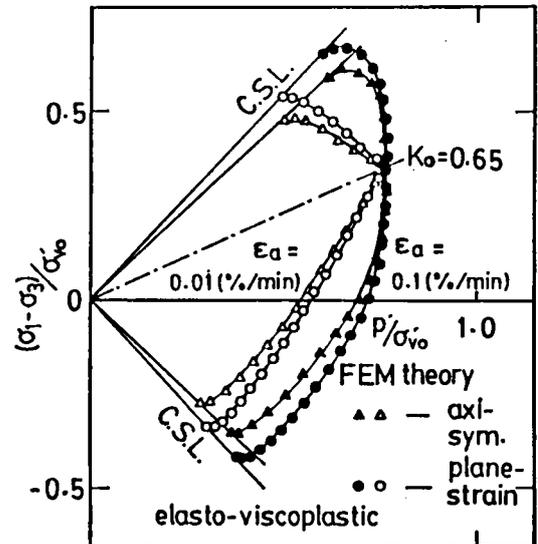
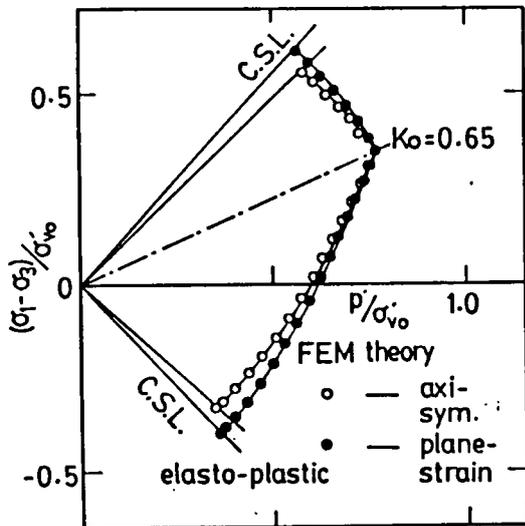


図3-17 有効応力経路 (弾塑性構成モデル)

図3-18 有効応力経路 (弾粘塑性構成モデル)

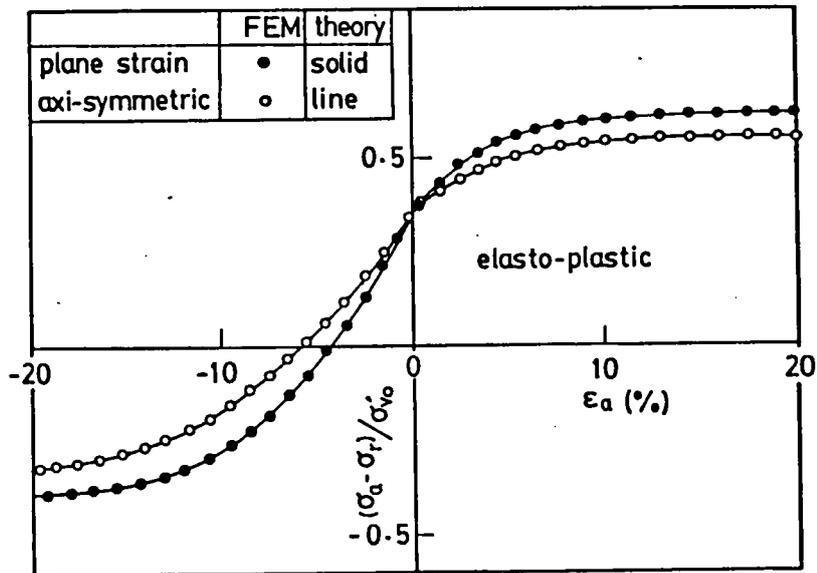


図3-19 応力～ひずみ関係（弾塑性構成モデル）

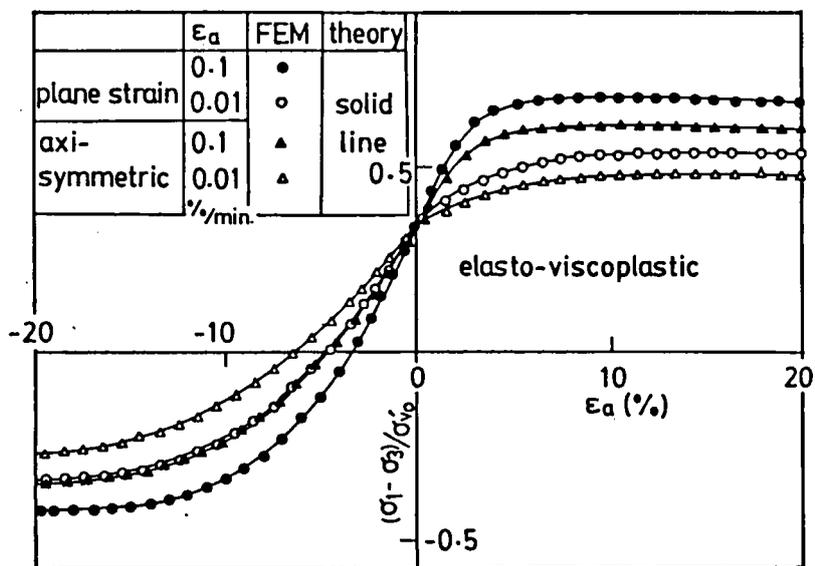


図3-20 応力～ひずみ関係（弾粘塑性構成モデル）

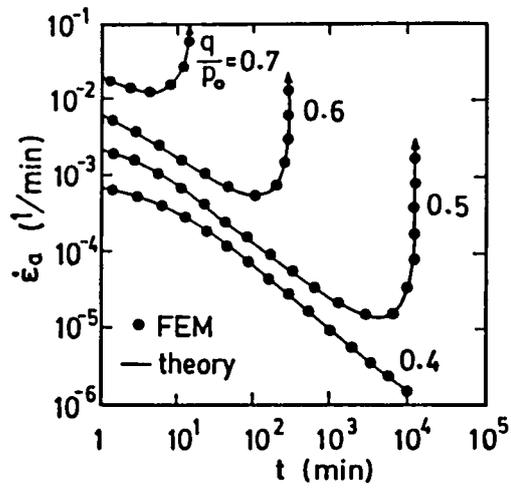


図3-21 クリープにおける軸ひずみ速度～時間関係

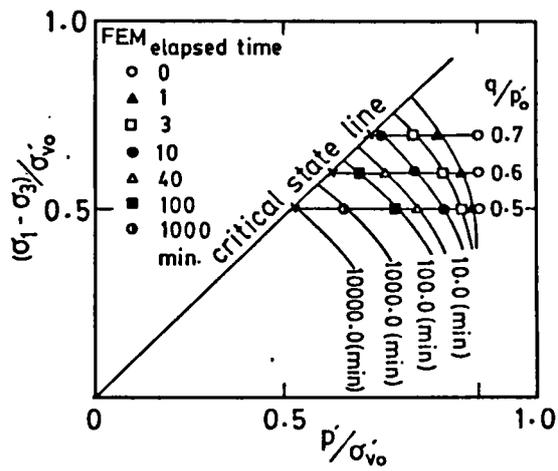


図3-22 クリープにおける有効応力経路

## 第4章 弾塑性・弾粘塑性有限要素解析における入力パラメータの決定法

### 第1節 概説

地盤の挙動を有限要素法に代表される数値解析法を用いて解析する場合、信頼できる解析結果を得るには、地盤の力学挙動を記述する支配方程式、要素の力学挙動を表す構成式、境界条件・初期条件などの地盤のモデル化そして計算に必要な入力パラメータの決定が、一体となったシステムとして運用されなければならない。特に、解析結果が実用的な価値を持つためには、それぞれのモデル化のバランスが重要である。ところが、地盤の力学挙動を記述する数学モデル（支配方程式、構成式）が精ちになればなるほど計算に必要なパラメータの数は増すため、通常得られる限られた土質調査の情報だけではそれら入力パラメータを決定できないことが多い。そのため、単なるパラメータフィッティングに陥り、解析自体の価値を失う危険性が生じる。

本論文で取り上げている関口・太田による構成モデルは、主として三軸圧密試験、三軸せん断試験による実験事実を主体に理論が組み立てられており、用いられている物性定数の意味を理解しやすい（第2章参照）。しかし、必要なパラメータを直接に室内試験から決定しようとするれば、特殊な三軸試験の実施を必要とするものもあり、それら室内試験の実施には不攪乱の試料の採取にまつわる困難も加わり、熟練した技術が必要となる。

計算に必要な入力パラメータは、あくまでも試験から直接に求めるのが原則であるが、有限要素法による変形・安定解析を現場の設計・施工に役立てる実用面を重視すれば、計算に必要な入力パラメータを通常の現場土質調査からの限られた情報から、客観的に決定でき、種々の現場に対する幅広い適用性を有していることが望ましい。この時、入力パラメータ自体の物理的意味は薄れてしまうが、有限要素解析の適用性を拡大して、解析経験を蓄積してゆけば、信頼できるパラメータの組の決定方法を確立できると考える。

以上に基づき、本章では、土質定数間の理論的・経験的な相互関係を利用して、最終的に、通常の現場土質調査の報告から計算に必要な入力パラメータを決定する手順を提案する。この入力パラメータ決定手順は、計算に必要な入力パラメータを含んだ土質定数相互関係のネットワークの設定から始まり、現場から得られる土質定数より入力パラメータを推定し、それを用いた有限要素計算結果と実測挙動を対比するという試行錯誤を入力パラ

メータの推定方法を変えて繰り返すことにより(畠・太田・飯塚, 1981, 飯塚・太田, 1982, 1984, 太田・飯塚, 1984, 飯塚・太田・良峰, 1985, 太田・飯塚・伊藤・杉浦・上出, 1985, 太田・三橋・飯塚, 1985, 油野・太田・飯塚・白上, 1987)、求められている。

## 第2節 入力パラメータの決定手順

図4-1は、関口・太田モデルを用いた有限要素解析に必要な入力パラメータとそれらを直接に決定するのに要する代表的な室内試験法をまとめたものである。この内、原位置における初期応力の測定には、原位置応力状態を乱さずに行う必要があり、特に難しい。

通常得られる現場土質調査の中にこれらの試験の実施が含まれていることは皆無に近く、そのため現場土質調査報告から入力パラメータを決定できる手順を定める必要があるが、ここでは土質調査として比較的入手しやすく、材料の物性定数とも密接に関連のある塑性指数を取り上げ、塑性指数を中心とした入力パラメータ決定手順を検討する。塑性指数から設計定数を推定する試みは、Wroth and Wood(1978)にも見られる。彼らは、修正Cam-Clayモデルの概念を利用して塑性指数から非排水強度を推定する式を導き、塑性指数の有用性を述べている。本論文では、盛土基礎地盤の変形解析の結果と地表面沈下、間隙水圧の消散などの実測挙動の対比の経験を通して、図4-2に示されるような入力パラメータの決定チャートを提案している。

図4-2を用いて入力パラメータを決定するには、少なくとも3種類の情報を必要とする。1つは、構成モデルに必要な物性定数の推定に中心的な役割を担う塑性指数、他の1つは、地盤が過去に受けた応力履歴を表す応力パラメータ、そして最後は、原位置における初期応力状態を規定する初期間隙水圧水頭、地下水位そして地盤の自重応力を決める単位体積重量である。それぞれ、アッターベルク限界試験などの物理試験、先行圧密応力を決める標準圧密試験、初期水圧水頭の計測が必要である。初期水圧水頭は、通常、静水圧を仮定するケースが多いが、大都市圏における揚水による地下水位の低下もしくはその回復により、静水圧分布と異なることが多いので注意を要する(本多, 1986)。

図4-2中、四角で囲まれるパラメータが計算に必要な入力パラメータであり、図中の右側に配置されるパラメータほど直接に決定するのに高度な室内試験を要する。また図4-2は全てのパラメータを塑性指数から決定することを推奨しているのではなく、少なく

とも塑性指数が得られれば計算に必要なパラメータを推定できることを示している。塑性指数から入力パラメータを決定するのは、あくまでも概略の値を与えるものであり、他に土質定数が得られているのであれば、それを用いた場合との比較検討は必要であろう。しかし図4-2によれば、土の物性を塑性指数に代表させて議論することが可能となり、材料のちがいによる特性や傾向のちがいを理解するのに都合がよい。

後の章では、入力パラメータ決定手順の検証も含め、粘性土の種類がちがいを塑性指数に代表させて、実測・実験値と理論・計算値との比較、検討を行っている。

### 第3節 パラメータ間の相互関係

図4-2において、塑性指数から任意のパラメータを推定する場合、その手順の間には複数の理論的・経験的關係式が介在している。これら關係式の介在が推定されるパラメータの値にどのように影響するか、推定値を直接に実験から求めた値と比較することによって調べる。

図4-3から図4-11が推定されるパラメータの値と実験値との比較である。縦軸に入力パラメータ、縦軸に塑性指数がとられている。プロットが実験から直接に求めた値、実線が塑性指数から推定される値である。

図4-3は、限界応力比 (critical state parameter)  $M$  についての比較であり、非排水三軸せん断試験から求まる有効内部摩擦角  $\phi'$  を用いて、 $M=6\sin\phi'/(3-\sin\phi')$  の値をプロットしている。

図4-4は、三軸圧密試験より求まる非可逆比 (irreversibility ratio)  $\Lambda$  の値の実験値と推定値との比較である。

図4-5には、有効応力表示によるポアソン比 (effective poisson ratio)  $\nu'$  と塑性指数の比較であるが、ポアソン比と静止土圧係数との理論的關係(西原・太田・畠, 1981)及び平面ひずみ試験における実験事実(Cornforth, 1964, Hambly, 1972, Vaid and Campanella, 1974)に基づいて、 $\nu'=K_o/(1+K_o)$  からポアソン比を求めプロットしている。

図4-6は圧縮指数 (compression index)  $\lambda$  と塑性指数の關係を示している。構成モデルでは等方三軸圧密試験における  $e \sim \ln p'$  關係の勾配として圧縮指数が定義されているが、この圧縮指数は標準圧密試験 (oedometer test) における  $e \sim \log \sigma'_v$  關係の勾配を 0.4

3.4倍 ( $=1/\ln 10$ ) した値と変わらない (Mitachi and Kitago, 1976) ので、実験値として標準圧密試験から求めた値をプロットしている。

図4-7は、先行圧密圧力  $\sigma'_{v0}$  に対応する間隙比  $e_0$  と塑性指数の関係を示している。間隙比は、変形状態を表現する変数であるが、構成モデルの組立の中で体積変化を正規化するために導入されている (第2章参照)。微小変形理論に基づく限り、先行時、つまり先行圧密圧力に対応する間隙比として特定する必要はないが、入力パラメータとしての意味を明確にするためと、先行圧密圧力と同様に、過去の変形履歴を考慮し、変形の基準を先行時に置くことを強調するために、先行時の間隙比が選ばれている。さらに、従来から初期間隙比は土の物性定数と関係付けられている (例えば、Nishida, 1956) ことを考慮して、材料の物性パラメータの1つとして取り扱っている。

図4-8は、先行時の静止土圧係数 (coefficient of earth pressure at rest)  $K_0$  と塑性指数の関係を示している。静止土圧係数も、厳密には物性定数というよりは、過去の応力履歴を表す応力パラメータであり、構成モデルの理論においては、異方性の発現を規定するパラメータとして導入されている (第2章参照)。しかし、従来から土の物性定数との強い相関性も指摘されているので (例えば、Jaky, 1944, Massarsh, 1979)、ここでは物性パラメータとして取り扱っている。

図4-9は、2次圧密係数 (coefficient of secondary compression)  $\alpha$  と塑性指数との関係を示している。2次圧密係数は、上載圧のちがいでによって値が変化することが指摘されているが (安川・嘉門, 1987のレビュー参照)、ここでは先行圧密圧力  $\sigma'_{v0}$  に対応する2次圧密係数を入力パラメータと定義し、物性パラメータとして取り扱っている。尚、図中の実験値のプロットは、上載圧が先行圧密圧力のときの2次圧密係数である。

図4-10は、原位置における静止土圧係数 (coefficient of in-situ earth pressure at rest)  $K_i$  と塑性指数の関係を過圧密比 OCR について示している。 $K_i$  は有効上載圧と共に、現在の初期応力状態を規定するパラメータであるが、OCRが1の時は正規状態となり、 $K_i$  は  $K_0$  に等しくなる。一方、多くの原位置地盤は過圧密状態であるので、 $K_0$  とは別に  $K_i$  を決定しなければならない。

図4-11は、圧密係数 (coefficient of consolidation)  $c_v$  と塑性指数との関係である。Terzaghiの一次元圧密理論に基づいて標準圧密試験から算出された実験値と三軸圧密試験 (排水にペーパードレーンを使用) からの値がプロットされている。図中のまん中の実線 (図4-2が与える推定値) は、標準圧密試験による  $c_v$  のほぼ平均を与えており、三

軸試験によるそれより10倍大きい。また、原位置における透水係数とこれら室内試験から求まる透水係数との関係は非常に複雑であるため(Tavenas, Jean, Leblond, and Leroueil, 1983a, b, Mesri and Choi, 1985)、明確な対応を示すことはできないが、軟弱地盤の現場解析において、標準圧密試験による圧密係数の10倍を用いると地表面沈下量の経時変化を良く説明できることから、原位置の圧密係数を図4-11中の一番上の実線で推定できるものと仮定している。

図4-3、図4-4、図4-5及び図4-6、図4-8のデータの一部は、Mayne (1980), Mayne and Kulhawy(1982)が整理したもの(表4-1)を用いている。

以上、塑性指数から推定される値(各図中の実線)は、実験値自体にばらつきが見られるが、実験値を大きくは外れないことが確認できる。また、本節では、図4-2で特定しているパラメータ間の相互関係において、実験値と推定値との関係を示したが、個々のパラメータ間の相互関係の信頼性が特に重視されているわけではない。塑性指数について整理した実験値はかなりのばらつきを持ち、仮に、ばらつきの幅の上限と下限から入力パラメータを推定して計算に用いると、計算結果は定量的に検討できないほどの幅を持ち、計算自体の意義が失われてしまう。図4-2の入力パラメータ決定手順は、介在する個々のパラメータ間の関係式の精度の高さを主張するものではなく、あくまでも実地盤の有限要素解析に利用した場合に計算結果として妥当な値を与えることを期待して、有限要素計算と実測挙動との比較を通して帰納的に組み立てられていることを強調しておきたい。そのため、実際の利用に際しては、例えば塑性指数から入力パラメータを推定して用いた場合、個々の推定されたパラメータの値自体にはあまり意味がなく、それらパラメータの組を有限要素計算に用いて初めて価値を持つ。一方、計算結果に及ぼす各々の入力パラメータの感度の把握は重要な課題である。しかし、パラメータの決定手順のみならず、個々の地盤のモデル化、有限要素解析手法なども含んだ全体のシステムについて感度分析を行う必要があり、検討すべき要因が複雑多岐にわたるため、今後の課題としたい。

#### 第4節 パラメータ決定手順の適用方法

本節では、図4-2に表されるパラメータ決定チャートの適用手順を、仮想地盤上の盛土工事を例にとって説明する。対象とする地盤は先行圧密圧力 $\sigma'_{v0}$ が $10.0 \text{ tf/m}^2$ の正

規圧密一様地盤とし、単位体積重量  $1.5 \text{ tf/m}^3$  の盛土を施工速度  $1 \text{ m/day}$  で  $5 \text{ m}$  まで盛る場合を考える。図4-12は仮想盛土地盤の有限要素モデルと境界条件を示している。ただし、地下水位は地表面に固定され、初期間隙水圧は静水圧を仮定している。地盤材料の物性は塑性指数に代表させ、塑性指数20, 50, 80の3通りを考える。図4-2を用いて塑性指数から計算に必要な入力パラメータを決定する手順を抜き出すと、図4-13となる。塑性指数を与え図4-13の手順に従うと、入力パラメータの値が表4-2のようにまとめられる。

図4-14、図4-15が有限要素計算結果であるが、それぞれ盛土中央地表面の経時沈下、過剰間隙水圧の消散を示している。図中には比較のためTerzaghiの一次元圧密理論から計算される値も示され、地表面の沈下は経過時間が長期になるほどTerzaghiの理論値から外れてゆく。

ここで取り上げた例題は、入力パラメータの決定手順の具体的な適用方法を示すための仮想問題であり、実際問題に適用した場合の計算結果に対する検討は、後の第8章で取り上げられている。

## 第5節 結論

本章では、弾塑性・弾粘塑性構成モデルを用いた土/水連成有限要素解析を実際の現場の挙動予測に適用する場合、最も大きな障害となる数多くの入力パラメータの決定について、現場での実用性を重視した決定手順を提案した。

弾塑性・弾粘塑性連成有限要素計算に必要な入力パラメータ(図4-1)を決定するには、通常得られる現場土質調査報告だけでは十分でない。そのため、限られた土質・地盤情報から推定せざるを得ないが、有限要素解析が実用的に信頼できる価値を持つには、支配方程式、構成式などの地盤の数学モデルと境界条件・初期条件などの地盤のモデル化そして入力パラメータの決定とが互いのバランスを保ちながら一体となったシステムとして運用される場合に限られるため、推定されるパラメータ個々の値の正確さよりは、解析に用いられる入力パラメータの組の妥当性が重要となる。そこで、塑性指数に代表される現場で得られやすい土質定数から推定された入力パラメータを用いた計算結果と現場で計測された実測挙動との対比を繰り返すことにより、地盤の数学モデルおよび地盤のモデル化

を含んだ計算結果が実用的価値を持ちうる入力パラメータの組の推定方法を考案し、図表の形（図4-2）にまとめた。この入力パラメータ決定チャート（図4-2）の特徴は以下のようにまとめられる。

（1）入力パラメータは、最終的に塑性指数に関係付けられている。そのため、最も簡易に入力パラメータを推定する場合は、物理試験、標準圧密試験、初期水位と初期水頭の3種類の情報で十分である。

（2）図4-2のチャートは、それぞれ2つのパラメータ間の関係を特定しているが、最も簡易な推定として塑性指数から各入力パラメータを推定しても、推定される個々のパラメータの値は、実験から直接に求める場合を大きく外れることはない。

（3）標準圧密試験から求まる透水係数は、三軸圧密試験から求まる透水係数のほぼ10倍の値をとり、実地盤解析にはさらにその10倍の値を用いることが推奨される。

本章で提案した入力パラメータの決定手順は、限られた地盤情報から客観的に必要な入力パラメータを決定でき、有限要素計算の信頼性と適用性を著しく向上させている。しかし、過去の現場解析経験を通して帰納的に組み立てられているため、今後、より信頼性と適用性を高めるべく改良されてゆくであろう。

## 参考文献 (第4章)

- 赤井浩一・佐野郁雄：大阪上部洪積層粘土の長期圧密特性，土と基礎，Vol. 29, No. 3, pp. 43-47, 1981
- Alpan, I. :The Empirical Evaluation of the Coefficient  $K_0$ ,  $K_{0R}$ , Soils and Foundations, Vol. 7, No. 1, pp. 31-40, 1967
- Brooker, E. W. and Ireland, H. O. :Earth Pressure at Rest Related to Stress History, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 2, No. 1, pp. 1-15, 1965
- Cornforth, D. H. :Some Experiments of Sands, Geotechnique, Vol. 14, No. 2, pp. 143-167, 1964
- Hambly, E. C. :Plane Strain Behavior of Remoulded Normally Consolidated Kaolin, Geotechnique, Vol. 22, No. 2, pp. 301-317, 1972
- 畠 昭治郎・太田秀樹・飯塚 敦：有限要素法による盛土基礎地盤変形解析，昭和56年度土木学会関西支部講演会講演概要集，土木学会関西支部，1981
- 本多 隆：山留めの施工管理における有限要素法の適用に関する研究，京都大学博士論文，1986
- 飯塚 敦・太田秀樹：バンコク粘土上の矩形盛土の変形解析，第17回土質工学研究発表会発表講演集，土質工学会，pp. 165-168, 1982
- 飯塚 敦・太田秀樹：軟弱地盤上の盛土の変形解析，第19回土質工学研究発表会発表講演集，土質工学会，pp. 863-866, 1984
- 飯塚 敦・太田秀樹・良峰 透：弾粘塑性有限要素解析における入力パラメータの決定法，第20回土質工学研究発表会発表講演集，土質工学会，pp. 973-974, 1985
- Jaky, J. :Tarajmechanika, J. Hungarian Arch. and Eng., Budapest, pp. 355-358, 1944
- 軽部大蔵：規格以外の三軸圧縮試験方法とその問題点，第20回土質工学シンポジウム，pp. 45-60, 1975
- Kenney, T. C. :Discussion on Proc. Paper 1732 (Wu, 1958), Proc. ASCE, Vol. 85, SM3, pp. 67-79, 1959
- Kimura, T. and Saitoh, K. :The Influence of Strain Rate on Pore Pressures in Consolidated Undrained Triaxial Tests on Cohesive Soils, Soils and Foundations, Vol. 23, No. 1, pp. 80-90, 1983
- Massarsh, K. R. :Lateral Earth Pressure in Normally Consolidated Clay, Design Parameters in Geotechnical Engineering, 7th Eur. Conf. Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 2, pp. 245-249, 1979
- Mayne, P. W. :Cam-clay Predictions of Undrained Strength, Proc. ASCE, Vol. 106, GT11, pp. 1219-1242, 1980
- Mayne, P. W. and Kulhawy, F. H. : $K_0$ -OCR Relationships in Soil, Proc. ASCE, Vol. 108, GT6, pp. 851-872, 1982
- Mesri, G. :Coefficient of Secondary Compression, Proc. ASCE, Vol. 99, SM1, pp. 123-137, 1973
- Mesri, G. and Godlewski, P. M. :Time-and Stress-Compressibility Interrelationship, Proc. ASCE, Vol. 103, GT5, pp. 417-430, 1977

- Mesri, G. and Choi, Y. K. : Settlement analysis of Embankments on Soft Clay, Proc. ASCE, Vol. 111, No. 4, pp. 441-464, 1985
- Mitachi, T. and Kitago, S. : Change in Undrained Remolded Clay Due to Swelling, Soils and Foundations, Vol. 16, No. 1, pp. 45-58, 1976
- Nishida, Y. : A Brief Note on Compression Index of Soil, Proc. ASCE, Vol. 82, SM3, pp. 1027(1)-1027(14), 1956
- 西原 晃・太田秀樹・畠 昭治郎 : 飽和粘性地盤の支持力について, 第16回土質工学研究発表会, E-3, pp. 869-872, 1981
- Ohta, H. : Analysis of Deformations of Soils Based on The Theory of Plasticity and Its Application to Settlement of Embankments, Dr. Engrg. Thesis, Kyoto University, 1971
- 太田秀樹・飯塚 敦 : 同一地盤上の2つの盛土の変形解析結果とその問題点, 第39回土木学会全国大会講演概要集, 土木学会, pp. 183-184, 1984
- 太田秀樹・飯塚 敦・伊藤雅夫・杉浦研五・上出 厚 : 締固め土の弾塑性構成パラメータ, 第21回土質工学研究発表会発表講演集, 土質工学会, pp. 1753-1756, 1986
- 太田秀樹・三橋吉信・飯塚 敦 : 軟弱粘土地盤の弾・粘塑性FEM解析(その1), 第41回土木学会全国大会講演概要集, 土木学会, pp. 317-318, 1986
- 佐野郁雄 : 先行圧密応力, 土と基礎, Vol. 31, No. 3, pp. 89-91, 1983
- Sekiguchi, H. : Rheological Characteristics of Clays, Proc. 9th ICSMFE, Tokyo, Vol. 1, pp. 289-292, 1977
- Shen, C. K., Arulanandan, K. and Smith, W. S. : Secondary Consolidation and Strength of A Clay, Proc. ASCE, SM1, pp. 95-110, 1973
- Tavenas, F., Jean, P., Leblond, P. and Leroueil, S. : The Permeability of Natural Soft Clays, Part I : Methods of Laboratory measurement, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 20, pp. 629-644, 1983a
- Tavenas, F., Jean, P., Leblond, P. and Leroueil, S. : The Permeability of Natural Soft Clays, Part II : Permeability Characteristics, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 20, pp. 645-660, 1983b
- Vaid, Y. P. and Campanella, R. G. : Triaxial and Plane Strain Behavior of Natural Clay, Proc. ASCE, Vol. 100, GT3, pp. 207-224, 1974
- Walker, L. K. : Secondary Settlement in Sensitive Clays, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 6, pp. 165-188, 1969
- Wroth, C. P. and Wood, D. H. : The Correlation of Index Properties with Some Basic Engineering Properties of Soils, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 15, No. 2, pp. 137-145, 1978
- 安川郁夫・嘉門雅史 : 粘性土の二次圧密における荷重条件の影響, 土質工学会論文報告集, Vol. 27, No. 2, pp. 93-106, 1987
- 油野裕和・太田秀樹・飯塚 敦・白上勝章 : 変形解析用物性パラメータの検討, 第22回土質工学会研究発表会発表講演集, 土質工学会, pp. 1043-1046, 1987

	analysis parameter	main laboratory test	remarks
material properties	$\Lambda$ irreversibility ratio	triaxial consolidation test	$\Lambda = 1 - \frac{\kappa}{\lambda}$ <sup>1)</sup>
	M critical state parameter	triaxial CU test	$M = \frac{6 \sin \phi^*}{3 - \sin \phi^*}$
	D coefficient of dilatancy	triaxial CD ( $p' = \text{const.}$ ) test	$D = \frac{\lambda - \kappa}{M(1 + e_0)}$ <sup>1)</sup>
	$\nu^*$ effective poisson ratio	triaxial CU test	$G$ <sup>2)</sup>
	$\alpha$ coefficient of secondary compression	triaxial consolidation test	$\alpha = \frac{dv}{d(\ln t)}$
	$\dot{v}_0$ initial volumetric strain rate	triaxial consolidation test	$\dot{v}_0 = \alpha / t_c$ <sup>3)</sup>
preconsol stress	$\sigma'_{v0}$ preconsolidation vertical pressure	oedometer test	
	$K_0$ coefficient of earth pressure at rest	triaxial $K_0$ -consolidation test	
initial stress	$\sigma'_{vi}$ effective overburden pressure	unit weight test	$\sigma'_{vi} = \gamma z$ <sup>4)</sup>
	$K_i$ coefficient of in-situ earth pressure at rest	triaxial $K_0$ -swelling test	
	k coefficient of permeability	permeability test	$k = \gamma_w m_v c_v$
stress parameter $\eta = \sqrt{\frac{3}{2}} (\eta_{ij} - \eta_{ij0}) / (\eta_{ij} - \eta_{ij0})$ , $\eta_{ij} = s_{ij} / p'$ , $s_{ij} = \sigma'_{ij} - p' \delta_{ij}$ , $p' = \sigma'_{ii} / 3$ <sup>5)</sup>			

1)  $\lambda = 0.434 C_c$ ,  $\kappa = 0.434 C_s$

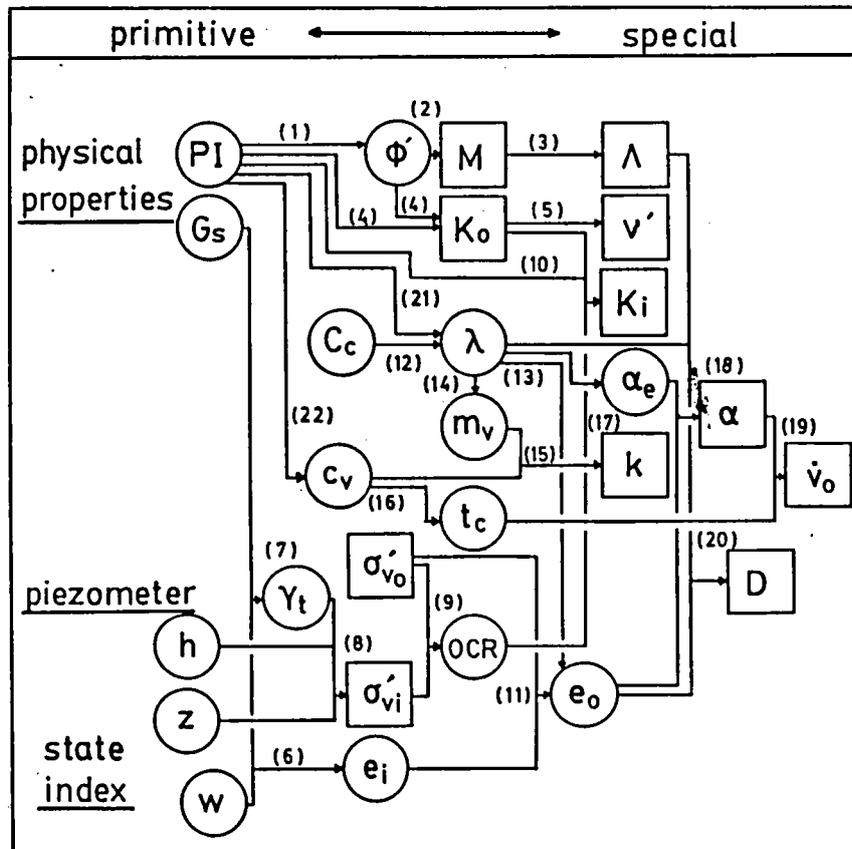
4) z: depth from ground surface

2) G: elastic shear modulus

5)  $\sigma'_{ij}$ : effective stress tensor

3)  $t_c$ : time at the end of primary consolidation

図4-1 有限要素計算に必要な入力パラメータと室内試験方法



- |   |  |
|---|--|
| (1) $\sin\phi = 0.81 - 0.233 \log PI$ Kenney(1959)  | (2) $\lambda = 0.434 C_c$  |
| (2) $M = 6 \sin\phi / (3 - \sin\phi)$   | (13) $e_o = 3.78 \lambda + 0.156$  |
| (3) $\Lambda = M / 1.75$ Karube(1975)   | (14) $m_v = 3 \lambda / [(1 + e_o)(1 + 2K_o)\sigma'_{v_o}]$  |
| (4) $K_o = 0.44 + 0.42 \cdot 10^2 PI$ Massarsch(1979)   | (15) $k = m_v c_v \gamma_w$  |
| $K_o = 1 - \sin\phi$ Jáky(1944)   | (16) $t_c \dagger t_{90} = H^2 T_v (U=90\%) / c_v$   |
| (5) $v' = K_o / (1 + K_o)$  | (17) $\alpha_e / \lambda = 0.05 \pm 0.02$ (clay) Mesri & Godlewski(1977)<br>$= 0.07 \pm 0.02$ (peat) |
| (6) $e_i = w G_s$   | (18) $\alpha = \alpha_e / (1 + e_o)$ Sekiguchi(1977)   |
| (7) $\gamma_t = G_s \gamma_w (1 + w) / (1 + G_s w)$   | (19) $\dot{v}_o = \alpha / t_c$ Sekiguchi(1977)  |
| (8) $\sigma'_{vi} = \gamma_t z - p_w$   | (20) $D = \lambda \Lambda / [M(1 + e_o)]$ Ohta(1971)   |
| (9) $OCR = \sigma'_{v_o} / \sigma'_{vi}$  | (21) $\lambda = 0.015 + 0.007 PI$  |
| (10) $K_i = K_o (OCR)^{0.54 \exp(-PI/122)}$ Alpan(1967)   | (22) $\log c_v (cm^2/min) = -0.025 PI - 0.25 \pm 1$  |
| (11) $e_o = e_i - \lambda(1 - \Lambda) \ln(OCR)$ $\overline{OCR} = \frac{1 + 2K_o}{1 + 2K_i} OCR$ |  |

図4-2 塑性指数を中心とした入力パラメータ決定チャート

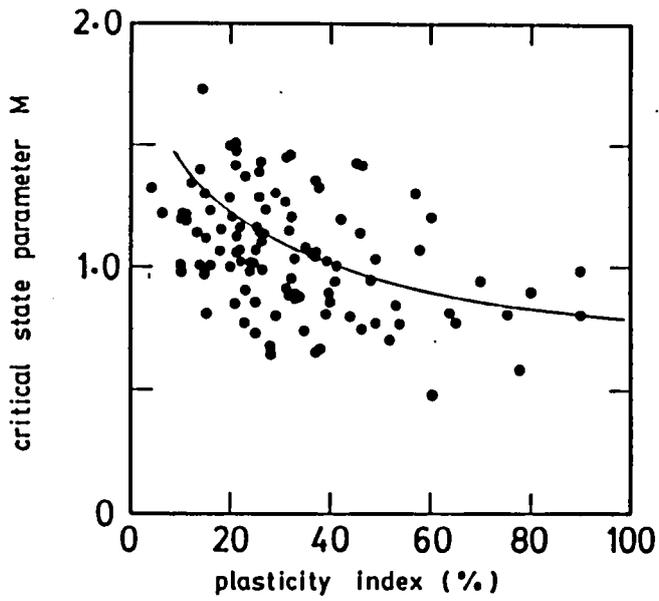


図4-3 限界応力比と塑性指数の関係

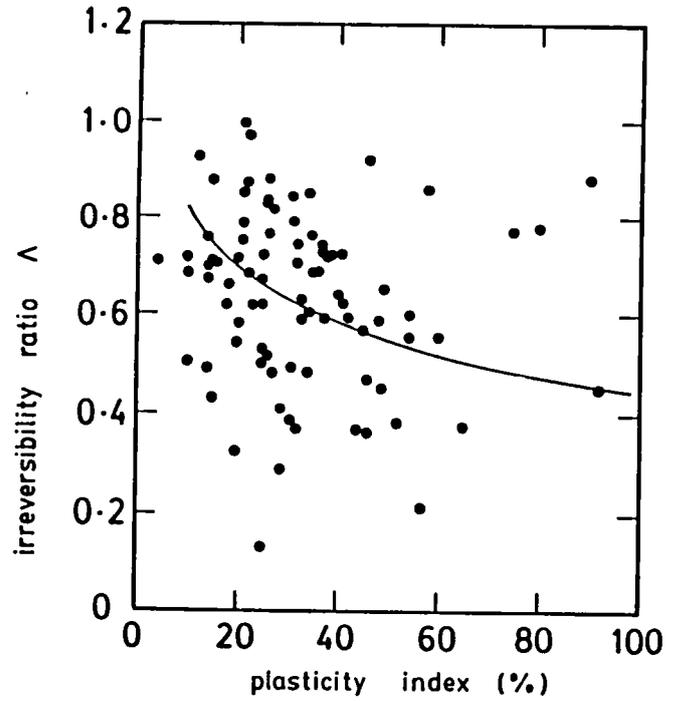


図4-4 非可逆比と塑性指数の関係

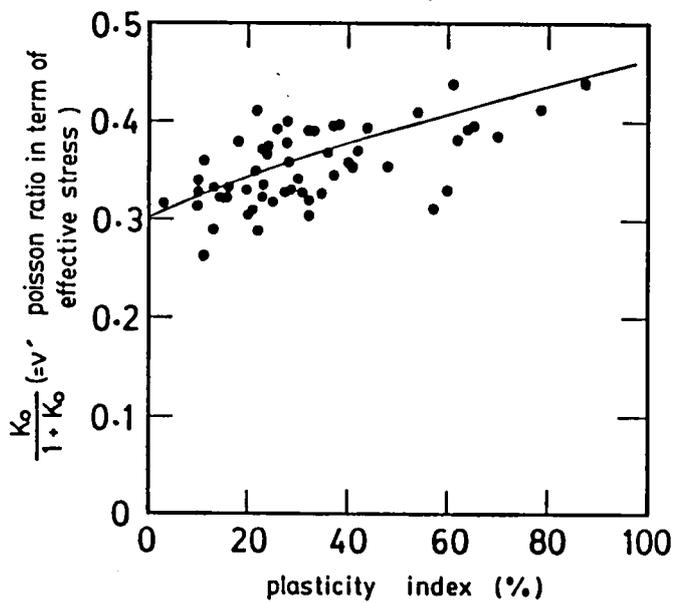


図4-5 有効ポアソン比と塑性指数の関係

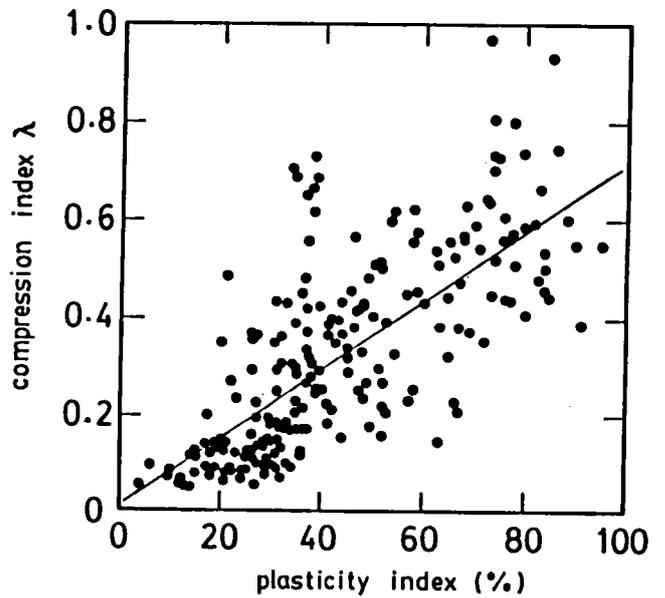


図4-6 圧縮指数と塑性指数の関係

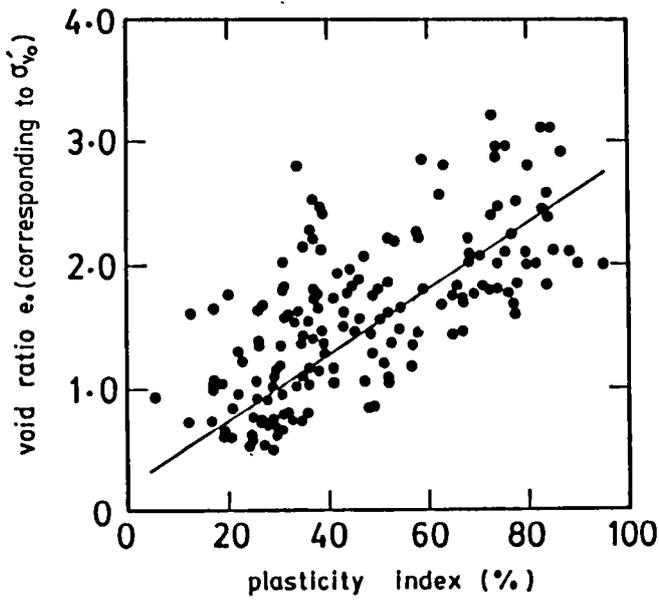


図4-7 先行時の間隙比と塑性指数の関係

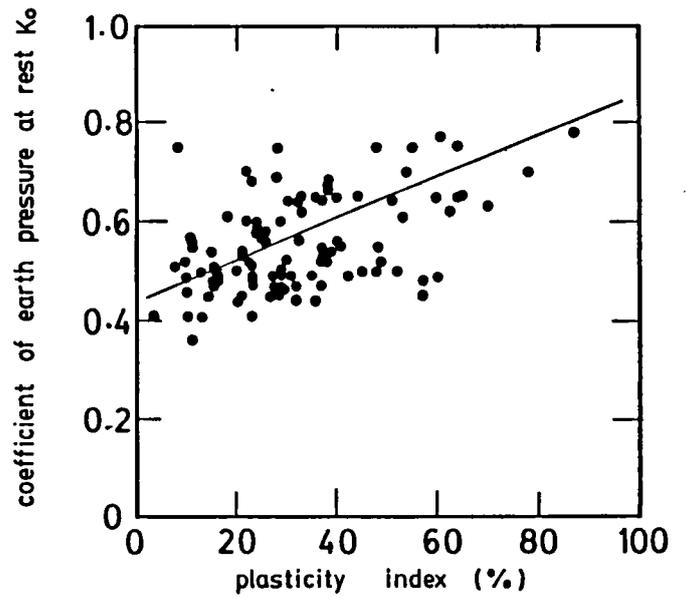


図4-8 先行時の静止土圧係数と塑性指数の関係

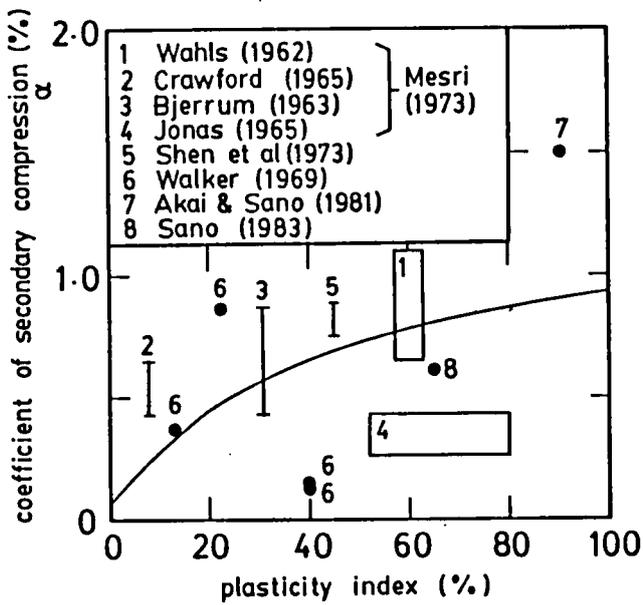


図4-9 2次圧密係数と塑性指数の関係

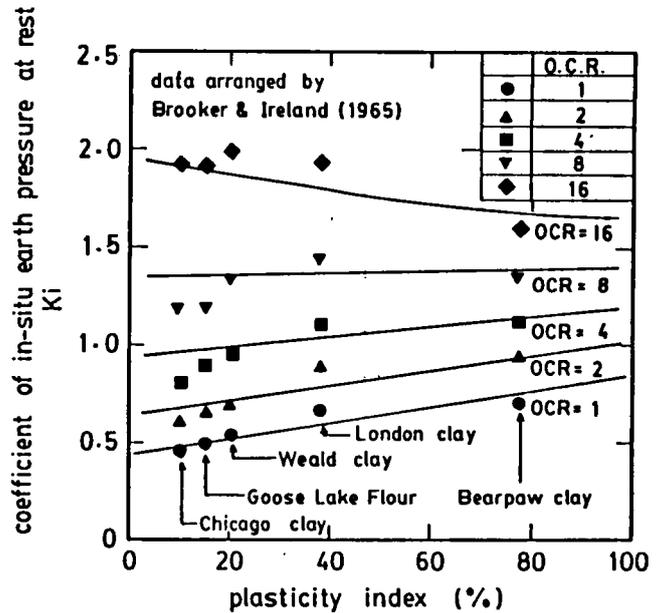


図4-10 原位置における静止土圧係数と塑性指数の関係

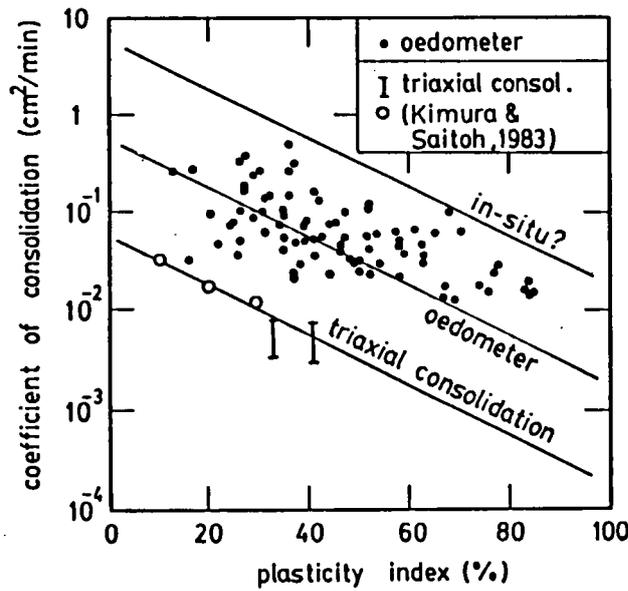
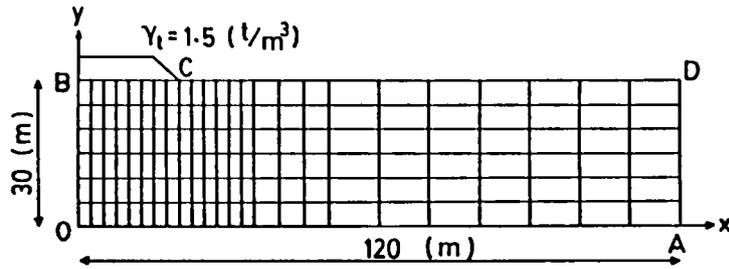


図4-11 圧密係数と塑性指数の関係

表4-1 引用データの一覧

Abdelhamid & Krizek(1976)	Henkel & Sowa(1964)	Poulos(1978)
Abeysekera et al(1979)	Huergo(1975)	Prevost(1978)
Adams(1965)	Hvoslev(1960)	Raymond(1972)
Akai & Adachi(1965)	Karlsson & Pusch(1967)	Sangrey, Henkel & Esrig(1969)
Alberro & Santoyo(1973)	Kelly(1969)	Saxena, Hedberg & Ladd(1978)
Amerasinghe & Parry(1975)	Kenney & Watson(1961)	Shibata & Karube(1969)
Andersen et al(1980)	Kinner & Ladd(1973)	Sherif & Koch(1970)
Bellotti et al(1976)	Knight & Blight(1965)	Sherif, Wu & Bostrum(1972)
Berre & Bjerrum(1973)	Korhonen(1977)	Sherif & Strazer(1973)
Bjerrum(1961)	Koutsoftas & Flischet(1976)	Singh(1971, 1973)
Bjerrum & Andersen(1972)	Kulkarni(1973)	Singh & Gardner(1979)
Bjerrum & Simons(1960)	Ladd(1962, 1964, 1965, 1976)	Simons(1960a, b)
Broms & Ratnam(1963)	Ladd & Lambe(1963)	Simon, Christian & Ladd(1974)
Brooker & Ireland(1965)	Ladd & Foott(1974)	Skempton(1961)
Brown & Bjerrum(1973)	Ladanyi et al(1965)	Skempton & Henkel(1953)
Brown et al(1977)	Lambe(1963)	Skempton & Sowa(1963)
Burland(1967)	Leathers & Ladd(1978)	Sketchley & Bransby(1973)
Calhoun & Triandafilidis(1969)	Lo(1962)	Som(1968)
Campanella & Vaid(1972)	Massarsch & Broms(1976)	Sparrow, Swanson & Brown(1978)
Costa Filho et al(1977)	Massarsch et al(1975)	Sridharan et al(1971)
Crawford(1964)	Mahar & Ingram(1979)	Swanson & Brown(1977)
Croce et al(1969)	Mesri & Olson(1970)	Taylor & Bacchus(1969)
Crooks & Graham(1976)	Mitachi & Kitago(1976)	Tavenas et al(1975, 1978, 1978)
D'Appolonia et al(1966)	Mitchell(1976)	Thompson(1963)
de Cruz(1963)	Moh, Nelson & Brand(1969)	Togrol(1965)
de Graft Johnson et al(1969)	Montgomery(1978)	Yudhbir & Varadarajah(1974)
Donaghe & Townsend(1978)	Moore & Cole(1977)	Wesley(1974)
Gangopadhyay et al(1974)	Murphy et al(1978)	Whitman(1960)
Edil & Dhowian(1981)	Olson(1962)	Widger & Fredlund(1979)
Egan(1977)	Olson & Hardin(1963)	Wissa, Ladd & Lambe(1965)
Fischer et al(1978)	Parry & Amerasinghe(1973)	Wu, Chang & Ali(1978)
France & Sangrey(1977)	Parry & Nadarajah(1973)	Wu, Douglas & Goughnour(1962)
Hanzawa(1977a, b)	Parry & Wroth(1976)	
Henkel(1960)	Perloff & Osterberg(1963)	



	boundary condition				
	soil	$\Gamma = \Gamma_\sigma \cdot \Gamma_u$		water	$\Gamma = \Gamma_h \cdot \Gamma_v$
	stress $\Gamma_\sigma$ boundary	geometric $\Gamma_u$ boundary	head $\Gamma_h$ boundary	velocity $\Gamma_v$ boundary	
AD	—	$u_x = u_y = 0$	—	$v_x = 0$	
OA				$v_y = 0$	
OB		$u_x = 0$		$v_x = 0$	
BC	$\gamma \rightarrow T_{sy}$	—	$h = 0$	—	
CD	$T_{sx} = T_{sy} = 0$	—	(permeable)	—	

The embankment is assumed to be constructed at the rate of 1 (m/day) up to 5 (m)

図4-12 仮想盛土地盤の有限要素モデルと境界条件

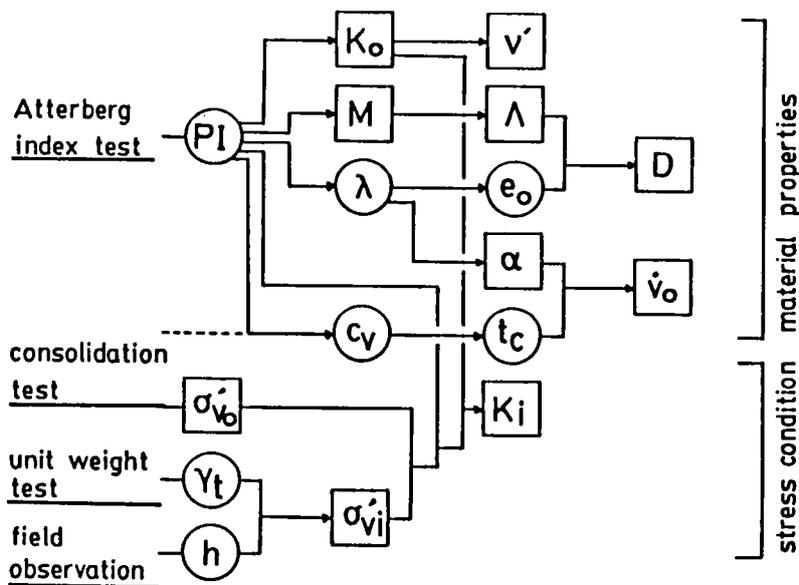


図4-13 塑性指数から入力パラメータを決定する手順

表4-2 計算に用いた入力パラメータの値

	plasticity index (X)		
	20	50	80
M	1.220	0.961	0.835
$\Lambda$	0.697	0.549	0.477
D	0.051	0.082	0.099
$\nu'$	0.344	0.394	0.437
$K_0$	0.524	0.650	0.776
$\alpha$	0.0044	0.0072	0.0086
$\dot{v}_0$ l/day	0.000213	0.000062	0.000013
k m/day	0.00334	0.000855	0.000164

in which  $\sigma_{v_0}' = \sigma_{v_1}' = 10.0$  t/m<sup>2</sup>

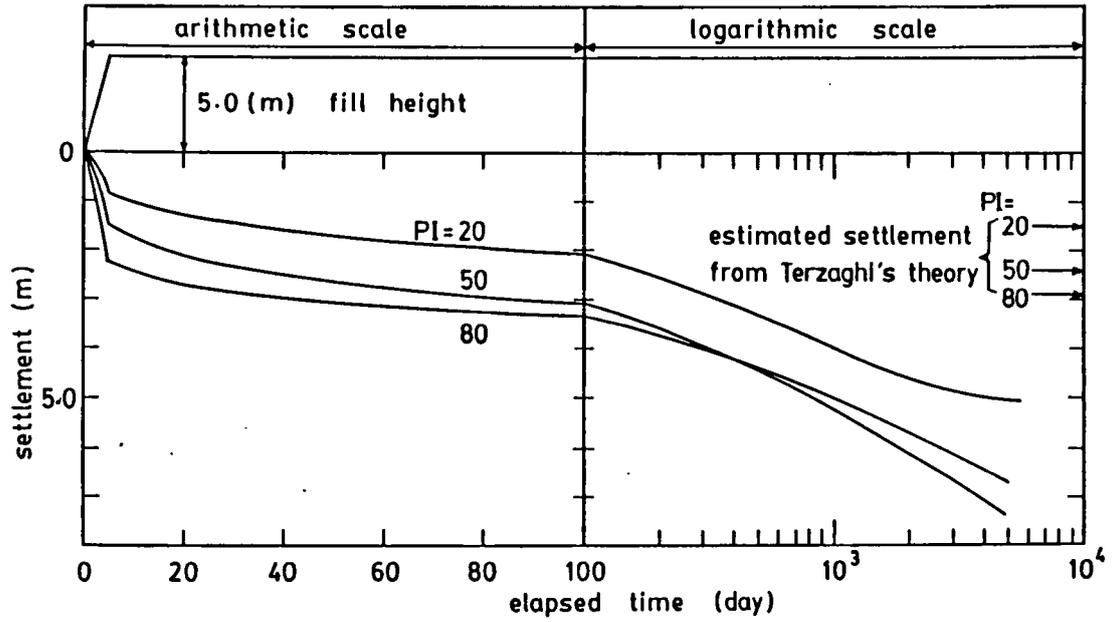


図4-14 盛土中央地表面の経時沈下の比較

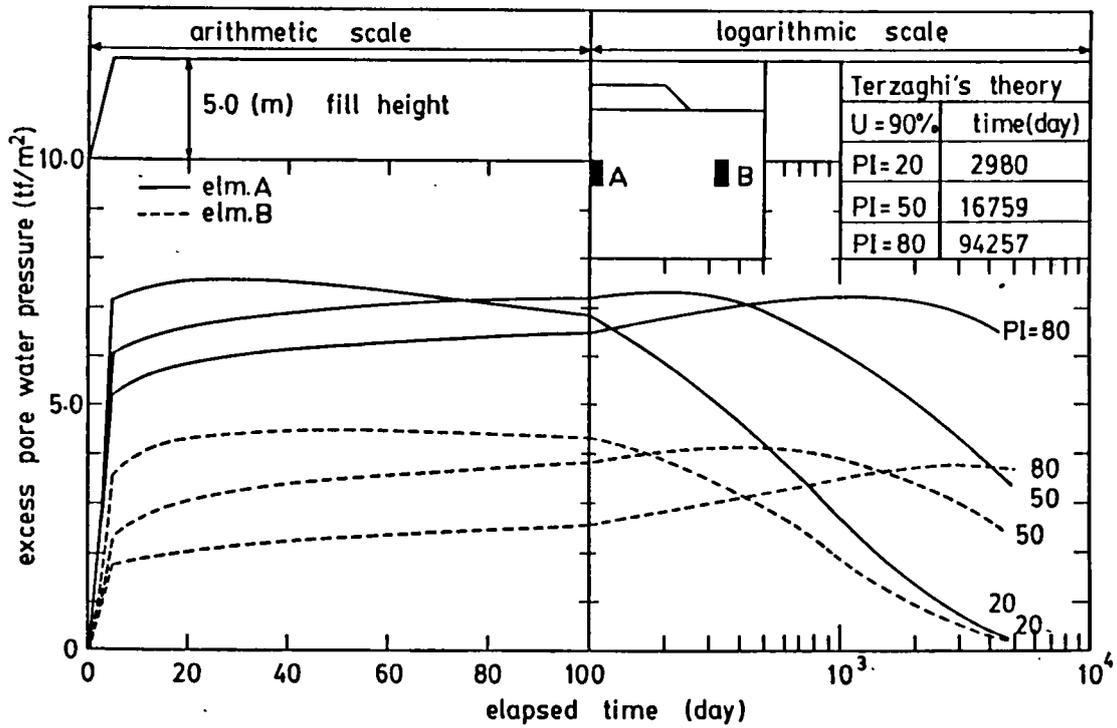


図4-15 盛土基礎地盤内の間隙水圧の発生と消散の比較

## 第5章 弾塑性・弾粘塑性構成モデルの応力～ひずみ関係と変形係数

### 第1節 概説

有限要素法による連成解析は境界条件・初期条件に対して幅広い適用性を有しており、現地盤の挙動予測には有力な数値解法であるが、構成モデルの式の構造とパラメータの役割を直接的に把握することは困難である。これは構成モデルが速度型で表されていることが一因となっている。三軸試験などのように実験的に土の供試体の挙動を計測できる境界条件で、陽な形の応力～ひずみ関係式が得られれば構成モデルの理論式の特徴の理解やパラメータの役割の把握につながるし、試験結果の新しい解釈方法を生み出す可能性も生じよう。また従来からの弾性論に代表される方法と理論的な比較が行え、過去の豊富な実験データとの直接的な対比も可能となり、従来からの設計法・解析法に構成式の理論を組み込むことにもつながり、有用性が著しく向上する可能性も有している。西原(1986)は弾塑性関口・太田モデルを用いて、非排水強度を定式化し強度の異方性を考慮した安定解析法を提案している。これは構成モデルの理論を従来からの解析法に巧みに組み込み成功している好例である。

構成モデルは、土の力学挙動を完全に説明し得るものではないので、試験方法の違いによってパラメータの役割・感度などは異なるであろう。それ故、それぞれ異なる試験条件での応力～ひずみ関係の理論式を求めれば、パラメータの役割・感度の理論的把握につながる。しかし、構成モデルの定量的な検証を理論と実験の応力～ひずみ曲線の比較によって行うことは難しい。変形係数や強度定数などの理論値を誘導できれば、種類のちがう材料（砂や粘土の供試体）に対しての構成モデルの適応性を定量的に検討できる。

本節では、まず弾塑性構成モデルから軸対称三軸条件、平面ひずみ条件、弾粘塑性構成モデルから平面ひずみクリープ条件下の、応力～ひずみ（～時間）関係に基づいたいくつかの理論式を誘導する。ついで、誘導された弾塑性構成モデルの応力～ひずみ理論式を用いて割線変形係数 $E_t$ を導き、種類の異なる粘土の実験値との比較を示す。この時、粘土の種類の違いは、第4章で述べられたパラメータ相互間の関係を利用して、塑性指数 $PI$ に代表させている。

## 第2節 非排水せん断における弾塑性応力～ひずみ関係

弾塑性構成モデルを非排水条件下の三軸軸対称、平面ひずみなどの境界条件のもとで積分し、応力～ひずみ理論関係式を得ることができる。図5-1は本節の誘導の要約である。

### 1. 三軸せん断試験

主応力の回転を伴わない円柱軸対称条件では、式(2-48)より軸ひずみ成分  $\epsilon_a$ 、側方ひずみ成分  $\epsilon_r$  は次のように表される。

$$(5-1a) \quad \dot{\epsilon}_a = \frac{MD(1-\Lambda)}{3\Lambda} \cdot \frac{\dot{p}'}{p'} + \frac{\dot{q}}{3G} + \dot{\epsilon}_v^p \left( \frac{1}{3} + \frac{a}{M - \frac{aq}{p'}} \right)$$

$$(5-1b) \quad \dot{\epsilon}_r = \frac{MD(1-\Lambda)}{3\Lambda} \cdot \frac{\dot{p}'}{p'} - \frac{\dot{q}}{6G} + \dot{\epsilon}_v^p \left( \frac{1}{3} - \frac{a}{M - \frac{aq}{p'}} \right)$$

ここに、 $p' = (\sigma'_a + 2\sigma'_r)/3$ 、 $q = (\sigma'_a - \sigma'_r)$  であり、 $a$  は  $(q/p') \geq (q_0/p'_0)$  の時に 1、 $(q/p') < (q_0/p'_0)$  の時に -1 をとり、 $a$  が 1 のとき圧縮せん断、 $a$  が -1 のとき伸張せん断に対応している。 $p'_0 = (1+2K_0)\sigma'_{a0}/3$ 、 $q_0 = (1-K_0)\sigma'_{a0}$ 、 $K_0$  は静止土圧係数、下添え字 0 は圧密終了時の値を示している。

さて非排水条件は体積ひずみ条件式(2-38)をゼロとおくことにより得られるから、三軸供試体の応力条件では、

$$(5-2) \quad \dot{\epsilon}_v = \frac{MD}{\Lambda} \cdot \frac{\dot{p}'}{p'} + aD \left( \frac{\dot{q}}{p'} \right) = 0$$

となる。式(5-2)は有効応力経路の変化率も与えており、初期条件  $p' = p'_0$ 、 $q = q_0$  のもとで積分でき、

$$(5-3) \quad \epsilon_v = \frac{MD}{\Lambda} \ln \frac{p'}{p'_0} + aD \left( \frac{q}{p'} - \frac{q_0}{p'_0} \right) = 0$$

を得る。

非排水条件式(5-2)を式(5-1a, b)に代入し、せん断弾性成分を無視すると、

$$(5-4a) \quad d\epsilon_s = D(1-\Lambda) \frac{d(q/p')}{M-aq/p'}$$

$$(5-4b) \quad d\epsilon_r = -d\epsilon_s/2$$

を得る。式(5-4a, b)は初期条件 $(q/p')=(q_0/p'_0)=\eta_0=3(1+K_0)/(1+2K_0)$ の下で積分でき、三軸圧縮・伸張非排水せん断の応力～ひずみ関係が次のように導かれる。

$$(5-5a) \quad \epsilon_s = aD(1-\Lambda) \ln \frac{M-a\eta_0}{M-aq/p'}$$

$$(5-5b) \quad \epsilon_r = -\epsilon_s/2$$

また偏差ひずみ $\gamma (= \sqrt{3}(\epsilon_{11}-\epsilon_{33})/2)$ は、三軸試験では

$$(5-6) \quad \gamma = a\sqrt{2}(\epsilon_s - \epsilon_r)/3$$

であるので、

$$(5-7) \quad \gamma = D(1-\Lambda) \ln \frac{M-a\eta_0}{M-aq/p'}$$

となる。

式(5-5a, b)、式(5-7)より関口・太田の弾塑性構成モデルは、応力の座標軸を $(q/p')$ にとると $(q/p')=\pm M$ に漸近する対数曲線となることがわかる。

## 2. 平面ひずみせん断試験

図5-2に示されるように、最大主応力を $\sigma'_1$ 、最小主応力を $\sigma'_3$ 、紙面に垂直な方向の中間主応力を $\sigma'_2$ とする平面ひずみ条件 $(\epsilon_2=0)$ を考える。中間主応力は、関口・太田の弾塑性構成モデルを用いて、次のように求まる(西原, 1986)。

$$(5-8) \quad \sigma'_2 = \frac{K_0}{(1+K_0)} (\sigma'_1 + \sigma'_3)$$

ただし、式(5-8)は破壊時の応力状態として誘導された結果であるが、初期応力状態 $\sigma'_{10}=\sigma'_{20}$ 、 $\sigma'_{20}=\sigma'_{30}=K_0\sigma'_{20}$ を満足すること、Hambly(1972)、Henkel and Wade(1966)、Campanella and Vaid(1973)による平面ひずみ試験によると、せん断期間中、 $\sigma'_2/(\sigma'_1+\sigma'_3)$ の値は一定であることより、式(5-8)は破壊時のみならずせん断期間中も一定であるとして、平面ひずみ条件として用いることができる。また主応力方向が角度 $\theta$ だけ回転しても、式(5-8)より次式が成り立つ。

$$(5-9) \quad \sigma'_z = \frac{K_0}{(1+K_0)} (\sigma'_x + \sigma'_z)$$

平面ひずみ条件式(5-9)を式(2-48)に代入して整理すると

$$(5-10a) \quad \dot{\epsilon}_z = \frac{MD(1-\Lambda)}{3\Lambda} \cdot \frac{\dot{p}'}{p'} + \frac{(2+K_0)\dot{\sigma}'_z - (1+2K_0)\dot{\sigma}'_x}{6(1+K_0)G} \\ + \dot{\epsilon}_{vp} \left\{ \frac{1}{3} + \frac{\sqrt{3}(q/p' \cdot \cos 2\theta - \eta_0)}{2\sqrt{(q/p')^2 + \eta_0(\eta_0 - 2\cos 2\theta \cdot q/p')}}} \right. \\ \left. M - \frac{\sqrt{3}(q/p' - \eta_0 \cdot \cos 2\theta)q/p'}{2\sqrt{(q/p')^2 + \eta_0(\eta_0 - 2\cos 2\theta \cdot q/p')}}} \right\}$$

$$(5-10b) \quad \dot{\epsilon}_{xz} = \frac{\tau_{xz}}{2G} + \dot{\epsilon}_{vp} \left\{ \frac{2\sqrt{(q/p')^2 + \eta_0(\eta_0 - 2\cos 2\theta \cdot q/p')}}{\sqrt{3}(q/p' - \eta_0 \cdot \cos 2\theta)q/p'} \right. \\ \left. M - \frac{\sqrt{3}\sin 2\theta \cdot q/p'}{2\sqrt{(q/p')^2 + \eta_0(\eta_0 - 2\cos 2\theta \cdot q/p')}}} \right\}$$

$$(5-10c) \quad \dot{\epsilon}_x = \frac{MD(1-\Lambda)}{3\Lambda} \cdot \frac{\dot{p}'}{p'} + \frac{(2+K_0)\dot{\sigma}'_x - (1+2K_0)\dot{\sigma}'_z}{6(1+K_0)G} \\ + \dot{\epsilon}_{vp} \left\{ \frac{1}{3} - \frac{\sqrt{3}(q/p' \cdot \cos 2\theta - \eta_0)}{2\sqrt{(q/p')^2 + \eta_0(\eta_0 - 2\cos 2\theta \cdot q/p')}}} \right. \\ \left. M - \frac{\sqrt{3}(q/p' - \eta_0 \cdot \cos 2\theta)q/p'}{2\sqrt{(q/p')^2 + \eta_0(\eta_0 - 2\cos 2\theta \cdot q/p')}}} \right\}$$

を得る。ただし、 $p' = (\sigma'_x + \sigma'_y + \sigma'_z)/3 = (1+K_0)(\sigma'_x + \sigma'_z)/\{3(1+K_0)\}$ 、 $q = \sigma'_1 - \sigma'_3$ 、 $\eta_0 = q_0/p'_0 = 3(1-K_0)/(1+2K_0)$ であり、 $K_0$ は静止土圧係数、 $\sigma'_1$ 、 $\sigma'_3$ はそれぞれ最大有効主応力、最小有効主応力である。

非排水条件は式(2-38)に平面ひずみ条件式(5-9)を代入して整理することにより、

$$(5-11) \quad \epsilon_v = \frac{MD}{\Lambda} \cdot \frac{p'}{p'} + \frac{\sqrt{3}D}{2} \cdot \frac{(q/p' - \eta_0 \cos 2\theta)(q/p')' + 2\eta_0(q/p')\sin 2\theta \cdot \dot{\theta}}{\sqrt{(q/p')^2 + \eta_0(\eta_0 - 2\cos 2\theta \cdot q/p')}}}$$

と表される。また有効応力経路は初期状態を圧密終了時にとって、初期条件 $q = q_0$ 、 $p' = p'_0$ 、 $\theta = 0$ のもとで積分すると、

$$(5-12) \quad \epsilon_v = \frac{MD}{\Lambda} \ln \frac{p'}{p'_0} + \frac{\sqrt{3}D}{2} \sqrt{(q/p')^2 + \eta_0(\eta_0 - 2\cos 2\theta \cdot q/p')}$$

となり、式(5-12)をゼロとすると、平面ひずみ条件下の非排水せん断に伴う有効応力が得

られる。

式(5-11)を式(5-10a, b, c)に代入して、せん断弾性成分を無視すると、次のような常微分方程式を得る。

$$(5-13a) \quad d\epsilon_z = \frac{3D(1-\Lambda)}{4} \frac{(\cos 2\theta \cdot q/p' - \eta_0) \{ (q/p' - \eta_0 \cos 2\theta) d(q/p') + 2\eta_0 (q/p') \sin 2\theta \cdot d\theta \}}{(q/p')^2 + \eta_0 (\eta_0 - 2\cos 2\theta \cdot q/p')} \\ M - \frac{\sqrt{3}(q/p') (q/p' - \eta_0 \cos 2\theta)}{2\sqrt{(q/p')^2 + \eta_0 (\eta_0 - 2\cos 2\theta \cdot q/p')}}$$

$$(5-13b) \quad d\epsilon_{xz} = \frac{3D(1-\Lambda)}{4} \frac{\sin 2\theta \cdot q/p' \{ (q/p' - \eta_0 \cos 2\theta) d(q/p') + 2\eta_0 (q/p') \sin 2\theta \cdot d\theta \}}{(q/p')^2 + \eta_0 (\eta_0 - 2\cos 2\theta \cdot q/p')} \\ M - \frac{\sqrt{3}(q/p') (q/p' - \eta_0 \cos 2\theta)}{2\sqrt{(q/p')^2 + \eta_0 (\eta_0 - 2\cos 2\theta \cdot q/p')}}$$

$$(5-13c) \quad d\epsilon_x = -d\epsilon_z$$

式(5-13)を適当な初期条件のもとで積分すれば、平面ひずみ非排水条件での応力～ひずみ関係が得られる。

#### 平面ひずみ試験

図5-1に示されるように、载荷の方向は常に主応力方向であるとする。図5-2において $\theta = 0$ となるので、式(5-13)に代入すると

$$(5-14a) \quad d\epsilon_z = \frac{3}{4} D(1-\Lambda) \frac{d(q/p')}{M - a(\sqrt{3}/2)(q/p')}$$

$$(5-14b) \quad d\epsilon_{xz} = 0$$

$$(5-14c) \quad d\epsilon_x = -\frac{3}{4} D(1-\Lambda) \frac{d(q/p')}{M - a(\sqrt{3}/2)(q/p')}$$

を得る。ここに  $a$  は  $(q/p') \geq \eta_0$  の時に 1、 $(q/p') < \eta_0$  の時に -1 である。

圧密終了時  $p' = p'_0$ 、 $q' = q'_0$  を初期条件として式(5-14)を積分すると、

$$(5-15a) \quad \epsilon_z = \frac{\sqrt{3}D(1-\Lambda)}{2a} \ln \frac{M - a(\sqrt{3}/2)\eta_0}{M - a(\sqrt{3}/2)(q/p')}$$

$$(5-15b) \quad \epsilon_{xz} = 0$$

$$(5-15a) \quad \epsilon_x = -\frac{\sqrt{3}D(1-\Lambda)}{2a} \ln \frac{M - a(\sqrt{3}/2)\eta_0}{M - a(\sqrt{3}/2)(q/p')}$$

となる。式(5-15)より平面ひずみ非排水条件の応力～ひずみ関係は、軸対称の場合と同様に、応力軸に $(q/p')$ をとると、 $(q/p') = \pm\sqrt{3} M/2$ に漸近する対数曲線となっている。

### 直接せん断試験

非排水直接せん断は、変形速度勾配テンソル $L$ のランクが1（ただし対角成分はゼロ）の変形として定義されるので、 $\epsilon_x = \epsilon_z = 0$ となる。ゆえに式(5-13a, c)より非排水直接せん断の応力条件、

$$(5-16) \quad (q/p') \cos 2\theta = \eta_0$$

が得られる。式(5-16)はせん断中の応力変化と主応力の回転角の関係を与えており、垂直応力 $\sigma_N (= \sigma_z : \text{図5-3参照})$ 、せん断応力 $\tau (= \sigma_{xz} : \text{図5-3参照})$ を用いて表すと、

$$(5-17) \quad \tau/\sigma_N = (1 - K_0) \tan 2\theta / 2$$

となる。ここで $K_0$ は静止土圧係数である。

Cole(1967)はCambridge型(Roscoe, Bassett and Cole, 1967)の直接せん断装置を用いた実験により、せん断中の最大主応力方向は排水・非排水によらず次のような関係としてユニークに表される事を示している。

$$(5-18) \quad \theta = F(\tau/\sigma_N)$$

またOda and Konishi(1974)は、式(5-18)の具体的表現として

$$(5-19) \quad \tau/\sigma_N = \kappa \tan \theta$$

を提案している。ここに $\kappa$ は材料定数である。式(5-19)はアルミ棒の積層モデル実験から得られたものであるが、弾塑性構成モデルから導かれた関係(式(5-16))との比較により $\theta$ が微小の範囲、つまり近似的に $\tan 2\theta = 2 \tan \theta$ の成り立つ範囲では両者は一致し、 $\kappa = 1 - K_0$ となる。

以下では、直接せん断の応力条件として式(5-16)の関係を用いる。式(5-16)の関係を式(5-13b)に代入して整理すると、常微分方程式、

$$(5-20) \quad d\epsilon_{xz} = \frac{3D(1-\Lambda)}{4} \cdot \frac{d(q/p')}{\{M - (\sqrt{3}/2)(q/p')\sin 2\theta\} \sin 2\theta}$$

を得る。式(5-16)を用い、初期条件 $(q/p') = \eta_0$ 、 $\theta = 0$ のもとで積分すると、

$$(5-21) \quad \epsilon_{xz} = -\frac{\sqrt{3}D(1-\Lambda)}{2} \ln \left\{ 1 - \frac{\sqrt{3}}{2M} (q/p') \sin 2\theta \right\}$$

として非排水直接せん断試験の応力～ひずみの関係が導かれる。この時の有効応力経路は式(5-12)に式(5-16)を代入して、

$$(5-22) \quad \frac{M}{\Lambda} \ln \frac{p'}{p'_0} + \frac{\sqrt{3}}{2} (q/p') \sin 2\theta = 0$$

で与えられる。

一方、破壊条件式は式(2-54)に平面ひずみ条件式(5-9)を代入して、

$$(5-23) \quad M - \frac{\sqrt{3} (q/p') (q/p' - \eta_0 \cos 2\theta)}{2 \sqrt{(q/p')^2 + \eta_0 (\eta_0 - 2 \cos 2\theta \cdot q/p')}} = 0$$

と表される。さらに式(5-16)を代入して整理すると、非排水直接せん断における破壊条件式が

$$(5-24) \quad M - (\sqrt{3}/2) (q/p') \sin 2\theta = 0$$

と求まる。式(5-16)を用いながら、式(5-24)を $\theta$ について解くと、

$$(5-25) \quad \tan 2\theta = 2M / (\sqrt{3}\eta_0)$$

となる。式(5-25)は破壊時の主応力の回転角を与えている。式(5-25)を第4章図4-2を用いて塑性指数について表すと図5-4のようになり、破壊時の主応力の回転角は30度から40度の間となることがわかる。

### 3. プレッシャーメータ試験

プレッシャーメータ試験は原位置試験の1つであり、堆積地盤に対して軸対称半径方向に載荷が行われる。ここではプレッシャーメータ試験の機構として、図5-5に示される境界条件、載荷条件を仮定し、孔壁近傍の土要素応力～ひずみ関係の理論式を誘導する。

鉛直方向z軸に対して平面ひずみを仮定すれば、式(5-8)と同様に取り扱って、

$$(5-26) \quad \sigma'_z = (\sigma'_r + \sigma'_\theta) / 2K_0$$

が得られる。

非排水条件は式(5-26)を式(2-38)に代入して

$$(5-27) \quad \epsilon_v = \frac{MD}{\Lambda} \ln \frac{p'}{p'_0} + a \frac{\sqrt{3}D}{2} \cdot \frac{q}{p'} = 0$$

と与えられるので、式(5-26)、式(5-27)を弾塑性構成モデル式(2-48)に代入してせん断弾性成分を無視すると、常微分方程式、

$$(5-28a) \quad d\epsilon_\theta = \frac{3}{4} D (1-\Lambda) \frac{d(q/p')}{M - a(\sqrt{3}/2)(q/p')}$$

$$(5-28b) \quad d\epsilon_r = -d\epsilon_\theta$$

を得る。ただし、ここに  $p' = (\sigma'_r + \sigma'_\theta + \sigma'_z)/3 = (1+2K_0)(\sigma'_r + \sigma'_\theta)/6K_0$ 、 $q = \sigma'_r - \sigma'_\theta$ 、 $a$ は  $(q/p') \geq 0$  のとき 1、 $(q/p') < 0$  のとき -1 となる定数である。

式(5-28a, b)を圧密終了時の初期条件、 $q_0 = 0$ 、 $p'_0 = (1+2K_0)\sigma'_{z_0}/3$  ( $\sigma'_{z_0}$ は圧密終了時の鉛直圧密圧力)を用いて積分すると、

$$(5-29a) \quad \epsilon_\theta = -a \frac{\sqrt{3}}{2} D (1-\Lambda) \ln \left( 1 - a \frac{\sqrt{3}q}{2p'M} \right)$$

$$(5-29b) \quad \epsilon_r = -\epsilon_\theta$$

が導かれる。

以上、本節で述べた理論式を要約すると図5-6となる。図5-7は各試験法における応力とひずみの関係、有効応力経路の理論曲線を示した一例である。図中の記号SM、PS、DS、PMはそれぞれ軸対称三軸試験、平面ひずみ試験、直接せん断試験、プレッシャーメータ試験を指している。なお、計算に用いた物性定数は第4章図4-2を用いて塑性指数  $PI = 20$  として決定されている。

### 第3節 弾粘塑性構成モデルによる非排水クリープ理論

#### 1. 理論式の誘導

Saitoh and Uezawa(1961)は、粘性土のクリープ破壊の破壊時間を予測する関係式を実験的に明らかにした。彼らの予測式は、現場におけるクリープひずみ速度の計測より将来の破壊時間を予測できるものであり、実用性が高く評価されている。

一方、Sekiguchi(1984)は、関口・太田モデルとはダイレイタンシー項の表現のみが異なる弾粘塑性構成モデルに基づいて、非排水クリープ理論を展開している。この中でSaitoh

and Uezawaが提案しているクリープ破壊の予測式と類似な関係式も導いており、Saitoh and Uezawaの研究に理論的な裏付けを与えている。

本節では、関口・太田による弾粘塑性構成モデルに基づいて、平面ひずみ非排水条件下のクリープ理論を示す。

弾粘塑性構成モデル（式(2-66)）に、主応力の回転を伴わない場合に限定し、平面ひずみ条件（式(5-8)）を代入し、せん断弾性成分を無視して整理すると、

$$(5-30a) \quad \dot{\epsilon}_z = \frac{MD(1-\Lambda)}{3\Lambda} \cdot \frac{\dot{p}'}{p'} + \dot{\epsilon}_{v^{\nu p}} \left\{ \frac{1}{3} + \frac{a(\sqrt{3}/2)}{M - a(\sqrt{3}/2)(q/p')} \right\}$$

$$(5-30b) \quad \dot{\epsilon}_x = \frac{MD(1-\Lambda)}{3\Lambda} \cdot \frac{\dot{p}'}{p'} + \dot{\epsilon}_{v^{\nu p}} \left\{ \frac{1}{3} - \frac{a(\sqrt{3}/2)}{M - a(\sqrt{3}/2)(q/p')} \right\}$$

$$(5-30c) \quad \dot{\epsilon}_{v^{\nu p}} = \left\{ 1 - \exp\left(-\frac{\epsilon_{v^{\nu p}}}{\alpha}\right) \right\} \left\{ MD \frac{\dot{p}}{p'} + a \frac{\sqrt{3} D}{2} \left(\frac{q}{p'}\right)' \right\} + \dot{v}_0 \exp\left(-\frac{f - \epsilon_{v^{\nu p}}}{\alpha}\right)$$

$$(5-30d) \quad \epsilon_{v^{\nu p}} = \alpha \ln \left\{ 1 + \frac{\dot{v}_0 t}{\alpha} \exp\left(\frac{f}{\alpha}\right) \right\}$$

$$(5-30e) \quad f = MD \ln \frac{p'}{p'_0} + a \frac{\sqrt{3} D}{2} \left( \frac{q}{p'} - \frac{q_0}{p'_0} \right)$$

となる。ここに、 $q = \sigma'_1 - \sigma'_3$ 、 $p' = (\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3)/3 = (1+K_0)(\sigma'_1 + \sigma'_2)/\{3(1+K_0)\}$ 、 $t$ はクリープ時間、 $a$ は $(q/p') \geq (q_0/p'_0)$ のとき1、 $(q/p') < (q_0/p'_0)$ のとき-1となる定数である。ただし式(5-30)は式(5-10)とは異なり応力は全て時間の関数である。

非排水条件は $\epsilon_v = 0$ だから式(2-45)より

$$(5-31) \quad \dot{\epsilon}_{v^{\nu p}} = -\dot{\epsilon}_v = -\frac{MD(1-\Lambda)}{\Lambda} \cdot \frac{\dot{p}'}{p'}$$

となるので、式(5-30)に代入すると

$$(5-32) \quad \dot{\epsilon}_z = -\dot{\epsilon}_x = -a \frac{\sqrt{3} MD(1-\Lambda)}{2\Lambda} \cdot \frac{\dot{p}'}{p'} \cdot \frac{1}{M - a(\sqrt{3}/2)(q/p')}$$

となる。

クリープ載荷条件として図5-8に示されるような有効応力経路を仮定する。つまり、圧密終了時の初期応力状態A点( $p'_0$ 、 $q_0$ )から、瞬時に、主応力差 $q$ まで載荷されB点( $p'$ 、 $q$ )に達した後、主応力差一定のもとでクリープが進行して破壊C点に達するものとする。また図5-8にならいうのような応力パラメータを用いる。

- (5-33a)  $\eta_0 = q_0/p'_0 = 3(1-K_0)/(1+2K_0)$  : 初期応力比  
 (5-33b)  $\xi = q/p'$  : クリープ応力载荷パラメータ  
 (5-33c)  $X = a(\sqrt{3}/2)(q/p'M)$  : クリープ応力パラメータ

ただし、破壊条件式(2-54)より、クリープ応力パラメータは、

$$(5-34) \quad a(\sqrt{3}/2)(\xi/M) < X < 1$$

である。

応力～ひずみ (ひずみ速度) 関係

式(5-32)を図5-8のクリープ载荷条件と初期条件の下で積分すると、

$$(5-35) \quad \epsilon_z = -\epsilon_x = -a \frac{\sqrt{3}D(1-\Lambda)}{2\Lambda} \ln \frac{a(\sqrt{3}/2)\xi \{(1/X)-1\}}{M - a(\sqrt{3}/2)\xi}$$

を得る。式(5-35)はクリープ変形中の応力とひずみの関係を示している。

また、クリープに伴う平均有効応力  $p'$  の変化率は、非排水条件式(5-31)に式(5-30c, d, e)を代入し、平面ひずみ条件式(5-8)を用いて整理することにより、

$$(5-36) \quad \frac{\dot{p}'}{p'} = \frac{-\dot{v} \cdot \exp\left[\frac{1}{\alpha} \left\{ \frac{MD}{\Lambda} \ln \frac{p'}{p'_0} + a \frac{\sqrt{3}D}{2} \left( \frac{q}{p'} - \eta_0 \right) \right\}\right]}{D \left[ \left\{ 1 - \left( \frac{p'}{p'_0} \right)^{\frac{MD(1-\Lambda)}{\alpha\Lambda}} \right\} \left( M - a \frac{\sqrt{3}q}{2p'} \right) + \frac{M(1-\Lambda)}{\Lambda} \right]}$$

と求まる。この式(5-36)を式(5-32)に代入すると、クリープ変形中のひずみ速度と応力の関係が得られる。すなわち、

$$(5-37) \quad \dot{\epsilon}_z = -\dot{\epsilon}_x = \frac{a\sqrt{3}\dot{v} \cdot \exp\left[\frac{1}{\alpha} \left\{ \frac{MD}{\Lambda} \ln \frac{p'}{p'_0} + a \frac{\sqrt{3}D}{2} \left( \frac{q}{p'} - \eta_0 \right) \right\}\right]}{2 \left( M - a \frac{\sqrt{3}q}{2p'} \right) \left[ \left\{ 1 - \left( \frac{p'}{p'_0} \right)^{\frac{MD(1-\Lambda)}{\alpha\Lambda}} \right\} \left( M - a \frac{\sqrt{3}q}{2p'} \right) + \frac{\Lambda}{M(1-\Lambda)} \right] + 1}$$

さらに、式(5-33)の応力パラメータを用いて表すと、

$$(5-38) \quad \dot{\epsilon}_z = -\dot{\epsilon}_x = \frac{a\sqrt{3}\dot{v} \cdot \exp\left[\frac{D}{\alpha} \left\{ \frac{M}{\Lambda} \ln \frac{a\sqrt{3}\xi}{2MX} + a \frac{\sqrt{3}}{2} \left( \frac{a2MX}{\sqrt{3}} - \eta_0 \right) \right\}\right]}{2M(1-X) \left[ \left\{ 1 - \left( \frac{a\sqrt{3}\xi}{2MX} \right)^{\frac{MD(1-\Lambda)}{\alpha\Lambda}} \right\} \frac{\Lambda(1-X)}{1-\Lambda} + 1 \right]}$$

となる。

応力～時間関係

クリープ時間  $t$  と応力成分との関係は、非排水条件式 (5-31) を積分して、式 (5-30d) を用いると、

$$(5-39) \quad \frac{MD(1-\Lambda)}{\Lambda} \ln \frac{p'}{p'_0} + \alpha \ln \left\{ 1 + \frac{\dot{v}_0 t}{\alpha} \exp\left(\frac{f}{\alpha}\right) \right\} = 0$$

さらに平面ひずみ条件式 (5-8) を代入して、クリープ時間  $t$  について解くと、

$$(5-40) \quad t = \frac{\alpha}{\dot{v}_0} \left\{ 1 - \left(\frac{p'}{p'_0}\right)^{\frac{MD(1-\Lambda)}{\alpha\Lambda}} \right\} \exp \left[ -\frac{1}{\alpha} \left\{ \frac{MD}{\Lambda} \ln \frac{p'}{p'_0} - a \frac{\sqrt{3}D}{2} \left( \frac{q}{p'} - \eta_0 \right) \right\} \right]$$

となる。さらに式 (5-33) で用いられた応力パラメータを代入して整理すると、

$$(5-41) \quad t = \frac{\alpha}{\dot{v}_0} \left\{ 1 - \left(\frac{a\sqrt{3}\xi}{2MX}\right)^{\frac{MD(1-\Lambda)}{\alpha\Lambda}} \right\} \exp \left[ -\frac{1}{\alpha} \left\{ \frac{MD}{\Lambda} \ln \frac{a\sqrt{3}\xi}{2MX} - a \frac{\sqrt{3}D}{2} \left( \frac{a2MX}{\sqrt{3}} - \eta_0 \right) \right\} \right]$$

を得る。破壊時刻  $t_f$  は、式 (5-40) に破壊応力条件 ( $X=1$ ) を用いることにより、次のように表される。

$$(5-42) \quad t_f = \frac{\alpha}{\dot{v}_0} \left\{ 1 - \left(\frac{a\sqrt{3}\xi}{2M}\right)^{\frac{MD(1-\Lambda)}{\alpha\Lambda}} \right\} \exp \left[ -\frac{1}{\alpha} \left\{ \frac{MD}{\Lambda} \ln \frac{a\sqrt{3}\xi}{2M} - a \frac{\sqrt{3}D}{2} \left( \frac{a2M}{\sqrt{3}} - \eta_0 \right) \right\} \right]$$

以上より、平面ひずみ非排水クリープの基礎式として、応力～ひずみ関係 (式 (5-35))、応力～ひずみ速度関係 (式 (5-38))、応力～時間関係 (式 (5-41)) が導かれた。図 5-9 は誘導の手順をまとめたものである。

最小クリープ速度と時間

最小クリープ速度  $\dot{\epsilon}_z \min$  は、式 (5-38) に  $\ddot{\epsilon}_z = 0$  となる条件を代入することによって、次のように求められる。式 (5-38) を時間で微分し、式 (5-36) を用いると、

$$(5-43a) \quad \ddot{\epsilon}_z = a \frac{\sqrt{3}(2A(t)B(t)+1)}{2(A(t)B(t)+1)} \left\{ \dot{\epsilon}_z \right\} \frac{\Lambda M}{\alpha(1-\Lambda)} \left[ \frac{\alpha X}{DM} - \frac{(1-X)\{(1/\Lambda-X)^2 - (1-A(t))(1-X)^2\}}{(1-\Lambda)/\Lambda + 2A(t)(1-X)} \right]$$

ここに、

$$(5-43b) \quad A(t) = 1 - \left(\frac{p'}{p'_0}\right)^{\frac{MD(1-\Lambda)}{\alpha\Lambda}} = 1 - \left(\frac{a\sqrt{3}\xi}{2MX}\right)^{\frac{MD(1-\Lambda)}{\alpha\Lambda}} \quad 0 \leq A(t) \leq 1$$

$$(5-43c) \quad B(t) = \frac{\Lambda}{1-\Lambda} \left(1 - a \frac{\sqrt{3}q}{2p'M}\right) = \frac{\Lambda}{1-\Lambda} (1-X) \quad 0 \leq B(t)$$

式(5-43)より、 $\ddot{\epsilon}_z = 0$ なる条件を導くと、

$$(5-44) \quad \alpha \frac{X}{DM} - \frac{(1-X) \{ (1/\Lambda - X)^2 - (1-A(t)(1-X))^2 \}}{(1-\Lambda)/\Lambda + 2A(t)(1-X)} = 0$$

となる。式(5-44)を満足するXを $X_0$ とすると、最小クリーブ速度 $\dot{\epsilon}_{z \min}$ は

$$(5-45) \quad \dot{\epsilon}_{z \min} = a \frac{\sqrt{3} \dot{v}_0 \exp \left[ \frac{1}{\alpha} \left\{ \frac{MD}{\Lambda} \ln \frac{\sqrt{3} \xi}{2M_0} + a \frac{\sqrt{3}D}{2} \left( \frac{a2M_0}{\sqrt{3}} - \eta_0 \right) \right\} \right]}{2(M-M_0) \left[ \left\{ 1 - \left( a \frac{\sqrt{3} \xi}{2M_0} \right) \frac{MD(1-\Lambda)}{\alpha \Lambda} \right\} \frac{(M-M_0)\Lambda}{M(1-\Lambda)} + 1 \right]}$$

となる。ここに  $M_0 = X_0 M$  である。

一方、最小クリーブ速度を与える時刻 $t_s$ は、式(5-41)に $X_0$ を代入して、

$$(5-46) \quad t_s = \frac{\alpha}{\dot{v}_0} \left\{ 1 - \left( \frac{a\sqrt{3} \xi}{2M_0} \right) \frac{MD(1-\Lambda)}{\alpha \Lambda} \right\} \exp \left[ - \frac{1}{\alpha} \left\{ \frac{MD}{\Lambda} \ln \frac{a\sqrt{3} \xi}{2M_0} - a \frac{\sqrt{3}D}{2} \left( \frac{a2M_0}{\sqrt{3}} - \eta_0 \right) \right\} \right]$$

と求まる。

ここで最小クリーブ速度(式(5-45))とその時の時刻(式(5-46))との積をとると、

$$(5-47) \quad \dot{\epsilon}_{z \min} \cdot t_s = a \frac{\sqrt{3} \alpha}{2} \cdot \frac{1 - \left( a \frac{\sqrt{3} \xi}{2M_0} \right) \frac{MD(1-\Lambda)}{\alpha \Lambda}}{(M-M_0) \left[ \left\{ 1 - \left( a \frac{\sqrt{3} \xi}{2M_0} \right) \frac{MD(1-\Lambda)}{\alpha \Lambda} \right\} \frac{(M-M_0)\Lambda}{M(1-\Lambda)} + 1 \right]}$$

また破壊時間(式(5-42))との積をとると

$$(5-48) \quad \dot{\epsilon}_{z \min} \cdot t_r = a \frac{\sqrt{3} \alpha}{2} \cdot \frac{\left\{ 1 - \left( a \frac{\sqrt{3} \xi}{2M} \right) \frac{MD(1-\Lambda)}{\alpha \Lambda} \right\} \exp \left[ - \frac{1}{\alpha} \left\{ \frac{MD}{\Lambda} \ln \frac{M_0}{M} + D(M-M_0) \right\} \right]}{(M-M_0) \left[ \left\{ 1 - \left( a \frac{\sqrt{3} \xi}{2M_0} \right) \frac{MD(1-\Lambda)}{\alpha \Lambda} \right\} \frac{(M-M_0)\Lambda}{M(1-\Lambda)} + 1 \right]}$$

を得る。三軸クリーブ試験から求められたSaitoh and Uezawa(1961)による関係式、

$$(5-49) \quad \dot{\epsilon} \cdot t_r = \text{const.}$$

は、式(5-48)の関係に対応している。しかし式(5-48)の右辺は、材料定数とクリーブ荷重(境界条件)の関数となっており、材料と境界条件が決まると定まる定数である。

以上の理論の誘導はSekiguchi(1984)による結論を平面ひずみ条件に拡張したものになっている。しかしSekiguchi(1984)は誘導の過程で、式(5-33b)の関数 $A(t)$ を破壊近傍では $A(t)=1$ と近似できるとして、式(5-48)の左辺は材料定数のみで決まる定数であるとしている

る。しかし、図5-10によると、必ずしもこの近似が成り立たないことが分かる。特にクリープ応力が大きいほど（ $\xi$ が大きいほど）、 $A(t)=1$ は成立しなくなる。

得られた理論曲線を、図5-11(a)～(d)、図5-12(a)～(d)、図5-13(a)～(d)に示す。それぞれの図で(a)が式(5-38)、(b)が式(5-40)、(c)が式(5-38)と式(5-40)の連立、(d)が式(5-38)と式(5-40)の積を図示している。また計算に用いた材料定数は、

- (1) 図5-11: Umeda clay (Sekiguchi, 1984),  $M=1.426$  ( $\phi'=35.2^\circ$ ),  $D=0.053$ ,  $\Lambda=0.82$   
 $(\lambda=0.231, \kappa=0.042)$ ,  $\alpha=0.0029$ ,  $\dot{\nu}_0=1.0 \times 10^{-7}$  1/min. より、  
 $0.516 \leq X \leq 1.0$ である。
- (2) 図5-12: Weald clay (Henkel, 1956),  $M=0.898$  ( $\phi'=23.0^\circ$ ),  $D=0.045$ ,  $\Lambda=0.67$   
 $(\lambda=0.093, \kappa=0.031)$ ,  $\alpha=0.0047$ ,  $\dot{\nu}_0=1.0 \times 10^{-7}$  1/min. より、  
 $0.82 \leq X \leq 1.0$ である。
- (3) 図5-13: Bangkok clay (Balasubramanian and Chaudhy, 1978),  
 $M=1.03$  ( $\phi'=26.0^\circ$ ),  $D=0.163$ ,  $\Lambda=0.82$  ( $\lambda=0.51, \kappa=0.09$ ),  $\alpha=0.0026$ ,  
 $\dot{\nu}_0=1.0 \times 10^{-7}$  1/min. より、  
 $0.715 \leq X \leq 1.0$ である。

を取り上げ、 $K_0=0.5$ 、 $\xi=0.85$ としている。

## 2. 平面ひずみクリープ試験結果との比較

Campanella and Vaid (1974)が報告している平面ひずみ非排水クリープ試験の結果を利用して理論の検証を示す。実験に用いられた試料はHaney clayと呼ばれ、物性値として  $LL=44$ 、 $PL=26$ 、 $\phi'=30^\circ$ 、 $C_c=0.59$ 、 $K_0=0.55$ が報告されている。計算に必要なパラメータは第4章図4-2を利用して $\phi'$ と $C_c$ から推定した(表5-1)。図5-14に実験値と理論曲線の比較を示す。理論曲線と実験値とは良い対応を示しているが、理論式の対数や指数関数の中に物性パラメータが複雑に関係しているため、物性パラメータの値の少しの違いが理論による予測値に敏感に影響する場合があります。計算に必要な物性パラメータの決定は慎重に行わねばならない。ここで導いた理論を実際の挙動の予測に役立てるためには、観察される実挙動を用いて物性パラメータを修正し、将来予測に用いるようなシステムを構築する必要がある。

#### 第4節 弾塑性構成モデルに基づく変形係数の理論

いくつかの要素試験を想定して応力とひずみの関係式が導かれている。この理論曲線を利用して、代表的な設計定数の一つである変形係数の誘導を示す。変形係数が定式化されれば、従来からの弾性論に基づく議論との比較が容易となり、逆に弾塑性構成モデルに必要なパラメータの逆算に役立てることもできるであろう。さらに誘導される変形係数と、試験から決定される変形係数とを直接に比較できれば、構成モデルの適用性の検証にも役立てることができよう。しかし要素試験といえども平面ひずみ試験の中間主応力や直接せん断試験の水平方向の垂直応力を計測することは困難な場合が多いので、ここで議論する変形係数もこれらの計測を必要とするものとなっていては具合が悪い。そのため実験から通常得られる応力～ひずみ関係の割線をとって変形係数を定義することにする。

##### 1. 変形係数の定式化

図5-15は前節で誘導された応力～ひずみ関係と有効応力経路を概念的に示している。この時、変形係数は図に示されるように、ある任意の応力レベル $q$ に対応する割線として定義できる。ただし平面ひずみ試験の場合、最大主応力と最小主応力とが反転した時は主応力差 $q$ の負の側に書き表した。

図5-15より任意の応力レベル $p'$ 、 $q$ は破壊時の応力レベル $p'_{orit}$ 、 $q_{orit}$ を用いて、

$$(5-49a) \quad q = q_0 + r_1 (q_{orit} - q_0)$$

$$(5-49b) \quad p' = r_2 p'_{orit}$$

と表すことができる。ここに $r_1$ 、 $r_2$ は任意の応力レベルを決めるパラメータであり、 $r_1$ は $0 \leq r_1 \leq 1$ 、 $r_2$ は $1 \leq r_2$ である。 $r_1$ を定めればその応力レベルに対応した割線変形係数が定まる。

##### 軸対称三軸試験

軸対称三軸条件での破壊条件は式(2-54)に与えられるので、破壊時の応力状態

$(p'_{orit}, q_{orit})$ は、

$$(5-50) \quad q_{orit} / p'_{orit} = aM$$

を満足する。ここに  $q = \sigma'_o - \sigma'_r$ 、 $p' = (\sigma'_o + 2\sigma'_r)/3$ 、パラメータ  $a$  は  $(q/p') \geq \eta_o$  のとき 1、 $(q/p') < \eta_o$  のとき  $-1$  をとる。また  $\eta_o = 3(1+K_o)/(1+2K_o)$ 、 $K_o$  は静止土圧係数、 $\sigma'_o$ 、 $\sigma'_r$  はそれぞれ軸方向有効応力、側方向有効応力である。

一方、非排水条件式(5-3)より、破壊時の応力状態 ( $p'_{crit}$ ,  $q_{crit}$ ) は、

$$(5-51) \quad \frac{q_{crit}}{p'_{crit}} = \eta_o - aM \ln \frac{p'_{crit}}{p'_o}$$

をも満足するので、式(5-50)と式(5-51)より  $q_{crit}$  を消去すれば、

$$(5-52) \quad p'_{crit} = p'_o \exp \left\{ -\Lambda \left( 1 - a \frac{\eta_o}{M} \right) \right\}$$

さらに、式(5-49b)を用いると、

$$(5-53) \quad p' = r_2 p'_o \exp \left\{ -\Lambda \left( 1 - a \frac{\eta_o}{M} \right) \right\}$$

を得る。また式(5-49a)に式(5-50)、式(5-52)を代入して、

$$(5-54) \quad \begin{aligned} q &= q_o + r_1 (aM p'_{crit} - q_o) \\ &= a r_1 M p'_o \exp \left\{ -\Lambda \left( 1 - a \frac{\eta_o}{M} \right) \right\} + (1 - r_1) q_o \end{aligned}$$

を得る。

式(5-51)、式(5-53)より、

$$(5-55) \quad \frac{q}{p'} = aM \left( 1 - \frac{1}{\Lambda} \ln r_2 \right)$$

また式(5-51)、式(5-54)より、

$$(5-56) \quad \frac{q}{p'} = \frac{r_1}{r_2} \left[ aM - \eta_o \exp \left\{ \Lambda \left( 1 - a \frac{\eta_o}{M} \right) \right\} \right] + \frac{\eta_o}{r_2} \exp \left\{ \Lambda \left( 1 - a \frac{\eta_o}{M} \right) \right\}$$

が得られるので、両式より  $q/p'$  を消去すると、応力パラメータ  $r_1$  と  $r_2$  の関係式

$$(5-57) \quad \frac{r_1}{r_2} = \frac{1 - (\ln r_2)/\Lambda - a\{\eta_o/(r_2 M)\} \exp\{\Lambda(1 - a\eta_o/M)\}}{1 - a(\eta_o/M) \exp\{\Lambda(1 - a\eta_o/M)\}}$$

が導かれる。

応力～ひずみ関係式(5-5a)に式(5-55)を代入すると、

$$(5-58) \quad \epsilon_o = -aD (1 - \Lambda) \ln \frac{(\ln r_2)/\Lambda}{1 - a\eta_o/M}$$

となる。割線変形係数を、

$$(5-59) \quad \epsilon_t = (q - q_0) / \epsilon_0$$

と定義すると、式(5-54)、式(5-55)より、

$$(5-60) \quad \frac{\epsilon_t}{p'_0} = - \frac{r_2 M \{1 - (\ln r_2) / \Lambda\} \exp\{-\Lambda(1 - a\eta_0 / M)\} - a q_0}{D(1 - \Lambda) \ln\{(\ln r_2) / \Lambda\} / (1 - a\eta_0 / M)}$$

と求まる。特に初期応力が等方の場合には、 $q_0 = 0$  ( $\eta_0 = 0$ ) となるので代入して、

$$(5-61) \quad \frac{\epsilon_t}{p'_0} = - \frac{r_2 M \{1 - (\ln r_2) / \Lambda\} \exp(-\Lambda)}{D(1 - \Lambda) \ln\{(\ln r_2) / \Lambda\}}$$

となる。

初期接線変形係数は、式(5-49a)の $r_1$ を $r_1 \rightarrow 0$ として式(5-60)の極限をとると、

$$(5-62) \quad \frac{E_0}{p'_0} = \frac{M - a\eta_0}{D(1 - \Lambda)}$$

となる。特に初期応力が等方の場合には、

$$(5-63) \quad \frac{E_0}{p'_0} = \frac{M}{D(1 - \Lambda)}$$

となることが分かる。

### 平面ひずみ試験

図5-1に示されるような $\epsilon_v = 0$ の平面ひずみ条件(中間主応力は式(5-9)で表せるものとする)のもとで、せん断中の主応力の回転がない場合を考える。破壊条件式は式(5-23)に $\theta = 0$ を代入して得られるので、破壊時の応力状態( $p'_{crit}, q_{crit}$ )は、

$$(5-64) \quad \frac{q_{crit}}{p'_{crit}} = a \frac{2}{\sqrt{3}} M$$

を満足する。ここに $q = \sigma'_1 - \sigma'_3$ 、 $p' = (1 + 2K_0)(\sigma'_1 + \sigma'_3) / \{3(1 + K_0)\}$ 、パラメータ $a$ は $(q/p') \geq \eta_0$ のとき $a = 1$ 、 $(q/p') < \eta_0$ のとき $a = -1$ をとる。また $\eta_0 = 3(1 + K_0) / (1 + 2K_0)$ 、 $K_0$ は静止土圧係数、 $\sigma'_1$ 、 $\sigma'_3$ はそれぞれ最大有効主応力、最小有効主応力である。

非排水条件は式(5-11)において $\epsilon_v = 0$ 、 $\theta = 0$ として与えられるので、破壊時の応力状態( $p'_{crit}, q_{crit}$ )は

$$(5-65) \quad \frac{q_{crit}}{p'_{crit}} = \eta_0 - a \frac{2M}{\sqrt{3}\Lambda} \cdot \frac{p'_{crit}}{p'_0}$$

を満足する。式(5-64)、式(5-65)より  $q_{crit}$  を消去すると、

$$(5-66) \quad p'_{crit} = p'_{\circ} \exp\left\{-\Lambda \left(1-a \frac{\sqrt{3} \eta_{\circ}}{2M}\right)\right\}$$

さらに、式(5-49b)を用いて、

$$(5-67) \quad p' = r_2 p'_{\circ} \exp\left\{-\Lambda \left(1-a \frac{\sqrt{3} \eta_{\circ}}{2M}\right)\right\}$$

を得る。また式(5-49a)より、

$$(5-68) \quad \begin{aligned} q &= q_{\circ} + r_1 (a 2M p'_{crit} / \sqrt{3} - q_{\circ}) \\ &= a \frac{2}{\sqrt{3}} r_1 M p'_{\circ} \exp\left\{-\Lambda \left(1-a \frac{\sqrt{3} \eta_{\circ}}{2M}\right)\right\} + (1-r_1) q_{\circ} \end{aligned}$$

が得られるので、三軸試験の場合と同様にして、式(5-65)、式(5-67)より、

$$(5-69) \quad \frac{q}{p'} = a \frac{2}{\sqrt{3}} M \left(1 - \frac{\ln r_2}{\Lambda}\right)$$

式(5-65)、式(5-68)より、

$$(5-70) \quad \frac{q}{p'} = a \frac{r_1}{r_2} \left[ a \frac{2M}{\sqrt{3}} - \eta_{\circ} \exp\left\{\Lambda \left(1-a \frac{\sqrt{3} \eta_{\circ}}{2M}\right)\right\}\right] + \frac{\eta_{\circ}}{r_2} \exp\left\{\Lambda \left(1-a \frac{\sqrt{3} \eta_{\circ}}{2M}\right)\right\}$$

が得られるので、応力パラメータ  $r_1$ 、 $r_2$  の関係式が式(5-69)、式(5-70)より、

$$(5-71) \quad \frac{r_1}{r_2} = \frac{1 - (\ln r_2) / \Lambda - a \{\sqrt{3} \eta_{\circ} / (2M r_2)\} \exp[\Lambda \{1 - a(\sqrt{3} \eta_{\circ} / 2M)\}]}{1 - a \{\sqrt{3} \eta_{\circ} / (2M)\} \exp[\Lambda \{1 - a(\sqrt{3} \eta_{\circ} / (2M))\}]}$$

と導かれる。

平面ひずみ試験の応力～ひずみ関係(式(5-))に式(5-66)を代入すると、

$$(5-72) \quad \epsilon_z = -a \frac{\sqrt{3}}{2} D (1-\Lambda) \ln \frac{(\ln r_2) / \Lambda}{1 - a \{\sqrt{3} \eta_{\circ} / (2M)\}}$$

となり、割線変形係数の定義(式(5-59))に式(5-68)、式(5-72)を代入すると、

$$(5-73) \quad \frac{E t}{p'_{\circ}} = - \frac{a r_2 (2/\sqrt{3}) M \{1 - (\ln r_2) / \Lambda\} \exp[-\Lambda \{1 - a(\sqrt{3} \eta_{\circ} / (2M))\}] - \eta_{\circ}}{a (\sqrt{3}/2) D (1-\Lambda) \ln[\{(\ln r_2) / \Lambda\} / \{1 - a(\sqrt{3} \eta_{\circ} / (2M))\}]}$$

が導ける。初期応力状態が等方的である場合には、 $q_{\circ} = 0$  ( $\eta_{\circ} = 0$ ) であるので、

$$(5-74) \quad \frac{E t}{p'_{\circ}} = - \frac{4 r_2 M \{1 - (\ln r_2) / \Lambda\} \exp(-\Lambda)}{3 D (1-\Lambda) \ln\{(\ln r_2) / \Lambda\}}$$

となる。

一方、初期接線変形係数は、式(5-73)の極限 ( $r_1 \rightarrow 0$ ) をとって、

$$(5-75) \quad \frac{E_0}{p'_0} = \frac{4(M-a(\sqrt{3}\eta_0/2))}{3D(1-\Lambda)}$$

となり、特に初期応力が等方的である場合には、

$$(5-76) \quad \frac{E_0}{p'_0} = \frac{4M}{3D(1-\Lambda)}$$

となる。

### 直接せん断試験

非排水直接せん断試験では、変形係数はせん断応力  $\tau_{xz}$  とせん断ひずみ  $\gamma$  との関係として、

$$(5-77) \quad E_t = \tau_{xz} / \gamma = \tau_{xz} / 2\epsilon_{xz}$$

と定義される。そのため式(5-49)の関係は、

$$(5-78a) \quad \tau_{xz} = r_1 \tau_{crit}$$

$$(5-78b) \quad p' = r_2 p'_{crit}$$

と書き改められる。

破壊条件は式(5-24)で与えられるので、破壊時の応力状態 ( $p'_{crit}$ ,  $\tau_{crit}$ ) は、

$$(5-79) \quad M - \sqrt{3} \tau_{crit} / p'_{crit} = 0$$

を満足する。ただし、 $(q/p') \sin 2\theta = 2\tau_{xz}/p'$  の関係を用いた。

さらに非排水条件は式(5-12)に式(5-16)を代入して、

$$(5-80) \quad \frac{MD}{\Lambda} \ln \frac{p'}{p'_0} + \sqrt{3}D \frac{\tau_{xz}}{p'} = 0$$

と表されるので、破壊時には、

$$(5-81) \quad \frac{MD}{\Lambda} \ln \frac{p'_{crit}}{p'_0} + \sqrt{3}D \frac{\tau_{crit}}{p'_{crit}} = 0$$

を満足する。

式(5-79)と式(5-81)より  $\tau_{crit}$  を消去すると、

$$(5-82) \quad p'_{crit} = p'_0 \exp(-\Lambda)$$

さらに式(5-78b)を用いると、

$$(5-83) \quad p' = r_2 p'_0 \exp(-\Lambda)$$

を得る。さらに非排水条件式(5-80)に式(5-83)を代入して、

$$(5-84) \quad \frac{\tau}{p'} = \frac{M}{\sqrt{3}} \left( 1 - \frac{1}{\Lambda} \ln r_2 \right)$$

また破壊条件式(5-79)に式(5-48ab)を代入して、式(5-83)を用いると、

$$(5-85) \quad \frac{\tau}{p'} = \frac{r_1}{r_2} \cdot \frac{M}{\sqrt{3}}$$

が導かれるので、式(5-84)と式(5-85)から、 $r_1$ と $r_2$ の関係式、

$$(5-86) \quad \frac{r_1}{r_2} = 1 - \frac{1}{\Lambda} \ln r_2$$

が得られる。

一方、変形係数は式(5-77)で表されるので、応力～ひずみ関係式(5-21)および式(5-84)を用いて、

$$(5-87) \quad \frac{E t}{p'_0} = - \frac{M \exp(-\Lambda) \{1 - (\ln r_2)/\Lambda\} r_2}{3 D (1-\Lambda) \ln \{(\ln r_2)/\Lambda\}}$$

と求まる。初期接線変形係数は、式(5-86)および式(5-87)において、 $r_1 \rightarrow 0$ の極限をとって、

$$(5-88) \quad \frac{E_0}{p'_0} = \frac{M}{3 D (1-\Lambda)}$$

となる。

### プレッシャーメータ試験

プレッシャーメータ試験の応力条件は図5-5で示され、図中 $z$ 方向の平面ひずみ条件には式(5-26)の近似式が成立するものとする。

破壊条件は式(5-26)を式(2-54)に代入して得られるので、破壊時の応力状態( $p'_{crit}$ ,  $q_{crit}$ )は、

$$(5-89) \quad \frac{q_{crit}}{p'_{crit}} = a \frac{2}{\sqrt{3}} M$$

を満足する。ここに、 $q = \sigma_r - \sigma_\theta$ 、 $p' = (1+2K_0)(\sigma'_r + \sigma'_\theta)/(6K_0)$ であり、 $a$ は $q/p' \geq 0$ のとき1、 $q/p' < 0$ のとき-1をとる定数である。

非排水条件は式(5-27)をゼロとおいて与えられるので、破壊時の応力状態は、

$$(5-90) \quad \frac{q_{crit}}{p'_{crit}} = -a \frac{2M}{\sqrt{3}\Lambda} \ln \frac{p'_{crit}}{p'_0}$$

を満足する。式(5-89)、式(5-90)から  $q_{crit}$  を消去でき、

$$(5-91) \quad p'_{crit} = p'_0 \exp(-\Lambda)$$

を得る。また式(5-49a)より、

$$(5-92) \quad p' = r_2 p'_0 \exp(-\Lambda)$$

式(5-49b)より、

$$(5-93) \quad q = r_1 a \frac{2}{\sqrt{3}} M p'_0 \exp(-\Lambda)$$

が導かれる。ゆえに式(5-90)、式(5-92)より、

$$(5-94) \quad \frac{q}{p'} = a \frac{2}{\sqrt{3}} M \left(1 - \frac{1}{\Lambda} \ln r_2\right)$$

式(5-90)、式(5-93)より、

$$(5-95) \quad \frac{q}{p'} = a \frac{r_1}{r_2} \cdot \frac{2}{\sqrt{3}} M$$

が得られるので、応力パラメータ  $r_1$ 、 $r_2$  の関係式、

$$(5-96) \quad \frac{r_1}{r_2} = 1 - \frac{1}{\Lambda} \ln r_2$$

が導かれる。

ブレッシャーマータ試験の応力～ひずみ関係式(5-29a, b)に式(5-96)を用いて変形し、割線変形係数の定義式、

$$(5-97) \quad Gt = \frac{q}{-(u/r)} = \frac{q}{-\epsilon_\theta}$$

に代入すると、

$$(5-98) \quad \frac{Gt}{p'_0} = \frac{r_2 M \{1 - (\ln r_2)/\Lambda\} \exp(-\Lambda)}{3D(1-\Lambda) \ln\{(\ln r_2)/\Lambda\}}$$

が得られる。このとき割線変形係数は、弾性論に対応するように  $Gt$  と表すことにする。

初期接線変形係数は、式(5-96)、式(5-98)において  $r_1 \rightarrow 0$  の極限をとることにより、

$$(5-99) \quad \frac{G_0}{p'_0} = \frac{M}{3D(1-\Lambda)}$$

となる。ヤング率に相当する  $E_0$  は、非排水条件を仮定しているので  $\nu = 1/2$  とおいて、

$$(5-100) \quad E_0 = 2(1+\nu)G_0 \\ = \frac{p'_0 M}{D(1-\Lambda)}$$

と求まる。

応力～ひずみ関係式から、変形係数を導出する過程をまとめると図5-16のようになる。得られた理論式によれば、等方圧密試料の場合 ( $q_0=0$ 、 $\eta_0=0$ )、軸対称三軸試験、平面ひずみ試験、直接せん断試験そしてプレッシャーメータ試験の初期接線変形係数の比は、3 : 4 : 1 : 3 となり、弾性論に基づく結果に一致している (ただし弾性論ではせん断弾性係数  $G$  に相当する)。

## 2. 変形係数の算定方法

図5-16にまとめられた変形係数の理論式により、任意の応力レベルにおける割線変形係数の値が決定できる。具体的な算出手順を示したのが図5-17である。例えば、三軸等方圧密せん断試験における変形係数  $E_{s0}$  を算出してみよう。図5-17に従って、

- (1)  $E_{s0}$  に対応して、式(5-49a)において  $r_1 = 0.5$  とおく。
- (2)  $r_1 = 0.5$  に対応する  $r_2$  を、 $r_1$  と  $r_2$  の関係式(5-57)より決定する。
- (3) (1)、(2)で変形係数  $E_{s0}$  に対応する応力レベルが定まったので、物性パラメータ  $M$ 、 $\Lambda$ 、 $D$ 、 $K_0 (= 1 : \text{等方圧密試料})$  を式(5-60)に代入することによって、変形係数  $E_{s0}$  の理論値が求まる。

## 3. 理論値と実験値との比較

関口・太田(1977)による弾塑性構成モデルから誘導された軸対称三軸非排水せん断試験、平面ひずみ非排水せん断試験、等体積直接せん断試験、プレッシャーメータ試験の変形係数  $E_0$ 、 $E_{s0}$ 、 $E_{\theta 0}$  を過去に公表されている試験結果から読み取り、理論値との比較を示す。ただし、理論の幅広い適用性を示すことを念頭に置いて、単一種類の粘性土で比較を行うのではなく、多くの種類の異なる粘性土に対して理論値との比較を示す。このとき種類の異なる粘性土を統一的に取り扱えるように、第4章で述べた物性パラメータ間の相互関係を利用して、粘性土の種類の違いを塑性指数に代表させている。圧縮せん断の結果が図5-18(a)、(b)、(c)に、伸張せん断の場合が図5-19(a)、(b)、(c)

に示されている。図中のプロット（実験値）の肩の番号は、表5-2の引用文献の番号に対応しており、図中の記号の説明は表5-3のとおりである。プレッシャーメータ試験については、境界条件のはっきりしている室内模型実験(畠・太田・深川・杉村, 1985)の実験データを用いた。

図5-18(a)～(c)、図5-19(a)～(c)によれば、実験値が大きくばらついており塑性指数や圧密条件、試験方法のちがいについて実験値のとり傾向に明確な結論は下しにくい。塑性指数が小さいほど変形係数は大きくなり理論値のとり傾向に一致しているようである。またKo圧密試料と等方圧密試料とも試験方法による相異も理論値の傾向とあっている。しかし理論値より実験値の方がその値が総じて大きい。これは理論値の基となっている弾塑性構成モデルが、せん断速度が非常に小さい場合の土の力学挙動に対応するものであるのに対して、図5-18、図5-19にプロットされた実験値のせん断速度が比較的大きいためであると考えられる。弾塑性構成モデルに適合するように実験値のせん断速度を補正することが必要であるが、第6章にて実験的な検討が述べられている。

## 第5節 結論

弾塑性・弾粘塑性構成モデルの理論に基づき、要素の理論式の誘導を示した。概説にも述べたように、構成モデルのパラメータの役割を理論式の形の上から把握すること、有限要素法などによる一般的な境界値問題を解く前に種類の違う粘性土に対する適応性を調べるのが目的であった。第6章で本章で得られた成果を利用して実験的な検討がなされているが、本章で得られた結論をまとめると以下のようになる。

(1) 弾塑性構成モデルに基づいて軸対称三軸非排水せん断試験、平面ひずみ非排水せん断試験、直接せん断試験、プレッシャーメータ試験の応力とひずみの理論式を誘導した。これらの理論曲線の形は対数曲線となる

(2) 弾塑性構成モデルに基づいて、直接せん断における主応力の回転角を調べた。Ko圧密された粘性土では、せん断につれて主応力は回転し破壊時の主応力の回転角は30度から40度の間となることが予想される。

(3) 弾粘塑性構成モデルに基づいて、平面ひずみ非排水クリープ理論を展開し、応力～

ひずみ関係、応力～ひずみ速度関係、応力～時間関係を示し、クリープ破壊時間、最小クリープ速度の存在を示し理論と実験事実との比較を示した。

(4) 軸対称三軸非排水せん断試験、平面ひずみ試験、直接せん断試験、プレッシャーメータ試験の応力～ひずみ関係の理論式に基づき、代表的な設計定数の一つである変形係数を定式化した。

(5) 定式化された変形係数を用いて、第4章で述べたパラメータ間の相互関係を利用して弾塑性構成モデルの適応性を調べた。

## 参考文献(第5章)

- Akai, K. and Adachi, T.: Study on the One-Dimensional Consolidation and the Shear Strength Characteristics of Fully Saturated Clay, in Terms of Effective Stress, Proc. 6h. ICSMFE, Vol. 1, pp. 146-150, 1965
- 赤井浩一・足立紀尚・安藤信夫: 飽和粘土の応力～ひずみ～時間関係, 土木学会論文報告集, 第225号, pp. 53-61, 1974
- Atkinson, J. H.: Anisotropy Elastic Deformations in Laboratory Test on Undisturbed London Clay, Geotech., Vol. 25, No. 2, pp. 357-374, 1975
- Balasubramanian, A. S. and Chaudhry, A. R.: Deformation and Strength Characteristics of Soft Bangkok Clay, Proc. ASCE, Vol. 104, GT9, pp. 1153-1167, 1978
- Campanella, R. G. and Vaid, Y. P.: Triaxial and Plane Strain Creep Rupture of an Undrained Clay, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 11, No. 1, pp. 1-10, 1974
- Campanella, R. G. and Vaid, Y. P.: Influence of Stress Path on the Plane Strain Behaviour of a Sensitive Clay, Proc. 8th. ICSMFE, Vol. 1, pp. 85-92, 1973
- Cole, E. R. L.: The Behaviour of Soils in the Simple Shear Apparatus, Ph. D. Thesis, Cambridge University, 1967
- Duncan, J. M. and Dunlop, P.: Behaviour of Soils in Simple Shear Tests, Proc. 7th. ICSMFE, pp. 101-109, 1969
- 畠 昭治郎・太田秀樹・深川良一・杉村 均: プレッシュャーメータ試験による粘性土の変形係数の推定, 第20回土質工学研究発表会, pp. 103-106, 1985
- Hambly, E. C. and Roscoe, K. H.: Observations and Predictions of Stresses and Strains during Plane Strain of "Wet" Clays, Proc. 7th ICSMFE, pp. 173-181, 1969
- Hambly, E. C.: Plane Strain Behaviour of Remoulded Normally Consolidated Kaolin, Geotech., Vol. 22, No. 2, pp. 301-317, 1972
- Henkel, D. J.: The Effect of Over-Consolidated on the Behaviour of Clays during Shear, Geotech., Vol. 6, pp. 139-150, 1956
- Henkel, D. J. and Wade, N. H.: Plane Strain Tests on a Saturated Clay, Proc. ASCE, Vol. 92, SM6, pp. 67-79, 1966
- 風間秀彦・藤森賢二・大熊英二: 等方圧密が粘土のせん断異方性に及ぼす影響について, 第39回土木学会全国大会講演集, 1984
- 木村 孟・斉藤邦夫・向山路一・笠原 動: 平面ひずみ状態における粘性土の力学的挙動に関する研究, 第16回土質工学研究発表会, pp. 353-356, 1981
- Koutsoftas, D. C.: Undrained Shear Behaviour of a Marine Clay, Laboratory Shear Strength of Soil, Proc. ASCE, 1964
- Ladd, C. C.: Stress-Strain Modulus of Clay in Undrained Shear, Proc. ASCE, Vol. 90, SM5, 1964
- Ladd, C. C.: Stress-Strain Behaviour of Anisotropically Consolidated Clays during Undrained Shear, Proc. 6th. ICSMFE, Vol. 1, pp. 282-286, 1965
- Lade, P. V. and Musante, H. M.: Three Dimensional Behavior of Remolded Clay, Proc. ASCE, Vol. 104, GT2, pp. 193-209, 1978

- Leroueil, S., Tavenas, F., Brucy, F., Rochelle, P. L. and Roy, M. : Behavior of Destructured Natural Clays, Proc. ASCE, Vol. 105, GT6, 1979
- Leon, J. L. and Alberro, J. : Extension and Compression Tests on Mexico City Clay, Proc. 9th ICSMFE, Vol. 1, pp. 193-196, 1977
- Lo, K. Y. : Stress-Strain Relationship and Pore Water Pressure Characteristics of a Normally Consolidated Clay, Proc. 5th ICSMFE, Vol. 1, pp. 219-224, 1961
- Nakase, A. and Kamei, T. : Influence of Anisotropy of Deformation Modulus on Effective Stress Path, Soils and Foundations, Vol. 24, No. 2, pp. 106-110, 1984
- 西原 晃 : 誘導異方性と主応力回転を考慮した自然堆積粘性土地盤の短期安定解析法, 京都大学博士論文, 1986
- Noorany, I. and Seed, H. B. : A New Experimental Method for the Determination of Hvorslev Strength Parameters for Sensitive Clays, Proc. 6th ICSMFE, Vol. 1, pp. 318-322, 1965
- Oda, M. and Konishi, J. : Rotation of Principal Stresses in Granular Material during Simple Shear, Soils and Foundations, Vol. 14, No. 4, pp. 39-53, 1974
- Parry, R. H. G. : Triaxial Compression and Extension Tests on Remoulded Saturated Clay, Geotech., Vol. 10, pp. 166-180, 1960
- Parry, R. H. G. and Nadarajah, V. : Observations on Laboratory Prepared, Lightly Over-Consolidated Specimens of Kaolin, Geotech., Vol. 24, No. 3, pp. 345-358, 1974
- Roscoe, K. H., Bassett, R. and Cole, E. R. L. : Principal Axes Observed during Simple Shear of a Sand, Proc. Geotechnical Conf., Vol. 1, pp. 231-237, 1967
- Saito, M. and Uezawa, H. : Failure of Soil Due to Creep, Proc. 5th ICSMFE, Paris, Vol. 1, pp. 315-318, 1961
- Shen, C. K., Arulanandan, K. and Smith, W. S. : Secondary Consolidation and Strength of a Clay, Proc. ASCE, Vol. 99, SM1, 1973
- Sekiguchi, H. : Rheological Characteristics of Clays, Proc. 9th ICSMFE, Vol. 1, pp. 289-292, 1977
- Sekiguchi, H. : Theory of Undrained Creep Rupture of Normally Consolidated Clay Based on Elasto-viscoplasticity, Soils and Foundations, Vol. 24, No. 1, pp. 129-147, 1984
- Shibata, T. and Karube, D. : Influence of the Variation of the Intermediate Principal Stress on the Mechanical Properties of Normally Consolidated Clays, Proc. 6th ICSMFE, Vol. 1, pp. 359-363, 1965
- Skempton, A. W. and Sowa, V. A. : The Behaviour of Saturated Clays during Sampling and Testing, Geotech., Vol. 13, pp. 269-290, 1963
- 杉村 均 : プレッシュャーメータ試験による粘性土地盤の変形係数の評価, 京都大学修士論文, 1985
- Wu, T. H., Douglas, A. G. and Goughnour, R. D. : Friction and Cohesion of Saturated Clays, Proc. ASCE, Vol. 88, SM3, pp. 1-32, 1962
- 山口柏樹・今泉契良・榎内康夫 : 飽和粘土のCUC, DCにおける強度・変形特性, 第19回土質工学研究発表会, 1984

Yasuhara, K. and Ue, S. : Increase in Undrained Shear Strength Due to Secondary  
Compression, Soils and Foundations, Vol. 23, No. 3, pp. 50-64, 1983

Yudhbir and Varadarajah: Undrained Behaviour of Overconsolidated Saturated Clay  
during Shear, Soils and Foundations, Vol. 14, No. 4, 1974

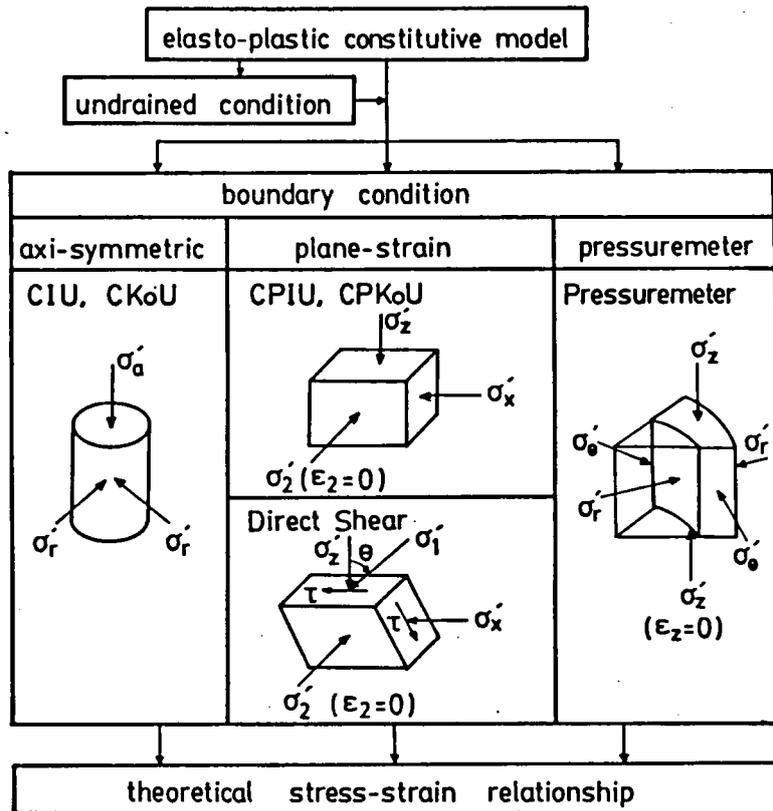


図5-1 応力～ひずみ理論式の誘導手順

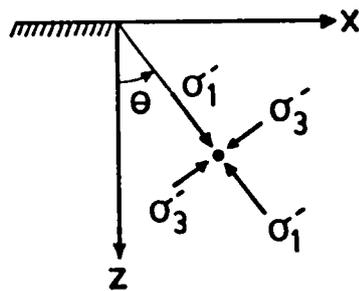


図5-2 平面ひずみ条件での座標系

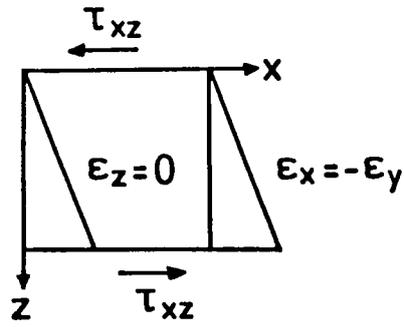


図5-3 直接せん断要素の応力条件

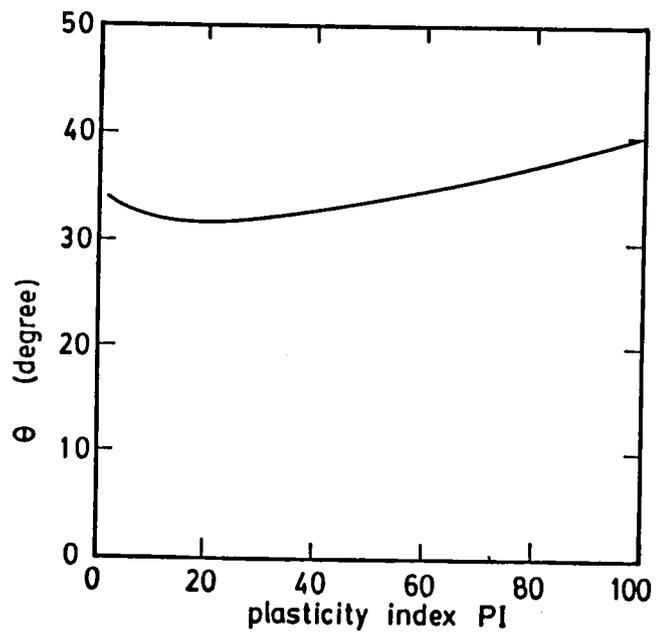


図5-4 直接せん断における破壊時の主応力の回転角と塑性指数の関係

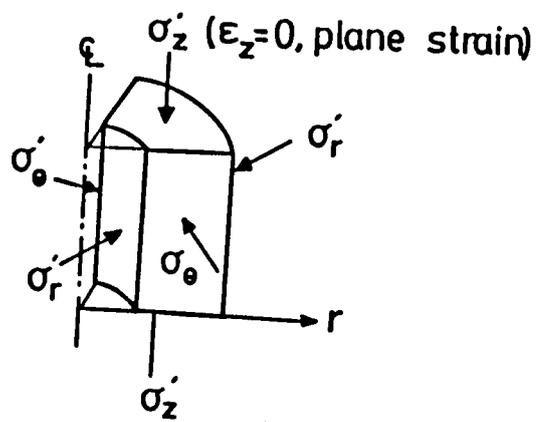


図5-5 プレッシャーメータ試験における孔壁近傍要素の応力条件

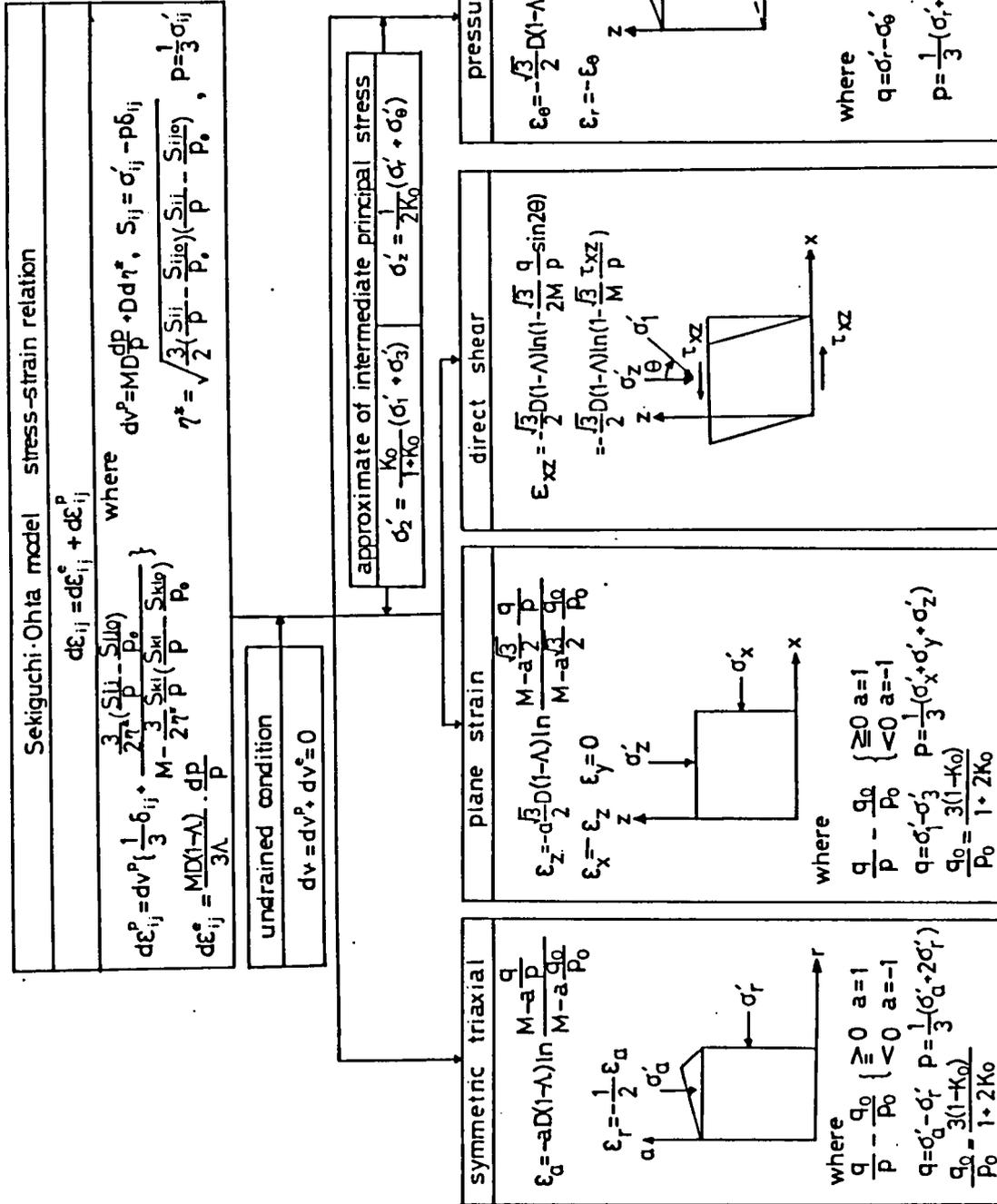


図5-6 各種試験法ごとの応力～ひずみ理論式の誘導の要約

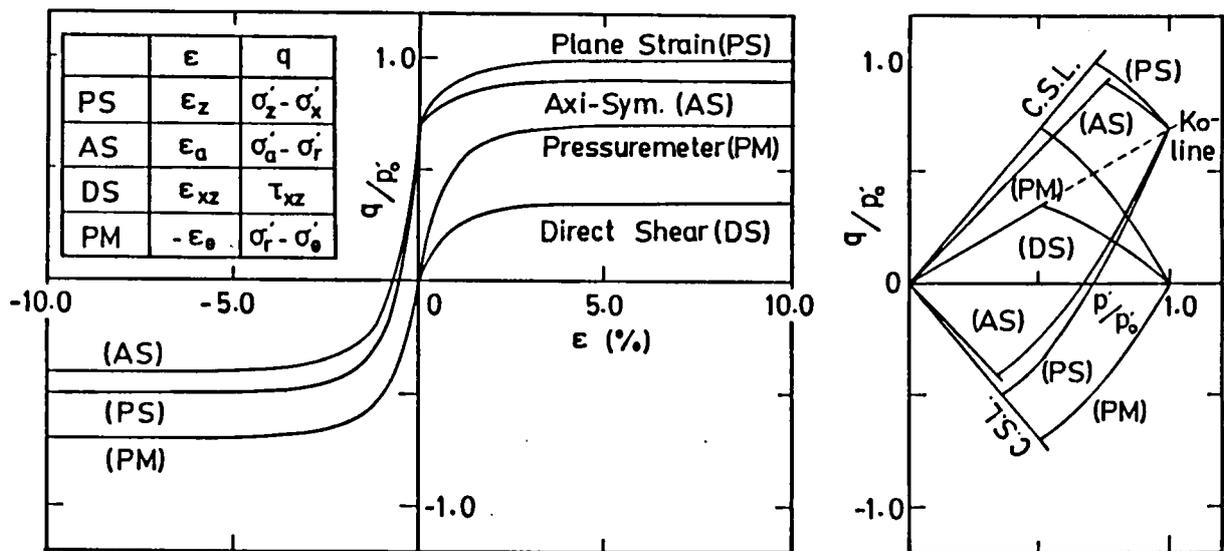


図5-7 各種試験法ごとの応力～ひずみ関係，有効応力経路の理論曲線

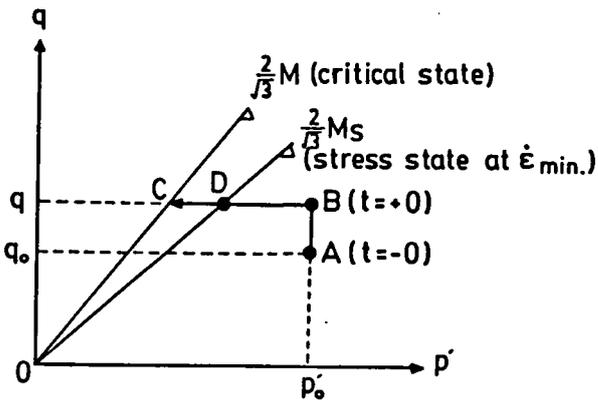


図5-8 平面ひずみクリープ载荷応力条件

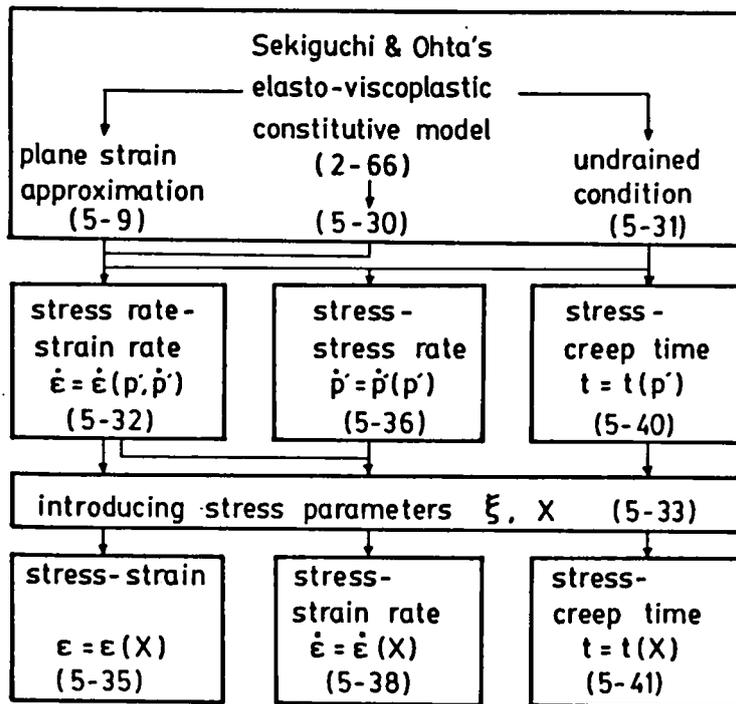


図5-9 平面ひずみ非排水クリープ理論の誘導手順

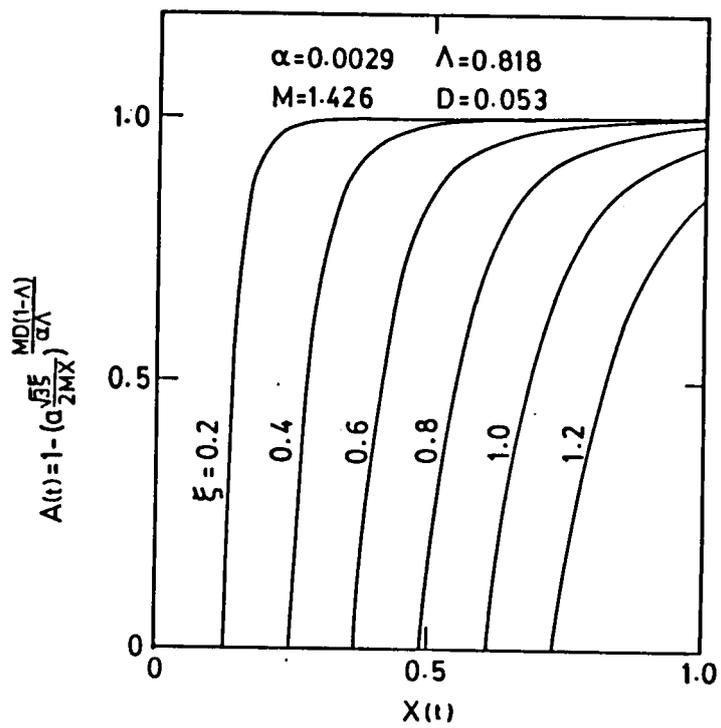
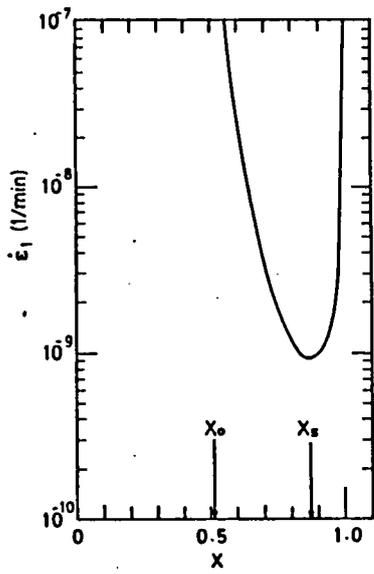
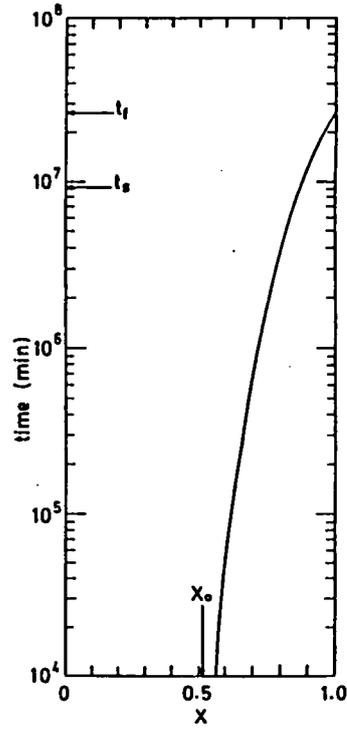


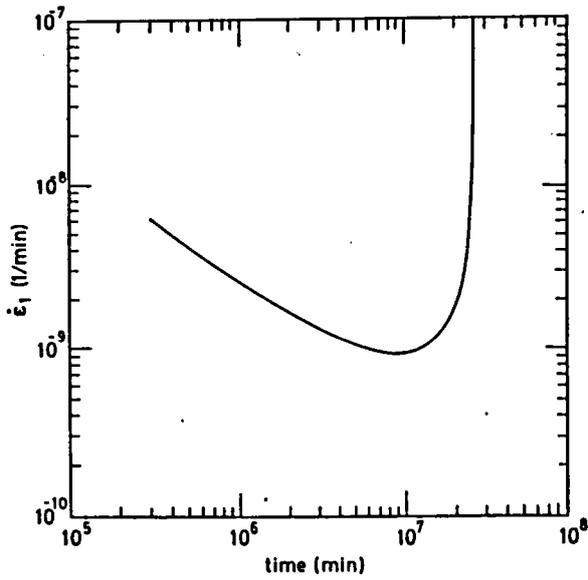
図5-10 関数A(t)とXとの関係



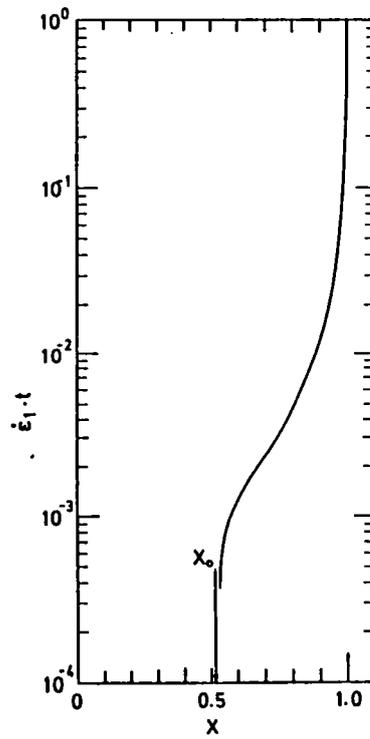
(a)  $\dot{\epsilon}_1$ とXの関係 (5-38)式



(b) tとXの関係 (5-40)式

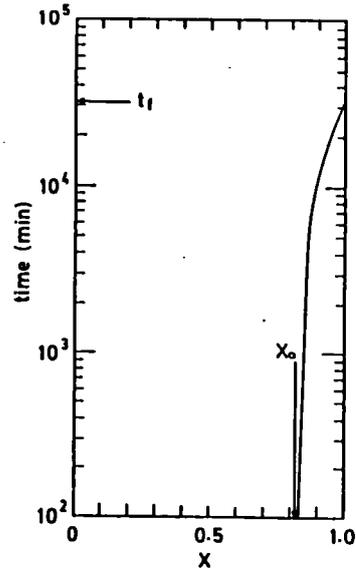
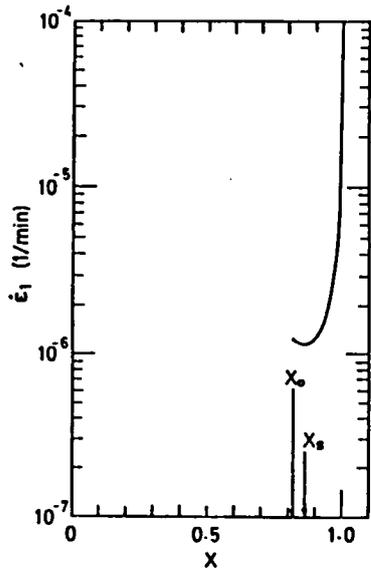


(c)  $\dot{\epsilon}_1$ とtの関係 ((a), (b)よりXを消去)



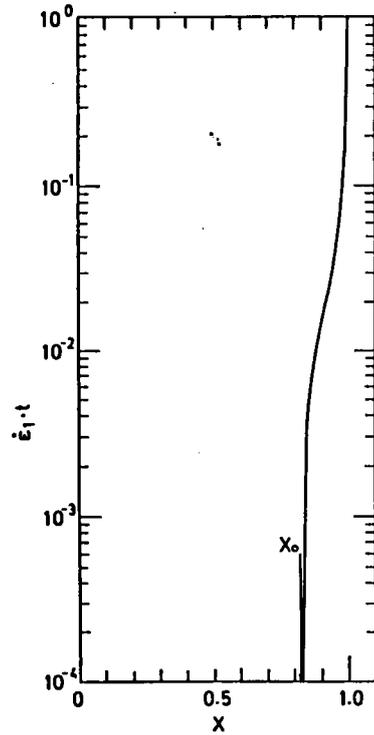
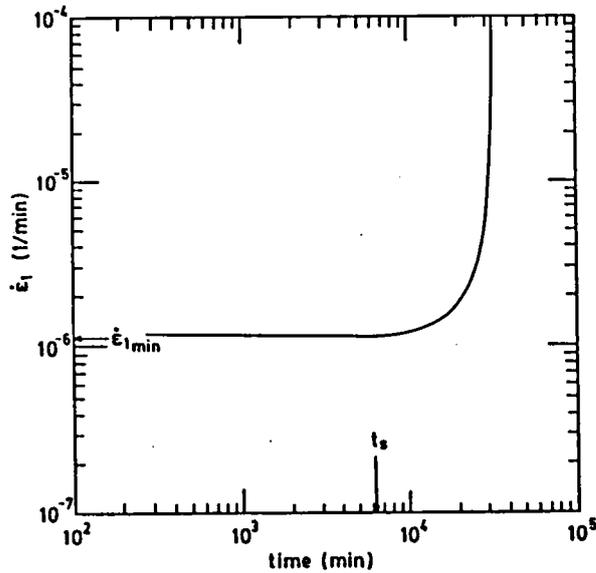
(d)  $\dot{\epsilon}_1 \cdot t$ とXの関係

図5-11 平面ひずみ非排水クリープの理論曲線 (Umeda clay)



(a)  $\dot{\epsilon}_1$ とXの関係 (5-38式)

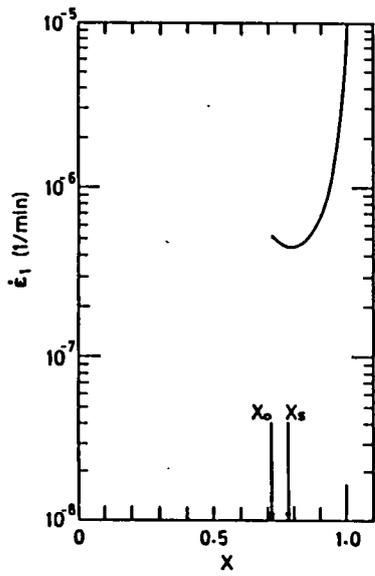
(b) tとXの関係 (5-40式)



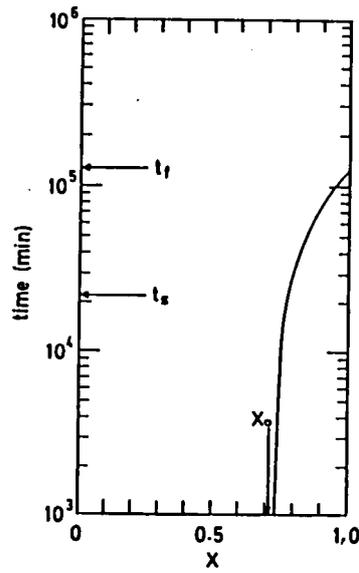
(c)  $\dot{\epsilon}_1$ とtの関係 ((a), (b)よりXを消去)

(d)  $\dot{\epsilon}_1 \cdot t$ とXの関係

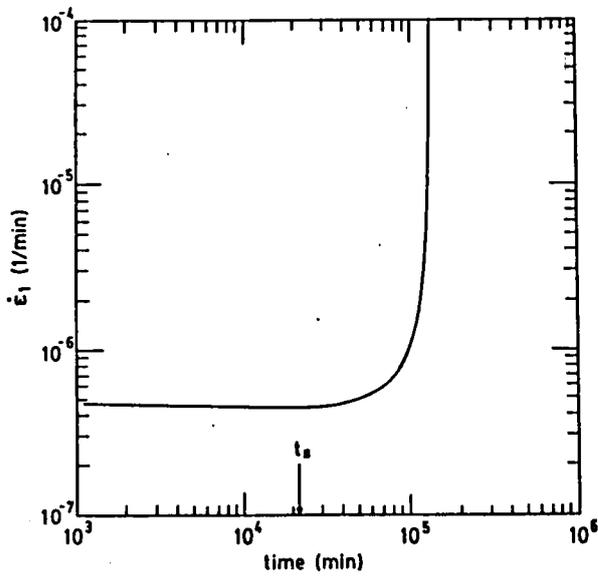
図5-12 平面ひずみ非排水クリープの理論曲線 (Weald clay)



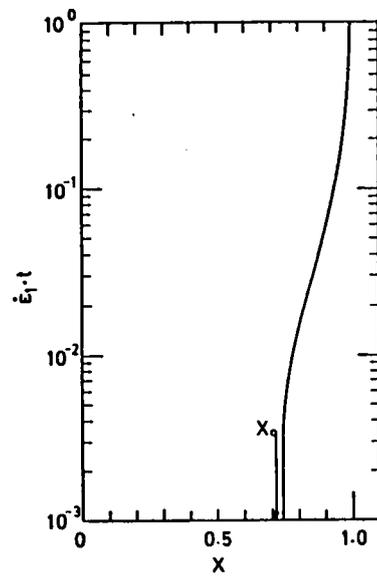
(a)  $\dot{\epsilon}_1$ とXの関係 (5-38)式



(b) tとXの関係 (5-40)式



(c)  $\dot{\epsilon}_1$ とtの関係 ((a), (b)よりXを消去)



(d)  $\dot{\epsilon}_1 \cdot t$ とXの関係

図5-13 平面ひずみ非排水クリープの理論曲線 (Bangkok clay)

表5-1 計算に用いたパラメータの値  
(図5-14)

param		remarks
M	1.2	$\phi' = 30^\circ$
$\Lambda$	0.92	$C_s = C_c/12$
D	0.114	$e_o = 0.69$
$\alpha$	0.007	
$\dot{v}_o$ (1/min)	$5.0 \times 10^{-6}$	$t_c = 1440$ min
$K_o$	0.55	

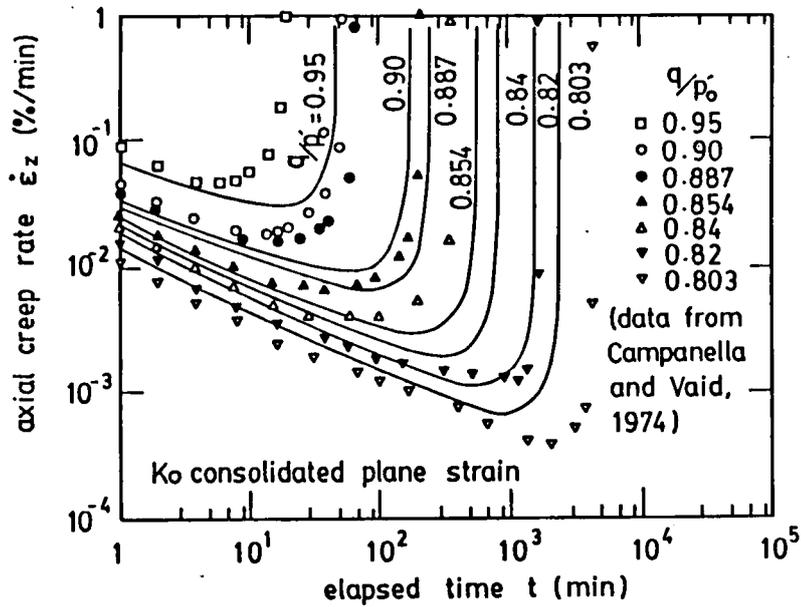


図5-14 平面ひずみ非排水クリープにおける実験値と理論値の比較

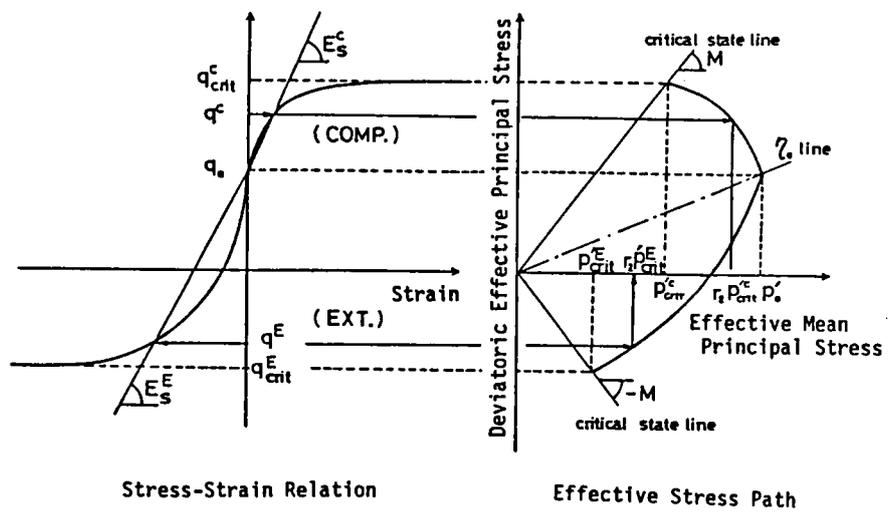


図 5-15 変形係数の定義

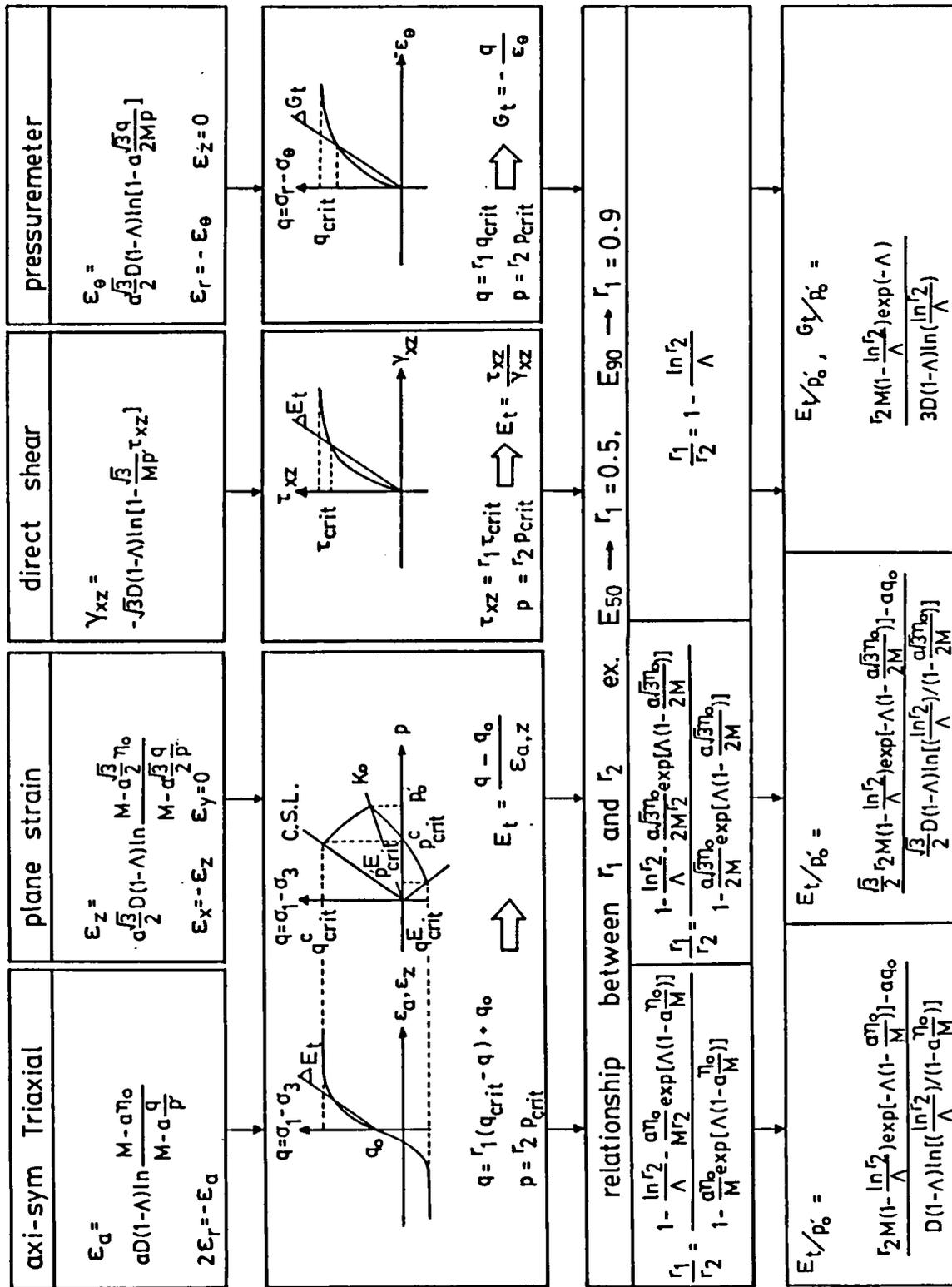
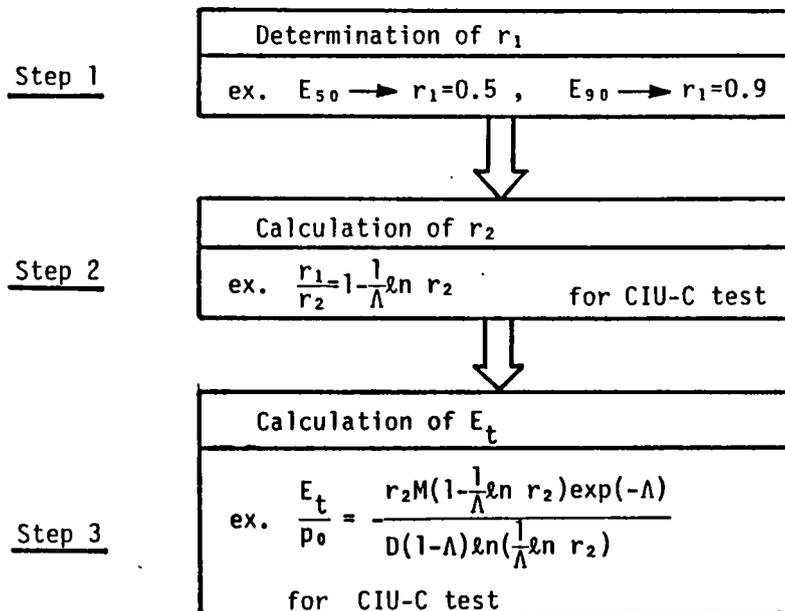
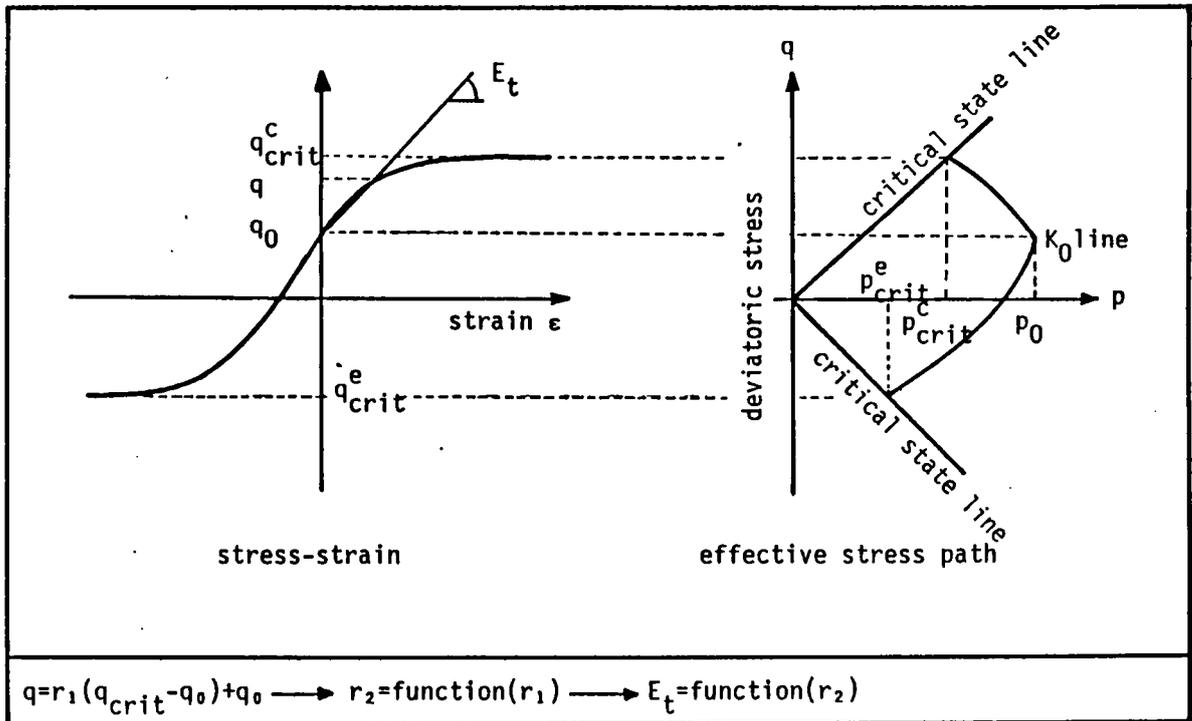
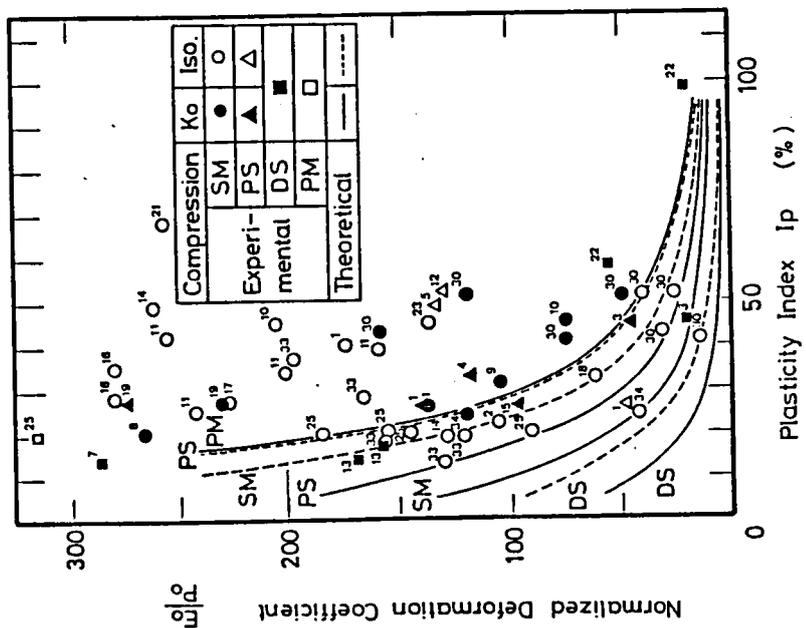


図5-16 各種試験法における変形係数の理論式誘導の要約

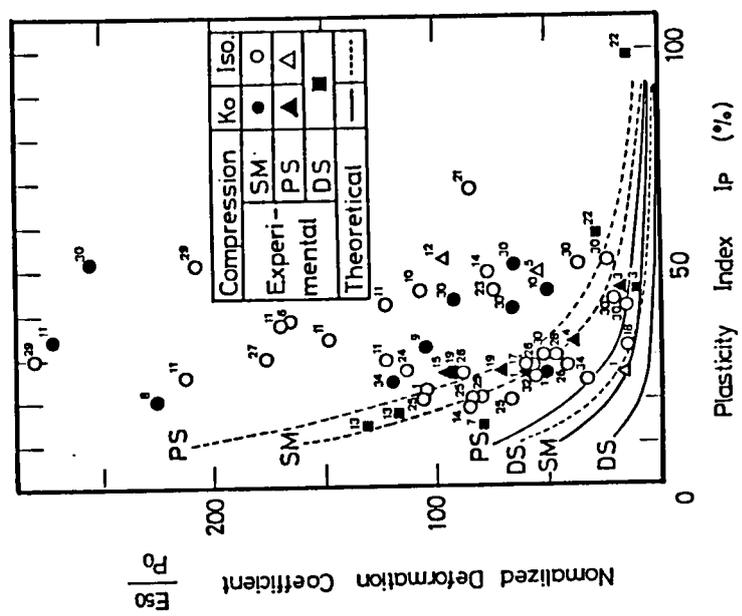


where CIU-C test: Isotropic Consolidation and Undrained Shear under Triaxial Compression Test

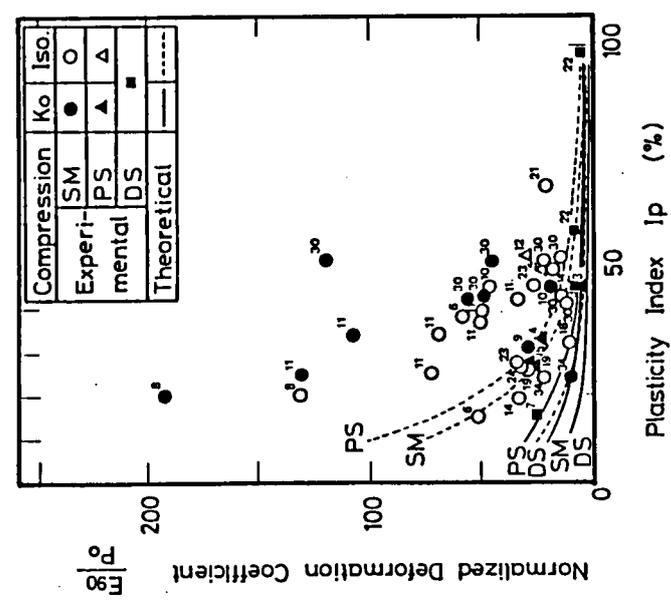
図5-17 変形係数の算定手順



(a)  $E_{90}/p'$  と塑性指数の関係

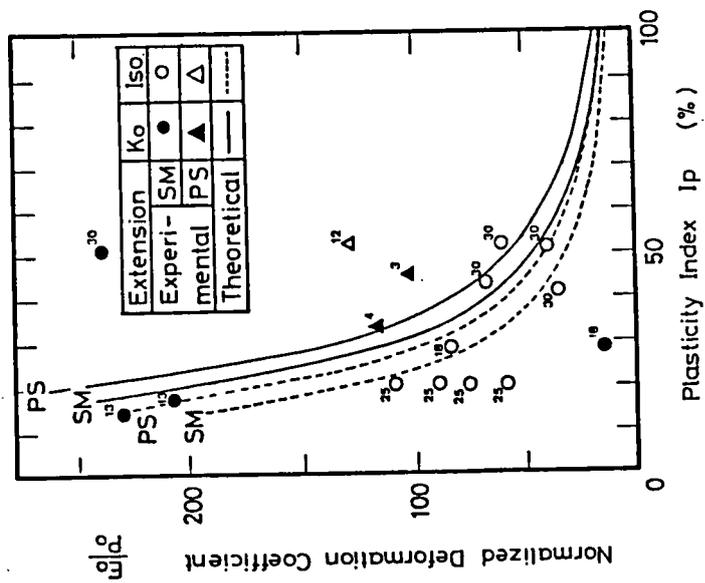


(b)  $E_{50}/p'$  と塑性指数の関係

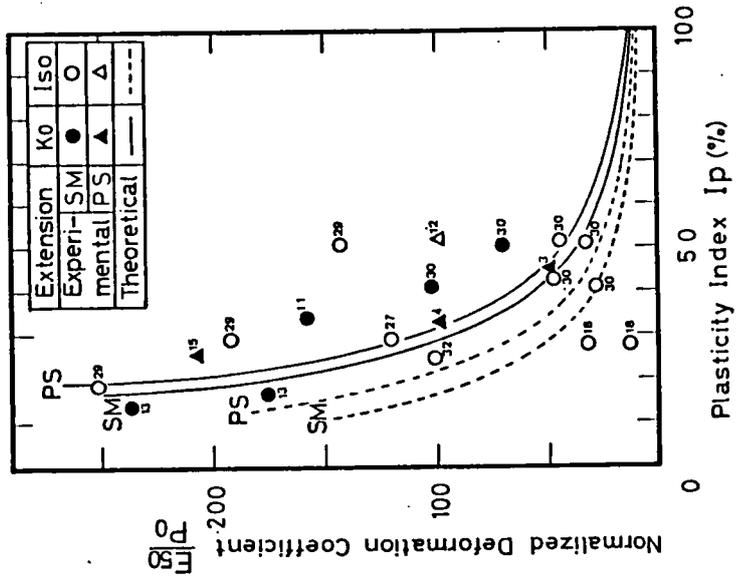


(c)  $E_{90}/p'$  と塑性指数の関係

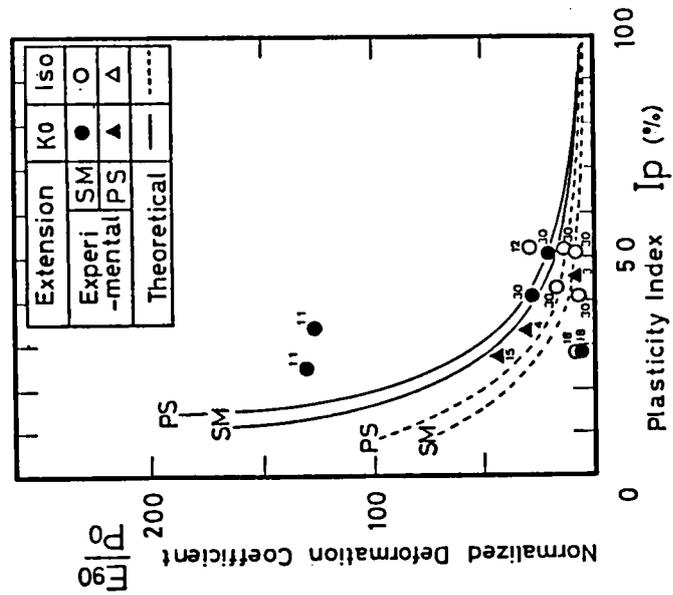
図5-18 圧縮せん断における変形係数の実験値と理論値の比較



(a)  $E_{98}/p'$ と塑性指数の関係



(b)  $E_{68}/p'$ と塑性指数の関係



(c)  $E_{98}/p'$ と塑性指数の関係

図5-19 伸張せん断における変形係数の実験値と理論値の比較

表5-2 引用データの一覧 (図5-18, 19)

References

1	Henkel, Wade (1966)	18	Parry, Nadarajah (1973)
2	Wu, Douglas, Goughnour (1962)	20	Leon, Alberro (1977)
3	Duncan, Dunlop (1969)	21	Kazama et al (1984)
4	Hambly, Roscoe (1969)	22	Yasuhara, Ue (1983)
5	Shibata, Karube (1969)	23	Shen, Arulanandan, Smith (1973)
6	Ladd (1965)	24	Akai, Adachi, Ando (1974)
7	Drnevish, Massarsch (1979)	25	Sugimura (1985)
8	Leroucil, Tavenas, Brucy, Rochelle, Roy (1965)	26	Balasubramanian et al (1978)
9	Akai, Adachi (1965)	27	Kimura et al (1981)
10	Noorany, Seed (1965)	28	Lade, Musante (1978)
11	Ladd (1964)	29	Nakase, Kamei (1984)
12	Atkinson (1975)	30	Authors
13	Koutsoftas (1964)	32	Parry (1960)
14	Yudhbir, Varadarajan (1974)	33	Rochelle et al (1973)
15	Campanella, Vaid (1961)	34	Skempton, Sowa (1963)
16	Lo (1961)		
17	Yamaguchi et al (1984)		

表5-3 記号の説明 (図5-18, 19)

Symbol	Note
SM	Symmetric Triaxial Undrained Shear Test
PS	Plane Strain Undrained Shear Test
DS	Constant Volume Direct Shear Test
PM	Pressuremeter Test

## 第6章 粘性土の非排水せん断挙動と構成モデルの適応性

### 第1節 概説

本章では、土要素の力学挙動を記述する構成式（関口・太田モデル）を原位置地盤の挙動解析に用いる場合の適応性について実験的な検討を行う。

原位置地盤の挙動は、地盤内土要素の多様なせん断パターンが複合して現れる結果であり、また構成モデルは土要素の全てのせん断パターンを完全に記述できるものではないので、構成モデルの厳密性よりは、全体として得られる挙動予測にどの程度の信頼がおけるかが重要となる。構成モデルの理論値はパラメータの値に支配されるが、これら計算に必要な入力パラメータは個々の物理的意味を厳密に保持しながら、一つ一つを実験から正確に決定して用いるというよりは、信頼のおける原位置地盤の挙動予測が得られる入力パラメータ全体の組を見つけ出す方が、実用的には意義がある。

以上の観点より、いくつかの種類異なる粘性土試料を用いて、一連の室内試験を行い、得られる有効応力経路、応力～ひずみ関係と弾塑性構成モデルによる理論曲線との比較を行う。この時、計算に必要な入力パラメータは実験から直接に決定すると同時に、第4章で提案した入力パラメータの決定チャートを利用して、いろいろな段階でパラメータを推定する場合も設定することによって、入力パラメータの粗の違いによる影響を検討する。さらに、弾塑性構成モデルに基づいて定式化された変形係数、強度定数の理論関係式を用いて、理論値と実験値との定量的比較を行い、パラメータの推定手順の違いによる影響の度合、個々のパラメータの理論値に及ぼす感度を実験的に明らかにする。

### 第2節 実験方法と手順

実施した室内試験は、等方圧密試験、等方圧密非排水三軸せん断試験、 $K_0$ 圧密非排水三軸せん断試験、等体積一面せん断試験であり、他にコンシステンシー限界、土粒子の比重の測定を行った。ここでせん断試験には軸ひずみまたはせん断ひずみを段階的に与え、一定時間与えたひずみを固定しておくひずみ制御リラクゼーション方式を用いた。この方法

によると等レラクゼーション時間点を連ねることによりせん断速さの異なる幾本かの応力～ひずみ曲線が得られ、時間依存性を検討するのに都合がよい。

以上の一連の室内試験により、弾塑性構成モデルに必要なパラメータの内ダイレイタンスー係数D以外を、直接に実験から求めることができる。

## 1. 実験に用いた試料

実験には4種類の粘性土を用いた。表6-1に各試料の物性を示す。西宮粘土は、試料全体にわたって多量の貝殻を含んでいた。粘土部分は比較的均質で暗緑灰色をしている。北九州粘土は、一見シルト分が多そうで部分的に色の違いが見られるがほぼ黄褐色で、一部に固いところがあり、やや不均質である。大阪南港粘土は比較的均質で、ごく一部に貝殻が混入しており、色は暗緑灰色である。日立粘土は高含水比で、乱すとベトベトになり比較的鋭敏である。また非常に均質で混入物は一切なく、色は黒に近い灰色である。いずれの試料も直径7.5cm、高さ10～20cmの不攪乱ボーリングサンプルである。

## 2. 実験方法

実施したせん断試験を試料の種類に対して示すと表6-2となる。

### 等方圧密非排水三軸せん断試験(CIU)

NGI型の三軸試験装置を用い、供試体直径は3.5cm、高さは5cmに成形した。供試体の採取には、先端がカッター状になった円筒型コンテナの内側と刃の部分にシリコンオイルを塗り、ボール盤を用いて垂直に試料を押し込む方法をとった。端面摩擦の影響を軽減するため供試体端面とベDESTAL上面およびゴム膜2枚を入れ、側面には圧密時間短縮のために排水用ろ紙を巻いた。

#### (1) 等方圧密試験

等方圧密試験をせん断試験に先立って実施した。バックプレッシャーは0.5kgf/cm<sup>2</sup>とし、圧密圧力を2, 2.5, 3, 4kgf/cm<sup>2</sup>と上げてゆき、1.5kgf/cm<sup>2</sup>および0.5kgf/cm<sup>2</sup>で膨張させた後、5kgf/cm<sup>2</sup>で再圧密した。圧密過程では、圧密開始後6, 9, 15, 30秒, 1, 1.5, 2, 4, 8, 15, 30分, 1, 2, 4, 8, 12, 24時間後の排水量を測定し、一次圧密終了を確かめてから次の載荷段階に移った。

## (2) せん断試験

せん断は、圧密終了後排水コックを閉じ、ひずみ制御レラクレーション方式によった。ひずみ段階は、0.2, 0.5, 1, 1.5, 2, 3, 4, 6, 8, 12, 15%で、最大拘束時間は軸ひずみ3%および15%で12時間、その他は2時間とした。ひずみを与えて拘束した直後から、1, 2, 4, 8, 15, 30, 60, 90, 120分後の応力状態を測定した。

### K<sub>0</sub>圧密非排水三軸せん断試験 (CK<sub>0</sub>U)

K<sub>0</sub>圧密された粘土の応力状態を知ることのできる特殊な三軸試験装置(太田・Wroth・柴田, 1979)を実験に用いた(図6-1)。

供試体は直径3.5cm、高さは圧縮せん断、伸張せん断とも3.5cmである。供試体の採取方法、せん断中の端面摩擦の軽減には、CIU試験の場合と同様な方法を採用した。供試体の実験装置への据え付け手順は図6-2のようである。すなわち、成型の終わった供試体をコンテナーに入れたまま(①)ベDESTALの上へ移し、スライドねじ棒を回してコンテナーを装置に固定し(②)、供試体上面に円柱形テフロンを載せる(③)。三軸セルのベースを取り付け、ゴムスリーブ、Oリングをコンテナーの周りに入れてから(④)、注意深く荷重ピストンをテフロン円柱の上面すれすれまで降ろし、ロードストッパーでピストンを固定する(⑤)。ゴムスリーブでコンテナーを包み(⑥)、ベDESTALの周囲にOリングをかけ、Oリング押えを三軸セルのベースに取り付ける(⑦)。荷重ピストンとキャップの周囲にOリングをかけ、キャップをセル上部フランジに取り付けてセルを密閉し、セル固定ネジを締めて(⑧)準備は完了する。

## (1) 圧密過程

圧密は荷重ピストンを調整し、荷重とバックプレッシャーとで所定の圧密圧力を作用させる。供試体は剛なコンテナーの中で側方変位を許されずにK<sub>0</sub>状態で圧密される。測定時間は等方圧密三軸試験(CIU)と同様にとり、一次元圧密の終了を確認した後、次の荷重段階に移った。また最終的な圧密圧力は、3.0kgf/cm<sup>2</sup>とした。

## (2) K<sub>0</sub>値の測定

圧密終了後、排水コックを閉じ、供試体の変形を許さない状態にして、コンテナを下げると $K_0$ 値の測定ができる。

コンテナが供試体から抜かれると、変形は許されないので応力状態はコンテナが抜ける前と変わらず、コンテナが上から受けていた水平方向全応力とセル圧との差だけ間隙水圧が変化する。間隙水圧の変化が落ち着くまで数時間放置するが、あらかじめ間隙水圧の変化が少ないようにセル圧を推定して調整しておくことが望ましい。しかし、コンテナが下がる時には供試体は下向きの摩擦力を受け、ピストンに設置されているロードセルのたわむ分の僅かなせん断変形は避けられない。そこで、コンテナが降りきった時点でのひずみを読み、せん断中の応力～ひずみ関係をひずみがゼロになるマイナス側に延長して $q_0$ （ただし、 $q = \sigma'_v - \sigma'_h$ ）を求め、さらに有効応力経路の延長線上で $q_0$ をとる点が微小なせん断前の応力状態を表すと考え、この時点の傾きを静止土圧係数 $K_0$ とした。

### (3) せん断過程

等方三軸試験（ICU）と同様に、ひずみ段階、0.1, 0.2, 0.3, 0.5, 5, 1, 2, 4, 8, 15%、1段階の拘束時間が2時間（内、2回は12時間）のひずみ制御リラクゼーション試験を行った。各ひずみ段階では、1, 2, 4, 8, 15, 30, 60, 90, 120分後の有効応力状態を測定した。

### 等体積一面せん断試験（SBT）

使用した装置は通常の一面せん断試験機であり（図6-3）、供試体の寸法は直径6cm、高さ2cmである。供試体の採取はトリミングリングをボール盤に固定し、ボーリングコアに垂直に押し込む方式とした。

#### (1) 圧密過程

最終圧密圧力が $2.5 \text{ kgf/cm}^2$ になるように、2段階で圧密した。圧密開始後、6, 12, 18, 24, 30秒, 1, 2, 4, 6, 8, 10, 15, 30分, 1, 1.5, 2, 3, 4, 5, 6, 8, 10, 12時間後の沈下量を測定し、一次圧密終了を確かめてからせん断過程に移った。

#### (2) せん断過程

図6-3に示されるように、おもりの下に小型のロードセルを置き、このロードセルにより垂直応力を測定する。せん断中、おもりは上下に動けないので供試体の体積はロードセルのたわみ分の微小変化しか起こさない。続いて、せん断変位を段階的に与え、各段階でリラクゼーション時間をとるひずみ制御リラクゼーション方式によりせん断を行った。水平方向のせん断変位の段階は、0.05, 0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.6, 0.8, 1.0, 1.5, 2.0, 3.0mmとし、拘束時間は、15, 30秒, 1, 2, 4, 8, 15, 30分の応力状態を測定した。

せん断中、体積は一定であり過剰間隙水圧は生じない。従ってロードセルにかかる荷重を圧密圧力から差し引いて求められる垂直方向全応力は有効応力に等しくなる。せん断中の有効垂直応力とせん断応力とをプロットし、破壊線の傾きを読むと $\tan\phi_{\text{sat}}$ が求まる。

### 第3節 実験結果

図6-4および表6-3に等方圧密試験の結果を、表6-4に実験より得られた入力パラメータおよび強度定数の一覧が示されている。強度定数は、軸対称等方圧密三軸非排水せん断試験の最終リラクゼーション時間に対する15%のひずみの時の強度から算出している。

#### 1. 入力パラメータの相互関係の利用

弾塑性構成モデルに必要なパラメータは表6-4のように求められるが、このうちダイレイタンスー係数 $D$ はOhta(1971)による理論的関係式  $D=(\lambda-\kappa)/\{M(1+e_0)\}$ より決定される。このように、実験を実施し個々のパラメータを求めるのが原則であるが、これらの実験は複雑な操作と長い時間を必要とする。特に $K_0$ 値を決定するには、実験装置に特殊な工夫を要する。

第4章で論じた入力パラメータの相互関係は、限られた土質定数から構成モデルに必要なパラメータを推定できるものである。この入力パラメータの相互関係を利用したパラメータ推定方法の妥当性を考察するため、第4章図4-2を援用して表6-5に示されるI~Vのパラメータの決定手順を考える。表中の右端の番号は、表6-6のパラメータ間の関係式に対応している。表6-5でIからVになるに従ってラフな推定を意味しており、

特にVは塑性指数のみからパラメータを推定する場合である。またIVは通常の三軸試験によらず、等体積一面せん断試験からパラメータを推定する場合である。

表6-5の異なるパラメータの推定方法によって、予測される理論値にどれほどの違いが生じるか、実験値との比較を通して調べてみる。

## 2. 有効応力経路に関する理論値と実験値

非排水せん断に伴う有効応力経路は、軸対称三軸せん断試験の場合、式(5-3)によって与えられている。即ち、

$$(5-3bis) \quad \frac{q}{p'} = \eta_0 - a \frac{M}{\Lambda} \ln \frac{p'}{p'_0}$$

ここに、 $q = \sigma'_a - \sigma'_r$ 、 $p' = (1+2K_0)\sigma'_a/3$ 、 $\eta_0 = 3(1-K_0)/(1+2K_0)$ 、またaは圧縮せん断の時に1、伸張せん断の時に-1をとる定数であり、下添え字0は圧密終了時の基準状態の値であることを示している。特に、等方圧密供試体の場合は、 $K_0 = 1.0$ 、 $\eta_0 = 0$ である。

理論曲線と実験値とを比較したのが、図6-5(a)～(d)である。理論曲線は表6-5の手順(IからV)に従って得られたものを幅で示している。有効応力経路の実験値は、等レラクゼーション時間(0分、15分、120分、1440分)の点を連ねることによって描かれている。

## 3. 応力～ひずみ関係に関する理論値と実験値

軸対称三軸非排水せん断試験における応力～ひずみ関係の理論式は、式(5-5)に与えられている。軸ひずみを $\epsilon_0$ とすると、

$$(5-5bis) \quad \epsilon_0 = D(1-\Lambda) \ln \frac{M - a\eta_0}{M - a(q/p')}$$

となる。ここに用いられている記号は先の有効応力経路の場合と同様であり、特に、等方圧密供試体においては $\eta_0 = 0$ である。

図6-6(a)～(d)に応力～ひずみ関係の実験値と理論曲線が描かれている。実験値は、等レラクゼーション時間(0分、15分、120分、1440分)を連ねて得られており、理論曲線は、表6-5の異なる手順を経て得られたものを幅で示している。

## 4. 考察

図6-5(a)～(d)、図6-6(a)～(d)において、レラクゼーション時間が最も長い場合の実験値(レラクゼーション時間120分または1440分)が、弾塑性構成モデルの理論が要求する平行状態に相当すると考えられる。確かに、レラクゼーション時間の短い場合に比べて理論曲線の幅に近づいている。しかしK<sub>0</sub>圧密試料の圧縮せん断では、実験値がピークを持ち、以後軟化する傾向を示し理論の示す傾向と一致していない。西原(1986)も詳述しているように、構成モデルの理論ではK<sub>0</sub>圧密履歴を表す応力パラメータが応力誘導異方性の発現を促し、せん断特性を特徴づける。これは、他のCam-clay系の構成モデルと異なる特性であるが、もし要素試験として実験自体に何ら問題がなければ、K<sub>0</sub>圧密された供試体に対する実験事実との差異は、構成モデルの適用性に対して疑問を残す。ただし、この議論は限られた境界条件でしか成り立たない。構成モデルを利用する立場からは、それぞれの利用のしかたについて個別に検討して有用性を調べる必要がある。

図6-5、図6-6より、理論から予測される値の幅は概ね実験値と一致しているが、パラメータの算定手順の違いによる理論値への影響に対して、定量的な結論を下すことは難しい。このパラメータの算定手順の違いによる影響については、変形係数と強度定数を取り上げ、節を改めて検討を進める。

#### 第4節 変形係数に関する理論と実験の比較

弾塑性構成モデルの理論から変形係数が定式化されている(第5章)。この変形係数は、任意のせん断応力レベルに対して、応力～ひずみ関係の割線勾配として定義されているので、いくつかの応力レベルにおける割線変形係数を用いて実験値と理論値との比較を行うことにより、応力～ひずみ関係における理論値と実験値との差異を定量的に検討することができる。図6-7は、変形係数の計算に必要なパラメータが明確になるように、理論の粗立を要約したものである。ただし具体的な理論式の表現は、例えば軸対称三軸試験の場合、応力パラメータ $r_1$ と $r_2$ の関係が式(5-57)、変形係数が式(5-60)に示されている。

実験により得られた応力～ひずみ関係から割線変形係数 $E_{\theta}$ 、 $E_{5\theta}$ 、 $E_{9\theta}$ (ただし $E_{\theta}$ は初期接線変形係数)を読み取り、同じく第5章第4節の手順を経て理論値を求めた。ここに、 $E_{5\theta}$ 、 $E_{9\theta}$ の下添え字はせん断応力が破壊時の値の50%、90%発揮されているときの割線を意味している。

## 1. 変形係数の時間依存性

実験により得られた応力～ひずみ関係から、変形係数 $E_0$ 、 $E_{50}$ 、 $E_{90}$ の値を読み取り、レラクゼーション時間ごとにプロットしたのが図6-8(a)、(b)、図6-9(a)、(b)、図6-10(a)、(b)である。等方圧密試料の場合が各々の図の(a)、 $K_0$ 圧密試料の場合が(b)であり、試料の種類を示す記号は表6-7に説明されている。それぞれの変形係数はレラクゼーション時間が長くなるに従って小さくなっており、一定値に収れんする傾向が見られる。

次に理論値と実験値との相対的なずれを調べるため、変形係数の比を $E_{50}/E_0$ 、 $E_{90}/E_0$ 、 $E_{90}/E_{50}$ で無次元化し、理論値と実験値とを比較したのが図6-11(a)、(b)図6-12(a)、(b)である。図中の幅は粘土の種類の違いを表している。もし理論と実験とが一致すれば、縦軸の変形係数の理論値と実験値との比が1に収れんするはずである。しかし、等方圧密圧縮せん断(CIU-C)、等方圧密伸張せん断(CIU-E)、 $K_0$ 圧密圧縮せん断(C $K_0$ U-C)、 $K_0$ 圧密伸張せん断(C $K_0$ U-E)の順に1からのずれは大きくなり、理論値と実験値は合わなくなっているが、ある一定値には収束するようである。

## 2. 平衡状態における変形係数

弾塑性構成モデルは、レラクゼーション時間を十分に長くとした平衡状態の挙動に対応していると考えられる。この平衡状態における変形係数の実験値として最終レラクゼーション時間での実験値を用い、理論値と実験値とを比較したのが図6-13(a)、(b)、図6-14(a)、(b)である。図中の記号は、理論値の決定に用いたパラメータの決定手順の違いを表しており、それぞれ表6-7に説明されている。もし理論と実験とが完全に一致すれば、図中のプロットは45度線上に乗るはずであるが、せん断試験の種類とせん断方法の違いによって一定の傾向をもってずれるようである。つまり圧縮側では計算値は実験値よりも小さく、伸張側では計算値は実験値よりも大きい。最終レラクゼーション時間における変形係数の比の計算値は実験値に対して、等方圧密圧縮せん断試験では1.3～2.0倍、等方圧密伸張せん断試験では0.5～1.0倍、 $K_0$ 圧密圧縮せん断試験では0.9～4.0倍、 $K_0$ 圧密伸張せん断試験では0.2～0.8倍くらいの範囲にある。

### 3. パラメータの決定手順の違いによる影響

図6-13(a), (b)、図6-14(a), (b)によると、パラメータの決定手順の違いによる影響は、等方圧密三軸試験の方が $K_0$ 圧密三軸試験に比較して小さい。理論では $K_0$ 圧密試料の力学挙動の表現に対して、パラメータとして $K_0$ 値（静止土圧係数）が新たに加わる。 $K_0$ 圧密三軸試験における理論と実験とのばらつきには、この $K_0$ 値の影響が敏感であるためと推察される。つまり理論値の決定に必要なパラメータのうち、材料の物性を表すパラメータ（ $M$ および $\Lambda$ など）よりも、応力履歴を規定するパラメータ（ $K_0$ など）の方が、理論値に与える影響が大きいと言える。

入力パラメータの決定方法の違いに対して、変形係数の比の理論値が変化する範囲と、実験値とのずれの傾向を概念的に説明すると図6-15のようになる。さらに $K_0$ 圧密三軸試験では、伸張せん断の場合、入力パラメータの選び方（I～V）の違いによる実験値とのずれに一定の傾向を見出すことはできないが、圧縮せん断ではIの場合（必要な入力パラメータを実験から直接に決定）に比べ、IVの場合（等方圧密三軸試験より得られた $C_u/p'$ を用いて入力パラメータを決定）、さらにVの場合（塑性指数から入力パラメータを決定）の方が実験値を良く予測していることがわかる。

### 4. 変形係数のせん断速度依存性に対する補正

第5章の第4節において過去に公表されている実験結果を用いて理論値との比較を示した。しかし、多くの実験値が理論値より大きな値となった。変形係数の値はせん断速度が遅くなるにしたがって小さくなることが予想されるため、弾塑性構成モデルの理論と比較するには引用した実験のせん断速度が速すぎるものが推察される。そこで図6-8(a), (b)、図6-9(a), (b)、図6-10(a), (b)の実験結果を利用してせん断速度の影響を考察し、図5-18、図5-19に用いられた実験データの平衡状態に見合う値への補正方法を考える。

図5-18、図5-19に用いた実験データ（表5-2）の多くは定ひずみ速度せん断であるので、本章で取り扱ったひずみ制御リラクゼーション方式のせん断とは異なる。ここでは、リラクゼーション時間を含めたせん断時間で破壊に達するまでのひずみ（15%ひずみ）を割った値をひずみ制御リラクゼーション試験におけるひずみ速度とみなし、その値が1%/min.（リラクゼーション時間1.5分）となる時点の変形係数と平衡状態に対応する最終リラクゼーション時間における変形係数を比較し、変形係数の低減率を求める。

図6-16(a), (b)は、ひずみ速度1%/min.に対応する変形係数に対する最終レラクゼーション時間における変形係数の大きさの割合 $\beta$ を塑性指数について表したものである。図中のプロットは大きくばらついているが、仮に代表値として相加平均をとると $\beta=0.55$ を得る。図5-18(a)に用いられた実験データのせん断速度はまちまちであるため一律に補正することはできないが、非常にゆっくりとした速度でせん断した場合として $\beta=0.55$ を乗じた値を考え、理論値との対応を塑性指数について示すと図6-17が得られる。図6-17から断定的な結論を下すことはできないが、弾塑性構成モデルに見合う非常にゆっくりとした速度でせん断を行うと、変形係数は理論値と定量的にも良く合うことが予想される。

#### 第5節 強度定数に関する理論と実験の比較

本節では変形係数の理論値と同一の理論的背景を持つ非排水強度の理論値を用いて理論と実験との比較を示す。

Ohta, Nishihara and Morita(1985)、Ohta and Nishihara(1985)、西原(1986)によると、正規圧密粘土の軸対称三軸せん断、平面ひずみせん断、等体積一面せん断、直接せん断の各試験から求まる非排水強度は、次のような理論式で与えられる。

$$(6-3) \quad \frac{C_u}{p'_{o0}} = \frac{M}{2} \exp\left(a \frac{\Lambda}{M} \eta_o - \Lambda\right) \quad : \text{軸対称三軸せん断}$$

$$(6-4) \quad \frac{C_u}{p'_{o0}} = \frac{M \exp(-\Lambda)}{\sqrt{3} (\cosh \beta - a \sinh \beta)} \quad : \text{平面ひずみせん断}$$

$$(6-5) \quad \frac{\tau_r}{p'_{o0}} = \frac{M \exp(-\Lambda)}{\sqrt{3}} \quad : \text{等体積一面せん断}$$

$$(6-6) \quad \frac{\tau_r}{p'_{o0}} = \frac{M \exp(-\Lambda)}{\sqrt{3} \cosh \beta} \quad : \text{直接せん断}$$

ただし、 $p'_{o0} = (1+2K_o) \sigma'_{v0} / 3$ 、 $\sigma'_{v0}$ は先行圧密鉛直応力、 $K_o$ は静止土圧係数、 $\beta = \sqrt{3} \Lambda \eta_o / (2M)$ 、 $\eta_o = 3(1-K_o) / (1+2K_o)$ であり、 $a$ は圧縮せん断の時に1、伸張せん断の時に-1をとる定数である。

非排水強度について、理論値と実験値とを比較したのが図6-18(a), (b)、図

6-19 (a), (b) として図6-20である。第3節で述べた実験結果より、最終レラクゼーション時間の値を連ねて得られた有効応力経路からピーク強度と残留強度を求め、図中にプロットされている。理論値の算定には変形係数の場合と同じく、表6-5に示されるパラメータ決定手順が用いられている。尚、図6-18には等方圧密 ( $K_0=1.0$ )、図6-19には $K_0$ 圧密三軸試験の結果が、図6-20には等体積一面せん断試験の結果が示されている。

等方圧密三軸試験の場合は、理論値と実験値とがほぼ完全に一致しており、パラメータの決定手順の違いによる影響も見られない。 $K_0$ 圧密三軸試験、等体積一面せん断試験の場合は、ある一定の傾向をもって理論値と実験値とは互いにずれるが、変形係数の場合ほど著しくはない。パラメータの決定手順の違いの影響も、かえって直接に実験から理論に必要なパラメータを求めた場合 (I) の方が、実験値とずれている。しかし変形係数の場合ほどパラメータの決定手順の違いによる影響は顕著ではない。非排水強度の理論値は、総じて非常に実験値と良く合うことがわかる。

## 第6節 結論

4種類の不攪乱自然堆積粘土試料を用いて一連の実験を行い、得られた実験値と弾塑性構成モデルに基づく理論値とを比較することにより、弾塑性構成モデルと理論値の算定に用いられるパラメータの決定方法の適用性を検討した。得られた結論をまとめると以下のようになる。

(1) せん断試験はひずみ制御レラクゼーション方式を用いた。この方法を用いると、等レラクゼーション時間の測定値を連ねることにより、せん断速度の異なる複数の有効応力経路、応力～ひずみ関係を得ることができる。実験より得られた有効応力経路、応力～ひずみ関係はレラクゼーション時間が長いものほど理論曲線の示す幅に近づくことが確認された。

(2)  $K_0$ 圧密供試体の三軸圧縮せん断の実験では、主応力差 $q$ がピークを示した後、軟化挙動を示した。この現象はひずみ硬化理論に基づいている弾塑性構成モデルでは、要素の挙動として説明することができない。

(3) 実験により得られた変形係数 $E_0$ 、 $E_{50}$ 、 $E_{90}$ のせん断速度依存性を調べた。レラク

ゼーション時間が長いほど、つまりゆっくりとしたせん断速度でせん断したほど変形係数は小さくなり、最終的にある値に収束する傾向がみられた。

(4) 第5章で定式化された変形係数の理論を用いて変形係数の比 ( $E_{\infty}/E_0$ 、 $E_{\infty}/E_0$ 、 $E_{\infty}/E_{\infty}$ ) をとり、実験値のそれを除した値をレラクゼーション時間に対して調べると、実験方法によって異なるものの、ある一定の値に収束することが分かった。

(5) 弾塑性構成モデルに対応する平衡状態として最終レラクゼーション時間における値を用いて、変形係数の比の理論値と実験値とを比較したところ、両者は一定の傾向でずれることがわかった。

(6) 理論値の算定に用いるパラメータの決定手順の相違による影響は、 $K_0$ 圧密三軸せん断試験の場合に著しいが、直接に実験からパラメータを求めて用いた場合よりも塑性指数からパラメータを推定して用いた方が、かえって実験値と良く合う傾向を示した。

(7) 変形係数の理論と同様の理論的背景を持つ非排水強度に対して、理論値と実験値とを比較したところ、変形係数の場合ほどのずれは見られず、理論値と実験値とは良く合った。

以上より限られた力学的境界条件の下ではあるが、弾塑性構成モデルの性質と変形解析への適用性および入力パラメータの決定方法の妥当性を室内要素試験により確認した。

参考文献 (第6章)

- Jaky, J. : Soil Mechanics (Talajmechanika), J. Hungarian Arch. and Eng., Budapest, pp. 355-358, 1944
- 軽部大蔵 : 規格以外の三軸圧縮試験方法とその問題点, 第20回土質工学シンポジウム, pp. 45-60, 1975
- Kenney, T. C. : Discussion on Proc. Paper, Proc. ASCE, Vol. 85, SM3, pp. 67-79, 1959
- 西原 晃 : 誘導異方性と主応力回転を考慮した自然堆積粘土地盤の短期安定解析法, 京都大学博士申請論文, 1986
- Ohta, H. : Analysis of Deformations of Soils Based on The Theory of Plasticity and Its Application to Settlement of Embankment, Doctor of Engineering Thesis, Kyoto University, 1971
- 太田秀樹・Wroth, C. P.・柴田 徹 : 原位置有効応力保存式の三軸試験装置について, 第24回土質工学シンポジウム, pp. 165-172, 1979
- Ohta, H., Nishihara, A. and Morita, Y. : Undrained Stability of Ko-consolidated Clays, Proc 11th. ICSMFE, Vol. 2, pp. 613-616, 1985
- Ohta, H. and Nishihara, A. : Anisotropy of Undrained Shear Strength of Clays under Axi-symmetric Loading Conditions, Soils and Foundations, Vol. 25, No. 2, pp. 73-86, 1985
- Terzaghi, K. and Peck, R. B. : Soil Mechanics in Engineering Practice, John Wiley & Sons, 1968

表6-1 実験に用いた粘性土試料

Sampling Position	Nishinomiya	Hitachi	Kitakyushu	Osaka-Nanko (1)	Osaka-Nanko (2)
Depth(m)	18.5-19.5	13.4-14.0	2.5-3.1	16.0-16.9	18.0-18.9
Gs	2.679	2.586	2.683	2.658	2.661
Wn (%)	64.3	105.1	49.0	60.1	63.1
WL (%)	84.1	81.0	70.3	85.1	88.0
Wp (%)	33.4	40.0	27.5	33.7	34.3
PI (%)	50.7	41.0	42.8	51.4	53.7
Clay Fraction (%)		74.0	28.0	53.0	57.0
qu(kgf/cm)		1.035	0.451	1.006	0.987

(1) CIU-Comp.Test (2) CIU- Ext.,CKoU-Comp.Test

表6-2 実施したせん断試験の一覧

Clay	CIU test		CKoU test		SBT const. volume
	comp.	ext.	comp.	ext.	
Nishinomiya	○	○	○	○	○
Kitakyushu	○	○	○	—	○
Nanko	○	○	○	—	○
Hitachi	○	○	○	○	○

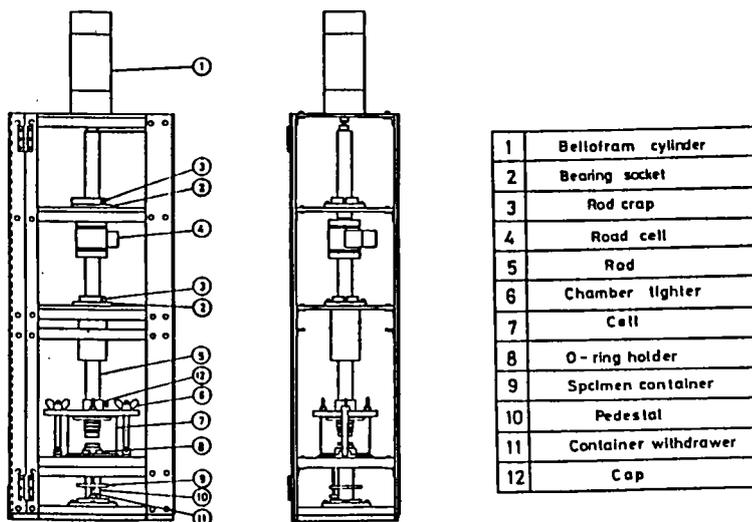


図6-1 Ko圧密・三軸せん断試験装置の概要 (太田・Wroth・柴田, 1979)

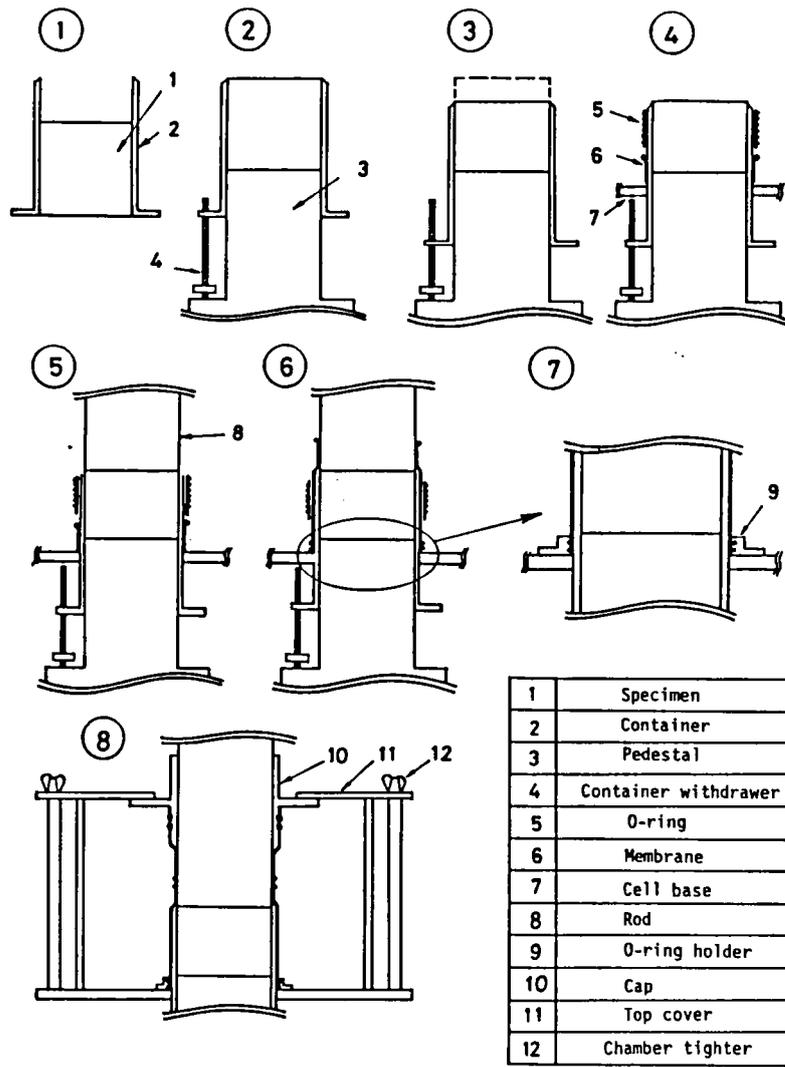


図6-2 Ko圧密・三軸せん断試験装置の操作手順

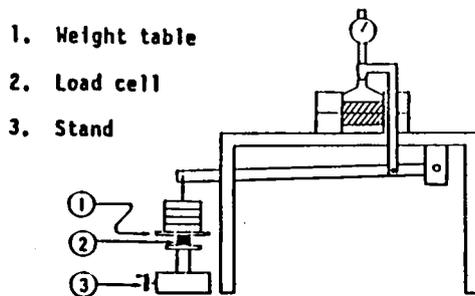


図6-3 等体積一面せん断試験装置の概要

表6-3 等方圧密・Ko圧密試験結果の一覧

Clay	Laboratory test	$e_0$	$p_0$	$\lambda$
Nishinomiya	CIU-Comp.	1.209	5.00	0.287
	CIU-Ext.	1.373	3.00	
	CKoU-Comp.	1.440	1.64	
	CKoU-Ext.	1.522	1.56	
Hitachi	CIU-Comp.	1.333	5.00	0.311
	CIU-Ext.	1.719	3.00	
	CKoU-Comp.	2.023	1.29	
	CKoU-Ext.	1.997	1.33	
Kitakyushu	CIU-Comp.	1.040	5.00	0.112
	CIU-Ext.	1.123	3.00	
	CKoU-Comp.	1.139	1.48	
Osaka-Nanko	CIU-Comp.	1.255	5.00	0.333
	CIU-Ext.	0.976	4.00	
	CKoU-Comp.	1.000	1.22	

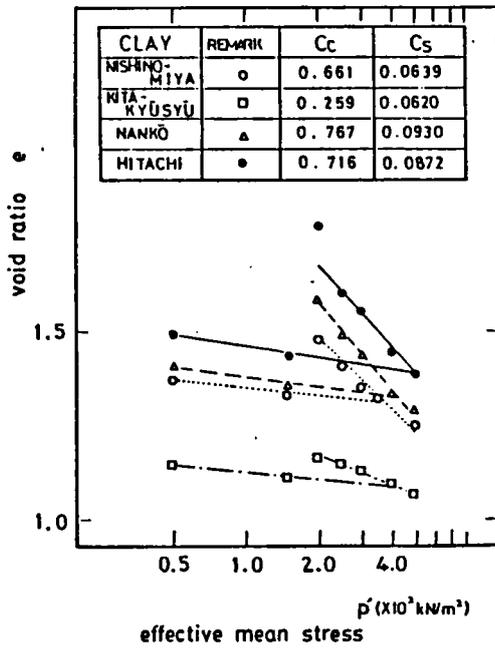


図6-4 等方圧密試験結果

表6-4 入力パラメータの実験値の一覧

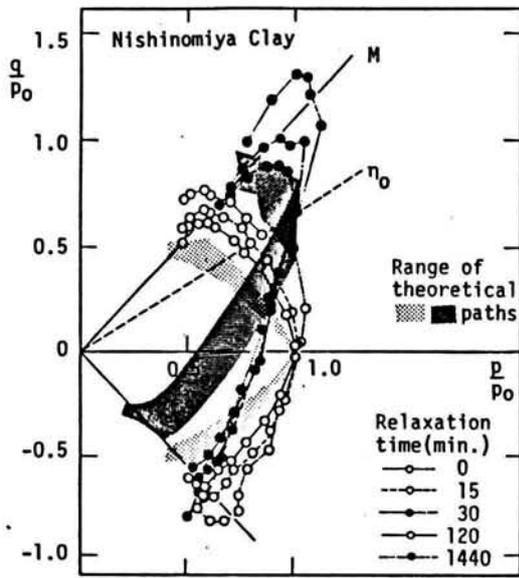
	Nishinomiya	Kitakyushu	Osaka Nanko	Hitachi
M	1.12	0.96	1.09	1.18
$\Lambda$	0.903	0.761	0.879	0.878
$\eta_0$	0.660	0.696	0.754	0.710
$K_0$	0.542	0.525	0.498	0.519
$c_u/p'_0$	0.260	0.261	0.295	0.288
$\tan \phi'_{SBT}$	0.590	0.440	0.562	0.515
$\tau_1/\sigma'_v0$	0.278	0.348	0.256	0.234

表6-5 入力パラメータの推定手順

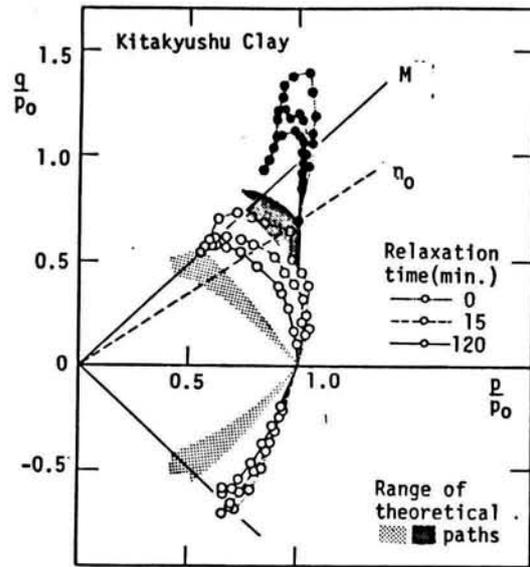
	laboratory test	parameter	equations used in determination of parameters	No.
I	isotropic consolidation CIU-compression CKoU-compression	$\Lambda$ M $K_0$		
II	CIU-compression	M $c_u/p'_0$	$\Lambda = -\ln(2c_u/p'_0/M)$ $K_0 = 1 - 3M/(6+M)$	(9) (5) (13)
III	isotropic consolidation CIU-compression	$\Lambda$ $c_u/p'_0$	$M = 2c_u/p'_0 \exp(\Lambda)$ $K_0 = 1 - 3M/(6+M)$	(9) (5) (13)
IV	CIU-compression	$c_u/p'$	$\Lambda: 0.875\Lambda \exp(-\Lambda) = c_u/p'_0$ $M = 1.75$ $K_0 = 1 - 3M/(6+M)$	(7) (8) (8) (5) (13)
V	Atterberg limits	PI	$M = \frac{4.86 - 1.40 \log PI}{2.19 + 0.233 \log PI}$ $\Lambda = M/1.75$ $K_0 = 1 - 3M/(6+M)$	(2) (5) (8) (5) (12)
VI	isotropic consolidation const volume shear box	$\tan \phi'_{SBT}$ $\Lambda$	$K_0 = [2\tau_1/\sigma'_v0 \exp(-\Lambda) / \tan \phi'_{SBT}] - 1$ $M = \frac{3\sqrt{3}\tau_1/\sigma'_v0 \exp(\Lambda)}{1 + 2K_0}$	(11) (10)

表6-6 入力パラメータの推定に用いた関係式

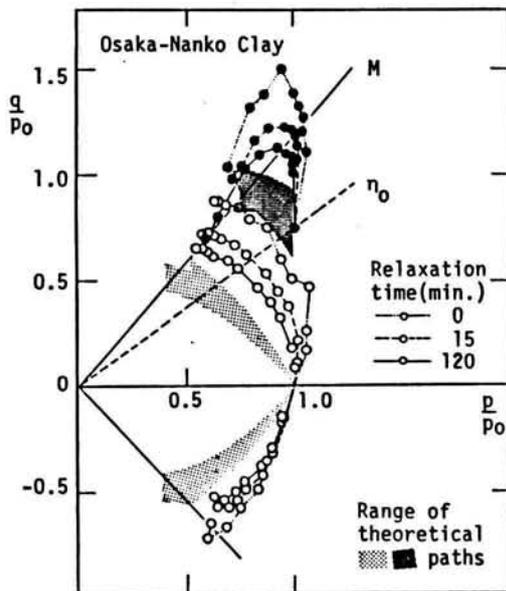
Parameters	Relationship of parameters	Remark	No.
$w_L$ $w_p$ PI	$PI = w_L - w_p$		(1)
PI $\phi'$	$\sin\phi' = 0.81 - 0.233 \log PI$	Kenney	(2)
$w_L$ Cc	$Cc = 0.009(w_L - 10)$	Terzaghi	(3)
Cc $\lambda$	$\lambda = 0.434 Cc$		(4)
$\phi'$ M	$M = 6 \sin\phi' / (3 - \sin\phi')$		(5)
$q_u$ $c_u$	$Cu = q_u / 2$		(6)
Cc Cs $\Lambda$	$\Lambda = 1 - C_s / C_c$	Karube	(7)
M $\Lambda$	$M = 1.75 \Lambda$		(8)
$Cu / p_o$ M $\Lambda$	$Cu / p_o = \frac{M}{2} \exp[-\Lambda(1 - \frac{p_o}{M})]$	Nishihara	(9)
$\eta_o$ $K_o$	$\eta_o = 3(1 - K_o) / (1 + 2K_o)$		(10)
$\tau / \sigma'_{vo}$ M $\Lambda$ $K_o$	$\tau / \sigma'_b = \frac{1 + 2K_o}{3\sqrt{3}} M \exp(-\Lambda)$	Nishihara	(11)
$\phi'_{DS}$ $K_o$	$\tan\phi'_{DS} = \frac{2M(1 + 2K_o)}{3\sqrt{3}(1 + K_o)}$		(12)
$\phi'$ $K_o$	$K_o = 1 - \sin\phi'$	Jáky	(13)



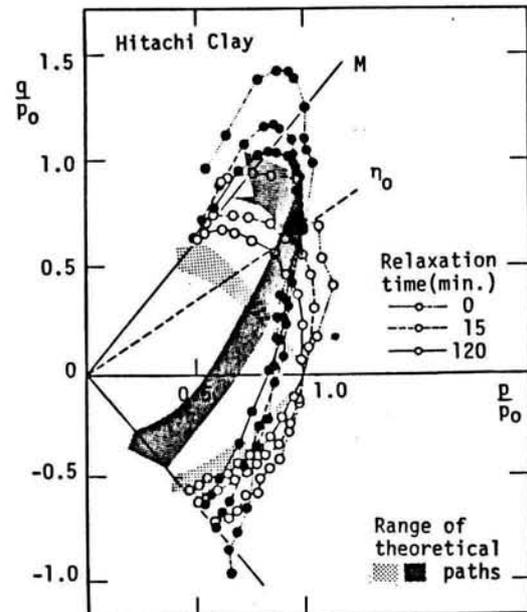
(a) 西宮粘土



(b) 北九州粘土

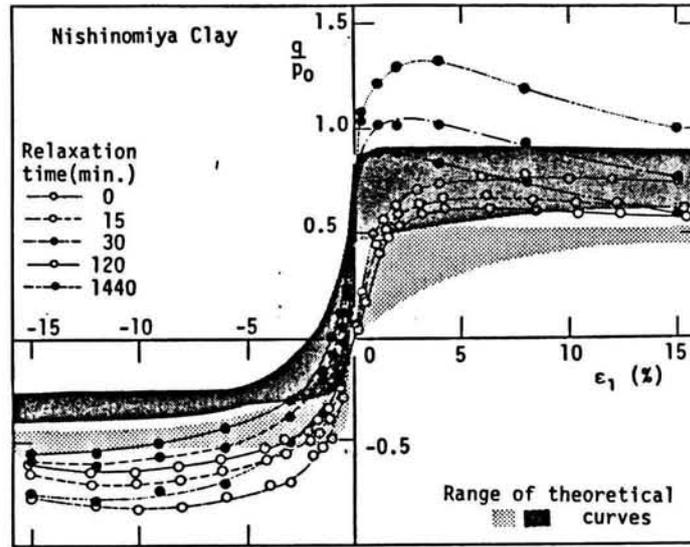


(c) 大阪南港粘土

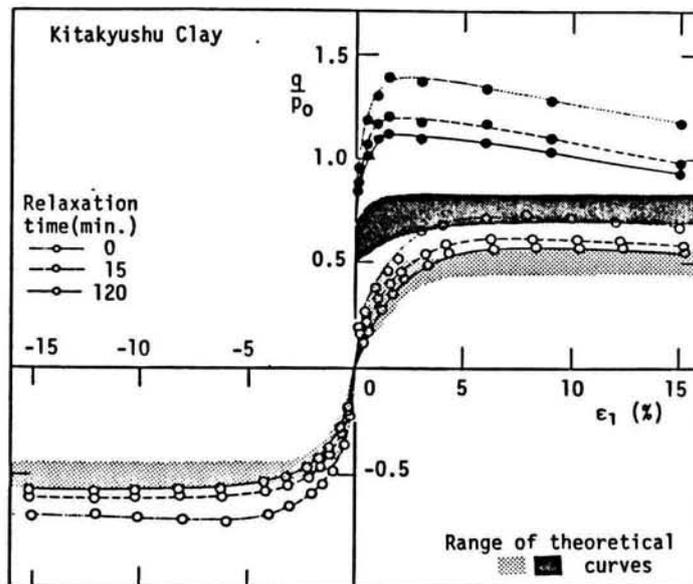


(d) 日立粘土

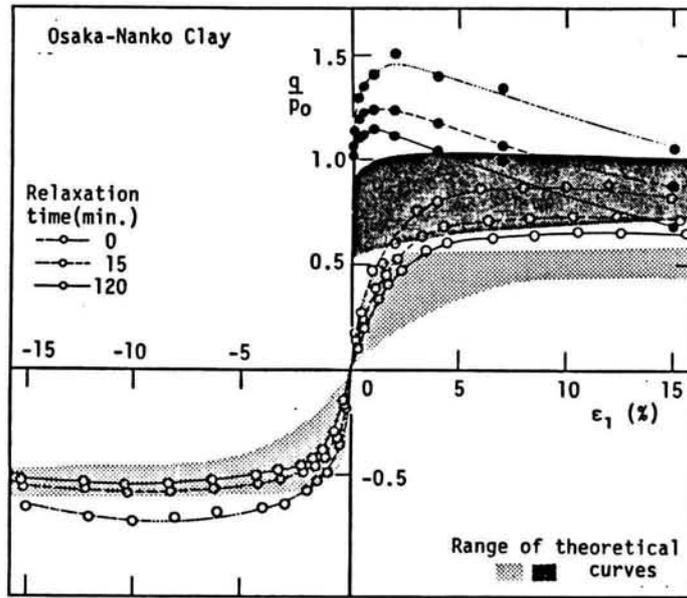
図6-5 有効応力経路の計算値と実験結果の比較



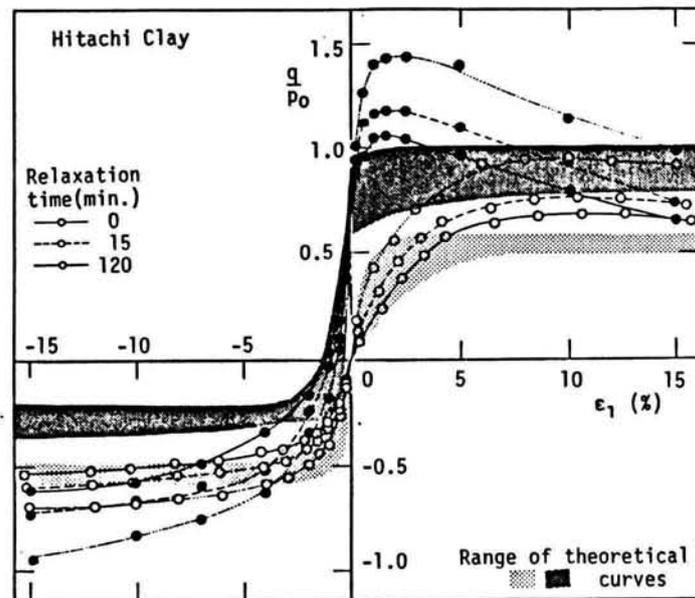
( a ) 西宮粘土



( b ) 北九州粘土



(c) 大阪南港粘土



(d) 日立粘土

図6-6 応力～ひずみ関係の計算値と実験結果の比較

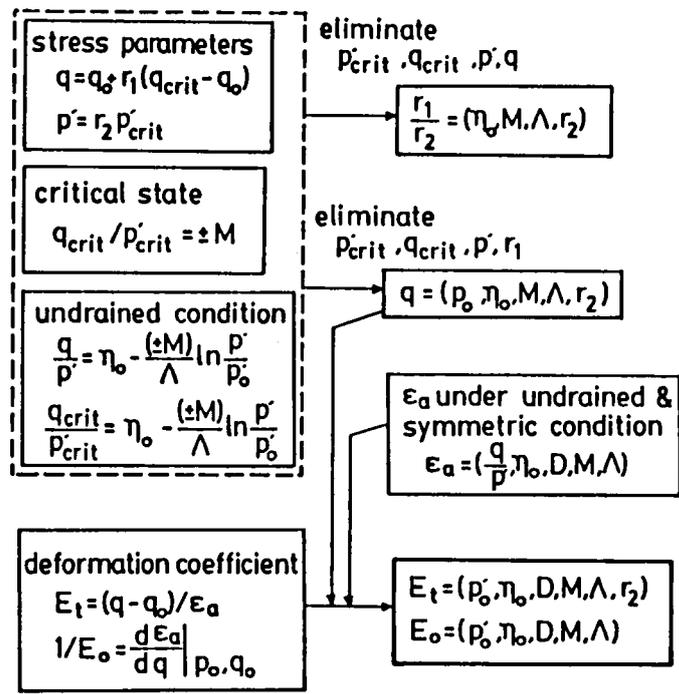
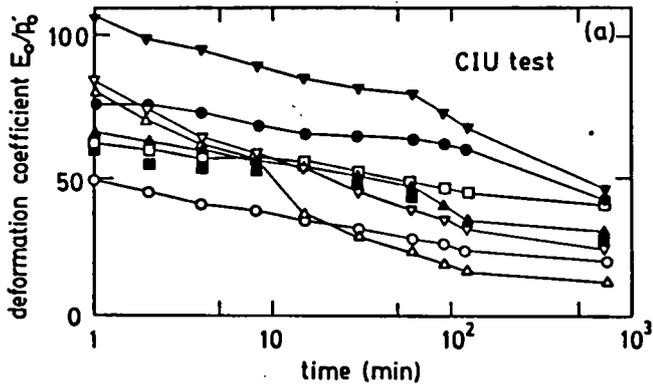
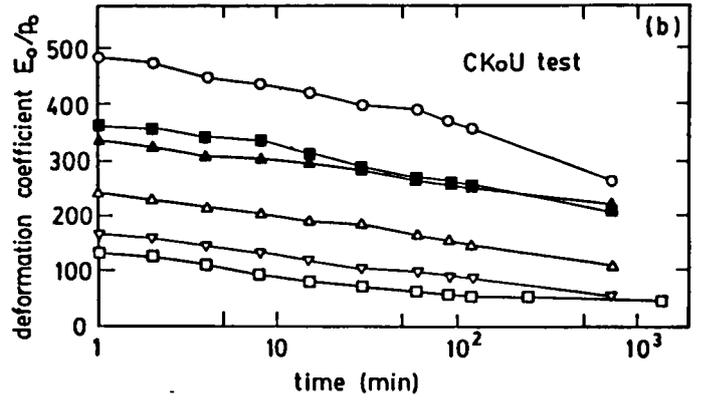


図6-7 変形係数の理論の概要

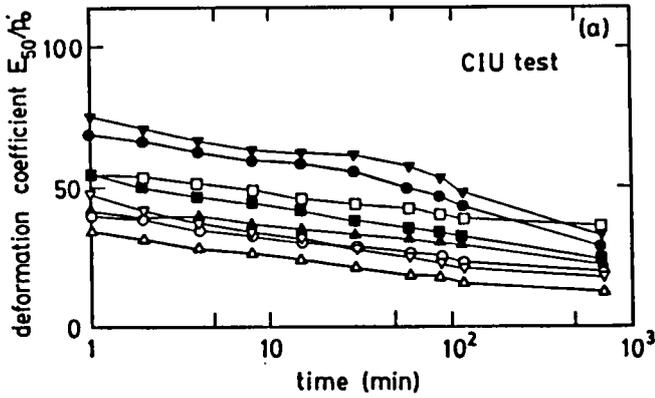


(a) 等方圧密非排水せん断試験結果

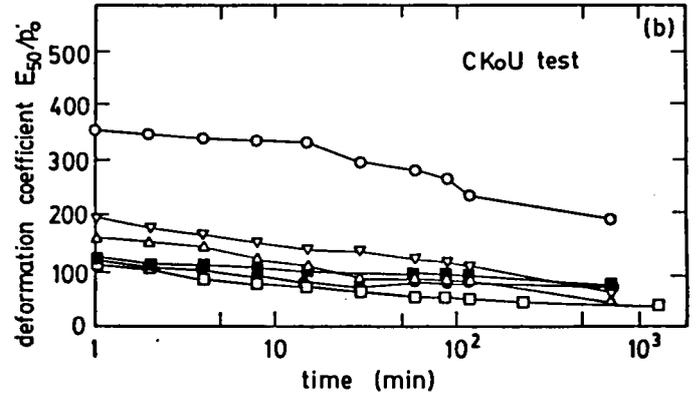


(b) Ko圧密非排水せん断試験結果

図6-8  $E_0/p'_0$  値の時間依存性

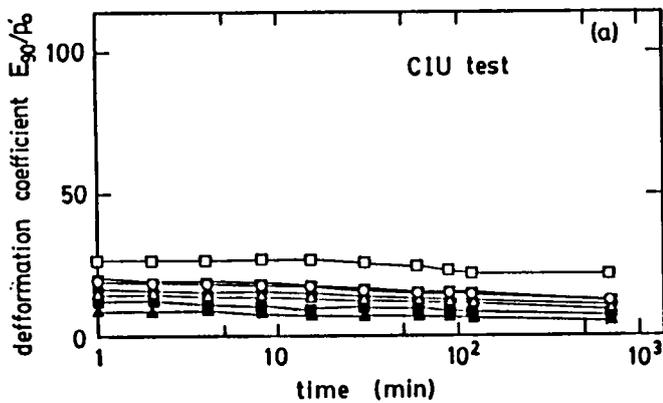


(a) 等方圧密非排水せん断試験結果

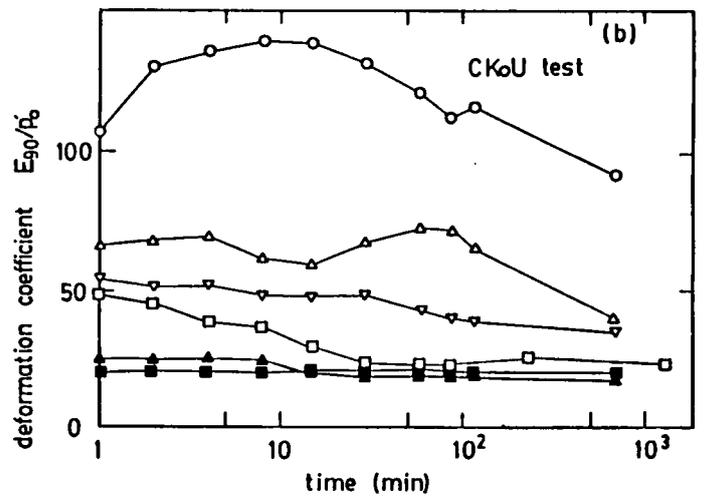


(b) Ko圧密非排水せん断試験結果

図6-9  $E_{50}/p'_0$  値の時間依存性



(a) 等方圧密非排水せん断試験結果

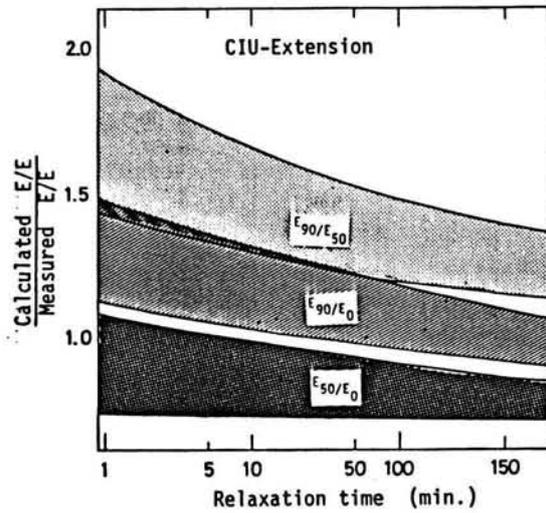
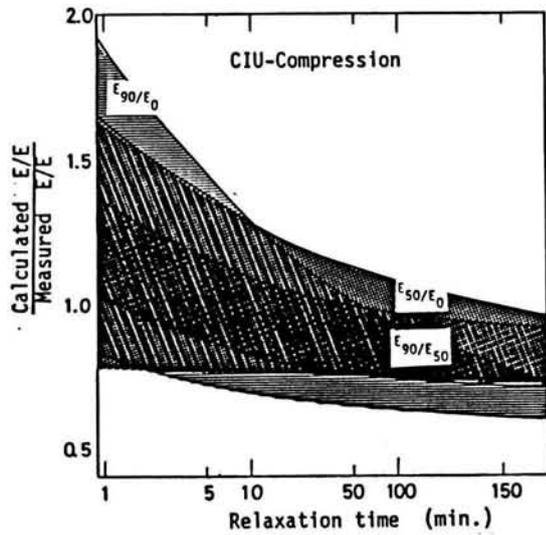


(b) Ko圧密非排水せん断試験結果

図6-10  $E_{90}/p'_0$  値の時間依存性

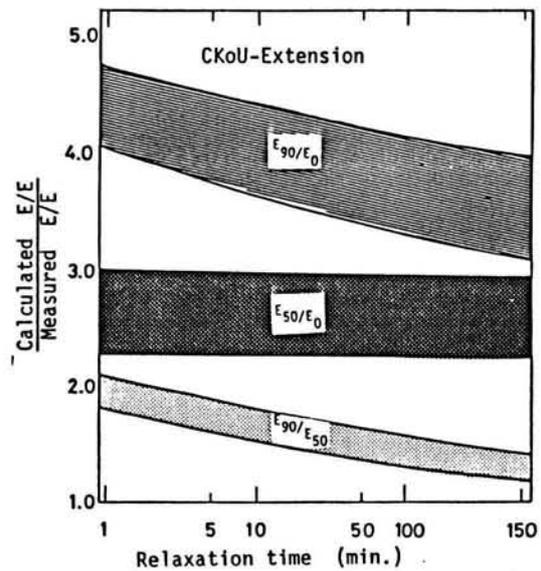
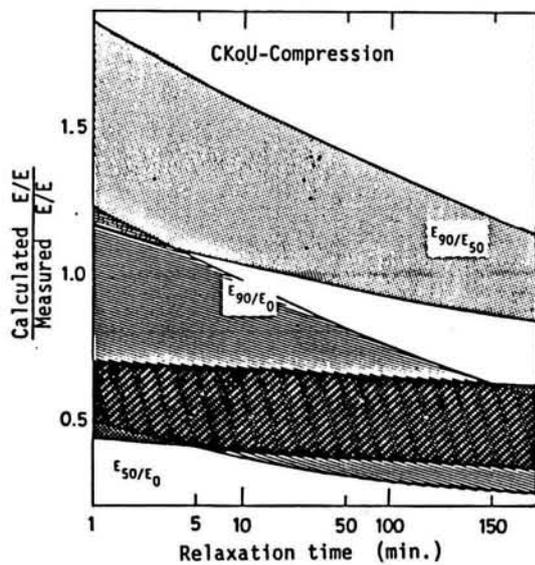
表6-7 記号の説明 (図6-8, 9, 10)

Clay	$G_s$	$w_L$	$w_p$	Comp.	Ext.
Osaka Nanko	2.66	85.1	33.7	○	●
Hitachi	2.59	81.0	40.0	△	▲
Kitakyushu	2.68	70.3	27.5	▽	▼
Nishinomiya	2.68	84.1	33.4	□	■



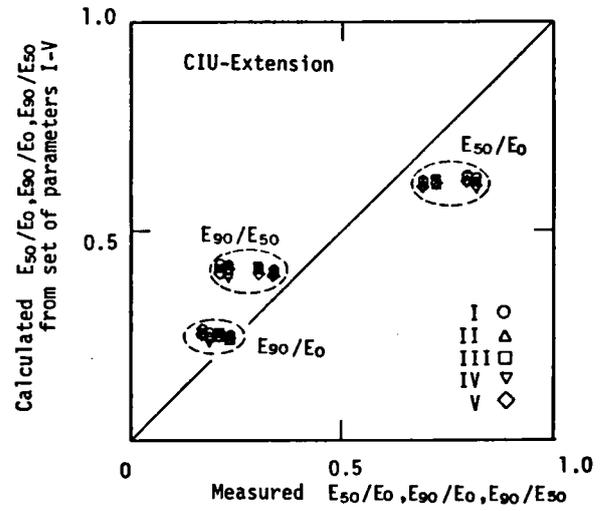
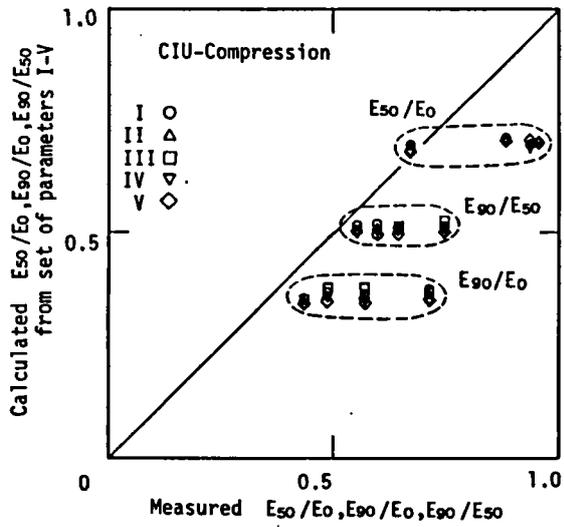
(a) 等方圧密非排水圧縮せん断試験結果 (b) 等方圧密非排水伸張せん断試験の結果

図6-11 変形係数の実験値と計算値の比の時間依存性 (CIU試験)



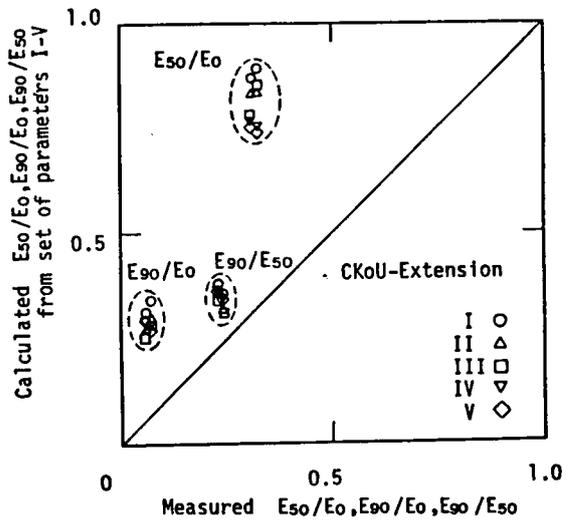
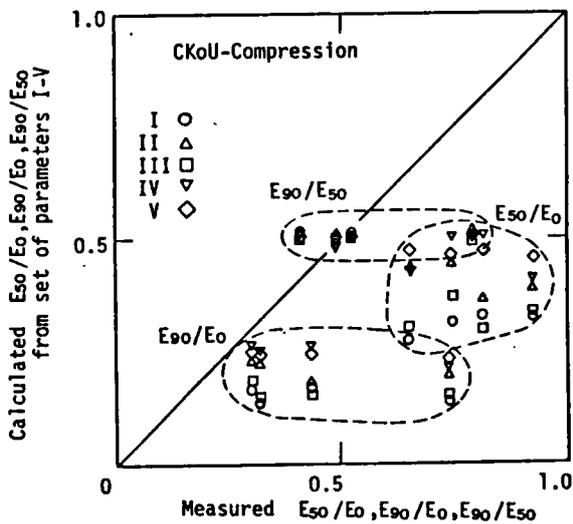
(a) Ko圧密非排水圧縮せん断試験結果 (b) Ko圧密非排水伸張せん断試験結果

図6-12 変形係数の実験値と計算値の比の時間依存性 (CKoU試験)



(a) 等方圧密非排水圧縮せん断試験の結果 (b) 等方圧密非排水伸張せん断試験結果

図6-13 平衡状態における変形係数の比の実験値と計算値の比較 (CIU試験)



(a)  $K_0$ 圧密非排水圧縮せん断試験結果 (b)  $K_0$ 圧密非排水伸張せん断試験結果

図6-14 平衡状態における変形係数の比の実験値と計算値の比較 (CKoU試験)

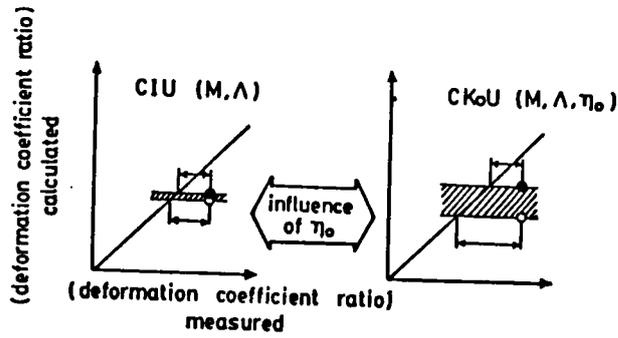
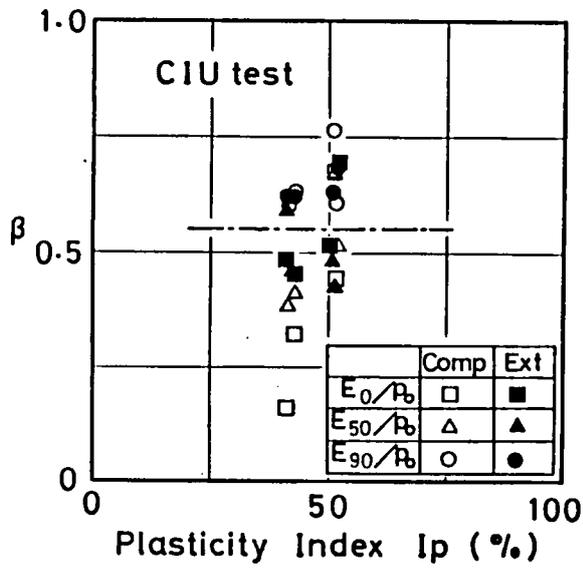
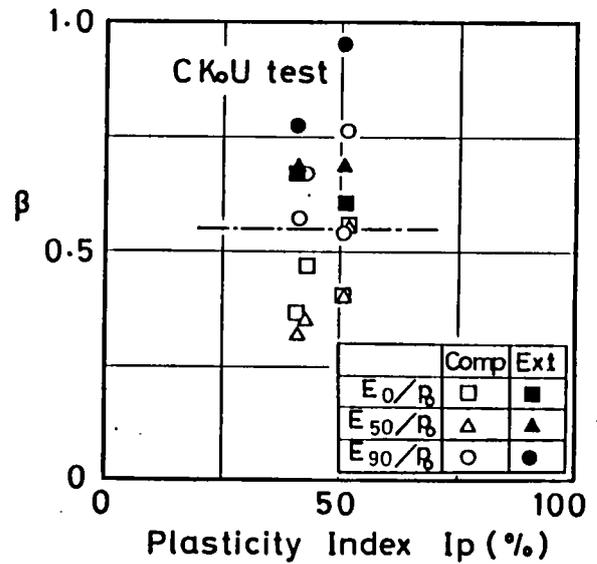


図6-15 変形係数の比の実験値と理論値とのずれの傾向



(a) 等方圧密非排水せん断試験結果



(b)  $K_0$ 圧密非排水せん断試験結果

図6-16 変形係数の時間依存性の補正係数 $\beta$

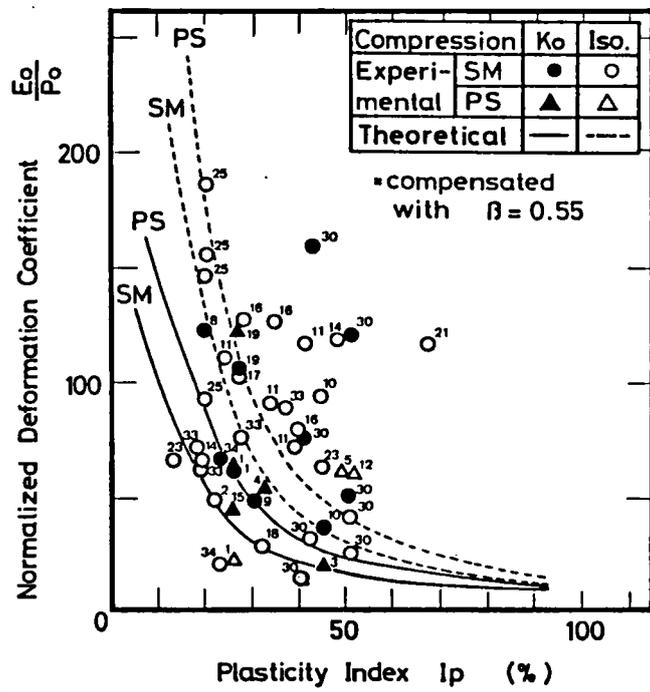
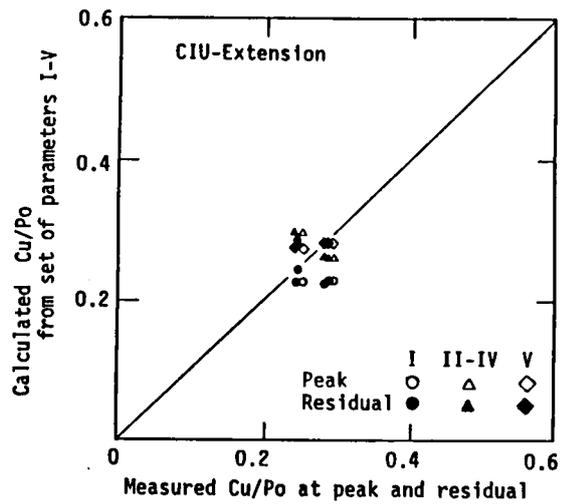
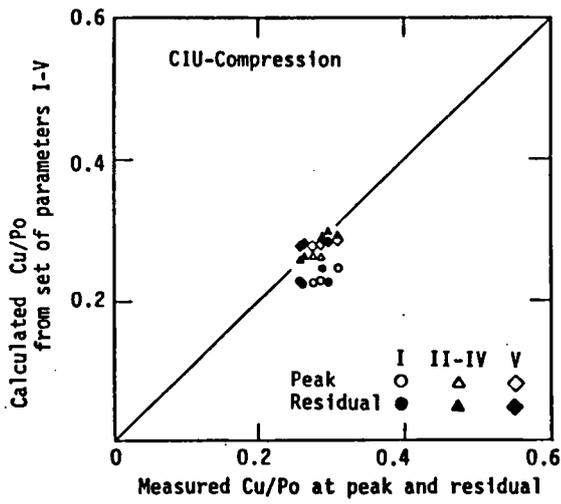


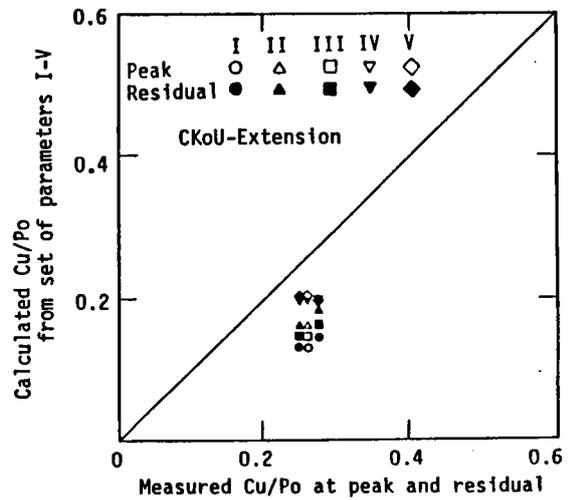
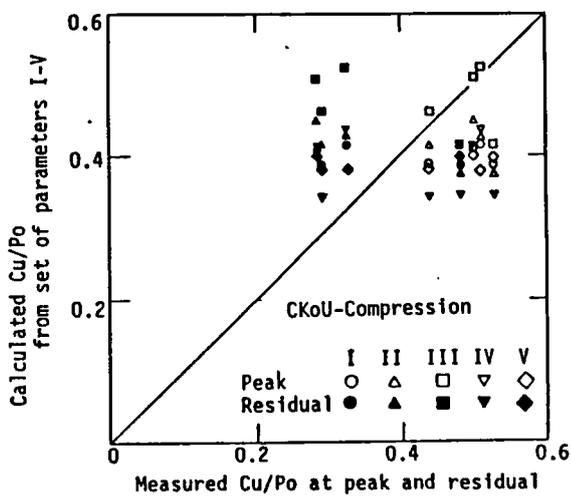
図6-17 せん断速度の補正を行った変形係数の実験値と理論値の比較



(a) 等方圧密非排水圧縮せん断試験結果

(b) 等方圧密非排水伸張せん断試験結果

図6-18 非排水強度の実験値と計算値の比較 (CIU試験)



(a) Ko圧密非排水圧縮せん断試験の結果

(b) Ko圧密非排水伸張せん断試験の結果

図6-19 非排水強度の実験値と計算値の比較 (CKoU試験)

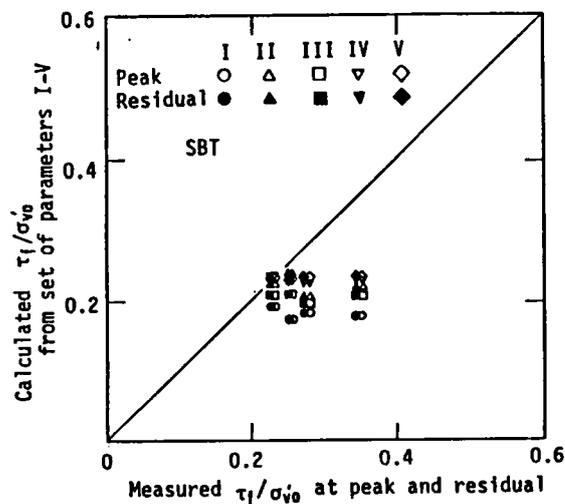


図6-20 非排水強度の実験値と計算値の比較 (等体積一面せん断試験)

## 第7章 プレッシュャーメータ強度の解釈

### 第1節 概説

入力パラメータ相互間のチャート（第4章）を援用した弾塑性・弾粘塑性有限要素解析の応用例として、原位置プレッシュャーメータ強度の異方性および時間依存性の影響を検討し、従来からの室内せん断試験、特に一面せん断非排水強度との関係を明らかにする。

一般に、原位置試験は材料の乱れ、応力解放の影響を受けにくく、原位置地盤の変形・強度特性を直接に計測できる点に優れるが、反面、初期条件・境界条件が明確でない場合が多く、得られる強度などの土質定数の意味を曖昧にし、その解釈を複雑にしている。

本章では、まず弾塑性・弾粘塑性連成有限要素解析により、応力載荷条件の異なる各種室内要素試験のシミュレーションを行い、得られる非排水強度への異方性と時間依存性の影響を検討し、手法の検証を行う。次に境界条件が明確である室内プレッシュャーメータモデル試験の結果を利用して、プレッシュャーメータ強度の算定法の検討、孔壁近傍要素のせん断特性を調べ、異方性・時間依存性がプレッシュャーメータ強度に及ぼす影響を検討する。最後に、セルフポーリングタイプの原位置プレッシュャーメータ試験データを利用して、算定されるプレッシュャーメータ強度に及ぼす異方性と時間依存性の影響を定量的に比較・検討し、Bjerrum(1972, 1973)にならい、一面せん断非排水強度への補正係数 $\mu$  ( $=\mu_A \cdot \mu_R$ ,  $\mu_A$ : 異方性の補正係数,  $\mu_R$ : 時間依存性の補正係数)を提案する。

### 第2節 室内試験による強度定数

地盤の安定は、形成されるすべり面上で発揮される強度によって決まる。短期安定の場合に用いられる非排水せん断強度は、せん断パターンの違いによって異方性を示すことが知られている(例えば、Casagrande and Carrilo, 1944, Hansen and Gibson, 1949, Duncan and Seed, 1966a, b, Bishop, 1966, Lo and Milligan, 1967, Delory and Lai, 1971, 三笠・高田, 1975, Prevost, 1979, Wesley, 1980, Nakase and Kamei, 1983)。図7-1は、この強度異方性の説明である。盛土施工を例にとると、図7-1(a)の実線で示されるすべり線を形成

するせん断を考慮することができる。このすべり線上で、代表的なせん断パターン、主働せん断 (A)、直接せん断 (D, D')、受働せん断 (P) に注目すると、完全な非排水条件では、有効応力経路は図7-1 (b) のようになる。ただし、初期応力状態は一次元圧密後の  $K_0$  状態であり、モールの応力円で表されている。図7-1 (c) は各せん断パターンの応力～ひずみ関係である。Ohta, Nishihara and Morita (1985) は、このようなせん断応力条件の違いによって生じる非排水強度の異方性を弾塑性構成モデル (関口・太田モデル) を用いて理論的に説明している。すなわち、平面ひずみ条件での非排水条件と破壊条件との連立は、図7-2の応力面上で原点を中心としたひずんだ円 (破壊円) で表され、例えば、せん断に伴う有効最大主応力の回転角を  $\theta$  とすると、その時の非排水強度の値は図7-2の応力面上で縦軸から  $2\theta$  だけ傾いた直線が破壊円と交わる点と原点からの距離で与えられる。故に、図7-1 (a) の代表的なせん断パターン、主働せん断 (A)、直接せん断 (D, D')、受働せん断 (P) は、初期応力状態 I 点からそれぞれ  $I \rightarrow A$ 、 $I \rightarrow D$ 、 $I \rightarrow P$  に対応することになる。初期応力状態が等方 ( $K_0=1$ ) の場合は、非排水強度を表すひずんだ円は原点 O を中心とする円となり、せん断方向のちがいによる強度の異方性は現れない。これらは関口・太田モデルの応力誘導異方特性 (Yatomi and Nishihara, 1984) による効果であり、実際の自然堆積粘性土地盤の強度異方性を良く説明できることが、西原 (1986) によって示されている。

Ohta, Nishihara and Morita (1985)、西原 (1986)、Ohta and Nishihara (1985) は粘性効果 (viscosity) を考慮に入れない弾塑性構成モデルに立脚して議論を進めているが、本章では粘性効果も考慮した弾粘塑性構成モデルを利用して、非排水強度の異方性と粘性効果による時間依存性を調べる。図7-3に、ここで取り扱う室内要素試験の有限要素モデルと境界条件をあらかじめまとめて示しておく。

## 1. 強度異方性

Jamiolkowsky, Ladd, Germaine and Lancellotta (1985) は、室内試験条件のちがい、つまり最大初期主応力軸に対するせん断方向のちがいによって現れる非排水強度の異方性を塑性指数に対して表し、塑性指数のちがいによって強度異方性の発現は異なるものの、室内試験条件のちがいによってある一定の傾向を持つことを示している。関口・太田モデルを用いた有限要素計算によって、この実験事実を説明したのが図7-4である。有限要素解析は、三軸圧縮せん断試験、直接せん断試験、三軸伸張せん断試験について行われ (図7

－3参照)、計算に必要な入力パラメータは図4-2を用いることによって塑性指数に代表させている。図7-4中の斜線部が計算結果であり、せん断速度のちがいによって強度に幅を持つ。この幅の下端の実線は、粘性を考慮していない弾塑性構成モデル(関口・太田モデル)による結果であり、十分に遅いせん断速度でせん断する場合に相当している。

関口・太田による構成モデルの理論では、静止土圧係数 $K_0$ の値によって異方性の発現が異なるが、 $K_0$ 値が1の時(初期等方応力状態、 $\sigma'_{x_0} = \sigma'_{y_0} = \sigma'_{z_0}$ )には異方性の効果は現れず、三軸圧縮せん断と三軸伸張せん断の非排水せん断強度は一致する。図4-8によると塑性指数が大きくなるほど静止土圧係数 $K_0$ は1に近付くので、図7-4の計算結果でも塑性指数が大きくなるに従い、異方性の効果は小さくなっていることがわかる。この傾向は、Jamiolkowsky et al.による実験値(図7-4中のプロット)の傾向に一致しており異方性の発現の表現に対して、構成モデルと解析手法の妥当性を確認できる。

## 2. 時間依存性

関口・太田による弾粘塑性構成モデルを用いると、材料の粘性特性による時間依存性(クリープ, レラクゼーション)を考慮できる。しかし、時間依存性挙動は粘性の効果ばかりではなく、部分排水に伴う有効応力変化の時間的遅れにも影響されるが、ここでは完全に排水条件をコントロールできる室内試験に限定し、粘性効果による時間依存性が非排水せん断強度に及ぼす影響を検討する。

塑性指数の異なる粘性土に対して実施された等方圧密三軸圧縮・伸張せん断(CIU)、 $K_0$ 圧密三軸圧縮・伸張せん断(C $K_0$ U)、直接せん断(DSS)の各試験において、非排水せん断強度がせん断速度の違いによって変化する様子を示したのが図7-5である。プロットが実験値、斜線部が計算値を示している。斜線部の幅は塑性指数の違いによるものであるが、実験値とも塑性指数の違いによる差異はあまり見られず、比較的狭い範囲でせん断速度に対して一定の傾向を持っている。ただし、せん断速度の違いによって非排水せん断強度はまちまちの値をとるので全体の傾向を把握しやすいように、非排水せん断強度をせん断ひずみ速度0.05%/min.の時の非排水せん断強度で正規化した値を縦軸にとっている。

## 第3節 プレッシャーメータ試験の境界条件

プレッシャーメータ試験は、載荷プローブを膨張させることにより孔壁を水平方向に押し出し、その時の載荷圧力と水平方向変位の関係、つまり膨張曲線を得る原位置試験法である。その境界条件は、一般的には、プレッシャーメータの中心軸に対して軸対称であり、載荷は地盤に水平な方向（ $r$ ：側方向）に行われ、深さ方向（ $z$ ：鉛直方向）には平面ひずみ条件が成り立つと考えられている。

もし載荷速度が十分に速いものとする、せん断される土要素では非排水条件も満足すると考えられるので、得られる膨張曲線から理論的にプレッシャーメータ強度を算定することができる。しかし、実際在原位置においては、セルフボーリングタイプのプレッシャーメータを用いて孔壁近傍の乱れや応力解放を除去できるものとしても、載荷方向には無限地盤が連なるため、載荷方向への土要素間の間隙水の移動を無視し得ず、部分排水効果の影響が現れ、理論的に期待されるプレッシャーメータ強度との間にずれが生じる可能性が予期される。

そこで本節では、まずプレッシャーメータ膨張曲線から強度を算定する方法を要約し、その妥当性を検証する。次いで、理想的な境界条件を満足するプレッシャーメータ試験から求まる非排水強度の示す異方性を他の非排水強度（SBT：一面せん断強度、DSS：直接せん断強度）と比較して検討する。最後に、プレッシャーメータ強度に及ぼす部分排水効果の影響を検討するため、比較的境界条件が明確で孔壁近傍要素の応力変化を計測している室内プレッシャーメータモデル試験を有限要素法を用いて解析し、計算結果と実験値との比較を通してプレッシャーメータ強度の物理的意味を明らかにする。

### 1. プレッシャーメータ強度の算定

プレッシャーメータ試験では膨張プローブを膨張させることにより、載荷圧力と孔壁の水平変位が計測される。この計測データから、応力～ひずみ関係、強度定数を算定するためには、

(1) せん断される土要素は、プレッシャーメータとの距離に関係なく、孔壁近傍要素と同一の応力・ひずみの履歴を経験する。

(2) プレッシャーメータ周辺の各土要素は、せん断中、非排水条件（体積一定条件）を満足する。

という仮定が必要である。図7-6は、太田(1979)が展開した理論の流れにそい、応力～

ひずみ関係、強度定数を算定する方法をまとめたものである。図7-6によると、プレッシャーメータ試験を実施して得られる載荷アローブの圧力 $\sigma_{r1}$ とその変化 $d\sigma_{r1}$ および孔壁の側方ひずみ $(-u_1/r_1)$  ( $u_1$ : 孔壁水平変位,  $r_1$ : 半径)とその変化 $d(-u_1/r_1)$ から、材料の構成関係を何ら仮定することなしに、応力～ひずみ関係 (Subtangent法)、強度定数 (Semi-Log法) を算定できることがわかる。ここで強度定数は非排水強度を意味し、Semi-Log法より算定される値とSubtangent法から求まる応力～ひずみ関係から算定される値とは一致しなければならない。

弾塑性構成モデル (関口・太田モデル) を用いた土/水連成有限要素計算を用いると、図7-6で仮定した条件を全て満足するプレッシャーメータ試験のシミュレーションを行うことができる。さらに要素間の間隙水の移動を許すことにより部分排水効果、粘性を考慮した弾粘塑性構成モデルを用いることにより粘性効果などの時間依存性を考慮することができる。そこで、図7-6の理論的手順で仮定された条件を全て課したプレッシャーメータ試験のシミュレーションを行い、図7-6の手順の妥当性を検証してみよう。

図7-7に示されるようなプレッシャーメータ試験の有限要素モデルを考える。ただし、透水係数をゼロとおいて完全な非排水条件を満足させるものとする。図7-8はそのシミュレーション結果である。有限要素計算を行うと、プレッシャーメータ膨張曲線ばかりではなく各要素の応力、ひずみの値も求まるので、膨張曲線からSubtangent法、Semi-Log法により算定される値、および孔壁近傍要素 ( $r=r_1$ ,  $r_1$ : プレッシャーメータ半径)、プレッシャーメータ半径の2倍の距離だけ離れた要素 ( $r=2r_1$ ) の応力～ひずみ関係が描かれている。図7-8によると、数値計算・読み取りに伴う誤差を考慮しても、これらの値はほぼ完全に一致しており、図7-6の算定法の理論的妥当性が確かめられる。

しかし実際には、プレッシャーメータ試験の機構上、孔壁近傍要素といえども、間隙水の移動を許さない完全な非排水条件を満足しているとは考えにくい。もちろん排水性の影響は透水係数と載荷速度に依存するのだけれども、図7-6に示される手順に従って算定される強度定数に、この部分排水効果がどのように影響するのか、以降に検討を続ける。

## 2. 室内プレッシャーメータモデル試験との比較

深川(1986)は、プレッシャーメータ試験においてせん断される孔壁近傍土要素の全応力変化、有効応力変化および境界条件を検討するために、孔壁近傍要素の間隙水圧を測定できる室内プレッシャーメータモデル試験を実施している。実験装置の概略を図7-9に示

す。三軸セル内に供試体をセットし、供試体中央にミニチュアプレッシャーメータプローブを挿入し、所定の圧密圧力で供試体を等方圧密した後、プローブを膨張させることによってせん断するものである（詳細は、深川, 1986参照）。深川(1986)も指摘しているように、プローブ中央横断面では深さ方向に対して平面ひずみ条件が成り立つので、この断面について図7-7と同様に有限要素モデル化を行える。実験に用いられた試料は、塑性指数20の深草粘土であり、計算に必要な入力パラメータは図4-2を用いて塑性指数から決定している。ただし、透水係数は三軸試験における値（図4-11参照）を用いており、原位置で予想される値の100分の1に相当している。また、載荷速度は $\dot{\sigma}_{r1}/\sigma'_{z0}=2.5 \times 10^{-2}$  (1/min) ( $\sigma_{r1}$ : 載荷圧力、 $\sigma'_{z0}$ : 先行圧密圧力)であり、有限要素計算では粘性を考慮した弾粘塑性構成モデルを用いた。

図7-10が、孔壁近傍要素の有効応力、間隙水圧の変化の有限要素計算結果である。有限要素計算を行うとプレッシャーメータ膨張曲線も求まるので、この膨張曲線を用いて計算値と実験値との比較が行える。図7-11(a)は、プレッシャーメータ膨張曲線およびSemi-Log法による強度定数の実験値と計算値との比較である。実験値と計算値とは概ね良好な一致を示している。図7-11(b)は、Subtangent法による実験値と計算値との比較であり、有限要素計算から直接に求まる孔壁近傍要素の応力～ひずみ関係も示されている。完全な非排水条件（非圧縮性条件）が満足されていれば、有限要素計算による応力～ひずみ関係（理論値とSubtangent法）は完全に一致するはずであるが（図7-8参照）、図7-11(b)によると両者は一致しておらず、均一な試料を用いた三軸セル内での模型実験でも部分排水の影響が現れている。

室内プレッシャーメータモデル試験では、図7-9に示される位置（2ヶ所）で間隙水圧変化を測定している。図7-12は、孔壁近傍において計測された間隙水圧の実測値と計算値を比較したものである。定性的な傾向は一致するものの、プレッシャーメータ膨張曲線（図7-11(a)）ほどの一致は見られない。

図7-13は、応力経路の比較である。Subtangent法による実験値と計算値とを比較すると、全応力経路は載荷後期を除いて良く合っているが、有効応力経路は図7-12で見られるずれの部分だけ外れている。しかし、全応力経路、有効応力経路の傾向は、Wood and Wroth(1977)の報告と良く一致している。

以上より、三軸セル内で均質な試料を用い、理想に近い境界条件のもとで行われたモデル試験においても、載荷速度は比較的速いにもかかわらず、部分排水効果の影響は無視

できないことが指摘できる。実際の原地盤の透水係数は、ここで用いられた値（三軸試験、図4-11参照）の約100倍近くにもなることが予想されるので、原位置プレッシャーメータ試験における部分排水効果の影響はより顕著であろう。

しかし、プレッシャーメータ試験の膨張曲線から強度定数などの設計定数を求めるには、何らかの理論的・実験的助けを借りなければならない。図7-6の手順では、仮定されている完全な非排水条件は成立していないが、構成式を特定しないなどの一般性を有しているので、ここでは図7-6の手順を利用して強度定数を求め、実際にはそれを補正して用いる方法を検討する。

ここで、無視できない影響を与える部分排水効果を、時間的遅れを伴って現れる現象という意味で、材料の粘性効果を含めて時間依存性と呼ぶことにする。さらに、完全な非排水条件を満足する強度をプレッシャーメータ非排水強度と呼ぶことにする。

### 3. 強度異方性と時間依存性

先に検討した部分排水効果は無視し得るものとする、図7-6の手順は実際の応力～ひずみ関係とプレッシャーメータ非排水強度を与える。このプレッシャーメータ非排水強度と一面せん断強度などの他の非排水強度との差異は異方性と粘性の影響によるものと考えられるが、粘性の影響を無視できる平衡状態の存在を仮定することにより、異方性の影響と粘性の影響とを分離して取り扱うことができる。つまり、異方性の影響はこの平衡状態における各試験法の非排水強度を比較することによって表すことができ、粘性の影響は平衡状態での非排水強度とせん断速度を変えた非排水強度との差として取り扱える。関口・太田による弾塑性構成モデルはこの平衡状態に対応しており、この粘性の影響を考慮していない弾塑性構成モデルを用いた有限要素計算により、プレッシャーメータ強度に及ぼす異方性の影響と部分排水による時間依存性の影響を独立に検討できる。

#### 強度異方性

Ohta, Nishihara and Morita(1985)は、理論的考察と数多くの破壊事例の計算から、すべり線上の異方的な非排水強度を考慮すると、結果的に平均的な強度を与える一面せん断強度を安定計算に用いればよいと述べている。もちろん、これはすべり線が円弧となるような簡単な場合であって、想定されるすべり線が複雑な場合はすべり線に沿った強度の算出が必要となる。ここで彼らの言う一面せん断強度は、理論的誘導が弾塑性構成モデルに立

脚しているため、平衡状態における強度に相当している。原位置プレッシャーメータ強度をこの一面せん断強度に変換する補正方法を提案することが目的であるから、まず平衡状態における非排水強度を比較し、異方性の影響に対する補正係数を示す。

図7-14(a)は、プレッシャーメータ非排水強度、一面せん断強度、直接せん断強度を塑性指数に対して表したものである。一面せん断強度、直接せん断強度の算定には、弾塑性構成モデル(関口・太田モデル)に基づいて導かれた理論式(Ohta, Nishihara and Morita, 1985)が用いられている。一面せん断強度を基準にとり、異方性の影響を補正するパラメータを $\mu_a$ とおくと、図7-14(a)より $\mu_a$ の値は図7-14(b)のように求まる。

### 部分排水効果

プレッシャーメータ試験における土要素間の間隙水の移動に伴う部分排水の影響を検討するため、図7-7の有限要素モデルを用い、透水係数をゼロとおいた完全非排水条件、部分排水条件、そして完全排水条件の3種類の排水条件を設定した弾塑性有限要素計算を行う。材料物性は塑性指数40の場合を想定し、図4-2に従って入力パラメータを決定した。また部分排水条件の透水係数は、図4-11より、三軸試験における透水係数(1k)の100倍の値を原位置地盤で予想される透水係数(100k)として用いた。

プレッシャーメータプローブの載荷圧( $\sigma_r$ )の上昇に伴い地盤内の土要素がせん断されると、最終的に破壊(critical state)に達する。図7-15は、孔壁近傍土要素がせん断され、破壊に達するまでの応力経路の計算値を示したものである。初期応力状態はモールの応力円で示され、排水条件の違いによって異なる応力経路をとる。プレッシャーメータ試験の理論強度は、有効応力経路が破壊線(theoretical failure line)に達した点で与えられるが、完全非排水条件と完全排水条件とでは得られる強度の値に4倍以上の開きがある。部分排水条件での強度はこの両者の間に位置するが、透水係数を100kとした場合には、完全非排水条件での強度の約3割程度大きい値となっている。

図7-16は、孔壁近傍土要素の有効応力～ひずみ(変位)関係を示している。排水条件の違いによって各有効応力成分は異なっているが、特にプレッシャーメータ強度の決定に重要な応力成分である $\sigma'_r$ は部分排水効果の影響を敏感に受けていることがわかる。

部分排水効果の影響は、せん断載荷速度、地盤の透水性によって異なる。そのため、ここまでの議論だけで部分排水効果の補正係数を示すことはできない。次節において、原位

置プレッシャーメータ試験の実験結果との比較を通して検討を続ける。

#### 第4節 原位置プレッシャーメータ強度の解釈

プレッシャーメータ試験のせん断機構においては、部分排水効果の影響は無視し得ないことが明かとなった。もちろん、その影響の度合は載荷速度に依存するが、プレッシャーメータ強度を非排水強度として取り扱うには無理がある。

粘性効果と部分排水効果による時間依存性の影響のない場合の完全な非排水条件の下でのプレッシャーメータ非排水強度の異方性については、一面せん断強度を基準とした補正係数を示すことができた。しかし実際には、この粘性効果と部分排水の効果とが複合してプレッシャーメータ強度に影響を与えていると考えられる。そこで、本節では、材料の粘性効果を考慮した弾粘塑性構成モデルを用いることにより、粘性効果と部分排水効果の両方を考慮した有限要素解析によって、孔壁の乱れや載荷前の応力解放の影響を受けにくいセルフボーリングタイプの原位置プレッシャーメータ試験のシミュレーションを行い、プレッシャーメータ強度に及ぼす時間依存性の影響を定量的に検討する。そして、この計算結果を利用して実測プレッシャーメータ強度の解釈を試み、プレッシャーメータ強度に及ぼす時間依存性の影響の補正方法を提案する。

##### 1. 原位置プレッシャーメータ強度データの解釈

載荷時の孔壁近傍の乱れや応力の解放の影響は考えないものとし、これらの影響を無視できると考えられるセルフボーリングタイプのプレッシャーメータ試験を取り上げる。

従来から報告されている原位置試験データを集め、その膨張曲線からSubtangent法、Semi-Log法によってプレッシャーメータ強度を算定し、塑性指数に対してプロットすると図7-17(a)、(b)が得られる。ただし、各データの出典は表7-1に示されており、図中のプロットの肩の番号が表中の番号に対応している。実測プレッシャーメータ強度は、多くの場合、過圧密地盤における強度であり、過圧密比の違いによる影響を含むので、全体として統一的に比較できるように次式を用いて正規圧密強度に変換している(Ohta and Nishihara, 1985)。

$$(7-1) \quad \left( \frac{s_u}{\sigma'_{z1} \text{ OC}} \right) = \text{OCR} \Delta \left( \frac{s_u}{\sigma'_{z0} \text{ NC}} \right)$$

ここに、 $\sigma'_{z1}$ は有効上載圧、 $\sigma'_{z0}$ は先行圧密圧力、OCRは過圧密比( $\sigma'_{z0}/\sigma'_{z1}$ )、 $\Delta$ は非可逆比(irreversibility ratio: 図4-1)、 $s_u$ はプレッシャーメータ強度、下添え字OC、NCはそれぞれ過圧密、正規状態における値を示している。式(7-1)の関係は、中瀬・小林・勝野(1969)が示した関係式の特別な場合に相当し、他に別の観点からMitachi and Kitago(1976), Ladd, Foott, Ishihara, Schlosser and Poulos(1977), Mayne(1980)も同様な結果を得ている。

図7-17の実測強度データには、実施された荷速度によって粘性の効果と部分排水の効果とが複雑に影響しあっていると予想される。そこで有限要素計算においては、図7-5で用いた弾粘塑性構成モデル(関口・太田モデル)を用いることによって粘性の効果を検討し、一方、部分排水の効果は三軸試験の透水係数を100倍(図4-11参照)して原位置での透水係数(100k)として用いた連成解析を行うことにより考慮する。計算から得られた膨張曲線からSubtangent法、Semi-Log法により算定されたプレッシャーメータ強度を図示したのが、図7-17の曲線である。比較のため、100倍していない透水係数(1k)を用いた場合も示されている。粘性と部分排水による時間依存性による影響の度合は荷速度の違いに依存するが、通常実施されるプレッシャーメータ試験では3分から240分の間で破壊に達することより、荷速度は図7-18より $\dot{\sigma}_{r1}/\sigma'_{z0} = 6.5 \times 10^{-3}$ から $2.0 \times 10^{-1}$  (1/min)の間であると考えられ、図7-17の計算値はこの荷速度の範囲に対応する幅で示されている。ここに破壊時間と荷速度の関係、図7-18は有限要素計算によって得られた理論値を示しており、材料の違い、透水係数の違いによってあまり幅を持たない。

図7-17において、透水係数を100倍した場合(100k)としていない場合(1k)との計算結果を比べると、透水性が高いほど部分排水の影響が顕著に現れ、通常行われる荷速度の範囲でもプレッシャーメータ強度が2倍の開きを持つ可能性を示唆している。また原位置では、プレッシャーメータアローブと孔壁土要素との間で、多少なりとも排水が許されてしまう可能性もあるので、得られるプレッシャーメータ強度はさらに過大な値をとることも予想される。一方、有限要素計算では、孔壁における排水条件を仮定していないので、計算結果は実測強度の下限值を与えられられる。図7-17によると、計算値は実測強度の下限值を含む範囲を示しており、以上の推論を支持する結果とな

なっている。

時間依存性の影響の内、粘性の効果と部分排水の効果とを分離することを考えてみよう。粘性の効果は載荷速度が速いほど顕著になるのに対して、部分排水の効果は載荷速度が遅いほど著しい。そこで図7-17の有限要素計算結果を載荷速度に対して整理してみる。図7-19(a)、(b)、(c)がその結果である。図7-19(a)は計算によりプレッシャーメータ強度の理論値を、図7-19(b)はSubtangent法を用いて整理した結果を、図7-19(c)はSemi-Log法を用いて整理した結果を示している。透水係数1kの場合、かなりゆっくりとした載荷速度では部分排水の影響が粘性の影響に卓越している。しかし実際のプレッシャーメータ試験に相当していると考えられる透水係数100kの場合、載荷速度が十分に速いと考えられていた載荷速度の範囲(通常、実施される範囲)でも部分排水の影響は顕著に現れ、さらに粘性の影響と複雑に複合しているため材料の違いによる傾向を把握できない。つまり部分排水の影響が現れていないときは、塑性指数が小さいほどプレッシャーメータ強度は小さく、この順番は粘性の効果によって変わらない。しかし部分排水の効果は、塑性指数が小さいほど透水性は良いので、プレッシャーメータ強度は大きくなり、これまでの塑性指数についての傾向が逆転する。そのため部分排水と粘性との時間依存性の影響を塑性指数の違いに対して示すことを困難にしている。

ここで、仮に載荷速度を従来より十分に速い、1.0から0.1(1/min)の範囲、例えば0.333(1/min)とすると、図7-19の結果より、プレッシャーメータ強度に及ぼす部分排水の影響を実質上無視することができ、プレッシャーメータ強度を他の室内試験強度と比較できるようになる。また粘性の影響を補正することにより、プレッシャーメータ強度を安定解析などの問題に適用する道が開かれる。

以上の理由により、載荷速度 $\dot{\sigma}_{r1}/\sigma'_{z0}=0.333(1/min)$ でプレッシャーメータ試験を実施することが推奨される。

## 2. プレッシャーメータ強度の補正

原位置プレッシャーメータ試験の載荷速度を $\dot{\sigma}_{r1}/\sigma'_{z0}=0.333(1/min)$ とすると、時間依存性の影響として、粘性効果のみを考慮すればよいことが示された。材料の粘性による影響を材料物性、例えば塑性指数について表せば、図7-14と合わせることで、プレッシャーメータ強度を一面せん断強度に変換する補正係数を提示できる。

図7-20は、載荷速度を0.333(1/min)としたときの図7-19の値を読み取り、

一面せん断強度に対する時間依存性の影響の補正係数 $\mu_R$ を塑性指数について示したものである。図7-21は、図7-14に示される異方性の影響の補正係数 $\mu_A$ と共に、プレッシャーメータ強度を一面せん断強度に変換する補正係数 $\mu (= \mu_A \cdot \mu_R)$ を示したものであり、塑性指数の違いによる変化はあまりなく、0.7から0.8の値となっている。ただし、図中の幅は透水係数の違い( $k$ から $100k$ )による範囲を示しているが、透水係数の違いによる影響は小さく、補正係数の値の変動は小さい。

## 第5節 結論

本章では、入力パラメータ相互間のチャート(第4章)を援用した弾塑性・弾粘塑性有限要素連成解析を利用して、代表的な原位置試験の一つであるプレッシャーメータ試験で現れる異方性、時間依存性の影響を詳細に検討した。得られた結論をまとめると以下のようになる。

(1) 各種室内試験から得られる非排水強度の異方性の影響は、応力誘導異方性を考慮した弾塑性構成モデル(関口・太田モデル)によって説明することができ、せん断速度による時間依存性の影響は、さらに粘性を考慮した弾粘塑性構成モデルによって検討できることがわかった。この時、入力パラメータは作為的なフィッティングを排除し、材料の種類の違いに対して幅広い適用性を確保できるように、第4章で提案された入力パラメータ決定手順を利用しているが、計算結果は実測値と良好な一致を示したことより、手法の妥当性を検証できた。

(2) プレッシャーメータ試験の膨張曲線より求まる強度定数に及ぼす異方性と時間依存性の影響を検討した。つまり、まず完全非排水条件での有限要素シミュレーションによって、強度定数の算定理論の検証を行い、次いでプレッシャーメータ強度に及ぼす異方性の効果を明らかにした。最後に、境界条件を把握しやすく、均質な粘性土試料を用いて行われた室内プレッシャーメータモデル試験の有限要素シミュレーションを行い、プレッシャーメータ膨張曲線、強度定数、孔壁近傍要素の応力変化と有効応力経路について実測値との比較を行い、プレッシャーメータ試験では土要素間での間隙水の移動による部分排水効果の影響を無視できないことを指摘した。

(3) プレッシャーメータ孔壁近傍土要素の乱れ、応力解放の影響を考慮しなくてもよい

と考えられるセルフボーリングタイプの原位置プレッシャーメータ試験の弾粘塑性有限要素シミュレーションを行い、プレッシャーメータ強度に及ぼす粘性と部分排水効果の影響を実測値と計算値との比較を通して検討した。その結果、せん断速度（載荷速度）が遅くなるにつれて部分排水効果の影響が顕著に現れ、通常実施されるせん断速度でもプレッシャーメータ強度が数倍にも変化する可能性のあることを指摘した。

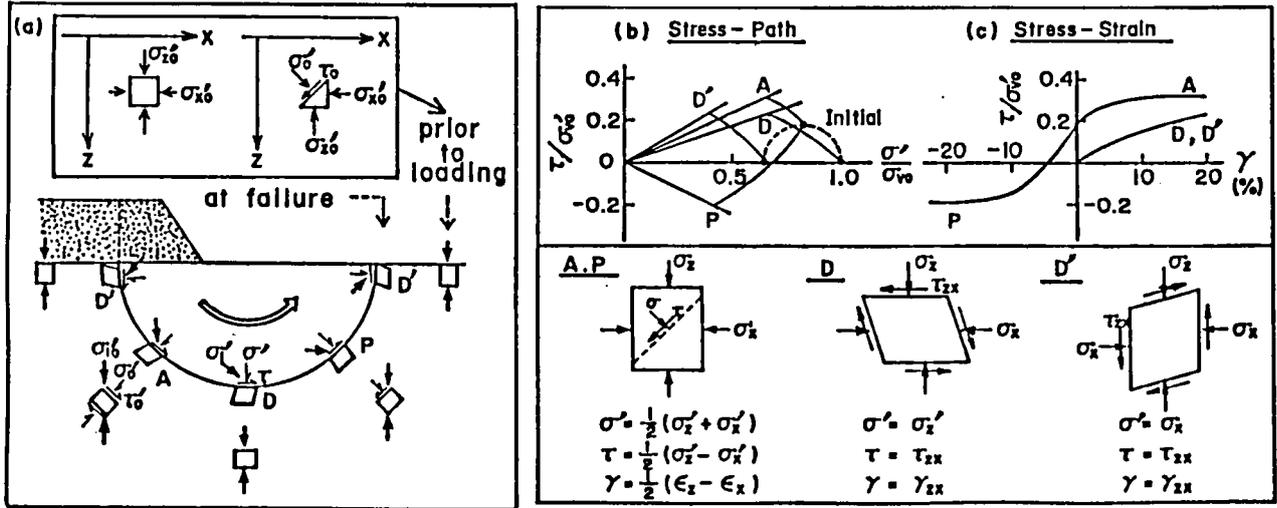
（４）部分排水効果による影響を除外できる載荷速度を具体的に提示し、この載荷速度で試験を実施した場合、得られるプレッシャーメータ強度を一面せん断強度に変換できる補正係数を提案した。これより、プレッシャーメータ強度を安定解析などの解析に利用できる道が開かれた。

ただし、粘性土地盤を対象としているが、粘性土材料の物性の違いは全て塑性指数に代表させている。それぞれの塑性指数から求められた（図４－２を利用）入力パラメータの値を表７－２にまとめておく。

## 参考文献 (第7章)

- Baguelin, F., Jezequel, J. F., LeMee, E. and LeMehaute, A. :Expansion of Cylindrical Probes in Cohesive Soils, Proc. ASCE, SM11, pp. 1129-1142, 1972
- Baguelin, F., Jezequel, J. F., and LeMehaute, A. :Study of Pore Pressure Occuring During Pressuremeter Test, Proc. 8th ICSMFE, Moscow, Vol. 1-1, pp. 19-24, 1973
- Bishop, A. W. :The Strength of Soils as Engineering Material, Geotechnique, Vol. 16, No. 2, pp. 91-128, 1966
- Bjerrum, L. :Embankment of Soft Ground, Proc. ASCE Specialty Conf. on Earth and Earth Supported Structure, Vol. 12, pp. 1-54, 1972
- Bjerrum, L. :Problems of Soil Mechanics and Construction on Soft Clays and Structurally Unstable Soils, Proc. 8th ICSMFE, Moscow, Vol. 3, pp. 111-159, 1973
- Casagrande, A and Carrilo, N. :Shear Failure of Anisotropic Soils, Proc. Boston Soc. Civil Engineers, Vol. 31, pp. 74-87, 1944
- Delory, F. A. and Lai, H. W. :Variation in Undrained Shear Strength by Semiconfined Tests, Can. Geotech. Journal, Vol. 8, pp. 538-545, 1971
- Denby, G. M. and Clough, G. W. :Self-Boring Pressuremeter Tests in Clay, Proc. ASCE, GT12, pp. 1369-1387, 1980
- Duncan, J. B. and Seed, H. B. :Anisotropy and Stress Reorientation in Clay, Proc. ASCE, Vol. 92, SM5, pp. 21-50, 1966a
- Duncan, J. M. and Seed, H. B. :Strength Variation along Failure Surface in Clay, Proc. ASCE, Vol. 92, SM6, 81-104, 1966b
- 深川良一：プレッシャーメータ試験による地盤の変形・強度定数の推定に関する研究，京都大学博士論文，1986
- Hansen, J. B. and Gibson, R. E. :Undrained Shear Strength of Anisotropically Consolidated Clays, Geotechnique, Vol. 1, No. 3, pp. 189-204, 1949
- Jamiolkowsky, M., Ladd, C. C., Germaine, J. T. and Lancellotta, R. :New Developments in Field and Laboratory Testing of Soils, Proc. 11th ICSMFE, Vol. 1, Theme Lecture 2, pp. 57-154, 1985
- Kimura, T. and Saitoh, K. :The Influence of Strain Rate on Pore Pressures in Consolidated Undrained Triaxial Tests on Cohesive Soils, Soils and Foundations, Vol. 23, No. 1, pp. 80-90, 1983
- Konrad, J. M., Bozozuk, M. and Law, K. T. :Study of In-situ Test Methods in Deltaic Silt, Proc. 11th ICSMFE, San Francisco, Vol. 2, pp. 879-886, 1985
- Ladd, C. C., Foott, R., Ishihara, K., Schlosser, F. and Poulos, H. G. :Stress-Strain-Deformation and Strength Characteristics, Proc. 9th ICSMFE, Tokyo, Vol. 2, pp. 421-494, 1977
- Lo, K. Y. and Milligan, V. :Shear Strength Properties of Two Stratified Clays, Proc. ASCE, Vol. 93, SM1, pp. 1-15, 1967

- Mayne, P. M. : Cam-Clay Predictions of Undrained Strength, Proc. ASCE, Vol. 106, GT11, pp. 1214-1242, 1980
- 三笠正人・高田直俊：三軸および直接せん断試験結果について，一軸および三軸圧縮試験法とその応用，第20回土質工学シンポジウム，pp. 87-96, 1975
- Mitachi, T. and Kitago, S. : Change in Undrained Shear Strength Characteristics of Saturated Remolded Clay Due to Swelling, Soils and Foundations, Vol. 16, No. 1, pp. 35-48, 1976
- 中瀬明男・小林正樹・勝野 克：圧密および膨張による飽和粘土のせん断強度の変化，港湾技術研究所報告，第8巻，第4号，pp. 103-141, 1969
- Nakase, A. and Kamei, K. : Undrained Shear Strength Anisotropy of Normally Consolidated Cohesive Soils, Soils and Foundations, Vol. 23, No. 1, pp. 91-101, 1983
- 西原 晃：誘導異方性と主応力回転を考慮した自然堆積粘土地盤の短期安定解析法，京都大学博士論文，1986
- 太田秀樹：粘土の非排水応力～ひずみ関係の推定，第12回土質工学研究発表会講演集，pp. 457-460, 1979
- Ohta, H. and Nishihara, A. : Anisotropy of Undrained Shear Strength of Clays under Axi-symmetric Loading Conditions, Soils and Foundations, Vol. 2, No. 25, pp. 73-86, 1985
- Ohta, H., Nishihara, A. and Morita, Y. : Undrained Stability of Ko-consolidated Clays, Proc. 11th ICSMFE, San Francisco, Vol. 2, pp. 613-617, 1985
- Palmer, A. C. : Undrained Plane-Strain Expansion of a Cylindrical Cavity in Clay: A Simple Interpretation of the Pressuremeter Test, Geotechnique, Vol. 22, No. 3, pp. 80-90, 1972
- Prevost, J. H. : Undrained Shear Tests in Clay, Proc. ASCE, Vol. 105, GT1, pp. 49-64, 1979
- Vaid, Y. P. and Campanella, R. G. : Time-Dependent Behaviour of Undisturbed Clay, Proc. ASCE, GT7, pp. 693-709, 1977
- Wesley, L. D. : The Nature of Anisotropy in Soft Clays, Proc. 3rd Australia-New Zealand Conf. on Geomechanics, Wellington, Vol. 1, pp. 219-224, 1980
- Windle, D. and Wroth, C. P. : In-situ Measurement of the Properties of Stiff Clays, Proc. 9th ICSMFE, Tokyo, Vol. 1, pp. 347-352, 1977
- Wood, D. H. and Wroth, C. P. : Some Laboratory Experiments Related to the Results of Pressuremeter Tests, Geotechnique, Vol. 27, pp. 181-201, 1977



(a) すべり線上での代表的せん断パターン (b) 各せん断パターンの有効応力経路 (c) 各せん断パターンの応力～ひずみ関係

図7-1 代表的せん断パターンと破壊

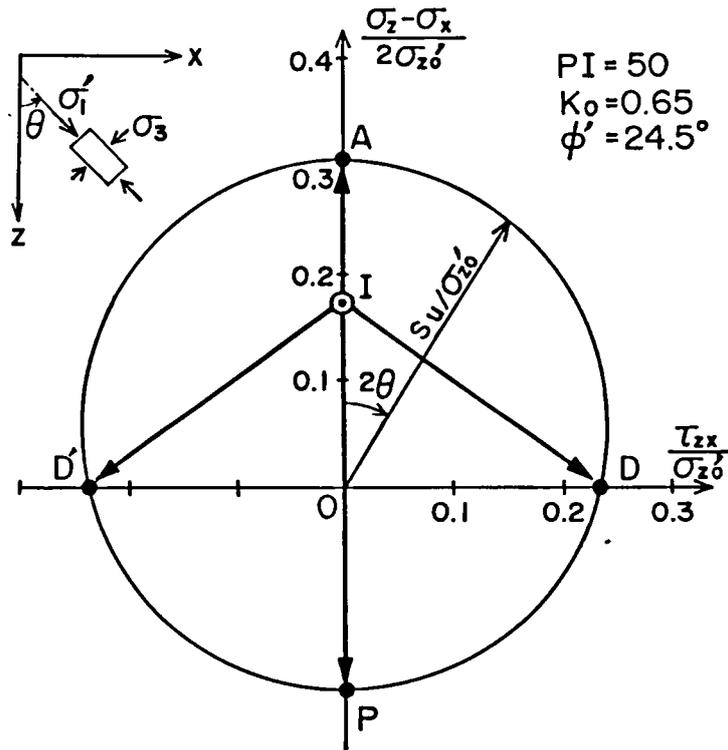
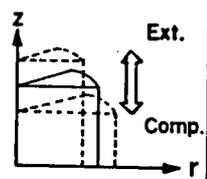
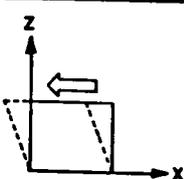
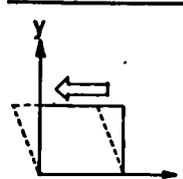
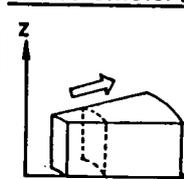
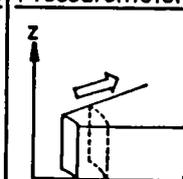


図7-2 せん断時の主応力の回転と非排水せん断強度の関係

Analytical Cases 1) (Boundary Condition)	Triaxial	Direct Shear(1)	Direct Shear(2)	Pressuremeter(1)	Pressuremeter(2)
					
	Axisymmetry	Plane Strain (y)	Plane Strain (y)	Axisymmetry	Axisymmetry
Remarks	Fully Undrained		Direct Shear	Vane	Simulating Model Test(Fukagawa(1985))
			Fully Undrained		Partial Drained (Permitting Water Flow between Elements)
Preconsol. State	Iso. Consolidation	K <sub>0</sub> Consolidation		Iso. Consolidation	K <sub>0</sub> Consolidation
	K <sub>0</sub> Consolidation	$(\sigma'_{x_0} = \sigma'_{y_0} = K_0 \sigma'_{z_0})$		$(\sigma'_{r_0} = \sigma'_{\theta_0} = \sigma'_{z_0})$	$(\sigma'_{r_0} = \sigma'_{\theta_0} = K_0 \sigma'_{z_0})$
Material Parameters	PI = 20, 40, 60, 80 (for each case)			PI = 20 (Fukakusa clay)	PI = 20, 40, 60, 80 (for each case)
	Shear Rate 2)	Axial Strain Rate $\dot{\epsilon}_a = 1, 10^{-1}, 10^{-2}, 10^{-3}, 10^{-4}$ (%/min)	Shear Strain Rate $\dot{\gamma} = 1, 10^{-1}, 10^{-2}, 10^{-3}, 10^{-4}$ (%/min)	Pressure Rate $\dot{\sigma}'_{r_0}/\sigma'_0 = 3.33 \times 10^{-2}$ (1/mm)	Pressure Rate $\dot{\sigma}'_{r_0}/\sigma'_0 = 3.33 \times 10^{-1}, 10^{-2}, 10^{-3}, 10^{-4}$ (1/min)

- 1) solidline means initial forms before shearing and undrained boundary  
2) adding elasto-plastic analysis (time independency) for each case

図 7-3 各種せん断試験の有限要素モデルと解析ケースの一覧

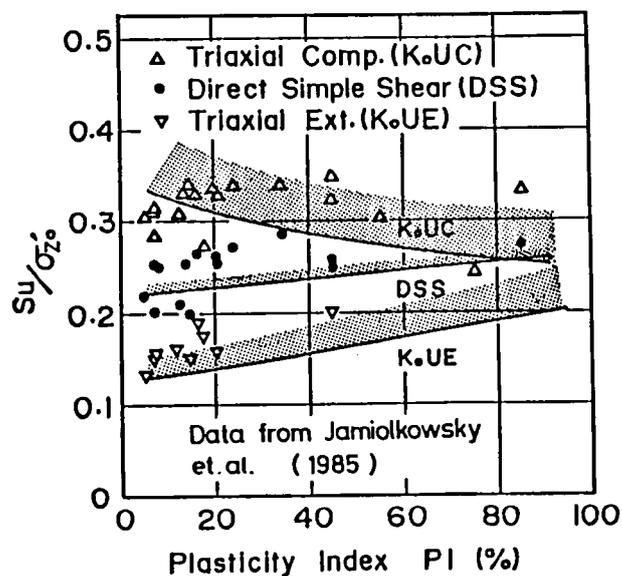


図7-4 各種室内試験における非排水せん断強度の実験値と計算値の比較

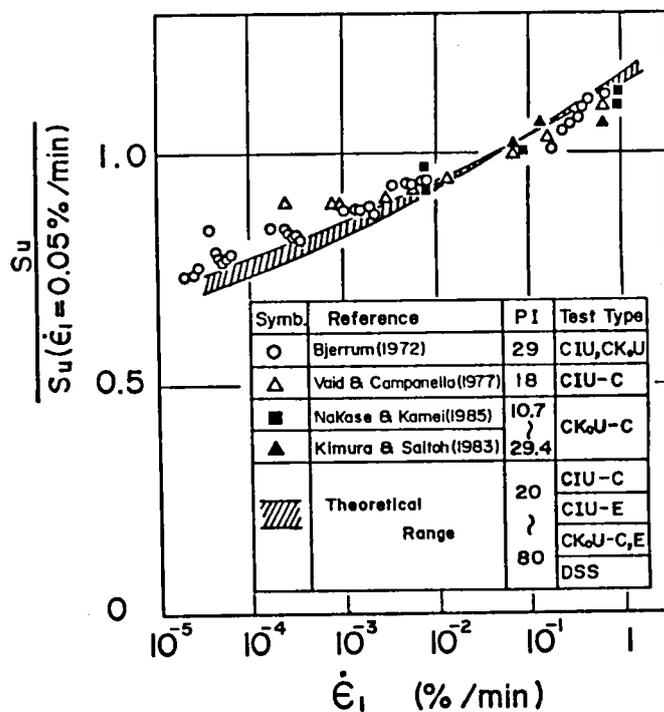


図7-5 非排水せん断強度の時間依存性の実験値と計算値の比較

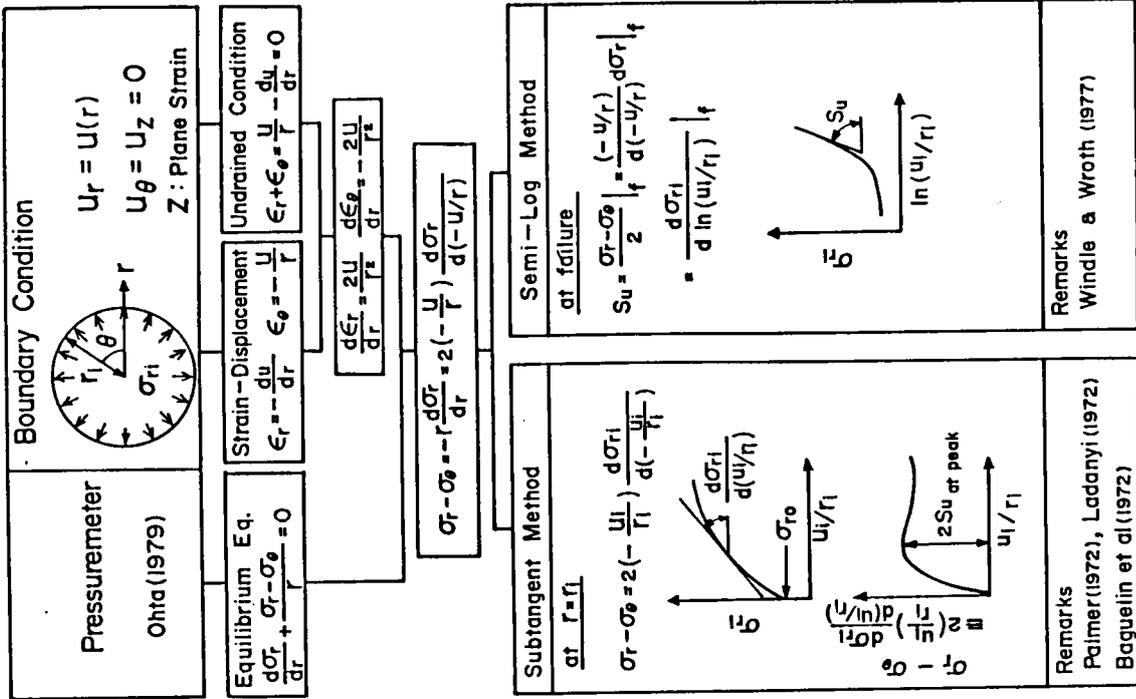


図7-6 プレシヤメータ強度の算定理論の要約

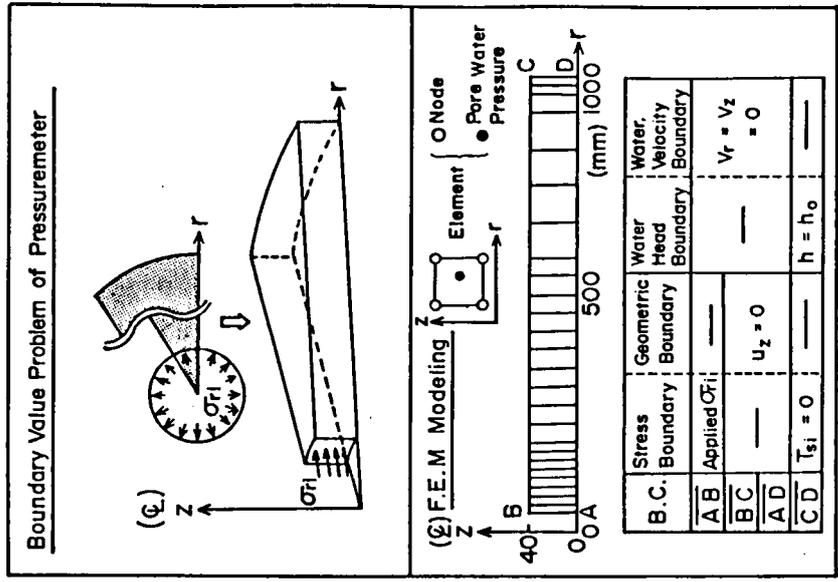


図7-7 プレシヤメータ試験の有限要素モデルと境界条件

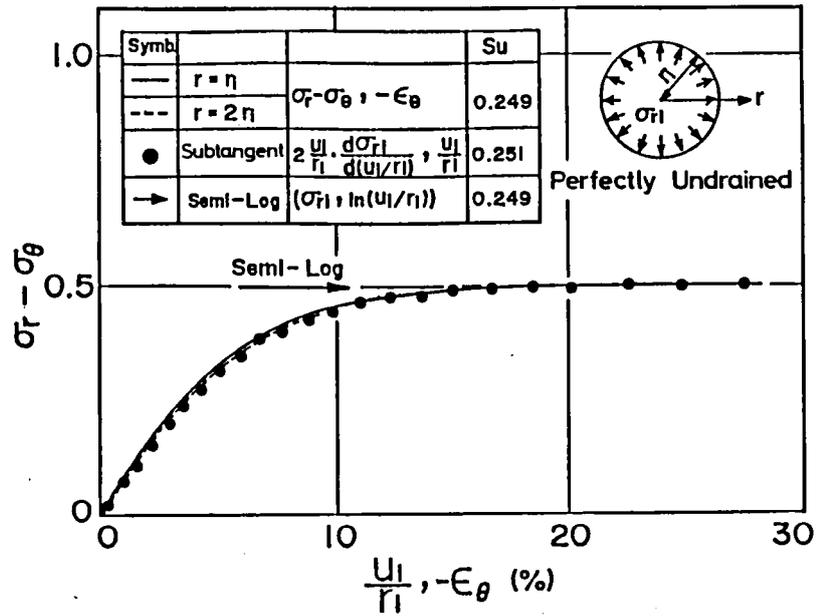


図7-8 プレッシャーメータ強度の算定理論の検証

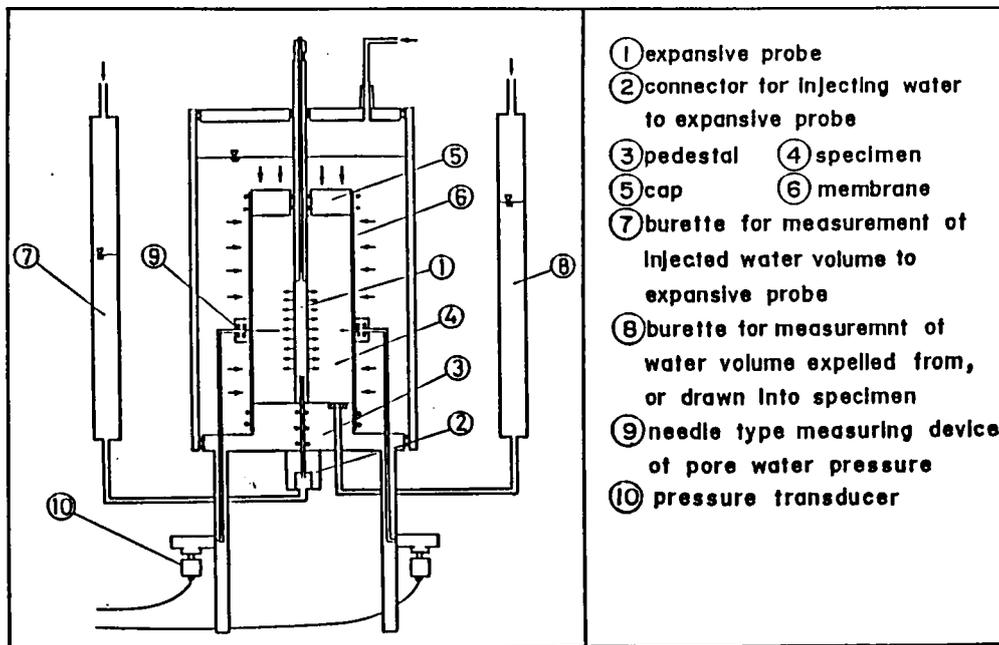


図7-9 プレッシャーメータモデル実験の概要  
(深川, 1986)

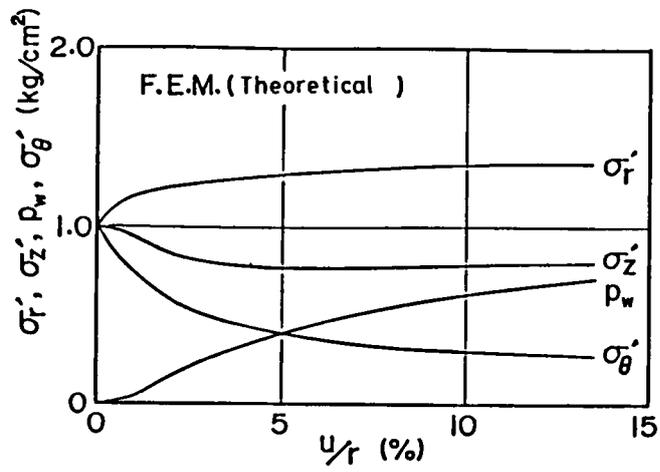
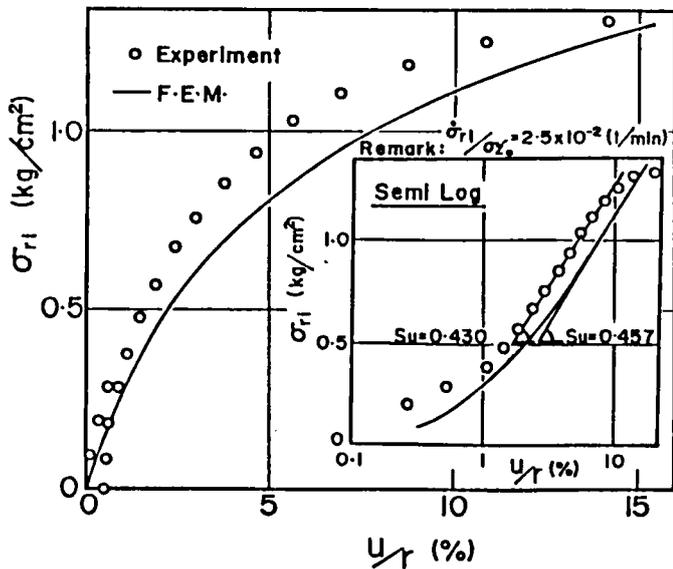
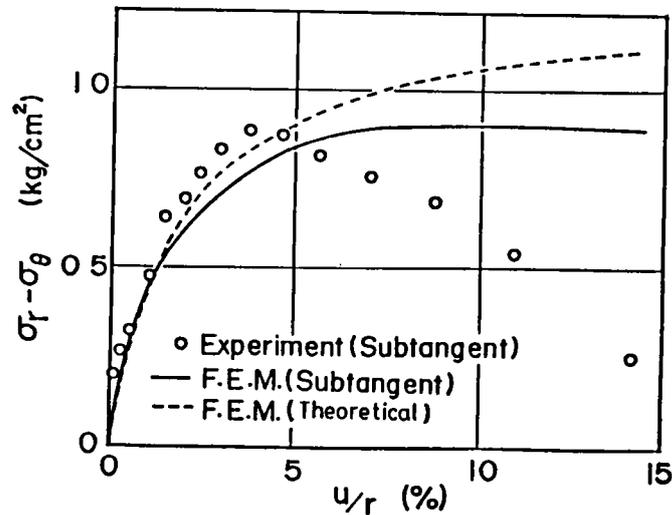


図7-10 プレッシャーマータモデル実験の有限要素シミュレーション結果



(a) プレッシャーメータ膨張曲線と Semi Log法による強度



(b) Subtangent法による応力～ひずみ関係

図7-11 プレッシャーメータモデル試験における実験値と有限要素計算値の比較

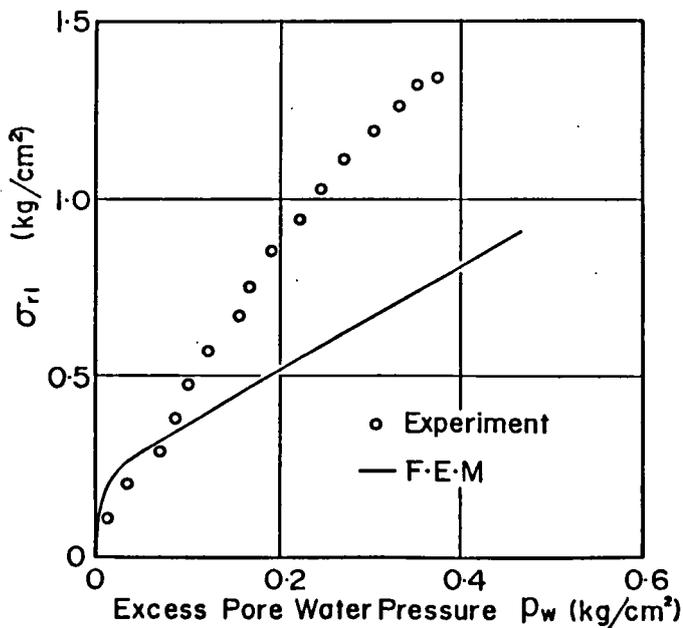


図7-12 孔壁近傍要素の間隙水圧の実験値と有限要素計算値の比較

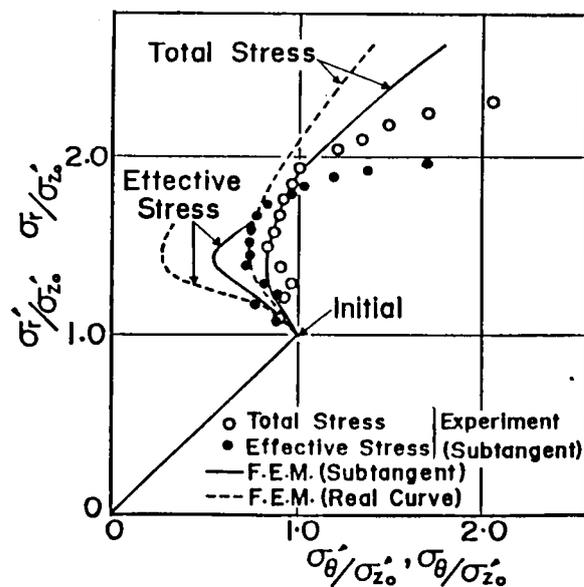


図7-13 応力経路の実験値と有限要素計算値の比較

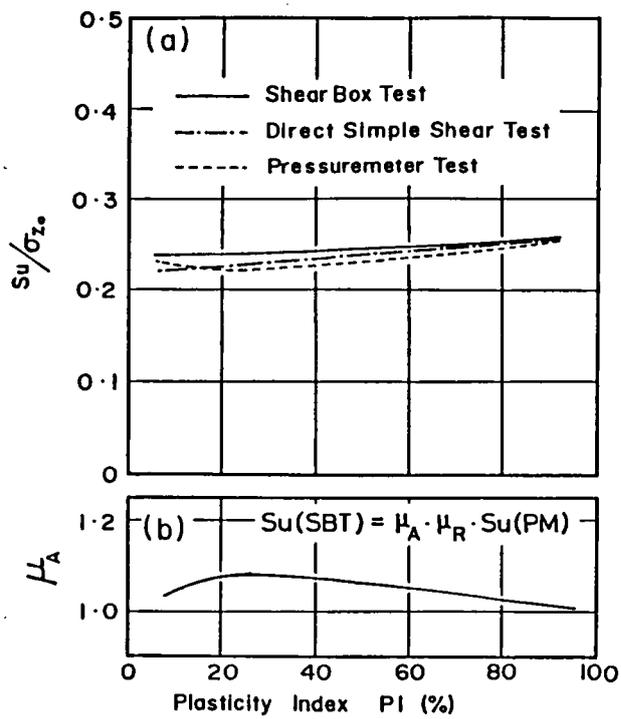


図7-14 プレッシャーマータ強度の異方性と一面せん断強度への補正係数

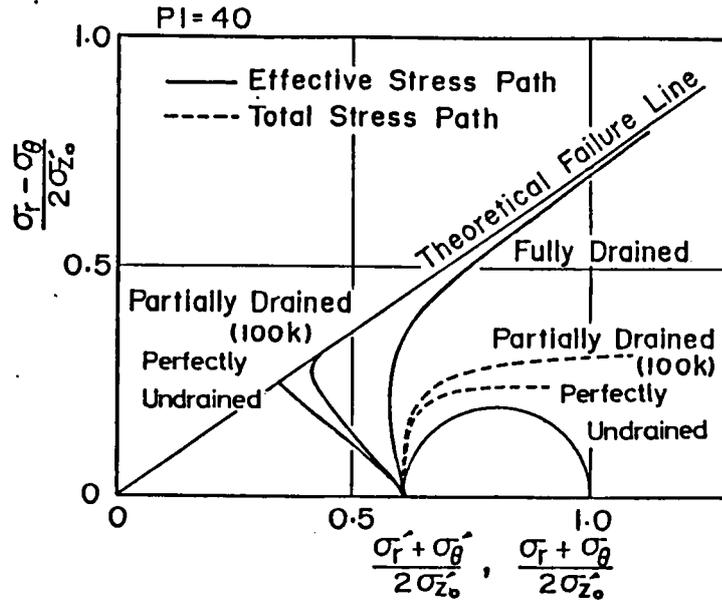
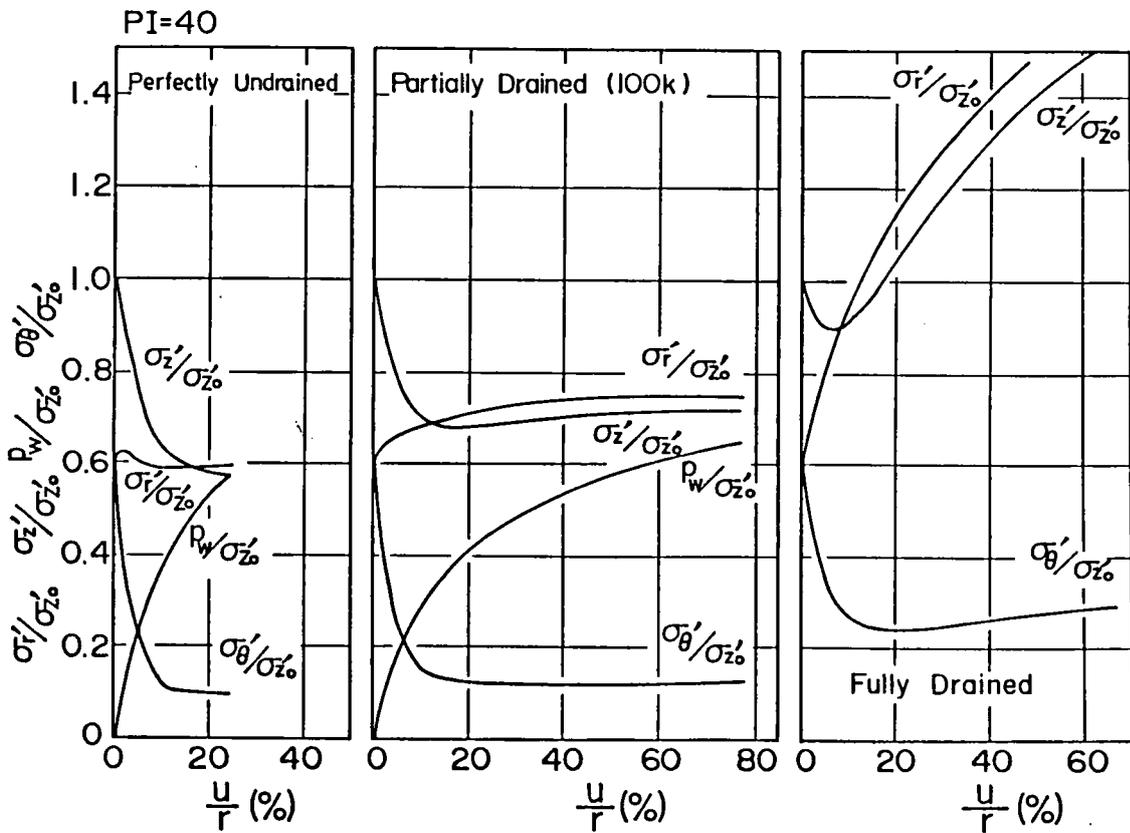
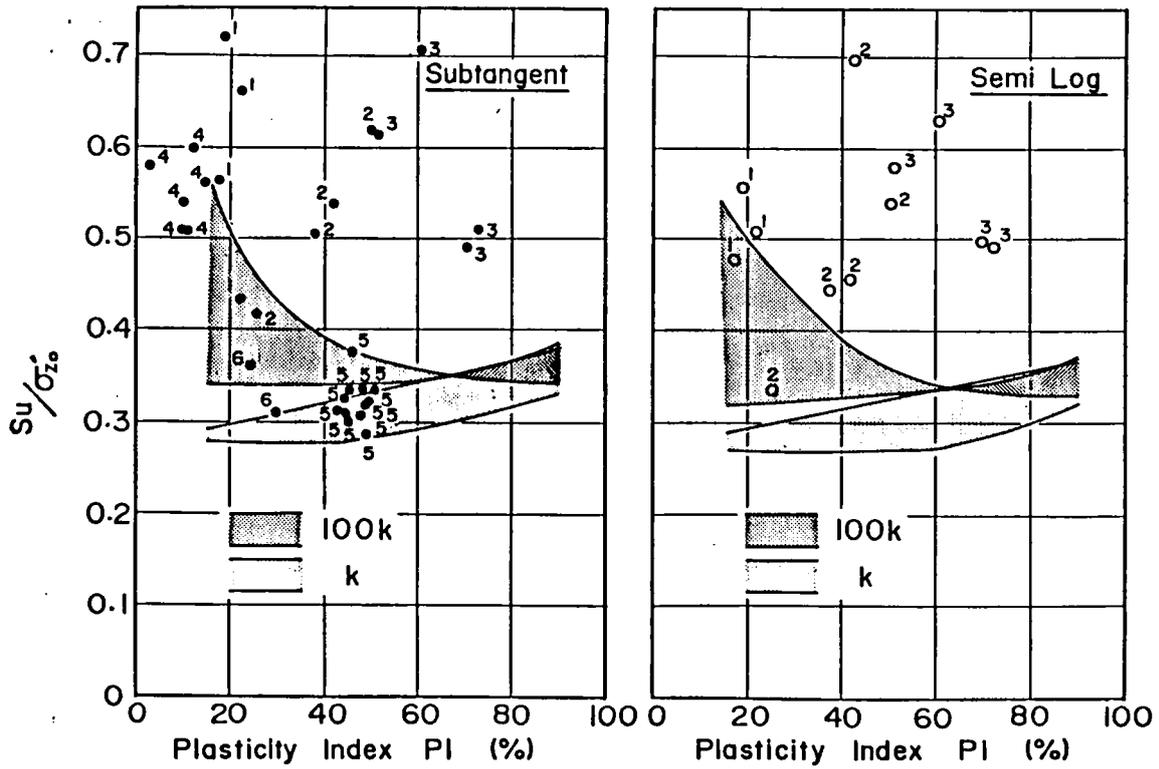


図7-15 プレッシャーマータ試験の応力経路に及ぼす排水条件の影響



(a) 完全非排水条件 (b) 部分排水条件 (c) 完全排水条件

図7-16 プレッシャーマータ孔壁近傍要素の応力～ひずみ関係



( a ) Subtangent法による  
プレッシャーメータ強度の比較

( b ) Semi Log法による  
プレッシャーメータ強度の比較

図7-17 プレッシャーメータ強度の実測値と有限要素計算値の比較

表7-1 引用データの一覧 (図7-17)

References	Soils
1. Authors	Komatsugawa Clay
2. Authors	Osaka Clay
3. Authors	Kobe Bay Clay <sup>1)</sup>
4. Konrad, Bozozuka Law (1985)	Deltaic Silt
5. Denby & Clough (1980)	San Francisco Bay Clay
6. Baguein, Jezequel & Le Mehaute (1973)	Cran Clay

<sup>1)</sup> the diluvium clay

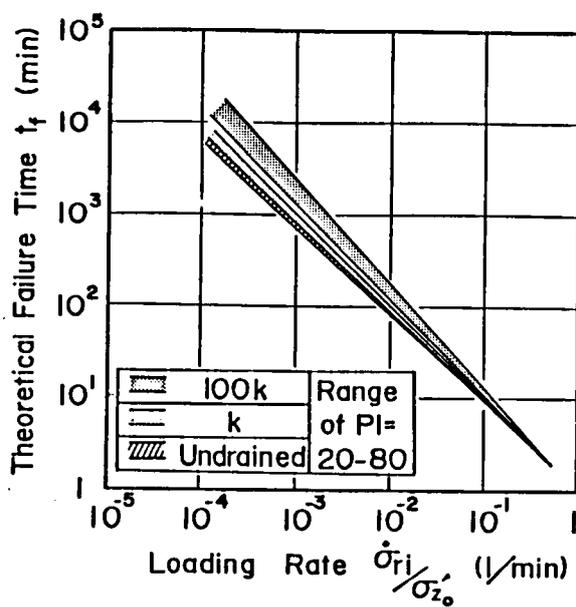
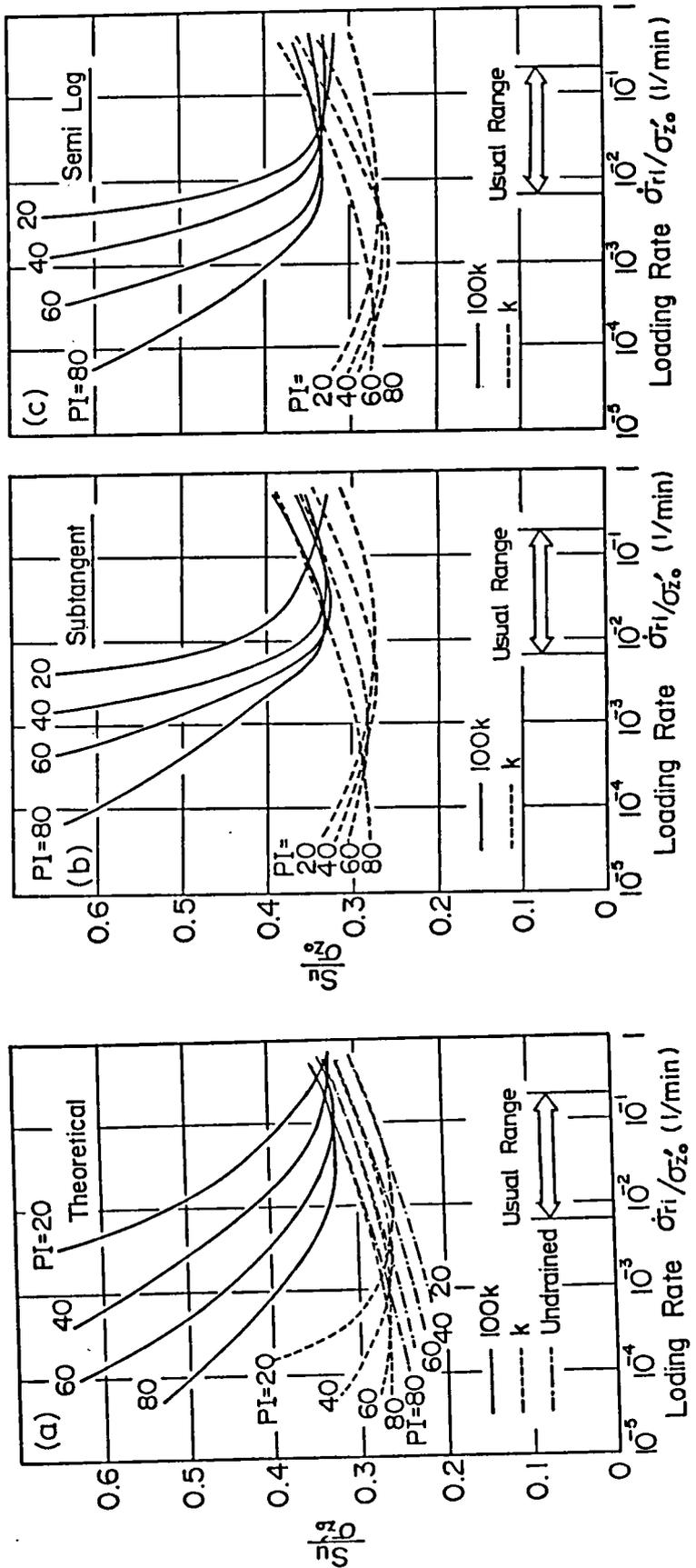


図7-18 載荷速度と破壊時間の関係  
(有限要素計算値)



(a) アレシヤーマータ理論強度 (b) Subtangent法による強度 (c) Semi Log法による強度

図7-19 アレシヤーマータ強度に及ぼす載荷速度の影響 (有限要素計算値)

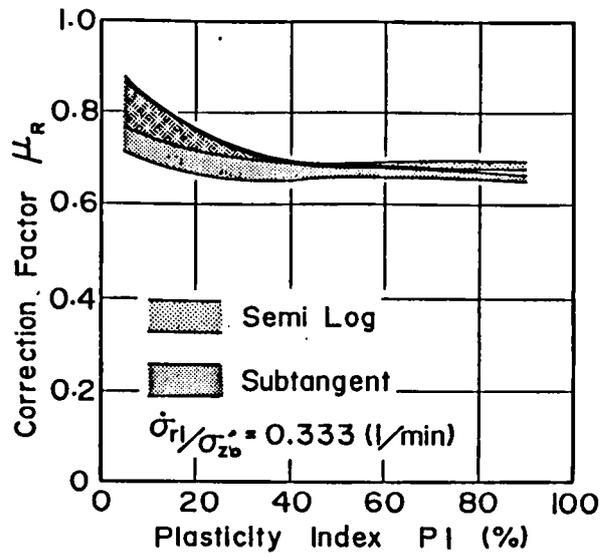


図7-20 プレッチャーメータ強度に及ぼす時間依存性の補正係数

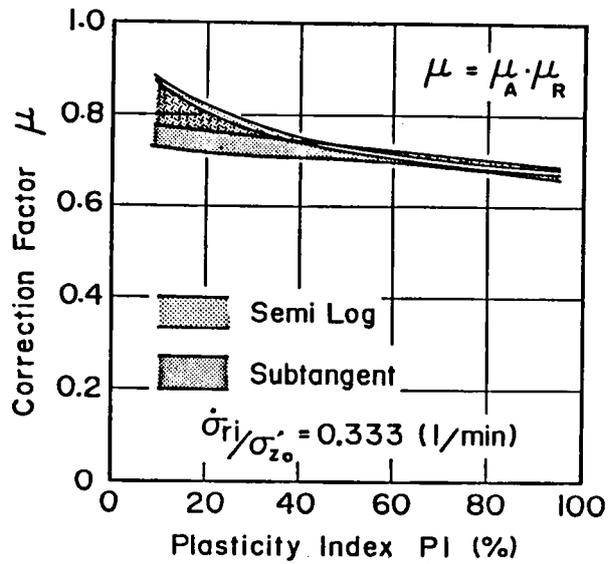


図7-21 一面せん断強度への補正係数

表 7-2 計算に用いたパラメータの値

	PI=20	PI=40	PI=60	PI=80
D	0.0400	0.0653	0.0859	0.1029
$\Lambda$	0.6971	0.5841	0.5209	0.4773
M	1.2199	1.0222	0.9116	0.8353
$\nu'$	0.3438	0.3781	0.4090	0.4369
$\alpha$	$3.50 \times 10^{-3}$	$5.71 \times 10^{-3}$	$7.51 \times 10^{-3}$	$9.01 \times 10^{-3}$
$\dot{\nu}_0$	$1.65 \times 10^{-5}$	$8.53 \times 10^{-6}$	$3.55 \times 10^{-6}$	$1.35 \times 10^{-6}$
$K_0$	0.524	0.608	0.692	0.776
$\sigma'_{z0}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	1.0	1.0	1.0	1.0
k (cm/min)	$1.25 \times 10^{-6}$	$6.42 \times 10^{-7}$	$2.68 \times 10^{-7}$	$1.01 \times 10^{-7}$

Remarks - OCR = 1.0 (Normally Consolidation)  
 - Coefficient of Permeability k, 10k, 100k  
 -  $K_0 = 1.0$  with Isotropic Preconsolidation

## 第8章 施工手順を考慮した現場解析例

### 第1節 概説

前章までに、弾粘塑性／弾塑性連成有限要素解析の解析手法、構成モデルの特性についての理論的・実験的検討、計算に必要なパラメータの実用的決定方法について述べた。本章では、以上の成果を踏まえ、盛土工事例の現場挙動観測結果と解析結果との比較を示す。ここで、計算に必要な入力パラメータは第4章で提案した方法を用い、作為的なパラメータフィッティングを排除している。計算に必要なパラメータは、直接に室内実験などから求めるのが原則であるが、弾粘塑性／弾塑性計算は比較的多数のパラメータを必要とし、また特殊な実験を要するので、個々の現場において必要な実験を実施することは一般に非常に困難である。その点、本論文で提案しているパラメータの決定方法は通常現場土質調査結果から計算に必要なパラメータを推定できるものであり、幅広い適用性を持っている。ここでは、この様なパラメータの決定方法の適用性及び妥当性を計算結果と現場計測による実測挙動との対比を通して検討する。

### 第2節 有機質粘土層を含む軟弱地盤上の試験盛土

北海道縦貫自動車道（札幌～岩見沢間：日本道路公団札幌建設局, 1984）は、昭和48年（1973）より調査が、昭和53年（1978）より工事が開始され、昭和58年（1983）に開通した。自動車道（全長約32km）のうち、約28kmの区間は超軟弱地盤地帯であり、厚さ約20～30mにも及ぶ泥炭層からなる沖積層が堆積している。

軟弱地盤上に盛土構造による高速道路の建設が可能かどうかを判断するとともに、盛土の施工に伴う地盤の挙動、盛土の安定に対する補助工の効果とその施工法の検討を行い、設計・施工の指針を得ることを目的に試験盛土が築造された。表層に泥炭層が分布している地盤を代表して江別試験盛土を、粘土層と泥炭層の互層地盤を代表して岩見沢試験盛土が築造された。

#### 1. 江別試験盛土

盛土基礎地盤は軟弱層厚が約30mあり、中間砂層によって大きく三層に分けられる。上部層は泥炭層と粘土層から成り、それ以下の二層ではサンドシームが発達した粘性土層である。試験盛土は2ヶ所に築造されたが、ここではTF-1地点の試験盛土を対象とする。また、盛土基礎地盤は無処理工区（ND）とサンドドレーン工区（SD）に大別されるが、盛土高はいずれの工区でも6.5mである。図8-1に試験盛土横断図を、図8-2に盛土の載荷段階を示す。

### 解析条件

図8-3に有限要素メッシュを示す。盛土自体の剛性も評価し、盛土載荷に合わせて要素を生成させている。図中の影で示した部分はサンドドレーン打設域を示しており、実際には1.8mピッチ、 $\phi=400$ の正三角形配置で、深さ10mまで打設されたが、解析ではBarronの解の50%圧密度に相当する時間（ $t_{50}$ ）にTerzaghiの一次元圧密理論の解（ $t_{50}$ ）が一致するように、透水係数を評価（無処理地盤の約1.3倍の透水係数）して計算を行った。解析に必要な入力パラメータは、第4章図4-2に示された手順に従って、主として塑性指数から表8-1のように決定した。ただし、泥炭層は報告されている有効内部摩擦角 $\phi'$ から図4-2の手順よりパラメータを決定し、盛土部分は弾性体と仮定した。砂質土層は、先行圧密荷重を過大に設定することにより初期降伏曲面を大きくとり、弾性領域内の非線形弾性体として取り扱った。

### 解析結果と実測値の比較

図8-4はサンドドレーン打設地盤（以後SD地盤と呼ぶ）と無処理地盤（以後ND地盤と呼ぶ）の、盛土中央直下での地表面沈下量を実測値と比較したものである。計算値は実測値のおおよそ2.5倍となっており、過大な評価を与えている。

図8-5（a）～（e）は、ND地盤の各層別に計算値と実測値の沈下を比較したものである。ここで土層の区分は図8-6に示される通りである。各層とも計算値は実測値に対して過大となっているが、特に深さ8.5～14.5mの地点の有機質土と粘性土の互層では、計算値が実測値を大きく上まわっている。原因として、有機質土（泥炭層）の剛性が過小評価されたためと考えられるが、このような全応力的な剛性の評価は、材料の物性パラメータのみならず、透水係数の値も大いに関係すると予測される。有機質土の物性パラメータの推定に関しては、参考とする実験報告も多くなく、パラメータの推定法の確立

は今後の課題である。

図8-7(a)～(d)は、ND地盤の盛土中央直下各層の過剰間隙水圧の経時変化を比較したものである。計算値と実測値は良好な対応を示しているが、第4層目の粘土層では、第一段階盛土载荷による間隙水圧の消散が早すぎる計算結果となっている。

一次盛土载荷直後(99日後)及びその放置後(328日後)の全水頭(基準高は地表面)のコンタ図を示すと図8-8(a), (b)(ND地盤)、図8-9(a), (b)(SD地盤)となる。ND地盤とSD地盤とでは、盛土载荷直後の水圧分布に大きな差は見られないが、盛土载荷放置後にはサンドドレーン打設地盤の水圧消散が早いことが確認できる。

図8-10(a), (b)、図8-11(a), (b)は、有限要素メッシュの変形形状を、それぞれ一次盛土载荷後(99日後)、二次盛土载荷(390日後)について示したものであり、図8-10がND地盤、図8-11がSD地盤についての結果である。

## 2. 岩見沢試験盛土

盛土基礎地盤は、軟弱層が13～16m堆積しており、粘性土層と泥炭層との互層が発達している。平均含水比は、泥炭層で約400%、粘性土層で約100%に達する。試験盛土はサンドドレーン打設地盤(SD地盤)と無処理地盤(ND地盤)の2ヶ所に構築された。サンドドレーンは2.0mピッチの正三角形配置で、深さ13mまで打設された。

図8-12に試験盛土横断面の形状を、図8-13に盛土の载荷段階を示す。

### 解析条件

図8-14に有限要素モデルを示す。図中の影の部分はサンドドレーン打設域を示しており、江別試験盛土の場合と同様な評価を行うと、透水係数が無処理地盤の2.2倍となった。解析に必要なパラメータは、塑性指数から推定して表8-2のように決定された。ここでも泥炭層については、江別試験盛土の場合と同様に、有効内部摩擦角 $\phi'$ から必要なパラメータを推定している。また盛土は弾性体と仮定し、盛土の载荷に合わせて要素を生成してゆくことにより剛性を評価にいった。

### 解析結果と実測値の比較

図8-15は、盛土中央直下での地表面沈下量を実測値と比較したものである。実測値

と計算値とのへだたりは、最大で20%強程度である。また計算値、実測値ともサンドドレーンの効果がよく現れる結果となっている。

一方、盛土法尻付近の水平変位を比較すると、図8-16（ただしND地盤）となる。実測値によると、施工開始350日付近の盛り立て中に側方変位が大きく生じている。柴田・関口(1980)も指摘しているように、盛土法尻部の側方変位が盛土地盤の安定性を知る目安となることから、施工開始350日付近で地盤は極めて破壊に近くなったことが推測されるが、計算ではこの様な傾向は得られなかった。

図8-17(a)～(d)は盛土中央直下の各層の過剰間隙水圧の変化を比較したものである。ただしND地盤に対しての結果であり、各層の区分は図8-18の通りである。実測値と計算値との対応は、第1層の結果以外、概ね良好である。盛土法尻部の実測側方変位が急激に増加した施工開始350日付近では、各層の間隙水圧の実測値も上昇しており、特に第4層で著しい。計算値でも施工開始350日付近で間隙水圧が上昇しているが、実測値ほど顕著ではない。

過剰間隙水圧の空間的分布を表すため、第2次盛土載荷直後（施工開始252日）とその放置後（施工開始313日）の全水頭（基準高さは地表面）の計算値のコンタを描いたのが図8-19(a), (b)および図8-20(a), (b)である。図8-19はND地盤、図8-20はSD地盤に対する結果である。ND地盤とSD地盤とでは、盛土載荷後の過剰間隙水圧の消散の早さに違いがみられるが、過剰間隙水圧の地盤内の分布には違いが見られない。

図8-21(a), (b)および図8-22(a), (b)は、それぞれND地盤、SD地盤に対しての第2段階盛土載荷直後（施工開始252日）と第3段階盛土載荷直後（施工開始575日）の有限要素メッシュ変形図である。

### 第3節 均一な粘性土軟弱地盤上の試験盛土

#### 1. 神田試験盛土

常磐自動車道建設にあたり茨城県神田地区に試験盛土が建設された（（財）高速道路調査会, 1984）。解析の対象とする試験盛土は、サンドドレーンの打設されていない無処理の軟弱地盤上に1980年12月から1981年4月にわたり建設され、図8-23に盛土

の最終形状と地盤の土層構成が示されている。有限要素計算では、図8-23中のSTA 499+20の地点の横断面で平面ひずみ条件を仮定した。

### 解析条件

図8-24に有限要素メッシュと設定した境界条件を示す。盛土材料は単位体積重量 $1.7 \text{ tf/m}^3$ のしゅんせつ砂であり、計算では、実際の盛土の载荷段階(図8-25)に合わせて弾性体要素を生成させ、盛土の剛性を考慮した。また地盤の解析領域は、泥岩層で支持された沖積層としている。図8-26は地盤の土層構成と土質調査結果をまとめたものである。地盤は中間に砂層をはさみ、深さ約12mからほぼ正規圧密状態である。計算に必要なパラメータは第4章図4-2の手順に従い、図中の実線で示される値を用いて決定した。中間の砂層は弾性体と仮定し、弾性定数はプレッシャーメータ試験の結果によるせん断弾性係数 $G$ (図8-26(f))を用い、ポアソン比 $\nu'$ を0.4と仮定して決定している。ただし深川(1986)によれば、三軸圧縮試験より得られるせん断弾性係数はプレッシャーメータ試験から得られるものの約3倍となることから、計算にはプレッシャーメータ試験から得られたせん断弾性係数を3倍して用いた。表8-3に決定されたパラメータの一覧を示す。

### 計算結果と実測値の比較

図8-27に、盛土中央直下の地表面の経時沈下の比較が示されている。また、図8-28は盛土中央直下の粘土層の過剰間隙水圧の変化の比較である。地表面沈下と間隙水圧変化とも、盛土の盛り立て中の挙動に実測値と計算値の差が見られるが、全体的により一致を示している。

## 2. 武雄試験盛土

九州自動車道武雄地区では、インターチェンジの建設に先立ち、プレロードとして6つの試験盛土が築造された(日本道路公団福岡建設局武雄工事事務所, 1985)。基礎地盤は、有明粘土と呼ばれる非常に均一な軟弱粘土層から成るが、軟弱層厚は最大で約10mと比較的浅い。図8-29に試験盛土の平面図を示す。6つの試験盛土は狭い領域内に互いに隣接して設置されているため、相互の干渉が予想されるが、計算ではそれらの相互作用は考慮せず、個別に取り扱うことにする。また試験盛土P5の断面形状が不明であったので、

計算の対象から除外した。図8-30にそれぞれの盛土形状を示す。

### 解析条件

図8-31(a)～(e)に各盛土および盛土基礎地盤の有限要素モデルを示す。図8-32には、土質調査結果がまとめられている。盛土の形状および基礎地盤の層厚は異なるが、地盤の物性は各盛土で共通なものとして取り扱った。図中の実線を代表値とし、第4章図4-2を利用して計算に必要な入力パラメータを決定した。表8-4(a)～(e)は入力パラメータ値の一覧である。ただし、軟弱粘土層の下に位置するシルト混じり砂れき層は、単位体積重量 $\gamma = 1.6 \text{ tf/m}^3$ の弾性体と仮定し、N値より弾性定数を推定している(ポアソン比は $1/3$ )。また透水係数はシルトの存在を考慮して、 $1.0 \text{ m/day}$ とし、支持地盤との境界(解析領域の基底面)では間隙水の出入りを許している。盛土材は単位体積重量 $\gamma = 1.9 \sim 2.1 \text{ tf/m}^3$ の弾性体とし、弾性定数は砂れき層と同様とした。図8-33(a)～(e)は各盛土の盛り立て速度を示しており、盛土の沈下分を考慮して盛り立て速度を $2.5 \text{ cm/day}$ としている。

### 計算結果と実測値の比較

図8-34(a)～(e)は、各盛土の盛土中央直下の地表面沈下量を比較したものであり、図8-35(a)～(e)は盛土法尻部の水平変位の比較である。盛土中央での地表面沈下は、概ね実測値と良く合っているが、法尻部の水平変位は計算値がかなり過大である。構成モデルの特性による影響も無視できないであろうが、固結した地表クラストを解析モデルでは無視していることによる影響が大きいものと考えられる。

図8-36(a)～(e)には、盛土中央直下の地盤内の過剰間隙水圧の経時変化の比較を示す。P1盛土およびP2盛土の結果では、実測過剰間隙水圧の消散が非常に早く、盛土載荷中の間隙水圧の上昇は見られず、計算結果とは傾向が異なっている。その他のP3、P4、P6の各盛土では、計算結果は実測値と良好な対応を示している。

図8-37(a)～(e)は、約170日後の第4段階盛土載荷後の有限要素モデルのメッシュ変位図である。計算による全体的な変形の様子を知ることができる。

## 第4節 結論

本章では、これまで述べてきた有限要素解析手法を実際の盛土工事8例に適用し、報告されている実測挙動との対比を示した。解析の対象とした地盤は、北海道の2地点（江別、岩見沢）、常磐（神田）、九州（武雄）の計4地点の軟弱地盤であり、盛土構造物の長手方向に平面ひずみ条件を仮定して、2次元問題として取り扱った。計算に必要な入力パラメータは、第4章で詳述した入力パラメータ決定手順を利用し、解析者の作為を排除すると同時に、限られた現場土質調査結果からの入力パラメータの推定を可能にしている。

入力パラメータを主として塑性指数から決定するという極めてラフな推定を行っているにもかかわらず、計算結果は実測値と概ね良好な一致を示した。しかし北海道の江別、岩見沢の現場解析結果に見られるように、自然含水比、塑性指数が極めて大きな値を示す泥炭土層に対しては、良い予測値を得ることはできず、このような有機質粘性土層の物性値の推定方法は、今後の課題として残されている。

本章で取り上げた盛土工事例は、境界条件の設定など、解析のモデル化が比較的容易であり、2次元の平面ひずみ問題として取り扱うことができた。しかし実際には、より複雑な境界条件を持つ場合が一般的であり、3次元的な効果を見逃し得ないものが多いであろう。有限要素解析は、原理的には3次元問題の取り扱いが可能であるが、多くの場合、計算機の能力、計算コストなどのハードの面から強い制約を受ける。さらに本論文で取り上げている弾粘塑性有限要素解析では、解析対象地盤の過去の応力履歴そして現在の応力状態の正しい把握が前提であり、施工に伴う作用外力の変化、境界条件の変化を正確に追跡して行かねばならない。そのため通常の線形弾性有限要素計算とは比較にならない計算容量、計算時間を必要とし、3次元問題の計算は一層の制約を受ける。今後、計算機の能力の向上に伴って、この制約は多少なりとも緩和されてゆくであろうが、3次元の問題を2次元的に取り扱える工夫などを進めてゆかねばならないであろう。

参考文献（第8章）

- 日本道路公団札幌建設局：道央自動車道（札幌～岩見沢）軟弱地盤における設計・施工および動態観測報告書, 1984
- 日本道路公団福岡建設局武雄工事事務所：武雄インターチェンジ軟弱地盤対策概要, 1985
- 深川良一：プレッシャーメータ試験による地盤の変形・強度定数の推定に関する研究, 京都大学博士論文, 1986
- 柴田 徹・関口秀雄：盛土基礎地盤の弾・粘塑性挙動解析と破壊予測, 土木学会論文集, No. 301, pp. 93-104, 1980
- （財）高速道路調査会報告書：昭和58年度道路盛土の沈下予測に関する研究, 1984

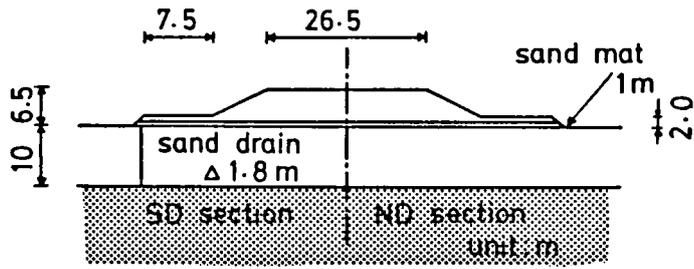


図8-1 盛土横断面図 (江別試験盛土)

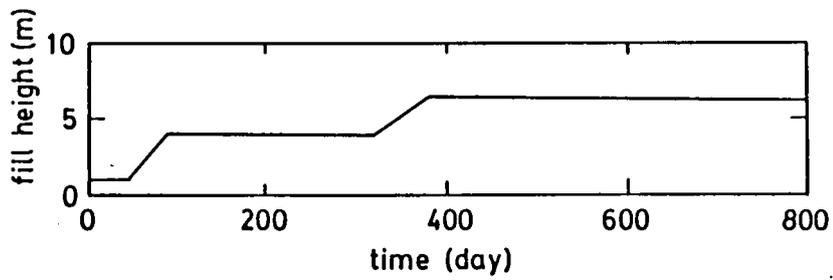


図8-2 盛土載荷段階 (江別試験盛土)

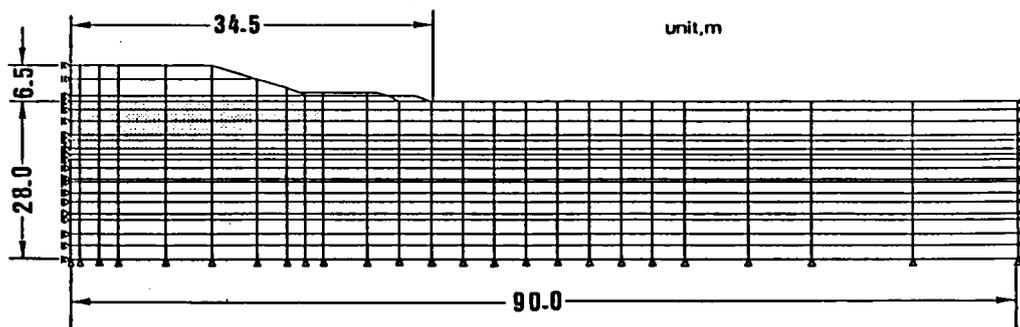


図8-3 有限要素モデル (江別試験盛土)

表8-1 計算に用いた入力パラメータの一覧 (江別試験盛土)

	DEPTH (m)	P1 (%)	M	$\lambda$	D	$\nu'$	$K_0$	$K_i$	$\sigma_{v0}'$ (tf/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{vi}'$ (tf/m <sup>2</sup> )	$\alpha$	$i_0$ (1/day)	$\lambda$	$e_0$	$k_x$ (m/day)	$k_y$ (m/day)
1	0.0-1.5		2.5240	0.9167	0.0600	0.4000	0.6000	1.0000	0.1520	0.0380	2.60-02	1.53-12	2.6040	15.000	5.00-03	5.00-03
2	1.5-3.5	20	1.2187	0.6964	0.0508	0.3443	0.5250	0.7213	1.7520	0.8760	0.4449-02	3.36-04	0.1550	0.7419	1.90-02	1.90-02
3	3.5-6.0	20	1.2187	0.6964	0.0508	0.3443	0.5250	0.7214	5.3570	2.6780	0.4449-02	3.36-04	0.1550	0.7419	6.22-03	6.22-03
4	6.0-7.0	57	0.9240	0.5280	0.0869	0.4049	0.6804	0.8003	7.8110	3.9060	0.7608-02	6.82-05	0.4140	1.7209	7.54-04	7.54-04
5	7.0-8.5	20	1.2187	0.6964	0.0508	0.3443	0.5250	0.7214	9.4650	4.7320	0.4449-02	3.36-04	0.1550	0.7419	3.53-03	3.53-03
6	8.5-9.5		3.0000	0.9540	0.1780	0.2500	0.4900	0.5000	100.000	5.7330	1.00-02	1.00-02	1.0000	0.7900	8.64-00	8.64-00
7	9.5-10.5	20	1.2187	0.6964	0.0508	0.3443	0.5250	0.7213	13.0670	6.5340	0.4449-02	3.36-04	0.1550	0.7419	2.55-03	2.55-03
-8	10.5-12.0		3.0000	0.9540	0.1780	0.2500	0.4900	0.5000	100.000	7.5340	1.00-02	1.00-02	1.0000	0.7900	8.64-00	8.64-00
9	12.0-14.0	15	1.3041	0.7452	0.0426	0.3351	0.5040	0.6117	13.4030	8.9350	0.3728-02	3.75-04	0.1200	0.6096	2.84-03	2.84-03
10	14.0-14.5		3.0000	0.9670	0.1950	0.2500	0.4900	0.5000	100.000	9.9360	1.00-02	1.00-02	1.0000	0.6500	8.64-00	8.64-00
11	14.5-16.5	15	1.3041	0.7452	0.0426	0.3351	0.5040	0.6117	16.4060	10.9370	0.3728-02	3.75-04	0.1200	0.6096	2.32-03	2.32-03
12	16.5-18.0	21	1.2044	0.6882	0.0523	0.3461	0.5292	0.6363	18.4640	12.3100	0.4581-02	3.26-04	0.1620	0.7684	1.67-03	1.67-03
13	18.0-20.0	30	1.1017	0.6295	0.0641	0.3618	0.5670	0.6729	20.3870	13.5910	0.5607-02	2.38-04	0.2250	1.0065	1.11-03	1.11-03
14	20.0-21.0		3.0000	0.9670	0.1950	0.2500	0.4900	0.5000	100.000	14.7010	1.00-02	1.00-02	1.0000	0.6500	8.64-00	8.64-00
15	21.0-23.5	25	1.1538	0.6593	0.0579	0.3532	0.5460	0.6526	24.1530	16.1020	0.5069-02	2.88-04	0.1900	0.8742	1.16-03	1.16-03
16	23.5-25.5	21	1.2044	0.6882	0.0523	0.3461	0.5292	0.6363	26.9210	17.9840	0.4581-02	3.26-03	0.1620	0.7684	1.21-03	1.21-03
17	25.5-28.0	15	1.3041	0.7452	0.0426	0.3351	0.5040	0.6117	29.9100	19.9400	0.3728-02	3.75-04	0.1200	0.6096	1.27-03	1.27-03

	$\lambda_s$ (l.amc)	$\mu_s$ (l.amc)	$K_i$	$\sigma_{vi}'$ (tf/m <sup>2</sup> )	$e_i$	$k_v$ (m/day)	$k_y$ (m/day)
18	577.00	385.00	0.600	0.9000	1.0	8.64-03	8.64-03
19	57.700	38.500	0.600	0.9000	1.0	8.64-00	8.64-00

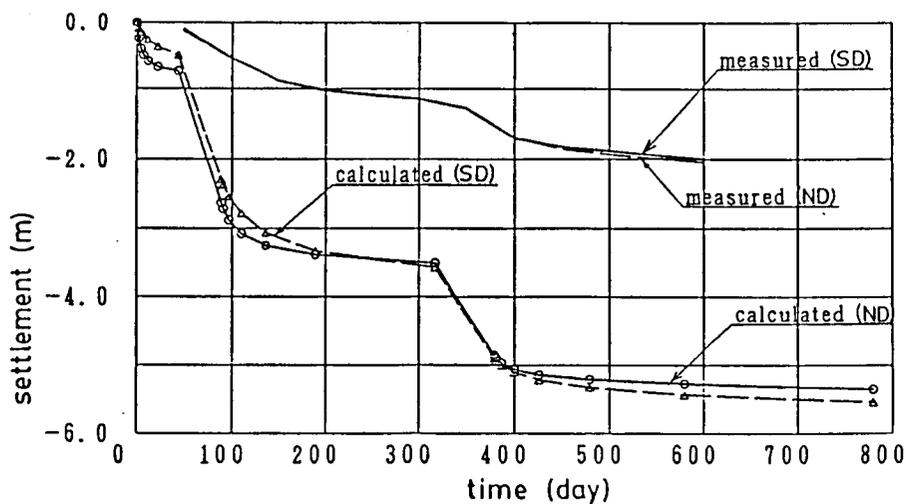


図8-4 盛土中央地表面の沈下 (江別試験盛土)

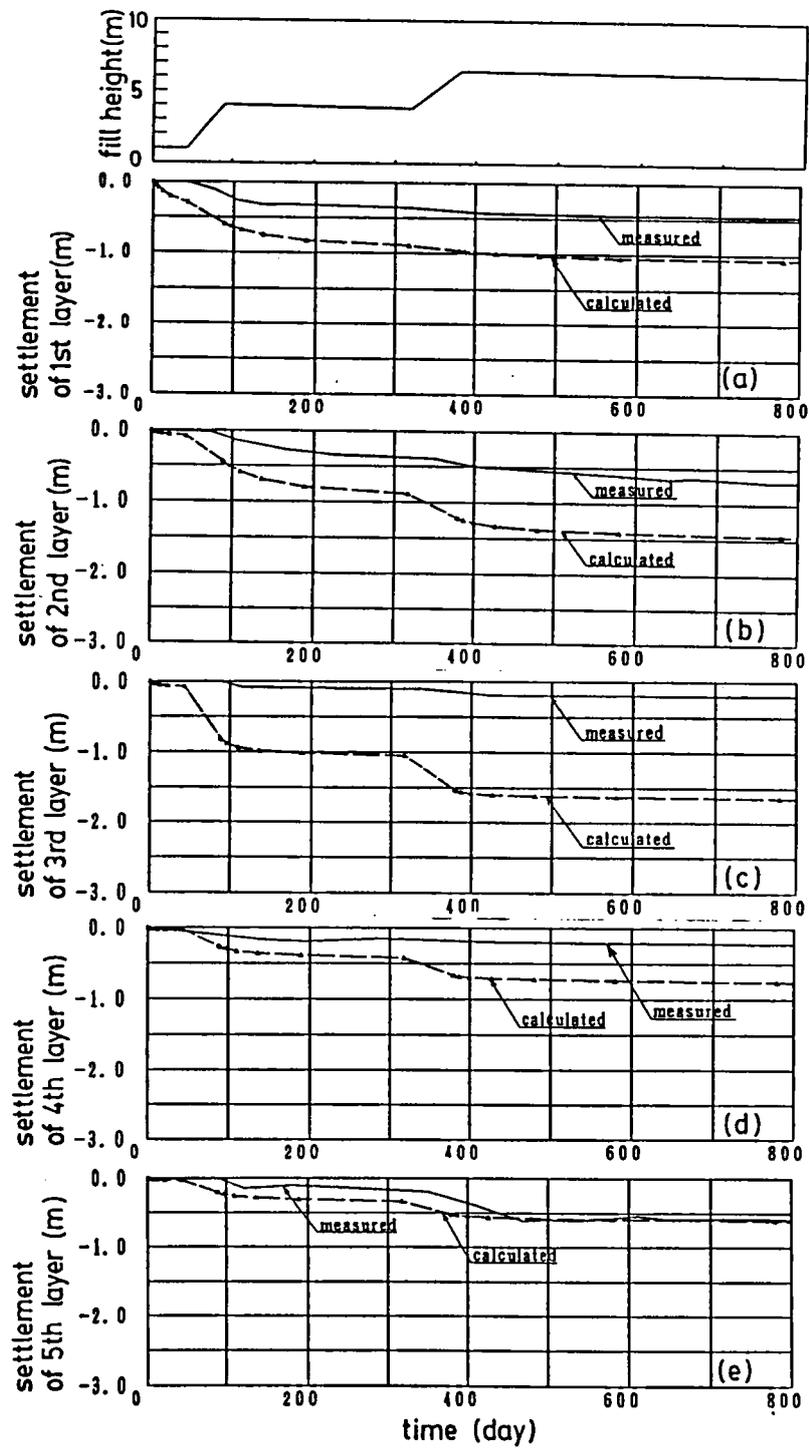


図8-5 盛土中央下の層別沈下 (江別試験盛土)

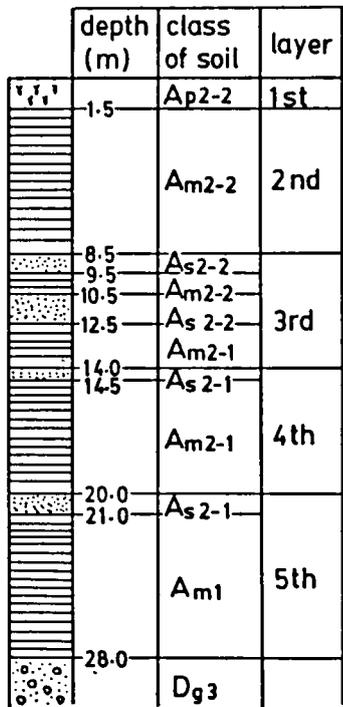


図8-6 盛土基礎地盤の土層区分（江別試験盛土）

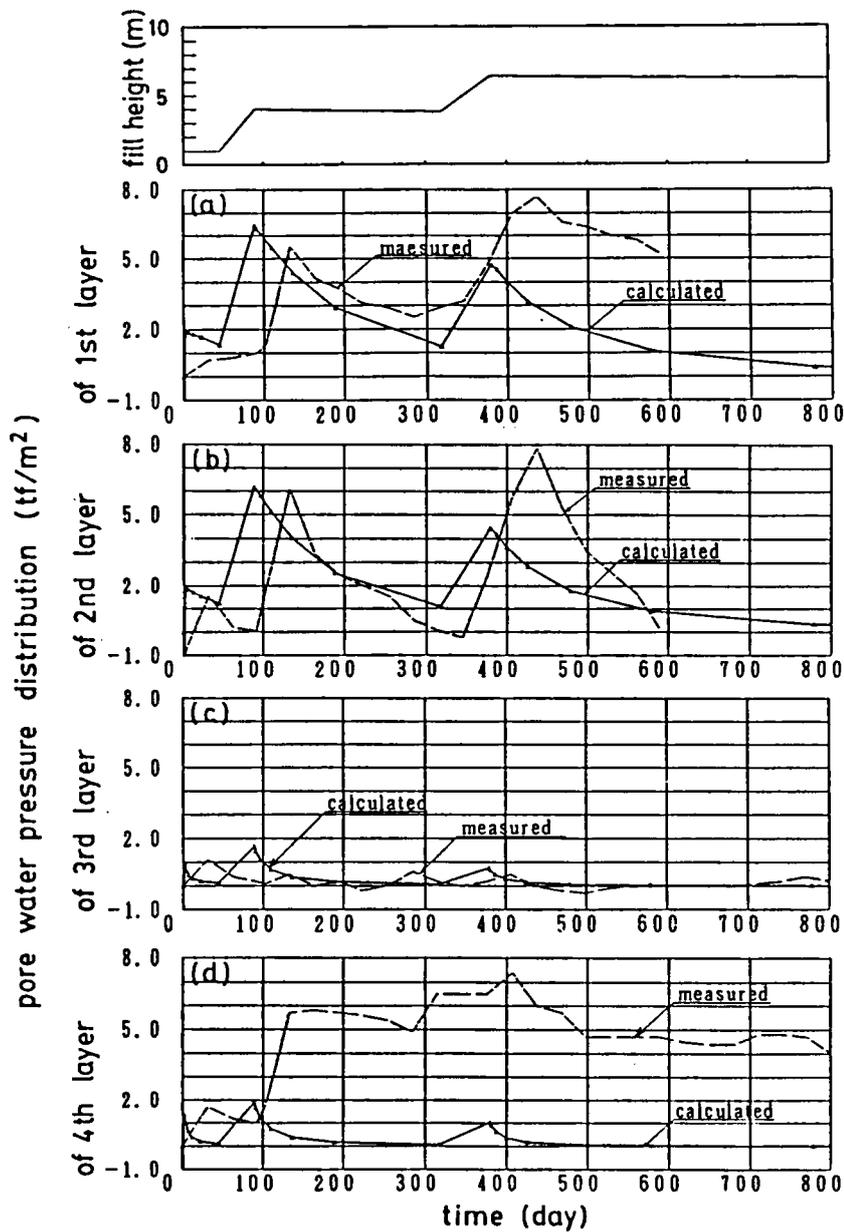
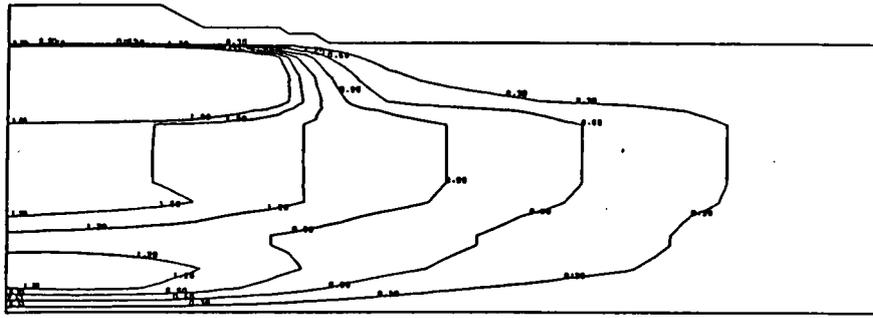
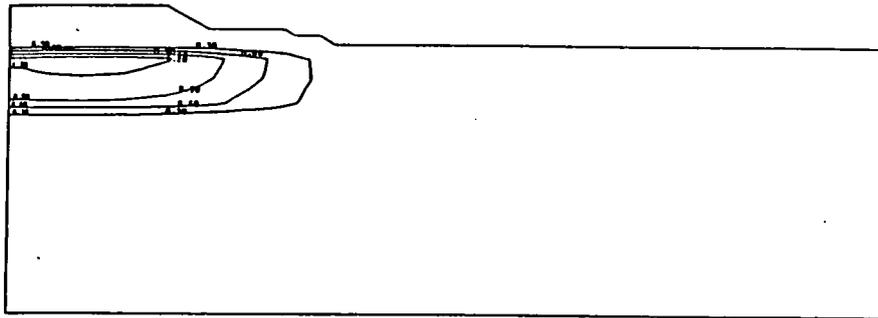


図8-7 盛土中央下の間隙水圧の経時変化（江別試験盛土）

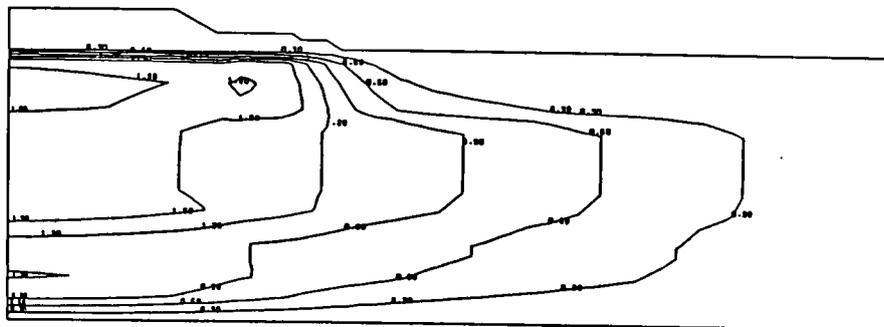


(a) after 99 days (1st fill)

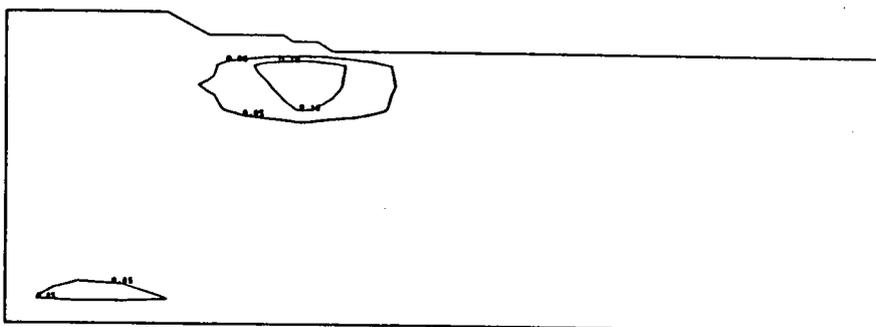


(b) after 328 days

図8-8 無処理地盤の過剰間隙水圧コンタ (江別試験盛土)

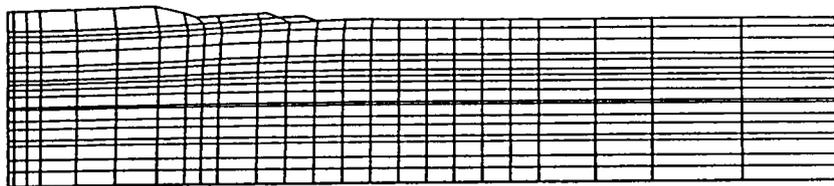


(a) after 99 days (1st fill)

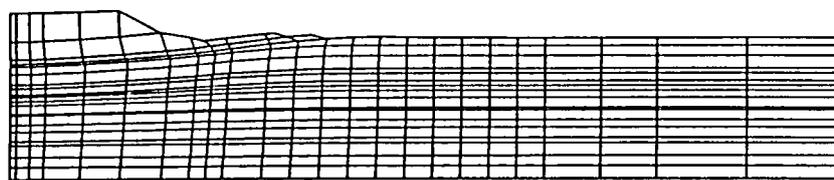


(b) after 328 days

図8-9 サンドドレーン地盤の過剰間隙水圧コンタ (江別試験盛土)

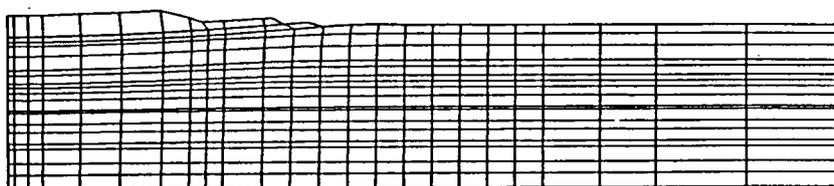


(a) after 99 days (1st fill)

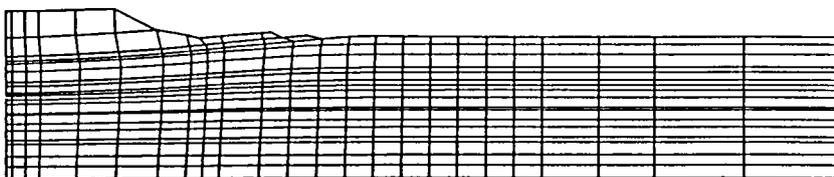


(b) after 390 days (2nd fill)

図8-10 無処理地盤の有限要素メッシュの変形 (江別試験盛土)



(a) after 99 days (1st fill)



(b) after 390 days (2nd fill)

図8-11 サンドドレーン地盤の有限要素メッシュの変形 (江別試験盛土)

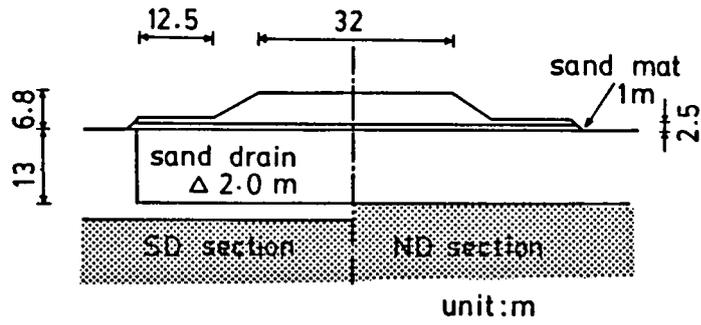


図8-12 盛土横断面(岩見沢試験盛土)

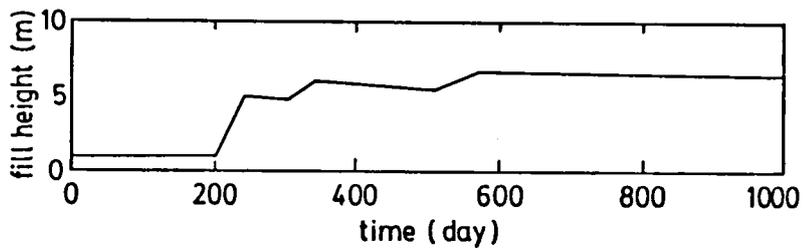


図8-13 盛土載荷段階(岩見沢試験盛土)

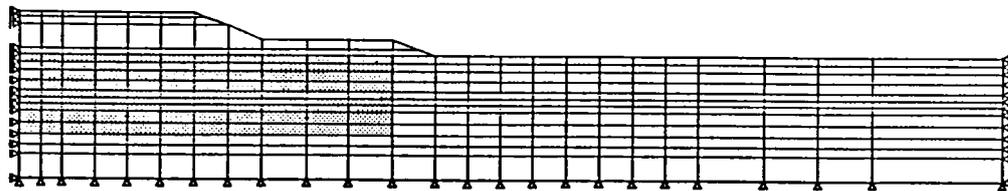


図8-14 有限要素モデル(岩見沢試験盛土)

表8-2 計算に用いた入力パラメータの一覧 (岩見沢試験盛土)

	DEPTH (m)	PI (%)	M	$\Lambda$	D	$\nu'$	$K_0$	$K_I$	$\sigma_{vo}'$ (tf/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{vi}'$ (tf/m <sup>2</sup> )	$\alpha$	$\dot{\gamma}_0$ (1/day)	$\lambda$	$e_0$	$k_x$ (m/day)	$k_y$ (m/day)
1	0.0-1.3	18	1.2497	0.7141	0.0477	0.3406	0.5166	0.9888	1.4140	0.3510	0.4174-02	3.53-04	0.1410	0.6890	2.50-02	2.50-02
2	1.3-2.6	18	1.2497	0.7141	0.0477	0.3406	0.5166	0.9855	4.2120	1.0530	0.4174-02	3.53-04	0.1410	0.6890	8.39-03	8.39-03
3	2.6-4.2		3.0000	0.8770	0.0771	0.4000	0.6000	1.0000	2.1660	1.4440	2.39-02	4.13-13	2.8230	9.7000	1.27-05	1.27-05
4	4.2-5.9		3.0000	0.8500	0.0623	0.4000	0.6000	1.0000	2.2910	1.5270	1.52-02	1.00-07	1.7370	6.9000	2.17-05	2.17-05
5	5.9-7.0	43	1.0010	0.5720	0.0770	0.3830	0.6220	0.8090	3.5780	1.7890	6.72-03	1.35-04	0.3160	1.3500	3.42-03	3.42-03
6	7.0-8.0	25	1.1540	0.6590	0.0580	0.3530	0.5460	0.7410	4.6180	2.3090	5.07-03	2.87-03	0.1900	0.8740	6.05-03	6.05-03
7	8.0-9.2		3.0000	0.8500	0.0623	0.4000	0.6000	1.0000	3.9590	2.6390	1.52-02	3.00-09	1.7370	6.9000	2.17-05	2.17-05
8	9.2-11.2	51	0.9540	0.5450	0.0830	0.3960	0.6550	0.8380	5.9380	2.9690	7.26-03	9.20-05	0.3720	1.5620	1.36-03	1.36-03
9	11.2-13.0	17	1.2670	0.7240	0.0460	0.3390	0.5120	0.7100	7.9780	3.9890	4.03-03	3.62-04	0.1340	0.6630	4.56-03	4.56-03
10	13.0-14.6	14	1.3250	0.7570	0.0410	0.3330	0.5000	0.6980	10.6980	5.3490	3.57-03	3.81-04	0.1130	0.5830	3.62-03	3.62-03
11	14.6-16.1	14	1.3250	0.7570	0.0410	0.3330	0.5000	0.6980	13.1780	6.5890	3.57-02	3.81-04	0.2460	1.0859	2.94-03	2.94-03
12	16.1-20.0		3.0000	0.9740	0.2196	0.2500	0.4900	0.5000	100.000	8.9440	1.00-02	1.00-02	1.0000	0.4800	8.64-00	8.64-00

	$\lambda_x$ (Lane)	$\lambda_y$ (Lane)	$K_i$	$\sigma_{vi}'$ (tf/m <sup>2</sup> )	$e_i$	$k_x$ (m/day)	$k_y$ (m/day)
13	577.0	385.0	0.600	1.000	1.00	8.64-00	8.64-00
14	577.0	385.0	0.600	1.000	1.00	8.64-00	8.64-00

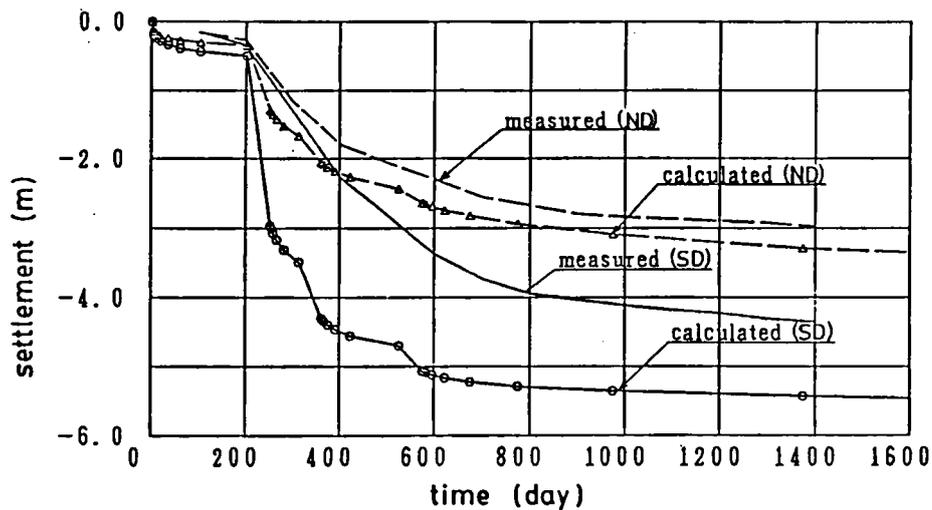


図8-15 盛土中央地表面の沈下 (岩見沢試験盛土)

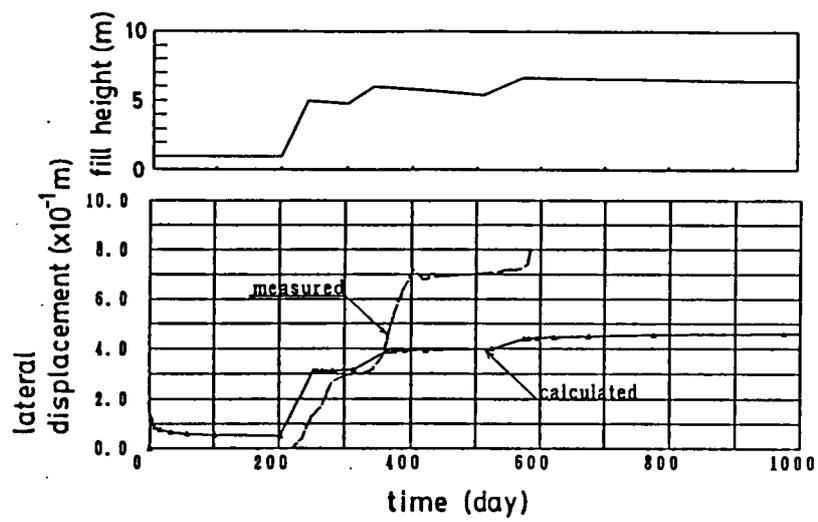


図8-16 盛土法尻部の水平変位（岩見沢試験盛土）

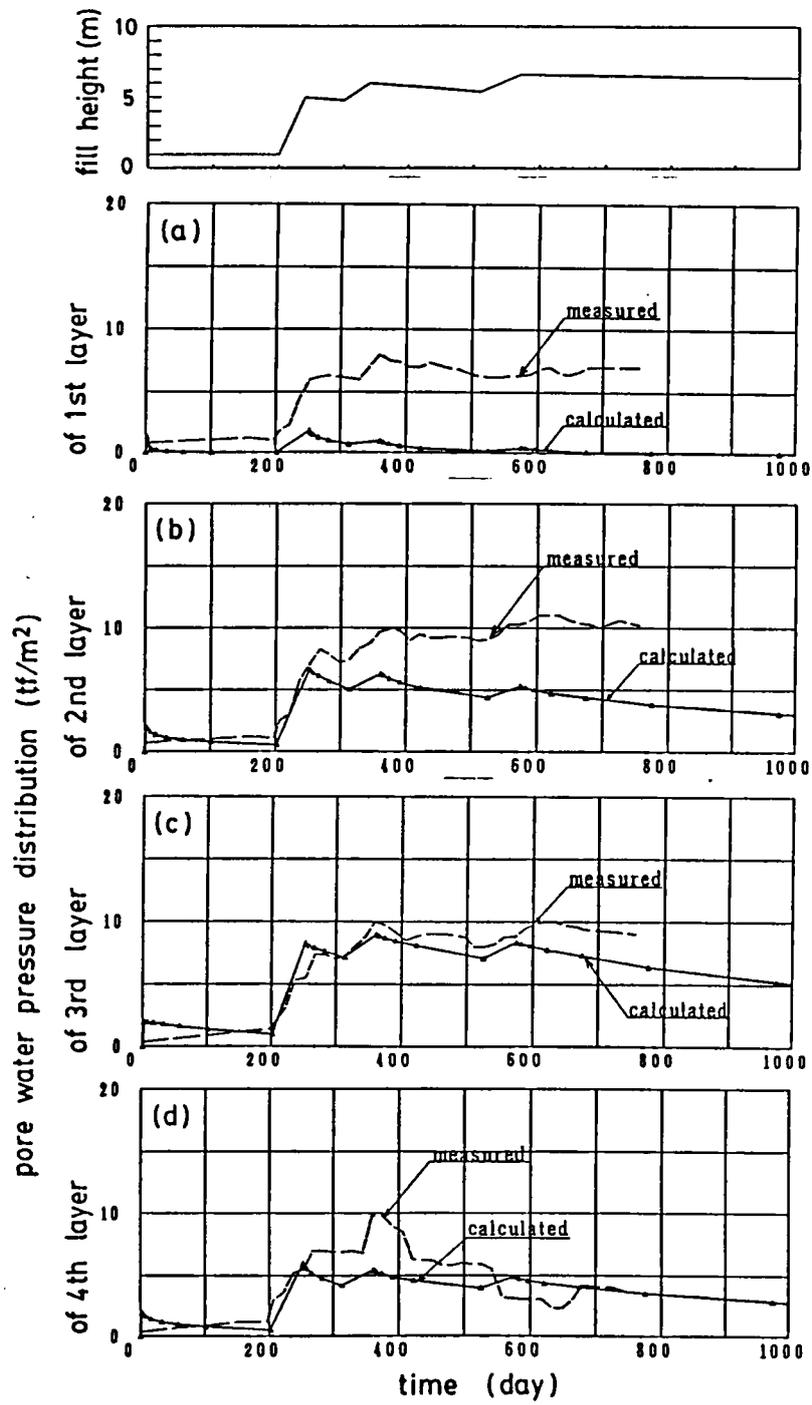


図 8 - 1 7 盛土中央下の間隙水圧の経時変化 (岩見沢試験盛土)

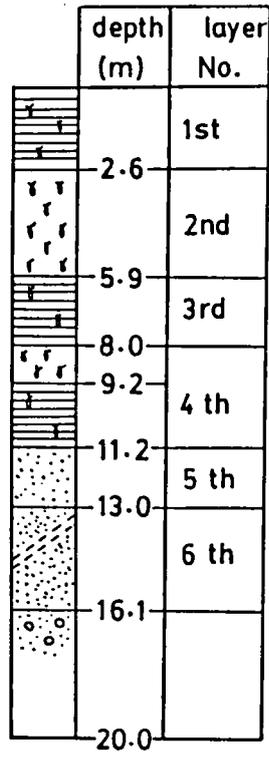
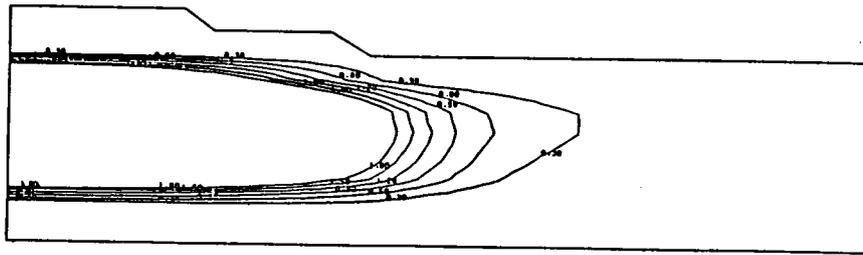
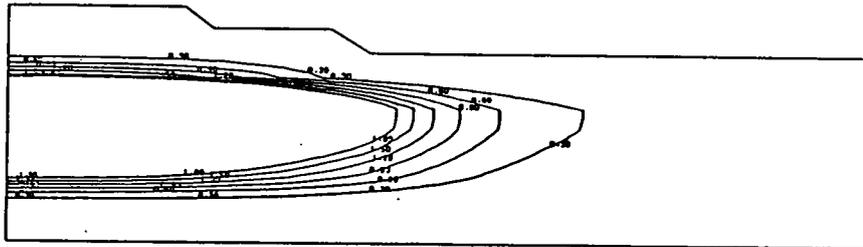


図 8-18 盛土基礎地盤の土層区分 (岩見沢試験盛土)

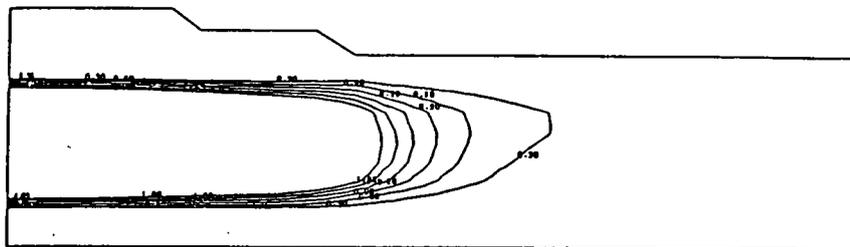


(a) after 252 days (2nd fill)

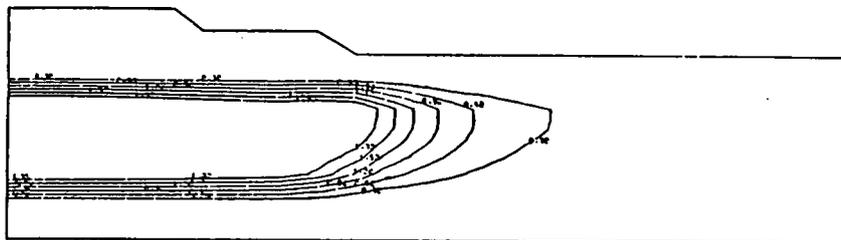


(b) after 313 days

図8-19 無処理地盤の過剰間隙水圧コンタ (岩見沢試験盛土)

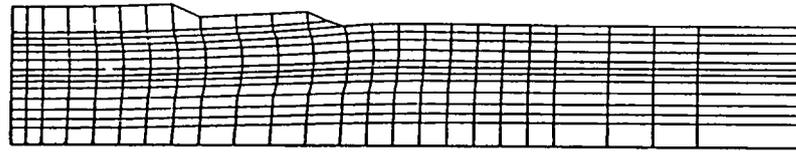


(a) after 252 days (2nd fill)

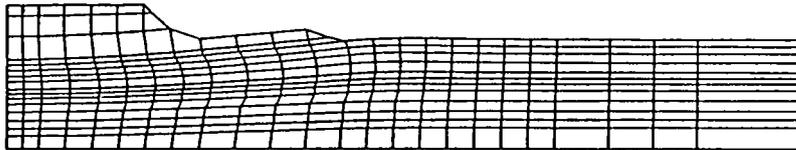


(b) after 313 days

図8-20 サンドドレーン地盤の過剰間隙水圧コンタ (岩見沢試験盛土)

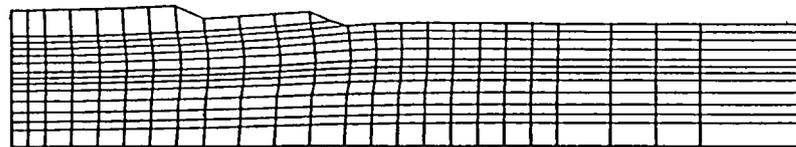


(a) after 252 days (2nd fill)

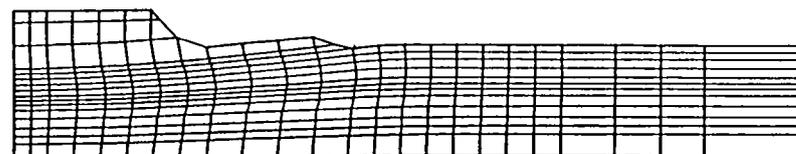


(b) after 575 days (3rd fill)

図8-21 無処理地盤の有限要素メッシュの変形 (岩見沢試験盛土)



(a) after 252 days (2nd fill)



(b) after 575 days (3rd fill)

図8-22 サンドドレーン地盤の有限要素メッシュの変形 (岩見沢試験盛土)

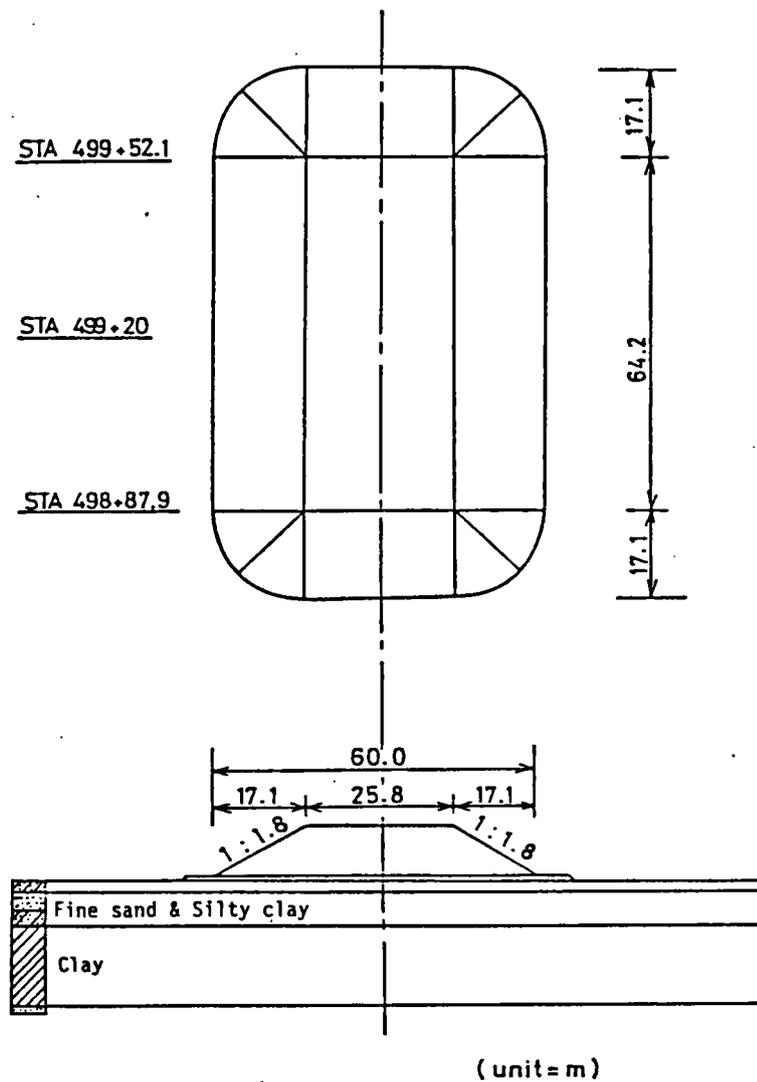
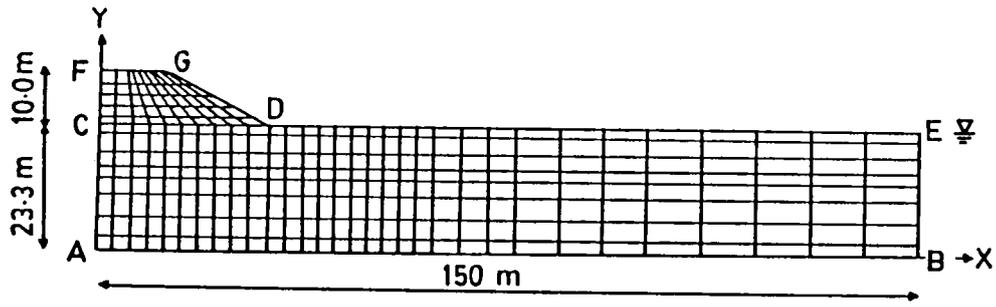


図8-23 盛土形状と地盤の土層構成 (神田試験盛土)



	boundary condition			
	soil $\Gamma = \Gamma_{\sigma} + \Gamma_u$		water $\Gamma = \Gamma_h + \Gamma_v$	
	stress boundary $\Gamma_{\sigma}$	geometric boundary $\Gamma_u$	head boundary $\Gamma_h$	velocity boundary $\Gamma_v$
CA	—	$U_x = 0$	—	$V_x = 0$
AB	—	$U_x = U_y = 0$	—	$V_y = 0$
BE	—			$V_x = 0$
FG	$T_{sx} = T_{sy} = 0$	—	$h = 0$ (permeable)	—
GD				
DE				

the unit weight of hill is  $1.7 \text{ (t/m}^3\text{)}$

図8-24 有限要素モデル (神田試験盛土)

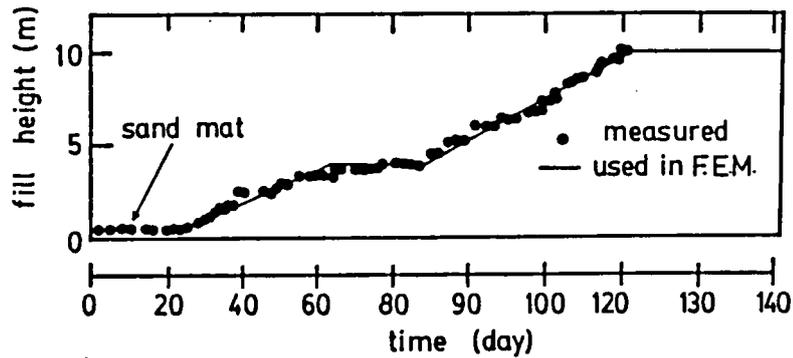


図8-25 盛土載荷段階 (神田試験盛土)

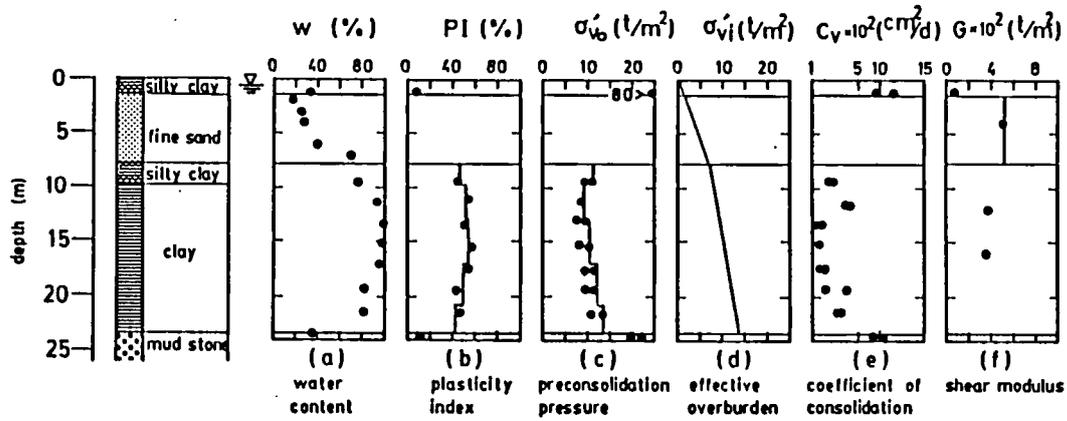


図8-26 盛土基礎地盤の土性図 (神田試験盛土)

表8-3 計算に用いた入力パラメータの一覧 (神田試験盛土)

depth (m)	0	1.4	4.8	7.8	9.8	13.0	17.0	20.8	23.3
M		1.43	---	---	0.98	0.95	0.94	0.96	1.00
$\Lambda$		0.817	---	---	0.559	0.543	0.537	0.549	0.571
D		0.033	---	---	0.080	0.084	0.085	0.082	0.077
$\nu'$		0.324	---	---	0.389	0.397	0.400	0.394	0.383
$\sigma_{v_0}' t/m^2$		80.0	---	---	11.30	9.10	10.3	12.1	13.7
$K_0$		0.48	---	---	0.64	0.66	0.67	0.65	0.62
$\sigma_{v_1}' t/m^2$		0.60	2.70	5.55	7.45	8.70	10.3	12.1	13.7
$K_1$		5.48	2.90	1.40	0.74	0.67	0.67	0.65	0.62
$\alpha$		0.00288	---	---	0.007	0.0073	0.0074	0.0072	0.0067
$\dot{v}_0$ 1/day		0.00039	---	---	0.00011	0.000087	0.000079	0.000097	0.00014
k m/day		0.0033	0.00098	0.00112	0.00067	0.00065	0.00052	0.00054	0.00067
$\lambda$ t/m <sup>2</sup>		---	2080.0	2080.0	---	---	---	---	---
$\mu$ t/m <sup>2</sup>		---	520.0	520.0	---	---	---	---	---
PI %		10.0	---	---	47.0	52.0	54.0	50.0	43.0
		elasto-visco plastic	linear-elastic		elasto-viscoplastic material				

in which the unit weight of embankment  $\gamma_t$  is 1.73 t/m<sup>3</sup>

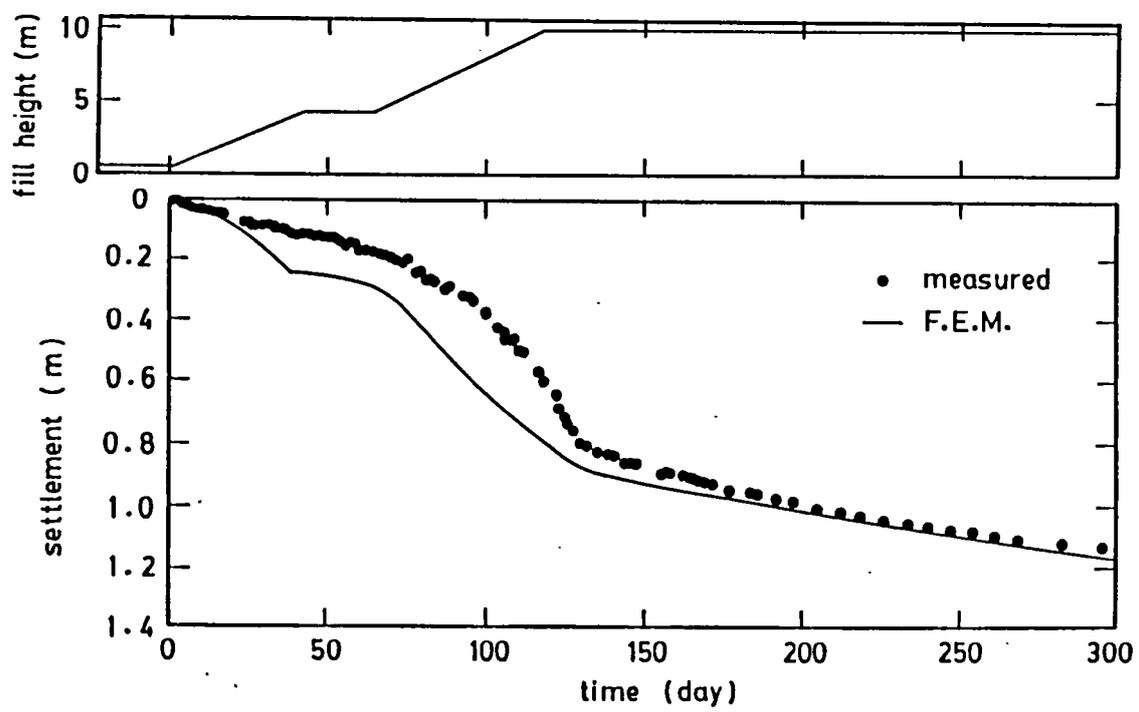


図8-27 盛土中央地表面の沈下（神田試験盛土）

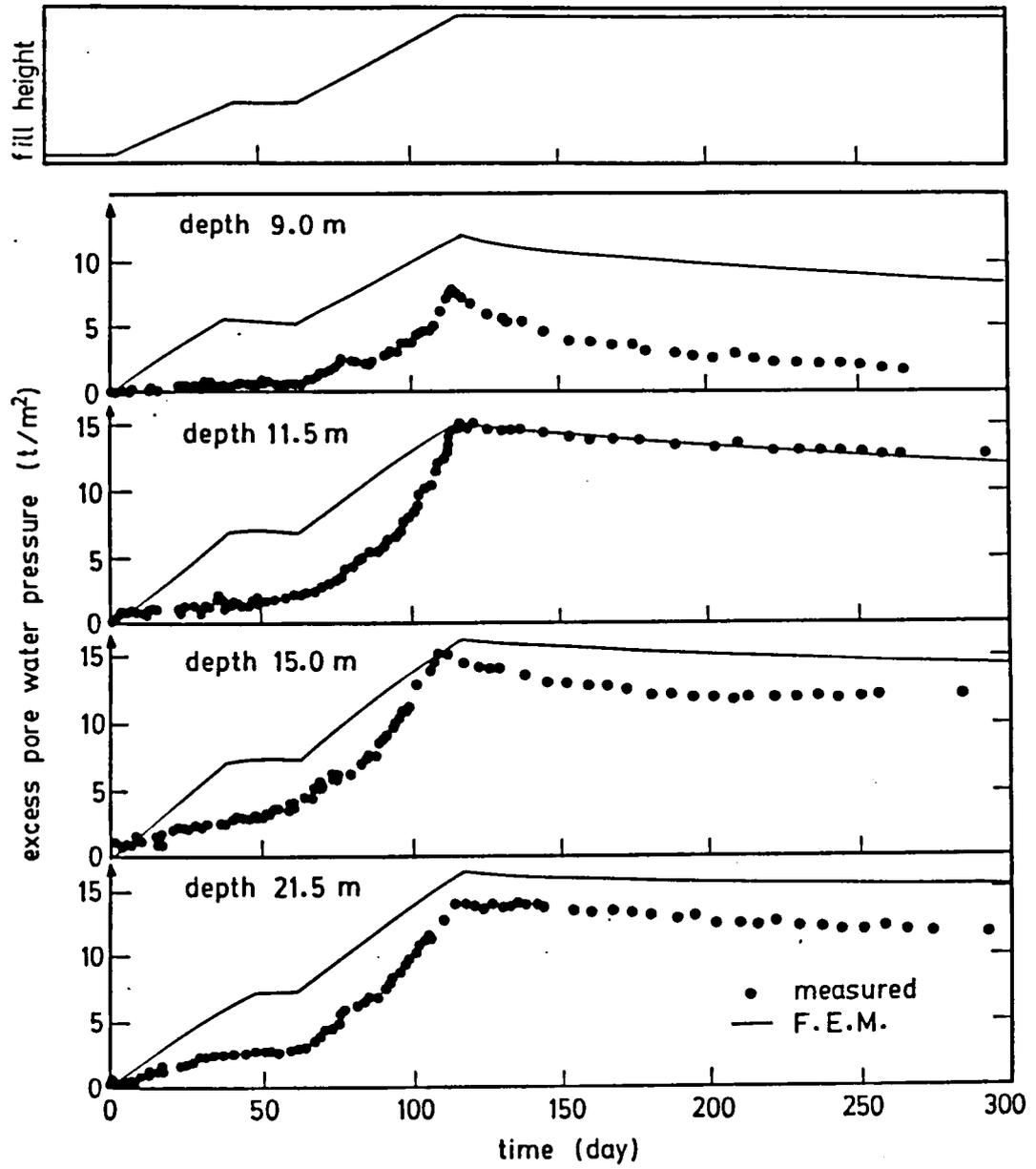


図8-28 盛土中央下の間隙水圧の経時変化 (神田試験盛土)

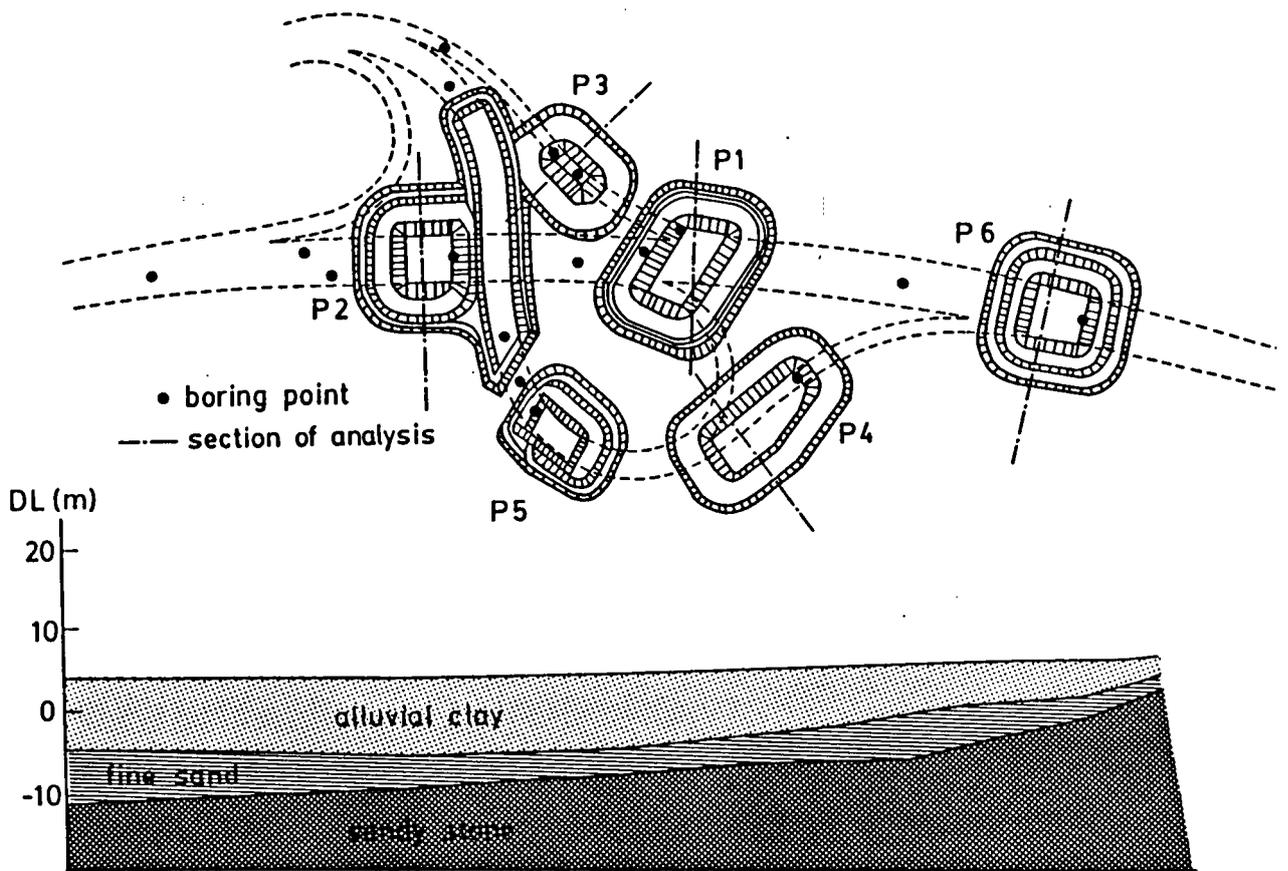


図8-29 試験盛土の配置と地盤の土質構成 (武雄試験盛土)

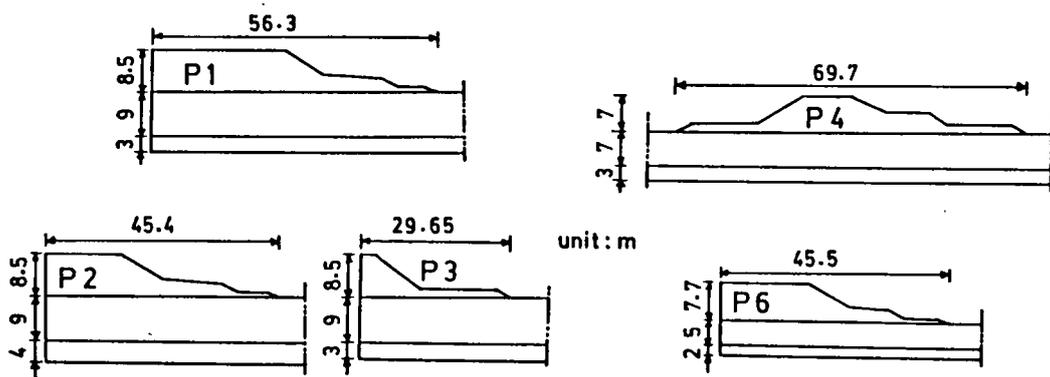


図8-30 盛土形状 (武雄試験盛土)

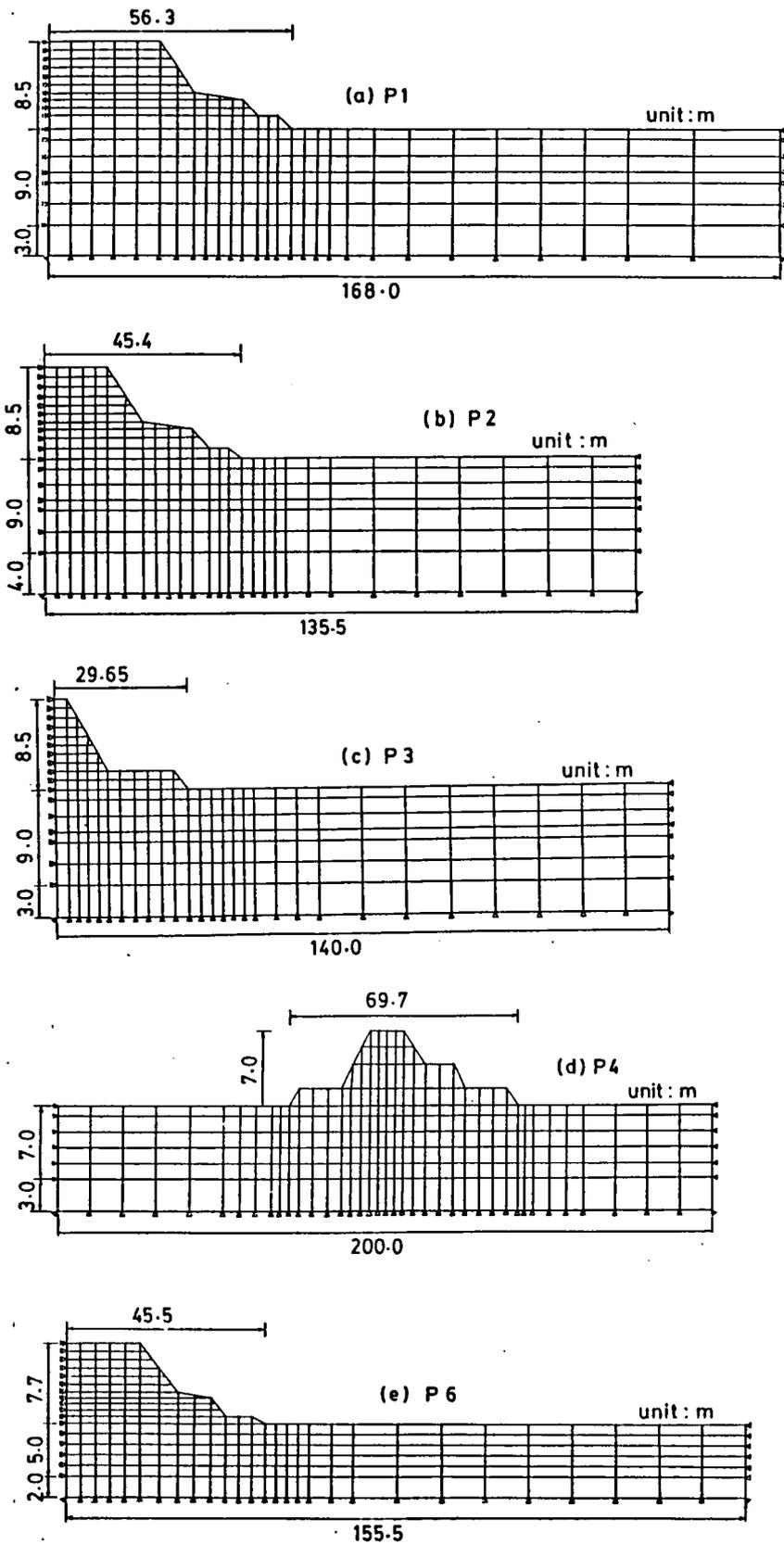


図8-31 有限要素モデル (武雄試験盛土)

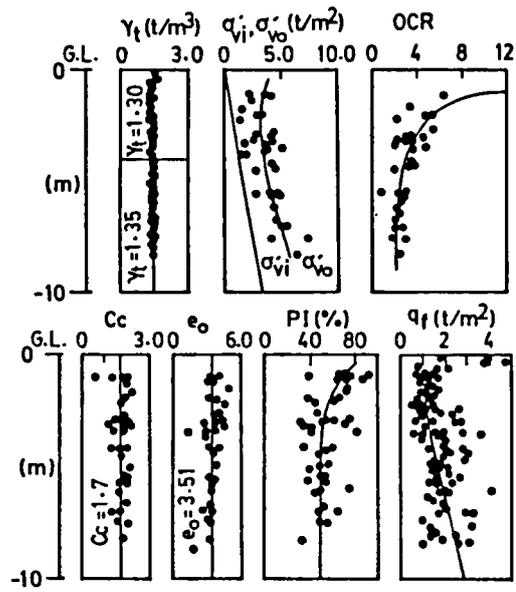


図8-32 盛土基礎地盤の土性図 (武雄試験盛土)

表8-4 計算に用いた入力パラメータの一覧 (武雄試験盛土)

(a) P1

	DEPTH (m)	PI (%)	M	$\Lambda$	D	$\nu'$	Ko	Ki	$\sigma_{vo}'$ (tf/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{vi}'$ (tf/m <sup>2</sup> )	$\alpha$	$\dot{v}_o$ (1/day)	$\lambda$	eo	kx (m/day)	ky (m/day)
1	0.0-1.0	80	0.8337	0.4764	0.0987	0.4373	0.7770	1.7992	4.000	0.200	0.8635-02	2.06-05	0.5750	2.3295	4.11-04	4.11-04
2	1.0-2.5	60	0.9102	0.5201	0.0888	0.4093	0.6930	1.3051	3.400	0.500	0.7767-02	5.86-05	0.4350	1.8003	1.47-03	1.47-03
3	2.5-4.0	50	0.9596	0.5483	0.0823	0.3943	0.6510	1.0200	3.500	1.000	0.7197-02	9.65-05	0.3650	1.5357	2.44-03	2.44-03
4	4.0-5.0	50	0.9596	0.5483	0.0823	0.3943	0.6510	0.9133	3.600	1.400	0.7197-02	9.65-05	0.3650	1.5357	2.37-03	2.37-03
5	5.0-7.0	50	0.9596	0.5483	0.0823	0.3943	0.6510	0.8796	4.400	1.900	0.7197-02	9.65-05	0.3650	1.5357	1.94-03	1.94-03
6	7.0-9.0	50	0.9596	0.5483	0.0823	0.3943	0.6510	0.8460	5.400	2.600	0.7197-02	9.65-05	0.3650	1.5357	1.58-03	1.58-03

	$\lambda_x$ (Lane)	$\mu_x$ (Lane)	Ki	$\sigma_{vi}'$ (tf/m <sup>2</sup> )	ei	kx (m/day)	ky (m/day)
7	1875.0	937.5	0.500	3.910	0.0	1.0	1.0
8	1875.0	937.5	1.000	1.000	0.0	10.0	10.0

(b) P2

	DEPTH (m)	PI (%)	M	$\Lambda$	D	$\nu'$	Ko	Ki	$\sigma_{vo}'$ (tf/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{vi}'$ (tf/m <sup>2</sup> )	$\alpha$	$\dot{v}_o$ (1/day)	$\lambda$	eo	kx (m/day)	ky (m/day)
1	0.0-1.0	80	0.8337	0.4764	0.0987	0.4373	0.7770	1.7992	4.000	0.200	0.8635-02	2.06-05	0.5750	2.3295	4.11-04	4.11-04
2	1.0-2.5	60	0.9102	0.5201	0.0888	0.4093	0.6930	1.3051	3.400	0.500	0.7767-02	5.86-05	0.4350	1.8003	1.47-03	1.47-03
3	2.5-4.0	50	0.9596	0.5483	0.0823	0.3943	0.6510	1.0200	3.500	1.000	0.7197-02	9.65-05	0.3650	1.5357	2.44-03	2.44-03
4	4.0-5.0	50	0.9596	0.5483	0.0823	0.3943	0.6510	0.9133	3.600	1.400	0.7197-02	9.65-05	0.3650	1.5357	2.37-03	2.37-03
5	5.0-7.0	50	0.9596	0.5483	0.0823	0.3943	0.6510	0.8796	4.400	1.900	0.7197-02	9.65-05	0.3650	1.5357	1.94-03	1.94-03
6	7.0-9.0	50	0.9596	0.5483	0.0823	0.3943	0.6510	0.8460	5.400	2.600	0.7197-02	9.65-05	0.3650	1.5357	1.58-03	1.58-03

	$\lambda_x$ (Lane)	$\mu_x$ (Lane)	Ki	$\sigma_{vi}'$ (tf/m <sup>2</sup> )	ei	kx (m/day)	ky (m/day)
7	1875.0	937.5	0.500	4.150	0.0	1.0	1.0
8	1875.0	937.5	1.000	1.000	0.0	10.0	10.0

## (c) P3

	DEPTH (m)	PI (%)	M	$\Lambda$	D	$\nu'$	Ko	Ki	$\sigma_{vo}'$ (tf/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{vi}'$ (tf/m <sup>2</sup> )	$\alpha$	$\dot{v}_o$ (l/day)	$\lambda$	eo	kx (m/day)	ky (m/day)
1	0.0-1.0	80	0.8337	0.4764	0.0987	0.4373	0.7770	1.7992	4.000	0.200	0.8635-02	2.06-05	0.5750	2.3295	4.11-03	4.11-03
2	1.0-2.5	60	0.9102	0.5201	0.0888	0.4093	0.6930	1.3051	3.400	0.9102	0.7767-02	5.86-05	0.4350	1.8003	1.47-03	1.47-03
3	2.5-4.0	50	0.9596	0.5483	0.0823	0.3943	0.6510	1.0200	3.500	1.000	0.7191-02	9.65-05	0.3650	1.5357	2.37-03	2.37-03
4	4.0-5.0	50	0.9596	0.5483	0.0823	0.3943	0.6510	0.9133	3.600	1.400	0.7191-02	9.65-05	0.3650	1.5357	2.37-03	2.37-03
5	5.0-7.0	50	0.9596	0.5483	0.0823	0.3943	0.6510	0.8796	4.400	1.900	0.7191-02	9.65-05	0.3650	1.5357	1.94-03	1.94-03
6	7.0-9.0	50	0.9596	0.5483	0.0823	0.3943	0.6510	0.8960	5.400	2.600	0.7191-02	9.65-05	0.3650	1.5357	1.58-03	1.58-03

	$\lambda_z$ (Lame)	$\mu_z$ (Lame)	Ki	$\sigma_{vi}'$ (tf/m <sup>2</sup> )	ei	kx (m/day)	ky (m/day)
7	1875.0	937.5	0.500	3.910	0.0	1.0	1.0
8	1875.0	937.5	1.000	1.000	0.0	10.0	10.0

## (d) P4

	DEPTH (m)	PI (%)	M	$\Lambda$	D	$\nu'$	Ko	Ki	$\sigma_{vo}'$ (tf/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{vi}'$ (tf/m <sup>2</sup> )	$\alpha$	$\dot{v}_o$ (l/day)	$\lambda$	eo	kx (m/day)	ky (m/day)
1	0.0-1.0	80	0.8337	0.4764	0.0987	0.4373	0.7770	1.7992	4.000	0.200	0.8635-02	2.06-05	0.5750	2.3295	4.11-04	4.11-04
2	1.0-2.5	60	0.9102	0.5201	0.0888	0.4093	0.6930	1.3051	3.400	0.500	0.7767-02	5.86-05	0.4350	1.8003	1.47-03	1.47-03
3	2.5-4.0	50	0.9596	0.5483	0.0823	0.3943	0.6510	1.0200	3.500	1.000	0.7197-02	9.65-05	0.3650	1.5357	2.37-03	2.37-03
4	4.0-5.5	50	0.9596	0.5483	0.0823	0.3943	0.6510	0.8998	3.700	1.500	0.7197-02	9.65-05	0.3650	1.5357	2.31-03	2.31-03
5	5.5-7.0	50	0.9596	0.5483	0.0823	0.3943	0.6510	0.8706	4.500	2.000	0.7197-02	9.65-05	0.3650	1.5357	1.90-03	1.90-03

	$\lambda_z$ (Lame)	$\mu_z$ (Lame)	Ki	$\sigma_{vi}'$ (tf/m <sup>2</sup> )	ei	kx (m/day)	ky (m/day)
6	1875.0	937.5	0.500	3.150	0.0	1.000	1.000
7	1875.0	937.5	1.000	1.000	0.0	10.00	10.00

(e) P6

	DEPTH (m)	PI (%)	M	A	D	$\nu'$	Ko	Ki	$\sigma_{vo}'$ (tf/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{vi}'$ (tf/m <sup>2</sup> )	$\alpha$	$\dot{v}_o$ (1/day)	$\lambda$	eo	kx (m/day)	ky (m/day)
1	0.0-1.0	80	0.8337	0.4764	0.0987	0.4373	0.7770	1.7992	4.000	0.200	0.8635-02	2.05-05	0.5750	2.3295	4.11-04	4.11-04
2	1.0-2.0	60	0.9102	0.5201	0.0888	0.4093	0.6930	1.3051	3.400	0.500	0.7767-02	5.86-05	0.4350	1.8003	1.47-03	1.47-03
3	2.0-3.0	50	0.9596	0.5483	0.0823	0.3943	0.6510	1.0935	3.400	0.800	0.7197-02	9.65-05	0.3650	1.5357	2.51-03	2.51-03
4	3.0-4.0	50	0.9596	0.5483	0.0823	0.3943	0.6510	0.9857	3.500	1.100	0.7197-02	9.65-05	0.3650	1.5357	2.44-03	2.44-03
5	4.0-5.0	50	0.9596	0.5483	0.0823	0.3943	0.6510	0.9133	3.600	1.400	0.7197-02	9.65-05	0.3650	1.5357	2.37-03	2.37-03

	$\lambda_x$ (Lane)	$\mu_x$ (Lane)	Ki	$\sigma_{vi}'$ (tf/m <sup>2</sup> )	ei	kx (m/day)	ky (m/day)
7	1875.0	937.5	0.500	3.800	0.0	1.000	1.000
8	1875.0	937.5	1.000	1.000	0.0	10.00	10.00

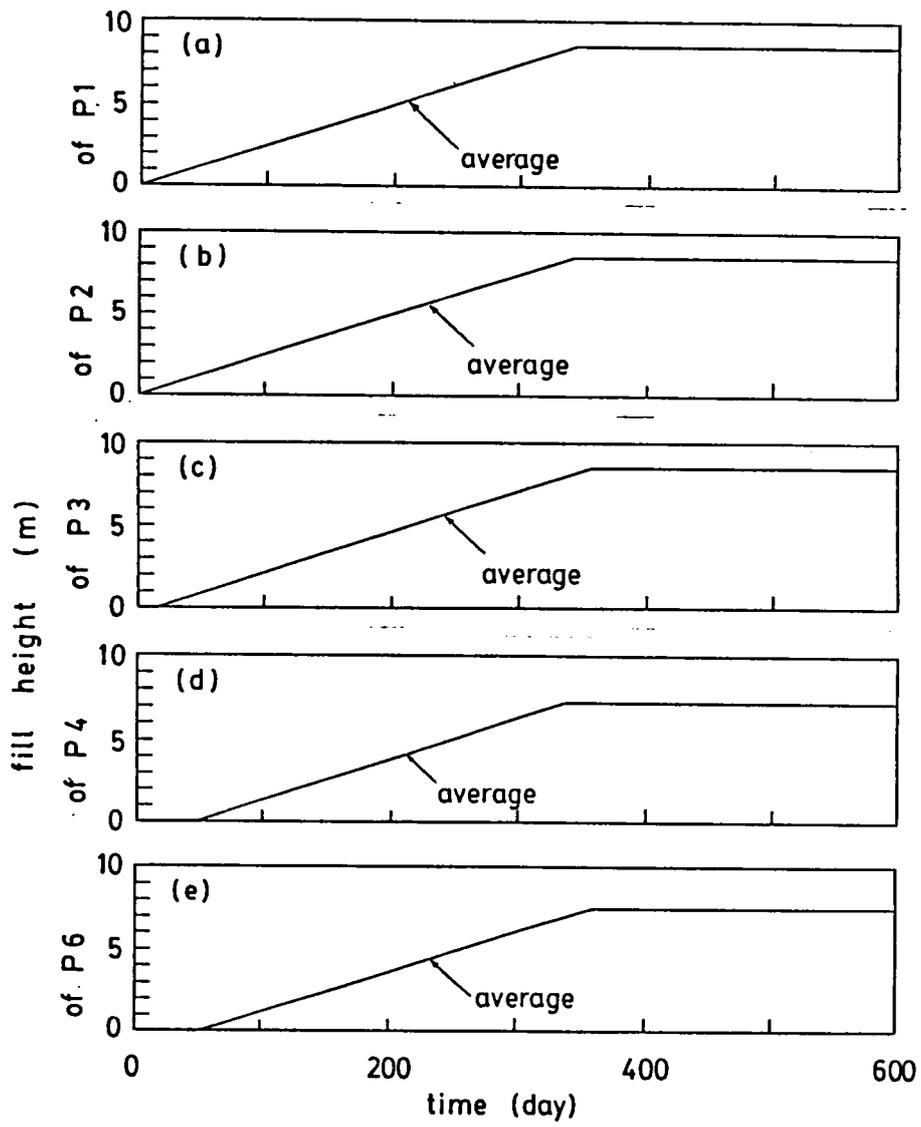
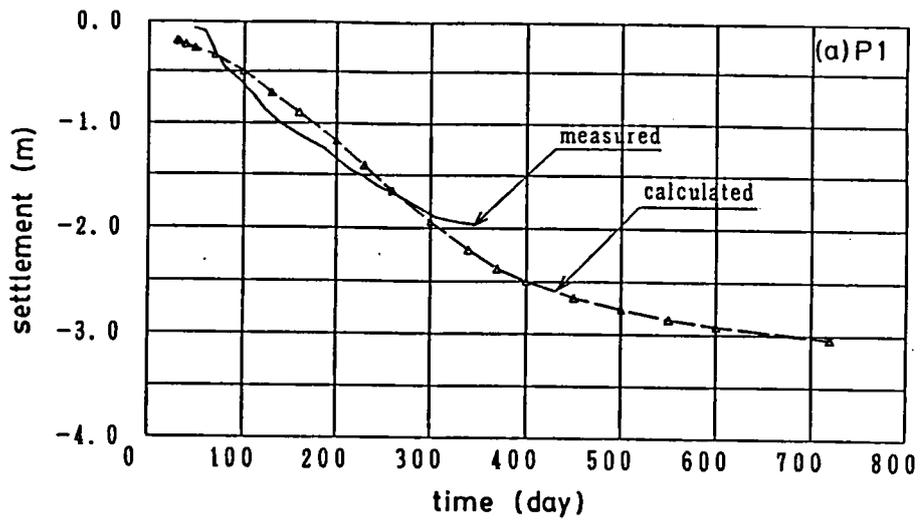
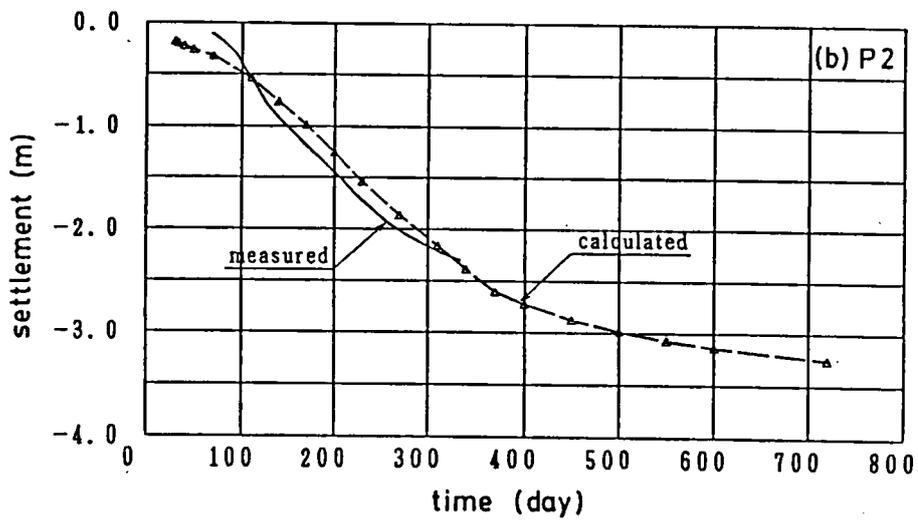


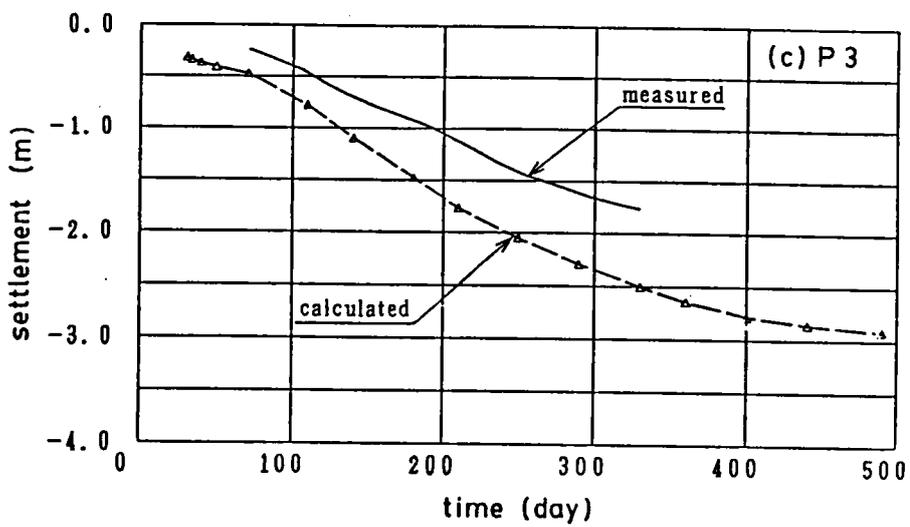
図8-33 盛土載荷段階 (武雄試験盛土)



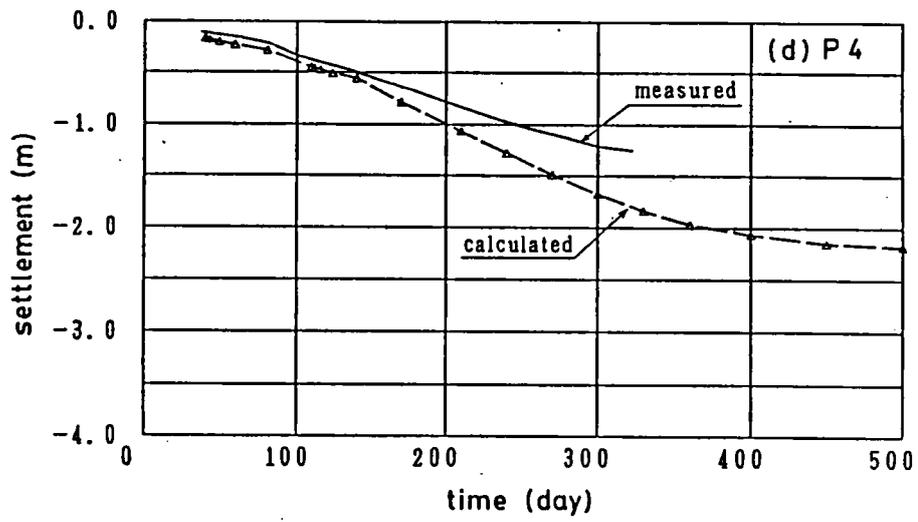
(a) 試験盛土P1



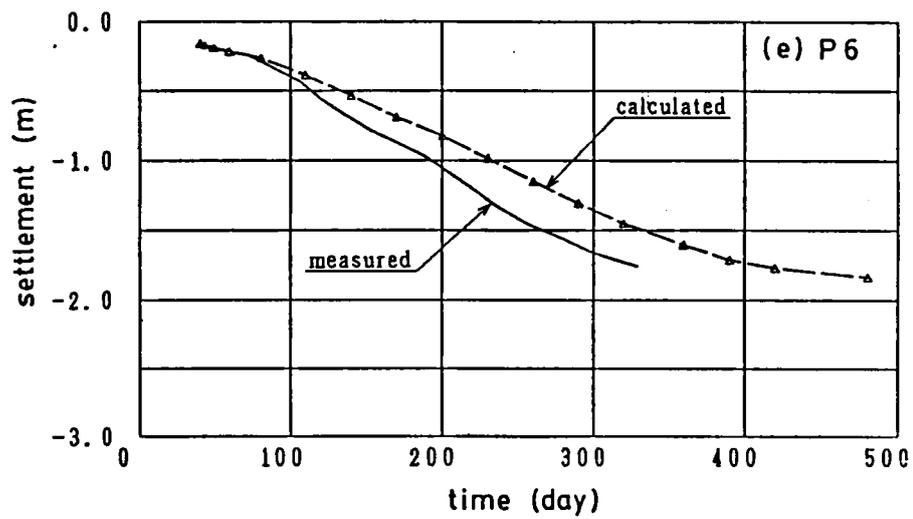
(b) 試験盛土P2



(c) 試験盛土P3



(d) 試験盛土P4



(e) 試験盛土P6

図8-34 盛土中央地表面の沈下(武雄試験盛土)

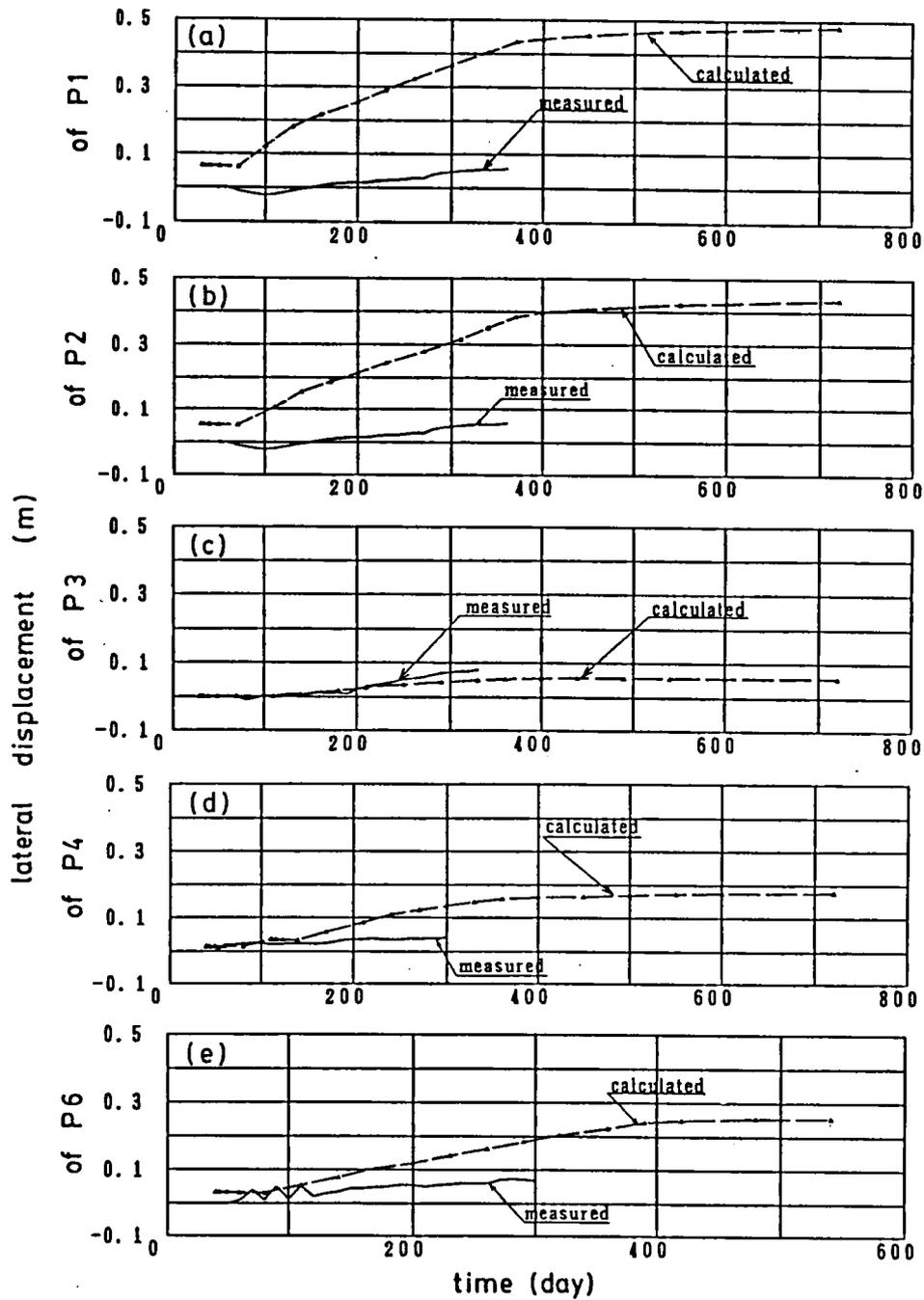
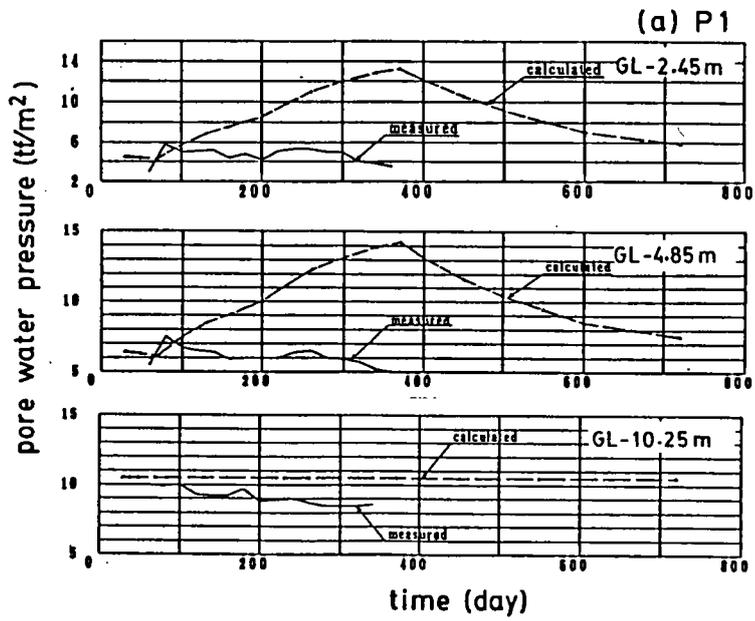
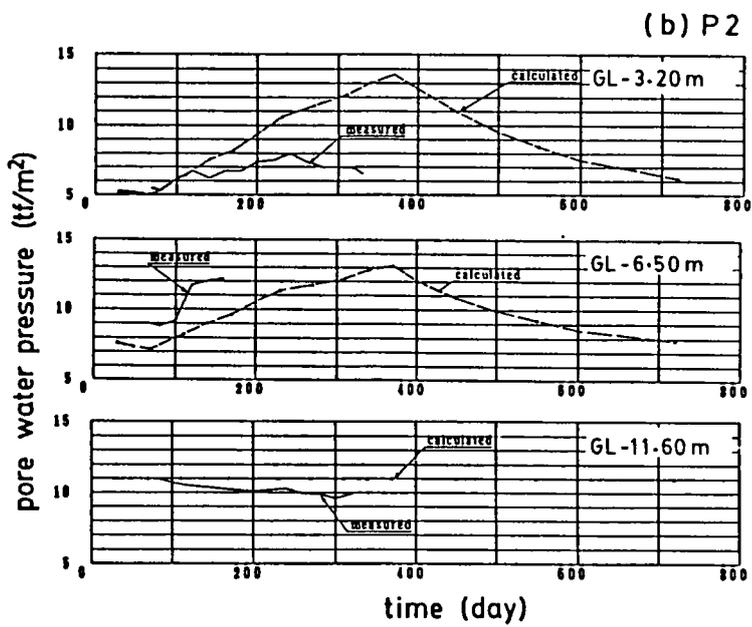


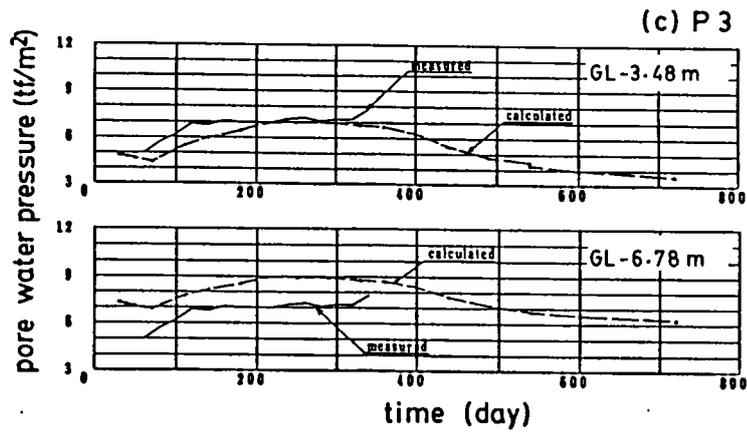
図8-35 盛土法尻部の水平変位 (武雄試験盛土)



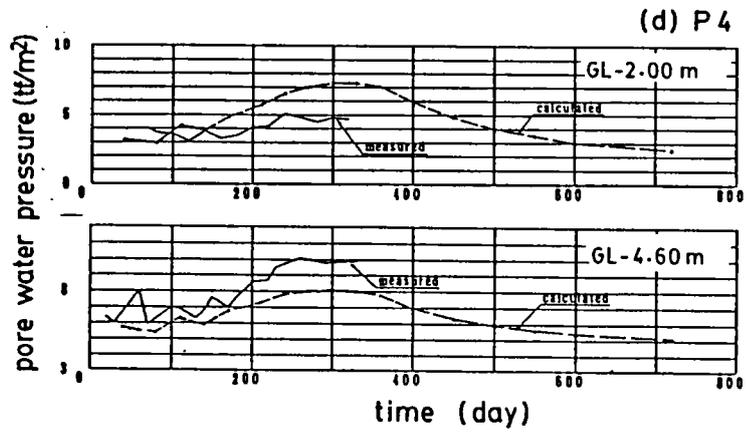
(a) 試験盛土P1



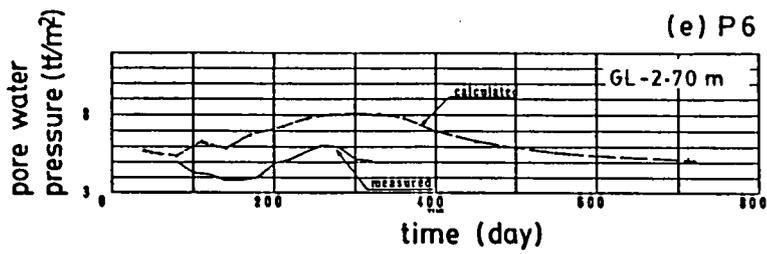
(b) 試験盛土P2



(c) 試験盛土P3

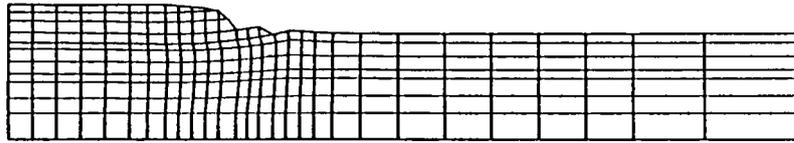


(d) 試験盛土P4

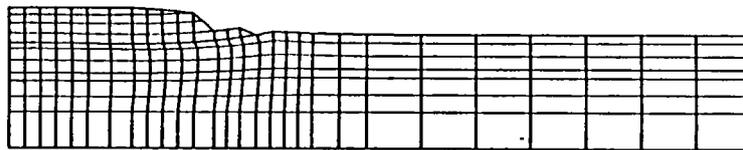


(e) 試験盛土P6

図8-36 盛土中央下の間隙水圧の経時変化(武雄試験盛土)



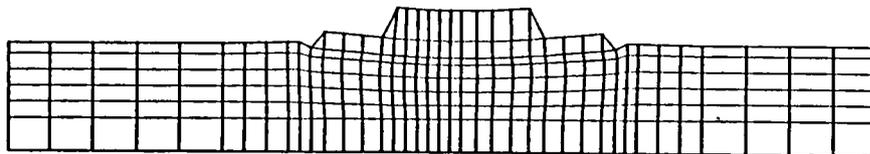
(a) P 1



(b) P 2



(c) P 3



(d) P 4



(e) P 6

図8-37 有限要素メッシュの変形 (武雄試験盛土)

## 第9章 地盤の崩壊と塑性流動有限要素解析

### 第1節 概説

前章までに、非可逆的な地盤の変形挙動を解析するための数学モデル、解析手法、そして入力パラメータの決定方法などの実際問題への適用方法とその解析例について述べた。しかし土構造物の設計・施工においては、主として変形挙動の予測よりは構造物の安定性の検討が重要となることが多い。第2章で述べた地盤の力学挙動の数学モデルは、変形特性だけを議論するための特殊なものではなく、地盤内の要素の破壊とそれに伴う構造物全体の崩壊をも表現しうるものである。しかし式(2-57)で表される要素の破壊条件を満足する応力状態では、系の支配方程式(偏微分方程式)が双曲型となるため解の一意性が保証されず、第3章で述べた有限要素解析法では計算できない。そのため、例えば地盤の極限支持力を求めることなどは困難である。

Zienkiewicz and Corneau(1974)は、ひずみ硬化を起こさない降伏関数として要素の破壊応力状態を規定する破壊規準を用い、これを越える過剰応力に対して粘塑性計算を繰り返すことによって他の要素に再配分し、破壊規準に忠実な弾塑性計算を行う有限要素解析手法を提案している。この時、粘塑性計算は、仮想的な時間のもとで繰り返されるものと考え、具体的に得られる定常状態を連ねて、完全塑性部分の表現が得られる。従って、計算途中では常に応力とひずみが一対一に対応しており、このうち過剰応力が仮想的なリラクゼーションとクリープによって減少し、ゼロになる(完全塑性状態に対応する応力に達する)まで繰り返し計算を行うわけである。これは仮想的な粘塑性計算によって、応力とひずみの一意性を便宜的に定め、本来、支配方程式が双曲型となる領域を楕円型のままで取り扱っていることに相当している。ゆえに、第3章で述べた有限要素解析手法を原則的にはそのまま利用することができ、変形から破壊に至るまでの過程を計算することができる。

本章では、このような有限要素解析テクニックを利用し、関口・太田の弾塑性構成モデルの理論が要求する破壊応力状態の追跡を試み、異方圧密正規地盤の極限支持力について論じ、ついで実際の盛土の崩壊例への適用について述べる。

## 第2節 有限要素法による地盤解析手法

図9-1は地盤に局部载荷した場合の荷重と変形量の関係を概念的に示したものである(関口, 1984)。荷重強さがある限界値 $q_v$ を越えない間は地盤内のすべての領域で土要素は弾性的に応答し(OA)、荷重強さが $q_v$ を越えると地盤内に弾性限界を越える領域が発生し、そのため変位は急増し荷重～変位関係が直線でなくなる(AB)。さらに载荷が進んで荷重強さが $q_r$ に達すると、もはやそれ以上の反力を発揮することができないままに変形のみが進行する(BC)。

破壊の問題を取り扱うには、従来は剛塑性論が適用されてきた(例えば、すべり線解析、極限つり合い解析、上下界定理に基づく極限解析など)。これらの方法は、崩壊荷重 $q_r$ を算定する上で有効であるが、図9-1中のOBの部分の変形挙動に関する議論には無力である。

### 1. 従来の研究

地盤の破壊問題に対する有限要素法の適用の試みをD'Appolonia and Lambe(1970)の研究に見ることができる。彼らは地盤内の土の要素がTresca型の破壊応力条件を満足したならば、剛性を極めて小さく(ヤング率を0.0001倍)することによって、bilinearな弾性構成関係を仮定し、帯状荷重の支持力問題を取り扱っている。ここで破壊条件にはCasagrande and Carillo(1944)による異方的な非排水強度を組み入れ、強度の異方性、地盤の初期応力の影響などを検討している。しかし、この方法では破壊規準に照らせば存在し得ない応力状態が発生することは避けられず、図9-2に示されるような完全塑性状態の計算は行えない。

Hoeg, Christian and Whitman(1968)は、つりあい式を差分化して解くために、応力、ひずみ、質量を空間的に離散化する方法(Ang and Harper, 1964)に、Tresca型の規準を満足する構成関係を組み入れ、弾完全塑性計算を行っている。そして支持力問題に適用したところ極限支持力は、 $4.2k \sim 5.1k$  ( $k$ はせん断強度)が得られたとしているが、荷重～沈下曲線は計算が終了した時点において尚、荷重が増加する傾向を示している。

以上は、変形が進行してゆき最終的に極限支持力に至る過程を追跡しているものであり、要素の完全塑性状態の表現に数値解析上の工夫がある。

一方、双曲型となる偏微分方程式に支配される剛塑性体の応力とひずみの速度場を数値的に解く方法も近年開発されている。

Tamura, Kobayashi and Sumi (1984)は極限状態（塑性崩壊状態）に注目し、上界定理に基づいて、Normality ruleを満足する材料のつり合い式を定式化し、速度場に関する制約条件のもとで、このつり合い式を解く有限要素解析法を提案している。この方法は変位速度の離散化に有限要素法の手法を適用している。

Arai and Tagyo (1985)は下界定理に基づき非破壊状態を表す制約条件の下で、つり合い式を満足するように最大荷重を求める最適化問題を定式化し、新たな有限要素解析法を提案している。この方法も支配方程式の空間的離散化に有限要素法の手法を適用したものである。

これらの方法は極限解析と有限要素法の持つ利点とを巧みに組み合わせた点で工学上有益な成果をおさめているが、極限に至る前の変形を考慮することはできない。

他に、不連続なモデルを用いた計算法として、剛体ばねモデル(RBSM: Rigid Body-Spring Model, 川井, 1980)、個別要素法(DEM: Distinct Element Method, Cundall, 1971)、ジョイント要素を組み合わず要素境界すべりモデル(IESM: Inter-Element Slip Model, 八嶋, 1984)などがあり、変形の不連続を強調して計算を行うことにより極限状態を表現しようとするものである。これらは、あらかじめ不連続性が卓越する場所が予測されているかどうかによって計算結果が大きく変わりうるし、材料の構成式の選択の余地が限られてしまう。

## 2. 仮想粘塑性計算を導入した有限要素法

Zienkiewicz and Corneau (1974)は土の線形弾性的応答以外の挙動が時間とともに現れるものとし、徐々に進行する非弾性挙動を足し合わせ、収束した時点の挙動を連ねて弾完全塑性計算を行う方法を提案している。この方法では、時間経過は弾完全塑性計算を行うために便宜的に導入されたものであり、実際の時間経過とは無関係である。また計算の手順は時間経過を仮想と考え、収束計算によって得られた定常状態しか意味を持たせない点を除いて、第3章で述べた弾粘塑性計算手順と本質的には変わるところがない。

小林(1984)はZienkiewicz and Corneauの手法に一部改良を施して収束計算の安定性を向上させているので、以下に小林による改良を含めて仮想粘塑性計算を導入した有限要素解析手法を要約する。この方法を用いると破壊に至るまでの変形(図9-1のOABC)の

議論も行え、変形解析で試みられた地盤の現実的な力学挙動をシミュレートするための数々の工夫、例えば構成式の選択、間隙水の浸透との連成などを組み込んで拡張することが比較的容易である。しかしここでは異方圧密地盤の極限支持力に注目し、変形挙動には簡単のため線形弾性体を仮定し、さらに間隙水の浸透は考慮していない。

まず全ひずみ  $\epsilon$  テンソルを弾性成分  $\epsilon^e$  と粘塑性成分  $\epsilon^{vp}$  の和として定義する

$$(9-1) \quad \epsilon = \epsilon^e + \epsilon^{vp}$$

つぎに仮想粘塑性状態ではPerzyna型の粘塑性構成関係を仮定する。

$$(9-2) \quad \dot{\epsilon}^{vp} = \gamma \left\langle \frac{f}{f_0} \right\rangle \frac{\partial g}{\partial \sigma}$$

ここに  $f$  は降伏関数 ( $f_0$  は  $f$  を無次元かするためのスカラー関数)、 $g$  は粘塑性ポテンシャル、 $\gamma$  は定数である。また記号  $\langle \rangle$  は、

$$(9-3a) \quad f \geq 0 \text{ のとき} \quad \left\langle \frac{f}{f_0} \right\rangle = \frac{f}{f_0}$$

$$(9-3a) \quad f < 0 \text{ のとき} \quad \left\langle \frac{f}{f_0} \right\rangle = 0$$

を意味する。

式(9-2)に関連流動則を用いると、

$$(9-4) \quad \dot{\epsilon}^{vp} = \gamma \left\langle \frac{f}{f_0} \right\rangle \frac{\partial f}{\partial \sigma}$$

となる。小林(1984)はZienkiewicz and Corneauの手法に手を加え、後退差分を用いて粘塑性ひずみ増分を離散化している。以下小林に従えば、

$$(9-5) \quad \Delta \epsilon^{vp} = \Delta t \dot{\epsilon}^{vp} \Big|_{t=t+\Delta t}$$

$$= \Delta t \left( \dot{\epsilon}^{vp} \Big|_{t=t} + \frac{\partial \dot{\epsilon}^{vp}}{\partial \sigma} \Big|_{t=t} \Delta \sigma \right)$$

を得る。ここでテンソル  $\Delta \epsilon^{vp}$  を適当なベクトルに直し、それに伴い他のテンソルもベクトルまたはマトリックスに表現し直しておく。

弾性応力～ひずみ関係は、

$$(9-6) \quad \Delta \sigma = D (\Delta \epsilon - \Delta \epsilon^{vp})$$

と表されるので、式(9-5)を代入して整理すると、仮想粘塑性状態での応力～ひずみ関係が、

$$(9-7) \quad \Delta \sigma = \bar{D} \left( \Delta \epsilon - \Delta t \dot{\epsilon}^{vp} \Big|_{t=t_0} \right)$$

と求まる。ただし、 $\Delta t$ は時間増分、 $\bar{D}$ はつぎのようなマトリックスである

$$(9-8) \quad \bar{D} = \left( D^{-1} + \Delta t \frac{\partial \dot{\epsilon}^{vp}}{\partial \sigma} \Big|_{t=t} \right)^{-1}$$

一方、仮想仕事の原理より、要素の応力と節点外力の関係は次のようになる。

$$(9-9) \quad \int_V B^T \Delta \sigma \, dV - \Delta F = 0$$

ここで $B$ はひずみ～変位マトリックスである。式(9-9)に応力～ひずみ関係式(9-7)を代入すると、要素剛性方程式として節点変位 $u$ と節点外力 $F$ との増分関係が、

$$(9-10) \quad \Delta \bar{F} = \bar{K} \Delta u$$

と得られる。ここで $K$ は次のような要素剛性マトリックスである。

$$(9-11) \quad \bar{K} = \int_V B^T \bar{D} B \, dV$$

また $F$ は節点外力に関するベクトルであり、

$$(9-12) \quad \Delta \bar{F} = \Delta F + \Delta t \int_V B^T \bar{D} \dot{\epsilon}^{vp} \, dV$$

と表される。式(9-12)の右辺第2項が仮想粘塑性効果を表す粘塑性項である。式(9-2)の降伏関数として破壊規準を選び、仮想時間増分 $\Delta t$ で繰り返し計算を行うと、この粘塑性項により破壊規準を越えた過剰応力の再配分が行われる。以上の理論の流れをまとめたのが図9-3である。

### 3. 計算手順と収束判定

計算手順を図9-4に要約する。与えられた荷重あるいは節点変位に対して、まず仮想時間増分 $\Delta t = 0$ として弾性計算を行う。この結果、破壊規準に達した要素が出現しない場合には、次の载荷を行い弾性計算を続ける。破壊規準に達した要素が出現した場合には適当な仮想時間増分 $\Delta t$ を与えて粘塑性ひずみを考慮した計算を行うと、式(9-4)の関係に従って粘塑性ひずみが発生し、式(9-12)によりレラクゼーション効果を生じて、結果とし

て降伏関数  $f$  の値が減少する。その状態を出発点として再度粘塑性計算を行うと、さらに降伏関数  $f$  の値が減少する。この様な繰り返し計算によって降伏関数  $f$  の値はゼロに漸近するが、これは応力が破壊規準に近付くことを意味する。したがって降伏関数  $f$  の値が十分に小さくなるまで計算を行い、得られる定常状態を連ねることによって、図9-2に示されるような弾完全塑性構成に忠実な計算結果が得られる。このときの応力状態は破壊規準を満足している。ただし、これに対応するひずみは式(9-4)によって与えられるから仮想粘塑性を規定する降伏関数  $f$  の選び方に依存し、仮想粘塑性繰り返し計算の定常状態は図9-2中の完全塑性領域内に一点に定まる。

また実際の計算では、降伏関数  $f$  を無次元化するための量  $f_0$  に一回目の弾性計算の結果得られた  $f$  の値を用い、降伏関数の値が  $5 \times 10^{-4}$  以下となったときに収束したと見なししている。

降伏関数  $f$  の値がゼロに近付くにつれて粘塑性ひずみの発生は少なくなるので、収束性を高めるために仮想時間増分  $\Delta t$  をその直前のステップの計算結果を用いて次式のように定めた。

$$(9-13) \quad \Delta t = \tau (\bar{\epsilon} / \bar{\dot{\epsilon}}^{vp}) \mid \text{min. for all elements}$$

ここで  $\tau$  は定数、 $\bar{\epsilon}$ 、 $\bar{\dot{\epsilon}}^{vp}$  は次のような量である。

$$(9-14a, b) \quad \bar{\epsilon} = \sqrt{\epsilon_{11}\epsilon_{11}}, \quad \bar{\dot{\epsilon}}^{vp} = \sqrt{\dot{\epsilon}^{vp}_{11}\dot{\epsilon}^{vp}_{11}}$$

計算中、 $\Delta t$  は必ず  $\dot{\epsilon}^{vp}$  または  $\partial \dot{\epsilon}^{vp} / \partial \sigma$  との積の形で現れるので、式(9-13)を用いて  $\Delta t$  を決定すると、粘塑性ひずみに関する定数  $\tau$  (式(9-4)参照) の影響が消去される。

### 第3節 破壊規準の選定

地盤の変形や崩壊荷重の計算を行う場合、各要素の挙動は要素の破壊時の応力状態を規定する破壊規準と弾性領域の応力～ひずみ関係に支配される。本節では要素の破壊規準について述べる。ただしここでは、解析条件を平面ひずみ条件に限定し、粘性土に対しては強度の異方性を考慮できる非排水強度式を利用したTresca型の破壊規準を用い、砂質土はいわゆる  $c - \phi$  材料とみなしてDrucker-Prager型の破壊規準を用いる。ここで用いる非排水強度は後述するように関口・太田による弾塑性構成モデルの理論に立脚しているため、

変形の議論を行うための弾性定数として第5章で定式化された変形係数を利用でき、さらに計算に必要なパラメータの決定には第4章の成果をそのまま利用できる。

### 1. 粘性土の強度異方性を考慮した破壊規準

Ohta, Nishihara and Morita(1985)は弾塑性構成モデルの理論に基づいて、異方圧密粘性土の非排水強度を誘導している。彼らの理論式では、非排水強度は最大主応力の方向によって変化するので、これを破壊規準に組み入れることにより異方的強度を持つ地盤の極限問題を取り扱うことができる。

平面ひずみ条件下の非排水強度理論式の導出手順を簡単に紹介する。まず実験事実に基づいて弾性体積ひずみと塑性体積ひずみが求められる。これらは応力に関するパラメータ  $p'$  と  $\kappa$  に支配される。塑性体積ひずみより降伏関数を定め、これに関連流れ則を適用する。このような理論展開から得られる平面ひずみ条件(式(5-9))と塑性体積ひずみ増分をゼロとして得られる破壊条件、および非圧縮条件を連立させて、非排水強度が得られる。図9-5(Ohta, Nishihara and Morita, 1985)は以上の手順をまとめたものである。さらに過圧密粘性土に拡張すると、最終的に次式のようなになる。

$$(9-15) \quad \frac{C_u}{\sigma'_{v1}} = \frac{(1+K_0)OCR^\Lambda M \exp(-\Lambda)}{3\sqrt{3}(\cosh\beta - \sinh\beta \cos 2\theta)}$$

但し、記号の説明は表9-1の通りである。この式を用いて、破壊条件を表す降伏関数  $f$  を次のように定める。

$$(9-16) \quad f = (\sigma_1 - \sigma_3) - 2C_u$$

ここに、 $\sigma_1$ 、 $\sigma_3$ はそれぞれ最大主応力、最小主応力である。

式(9-16)を応力成分を用いて表すと、

$$(9-17) \quad f = 2\sqrt{\left(\frac{\sigma_z - \sigma_x}{2}\right)^2 + \tau_{xz}^2} - \frac{2(1+K_0)OCR^\Lambda M \exp(-\Lambda) \sigma'_{v1}}{3\sqrt{3}(\cosh\beta - \sinh\beta \frac{\sigma_z - \sigma_x}{2\sqrt{\left(\frac{\sigma_z - \sigma_x}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}})}$$

となる。ただし図5-2に示されたように、水平地盤に対して鉛直方向に  $z$  軸、水平方向に  $x$  軸をとっている。

式(9-16)、式(9-17)には既に平面ひずみ条件が代入されており、有限要素計算では2次

元問題として取り扱えば、平面ひずみ解析が行われることに注意する必要がある。

## 2. 砂質土 (c-φ材料) に対する拡張Mises規準

c、φを含んだ形で示される破壊規準にはDrucker and Prager (1952)による拡張Mises型の規準とMohr-Coulomb型の規準がまず挙げられるが、ここでは砂質土などのc-φ材料に対して、拡張Mises型の規準を適用する (図9-6)。

拡張Mises型の規準を降伏関数に用いると (Drucker and Prager, 1952)、

$$(9-18) \quad f = \sqrt{3} J_2 - \frac{6 \sin \phi}{3 - \sin \phi} p - \frac{6c \cos \phi}{3 - \sin \phi}$$

ここで、pは平均応力、 $J_2$ は偏差応力に関する第2不変量で、それぞれ次式のようにになる。

$$p = \sigma_{ij} \delta_{ij} / 3$$

$$J_2 = s_{ij} s_{ij} / 2, \quad s_{ij} = \sigma_{ij} - p \delta_{ij}$$

平面ひずみ条件として、式(5-9)による中間主応力近似式を用いるが、式(5-9)を全応力で書き改めると、

$$(9-19) \quad \sigma_2 = \frac{K_0}{1+K_0} (\sigma_1 + \sigma_3) + \frac{1-K_0}{1+K_0} p_w$$

となる。ここに $K_0$ は静止土圧係数、 $p_w$ は間隙水圧である。

議論を簡単にするため、ここでは $K_0 = 1$ の初期応力が等方的な場合に限り、式(9-19)を式(9-18)に代入して整理すると、平面ひずみ条件下の降伏関数が次のように求まる。

$$(9-20) \quad f = \sqrt{3} \left( \frac{\sigma_z - \sigma_x}{2} \right)^2 + \tau_{zx}^2 - \frac{3 \sin \phi}{3 - \sin \phi} (\sigma_z + \sigma_x) - \frac{6c \sin \phi}{3 - \sin \phi}$$

ただし、式(9-17)の場合と同様に、水平地盤の鉛直方向にz軸、水平方向にx軸をとっている。

## 第4節 数値解析手順の検証

第2節で説明した有限要素解析手法に式(9-17)および式(9-20)で表される降伏関数を組み入れた有限要素プログラムを開発し、LAC SAR (Limit Analysis Considering Stress Anisotropy and Reorientation) と名づけた。ここでは、1要素の簡単な境界条件

での計算を実行し、破壊規準に達した後も安定した解が得られ、かつ応力状態が破壊規準を満足し続けるかどうか調べる。

### 1. 強度異方性を持つ粘性土材料の挙動

図9-5によると、平面ひずみ条件下の非排水条件は図中の網で示したような曲面となり、平面ひずみ条件下の破壊条件 (critical state) は原点を中心としたラッパ型となる。この両者の交線は、平面ひずみ条件、非排水条件、破壊条件をすべて満足しているが、この交線を  $(\sigma_z - \sigma_x) \sim 2\tau_{zx}$  の平面に投影すると図9-7のようなひずんだ円 (楕円ではない) になる。この応力平面は全応力表示でも有効応力表示でも変わらない (太田, 1985)。従って、このひずんだ円が式(9-17)で示される破壊規準を表していることになる。

さて、塑性指数PIを20, 40, 60, 80%の4通りとし、第4章で提案した図4-2の手順にしたがって、計算に必要なパラメータを求め (表9-2)、それぞれの場合について圧縮せん断、伸張せん断、直接せん断に対応する境界条件を与えて計算した。このとき载荷は、節点変位を徐々に与える方法とした。また弾性領域内の計算には弾性定数が必要であるが、ヤング率は非排水強度の理論と同様の理論的背景を持つ非排水変形係数  $E_{50}$  (ただし最大主応力方向  $\theta = 0$  とした平面ひずみ圧縮せん断試験の変形係数を用いた: 第5章参照) の理論式に、表9-2のパラメータを代入して求めた。またポアソン比は、非排水条件を考え0.499と仮定している。

計算の結果得られた応力~ひずみ関係を図9-8 (a) (b) (c) に示す。圧縮、伸張せん断の場合には、弾完全塑性挙動を示していることが明確である。また直接せん断の場合は破壊後の応力状態は少しずつ変化している。そこで破壊後の応力状態が破壊規準を満足しているかどうかを調べるために計算結果を図9-7の応力面上にプロットした。これを図9-9 (a) (b) に示す。破壊規準を表すひずんだ円は塑性指数により若干形状が異なっている。また初期応力点も静止土圧係数  $K_0$  のちがいによって異なった場所にある。図9-9によれば圧縮および伸張せん断の場合、せん断応力は変化せず、 $\sigma_z$  または  $\sigma_x$  だけが変化する結果、応力点は縦軸の上に沿って移動し破壊円上に達した後は移動しない。直接せん断の場合は  $\sigma_z$ 、 $\sigma_x$  は変化せず、 $\tau_{zx}$  だけが変化する結果、応力点は水平に移動し、破壊円に達した後は円上を移動する。この時、最大主応力の方向が水平に近くなり、それにとまってせん断応力の大きさが変化することがわかる。

## 2. 拡張Mises規準に従うc-φ材料の挙動

平面ひずみ条件下の拡張Mises規準(式(9-20))を $(\sigma_1 + \sigma_3) \sim (\sigma_1 - \sigma_3)$ の応力面上に書き表すと図9-10となる。強度の異方性は式(9-20)では考慮されていないので、圧縮せん断のみを取り上げ、1要素の計算を行った。载荷は節点変位を徐々に与える方法を用い、パラメータはN値を10, 20, 30の3通りとし、大崎(1959)による提案式、

$$(9-21) \quad \phi = \sqrt{20N} + 15$$

を用いて、内部摩擦角 $\phi$ を推定し、粘着力 $c = 0$ 、ポアソン比 $\nu = 0.3$ を仮定した(表9-3)。

計算の結果得られた応力～ひずみ関係を図9-11、応力経路を図9-12に示す。応力～ひずみ関係は弾完全塑性挙動を示しており、弾性計算部分は弾性論による理論値に一致している。圧縮せん断時の応力経路は破線で示したようであるが、土性の違い(N値の違い)によって破壊線は異なり、破壊時の応力状態は変化することがわかる。

## 3. 地盤の破壊問題への適応性

粘性土材料に対する破壊規準(式(9-17))を持つ計算結果が地盤の破壊挙動を表現できるかどうかを調べるために、剛なフーチングの支持力問題の計算を行った。有限要素メッシュを図9-13に示す。基礎幅は3mとし解析範囲は水平方向、深さ方向とも基礎幅の7倍とした。また領域底面では各節点の変位をゼロとし、左右の境界では水平方向の変位のみゼロとしている。さらに基礎底面は完全に滑らかであるとした。载荷は基礎底面の節点に鉛直方向の変位を徐々に与え、載荷面の反力の平均値をとって支持力 $q$ (極限支持力を $q_r$ )とした。また変位の増加に対して支持力が変化しなくなった時点で計算を打ち切った。

地盤は等方的な強度 $c_u = 1.0 \text{ tf/m}^2$ を持ち、 $3.6 \text{ tf/m}^2$ で等方圧密された深さ方向に一樣なものとした。弾性部分のヤング率 $E$ は $500 \text{ tf/m}^2$ 、ポアソン比 $\nu$ は $0.499$ である。

### 極限支持力

計算の結果得られた荷重～沈下曲線を図9-14に示す。荷重は基礎底面に作用する反力の合計値を基礎幅で割った後、非排水強度で無次元化した値、沈下量は基礎に与えられた沈下である。図9-14によれば、荷重が大きくなるにつれて沈下量の増加の割合は大きくなり、その後、沈下量が無限に大きくなるような荷重が存在することが明らかである。

この状態は地盤の破壊に対応するものと考えられる。この時、荷重 $q_t$ は $c_u$ の5.44倍となり、Prandtlの正解5.14に比較して約6%大きい。

### 仮想時間増分の大きさ

仮想時間増分 $\Delta t$ を決定する式(9-13)に含まれている定数 $\tau$ の値をどのような値にすればよいかを調べるために、先に行ったフーチングの支持力問題を $\tau$ の値を変えて計算を行った。図9-15に荷重～沈下曲線を、図9-16には計算の結果得られた支持力係数、地表面のA点での垂直変位、および1载荷ステップ当りに要した繰り返し計算の回数の平均値が $\tau$ の値によってどのように変化するかを示す。図9-15、図9-16より $\tau$ の値が1以下の時は、計算結果がほとんど $\tau$ の影響を受けない。一方、繰り返し計算の回数(要素ごとの繰り返し計算の回数の平均値)は $\tau$ の値が大きいときの方が少なくてすむ。以上のことから本論文中の計算では $\tau$ の値は1.0またはそれ以下とした。

一方、载荷として与える変位増分の大きさの影響を調べたのが図9-17である。地盤が極限支持力をはじめて発揮した時点における基礎沈下量を5回に分けて与えた場合と50回に分けて与えた場合の荷重～沈下曲線が示されている。载荷を粗く行っても計算結果は、ほとんど変化しないことがわかる。

### 上・下界値と有限要素計算結果

西原(1986)は非排水強度の理論式(9-15)を誘導したのと同じ構成モデルの理論を用いて極限支持力の上界値と下界値を求めている。

$$(9-22a) \quad q_u = 2\bar{c}_u(1 + 2\cosh\beta) \quad : \text{上界値}$$

$$(9-22b) \quad q_t = \bar{c}_u(5\cosh^2\beta - \sinh^2\beta) / \cosh\beta \quad : \text{下界値}$$

ここに $\bar{c}_u$ は等方圧密時の平面ひずみ非排水強度であり、式(9-15)に $\beta = 0$ を代入して得られる。 $\beta$ は表9-1中に説明されている通りである。

有限要素分割および境界条件は図9-13に示されるものとした。地盤条件は、 $\sigma'_{vo} = 3.6 \text{ tf/m}^2$ を受けた一様な異方正規圧密地盤とし、静止土圧係数 $K_0$ を0.3, 0.5, 0.7, 1.0の4通りとした。他の材料パラメータは、 $\Lambda = 0.7$ ,  $M = 1.0$ とし、ヤング率 $E$ は等方圧密時の非排水強度 $c_u$ の210倍(竹中, 1962)、ポアソン比 $\nu$ は0.499である。図9-18に、等方圧密時の非排水強度 $c_u$ で正規化された支持力係数 $N_c$ と静止土圧係数 $K_0$ との関係として、上・下界値と有限要素計算値との比較を示す。有限要素法による極限

支持力は上界値と下界値との間をとることがわかる。

## 第5節 異方圧密地盤の極限支持力

### 1. 強度と初期応力の異方性が極限支持力に及ぼす影響

理論では図9-5より明らかなように、強度に異方性を生じさせる要因は異方的な初期応力を表す静止土圧係数 $K_0$ である。そこで静止土圧係数を0.5, 0.7, 1.0の3通りに変えて、図9-13の有限要素モデルを用いた支持力問題の計算を行った。地盤は、 $\sigma'_{vo} = 3.6 \text{ tf/m}^2$ を受けた一様な異方正規圧密粘土から成り、 $M = 1.0$ ,  $\Lambda = 0.7$ とした。ヤング率 $E$ は等方圧密時の非排水強度(式(9-15)に $\beta = 0$ を代入して得られる) $c_u$ の210倍(竹中, 1962)とした。

図9-19は得られた荷重～沈下曲線である。静止土圧係数 $K_0$ 値の変化によって極限支持力は大幅に変化し、 $K_0 = 0.5$ のときの極限支持力は等方圧密地盤に対する極限支持力の7割程度に低減している。

次に $K_0$ 値を0.5, 0.7, 1.0の3通りとするが、地盤の初期応力を $\sigma'_{vo} = \sigma'_{ho} = 0$ として同様の計算を行った。この場合には初期応力は等方的であるが、非排水強度のみ式(9-15)に基づき異方性を持つことになる。初期応力以外の条件は、初期応力が異方的な場合と統一した。この様な条件は理論に適合しないが、異方的な強度と等方的な初期応力の支持力に及ぼす影響を調べるための一つの試みとして行った。計算の結果得られた荷重～沈下曲線を図9-20に示す。この図を初期応力が異方的でない場合(図9-19)と比較すると、極限支持力はいずれの場合もほとんど同じ値となっている。このことは極限支持力は初期応力の異方性の影響をほとんど受けず、強度の異方性に大きく影響されることを示している。この傾向はD'Appolonia and Lambe(1970)の行った同種の問題に対する結果と一致している。

### 2. 塑性指数が極限支持力に及ぼす影響

塑性指数 $PI$ を20, 40, 60, 80の4通りに変えて支持力の計算を行った。地盤は深さ方向に一様な異方正規圧密粘土とし、計算に必要なパラメータは第4章の図4-2の手順に従って求めた。こうして求めたパラメータはあくまでも概略の数値を与えるもので

あるが、土の物性を塑性指数に代表させると粘性土の非排水強度の異方性(Ohta, Nishihara and Morita, 1985)、および地盤の変形挙動を良く説明できることから、土の種類によって支持力がどのように変わるかの目安が得られると考えた。得られた荷重～沈下曲線を図9-21に示す。塑性指数が変化しても極限支持力はそれほど変化しない( $q_r = 4.86 \sim 4.95 \text{ tf/m}^2$ )。これは推定されたパラメータの値が互いに影響し合って、極限支持力に対して強度の異方性の発現を打ち消し合っているものと考えられ、また図9-8 (a) (b) (c)、図9-9 (a) (b) より、極限支持力には材料の平均的な強度を与える直接せん断強度が支配的であることを示唆している。

### 3. ヤング率が極限支持力に及ぼす影響

等方圧密地盤 ( $K_0 = 1.0$ ) に対し、ヤング率  $E$  を 10 倍にして支持力問題の計算を行った。他の条件は第5節の1. の場合と全く同様である。

得られた荷重～沈下曲線を図9-22に示す。小林(1984)も指摘しているように極限支持力はヤング率の影響を全く受けないことがわかる。図9-23は砂質土地盤を想定して拡張Mises規準を用いて、同様の計算を行った結果である。ヤング率  $E = 1000 \text{ tf/m}^2$ ,  $5000 \text{ tf/m}^2$ 、ポアソン比  $\nu = 0.3$ ,  $0.499$  のそれぞれ2通りを仮定した。結果は図9-22の場合と全く同様に、極限支持力は弾性定数の影響を受けていない。

## 第6節 地盤内の破壊領域の発達と応力変化

図9-24 (a) (b) (c)、図9-25 (a) (b) (c) (d) は第5節で述べた支持力問題の計算例を用いて基礎の沈下が大きくなるに連れて、破壊域がどの様に進展してゆくかを示している。ただし図9-24は第5節1. で述べた初期応力と強度が共に異方的な場合の結果で、図9-25は第5節2. の地盤の物性を塑性指数に代表させた場合の結果である。図9-24 (a) (b) (c) によると、静止土圧係数  $K_0 = 1.0$  の場合、破壊域はまず基礎直下の浅い部分にくさび型に現れ、荷重が進むにつれて深いところに及んでいる。極限荷重近くまで荷重が進むと破壊域は基礎端部より外側のやや深い所に移り、極限状態では側方の浅い部分が破壊し、基礎直下の深部はむしろ弾性域に戻っている。静止土圧係数  $K_0$  が小さくなると、破壊域は深部にまで及ぶようになる傾向を示す。し

かし、極限荷重近くまで載荷が進行すると破壊域が基礎側方の浅い所に現れることが共通しており、最終的な破壊状態での浅い部分の破壊域の形状はどの場合もほぼ同じである。

一方、図9-25(a)(b)(c)(d)によると、塑性指数の違いによっても破壊域の進展の形状にあまり差異は見られず、極限支持力はどれもほぼ同じ値となることに符合している。

次に図9-26に示される地盤内の要素の位置の応力変化を図9-7のような応力平面上に示すと、図9-27(a)(b)(c)、図9-28(a)(b)(c)(d)が得られる。このような図示により載荷に伴う地盤内要素は圧縮せん断されているのか、伸張せん断されているのか、または直接せん断されているのかなどの応力変化を調べやすい。図9-27は静止土圧係数が異なる、図9-28は塑性指数が異なる場合であり、それぞれ図9-24、図9-25に対応している。図9-27(a)(b)(c)によると、まず破壊円は静止土圧係数 $K_0$ の違いによって、大きさと位置が異なっている。また応力履歴を調べると、基礎の中央直下の要素はほぼ圧縮せん断に近い応力変化を経験し、外側に位置する要素ほど伸張せん断に近い応力変化を経験する。ただし一番浅い部分では位置A-3の要素が位置A-4の要素よりも伸張側の応力変化を示している。基礎の端部直下の要素の応力状態は破壊円に沿って主応力方向を次第に水平に近くしながら移動する。また一度破壊した後に再び弾性域(破壊円の内側)に戻る要素もある(例えば、 $K_0=0.5$ のときの位置C-2要素)が、このような要素は一度破壊した後は弾性域でも極めて破壊円に近く位置する。

地盤全体の崩壊と各要素の応力状態との関係は、圧縮側の要素は深さに関係なく載荷初期に破壊に達するが、伸張側の浅い位置の要素が破壊に達するのは、ほぼ地盤の崩壊が発生する荷重の作用した時に対応している。

一方、図9-28(a)(b)(c)(d)によると、塑性指数が変化しても破壊円の大きさと位置に大きな差は見られない。さらに応力変化も同じ位置の要素では、塑性指数が変化しても応力経路にほとんど差異が見られない。要素の位置の違いによるせん断パターンの違いは図9-27(a)(b)(c)の結果の示す傾向と対応しており、基礎中央直下では圧縮せん断、外側に位置する要素ほど伸張せん断による応力変化を経験する。

## 第7節 現場盛土の破壊事例への適用

過去に報告されている現場盛土の破壊例を計算し、その計算結果と実測挙動とを比較することによって解析法の適用性を調べる。計算に必要な入力パラメータは変形解析の場合と同様に第4章図4-2の手順を用いて決定している。また地盤内の粘性土層には、強度異方性を考慮したTresca型の破壊規準(式(9-16))を、砂質土層、盛土材は $c-\phi$ 材料とし、拡張Mises型の破壊規準(式(9-20))を用いた。

### 1. Bangkok-Siracha Highway 試験盛土

1969年8月、タイ国バンコク郊外から東南方向の海岸沿いにThe New Bangkok-Siracha Highwayが開通した。地盤は軟弱なBangkok Clayからなる。施工に先立って、工法の選択と沈下状況の把握のために3種類の試験盛土(A, B, C)の築造が行われた。盛土Aは無処理地盤上に、盛土B、Cは地盤に補強工が施された場合である。各盛土の安全率は円弧すべりの計算によれば1.33以上の値となったにもかかわらず破壊した(Eide and Holmberg, 1972)。ここでは無処理地盤上の試験盛土を解析の対象とする。

### 解析条件

盛土基礎地盤は表層が厚さ1 m以下の固結したクラストで、その下に軟弱な粘土層が深さ12~20 mの位置まで分布している。図9-29に土質調査結果を示す。入力パラメータは、NGIにおける三軸試験結果として報告されている有効内部摩擦角 $\phi'$ (Eide and Holmberg, 1972)を用い、第4章図4-2の手順に従って決定した。表9-4に盛土基礎地盤各層の物性の取り扱いと入力パラメータの一覧を示す。ここで地表層のクラストは、三笠(1967)による粘性土の状態図を参考にして、粘着力 $c$ を $5 \text{ tf/m}^2$ および $10 \text{ tf/m}^2$ の2通りに設定した。過圧密粘性土層の弾性定数は非排水三軸試験の圧縮せん断強度 $c_u$ の理論式(Ohta, Nishihara and Morita, 1985)にパラメータを代入し、それを210倍(竹中, 1962)して求めた。図9-30に有限要素メッシュと境界条件を示す。盛り立て材は単位体積重量 $\gamma = 2.0 \text{ tf/m}^3$ (実測)であり、盛土の剛性を考慮に入れて計算を行った。

### 計算結果と実測値との比較

図9-31(a)(b)に盛土が崩壊するまでの実測挙動と計算結果の比較を示す。図9-31(a)は盛り立て状況を示しており、盛土高が2 mに達した時点ですべりを生じ

ている。一方、有限要素計算によれば、徐々に盛土高を大きくすると盛土高が1.625mで計算が定常状態に収束しなくなった。これは載荷重につらう解が存在しなくなったためであり、地盤は耐荷力を失ったことを意味している。図9-31(b)は地表面の沈下量を比較したものである。図中、Aの位置は盛土の長手方向に複数の計測を行っており、実測沈下量をその範囲で示している。沈下量は計算値が実測値の約2.0倍、崩壊荷重(崩壊盛土高)は計算値が実測値の約0.81倍となっている。ただし変形は等方線形弾性体の全応力計算によっているが、崩壊荷重は明瞭に、しかもかなりの精度で得られていると考えられる。

次に、地盤内の破壊領域の進展状況と地盤内部の応力変化を有限要素計算結果より考察する。図9-32は載荷の進行と共に地盤内の破壊した要素がどのように出現するかを示したものである。図中には、Eide and Holmberg(1972)が報告している最小安全率を与える円弧すべり面も示している。破壊領域ははじめ盛土中央部直下に現れ、盛土高が大きくなるに従って法尻方向に広がっている。円弧すべり線の内側に破壊域が卓越して現れる傾向は見られないが、円弧すべり線は広く現れた破壊域の中に含まれている。尚、地表クラスト層の粘着力 $c$ を変えても、計算結果には大きな変化は見られなかった。地盤内の各部分の応力の変化(図9-33)を図示したのが図9-34(a)(b)(c)である。図9-34によると盛土載荷にともなう主応力方向の回転の様子が良くわかる。試みに、盛土高が1mに達したときの応力点(図中の白丸印)を連ねると破線で示されるようになる。盛土の載荷にともない、まず圧縮側で破壊域に達し、主応力の回転角 $\theta$ が大きくなるにしたがって破壊域から遠ざかっていく。最も破壊域から遠い伸張側の要素が破壊域に達した時点で、計算上、盛土の崩壊が発生している。このことは、伸張側の要素の応力変化が盛土全体の安全性の指標となることを示唆するものと考えられる。

## 2. Kohr Al-Zubair盛土

チグリス(Tigris)、ユーフラテス(Euphrates)川の氾濫原に堆積したKohr Al-Zubair粘土上に、盛土高11~12mの5つの盛土が20~45日間にわたって築造された。これらの内の1つが盛り立て完了直後に、長さ200mにわたって崩壊した。図9-35に盛土の形状の概要が示されている(Hanzawa, Matsuda, Suzuki and Kishida, 1980, Hanzawa and Kishida, 1982, Hanzawa, Kishida and Matsuda, 1982)。この盛土は盛土高11.5m、長さ250mで、盛り立てに45日を要した。盛土基礎地盤は、厚さ17~18mに及ぶ上部

過圧密粘土層中に、特に大きな過圧密比を示す層が夾在している。土質調査として、原位置ベーンせん断試験、コーン貫入試験および三軸圧縮試験が実施されている（図9-36）

### 解析条件

三軸圧縮試験によって、有効内部摩擦角 $\phi'$ が27.6度と報告されている(Hanzawa, Kishida and Matsuda, 1982)ので、有効内部摩擦角 $\phi'$ から入力パラメータを決定した。表9-5に地盤各層の物性の取り扱いと入力パラメータの一覧が示されている。図中の材料番号は図9-37に示した各層に対応している。有限要素メッシュと境界条件を図9-38のように設定した。ただし、盛土が法尻方向に長くのびており、盛土剛性が計算結果に強く影響すると考えられるが、盛土の物性値の正確な予測・決定が困難であるので、計算では盛土の剛性は考慮にいれていない。盛土の盛り立て材の単位体積重量 $\gamma$ は1.9 tf/m<sup>2</sup>（実測値）を用いた。

### 計算結果と実測値との比較

図9-39(a)に盛土の盛り立て状況を、図9-39(b)に盛土中央直下の地表面沈下量の計算結果と実測値との比較を示す。実際の盛土では高さ11.5mで崩壊したのに対し、計算では明確な崩壊が得られなかった。しかし盛土高10mに達すると、計算では沈下量が非常に大きくなり、この点が実質的な盛土の崩壊に相当していると考えられることができる。

盛土載荷に伴う地盤内の破壊域の発達の様子を図9-40に示す。Bangkok試験盛土の計算結果図9-32と同様に、破壊域は地盤内の広範囲に及んでおり、盛土高10m付近では、Bangkok試験盛土で盛土が崩壊したときの破壊域の様子と良く似た結果となっている。

図9-41はBangkok試験盛土の計算結果も含め、計算による盛土高と盛土中央部直下の沈下量との関係を再整理したものである。Kohr Al-Zubair試験盛土の場合、盛土高10.0mに見合う荷重が、崩壊荷重に極めて近いことが推察される。

### 3. 解析上の問題点

破壊した試験盛土に対しての2つの適用例を示したが、支持力問題を取り扱った場合には現れてこなかった問題点が存在していることに注意する必要がある。つまり盛土載荷のような荷重（応力）制御による計算では、崩壊荷重を越えた時点で破壊規準を越える過剰

な応力の再配分ができず、つり合い式を解けなくなり、安定な解を得ることができないので計算は意味を持たなくなる場合がありうることである。そのため荷重増分の大きさの選び方に計算の信頼性が大きく依存してしまうことになる。一方、変位を与えてゆくようなひずみ制御の問題では、つり合いを満足する解は必ず存在するために、極限状態（完全塑性状態）であっても安定した解が得られ、上述のような困難は生じない。荷重制御の問題でも十分に信頼できる計算を行えるように、荷重増分の与え方に関する指針を得ることが今後の重要な課題の一つであろう。

## 第8節 結論

弾塑性構成モデル(Sekiguchi and Ohta, 1977)の理論に基づいた破壊応力条件に忠実な弾-完全塑性有限要素計算を行う方法について述べた。要素の破壊応力条件を満足する完全塑性領域の計算には、仮想的な粘塑性計算を利用するZienkiewicz and Corneau(1974)および小林(1984)の計算テクニックを利用した。

この方法は第3章で説明した弾塑性有限要素連成解析に容易に組み入れることが可能であり、変形から破壊状態に至るまで安定した計算が行えるが、本論文では極限解析（要素の破壊状態の取り扱い）だけに焦点を絞り、変形領域には等方線形弾性体による全応力計算を仮定した。しかし破壊規準には、Ohta, Nishihara and Morita(1985)による平面ひずみ非排水強度の理論式を用いて定式化されているため、前章までに取り扱ってきた解析法（DAC SAR）との間に、破壊条件が一致しないというような理論的矛盾は生じない。

得られた結論をまとめると以下のようなようになる。

- (1) 破壊規準として、強度の異方性を考慮した粘土の非排水強度の理論式を用いることにより、異方的強度を持つ異方圧密地盤の極限解析が可能となった。
- (2) 浅い基礎の支持力問題の解析を行ったところ、明確な極限支持力を計算することができた。さらに、その極限荷重は従来の極限解析法による結果と良い対応を示し、解析手法の妥当性を検証できた。
- (3) 強度の異方性、初期応力の異方性、弾性定数、変位増分の与え方が支持力問題の計算結果に及ぼす影響を調べた。その結果、強度の異方性は大きな影響を及ぼすが、弾性定数、初期応力の異方性は影響を及ぼさないことがわかった。また変位増分の与え方によっ

て、得られる極限支持力に差のないことを示した。

(4) 計算結果を  $(\sigma_z - \sigma_x) \sim 2\tau_{zx}$  の応力平面上に示すことによって、地盤内の応力状態の変化の様子をわかりやすく表し、これを用いてこれまで必ずしも明らかでなかった破壊近くの地盤内の応力変化を明らかにした。

(5) 実際の現場試験盛土地盤の計算を行った結果、変形から崩壊にいたる挙動を統一的に説明できることを示した。ここで砂質土層、盛土材料などは  $c-\phi$  材料とモデル化することによって拡張Mises破壊規準が適用された。しかし実際問題への適用に際して、盛土のような応力制御型の载荷問題では、荷重増分の与え方によって計算の安定性が左右される事を指摘した。

## 参考文献 (第9章)

- Ang, A. H. and Harper, G. H. : Analysis of Contained Plastic Flow in Plane Solids, Proc. ASCE, Vol. 90, EM5, pp. 397-418, 1964
- Arai, K. and Tagyo, K. : Limit Analysis of Geotechnical Problem by Applying Lower-Bound Theorem, Soils and Foundations, Vol. 25, No. 4, pp. 37-48, 1985
- Casagrande, A. and Carillo, N. : Shear Failure of Anisotropic Soils, Proc. Boston Soc. Civ. Engineers, Vol. 31, pp. 74-87, 1944
- Cundall, P. A. : A Computer Model for Simulating Progressive Large-Scale Movement in Blocky Rock Systems, Proc. Sympo. ISRM, Nancy, France, 1971
- D'Appolonia, D. J. and Lambe, T. W. : Method for Predicting Initial Settlement, Proc. ASCE, Vol. 96, SM2, pp. 523-544, 1970
- Drucker, D. C. and Prager, W. : Soil Mechanics and Plastic Analysis on Limit Design, Quart. Appl. Math., Vol. 10, pp. 157-165, 1952
- Eide, O. and Holmberg, S. : Test Fills to Failure on the Soft Bangkok Clay, Proc. ASCE, Special Conf. on Performance of Earth and Earth-supported Structures, Vol. 1, Part 1, pp. 159-180, 1972
- Hanzawa, H., Matsuda, E., Suzuki, K. and Kishida, T. : Stability Analysis and Field Behavior of Earth Fills on an Alluvial Marine Clay, Soils and Foundations, Vol. 20, No. 4, pp. 37-51, 1980
- Hanzawa, H. and Kishida, T. : Deformations of In-situ Undrained Strength of Soft Clay Deposits, Soils and Foundations, Vol. 22, No. 2, pp. 1-14, 1982
- Hanzawa, H., Kishida, T. and Matsuda, E. : Stability Analysis with the Effective Stress Method for Embankment Constructed on an Alluvial Marine Clay, Soils and Foundations, Vol. 22, No. 3, pp. 32-46, 1982
- Hoeg, K., Christian, J. T. and Whitman, R. V. : Settlement of Strip Load on Elasto-Plastic Soil, Proc. ASCE, Vol. 94, SM2, pp. 431-445, 1968
- 川井忠彦 : 物理モデルによる連続体諸問題の解析, 東京大学生産技術研究所セミナー, テキスト, コース・57, 1980
- 北沢・竹山・鈴木・大河原・大崎 : 東京地盤図, 技報堂, 1959, (土質工学会編: 土質調査試験結果の解釈と適用例, 土質基礎工学ライブラリー4, 土質工学会, 1979, pp. 52-53より引用)
- 小林正樹 : 有限要素法による地盤の安定解析, 港湾技術研究所報告, Vol. 23, No. 1, pp. 83-101, 1984
- 三笠正人 : 粘土の状態図について, 第22回土木学会年次学術講演会概要集, 1967
- 西原 晃 : 誘導異方性と主応力回転を考慮した自然堆積粘土地盤の短期安定解析法, 京都大学博士論文, 1986
- Ohta, H., Nishihara, A. and Morita, Y. : Undrained Stability of Ko-consolidated Clays, Proc. 11th ICSMFE, Vol. 2, pp. 613-617, 1985
- 太田秀樹 : 応力変化を受けた粘土の状態表記法, 第20回土質工学研究発表会, pp. 975-978, 1985

- Schultze, E. and Menzenbach, E. : Standard Penetration Test and Compressibility of Soil, Proc. 5th ICSMFE, Vol. 1, pp. 527-532, 1961
- 関口秀雄：土のせん断強さ（その2），講座：設計における土のせん断強さと  $c$ ， $\phi$  の考え方，土と基礎，Vol. 32, No6, pp. 49-56, 1984
- 竹中準之介：粘土のサンプリングとその信頼度，土質材料の力学とその試験法における最近の問題点，日本材料学会関西支部，pp. 1-22, 1962
- Tamura, T., Kobayashi, S. and Sumi, T. : Limit Analysis of Soil Structure by Rigid Plastic Finite Element Method, Soils and Foundations, Vol. 24, No. 1, pp. 34-42, 1984
- 八嶋 厚：不連続性地山の力学特性とトンネル掘削問題への応用に関する研究，京都大学博士論文，1985
- Zienkiewicz, O.C. and Corneau, I.C. : Viscoplasticity and Creep in Elastic Solids - A Unified Numerical Solution Approach, Int. J. Num. Meth. Engng., Vol. 8, pp. 821-845, 1974

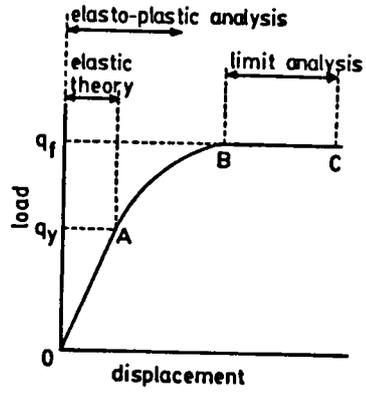


図9-1 地盤挙動の概念図

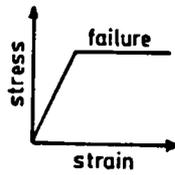


図9-2 弾完全塑性応力～ひずみ関係

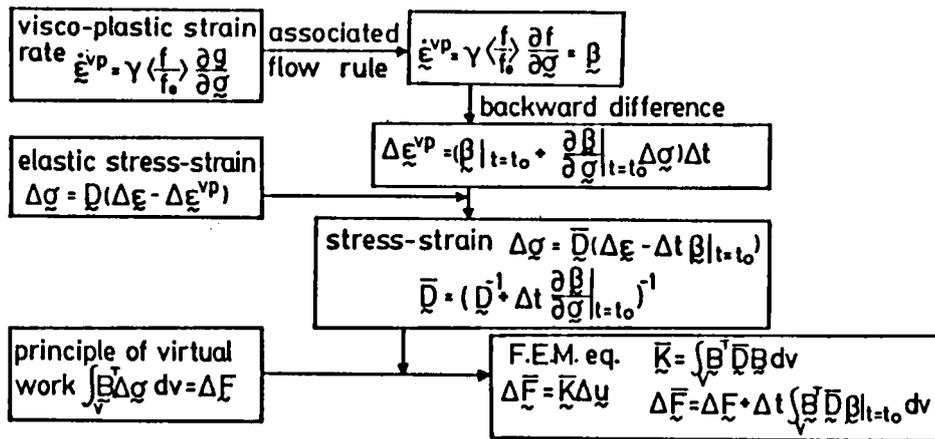


図9-3 有限要素定式化の手順

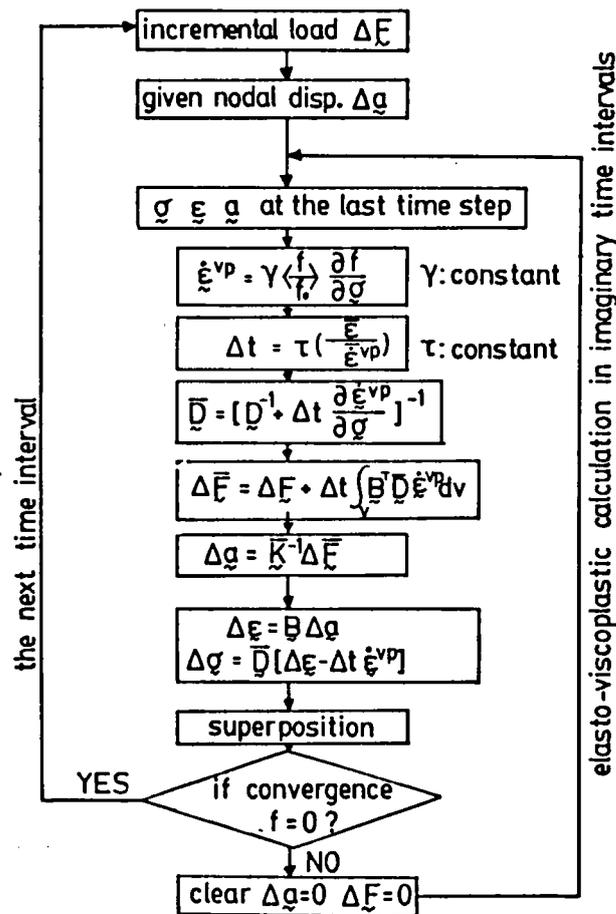


図9-4 計算手順の流れ図

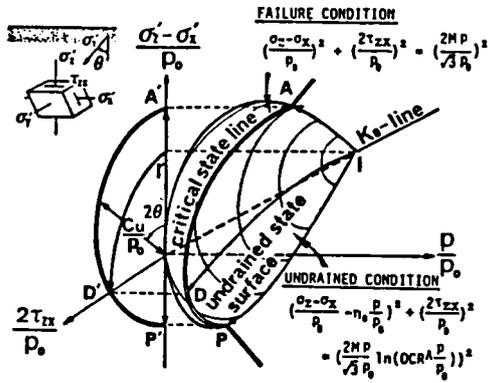


図9-5 平面ひずみ条件下の非排水条件と破壊条件 (Ohta, Nishihara and Morita, 1985)

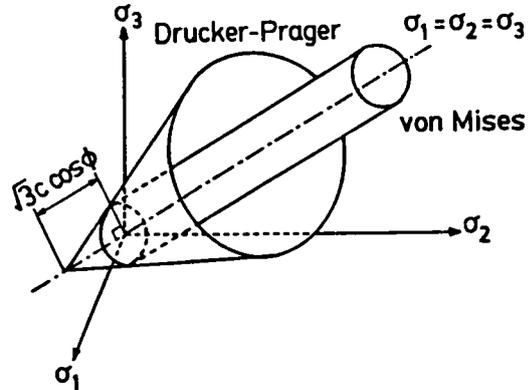


図9-6 c-φ材料に対する破壊条件 (Drucker and Prager, 1952)

表9-1 理論展開に必要なパラメータの一覧 (Ohta, Nishihara and Morita, 1985)

material parameters	$\lambda = 0.434C_c$ ( $C_c$ : compression index)	
	$\kappa = 0.434C_s$ ( $C_s$ : swelling index)	
	D Dilatancy coefficient (Shibata, 1963)	
	$\Lambda = 1 - \kappa/\lambda$ : Irreversibility ratio	
M	$M = \frac{\lambda - \kappa}{D(1 - e_0)} = \frac{6 \sin \phi'}{3 - \sin \phi'}$ : critical state parameter	
$K_0$	Coefficient of earth pressure at rest	
$\beta$	$\beta = \frac{\sqrt{3} \eta_0 \Lambda}{2M}$	
stress parameters	$\eta^* = \sqrt{\frac{3}{2}} \left( \frac{s_{ij}}{p'} - \frac{s_{ij0}}{p_0} \right) \left( \frac{s_{ij}}{p'} - \frac{s_{ij0}}{p_0} \right)$ : normalized shear stress	
	$p'$	effective mean principal stress
	$s_{ij}$	$s_{ij} = \sigma_{ij} - p' \delta_{ij}$ ( $\delta_{ij}$ : Kronecker's delta) : deviatoric stress tensor
	$\sigma_v'$	effective overburden pressure
	$\tau_s$	undrained shear resistance along slip line
	$\eta_0$	$\eta_0 = \frac{3(1 - K_0)}{1 + 2K_0}$
Note: Subscript o and i specify the values at the time of completion of $K_0$ -consolidation and at the initial state prior to undrained loading respectively.		

表 9-2 計算に用いたパラメータの一覧 (粘性土)

	PI=20	PI=40	PI=60	PI=80
M	1.220	1.022	0.912	0.835
$\Lambda$	0.697	0.584	0.521	0.477
$K_o$	0.524	0.608	0.692	0.776
D	0.0400	0.0653	0.0859	0.1029
$\sigma'_{v0}$ (tf/m <sup>2</sup> )	1.0			
E (tf/m <sup>2</sup> )	244	90	51	35
v	0.499			

Remarks - OCR = 1.0 ( Normally consolidation )  
 - Young's modulus E is calculated from deformation modulus  $E_{50}$  of CIU-test

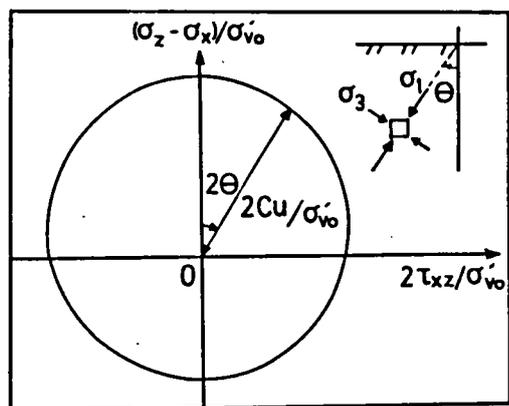
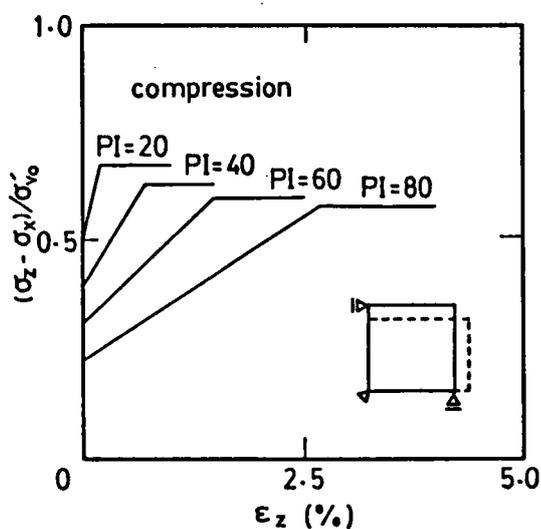
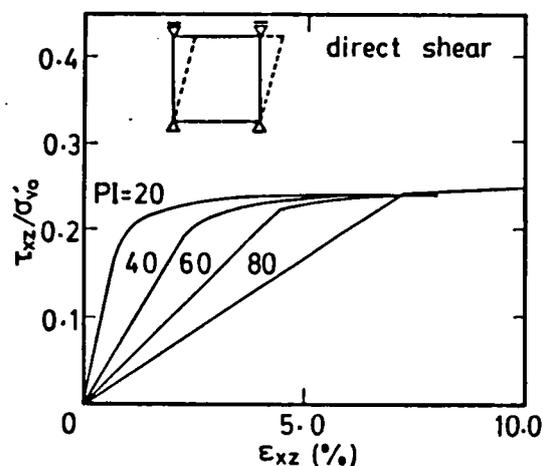


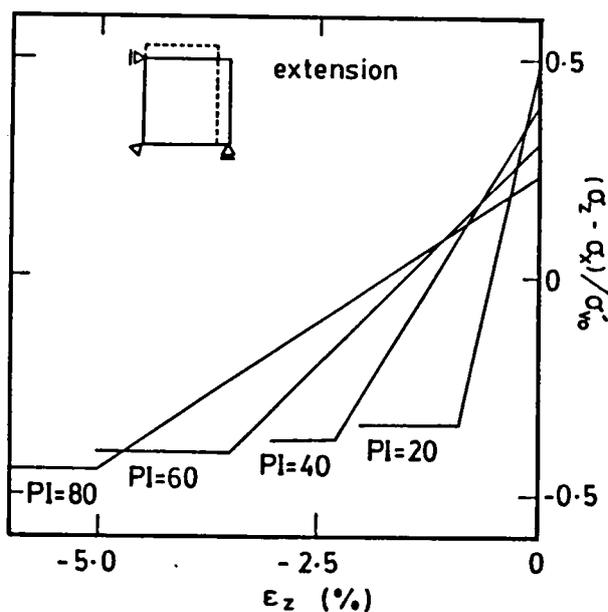
図 9-7 異方的強度をもつ粘性土の破壊規準 (太田, 1985)



(a) 圧縮せん断

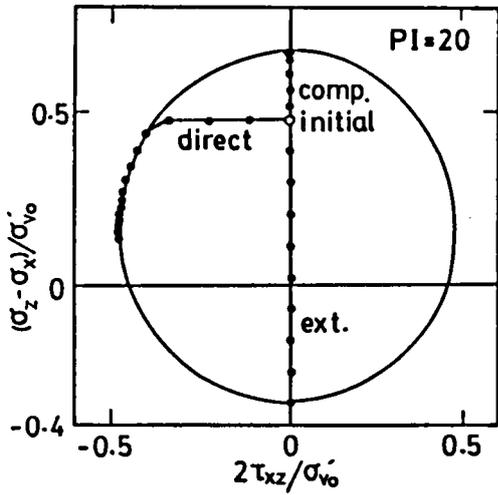


(b) 直接せん断

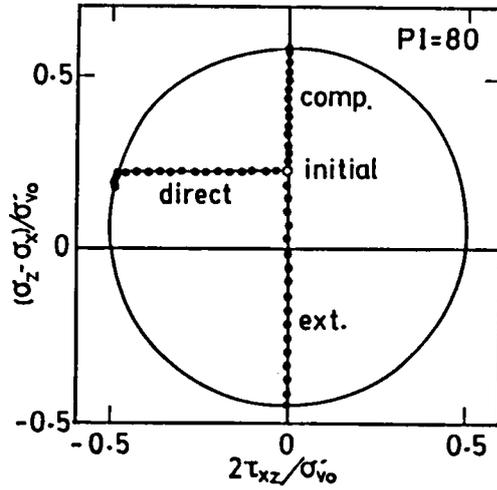


(c) 伸張せん断

図 9-8 圧縮・伸張・直接せん断の応力～ひずみ関係



(a) PI=20の時の応力変化



(b) PI=80の時の応力変化

図9-9 各種せん断に伴う応力変化

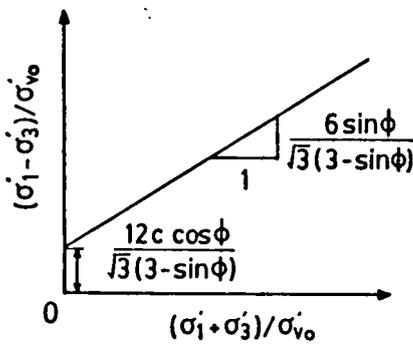


図9-10 平面ひずみ条件下の拡張Mises規準

表9-3 計算に用いたパラメータの一覧(砂質土)

	N=10	N=20	N=30
$\phi$ (deg)	29	35	39
c	0		
E (tf/m <sup>2</sup> )	800	1000	1300
v	0.3		
$\sigma_{vo}$ (tf/m <sup>2</sup> )	1.0		
Ko	1.0		

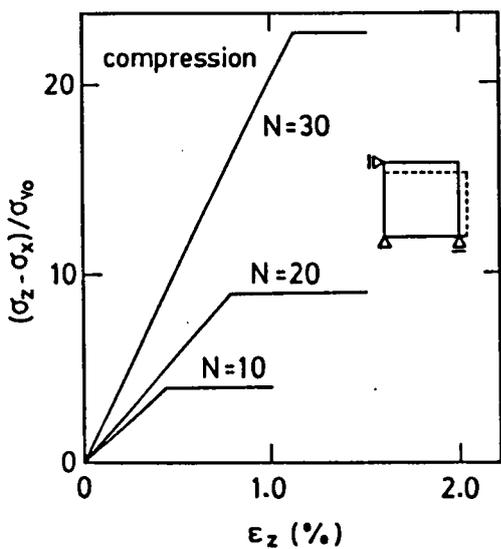


図9-11 応力～ひずみ関係

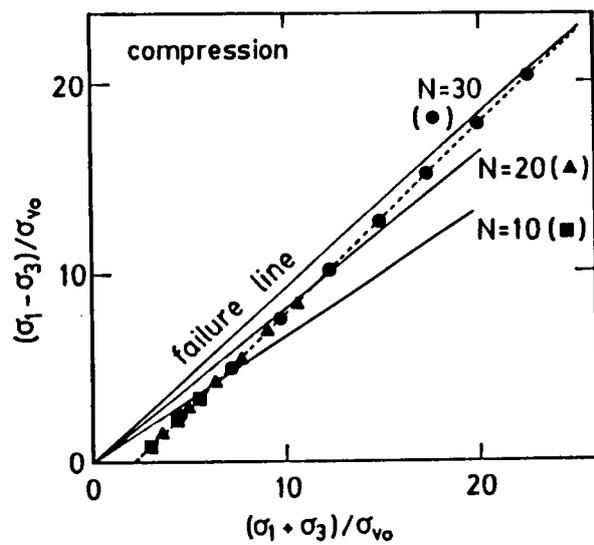


図9-12 応力経路

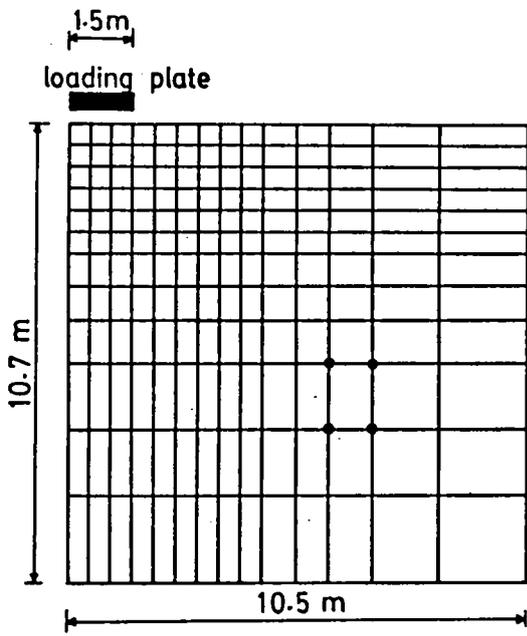


図9-13 支持力問題の有限要素モデル

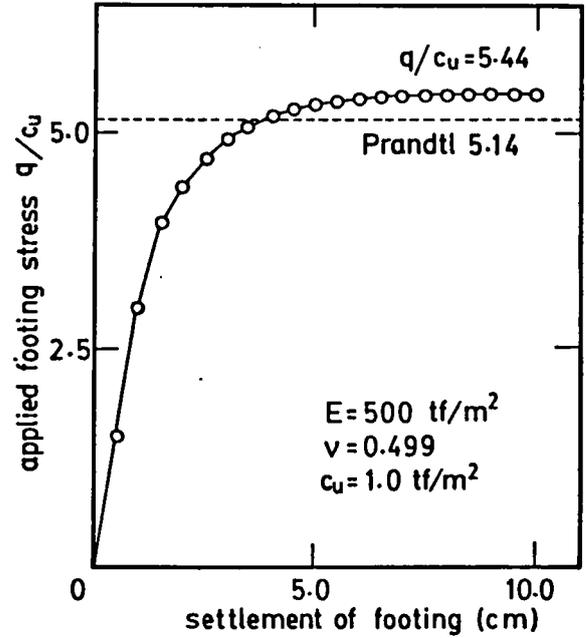


図9-14 支持力問題の荷重～沈下曲線

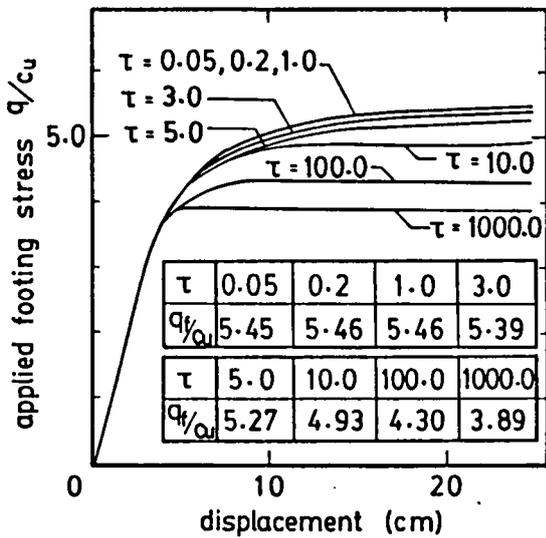


図9-15  $\tau$ を変えたときの荷重～沈下曲線

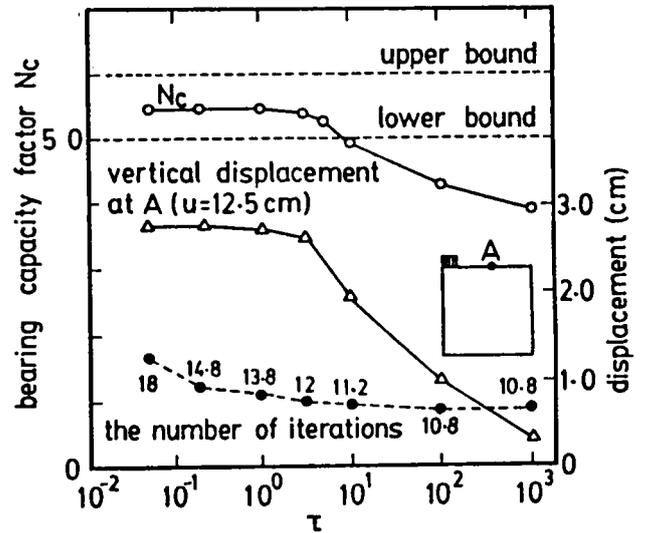


図9-16  $\tau$ の値が計算結果に及ぼす影響

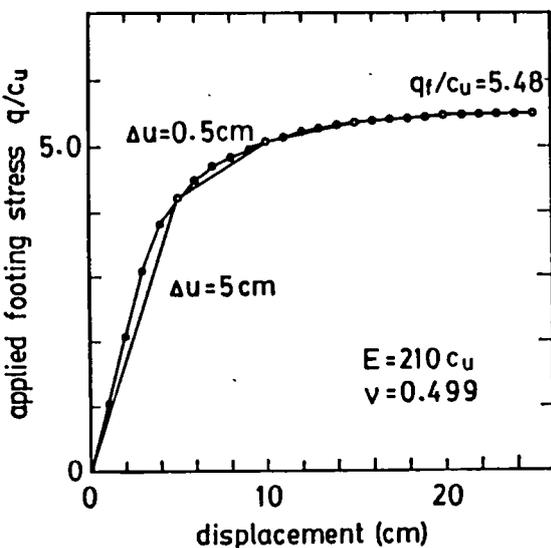


図9-17 変位増分の大きさが支持力に与える影響

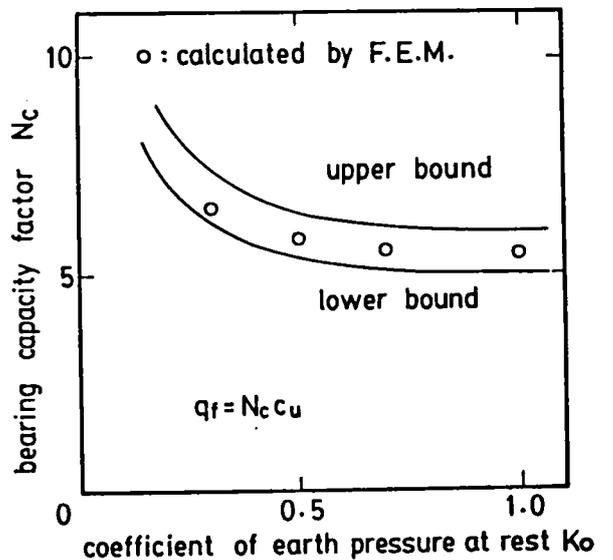


図9-18 有限要素計算結果と上下界値との比較

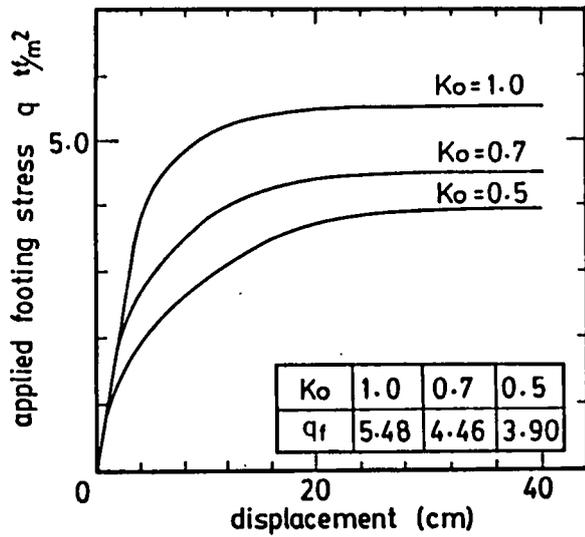


図9-19 Ko値を変えたときの荷重～沈下曲線

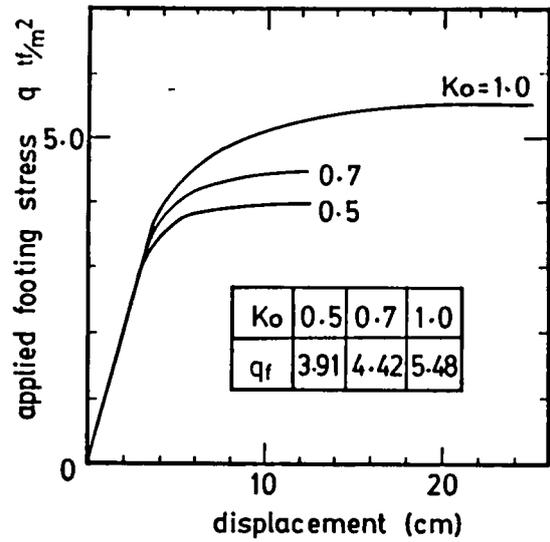


図9-20 等方的な初期応力を与えたときの荷重～沈下曲線

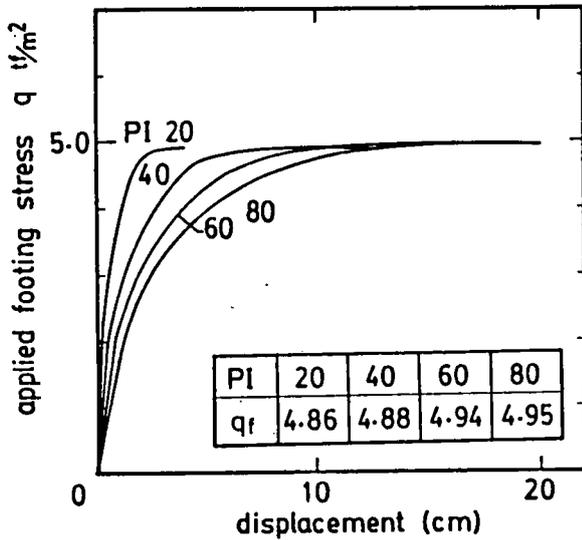


図9-21 塑性指数を変えたときの荷重～沈下曲線

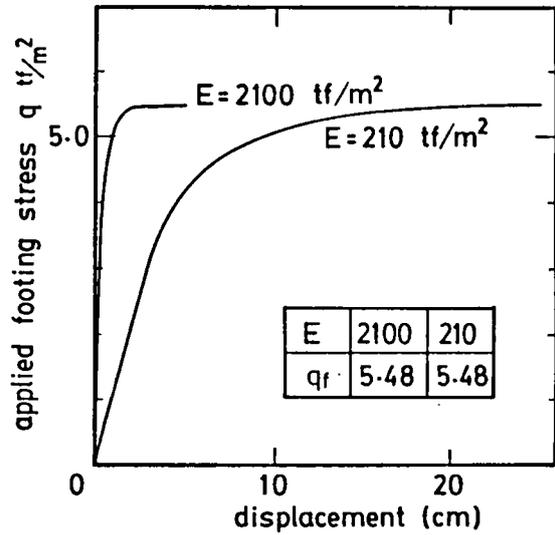


図9-22 ヤング率の違いが荷重～沈下曲線に及ぼす影響

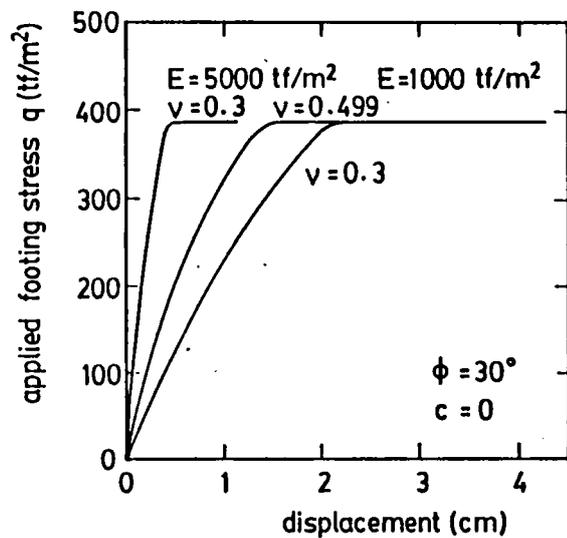
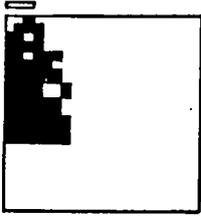
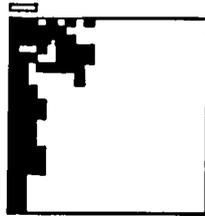


図9-23 ヤング率とポアソン比の違いが荷重～沈下曲線に及ぼす影響（拡張Mises規準）

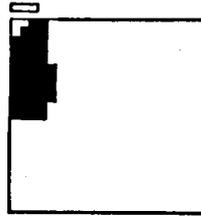
u=6 cm Ko=0.5



u=24 cm



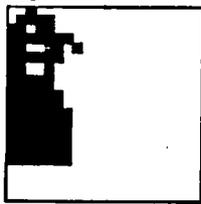
u=6 cm Ko=0.7



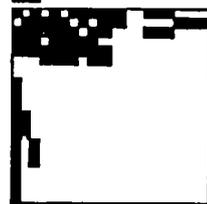
u=24 cm



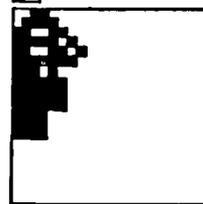
u=12 cm



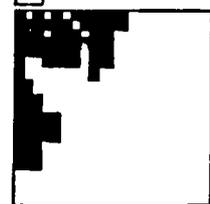
u=32 cm



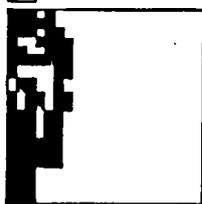
u=12 cm



u=32 cm



u=18 cm



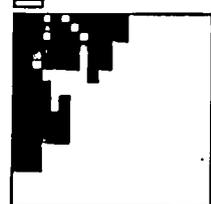
u=40 cm



u=18 cm



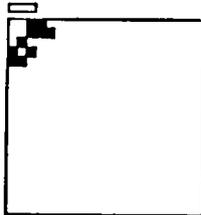
u=40 cm



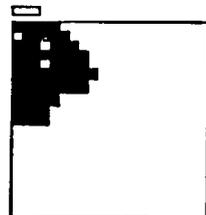
( a ) Ko=0.5の場合

( b ) Ko=0.7の場合

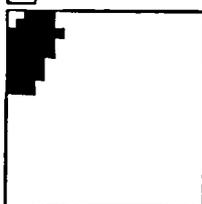
u=4 cm Ko=1.0



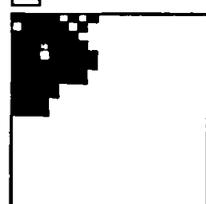
u=15 cm



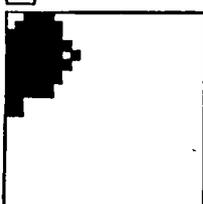
u=7 cm



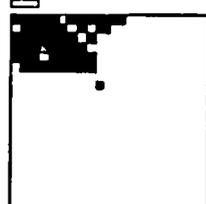
u=19 cm



u=11 cm

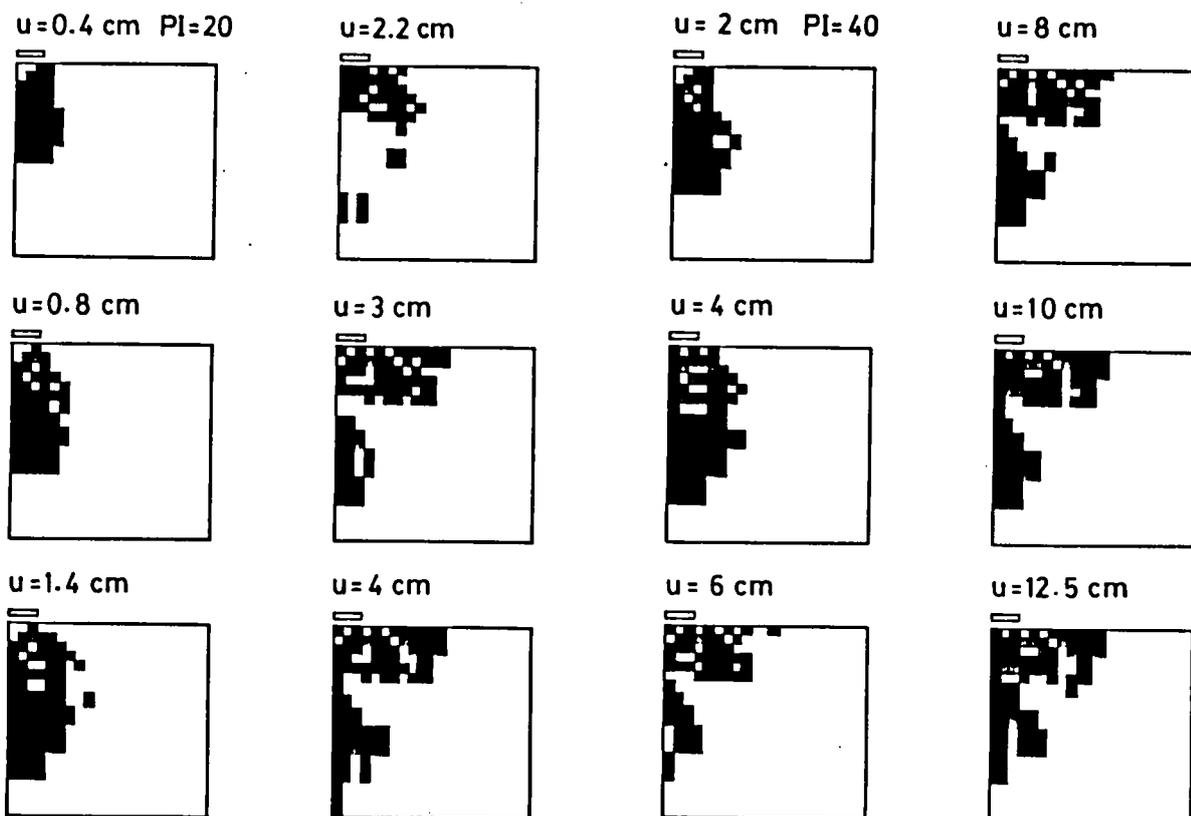


u=25 cm



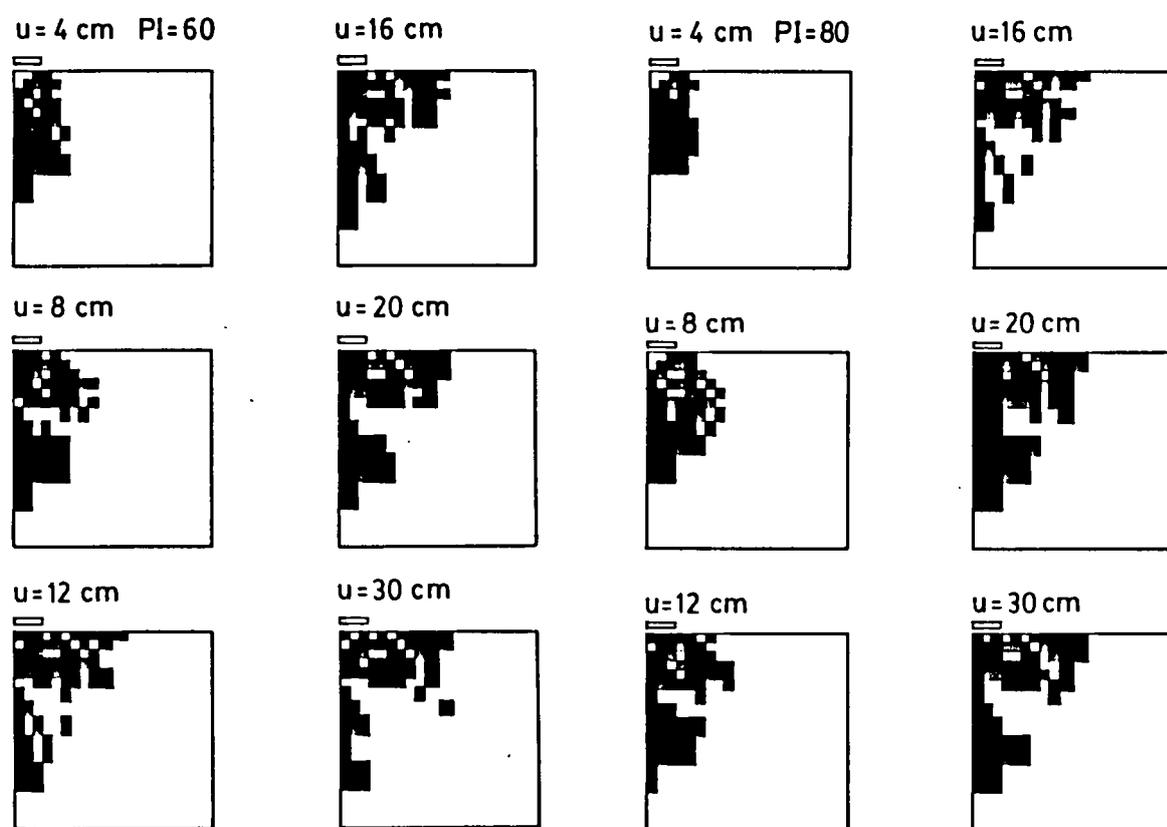
( c ) Ko=1.0の場合

図9-24 載荷に伴う破壊域の発達の様子 (Ko値が異なる場合)



( a )  $PI=20$ の場合

( b )  $PI=40$ の場合



( c )  $PI=60$ の場合

( d )  $PI=80$ の場合

図9-25 載荷に伴う破壊域の発達の様子(塑性指数が異なる場合)

loading plate

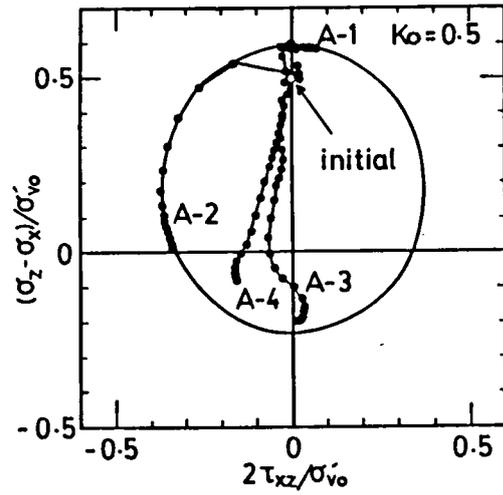
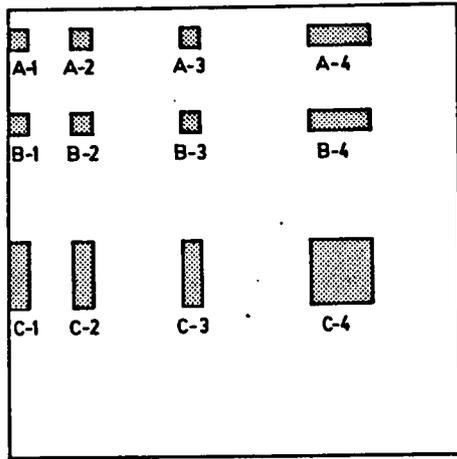
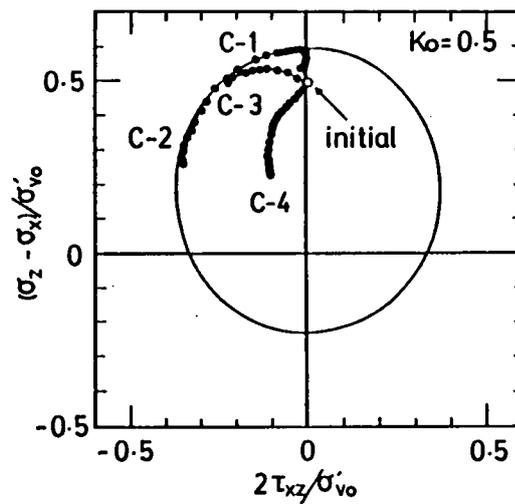
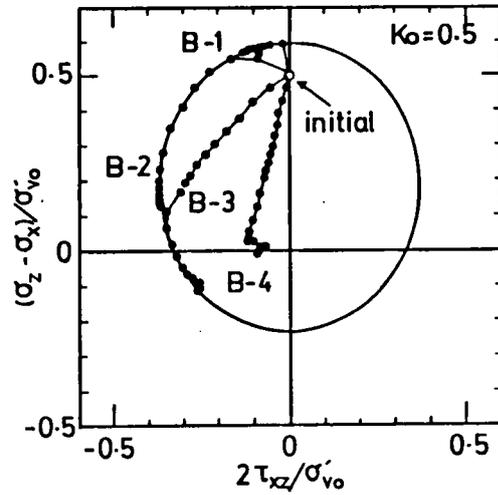
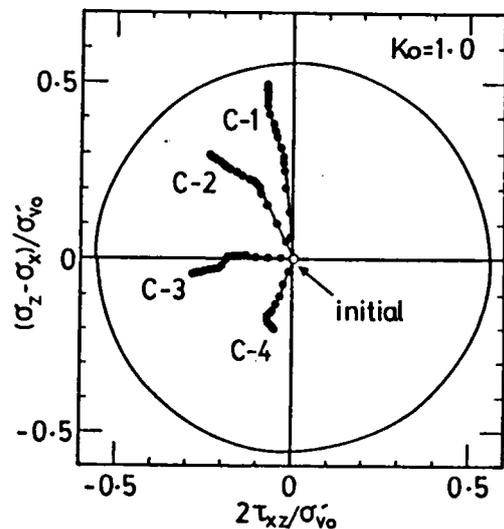
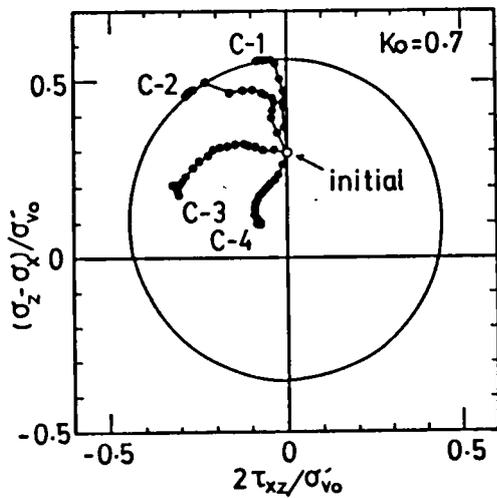
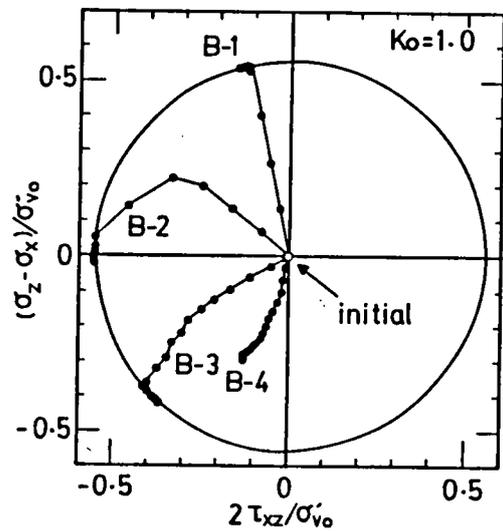
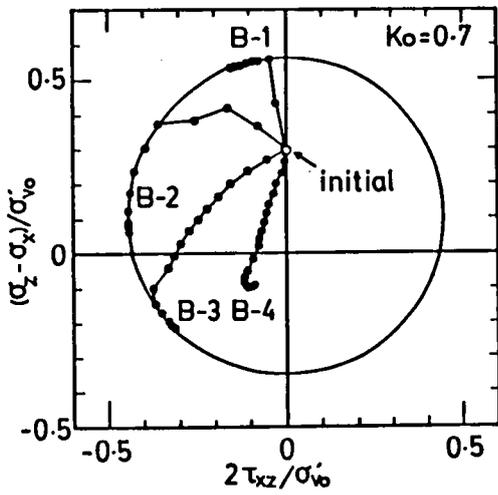
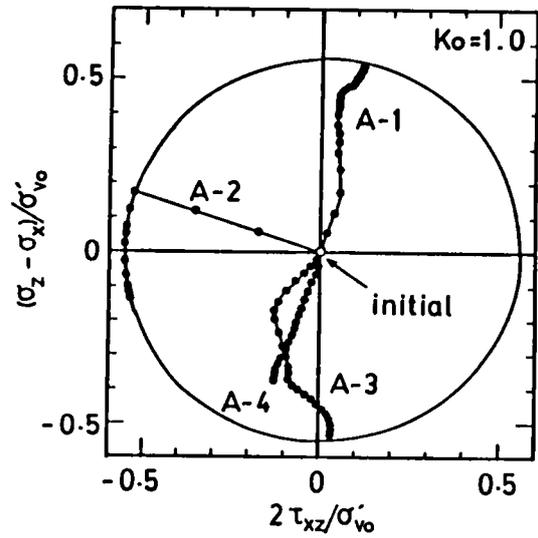
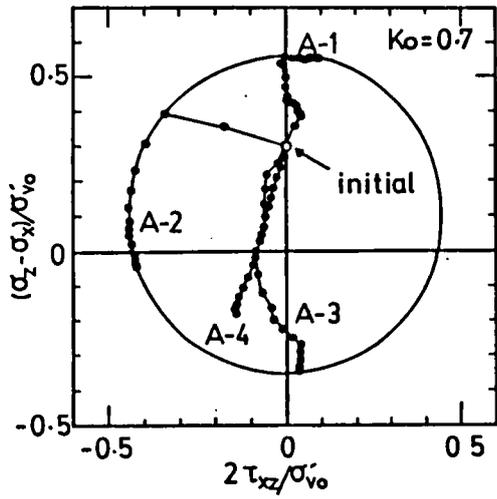


図 9-26 応力変化を調べた位置



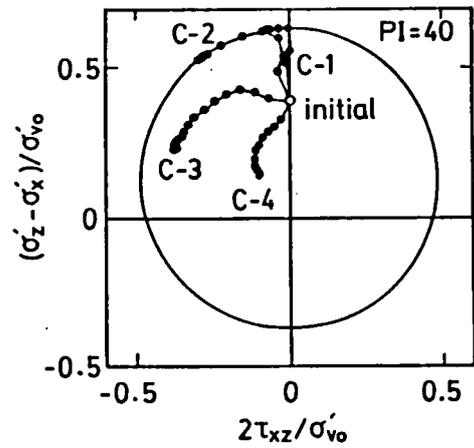
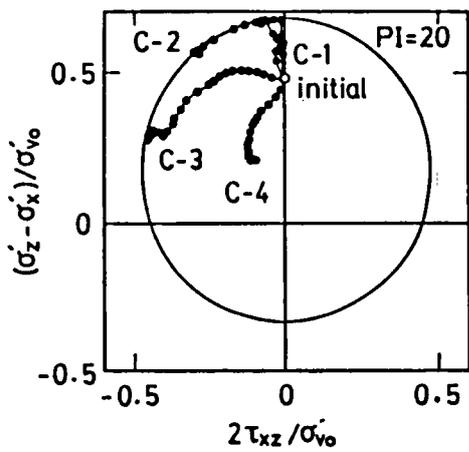
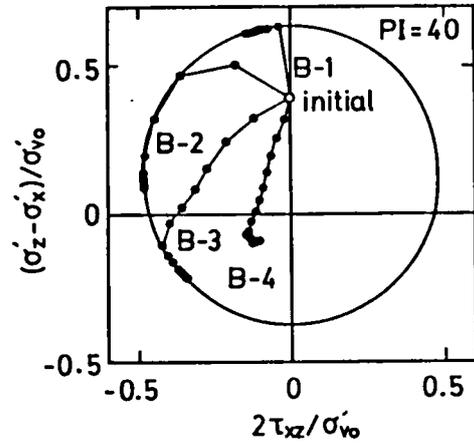
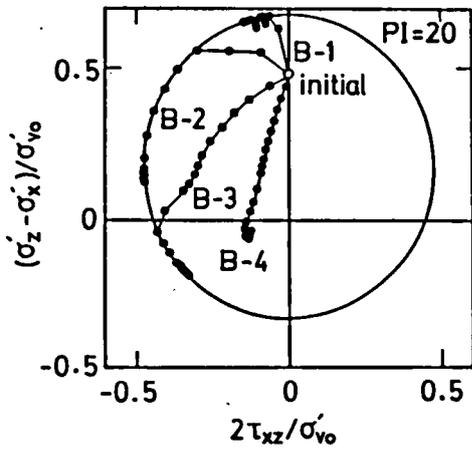
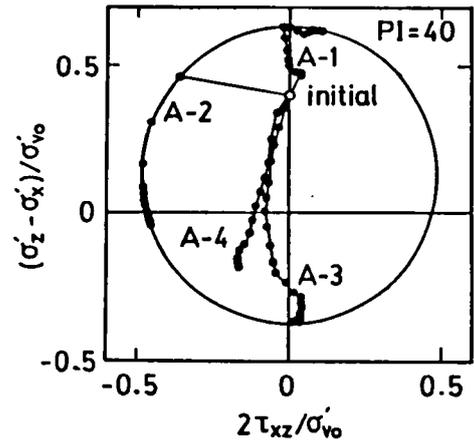
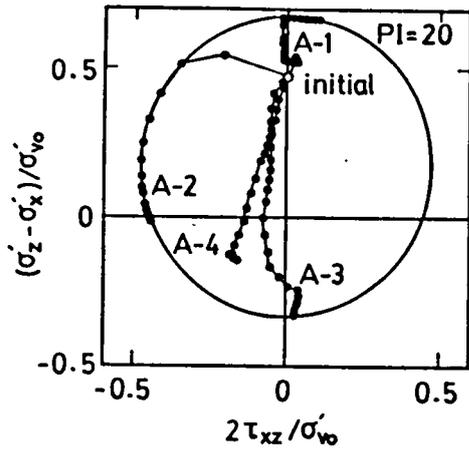
(a)  $K_0=0.5$ の時の応力変化



(b)  $K_o=0.7$ の時の応力変化

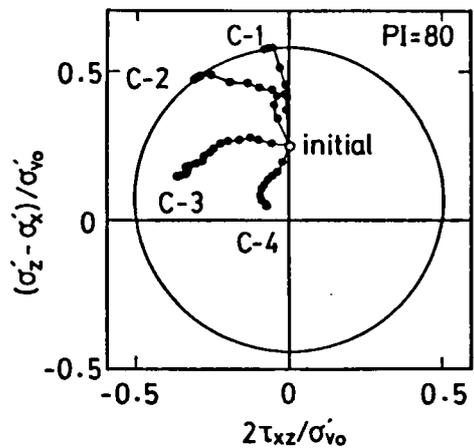
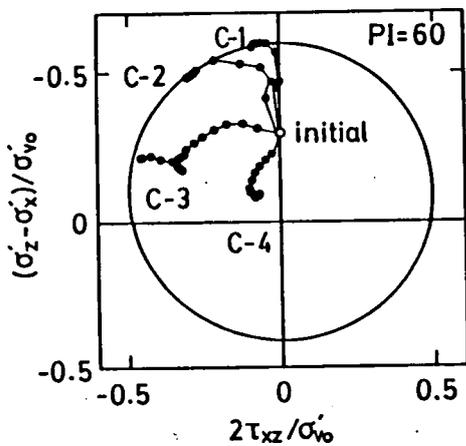
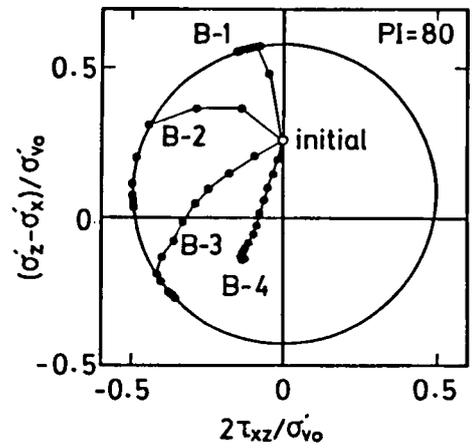
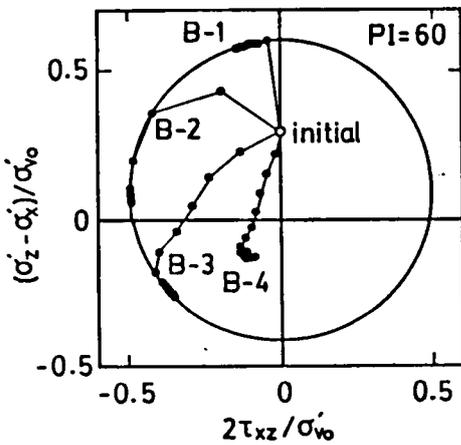
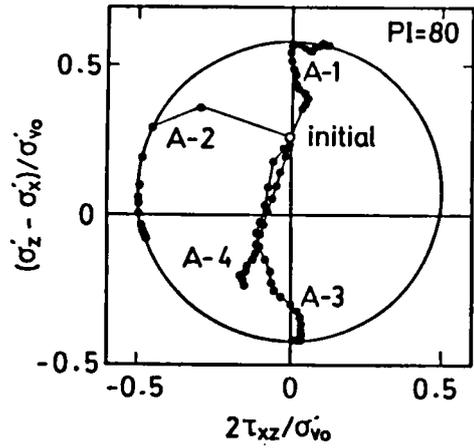
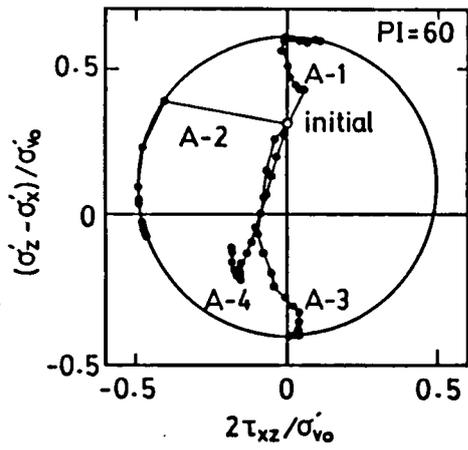
(c)  $K_o=1.0$ の時の応力変化

図9-27 地盤内の応力変化の様子 ( $K_o$ 値が異なる場合)



(a) PI=20の時の応力変化

(b) PI=40の時の応力変化



(c) PI=60の時の応力変化

(d) PI=80の時の応力変化

図9-28 地盤内の応力変化の様子 (塑性指数が異なる場合)

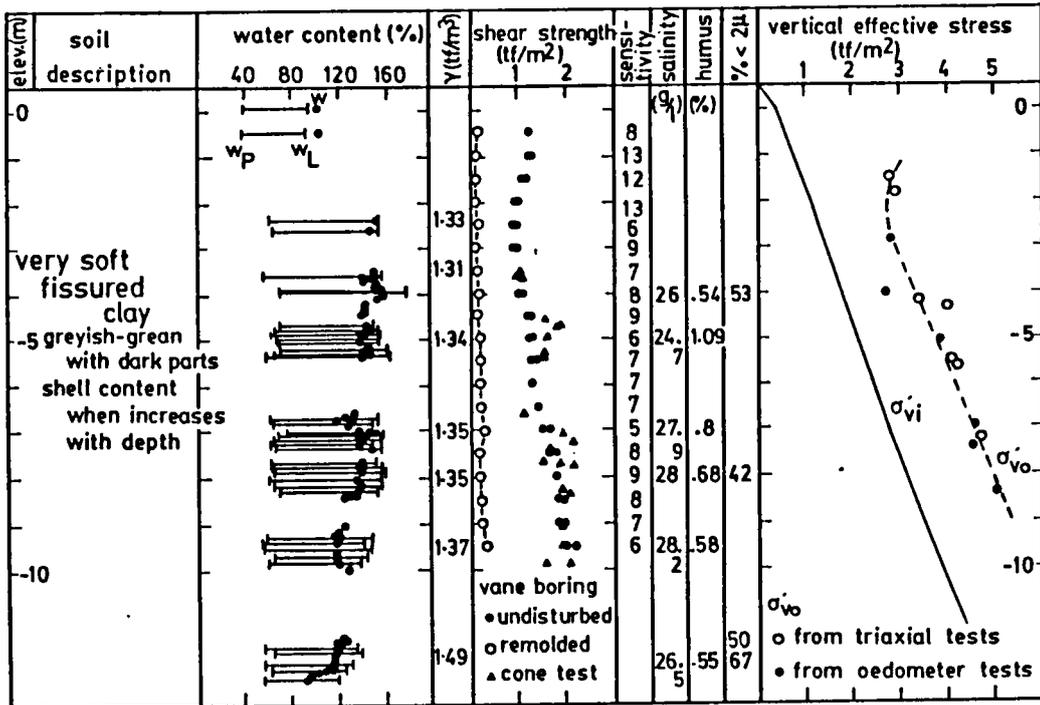


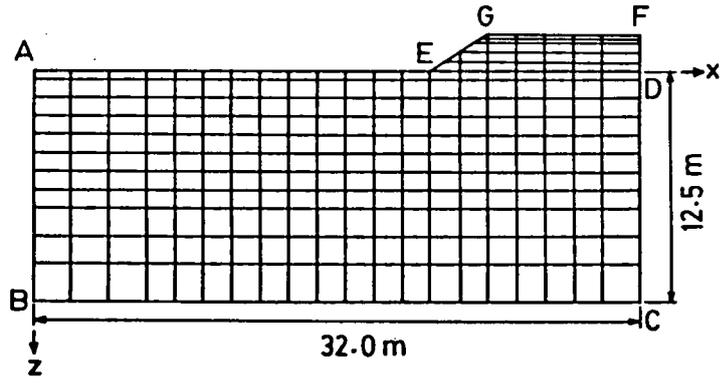
図9-29 土質調査結果 (Eide and Holmberg, 1972)

表9-4 地盤のモデル化と計算に用いたパラメータの一覧

		E (tf/m <sup>2</sup> )	v	$\alpha_{vi}$ (tf/m <sup>2</sup> )	K <sup>1)</sup>	$\alpha_{vo}$ (tf/m <sup>2</sup> )	K <sub>o</sub>	OCR <sup>2)</sup>	M	$\Lambda$	c (tf/m <sup>2</sup> )	$\phi$ (deg)
fill $\gamma=2.0$ (tf/m <sup>3</sup> )	Drucker-Prager material	1000.0	0.35	0.5	2.0	—	—	—	—	—	0	35.0
		500.0	0.25	0.45	1.0	—	—	—	—	—	10.0	30.0
crust fissured stiff clay	Drucker-Prager material	75.0	0.499	1.6	1.073	2.52	0.55	2.60	1.418	0.81	—	—
		76.0		2.95	0.971	2.38		1.87				
soft grey clay	anisotropic Tresca material	70.0	0.499	4.275	0.913	2.61	0.55	1.78	0.772	0.441	—	—
		82.0		5.60	0.910	2.96		1.64				
		95.0		6.925	0.908	3.27		1.53				
		110.0		8.25	0.906	3.71		1.50				
		125.0		9.6	0.905	4.16		1.46				
		146.0		11.325	0.903	4.77		1.43				
169.0	13.4	0.899	5.29	1.35								
186.0	15.1	0.897	5.74	1.31								

1)  $K = \sigma_h / \sigma_v$  ( $\sigma_h, \sigma_v$ : horizontal, vertical total stress)

2) OCR =  $p'_o / p_i$  ( $p'_o, p_i$ : preconsolidated, initial effective mean stress)



boundary condition

		AB	BC	CD	DE	AE
$\Gamma_u$	x	fixed	fixed	fixed	—	—
	z	free	fixed	free	—	—
$\Gamma_\sigma$	x	—	—	—	$Y \rightarrow T_{sx}$	$T_{sx} = 0$
	z	—	—	—	$Y \rightarrow T_{sz}$	$T_{sz} = 0$

DEGF: fill,  $\gamma = 2.0 \text{ tf/m}^3$  considering stiffness

図 9-30 有限要素モデルと境界条件

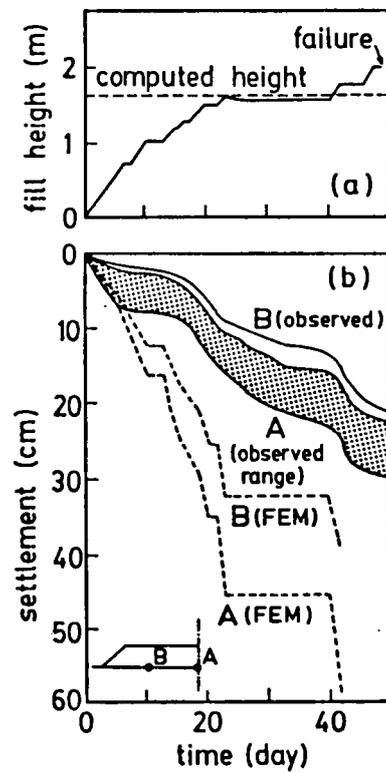


図 9-31 盛土の盛り立てと地表面沈下の比較

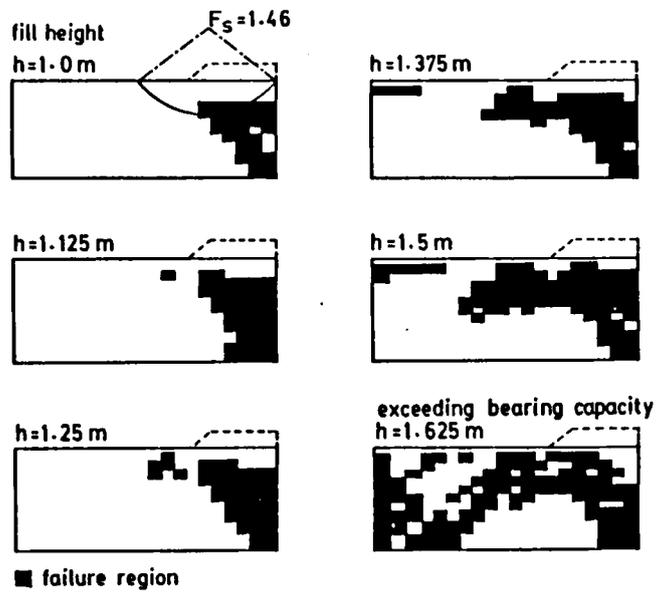


図9-32 載荷に伴う地盤内の破壊域の進展

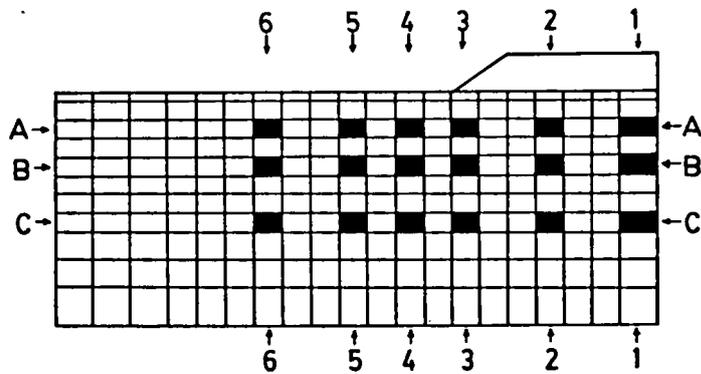
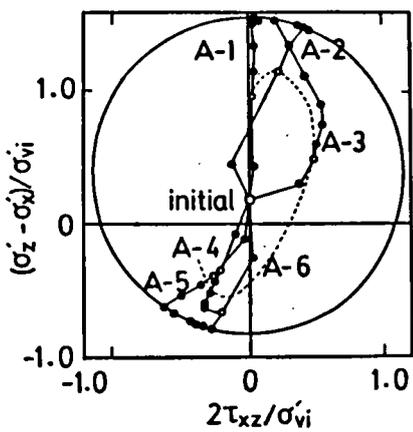
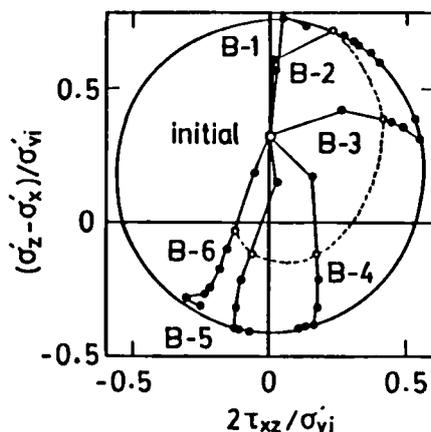


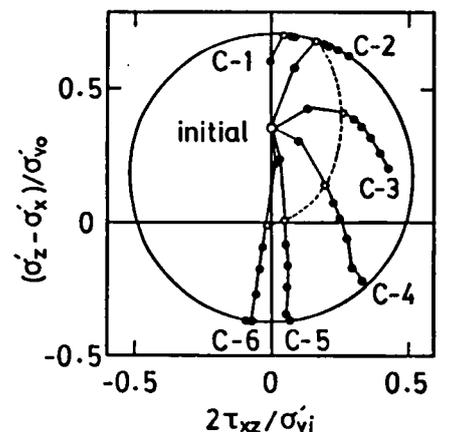
図9-33 地盤内の応力変化を調べた位置



(a) 第A層の応力変化



(b) 第B層の応力変化



(c) 第C層の応力変化

図9-34 地盤内の応力変化の様子

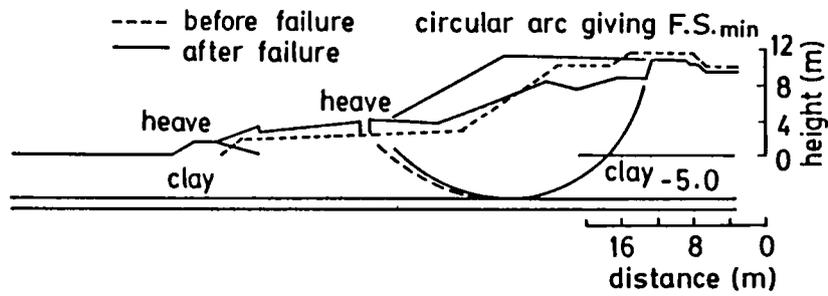


図9-35 盛土の崩壊の概要 (Hanzawa et al., 1970)

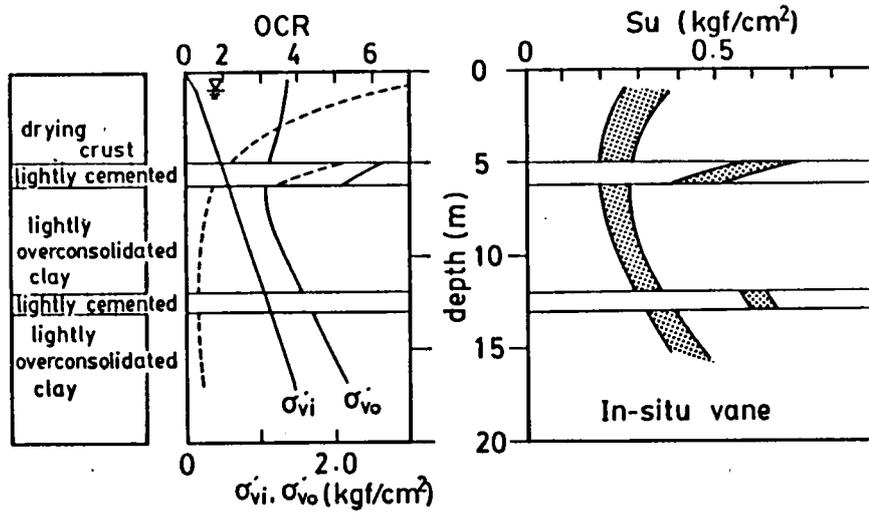


図9-36 土質調査結果 (Hanzawa et al., 1970)

表9-5 地盤のモデル化と計算に用いたパラメータの一覧

	No.	E (tf/m <sup>2</sup> )	ν	σ <sub>vi</sub> (tf/m <sup>2</sup> )	K <sup>1)</sup>	σ <sub>vp</sub> (tf/m <sup>2</sup> )	K <sub>o</sub>	OCR <sup>2)</sup>	M	λ	c (tf/m <sup>2</sup> )	φ (°)	Drucker-Prager material
													anisotropic Tresca material
drying crust	9	500.0	0.25	0.9	1.0	—	—	—	—	—	2.5	0	
lightly cemented	8	477.0	0.499	2.7	1.139	13.2	0.49	6.0	1.2	0.686	—	—	
lightly cemented	7	526.0		4.59	0.917	12.8		4.0					
lightly overconsolidated clay	6	523.0		7.65	0.869	11.0		2.5					
lightly cemented	5	975.0		10.26	0.993	24.5		4.4					
lightly cemented	4	654.0		13.86	0.814	12.2		1.7					
lightly overconsolidated clay	3	823.0		18.9	0.812	15.0		1.6					
	2	1344.0		22.5	0.896	28.6		2.6					
	1	1123.0		27.9	0.809	20.1		1.5					

1)  $K = \sigma_h / \sigma_v$  ( $\sigma_h, \sigma_v$ : horizontal, vertical total stress)

2)  $OCR = p'_0 / p'_i$  ( $p'_0, p'_i$ : preconsolidated, initial effective mean stress)

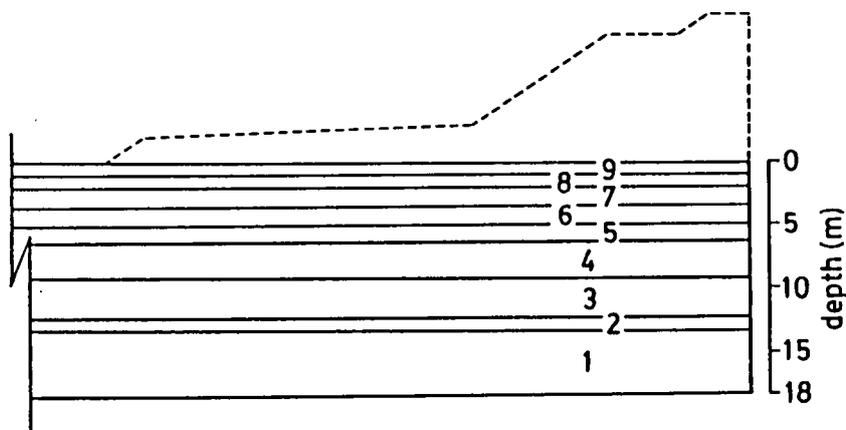


図9-37 地盤物性の取り扱いと物性番号

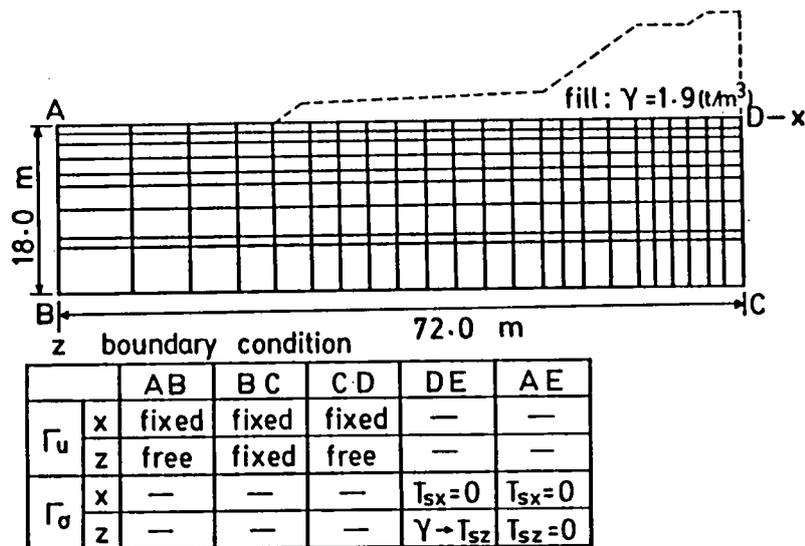


図9-38 有限要素モデルと境界条件

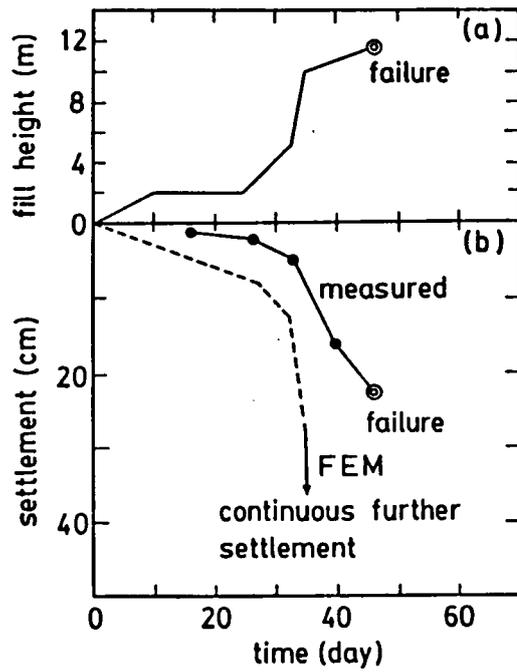


図 9-39 盛土の盛り立てと地表面沈下の比較

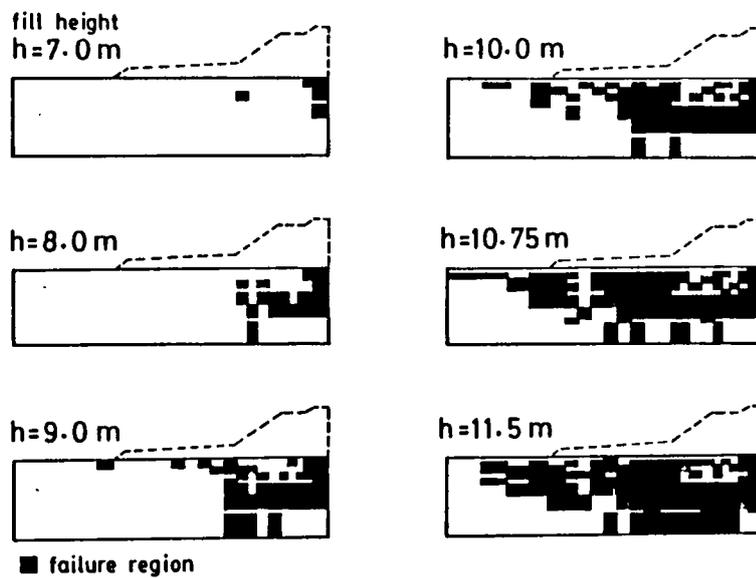


図 9-40 载荷に伴う地盤内の破壊域の進展

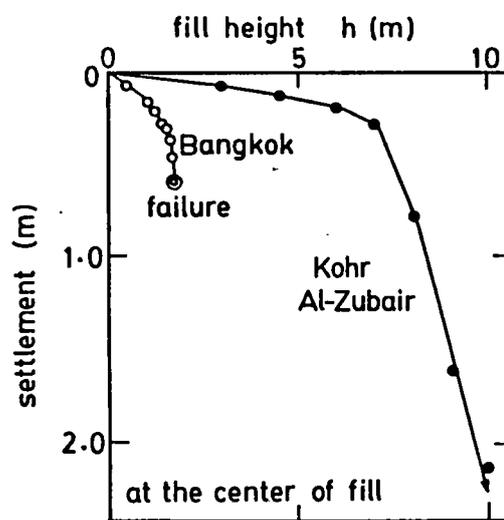


図9-41 盛土高と盛土中央地表面沈下の計算結果の比較

## 第10章 盛土施工における限界盛土高さの推定法

### 第1節 概説

有限要素法による解析結果は、解析対象の境界条件、初期条件そして地盤各層のモデル化などに左右され、解析の対象現場それぞれに対して個別的な性格を持つため、現場を特定しない一般的な知見を得るのに利用されることは少ない。しかし軟弱地盤上の盛土施工を考えると、盛土形状などの境界条件に大きな違いはないので、地盤構成や初期条件の取り扱いに工夫を施せば、現場を特定しない解析が行え、さらにその解析結果を利用することによって、表面的には有限要素解析を必要としない形にまとめることができよう。

本章では、このような有限要素結果を、現場を特定しない一般的な成果として利用する一つの試みについて述べる。すなわち軟弱地盤上に盛土を施工する問題を取り上げ、最終的な成果品として、施工を行う前に、盛土地盤の破壊が検討できる盛り立て速度の簡易決定法の提案を行う。

まず、均質一様な粘性土地盤上の盛土施工を想定し、地盤の初期地圧、盛土の載荷幅を用いて弾粘塑性連成有限要素剛性マトリックス(DACSAR)を形式的に無次元化し、盛土形状、盛土材料、地盤の初期地圧を特定しない解析を行う。ただし地盤物性には、第4章の成果より、塑性指数を代表値として選び、応力履歴(過圧密比、OCR)、盛り立て速度を変えて、盛土高さが限界盛土高さに達するまで計算を続ける。この時、盛土載荷が限界盛土高さに達し、地盤が極限状態に至っているかどうかの判定には、極限有限要素プログラム(LACSAR)を援用した盛土破壊判定法(松尾・川村の基準, 1975、柴田・関口の基準, 1980)を利用できる。解析で得られた限界盛土高さを、地盤の応力履歴と盛り立て速度ごとに無次元化してグラフにまとめ、限界盛土高さ算定の簡易図の提示を行う。

次いで実際の地盤への適用をはかるため、多層地盤での限界盛土高さ算定簡易図の利用法について論じる。すなわち多層地盤の各層は均質一様であると見なし、かつ各層への盛土載荷重の伝達を仮定することによって、各層ごとの限界盛土高さを算定する。得られた各層の限界盛土高さを、第9章にて得られた地盤の極限状態における破壊域の進展状況の結果に照らし合わせることによって、地盤全体としての限界盛土高さが算定できる。

最後に、実際の盛土破壊事例に適用し、本簡易手法によって予測される限界盛土高さ

実際に地盤が崩壊した盛土高さとを比較することによって、手法の妥当性を示している。

## 第2節 均質一様地盤の限界盛土高さ

粘性土軟弱地盤上に、盛土載荷速度 $v$ によって盛土施工を行った時の限界盛土高さを、弾粘塑性有限要素解析(DACSAR)によって決定する方法について述べる。ここで、盛土基礎地盤は均質一様と仮定すると、第4章図4-2より地盤の材料物性を塑性指数に、応力履歴を過圧密比OCRに代表させることができ、境界条件を無次元化して解析に取り込めば、現場を特定しない解析結果を得ることができる。

弾粘塑性有限要素解析(DACSAR)を用いた計算では、クリープ、レラクゼーションなどの材料の粘性効果と、盛り立て速度の違いに伴う圧密による強度増加を考慮することができる。しかし第3章でも触れたように、地盤が極限状態に達している状態の計算は行うことができず、極限付近となると計算誤差の累積が無視できなくなるため、この有限要素解析手法を用いて、限界盛土高さを直接に決定することはできない。ここでは従来から提案されている限界盛土高さの決定基準を利用し、誤差が無視できる範囲の解析結果をプロットすることによって限界盛土高さを求めている。

### 1. 有限要素剛性式の無次元化

均質一様な地盤上の盛土に対しては、地盤の初期地圧 $\sigma_{v1}'$ および盛土の載荷幅 $B$ を用いて、要素剛性マトリックスを形式的に無次元化することによって、任意の盛土地盤の計算が可能となる。ただし簡単のため、盛土の横断形状は、日本道路公団の標準断面(財)高速道路調査会, 1984)に準じ、中心軸に対して対称な台形とし、法面勾配は1:1.8を仮定している。

DACSARの要素剛性マトリックスは(3-33)式で与えられるので、無次元化表示として、

$$\begin{pmatrix} \frac{\Delta F}{\sigma_{v1}'B} + \frac{\Delta tR}{\sigma_{v1}'B} + \frac{Bv}{B} \cdot \frac{\gamma_w h^* | t}{\sigma_{v1}'} \\ 0 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \frac{K}{\sigma_{v1}'}, & \frac{Bv}{B} \\ \frac{Bv'}{B}, & \frac{\alpha}{B^2} \sigma_{v1}' \end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix} \frac{\Delta u^*}{B} \\ \frac{\gamma_w h^* | t + \Delta t}{\sigma_{v1}'} \end{pmatrix}$$

$$(10-1) \quad - \left[ \frac{\sum \alpha_n}{B^2} \sigma_{vi}^0, \frac{\gamma_w h_n |_{t+\Delta t}}{\sigma_{vi}'} \right]$$

を得る。

解析では、盛土載荷は節点増分荷重として取り扱われ、(10-1)式の第1式左辺第1項で表されている。無次元化されたこの表現は、盛土材料の単位体積重量 $\gamma_t$ と盛土高さ $h_t$ を用いて $\gamma_t h_t / \sigma_{vi}'$ とも書き表され、限界盛土高さの無次元化表示にそのまま利用することができるようになっている。

(10-1)式に基づく有限要素解析を用いて、均質一様地盤上の盛土施工のシミュレーションを行った。ただし地盤物性(図4-2を利用して塑性指数に代表)として塑性指数PIを20、50、80の3通り、初期条件および応力履歴として過圧密比OCRを1.5、1、2の3通り、施工条件として盛り立て速度 $v$ を1.0、5.0、20.0 cm/dayの3通り、合計27通りの計算を行った。また地下水位は地表面にあるとし、初期水圧は静水圧分布を仮定している。図10-1に計算に用いた有限要素メッシュを示す。

## 2. 限界盛土高さの算定方法

(10-1)式に基づく有限要素計算(DACSAR)では、地盤が安定を失う極限状態までの追跡はできないため、そのままでは限界盛土高さを計算することができない。DACSARのような剛性勾配を区分線形化した増分計算手法では、盛土の安定が失われる極限状態において、全体剛性マトリックスが正則でなくなり、解が一意に決まらなくなるからである。そのため、極限状態に達する以前の計算から得られる変形量を利用して、将来の限界盛土高さを推定せねばならない。

盛土の施工管理に関しては、従来から、盛土施工現場において計測される変形量を基にして、盛土の安定性を検討できる手法がいくつか提案されている。この内、松尾・川村(1975)、柴田・関口(1980)による基準は、刻々計測される変形量をそれぞれの管理図にプロットしてゆくことにより、将来の盛土の破壊を予測できるものとなっている。ここでは、この2つの管理基準に有限要素解析結果をプロットし、限界盛土高さの決定を試みる。しかし有限要素解析結果は、地盤が破壊に近づくにつれて計算誤差が累積されてゆくため、破壊近傍のプロットは正確なものとはならない。

図10-2(a)(b)は、塑性指数PI=50、過圧密比OCR=2.0の均質一様地盤

に、盛り立て速度  $v = 1.0 \text{ cm/day}$  で盛土施工を行った場合の計算結果を、松尾・川村、柴田・関口の両基準図にプロットしたものである。特に、図10-2(b)で明らかなように、盛土载荷を続けても見かけ上の地盤剛性は永遠に失われず、限界盛土高さを明確に決定することができない。ここに、 $d$  は盛土中央下地表面沈下量、 $\delta$  は盛土法尻部の水平変位量、 $h$  は盛土高さである。

ところで、松尾・川村の基準図のプロットを見ると、ある地点(図中の $\Delta$ 印点)において、地盤の変形挙動の定性的傾向の変化が見られる。すなわち、この点を境にして盛土中央下地表面の沈下量が卓越し、以後、急激に破壊基準に近付いて行く。これは地盤剛性の急激な弱化を示しており、この点における計算結果を利用して将来の限界盛土高さを推定できることを示唆している。柴田・関口の基準図では、地盤剛性の急激な弱化に伴い地盤が破壊に至る過程は、プロットが直線的に減少することに相当し、最終的にその直線と横軸との交点で限界盛土高さが決定される。そこで、この点(図10-2(a)中の $\Delta$ 印点)を破壊に至る開始点と見なし、柴田・関口の基準において、この点に対応する点から接線を引くことによって横軸と交わる点を定め、限界盛土高さを決定してみる。

以上は、松尾・川村、柴田・関口の両基準にプロットした結果から、定性的な推論に基づいて考案された方法であるが、第9章で述べられた極限有限要素解析(LAC SAR)を用いて、非排水条件の仮定の下ではあるが、手法の検証を行うことができる。

図10-3は、極限有限要素解析(LAC SAR)による荷重～沈下曲線である。ただし地盤物性として塑性指数PIを50、過圧密比OCRを1.0としている。同様の条件の下での、(10-1)式に基づく有限要素計算の結果を、松尾・川村、柴田・関口の基準にプロットした結果を図10-4(a)(b)に示す。極限有限要素計算結果(図10-3)から、限界盛土高さは5.4～5.6mの間にあることが分かる。一方、松尾・川村の基準において、先に述べた変化点(図10-4(a)中の $\Delta$ 印点)を見つけ出し、柴田・関口の基準図中(図10-4(b))でその点に対応する点から接線を引くことによって、限界盛土高さを決定すると、5.46mとなり、両者の良好な一致が認められる。

本論文では、(10-1)式に基づく弾粘塑性有限要素計算の結果を、松尾・川村、次いで柴田・関口の基準にプロットすることによって整理し、以上に述べた方法により限界盛土高さを決定することにする。

### 3. 限界盛土高さの無次元化表示

(10-1)式に示されたように盛土地盤に合わせて形式的に無次元化された弾粘塑性有限要素解析手法を用い、均質一様地盤上の盛土施工のシミュレーションを行った結果をまとめると表10-1となる。ここで限界盛土高さは、(10-1)式の増分荷重項の表現より、盛土の単位体積重量 $\gamma$ および地盤の初期地圧 $\sigma_{vi}$ 'を用いて表中に示されるように無次元化できる。

また表10-1の計算結果を、塑性指数を横軸にとってグラフに表すと図10-5を得る。図10-5によると、限界盛土高さに最も大きな影響を与えているのは、地盤の応力履歴を表す過圧密比OCR、次いで塑性指数である。盛土の盛り立て速度の影響は、過圧密比ほど顕著ではない。しかし塑性指数が小さく、過圧密比が大きくなるにつれて、盛り立て速度の影響が現れてくる。塑性指数は小さいほど、透水係数が大きくなるので(図4-11)、圧密による強度増加が促進された結果であろう。過圧密比が小さいとき(特に、過圧密比が1.0のとき)には、圧密による効果ばかりでなく、材料の粘性による効果が大きく影響し、見かけ上、盛り立て速度の影響が現れていないと考えられる。

図10-5を利用することによって、任意の均質一様地盤上の盛土施工における限界盛土高さを推定することができる。しかし実際の地盤は種類の異なる層から成る多層地盤であり、均質一様地盤を期待することはできない。多層地盤における図10-5の利用法について、次節にて検討する。

### 第3節 多層地盤の限界盛土高さ

前節までは均質な一様地盤を仮定した。しかし実際の地盤は、物性、応力履歴、初期応力の異なる層からなる多層地盤であって、図10-5の限界盛土高さの推定法をそのまま利用することはできない。そこで本節では、多層地盤の各層はそれぞれ均質一様であると見なすことによって、図10-5の結果を多層地盤に適用する方法を検討する。さらに均質一様な各層からなる多層地盤全体に対する限界盛土高さの算定方法について考察する。

#### 1. 多層地盤の取り扱いと地盤の破壊の判定

多層地盤の各層内では、材料物性、応力履歴、初期応力状態が同一で、均質一様であると見なす。また盛土の載荷重は、水平地盤に対して鉛直方向と水平方向の比が2:1で伝

達される(例えば、箭内・浅川, 1977)と考える(図10-6)。すなわち、ある盛り立て速度 $v$ で盛土施工を行う場合、まず、盛土材料の単位体積重量 $\gamma_t$ は既知であるので、図10-5より各層の材料物性(塑性指数, PI)、応力履歴(過圧密比, OCR)、初期応力(初期地圧,  $\sigma_{v1}'$ )に見合う限界盛土高さが読み取れる。この限界盛土高さは、各層まで伝達された盛土荷重に対応しているが、盛土荷重の伝達は鉛直方向と水平方向の比が2:1の広がりを持つと考えることにより、実際に各層が持ちうる限界盛土高さは、各々の層の中間深度で盛土荷重を評価することにより決定できる。

盛土のような帯状荷重が載荷されたとき、各深度に伝達される荷重の算定には数多くの方法があるが、ここでは、境界条件を単純化して得られた図10-5の精度、さらに読み取りや各層のモデル化に伴う誤差を考慮して、簡便な方法(盛土荷重は、鉛直方向と水平方向に2:1の比の広がりを持って伝達すると考える方法)を採用している。

以上により、多層地盤各層の限界盛土高さの算定が行えるが、これから直ちに、地盤の崩壊につながる限界盛土高さを決定することはできない。実際の盛土高さがある層の限界盛土高さを越えていても、他の層の支持によって、必ずしも地盤全体の崩壊に至らない場合がありうるからである。そこで次に、地盤の崩壊パターンを仮定することによって、地盤全体としての限界盛土高さを決定する方法を検討する。

各層の限界盛土高さは、実際の盛土高さがそれ以上となると、その層は耐荷力を失った極限状態(破壊)に至ることを意味している。そのため、この極限状態がどの様に連なりと地盤全体の崩壊につながるかを明らかにすれば、多層地盤全体での限界盛土高さを決定することができよう。

盛土载荷に伴う地盤内の破壊域の進展の様子は、極限有限要素解析(LAC SAR)によって追跡できることを示した(第9章)。第9章の図9-32、図9-40(実際の多層地盤に対する計算結果)によれば、地盤が崩壊に至るのは、はじめ盛土中央直下に現れた破壊域が、最小円弧すべり線を含み、地表面付近まで進展した時に対応していることが分かる。

このことより、地表層から最小円弧すべり線を含む深度の層まで極限状態(破壊域)に至る場合の盛土高さが、地盤全体に対しての限界盛土高さを与えると考えられる。すなわち各層の限界盛土高さを算定して、それぞれの限界盛土高さに対応する地盤内の極限状態の広がり様子を調べることにより、地盤全体に対しての限界盛土高さを決定できる。

## 2. 限界盛土高さの簡易推定手法

以上に述べた、多層地盤における限界盛土高さの推定方法を具体的にまとめておこう。

図10-7に示されるように、 $n$ 個の層にモデル化できる多層地盤上に、下端幅 $2B$  (m)の盛土を盛り立て速度 $v$  (m/day)で施工する場合を考える。ここで、第 $k$ 層の層厚を $H|_k$  (m)、塑性指数を $PI|_k$ 、過圧密比を $OCR|_k$ 、初期地圧を $\sigma_{v1}'|_k$  (tf/m<sup>2</sup>) ( $k=1\sim n$ )、盛土材料の単位体積重量を $\gamma_t$  (tf/m<sup>3</sup>)とする。

このとき多層地盤(図10-7)に対する限界盛土高さ $h_{or}$ は、以下の手順により決定される。

(1) 各層内では均質一様と考えるので、図10-5より、各層(第 $k$ 層)の見かけの限界盛土高さ $h_{ter}|_k$  (m)が求まる。

(2) 盛土荷重の地盤内伝達を考慮すると、各層(第 $k$ 層)の実際の限界盛土高さ $h'_{or}|_k$ は次式によって決定される。

$$(10-2) \quad h'_{or}|_k = h_{ter}|_k \times \frac{B + \left( \sum_{i=1}^{k-1} H_i + H_k / 2 \right) / 2}{B} \quad (m)$$

ここに、右辺第2項は、盛土荷重が鉛直方向と水平方向に2:1の比で伝達されると考えた時の換算項である。

(3) (10-2)式で求めた各層の限界盛土高さの内、盛土の最小円弧すべり線を含む深さから地表面付近まで連なる極限状態(破壊域)を与える限界盛土高さ $h_{or}$ を求める。これより多層地盤に対する限界盛土高さ $h_{or}$  (m)が求まった。

## 第4節 現場盛土の破壊事例への適用

最後に実際の盛土破壊事例について、本章で示した手法を用いて推定された限界盛土高さと実際に盛土崩壊を引き起こした盛土高さの比較を示す。

### 1. Bangkok-Siracha Highway試験盛土

本現場事例(Eide and Holmberg, 1972)は、第9章第7節1.でも取り上げたので、その概要の説明は繰り返さない。また第9章と同じく3種類の試験盛土の内、無処理地盤上の

試験盛土を対象とする。盛土基礎地盤は表層が厚さ1 m以下の固結したクラストであり、その下に軟弱な粘性土層が堆積している。地盤の材料物性および土質調査の結果は、図9-29（第9章）にまとめられている。

限界盛土高さの推定にあたっては、Eide and Holmberg(1972)の報告より、盛土の下端幅 $2B = 22$  (m)、盛土材料の単位体積重量 $\gamma_t = 2.0$  (tf/m<sup>3</sup>)とし、盛り立て速度は実際の盛り立て状況（第9章図9-31 (a)）を平均して、4 cm/dayとしている。盛土基礎地盤は深度10 mまでを、層厚1 mで10層に分割した。報告されている土質調査結果から、各層のパラメータをまとめると表10-2となる。ただし表層のクラストは無視した。

表10-2に基づき、本章第3節2. に示した手順に従って、浅い層から順番に限界盛土高さ $h'_{or}$ を求めると、

第1層（深さ1～2 m）	$h'_{or   1} = 2.1$ (m)
第2層（深さ2～3 m）	$h'_{or   2} = 1.9$ (m)
第3層（深さ3～4 m）	$h'_{or   3} = 2.2$ (m)
第4層（深さ4～5 m）	$h'_{or   4} = 2.3$ (m)

となり、以下、深度が深くなるにつれて、各層の限界盛土高さは大きくなる。従って、地表付近まで地盤の極限状態が進展するのは、実際の盛土高さが第1層の限界盛土高さを越える時となるので、地盤全体での限界盛土高さ $h_{or}$ は2.1 mと推定される。

実際には盛土高さが2 mに達した時に、盛土の崩壊が生じており（第9章9-31 (a)）、簡易推定手法による予測精度はかなり高いと言える。

## 2. New Liskeard盛土

カナダのNew Liskeardにおける道路盛土の破壊例である(Lacasse, Ladd and Barsvary, 1977)。盛土高さ6.1 mまで盛り立てが完了した直後にすべりを生じ、盛土が崩壊したと報告されている。盛土基礎地盤は、厚さ約3 mの固い乾燥した粘土表面の下に、シルト混じりの軟弱な粘性土が堆積している。盛土基礎地盤の塑性指数、有効上載圧、先行圧密圧力そして過圧密比をまとめると図10-8（西原, 1986より引用）となる。

限界盛土高さの推定にあたっては、Lacasse, Ladd and Barsvary(1977)の報告より、盛土の下端幅 $2B = 44$  (m)、盛土材料の単位体積重量 $\gamma_t = 2.1$  (tf/m<sup>3</sup>)、盛り立て速度 $v = 20$  (cm/day)とした。盛土基礎地盤は、深さ12.1 mまでを各層1 mで10層に分割した。図10-8から、各層のパラメータをまとめると表10-3となる。ただし表層の固

結した粘土層（深さ0～2.1 m）は無視している。

表10-3に基づき、本章第3節2. に示した手順に従って、浅い層から順番に限界盛土高さを $h'_{or}$ 求めると、

第1層（深さ2.1～3.1 m）	$h'_{or} _1 = 6.7$ (m)
第2層（深さ3.1～4.1 m）	$h'_{or} _2 = 6.6$ (m)
第3層（深さ4.1～5.1 m）	$h'_{or} _3 = 6.6$ (m)
第4層（深さ5.1～6.1 m）	$h'_{or} _4 = 6.6$ (m)
第5層（深さ6.1～7.1 m）	$h'_{or} _5 = 6.6$ (m)
第6層（深さ7.1～8.1 m）	$h'_{or} _6 = 6.8$ (m)

となり、以下、深度が深くなるにつれて各層の限界盛土高さは大きくなる。従って、地表面付近まで地盤の極限状態が進展するのは、実際の盛土高さが第1層の限界盛土高さを越えた時となるので、地盤全体での限界盛土高さ $h_{or}$ は6.7 mと推定される。

実際には、盛土高さが6.1 mに達した時に、盛土の崩壊が生じたと報告されているので、推定値は概ね妥当な値を予測していることが分かる。

### 3. Portsmouth試験盛土

アメリカ合衆国の東海岸北部、ニューハンプシャー州での高速道路の建設に際して、実施された試験盛土の破壊例である(Ladd, 1972)。盛土基礎地盤は、軟弱で鋭敏な海成粘土であり、地盤の塑性指数、有効上載圧、先行圧密圧力そして過圧密比の深度分布を、図10-9(西原, 1986より引用)に示す。

限界盛土高さの推定にあたっては、Ladd(1972)の報告より、盛土の下端幅 $2B = 46$  (m)、盛土材料の単位体積重量 $\gamma_t = 1.8$  (tf/m<sup>3</sup>)とし、盛り立て速度は実際の盛り立て状況(図10-10)を平均して、20 (cm/day)とした。盛土基礎地盤は、深度10.2 mまでを層厚1 mで8層に分割した。報告されている土質調査結果から、各層のパラメータをまとめると表10-4となる。ただし表層の固結した層（深さ0～2.2 m）は考慮していない。

表10-4に基づき、本章第3節2. に示された手順に従って、浅い層から順番に限界盛土高さ $h'_{or}$ を求めると、

第1層（深さ2.2～3.2 m）	$h'_{or} _1 = 5.8$ (m)
第2層（深さ3.2～4.2 m）	$h'_{or} _2 = 4.8$ (m)

第3層（深さ4.2～5.2m）  $h'_{cr|3} = 6.4$  (m)

となり、以下、深度が深くなるにつれて各層の限界盛土高さは大きくなる。従って、地表付近まで地盤の極限状態が進展するのは、実際の盛土高さが第1層の限界盛土高さを越えた時となるので、地盤全体での限界盛土高さ  $h_{cr}$  は5.8mと推定される。

実際にも、盛土高さが5.8mに達した時に、盛土の崩壊が生じたと報告されているので、非常に精度の高い推定値が得られていることが分かる。

## 第5節 結論

本章では、有限要素解析の結果を、現場を特定しない一般的な成果として利用する一つの試みについて述べた。得られた結論をまとめると以下のようになる。

(1) 均質一様な粘性土地盤に盛土を施工する場合を想定し、地盤の初期地圧、盛土の載荷幅を用いて弾粘塑性連成有限要素剛性マトリックスを形式的に無次元化することによって、盛土地盤の境界条件を特定しない解析手法を示した。

(2) 地盤物性に塑性指数、応力履歴に過圧密比、盛土施工条件に盛り立て速度を代表値としてそれぞれ3通りの場合を設定し、限界盛土高さに達するまで計算を続けた。計算には有限要素プログラムDACSARを用いたが、盛土載荷が限界盛土高さに達し地盤が極限状態に至っているかどうかの判定には、極限有限要素プログラムLACSARを援用した盛土破壊判定法（柴田・関口の基準、松尾・川村の基準）を利用した。

(3) 解析で得られた限界盛土高さを、盛土の単位体積重量、地盤の初期地圧を用いて無次元化し、塑性指数を横軸にとった図中にグラフとしてまとめた。

(4) このグラフを実際が多層地盤に適用できる手法の考案を行った。すなわち、多層地盤の各層は均質一様であると見なし、かつ各層への盛土荷重の伝達を仮定することによって、各層ごとの限界盛土高さを先のグラフから読み取る。得られた各層の限界盛土高さを比較することによって地盤全体の限界盛土高さが算定できるというものである。ただし各層の限界盛土高さの比較から地盤全体の限界盛土高さを決定する際には、地盤の極限状態における破壊域の進展状況（第9章）を利用している。

(5) 限界盛土高さの簡易推定法を実際の盛土破壊例に適用し、実際に盛土が破壊した盛土高さとの手法により推定された限界盛土高さの比較を示した。両者は良好な一致を見

せ、手法の妥当性が確認できた。

この手法により所定の盛土高さを得るための施工速度の事前検討が可能となる。

参考文献 (第10章)

- Eide, O. and Holmberg, S.: Test Fills to Failure on The Soft Bangkok Clays, Proc. ASCE, Spec. Conf. on Performance of Earth and Earth-Supported Structures, Vol. 1, pp. 159-180, 1972
- Lacasse, S. M., Ladd, C. C. and Barsvary, A. K.: Undrained Behavior of Embankment on New Liskeard Varved Clay, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 14, pp. 367-388, 1977
- Ladd, C. C.: Test Embankment on Sensitive Clay, Proc. ASCE, Spec. Conf. on Performance of Earth and Earth-Supported Structures, Vol. 1, pp. 101-128, 1972
- 松尾 稔・川村国夫: 盛土の情報化施工とその評価に関する研究, 土木学会論文集, No. 241, pp. 81-91, 1975
- 西原 晃: 誘導異方性と主応力回転を考慮した自然堆積粘土地盤の短期安定解析法, 京都大学博士申請論文, 1986
- 柴田 徹・関口秀雄: 盛土基礎地盤の弾・粘塑性挙動解析と破壊予測, 土木学会論文集, No. 301, pp. 93-104, 1980
- 箭内寛治・浅川美利: 土質工学 6, わかりやすい土木講座, 彰国社, pp. 242-243, 1977

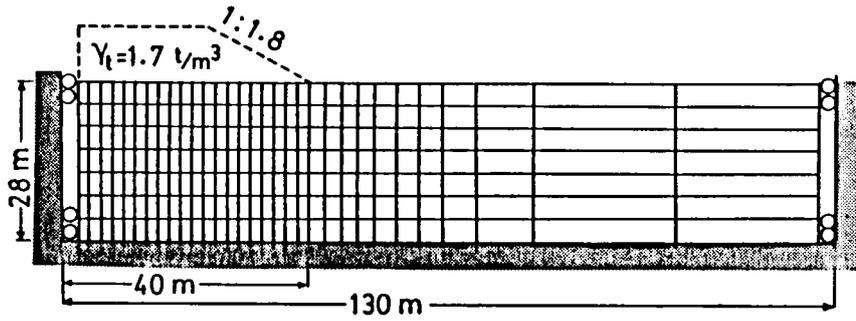
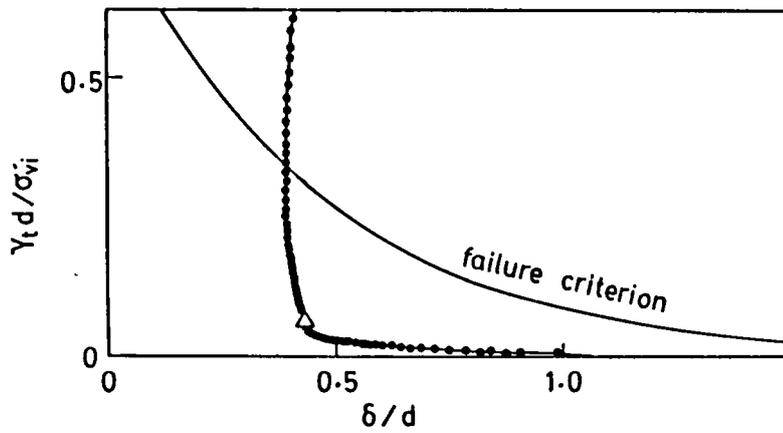
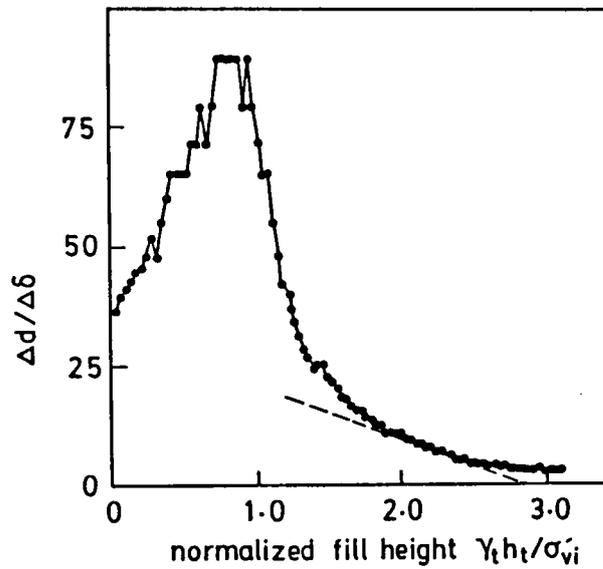


図 10-1 計算に用いた有限要素モデル



(a) 松尾・川村の基準図



(b) 柴田・関口の基準図

図 10-2 盛土の破壊基準図に表した計算結果

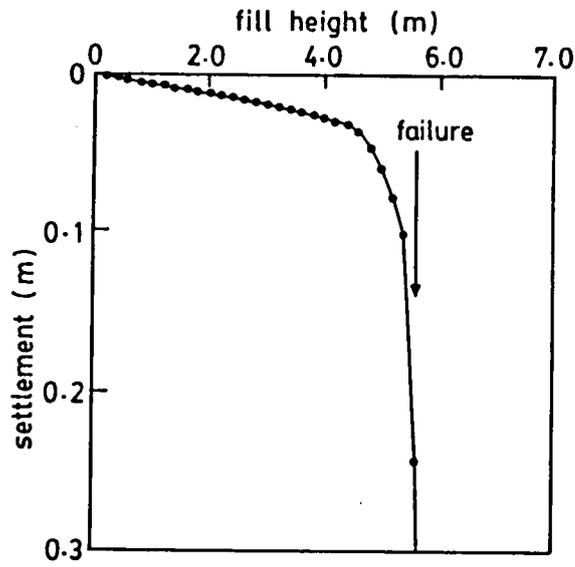
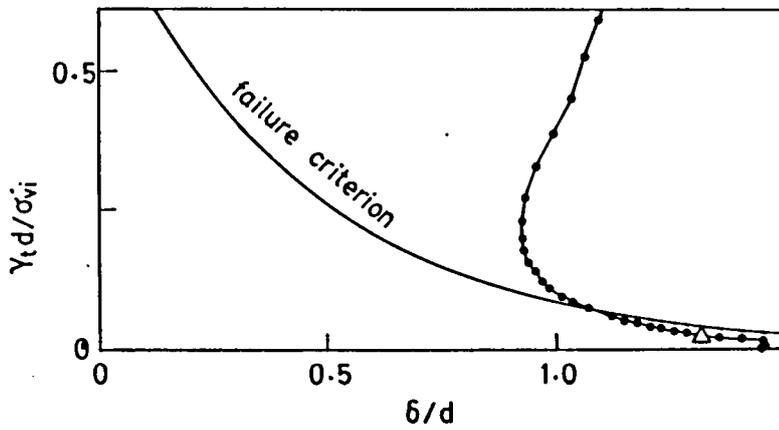
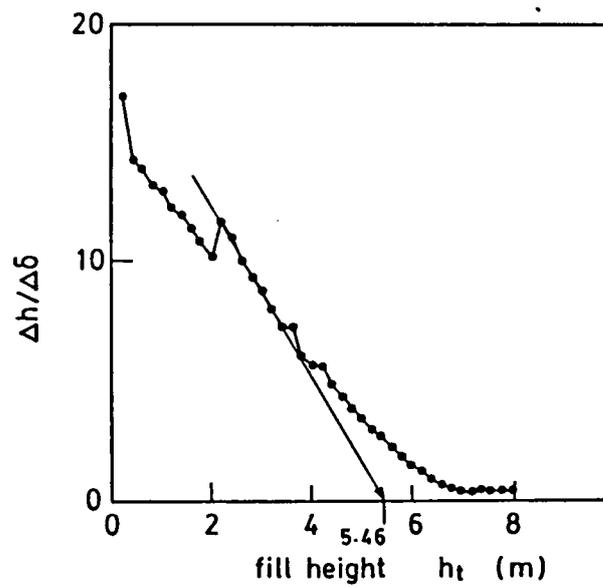


図10-3 LAC SARによる荷重～沈下曲線



(a) 松尾・川村の基準図



(b) 柴田・関口の基準図

図10-4 限界盛土高さの算定

表10-1 地盤条件、施工条件の違いと限界盛土高さの一覧

plasticity index PI (%)	OCR	v (cm/day)	$\gamma_t h_{ter} / \sigma_{vi}'$
20	1.0	20	1.34
		5	1.41
		1	1.46
50	1.0	20	1.21
		5	1.24
		1	1.39
80	1.0	20	1.11
		5	1.14
		1	1.26
20	1.5	20	2.19
		5	2.23
		1	2.41
50	1.5	20	1.85
		5	1.96
		1	2.13
80	1.5	20	1.75
		5	1.82
		1	1.87
20	2.0	20	2.84
		5	3.11
		1	3.49
50	2.0	20	2.69
		5	2.79
		1	2.87
80	2.0	20	2.33
		5	2.36
		1	2.41

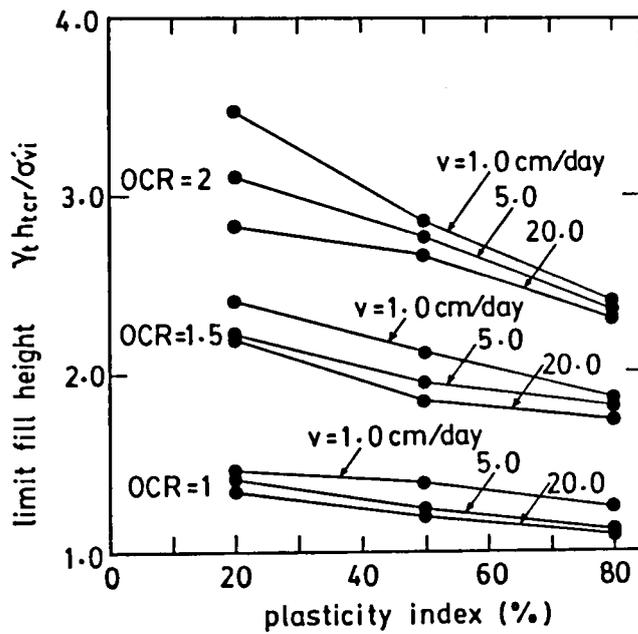


図10-5 均質一様地盤の限界盛土高さ

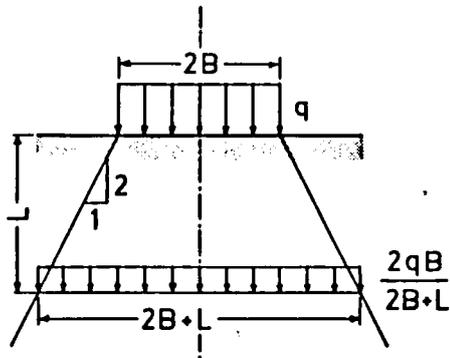


図10-6 盛土荷重の地盤内への伝達

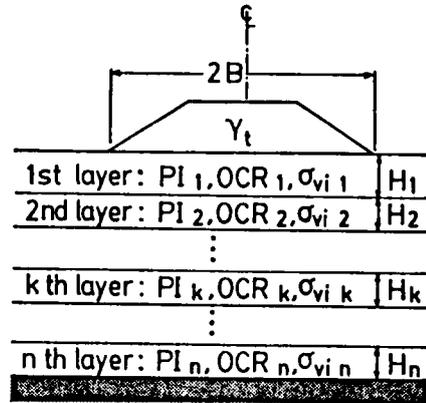


図10-7 多層地盤モデル

表10-2 多層地盤のモデル化と限界盛土高さの推定に用いたパラメータ (Bangkok試験盛土)

depth (m)	PI (%)	OCR	$\sigma_{v1}'$ (tf/m <sup>2</sup> )
1.0	—	—	—
2.0	70	4.0	0.78
3.0	80	2.5	1.18
4.0	80	2.1	1.53
5.0	80	1.7	1.88
6.0	80	1.6	2.23
7.0	80	1.5	2.58
8.0	80	1.5	2.93
9.0	80	1.5	3.28
	80	1.5	3.63

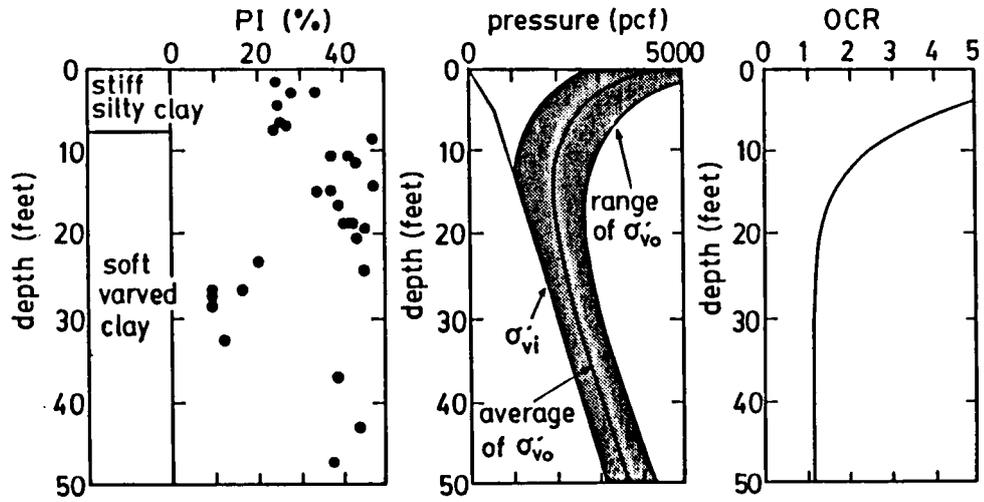


図10-8 盛土基礎地盤の地盤条件  
(New Liskeard盛土, 西原, 1986より引用)

表10-3 多層地盤のモデル化と限界盛土高さの推定  
に用いたパラメータ (New Liskeard盛土)

depth (m)	PI (%)	OCR	$\sigma'_{vi}$ (tf/m <sup>2</sup> )
2.1	50	2.56	3.68
3.1	50	2.11	4.48
4.1	40	1.78	5.23
5.1	40	1.56	5.93
6.1	40	1.39	6.63
7.1	40	1.28	7.33
8.1	30	1.22	8.03
9.1	20	1.22	8.73
10.1	10	1.22	9.43
11.1	40	1.22	10.13

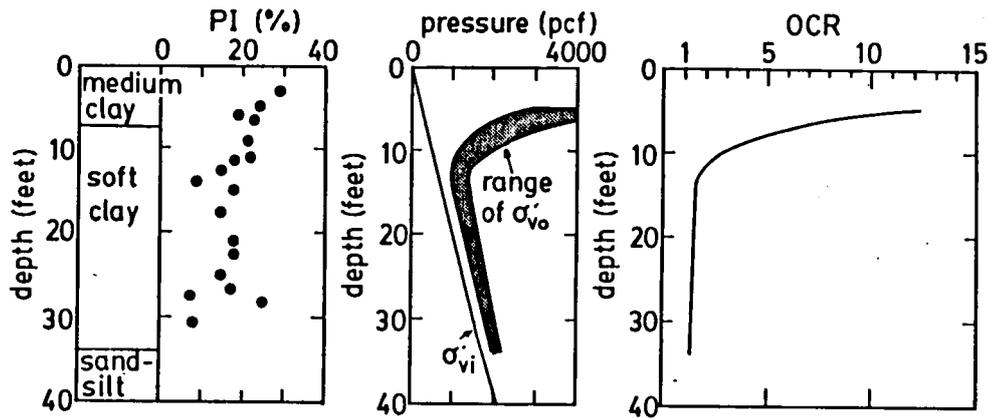


図10-9 盛土基礎地盤の地盤条件  
(Portsmouth試験盛土, 西原, 1986より引用)

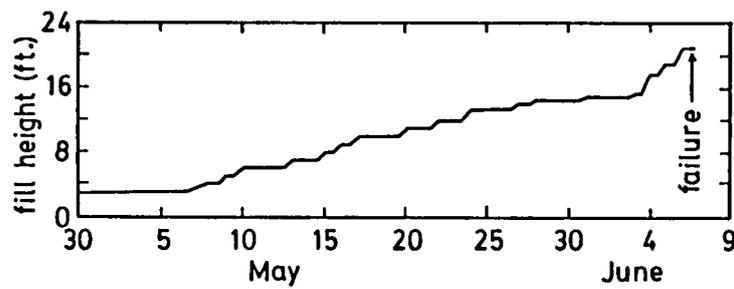


図10-10 試験盛土の盛り立て状況  
(Portsmouth試験盛土)

表10-4 多層地盤のモデル化と限界盛土高さの推定  
に用いたパラメータ (Portsmouth試験盛土)

depth (m)	PI (%)	OCR	$\sigma_{v1}'$ (tf/m <sup>2</sup> )
2.2	—	—	—
3.2	20	3.00	2.40
4.2	20	1.67	3.29
5.2	20	1.44	4.18
6.2	20	1.40	5.07
7.2	20	1.36	5.96
8.2	20	1.32	6.85
9.2	20	1.28	7.74
	20	1.24	8.63

## 第11章 結論

本論文は、粘性土軟弱地盤における土構造物の施工に関して、施工方法、施工手順の選定に有用な情報を提供できる実用的な有限要素解析手法の開発とその適用例について述べたものである。

第2章、第3章では、地盤の力学特性を表現する数学モデル及びその有限要素法への定式化について述べ、本論文における理論的基礎を与えている。第4章では、有限要素解析に必要な入力パラメータの決定方法について論じ、第5章、第6章では、解析に用いられている構成モデルの検討と、計算に必要な入力パラメータの決定方法の検証を行っている。第7章、第8章は、前章までに述べられた一連の有限要素解析手法の適用例が示されている。第9章では、地盤の極限安定問題に対する有限要素解析を取り扱っており、解析手法について述べた後、その適用例を示している。第10章では、本論文で述べられた解析手法と計算に必要な入力パラメータの決定法を用いて、現場を特定しない盛土地盤の解析を行い、最終的な成果品として、盛土施工における施工速度を決めることのできる限界盛土高さの算定法の提案を行っている。

以上の各章で得られた結論をまとめると以下のようなになる。

第2章では、飽和粘性土地盤を土の構造骨格と間隙水から成る2相混合体と見なし、混合体理論の立場から、地盤の力学挙動を表現する支配方程式の誘導を要約した。土の構造骨格は弾塑性／弾粘塑性体、間隙水は非圧縮性のDarcy流体と仮定している。この表現は土の構造骨格を線形弾性体と仮定すると、Biotの圧密理論に一致する。さらに、本論文で取り上げている弾塑性／弾粘塑性構成モデル（関口・太田モデル）について、その理論的構造、特に、用いられているパラメータの種類と物理的意味について詳述した。

第3章では、第2章で与えられた支配方程式、境界条件、初期条件の表現に基づき、増分形の連成有限要素解析手法の定式化を示した。また、この定式化に基づく有限要素解析プログラムDAC SARの開発について述べ、簡単なプログラムの検証を示した。増分形の有限要素解析プログラムを得ることによって、施工条件の変化に伴う外的作用力の変化、境界条件の変化を解析に考慮することが可能となる。

第4章では、現場の挙動解析を行う際、最も大きな障害となる数多くの入力パラメータの決定について、現場での実用性を重視した決定手順を提案した。計算に必要な入力パラメータは、本来、必要な力学試験を実施して直接に決定すべきであるが、実際の現場においてそのような機会に恵まれることは稀である。そのため、限られた土質・地質情報から入力パラメータを推定せざるを得ない。しかし有限要素解析が実用的に価値を持つのは、地盤の力学特性の数学モデル、境界条件、初期条件などの地盤のモデル化そして入力パラメータの決定が、互いにバランスを保ちながら一体となったシステムとして運用される場合に限られるため、入力パラメータの決定に際しては、個々の値の正確さよりは入力パラメータの組としての妥当性が重要となる。本章では、以上の観点から、過去の解析経験を通して、塑性指数を中心とした土質定数と入力パラメータとの相互関係をチャートの形にまとめることにより、入力パラメータの決定手順を提示している。

第5章では、弾塑性／弾粘塑性構成モデルから、応力～ひずみ（～時間）関係の理論式の誘導を示した。弾塑性構成モデルを軸対称三軸非排水せん断、平面ひずみ非排水せん断、直接せん断、プレッシャーメータ非排水せん断の各試験条件に見合う境界条件の下で積分し、応力～ひずみ関係の理論式を導いている。さらに直接せん断試験におけるせん断時の主応力の回転角を表す理論式を誘導し、破壊時の主応力の回転角は45度にならず、材料の違いによって30度から40度の間の値をとることを示した。弾粘塑性構成モデルに基づいて、平面ひずみクリープ特性理論式を誘導し、平面ひずみクリープ試験の結果を良く説明できることを示した。また応力～ひずみ理論式に基づいて、割線変形係数の誘導を行い、第4章で提示された入力パラメータ間の関係を利用して割線変形係数の理論値と数多くの実験値との比較を示した。変形係数の理論値の決定に必要なパラメータは全て塑性指数から推定して用いたが、塑性指数の違いによって理論値が示す傾向は、実験値の持つ傾向を良く説明しており、弾塑性構成モデルと入力パラメータの決定法の組合せの妥当性を確認できた。しかし定量的には実験値が幾分大きめの値を示している。これは実験が比較的速いせん断速度で行われているため、材料の粘性による時間依存性の影響が現れているものと考えられる。

第6章では、4種類の不攪乱自然堆積粘土試料を用いた一連の室内実験を行い、得られ

た実験結果と弾塑性構成モデルから導かれた理論式（第5章）との比較を行った。また同時に、理論値に必要な入力パラメータの推定方法を6通り設定し、入力パラメータの決定手順の違いによる影響を検討した。室内せん断試験はひずみ制御レラクゼーション方式により、せん断速度の異なる複数の有効応力経路、応力～ひずみ関係を得ている。せん断速度が遅くなるに従い、実験値は理論値の範囲に近付くことが確かめられた。しかし $K_0$ 圧密非排水三軸圧縮せん断では、実験結果がひずみ軟化挙動を示しており、理論曲線の持つ傾向と異なった。変形係数のせん断速度依存性を調べた後、変形係数と非排水強度について、理論値と実験値の比較を行った。変形係数の理論値と実験値との対応は非排水強度ほどの一致は見られず、試験方法の違いによって一定の傾向でずれを示したが、入力パラメータの推定方法の違いによる影響は少ないことが分かった。また入力パラメータの内、静止土圧係数 $K_0$ の値が、変形係数に敏感であることが分かった。

第7章では、入力パラメータ相互間のチャートを援用した弾塑性／弾粘塑性有限要素連成解析の適用例として、代表的な原位置試験の一つであるプレッシャーメータ試験の解析を行い、得られる強度定数の異方性、時間依存性を定量的に検討した。ここで時間依存性としては、材料の粘性効果、地盤内の部分排水効果による影響を考えている。これらの影響の度合は、非排水でゆっくりとせん断した場合に相当する非排水平衡状態を基準として定量的に検討することができる。また異方性の影響は非排水平衡状態における一面せん断強度との違いとして現れるものと考え、時間依存性の影響と分離して取り扱った。まず、プレッシャーメータ試験から強度定数を算定する方法の検討を行った後、室内プレッシャーメータモデル試験の解析を行い、孔壁近傍要素の有効応力経路、応力～ひずみ関係について実験結果との比較を示し、解析手法の検証を行った。次いで完全な非排水条件でのプレッシャーメータ試験の弾塑性解析により異方性の影響を明らかにした後、原位置プレッシャーメータ試験の弾粘塑性解析を行い、実測強度と計算から得られた強度を比較し、プレッシャーメータ強度に及ぼす粘性と部分排水の影響を検討した。その結果、通常実施される載荷速度では、材料の違いによって示す傾向がそれぞれ異なる粘性と部分排水の影響が混在して現れることが分かり、プレッシャーメータ強度の力学的意味を不明確にしていることを指摘した。さらに時間依存性の内、部分排水の影響を実質的に排除できる載荷速度を具体的に提示し、この載荷速度で試験を実施して得られるプレッシャーメータ強度を一面せん断強度に変換するための補正係数を提案した。

第8章では、実際の盛土施工現場8例についての解析を行い、地表面沈下、地盤内間隙水圧などの経時変化について計算結果と現場実測値との比較を示した。計算に必要な入力パラメータを主として塑性指数から推定するという、かなりラフな決定方法を用いているにもかかわらず、実測値と計算値は概ね良好な対応を示した。しかし北海道の2地点の現場解析例で明らかになったように、含水比が極めて高い有機質土に対しては、計算値は実測値とかなりの開きを示し、材料物性の評価を含めて入力パラメータの推定法に課題を残した。

第9章では、破壊条件に忠実な応力状態を追跡できる弾-完全塑性有限要素解析手法について述べた。関口・太田モデルの破壊応力条件を適用することによって、異方圧密地盤の極限有限要素解析を行うことができる。本章では、まず浅い基礎の非排水支持力問題の解析を行い、従来の極限解析法による結果との対応を示すことにより解析手法の妥当性を検証した。さらに地盤強度の異方性、初期応力の異方性、弾性定数などの違いが極限支持力に及ぼす影響を検討すると同時に、地盤が極限支持力を発揮するに至るまでの地盤内の応力変化の様子を明らかにした。最後に実際の盛土破壊例に適用し、実測挙動との比較を通して、変形から破壊に至るまでの地盤の変形挙動を統一的に説明できることを示した。

第10章では、有限要素解析の結果を、現場を特定しない一般的な成果として利用する一つの試みについて述べた。均質一様な粘性土地盤に盛土を施工する場合を想定し、地盤の初期地圧、盛土の載荷幅を用いて弾粘塑性連成有限要素剛性マトリックスを形式的に無次元化することによって盛土地盤を特定しない解析を行った。地盤物性に塑性指数、応力履歴に過圧密比、盛土施工条件に盛り立て速度を代表値としてそれぞれ3通りの場合を設定し、限界盛土高さに達するまで計算を続けた。計算には有限要素プログラムDACSA Rを用いたが、盛土載荷が限界盛土高さに達し地盤が極限状態に至っているかどうかの判定には、極限有限要素プログラムLACSA Rを援用した盛土破壊判定法（柴田・関口の基準、松尾・川村の基準）を利用した。解析で得られた限界盛土高さを、盛土の単位体積重量、地盤の初期地圧を用いて無次元化し、塑性指数を横軸にとった図中にグラフとしてまとめた。次いで、このグラフを実際が多層地盤に適用できる手法の考案を行った。すなわち、多層地盤の各層は均質一様であると見なし、かつ各層への盛土荷重の伝達を仮定す

ることによって、各層ごとの限界盛土高さを先のグラフから読み取る。得られた各層の限界盛土高さを比較することによって地盤全体の限界盛土高さが算定できるというものである。ただし各層の限界盛土高さの比較から地盤全体の限界盛土高さを決定する際には、地盤の極限状態における破壊域の進展状況（第9章）を利用している。この手法を実際の盛土破壊例に適用したところ、良好な予測結果が得られた。この手法により所定の盛土高さを得るための施工速度の事前検討が可能となる。